

運輸省港湾技術研究所

港湾技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE

MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 27 NO. 1 MAR. 1988

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN

港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第27巻 第1号 (Vol. 27, No. 1), 1988年3月 (Mar. 1988)

目 次 (CONTENTS)

1. 大水深混成堤の耐波安定性に関する研究 (第1報)
—台形型直立部に働く波力および滑動安定性—
.....谷本勝利・木村克俊・宮崎啓司..... 3
(Study on Stability of Deep Water Breakwaters against Waves
(1st Report)—Wave Forces on Upright Section of Trapezoidal
Shape and its Stability against Sliding—
.....Katsutoshi TANIMOTO, Katsutoshi KIMURA and Keiji MIYAZAKI)
2. 極値統計におけるプロットング公式ならびに推定値の信頼区間に関する数値的検討
.....合田良実.....31
(Numerical Investigations on Plotting Formulas and Confidence
Intervals of Return Values in Extreme Statistics.....Yoshimi GODA)
3. 一軸圧縮強度のばらつきとその要因について
.....土田 孝・小林正樹・山川 匠・平良 聡.....93
(Effect of Fissures on the Undrained Strength of Clay
..... Takashi TSUCHIDA, Masaki KOBAYASHI, Takumi YAMAKAWA
and Satoshi TAIRA)
4. 鉄筋コンクリート被覆による腐食鋼管杭の補修工の耐力特性
.....清宮 理・千葉照男・横井聡之... 125
(Mechanical Properties of Repaired Steel Pipe Pile Covered by Reinforced
Concrete Osamu KIYOMIYA, Teruo CHIBA, and Toshiyuki YOKOI)

3. 一軸圧縮強度のばらつきとその要因について

土 田 孝* ・ 小 林 正 樹**
山 川 匠*** ・ 平 良 聡****

要 旨

一軸圧縮強度のばらつきの要因を調べるため同一の地盤で異なる調査者によって行われた土質調査事例を解析した。また、ばらつきの要因として従来あまり考慮されなかったクラックの影響を調べるため一連の室内試験を行った。これらの結果、次のような結論が得られた。

(1) 東京湾と大阪湾のほぼ均一な海底地盤で、異なる調査者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一軸圧縮強度 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は 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、試料採取時の乱れは変形係数 E_{s0} に顕著に表れるとされていた。今回の事例で E_{s0} と q_u の関係に着目すると、東京湾の事例に関しては従来の考え方があてはまるものの、大阪湾の事例についてはあまりあてはまらなかった。

(3) 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から、供試体中にクラックがある場合は、 E_{s0} が従来の繰り返しまたは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ることがわかった。また、破壊時のひずみ ϵ_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。

(4) 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、乱れによる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いる。このことは、石井らによって報告されているサンプラーのX線透過試験の結果を考察することによっても確認できる。

(5) 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。また、三軸 CK₀U 試験によってクラックの影響を除去した強度および応力ひずみ関係を求めることができる。

(6) 飽和した粘性土については、現在の設計法の中で、三軸 UU 試験の強度を q_u に替って用いて設計してもよいと考えられる。

キーワード：一軸圧縮試験，室内実験，三軸圧縮試験，サンプリング，試料の乱れ

* 土質部 主任研究官 (海洋土質担当)
** 土質部 土性研究室長
*** 土質部 土性研究室
**** 研修生 (關沖組技術コンサルタント)

3. Effect of Fissures on the Undrained Strength of Clay

Takashi TSUCHIDA*, Masaki KOBAYASHI**,
Takumi YAMAKAWA***, Satoshi TAIRA****

Synopsis

The unconfined compression strength q_u is a fundamental soil parameter to estimate the strength of marine clays. Because of the disturbance during handling and sampling, q_u value generally has the large scatter. To study the characteristics of the scatter, the analysis of the soil investigation results of two case records and a series of laboratory tests are carried out. The main conclusions are as follows:

(1) Two types of sample disturbance effect the scatter of q_u . One is "remolding" type, and the other is "fissure" type.

(2) With "remolding" type disturbance, the secant modulus \bar{E}_{50} decreases more than q_u . While, with "fissure" type disturbance, the reduction of \bar{E}_{50} is as much as that of q_u .

(3) Two types of sample disturbance are observed in two soil investigation results which were carried out in Tokyo Bay and Osaka Bay.

(4) As for the samples with "fissure type" disturbance, the undrained unconsolidated triaxial test gives better estimation of the strength than unconfined test.

Key Words: Unconfined Compression Test, Laboratory Test, Triaxial Compression Test, Sampling, Sample Disturbance

* Senior Research Engineer.

** Chief of Soil Mechanics Laboratory.

*** Member of Soil Mechanics Laboratory.

**** Okinawa Gizyutu Consultant (Trainee of Soil Mechanics Laboratory).

目 次

要 旨	93
1. はじめに	97
2. 一軸圧縮強度におよぼす乱れの影響	97
2.1 一軸圧縮強度の工学的な意味	97
2.2 試料採取時の乱れが一軸圧縮強度におよぼす影響	98
2.3 乱れの影響の補正法	99
3. 異なる調査者によって求められた一軸圧縮強度の違い	100
3.1 東京湾における土質調査の事例	101
3.2 大阪湾における土質調査の事例	103
4. 一軸圧縮強度におよぼすクラックの影響	108
4.1 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	108
4.2 人工的にクラックを与えた粘土試料による室内試験	110
4.3 考 察	114
5. クラックを有する粘土試料の強度の補正のための三軸試験の適用性	117
5.1 三軸 UU 試験	117
5.2 三軸 CK ₀ U 試験	119
5.3 三軸試験の実際問題への適用性	121
6. ま と め	122
あとがき	122
参考文献	122
付 録	123

1. はじめに

港湾構造物の設計において海底地盤の強度は基本的なデータである。軟弱地盤の多い我が国においては地盤の強度が構造物全体の建設費用にも大きな影響をあたえている。粘土地盤の強度を測定する方法としてはいろいろなものがあるが、我が国では一軸圧縮試験がもっとも一般的な方法として用いられている。一軸圧縮試験は非常に簡単な力学試験でありまた土試料を直接観察して試験できるなどの長所がある半面、試験結果が試料採取時の乱れの影響を強く受けるという大きな欠点もあることは、従来から指摘されているとおりである。一軸圧縮試験の問題点については多くの技術者によって研究され議論されてきたが、実務の面では約20年間にほとんど目だたった改善が行われてこなかった。これは一軸圧縮試験による粘土地盤の強度の測定が構造物の設計や施工にきわめて密接な関連がありまたすでに非常に多くの実績を有する方法であるために、かえってこれを変更あるいは改善するには相当にしっかりした理由づけが必要であることを示している。

一軸圧縮試験の問題点の一つは、試料採取時の乱れによって強度を過小評価する可能性があるにもかかわらず現在はこの乱れの程度を評価する方法が無いことである。かりに、報告された一軸圧縮強度が必要以上の乱れの影響を含んでいるのではないかという疑いがある場合でも、これらを定量的に評価する方法がないため現状では調査のやり直しをするぐらいの対策しかない。このことは、一軸圧縮試験の問題点と言うよりもむしろ一軸圧縮試験以外で粘土地盤の強度を決定する実績のある方法が無いという現行の強度決定法の問題点ともいえる。静的コーン貫入試験等の原位置試験の結果もいわば一軸圧縮強度にすりあわせて用いられているのが実情であり、コーンの換算係数も結局は同じ地盤の一軸圧縮強度と一致するように経験的に決められている場合が多い。また、三軸試験はこの20年間で広く普及するとともに試験機としての性能は大幅に向上したが、実務の面では三軸試験によって求められた強度が設計法のみで全く位置付けられていないため地盤の強度の決定にはほとんど用いられていないのである。したがって、設計者の立場では試料の乱れの大小にかかわらず一軸圧縮強度をとにかく地盤の強度として用いる以外に選択の余地が無いということになる。

もうひとつの問題点は、一般に一軸圧縮強度はばらつきが大きいことである。現行では一軸圧縮強度の平均値をもって地盤の強度としているが、このように「ばらつ

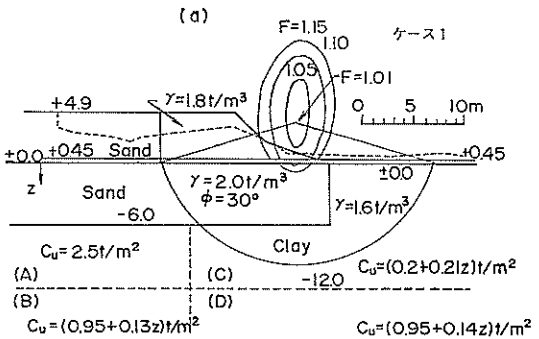
きの大きい中の平均値」といったややあいまいな定数が地盤の強度の基本となっていることは、他の試験法との比較を困難にし、新しい試験・設計法を実務に適用するうえでの障害となっている。設計の基本となる定数としては、よりばらつきの少ないものが望ましいと考えられる。

本報告は、一軸圧縮試験の正しい位置づけと新しい強度決定法を開発することを目的とした研究の一部をとりまとめたものである。ここでは、東京湾と大阪湾のほぼ均一な海底地盤で、異なる調査者によって実施された土質調査事例を解析して一軸圧縮強度のばらつきの要因について考察した。その結果、ばらつきの要因として土試料内に生じるクラックに着目し一連の室内試験を行ってクラックの一軸圧縮試験におよぼす影響、三軸試験の適用性について検討している。

2. 一軸圧縮強度におよぼす乱れの影響

2.1 一軸圧縮強度の工学的な意味

粘性土地盤の強度を決定する方法として一軸圧縮試験が適当であることの最も大きな根拠となっている研究は、1967年に中瀬によって行われた。中瀬は昭和30年代の後半から40年代の前半にかけて全国各地で実施された港湾工事において地盤のすべりが生じた事例5件を詳細に解析した。一般に土構造物の真の安全率がいくつであるかを知ることはきわめて困難であるが、実際に地盤にすべりを生じた場合については安全率は1になっていたと考えられる。したがって、これらの破壊事例は設計に用いられている各種の仮定の信頼度を確認するための貴重なデータであるといえる。図-1に中瀬による解析の一例(干拓堤防の例)を示した。図のように、修正フェレニウス法で計算したすべりの安全率 F は、粘性土地盤の強度を一軸圧縮強度 q_u の「平均値」(図中のケース1)とした場合に1に近く破壊事例を非常によく説明している。また、図中で安全側の値として q_u の最小値を



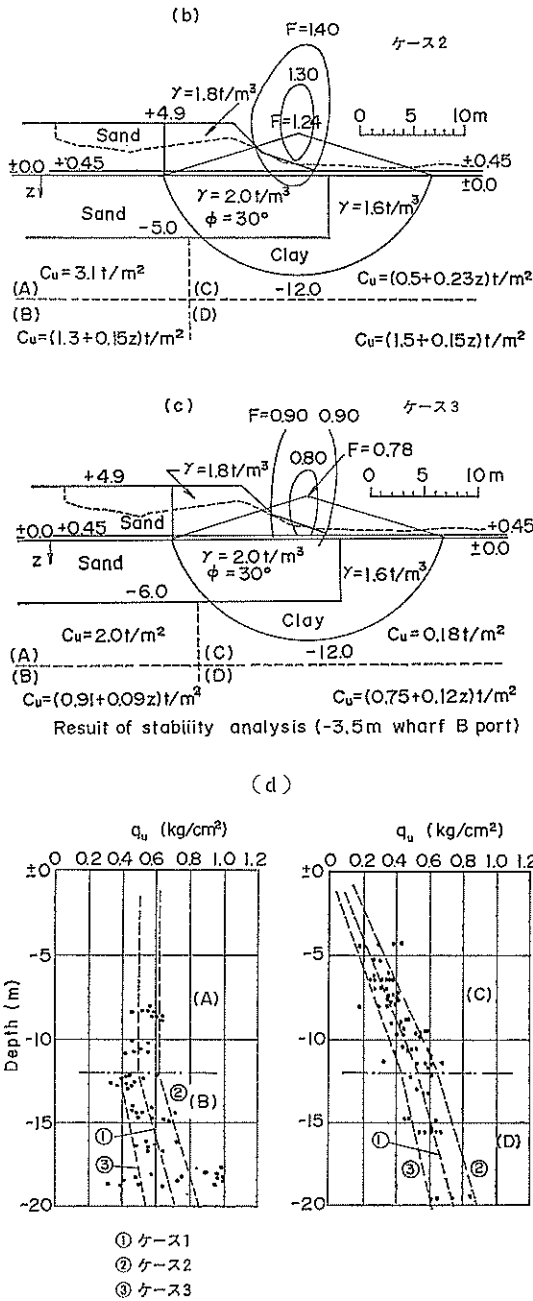


図-1 一軸圧縮強度と安定解析 (中瀬による)

地盤の強度として採用したケース3は F を過小に評価し、一方乱れによって q_u が低下することを考慮して q_u の最大値を採ったケース2では F を過大に評価していることがあきらかである。中瀬は、このことから q_u の平均値によって粘土地盤の強度とすることが工学的に

有効であるとした。ここでは、中瀬が確立し現在広く用いられている q_u による粘土地盤の強度決定法を q_u 法と呼ぶことにする。

一方で三軸試験など高精度の室内試験によって粘性土の力学特性を詳しく調べられた結果によると、一軸圧縮強度を地盤の代表的な強度とすることには種々の問題点があることも明らかになっている。これらは主に次のようにまとめることができる。

- ① サンプルング時の乱れによる強度の低下
- ② 急速せん断によって過大な強度を測定する効果
- ③ 圧縮強度が粘性土の強度を代表しない (強度の異方性)
- ④ $\phi=0$ の仮定 (粘性土の内部摩擦角の無視)
- ⑤ 軸対称ひずみ条件 (一軸圧縮試験) と平面ひずみ条件 (現場) の違い
- ⑥ 進行性破壊の可能性

このような問題点がありながら q_u が粘土地盤の強度の代表値とし安定解析に用いて適切な安全率を与えるのは、①～⑥の要素が全体としてうまくバランスしていることによると考えられる。すなわち、 q_u の平均値が①や⑤のように q_u が地盤の強度を安全側に (過小に) 評価する要素と、②, ③, ④, ⑥のように地盤の強度を危険側 (過大に) 評価する要素とが、うまく相殺していると推定されるのである。このことは①～⑥の個々の要素についてのみ補正を行うことは設計法全体としてのバランスを崩す危険性があることを意味する。たとえば、乱れによる強度の低下のみを完全に補正した場合は、②, ③, ④, ⑥で示される強度を過大評価する要素のために全体としての安全率を過大評価してしまうと考えられるのである。

以上のことから、 q_u を補正したりあるいは q_u にかわる地盤強度を用いる場合には、現行の q_u 法をささえている①～⑥のそれぞれの要素のバランスに関して十分な注意をはらわなければならないことになる。

これらの要素の中で定量的評価がもっとも困難なものが①の乱れの影響であり、 q_u 法にかわり他の強度決定法を実務に採用しようとする場合の問題点となっているのである。

2.2 試料採取時の乱れが一軸圧縮強度におよぼす影響

q_u が乱さない土試料によって求められなければならないことは q_u 法の大前提であるが、いわゆる「乱さないサンプリング」によって採取された「乱さない試料」でも、地中から強制的に取り出す過程で不可避的にある程度の乱れを受けている。現行の設計法が一軸圧縮強度

の①～⑥の各要素のバランスに依存しているということは、いいかえると「適度な」乱れによる強度の低下が設計法の前提になっているといえることができる。

土試料の乱れの影響は多くの研究者、技術者によって究明されてきたが、我が国の沖積粘土に関しては一連の実験的研究が奥村によって行われている²⁾。奥村によれば、試料の乱れの力学的諸定数の影響は攪乱比という量で統一的に把握でき、定量的に評価できる。ここで攪乱比 r は次式で定義される。

$$r = \frac{\text{完全試料内の残留有効応力}}{\text{試料内の残留有効応力}} \quad (1)$$

ここで完全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さ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り、横浜本牧粘土の場合原位置での理想試料の強度の約88%になっている。

