

## 室内土質試験結果の評価とその信頼性

亀井 健史\*

### Evaluation of laboratory test results and its reliability

Takeshi Kamei

#### Abstract

This paper describes some potential difficulties in the evaluation of laboratory test results. The effect on test results of the technique of individual engineers in sampling and testing procedures have been investigated. Considerable differences were found in physical index tests, oedometer tests and unconfined compression tests. This also seems to be due to the magnitude of sampling disturbance during investigations. Reliability of the analytical results derived from laboratory tests were also investigated.

In engineering practice, natural soils have intermediate properties between cohesive soils and cohesionless soils and thus comprise a group of intermediate soils. Such soils, with the engineering properties half way between those of clays and sands, have both favourable and unfavourable characteristics of cohesive and cohesionless soils. It is often difficult to judge to which type a particular soil belongs. These topics are reviewed and discussed in detail based on experimental data.

Finally, a simple application of geochemistry is introduced (sulfur, nitrogen and organic carbon concentration), which investigates the relationship between sedimentary environments and geotechnology.

**Key words:** Consolidation test, Consolidated undrained shear, Laboratory test, Sample disturbance, Unconfined compression test

#### はじめに

自然地盤は、一般の建設材料（鉄筋、コンクリート等）とは異なり、その生成過程において地域性、不均質性、多層性さらにはその工学的指標が広範囲である等、極めてその力学的挙動の評価が困難な材料である。また、たとえ均質な供試体が得られても、その力学的挙動は応力履歴・ひずみ速度・異方性・拘束条件等の影響を大きく受けるため、設計値としての地盤定数を決定することは容易なことではない。

しかしながら、原地盤のその生成過程において、深度あるいは面的な不均質性に起因しているばらつきと室内試験結果がばらついている点を同一視するには問題がある。すなわち、原地盤が生成時から現在に至るまでに有している土の工学的諸特性と、土のサンプリングから最終的に室内試験結果を得るまでに発生している試料の乱れとは区別して扱われなければならない。よって、室内試験で得られた土質定数のばらつきは数多くの過程を経た最終的な結果であり、単にサンプリングや実験上の誤差によるものではない。

近年、土質力学（特に土の構成式）・原位置調査・計測技術・室内試験・解析技術等の著しい進歩に伴い、複雑な自然地盤を詳細にモデル化し、その変形挙動をかなり精度よく表現できることが可能となってきた。しかしながら、その中でも地盤の成層状態や境界条件の評価においては、より高い精度での原位置調査技術が必要となるが、この分野のレベルは他の分野のレベルと比較してまだ低いのが現状であるといえよう。

構造物を建造する場合、計画・調査・試験・設計・解析・施工といった一連の流れに従って進行して行くわけであるが、この過程は個々に存在している作業ではなく、その関連性は極めて高いといえる。よって、各研究者・技術者が一連の流れを理解し、調査試験結果を適切に判断できる能力を身につけておくことは、たとえ全行程の一要素といえども最終的な構造物の評価に対して大きな影響を与える要素であることは言うまでもない。

さて、地盤工学の分野ではその地盤の物理的性質、力学的性質を中心に考えるため、得られた土質定数のばらつきや異常値を、安易に採取した試料の乱れや試験誤差として評価している場合が多い。しかしながら、先述したように供試体中の応力変化や人為的誤差以外に地盤の成層状態は常にその堆積環境に応じて変化していることから、この試験結果のばらつきや異常値は、堆積環境や

\* 島根大学総合理工学部地球資源環境学科  
Department of Geoscience, Shimane University, Matsue 690, Japan.

堆積過程の違い、堆積後の環境、続成作用及び応力履歴等から大きな影響を受けていることは明らかである。地盤工学の分野では、このような堆積環境の考察に関しては、その評価の困難さから詳細な報告例は極めて少ない。言い換えれば、堆積環境評価が困難な面が安易に試料の乱れと土質試験結果とのばらつきを密接に関係づけているように思われる。

堆積環境を推定するには、これまで種々の方法が用いられている。堆積学的な面からは、堆積物そのものや堆積構造の違いなどから推測している。古生物学的な方法としては、堆積物中に含まれる化石例えば珪藻や有孔虫などの微化石を利用しており、これらの化石と原生のものとを比較することによって堆積環境を推定する。地球化学的な方法としては、堆積物中の元素の化学組成や堆積物に含まれる鉱物の組成を利用することによって堆積環境を推定する。上記した中で、堆積学的手法や古生物学的手法は、専門的な知識や長年の経験が必要であり、また分析にも多くの時間を必要とする。一方、地球化学的手法はまだ未完成な部分も多いが、分析結果が定量的に得られ、しかも短時間で行うことができるため、堆積環境を評価し、なおかつ工学的応用を考えるには有効な

手段であると考えられる。このことから、これまでのように地盤工学的観点のみならず、地球科学的分野も対象としたいわゆる理学・工学分野の境界領域を越えた学際的な取り組みが、地盤工学の分野をより進展させていくためには極めて重要であると考えられる。

本研究では、土質試験結果を解釈する際の留意点とその実地盤への適用性に関して、既往の研究例を基に議論し、その重要な点を取りまとめている。また、その判別および力学的挙動の評価が、極めて困難な中間土地盤に対する考え方も示した。最後に、土質定数と密接な関係を有する堆積環境に関して、地球化学的観点からの取り組み方とその有用性に関して簡潔に述べている。

### 土質調査試験における主要な誤差要因

第1表は、地盤定数評価におけるプロセスと誤差要因を原位置試験と室内試験とに分けて示している(正垣・日下部, 1987)。なお、表中の番号は各過程において発生しやすい誤差要因を示している。その誤差要因としては以下の項目が挙げられる。

①計画者判断の相違(モデル地盤の提案・調査位置および調査手法の判断)、②力学的状態量の変化(非破壊

第1表 地盤定数評価におけるプロセスと誤差要因(正垣・日下部, 1987)

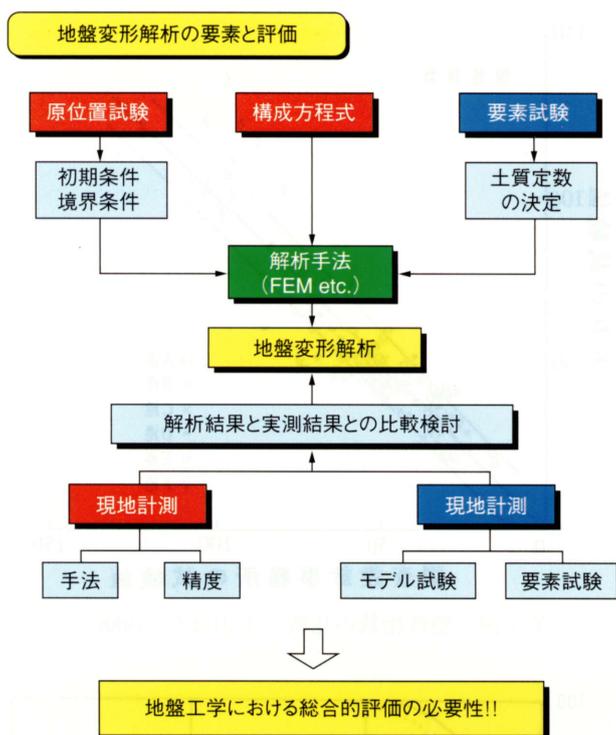
#### 原位置調査

- ・非破壊探査(物理探査等)<sup>③④</sup>
  - ・原位置試験(SPT, ベーン試験等)<sup>②③④</sup>
  - ・実物大試験(試験盛土等)<sup>③</sup>
- } → 試験結果の評価<sup>⑤⑥</sup> → 設計値

#### 室内試験

- ・サンプリング<sup>②③④</sup>
  - ・運搬<sup>②④</sup>
  - ・供試体作製・力学的試験<sup>②③④</sup>
- } → 試験結果の評価<sup>⑤⑥</sup> → 設計値

①：計画者判断の相違，②：力学的状態量の変化，③：調査・試験方法の相違，  
④：調査・試験における人為的誤差，⑤：試験値の判断誤差，  
⑥：サンプル数による推定誤差



第1図 地盤変形解析結果影響を及ぼす要素

探査以外の手法では、計測時に原位置の応力状態を変化させている)、③調査・試験方法の相違(同じ物性を持った供試体を異なった力学条件・境界条件で試験したときに生じる)、④調査・試験における人為的誤差(試験者の技術力不足や試験結果に対する判断力の欠如)、⑤試験値の判断誤差(測定値から設計値を求める作業が必要となる場合、 $c'$ 、 $\phi'$ 、 $p_c$  値等の決定)、⑥サンプル数による推定誤差(面的及び深度方向に広がりを対象とする地盤の場合、限られたサンプル数で評価する必要がある)。

以上のように設計値を決定するまでには、様々な誤差要因が存在している。この中で、地盤が本来有している工学的諸特性の違いと試料のサンプリングから室内試験結果が得られるまで応力解放や機械的乱れを混同し、単純に試験結果のばらつきを試料による乱れによるものと結論づけるには問題点が多い。

一方、より工学的(安全性・経済性・施工性)に優れた構造物や防災対策を講じようとした場合、調査・試験の目的を明確にし、得られた試験結果をその後の設計・施工に反映させることは極めて重要な課題となる。しかしながら、建設工事の現状を考えると、計画から施工に至るまでの各作業は個々に行われている場合が多く、各作業間における意志疎通の欠如があり、全体を一貫した考え方が理解できていない場合が多い。研究分野における一例として、第1図に地盤変形解析の要素と総合的評価の重要性を示す。図より、従来は個々に研究されてい

る傾向が強い理論・要素試験・モデル実験・原位置試験・動態観測といった一連の実地盤挙動の評価に関して、各プロセスにおける相互理解の重要性が容易に理解できる。すなわち、地盤の力学的挙動の評価においては、一分野のみの詳細な検討のみではよい結果が得られず、全プロセスにおいてバランスのとれた総合的な取り組みが必要不可欠であることが理解できよう。

## 土質試験結果とその解釈

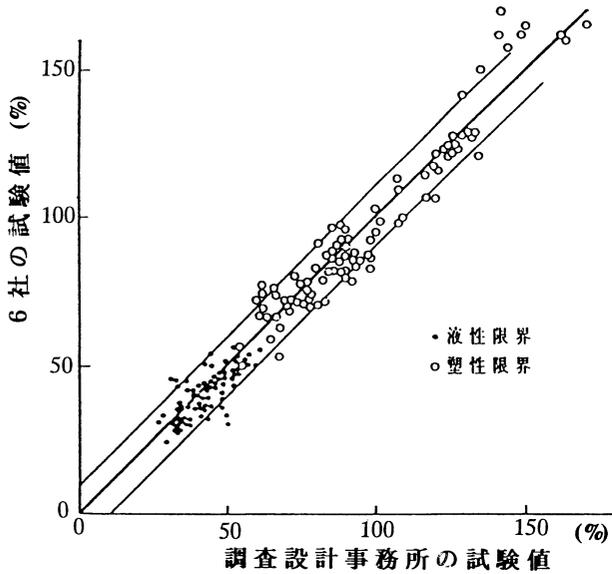
ここでは、土質試験結果にみられるばらつき、試料の乱れが土質試験結果に及ぼす影響と試験法における問題点、室内試験結果の実地盤挙動評価における適用性等に関して述べる。なお、対象とした試料は粘土とその評価が困難とされている中間土を考え、实例に基づいて中間土地盤に対する力学的解釈とその実地盤の力学的挙動への適用性について議論することとする。

### 1. 土質試験のばらつきと評価

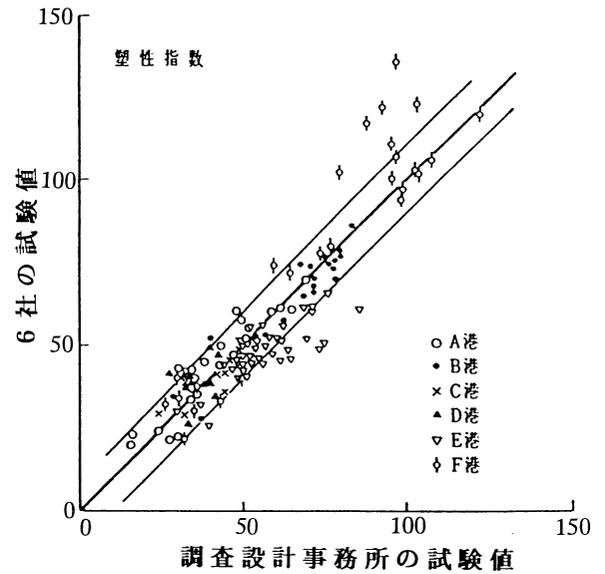
#### (1) 物理試験結果

第2図は、塑性限界  $w_p\%$  と液性限界  $w_L\%$  に関して、民間会社6社から報告された試験結果と運輸省港湾建設局調査設計事務所での試験結果を比較したものである(土田ほか, 1988)。図より、 $w_p$  値・ $w_L$  値とも  $\pm 10\%$  程度のばらつきが認められる。すなわち、このことは同一試験方法でも  $\pm 10\%$  の違いが試験者によって生じることを示している。第3図は、同様に塑性指数  $PI$  を比較したものである(土田ほか, 1988)。 $PI$  に関して  $\pm 10\%$  程度のばらつきが認められる。両図より  $w_p$  値の高いところでのばらつきが大きく、その結果が  $PI$  のばらつきにも影響していることがわかる。第4図は、土粒子比重  $G_s$  に関して、ある民間会社から報告された試験結果と運輸省港湾建設局調査設計事務所での試験結果を比較したものである(土田ほか, 1988)。図より、民間会社によって報告された  $G_s$  値は調査設計事務所の値に比べて  $0.04\sim 0.08$  小さくなっている。この点に関しては、試料の練り返しが不十分な場合や最初に乾燥してから測定した場合には、土粒子中の空気の除去が不十分なため  $G_s$  値が小さめに測定されることが指摘されている(小川ほか, 1983)。以上のような試験結果の違いは試験方法あるいは試験手順によるものと考えられる。

