

# 擬似過圧密粘土の力学的性質に関する研究

平成9年11月

上 俊二

# 目次

<b>第1章 序論</b> .....	1
1.1 本研究の背景と目的.....	1
1.2 本論文の内容と構成.....	3
1.3 過圧密粘土の力学的性質に関する既往の研究.....	7
参考文献.....	14
<b>第2章 年代効果により擬似過圧密状態にある自然堆積粘土の力学的性質</b> .....	19
2.1 概説.....	19
2.2 試料の物理的性質および堆積環境.....	20
2.2.1 不攪乱試料.....	20
2.2.2 再構成試料.....	23
2.3 試料の原位置における堆積環境.....	26
2.4 試料の一軸圧縮強度特性.....	28
2.5 試料の圧密特性.....	31
2.6 試料の非排水せん断特性.....	35
2.6.1 概説.....	35
2.6.2 不攪乱試料と再構成試料の非排水せん断特性の比較.....	35
2.6.3 粘土の原位置における非排水せん断強度の評価.....	40
2.7 本章の要約.....	43
参考文献.....	45
<b>第3章 二次圧密による擬似過圧密粘土の力学的性質</b> .....	46
3.1 概説.....	46
3.2 二次圧密を受けた粘土の力学的性質.....	47
3.2.1 概説.....	47
3.2.2 二次圧密を受けた粘土の圧密降伏応力、非排水せん断強度の評価.....	47
3.2.3 直接せん断試験による二次圧密を受けた粘土の力学特性.....	55
3.2.4 三軸圧縮試験による二次圧密を受けた粘土の力学特性.....	63
3.3 二次圧密時に温度効果を受けた粘土の力学的性質.....	70
3.3.1 概説.....	70
3.3.2 二次圧密時に温度効果を受けた粘土の圧密特性.....	71
3.3.2.1 試料および実験方法.....	71

3.3.2.2	二次圧密時に温度効果を受けた粘土の圧密特性	74
3.3.2.3	二次圧密時に温度効果を受けた粘土の擬似先行圧密圧力の評価	79
3.3.3	二次圧密時に温度効果を受けた粘土の非排水せん断特性	83
3.3.3.1	試料と実験方法	83
3.3.3.2	二次圧密時に温度効果を受けた粘土の非排水せん断特性	84
3.3.3.3	二次圧密時に温度効果を受けた粘土の非排水せん断強度の評価	86
3.4	本章の要約	92
	参考文献	95
<b>第4章</b>	<b>セメンテーションによる擬似過圧密粘土の力学的性質</b>	<b>97</b>
4.1	概説	97
4.2	試料および供試体の作成	97
4.3	実験方法	99
4.4	圧密試験および一軸圧縮試験結果	101
4.5	三軸圧縮試験結果	103
4.6	セメンテーションを受けた粘土の非排水せん断強度の評価	110
4.7	本章の要約	113
	参考文献	115
<b>第5章</b>	<b>結論</b>	<b>118</b>
	<b>謝辞</b>	<b>121</b>

# 第1章 序論

## 1.1 本研究の背景と目的

ウォーターフロント開発の発展にともない、沖合人工島の建設や橋梁、海底トンネルなど大規模なプロジェクトが、沿岸から大水深の海域にわたり実施されつつある。このとき、これらの構造物を支える海底地盤の挙動が問題となることが多くなっている。海底地盤は粘性土が地質学的年代にわたり堆積したものと考えられ、日本の海域においては様々な物理化学的性質の異なる沖積粘土層や洪積粘土層より成り立っている。これらの粘土層は地質学的な応力履歴 (Stress history) や時間履歴 (Time history) を受けることによって、上載荷重 (土かぶり圧) より大きな圧密降伏応力を示すことが知られている (半沢ら (1982), 中瀬 (1984), 土田ら (1983))。掘削、浸食や地下水位の変動 (上昇) によるものが前者であり、現在受けている圧密応力が過去に受けた最大の圧密応力 (先行圧密応力) より小さい応力状態にある粘土は過圧密粘土と定義されている (図 1-1)。これに対して、一定の土被り圧で長時間圧密を受けた地盤は後者であり、年代効果 (二次圧密、セメンテーション作用) により正規圧密状態でありながら見かけ上過圧密土の挙動を示すことが知られている (図 1-2)。このような原因で引き起こされた過圧密状態は前述の応力解放による過圧密と区別するため、擬似過圧密と呼ばれている。Wroth and Parry (1977) によれば、応力解放による過圧密地盤と長時間圧密された擬似過圧密地盤では、深さ方向に対する圧密降伏応力と過圧密比の関係が異なることを示している (図 1-3)。このように、粘土の力学的性質は過去に受けた履歴の違いにより力学的性質が異なることが知られている。

前述したように、年代効果には二次圧密作用によって体積圧縮が促進される方向にあるものとセメンテーション作用による固化によって体積圧縮が抑制される方向にあるものの2種類が考えられる。粘土地盤では二次圧密は長期にわたり沈下が継続するという点で問題があるが、強度の面からは二次圧密を受けた粘土ほど強度が増加することが予測される。一方、セメンテーション作用を受けた粘土地盤では土粒子間の結合力が増加し圧縮変形が小さく抑えられるため、有効土かぶり圧に対して過大な間隙を残しており、その後の人工的な急速載荷によって過大な沈下を示すことが予測される。実際の粘土地盤ではこれらの作用が重なって作用するため沈下、強度の予測は困難である。年代効果を受けた粘土の圧密沈下挙動および強度を定量的に予測するためには、二次圧密、セメンテーションの影響を定量的に明かにする必要がある。また、これらの異なった履歴を受けた粘土の力学的性質が相互にどのような関係にあるのかを明らかにすることは土質工学において重要で興味ある問題である。

本研究では、以上の背景をふまえ基礎的研究という立場から、見かけ上過圧密状態となった粘土（擬似過圧密粘土）の力学的性質を明らかにする目的で堆積環境および物理的性質の異なる不攪乱試料の力学試験を実施することにより、自然堆積粘土の力学的性質を明らかにした。また、二次圧密、セメンテーションを実験室内で再現するいくつかの実験を試みたうえで、それぞれの実験結果を応力解放による過圧密粘土の挙動と比較することにより擬似過圧密粘土の力学特性を明らかにした。さらに、このような要因による擬似過圧密粘土地盤の安定解析を行う上で必要な手法を確立し、様々な要因による擬似過圧密粘土の強度を評価（予測）する方法を提案することを試みた。

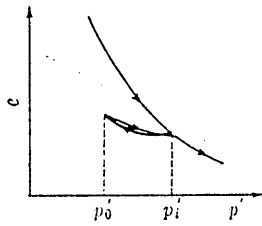


図1-1 応力解放による過圧密粘土のe-logp曲線

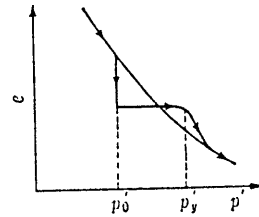


図1-2 時間効果による擬似過圧密粘土のe-logp曲線

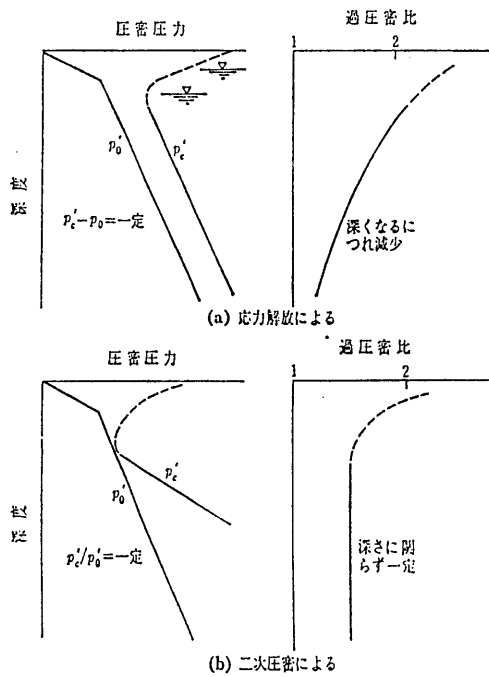


図1-3 圧密圧力と過圧密比の分布図の概念図

## 1.2 本論文の内容と構成

本論文は本章を含め5つの章より構成されている。

第1章 序論

第2章 年代効果による擬似過圧密状態の自然堆積粘土の力学的性質

第3章 二次圧密による擬似過圧密粘土の力学的性質

第4章 セメンテーションによる擬似過圧密粘土の力学的性質

第5章 結論

主な内容は以下の通りである。

第1章では、本研究の背景と目的および本論文の構成について述べた。また、既往の過圧密粘土（擬似過圧密粘土）に関する研究について概観した。

第2章では、堆積環境および物理的性質の異なる自然堆積粘土（不攪乱試料）の力学的性質を圧密試験および一軸圧縮試験により調べ、原位置における堆積環境の特徴について考察した。また、不攪乱粘土と再構成粘土を用いて等方応力状態下で拘束圧および過圧密比を種々に変化させた三軸圧縮試験を行い、堆積環境の相違による粘土の力学的性質の違いについて考察した。さらに、粘土の非排水せん断特性に及ぼす塑性指数などの影響を明らかにし、粘土の原位置における非排水せん断強度の評価を行った。

第3章では、正規圧密状態にある不攪乱粘土、再構成粘土の圧密期間を定量的に変化させる直接せん断試験および三軸圧縮試験を行い、二次圧密などの時間効果を受けた粘土の力学特性について考察した。特に、粘土の圧密降伏応力および非排水せん断強度に及ぼす圧密時間の影響を明らかにした。また、二次圧密によって引き起こされる粘土の擬似過圧密状態は、応力解放による過圧密と等価であるものと仮定して、二次圧密によって誘起された圧密降伏応力および非排水せん断強度の増加を評価する方法を提案した。提案された方法は上述の試験結果より、二次圧密による圧密降伏応力および非排水せん断強度の増加を評価するための有効性が確かめられた。

次に、粘土の二次圧密およびセメンテーションを人工的に促進させる試みとして、正規圧密状態にある物性の異なる再構成粘土を二次圧密時に温度を室温から高温まで定量的に変化させる圧密試験および三軸圧縮試験を行い、粘土の力学特性に及ぼす温度の影響を明らかにした。特に、温度を室温から高温にした後再び室温に戻した場合の擬似過圧密状態（温度効果）を室温で長時間圧密した擬似過圧密状態（時間効果）と応力解放による過圧密状態とを比較することにより、温度効果を受けた粘土の圧密降伏応力および非排水せん断強度について明らかにした。以上の結果より、温度効果、時間効果、応力解放による過圧密状態の相互関係を説明する仮説を示し、二次圧密時に温度効果を受けた粘土の擬似先行圧密応力および非排水せん断強度を評価する方法を提案した。

第4章では、粘土の年代効果の一要因として考えられる粘土粒子間に作用するセメンテーションの影響を明らかにするため、セメンテーション材（膠結材）として市販のセメント系固化材をスラリー状の粘土試料に添加混合することにより人工的にセメンテーションを賦与した粘土供試体を作成した。固化材添加量と養生期間を定量的に変化させた粘土供試体に対して、圧密試験、一軸圧縮試験、三軸圧縮試験を行い、セメント系固化材の化学的作用により人工的にセメンテーション作用を受けた粘土の力学的性質を明らかにした。また、粘土供試体の養生期間および固化材添加量の変化にともなう圧密降伏応力、非排水せん断強度の変化を定量的に調べ、セメンテーション作用により擬似過圧密状態となった粘土の非排水せん断強度を評価する方法を提案した。

第5章では、各章で得られた成果より擬似過圧密状態となった粘土の力学的性質について総括および要約をおこない、結論とした。

本論文の構成と各章の関係を示すと図1-4のようになる。

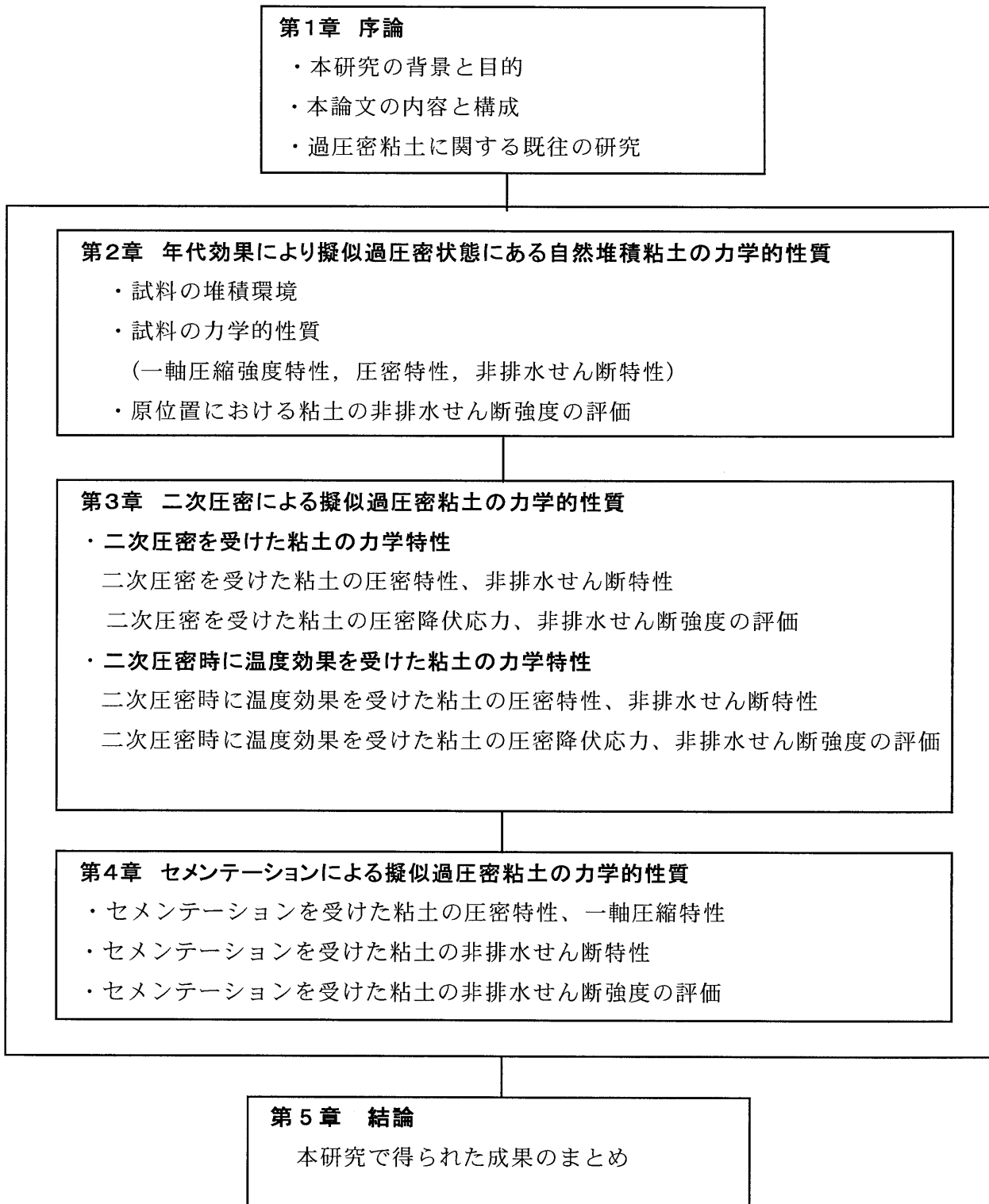


図1-4 本論文の構成



1. 3 過圧密粘土の力学的性質に関する研究

1. 3. 1 過去に受けた履歴の違いによる粘土の分類

Bjerrum(1973)は粘土を過去に受けた履歴の違いによって以下の6種類に分類した。

- ① 若い正規圧密粘土
- ② 時間効果（二次圧密）を受けた擬似過圧密粘土
- ③ 応力履歴（応力解放）を受けた過圧密粘土
- ④ 乾燥履歴を受けたひび割れ粘土
- ⑤ リーチング（溶脱）を受けた粘土
- ⑥ セメンテーション効果を受けた擬似過圧密粘土

それらの粘土の荷重を受けた後の圧縮挙動の違いを図1-5に空隙比と圧密圧力の関係で示している。過圧密土を弾性的挙動が卓越する応力状態にあるものすると、①と⑤を除く粘土は過圧密粘土（擬似過圧密粘土）と呼ばれている

また、Yasuharaら(1983)大原ら(1985)は図1-6に示すように粘土地盤が波や風による急速荷重（繰返し荷重）を受けるとき、誘起される間隙水圧によって有効応力が低下し、見かけ上過圧密状態となることを示している。土田ら(1989)は図1-7に示すように、75℃の高温でスラリーから再圧密した粘土試料の力学的性質が、年代効果をもつと考えられる自然粘土の特性に類似した挙動を示すことを報告している。

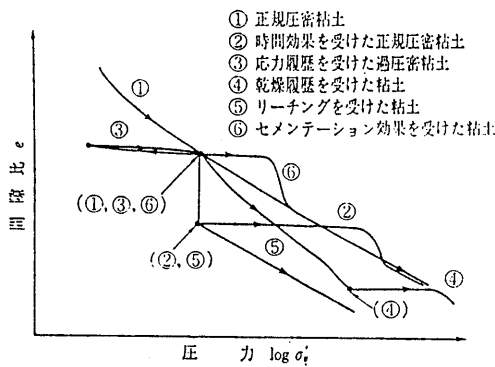


図1-5 履歴の違いによる粘土の分類

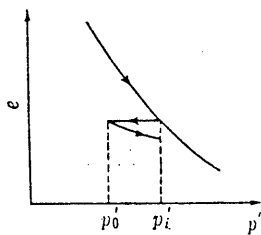


図1-6 繰返し荷重による擬似過圧密

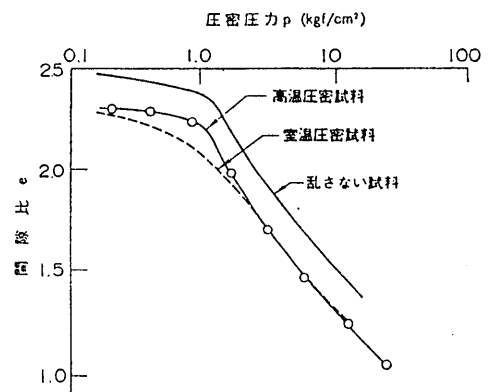


図1-7 高温再圧密による擬似過圧密

### 1. 3. 2 過圧密粘土の力学的性質に関する研究

#### (1) 応力履歴（応力解放）による過圧密粘土

応力履歴を受けた過圧密粘土の力学的性質は、正規圧密粘土（過圧密比OCR=1）と対比されて調べられている。大楨(1979)は同一の粘土における過圧密粘土と正規圧密粘土の圧密特性において、圧密降伏応力はほぼ先行圧縮応力に等しいこと、応力解放による膨潤過程における膨潤指数は試験時の応力比に関係されず一定の値をとることを示している。山内、安原(1974)は静止土圧係数は過圧密粘土に対して過圧密比と一義的な関係があることを示している。Jamiolkowskiら(1981)は過圧密粘土の圧密係数は正規圧密粘土に比較して大きいことを報告している。

Lambe(1969)は若い正規圧密粘土と応力履歴を受けた過圧密粘土の排水せん断挙動において、過圧密比の大きい過圧密粘土はひずみ硬化-軟化型の応力ひずみ関係を示し、せん断時の体積変化はせん断初期で収縮するが、最大強度に至る前に膨張に転じ、残留強度は正規圧密粘土の最大強度（残留強度）と等しくなることを示している。大楨(1979)は試験時の拘束圧が等しければ過圧密粘土の残留強度は正規圧密粘土の最大強度に等しくなることを示している。

Henkelら(1959)は圧密非排水せん断試験（CU試験）において、破壊時の間隙水圧係数 $A_f$ は過圧密比と相関性があり、過圧密比が大きくなるほど減少し負のダイレイタンシー特性を示すことを示している。また、Henkelら(1959)はせん断破壊時の平均有効応力と供試体の含水比の関係において、破壊状態線は試験時の排水条件の影響を受けないが、正規圧密粘土と過圧密粘土では異なることを報告している。Shimizu(1982)はせん断破壊時の平均有効応力と最大軸差応力の関係において破壊強度線は正規圧密粘土と過圧密粘土では異なることを示している。これは過圧密粘土の破壊強度線は同一の間隙比に対するものでなく、間隙比の減少による強度増加率を含んだ見かけのものであると考察されている。Hvorslev(1960)は、間隙比が等しい状態における直応力の変化のみによる破壊強度線に基づく破壊基準を定義しているが、実際問題への適用が乏しいことが指摘されている。

中瀬ら(1969)は、応力除荷に伴う非排水せん断強さの低下について、正規圧密粘土と過圧密粘土の非排水せん断強さの比を次式によって表されることを示している。

$$(Su)_o / (Su)_N = (1 - r) \cdot OCR^{-\lambda} + r \cdot OCR^{-\mu} \quad (1-1)$$

ここで、 $(Su)_o$ 、 $(Su)_N$ は過圧密粘土と正規圧密粘土の非排水せん断強さであり、 $r$ 、 $\lambda$ 、 $\mu$ は実験定数である。

Mitachiら(1976)はHvorslevの破壊基準に基づいて粘土の原位置における非排水せん断強度 $Su$ と有効土被り圧 $p_0$ の比 $Su/p_0$ と過圧密比OCRは相関関係があることを明らかにし、等

方圧密非排水三軸圧縮試験より過圧密粘土の強度増加比  $(Su/p_0)_0$  は次式で表されることを示した。

$$(Su/p_0)_0 = (Su/p_0)_N \cdot OCR^\Lambda \quad (1-2)$$

ここで、 $\Lambda$  は実験定数で、 $(Su/p_0)_N$  正規圧密粘土の強度増加比を表している。

Laddら(1974)も同様な趣旨による過圧密土の非排水せん断強度を予測する方法を提案している。

また、Mayne(1980)は土質工学関係の文献に発表された100種類の粘土に対する非排水せん断強度に関するデータより、Roscoeら(1958, 1963)によって提案された限界状態の概念に基づいて導かれた予測式による実測値と計算値の比較を示している。提案された計算式はMitachiら(1976)の式と同じ同形であり、広範囲の粘性土試料に適用できることが知られている。

## (2) 時間効果による擬似過圧密粘土

Bjerrum(1967)は従来の一次圧密、二次圧密という表現でなく、即時沈下 (Instant Compression) 遅延圧縮 (Delayed Compression) という表現で時間効果を受けた粘土の圧密特性を説明している。遅延圧密を受けた粘土は正規圧密状態であるにも関わらず、圧密降伏応力が増加し非排水せん断強度も増加することを示している。また、遅延圧密 (年代効果) を受けた粘土の  $e$ - $\log p$  曲線 (模式図) を提案している。これは従来の  $e$ - $\log p$  曲線に aging 期間という時間パラメータを導入したものである。aging 後の圧密曲線は若い正規圧密粘土の処女曲線との交点以上は飛び出さないとしている。

Bjerrum(1967)によるとカナダの Labrador の粘土を EDTA と称する膠結剤で処理した後圧密をした結果、正規圧密粘土の処女曲線を飛び出した後 (飛び出し現象)、正規圧密粘土の処女曲線に漸近することを認めている。Murakami(1979)は圧密曲線の飛び出し現象は aging 期間中に形成された吸着水膜の結合強度の変化にあるとしている。Mesri と Choi (1979, 1980) は粒子の再配列とそれによる粒子間力の変化、シキソトロピー、粒子界面におけるイオン交換などの化学変化を挙げている。

一方、赤井・佐野(1984)は  $e$ - $\log p$  曲線の飛び出し現象は応力依存性と時間依存性があることを示している。また、aging 期間が長いもの飛び出しが大きく、圧密圧力が大きくなるほど飛び出しは小さくなることを示している。さらに、aging 後の圧密圧力の載荷間隔が長いものほどそれを示す  $e$ - $\log p$  曲線は下方に移動することを報告している。

嘉門ら(1987)は大阪洪積粘土 (不攪乱試料) において長期圧密試験により圧密応力を変えた時の二次圧密係数  $C_\alpha$  は圧密降伏応力付近で時間の経過とともに増大することを示している。これは粘土中に存在するペレットの影響によるものとしている。安川, 嘉門

(1987)は二次圧密に関する内外の文献より二次圧密係数 $C_\alpha$ と圧密圧力の関係を調べている。その結果、原地盤より採取した不攪乱試料（年代効果を受けた粘土）では $C_\alpha$ にピーク値が存在するが、室内で作成した再構成試料はピーク値を示さないことを示している。 $C_\alpha$ は土の構造に関係しており、構造が発達している試料にはピークが存在するが、構造が壊されているかないし完成していないと考えられる試料はピークが存在しないものと考えられている。土田ら(1989)は自然堆積粘土と練り返し粘土を用いた圧密試験を行い、年代効果をもつと考えられる不攪乱粘土は圧密降伏応力付近で圧縮指数と二次圧密係数がピークを示すこと報告している。

時間効果を受けた粘土のせん断特性に関する研究において、二次圧密のせん断強度に及ぼす影響を調べた最初の研究はTaylor(1960)のBoston clayの試験結果とされている。これによると、二次圧密時間と強度の関係は、一次圧密終了の強度を基準にすると1日で16%、7日で24%増加することが報告されている。

Bjerrum and Lo(1963)はSkabo Clayについて、4ヶ月に及ぶ等方圧密試験を行い、供試体の含水比の減少はほとんど見られないが、破壊ひずみは減少し、軸差応力が増加することを示している。また、二次圧密時間が長いものほど、応力ひずみ曲線の初期の立ち上がりは鋭く脆性的になるが、ひずみの増加とともに二次圧密時間の影響は消失することを示している。時間効果の原因は、土粒子間の化学的結合力が増大するためであると推論されている。よって、ひずみの大きい範囲で年代効果の影響が見られないのは、土粒子間に作用するせん断応力により土構造が壊れるものと考えられている。

Bjerrum(1967)は遅延圧密を受けた粘土は正規圧密状態でありながら見かけ上過圧密粘土の挙動を示し、非排水せん断強度が増加することを示している。時間効果の原因である化学的作用による強化の要因として、土粒子間接点における低温溶結(Cold welding)、陽イオン交換、膠結(cementation)などをあげている。

Berre and Bjerrum(1973)は正規圧密粘土を遅延圧密を受けた古い粘土(Aged clay)と受けない若い正規圧密粘土(Young clay)の2つに区分し、両者のせん断特性の相違を調べている。70日圧密した粘土と4日圧密した粘土の応力ひずみ曲線を比較すると、前者の方が破壊ひずみは小さく、長時間圧密により脆性的になり、破壊後のせん断応力の減少は大きい。長時間圧密したものは、もとの構造配列に回復しているため現場の状態をより正確に表しているものと考察している。

Vaid and Campanella(1977)は粘土の圧密時間を変化させた等方圧密非排水せん断試験を行った結果、二次圧密時間が長くても体積ひずみは非常に小さく、非排水せん断強度は二次圧密時間の対数にほぼ直線的に増加することを示している。しかし、破壊ひずみは二次圧密時間に影響されないが、残留強度には影響することを示している。また、有効応力による最大せん断応力は二次圧密時間の長短によらず原点を通る1本の破壊包絡線上にあり、時間効果の影響は見られないことを示している。

三笠、木下(1970)、三笠、木下、高田(1971)は4種類の粘土について圧密時間を変化

させた定体積一面せん断試験を行い、せん断強さは圧密時間の対数に対し直線的に増加することを示している。また、有効応力経路は圧密時間が長くなるにしたがい、せん断初期の曲線の立ち上がりが急になることを示している。この原因は、二次圧密による密度の増大およびシキソトロピーによる強度増加によるものとしている。

また、北郷、三田地(1972)、三田地、北郷、唐牛(1973)は圧密時間が長くなると応力ひずみ曲線の初期の立ち上がりが急になり、ひずみが大きくなるとこの影響がなくなること示している。

Hanzawa, Kisida(1981)、半沢、岸田(1982)は正規圧密aged粘土と正規圧密young粘土および過圧密young粘土の力学的性質を比較している。その結果、正規圧密aged粘土の強度増加率 $S_{uf}/p$ は年代効果の種類、大きさによらず一定の値を示し、この値は正規圧密young粘土の強度増加率 $S_{un}/p$ となることを明らかにしている。したがって、正規圧密aged粘土の強度 $S_{uf}$ と過圧密比OCRは次式で表されることを報告している。

$$S_{uf} = S_{un}/p \times OCR \times p_0 \quad , \quad OCR = S_{uf}/S_{un} \quad (1-3)$$

また、過圧密young粘土の強度試験における破壊ひずみおよび $K_0$ 値は過圧密比とともに増加するが、正規圧密aged粘土の破壊ひずみ $\epsilon_f$ 、静止土圧係数 $K_0$ 値は過圧密比の大小によらず一定の値となることを示している。

山口、三田地、北郷(1981)は二次圧密によって、軸差応力、初期変形係数が増加し、次第に正規圧密から過圧密状態に移行することを示している。大河内、龍岡ら(1981)(1982)は低活性のカオリナイトによる圧密非排水せん断試験をおこなった結果、長時間圧密をすると $K_0$ 値は増加する傾向があり、非排水せん断強度および初期せん断剛性も増加していることを示している。

Yasuhara, Ue(1983)、上・安原・藤原(1991)は二次圧密による擬似過圧密状態は応力解放による過圧密状態と等価であるものと仮定し、二次圧密による非排水せん断強度の増加量を評価する方法を提案している。再圧密粘土と不攪乱粘土の直接せん断試験の結果より提案式の有効性が確かめられている。

Kamei, Ogawa, Tanaka(1987)は24時間以内で圧密時間を数種類に変化させた圧密非排水せん断試験より、3t法は粘土の非排水せん断強度を決定する上で有効な方法であることを示し、圧密時間を短くする必要がある場合は2t法でも有効であることを示している。小田、三田地、木藤(1989)は4種類の粘土に圧密時間を変えた圧密非排水試験の結果より、有効応力によるせん断抵抗角を除いては、強度に関するパラメータは圧密時間の影響を受けることを示し、圧密終了の判定法として3t法が妥当であるとしている。

兵動ら(1994)は、二次圧密やセメンテーション作用を受けたと考えられる日本各地の不攪乱粘土を対象に拘束圧を種々変化させた静的および繰返し三軸試験を行い、擬似過圧密および正規圧密状態での動的強度の評価を行っている。動的強度は塑性指数が大きいほど

大きくなることを示し、年代効果を受けた粘土は動的強度が大きくなることを示している。

### (3) セメンテーションによる擬似過圧密粘土

自然堆積粘土の年代効果は、粘土粒子間のセメンテーションすなわち化学反応の一つであると考えられる。そこで、粘土スラリーに化学的添加物を加えることにより人工的に年代効果を再現しようとする試みが行われている。

前述したようにBjerrum (1967)はカナダのLabrador粘土を2つに分け、そのままの間隙水と同質の水中でagingさせた試料とEDTAと称する液を加えて38日間処理した後34日間もとの間隙水と同質の水中でagingさせた試料により圧密試験を行い、EDTAで処理した粘土のe-logp曲線に飛び出し現象を認めている。

Fisherら(1978)は粘土粒子間に炭酸カルシウム ( $\text{CaCO}_3$ ) 成分を注入することにより、人工的にセメンテーションを増加させた粘土に対し、単純せん断試験を行い、見かけ上粘着成分が増加することを示している。

嘉門ら(1986)は粘土スラリーにケイ酸ナトリウム、ポルトランドセメントをそれぞれ添加させセメンテーション効果を与えた試料と無処理の試料に対し圧密試験、三軸試験を実施している。その結果、e-logp曲線においてセメンテーション効果による飛び出し現象が現れることを報告している。また、非排水せん断強度はセメンテーション構造が破壊されたと考えられる正規圧密領域においては非排水せん断強度が同じであるが、過圧密領域である低応力下ではセメンテーションによる非排水強度の増加が見られることを報告している。

日下部ら(1995)は粘土スラリーに化学的結合物質として早強セメントを添加することにより模擬自然粘土を作成し、自然堆積粘土の力学的挙動と比較している。その結果、年代効果によって生じるセメンテーション作用を模擬することができ、不攪乱自然堆積粘土と工学的に類似した挙動を示すことを示している。

福江(1995)は、海底地盤における炭酸カルシウム含有量とせん断強度の相関性を調べている。この調査により、炭酸カルシウムが多く含まれるほど、せん断強さが大きくなり、間隙比も小さくなることを示している。すなわち、炭酸カルシウムは土粒子の凝集および膠結効果によって堆積地盤のせん断強さを増加させるものと考察している。

### (4) 温度効果による擬似過圧密粘土

粘土の力学特性は温度に影響されることが多くの研究者により報告されている。

Gray(1936)は、粘土を10℃のもとで載荷・除荷をした後、温度を22℃に上昇し載荷・除荷した場合の圧密試験を行い、e-logp曲線に温度の影響があることを示している。

Campanella and Mitchell(1968)は同一の温度のもとで同一の圧密圧力で一定時間圧

密した3つの粘土において、別々の温度（76.5, 100, 124.5 F°）に保ち圧密試験を行っている。その結果、温度が高いほど圧縮性が増加するが、圧縮指数 $C_c$ は温度が一定であれば温度の高低によらず一定であることを示している。

Plum and Esrig(1969)は、粘土の圧密試験において、ある圧密圧力のもとで温度を24℃から50℃に上昇し、再び24℃に戻したのち漸増載荷試験を行っている。得られた $e$ - $\log p$ 曲線はこのような温度効果の影響を受け、二次圧密やセメンテーションなどの年代効果を受けた粘土の $e$ - $\log p$ 曲線に見られる飛び出し現象が見られることを報告している。

土田ら(1989)は年代効果を室内で再現する方法としてスラリー状態にある粘土を高温下（75℃）で再圧密する方法を提案している。高温再圧密された粘土は自然堆積粘土と類似した挙動を示すことを示している。以上の結果より、自然堆積粘土の年代効果を再現することに有効であることを示している。また、同様な方法で高温再圧密試験が行われ（足立ら(1990)森脇ら(1993)）、その有用性が示されている。

また、Towhataら(1993, 1995)、清水ら(1992)、赤木ら(1992)、上ら(1996)は二次圧密中に温度を増加させると圧密が促進され、温度を再び室温に低下することにより見かけ上過圧密の挙動を示すことを報告している。

このように、粘土に温度効果（温度履歴）を与えることにより擬似過圧密状態となることが知られているが、そのメカニズム（原因）として、粘土粒子の吸着水膜の変化（軽部(1991)、間隙水中のセメンテーション材料の析出（土田ら(1989)、二次圧密の促進（Towhataら(1993)、間隙水中の陽イオン濃度の変化（赤木ら(1992)、小泉ら(1997)）などがあげられている。

### （5） 繰返し荷重（急速荷重）による擬似過圧密粘土

Andersen(1976)(1980)は北海の油田開発に関する粘性土から成る海洋構造物の波や風に対する動的応答に関する研究成果をまとめている。同じ会議でWood(1976)は静的な繰返し荷重を受けた粘土の有効応力径路が応力解放による過圧密粘土のそれに類似していることを指摘した。松井ら(1981)は比較的早い周期（1Hz）の繰返し荷重を受けた粘土についても同様の傾向を示すことを報告している。

Yasuharaら(1983)(1985)は繰返し荷重は土中の有効応力の変化をもたらすので正規圧密状態でありながら見かけ上過圧密（擬似過圧密）となることを示した。また、応力解放の過圧密粘土の挙動を踏まえて、繰返し荷重による擬似過圧密粘土の非排水せん断強さの変化を予測する方法を提案している。

大原・松田・末岡(1985)は動的単純せん断試験機を用いて、正規圧密状態の粘土に所定のひずみ振幅の繰返しせん断を加えた後、その際に生じた間隙水圧を消散させ圧密することによって生じた擬似過圧密粘土と応力解放による過圧密粘土の強度特性および圧密挙動を調べている。その結果、擬似過圧密粘土の $e$ - $\log p$ 曲線は過圧密粘土のそれと異なり、

圧密圧力が先行圧密圧力を越えても正規圧密線に一致しないことを示している。また、擬似過圧密粘土の全応力によるせん断強度は、繰返しせん断後の排水過程における間隙比の変化量が小さければ過圧密土のそれと一致するが、間隙比の変化量が大きい場合は過圧密土の強度より小さくなることを示している。また、有効応力基準では両者の違いは見られないことを示している。

藤原ら（1988）（1990）は繰返し荷重が可能な圧密試験機により、長期間繰返し荷重を受けた粘土と長時間静的な荷重を受けた粘土の圧密特性を比較して、繰返し荷重を受けた粘土は二次圧密領域におけるひずみが卓越することを示している。また、二次圧密が大きくなると圧密降伏応力が増加し、擬似過圧密状態になることを指摘している。この理由として、繰返し荷重により粘土の土構造が綿毛構造より分散構造により変化しやすいためとしている。



## 参考文献

- 1) Andersen, K. H. (1976): Behaviour of clay subjected to under cyclic loading, Proc. Int. Conf. on behaviour of off-shore structure, Trondheim, 1, pp.392-403.
- 2) Andersen, K. H., Pool, J. H., Brown, S. F. and Rosenbrand, W.F. (1980) : Cyclic and Static Laboratory Tests on Drammen Clay, Proc. ASCE, Vol.106, No.GT5, pp. 499~529.
- 3) Berre T. and Bjerrum L. (1973): Shear Strength of Normally Consolidated Clays, Proc.8th International Conf. On Soil Mechanics and Found. Engin., pp.39-49.
- 4) Bjerrum L. (1967): Engineering Geology of Norwegian Normally Consolidated Marine Clays as Related to settlements of Buildings, Seventh Rankin Lecture, Geotechnique, London, Vol.17, pp.83-118.
- 5) Bjerrum L. and Lo K. Y.(1963): Effect of Aging on the Shear Strength Properties of a Normally Consolidated Clay, Geotechnique, London, Vol. 30, No2, pp.147-157.
- 6) Bjerrum, L. (1973): Problems of Soil Mechanics and Construction Soft Clay and Structurally Unstable Soils, Proc.8th ICSMFE, Vol.3, pp.111-159.
- 7) Campanella, R,G and J.K.Mitchell (1969): Influence of temperature variation on soil behavior, Proc. ASCE, Vol.94, No.SM3, pp.709-734.
- 8) Fisher, K. P. ,K.H. Andersen and J. Moum (1978): Properties of an artificially cemented clay, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 15, pp.325-331.
- 9) Fujiwara.H and Ue.S. (1990): Effect of pre loading on post-construction settlements of soft clay subjected to repeated loading, Soils and Foundations, Vol.30 No.1 pp.76-86.
- 10) Gray, H.(1936): Progress report on research on the consolidation of fine-grained soil, Proc. 1st ICSMFE, D-14. pp.138-141.
- 11) Hanzawa H. and Kisida T.(1981) : Fundamental Consolidation Undrained Strength Characteristics of Alluvial Marine Clays, Soils and Foundations, Col.21, No.1, pp.35-50.
- 12) Henkel, J.H. (1959): The Relationships between the Strength, Pore-Water Pressure, and Volume-Change Characteristics of Saturated Clay, Geotechnique, Vol.9, No.3, pp.119-135.
- 13) Hvorslev, M.J. (1960): Physical Components of the Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, pp.169-273.
- 14) Jamiolkowski, M., Lancellotta, R., Pasqualini, E., Marchetti, S. and Nova,R. (1981):Design Parameters for Soft Clays, Proc.7th ECSMFE, Brighton, Vol.5, pp.27-28.
- 15) Kamei T , Ogawa S, Tanaka N.(1987): The variation in undrained shear characteristics during consolidation process , Soils and Foundations , Vol. 27. No.3. pp.91-98.
- 16) Ladd, C.C. and Foott, R. (1974): New Design Procedure for Stability of Soft Clays, Proc.,SACE, Vol.100, GT7, pp.763-786.