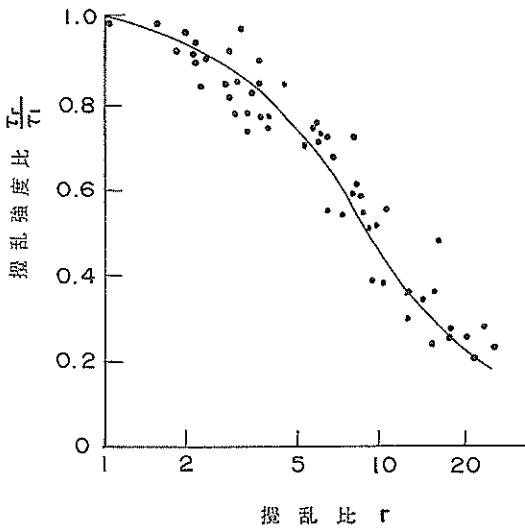
奥村によれば、乱れによる強度の低下や変形係数の減少は r によって一義的に表されるとし、図-2(a), (b)の関係を示した。図-2をみると明らかに攪乱による強度の低下よりも変形係数の減少が顕著である。

また、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 r を求め、図-3に示す攪乱強度比(攪乱を受けた試料の強度と完全試料の強度の比)の頻度分布を求めた。図より乱さないサンプリングによって得られる試料の強度は理想強度に対し平均30%程度低下している。奥村の結果は、かなり注意深くサンプリングされた試料についてのものであり土の種類も限られているが、一軸圧縮強度において「適度な」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。

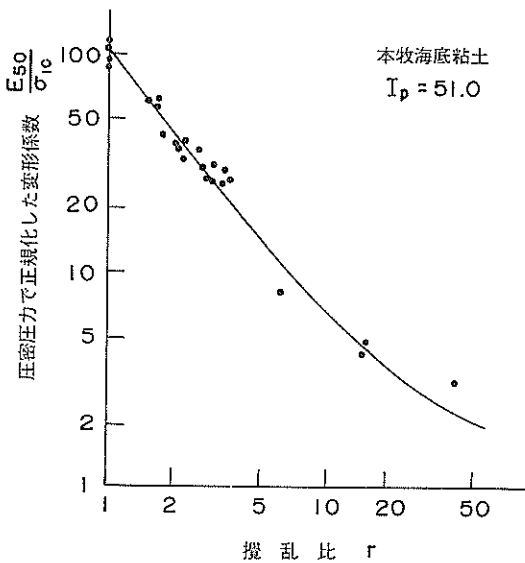
実際の土試料の乱れの程度は、サンプリング技術の良否すなわち採取された試料の品質によって大きく変るため、常に「適度な」レベルであるという保証はない。したがって、個々の試料についての定量的な品質評価がきわめて重要になる。

2.3 乱れの影響の補正法

奥村は、それぞれの土について室内試験で図-2の関



(a)



(b)

図-2 攪乱比と強度および変形係数の関係

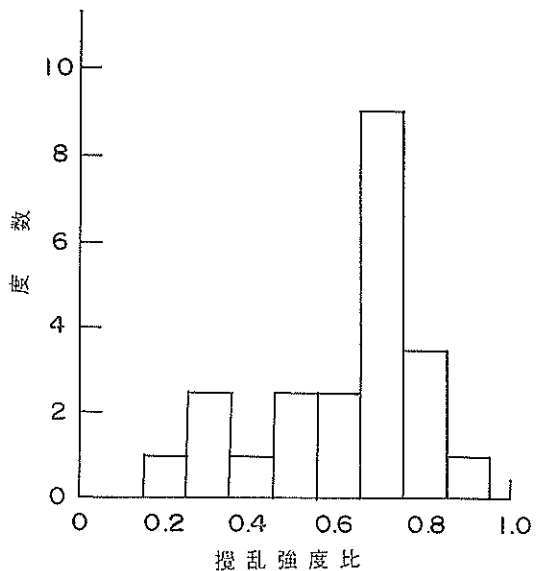


図-3 乱さない試料の攪乱強度比

係を求め、変形係数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。中瀬・日下部・野村³⁾は奥村の方法をさらに拡張し、個々の試料について室内試験を行わないで同様の補正を行うために、次式を提案している。

$$c_{up}/c_{us} = \left[\frac{41}{\{(0.019I_p + 1.017)^2 - 1\}} + 91 \right] / (E_{50}/p_0)^{0.088} \quad (2)$$

ここに c_{up} は完全試料の強度、 c_{us} は $q_u/2$ である。このように奥村の方法、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ものである。この補正によって乱れの影響が除去できるならば、サンプリングの技術の良否による試験結果の差を取り除くことになる。しかし、乱れの影響が完全に除去された場合は補正された強度を設計に用いるためには 2.1 で述べた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。

中瀬・勝野・小林⁴⁾は砂分の多い粘土の一軸圧縮強度の補正法を提案している。これは、砂分の多い場合一軸圧縮試験における乱れの影響が著しくなるので、通常の粘土と同程度の影響を受けた強度まで補正するものである。すなわち、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ろえ、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である。このような考え方はきわめて現実的であるが、粘土試料の乱れの程度を定量的に評価する方法が無いためこの考え方を通常の粘土にまで適用するのは困難である。

3. 異なる調査者によって求められた一軸圧縮強度の違い

これまでの考察によって、一軸圧縮強度が地盤の安定解析において用いられる代表的な強度として適切であるためには乱れの影響が「適度」であることの必要性が明らかになった。「適度」な乱れが他の危険側の要因と相殺して適切な強度を与えているのである。しかしなが

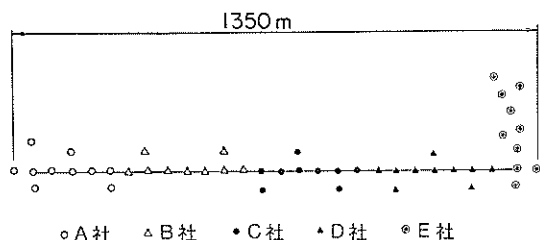


図-4 東京湾におけるボーリング位置図

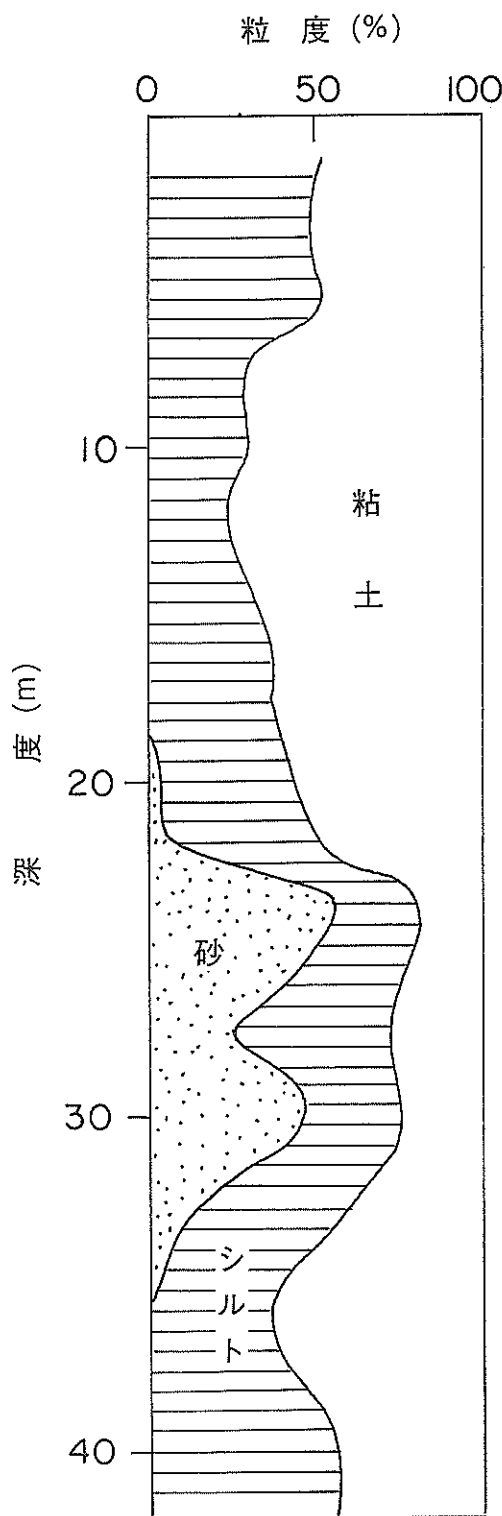


図-5 深度方向粒度分布

ら、一方で乱れの程度いいかえるとサンプリング試料の品質を定量的に判定する手法が確立していないことを考えると、実際の土質調査では乱れの程度に差がある試料による q_u が報告されている可能性がある。

現在ほとんどの土質調査は土質調査会社によって実施されているが、これらの会社は国内で約 300 社あり会社の規模や技術者の数にも大きな差がある。したがってボーリングやサンプリングの技術にも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。ここでは東京湾と大阪湾の土質調査事例を用い、同一の地盤で複数の会社によって行われた調査結果を比較することによって実際の現場でおこっている乱れの影響を調べた。

3.1 東京湾における土質調査の事例⁹⁾

東京湾のある港湾地域で行われたボーリングの事例を検討した。図-4に A, B, C, D, E 各社のボーリング位置図を示す。図のように海岸線と平行に各社とも 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い、試料の採取には固定ピストン式シンウォールサンプラーを用いている。調査試験は共通の仕様書にもとづいて行われている。

図-5は、ボーリングを行った地点の代表的な深度方向粒度分布である。この地点の水深は約13mであり、40m程度の軟弱な粘性土層が堆積している。図-6は各社によって求めら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

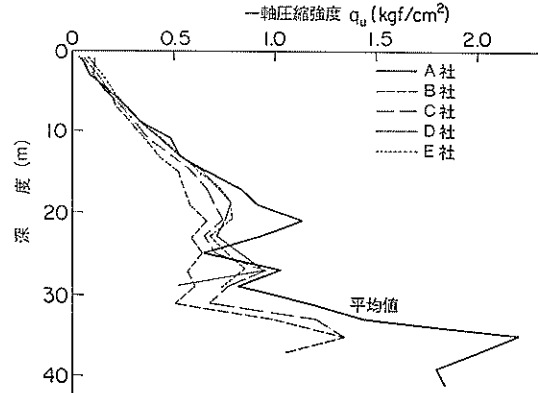


図-7 q_u の平均値の比較

に表層から深度20m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-7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。5~16m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-8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.でのべたように奥村によれば E_{50} は粘土試料の

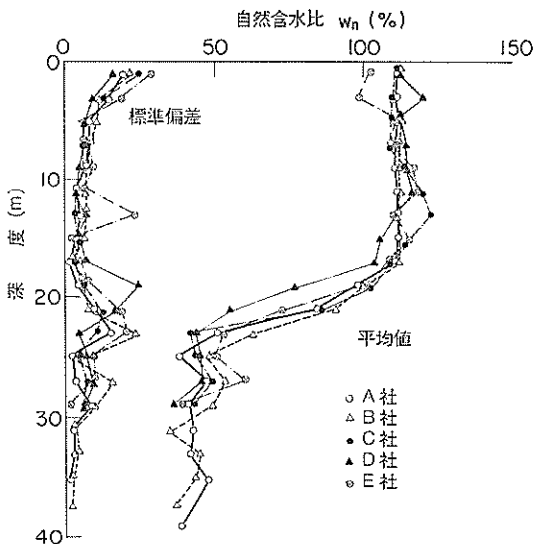


図-6 自然含水比の平均値と標準偏差

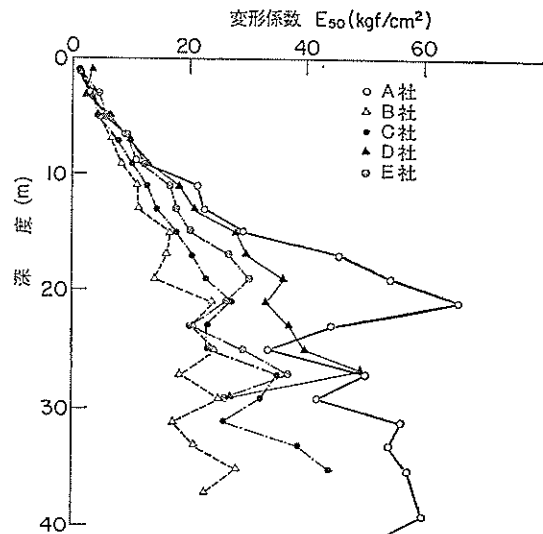


図-8 E_{50} の平均値の比較

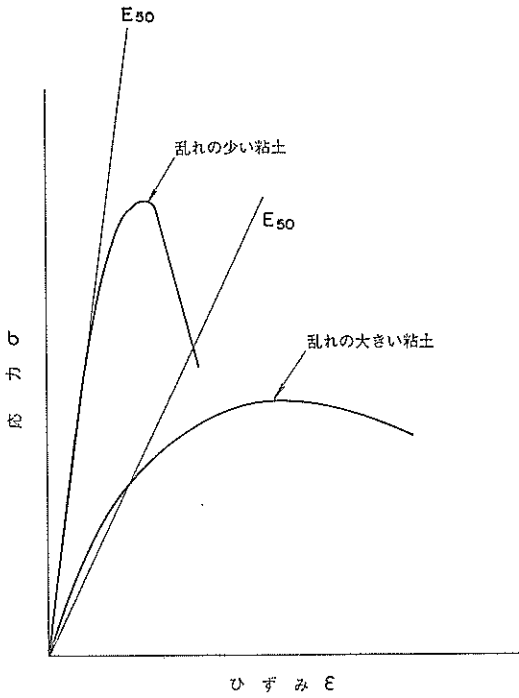


図-9 乱れによる応力ひずみ曲線の変化

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-9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

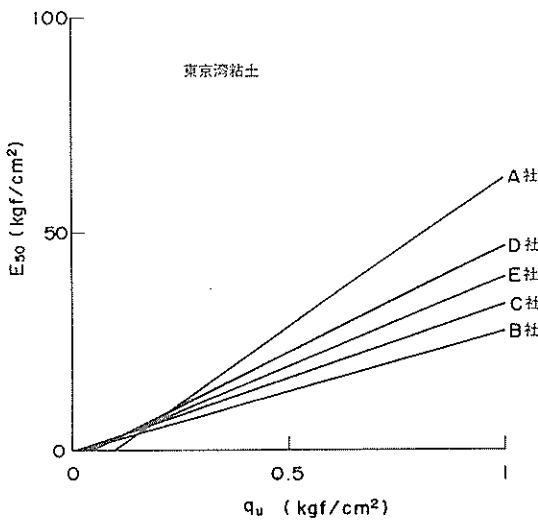


図-10 q_u と E_{50} の関係

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、すなわち比 E_{50}/q_u は小さくなる。図-10は q_u と E_{50} の関係を比較したものである。図のように $A > D > E > C > B$ 社の順に比 E_{50}/q_u はあきらかに大きくなっているが、この順番は図-7の q_u の比較とびつたりと

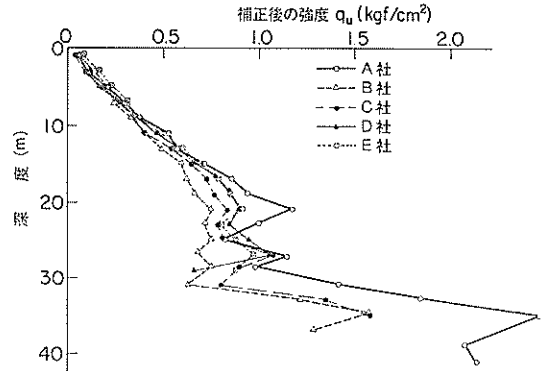


図-11 中瀬の補正法による強度の平均値

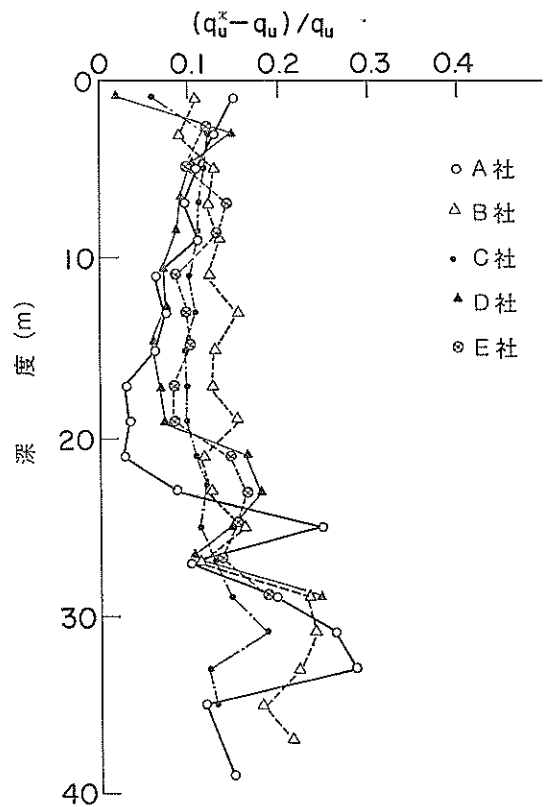


図-12 補正式による強度の補正分の平均値

対応している。以上の考察から、この事例においては図-9に示した乱れのパターンがほぼあてはまると考えられ、 $A > D > E > C > B$ 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。

