

主任 研究官

# 港 湾 技 研 資 料

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

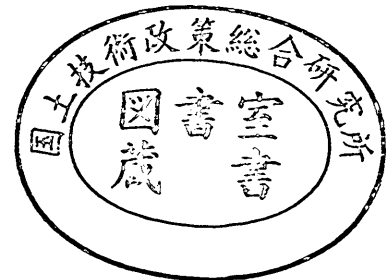
No. 688

Dec. 1990

三軸試験による自然粘性土地盤の強度決定法に関する研究

土 田 孝

運輸省港湾技術研究所



# Study on Determination of Undrained Strength of Clayey Ground by Mean of Triaxial Tests

Takashi TSUCHIDA\*

## Synopsis

The determination of the undrained strength of in-situ soft marine clays is an important work for the off-shore and on-shore construction project, because it often gives great effects on the term and the cost of the project. In this study, after pointing out several problems of the present method of the strength determination, a new rational method was proposed. The content of this study is summarized as follows:

In chapter 1, literature review was made on the determination of undrained strength of clays. In present, the undrained strength of soft clay deposits is given by the half of the mean unconfined compression strength  $q_u$ . Although this  $q_u$  method has been commonly used in the practical design work, the following problems can be pointed out:

- 1) The  $q_u$  method is reasonable only when the quality of the soil sample is within some extent. However, there exists no accepted method to measure the level of the sample disturbance.
- 2) Among the international society of the geotechnical profession, there exists a lot of criticisms to the  $q_u$  method because of the large effect of the sample disturbance. The  $q_u$  method is not so common in other countries as in Japan.
- 3) Due to the sample disturbance the  $q_u$  value often has large variation. This characteristic of  $q_u$  is not appropriate for the fundamental design parameter.

In Japan, soil investigations are carried out by more than 150 companies. Because sample disturbance is an important factor of the  $q_u$  method, it is predicted that there exists a differences of sampling techniques among the companies and they give the innegligible influences on the reported data. In chapter 2, unconfined compression strengths  $q_u$  investigated and reported by various companies at a same site were analyzed statistically. The results of the analyses were summarized as follows:

- 1) There were remarkable differences in the average of  $q_u$  among companies. For example, in the case of X port, the reported  $q_u$  of a company was 30% smaller than that of another company. These differences seemed to be due to the degree of the sample disturbance, namely the sampling techniques.
- 2) In previous studies, it was said that the secant modulus  $E_{50}$  reduces more than  $q_u$  does when the sample is disturbed. However, the idea was not available in most of the cases of this study.

According to the analyses, it seemed that the existence of cracks in soil sample makes an important effect on the  $q_u$ . A series of laboratory tests were carried out to study the effect of cracks on the  $q_u$ , and the following conclusions were obtained:

---

\* Chief of Runway Laboratory, Geotechnical Engineering Division

- 1) When the sample had a crack of 50–70 degree to the horizontal direction, the  $q_u$  reduced sharply, and  $E_{50}$  also reduced as much as  $q_u$ .
- 2) There exists two types of sample disturbance making great effects on  $q_u$ . One is the “remolding” type disturbance, and the other is the “crack” type disturbance. In the previous study of the disturbance, only the remolding type had been focused on. However, it was found that, in some cases, the crack type disturbance were major cause of the scatter of  $q_u$ .
- 3) The strength of the unconsolidated undrained triaxial test (UU test) was not affected by the existence of cracks. As for the samples with the crack type disturbance, UU test is effective to compensate for the disturbance.

The reproduction of the in-situ  $K_0$  stress condition in the triaxial cell is a fundamental technique to inspect the undrained strength of natural clay samples. In Chapter 3, the technique of  $K_0$  consolidation of undisturbed samples were discussed in detail. The following conclusions were obtained.

- 1) By the automatic controlled triaxial test machine developed in this study, it was possible to consolidate clay samples keeping the lateral strain within  $\pm 0.01\%$ .
- 2) Without the correction of the water drainage absorption characteristics of the side-drain paper,  $K_0$ -value was underestimated by the automatic controlled consolidation test. The effect of the correction was large in the over-consolidated region and small in the normally consolidated region. In order to reproduce the in-situ stress condition of undisturbed samples by the automatic consolidation test, the drain paper correction is necessary.
- 3) The isotropic consolidation pressure  $p$  which makes the initial stress condition of the undisturbed sample before  $K_0$  consolidation affected the measured  $K_0$  value. The smaller  $ps$  gave the smaller  $K_0$  values. For undisturbed samples, it is appropriate to use the one-sixth or one-eighth of the consolidation yield stress as the initial isotropic consolidation stress.
- 4)  $K_0$  values of Japanese marine clays tested in this study ranged from 0.4 to 0.5 in the normally consolidated region. The techniques developed in this chapter were used in all triaxial tests carried out in the following chapters.

In Chapter 4, the effect of aging on the strength-deformation characteristics of marine clays were discussed. The conclusions were summarized as follows:

- 1) The compression index  $C_c$  and the secondary compression index  $C_\alpha$  of natural aged clays showed peak values clearly when the consolidation pressure is 1.5–2.0 times greater than the consolidation yield stress. The  $C_c$  of the reconstituted and reconsolidated clays were almost constant in the normally consolidated region.
- 2) The compression index ratio  $r_c$  was newly introduced in this study to represent the aging effect of natural clays. The  $r_c$  of Japanese alluvial marine clays ranged from 1.0 to 3.0, which were smaller than that of East Canadian clays well-known as aged clay. The diluvial clays in Osaka Bay had larger  $r_c$  than alluvial marine clays. Comparing the shearing characteristics of the natural aged clay with that of the reconstituted clay,  $r_c$  was considered to be an useful index of the aging effect.
- 3) By consolidating clay slurry at high temperature ( $75^\circ\text{C}$ ), were produced reconstituted clays whose strength-deformation characteristics simulated natural aged clays; both compression and shear behavior of high temperature consolidation (HTC) samples were similar, to those of natural aged clays. The procedure of HTC seems to be useful for carrying out laboratory soil tests and model tests, when one intend to simulate the behavior of natural clays, whose  $r_c$  is less than 2.0, by using reconstituted clays.

- 4) It is considered that the main cause of the aging effect of clays dealt in this study is a natural cementation, and the consolidation at high temperature accelerated the process of the cementation of reconstituted samples.

In chapter 6, the undrained strengths of several clayey grounds were obtained by 3 existing method, the  $q_u$  method, Modified Bjerrum method, SHANSEP method, and one newly proposed method, which was named "Simple CU (consolidated undrained) Test method". The following conclusions were obtained:

- 1) The undrained strengths obtained by SHANSEP method, were smaller than that of the present  $q_u$  method,  $\bar{s}_u$ . It seems that SHANSEP method underestimates the strength of natural clays.
- 2) As far as the relation between  $\bar{s}_u$  and the undrained strength obtained by Modified Bjerrum method,  $s_{u1}$ , following three cases were observed:
  - (a)  $\bar{s}_u > s_{u1}$
  - (b)  $\bar{s}_u = s_{u1}$
  - (c)  $\bar{s}_u < s_{u1}$

When the depth of the deposit was less than 30m, the  $\bar{s}_u$  was almost same as  $s_{u1}$  (case (b)). Generally  $s_{u1}$  showed much smaller scatter than  $\bar{s}_u$ .

- 3) Because  $s_u$  was more sensitive to the sample disturbance than  $s_{u1}$ , the following relations between three cases and the level of the sample disturbance were suggested:
  - (a)  $\bar{s}_u > s_{u1}$  Sample disturbance is small.
  - (b)  $s_u = s_{u1}$  Sample disturbance is "appropriate".
  - (c)  $s_u < s_{u1}$  Sample disturbance is large.
- 4) When the sample disturbance is "appropriate", the reduction of the average of  $q_u$  due to the sample disturbance cancels out the overestimation of the strength due to the strength anisotropy and the quick compression rate. In this sense the  $q_u$  method is valid only when the sample disturbance is appropriate.
- 5) There existed the following relation between the strength of Simple CU Test  $s_{u2}$  and  $s_{u1}$  in Japanese marine clays:
 
$$s_{u1} = 0.75s_{u2}$$
 With this relation,  $s_{u2}$  can be a substitute for  $s_{u1}$  which is obtained by the complicated testing.

In chapter 7, a new practical method for determination of the undrained strength of clayey ground was proposed. In this method, 3 unconfined compression tests and one Simple CU Test are carried out with each thin wall tube sample. By comparing the half of the mean unconfined strength  $q_u/2$  to the strength of the simple CU test  $s_{u2}$ , the quality of the sample and the strength to be used as the design parameter  $s_u^*$  are determined as follows:

- 1) Grade 1 :  $q_u/2 > 0.80s_{u2}$   
 The sample disturbance is small.  $q_u/2$  may overestimate the undrained strength due to the strength anisotropy and the quick rate of the compression. The  $s_u^*$  should be  $0.75s_{u2}$ . However, because  $q_u/2$  is widely used in Japan with the safety factor 1.2 or more, the use of  $q_u/2$  should be permitted with the sufficient safety factor.
- 2) Grade 2 :  $0.80s_{u2} > q_u/2 > 0.70s_{u2}$   
 The quality of the sample is appropriate. It is considered that the sample disturbance cancels out the effect of the strength anisotropy and the quick compression rate. The  $q_u/2$  seems to be appropriate as the undrained strength of the ground. The  $s_u^*$  is  $q_u/2$ .

- 3) Grade 3 :  $0.70s_{u2} > q_u/2 > 0.60s_{u2}$   
 The sample disturbance is large. The  $q_u/2$  underestimates the undrained strength. The  $s_u^*$  is  $0.75s_{u2}$ .
- 4) Grade 4 :  $q_u/2 < 0.60s_{u2}$   
 The sample disturbance is very large. The  $q_u/2$  underestimates the undrained strength. However the  $0.75s_{u2}$  may give too large strength is case that the disturbance is remolding type. The  $s_u^*$  is given as follows:
- $s_u^* = 0.65s_{u2}$  (in case of remolding type disturbance)  
 $s_u^* = 0.75s_{u2}$  (in case of crack type disturbance)

Because the water depth of construction site is getting larger and larger in recent off-shore and on-shore projects, it is important to study the strength-deformation characteristics of deep grounds. In chapter 8, a series of laboratory tests were carried out with undisturbed clay samples, the depth of which ranged from 50 to 400m. The test results were summarized as follows:

- 1) The unconfined compression strengths  $q_u$  had large scatter, and the strengths of triaxial UU test were larger than  $q_u$ . The results of stress-strain relation clearly showed that most of the disturbance of the samples were crack type.
- 2) Using the new method proposed in chapter 7, the qualities of the undisturbed samples taken from 50–400m depth were mostly estimated as Grade 3. The  $q_u$  method cannot be used to determine the undrained strength of the deep clay soils.

Chapter 9 summarized concluding remarks.

**Key Words:** Cohesive Soil, Shear Strength, Triaxial Compression Test, Unconfined Compression Test, Sample Disturbance, Anisotropy, Soft Ground, Sampling

# 目 次

要 旨 .....	9
0. 序 論 .....	10
1. 粘性土地盤の非排水せん断強度の決定法とその問題点 .....	13
1.0 概 説 .....	13
1.1 現行の一軸圧縮試験による強度決定法 ( $q_u$ 法) とその問題点 .....	13
1.1.1 $q_u$ 法の根拠 .....	13
1.1.2 $q_u$ 法の問題点 .....	17
1.2 三軸試験による強度の決定法とその問題点 .....	19
1.2.1 三軸 UU 試験 .....	20
1.2.2 SHANSEP 法 .....	20
1.2.3 再圧縮法 .....	21
1.3 本章のまとめと本研究の目的 .....	23
参考文献 .....	24
2. 一軸圧縮強度におよぼす乱れの影響とその実態 .....	26
2.0 概 説 .....	26
2.1 試料採取時の乱れの影響とその補正法に関する既往の研究 .....	26
2.1.1 乱さないサンプリング方法に関する研究 .....	26
2.1.2 有効応力の概念による乱れの研究 .....	26
2.1.3 変形係数を用いた一般的な強度補正法 .....	28
2.1.4 砂分の多い粘性土の乱れに関する研究 .....	29
2.2 一軸圧縮強度の調査者による違いの実態 .....	30
2.2.1 東京湾における土質調査の事例 .....	31
2.2.2 大阪湾における土質調査の事例 .....	34
2.2.3 伊勢湾における土質調査の事例 .....	38
2.3 一軸圧縮試験の強度補正法の適用性の検討 .....	38
2.4 一軸圧縮強度以外の土質定数における調査者による相違 .....	43
2.4.1 東京湾 X 港の事例 .....	43
2.4.2 港湾建設局管内 6 港における物理試験結果の比較例 .....	47
2.4.3 ま と め .....	48
2.5 一軸圧縮強度におよぼすクラックの影響 .....	48
2.5.1 X 線透過試験によって観察される試料内のクラック .....	48
2.5.2 人工的にクラックを与えた粘土試料の一軸圧縮試験結果 .....	50
2.5.3 「練り返し型の乱れ」と「クラック型の乱れ」 .....	56
2.5.4 「クラック型の乱れ」に対する三軸 UU 試験の適用性 .....	58
2.6 一軸圧縮強度における乱れの影響とその補正法のまとめ .....	60
2.7 本章の結論 .....	60
参考文献 .....	61
3. 自然粘性土試料を対象とした三軸 K <sub>v</sub> 圧密試験法の開発 .....	63

3.0 概 説 .....	63
3.1 K <sub>0</sub> 圧密試験法に関する既往の研究 .....	63
3.1.1 K <sub>0</sub> 値を求める方法 .....	63
3.1.2 粘性土のK <sub>0</sub> 値に関する研究 .....	64
3.1.3 自然粘土試料の強度変形特性を求めるための三軸K <sub>0</sub> 圧密に関する研究 .....	66
3.2 三軸試験機によるK <sub>0</sub> 圧密試験法 .....	67
3.2.1 本研究で用いた試験機の概要 .....	67
3.2.2 圧力の制御方法と側方ひずみの測定方法 .....	69
3.2.3 K <sub>0</sub> 条件の制御方法 .....	70
3.3 ドレーンペーパーの吸排水特性とK <sub>0</sub> 圧密試験結果への影響 .....	71
3.3.1 ドレーンペーパーの繰り返し圧密試験 .....	71
3.3.2 ドレーンペーパーの吸排水がK <sub>0</sub> 値に及ぼす影響 .....	73
3.3.3 本システムによるK <sub>0</sub> 条件の制御精度 .....	75
3.4 初期等方圧密圧力がK <sub>0</sub> 値に及ぼす影響 .....	77
3.4.1 セット時の供試体寸法を基準とした場合 .....	77
3.4.2 原位置での寸法を基準とした場合 .....	78
3.5 長期圧密中のK <sub>0</sub> 値の変化の推定 .....	79
3.6 自然試料によるK <sub>0</sub> 値の測定 .....	80
3.6.1 原位置の応力状態を回復するためのK <sub>0</sub> 圧密試験法に関する考察 .....	80
3.6.2 乱さない粘土のK <sub>0</sub> 圧密試験例 .....	81
3.6.3 K <sub>0</sub> 値と他の定数との相関性について .....	82
3.7 本章の結論 .....	83
参考文献 .....	84
4. 年代効果をもつ粘性土の力学特性 .....	85
4.0 概 説 .....	85
4.1 年代効果を有する粘土の力学特性に関する既往の研究 .....	86
4.2 自然海成粘土と室内再圧密粘土の力学特性の比較 .....	90
4.2.1 圧密特性 .....	90
4.2.2 せん断特性 .....	93
4.3 高温で再圧密した粘土試料の力学特性 .....	99
4.3.1 高温で再圧密した東京湾粘土の力学特性 .....	99
4.3.2 高温で再圧密した大阪湾粘土の力学特性 .....	104
4.4 粘土地盤の力学特性における年代効果に関する考察 .....	109
4.4.1 年代効果の原因 .....	109
4.4.2 年代効果と $e \sim \log p$ 曲線の関係 .....	110
4.4.3 セメンテーションが強度に及ぼす影響 .....	113
4.5 本章の結論 .....	114
参考文献 .....	115
5. 三軸試験を用いた再圧縮後の強度と試料の乱れの関係 .....	116
5.0 概 説 .....	116
5.1 繰り返しせん断による乱れと再圧縮後の強度 .....	117
5.2 初期せん断ひずみと再圧縮後の強度の関係 .....	121
5.3 クラック型の乱れと再圧縮後の強度の関係 .....	127

5.4	本章の結論	128
	参考文献	128
6.	$q_u$ 法の強度と三軸試験を用いた強度決定法による強度との関係	130
6.0	概説	130
6.1	試験方法	130
6.2	試験結果	131
6.2.1	大阪湾沖積粘土の試験結果	131
6.2.2	大阪湾洪積粘土の試験結果	137
6.2.3	東京湾粘土による試験結果	145
6.3	考察	152
6.3.1	各方法による強度間の関連性	152
6.3.2	各種の要因が一軸圧縮強度に及ぼす影響の定量的検討	155
6.3.3	試料の乱れの影響	159
6.4	本章の結論	162
	参考文献	163
7.	粘性土地盤の非排水強度の決定における新しい提案	164
7.1	乱れの程度と安定解析に用いられるべき地盤強度との関連	164
7.2	新しい強度決定法の提案	164
7.3	提案法の適用例	166
7.4	本章の結論	168
	参考文献	168
8.	大深度から採取された海成粘土試料の品質評価	169
8.0	概説	169
8.1	サンプリング方法と試料の圧縮特性	169
8.2	一軸圧縮試験と三軸UU試験の結果	170
8.3	三軸CIU試験結果	174
8.3.1	試料と試験装置	174
8.3.2	三軸試験結果におよぼすバックプレッシャーの影響	177
8.3.3	三軸CIU試験結果	180
8.3.4	まとめ	188
8.4	一軸圧縮強度と三軸試験の強度を用いた試料の品質評価	188
8.5	本章の結論	193
	参考文献	193
9.	結論	195
	あとがき	197
	記号表	198



# 三軸試験による自然粘性土地盤の 強度決定法に関する研究

土 田 孝\*

## 要 旨

本論文は、現行の方法よりも合理的と考えられる新しい粘性土地盤の強度決定法を提案するものである。本論文の主な内容と結論は次のように要約される。

- (1) 現在用いられている一軸圧縮強度による強度決定法 ( $q_u$ 法と呼ぶ) と、各種の三軸試験による粘性土地盤の強度決定法の問題点を整理して示した。
- (2) 同一の地盤において複数の調査者によって報告された一軸圧縮強度を比較検討した事例より、調査者の技術の差に起因する土試料の品質の違いによって  $q_u$  値が大きな影響を受けていることが、したがって、 $q_u$ 法における重要な要素である乱れの影響が、不安定なものであることを明らかにした。さらに、試料採取時の乱れが  $q_u$  におよぼす影響は、従来研究されていた「繰り返し型の乱れ」の他に、「クラック型の乱れ」とよびうる乱れが存在することを示した。
- (3) 三軸試験による強度決定の基本となる技術として、完全に自動化した三軸試験装置によって、不攪乱試料を原位置の土被り圧まで  $K$  圧密する試験法を開発した。
- (4) 粘性土地盤の強度変形特性においてはセメンテーション、二次圧密などいわゆる年代効果が重要である。圧縮指数比  $r_c$  を年代効果を表わす指標として新たに定義することによって、わが国の沿岸域における粘性土地盤における年代効果の大きさを定量的に評価できることを示した。また、高温でスラリーから再圧密した粘土試料の力学特性が年代効果を有する自然粘土の挙動に近いことを一連の力学試験結果から確かめ、年代効果が粘性土の強度に及ぼす影響を明らかにした。
- (5) 試料を原位置の有効応力で再圧密した後にせん断する方法は、あまり大きくない繰り返し型の乱れを受けた粘土試料や、クラック型の乱れを受けた粘性土試料に対しては、乱れを除去した本来の強度を求める上で有効である。しかし、非常に大きな繰り返し型の乱れを受けた場合は、過大な強度を求めることがある。
- (6) 沿岸域のいくつかの地盤において採取された不攪乱試料を用いて、現行の  $q_u$ 法による強度と三軸試験によって求められた非排水強度とを比較した。この結果、一軸圧縮強度は試料の乱れによる変動が大きいのに対し三軸試験によって得られた強度は安定していることが、 $q_u$ 法による強度の妥当性は試料の品質に依存していると推定されることがわかった。また、実用的な三軸試験法として新たに定義した簡易 CU 強度と  $q_u$ 法による強度を比較することにより、試料の乱れの程度を判定できることが示された。
- (7) 一軸圧縮試験と簡易 CU 試験とを併用した、新しい粘性土地盤の強度決定法を提案した。提案法は、現行の方法に比べ、試料の品質を考慮して設計に用いる強度を決定する点で合理的である。
- (8) 大深度から採取された不攪乱試料を用いた一連の力学試験の結果より、大深度の洪積粘土の力学特性を調べるとともに、提案した強度決定法を用いて試料の品質の評価を試みた。この結果、大阪湾泉州沖の大深度から採取した試料の乱れが、主にクラック型であることがわかった。また、全体として試料の乱れの程度は適度のレベルよりもやや大きいと判定され、したがって、大深度粘性土地盤の強度の評価には、 $q_u$ 法は適用できないことが明らかになった。

キーワード：粘性土、せん断強さ、三軸圧縮試験、一軸圧縮試験、試料の乱れ、軟弱地盤、異方性、サンプリング

\* 土質部河走路研究室長

# 序 論

わが国の主要な社会資本は、軟弱粘性土地盤をかかえる沿岸地域に構築されている場合が多い。軟弱粘性土地盤において工学的に問題となるのは、その強度と変形である。特に、原地盤の強度の評価は、構造物を建設する上で基本となる作業であり、その精度は工事全体の工費や工期に大きな影響を及ぼしている。

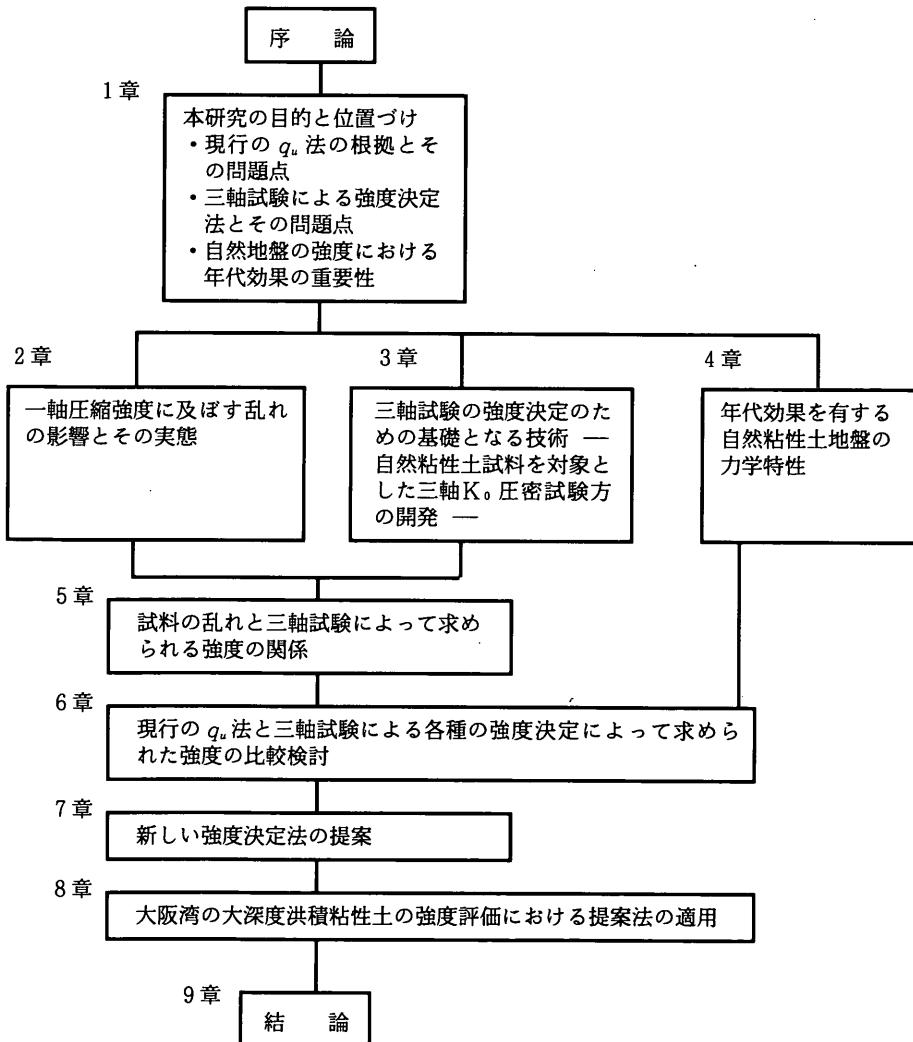
わが国においては、粘性土地盤の強度決定にあたって、原地盤から採取した不攪乱試料を用いて一軸圧縮試験を行い、一軸圧縮強度  $q_u$  の  $1/2$  の平均値をもって地盤の強度とする方法（本論文では  $q_u$  法と呼ぶ）が広く用いられている。この方法は、実際の破壊事例を良好に説明するという研究成果にその根拠をもっており、昭和30年

代から今日までほとんど変化せずに用いられてきた。一方、近年の土質力学の進歩とともに、軟弱粘土地盤の力学特性が解明され、新しい調査法や試験法の開発が行われてきた。その中で、現在用いられている強度決定法の問題点も明らかになりつつある。本論文は、このような状況の中で、現在の方法よりも、より合理的で実用性のある粘性土地盤の強度決定法を提案するものである。

本論文は全部で9つの章から構成されている。図-0.1には本論文の構成をフローチャートの形で示した。

第1章では、 $q_u$  法を含め各種の粘土地盤に関する強度決定法とその問題点を論じている。特に、 $q_u$  法についての問題点を詳述し本研究の必要性を示した。また、 $q_u$  法に替わりうる強度決定法として三軸試験を用いた方法を取り上げ、その有効性と課題とを論じている。

図-0.1 本研究の構成



第2章では、同一の地盤において複数の調査者によって報告された一軸圧縮強度を比較検討した事例を示し、調査者の技術の差に起因する不攪乱試料の品質の違いによって、報告された $q_u$ 値が大きな影響を受けていることを明らかにした。このことは、 $q_u$ 法における重要な要素である乱れの影響が、調査者の技術によって変動しうる不安定なものであることを示すものである。さらに、試料採取時の乱れが $q_u$ におよぼす影響は、従来研究されていた「練り返し型の乱れ」の他に、「クラック型の乱れ」とよびうる乱れが存在することを示し、これまで提案されている乱れの補正法が「クラック型の乱れ」に対しては適用できないことを明らかにした。

第3章では、三軸試験によって不攪乱試料を原位置の土被り圧まで $K_0$ 圧密する技術について検討している。原位置の応力状態である $K_0$ 状態を三軸試験機内で再現することは、三軸試験による強度決定法において基本となる技術である。しかしながら、 $K_0$ 圧密を行う方法は研究者によって異なり統一されていなかった。本章では、パーソナルコンピュータを用いて完全に自動化した三軸試験装置を用いて、不攪乱粘性土試料を対象として原位置の土被り圧まで $K_0$ 圧密する方法を検討し、ドレーンペーパーの吸排水量に関する補正と $K_0$ 条件の制御をスタートする前の等方圧密圧力の設定が重要であることを示している。第3章において得られた試験技術は、以下の章で実施された三軸試験において活用されている。

第4章は、自然粘土のもつ年代効果が強度変形特性に及ぼす影響を考察した。近年、粘性土地盤の強度変形特性において、セメンテーションや二次圧密などいわゆる年代効果が重要であることが着目されるようになった。しかし、これら年代効果はまだ十分に説明されておらず、定性的な検討にとどまっているのが現状である。本章では、まず本研究で新たに定義した圧縮指数比 $r_c$ を、自然粘土の年代効果を表わす指標として用いることを試みた。多くの粘性土地盤の圧縮特性とせん断特性について検討した結果、圧縮指数比は年代効果の定量的な指標と成り得ることを確認している。次に、高温でスラリーから再圧密した粘土試料の力学特性が、年代効果を有する自然粘土の挙動に近いことを圧密試験、一軸圧縮試験、三軸試験の結果から明らかにした。したがって、高温再圧密の技術は、実験室内で自然地盤の年代効果を再現する有力な方法である。また、これらの一連の試験結果から、年代効果を有する擬似過圧密粘土の粘土の強度変形特性は、圧密履歴による過圧密粘土と異なっていることが明らかになった。

第5章では、試料が大きな乱れを受けた場合に、三軸

試験でいったん再圧密した後の強度がどのように変化するかについて実験的に検討した。このような検討を行ったのは、実務において三軸試験による強度決定法が広く用いられた場合に、さまざまな程度の乱れを受けた不攪乱試料が試験室に持ち込まれる可能性があるからである。一連の検討の結果、三軸試験で再圧密する方法は、あまり大きくない「練り返し型の乱れ」を受けた粘土試料や、「クラック型の乱れ」を受けた粘性土試料に対しては、乱れを除去した本来の強度を求める上で有効であるが、非常に大きな「練り返し型の乱れ」を受けた場合は、最大15%過大な強度を求めることがあることが判明した。

第6章では、わが国の沿岸域のいくつかの地盤において採取された不攪乱試料を用い、現行の $q_u$ 法による強度と三軸試験によって求められた非排水強度とを比較している。この結果から、一軸圧縮強度は試料の乱れによる変動が大きいものに対して三軸試験によって得られた強度は安定していること、 $q_u$ 法による強度の妥当性は試料の品質に依存していると推定されることを示した。また、実用的な三軸試験法として提案した簡易CU強度と、 $q_u$ 法による強度を比較することによって、試料の乱れの程度を判定できることを示している。

第7章は、本研究の主な結論となる章である。本章では、これまでの各章の検討結果にもとづいて、一軸圧縮試験と簡易CU試験とを併用した新しい粘土地盤の強度決定法を提案している。新しい方法は、これまで各サンプラーについて3~4個の一軸圧縮試験が行われていたのを、一軸圧縮試験3個と簡易CU試験1個を実施し、各深度ごとに $q_u/2$ の平均値と簡易CU強度を求めて、両者の関係から試料の品質(乱れの程度)を判定し設計に用いるべき強度を決定するものである。提案法は、現行の方法と見かけ上はそれほど大きな変化が無いが、現行の方法に比べ試料の品質を考慮して設計に用いる強度を決定する点で合理的であると考えられる。

第8章では、大深度から採取された不攪乱試料を用いた一連の力学試験の結果より、大深度の洪積粘土の力学特性を調べるとともに、第7章で示した提案法を用いて試料の品質の評価を試みた。大阪湾泉州沖の大深度から採取した試料の一軸圧縮試験結果をみると、深度70m以深から採取した試料の乱れが主に「クラック型」であると考えられる。 $q_u$ 法の強度 $\bar{q}_u$ と簡易CU強度 $s_u$ の関係より、第7章で示した提案法を用いて不攪乱試料の品質を評価すると、全体として試料の乱れの程度は適度のレベルよりもやや大きいと判定され、したがって、大深度粘性土地盤の強度の評価には $q_u$ 法は適用できないことが明らかになった。

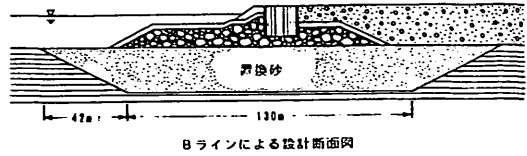
第9章は、第8章までの成果を要約し、結論としたものである。

# 1. 粘土地盤の非排水せん断強度の決定法とその問題点

## 1.0 概 説

わが国では、ほとんどの港湾が軟弱地盤をかかえており、全国の港湾の約80%では何らかの地盤改良工事が実施されている。港湾施設の建設費用の中で地盤改良に要する費用は実に30%~60%を占めており、港湾以外にも空港、埋立地造成など沿岸域の建設事業において軟弱地盤対策は中心的な技術課題になっている。

これらの軟弱粘土地盤においては、まず原地盤の非排水せん断強度を決定することが重要な問題である。一例として、地盤改良を実施する場合に地盤の非排水せん断強度が設計にどのように影響するかをみてみよう。埋立護岸を建設にあたり、海底地盤の強度として図-1.1(a)のようにAラインとBラインの深度~一軸圧縮強度関係を想定してみる。いずれのラインを用いてもこのままではすべり破壊に対する安全率が不十分なので、地盤改良工法として置き換え工法を採用し、AラインとBラインのそれぞれの強度にもとづいて、最小安全率1.2を満足するように改良範囲を決定し建設費を積算した。図-1.1(b)は、求められた改良断面と建設費を示すが、



強度	置き土量 ( $m^3/m$ )	概算工費 (万円/ $m$ ) (地盤改良のみ)
Aライン	2 000	4 20
Bライン	3 600	7 40

図-1.1(b) 地盤改良の断面と建設費

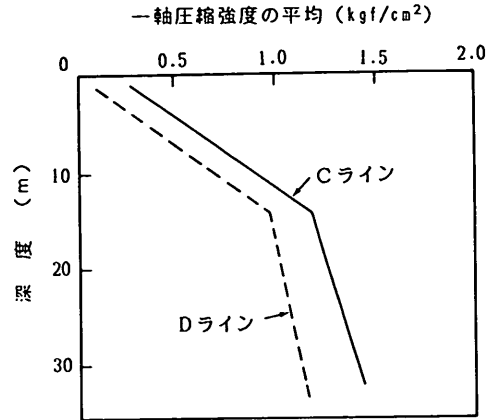


図-1.2(a) 深度と一軸圧縮強度の関係

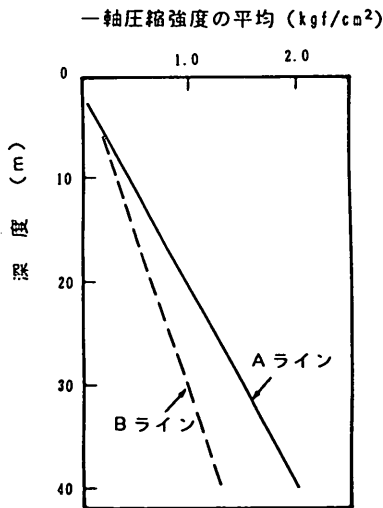
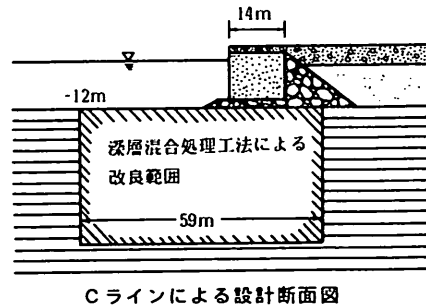


図-1.1(a) 深度と一軸圧縮強度の関係



強度	改良幅 (m)	概算工費 (万円/ $m$ )
Cライン	5.9	2 400
Dライン	9.5	3 300

図-1.2(b) 地盤改良の断面と建設費

1 m あたりの地盤改良に要する費用は、A ラインの  $q_u$  で設計すると418万円、B ラインの  $q_u$  で設計すると741万円と大きな差が生じている。次に、地盤改良工法として深層混合処理工法を採用した場合を考えてみよう。図-1.2(a)に示すCラインとDラインで表される2つの深度～一軸圧縮強度の関係に基づいて設計を行った結果、図-1.2(b)に示す改良幅と概算工費になった。図のように、改良幅と工事費は地盤の強度によって大きく異なってくる。

わが国においては、一般に粘性土地盤の非排水せん断強度は、一軸圧縮強度  $q_u$  の2分の1の平均として決定されている。一例として図-1.3に、港湾の施設の技術上の基準・同解説<sup>(18)</sup>より、地盤のせん断強度に関わる部分を引用した。図のように、地盤をまず粘性土地盤と砂質土地盤とに分け、粘性土地盤については一軸圧縮強度  $q_u$  の2分の1として求めることになっている。このような考え方は運輸省だけのものではなく、飽和した地盤に対しては多くの機関において、同様の考え方で設計が行われている。本論文では、 $q_u/2$  の平均値をもって粘土地盤の強度とする現行の方法を「 $q_u$  法」と呼ぶことにする。

軟弱粘土地盤の非排水強度を決定する方法は、一軸圧縮強度を用いる以外にもいくつか考えられる。しかし、わが国で本格的に土質工学が研究されるようになってから約30年が経過するが、この間に実務の設計においては

【本文】

土のせん断強さは、砂質土と粘性土に分けて考え、式(11.2)または、式(11.3)によって算定することを原則とする。

(1) 砂質土 (砂の含有率が80%以上のもの)

$$\tau_f = (\sigma - u) \tan \phi' \quad (11.2)$$

(2) 粘性土 (砂の含有率が80%未満のもの)

$$\tau_f = c_u \quad (11.3)$$

ここに

$\tau_f$  : せん断強さ ( $t/m^2$ )

$\sigma$  : せん断面上の直応力 ( $t/m^2$ )

$u$  : 間げき圧 ( $t/m^2$ )

$\phi'$  : 有効応力に関するせん断抵抗角 (度)

$c_u$  : 見かけの粘着力 ( $t/m^2$ )

【解説】

(4) 粘性土のせん断強さ

いわゆる粘土としての性質を示す土は、粒度分布により粘土とシルトの含有量が40%以上のものとされている。砂含有率が60～80%のいわゆる中間領域については不明な点が多いが、ここでは粘土領域と考へた。粘土のせん断強さは式(解11.20)で表される。

$$\tau_f = c_u = q_u / 2 \quad (\text{解11.20})$$

非圧密非排水試験により求めた見かけの粘着力

$c_u$  ( $t/m^2$ ) は粘土に関してよく用いられるもので、非排水強さとほぼ等しい。 $q_u$  は一軸圧縮強さ ( $t/m^2$ ) である。

図-1.3 港湾の施設の技術上の基準における粘性土地盤の強度決定法

一貫して  $q_u$  法が用いられており、港湾の施設の技術上の基準においても、地盤の強度の決定法については30年間でほとんど変更が加えられていない。これは、後に詳述するように、現行の  $q_u$  法が一定の妥当性を有するためであるが、近年の研究によって  $q_u$  法におけるいくつかの問題点が明らかになってきた。一例をあげると、図-1.1(a), (b)と図-1.2(a), (b)における2つの深度と  $q_u$  の関係は、同一の地盤において2つの異なった土質調査会社によって報告されたものである。このように、調査者によって報告される  $q_u$  値に差があり、それが設計断面や建設費に大きな影響を与えることは重大な問題である。しかしながら、現在のところ  $q_u$  法に代わる実用的な強度決定法はまだ確立しているとはいえない状態である。近年、三軸試験による新しい強度決定法がいくつか提案されているが、実務においては依然として  $q_u$  法が用いられている。本章では、現行の  $q_u$  法とすでに提案されている三軸試験による強度決定法のそれぞれについて、その根拠と問題点を整理するとともに、新しい実用的な強度決定法を提案しようとする本研究の位置づけを明らかにする。

1.1 一軸圧縮試験による非排水せん断強度の決定法 ( $q_u$  法) とその問題点

1.1.1  $q_u$  法の根拠

まず、わが国において  $q_u$  法が一般的に用いられることになった根拠について検討する。

一般に、構造物が破壊せず安定を保っているときは、その構造物の真の安全率がいかなる値であるか推定することはきわめて困難である。しかし、構造物が破壊した瞬間は安全率が1.0であったと考えられ、破壊事例を逆に解析することによって想定した地盤の強度や計算の過程が妥当であったかを検証することができる。中瀬は、1967年に、我が国の軟弱地盤において港湾構造物を中心としたすべり破壊事例を数多く収集して解析を行った結果を報告した。中瀬は、多くの事例において、一軸圧縮強度  $q_u$  の平均値の1/2を地盤の非排水せん断強度とし、円形すべりを仮定して修正フェレニウス法で計算した安全率によって、多くの破壊事例がよく説明できることを示した<sup>(1)</sup>。なお、中瀬が解析に用いた一軸圧縮強度は、固定ピストン付きシンウォールサンプリャーによって採取された不攪乱試料を用いて求めたものである。

松尾は、中瀬の研究結果を含めたいくつかのすべり破壊事例について同様の検討を行い、不攪乱試料の  $q_u/2$  の平均値を用いて逆算される安全率のヒストグラムを図-1.4のように示した<sup>(2)</sup>。図のように、逆算された安全率は0.9～1.1の範囲で分布し、平均的には1.0付近であ

る。松尾は、以上の解析結果から  $q_u$  法によって、粘性土地盤の安全率を計算することは工学的に妥当であると結論した。

このように、 $q_u$  法のもっとも有力な根拠は、すべり破壊事例の逆解析の結果から妥当な安全率が計算されていることである。

$q_u$  法が粘性土地盤の強度決定法として定着したのは中瀬の研究が発表された1960年代中ごろと考えられるが、それ以後の25年間において、粘性土の室内及び原位置の試験法は大きな進歩と普及をとげ、粘性土の力学特性の解明のため多くのデータが集積されてきた。この結果、一軸圧縮強度  $q_u$  の2分の1を地盤を代表する非排水せん断強度とするには、粘性土の強度に影響する次の要因について、十分考慮する必要があることが明らかになっている<sup>(3),(4)</sup>。

- ① 試料採取による応力解放や、サンプリング時の機械的な乱れによって、土試料の強度は低下する。
- ② すべり面の位置によって、発揮されるせん断強度が異なる。図-1.5を例にとると盛土の直下のA点では地盤は三軸圧縮状態であるが、のり先のB点では三軸伸張状態であり、A点とB点では非排水強度が異なる。一般に三軸圧縮強度はすべり面の平均的な強度よりも大きい。(強度の異方性)

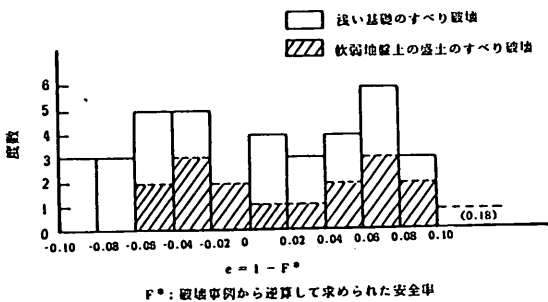


図-1.4 破壊事例から逆算した安全率

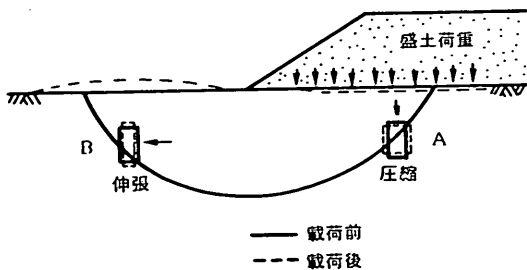


図-1.5 強度の異方性

③ 非排水せん断強度はせん断速度によって異なるが、一軸圧縮試験のせん断速度は、実際に破壊が起こるときよりもはるかに急速である。(せん断速度効果)

④  $q_u$  の半分を非排水せん断強度としているが、これは最大主応力面に対してすべり面の角度を  $45^\circ$  と仮定したものである。実際には、すべり面が最大主応力となす角度は  $45^\circ$  ではない。

⑤ 一軸圧縮試験は軸対称条件であるが、実際の地盤では一方向の変形が拘束された平面ひずみ条件の場合が多い。一般に、土は平面ひずみ条件の場合の方が、軸対称条件の場合よりも強度が大きい。

⑥ 一般に三軸試験において  $K_0$  圧密した粘性土の圧縮、伸張時の応力ひずみ曲線は、図-1.6のように表される。図をみると圧縮時には  $2 \sim 3\%$  のひずみで最大の軸差応力がモービライズされ、その後軸差応力は低下する。一方、伸張時にはひずみが  $10\%$  以上になったときに最大の軸差応力が発揮される。実際のすべり破壊においては、すべり面の位置によって応力、ひずみの分布が異なるが、図-1.6のような変形特性の相違によって、破壊が局部的に始まり次第にほかの部分に進行する可能性がある。このような現象は、進行性破壊と呼ばれている。

これらの個々の要因の影響を、それぞれ一軸圧縮強度に関する補正係数として  $c_1 \sim c_6$  で表すならば、設計に

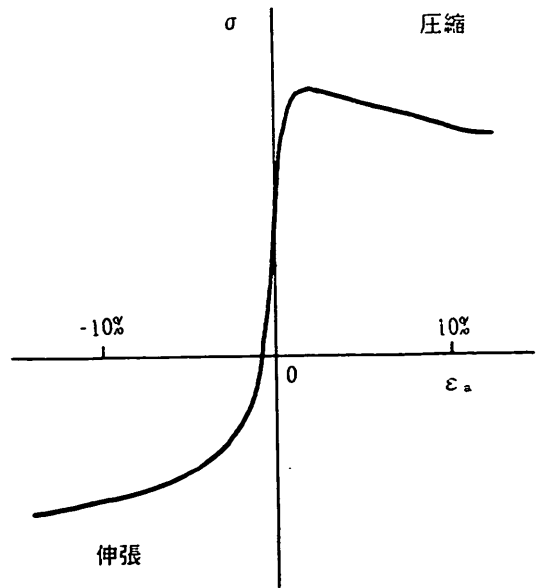


図-1.6 応力ひずみ曲線における圧縮と伸張の違い

用いられるべき地盤の代表的な非排水せん断強度  $s_u^*$  は、次式によって表すことができる<sup>(3)</sup>。

$$s_u^* = (\bar{q}_u / 2) \times c_1 \times c_2 \times c_3 \times c_4 \times c_5 \times c_6 \quad (1.1)$$

ここで

- $\bar{q}_u$ :  $q_u$  の平均値
- $c_1$ : 試料採取時の乱れによる強度の低下に関する補正係数。  $c_1 > 1.0$
- $c_2$ : 強度の異方性に関する補正係数。  $c_2 < 1.0$
- $c_3$ : せん断速度に関する補正係数。  $c_3 < 1.0$
- $c_4$ : すべり面の角度を  $45^\circ$  と仮定することによる誤差に関する補正係数。  $c_4 < 1.0$
- $c_5$ : 軸対称条件と平面ひずみ条件の違いに関する補正係数。  $c_5 > 1.0$
- $c_6$ : 地盤の破壊の進行性に関する係数。  $c_6 < 1$

なお、これらの要因は地盤の強度に関するものであるが、この他に円形のすべり面という解析上の仮定に関する誤差が考えられる。すなわち、実用安定解析においてはすべり面が円形であると仮定されるのが一般的であるが、円形のすべり面が必ずしも最小の安全率を与えるとは限らないのである。一例として、非排水せん断強度が一定である半無限地盤における基礎の支持力係数は、端面の摩擦を考慮しないと5.14であることが塑性理論によって求められている。この問題に円形のすべり面を仮定して支持力係数を求めると5.52となる。したがって、この問題では円形すべりを仮定することによって安全率とし

ては約8%過大な評価を与えていることになる。一方、砂質地盤の場合には、通常用いられる簡便法による円形すべり解析の安全率が過小な値であることが指摘されている。地盤が実際にすべり破壊を起こしたいくつかの事例では、土質調査や地中変位計によってすべり面の形状が追跡されている。図-1.7にその一例を示すが、この結果をみると、すべり面の形状を円形とする仮定は粘性土地盤の場合ほぼ妥当である。また、粘性土地盤の短期安定問題の場合には非排水強度が拘束圧によって変化しないので( $\phi = 0$ )、簡便法と厳密な方法による違いは無い。本研究は粘性土地盤を対象としているので、ここでは解析法による誤差は無いと仮定する。

さて、中瀬や松尾らによって報告されたすべり破壊事

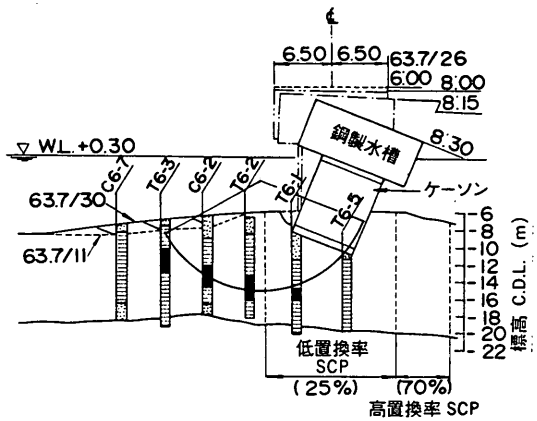


図-1.7 破壊事例において追跡されたすべり面の例 (岡田他<sup>(19)</sup>)

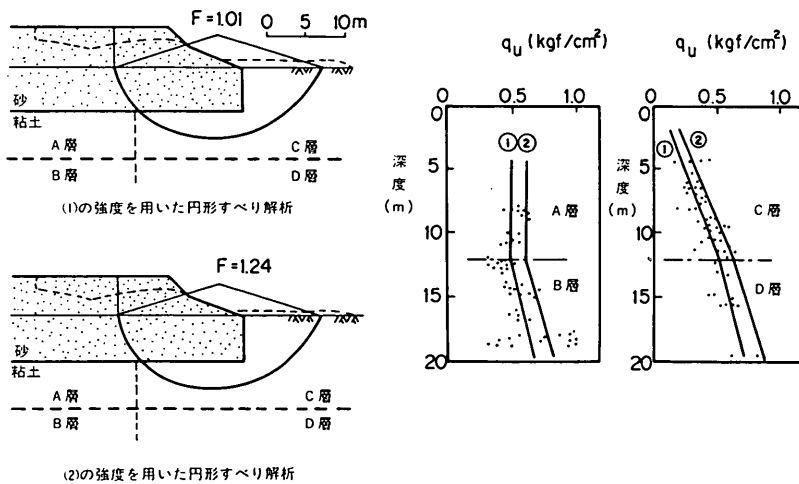


図-1.8 干拓堤防のすべり破壊事例(中瀬<sup>(1)</sup>)



例の逆解析結果は、一軸圧縮強度の平均値  $\bar{q}_u$  の2分の1が地盤の非排水せん断強度として適度であることを示した。たとえば、図-1.8は、中瀬によって示された干拓堤防のすべり破壊事例である。図において、安定解析に用いる地盤の強度として  $q_u/2$  の平均値(図の①のカーブ)を用いた解析では、安全率がほぼ1.0と求められるのに対して、試料採取時の乱れによって強度が低下するという理由から、乱れの影響の少ないと考えられる  $q_u$  の上限値(図の②のカーブ)を地盤のせん断強度として用いると、1.24という過大な安全率が計算される。したがって、せん断強度として用いられる  $q_u/2$  は、あくまでも「ばらついている中での  $q_u/2$  の平均値」でなければならない。これらの事例解析の結果は、次式で表わすことができる。

$$s_u^* = (\bar{q}_u / 2) \quad (1.2)$$

実験室内での精密な研究から求められた(1.1)式と、実際のすべり破壊の逆解析から求められた(1.2)式とが、両者ともに成立するとするならば、次のような関係が示唆されることになる。

$$c_1 \times c_2 \times c_3 \times c_4 \times c_5 \times c_6 = 1 \quad (1.3)$$

(1.3)式は、一軸圧縮強度に影響を及ぼす各要因が幸運にもバランスがとれていることによってそれぞれの影響が相殺され、結果として  $\bar{q}_u/2$  が粘土地盤を代表とする強度として適切な値を与えていることを示している。ところで、半沢は、これまで報告されているいくつかの粘性土についての室内試験結果をまとめた結果から、6つの要因の中で、④の要因(すべり面の角度を45°とする仮定の影響)と⑤の要因(平面ひずみ条件と軸対称条件の違いの影響)が、ほぼ相殺されていることを指摘した<sup>(5)</sup>。この半沢の指摘は、

$$c_4 \times c_5 = 1 \quad (1.4)$$

と表すことができる。また、6つの要因のうち、進行性破壊についてはこれまで定量的に検討された例が少なく、この影響が考慮されないで論じられている場合もある。本章においても、一応この影響を考慮しないこととし、次のように仮定する。

$$c_6 = 1 \quad (1.5)$$

なお、(1.4)式と(1.5)式の仮定の妥当性については、第6章においてあらためて詳細に検討することにする。

(1.4)式、(1.5)式が成り立つならば、 $q_u$ 法が成立する条件である(1.3)式は、次のように簡略化される。

$$c_1 \times c_2 \times c_3 = 1 \quad (1.6)$$

(1.6)式は、一軸圧縮強度が試料採取による乱れのために低下する効果と、強度異方性や時間効果によって強度を過大評価している効果とが、バランスしているという条件を表している。

松尾は、 $q_u$ 法を成立させていると考えられる、(1.3)あるいは(1.6)式で示されるような関係を Lucky harmony と呼び、(1.1)式の中の特定の要因(たとえば、乱れの影響、強度異方性、あるいは時間効果など)についてのみ強度を補正することは、 $q_u$ 法が前提としている調和を崩すことになるので十分に注意が必要であると指摘している<sup>(2)</sup>。

#### 1.1.2 $q_u$ 法の問題点

以上のように、現在広く用いられている  $q_u$ 法の理論的背景は、1つは実際の破壊例を良好に説明することであり、さらには一軸圧縮強度の平均値に関して(1.3)式あるいは(1.6)式で示される Lucky harmony が成立していると考えられることであるといえる。しかし、一方、 $q_u$ 法にはいくつかの重要な問題が存在する。

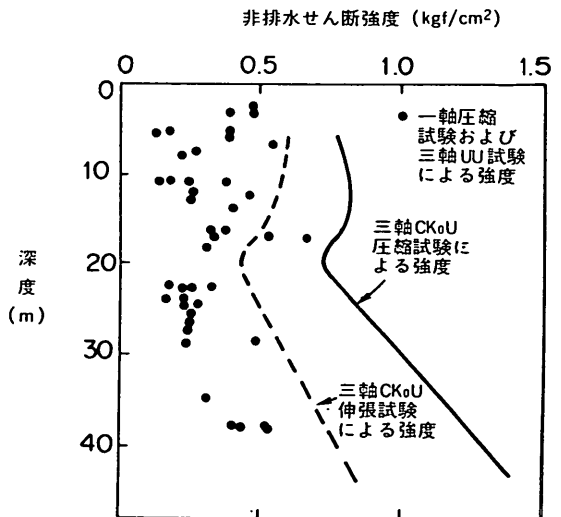


図-1.9  $q_u$ 、三軸 UU 試験の強度と三軸CK0U試験の強度の関係 (D'Appolonia 他<sup>(6)</sup>)

$q_u$ 法の大きな問題は、乱れによる強度低下の影響、すなわち(1.3)式、(1.6)式中の係数 $c_1$ についてまだ十分解明されていないことである。一例として、図-1.9には、米国マサチューセッツ工科大学(MIT)の試験フィールドにおいて実施された地盤強度の比較を示している<sup>(6)</sup>。この試験フィールドは、ボストンブルークレーと呼ばれる粘土地盤が厚く堆積しており、軟弱粘土の力学特性に関する多くの研究が過去に行われている場所である。図をみると、一軸圧縮強度および三軸UU試験の強度は、土かぶり圧で $K_0$ 圧密した時の三軸圧縮強度、伸張強度よりも小さい。図-1.9を公表したD'Appoloniaらによると、複数の調査者によって報告された $q_u$ および三軸UU試験の強度には差がみられず、また試験フィールドで実施された盛土試験の結果から逆算した地盤の非排水せん断強度は三軸CK<sub>0</sub>U試験の強度に近かった。このことから、D'Appoloniaらは、この地盤においては $q_u$ や三軸UU試験の強度が地盤の強度をかなり過小に評価していると結論づけている。このように、土性によっては乱れによる強度低下が非常に大きいため、 $q_u$ や三軸UU試験の強度にはサンプリング技術に関係なく(1.3)式、(1.6)式のような関係が成立しない場合があると考えられる。

Ladd<sup>(7)</sup>や奥村<sup>(8)</sup>は、試料採取時の乱れに関する一連の研究を行ない、乱れの影響が試料の塑性や粒度、サンプリングの技術によって異なることを明らかにした。したがって、係数 $c_1$ は、一軸圧縮試験に供される個々の土試料において異なってくることが予想され、実務において報告され設計に用いられている $q_u$ 法の強度について(1.3)式、(1.6)式の関係が常に成立しているという保証はない。サンプリング方法が不適切で乱れによる強度低下が大きすぎる場合は地盤の本来の強度を過小に評価する可能性があり、一方、乱れによる強度低下が非常に少ない場合は地盤の強度を過大に評価する可能性がある。

このように、 $q_u$ 法を支えていると考えられる(1.3)式や(1.6)式の関係がサンプリング技術や土性に依存するという事は、実績や経験の少ない地盤に対して $q_u$ 法を適用しようとする場合に、その妥当性を何らかの方法で確認する必要があるということである。実績や経験の少ない例としては、大水深あるいは大深度における地盤の強度の評価の問題がある。近年、建設プロジェクトが大型化し、大水深かつ大深度の土の強度が問題となる場合が増えているが、大水深や大深度から採取された粘土試料の $q_u$ が、通常の深度の場合と同様に地盤の強度を正しく評価しているという根拠は、現在のところ無い

と考えられる。たとえば、中瀬の研究で用いられた破壊事例は、ほとんど深度が25 mまでの沖積地盤であり、大深度の粘土地盤の強度についての $q_u$ 法の適用性を確認した研究はこれまで見られない。

$q_u$ 法の第2の問題点は、一般に $q_u$ 値のばらつきが大きいことである。大きなばらつきの原因は、地盤の強度自体のばらつきの他にサンプリング時の乱れの程度の差によるばらつきも含まれていることによる。図-1.8の中瀬の研究や(1.3)式の $c_1$ のように、地盤強度の評価値としての $q_u$ はばらついているデータの「平均値」として工学的な意味がある。しかし、現行の $q_u$ 法では $q_u$ のばらつきの大きさについて何の記述もなく、ばらつきの大小にかかわらずその平均値によって地盤の強度が決定される。図-1.10は、ある岸壁の設計において地盤の強度が決定された経過を示す資料より引用したものである。図をみると報告されている $q_u$ はほとんどランダムといってよいほど大きくばらついている。図における $q_u$ のばらつきは、図-1.8に示した中瀬の事例研究に用いられている $q_u$ のばらつきに比べて明らかに大きい。このような場合にも、安定解析に用いる地盤の強度としては単純に平均値が採用されているのが実情である。合理的な強度の決定のためには、よりばらつきの少ない定数が基本となるべきであると考えられる。

$q_u$ 値における乱れの影響が不明確であること、および $q_u$ 値のばらつきが大きいことは、新しい試験法や調査法の導入においてもしばしば問題になる。一般に、新しい

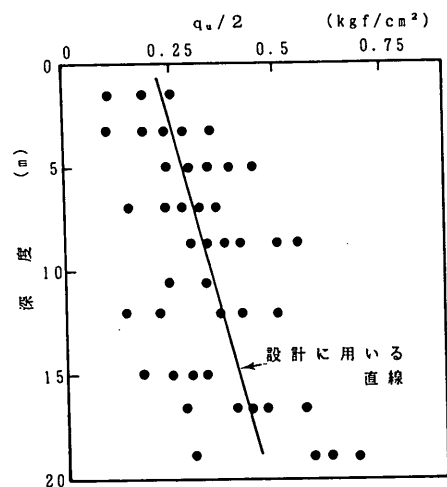


図-1.10 深度と一軸圧縮強度の関係

試験法や調査法を導入する場合には、既存の方法と関連性を明確にしておく必要があるが、現在は  $q_u$  が地盤の基本的な強度定数であることによって、このような関連づけは非常に困難になっている。たとえば、コーン貫入値やベーンせん断強度などの原位置試験による強度定数を利用する場合も、個別の地盤について原位置試験の強度と  $q_u$  値の間の相関を求めてから利用されることが多く、両者の一般的な関係は確立されていないのが実情である。近年の調査試験技術の著しい進歩にもかかわらず、粘土地盤の非排水強度の決定法が25年以上にわたりほとんど変化していない原因は、 $q_u$  法におけるこれらの問題点にある。このことは、比較的新しい分野である地震時の液化化に対する検討などにおいて、振動三軸試験法などの新しい技術が実務に導入されつつあることと対比をなしている。また、近年、地盤定数の不均一性や不確実性を考慮した信頼性設計を地盤工学に導入することが試みられているが、この場合も  $q_u$  を地盤の強度定数として用いる上で、本来の地盤の強度のばらつきとボーリング、サンプリング時の乱れによるばらつきとを分離しなければならないという非常に困難な問題が生じている<sup>(9)</sup>。

$q_u$  法の第3の問題点は、国際的にみた場合に必ずしも一般的な方法といえないことである。図-1.9もその一例であったが、たとえば1969年に出版された Lambe と Whitman (米国 MIT 教授) による著名な土質力学の教科書においては、一軸圧縮試験について次のように記述されている<sup>(10)</sup>。

「一軸圧縮試験は、たとえ良質の試料であっても、サンプリング中の試料の乱れのために、通常は原位置の非排水強度を過小に評価し、しばしば半分かそれ以下の強度になる。」

同様の記述は、1976年の第11回土質基礎工学会(東京会議)の総括報告にもみられ<sup>(11)</sup>、総括報告者によって次のように述べられている。

「非圧密非排水試験(一軸圧縮試験も含む)は、個々の土性とサンプリング方法に関する評価しうる実績に基づくのでなければ、実務において低い安全率で設計する場合に用いるのは不適當である。」

このほか、ヨーロッパでは現場ベーンせん断試験によって粘土地盤の強度を決定する方法が広く用いられているが、わが国では現場ベーンせん断試験の強度は実務においてほとんど用いられていない。このように、一軸圧縮強度で地盤の強度を決定する方法は、国際的には決して一般的でないといえる。

近年、わが国の経済の拡大とその国際的な地位の向上

にともない、建設分野においても市場の開放が求められている。また、一方で海外への経済援助や技術移転のために、わが国の技術者が海外で仕事をする機会が増大しつつある。従来、わが国の公共事業は各機関の基準等にもとづいて実施されてきたが、今後は、これらの基準も単に国内における実績や研究に準拠するだけではなく、国際的なバックグラウンドを持つことが強く要請されている。わが国で広く用いられている  $q_u$  法についても、これまでの経験的な根拠にとどまらず、国際社会に通用する理論的な説明が求められていると考えられる。具体的には、わが国の  $q_u$  法と外国で用いられている他の強度決定法との関連性を明らかにしておくことが、重要な課題である。

### 1.2 三軸試験による強度の決定法とその問題点

$q_u$  法の根拠とその問題点を列挙したが、次に、現在提案されている三軸試験による強度決定法の考え方とその問題点について検討する。まず、三軸試験の基本的な考え方は次のようである。原地盤における土試料は、図-1.11に示すように鉛直方向には土かぶり圧  $\sigma_v$ 、水平方向には静止土圧  $\sigma_h$  を受けた応力条件にある。三軸試験では、通常、ピストンにより鉛直方向の土かぶり圧を、セル圧によって水平方向の拘束圧を与え、さらに試料内部には静水圧に相当する背圧を付加することによって、土試料の地盤における応力状態を再現した後に、各種の力学試験を行うことができる。

さて、これまでに軟弱地盤の強度を三軸試験を用いて決定する方法としては、次のような方法が用いられ、あるいは提案されてきた。

#### (a)三軸 UU 試験法

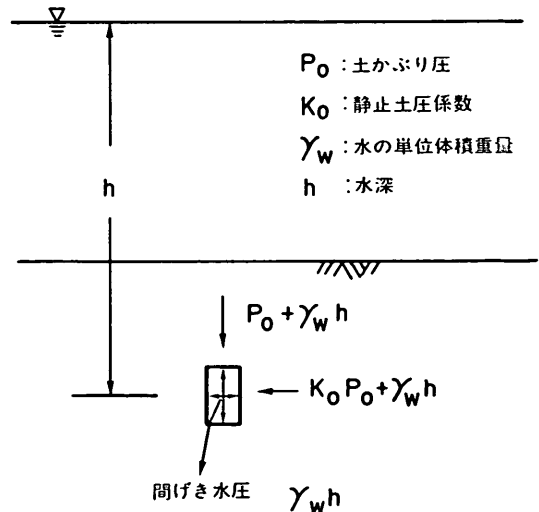


図-1.11 原位置における土試料の有効応力状態

(b) SHANSEP 法 (シャンセップ法)

(c) 再圧縮法 (Berre・Bjerrum 法, Bjerrum-半沢法)

このように、 $q_u$  法の場合と異なり複数の強度決定法があるのは、三軸試験においてはいろいろな条件で試験ができるためであるが、基本的には、採取した試料を用いて図-1.11 で示したような原地盤での状態を完全に再現することが不可能であることによると考えられる。この理由について、中瀬<sup>(12)</sup> は次のように明快に述べている。

「文字どおりの乱さない試料とは、含水比または間隙比と応力状態（有効応力）の両者ともに地中における値と等しくなければならない。（中略）採取した試料の応力状態（有効応力）を地中のものと一致させるためには、実験室で圧力を加えて圧密することが必要になる。しかし、この操作は必ず含水比の変化を伴う。したがって、実験室内での試料は、含水比が地中のものと等しいか、あるいは有効応力が地中におけるものと等しいかのいずれかの状態であって、この両者の条件を同時に満たすことはできない。」

中瀬の指摘するように、原位置の土試料の有効応力状態と含水比の両者を同時に三軸試験機内で再現できないことが、三軸試験による強度決定に関わる最大の問題である。ここで上げた3つの方法のうち、三軸 UU 試験は、試料の含水比を変化させない非圧密非排水試験を行うものであり、現行の  $q_u$  法と基本的に同様の考え方である。中瀬の指摘する通り、三軸 UU 試験では試料の原位置の有効応力は再現されないで、得られる強度は乱れの影響を大きく受け、この評価が大きな問題となる。

これに対して、SHANSEP 法と再圧縮法は、圧密によって試料の有効応力状態を三軸室内で原位置の状態と一致させてから強度を求める方法であるので、せん断時の試料の含水比は原位置での含水比から変化せざるを得ない。しかし、原位置の有効応力状態を回復することによって試料採取時の乱れの影響をかなり取り除くことができると考えられる。

ここでは3つの強度決定法について、これまでの研究成果をまとめるとともに、本研究の位置づけを明らかにする。

1.2.1 三軸 UU 試験

三軸 UU 試験はこれまでも実務にしばしば用いられてきた方法である。一般に、飽和した粘土地盤においては非圧密非排水条件で強度は変化せず、たとえば見かけ

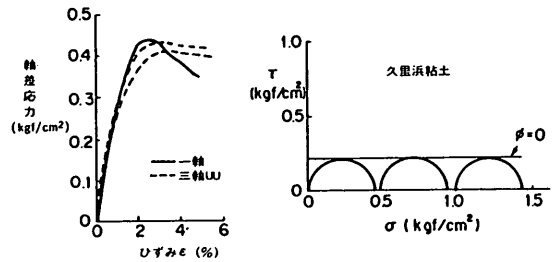


図-1.12 三軸 UU 試験結果の例

上  $\phi=0$  となる。このことは拘束圧が 0 の場合、すなわち、一軸圧縮強度  $q_u/2$  が三軸 UU 試験における強度と一致することを意味する。図-1.12 は、久里浜試験フィールドの海成粘土試料を用いて三軸 UU 試験を実施したときの全応力に関するモールの円である。図のように、全応力に関する「見かけの」 $\phi$  はほぼ 0 であり、このような粘土では三軸 UU 試験を実施する必要は無く、 $q_u$  で十分であるといえる。すなわち、図-1.12 のような結果が得られる以上、三軸 UU 試験で強度を求めることは一軸圧縮試験を行うことと等価であるということである。

これまで三軸 UU 試験が実務に用いられてきたのは、拘束圧を付加しない一軸圧縮試験よりも、三軸 UU 試験の方が乱れの影響が少ないと考えられていたからである。しかしながら、飽和粘土を対象とする場合、乱れと三軸 UU 試験の有効性（一軸圧縮試験に対して）に関しては、あまり調べられておらず、三軸 UU 試験をどのように使うべきかについては十分に研究されていない。したがって、実務において時々試験が実施されているが、試験条件や得られた強度の解釈、使用方法が明確でなく、現状では強度決定法として確立されているとはいえない。

1.2.2 SHANSEP 法<sup>(13)</sup>

MIT の Ladd らは、1974年に粘土地盤の新しい強度決定法として SHANSEP 法 (シャンセップ法) と呼ばれる方法を提案した。SHANSEP 法は、粘土地盤の強度に最も大きな影響を与える要因として地盤の圧密履歴、強度異方性、強度に及ぼす時間効果の影響、試料採取時の乱れの影響に着目し、これらを総合的に考慮した強度を室内試験によって求めるものである。SHANSEP 法の手順は次のようになる。

- ① 地盤の応力履歴を決定する。具体的には、採取した試料を用いて圧密試験を行い、求められた圧密降伏圧力と土かぶり圧の関係から、各深度における過圧

密比OCRを決定する。

- ②原位置の圧密降伏圧力を十分に越えて（通常は2倍以上）圧密させた後、一連のK<sub>v</sub>圧密非排水三軸試験を行い、強度異方性と時間効果を考慮して非排水せん断強度を決定する。さらに、試料を膨張させて過圧密粘土としたときの一連の強度試験を同様に行う。
- ③試験結果より、圧密圧力で正規化した非排水強度と過圧密比との関係を求める。
- ④それぞれの深度において、土かぶり圧と①で求めた過圧密比を用い、③で求めた関係から強度を計算する。

このように、SHANSEP法ではいったん試料を圧密降伏圧力 $p_c$ を越えてK<sub>v</sub>圧密し、次いで試料の過圧密比に等しい圧力までK<sub>v</sub>膨張して強度を求めることにより、試料の乱れの影響を除去している点に大きな特徴がある。しかし、SHANSEP法を自然粘土に適用することについては、 $p_c$ よりも大きい圧力で圧密する過程において、二次圧密やセメンテーション作用によって形成された自然粘土の構造を破壊してしまうため強度を過小に評価するという強い批判がある。この批判は、二次圧密やセメンテーションによるいわゆる擬似過圧密が強度に及ぼす効果は、荷重の除去による過圧密の効果と同一に取り扱うことができないとするものである。

このような、自然粘土における二次圧密やセメンテーションなどいわゆる年代効果の評価については、近年多くの研究者の注目を集めるようになってきた。たとえば、半沢は土の地質学的な履歴についての考察を重視し、過圧密粘土を力学的な過圧密粘土と正規圧密aged粘土（NCA粘土）とに区別することの重要性を指摘している<sup>(45)</sup>。半沢によれば、実際の現場でみられる過圧密粘土はむしろ正規圧密aged粘土である場合が多く、SHANSEP法的前提となっている応力～ひずみ～強度の関係の正規性（過圧密比が等しい粘土は、圧密圧力に関して相似の応力～ひずみ～強度関係を示すこと）は、年代効果の少ない若い粘性土（young粘土）のみにみられるものであって、NCA粘土にSHANSEP法を適用すると強度を過小評価する。半沢は、自然粘土を用いた三軸試験の結果から上述の考え方を説明しているが、現在のところ、年代効果を客観的に評価するための一般的な指標や、室内で年代効果を再現するための試験方法が無いなどのために、強度や変形特性におよぼす年代効果の影響は十分に解明されていない。

### 1. 2. 3 再圧縮法

原位置の土の有効応力状態を再現し、その後せん断

して強度を決定する方法が、ノルウェー地盤工学研究所（NGI）のBerreとBjerrumによって提案された<sup>(44)</sup>。原位置の有効応力状態を再現するため、採取した試料は土被り圧 $\sigma_v$ と、原位置で測定した静止土圧係数K<sub>v</sub>によって求められる $\sigma_h$ によって三軸室内で圧密される。この方法は、1985年にサンフランシスコで開催された国際土質基礎工学会での土の強度・変形特性に関する試験法に関する総括報告において、「再圧縮（recompression）法」と呼ばれた。総括報告者のJamiolkowskiらは、BerreとBjerrumによる「再圧縮」の技術が、粘性土の応力～ひずみ～強度関係をもっとも正しく求める方法であるとしている。本研究においても、Jamiolkowskiらにならって、乱さない自然試料を原位置での土被り圧でいったん圧密した後にせん断する方法を、「再圧縮法」と呼ぶことにする。

Berreらによると、再圧縮の効果は、まず第一に原位置での応力状態を再現できることであり、次にサンプリング中に吸収された余分な水分を追出すことである。Berreらは、原位置の拘束圧で再圧密することにより試料の含水比が現場よりも低下する可能性があることについて、「乱れによって数百年、数千年にわたって形成された粘土試料の構造が破壊されることによる強度の減少の方が、含水比の低下による強度増加よりも大きい」としている。また、Jamiolkowskiらも、再圧縮による含水比の低下について次のように指摘している<sup>(45)</sup>。

「再圧縮によって含水比が低下し強度が増加する効果よりも、構造が破壊されたことによる強度の低下のほうが影響が大きいことは、構造化が高度に進んでいるカナダの粘土においても認められる。しかし、年代効果に伴う構造の発達が顕著でない土の場合は、再圧縮が有効かどうかは疑問が残る。したがって、多くの土について、乱れの程度と再圧縮の効果との関係を調べる必要がある。」

さて、再圧縮法を最初に提案したのはBerreとBjerrumの論文であるが、再圧縮法によって求められた強度を実際の地盤の安定解析に適用した事例は、残念ながら彼らによってほとんど報告されていない。再圧縮法を実際の地盤の安定問題に適用した実績は、次に述べるBjerrum-半沢法が豊富である。

半沢は、BerreとBjerrumの方法を拡張した方法を新たにBjerrum-半沢法として提案した<sup>(45)</sup>。半沢の方法は、採取した試料を三軸試験機によって原位置の土被り圧でK<sub>v</sub>圧密し、その後圧縮試験と伸張試験を行って両者の平均の強度を地盤の強度として用いるものである。この方法自体はBerreとBjerrumの方法と同様である

が、半沢は試験方法を明確に規定するとともに、数多くの具体的な事例によってこの方法で求めた強度が妥当な安全率を与えることを裏付けている。

Bjerrum-半沢法における試験方法は次の通りである。通常、過圧密粘土では  $K_0$  値が正規圧密粘土よりも大きいとされているが、年代効果によって疑似過圧密を示すような正規圧密 aged 粘土の場合は、正規圧密粘土とほぼ等しい  $K_0$  値 (ほぼ 0.5) を用いてよいとする。 $K_0$  圧密の方法は、側圧を段階的に上昇させ、体積変化量と軸方向沈下量の関係から  $K_0$  条件を満足させながら軸圧が土被り圧に等しくなるまで圧密するもので、圧密時間は一次圧密が終了するまでである。圧密が終了すると、せん断速度  $0.01\%/min$  で圧縮および伸張試験を行い、圧縮強度と伸張強度の平均を地盤の代表的な強度として用いる。ただし、試験を効率的に行うために  $0.1\%/min$  でせん断し、速度の効果を補正して求める場合もある。

以上の方法を用いて、半沢はわが国及び中近東、東南アジアでの軟弱な海成粘土地盤についての適用事例を報告した。図-1.13(a) は、東京湾大黒町粘土において Bjerrum-半沢法の強度と  $q_u$  法の強度 ( $q_u/2$  の平均値) を比較したものである<sup>(16)</sup>。図のように、 $q_u/2$  は Bjerrum-半沢法の圧縮強度と伸張強度の間に分布し、 $q_u$  法による強度と Bjerrum-半沢法の強度はほぼ一致する。図-1.13(b) は、イラクのファオ粘土において、 $q_u$  法の強度と Bjerrum-半沢法の強度を比較したものであるが、図のように、ファオ粘土の場合は、 $q_u$  法による強度が Bjerrum-半沢法の強度の 50% 程度であった。半沢は、同地盤において Bjerrum-半沢法の強度を用いて安全率 1.2 で栈橋を設計し、無事建設できたことを報告している。このことは、ファオ粘土のような地盤では、一軸圧縮試験による強度が地盤の強度を著しく過小に評価していることを示している。

龍岡は、東京湾の海底における大深度の粘土試料について、一軸圧縮強度と三軸圧縮強度を比較している<sup>(17)</sup>。図-1.14 は、一軸圧縮強度  $q_u$  を、原位置での有効土かぶり圧で等方圧密した後に  $0.1\%/min$  のせん断速度で三軸圧縮した強度と比較した例である。図をみると、採取深度が 20 m 以浅の場合、 $q_u$  は三軸圧縮強度の 0.5 ~ 0.8 倍であるが、深度が 20 ~ 60 m の洪積粘土の場合は試料採取時の乱れによって  $q_u$  が三軸圧縮強度の 0.2 倍程度までに小さくなる場合がある。これらの結果から、龍岡は試料の採取深度が大きい場合には、乱れによる強度低下がはなはだしく、 $q_u$  法をささえているバランスが成立しなくなるので、 $q_u$  法は地盤強度を過小に評価

する可能性があるとした。龍岡の研究で着目されるのは、 $q_u$  を原位置の土かぶり圧で等方圧密した三軸 CIU 強度

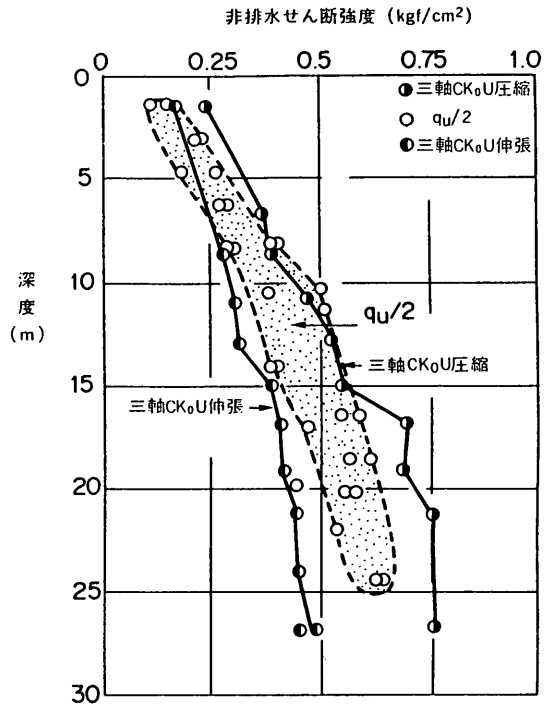


図-1.13(a) Bjerrum-半沢法の強度と  $q_u/2$  の比較 (半沢<sup>(16)</sup>)

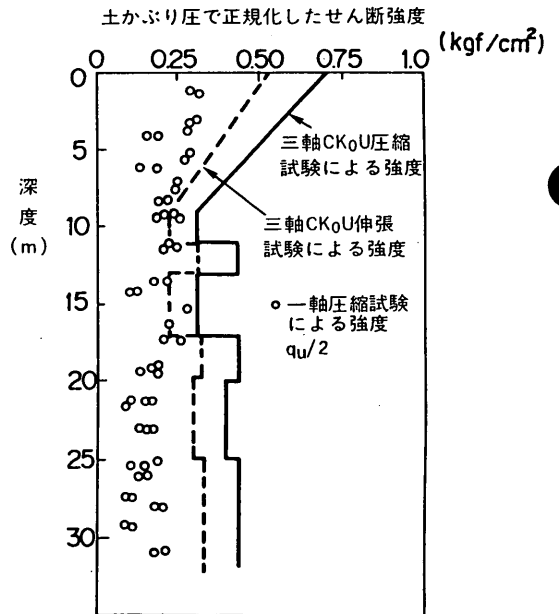


図-1.13(b) Bjerrum-半沢法の強度と  $q_u/2$  の比較 (半沢<sup>(16)</sup>)

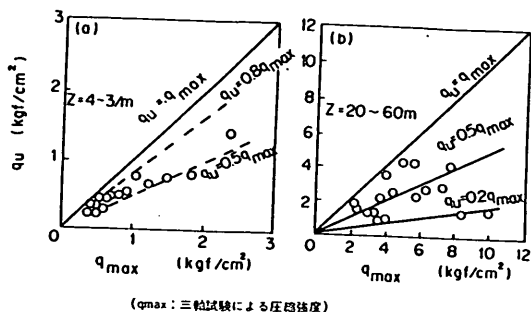


図-1.14  $q_u$  と三軸 CIU 強度との比較

に対して比較し評価しようとする考え方である。龍岡のように、土被り圧で等方圧密した後には圧縮する方法も、一種の再圧縮法ということができる。

### 1.3 本章のまとめと本研究の目的

本研究の目的は、軟弱粘性土地盤を対象とした、より合理的な強度決定法を提示することである。すでに一定の実績を有する方法が広く用いられている分野において、新しい方法を提示し普及するためには、現行の方法の問題点を明らかにしなければならない。このため、本章ではまず現行の一軸圧縮強度の平均値を用いる方法( $q_u$ 法)の根拠とその問題点について述べた。これらをまとめると次のようになる。

- ①ボーリング及びサンプリング時の乱れの影響が明かでないこと。
- ②ばらつきが大きいこと。
- ③国際的に広く用いられていないこと。

このような問題点があるにもかかわらず  $q_u$  法が修正されることなく用いられていることは、簡便であるという大きな利点とともに、 $q_u$  法の問題点が実務に従事する技術者に十分に認識されていないためであると考えられる。したがって、現在報告されている一軸圧縮強度の実態に関して新たな検討を加え、 $q_u$  法の問題点をより明確にする努力が必要である。

次に、それでは  $q_u$  法に替わる強度決定法としてはどのような方法があるだろうか。筆者は、 $q_u$  法を全面的に否定することは必ずしも適当でないと考える。これは  $q_u$  法が一定の根拠を有し、少なくともわが国においてはこれまで非常に多くの実績をもっているからである。問題なのは、現在のように粘性土地盤の強度の「唯一の」決定法として無条件に  $q_u$  法が用いられ、他の実用的な方法が用いられないことであり、求められているのは、 $q_u$  法の問題点を必要に応じて補うことのできる方法であると考えるのである。

$q_u$  法を補完する方法としては、次のような条件を満足することが望ましい。

- ①力学的な意味がはっきりしている。(  $q_u$  は乱れの影響が不明確であり、試験時の有効応力状態がはっきりしてしない。)
- ②ばらつきが少ない。(  $q_u$  は一般にばらつきが大きく、さらにその平均値の工学的な意味が曖昧である。)
- ③試験が簡単であり試験者による差が表れにくい、または差が表れた場合に定量的に評価できる。(一軸圧縮強度  $q_u$  は、試験法は簡単であるが、調査者のボーリング・サンプリング技術の違いによって差が表れる可能性がある。)

このような条件を満足する強度定数が地盤の基本的な強度定数として設定されるならば、 $q_u$  法はこの基本の強度定数に対するインデックスあるいは簡便法として、適用条件や適用範囲を限定して用いることができる。筆者は、このような位置づけが  $q_u$  法にとってもっともふさわしいと考えている。

一軸圧縮強度を補完する試験法として、本研究では三軸試験によって強度を求めることを考えた。現在提案されている三軸試験による粘性土の強度決定法は、粘性土の力学特性が圧密圧力に関して正規的であることを利用して乱れの影響を除去しようとする方法と、原位置の有効応力状態で圧密することによって原地盤の土の応力～ひずみ～強度の関係を再現しようとする方法とに分けられる。前者では Ladd らの提案した SHANSEP 法があり、後者では半沢によって提案された Bjerrum-半沢法が代表的である。SHANSEP 法においても Bjerrum-半沢法においても三軸試験機によって K<sub>0</sub> 圧密することが必要であるが、不攪乱試料の K<sub>0</sub> 圧密を行う技術はまだ確立されておらず、安定した試験結果を得るためには、試験法の細部について十分に検討する必要がある。また、三軸試験による K<sub>0</sub> 圧密試験法が確立したとしても、通常の三軸 CIU 試験に比べるとかなりの技術を要し、実務において広く用いられるためには適さない面があることも検討を要する。

このような本章での検討結果にもとづいて 2 章以降の本研究の目的をまとめると、次のようになる。

- (a) 一軸圧縮強度における乱れの影響の実態 (2 章)  
これは、現行の  $q_u$  法の最も大きい問題点と考えられる試料採取時の乱れの影響について、その実態を明らかにすることを目的としている。
- (b) 三軸試験機による不攪乱試料の K<sub>0</sub> 圧密試験法の検討 (3 章)

SHANSEP 法や Bjerrum-半沢法では、三軸試験に

よって試料をK。圧密する技術が必要である。本章では、完全に自動化した三軸試験機を用いて粘土試料をK。圧密する方法を確立することを目的としている。

(c) 年代効果を有する粘土試料の強度変形特性の検討 (4章)

自然粘土の特有の性質である年代効果が強度におよぼす影響の評価は、SHANSEP法とBjerrum-半沢法を適用する場合に大きな問題となっている。本章では、高温で試料を再圧密することによって年代効果を室内で再現する方法を開発し、年代効果を有する粘土試料の強度変形特性について検討している。

(d) 再圧縮法における試料の乱れの影響の検討 (5章)

再圧縮法では高品質のサンプリングを行うことを前提としており、たとえば半沢らが用いた事例では、すべてサンプリングと室内試験は半沢らによって直接行われている。しかし、再圧縮法をより広く実務に用いるためには、現実に試験に用いられている、さまざまな乱れの程度をもった試料についての再圧縮の効果を調べる必要がある。本章では、人為的に乱れを与えた試料を用いて再圧縮後の強度を求め、乱れとの関連性を明らかにする。

(e)  $q_u$ 法の強度とSHANSEP法、再圧縮法による強度の関連性の検討 (6章)

半沢は東京湾の大黒町粘土においてSHANSEP法、Bjerrum-半沢法の強度と $q_u$ 法による強度の大きな差がみられなかったことを報告したが(図-1.13(a))、わが国の沿岸域における粘土地盤全体において、これらの方法による強度が相互にどのような関連を持っているかはあまり調べられていない。したがって、多くの地盤について、現行の $q_u$ 法とBjerrum-半沢法、SHANSEP法の強度の関連性を調べ、それぞれの関係を明らかにする必要がある。

(f) 新しい粘性土地盤の強度決定法の提案 (7章)

(e)の検討を行った結果、たとえばSHANSEP法や再圧縮法が多く土に有効であるとしても、直ちにこれらが普及するとは限らない。新しい強度決定法は、試験の容易さや実務に従事している技術者の受け入れ易さを考慮する必要がある。現行の $q_u$ 法は試験法としては簡便で経済的な方法であり、多くの良好な事例を持つことも確かであるので、本章では $q_u$ 法の長所を生かし短所を補うような方法を新たに提案する。

(g) 大深度における粘性土地盤の評価法の検討 (8章)

$q_u$ 法と三軸試験による強度を比較検討することによって $q_u$ 法の適用限界が明らかになると考えられる。特に、これまで $q_u$ 法の実績が少ない大水深あるいは大深度の粘性土について $q_u$ 法の適用性を調べることは、緊急の

課題である。本章では大阪湾の大深度から採取した試料について新しい強度決定法の考え方を適用し、乱れの評価を試みている。

参考文献

- (1) Nakase, A. (1967): The  $\phi = 0$  analysis of stability and unconfined compression strength, Soils and Foundations, Vol.7, No.2, March, 1967, pp. 33-45.
- (2) 松尾 稔 (1984): 地盤工学-信頼性設計の理論と実際, 技報堂出版, pp. 28-31.
- (3) 土田 孝, 石井一郎, 水上純一 (1989): 一軸圧縮強度におよぼす試料採取時の乱れの影響, サンプリングシンポジウム, 土質工学会.
- (4) 小林正樹 (1976): 地盤安定解析における問題点, 港湾技術研究所講演会講演集
- (5) Hanzawa, H (1982): Undrained Strength Characteristics of Alluvial Marine Clays and Their Application to Short Term Stability Problems, 東京大学学位請求論文.
- (6) D'Appolonia, D.J., Lambe, T.W. (1971): Evaluation of Pore Pressure Beneath an Embankment, Proc. ASCE, GT 7.
- (7) 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, pp. 342-371.
- (8) 奥村樹郎 (1974): 粘土の攪乱とサンプリング方法の改善に関する研究, 港湾技研資料, No. 193, 1974年.
- (9) 浅岡 顕 (1977): 統計的決定理論による盛土の信頼性設計と施工計画に関する研究, 京都大学学位請求論文.
- (10) Lambe, T.W., Whitman, R.V. (1969): Soil Mechanics, Jhon Wiley & Sons, Inc., pp. 451.
- (11) Ladd, C.C., Foott, R., Ishihara, K., Schlosser, F. and Poulos, H.G. (1977): Stress-Deformation and Strength Characteristics, SOA Report, Proc. of 9th ICSMFE, Vol. 4, pp. 421-494., Tokyo.
- (12) 中瀬明男 (1969): 最上武雄編土質力学, 技報堂出版, pp. 562-563.
- (13) Ladd, C.C. and Foott, R. (1974): New Design Procedure for Stability of Soft Clay, Proc. ASCE, GT 7., pp. 763-786.
- (14) Berre, T. and Bjerum, L. (1973): Shear Strength of Normally Consolidated Clays, Proceedings, 8th I.C.S.M.F.E., Vol. 1, Moscow, U.S.S.R., pp. 39-49.
- (15) Jamiolkowski, M., Ladd, C.C., Germaine, T.



T. and Lancellota, R. (1985): New developments in field and laboratory testing of soils, SOA Report, Proc. of 11 th ICSMFE, San Francisco, pp. 57-153.

(16) 前掲(5), pp. 72-152.

(17) 龍岡文夫 (1987): わかりやすい土質工学原論, pp. 34-40, 土質工学会

(18) 港湾の施設の技術上の基準・同解説 (1989): 日本港湾協会, pp. 173-176.

(19) 岡田靖夫・柳生忠彦・幸田勇二 (1989): 低置換サンドコンパクションパイル工法による改良地盤の現地破壊実験, 土と基礎, 第37巻8号, pp. 57-62.

## 2. 一軸圧縮強度におよぼす乱れの影響とその実態

### 2.0 概 説

1章1.1において、わが国で現在広く行われている $q_u$ 法の根拠とその問題点を述べた。 $q_u$ 法の妥当性がサンプリング時の乱れによる強度低下に依存していることを考えるならば、このような乱れの影響が現状においてどのように表れているかを調べる必要がある。現在、多くの土質調査と試験はそれを専門とする会社によって実施されており、粘性土のサンプリングは、仕様書に定められた方法で固定ピストン付きシンウォールサンプラーを用いて行われている。このような現状の中で試料の乱れの影響、すなわち1.1の(1.1)式における係数 $c_1$ が、どのような値でありどのようなばらつきを有しているのかを調べることは、そのまま $q_u$ 法の有効性に関する実態調査であるといえる。仮に、 $c_1$ が個々のサンプリング技術に依存した不安定な値であるならば、 $q_u$ 法によって計算される安全率の信頼性は低いものと言わざるをえない。本章では、まず試料の乱れが強度におよぼす影響および乱れの補正法に関する既往の研究成果を整理して示した。次に、同一の地盤において複数の調査者によって実施された土質調査の結果を比較することによって、乱れが一軸圧縮強度に及ぼす影響の実態について調べるとともに、既に提案されている乱れの補正法の適用性を検討した。

### 2.1 試料採取時の乱れの影響とその補正法に関する既往の研究

前項で述べたように、現行の設計法が一軸圧縮強度に関して(1.1)式で示したような各要素のバランスに依存しているということは、いいかえるならば、「適度なレベル」の乱れによる強度の低下が設計法的前提になっている、ということができる。しかしながら、試料に与えられる乱れによる効果は、(1.1)式に示した他の要因(たとえば強度異方性や時間効果など)に比べ、室内試験において再現しにくい効果であるので、 $q_u$ 法において最も曖昧な部分であった。 $q_u$ 法と他の試験法や強度決定法による強度との関連を明らかにするためには、乱れに関する「適度な」レベルを定量的に明らかにすることが重要な課題である。ここでは、試料採取時の乱れに関するこれまでの研究を紹介し、残された問題点について整理することにする。

#### 2.1.1 乱さないサンプリング方法に関する研究

試料採取時の乱れに関する研究は、試料の採取技術の研究と一体の関係にある。採取された試料の乱れを評価

するためには、試料がどのような方法で採取されているかにまず注意しなければならない。今日、粘性土については、「不攪乱試料」を採取する「乱さないサンプリング(Undisturbed sampling)」の技術が一般に行われるようになってきたが、この技術の主な部分は1949年にHvorslev<sup>(1)</sup>によって確立されたものである。その後、Jakobson<sup>(2)</sup>、Kallstenius<sup>(3)</sup>によるサンプラーに関する一連の研究を経た後、1965年に国際土質基礎工学会(ISSMFE)<sup>(4)</sup>によってサンプラーの形状・寸法などの標準が定められるに至った。

わが国においては、昭和34年に開催されたサンプリングシンポジウム<sup>(5)</sup>を契機として研究が活発となり、1960年代から1970年代にかけて数多くの研究が行われている。この中で、沖積粘土地盤における乱さない試料の採取方法については、運輸省港湾技術研究所において一連の研究が実施され(藤下・松本・堀江<sup>(6)</sup>、奥村・松本・堀江<sup>(7)</sup>、<sup>(8)</sup>、松本・堀江・山村<sup>(9)</sup>)、これらの成果にもとづいて1970年に港湾工事を対象としたサンプリングの仕様が、表-2.1のように作成された<sup>(10)</sup>。表に示した仕様書は、わが国のほとんどの港湾工事において広く使用されている。

正垣<sup>(11)</sup>は、わが国の公共事業を実施している官庁等で採用しているサンプリングの調査仕様を比較し、表-2.1に示した仕様が、「全作業項目にわたり詳細かつ具体的な規制内容を示し、現在、わが国では最も厳しい仕様である」としている。このように、運輸省港湾局の仕様が厳しいのは、サンプリングに関する一連の研究を行ってきた経緯があることと、対象とする地盤が軟弱地盤であり海上工事であるため施工中の観測が困難であり、構造物が破壊した場合の損失が非常に大きいことから、事前の調査結果の信頼性を重視しているためであると考えられる。なお、本研究で用いている自然粘性土試料は、すべて表-2.1で示された仕様によって採取されたものである。

また、正垣は、同一の地盤で異なった調査者が実施したサンプリング結果を比較した例を示し、調査者によって報告される $q_u$ が平均値で10~25%、変動係数では0.06~0.10異なっていたとしている。さらに、ボーリング・サンプリングの熟練度や試料の運搬方法や試験技術が $q_u$ に大きな差を生じさせることを示し、人為差の無い土質調査方法の確立が急務であると結論した。すなわち、正垣によれば、表-2.1のような仕様書を用いても、実際に採取されている試料の品質は調査者の技術によって大きな影響を受けているということになる。

#### 2.1.2 有効応力の概念による乱れの研究

表-2.1 運輸省におけるサンプリングの仕様まとめ  
(正垣<sup>(11)</sup>)

作業項目	指 針
ボーリング 孔の削孔	<ul style="list-style-type: none"> <li>送水ポンプ：最大10 kg/cm<sup>2</sup>、流量50～60リットル/minの能力、軟弱層では送水圧3 kg/cm<sup>2</sup>以下</li> <li>孔底が5 cm より浅い場合：所定深さまで掘り直す</li> </ul>
サンプラー、 サンプリング チューブの 規定	<ul style="list-style-type: none"> <li>サンプラー：ドリルパイプ方式用ガイド付固定ピストン式シンウォールサンプラー</li> <li>サンプリングチューブ：寸法、刃先角度等を詳細に規定、また、引抜き官と指定し、反復使用は原則的に認めない</li> </ul>
ピストンロッドの固定	<ul style="list-style-type: none"> <li>一様速さで連続的</li> <li>押込み量：チューブ全長の80%を原則</li> </ul>
サンプラーの引上げ	<ul style="list-style-type: none"> <li>縁切りを行わず直ちに引き上げる</li> <li>引抜き困難な硬質土：ドリルパイプで追切りしてもよい</li> </ul>
サンプラーの解体	<ul style="list-style-type: none"> <li>振動のない場所で行う</li> <li>ピストンの引抜き：通気しながら徐々に行う</li> </ul>
サンプルのシール	<ul style="list-style-type: none"> <li>試料採取後、振動のない場所で直ちに行う</li> <li>シール：パラフィンに対し松脂3%の質量比のものを3 cm 以上</li> <li>チューブ両端にキャップして、テープ等で目封じする</li> </ul>
試料の運搬・貯蔵	<ul style="list-style-type: none"> <li>ボーリング機械に起因する振動、冬期の凍結、夏期の直射日光を避ける</li> <li>打撃、振動、極端な温度変化を避けて防衝材を用いて静かに運搬</li> </ul>
試料の押出し	<ul style="list-style-type: none"> <li>試料押出し装置：縦型</li> <li>必要量を連続して押出す</li> </ul>
土質試験	<ul style="list-style-type: none"> <li>JIS A 1216および土質工学会による</li> <li>一軸圧縮試験機：X-Y レコーダーによる自記録装置</li> <li>試験場所、使用機器：監督員の承諾が必要</li> <li>試験結果の疑義：再試験の指示</li> </ul>

試料採取時の乱れに関する理論的な研究はLaddとLambeによって開始されている。LaddとLambeは、地盤内の土要素についてサンプリングの過程での有効応力の変化に着目した<sup>(11)</sup>。図-2.1は、Laddらによって示されたサンプリングに伴う応力変化の想定図である。定性的にはであるが、サンプリングの全過程すなわち掘削、チューブサンプリング、試料の抜き出し、応力の再配分、成形および三軸試験機へのセット、拘束圧の負荷などのサンプリングの全過程における有効応力の変化を示している。すなわち、原地盤ではK<sub>0</sub>状態にあるA

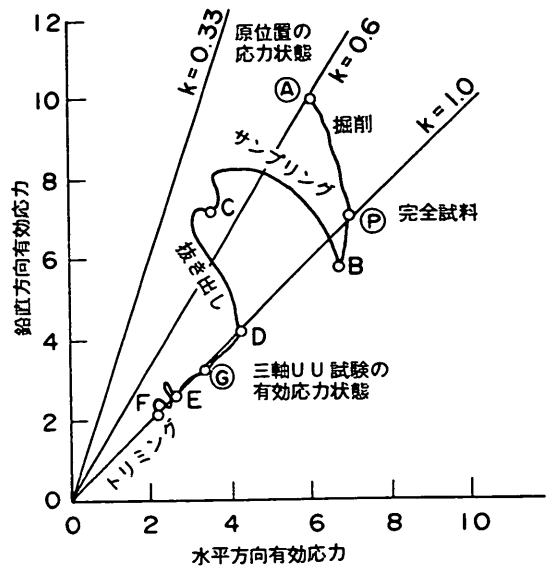


図2.1 サンプリングに伴う有効応力変化の想定図  
(Ladd・Lambe<sup>(12)</sup>)

点(理想試料)で平衡を保っているが、掘削による土被り圧の減少に伴い鉛直応力 $\sigma_v$ が減少し、P点(完全不攪乱試料：軸差拘束応力が解除された状態での試料)に到達する。B→Cはサンプリングチューブの押し込みの過程であり、C→Dはサンプルチューブから試料を押し出す過程である。さらに、応力解放とそれによる含水比の変化がD→E、トリミングと三軸セルへのセットがE→F、UU条件で三軸圧縮を行うときの有効応力状態がG点で表される。

Laddらは、これらの攪乱による有効応力の低下と過圧密粘土の類似性を考慮して、次式で表される値を「乱された試料の過圧密比」と呼んだ。

$$D = \frac{\sigma_p}{\sigma_s} \quad (2.1)$$

ここに、 $\sigma_p$ は完全不攪乱試料の残留有効応力であり、 $\sigma_s$ は採取試料の残留有効応力である。ここで完全不攪乱試料というのは、土試料に原位置の応力を解除する以外にいったい機械的な乱れを与えないでサンプリングした試料のことである。

奥村は、Laddらの研究を発展させ、我が国の沖積粘土の乱れに関する一連の実験的研究を行った<sup>(13)</sup>。奥村は、(2.1)式で定義される値を攪乱比と呼び、数多くの室内試験の結果より土質諸定数と攪乱比との関連性を調べた。その結果、力学的諸定数における乱れの影響は、攪乱比によって統一かつ定量的に評価できるとしてい

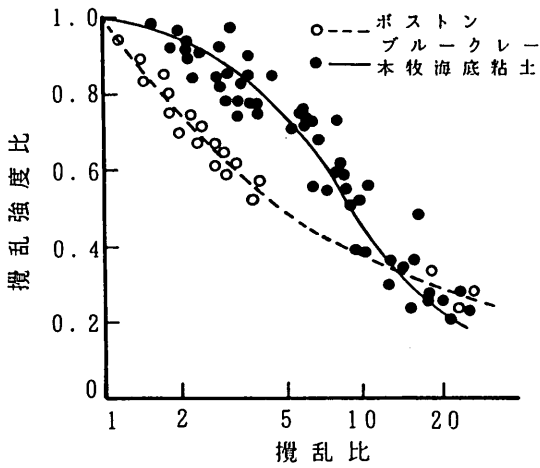


図-2.2(a) 攪乱比と強度低下率

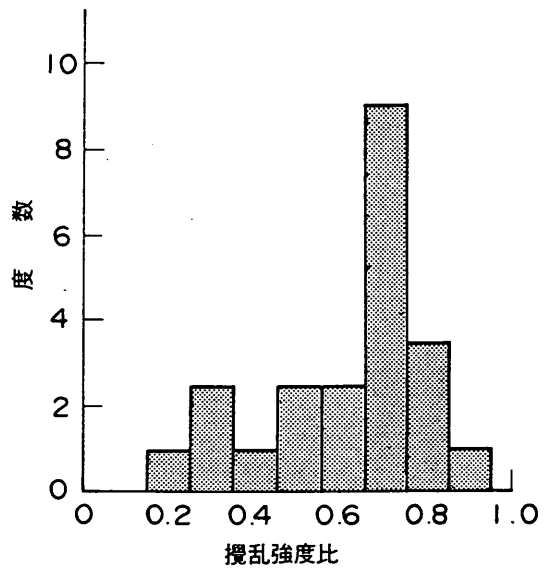


図-2.3 攪乱強度比の頻度分布

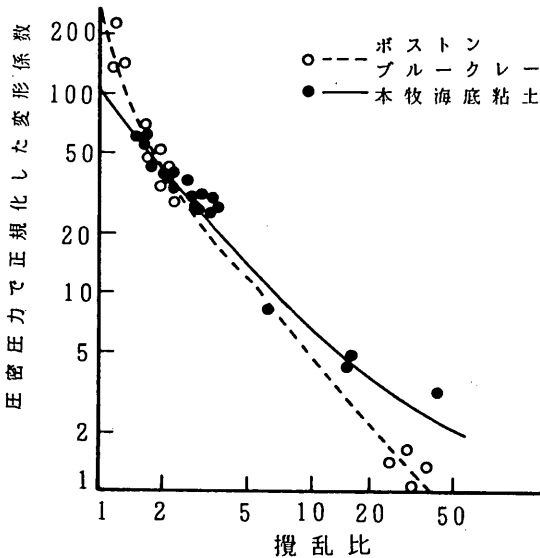


図-2.2(b) 攪乱比と変形係数

る。奥村は、三軸試験を用いて試料に繰り返しせん断変形を与えたときの有効応力の低下と強度および変形係数の低下の関係を求め、図-2.2(a), (b)のように示した。図をみると、ボストンブルークレーと横浜本牧粘土のいずれにおいても、乱れによる強度、変形係数の低下と攪乱比の増加については一義的な関係がみられる。また、攪乱による影響は、強度の低下よりも変形係数の減少において顕著であることがわかる。

さらに、奥村は乱さない試料の残留有効応力を直接測定して攪乱比を求め、攪乱比と強度の低下との関係から、攪乱強度比(攪乱を受けた試料の強度と完全試料の強度の比)の頻度分布を求め、図-2.3のように示した。図

をみると、乱さないサンプリングによって得られる試料の強度は、完全不攪乱試料に対し、平均すると30%程度低下している。以上の、奥村の結果は限られた試料について行われたものであるが、現在実施されているサンプリングによる試料の一軸圧縮強度に関しては、乱れによる強度の低下が概ね30%程度であることを示唆している。

さて、実際の土試料の乱れの程度はサンプリング技術の良否すなわち採取された試料の品質によって大きく変わるため、個々の試料についての定量的な品質評価を行う必要がある。奥村は、それぞれの土について室内試験で図-2.2(a), (b)のような関係を求め、一軸圧縮試験における変形係数  $E_{50}$  を用いて、乱れによって低下した強度を補正することを提案した。すなわち、 $E_{50}$  と図-2.2(b)によってまず攪乱比を求め、次に図-2.2(a)を用いて攪乱強度比を求めることによって、個々の試料について完全不攪乱試料が求められるのである。

### 2.1.3 変形係数を用いた一般的な強度補正法

奥村の提案した乱れの補正法では、乱れによる強度低下、変形係数の減少と攪乱比とを関連づける図-2.2(a), (b)の関係を、個々の粘土について求める必要がある。図-2.2(a), (b)は、粘土試料を三軸試験によって正規圧密状態までK. 圧密し、その後軸差応力を解除して繰り返し非排水せん断を行って求められた図であるが、実務においてこのような複雑な試験を実施することは、試験技術やその精度さらには試験費用の問題から、きわめて困難であるといえる。中瀬・日下部・野村<sup>(14)</sup>は、奥村の方法をさらに拡張して、個々の試料について三軸試

験を行わないで同様の補正を行うことを考えた。まず、室内で粒度と塑性を調整した粘土試料の三軸試験結果から、塑性指数  $I_p$  と完全不攪乱試料の変形係数  $E_{sp}$  の関係を、次のような実験式として求めた。

$$E_{sp}/\sigma_v = \frac{41}{(0.019 I_p + 1.017)^2 - 1} + 91$$

ここに  $\sigma_v$  は軸方向の有効圧密圧力である。さらに、過圧密比と強度および変形係数の関係を実験式として求め、乱れによる有効応力の低下を膨張による過圧密の効果と等価と仮定して、正規圧密粘土の  $q_u/2$  について、次の補正式を提案している。

$$c_{sp}/c_{us} = \left[ \left\{ \frac{41}{(0.019 I_p + 1.017)^2 - 1} + 91 \right\} / (E_{sp}/p_0) \right]^{0.085} \quad (2.2)$$

ここに  $c_{sp}$  は完全試料の強度、 $c_{us}$  は採取した試料の  $q_u/2$ 、 $p_0$  は土かぶり圧である。(2.2) 式は、一軸圧縮試験によって求められる強度を、塑性指数  $I_p$  と変形係数  $E_{sp}$  を用いて補正できることから、奥村の方法に比べ実用的な価値は高いといえる。

このように、奥村の方法およびそれを発展させた中瀬らの補正式は、乱れの影響を取り除いて完全試料の強度を求めるようにするものである。これらの補正が十分に機能すれば、サンプリングの技術の良否による試験結果の差も取り除くことができる。しかし、乱れの影響が完全に除去された場合、補正された強度を設計に用いるためには、1.1で述べた  $q_u$  法を成立させている他の要素についてもあわせて考慮することが必要になる。すなわち、乱れの影響だけを完全に除去した場合は、(1.3) 式で示した各要因の調和を崩すことになるからである。

#### 2.1.4 砂分の多い粘性土の乱れに関する研究

自然地盤は、通常、砂分、シルト分、粘土分のすべての粒度を含んでいる場合が多い。一軸圧縮強度が適用される「粘性土地盤」とは、どのような粒度の土をカバーすることになるであろうか。港湾施設の技術上の基準(運輸省港湾局)によれば、砂分が80%以上の土を砂質土、砂分が80%未満の土を粘性土としている。砂分が60~80%の土は、粘性土と砂質土の中間的な性質を示すことから中間土と呼ばれる場合があるが、中間土に対する強度決定法はまだ十分に確立されていない。したがって、現状では、一軸圧縮試験による強度決定法は砂分が最大80%の土まで適用される場合がある。

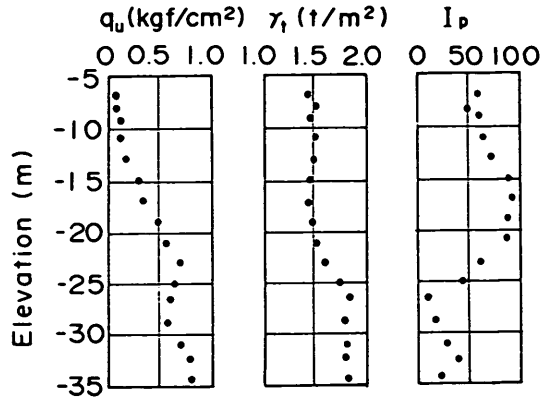


図-2.4 砂分による一軸圧縮強度の低下 (中瀬他<sup>(15)</sup>)

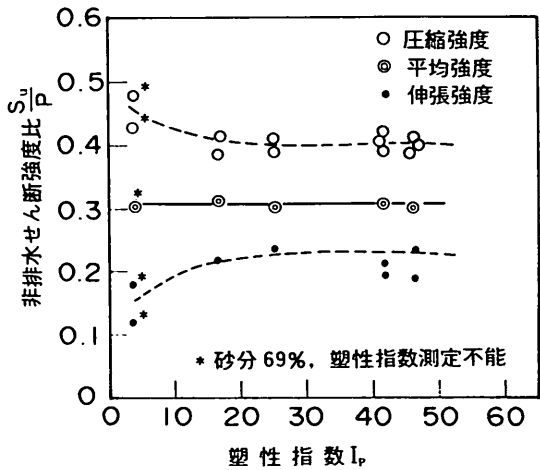


図-2.5 塑性指数と正規化された強度 (土田<sup>(16)</sup>)

一般に同じ条件でサンプリングを行っても、砂分含有率の大きい層では、その前後の砂分の少ない層に比べ一軸圧縮強度が明らかに低下する場合が多い。図-2.4に一例を示すが、 $q_u$  は深度とともに増加する傾向があるものの、砂分が多く塑性が低い部分での顕著な低下がみられる。このような強度の低下の原因としては、もちろん土自体の強度が低下していることが考えられる。しかし、室内三軸試験を行った結果によると、砂分が多くなっても強度はほとんど変化しない。図-2.5は、実験室内で調整した砂分の多い海成粘土について、三軸試験で  $K_0$  圧密した後に圧縮および伸張強度を求めた例である<sup>(16)</sup>。図をみると、圧縮および伸張強度のいずれも、砂分が増加して塑性が低下しても非排水強度はあまり変化しないことがわかる。したがって、塑性の低下によって  $q_u$  が部分的に低下するのは、土自体の強度の低下ではなく試料採取時の乱れの影響によると考えられる。

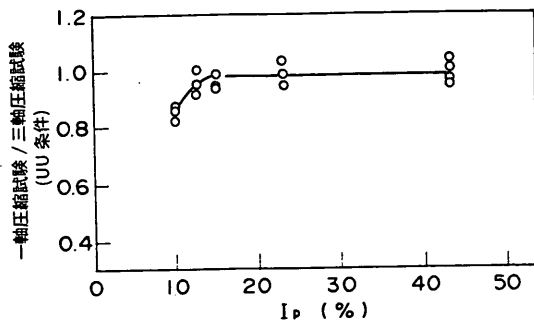


図-2.6 塑性指数と三軸 UU 試験の強度 (正垣<sup>(11)</sup>)

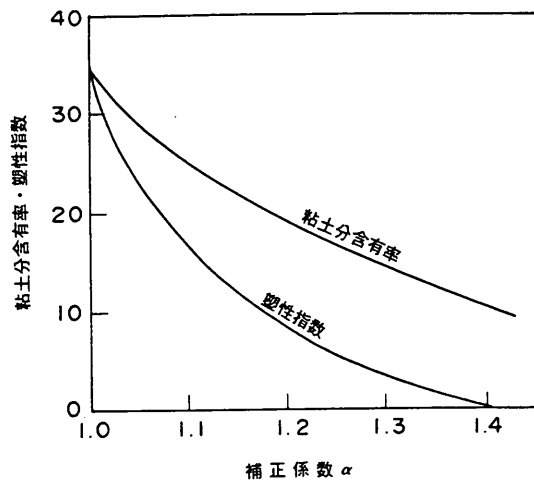


図-2.7(a) 補正係数  $\alpha$  (中瀬他<sup>(15)</sup>)

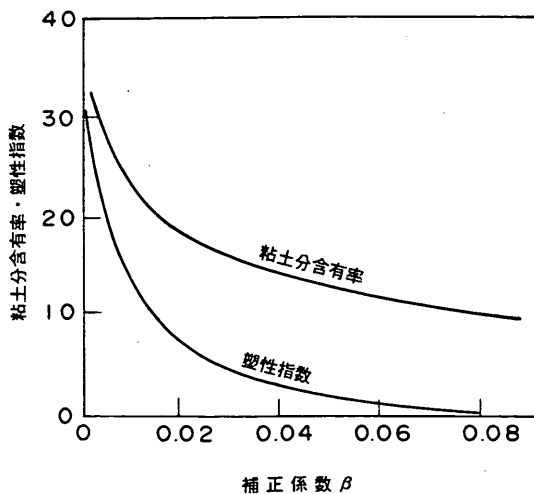


図-2.7(b) 補正係数  $\beta$  (中瀬他<sup>(15)</sup>)

塑性が低下することによって  $q_u$  が顕著に低下する原因として、まず試料採取に伴う拘束圧の解除が考えられ

る。Ladd らや奥村によると、機械的な攪乱が全く加えられない場合は、応力の解除による非排水強度の低下が 1~8% であるとされている。しかし、これらはいずれも塑性指数が 40 以上の粘性土の場合である。塑性が低下するとともに、応力解除後の試料は残留有効応力を内部に保持しにくくなり、強度の低下が大きくなることが予想される。

正垣は、室内で調整した試料を用いて一軸圧縮試験と三軸 UU 試験を実施し、応力解除の影響を調べている。図-2.6 にその結果を示すが、塑性指数が 15 以上の場合には三軸 UU 強度と一軸圧縮強度はほぼ一致し、拘束圧の有無が一軸圧縮強度にあまり影響しないことがわかる。しかし、塑性指数が 15 以下になると一軸圧縮強度は三軸 UU 強度よりも明らかに低下している。

中瀬・勝野・小林<sup>(15)</sup> は、砂分の多い粘性土の場合に拘束圧の解除によって  $q_u$  が著しく低下することを室内試験によって確かめ、砂分の多い粘性土の一軸圧縮強度を補正する方法を提案した。中瀬らの方法は、試料の粘土分含有率あるいは塑性指数によって図-2.7(a), (b) に示すグラフより係数  $\alpha$  と  $\beta$  を求め、次の式によって補正されたせん断強度  $\tau_F$  を求めるものである。

$$\tau_F = \alpha \cdot (q_u / 2) + 0.8 \cdot \beta \cdot \sigma_v \quad (2.3)$$

ここに、 $\sigma_v$  は試料の土被り圧力 (全応力) である。

中瀬・勝野・小林の方法は、砂分の多い場合に拘束圧の除去の影響による乱れが著しくなることに着目して通常の粘土と同程度まで補正しようとするものであり、したがって Ladd・Lambe, 奥村, 中瀬・日下部・野村のようにサンプリング時の機械的な乱れによる影響については考慮されていない。いわば、乱れの影響を現行の設計法の暗黙の前提となっているレベルにそそぐ、過度の乱れによってくずれたバランスを回復させるという考え方である。

## 2.2 一軸圧縮強度の調査者による違いの実態<sup>(16), (17)</sup>

これまでの乱れに関する研究は、多くの場合、ボーリングやサンプリングが一定の水準で行われた場合を想定したものが多かった。しかし、強度決定法としての  $q_u$  法の妥当性を検討する場合は、実際に行われている土質調査・試験の水準がどの程度であるかを把握する必要がある。現在、ほとんどの土質調査はその業務を専門とする会社によって実施されている。これらの会社は国内で約 150 社あるが、会社の規模や技術者の数にも大きな差があり、ボーリングやサンプリングの技術について会社

による差,あるいは実際の業務をおこなった技術者による差があることが予想される。官庁など公共事業の実施主体から土質調査を発注する場合は,特別の理由が無い限り会社を指定することは行われず,通常は指名競争入札によって調査会社が決定される。実際の設計は,これらのさまざまな会社によって調査・試験されたデータにもとづいて行われているのであり,  $q_u$  法の妥当性を論じるためには,これらの会社によって採取されている「乱さない試料」の品質の実態を検討する必要がある。

試料採取時の乱れの影響の実態を調べる方法として,同一の地盤において複数の調査者によって実施された調査試験の結果を比較する方法がある。同一の地盤では,(1.1)式における各係数が,サンプリング時の乱れによるもの  $c_1$  を除いてほぼ一致しているはずである。したがって,もしこれらの複数の調査者による結果がほとんど一致しているならば  $c_1$  は安定した値を持つといえるが,これらの結果に大きな違いがみられる場合は,  $c_1$  は調査者の技術に依存した不安定な値であって(1.1)式の関係が常には成立していないことになる。このような検討は,正垣によっても行われているが,ここでは港湾の軟弱粘性土地盤での事例を数多く集め,詳細に検討した。

このような検討を実施する場合に最も問題になるのは,地盤条件そのものの再現性である。同一の地盤といってもボーリング孔そのものは異なっているので,隣接した地点から異なった調査結果が報告されている場合でも地盤条件そのものが大きく変化しているという可能性を全く否定はできないわけである。しかし,幸い筆者らが取り扱っている海底地盤は,沖積粘土を中心として広範囲にわたって均一であることが多いので,これらの中から事例を収集した。

### 2.2.1 東京湾における土質調査の事例<sup>(10)</sup>

#### (1) X 港の事例

東京湾のある港湾において,5社(それぞれA,B,C,D,E社とする)によって実施されたボーリングの事例を検討した。図-2.8は,各社のボーリング位置図とボーリングを行った地点の代表的な深度方向粒度分布とをあわせて示している。図のように,護岸に平行な海上で各社とも9~10本のボーリング,サンプリングと土質試験を実施している。ボーリング方法はロータリー式で,海上に鋼製の作業台を設けて行った。調査と試験は,表-2.1に示した港湾工事共通仕様書にもとづいて行われている。また,地盤は表層から深度21~24mまで粘性土が連続的に堆積し,その下部において砂分の多い層が現れている。図-2.9は,各社によって求めら

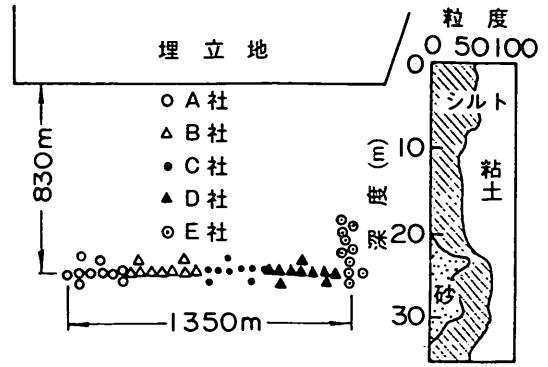


図-2.8 ボーリング位置と深度方向の粒度組成 (東京湾 X 港)