- 17) Lambe, T.W. and Whitman, R. V.(1969):Soil Mechanics, John Wiley & Sons, New York.
- 18) Matui, T et al. (1981): Behaviour of clay on cyclic stress-strain history, Proc. 10th ICSMFE, Stockholm, Vol.3, pp.261-264.
- 19) Mayne, P.W. (1980): Cam-Clay Predictions of Undrained Strength, Proc., ASCE, Vol.106, GT11, pp.1219-1242.
- 20) Mesri, G. and Y.K. Choi (1980) : Discussion on Murakami's paper, Soils and Foundation, Vol.20, No.4, pp.143-148.
- 21) Mesri, G. and Y.K. Choi (1979): Excess pore water pressure during consolidation, Proc. 6th Asian Reg. Conf. SMFE, Vol. 1, pp.151-154.
- 22) Mitachi, T. and Kitago, S.(1976):Change in Undrained Shear Strength Characteristics of Saturated Remolded Clay due to Swelling, Soils and Foundations, Vol.16, No.1, pp.45-58.
- 23) Mitachi, T. and Kitago, S. (1979) : The Influence of Stress History and Stress System on the Stress-Strain-Strength Properties of Saturated Clay, Soils and Foundations, Vol.19, pp. 45-61.
- 24) Mitchel, J.K. (1960): Fundamental Aspects of Thixotropy in Soils, Proc. Of A.S.C.E., SM3, June, pp.19-51 .
- 25) Murakami,Y.(1979): Excess pore-water pressure and preconsolidation effect developed in normally consolidated clays of some age, Soils and Foundation, Vol.18, No.4, pp.17-29.
- 26) Pisit Kuntiwattanaku, Ikuo Towhata, Kanta Ohishi and Ichiro Seko.(1995):Temperature effects on undrained shear characteristics of clay, Soils and Foundations, Vol.35, No.1, pp.47-162.
- 27) Plum, R.L. and Esrig, M.I. (1969) : Some temperature effects on soil compressibility and pore water pressure, Effects of temperature and heat on engineering properties of soils, Special Report 103, Highway Research Board, washington, D.C.
- 28) Roscoe, K. H., Schofield ,A.N. and Wroth,C.P. (1958) : On Yielding of Soils, Geotechnique, Vol.8, No.1, pp. 22~53.
- 29) Roscoe, K. H., Schofield, A. N. and Thurairajah, A. (1963) : Yielding of Clays in States Wetter than Critical, Geotechnique, Vol.13, No.3, pp. 211~240.
- 30) Shimizu, M. (1982): Effect of Overconsolidation on Dilatancy of a Cohesive Soils, Soils and Foundations, Vol.22, No.4, pp.121-135.
- 31) Taylor D.W. (1960):"Review of Research on Shearing Strength of clay : M.I.R. 1948-1953, Report to Waterways Experiment Station" gouted by R. V. Whitman : Some Consolidations and Data Regarding the Shear Strength of Clay, Proc. Of A.S.C.E. Conf. on Shear Strength of Cohesive Clay.
- 32) Towhata. I , Pisit Kuntiwattanaku, Seko. I and Ohishi. K.(1993):Volume change of clays induced by heating as observed in consolidation tests, Soils and Foundations, Vol.33, No.4,

pp.170-183.

- 33) Vaid Y.P. and Campanella R.G. (1977) :Time Dependent Behavior of Undisturbed Clay Proc. Of A.S.C.E.,Vol.13, GT7, pp.693-709.
- 34) Wood, D. M. (1976): Comments on cyclic loading of clay , Proc. Int. Conf. on behaviour of off-shore structure, Trondheim, 1, pp.1-7.
- 35) Wroth, C.P. and R.G.H. Parry (1977) : Chapter 4. “Shear Stress-Strain Properties”, Soft Clay Engineering (edited by E.W. Brand and R.P Brenner) Elsevier Scientific Pub. Co., pp.309-364.
- 36) Yasuhara,K. and Ue.S. (1983): Increase in undrained shear strength due to secondary compression, Soils and Foundations, Vol.23, No.3, pp.50-64.
- 37) Yasuhara. K, Hirao. K, Fujiwara. H, Ue. S.(1983): Undrained Shear Behaviour of Quasi-overconsolidated Seabed Clay Induced by Cyclic Loading, Proc. of SEABED MECHANICS, International Union of Theoretical and Applied Mechanics, pp.17-24.
- 38) 安原一哉, 平尾和年, 藤原東雄, 上 俊二(1985) : 擬似過圧密粘土のせん断特性, 土と基礎Vol. 33. No. 3 pp. 29-35.
- 39) 安原一哉, 平尾和年(1985) : 繰返し荷重を受けた飽和粘土の非排水せん断特性, 土木学会論文集, Vol. 364/Ⅲ-4. pp. 113-122.
- 40) 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,土質工学会論文集, Vol.27,No.2, pp.73-82.
- 41) 嘉門雅史, 曾我健一, 木山正明, 井上啓司(1987) : 大阪湾海成粘土中のペレットとその土質工学特性の影響, 土質工学会関西支部, 海底地盤に関するシンポジウム論文集, pp.127-132.
- 42) 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, pp.389-390.
- 43) 軽部大蔵(1991):せん断特性(粘性土)の展望, 土質工学会誌「土と基礎」, Vol. 39, No. 11, pp. 9-11.
- 44) 三笠正人, 木下哲生, 高田直俊(1971) : 粘性土の圧密時間とせん断強さについて(第2報), 土質学会, 第6回土質工学研究発表会, D-6, pp.137-140.
- 45) 三笠正人, 木下哲生(1970) : 粘性土の圧密時間とせん断強さについて, 土木学会, 第25回年次学術講演会, Ⅲ-54.
- 46) 三田地利之, 北郷繁, 唐牛義夫(1973) : 粘性土の強度特性に及ぼす圧密時間の影響(第3報), 土質工学会, 第8回土質工学研究発表会, D-6, pp.299-302.
- 47) 山口晴幸, 三田地利之, 北郷繁(1981) : 繰返し飽和土の非排水応力一ひずみ一強度挙動に及ぼす二次圧密の影響, 土質工学会論文報告集, Vol.21, No.3, pp.123-131.
- 48) 山内豊聡, 安原一哉(1974) : 粘性土の制止土圧係数に関する一考察, 土質工学会論文報告集, Vol.14, No.2, pp.113-118.

- 49) 小泉和広,坂上麻子,永野賢司,杉田信隆(1997): 高温で再圧密された粘土の化学特性と微視的構造について, 地盤工学会「高温環境と土」シンポジウム発表論文集, pp. 101-106.
- 50) 小田美明, 三田地利之, 木藤勇人(1989): 粘性土の非排水せん断挙動に及ぼす圧密時間の影響, 土木学会論文集, Vol.412/Ⅲ-12.
- 51) 上 俊二, 安原一哉, 藤原東雄(1991): 粘土の非排水せん断強度に及ぼす圧密時間の影響, 土質工学会中国支部論文報告集(地盤と建設), Vol. 9, No. 1 pp. 51-62.
- 52) 上 俊二, 藤原東雄, 勝村雅子(1996): 二次圧密時に温度効果を受けた粘土の圧密特性, 土木学会論文集, No. 554/Ⅲ-37, pp. 47-55.
- 53) 森脇武夫, 吉国洋, 永井大海, 名合牧人(1993): 高温再圧密粘土の三軸繰返し圧挙動, 土木学会論文集, No.463/3-22, pp.55-63.
- 54) 清水正喜, 岩成敬介, 中野明, 田淵俊幸(1992): 粘土の一次元圧密挙動における温度効果, 第27回土質工学研究発表会概要集, pp.425-428.
- 55) 赤井浩一, 佐野郁雄, 馬 時冬, 石黒 健(1984): 遅延圧密に関する実験的研究, 京大防災研年報, No.27,B-2, pp.49-63.
- 56) 赤木寛一, 中畑禎, 二宮真(1992): 排出間隙水の化学分析による飽和粘土の高温再圧密過程中的構造変化に関する考察, 第27回土質工学研究発表会, pp.413-416.
- 57) 足立格一郎, 斉藤重治, 中島武道(1990): 高温再圧密が東京下町粘土に与える影響, 第25回土質工学研究発表会, pp.645-646.
- 58) 大河内保彦, 川辺衛, 龍岡文夫(1982): 粘性土の長期 $K_0$ 圧密非排水せん断試験, 土質工学会, 第17回土質工学研究発表会, D-6, pp.353-356.
- 59) 大河内保彦(1981): 三軸装置を用いた土の $K_0$ 圧密特性の基礎的研究, 東京大学博士論文.
- 60) 大原資生, 松田博, 末岡光樹(1985): 繰返し载荷に伴う擬似過圧密粘土の特性, 土木学会論文集, No.364/Ⅲ-4, pp.249-252.
- 61) 大槇正紀(1979): 飽和粘性土の変形特性に関する研究, 京都大学工学部博士論文.
- 62) 中瀬明男, 小林正樹, 勝野 克(1969): 圧密および膨張による飽和粘土のせん断強度の変化, 港湾技術研究所報告, 第8巻, 第4号, pp.103-141.
- 63) 中瀬明男(1984): 海洋土質, 技報堂出版.
- 64) 土田 孝, 小林正樹, 水上純一, 田中正典(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.
- 65) 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, pp. 3-27.
- 66) 藤原東雄(1988): 繰返し荷重を受けた粘土の圧密特性と沈下予測への応用に関する研究, 九州大学学位請求論文.
- 67) 日下部伸, 森尾敏(1995): 模擬自然粘土の作成法とその圧縮・せん断挙動, 土木学会

論文集, No.511/Ⅲ-30. pp.145-154.

- 68) 半沢秀郎, 岸田隆夫(1982): 年代効果を受けた粘土の非排水強度特性, 土と基礎, Vol.30, No.2, pp.5-10.
- 69) 福江正治(1995): 炭酸塩が地盤形成に与える影響, 平成6年度文部省科学研究費補助金研究成果報告書.
- 70) 兵動正幸, 河田頼治, 上 俊二(1994): 原位置における粘土の非排水繰返しせん断強度の評価, 第9回日本地震工学シンポジウム論文集, pp. 805-810.
- 71) 北郷繁, 三田地利之(1972): 粘性土の強度特性に及ぼす圧密時間の影響, 土質工学会, 第7回土質工学研究発表会, D-6, pp.197-200.

## 第2章 年代効果により擬似過圧密状態にある 自然堆積粘土の力学的性質

### 2. 1 概説

わが国における臨海域は、沖積粘土層からなる軟弱な粘性土地盤で構成されている場合が多い。このような粘性土地盤では、地質学的な年代効果（二次圧密、セメンテーション）を受けることにより正規圧密状態でありながら見かけ上過圧密粘土の挙動を示すことが知られている。このような粘土を擬似過圧密粘土と呼び、通常の応力解放による過圧密粘土と区別されている。半沢ら(1982)の研究によれば、このような擬似過圧密粘土は正規圧密エージド粘土と呼ばれ、多くの現場で存在すると言われている。さらに、原位置における粘性土地盤は、均質な粘土層である場合が少なく粘土の塑性指数などの物理的性質が深さによりかなり異なることが推測される。

本章では、主として日本各地の自然堆積地盤より採取した物理的性質の異なる不攪乱試料およびそれらの試料を実験室で再圧密させた再構成試料により圧密試験、一軸圧縮試験および三軸圧縮試験を実施し、両者の力学的特性を比較することにより年代効果を受けたものと考えられる自然堆積粘土の力学的性質の特徴について明らかにする。

以下、節にしたがい本章の概要を述べる。2. 2では不攪乱試料の採取場所ならびにサンプリング深度を示し、原位置における堆積環境について考察する。また、実験に使用した試料の物理的性質を明確にする。再構成試料についても、その予備圧密方法や物理的性質について述べる。2. 3では、採取した試料の一軸圧縮試験結果より一軸圧縮強度特性について考察する。2. 4では、採取した試料の圧密試験結果より圧密特性を明らかにする。2. 5では、不攪乱試料および再構成試料を用いて拘束圧、過圧密比を種々に変化させたひずみ制御による三軸圧縮（伸張）試験を行い、伸張領域を含めた粘土の非排水せん断特性を明らかにする。2. 6では、2. 5で得られた非排水せん断強度より、原位置における粘土の非排水せん断強度の評価方法について述べる。最後に、2. 7において、本章で得られた知見を要約し結論とする。

2.2 試料の物理的性質および堆積環境

2.2.1 不攪乱試料

(1) 試料の採取場所およびサンプリング深度

本研究で用いた不攪乱試料は、

- ①広島市の広島港宇品地区より採取した広島粘土
- ②広島市五日市より採取した五日市粘土
- ③熊本県白川下流域で採取した有明粘土
- ④神奈川県横浜市港未来（MM）21地区より採取した横浜粘土

の4種類である。いずれの粘土も、海底粘土地盤より固定ピストン式シンウオールサンプラーにより注意深く採取した海成粘土である。図 2-1(a)(b)はそれぞれ採取した4種類の粘土のサンプリング深度を示したものである。また、図中には三軸圧縮試験で用いた試料の採取位置も併せて示している。中でも、横浜粘土はサンプリング深度が30～50mとかなり深部から採取された粘土である。

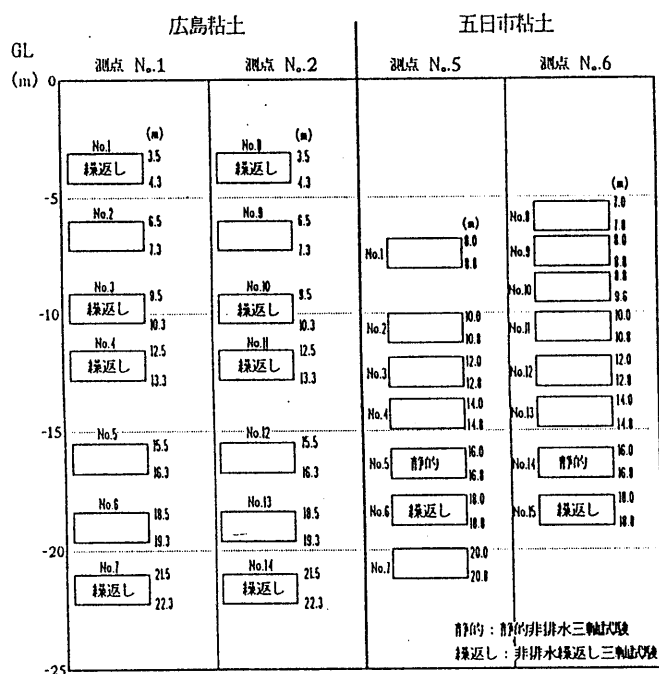


図 2-1(a) 不攪乱試料のサンプリング深度(広島粘土、五日市粘土)

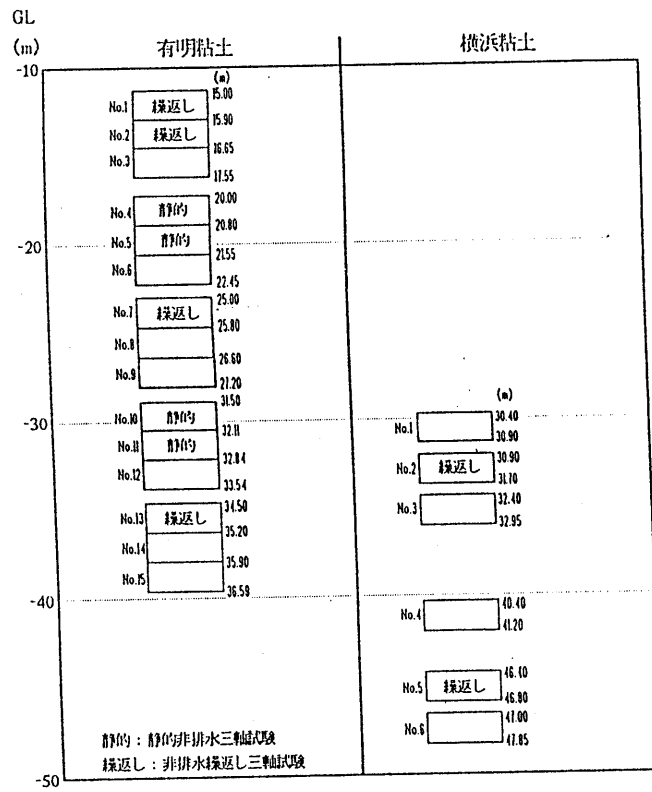


図 2-1 (b) 不攪乱試料のサンプリング深度(有明粘土、横浜粘土)

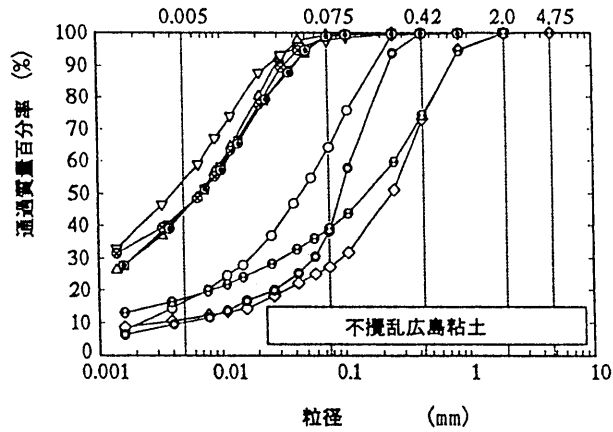


(2) 物理的性質

表 2-1 は、実験に用いた不攪乱試料の物理的性質の一覧である。広島粘土の中には NP の試料も含まれているがシンウオールサンプラーで採取できたことから、ある程度の粘着力は持っていると考え、粘性土として実験を行っている。図 2-2 (a) (b) は広島粘土、有明粘土の粒径加積曲線を示したものである。図より広島粘土は塑性指数の増加にともなって細粒分含有率 (0.075mm 以下) が高くなっており、中でも塑性指数がおよそ 50 以下の試料について言えば、砂分含有率がほとんどゼロであり、塑性指数の高いものほど粘土分 (0.005mm 以下) を多く含んでいる。一方、有明粘土は広島粘土と比較して、塑性指数の低いものほど粘土分を多く含んでいることから、より活性の低い粘土であると言える。

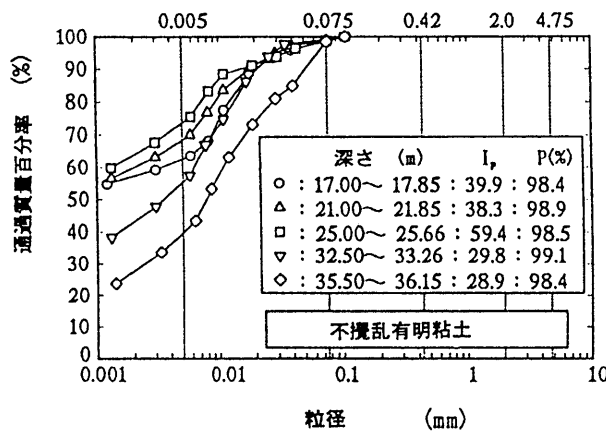
表 2-1 不攪乱試料の物性値

試料名	シリーズ No.	深さ G. I. (m)	G <sub>s</sub>	W <sub>L</sub> (%)	W <sub>p</sub> (%)	I <sub>p</sub>
広島	1-1	3.50~4.30	2.670	44.1	19.7	24.4
	1-2	12.50~13.30	2.640	94.3	37.8	56.5
	1-3	21.50~22.50	2.652	24.3	—	NP
	2-1	3.50~4.30	2.639	—	—	NP
	2-2	12.50~13.30	2.607	94.1	37.6	56.5
	2-3	21.50~22.50	2.655	44.9	17.8	27.1
	UII 3	9.50~10.30	2.629	77.3	30.6	46.7
	UII 10	9.50~10.30	2.640	77.4	32.3	45.1
五日市	DM	18.00~18.80	2.505	99.1	37.7	61.4
		18.00~18.80	2.521	99.0	40.3	58.7
		16.00~16.80	2.510	115.6	40.1	75.5
	DN	18.80~19.60	2.532	124.2	51.4	72.8
横浜	MM 2	30.90~31.70	2.564	126.7	48.2	78.5
	MM 5	46.40~46.80	2.615	74.0	38.4	35.6
有明	AN	17.00~17.85	2.664	72.0	32.1	39.9
		21.00~21.85	2.641	68.7	30.4	38.3
		25.00~25.66	2.612	99.8	40.4	59.4
		32.50~33.26	2.683	57.6	27.8	29.8
		35.50~36.15	2.650	57.0	28.1	28.9



深さ (m)	$I_p$	P(%)
○ : 3.50~4.30	24.4	64.3
△ : 9.50~10.30	46.8	99.3
□ : 12.50~13.30	56.5	98.8
▽ : 15.50~16.30	73.5	97.5
◇ : 21.50~22.30	NP	27.3
○ : 3.50~4.30	NP	38.3
● : 9.50~10.30	45.1	98.7
● : 12.50~13.30	56.5	98.9
● : 21.50~22.30	27.1	39.0

(a) 広島粘土



(b) 有明粘土

図 2-2 不攪乱試料の粒径加積曲線

### 2. 2. 2 再構成試料

本節では、不攪乱試料と比較するために室温および高温で再圧密（予備）圧密した再構成試料について述べる。また、実験に用いた再圧密装置、再圧密方法、試料の物理的性質について述べる。

(1) 再(予備)圧密試験装置

図 2-3 に、それぞれ室温および高温で使用した再圧密装置を示している。室温用はセル内に空気圧を負荷し、両面排水により一次元圧密を行うものである。高温用はペロフラムシリンダーにより圧密荷重を負荷し両面排水により一次元圧密を行うものである。また、ヒーターにより暖められた温水を高温水槽内で循環させることにより恒温状態を保つことが出来る。どちらの装置も試料室を加圧板周りの Oリングのみで仕切っていることから、側面にグリースを塗布し空気漏れのないように注意を払った。

- A : 塩ビ円筒 (内径 219mm)
- B : ステンレス円筒 (内径 255mm)
- C : O-リング
- D : ポーラスストーン
- E : 試料
- F : 圧力室
- G : ペロフラムシリンダー
- H : ヒーター
- I : 温水
- J : デイマートボール
- K : コンプレッサー
- ⊗ レギュレーター
- ⊙ ブルドン管 (有効内寸法高さ 約 30cm)

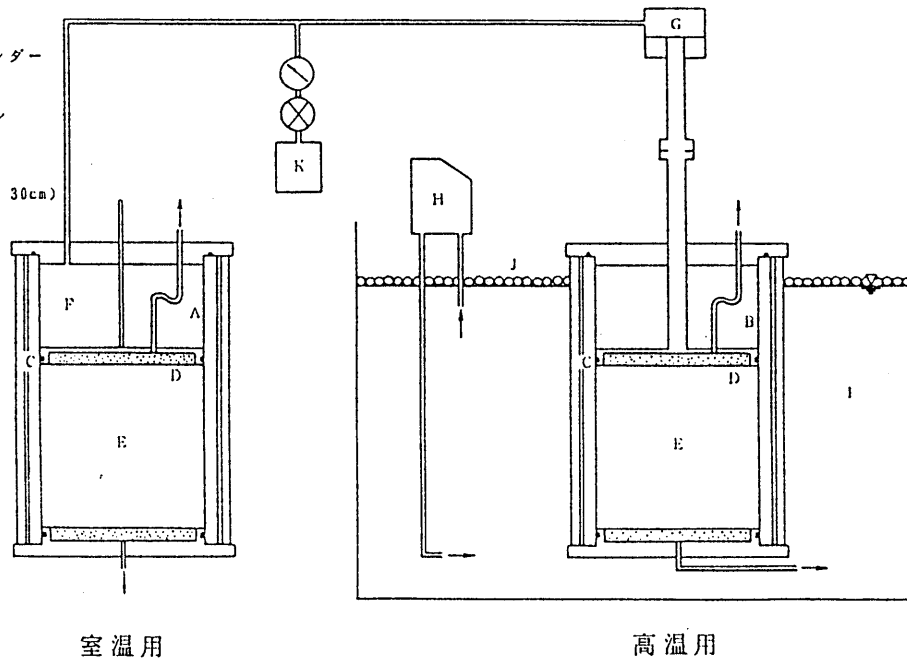


図 2-3 予備圧密装置

(2) 再(予備)圧密試験方法

- ①得られた不攪乱試料を大型のポリ容器で十分攪拌したのちに、 $420\mu\text{m}$ ふるいを用いて裏ごしを行う。このふるい通過試料を液性限界の2倍以上の含水比になるよう調整しさらに繰り返す。
- ②予備圧密装置のセルの内壁にあらかじめシリコン離型剤を均一に塗布しておく。
- ③上部および下部ポーラスストーンの上にセルの内径よりやや小さい濾紙を置き脱気水で

十分飽和させ、セル上端約3cmまで含水比調整した試料を気泡が出来ないようにゆっくりセル内に注入する。

- ④室温の場合、まず自重圧密させた後、鉛直圧密圧力 $\sigma_v=10, 20\text{kPa}$ をそれぞれ1日ずつ段階的に載荷し、 $\sigma_v=50\text{kPa}$ で2週間圧密を行う。高温の場合はセル内の温度を $80^\circ\text{C}$ に保ちながら自重圧密させた後、鉛直圧密応力 $\sigma_v=10, 20, 50\text{kPa}$ をそれぞれ1日ずつ段階的に載荷し、 $\sigma_v=100\text{kPa}$ で2週間圧密を行う。
- ⑤圧密終了後、切り出した粘土ブロックを直ちにパラフィンでシールを施し保存する。

(3) 物理的性質

再構成試料は、室温試料については広島粘土、五日市粘土、有明粘土の3種類である。高温試料は、五日市粘土のみを使用している。これらの試料の物理的性質は表2-2に示している。五日市粘土、有明粘土は $I_p=70$ 程度の高塑性粘土であるが、広島粘土は $I_p=30$ 程度の低塑性粘土である。また、図2-4はこれらの試料の粒径加積曲線である。有明粘土、五日市粘土は粘土分が50%以上を示しているが、広島粘土は粘土分が約30%のシルト粘土であることがわかる。

表 2-2 再構成試料の物性値

試料名	シリーズ No.	$G_s$	$w_L$ (%)	$w_p$ (%)	$I_p$
広島	PS	2.613	62.1	28.6	33.5
五日市	HN	2.532	124.2	51.4	72.8
有明	AC	2.652	108.8	42.3	66.5

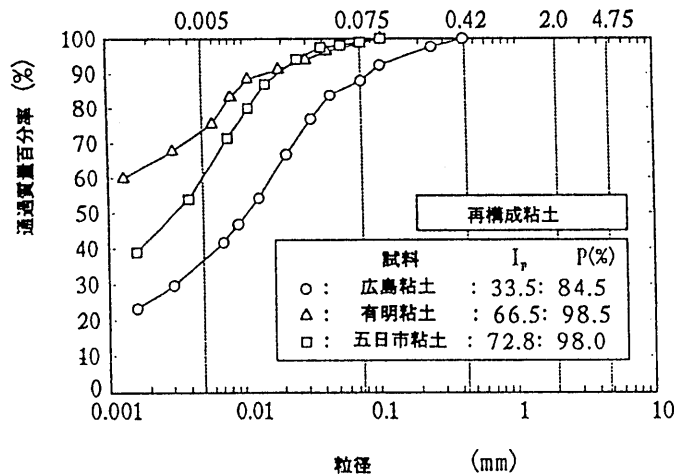
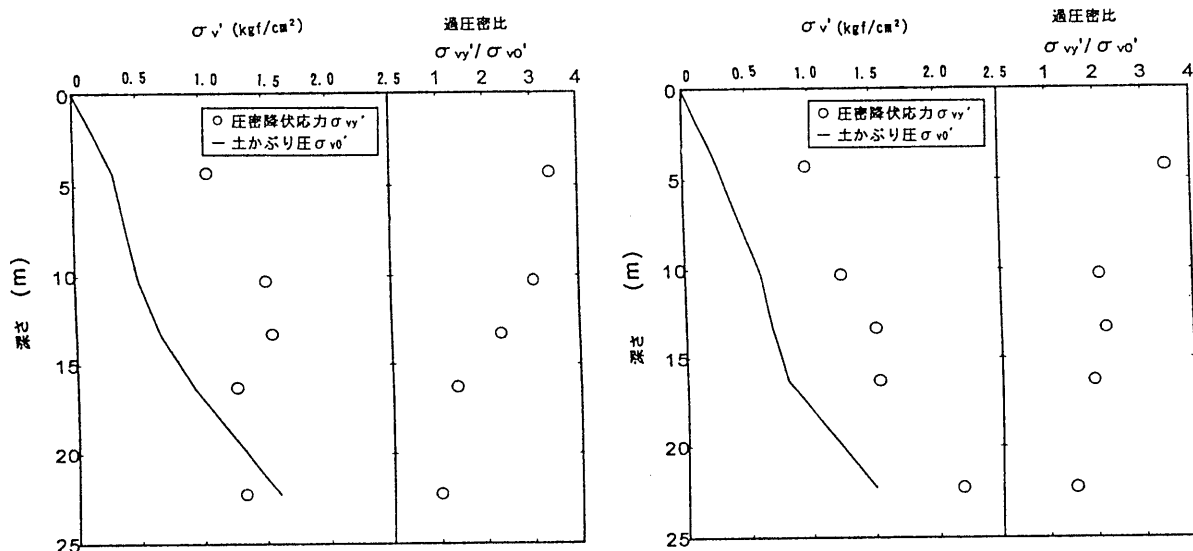


図 2-4 再構成試料の粒径加積曲線

### 2.3 粘土の原位置における堆積環境

一般に、海底地盤における粘土の性質は、さまざまな堆積環境を反映した二次圧密やセメンテーションによる年代効果により擬似過圧密状態になることにより、それぞれの位置で異なっていることが推察される。本節では、採取した不攪乱試料が深度の違いにより、どのような応力状態で堆積しているかを各採取位置ごとに考察する。

まず、図 2-5(a)(b)は広島粘土の側点 1, 測点 2 における各深度 (サンプリング位置) に対する標準圧密試験より得られた圧密降伏応力  $\sigma_{vy}'$  と有効土被り圧  $\sigma_{v0}'$  の関係を示したものである。また、 $\sigma_{vy}'/\sigma_{v0}'$  として計算した過圧密比 (OCR) もあわせて示している。測点 1, 測点 2 とも海底面上で過圧密比は、約 3~3.5 と大きな値を示しているが深度とともに減少し、深度 20m 以深ではほぼ OCR=1 となっている。