中瀬らによって提案された変形係数 E_{50} による q_u の補正法は、図-9の関係を直接補正に用いたものであるといえる。中瀬らによる補正式(1)は東京湾の川崎粘土の室内試験結果から実験的に求められたものであり、今回の事例にはほぼ適用できると考えられる。

図-11に、各社によって報告された q_u に中瀬の補正法を適用した強度の平均値を比較した。また図-12は補正式による強度の増加率の平均値を比較したものである。図のように、乱れの大きいと考えられるB社の増加率がもっとも大きくなることにより補正後に各社の平均値の差が減少し、補正式の効果がみられる。しかし、(1)の補正式によっても $A > D > E > C > B$ 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ことを示している。図-13は補正の前後で q_u の変動係数を比較したものである。補正によって変動係数は約10%低下しているが、図-13をみるかぎり q_u のばらつきは補正によってもあまり減少しないといえる。このことは、地盤

のばらつきがもともと大きいあるいは(1)の補正式で補正できないような乱れがあることを示している。

3.2 大阪湾における土質調査の事例

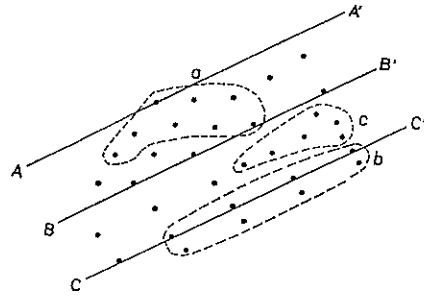


図-14 大阪湾におけるボーリング位置図

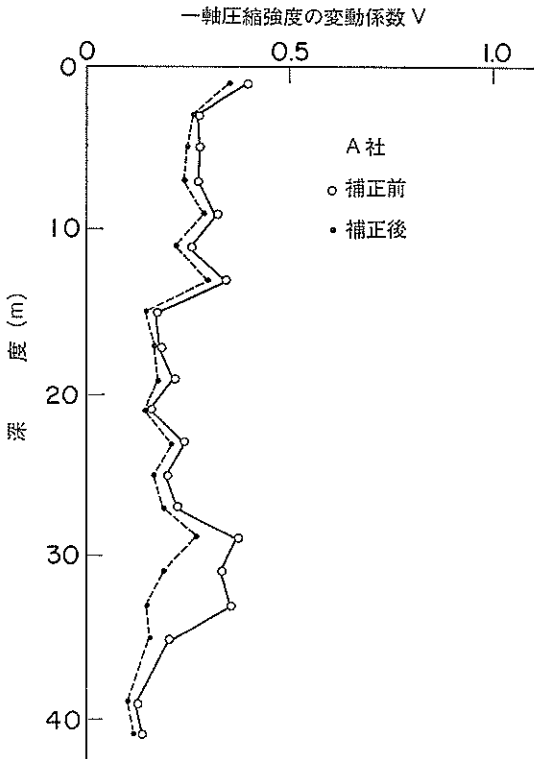


図-13 q_u の変動係数

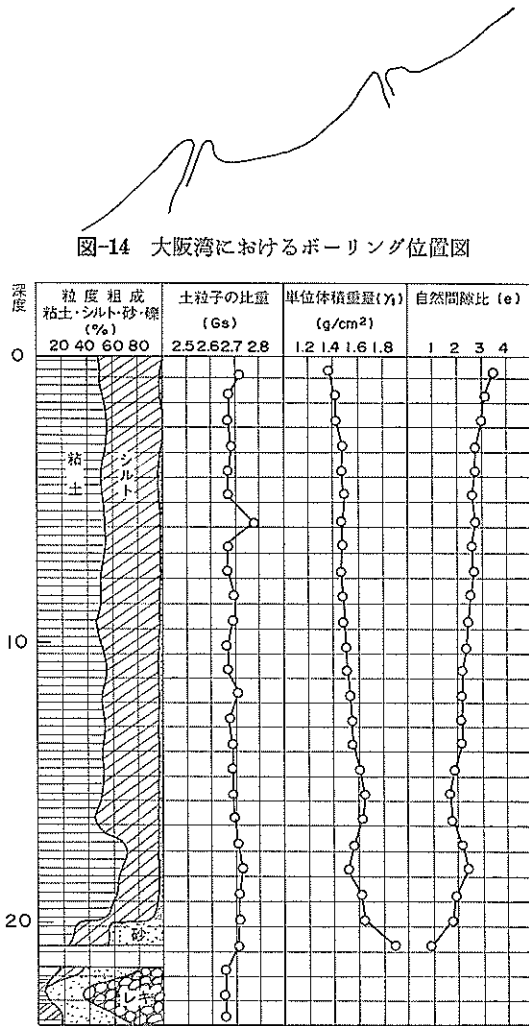
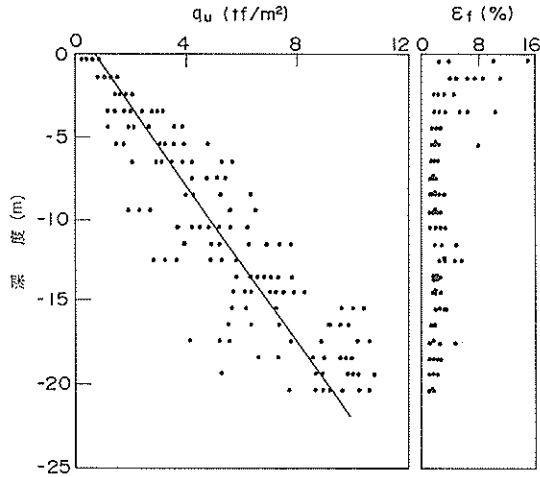


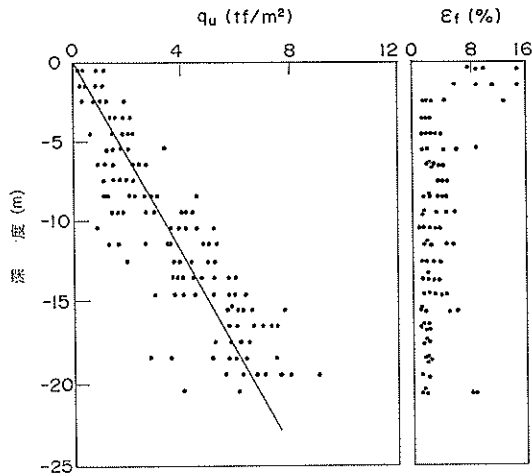
図-15 土質柱状図

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-14は対象とした地盤のボーリング位置図である。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。これらのグループ内の比較の対象としたボーリング孔も約200mほど離れているが、この地域の沖積粘土地盤はきわめて一様性が高く、工学的にはほぼ同一の地盤と判断しうると考えた。なお、この地区の土質の一様性の検討については付録に示している。

図-15はこの地域の代表的な地盤構成である。この地点では、水深が約20mで、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



(a) F社



(b) G社

図-17 深度と一軸圧縮強度の関係

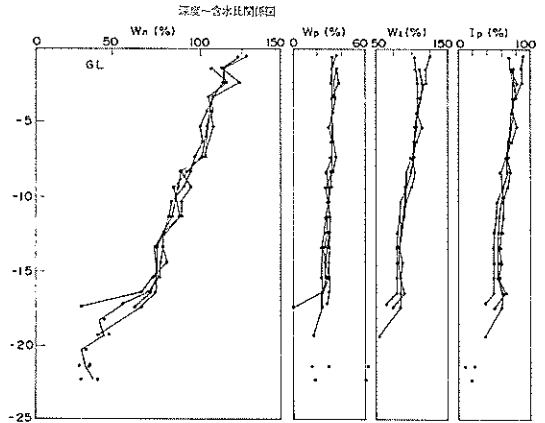


図-16 深度と自然含水比およびコンシステンシー指数の関係

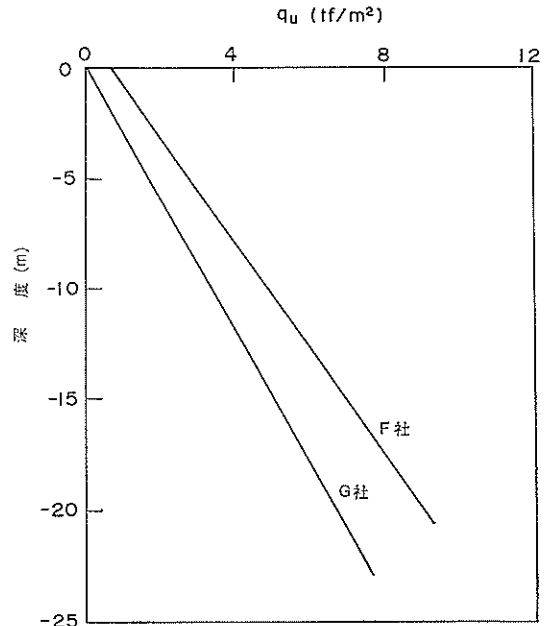


図-18 平均強度の比較

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。

① グループ a

図-16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るが、この地域の土質特性がほぼ同一であることを示している。図-17(a), (b)は両社による深度と一軸圧縮強度、破壊ひずみの関係であり、図-18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

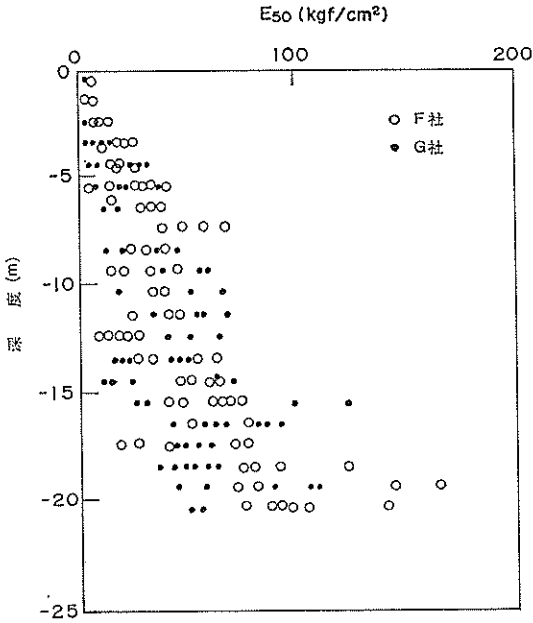


図-19 E_{50} の比較

れるが、破壊ひずみはほぼ2～3%で有為な差は無い。図-19は両社の変形係数 E_{50} 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ほとんど差がみられない。このことは E_{50} と q_u の関係と比較した図-20において顕著であり、 E_{50}/q_u の比は q_u が大きいE社の場合にむしろ小さくなっている。図-20は東京湾の事例における図-10と対照をなしている。

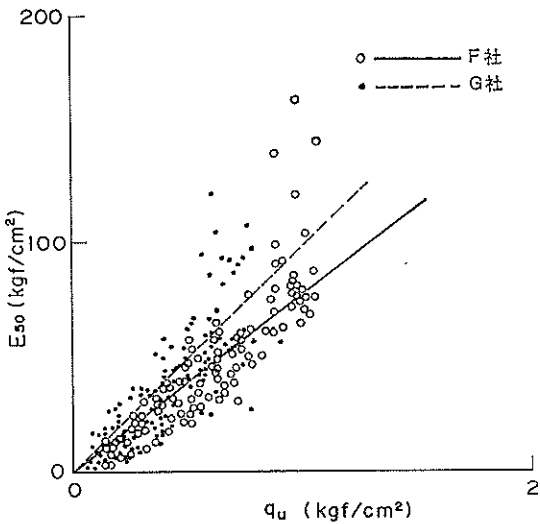


図-20 E_{50} と q_u の関係 (aグループ)

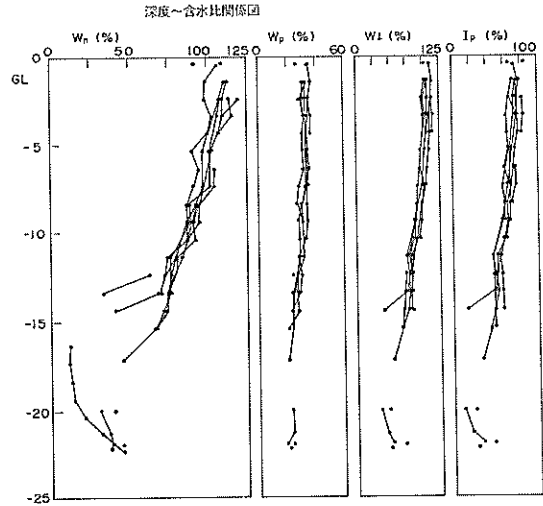


図-21 深度と自然含水比およびコンシステンシー指数の関係

② グループ b

図-21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-22(a), (b), (c)は3社の深度と一軸圧縮強度の関係であり、図-23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-24は3社の変形係

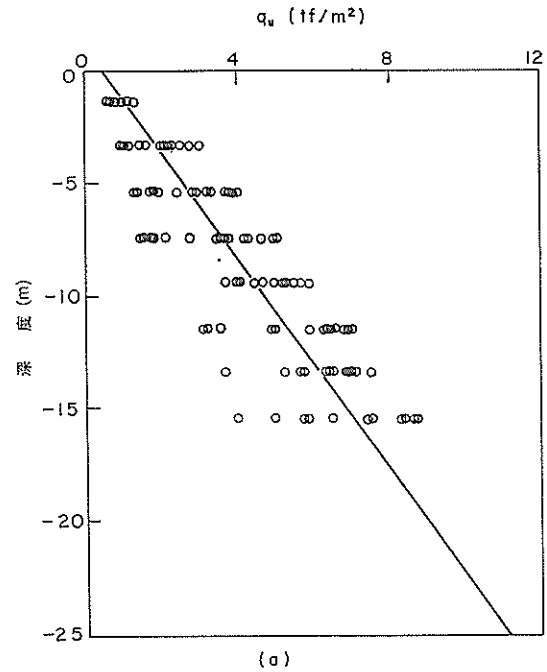


図-22(a) 深度と一軸圧縮強度の関係 (H社)

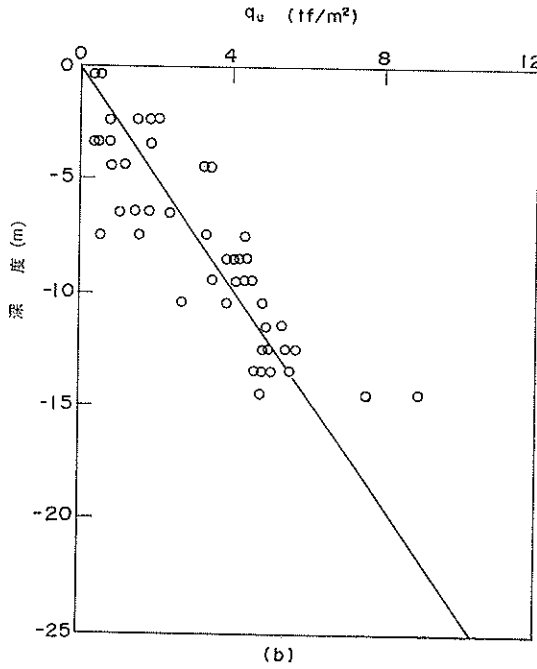


図-22(b) 深度と一軸圧縮強度の関係 (G社)