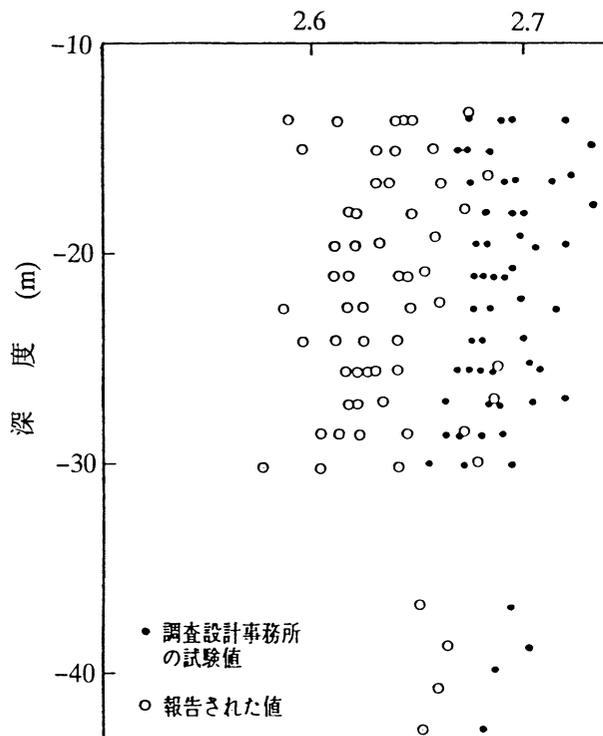
つぎに粒度試験に関する問題点について述べる。カオリン試料のように団粒化が生じやすい試料では、たとえ分散剤や分散剤濃度を変化させても沈降法に基づいた試験法(地盤工学会, 1995)では第5図のような団粒化の影響を受けた試験結果が得られる。このような場合、試験法そのものの是非を考えなければならない場合もある



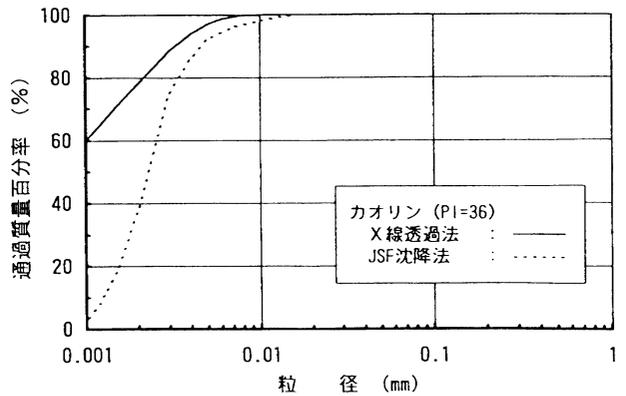
第2図 液性限界と塑性限界の比較（土田ほか，1988）



第3図 塑性指数の比較（土田ほか，1988）



第4図 土粒子比重の比較（土田ほか，1988）



第5図 試験方法の違いが粒度試験結果に及ぼす影響（亀井，1994）

ので注意を要する（亀井，1994）。

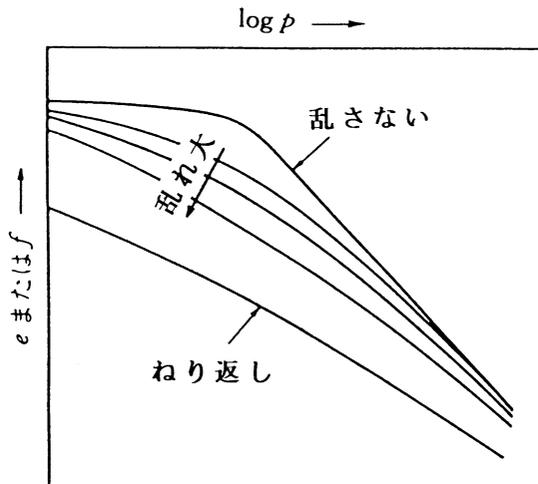
(2) 標準圧密試験結果

サンプリング時の応力解放に伴う乱れと試料運搬から供試体作製に至るまでの機械的乱れによって、同圧力に対する間隙比は小さくなり、 $e-\log p$  関係が下方にずれ、圧密降伏点を示さなくなる（地盤工学会，1995）（第6図参照）。また、間隙比が小さくなることによって透水係

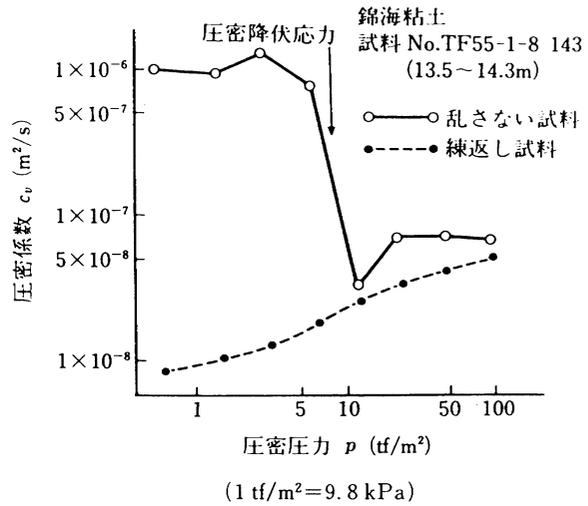
数  $k$  が減少するために圧密係数  $c_v$  は小さくなる（サンプリング研究委員会，1986）（第7図参照）。

つぎに、荷重増加率の問題点として、標準的な圧密試験では  $\Delta p/p = 1$  であるが実地盤においては一定ではなく、 $\Delta p/p < 1$  となる場合が多く、第8図に示したように荷重増加率が小さい場合は  $p_c$  が大きくなり、同時に圧縮指数  $C_c$  も大きくなる（地盤工学会，1995）。また、荷重時間を変化させると二次圧密量が変化し、 $e-\log p$  関係は互いにはほぼ平行で荷重時間の短い試料ほど右上方にずれる（地盤工学会，1995）（第9図参照）。この結果、実際の地盤の沈下量を過小評価する可能性が出てくる。

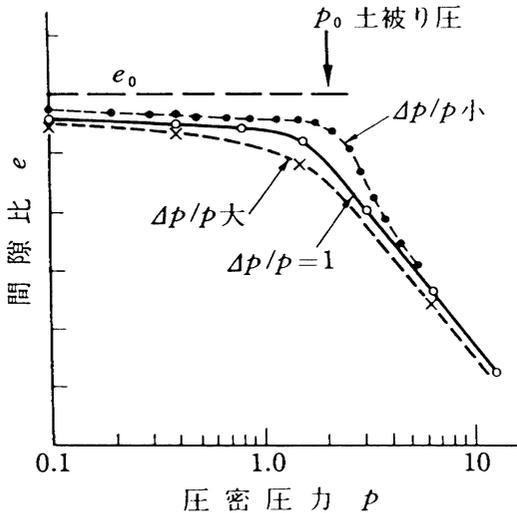
第10図は、民間会社3社から報告された圧密降伏応力  $p_c$  と圧縮指数  $C_c$  の深度分布を示している（正垣・日下部，1987）。図より、 $p_c$  値が大きい場合には  $C_c$  値が小さくなっているが、このことは試料の乱れで説明することができる（第6図参照）。よって、このような差は試



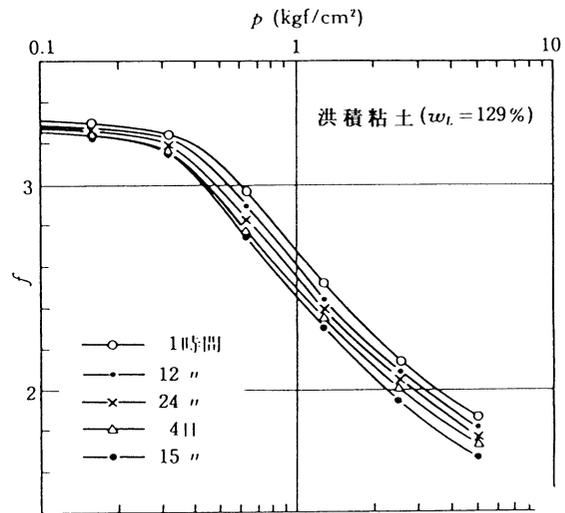
第6図 試料の乱れと  $e(f)$ - $\log p$  関係(地盤工学会, 1995)



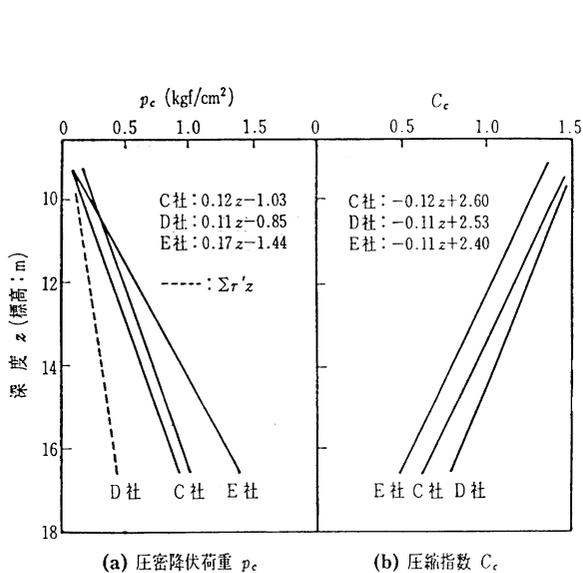
第7図 圧密係数-圧密圧力曲線に及ぼす乱れの影響 (サンプリング研究委員会, 1986)



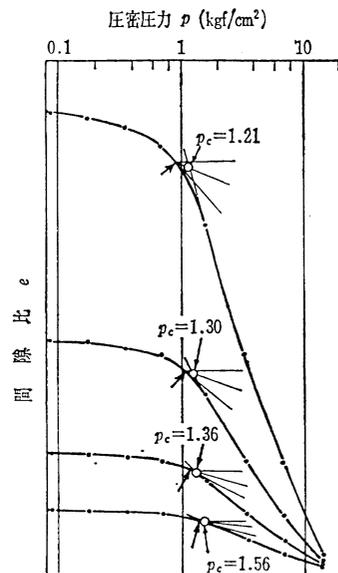
第8図 荷重増分比の違いが圧縮曲線に及ぼす影響 (地盤工学会, 1995)



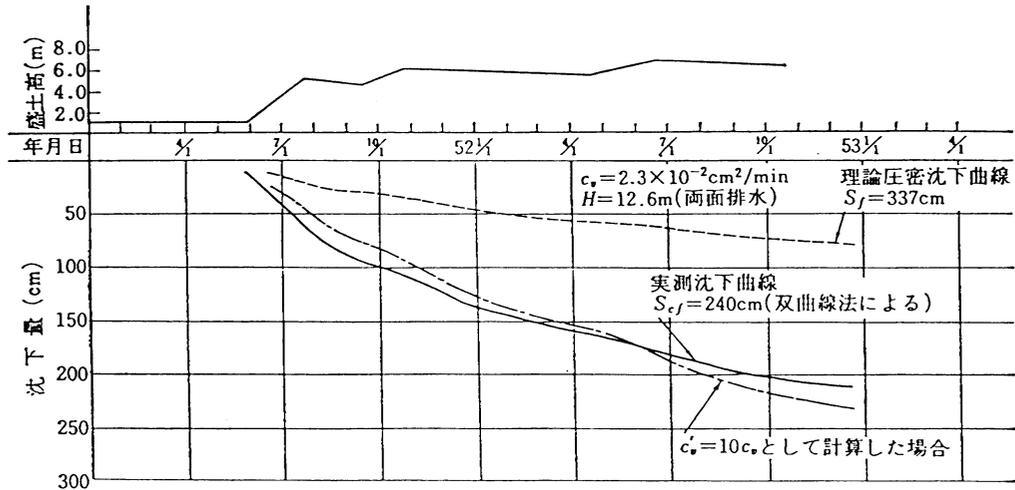
第9図 圧密時間と  $e(f)$ - $\log p$  関係 (地盤工学会, 1995)



第10図  $p_c$  値・ $C_c$  値の深度分布 (正垣・日下部, 1987)