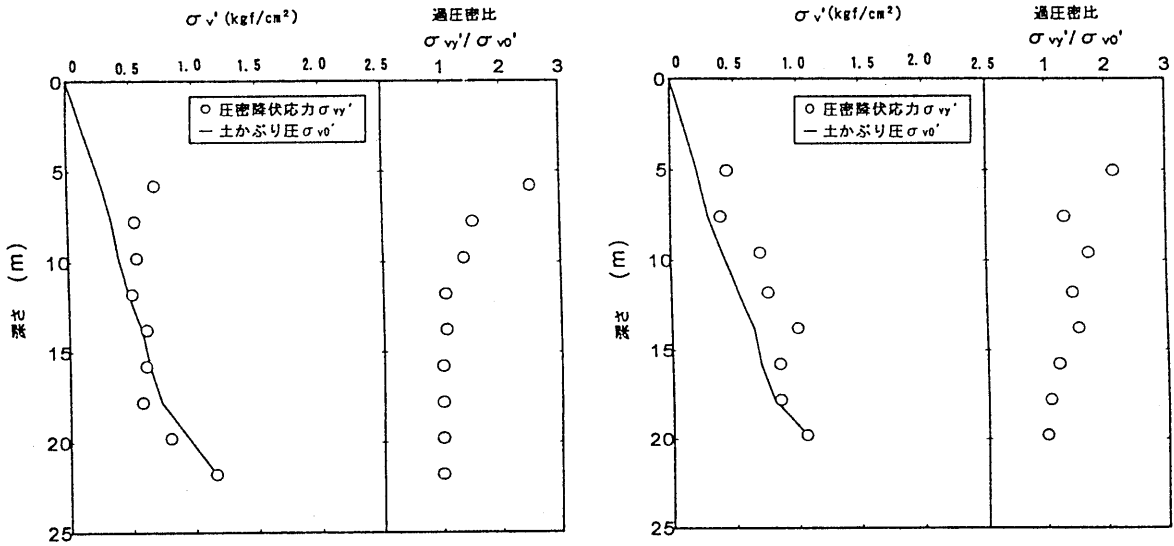
(a) 広島粘土 (測点 1)

(b) 広島粘土 (測点 2)

図 2-5(a)(b) 不攪乱試料の圧密降伏応力と土被り圧、および過圧密比の関係 (広島粘土)

次に、図 2-6(a)(b)は五日市粘土の測点 5、測点 6 における各深度における圧密降伏応力  $\sigma_{vy}'$  と有効土被り圧  $\sigma_{v0}'$  の関係、および  $\sigma_{vy}'/\sigma_{v0}'$  として計算した過圧密比 (OCR) の関係を示したものである。測点 5 については、深度 5 m 付近で過圧密比が約 2.5 と大きいのが 10m 以深では圧密降伏応力より有効土被り圧の方が大きくなっていることがわかる。測点 6 においても多少のばらつきは見られるが過圧密比は、測点 5 と同様に深度とともに減少している。図 2-7 は有明粘土における各深度における圧密降伏応力  $\sigma_{vy}'$  と有効土被り圧  $\sigma_{v0}'$  の関係および  $\sigma_{vy}'/\sigma_{v0}'$  として計算した過圧密比 (OCR) の関係を示したものである。深度が

大きくなると過圧密比が減少しているが、いずれの深度においても有効土被り圧より圧密降伏応力が大きく擬似過圧密状態となっていることがわかる。



(a) 五日市粘土 (測点 5)

(b) 五日市粘土 (測点 6)

図 2-6 (a) (b) 不攪乱試料の圧密降伏応力と土被り圧、および過圧密比の関係 (五日市粘土)

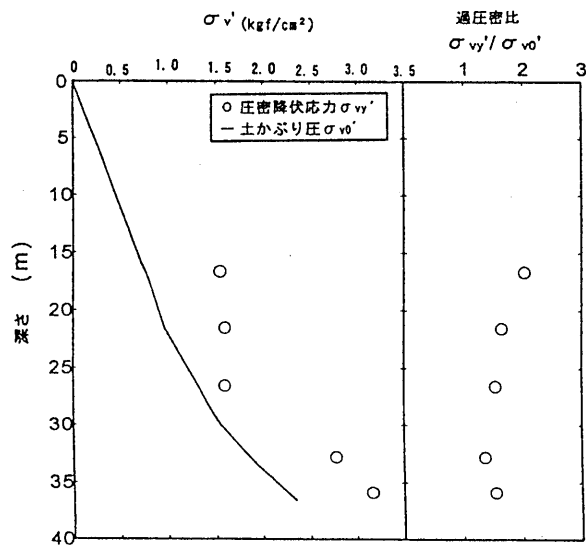


図 2-7 不攪乱試料の圧密降伏応力と土被り圧、および過圧密比の関係 (有明粘土)

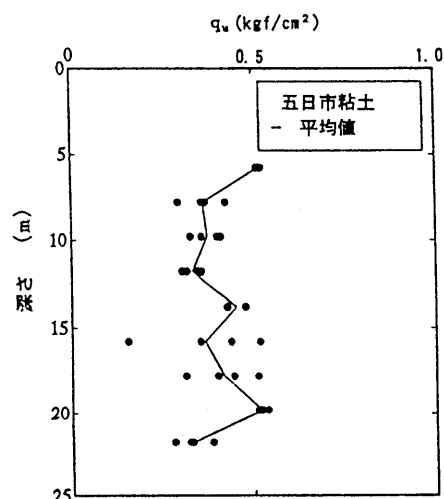
Parry and Wroth (1977) によれば、応力解放による過圧密地盤と長時間圧密による見かけの過圧密地盤では、深さ方向に対する圧密降伏応力と有効土被り圧および過圧密比の関係は異なることが報告されている。これによると、擬似過圧密地盤は深度によらず過圧密比が一定となることが特徴である。今回用いた試料においても有効土被り圧より圧密降伏応力が大きく、過圧密比が一定となるような地盤においては擬似過圧密状態にあるものと考えられる。

### 2.4 試料の一軸圧縮強度特性

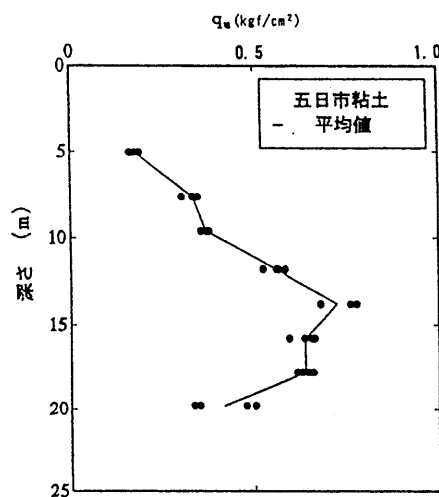
原位置において粘性土地盤の強度決定法として一般に使用されているのが、一軸圧縮強度である。実際に、原位置における粘性土地盤の非排水せん断強度  $C_u$  は、すべり面を  $45^\circ$  と仮定し一軸圧縮強度  $q_u$  の2分の1として求められる場合が多い。しかし、これを解析等の強度定数として用いる場合、サンプリングによる乱れや応力解放と言った問題があり、それらの影響を十分に考慮する必要があると言われている。そこで本節では、採取した不攪乱試料を用いて一軸圧縮試験を行い、その挙動や強度について考察を行う。

図 2-8 (a) (b) (c) は五日市粘土の測点 5、測点 6 および有明粘土における一軸圧縮強度の  $q_u$  の深度分布を示したものである。図中の実線は、各深度における一軸圧縮強度の平均値を包絡したものである。どちらの測点においても  $q_u$  は各深度においてかなりばらついているが、前述した圧密降伏応力と一軸圧縮強度は相関があるように見える。有明粘土では深度 35m から 40m において圧密降伏応力が急激に増加しており、一軸圧縮強度も増加している。

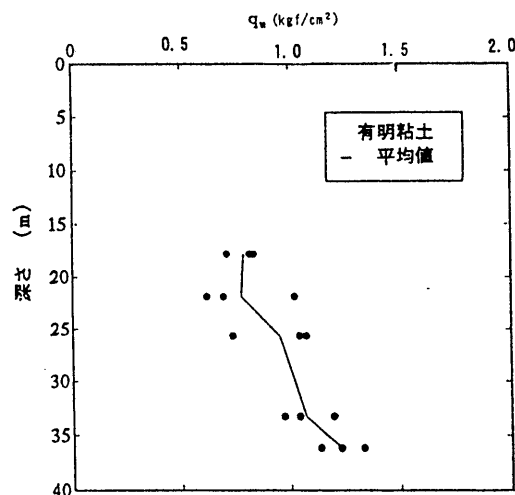
このように一軸圧縮強度はサンプリング時



(a)五日市粘土 (測点 5)



(b)五日市粘土 (測点 6)



(c)有明粘土

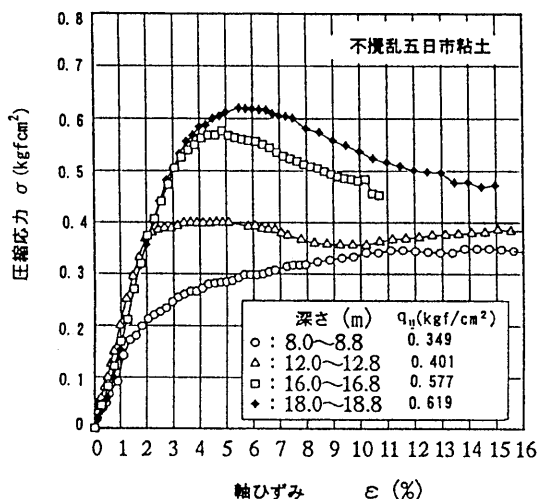
図 2-8 各粘土の一軸圧縮強度  $q_u$  の深度分布

の乱れなどの問題によりばらつきが大きく、粘性土地盤の強度を決定するうえで試料のサンプリングに慎重を要することがわかる。近年これに代わる新たな強度決定法として三軸試験機を用いた SHANSEP 法 (Iadd(1974)) や Bjerrum の現場ベーン強度補正法 (1972) や半沢法 (1982) などが提案されている。

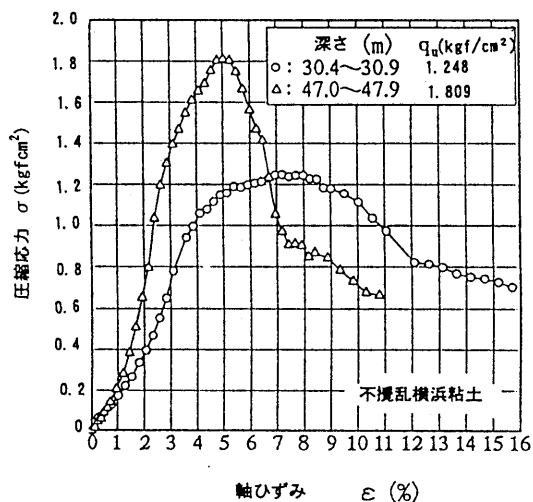
図 2-9 (a) (b) (c) はそれぞれ五日市粘土、横浜粘土、有明粘土の一軸圧縮試験における応力ひずみ関係である。五日市粘土では、深度 8 ~ 12 m の試料では明瞭なピークが現れず、一軸圧縮強度は軸ひずみの増加にともなって増加し、ひずみ硬化の傾向を示している。一方、深度 16 ~ 19 m の試料では軸ひずみが 4 ~ 5 % の付近でピークを示した後、強度が低下しており、ひずみ軟化の傾向を示している。これは、前述したように深度 16 m 以深では圧密降伏応力が土被り圧より大きくなり擬似過圧密状態となり、長期堆積による二次圧密やセメンテーションなどの年代効果を有する土構造の影響が反映された結果と考えられる。

また、図より初期変形係数  $E_{s0}$  を比較すると 8 ~ 9 m のものが 1.2MPa 程度であり、深度 12m ~ 19m の範囲では約 1.8 ~ 2.0MPa となり、過圧密比が大きいものほど剛性が増加することがわかる。また、横浜粘土、有明粘土については明瞭なピーク点が存在し、深部の堆積環境における土構造を有する粘土の挙動が現れている。

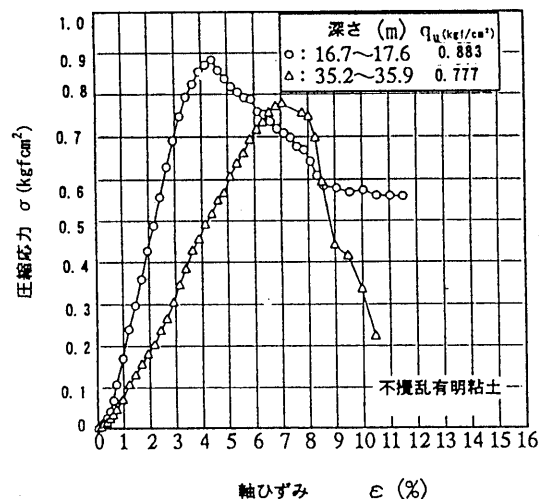
図 2-10 (a) (b) はそれぞれ五日市粘土、横浜粘土における乱さない試料と練り返した試料の応力ひずみの関係である。どちらの粘土も練り返した場合強度は著しく低下しており、鋭敏比は五日市粘土で約 1.3、横浜粘土で約 8 と非常に鋭敏であることがわかる。また、有明粘土については練り返した場合、自立し



(a) 五日市粘土不攪乱試料



(b) 横浜粘土不攪乱試料



(c) 有明粘土不攪乱試料

図 2-9 (a) (b) (c) 不攪乱試料の一軸圧縮試験結果



ないことから五日市粘土や横浜粘土よりもさらに鋭敏であることが推測される。一般に、鋭敏比が1.6を越える粘土はクイッククレイと呼ばれており(Skempton (1952))、わが国においても有明粘土にクイッククレイ化したものが見られることがOhtsubo (1982)によって報告されている。このように鋭敏性が高いことはわが国の海性粘土の特徴の一つであると言える。

図2-11は、五日市粘土における高温再圧密試料とそれを繰り返した試料についての応力ひずみ関係を示したものである。高温再圧密試料は破壊ひずみが小さく、不攪乱試料に類似した挙動を示していることがわかる。この理由としては、Tsuchida(1991)ら森脇ら(1993)が報告しているように高温で圧密されることにより二次圧密およびセメンテーションの促進による土構造の発達などが考えられる。

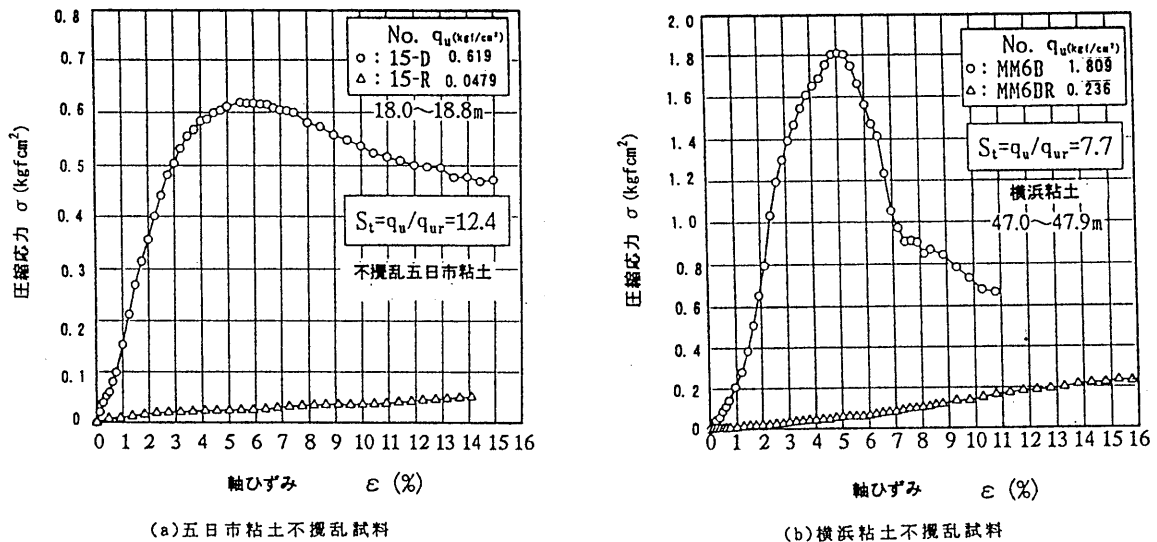


図2-10(a)(b) 不攪乱試料の一軸圧縮試験結果

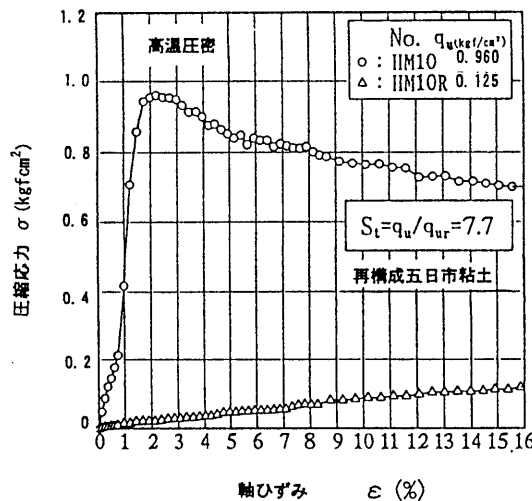


図2-11 高温再圧密試料の一軸圧縮試験結果

2.5 試料の圧密特性

図 2-12 (a) (b) は、それぞれ広島粘土および有明粘土の不攪乱試料による標準圧密試験より得られた  $e$ - $\log p$  曲線である。塑性指数の大きい試料ほど初期間隙比が大きく、正規圧密領域での圧縮性が卓越している。一般に、原位置において二次圧密やセメンテーションなどの年代効果を受けた粘土は、圧密降伏応力を越えた正規圧密領域の直線部が逆ぞりする（圧縮指数  $C_c$  が急増する）ことが知られている (Tsuchida (1991)) が、本実験でもそのような傾向が認められる。

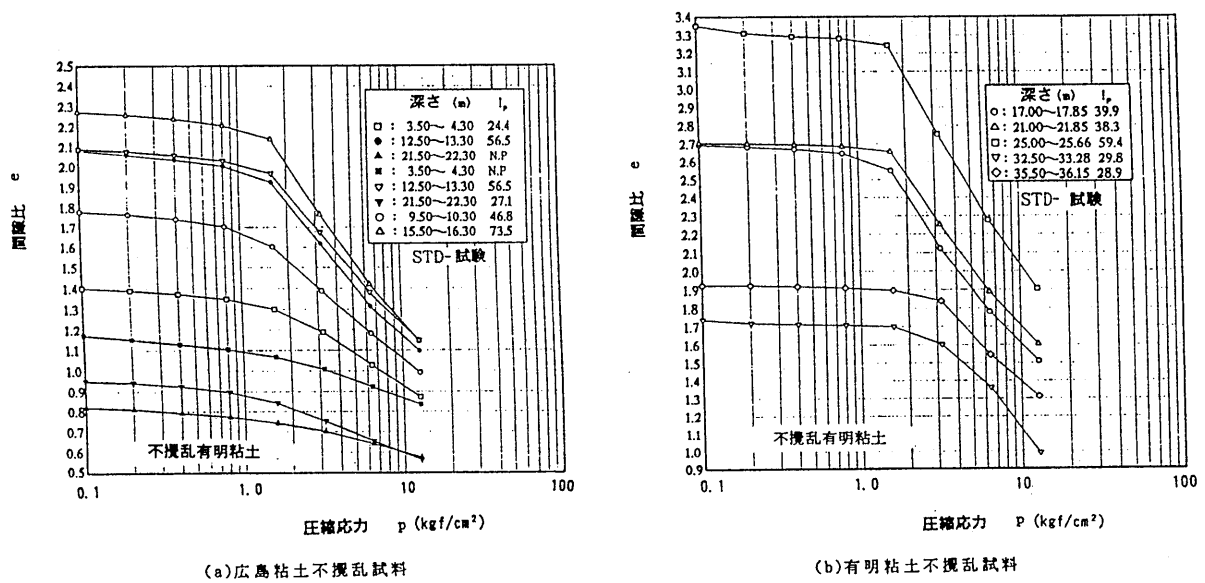


図 2-12 (a) (b) 不攪乱試料の標準圧密試験における  $e$ - $\log p$  曲線

図 2-13 (a) (b) は、横浜粘土および有明粘土の不攪乱試料における定ひずみ速度圧密試験より得られた  $e$ - $\log p$  曲線である。標準圧密試験に比べ圧密降伏応力付近のプロットが明確に得られている。図 2-14 は有明粘土の不攪乱試料の定ひずみ速度圧密試験より得られた圧縮指数  $C_c$  と有効圧密圧力  $p$  の関係を示したものである。 $C_c$  は圧密応力の増加にともない圧密降伏応力付近でピークを示したのち徐々に減少し最終的にある値に収束している。

図 2-15 は、五日市粘土の不攪乱試料における標準圧密試験および定ひずみ速度圧密試験より得られた  $e$ - $\log p$  曲線である。定ひずみ速度圧密試験の曲線が右上に若干シフトしているのはひずみ速度の影響と考えられる。また、標準圧密試験に比べ正規圧密領域での直線部の勾配 ( $C_c$ ) が大きい。

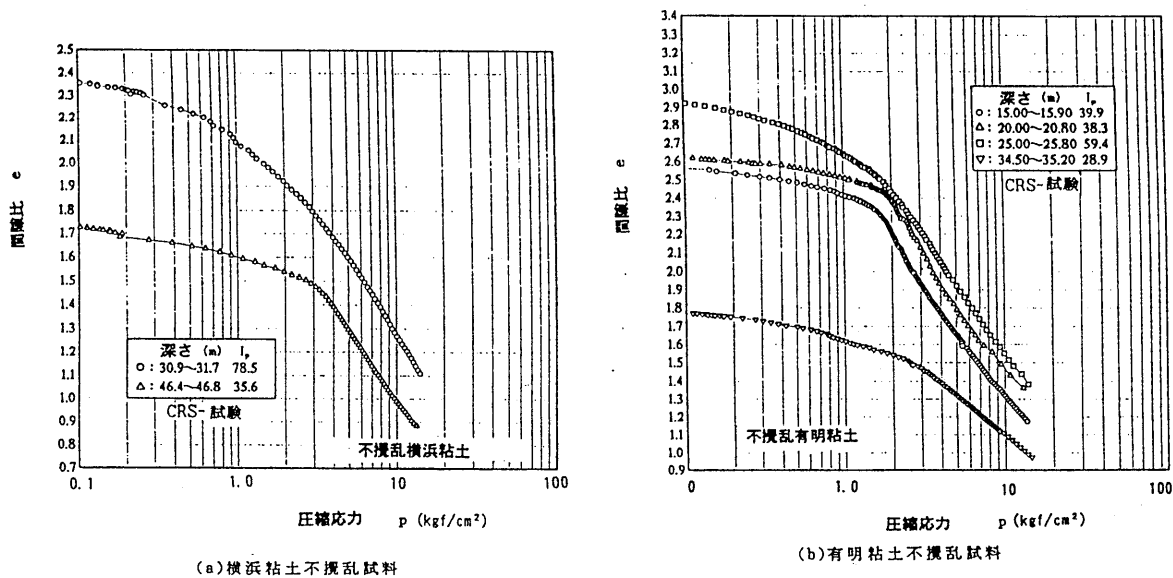


図 2-13 (a) (b) 不攪乱試料の定みずみ速度圧密試験の e-log p 曲線

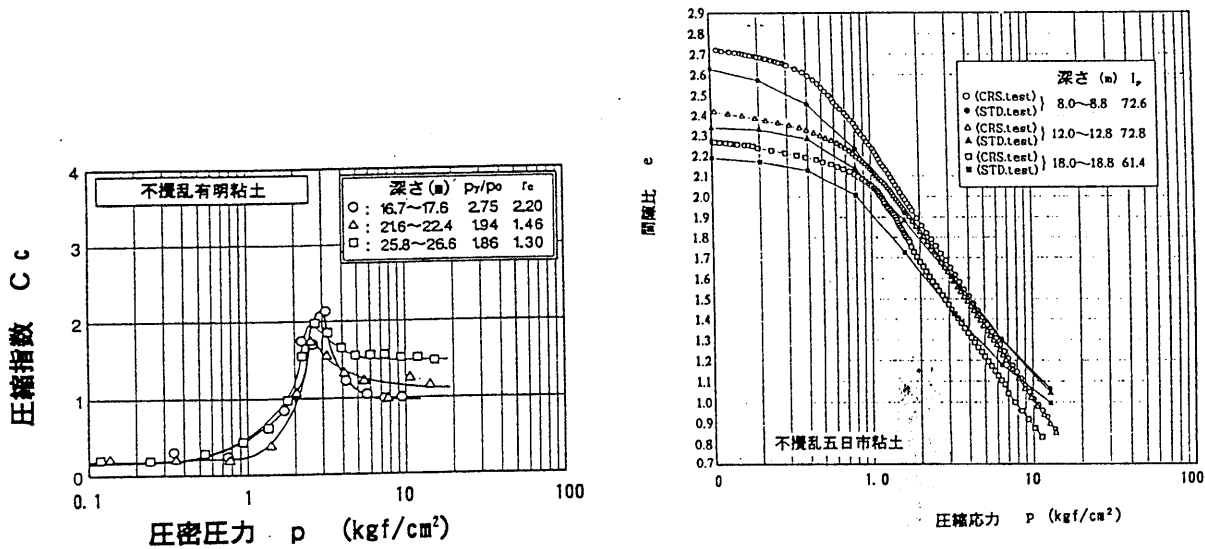


図 2-14 圧縮指数と圧密圧力の関係

図 2-15 標準圧密試験および定みずみ速度圧密試験の e-log p 曲線の比較

図 2-16 は、標準圧密試験より得られた圧密降伏応力  $p_y$  (STD) と定ひずみ速度圧密試験より得られた圧密降伏応力  $p_y$  (CRS) の関係を有明粘土、五日市粘土の不攪乱試料について示したものである。図より  $p_y$  (CRS) は  $p_y$  (STD) より約 1~2 割ほど大きな値を示している。これはひずみ速度の影響も考えられるが、定ひずみ速度圧密試験(ひずみ速度 0.12%/min)の方が測定間隔が密であるため圧密降伏応力付近の挙動が詳細に測定され、圧密降伏応力が明確に現れたためと考えられる。現在、定ひずみ速度圧密試験は基準化が進められており、ひずみ速度等の問題を評価できる補正方法の提案が望まれている。

図 2-17 は五日市粘土の室温(20℃)および高温(80℃)で再圧密を行った再構成試料の定ひずみ速度圧密試験より得られた  $e$ - $\log p$  曲線である。先行圧密圧力が異なっていることから明確な比較は出来ないが高温の場合、圧密降伏応力が先行圧密圧より大きく、圧密降伏応力を越える付近で逆ぞり傾向が見られ、年代効果をもつと考えられる不攪乱試料と似た特性が見られる。

以上の圧密試験より得られた結果を表 2-3 にまとめて示す。なお、ここでの圧密降伏応力  $p_y$  はすべてキャサグランデの方法で求めたものである。

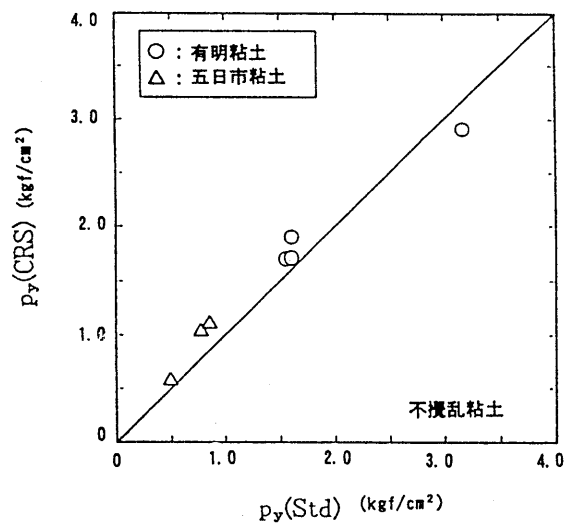


図 2-16 標準圧密試験および定ひずみ速度圧密試験の圧密降伏応力の比較

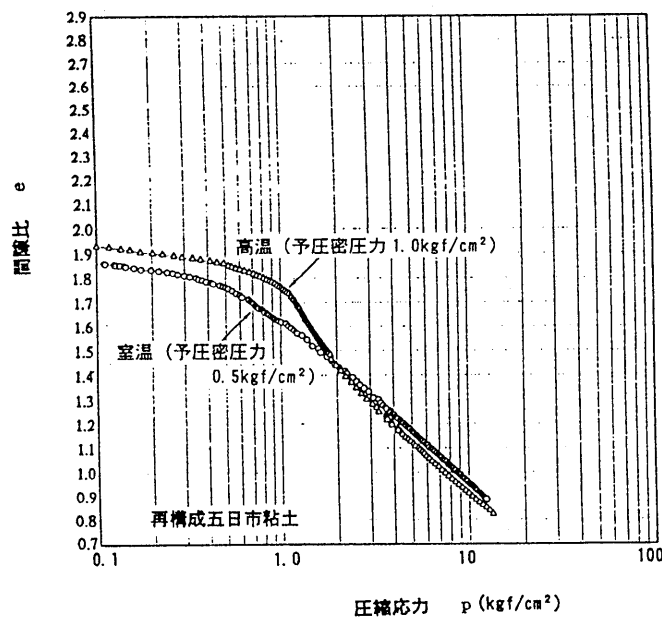


図 2-17 高温再圧密試料の  $e$ - $\log p$  曲線

表 2-3 圧密試験結果

	試料名	試験 No.	深さ G. L.(m)	$p_r$ (Std) (kgf/cm <sup>2</sup> )	$p_r$ (CRS) (kgf/cm <sup>2</sup> )	$C_c$	
不 攪 乱	広島	1-1	3.50~4.30	0.98	—	0.53	
		1-2	12.50~13.30	1.52	—	1.02	
		1-3	21.50~22.50	2.19	—	0.22	
		2-1	3.50~4.30	1.06	—	0.29	
		2-2	12.50~13.30	1.56	—	0.98	
		2-3	21.50~22.50	1.33	—	0.32	
		U11-3	9.50~10.30	1.25	—	0.72	
		U11-10	9.50~10.30	1.52	—	1.25	
	五日市	9-C	8.00~8.80	0.49	—	1.05	
		9-D	8.00~8.80	—	0.57	1.20	
		11-B	12.00~12.80	0.69	—	0.98	
		11-C	12.00~12.80	—	1.03	1.23	
		15-C	18.00~18.80	0.71	—	0.94	
		15-D	18.00~18.80	—	1.05	1.33	
	横浜	MN2C	30.90~31.70	—	1.85	0.90	
		MN5C	46.40~46.80	—	3.50	1.02	
	有明	A-1	17.00~17.85	1.55	—	1.41	
		AU1F	15.00~15.90	—	1.70	1.56	
		A-2	21.00~21.85	1.60	—	1.35	
		AU4E	20.00~20.80	—	1.90	1.59	
		A-3	25.00~25.66	1.60	—	1.63	
		AU7F	25.00~25.80	—	1.71	1.36	
		A-4	32.50~33.26	2.87	—	0.80	
		A-5	35.50~36.15	3.17	—	0.98	
		AU13A	34.50~35.20	—	2.91	0.73	
	再 構 成	五日市(室温)	HM01	—	—	0.74	0.66
		五日市(高温)	HM01	—	—	0.94	1.25

## 2.6 試料の非排水せん断特性

### 2.6.1 概説

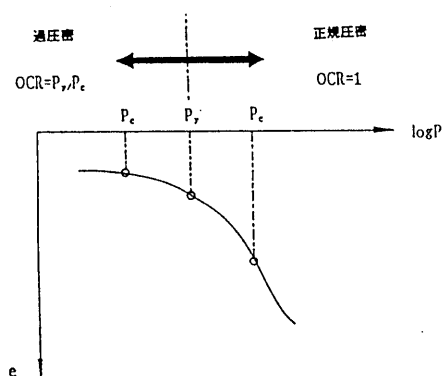
粘性土地盤の原位置非排水せん断強度の決定法において、一軸圧縮試験に代わるものとして、三軸試験機を用いた研究が盛んに行われている。前述したように、原位置における粘土地盤は、均質な粘土層である場合が少ないことから塑性指数が深度によりかなり異なることが推測される。また、二次圧密やセメンテーションなどの年代効果を受けているものと考えられる。そこで本節では、伸張領域を含めた粘土の非排水せん断特性を明らかにするために、塑性指数の異なる不攪乱試料および再構成試料を用いて試験時の拘束圧を種々に変化させたひずみ制御による圧密非排水圧縮（伸張）三軸試験をおこない、その結果を詳細に検討する。

実験に用いた試験装置は、ひずみ制御式の三軸試験機であり、等方圧密非排水せん断試験（CU試験）を実施した。実験方法は直径5cm、高さ10cmの供試体を三軸室にセットした後、所定の拘束圧で24時間圧密した後、非排水状態でせん断試験を行った。せん断時の間隙水圧は供試体底部で測定し、ひずみ速度は0.1%/minとした。また、供試体には等方圧密時より100kPaの背圧を負荷した。

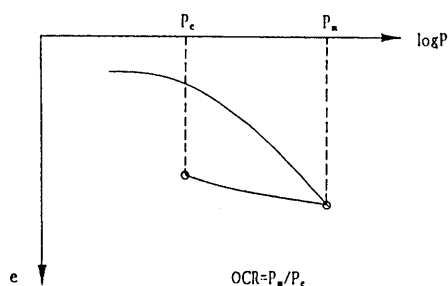
### 2.6.2 不攪乱試料と再構成試料の非排水せん断挙動の比較

粘土の非排水せん断挙動に及ぼす粘土の土構造の違いによる影響を調べるために、塑性指数のほぼ等しい五日市粘土の不攪乱試料および再構成試料を用いて圧密非排水圧縮（伸張）せん断試験を行い、過圧密および正規圧密状態におけるせん断挙動の比較を行う。

不攪乱試料については、**図 2-18**に示すように圧密降伏応力  $p_y$  を越える有効圧密圧力  $p_c$  で圧密された場合は正規圧密状態と見なした。また、 $p_y$  より小さな  $p_c$  で圧密された場合は過圧密状態と見なし、過圧密比は  $OCR=p_c/p_y$  とした。また、ここで用いた圧密降伏応力  $p_y$  は定ひずみ速度圧密試験より求めたものである。再構成試料については、**図 2-19**に示すように最大先行圧密圧力  $p_n=200\text{kPa}$  まで圧密を行い、その後所定の圧密圧力  $p_c$  まで除荷し、その比