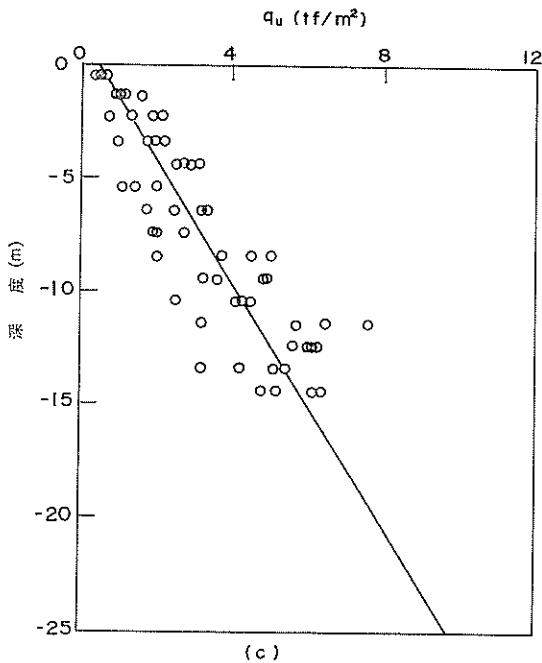


図-22(c) 深度と一軸圧縮強度の関係 (I社)

数 E_{50} と q_u の関係を示したものである。図のように各社ごとに E_{50} と q_u の関係は大きな差がみられ、 E_{50} と

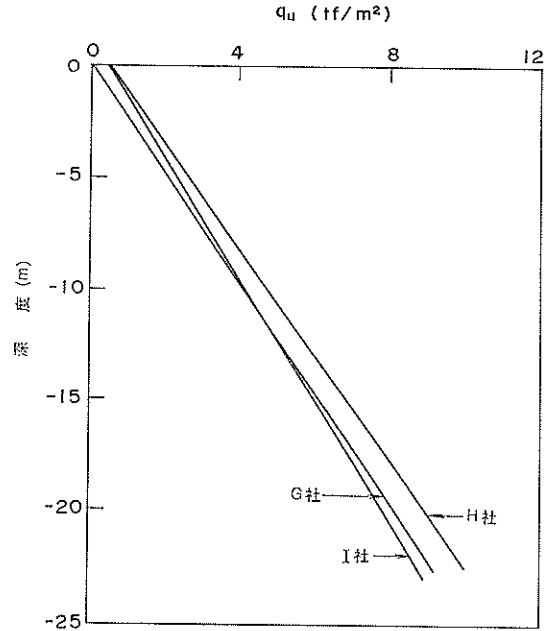


図-23 平均強度の比較

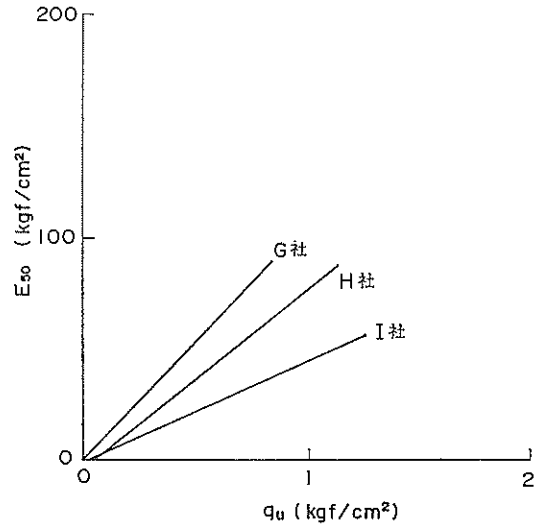


図-24 E_{50} と q_u の関係 (bグループ)

q_u の比の平均を比較するとH社, G社, I社それぞれ80, 104, 45となっており強度の差との関連がみられない。

③ グループc

図-25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-26(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-27に平均強度の比較を示した。図のようにJ社の強度はF社の強度に比

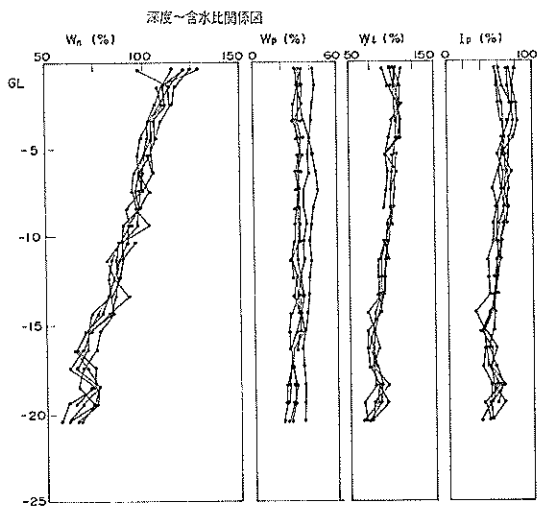
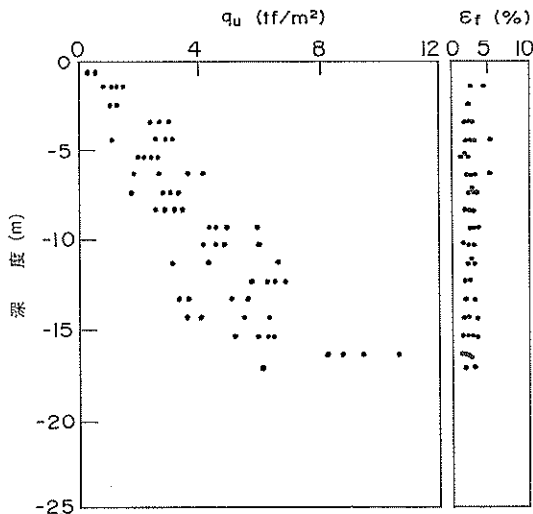


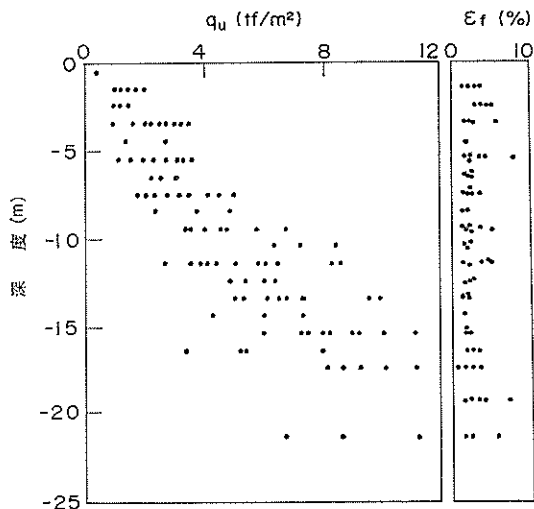
図-25 深度と自然含水比およびコンシステンシー指数の関係



(b)
図-26(b) 深度と一軸圧縮強度の関係 (J社)

べ約15%小さくなっている。図-28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。

以上3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が、平均強度で25~10%程度の差があることがわかり、東京湾の事例と同じ程度の差が認められた。しかし、東京湾の事例と異なり q_u の差には変形係数 E_{50} の差との明確な関連がみられず、 E_{50}/q_u について着目するとむしろ強度が小さい場合に E_{50}/q_u が



(a)
図-26(a) 深度と一軸圧縮強度の関係 (F社)

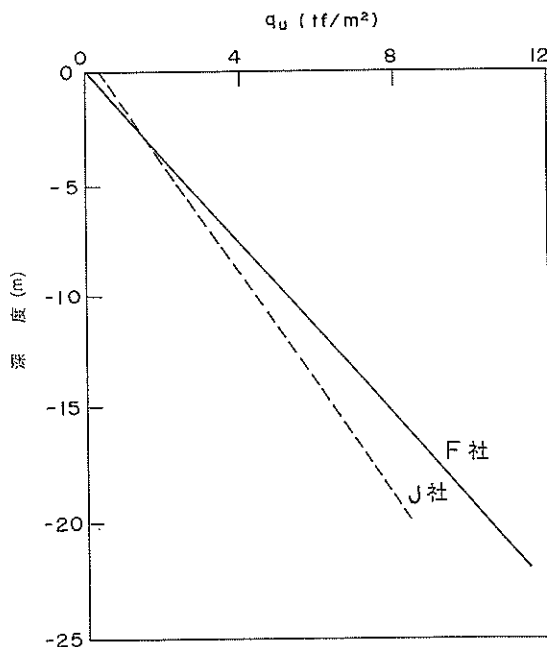


図-27 平均強度の比較

大きくなっている場合もあった。また、強度の差と破壊ひずみにも関連がみられず、このことは乱れの影響が図-9のように示されるパターンと異なっていると推定される。

図-29は、乱れによって破壊ひずみがあまり増加せず強度のみ低下する場合に考えられる応力ひずみ曲線を想

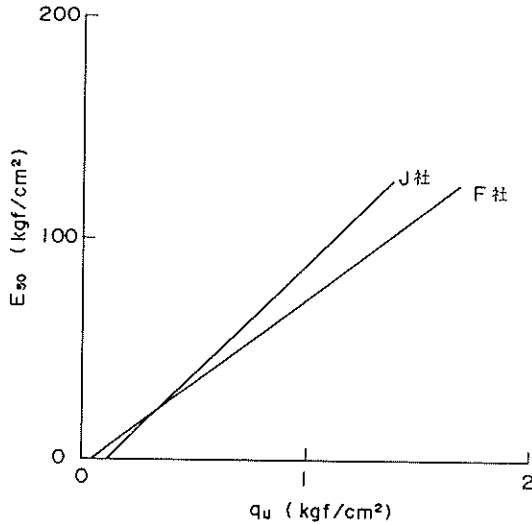


図-28 E_{50} と q_u の関係

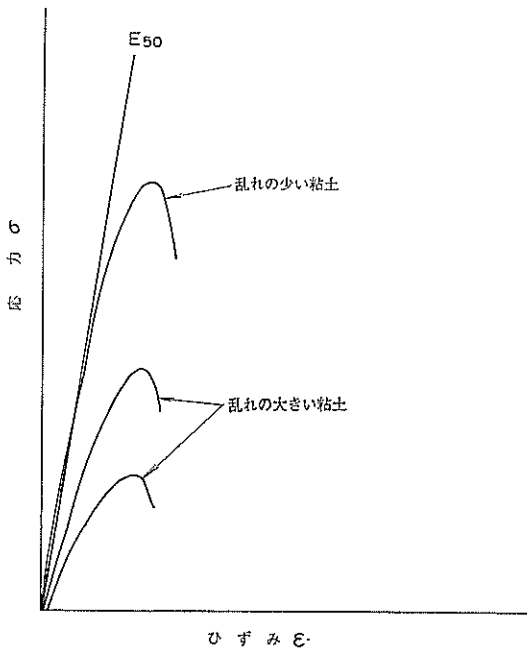


図-29 乱れによる応力ひずみ曲線の変化

定し、模式的に表したものである。図-29のような応力ひずみ曲線は個々の一軸圧縮試験の結果を細かく観察するとしばしばみられるものであるが、大阪湾の事例については図-29のようなパターンの乱れが卓越していた場合があったのではないかと推定できる。

4. 一軸圧縮強度におよぼすクラックの影響

土質調査事例の解析によって、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。 q_u の違いは、東京湾の事例においては変形係数 E_{50} の差との対応がみられ、図-9で示されるような乱れの影響が表れていると推定された。しかし、大阪湾の事例においては、 q_u の違いは E_{50} や破壊ひずみに関連がみられず、図-29に示されるような応力ひずみ関係になっていると考えられる。本章では図-29のような強度低下の原因として土試料中に発生するクラックの影響に着目してみた。

4.1 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

サンプリングされた粘土試料中のクラックの存在が一軸圧縮試験結果に及ぼす影響については、すでに石井らによって調べられている⁶⁾。

石井らはX線の透過によるサンプラー内の土試料の品質評価を試みた。石井らによれば、X線の透過により固定ピストン式シンワールサンプラーで採取された横浜大黒粘土の中に多くのクラックが観察されている。図-30はこれらのクラックをスケッチした例である。これらのうちのほとんどのクラックが試料の抜出しによって閉じてしまい、試料成形時に観察することは困難であったと報告されている。

図-31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約40%程度の強度の低下がみられる。次にクラックの影響が変形係数 E_{50} におよぼす影響をみたものが図-32である。図のように E_{50} はやや低下しているが低下の割合は強度の低下率とほぼ同様である。このことは E_{50} と q_u の比 E_{50}/q_u の比較

← 刃先

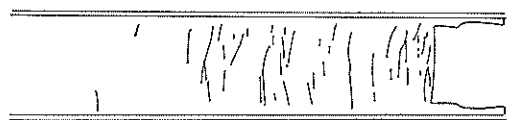
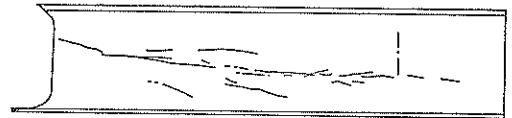