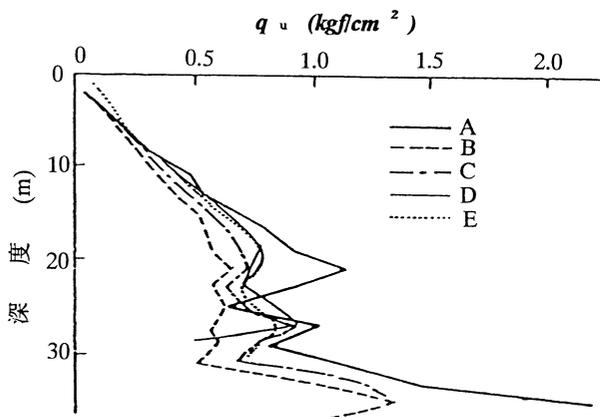
第11図 間隙比のスケールが  $p_c$  値に及ぼす影響 (正垣・日下部, 1987; 地盤工学会, 1995)



第12図 沈下量に関する理論値と実測値の比較 (土質工学会, 1980)

験方法や試験結果の整理段階での人為的誤差ではなく、応力解放や機械的乱れによるものと考えられる。また、試験値の判断誤差の例として、間隙比のスケールの取り方で  $p_c$  値が変化する場合を第11図に示す(地盤工学会, 1995)。図より、スケールを小さく取るにつれて  $p_c$  値が大きくなっていくことがわかる。

つぎに、標準圧密試験結果に関する室内試験結果の实地盤挙動への応用例として、沈下挙動の例をみることにする。第12図は、一次元圧密理論によって沈下と経過時間の関係を予測し、その結果と実測値とを比較したものである(土質工学会, 1980)。図より、実際の沈下は予測以上に速く、実測値と予測値を適合させるためには標準圧密試験結果から得られた  $c_v$  値を10倍にとると実測値の傾向を追うことができる。このような例はこれまでも多く報告されており、試験結果の補正を適切に行うことが、実際の沈下挙動を精度よく予測するには極めて重要な問題となる。この原因としては、圧密・透水特性の異方性の影響やサンドシームの存在等が考えられる。

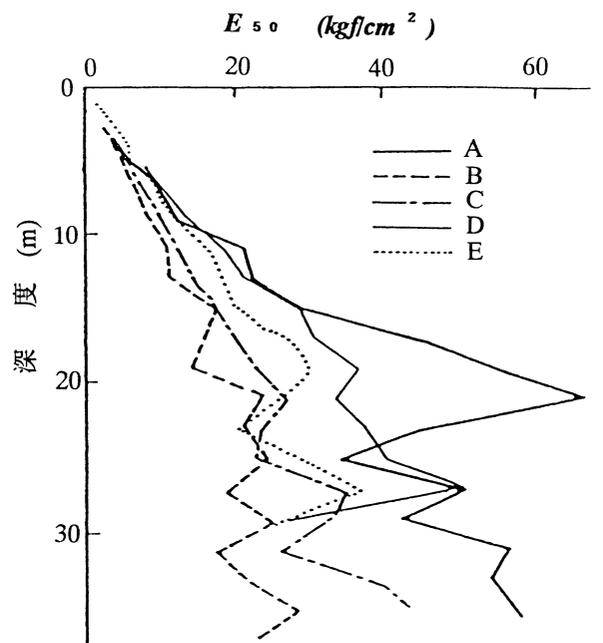


第13図  $q_u$  値に関する5社の比較 (東京湾) (土田ほか, 1988)

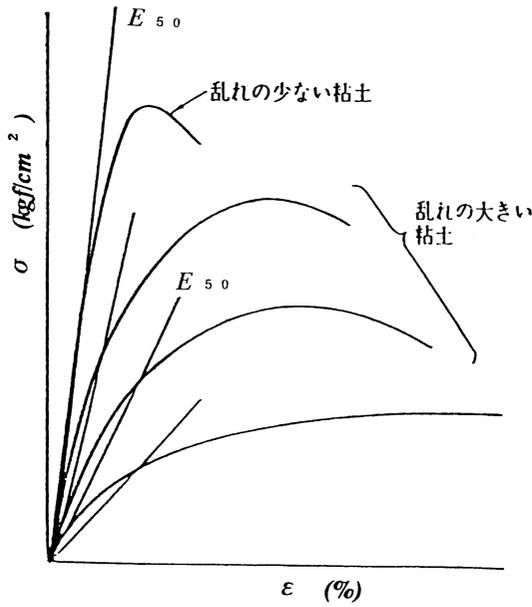
(3) 一軸圧縮試験

わが国においては、粘土地盤の非排水せん断強さを評価する場合には一般的に一軸圧縮強さ  $q_u$  を基本とした考え方が広く用いられている。一軸圧縮試験は、簡単であり、かつ地盤の破壊現象をよく表現できると言われている(Nakase, 1967)。しかしながら、一軸圧縮試験結果は、試料の乱れの影響を大きく受けるため、实地盤の原位置非排水せん断強さの分布として、その試験結果を適用する場合には十分な検討が必要となる。

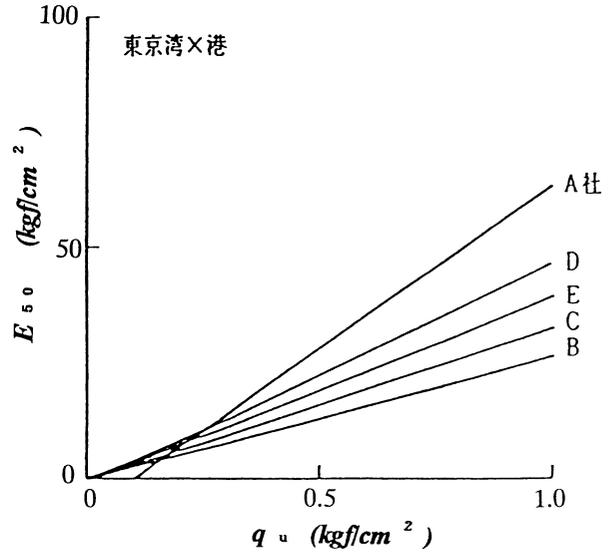
ここでは、民間会社5社が東京湾内の同一場所で調査試験を同一の仕様書に基づいて実施された報告例について議論する(土田ほか, 1988)。第13, 14図は、各社から報告された  $q_u$  値と  $E_{50}$  値の深度分布をそれぞれ示し



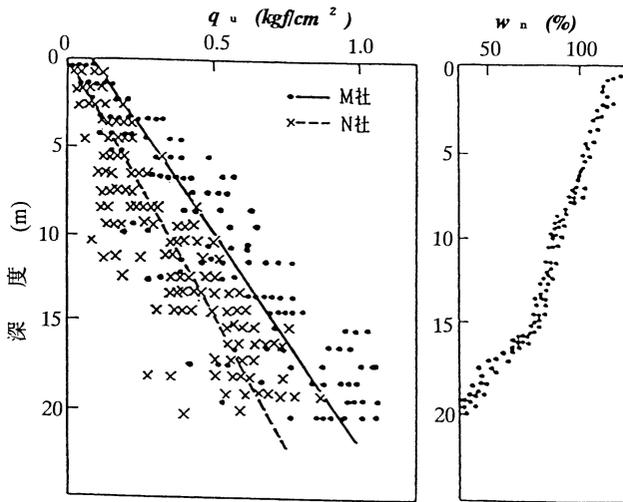
第14図  $E_{50}$  値に関する5社の比較 (東京湾) (土田ほか, 1988)



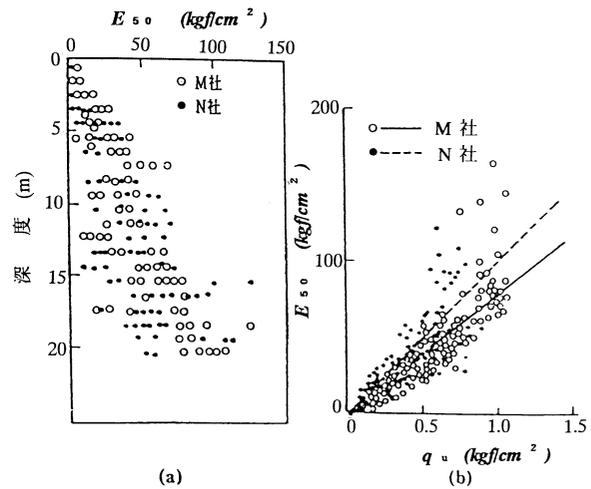
第15図 試料の乱れが応力ひずみ曲線に及ぼす影響



第16図 E<sub>50</sub> 値と q<sub>u</sub> 値の関係 (東京湾) (土田ほか, 1988)



第17図 q<sub>u</sub> 値と含水比の深度分布 (大阪湾) (土田ほか, 1988)



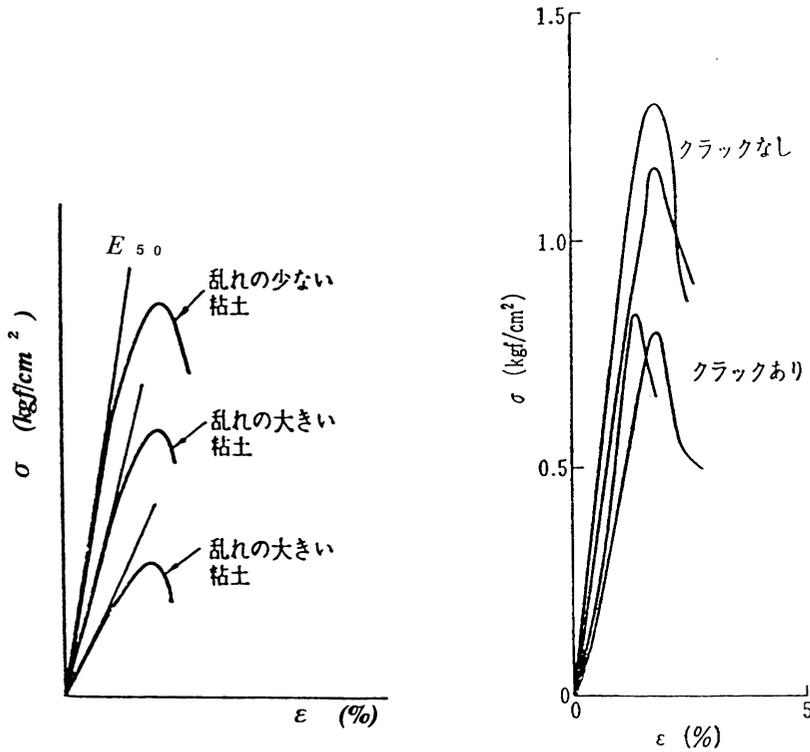
第18図 E<sub>50</sub> 値の深度分布と E<sub>50</sub> 値と q<sub>u</sub> 値の関係 (大阪湾) (土田ほか, 1988)

ている。図より、 $q_u$  値、 $E_{50}$  値両値とも深さとともに増加しているが、その増加傾向には各社において明らかな差が認められる。一般的な傾向としては、両値とも  $A > D > E > C > B$  の傾向がある。一般に、応力-ひずみ曲線に及ぼす試料の乱れの影響を評価する場合には、第15図に示したような関係がよく模式的に示される。また、 $E_{50}$  値は  $q_u$  値よりも一般的に乱れに関して鋭敏であり、そのため  $E_{50}/q_u$  値は試料の乱れが小さいほど大きくなると指摘されているが (奥村, 1974)、ここで得られた結果においても、ほぼ同様の結果が得られている (第16図参照)。よって、この調査結果によれば、 $A > D > E > C > B$  の順に良いサンプリングがなされていると評価で

きる。

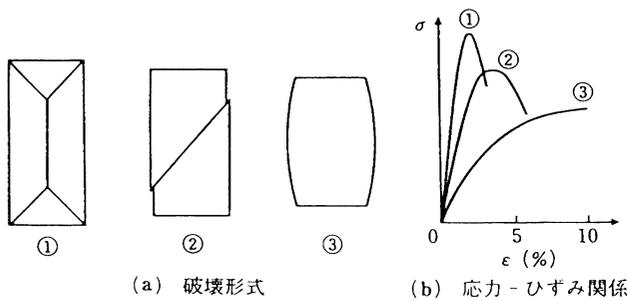
つぎに大阪湾において同様の比較した例について述べる (土田ほか, 1988)。第17, 18図は、2社から報告された含水比と  $q_u$  値の深度分布さらには  $E_{50}$  値の深度分布と  $E_{50}$  値と  $q_u$  値の関係をそれぞれ示している。図より、 $q_u$  値に関してはM社の試験値がN社の試験値より大きな値を示しているが、 $E_{50}$  値に関してはあまり両者の試験結果の差が認められない。

以上の結果から、たとえ同一地盤、同一調査・試験・仕様で行ったとしても、試験結果には明らかな差が認められ、この原因としては試料の乱れの程度の大小が挙げられる。しかしながら、第17, 18図にみられるような



第19(a)図 クラック形乱れによる応力—ひずみ曲線の変化 (土田ほか, 1988) 第19(b)図 クラック形乱れによる応力—ひずみ曲線の変化 (石井ほか, 1987)