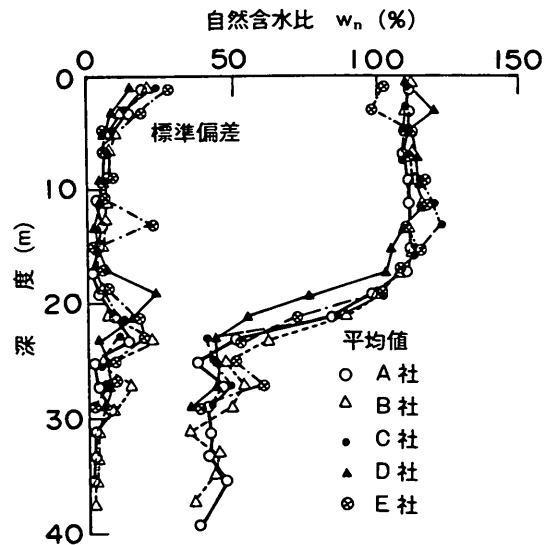


図-2.9 自然含水比の平均と標準偏差

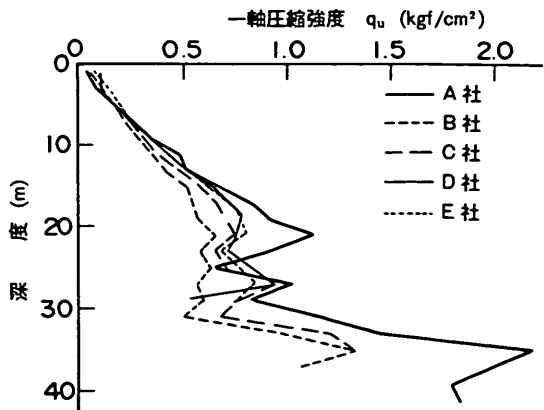


図-2.10  $q_u$  の平均値の比較

れた自然含水比について、それらの平均値と標準偏差の各社間の比較を示したものである。図のように、表層から深度 20 m の範囲で各社の深度～自然含水比関係はほとんど一致しており、この地域の地盤がかなり均一であることを示している。

図-2.10 は、各社の  $q_u$  の平均値を比較したものである。図のように、 $q_u$  は深度と共に直線的に増加しているがその増加の割合には顕著な差が見られる。5 社の中

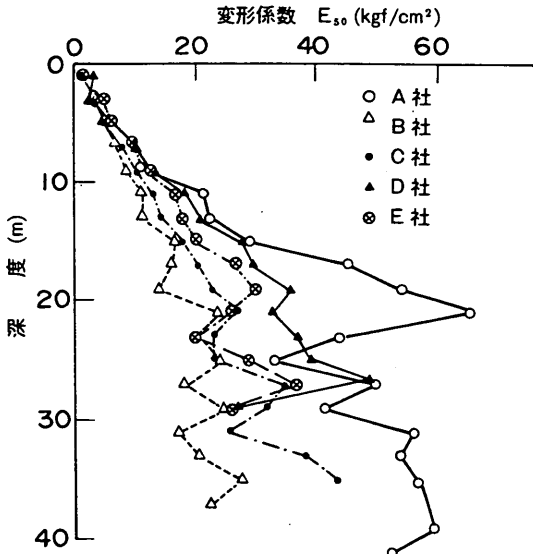


図-2.11 変形係数  $E_{50}$  の比較

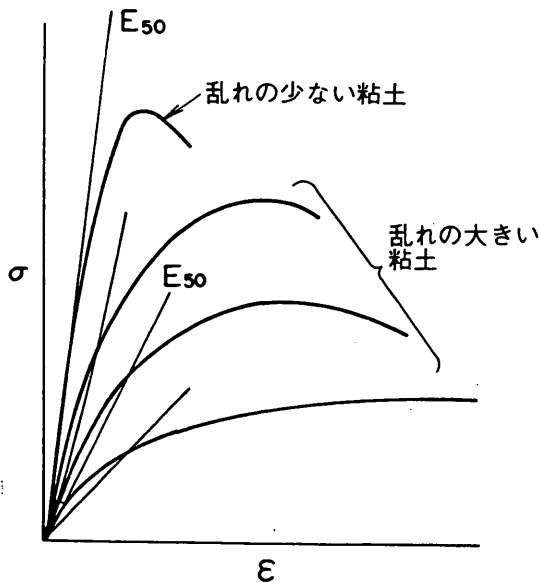


図-2.12 応力ひずみ関係の模式図

では、いずれの深度においても B 社の  $q_u$  が小さいこと

が明らかである。5～14 m の区間では A, C, D, E の 4 社には顕著な差が無く、B 社の強度が 4 社に比べ約 20～25% 小さくなっている。

図-2.11 は、各社の  $E_{50}$  の平均値を比較したものである。図のように  $E_{50}$  には 5 社の違いが  $q_u$  よりもはっきりとあらわれ  $A > D > C > E > B$  の順に大きくなっている。2.1 でのべたように、奥村によれば、変形係数  $E_{50}$  は粘土試料の乱れの程度を示す攪乱比と密接な関係があり、攪乱比の増加にともなって  $q_u$  よりもより顕著に低下する。図-2.12 はこの関係を模式的に表しているが、図のように乱れによって破壊ひずみが増加し、 $q_u$  の低下率よりも  $E_{50}$  の低下が大きくなる。したがって、 $q_u$  と  $E_{50}$  の関係を比べると、乱された粘土ほど同じ  $q_u$  に対して  $E_{50}$  の値が小さくなる、すなわち  $E_{50}/q_u$  は小さくなる。図-2.13 は、各社の  $q_u$  と  $E_{50}$  の関係を比較したものである。図のように、あきらかに  $A > D > C > E > B$  社の順で  $E_{50}/q_u$  は大きくなっているが、

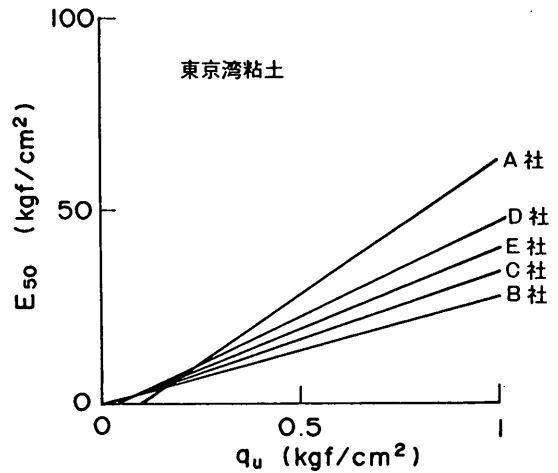


図-2.13  $q_u$  と  $E_{50}$  の関係

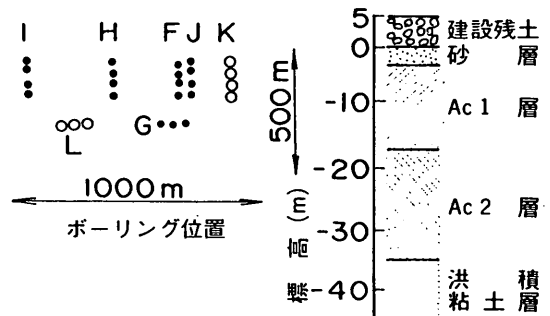


図-2.14 ボーリング位置と地盤構成(東京湾 Y 港)



この順番は図-2. 10の $q_u$ の比較とびったりと対応している。以上の考察から、この事例においては図-2. 12に示した乱れのパターンがほぼあてはまると考えられ、 $A > D > C > E > B$ 社の順にサンプリング時の乱れは小さかったと推定される。

(2) Y港の事例<sup>(17)</sup>

東京湾の沖積地盤は、表層に近く堆積年代が若い $Ac_1$ 層と、その下において年代が古い $Ac_2$ 層に分けて取り扱われている。Y港においては $Ac_2$ 層が深度18~20m付近から深度30~35mまでに広範囲にわたって連続的に堆積している。含水比などの物理試験結果をみると $Ac_2$ 層が非常に均一な粘土層であることがわかっ

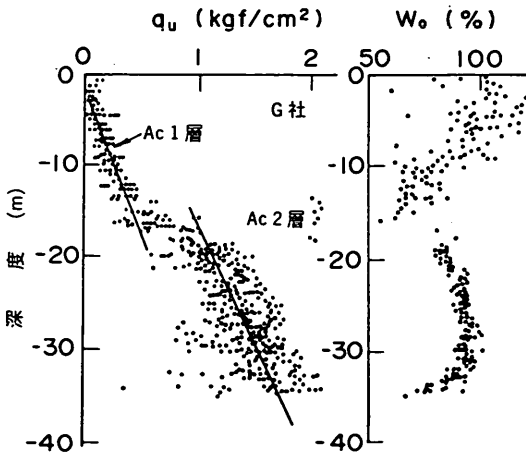


図-2. 15 深度と含水比,  $q_u$ の関係 (G社)

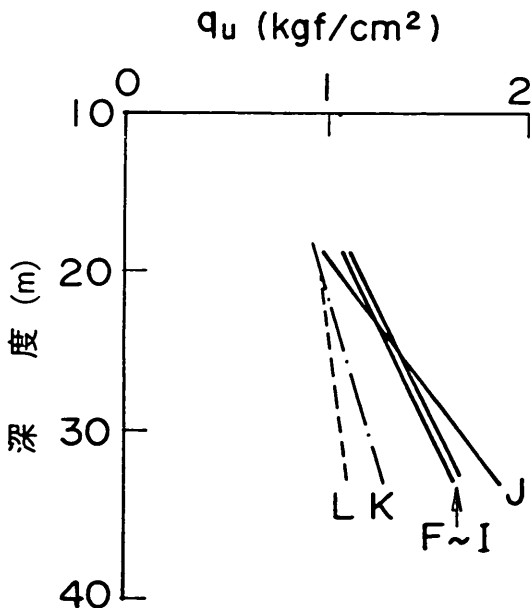


図-2. 16 深度と $q_u$ の平均値の比較

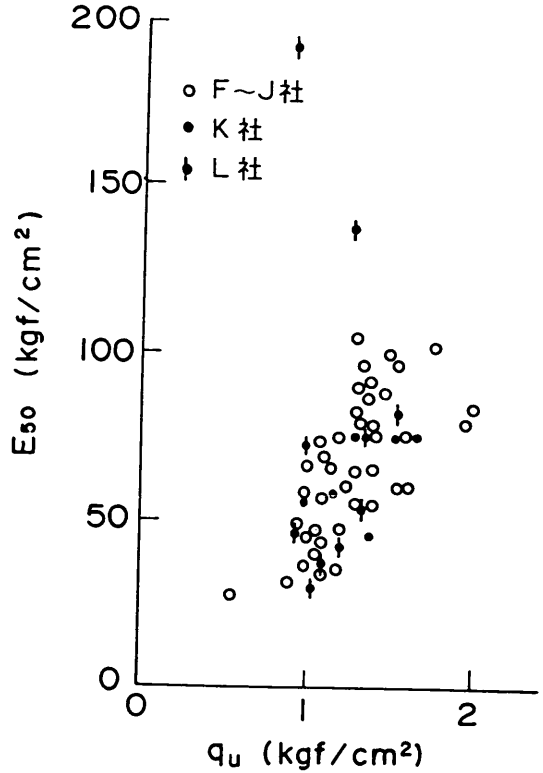


図-2. 17  $q_u$ と $E_{s0}$ の関係

ているので、7社によって実施された $Ac_2$ 層の土質調査試験結果を比較した。図-2. 14はボーリングの位置と、この付近の代表的な地盤構成を示している。

図-2. 15には、一例としてG社によって報告された深度~含水比,  $q_u$ の関係を示した。図のように、 $Ac_2$ 層の含水比は比較的均一であるが $q_u$ は変動係数約0.15でばらついている。図-2. 16は、各社の深度~ $q_u$ の平均値の関係を比較したものである。図のようにF, G, H, I, J社の $q_u$ 平均値がほぼ一致しているのに対してK, L社の $q_u$ は約25%小さい。

図-2. 17は、7社の $q_u$ と $E_{s0}$ の関係を比較したものである。図のように、この事例ではF~J社とK, L社においては、 $q_u$ の差と $E_{s0}/q_u$ について図-2. 13にみられたような傾向の違いがみられず、むしろ $q_u$ 平均値の小さかったL社の場合には $E_{s0}/q_u$ が他の6社よりも大きくなっている。

さて、本事例を検討する中で、K社の場合だけは試料の採取をデニソンサンプラーで行っていることが判明した。他の6社はすべて固定ピストン付きシンウォールサンプラーで採取されている。粘性土地盤の場合シンウォールサンプラーによって $q_u$ が2.0 kgf/cm<sup>2</sup>程度までは採取できるはずであるが、K社では調査担当者がデニソ

ンサンプラーの方が確実に採取できると考えて使用したようである。デニソンスンプラーは外管と内管より成り、カッターを装着した外管を回転させつつ内管を押し込む方法であり、硬質粘土地盤の採取によく用いられているが、軟弱地盤の場合は一般にシンウォールサンプラーを用いた場合よりも乱れが大きくなると考えられる。このようにK社の $q_u$ が低かった原因はサンプリング方法の違いであると推定されたが、L社の $q_u$ 平均値が小さかった原因についてははっきりしなかった。また、図-2.16のF~Jの5社の結果をみると、 $q_u$ の平均値に比較的良好な一致がみられることが注目される。このことは、個々の $q_u$ 値が図-2.15にみられるようにばらばらであるにもかかわらず、それらを平均した値は5社については安定しているということである。 $q_u$ 法においては、地盤の設計定数として用いられるのは $q_u$ の平均値であって $q_u$ 値そのものではない。図-2.16のF~J社の関係は、採取された試料の乱れの程度が一定の範囲内にあるならば、 $q_u$ の平均値は比較的安定していることを示しているようである。

### 2.2.2 大阪湾における土質調査の事例<sup>(18)</sup>

大阪湾の海底地盤における土質調査結果を用いて同様の比較を行った。図-2.18(a)は、対象とした地盤のボーリング位置図である。この地区は沖合5kmにあり、水深は岸からの距離とともに徐々に深くなっている。最も岸に近い箇所では水深約17m、最も岸に遠いところで約20mである。海底地盤の土層構成も深度とともに変化

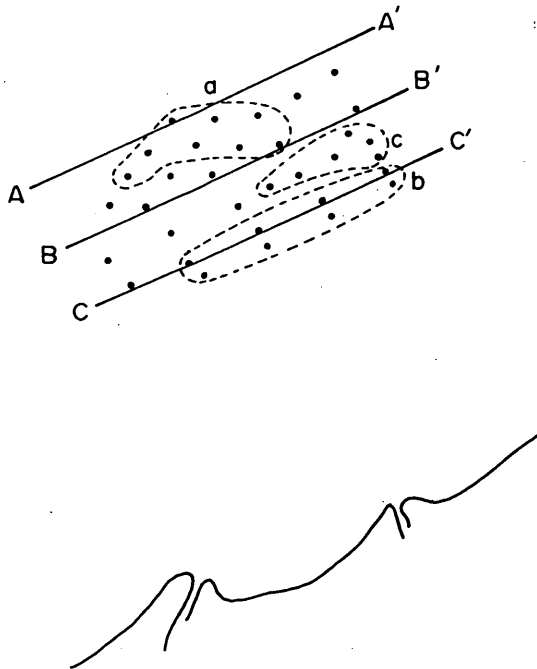


図-2.18(a) ボーリング位置図

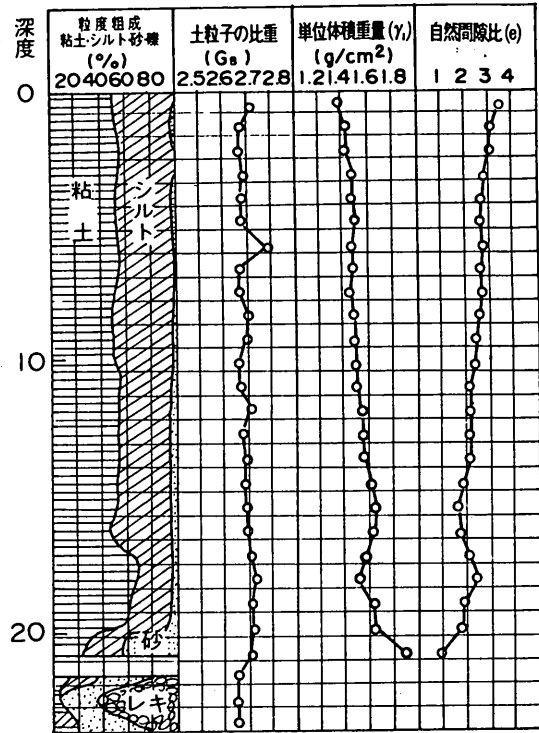


図-2.18(b) 代表的な地盤構成

しているが、岸に対して平行なラインにそってはほぼ一様な性質を示している。図-2.18(b)にこの地域の代表的な地盤構成を示した。図のように、表層から17~18mの層厚で均一な沖積粘土が連続している。含水比は深度とともにしだいに減少する傾向を示し、表層で120~140%、深度18mで70~80%の範囲にある。標準圧密試験の結果、これらの沖積粘土は正規圧密粘土であることがわかっている。図のようにボーリング位置は広範囲にわたっているため、図のように地域をa, b, cの3つのグループに分け、それぞれにおいて2ないし3社の試験結果を比較した。これらの各グループ内で比較の対象としたボーリング孔は200~1000m離れているが、この地域の沖積粘土地盤はきわめて一様性が高く、工学的にほぼ同一の地盤と判断しようと考えた。

図-2.19(a)は、図中のA-A'ライン約4kmにそって10地点の深度と含水比の関係を示したものであるが、沖積粘土層の堆積する表層から深度20mまでほぼ一様な深度~含水比関係を示すことがわかる。図-2.19(b)は、B-B'ラインについて同様に調べたものである。沖積層は表層から深度17mまでであるが、やはりほぼ一様な深度~含水比関係を示す。図-2.19(c)は、

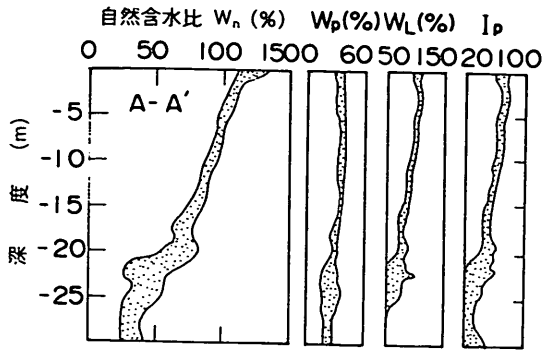


図-2. 19(a) 深度と含水比の関係 (A-A'ライン)

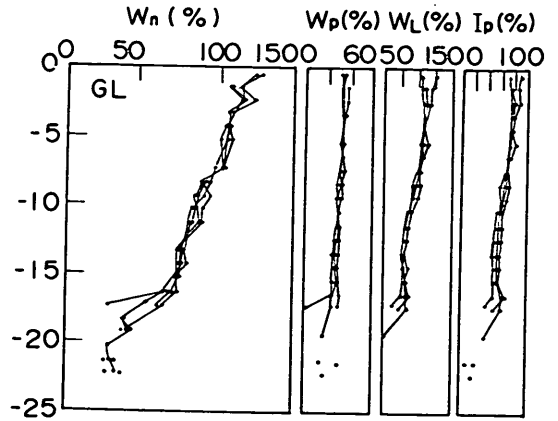


図-2. 20 自然含水比とコンシステンス指数 (グループ a)

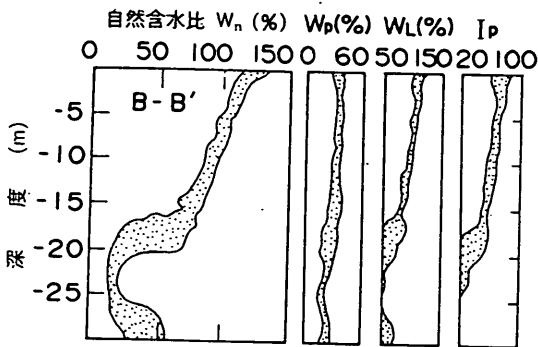


図-2. 19(b) 深度と含水比の関係 (B-B'ライン)

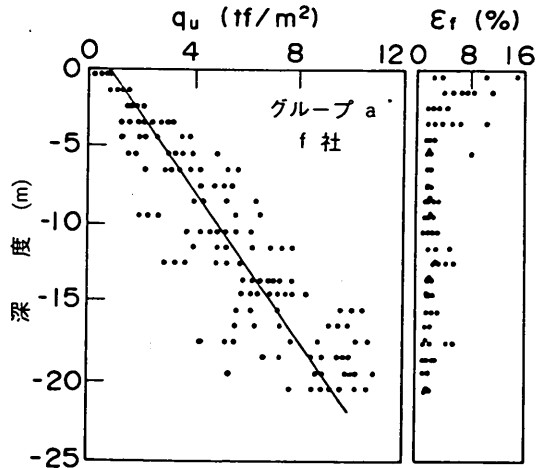


図-2. 21(a) 一軸圧縮強度と破壊ひずみ (f 社)

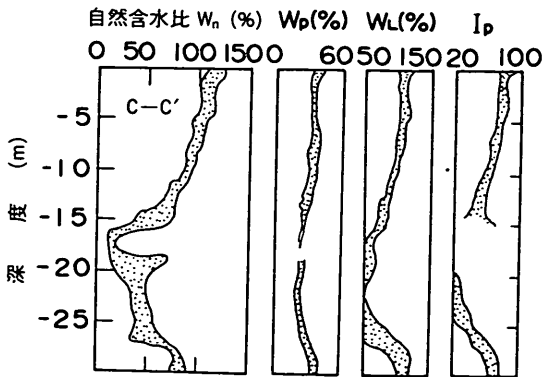


図-2. 19(c) 深度と含水比の関係 (C-C'ライン)

C-C'ラインであるが沖積層は表層から深度 14 m までであり一様な深度～含水比関係を示す。これらより各深度で含水比の変動係数を求めると、0.05～0.11 の範囲であった。東京湾の事例においては 0.03～0.08 であったので大阪湾の場合はやや変動が大きいが、工学的にはほぼ同一の地盤とみなしうると考えられる。

(1) グループ a

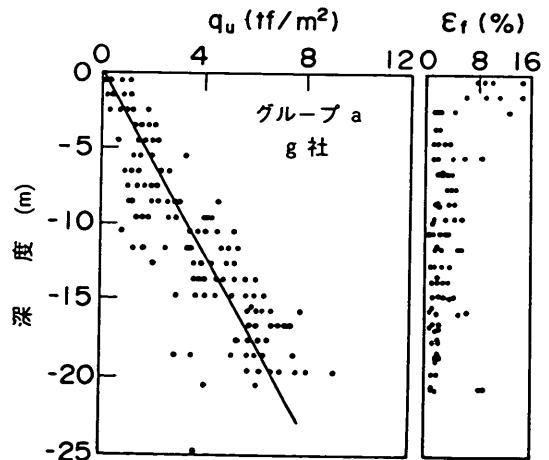


図-2. 21(b) 一軸圧縮強度と破壊ひずみ (g 社)

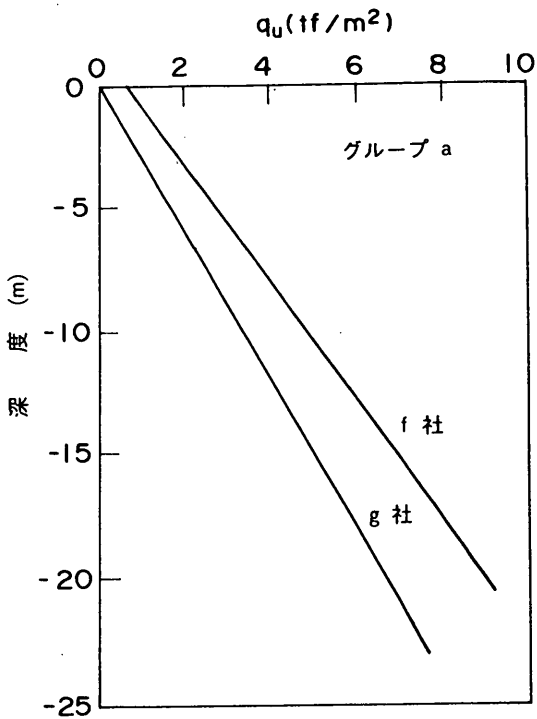


図-2.22(a)  $q_u$ の平均の比較(グループa)

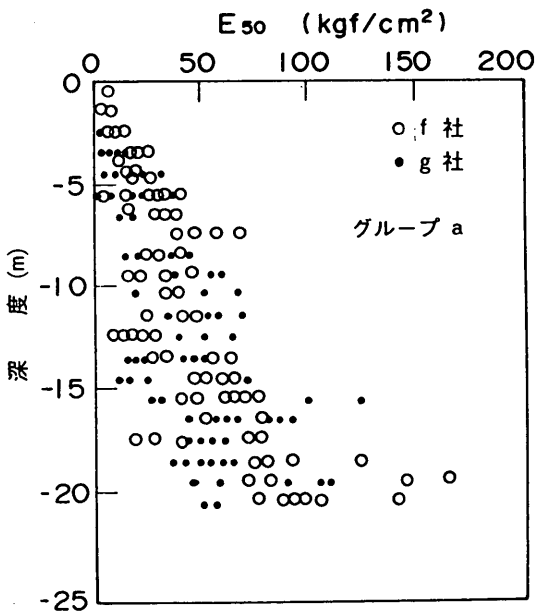


図-2.22(b)  $E_{so}$ の比較

図-2.20は、f社およびg社による土質調査によって得られた自然含水比、コンシステンシー指数であり、土質特性がほぼ同一であることを示している。図-2.21(a)、(b)は両社による深度と一軸圧縮強度、破壊ひずみ

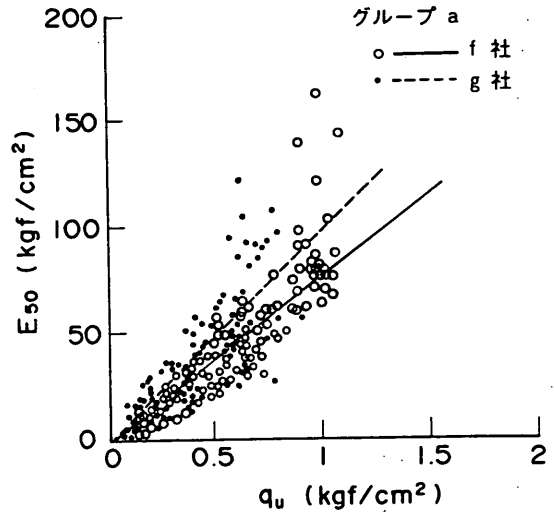


図-2.23  $E_{so}$ と $q_u$ の比較(グループa)

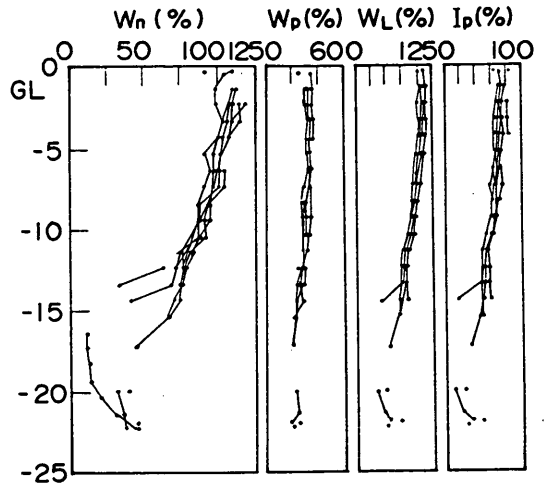


図-2.24 自然含水比とコンシステンシー指数(グループb)

の関係であり、図-2.22(a)に平均強度の比較を示した。図のように両社の結果は強度で約25%の違いがみられる。図-2.22(b)は両社の変形係数  $E_{so}$  を比較したものである。図のように、 $q_u$ に差があるにもかかわらず変形係数にはあまり差がみられなかった。このことは  $E_{so}$  と  $q_u$  の関係を比較した図-2.23においてははっきりとわかり、 $E_{so}/q_u$ は  $q_u$ が大きいF社の場合にむしろ小さくなっている。図-2.23に示された関係は、東京湾X港の事例における図-2.13よりも、東京湾Y港の図-2.17でみられた関係に近いといえる。

(2) グループb

図-2.24は、h社、g社、i社による自然含水比、コ

ンシステンシー指数である。図-2. 25 (a), (b), (c) は 3 社の深度と一軸圧縮強度の関係であり、図-2. 26 に平均強度の比較を示した。図のように g 社、i 社の強度は、h 社に比べ約 10% 小さくなっている。図-2. 27 は、3 社の変形係数  $E_{50}$  と  $q_u$  の関係を示したものであるが、各社ごとに  $E_{50}$  と  $q_u$  の関係は大きな差がみられ、 $E_{50} / q_u$  の平均を比較すると、h 社、g 社、i 社それぞれ 80, 104, 45 となっている。h 社と i 社については  $q_u$  の差と  $E_{50} / q_u$  に関して図-2. 13 のような関係がみられるが、g 社についてはあてはまらなかった。

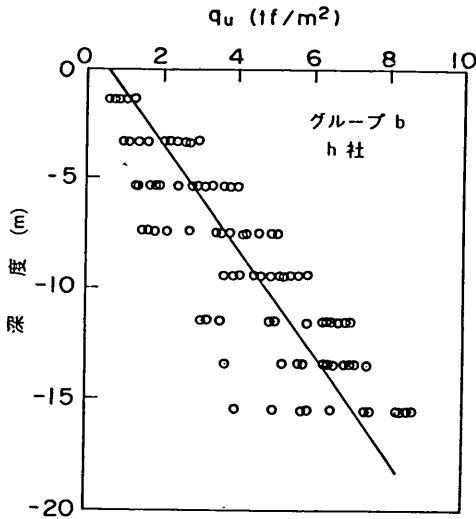


図-2. 25 (a) 深度と一軸圧縮強度の関係 (h 社)

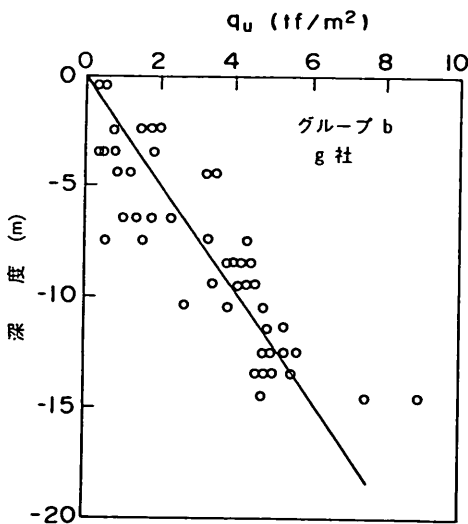


図-2. 25 (b) 深度と一軸圧縮強度の関係 (g 社)

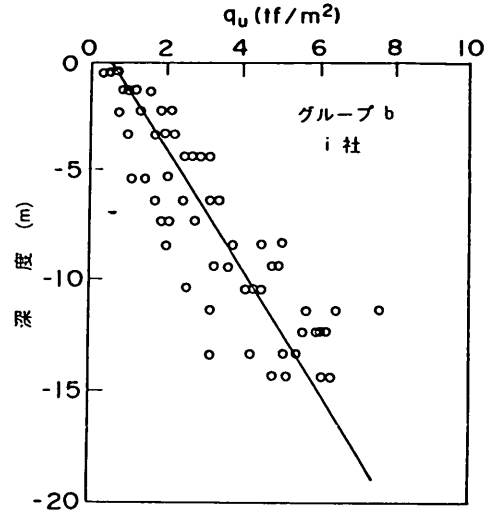


図-2. 25 (c) 深度と一軸圧縮強度の関係 (i 社)

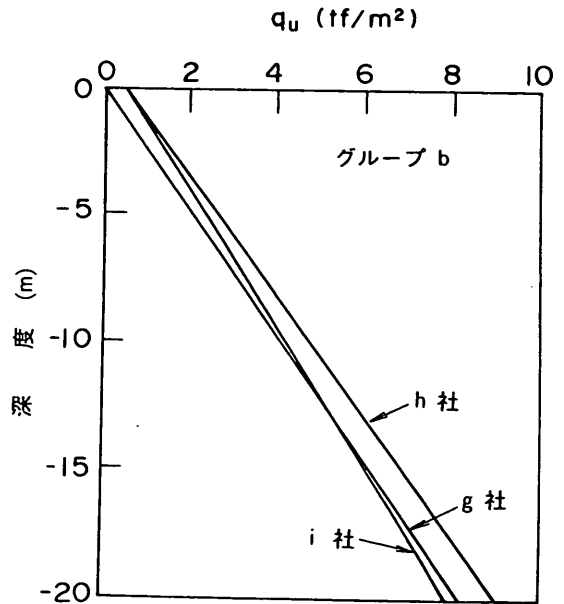


図-2. 26 平均強度の比較 (グループ b)

### (3) グループ c

図-2. 28 は f 社と j 社の深度と自然含水比、コンシステンシー指数である。図-2. 29 (a), (b) に両社による深度と一軸圧縮強度、破壊ひずみの関係、図-2. 30 に平均強度の比較を示した。図のように j 社によって求められた平均強度は、f 社の強度に比べ約 15% 小さくなっている。図-2. 31 は  $E_{50}$  と  $q_u$  の関係であるが、 $E_{50} / q_u$  の比は  $q_u$  が大きい f 社の場合にむしろ小さくなっており、このことはグループ a の場合と同様である。

(1)~(3)の3つのグループの比較により、大阪湾の事例では調査者の違いによって、求められた一軸圧縮強度の平均値に10~25%の違いがみられることが判明した。さらにこれらの $q_u$ の違いと変形係数 $E_{50}$ の間には、たとえば東京湾X港の事例でみられたような関係、すなわち $q_u$ が乱れによって低下した場合は変形係数 $E_{50}$ は $q_u$ 以上に低下するという関係がみられなかった。

### 2.2.3 伊勢湾における土質調査事例

次に、伊勢湾のZ港における土質調査結果における事例を示す。図-2.32は、O社とP社によって報告された深度と $q_u$ の関係を比較したものであるが、図のように、P社によって報告された $q_u$ 値はO社に比べ約20~25%小さくなっている。この地盤では同時に3成分

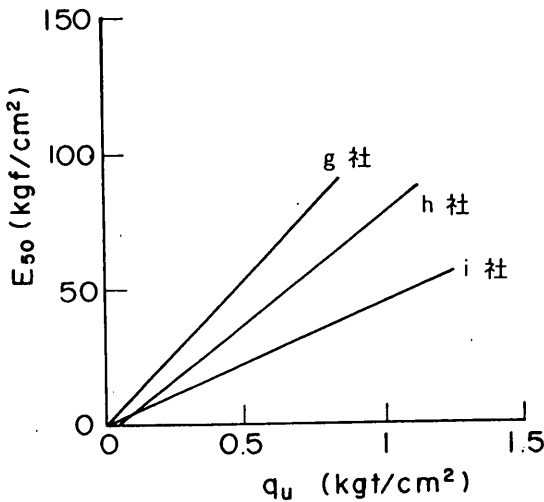


図-2.27  $E_{50}$ と $q_u$ の関係(グループb)

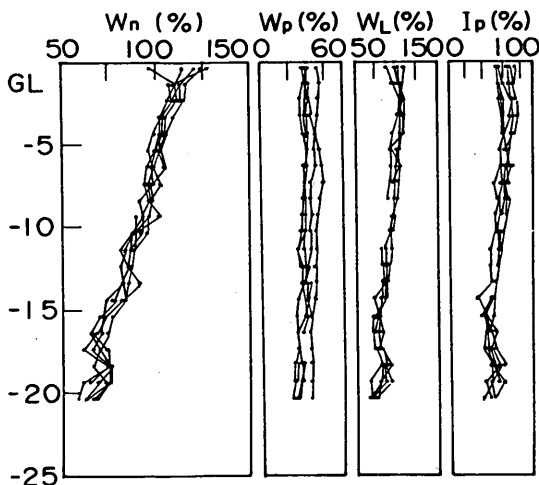


図-2.28 自然含水比とコンシステンシー指数(グループc)

コーン試験が実施されており、図-2.33は両社によって報告された深度とコーン貫入抵抗 $q_c$ の関係である。図をみると、 $q_u$ が大きいO社の $q_c$ はP社によって報告された $q_c$ よりもむしろ小さくなっている。周辺の地盤の他の土質調査結果を比べると、O社の $q_u$ と $q_c$ の関係はほぼ妥当なものであり、したがって図-2.32における $q_u$ の差は、P社のサンプリング時の乱れ方が大きかったことによる可能性が高いと考えられる。

### 2.3 一軸圧縮試験の強度補正法の適用性の検討

4つの地域において調査者の違いによる試験結果の違いを調べた結果から、一軸圧縮強度の平均で10~25%程度の差がありうるということがわかった。奥村によって提案された $q_u$ の補正法、さらにそれを一般化した中瀬・日下部・野村の補正法は、乱れによって一軸圧縮試験の応

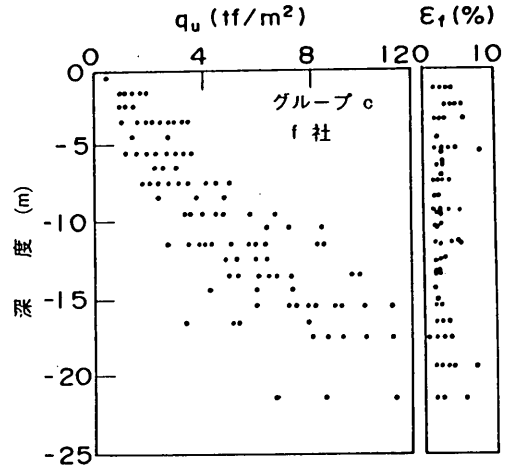


図-2.29(a) 深度と一軸圧縮強度、破壊ひずみの関係(f社)

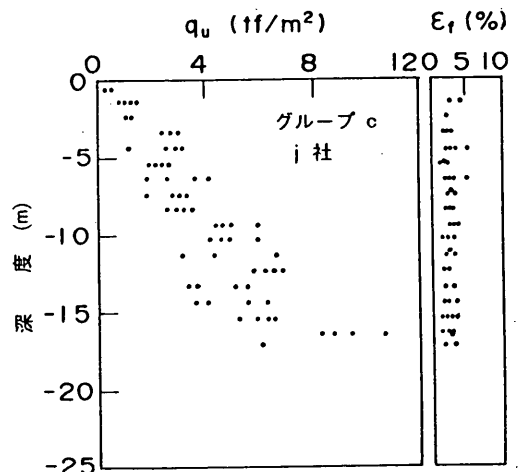


図-2.29(b) 深度と圧縮強度、破壊ひずみの関係(j社)

力ひずみ関係が図-2.12のようになることを想定したものである。今回検討した各事例において変形係数  $E_{50}$  と  $q_u$  の関係に着目すると、東京湾 X 港の事例では図-2.12に対応した関係がみられたが、その他の事例では  $q_u$  の差と  $E_{50}$  の差との間に明確な関連がみられなかった。むしろ、東京湾 Y 港、大阪湾 a, c グループの場合は、強度が小さい場合に  $E_{50}/q_u$  が大きくなっているおり、強度の差と破壊ひずみ  $\epsilon_f$  についても関連がみられなかった。これらの事例では、乱れが一軸圧縮試験の応力ひずみ曲線に及ぼす影響が、図-2.12のように示されるパターンと異なっているものと推定される。

したがって、東京湾 X 港以外の今回の事例では、奥

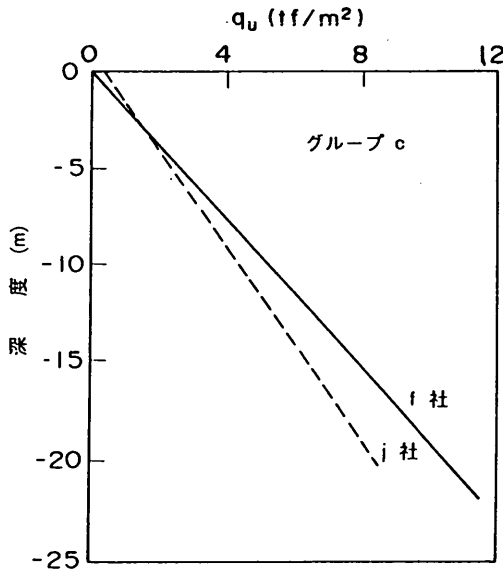


図-2.30 平均強度の比較 (f社, j社)

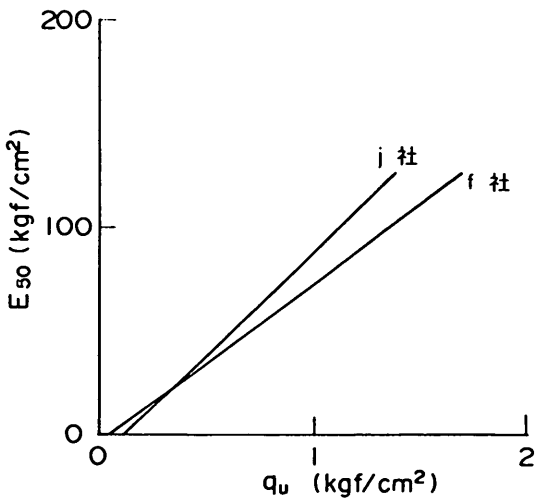


図-2.31  $E_{50}$  と  $q_u$  の関係 (f社, j社)

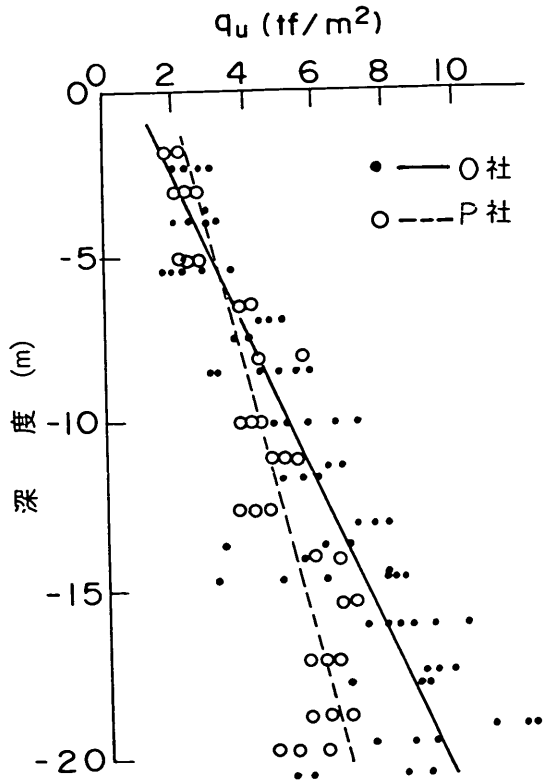


図-2.32 深度と  $q_u$  の関係 (O社, P社)

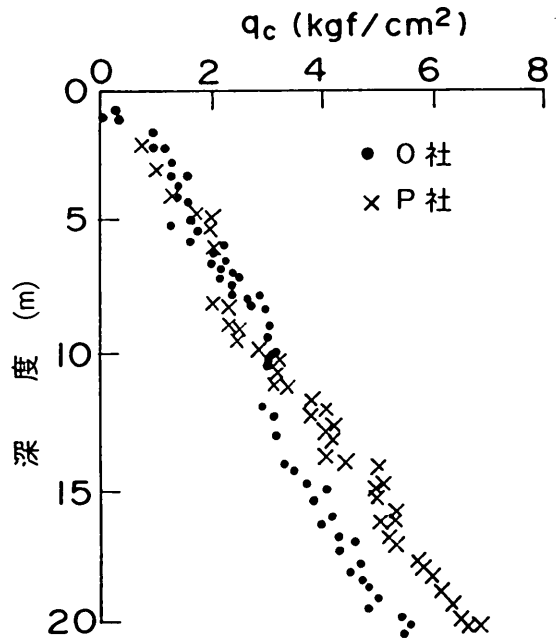


図-2.33 深度とコーン貫入抵抗値

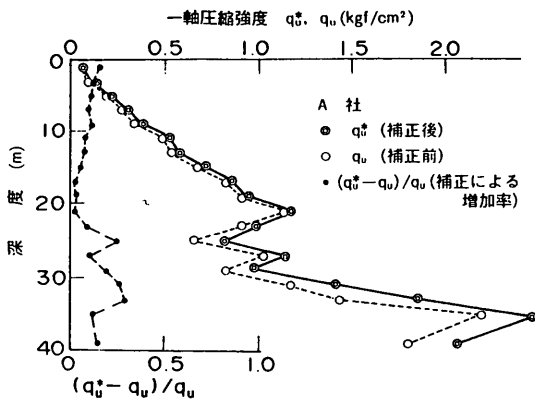


図-2.34(a) 中瀬・日下部・野村の方法による補正後の強度 (A社)

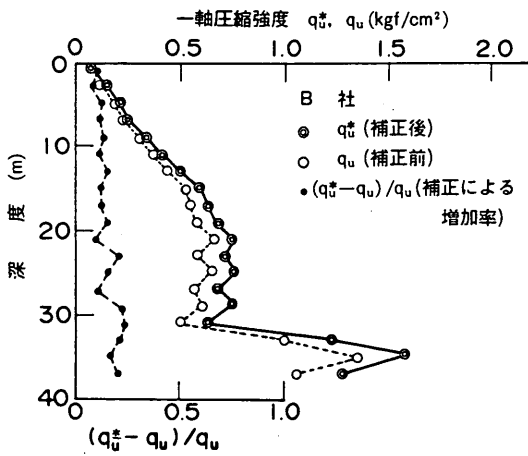


図-2.34(b) 中瀬・日下部・野村の方法による補正後の強度 (B社)

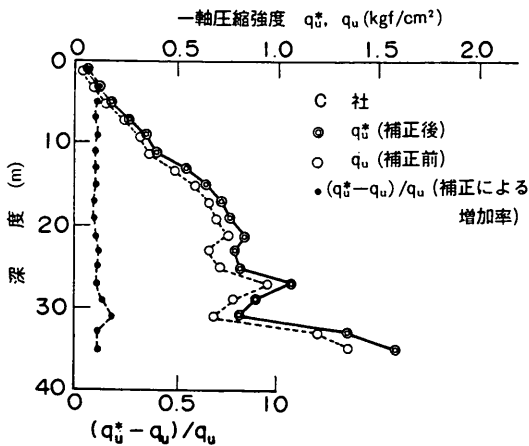


図-2.34(c) 中瀬・日下部・野村の方法による補正後の強度 (C社)

村や中瀬らの補正法は有効に働かないことが明らかである。ここでは、東京湾 X 港の事例について中瀬・日下部・野村らによる補正法を適用し、その有効性を検討した。(2.2)式は正規圧密粘土に対する場合であるが、X 港の場合はやや過圧密な地盤であるので、中瀬らの考え方によって過圧密粘土の場合の補正式として次式を用いた。

$$c_{up} / c_{us} = \left[ \frac{41}{(0.019 I_p + 1.017)^2 - 1} + 91 \right] / (E_{s0} / p_0)^{0.085} / (p_c / p_0)^{0.088} \quad (2.4)$$

図-2.34(a)~(e)は、A~Eの5社の  $q_u$  を(2.4)式を用いて補正した  $2c_u$  について深度 2 m ごとに平均を求めたものである。図中には、比較のため補正する前の  $q_u$  を点線で示しており、また各深度の補正による強度

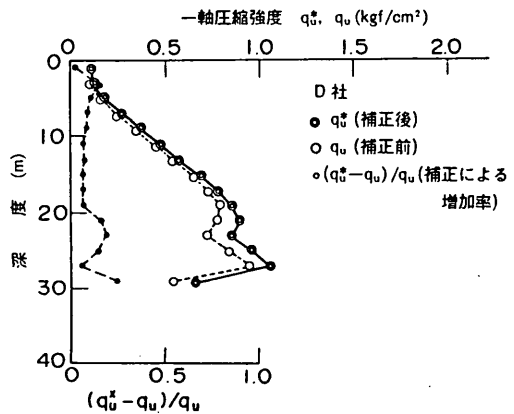


図-2.34(d) 中瀬・日下部・野村の方法による補正後の強度 (D社)

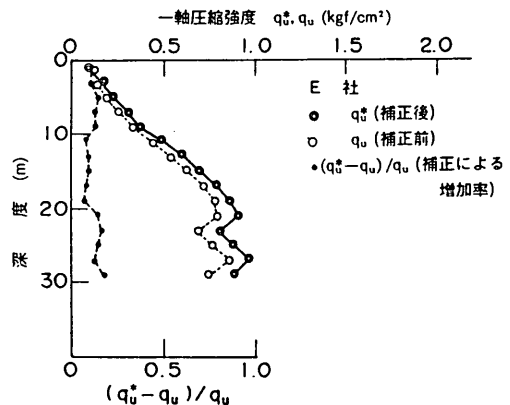


図-2.34(e) 中瀬・日下部・野村の方法による補正後の強度 (E社)



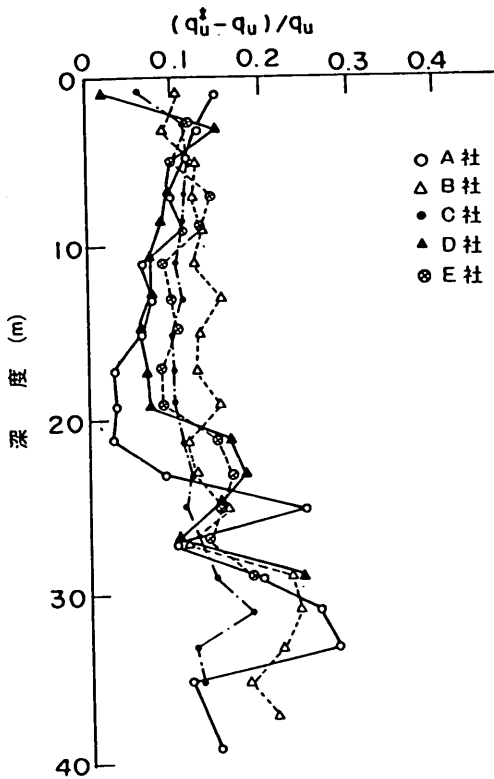


図-2.35 補正による強度の増加率の比較

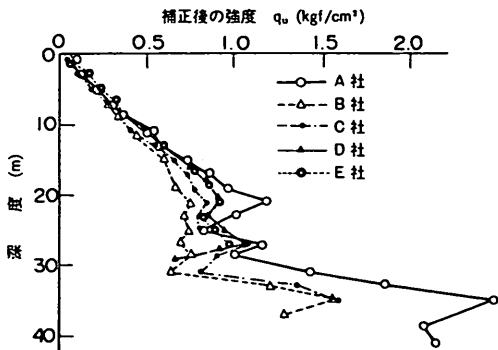


図-2.36 補正後の強度の平均値の比較

の増加率  $(2c_u - q_u) / q_u$  をプロットしている。図-2.35は5社の補正による強度増加率を比較したものである。図のように増加率は5社によって異なり、B社、C社、E社、D社、A社の順に大きくなる。すなわち、当然予想されたことであるが乱れによる強度低下の大きい場合ほど補正による強度の増加は大きくなった。図-2.36は、補正後の強度  $2c_u$  の平均値を比較したも

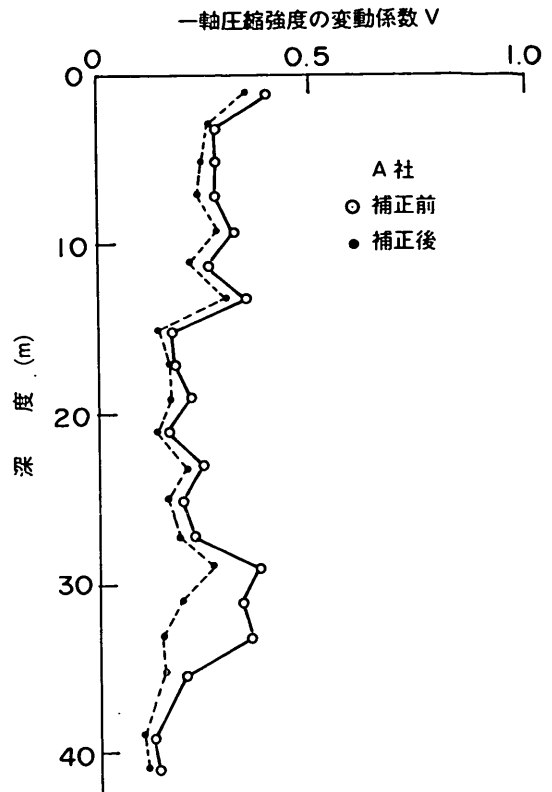


図-2.37(a) 補正前後における強度の変動係数の比較 (A社)

のである。乱れの大きいと考えられるデータほど補正による強度増加が大きいため、図のように、補正後の強度においては各社の平均値の差が減少している。しかし、(2.4)式による補正によっても、A社 > D社 > C社 > E社 > B社という強度差はみられ、各社の差が完全には補正されていない。図-2.37(a)~(e)は、補正前の  $q_u$  と補正後の  $c_u$  について変動係数を比較したものである。図のように、補正によって変動係数は各深度で約10%低下しているが、全体に  $q_u$  のばらつきは補正によってもあまり減少しなかったといえる。このことは、地盤のばらつきがもともと大きいか、あるいは(2.4)式で補正できないような乱れが含まれていると考えられる。

このように、東京湾X港の事例をみても、変形係数を乱れの程度を表す指標として補正する中瀬らの提案式によって、各社の一軸圧縮強度の違いは十分に補正されなかった。今回検討した他の事例においても、すでに述べたように中瀬らの補正法が前提とした乱れのモデルは成立せず、(2.4)式を実際の事例に適用することには十分な注意が必要であるといえる。

次に、同じ東京湾X港のデータを用いて、中瀬・勝野・小林による砂分の多い粘性土の  $q_u$  の補正法の適用性を検討する。

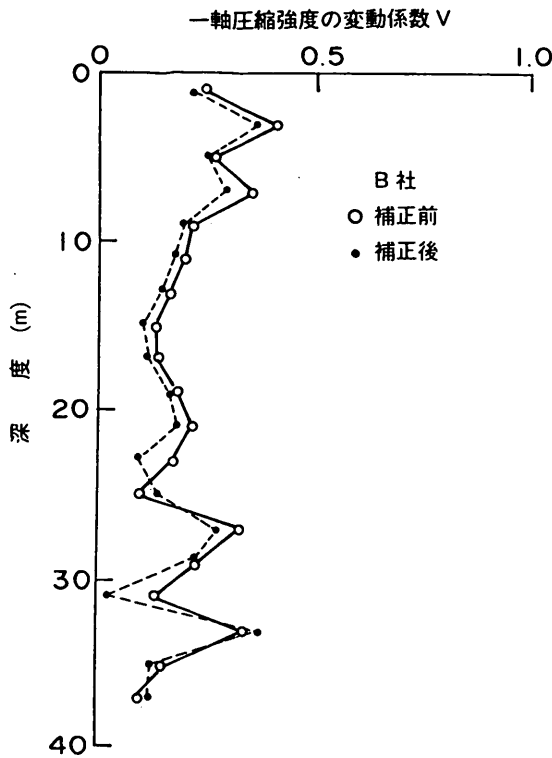


図-2.37(b) 補正前後における強度の変動係数の比較 (B社)

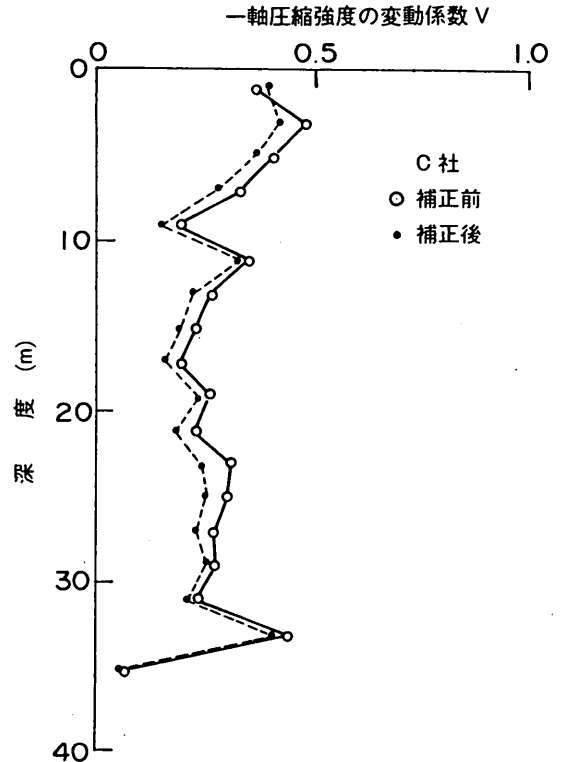


図-2.37(c) 補正前後における強度の変動係数の比較 (C社)

図-2.38(a)~(e)は、5社の一軸圧縮強度を粘土分含有率、塑性指数によってそれぞれ補正し、深度2mごとに平均を求めたものである。図中には補正前の $q_u$ の平均値を併せて示した。図中の $q_u$ は粘土分含有率による補正後の $q_u$ であり、 $q_{u*}$ は塑性指数による補正後の $q_u$ である。また、図中にはさらに(2.4)式によって補正された強度 $2c_u(q_u^*)$ も比較のためにプロットした。

図をみると、まず粘土分含有率、塑性指数のどちらを用いるかによって、補正後の $q_u$ に最大25%の違いが現れることが注目される。たとえば、A社の場合、深度25m付近で塑性指数による補正では $q_u$ が $0.81 \text{ kgf/cm}^2$ であるのに対して、粘土分含有率で補正すると $1.08 \text{ kgf/cm}^2$ である。このように大きな差が生じた原因の1つは、2.5で改めて検討するが、各社によって報告された塑性指数や粘土分含有率について調査者による相違がみられたことがある。A社の場合、他社の報告に比べて塑性指数が過大に評価されていると考えられ、塑性指数が過大に評価された場合は、図-2.7をみるとわかるように補正係数が小さくなる。

このように、中瀬・勝野・小林の補正法においてはパラメータである塑性指数や粘土分含有率の信頼性が問題

になる。しかし、図-2.5に示した室内試験結果のように、圧密による強度増加率が砂分含有率や塑性指数によってあまり変化しないとするならば、今回のような地盤ではほぼ上載荷重の増加とともに強度も増加すると考えられ、このような観点から図-2.38(a)~(e)をみると、全体として中瀬・勝野・小林の補正法はほぼ適切であるかもしくは安全側であるといえる。

図-2.39(a), (b)は、それぞれ粘土分含有率と塑性指数による補正後の $q_u$ の平均値を比較したものである。すでに述べたように、中瀬・勝野・小林の補正法は試料採取時の乱れによる強度の低下をすべて補正するものではなく、塑性の低い土に対して拘束圧の解除による強度低下を補正しようとするものである。すなわち、試料採取時の乱れの影響を表-2.2のように整理するならば、Bの項目についてのみ補正するものであり、調査者の技術の差として表れるAについては補正できない。図-2.39をみると、各社の結果とも、それぞれ、砂分が多い層での $q_u$ の低下が回復されて深度と $q_u$ の関係が直線に近づいており、強度増加率が塑性によらないという室内試験の結果と適合するように補正されている。したがって、中瀬らの補正式がBについて補正する効果は十分

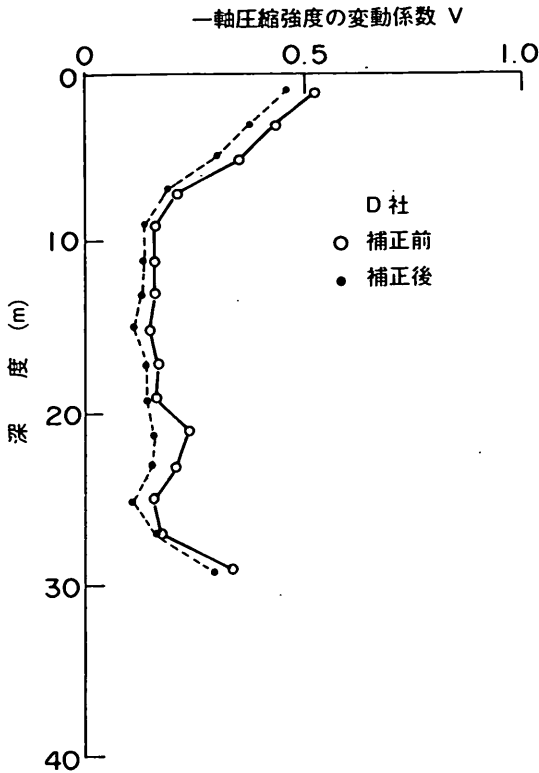


図-2.37(d) 補正前後における強度の変動係数の比較 (D社)

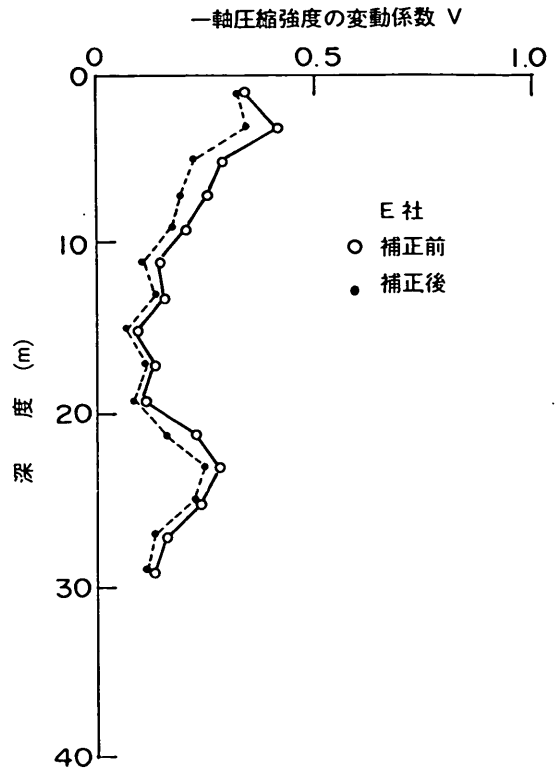


図-2.37(e) 補正前後における強度の変動係数の比較 (E社)

に発揮されていると考えられる。しかし、各社の試験結果の間には差がみられ、これは調査者のサンプリング技術の相違によると推定される。

#### 2.4 一軸圧縮強度以外の土質定数に関する調査者による相違

2.2では、一軸圧縮強度の調査者による相違を検討した。現行の $q_u$ 法では強度決定に必要なパラメータは一軸圧縮強度だけであり、他の土質定数は直接用いられないことがない。しかし、 $q_u$ の補正法として提案されている方法には、粘土分含有率、塑性指数 $I_p$ 、圧密降伏圧力 $p_c$ が含まれている。また、圧密降伏圧力はSHANSEP法など三軸試験によって強度を決定する方法においても

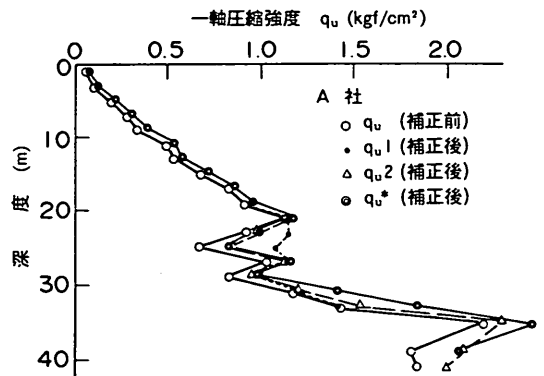


図-2.38(a) 粘土含有量、塑性指数によって補正された強度の平均 (A社)

表2.2 試料採取時の乱れの影響のまとめ

試料採取時の乱れによる強度低下	A: 採取時に伴う機械的な攪乱による強度低下
	B: 原位の拘束圧が解除されることによる強度低下

重要な定数となっている。ここでは、いくつかの事例について、一軸圧縮強度以外の土質定数について調査者による相違を検討した。

#### 2.4.1 東京湾 X 港の事例

図-2.40(a)~(c)は、東京湾 X 港におけるコンシステンシー試験の結果を比較したものである。図-2.40(a)は各社の液性限界 $w_L$ の平均値と標準偏差であるが、

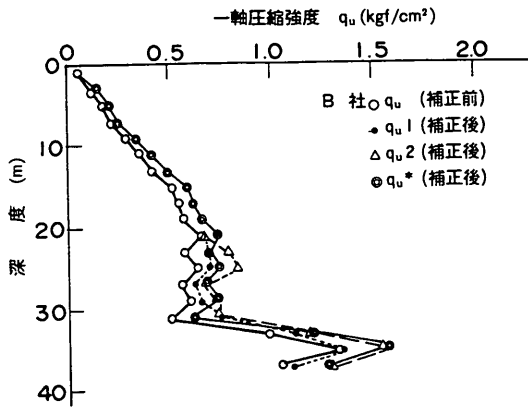


図-2.38(b) 粘土含有量, 塑性指数によって補正された強度の平均 (B社)

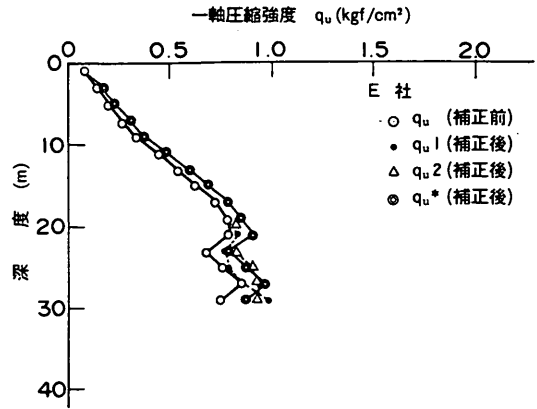


図-2.38(e) 粘土含有量, 塑性指数によって補正された強度の平均 (E社)

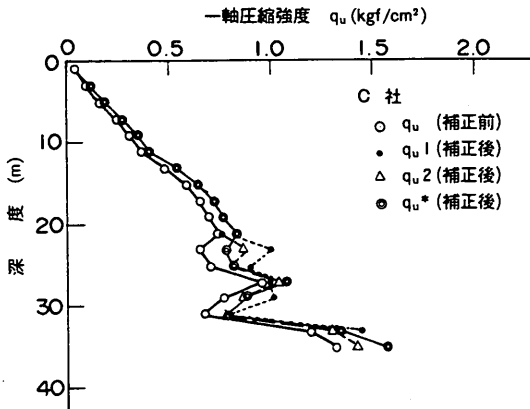


図-2.38(c) 粘土含有量, 塑性指数によって補正された強度の平均 (C社)

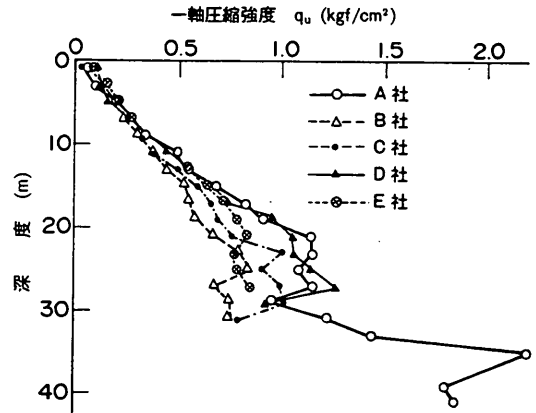


図-2.39(a) 粘土分含有率による補正後の  $q_u$  の平均の比較

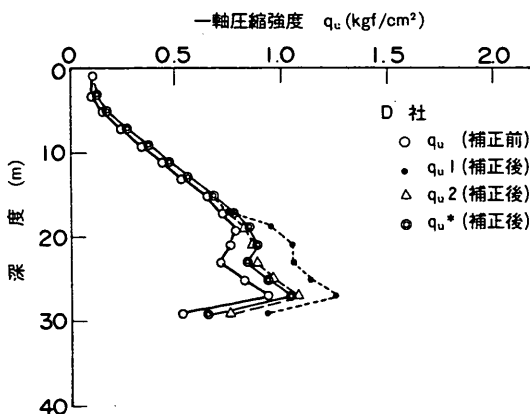


図-2.38(d) 粘土含有量, 塑性指数によって補正された強度の平均 (D社)

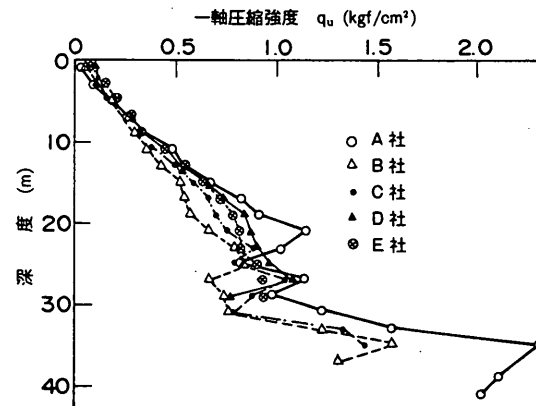


図-2.39(b) 塑性指数による補正後の  $q_u$  の平均の比較

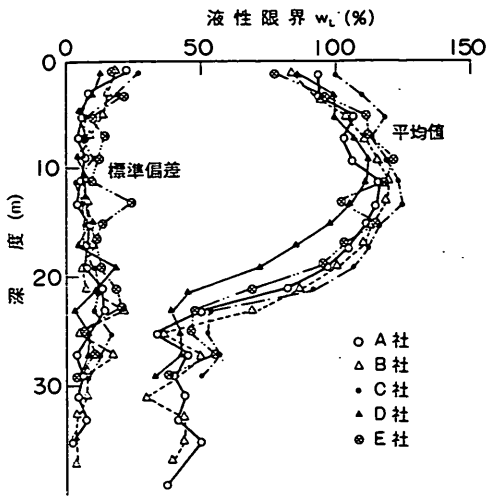


図-2.40(a) 液性限界の平均値と標準偏差の比較

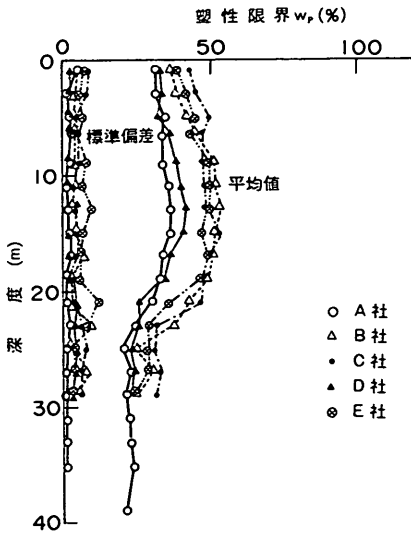


図-2.40(b) 塑性限界の平均値と標準偏差の比較

5～18 m の区間における5社の平均値は最大15の差がある。しかし、 $w_L$ の平均値の差は図-2.9に示した自然含水比の差にはほぼ対応しており、これらの差が調査者の技術によるとは断定できない。図-2.40(b)は、塑性限界  $w_P$  の平均、標準偏差である。図をみると、 $w_P$  の平均値に関しては明らかに5社による違いがあらわれている。特に、調査地点が隣接しているA社とB社の結果を比較すると、自然含水比と液性限界に関してはほとんど差がみられないにもかかわらず、 $w_P$  については約15の差がほぼすべての深度においてみられる。 $w_P$  は物理試験結果の中で、もっとも試験実施者の熟練度に依存するとされており、両者の差は人為的なものと推

定される。なお、D社の  $w_P$  もA社と同様に他のB、C、E社に比べ小さくなっているが、D社の場合は  $w_L$  においても他の4社の結果よりもやや小さく土性の違いによる可能性もあるので、人為的な差であると判定することは難しい。図-2.40(c)は、塑性指数  $I_p$  の平

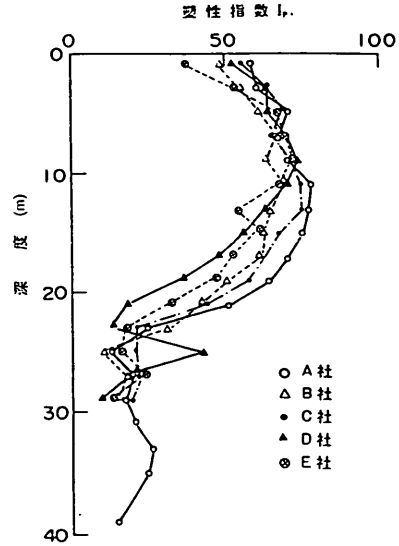


図-2.40(c) 液性指数の平均値と標準偏差の比較

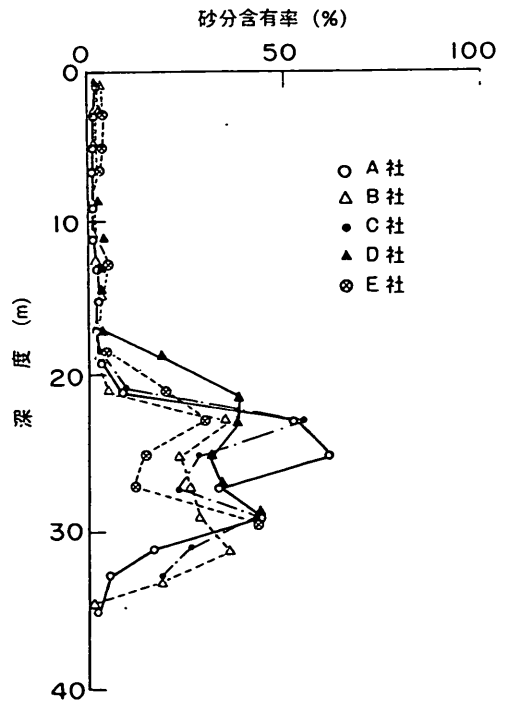


図-2.41(a) 砂分含有率の比較

均値と変動係数である。図より5～18 mの区間では各社ごとに平均値に関して6～14の差がみられる。また変動係数はE社が大きく約0.15であるが、他の4社は0.05～0.10の範囲にある。

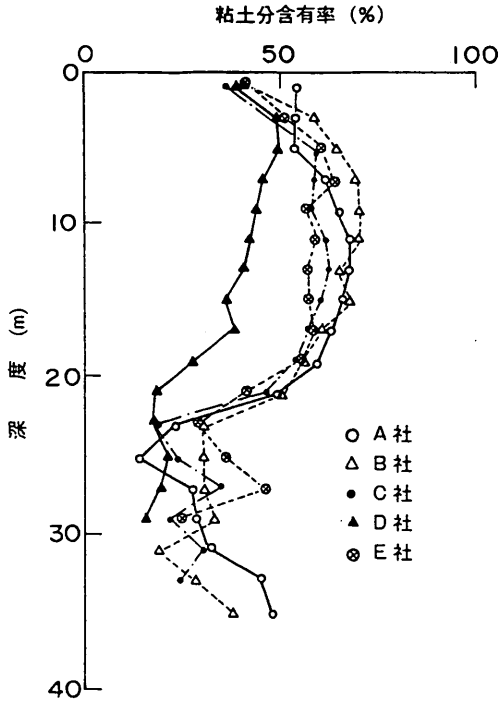


図-2.41(b) 粘土含有率の比較

図-2.41(a), (b)は5社の砂分含有率と粘土含有率

を比較したものである。図-2.41(a)をみると各社とも深度20 m以深で砂分を多く含む層が現れるが、5～20 mの範囲では5社に顕著な差が見られない。図-2.41(b)をみると、D社の粘土含有率が他社に比べ各深度で10～15%小さくなっていることがわかる。中瀬・勝野・小林は粘土含有率が試験実施者によって大きな差が生じることを指摘しているが<sup>(15)</sup>、他の物理試験から得られる定数に比べて著しい差が認められることから、D社によって報告された粘土含有率は本来の値よりも小さく求められている可能性が高いと推定される。

図-2.42(a)～(b)は5社の圧密降伏圧力 $p_c$ の平均値、変動係数と深度の関係を示したものである。図のように深度5～18 mの区間ではA社とE社が小さく、B, C, Dの3社が比較的大きい。5社間の違いは最大20%であり、2.3で述べた一軸圧縮強度の差に比べ調査者による違いはやや少ない。 $p_c$ の変動係数をみると0.05～0.30であり $q_u$ の変動係数と同程度であるが、5社間で違いがみられ、特にA社の場合ほぼ0.1前後で他の4

社に比べ小さい点で際だっている。また、図-2.13で示したように、 $q_u$ や $E_{50}$ からみて最も乱れの影響が大きいと考えられるB社による $p_c$ が、最も乱れの影響の小さいとみられるA社の $p_c$ の約1.2倍になっていることが注目される。これは、乱れによって $p_c$ を過大評価する可能性を示すものであり、奥村も室内試験によって同様の結果を得ている<sup>(13)</sup>。

図-2.43は、標準圧密試験によって求められた圧縮

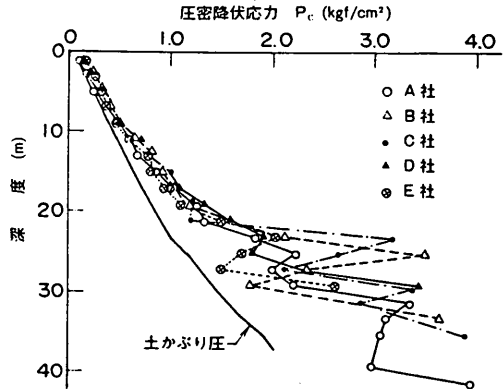


図-2.42(a) 圧密降伏圧力の平均値と変動係数の比較

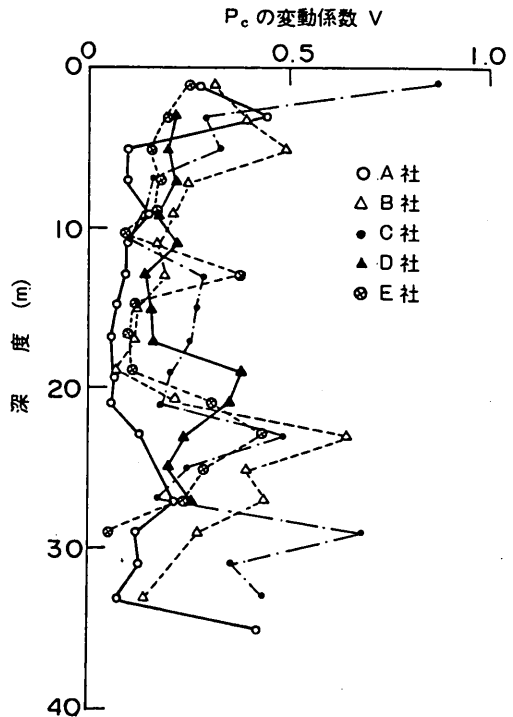


図-2.42(b) 圧密降伏圧力の平均値と変動係数の比較

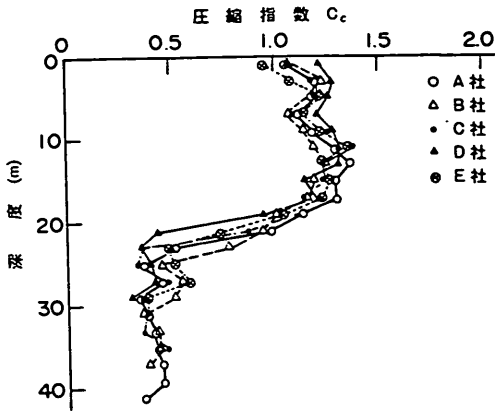


図-2.43 圧縮指数の平均値の比較

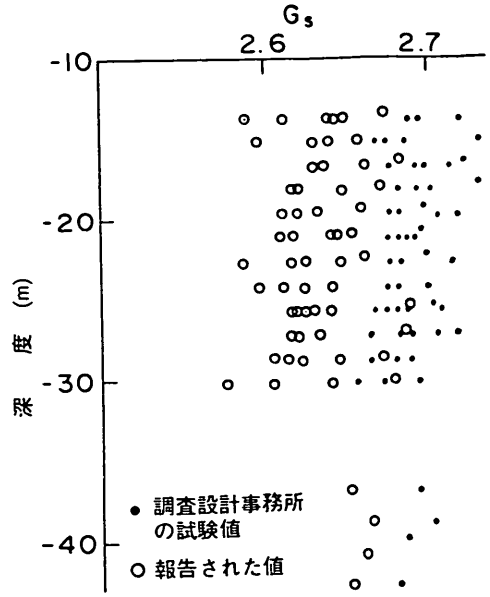


図-2.46 土粒子比重の比較

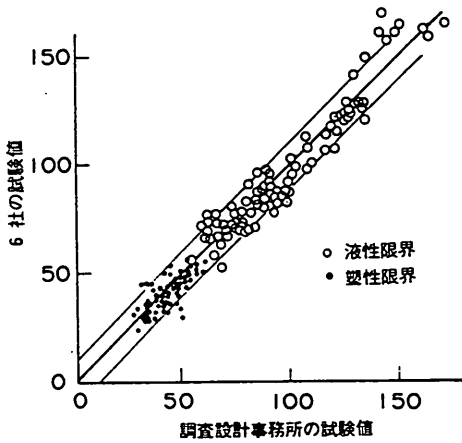


図-2.44 塑性限界と液性限界の比較

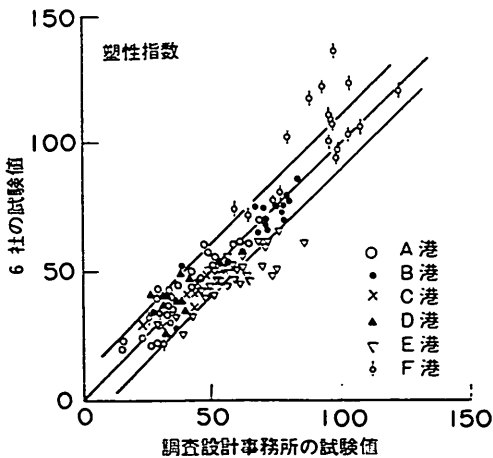


図-2.45 塑性指数の比較

指数  $C_c$  の平均値を比較したものである。図のように  $C_c$  に関しては各社の平均値の差は最大12%であり、他の定数に比べると小さかった。5社間の相違については  $q_u$  や  $E_{50}$ 、 $p_c$  などに比べ明瞭な傾向は現れていないが、全体にB社の  $C_c$  が小さいことが目だっており、乱れによる影響であると考えられる。

#### 2.4.2 港湾建設局管内6港における物理試験結果の比較例

ある港湾建設局では、管内で土質調査が実施されたときにその土試料の一部を調査設計事務所に集め、必要に応じて種々の試験を行っている。同事務所での物理試験担当者は20年以上の経験を持っており、試験は十分時間をかけていねいに行われている。ここでは、調査設計事務所の同じ担当者によって実施された物理試験結果を共通の物差しとして、昭和58年度から61年度にかけて6ヶ所の港で6社によって報告された試験結果との比較を試みた。ここで比較に用いたデータは、同一のサンプリングチューブのもので含水比が一致している土試料についての試験結果である。

図-2.44は、塑性限界  $w_p$  と液性限界  $w_L$  についての比較であり、横軸は横浜調査設計事務所での試験結果、縦軸は6社により報告された試験結果である。図-2.44をみると  $w_p$ 、 $w_L$  の両者とも全体として±10程度のばらつきが見られる。すなわち、 $w_p$  や  $w_L$  については報告された値に対して±10程度の違いが試験者によって生じるということである。ばらつきの幅は値によらず

ほぼ一定であるので、ばらつきの割合は  $w_p$  の方が相対的に大きいといえる。

図-2.45は、同様に塑性指数  $I_p$  を比較したものである。図のように  $I_p$  についても  $\pm 10$  かそれ以上のばらつきがみられる。図中には6社ごとに記号を分けて示しているが、これを見ると横浜調査設計事務所での試験結果に比べ試験値が全体に大きめに出ている会社と、全体に小さめに出ている会社とがあることがわかる。このように、調査者によって一定の傾向をもって違いが表れていることから、それぞれの試験法あるいは試験手順の中に比較的はっきりした違いがあると推定される。

図-2.46は、S社によって報告された土の比重試験の結果を横浜調査設計事務所の試験結果と比較したものである。図のように、すべての深度でS社によって報告された比重  $G_s$  は横浜調査設計事務所の試験結果に比べて0.04～0.08小さくなっている。図-2.46は最もはっきりと差が表れた場合であるが、他の5社の場合もほぼ同様の傾向が見られている。小川ら<sup>(18)</sup>によると、試料の繰り返しが不十分な場合や最初に乾燥させてからピクノメーターで体積を測定した場合には、土粒子中の空気分の除去が十分でないため、 $G_s$  が小さく測定される。図-2.46のような明かな違いは、試験方法あるいは手順によるものと推測される。

#### 2.4.3 まとめ

一軸圧縮強度以外の土質定数に関して調査者による違いを調べた結果は、次のようにまとめられる。

- (1) コンシステンシー試験結果を比較すると調査者によって  $\pm 10$  程度の差がみられ、特に、塑性限界に関する差が大きかった。また、塑性指数においては最大14の差がみられた。今後、試験方法の見直しや試験手順の細部の統一によってこれらの違いを縮小することが望まれる。
- (2) 乱れによって圧密降伏圧力  $p_c$  は過大に評価される傾向があり、強度決定法のパラメータとして  $p_c$  を用いる場合は、乱れの影響について十分な考慮が必要である。また、圧縮指数  $C_c$  は、乱れによって低下する傾向を示す。
- (3) 土粒子比重  $G_s$  は過小の値が報告されている可能性が高い。

#### 2.5 一軸圧縮強度におよぼすクラックの影響<sup>(19)</sup>

これまでの事例にみられるように、ほぼ同一の地盤においても試料の品質の差によると推定される  $q_u$  の差が認められた。これらの事例の中で、東京湾 X 港の事例においては、調査者間の  $q_u$  の相違と変形係数  $E_{50}$  の相違との間に対応がみられ、図-2.12で模式的に示され

るような乱れの影響が表れていると推定された。図-2.12に示される応力ひずみ曲線の変化はこれまでの乱れに関する研究と対応するものである。しかし、大阪湾の事例においては、調査者間の  $q_u$  の違いは  $E_{50}$  や破壊ひずみにあまり関連がみられなかった。本章では、図-2.12で表されないタイプの乱れの原因として、サンプリング中に土試料内に発生するクラックの影響に着目し、一連の室内試験を実施した。

##### 2.5.1 X線透過により観察されるサンプリング試料内のクラック<sup>(20)</sup>

2.1で紹介したように、Ladd・Lambe、奥村によれば、乱れが粘土試料の応力ひずみ曲線に及ぼす影響は図-2.12のように模式的に表されるとされてきた。しかしながら、多くの土質試験報告書を見ると、同一のサンプラーの試料を用いた一軸圧縮試験の応力ひずみ曲線は、必ずしも図-2.12のようには表れられない場合も多い。たとえば、大阪湾の沖積粘土の一軸圧縮試験結果をみると図-2.47のような応力ひずみ曲線が報告されている。図をみると、深度が9.3～10.1 mの試料では図-2.12のような傾向がみられるが、深度18.2～19.0 mの試料では、図-2.12とははっきり異なった応力ひずみ曲線を示している。

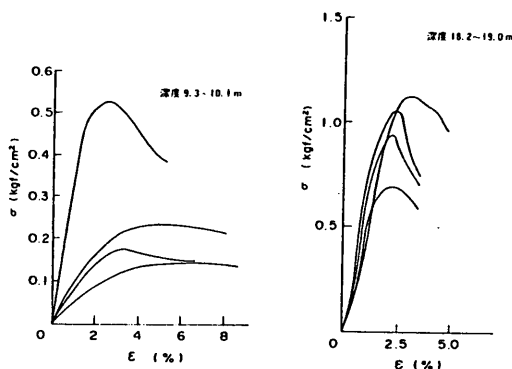


図-2.47 一軸圧縮試験における応力ひずみ曲線

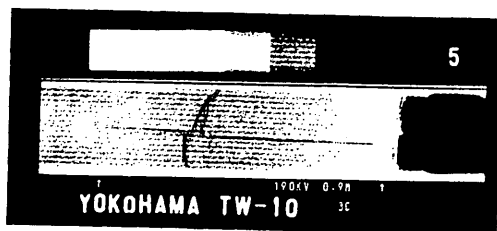


図-2.48 X線透過試験により観察された試料内のクラック(石井他<sup>(20)</sup>)



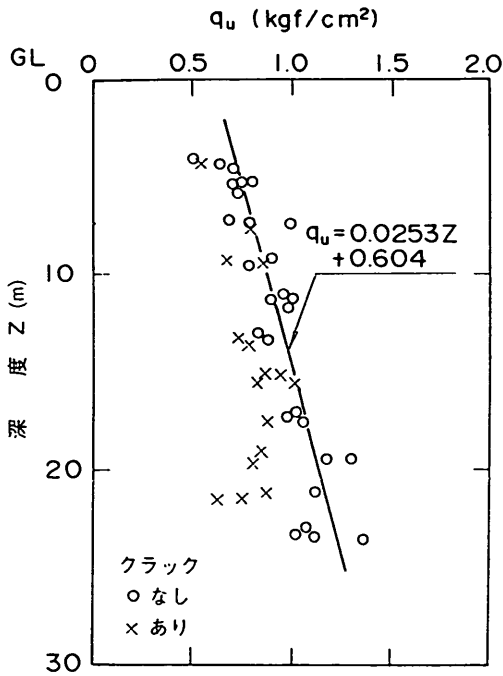


図-2.49 クラックが  $q_u$  に及ぼす影響 (石井他<sup>(20)</sup>)

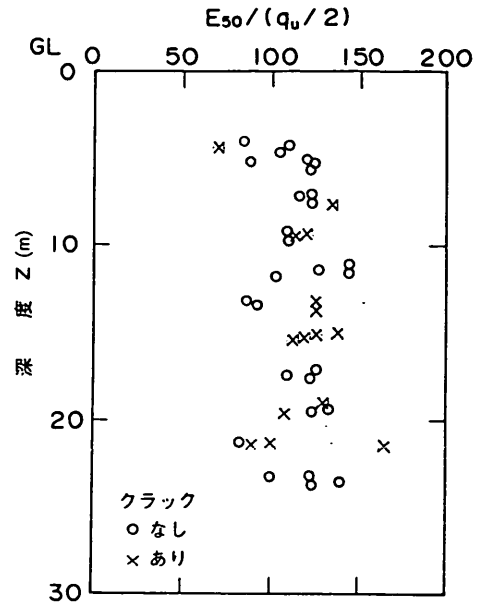


図-2.51  $E_{50}/q_u$  の比較 (石井他<sup>(20)</sup>)

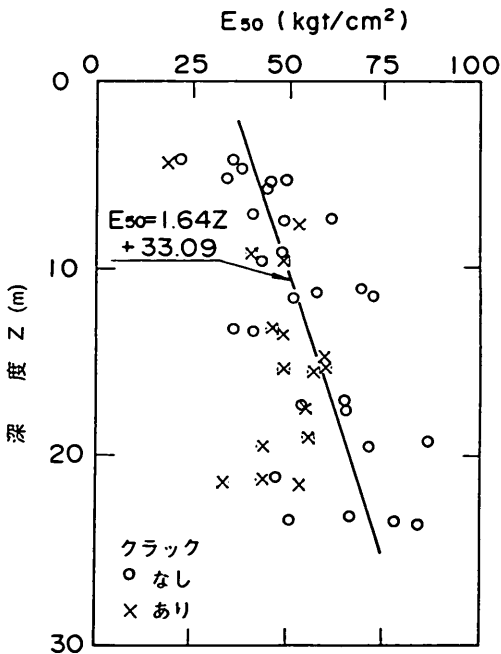


図-2.50 クラックが  $E_{50}$  に及ぼす影響 (石井他<sup>(20)</sup>)

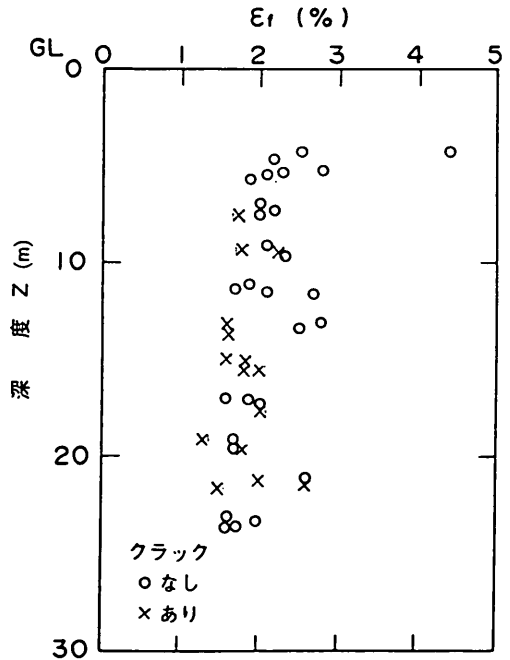


図-2.52 クラックが破壊ひずみに及ぼす影響 (石井他<sup>(20)</sup>)

石井・吉田・堀江は、横浜港において採取した粘土試料に、シンウォールサンプラーから抜き出す前に X 線を透過し、多くのクラックが存在することを観察した<sup>(20)</sup>。図-2.48

は、観察されたクラックの写真である。石井らによれば、これらのクラックのほとんどは、試料をサンプラーから抜き出す際の試料とサンプラー内壁との摩擦によって閉じて

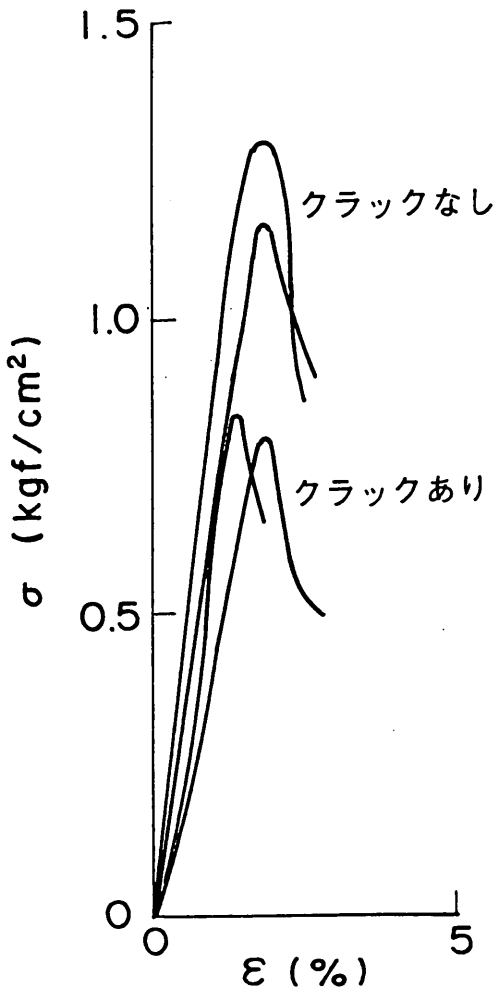


図-2.53 クラックが存在する場合の代表的な応力ひずみ曲線

しまうので、試料成形時には観察することは困難であったと報告されている。

石井らは、次に観察されたクラックと一軸圧縮強度の関係を調べた。図-2.49は、サンプラー内でクラックが観察された試料と、観察されなかった試料の $q_u$ を比較したものである。図のように、クラックのある試料はクラックの無い試料に比べて最大40%の強度低下がみられる。図-2.50は、クラックの影響が変形係数 $E_{50}$ におよぼす影響を示した。クラックを含む試料の $E_{50}$ はクラックが無い場合に比べやや低下しているが、低下の割合は $q_u$ の低下の割合(最大40%)とほぼ同様であった。このことは $E_{50}$ と $q_u$ の比である $E_{50}/q_u$ を比較することによって(図-2.51)によっても確かめられる。図のように、 $q_u$ が大幅に低下しているにもかかわらず $E_{50}/q_u$ には顕著な差がみられず、したがっ

て $E_{50}$ は $q_u$ と同じ割合で低下している。図-2.52は破壊ひずみ $\varepsilon_f$ の比較であるが、 $\varepsilon_f$ についてはクラックの有無による差がみられないことがわかる。また、図-2.53には代表的な応力ひずみ曲線を示すが、クラックの存在による一軸圧縮強度の低下は、図-2.12のような乱れのパターンと明らかに異なっている。

このようなクラックが発生する原因について、石井らはサンプラー押し込み時の周面摩擦、チューブ引き上げ時に作用するバキュームによる引張り力、ロッドの座屈などの機械的な攪乱を上げている。特に採取深度が深くなるほど縦方向のクラックが増加することは、サンプラー貫入時にボーリングロッドが座屈してサンプラーが傾いて押し込まれることにより、シンウォール側面に偏土圧が作用して、試料が圧裂したことが推定される。この他に、海成粘土の場合は、貝殻の存在もサンプリング及び試料成形中にクラックが発生する大きな原因となりうる。

#### 2.5.2 人工的にクラックを与えた粘土試料の一軸圧縮試験結果

これまで、粘土試料の乱れに関して多くの研究が行われてきたが、クラックの影響に関して定量的に検討した研究はほとんどみられなかった。しかし、石井らの研究結果および多くの土質試験報告書で図-2.47のような応力ひずみ曲線が観察されることを考えるならば、一軸圧縮試験における乱れの影響を考察する上で、クラックの存在は無視し得ないと考えられる。このような観点から、本節では、人工的にクラックを与えた粘土試料を用いて一連の室内試験を行い、クラックが一軸圧縮試験結果に及ぼす影響を調べた。

試料中のクラックが一軸圧縮強度におよぼす影響を調べるために、室内で調整再圧密した粘土試料に人工的にクラックを与えた後、一軸圧縮試験を行った。実験に用いた粘土は横浜大黒粘土であり、主な物理試験結果を表-2.3に示した。

試料は、含水比が200%になるように調整し十分脱気して練り返した後に、0.1、0.4、1.0 kgf/cm<sup>2</sup>の圧力で段階的に一次元圧密されている。圧密には直径20cmの再圧密容器を用いており、載荷から圧密終了までに約10日間を要した。試料は、通常の室温(25°C)で圧密したものと、高温(70°C)で圧密したものを用い、本節

表-2.3 試料の分類特性(横浜大黒粘土)

粘土分(%)	45
シルト分(%)	51
砂分(%)	2
塑性指数	46



図-2.54 クラック形成用モールド

ではそれぞれ試料1, 試料2とする。高温で再圧密した試料を用いたのは、後に4章において詳しく述べるように、年代効果を再現することによって自然粘土により近い応力ひずみ関係を示す再圧密試料を実験に用いるためである。

一次圧密が十分に終了したことを確認した後、再圧密容器から粘土試料を取り出し、直径35 mm 高さ80 mm に成形した。図-2.54 に示すように一定の角度であらかじめ切断されているモールドを準備し、供試体をモールドに入れてワイヤーソーを用いて水平方向に対して角度 $\theta$ で切断した。その後、切断面を若干なじませてから試料をモールドから取り出し、ひずみ速度1%/minで一軸圧縮試験を行った。

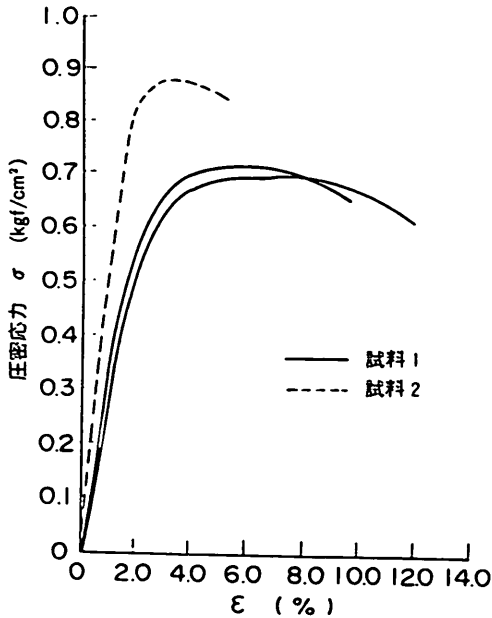


図-2.55 クラックが無い場合の応力ひずみ曲線

図-2.55 は、クラックの無いときの、試料1, 試料2の一軸圧縮試験における応力ひずみ曲線である。一般に、室内で再圧密した試料は破壊ひずみが約5~7%となり、ピーク強度に達した後もあまり強度は低下しない場合が多いが、試料1はこのような通常の再圧密試料の特性を示している。これに対して、試料2では、破壊ひずみが2~4%で、乱さない粘土と近い応力ひずみ関係を示しており、高温で再圧密した効果が表れている。

図-2.56(a), (b) は、それぞれ、クラックが入ったときの試料1, 試料2の一軸圧縮試験における応力ひずみ

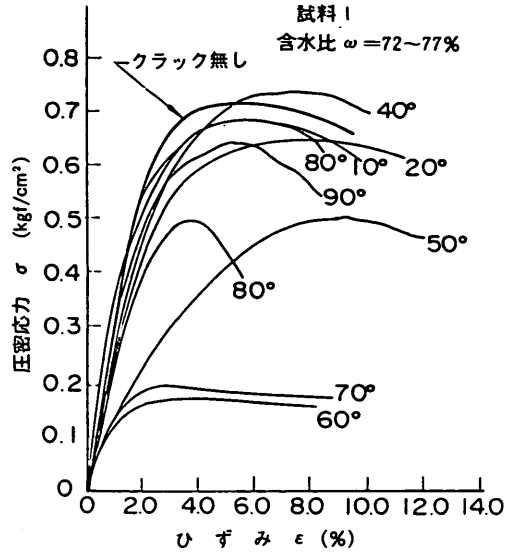


図-2.56(a) クラックがある場合の応力ひずみ曲線(試料1)

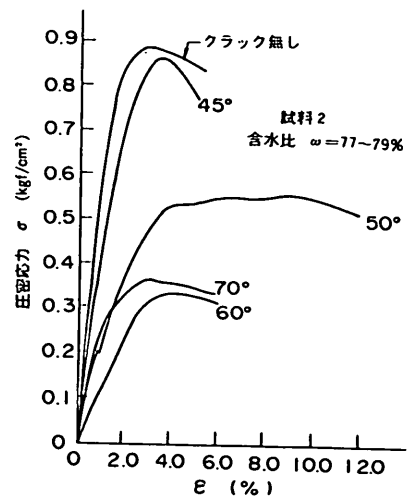


図-2.56(b) クラックがある場合の応力ひずみ曲線(試料2)

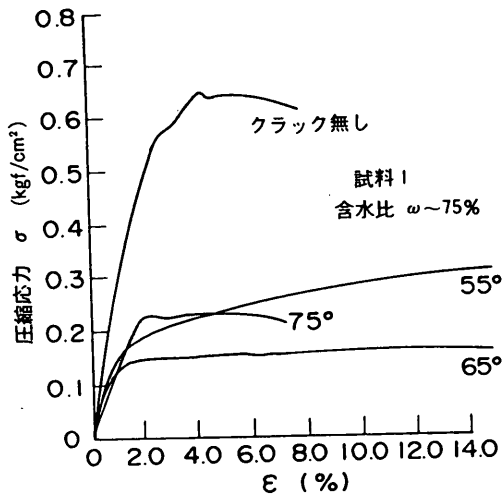


図-2. 57(a) クラックの角度が60° 付近の場合の応力ひずみ曲線 (試料1)

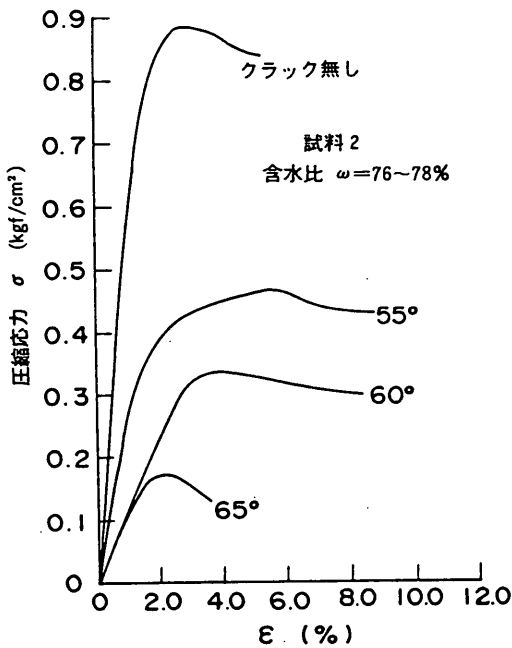


図-2. 57(b) クラックの角度が60° 付近の場合の応力ひずみ曲線 (試料2)

曲線である。クラックの角度 $\theta$ は10° おきに変化させてある。図-2.57(a), (b)には影響の大きい $\theta = 60^\circ$ の付近( $\theta = 55^\circ, 60^\circ, 65^\circ, 70^\circ, 75^\circ$ )の応力ひずみ曲線を示した。図のように、 $\theta = 65^\circ$ 前後のクラックは強度低下と密接な関連があり、 $\theta = 65^\circ$ の場合に強度が最小となって、クラック無しの強度の約20%にまで低下してい

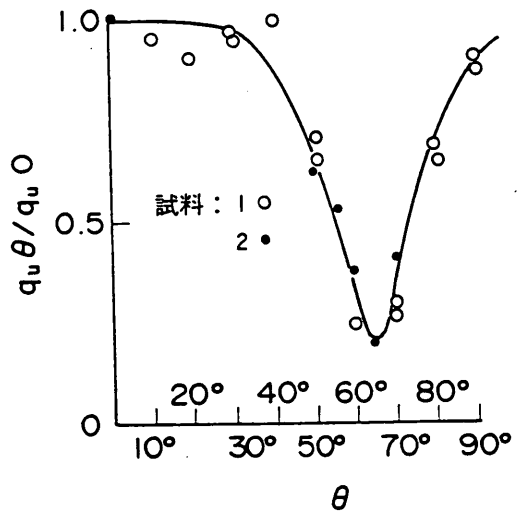


図-2. 58 クラックの角度が強度に及ぼす影響

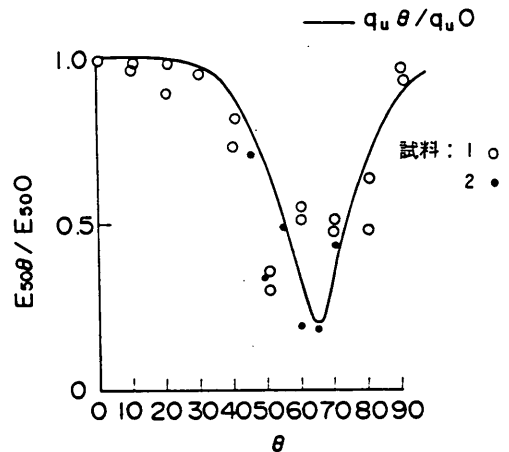


図-2. 59 クラックの角度が変形係数に及ぼす影響

る。

図-2. 58は、 $\theta$ と、クラックありの強度 $q_{u\theta}$ とクラック無し強度 $q_{u0}$ との比を示した。図のようにクラックの影響は、クラックの角度 $\theta$ によって大きく異なっている。 $\theta = 0^\circ, 10^\circ, 20^\circ, 30^\circ, 40^\circ$ のようにクラックが水平かあるいは水平に近い場合は、変形係数がやや低下するものの強度はほとんど低下しない。また $\theta = 90^\circ$ のようにクラックが垂直の場合も強度の低下はほとんど認められない。しかしながら $\theta = 50^\circ \sim 70^\circ$ の場合は強度は大きく低下する。クラックを与えない試料で一軸圧縮試験を行ったときのすべり面の角度を測定すると $62^\circ \sim 64^\circ$ であった。すなわち、粘土試料のすべり面に近いクラックが強度に大きく影響を与えることがわかる。

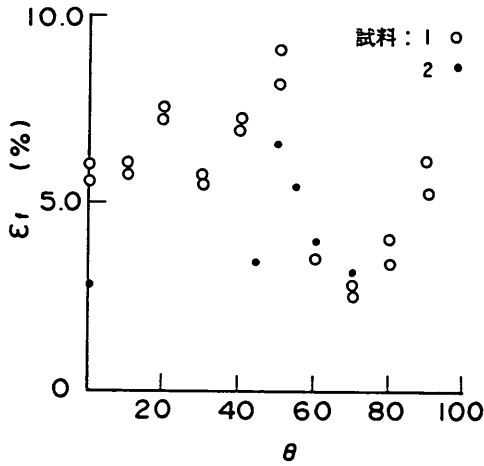


図-2.60 破壊ひずみとクラックの関係

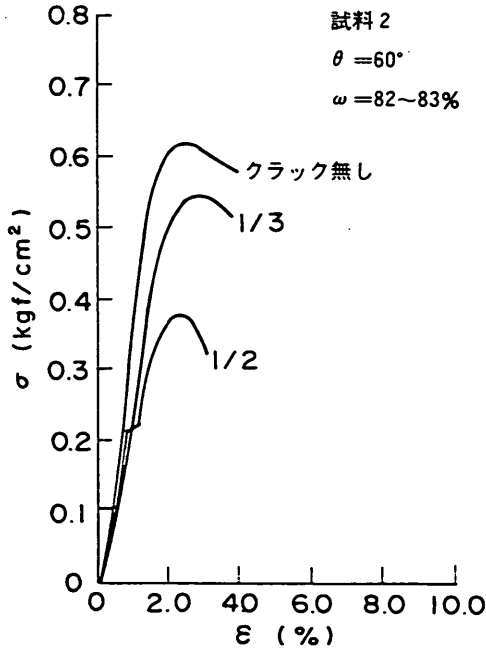


図-2.61 クラックの長さを変化させた場合の応力ひずみ曲線

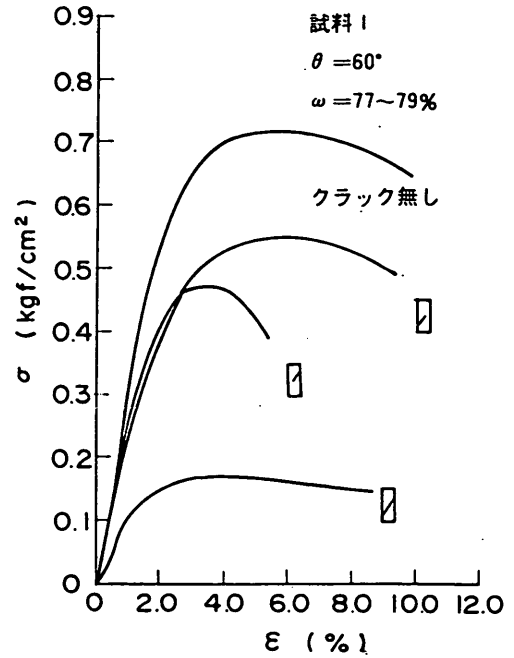


図-2.62 クラックの位置を変化させた場合の応力ひずみ曲線

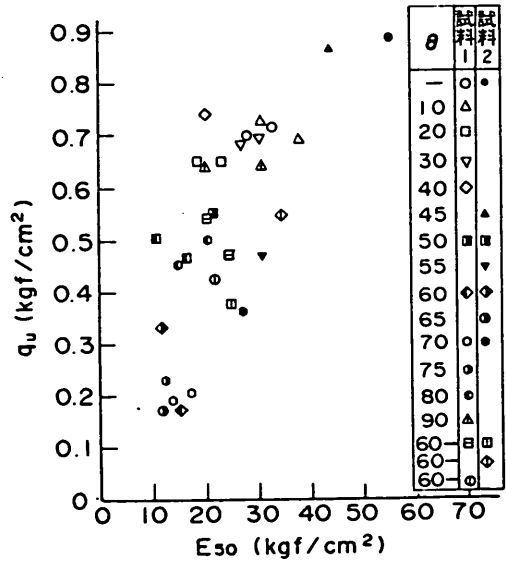


図-2.63  $E_{50}$  と  $q_u$  の関係

次に、クラックの有無と変形係数の関係に注目してみよう。図-2.59は、クラックの角度と、クラックありの変形係数  $E_{50}$  とクラック無しの変形係数  $E_{50}$  の比  $E_{50} / E_{50}$  の関係を示したものである。図のように、変形係数もクラックによって低下するが、低下率は  $q_u$  とほぼ同じ割合である。また、図-2.60は破壊ひずみとクラックの関係であるが、図のように、クラックの角

度にかかわらず破壊ひずみはクラック無しの場合とほぼ同じであるか、むしろ小さくなる場合が多い。

これまでの試料は、クラックが供試体全部に入っている場合であった。しかし、実際の粘土試料ではクラック

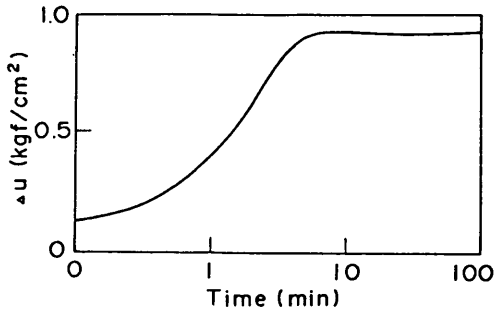


図-2.64 間隙水圧と時間の関係

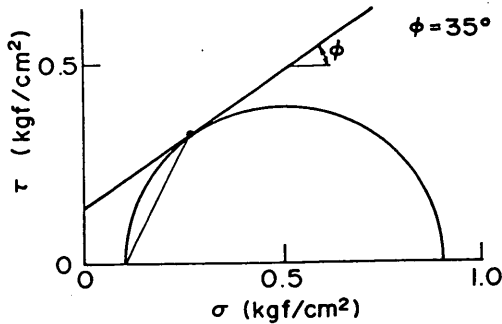


図-2.65 破壊面の角度から求められる破壊基準

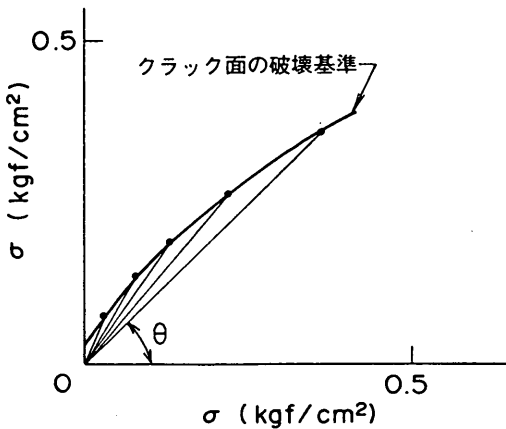


図-2.66 クラック面上の破壊基準

が部分的に入っている場合がむしろ多いと考えられる。図-2.61は、 $60^\circ$ の角度でクラックの長さを半分および $1/3$ にした場合の一軸圧縮試験結果である。図のように、クラックの長さが短くなるとともに強度の低下率小さくなる。図-2.62は、位置を変えてクラックを半分入れた場合である。図のように、クラックが入る位置によっても強度の低下率が異なってくるのがわかる。

図-2.63は、試料のすべての試験について $E_{50}$ と

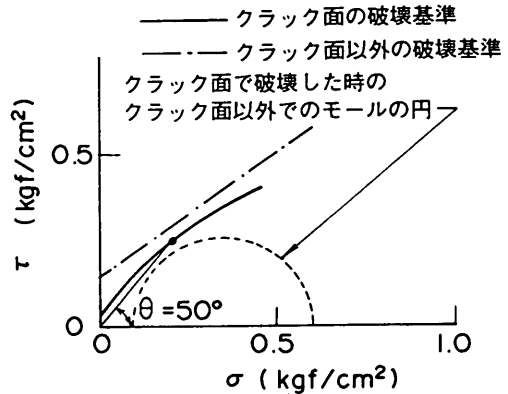


図-2.67 クラックによって強度が低下する場合の説明図

$q_u$ の関係を示したものである。図のように、クラックの入った試料では $q_u$ と $E_{50}$ の低下はほぼ直線的な関係がある。

室内試験の結果をみると、強度に影響するクラックは角度 $\theta$ が $50^\circ$ から $80^\circ$ の範囲にある場合であり、その範囲以外の角度ではほとんど影響がなかった。以下に、有効応力の概念にもとづいて、クラックが一軸圧縮強度におよぼす影響を考察する。

一軸圧縮試験の場合、側方の拘束圧が全応力ではゼロであるが、粘土供試体内部に負圧が残っているため有効応力が作用している。この負圧の分の有効応力は残留有効応力と呼ばれている。図-2.64は、残留有効応力を調べるために、一軸試験に用いた供試体にゴムスリーブをかぶせ、非排水状態で三軸試験機の中で等方圧力を加えて供試体端面で間隙水圧の変化を調べたものである。図のように、側圧 $1.0 \text{ kgf/cm}^2$ に対し間隙水圧は時間とともに増加しほぼ $0.9 \text{ kgf/cm}^2$ で一定となる。したがって今回用いた試料では残留有効応力はほぼ $0.1 \text{ kgf/cm}^2$ であることがわかった。

図-2.65は残留有効応力 $p' = 0.1 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $q_u = 0.8 \text{ kgf/cm}^2$ の場合を例にとって、破壊面の角度から求められるモール・クーロンの破壊基準線を求めたものである。一般に、圧縮試験における破壊面の角度の測定値はあまり精度が無いとされているが、今回の場合は図-2.58からも、破壊面の角度が $62^\circ \sim 64^\circ$ としてよいと考えた。クラックの入った供試体で強度が低下しているものは、いずれもクラック面ですべりがおこっている。クラック面は、いわば完全に練り返されている状態としてよいので、クラック面上の残留有効応力はゼロであると考えられる。図-2.58よりクラック面の角度と $q_u$ の

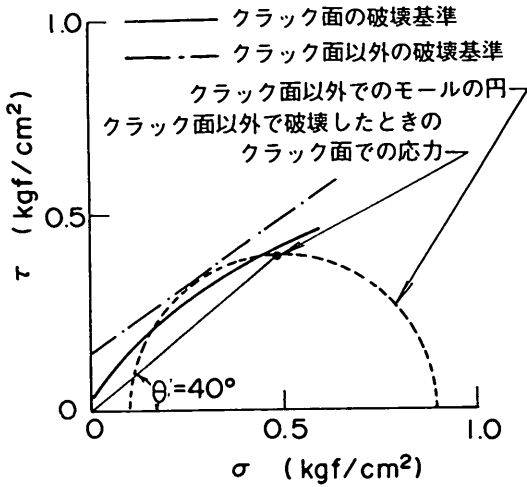


図-2.68 クラックの存在が強度に影響しない場合の説明図

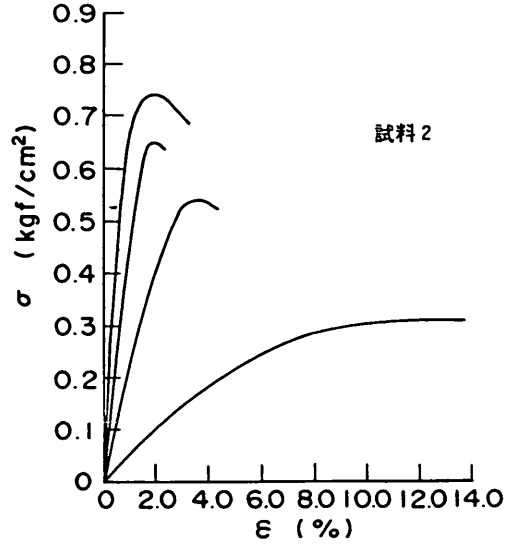


図-2.70 繰り返し一軸圧縮試験による応力ひずみ曲線

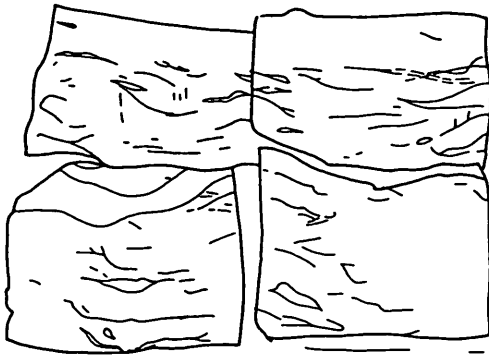


図-2.69 観察されたクラック

低下率から、クラック面上の破壊基準を図-2.66のように求めることができる。

図-2.67は、 $\theta = 50^\circ$  の場合にクラックによる  $q_u$  の低下を説明したものである。点線で示すモールの円はクラック面以外での有効応力状態であり、破壊基準には達していない。しかし、クラック面の応力条件がクラック面の破壊基準に達することによって強度が決るのである。図-2.68は  $\theta = 40^\circ$  の場合を示したものであるが、この場合はクラック面の応力条件が破壊基準に達する以前にクラック面以外（点線）で破壊基準に達する。したがって、 $\theta$  が  $40^\circ$  以下の場合、クラックの存在が  $q_u$  に影響しない。