**図 2-18** 過圧密比の決定法（不攪乱試料）



**図 2-19** 過圧密比の決定法（再構成試料）

をとって過圧密比 ( $OCR=p_w/p_c$ ) とした。以下に示す図において(a)は不攪乱試料、(b)は再構成試料であり、両試料を比較し考察する。

図 2-20(a)(b)は、軸差応力  $q$  と軸ひずみ  $\epsilon$  の関係である。圧縮側に着目すると、再構成試料では過圧密比によらず軸差応力はピークに達した後、軸ひずみの増加にともない軸差応力は定常になっている。一方、不攪乱試料では軸差応力は軸ひずみ  $\epsilon = 3\%$  付近で最大を示し、その後しだいに減少(軟化)している。図 2-21(a)(b)は、有効圧密圧力  $p_c$  で正規化した軸差応力比  $q/p_c$  と軸ひずみ  $\epsilon$  の関係である。特に不攪乱試料の圧縮側において軸差応力比  $q/p_c$  は過圧密比の高いものほど明瞭なピークを示し、その後軟化していることがわかる。これは不攪乱試料が、自然堆積により二次圧密やセメンテーションにより構造の発達した土構造を有するものと考えられ、この土構造が破壊された正規圧密状態では不攪乱試料、再構成試料とも非常によく似た挙動を示すことがわかる。

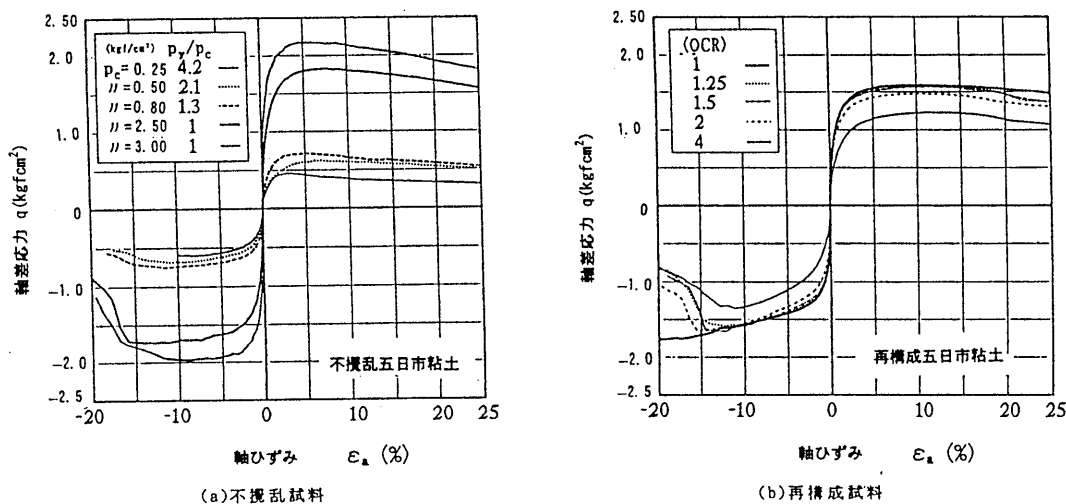


図 2-20(a)(b) 軸差応力  $q$  と軸ひずみ  $\epsilon$  の関係

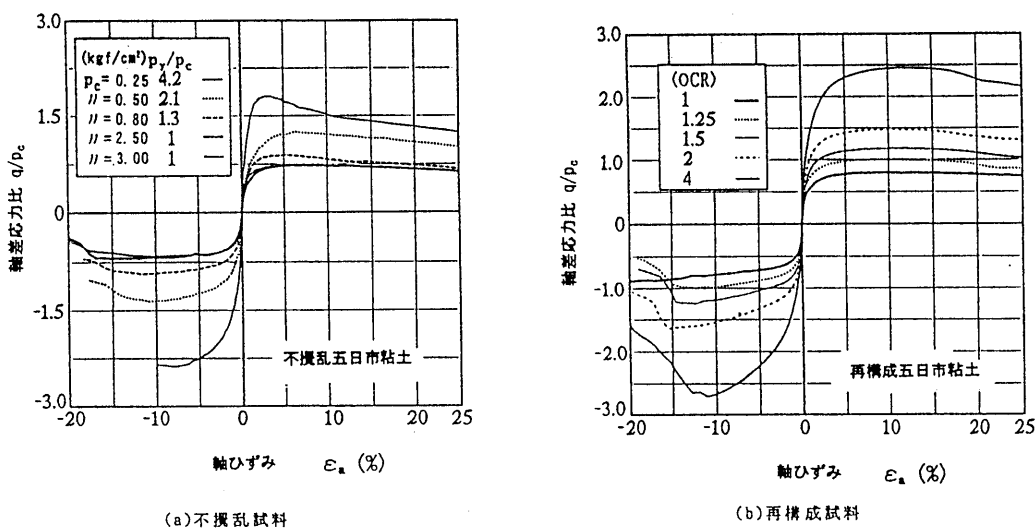


図 2-21(a)(b) 正規化した軸差応力  $q/p_c$  と軸ひずみ  $\epsilon$  の関係

図 2-22 (a) (b) は、有効応力径路図である。不攪乱試料、再構成試料とも正規圧密状態においては載荷初期よりコンラクティブな挙動を示しているが、過圧密状態では過圧密比が高くなるにしたがいよりダイレイティブな挙動へと変化している。その傾向は不攪乱試料より再構成試料において顕著に認められる。また、両者とも過圧密状態において図中の破壊線は圧縮側よりむしろ伸張側において大きく飛び出していることがわかる。

図 2-23 (a) (b) は有効圧密圧力  $p_c$  で正規化した有効応力径路図である。正規圧密状態における軸差応力最大時を破壊点と見なし原点より直線（限界応力線）を引くと、破壊時の応力状態は再構成試料では圧縮側においては過圧密比によらず破壊線上に集まっているのに対して、不攪乱試料では過圧密比が高くなると曲線の形状が急になり、破壊線を飛び越

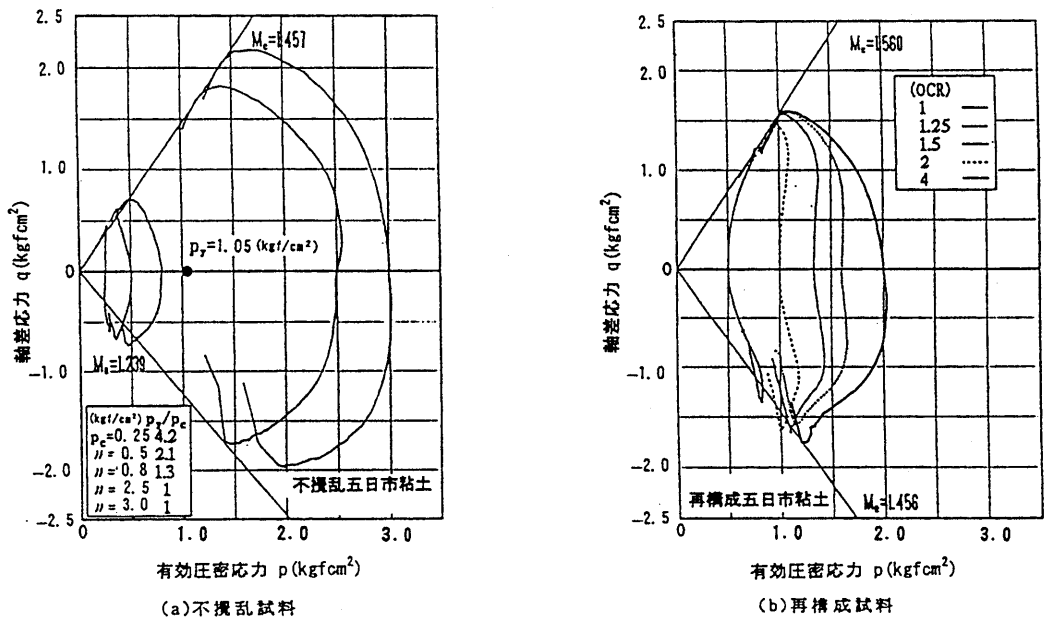


図 2-22 (a) (b) 有効応力径路図

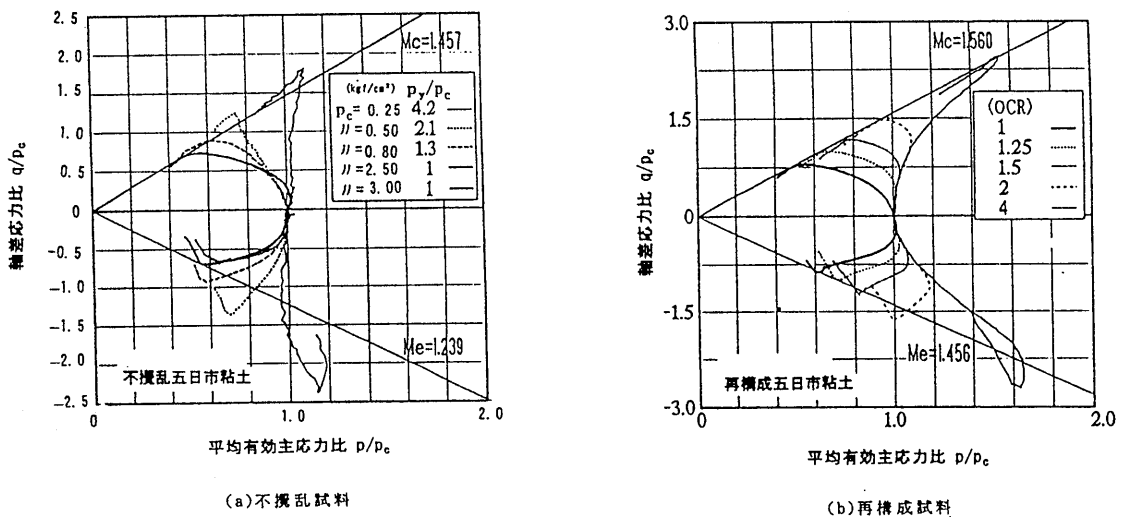


図 2-23 (a) (b) 正規化した有効応力径路図



えることがわかる。伸張側では、再構成試料においても過圧密比が高くなると破壊線を越えることがわかる。不攪乱試料では過圧密比が高くなるとその傾向が顕著であり、年代効果により形成された土構造の違いによるものと考えられる。

図 2-24 (a) (b) は有効応力比  $\eta (=q/p')$  と軸ひずみ  $\epsilon$  の関係を示したものである。再構成試料、不攪乱試料とも圧縮側においてはせん断初期に異なる径路を描くものの、最終的な有効応力比  $\eta$  はある値に収束している。すなわち、限界状態の応力比は正規圧密、過圧密で同じであることを意味している。一方、伸張側ではいずれの過圧密比においても  $\eta \sim \epsilon$  関係は異なる径路を描いており、 $\eta$  は過圧密比が高くなるほど大きくなっている。

図 2-25 (a) (b) は、間隙水圧比  $u/p_c$  と軸ひずみ  $\epsilon$  の関係を示したものである。圧縮側では再構成試料、不攪乱試料とも過圧密比の大きなものほど、間隙水圧の発生量が鈍くなっている。しかし、伸張側では同程度の過圧密比で比較した場合、再構成試料の方がより大きな負圧を生じていることがわかる。

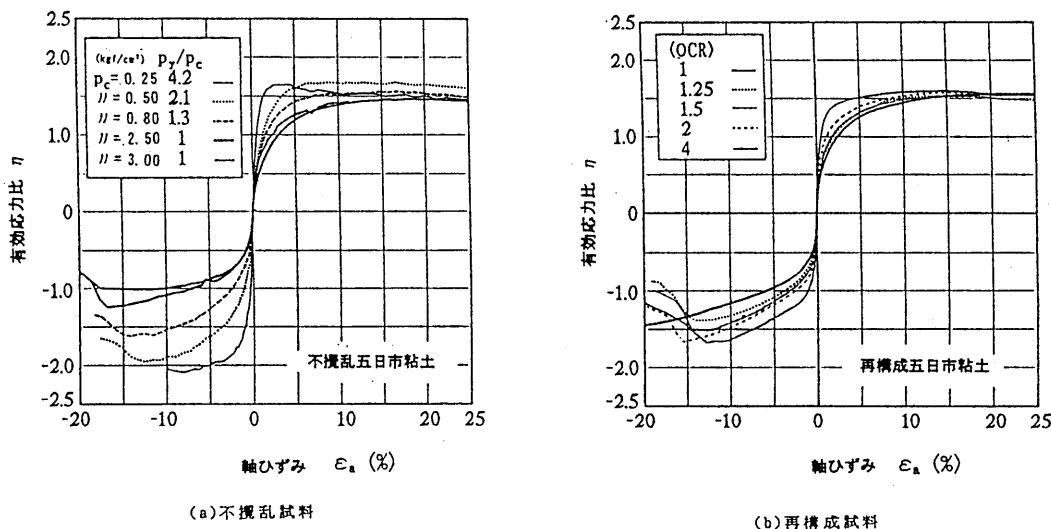


図 2-24 (a) (b) 有効応力比  $\eta (=q/p')$  と軸ひずみ  $\epsilon$  の関係

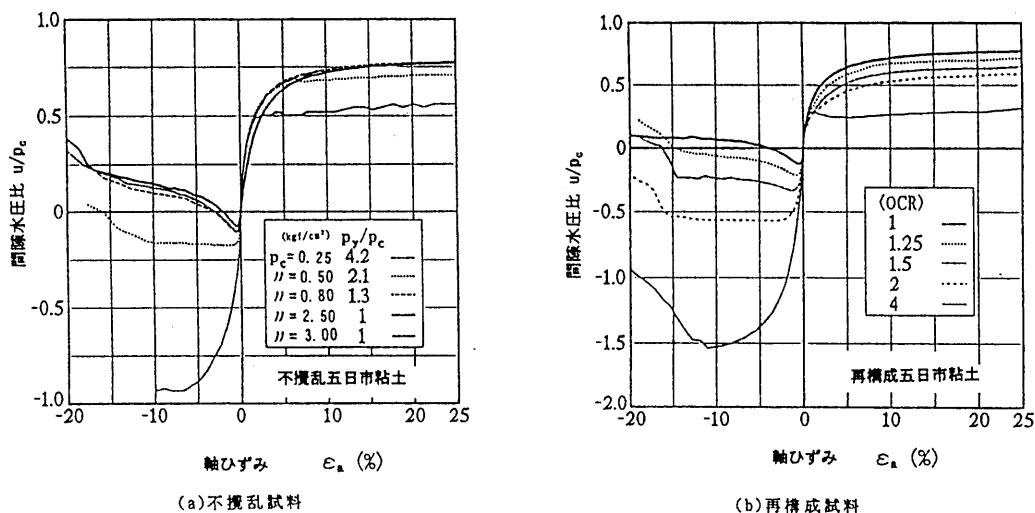


図 2-25 (a) (b) 間隙水圧比  $u/p_c$  と軸ひずみ  $\epsilon$  の関係

一般に、側圧一定の非排水せん断試験においてそのせん断により発生する間隙水圧  $u$  は、軸差応力の増加にともなう平均主応力成分  $u_c$  とダイレイタンシー成分  $u_d$  からなるとされている (図 2-26 参照)。すなわち、

$$u = u_c + u_d = \frac{q}{3} + u_d \quad (2-1)$$

で表される。ここで、 $q$  は軸差応力である。以上のことから、間隙水圧比  $u/p_c$  では純粋にせん断によるダイレイタンシー特性を表現できないことになる。そこで、ダイレイタンシー成分のみを考えた間隙水圧比  $u_d/p_c$  と軸ひずみ  $\varepsilon$  の関係を図 2-27 (a) (b) に示す。図より再構成試料、不攪乱試料とも圧縮、伸張での間隙水圧比  $u_d/p_c$  はほぼ等しいが、過圧密粘土において再構成試料の方が、過圧密比にともなう間隙水圧の発生量は鈍くなっている。以上のように再構成試料、不攪乱試料を用いて非排水せん断挙動の比較を行った結果、正規圧密状態では両者とも非常に類似した挙動を示すが、過圧密状態では再構成試料の方が正のダイレイタンシー特性が顕著であることが明らかとなった。

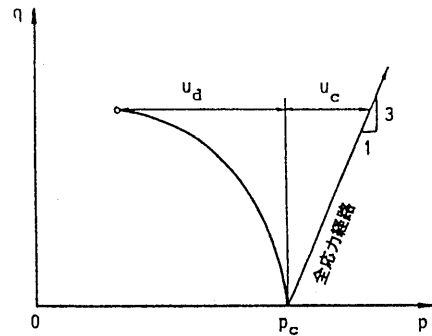


図 2-26 非排水せん断時の間隙水圧の概念図

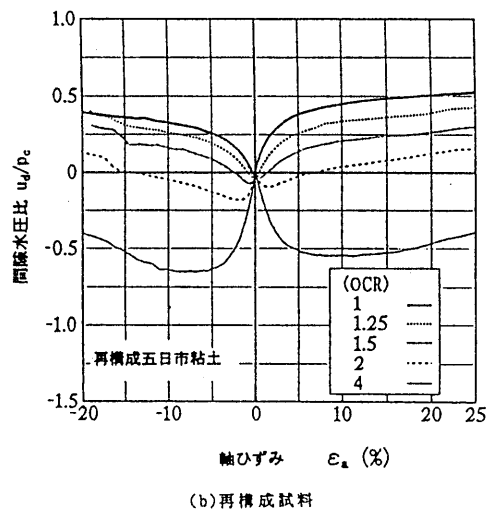
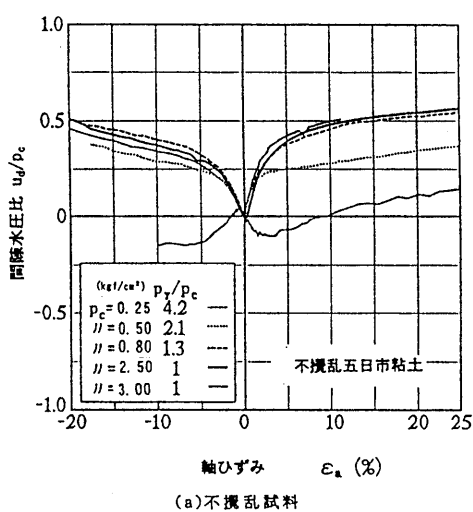


図 2-27 (a) (b) 間隙水圧比  $u_d/p_c$  と軸ひずみ  $\varepsilon$  の関係

2.6.3 原位置における粘土の非排水せん断強度の評価

本来、三軸試験で原位置における粘土の非排水せん断強度を評価するには、地盤の異方性を考慮して  $K_0$  圧密状態でのせん断試験を行うのが一般的であるが、本研究では等方応力状態での非排水せん断強度に着目して考察を行う。ここでは、非排水せん断強度  $C_u$  はピーク時の軸差応力  $q_f$  の2分の1と考え  $C_u = q_f/2$  とし、破壊時の応力比  $M$  は有効応力比 ( $\eta = q/p$ ) の最大値  $\eta_f$  で定義している。

図2-28(a)(b)は、前節で述べた等方応力状態下の正規圧密および過圧密状態における五日市粘土の不攪乱試料および再構成試料の非排水せん断強度  $C_u$  とせん断時の圧密圧力  $p_c$  の関係を示したものである。正規圧密状態における非排水せん断強度  $C_u$  は、せん断時の圧密圧力との間に原点を通る直線関係があり、この直線の傾き強度増加率  $C_u/p_c$  は不攪乱試料では圧縮で0.363、伸張で-0.330であった。また、再構成試料においては圧縮で0.389、伸張で-0.438であった。

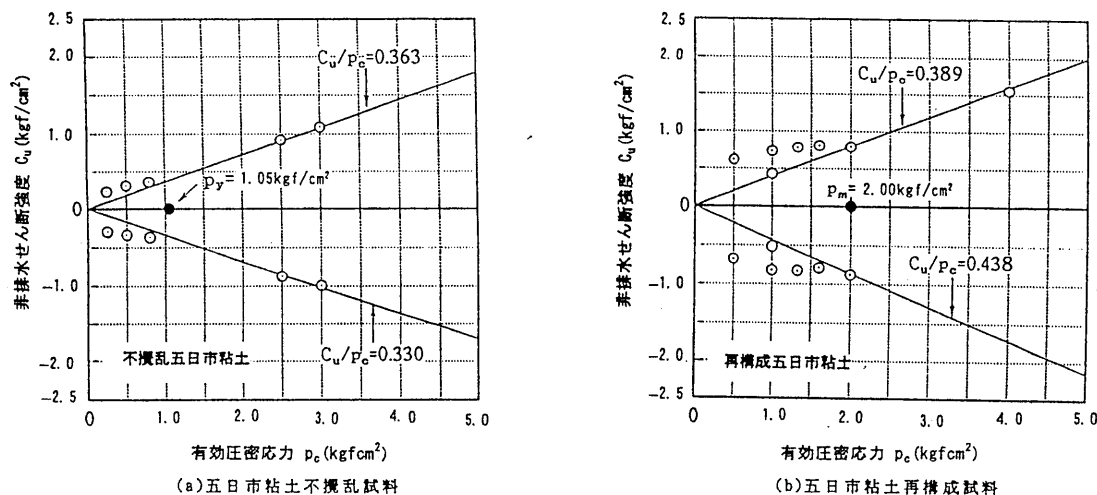


図2-28(a)(b) 非排水せん断強度  $c_u$  とせん断時の圧密圧力  $p_c$  の関係

土田ら(1983)は、わが国の港湾地域におけるいくつかの乱さない沖積粘土の正規圧密時の強度増加率  $c_u/p_c$  について調べ、 $c_u/p_c$  は  $I_p$  とあまり関係なくほぼ 0.34~0.42 の範囲にあることを報告している。図2-29は、強度増加率  $c_u/p_c$  と塑性指数  $I_p$  の関係を示したものである。比較として土田ら(1983)のデータも併せて示している。本研究で用いた試料についても  $c_u/p_c$  は圧縮および伸張で塑性指数  $I_p$  との関連性はなく土田らによるものとよく似た結果となっている。

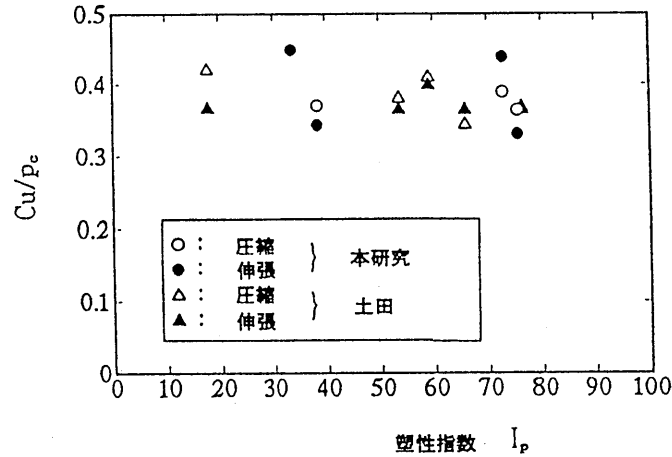


図 3-29 強度増加率  $c_u/p$  と塑性指数の関係

図 2-30 は、五日市粘土の不攪乱試料と再構成試料の非排水せん断強度比  $c_u/p_c$  と過圧密比 OCR の関係を、両対数軸上にプロットしたものである。両者の関係は、ほぼ試料ごとに直線的に増加する傾向がある。この関係は次式で表される。

$$\frac{c_u(oc)}{p_c} = \frac{c_u(nc)}{p_c} n^\Lambda \quad (2-2)$$

ここで、 $\Lambda$  は実験定数であり (oc)、(nc) はそれぞれ過圧密および正規圧密を表している。また、 $n$  は過圧密比である。ここで、正規圧密領域での強度増加率を  $m$  とおくと過圧密時の非排水せん断強度  $c_u(oc)$  は次式で表される。

$$c_u(oc) = p_c m n^\Lambda \quad (2-3)$$

式(2-3)を用いれば、正規圧密状態における非排水せん断強度と過圧密状態における非排水せん断強度より  $m$  と  $\Lambda$  を決定することが出来れば、任意の過圧密状態における非排水せん断強度  $c_u(oc)$  が推定可能である。このような定式化は Mitachi (1976) や Ladd (1977) によっても行われている。図 2-31 は式(2-3)より求めた非排水せん断強度の計算値と実験値の比較を示した図である。両者の対応は良好であり、不攪乱試料および再構成試料の相違によらず式中のパラメータが正確に決定できれば、非排水せん断強度は予測できることが明らかである。

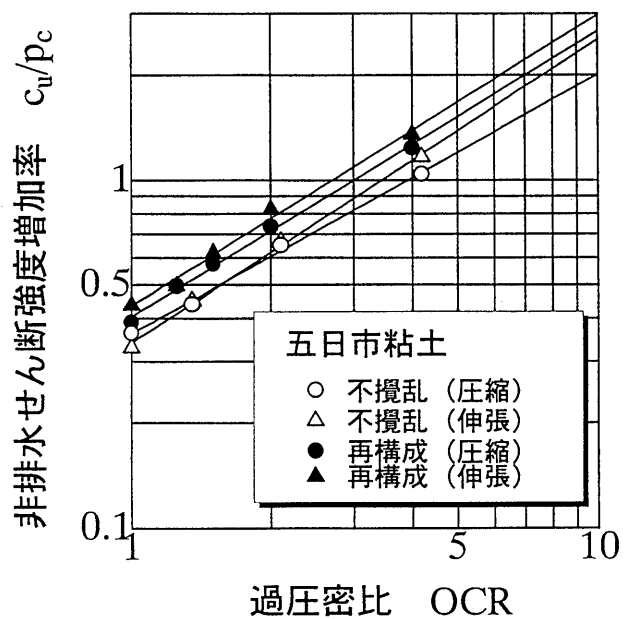


図 2-30 非排水せん断強度比と過圧密比の関係

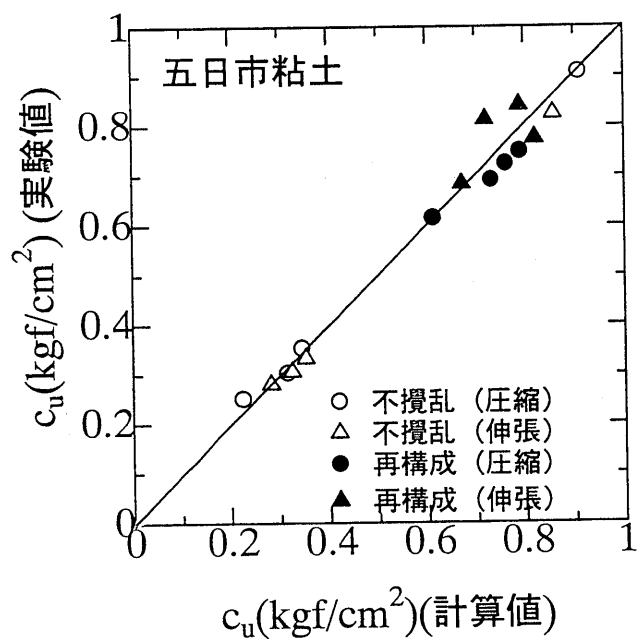


図 2-31 非排水せん断強度の実験値と計算値の比較

## 2.7 本章の要約

本章では、主として日本各地の自然堆積地盤より採取した物理的性質の異なる不攪乱試料およびそれらの試料を実験室で再圧密させた再構成試料により圧密試験、一軸圧縮試験および三軸圧縮試験を実施し、両者の力学的特性を比較することにより年代効果を受けたものと考えられる自然堆積粘土の力学的性質の特徴について明らかにした。本章で得られた知見を要約すると以下ようになる。

- (1) 今回使用した自然堆積粘土（不攪乱試料）の各深度における圧密降伏応力  $\sigma_{vy}'$  と有効土被り圧  $\sigma_{vo}'$  の関係、および  $\sigma_{vy}'/\sigma_{vo}'$  として計算した過圧密比の関係において、有効土被り圧より圧密降伏応力が大きく、過圧密比が一定となるような地盤においては、擬似過圧密状態にあるものと考えられる。
- (2) 年代効果を受けたものと考えられる不攪乱試料は、一軸圧縮試験の応力ひずみ曲線において、（擬似）過圧密比が大きいものほど剛性が増加し、明瞭なピークが現れるひずみ軟化の挙動を示した。また、鋭敏比が高い値（10以上）を示した。
- (3) 年代効果を受けたものと考えられる不攪乱試料は、圧密試験  $e$ - $\log p$  曲線において、圧密降伏応力を越えた正規圧密領域の直線部が逆ぞりする傾向を示した。（圧縮指数  $C_c$  は圧密降伏応力付近でピークを示す。）
- (4) 高温再圧密試料は不攪乱試料に類似した挙動を示すことが明らかになり、高温で再圧密することにより二次圧密およびセメンテーションなどの年代効果を模擬できる可能性が示された。
- (5) 塑性指数の等しい不攪乱試料および再構成試料を用いて非排水せん断挙動の比較を行った結果として、正規圧密状態では、両者とも非常によく似た挙動を示したが、過圧密状態では両者には明らかな違いが見られた。これは堆積過程における土構造の相違によるものと考えられる。
- (6) 本研究で用いた粘土に関して、強度増加率  $c_v/p_c$  および内部摩擦角  $\phi'$  は圧縮伸張のどちらにおいても塑性指数  $I_p$  との間にユニークな関係が認められなかった。また、伸張時の  $\phi'$  は圧縮時のものと比べばらつきが大きく、かなり高い値を示していることが示された。
- (7) 非排水せん断強度比  $c_v/p_c$  と過圧密比 OCR の関係は、両対数上で不攪乱試料、再構成試料によらず圧縮・伸張両側で直線的に増加傾向を示すことが明らかになり、（擬似）過圧密状態での非排水せん断強度を評価する式が示された。
- (8) 以上の結果より、年代効果により擬似過圧密状態にある自然堆積粘土（不攪乱粘土）の力学的性質を示す模式図を **図 2-32** に示す。

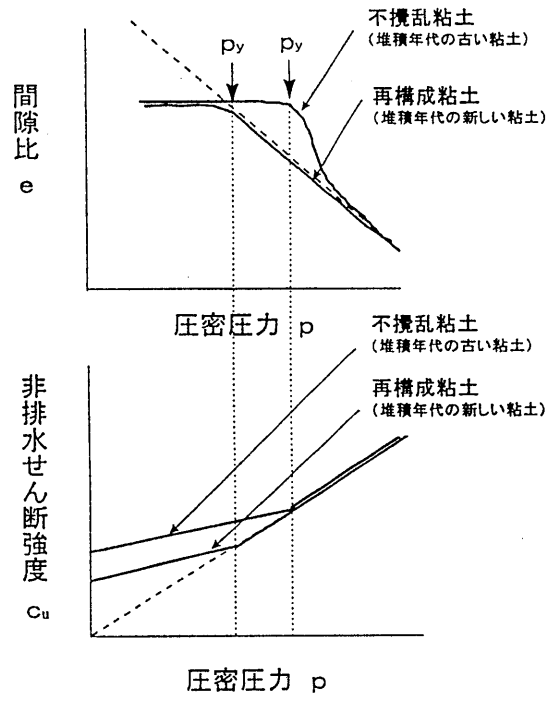


図 2-32 年代効果により擬似過圧密状態にある自然堆積粘土の力学的性質 (模式図)

## 参考文献

- 1) Bjerrum, L. : Embankment on soft ground , ASCE, Specialty Conf., Performance of Earth and Earth-Supported Structure, Lafayette, Vol.2, pp.1-54, 1972.
- 2) Ladd, C.C., Foott : New Design Procedure for Stability of Soft Clay, Proc.ASCD, Vol.100, No.GT7, pp. 763~786, 1974.
- 3) Ladd, C.C., et al. : Stress-Deformation and Strength Characteristics, Proc., 9th Int.Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.2, pp. 421~494, 1977.
- 4) Mitachi, T. and Kitago, S. : Change in Undrained Shear Strength Characteristics of Saturated Remoulded Clay due to Swelling, Soil and Foundations, Vol.16, No.1, pp. 45~58, 1976.
- 5) Ohtsubo, M., Takayama, M. and Egasira, K. : Marine quick clays from Ariake Bay, Japan, Soils and Foundation, Vol.22, No.4, pp. 71~80, 1982.
- 6) Skempton, A.W. and Northey, R.D. : The Sensitivity of Clays, Geotechnique, Vol.3, No.1, pp. 30~56, 1952.
- 7) Tsuchida, T., Kobayasi, M., Mizukami, J. : Effect of Aging of Marine Clay and Its Duplication by High Temperature Consolidation, Soils and Foundations, Vol.31, No.4, pp. 133~147, 1991.
- 8) Wroth, C.P. and R.G.H. Parry : Chapter 4. "Shear Stress-Strain Properties", Soft Clay Engineering (edited by E.W. Brand and R.P Brenner) Elsevier Scientific Pub. Co., pp.309-364. 1977.
- 9) 河田頼治 : 海成粘土の現位置非排水せん断強度の評価, 山口大学大学院修士論文, 1994.
- 10) 森脇・八嶋・松尾 : 広島粘土の一軸圧縮挙動に及ぼす養生温度の影響, 第48回年次学術講演会概要集, pp. 958~959, 1993.
- 11) 土田孝・佐藤春男・小林正樹 : 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, 港湾技術資料, No.444, pp. 3~27, 1983.
- 12) 半沢秀郎・岸田隆夫 : 年代効果を受けた粘土の非排水強度特性, 土と基礎, vol.30, No.12, pp. 5~10, 1982.
- 13) 兵動正幸, 河田頼治, 上 俊二 : 原位置における粘土の非排水繰返しせん断強度の評価, 第9回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.805-810.1994



## 第3章 二次圧密による擬似過圧密粘土の力学的性質

### 3.1 概説

前述したように、年代効果には二次圧密作用によって体積圧縮が促進される方向にあるものとセメンテーション作用による固化によって体積圧縮が抑制される方向にあるものの2種類が考えられる。実際の粘土地盤ではこれらの作用が重なって作用するため沈下、強度の予測は困難である。年代効果を受けた粘土の圧密沈下挙動および強度を定量的に予測するためには、二次圧密、セメンテーションの影響を定量的に明らかにする必要がある。

本章では、二次圧密などの圧密時間の影響（時間効果）に焦点を置き、二次圧密による擬似過圧密粘土の力学的性質を明らかにすることを目的にした。以下、節にしたがい本章の概要を述べる。

3.2では、二次圧密によって引き起こされる粘土の擬似過圧密状態は、応力解放による過圧密と等価であるものと仮定して、二次圧密によって誘起された圧密降伏応力および非排水せん断強度の増加を評価する方法を提案した。次に、正規圧密状態にある不攪乱粘土、再構成粘土の圧密期間を定量的に変化させる直接せん断試験および三軸圧縮試験を行い、二次圧密などの時間効果を受けた粘土の力学特性について考察した。特に、粘土の圧密降伏応力および非排水せん断強度に及ぼす圧密時間の影響を明らかにした。提案された方法は上述の試験結果より、二次圧密による圧密降伏応力および非排水せん断強度の増加を評価するための有効性が確かめられた。

3.3では粘土の二次圧密を人工的に促進させる試みとして、正規圧密状態にある物性の異なる再構成粘土に対して、二次圧密時に温度を室温から高温まで定量的に変化させる圧密試験および三軸圧縮試験を行い、粘土の力学特性に及ぼす温度の影響を明らかにした。特に、温度を室温から高温にした後再び室温に戻した場合の擬似過圧密状態（温度効果）を室温で長時間圧密した擬似過圧密状態（時間効果）と応力解放による過圧密状態と比較することにより、温度効果を受けた粘土の圧密降伏応力および非排水せん断強度について明らかにした。以上の結果より、温度効果、時間効果、応力解放による過圧密状態の相互関係を説明する仮説を示し、二次圧密時に温度効果を受けた粘土の擬似先行圧密応力および非排水せん断強度を評価する方法を提案した。