結果に関して、土田ら(1988)はクラック型の乱れのパターンを指摘している(第19(a),(b)図(石井ほか, 1987)参照)。一方、供試体の破壊形式と応力—ひずみ曲線との関係に関しては、第20図に示したような関係があると指摘されている(土質工学会, 1980)。図中①は、供試体の端部にくさび型のすべり面が発生し、中央部が縦方向に引張り破壊する形式で、塑性変形前に破壊が生じるため土質試験結果として用いるには検討が必要となる。②は破壊ひずみが4%程度で生じ、60°程度のすべり面が現れる。③は供試体が樽形に変形し、破壊ひずみが大きくなり、このような形式は試料の乱れが大きい供試体や練り返し試料にみられる。土質試験結果としては

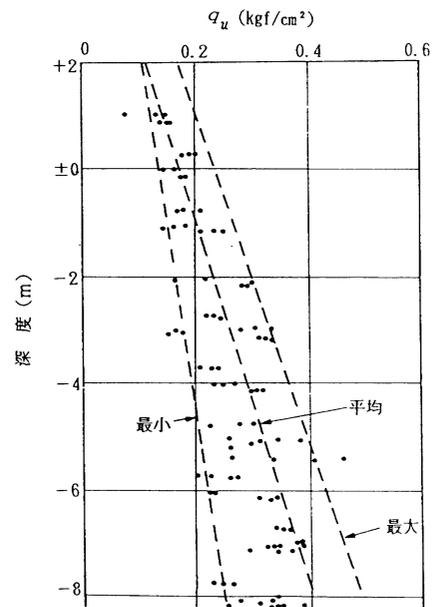


第20図 一軸圧縮試験における破壊形式と応力—ひずみ関係 (土質工学会, 1980)

塑性変形を伴う②③の場合が一般的に適用される。

粘土地盤の破壊現象を評価する際、先述したようにわが国においては、一軸圧縮試験が広く用いられている。これは、試験そのものが簡単なことと、この試験結果を用いた安定解析結果が実際の破壊現象をよく説明できるからである。ここでは実際の地盤の破壊事例を説明することとする(Nakase, 1967)。第21図は、軟弱な粘土地盤上に盛土を建設した際に地盤の破壊が生じ、破壊後に調査した一軸圧縮強さの深度分布を示している。その分布にはかなりのばらつきが認められるため三種類の強度分布を設定して円弧すべり解析を行った。すなわち、a) 破壊に関して安全側を考慮して最小値の分布を採用、b) ばらつきを考慮せず単純に平均値を採

用、c) 小さな強度は乱れによるものと考え、最大値の分布を採用するという三種類の強度分布である。得られた安全率 $F_s$ は、a)  $F_s=0.80$ , b)  $F_s=0.93$ , c)  $F_s=1.10$ となった。実際の破壊は、安定計算時の盛土高さで生じているため、 $F_s=1.0$ となるような実際の現象を最もよ



第21図 破壊後の一軸圧縮強さの深度分布 (Nakase, 1967)

第2表 中間土の判断基準 (小林ほか, 1992)

	砂	粘土	中間土
砂含有量 (%)	80 以上	50 以下	50~80
塑性指数 $I_p$	NP	25 以上	NP~25
透水係数 $k$ (cm/s)	$10^{-4}$ 以上	$10^{-7}$ 以下	$10^{-7}$ ~ $10^{-4}$
圧密係数 $c_v$ (cm <sup>2</sup> /min)	$10^1$ 以上	$10^{-1}$ 以下	$10^{-1}$ ~ $10^1$

く再現していると判断できる。以上のことから平均値の分布図を用いた解析結果が実際の破壊現象を最もよく説明できるという結論に至る。このことは、工学的には試料の乱れによる強度低下と強度異方性・時間効果による強度の過大評価等がうまく調和しており、その結果と平均値とが一致していることが推測できる。

中間土地盤の力学的性質 (亀井, 1992)

一般に土構造物の設計法は、対象とする土の分類によって異なっている。即ち、砂地盤では排水せん断試験より求められる $\phi_u$ を強度定数とした設計法であり、粘土地盤では非排水せん断試験より求められる非排水せん断強度 $c_u$ を強度定数とした設計法である。このような設計法の二分化は、工事の施工スピードと対象とする土の透水性の差によるとの認識からであったが、実際の地盤では、明確に分離できないような、中間土地盤が存在しており、簡単に砂あるいは粘土と大別して技術的に全く異なった設計を行うことには問題がある。

中間土地盤の設計法に関して、問題点は二つに大別されよう。即ち、地盤の強度定数の決定法と設計法そのものである。粘土の延長上として中間土を扱おうとする場合、粘土より中間土の方が強そうであるという単純な推論に反し、一軸圧縮試験から得られる強度は小さい。このことは、粘土では認められている原地盤強度と、室内試験による強度（特に一軸圧縮強度）との相関が、中間土地盤では成立しにくく、土質試験データについて何らかの修正が必要であることを意味し、土質力学的には、サンプリングに伴う乱れの現象として考えられる問題である。一方、砂の延長上として中間土を扱う場合の問題は、非圧密層とされる砂質領域においても、細粒分の混入による透水性の低下によって透水層と認められるか否かという点であり、これは地盤の沈下・安定の両問題に影響を与える。

このような地盤に対する考え方は、土を粘土と砂の両面からその工学的特性を把握しようとしているが、中間土地盤の設計にはまだ曖昧さが残されている。

粘土と砂の中間的な粒度組成を有する土を主に“中間土”と呼ぶことにするが、このような土は含まれている

砂分（粗粒分）の量により粘土と砂の中間的な力学性状を示す。これまでの中間土に関する研究から、粘土から砂への力学的挙動の遷移していく各境界を土の物理的特性（砂分、塑性指数 $I_p$ ）を基準に概略設定すると第2表のようにまとめることができよう（小林ほか, 1992）。

実際の設計基準では、中間土領域の土も含めて砂分60~80%以下の土のせん断強度は排水速度と施工速度の両者を考慮し、安全側をみて粘土と同様の設計手法を採るようにしている場合が多い。

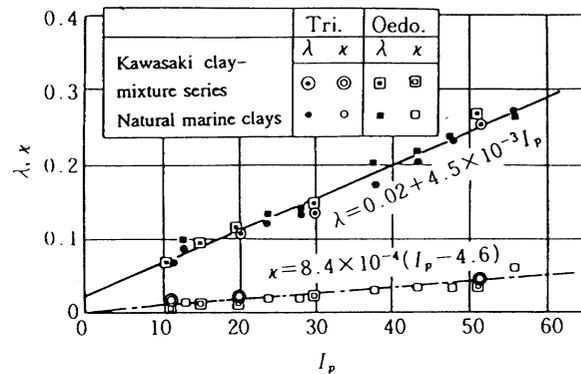
工学的な設計法は、安全性・経済性等が合理的に考慮されているべきである。したがって、いかに理論的信頼性が高くても、解析が複雑であったり、強度定数の決定が困難である場合は、その設計手法は特殊な場合を除いて、一般に現場では採用されない。この点で多くの破壊事例や成功例によって確立されてきた $\phi_u=0$ 法解析は、合理的な設計例といえよう。

以下、ここでは第2表のように分類した根拠と中間土地盤の力学的諸特性を評価する際の留意点に関して述べることにする。

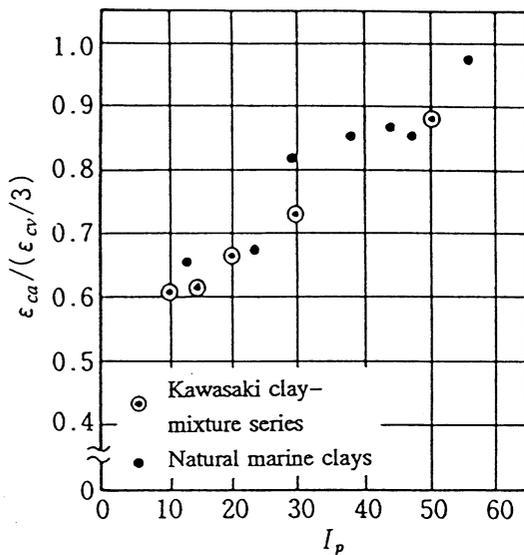
(1) 中間土の圧縮・圧密特性

a 圧縮特性に関する評価

はじめに土の圧縮特性を示す圧縮指数 $\lambda$ ・膨潤指数 $\kappa$ と塑性指数 $I_p$ の関係を調べてみる(Nakase et al, 1988)。第22図は圧縮指数 $\lambda$ と $I_p$ の関係を示している。 $\lambda$ 値は $I_p$ の増加にともなって大きくなり、図に示したような直



第22図 圧縮指数 $\lambda$ と膨潤指数 $\kappa$ と塑性指数 $I_p$ との関係 (Nakase et al., 1988)



第23図 三軸等方圧密試験における  $\epsilon_{ca}/(\epsilon_{cv}/3)$  と塑性指数  $I_p$  との関係 (Nakase and Kamei, 1988)

線関係が認められる。このことから最終沈下量については、 $\lambda$  値と  $I_p$  (あるいは砂分) が十分な直線性を有していることから、粘性土から砂質土まで急変する境界はなく、中間土地盤においても粘性土地盤の延長とした設計が可能であろう。

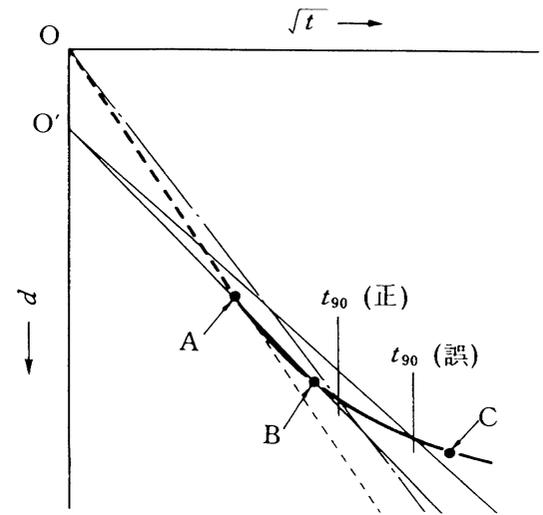
一方、粘性土の圧縮特性に関する異方性の程度を調べるために、三軸等方圧密試験を行ったときの軸歪  $\epsilon_{ca}$  と体積歪  $\epsilon_{cv}$  の  $1/3$  の比と  $I_p$  の関係を示すと第23図のようになる (Nakase and Kamei, 1988)。もし土が等方性材料であるならば  $\epsilon_{ca}$  の値は  $\epsilon_{cv}$  値の  $1/3$  と等しくなり、その比は  $1.0$  を示す。しかしながら、図よりその値は  $I_p$  の低下にともなってほぼ直線的に減少しており、体積歪量に対して軸歪量が小さいことがわかる。このことは、 $I_p$  が小さな土すなわち中間土のような土ほど初期構造異方性が大きいことを意味している。

この原因について微視的な土粒子構造を考えると、鉛直方向における砂粒子の接触面積は大きく、接触面の法線ベクトルは鉛直方向を向いている。そのため、鉛直方向には砂の骨格が大きく抵抗し、粘土部分の応力分担は小さくなり、圧密量も小さくなる。その反面、水平方向の砂の骨格による抵抗は弱く、大部分の応力粘土部分によって分担されている。その結果、砂粒子骨格のせん断変形が生じやすくなり圧密量も大きくなる。

以上より、通常の標準圧密試験では見落としがちな圧縮指数に関する異方性が存在することが三軸圧密試験結果から明らかになった。

**b 圧密層か非圧密層か**

圧密特性の観点から地盤を評価する場合、二つの視点



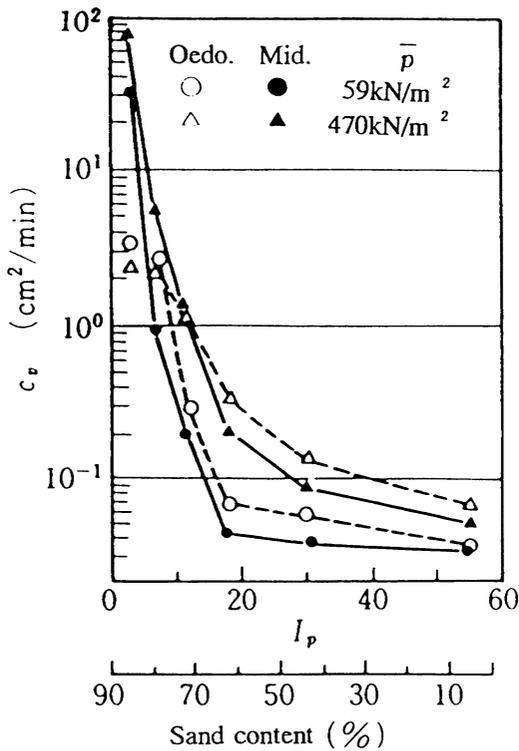
第24図  $\sqrt{t}$  法における  $t_{90}$  の過大評価

が挙げられよう。即ち、ある粘性土層を圧密層と見るべきか非圧密層と見るべきかという点と、ある砂質土層を透水層とみるべきか否かという点である。一般に前者の判断基準には圧密係数  $c_v$  が考えられ、後者の判断基準には透水係数  $k$  が用いられる。