石井らの研究によれば、サンプラーを X 線透過試験によって観察した場合のクラックは、水平クラックと垂

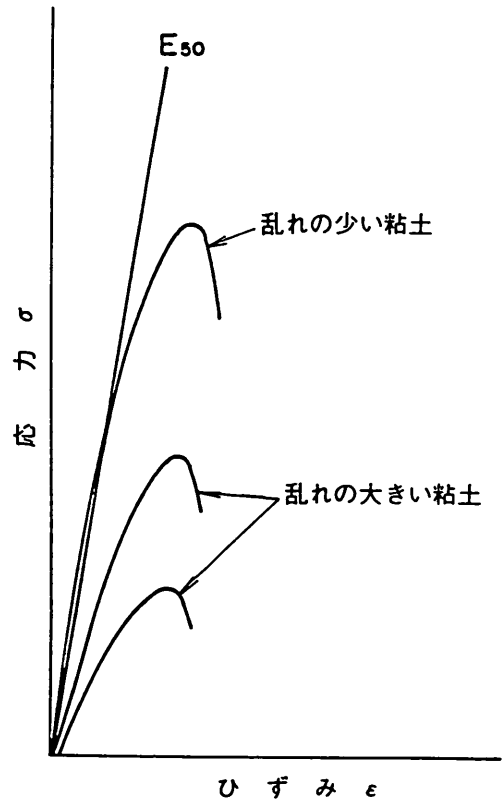


図-2.71 クラック型の乱れがある場合の応力ひずみ曲線の模式図

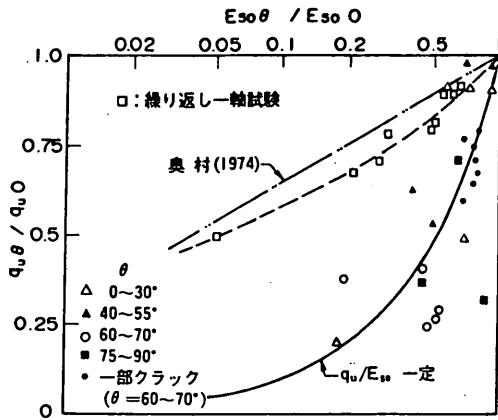


図-2.72  $q_u$ の低下と  $E_{s0}$ の低下の関係

直なクラックとに大別できるとされている。一方、今回の室内試験では、水平および垂直なクラック ( $\theta=0^\circ$ ,  $90^\circ$ ) は、いずれも  $q_u$  にあまり影響しないという結果になっており、石井らの結果とやや適合しないように思われる。しかし、X線透過試験において水平および垂直なクラックが多くみられるのは、X線照射の角度に対してこれらのクラックが垂直に位置しているため、他の方向のクラックよりも写りやすいという理由にもよる。図-2.69は、X線透過によってクラックが確認された試料を抜き出し、観察したスケッチの一例であるが、比較的大きなクラックの周囲にいろいろな方向をもつ小さいクラックが数多く観察されている<sup>(7)</sup>。今回の試験においても、図-2.61や図-2.62で示したように、クラックの長さが短い場合もそれに対応した強度低下がおこっており、実際には、これらのクラックが  $q_u$  に影響を与えていると考えられる。

### 2.5.3 「練り返し型の乱れ」と「クラック型の乱れ」

石井らの研究および室内で実験的にクラックを与えた試料の一軸圧縮試験結果より、採取された試料内に存在するクラックが一軸圧縮強度  $q_u$  に大きな影響を与えることが明らかになった。以上の結果から、乱れによる一軸圧縮強度の低下には、大きく2つのパターンがあると推定される。

一つは、従来から Ladd・Lambe や奥村らによって研究されたように、サンプリングおよび試験中に試料に対してせん断変形が加わり、有効応力が低下したとするものである。このような乱れは、いわば粘土試料全体に加わった乱れであり試料内の残留有効応力によって定量的に把握することができる。また、その影響は変形係数の低下として顕著にあらわれるという特徴がある。すなわち、このようなタイプの乱れによって、応力ひずみ曲

線は図-2.12のように変化すると考えられる。このような乱れを、ここでは「練り返し型の乱れ」と呼ぶことにする。

今回用いた試料について、「練り返し型の乱れ」の場合の変形係数と強度の関係を調べるために、練り返し一軸圧縮試験を行った。これは一つの供試体を用いて圧縮しピーク強度に達したら直ちに除荷して再度圧縮するという作業を繰返し、それぞれの圧縮過程において強度と変形係数の関係を調べたものである。図-2.70に応力ひずみ曲線を示すが、図-2.12のような「練り返し型」の乱れの特徴がはっきりと表れている。

一方、試料にクラックが生じることによる乱れは、粘土試料の一部分に脆弱な面が生じたものであり、この面の近傍では非常に大きな乱れがある半面、その他の部分では乱れの程度は小さい。したがって、「練り返し型」とは本質的に異なるものであると考え、ここでは「クラック型の乱れ」と呼ぶことにする。

「クラック型」と「練り返し型」の最も大きな違いは、強度低下と変形係数の関係にみられる。「練り返し型の乱れ」を受けた場合は、一般に強度よりも変形係数の方が顕著に低下する。これに対し「クラック型の乱れ」では、変形係数の変化は  $q_u$  の低下よりも小さいかせいぜい同程度であり、応力ひずみ曲線の変化は図-2.71のように模式的に表すことができる。

図-2.72に、クラックを与えた試料の一軸圧縮試験および練り返し一軸圧縮試験における、 $q_u$  の低下と変形係数  $E_{s0}$  の低下の関係を示した。図中の2点鎖線は、奥村が横浜本牧粘土を用い三軸試験によって「練り返し型」の乱れを与え、実験的に求めたものである。図のように、練り返し一軸圧縮試験における  $E_{s0}$  と  $q_u$  の関係はほぼ奥村による結果と一致している。一方、クラックの入った試料では、強度の低下と変形係数の低下の関係が「練り返し型」と明らかに異なり、強度が低下しても変形係数の低下は「練り返し型」ほど著しくない。

2.3において、東京湾・大阪湾で複数の調査者による土質調査事例の比較を検討したが、 $q_u$  の低下と  $E_{s0}/q_u$  において「練り返し型の乱れ」に対応した関係が見られたのは東京湾 X 港の事例のみであり、他の事例では報告された  $q_u$  と  $E_{s0}/q_u$  には関連が見られなかった。ここでの実験結果から考察すると、東京湾 X 港の事例では「練り返し型」の乱れが卓越し、他の事例では「クラック型」の乱れが多く含まれていたと推定される。なお、東京湾 X 港の場合に破壊ひずみの範囲が4~6%であり、他の事例の場合は2~3%と差がみられることから、破壊ひずみの小さいブリットルな構造の場合に「クラック



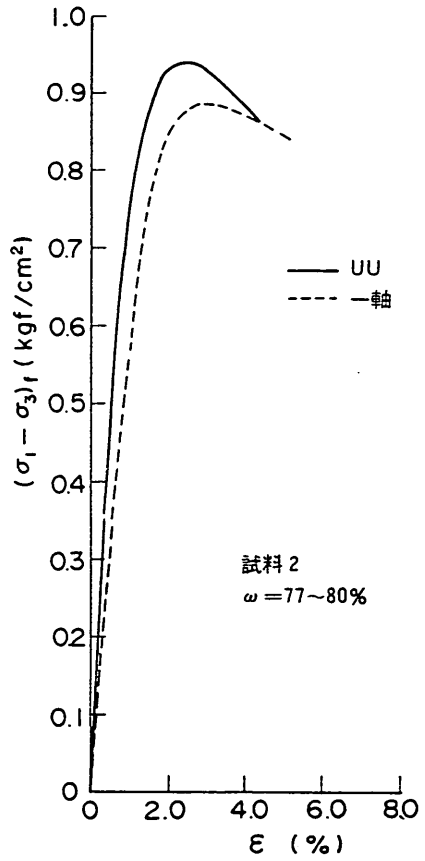
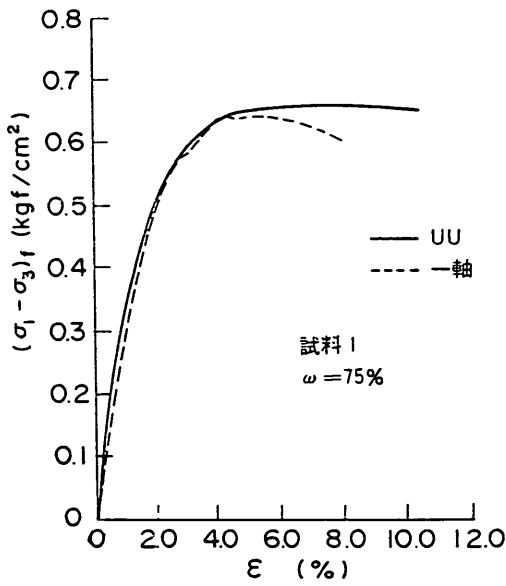


図-2.73 三軸 UU 試験と一軸圧縮試験の比較 (クラックなし)

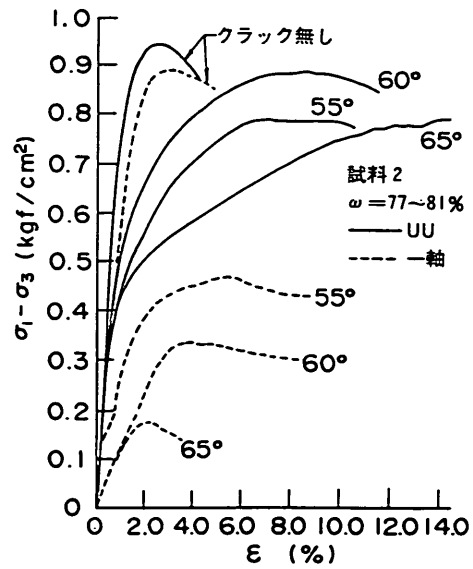
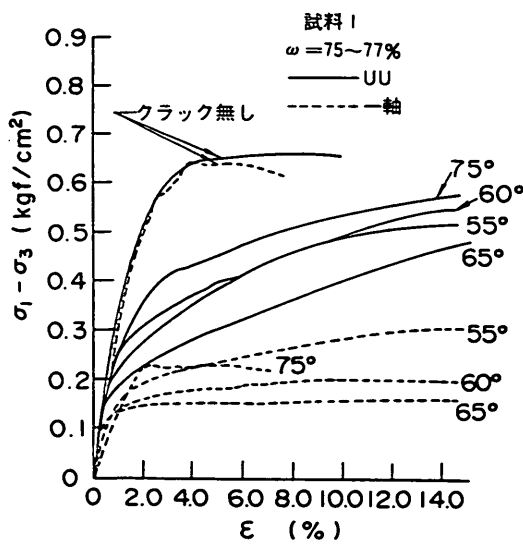


図-2.74 三軸 UU 試験と一軸圧縮試験の比較 (クラックあり)

ク型」の乱れが現れやすいと推定される。しかし、このような2つのタイプが現れる条件については、土性の他にサンプリングの技術等が関連していることも考えられるので、今後多くの事例を集めて検討する必要がある。

次に、これまで提案されてきた一軸圧縮強度の補正法について考察してみよう。2.1で紹介したように、奥村は図-2.2の実験結果から $E_{50}$ を用いることによって乱れによる強度低下を補正できるとしており、中瀬らは奥村の方法を拡張して一般的な粘土に適用できる補正式(2.2)を提案した。しかし、今回の実験結果から考えると、これらは図-2.12のような応力ひずみ曲線を示す「繰り返し型の乱れ」に対してのみ有効であり、「クラック型の乱れ」に対しては効果がないといえる。2.3で述べた事例のうち東京湾X港の場合は $q_u$ と $E_{50}$ の関係から「繰り返し形の乱れ」が卓越していたと推定されているが、それにもかかわらず2.4で検討したように中瀬の方法で補正した後の強度についても各調査者間で差が認められ、また $q_u$ の変動係数も補正によってあまり低下しなかった。この原因として、X港の事例においても「クラック型の乱れ」が少なからず含まれていたことが考えられる。また、東京湾Y港、大阪湾の事例では、 $q_u$ の低下と $E_{50}/q_u$ との間に顕著な関連がみられなかったことから、「繰り返し型の乱れ」ではなく「クラック型の乱れ」が卓越していたことが予想される。このように考えると、奥村や中瀬らによって提案された $q_u$ の補正法は、乱れの影響の一部を補正するに過ぎず、実際の問題にこれらの補正法を利用する場合は十分な注意が必要であるといえる。

#### 2.5.4 「クラッチ型の乱れ」に対する三軸UU試験の適用性

ここまでの考察から、試料採取時の機械的な乱れには「繰り返し型」と「クラック型」があり、 $E_{50}$ によって強度を補正するという考え方は「繰り返し型の乱れ」の場合にのみ適用できることが明らかになった。それでは「クラック型の乱れ」によって強度が低下した場合、これを適切に補正する方法が無いだろうか。ひとつの有力な方法として、石井らが行ったようにサンプラーのX線透過試験を行って、クラックのある部分を供試体として用いることを避けるか、あるいはクラックを定量的に評価して補正することが考えられる。しかし、すべてのサンプラーにX線を透過しクラックを観察することは、土質試験の費用を大きく増加させることになる。また、クラックの影響を定量的に評価することも現段階では技術的に困難である。そこで、クラックをもつ粘土試料に対して三軸UU試験によって強度を求める方法につい

て検討した。

三軸UU試験は、粘土供試体に非圧密非排水状態で等方拘束圧を与えて圧縮するものであるが、一般に飽和した軟弱粘性土地盤では三軸UU試験の強度は一軸圧縮強度と等しいとされており、実務においてはあまり用いられていない。しかし、Marslandは亀裂性の粘土(fissured clay)について、三軸UU試験が有効であることを報告しており<sup>(21)</sup>、クラックが存在する試料についても効果のあることが予想される。そこで人工的にクラックを与えた試料1、試料2を用いて三軸UU試験を行い、一軸試験の結果と比較した。

図-2.73は、クラックの無い場合の三軸UU試験と一軸圧縮試験を比較したものである。なお、等方拘束圧としては試料の再圧密時の圧力と等しい $1.0 \text{ kgf/cm}^2$ を用いている。図のように、クラックが無い場合は、強度および応力ひずみ関係において三軸UU試験と一軸圧縮試験とはほとんど差が認められず、通常用いられている $\phi = 0$ の仮定のとおりの結果となっている。

図-2.74は、 $\theta = 55^\circ, 60^\circ, 65^\circ, 75^\circ$ の角度でクラックがある試料の三軸UU試験における応力ひずみ曲線である。比較のため一軸圧縮試験の時の応力ひずみ曲線も合せて示した。図より明らかなように、クラックを含む試料の強度は三軸UU試験を行うことによって大幅に増加し、クラックが無い場合の強度に近い値となる。また、クラックのある試料の三軸UU試験においては圧縮初期の変形係数も一軸圧縮試験に比べ増加し、圧縮ひずみが2%以上になるとひずみの増加とともに徐々に強度が増加する傾向を示す。

このようにクラックがある粘土試料については、三軸UU試験がクラックの影響を除去した強度を求める上で非常に効果的である。この理由としては、等方圧力が加

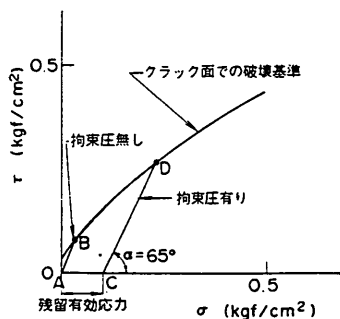


図-2.75 拘束圧の有無による強度の違い

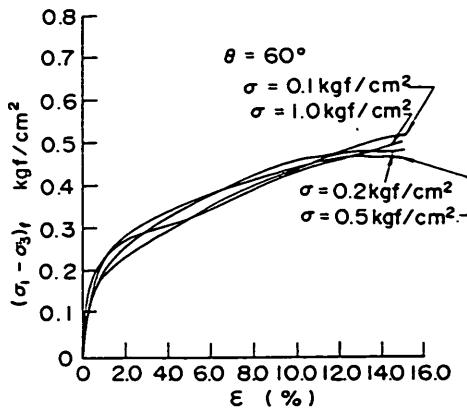


図-2.76 拘束圧の影響

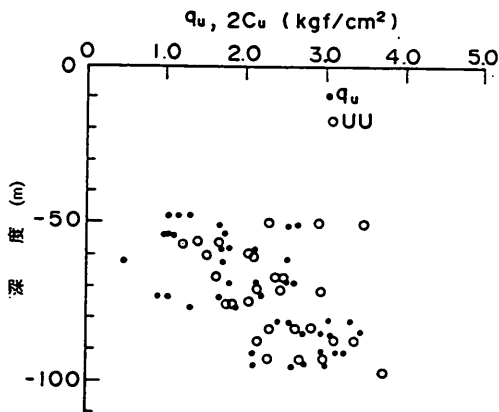


図-2.77(a) 一軸圧縮試験と三軸 UU 試験の比較 (大阪湾洪積粘土)

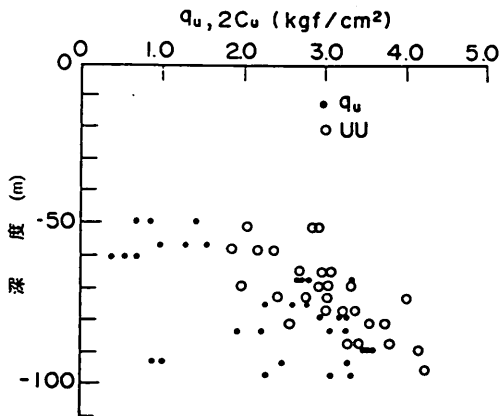


図-2.77(b) 一軸圧縮試験と三軸 UU 試験の比較 (大阪湾洪積粘土)

えられることによって、クラック面に試料の残留有効応力の分の垂直拘束圧が働くことよると考えられる。このことを  $\theta = 60^\circ$  の場合について、図-2.75 を用いて

説明する。

図-2.75 の AB は拘束圧が無い一軸圧縮試験の場合であり、クラック面に働く残留有効応力がゼロの場合である。拘束圧を加えることによって、クラック面上の残留有効応力が回復し、図の CD に移動するため強度は顕著に増加すると考えられる。図-2.76 は、クラックの角度  $60^\circ$  の供試体について、拘束圧を 0.1, 0.2, 0.5, 1.0 kgf/cm<sup>2</sup> としたときの三軸 UU 試験における応力ひずみ曲線である。図のように、拘束圧による違いはほとんどみられないが、このことは三軸 UU 試験の拘束圧としては、残留有効応力の分だけあればよいことを示している。

図-2.77(a), (b) は洪積地盤から採取した試料を用いて一軸圧縮試験と三軸 UU 試験を行った事例である。試料は深度 70 ~ 100 m からデニソンサンプラーによって採取されている。図-2.77(a) の場合  $q_u$  と三軸 UU 試験による最大軸差応力  $2c_u$  とはほぼ等しくなっているが、図-2.77(b) の場合は  $2c_u$  は  $q_u$  の約 2 倍になっている。土質調査報告書によると、図-2.77(b) の試料については「試料全体に鏡肌状のキレツがはいっている。」と特記されている。このように亀裂またはクラックが入った粘土試料においては、一軸圧縮試験と三軸 UU 試験の強度にははっきりした差が生じる。

図-2.78 は、図-2.77(b) の試料の三軸 UU 試験における応力ひずみ曲線の一例である。図中には、比較のため一軸圧縮試験における応力ひずみ曲線を点線で示し

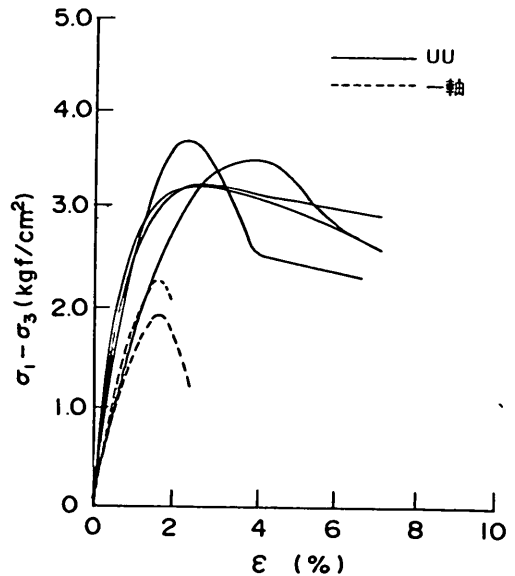


図-2.78 一軸圧縮試験と三軸 UU 試験における応力ひずみ曲線の比較

ている。図のように、一軸圧縮試験においてはピークに達した後強度は急激に減少するが、三軸 UU 試験ではピーク強度に達した後もピーク強度の70～80%程度の残留強度が維持される。このような硬質の粘土試料の場合は、「クラック型」の乱れを受けた試料の場合、三軸 UU 試験においては少なくとも残留強度に相当する分の強度は得られと考えられる。以上のように、室内試験および乱さない粘土の試験結果をみると、三軸 UU 試験は「クラック型の乱れ」を補正する効果があると考えられる。

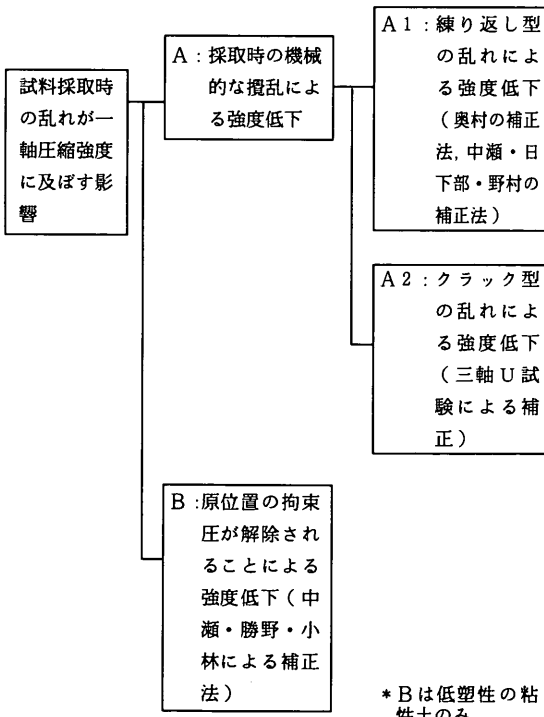
## 2.6 一軸圧縮強度における乱れの影響とその補正法のまとめ

これまでの検討の結果より、一軸圧縮強度における乱れの影響とその補正法は表-2.4のようにまとめることができる。

それでは、これらの補正法を実際の問題に対してどの様に適用すべきかについて考察する。

応力解除による強度低下の対象となる低塑性の粘性土地盤では、試料はAの機械的な攪乱に付加してBの乱れを受けており、Bの補正を行ってもAの影響は残ると考えられる。したがって、Bの補正は低塑性の試料が高塑性の試料よりも「余分に」受けている乱れの影響を

表 2.4 一軸圧縮強度における乱れの影響とその補正法のまとめ



補正するものであり、2.3の検討結果からみても、実務において適用することについては十分な妥当性があると考えられる。

これに対して、A1やA2のように機械的な攪乱に対する補正を、現行の $q_u$ 法の中で適用する場合はやや注意を要する。これは、1章の(1.1)式で述べたように $q_u$ 法は、 $q_u$ の平均値が乱れによってある程度低下することを前提としているからである(係数 $c_1$ )。一般に、「練り返し型の乱れ」は比較的深部の小さい地盤から採取した軟らかい試料に多くみられ、大深度から採取した硬質の試料ではクラック型の乱れが多くみられる。これらを完全に補正してしまった場合は、(1.1)式を成立させるレベルを越えた強度になると予想される。たとえば、 $q_u$ 法の代わりに三軸 UU 試験によって強度を決定することを考えるならば、クラック型の乱れを受け易い硬質の地盤では逆に練り返し型の乱れを受けにくい傾向があるので、A2の補正によって機械的な乱れの大部分が補正されてしまい、(1.1)式が成立しなくなる可能性がある。

このように考えると、一軸圧縮強度について乱れによる影響を補正して設計に用いるという方法は、Bの応力解除に関しては妥当であるが、機械的な攪乱の影響については(1.1)式の成立条件について十分に考察する必要があるため、現状では直ちに実務に用いることが難しいと考えられるのである。

## 2.7 本章の結論

本章では、多くの会社によって報告される一軸圧縮強度について、乱れによる影響の実態を調べることを目的とした事例調査を行った。方法は、ほぼ同一とみなしうる軟弱な沖積地盤において複数の調査者によって実施された土質調査結果を比較するもので、特に $q_u$ の差と変形係数 $E_{50}$ との関係に着目している。さらに、これらの結果からすでに提案されている乱れの補正式の適用性について検討した結果次のような結論が得られた。

(1) 東京湾、大阪湾、伊勢湾のほぼ均一な調査によって実施された土質調査事例を解析した結果、試料採取時の乱れ方に起因すると考えられる $q_u$ の差が認められた。このことは、 $q_u$ 法の前提となっている乱れによる強度低下の効果が、調査者の技術によって変動していること、サンプリングの質によっては、報告された $q_u$ が地盤の強度を過小に評価している場合があることを示すものである。

(2) 従来の乱れの考え方では、試料採取時の乱れの影響は変形係数 $E_{50}$ により顕著に表れるとされていた。今回の事例で $E_{50}$ と $q_u$ の関係に着目すると、東京湾

X 港の事例に関しては従来の考え方があてはまるものの、その他の事例については、あまりあてはまらなかった。

- (3) 東京湾 X 港の事例について中瀬・日下部・野村によって提案された  $E_{50}$  により  $q_u$  を補正する方法を適用すると、5 社の違いは縮小するがまだ約 20% の差がある。また、この補正による強度の変動係数の減少はあまり大きくなかった。
- (4) 砂分の多い粘土の  $q_u$  についての中瀬・勝野・小林の方法を適用した結果をみると、補正に用いるパラメータとして塑性指数を用いるかあるいは粘土分含有率を用いるかによって補正結果が大きく違う場合がある。その原因としては、報告された物理定数に関して試験実施者による差があるためと考えられる。

- (5) 乱れによって圧密降伏圧力  $p_c$  は過大評価される可能性があり、 $p_c$  を用いて地盤の強度を推定する場合は、乱れに関して十分な考慮が必要になると考えられる。

このように、今回、事例を調査した結果得られた  $q_u$  の低下と  $E_{50}$  の低下の関係をみると、一軸圧縮試験における試料の乱れの影響は、これまでのモデルとは異なっていることが推定された。次に、石井らが X 線透過試験によってサンプラー内の粘土試料に多くのクラックが観察され、クラックの存在によって一軸圧縮強度が低下することを報告していることに着目して、クラックが一軸圧縮強度に及ぼす影響を解明するための一連の試験を行った。これらの試験結果から次のような結論が得られた。

- (1) 人工的にクラックを与えた粘土試料の一軸圧縮試験結果をみると、供試体中にクラックがある場合は、変形係数  $E_{50}$  が従来のせん断による乱れの場合ほどは低下せず、 $q_u$  の低下と同程度の低下率であった。また、破壊時のひずみ  $\epsilon_f$  についても、クラックのある場合は、繰り返しやせん断を受けた場合と、はっきり異なった傾向を示す。
- (2) 粘土試料の乱れは「繰り返し型」と「クラック型」にわけることができる。両者においては、強度の低下と変形係数の低下との関係がはっきり異なっており、応力ひずみ曲線の傾向も異なる。東京湾 Y 港や、大阪湾の事例において調査者によって  $q_u$  が異なっていたのは、調査者によって「クラック型の乱れ」をうける度合いが異なっていたと推定される。
- (3) 供試体が内部にクラックを有する場合は、三軸 UU 試験によって本来の強度に近い強度を求めることができる。すなわち、三軸 UU 試験は「クラック型の乱

れ」を補正する方法として有効である。

#### 参考文献

- (1) Hvorslev, M. J. (1949) : Subsurface Exploration and Sampling of Soils for Civil Engineering Purpose, Waterway Experiment Station.
- (2) Jakobson, B. (1954) : Influence of Sampler Type and Testing Method on Shear Strength of Clay Samples, Proc. Royal S.G.I., No. 8.
- (3) Kallstenius, T. (1961) : Mechanical Disturbance in Clay Samples Taken with Piston Sampler, Proc. Royal S.G.I. No. 16.
- (4) ISSMFE (1965) : Appendix II, Report of the Subcommittee on Problems and Practices of Soil Sampling, Proc. 6th. ICSMFE, Vol. 3, pp. 64-71.
- (5) 土質工学会 (1960) : 基礎地盤のサンプリング、土と基礎, Vol. 8, No. 2.
- (6) 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.
- (7) 奥村樹郎・松本一明・堀江宏保 (1967) : 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), 港湾技術研究所報告, 6 巻, 8 号.
- (8) 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, pp. 41-48.
- (9) 松本一明・堀江宏保・奥村樹郎 (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.
- (10) 運輸省港湾局 (1970) : 港湾工事共通仕様書, 日本港湾協会.
- (11) 正垣孝晴 (1989) : 地盤強度の測定と設計・施工管理パラメータの決定に関する研究, 名古屋大学学位請求論文.
- (12) 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, pp. 342-371.
- (13) 奥村樹郎 (1974) : 粘土の攪乱とサンプリング方法の改善に関する研究, 港湾技研資料, No. 193, 1974 年.
- (14) Nakase, A., Kusakabe, O. and Nomura, H. (1985) : A Method for Correcting Undrained Shear Strength for Sample Disturbance, Soils and Foundations, Vol. 25, No. 1, pp. 52-64.
- (15) 中瀬明男・勝野克・小林正樹 (1972) : 砂分の多い粘性土の一軸圧縮強さ, 港湾技術研究所報告, 第 11 巻, 第 4 号, pp. 83-102.
- (16) 土田孝・小林正樹・菊池喜昭 (1986) : 土質調査

- 結果に及ぼす人為的要因の影響, 港湾技研資料, No. 546.
- (17) 土田孝, 田中洋行, 小林正樹 (1988) : 土質調査結果におよぼす人為的要因の影響, 土と基礎, Vol. 36, No. 9.
- (18) 小川富美子・石井一郎・奥村樹郎 (1983) : 間隙水中の土粒子の比重試験結果に及ぼす影響について, 港湾技研資料, No. 443.
- (19) 土田孝, 小林正樹, 山川 匠, 平良 聡 (1988) : 一軸圧縮強度のばらつきとその要因について, 港湾技術研究所報告, 第27巻, 第1号, pp. 93-124.
- (20) 石井一郎・吉田 稔・堀江宏保 (1987) : X線透過試験によるサンプリングチューブ内の土の品質評価(その2), クラックの判定法と試料の力学特性, 港湾技研資料, No. 575.
- (21) Marsland, A. (1971) : The Shear Strength of Stiff Fissured Clays, Stress Strain Behaviour of Soils, Proceedings of Roscoe Memorial Symposium, pp.59-68.

### 3. 自然粘性土試料を対象とした三軸 $K_0$ 圧密試験法の開発<sup>(21)</sup>

#### 3.0 概 説

自然地盤は一次元的に圧密されて形成されており、一般に地盤内の鉛直圧力(土圧)と水平圧力(土圧)は異なっている。静止土圧係数  $K_0$  は、地盤中の有効鉛直圧力と有効水平圧力の比で定義され、地盤の初期応力状態を表すパラメータとして重要である。土は圧密の条件によってその力学特性も顕著に変化するので、三軸試験によって地盤の強度や変形を調べる場合には、土の初期状態である  $K_0$  状態を正しく三軸室の中で再現しなければ、実際の地盤に対応した強度・変形特性は得られない。三軸試験を用いた地盤の強度決定法を提案した Berre・Bjerrum<sup>(1)</sup>、Ladd<sup>(2)</sup>、半沢<sup>(3)</sup>が、いずれも  $K_0$  条件のもとで圧密した後の強度を用いているのも、このような理由からである。

しかしながら、同時に、 $K_0$  条件で試験することの重要性が、三軸試験を用いた強度決定法を実際の設計に広く適用する上での大きな支障になっているともいえる。これは、一般に用いられている三軸試験機で  $K_0$  条件を満足して試料を圧密することが技術的に難しいためである。現在、普及している三軸試験はいずれも試料を等方に圧密した後にせん断するものであり、三軸試験によって  $K_0$  圧密を実施することは、研究を目的とした場合を除けば非常にまれであるといえる。したがって、これまで  $K_0$  圧密に関する成果の多くは実験室内で調整された試料に関してであり、自然地盤の不攪乱試料に対する  $K_0$  圧密試験法の研究例は非常に少ない。

また、 $K_0$  圧密の方法が研究者の間で統一されていないことも問題である。等方圧密と異なり、粘性土を異方に圧密する場合は、試験法や試験手順が複雑にならざるを得ない。このため、これまで提案されている方法もかなりバラエティーに富んでおり、それらの違いが試験結果に及ぼす影響も明らかになっていない。

以上のように、自然地盤の力学特性を正しく把握するためには、初期の  $K_0$  状態からの粘性土試料の力学特性を調べることが重要であるにもかかわらず、これらの基本となる不攪乱試料を三軸試験機で  $K_0$  圧密するための技術は、まだ十分に確立されておらず、多くの問題点を残している。

近年、エレクトロニクス技術の急速な進歩によって土質試験機の自動化が容易になり、三軸試験機での  $K_0$  圧密が以前ほど困難でなくなってきた。パーソナルコンピュータと市販の制御機器を組み合わせで完全に自動化した三

軸試験機を用いるならば、従来のような特別な装置を用いずに  $K_0$  圧密を行うことができる。試験コストを通常の等方圧密型の三軸試験と同程度まで低減させることによって、 $K_0$  圧密の過程を含む三軸試験法が実務に用いられる可能性がでてきた。

このような観点から、本章では不攪乱粘性土試料を対象とした、三軸試験による実用的な  $K_0$  圧密試験法について述べている。ここで検討した試験法の特徴は、第1に、パーソナルコンピュータと制御機器によって完全に自動化した三軸試験機を用いていることである。完全に自動化された三軸試験機の開発は、大河内・龍岡によって最初に行われた。大河内らはこの試験機を用いて砂の  $K_0$  値に関する詳細な研究を報告している。本研究で開発した自動三軸試験装置は、基本的には大河内らの試験機とほぼ同様のものである。ただし、大河内らは内セルを用いて供試体の側方ひずみを測定したが、本研究では  $K_0$  圧密のための特別な装置は用いず、供試体の排水量と沈下量より側方ひずみを求めている。

本研究における第2の特徴は、自然地盤から採取した乱さない粘土試料を対象としていることである。これまで三軸試験による  $K_0$  圧密は、室内で再圧密した試料を対象とするものが多かった。本研究では、試料が原位置から試験室に至るまでの変形に着目し、原位置でのひずみの状態を再現することを目的とした。

なお、本章で検討した試験技術は、本研究で実施したすべての三軸試験において用いられている。

#### 3.1 $K_0$ 圧密試験法に関する既往の研究

##### 3.1.1 $K_0$ 値を求める方法

図-3.1は、粘土試料を一次元的に圧密、除荷による膨張、再載荷したときの、鉛直圧密圧力と間隙比の関係の代表的な例である。静止土圧係数  $K_0$  は、このときの鉛直方向有効圧力  $\sigma'_v$  と水平方向有効圧力  $\sigma'_h$  の比  $\sigma'_h/\sigma'_v$  として定義される。一般に、土が一次元的に正規圧密されている場合は  $K_0$  値は一定であるとされており、除荷、再載荷などの応力履歴を加えると  $K_0$  値は変化する。また、自然地盤では力学的な履歴以外に、二次圧密やセメンテーションなど化学的続成作用による年代効果が、 $K_0$  値に影響する可能性がある。

地盤の  $K_0$  値を求める方法は、大別すると、原位置試験によって求める方法と採取した試料を用いた室内試験によって求める方法とがある。原位置試験による方法としては、ボーリング孔内に圧力水を注入し水圧と注入量の関係から  $K_0$  値を求める方法(ハイドロフラクチャー試験<sup>(4)</sup>)や孔内載荷試験による方法があるが、あまり一般的には用いられていない。

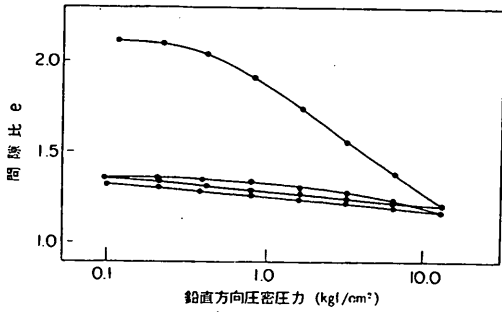


図-3.1 一次元圧密における圧密圧力と間隙比の変化

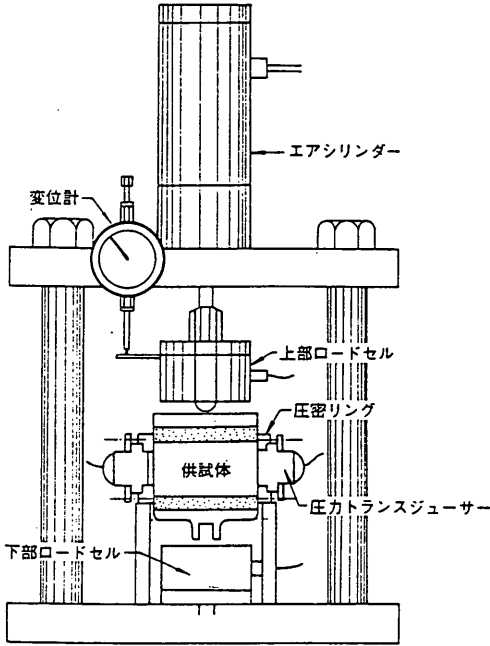


図-3.2 圧密リングによるK<sub>0</sub>圧密試験機

土試料の室内試験によってK<sub>0</sub>値を求める方法は、主に圧密リングによる方法と三軸試験による方法とに分けられる。圧密リングによる方法は、標準圧密試験に用いられる圧密リングに側方圧力を測定するためのロードセルを取り付ける方法であり、BrookerとIreland<sup>(5)</sup>によって最初に考案された。図-3.2に圧密リングによる最近の試験機の一例を示す<sup>(6)</sup>。圧密リングによる方法は三軸試験による方法よりも手軽に試験できるメリットがあるが、リング内面の摩擦力が、測定されるK<sub>0</sub>値に大きな影響を与えるという問題がある。

三軸試験でK<sub>0</sub>圧密する場合は、なんらかの手段によって供試体の側方ひずみを検出し、側方ひずみがゼロとなるように軸圧と側圧とを制御しながらゆっくりと圧密し

て、そのときの軸圧と側圧の比をもってK<sub>0</sub>値とするのが普通である。最も簡単な側方ひずみの測定法は、試料の体積変化量と軸方向沈下量から計算するものである。供試体の初期断面積、初期体積、体積変化量、初期供試体高さ、軸方向沈下量をそれぞれA<sub>0</sub>、V<sub>0</sub>、dV、H<sub>0</sub>、dHとし完全に飽和した供試体が一様に円柱状に変形すると仮定するならば、側方ひずみε<sub>h</sub>は次式で与えられる。

$$\epsilon_h = 0.5 \cdot \left( 1 - \frac{V_0 - dV}{A_0 \cdot (H - dH)} \right) \quad (3.1)$$

上式を用いて計算される側方ひずみがゼロになるように制御を行って圧密すれば、特別な装置を用いず通常の三軸試験装置によってK<sub>0</sub>圧密することが可能である。この他に、試験中に供試体の側方ひずみを直接測定する方法として、内セル(二重セル)を用いた試験機が最近よく用いられている。図-3.3は内セルタイプのK<sub>0</sub>圧密試験機の一例であるが<sup>(7)</sup>、供試体の側方変位を内セルの水面の高さhの変動として検出し、サーボ機構を用いてhが常に一定の値となるように制御することによってK<sub>0</sub>圧密を行っている。

### 3.1.2 粘性土のK<sub>0</sub>値に関する研究

粘性土のK<sub>0</sub>値についてはこれまでも多くの研究が行われている。すでに述べたように、K<sub>0</sub>値を直接求めるには特殊な試験を必要とするため、簡単に求められる土質定数と、K<sub>0</sub>値との相関性を調べるのがよく行われてきた。この中でもっとも知られているのは、有効応力に関する摩擦抵抗角φ'とK<sub>0</sub>の関係である。正規圧密の粘土について、Jakyは次の様な理論式を導いた。

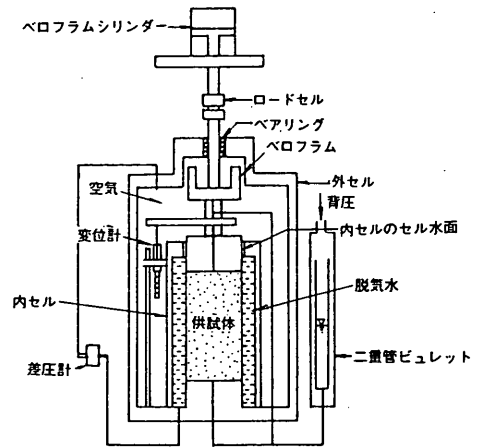


図-3.3 内リングによるK<sub>0</sub>圧密試験機<sup>(7)</sup>



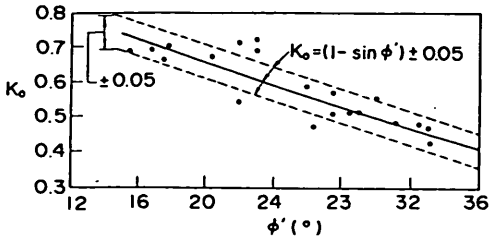


図-3.4(a)  $\phi'$ と $K_0$ 値の関係

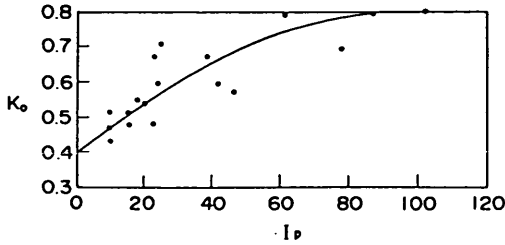


図-3.4(b) 塑性指数と $K_0$ 値の関係

$$K_{onc} = \left(1 + \frac{2}{3} \sin \phi'\right) \cdot \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} \quad (3.2)$$

ここに、 $K_{onc}$ は正規圧密状態での $K_0$ 値である。この式にはいろいろな概算式が提案されてきたが、次式が最も広く用いられ、しばしば、(3.2)式のかわりにJakyの式とよばれている<sup>(8)</sup>。

$$K_{onc} = 1 - \sin \phi' \quad (3.3)$$

図-3.4(a)、(b)は、Laddらによってまとめられたもので、それぞれ $\phi'$ 、塑性指数 $I_p$ と、再圧密粘土および乱さない自然粘土の正規圧密状態における $K_0$ 値との関係を示している<sup>(9)</sup>。図-3.4(a)をみると、(3.3)式が広範囲の $\phi'$ に対してはほぼ適用できる事がわかる。また、図-3.4(b)は、 $K_0$ 値が塑性指数と相関があり、塑性指数が大きいものほど $K_0$ 値は大きく、塑性指数が小さければ $K_0$ 値が小さいことを示している。図-3.5も、Laddによって示された図であるが、 $K_0$ 値における応力履歴の重要性を示すものである<sup>(9)</sup>。図のように、除荷時においては $K_0$ 値は正規圧密時よりも大きくなる。除荷によって過圧密状態となったときの静止土圧係数を $K_{ooc}$ とすると、 $K_{ooc}$ と $K_{onc}$ の関係として、次式が提案されている。

$$K_{ooc} / K_{onc} = OCR^m \quad (3.4)$$

ここに、 $OCR$ は過圧密比である。除荷過程においては、(3.4)式は多くの粘土に当てはまるとされている。図-3.6は、Laddが(3.4)式で求めた $m$ の値を塑性指数に対してプロットしたものである<sup>(9)</sup>。図をみると、 $m$ は塑性指数によらず0.35~0.45という比較的狭い範囲にあることがわかる。(3.4)式は除荷過程の $K_0$ 値に関するものであり、図-3.5のように再載荷の過程では、同一の $OCR$ に対する $K_0$ 値が除荷時と比べて明らかに小さくなる傾向がある。

我が国の沖積粘土の $K_0$ 値については、中瀬・小林・勝野らの研究によってよくまとめられている<sup>(10)</sup>。中瀬らは、三軸試験を用いて(3.1)式により $K_0$ 条件を満足させながら圧密および膨張を行い、4種類の海成粘土の $K_0$ 値を求めているが、その結果は図-3.5とほぼ同様の傾向を示している。

MayneとKulhawyは、文献に発表されている各国の170種類の土試料の $K_0$ 値を正規圧密、除荷、再載荷

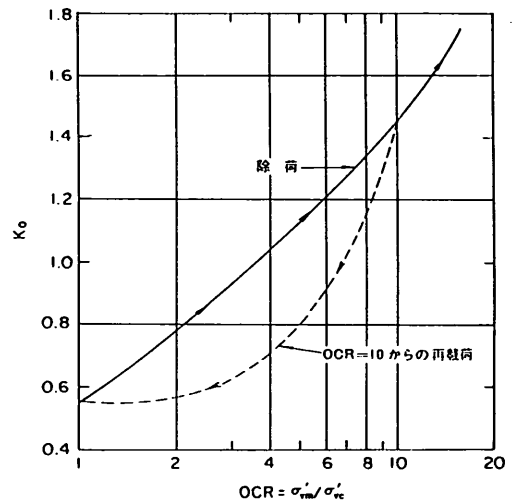


図-3.5 応力履歴による $K_0$ 値の変化

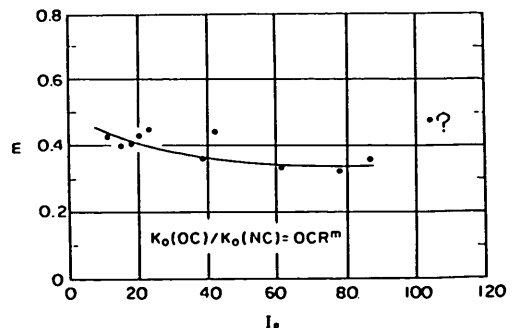


図-3.6  $m$ と塑性指数の関係

それぞれの過程において統計的にまとめ、次のような結果を得た<sup>(8)</sup>。

- ①粘性土の正規圧密時の  $K_0$  値については(3.3)式がよく適合する。また、(3.3)式は、砂質土についても、粘性土ほどではないがほぼ妥当といえる。
- ②除荷時の  $K_0$  値と過圧密比  $OCR$  との関係を見ると、(3.4)式における  $m$  については  $m = \sin \phi'$  が成り立つ。
- ③正規圧密、除荷、再載荷時の  $K_0$  値は、それぞれ统一的に表わすことができる。

さて、これらの試験結果はいずれも実験室内で粘土試料に応力履歴を与えて過圧密とした場合のものである。実際の地盤では、圧密試験の結果から過圧密地盤であると判定されても、地質学的にみて過去の荷重履歴が考えられない場合がある。これらの過圧密は擬似過圧密と呼ばれており、二次圧密やセメンテーションなどの化学的続成作用によって生じると考えられ、年代効果 (aging) と総称されている。わが国の沿岸域においても、圧密試験の降伏荷重から求めた過圧密比が1.1~1.8である地盤が多くみられるが、これらは過去の荷重履歴によると考えるよりも、年代効果による擬似過圧密と推定される場合が多い。このような地盤の  $K_0$  値がどのような値になるかは、現在議論の分れるところである<sup>(11)</sup>。

半沢らは、せん断試験における強度の異方性について検討した結果から、年代効果による擬似過圧密の場合は  $K_0$  値は正規圧密の場合と等しいとしている<sup>(2)</sup>。室内試験によって  $K_0$  値と年代効果の関係を調べる研究も、いくつか行われている。赤井・佐野は、内セル型  $K_0$  三軸試験によって長期  $K_0$  圧密試験をおこない、カオリン粘土の  $K_0$  値の変化を調べている。図-3.7に試験結果を示すが、50日間に  $K_0$  は0.52、0.54からそれぞれ0.77、0.91まで上昇している<sup>(12)</sup>。また、森脇・網干・中ノ堂・藤井は、応力比一定で長期圧密をおこなった結果から、

二次圧密中の  $K_0$  値は粘土によって増加するものと減少するものがあるとしている<sup>(13)</sup>。一般に、三軸試験機による長期間の  $K_0$  圧密は、ゴムスリーブの劣化による透水や透気など技術的に困難な点があるため、報告されているデータの量も少ない。したがって、 $K_0$  値が長期間の圧密によってどのような影響を受けるかについては、まだ明確な結論は得られていないと考えられる。

### 3.1.3 自然粘性土試料の強度変形特性を求めめるための三軸 $K_0$ 圧密に関する研究

粘性土の強度および変形特性を正確に求める方法として、自然地盤から乱さないサンプリングを行って採取した試料を三軸試験機内で  $K_0$  圧密し、原位置の応力状態を再現した後にせん断試験をすることが、ノルウェー地盤工学研究所 (NGI) の Bjerrum らによって提案された<sup>(1)</sup>。この考え方は、Jamiolcovski らによって再圧縮法 (recompression) とも呼ばれているが、基本となる  $K_0$  圧密試験の方法は必ずしも統一されていない。本章において  $K_0$  圧密試験法を検討するのは、Bjerrum らの方法を適用するための基本的な試験技術を確立することを目的としている。

Bjerrum らは、 $K_0$  値を原位置試験によって求めることを提案しているが、最近の NGI では圧密リング型の圧密試験機によって  $K_0$  値を求めることが行われているようである。また、Bjerrum らの論文では  $K_0$  圧密の試験手順が明らかにされてなかったが、Lacasse と Berre は NGI における最近の三軸試験法を紹介し、 $K_0$  圧密の方法について詳しく述べている<sup>(14)</sup>。これによると、NGI における最近の  $K_0$  圧密試験法の手順は、次のとおりである。

- ①過圧密比が1.5以下である粘性土およびその他の軟弱な材料の場合：

有効土被り圧  $p_0$  と  $K_0$  値から原位置の有効応力状態を表す D 点が求められる。図-3.8 に示すように

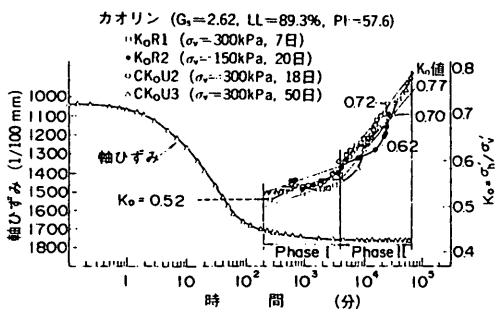


図-3.7 長期  $K_0$  圧密試験結果 (赤井・佐野<sup>(12)</sup>)

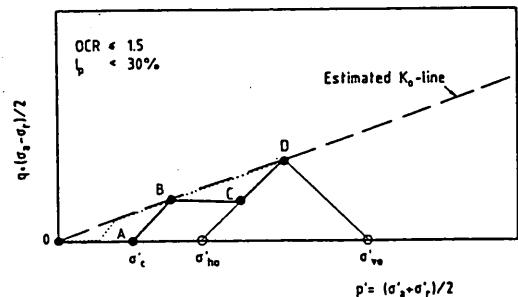


図-3.8 NGI における  $K_0$  圧密の手順 (Lacasse・Berre<sup>(12)</sup>)

側圧をOA, BCの2段階で増加させ、軸差応力はそれぞれの側圧の増加後にAB, CDの径路で徐々に増加させる。この場合に注意する点として、最初の等方圧密圧力(A点)は、原位置の有効水平拘束圧 $K_0 p_0$ の1/2よりも大きくすべきでない(特に排水量が多い場合)ことを指摘している。AB, CDの軸差応力の増加は4~6の段階に分けて行い、各段階で軸ひずみ速度が約0.08%/min以下になったときに次の段階に進む。通常はAB, CDそれぞれの軸差応力の載荷に各1日を要する。

②圧密による排水がほとんど無い重過圧密粘土の場合:

まず $K_0 p_0$ を加え、次に軸差応力 $(1 - K_0) \cdot p_0$ を加えて、1段階で圧密する。

Lacasseらによると、かつてNGIにおいては軸圧と側圧が一定の $K_0$ を保つように細かい載荷段階に分けて連続的に圧密する方法が用いられていた。しかし、この方法があまりにも時間がかかり、実際の問題には適用できないことがわかったため、載荷段階を減少させる研究を行い、上記の方法で十分であることが判明したということである。

半沢は、Bjerrumの方法によって軟弱地盤の非排水せん断強度を求め、多くの安定解析の問題に適用している<sup>(12)</sup>。半沢の方法も、試料を三軸室内で $K_0$ 圧密後、圧縮および伸張して強度を求めるものである。半沢は、正規圧密粘土および年代効果による擬似過圧密粘土の場合、 $K_0$ 値をほぼ0.5としてよいとし、三軸試験では側圧と軸差応力を4~5に分割して段階的に増加させている。また、圧密時間については、各段階で一次圧密終了後直ちに次の段階の進むことによって、全体で1~2時間であるとしている。

KirkpatricとKhanも、室内で調整したカオリン粘土とイライト粘土を用いて応力解除後の粘土に対する $K_0$ 再圧密の効果を調べ、 $K_0$ 圧密によって原位置の応力状態を回復することによって高精度の強度変形特性が得られるとしている<sup>(15)</sup>。また、Kirkpatricらは、側圧と軸圧を連続的に増加して $K_0$ 圧密する方法と、まず側圧によって等方圧密しその後軸差応力を加える $K_0$ 圧密法とを比較し、試験結果にあまり大きな差がなかったことを報告している。ただし、Kirkpatricらの研究は、サンプリング時の応力解除の影響のみを調べたものであり、試料が機械的な乱れを含む場合については調べられていない。

以上、既往の研究を概観すると、三軸試験機が十分自動化されていないことによるが、いずれの場合にも、 $K_0$ 圧密の「技術的な困難さ」、「時間がかかりすぎるこ

と」が大きな問題となっている。 $K_0$ 圧密をとまなうBjerrumの方法を実務に適用するためには、実用的な試験法の開発が不可欠であるといえる。本研究で開発した試験法は、自動化によってこれらの問題を解決しようとするものである。

また、Bjerrumの方法に対しては、不攪乱粘性土試料を $K_0$ 条件で再圧密することが試料の含水比を原位置での値よりも多少低下させるため、強度を過大評価するであろうという意見もある<sup>(16)</sup>。Bjerrumの方法の適用生を検討するためには、広範囲の粘土試料についてのデータが集積される必要があり、このためにも基本となる試験法が確立されなければならない。

### 3.2 三軸試験機による $K_0$ 圧密試験法

#### 3.2.1 本研究で用いた試験機の概要

$K_0$ 圧密とは、側方のひずみを生じさせずに一次元的に試料を圧密させることである。三軸試験では、供試体の側方圧力をゴムスリーブを介して水圧で加えるので、変形が拘束されていない。したがって、 $K_0$ 圧密を行うには何らかの方法によって供試体側方の変形をコントロールする必要があり、通常は側方の変形を随時モニターしながら軸圧と側圧を制御する方法がよく用いられている。この場合に問題となるのは、軸方向圧密圧力と側方圧密圧力が異なるため、供試体内にせん断力が発生することである。急速に圧密圧力を増加させると、供試体内に発生する間隙水圧が十分消散せずに蓄積し、異常な変形が生じたり場合によっては破壊する場合がある。したがって、軸圧と側圧は過剰間隙水圧が発生しないようにゆっくりと増加させなければならない。

このように、三軸試験機を用いて $K_0$ 圧密を実施することは、通常の等方圧密の場合と異なる試験技術が必要とする。中瀬ら<sup>(9)</sup>が行った試験法は、図-3.9のよう

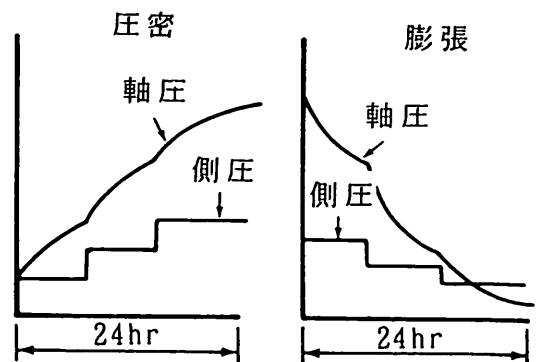


図-3.9 中瀬らの試験法<sup>(12)</sup>

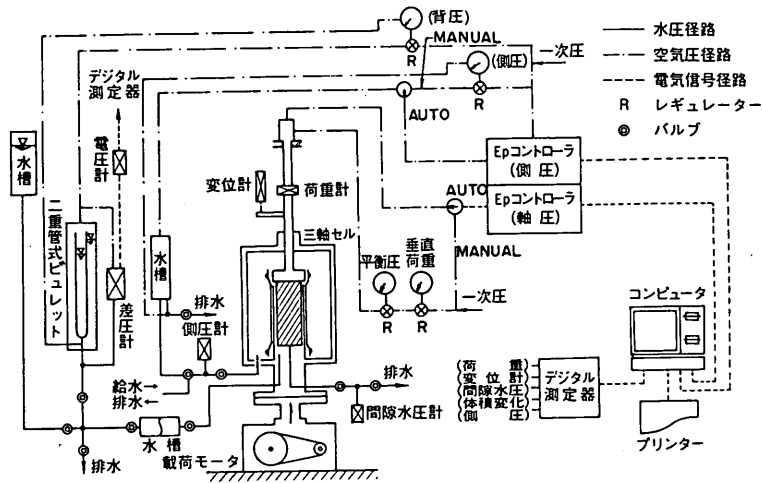


図-3.10 自動K.圧密試験装置の全体図

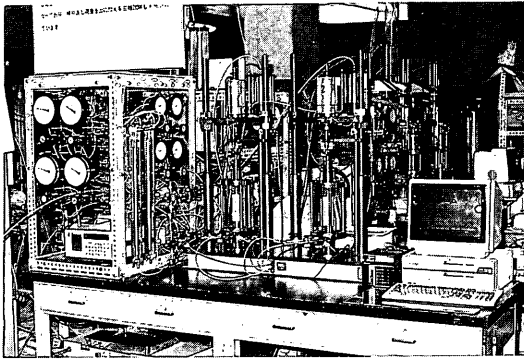


写真-3.1 システムの全景

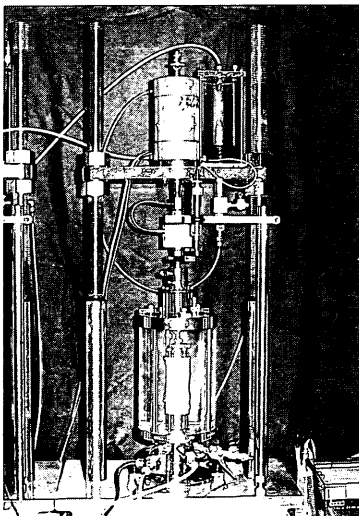


写真-3.2 三軸セル

に側圧を段階的に増加し、供試体の排水量と沈下量より(3.1)式を用いて計算した側方ひずみがゼロになるように軸圧を増加するものである。この方法では、試験者は常に試験機の側にいて、計測と軸圧の制御を行わなければならない。今回開発した方法は、中瀬らの方法を完全に自動化するものであり、試験者の代わりにパーソナルコンピュータが計測、側方ひずみの計算と圧力の制御を行っている。図-3.10は、今回用いたシステムの全体図であり、写真-3.1、3.2にはそれぞれシステムの全景と三軸セル部とを示した。このシステムでは、側方変位を測定するための特別な装置は用いずに、パーソナルコンピュータを中心とした計測と圧力制御の自動化だけでK.圧密を可能にしている。コンピュータは、計測データを読み込み、それにもとづいて側方ひずみを計算してK.条件を満足するような載荷のための信号を出力する。計測されるデータは、時間と軸荷重、軸方向の変位量、間隙水圧、セル圧、排水量である。

図-3.11は、三軸セル内の説明図である。図のように、せん断時に供試体端部での変形を拘束しないため、シリコングリースを塗布したゴム膜によってベDESTAL、キャップとの間の摩擦を除去し、ベDESTAL、キャップの径は供試体径よりも2mm大きくしてある。K.圧密だけを行う場合には、供試体径の変化はないのでベDESTAL、キャップ径と供試体径は等しくてもよいが、圧密後のせん断を考える場合には端面の拘束を解除するためにこれらの径を大きくする必要がある。ただし、ベDESTAL、キャップの径が大きすぎる場合は供試体をセットする時に空気や余分な水が混入しやすくなるので、本

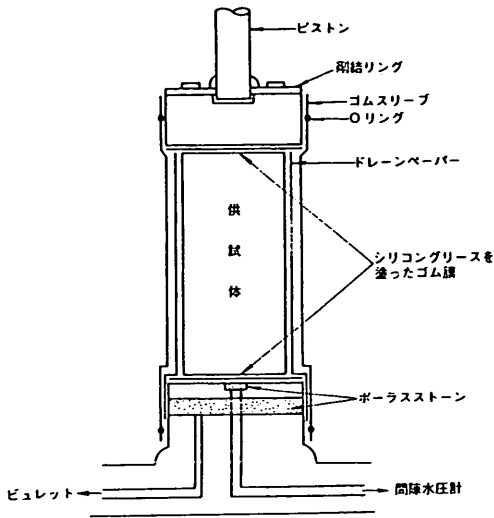


図-3.11 三軸セル

試験機では供試体径より2mmの大きさとした。また、供試体内の間隙水圧は下部ペダスタルの中心部に設置したポラスストーンを介して測定され、供試体からの排水はドレーンペーパーによる側面排水によって行った。

### 3.2.2 圧力の制御方法と側方ひずみの測定方法

応力の制御をコンピュータにさせるためには、電気信号を空圧に変換する必要がある。今回のK<sub>v</sub>圧密試験では12ビットのDAコンバータを介してアナログの電圧信号を空気圧に変換する装置（フェアチャイルド社製、電空変換器EP、写真-3.3）を用いた。EPの圧力コントロールの精度は通常のレギュレータの精度（0.01 kgf/cm<sup>2</sup>）とほぼ同等である。試験中、コンピュータは約2秒おきに荷重、圧力、変位をモニターし、所定の圧力や荷重になるように電圧信号を送信している。

三軸試験機では、供試体軸方向の変形量と体積変化量を測定し、側方の変形量を直接的に計らないのが普通である。側方ひずみは、軸方向の沈下量とビュレットで計った体積変化量の関係から供試体が円筒形に変形しているものとして、(3.1)式で計算される。このような試験機でK<sub>v</sub>圧密する場合は、側方の変形が拘束されていないので実際には供試体が円筒形に変形するとは限らず、側方への変位量とひずみ量とが側面のどの点でもゼロという厳密な意味のK<sub>v</sub>条件を満足させることは難しい。そのため、これまでのK<sub>v</sub>圧密試験では、側方変形量を直接測定する方法がいくつか考案され用いられてきた。たとえば、ダイヤルゲージのような変位計を用いて側面のある点の変形量を直接計る方法や、通常のセルの内側に内セルと呼ばれるセルをいれ、内セルの内側の水位の



写真-3.3 電空変換機

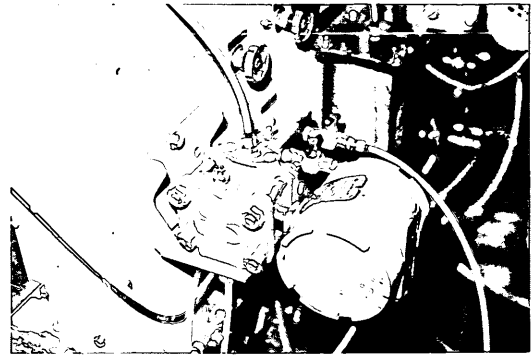


写真-3.4 ビュレット水位測定用差圧計

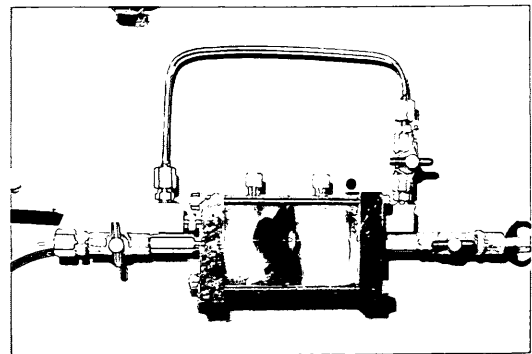


写真-3.5 塩水分離タンク

変化を計ることにより側方の変形量を計る方法などが代表的な方法である。しかし、これらの方法を用いても、供試体の側方ひずみは平均値あるいは代表値としてしか分かりえない。また、粘性土を対象とする場合は、後述べるようにドレーンペーパーの吸排水量の補正の問題もあるので、側方変位の測定精度をあげるには、上述のような方法を用いるだけでは解決しないと考えられる。このようなことから、今回の自動K<sub>v</sub>圧密試験機では側方への変形量を測定するための特殊な装置は用いずに、

通常の三軸試験機と同様に、軸方向の変位計とビュレットの水位の変化から得られた体積変化量とを用いて、側方ひずみを求めることにした。

このような方法で側方ひずみを計算するので、体積変化量と軸変位量の測定は特に重要で精度が要求される。本試験機では、体積変化量はビュレットの水位を差圧計(大倉電気製、写真-3.4)を用いて計測した。今回用いた粘土試料は海成粘土であるため、圧密が進むとともにビュレットの中に粘土試料内から排水された塩分を含んだ水が入りこみ、水の比重が変化して誤差を生じるという問題があった。このため、写真-3.5のような塩水分離タンクを供試体とビュレットの間に設置した。このタンクはまん中を不透水性のゴム膜で仕切り、供試体から排水された塩水がビュレット側に混入しないようになっている。また、ゴム膜が自由に変形できるので、供試体内へバック圧がスムーズに伝達されると同時に、供試体の間隙水は空気から遮断されるのでビュレット側からの供試体内への空気の混入を防止することができる。

### 3.2.3 $K_0$ 条件の制御方法

本研究で用いたプログラムでは、側圧を一定の速度で増加または減少させ、側方ひずみをモニターしながら軸圧を制御する方法を用いている。この場合、制御の方法としては2通りの方法が考えられる。1つは、側方ひずみが圧縮側に出た場合は軸圧を増加し、膨張側に出た場合は軸圧を減少させるという方法であり、「両振り」と呼ぶことにする。もう1つは、圧縮あるいは膨張のどちらかに側方ひずみが出たときにのみ制御する方法で「片振り」と呼ぶ。本研究では、軸圧の制御方法として片振りの方法を用いている。具体的には、試料を $K_0$  圧密する場合、セル圧を一定の速度で上昇させ、側方ひずみが圧縮側に出ないように、すなわち供試体の断面積が縮小しないように軸圧を増加させている。また、試料を $K_0$  条件で膨張する場合はセル圧を一定の速度で減少させ、側方ひずみが膨張側に出ないように、すなわち供試体の断面積が増加しないように軸圧を減少させた。

片振りの方法を用いた理由を、セル圧が上昇する時の場合を例にして説明する。セル圧が上昇し断面積を一定に保つために軸圧を増加したところ、軸圧をかけすぎて側方ひずみが膨張側に出過ぎたとする。このとき即座に膨張側のひずみを打消すように軸圧を下げようとすると、平均主応力および軸差応力ともに減少させる方向に応力を変化させることになる。このとき供試体は、応力の変化に対して時間遅れを持って応答するため即時に応答する変形量は小さく、結果的に過大に軸力を下げてしまうことになりやすい。このために安定した $K_0$  値が得られ

なくなる。一例として、両振りの制御を行い側方ひずみの出方に応じて軸圧を増減させた場合に、 $K_0$  値が正しく得られない例を図-3.12に示す。図-3.12には時間と $K_0$  値の関係を示している。この例では、1440分で有効側圧を $2.0 \text{ kgf/cm}^2$  まで上昇させその後セル圧を一定に保った。セル圧上昇中は片振りで制御しているが、セル圧が一定になってからは側方ひずみの出方に応じて軸方向応力を増減する両振りで制御している。図のように、セル圧一定になってから $K_0$  値が周期的に変化する傾向がみられる。図-3.13は、このときの側方ひずみと $K_0$  値の関係を示したものである。図のように、側方

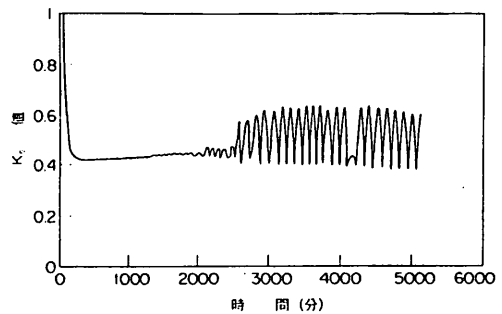


図-3.12 時間と $K_0$  値の関係

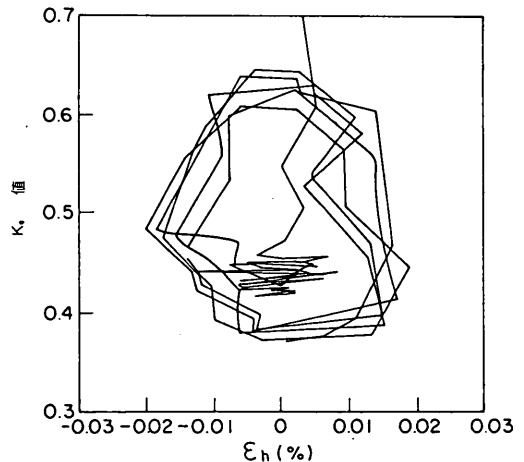


図-3.13 側方ひずみと $K_0$  値の関係

ひずみが膨張側に出ると軸差応力が下がって $K_0$  値が上昇し、やがて $K_0$  値が上昇するとともに側方ひずみが今度は収縮側に出るので、それを抑えるために軸方向圧密力は増加して $K_0$  値が低下している。このように、両振りの制御をおこなうと側方ひずみと軸圧とが図-3.13のようにループを描くために安定した $K_0$  値が得られなくなる。同様の傾向は、応力変化に対して比較的遅延

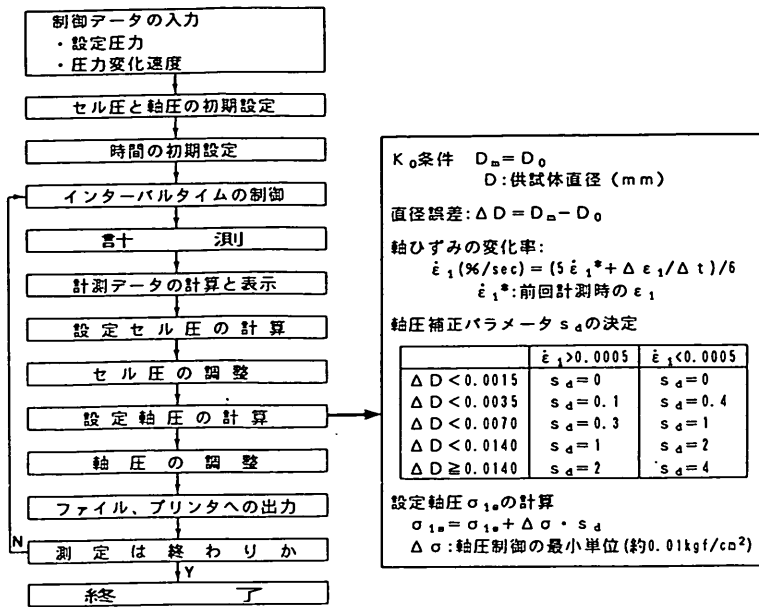


図-3.14 K<sub>0</sub>条件制御のアルゴリズム

れなしに変形する砂の場合にも見られることが報告されているが<sup>(17)</sup>、今回の試験においても、安定したK<sub>0</sub>値を求めるためには片振りで制御する必要があった。なお、片振りで軸圧を制御させた場合は、赤井ら<sup>(12)</sup>が示したように長期圧密中にK<sub>0</sub>値が上昇する場合には、これを直接測定することが困難である。

以上のように、載荷した応力に対し粘性土の供試体が時間遅れをもって応答することは、片振りの制御方法を用いた場合でも、粘性土のK<sub>0</sub>条件を維持する上で最も難しい問題であった。制御を行う上で変位の応答の遅れを考慮しない場合は、どうしても最終的な側方変位が許容値を上回ることになる。このため応力を制御する判断基準としては、現在計算された側方ひずみの量だけではなく、その変化速度も同時に考慮する必要があった。すなわち、側方ひずみが制御したい方向に比較的急速に変化しつつあるときは、応力をそのまま保ってしばらく見守るなどの判断が重要である。図-3.14は、試行錯誤の結果最も側方ひずみの発生を抑えることに成功したK<sub>0</sub>条件制御のアルゴリズムである。しかし、このような方法を用いても、除荷時においては、二次圧密の問題や体積変化量の少ないことなどK<sub>0</sub>条件の制御を難しくする問題があって、今後課題を残している。

### 3.3 ドレーンペーパーの吸排水特性とK<sub>0</sub>圧密試験結果への影響

排水量から側方ひずみを計算する場合には、供試体の水の出入りに十分注意する必要がある。粘性土の試験で

は、排水を促進するためにドレーンペーパーを使用せざるを得ないが、乾いた状態のドレーンペーパーを試料に巻くことはドレーンペーパーが試料から吸水する可能性があり、一方十分に水を含ませたドレーンペーパーを試料に巻くことは、粘土試料が余分な水を吸水する可能性がある。この段階で吸排水があると、供試体の体積や有効応力が変化するので影響は重大である。また、ドレーンペーパーは圧力の変化につれてわずかではあるが体積変化を起こすことも知られている。今回の自動K<sub>0</sub>三軸試験機では、供試体の体積変化量と沈下量から計算した側方ひずみに基づいて制御を行っているので、側方ひずみを精度よく計算するためには、ドレーンペーパーの体積変化分を補正する必要がある。

これらの理由から、供試体からの水の出入りについて詳しく調べるために、ドレーンペーパーの繰り返し圧密試験を行った。

#### 3.3.1 ドレーンペーパーの繰り返し圧密試験

実験に用いたドレーンペーパー(東洋ろ紙No.2)は図-3.15のような形状をしており、一枚当たりの重量は常態で0.90gから0.95gである。まず、ドレーンペーパーを蒸留水でぬらし、ガラス板で挟んでドレーンペーパーの重量が一定値(約2.7g)になるようにした。以下の実験においては、このときのドレーンペーパーを初期状態としている。

初期状態のドレーンペーパーをアクリル製の径3.5cm高さ8cmの三軸供試体ダミーに巻き、ゴムスリー

ブ（厚さ 0.25 mm）でおおって、セル圧 2.05 kgf/cm<sup>2</sup>、バックプレッシャー 2.00 kgf/cm<sup>2</sup> で圧密し、この状態からセル圧を増減させてドレーンペーパーがどのように吸排水するかを調べた。なお、以下の実験においても、バックプレッシャーは 2.00 kgf/cm<sup>2</sup> とすること

を原則としている。

セル圧を 2.05 kgf/cm<sup>2</sup> から 2.20, 3.00, 4.00 kgf/cm<sup>2</sup> と変化させ、各段階とも載荷後 10 分間放置した後、排水が落ち着いたのを確認してから次の段階の載荷に移っている。図-3.16 に、ビュレットに示される排水量より求めたドレーンペーパーの重量の変化を示した。図のように、有効応力が約 0.20 kgf/cm<sup>2</sup> より小さい時には吸水して初期の状態よりも重量がふえるが、有効応力が 0.20 kgf/cm<sup>2</sup> 以上に増加するにつれて対数目盛に対して直線的にドレーンペーパーは排水している。したがって、今回用いたドレーンペーパーの初期状態に対しては、有効応力が 0.20 kgf/cm<sup>2</sup> であればドレーンペーパーからの吸排水は無いが、それ以外の有効応力では吸排水が起こることがわかった。この図には、解体後のドレーンペーパーの重量も示してあり、最大圧密圧力時の重量と解体後の重量を点線で結んである。これを見ると、解体時のドレーンペーパーの重量も有効応力 0.20 kgf/cm<sup>2</sup> で圧密した時のドレーンペーパーの重量とほぼ等しいことがわかる。

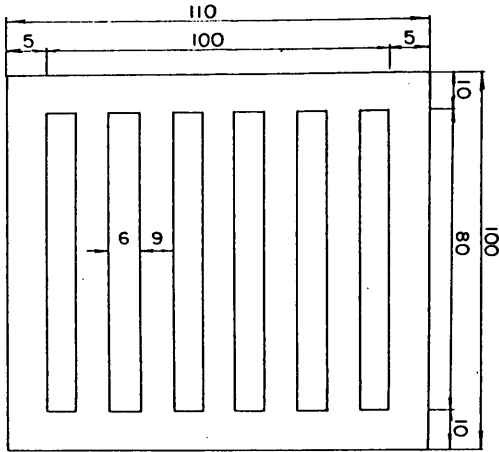


図-3.15 実験に用いたドレーンペーパーの形状

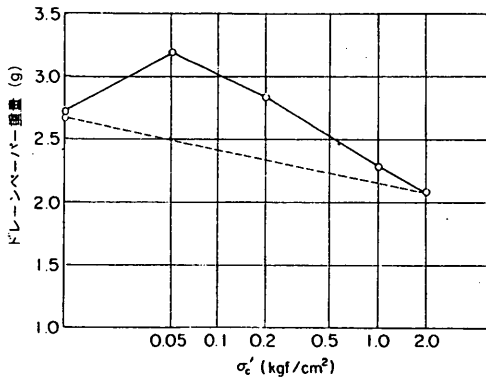


図-3.16 ドレーンペーパー重量の変化

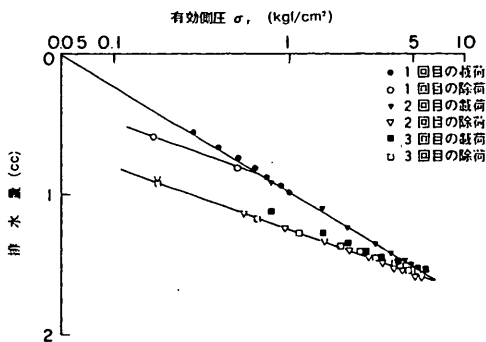


図-3.17 ドレーンペーパーの繰り返し圧密膨張試験結果

図-3.17 には、ドレーンペーパーの繰り返し圧密試験の結果を示す。この実験では、セル圧をまず 2.05 kgf/cm<sup>2</sup> から 3.00 kgf/cm<sup>2</sup> まで 40 分間に連続して上昇させ、続いて 3.00 kgf/cm<sup>2</sup> から 2.05 kgf/cm<sup>2</sup> まで 40 分間で連続して減少させた。続いて、セル圧を 2.05 kgf/cm<sup>2</sup> から 8.00 kgf/cm<sup>2</sup> まで約 4 時間かけて連続して上昇させ、その後 8.00 kgf/cm<sup>2</sup> から 2.05 kgf/cm<sup>2</sup> まで約 4 時間かけて連続して減少させている。さらに、もう一度 2.05 kgf/cm<sup>2</sup> から 8.00 kgf/cm<sup>2</sup> までのセル圧を増加した。なお、この間バックプレッシャーとして 2.00 kgf/cm<sup>2</sup> を加え、排水量は有効側圧が 0.05 kgf/cm<sup>2</sup> のときを基準として計算している。

図において、黒印が載荷時の径路であり白抜き印が除荷時の径路である。図よりわかるように、ドレーンペーパーは、先行最大セル圧より大きなセル圧を受けて載荷されている時に処女圧密線に沿って排水し、先行最大セル圧より小さなセル圧を受けている載荷と除荷時には膨張線に沿って吸排水する。さらに、処女圧密線も膨張線も有効側圧の対数目盛に対して直線的になっている。つまり、ドレーンペーパーは、土質材料とよく似た圧力～排水量特性を示すが、このような傾向は三田地ら<sup>(18)</sup>や清水<sup>(19)</sup>によっても報告されている。

さらに、再載荷と除荷時の排水特性を細かくみると、有効応力と排水量の関係は両者ともほぼ同じ関係にあるものの、全体に再載荷時の排水量の方が小さくなる傾向にあり、同じ有効応力のもとでは排水量の差が最大で



表3.1 試料の分類特性

試料名	横浜大黒	苫小牧港	大阪湾沖積	大阪湾洪積
粘土分(%)	4.7	2.6	5.4	6.1
シルト分(%)	5.1	6.4	4.6	3.8
砂分(%)	2	1.0	0	1
塑性指数	4.6	2.0	5.6	6.6
圧密降伏圧力(kgf/cm <sup>2</sup> )	-	2.6	0.5	3.1

0.03 cm<sup>3</sup> である。繰り返し圧密試験の結果得られた圧密線と膨張線の勾配を平均することにより、図-3.17における圧密線の勾配を0.71、膨張線の勾配を0.44とするドレーンペーパー吸排水量の補正式を求めた。補正式に対して吸排水量実験値のばらつきが最大±0.03 cm<sup>3</sup> があるので、補正によっても0.03 cm<sup>3</sup> 程度の排水量の誤差は免れ得ないことになる。

### 3.3.2 ドレーンペーパーの吸排水がK<sub>v</sub>値に及ぼす影響

3.3.1で述べたように、ドレーンペーパーは有効応力の増加にともない排水し、その排水量は、たとえば有効側圧が0.20 kgf/cm<sup>2</sup> から2.00 kgf/cm<sup>2</sup> にかわる間に0.70 cm<sup>3</sup> になる。K<sub>v</sub> 圧密のように側方への変形量を拘束しなければならないような試験では、このようなドレーンペーパーの排水量の影響は無視できないものと考えられる。そこで、ドレーンペーパーの補正をした場合としない場合のK<sub>v</sub> 値の差について調べてみた。

実験には横浜大黒粘土を用いた。この試料は横浜港大黒埠頭で浚渫された沖積粘性土であり、主な分類特性は表-3.1に示すとおりである。これを室内で貝がらなど粗粒分を取り除いて土槽のなかで自然堆積させておいたものに、含水比約200%になるまで蒸留水を加え、間隙中に空気が混入しないように真空をかけながら約一昼夜繰り返した。その後、再圧密用の圧密容器(直径20 cm)に試料を移し、圧密が終了するまで一次元圧密した。圧密が終了するにはほぼ2週間を要した。

実験に用いた試料は、すべて上載圧0.5 kgf/cm<sup>2</sup> で約2週間再圧密したものである。この試料をφ35 mm高さ80 mmに成形し、約0.2 kgf/cm<sup>2</sup> の有効応力で約30分間予備圧密した。なお、バックプレッシャーは2.00 kgf/cm<sup>2</sup> としている。その後、K<sub>v</sub> 条件を保ちながら、所定のセル圧まで所定の速度でセル圧を変化させて圧密する。このとき供試体内の過剰間隙水圧が発生しないように、十分に遅い速度でセル圧を変化させた。この結果、供試体底部中央で測定した過剰間隙水圧の変化量は、±

0.05 kgf/cm<sup>2</sup> 以内であった。

図-3.18~20にこの実験の代表的な例を示す。図-3.18は時間とセル圧の関係を示しているが、ゆっくりとした速度でセル圧を変化させていることが分かる。このときの軸差応力と時間の関係および有効応力径路は、

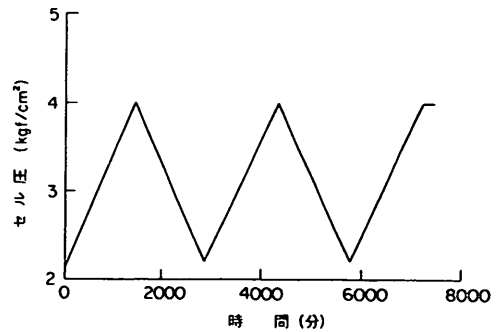


図-3.18 時間とセル圧の関係

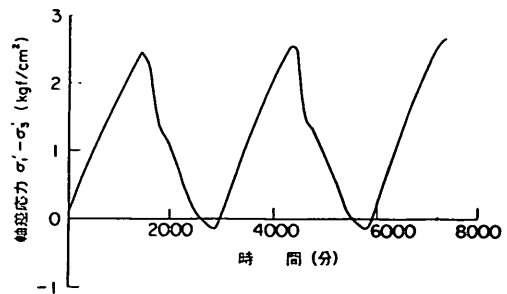


図-3.19 軸差応力と時間の関係

それぞれ図-3.19、図-3.20に示すとおりである。なお、有効応力径路は次式で与えられる平均圧密圧力  $p'$  と軸差応力  $q$  について示している。

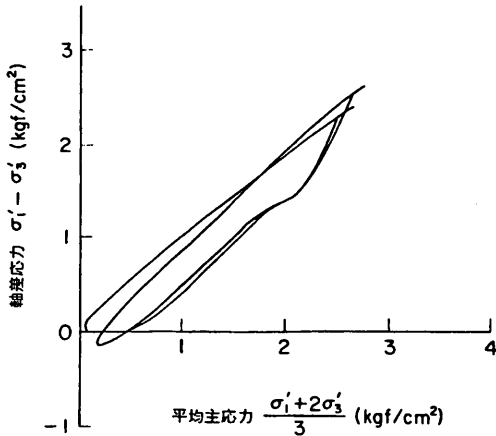


図-3.20 K<sub>0</sub> 圧密中の有効応力径路

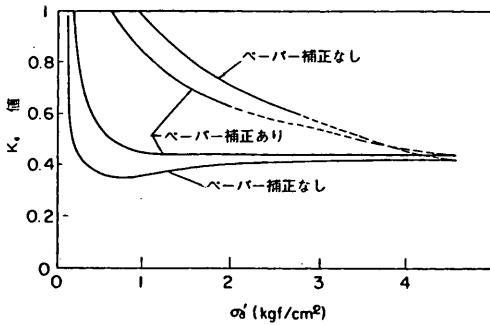


図-3.21 鉛直方向圧密圧力と K<sub>0</sub> 値

$$p' = (\sigma_1' + 2 \cdot \sigma_3') / 3$$

$$q = \sigma_1' - \sigma_3'$$

図-3.21に、鉛直方向圧密圧力と K<sub>0</sub> 値の関係を示す。なお、供試体の圧密降伏圧力は 0.50 kgf/cm<sup>2</sup> であり、十分に正規圧密になるまで K<sub>0</sub> 圧密した後、K<sub>0</sub> 条件を満足するように膨張させている。図において、ペーパー補正ありというのは、3.3.1の実験結果に基づいて、実験中にドレーンペーパーの排水量を補正して供試体の体積変化量および側方ひずみを計算し K<sub>0</sub> 条件のコントロールを行った実験結果であり、ペーパー補正なしというのは、ドレーンペーパーからの排水量を考慮しない場合の実験結果である。図をみると、膨張させたときの初期に点線で書いた部分があるが、この範囲においては、本研究の制御システムでは K<sub>0</sub> 条件の制御が難しく信頼のおけるデータが得られなかったものである。

図-3.21からわかるように、軸方向圧密圧力が既往最大軸方向圧密圧力の4倍以上まで、十分に正規圧密した時には、ドレーンペーパーの補正の有無による K<sub>0</sub> 値の差は小さくたかだか 0.02 程度である。しかし、軸方向圧密圧力の小さい領域、つまり供試体が圧密降伏圧力に達していない過圧密領域や、過圧密領域から正規圧密領域への過渡領域では、ドレーンペーパーの補正の有無によって K<sub>0</sub> 値にはかなりの差が生じる。ドレーンペーパーの補正のない場合には、圧密降伏圧力の周辺で K<sub>0</sub> 値の極小値が出るのが特徴である。また、供試体を膨張させたときも（これも過圧密領域である。）、ドレーンペーパーの有無によって K<sub>0</sub> 値にかなりの差があることがわかる。

このように、十分に正規圧密領域まで圧密した時の K<sub>0</sub> 値はドレーンペーパーの補正の影響をうけにくい、過圧密領域ではその影響は大きい。補正が無い場合は、圧密時には K<sub>0</sub> 値が小さめになり、膨張時には K<sub>0</sub> 値が大きめに出る。

図-3.22には、鉛直方向圧密圧力と側方ひずみの関係を示した。ここで図中にドレーンペーパー補正なしと書いてあるのは、実験時には補正を行わずにドレーンペーパーからの排水も供試体からの排水であると考えて K<sub>0</sub> 圧密し、試験終了後に供試体排水量に関してドレーンペーパー補正して再度整理することによって、試験中の側方ひずみを計算したものである。図より分るように、第一回目の圧密時にドレーンペーパー補正をしない体積変化量に基づいて K<sub>0</sub> 圧密をした供試体は、実際には約 0.7% 側方に膨張ひずみがでていることになる。これは、実験中に実際にはドレーンペーパーから排水していた分を供試体が排水していたとみなしていたために供試体からの排水量を過大評価し、供試体が側方に膨張していたことによるものである。膨張時にも圧密時とは逆に、軸方向圧密圧力が最大の時に比べて約 0.3% 圧縮側に側方ひずみが出ている。ここでは、実験中に実際にはドレーン

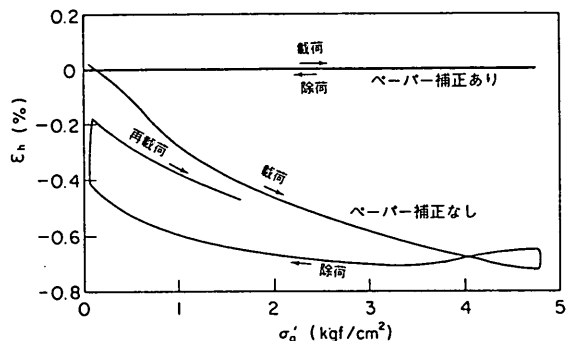


図-3.22 鉛直方向圧密圧力と側方ひずみ

ペーパーが吸水していた分を供試体が吸水していたと考えていたために、供試体からの吸水量を過大評価していたことになる。

このようにドレーンペーパーの補正を行わない場合には、圧密時には側方ひずみを膨張側へ発生させ、膨張時には軸方向圧密圧力最大時に比べて側方ひずみを収縮側へ発生させる傾向にある。つまり、圧密時には供試体を圧縮し、膨張時には伸張するような制御を行っている。したがって、ドレーンペーパーの補正のない場合には、 $K_0$  値は圧密時には小さめに、膨張時には大きめに出ることになる。また、ドレーンペーパーの補正の影響は軸方向圧密圧力の小さい過圧密領域で顕著に出ているが、ここでは全体の変形量が小さいので、小さな側方変形であっても測定される  $K_0$  値に敏感に影響するためであると考えられる。

### 3.3.3 本システムにおける $K_0$ 条件の制御精度

本システムにおいて側方ひずみの最小精度はどの程度であろうか。排水量の最小読み取り値は  $0.01 \text{ cm}^3$  であり、軸方向の変位計の最小読み取り値は  $0.002 \text{ mm}$  である。また、3.3.1 で述べたように、ドレーンペーパーの補正によって膨張時と再圧密時とでも同じ圧力に対して  $0.03 \text{ cm}^3$  程度の差があることがわかっている。したがって、ドレーンペーパーの補正を行った場合は排水量の誤差として約  $0.015 \text{ cm}^3$  程度が考えられる。この三つの点を総合して考えると、側方ひずみの測定精度はおよそ  $0.02\%$  程度になる。

今回の実験では、図-3.22 で示したように  $K_0$  圧密中に側方ひずみが  $0.01\%$  以内に収まるような制御に成功しており、供試体にドレーンペーパーを使用している以上、三軸試験によって粘性土の  $K_0$  圧密するシステムとして、十分な精度をもつ試験機であると考えられる。しかしながら、3.2.3 で簡単に述べ、図-3.21 でも見られたように、膨張開始直後の領域における  $K_0$  値の測定に関しては不十分な点が残った。以下にその原因について説明する。

図-3.23 は、圧密と膨張を繰り返したときの鉛直方向圧密圧力  $\sigma'_v$  と  $K_0$  値の関係の例である。図よりわかるように、膨張開始後に  $K_0$  値がいったん増加し、その後低下する現象がみられている。これを  $\sigma'_v$  と側方ひずみ  $\varepsilon_h$  との関係からみたのが図-3.24 であるが、セル圧を減少させて膨張を開始した後もしばらくの間側方ひずみは膨張側が発生している。この原因は、クリープ的な変形が継続しているためと考えられる。コンピュータは、膨張側の側方ひずみを小さくするように軸応力を下げる制御を行うが、側方ひずみは  $\sigma'_v$  が  $3.00 \text{ kgf/cm}^2$

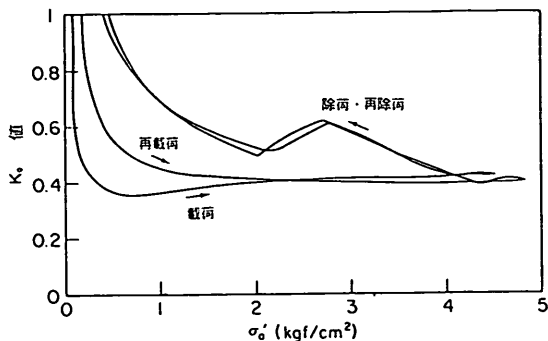


図-3.23 圧密と膨張を繰り返したときの  $\sigma'_v$  と  $K_0$  値の関係

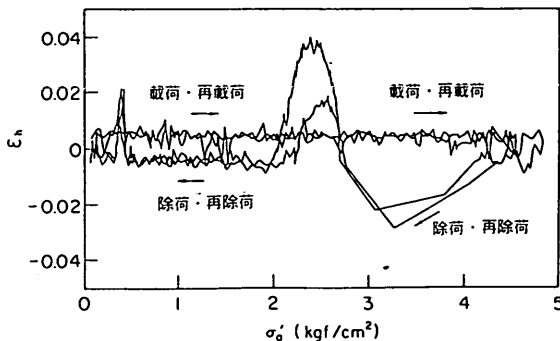


図-3.24  $\sigma'_v$  と側方ひずみの関係

に低下するまでは膨張側へ出続けるので、側方ひずみを抑えるためには軸応力を大幅に低下することになる。ところが、粘土の変形が応力の変化に対して時間遅れをもって反応するために、軸応力を低下させた影響が遅れて現れ、 $\sigma'_v$  が  $2.40 \text{ kgf/cm}^2$  位まで下がった時には、反対に大きな側方収縮ひずみが発生してしまう。この場合は、片振り制御であるので、いったん側方ひずみが収縮側に出たときは軸差応力のコントロールをしないため、側方ひずみの修正はセル圧がさらに低下して供試体が膨張するのを待つしかないことになる。この結果、図-3.23 のように、過圧密比が  $1.0 \sim 2.5$  ( $\sigma'_v = 4.50 \text{ kgf/cm}^2$ )

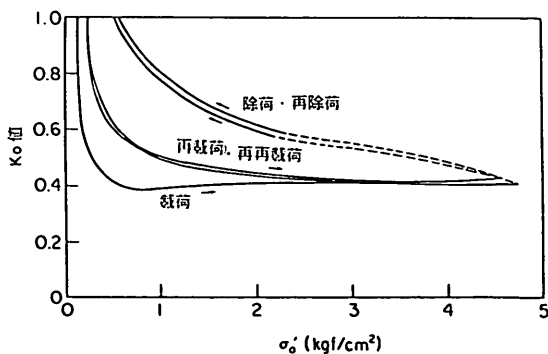


図-3.25  $K_0$  値と  $\sigma'_v$  の関係

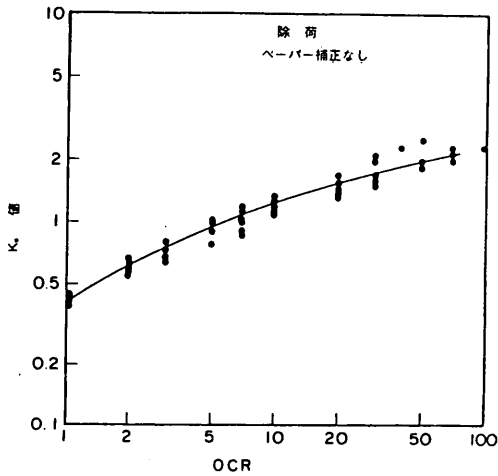


図-3.26(a) OCRと $K_0$ 値の関係  
(除荷時, ドレンペーパー補正なし)

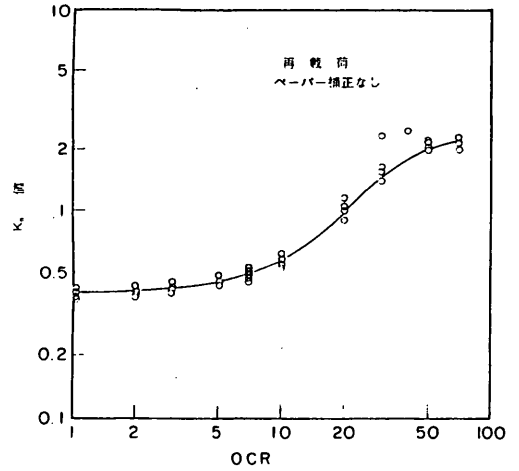


図-3.27(a) OCRと $K_0$ 値の関係  
(再載荷時, ドレンペーパー補正なし)

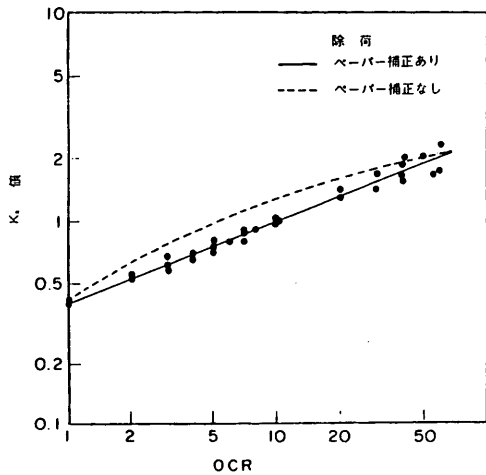


図-3.26(b) OCRと $K_0$ 値の関係  
(除荷時, ドレンペーパー補正あり)

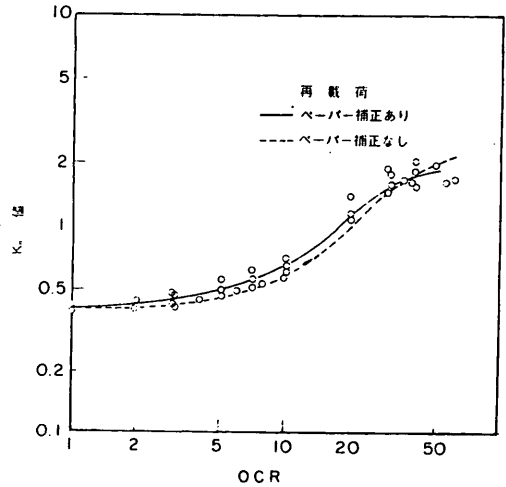


図-3.27(b) OCRと $K_0$ 値の関係  
(再載荷時, ドレンペーパー補正あり)

～2.00 kgf/cm<sup>2</sup>)の範囲の $K_0$ 値は、まったく信頼のおけない値となってしまうのである。

以上述べたように、除荷時において過圧密比が小さい範囲 ( $OCR = 1.0 \sim 2.5$ ) では $K_0$ 値は正しく求められていないが、それ以外の領域では除荷、再載荷時ともほぼ妥当な $K_0$ 値が求められた。図-3.25には、再再載荷まで繰返し $K_0$ 圧密した時の、 $K_0$ 値と軸方向圧密圧力の関係を示す。図よりわかるように、除荷時と再除荷時の $K_0$ 値と鉛直方向圧密圧力の関係はほぼ同じであり、再載荷時と再再載荷時の $K_0$ 値と鉛直方向圧密圧力の関係はほぼ同じになる。載荷時と除荷時で同一のOCR

に対する $K_0$ 値は異なるが、それぞれの関係は2回目以降繰返しても変化しないと考えられる。

図-3.26(a)、図-3.26(b)は、それぞれドレンペーパーの補正が無い場合と有る場合の、除荷時におけるOCRと $K_0$ 値の関係である。図より、ドレンペーパー補正を行った場合は、除荷時のOCRと $K_0$ 値は対数グラフ上でほぼ直線的な関係がみられ、(3.4)式に良く一致した傾向を示している。ドレンペーパーの補正を行っていない場合もOCRと $K_0$ 値の間にはほぼ直線的な関係がみられるが、ドレンペーパーの補正をした場合に比べて全体に大きめの $K_0$ 値が得られている。

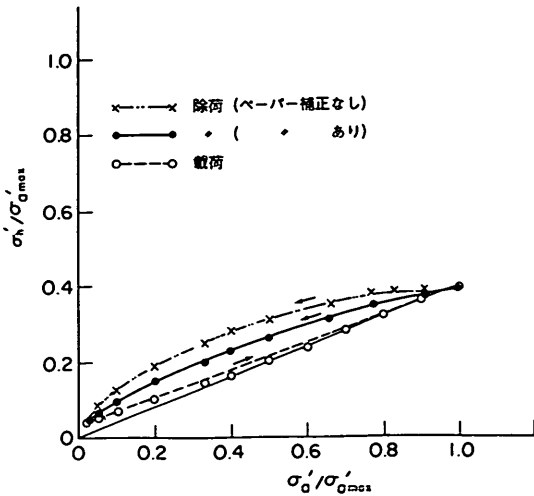


図-3.28 膨張時と再載荷時の応力径路

図-3.27(a), 図-3.27(b)は、それぞれドレーンペーパーの補正が無い場合と有る場合の、再載荷時におけるOCRと $K_0$ 値の関係である。再載荷時にはOCRと $K_0$ の関係は直線的にはならず、除荷時に比べて $K_0$ 値は小さくなる。また、ドレーンペーパー補正の有無による $K_0$ 値の差はほとんどみられなかった。

図-3.28は、膨張と再載荷時の応力径路を、軸方向圧密圧力と側方向圧密圧力の関係からみたものである。膨張時の応力径路は、ドレーンペーパーの有無によって大きく異なるが、再載荷時の応力径路はドレーンペーパーの有無による差はない。また、再載荷時の応力径路がほぼ直線的になる傾向になることが示されている。

### 3.4 初期等方圧密圧力が $K_0$ 値に及ぼす影響

$K_0$ 圧密においては、供試体の側方ひずみが生じないように軸圧と側圧が制御されるが、問題となるのは試料のどの状態を基準の寸法とするかということである。たとえば、乱した砂試料の $K_0$ 値を求める場合は、供試体作成時の寸法を基準とすることで特に問題はない。しかし、原位置からサンプリングにより得られた試料や実験室内で再圧密して得られた試料を用いて $K_0$ 圧密する場合は、供試体が作成されるまでの過程すなわち、軸差応力の解除、拘束圧の開放( $K_0$ 状態から等方応力状態に変化する)、成形などにおいて応力履歴を受け、その間に供試体の寸法も変化していると考えられる。粘性土の場合には、透水性が悪いのでこれらの変化は非排水状態つまり等体積で変形しているものと考えられ、各試料について $K_0$ 圧密をどの様な状態からスタートさせるのが適当であるかは、重要な問題である。

三軸試験によって粘土試料の $K_0$ 圧密を行ったこれま

での研究においては、供試体の初期状態をどのように設定するかについての検討はあまり行われていないようである。成形後の供試体は、全応力的には拘束を受けていないが、試料の内部には負圧が残留しており、等方応力状態にあると考えられる。このような供試体をどういう条件で三軸室にセットするかは、必ずしも統一されておらず、基準にも定められていない。

本研究のように、三軸試験の供試体体積変化量と軸方向変位量で側方ひずみを計算して $K_0$ 圧密を行う場合は、供試体のセット方法は試験結果に大きな影響を与えると予想される。たとえば、非排水でせん断する三軸試験では、飽和度を高めるために、セット時に供試体とメンブレンの間に含まれる空気を排除するため供試体に水をかけたり、あるいは水中で供試体をセットすることも行われている。しかし、この場合は、供試体がセット作業中に水を吸って膨張し、セット中に供試体の含水比や供試体内の有効応力を低下させることになるのである。

一般に、三軸試験によって $K_0$ 圧密を行う場合は、供試体内の過剰間隙水圧を消散し有効応力状態を安定させてから $K_0$ 圧密をスタートさせるために、予備等方圧密を行う必要がある。ここでは、粘性土の不攪乱試料を用いて $K_0$ 圧密を行う場合を対象として、設定すべき予備等方圧密圧力について検討した。

#### 3.4.1 セット時の供試体寸法を基準とした場合

初期状態の考え方として1つの方法は、セット時の供試体の寸法を基準として $K_0$ 圧密を行うことである。この場合は、予備圧密終了時の供試体の状態を成形時と等しくするため、予備圧密によって体積変化が生じないようにする必要がある。初期条件としての予備圧密圧力を設定するため、次の実験を行った。

実験に用いたのは、横浜大黒粘土で上載圧 $0.50 \text{ kgf/cm}^2$ で約2週間再圧密した試料である。この試料を用いて、 $0.05, 0.20, 0.30 \text{ kgf/cm}^2$ の有効圧密圧力で予備等方圧密し、続いて有効側圧 $2.00 \text{ kgf/cm}^2$ になるまで等方圧密を行い、ビュレットの読みから得られる排水量と供試体の重量から推定される排水量の差( $v_1 - v_2$ )と、予備等方圧密圧力の関係を比較して、図-3.29に示した。ここで、 $v_1$ は本圧密中の供試体の排水量であり、ドレーンペーパーの補正をしてある。 $v_2$ は成形時の供試体重量から解体時の重量を引いたものであり、図-3.16に示したようにドレーンペーパーは $2.00 \text{ kgf/cm}^2$ まで圧密した後解体時には吸水するので、その分の補正も含んでいる。

図のデータはばらつきがあるが、予備圧密圧力 $0.05 \text{ kg/cm}^2$ では $v_1$ の方が $v_2$ より大きく、予備圧密圧力 $0.3$

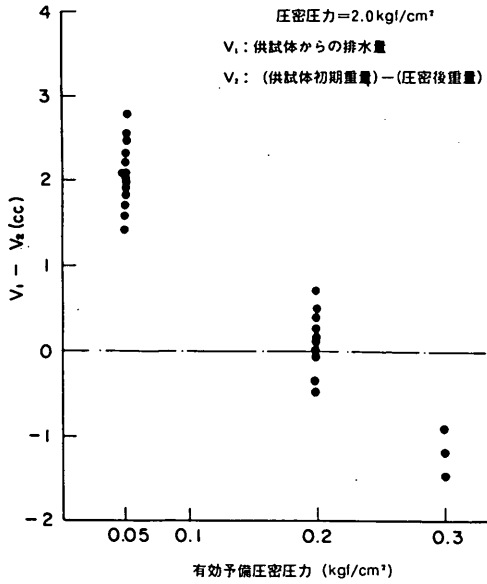


図-3.29 排水量の差と予備等方圧密圧力の関係

kgf/cm<sup>2</sup>では逆に  $v_2$  の方が  $v_1$  より大きい。また、予備圧密圧力が 0.20 kgf/cm<sup>2</sup> の時に、 $v_1$  と  $v_2$  が等しくなることがわかる。 $v_1$  が  $v_2$  よりも大きいということは、供試体が予備圧密時に吸水して体積膨張を起こしていることを示していることであり、 $v_2$  が  $v_1$  よりも大きいということは、供試体が予備圧密中に体積収縮を起こしていることである。 $v_1$  と  $v_2$  が等しい時には、予備圧密によって体積が変化しなかったことになるが、今回の試料では予備等方圧密圧力が 0.20 kgf/cm<sup>2</sup> の時に  $v_1$  と  $v_2$  がほぼ一致した。このことから、セット時の有効応力が 0.20 kgf/cm<sup>2</sup> であったと推定される。この試料は、0.50 kgf/cm<sup>2</sup> で一次的に再圧密してあり、そのときの  $K_0$  値が 0.40 だったとすると軸差応力が解除された状態で有効応力は 0.20 kgf/cm<sup>2</sup> になるはずである。予備圧密時の有効応力は 0.20 kgf/cm<sup>2</sup> であることは、再圧密してから成形するまでの間に乱れの影響がほとんど無く有効応力が保持されたと考えられる。

以上のように、成形時の供試体寸法を基準とし、予備圧密によって供試体の体積を変化させないためには、供試体内の残留有効応力に見合った圧密圧力で予備等方圧密すればよいことになる。乱れの少ない試料では、この圧密圧力は原位置での水平方向拘束圧になると考えられる。

#### 3.4.2 原位置での寸法を基準とした場合

次に、 $K_0$  圧密を開始する基準の寸法として、供試体

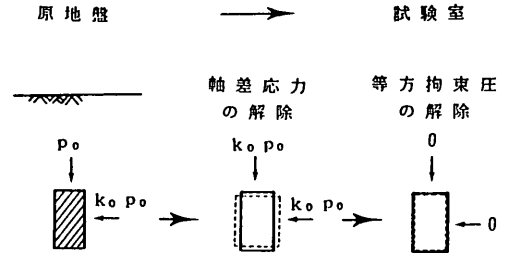


図-3.30 試料が試験室で成形されるまでの応力の変形の模式図

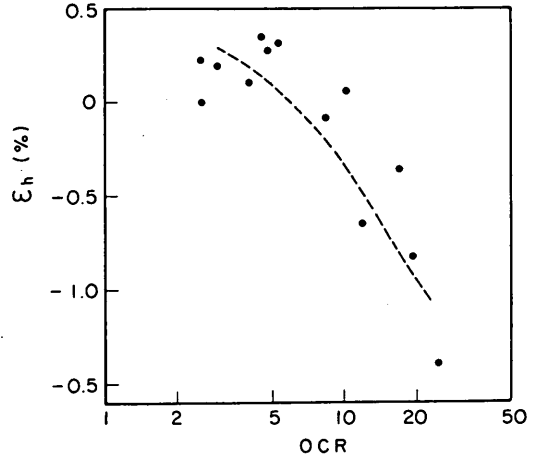


図-3.31 OCRと側方ひずみの関係

の原位置（地盤中）での寸法をとることを考えてみる。図-3.30に原地盤から採取された試料が試験室で成形される時の応力と変形の状態を模式的に示した。図のように試料はサンプリングの過程においてまず軸差応力が解除され、さらに試験室において等方拘束圧（全応力）が解除される。このとき試料は有効応力の変化にともなって変形していると予測される。三軸試験を用いて、土が正規圧密状態にあると考えられる場合について試料の有効応力の変化と変形をシミュレートし、適切な予備等方圧密圧力を選択する方法について検討した。

横浜大黒試料を三軸室内で鉛直方向圧密圧力 2.50 kgf/cm<sup>2</sup> まで  $K_0$  圧密し、その後、まず軸差応力を解除して等方応力状態にした後、等方的に徐々に除荷した。除荷時の等方圧密圧力を  $p$  として過圧密比 OCR を、

$$OCR = 2.50 / p$$

と定義し、OCR と側方ひずみの関係を図-3.31 に示した。図からわかるように、まず軸差応力が解除される

ことによって収縮側に側方ひずみが発生する。等方除荷時の OCR が大きくなるにつれて、側方ひずみは収縮側から膨張側へとしだいに変化していき、OCR が 6 ~ 8 の時に側方ひずみが 0、すなわち除荷を開始する前の正規圧密状態での試料の断面積に復帰する。この実験は、原位置で正規圧密状態にあった試料をサンプリングして、実験室内で予備等方圧密したことに対応する。実験結果よりわかるように、OCR が 6 ~ 8 のときに原位置で正規圧密状態にあった試料の断面積が再現できる。

次に、このように等方状態で除荷しそれぞれの OCR に達したときに、その状態での供試体寸法を基準にして再び  $K_0$  圧密を行った。

等方除荷後の  $K_0$  圧密時の  $K_0$  値と、当初の圧密圧力  $\sigma_{vn} = 2.50 \text{ kgf/cm}^2$  で正規化した鉛直圧密圧力  $\sigma'_s / \sigma'_{vn}$  との関係は、図-3.32 に示すようになる。図よりわかるように、 $K_0$  圧密をスタートさせたときの試料の OCR によって、圧密圧力と  $K_0$  の関係は大きく異なってくる。特に、 $\sigma'_s / \sigma'_{vn}$  が 2 より小さい時には、OCR が大きいほど  $K_0$  値は小さく、OCR が小さいほど  $K_0$  値は大きい。また、いずれの試料においても  $\sigma'_s / \sigma'_{vn}$  が大きく十分に正規圧密の領域まで圧密されるならば、 $K_0$  値は当初の値に収束する傾向がある。図で、 $\sigma'_s / \sigma'_{vn} = 1$  が原位置でうけていた上載圧と鉛直方向圧密圧力が等しくなった時に相当するが、OCR が 10 以上の場合はこの付近の  $K_0$  値は非常に小さな値を示していることがわかる。 $\sigma'_s / \sigma'_{vn} = 1$  付近でのこのような傾向は、ドレーンペーパーの補正をしなかった場合の  $K_0$  値と圧密圧力の関係に類似している。また、等方除荷時の OCR が 5 以下の場合には、 $\sigma'_s / \sigma'_{vn} = 1$  の時に  $K_0$  値は最終的に安定したときの  $K_0$  値よりも大きな値を示している。このことは、予備等方圧密圧力が大きすぎる場合には、原位置の上載圧まで  $K_0$  圧密したときに過大な  $K_0$  値を与えることを意味している。

図-3.32 からみても、三軸試験によって原位置で受けていた上載圧まで  $K_0$  圧密し、原位置の応力状態を回復するためには、 $K_0$  圧密をスタートするときの試料の OCR が重要であることが明かであり、OCR が 6 ~ 8 付近で等方的に圧密した状態からスタートすることがもっとも適当であることがわかる。OCR の違いによって  $K_0$  圧密後の  $K_0$  値が異なった原因は、図-3.31 で示したように除荷時の側方ひずみ量によると考えられる。図-3.31 と図-3.32 とを照し合せてみると、OCR が 10 以上の時に除荷時の側方ひずみが膨張側にあることと、 $K_0$  圧密の初期 ( $\sigma'_s / \sigma'_{vn} < 1$ ) に  $K_0$  値が低下することが対応している。すなわち、OCR が大きい場合

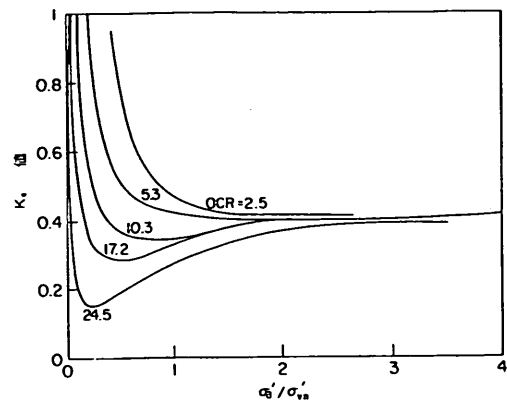


図-3.32  $K_0$  値と正規化した鉛直方向圧密圧力の関係

に  $K_0$  値が圧密初期に低下する原因は、膨張側に大きな側方変位が生じた状態を  $K_0$  の制御の出発点にしていることによるものであると考えられる。反対に、OCR が小さい場合には、供試体が本来の寸法よりも圧縮した状態を基準として  $K_0$  圧密の制御を行うために軸圧が小さく設定され、 $K_0$  値は大きくなることになる。初期の OCR が 6 ~ 8 の場合に、 $\sigma'_s / \sigma'_{vn} = 1$  の付近で  $K_0$  値が本来の値と一致するのは図-3.31 のように初期の側方ひずみがほぼ 0 に近かったためである。

### 3.5 長期圧密中の $K_0$ 値の変化の推定

自然地盤の粘土は長時間堆積し圧密されている。長期圧密によって  $K_0$  値がどのような値になるかを調べるため、 $0.50 \text{ kgf/cm}^2$  で再圧密した横浜大黒粘土試料を用いて長期応力比一定試験を行った。

図-3.33 は、ほぼ  $K_0$  条件に近い応力比  $\sigma'_h / \sigma'_s = 0.3, 0.4, 0.5$  で軸圧および側圧を徐々に増加しながら圧密し、最終圧力に達した後にそのままの状態ですら約 3000 分圧密した時の体積ひずみ  $\epsilon_v$  と軸ひずみ  $\epsilon_a$  の関係である。図をみると、応力が増加する過程では両者の比は

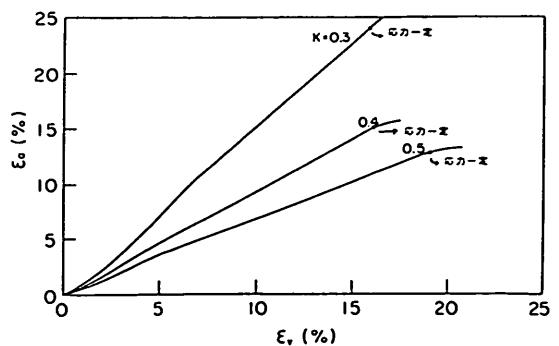


図-3.33 応力比一定圧密試験における  $\epsilon_v$  と  $\epsilon_a$  の関係

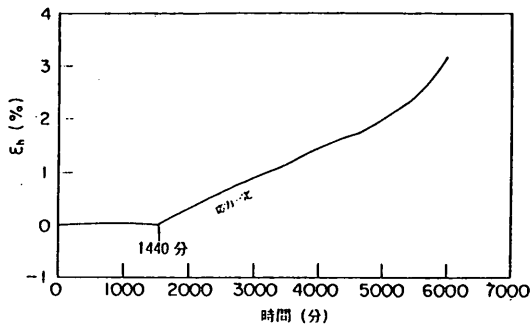


図-3.34 長期圧密試験における時間と側方ひずみの関係

ほぼ一定であるが、応力が一定のまま継続した場合をみると、ひずみ増分比  $d\varepsilon_a/d\varepsilon_v$  は一定か、あるいは徐々に低下する傾向を示す。これは  $\sigma_h'/\sigma_a'$  が 0.3~0.5 の付近で長期間圧密したときには、 $d\varepsilon_a/d\varepsilon_v$  を一定に保つためには  $\sigma_h'/\sigma_a'$  を低下させる必要があることを意味する。