3.4では本章で得られた知見を要約することにより、本章の結論とする

### 3. 2 二次圧密を受けた粘土の力学的性質

#### 3. 2. 1 概説

実験室で粘土の圧密およびせん断試験するとき、圧密時間の長短により粘土の力学特性が異なることが知られている。また、実務的にも、自然堆積粘土地盤の強度を決定するためには、室内せん断試験においてせん断前の圧密時間の決定に注意を払う必要があることが指摘されている。第1章ですでに述べたように、これまで多くの研究者がこの問題に言及してきた。Bjerrum(1963)は二次圧密を示す粘土は圧密時間とともにせん断強度が増加することを報告した。Shenら(1973)はサンフランシスコ湾粘土の二次圧密による間隙水圧の上昇の挙動を調べることにより、二次圧密により非排水せん断強度が増加することを示し、二次圧密を受けた粘土の応力ひずみ特性を明らかにした。三笠ら(1971)は196日間圧密を行った粘土の直接せん断試験により、二次圧密時間の増加によりせん断強度が増加することを示した。三田地ら(1981)は粘土のせん断による応力ひずみ挙動の二次圧密時間による影響を調べた。稲田、赤石(1981)は等価有効応力の概念によると粘土の非排水せん断強度増加比は圧密時間に無関係であることを示している。これらの研究にもよらず、粘土の圧密およびせん断特性に及ぼす二次圧密などによる時間効果の影響は完全に明らかにされていない。

本節ではまず、既往の研究結果より、粘土の二次圧密による圧密降伏応力および非排水せん断強度の評価方法(評価式)を提案した。次に、正規圧密状態にある不攪乱粘土、再構成粘土の圧密期間を定量的に変化させる直接せん断試験および三軸圧縮試験を行い、二次圧密などの時間効果を受けた粘土の力学特性について考察した。また、提案した評価式の妥当性を証明した。

#### 3. 2. 2 二次圧密を受けた粘土の圧密降伏応力、非排水せん断強度の評価

二次圧密による非排水せん断強度の増加を評価する方法を示す前に、年代効果を受けた粘土のせん断強度について述べた半沢らの論文(1981)を理解する必要がある。彼らの研究は、軟弱粘土斜面の安定性について有益な情報を提供している。彼らは、自然堆積粘土の非排水せん断強度を明らかにするためには、二次圧密などの年代効果に特別の注意を払う必要があることを指摘している。

二次圧密およびセメンテーションなどの年代効果を受けた粘土の挙動について考察を行うにあたり重要なことは、このような履歴を受けた粘土の $e$ - $\log p$ 曲線のパターンを決定することである。半沢らは図3.2-1に2つのカテゴリーに分類される過圧密粘土の模式図を示している。一つは上載圧解放によるものであり(タイプA)、もう一つは二次圧密などによる応力解放以外の要因もの(タイプB)である。図3.2-2は二次圧密(遅延圧密)などの

履歴を受けた粘土の間隙比と圧密圧力及びせん断強度の関係を示した模式図である。半沢らの主張によればエージングを受けた粘土は脆性的な性質を示すので、 $C_s=0$  ( $C_s$ : 膨潤指数) の場合、図3.2-2(a)の $e-\log p$ 曲線において $P \rightarrow R \rightarrow Q \rightarrow T$ の経路をたどるようである。その上、点R、Qにおける非排水強度は異ならないことを主張している。しかしながら、点Rにおける有効応力は $(p_i - p_o)$ であるので、点Rにおける有効応力は $(p_i - p_o)$ によって減少したものであるので、RとQは同一の間隙比でも点Rにおける強度は点Qにおける強度より減少するはずである。

さて、ある土要素がある荷重のもとで十分な時間二次圧密を受けた後、図3.2-2(a)におけるP点を通ってR点に到達した場合、粘土は $p_i$ または $p_c$ の圧密降伏応力(擬似先行圧密圧力)を持つものと考えられる。 $(p_c - p_i)$ の差は二次圧密、セメンテーションの度合いによるものと考えられる。この事実はすでにLeonaldsとRamiah (1959)によって指摘されている。

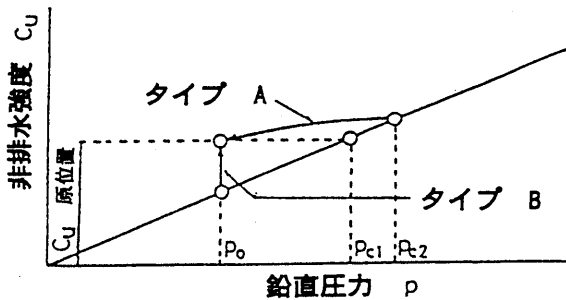
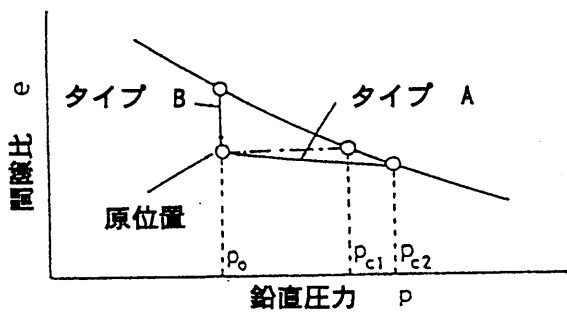


図3.2-1 過圧密粘土の模式図  
(Hanzawa et al. (1981))

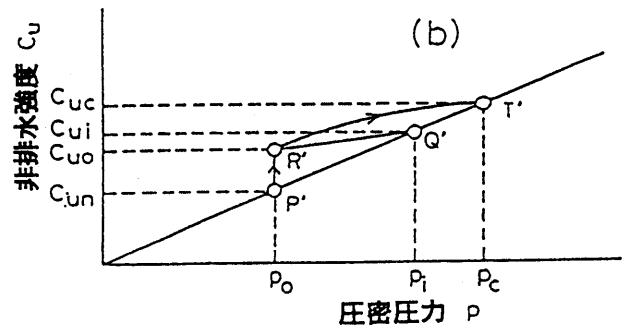
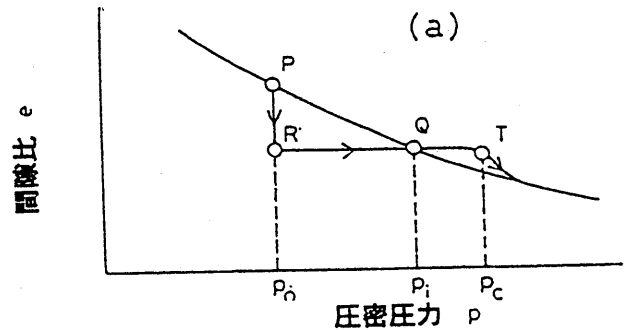


図3.2-2 二次圧密を受けた粘土の間隙比と圧密圧力及びせん断強度の関係(模式図)

図3.2-2(a)に示すe-logp曲線の載荷、除荷曲線が直線になるものと仮定して、MesriとChoi(1979)は次式を見いだした。

$$\frac{p'_i}{p'_o} = \left( \frac{t_1}{t_0} \right)^{\frac{C_\alpha}{C_c}} = \left( \frac{t_1}{t_0} \right)^R \quad (3.2-1)$$

ここで、 $t_0$ は一次圧密終了時間であり、 $t_1$ は二次圧密過程における任意時間、 $R = C_\alpha/C_c$  ( $C_\alpha$ :二次圧密係数、 $C_c$ :圧縮指数)である。次式に示すように、これに類似した表現は、村上(1980)によって提案されている。

$$\frac{p'_c}{p'_o} = \beta \left( \frac{t_1}{t_0} \right)^{\frac{C_\alpha/C_c}{(1-C_\alpha/C_c)}} = \left( \frac{t_1}{t_0} \right)^{\frac{R}{(1-\lambda)}} \quad (3.2-2)$$

ここで、 $\lambda = C_s/C_c$  ( $C_s$ :膨潤指数)である。 $\beta$ は先行圧密効果による飛び出しの程度を表す実験定数である。式(3.2-1)(3.2-2)は二次圧密などの年代効果による擬似過圧密比 $n_q$ を示している。式(3.2-1)(3.2-2)に含まれる係数は次式のように示される。

$$\begin{aligned} C_\alpha &= d(\Delta e_s)/d(\log t) \\ C_c &= d(\Delta e_p)/d(\log p) \\ C_s &= d(\Delta e^r)/d(\log p) \end{aligned} \quad (3.2-3)$$

ここで、 $\Delta e_s, \Delta e_p, \Delta e^r$ は二次圧密、一次圧密、先行圧密圧力より応力解放した場合の間隙比の変化量である。 $C_s = 0(\lambda = 0)$ の場合、図3.2-2(a)の点Tが点Qへシフトすると、 $p'_c = p'_i$ となり、式(3.2-2)は式(3.2-1)へ導かれ、圧密降伏応力(擬似先行圧密圧力) $p'_i$ は次式となる。

$$p'_i = p'_o \left( \frac{t_1}{t_0} \right)^R \quad (3.2-4)$$

図3.2-2(a)によると、二次圧密を受けた粘土は応力解放による過圧密粘土と等価であるものと仮定している。式(3.2-2)を用いると二次圧密を受けた粘土の擬似過圧密比 $n_q$ は次式のようになる。

$$n_q = \frac{p'_c}{p'_o} = \beta \left( \frac{t_1}{t_0} \right)^{\frac{R}{(1-\lambda)}}, (\lambda \neq 0) \quad (3.2-5-a)$$

$$n_q = \frac{p'_c}{p'_o} = \beta \left( \frac{t_1}{t_0} \right)^R, (\lambda = 0) \quad (3.2-5-b)$$

図3.2-2(b)に示される点R',P'における非排水せん断強度  $c_{uo}$  と  $c_{un}$  は次のように表される。

$$\left. \begin{aligned} c_{uo} &= \alpha(n)c_{uc} \\ c_{un} &= mp'_o \end{aligned} \right\} \quad (3.2-6)$$

ここで、 $\alpha(n)$  は正規圧密より過圧密へ移るときの非排水せん断強度に関する実験定数である。 $m$  は正規圧密状態における強度増加率である。式(3.2-6)より過圧密粘土と正規圧密粘土の非排水せん断強度比は次式で与えられる。

$$\frac{c_{uo}}{c_{un}} = \frac{\alpha(n)c_{uc}}{mp'_o} = \alpha(n) \frac{p'_c}{p'_o} \quad (3.2-7)$$

式(3.2-2)、式(3.2-5-a)を式(3.2-7)に代入すると、次式を得る。

$$\frac{c_{uo}}{c_{un}} = \alpha(n) \cdot \beta \cdot \left( \frac{t_1}{t_0} \right)^{\frac{R}{(1-\lambda)}} \quad (3.2-8)$$

$R' \rightarrow T'$  経路における強度増加比と  $T' \rightarrow R'$  経路における強度減少比が等価であるとする、中瀬ら(1971)の研究に基づいた次式を得る。

$$\alpha(n) = \frac{c_{uo}}{c_{un}} = \frac{\frac{\cos \phi_e \cdot n^{-\lambda} + \{k_{on} + A_n(1 - k_{on})\} \sin \phi_e \cdot n^{-1}}{1 + (A_n - 1) \sin \phi_e}}{\frac{\cos \phi_e + \{k_{o1} + A_1(1 - k_{o1})\} \sin \phi_e}{1 + (2A_1 - 1) \sin \phi_e}} \quad (3.2-9)$$

ここで、 $\phi_e$  : ボシュレフによる有効内部摩擦角、 $k_{o1}, k_{on}$  : 正規圧密および過圧密状態で

の静止土圧係数、 $A_1, A_n$  : 正規圧密および過圧密状態における間隙水圧係数である。式(3.2-9)は明らかに過圧密比の関数である。実用的見知からは式(3.2-9)は出来るだけ簡単に書き換えられることが望ましい。中瀬らによる研究によれば、 $I_p \leq 20$ の範囲内の土に対して次式が成り立つことを示している。

$$\alpha(n) \approx n^{-\lambda} \quad (3.2-10)$$

式(3.2-10)が高塑性の土に拡張されるなら、式(3.2-10)を式(3.2-8)へ代入して次式となる。

$$\frac{c_{uo}}{c_{un}} = \beta \cdot n^{-\lambda} \cdot \left(\frac{t_1}{t_0}\right)^{\frac{R}{(1-\lambda)}} = \beta \cdot \left(\frac{t_1}{t_0}\right)^R \quad (3.2-11)$$

この式は、Mitachi and Kitago(1976)によって得られた結果と全く同一である。この式は、基本的には中瀬ら(1969)による方法よりもっと簡略されている。

Mitachi and Kitago(1976)は正規圧密粘土と応力解放による過圧密粘土の非排水せん断強度の関係を次式で表されることを示した。

$$\frac{\left(\frac{c_u}{p}\right)_{OC}}{\left(\frac{c_u}{p}\right)_{NC}} = n^{\Lambda_0} \quad (3.2-12)$$

ここで、 $\Lambda_0$ は実験定数であり、添字  $NC$  と  $OC$  はそれぞれ正規圧密と過圧密を示している。三田地らは、過圧密土の強度に関する研究において、実験定数  $\Lambda_0$  は  $(1-C_s/C_c)$  に等しいことを見いだしている。太田ら(1980)は、異なった理論的考察より同じような結論を得ている。Mayne(1980)は室内実験においてしたデータを、式(3.2-12)に含まれる  $\Lambda_0$  は常に  $(1-C_s/C_c)$  にならず、試料の物理的性質、実験条件などに影響されることを示している。

図3.2-2(b)を参照して、擬似先行圧密圧力  $p_c'$  における非排水せん断強度  $c_{uc}$  は次式で示される。

$$c_{uc} = mp_c' \quad (3.2-13)$$

また、同様に次式が成り立つ。

$$c_{un} = mp_o' = \frac{c_{uc}}{p_c'} p_o' = c_{uc} \left( \frac{1}{n} \right) \quad (3.2-14)$$

ここで、 $n$ は式(3.2-5)によって述べられた $p_c'/p_o'$ によって定義される過圧密比である。故に、式(3.2-14)で得られた $c_{uc} = nc_{un}$ の関係を式(3.2-12)へ代入することにより次式を得る。

$$\frac{c_{uo}}{c_{un}} = n^{\Lambda_o} \quad (3.2-15)$$

また、式(3.2-15)と式(3.2-5-a)を組み合わせることにより、二次圧密による擬似過圧密粘土の非排水せん断強度 $c_{un}$ は次式で与えられる。

$$\frac{c_{uo}}{c_{un}} = \beta^{\Lambda_o} \left( \frac{t_1}{t_0} \right)^{\frac{R\Lambda_o}{(1-\lambda)}} \quad (3.2-16-a)$$

$$c_{uo} = mp_o' \beta^{\Lambda_o} \left( \frac{t_1}{t_0} \right)^{\frac{R\Lambda_o}{(1-\lambda)}} \quad (3.2-16-b)$$

式(3.2-16-a)または式(3.2-16-b)によると、二次圧密による非排水せん断強度の増加は $R = C_\alpha/C_c$ と $\Lambda_o/(1-\lambda)$ の値と二次圧密時間に影響されることを示している。式に含まれるパラメータ $R(=C_\alpha/C_c)$ と $\lambda(=C_s/C_c)$ は、標準圧密試験より簡単に決定される。なお、 $\beta$ の値は試料の物理的性質やセメンテーションの影響を受けるので値の決定は容易ではない。村上(1979)は $\beta$ の値は1.0から1.1の値をとることを示している。

実験定数 $\Lambda_o$ の値を決定する方法として以下の式が提案されている。

$$\Lambda_o = 1 - C_s/C_c \quad (\text{Mayne:1980}) \quad (3.2-17)$$

$$\Lambda_o = 0.805(1 - C_s/C_c) + 0.0305 \quad (\text{Mayne:1980}) \quad (3.2-18)$$

$$\Lambda_o = \ln(M/2m) \quad (\text{Mitachi:1979}) \quad (3.2-19)$$

$$\Lambda_o = 1/\ln 2 \cdot \ln(M/2m) \quad (\text{Mitachi:1979}) \quad (3.2-20)$$

図3.2-3、図3.2-4、図3.2-5は式(3.2-16-a)による二次圧密による非排水せん断強度と圧密時間の計算結果である。計算は式に含まれるパラメータを変化させることにより求

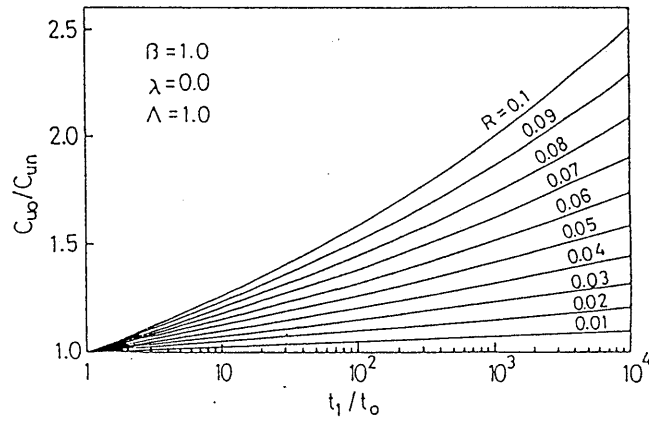


図3.2-3 計算結果 (パラメータ R の影響)

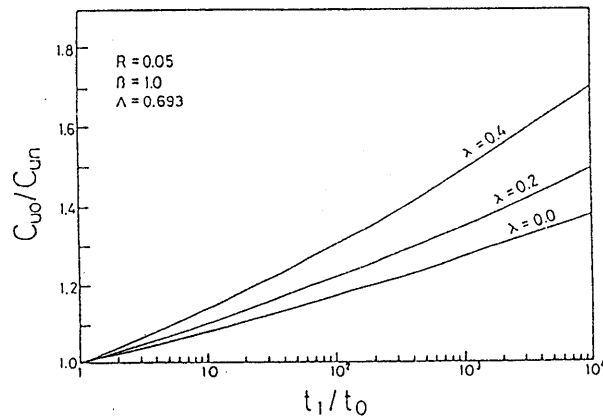


図3.2-4 計算結果 (パラメーター lambda の影響)

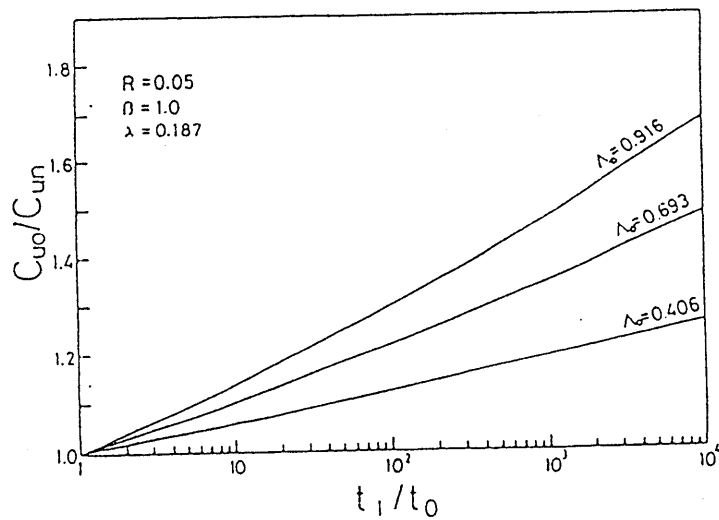


図3.2-5 計算結果 (パラメーター  $\Lambda_0$  の影響)



めた。もし、実験定数が粘性土の物理的性質より決定されるなら、これらの図は二次圧密による非排水せん断強度の増加を評価するには有効である。

次に実験定数  $R = C_\alpha / C_c$  を粘土試料の物理的性質より簡便に決定する試みとして、文献より得られた実験データより、 $R$  と塑性指数  $I_p$  の関係を図3.2-6に示す。この図に示すように両者には多少のばらつきはあるものの塑性指数の  $I_p$  の増加により  $R$  は増加する傾向を示している。

また、実験定数  $\lambda = C_s / C_c$  についても Mayne(1980) のデータより  $\lambda$  と塑性指数  $I_p$  の関係について整理すると図3.2-7を得る。 $\lambda$  についても多少のばらつきはあるものの塑性指数  $I_p$  と相関性があることがわかる。

さらに、Mayne(1980) のデータを  $\Lambda_o / (1 - \lambda)$  と塑性指数  $I_p$  の関係に整理したものを図3.2-8に示す。この図においても、同様のばらつきは見られるものの  $I_p$  の増加にともない  $\Lambda_o / (1 - \lambda)$  の値が低下していることが見られる。

以上の結果より、式(3.2-16-b)における実験定数については塑性指数と相関性があることがわかり、粘土試料の塑性指数より簡便に決定できる可能性が示された。このような考え方はIizukaら(1987)のシステムチックな方法があるが、ここで提案されている方法はそれに比べ、簡便であることが特徴である。これらの図中には実験式(相関式)を記入している。ただ後述する計算結果によれば、これによって求めた  $\Lambda_o$  は非排水せん断強度の計算値がやや過大になるため、いずれにしても  $\Lambda_o$  の値の決定については今後一層の調査が必要である。

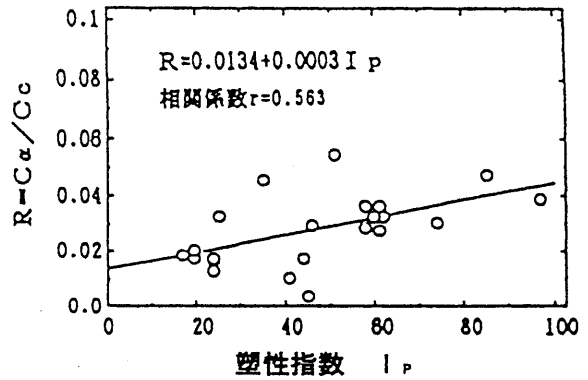


図3.2-6  $R$  と塑性指数  $I_p$  の関係

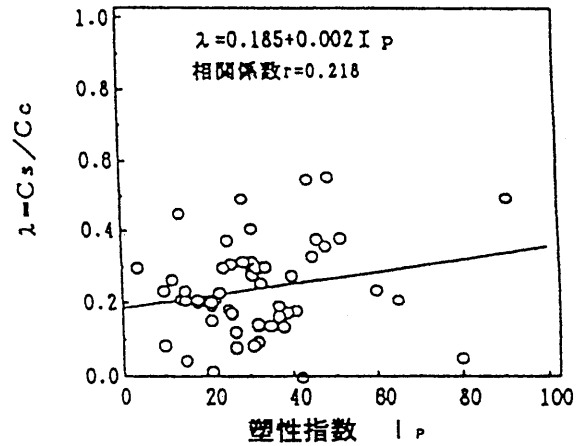


図3.2-7  $\lambda$  と塑性指数  $I_p$  の関係

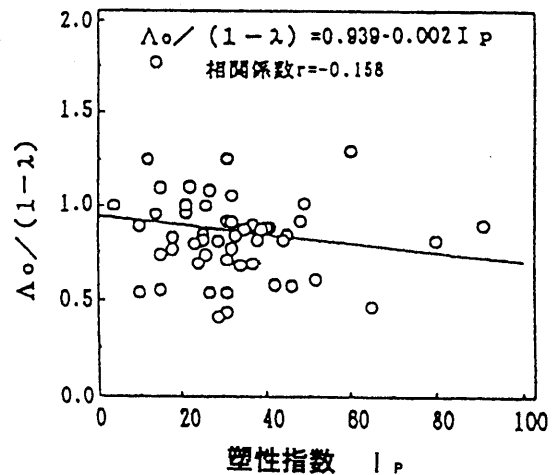


図3.2-8  $\Lambda_o / (1 - \lambda)$  と塑性指数  $I_p$  の関係

### 3. 2. 3 等体積直接せん断試験による二次圧密を受けた粘土の力学特性

二次圧密を受けた粘土の力学特性を明らかにすることと、二次圧密による非排水せん断強度の増加を評価を示す式(3.2-16-a)(3.2-16-b)の有用性を確かめるため、不攪乱粘土および再構成粘土による等体積直接せん断試験を行った。

この試験で使用した粘土試料の物理的性質を表3.2-1に示す。再構成粘土については、含水比150%に調整したスラリー状の粘土試料を大型圧密容器に注ぎ、再圧密試験を行うことにより、均質な供試体を作成した。再圧密試験における圧密圧力は $0.58\text{kgf/cm}^2$ とした。圧密時間は3t法により決定し、一次圧密の終了が確認されるまで行った。再圧密試験より得られた粘土ブロックより高さ2cm、直径6cmの供試体を作成した。

試験は2つのシリーズの試験を行った。実験は、せん断中に垂直方向に変位が生じないように垂直応力を調整することにより等体積状態を保った。試験条件は、表3.2-2に示す通りである。

表3.2-1 試料の物理的性質

	有明粘土 (再構成)	有明粘土 (不攪乱)	草加粘土 (不攪乱)
比重 $G_s$	2.65	2.65	2.64
液性限界 $W_L$ (%)	115	142	82.6
塑性指数 $I_p$	58	97	61.8
土の分類	MH		
圧縮指数 $C_c$	0.045	1.410	
膨張指数 $C_s$	0.158	0.153	
圧密降伏応力 $p_y$ ( $\text{kgf/cm}^2$ )	0.57	0.35	
内部摩擦角	38-39	—	
静止土圧係数 $K_0$	0.45	—	0.43

表3.2-2 実験条件

試験シリーズ	I	II
圧密圧力 ( $\text{kgf/cm}^2$ )	1.06	2.12
圧密時間	15min-30days	
ひずみ速度 ( $\text{mm/min.}$ )	0.2	

図3.2-9は、再構成有明粘土のせん断前の圧密試験における鉛直ひずみと経過時間の関係を示したものである。二次圧密領域においては鉛直ひずみは時間に対して直線的に増加していることがわかる。

二次圧密領域における直線部分より二次圧密係数  $C_\alpha$  を決定し、図3.2-10に圧密圧力  $p$  と二次圧密係数  $C_\alpha$  の関係を示している。比較のため、図中には不攪乱有明粘土の試験結果も載せている。これによると、再構成試料では、圧密降伏応力を越える圧密圧力では二次圧密係数  $C_\alpha$  は一定となることがわかる。これに対して不攪乱試料では、圧密降伏応力を少し越えた応力域において二次圧密係数  $C_\alpha$  はピークを示しているのが特徴的である。これは、堆積時の年代効果による土構造の違いによる差異と考えられる (Mesri (1973))。

MesriとGodlewski (1977)によると二次圧密係数  $C_\alpha$  は圧縮指数  $C_c$  と相関があることを述べているが、図3.2-11に示すように、今回の実験においても、それぞれの粘土ごとに相関関係があることがわかる。

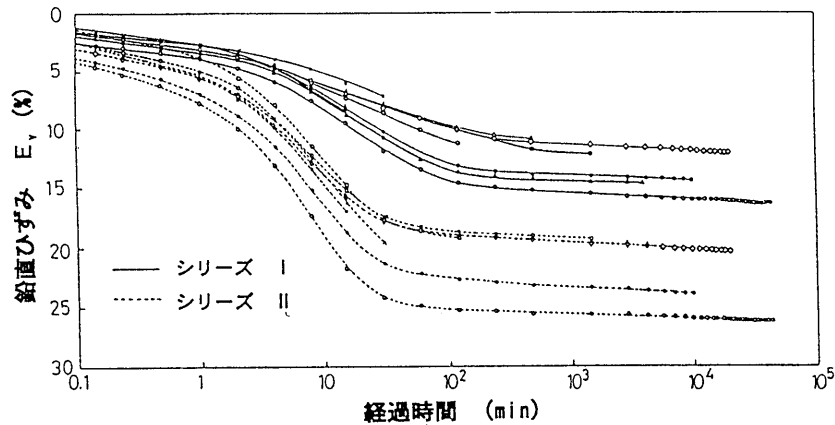


図3.2-9 せん断前の圧密試験における鉛直ひずみと経過時間

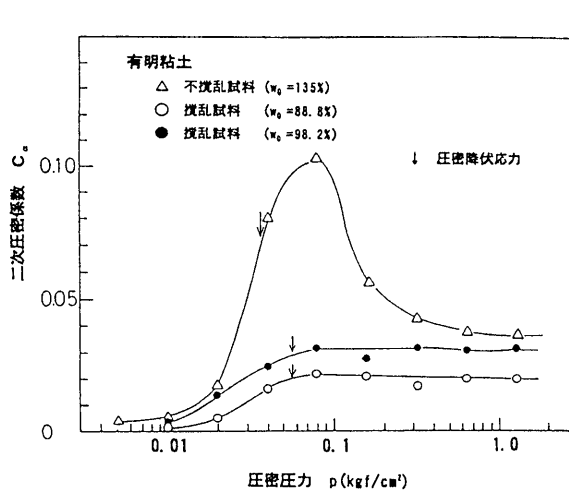


図3.2-10 圧密圧力と二次圧密係数の関係

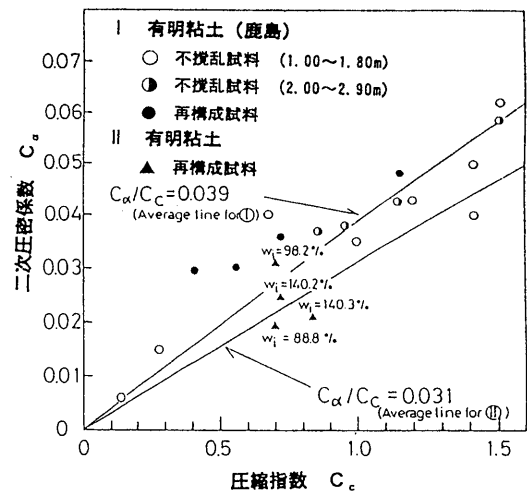


図3.2-11 二次圧密係数と圧縮指数の関係

図3.2-12は、有明粘土の代表的な $e$ - $\log p$ 曲線である。圧密降伏応力は、キャサグランデの方法により決定された。前述したように、不攪乱試料は、再構成試料に比べ初期間隙比が大きく圧縮性に富んでいる。また、2章で述べたように、圧密降伏応力越えた応力域で圧縮指数が大きくなり、上に凹の逆ぞりの曲線を描くことが特徴的である。

図3.2-13は、今回用いた粘土とそれ以外の粘土の初期含水比に対する二次圧密係数と圧縮指数の比の関係を示したものである。図中の全線は不攪乱粘土の平均値を示したものである。これらの粘土の物理的性質は、表3.2-3に示している。これによると、両者には相関関係があることがわかり、初期含水比より容易に $C_\alpha/C_c$ を決定できる可能性があることがわかる。有明粘土のプロットは、すべて平均線上に乗っている。

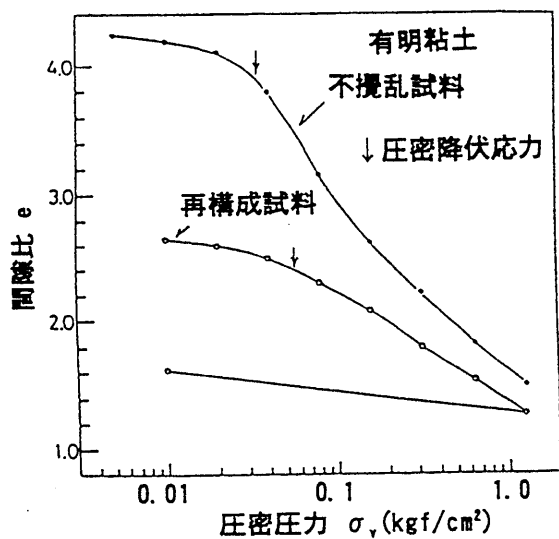


図3.2-12 有明粘土 $e$ - $\log p$ 曲線

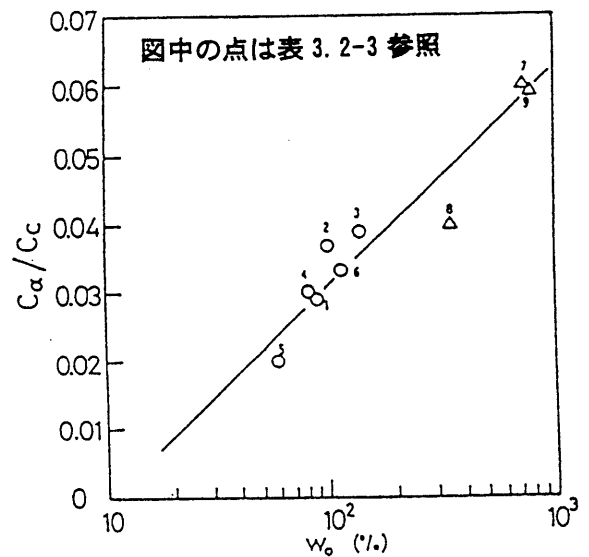


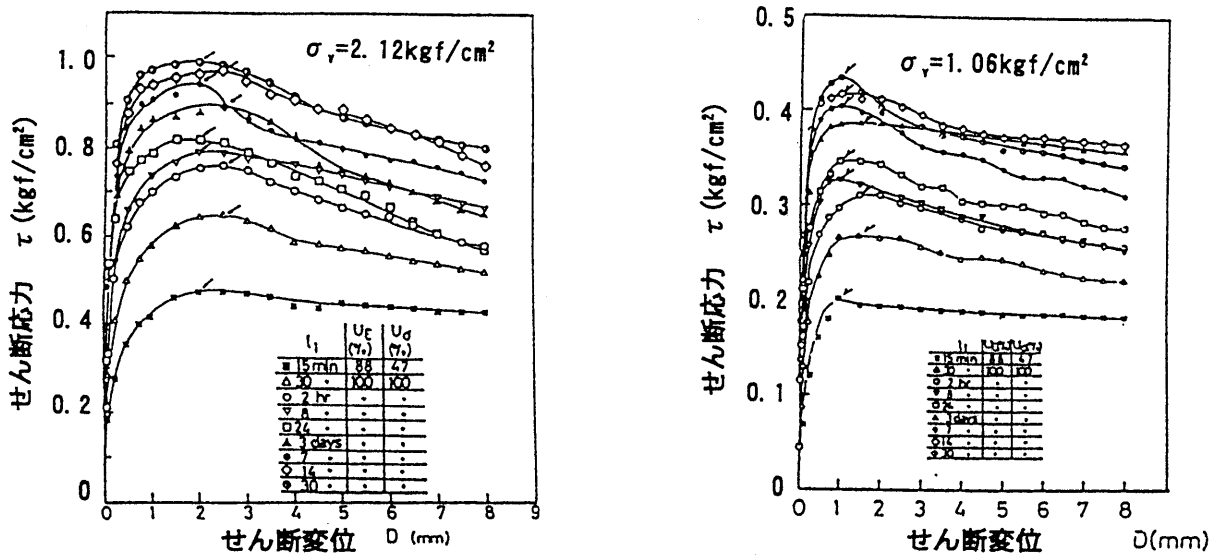
図3.2-13 初期含水比に対する $C_\alpha/C_c$ の関係

表3.2-3 粘土試料の物理的性質

	w (%)	$I_p$	$I_L$	$C_\alpha$	$C_\alpha/C_c$	$W_i/L_{ig}$
①有明粘土 (再構成)	88.9	58.0	0.550	0.020	0.029	—
②有明粘土 (再構成)	98.2	58.0	0.710	0.031	0.037	—
③有明粘土 (不攪乱)	134.8	97.0	0.926	0.055	0.039	—
④苅田粘土	81.4	46.0	0.936	0.033*	0.030	—
⑤草加粘土	58.3	62.0	0.606	0.009	0.033	—
⑥守屋粘土 (*5つの供試体の平均値)	112.6	59.7	1.10	0.046	0.033	—
⑦守屋ピート	715	—	—	—	0.05~0.07	9.89
⑧大宮ピート	347	—	—	—	0.04	6.00
⑨そうらピート	779	—	—	—	0.059	11.13