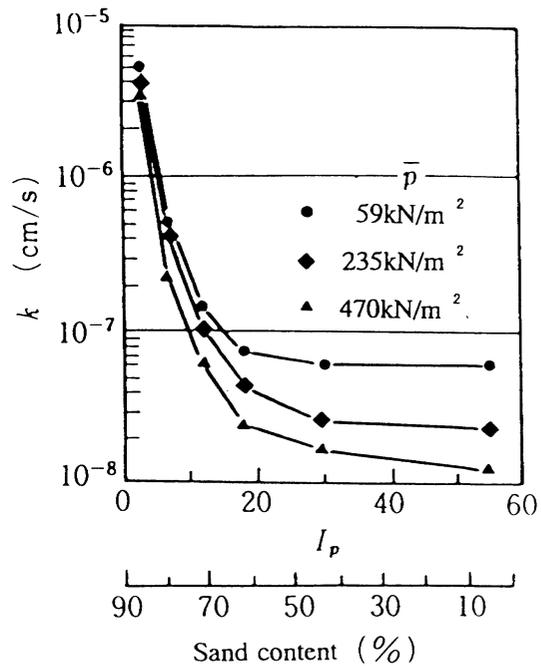
中間土の圧密試験を行う際に、一つの問題点として試験法そのものの問題がある。即ち、 $c_v$  値の大きな中間土では圧密の進行速度が大きいため、標準圧密試験のように排水長が短い場合には十分に圧密の進行状況がとらえられないということがある。

第24図は供試体の  $c_v$  値の大きさに対して排水長が過小な場合を模式的に示したものである。正しい試験結果としてはプロットから  $OABC$  が得られ、直線  $OA$  を基準として直線  $OB$  より  $t_{90}$  値を定めるのであるが、測定が追従できずに  $ABC$  部分しか得られない場合には、 $AB$  を直線と考えて  $O'C$  より  $t_{90}$  値を求めることになる。得られた結果は  $t_{90}$  値を過大評価しており、その結果として  $c_v$  値を過小評価することになる。一般的に  $c_v$  値が  $1 \text{ cm}^2/\text{min}$  以上の結果を得た場合には  $c_v$  値が過小評価されている可能性がある。このような場合には標準圧密試験データは再検討の必要があり、排水長の大きい圧密試験機あるいは精度の良い自記式測定により  $c_v$  値を求めるべきである。

第25図は標準圧密試験と中型圧密試験 (直径・高さとも標準圧密試験の2.5倍) より求めた  $c_v$  値と  $I_p$  の関係を示している (中瀬ほか, 1978)。ここで  $M3$  と  $M7$  (塑性指数  $I_p = 3, 7$ ) の標準圧密試験の  $c_v$  値は、最初の2点を直線と仮定して求めている。  $I_p$  が大きな土では標準圧密試験の  $c_v$  値が中型のそれよりも大きくなっているが、  $I_p$  が小さくなるとこの傾向が逆転している。これは



第 25 図 圧密係数  $c_v$  と塑性指数  $I_p$  (砂分) の関係 (中瀬ほか, 1978)



第 26 図 透水係数  $k$  と塑性指数  $I_p$  (砂分) の関係 (中瀬ほか, 1978)

上述したように標準圧密試験の排水長が不足していることにより  $c_v$  値を過小評価しているためである。この結果より、標準圧密試験の適用限界は  $I_p$  が 10 程度以上 (砂分含有量 70% 以下) の土と考えられる。また同図より  $I_p$  が 18 以上では  $c_v$  値の変化は少なく粘土としての特性を呈しているが、 $I_p$  がこれより低下して行くと  $c_v$  の値は急激に増加していく。この傾向は第 26 図に示した透水係数  $k$  と  $I_p$  との関係からも全く同様のことがいえる。

いま粘土・中間土・砂の境界をどの様に設定すべきかは明瞭には述べられないが、工学的な観点から  $c_v$  値を大きく区分し  $10 \text{ cm}^2/\text{min}$  以上で非圧密層、 $10^{-1} \text{ cm}^2/\text{min}$  以下で圧密層として仮定すると、

非圧密層 ……  $I_p$  が 5 以下 (砂分 80% 以上)

圧密層 ……  $I_p$  が 25 以上 (砂分 50% 以下)

が得られる。

以上のように、圧密係数と透水係数から粘土と中間土の境界領域を判断すると、 $I_p$  が 15~20 を屈曲点として、その傾向が大きく変化していくものと考えられる。また、同様な傾向は非排水せん断特性の面から報告されており (Nakase and Kamei, 1983)、 $I_p$  が 20 以上の土はこれを粘土とみなしてもよいが、15 以下の土は粘土の挙動から砂の挙動への変化が著しくなるとしている。

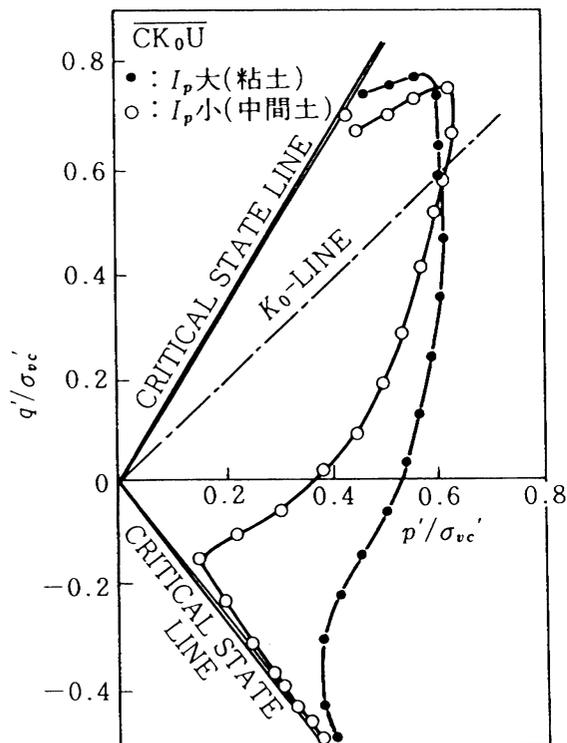
c 透水層か否か

一方、非圧密層と考えられる砂質領域において、第 25, 26 図より透水層とみなすか否かについて砂分 85% を含んでいる試料 M 3 は  $c_v=5 \times 10 \text{ cm}^2/\text{min}$  を示しており、圧密係数としては大きく非圧密層として良いが、透水係数は  $k=4 \times 10^{-6} \text{ cm}/\text{sec}$  であり、透水層としては値が低すぎる。即ち、細粒土分が 10~20% の砂質土は、少量の細粒土分の変化によって、その透水係数や圧密係数は大きく変化する。

透水層か否かの判断基準を得るために、透水係数  $k$  と砂分の関係を示したのが第 26 図である。いま砂分 85% においても  $k=1 \times 10^{-6} \text{ cm}/\text{sec}$  であることに着目し、砂分 95% の試料の変水位透水試験より求めた  $k=1 \times 10^{-4} \text{ cm}/\text{sec}$  (純粋な砂と同程度のオーダー) と比較すると、 $10^{-2}$  オーダー小さめの値となっている。圧密計算による透水層と圧密層の  $k$  値の差は  $10^{-4}$  のオーダー差が必要であるとの考えも考慮すると (Yoshikuni and Nakanodo, 1974)、透水層としての砂分境界は 90~95% 以上は必要であろう。また、大きなマスとして地盤全体の透水問題を考えると、層厚・層の連続性等も考慮する必要があろう。

d 圧密問題と透水問題に関する評価

圧密現象の解析は、基本的には境界値問題であって、境界条件の設定が設計上重要である。この場合、先述したように、ある土層を圧密層とするか非圧密層とするかの判断には  $c_v$  値が大きく ( $1 \text{ cm}^2/\text{min}$  以上)、砂分にして 70% を超える粘性土の場合、標準圧密試験データは再検討されるべきであり、排水長の大きい圧密試験機あ



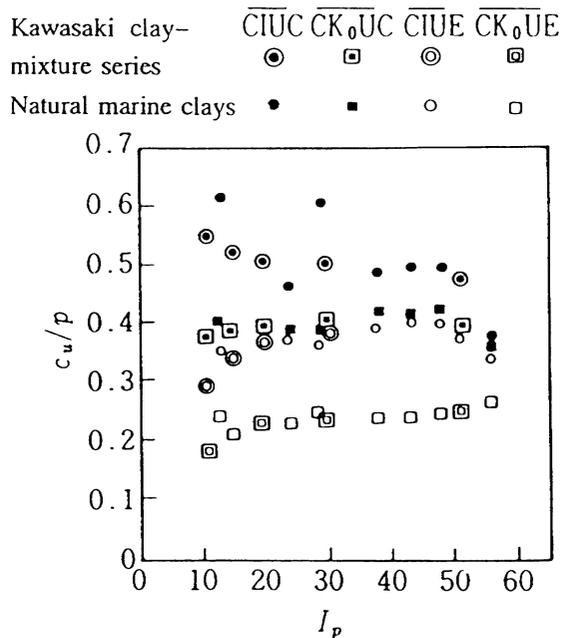
第27図 K<sub>0</sub>圧密非排水三軸試験における代表的な有効応力径路 (亀井, 1992)

るいは精度の良い自記式測定により  $c_v$  を求めるべきである。さらに圧密層と接する中間土層が砂分90-95%以上あれば透水層とみなせるが、90%以下の場合では実際に透水試験を実施し慎重に評価する必要がある。

以上より、圧密特性・透水特性は  $I_p = 15 \sim 20$  程度を屈曲点とした二直線で表すことができる遷移特性を示すことが明らかとなった。しかしながら、多くの粘土の中には、その物理的特性のみから判断すると粘土的挙動を示すと考えられる試料が実際には砂的な挙動を示す場合もみられるので、実際の取扱いにおいては十分な注意を必要とする。一方、圧縮特性や初期構造異方性に関しては、その変化傾向はそのような屈曲点は認められず、 $I_p$  の低下にともなってほぼ直線的に減少していく。

(2) 中間土のせん断特性

一般に粘性土のせん断特性は、構成する土粒子及び土粒子配合の特性とその後の異方応力状態での圧密過程等により異なる。このような視点から、粘性土の強度変形特性に関する異方性、特に非排水せん断強度に関する異方性と塑性指数の関係は、従来から行われてきた。そこで、非排水伸張強度と非排水圧縮強度との比を強度異方性と定義し、多くの粘性土試料の値を用いて塑性指数について調べてみると、異方性の程度は、塑性指数が小さいほど、即ち中間土のような土になるほど著しくなることが見いだされている (Nakase and Kamei, 1983)。こう

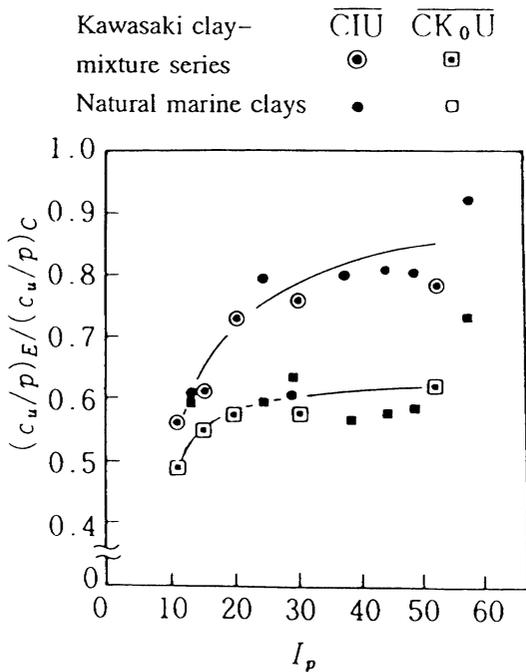


第28図 強度増加率  $c_u/p$  と塑性指数  $I_p$  との関係 (Nakase and Kamei, 1988)

した土要素に関する強度異方性の知見は、従来地盤を均一なものとして扱ってきた安定問題を異方性地盤としての立場から見直す必要性を意味している。

第27図は、等方圧密・ $K_0$ 圧密両供試体の代表的な有効応力径路を示したものである (亀井, 1992)。圧縮側では各試料による明瞭な差は認められないが、伸張側では  $I_p$  が30以上ではほぼ粘土の挙動にみられるような傾向を示し、中間土と考えられる10の土では大きな過剰間隙水圧が発生し、その挙動は粘土の挙動から砂の挙動へ移行していくのが明瞭に表れている。このように、過剰間隙水圧の挙動の違いは圧縮载荷よりも伸張载荷の場合に大きく表れる。設計上の安全性という点では、間隙水圧の挙動に着目することが合理的である。即ち、破壊時の間隙圧係数  $A_r$  が負になるような土に対しては、非排水せん断強さは排水せん断強さより大きくなり、非排水せん断強度を用いることは危険側の評価をしていることになる。

第28図は各試験条件における  $c_u/p$  値と  $I_p$  の関係を示したものである (Nakase and Kamei, 1988)。等方圧密による  $c_u/p$  値は  $K_0$  圧密によるそれよりもせん断条件によらず大きな値を示しており、その差は  $I_p$  の小さい土程大きくなっている。また、圧密条件によらず、伸張強度は圧縮強度より小さな値を示している。以上より、自然地盤における圧密による強度増加を評価する場合、等方圧密条件による実験結果は危険側の評価を与えることになる。