図-3.34 は、 $K_0$  圧密試験機によって側圧を増加させながら  $\sigma_a' = 5.00 \text{ kgf/cm}^2$  まで  $K_0$  圧密し、最終の  $K_0$  値 0.43 を一定に保ったまま長期圧密した時の側方ひずみと時間の関係である。図において、1440 分までは側圧を増加させて  $K_0$  条件の制御を行った期間であり、それ以後は応力  $\sigma_h'$  と  $\sigma_a'$  を一定に保って制御せず長期圧密した期間である。図のように、応力を一定に保っている期間では、側方ひずみ  $\varepsilon_h$  は圧縮側に徐々に増加している。すなわち、長期圧密中に供試体の断面積は徐々に減少しているので、 $K_0$  条件を維持するには軸圧を増加するか側圧を減少しなければならないことになる。

図-3.33 と図-3.34 の結果は、いずれも長期間圧密することによって  $K_0$  値が低下する傾向を示している。ただし、ここで行った実験は最高10日間の圧密であり、長期圧密としては不十分ともいえる。赤井らの報告のように圧密時間とともに  $K_0$  値が増加するという例もあり、 $K_0$  値と圧密時間の関係については、今後各種の土についてデータを集める必要がある。

### 3.6 自然試料による $K_0$ 値の測定

#### 3.6.1 原位置の応力状態を回復するための $K_0$ 圧密試験法に関する考察

サンプリングによって粘土試料の原位置の応力状態は解除され、それにとまって試料には変形が生じるとともに有効応力状態が変化する。乱さない粘土試料を用いた  $K_0$  圧密の大きな目的は、試料の原位置における寸法

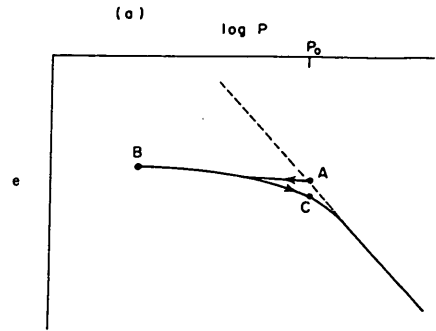


図-3.35(a) サンプリングの過程で試料が受ける応力変化の模式図(地盤が正規圧密の場合)

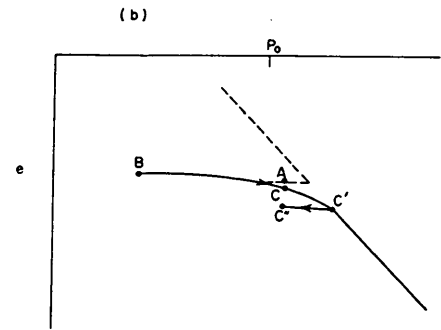


図-3.35(b) サンプリングの過程で試料が受ける応力変化の模式図(地盤が除荷過程である場合)

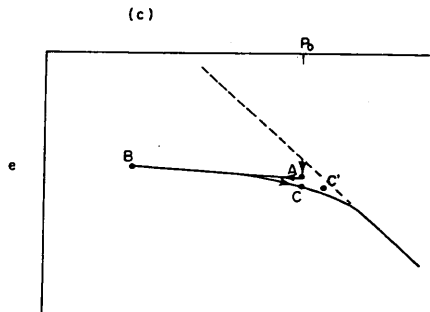


図-3.35(c) サンプリングの過程で試料が受ける応力変化の模式図(地盤が二次圧密によって疑似過圧密である場合)

及び有効応力状態を回復することである。図-3.35(a) は、サンプリングの過程で試料が受ける応力状態を模式的に表したものであり、A 点の状態で一次的に正規圧密されていた試料はサンプリングによる応力解除によって B 点の位置に達し、さらに拘束圧の解除とサンプリングの過程における乱れの影響を受けて B' 点に至る。B' 点の有効応力状態は乱れの影響によって大きく変わ



りうるが、乱れが少ない場合は3.4の試験の結果よりOCRが6~8になるまでいったん膨張させてから三軸セル内でK<sub>0</sub>圧密することによって、ほぼA点と同様の有効応力状態に戻ると考えられる。

図-3.35(a)の場合はA点が正規圧密状態の場合であるが、次に除荷によって過圧密になった地盤を考えてみる。図-3.35(b)は、A点が、C点まで圧密された後の除荷過程にある過圧密粘土の場合の模式図である。図-3.35や図-3.25をみるとわかるように、膨張過程と圧密過程では同じ過圧密比に対してK<sub>0</sub>値は明らかに異なっている。したがって、図で、除荷過程にあるA点の応力状態を再現するためには、B'点よりC'点まで圧密してからC'点に戻すなどの工夫が必要になる。また、過圧密比が同じでもA点が再載荷過程にある場合は、図-3.35(a)と同様にB'点からC'点に圧密すればよいと考えられる。ただし、一般に、自然地盤においては、ある過圧密比をもつ地盤が除荷過程にあるのかあるいは再載荷過程にあるのかの判定は非常に困難である。

地盤が年代効果によって擬似過圧密の状態にある場合のK<sub>0</sub>についても、検討してみよう。図-3.35(c)は、二次圧密によって擬似過圧密になった試料を考えたものである。擬似過圧密の場合にK<sub>0</sub>値が除荷時のように増加すると仮定すれば、いったんC'まで圧密した後にC点まで除荷しなければならない。しかし、3.5で示したように今回の試験結果からはK<sub>0</sub>値が時間とともに増加する傾向はみられなかったこともあり、擬似過圧密の場合には除荷時の場合と異なりK<sub>0</sub>値が正規圧密時とあまり変わらないとすれば、図-3.35(a)の正規圧密の場合と同様にB点からC点までK<sub>0</sub>圧密することによって原位置の応力状態を回復できると考えられる。

本章で示したK<sub>0</sub>圧密試験法は、3.4で示したように供試体の側方ひずみを原位置の状態に戻すことによって原位置の応力状態を回復しようと考えている。以上のように、過圧密比とK<sub>0</sub>値の関係は載荷の場合と除荷の場合および再載荷の場合で異なり、また擬似圧密の場合も異なってくることを考えると、自然地盤の場合は、過去の荷重履歴が明かな場合を除けば、室内のK<sub>0</sub>圧密によって原位置の応力状態を確実に回復する保証はないといわざるをえない。しかし、以下の試験においては、除荷の履歴が明かな場合を除いては、図-3.35(a)、図-3.35(c)のように単純にB点からC点までK<sub>0</sub>圧密することにする。

### 3.6.2 乱さない粘土のK<sub>0</sub>圧密試験例

ここで用いた試料は、苫小牧港粘土と大阪湾沖積粘土、大阪湾洪積粘土であり、おもな物理試験結果と力学定数

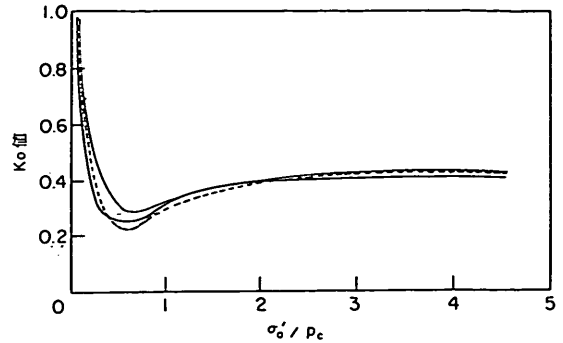


図-3.36 K<sub>0</sub>値と正規化した軸方向圧密圧力の関係 (大阪湾沖積粘土)

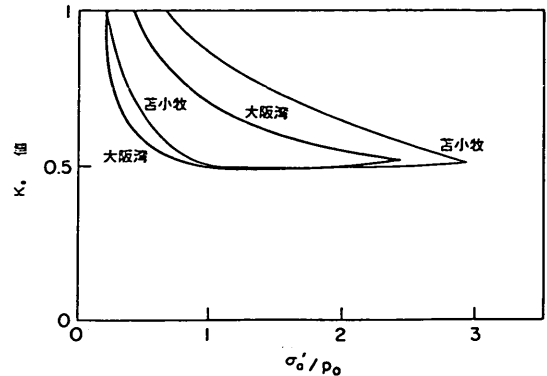


図-3.37 K<sub>0</sub>値と正規化した軸方向圧密圧力の関係 (苫小牧港粘土、大阪湾洪積粘土)

は表-3.1に示している。

図-3.36は、大阪湾沖積粘土のK<sub>0</sub>値と、圧密降伏圧力 $p_c$ で正規化した軸方向圧密圧力 $\sigma'_1 / p_c$ の関係である。この試験は3.3と3.4の検討を行う前に実施されたものであり、ドレーンペーパー吸排水量に関する補正は行っておらず、予備等方圧密圧力も供試体の圧密降伏圧力に関係なく $0.05 \text{ kgf/cm}^2$ としている。図をみると、測定されたK<sub>0</sub>値は $\sigma'_1 / p_c < 1$ である過圧密領域で非常に小さくなる傾向が明らかで、圧密降伏圧力付近では0.25~0.33の範囲にある。圧密圧力が増加するとともにK<sub>0</sub>値は徐々に増加して、 $\sigma'_1 / p_c$ が3以上すなわち $p_c$ の3倍以上まで正規圧密したときに、ほぼ一定値の0.42に達する。このような圧密圧力とK<sub>0</sub>値の関係は、これまで不攪乱試料を三軸試験機でK<sub>0</sub>値圧密するときによくみられる現象であった。3.3および3.4の検討結果より、これら測定されたK<sub>0</sub>値が小さい原因は試料そのものによるものではなく、ドレーンペーパーからの排水によって体積変化量を過大に評価したこと、および初期の予備等方圧密圧力が低すぎたことによる効果が加わったものと考えられる。

次に、苫小牧粘土と大阪湾洪積粘土のK<sub>0</sub>圧密試験結

果を示す。苫小牧港粘土と大阪湾洪積粘土については、ドレーンペーパーの補正を行い、供試体の圧密降伏圧力の1/6で予備等方圧密した後の状態を基準として $K_0$ 圧密の制御を開始している。図-3.37は、苫小牧港粘土と大阪湾洪積粘土の $K_0$ 値と $\sigma_a/p_c$ の関係である。両試料とも圧密圧力とともに $K_0$ 値は徐々に低下し、 $\sigma_a/p_c = 1$ 、すなわち試料が正規圧密領域になる圧力の前後から、ほぼ一定の $K_0$ 値を示すようになる。図-3.36と図-3.37との比較からも、 $p_c$ の付近での $K_0$ 値の低下が試験法の違いに起因することがわかる。

以上のように、ドレーンペーパー補正の有無と初期設定圧力の違いは $p_c$ 付近の $K_0$ 値に大きな影響を与える。今回用いた試験法のように、ドレーンペーパー補正を行い初期圧密圧力を $p_c$ の6~8分の1とすることによって、乱さない粘土試料についてもほぼ妥当な $K_0$ 値が得られると考えられる。

### 3.6.3 $K_0$ 値と他の定数との相関性について

今回の一連の試験結果にもとづいて、 $K_0$ 値と他の土質定数との相関性をまとめてみた。

既往の研究によれば、 $K_0$ 値と塑性指数との間に相関性があることが図-3.4(b)のように報告されている。図-3.38は、今回用いた試料について塑性指数と正規圧密時の $K_0$ 値の関係をみたものである。図中には、筆者が過去に求めた熊本港粘土、伏木富山港粘土、石垣港粘土、八代港粘土の $K_0$ 値と、中瀬ら<sup>(10)</sup>によって求められた名古屋港粘土と千葉港粘土の $K_0$ 値の平均値を含めている。中瀬らの用いた試料の試験結果は表-3.2に、その他の粘土の分類特性は表-3.3に示した。これらはいずれも我が国の港湾地域の沖積粘土であり、やや古いデータであるためドレーンペーパーの補正も行われず初

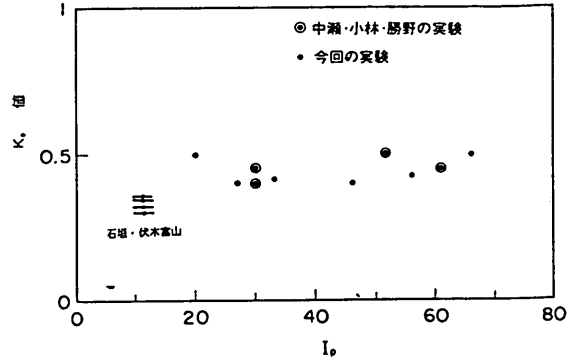


図-3.38 塑性指数と $K_0$ 値の関係

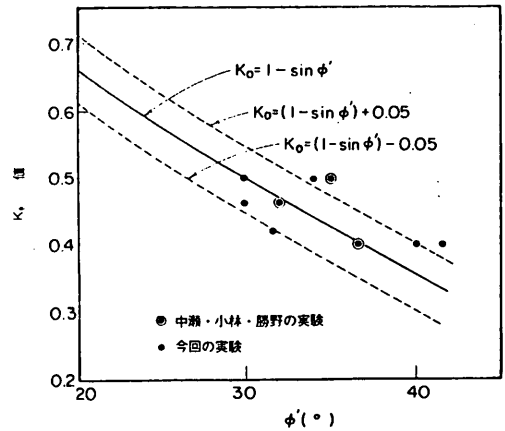


図-3.39  $\phi'$ と $K_0$ 値の関係

期圧密圧力も統一されていない。しかし、ここでプロットした $K_0$ 値はいずれも十分に正規圧密領域に入っているデータであるので、3.3で述べたように $K_0$ 値の誤差は大きくないと考えられる。図-3.38をみると、 $K_0$

表-3.2 中瀬らによる試験結果<sup>(10)</sup>

試料名	名古屋港	尼崎港	千葉港	横須賀港
塑性指数	30	62	52	46
$\phi'$ (度)	32.5	30.4	34.7	37.0
正規圧密時の $K_0$	0.46	0.46	0.50	0.41
$m$	0.50	0.66	0.55	0.40

表-3.3 試料の物理試験結果

試料名	八代港	石垣港	伏木富山港	熊本港
粘土分(%)	33	23	6	33
シルト分(%)	42	65	47	63
砂分(%)	25	-	-	33
塑性指数	25	-	-	33
圧密降伏圧力 (kgf/cm <sup>2</sup> )	-	-	-	1.0

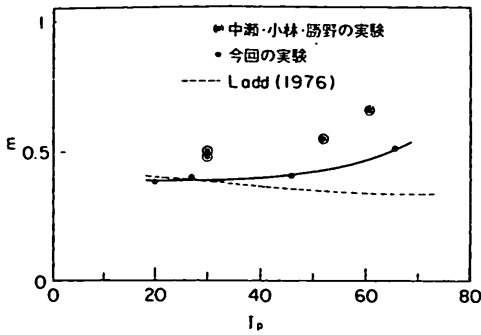


図-3.40  $m$ と塑性指数の関係

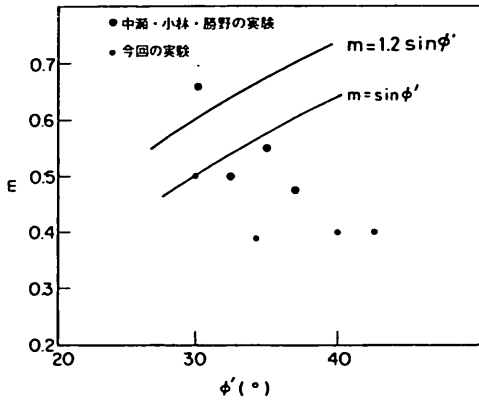


図-3.41  $m$ と $\phi'$ の関係

値は塑性指数との関連がみられずほぼ0.4～0.5の狭い範囲にあることがわかる。図-3.39は、有効応力に関する内部摩擦角 $\phi'$ と正規圧密時の $K_0$ 値を比較したものである。図のようにばらつきはあるものの、いわゆるJakyの式(3.4)式による $K_0$ 値は、ほぼ妥当な値を与えているといえる。3.2で述べたように、我が国の港湾地域の粘土の $\phi'$ は塑性指数との間に明確な相関がみられない<sup>(20)</sup>、 $K_0$ 値が塑性指数によらず0.4～0.5の範囲にあることは、 $\phi'$ と塑性指数の間に関連がないことと対応している。

図-3.40は、膨張時の $K_0$ とOCRの関係を表す(3.4)式で用いられている定数と、塑性指数との関係を示したものである。図中には、中瀬らが4ヶ所の港湾の粘土について求めたデータと、Laddがまとめた $m$ の平均を点線で示している。ただし、Laddによる $m$ は圧密リングによる試験の結果得られたものである。今回の実験結果から求められた $m$ は、塑性指数とともにやや増加する傾向があり、Laddの整理した結果と比べると塑性指数が20～50の範囲で良く一致している。また、今

回の結果は全体に中瀬らの値に比べ小さくなっているが、これは中瀬らの実験ではドレーンペーパー補正が行われなかったためと考えられる。 $m$ と $\phi'$ との関係を図-3.41に示した。図中にはMayneによって提案された式( $m = \sin \phi'$ )を合せて示しているが、 $m$ と $\phi'$ の間には明確な関連はみられず、今回の試験結果では $\phi'$ によらず $m = 0.4$ が良い近似を与えている。

### 3.7 本章の結論

本章では、三軸試験を用いた強度決定法において基本となる技術として、不攪乱試料を対象とした $K_0$ 圧密試験法に関する検討を行った。一連の試験結果より得られた主な結論をまとめると次のようになる。

- 1) 供試体の体積変化と沈下量から側方ひずみを計算し、 $K_0$ 条件を満足するように軸圧と側圧を自動制御する三軸試験機によって、側方ひずみが $\pm 0.01\%$ の範囲におさまるような $K_0$ 圧密が可能である。
- 2) 試験に用いるドレーンペーパーの吸排水量を補正しない場合は、 $K_0$ 値を過小に評価する。ドレーンペーパー補正の影響は、体積変化量の小さい過圧密領域で大きく、十分に正規圧密領域に入ってから補正の有無による $K_0$ 値の差は約0.02と小さい。乱さない粘土試料を $K_0$ 圧密して原位置の応力状態を回復しようとする場合は、ドレーンペーパーの吸排水量を補正することが重要である。
- 3) 乱さない粘土の $K_0$ 圧密においては、供試体のどの状態を基準として $K_0$ 条件の制御を行うかが重要である。初期圧密圧力として供試体の圧密降伏圧力の $1/6 \sim 1/8$ の等方圧密圧力を用い、圧密(膨張)後の状態を基準として $K_0$ 圧密を行えば原位置の応力条件を再現できる。これよりも初期圧密圧力が大きい時は過小な( $K_0$ 値過大)、小さい時は過大な側方圧力を与える( $K_0$ 値過小)。
- 4) 乱さない粘土を三軸室内で $K_0$ 圧密する場合は、ドレーンペーパー補正を行い、圧密降伏圧力の6分の1で等方的に圧密した後に $K_0$ 制御すればよいと考えられる。
- 5) 過圧密粘土の $K_0$ 値は除荷時と再載荷時で大きく異なり、過圧密比が同一でも再載荷時の $K_0$ 値は除荷時よりも小さい。粘土試料を長期間圧密した結果、 $K_0$ 値が時間とともに増加する傾向はみられずむしろわずかに低下した。
- 6) 我が国の港湾地域の粘性土に関しては、正規圧密時の $K_0$ 値は塑性指数との間に大きな関連性がみられず0.4～0.5の狭い範囲にある。また、いわゆるJakyの式 $K_0 = 1 - \sin \phi'$ は、ほぼ妥当な $K_0$ 値を与える。

参考文献

- (1) Bere, T., and Bjerrum, L. (1973) : Shear Strength of Normally Consolidated Clays, Proceedings of 8th I.S.M.F.E., Vol. 1, pp. 39 - 49.
- (2) Hanzawa, H. (1982) : Undrained Strength Characteristics of Alluvial Marine Clays and Their Application to Short Term Stability Problems, 東京大学学位請求論文, pp. 83 - 84.
- (3) Ladd, C.C. and Foott, R. (1974) : New Design Procedure for Stability of Soft Clay, Proc. ASCE, Vol. 100, No. GT7, pp. 763 - 786.
- (4) Bjerrum, L. (1973) : Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Clays, State-of-the-Art Report, Session 4, Proc. 8th I.C.S.M.F.E., Moscow, Vol. 3, pp. 109 - 159.
- (5) Brooker, E.W. and Ireland, H.O. (1965) : Earth Pressures at Rest Related to Stress History, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 1, No. 1, pp. 1 - 15.
- (6) 大矢 暁・佐藤勝秀・堀之内富夫・中山栄樹 (1982) : 圧密リングによる  $K_0$  測定の一例, 第17回土質工学研究発表会講演集, pp. 216 - 219.
- (7) Okochi, Y. and Tatsuoka, F. (1984) : Some Factors Affecting  $K_0$ -Value of Sand Measured in Triaxial Cell, Soils and Foundations, Vol. 24, No. 3, pp. 52 - 68.
- (8) Mayne, P., W. and F.H. Kulhawy (1982) :  $K_0$  - OCR Relationships in Soil, Proc. A.S.C.E., Vol. 108, No. GT 6, pp. 851 - 872.
- (9) Ladd C., C. and R. Foott, K. Ishihara, F. Schlosser, H.G. Poulos (1977) : Stress - Deformation and Strength Characteristics, State of the Art Report, Proceedings of 9th I.S.F.M.F.E., Vol. 4, pp. 421 - 494.
- (10) 中瀬明男・小林正樹・勝野 克 (1969) : 圧密および膨張における飽和粘土のせん断強度の変化, 港湾技術研究所報告, Vol. 8, No. 4, pp. 103 - 141.
- (11) Schmertman, J., H. (1983) : A Simple Question about Consolidation, Proc. A.S.C.E., Vol. 109, GT 1, pp. 119 - 122.
- (12) 赤井浩一・佐野郁雄 (1985) : 二次圧密における粘性土の状態変化, 土木学会論文集, No. 364/Ⅲ - 4, pp. 123 - 131.
- (13) 森脇武夫・網干寿夫・中ノ堂裕文・藤井秀憲 (1986) : 粘性土におけるひずみ増分比～応力比関係の時間依存性, 第21回土質工学研究発表会講演集, pp. 459 - 460.
- (14) Lacasse, S. and Berre, T. (1988) : Triaxial Testing Methods for Soils, Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock, ASTM STP 977, A.S.T.M., pp. 264 - 289.
- (15) Kirkpatrick, W.M. and A.J. Khan (1984) : The Reaction of Clays to Sampling Stress Relief, Geotechnique, Vol. 34, No. 1, pp. 29 - 42.
- (16) Jamiolkowski, M., C.C. Ladd, J.T. German, R. Lancellotta (1985) : New Developments in Field and Laboratory Testing of Soils, State of the Art Report, Proceedings of 11th I.S.F.M.F.E., Vol. 1, pp. 57 - 153.
- (17) 菅野安男・増見文昭 (1982) :  $K_0$  圧密試験における横ひずみ制御法の影響, 第17回土質工学研究発表会講演集, pp. 229 - 232.
- (18) 三田地利之・成田 孝 (1985) : 三軸試験の体積変化測定におよぼすろ紙の圧縮性およびゴム膜の透水性の影響, 第20回土質工学研究発表会講演集, pp. 467 - 470.
- (19) Masayoshi Shimizu (1981) : Factors affecting the Measurement of Volume Change of Cohesive Soils In Drained Triaxial Tests, Soils and Foundations, Vol. 21, No. 2, pp. 121 - 128.
- (20) 土田 孝・佐藤正春・小林正樹 (1983) : 乱さない海成粘土の正規圧密状態におけるせん断特性について, 港湾技研資料, No. 444.
- (21) 菊池喜昭・土田 孝・中島謙二郎 : 三軸試験機による海成粘土の静止土圧係数の測定, 港湾技研資料, No. 577.

#### 4. 年代効果をもつ粘性土の力学特性<sup>(20)</sup>

##### 4.0 概 説

近年、自然地盤の粘土の力学特性が実験室内で調整し再圧密した粘土と異なっていることがよく知られてきた。これらの差異は、自然地盤が非常に長時間にわたってゆっくりと形成されているため、その間の二次圧密やセメンテーション等いわゆる年代効果によって構造が発達するためとされている。

図-4.1は、堆積年代が古く長期間圧密された粘土と圧密時間の比較的短い粘土の間隙比  $e$  ~ 圧力の関係を模式的に示したものである。図のように、堆積年代の古い粘土 (aged 粘土) の場合は  $e \sim \log p$  曲線は明瞭な曲がりを持ち、正規圧密領域の圧縮曲線は下に凸となっている。このような傾向は、自然粘土の乱さない試料の圧密試験結果で多くみられるものである。これに対して室内で再圧密された粘土のように堆積年代の若い粘土 (young 粘土) の場合は、圧密降伏応力付近においても緩やかな  $e \sim \log p$  関係を示している。さらに、年代効果を持つ粘性土の特徴は、正規圧密地盤においても

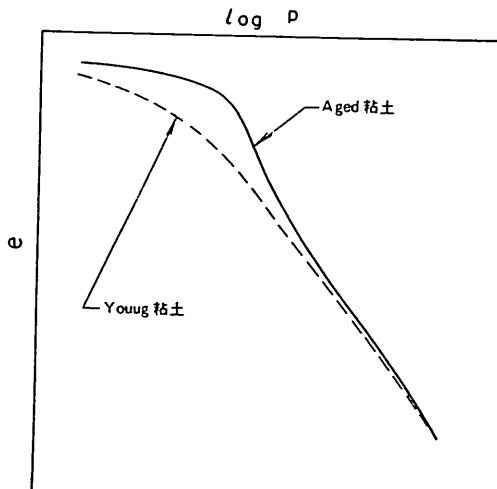


図-4.1 堆積年代が古い粘土と若い粘土の  $e \sim \log p$  関係の比較

圧密降伏圧力が土かぶり圧よりも大きいいわゆる「擬似過圧密」あるいは「見かけの過圧密」と呼ばれる現象を示すことである。これは、現在の土被り圧以上の圧密圧力を過去に経験したことの無い粘土地盤においても、圧密試験を行うと土被り圧以上の圧密降伏応力が求められるもので自然粘土にしばしばみられる特徴である。1章1.3で述べたように、粘性土地盤の強度を決定する場合

においても、擬似過圧密の特性を示す粘土の取り扱いには大きな問題であった。Laddらが提唱するSHANSEP法では、擬似過圧密粘土も荷重履歴による過圧密と同等に取り扱われるのに対して、半沢は擬似過圧密特性と応力履歴を受けた過圧密特性は強度が異なると主張している。

わが国の海成粘土では、これらの年代効果の影響は堆積年代の長い洪積粘土の場合に顕著であると考えられるが、沖積自然粘土の場合も再圧密粘土とは異なった力学特性を示すことがよく経験される。このような相違については、これまで定性的に論じられるに留まっていたが、自然地盤の挙動を理論的に精度よく予測するためには、自然地盤に特有な年代効果が力学特性におよぼす影響を、定量的に評価することが必要である。

さて、年代効果の影響を調べるには、乱さない自然粘土試料を用いて試験することが必要であるが、一般に乱さない粘土試料は、同一の試料を大量に確保することが難しくばらつきも避けることができないため、十分に再現性のある試験を行なうことが困難であった。室内の管理した条件のもとで、年代効果をもつ自然粘土と同等の試料を作成できるならば、年代効果の定量的な研究のために非常に有効であると考えられる。また、遠心載荷実験のような模型試験においても実験の再現性を確保するために再圧密した粘土地盤がよく用いられているが、再圧密粘土が自然粘土の力学特性と異なっていることから、模型実験における変形や破壊のモードが実際の地盤での挙動と異なったものになっている可能性がある。精度の高い模型実験を行うためには、自然粘土と同様の力学特性を示す模型地盤が必要であり、年代効果を室内で簡単に再現する実験方法の開発が望まれている。従来、粘土の構造を室内で再現する方法としては化学的添加物を混合する方法が試みられてきたが、筆者はスラリー状の粘土試料を高温で再圧密するという方法を新たに開発した。この方法は、高い温度によって試料中の粘土鉱物の化学作用を促進することをねらったものである。

本章では、まず既往の研究の調査と室内試験の結果から、年代効果を有する自然粘土と再圧密粘土の力学特性を比較した。次に、新たに年代効果の大きさを示す指標として圧縮指数比というパラメータを定義し、わが国の港湾地域における海成粘土の年代効果を定量的に評価することを試みた。また、年代効果によって構造化が進んでいると報告されている海外の粘土との比較を行った。最後に、新たに開発した高温再圧密法によって室内で簡単に年代効果を持つ粘土試料を作成することができることを示し、このようにして作成された粘土試料の強度変

形特性を明らかにする。

#### 4.1 年代効果を有する粘土の力学特性に関する既往の研究

堆積年代の古さが自然粘性地盤の力学特性に大きな影響を持っていることを最初に指摘したのは、Bjerrum である。Bjerrum は、一次圧密が終了した後に継続する二次圧密沈下を Delayed Consolidation (遅延圧密) と呼び、これによる見かけの過圧密効果を図-4.2 ように説明した<sup>(1)</sup>。図に示すように、粘土には圧密時間によって固有に定まる  $e \sim \log p$  曲線が存在すると仮定すると、圧密時間が大きくなるとともに、二次圧密によって  $e \sim \log p$  曲線は下方にシフトする。たとえば、図中の A 点で最初に堆積した粘土は、二次圧密の進行によって徐々に B、C 点に移動する。このような試料を採取して標準圧密試験をおこなうと、標準圧密試験の圧密時間は各圧力段階で 1 日であるので、結果として C-D-E で示されるような  $e \sim \log p$  曲線が得られ、したがって、本来荷重除荷の履歴のない正規圧密粘土であるにもかかわらず、 $\Delta p$  に相当する擬似過圧密圧力を示すことになる。Bjerrum は、以上のような考え方によって軟弱な Dramman 粘土地盤に建設された建物の長期的な沈下を説明している。さらに、Bjerrum は、安定解析の問題においても正規圧密地盤を若い (young) 地盤と年代を経た地盤 (aged) 地盤とに分け、それぞれの地盤についてペーセン断強度によって設計することを提案した<sup>(2)</sup>。

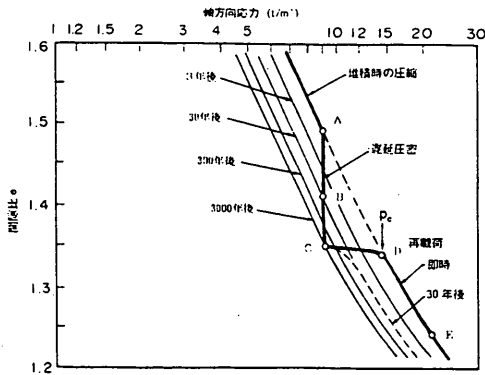


図-4.2 ベーラムによる二次圧密の説明 (Bjerrum<sup>(1)</sup>)

1985年の国際土質基礎工学会において、現場および室内の土質試験法に関する総括報告を行った Jamiolkowski らは、粘性土が過去の応力履歴と関係の無い擬似過圧密の特性を示す原因を3つに分類し、それぞれについて次のようにコメントしている<sup>(3)</sup>。

- ①乾燥収縮：蒸発あるいは凍結によるもので、地表面近くの土で主に見られる。
- ②二次圧密：長期の二次圧密によるもの。
- ③セメンテーション：カーボナイト、シリカなどによる自然の固結、およびイオン交換、キソトロピーなどの原因で生じる。あまり解明されておらず認識が難しい。

これらの分類によると、海底に堆積して過去に地表面近くに上昇した履歴が無いと考えられるわが国の沖積粘土の場合、堆積年代が古いことによる擬似過圧密は、主に二次圧密とセメンテーションによって生じると考えられる。

自然粘土と再圧密粘土が異なった圧縮特性を示すことは、一次元圧密試験の結果からも明らかにされている。Mesri と Godlewski は、自然粘土の一次元圧縮特性を詳細に調べ報告している<sup>(4)</sup>。図-4.3(a) は、年代効果が大きいとされているカナダ東部の Leda 粘土の圧密試

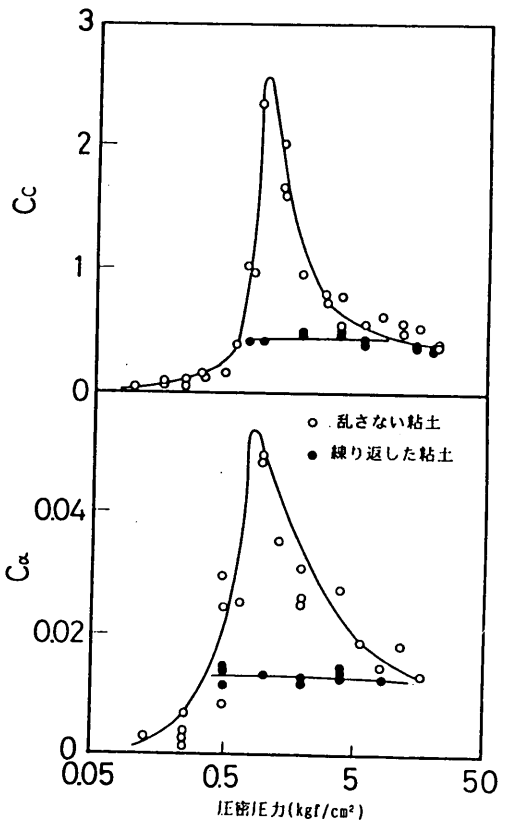


図-4.3(a) Lead 粘土の圧密試験における圧縮指数と二次圧縮指数の変化 (Mesri 他<sup>(4)</sup>)

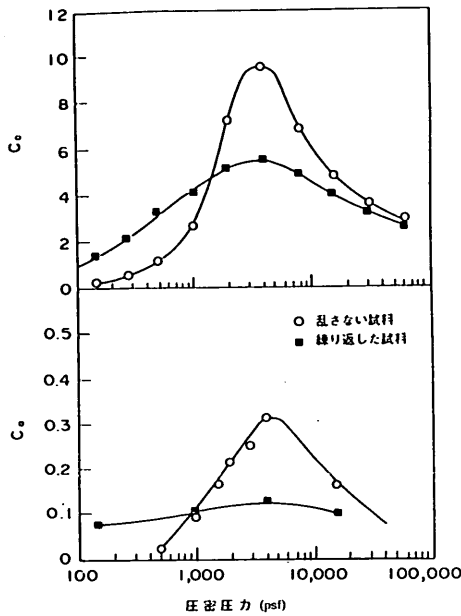


図-4.3(b) メキシコシチー粘土の圧密試験における圧縮指数と二次圧縮指数の変化 (Mesri 他<sup>(4)</sup>)

験結果であり、図-4.3(b)は、軟弱地盤が厚く堆積していることで有名なメキシコシチーの粘土の圧密試験結果である。これらの図では、不攪乱粘土試料と練り返した後の粘土試料について、次式で定義される圧縮指数  $C_c$  と二次圧縮指数  $C_s$  を、それぞれの圧密圧力ごとに求めている。

$$C_c = \Delta e / \Delta (\log p) \quad (4.1)$$

$$C_s = \Delta e / \log t \quad (4.2)$$

ここに、 $\Delta e$  は間隙比の変化であり、 $p$  は圧密圧力、 $t$  は各圧力段階における一次圧密終了後の経過時間である。

図のように、不攪乱粘土試料の場合は、圧密降伏圧力  $p_c$  の付近で  $C_c$  と  $C_s$  は明瞭なピークを示し、圧密圧力が  $p_c$  よりも大きくなるにしたがって顕著に減少する傾向がある。これに対して、練り返された粘土では、 $C_c$  と  $C_s$  は圧密圧力  $p$  とともに徐々に増加しているもののほぼ一定であり、不攪乱粘土試料の圧縮特性とはっきり異なっている。

わが国の粘土の二次圧縮指数  $C_s$  に関して、同様の結果が安川・嘉門によっても報告されている<sup>(5)</sup>。図-4.4は安川らが豊岡粘土 (塑性指数25) を用いて、不攪乱自然試料と練り返した試料の  $C_c$  と圧密圧力の関係を比

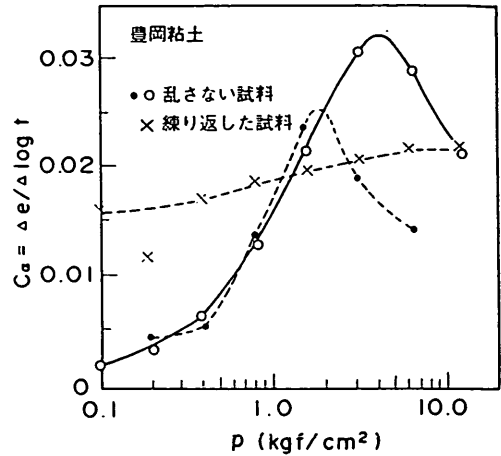


図-4.4 豊岡粘土の圧密試験における二次圧縮指数の変化 (安川・嘉門<sup>(5)</sup>)

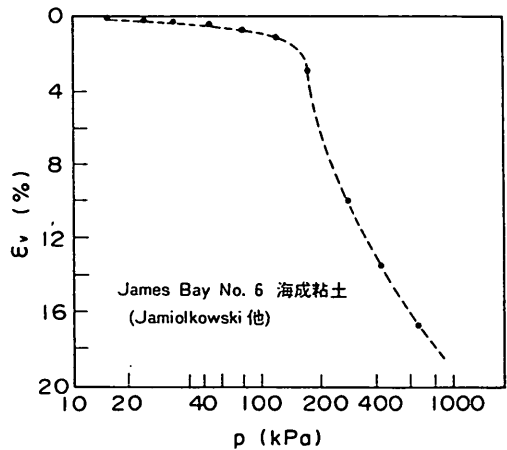


図-4.5 James Bay B-6海成粘土の圧密試験結果 (Jamiolkowski他<sup>(6)</sup>)

較したものである。図のように、不攪乱試料では  $C_c$  は明瞭なピークを示すのに対して、練り返した試料では  $\log p$  の増加と共にやや増加する傾向を示すが、全体としてはほぼ一定といってよい。土質力学の理論では、正規圧密領域の圧縮指数が一定であると仮定される場合が多いが、図-4.2~4.4をみると、この傾向は再圧密粘土試料によく当てはまるものの、自然粘土では正規圧密領域でも圧縮性の変化は大きいといえる。

年代効果を持つ自然粘土と室内再圧密粘土の違いは、せん断時の強度、変形特性においてどのように現われるだろうか。Jamiolkowskiらはセメンテーションを中

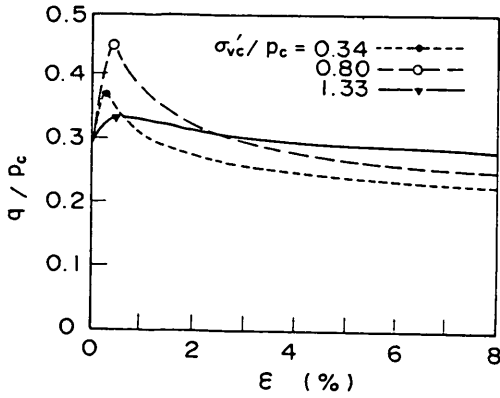


図-4.6(a) James Bay B-6海成粘土の三軸試験における応力ひずみ曲線 (Jamiolkowski他<sup>(3)</sup>)

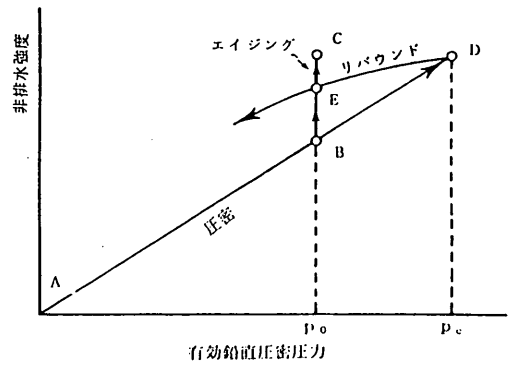


図-4.7 正規圧密 aged 粘土の強度 (半沢<sup>(14)</sup>)

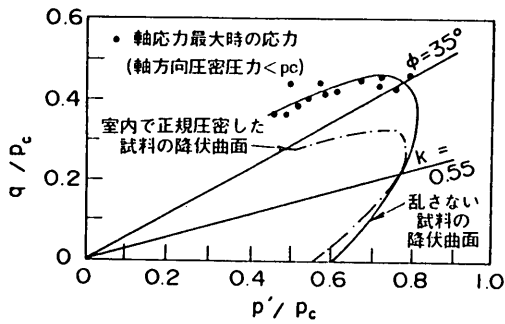


図-4.6(b) James Bay B-6海成粘土の三軸試験における有効応力径路 (Jamiolkowski他<sup>(3)</sup>)

心とした年代効果をもっともよく研究されている例として、カナダ東部の粘土のせん断特性を再圧密粘土と比較して示した<sup>(3)</sup>。

図-4.5は、Lefebvreらが行ったカナダ東部のJames Bay B-6海成粘土の圧密試験結果を、Jamiolkowskiらが再整理したものである<sup>(3)</sup>。図-4.5をみると、James Bay B-6海成粘土においても、図-4.2、4.3にみられるように圧密圧力が $p_c$ の付近でもっとも圧縮性が大きくなる。図-4.6(a)は、同じ粘土の $K_0$ 圧密非排水三軸圧縮試験(CK<sub>0</sub>U三軸試験)の結果を、種々の圧密比 $\sigma_{v_c}'/p_c$ について示したもので、 $\sigma_{v_c}'$ は三軸試験における軸方向圧密圧力、 $p_c$ は圧密降伏圧力である。また、軸差応力 $q (= \sigma_1 - \sigma_3)$ は $p_c$ によって正規化され示されている。図-4.6(a)をみると、圧密比 $\sigma_{v_c}'/p_c$ が1よりも小さい過圧密応力状態では、0.3~0.4%の軸ひずみで軸差応力がピークに達し、その後急激に強度が低下している。一方、 $\sigma_{v_c}'/p_c$ が1以上になり正規圧密状態まで圧密した後に圧縮した場合は、ピーク時の強度が低下するとともに、ピーク後も強度はあまり

顕著に下がらないことがわかる。図-4.6(b)は、同じ試験における有効応力径路である。図中の $\phi = 35^\circ$ に相当する限界状態線はこれらの粘土を大ひずみ状態まで圧縮して応力比が落ち着いたときの状態から求めたものであり、図中の点は軸差応力がピークに達したときの有効応力状態を示している。図をみると、過圧密状態でせん断した場合には、軸差応力がピークに達する時の有効応力状態は限界状態線の上部にある、すなわち降伏曲面は限界状態線の外に位置している。一方、正規圧密領域まで圧密した場合は、軸差応力がピークに達したときも限界状態線を越えず降伏曲面は限界状態線の下にあるが、これは室内で繰り返して再圧密した粘土試料の場合によくみられる傾向である。このように、せん断においても、年代効果を有する自然粘土と室内で正規圧密された粘土の間にはっきりとした相違が認められる。Jamiolkowskiらは、これらの相違を、堆積中にセメンテーションによって形成された構造によって自然粘土は限界状態線の外側にユニークな降伏曲面を持ち、過圧密領域での強度変形特性は構造によって規定される、さらに正規圧密状態まで圧密されることによって構造が破壊されると室内再圧密試料と同様の降伏曲面を持つようになる、と説明している。

年代効果の最も分かりやすい現れ方は、正規圧密粘土における擬似圧密である。1章で述べたように、Laddらの提唱したSHANSEP法では、土被り圧と圧密降伏応力によって地盤の過圧密比を決定し、試料をいったん正規圧密してから原位置と等しい過圧密比を持つように膨張させて強度を求める。半沢は擬似過圧密の特性を有する粘土を「正規圧密 aged 粘土」、室内で応力履歴を与えて作成した過圧密粘土を「過圧密 young 粘土」と呼んでいるが、明らかにSHANSEP法は過圧密比が同じであれば、



(正規圧密 aged 粘土の強度) = (過圧密 young 粘土の強度)

の関係が成り立つという立場である。これを Ladd らは粘土の力学特性の「正規性」と呼んだ。これに対して、半沢は、多くの粘性土の室内試験および実際の破壊事例の解析にもとづいて、両者の力学特性が異なっていると主張している。図-4.7 は半沢が荷重履歴による過圧密とagingによる擬似過圧密の強度の違いを説明したものである<sup>(14)</sup>。圧密降伏応力を  $p_c$ 、土被り圧を  $p_0$  とすると、荷重除去による過圧密の場合、試料は A 点から B 点を経て D 点まで圧密された後に E 点に戻る。このとき D 点から E 点に至るリバウンドの過程で強度は低下する。一方、agingによって過圧密となった試料では、B 点から C 点まで強度が増加し、D 点まで圧密したときと等しい強度を示す。したがって、同一の過圧密比の試料については、

(正規圧密 aged 粘土の強度) > (過圧密 young 粘土の強度)

となり、擬似過圧密を応力解除による過圧密と結果的に同一視して自然地盤の強度評価を行なう SHANSEP 法の考え方を批判して、年代効果による過圧密を応力履歴による過圧密と区別して考慮することの重要性を強調している<sup>(17)</sup>。

次に、室内試験を中心として、圧密時間の長さが粘性土の力学特性におよぼす影響を調べた例をまとめてみる。三田地・藤原は、三軸試験装置を用いて粘性土を最長120日間まで  $K_0$  圧密し、圧密時間によって粘性土のせん断特性がどのように変化するかを報告している<sup>(8)</sup>。三田地らによると、図-4.8(a), (b)のように、圧密時間が長くなるとともに非排水圧縮強度と変形係数が大きくなり、年代効果を有する自然粘土と類似した力学特性を示すようになることが報告されている。このように室内で長期間圧密することは年代効果を再現する直接的な方法であ

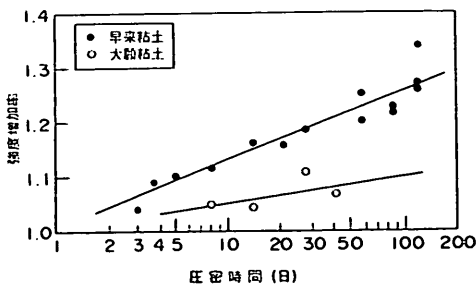


図-4.8(a) 強度の増加率と圧密時間の関係 (三田地・藤原<sup>(8)</sup>)

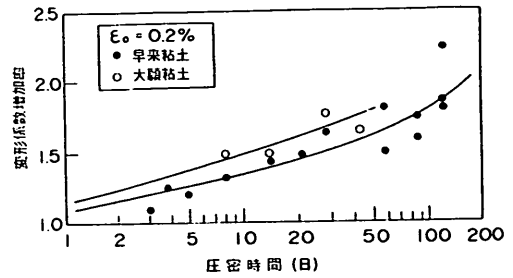


図-4.8(b) 変形係数の増加率と圧密時間の関係 (三田地・藤原<sup>(8)</sup>)

るが、実験に非常に長期間を要するとともに、三軸試験の場合はゴムメンブレンの劣化に対処するため特殊な実験技術が必要となる。

年代効果が粘土鉱物の物理化学的性質に基づくものであることに着目して、化学的添加物を混合して、年代効果による構造を再現しようとする方法が試みられている。嘉門・長尾<sup>(9)</sup>、嘉門・佐野・陶<sup>(10)</sup>は、カオリン粘土にセメント系固化材料あるいはメタケイ酸ナトリウム(水ガラス)を調整した材料を与えることによって人工的にセメンテーション効果を与え、土粒子の構造観察と物理特性および二次圧縮挙動との関連性を考察している。嘉門らによるとセメンテーションが発達することによって間隙比の変化が無いにもかかわらず強度は大きくなり、鋭敏比が非常に高くなることが報告されている。しかし、このような方法で人工的に与えられるセメンテーションの効果と自然粘土の力学特性における年代効果との定量的な関連については、まだ明らかになっていないようである。

このように、自然粘土において年代効果が地盤の力学特性に大きな影響を及ぼすことが明らかになりつつあるが、その定量的な評価方法については十分に結論が得られていない。これは、地質学的に推定される地盤の堆積環境や年代などの値が、地盤の強度や変形特性の定量的な評価に用いることができるほど十分な精度を持たないことが1つの原因である。また、もうひとつの原因は、実験室内で自然粘土のような年代効果を持つ試料を作成することが容易でないことがあげられる。自然粘土を用いた実験では、試料の不均一性のために十分再現性のある実験が困難であり、年代効果を実験室内で再現することができるならば、その定量的な評価のための研究が非常に容易になると考えられる。

#### 4.2 自然海成粘土と室内再圧密粘土の力学特性の比較

ここでは、わが国の港湾地域から採取された不攪乱粘土試料とそれらを練り返して再圧密した試料について、圧密特性とせん断特性を比較することによって、年代効果の影響を調べることにする。

##### 4.2.1 圧密特性

図-4.9は、練り返し再圧密した横浜大黒粘土、錦海湾粘土を用いて、標準圧密試験を行った時の  $e \sim \log p$  曲線である。それぞれの粘土の粒度と主な物理試験結果を表-4.1に示した。図-4.3と同様に、図-4.9に示す  $e \sim \log p$  曲線から圧密圧力ごとに圧縮指数  $C_c$  を求めると図-4.10のようになった。なお、圧密圧力は各粘土の圧密降伏応力  $p_c$  で正規化して示している。図のように、正規圧密領域 ( $p > p_c$ ) での  $C_c$  は  $p_c$  の1~2倍付近の圧密圧力でやや大きいのが、全体としてその変化はあまり大きくない。これは、図-4.3における練り

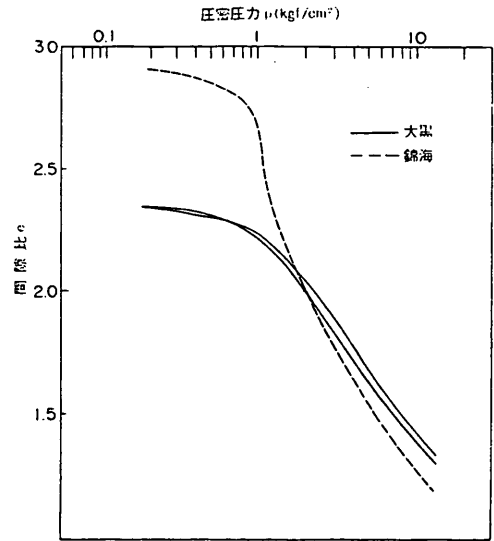


図-4.11(a) 不攪乱横浜大黒粘土と不攪乱錦海湾粘土の  $e \sim \log p$  曲線

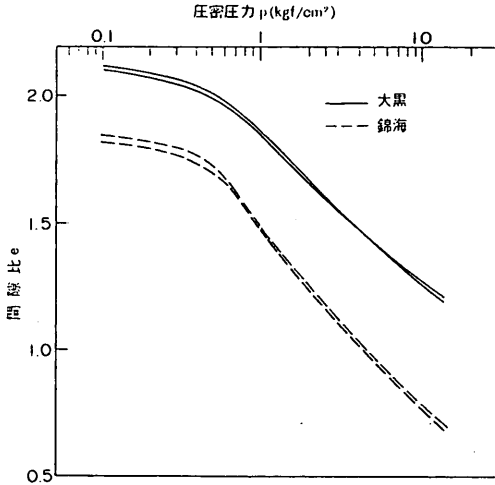


図-4.9 再圧密横浜大黒粘土と再圧密錦海湾粘土の  $e \sim \log p$  曲線

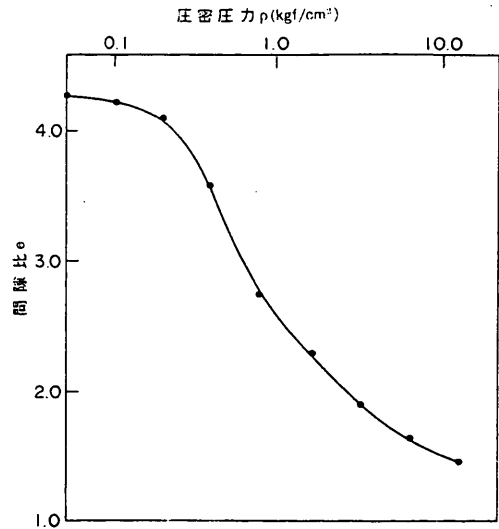


図-4.11(b) 不攪乱霞ヶ浦粘土の  $e \sim \log p$  曲線

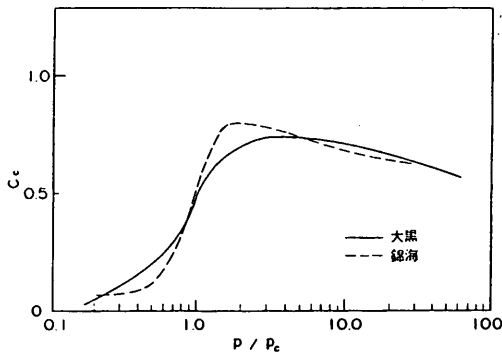


図-4.10 圧密圧力による  $C_c$  の変化 (再圧密粘土)

表-4.1 試料の物理試験結果 (再圧密粘土)

	横浜大黒粘土	錦海湾粘土
粘土分 (%)	45	71
シルト分 (%)	51	29
砂分 (%)	4	0
塑性限界 (%)	32	42
液性限界 (%)	78	118
塑性指数	46	76

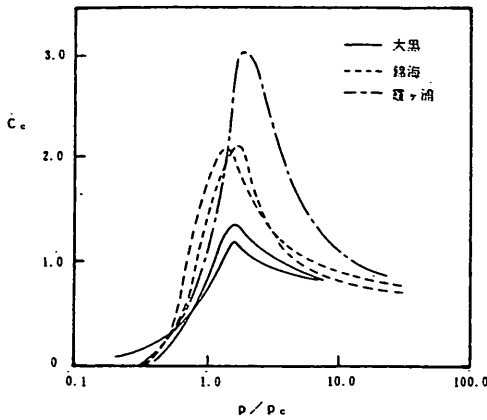


図-4.12 圧密圧力による  $C_c$  の変化 (自然粘土)

返した試料と同様の傾向である。

次に、横浜大黒粘土、錦海湾海成粘土および霞ヶ浦湖底粘土の不攪乱試料の圧密試験から求めた代表的な  $e \sim \log p$  曲線を、図-4.11(a), (b) に示した。図-4.12 は、図-4.11(a), (b) より各圧密圧力ごとの  $C_c$  を求めて示したものである。図をみると、ほとんどの粘土において  $C_c$  は圧密降伏応力の 1 ~ 2 倍の付近で最大になり、その後圧密圧力が大きくなるとともに徐々に低下する傾向を示している。図-4.10 (再圧密粘土) と図-4.12 (不攪乱試料) において  $p/p_c > 1$  である正規圧密領域の  $C_c$  を比べると、再圧密粘土の場合は  $C_c$  の変化が少ないのに対して、不攪乱自然粘土の場合は明瞭なピークを示している。これらの結果は、図-4.3(a), (b) で示した Mesri らの試験結果と同様である。

自然粘土の二次圧縮指数  $C_c$  については、石井らが大阪湾泉州沖の粘土について調べている<sup>(11)</sup>。図-4.13 は、石井らが求めた  $C_c$  および  $C_u$  と圧密圧力の関係であるが、正規圧密領域において  $C_u$  も  $C_c$  と同様に圧密降伏応力の 1 ~ 2 倍の圧密圧力のときにピーク値を示した。また、Mesri らが指摘したように、すべての圧密圧力において  $C_u/C_c$  はほぼ一定の関係にある。

以上のように、わが国の港湾地域の海成粘土についても、自然試料と再圧密試料について図-4.3(a), (b) や図-4.4 に示した既往の研究の結果と同様の傾向がみられた。すなわち、自然粘土では  $p_c$  の 1 ~ 2 倍の圧密圧力で  $C_c$  と  $C_u$  がピーク値を示すのに対して、繰り返し再圧密粘土では正規圧密領域の  $C_c$ ,  $C_u$  の変化は大きくないのである。本研究では、自然粘土と再圧密粘土におけるこれらの違いが、二次圧密やセメンテーションなど自然粘土のもつ年代効果によるものであると考え、新たに次のようなパラメータ  $r_c$  を定義し、圧縮指数比 (compression index ratio) と呼ぶことにする。

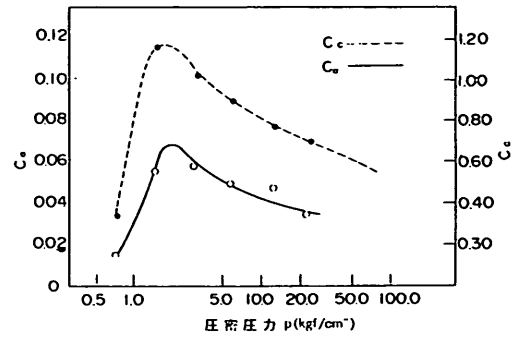


図-4.13 圧密圧力による  $C_c$  と  $C_u$  の変化 (大阪湾不攪乱粘土、石井他<sup>(11)</sup>)

tion index ratio) と呼ぶことにする。

$$r_c = C_{cmax} / C_c^* \quad (4.3)$$

ここに、 $C_{cmax}$  は  $e \sim \log p$  曲線における  $C_c$  の最大値であり、 $C_c^*$  は  $C_c$  が最大値を示す圧密圧力の 5 倍の圧密圧力での  $C_c$  である。 $C_c^*$  を  $C_c$  が最大の時の圧密圧力の 5 倍としたのは、通常実施される標準圧密試験の圧密圧力の範囲を考慮したものであり、 $r_c$  は正規圧密領域における圧縮性的変化の大きさを示す指標である。

図-4.10 と図-4.12 における  $C_c$  と圧密圧力の関係を用いて、今回用いた再圧密粘土と自然粘土の  $r_c$  を計算すると、それぞれ次のようになった。

$$\begin{aligned} r_c &= 1.0 \sim 1.2 && \text{(再圧密粘土)} \\ r_c &= 1.2 \sim 3.0 && \text{(自然粘土)} \end{aligned} \quad (4.4)$$

なお、 $r_c$  を求めるにあたっては、個人誤差を取り除くため  $e \sim \log p$  曲線を各圧密圧力での間隙比と圧密圧力の関係を満足するスプライン曲線として決定し、機械的に  $r_c$  を計算している。(4.4) 式のように、再圧密粘土と自然粘土の  $r_c$  には大きな違いがみられ、 $r_c$  は再圧密粘土と自然粘土の違いを表現する指数として用いることができると考えられる。

図-4.14 は、横浜大黒粘土の 1 つのボーリング孔の圧密試験結果から、圧縮指数比  $r_c$  と深度の関係をまとめたものである。図をみると、 $r_c$  はほぼ深度とともに増加する傾向がみられた。図-4.15(a), (b), (c) は、それぞれ  $r_c$  と塑性指数  $I_p$ 、初期間隙比  $e_0$ 、粘土分含有率  $f_c$  との相関をみたものである。図のように、霞ヶ浦粘土と横浜大黒粘土、錦海湾粘土とははつきり異なった傾向を示している。霞ヶ浦粘土は初期間隙比が非常に大きく、 $r_c$  は  $I_p$ ,  $f_c$ ,  $e_0$  のいずれともあまり相関が見られない。これ

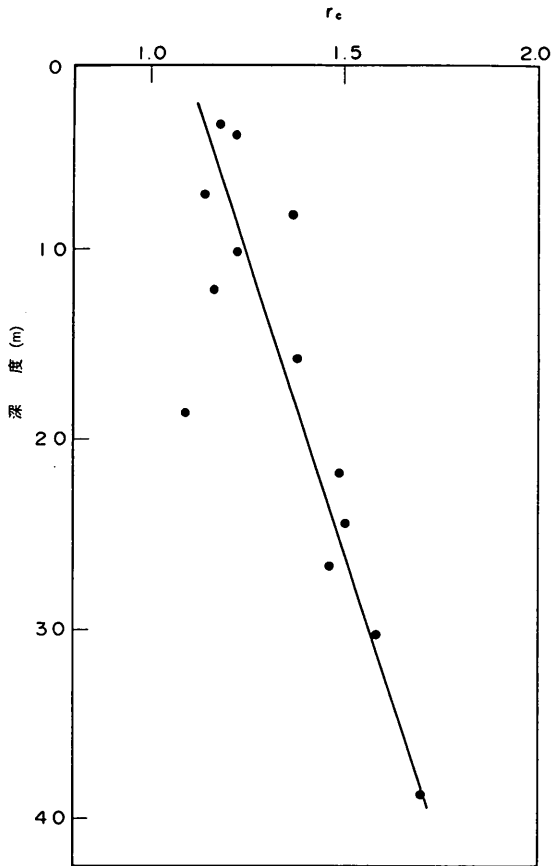


図-4.14 深度と圧縮指数比の関係(横浜大黒粘土)

対して横浜大黒粘土と錦海湾粘土については比較的是っきりした相関がうかがえた。すなわち、これらの2つの粘土では、 $r_c$ が、塑性指数が高いほど、また初期間隙比が大きいほど、さらに粘土分含有率が大きいほど大きい。このように、霞ヶ浦粘土と横浜大黒粘土および錦海湾粘土とにおいて $r_c$ と他の物理定数との相関性に相違が見られた原因としては、霞ヶ浦粘土が淡水湖に堆積した粘土であり、横浜大黒粘土と錦海湾粘土が海成粘土であることが考えられる。今後さらに各種の粘土について $r_c$ のデータを収集することが必要である。

圧縮指数比が深度によってどのように変化するかを調べるため、洪積粘土が非常に大きな深度までほぼ連続的に堆積している大阪湾泉州沖で採取した不攪乱試料の標準圧密試験結果を用いて、 $r_c$ を計算した。この地盤の主な物理試験結果と、圧密降伏圧力は図-4.16(a), (b), (c)に示すとおりである。図のように、この地点は、海底面から深度約2 mまでは沖積粘土、それ以深では砂レキ層と洪積粘土の互層となって深度400mまで続いている。また、いずれの深度においても粘性土の $p_c$ は土被り圧

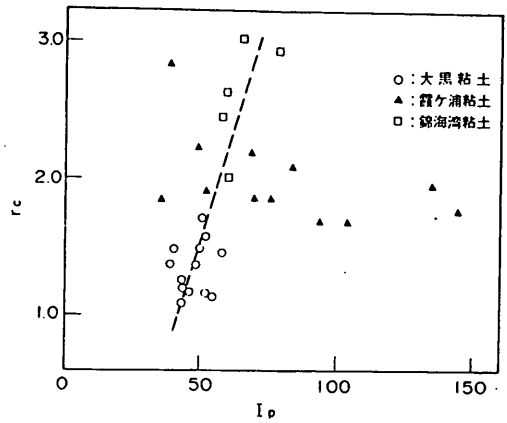


図-4.15(a) 圧縮指数比と塑性指数の関係

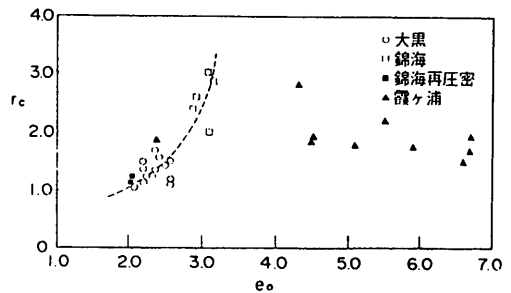


図-4.15(b) 圧縮指数比と初期間隙比の関係

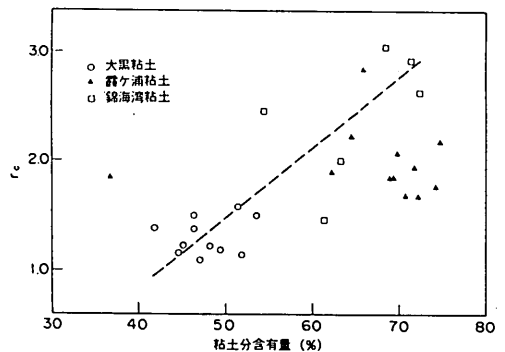


図-4.15(c) 粘土分含有量

$p_0$ よりもやや大きく、過圧密比 $p_c/p_0$ は1.0～1.5の範囲にある。

図-4.17は、圧縮指数比 $r_c$ と深度の関係である。図のように、深度約230 mまでをみると $r_c$ は深度とともに増加する傾向があり、沖積層では1.1～1.3であるが洪積層では1.3～6.0となっている。深い層ほど堆積年代が古いことを考えると、図-4.14と図-4.17のように $r_c$ が深度と共に増加していることは、 $r_c$ が年代効果を表す指標であるという仮定を支持するものと考えられる。なお、深度が230 m以上になると $r_c$ の増加傾向は見られないが、これは230 m以深において粘土試料の塑性がや

大阪湾 物理試験結果図

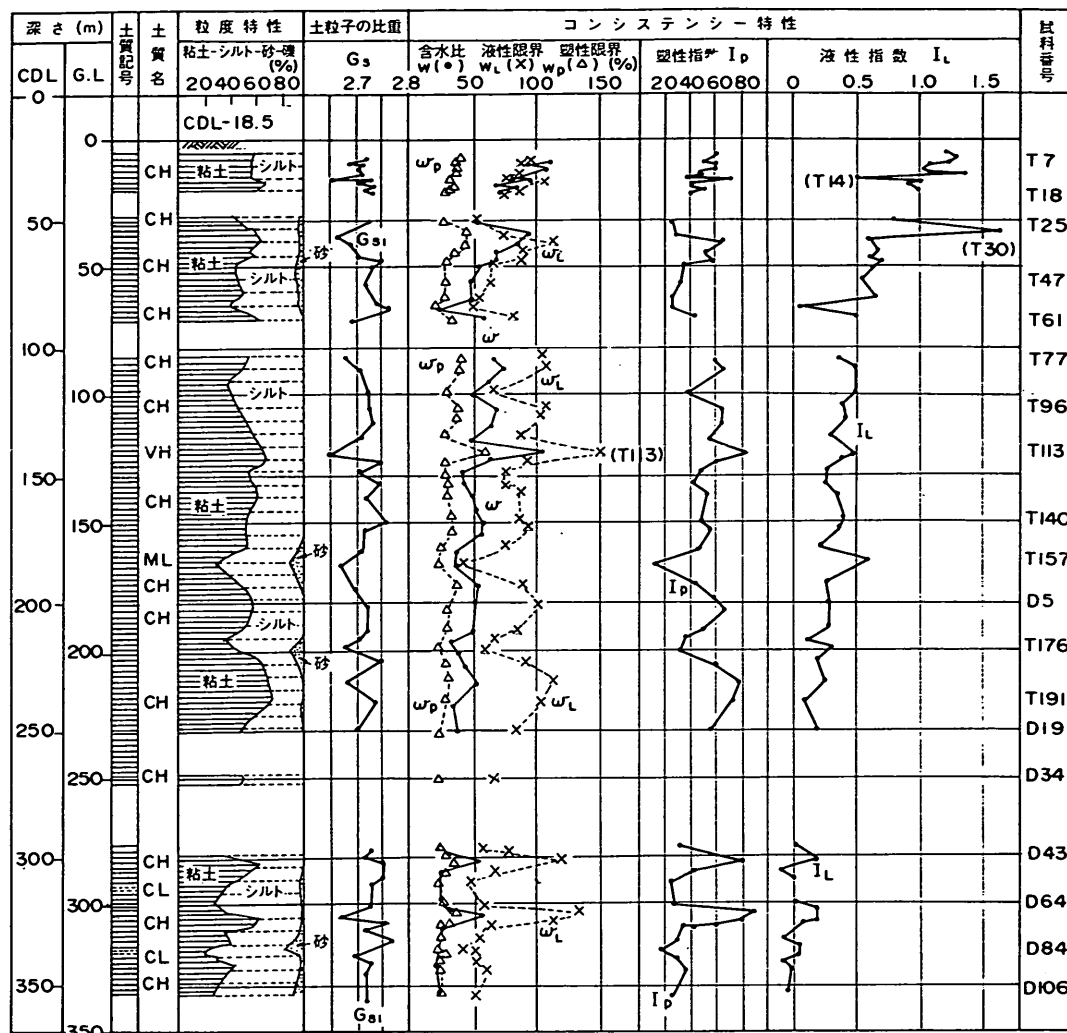


図-4.16(a) 物理試験の結果 (大阪湾泉州沖粘土)

や低くなっていることによると推定される。

これらの洪積粘土について、塑性指数  $I_p$ 、初期間隙比  $e_0$ 、粘土分含有率  $f_c$  と  $r_c$  との関係を図-4.18 (a), (b), (c) に示した。図のように、図-4.15 で示した横浜大黒粘土、錦海湾粘土とほぼ同様の傾向がみられ、 $r_c$  は塑性指数、初期間隙比、粘土分含有率と正の相関を示している。 $r_c$  が年代効果を表わす指標であり地盤の過圧密が年代効果による擬似過圧密であるとするれば、 $r_c$  と過圧密比との間に相関があると考えられる。図-4.19 は、 $r_c$  と過圧密比 OCR の関係である。図-4.19 をみると、 $r_c$  と OCR にはゆるやかな正の相関が認められた。

今回調べたわが国の粘土試料の圧縮指数比は、これまで発表されている他の粘土地盤と比べると、どのように位置づけられるであろうか。比較のため、前節で引用し

た海外の粘土について  $r_c$  を求め、今回調べた粘土試料と比較すると次のようになった。

- $r_c = 1.1 \sim 3.0$  (深度30 m までの日本の沖積粘土)
- $r_c = 1.1 \sim 6.0$  (大阪湾洪積粘土)
- $r_c = 3.2$  (メキシコシチー粘土)
- $r_c = 6.0$  (Leda粘土)
- $r_c = 4.2$  (James Bay No. 6 海成粘土)

これらを見ると、わが国の海成粘土では大阪湾の洪積粘土の  $r_c$  が最も大きく、カナダ東部の Leda 粘土や James Bay No. 6 海成粘土と同程度の  $r_c$  を示す。し

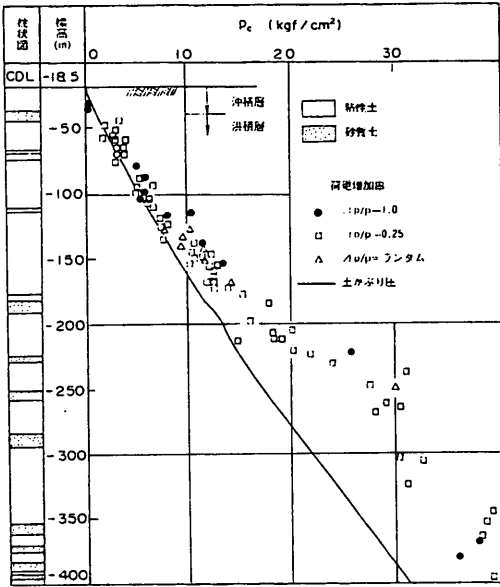


図-4.16(b) 深度と圧密降伏圧力の関係  
(大阪湾泉州沖粘土)

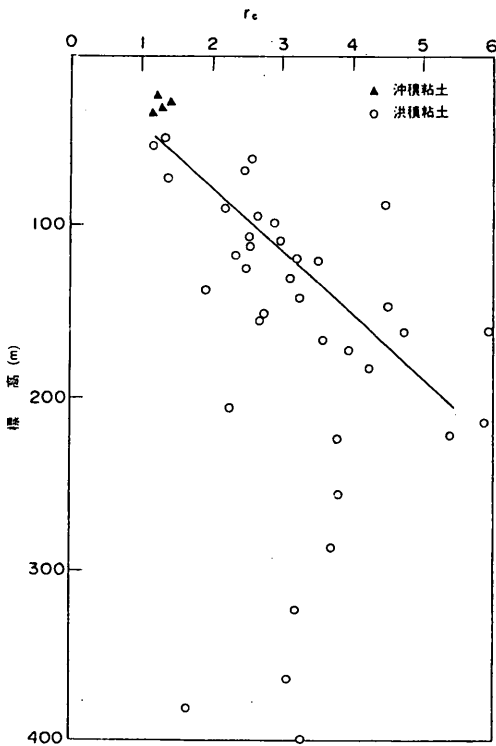


図-4.17 圧縮指数比と深度の関係  
(大阪湾泉州沖粘土)

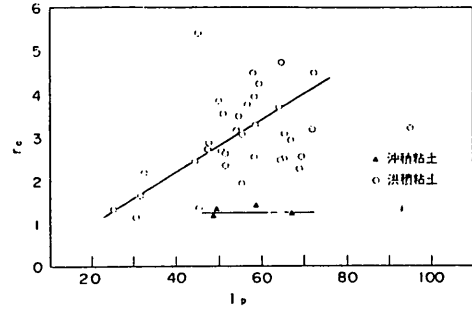


図-4.18(a) 圧縮指数比と塑性指数の関係  
(大阪湾泉州沖粘土)

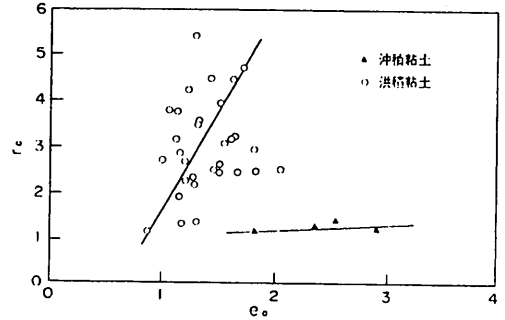


図-4.18(b) 圧縮指数比と初期間隙比の関係  
(大阪湾泉州沖粘土)

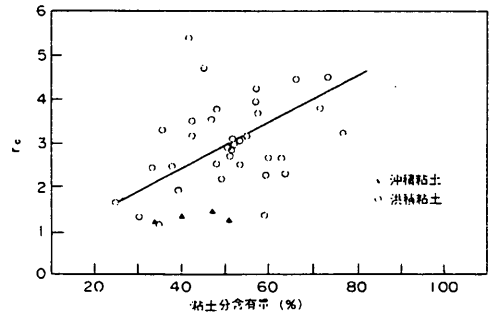


図-4.18(c) 圧縮指数比と粘土含有率の関係  
(大阪湾泉州沖粘土)

かし、通常の建設工事で問題となる沖積粘土では  $r_c$  が 3.0 以下であり、カナダ東部の粘土に比べるとその年代効果はあまり大きくないと考えられる。

#### 4.2.2 せん断特性

これまでは、圧密試験によって得られる  $e \sim \log p$  関係をもとに、本章で新たに定義したパラメータ圧縮指数比  $r_c$  に着目して年代効果の評価を試みた。次に、せん断特性における自然試料と再圧密試料の違いを調べ、 $r_c$

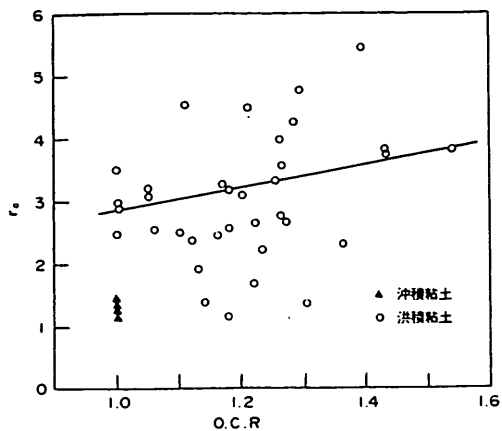


図-4.19 圧縮比と過密圧縮比の関係  
(大阪湾泉州沖粘土)

がこれらの違いを示す指標となりうるかを検討する。

(1)三軸試験結果

大阪湾沖積粘土を十分に練り返し、 $2.00 \text{ kgf/cm}^2$  で一次元的に再圧密した試料を用いて、等方圧密後非排水三軸試験を行った結果を示す。再圧密した試料の圧縮指数比  $r_c$  は、1.15であった。

図-4.20、図-4.21は、各種の圧密圧力における応力～ひずみ曲線と有効応力径路である。図において、軸差応力と平均圧密圧力は圧密降伏応力  $p_c$  (この場合は再圧密圧力  $2.00 \text{ kgf/cm}^2$ ) で正規化されている。また、図中の数字は  $p_c$  で正規化した圧密圧力  $\sigma'_c / p_c$  で

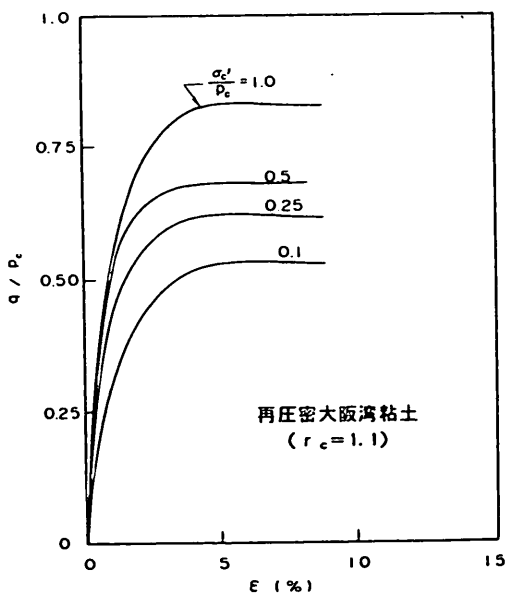


図-4.20 応力とひずみの関係 (再圧密大阪湾粘土)

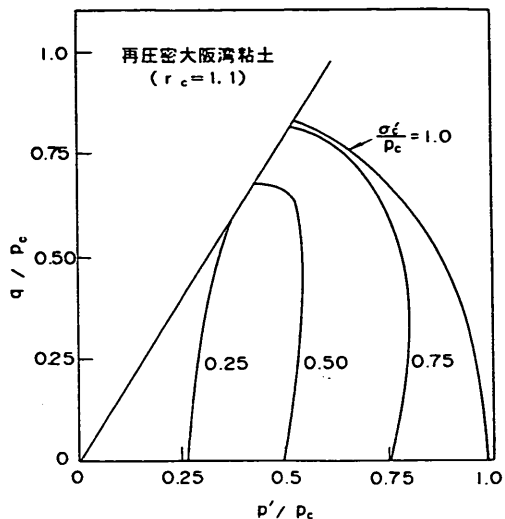


図-4.21 有効応力径路 (再圧密大阪湾粘土)

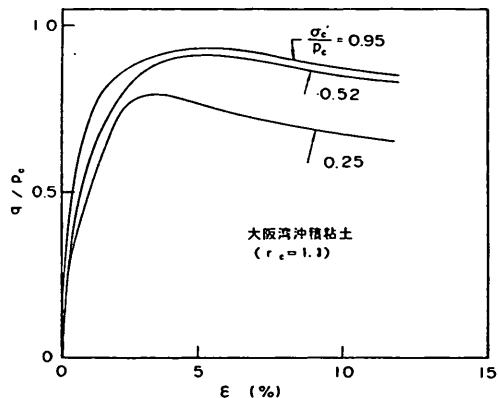


図-4.22(a) 応力とひずみの関係  
(大阪湾沖積粘土,  $r_c = 1.3$ )

あり、過密圧比の逆数に相当する。 $\sigma'_c / p_c < 1.0$  のときは過密状態、 $\sigma'_c / p_c > 1.0$  のときは正規圧密状態である。

次に、比較のため大阪湾沖積および洪積粘土の不攪乱試料について行った等方圧密三軸試験の結果を、図-4.22(a)～(d)と図-4.23(a)～(d)に示した。ここで、図中の  $p_c$  は標準圧密試験から求めた値を用いており、また、各粘土について圧縮指数比  $r_c$  をあわせて示している。

図-4.20と図-4.22および図-4.21と図-4.23において、正規化された圧密圧力  $\sigma'_c / p_c$  が等しい試料について比較すると、次のような違いがみられる。

まず、再圧密試料の場合はいずれの圧密圧力においても応力～ひずみ曲線のピーク時のひずみは6%以上となっており、強度のピークはあまり明確でない。これに

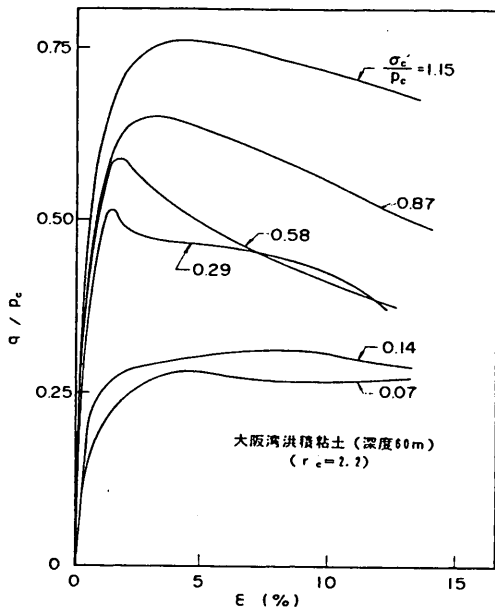


図-4.22(b) 応力とひずみの関係  
(大阪湾洪積粘土,  $r_c = 2.2$ )

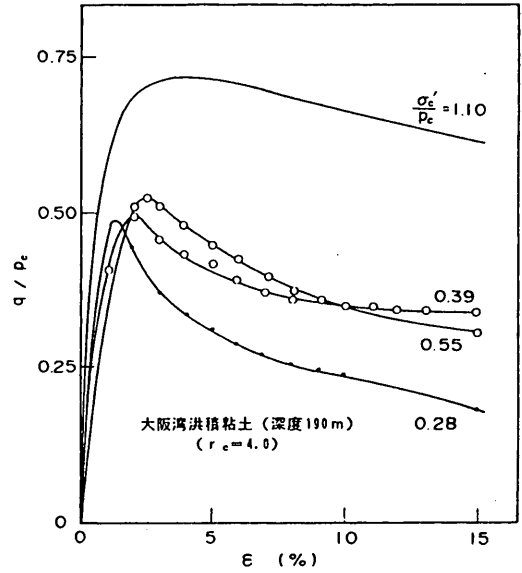


図-4.22(d) 応力とひずみの関係  
(大阪湾洪積粘土,  $r_c = 4.0$ )

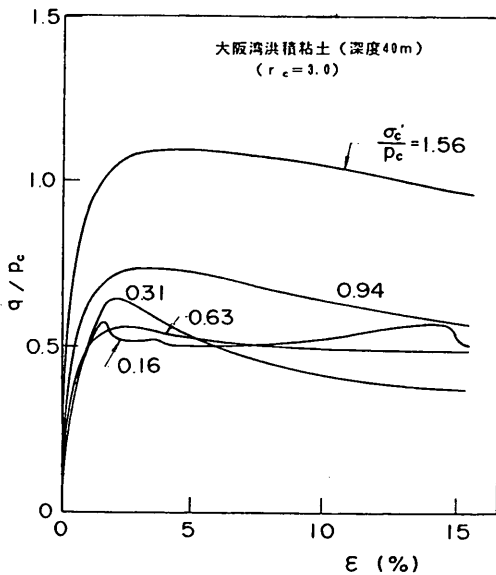


図-4.22(c) 応力とひずみの関係  
(大阪湾洪積粘土,  $r_c = 3.0$ )

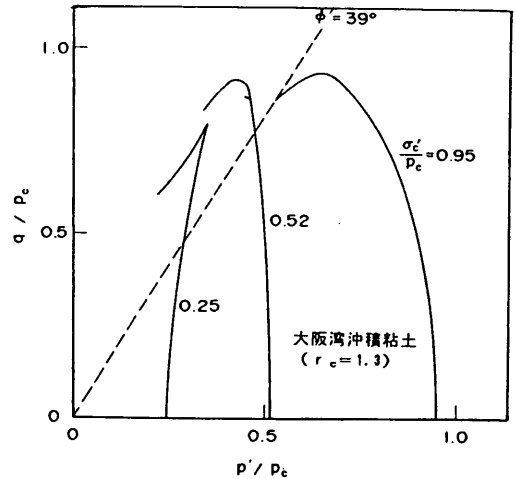


図-4.23(a) 応力とひずみの関係  
(大阪湾沖積粘土,  $r_c = 1.3$ )

対して、自然粘土では沖積粘土、洪積粘土のいずれも過圧密領域 ( $\sigma'_c/p_c < 1.0$ ) での破壊ひずみが小さくなっている。また、過圧密領域での有効応力径路をみると、再圧密試料ではいずれの過圧密比においても非排水応力

径路はほぼ  $\phi' = 32^\circ$  に対応する限界状態線付近に収れんする傾向であるのに対して、不攪乱粘土試料の場合は軸差応力がピークに達する時の有効応力状態は限界状態線を越えている場合が多い。

このような自然粘土のせん断特性は、いずれも図-4.6(a), (b) で Jamiolkowski らがカナダ東部の粘土の試験結果を用いて示したものと、程度の差はあるものの



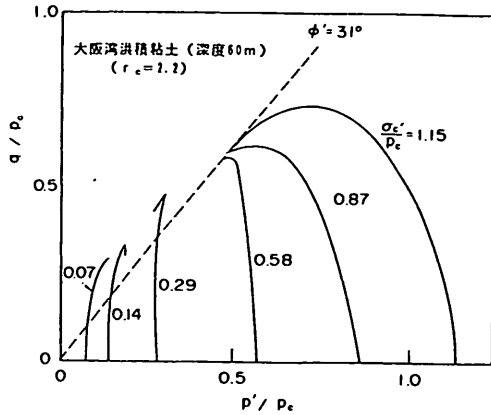


図-4.23(b) 応力とひずみの関係  
(大阪湾沖積粘土,  $r_c = 2.2$ )

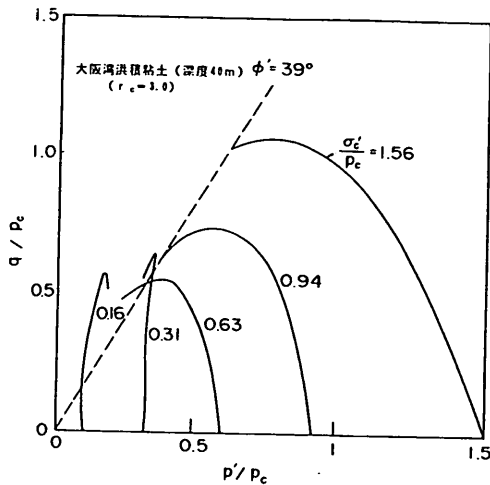


図-4.23(c) 応力とひずみの関係  
(大阪湾沖積粘土,  $r_c = 3.0$ )

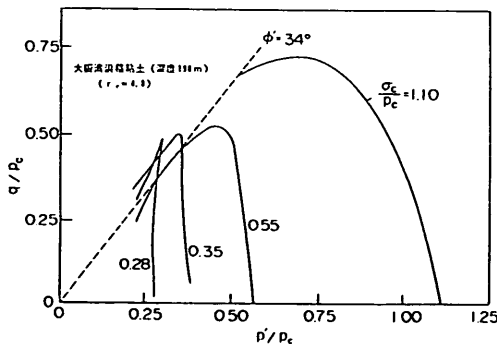


図-4.23(d) 応力とひずみの関係  
(大阪湾沖積粘土,  $r_c = 4.0$ )

同様の傾向を示している。そこで、年代効果をもつ自然粘土の特徴として、

- ①過圧密領域での破壊ひずみが小さい。
- ②軸差応力がピークに達した後の強度の低下が著しい。

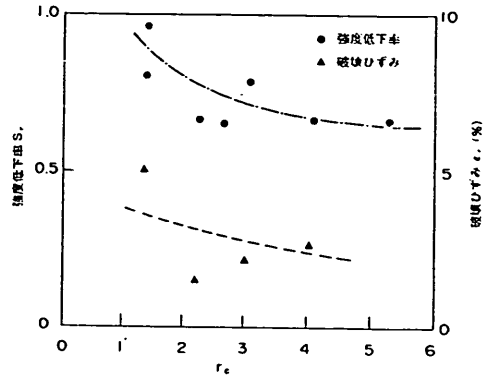


図-4.24 圧縮指数比と破壊ひずみ、強度低下率の関係

表-4.2 試料の物理試験結果(東京湾洪積粘土)

粘土分(%)	55
シルト分(%)	43
砂分(%)	2
塑性限界(%)	32
液性限界(%)	84
塑性指数	52

という2点に特に注目してみる。過圧密比が2( $\sigma_c/p_c = 0.5$ )付近の試験結果を用い、大変形時の強度低下を表す次のような定数を計算した。

$$s_r = (\text{ひずみ10\%時の強度}) / (\text{ピーク強度}) \quad (4.5)$$

図-4.24は、各圧縮指数比 $r_c$ に対して、ピーク時のひずみ $\epsilon_f$ および $s_r$ を示したものである。図のように、 $r_c$ が大きいほど $\epsilon_f$ と $s_r$ は小さい傾向がみられる。すなわち、圧縮指数比が大きいと小さなひずみでピーク強度に達し、その後の強度の低下が顕著で、ブリトルな応力ひずみ関係を示している。

以上の結果をみると、圧縮指数比 $r_c$ は、三軸圧縮せん断においても年代効果の大きさを示す指数となっているといえる。

#### (2) 応力比一定圧密試験

応力比一定試験は三軸試験装置によって供試体の軸方向有効圧力 $\sigma'_a$ と側方向有効圧力 $\sigma'_s$ を一定の比で保ったまま圧密する試験である。ここでは、東京湾粘土の再圧密試料と不攪乱自然試料を用いて応力比一定試験を行った結果を比較した。用いた試料は再圧密横浜大黒粘土と東京湾洪積粘土の不攪乱試料である。洪積粘土は深度40mの海底から採取された不攪乱粘土試料で、図-4.25に標準圧密試験の結果を、表-4.2に物理試験結果を示した。図-4.25より圧縮指数比 $r_c$ を計算すると1.8であった。

図-4.26(a)は、不攪乱洪積粘土試料における、応力比  $k (= \sigma_a' / \sigma_v')$  が 0.4, 0.5 であるときの軸方向圧密圧力  $\sigma_a'$  と軸ひずみ  $\epsilon_a$  の関係である。再圧密粘土に関する同様の関係を図-4.26(c)に示した。図-4.26(b)は、不攪乱洪積粘土試料における、 $k = 0.6, 0.8, 1.0$  のときの平均圧密圧力  $p'$  と体積ひずみ  $\epsilon_v$  の関係である。再圧密粘土に関する同様の関係を図-4.26(d)に示した。

それぞれの応力比について、圧力がある値以上になるとひずみが急増する傾向がある場合に、このときを降

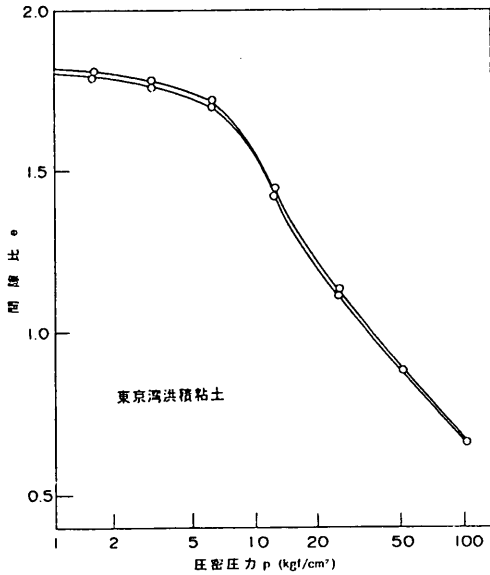


図-4.25 東京湾洪積粘土の  $e \sim \log p$  曲線

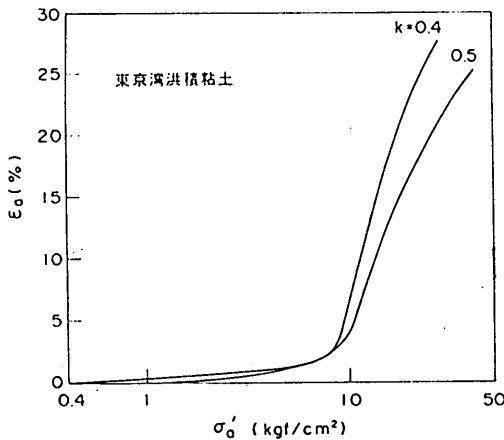


図-4.26(a) 軸方向圧密圧力と軸ひずみの関係 (東京湾洪積粘土,  $k = 0.4, 0.5$ )

伏点と呼び、標準圧密試験において圧密降伏圧力を求める場合と同様の方法で、降伏点での圧力を求めることができる。図をみると、再圧密沖積粘土の場合は、降伏点はあまりはっきりと現われない。これに対して、洪積粘土の場合はどの応力比についても降伏圧力がはっきりと認められる。図-4.26(a)~(d)からそれぞれの応力比

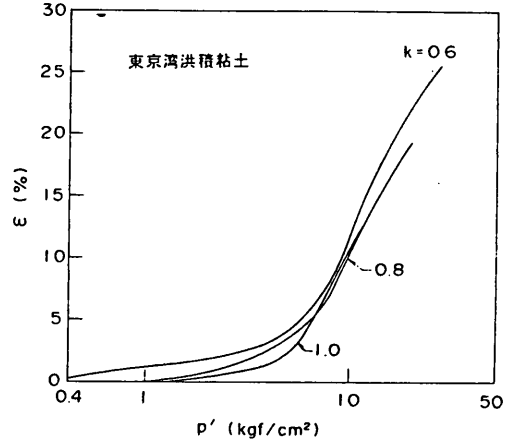


図-4.26(b) 平均圧密圧力と体積ひずみの関係 (東京湾洪積粘土,  $k = 0.6, 0.8, 1.0$ )

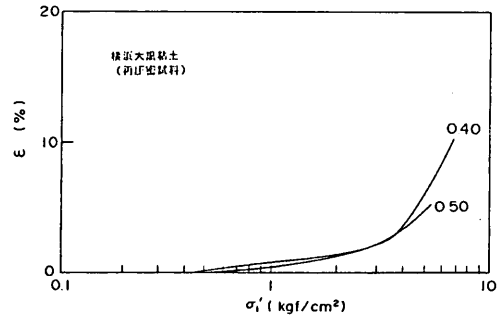


図-4.26(c) 軸方向圧密圧力と軸ひずみの関係 (東京湾再圧密粘土,  $k = 0.4, 0.5$ )

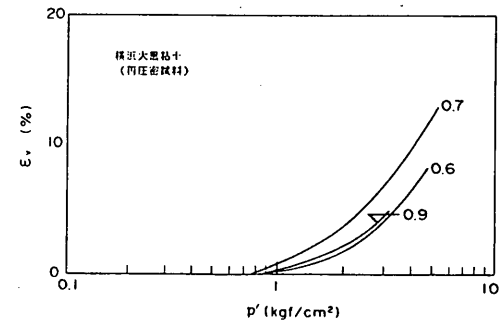


図-4.26(d) 平均圧密圧力と体積ひずみの関係 (東京湾再圧密粘土,  $k = 0.6, 0.8, 1.0$ )

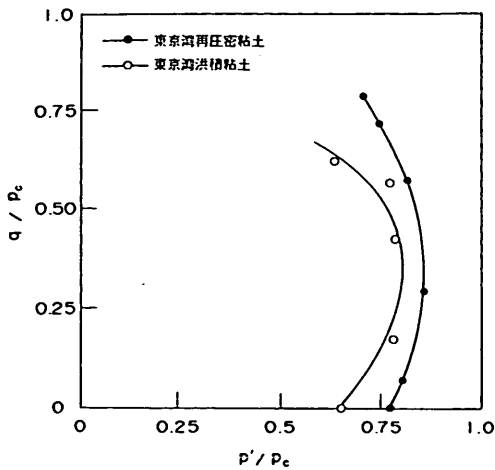


図-4.27 降伏局面

ごとの降伏点における圧力を求め、軸差応力-平均圧密圧力の面上にプロットすると図-4.27 に示すような降伏曲面が得られた。図のように、降伏曲面の形状においても再圧密粘土と不攪乱粘土試料にはやや相違がみられる。

#### 4.3 高温で再圧密した粘土試料の力学特性

4.1で述べたように、飽和した粘性土の力学特性における年代効果は、主に長期圧密によるセメンテーションと二次圧密であると考えられる。この中で、セメンテーションは粘土鉱物の物理化学的な作用によるものであるが、一般に化学反応は温度を上げることによって促進されるので、粘性土を高温で圧密するならばセメンテーション作用が促進できると予想される。また、Mitchell<sup>(12)</sup>によると、二次圧密も温度が高い場合に促進される。図-4.28は、二次圧密中に温度を増加することによって

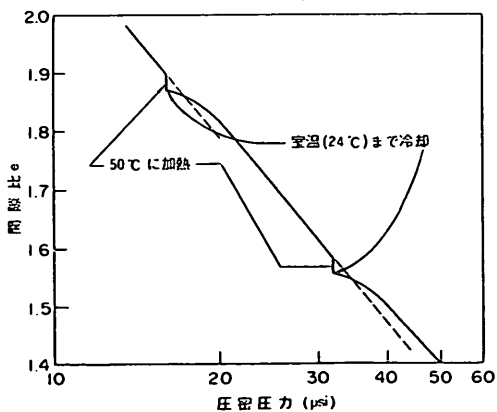


図-4.28 温度変化が圧密に及ぼす影響 (Mitchell<sup>(12)</sup>)

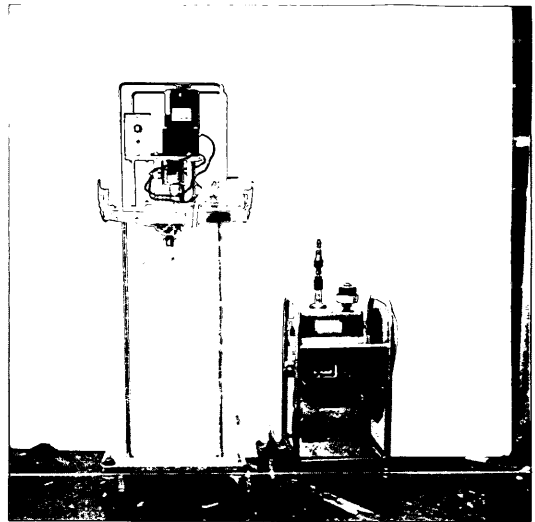


写真-4.1 粘土試料の練り返し機

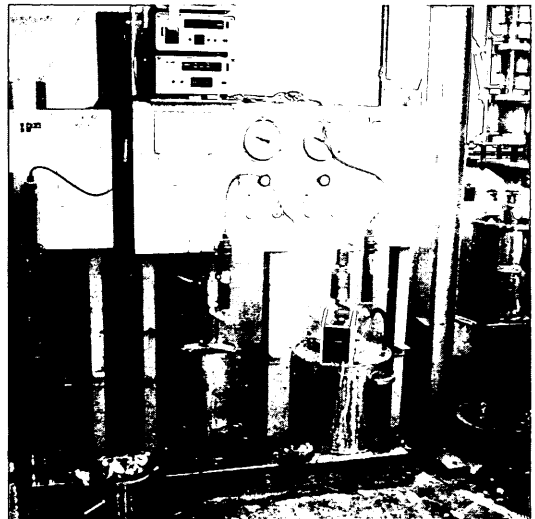


写真-4.2 高温再圧密装置

沈下量が増加した試験結果である。以上の考察から、本研究では、年代効果を室内で促進する方法として、スラリー状の粘土試料を高温で再圧密する方法を試みた<sup>(13)</sup>。

##### 4.3.1 高温で再圧密した東京湾粘土の力学特性

###### (1) 試料の作成方法

実験に用いた粘土は横浜大黒粘土であり、試料の分類特性と物理試験結果は表-4.1に示すとおりである。試料は、含水比が200%になるように調整し、写真-4.1に示す練り返し機を用いて48時間以上完全に練り返した。なお、練り返し中は気泡の混入を防ぐために真空ポンプで脱気している。

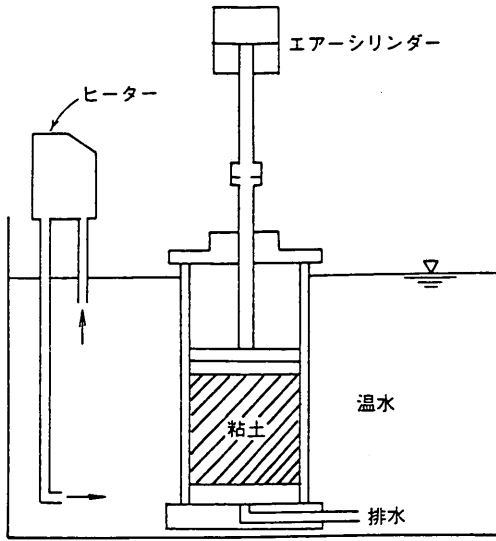


図-4.29 高温再圧密装置

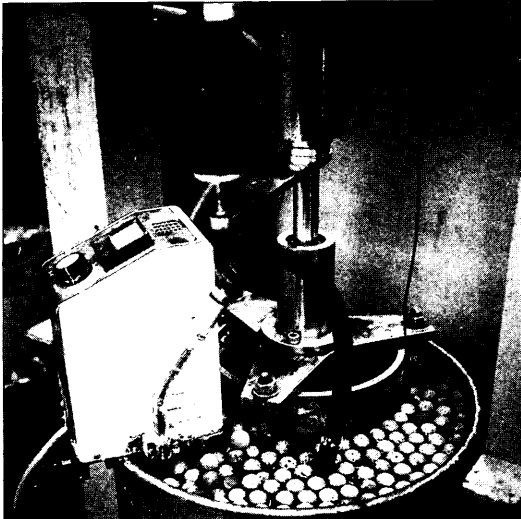


写真-4.3 高温で圧密中の圧密容器と水槽

繰り返されたスラリーは、直径 20 cm の再圧密容器で一次元的に圧密された。試料を入れた再圧密容器を水槽の中に入れ、水槽内の水は電熱器によって  $75^{\circ}\text{C}$  を保つようにコントロールした。図-4.29 および写真-4.2 に、試験に用いた高温再圧密に用いた装置である。写真-4.3 は、圧密中の圧密容器と水槽であるが、水面には蒸発を防止するためにプラスチックボールを多数浮かべている。

試料は、載荷板を加えた状態で圧密し、その後空圧シリンダーによって4段階 ( $0.1\text{ kgf/cm}^2$ ,  $0.2\text{ kgf/cm}^2$ ,  $0.4\text{ kgf/cm}^2$ ,  $0.95\text{ kgf/cm}^2$ ) の圧密圧力を加えた。各圧密段階毎に時間～沈下関係から一次圧密終了を確

認した後、次の段階に進んでいるが、通常は一段階ごとに5～10日を要した。最終段階の圧密が終了した後、除荷して試料を再圧密容器から取り出し室温で保存した。また、比較のために全く同じ試料を同様の圧密装置、載荷条件で室温 ( $25^{\circ}\text{C}$ ) で再圧密し試料を作成した。

高温で圧密中は粘土容器の3箇所温度を測定した。図-4.30 に温度の測定位置と圧密中の温度変化を示した。図中で温度が一時的に低下しているのは水槽内に水を補給したことによるものである。図のように圧密容器内では温度差はみられず、圧密期間はほぼ  $74^{\circ}\pm 1^{\circ}\text{C}$  に保たれている。

図-4.31 は、高温 ( $75^{\circ}\text{C}$ ) および室温 ( $25^{\circ}\text{C}$ ) における、各圧密段階での代表的な時間沈下曲線 (間隙比  $e$  で表してある) を比較したものである。図をみると、載荷版と自重による圧密段階では高温および室温の試料の圧密曲線がはっきりと異なっている。すなわち、高温圧密の場合には一次圧密が早期に (約120時間) 終了

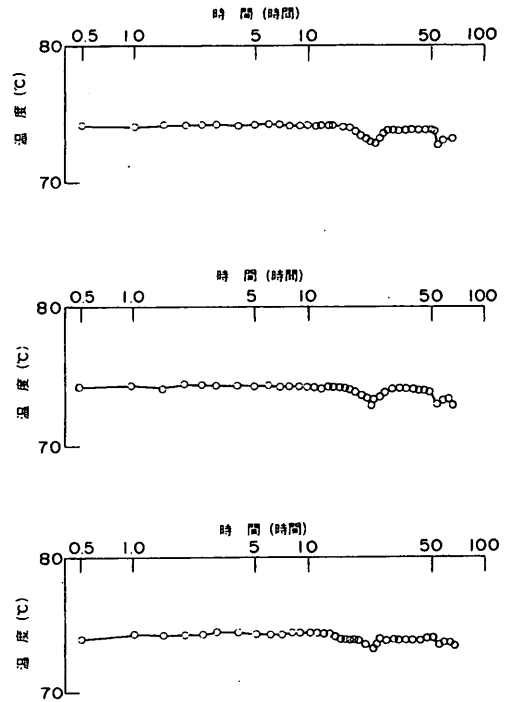


図-4.30 圧密中の温度変化

し、このときの間隙比は3.85であったが、室温圧密の場合には一次圧密の終了に400時間を要し、このときの間隙比は3.20であった。しかしながら、このような当初の圧密段階での圧密速度と最終間隙比の違いは圧密段階が進行するにつれて徐々に小さくなり、最終圧密段階で

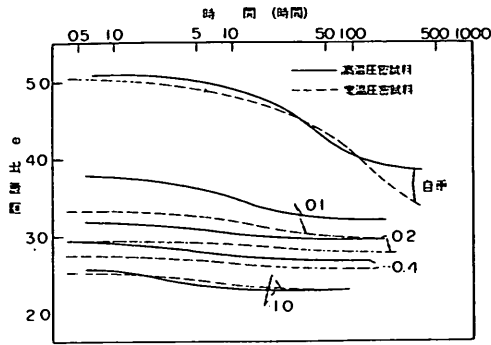


図-4.31 再圧密時の時間沈下曲線(横浜大黒粘土)

の両者の間隙比はほとんど差が見られなかった。

表-4.3は、今回試験した試料の供試体含水比の一覧を示したものである。今回の試験では、供試体の作成を3回行ったが圧密後の含水比は高温圧密の試料で76~80%、室温圧密の試料で71~80%であった。

表-4.3 含水比の比較

	室温再圧密	高温再圧密
バッチ 1	77.2	77.5
バッチ 2	86.7	86.5
バッチ 3	75.2	80.4
平均	79.7	81.5

表-4.4 物理試験結果の比較(横浜大黒粘土)

	室温再圧密	高温再圧密
粘土分(%)	45	45
シルト分(%)	51	51
砂分(%)	4	4
塑性限界(%)	32	33
液性限界(%)	78	80
塑性指数	46	47

表-4.4は、高温再圧密試料と室温再圧密試料の物理試験結果を比較したものである。表のように、両者の物理試験結果にはほとんど差が見られなかった。

#### (2) 圧密試験結果

高温再圧密試料と室温再圧密試料を用いて標準圧密試験を行った。ただし二次圧縮特性を調べるために、荷重は各段階とも2日間載荷している。図-4.32は両試料の $e \sim \log p$ 曲線を示したものである。比較のため、ほぼ同様の圧密降伏応力をもつ不攪乱東京湾沖積粘土の結果を、あわせて示している。

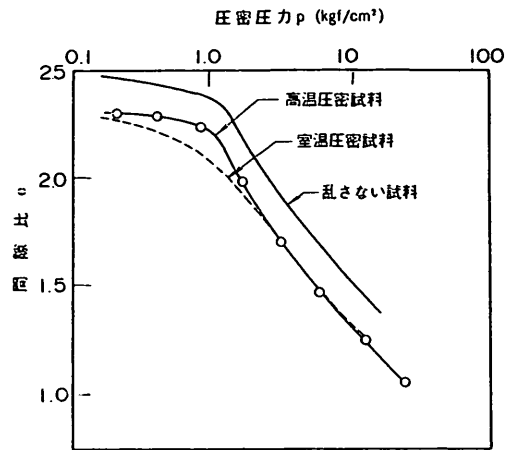


図-4.32  $e \sim \log p$  曲線の比較(横浜大黒粘土)

図-4.32をみると、室温で再圧密した粘土と高温で再圧密した粘土との間には明かな違いがみられ、高温で再圧密した粘土は自然粘土によく類似した $e \sim \log p$ 曲線を示す。すなわち、数千年前に堆積した沖積粘土の $e \sim \log p$ 曲線がスラリーを高温で再圧密することによってほぼ再現できていることがわかる。

表-4.5 圧密降伏圧力の比較

	室温再圧密	高温再圧密
テスト 1	0.86 kgf/cm <sup>2</sup>	0.93
テスト 2	0.76	0.97
テスト 3	0.79	1.02
平均	0.79	0.97

表-4.5は、今回3回作成した高温再圧密試料と室温再圧密試料の圧密降伏応力 $p_c$ を比較したものである。図のように、高温再圧密試料の $p_c$ は室温再圧密粘土の $p_c$ よりも約0.07~0.23 kgf/cm<sup>2</sup>大きくなっており、これは高温再圧密による擬似過圧密効果によるものであると考えられる。

圧密降伏応力 $p_c$ で正規化した圧密圧力に対して、圧縮指数 $C_c$ と二次圧縮 $C_\alpha$ を図-4.33(a), (b)に示した。図のように、高温で再圧密した試料と東京湾沖積粘土では $C_c$ と $C_\alpha$ は $p_c$ の近傍で明瞭なピークを示す。これに対して室温で圧密した試料の場合は、正規圧密後の $C_c$ および $C_\alpha$ がほぼ一定である。これらの結果と図-4.3, 図-4.12を比較するならば高温で再圧密した試料が年代効果をもつ自然粘土と類似していることがあきらかである。

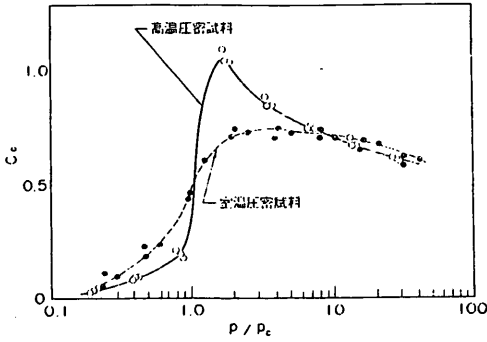


図-4.33(a) 圧密圧力と  $C_c$  の関係

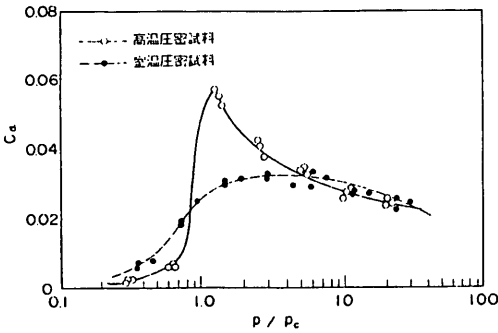


図-4.33(b) 圧密圧力と  $C_a$  の関係

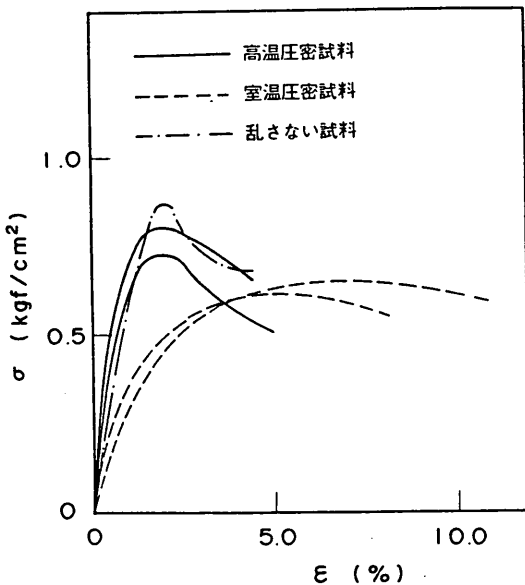


図-4.34 一軸圧縮試験における応力ひずみ曲線の比較 (横浜大黒粘土)

(4.3) 式で定義した圧縮指数比  $r_c$  を高温圧密試料と室温圧密試料について求めると次のようになる。

$$\begin{aligned} r_c &= 1.0 \sim 1.1 && \text{(室温圧密試料)} \\ r_c &= 1.9 \sim 2.1 && \text{(高温圧密試料)} \end{aligned} \quad (4.6)$$

このように高温再圧密によって粘土試料の  $r_c$  は約 2.0 まで増加させることができるが、(4.4) 式で示したように、わが国の自然粘土の  $r_c$  がおおむね 1.1 ~ 3.0 であることを考えるならば、高温再圧密法によって作られた粘土試料は、自然粘土にはほぼ等しい圧縮指数比をもっていいるといってよい。

### (3)一軸圧縮試験結果

図-4.34 は、高温で再圧密した試料と室温で再圧密した試料の、一軸圧縮試験における応力 ~ ひずみ曲線である。図には、比較のため東京湾沖積粘土の応力ひずみ曲線の例を示した。

図のように、室温で圧密した試料では破壊ひずみが 4 ~ 7% であり、軸差応力がピークに達した後にあまり強度低下が見られないのに対して、高温で圧密された試料の場合は破壊ひずみが 2 ~ 3% と小さくその後はっきりした強度低下がみられる。図より、高温で再圧密した粘土の応力ひずみ曲線が、自然沖積粘土の応力ひずみ曲線により近いことが明かである。

図-4.35 は、破壊ひずみ  $\epsilon_f$  と  $q_u$  の関係を比較したものである。図より室温再圧密試料の破壊ひずみが自然粘土に比べかなり大きいのに対して、高温で再圧密した

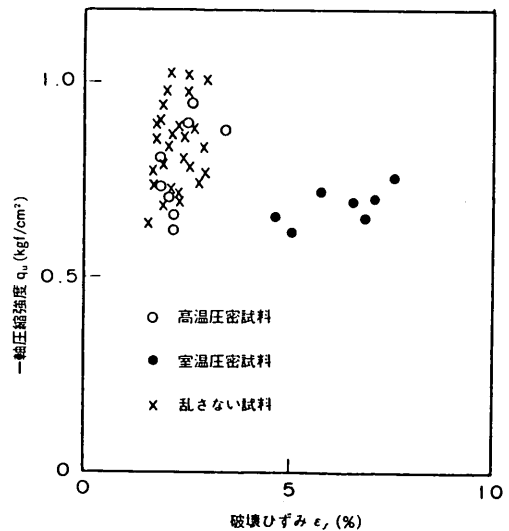


図-4.35 破壊ひずみと  $q_u$  の関係

表-4.6 一軸圧縮強度の比較

	室温再圧密	高温再圧密
テスト 1	0.64 kgf/cm <sup>2</sup>	0.81
テスト 2	0.62	0.74
テスト 3	0.61	0.62
テスト 4	0.65	0.67
テスト 5	0.65	0.70
テスト 6	0.69	0.73
テスト 6	0.69	0.73
テスト 7	0.69	0.81
テスト 8	0.72	0.87
テスト 9	0.74	0.90
平均	0.67	0.76

試料の破壊ひずみはほぼ自然粘土と同様であることが確かめられる。表-4.6は一軸圧縮強度を比較したものである。図のように、高温再圧密試料の $q_u$ の平均値 $\bar{q}_u^*$ と室温再圧密粘土の $q_u$ の平均値 $\bar{q}_u$ には、ほぼ

$$\bar{q}_u^* = 1.13 \bar{q}_u$$

の関係がみられた。

高温で再圧密した試料と室温で圧密した試料とでは、鋭敏比 $s_r$ においても顕著な差がみられる。高温で圧密した試料では $s_r = 18$ であるが、室温で再圧密した試料の場合は $s_r = 7$ であった。海成粘土の鋭敏比は通常15~20とされており、高温で再圧密した試料の鋭敏比は自然粘土に近いといえる。

以上、一軸圧縮試験の結果からも、高温で再圧密した試料は室温で再圧密した場合よりも、年代効果をもつ自

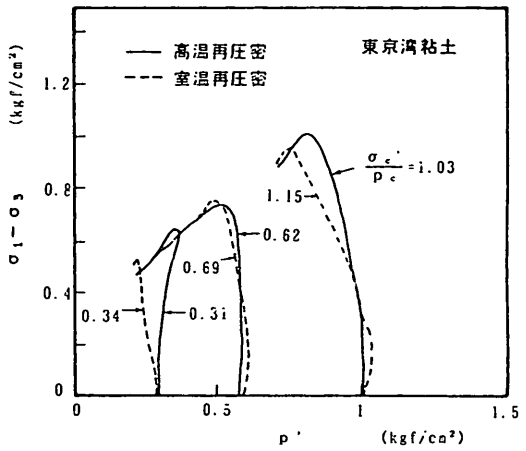


図-4.37 有効応力径路（横浜大黒粘土，三軸CIU試験）

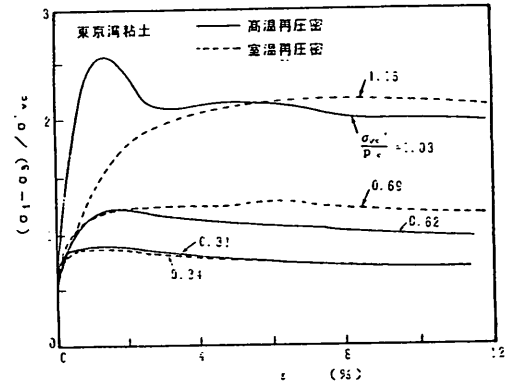


図-4.38 応力ひずみ曲線（横浜大黒粘土，三軸CK<sub>0</sub>U試験）

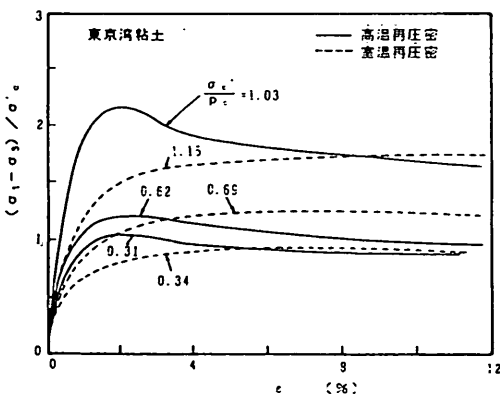


図-4.36 応力ひずみ曲線（横浜大黒粘土，三軸CIU試験）

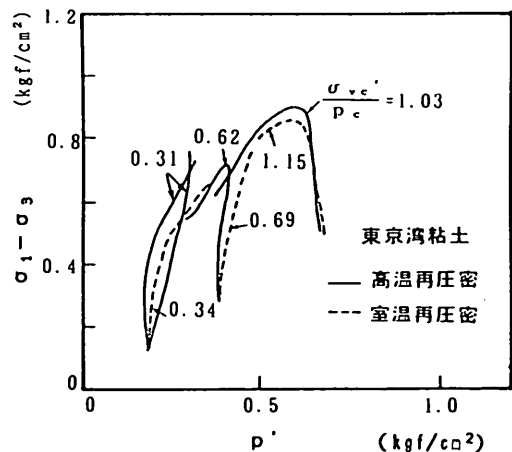


図-4.39 有効応力径路（横浜大黒粘土，三軸CK<sub>0</sub>U試験）

然粘土により近い特性を示すことがわかった。

(4)三軸圧縮試験結果

図-4.36は、等方圧密三軸圧縮試験の応力ひずみ関係を比較したものである。図のように、高温再圧密粘土は、室温再圧密粘土に比べて変形係数が大きく破壊ひずみが小さい。また、図-4.37は両者の応力径路を比較して示したが、高温再圧密粘土の応力径路は室温再圧密粘土に比べ直線的である。これらの違いは4.3で述べた自然粘土と再圧密粘土との違いに対応している。