(\*大原他(1982),  $L_{ig}$ : ignition loss)

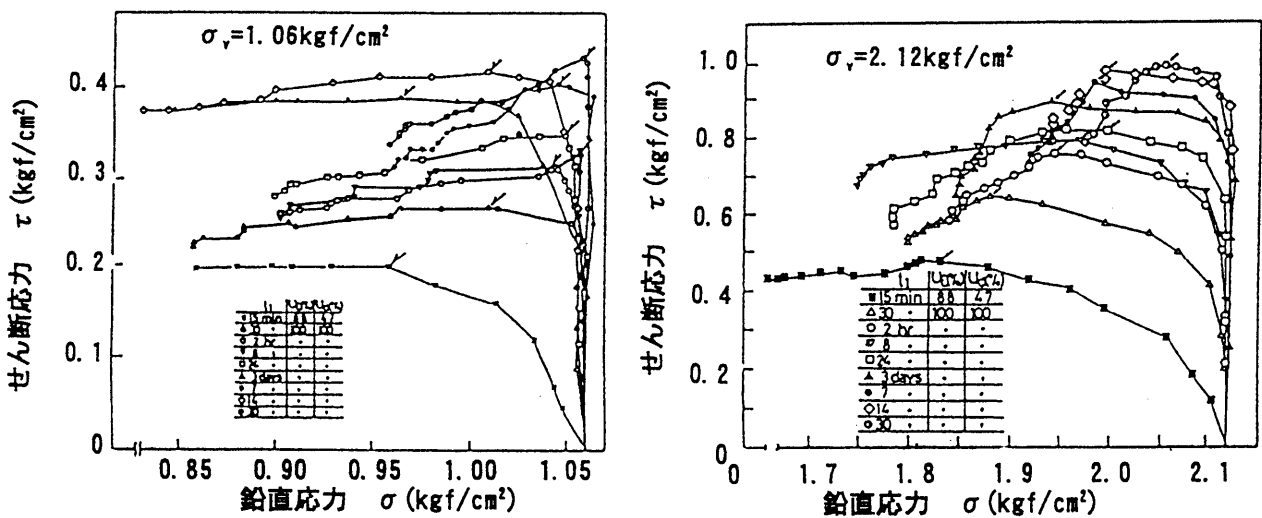
図3.2-14(a)(b)は、再構成有明粘土のせん断変位に対するせん断応力の関係である。これらの図において、最大せん断応力は $\tau_{h, max}$ と定義している。図3.2-15(a)(b)は再構成有明粘土の鉛直応力とせん断応力の関係を示したものである。これらの図は直接せん断試験の有効応力経路と見なすことができる。圧密期間が長いほど応力経路のせん断初期における曲線の立ち上がりが急になることが特徴的である。この傾向は応力解放による過圧密土の挙動に類似している。それゆえ、二次圧密を受けた土は擬似過圧密土と呼ぶことができる。図3.2-15で見られる傾向は、稲田と赤石(1981)の草加粘土で行われた直接せん断試験結果(図3.2-16)からも見られる。表3.2-4に、試験条件(草加粘土)を示している。



(a) シリーズ I

(b) シリーズ II

図3.2-14 せん断変位とせん断応力の関係



(a) シリーズ I

(b) シリーズ II

図3.2-15 鉛直応力とせん断応力の関係

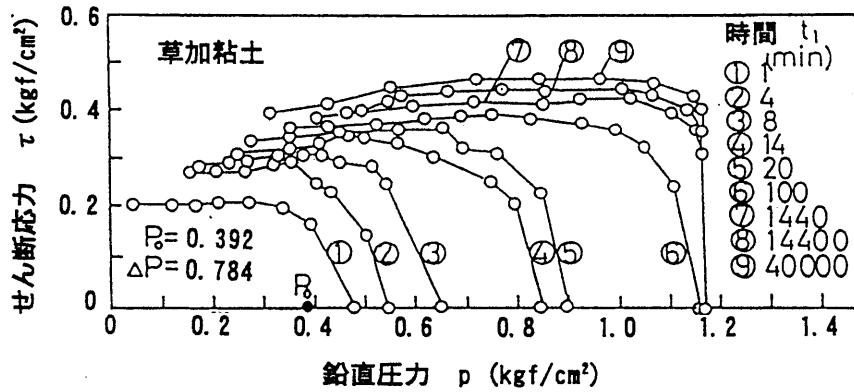


図3.2-16 直接せん断試験結果（稲田、赤石(1981)）

表3.2-4 試験条件（稲田、赤石(1981)）

初期圧密圧力, $p_0$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	0.398
増加圧密圧力, $p$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	0.782
せん断ひずみ速度(mm/min.)	0.5
圧密時間(min)	1-40000

一般に、直接せん断試験における最大せん断応力  $\tau_{h, \max}$  はせん断強度  $c_u = (\sigma_1 - \sigma_3)_{\max} / 2$  に等しくないことが指摘されている。直接せん断試験における非排水せん断強度を見つけだすために、落合(1981)によって提案された方法を利用した。図3.2-17は、直接せん断および単純せん断試験における土要素の応力状態を示している。落合の提案によると、両方の試験における有効応力は次式によって与えられる。

$$\sigma_1 = \frac{\beta^2(1-k_0) + (\tau_h/p)^2}{(1-k_0)} \quad (3.2-21)$$

$$\sigma_3 = k_0 \cdot \beta \cdot p \quad (3.2-22)$$

ここで、 $p$  は鉛直応力（圧密圧力）、 $k_0$  は静止土圧係数、 $\tau_h$  は水平面上のせん断応力である。 $\beta$  は図3.2-18より次式によって与えられる。

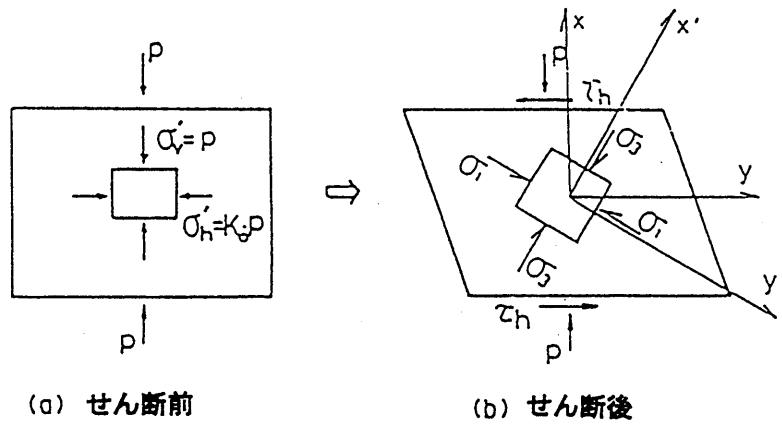


図3.2-17 直接せん断における土要素の応力状態

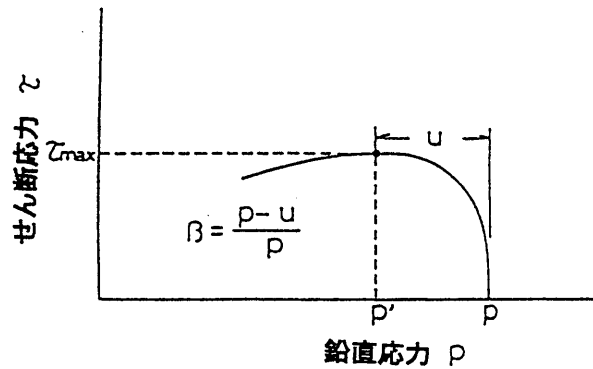


図3.2-18 直接せん断試験における応力経路の模式図

$$\beta = (p - u) / p \quad (3.2-23)$$

ここで、 $u$ ：間隙水圧である。これらの式に基づいて落合は非排水せん断強度増加比を次のように定義している。

$$\frac{c_u}{p} = \frac{\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}}{p} = \frac{\beta^2(1 - k_0)^2 + \left\{ \left( \tau_h \right)_{\max} / p \right\}^2}{2\beta(1 - k_0)} \quad (3.2-24)$$

式(3.2-16-a)と式(3.2-20)より求めた非排水せん断強度の計算値と直接せん断試験より求めた実験値を、表3.2-5と表3.2-6にまとめている。計算において、図3.2-11の再構成粘土の結果より  $R(=C_\alpha / C_c)$  の値は0.031としている。また式(3.2-28)の静止土圧係数  $k_0$  の値は0.45としている。

表3.2-5(a) 供試体の初期状態 (シリーズ I)

圧密時間 $t_1$	初期含水比 $w_0$ (%)	初期間隙比 $e_0$	飽和度 $S_r$ (%)	圧密度	
				$U_\sigma$ (%)	$U_e$ (%)
15 min	95.7	2.71	93.55	42	79
30 "	96.8	2.53	100.0	100	100
2 hr	97.7	2.58	"	"	"
8 "	96.9	2.58	"	"	"
24 "	97.2	2.58	"	"	"
3 days	95.6	2.48	"	"	"
7 "	96.2	2.53	"	"	"
14 "	95.2	2.73	"	"	"
30 "	98.6	2.84	"	"	"

表3.2-5(b) 供試体の初期状態 (シリーズ II)

圧密時間 $t_1$	初期含水比 $w_0$ (%)	初期間隙比 $e_0$	飽和度 $S_r$ (%)	圧密度	
				$U_\sigma$ (%)	$U_e$ (%)
15 min	97.5	2.56	100.0	47	88
30 "	95.0	2.50	"	100	100
2 hr	94.4	2.49	"	"	"
8 "	94.6	2.50	"	"	"
24 "	89.6	2.37	"	"	"
3 days	92.7	2.45	"	"	"
7 "	91.0	2.44	"	"	"
14 "	90.3	2.37	"	"	"
30 "	97.2	2.57	"	"	"

表3.2-6(a) 非排水せん断強度の計算値と実験値 (シリーズ I)

圧密時間	$(\tau_f)_{max}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$c_u$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$c_{u0}/c_{un}$ (実験値)	$(t_1/t_0)^R$ (計算値)	$p_e$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
2 hr	0.311	0.374	1.00	1.01	1.07
8 "	0.328	0.384	1.03	1.05	1.12
24 "	0.342	0.395	1.06	1.09	1.15
3 days	0.388	0.421	1.13	1.13	1.19
7 "	0.404	0.431	1.15	1.16	1.23
14 "	0.417	0.441	1.18	1.18	1.25
30 "	0.434	0.453	1.21	1.21	1.28

表3.2-6(b) 非排水せん断強度の計算値と実験値 (シリーズ II)

圧密時間	$(\tau_f)_{max}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$c_u$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$c_{u0}/c_{un}$ (実験値)	$(t_1/t_0)^R$ (計算値)	$p_e$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
30 min	0.645	0.761	—	—	—
2 hr	0.756	0.828	1.00	1.01	2.13
8 "	0.791	0.851	1.03	1.05	2.23
24 "	0.818	0.870	1.05	1.09	2.31
3 days	0.892	0.924	1.12	1.13	2.39
7 "	0.943	0.964	1.16	1.16	2.45
14 "	0.970	0.986	1.19	1.18	2.50
30 "	0.986	1.000	1.21	1.21	2.56



図3.2-19は非排水せん断強度の実験値と式(3.2-11)による計算値の比較を示したものである。この場合、 $\beta$ は等しいものと仮定した。経過時間をパラメータとして非排水せん断強度の実験値と計算値はうまく対応している。すなわち、非排水せん断強度は二次圧密時間に比例して増加していることがわかる。

図3.2-20(a)(b)は、式(3.2-15)、式(3.2-16-a)を用い非排水せん断強度比 $c_{uo}/c_{un}$ の計算値と実験値の比較を示したものである。せん断前の一時圧密終了時刻 $t_0$ はそれぞれの試験において平均95minとした。これによると、試料や圧密圧力の大きさによらず両者の対応は良好であり、式(3.2-16-a)の有用性が確かめられた。

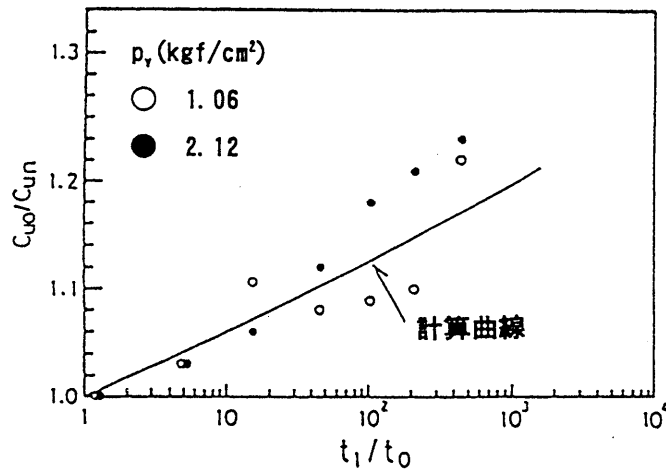
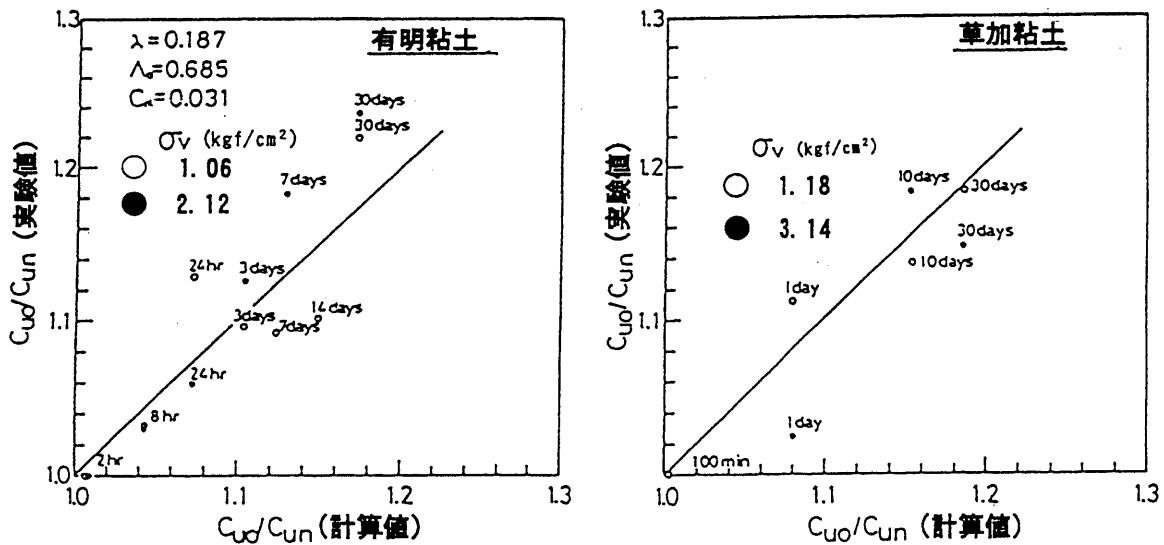


図3.2-19 非排水せん断強度と時間の関係 (実験値と計算値の比較)



(a) 有明粘土

(b) 草加粘土

図3.2-20  $c_{uo}/c_{un}$  の計算値と実験値の比較

3.2.4 三軸圧縮試験による二次圧密を受けた粘土の力学特性

実験に用いた試料は福岡県苅田港より採取した沖積粘土である。試料は液性限界以上の含水比 ( $w=150\%$ ) でよく練返した後、大型圧密容器のゴムスリーブ (直径 30cm、高さ 40cm、厚み 4mm) 内に試料を詰め、 $0.6\text{kgf/cm}^2$  の拘束圧で3週間等方応力状態で予圧密を行った。用いた試料の物理的性質を表 3.2-7 に示している。

実験方法は、直径 3.5cm、高さ 8.5cm の供試体を三軸室にセットし、圧密段階より  $1\text{kgf/cm}^2$  のバックプレッシャーを負荷し、初期有効拘束圧 (等方圧)  $\sigma_c=0.6\text{kgf/cm}^2$  で3時間等方圧密を行った後、所定の有効拘束圧まで圧力を上げ所定の圧密時間まで圧密を行った。その後所定の圧密時間になると排水バルブを閉じて一定時間 (3時間) 放置し、供試体底部の間隙水圧の増加が定常状態になったのを確認した後、一定のひずみ速度 ( $0.08\%/min$ ) で非排水せん断試験を行った。排水はペーパードレーンを供試体周面に巻き、周面方向の排水のみ行った。間隙水圧は供試体底部で測定した。また、メンブレンからの透水がないように、セル内を脱気水で満たし、実験はすべて、 $20\pm 2^\circ\text{C}$  の恒温室内で行った。実験条件を表 3.2-8 に示す。これとは別に前述の非排水せん断強さの予測に必要なパラメータ  $C_c$ 、 $C_s$  と  $\Lambda_0$  を決定するために標準圧密試験、応力除去による過圧密粘土の三軸圧縮試験を実施した。

表 3.2-7. 試料の物理的性質

比重 $G_s$	2.67
液性限界 $w_L$ (%)	90
塑性限界 $w_p$ (%)	60
塑性指数 $I_p$	30
初期含水比 $w_o$ (%)	78-82
土質分類	CH

表 3.2-8. 試験条件

拘束圧 $\sigma_c$ ( $\text{kgf/cm}^2$ )	先行圧密時間 t
2.0	15min, 30min, 60min
3.0	90min, 1day, 30days
4.0	

図 3.2-21 は、先行圧密時間 30 日の等方圧密時の間隙比と時間の関係である。図中では、キャサグランデの  $\log t$  法を準用し、一次圧密領域のほぼ直線と見なされる部分の延長と二次圧密領域の直線部分との交点を一時圧密の終了時とみなした。これによると一次圧密は 90~100 分で終了していることがわかる。また、二次圧密係数  $C_\alpha$  は図中に示している。

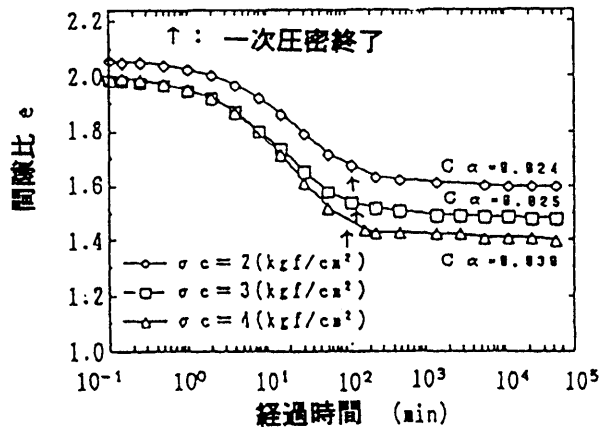


図 3.2-21 等方圧密時の間隙比と時間の関係

図 3.2-22 ~ 図 3.2-24 は  $\sigma_c = 4.0 \text{ kgf/cm}^2$  の場合の非排水せん断時の試験結果を示したものである。

図 3.2-22 は非排水せん断時の有効応力径路である。先行圧密時間が長くなる程せん断強度が増加していることが明らかである。また、先行圧密時間が30日の長時間圧密された供試体ではせん断初期における間隙水圧の発生量が少なくなり、曲線の立ち上がりが急になることがわかる。しかし、破壊時の応力状態は、ほぼ同一の破壊線上に位置していることがわかり、限界状態における有効応力比  $M$  は一定となることがわかる。なお、破壊時の応力状態は有効応力で整理すると、先行圧密時間の短い未圧密状態にある15, 30minでは破壊線よりやや上側に位置している。これは三軸供試体の排水を止めたとき、供試体内の間隙水圧分布が平均化されるため外周部では過圧密状態となったものと考えられる。

図 3.2-23 は軸差応力と軸ひずみの関係を示したものである。圧密時間が長くなると、応力ひずみ曲線の立ち上がりが急になり、粘土の剛性が増加していることがわかる。

図 3.2-24 は間隙水圧と軸ひずみの関係を示したものである。圧密時間が一次圧密終了時間 90min より短い試験では、間隙水圧の発生量が少ない。また、圧密時間が30日の長時間圧密された供試体ではせん断初期における間隙水圧の発生量が少ないが、その後は軸ひずみに比例して増加している。

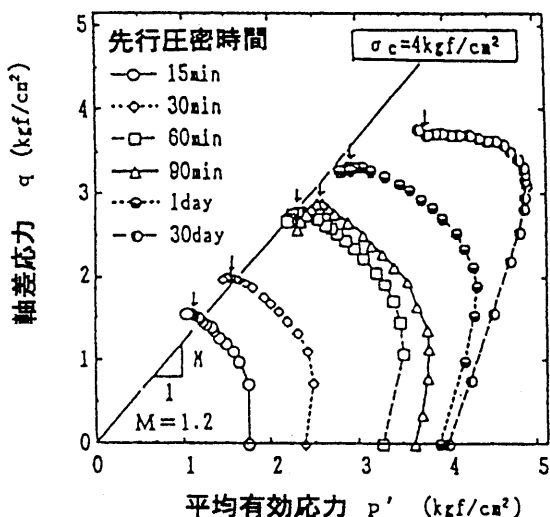


図 3.2-22 有効応力径路図

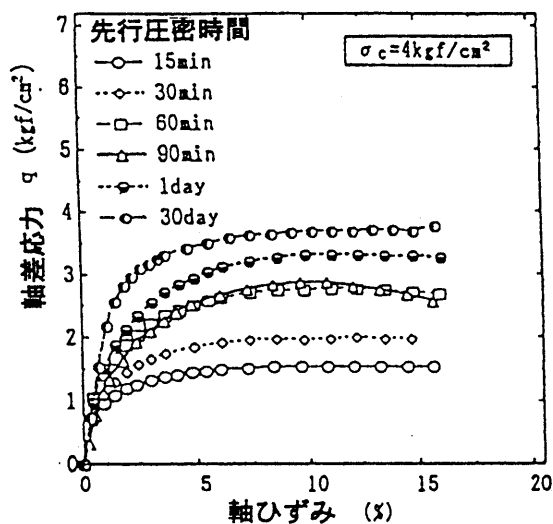


図 3.2-23 軸差応力と軸ひずみの関係

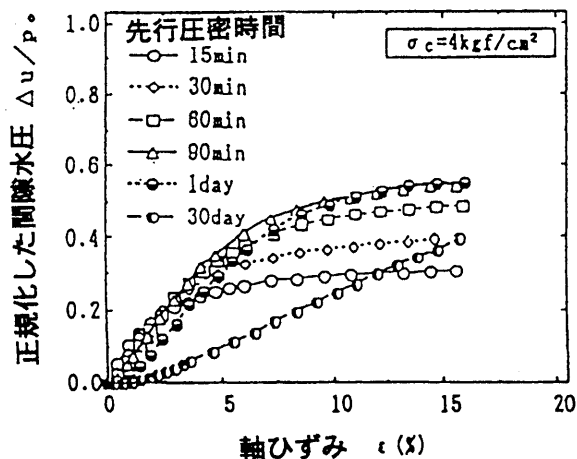


図 3.2-24 間隙水圧と軸ひずみの関係

図 3.2-25 は非排水せん断時の間隙水圧係数  $A_f$  と先行圧密時間の関係を示したものである。先行圧密時間が短い（一次圧密終了時までの）試験では間隙水圧係数  $A_f$  はほぼ一定の値を示すが、二次圧密状態に移行し、先行圧密時間が長くなると  $A_f$  は減少する傾向にあることがわかる。これは、応力解放による過圧密粘土の挙動に類似しており、見かけ上過圧密状態にあるものと考えられる。

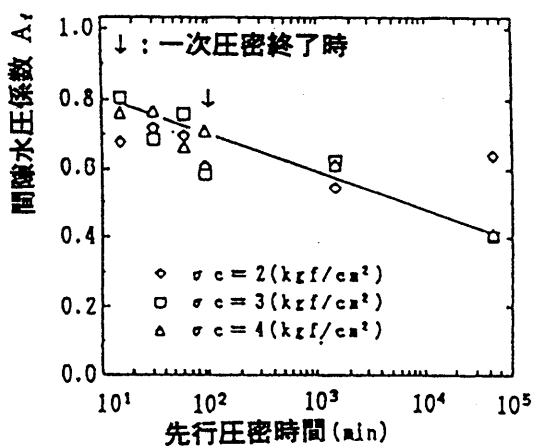


図 3.2-25 間隙水圧係数  $A_f$  と先行圧密時間の関係

図 3.2-26 は非排水せん断時の非排水せん断強度比（拘束圧  $\sigma_c$  で正規化）と先行圧密時間の関係を示したものである。非排水せん断強度は先行圧密時間とともに増加しているが、ある時間（一次圧密終了時）を境にその増加率が変化していることがわかる。二次圧密時の強度は時間に比例して増加していることがわかる。

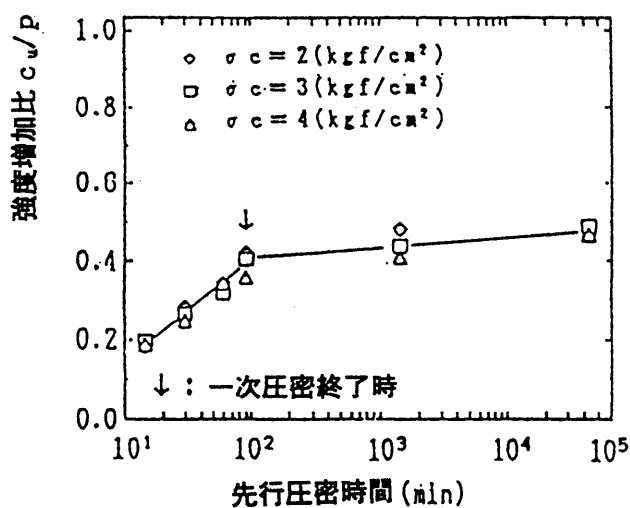


図 3.2-26 非排水せん断強度比と圧密時間の関係

図 3.2-27 は全応力で整理した圧密圧力と非排水せん断強度の関係である。今回使用した供試体の予圧密時の拘束圧 ( $\sigma_c = 0.6 \text{ kgf/cm}^2$ ) における非排水せん断強度を原点として、先行圧密時間毎に非排水せん断強度と圧密圧力には直線的な比例関係があることが明らかである。先行圧密時間が一次圧密終了時付近に相当する 90 分の試験では原点を通る直線となり、正規圧密土の強度増加比  $m=0.4$  を得る。圧密時間が長くなるほど、強度増加率が増加している。

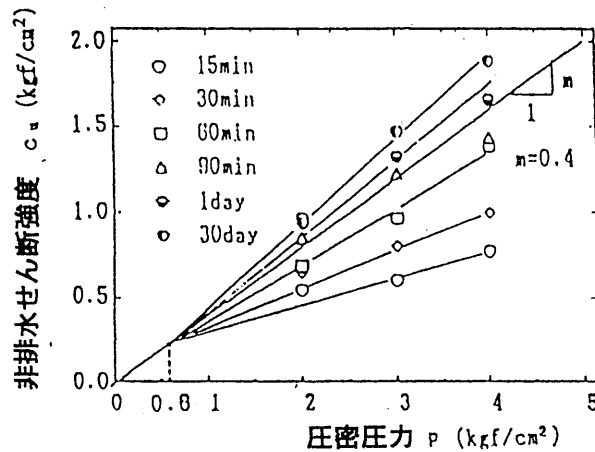


図 3.2-27 非排水せん断強度と圧密圧力の関係

図 3.2-28 は破壊時  $[(\sigma_1 / \sigma_3) \max]$  の非排水せん断強度と平均有効主応力の関係を示したものである。有効応力で整理する限り、先行圧密時間の長短にかかわらず、破壊時の応力状態はほぼ同一の破壊線上に集合することが明かである。この直線の勾配より圧密時間に依存しない強度定数  $\phi' = 27^\circ$  を得た。以上の実験結果より、粘土の非排水せん断強度特性は一次圧密終了時を境に変化することが明かである。

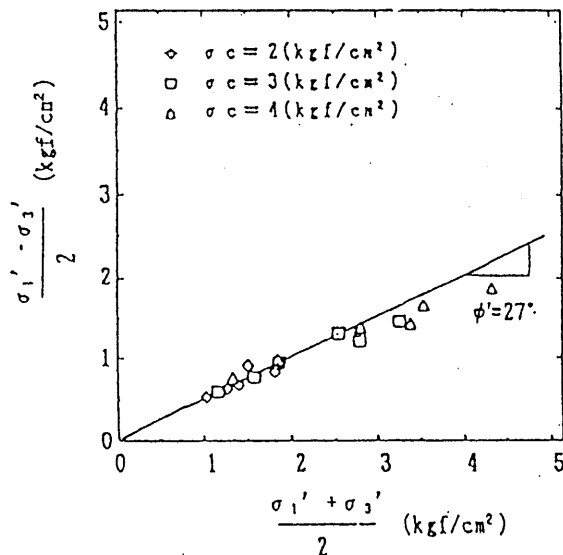


図 3.2-28 破壊時における非排水せん断強度と平均有効主応力の関係

二次圧密状態での非排水せん断強度を予測に必要な式(3.2-16-a)に含まれる実験定数 $\lambda$ 、 $R$ 、 $\Lambda_0$ を決定するために、標準圧密試験より得られた $e$ - $\log p'$ 曲線を図3.2-29に示す。また、初期圧密圧力 $\sigma_c = 2.0 \text{ kgf/cm}^2$ で圧密された後、応力除去による過圧密状態で行われた三軸圧縮試験による非排水強度比と過圧密比の関係を図3.2-30に示す。これらの図中には、実験より得られた実験定数の値をそれぞれ記入している。

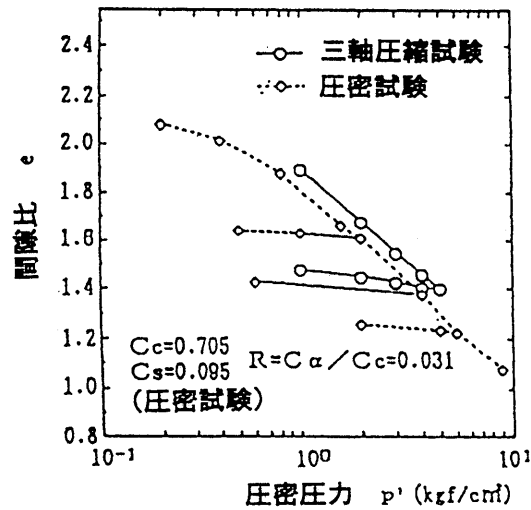


図 3.2-29 圧密圧力と間隙比の関係

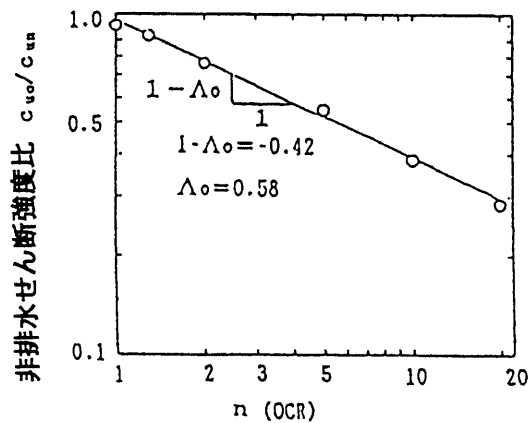


図 3.2-30 非排水強度比と過圧密比の関係

また、前述した実験定数 $\Lambda_0$ については推定式、式(3.2-17)(3.2-18)(3.2-19)(3.2-20)より得られた値と実験値との比較を表3.2-9に示している。式(3.2-20)が実験値に近い値を示しているが、そのほかは実験値と一致しない。この点は、今後さらに検討が必要である。

表 3.2-9 実験定数 $\Lambda_0$ の比較

$\Lambda_0$ (実験値)		0.580
$\Lambda_0 = 1 - C_s - C_c$ (3.2-17)		0.865
$\Lambda_0 = 0.805(1 - C_s - C_c) + 0.0305$ (3.2-18)		0.724
$\Lambda_0 = \ln(M/2m)$ (3.2-19)		0.405
$\Lambda_0 = 1/\ln 2 \cdot \ln(M/2m)$ (3.2-20)		0.585

以上の結果より、二次圧密を受けた粘土の非排水せん断強度を一次圧密終了時の非排水せん断強度をもとに式(3.2-16-b)を用いて計算を行った。式中の実験定数 $\beta = 1$ として計算を行った。

図3.2-31(a)は、実験より求められた非排水せん断強度の実験値と、式(3.2-16-b)中のパラメータ $R$ 、 $\Lambda_0$ 、 $\lambda$ を標準圧密試験、三軸圧縮試験より求め、非排水せん断強度の計算値との比較を示したものである。これによると、実験値と計算値の対応は良好であることがわかる。

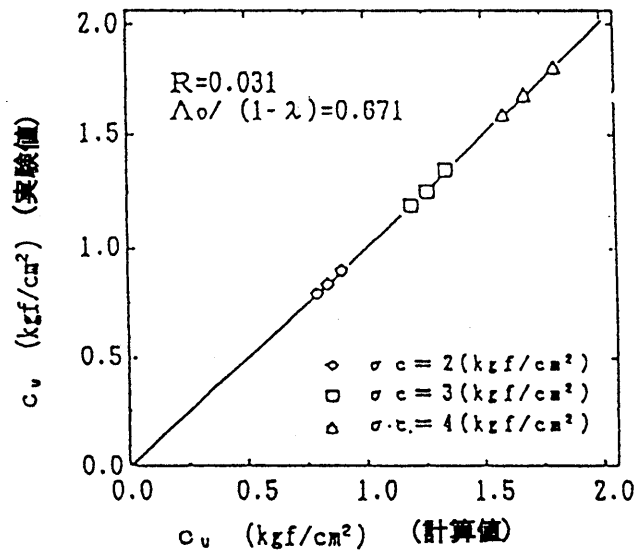


図 3.2-31(a) 非排水せん断強度の計算値と実験値の比較  
(式(3.2-16-b)の係数を実験より決定)

さらに、図3.2-31(b)は式(3.2-16-b)中のパラメータを簡便に決定するために、式中のパラメータを図3.2-3および図3.2-5より求めた非排水せん断強度の計算値と実験値との対応を示したものである。計算値と実験値は多少のばらつきはあるが、両者の対応はほぼ

良好である。これらのことから、推定式には多くのパラメータを含んでいるものの、そのパラメータの値を正確かつ簡便に推定できる方法が提案されれば、ここで提案された強度の予測法は工学的により一層有意義となるものと考えられる。