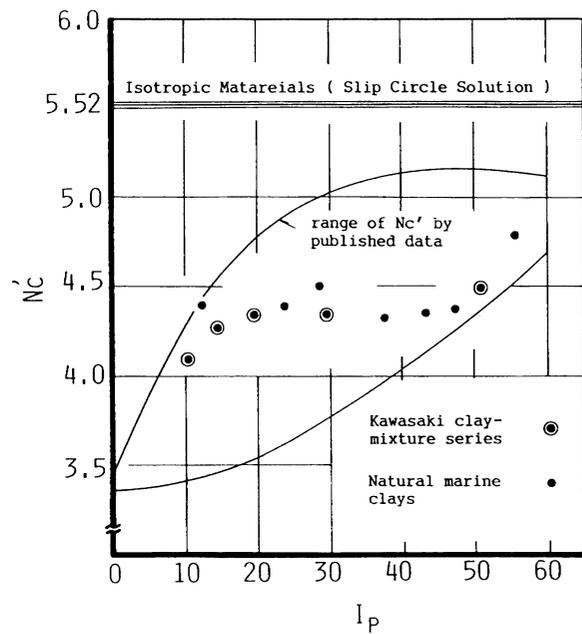


第29図 強度異方性と塑性指数  $I_p$  との関係 (Nakase and Kamei, 1988)

さらに伸張強度と圧縮強度の比を強度異方性と定義し、その強度異方性と  $I_p$  の関係を示すと第29図が得られる (Nakase and Kamei, 1988)。土の強度異方性は等方圧密  $K_0$  圧密両供試体とも認められ、その程度は等方圧密より  $K_0$  圧密供試体の方が大きく生ずる傾向にある。いま  $K_0$  圧密供試体に着目すると、 $I_p$  が20以上の粘性土では、伸張時の強度増加率は圧縮時のその約60%程度と考えてよいようである。しかしながら、 $I_p$  が15、10と減少し中間土と呼ばれる領域になると強度異方性は更に増大し、 $I_p$  が10程度の土では、伸張強度が圧縮強度の50%程度にも減少してしまう。

以上静的なせん断特性から判断して、 $I_p$  が20以上の粘性土はこれを粘土として取り扱えるが  $I_p$  が20未満の場合には  $I_p$  の減少に伴って粘土の挙動から砂の挙動への変化が著しくなる。したがって、中間土として扱うべき土はその  $I_p$  が測定限界から20程度の範囲に入るものといえるであろう。

最近の大きな地震で生じた被害が自然斜面のすべりや人工盛土の崩壊によるものであることから、土構造物や斜面の耐震性をいかに合理的かつ正確に評価するかということが課題となってきている。その際の問題点の一つとして、動的載荷による土の強度低下が挙げられる。砂に関しては、新潟地震後、液状化の判定法や対策手法等の研究がかなり進んでいるが、粘土地盤に関しては被害例が少ないこともあり、一般に強度低下はあまり問題とされていない。



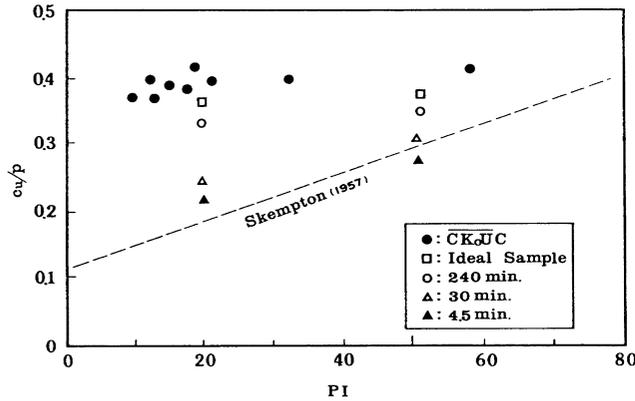
第30図 強度異方性が支持力係数  $Nc'$  に及ぼす影響 (Kamei, 1986)

しかしながら、先述したように砂分60-80%程度含んだ粘性土の強度特性や間隙水圧挙動は、砂分の少ない粘土のそれと、かなり異なることが明らかになってきた。また、粘性土に動的載荷がなされたときの強度は、発生した間隙水圧の大きさに大きく影響を受けるので、地震時あるいはそれ以後の安全率の低下を見積る上で、これらの値を知ることが必要である。

ここで上述した異方性の程度と中間土との関係について整理することにする。

応力-ひずみ関係に着目すると、砂分の多い中間土では圧縮試験で主応力差最大が生じてからの強度の減少が生じている。このことは砂分の多い土ほどいわゆる進行性破壊が生じやすいことを意味している。伸張試験と圧縮試験から得られた強度増加率の比を  $I_p$  について整理すると第29図にみられるように、 $I_p$  が20以上の粘性土では強度異方性の程度に大きな差はみられず、 $I_p$  が15程度より小さくなると急激に強度異方性は大きくなる (Nakase and Kamei, 1983)。これが中間土において特に強度異方性を考慮した安定解析の必要な理由である。

この結果の工学的な解釈を安定解析における支持力の観点からみると、第30図のような関係が得られた (Kamei, 1986)。ここで、支持力係数  $Nc'$  は圧縮強度を基準にした値を算出した。図より支持力の値が異方性を考慮すると減少し、また中間土ほど大きくその影響を受けていることがわかる。なお、 $I_p$  が更に減少すると地盤の透水性が高まるので、ここで示した非排水強度の異方性傾向を単純に  $I_p$  が10以下の中間土に延長することは注意を要



第31図 ベーン挿入後の放置時間と強度増加率の関係 (Kimura and Saitoh, 1983)

する。

(3) 中間土における乱れの影響

先述したように原位置より土を採取し、その土を室内において要素試験に供するまでの過程において、供試体はサンプラーの押込み、試料の押出し、トリミング等による機械的乱れと原位置応力が地上で応力解放されるため膨張しようとして構造が乱される。このため、試料の有効応力は原位置にあるときと比べて減少し、一軸圧縮・UUせん断試験等で得られた非排水せん断強度は、原位置における理想試料のそれに比べて小さくなる。また、土の圧密特性と乱れの関係も数多く報告されている。

第31図はSkemptonが提案した  $c_u/p$  値と  $I_p$  の関係と三軸試験及びベーンせん断試験の結果を示している。図より  $I_p$  が小さい場合は三軸試験で得られた  $c_u/p$  値とスケンプトンの式の差は大きくなっている。またベーンせん断試験において、放置時間が僅かな場合はSkemptonの式とよく一致しているが、ベーン挿入後回転までの放置時間を増して間隙水圧の消散を図ると  $c_u/p$  値はだんだんと三軸試験の値に近づいていくことが認められた。この傾向は中間土において著しくなっている。この原因としては  $I_p$  の小さい土ではベーンブレードの挿入時に構造が乱れやすく、過大な間隙水圧が生じていることが考えられる (Kimura and Saitoh, 1983)。

(4) 中間土の土質定数の評価法

中間土は、通常の粘土と同様に一軸圧縮強度の1/2を粘着力  $c_u$  とする方法では強度を過小評価する傾向がある。即ち、このような土に対して非圧密非排水三軸圧縮試験を行うと  $\phi_u = 0$  とはならず、 $\phi_u > 0$  となる。第32図は中間土に対して行った非圧密非排水三軸圧縮試験結果を示している (中瀬ほか, 1972)。図より、砂分が増加して塑性が低下するに従って  $\phi_u$  の値が大きくなっている。この原因としては、中間土では、試料が受けていた拘束圧力の解放により、試料が不飽和の傾向を示すた

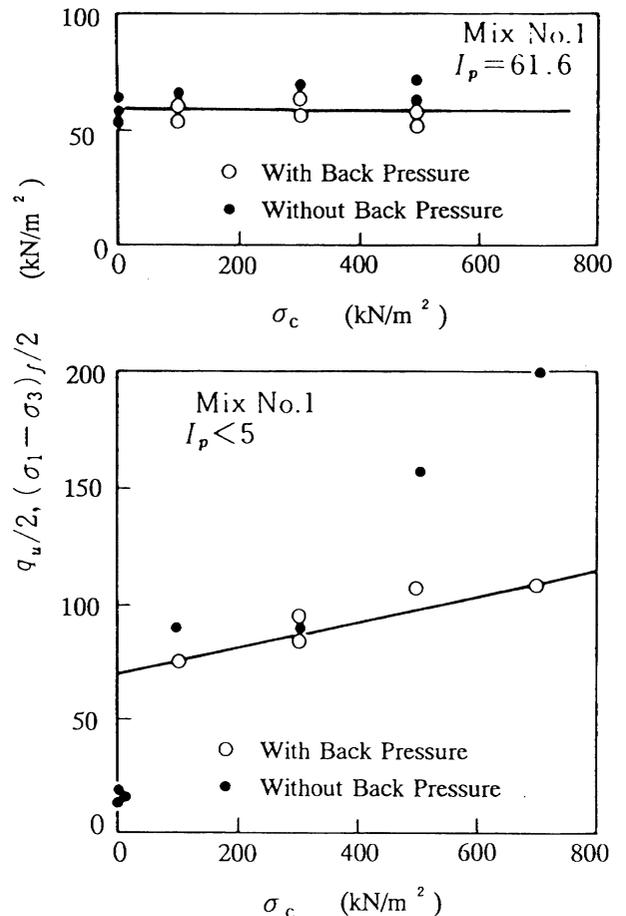
めと考えられる。

したがって、中間土については、一軸圧縮強さをそのまま用いることは強度を過小評価することになり、実際の拘束圧力に対応している強度を用いるべきである。このためには、非圧密非排水三軸圧縮試験を行う必要がある。しかし、各試料に対してこのような試験を行うことはバラツキも大きく、拘束圧力をどの程度にすべきかという判断も困難である。

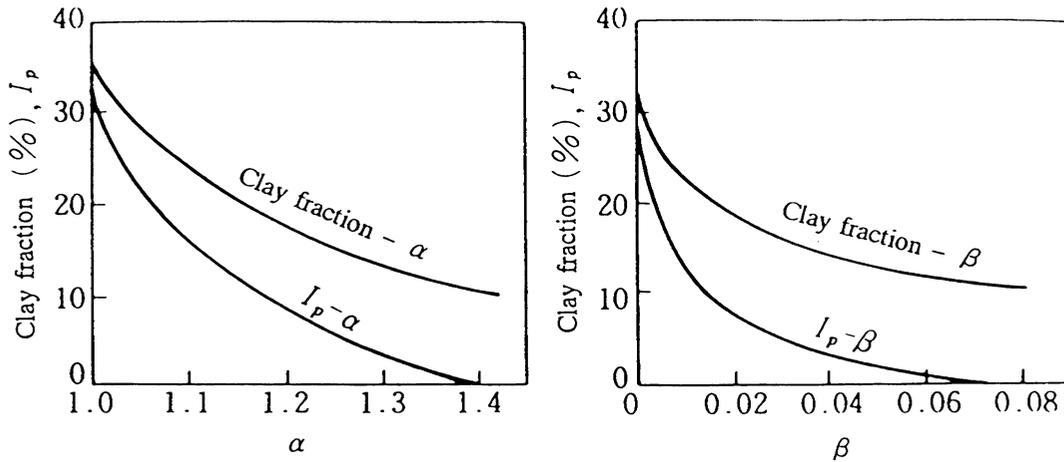
このような観点から、塑性指数  $I_p$  あるいは粘土含有量を用いた一軸圧縮強さの補正方法が提案されている (中瀬ほか, 1972)。この方法は、人工的に調整された試料に対する多くの三軸圧縮試験結果から、試料の物理的性質を用いて一軸圧縮強さの補正を行うものである。この方法によって非排水せん断強さ  $\tau_r$  を次式によって求める。

$$\tau_r = \alpha (q_u/2) + 0.8 \beta \sigma_v \dots\dots (1)$$

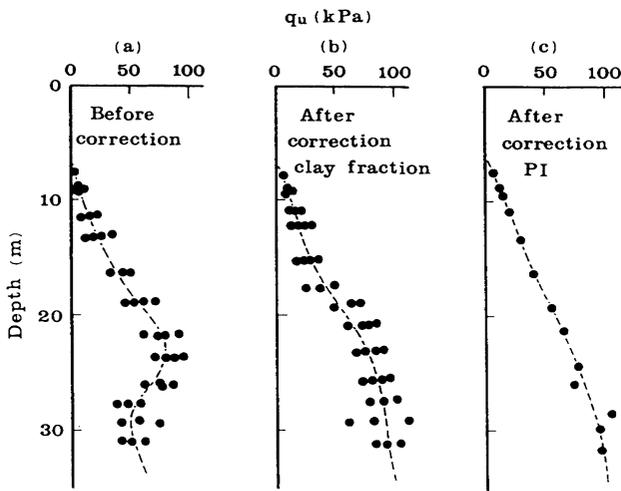
ここで、 $\sigma_v$  は鉛直方向の全応力 (水圧も含む) であり、補正係数  $\alpha$ 、 $\beta$  は試料の塑性指数  $I_p$  あるいは粘土含有量から第33図を用いて求められる。この図に示されるように、塑性指数あるいは粘土含有量が35以上になると、



第32図 粘性土の非圧密非排水三軸圧縮試験結果 (中瀬ほか, 1972)



第 33 図 一軸圧縮強さの補正係数  $\alpha, \beta$  (中瀬ほか, 1972)



第 34 図 一軸圧縮強さの補正例 (中瀬ほか, 1972)

$\alpha = 1, \beta = 0$  となり,  $\tau_r = c_u = q_u / 2$  となり  $\phi_u = 0$  の場合と一致するが, 粘土の塑性が低くなると  $\alpha > 1, \beta > 0$  となり,  $\tau_r > q_u / 2$  となる.