図-30 サンプラー内のクラック

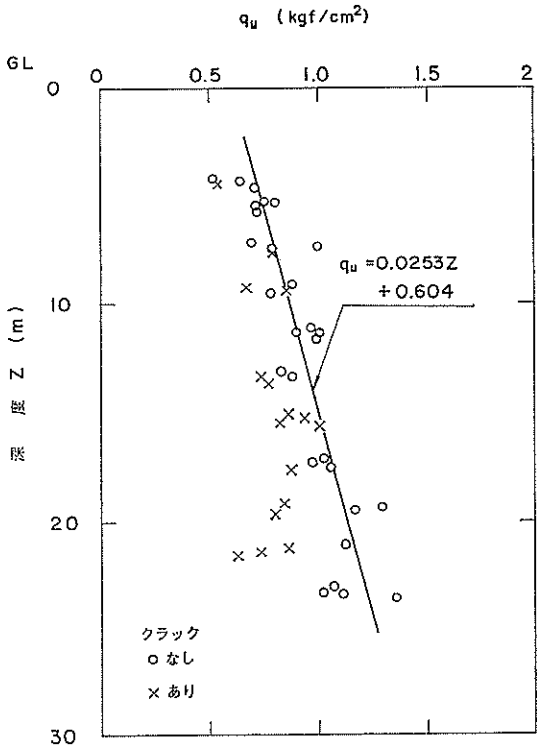


図-31 クラックの有無による q_u の比較

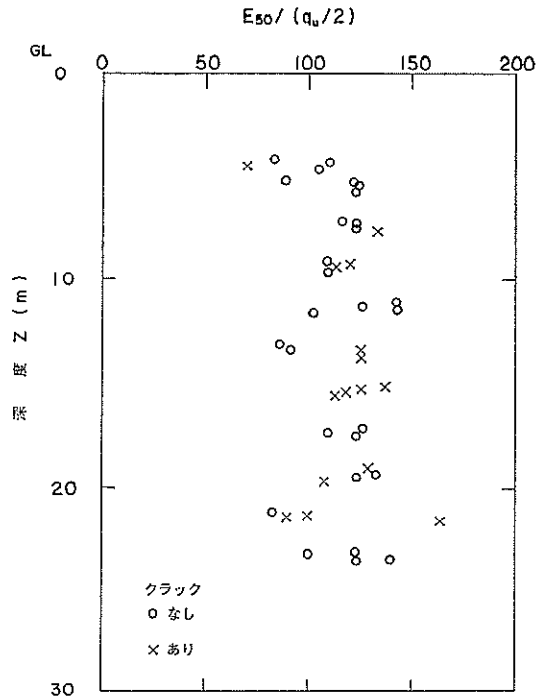


図-33 クラックの有無による E_{50}/q_u の比較

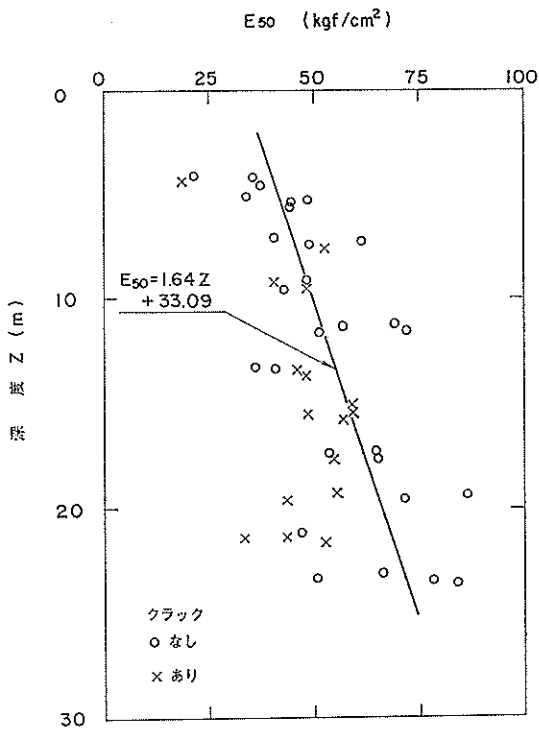


図-32 クラックの有無による E_{50} の比較

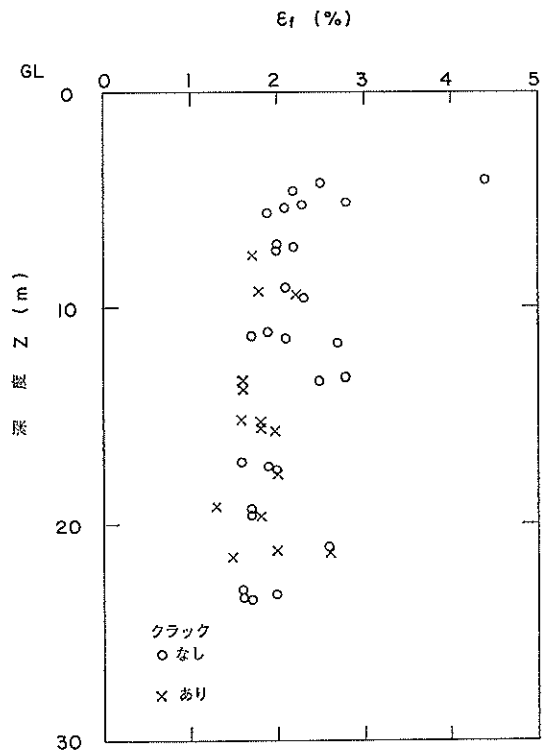


図-34 クラックの有無による破壊ひずみの比較

(図-33) によって確かめられる。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ない。図-34には破壊ひずみを比較したが破壊ひずみにおいてもクラックの有無による差はみられないことがわかる。図-35は代表的な応力ひずみ曲線であるが、クラックによる強度の低下は図-9のような乱れのパターンではなく図-29のようなパターンであることを示している。なお、石井らは粘土試料にクラックが生じ

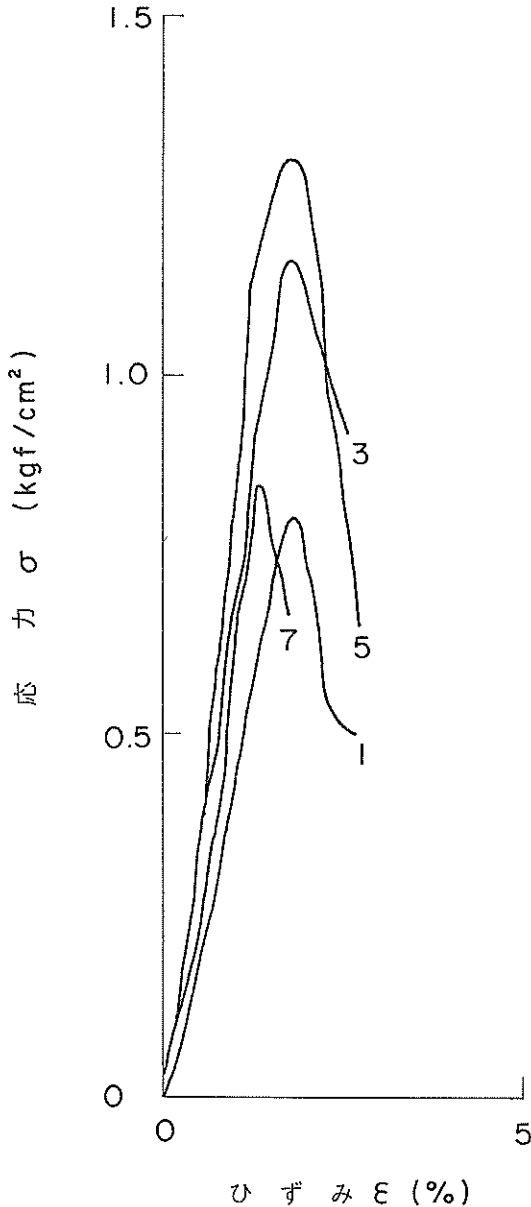


図-35 応力ひずみ曲線

た原因としてサンプラー押込み時の周面摩擦、ロッドの座屈などの機械的な攪乱によると推定している。

4.2 人工的にクラックを与えた粘土試料による室内試験

(1) 試料と試験方法

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、その主な物理試験結果を表-1に示す。

表-1 試料の分類特性

粘土分(%)	シルト(%)	砂分(%)	塑性指数
45	51	2	46

含水比約 200% に調整した試料を十分脱気して練り返した後、0.1, 0.4, 1 kgf/cm² の圧力で段階的に一次元圧密した。圧密には直径 20cm の再圧密容器を用いている。この間に要する時間は約10日間である。なお圧密中の温度を常温(約25℃)と高温(約70℃)とに変化させることによって2種類の試料を作成した。ここではそれぞれ試料A, 試料Bとする。

一次元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 35mm 高さ 80mm に成形した。あらかじめ分割されているモールドを準備し(写真-1)、供試体をモールドに入れ、ワイヤーソーを用いて水平方向に対して一定の角度 α 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。

(2) 実験結果

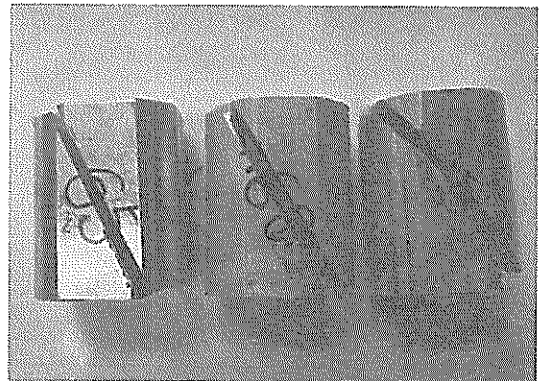


写真-1 クラック形成用モールド

一軸圧縮強度のばらつきとその要因について

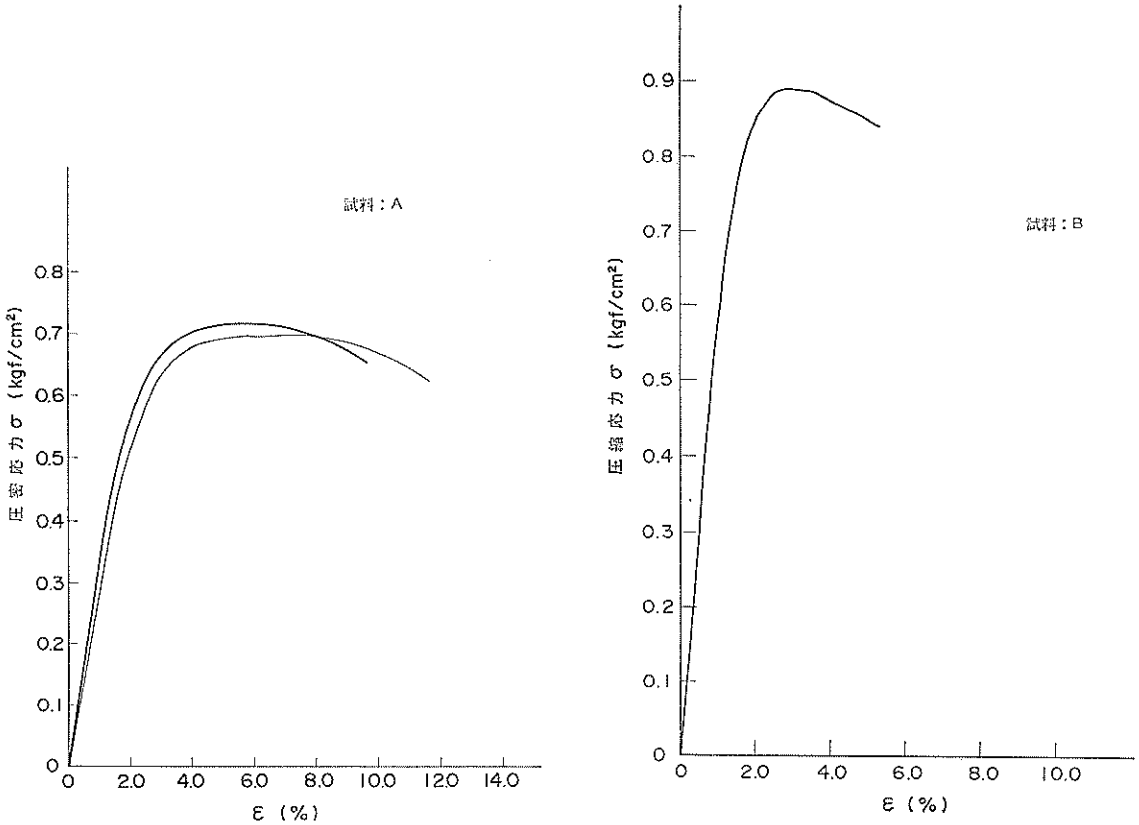


図-36 一軸圧縮試験による応力ひずみ曲線 (クラック無し)

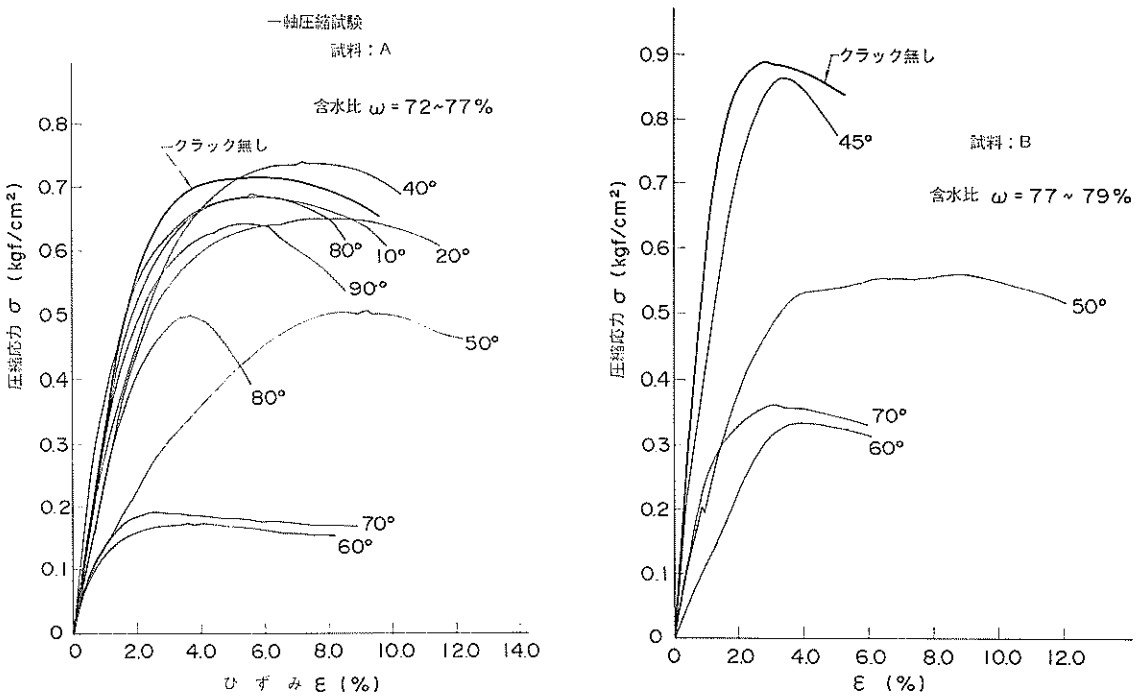


図-37 一軸圧縮試験による応力ひずみ曲線 (クラック有り)

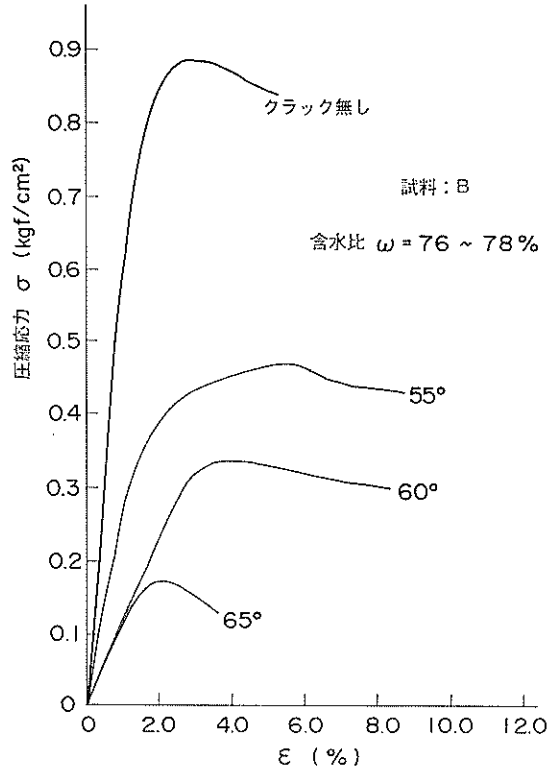
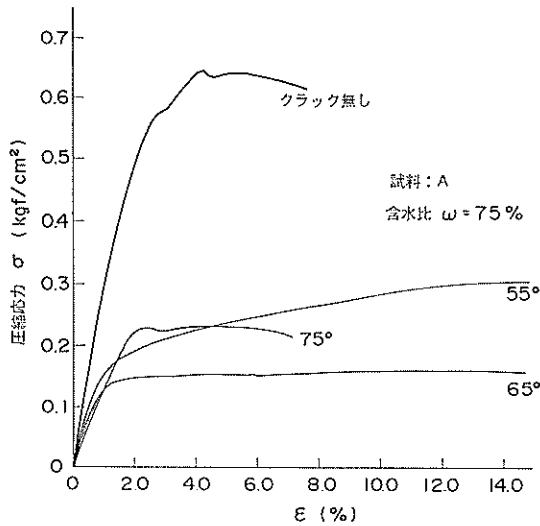


図-38 一軸圧縮試験による応力ひずみ曲線

図-36(a), (b)は、クラックの無い試料の一軸圧縮試験における応力ひずみ曲線である。一般に乱さない粘性土では破壊ひずみ2~4%でピーク強度に達しその後急激に強度が低下するケースが多いが、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。試料A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Bのように高温の状態で作成した試料は乱さない試料に近い応力ひずみ関係を示す。

図-37(a), (b)は、試料A, Bのクラックが入ったときの一軸圧縮試験における応力ひずみ曲線である。クラックの角度 α は10°おきに変化させてある。図-38は影響の大きい $\alpha=60^\circ$ の付近($\alpha=55^\circ, 60^\circ, 65^\circ, 75^\circ$)の応力ひずみ曲線である。図のように $\alpha=65^\circ$ 前後のクラックは強度低下と密接な関連があり、 $\alpha=65^\circ$ の場合に強度が最小となってクラック無しの場合に比べ約20%にまで低下している。

図-39は、 α と、クラックありの強度 $q_{u\alpha}$ とクラック無しの強度 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 α によって大きく異なっている。 $\alpha=0^\circ, 10^\circ, 20^\circ, 30^\circ, 40^\circ$ のようにクラック