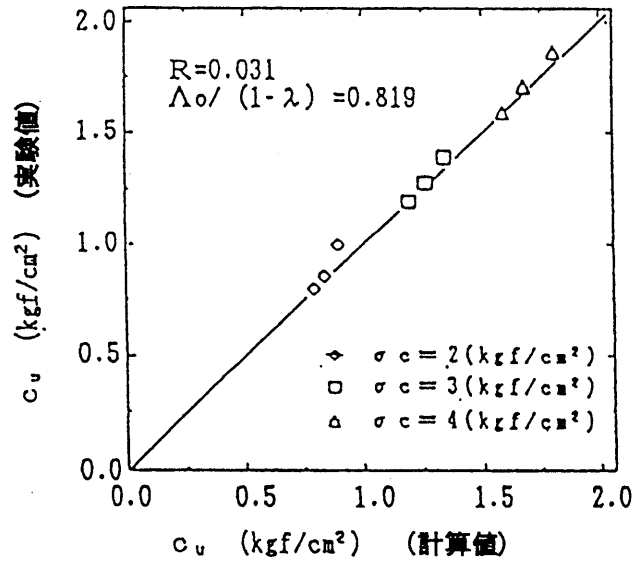


図 3.2-31(b) 非排水せん断強度の計算値と実験値の比較  
(式(3.2-16-b)の係数を  $I_p$  をパラメータとして決定)



### 3.3 二次圧密時に温度効果を受けた粘土の力学的性質

#### 3.3.1 概説

粘土は過去に受けた様々な履歴の違いにより力学的性質が変化することが知られている (bjerrum, 1967)。例えば、上載圧の除去による応力履歴を受けた過圧密粘土に対し、二次圧密やセメンテーションなどの年代効果を受けた正規圧密粘土は擬似過圧密粘土と呼ばれ、見かけ上過圧密粘土の挙動を示すことが知られている。これらの粘土の力学的特性が次第に明らかにされつつあり、年代効果の影響を定量的に評価する方法が提案されている。一方、粘土の力学的性質は温度に影響されることが報告されている。75℃の高温でスラリー状態より再圧密した後室温に冷却した粘土は、年代効果をもつと考えられる自然粘土の特性に類似した挙動を示す。すなわち高温によってセメンテーション作用が促進されることにより構造が形成され、年代効果を実験室で再現する供試体として有効であることが報告されている (土田ら, 1989、森脇ら, 1993)。また、二次圧密についても温度が増加すると圧密が促進され沈下量が増加し、その後温度を室温に戻すと、過圧密粘土のような挙動を示すことが報告されている (Towhataら, 1993、Plumら, 1969、清水ら, 1992)。このように、正規圧密粘土に温度変化を与えることにより年代効果を受けた粘土を室内で再現できる可能性が示されているが、粘土の種類や温度条件などによって温度効果を受けた粘土の力学的性質がどのようなメカニズムによって変化するのかについては、十分に解明されていない。

3.3.2では粘土の圧密特性に及ぼす温度の影響を定量的に評価する目的で、温度調整が可能な圧密試験機を使用し、粘土の種類、圧密圧力、温度条件、載荷時間などを制御することにより、二次圧密時に温度変化を受けた正規圧密粘土の圧密沈下挙動を定量的に調べた。また、応力除去等の応力履歴を受けた粘土や長期圧密等の時間履歴を受けた粘土の圧密特性と比較することにより、履歴の異なる過圧密粘土の相関性を明らかにすることを目的とする。以上の結果より、二次圧密時に温度効果を受けた粘土の体積変化量、および擬似先行圧密圧力の評価 (予測) を試みた。

3.3.3では、粘土の圧密非排水せん断特性に及ぼす温度の影響を定量的に評価する目的で、温度調整が可能な三軸試験機を使用し、二次圧密時に温度効果を受けた粘土の圧密非排水せん断試験を行い、温度効果を受けた粘土の非排水せん断特性を明らかにした。また、二次圧密などの時間効果を受けた擬似過圧密粘土および応力除荷による過圧密粘土のせん断強度特性と比較することにより、温度効果を受けた粘土のせん断強度の評価を試みた。

3. 3. 2 二次圧密時に温度効果を受けた粘土の圧密特性

3. 3. 2. 1 試料および実験方法

実験に用いた試料は、物性の異なる2種類の粘土を用いた。1つは単一鉱物より構成される市販のカオリン粘土であり、もう1つは有明海沿岸より採取した有明粘土である。粘土試料の物理的性質および粒径加積曲線は表 3. 3-1、図 3. 3-1 に示すとおりである。有明粘土はカオリン粘土に比べると塑性指数がやや高く、カオリン粘土は有明粘土に比べ粒径が均等である特徴がある。これら粘土を液性限界の約2倍の含水比で十分攪拌しスラリー状にした後、直径 26cm、高さ 30cm の圧密容器に入れ、室温 (20℃) で所定の圧密圧力まで段階的に圧力を増加する予圧密を行った。圧密圧力は、有明粘土においては  $p=1.0\text{kgf/cm}^2$ 、カオリン粘土においては  $p=1.6\text{kgf/cm}^2$  とした。予圧密して得られた粘土ブロックより供試体 (直径 6cm、高さ 2cm) を作成し圧密容器にセットした。実験で使用した圧密試験機は、図 3. 3-2 に示すように自動温度調整器の付いたヒーター (サーモベット) により圧密容器内の水温を 20℃~90℃まで調整が可能である。温度を一定に保つ場合の精度は  $\pm 0.5^\circ\text{C}$  である。図 3. 3-3 に水温を上昇させた場合の温度と時間の関係を示している。温度を下降させる場合は水槽の水を入れ替えることにより約1時間で室温に低下することが可能である。

表 3. 3-1 試料の物理的性質

項目	有明粘土	カオリン粘土
密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.67	2.65
液性限界 $w_L$ (%)	78	78
塑性限界 $w_p$ (%)	33	37
塑性指数 $I_p$	45	41
初期含水比 $w_0$ (%)	60	60

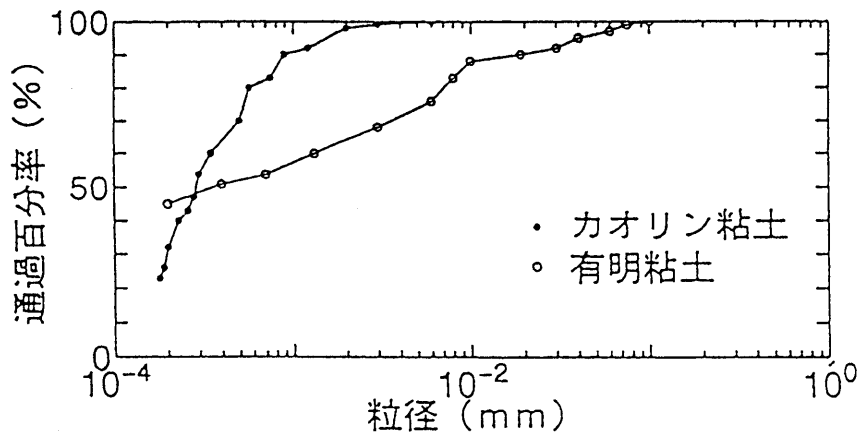


図 3. 3-1. 試料の粒径加積曲線

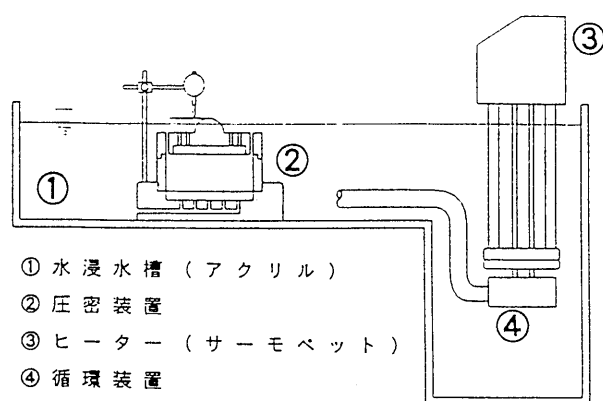


図 3.3-2 圧密試験装置

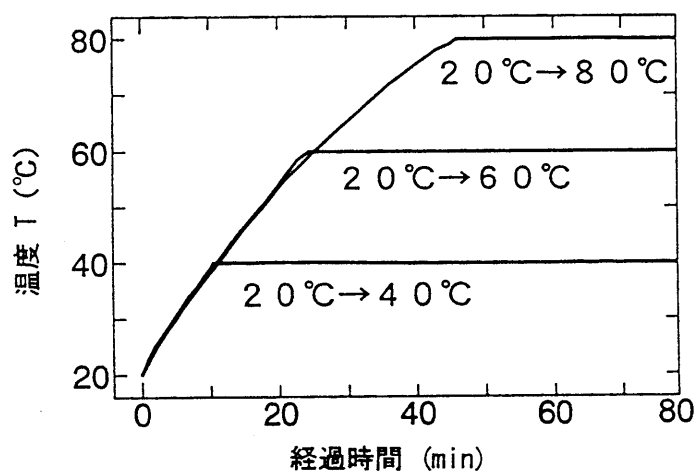


図 3.3-3 温度上昇時の温度と時間の関係

実験は、温度変化による粘土の圧密挙動を調べるため3つのシリーズの試験を行った。

#### シリーズ1の試験 (単一荷重載荷試験)

図 3.3-4(a)に示すように圧密圧力  $p=0.2$  および  $1.0\text{kgf/cm}^2$  では1時間毎に、圧密圧力  $p=2.0, 4.0, 6.4$  および  $12.8\text{kgf/cm}^2$  では1日毎に圧密圧力を増加する試験であり、次の4ケースの試験を行った。

- (1) 全荷重段階において室温  $20^\circ\text{C}$  一定に保った試験。
- (2) 全荷重段階において高温  $80^\circ\text{C}$  一定に保った試験。
- (3) 所定の圧密圧力において、室温  $20^\circ\text{C}$  から高温  $80^\circ\text{C}$  に変化する試験。
- (4) 所定の圧密圧力において、室温  $20^\circ\text{C}$  から高温  $80^\circ\text{C}$  に変換し、さらに室温  $20^\circ\text{C}$  に戻し、次の圧密圧力において室温  $20^\circ\text{C}$  から高温  $80^\circ\text{C}$  に変化する試験。

#### シリーズ2の試験 (漸増荷重載荷試験)

は、図 3.3-4(b)に示すように室温  $20^\circ\text{C}$  で圧密圧力  $p=0.2$  および  $1.0\text{kgf/cm}^2$  では1時間毎に圧密圧力を増加し、 $p=2.0\text{kgf/cm}^2$  において、載荷後1時間後に温度を室温  $20^\circ\text{C}$  から高

温 (20℃、40℃、60℃および80℃) に変化させ、1日間放置した。その後、温度を高温一定に保った場合 (①、②、③、④) と、高温から室温に低下した場合 (⑤⑥⑦) ついて、一定の微小荷重 ( $\Delta=0.1\text{kgf/cm}^2$ ) を一定間隔に  $p=4.0\text{kgf/cm}^2$  まで載荷する漸増荷重載荷試験を行った。載荷間隔は一次圧密終了時間とし、有明粘土で30分、カオリン粘土で10分とした。さらに、同じ間隔で圧密圧力を  $p=6.4$  および  $12.8\text{kgf/cm}^2$  まで載荷した。また、圧密圧力  $p=4.0, 6.4, 12.8\text{kgf/cm}^2$  での載荷間隔を1日間とした試験も行った。

シリーズ3の試験

図 3.3-4(c) に示すように、温度効果を受けた粘土の試験結果と比較するために、有明粘土において温度を 20℃より 40℃に変化させた後再び 20℃に低下した場合の粘土の間隙比と等しくなるように、室温 20℃において先行圧密荷重  $p_c=2.7\text{kgf/cm}^2$  より  $p_0=2.0\text{kgf/cm}^2$  まで荷重を除荷した過圧密粘土および  $p_0=2.0\text{kgf/cm}^2$  で30日間長期圧密を行った擬似過圧密粘土についてシリーズ2と同様な漸増荷重載荷試験を行った。

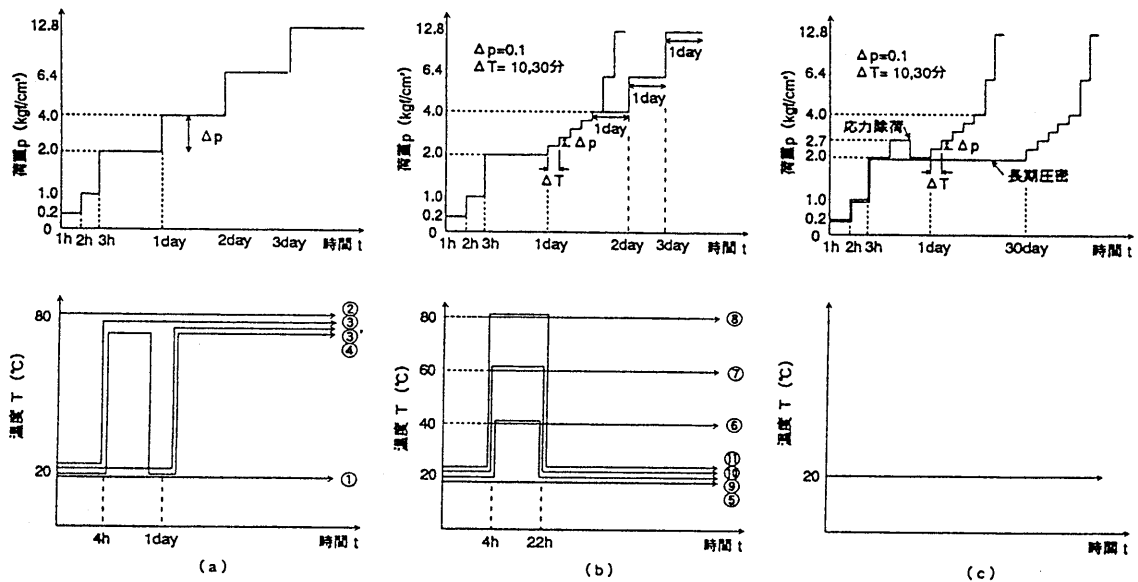


図 3.3-4 実験条件

### 3.3.2.2 二次圧密時に温度効果を受けた粘土の圧密特性

シリーズ1の試験の実験結果の一例として、有明粘土の圧密圧力  $p=2.0\text{kgf/cm}^2$  において①、②、③のケースにおける時間と間隙比の関係を図3.3-5に示す。温度を上昇すると圧密が促進され、温度が一定の値(80℃)に落ち着くまで粘土の間隙比が急速に減少しているのが認められる。しかし、温度が一定になった時の圧密速度(二次圧密係数  $C_\alpha$ )は20℃のものとはほぼ一定の値を示しており、粘土を加熱することによって、圧密は促進されるが、温度が一定になった後の圧密速度は温度によらず一定であることが明らかである。

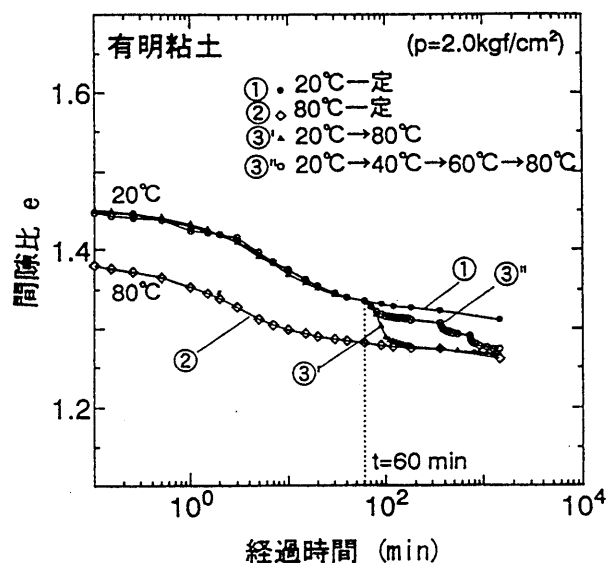


図 3.3-5 時間と間隙比の関係 (有明粘土)

図3.3-6に示すように吉国ら(1991)は、飽和粘土の各圧密試験の予圧密時間を一定とし、初期条件を統一する条件のもとで、供試体に同一の荷重を载荷したとき、間隙比で整理した圧密曲線は、荷重増加率や有効応力の増加速度に関係なく一本の線に乗ること(Isotache すること)を示した。今回実験した圧密圧力および温度の条件下で供試体の初期条件を統一させ、一定の圧密圧力において所定の温度まで温度を上昇した場合においても、間隙比で整理した圧密曲線は温度を変化する時期によらず、所定の温度に達した後は一定の値を示している。よって、温度ごとに圧密曲線は Isotache することがわかる。

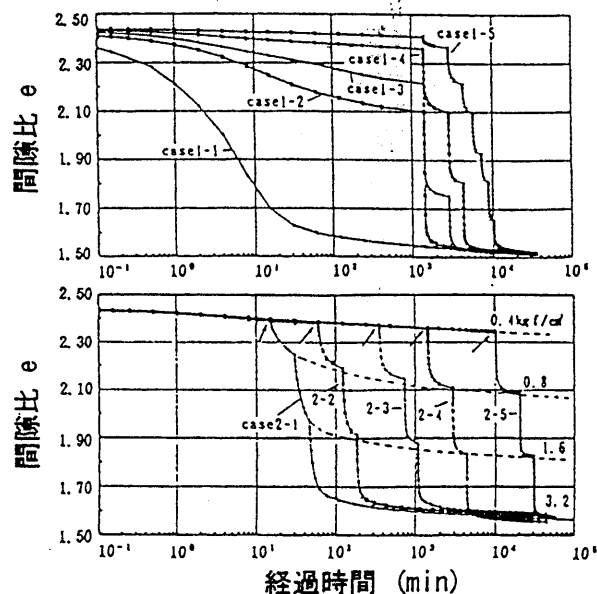


図 3.3-6 時間と間隙比の関係(吉国ら(1991)による)

つぎに、シリーズ1の試験において有明粘土の圧密圧力  $p=4.0\text{kgf/cm}^2$  におけるケース②、③、④の場合の時間と間隙比の関係を図3.3-7に示す。ケース④の実験において载荷前 ( $p=2.0\text{kgf/cm}^2$ ) に高温より室温に低下した粘土は過圧密粘土の挙動を示し、载荷による間隙比の変化量は温度を一定に保った場合に比べ小さいことが明らかである。その後再び温度を上昇すると間隙比が減少し、温度変化による間隙比の変化量はケース③の場合とほぼ同じ値を示している。

図3.3-8はシリーズ1の試験における有明粘土のケース①、②、④の圧密圧力と間隙比

の関係 ( $e$ - $\log p$  曲線) である。試験時の温度、载荷時間が一定であればそれぞれ温度ごとに  $e$ - $\log p$  曲線が描け、80℃の  $e$ - $\log p$  曲線は20℃のそれよりも下方に位置している。正規圧密領域においては、80℃の  $e$ - $\log p$  曲線は20℃のそれに対してほぼ平行に下方シフトしており、正規圧密状態における圧縮指数  $C_c$  は20℃と80℃でほぼ等しい値を示しており、Campanellaら (1969) や安川ら (1987) が示したように温度、载荷時間が一定であれば、得られる圧縮指数  $C_c$  の値は一定となることがわかる。しかし、温度を高温より室温に低下することにより粘土は過圧密粘土の挙動を示すことが明らかである。これは、水の粘性は温度を低下することにより増加し、粘土粒子間の吸着水層が増加し、結合力は増加するものと考えられる。そのため、新たな荷重を载荷しても、大きな沈下は生じないものと考えられる。しかし、再び温度を上昇させると水の粘性、粘土粒子間の吸着水の層が減少するため、結合力が低下し体積の収縮が再び生じるためと考えられる。

図 3.3-9 および図 3.3-10 はシリーズ2の試験において有明粘土とカオリン粘土の圧密圧力  $p=2.0\text{kgf/cm}^2$  におけるケース①、⑤、⑥、⑦の間隙比と時間の関係である。前述したように両試料とも温度の上昇に伴い圧密が促進され、温度が所定の温度に達するまでは間隙比が急速に減少しているのが認められる。しかし、温度が一定になった時の圧密速度 (二次圧密係数  $C_\alpha$ ) は各温度ともほぼ一定の値を示している。また、温度の高いものほど間隙比の変化量は大きくなり、温度変化による間隙比の変化量と温度には一義的な関係が存在することがわかる。また、高温より室温に低下することにより両粘土とも若干膨張することが認められるが、その変化量は微少である。以上の結果より、室温20℃を基準とした温度と温度変化による間隙比の変化量の関係を図 3.3-11 に示す。

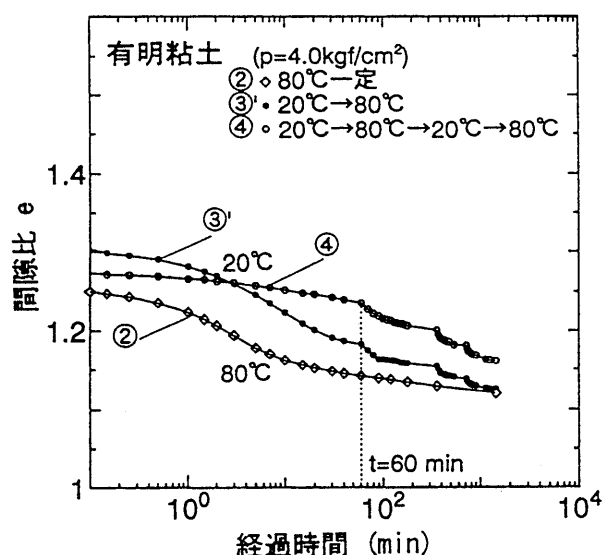


図 3.3-7 時間と間隙比の関係 (有明粘土)

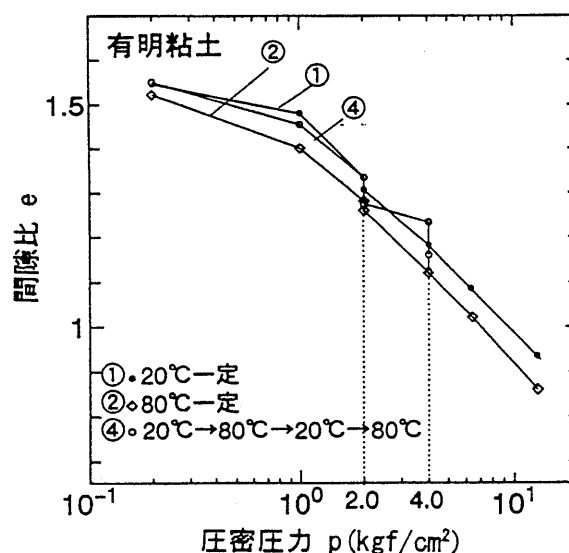


図 3.3-8 圧密圧力と間隙比の関係 (有明粘土)

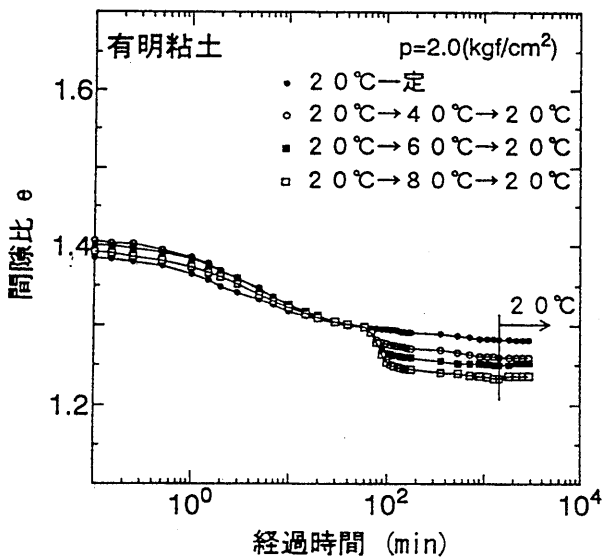


図 3.3-9 時間と間隙比の関係 (有明粘土)

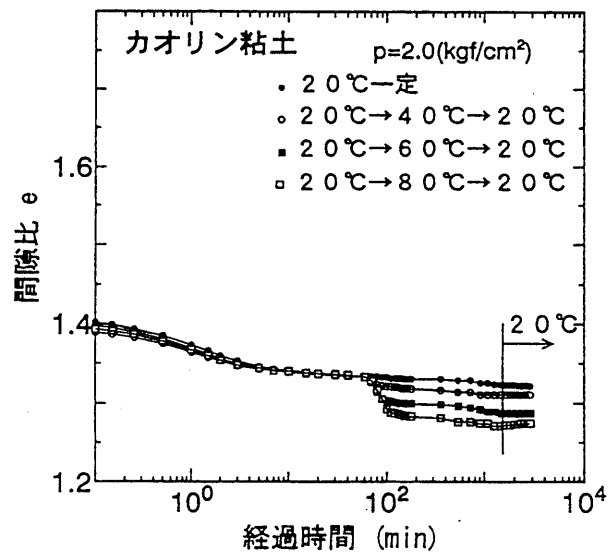


図 3.3-10 時間と間隙比の関係 (カオリン粘土)

今回行った温度の範囲 (20°C から 80°C) では温度と温度変化による間隙比の変化量と温度の関係には試料ごとにほぼ比例関係があることがわかり、その直線の勾配より実験定数 (温度係数)  $C_\beta$  が得られる。すなわち、温度変化 (室温  $T_H$  から高温  $T_R$ ) による間隙比の変化量  $\Delta e'$  は次式で表される。

$$\Delta e' = C_\beta (T_H - T_R) \quad (3.3-1)$$

また、温度変化による間隙比の変化量は、圧密圧力に影響されないことが東畑ら (1993) により報告されているが、今回の実験においても同様な結果が得られた。

シリーズ 2 の試験において温度を高温にした後所定の温度を一定に保ち、漸増荷重載荷試験を行った場合 (ケース①、②、③、④) の間隙比と圧密圧力の関係 ( $e$ - $\log p$  曲線) を図 3.3-12 および図 3.3-13 に示す。有明粘土においては、温度の高いものほど擬似先行圧密圧力が増加し、各温度の  $e$ - $\log p$  曲線は 20°C の  $e$ - $\log p$  曲線に漸近していることが認められる。しかし、カオリン粘土では温度が高いものほど圧密が促進され間隙比が減少したにもかかわらず、擬似先行圧密圧力は温度によらずほぼ一定の値を示している。また、 $e$ - $\log p$  曲線は温度の高いものほど下方にシフトしていることが認められ、過圧密粘土の挙動を示していないことがわかる。

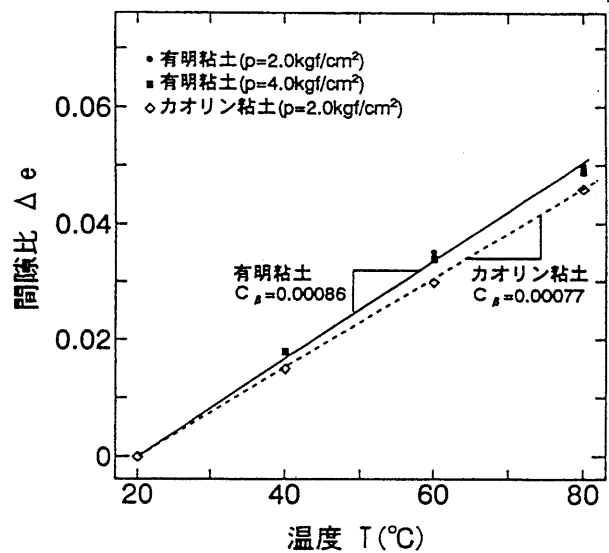


図 3.3-11 温度と間隙比の関係

シリーズ2の試験において温度を高温にした後再び室温まで低下した場合(ケース①、⑤、⑥、⑦)の漸増荷重載荷試験の間隙比と圧密圧力の関係を図3.3-14、図3.3-15示す。両粘土とも擬似先行圧密圧力は温度を一定に保った場合より増加していることが明らかであり、温度差が大きいものほど擬似先行圧密圧力は増加している。有明粘土では、温度を高温より室温に低下することにより20℃のe-logp曲線を超える飛び出しが認められる。カオリン粘土では温度を高温から室温に低下することにより、各温度のe-logp曲線が20℃のe-logp曲線に漸近していることが認められる。

赤井、佐野ら(1984)は漸増荷重載荷試験におけるe-logp曲線の飛び出し現象は応力依存性、時間依存性があることを報告している。そこで、シリーズ2の試験において有明粘土における漸増荷重載荷後の載荷時間を1日にした場合の間隙比と圧密圧力の関係を図3.3-16に示す。図には、室温から高温一定にした場合(ケース④)と高温から室温に低下した場合(ケース⑦)、およびシリーズ1の単一荷重載荷試験における温度を一定に保った場合(ケース①、②)の結果とあわせて示している。温度を80℃より20℃に低下した場合の漸増荷重載荷時のe-logp曲線は単一荷重載荷20℃のe-logp曲線を飛び越えているのが認められるが、載荷間隔が長くなると間隙比が減少し、20℃のe-logp曲線に漸近していることがわかる。また、温度が80℃一定の漸増荷重載荷の場合も載荷時間が長くなると下方にシフトし80℃の単一荷重載荷のe-logp曲線に漸近していることがわかる。

以上の実験結果より、図3.3-17に温度効果を受けた粘土のe-logp曲線の模式図を示す。軽部(1991)により述べられているように正規圧密粘土において二次圧密時に温度を室温から高温一定にした場合、温度が高くなるほど粘土粒子間の吸着水の層が減少し、水の粘性が低下することにより粘土粒子間の結合力が低下することが考えられる。そのため圧密

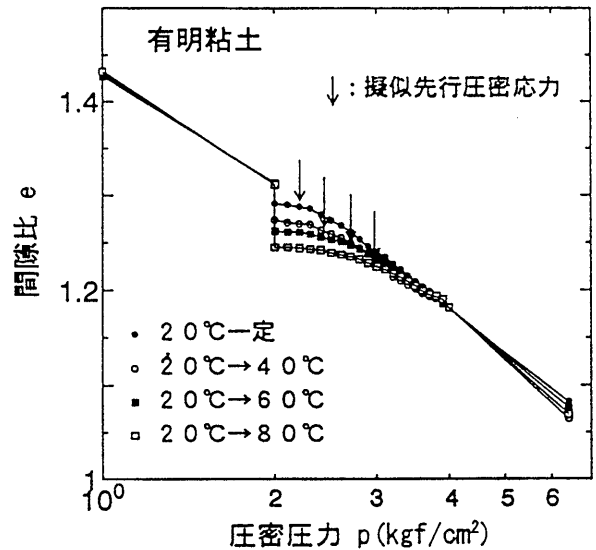


図3.3-12 圧密圧力と間隙比の関係(有明粘土)

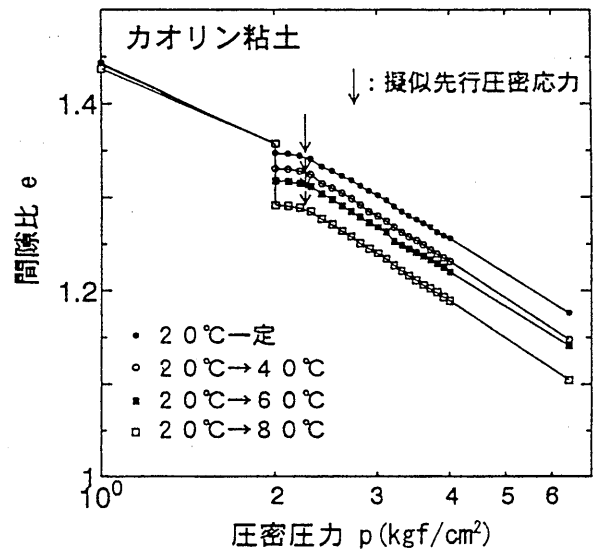


図3.3-13 圧密圧力と間隙比の関係(カオリン粘土)



が促進され粘土の間隙比は減少する。このことから、前述したように温度が一定で、載荷間隔が同じであれば、温度毎に固有に定まる  $e$ - $\log p$  曲線が存在するものと考えられる。また、温度を高温から室温に低下すると再び粘土粒子間の吸着水層が増加するが元の状態に戻らず、水の粘性が増加し、粘土粒子間の結合力が増加するものと考えられ、室温で二次圧密を受けた粘土と同じ構造になるものと考えられる。よって見かけ上過圧密粘土の挙動を示し擬似先行圧密圧力が増加し、室温の  $e$ - $\log p$  曲線に漸近するものと考えられる。

今回の実験で用いた有明粘土はカオリン粘土に比べ、粒度分布がよく透水性が低く、粘土鉱物の他に有機物や陽イオンを含んでおりセメンテーション効果があり、温度が高温一定の漸増荷重載荷試験においても擬似先行圧密圧力が増加したものと考えられる。温度を室温に戻した場合は、さらに擬似先行圧密圧力が増加したものと考えられる。一方、カオリン粘土は有明粘土に比べ均等粒径であり、純粋な粘土鉱物だけから構成されており、有機物や陽イオンを含んでいないため、温度が高温一定の漸増荷重載荷試験においては擬似先行圧密圧力は一定の値を示し、温度を室温に低下することによって擬似先行圧密圧力が増加するものと考えられる。東畑ら (1993) はカオリン粘

土に類似したMC粘土において圧密圧力160kPaで20℃より90℃に温度を上昇させ高温一定に保った場合において圧密時間を1日、2週間、2ヶ月にした場合の  $e$ - $\log p$  曲線において、圧密時間が1日の場合は飛び出しが見られないが、2ヶ月にした場合は飛び出しが見られることを報告している。このように、擬似先行圧密圧力の増加の程度は、試験時の圧密圧力、荷重増加率、載荷時間にも影響され粘土の種類やセメンテーションの程度により異なることが明らかである。このように、正規圧密粘土の温度を高温にした後再び室温に低下することにより、粘土は見かけ上過圧密粘土の挙動を示し、二次圧密などの年代効果を再

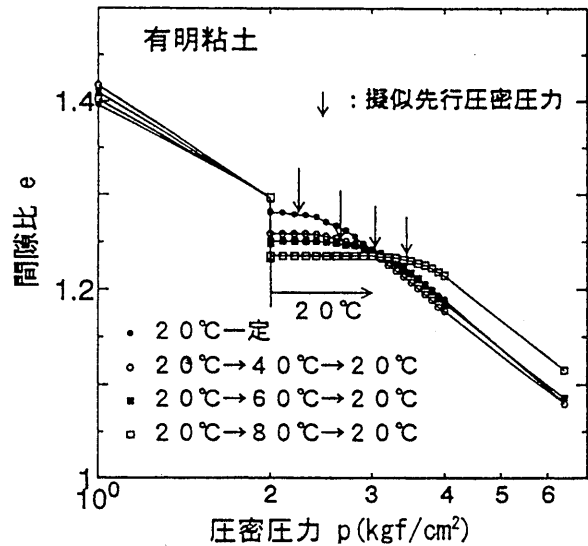


図 3.3-14 圧密圧力と間隙比の関係 (有明粘土)