この方法を用いて, 中間土地盤に対して一軸圧縮強さの補正を実施した一例を第 34 図に示す. この地盤の一軸圧縮強さの分布を第 34 (a) 図は示している.  $-25$  m 以深の粘土は一軸圧縮強度が小さくなっているが, これはこの部分の土の塑性が低いため, 試料採取に伴う拘束圧力の解放による影響が大きく, 一軸圧縮強さが原地

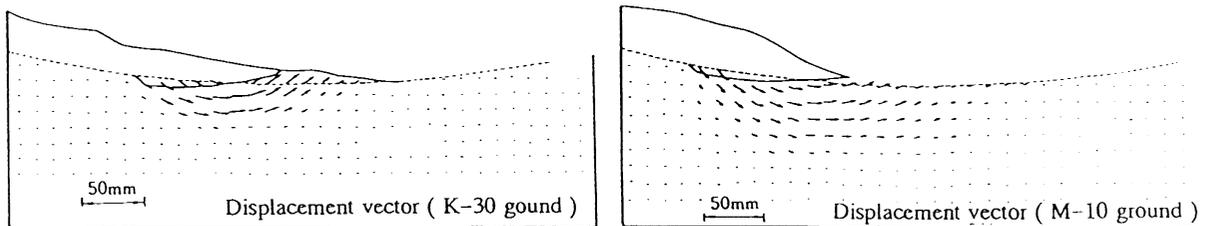
盤のせん断強さを正しく表していないことが考えられる. そこで, 第 34 (a) 図及び (1) 式を用いてこの部分の一軸圧縮強さの補正した結果を第 34 (b), (c) に示した.

第 34 (b) 図は粒度分析試験結果から粘土含有量を求めて補正している.  $-25$  m 以浅の土は粘土含有量が大きく,  $\alpha = 1, \beta = 0$  となるので強度の変更はないが,  $-25$  m 以深については, 補正によりかなり  $q_u$  値が大きくなっている. 第 34 (c) 図は塑性指数によって  $q_u$  値を補正したものである. 第 34 (b) 図は各ボーリングごとに補正を行ったものであるが, 第 34 (c) 図は平均的な数値を用いているため, 両者の補正後の  $q_u$  値は必ずしも一致はしていないが, 全体的にみれば中間土の  $q_u$  値の分布が補正することによりかなり大きくなっていることがわかる.

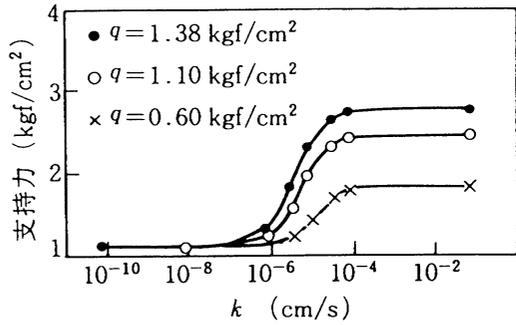
ただしこの補正法は, 粘土含有量が 10% 以下の土には適用してはならない. また, 粘土含有量によって補正係数を求める際には, 特に粘土の分散を慎重に行った粒度分析試験結果を用いなければならない.

(5) 中間土地盤の変形特性

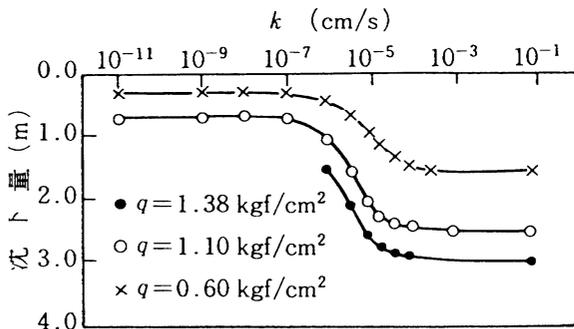
遠心力载荷装置を用いた盛土の破壊時の変位ベクトルを第 35 図に示す (中瀬ほか, 1984). 図より中間土地盤 (M-10) では変位ベクトルの方向が水平方向に流れており, 粘土地盤 (K-30) にみられるように上方  $45^\circ$  を向



第 35 図 遠心力载荷装置を用いた盛土の破壊実験にみる変位ベクトル (中瀬ほか, 1984)

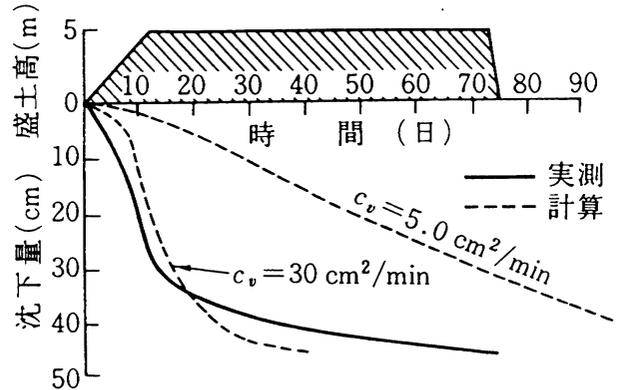


第36図 各載荷重および地盤透水係数における盛土終了時の沈下量 (浅岡ほか, 1989)



第37図 透水係数と盛土終了時の支持力との関係 (浅岡ほか, 1989)

いてはしない。このことから、中間土地盤では側方変形が著しく、このような地盤周辺に構造物を建設する場合には、その地盤の変形挙動に十分な注意と検討が必要であるといえる。



第38図 沈下量と時間との関係 (Tsuchida et al., 1989)

(6) 中間土地盤の排水条件の評価と沈下挙動

先述したように、実務においては地盤を粘土地盤と砂地盤とに大別して取り扱っており、その排水条件としては粘土地盤 (非排水条件)・砂地盤 (排水条件) として設計している。これに対して、中間土地盤は両地盤の中間に属しているため部分排水条件下にあるといわれている。よって、その取り扱いには現場条件と施工条件をよく検討して評価する必要がある。

ここでは、盛土施工に伴う地盤の沈下挙動と透水係数の関係を解析的に検討した例を挙げる (浅岡ほか, 1989)。第36, 37図は各載荷重および異なる透水係数 k を有する地盤の沈下挙動と支持力の変化を示しているが、どの荷重においても k 値が  $10^{-4} \sim 10^{-7}$  の範囲で激変している。このことは、k 値が  $10^{-4}$  以上の領域では完全

第3表 平良港における珊瑚まじり土の室内試験結果 (Tsuchida et al., 1989)

土粒子密度 ( $g/cm^3$ )	2.80
粒度組成 粘土 (%)	10~19
シルト (%)	21~56
砂 (%)	16~44
礫 (%)	0~56
含水比 (%)	27~32
単位体積重量 ( $gf/cm^3$ )	1.7 ~2.0
圧縮指数 $C_c$	0.11~0.16
圧密係数 $c_v$ ( $cm^2/min$ )	0.4 ~1.8
透水係数 $k$ ( $cm/s$ )	$1.2 \sim 3.8 \times 10^{-5}$

第4表 現場透水試験による透水係数 (Tsuchida et al., 1989)

深度 (m)	水位回復法	注入法	(単位 $cm/s$ )
3.5-4.0	$1.2 \times 10^{-2}$	$9.9 \times 10^{-4}$	
5.5-6.0	$1.0 \times 10^{-3}$	$5.4 \times 10^{-4}$	
9.0-9.5	$1.2 \times 10^{-2}$	$5.4 \times 10^{-4}$	
12.0-13.0	$1.6 \times 10^{-2}$	$3.3 \times 10^{-3}$	

排水条件で、 $10^{-7}$ 以下の領域では完全非排水条件ということになり、 $10^{-4} \sim 10^{-7}$ の範囲は、いわゆる部分排水条件下にあることを意味している。さらには、工学的観点（施工期間・地盤の安定性・経済性）から排水条件を十分考慮した圧密・強度特性の検討が必要であることを示している。また、この解析結果の範囲は、先述した要素試験結果とよく対応している。実務においては、このような地盤の取り扱いが現場の技術者の判断にゆだねられているが、今後はより確立した設計法が待たれているところである。

第38図は珊瑚レキ混じり地盤上の試験盛土に伴う沈下挙動を示している（Tsuchida et al., 1988）。ここでは、圧密係数 $c_v$ を正確に求めるため、圧密試験に際して供試体の寸法を直径6cm高さ4cmとし、さらに片面排水で試験を行った。図にはその圧密試験結果に基づいた予測値を点線で示した。図より最終沈下量は実測値と予測値はよく一致しているが、沈下速度は実地盤においては極めて速く進行しており、両者を一致させるには室内試験結果より6倍程度大きな値を用いる必要がある。珊瑚レキ混じり地盤に関する同様の報告例としては、第3、4表、に示したように現場透水試験から得られた標準圧密試験から得られた値の10~1000倍となっている例もある。この原因としては、原地盤では5cm程度の珊瑚レキを5~50%も含んでいるが、室内試験ではおそらく試験の都合上取り除かれていたことが考えられる。以上要するに、中間土地盤においては、室内試験から得られた圧密係数 $c_v$ や透水係数 $k$ は実地盤の値を過小評価している傾向があり、特に珊瑚レキ混じり地盤の場合にはこの傾向が著しい。

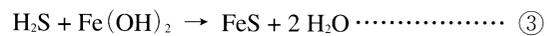
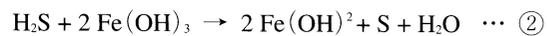
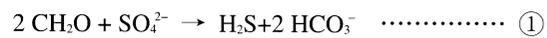
#### 地球化学分野からみた堆積環境の評価

ここでは、地盤の堆積環境を評価する手法として地球化学的手法の一つであるCNS元素分析を取り上げ、CNS元素分析結果に基づいた地盤の堆積環境評価について簡単に考察することとする。

堆積環境を評価するために用いられる主要な地球化学的成分としては有機炭素（TOC）、窒素（TN）、硫黄（TS）がある。これらの地球化学的成分を用いて堆積環境を定量的に評価しようとする試みとしては、全硫黄濃度による酸化還元環境の評価や有機炭素/硫化鉄硫黄比による海成・淡水成の判定や、有機炭素/全窒素比による有機物の起源の推定などその有用性は指摘されているが（例えばBerner, 1982 and 1984）、研究報告例はまだまだ少ないのが現状である。

全有機炭素濃度（TOC）・全窒素濃度（TN）・全硫黄濃度（TS）のうち、特にTSは有機物の分解によって嫌

気性の環境ができると硫酸還元細菌の作用によって海水中の硫酸塩から硫化水素（ $H_2S$ ）が発生し、二価の容存鉄イオン（ $Fe^{2+}$ ）と反応して非結晶の硫化鉄（ $FeS$ ）と黄鉄鉱（ $FeS_2$ ）として堆積物中に固定されるため、極めて良い堆積環境評価指標となる可能性が高い。この理由の一つとして、間隙水は移動している可能性が高いが、堆積物の移動する可能性は極めて低いことが挙げられる。Berner（1982, 1984）によると堆積物中に固定される硫黄の生成過程は、次のようなモデルで表される。



①は硫酸還元細菌が有機物を分解するため硫酸イオンを利用し、その結果硫化水素と重炭酸イオンを発生させることを表し、②と③では、硫化水素から硫黄が遊離する一方で、硫化水素が鉄イオンと反応して硫化鉄となっている。④では硫化鉄からパイライトが生成することを示している。このことから、堆積物中に硫黄が固定されるためには、有機物、硫酸イオン、還元的環境、鉄イオンが必要なことがわかる。これらのうち硫酸イオンは、標準海水で、2600 mg/l含まれるのに対して、淡水では数 mg/lとほとんど含まれない。これらの条件から考えると硫黄濃度による堆積環境の評価が可能であるということがいえるであろう。

さて、堆積物の埋積特性は、還元剤となる有機物とも密接な関係があるため、TOC・TN・TSの相互関係に関しても考察されている。Berner（1984）は有機炭素濃度と硫化物硫黄濃度の関係から海水成（汽水成）と淡水成が表せることを示している。また、汽水域は河川からの淡水と海洋からの海水の入り交じった環境になるため、淡水と海水の密度差のため塩分躍層（密度躍層）が形成され、夏季には温度躍層の影響により、溶存酸素の極めて少ない貧酸素水塊が形成される。このため底層水および底質は嫌氣的、還元的環境になりやすい。このような環境下ではC/S比の低い堆積物が形成される（Sampei et al., 1997）。

陸上植物はcelluloseやligninのように炭素に富んだ有機物が主体であることから、C/N比によって有機物の起源を推定することができ、C/N比が約6~7であればプランクトン起源、30~40以上であれば陸上植物起源であることがいわれている。