図-4.38は、自動 $K_0$ 圧密三軸試験機によって試料を軸圧が $1.0 \text{ kgf/cm}^2$ になるまで $K_0$ 圧密し、その後には圧縮したときの軸差応力とひずみの関係を示したもので、図-4.39は、このときの有効応力径路である。ただし、ここでは $K_0$ 値を0.5であると仮定して応力制御によって圧密している。図-4.38、図-4.39においても等方圧密した場合の図-4.36、図-4.37とほぼ同様の傾向が見られる。

次に、両試料を用いて応力比一定試験を行なった結果を示す。実験は、軸方向圧密圧力 $\sigma_a'$ と側方圧密圧力 $\sigma_s'$ が一定の比となり、平均圧密圧力が4日間で $4.00 \text{ kgf/cm}^2$ になるように連続的に制御して行った。図-4.40は応力比 $\sigma_a'/\sigma_s'$ を0.35, 0.4, 0.5にそれぞれ設定して一定の速度で増加したときの軸方向ひずみ $\epsilon_a$ と軸方向圧密圧力 $\sigma_a'$ の関係を示したものである。また、図-4.41は、高温再圧密試料と室温再圧密試料において応力比が0.5, 0.7, 0.9のときの体積ひずみ $\epsilon_v$ と平均圧密圧力 $p' = (\sigma_a' + 2 \cdot \sigma_s') / 3$ の関係を示したものである。図をみると、高温再圧密粘土の場合は各応力比で応力と

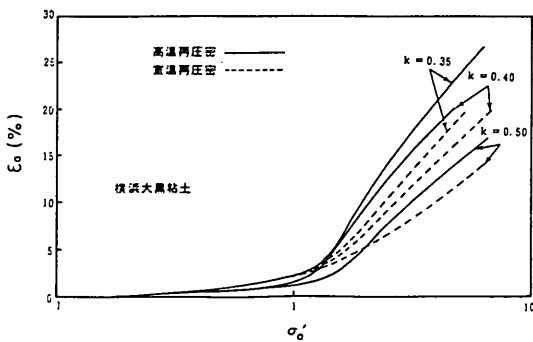


図-4.40 軸方向圧密圧力と軸ひずみの関係 (横浜大黒粘土)

ひずみの関係が変化する降伏点が明瞭に表れている。これに対して室温再圧密粘土の場合は降伏点があまり明確でなく、特に応力比 $k$ が0.7, 0.9の場合は非常に求めにくくなっている。これらの結果は、図-4.26に示し

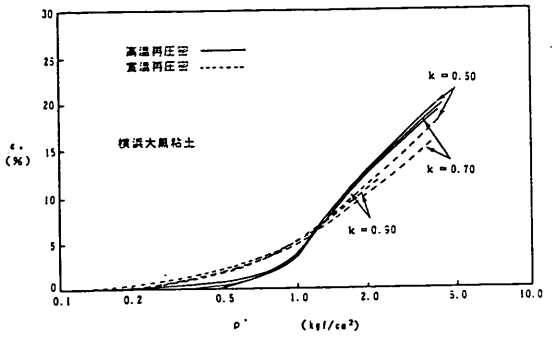


図-4.41 体積ひずみと平均圧密圧力の関係 (横浜大黒粘土)

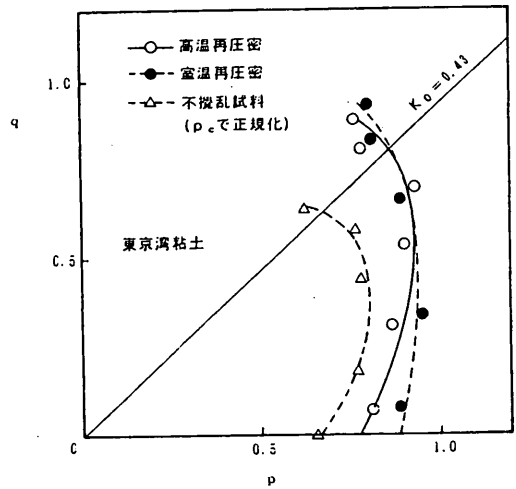


図-4.42 降伏曲面

た東京湾洪積粘土と再圧密沖積粘土の応力比一定試験の結果とほぼ対応している。

図-4.40, 41より、標準圧密試験において圧密降伏圧力 $p_c$ を決定する方法と同様の方法で、各応力比における降伏点を求めた。図-4.42は、軸差応力-平均主応力面上に降伏点の応力をプロットし、降伏曲面を求めたものである。比較のため、図-4.27で示した不攪乱洪積粘土の降伏曲面も併せて示してある。図をみると、降伏曲面の形状に関しては、高温再圧密粘土と室温再圧密粘土とに大きな差は見られない。しかし、高温で再圧密した粘土では $k = 0.5$ の付近でやや凸になる傾向がみられる点が、洪積粘土の降伏曲面と類似している。

4.3.2 高温で再圧密した大阪湾粘土の力学特性

繰り返した東京湾沖積粘土をスラリーの状態から高温で再圧密することによって自然粘土に近い力学特性を示す再圧密試料を作成することができることを示した。次に、大阪湾の粘土について高温再圧密の効果を調べた結



果を述べる。

(1) 試験方法

実験に用いた試料は、大阪湾泉南沖の沖積粘土である。試料は含水比が200%になるように調整し、脱気しながら繰り返した後、75°Cの温水の中でスラリーの状態から1.00 kgf/cm<sup>2</sup>まで段階的に圧密して作成した。試料の作成は3回行っており、最初は圧密段階を8つに分け各段階において、いわゆる3*t<sub>r</sub>*法<sup>(19)</sup>によって一次圧密の終了を確認した後に次の段階に進んだため、試料作成に約80日を要した(試料1)。次に試料を作成した時は、圧密段階を5つとし、途中の圧密段階では3*t<sub>r</sub>*まで待たず2*t<sub>r</sub>*に達したときに次の圧密荷重に進んだため、17日で試料を作成している(試料2, 試料3)。なお、試料1と試料2は、図-4.29に示した高温再圧密容器を用いて作成したが、試料3は直径30cmの大型高温再圧密容器を用いた。試料作成方法は、試料2と同様に行った。なお、試料1と試料2を作成するときに、比較のため室温(25±1°C)においても同様の条件で再圧密試料を作成した。図-4.43は2回目の試料作成時における再圧密中の時間～沈下曲線である。図のように、高温で圧密の方が室温の場合に比べ一次圧密は早く終了する。また、再圧密中の沈下量は高温で再圧密した場合の方がやや小さかった。最終段階の圧密が終了した後に除荷して試料を再圧密容器から取り出し、以下の試験はすべて室温で行った。表-4.7は再圧密後に行ったコンシステンシー試験結果であるが、高温で再圧密することによってコンシステンシー特性は変化しない。これは東京湾沖積粘土の試験結果と同様であった。

(2) 圧密特性

高温再圧密試料と室温再圧密試料を用いて標準圧密試験を行った。図-4.44(a), (b)は、両試料の*e*～log *p* 曲線を比較したものである。図-4.44(a)には、同様の液性限界を示す大阪湾沖積粘土の不攪乱試料の*e*～log *p* 曲線を併せて示している。図をみると、高温再圧密粘土は室温再圧密粘土よりも圧密降伏応力*p<sub>c</sub>*が大きく、*p<sub>c</sub>*の1.5倍程度の圧密圧力で大きな圧縮性を示し、この

表-4.7 物理試験結果の比較(大阪湾粘土)

	室温再圧密	高温再圧密
粘土分(%)	45	45
シルト分(%)	51	51
砂分(%)	4	4
塑性限界(%)	32	33
液性限界(%)	78	80
塑性指数	46	47

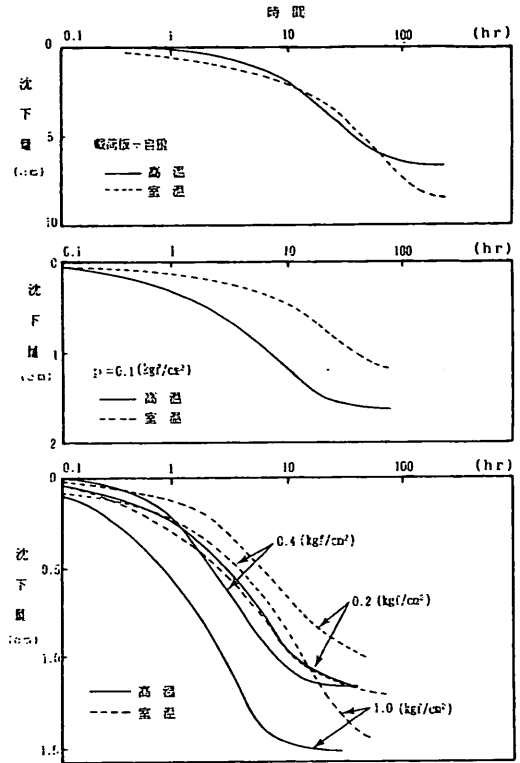


図-4.43 再圧密中の時間沈下曲線(大阪湾粘土)

傾向は不攪乱試料とよく類似している。また、同様の圧密方法を用いているにも関わらず高温再圧密粘土は室温で再圧密した試料よりも初期の間隙比が大きい。しかし、圧密降伏圧力付近での大きな圧縮によって圧密圧力が6.4 kgf/cm<sup>2</sup>以上になると両者の*e*～log *p* 関係は一

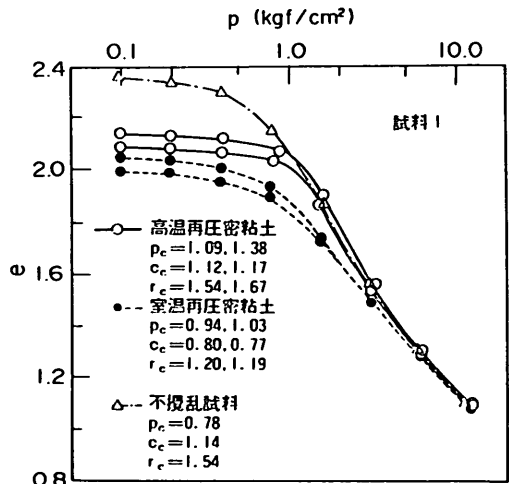


図-4.44(a) *e*～log *p* 曲線の比較(大阪湾粘土, 試料1)

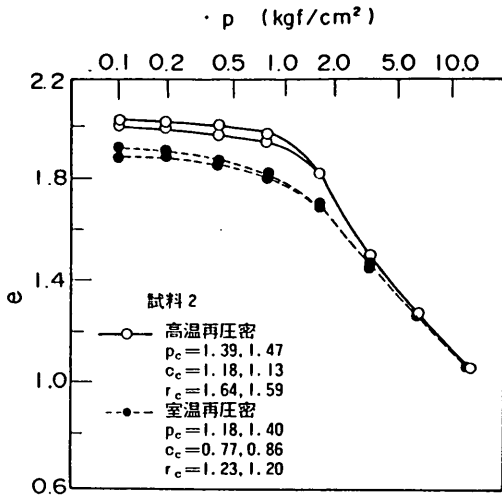


図-4.44 (b)  $e \sim \log p$  曲線の比較  
(大阪湾粘土, 試料2)

致する傾向を示している。この中で初期間隙比の違いは、東京湾沖積粘土の場合にはあまり顕著に表れなかったものである。

図-4.44 (a), (b) に示した  $e \sim \log p$  関係に基づいて、各圧密圧力ごとの圧縮指数  $C_c$  の変化を求め、図-4.45 に示した。図では圧密圧力はそれぞれの  $p_c$  を用いて正規化している。図のように、高温で圧密した試料と不攪乱試料では  $C_c$  が  $p_c$  の 1.5 ~ 2.0 倍付近で明瞭なピークを示すが、室温で圧密した試料では正規圧密領域における  $C_c$  はあまり変化しない。また、圧密圧力が  $p_c$  の 4 ~ 6 倍以上になると、高温圧密試料と室温圧密試料の  $C_c$  はほぼ一致している。これらの傾向は、東京湾粘土における試験結果と同様である。

図-4.45 をみると、(4.3) 式で圧縮指数比  $r_c$  を定義するために用いた  $C_c^*$  (圧縮性が最大になる時の圧密圧力の 5 倍の圧力における圧縮指数) は、高温再圧密試料において圧縮指数がほぼ一定になった時の  $C_c$  であり、このときは  $e \sim \log p$  曲線も室温再圧密試料と一致していることがわかる。したがって、 $C_c^*$  は、粘土試料が年代効果を受けない状態での圧縮性を表し、 $r_c$  は年代効果によって  $p_c$  付近で圧縮性が増加する効果を定量的に示していると考えられる。両試料について圧縮指数比  $r_c$  を求めると、図-4.45 よりそれぞれの試料の  $r_c$  は次のようになる。

$$r_c = 1.1 \sim 1.2 \quad (\text{室温再圧密粘土})$$

$$r_c = 1.5 \sim 1.7 \quad (\text{高温圧密粘土})$$

(4.6) 式のように東京湾沖積粘土において、高温再圧

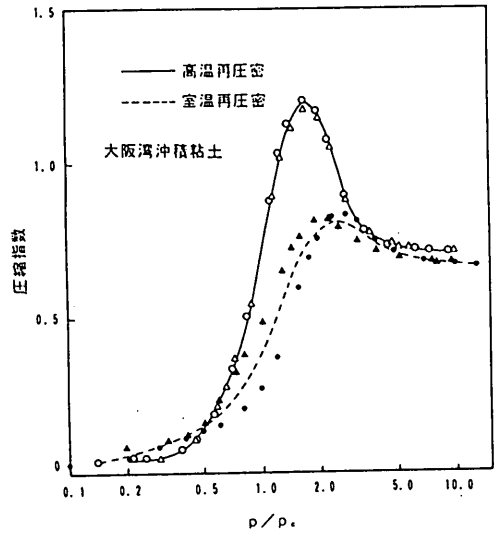


図-4.45 圧密圧力と  $C_c$  の関係

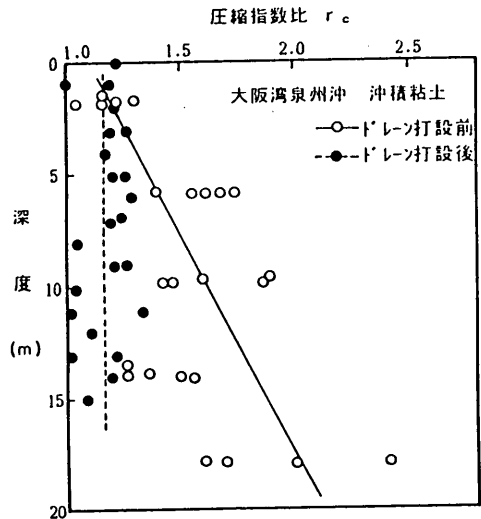


図-4.46 深度と圧縮指数比の関係

密によって  $r_c$  が最大 2.1 まで増加したことに比べると、大阪湾粘土の場合は  $r_c$  の増加が少なかった。さて、現在大阪湾泉州沖では、関西国際空港の建設のためにサンドドレーンが打設されている。ドレーンの打設前と、打設後に盛土によって沈下が生じている時の 2 度にわたり、同一の地点から採取された不攪乱試料の圧密試験結果から圧縮指数比  $r_c$  を求めた。図-4.46 に試料の採取深度と  $r_c$  の関係を示す。図において、ドレーン打設前の  $r_c$  は自然に堆積した地盤での  $r_c$  であり、打設後の  $r_c$  は圧密沈下が十分落ち着いていない若い地盤の  $r_c$  を示している。図をみると、ばらつきはあるが自然に堆積した地

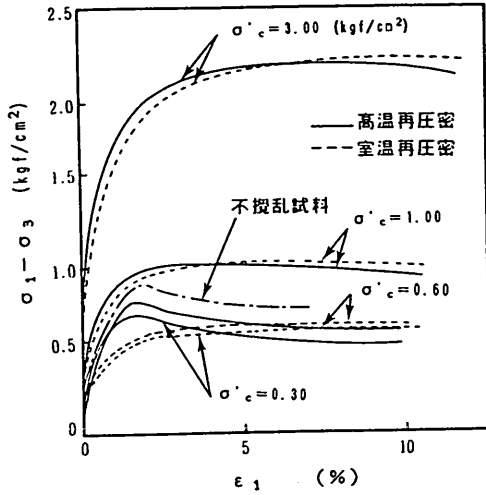


図-4.47(a) 応力ひずみ曲線  
(三軸 CIU 試験, 試料 2)

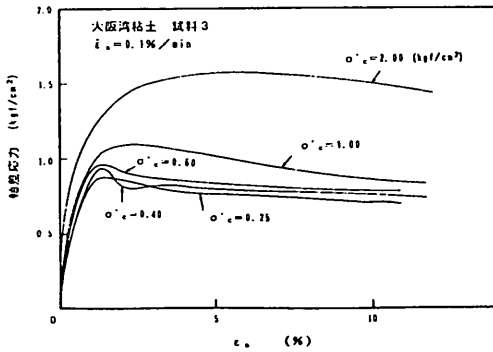


図-4.47(b) 応力ひずみ曲線  
(三軸 CIU 試験, 試料 3)

盤では  $r_c$  が 1.2 ~ 2.5 の範囲にあり、深度とともに増加している傾向も見られる。これに対して、打設後の地盤においては  $r_c$  は 1.0 ~ 1.4 の範囲にあり、打設前よりも明らかに減少している。図-4.45 と図-4.46 より、 $r_c$  を尺度としてみるならば、室温で再圧密した粘土は堆積年代の若い地盤に相当し、高温で再圧密した粘土は自然に堆積した地盤に相当しているといえる。

### (3)せん断特性

高温で再圧密した試料と室温で再圧密した試料を用いて等方圧密三軸圧縮試験を実施した。図-4.47(a), (b) に試料 2, 試料 3 における応力ひずみ曲線、図-4.48(a), (b) には有効応力径路を示した。図-4.47(a) と図-4.48(a) には室温再圧密粘土の試験結果を併せて示している。図-4.47(a), 図-4.48(a) をみると、圧密圧力が

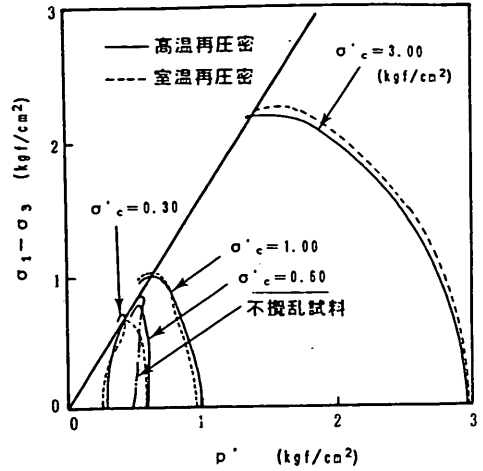


図-4.48(a) 有効応力径路  
(三軸 CIU 試験, 試料 2)

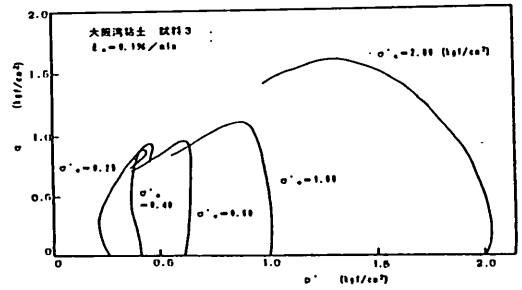


図-4.48(b) 有効応力径路  
(三軸 CIU 試験, 試料 3)

1.00 kgf/cm<sup>2</sup> と 3.00 kgf/cm<sup>2</sup> のときは両者の間には大きな差がみられないが、圧密圧力が圧密降伏圧力  $p_c$  よりも小さい 0.30 kgf/cm<sup>2</sup> と 0.60 kgf/cm<sup>2</sup> の場合には違いが見られた。すなわち、高温で再圧密した場合は 1.5 ~ 2.0% の軸ひずみでピーク強度に達するが、室温で再圧密した試料の場合はピーク時の破壊ひずみは 8 ~ 12% であった。最大軸差応力も、0.30 kgf/cm<sup>2</sup> と 0.60 kgf/cm<sup>2</sup> で圧密した場合には、高温再圧密試料の方がそれぞれ 9%, 15% 大きくなっている。このような過圧密領域における高温再圧密試料の挙動は、試料 3 に関する図-4.47(b), 図-4.48(b) においてより顕著に見られる。すなわち、過圧密領域において、最大軸差応力と変形係数はあまり変化せず、よりブリットルな性質を示している。

次に、三軸 CK.U 試験の結果を示す。図-4.49(a), (b) は、それぞれ応力ひずみ曲線と有効応力径路である。図

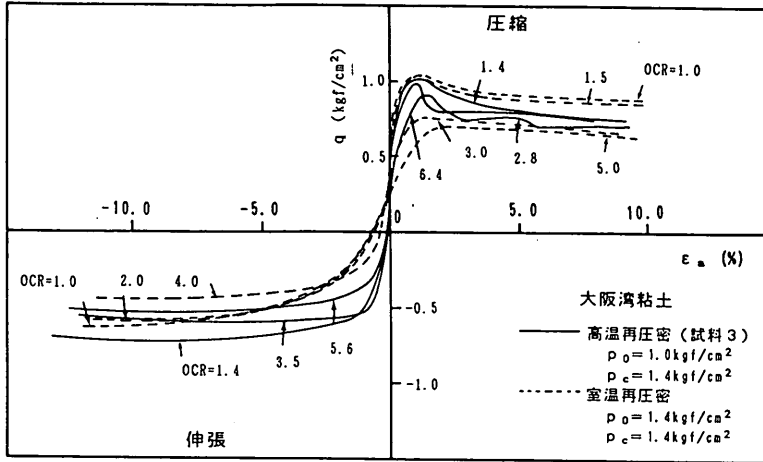


図-4.49(a) 応力ひずみ曲線(三軸 CIU 試験, 試料3)

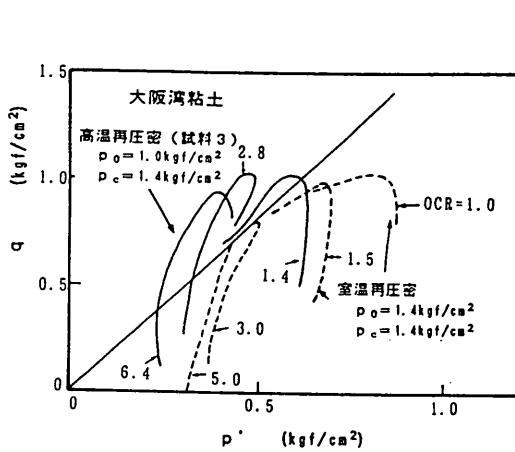


図-4.49(b) 有効応力径路  
(三軸 CIU 試験, 試料3)

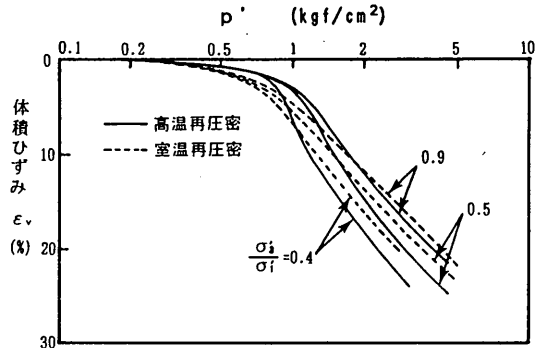


図-4.50 平均主応力と体積ひずみの関係  
(応力比一定試験)

中には室温再圧密粘土の結果を併せて示している。図をみると、高温再圧密試料の場合には、過圧密領域において強度があまり低下せず変形係数も大きいことがわかる。

図-4.50は、高温再圧密粘土(試料1)と室温再圧密粘土を用いて、応力比 $\sigma_1'/\sigma_3'$ を0.40, 0.50, 0.90として圧密したときの、平均主応力 $p'$ と体積ひずみ $\epsilon_v$ の関係である。図のように、高温で再圧密した粘土の場合は各応力比において、 $p'$ と $\epsilon_v$ の関係が変化する降伏点が明確に求められる。これに対して室温で再圧密した試料の場合は、 $p'$ と $\epsilon_v$ の変化が全体になだらかであるために降伏点が求めにくくなっている。応力比一定試験よりそれぞれの応力比において降伏点を求め、図-4.51に降伏局面を示した。図中には、大阪湾沖積粘土の不攪乱試料を高温で再圧密した試料より得られた降伏局面も併せて示している。図のように、今回用いた

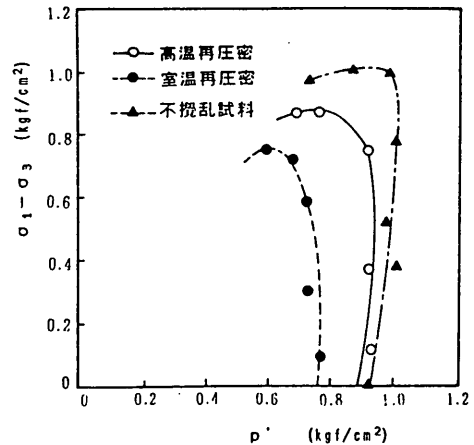


図-4.51 降伏曲面

大阪湾粘土試料の試験においては、高温で再圧密した試料と室温で再圧密した試料で、降伏曲面の形状についてはそれほど大きな差がみられなかった。

このように、高温再圧密試料と室温再圧密試料では、過圧密状態におけるせん断特性にはっきりとした差が認められた。図-4.47(a)、図-4.48(a)では、 $p_c$ が $1.00 \text{ kgf/cm}^2$ の不攪乱試料について、 $0.50 \text{ kgf/cm}^2$ で等方圧密して圧縮したときの応力ひずみ曲線と応力径路を示しているが、図のように高温で再圧密した試料の特性に類似している。半沢は、年代効果による擬似過圧密と応力履歴による過圧密が力学特性に及ぼす影響の違いを強調しているが<sup>(14)</sup>、高温再圧密が年代効果と同等な効果を有するとすれば、今回行った試験結果からも両者の違いは明らかに認められた。

#### 4.4 粘土地盤の力学特性における年代効果に関する考察

##### 4.4.1 年代効果の原因

4.1から4.3において、自然粘土は再圧密粘土とは異なった圧密特性およびせん断特性を示し、これらの違いは本研究で新たに定義した圧縮指数比 $r_c$ によって説明できることを述べた。さらに、高温で再圧密した東京湾粘土と大阪湾粘土は、不攪乱自然粘土試料と同様に大きな圧縮指数比を示し、圧密試験結果、一軸圧縮試験結果、三軸試験結果のいずれにおいても、室温で再圧密した試料より自然試料に近い挙動を示すことが実験的に明らかになった。このことは、高温再圧密によって自然粘土の年代効果を室内で簡便に再現できる可能性を示すものである。

4.1で述べたように、海成粘土における年代効果の原因としては、二次圧密とセメンテーションが主に考えられる。Bjerrumはこの中で二次圧密の効果に着目し、図-4.2に示すような遅延圧密(delayed consolidation)のモデルを提案した。一方、同じ論文で、Bjerrumは擬似過圧密がセメンテーションによっても生じることを図-4.52のような模式図を用いて示している<sup>(1)</sup>。図のように、セメンテーションによって粒子間の化学的な固結作用が進行する場合は、 $p_c$ が増大し、セメンテーションが無い場合の直線的な傾向を示す $e \sim \log p$ 曲線に対して、右上部に飛び出すようになる。この結果、圧密圧力が $p_c$ を越えた時の圧縮性が非常に大きくなるが、圧密圧力が $p_c$ よりも大きくなるとセメンテーションの影響は徐々に減少して、もとの $e \sim \log p$ 曲線に漸近する。セメンテーション作用のこのような特性は、嘉門・長尾らの室内試験結果においても観察されている<sup>(9)</sup>。図-4.53は、嘉門らがカルシウムとナトリウムをわずかに粘土試料に混合して、人工的にセメンテーション効果を加えた再圧密粘土および無添加の再圧密粘土の $e \sim \log p$ 曲線である。図のように、Bjerrumの示した

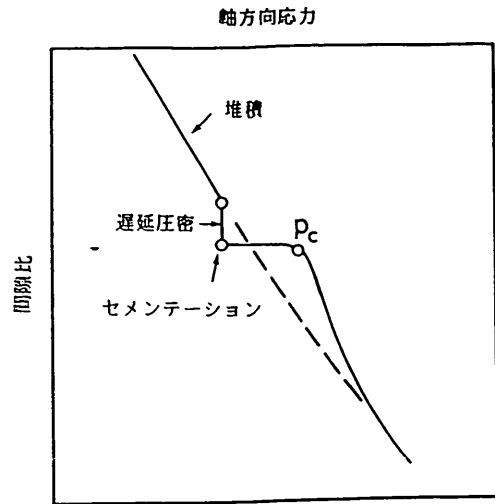


図-4.52 セメンテーション構造を有する粘土の $e \sim \log p$ 関係(Bjerrum<sup>(1)</sup>)

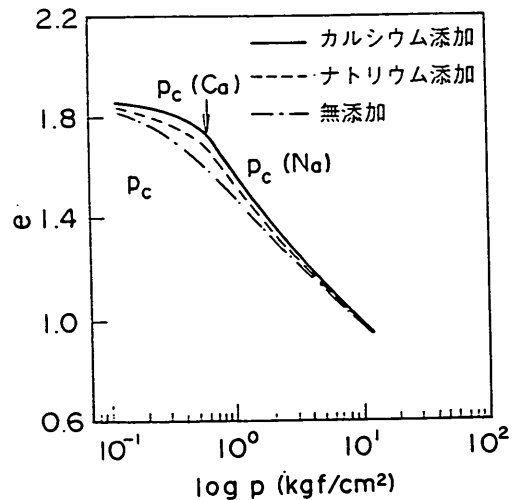


図-4.53 人工的に与えたセメンテーションによる $e \sim \log p$ 関係の変化(嘉門・長尾<sup>(9)</sup>)

図-4.52と同様の傾向が認められる。二次圧密とセメンテーションの影響を比較すると、二次圧密の場合は、正規圧密領域での $e \sim \log p$ 関係は $e$ が減少する方向に平行移動するのみであり、自然粘性土試料や高温再圧密試料のような正規圧密領域における圧縮指数の変化は説明できない。これに対してセメンテーションの場合は、圧密圧力が $p_c$ を越えた直後の圧縮性の増大が特徴である。本研究でみられたように、室温で再圧密した粘土と自然粘土、高温で再圧密した粘土の違いは圧縮指数比 $r_c$ の差として顕著に現れており、自然粘土や高

温で再圧密された粘土試料の力学特性が室温で再圧密された試料と異なっている原因は、主に、自然に堆積する過程や高温での圧密の過程でセメンテーション作用が促進されるためであると推定される。

#### 4.4.2 年代効果と $e \sim \log p$ 曲線の関係

既に述べたように、セメンテーション作用の影響を受けている粘土の  $e \sim \log p$  関係については Bjerrum が示した図-4.52の模式図があるが、ここではさらに定量的な検討を試みることにする。まず、高温再圧密した試料と室温再圧密の試料の  $e \sim \log p$  関係の相違が典型的に表れていると考えられる図-4.44(a), (b)について考える。図をみると、高温で再圧密した試料は、室温で再圧密した試料よりも初期間隙比が大きい。一般に自然粘土においても、初期間隙比は同じ圧密降伏圧力や強度を持つ室温再圧密粘土よりも大きい傾向があり、高温再圧密粘土はこの点においても自然粘土と類似している。さらに、高温再圧密粘土では  $p_c$  の 1.5 ~ 2.0 倍付近での大きな圧縮性を示し、圧密圧力が大きくなると室温再圧密試料の  $e \sim \log p$  関係とはほぼ一致する傾向を示しているが、これは自然粘土と室温で再圧密した粘土の圧縮指数比の相違に対応するものである。また、図-4.44(a)には同じ液性限界を示す不攪乱大阪湾粘土の  $e \sim \log p$  曲線も示してあるが、圧密圧力が十分大きくなると  $e \sim \log p$  曲線は同一になる傾向がみられる。

図-4.44(a), (b)より、高温再圧密試料および不攪乱試料と室温再圧密試料の違いは、次のように説明できると考えられる<sup>(21)</sup>。

- 高温で再圧密した場合は、圧密中にセメンテーション作用が促進され、セメンテーションによる構造が形成される。このとき、室温で圧密した場合よりも、同じ圧密圧力に対して間隙比は高い状態で安定する。
- セメンテーションによる構造を有する試料は、圧密降伏圧力を越えて圧密することによりセメンテーションによって形成された構造が徐々に壊れ、この過程において大きな圧縮性を示す。
- 圧密圧力がさらに大きくなると、セメンテーション構造が無い場合の  $e \sim \log p$  関係に収束する。構造が無い場合の  $e \sim \log p$  関係は、液性限界によって決定される。

以上の考察に基づき、セメンテーションによる構造を有する粘性土の  $e \sim \log p$  関係について、次のような仮定に基づくモデルを設定した。

仮定1：セメンテーションの影響が無い場合、粘性土の正規圧密状態における  $e \sim \log p$  関係は液性限界  $w_L$  によって決まる基準曲線に一致する。

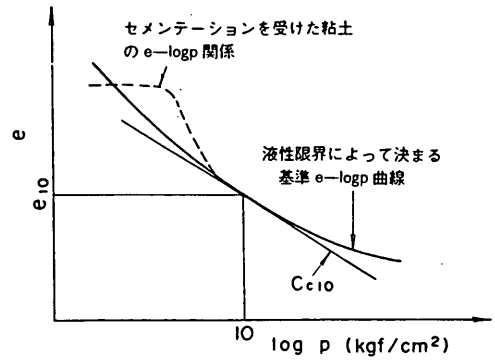


図-4.54 モデルの説明

仮定2：基準曲線においては、体積比  $f (= e + 1)$  の自然対数と  $\log p$  が直線関係にあるものとする。

仮定3：セメンテーションによる構造を有する場合、試料の間隙比は基準曲線による間隙比よりも大きくなる。しかし、圧密降伏圧力の5~6倍まで圧密すると構造の影響は消失し、 $e \sim \log p$  関係は基準曲線に一致してくる。

この中で、仮定2における  $\log_e f$  と  $\log_{10} p$  の直線関係は、Butterfieldによって最初に提案された<sup>(18)</sup>。わが国の沿岸域の粘性土においても、広範囲の圧密圧力に対しては、 $e$  と  $\log_{10} p$  の直線関係よりも、 $\log_e f$  と  $\log_{10} p$  の直線関係の方が適合する傾向がみられる<sup>(22)</sup>。

図-4.54は、本モデルを説明したものである。仮定2より、間隙比  $e$  と  $\log p$  に関する基準曲線は次式で表すことができる。

$$\log_e(1 + e) = A \cdot (\log_{10} p) + B \quad (4.7)$$

(4.7) 式より

$$\frac{de}{d(\log_{10} p)} = A(1 + e) \quad (4.8)$$

このように、仮定2を用いる場合、各間隙比や圧密圧力において  $-de/d(\log_{10} p)$  で定義される圧縮指数  $C_c$  は一定ではなく、間隙比の減少とともに低下する。

基準曲線において、圧密圧力  $p = 10.0 \text{ kgf/cm}^2$  のときの圧縮指数を  $C_{c10}$ 、このときの間隙比を  $e_{10}$  とすると、(4.7) および (4.8) 式より次式が得られる。

$$A = - \frac{C_{e10}}{(1 + e_{10})} \quad (4.9 a)$$

$$B = \log_e (1 + e_{10}) + \frac{C_{e10}}{(1 + e_{10})} \quad (4.9 b)$$

(4.9) 式を (4.7) 式に代入すると、セメンテーションによる構造が無い場合の基準曲線は、 $C_{e10}$  と  $e_{10}$  をパラメータとして次式で表すことができる。

$$\log_e (1 + e) = - \frac{C_{e10}}{(1 + e_{10})} \log_{10} p + \log_e (1 + e_{10}) + \frac{C_{e10}}{(1 + e_{10})} \quad (4.10)$$

また、(4.8) 式より次式が得られる。

$$\frac{de}{d(\log_{10} p)} = - \frac{C_{e10}}{(1 + e_{10})} (1 + e) \quad (4.11)$$

仮定 2 より、 $p_c$  の 5 倍の圧密圧力  $p = p^*$  における間隙比、圧縮指数をそれぞれ  $e^*$ 、 $C_c^*$  とし、 $e^*$  と  $p^*$  が基準曲線上にあるとすれば、(4.10) 式、(4.11) 式から

$$\log_e (1 + e^*) = - \frac{C_{e10}}{(1 + e_{10})} \log_{10} p^* + \log_e (1 + e_{10}) + \frac{C_{e10}}{(1 + e_{10})} \quad (4.12)$$

$$C_c^* = - \frac{C_{e10}}{(1 + e_{10})} (1 + e^*) \quad (4.13)$$

が成り立つ。(4.12)式と(4.13)式を連立させることによって、 $e^*$ 、 $C_c^*$  より  $C_{e10}$  と  $e_{10}$  を求めると、それぞれ次式で表される。

$$C_{e10} = C_c^* \cdot (p^*/10)^X \quad (4.14)$$

$$e_{10} = (1 + e^*) \cdot (p^*/10)^X - 1 \quad (4.15)$$

ここに、 $X = 0.434 C_c^* / (1 + e^*)$  である。

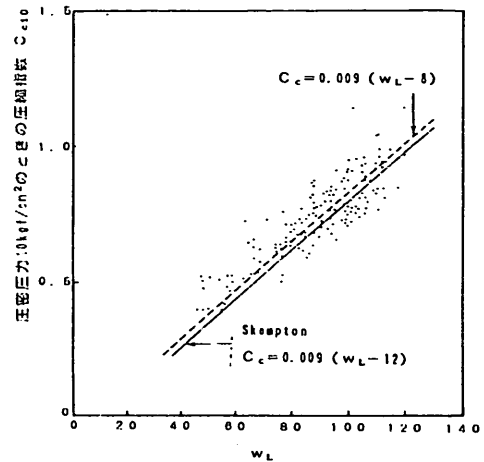


図-4.55  $C_{e10}$  と液性限界の関係 (大阪湾粘土)

(4.14) 式と (4.15) 式を用いて、(4.10) 式で表される基準曲線を決定することができる。

以上の仮定の妥当性を調べるために、大阪湾泉州沖の沖積粘土と洪積粘土 (深度 5 ~ 300 m) の不攪乱試料の標準圧密試験結果約 200 例を用いて、次のような作業を行った。

- ① 標準圧密試験の結果から求められた  $e \sim \log p$  曲線をスプライン関数を用いて補間し、滑らかな曲線で結ぶ。
- ②  $p_c$  の 5 倍の圧密圧力で  $e \sim \log p$  関係は基準曲線上にあるとし、このときの間隙比  $e^*$  と圧縮指数  $C_c^*$  を用いて基準曲線を決定する。また、同時に圧密圧力が  $10 \text{ kgf/cm}^2$  のときの圧縮指数  $C_{e10}$  と間隙比  $e_{10}$  を計算する。

図-4.55 は、このようにして求めた  $C_{e10}$  と試料の液性限界  $w_L$  の関係である。 $C_{e10}$  は、セメンテーションの影響を取り除いた基準曲線における一定の圧密圧力 ( $10 \text{ kgf/cm}^2$ ) に対応する圧縮指数であるが、図をみると  $C_{e10}$  と  $w_L$  は非常によい相関を示している。比較のため、図-4.56 に、 $\Delta e / \Delta(\log p)$  の最大値、すなわち  $e \sim \log p$  曲線の最急勾配として  $C_c$  を定義し、 $w_L$  と  $C_c$  の関係を示した。図-4.55 と図-4.56 をみると、液性限界に関する相関は  $C_{e10}$  の方が  $C_{cmax}$  よりもはるかに良好である。従来より、圧縮指数  $C_c$  と液性限界  $w_L$  の関係として、スケンプトンの式

$$C_c = 0.009 (w_L - 12) \quad (4.16)$$

がよく用いられてきた。また、小川・松本は、わが国の港湾地域の粘土試料の多くの試験結果より、次式を導い

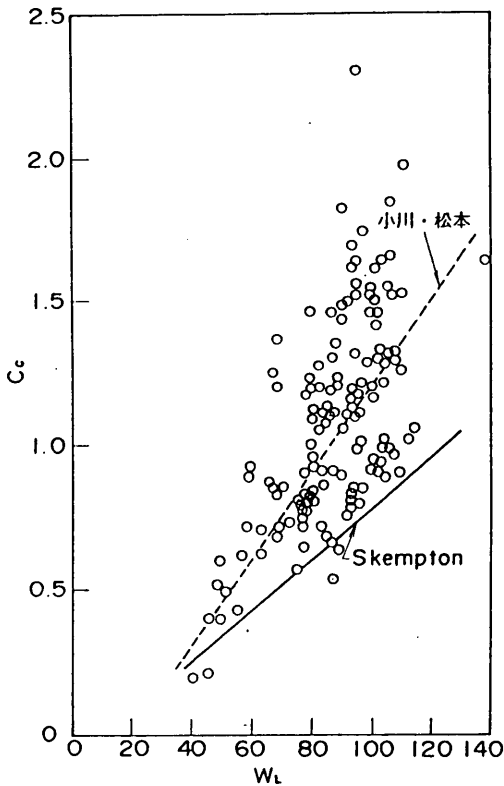


図-4.56  $C_c$ と液性限界の関係

ている。

$$C_c = 0.015 (w_L - 19) \quad (4.17)$$

今回の検討の結果をみると、スケンプトンの式は図-4.55における  $C_{c10}$  のようにセメンテーションによる構造の影響を受けない場合の圧縮性に関してよく適合し、図-4.56のように自然試料において  $e \sim \log p$  曲線の最急勾配として定義したときの圧縮指数  $C_c$  に関しては、そのばらつきの下限の値を示している。これに対して、小川・松本の式は、今回の大阪湾粘土試料についても平均的によく当てはまる。すなわち、スケンプトンの式と小川・松本の式の違いは、粘土試料のセメンテーション構造の有無に対応し、スケンプトンの式による  $C_c$  はセメンテーションによる構造が無い場合の圧縮性を、小川・松本の式による  $C_c$  は、セメンテーション構造が壊れるときの圧縮性を示していると考えられる。

図-4.57 は、基準曲線における  $p = 10.0 \text{ kgf/cm}^2$  における間隙比  $e_{10}$  と  $w_L$  の関係である。図をみると、 $e_{10}$  と  $w_L$  の関係は、 $C_{c10}$  と  $w_L$  の関係ほどではないが明らかに相関が見られる。塑性指数が 20 ~ 70、液性限界

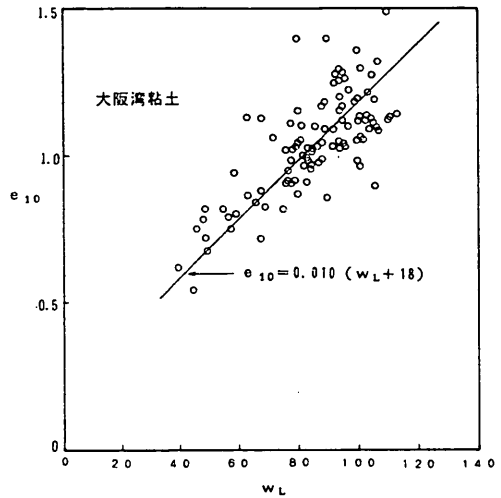


図-4.57  $e_{10}$ と液性限界の関係

が 50 ~ 150 という広範囲の粘土において、図-4.55 や図-4.57 のような良好な相関がみられることから、大阪湾粘土に関してはここで用いた仮定 1 ~ 3 は、ほぼ成立すると考えられる。

図-4.55 と図-4.57 より、今回用いた大阪湾粘土に関して次のような実験式を求めることができた。

$$C_{c10} = 0.009 (w_L - 8) \quad (4.18)$$

$$e_{10} = 0.010 (w_L + 18) \quad (4.19)$$

式 (4.15)、(4.16) を (4.10) 式に代入すると次式が得られる。

$$\begin{aligned} \log_e(1+e) = & -\frac{0.009(w_L - 8)}{(1+0.010(w_L + 18))} \log_{10} p \\ & + \log_e(1+0.009(w_L - 8)) \\ & + \frac{0.009(w_L - 8)}{(1+0.010(w_L + 18))} \end{aligned} \quad (4.20)$$

(4.20) 式を用いると、各液性限界に対して基準の  $e \sim \log p$  曲線を決定することができる。図-4.58 にその一例を示した。なお、図中には、Lambe と Whiteman<sup>(17)</sup> による同様のグラフを比較のため点線で示している。なお、仮定よりここで定義した基準曲線は、二次(遅延)圧密とセメンテーションの影響がなく、繰り返して再圧密した場合の  $e \sim \log p$  関係を規定するものである。

図-4.59 は、基準曲線の  $e \sim \log p$  関係に対してセ



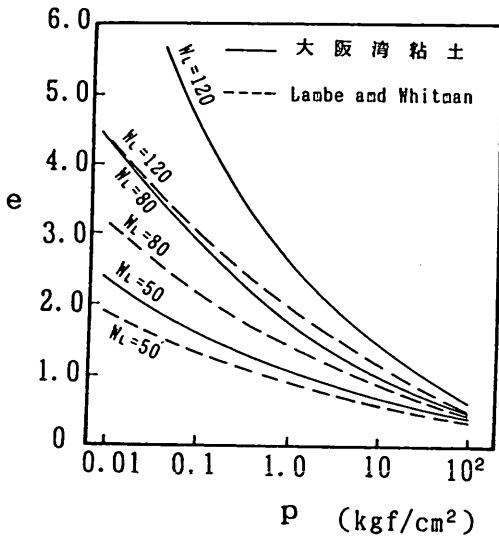


図-4.58 セメンテーション構造が無いときの基準  $e \sim \log p$  曲線

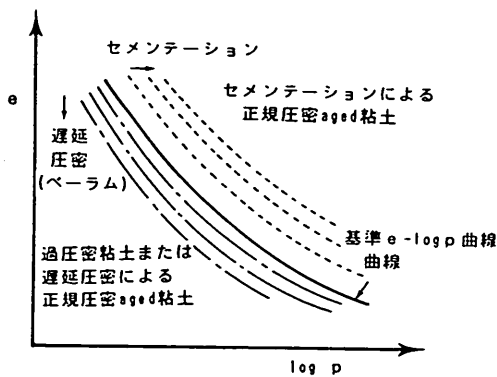


図-4.59 セメンテーションと二次圧密が  $e \sim \log p$  曲線に及ぼす影響

セメンテーションと二次圧密が与える影響を整理したものである。仮定3より、セメンテーションによって粘性土の間隙比  $e$  と圧力  $p$  の関係は基準曲線の右側にシフトする。一方、二次圧密や荷重履歴（過圧密）によって  $e$  と  $p$  の関係は基準曲線の左側に位置するようになると考えられる。図-4.59、地盤の原位置における間隙比と土被り圧力の関係が液性限界によって定まる基準曲線の右側に位置する場合は、地盤はセメンテーションを受けた正規圧密 aged 粘土地盤であると考えられる。これに対して、間隙比と土被り圧の関係が基準曲線の左側に位置する場合は、荷重履歴を受けた過圧密粘土かあるいは二次圧密による擬似過圧密粘土であると推定される。したがって、液性限界  $w_L$  と土被り圧力  $p_0$  によって (4.20) 式の基準曲線から求められる間隙比を  $e_{std}$  とすると、

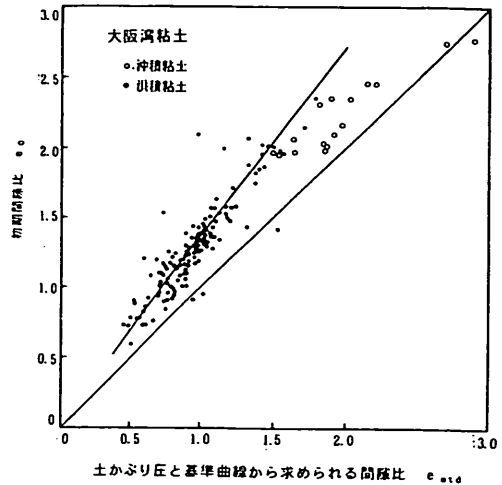


図-4.60 初期間隙比と基準曲線から求められる間隙比  $e_{std}$  の関係

$e_0 > e_{std}$  であれば地盤はセメンテーションによる正規圧密 aged 粘土であり、 $e_0 < e_{std}$  であれば過圧密粘土あるいは二次圧密による正規圧密 aged である。

図-4.60 は、大阪湾泉州沖粘土について、原位置での初期間隙比  $e_0$  と  $e_{std}$  とを比較したものである。図のように、ほとんどの点において  $e_0$  は  $e_{std}$  よりも大きく、このことは大阪湾泉州粘土がセメンテーションを受けた正規圧密 aged 粘土であることを示していると考えられる。

#### 4.4.3 セメンテーションが強度におよぼす影響

4.1において、年代効果を有する粘土の強度評価について、LaddらのSHANSEP法の考え方と、図-4.7に示す半沢の考え方に、はっきりとした違いがあることを述べた。ここでは、高温で再圧密した粘土試料に対する今回の試験結果から、擬似過圧密粘土の強度について考察してみる。

まず、東京湾粘土の一軸圧縮強度について考える。表-4.5において、室温再圧密試料に比べ高温再圧密試料は圧密降伏応力が23%増加している。図-4.7に示した半沢のモデルでは、年代効果による  $p_c$  の増加に比例してせん断強度が増加するとされている。表-4.6をみると、高温再圧密試料の室温再圧密試料に対する一軸圧縮強度の増加は13%であった。この結果をみると、今回の室温再圧密試料と高温再圧密試料の強度の関係は、正規圧密 young 粘土と正規圧密 aged 粘土の強度について半沢が示したモデルに適合していないといえる。しかしながら、表-4.5、表-4.6をみてもわかるように、今回の試験結果にはばらつきがみられ、強度に関して明確な

結論を導くほどの再現性が得られなかった。今後、試験方法を改善し、種々に条件を変化させたデータを積み重ねることが必要であろう。

次に、東京湾粘土、大阪湾粘土の三軸試験における強度をみてみよう。図-4.61と図-4.62はそれぞれ三軸CIU試験、三軸CK<sub>0</sub>U試験の結果をまとめたものである。図をみると、過圧密領域において高温再圧密された粘土試料の強度が、室温で再圧密された粘土よりも大きいことがわかる。すでに図-4.38、図-4.47(a)、図-4.49(a)でみられるように過圧密領域では、高温再圧密試料は室温再圧密試料よりも変形係数が大きく、破壊ひずみが小さいなど、あきらかに両者の力学特性には違いがみられた。これは、高温再圧密試料の場合に、セメンテーションによる構造が形成され、過圧密領域ではこの構造が保持されているためと考えられる。これらの結果をみると、Laddらが提案したSHANSEP法の前提となっている粘性土の力学特性における「正規性(normality)」は、年代効果を有さない若い粘土に限定されるものであり、年代効果、特にセメンテーションによる構造を有する自然粘土の場合は、成立しないと結論づけられる。ただし、図-4.61、図-4.62をみても大阪湾粘土の試料2、試料3の場合のように、今回用いた高温再圧密試料の強度にはばらつきがみられ、現在のところこの違いの原因は判明していない。したがって、今回の三軸試験の結果から強度に関して図-4.7に示した半沢のモデルが成立するかどうかを議論するのは難しいと考えられる。

以上、一軸圧縮試験の結果と三軸試験の結果をまとめると、定性的には年代効果を有する粘土が同等の過圧密比をもつ若い粘土と異なった力学特性を示すことが明らかであるが、強度を定量的に検討するためには、実験の再現性及び精度を向上させる必要があるといえる。高温再圧密の技術はまだ開発の途中であり、年代効果が再現されるメカニズムや温度が変化した時の影響、粘土鉱物や粘土の物理化学的特性との関連など、基本的な部分が十分に明かでないという問題がある。しかし、本研究の結果では年代効果を再現する手段として工学的に有用な方法であると考えられるので、今後さらに高温再圧密技術の研究を進めることによって、本章で結論づけられなかった課題を解明できると考えられる。

#### 4.5 本章の結論

本章では、自然地盤の年代効果が粘性土の力学特性に及ぼす影響について調べた。港湾地域の高成粘土を用いた一連の室内試験の結果、次のような結論を得た。

(1)年代効果を有する粘性土は、圧縮指数と二次圧縮指数

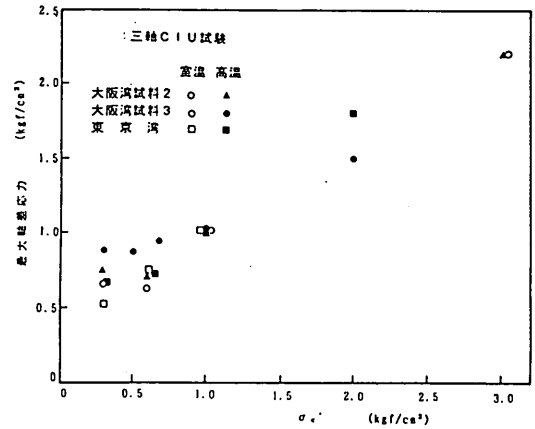


図-4.61 三軸CIU試験における圧縮強度の比較

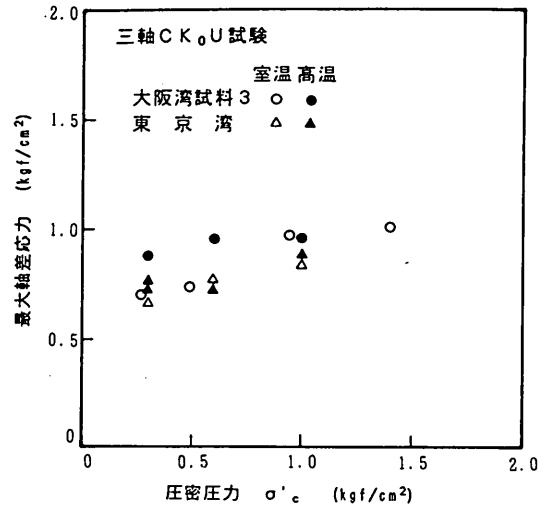


図-4.62 三軸CK<sub>0</sub>U試験における圧縮強度の比較

が、圧密降伏応力の付近でピークを示す。年代効果の無い室内再圧密試料の場合は、正規圧密領域での圧縮指数と二次圧縮指数はほぼ一定である。

- (2)自然粘土の年代効果を表わす指標として、標準圧密試験の結果から求められる圧縮指数比 $r_c$ を提案した。いくつかの粘土の圧密試験結果と三軸試験結果について検討した結果は、 $r_c$ が年代効果の指標として有効であることを示している。
- (3)圧縮指数比 $r_c$ は、深度とともに増加する傾向を示す。わが国の海成沖積粘土の $r_c$ は1.0~3.0であり、年代効果による構造が顕著に見られるとされているカナダ東部の粘土に比べると小さい。大阪湾の洪積粘性土の $r_c$ は最大6.0の場合もあり、全体として沖積粘土よりも大きい $r_c$ を示す。
- (4)75°Cの高温でスラリーから再圧密した粘土試料の力学特性は、年代効果をもつと考えられる自然粘土の挙動に近いことが圧密試験、一軸圧縮試験、三軸圧

縮試験の結果から確かめられた。このことから、高温で再圧密することは、年代効果を実験室で比較的容易に再現する手段として有力である。

- (5) 高温で圧密した粘土が自然粘土に類似した力学特性を示すのは、圧密中のセメンテーションが促進されたからであると推定される。また、自然粘土において  $r_c$  が大きくなるのは、長時間の堆積においてセメンテーションによる構造が形成されているためと考えられる。
- (6) 高温で再圧密した試料は、室温で再圧密した試料に比べ間隙比が大きく、圧密試験においては圧密降伏応力の付近で大きな圧縮性を示す。圧密圧力が十分に大きくなると両試料の  $e \sim \log p$  関係はほぼ一致する。大阪湾の粘土について検討した結果によると、セメンテーションによる構造を持たない粘性土の正規圧密領域での  $e \sim \log p$  関係は、液性限界によって定まる基準曲線によってほぼ規定されると考えられる。
- (7) 高温で再圧密した試料と室温で再圧密した試料では、過圧密領域においてせん断特性が異なっており、高温で再圧密した試料は応力比一定試験において明瞭な降伏点を示した。高温で再圧密した試料のこのような力学特性は、自然地盤から採取した不攪乱試料に類似している。

#### 参考文献

- (1) Bjerrum, L. (1967): Engineering geology of Norwegian normally consolidated marine clays as related to settlements of buildings, *Geotechnique*, Vol. 17, pp. 83 - 118.
- (2) Bjerrum, L. (1973): Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Clays. SOA Report, Session 4, Proc. 8th ICSMFE, Moscow, Vol. 3, pp. 111 - 159.
- (3) Jamiolkowski, M., Ladd, C.C., Germaine, J.T. and Lancellota, R. (1985): New developments in field and laboratory testing of soils, SOA Report, Proc. of XI ICSMFE, San Francisco, pp. 57 - 153.
- (4) Mesri, G. and Godlewski, P.M. (1977): Time and stress-compressibility interrelationship, *JGED*, ASCE, Vol. 103, GT5, pp. 417 - 430.
- (5) 安川郁夫・嘉門雅史 (1987): 粘性土の二次圧密における荷重条件の影響, *土質工学会論文報告集*, 第27巻, 2号, pp. 93 - 106.
- (6) 半沢秀郎・岸田隆夫 (1982): 非排水強度決定法が安全率に及ぼす影響, *土と基礎*, 30巻9号, pp. 15 - 22.
- (7) Ladd, C.C. and Foott, R. (1974): New design procedure for stability of soft clays, *JGED*, ASCE, Vol. 100, No. GT7, pp. 763 - 786.
- (8) 三田地利之・藤原幸彦: Undrained shear behavior of clays undergoing long-term anisotropic consolidation, *Soils and Foundations*, Vol. 27, No. 4, pp. 45 - 61.
- (9) 嘉門雅史・長尾 毅 (1986): 人工的にセメンテーションを与えた粘性土の土質工学的性質について, 第21回土質工学研究発表会講演集, pp. 389 - 390.
- (10) 嘉門雅史・佐野郁雄・陶秀珍 (1987): 人工的に粒子間にセメンテーションを与えたカオリン粘土の物理化学的特性, 第22回土質工学研究発表会講演集, pp. 302 - 303.
- (11) 石井一郎・小川富美子・善巧企 (1984): 大阪湾泉州沖海底地盤の工学的性質(その2) 物理的性質・圧密特性・透水性, *港湾技研資料* No. 498.
- (12) Mitchell (1976): *Fundamentals of Soil Behavior*, John Wiley & Sons, Inc., pp. 282.
- (13) 土田 孝・水上純一・小林正樹・平良 聡 (1988): 高温で再圧密した海成粘土の力学特性, 第23回土質工学研究発表会, 宮崎, pp. 515 - 516.
- (14) Hanzawa, H. (1982): Undrained Strength Characteristics of Alluvial Marine Clays and Their Application to Short Term Stability Problems, *東京大学学位請求論文*, pp. 83 - 84.
- (15) 土田 孝・水上純一・及川 研・小泉和広 (1990): 高温で再圧密された大阪湾粘土の力学特性について, 第25回土質工学研究発表会, 岡山, pp. 635 - 638.
- (16) 小川富美子・松本一明: 港湾地域における土質工学諸定数の相関性, *港湾技術研究所報告*, 3 - 89.
- (17) Lambe and Whitman (1969): *Soil Mechanics*, John Wiley & Sons, Inc., pp. 320.
- (18) Butterfield, R.: A natural compression law for soils (an advance on  $e - \log p'$ ), *Geotechnique*, Vol. 29, No. 4, 1979.
- (19) 土質工学会 (1979): *土質試験法*, pp. 6 - 4 - 22.
- (20) 土田 孝・小林正樹・水上純一・田中政典 (1989): 高温再圧密による海成粘土の年代効果の再現, *港湾技術研究所報告*, 第28巻, 第1号, pp. 121 - 147.
- (21) 土田 孝 (1990): 自然粘土の  $e \sim \log p$  関係に関する一考察, *土木学会年次学術講演会*, 新潟, pp. 242 - 243.
- (22) 小林正樹・山川 匠・小川富美子 (1990): 沈降過程を考慮した超軟弱粘土の自重圧密解析, *港湾技研資料*, No. 1990年6月.

## 5. 三軸試験機を用いた再圧縮後の強度と試料の乱れの関係

### 5.0 概 説

2章の検討において、三軸試験機によって原位置の土被り圧を試料に加えて圧密し、有効応力状態を再現してからせん断する方法を、Jamiolcowski らにならって「再圧縮 (recompression)」と呼ぶことにした。再圧縮によって地盤の強度を決定する方法としては、2章で紹介した Bjerrum らの方法<sup>(1)</sup>、<sup>(2)</sup>と Bjerrum-半沢法<sup>(3)</sup>があるが、いずれの方法においても、再圧密の過程で試料が圧密ないし膨張し含水比が変化するという問題がある。

Bjerrum らは、再圧密することにより試料の含水比が原位置の状態よりも低下し強度が増加する可能性があるがこれを認め、長期間にわたって形成された粘土試料の構造が乱れによって破壊されることによる強度の減少の方が影響が大きいのであまり問題にならないとした。一例として、Bjerrum らは、Drammen 粘土について再圧縮時の体積ひずみと再圧縮後の非排水強度との関係を、図-5.1のように示している。図をみると、再圧縮によって1.3~2.8%の体積ひずみが生じているものの、強度と体積ひずみの関連はみられず、むしろ再圧縮中の体積変化量の大きい粘土の強度がやや小さくなっている傾向がうかがえる。したがって、図-5.1をみるかぎり、再圧縮時の含水比の低下はあまり重要でないという Bjerrum の説明も納得できる。しかしながら、Jamiolcowski らは、年代効果に伴う構造の発達が顕著でない土の場合には、再圧縮による含水比の低下と強度の増加が大きくなりすぎるかもしれないので、多くの土について、乱れと再圧縮の効果との関係を調べる必要があるとしている<sup>(4)</sup>。

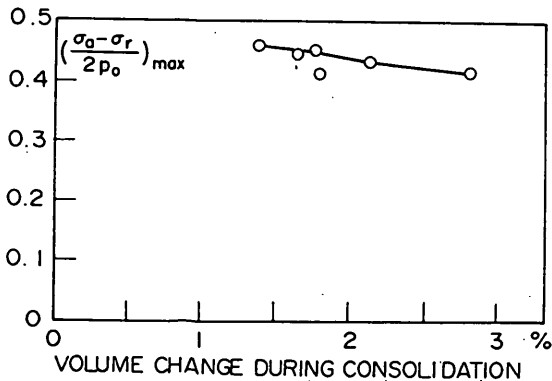


図-5.1 体積ひずみと非排水後の強度の関係 (Berre・Bjerrum<sup>(1)</sup>)

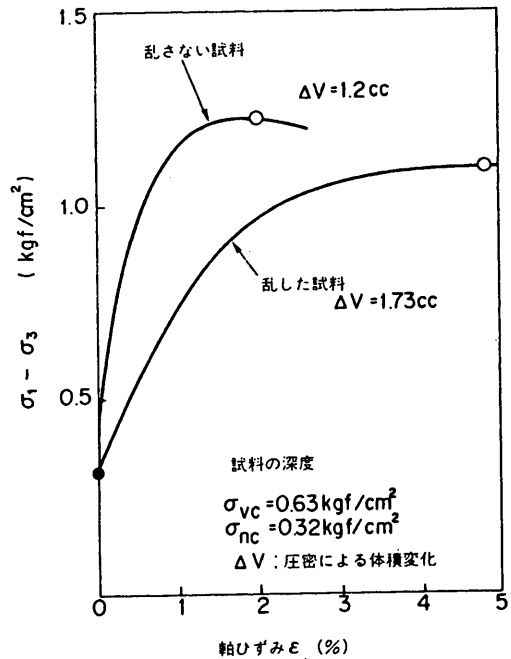


図-5.2 乱れと再圧縮後の強度の関係(半沢<sup>(3)</sup>)

わが国の粘性土についてのこのような研究は、半沢によって行われている。図-5.2は、乱さない粘土試料(東京湾大黒町粘土)を軸ひずみが1.0%になるまで圧縮して人工的に乱れを与えた後に、Bjerrum-半沢法による強度(圧縮強度)を求めて乱れの影響を比較した例である。図のように、再圧縮過程で生じる体積変化は、事前の圧縮を受けた試料の方が1.76 ccであり、乱さない試料の1.22 ccよりも大きい。この分だけ事前に圧縮された試料の含水比は、乱さない試料よりも小さくなっているはずである。しかしながら、図-5.2をみると、再圧密後の圧縮強度は、乱さない試料の方が乱された試料よりも大きくなっている。半沢は、Bjerrumと同様に、乱れによって粘土の構造が破壊されたことによる強度低下の方が、その後の再圧密に伴う含水比の低下による強度増加よりも大きいと説明している。

図-5.1や図-5.2で示された結果によれば、乱れによって再圧縮後の強度はあまり変化しないこと、すなわち、再圧縮は乱れに対してあまり敏感でないという結果が得られているようである。しかし、Drammen 粘土は年代効果の大きい粘土とされており、また図-5.2の例は、試料が港湾地域の粘土としては比較的高い過圧密比1.8を示しており、加えた乱れのレベルも1種類だけのデータである。三軸試験による地盤の強度決定法を幅広く実務に適用することを考えると、何らかの原因で大

きな乱れを受けた粘土試料が採取され、試験室に持ち込まれる場合も想定する必要がある。乱れが大きくなるとともに試料内には大きな過剰間隙水圧が発生するので、乱れの大きい粘土ほど再圧縮によって含水比が低下し強度が増加することが予想される。このように、乱れの程度と再圧縮後の強度に関しては、より多くの粘土試料を用いた定量的な検討が必要であると考えられる。

さて、2章で述べたように再圧縮法を用いた強度決定法である Bjerrum-半沢法では、 $K_0$  圧密三軸圧縮伸張試験を行うために、通常の三軸試験に比べるとかなり高度な試験技術が必要とする。現在、一般の土質調査で用いられている最も複雑な三軸試験は、等方圧密後に、間隙水圧を測定しながら圧縮する三軸 CIU 試験（CU 試験と呼ばれる）である。三軸 CIU 試験の場合は、原位置（ $K_0$  条件）と圧密の条件が異なっているという問題はあるが、 $K_0$  圧密の過程を含まないために試験ははるかに単純になる。実際は、このような三軸 CIU 試験ですら、試験のコストが一軸圧縮試験の10倍以上であることも一因となって、実施されることは非常に少ないのが現状である。三軸試験による強度決定法を広く実用化するためには、場合は、非常に高度な技術が必要としたり、試験のコストが著しく増加する方法は避ける必要がある。

このような観点から、本研究では、簡便で実務的な再圧縮法として、平均拘束圧で120分間等方圧密し、せん断速度  $0.1\%/\text{min}$  で圧縮する試験を「簡易 CU 試験」、そのときの強度を「簡易 CU 強度」として新たに定義する。ここで、圧密時間を120分としたのは、試験を簡素化するためには仕様が統一されていることが望ましいこと、通常の粘土は土被り圧の  $2/3$  の等方圧密圧力に対してはほぼ過圧密領域であるので120分間で一次圧密が確実に終了すると考えられることからである。また、平均拘束圧を算定するためには  $K_0$  値が必要であるが、3章の検討において、わが国の沿岸域における粘性土地盤の  $K_0$  はほぼ  $0.4 \sim 0.5$  の範囲にあることがわかったので、一律に  $0.5$  とすることにした。簡易 CU 試験の試験条件をまとめて示すと、次のようになる。

供試体寸法：直径35 mm、高さ80 mm を標準とする。

等方圧密圧力：平均拘束圧  $p_0 \cdot (1 + K_0) / 3$ 、 $K_0$  値は  $0.5$  とする。

圧密時間：120分とする。

せん断速度： $0.1\%/\text{min}$  で圧縮する。

このように、簡易 CU 強度は実用性に重点をおいて定義したものであり、Bjerrum-半沢法のように強度異方性や時間効果の要因を忠実に考慮していない。し

かし、簡易 CU 強度と Bjerrum-半沢法の強度が関連づけられ、簡易 CU 強度から Bjerrum-半沢法の強度が求められるならば、再圧縮法の実用的な値は大きく向上すると考えられる。なお、1章で述べたように、三軸 CIU 試験の強度によって地盤の強度を評価する考え方は、すでに龍岡によって試みられている<sup>(6)</sup>（図-1.14）。本研究では、ここで定義した簡易 CU 試験も原位置での有効応力状態を回復させるという考え方は共通であるので、Bjerrum-半沢法とともに再圧縮法の1つであると考えことにする。

本章では、一連の室内試験によって、試料にさまざまな程度の模擬的な乱れを与え、Bjerrum-半沢法と簡易 CU 試験によってそれぞれの強度を求めることによって、乱れの程度と再圧縮後の強度との関係を調べた。

### 5.1 繰り返しせん断による乱れと再圧縮後の強度

Ladd・Lambe は、サンプリング中に粘土試料が受ける乱れの影響を図-5.3のように模式的に示した<sup>(5)</sup>。図のように原位置の試料の有効応力状態は A 点で表されるが、サンプリングの過程で生じる機械的な攪乱によって徐々に有効応力が減少し（ $A \rightarrow B \rightarrow C \rightarrow D \rightarrow E$ ）、供試体を作成するトリミングが終了した時点では F 点に達するというものである。ここでは、乱れによって有効応力が減少する効果を室内で再現するため、三軸試験における繰り返しせん断によって、模擬的な乱れを与えた試料に対する再圧縮の効果を調べた。

用いた試料は東京湾沖積粘土で、塑性指数は約50、圧密降伏応力は  $0.50 \text{ kgf}/\text{cm}^2$  から  $0.8 \text{ kgf}/\text{cm}^2$  の範囲にある不攪乱試料である。図-5.4に、実験の手順を示す。図のように、まず試料を三軸セル内で軸圧が  $2.00 \text{ kgf}/\text{cm}^2$  になるまで  $K_0$  圧密するが、これは、原位置の地盤が一次的に正規圧密している状態を想定したものである。次に、非排水条件で  $1.0\%/\text{min}$  のひずみ速度で圧縮および伸張を繰り返し与えることによって、試料に模擬的に乱れを与えた。圧縮と伸張を繰り返した後、試料をいったん  $0.40 \text{ kgf}/\text{cm}^2$  で等方圧密し、再び軸圧が  $2.00 \text{ kgf}/\text{cm}^2$  になるまで  $K_0$  圧密する。二度目の  $K_0$  圧密は、乱れを与えられた粘土試料に対して Bjerrum-半沢法型の再圧縮を行うことを想定したものである。 $K_0$  圧密終了後、 $0.1\%/\text{min}$  のせん断速度で圧縮し強度を求めた。このように、本実験は三軸セル内で模擬的に程度の異なる乱れを与え、再圧縮後の強度を比較したものである。なお、本実験で用いた  $K_0$  圧密の方法は3章で述べた方法を用いている。

実験は乱れの与え方を変化させて、3通り行っている。CASE1では、試料をピーク強度にほぼ達するまで圧縮

実験 1

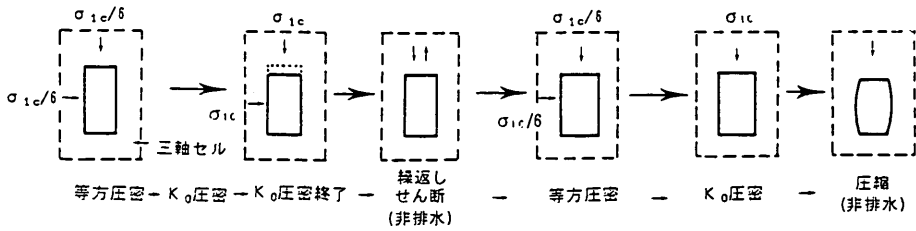


図-5.4 実験の手順

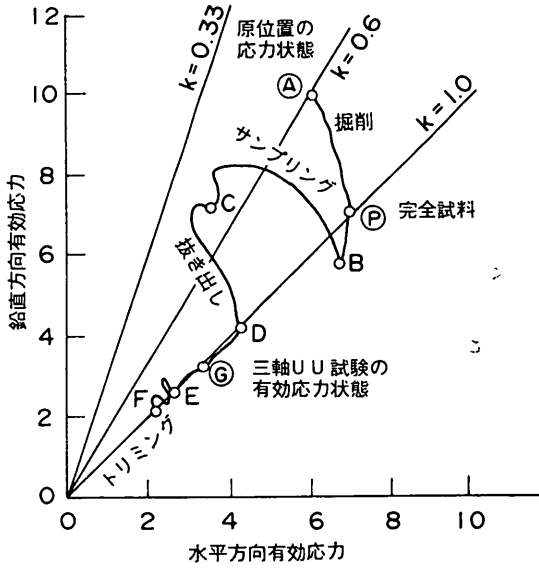


図-5.3 サンプリング中に粘土試料が受ける乱れの影響 (Ladd・Lambe<sup>(5)</sup>)

し、その後を除荷してもとの供試体寸法まで戻す操作を10回繰り返した。CASE2ではピーク強度まで圧縮するだけでなく、初期の供試体寸法から1.0%伸張する操作を5回繰り返した。CASE3では、ピーク強度まで圧縮後初期の供試体寸法の2.0%伸びるまで伸張する操作を5度繰り返した。

図-5.5 (a), (b), (c) は、繰返し载荷を行ったときのそれぞれの応力ひずみ曲線を示すが、せん断を繰返すにしたがって徐々に破壊ひずみは増加し、強度が低下することがわかる。図-5.6 (a), (b), (c) は、このときの応力径路を示したものである。図のように、せん断を繰返すことによって次第に間隙水圧が増加し、平均有効応力  $p'$  は低下する。

奥村は、一連の乱れの研究の中で、軸差応力が0である等方応力状態の試料内の有効応力を残留有効応力と呼んだ<sup>(7)</sup>。また、 $K_0$ 圧密後の状態を理想試料の状態

(試料が地盤中にある状態)、最初に軸差応力を解除した時の状態を完全試料の状態 (サンプリングによって軸差応力が解除され後の等方応力状態) とした。さらに、完全試料の残留有効応力を  $\sigma_p'$  とし、 $\sigma_p'$  とせん断を加えた各回の残留有効応力  $\sigma'$  を用いて、攪乱比  $r$  を次式で定義している。

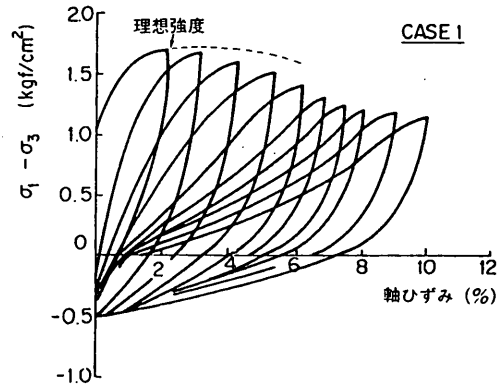


図-5.5 (a) 繰返し载荷時の応力ひずみ曲線 (CASE 1)

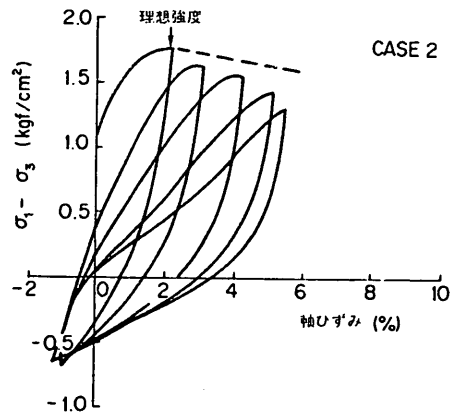


図-5.5 (b) 繰返し载荷時の応力ひずみ曲線 (CASE 2)

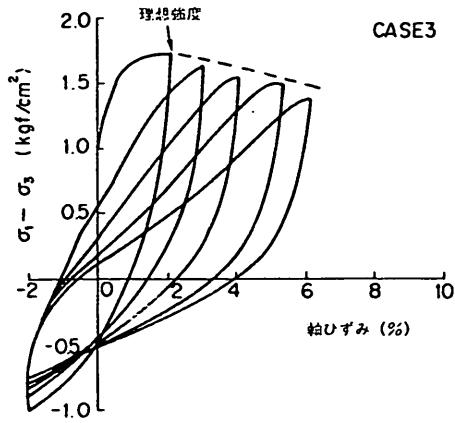


図-5.5(c) 繰り返し載荷時の応力ひずみ曲線 (CASE 3)

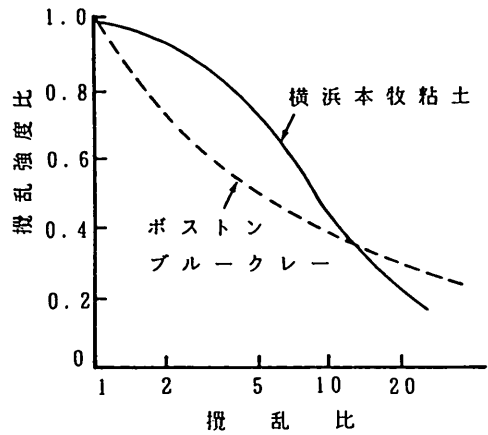


図-5.7 攪乱比と強度低下の関係(奥村<sup>(7)</sup>)

$$r = \sigma_p' / \sigma'$$

攪乱を受けると試料に過剰間隙水圧が発生し残留有効応力が低下することによって、攪乱比 $r$ が増加し強度は低下する。奥村によると、強度低下と攪乱比 $r$ の関係は各粘土試料について一意的な関係がみられるとされている。図-5.7は、奥村が横浜本牧粘土とポストンブルークレーについて、本実験と同様の方法で攪乱比と強度低下

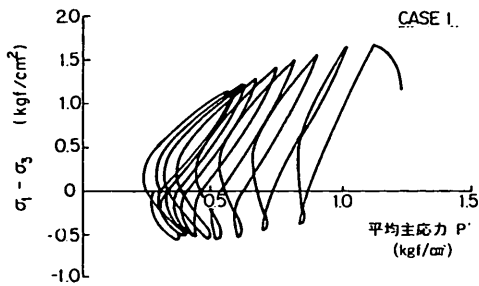


図-5.6(a) 繰り返し載荷時の応力径路 (CASE 1)

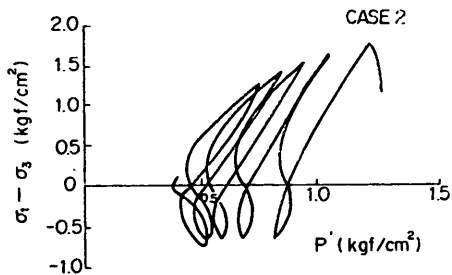


図-5.6(b) 繰り返し載荷時の応力径路 (CASE 2)

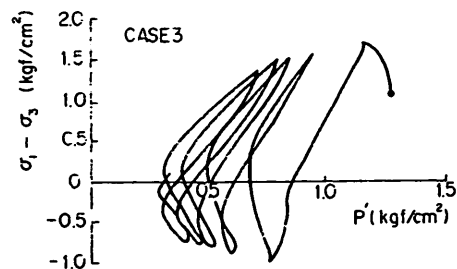


図-5.6(c) 繰り返し載荷時の応力径路 (CASE 3)

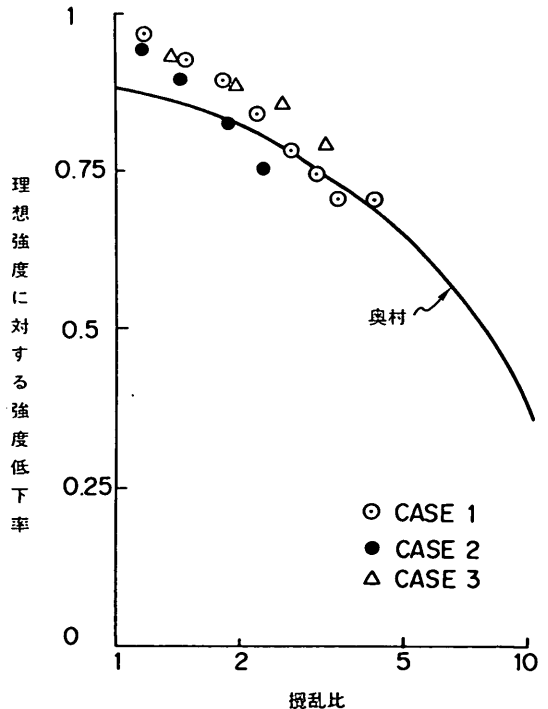


図-5.8 攪乱比と強度低下の関係

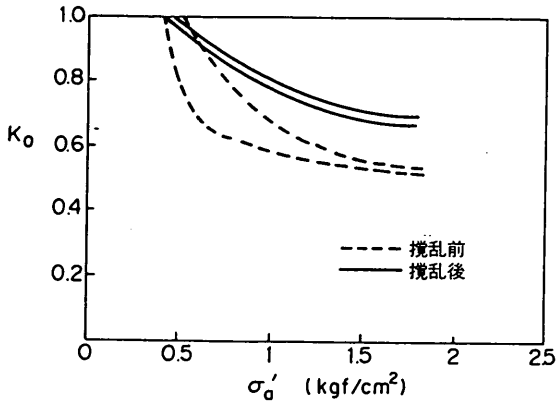


図-5.9 乱れと  $K_0$  値の関係

下の関係を求めた結果 (図-2.2 (a), (b)に示した) をまとめたものである。

図-5.8は、今回のCASE 1からCASE 3までの結果について、それぞれの繰り返し圧縮ごとに攪乱比  $r$  と強度の低下率を比較したものである。なお、奥村は  $K_0$  圧密後に軸差応力を解除した後の強度 (完全試料の強度) を基準にして強度低下率をまとめたが、ここでは軸差応力を解除しないでそのまま圧縮したときの強度 (理想試料の強度) を基準としている。図において攪乱比が1のときの強度低下率が1でないのはこのためである。図中の実線は、図-5.7の横浜本牧粘土の平均的な関係を示している。図をみると、今回実施した試験においても強度と攪乱比には横浜本牧粘土に近い関係がみられる。CASE 1, CASE 2, CASE 3では、最終的にそれぞれは攪乱比が4.7, 3.0, 4.0になり、理想試料の強度に対して31, 25, 21%低下した。

このようにして、繰り返しせん断による乱れを与えた後の試料を再び  $K_0$  圧密した時の軸方向圧密圧力  $\sigma'_v$

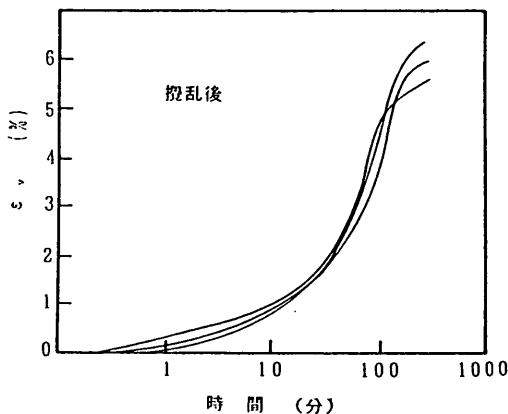


図-5.10 圧密応力と体積ひずみの関係

と  $K_0$  値の関係を、図-5.9に示した。図のように、 $K_0$  値は、乱れが与えられていない当初の圧密の場合よりも全体に大きくなり、最終的には0.65から0.70となった。図-5.10は、このときの圧密圧力と体積ひずみの関係である。図のように、いずれの試料でも5.0%以上の体積ひずみが生じているが、これは、繰り返しせん断によって試料の内部に発生した過剰間隙水圧が、再度の  $K_0$  圧密の過程で消散するためである。図-5.11 (a), (b), (c)は、 $K_0$  圧密後に圧縮した時の応力ひずみ曲線であり、図中には、乱れを与える前の応力ひずみ曲線 (図-5.5の1回目の圧縮) を比較のため示している。図のように、攪乱前は破壊ひずみが2.0~3.0%であったのに対して、乱れを与えて再圧密した後の破壊ひずみはいずれも5.0%以上である。このように、大きな乱れをうけた場合は、Bjerrum-半沢法によって再度  $K_0$  圧密後に圧縮した時の応力ひずみ関係が、乱れを受ける前から変化することがわかる。また、再圧縮後の強度をみると、CASE 1, 2, 3でそれぞれ15, 10, 15%の増大がみられたが、これは繰り返しせん断とその後の圧密によって含水比が低下した効果によって強度増加したと考えられ、Berre・Bjerrumや半沢によって示された図-5.1, 図-5.2とは異なった結果が得られた。

以上、本実験の結果をまとめると次のようになる。

試料を三軸セル内で土被り圧まで  $K_0$  圧密し、その後圧縮と伸張を繰り返すことによって、奥村の定義した攪乱比で3~6に相当する模擬的な乱れを与えた。これらの試料に、Bjerrum-半沢法の再圧縮を行った結果、乱れによって再圧縮後の  $K_0$  値が増大した。また、再圧縮後に圧縮せん断した場合は、攪乱前に比べ、破壊ひずみと強度の増大がみられた。

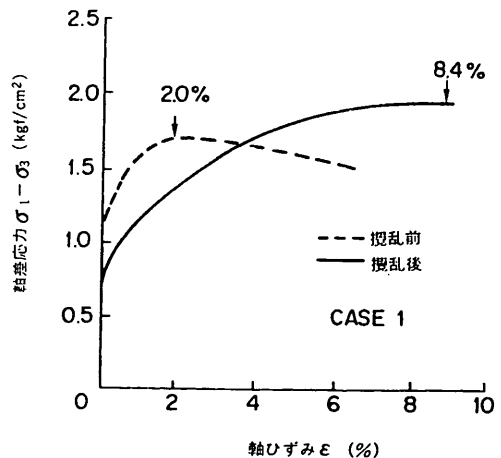


図-11(a) 応力ひずみ曲線 (CASE 1)



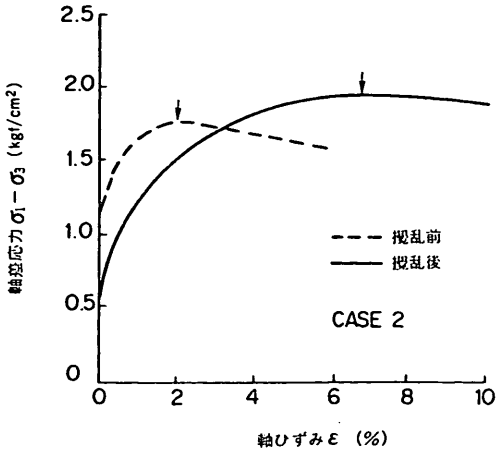


図-11(b) 応力ひずみ曲線 (CASE 2)

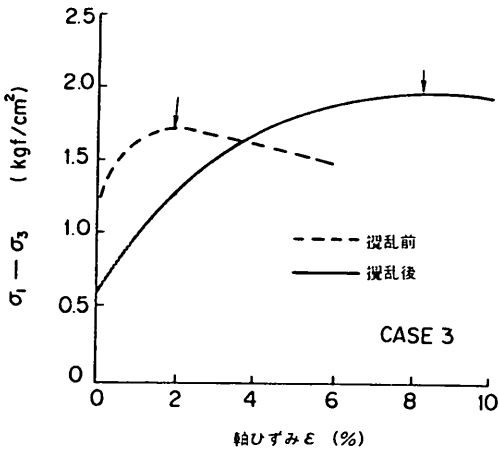


図-11(c) 応力ひずみ曲線 (CASE 3)

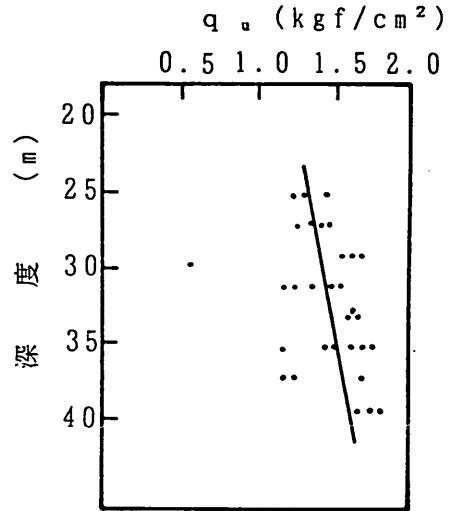


図-5.12 深度と一軸圧縮強度の関係

### 5.2 初期せん断ひずみと再圧縮後の強度の関係

前節の実験結果は、模擬的な乱れを加えた再圧縮した後の圧縮強度は、もとの強度よりも増加することを示した。しかし、前節において使用した試料は不攪乱試料であったが、三軸試験機内で正規圧密領域まで圧密したものであり、正規圧密 young 粘土であった。自然地盤の不攪乱粘土試料を用いて、初期せん断ひずみを与えた後に再圧縮法を行い、乱れと再圧縮後の強度の関係について検討した。

用いた試料は東京湾沖積粘土であり、図-5.12 に深度と一軸圧縮強度の関係を示した。図-5.13 は、本実験の手順を示している。まず直径50 mm 高さ100 mm の円柱状に切り出した試料に、1.0%/min のせん断速

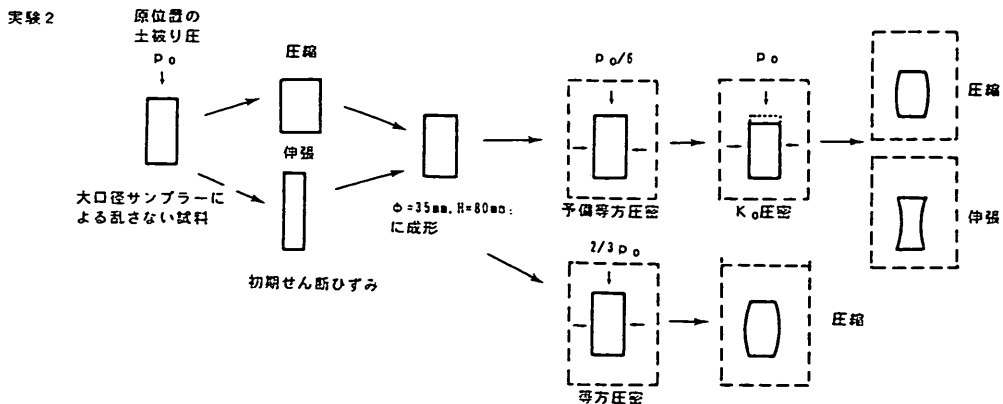


図-5.13 実験の手順

度で軸ひずみが2.0%, 5.0%, 10.0%, 15.0%になるまで圧縮または伸張した。圧縮ひずみは一軸圧縮試験で、伸張ひずみは、三軸UU試験によって与えている。これは、試料にあらかじめ一定の乱れを軸ひずみとして与えたものである。その後、試料を直径35mm, 高さ80mmに再び成形して三軸試験機にセットし、乱れを与える以前の試料の圧密降伏応力 $p_c$ の1/6で予備等方圧密した後、原位置の土被り圧まで $K_c$ 圧密した。圧密終了後、0.1%/minで圧縮または伸張し非排水強度を求めた。

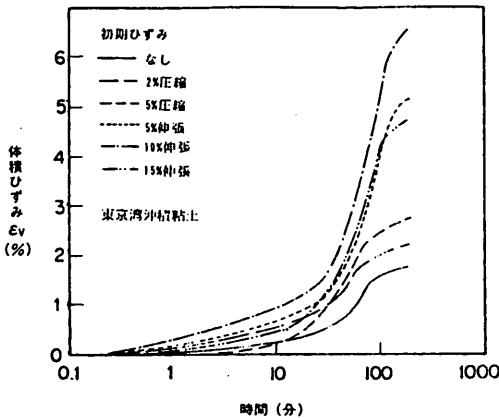


図-5.14  $K_c$  圧密過程における時間と軸ひずみの関係

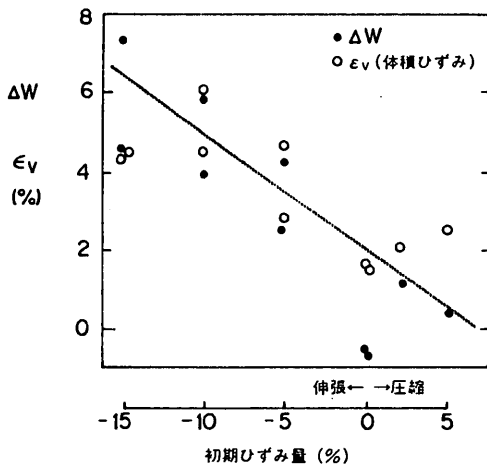


図-5.15 体積ひずみ  $\epsilon_v$ 、間隙比の減少量  $\Delta w$  と初期せん断ひずみの関係

また、同様に初期に各種のひずみを与えた試料について、本章で定義した簡易CU試験を行い、乱れと簡易CU強度の関係を検討した。

図-5.14は、各試料の $K_c$ 圧密中の時間と軸ひずみ(体積ひずみと等しい)の関係を示したものである。図のように、乱れの程度、すなわち初期のせん断ひずみ

が大きいほど、再圧縮によって生じる軸ひずみ量(体積ひずみ量)が大きい傾向があきらかである。たとえば、初期のせん断を与えない場合は再圧縮による軸ひずみは1.8%であるが、15.0%の伸張ひずみを与えた場合は約3.5倍の6.5%の軸ひずみが発生する。図-5.15は、再圧縮中の体積ひずみ量 $\epsilon_v$ 、試験後の含水比の減少 $\Delta w$ と初期せん断ひずみの関係を示したものである。図のように、初期せん断ひずみが大きいほど $\epsilon_v$ と $\Delta w$ は大きい。図-5.15から、再圧縮中に生じた体積ひずみの大きさや試験前後の含水比の変化によって、試料の乱れの程度を判定することができる事が示唆される。

AndersenとKolstadは、沿岸域の鋭敏で軟弱な粘土のサンプリング試料の品質を、再圧縮時の体積ひずみ $\epsilon_v$ をインデックスに用い、表-5.1のように示している<sup>(8)</sup>。表をみると、 $\epsilon_v$ が4.0%以上のときに試料の品質が「わるい(poor)」,あるいは「非常に悪い(very poor)」に分類されている。また、Lacasseは、圧密

表-5.1 再圧縮時の体積ひずみと試料の品質 (Andersen & Kolstad<sup>(8)</sup>)

$\epsilon_v$ (%)	試料の品質
< 1	非常によい (very good to excellent)
1 - 2	よい (good)
2 - 4	まあまあ (fair)
4 - 8	わるい (poor)
> 8	非常にわるい (very poor)

試験において土かぶり圧まで圧密したときの体積ひずみ $\epsilon_0$ に着目し、試料の過圧密比や深度を考慮して、品質を評価する方法として、図-5.16を紹介した<sup>(9)</sup>。図は、試料の過圧密比と採取深度に対して、品質の良い試料を土かぶり圧まで圧密したときの $\epsilon_0$ の範囲を示している。図をみると、過圧密比が1.0~1.2の正規圧密粘土の場合は $\epsilon_0$ は2.0~4.0%であり、過圧密比が1.2~2.0の場合は1.2~3.2%、過圧密比が3.0~8.0のときは0.5~0.9%となっている。すなわち、許容される $\epsilon_0$ は、試料が軟弱なほど大きく、硬くなるほど小さくなる。

本研究は、沿岸域の粘土地盤を対象としており、この地域では過圧密比が2以下の場合が多い。表-5.1と図-5.16とを用いるならば、土かぶりまで圧密したときに許容される体積ひずみ量は3%からたかだか4%までである。図-5.15をみると、供試体に与えた初期ひずみが5%以上のときに体積ひずみ量が4%以上になっており、逆にいうと再圧縮によって体積ひずみが4%以上発生する試料は、5%以上の初期伸張ひずみに相当する大きな乱れを受けているといえる。したがって、今回の試

験結果は、表-5.1や図-5.16の評価基準とはほぼ対応していると考えられる。

図-5.17は、再圧縮中の軸方向圧密圧力と $K_0$ 値の関係を示したものである。図のように、乱れの程度によって再圧縮後の $K_0$ 値も変化し、大きく乱された試料ほど $K_0$ 値が大きくなる傾向がある。初期せん断を与えない試料と2.0%の圧縮ひずみを与えた試料では $K_0$ が0.42であるのに対して、10.0%や15.0%の大きな伸張ひずみを与えた試料では $K_0$ がそれぞれ0.59、0.56と大きくなった。このように、再圧縮後の $K_0$ 値も試料が受けた乱れの程度と関連性を有している。

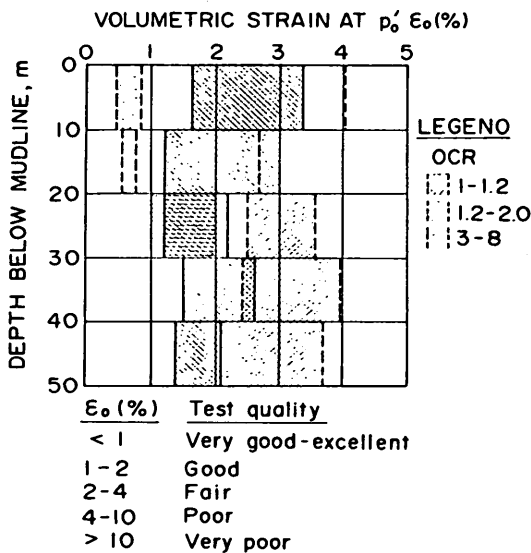


図-5.16 圧密試験における体積ひずみと試料の品質

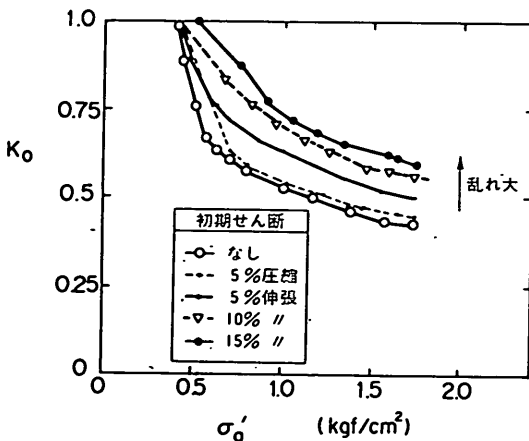


図-5.17 再圧縮中の軸方向圧密圧力と $K_0$ 値

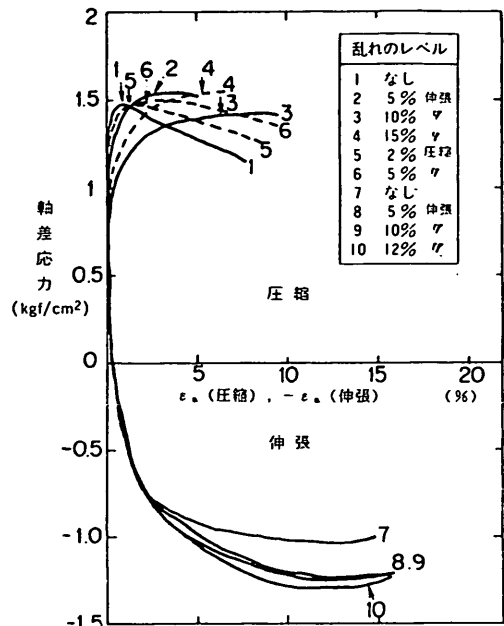


図-5.18 乱れと応力ひずみ曲線

図-5.18は、一連の試料の応力ひずみ曲線を比較したものである。まず圧縮時に注目すると、初期に乱れを与えられた試料の場合、せん断初期の変形係数が小さく破壊ひずみも大きくなる傾向がある。しかし、ピーク強度については、乱れによって余り大きく変化していない。一方、伸張試験の場合は、乱れを受けた試料の強度増加が顕著である。図-5.19は、これらの三軸試験における応力径路を示した。図のように、圧縮及び伸張試験において応力径路は、ほぼ共通した破壊線に漸近する傾向がある。

図-5.20は、初期に供試体を与えたせん断ひずみに対して、乱れない試料に対する再圧縮後の強度比を示したものである。図のように、乱れによって再圧縮後の伸張強度は最大20%増加するが、圧縮強度の増加は最大5%であった。Bjerrum-半沢法の強度は $K_0$ 圧密後の圧縮強度と伸張強度の平均であるので、今回の試験結果をみると、初期に10~15%に相当する大きな乱れを受けた場合、Bjerrum-半沢法の強度は本来の強度を最大13%増加すると思われる。

図-5.21は、初期に供試体を与えたせん断ひずみに対して、せん断破壊時のひずみ $\epsilon_1$ を示したものであるが、圧縮時の $\epsilon_1$ は乱れによって増加する傾向があり $\epsilon_1$ によって乱れの程度をある程度判定できる可能性が

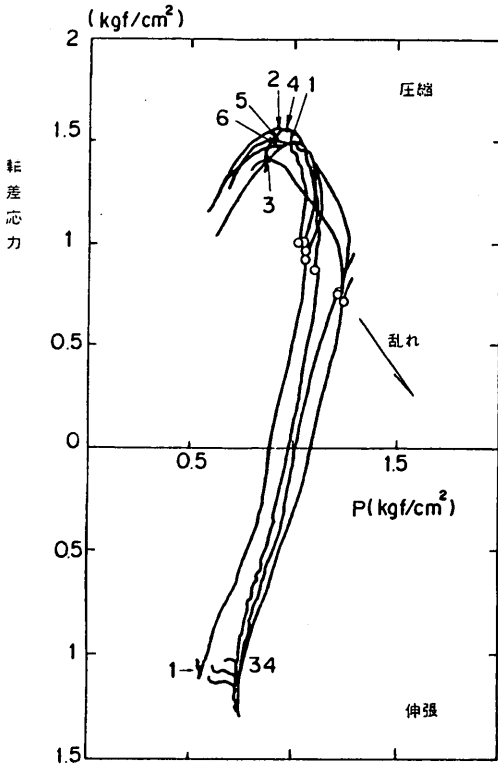


図-5.19 乱れと有効応力径路

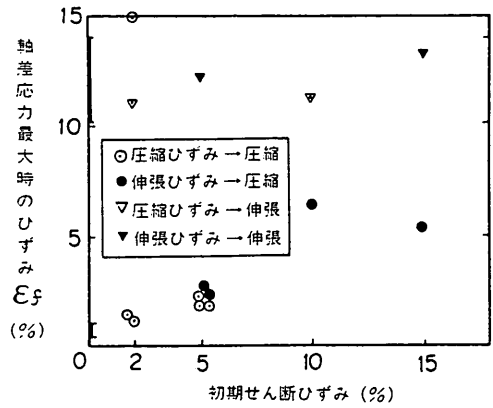


図-5.21 初期せん断ひずみと  $\epsilon_f$  の関係

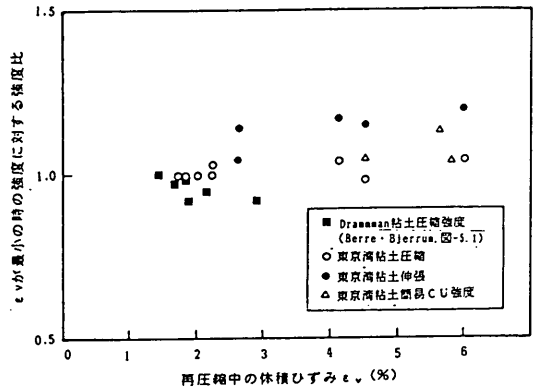


図-5.22 K<sub>0</sub> 圧密過程の体積ひずみと強度の関係

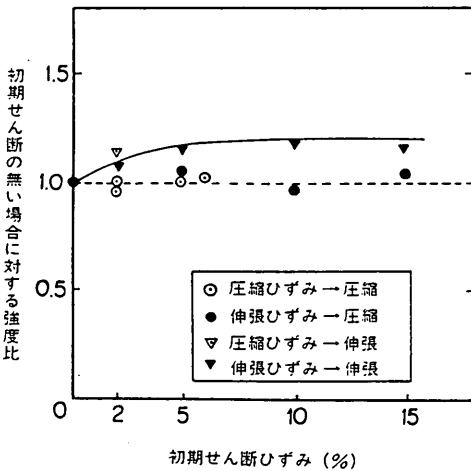


図-5.20 初期せん断ひずみと再圧縮後の強度の変化

ある。

図-5.22は、今回の試験結果より、 $K_0$  圧密過程における体積ひずみと強度の関係を示したものである。図中には図-5.1のデータを加えている。図のように、体積ひずみが小さい場合は再圧縮による強度の増加は大き

くないが、乱れが大きく  $K_0$  圧密中の体積ひずみが4%以上になると強度は大きく求められる。

さて、以上のように試料が大きな乱れを受けた場合は、三軸試験によって土被り圧まで  $K_0$  圧密することによって、実際の値よりも大きい  $K_0$  値と強度が得られることがわかった。 $K_0$  値が乱れによって過大になることは、試料が原位置の状態よりも大きな平均圧密圧力で圧密されることを意味し、結果として過大な非排水せん断強度が求められる原因となっていると予想される。

このように、自動  $K_0$  圧密試験によって得られる  $K_0$  値が乱れが大きい場合に過大になることを考えると、乱れの大きい試料が試験室に持ち込まれる可能性がある場合には、自動三軸試験機を用いて供試体の排水量と沈下量の関係から  $K_0$  圧密する方法よりも、あらかじめ原位置の  $K_0$  値を想定する方法がより適切であるとも考えられる。図-5.23を用いてこれらの関係を説明する。 $K_0$  圧密の目的は、試験室での有効応力状態がS点で表される試料を、原位置での有効応力状態であるA点に戻

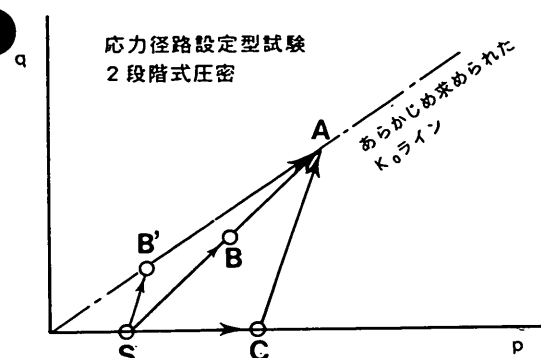
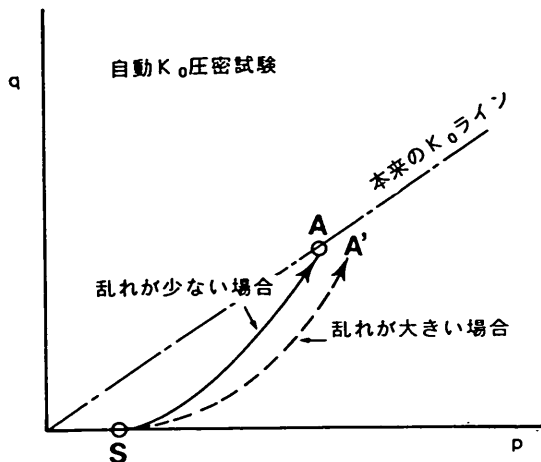


図-5.23 K<sub>0</sub>圧密中の有効応力径路

すことである。今回用いた自動K<sub>0</sub>三軸試験機では、供試体の側方ひずみが原位置と等しくなるようにあらかじめ圧密降伏圧力の1/6~1/8で等方圧密して、このときの断面積を基準にK<sub>0</sub>条件の制御を行っている。しかし、これまでの試験結果は、試料の乱れが大きい場合はA点ではなくA'点に到達してしまう傾向を示している。これに対して、あらかじめ何らかの方法で原位置でのK<sub>0</sub>値を想定するならばA点の位置が決まるので、S→B→A、S→B'→AあるいはS→C→Aなどの径路で圧密し、試料をA点の応力状態に戻してやるのが考えられる。3章3.6における検討結果より、わが国の正規圧密および、やや過圧密な粘性土地盤ではK<sub>0</sub>値は0.4~0.5の範囲にあるので、このような地盤を対象とする場合はA点をあらかじめ想定することは困難ではないと考えられる。また、自動化された三軸試験機を用いるならば、S→B→A、S→B'→AやS→C→Aのように一定の応力径路にそって圧密することは、沈下量と体積変化量にもとづいてK<sub>0</sub>条件の制御を行うことよりも容易であるので、実務的な試験法として採用

しやすいという利点もある。なお、3章3.1で述べたように、LacasseとBerreが紹介したNGIの方法では、あらかじめ求めたK<sub>0</sub>値で試料を異方圧密する方法(S→B'→Aの径路と推定される)とが用いられている<sup>(10)</sup>。また、Lacasseらは、乱れの少ない良質な試料を用いた場合は、異方圧密において軸圧と側圧を連続的に増加して圧密する代わりに2段階で側圧を上昇する方法でも、試験結果に影響がないことを示している。今後、実用的なK<sub>0</sub>圧密試験法を考える上では、S→B→A、S→B'→A、S→C→Aのような応力径路設定方式の適用性について研究する必要がある。

次に、簡易CU試験における乱れの影響について調べてみる。

図-5.24は、簡易CU試験を行ったときの時間と排水による体積ひずみ $\epsilon_v$ の関係である。図のように、乱れを与えない場合には $\epsilon_v$ は4.4%であるが、乱れが大きくなるとともに5.6%まで増大する。このような傾向は、図-5.14に示したK<sub>0</sub>圧密の場合と同様である。図-5.25は、簡易CU試験における応力ひずみ曲線である。乱れを与えられた試料は、乱れを与えない試料に比べ、破壊ひずみが増加するとともに強度が増加する傾向を示す。図-5.26は、応力径路を比較して示したものであるが、乱れによって応力径路の形状が異なってくる傾向がわかる。

図-5.27(a),(b),(c)は、それぞれ初期に供試体に与えたせん断ひずみに対して再圧縮による体積ひずみ $\epsilon_v$ 、乱れの無い試料に対する強度比、せん断破壊時のひずみ $\epsilon_f$ をまとめて示したものである。乱れが大きくなるとともに $\epsilon_v$ は増加するが、その関係はK<sub>0</sub>圧密の時の図-5.14ほど明瞭ではない。K<sub>0</sub>圧密の場合は、 $\epsilon_v = 3 \sim 4\%$ が乱れの程度を表す指標となる傾向がみられたが、簡易CU試験では初期せん断ひずみが無

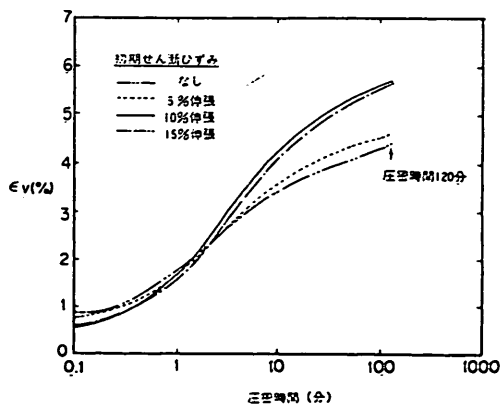


図-5.24 時間と体積比図の関係(簡易CU試験)

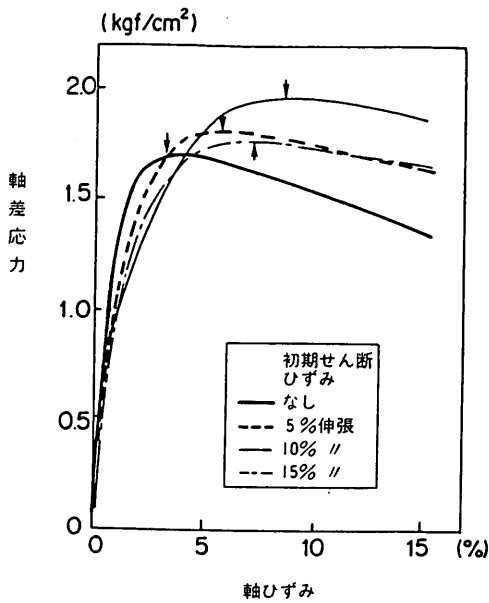


図-5.25 応力ひずみ曲線(簡易CU試験)

い場合でも  $\epsilon_v$  は 4.4% 生じている。乱れが最も大きい場合で 5.6% であるので、乱れの指標としての  $\epsilon_v$  の感度は、あまり良好とはいえない。また、簡易 CU 試験においても、乱れが大きくなることによって圧縮時の  $\epsilon_r$  は増加し、強度は最大 15% 増加している。

今回試料に模擬的に与えた乱れは、5% の圧縮ひずみから 15% の伸張ひずみにおよぶものである。土質調査が 2 章 2.1 で述べたような仕様書にしたがって行われた場合は、これ以上の大きな乱れが試料に加えられる場合はほとんどないと考えられる。したがって、今回求められた乱れによる強度増加の割合は、再圧縮法を用いた場合の最大値に相当するものである。

以上の試験結果は、次のようにまとめられる。

① 大きな初期せん断ひずみが増えられた試料に対して再圧縮法で強度を求めると、Bjerrum-半沢法の強度は最大 13%、簡易 CU 強度は最大 15% 程度、本来の強度を過大に評価する場合がある。

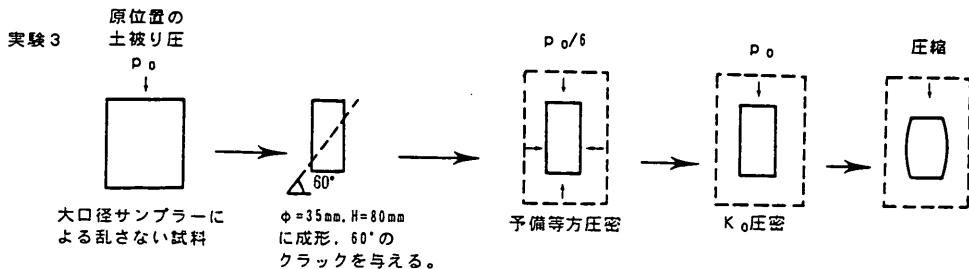


図-5.28 実験の手順

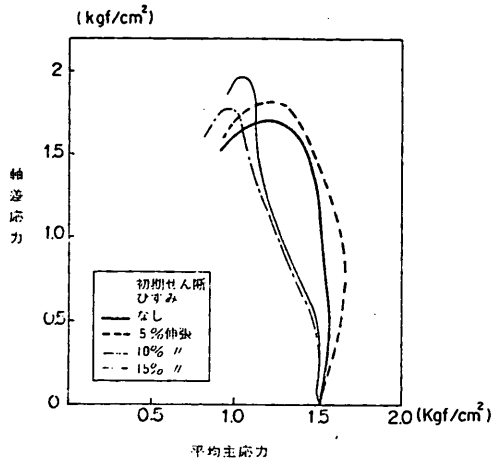


図-5.26 有効応力径路(簡易CU試験)

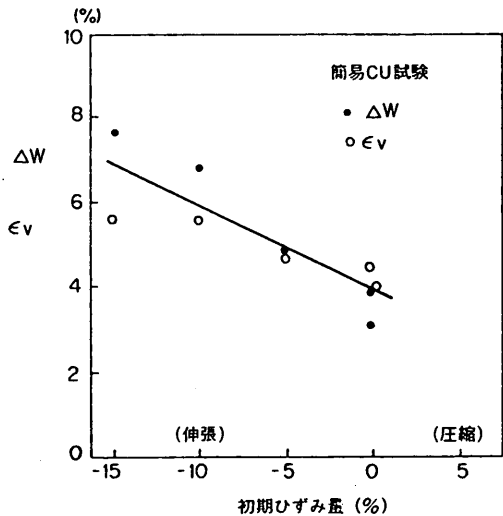


図-5.27(a) 初期せん断ひずみと  $\epsilon_v$  の関係

② せん断ひずみによる乱れが増えると、再圧縮時の  $K_0$  値と体積ひずみ量は増加し、圧密後の圧縮試験において破壊ひずみが増加する。これらの値は、試料が受けた乱

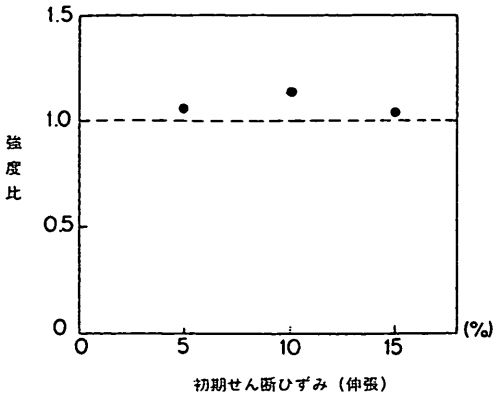


図-5.27 (b) 初期せん断ひずみと再圧縮後の強度比

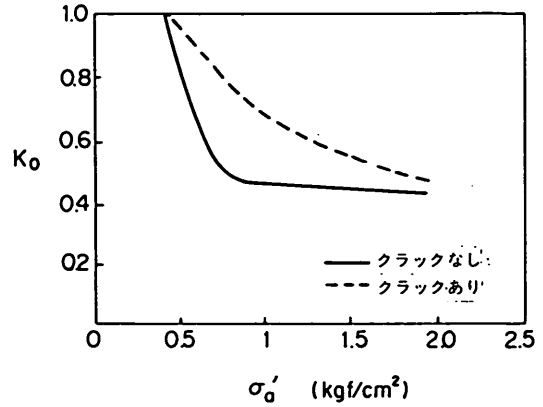


図-5.29 軸方向圧密圧力と  $K_0$  値の関係

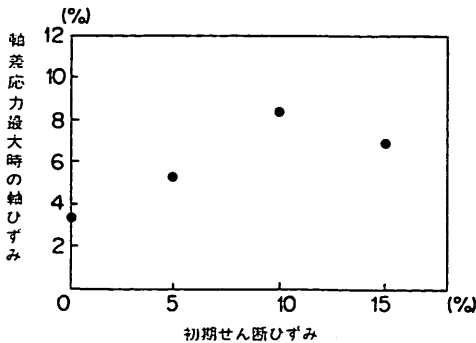


図-5.27 (c) 初期せん断ひずみと  $\epsilon_f$  の関係

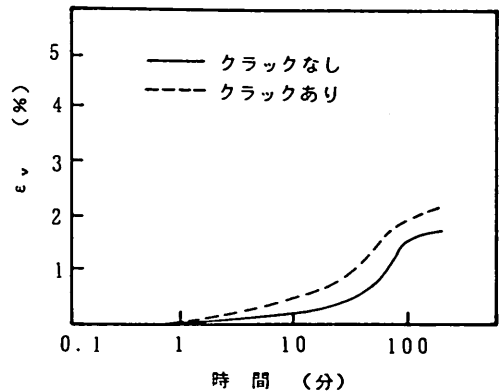


図-5.30  $K_0$  圧密中の時間と排水量の関係

れの大きさを判定する材料となりうる。

### 5.3 クラック型の乱れと再圧縮後の強度の関係

5.1および5.2では、模擬的な乱れとしてせん断力あるいはせん断ひずみを用いたが、これは2章で定義した繰り返し型の乱れに対応したものである。2章で述べたように、採取された試料の乱れのタイプとしてはクラック型の乱れが存在する場合が少なくないと考えられる<sup>(11)</sup>ので、このような乱れを受けた試料に対する再圧縮の効果を調べる実験を行った。

図-5.28に実験の手順を示す。ワイヤーソーによって試料をあらかじめ65°の角度で切断し、その後切断面を軽くなじませてから三軸セル内にセットして、Bjerrum-半沢法の手順で再圧縮後の強度を求めた。また、同様に簡易CU強度も求めた。

図-5.29に、 $K_0$  圧密中の軸方向圧密圧力と  $K_0$  値の関係を示した。図のように、クラックの有無にかかわらず軸方向圧密圧力と  $K_0$  値の関係はほぼ同様であり、0.40～0.42で落ち着いている。図-5.30は、 $K_0$  圧密中の時間と排水量の関係であるが、排水量はクラックの有無によらずほぼ等しい。したがって、クラックを含む試料についても、三軸試験機による  $K_0$  圧密は適切に行

われたと考えられる。このように、クラック型の乱れの場合は、再圧縮における排水量が乱れによってあまり増加せず、表-5.1や図-5.16に用いられている  $\epsilon_v$  や  $\epsilon_0$  の大きさは、乱れの程度の指標にはならないと考えられる。すなわち、表-5.1や図-5.16は繰り返し型の乱れに関する品質評価であるといえる。図-5.31(a)、(b)は、 $K_0$  圧密後の圧縮試験における応力ひずみ曲線と有効応力径路を比較したものである。図をみると、強度および変形特性においてはクラックの影響はほとんどみられない。したがって、試料を三軸試験機で再圧縮することは、クラック型の乱れの影響を除去する上で有効であるといえる。

次に、簡易CU試験における排水量と時間の関係を図-5.32に示した。図のように、試料がクラックを含む場合は、クラックがない場合と比べ、排水量と時間の関係はあまり変化しない。図-5.33は、応力ひずみ関係を示すが、クラックのある試料の応力ひずみ関係および最大強度は、クラックが無い場合とほぼ一致している

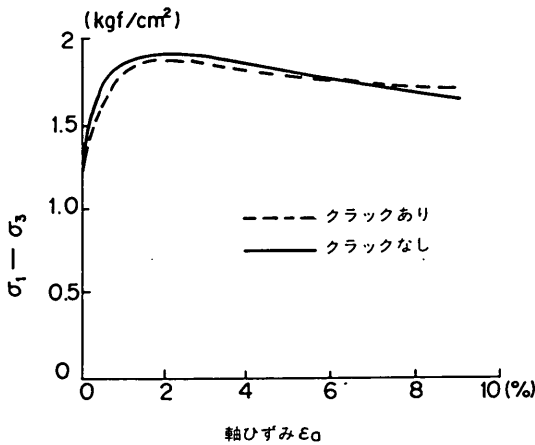


図-5.31(a) 応力ひずみ曲線 (CK-U 試験)

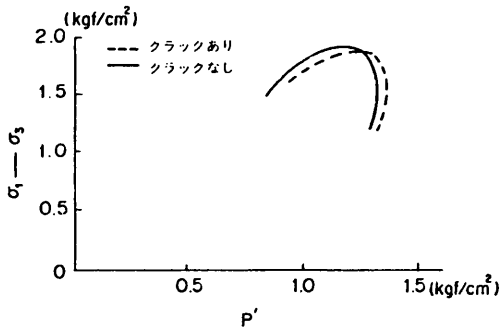


図-5.31(b) 有効応力径路 (CK-U 試験)

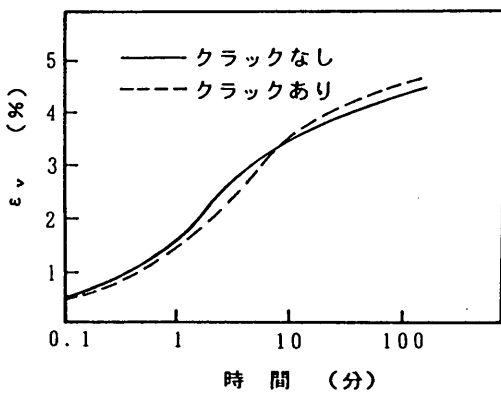


図-5.32 排水量と時間の関係 (簡易 CU 試験)

ことがわかる。このように、クラック型の乱れを持つ試料に対しては、Bjerrum-半沢法、簡易 CU 試験法とも、クラックの影響の無い強度と応力ひずみ曲線が得られる。したがって、クラック型の乱れの場合は、5.1 や 5.2 における繰り返し型の乱れの場合のように再圧縮によって強度を過大に評価する可能性は少ないといえ

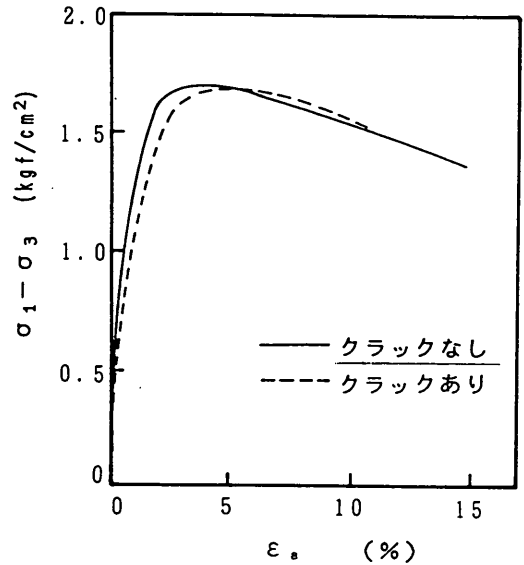


図-5.33 応力ひずみ曲線 (簡易 CU 試験)

る。すなわち、クラック型の乱れに対しては再圧縮法は非常に有効な試験法である。

#### 5.4 本章の結論

乱さない試料を用いた一連の実験結果から、大きな乱れが再圧縮に及ぼす影響をまとめると、次のようになる。

- ① 試料が大きな圧縮ひずみや伸張ひずみを与えられた場合は、Bjerrum-半沢法や本章で定義した簡易 CU 試験で再圧縮する過程において、体積ひずみ量 (排水量) が増加する。今回の試験結果によれば、再圧縮によって体積ひずみが 4.0% 以上発生する場合は、5.0% 以上の初期伸張ひずみに相当する乱れが与えられていると考えられる。
- ② 試料が大きな圧縮ひずみや伸張ひずみを与えられた場合は、自動 K. 圧密試験において求められる K. 値が本来の値よりも大きくなる。
- ③ せん断ひずみによって大きな乱れが与えられると、再圧縮による試料の含水比の低下量が大きいため、再圧縮後の強度は乱れを与えられない試料よりも最大 15% 程度増加する可能性がある。
- ④ 加えられたせん断ひずみのレベルが小さい場合やクラックを与えられた試料の場合は、再圧縮後の強度はひずみやクラックを与えない試料の強度と変わらず、再圧縮によって乱れの影響を除去することができる。
- ⑤ 再圧縮は、あまり大きくない繰り返し型の乱れを受けた試料や、クラック型の乱れを受けた試料に対しては、乱れを除去した本来の強度を求める上で有効である。しかし、非常に大きな繰り返し型の乱れを受けた場合は、最大 15% 過大な強度を求めることがありうる。



再圧縮法の強度を実際の問題に適用する上では、以上の点に注意する必要がある。

#### 参考文献

- (1) Berre, T. and Bjerum, L. (1973) : Shear Strength of Normally Consolidated Clays, Proceedings, 8 th Int. Conf. on SM & FE., Moscow, U.S.S.R, Vol. 1, pp. 39 - 49.
- (2) Bjerrum, L. (1973) : Problems of soil mechanics and construction of soft clays, State-of-the-art report, Proceedings, 8 th Int. Conf. on SM & FE, Moscow, Vol. 3, pp. 111 - 159.
- (3) Hanzawa, H. (1982) : Undrained Strength Characteristics of Alluvial Marine Clays and Their Application to Short Term Stability Problems, 東京大学学位請求論文, pp. 83 - 84.
- (4) Jamiolkowski, M., Ladd, C. C., Germaine, T. T. and Lancellota, R. (1985) : New Developments in field and laboratory testing of soils, State-of-the-art Report, Proc. of 11 th Int. Conf. on SM & FE, San Francisco, Vol. 1, pp. 57 - 153.
- (5) Ladd, C. C. and Lambe, T. W. (1968) : The Strength of "Undisturbed" Clay Determined From Undrained Tests, STP No. 361, National Research Council of Canada - American Society of Testing and Materials, Symposium on Laboratory Shear Testing of Soils.
- (6) 龍岡文夫 (1987) : わかりやすい土質工学原論, pp. 34 - 40, 土質工学会.
- (7) 奥村樹郎 (1974) : 粘土の攪乱とサンプリング方法の改善に関する研究, 港湾技研資料, No. 193.
- (8) Andersen, A., AA. and Kolstad, P. (1979) : The NGI 54 - mm samplers for undisturbed sampling of clays and representative sampling of coarser materials, Proceedings of the International Symposium of Soil Sampling, Singapore, pp. 13 - 21.
- (9) Lacasse, S. (1985) : Testing of Special Soils: Ocean Floor Soils, Proceedings, Panel discussion, Session 2 B, 11 th Int. Conf. on SM & FE, San Francisco, Vol. 5 pp. 2683 - 2686.
- (10) Lacasse, S. and Berre, T. (1988) : Triaxial Testing Methods for Soils, Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock, ASTM STP 977, pp. 264 - 289.
- (11) 土田 孝, 小林正樹, 山川 匠, 平良 聡 (1988) : 一軸圧縮強度のばらつきとその要因について, 港湾技術研究所報告, 第27巻, 第1号, pp. 93 - 124.