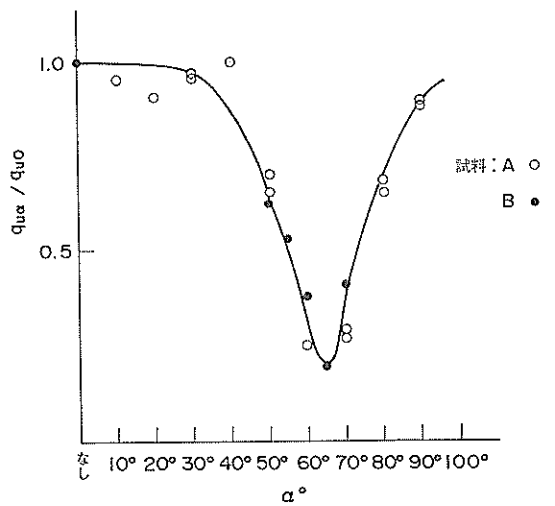


図-39 クラックの角度と強度比

が水平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 $\alpha=90^\circ$ 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 $\alpha=50^\circ, 60^\circ, 70^\circ$ の場合

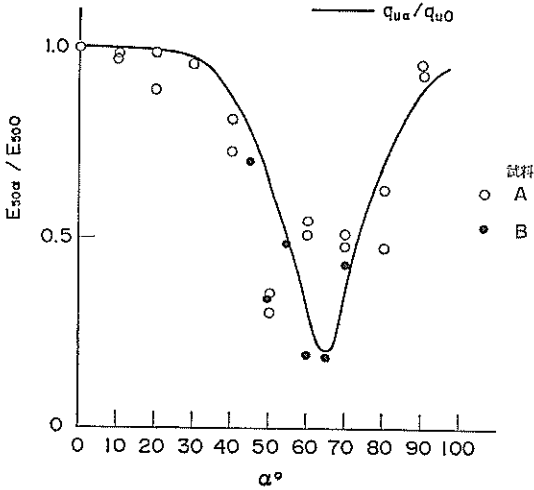


図-40 クラックの角度と変形係数

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62~64°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。

次にクラックと変形係数の関係に注目してみよう。図-40はクラックの角度とクラックありの変形係数 $E_{s0\alpha}$ とクラック無しの変形係数 E_{s00} の比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 とほぼ同程度である。また、図-41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

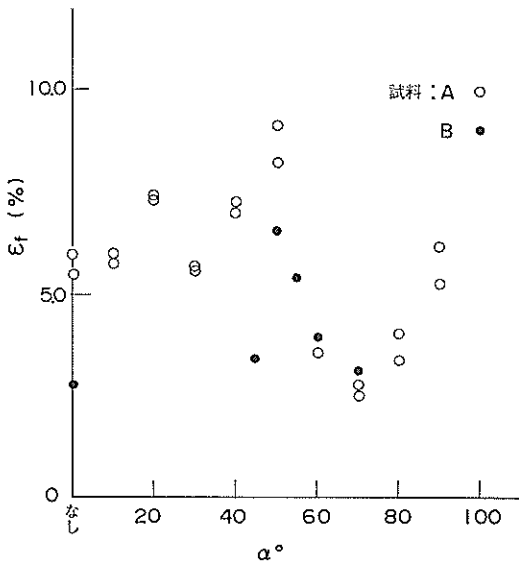


図-41 クラックの角度と破壊ひずみ

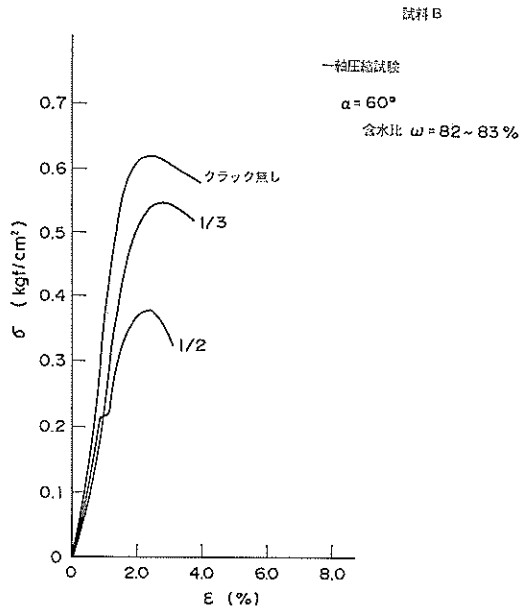


図-42 クラックの長さによる影響

場合とは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-42は、60°の角度でクラックの長さを半分および3分の

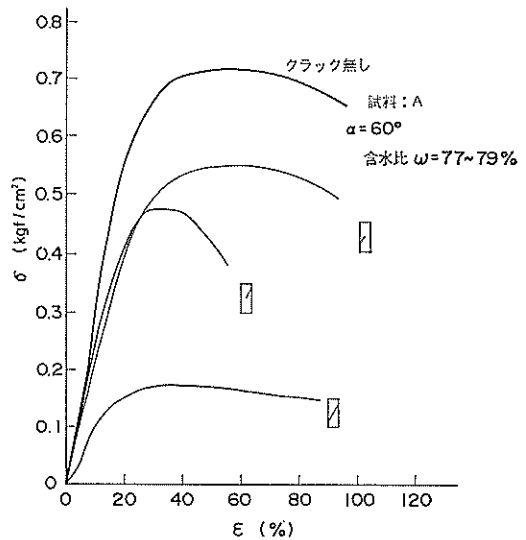


図-43 クラックの位置による影響

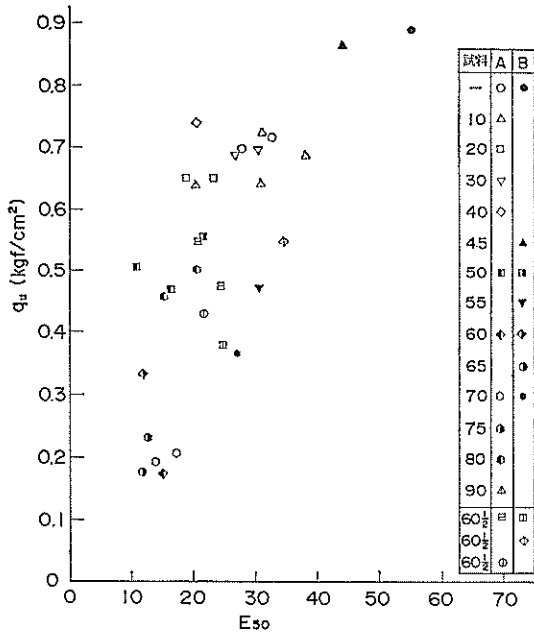


図-44 E_{50} と q_u の関係

一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は減少するが、いずれの場合も変形係数は比較的变化せず、また破壊ひずみはクラック無しの場合よりもむしろ小さくなる場合もある。図-43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-44は試料のすべての試験について E_{50} と 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。

4.3 考 察

(1) クラックの角度と強度の低下

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 α が 50° から 80° 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には、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-45は、残留有効応力を調べるため一軸圧縮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 kgf/cm^2 に対し間隙水圧は時間とともに

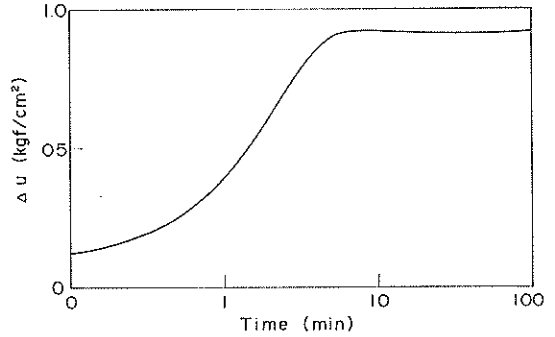


図-45 間隙水圧と時間の関係

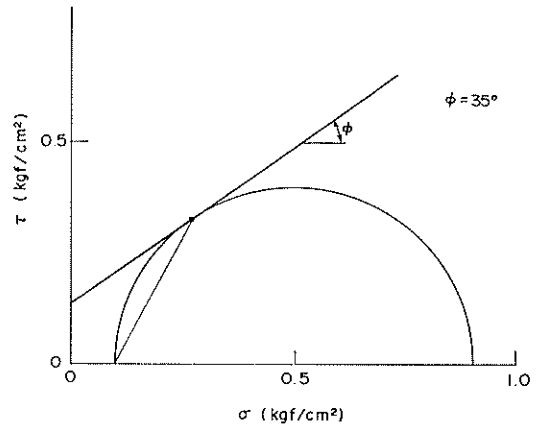


図-46 破壊面の角度から求められる破壊基準

増加しほぼ 0.9 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 kgf/cm^2 であることがわかった。

図-46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-39からも破壊面の角度を $62^\circ \sim 64^\circ$ 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-39よりクラック面の角度と q_u の低下率から、クラック面上の破壊基準を図-47のように求めることができる。

図-48は $\alpha = 50^\circ$ 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いずれも破壊基準に達していない。しかし、クラック面の応力条件がクラック面

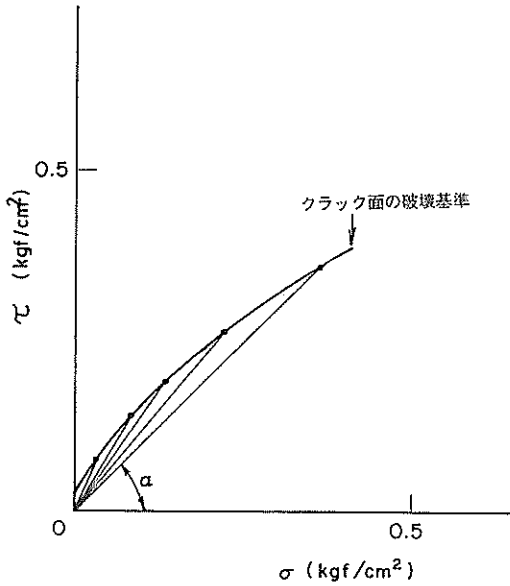


図-47 クラック面の破壊基準

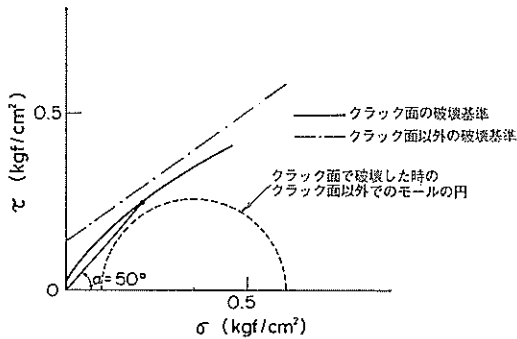


図-48 クラックによって q_u が低下する場合

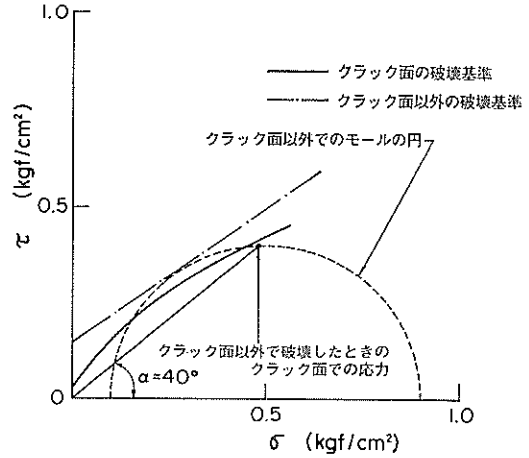


図-49 クラックが強度に影響しない場合

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これらのクラックが垂直に位置しているため他の複雑な方向のクラックよりも写りやすいという理由にもよる。また、X線でクラックが確認された試料を抜き出して観察すると、図-50のように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。今回の試験においてもクラックの長さが短い場合でもそれに対応した強度低下がおこっており、実際にはこれらの小さなクラックが q_u に影響を与えたと考えられる。

(2) 「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から、試料内のクラックが 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。

の破壊基準に達することによって強度が決るのである。一方、図-49は $\alpha = 40^\circ$ 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、 α が 40° 以下の場合にはクラックの存在が 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線によって観察した場合のクラックは、水平なクラックと垂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である。しかし、X線で水平およ

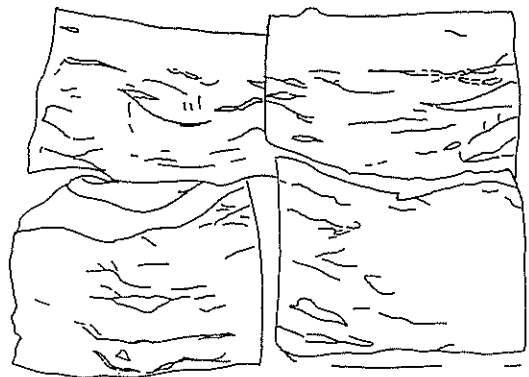


図-50 小さいクラック

一つは従来から奥村らによって研究されたように、乱れの効果を試料に対してせん断変形が加わっ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とともに、その影響は特に変形係数の低下として顕著にあらわれる。すなわち乱れの応力ひずみ曲線に対する影響は図-9のように表すことができる。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。

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反面、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」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ある。「練り返し型」の乱れを受けた場合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-29のように模式的に表される。

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り返し、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-51に応力ひずみ

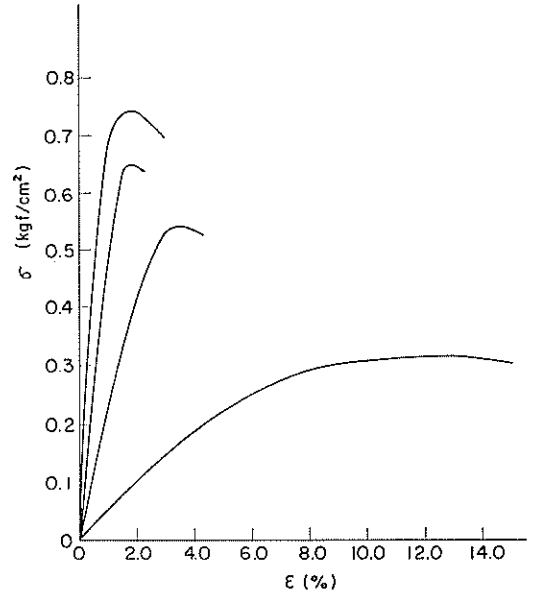


図-51 練り返し一軸圧縮試験による応力ひずみ曲線

曲線を示すが、図-9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。

図-52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強度の低下と変形係数の低下の関係を示した。図中の実線は奥村が横浜本牧粘土を用い「練り返し型」の乱れを与えて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_{50} 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

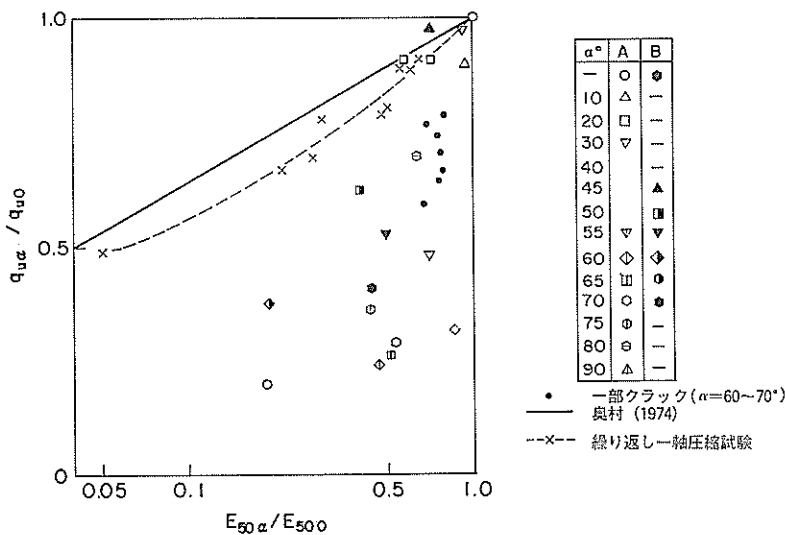


図-52 強度の低下と変形係数の低下の関係

係数の低下の関係が「練り返し型」と明かに異なり、「練り返し型」ほど変形係数の低下は著しくない。

前章における東京湾・大阪湾での2つの土質調査事例における q_u と E_{50} の関係を考察すると、東京湾の事例では「練り返し型」の乱れが卓越し、大阪湾の事例では「クラック型」の乱れが大きい場合があったと推定される。東京湾の場合破壊ひずみの分布が4~6%、大阪湾の場合で2~3%と差がみられ、破壊ひずみの小さな、ブリットルな構造の場合に「クラック型」の乱れが現れやすいと考察できるが、この2つのタイプが現れる条件についてはより多くの事例を集めて検討する必要がある。