以上のような地球化学的成分（TOC・TN・TS）の堆積物中における変化要因を第5表に、また第6表には既往の研究成果を取りまとめた（亀井ほか, 1997）。さら

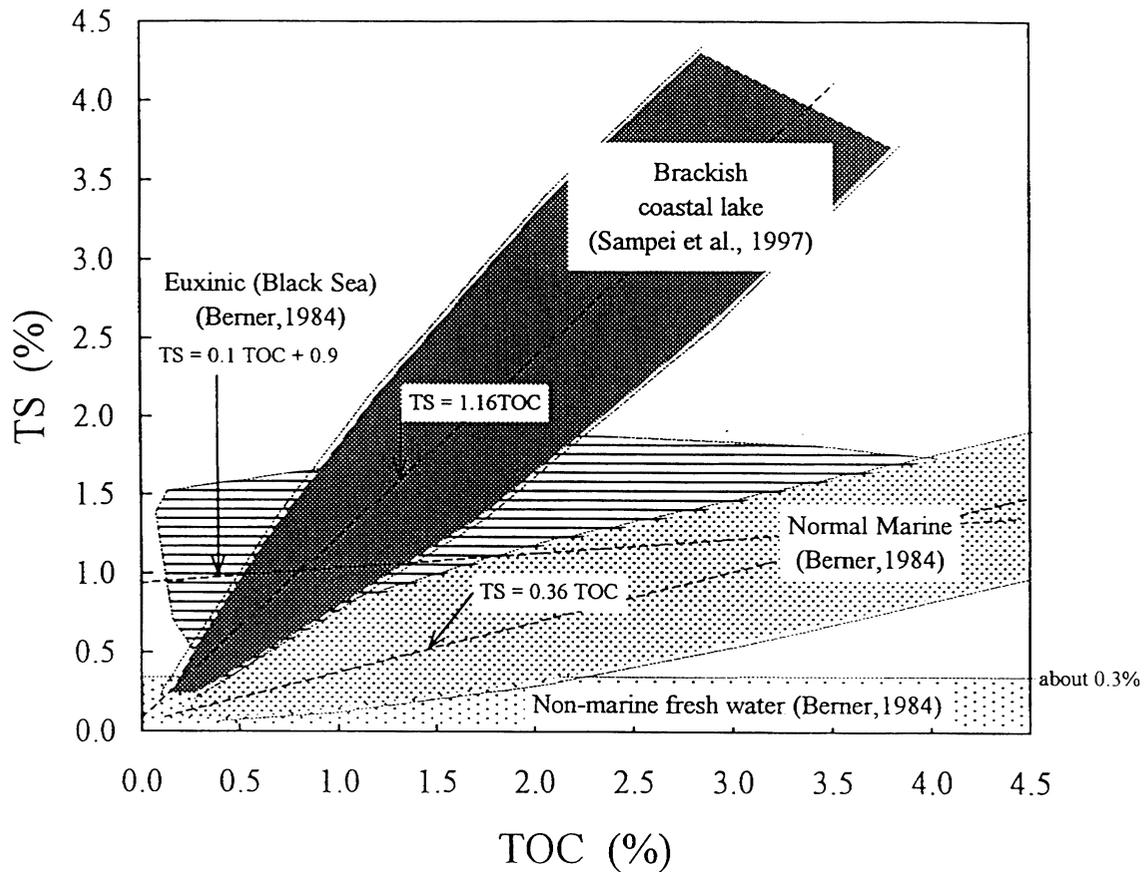
第5表 堆積物中におけるC・N・Sの変化要因（亀井ほか, 1997）

元 素	項 目	変 化 要 因
炭素 (C)	有機炭素濃度	基礎生産量 河川等から流入する陸源性有機物量 堆積速度 分解速度
	窒素 (N)	窒素濃度
	C/N比	河川等から流入する陸源性有機物量 動植物プランクトン量 分解量
硫黄 (S)	硫黄 (硫化物硫黄) 濃度	底質表層の硫酸イオン濃度 底質表層の溶存酸素濃度 硫酸還元細菌のための有機物量 底質表層の鉄イオン濃度 堆積速度
	C/S比	淡水・汽水・海水成 酸化還元環境

第6表 C・N・Sによる堆積環境評価（亀井ほか, 1997）

項 目	測定対象	範 囲	出 典	
C/N比	有機炭素/全窒素比	プランクトン	約6~7	Bordowsky (1965)
		陸上植物	15以上	
	有機炭素/全硫黄比	海洋性植物プランクトン	約2~5	南ほか (1995)
		海洋性動物プランクトン	約5~7	
		シダ類	約26	
C/S比	湾央 (伊勢湾)	9.2~9.4	中井ほか (1982)	
	河川上流部 (庄内川)	25.6		
硫黄濃度	有機炭素/黄鉄鉱硫黄比	海成堆積物	平均2.8±1.5	Berner and Raiswell (1984)
		海成岩	0.5~5	Berner and Raiswell (1984) *
	淡水成岩	10以上		
	有機炭素/全硫黄比	淡水堆積物	平均9以上	Terashima et al. (1983)
		海底堆積物	平均6以上	
		海成層	15以下	
	全硫黄濃度	強還元環境 (黒海)	陸成層	16以上
強還元環境 (黒海)			8.0%	Leventhal (1983)
弱酸化環境			0.4~0.2%	狛ほか (1983) *, 狛ほか (1989) *
酸化環境			0.2~0.0%	
沿岸性堆積物中の泥質岩			0.3~3.0%	狛ほか (1989) *
深海底堆積物			0.16~0.51% (平均0.33%)	Terashima et al. (1982)
海成層	0.010~0.642% (平均0.215%)	寺島ほか (1981) *		
非海成層	0.015~0.075% (平均0.028%)			
黄鉄鉱硫黄濃度	海成層	淡水成層	0.2~3.0%	狛ほか (1983) *
		淡水成層	0.2%以下	
黄鉄鉱硫黄濃度	強還元環境 (黒海)	平均1.3±0.3%	Lyons and Berner (1992)	

\*は堆積岩による評価

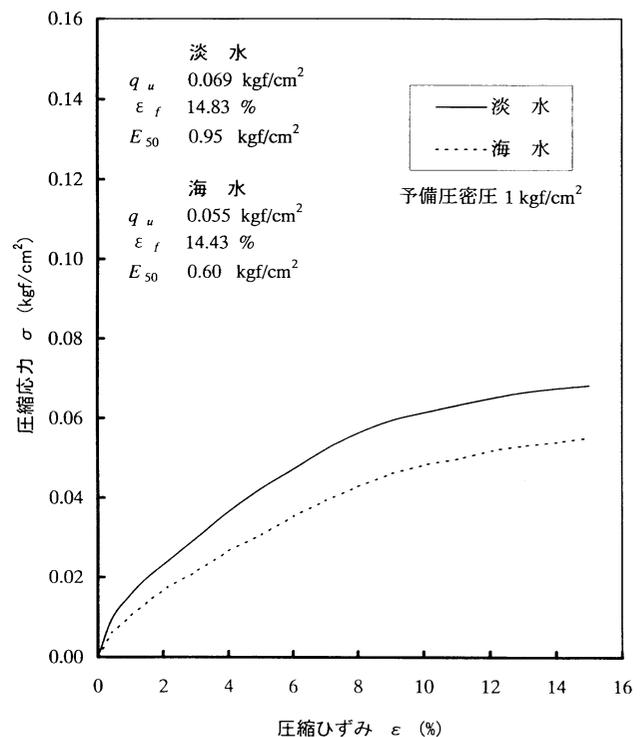


第 39 図 C-S 関係にみる堆積環境

に、TS と TOC の関係から推定できる堆積環境を第 39 図に示した。最後に、堆積環境（海水成、淡水成）が一軸圧縮試験結果に及ぼす影響の一例を第 40 図に示す。図より、たとえ同圧密条件下において圧密された供試体でも、堆積環境が異なれば応力-ひずみ曲線は大きく異なることがわかる。この原因としては、淡水成の試料が海水成の試料と比較して、圧密現象の進行が速く進んでいることが挙げられる。よって、この図からも堆積環境が土の強度・変形特性に及ぼしている影響は明らかである。

結 論

実地盤の力学的挙動を精度よく評価するためには、土質試験結果の信頼性を十分検討し、計画から解析さらには施工に至るまでバランスのとれた一貫した流れの中で、個々の作業者間の意思の疎通を十分図り、作業を実行していくことが極めて重要である。すなわち、個々のデータの精度やばらつきのみに着目せず、原位置における土質定数や境界条件等を十分検討して、最終的に問題となる実地盤の力学的挙動に関して、合理的に設計値あるいは解析に用いる土質定数さらには力学的モデルを決



第 40 図 堆積環境が一軸圧縮試験結果に及ぼす影響

定すべきである。

一方、地盤の工学的諸特性を適切に評価する場合には、これまでのように地盤工学的観点のみならず、地球科学的分野も対象としたいいわゆる理学・工学分野の境界領域を越えた学際的な取り組みが、必要不可欠な要素の一つであると考えられる。

#### 参 考 文 献

- 浅岡顕・伊原茂・松尾稔, 1989: 粘土地盤の部分排水挙動に及ぼす透水係数の影響, 第24回土質工学研究発表会発表講演集, 1121-1122.
- Berner, R.A., 1982: Burial of organic carbon and pyrite sulfur in the modern ocean: Its geochemical and environmental significance, *American Journal of Science*, **282**, 451-473.
- Berner, R.A., 1984: Sedimentary pyrite formation: An update, *Geochimica et Cosmochimica Acta*, **48**, 605-615.
- 土質工学会, 1980: 土質調査試験結果の解釈と適用例, 土質基礎工学ライブラリー4.
- 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品質評価(その2), クラック判定と試料の力学特性, 運輸省港湾技術研究所資料, 575.
- 地盤工学会, 1995: 土質試験の方法と解説.
- Kamei, T. 1986: Effects of undrained shear strength anisotropy on bearing capacity factor of cohesive soils stratum, *Technical Report of the Technological University of Nagaoka*, **8**, 207-215.
- 亀井健史, 1992: 中間土の力学的性質, 中間土—砂か粘土か—, 土質工学会.
- 亀井健史, 1994: X線透過による土の粒度分析とその工学的有用性, 土と基礎, **42(8)**, 23-28.
- 亀井健史・徳岡隆夫・三瓶良和・石原廣和, 1997: 松江平野における完新世堆積物の堆積環境と地盤工学的性質, *応用地質*, **38(5)**, 280-295.
- Kimura, T. and Saitoh, K., 1983: Effect of disturbance due to insertion on vane shear strength of normally consolidated cohesive soils, *Soils and Foundations*, **23(2)**, 113-122.
- 小林正樹・亀井健史・土田孝, 1992: 中間土—砂か粘土か—, 土質工学会.
- Nakase, A., 1967: The  $\phi=0$  analysis stability and unconfined compression strength, *Soils and Foundations*, **7(2)**, 33-50.
- 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, 運輸省港湾技術研究所, **11(4)**, 83-102.
- 中瀬明男・中ノ堂裕文・日下部治・野村浩, 1978: 混合土の圧密特性, 第13回土質工学研究発表会発表講演集, 213-216.
- 中瀬明男・日下部治・亀井健史・鈴木弘之, 1984: 粘性土地盤の異方性と塑性指数, 土と基礎, **32(11)**, 19-24.
- Nakase, A. and Kamei, T., 1983: Undrained shear strength anisotropy of normally consolidated cohesive soils, *Soils and Foundations*, **23(1)**, 91-101.
- Nakase, A., Kamei, T. and Kusakabe, O., 1988: Constitutive parameters estimated by plasticity index, *American Society of Civil Engineering, Journal of Geotechnical Engineering*, **114(7)**, 844-858.
- Nakase, A. and Kamei, T., 1988: Undrained shear strength of normally consolidated cohesive soils, *Soils and Foundations*, **28(1)**, 29-40.
- 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, 運輸省港湾技術研究所資料, 443.
- 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, 運輸省港湾技術研究所資料, 193.
- Sampei, Y., Matsumoto, E., Kamei, T. and Tokuoka, T., 1997: Sulfur and organic carbon relationship in sediments from coastal brackish lakes in the Shimane peninsuls districts, southwest Japan, *Geochemical Journal*, **31(4)**, 245-262.
- サンプリング研究委員会, 1986: サンプリングマニュアル(第1回改訂版), 土質工学会.
- 正垣孝晴・日下部治, 1987: 地盤データのばらつきの原因と一次処理, 土と基礎, **35(1)**, 73-81.
- 土田孝・田中洋行・小林正樹, 1988: 土質試験結果に及ぼす人為的要因の影響, **36(9)**, 49-54.
- Tsuchida, T., Kobayashi, K., Ifuku, S. and Fukuda, I., 1988: Engineering properties of coral soils in Japanese south western islands, *Proc. of International conference on Calcareous Sediments*, **1**, 137-144.
- Yoshikuni, H. and Nakanodo, H., 1974: Consolidation of soils by vertical drain wells with finite permeability, *Soils and Foundations*, **14(2)**, 35-46.