## 6. $q_u$ 法の強度と三軸試験を用いた強度決定法による強度との関係

### 6.0 概説

2章において、一軸圧縮強度  $q_u$  に調査者の技術の差による乱れの程度の影響が含まれていることを述べ、 $q_u$  法によって粘性土地盤の強度を決定する上での大きな問題点であると指摘した。 $q_u$  法に替わる強度決定法としては三軸試験による方法があるが、そのためには  $K_0$  圧密試験法が基本的な技術となる。3章では、自動化した三軸試験機によって、不攪乱試料を原位置の応力状態まで  $K_0$  圧密する技術について述べた。4章では、年代効果を有する自然粘土の力学特性を明らかにするとともに、室内で年代効果を再現した再圧密試料を用いて三軸試験により強度を求めた。さらに、5章においては供試体に種々のレベルの模擬的な乱れを与え、三軸試験の再圧縮法によって得られる強度を求めることによって、乱れと再圧縮後の強度の関係を明らかにした。

これらの検討結果にもとづき、本章ではいくつかの不攪乱試料に対して  $q_u$  法による強度と三軸試験による強度とを求め、両者の関係を検討した。これまで、いくつかの粘性土について  $q_u$  法の強度と再圧縮法や SHANSEP 法の強度の比較は行われているが、本章で示すようなまとまった量のデータについての比較は、なされていない。

### 6.1 試験方法

1章で述べたように三軸試験によって強度を決定する方法には、Bjerrum-半沢法<sup>(1)</sup>に代表される再圧縮法と、Laddらによって提案された SHANSEP 法<sup>(2)</sup>がある。

まず、Bjerrum-半沢法によって粘土地盤の強度を決定する手順をまとめると、次のようになる。

- ①原位置の有効土かぶり圧  $p_0$  と有効側圧を設定する。  
この場合、土被り圧は原位置での試料の単位体積重量から簡単に求めることができるが、有効側圧を計算するためには静止土係数  $K_0$  の設定が必要である。 $K_0$  の求め方としては、室内試験による方法、原位置試験で求める方法、過圧密比と  $K_0$  の関係から求める方法などがあるが、ここでは3章において開発した自動  $K_0$  圧密三軸試験装置<sup>(3)</sup>を用いる。
- ②試料を三軸室にセットして圧密する。設定した軸方向圧密圧力（有効土被り圧）と側方圧密圧力（有効側圧）を直に加えると、試料内に発生する間隙水圧のために試料が破壊するので、段階的に圧力を増加することが必要であり、供試体の側方変位が生じ

ないように制御しつつ徐々に圧力を増加する。

- ③再圧縮後、せん断速度  $0.1\%/min$  で圧縮および伸張し、その平均強度について時間効果を補正することによって地盤の代表的な強度とする。

次に、SHANSEP 法によって強度を決定する手順は次のようにまとめられる。

- ①乱さない粘土試料を用いて標準圧密試験を行い、圧密降伏応力  $p_c$  を求める。原位置の土被り圧  $p_0$  との比  $p_c/p_0$  が過圧密比である。
- ②代表的な粘土試料を用いて三軸試験機で  $K_0$  圧密及び膨張させ、各種の過圧密比での圧縮・伸張試験を行う。これによって過圧密比  $R$  と、軸方向圧密圧力  $p$  で正規化された非排水強度との関係を求める。用いる非排水強度は、圧縮強度  $(s_{uc}/p)_R$  と伸張強度  $(s_{tc}/p)_R$  の平均である。なお、これらの試験においては、試料をいったん原位置の  $p_c$  を十分に越えた正規圧密状態にまで  $K_0$  圧密し、乱れの影響を除去する。圧縮および伸張時のひずみ速度は  $0.008 \sim 0.015\%/min$  が標準である。
- ③以上の結果を用いて、原地盤の深度ごとの強度は次式で計算する。

$$s_u = p_0 \times (\text{原位置の過圧密比に対応する圧密圧力で正規化した非排水強度})$$

今回用いた試料は、大阪湾泉南沖積粘土および洪積粘土、東京湾沖積粘土および洪積粘土である。試料の主な物理試験結果を表-6.1に示した。また、今回用いた試料の共通した特徴は、いずれも過圧密比（圧密降伏応力  $p_c$  と鉛直土被り圧  $p_0$  の比）が  $1.0 \sim 1.5$  と小さく、ほぼ正規圧密かあるいはわずかに過圧密な粘土であることである。これは、わが国の沿岸地域の粘性土地盤で多くみられる特性である。実験は次の4種類を行った。

- ①一軸圧縮試験：JIS および土質工学会基準によって規定されている通常の試験である。圧縮速度は  $1\%/min$  とした。
- ②三軸  $CK_0U$  圧縮および伸張試験（土被り圧）：試料を土被り圧まで  $K_0$  圧密し、その後非排水条件で圧縮または伸張する。圧密時間は120分、せん断速度は  $0.1\%/min$  である。Bjerrum-半沢法による強度を求める試験である。
- ③三軸  $CIU$  試験（簡易  $CU$  試験）：試料を原位置の平均土被り圧力で120分間圧密し、その後  $0.1\%/min$  の速度で圧縮する。簡易  $CU$  強度を求める試験である。
- ④三軸  $CK_0U$  圧縮および伸張試験（正規圧密）：三軸

表-6.1 試料の主な物理特性

試料名	大阪湾沖積	大阪湾洪積	東京湾沖積	東京湾洪積
自然含水比 (%)	75 ~ 102	35 ~ 67	78 ~ 105	28 ~ 70
液性限界 (%)	80 ~ 110	55 ~ 85	90 ~ 102	22 ~ 46
塑性限界 (%)	28 ~ 45	26 ~ 37	36 ~ 41	48 ~ 110
塑性指数	48 ~ 60	25 ~ 48	52 ~ 62	25 ~ 70

試験機で  $p_c$  の3倍以上まで  $K_0$  圧密し、その後  $K_0$  状態で膨張した後に圧縮あるいは伸張して強度を求める。圧密時間は圧密および膨張にそれぞれ24時間、せん断速度は  $0.01\%/min$  である。SHANSEP 法による強度を求める試験である。

②, ④の試験においては、3章で詳述した自動  $K_0$  圧密三軸試験機によって  $K_0$  圧密を行っている。本装置の採用によって、三軸  $CK_0U$  試験の能率は通常の三軸  $CIU$  試験と全く変わらなくなった。なお、三軸試験においてはバックプレッシャーとして  $2.00 \text{ kgf/cm}^2$  を用いた。

以上の試験によって求められた強度を次のように示すことにする。

- $\bar{q}_u$  :  $q_u/2$  の平均値, すなわち  $q_u$  法による強度。
- $s_{uc}$  : 原位置の土被り圧で  $K_0$  圧密した後の圧縮強度。
- $s_{ur}$  : 原位置の土被り圧で  $K_0$  圧密した後の伸張強度。
- $s_{u1}$  : Bjerrum-半沢法の強度。Bjerrum-半沢法の強度は  $s_{uc}$  と  $s_{ur}$  の平均として求められる。今回の試験では、効率を上げるためにせん断速度

を  $0.1\%/min$  とした。このため Bjerrum-半沢法の強度を求めるために速度の補正を行っている。図-6.1は、大阪湾および東京湾の粘土についてせん断速度と非排水強度の関係の一例である(1)。図よりせん断速度を10倍にすることによって強度は約5~7%増加することがわかる。したがって、Bjerrum-半沢法の強度は次式によって求められる。

$$s_{u1} = 0.94 \cdot ((s_{uc} + s_{ur}) / 2) \quad (6.1)$$

$s_{u2}$  : 簡易  $CU$  試験によって求められた強度。

$(s_{uc}/\sigma_{ac})_R$  : 過圧密比  $R$  における軸方向圧密圧力  $\sigma_{ac}$  で正規化した三軸  $CK_0U$  圧縮強度 (三軸試験機内で圧密後に膨張させて過圧密とした粘土の強度)

$(s_{ur}/\sigma_{ac})_R$  : 過圧密比  $R$  における軸方向圧密圧力  $\sigma_{ac}$  で正規化した三軸  $CK_0U$  伸張強度 (三軸試験機内で圧密後に膨張させて過圧密とした粘土の強度)

$s_{u3}$  : SHANSEP 法による強度で、次式で求められる。

$$s_{u3} = ((s_{uc}/\sigma_{ac})_R + (s_{ur}/\sigma_{ac})_R) / 2 \times p_0 \quad (6.2)$$

ここに  $p_0$  は土かぶり圧,  $(s_{uc}/\sigma_{ac})_R$  と  $(s_{ur}/\sigma_{ac})_R$  は原位置の過圧密比  $R$  に対応した強度である。

## 6.2 試験結果

### 6.2.1 大阪湾沖積粘土の試験結果

試料は大阪湾泉州沖の沖積粘土である。図-6.2(a), (b)に物理試験結果と  $q_u$  の深度分布を示す。図-6.3は、標準圧密試験より求められた圧密降伏応力  $p_c$  と土かぶり圧  $p_0$  の関係であり、 $p_c/p_0$  として計算した過圧密比  $OCR$  をあわせて示している。図のように海底面付近で  $OCR$  は約3であり、深度とともに徐々に減少し深度15m以深では約1.2である。

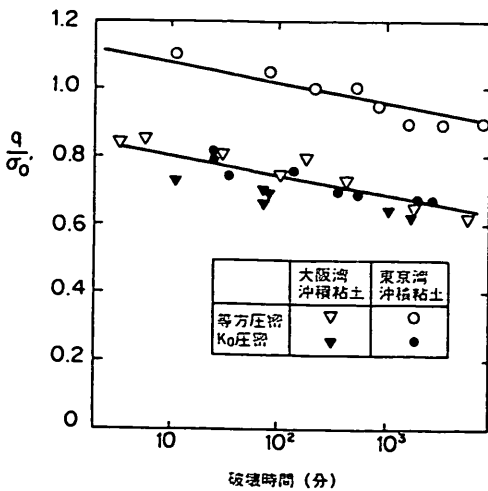


図-6.1 破壊に要する時間と強度の関係

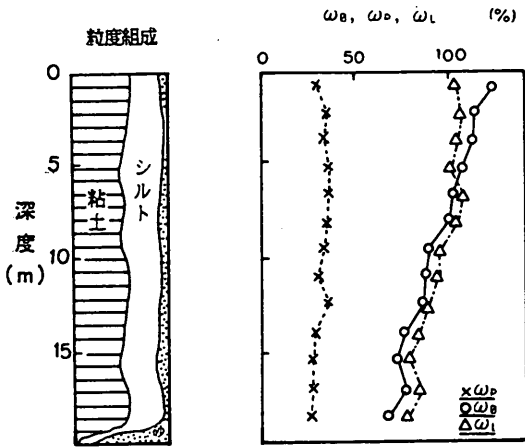


図-6.2(a) 物理試験結果(大阪湾冲積粘土)

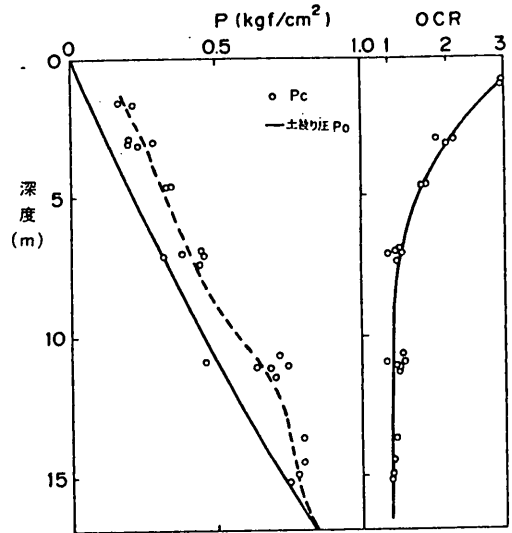


図-6.3  $p_c$ と被り圧 $p_o$ の関係(大阪湾冲積粘土)

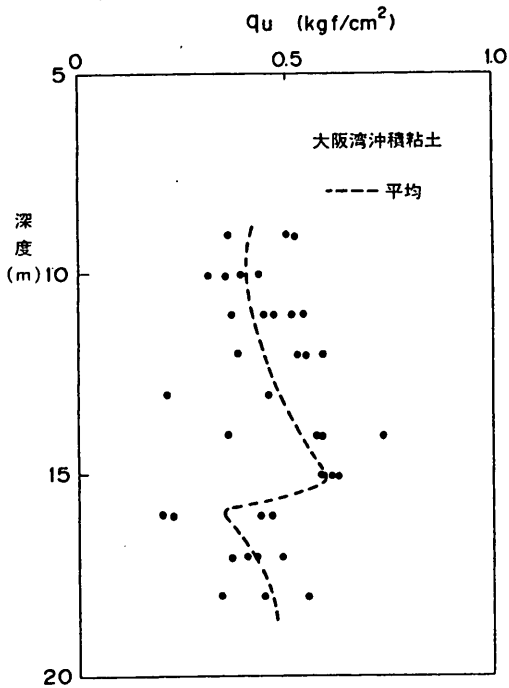


図-6.2(b)  $q_u$ の深度分布(大阪湾冲積粘土)

図-6.4(a)は、Bjerrum-半沢法の  $K_o$  圧密過程での軸方向圧密圧力  $\sigma_{a,c}$  と軸ひずみ  $\epsilon_a$  の関係である。図のように、軸方向圧密圧力が土被り圧になるまでの圧密によって生じる軸ひずみは、いずれの深度の試料においても1.0～1.5%の範囲にある。図-6.4(b)は  $\sigma_{a,c}$  と  $K_o$  値の関係である。今回の試験では試料の圧密降伏応力の1/6で等方的に予備圧密し、予備圧密後を基準として  $K_o$  条件の制御をスタートした。図のように、 $\sigma_{a,c}$  が土被り圧の1/2になるとほぼ  $K_o$  は0.35～0.55

で一定となっている。

図-6.5(a), (b)は、それぞれ、土被り圧まで  $K_o$  圧密した後に圧縮および伸張したときの応力ひずみ曲線と有効応力径路である。図のように、圧縮時はひずみが1.0～2.0%において軸差応力はピークに達しその後低下する。一方、伸張時は変形とともに軸差応力は徐々に増加し、軸差応力がピークに達するのはひずみが10%以上になってからであった。

図-6.6に、簡易CU試験における圧密中の時間と体積ひずみの関係を示す。120分間に生じる体積ひずみ量は0.8～2.0%であった。図-6.7(a), (b)はそれぞれ簡

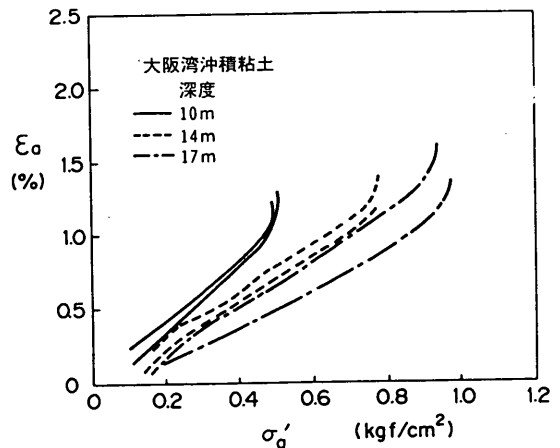


図-6.4(a)  $K_o$  圧密過程における軸方向圧密圧力と軸ひずみの関係(大阪湾冲積粘土)

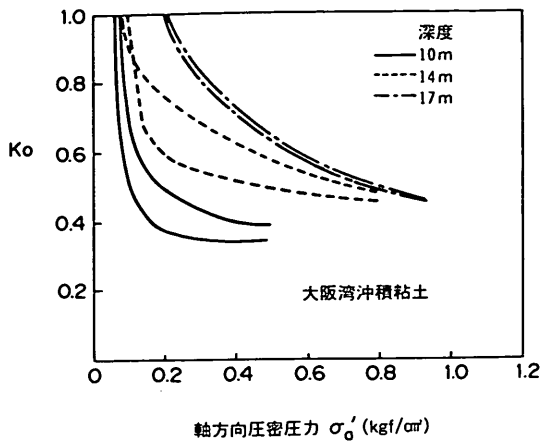


図-6.4(b) 軸方向圧密圧力と  $K_0$  値の関係 (大阪湾沖積粘土)

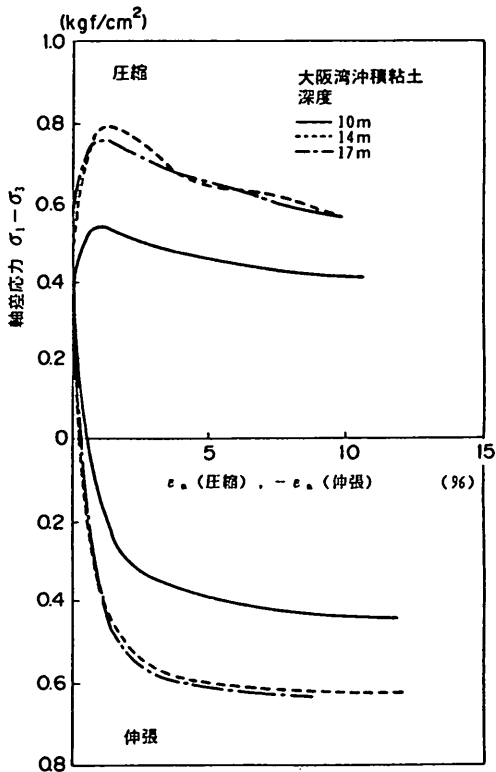


図-6.5(a) 応力ひずみ曲線 (大阪湾沖積粘土, Bjerrum - 半沢法)

簡易CU試験における応力ひずみ曲線と応力経路である。図のように簡易CU試験においても破壊ひずみは小さくほぼ1.0~3.0%の範囲にあった。

図-6.8は、土被り圧まで  $K_0$  圧密して圧縮、伸張した試験 (Bjerrum-半沢法) および簡易CU試験にお

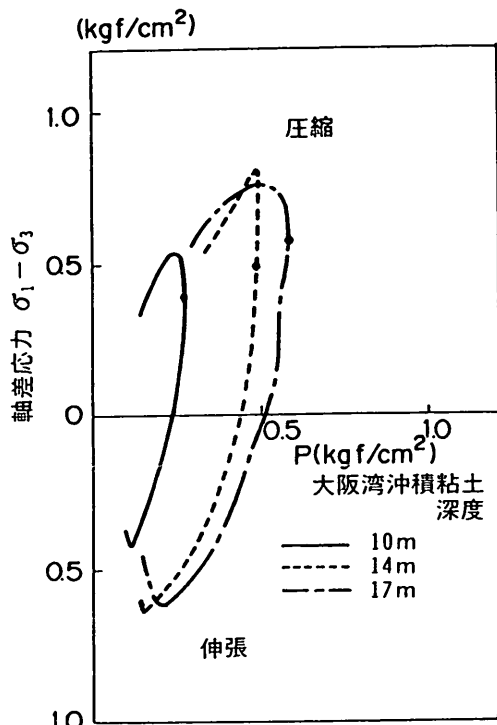


図-6.5(a) 有効応力経路 (大阪湾沖積粘土, Bjerrum - 半沢法)

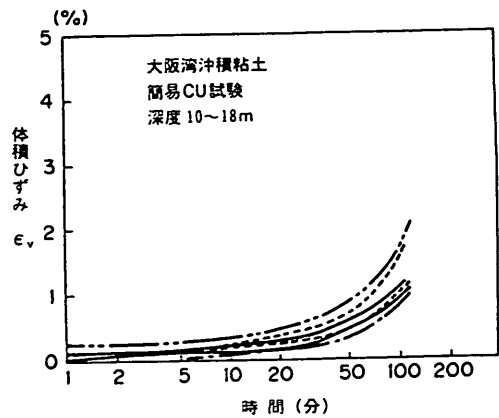


図-6.6 簡易CU試験における圧密中の時間と体積ひずみの関係 (大阪湾沖積粘土)

いて、初期含水比  $w_0$  と試験後の含水比  $w_f$  の差  $\Delta w = w_0 - w_f$ 、及び圧密中の体積ひずみ  $\epsilon_v$  (Bjerrum-半沢法の場合は軸ひずみ  $\epsilon_a$  に等しい) のヒストグラムを示したものである。図のように、三軸セル内で試料を原位置の土被り圧あるいは平均土被り圧で圧密する (再圧縮) ことにより、含水比はほとんどの場合低下する。含水比低下量  $\Delta w$  は、Bjerrum-半沢法、簡易CU試

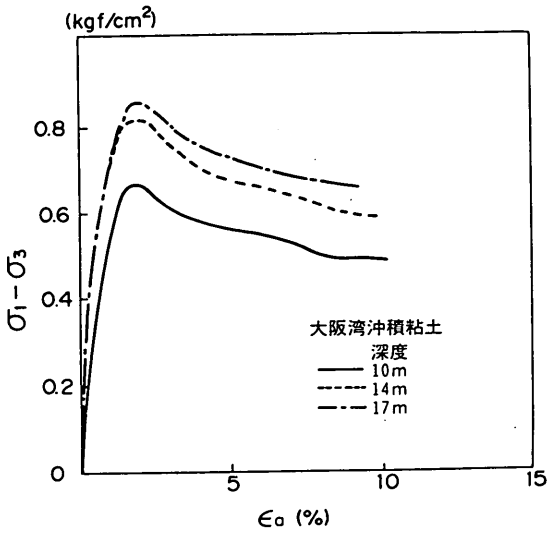


図-6.7(a) 応力ひずみ曲線 (簡易 CU 試験, 大阪湾沖積粘土)

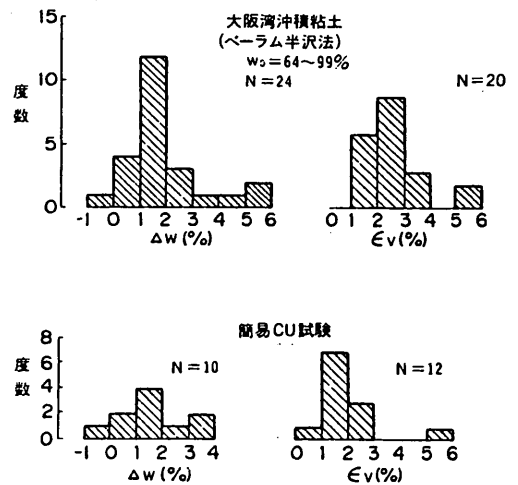


図-6.8 Bjerrum-半沢法, 簡易 CU 試験での再圧縮による含水比の減少と体積ひずみ (大阪湾沖積粘土)

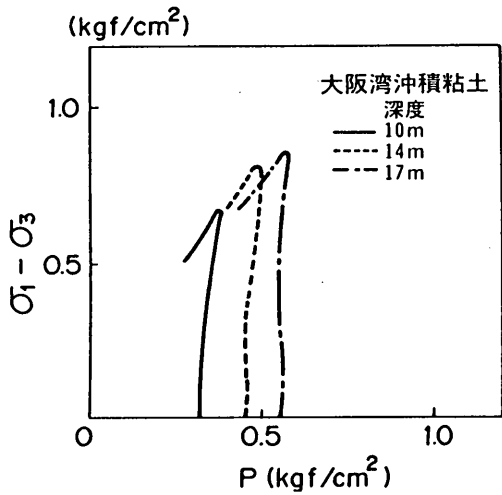


図-6.7(b) 有効応力経路 (簡易 CU 試験, 大阪湾沖積粘土)

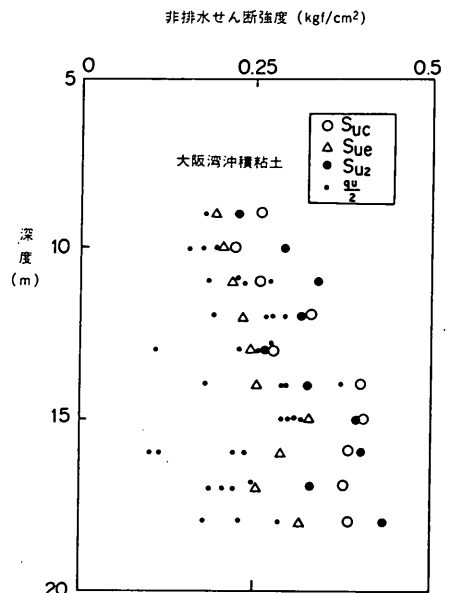


図-6.9  $q_u/2$ ,  $s_{uc}$ ,  $s_{ue}$ ,  $s_{uz}$  と深度との関係 (大阪湾沖積粘土)

験の両者とも 1.0 ~ 2.0% の場合が最も多く、5% 以上低下した場合もある。また、再圧縮中の体積圧縮ひずみ  $\epsilon_v$  は Bjerrum-半沢法で 2.0 ~ 3.0%、簡易 CU 試験で 1.0 ~ 2.0% の場合が多く、5% 以上の圧縮ひずみを示す場合もあった。

図-6.9 には、深度ごとに、 $q_u/2$ 、Bjerrum-半沢法における再圧縮後の圧縮強度  $s_{uc}$ 、伸張強度  $s_{ue}$ 、簡易 CU 強度  $s_{uz}$  を示した。図のように  $s_{uc}$ 、 $s_{ue}$ 、 $s_{uz}$  のいずれもほぼ深度とともに増加する傾向を示している。

図-6.10 は、Bjerrum-半沢法の強度  $s_{u1}$  と簡易 CU 強度  $s_{u2}$  を比較したものである。図をみると両者にはほぼ一定の関係がみられ  $s_{u1}$  は  $s_{u2}$  の 70 ~ 90% で平均的には  $s_{u1} = 0.8 s_{u2}$  の関係がみられた。

次に、SHANSEP 法の強度を求めるために実施した三軸試験の結果を示す。図-6.11 は、 $p_c$  の 3 倍まで正規圧密しその後除荷して膨張させたときの、 $K_0$  値と過圧密比との関係である。図のように、過圧密比  $R$  と

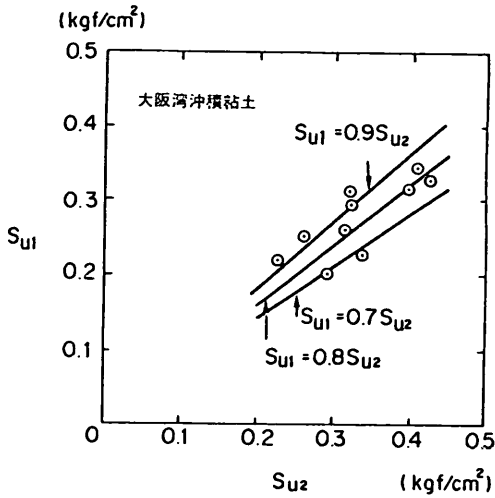


図-6.10 Bjerrum-半沢法の強度  $s_{u1}$  と簡易CU強度の比較  $s_{u2}$  (大阪湾沖積粘土)

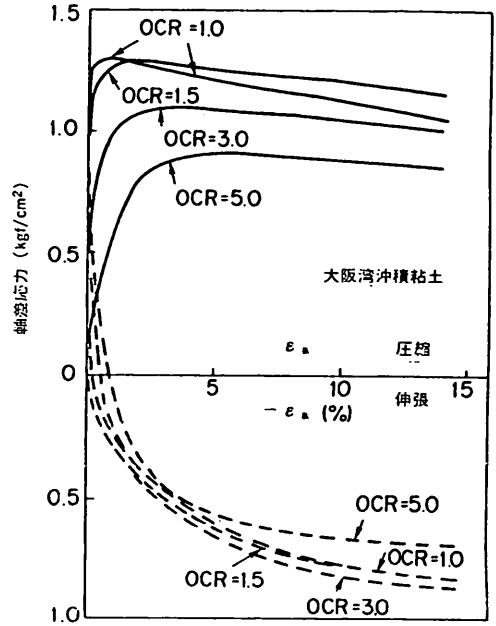


図-6.12 SHANSEP法の三軸試験における応力ひずみ曲線(大阪湾沖積粘土)

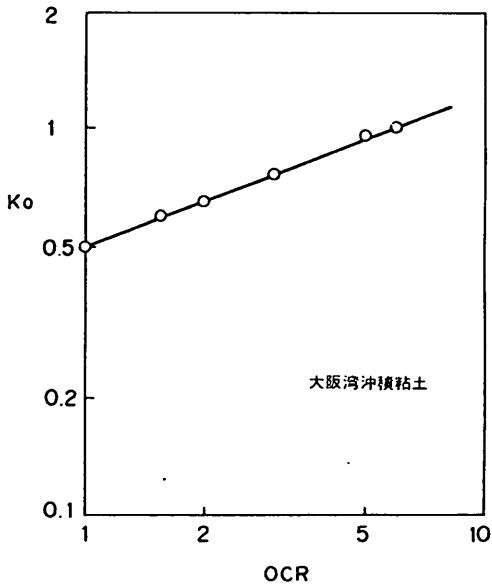


図-6.11  $K_o$  値と OCR の関係(大阪湾沖積粘土)

$K_o$  値の関係は次式で表された。

$$K_{OR} = K_{O_n} \cdot R^m \quad (6.3)$$

ここで  $K_{OR}$ : 過圧密比  $R$  における  $K_o$  値  
 $K_{O_n}$ : 正規圧密時の  $K_o$  値, 0.5  
 $m$ : 実験定数  $m = 0.4$

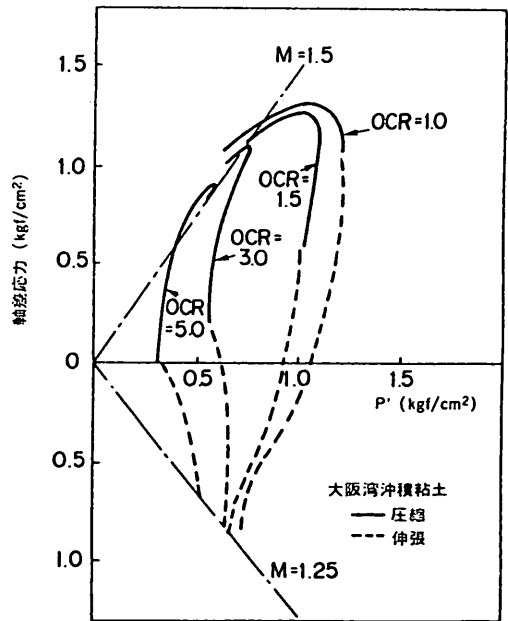


図-6.12 SHANSEP法の三軸試験における有効応力径路(大阪湾沖積粘土)

3章3.6で述べたように、わが国の沖積粘土では一般に(6.3)式の関係が見られ  $m$  は0.4から0.5の範囲にあるが<sup>(3)</sup>、今回の試験結果も既往の結果と一致してい

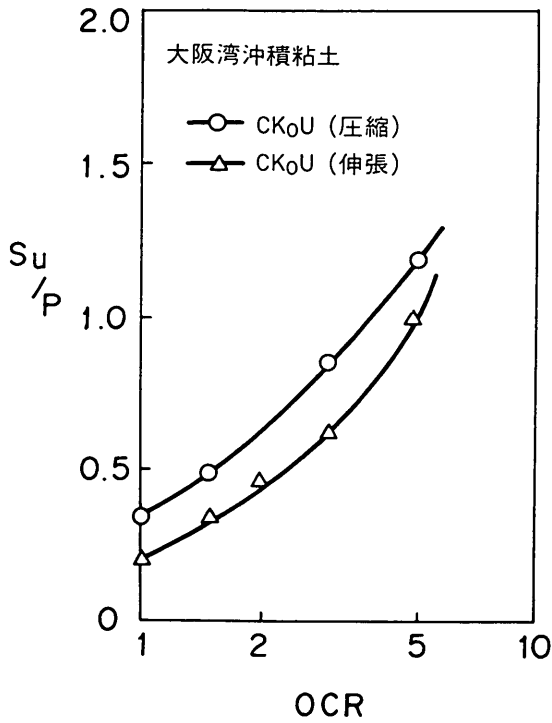


図-6.13 過圧密比と正規化した圧縮、伸張強度の関係(大阪湾冲積粘土)

る。

図-6.12(a), (b)は、圧密膨張後に圧縮及びせん断したときの応力ひずみ曲線と応力径路を過圧密比ごとに示したものである。また、図-6.13には、過圧密比  $R$  に対してせん断前の軸方向圧密圧力で正規化した圧縮強度  $(s_{uc}/\sigma_{ac})_R$  と伸張強度  $(s_{ue}/\sigma_{ac})_R$  を示した。図より正規圧密状態 ( $R=1$ ) では、

$$(s_{uc}/\sigma_{ac})_R = 0.32, \quad (s_{ue}/\sigma_{ac})_R = 0.24$$

であった。(6.2)式より正規圧密時の SHANSEP 法の強度は次のように求められる。

$$\begin{aligned} s_{u3} &= p_0 \cdot ((s_{uc}/\sigma_{ac})_R + (s_{ue}/\sigma_{ac})_R) / 2 \\ &= (0.32 + 0.24) / 2 \cdot p_0 \\ &= 0.28 p_0 \end{aligned}$$

深度ごとに、 $q_u$ 法による強度  $\bar{s}_u$ 、Bjerrum-半沢法の強度  $s_{u1}$ 、簡易 CU 強度  $s_{u2}$ 、SHANSEP 法による強度  $s_{u3}$  の関係を示したのが図-6.14(a)である。また、図-6.14(b)には  $\bar{s}_u$  と  $s_{u1}$ 、 $s_{u2}$ 、 $s_{u3}$  とをそれぞれ比較した。

なお、比較においては深度 8 ~ 15 m の範囲と 15 ~ 20 m の範囲とでそれぞれ行っている。各強度間関係は次のとおりである。

深度 8 ~ 15 m	$\bar{s}_u = 0.96 s_{u1}$
	$\bar{s}_u = 0.77 s_{u2}$
	$\bar{s}_u = 1.40 s_{u3}$
深度 15 ~ 20 m	$\bar{s}_u = 0.66 s_{u1}$
	$\bar{s}_u = 0.56 s_{u2}$
	$\bar{s}_u = s_{u3}$

このように深度が 8 ~ 15 m の範囲では、 $q_u$ 法から求めた強度  $\bar{s}_u$  は Bjerrum-半沢法の強度  $s_{u1}$  とよく一致し、SHANSEP 法の強度  $s_{u3}$  は  $\bar{s}_u$  の約 70%であった。一方、深度 15 m ~ 20 m の範囲では、 $\bar{s}_u$  が  $s_{u1}$  に比べ 30 ~ 35% の低下がみられ  $\bar{s}_u$  と  $s_{u3}$  はよく一致した。また、図-6.14(a)をみると、三軸試験から求めた強度  $s_{u1}$ 、 $s_{u2}$ 、 $s_{u3}$  はいずれも深度に対してほぼ直線的に増加するが、 $\bar{s}_u$  は深度 15 m までは増加するものの 15 m 以下で大きく低下している。図-6.15に、深度 13 m から

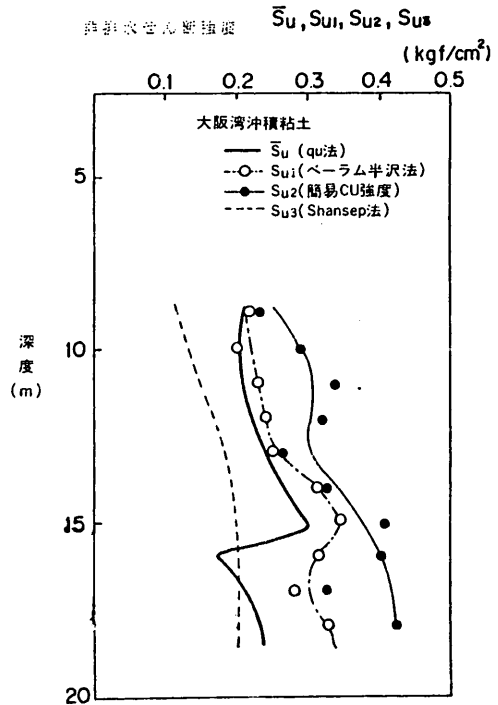


図-6.14(a)  $\bar{s}_u$ 、 $s_{u1}$ 、 $s_{u2}$ 、 $s_{u3}$  と深度の関係(大阪湾冲積粘土)



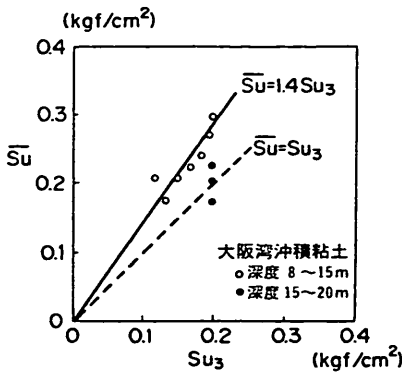
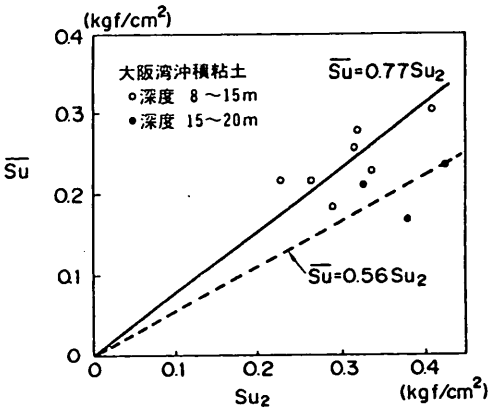
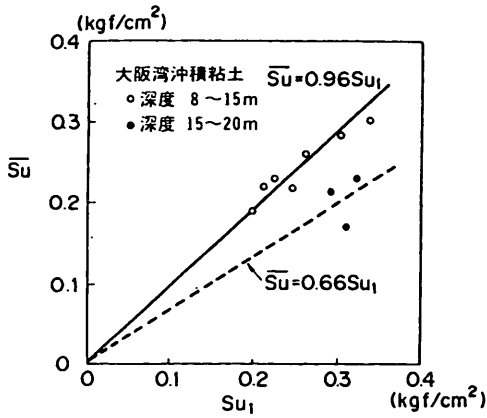


図-6.14(b)  $\bar{S}_u$  と  $S_{u1}$ ,  $S_{u2}$ ,  $S_{u3}$  との関係 (大阪湾沖積粘土)

18 m の範囲における一軸圧縮試験の応力ひずみ曲線を示した。図において割係数  $E_{s0}$  を比較すると、深度 13~15 m の範囲では  $30 \sim 80 \text{ kgf/cm}^2$  であり、深度 16~18 m の範囲では  $13 \sim 30 \text{ kgf/cm}^2$  であった。ま

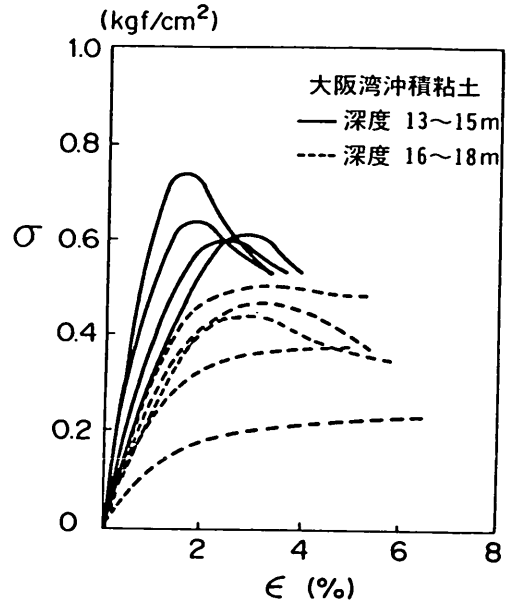


図-6.15 一軸圧縮試験における応力ひずみ曲線

た、深度 15~20 m の試料では貝殻の混入が多く、試料成形が困難であったことも報告されている。これらのことから、15~20 m の深度の試料については乱れによって  $q_u$  が低下していることが推定される。したがって、この深度では、 $q_u$  法の強度は実際の地盤の強度を過小評価している可能性が高いと考えられる。

このように考えると、大阪湾の沖積粘土の強度について次のようにまとめることができる。深度 8~15 m の範囲のように試料の乱れの影響が大きいときは  $q_u$  法の強度はほぼ Bjerrum-半沢法の強度に等しい。一方、深度 15~20 m の範囲のように乱れが大きい場合は  $q_u$  法の強度は低下するが、Bjerrum-半沢法の強度はあまり影響を受けないため、 $q_u$  法の強度は Bjerrum-半沢法の強度よりも小さくなる。また、SHANSEP 法の強度は、乱れの影響が少ない場合は  $q_u$  法の強度や Bjerrum 半沢法の強度よりも小さく、乱れが大きく  $q_u$  が低下したときに  $q_u$  法の強度と等しくなる。

### 6.2.2 大阪湾沖積粘土の試験結果

#### (1) A地区

すでに 4 章 4.3 で述べたように、大阪湾泉州沖には、表層の沖積粘土の下部に、砂れき層をはさみながら数百メートルにわたって洪積粘土が堆積している。A 地区の試料は深度 24~38 m から採取したもので、図-6.16(a), (b) に物理試験結果と  $q_u$  の分布を、図-6.17 に標準圧密試験より得られた  $p_0$  と  $p_c$  の関係と過圧密比 OCR を示した。図のように OCR は 1.2~1.7 と小さく、

やや過圧密な粘土地盤である。大阪湾沖積粘土と同様に Bjerrum - 半沢法, 簡易 CU 試験, SHANSEP 法による強度を求めた。なお, 大阪湾洪積粘土については SHANSEP 法に必要な一連の試験は実施せず, 沖積粘土の試験結果から得られた図-6.13 を用いて SHANSEP

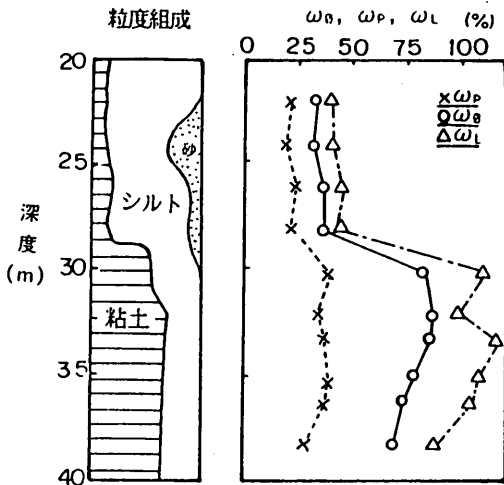


図-6.16(a) 物理試験結果 (大阪湾洪積粘土 A 地区)

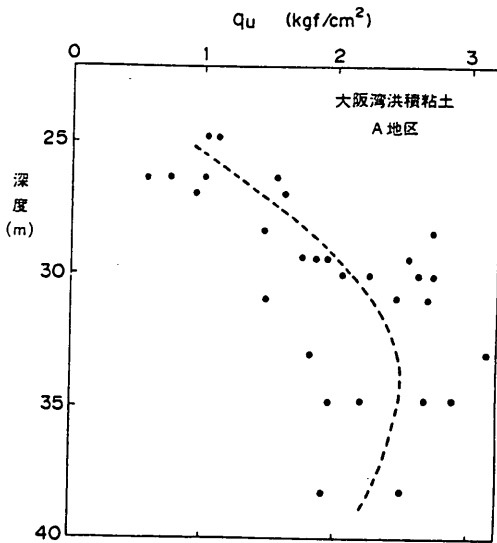


図-6.16(b)  $q_u$  の深度分布 (大阪湾洪積粘土 A 地区)

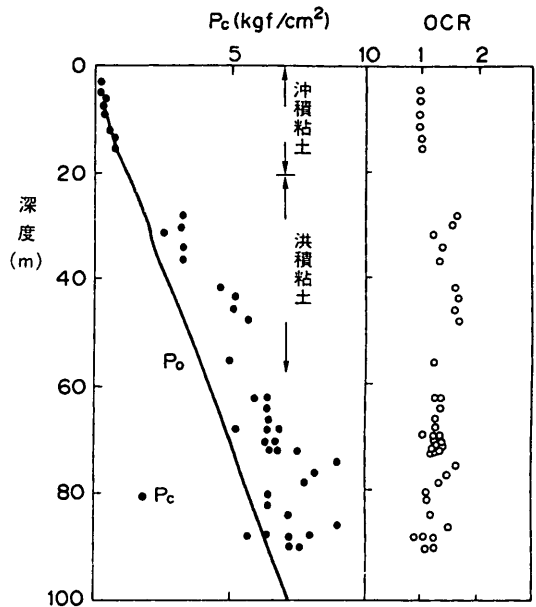


図-6.17  $p_c$  と土被り圧  $p_o$  の関係 (大阪湾洪積粘土 A 地区)

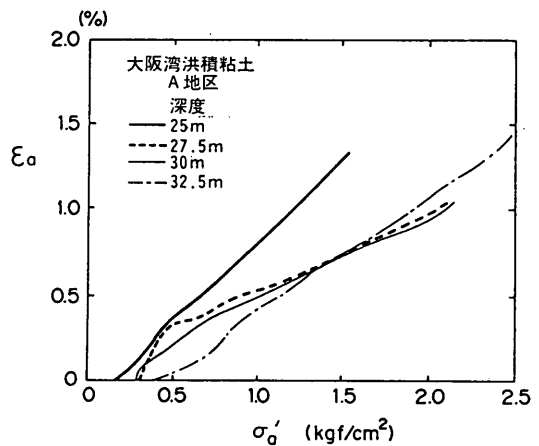


図-6.18  $K_0$  圧密過程における軸方向圧密圧力と軸ひずみの関係 (大阪湾洪積粘土 A 地区)

法の強度  $s_{u0}$  を計算した。8章において詳しく述べるが, 大阪湾泉南沖の乱さない試料を用いた一連の三軸 CIU 試験を実施した結果より, 十分に正規圧密領域まで圧密した場合は, 圧密圧力で正規化した洪積粘土の強度は沖積粘土に比べ 10~15% 小さい<sup>(4)</sup>。しかし, ここでは近似として, 沖積粘土の試験結果から求めた図-6.13 を用いて洪積粘土の SHANSEP 法の強度を計算することにした。

図-6.18 は, Bjerrum - 半沢法における土被り圧までの  $K_0$  圧密過程の軸方向応力と軸ひずみの関係である。

図のように、圧密中に生じる軸ひずみ量は、1.0～1.5%であった。図-6.19は軸方向圧密圧力とK<sub>0</sub>値の関係である。図のように、軸方向圧密圧力が土被り圧の1/2になるとほぼK<sub>0</sub>は0.4～0.6で一定となっている。

図-6.20(a), (b)は、それぞれ土被り圧までK<sub>0</sub>圧密した後に圧縮および伸張したときの、応力ひずみ曲線と

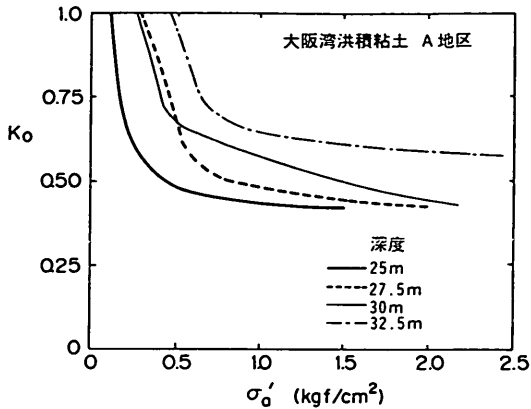


図-6.19 軸方向圧密圧力とK<sub>0</sub>値の関係 (大阪湾洪積粘土 A地区)

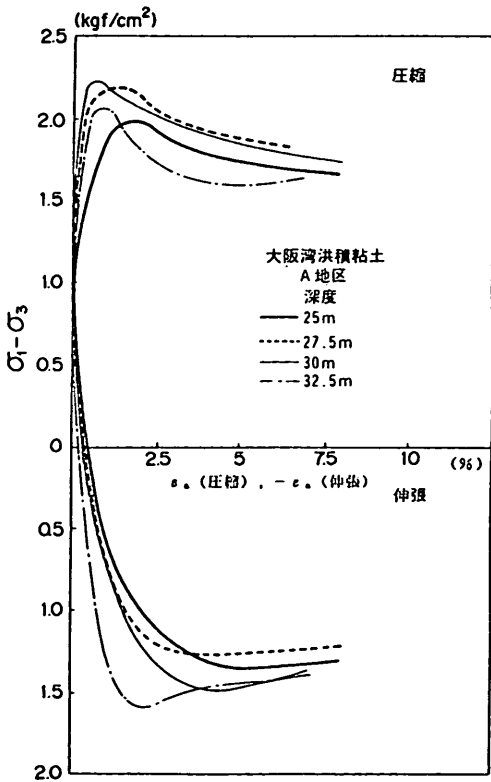


図-6.20(a) 応力ひずみ曲線 (大阪湾洪積粘土 A地区, Bjerrum — 半沢法)

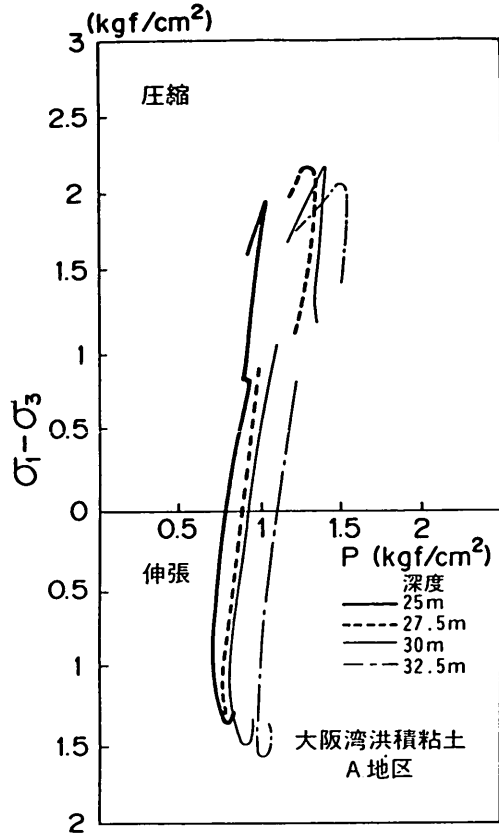


図-6.20(b) 有効応力径路 (大阪湾洪積粘土 A地区, Bjerrum-半沢法)

応力径路である。図のように、沖積粘土の場合と同様に圧縮時はひずみが0.5～2.0%において軸差応力はピークに達しその後低下する。伸張時においてもピーク強度に達するひずみ量は2.0～5.0%であり、図-6.5(a)に示した大阪湾沖積粘土の場合に比べると非常に小さい。これは、4章4.3で検討したように、洪積粘土においては沖積粘土に比べて堆積年代が長いことからセメンテーションによる構造が発達しているためであると考えられる。図-6.21(a), (b)は、それぞれ簡易CU試験における応力ひずみ曲線と応力径路である。簡易CU試験においても破壊ひずみは1.0～3.0%の範囲にあって小さくその後の強度低下も顕著である。

図-6.22(a)に深度ごとの $\bar{\sigma}_v$ ,  $s_{v1}$ ,  $s_{v2}$ ,  $s_{v3}$ の関係を示し、図-6.22(b)は $\bar{\sigma}_v$ と $s_{v1}$ ,  $s_{v2}$ ,  $s_{v3}$ のそれぞれについての比較を示した。図-6.22(a)をみると、 $\bar{\sigma}_v$ と $s_{v1}$ の関係は一定ではなく、深度によって $\bar{\sigma}_v < s_{v1}$ であったり $\bar{\sigma}_v > s_{v1}$ であったりする。また、図よりBjerrum-半沢法の強度 $s_{v1}$ が深度による変化が比較的少ないのに

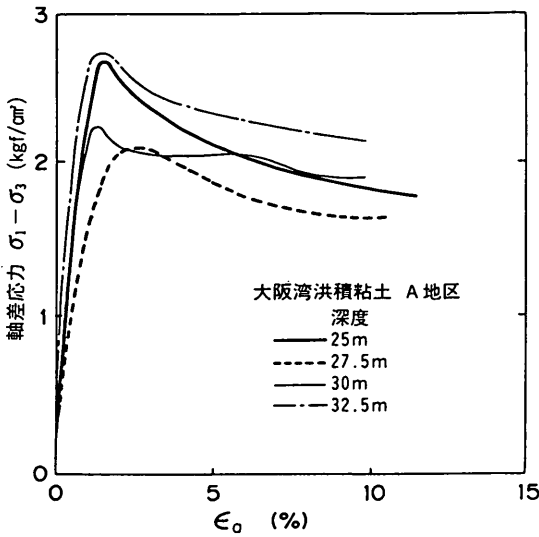


図-6.21(a) 応力ひずみ曲線(簡易CU試験, 大阪湾洪積粘土A地区)

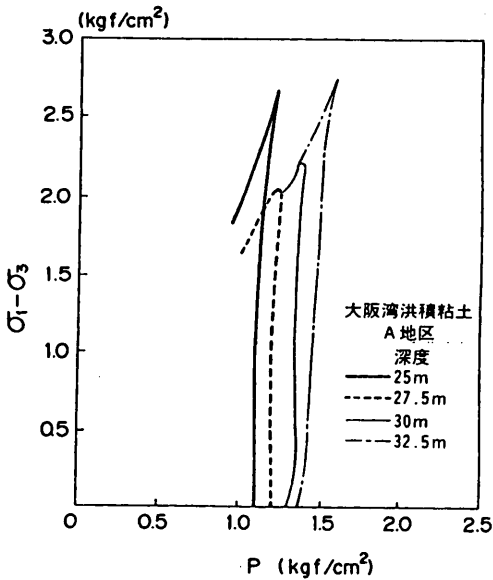


図-6.21(b) 応力ひずみ曲線(簡易CU試験, 大阪湾洪積粘土A地区)

対し,  $q_u$ 法の強度 $\bar{s}_u$ は深度によって大きく変化することがわかる。SHANSEP法の強度 $s_{u3}$ は, 深度25~27mでは $\bar{s}_u$ よりも大きいが, 全体に $s_{u1}$ に比べ小さく27m以深では $q_u$ 法の強度 $\bar{s}_u$ よりも小さくなっている。なお, 供試体作成時において深度25m~27mの試料に多くのクラックが観察された。したがって, この深度で $\bar{s}_u$ が特に低い原因は, 試料の乱れが大きかったことによると考えられる。このように深度によって各強度間の

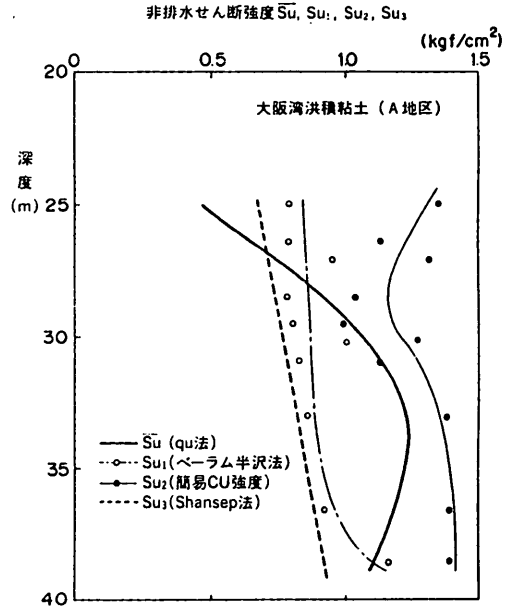


図-6.22(a)  $\bar{s}_u, s_{u1}, s_{u2}, s_{u3}$ と深度の関係(大阪湾洪積粘土A地区)

関係は異なるが, 図-6.22(b)より平均的な関係を求めると次のようになった。

$$\bar{s}_u = 1.05 s_{u1}$$

$$\bar{s}_u = 0.75 s_{u2}$$

$$\bar{s}_u = 1.18 s_{u3}$$

すなわち, 平均的には $q_u$ 法の強度 $\bar{s}_u$ は, Bjerrum-半沢法の強度 $s_{u1}$ とほぼ等しく, 簡易CU強度 $s_{u2}$ は $\bar{s}_u$ の75%である。また, SHANSEP法の強度 $s_{u3}$ は沖積粘土の場合と同様に $\bar{s}_u$ に対しても $s_{u1}$ に対しても小さい。

## (2) B地区

B地区の試料は深度22~50mから採取したもので, 図-6.23(a), (b)にそれぞれ物理試験結果と $q_u$ の分布を, 図-6.24に標準圧密試験より得られた $p_0$ と $p_c$ , およびOCRを示した。図のように, OCRは1.2~1.9と小さく, A地区と同様にやや過圧密な粘土地盤である。

図-6.25(a)に各深度ごとの $\bar{s}_u, s_{u1}, s_{u2}, s_{u3}$ を示した。図のように, 三軸試験による強度 $s_{u1}$ と $s_{u2}$ は,  $q_u$ に比べ深度方向のばらつきが小さい。なお, 深度40mにおいて非常に大きな簡易CU強度が表れているが(図中に\*で示した), この試料は三軸試験後に含水比が14%減少していたことから, 極端に乱れの大きい試料

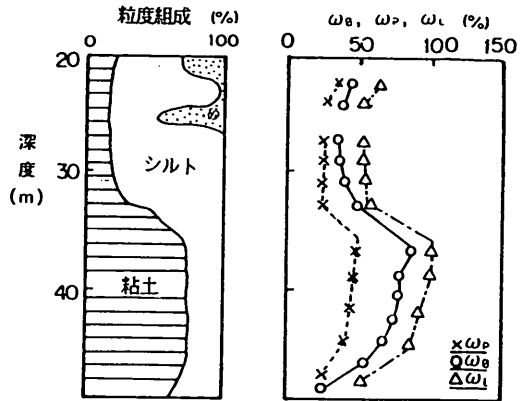
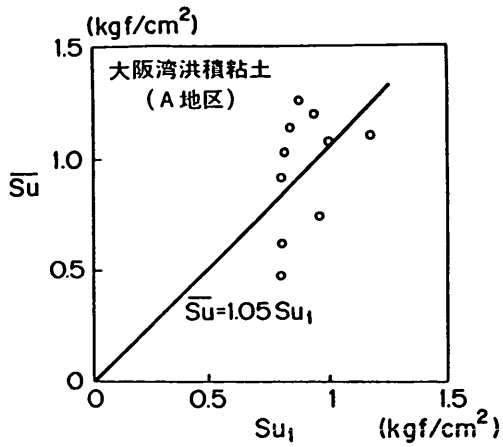


図-6.23(a) 物理試験結果(大阪湾洪積粘土 B地区)

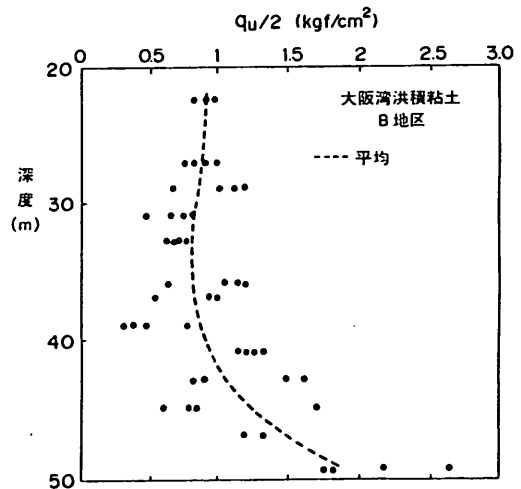
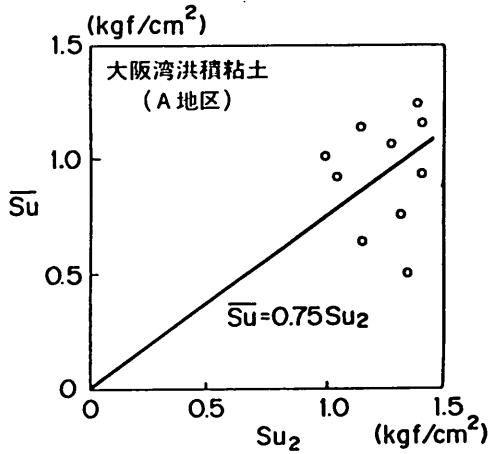


図-6.23(b)  $q_u$ の深度分布(大阪湾洪積粘土 B地区)

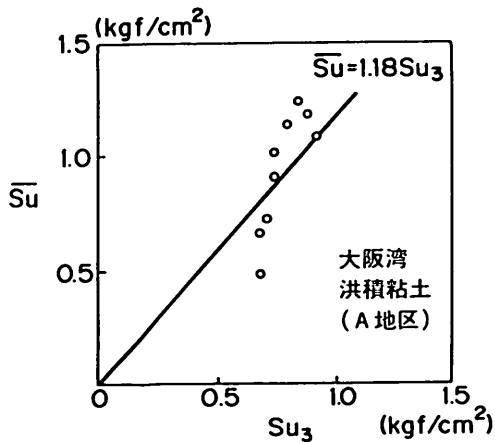


図-6.22(b)  $\bar{s}_u, s_{u1}, s_{u2}, s_{u3}$ との関係(大阪湾洪積粘土 A地区)

であったと考えられる。図-6.25(b)には  $\bar{s}_u$  と  $s_{u1}, s_{u2}, s_{u3}$  とのそれぞれの比較を示した。図より  $\bar{s}_u$  と  $s_{u1}, s_{u2}$  との間には平均的に次の関係が得られた。

$$\begin{aligned} \bar{s}_u &= s_{u1} \\ \bar{s}_u &= 0.74 s_{u2} \\ \bar{s}_u &= s_{u3} \end{aligned}$$

A地区の粘土と同様に  $\bar{s}_u$  は Bjerrum - 半沢法の強度とほぼ等しく、簡易CU強度の約75%である。SHANSEP法の強度はこれまでの事例では  $\bar{s}_u, s_{u1}$  よりも小さい場合が多かったが、この事例では  $\bar{s}_u, s_{u1}$  とほぼ一致した。

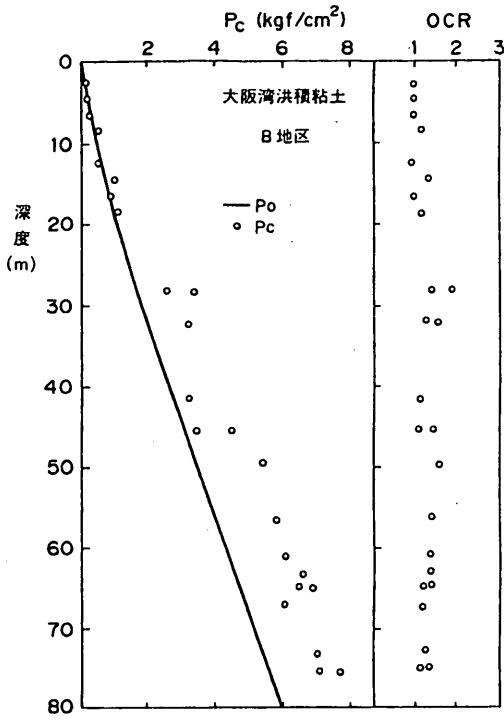


図-6.24  $p_c$ と土被り圧  $p_o$ の関係 (大阪湾洪積粘土 B地区)

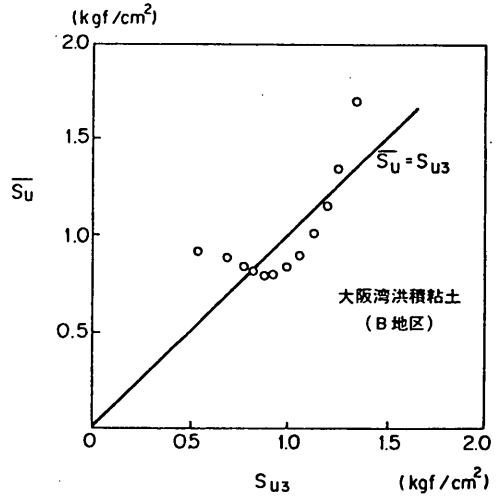
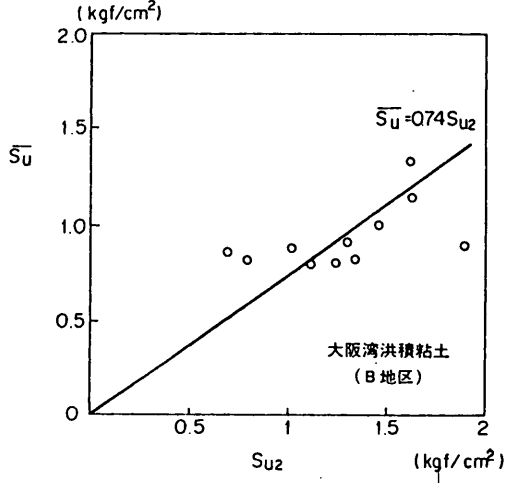
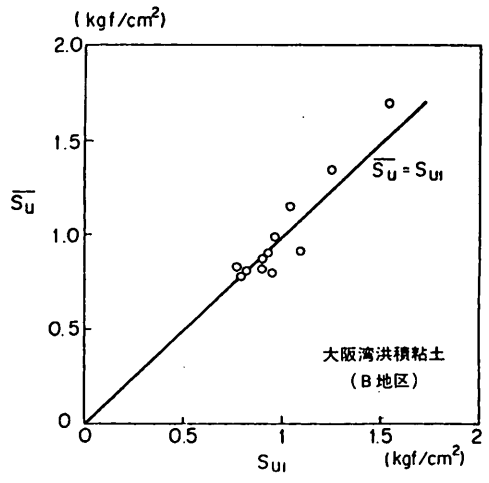


図-6.25(b)  $\bar{s}_u$ と  $s_{u1}$ ,  $s_{u2}$ ,  $s_{u3}$ との関係 (大阪湾洪積粘土 B地区)

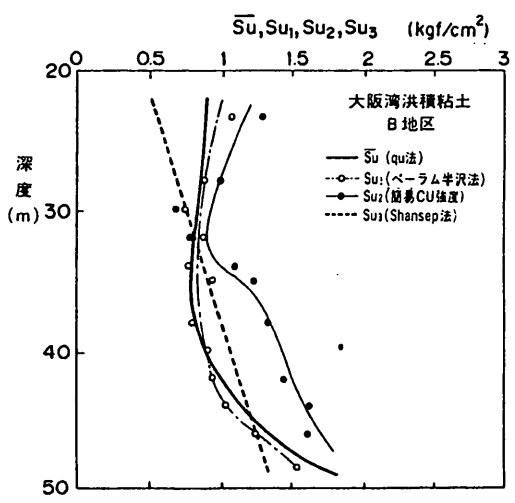


図-6.25(a)  $\bar{s}_u$ ,  $s_{u1}$ ,  $s_{u2}$ ,  $s_{u3}$ と深度の関係 (大阪湾洪積粘土 B地区)

(3) C地区

C地区の試料は深度20~45mから採取したもので、図-6.26(a), (b)にそれぞれ物理試験結果と  $q_u$  の分布を示した。この地区では圧密試験のデータが得られなかったがA, B, D地区と大きな差はないと予想される。

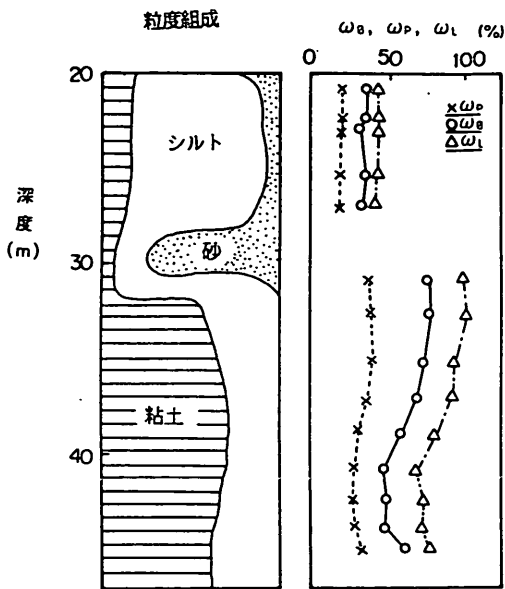


図-6.26(a) 物理試験結果  
(大阪湾洪積粘土 C 地区)

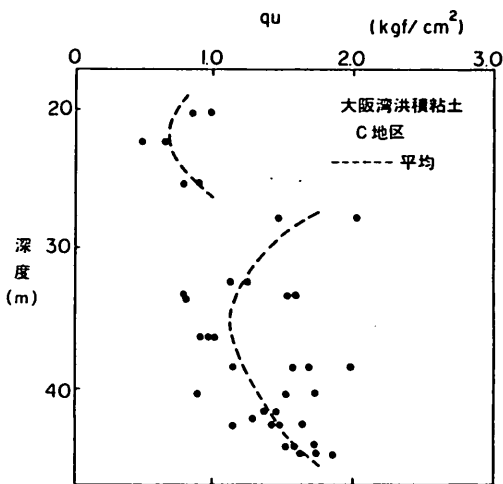


図-6.26(b)  $q_u$  の深度分布 (大阪湾洪積粘土 C 地区)

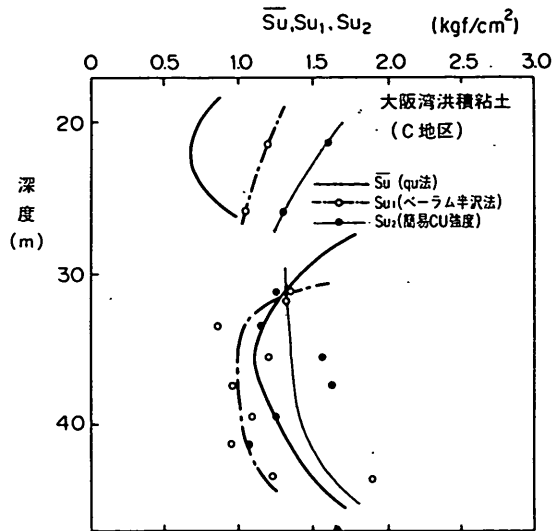


図-6.27(a)  $\bar{s}_u, s_{u1}, s_{u2}, s_{u3}$  と深度の  
関係 (大阪湾洪積粘土 C 地区)

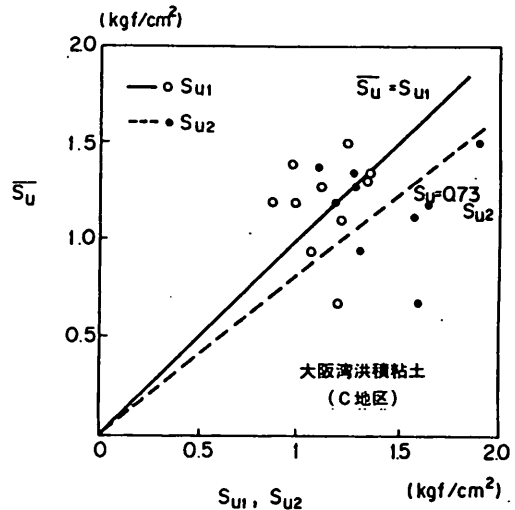


図-6.27(b)  $\bar{s}_u$  と  $s_{u1}, s_{u2}, s_{u3}$  との関係  
(大阪湾洪積粘土 D 地区)

$$\bar{s}_u = s_{u1}$$

$$\bar{s}_u = 0.73 s_{u2}$$

図-6.27(a)に各深度ごとの  $\bar{s}_u, s_{u1}, s_{u2}$  を示し、図-6.27(b)には  $\bar{s}_u$  と  $s_{u1}, s_{u2}$  とのそれぞれの比較を示した。図をみると、深度30 m以浅では  $q_u$  法の強度  $\bar{s}_u$  は Bjerrum-半沢法の強度  $s_{u1}$  よりも小さいが、30 m以深では反対に  $\bar{s}_u$  が  $s_{u1}$  よりも大きくなるなど、比較的是っきりした違いがみられる。しかし、各強度の関係を平均すると次のようにまとめられる。

このように、平均的には  $\bar{s}_u$  と  $s_{u1}$  はほぼ等しいが、両者の関係のばらつきはこれまでの地区よりもかなり大きいといえる。また、 $\bar{s}_u$  と  $s_{u2}$  の関係についても同様にばらつきが大きい、平均的には  $\bar{s}_u$  は  $s_{u2}$  の73%であった。

#### (4) D 地区

D 地区の試料は深度25~45 mから採取したもので、図-6.28(a), (b), (c)にそれぞれ物理試験結果と  $q_u$  の分布、標準圧密試験より得られた  $p_0$  と  $p_c$  の関係を示し

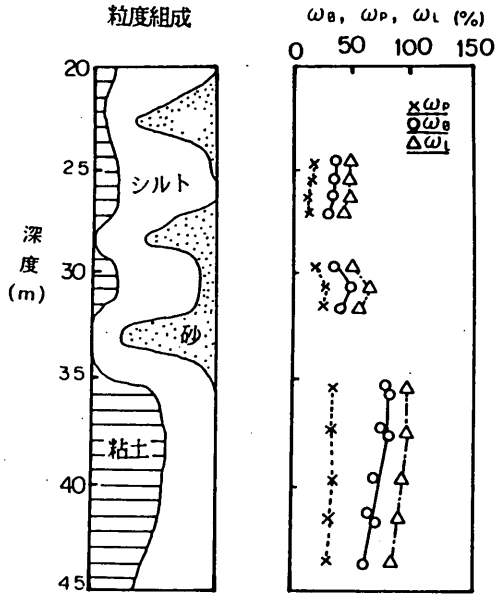


図-6.28(a) 物理試験結果  
(大阪湾洪積粘土D地区)

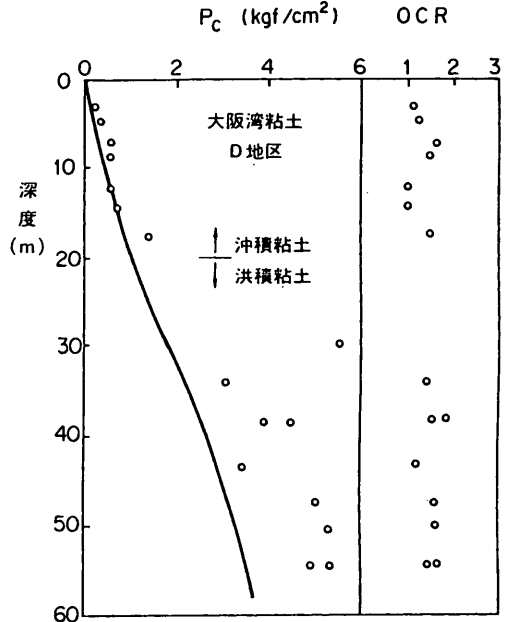


図-6.28(c)  $p_c$  と土被り圧  $p_0$  の関係  
(大阪湾洪積粘土D地区)

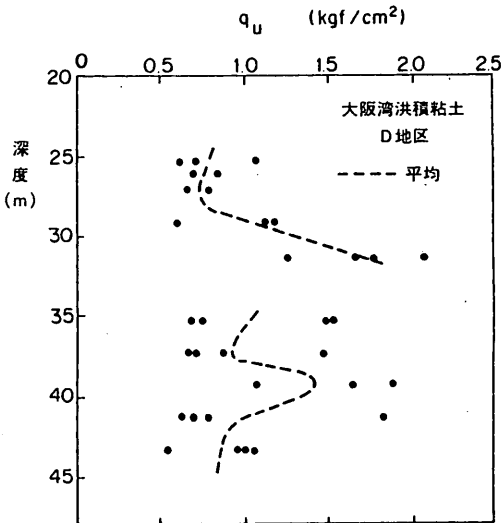


図-6.28(b)  $q_u$  の深度分布  
(大阪湾洪積粘土D地区)

$\bar{s}_u$  と  $s_{u1}$ ,  $s_{u2}$ ,  $s_{u3}$  との関係は全体として次のようにまとめられる。

$$\begin{aligned} \bar{s}_u &= s_{u1} \\ \bar{s}_u &= 0.70 s_{u2} \\ \bar{s}_u &= s_{u3} \end{aligned}$$

このように、ばらつきが大きいものの平均的には  $\bar{s}_u$  と  $s_{u1}$  はほぼ等しく、また他の地区でみられた  $\bar{s}_u = 0.75 s_{u2}$  という関係もほぼ成立している。B地区の場合と同様に SHANSEP 法の強度は、 $\bar{s}_u$ ,  $s_{u1}$  と平均的には一致した。

図-6.30 は、大阪湾洪積粘土 A, B, C, D 地区の全ての試料について、Bjerrum-半沢法および簡易 CU 試験における、初期含水比と試験後の含水比の差  $\Delta w$  と圧密中の体積圧縮ひずみ  $\epsilon_v$  のヒストグラムを示したものである。図のように、Bjerrum-半沢法の再圧縮ではほぼ  $-1.0 \sim 1.0\%$ 、簡易 CU 試験では  $1.0 \sim 2.0\%$  の含水比の低下が多くみられた。また、 $\epsilon_v$  は両試験とも  $1.0 \sim 2.0\%$  の場合がもっとも多かった。図-6.8 と比較すると、洪積粘土は沖積粘土に比べ含水比の低下量、圧密中の体積ひずみ量ともに小さかった。

図-6.31 は、A から D 地区のすべての洪積粘土試料について Bjerrum-半沢法  $s_{u1}$  と簡易 CU 強度  $s_{u2}$  の比較

た。OCR は、 $1.1 \sim 3.0$  の範囲にある。

図-6.29(a) に各深度ごとの  $\bar{s}_u$ ,  $s_{u1}$ ,  $s_{u2}$ ,  $s_{u3}$  を示し、図-6.29(b) には  $\bar{s}_u$  と  $s_{u1}$ ,  $s_{u2}$ ,  $s_{u3}$  とのそれぞれの比較を示した。図のように  $s_{u1}$ ,  $s_{u2}$ ,  $s_{u3}$  は深度とともに増加する傾向を示しているが、 $q_u/2$  の平均値である  $\bar{s}_u$  は、深度によって大きく変化し、したがって  $s_{u1}$ ,  $s_{u2}$ ,  $s_{u3}$  との関係も異なってくる。図-6.29(b) より



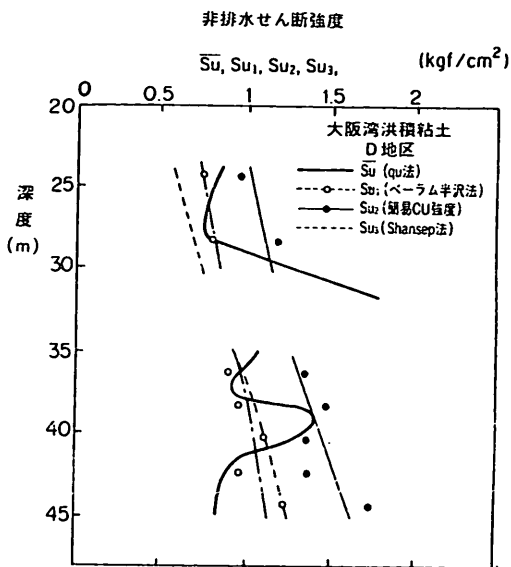


図-6.29(a)  $\bar{S}_u, S_{u1}, S_{u2}, S_{u3}$  と深度の関係 (大阪湾洪積粘土D地区)

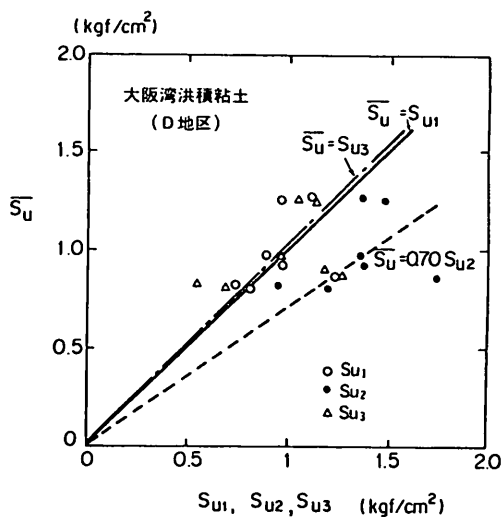


図-6.29(b)  $\bar{S}_u$  と  $S_{u1}, S_{u2}, S_{u3}$  との関係 (大阪湾洪積粘土D地区)

を示した。図のように、 $S_{u1}$  と  $S_{u2}$  にはほぼ一定の関連がみられ、平均的には  $S_{u1}$  は  $S_{u2}$  の約 75% であるといえる。

### 6.2.3 東京湾粘土の試験結果

東京国際空港(羽田空港)の沖合展開事業は第二港湾建設局によって実施され、現在第二期工事が最盛期を向かえている。同事業では軟弱地盤対策が大きな技術課題となったため、三軸試験による地盤強度の検討を行った。図-6.32に、羽田地区の代表的な地盤構成を示すが、

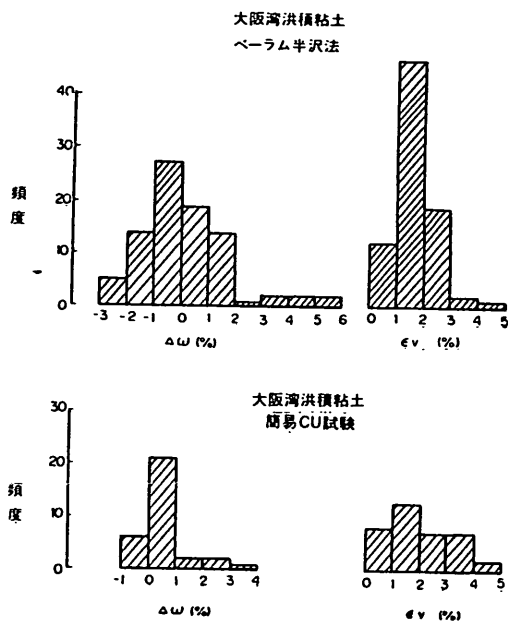


図-6.30 Bjerrum-半沢法, 簡易CU試験での再圧縮による含水比の減少と体積ひずみ (大阪湾洪積粘土)

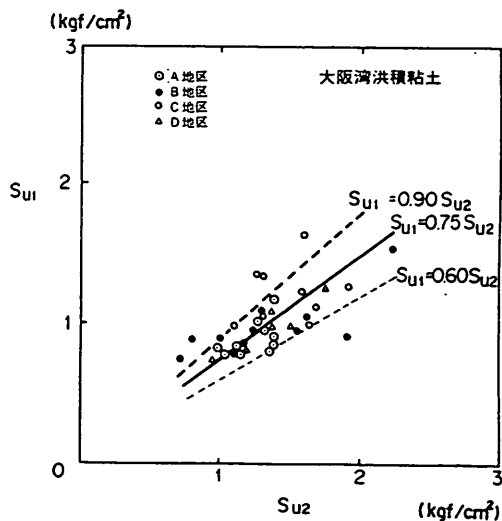


図-6.31 Bjerrum-半沢法による強度  $S_{u1}$  と簡易CU強度  $S_{u2}$  の関係 (大阪湾洪積粘土)

表層より建設残土, 沖積粘土層 ( $A_{c1}$  層), 沖積粘土層 ( $A_{c2}$  層), 洪積粘土層 ( $D_c$  層) が現れる。この中で、 $A_{c1}$  層は東京港をしゅんせつしたヘドロを捨て込んだ未圧密な超軟弱地盤であり、 $A_{c2}$  と  $D_c$  層はそれぞれ自然に堆積した沖積地盤と洪積地盤である。図-6.33には含水比とアッターベルグ限界の分布の代表的な

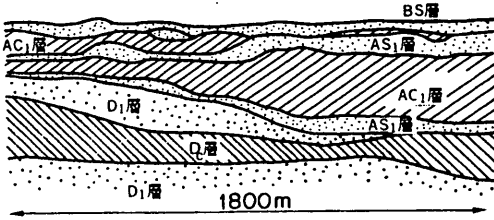


図-6.32 羽田地区の地盤構成

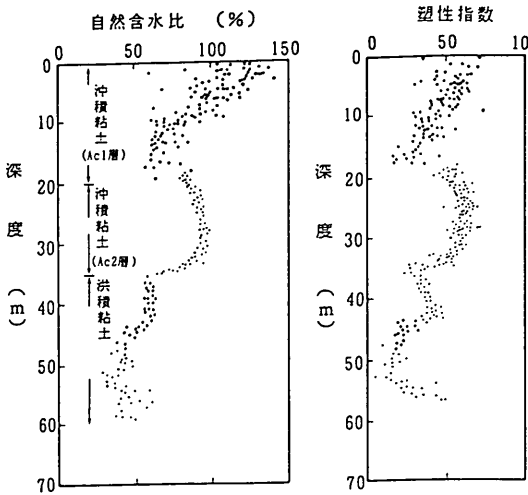


図-6.33 含水比とアッターベルク限界

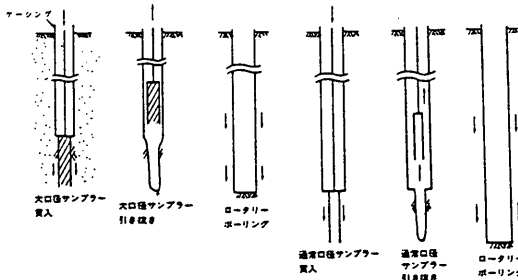


図-6.34 サンプリングの方法 (東京湾粘土A地区)

例を示すが、 $A_{c2}$ 層と洪積層では明らかに塑性が異なっていることがわかる。

(1) A地区

$A_{c2}$ 層の力学特性を調べるために、大口径サンプラーを用いて乱さない試料を採取した。図-6.34は、サンプリングの方法を簡単に示したものである。図のように、直径150mm長さ80cmの大口径サンプラーと通常の口径のサンプラー(φ75mm, 長さ80cm)を交互に使用して試料を採取している。また、周辺の5箇所では、通常の口径のサンプラーを用いた試料採取が行われており、それぞれ一軸圧縮試験と圧密試験が行われている。

図-6.35(a)に $q_u$ の分布を示した。図中の実線は、周囲の5箇所でも同時に実施した通常の口径のサンプリング

試料による $q_u$ の平均値である。図をみると、大口径サンプラーによる $q_u$ と、通常のサンプラーで採取した試料の $q_u$ とは明らかに差が見られる。大口径試料の $q_u$ は $q_u$ の平均を示す実線よりやや大きく、大口径サンプラーの後に通常のサンプラーで採取した試料の $q_u$ は平均の実線よりも小さくなっている。図-6.35(b)は、大口径サンプラーによる試料と通常口径のサンプラーによる試料について、一軸圧縮試験における応力ひずみ曲線を比較した例である。図のように、通常のサンプラーの試料においては、変形係数と破壊ひずみが大きく強度が低いという「繰り返し型の乱れ」の特徴が表れている。これは、大口径サンプラーをを引き抜く際の引っ張り力によって下部の地盤が大きく乱され、その影響が次に通常のサンプラーで採取した試料に残っていたためと考えられる。一方、大口径サンプラーの試料においては、一般的なサンプリングに比べ乱れの小さい試料が得られたと推定される。図-6.35(a)に示された $q_u$ の差は、これらの試料の品質の違い(乱れの程度)が反映したと解釈でき、同一の地盤であっても、サンプリングされた試料の品質によって $q_u$ が変化することを示す一例である。

図-6.36に標準圧密試験より得られた $p_c$ と土被り圧 $p_0$ 関係から求めた過圧密比OCRをまとめて示した。図のように、OCRは測定された $p_c$ によって0.8~1.7の範囲でばらついているが平均的には1.1~1.3である。

大口径サンプラーによって採取された試料を用いて、Bjerrum-半沢法による試験を行った。図-6.37は、 $K_0$ 圧密過程における軸方向圧密応力 $\sigma_{ac}$ と軸ひずみ $\epsilon_a$ の関係である。 $K_0$ 圧密過程における軸ひずみ( $K_0$ 条件なので体積ひずみに等しい)量は、1.5~2.5%であった。図-6.38は軸方向圧密圧力と $K_0$ 値の関係である。図のように、軸方向圧密圧力が土被り圧の1/2になるとほぼ $K_0$ は0.4~0.6前後で一定となっている。 $K_0$ 圧密中の軸ひずみと $K_0$ 値の傾向は大阪湾の沖積粘土、洪積粘土とはほぼ同様であった。

図-6.39(a), (b)は、土被り圧まで $K_0$ 圧密した後に圧縮および伸張したときの応力ひずみ曲線と応力径路である。図のように、圧縮時は、ひずみが0.5~1.5%において軸差応力がピークに達し、その後低下する。一方、伸張時は変形と共に軸差応力は徐々に増加し、ひずみ12~15%でピークに達する。図-6.40(a), (b)は、簡易CU試験における応力ひずみ曲線と応力径路の例である。図-6.40(a)のように、簡易CU強度においては破壊後の強度の低下が図-6.39(a)に比べそれほど顕著でない。図-6.41は、Bjerrum-半沢法および簡易CU試験における、初期含水比と試験後の含水比の差 $\Delta w$ と圧密中の

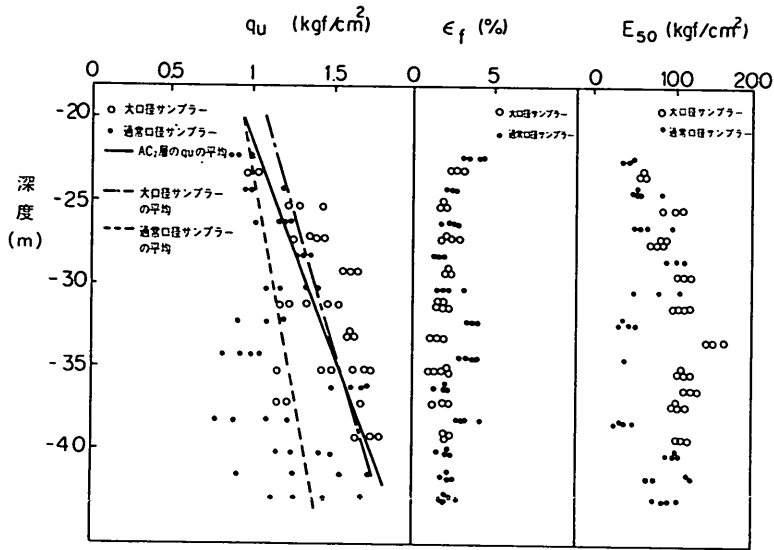


図-6.35(a)  $q_u$  の深度分布 (東京湾粘土A地区)

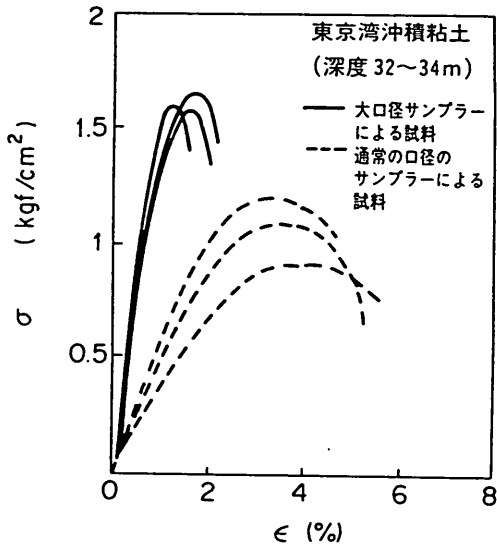


図-6.35(b) 大口径サンプラーによる試料と通常口径サンプラーによる試料の一軸圧縮試験における応力ひずみ曲線

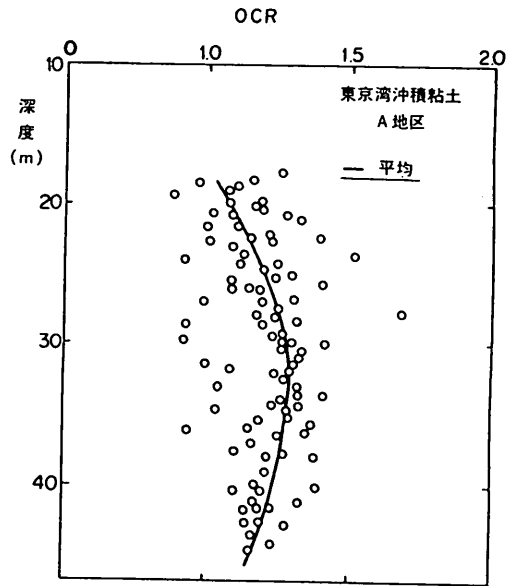


図-6.36  $p_c$  と土被り圧  $p_0$  および過圧密比 (東京湾粘土A地区)

体積ひずみ  $\varepsilon_v$  のヒストグラムである。図のように、Bjerrum-半沢法の再圧縮では0.0~2.0%、簡易CU試験では3.0~4.0%の含水比の低下が多くみられた。また、 $\varepsilon_v$  の平均は、Bjerrum-半沢法、簡易CU試験においてそれぞれ2.5%、4.0%であった。

図-6.42は、深度ごとにBjerrum-半沢法による再圧縮後の圧縮、伸張強度  $s_{ac}$  と  $s_{ac}$ 、簡易CU強度  $s_{cs}$  を  $q_u/2$  とともに示したものである。図のように  $s_{ac}$ 、 $s_{ac}$ 、 $s_{cs}$  のいずれもほぼ深度とともに直線的に増加する傾向

を示し、 $q_u/2$  に比べてばらつきは少ない。

次にSHANSEP法の強度を求めるための一連の三軸試験を行った。図-6.43は、試料をそれぞれの  $p_c$  の3倍まで  $K_0$  圧密し、その後  $K_0$  条件を満足するように除荷して膨張させたときの、 $K_0$  値と過圧密比  $R$  との関係である。この場合も、 $K_0$  値は(6.3)式と同様に過圧密比  $R$  によって次式で表すことができた。

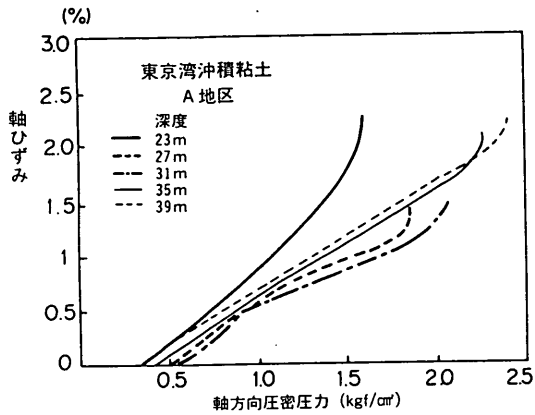


図-6.37  $K_0$  過圧密過程における軸方向圧密圧力と軸ひずみの関係 (東京湾粘土A地区)

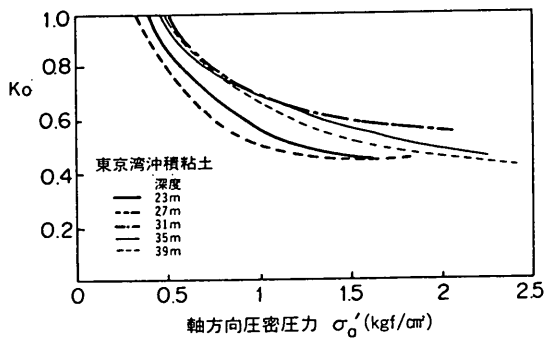


図-6.38 軸方向圧密圧力と  $K_0$  値の関係 (東京湾粘土A地区)

$$K_{OR} = 0.4 \cdot R^{0.40}$$

図-6.44 (a), (b) は、それぞれ圧密と膨張によって過圧密比を変化させたときの、圧縮及び伸張したときの応力ひずみ曲線と応力径路である。また、図-6.45 には、過圧密比  $R$  に対してせん断前の軸方向圧密圧力  $\sigma$  で正規化した圧縮強度 ( $s_{uc} / \sigma_{ac}$ )<sub>R</sub> 及び伸張強度 ( $s_{ue} / \sigma_{ac}$ )<sub>R</sub> を示した。

図-6.46 (a) に各深度における  $\bar{s}_u$ ,  $s_{u1}$ ,  $s_{u2}$ ,  $s_{u3}$  を示し、図-6.46 (b) では、 $\bar{s}_u$  と  $s_{u1}$ ,  $s_{u2}$ ,  $s_{u3}$  との比較を示した。それぞれの強度の関係をまとめると次のようになる。

$$\bar{s}_u = 1.03 s_{u1}$$

$$\bar{s}_u = 0.85 s_{u2}$$

$$\bar{s}_u = 1.25 s_{u3}$$

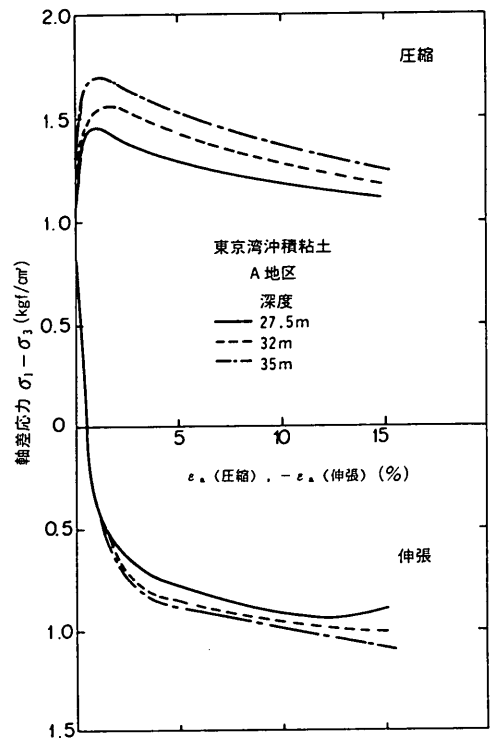


図-6.39 (a) 応力ひずみ曲線 (東京湾粘土A地区, Bjerrum-半沢法)

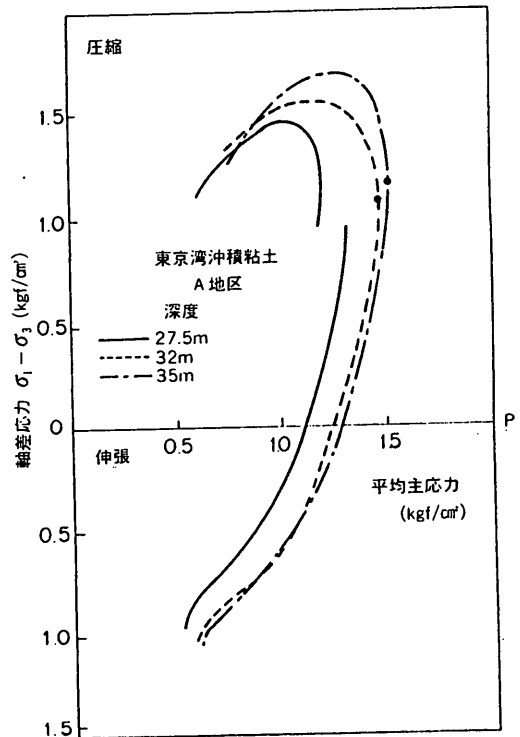


図-6.39 (b) 有効応力径路 (東京湾粘土A地区, Bjerrum-半沢法)

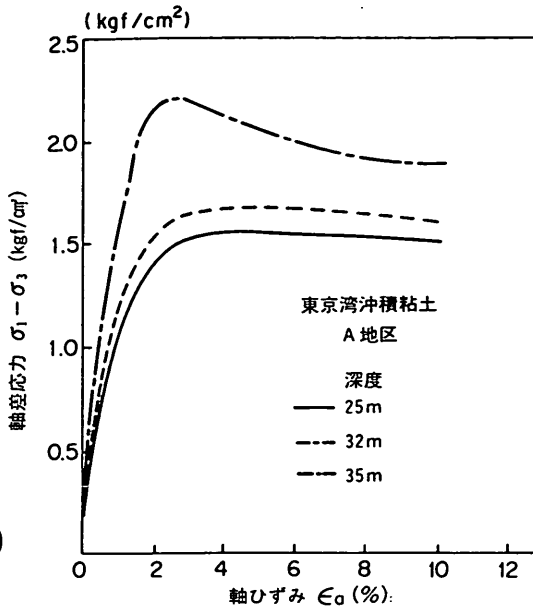


図-6.40(a) 応力ひずみ曲線 (簡易 CU 試験, 大阪湾沖積粘土 A 地区)

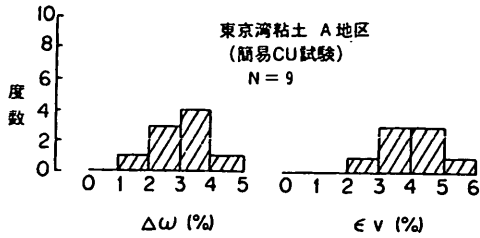
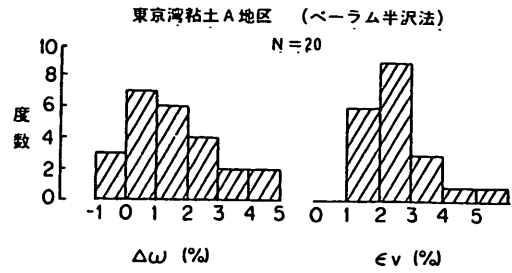


図-6.41 Bjerrum-半沢法, 簡易 CU 試験での再圧縮による含水比の減少と体積ひずみ (東京湾粘土 A 地区)

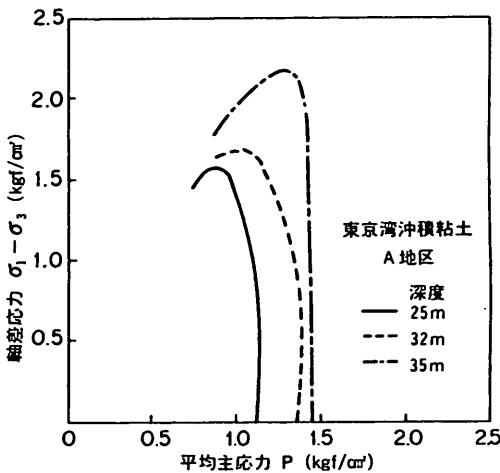


図-6.40(b) 有効応力径路 (簡易 CU 試験, 大阪湾沖積粘土 A 地区)

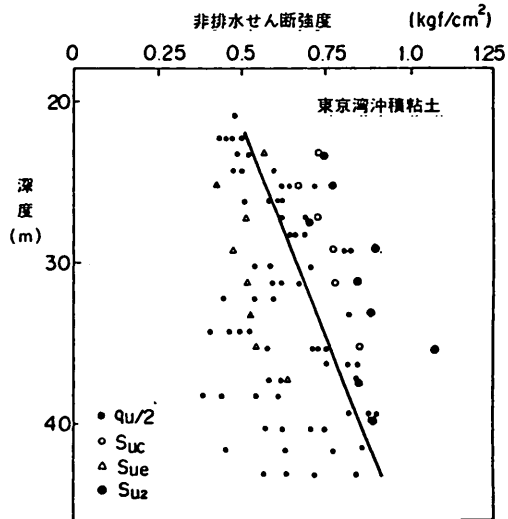


図-6.42 深度と  $q_u/2$ ,  $S_{uc}$ ,  $S_{ue}$ ,  $S_{uz}$  の関係 (東京湾粘土 A 地区)

図のように, 全体として  $q_u$  法による強度  $\bar{s}_u$  は Bjerrum-半沢法  $s_{u1}$  とほぼ等しく, 簡易 CU 強度  $s_{u2}$  の 85% である。また, SHANSEP 法の強度  $s_{u3}$  は,  $\bar{s}_u$ ,  $s_{u1}$  よりも小さい。乱された試料 (通常のサンプラーで採取した試料) の場合,  $\bar{s}_u$  は, 乱れによって約 25% 低下している。

(2) B 地区

羽田空港 B 地区において, A<sub>c</sub> 層と D<sub>c</sub> 層から固定ピストン付シンウォールサンプラーで採取した乱さない

試料を採取し, 一連の一軸および三軸試験を行った。

図-6.47 に  $q_u$  と深度の関係を示した。図-6.48 (a) は深度ごとに  $q_u/2$ , 再圧縮後の圧縮, 伸張強度  $S_{uc}$  と  $S_{ue}$ , 簡易 CU 強度  $s_{u2}$  を示した。図のように  $S_{uc}$ ,  $S_{ue}$ ,  $s_{u2}$  のいずれもほぼ深度とともに増加する傾向を示している。また, 図-6.48 (b) には再圧縮による含水比の減少量  $\Delta w$  と体積圧縮ひずみ  $\epsilon_v$  のヒストグラムを示したが,  $\Delta w$  と  $\epsilon_v$  の平均は Bjerrum-半沢法の場合 1.5%, 2.5%, 簡易 CU 試験では 1.5%, 2.5% であった。

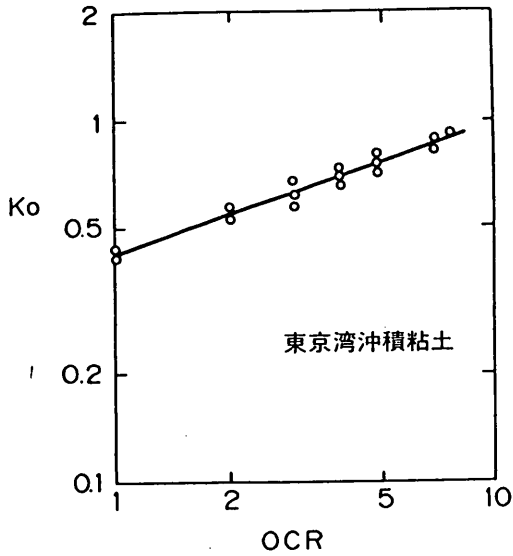


図-6.43 Ko 値と OCR の関係 (東京湾粘土)

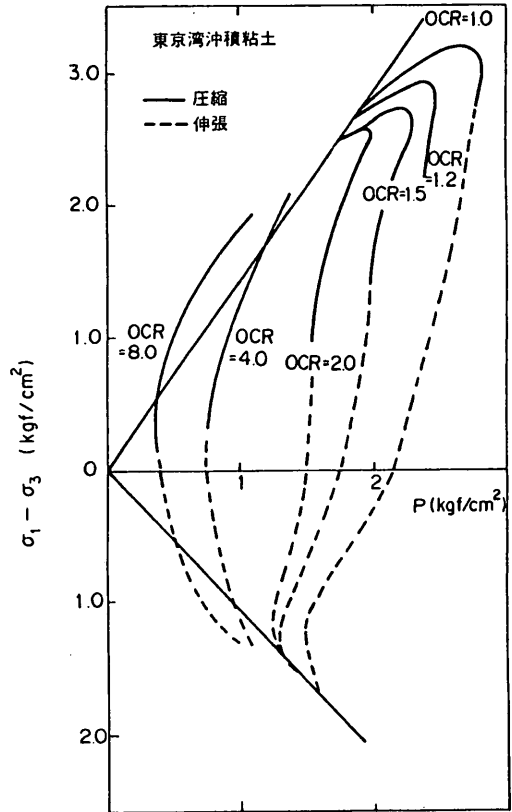


図-6.44(b) SHANSEP法の三軸試験における有効応力経路 (東京湾粘土)

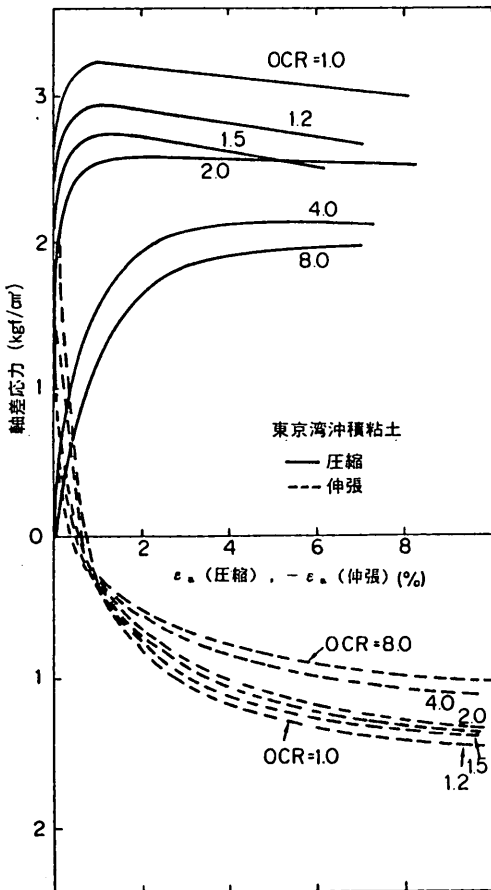


図-6.44(a) SHANSEP法の三軸試験における応力ひずみ曲線 (東京湾粘土)

これらの値は A 地区とほぼ同様である。

$q_u$  から求めた強度  $\bar{s}_u$ 、Bjerrum - 半沢法の強度  $s_{u1}$ 、簡易 CU 強度  $s_{u2}$  を深度ごとに示したのが図-6.49 (a) である。図-6.49 (b) には  $\bar{s}_u$  と  $s_{u1}$ 、 $s_{u2}$ 、 $s_{u3}$  のそれぞれについての比較を示した。以上の結果から各強度の関係は次のようになる。

$$\begin{aligned}\bar{s}_u &= 1.07 s_{u1} \\ \bar{s}_u &= 0.85 s_{u2} \\ \bar{s}_u &= 1.25 s_{u3}\end{aligned}$$