奥村は、図-52の実線の関係から 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、また中瀬らはそれをさらに拡張して一般的な粘土に適用できる補正式(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「練り返し型」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よう。また、東京湾の事例において、中瀬の補正式によっても各社の差が残り、 q_u の変動係数も補正によってあまり低下しなかった原因として「クラック型」の乱れも同時に影響していたことも考えられる。

5. クラックを有する粘土試料の強度の補正のための三軸試験の適用性

ここまでの考察から試料採取時の乱れには「練り返し型」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「練り返し型」の乱れの場合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内の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、X線透過をすべてのサンプラーについて行うことは簡便な方法とはいえないので、ここではクラックをもつ粘土試料に対する三軸試験の適用性について検討した。

5.1 三軸 UU 試験

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圧縮するものであり、三軸試験の中でもっとも簡便な試験である。一般に粘土試料が飽和している場合せん断強度は等方拘束圧によらない ($\phi = 0$) ため、海底地盤の土質調査では三軸 UU 試験はあまり行われていない。しかし、海外にみられる亀裂性の粘土 (fissured clay) については三軸 UU 試験の有効性が報

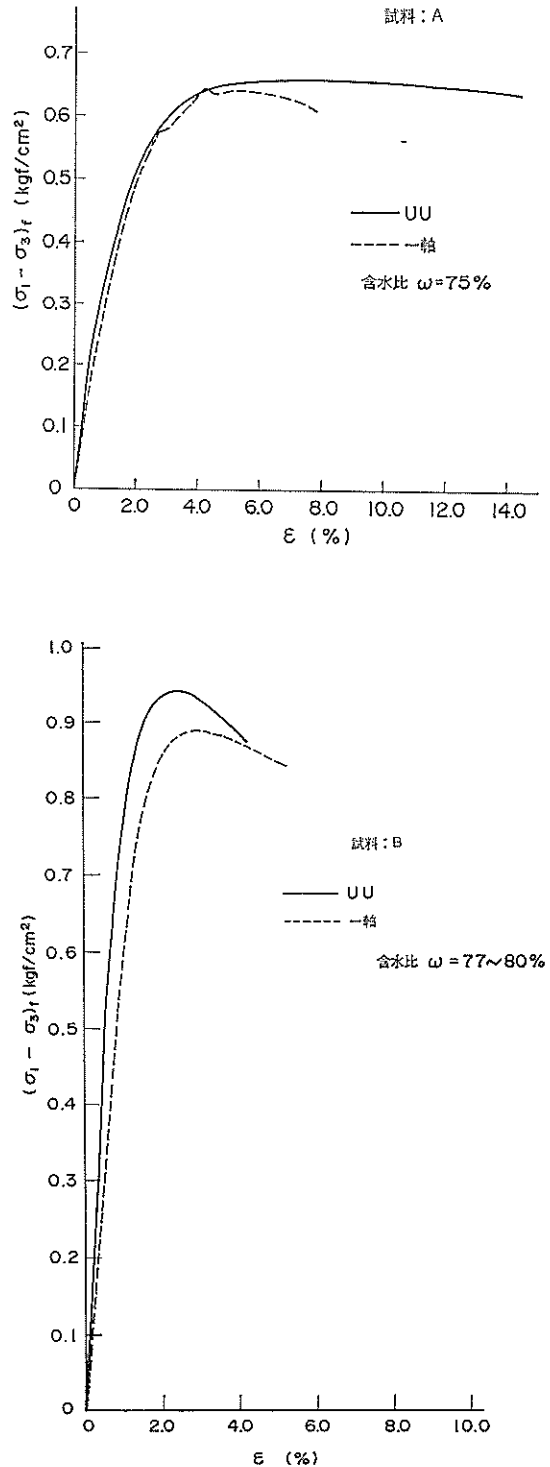
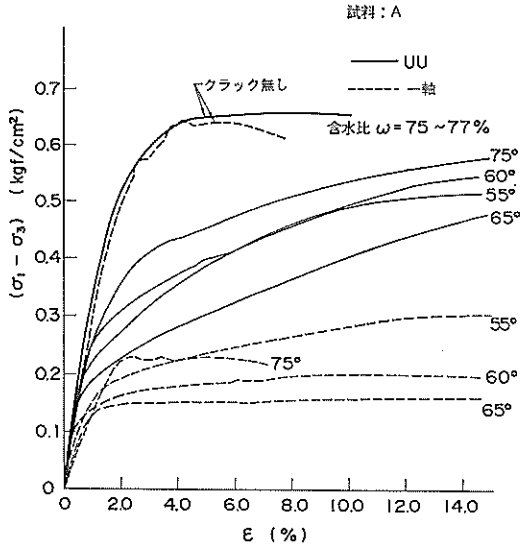
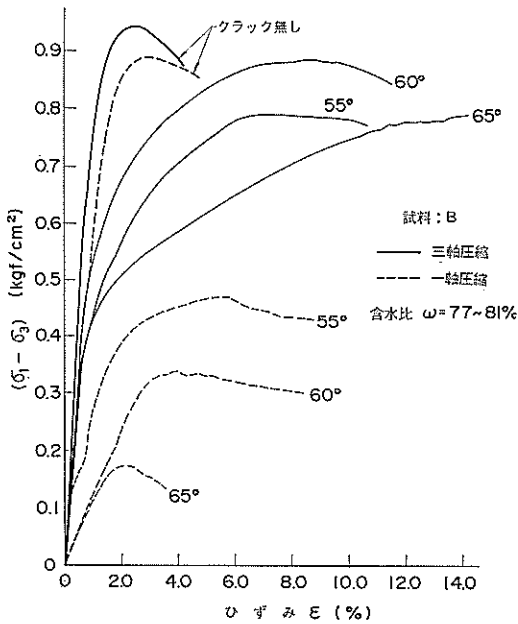


図-53 三軸 UU 試験と一軸圧縮試験の比較 (クラック無し)



(a)



(b)

図-54 三軸 UU 試験と一軸圧縮試験の比較 (クラック有り)

告されている⁸⁾。そこで試料 A, B 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-53 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 kgf/cm^2 を用いている。図のように強度および応力ひずみ関係において両

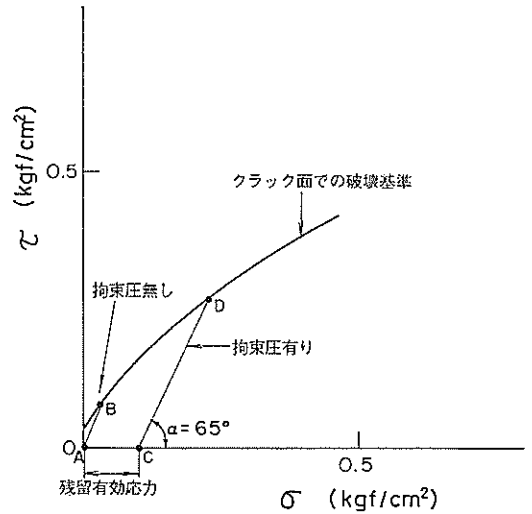


図-55 拘束圧の有無による強度の違い

者の差はほとんど認めらず $\phi=0$ の仮定のとおり結果となっている。

図-54 は、 $\alpha=55^\circ, 60^\circ, 65^\circ, 75^\circ$ 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わせて示した。図より明らかなように三軸 UU 試験を行うことによってクラックを含む試料の強度は大幅に増加し、クラック無しの場合の強度に近い値となる。また、圧縮初期の変形係数も増加し、ひずみが 2% 以上になるとひずみとともにだだららと強度が増加傾向を示す。

このようにクラックがある粘土試料については、三軸

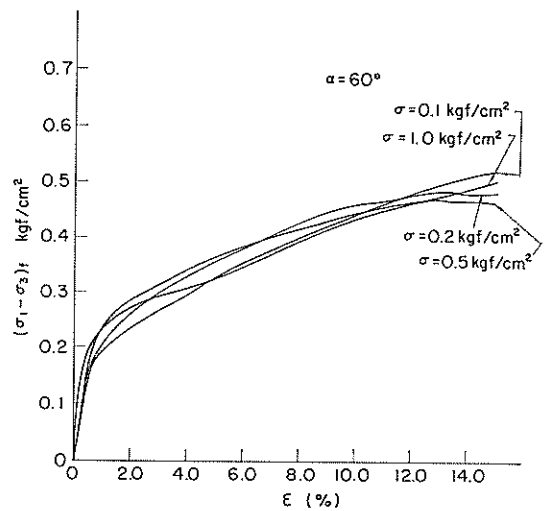
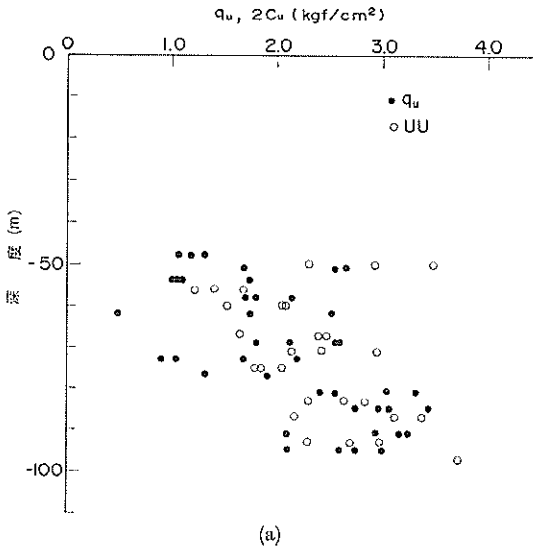
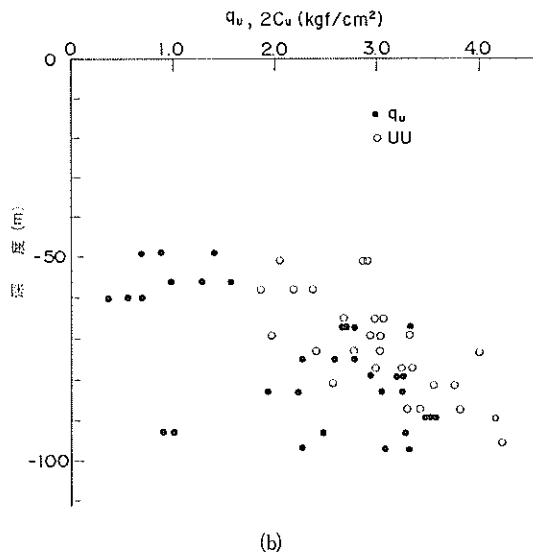


図-56 拘束圧の影響



(a)



(b)

図-57 q_u と三軸 UU 試験による強度の比較

UU 試験は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によると考えられる。このことを $\alpha=65^\circ$ の場合について、図-55 を用いて説明する。

図-55 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 に移動することにより強度は顕著に増加すると考えられる。図-56 は、クラックの角

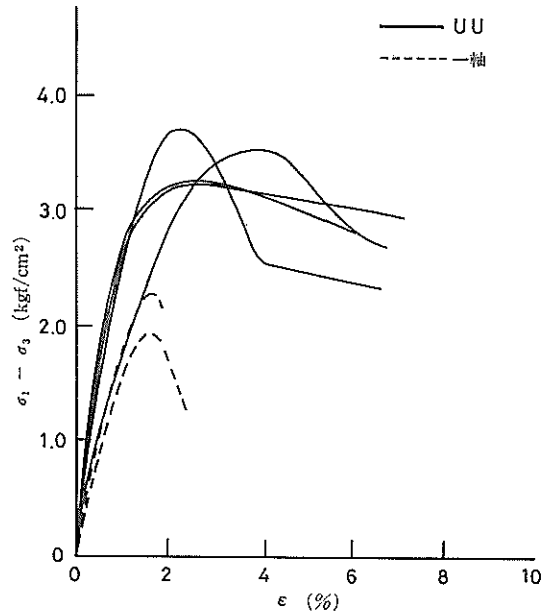


図-58 三軸 UU 試験における応力ひずみ曲線

度 60° の供試体について、拘束圧を 0.1, 0.2, 0.5, 1.0 kgf/cm^2 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 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-57(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 70~100m からデニソンサンプラーによって採取されている。(a) の場合 q_u と三軸 UU 試験による最大軸差応力 q_u^* とはほぼ等しくなっているが、(b) の場合は q_u^* は q_u の約 2 倍になっている。この事例の土質調査報告書によると (b) の試料について「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-58 は (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。図のように三軸 UU 試験ではピーク強度に達した後も軸差応力が急減せずピーク強度の 70~80% 程度の残留強度が維持されることが多い。このことは「クラック型」の乱れを受けた試料の場合三軸 UU 試験によって少なくとも本来の強度の 70% 程度の強度が得られと考えられる。

5.2 三軸 CK_0U 試験

三軸 CK_0U 試験によって土試料の応力状態を原位置の状態に回復してからせん断強度を求めることは、乱

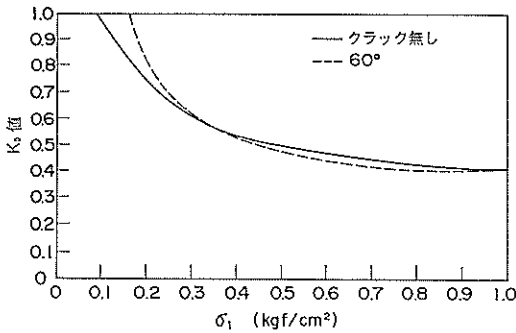


図-59 K_0 値と圧密圧力

れの影響を除去するための有力な手段と考えられ、いくつかの研究が報告されている^{9),10)}。しかし、この方法を実際問題に広く適用しようとする、次のような問題点がある。

① 原位置の一次元圧密状態は軸方向圧密圧力と側方圧密圧力が異なるいわゆる K_0 状態である。 K_0 状態を三軸試験によって再現するには軸圧と側圧の注意深い制御が必要で高度な試験技術が必要となる。

② 応力状態を回復するためには試料中の過剰間隙水圧を消散させなければならないがこのことは必然的に含水比の変化を伴い（通常は減少する）強度を過大に評価する可能性がある。

①の試験技術については近年コンピュータによる自動制御を三軸試験に導入することによって解決されつつある¹¹⁾。一方、②については、含水比の低下が強度に影響しないとする報告もあるが¹²⁾まだそのデータは少なく、各種の土についてのデータの集積が望まれるところである。このように現在のところまだ未解決の問題があるものの、三軸 CK_0U 試験は今後の研究によって有力な強度決定法となり得ると考えられる。ここではクラックを含む粘土試料の強度について三軸 CK_0U 試験の適用性を調べた。

用いた試料は試料AとBで、試験機および K_0 圧密の方法はすでに報告したとおりである¹¹⁾。試料A、Bは圧密圧力 1 kgf/cm^2 で再圧密して作られた試料であるので、三軸試験機で軸方向圧密圧力が 1 kgf/cm^2 になるまで K_0 圧密しその後速度 $0.01\%/min$ で圧縮した。

図-59は、試料の圧密中の軸方向圧密圧力 σ_1 と K_0 値（側方圧密圧力と軸方向圧密圧力の比）の関係である。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 値の関係は同様であり $0.40\text{—}0.42$ で落ち着いている。図よりクラックを含む試料についても K_0 圧密が適