このように、 $q_u$  法による強度  $\bar{s}_u$  と Bjerrum - 半沢法  $s_{u1}$  による強度の差は小さく、本事例においても SHANSEP 法の強度は  $\bar{s}_u$ 、 $s_{u1}$  よりも小さかった。

図-6.50 は、東京湾粘土 A 地区および B 地区について Bjerrum - 半沢法の強度  $s_{u1}$  と簡易 CU 強度  $s_{u2}$  を比較したものである。図のように両者にはほぼ一定の関係がみられ、 $s_{u1}$  は  $s_{u2}$  の 70 ~ 90% である。図中に示した実線は  $s_{u1} = 0.75 \cdot s_{u2}$  であるが、 $s_{u1}$  と  $s_{u2}$  の関係をよく示している。このような  $s_{u1}$  と  $s_{u2}$  の関係は、図-6.31 にみられるように大阪湾沖積粘土、洪積粘土とほぼ同様であった。

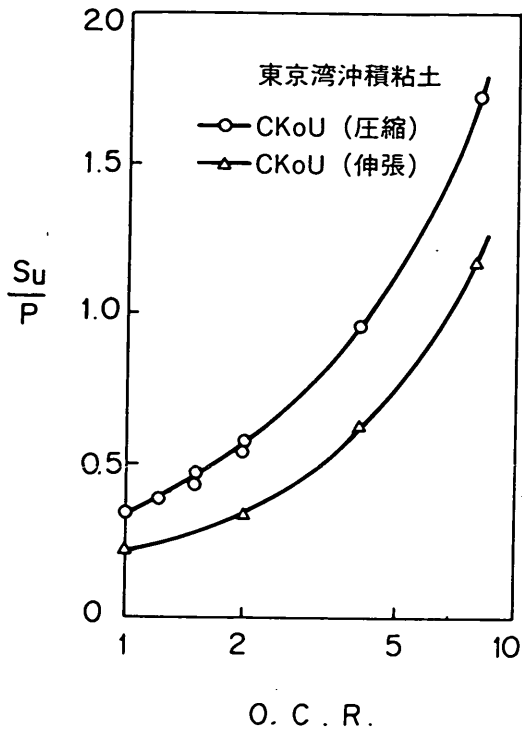
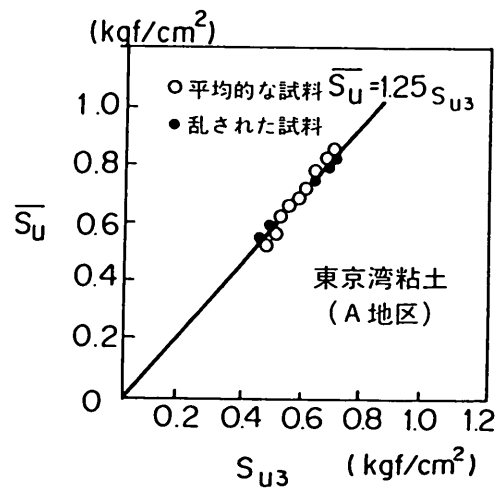
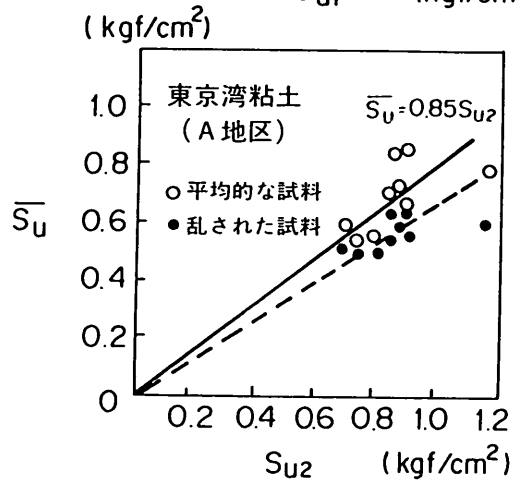
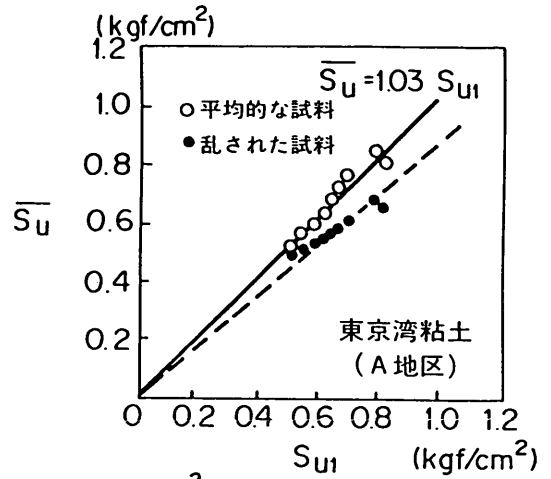


図-6.45 過圧密比と正規化した圧縮、伸張強度の関係(東京湾粘土)



非排水せん断強度  $\bar{S}_u, S_{u1}, S_{u2}, S_{u3}$   
(kgf/cm<sup>2</sup>)

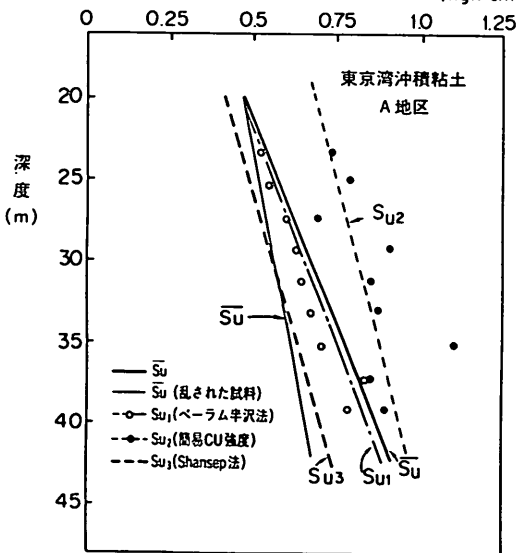


図-6.46(a)  $\bar{S}_u, S_{u1}, S_{u2}, S_{u3}$ と深度の関係(東京湾粘土A地区)

図-6.46(b)  $\bar{S}_u$ と $S_{u1}, S_{u2}, S_{u3}$ の関係(東京湾粘土A地区)

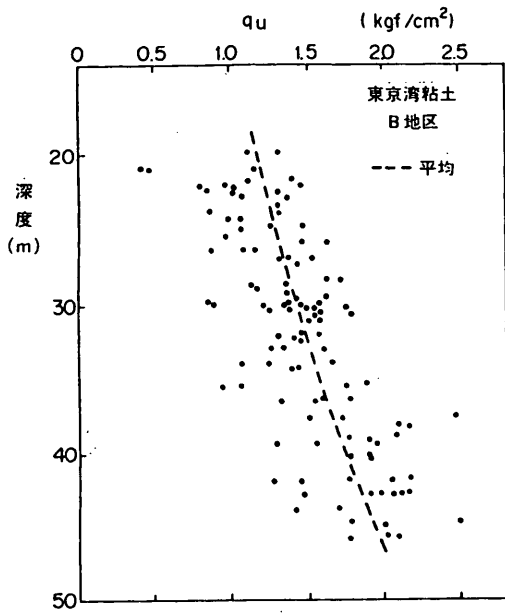


図-6.47  $q_u$  と深度との関係 (東京湾粘土 B 地区)

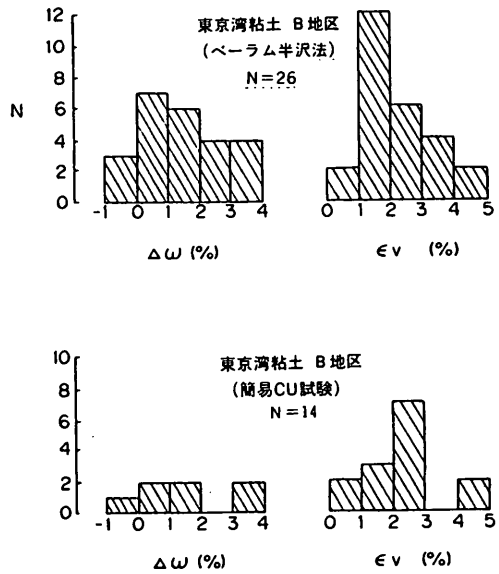


図-6.48(b) Bjerrum-半沢法, 簡易 CU 試験での再圧縮による含水比の減少と体積ひずみ (東京湾粘土 B 地区)

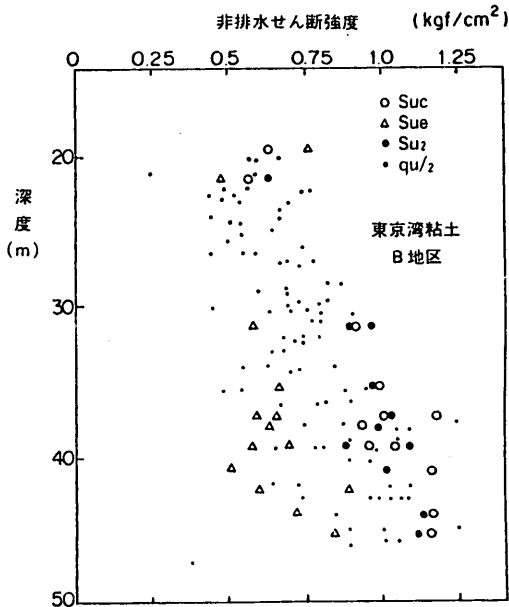


図-6.48(a) 深度と  $q_u/2$ ,  $S_{uc}$ ,  $S_{ue}$ ,  $S_{u1}$  の関係 (東京湾粘土 B 地区)

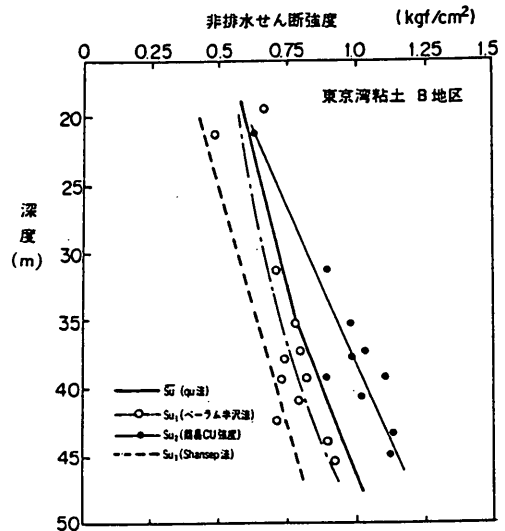


図-6.49(a)  $\bar{s}_u$ ,  $S_{u1}$ ,  $S_{u2}$ ,  $S_{u3}$  と深度の関係 (東京湾粘土 B 地区)

### 6.3 考察

今回実施した一連の試験結果にもとづいて、一軸圧縮強度と三軸試験によって求められた強度の関係について考察した。

#### 6.3.1 各方法による強度間の関連性

図-6.51(a)は、 $q_u$ 法の強度  $\bar{s}_u$  と Bjerrum-半沢法

の強度  $s_{u1}$  を比較したものである。図中には、通常よりも大きく乱されていることが確認されている試料を黒丸で示している。図をみると、非排水せん断強度が  $0.75 \text{ kgf/cm}^2$  以下 ( $q_u$  では  $1.5 \text{ kgf/cm}^2$  以下) の場合、乱れが大きい試料を除くならば  $\bar{s}_u$  と  $s_{u1}$  はよく一致しているといえる。このことは、半沢らが東京湾夏島地区の海成粘土について報告した図-1.13(a)の結果と符合する。一方、強度が  $0.75 \text{ kgf/cm}^2$  以上 ( $q_u$  では  $1.5 \text{ kgf/cm}^2$  以上) の範囲をみると平均的には  $\bar{s}_u$  と  $s_{u1}$  は



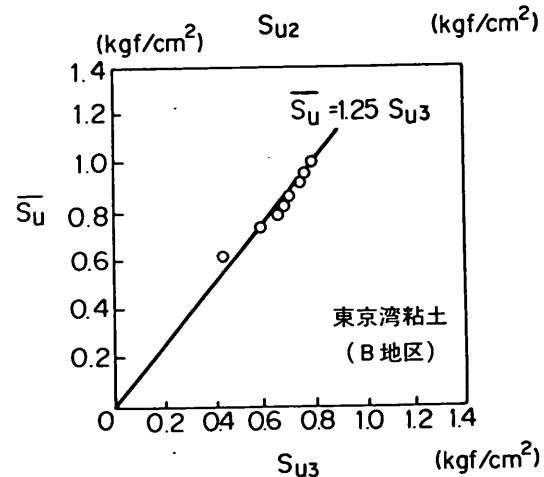
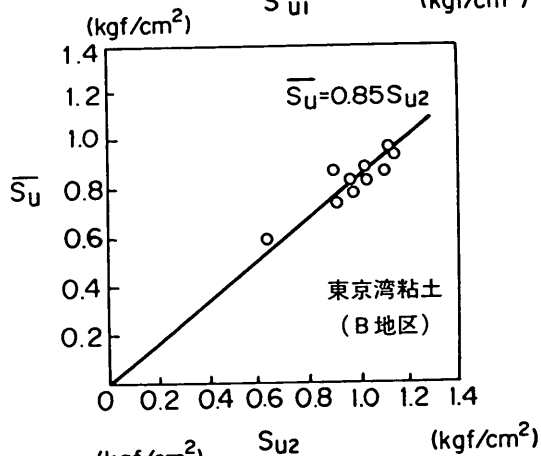
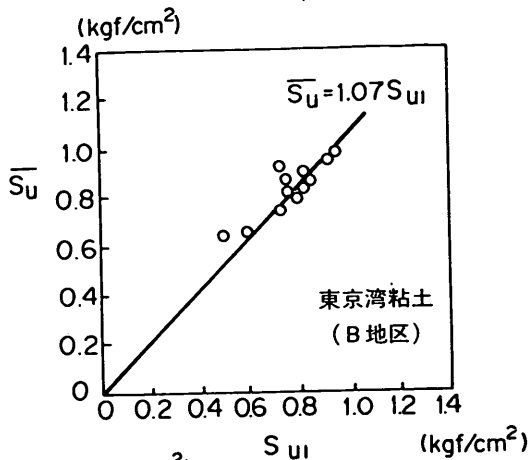


図-6.49(b)  $\bar{s}_u$  と  $s_{u1}$ ,  $s_{u2}$ ,  $s_{u3}$  との関係 (東京湾粘土B地区)

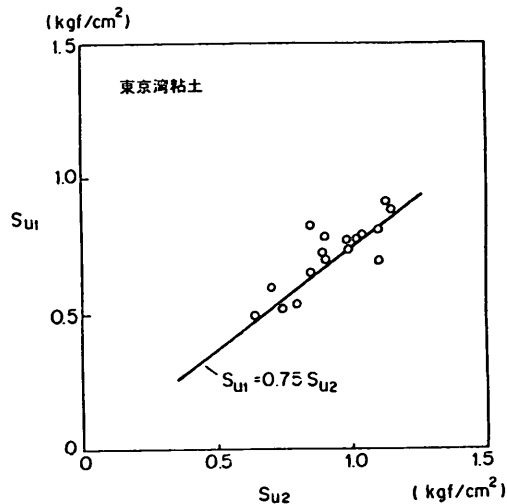


図-6.50 Bjerrum-半沢法の強度  $s_{u1}$  と簡易CU強度の比較  $s_{u2}$  (東京湾粘土)

一致するようであるが、両者の関係はばらつきが大きく、 $\bar{s}_u > s_{u1}$  の場合と  $\bar{s}_u < s_{u1}$  の場合があらわれるようになる。

図-6.51(b)は、 $\bar{s}_u$  と簡易CU強度  $s_{u2}$  を全試料について比較したものである。図のように、ばらつきが大きいのが平均的に  $\bar{s}_u$  は  $s_{u2}$  の約80%である。また、乱れの大きい試料では  $s_{u2}$  に対して  $\bar{s}_u$  が明らかに小さくなっている。

図-6.52は、SHANSEP法の強度と  $\bar{s}_u$  を比較したものである。図のように、SHANSEP法の強度は、 $q_u$ 法の強度よりも20%程度小さい。半沢は、SHANSEP法の強度が年代効果を有するaged粘土の強度を過小に評価することを指摘しているが<sup>(1)</sup>、今回わが国の海成粘土について行った試験結果は、半沢の指摘が妥当であることを裏付けている。したがって、SHANSEP法の有効性は荷重履歴が明かで堆積年代の若い地盤に限定されるべきであり、自然地盤には適用できないと考えられる。

次に、Bjerrum-半沢法の強度と簡易CU強度を比較した結果を図-6.53に示した。図のように両者の間にはほぼ

$$s_{u1} = (0.60 \sim 0.90) s_{u2}$$

の関係があり、平均的には

$$s_{u1} = 0.75 s_{u2} \quad (6.4)$$

となる。簡易CU強度と(6.4)式を用いるならばBjerrum-半沢法の強度に相当する強度を求めることができる。

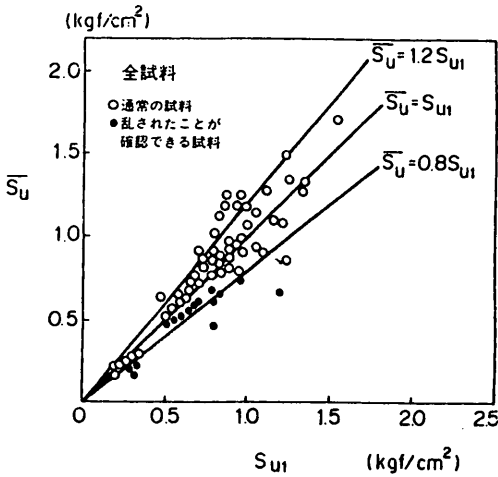


図-6.51 (a)  $q_u$  の強度と Bjerrum-半沢法の強度の比較

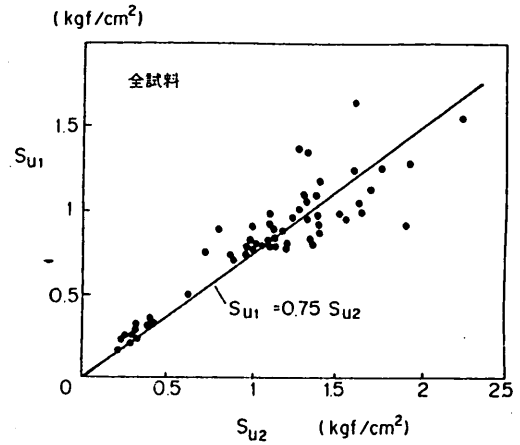


図-6.53 Bjerrum-半沢法の強度と簡易 CU 強度の比較

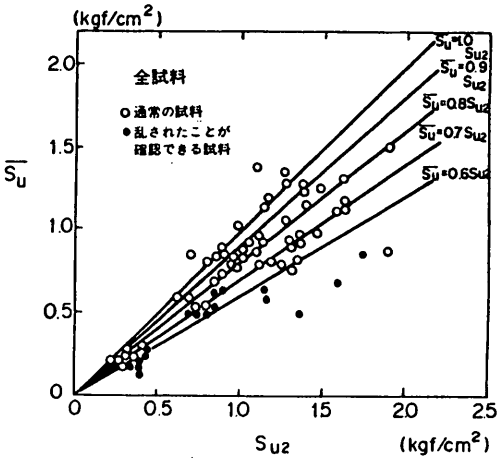


図-6.51 (b)  $q_u$  法の強度と簡易 CU 強度の比較

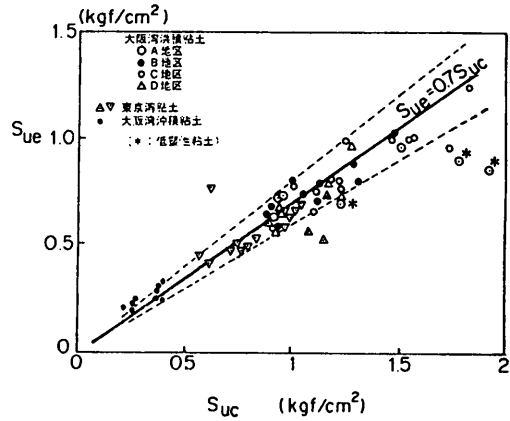


図-6.54 圧縮強度と伸張強度の比較

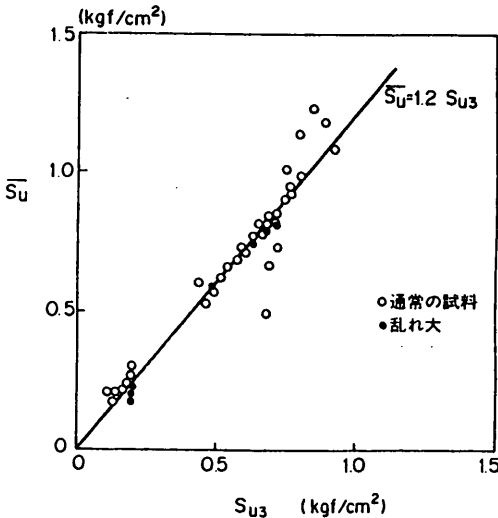


図-6.52  $q_u$  法の強度と SHANSEP 法の強度の比較

すでに述べたように、簡易 CU 強度は高度な試験技術を要する Bjerrum-半沢法の強度を簡便に求めるために本研究で新たに定義したものである。(6.4) 式で示された Bjerrum-半沢法と簡易 CU 試験の関係は、地盤の非排水せん断強度における異方性に関連していると考えられるので、あらゆる地盤についてその関係を一律に決めることにはやや無理がある。しかし、わが国の港湾地域における地盤に限定するならば、その力学特性は比較的一様であり<sup>(7)</sup>、今回大阪湾粘土と東京湾粘土について求めた (6.4) 式は、このような地盤において広く適用できると考えられる。ただし、たとえば内陸部における粘土地盤や、過圧密比の非常に大きい地盤については、今回の研究の範囲外であるので、(6.4) 式を適用するには注意が必要である。

図-6.8, 図-6.30, 図-6.48 (b) において再圧縮中

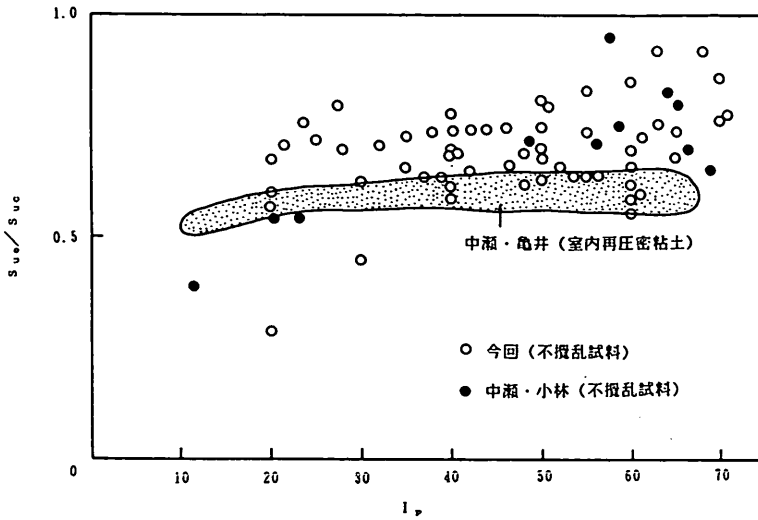


図-6.55 伸張強度と圧縮強度の比と塑性指数の関係

の体積ひずみに着目すると、本章における大阪湾と東京湾の粘土の事例では、 $\epsilon_v$  が 3.0% 以下の場合が多く、また  $\Delta w$  も 3.0% 以下である場合が多かった。このことから、これらの試料においては、5章で人為的に与えた初期伸張ひずみ量 5.0% 以上に相当する大きな乱れは、一部を除いて受けていないと推定される。また、5章で紹介した Andersen と Kolstad の示した基準によれば、 $\epsilon_v$  が 1.0% ~ 2.0% の場合に、試料の品質は「よい (good)」であり、2.0% ~ 4.0% のときは「まあまあ (fair)」である。また、Lacasse が示した、図-5.16 においても、過圧密比が 2 以下の軟弱な粘土に対する許容体積ひずみ量は 3.0% ~ 4.0% までである。これらの結果から、再圧縮中の体積ひずみから判定するならば、今回試験を行った不攪乱試料の品質は、ほぼ良好であったといえる。

### 6.3.2 各種の要因が一軸圧縮強度におよぼす影響の定量的検討

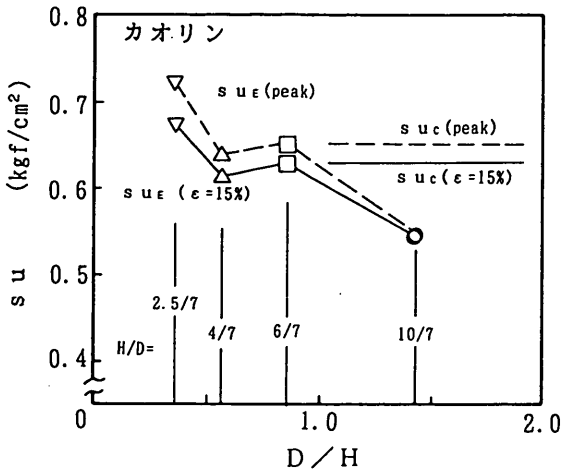
図-6.54 は、今回用いたすべての試料について三軸  $CK_0U$  試験による圧縮強度と伸張強度を比較したものである。図のように、伸張強度は圧縮強度の 60 ~ 80% であり、したがって圧縮強度と伸張強度の平均の強度は圧縮強度の 80 ~ 90% になる。このことは、1章で述べた一軸圧縮強度を安定解析に用いる場合の強度異方性に関する補正係数  $c_2$  が、平均的には

$$c_2 = 0.85 \quad (6.5)$$

であることを意味している。今回の試験結果を強度異方

性に関するこれまでの報告と比較してみる。中瀬・亀井は室内で繰り返し再圧密した粘土試料を用いて三軸  $CK_0U$  試験を行い、塑性指数と強度異方性の関係について調べた<sup>(8)</sup>。また、中瀬・小林は乱さない粘土試料を用いて三軸  $UU$  試験を行い、圧縮強度と伸張強度を報告している<sup>(9)</sup>。図-6.55 は、これらの結果から求められた伸張強度と圧縮強度の比を塑性指数についてまとめたもので、図中には今回の試験結果も加えている。図をみると、再圧密試料に関する中瀬・亀井らのデータでは強度比が 0.5 ~ 0.6 の範囲であるが、不攪乱試料を用いた小林・中瀬および今回の結果では強度比が 0.60 ~ 0.8 の範囲にある場合が多い。図より不攪乱試料の場合の方が再圧密試料に比べ強度異方性はやや小さいといえる。したがって、(6.5) 式の係数は、不攪乱試料に対するものである。

ここでは、強度異方性として三軸圧縮強度と三軸伸張強度の比を考えている。しかし、三軸伸張試験は三軸圧縮試験に比べ技術的に難度の高い試験であり、ネッキングが生じるなど試験法自体に問題が残っている。阿部は、豊浦標準砂を用いて一連の三軸伸張試験を行い、供試体寸法が三軸伸張強度に大きな影響をおよぼすことを明らかにした。図-6.56 は、供試体寸法と応力ひずみ曲線の関係である。図のように、供試体の高さが供試体の直径に対して大きくなるとともに、せん断中にネッキングが生じやすいため、強度が低下する傾向がある。これらの結果より、阿部は、三軸伸張試験においては供試体の高さを直径の 1.0 ~ 1.5 にすべきであるとしている<sup>(10)</sup>。このように試験法に問題点があるが、現状ではまだ結論



$s u_c$  : 三軸 C I U 圧縮試験における最大軸差応力の 1/2  
 $s u_\epsilon$  : 三軸 C I U 伸張試験における最大軸差応力の 1/2  
 D : 供試体直径  
 H : 供試体高さ

図-6.56 三軸伸張試験における供試体寸法の影響 (阿部<sup>(10)</sup>)

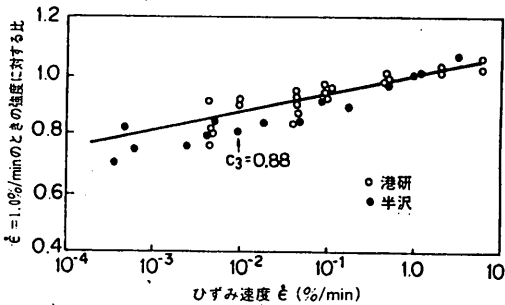


図-6.57 非排水強度におよぼすせん断時間の効果

づけるに至ってないと考え、今回の試験では通常の直径 35mm、高さ 80 mm の供試体を用いた。三軸伸張試験の試験法に関しては今後さらに研究する必要がある。

図-6.57 は、三軸圧縮試験および三軸クリープ試験<sup>(4)</sup>の結果にもとづいてわが国の港湾地域における粘性の強度におけるせん断時間の効果をまとめたもので、半沢のデータもプロットしている。これらの試料は塑性指数が 40 から 70 で、砂分やシルト分の多い中間土は含んでいない。これまでのすべり破壊の事例をみると、破壊に要する時間が数時間のオーダーである場合が多い。したがって、安定解析に用いる非排水せん断強度はひずみ速度 0.01%/min 程度に対応するものが適当と考えられる。図より一軸圧縮試験のせん断速度 1.0%/min に対する補正係数  $c_3$  を求めると、平均的に、

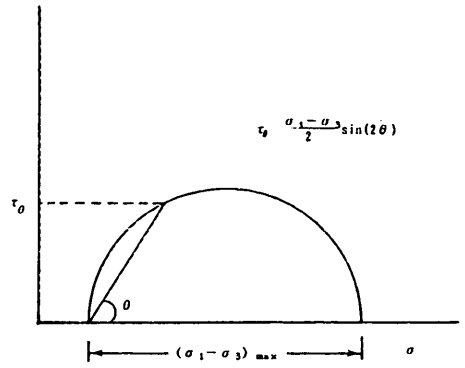


図-6.58 すべり面の角度とすべり面上のせん断力

$$c_3 = 0.88 \quad (6.6)$$

となる。

1章では、 $q_u$ 法は、試料のサンプリング時の乱れ、強度異方性、時間効果、すべり面の角度の仮定、平面ひずみ条件の影響などの要因が、次の (1.3) 式で表されるようなバランスを保つことによって成立しているとした。

$$c_1 \cdot c_2 \cdot c_3 \cdot c_4 \cdot c_5 \cdot c_6 = 1 \quad (1.3)$$

また、この中で、すべり面の角度の仮定 ( $c_4$ ) と平面ひずみ条件の効果 ( $c_5$ ) が相殺されると考えて、次式を仮定した。

$$c_4 \cdot c_5 = 1 \quad (1.4)$$

また、進行性破壊の影響 ( $c_6$ ) については無いとして次式を仮定した。

$$c_6 = 1 \quad (1.5)$$

ここで、(1.4) 式と (1.5) 式の仮定について検討してみる。

図-6.58 は、すべり面の角度  $\theta$  とすべり面上のせん断力  $\tau_0$  の関係である。2章 2.5 において、圧縮時におけるクラックの影響は角度  $\alpha$  が  $60^\circ \sim 65^\circ$  のときに最も大きいことを示したが、このことから実際のすべり面の角度が  $60^\circ \sim 65^\circ$  の範囲にあると考えられる。 $\theta = 60^\circ$  と  $\theta = 65^\circ$  のそれぞれの場合において、すべり面の角度を  $45^\circ$  と仮定して  $\tau = q_u/2$  とすることに対する

表-6.2 平面ひずみ三軸試験と軸対称三軸試験における強度の比較 (Ladd 他<sup>(11)</sup>)

試料名	液性限界(%) 塑性限界	$s_u$ (TC) $\sigma_{vc}$	(TC) (PSC)	$s_u$ (TC) $\sigma_{vc}$	(TE) (PSE)
Undisturbed Haney Sensitive Clay	44 18	0.268	0.905	0.168	0.795
Reaerimented Boston Blue Clay	41 21	0.33	0.97	0.155	0.815
Remolded Weald Clay	46 26	0.26	0.93	—	—
Undisturbed AGS CH Clay	71 40	0.32	0.87	0.195	0.83
Undisturbed San Francisco Bay Mud	88 45	0.35	0.945	—	—
Undisturbed Conn Valley Varved Clay	clay 65, 39 silt 35, 12	0.25	0.895	0.21	0.84

補正係数は、次のようになる。

$$c_r = 0.87 \quad (\theta = 60^\circ) \quad (6.7)$$

$$c_r = 0.77 \quad (\theta = 65^\circ)$$

次に平面ひずみの影響について考える。表-6.2は、Laddらが平面ひずみ三軸試験と軸対称三軸試験の結果をまとめて示したものである。表より、半沢は軸対称条件の強度と平面ひずみ条件の強度の比の平均を、次のように求めた<sup>(11)</sup>。

$$TC/PSC = 0.92, \quad TE/PSE = 0.82$$

ここにTC, PSCはそれぞれ軸対称条件、平面ひずみ条件での圧縮強度であり、TE, PSEは伸張強度である。したがって、圧縮と伸張を平均すると平面ひずみに条件に関する補正係数は次のようになる。

$$c_s = 1 / ((0.92 + 0.82) / 2) = 1.15 \quad (6.8)$$

(6.7), (6.8) 式より  $c_r \cdot c_s$  は次のようになる。

$$c_r \cdot c_s = 1.00 \quad (\theta = 60^\circ) \quad (6.9)$$

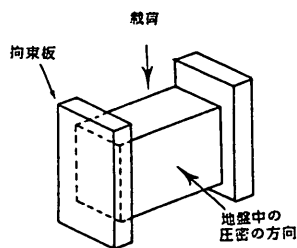
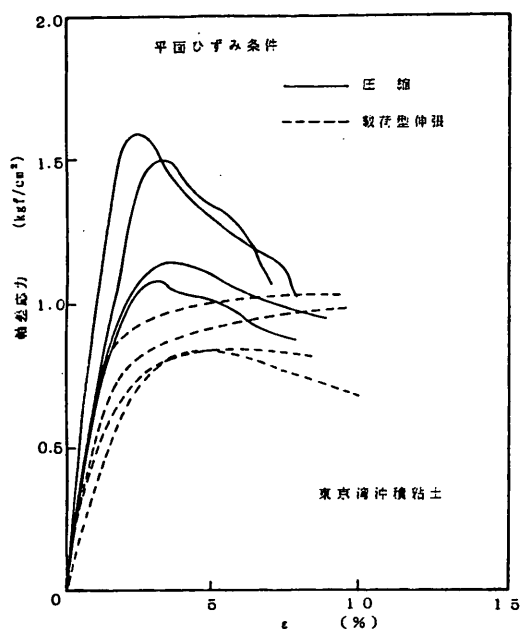
$$c_r \cdot c_s = 0.89 \quad (\theta = 65^\circ)$$

(6.9) 式より、(1.4) 式の仮定は、すべり面の実際の角度が  $60^\circ$  である場合は成立するが  $65^\circ$  である場合は成立せず、約10%強度を過大に評価することになる。一般に、一軸試験においてすべり面の角度を精度よく求めることは難しいとされている、強度を過大評価している可能性はあるが、以下の検討では(1.4)式が成立すると仮定する。

次に、進行性破壊の影響について考察してみる。進行性破壊の大きな原因は、圧縮時と伸張時の応力ひずみ関係の相違であった。今回の試験結果をみても、図-6.5(a) (大阪湾沖積粘土) や図-6.39(a) (東京湾粘土) の場合は、圧縮側ではひずみが1.0~2.5%で最大軸差応力がモービライズされているのに対して、伸張側ではひずみ2.0%で最大軸差応力の70~80%しか発揮されていない。しかし、たとえば図-6.12(a) や図-6.44(a) のように、三軸試験においていったん正規圧密まで圧密し「若い」状態で伸張したときの応力ひずみ関係と比較するならば、自然試料の場合はより大きなせん断力が発揮されている。特に、図-6.20(c) の大阪湾洪積粘土の場合をみると、伸張時においてもひずみが2%の時に最大軸差応力の約90%がモービライズされている。これは4章で検討したように、年代効果の影響であると考えられる。すなわち、進行性破壊に関しては、年代効果を有する地盤の方がその影響は小さいといえる。

これらの応力ひずみ曲線は、軸対称応力条件の場合であった。すでに述べたように実際の問題では軸対称応力

条件の場合は少なくむしろ平面ひずみ状態に近い場合が多い。図-6.59は、東京湾粘土の不攪乱試料を用いて、拘束圧を加えず平面ひずみ条件のもとで水平方向から圧縮試験を実施したときの応力ひずみ曲線を、鉛直方向から圧縮した場合と比較した例である。このように、平面ひずみ条件で水平方向から圧縮することは、鉛直方向に対しては伸張を行っていることになる。図-6.59をみ



靱荷型一軸伸張試験の方法

図-6.59 平面ひずみ圧縮試験における応力ひずみ曲線

ると、平面ひずみ条件の場合は、伸張状態（水平方向の圧縮）での応力ひずみ関係は、軸対称応力条件での伸張試験（たとえば図-6.39(a)）の場合に比べ、比較的小さなひずみで大きな軸差応力がモービライズされる傾向がみられることがわかる。

このように、自然地盤のもつ年代効果および平面ひずみ条件の効果を考慮するならば、進行性破壊の影響は小

さくなる傾向がある。これらの効果を考慮しても依然として圧縮と伸張で応力ひずみ関係には差がみられるが、進行性破壊の影響をこれ以上定量的に検討するためには、粘土の応力ひずみ特性を忠実に反映した数値解析や遠心力載荷実験などの高精度の模型実験による検討が必要であろう。一応、ここでは(1.5)式のように進行性破壊の影響を考えないと仮定する。

(1.4)式と(1.5)式を仮定すると、(1.3)式は次の(1.6)式のように簡略化される。

$$c_1 \cdot c_2 \cdot c_3 = 1 \quad (1.6)$$

1章で述べたように、(1.6)式は、試料の乱れの影響と強度異方性、せん断速度の効果が相殺することを示している。

これまでの検討の結果得られた(6.5)式、(6.6)式より、異方性と時間効果の効果を合わせると次のようになる。

$$c_2 \cdot c_3 = 0.75 \quad (6.10)$$

したがって、(1.6)式が成立するためには、サンプリング時の乱れによる補正係数  $c_1$  は、

$$c_1 = 1.33 \quad (6.11)$$

でなければならない。

(6.10)式は、乱れの影響が全く無い場合、一軸圧縮強度は強度異方性と時間効果のために地盤の強度（安定解析に用いられるべき代表的な強度）を

$$(1 / 0.75 - 1) \times 100 = 33\%$$

程度、過大に評価することを示している。さらに、(6.11)式より、サンプリングによる乱れによって、平均的に

$$(1 - 1 / 1.33) \times 100 = 25\%$$

程度、強度が低下することによって(1.6)式のバランスが成立することがわかる。したがって、サンプリングの過程における乱れの影響が全く無い場合の仮想的な圧縮強度を  $q_{up}$  とするならば、乱れの程度によって  $q_u$  の平均値  $\bar{q}_u$  と  $q_{up}$  の関係は次のように変化すると考えられる。

- (a)  $\bar{q}_u > 0.75 q_{sp}$  :  $\bar{q}_u / 2$  は地盤の強度を過大に評価している。(乱れが小さい)
  - (b)  $\bar{q}_u = 0.75 q_{sp}$  :  $\bar{q}_u / 2$  は地盤の強度を適度に評価している。(乱れが適度のレベル)
  - (c)  $\bar{q}_u < 0.75 q_{sp}$  :  $\bar{q}_u$  は地盤の強度を過小に評価している。(乱れが大きい)
- (6. 12)

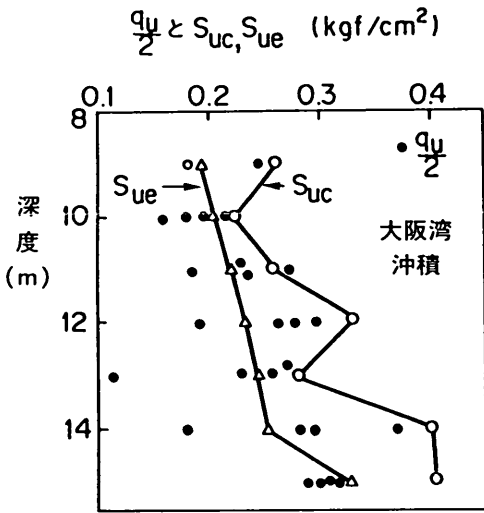


図-6. 60(a) 一軸圧縮強度のばらつきと三軸 CK<sub>0</sub>U 圧縮および伸張試験の強度の関係 (大阪湾沖積粘土)

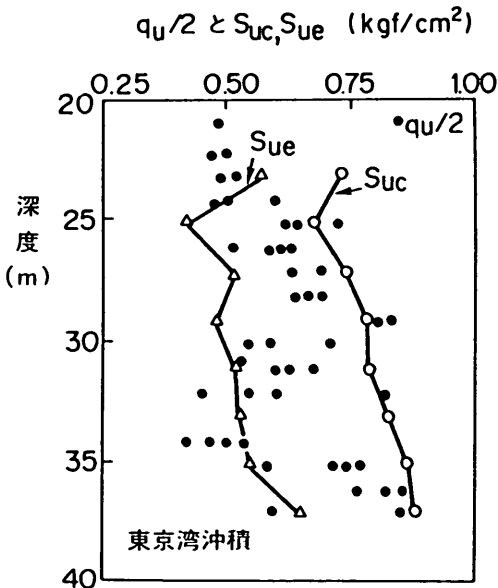


図-6. 60(b) 一軸圧縮強度のばらつきと三軸 CK<sub>0</sub>U 圧縮および伸張試験の強度の関係 (東京湾沖積粘土)

図-1.8をみると、中瀬の事例研究<sup>(5)</sup>においては  $q_u$  の最大値付近を地盤の強度とした場合 (図-1.8の②の直線)には、安全率を 20~25% 過大に評価している。これは、 $q_u$  の最大値が乱れの非常に少ない試料によって得られたものであり、この値を用いることは(a)の場合に相当して地盤の強度を過大に評価したためであると考えられることができる。一方、図-1.8において  $q_u$  の平均値  $\bar{q}_u$  で計算した場合は、ほぼ安全率が1であるが、これは  $q_u$  を用いると(b)の場合に対応したため、地盤の強度として適切な評価ができたと推定される。このように、沿岸域の軟弱地盤で  $q_u$  法の適用性が高いことは、我が国における通常のサンプリングによって得られた試料の乱れが(b)のレベルであること、つまり乱れによる強度の低下が強度異方性や時間効果の影響とうまくバランスがとれていることによると考えられる。

### 6. 3. 3 試料の乱れの影響

前項に述べたように、 $q_u$  法の強度  $\bar{s}_u$  の地盤の代表的な強度としての妥当性は、サンプリング時の試料の乱れのレベルに依存すると考えられる。ここでは、 $\bar{s}_u$  と Bjerrum-半沢法の強度との比較から、乱れの影響を考察する。

今回試験を行った沖積粘土地盤では、特に大きく試料が乱されている場合を除いて、 $q_u$  法の強度  $\bar{s}_u$  と Bjerrum-半沢法の強度  $s_{u1}$  がほぼ一致することがわかった。図-6.60(a), (b)は、大阪湾沖積粘土と東京湾粘土の一軸圧縮強度のばらつきと、Bjerrum-半沢法による圧縮強度  $s_{u1}$  伸張強度  $s_{ue}$  の関係を示したものである。図をみると、 $q_u/2$  の上限値はほぼ  $s_{uc}$  に、下限値は  $s_{ue}$  に対応している。このように、東京湾や大阪湾の粘土では、 $q_u/2$  の上限値が  $s_{uc}$  にほぼ一致している図-1.9のポストブルークレーの事例とは、はっきりと異なった関係を示している。つまり、わが国の沖積粘土では、 $q_u$  法の強度  $\bar{s}_u$  は時間効果を考慮した圧縮強度と伸張強度の平均値に、ほぼ対応している。

図-6.61(a)~(g)は、今回の試験において、Bjerrum-半沢法の強度  $s_{u1}$ 、簡易 CU 試験  $s_{u2}$  の強度と深度の関係を示したものである。今回は、1つのシンウォールチューブの試料から1個ずつ  $s_{u1}$ 、 $s_{u2}$  を求めているが、図のように  $s_{u1}$  のばらつきは、図-6.60(a), (b)にみられる  $q_u/2$  のばらつきに比べると明らかに小さい。また、 $s_{u2}$  についても  $s_{u1}$  ほどではないが安定した強度を示しており、三軸試験による強度は一軸圧縮強度よりもばらつきが小さいといえる。

このように、三軸試験の強度、特に Bjerrum-半沢法の強度  $s_{u1}$  が深度に対して安定した値を示すのに対し

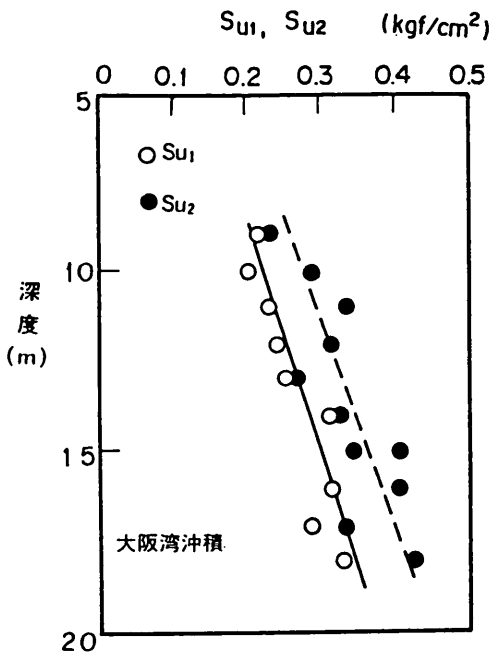


図-6.61(a)  $S_{u1}$ ,  $S_{u2}$  と深度の関係  
(大阪湾沖積粘土)

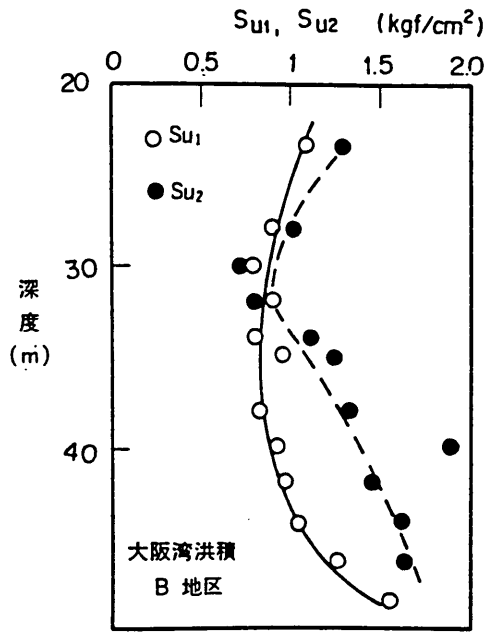


図-6.61(c)  $S_{u1}$ ,  $S_{u2}$  と深度の関係  
(大阪湾洪積粘土 B 地区)

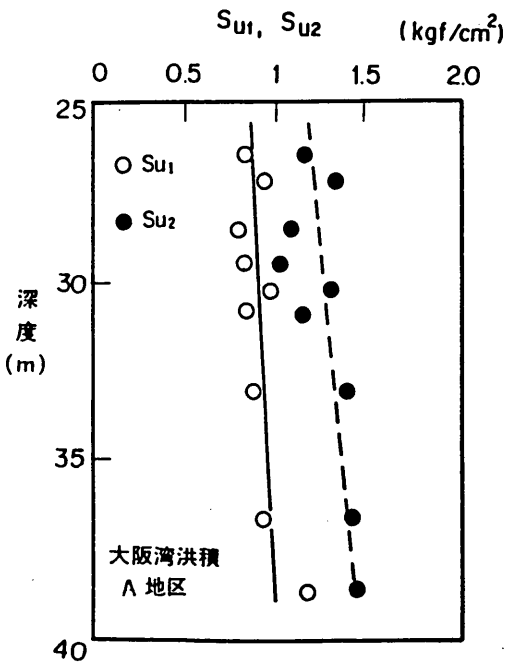


図-6.61(b)  $S_{u1}$ ,  $S_{u2}$  と深度の関係  
(大阪湾洪積粘土 A 地区)

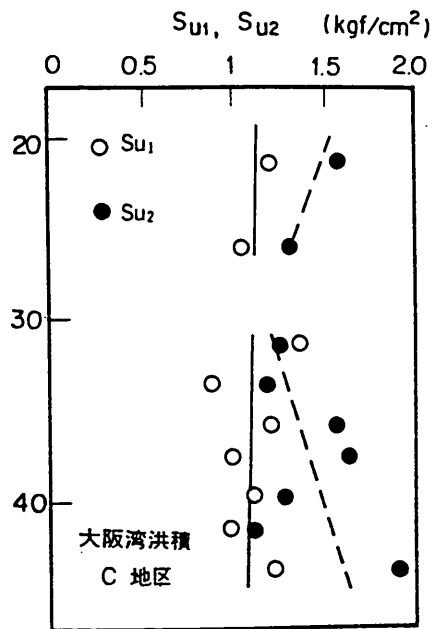


図-6.61(d)  $S_{u1}$ ,  $S_{u2}$  と深度の関係  
(大阪湾洪積粘土 C 地区)



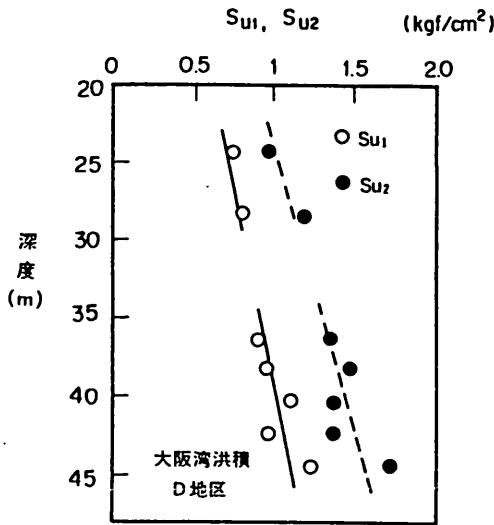


図-6.61(e)  $s_{u1}$ ,  $s_{u2}$ と深度の関係  
(大阪湾洪積粘土 D 地区)

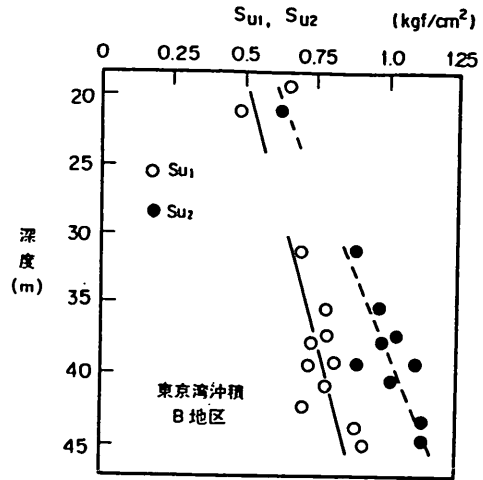


図-6.61(g)  $s_{u1}$ ,  $s_{u2}$ と深度の関係  
(東京湾粘土 B 地区)

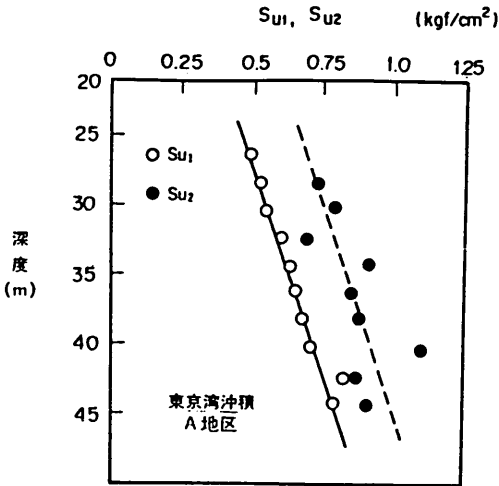


図-6.61(f)  $s_{u1}$ ,  $s_{u2}$ と深度の関係  
(東京湾粘土 A 地区)

て、 $q_u$ 法の強度  $\bar{s}_u$  は変動が大きく、同一の粘性土においても  $\bar{s}_u$  と  $s_{u1}$ ,  $s_{u2}$  の関係が異なってくる。今回の試験結果によると、この傾向は地盤の強度が  $0.75 \text{ kgf/cm}^2$  以上になる洪積粘土地盤において多くみられ、 $\bar{s}_u$  と  $s_{u1}$  の関係は次の3通りの場合に分けることができた。

- (a)  $\bar{s}_u > s_{u1}$
  - (b)  $\bar{s}_u = s_{u1}$
  - (c)  $\bar{s}_u < s_{u1}$
- (6.13)

試験に用いた個々の供試体を詳細に観察すると、これ

らの中で(c)の場合は、明らかに試料にクラックや貝殻などによる大きな乱れが観察される場合が多かった。これに対して、(a)のように  $q_u$  の平均値が Bjerrum-半沢法の強度よりも大きい場合は、一軸圧縮試験における破壊ひずみが小さく、ばらつきも非常に少ないきわめて良質な試料とみなされる場合が多かった。つまり、(a), (b), (c)はそれぞれ乱れの程度が小さい、普通、大きい場合に対応していると推定される。

1章で述べたように、中瀬の事例研究では  $q_u$  法の強度はすべり破壊に対して妥当な強度であることを示している。また、半沢も Bjerrum-半沢法の強度が地盤の代表的な強度であることを、いくつかの事例によって示している。これらの既往の報告は、乱れの程度が「普通」であるような「通常」の乱さないサンプリングでは、 $q_u$  法の強度  $\bar{s}_u$  と Bjerrum-半沢法の強度  $s_{u1}$  とがほぼ等しいという今回の試験結果に対応すると考えられる。すなわち、(b)の関係が成り立つような、「普通」の乱れとは、同時に試料の乱れによる  $q_u/2$  の平均値の低下と強度異方性、時間効果などの要因とが相殺する「適度」の乱れである。

以上のことから、 $\bar{s}_u$  と  $s_{u1}$  の関係から次のような乱れの判定基準が成り立つ。

- (a) 試料の乱れが大きい場合  $\bar{s}_u < s_{u1}$
  - (b) 試料の乱れが適度の場合  $\bar{s}_u = s_{u1}$
  - (c) 試料の乱れが小さい場合  $\bar{s}_u > s_{u1}$
- (6.14)

今回の試験結果をみると、図6.51(a)のように全般的には(b)の場合、すなわち  $\bar{s}_u = s_{u1}$  で乱れが適度のレベルにある場合が多かったということが出来る。これは、わ

が国においては、現在のサンプリング技術によって得られる試料の品質が、 $q_u$ 法にとって適度であることを意味している。1章において、 $q_u$ 法が国際的には一般的な方法では無いことを指摘したが、以上のように考えると $q_u$ 法の妥当性は各国でのサンプリング技術とも深く関連していると推察される。1979年の国際サンプリングシンポジウムにおいて、OsterbergとMurphyは、米国の粘性土のサンプリング技術の現状を、次のように報告した<sup>(6)</sup>。

「1949年にボシュレフによって説明された最良の乱さない試料を採取する方法は、今日でも依然として有効性を失っていない。しかし、北アメリカでは、通常の乱さない試料の採取において、彼によって記述された技術の大部分は使われていない。(中略) 大部分の乱さない試料のサンプリングは、直径76mmのオープンドライブサンプラーによって行われ、ピストン付きのサンプラーは、オープンサンプラーで採取できない場合や特別な場合を除いて、あまり用いられていない。」

このような米国の現状に対して、わが国では不攪乱試料の採取は、可能な限り固定ピストンサンプラーによって行われることになっており、ボシュレフが「最良の乱さない試料を採取する方法」として提案した技術が、かなり忠実に実施されているといえる。 $q_u$ 法が米国で一般的でない原因には、図-1.9で示した土性の違いがまず考えられるが、もう一つの大きな原因として現場レベルにおけるサンプリング技術が低いのではないだろうか。

(6.14) 式の関係は、Bjerrum-半沢法の強度 $s_{u,1}$ と簡易CU強度 $s_{u,2}$ の間に(6.4)式のような関係が成り立つことを利用すると、次のように表わすことができる。

$$\begin{aligned} \text{(a) 乱れが大きい場合} & \quad \bar{s}_u < 0.75 s_{u,2} \\ \text{(b) 乱れが適度の場合} & \quad \bar{s}_u = 0.75 s_{u,2} \\ \text{(c) 乱れが小さい場合} & \quad \bar{s}_u > 0.75 s_{u,2} \end{aligned} \quad (6.15)$$

(6.15) 式と(6.12)式を比較すると、(6.15)式の $s_{u,2}$ が(6.12)式の $q_{up}$ と対応していることがわかる。これは、簡易CU強度 $s_{u,2}$ が、乱れが無い場合の理想的な圧縮強度 $q_{up}$ の2分の1に相当するということである。

以上のように、今回行った一連の試験によって、一軸圧縮強度における乱れの影響を、定量的に明らかにすることができた。 $q_u$ 法は、強度異方性や時間効果とによって地盤の強度を過大に評価する効果と、それによる平均強度の低下でバランスを取る方法であるといえる。したがって、 $q_u$ 法の強度はサンプリングされた試料の乱れの程度に依存し、乱れが適度のレベルにある場合でなければ地盤の強度を過小にあるいは過大に評価することにな

る。わが国では、通常のサンプリングでは乱れの程度はほぼ適度のレベルにあると考えられるが、今回の結果をみると深度が大きい場合に、乱れの程度は一定でなくなる傾向がある。また、2章2.3で示したような調査者による $q_u$ の平均値の相違の原因も、調査者ごとの試料の乱れの程度の差であると考えられる。

今回の結果をみると、乱れの影響を受けにくい強度としてはBjerrum-半沢法の強度が有効であるが、簡易CU試験による強度と補正係数0.75を用いる方法も簡便な強度決定法である。また、簡易CU強度を求め $q_u$ 法による強度と(6.15)式によって比較することは、試料の乱れの程度を判定し、土質調査結果の信頼性を評価する実用的な方法でもある。

#### 6.4 本章の結論

わが国の沿岸域において採取された不攪乱試料を用い、三軸試験によって非排水強度を求めて $q_u$ 法による強度と比較した。本章で得られた結論は次のとおりである。

- (1) SHANSEP法の強度は、全体として現行の $q_u$ 法の強度よりも小さい。したがってSHANSEP法は地盤の強度を過小評価すると考えられる。
- (2) 現行の $q_u$ 法による粘性土の強度 $\bar{s}_u$ とBjerrum-半沢法の強度 $s_{u,1}$ の関係は、試料の乱れの程度によって次の3通りの場合がある。

- (a)  $\bar{s}_u > s_{u,1}$
- (b)  $\bar{s}_u = s_{u,1}$
- (c)  $\bar{s}_u < s_{u,1}$

通常の深度の粘土地盤については、(b)のように両者がほぼ等しい場合が多い。一方、深度の大きい洪積粘土地盤では(a)や(c)のような場合が現れる。また、Bjerrum-半沢法の強度 $s_{u,1}$ は、安定した値を示すのに対して $\bar{s}_u$ は変動が大きい。個々の供試体について検討した結果、(a)のケースは試料の乱れが非常に小さかった場合、(b)のケースは乱れの乱れが普通の場合、(c)のケースは乱れが大きい場合に相当すると推定された。

- (3) 過去のわが国の粘性土地盤の破壊事例の解析結果では、 $q_u$ 法の強度およびBjerrum-半沢法の強度が適切な安全率を与えることが多く報告されている。今回の試験結果から、これは通常のサンプリングでは試料の乱れの程度が「適度」であり、上記の(b)のケースに相当しているためであると考えられる。ここで、乱れが「適度」であるとは、試料採取時の乱れによって $q_u$ の平均値の低下する割合が、強度異方性や時間効果など $q_u$ が地盤の強度を課題に評価する要因とうまくバランスしていることを意味するものである。このような場合には、 $q_u$ 法の強度は地盤強度として適切な値を

示している。これに対して、(a)の場合は乱れが「適度」よりも小さいため  $\bar{s}_u$  が地盤の強度を過大に評価し、(c)の場合は乱れが「適度」よりも大きい場合  $\bar{s}_u$  が地盤の強度を過小に評価することになると推定される。

- (4) 実用的な三軸試験として5章で定義した簡易CU試験の強度  $s_{u,2}$  と、Bjerrum-半沢法の強度には、ほぼ次のような関係がある。

$$s_{u,1} = 0.75 s_{u,2}$$

この関係を用いると、 $\bar{s}_u$  と  $s_{u,2}$  との関係は試料の乱れの程度に対応して、次のように表すことができる。

- (a) 乱れが小さい場合  $\bar{s}_u > 0.75 s_{u,2}$   
 (b) 乱れが適度の場合  $\bar{s}_u = 0.75 s_{u,2}$   
 (c) 乱れが大きい場合  $\bar{s}_u < 0.75 s_{u,2}$

## 参考文献

- (1) Hanzawa, H. (1982) : Undrained Strength Characteristics of Alluvial Marine Clays and Their Application to Short Term Stability Problems, 東京大学学位請求論文。
- (2) Ladd, C.C. and Foott, R. (1974) : New Design Procedure for Stability of Soft Clay, Proc. ASCE, Vol. 100, GT 7, pp. 763-786.
- (3) 菊池喜昭, 土田 孝, 小林正樹 (1987) : 三軸試験機による静止土圧係数の測定, 港湾技研資料, No. 577.
- (4) 土田 孝, 菊池喜昭, 中島謙二郎, 小林正樹 (1984) : 大阪湾泉州沖海底地盤の工学的性質, (その3) 静的せん断特性, 港湾技研資料, No. 498.
- (5) Nakase, A. (1967) : The  $\phi = 0$  analysis of stability and unconfined compression strength, Soils and Foundations, Vol. 7, No. 2, March, pp. 33-45.
- (6) Osterberg, J.O. and Murphy, W.P. (1979) : State of the art of undisturbed sampling of cohesive soils, State of the Art on Current Practice of Soil Sampling, Proceedings of the International Symposium of Soil Sampling, Singapore, pp. 43-53.
- (7) 土田 孝, 佐藤正春, 小林正樹 (1983) : 乱さない海成粘土の正規圧密状態におけるせん断特性について, 港湾技研資料, No. 444.
- (8) Nakase, A. and Kamei, T. (1988) : Undrained Shear Strength of Remolded Marine Clays, Soils and Foundations, Vol. 28, No. 1, pp. 29-40.
- (9) 小林正樹, 中瀬明男 (1975) : 粘土の非排水せん断強さの異方性, 第10回土質工学研究発表会, pp. 287-290.
- (10) 阿部廣史 : 信州大学工学部内部資料
- (11) Ladd, C.C., Foot, R., Ishihara, K., Schlosser, F. and Poulos, H.G. (1977) : State of the-art report on stress-deformation and strength characteristics", Proc., 9th Int. Conf. on SM&FE, Tokyo, Vol. 2, pp. 421-494.
- (12) Bjerrum, L. (1973) : Problems of soil mechanics and construction of soft clays, State-of-the-art report, Proceedings, 8th Int. Conf. on SM & FE, Moscow, Vol. 3, pp. 111-159.

## 7. 粘性土地盤の非排水強度の決定における新しい提案

### 7.1 乱れの程度と安定解析に用いられるべき地盤強度の関連

6章においては、多くの不攪乱試料について  $q_u$  法による強度と三軸試験による強度を比較し、それぞれの関係について考察した。6章の結果をまとめると次のようになる。

まず、 $q_u$  法による強度  $\bar{s}_u$  と Bjerrum-半沢法の強度  $s_{u,1}$  の関係は、試料の乱れの程度によって次の3通りの場合があると推定される。

- (a) 乱れが小さい場合  $\bar{s}_u > s_{u,1}$
- (b) 乱れが適度の場合  $\bar{s}_u = s_{u,1}$  (7.1)
- (c) 乱れが大きい場合  $\bar{s}_u < s_{u,1}$

ここで乱れが「適度」とは、乱れによる一軸圧縮強度の低下が、強度を過大に評価している要因である強度異方性や時間効果の影響と、うまくバランスがとれている状態である。

式(7.1)の関係は、本研究で新しく定義した簡易CU強度  $s_{u,2}$  を用いるならば、ほぼ次のように表すことができる。

- (a) 乱れが小さい場合  $\bar{s}_u > 0.75 s_{u,2}$
- (b) 乱れが適度の場合  $\bar{s}_u = 0.75 s_{u,2}$  (7.2)
- (c) 乱れが大きい場合  $\bar{s}_u < 0.75 s_{u,2}$

実際の地盤の安定解析などの問題において、採用されるべき非排水強度を  $s_u^*$  とすると、乱れが適度の場合は  $q_u$  法、Bjerrum-半沢法、簡易CU強度の75%のいずれを用いても同等である。したがって、

$$s_u^* = \bar{s}_u \text{ or } s_{u,1} \text{ or } 0.75 s_{u,2} \quad (\text{乱れが適度})$$

と表される。乱れが非常に小さい場合は、 $q_u$  法の強度は過大な強度を与える場合がある。したがって、 $q_u$  法の強度を用いる場合は注意が必要であり、むしろ Bjerrum-半沢法の強度か簡易CU強度を用いた方がよい。すなわち、

$$s_u^* = s_{u,1} \text{ or } 0.75 s_{u,2} \quad (\text{乱れが非常に小さい})$$

となる。一方、乱れの大きい場合は、乱れがやや大きい場合(乱れがクラック型である場合を含む)と、乱れが非常に大きい場合とに分けて考える必要がある。乱れがやや大きい場合やクラック型の場合は、Bjerrum-半沢法の強度あるいは簡易CU強度を用いるのが適切で

ある。したがって、

$$s_u^* = s_{u,1} \text{ or } 0.75 s_{u,2} \quad (\text{乱れが大きい})$$

となる。しかし、5章の検討で明らかになったように、乱れが「練り返し型」であって、非常に大きいときは、再圧密過程での含水比の低下による効果が大きく、Bjerrum-半沢法の強度や簡易CU法の強度は、最大15%過大な強度を与える可能性がある。したがって、このような場合は、 $s_u^*$  として  $s_{u,1}$  や  $0.75 s_{u,2}$  を用いることが危険となる可能性があるため、サンプリングをやり直すか、15%過大評価する可能性を考慮した次のような値を用いることが考えられる。

$$s_u^* = 0.85 s_{u,1} \text{ or } 0.65 s_{u,2} \quad (\text{乱れが「練り返し型」で非常に大きい})$$

なお、5章で述べたように、乱れの程度は、Bjerrum-半沢法や簡易CU試験における圧密前後の含水比の変化や、圧密中に生じる体積ひずみ、圧縮時の破壊ひずみによっても判断できる。図-5.27(a), (b), (c)をみると再圧縮時の含水比の低下や体積ひずみが4%以上の試料、破壊ひずみが5%以上の試料においては、乱れが「適度のレベル」を越えて大きくなっている可能性があるといえる。

以上をまとめると、試料の乱れの程度によって安定解析に用いるべき地盤の非排水強度  $s_u^*$  は次のようになる。

- (a) 乱れが小さい場合  $s_u^* = s_{u,1} \text{ or } 0.75 s_{u,2}$
- (b) 乱れが適度の場合  $s_u^* = \bar{s}_u \text{ or } s_{u,1} \text{ or } 0.75 s_{u,2}$  (7.3)
- (c) 乱れがやや大きいか、クラック型の場合  $s_u^* = s_{u,1} \text{ or } 0.75 s_{u,2}$
- (d) 乱れが非常に大きい場合  $s_u^* = 0.85 s_{u,1} \text{ or } 0.63 s_{u,2}$

### 7.2 新しい強度決定法の提案

さて、実際の問題にこれらの成果を適用し新しい強度決定法とするには、いくつかの問題点がある。まず、考えなければならないことは三軸試験のコストであろう。Bjerrum-半沢法の強度は、試料を原位置の土被り圧力まで  $K_0$  圧密し、その後非排水条件で圧縮および伸張することによって求められる。現在の三軸試験の技術の一般的な水準からみて、このような試験を十分な精度で実施することはきわめて困難であると考えられる。これまで述べてきたように、Bjerrum-半沢法の強度のかわりに簡易CU強度を用いるのがもっとも現実的であ

る。

次に問題となるのは、試料の乱れの程度の判定である。(7.1), (7.2) 式より、乱れが適度のレベルであれば、これまで多くの実績を有する  $q_u$  法の強度は地盤の代表的な非排水強度として適切であるといえる。したがって、新しい強度決定法としては、一軸圧縮試験と簡易 CU 試験を併用し、乱れが適度のレベルでない場合に簡易 CU 強度を利用するのが実用的であると考えられる。

以上の考察から、新しい非排水強度決定法として次のような方法を提案する。

各シンウォールチューブについて3個の一軸圧縮強度と1個の簡易 CU 強度を求める。 $q_u/2$  の平均値  $\bar{s}_u$  と簡易 CU 強度  $s_{u2}$  の関係を求めることによって試料の乱れの程度を判定し、設計に用いるべき強度を次のように決定する。

(i)  $\bar{s}_u > 0.80 s_{u2}$  の場合  
 試料の乱れは小さいと判定される。 $\bar{s}_u$  は過大な強度である可能性があり、強度として  $0.75 s_{u2}$  を用いることを原則とする。ただし、注意深い施工を行う場合は、 $\bar{s}_u$  を用いてもよい。

(ii)  $0.80 s_{u2} \geq \bar{s}_u > 0.70 s_{u2}$  の場合  
 試料の乱れは、 $q_u$  法に関して適度のレベルであると判定される。強度として  $\bar{s}_u$  を使用するか、あるいは  $0.75 s_{u2}$  を用いる。

(iii)  $0.70 s_{u2} \geq \bar{s}_u > 0.60 s_{u2}$  の場合  
 試料の乱れがやや大きいと判定される。地盤の強度としては  $0.75 s_{u2}$  を用いる。

(iv)  $\bar{s}_u \leq 0.60 s_{u2}$   
 試料の乱れが非常に大きいと判定される。サンプリングをやり直すかあるいは強度として  $0.65 s_{u2}$  を用いる。ただし、一軸圧縮試験の応力ひずみ曲線、簡易 CU 試験における体積ひずみ量などから、乱れがクラック型であると確認できる場合は、 $0.75 s_{u2}$  を用いる。

(i)において、条件付きで  $q_u$  法の強度  $\bar{s}_u$  を用いるようにしたのは、これまで  $q_u$  法が非常に多くの実績を持っていることや、安定解析の安全率が通常 1.2 以上であることを考えたものである。図-7.1には、新しい強度決定法を見やすいチャートとして示した。

図-7.2には本提案法を用いて、一軸圧縮試験と簡易 CU 試験を実施したときの、強度決定の手順の一例を示した。図のように、深度方向に9本のサンプリングを行った場合は、各サンプラーごとに9組の  $\bar{s}_u$  と  $s_{u2}$  が求め

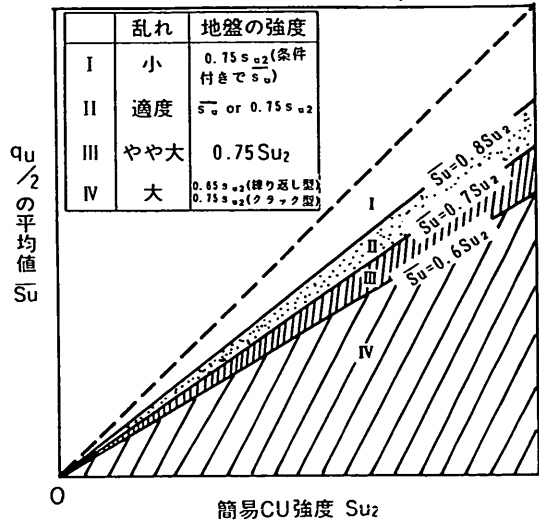


図-7.1 新しい強度決定法のためのチャート

られる。これらより図-7.1のチャートにプロットし、それぞれのサンプラーごとに試料の品質と設計に用いる強度を判定する。

新しい方法は従来の  $q_u$  法に簡易 CU 試験を追加したもので、現行の方法とそれほど大きく変わっていないともいえる。しかし、これまで述べてきたように、基本的には三軸試験によって求めた強度に信頼性を置く考え方であり、従来のように試料の品質にかかわらず  $q_u/2$  の平均値を採用する方法とは、大きく異なっているといえる。

さて、新しい方法では、簡易 CU 試験の導入の分だけ土質試験に要するコストが増加せざるを得ない。表-7.1は、3つの土質試験会社が、現行の一軸圧縮試験と、提案法の簡易 CU 試験を併用した方法とを用いて、シンウォールチューブ1本について試験を実施したときの費用を積算した結果である。図のように、提案法では強度試験の費用が、従来の一軸圧縮試験のみの場合に比べ、約 2.4 倍になることがわかる。仮に、水深 10 m の海底

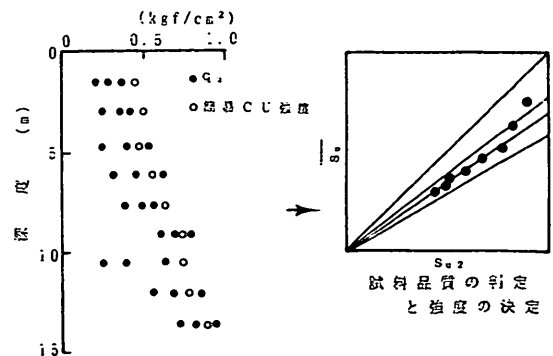


図-7.2 新しい強度決定法の使い方

表-7.1 提案法とこれまでの方法における力学試験の費用の積算例  
(シンウォールサンプラー1本について)

従来の試験：一軸圧縮試験（3供試体）

提案法による試験：一軸圧縮試験（3供試体）と簡易CU試験（1供試体）

		従来 (A)	提案法 (B)	B / A
A	社	19,800円	44,800円	2.26
B	社	19,500	44,50	2.28
C	社	21,000	52,000	2.48
平	均	20,100	47,100	2.34

の軟弱粘土層 20 m について、1つのボーリングを行って港湾構造物の設計に必要な一連の土質調査及び試験を実施したときの費用を積算すると、全体ではほぼ 240 ~ 260 万円となり、一軸圧縮試験（強度試験）の費用は土質調査全体の費用の約 10% に相当する。したがって、今回の提案法を用いることによって、土質調査・試験の費用は全体で約 12% 増加すると予想される。

提案法によって試験を行った結果、すべてのサンプラーにおいて  $\bar{s}_u \geq 0.75 s_{u2}$  であった場合には、試料は図-7.1の(i)あるいは(ii)に分類される。このときは、設計は従来通り  $q_u/2$  の平均値である  $\bar{s}_u$  で行ってもよいことになるので、提案法にしたがって簡易CU試験を行ったことが一見無駄であったことになる。しかし、提案法では、試料の品質を定量的に評価した後に  $\bar{s}_u$  を用いることを決定したのであり、現行の  $q_u$  法のように無条件に  $\bar{s}_u$  を用いることは異なっている。以上のことを考慮するならば、今回の提案による土質調査費用の増加は、実務に従事する技術者にとっても、十分に許容できる範囲であると筆者は考える。

### 7.3 提案法の適用例

乱れの大きい試料を用いて提案法により強度を求めた事例を示す。試料は大阪湾泉州沖の沖積粘土地盤である。同一の地盤で採取された試料を、ひとつはサンプリング直後に抜きだして試験し、一方は2年間保存した後シンウォールから抜きだして試験した。しかし、2年後に抜きだしたときには、サンプラー内壁の腐食のために強い摩擦が生じ、試料は大きく乱れてしまった。

図-7.3にサンプリング直後に実施された一軸圧縮試験の結果と、2年後に抜きだした試料の一軸圧縮強度とを併せてプロットしている。図のように、サンプリング直後の  $q_u$  に比べ、2年後に抜きだした試料は 50 ~ 70% の強度しか得られていない。この乱れの大きい試料を用いて、Bjerrum-半沢法と簡易CU試験法により

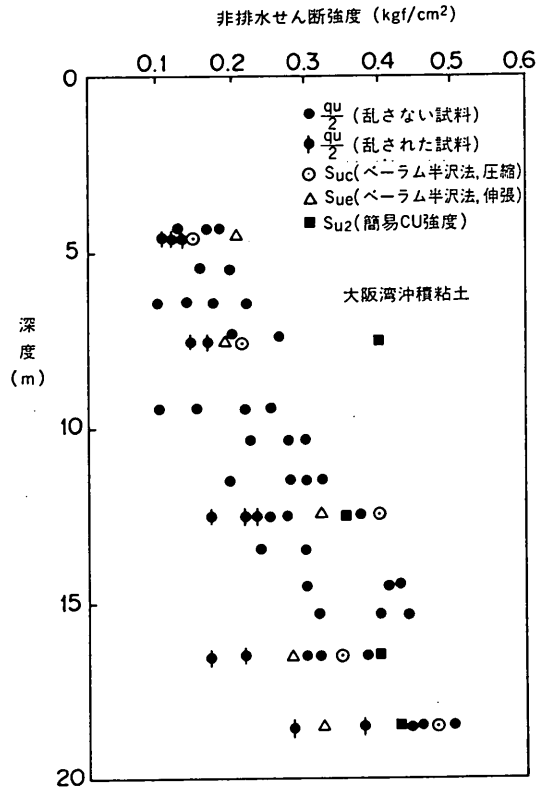


図-7.3 サンプリング直後に実施した一軸圧縮試験の結果と2年後に実施した試験結果の比較

強度を求めた。

Bjerrum-半沢法にしたがって、三軸試験機で土被り圧まで  $K_v$  圧密したときの軸方向圧密圧力と軸ひずみおよび  $K_v$  値の関係を、それぞれ図-7.4(a), (b)に示す。図-7.4(a), (b)を、同じ大阪湾沖積粘土の試験結果である6章の図-6.4(a), (b)と比較すると、乱されたことにより軸ひずみ量は明らかに大きくなり、 $K_v$  値も大きくなっていることがわかる。図-7.5は、簡易CU試験に

おける等方圧密中の時間と体積ひずみ  $\epsilon_v$  の関係であるが、やはり図-6.6と比較するならば  $\epsilon_v$  は1%以上の増加が認められる。これらの傾向は、5.1, 5.2において人為的に大きな「練り返し型の乱れ」を与えた東京湾沖積粘土の試験結果によく類似しており、圧密中のひずみや  $K_0$  値によって判定しても、2年後に抜きだした試料が大きな練り返し型の乱れを受けていたことが推定できる。

図-7.6は、深度ごとに  $q_u$  法の強度  $\bar{s}_u$ 、Bjerrum-半沢法の強度  $s_{u1}$ 、簡易CU強度  $s_{u2}$ 、SHANSEPの関係を示したものである。なお、 $\bar{s}_u$  はボーリング直後の乱れの少ない時の値と、2年後に抜きだして大きく乱されている場合のそれぞれについて示している。

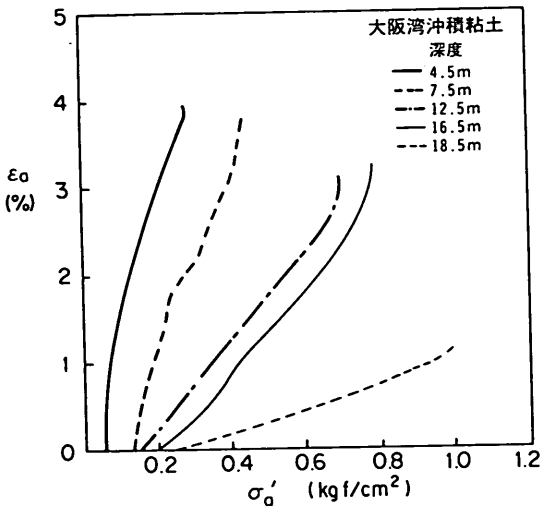


図-7.4(a)  $K_0$  圧密時に軸方向圧密圧力と軸ひずみの関係

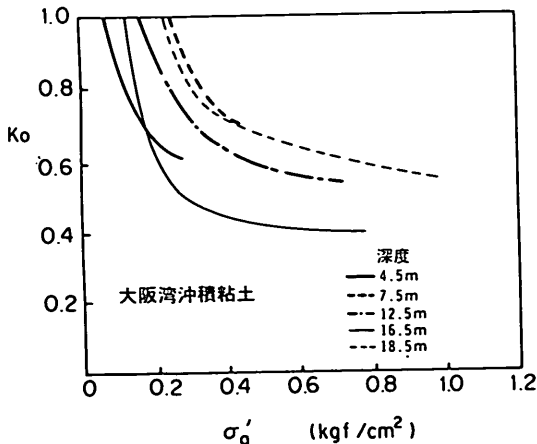


図-7.4(b) 軸方向圧密圧力と  $K_0$  値の関係

図-7.7には、 $\bar{s}_u$  に対する  $s_{u1}$ ,  $s_{u2}$  の関係を比較して示した。2年後に抜きだした試料に対しては、それぞれに次のような関係がみられる。

$$s_{u1} = 0.67 \bar{s}_u$$

$$\bar{s}_u = 0.52 s_{u2}$$

これらの関係を、(7.1)式と(7.2)式で提示した乱れと  $\bar{s}_u \sim s_{u1}$  関係および  $\bar{s}_u \sim s_{u2}$  関係に当てはめると、

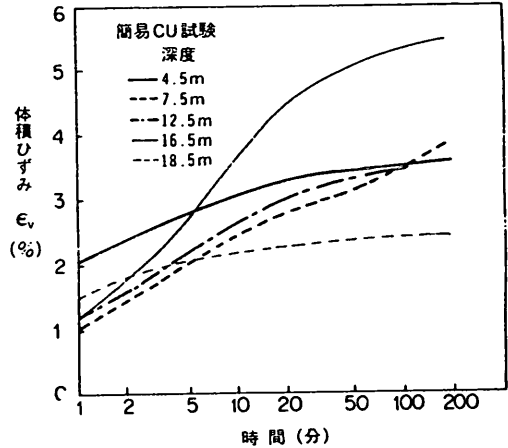


図-7.5 簡易CU試験における時間と体積ひずみの関係

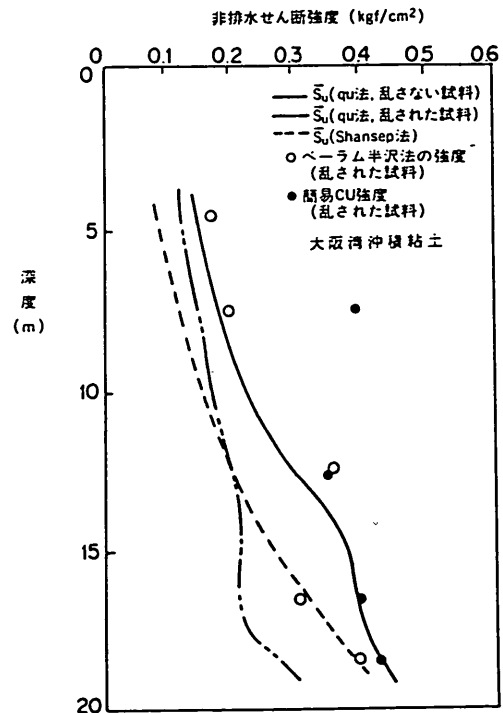


図-7.6  $q_u$  法の強度と  $s_{u1}$ ,  $s_{u2}$

試料の乱れは大きいと判断される。また、図-7.1においても、(iv)の「乱れは大きい」と判定される。

一方、2年後に抜いた試料から求めた  $s_{u1}$  と  $s_{u2}$  を用いて、ボーリング直後の乱れの少ないときの一軸圧縮強度から求めた  $\bar{s}_u$  と比較するならば、

$$\bar{s}_u = 1.03 s_{u1}$$

$$\bar{s}_u = 0.86 s_{u2}$$

となり、(7.1)式と(7.2)式で提示した乱れと  $\bar{s}_u \sim s_{u1}$  関係および  $\bar{s}_u \sim s_{u2}$  関係に当てはめると、ボーリング直後に抜きだした試料は、乱れの小さいと試料と判断される。また、図-7.3においても、(i)の「乱れは小さい」と判定される。

本事例において、2年後の大きく乱された後のデータしか入手できない場合を考えてみよう。図-7.1によれば、試料は大きく乱されているので、強度の評価としては  $s_{u2}$  の65%を用いることになる。ここで  $s_{u2}$  の75%としないのは、再圧縮後の含水比の低下によって強度を過

大に評価する可能性を考慮しているからである。本事例では、乱れの少ないボーリング直後の強度が  $0.86 s_{u2}$  であることがわかっており、図-7.1で求められる  $0.65 s_{u2}$  はまだ安全側であったといえる。しかしながら、乱れの大きい試料に対して  $q_u$  法の強度  $\bar{s}_u$  を直接用いずに  $0.65 s_{u2}$  を用いることにより、乱れによる強度の低下を補うことができる。

新たに提案した方法の適用性と有効性を確かめるためには、今後多くの事例を積み重ねることが必要である。

#### 7.4 本章の結論

本章では、これまでの各章の検討結果にもとづいて、一軸圧縮試験と三軸圧縮試験を併用した新しい粘土地盤の強度決定法を提案した。提案法は、従来の一軸圧縮試験の他に簡易三軸CU試験を行い、両者の強度の比較によって試料の品質を判定するとともに、設計に用いるべき強度を決定するものである。試験方法は、現行の方法とそれほど大きく変わっていないが、基本的には三軸試験によって求めた強度に信頼性をおく考え方であり、従来のように試料の品質にかかわらず  $q_u/2$  の平均値を採用する方法とは大きく異なっているといえる。

新しい方法では土質試験に要するコストが増加せざるを得ないが、採取された試料の品質と求められた地盤の強度の信頼性を定量的に評価した上で適切な地盤の強度が得られるので、土質調査費用の増加は、実務に従事する技術者にとっても十分に許容できる範囲であると考えられる。

#### 参考文献

- (1) 土田 孝・水上純一・及川 研・森 好生(1989)：一軸圧縮試験と三軸試験を併用した新しい粘性土地盤の強度決定法、港湾技術研究所報告、Vol. 28, No. 3, pp. 81-145.

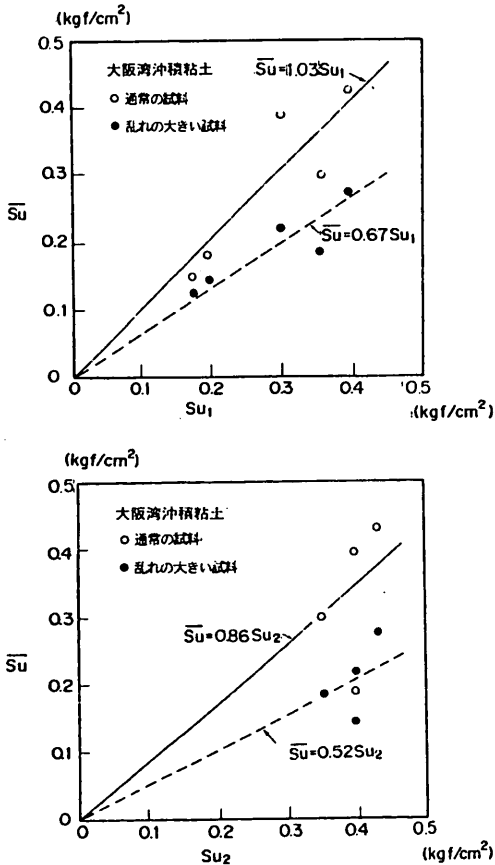


図-7.7  $q_u$ 法と強度と  $s_{u1}$ ,  $s_{u2}$  との関係



## 8. 大深度から採取された粘土試料の品質評価

### 8.0 概 説

これまでの沿岸域の建設事業では、力学的に問題となる地盤の深度は20～30 mまでである場合が多かった。しかしながら、沿岸域の開発が進展するとともに、水深の大きい地点で大型の構造物が建設されるようになってきたことから、大深度地盤の強度・変形特性が問題となってきた。大深度においては大規模な地盤改良が技術的に困難になるので、現状の地盤の力学特性を正確に把握することが、特に重要である。2章で述べたように、現行の $q_u$ 法による強度の評価方法が、大深度から採取した粘土試料に対しても適用できるかどうかは、未だに解決されていない問題である。また、仮に $q_u$ 法が適用できない場合は、これらの地盤の強度をどのように評価すべきかは大きな問題となる。本章では、大深度から採取された不攪乱試料を用いた一連の力学試験の結果より、洪積粘土の力学特性を調べるとともに、7章で示した提案法を用いて試料の品質の評価を試みた。

本章で用いた粘土試料は、大阪湾泉州沖においてサンプリングされたものである。現在、大阪湾泉州沖約5.0 kmにおいて、関西国際空港を建設するため、大規模な埋立が進められている。埋立地点における海底地盤に対する本格的な土質調査は、1977年から1983年にかけて運輸省第3港湾建設局と港湾技術研究所によって実施された。一般に、大阪湾の海底地盤は、軟弱な沖積粘土層の下に洪積粘土および洪積砂層が互層状に深層に至るまで堆積している。関西国際空港は、埋め立てて造成された5.0 km × 2.5 kmの人工島の上に建設されるが、埋立の規模が大きいために埋立による上載荷重の影響は、従来の埋立事業に比べ、はるかに深い層まで到達することになる。図-8.1は埋立荷重の隅角部直下における応力の影響値 $I_\sigma$ である。図のように、深さ400 mの地点においても $I_\sigma$ は0.24であり、このことは、深さが400 mの地点でもなお平均的な埋立荷重の約1/4が上載圧として加わることを意味している<sup>(1)</sup>。また、この海域の水深は約20 mであり、さらに沖積地盤において大きな圧密沈下が予想されることから、埋立荷重も従来の埋立事例に比べてかなり大きくなる。これらの事情によって、深層部にいたる洪積粘土層の土質工学的な性質の把握が重要な課題となった。

調査は、ボーリングと不攪乱試料の採取および不攪乱試料を用いた室内土質試験が中心であるが、大深度の地盤においてこのような本格的な土質調査・試験が行われたのは初めてのことであり、海底地盤の力学特性に関する貴重なデータとなっている。

### 8.1 サンプリング方法と試料の圧縮特性

図-8.2にこれらのボーリング孔の位置を示す。ボーリングは全部で63本実施されているが、これらの中でボーリング孔56-9と57-30については深度400 mまで、他のボーリング孔では深度120～150 mまで不攪乱試料の採取を含めた調査が実施された。ボーリングはいずれも海上に設置した足場やぐらの上で実施され、その方法は、2章2.1で示した標準的な方法で行われている。ただし、ボーリング孔No. 56-3, 56-9, 57-9, 57-30については、調査深度がそれぞれ200 m, 400 m, 150 m, 400 mと、他のボーリング孔よりも大きいために、港湾技術研究所で新たに開発した港研ワイヤーライン工法によって実施された<sup>(1)</sup>。港研ワイヤーライン工法は、深層岩盤コアリング専用が開発されたワイヤーラインコアラの原理を応用して、軟弱粘土から岩盤まで幅広い種類の土質に適用できるように改良開発されたものである。この方式が原型ワイヤーラインコアラと異なる特徴は、軟弱粘土及び硬質粘土が乱さない状態で採取でき

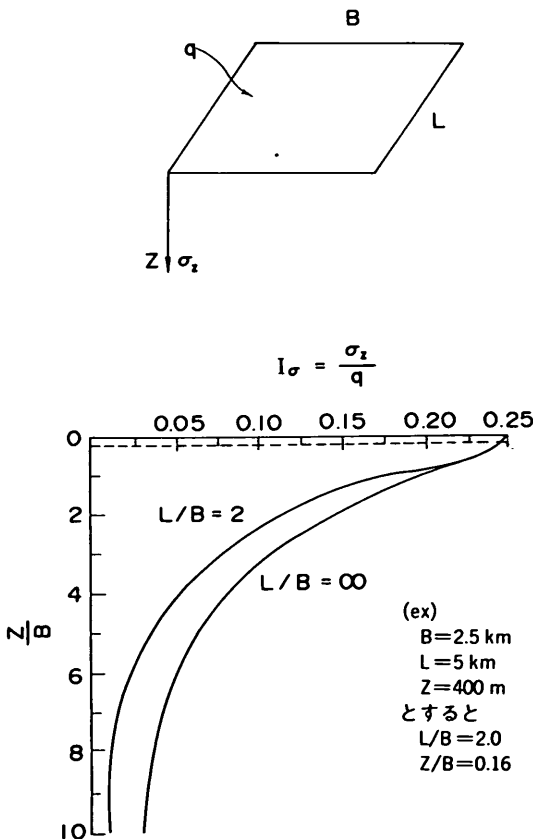


図-8.1 等分布長方形荷重による影響値<sup>(1)</sup>

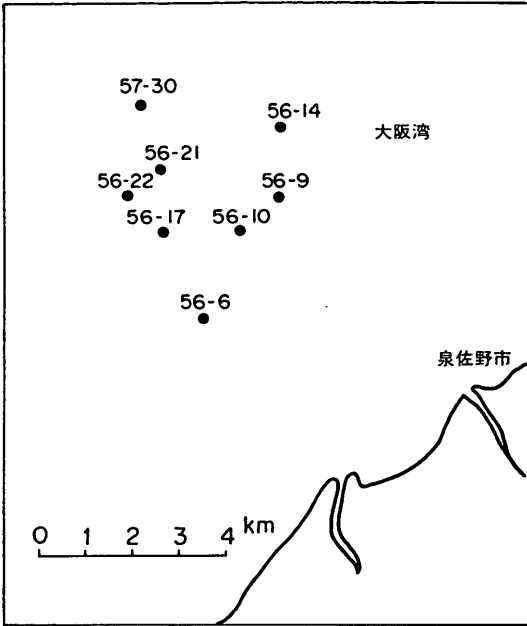


図-8.2 ボーリングの位置

る点にある。すなわち、剛性の高いワイヤーラインロッド（ボーリングロッド）内に各種の土質に適合した着脱自由なサンプラーをセットし、粘土 ( $q_u \leq 2.0 \text{ kgf/cm}^2$ ) のサンプリングにおいては水圧式固定ピストンサンプラーを用い、硬質粘土 ( $q_u \geq 2.0 \text{ kgf/cm}^2$ )、砂質土、砂レキ混じり土など対象土質が硬い場合は、サンプラーの外管のみを回転させて周囲の土を削りながらサンプリングするデニソン型サンプラーを採用している。

図-8.3は、No. 56-9の試料の試験結果にもとづいて、この地域の地盤の深度ごとの物理試験結果をまとめて示したものである<sup>(2)</sup>。図から分かるように、深度400 mまで砂レキ層をはさみながら洪積粘土層が現れている。

この地域の洪積粘土の圧縮特性については、すでに4章において述べているが、ボーリング孔56-9と57-30において標準圧密試験結果から求められた圧密降伏応力 $p_c$ と深度および土被り圧 $p_0$ との関係を図-8.4に示した。図のように、深度400 mまで粘土層の圧密降伏応力 $p_c$ は土被り圧 $p_0$ の1.1~1.6倍であり、過圧密比1.1~1.6の粘土地盤が連続して堆積している。図-8.5は、標準圧密試験における $e \sim \log p$ 曲線の一例である。図のように、年代効果を有する粘土の特性を示しており、4章で述べたように、圧縮指数比 $r_c$ は1.2~6.0の範囲にある。この地域の地質学的な履歴を調べた結果をみても、過去に現在の圧密降伏応力を上回るような荷重履歴があった可能性は小さく、これらの過圧密は年代効果、

特にセメンテーションによる擬似過圧密であると考えられる。

## 8.2 一軸圧縮試験と三軸UU試験の結果

シンウォールサンプラーとデニソンサンプラーによって採取された不攪粘土試料を用いて、一軸圧縮試験と三軸UU試験を行った。図-8.6は、同一の深度での一軸圧縮試験と三軸UU試験における応力ひずみ曲線の例である。

図-8.7(a)~(d)は、それぞれボーリング孔56-10、56-16、56-22、57-30における深度と一軸圧縮強度 $q_u$ および破壊ひずみ $\epsilon_f$ である。図をみると、 $q_u$ は大きくばらついているが $\epsilon_f$ は0.6~3.0%の範囲にある場合が多い。特に、深度が70 mを越えると、ほとんどすべての試料では $\epsilon_f$ が3.0%以内である。

2章で述べたように、粘土試料のサンプリング時の乱れは練り返し型の乱れとクラック型の乱れに分けることができ、それぞれについて応力ひずみ曲線は図-8.8のように模式的に表すことができる<sup>(3)</sup>。練り返しの乱れでは、強度との低下とともに破壊ひずみが増大するが、クラック型の乱れの場合は、破壊ひずみが乱れに無関係にほぼ一定であることが特徴である。図-8.7のように、洪積粘土の場合に、強度は大きくばらつくものの破壊ひずみがいずれも小さいことは、これらの大深度から採取された粘土試料の乱れがクラック型の乱れであることを示している。通常の深度25 mまでの沖積粘土においては $\epsilon_f$ が広範囲にばらついている場合が多く、練り返し型の乱れが多く含まれていると考えられる。

図-8.9は、ボーリング孔56-9、57-30について、深度ごとに $q_u$ の平均値と標準偏差、変動係数を示したものである<sup>(4)</sup>。図のように、 $q_u$ の変動係数は深度によらずほぼ0.2~0.4の範囲にある。これは、沖積粘土（深度25 mまで）と深度が25 mから400 mまでの洪積粘土と比較してもはっきりした差が見られない。一般に、大深度から採取された試料は、通常の深度の試料よりも大きく乱されていると予想されるが、今回用いたデータに関しては、乱れのタイプが練り返し型とクラック型で異なるものの、 $q_u$ の変動係数に関しては両者に差はみられなかった。

さて、2章において、「クラック型の乱れ」による強度低下を補正するには、三軸UU試験を実施して強度を求めることが有効であることを、示した。図-8.10は、ボーリング孔56-6、56-10の2箇所のボーリング地点における $q_u/2$ と三軸UU試験による強度を示したものである。ここで、三軸UU試験の強度は、有効土かぶり圧に相当する拘束圧を用いた試験における最大軸

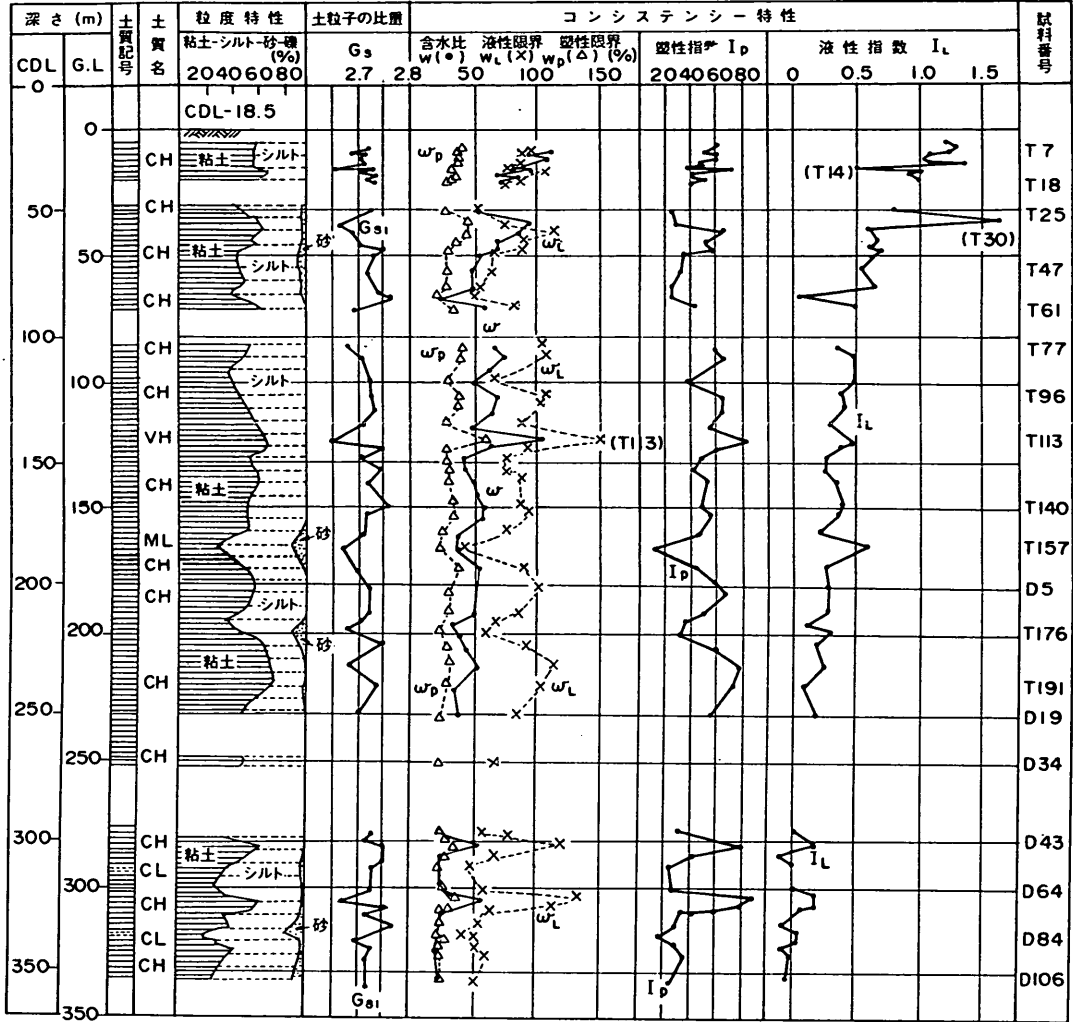


図-8.3 深さと物理試験結果の一覧

差応力の  $1/2$  として求めている。図のように、 $q_u/2$  と三軸 UU 強度ともばらつきが大きい、両者の間には明らかに違いがみられ、三軸 UU 試験の強度は  $q_u/2$  よりも大きい。56-6, 56-10, 56-14, 56-16, 56-17, 56-21, 56-22, 56-25 の 8 箇所ボーリング地点について、各深度ごとに  $q_u/2$  および三軸 UU 強度の平均をそれぞれ  $\bar{q}_u$ 、 $\bar{q}_u'$  としてプロットし、図-8.11 (a) ~ (b) に示した。図のように、今回比較したボーリング孔においてはいずれも三軸 UU 強度  $\bar{q}_u'$  が  $q_u/2$  の平均  $\bar{q}_u$  よりも大きかった。しかし、 $\bar{q}_u$  と  $\bar{q}_u'$  の差についてはボーリング孔によってばらつきがあり、56-10 や 56-14 のように両者の差が小さい場合から、56-16 や 56-17 のように  $\bar{q}_u'$  が  $\bar{q}_u$  より約 30% 大きい場合もあった。

平均的には、三軸 UU 試験の強度は一軸圧縮強度よりも約 20% 大きかった。

2章で述べたように、通常の深度 20 m 程度の飽和した海成粘土地盤から採取した試料においては、 $q_u/2$  と三軸 UU 試験の強度にあまり差がみられないが、これは乱れのタイプが主に繰り返し型のためと考えられる。本事例のように深度が大きい洪積粘土地盤の場合は、まず、原地盤の拘束圧が解除された効果による強度の低下が予想される。しかし、図-8.10 (a), (b) において、ばらついている最大値に着目するならば、 $q_u/2$  と三軸 UU 試験の強度にはそれほど大きな差は見られない。拘束圧を解除する効果によって強度が大きく低下するならば、その影響は供試体全体が受けるので、最大値においても

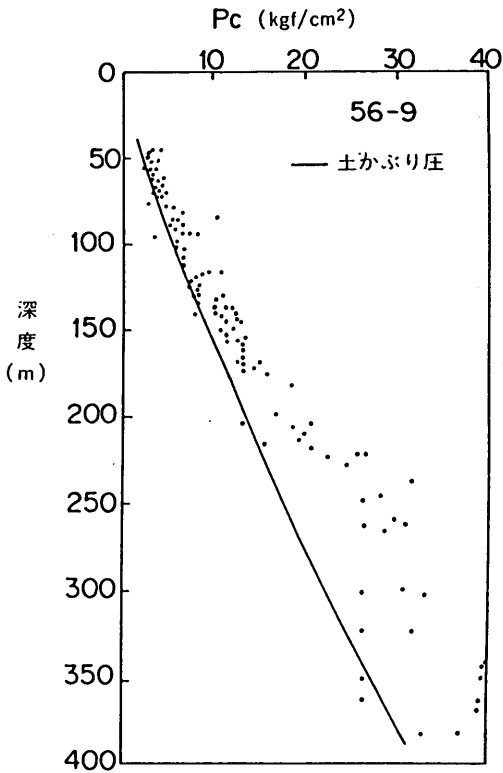


図-8.4 (a)  $p_c$  と深度の関係 (56-9)

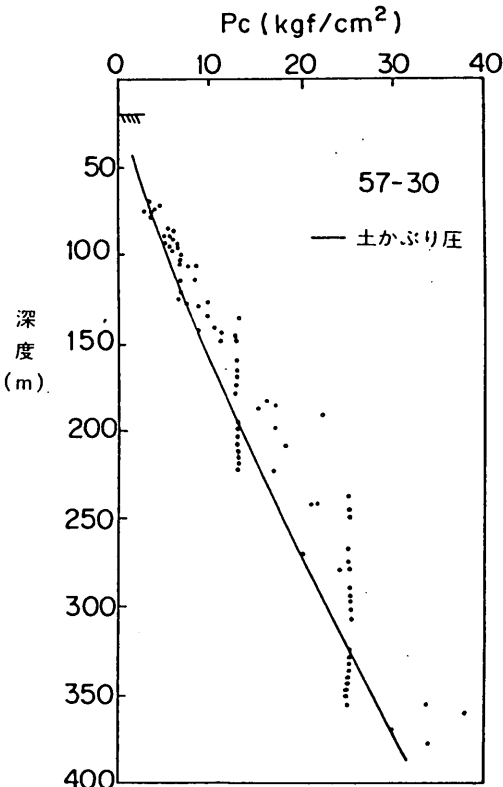


図-8.4 (b)  $p_c$  と深度の関係 (57-30)

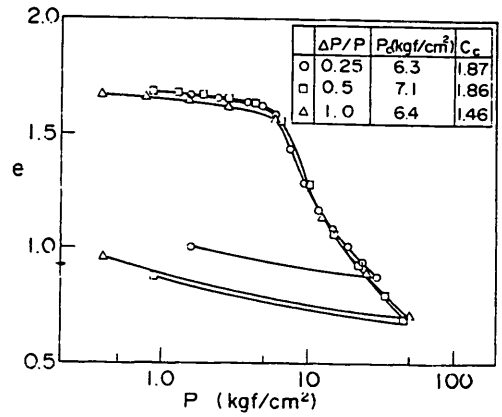


図-8.5 荷重増加率と  $e \sim \log p$  曲線 (大阪湾洪積粘土<sup>(2)</sup>)

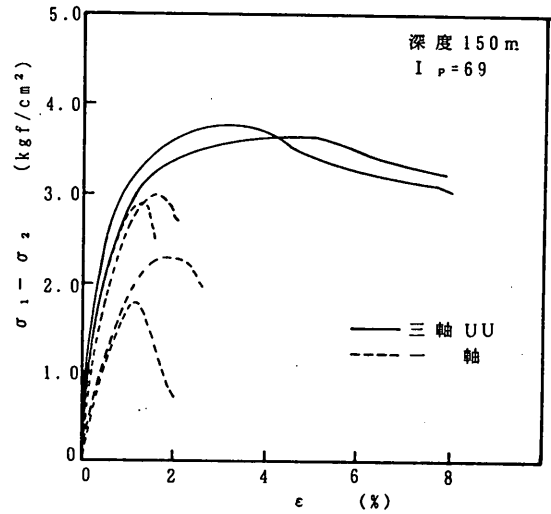


図-8.6 三軸UU試験と一軸圧縮試験の応力ひずみ曲線の比較

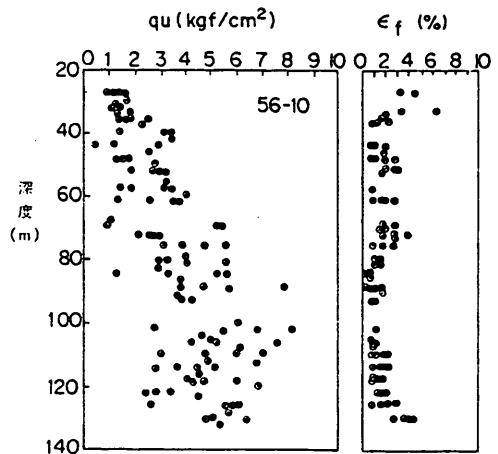


図-8.7 (a) 一軸圧縮強度と破壊ひずみ  $\epsilon_f$  (56-10)

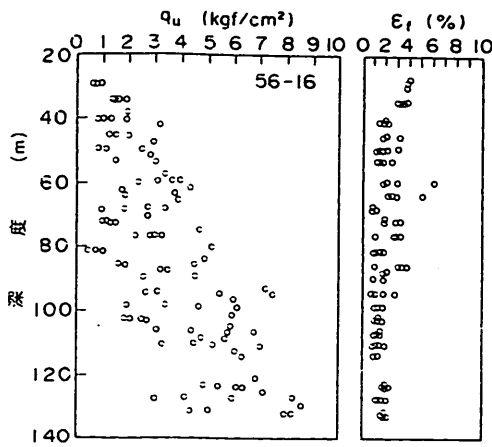


図-8.7(b) 一軸圧縮強度と破壊ひずみ  $\epsilon_f$  (56-16)

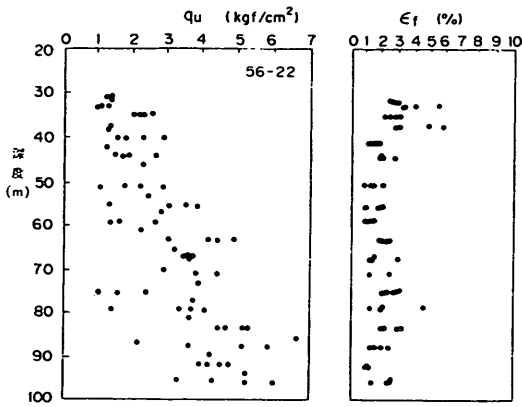


図-8.7(c) 一軸圧縮強度と破壊ひずみ  $\epsilon_f$  (56-22)

有為な差が見られるはずである。このことから、今回のような大深度から採取した試料の場合で、拘束圧解除そのものが強度に及ぼす影響は、それほど大きくないと考

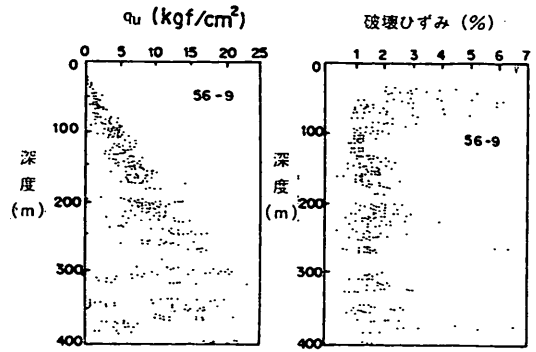


図-8.7(d) 一軸圧縮強度と破壊ひずみ  $\epsilon_f$  (57-30)

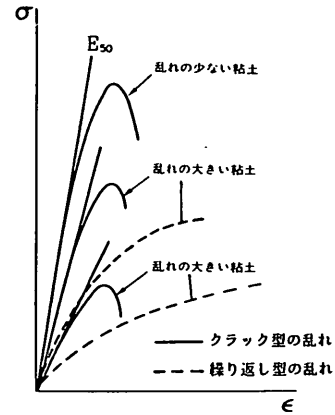


図-8.8 応力ひずみ関係の模式図

えた。一方、一軸圧縮試験における破壊ひずみをみると、試料の乱れは明らかにクラック型が支配的である。したがって、本事例において三軸 UU 試験による強度が  $q_u/2$  よりも大きくなる原因は、主として、2章 2.5 で述べたように、三軸 UU 試験によってクラック型の乱れが補正されたことによると考えられる。

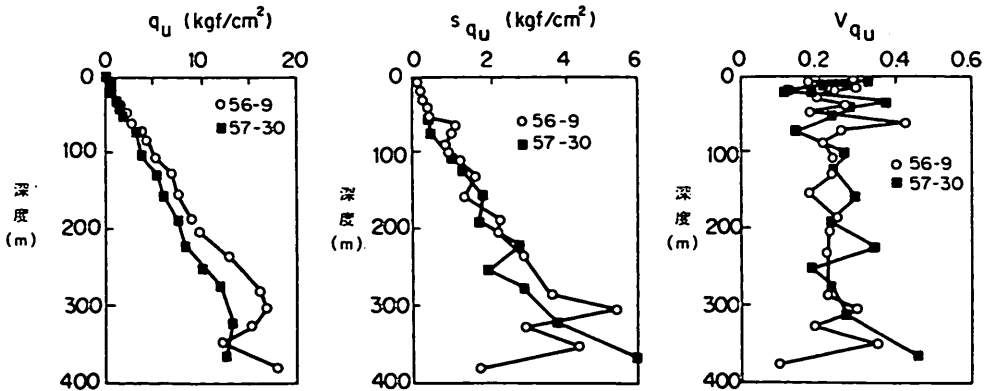


図-8.9  $q_u$  の平均値と標準偏差、変動係数 (56-9, 57-30)

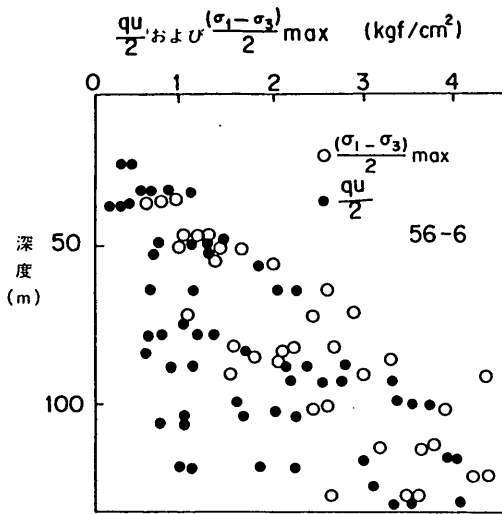


図-8.10(a)  $q_u/2$  と三軸 UU 試験による強度 (56-6)

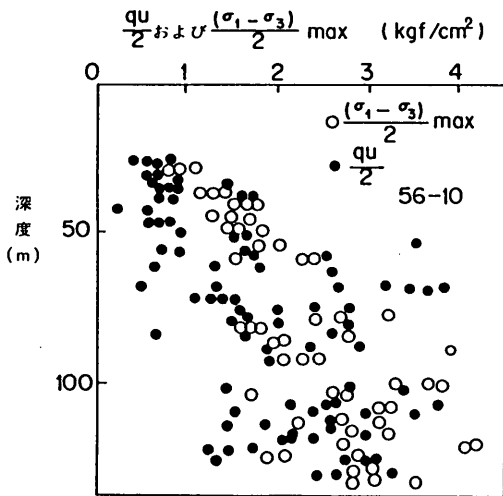


図-8.10(b)  $q_u/2$  と三軸 UU 試験による強度 (56-10)

### 8.3 三軸 CIU 試験結果<sup>(5),(6)</sup>

大深度から採取した洪積粘土の基本的な力学特性を調べるために、種々の圧密圧力に対して一連の三軸 CIU 試験を実施した。まず、試験において用いるべきバックプレッシャーに関する検討を行い、次に三軸 CIU 試験を行って、一般的な強度および変形定数について整理した。

#### 8.3.1 試料と試験装置

表-8.1 に三軸 CIU 試験を行った粘土試料の深度と

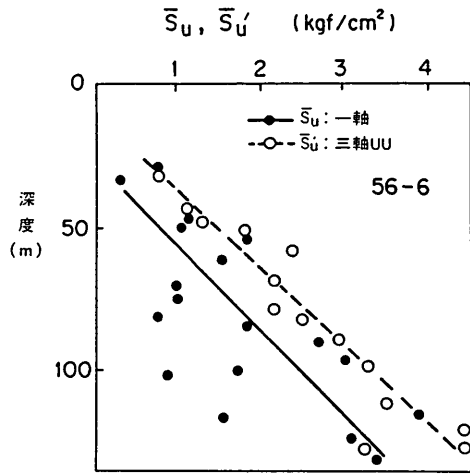


図-8.11(a)  $q_u/2$  の平均と三軸 UU 試験による強度の平均の比較 (56-6)

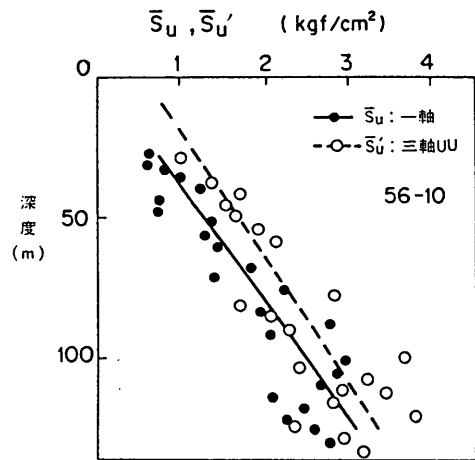


図-8.11(b)  $q_u/2$  の平均と三軸 UU 試験による強度の平均の比較 (56-10)

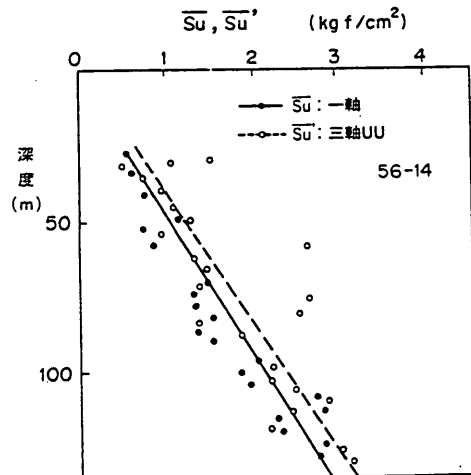


図-8.11(c)  $q_u/2$  の平均と三軸 UU 試験による強度の平均の比較 (56-14)

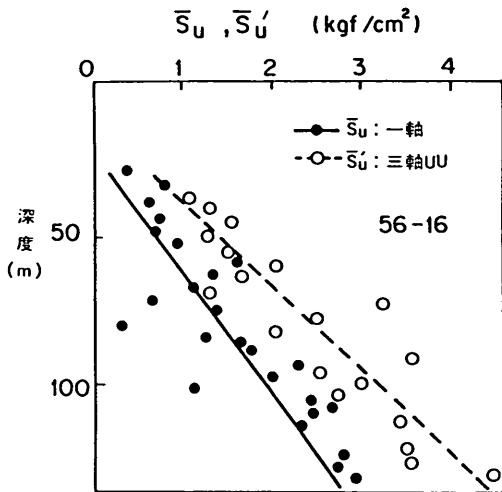


図-8.11(d)  $q_u/2$  の平均と三軸 UU 試験による強度の平均の比較 (56-16)