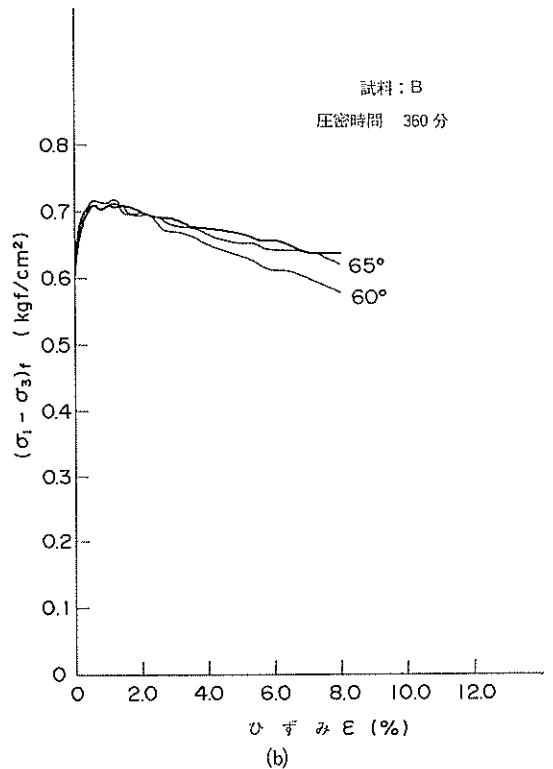
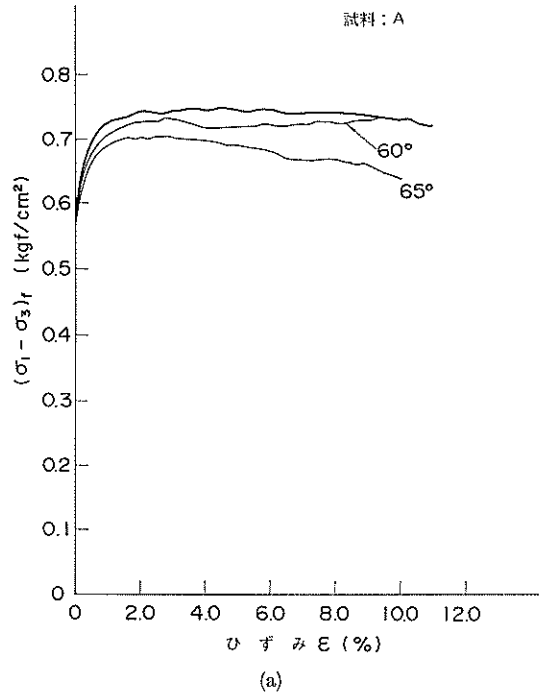


図-60 応力ひずみ曲線の比較

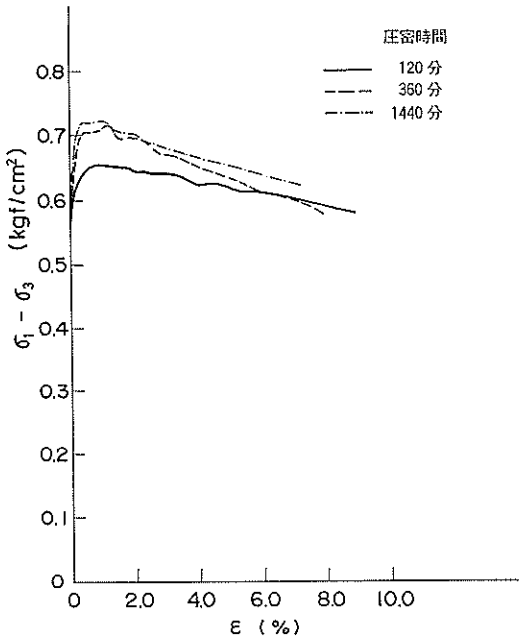


図-61 圧密時間の影響

切に行われたことがわかる。

図-60(a), (b) は 60°, 65° の角度でクラックを与えた試料の応力ひずみ曲線を比較したものである。なお K_0 圧密に要した時間は試料A, 試料Bそれぞれ1440分, 360分とした。図のように試料A, 試料Bとも K_0 圧密によってクラックを有する試料においてもクラックの影響を除去した強度および応力ひずみ曲線が得られることがわかる。

図-61 は試料B について K_0 圧密の時間の影響を調べたものである。図のように圧密時間の長さによって強度が異なりクラックの影響が残っていると考えられるが、ある程度以上の時間を経過した後は強度はほぼ一定になる。

5.3 三軸試験の実際問題への適用性

すでに 2. で述べたように、現在の設計法の中で強度の補正を行うには q_u に影響する諸要因のバランスに十分注意する必要がある。このような観点で三軸試験によって求められる強度の適用性について検討してみる。

一般の地盤の乱れは「クラック型」と「練り返し型」の乱れが複合して生じていると考えられる。三軸 UU 試験による強度は「クラック型」の乱れを補正したものであり、「練り返し型」の乱れについては補正の効果はな

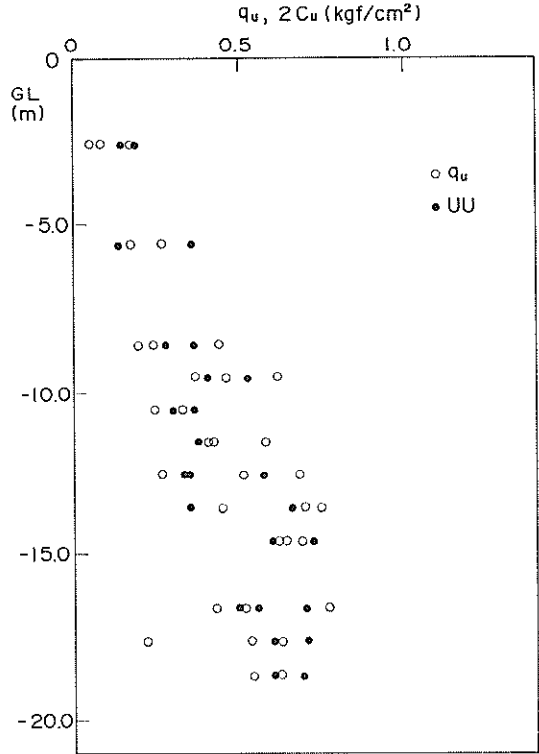


図-62 q_u と三軸 UU 試験による強度の比較

い。図-62 は、ある正規圧密地盤と考えられる海底地盤について、 q_u と三軸 UU 試験による強度 $2c_u$ を比較したものである。三軸 UU 試験における拘束圧としては、今回の室内試験の条件と同様にそれぞれの深度での有効土被り圧を用いている。図のように q_u と $2c_u$ はほぼ一致しているが、これはこの地盤では「練り返し型」の乱れが支配的であるためと推定される。

このように「練り返し型」が乱れが中心となる地盤でも従来の設計法が適用されていることを考えると、三軸 UU 試験で「クラック型」の乱れのみを補正する効果は乱れのレベルをそろえる効果であり、補正によって設計法のバランスを危険側に崩すことにはならないと考えられる。このことは、三軸 UU 試験の強度が q_u よりも大きい場合三軸 UU 試験の強度を設計に用いてもよいということである。

一方、三軸 CK_0U 試験についても、今回の試験ではクラックの影響を除去するために非常に効果的であることがわかった。しかし、この試験は本来「練り返し型」の乱れを受けた試料について、乱れによって低下した強度の回復のため提案されたものである。したがって、三軸 CK_0U 試験の強度を実際の問題に適用するには、2.

で述べた種々の要因に関する考慮が必要であり、そのまま現在の設計法の中で用いるのは危険であるといえる。しかし、今回の試験結果をみても三軸 CK_0U 試験によって乱れの影響を受けない強度および応力ひずみ関係を求める効果は顕著であり、今後の研究によって実際の問題へ適用できるようになる可能性は高いと考えられる。

6. まとめ

本研究の主な結論をまとめると次のようになる。

(1) 東京湾と大阪湾のほぼ均一な海底地盤で、異なる調査者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。このことはサンプリングの質によっては 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、試料採取時の乱れは変形係数 E_{50} に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、東京湾の事例に関しては従来の考え方があてはまるものの、大阪湾の事例についてはあまりあてはまらなかった。

(3) 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から、供試体中にクラックがある場合は、 E_{50} が従来の繰り返しまたはせん断による乱れの場合ほど低下せず q_u の低下と同程度の低下率であることがわかった。また、破壊時のひずみ ϵ_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はっきり異なった傾向を示す。

(4) 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、乱れによる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いる。このことは、石井らによって報告されているサンプラーの X 線透過試験の結果を考察することによっても確認できる。

(5) 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。また、三軸 CK_0U 試験によってクラックの影響を除去した強度および応力ひずみ関係を求めることができる。

(6) 飽和した粘性土については、現在の設計法の中で、三軸 UU 試験の強度を q_u に替って用いて設計してもよいと考えられる。

あとがき

本研究は、三軸試験の実務への適用というテーマの一環として行ったものである。そのためには、現在の粘性

土地盤の強度を決定する上で基本となっている一軸圧縮強度を見直す必要がある。今回の結果から、乱れの影響を除去する上で三軸試験が有効であることが示されたが、今後は 2. で述べた種々の問題点についてさらに検討していきたいと思っている。

今回の一連の室内試験と取りまとめには土性研究室田中政典研究官、水上純一研究官、土質調査研究室吉田稔研究官の協力を得た。土質調査事例の解析にあたっては、関西国際空港株式会社の土質データベースを利用していただき、特に第 5 港湾建設局海域整備課長大根田秀明氏（前関西国際空港株式会社）にお世話になった。また、本文で引用し考察した X 線透過試験の結果については、第二港湾建設局横浜調査設計事務所技術開発課長石井一郎氏のご教示によるものが大きい。

本文のとりまとめにあたって、梅原靖文土質部長から非常に有意義なご意見とご指導をいただいた。ここに深く感謝の意を表します。

(1987年11月30日受付)

参考文献

- 1) Nakase, A.: The $\phi=0$ analysis of stability and unconfined compression strength, *Soils and Foundations*, Vol. 7, No. 2, Mar. 1967, pp. 33~50
- 2) 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
- 3) 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
- 4) 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
- 5) 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
- 6) 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
- 7) 石井一郎 (1987): 土質部内部資料
- 8) Marsland, A. (1971): The Shear Strength of Stiff Fissured Clays, Stress Strain Behaviour of Soils, Proceedings of Roscoe Memorial Symposium
- 9) Berre, T., L. Bjerrum (1973): Shear Strength of Normally Consolidated Clays, *Proc. of 8th. I. S. S. M. F. E.*, Vol. 1, pp. 39~49
- 10) 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. 69

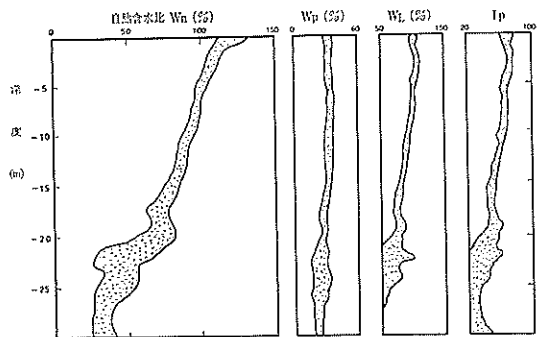


図-A A-A'ラインの深度～含水比，塑性限界，液性限界，塑性指数の関係

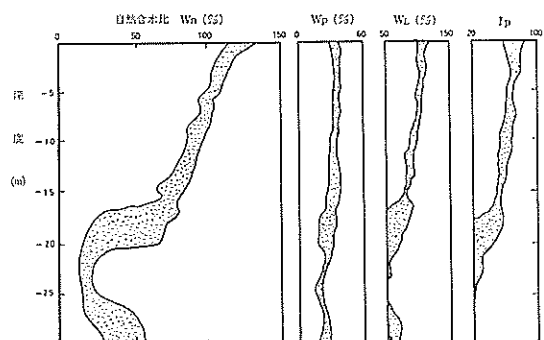


図-B B-B'ラインの深度～含水比，塑性限界，液性限界，塑性指数の関係

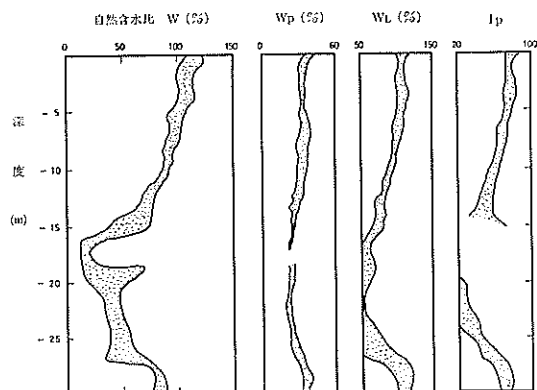


図-C C-C'ラインの深度～含水比，塑性限界，液性限界，塑性指数の関係

～76

- 11) 菊池喜昭・土田 孝・中島謙二郎 (1987): 三軸試験による粘性土の静止土圧係数の測定, 港湾技研資料, No. 577

付録・大阪湾地区の土性の一様性に関する検討

今回事例として用いた大阪湾の土質調査のすべてのポ

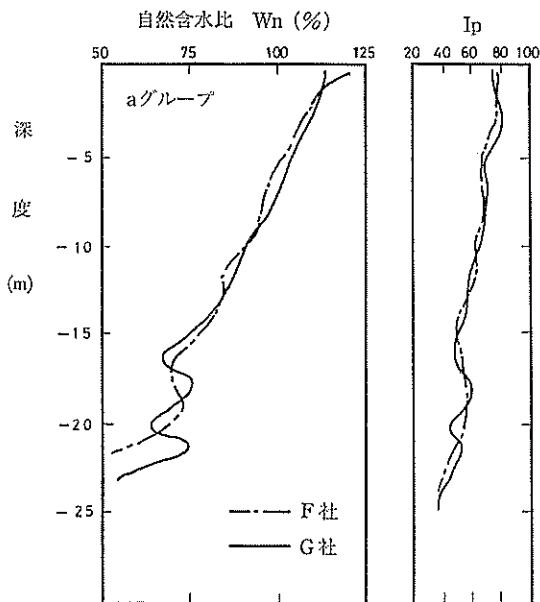


図-D(a) 深度と含水比，塑性指数の平均 (aグループ)

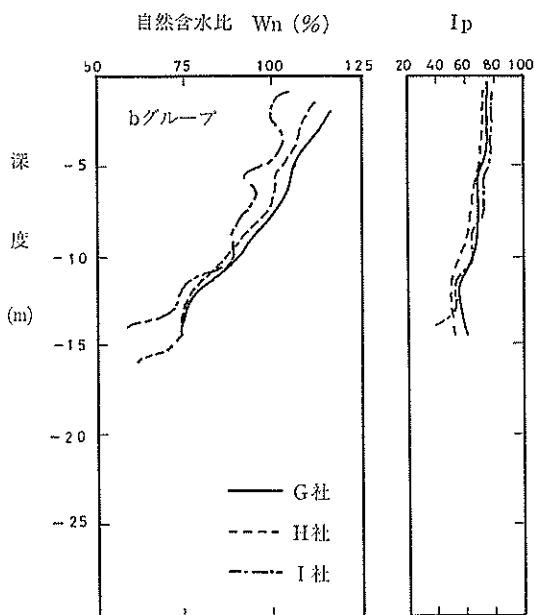
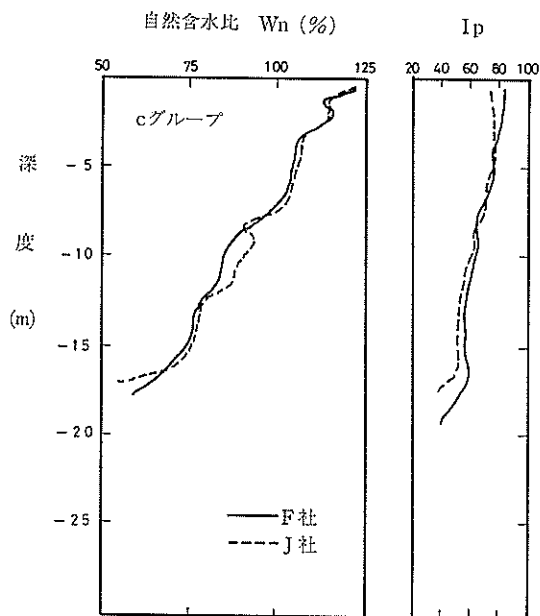


図-D(b) 深度と含水比，塑性指数の平均 (bグループ)



図D-(c) 深度と含水比、塑性指数の平均
(cグループ)

ーリング位置は 図-14 に示すとおりである。この地区は沖合約 5 km 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-Aは、図中の A-A' ライン約 4 km にそった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 G.L. 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-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 G.L. 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-Cは、C-C' ラインであるが沖積層は表層から G.L. 14m 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、工学的にはほぼ同一の地盤とみなしうると考えられる。

図-D(a), (b), (c) は今回比較に用いた a, b, c グループの各社における自然含水比、塑性指数の平均値と深度の関係を示したものである。図をみると b グループの場合にやや各社間の差が大きい全体にはほぼ同様になっている。