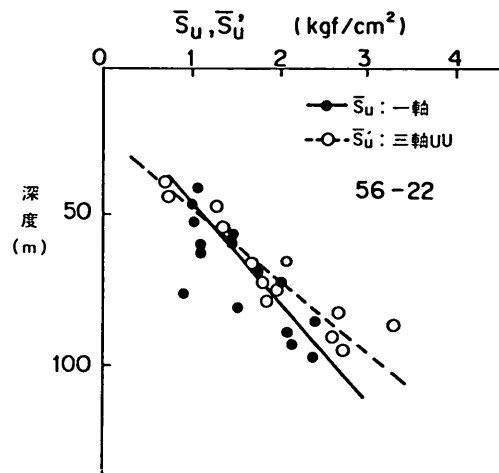


図-8.11(g)  $q_u/2$  の平均と三軸 UU 試験による強度の平均の比較 (56-22)

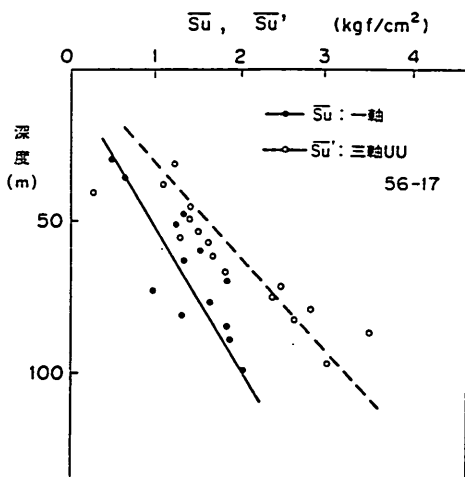


図-8.11(e)  $q_u/2$  の平均と三軸 UU 試験による強度の平均の比較 (56-17)

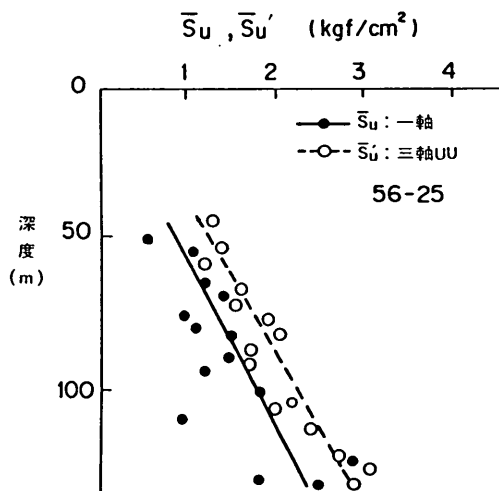


図-8.11(h)  $q_u/2$  の平均と三軸 UU 試験による強度の平均の比較 (56-25)

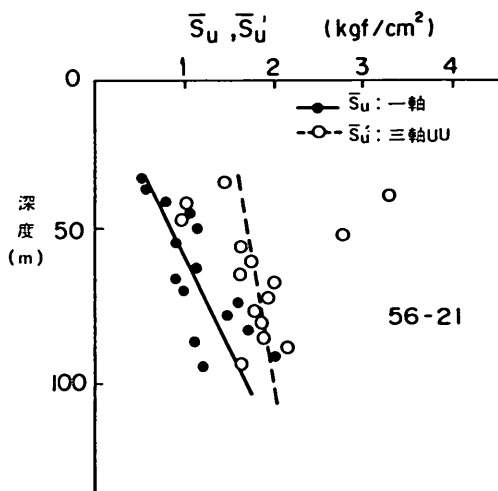


図-8.11(f)  $q_u/2$  の平均と三軸 UU 試験による強度の平均の比較 (56-21)

物理特性をまとめて示した。表の中で 56-8・T-4 と 56-8・T-10 が沖積粘土であり、その他は洪積粘土である。洪積粘土の採取深度は 16 m から 324 m であり、その塑性指数も 22.4 から 71.0 の広い範囲に分布している。また、砂分含有率は、56-1・D-2 で 18%、57-16・D-10 で 27% である他はすべて 3% 以下である。

今回の試験では、圧密圧力、バックプレッシャーが通常の三軸試験に比べてかなり大きくなるものが多いので、そのような試験は中圧三軸試験機、高圧三軸試験機を用いて実施した。中圧三軸試験機と高圧三軸試験機は、セル圧がそれぞれ 10 ~ 30 kgf/cm<sup>2</sup>、30 ~ 110 kgf/cm<sup>2</sup> の試験を対象としている。試料はサンプラーから

表-8. 1(a) CIU 試験に用いた試料の深度と土層区分および物理特性

試料名	56-8, T-4	56-8, T-10	56-1, D-2
深度(m)	4.9	13.9	16.4
土層区分	Ac	Ac	Ma
液性限界(%)	103.0	83.9	90.0
塑性限界(%)	34.5	27.3	39.7
塑性指数	68.5	56.6	51.3
自然含水比(%)	10.85	78.6	58.6
砂分含有量(%)	1.0	2.0	0.0
推定土被り圧(kgf/cm <sup>2</sup> )	0.2	0.7	1.4
圧密降伏圧力(kgf/cm <sup>2</sup> )	0.3	0.7	3.3

表-8. 1(b) CIU 試験に用いた試料の深度と土層区分および物理特性

試料名	56-8, D-4	57-1, D-6	57-1, D-16
深度(m)	38.4	33.9	59.9
土層区分	Ma12	Ma12	Ma9
液性限界(%)	103.0	97.8	89.3
塑性限界(%)	37.5	31.7	30.6
塑性指数	65.5	66.1	58.7
自然含水比(%)	80.2	85.6	58.0
砂分含有量(%)	0.0	1.0	0.3
推定土被り圧(kgf/cm <sup>2</sup> )	2.9	2.3	4.3
圧密降伏圧力(kgf/cm <sup>2</sup> )	3.3	3.1	6.9

表-8. 1(c) CIU 試験に用いた試料の深度と土層区分および物理特性

試料名	76-16, D-4	57-16, D-10	57-30, T-41
深度(m)	39.9	51.9	56.6
土層区分	Ma12	Doc1	Dtc
液性限界(%)	109.9	79.1	77.5
塑性限界(%)	38.9	27.6	26.2
塑性指数	71.0	51.5	51.3
自然含水比(%)	89.0	49.1	53.9
砂分含有量(%)	1.0	27.0	1.0
推定土被り圧(kgf/cm <sup>2</sup> )	2.8	3.6	3.9
圧密降伏圧力(kgf/cm <sup>2</sup> )	3.2	5.6	4.5

表-8. 1(d) CIU 試験に用いた試料の深度と土層区分および物理特性

試料名	57-30, D-26	57-30, D-42	56-6, T-79
深度(m)	76.5	104.7	147.6
土層区分	Ma12	Doc1	-
液性限界(%)	84.2	77.0	92.0
塑性限界(%)	30.5	30.6	28.7
塑性指数	53.7	46.4	63.3
自然含水比(%)	55.1	50.4	48.7
砂分含有量(%)	0.6	1.1	0.8
推定土被り圧(kgf/cm <sup>2</sup> )	5.1	7.3	10.9
圧密降伏圧力(kgf/cm <sup>2</sup> )	6.0	8.3	13.3



表-8. 1(e) CIU 試験に用いた試料の深度と土層区分および物理特性

試料名	57-30, T-106	57-30, T-182	56-9, D-53
深度(m)	191.0	204.1	294.7
土層区分	-	Ma3	-
液性限界(%)	89.7	91.0	69.1
塑性限界(%)	32.4	31.7	29.5
塑性指数	57.3	59.3	39.6
自然含水比(%)	50.8	39.5	28.1
砂分含有量(%)	0.8	2.8	1.2
推定土被り圧(kgf/cm <sup>2</sup> )	14.1	14.9	22.3
圧密降伏圧力(kgf/cm <sup>2</sup> )	18.1	21.8	32.5

表-8. 1(f) CIU 試験に用いた試料の深度と土層区分および物理特性

試料名	56-9, D-86	56-9, D-92
深度(m)	319.3	324.9
土層区分	-	-
液性限界(%)	54.8	61.6
塑性限界(%)	32.4	24.3
塑性指数	22.4	37.3
自然含水比(%)	31.1	21.5
砂分含有量(%)	0.7	2.9
推定土被り圧(kgf/cm <sup>2</sup> )	26.2	26.2
圧密降伏圧力(kgf/cm <sup>2</sup> )	38.5	38.5

表-8. 2 予備実験に用いた試料の分類特性

試料名	56-6, T-18	56-8, D-8	56-6, D-21
深度(m)	25.4	44.4	75.9
土層区分	Doc1	Ma8	Dtc
液性限界(%)	77.4	80.3	90.0
塑性限界(%)	33.9	36.7	39.7
塑性指数	43.5	43.6	51.3
自然含水比(%)	58.0	55.4	58.6
砂分含有量(%)	3.0	12.0	0.0
推定土被り圧(kgf/cm <sup>2</sup> )	1.7	3.2	5.5
圧密降伏圧力(kgf/cm <sup>2</sup> )	2.1	4.0	7.5

押し出した後、直径3.5 cm、高さ8.0 cmに注意深く成形し、三軸試験機にセットされている。各試料とも24時間等方圧密した後に、0.03%/minのひずみ速度で非排水圧縮した。

### 8.3.2 三軸試験結果におよぼすバックプレッシャーの影響

大水深かつ大深度から採取された試料は、サンプリングの過程で原位置での大きな土被り圧と間げき中に働いていた静水圧とが解除されるため、不飽和になると考えられる<sup>(1)</sup>。一般に、三軸 CIU 試験においては、土試料

の間げきを飽和させて間げき水圧を精度よく測定するため、1.0~2.0 kgf/cm<sup>2</sup>のバックプレッシャーが用いられる。今回試験した土試料は、原位置での静水圧が2.0~34.0 kgf/cm<sup>2</sup>に達するので、通常よりも大きなバックプレッシャーが必要になると考えられる。奥村<sup>(1)</sup>によれば、試料の応力解除による飽和度の低下およびそれにとまなう残留有効応力の回復のためには、原位置の静水圧と同程度の大きさのバックプレッシャーを用いることが望ましい。しかし、三軸試験機の容量や計測器の精度の点から考えると、大きなバックプレッシャーを用い

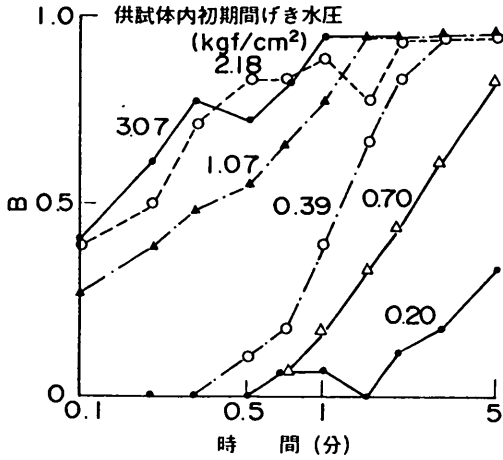


図-8.12(a) B係数と側圧増加後の経過時間の関係 (56-6, T-18)

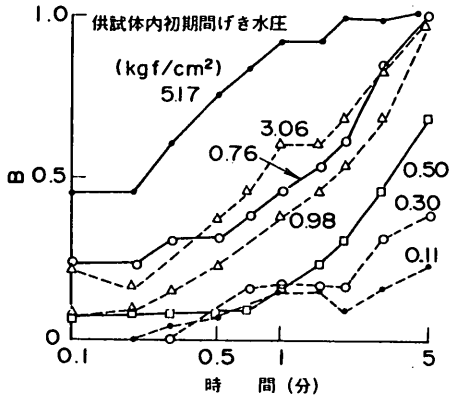


図-8.12(b) B係数と側圧増加後の経過時間の関係 (56-6, D-8)

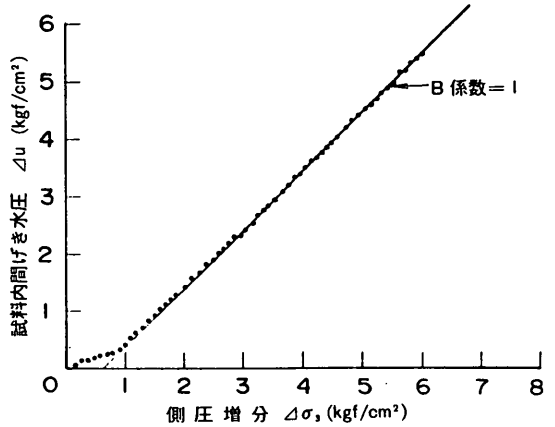


図-8.13(a) 試料内の間隙水圧と側圧増分の関係 (56-6, T-18)

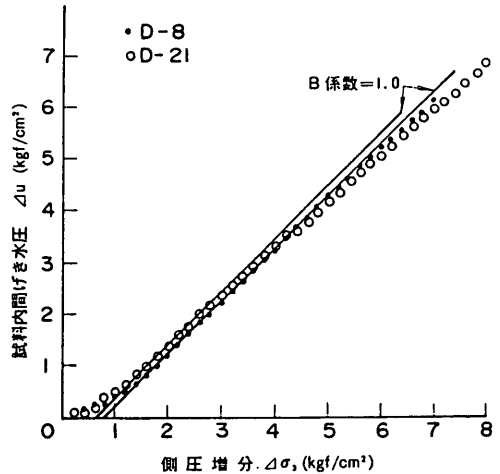


図-8.13(b) 試料内の間隙水圧と側圧増分の関係 (56-6, D-8, D-21)

ることによって使用できる試験機が制限されたり、大きな容量の計測器が必要となるために測定精度が低下するなどの問題もある。そこで、三軸試験で用いるべきバックプレッシャーの大きさを検討するため、次の2通りの実験を行った。

実験1：供試体にバックプレッシャーを加えず原位置の土かぶり圧に相当する圧力で等方圧密する。圧密終了後、非排水条件で5分間おきに0.2 kgf/cm<sup>2</sup>ずつ増加し、それぞれの圧力で供試体内間げき水圧の上昇を測定する。

実験2：3通りのバックプレッシャーを用い、試料の土かぶり圧相当の有効圧密圧力で等方的に圧密する。圧密終了後0.03%/minのひずみ速度で非排水圧縮試験を行い、間げき水圧を測定する。

表-8.2に、実験に用いた3種類の粘土の深度と物理

特性を示す。試料56-6・T-18は沖積粘土であり、56-6・D-8, D-21は洪積粘土である。

図-8.12(a), (b)は、実験1における、側圧増加後の経過時間と試料内間げき水圧の上昇を示したものである。図中で間げき水圧は、次式で定義されるB係数で表した。

$$B = \Delta u / \Delta \sigma,$$

(ここに、 $\Delta u$ は間げき水圧増分、 $\Delta \sigma$ は側圧増分で0.2 kgf/cm<sup>2</sup>)

また、図中の初期間げき水圧は、側圧を増加する直前での供試体内間げき水圧である。図のように、供試体内の初期間げき水圧が大きいほど短時間でB係数は増加

する。図-8.13(a), (b)は、図-8.12(a), (b)における5分後の間げき水圧と側圧との関係である。図-8.13をみると、深度の小さい沖積粘土56-6・T-18の場合は、供試体内の間げき水圧が0.30 kgf/cm<sup>2</sup>以上になるとB係数はほぼ1.0(完全飽和)になる。これに対して、採取深度がそれぞれ44.0 m, 75.5 mである56-6・D-8, D-21の2つの洪積粘土では、供試体内の間げき水圧が0.70 kgf/cm<sup>2</sup>に達した後にB係数がほぼ1.0になったが、さらに側圧が上昇させると、B係数は低下してD-8で0.92, D-20では0.90で落ち着いてしまった。このように、側圧および初期間げき水圧の増加によってB係数が低下する理由は、はっきりわからなかった。

次に、図-8.14(a), (b), (c)は実験2における各粘土試料の軸ひずみ～軸差応力、間げき水圧曲線である。まず、バックプレッシャーを1.00 kgf/cm<sup>2</sup>, 3.00 kgf/cm<sup>2</sup>, 6.00 kgf/cm<sup>2</sup>と変化させた沖積粘土56-6・T-18の試料をみると、ピーク強度にばらつきがあるが、大変形後の残留強度に関しては、バックプレッシャーによる差は無く、ほぼ一定になっている。また、間げき水圧～ひずみ関係もほぼ一致しており、バックプレッシャーの違いによる応力～ひずみ関係への影響は小さいと考えられる。試料D-8とD-21の場合は、それぞれ1.00 kgf/cm<sup>2</sup>, 3.00 kgf/cm<sup>2</sup>, 6.00 kgf/cm<sup>2</sup>および2.00 kgf/cm<sup>2</sup>, 5.00 kgf/cm<sup>2</sup>, 9.00 kgf/cm<sup>2</sup>とバックプレッシャーを変化させたが、全体としてバックプレッシャーの大きい場合ほど大きな間げき水圧が生じる傾向がみられる。特に、D-8の試料においてバックプレッシャー1.00 kgf/cm<sup>2</sup>の試験結果をみると、圧縮開始直後の間げき水圧の立ち上がりの悪い点や、軸差応力のピークおよび残留強度が他の2つの結果に比べ大きくなっていることから、試料の飽和度が不十分な影響が表れていると考えられる。しかし、D-21の試料ではバックプレッシャーが最も小さい2.00 kgf/cm<sup>2</sup>のときに強度が小さくなるなど、バックプレッシャーと強度の関係については明確な結論が得られなかった。

過剰間隙水圧の発生特性に着目すると、D-8のバックプレッシャーを3.00 kgf/cm<sup>2</sup>とした時と6.00 kgf/cm<sup>2</sup>とした時、D-21の試料においてバックプレッシャーを4.00 kgf/cm<sup>2</sup>とした時と9.00 kgf/cm<sup>2</sup>とした時の試験結果には、それほど顕著な差がみられなかった。これらの結果より、今回の試験条件ではバックプレッシャーとしては、試料の静水圧(D-8の場合6.00 kgf/cm<sup>2</sup>, D-21では9.00 kgf/cm<sup>2</sup>)の半分程度でよいと考えた。

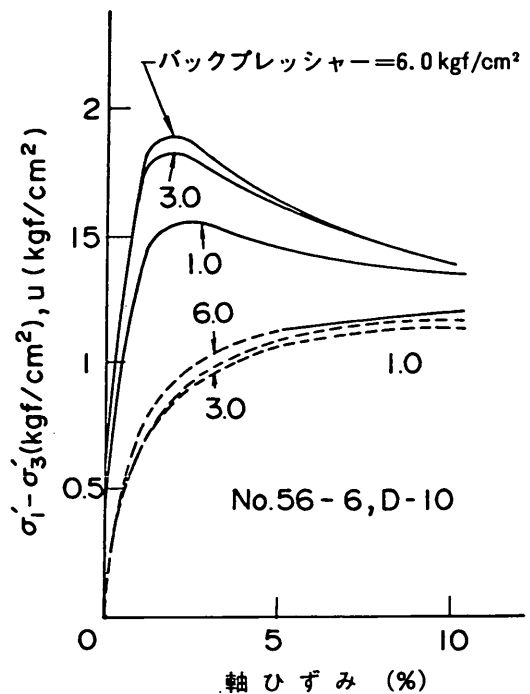


図-8.14(a) 軸差応力、過剰間隙水圧と軸ひずみの関係(56-6, T-18)

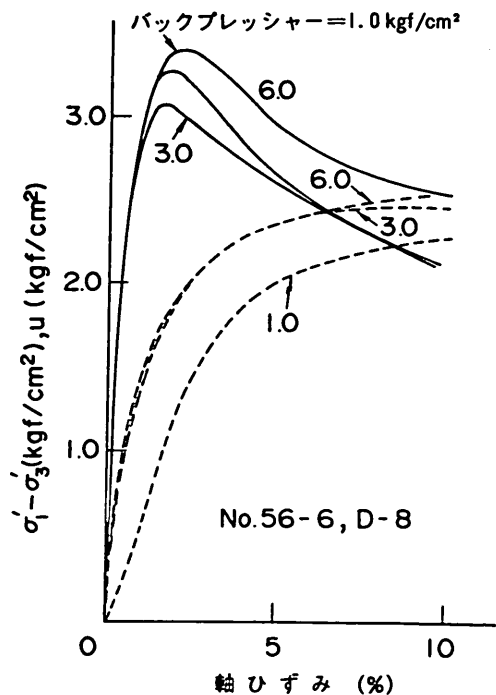


図-8.14(b) 軸差応力、過剰間隙水圧と軸ひずみの関係(56-6, D-8)

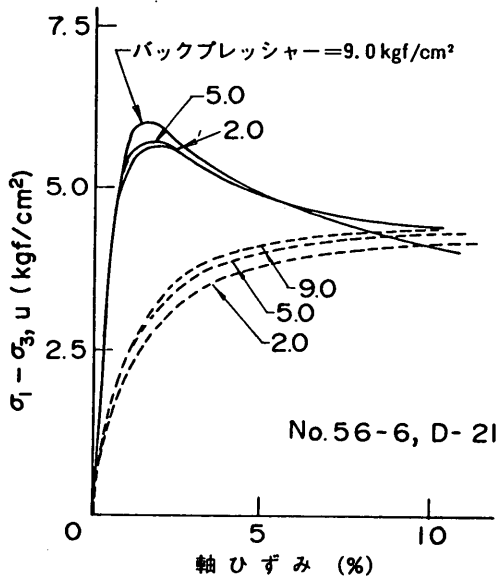


図-8. 14(c) 軸差応力, 過剰間隙水圧と軸ひずみの関係 (56-6, D-21)

大水深の海底地盤から採取した試料を用いた以上の実験結果をまとめると、まず実験1において、間げき水圧が  $0.75 \text{ kgf/cm}^2$  以上になると  $B$  係数が  $0.9$  以上になる傾向がみられた。さらに、実験2の三軸 CIU 試験における間隙水圧発生特性より、原位置の静水圧の2分の1以上のバックプレッシャーがあれば結果に有為な差がみられないことがわかった。したがって、以下に行った三軸 CIU 試験では、各試料について原位置の静水圧の2分の1以上のバックプレッシャーを负荷するようにした。ただし、 $10.00 \text{ kgf/cm}^2$  以上のバックプレッシャーを负荷できないという試験機上の制約のため、やむを得ず静水圧の2分の1以下(最も小さいときは3分の1)になったものもあった。

以上のように、大深度の試料を用いて三軸試験を実施する場合は、供試体を飽和させることが重要な問題である。最近、供試体の飽和を容易に達成するため、真空を用いてドライな状態で供試体をセットする技術が開発されているが<sup>(12)</sup>、大深度の粘土試料に対しても適用できるならば、大きな意義があると考えられる。

### 8. 3. 3 三軸 CIU 試験結果

図-8. 15(a)~(d)は、各試料の有効圧密圧力と最大軸差応力の関係である。図-8. 15(a)は、沖積粘土である56-8・T-4, T-10の結果であり、図-8. 15(b)~(d)には洪積粘土の結果を深度別にまとめて整理した。図をみると、圧密圧力が大きくなり試料が正規圧密状態になると、最大軸差応力と圧密圧力の比は一定になる。正規

圧密時の最大軸差応力の2分の1として求めた非排水せん断強度  $s_u$  と、有効等方圧密圧力  $\sigma_c'$  との比  $s_u / \sigma_c'$  (強度増加率)を求めると、沖積粘土の場合は0.36で洪積粘土では0.30~0.32であった。したがって、洪積粘土の強度  $s_u / \sigma_c'$  は、沖積粘土に比べ10~15%小さくなっている。なお、図-8. 15(d)では、粘土の圧密降伏応力  $p_c$  に比べ圧密圧力の小さいものも多く、正規圧密での  $s_u$

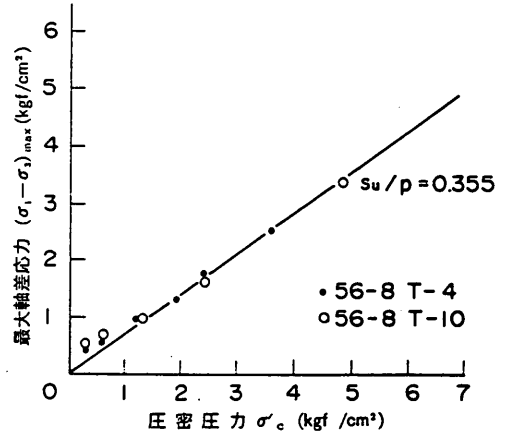


図-8. 15(a) 最大軸差応力と圧密圧力の関係 (沖積粘土)

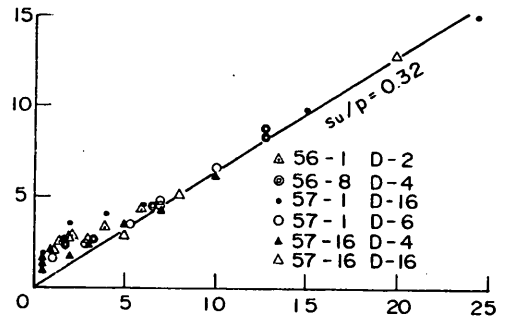


図-8. 15(b) 最大軸差応力と圧密圧力の関係 (洪積粘土, 深度15~60 m)

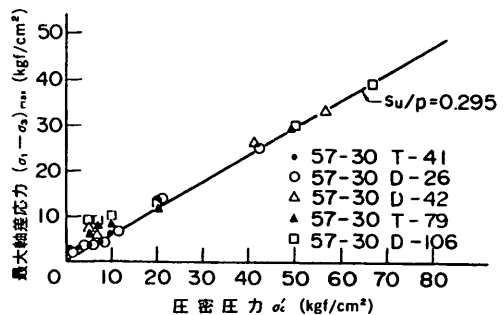


図-8. 15(c) 最大軸差応力と圧密圧力の関係 (洪積粘土, 深度60~200 m)

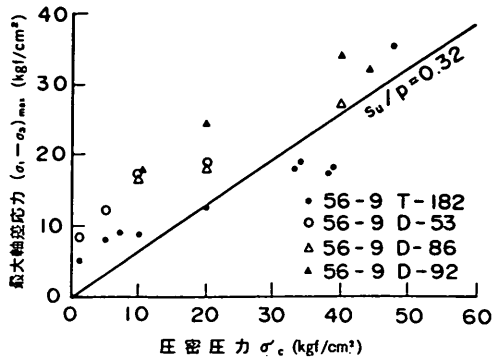


図-8.15(d) 最大軸応力と圧密圧力の関係 (洪積粘土, 深度 200 ~ 330 m)

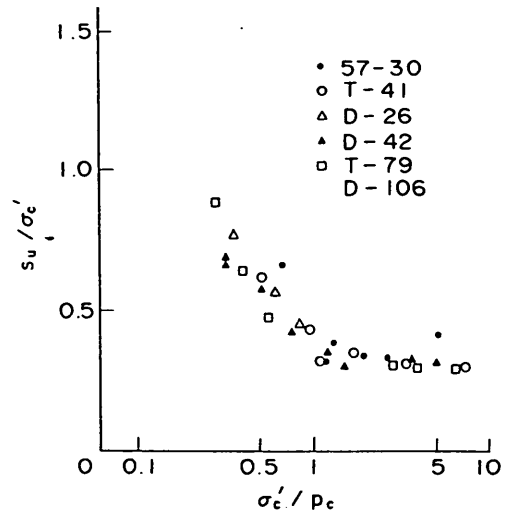


図-8.16(c) 強度増加率と正規化した圧密圧力の関係 (洪積粘土, 深度 60 ~ 200 m)

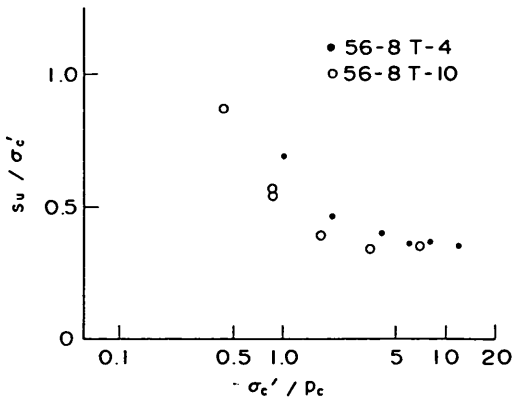


図-8.16(a) 強度増加率と正規化した圧密圧力の関係 (沖積粘土)

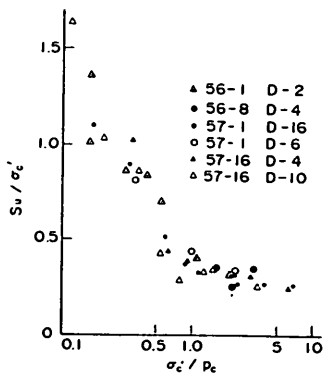


図-8.16(b) 強度増加率と正規化した圧密圧力の関係 (洪積粘土, 深度 15 ~ 60 m)

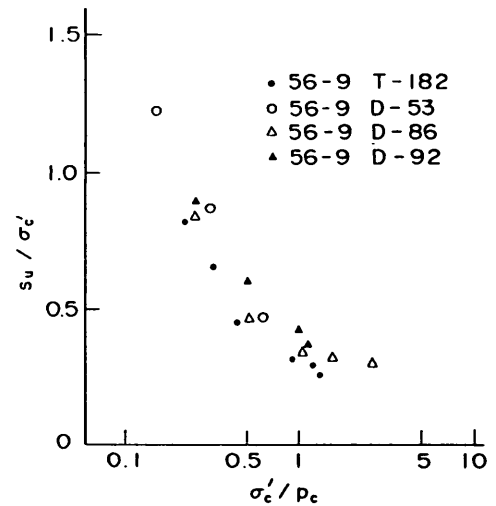


図-8.16(d) 強度増加率と正規化した圧密圧力の関係 (洪積粘土, 深度 200 ~ 330 m)

$\sigma'_c$ を示す点が少なかった点に注意を要する。

図-8.16(a)~(d)は、各圧密圧力での  $s_u/\sigma_c$  と圧密降伏応力  $p_c$  で正規化した有効圧密圧力  $\sigma'_c/p_c$  との関係を示したものである。 $\sigma'_c/p_c$  は、過圧密比  $p_c/\sigma'_c$  の逆数であり、 $\sigma'_c/p_c$  が 1 未満のとき試料は過圧密状

態  $\sigma'_c/p_c$  が 1 以上のときは正規圧密状態である。なお、 $p_c$  は標準圧密試験から求められた値を用いているが、今回の洪積粘土では、試験法上の問題によって  $p_c$  が  $3.2 \text{ kgf/cm}^2$ ,  $6.4 \text{ kgf/cm}^2$ ,  $12.8 \text{ kgf/cm}^2$  などに集中する傾向があり、やや誤差を含んでいる可能性がある<sup>(5)</sup>。図-8.16(a)~(d)のように、 $s_u/\sigma_c$  は、 $\sigma'_c/p_c$  が 1 以下の場合には  $\sigma'_c/p_c$  が大きくなるとともに低下し、 $\sigma'_c/p_c$  が 1 である正規圧密領域では、ほぼ一定かわずかに  $\sigma'_c/p_c$  とともに低下する傾向を示した。図-8.17 は、図-8.16(a)~(d)の結果を、沖積粘土と

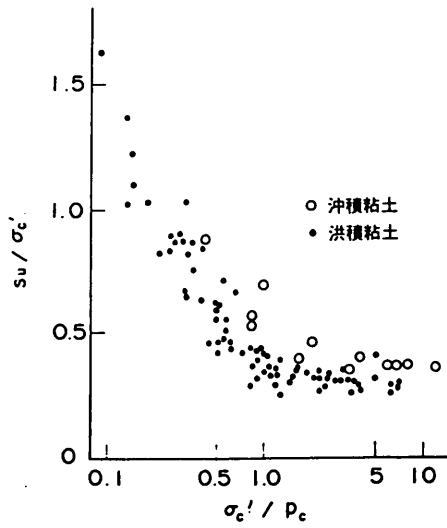


図-8.17 強度増加率と正規化した圧密圧力の関係

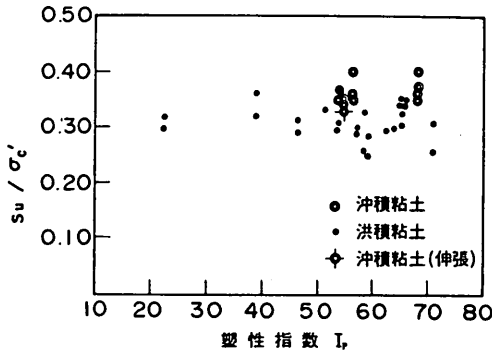


図-8.18 正規圧密領域における強度増加率と塑性指数の関係(大阪湾粘土)

洪積粘土とに大別してまとめたものである。図をみると、15種類の洪積粘土における圧密圧力で正規化した強度  $s_u / \sigma'_c$  と  $p_c$  で正規化した圧密圧力  $\sigma'_c / p_c$  の関係は、粘土の深度や塑性の違いによらず、ほぼ一定の傾向を示している。また、沖積粘土と比較した場合は、各圧密圧力で洪積粘土の  $s_u / \sigma'_c$  の方が小さくなっている。

図-8.18 は、各試料の正規圧密領域 ( $\sigma'_c / p_c > 1$ ) における  $s_u / \sigma'_c$  と塑性指数  $I_p$  との関係を示している。図のように、今回用いた試料に関しては  $s_u / \sigma'_c$  は  $I_p$  と明かな関連がみられず、ほぼ一様である。わが国の港湾地域におけるいくつかの沖積粘土の正規圧密時の  $s_u / \sigma'_c$  について調べた結果を図-8.19 に示すが<sup>(8)</sup>、圧密圧力で正規化した強度  $s_u / \sigma'_c$  は  $I_p$  とあまり関係が無く、ほぼ 0.34 ~ 0.42 の範囲にある。また、亀井ら<sup>(9)</sup> は、 $I_p$  が 12.6 ~ 55.8 の範囲にある 7 種類の海成粘土を用い

た三軸 CIU 試験の結果から、 $I_p$  が 20 以上では  $s_u / \sigma'_c$  は  $I_p$  に関連しないことを報告している。図-8.18 をみると、沖積粘土についてはこれまでに調べられている結果と適合しており、また、洪積粘土の  $s_u / \sigma'_c$  は沖積粘土に比べ全体に小さいが、 $I_p$  との関連性がみられない点では共通している。

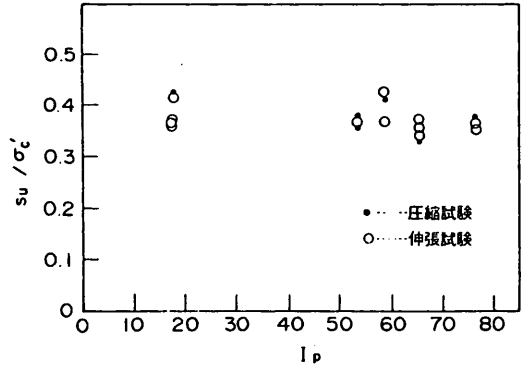


図-8.19 正規圧密領域における強度増加率と塑性指数の関係(土田他<sup>(8)</sup>)

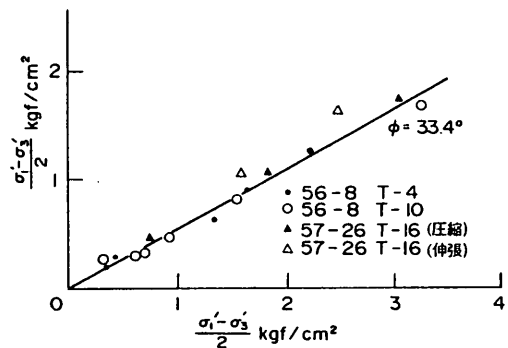


図-8.20(a) 軸差応力の最大と  $(\sigma'_1 \times \sigma'_3) / 2$  の関係(沖積粘土)

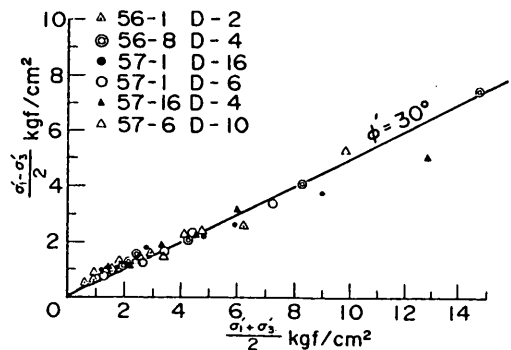


図-8.20(b) 軸差応力の最大と  $(\sigma'_1 \times \sigma'_3) / 2$  の関係(沖積粘土, 深度 15 ~ 60 m)

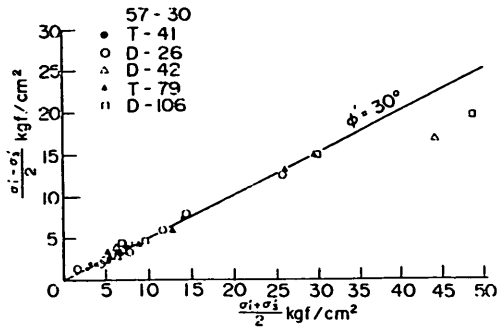


図-8.20(c) 軸差応力の最大と  $(\sigma_1 \times \sigma_3) / 2$  の関係 (沖積粘土, 深度 60~200 m)

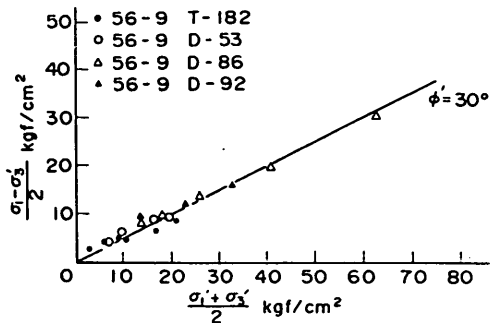


図-8.20(d) 軸差応力の最大と  $(\sigma_1 \times \sigma_3) / 2$  の関係 (沖積粘土, 深度 200~330 m)

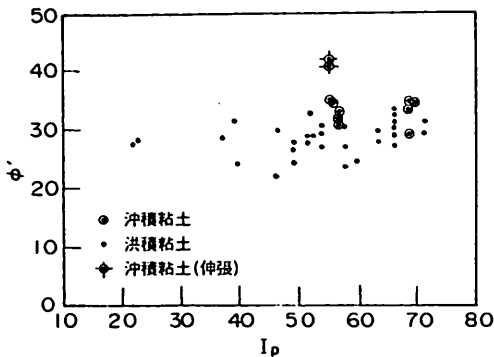


図-8.21 正規圧密時の内部摩擦角と塑性指数の関係

図-8.20(a)~(d)は, 軸差応力最大時における有効応力に関するモールの円の頂点をプロットしたものである。これらのプロットを通る直線の傾きを  $\tan \theta$ , 切辺を  $b$  とすると, 有効応力に関するせん断抵抗角  $\phi'$ , 粘着力  $c'$  は次式で求められる。

$$\sin \phi' = \tan \theta, \quad c' = b / \cos \phi'$$

一般に, 正規圧密粘土では  $c' = 0$  となり過圧密粘土では  $c' \neq 0$  となるとされているが, 図-8.20(a)~(d)

も同様の結果となっている。また,  $c' = 0$  として正規圧密時の  $\phi'$  を求めると, 沖積粘土で  $30^\circ \sim 35^\circ$ , 洪積粘土では  $24^\circ \sim 34^\circ$  となり洪積粘土の方が小さい。図-8.21は, 正規圧密時の  $\phi'$  と  $I_p$  の関係を示したものであるが,  $\phi'$  も  $s_u / \sigma_c$  と同様に塑性指数との関連がみられなかった。

図-8.22(a)~(d)は, 軸差応力最大時の間げき水圧係数  $A_f$  と  $\sigma_c' / p_c$  との関係である。ここで間げき水圧係数  $A_f$  は, 次式で定義されている。

$$A_f = \Delta u_f / \Delta (\sigma_1 - \sigma_3)_f$$

ここで,  $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$  と  $\Delta u_f$  は, それぞれ最大軸差応力とそのときの過剰間げき水圧である。一般に,  $A_f$  は過圧密比 (ここでは  $\sigma_c' / p_c$  の逆数) の増加とともに減少するとされている。図-8.23は図-8.22(a)~(d)

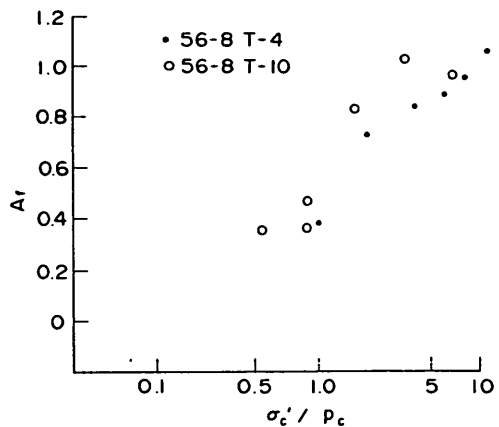


図-8.22(a) 軸差応力最大時の間隙水圧係数  $A_f$  と圧密応力の関係 (沖積粘土)

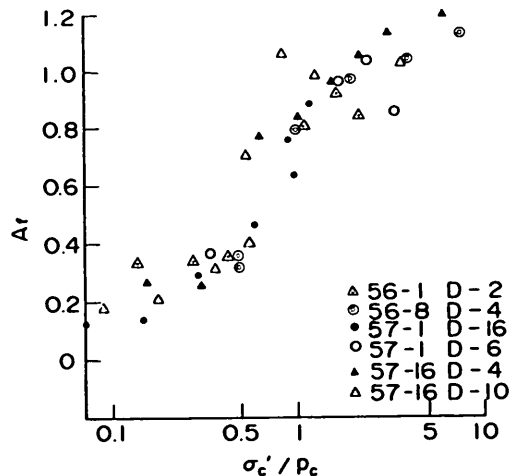


図-8.22(b) 軸差応力最大時の間隙水圧係数  $A_f$  と圧密応力の関係 (洪積粘土, 深度 15~60 m)

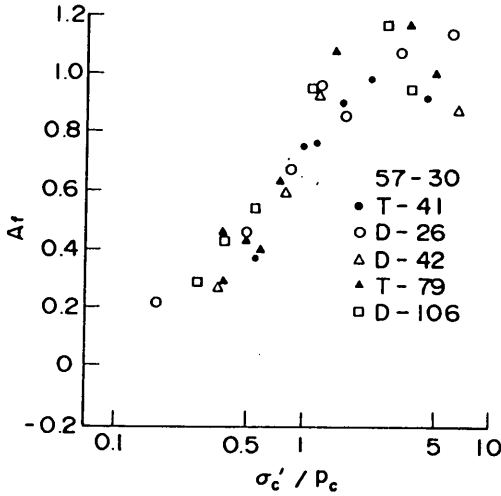


図-8.22(c) 軸差応力最大時の間隙水圧係数  $A_r$  と圧密応力の関係 (洪積粘土, 深度 60~200 m)

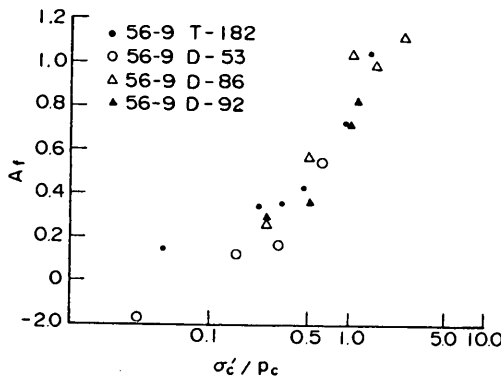


図-8.22(d) 軸差応力最大時の間隙水圧係数  $A_r$  と圧密応力の関係 (洪積粘土, 深度 200~330 m)

の結果を沖積粘土と洪積粘土とに大別してまとめたものである。図をみると、全体に洪積粘土の  $A_r$  が沖積粘土の  $A_r$  よりも大きくなっている。中瀬・小林・勝野<sup>(10)</sup> は、名古屋港と千葉港の沖積地盤から採取した乱さない試料を三軸試験機で圧密および膨張させて過圧密粘土とし、過圧密比と  $A_r$  との関係を調べている。図中の実線は、中瀬らのデータに基づいて新しく引いたものである。なお、今回の試験は原位置から採取した試料を三軸室内で再度圧密したものであり、三軸試験で圧密、膨張して過圧密比を変化させた中瀬らの実験とは条件が異なっている。 $A_r$  と  $\sigma'_c / p_c$  の関係を中瀬らの結果と比較すると、今回の試料では  $\sigma'_c / p_c$  が小さい場合、すなわち過圧密比が大きい領域において  $A_r$  が全体として大きかった。また、正規圧密時の  $A_r$  をみるとほぼ 0.8~1.2 の範囲にあり、中瀬らの結果とよく適合した。

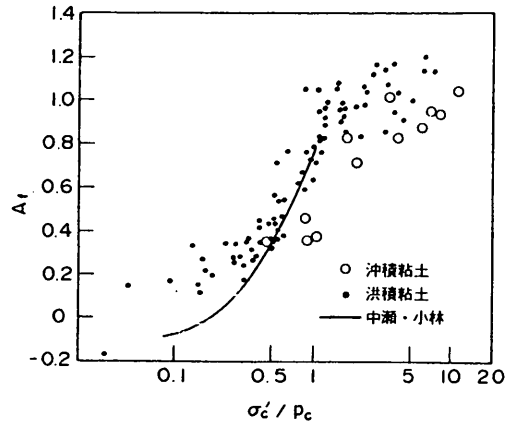


図-8.23 軸差応力最大時の間隙水圧係数  $A_r$  と正規化した圧密圧力の関係 (全試料)

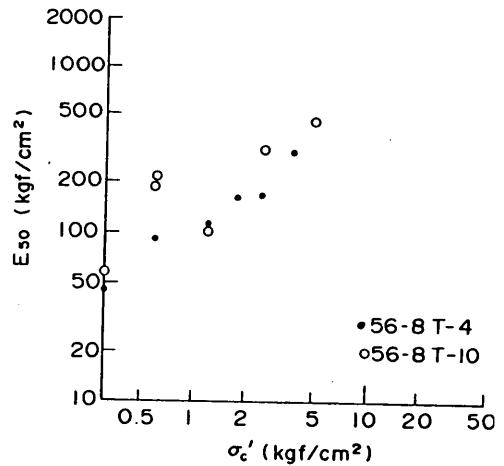


図-8.24(a) 圧密圧力と  $E_{50}$  の関係 (沖積粘土)

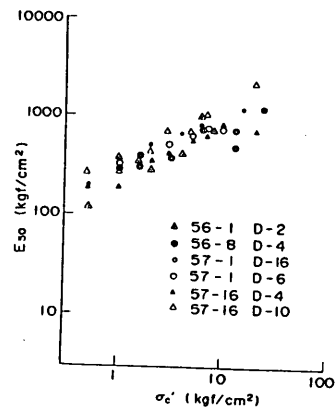


図-8.24(b) 圧密圧力と  $E_{50}$  の関係 (洪積粘土, 深度 15~60 m)

粘性土の変形特性を表す指標として正割係数  $E_{50}$  が用いられる場合がある。図-8.24(a)~(d) は、有効圧密圧



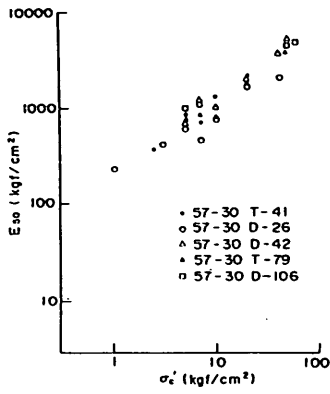


図-8.24(c) 圧密圧力と  $E_{s0}$  の関係  
(沖積粘土, 深度 60 ~ 200 m)

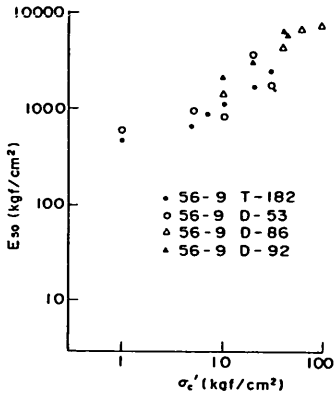


図-8.24(d) 圧密圧力と  $E_{s0}$  の関係  
(沖積粘土, 深度 200 ~ 330 m)

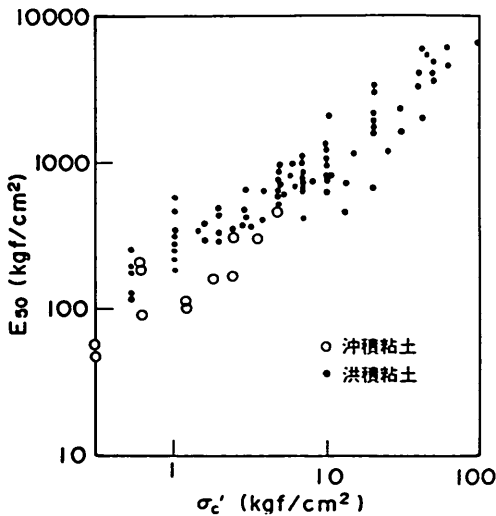


図-8.25 圧密圧力と  $E_{s0}$  の関係 (全試料)

力  $\sigma'_c$  と正割係数  $E_{s0}$  の関係を示したものである。図のように、 $E_{s0}$  は  $\sigma'_c$  とともに増加し、両対数グラフ上で  $E_{s0}$  と  $\sigma'_c$  の傾きを求めると 0.66 ~ 1.0 の範囲にある。図-8.25 は、図-8.24(a) ~ (d) の結果を沖積粘土と洪積粘土とに大別して示したものである。図をみると、沖積粘土の  $E_{s0}$  は同じ圧密圧力の洪積粘土の  $E_{s0}$  に比べて小さくなっているが、これは圧密履歴の違いによるものである。圧密圧力  $\sigma'_c$  が  $5 \text{ kgf/cm}^2$  以下の洪積粘土は、ほとんど過圧密状態で圧縮されており、この範囲では  $E_{s0}$  は沖積粘土よりも大きい。しかし、正規圧密領域においては  $E_{s0}$  と  $\sigma'_c$  の関係は沖積粘土、洪積粘土ともほぼ一致している。

図-8.26(a) ~ (d) は、 $E_{s0}$  と  $p_c$  で正規化した有効圧密圧力  $\sigma'_c/p_c$  の関係を示している。図をみると、 $\sigma'_c/p_c$  が 1 になる前後で  $E_{s0}$  のばらつきが大きくなっている。図-8.27(a) ~ (d) は、 $E_{s0}/s_u$  と  $\sigma'_c/p_c$  との関係を示したものである。全体として  $E_{s0}/s_u$  は他の諸パラメータに比べてばらつきが大きく、洪積粘土では 100 ~ 500 の大きな範囲にあった。中瀬ら<sup>(5)</sup> の報告によると、

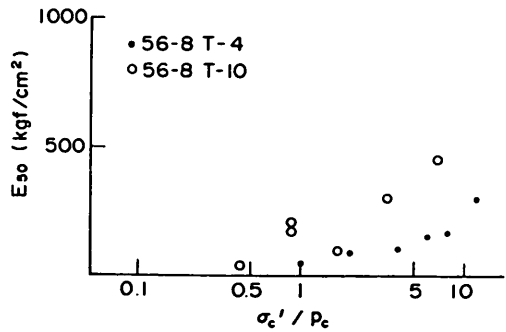


図-8.26(a)  $E_{s0}$  と正規化した圧密圧力の関係  
(沖積粘土)

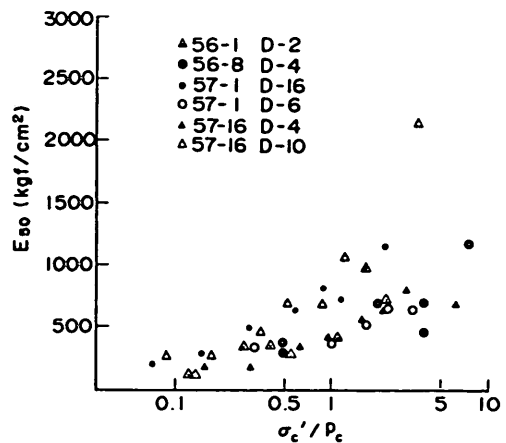


図-8.26(b)  $E_{s0}$  と正規化した圧密圧力の関係  
(洪積粘土, 深度 15 ~ 60 m)

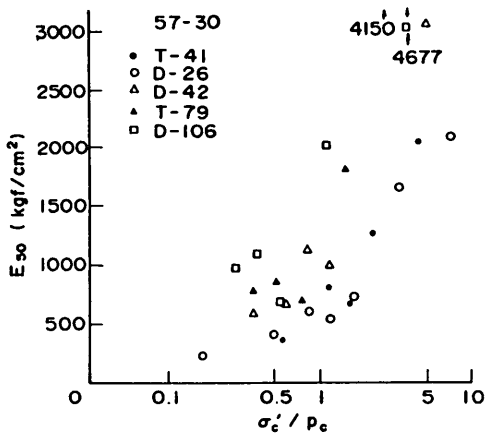


図-8. 26(c)  $E_{50}$ と正規化した圧密圧力の関係 (沖積粘土, 深度60~200 m)

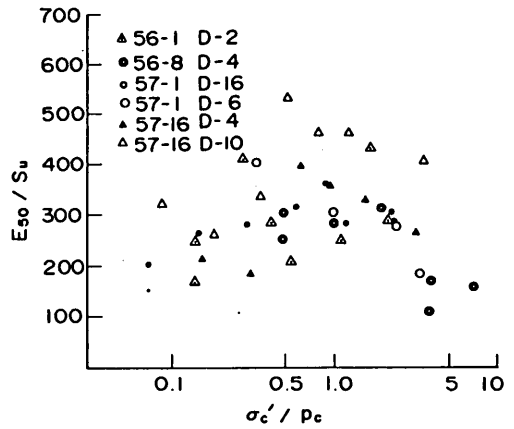


図-8. 27(b)  $E_{50}/s_u$ と正規化した圧密圧力の関係 (洪積粘土, 深度15~60 m)

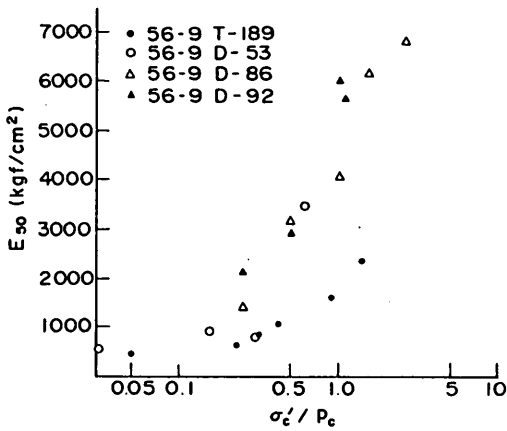


図-8. 26(d)  $E_{50}$ と正規化した圧密圧力の関係 (洪積粘土, 深度200~330 m)

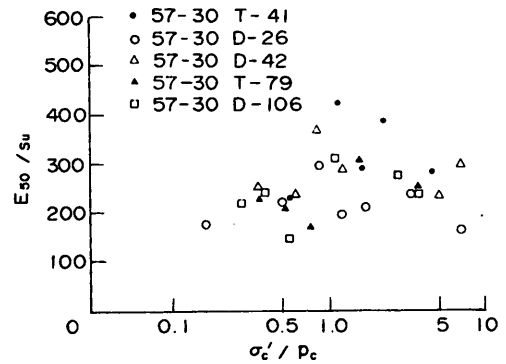


図-8. 27(c)  $E_{50}/s_u$ と正規化した圧密圧力の関係 (洪積粘土, 深度60~200 m)

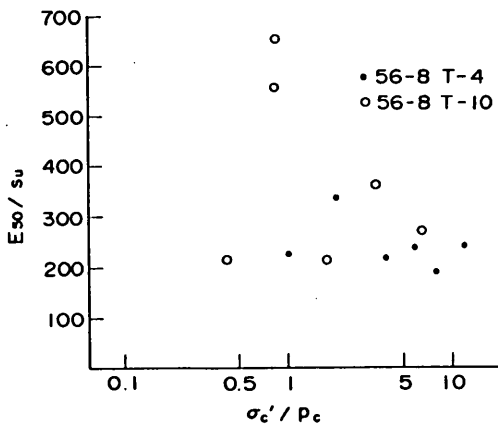


図-8. 27(a)  $E_{50}/s_u$ と正規化した圧密圧力の関係 (沖積粘土)

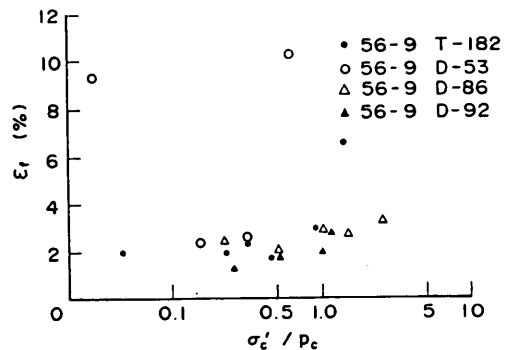


図-8. 27(d)  $E_{50}/s_u$ と正規化した圧密圧力の関係 (洪積粘土, 深度200~330 m)

$E_{50}/s_u$  は過圧密比が約2となる時に最大となり、その後、過圧密比の増大とともに減少するとされている。また、正規圧密状態の  $E_{50}/s_u$  は圧密圧力の増大とともにやや小さくなる傾向があるとされている。図-8.28は、図-8.27の結果をまとめたものであり、図中の点線は中瀬らのデータの平均値である。図をみると、 $E_{50}/s_u$  は  $\sigma'_c/p_c$  が0.5~1.0のとき、つまり過圧密比1~2のときに最も大きく、 $\sigma'_c/p_c > 1$  の正規圧密時では圧密圧力とともに減少する傾向を示している。これらの傾向は中瀬らの結果とほぼ同様であるが、過圧密比3以上 ( $\sigma'_c/p_c \leq 0.33$ ) のデータを見ると、中瀬らの結果では  $E_{50}/s_u$  が過圧密比とともに減少し続けるのに対して、今回の結果では  $E_{50}/s_u$  がそれほど大きく減少しなかった。このような、過圧密領域における変形特性の違いは、4章で述べたように年代効果によるものと考えられる。

図-8.29(a)~(d)は、軸差応力最大時の破壊ひずみ  $\varepsilon_f$  と  $\sigma'_c/p_c$  の関係を示している。図-8.30は、これらをまとめてプロットしたものである。図をみると、 $\varepsilon_f$  と  $\sigma'_c/p_c$  の関係は、試料によらずかなり一様な傾向を示している。 $\sigma'_c/p_c$  が0.2~0.9 (過圧密比1.1~5.0) の場合は  $\varepsilon_f$  が1.0~3.5%の間に集中し、正規圧密時では  $\varepsilon_f$  が圧密圧力とともに増加する。過圧密領域で  $\varepsilon_f$  が小さいことは、4章で述べたように、年代効果を有する粘土の特長である。一般に、室内再圧密粘土では正規圧密領域の  $\varepsilon_f$  は8.0~12.0%であるが、図をみると、 $\sigma'_c/p_c$  が1以上の正規圧密領域に入っても  $\varepsilon_f$  は5.0%以下の場合が多い。このように、不攪乱試料の場合は  $p_c$  を越えて圧密しても  $\varepsilon_f$  は小さく、 $\varepsilon_f$  が8.0%以上になるのは  $p_c$  の3~4倍以上で圧密された場合である。

#### 8.3.4 まとめ

大深度の海底地盤から採取した洪積粘土をおもな対象

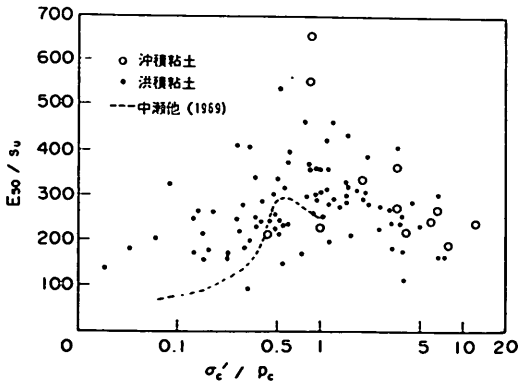


図-8.28  $E_{50}/s_u$  の比と正規化した圧密圧力の比 (全試料)

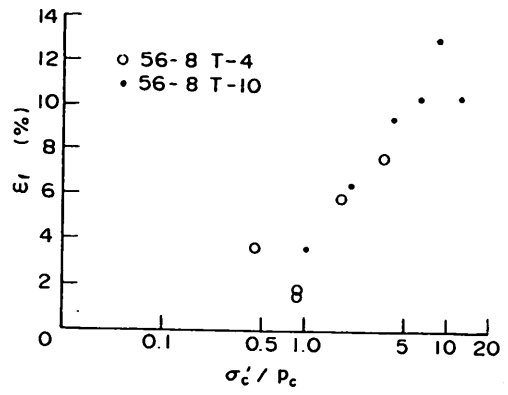


図-8.29(a) 破壊ひずみと正規化した圧密圧力の関係 (沖積粘土)

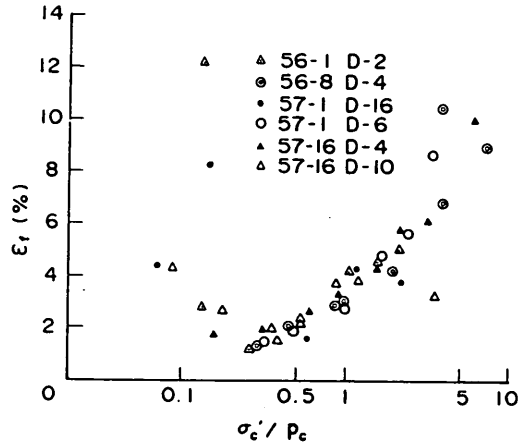


図-8.29(b) 破壊ひずみと正規化した圧密圧力の関係 (洪積粘土, 深度15~60m)

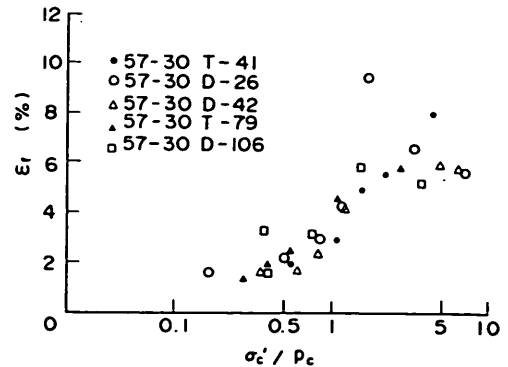


図-8.29(c) 破壊ひずみと正規化した圧密圧力の関係 (沖積粘土, 深度60~200m)

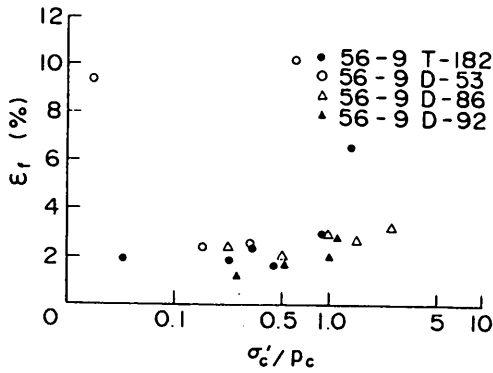


図-8.29(d) 破壊ひずみと正規化した圧密圧力の関係(沖積粘土, 深度200~330m)

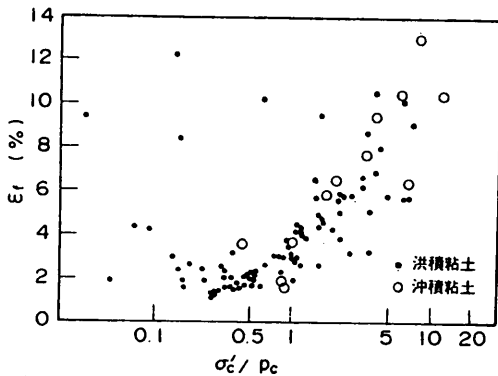


図-8.30 破壊ひずみと正規化した圧密圧力の関係(全試料)

とした三軸 CIU 試験の結果をまとめると、次のようになる。

- 1) 深度15~330mの洪積粘土の正規圧密領域における強度増加率  $s_u / \sigma'_c$  は塑性指数と関連がみられず、0.30を中心に0.26~0.34の範囲にばらついている。また、有効応力に関するせん断抵抗角  $\phi'$  も深度や塑性指数との関連は小さく  $28^\circ \sim 32^\circ$  の範囲にあった。
- 2) 15種類の洪積粘土の  $s_u / \sigma'_c$  や破壊時の間げき水圧係数  $A_f$ 、破壊ひずみ  $\epsilon_r$  と、圧密降伏応力  $p_c$  で正規化した有効圧密圧力  $\sigma'_c / p_c$  との関係を見ると、いずれも粘土の種類や塑性による違いがあまりみられない。
- 3) 正割係数  $E_{50}$  と非排水せん断強度  $s_u$  の比  $E_{50} / s_u$  は、試料によって大きくばらつき、100~500の範囲にある。また、 $E_{50} / s_u$  は過圧密比1~2で最も大きく、正規圧密領域では圧密圧力とともに低下する

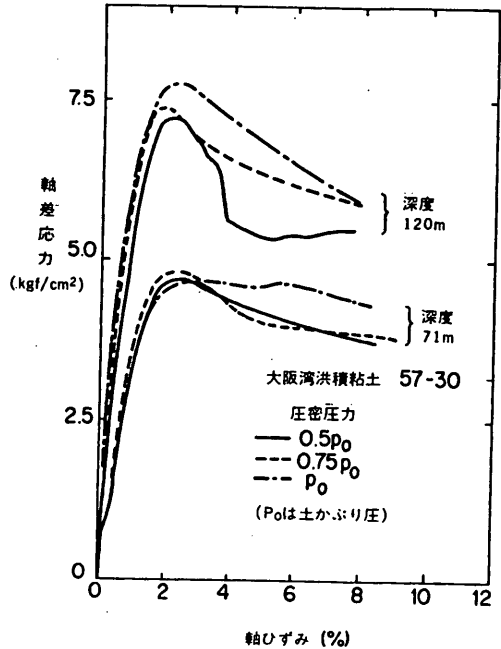


図-8.31 三軸 CIU 試験における応力ひずみ曲線

傾向がある。

#### 8.4 一軸圧縮強度と三軸試験の強度を用いた試料の品質評価

深度400mまで調査したボーリング孔56-9と57-30の試料では、急速圧縮による三軸 CIU 試験が実施されている。試験条件は、各試料について土被り圧  $p_0$  の0.5, 0.75, 1.0, 2.0倍の圧力で1440分間等方圧密した後、1.0%/minの速度で圧縮するものである。これらの試験結果から、本研究で定義した簡易 CU 強度に相当する強度を求めることを考えた。簡易 CU 強度は、試料を平均土被り圧で120分圧密したときの強度としたが、 $K$  値を0.5とすると圧密圧力は  $0.67 p_0$  となり、本試料では対応した圧密圧力では試験が行われていないことになる。図-8.31は、圧密圧力  $\sigma'_c$  が  $0.5 p_0$ ,  $0.75 p_0$ ,  $1.0 p_0$  のときの応力ひずみ関係の例を示したものであるが、圧縮強度がほぼ一定となる傾向を示している。したがって、圧密圧力  $0.5 p_0$ ,  $0.75 p_0$ ,  $p_0$  で圧密したときの3つの強度を平均し、せん断速度(1.0%/min)が簡易 CU 試験に比べ10倍急速であった効果を次式で補正することによって、簡易 CU 強度  $s_{u,2}$  を計算した。

$$s_{u,2} = 0.94 \times (\text{三軸 CU 強度の平均}) \quad (8.1)$$

なお、ここでの三軸 CU 強度が1440分間圧密した強度であるのに対して、簡易 CU 試験の条件は圧密時間

120分である。しかし、圧密圧力が試料に対して過圧密領域であるので、圧密時間の影響は少ないと考えて、特に補正は行わなかった。

図-8.32(a), (b)は、56-9と57-30における深度と $s_{u,z}$ の関係である。図-8.32と図-8.7(a), (b)を比べると、三軸試験から求められた $s_{u,z}$ のばらつきは一軸圧縮強度のばらつきよりも明らかに小さいことがわかる。図-8.33(a), (b)には、それぞれ56-9と57-30の試料について $q_u$ 法の強度 $\bar{s}_u$ と $s_{u,z}$ との比較を示した。図-8.33(a)をみると、56-9の深度300m以浅の試料においては、平均的に、

$$\bar{s}_u = 0.75 s_{u,z} \quad (8.2)$$

の関係がみられる。したがって、7章で提案した方法(図-7.1)を適用すると「試料の乱れが適度である」と判定される。また、深度300m以深になると $\bar{s}_u < 0.75 s_{u,z}$ となり、乱れが大きくなっている傾向がみられるが、これはこの範囲で試料の塑性が低下していることと関連があると考えられる。一方、57-30の試料について深度300m以浅の $\bar{s}_u$ と $s_{u,z}$ の関係をみると、

$$\bar{s}_u = 0.65 s_{u,z} \quad (8.3)$$

の関係が平均的に成り立ち、 $q_u$ 法の強度が $s_{u,z}$ の75%より小さい。したがって、図-7.1の判定図を用いると「乱れがやや大きい」場合に相当する。56-9と57-30のボーリングとサンプリングの方法は全く差が無く、作業を行ったオペレーターも同一であった。このため、 $s_{u,z}$ と $s_{u,z}$ の関係に関する両者の違いの原因は明らかにできなかった。以上のように、今回の2つの400mボーリングの結果に関して図-7.1の判定図が用いることができるかと仮定すると、56-9の場合は $q_u$ 法は深度300mから採取された試料まで適用できることになり、57-30の場合は、 $q_u$ 法は地盤の強度を約15%過小に評価している。

図-8.34は、56-9および57-30の $s_{u,z}$ と深度の平均的な関係を比較して示したものである。図をみると、ボーリング孔56-9と57-30の、簡易CU試験による強度 $s_{u,z}$ の違いはあまり大きくない。図-8.1に示すように、両者のボーリング位置は約1000m離れているにもかかわらず、 $s_{u,z}$ については図-8.34のような一致がみられることから、図に示す両者の $s_{u,z}$ の平均をこの地盤の洪積地盤の $s_{u,z}$ の代表値と考えた。この代表値を用いて、深度130~150mまで調査された他の8つのボーリング地点における洪積粘土について、 $q_u$ 法の強度 $\bar{s}_u$ と $s_{u,z}$ の比較を行った。図-8.35(a)~(h)は、各ボー

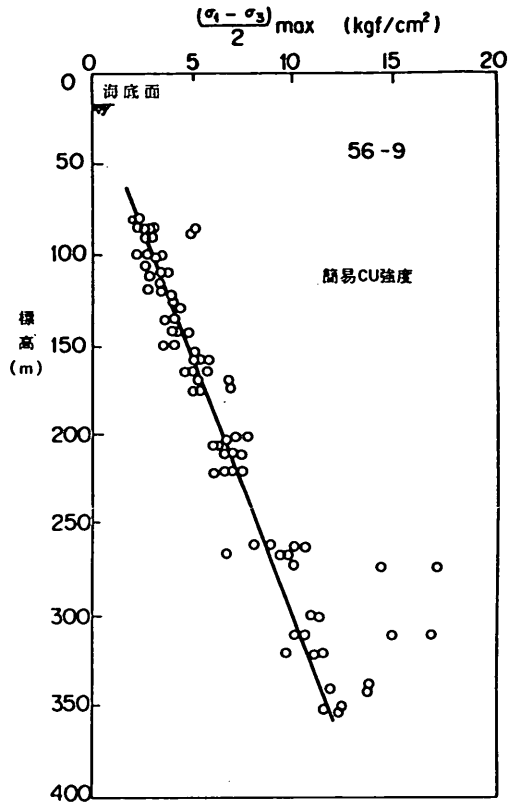


図-8.32(a) 深度と $s_{u,z}$ の関係(56-9)

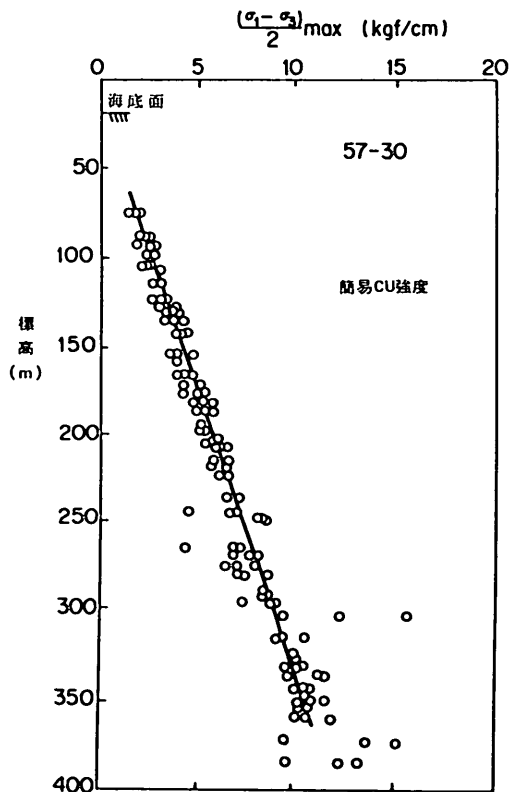


図-8.32(b) 深度と $s_{u,z}$ の関係(56-9)

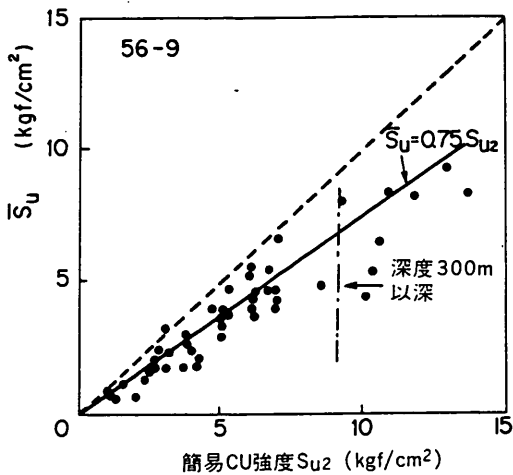


図-8.33(a)  $\bar{s}_u$  と  $s_{u2}$  の関係 (56-9)

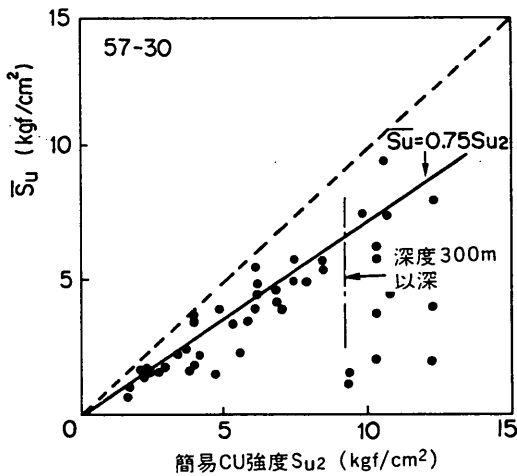


図-8.33(b)  $\bar{s}_u$  と  $s_{u2}$  の関係 (57-30)

リング孔ごとの  $\bar{s}_u$  と  $s_{u2}$  の比較である。図をみると、 $\bar{s}_u$  と  $s_{u2}$  の関係は平均的に次のように表すことができる。

$\bar{s}_u = 0.60 s_{u2}$	(56-6)	} (8.4)
$\bar{s}_u = 0.70 s_{u2}$	(56-10)	
$\bar{s}_u = 0.60 s_{u2}$	(56-14)	
$\bar{s}_u = 0.56 s_{u2}$	(56-16)	
$\bar{s}_u = 0.56 s_{u2}$	(56-17)	
$\bar{s}_u = 0.60 s_{u2}$	(56-21)	
$\bar{s}_u = 0.75 s_{u2}$	(56-22)	
$\bar{s}_u = 0.53 s_{u2}$	(56-25)	

このように  $\bar{s}_u$  と  $s_{u2}$  の関係はボーリング孔によって異なるが、おおむね  $\bar{s}_u$  は  $s_{u2}$  の 75% 以下である場合が多い。(8.2) 式, (8.3) 式, (8.4) 式より、 $\bar{s}_u / s_{u2}$  の

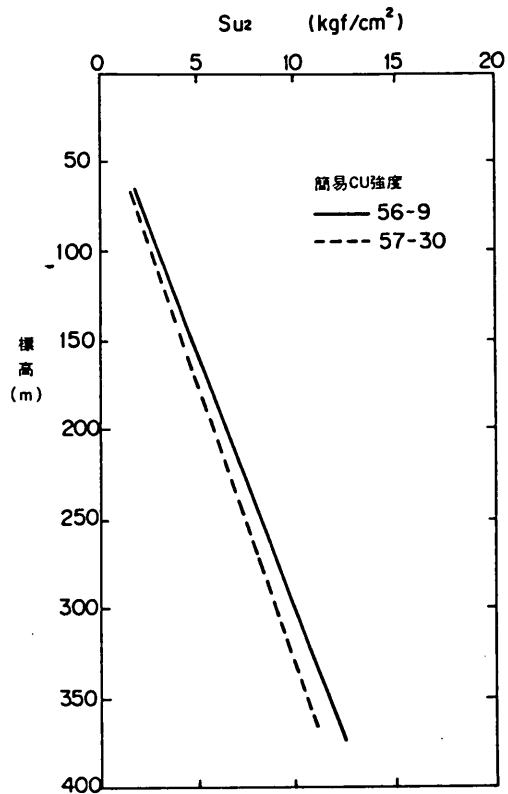


図-8.34 深度と  $s_{u2}$  の関係(まとめ)

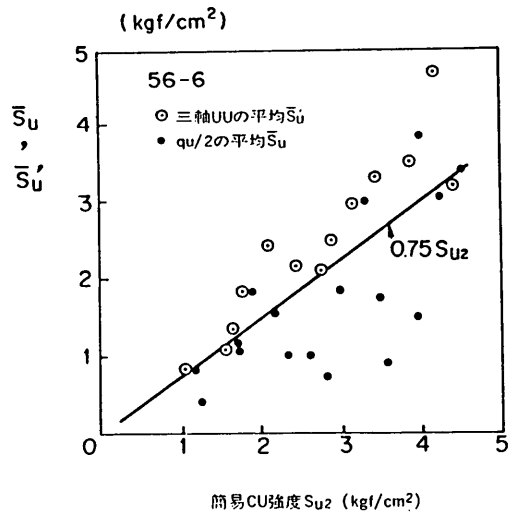


図-8.35(a)  $\bar{s}_u$ 、 $\bar{s}'_u$  と  $s_{u2}$  の関係 (56-6)

ヒストグラムを図-8.36に示した。図をみると、56-9のように  $\bar{s}_u = 0.75 s_{u2}$  の関係が成り立つのは例外的であり、全体としては  $\bar{s}_u < 0.75 s_{u2}$  である。したがって、図-7.1の判定図を用いると、今回調べた範囲では、大深度から採取された試料の乱れは「適度」のレベルより

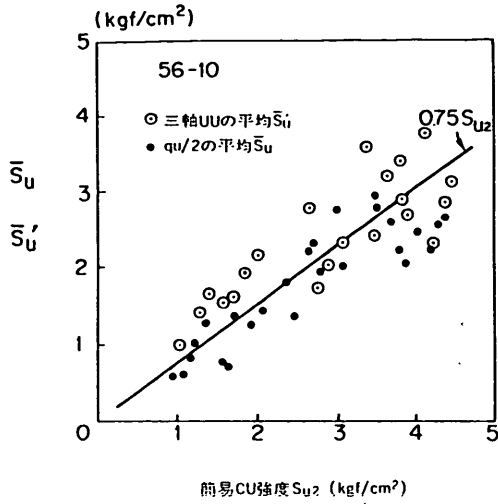


図-8. 35(b)  $\bar{s}_u$ ,  $\bar{s}'_u$  と  $s_{u2}$  の関係 (56-10)

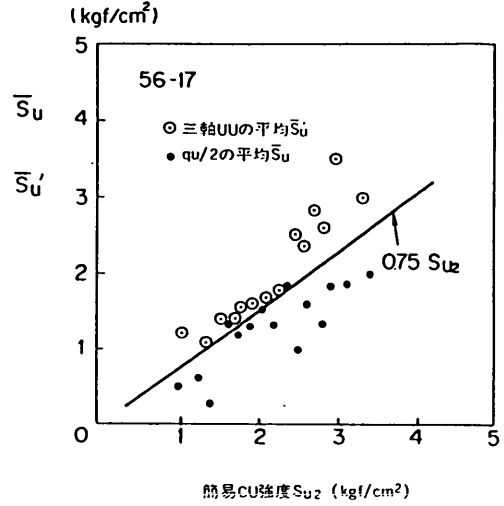


図-8. 35(e)  $\bar{s}_u$ ,  $\bar{s}'_u$  と  $s_{u2}$  の関係 (56-17)

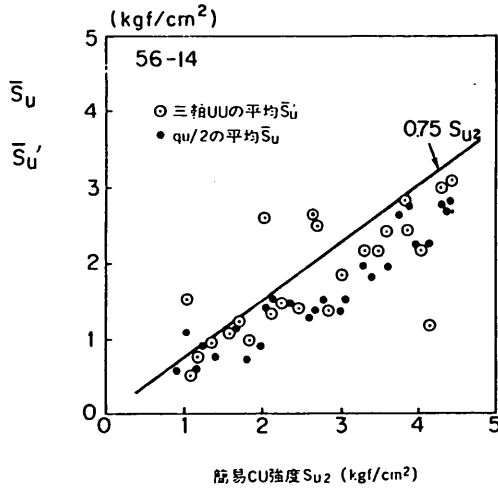


図-8. 35(c)  $\bar{s}_u$ ,  $\bar{s}'_u$  と  $s_{u2}$  の関係 (56-14)

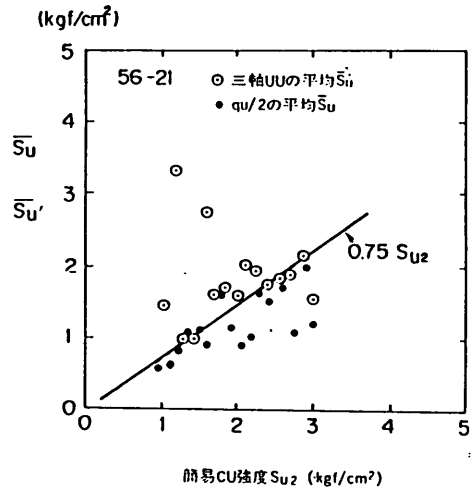


図-8. 35(f)  $\bar{s}_u$ ,  $\bar{s}'_u$  と  $s_{u2}$  の関係 (56-21)

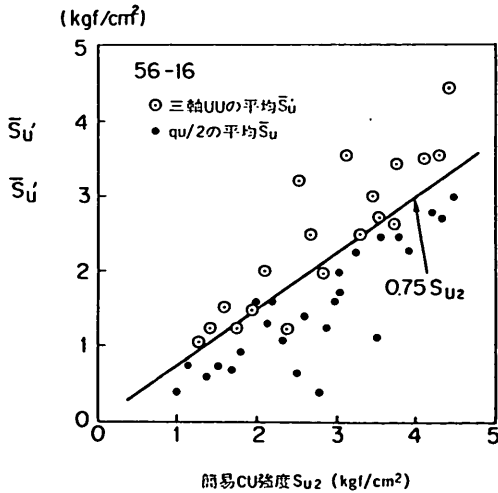


図-8. 35(d)  $\bar{s}_u$ ,  $\bar{s}'_u$  と  $s_{u2}$  の関係 (56-16)

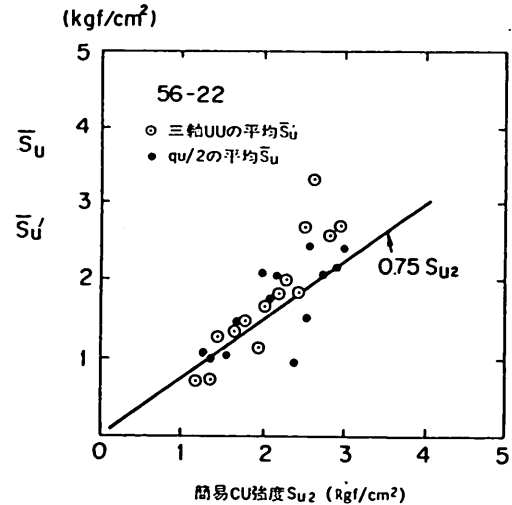


図-8. 35(g)  $\bar{s}_u$ ,  $\bar{s}'_u$  と  $s_{u2}$  の関係 (56-22)

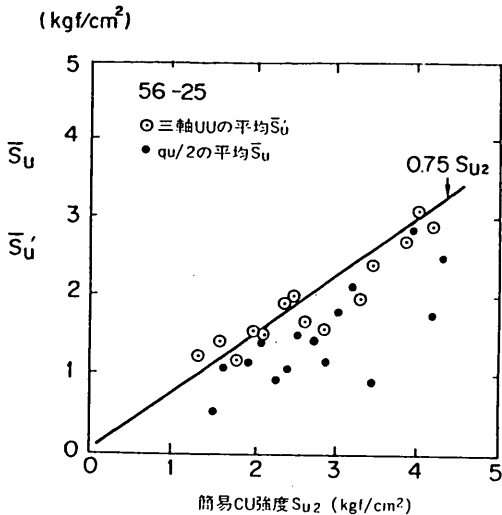


図-8.35(h)  $\bar{s}_u$ ,  $\bar{s}_u'$  と  $s_{u2}$  の関係 (56-25)

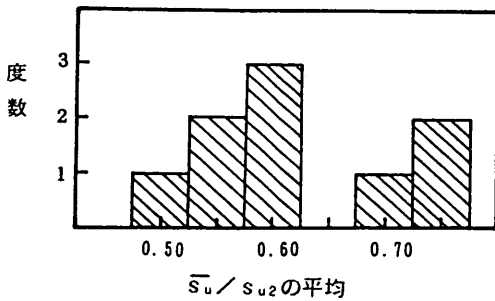


図-8.36  $\bar{s}_u / s_{u2}$  のヒストグラム

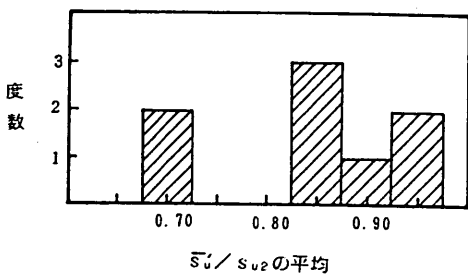


図-8.37  $\bar{s}_u' / s_{u2}$  のヒストグラム

も大きいと判定される。図-8.36をみると  $\bar{s}_u / s_{u2}$  の平均値は0.65であり、乱れによる過小評価の程度は約15%である。120~400mの深度から採取した試料であることを考えるならば、 $q_u$ 法はそれほど悪くない強度を与えているともいえる。

さて、大深度から採取した試料はクラック型の乱れが支配的であり、三軸UU試験の強度が  $q_u$  よりも大きい

ことを述べた。そこで、三軸UU試験によって得られた強度の平均値  $\bar{s}_u'$  を  $s_{u2}$  のかわりに用いて図-7.1の判定図で評価することを試みた。図-8.35(a)~(h)では、各ボーリング孔ごとに  $\bar{s}_u'$  と  $s_{u2}$  についても比較している。図より、 $\bar{s}_u'$  と  $s_{u2}$  の平均的な関係を求めると、各ボーリング孔ごとにそれぞれ次のように表された。

$$\left. \begin{aligned} \bar{s}_u' &= 0.96 s_{u2} & (56-6) \\ \bar{s}_u' &= 0.85 s_{u2} & (56-10) \\ \bar{s}_u' &= 0.68 s_{u2} & (56-14) \\ \bar{s}_u' &= 0.86 s_{u2} & (56-16) \\ \bar{s}_u' &= 0.93 s_{u2} & (56-17) \\ \bar{s}_u' &= 0.88 s_{u2} & (56-21) \\ \bar{s}_u' &= 0.86 s_{u2} & (56-22) \\ \bar{s}_u' &= 0.72 s_{u2} & (56-25) \end{aligned} \right\} (8.5)$$

このように、 $\bar{s}_u$  のかわりに  $\bar{s}_u'$  を用いると  $\bar{s}_u'$  はほぼ  $s_{u2}$  の80~90%になる。このことは、一軸圧縮強度がクラックの影響を強く受けて低下したのに対し、三軸UU試験によってクラックの影響の少ない強度が得られることによる。しかし、図-7.1の判定基準によれば、 $\bar{s}_u' = 0.75 s_{u2}$  のときに「適度」のレベルであり、三軸UU試験の強度は全体として「適度」のレベルよりも乱れが少ない試料の強度を与えていることになる。いいかえると、三軸UU試験で求められる強度は、地盤の強度をやや過大に評価している可能性がある。この原因として、深度が大きく試料が硬質になるにつれて乱れのタイプはクラック型が支配的になるとともに繰り返し型の乱れが非常に少なくなり、三軸UU試験でクラックによる影響が除去される結果、非常に乱れの影響の少ない強度が得られることが考えられる。6章の事例をみると  $q_u$  法の強度が  $s_{u2}$  の80~90%に相当する例があり、現状はこのような地盤においても  $q_u$  法が適用されて設計が行われている。したがって、7章の提案法のように、施工に注意することを条件として、三軸UU試験の強度を設計に用いることも可能であると考えられる。

このように、7章で示した提案法を適用すると、今回用いた大深度の試料については、一軸圧縮強度は過小に、三軸UU試験の強度はやや過大になっていると推定された。今回採取された試料の中で、56-9と57-30は、運輸省港湾技術研究所が直接監督し、ボーリングとサンプリングには最大限の注意が払われている。また、他のボーリング孔においても、大型プロジェクトのための調査であるため、通常の土質調査の場合よりも高い技術力を有するスタッフによって調査されている。したがって、今回用いられた試料は、粘土試料としては技術的にかな



り高いレベルでサンプリングされたものであるといえる。これらの試料において全体に  $q_c$  法の強度が小さかったことを考えると、 $q_c$  法は大深度の粘土地盤の強度評価には適さないといえる。また、今回の結果からは、 $q_c$  のかわりに三軸 UU 試験を用いる方法によって、ほぼ妥当な強度が得られることがわかったが、より一般的な方法として、7章で提案した簡易 CU 強度を併用とする強度の評価が望ましいと考えられる。

## 8.5 本章の結論

沿岸域の開発が進展するとともに、水深の大きい地点で大型の構造物が建設されるようになってきたことから、大深度地盤の強度・変形特性が問題となりつつある。本章では、大深度から採取された不攪乱試料を用いた一連の力学試験の結果より、大深度の洪積粘土の力学特性を調べるとともに、7章で示した提案法を用いて試料の品質の評価を試みた。

- (1) 大阪湾泉州沖の大深度から採取した試料の一軸圧縮試験結果をみると、深度 70 m 以深から採取した試料の乱れは主にクラック型であると考えられる。三軸 UU 試験の強度は概ね一軸圧縮強度よりも大きい、これは三軸 UU 試験によってクラックの影響が除去されたことによると考えられる。
- (2) 深度 25 ~ 400 m から採取した乱さない試料を用いた一連の三軸試験の結果から、この地域の粘土のせん断特性について次のことが明らかになった。
  - ① 洪積粘土の正規圧密領域における強度増加率  $s_u / \sigma_c'$  は塑性指数  $I_p$  と関連がなく 0.26 ~ 0.34 の範囲にあり、また、 $\phi'$  も  $I_p$  との関連がなく 28 ~ 32° の範囲にある。これらは沖積粘土に比べ約 10 ~ 15% 小さい。
  - ② 洪積粘土の  $s_u / \sigma_c'$ 、破壊時の間隙水圧係数  $A_f$ 、破壊ひずみ  $\varepsilon_f$  などと圧密降伏応力  $p_c$  で正規化した圧密圧力  $\sigma_c' / p_c$  との関係は、粘土の種類や塑性の違いによらずほぼ一様になる。また、洪積粘土の  $A_f$  は沖積粘土に比べ大きい。
  - ③ 三軸試験によって得られる応力 ~ ひずみ関係、有効応力径路は、圧密降伏圧力で正規化した圧密圧力  $\sigma_c' / p_c$  によって変化する。再圧密粘土と不攪乱洪積粘土のせん断特性を比較すると、圧密圧力の小さい過圧密領域において差がみられる。これは、洪積粘土試料の有する年代効果によると考えられる。
- (3)  $q_c$  法の強度  $\bar{s}_u$  と簡易 CU 強度  $s_{u2}$  の関係より、7章で示した提案法を用いて不攪乱試料の品質を評価すると、全体として試料の乱れの程度は適度のレベルよりも大きいと判定された。また、 $\bar{s}_u$  のかわりに三

軸 UU 試験の強度の平均  $\bar{s}_u'$  を用いて7章で示した提案法に適用した結果、 $\bar{s}_u$  は  $s_{u2}$  の 80 ~ 90% であり、乱れが適度な場合よりもやや大きい強度を与えることがわかった。以上の結果より、大深度粘土地盤の強度の評価には、 $q_c$  法は直接適用できない。

## 参考文献

- (1) 堀江宏保・善巧企・石井一郎・松本一明(1984)：大阪湾泉州沖海底地盤の工学的性質(その1)ボーリング及びサンプリング，港湾技研資料，No. 498，1984年9月。
- (2) 石井一郎・小川富美子・善巧企(1984)：大阪湾泉州沖海底地盤の工学的性質(その2)物理的性質・圧密特性・透水性，港湾技研資料，No. 498，1984年，9月。
- (3) 土田 孝・小林正樹・山川 匠・平良 聡(1988)：一軸圧縮強度のばらつきとその要因について，港湾技術研究所報告，Vol. 27，No. 1，1988年3月。pp. 93 - 124。
- (4) 土田 孝・石井一郎・水上純一(1989)：一軸圧縮強度におよぼす試料採取時の乱れの影響，サンプリングシンポジウム，土質工学会，1989年3月。
- (5) 土田 孝・菊池喜昭・中島謙二郎・小林正樹(1984)：大阪湾泉州沖海底地盤の工学的性質(その3)静的せん断特性，港湾技研資料，No. 498，1984年9月。
- (6) 土田 孝・小林正樹・小野寺駿一(1985)：大阪湾泉州沖海底地盤のせん断特性，土と基礎，Vol. 33，No. 3，pp. 15 - 20。
- (7) 奥村樹郎(1974)：粘土の攪乱とサンプリング方法の改善に関する研究，港湾技研資料，No. 193。
- (8) 土田 孝・佐藤正春・小林正樹(1983)：乱さない海成粘土の正規圧密状態におけるせん断特性について，港湾技研資料，No. 444。
- (9) 亀井健史・平塚 毅・中瀬明男(1984)：正規圧密粘土の非排水せん断特性，第19回土質工学研究発表会講演集，Vol. 2 - 1，pp. 389 - 393。
- (10) 中瀬明男・小林正樹・勝野 克(1968)：圧密及び膨張による飽和粘土のせん断特性の変化，港湾技術研究所報告，Vol. 8，No. 4。pp. 103 - 142。
- (11) 土田 孝・水上純一・森 好生・及川 研(1989)：一軸試験と三軸試験を併用した新しい粘性土地盤の強度決定法，港湾技術研究所報告，Vol. 28，No. 3，pp. 141 - 204。
- (12) Ampadu, S.I. (1988)：The influence of initial shear on undrained behaviour of normally consolidated kaolin, Geotechnical Engineering Report, 東京大学生産技術研究所土質工学研究室。

## 9. 結 論

本論文は、沿岸域の軟弱な粘性土地盤の強度を合理的に求める方法について述べている。軟弱地盤の強度の決定は、建設事業の基本となる作業であり、事業の工期や工費全体に大きな影響を及ぼす重要な問題である。同時にこの問題は特殊な局面で発生するものではなく、沿岸域の建設事業において日常的に発生し、処理されている問題でもある。本論文における筆者の立場は、現行の一軸圧縮強度による強度決定方法（本研究では  $q_u$  法と呼ぶことにする）の限界と問題点を明かにし、新しい強度決定法を提案するというものである。

第1章では、既往の研究結果を検討することによって現行の  $q_u$  法の根拠とその問題点を明らかにした。 $q_u$  法の問題点としては、試料採取時の乱れの程度というあいまいな要因に依存していること、 $q_u$  値のばらつきが大きいこと、国際的にみて一般的な方法といえないことを指摘した。さらに、三軸試験による強度決定法として提案されている方法から代表的なものとして再圧縮法（Bjerrumの方法、Bjerrum-半沢法）と SHANSEP 法を取り上げ、実際の問題に広く適用するという観点から、それらの長所と問題点を検討した。

第2章においては、現在多くの会社によって実施されている土質調査・試験によって報告される一軸圧縮強度において、乱れによる影響の実態を分析した。方法は、いくつかの事例調査によって、同一とみなしうる軟弱な沖積地盤において複数の調査者によって実施された土質調査結果を比較するものである。これらの検討の結果、調査者間で試料採取時の乱れ方に起因すると考えられる  $q_u$  の差が認められた。このことは、サンプリングの質によって、報告された  $q_u$  が地盤の強度を過小に評価している場合があることを実証するものである。

従来の乱れに関する考え方では、試料採取時の乱れは変形係数  $E_{50}$  により顕著に表れるとされていた。今回の事例で  $E_{50}$  と  $q_u$  の関係に着目すると、東京港の1つの事例に関しては従来の考え方があてはまるものの、その他の事例についてはあまりあてはまらなかった。これらの結果から、一軸圧縮試験における試料の乱れの影響は、これまでのモデルとは異なっていることが判明した。次に、石井らが X 線透過試験によってサンプラー内の粘土試料に多くのクラックが観察され、クラックの存在によって一軸圧縮強度が低下することを報告していることに着目して、クラックが一軸圧縮強度に及ぼす影響を解明するための一連の試験を行った。これらの試験結果から次のような結論が得られた。

(1)人工的にクラックを与えた粘土試料の一軸圧縮試験結果をみると、供試体中にクラックがある場合は、変形係数  $E_{50}$  が従来のせん断による乱れの場合ほどは低下せず、 $q_u$  の低下と同程度の低下率であった。また、破壊時のひずみ  $\varepsilon_f$  においても、クラックのある場合は、繰り返しやせん断を受けた場合とはっきり異なった傾向を示す。

(2)粘土試料の乱れは「繰り返し型」と「クラック型」に分けることができる。両者においては、強度の低下と変形係数の低下との関係がはっきり異なっており、応力ひずみ曲線の傾向も異なる。東京港、大阪湾および伊勢湾での事例において調査者によって  $q_u$  が異なっていたのは、調査者によって「クラック型の乱れ」をうける割合が異なっていたと推定される。

(3)供試体が内部にクラックを有する場合は、三軸 UU 試験によって本来の強度に近い強度を求めることができる。すなわち、三軸 UU 試験は「クラック型の乱れ」を補正する方法として有効である。

第3章では、三軸試験を用いた強度決定法において基本となる技術として、不攪乱試料を対象とした  $K_c$  圧密試験法に関する検討を行った。一連の試験結果より得られた結論をまとめると次のようになる。

(1)供試体の体積変化と沈下量から側方ひずみを計算し、 $K_c$  条件を満足するように軸圧と側圧を自動制御する三軸試験機によって、側方ひずみが  $\pm 0.01\%$  の範囲におさまるような  $K_c$  圧密が可能である。

(2)試験に用いるドレーンペーパーの吸排水量を補正しない場合は、 $K_c$  値を過小に評価する。ドレーンペーパー補正の影響は、体積変化量の小さい過圧密領域で大きく、十分に正規圧密領域に入ってから補正の有無による  $K_c$  値の差は小さい。不攪乱粘土試料を  $K_c$  圧密して原位置の応力状態を回復しようとする場合は、ドレーンペーパーの吸排水量を補正することが重要である。

(3)乱さない粘土の  $K_c$  圧密においては、供試体のどの状態を基準として  $K_c$  条件の制御を行うかが重要である。初期圧密圧力として供試体の圧密降伏応力の  $1/6$  ないし  $1/8$  程度の等方圧密圧力を用い、圧密（膨張）後の状態を基準として  $K_c$  圧密を行えば、原位置の応力条件を再現できる。これよりも初期圧密圧力が大きい時は過大な、小さい時は過小な  $K_c$  値を与える。

(4)正規圧密あるいはやや過圧密の乱さない粘土試料を三軸室内で原位置の応力状態まで  $K_c$  圧密する場合は、ドレーンペーパーの吸排水量の補正を行い、圧密降伏圧力の  $1/6 \sim 1/8$  で等方的に圧密した後に  $K_c$  条件

の制御を開始すればよいと考えられる。

第4章では、自然地盤の年代効果が粘性土の力学特性に及ぼす影響について調べた。海成粘土を用いた一連の室内試験の結果、つぎのような結論を得た。

- (1)年代効果を有する粘性土は、圧縮指数と二次圧縮指数が圧密降伏応力の付近でピークを示す。年代効果の無い室内再圧密試料の場合は、正規圧密領域での圧縮指数と二次圧縮指数はほぼ一定である。
- (2)自然粘土の年代効果を表わす指標として、標準圧密試験の結果から求められる圧縮指数比 $r_c$ を新たに定義した。わが国の海成沖積粘土の $r_c$ は1.0～3.0であり、年代効果による構造が顕著に見られるとされているカナダ東部の粘土に比べると小さい。また、大阪湾の洪積粘土の $r_c$ は最大6.0の場合もあり、全体として沖積粘土よりも大きい $r_c$ を示した。
- (3)75°Cの高温でスラリーから再圧密した粘土試料の力学特性は、年代効果をもつと考えられる自然粘土の挙動に近いことが圧密試験、一軸圧縮試験、三軸試験の結果から確かめられた。このことから、高温で再圧密することは、年代効果を実験室で比較的容易に再現する手段として有力である。
- (4)圧縮指数比 $r_c$ は、粘土のセメンテーション作用の大きさを表す指数であると考えられる。高温で圧密した粘土が自然粘土に類似した力学特性を示すのは、圧密中のセメンテーションが促進されたからであると推定される。

実務において三軸試験による強度決定法が広く用いられた場合は、さまざまな程度の乱れを受けた不攪乱試料が試験室に持ち込まれる可能性がある。第5章では、試料が大きな乱れを受けた場合に、再圧縮後の強度がどのように変化するかについて実験的に検討した。一連の実験結果から、大きな乱れが再圧縮後の強度特性に及ぼす影響をまとめると、次のようになった。

- (1)乱さない自然試料が大きな圧縮ひずみや伸張ひずみを与えられた場合は、Bjerrum-半沢法や簡易CU試験で再圧縮する過程に発生する体積ひずみ量(排水量)が大きい。また、Bjerrum-半沢法の場合は $K_v$ 値が大きくなる。また、再圧縮による試料の含水比の低下量も大きく、再圧縮後の強度は、乱れを与えられない試料よりも最大15%程度増加する場合がある。
- (2)加えられた乱れのレベルが小さい場合や、クラックを与えられた試料の場合、再圧縮後の強度はひずみやクラックを与えない試料の強度と変わらず、再圧縮によって乱れの影響を除去した強度を求めることができる。

- (3)再圧縮は、あまり大きくない繰り返し型の乱れを受けた粘土試料やクラック型の乱れを受けた粘性土試料に対しては、乱れを除去した本来の強度を求める上で有効である。しかし、非常に大きな繰り返し型の乱れを受けた場合は、最大15%過大な強度を求めることがある。このことは、再圧縮法を実際の問題に適用する上で注意する必要がある。

第6章では、わが国の沿岸域において採取された不攪乱試料を用い現行の $q_u$ 法による強度と三軸試験によって求められた非排水強度とを比較した。本章で得られた結論は次のとおりである。

- (1)SHANSEP法の強度は全体として現行の $q_u$ 法の強度およびBjerrum-半沢法の強度よりも小さい。 $q_u$ 法の強度やBjerrum-半沢法の強度が地盤の平均的な強度として適切であった実績を有することを考えると、SHANSEP法の強度は地盤の強度を過小に評価していると考えられる。
- (2)現行の $q_u$ 法による粘性土の強度 $\bar{s}_u$ とBjerrum-半沢法の強度 $s_{u,l}$ の関係は、試料の乱れの程度によって次の3通りの場合がある。

(a)  $\bar{s}_u > s_{u,l}$

(b)  $\bar{s}_u = s_{u,l}$

(c)  $\bar{s}_u < s_{u,l}$

通常の深度の粘土地盤については、(b)のように両者がほぼ等しい場合が多いが、深度の大きい洪積粘土地盤では(a)や(c)のような場合が現れる。一般に、 $s_{u,l}$ は、安定した値を示すのに対して $\bar{s}_u$ は変動が大きい。個々の供試体について検討した結果、(a)のケースは試料の乱れが非常に小さかった場合、(b)のケースは乱れの乱れが普通の場合、(c)のケースは乱れが大きい場合に相当すると推定された。

- (3)過去のわが国の粘性土地盤の破壊事例の解析結果では、 $q_u$ 法の強度およびBjerrum-半沢法の強度が適切な安全率を与えることが多く報告されている。これは、通常のサンプリングでは試料の乱れの程度が「適度」であり、上記の(b)のケースに相当しているためであると考えられる。ここで、乱れが「適度」であるとは、試料採取時の乱れによって $q_u$ の平均値の低下する割合が、強度異方性や時間効果など $q_u$ が地盤の強度を過大に評価する要因及び安定計算法自身に含まれる要因と、うまくバランスしていることを意味するものである。このような場合には、 $q_u$ 法の強度は地盤の強度として適切な値を示している。これに対して、(a)の場合は乱れが「適度」よりも小さいためが地盤の強度を過大に評価し、(c)の場合は乱れが「適度」よりも大

きいたため、地盤の強度を過小に評価することになると推定される。

- (4)実用的な三軸試験の強度として、本研究で定義した簡易 CU 強度  $s_{u,2}$  を用いると、 $s_{u,2}$  と  $s_{u,1}$  には、ほぼ次のような関係がある。

$$s_{u,1} = 0.75 s_{u,2}$$

この関係を用いると  $s_{u,2}$  との関係は試料の乱れの程度に対応して次のように表すことができる。

- (a)乱れが小さい場合  $\bar{s}_u > 0.75 s_{u,2}$   
(b)乱れが適度の場合  $\bar{s}_u = 0.75 s_{u,2}$   
(c)乱れが大きい場合  $\bar{s}_u < 0.75 s_{u,2}$

第7章では、これまでの各章の検討結果にもとづいて、一軸圧縮試験と三軸圧縮試験を併用した新しい粘土地盤の強度決定法を次のように提案した。

まず、各シンウォールチューブについて3本の一軸圧縮強度と1本の簡易 CU 強度を求める。各深度ごとに、 $q_u/2$  の平均値と簡易 CU 強度  $s_{u,2}$  の関係を求め、次の基準によって試料の乱れの程度を判定するとともに、設計に用いるべき強度を決定する。

- (i)  $\bar{s}_u \geq 0.80 s_{u,2}$  の場合

乱れは小さいと判定される。強度としては  $0.75 s_{u,2}$  を用いる。注意深い施工を行うときは、 $\bar{s}_u$  を用いてもよい。

- (ii)  $0.80 s_{u,2} \geq \bar{s}_u > 0.70 s_{u,2}$  の場合

乱れは適度のレベルであると判定される。設計には従来どおり  $\bar{s}_u$  を用いる。

- (iii)  $0.70 s_{u,2} \geq \bar{s}_u > 0.60 s_{u,2}$  の場合

乱れがやや大きいと判定される。設計には  $0.75 s_{u,2}$  を用いる。

- (iv)  $\bar{s}_u \leq 0.60 s_{u,2}$  の場合

乱れが非常に大きいと判定される。サンプリングをやり直すか、あるいは  $0.65 s_{u,2}$  を用いる。ただし、乱れのタイプがクラック型であると判断できる場合は  $0.75 s_{u,2}$  を用いる。

以上述べた新しい方法は、現在の方法に比べ試料の品質を考慮した点で合理的であり、本方法を用いることによって、より信頼性の高い粘土地盤の強度の決定が可能になると考えられる。

沿岸域の開発が進展するとともに、水深の大きい地点で大型の構造物が建設されるようになってきたことから、大深度地盤の強度・変形特性が問題となりつつある。第8章では、大深度から採取された不攪乱試料を用いた一連の力学試験の結果より、大深度の洪積粘土の力学特性を調べるとともに、第7章で示した提案法を用いて試料

の品質の評価を試みた。本章で得られた結論は次のとおりである。

- (1)大阪湾泉州沖の大深度から採取した試料の一軸圧縮試験結果をみると、深度 70 m 以深から採取した試料の乱れは主にクラック型であると考えられる。三軸 UU 試験の強度は概ね一軸圧縮強度よりも大きい、これは三軸 UU 試験によってクラックの影響が除去されたことによると考えられる。

- (2) 深度 25 ~ 400 m から採取した乱さない試料を用いた一連の三軸試験の結果からこの地域の粘土のせん断特性性を明らかにした。

- (3) 第7章で示した提案法を用いて、 $q_u$  法の強度と簡易 CU 強度  $s_{u,2}$  の関係より、不攪乱洪積粘土試料の品質を評価すると、全体として試料の乱れの程度は適度のレベルよりもやや大きいと判定された。また、 $\bar{s}_u$  のかわりに三軸 UU 試験の強度の平均  $\bar{s}_u'$  を用いて第7章で示した提案法に適用した結果、 $\bar{s}_u'$  は  $s_{u,2}$  の 80 ~ 90% であり、乱れが適度よりもやや少ない強度を与えることがわかった。以上の結果から、大深度粘性土地盤の強度の評価には  $q_u$  法は適用できないと考えられる。

## あとがき

土質工学の分野では、厳密な部分（理論、研究）とあいまいな部分（実際の設計、施工）が同居している場合がある。筆者は、三主応力制御三軸試験機という複雑な土質実験を大学の卒業研究で勉強した後に土質部土性研究室に就職したが、実際の設計現場において、ランダムとっていいほどばらついている試験データの真ん中に大胆に引かれた線で定数が決められている事実を知って、少なからぬショックを受けた思い出がある。

粘土の強度に関してはいわば三軸試験が厳密な方の代表で、一軸試験はあいまいな方の代表であるといえる。大学・研究所など、研究の場では三軸試験を使うのはごく一般的であり一軸試験はほとんど行われていないが、実際の設計では三軸試験の結果が全く活用されていない。いわば、研究と現場とがそれぞれ独自の世界を作っているような状態である。もちろん、現行の一軸圧縮強度を中心とした設計法は一定の根拠のもとづいたものであるが、このような研究と実務とのかい離は重要な問題であると考えられる。

本研究は、このような問題に自分なりの回答を出したという目的で開始したが、長年つき合っている三軸試験を実用の場でもなんとか役に立つものにしたい、という気持ちもあった。

本研究では、まず現行の一軸圧縮強度による強度決定法を見直して、その問題点を明らかにした。しかし、論文の中で述べているように、現行の方法はある条件のもとで十分に合理的な方法であり、これを全面的に否定する必要は無いと考えた。そのかわりに、現行の方法を補完する方法として、三軸試験を併用した新しい強度決定法を提案している。

土の強度を求めるにはいろいろな方法があり、ひとつの手段に過ぎない三軸試験にこだわるのは本筋では無いような気もするが、長い間気になっていたことに一応自分なりの区切りをつけたと感じている。もし本研究の成果が、現場と研究室とを結びつけることに多少でも貢献できるならば、幸いである。

新しい方法を提案してもこれが実務で用いられなければあまり意味はない。今後は、実務に携わる技術者の方々の協力を得て、種々の地盤での適用事例を増やす努力をしたいと考えている。関係各位のご理解とご協力を、心からお願いする次第である。

（1990年9月28日受付）

## 謝 辞

この論文は、筆者が1986年から1990年にかけて運輸省港湾技術研究所土質部において行った研究の成果をまとめたものです。この間、終始、筆者の研究を支えてくださった土質部土性研究室、地盤調査研究室、滑走路研究室の方々に深く感謝の意を表します。とりわけ、小林正樹土性研究室長には筆者の自由、勝手な研究を温かく支えていただきました。また、田中洋行地盤調査研究室長には本研究について数え切れないほどのディスカッションにつきあっていただきました。両氏に厚くお礼申し上げます。

東京大学 石原研而教授には、本論文の構成、結論のまとめ方など全般について懇切なご指導を賜りました。また、東京大学生産技術研究所 龍岡文夫助教授には、本論文全体について貴重なご指摘をいただき、本研究に関連する重要な文献を紹介していただいたことによって考察を深めることができました。さらに、東京大学生産技術研究所 片山恒雄教授、山崎文雄教授、東京大学工学部 東畑郁生助教授からは、有益な討議とご助言をいただきました。ご指導をいただいた諸先生方に深く感謝いたします。

本研究では数百本にのぼる三軸試験のデータを用いていますが、これらの実験は、中島謙二郎氏（運輸省第4港湾建設局）、菊池善昭氏（土質部主任研究官）、水上純一氏（土性研究室）、平良聡氏（㈱沖縄技術コンサルタント）、今岡靖氏（復建調査設計㈱）、川口浩氏（応用地質㈱）、小泉和広（㈱ダイヤコンサルタント）の方々によって実施されたものです。不撓乱試料の入手及び現場のデータの解析については、運輸省第2港湾建設局横浜調査設計事務所と関西国際空港株式会社のご協力をいただきました。本研究を進める上で、歴代の土質部長であられた梅原靖文氏、西村隆夫氏、佐藤勝久氏には終始激励のことばをいただきました。各位に深くお礼申し上げます。

最後に、今日まで筆者を常に励まし、研究と生活を力強く温かく支えてくれた家族に心から感謝します。本当にありがとうございました。

記号表

$A$	: 三軸供試体の初期断面積	$q_{wp}$	: 乱れが無い場合の $q_u$
$A_f$	: 間隙水圧係数	$q_{u1}$	: 粘土分含有率で補正した一軸圧縮強度
$C_c$	: 圧縮指数	$q_{u2}$	: 塑性指数で補正した一軸圧縮強度
$C_{c10}$	: 基準の $e \sim \log p$ 曲線において圧密圧力が 10 kgf/cm <sup>2</sup> のときの圧縮指数	$R$	: 過圧密比 (OCR)
$C_{cmax}$	: $e \sim \log p$ 曲線において $C_c$ が最大の時の圧密圧力の 5 倍の圧密圧力における圧縮指数	$r$	: 攪乱比
$C_a$	: 二次圧縮指数	$r_c$	: 圧縮指数比
$c_1 \sim c_6$	: 一軸圧縮強度に関する補正係数	$s_u$	: 最大軸差応力の 1/2 で定義される比排水せん断強度
$c_1$	: 試料採取時の乱れによる強度の低下に関する補正係数。	$\bar{s}_u$	: $q_u/2$ の平均値として求めた非排水せん断強度, $q_u$ 法の強度
$c_2$	: 強度の異方性に関する補正係数	$s_{u1}$	: ベーラム-半沢法によって求めた非排水せん断強度
$c_3$	: せん断速度に関する補正係数	$s_{u2}$	: 簡易 CU 試験による強度
$c_4$	: すべり面の角度を 45° と仮定することによる誤差に関する補正係数。	$s_{u3}$	: SHANSEP 法 (シャンセップ法) によって求めた強度
$c_5$	: 軸対称応力条件と平面ひずみ応力条件の違いに関する補正係数。	$s_u^*$	: 安定解析に用いるべき地盤の代表的な強度
$c_6$	: 進行性破壊に関する補正係数。	$s_{uc}$	: 土被りまで $K_0$ 圧密した後の圧縮強度 (ベーラム-半沢法)
$C_{up}$	: 完全試料の非排水せん断強度 (中瀬・日下部・野村の式)	$s_{ue}$	: 土被りまで $K_0$ 圧密した後の伸張強度 (ベーラム-半沢法)
$C_{us}$	: 採取した試料の $q_u/2$ ( " )	$\bar{s}_u'$	: 三軸 UU 試験における最大軸差応力の 1/2 の平均
$E_{50}$	: 一軸圧縮試験における正割係数	$s_r$	: 強度の低下率
$E_{50p}$	: 完全試料における正割係数	$(s_{uc}/\sigma_{vc})_R$	: 過圧密比 $R$ における圧密圧力で正規化された圧縮強度 (SHANSEP法)
$e$	: 間隙比	$(s_{ue}/\sigma_{vc})_R$	: 過圧密比 $R$ における圧密圧力で正規化された伸張強度 (SHANSEP法)
$e_0$	: 初期間隙比	$t$	: 時間
$e_{10}$	: 基準の $e \sim \log p$ 曲線において圧密圧力が 10 kgf/cm <sup>2</sup> のときの間隙比	$u$	: 過剰間隙水圧
$e_{s,d}$	: ある圧力に対して基準の $e \sim \log p$ 曲線から求められる間隙比	$u_f$	: 軸差応力最大時の過剰間隙水圧
$H_0$	: 三軸試験供試体の初期高さ	$V_0$	: 三軸試験供試体の初期体積
$I_p$	: 塑性指数	$w_L$	: 液性限界
$k$	: 応力比 $\sigma_h'/\sigma_v'$	$w_P$	: 塑性限界
$K_0$	: 静止土圧係数	$\Delta w$	: ベーラム-半沢法または簡易 CU 試験において圧密による含水比の低下量
$K_{0n}$	: 正規圧密時の $K_0$ (静止土圧係数)	$\alpha$	: 砂分の多い粘性土の一軸圧縮強度の補正に用いる係数
$K_{0R}$	: 過圧密時の $K_0$	$\beta$	: " "
$m$	: 過圧密比と $K_0$ の関係を示す実験定数	$\epsilon_a$	: 三軸試験における軸ひずみ
$p'$	: 有効平均主応力	$\epsilon_h$	: 三軸試験における側方ひずみ
$p$	: 土被り圧	$\epsilon_v$	: 三軸試験における体積ひずみ
$p_c$	: 圧密降伏圧力	$\epsilon_f$	: 軸差応力が最大の時の軸ひずみ (破壊ひずみ)
$q$	: 軸差応力	$\epsilon_0$	: 圧密試験において土かぶり圧まで圧密したときの体積ひずみ
$q_u$	: 一軸圧縮強度	$\theta$	: クラックの角度
$\bar{q}$	: $q_u$ の平均値		

- $\phi'$  : 有効応力に関するせん断抵抗角
- $\sigma_1'$  : 最大有効主応力
- $\sigma_3'$  : 最小有効主応力
- $\sigma_a'$  : 鉛直方向有効圧力
- $\sigma_b'$  : 水平方向有効圧力
- $\sigma_{ac}$  : 三軸試験における軸方向圧密圧力
- $\sigma_c$  : 三軸 CIU 試験における圧密圧力
- $\sigma_p'$  : 完全試料の残留有効応力

港湾技研資料 No. 688

1990・12

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

Edited by the Port and Harbour Research Institute  
Nagase, Yokosuka, Japan.

Copyright © (1990) by P.H.R.I

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P. H. R. I.

この資料は、港湾技術研究所の承認を得て刊行したものである。したがって、本資料の全部又は一部の転載、複写は、港湾技術研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。