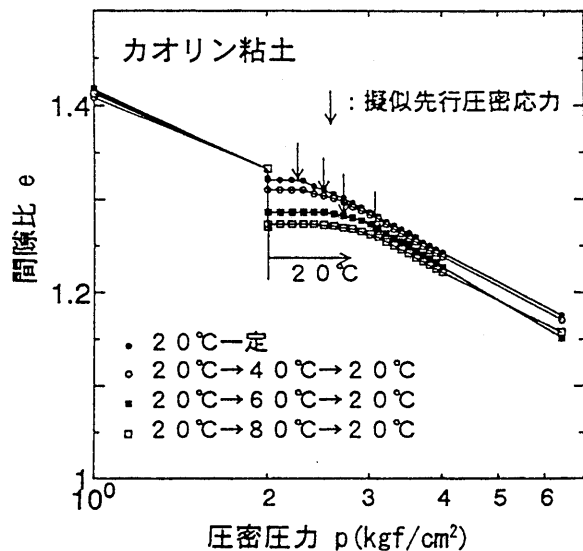


図 3.3-15 圧密圧力と間隙比の関係 (カオリン粘土)

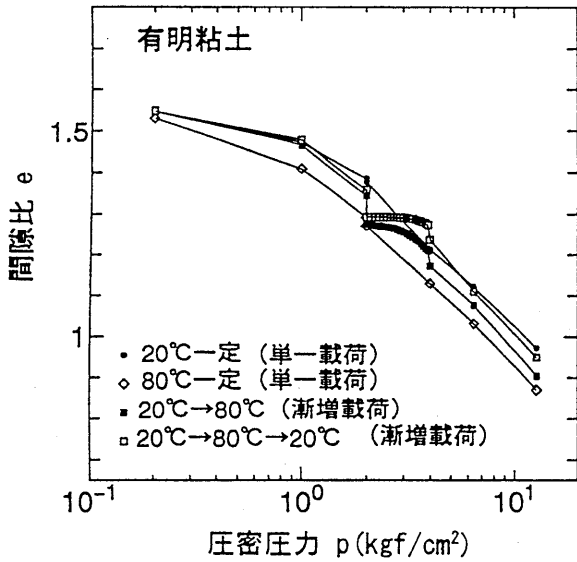


図 3.3-16 圧密圧力と間隙比の関係 (有明粘土)

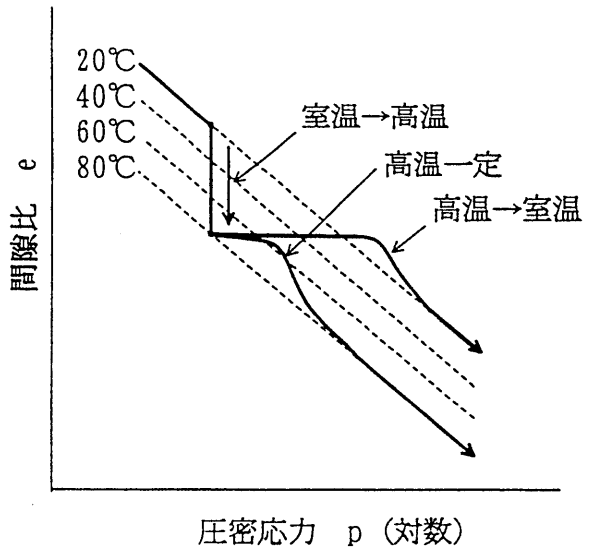


図 3.3-17 温度効果を受けた粘土の e-log p 曲線

現できる可能性があることが確かめられた。

図 3.3-18 はシリーズ 3 の試験における応力除荷による応力履歴を受けた過圧密粘土と長時間圧密による時間履歴を受けた擬似過圧密粘土と温度効果による擬似圧密土の漸増荷重載荷時の圧密圧力と間隙比の関係である。室温において履歴の相違によらず漸増荷重載荷前の間隙比が同じであれば圧密沈下挙動はほぼ同様な挙動を示し、擬似先行圧密圧力はほぼ等しいことがわかる。このことから、温度が一定であれば履歴の異なる粘土においても間隙比が等しい場合は同様な挙動を示すことが明らかになった。

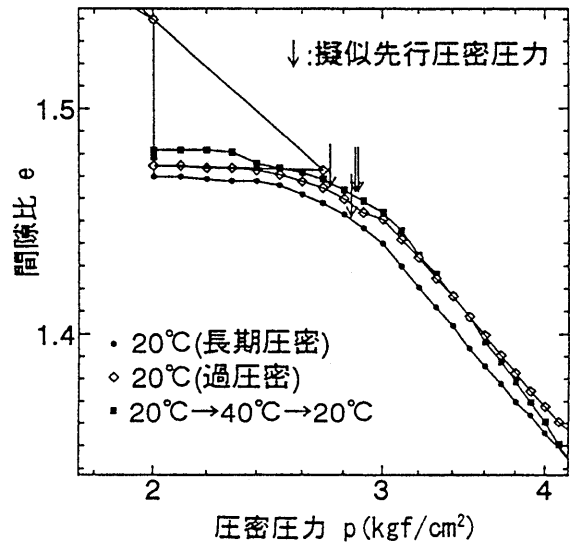


図 3.3-18 履歴の異なる粘土の圧密圧力と間隙比の関係

### 3.3.2.4 二次圧密時に温度効果を受けた粘土の擬似先行圧密圧力の評価

年代効果を受けた正規圧密粘土は擬似過圧密粘土と呼ばれ、土かぶり圧より大きな擬似先行圧密圧力  $pc'$  を有することが知られている。村上 (1979) および Mesri (1979)、その粘土が有する擬似先行圧密圧力 (圧密降伏応力)  $pc'$  を

$$p_c' = \beta \cdot p_o' \left( \frac{t_s}{t_0} \right)^{\frac{C_\alpha}{C_c - C_{c\alpha}}} \quad (3.3-2)$$

で評価できることを理論的に示している。ここに、 $p_o'$  は圧密圧力、 $t_s$  は二次圧密時間、 $t_0$  は一次圧密終了時間、 $C_\alpha$  は二次圧密係数、 $C_c$  は圧縮指数、 $C_{c\alpha}$  は再圧縮指数である。 $\beta$  は先行圧密効果による飛び出しの程度を表す実験定数である。ここでは以上の実験結果をもとに、二次圧密時に温度効果(室温  $T_R$  → 高温  $T_H$  → 室温  $T_R$ )を受けた粘土は前述した長期圧密などの時間効果を受けた粘土および応力除去による過圧密粘土と同等に扱えるものとして温度効果を受けた正規圧密粘土の体積変化量、擬似先行圧密圧力の予測を行った。

図 3.3-19 に示すように二次圧密時に粘土の温度が上昇すると圧密が促進し間隙比が急激に減少し、一定時間後に供試体の温度が一定になるとその後の間隙比の変化は時間の対数に比例して減少する。また、温度効果による粘土の間隙比の変化量は温度差に比例するものものと仮定すると(図 3.3-11 参照)、室温  $T_R$  から高温  $T_H$  まで温度を上昇させた場合の温度効果による間隙比の変化量  $\Delta e'$  は前述したように(3.3-1)式で表される。よって、二次圧密中に温度効果を受けた粘土の間隙比の変化量  $\Delta e$  は次式で表される。

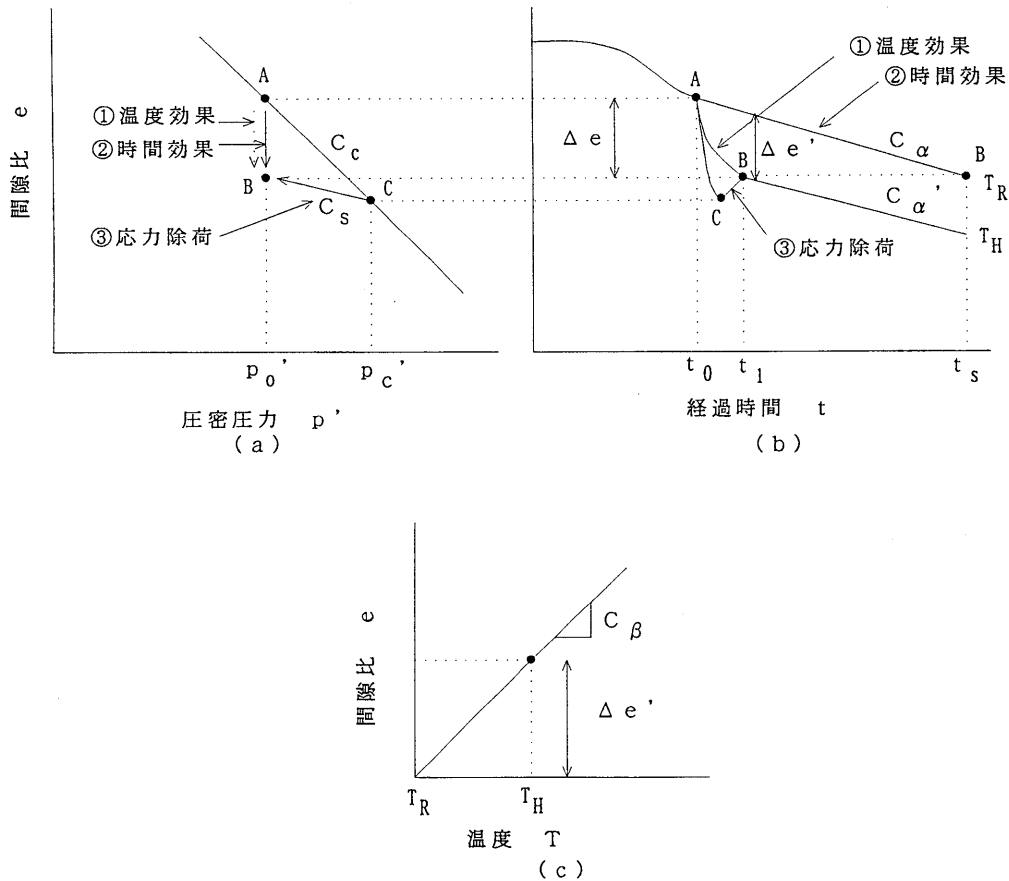


図 3.3-19 温度効果を受けた粘土の圧密圧力 (模式図)

$$\Delta e = C_\alpha \log\left(\frac{t_s}{t_0}\right) + C_\beta(T_H - T_R) \quad (3.3-3)$$

図 3.3-20 および図 3.3-21 はシリーズ 2 の試験に (3.3-3) 式より得られた温度効果による間隙比の計算値を実線で示している。これより、実験値と計算値はうまく対応していることが認められる。

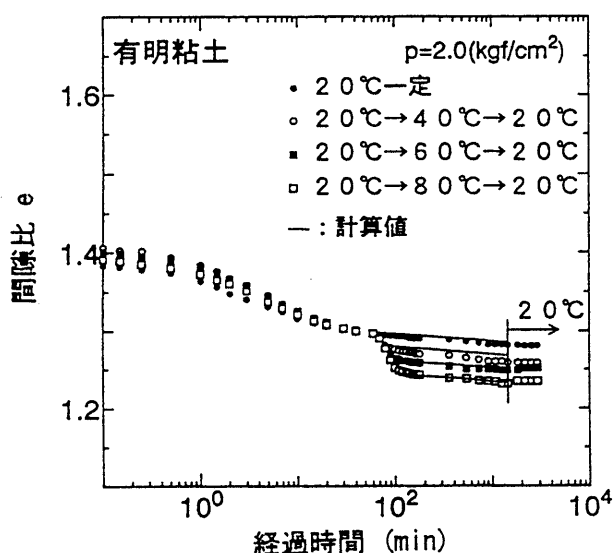


図 3.3-20 温度効果による間隙比の変化 (有明粘土)

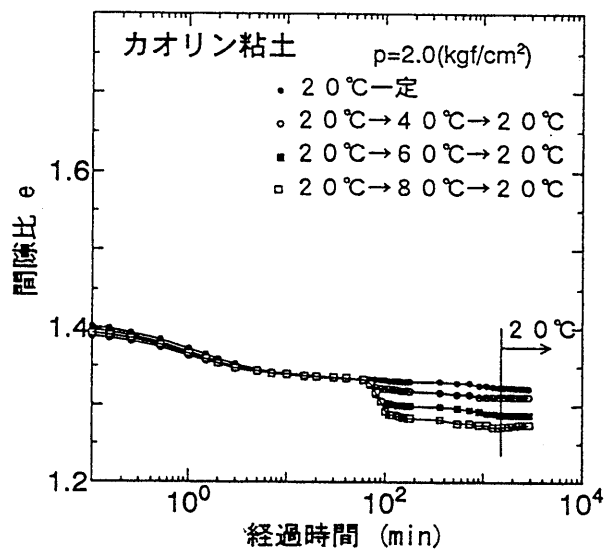


図 3.3-21 温度効果による間隙比の変化 (カオリン粘土)

また、圧密圧力  $p_o'$  より  $p_c'$  まで載荷後、 $p_o'$  まで再び除荷した場合の間隙比の変化量  $\Delta e$  が (3.3-3) 式と等価であると仮定すると、次式が成り立つ。

$$C_\alpha \log\left(\frac{t_s}{t_0}\right) + C_\beta(T_H - T_R) = (C_c - C_s) \log\left(\frac{p_c'}{p_o'}\right) \quad (3.3-4)$$

ここで、 $C_s$  : 膨潤指数である。実験的に  $C_s = C_{cq}$  と近似的に仮定できるので、二次圧密時に温度効果を受けた粘土の擬似先行圧密圧力  $p_c'$  は次式で表される。

$$p_c' = \beta p_o' \left(\frac{t_s}{t_0}\right)^{\frac{C_\alpha}{C_c - C_s}} 10^{\frac{C_\beta(T_H - T_R)}{C_c - C_s}} \quad (3.3-5)$$

3-5) 式に含まれる係数を前述した圧密試験により決定し、温度効果を受けた粘土の擬似先行圧密圧力を計算により求めた。ここでは、先行圧密効果による飛び出しが全くないものとして実験定数  $\beta = 1$  とし、それぞれの係数は表 3.3-2 にまとめている。

表 3.3-2 粘土の圧密特性

項目	有明粘土	カオリン粘土
圧縮指数 $C_c$	0.46	0.38
膨潤指数 $C_s$	0.06	0.04
一次圧密終了時間 $t_0$	30min	10min
二次圧密係数 $C_\alpha$	0.010	0.008
温度係数 $C_\beta$	0.00086	0.00077

図 3.3-22 は温度に対するシリーズ2の漸増荷重載荷試験により得られた擬似先行圧密圧力の実験値と計算値（実線、破線）の対応を示している。前述したように、カオリン粘土では温度を一定に保った試験では温度効果による擬似先行圧密圧力の増加が見られず、計算値と実験値は対応していないが、温度を高温より室温まで低下した場合の擬似先行圧密圧力は温度差に比例して増加し、計算値と実験値はうまく対応している。有明粘土では、温度を一定に保った試験では両者はうまく対応しているが、高温より室温に低下した試験では20℃の正規圧密線を越える飛び出しが見られ、擬似先行圧密圧力は温度差に比例してさらに増加している。(3.3-5)式はあくまでも温度を高温から室温に低下した場合の予測式であるので、有明粘土のように20℃の正規圧密線を越える飛び出し現象が現れる場合の $\beta$ は温度差が大きいものほど増加し、今回実験した温度条件の範囲では有明粘土では $\beta=1.0 \sim 1.16$ の範囲で増加している。以上の結果より、二次圧密時に温度効果を受けた粘土の圧密特性は温度および圧密時間の影響を受け、予測式に含まれる係数を圧密試験より決定することにより、沈下量および擬似先行圧密圧力を予測できる可能性が確かめられた。

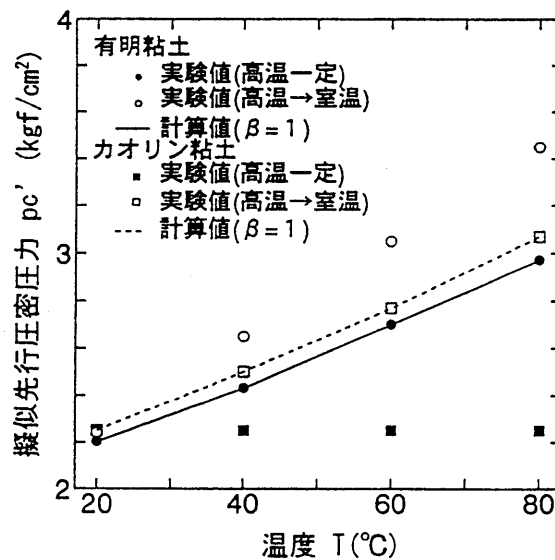


図 3.3-22 温度効果による擬似先行圧密圧力

### 3. 3. 3 二次圧密時に温度効果を受けた粘土の非排水せん断特性

#### 3. 3. 3. 1 試料と実験方法

実験に用いた試料は、岡山県児島湾より採取した沖積粘土（以下岡山粘土と呼ぶ）を用いた。粘土試料の物理的性質は表 3. 3-3 に示すとおりである。この試料を液性限界の約 2 倍の含水比で十分攪拌しスラリー状にした後、直径 26cm、高さ 30cm の圧密容器に入れ、室温（20℃）で所定の圧密圧力まで段階的に圧力を増加する予圧密を行った。圧密圧力は  $p=1.0\text{kgf/cm}^2$  とした。予圧密して得られた粘土ブロックより供試体（直径 5cm、高 10cm）を作成し三軸圧縮試験機にセットした。

表 3. 3-3 試料の物理的性質

項目	岡山粘土
密度 $\rho_s$ ( $\text{g/cm}^3$ )	2.62
液性限界 $w_L$ (%)	77.0
塑性限界 $w_p$ (%)	29.4
塑性指数 $I_p$	47.6
初期含水比 $w_o$ (%)	60

実験に用いた三軸圧縮試験機は図 3. 3-3 に示すように三軸室は二重セル構造となり、内セル内の水をヒーターにより加熱し粘土供試体の温度を変化させることが可能である。三軸室上部に取り付けたモーターにより内セル内のスクリューでセル内の水を攪拌することにより、水温を均一に保つことができる。また、水温を一定に保つために内セル内に温度測定器（熱電対）を設置し、マイコン制御によるコントローラーにより設定した温度に自動的に調整可能である。温度の設定は最高 90℃まで設定可能である。また、供試体のゴムスリーブは高温にも耐えられる厚さ 0.2mm のラテックス製のものを使用した。

実験は次の 3 つのシリーズの等方圧密非排水せん断試験（CU 試験）を行った。

シリーズ 1（温度効果）は、室温（20℃）で圧密圧力  $p_o=2.0\text{kgf/cm}^2$  で一次圧密終了後（4 時間後）、ヒーターのスイッチを入れ温度を  $T_H$ ℃まで上昇し圧密した後（7 時間後）、再び室温に低下し圧密した後（24 時間後）、非排水せん断試験を行った。温度は  $T_H=20, 40, 60$ ℃ とした。

シリーズ 2（時間効果）は、室温（20℃）で圧密圧力  $p_o=2.0\text{kgf/cm}^2$  で所定の二次圧密時間  $t_s$  まで圧密した後、非排水せん断試験を行った。二次圧密時間は  $t_s=4$  時間 1, 3, 7 日とした。

シリーズ 3（応力除荷）は、室温（20℃）で所定の先行圧密圧力  $p$  で 21 時間圧密後、 $p_o=2.0\text{kgf/cm}^2$  まで除荷し、3 時間圧密をさせた後、非排水せん断試験を行なった。先行圧密圧力は  $p_e=2.0, 2.5, 3.0, 4.0\text{kgf/cm}^2$  とした。なお、せん断試験はひずみ制御（ひずみ速度

0.01%/min) で行い、供試体に背圧  $1.0\text{kgf/cm}^2$  を負荷した。間隙水圧の測定は供試体下部で測定した。

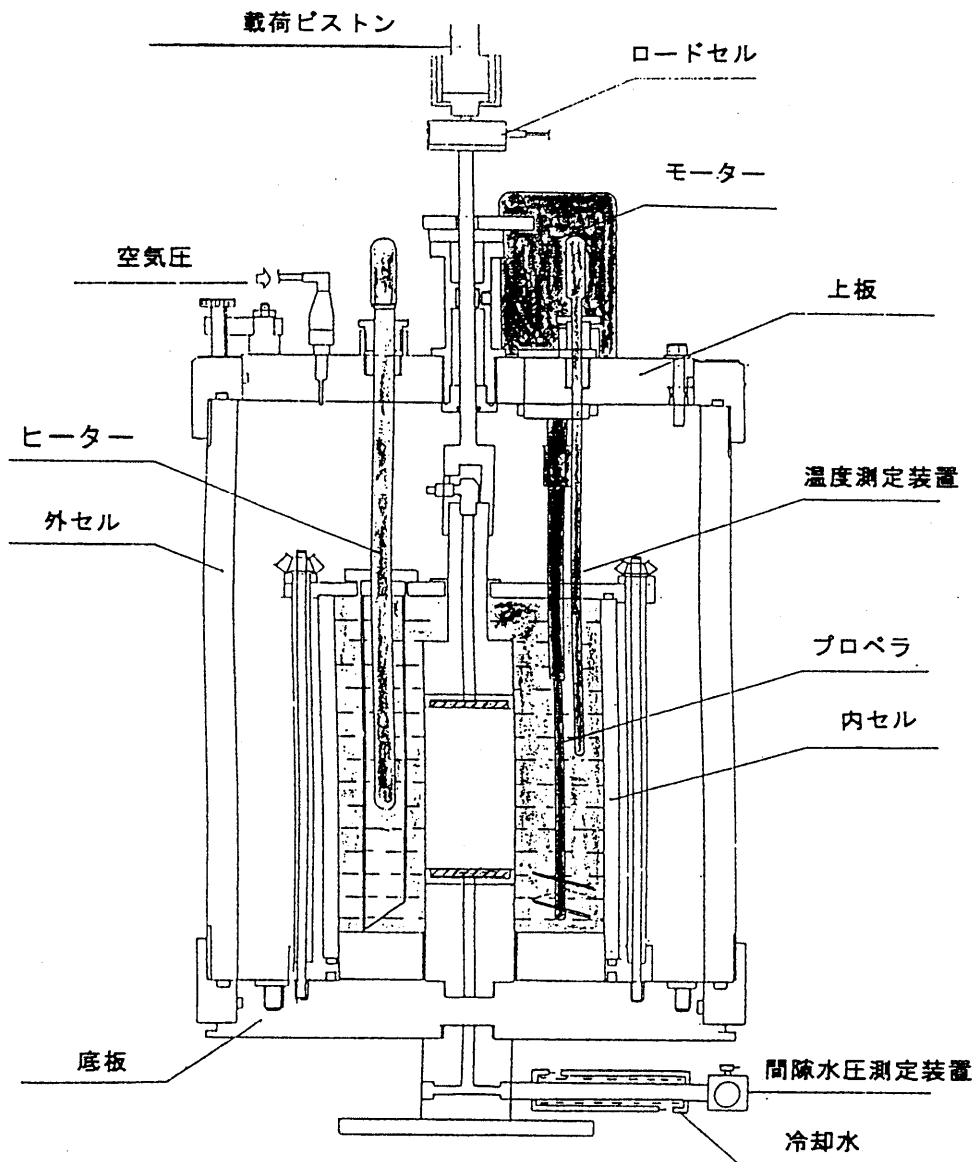


図 3.3-23 温度調節が可能な三軸圧縮試験機

### 3.3.3.2 二次圧密時に温度効果を受けた粘土の非排水せん断特性

図 3.3-24 はシリーズ 1 (温度効果) の等方圧密時の間隙比と時間の関係である。一次圧密終了時から温度を高温にすると、温度の上昇とともに粘土の圧密が促進され間隙比が急激に減少し、温度が所定の温度になると圧密速度 (二次圧密係数  $c_\alpha$ ) は温度によらず一定になる。その後、室温に低下すると若干膨潤するもののその変化量は微小であり、引き続き二次圧密が進行している。また、図 3.3-3 に示すように温度変化による間隙比の変化

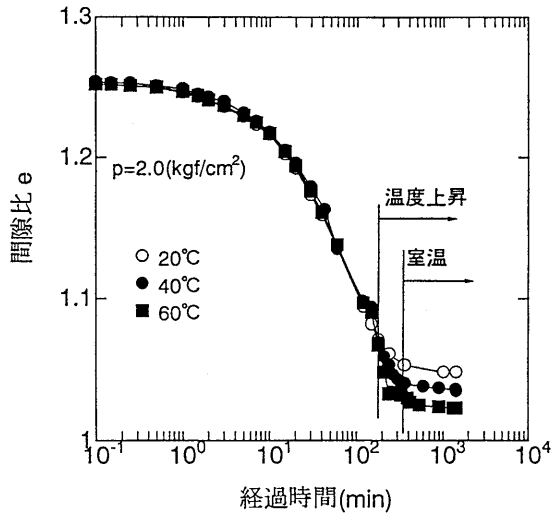


図 3.3-24 等方圧密時の時間と間隙比の関係

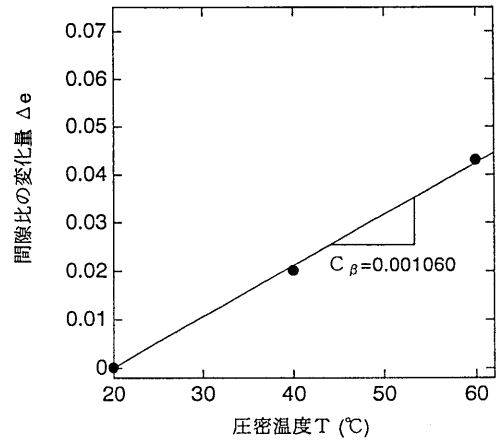


図 3.3-25 温度と間隙比の増分量の関係 (温度上昇時)

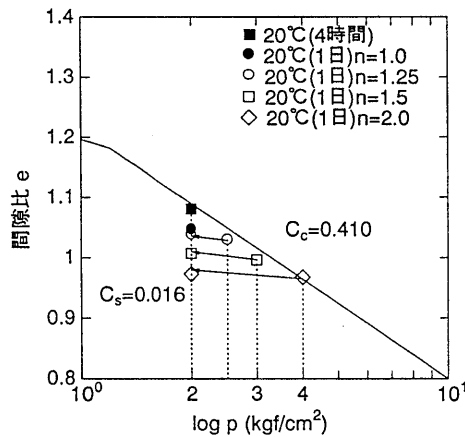


図 3.3-26 圧密圧力と間隙比の関係

量  $\Delta e'$  は温度差に比例して増加している。直線の勾配より実験定数  $C_\beta$  を得た。

図 3.3-4 は実験より得られた等方圧密時の間隙比と圧密圧力の関係 ( $e$ - $\log p$  曲線) である。に示すとおりである。また、図中に示すように圧縮指数  $C_c$  および膨潤指数  $C_s$  を得た。

図 3.3-27 から図 3.3-29 は 3 つのシリーズの非排水せん断試験より得られた有効応力経路図、応力-ひずみ曲線ならびに間隙水圧-ひずみ曲線である。シリーズ 1 (温度効果) では、室温に比べると、高温ではせん断初期における間隙水圧の発生が少なくなり、応力経路の立ち上がりが急になり非排水せん断強度が増加していることが明らかである。シリーズ 2 (時間効果) でも同様の傾向が見られ、圧密時間が長いほど顕著になっており、応力



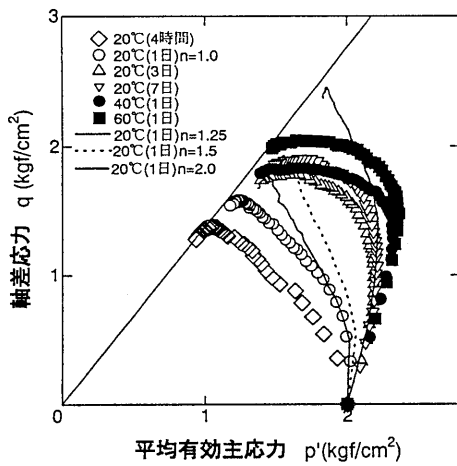


図 3.3-27 有効応力径路図

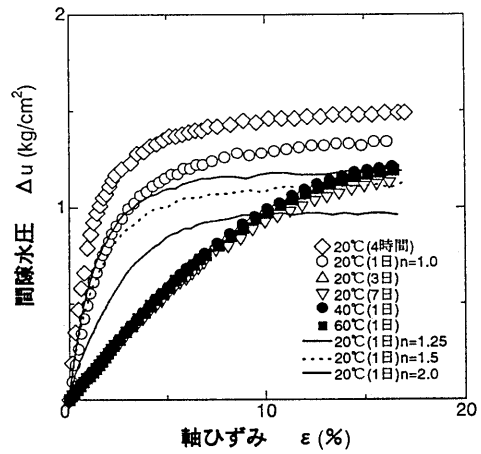


図 3.3-29 間隙水圧と軸ひずみの関係

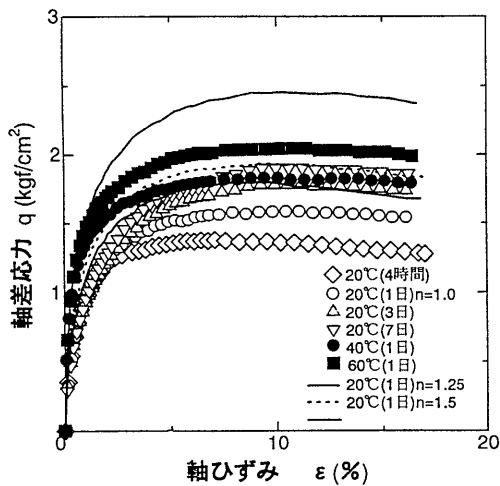


図 3.3-28 軸差応力と軸ひずみの関係

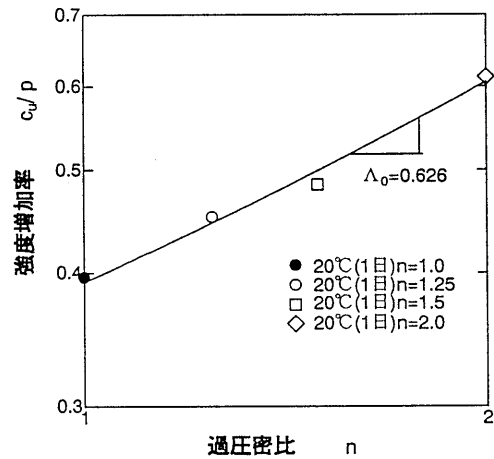


図 3.3-30 過圧密比と強度増加率の関係 (応力除荷)

経路の形状も類似している。しかし、シリーズ3 (応力除荷) では過圧密比が大きくなるとせん断強度は大きくなり、せん断初期の応力経路の立ち上がりも急になるが、他の2つとは異なった形状を示す。これはせん断時のダイレンタンシー特性が異なるものと考えられる。なお、応力履歴の相違によらず、破壊時の有効応力状態はほぼ同一の破壊線上に位置していることが明らかである。図 3.3-30 はシリーズ3 (応力除荷) における非排水せん断特性強度比  $c_u/p$  と過圧密比  $n (=p_c/p_0)$  の関係である。両者には比例関係があり、図中に示すように直線の勾配より実験定数  $\Delta \sigma_0$  を得た。

### 3.3.3.3 温度効果を受けた粘土の非排水せん断特性強度の評価について

図 3.3-31 に示すように、ここでは以上の実験結果をもとに、二次圧密時に温度効果 (室

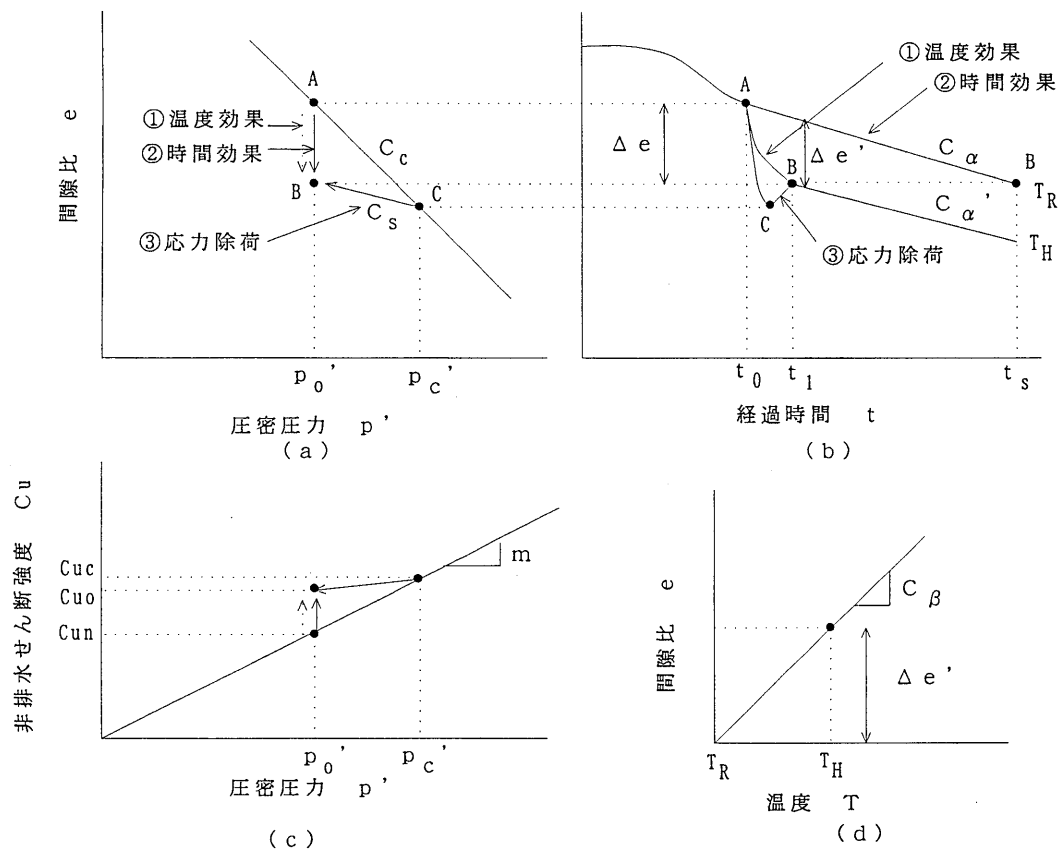


図 3.3-31 温度効果を受けた粘土の圧密特性とせん断強度の関係 (模式図)

温  $T_R \rightarrow$  高温  $T_H \rightarrow$  室温  $T_R$  を受けた粘土は室温で長時間圧密などの時間効果を受けた粘土および応力除荷による過圧密粘土と同等に扱えるものと仮定して非排水せん断強度の評価を行った。

応力除荷による過圧密土の研究は今まで多くの研究者によってなされてきた。三田地ら (1976)、Mayne (1980) は過圧密粘土と正規圧密粘土の非排水せん断強度の比として次式を提案している。

$$\frac{c_u}{P(OC)} = n \Lambda_o \quad (3.2-12 \text{ 再}) \quad (3.3-6)$$

$$\frac{c_u}{P(NC)}$$

ここで、添字 (NC) は正規圧密土、(OC) は過圧密土を意味している。また、 $n$  は過圧密比、 $\Lambda_o$  は実験定数である。 $p_c'$  より  $p_o'$  まで除荷された過圧密土の非排水せん断強度は  $c_{uc}$  から  $c_{uo}$  まで低下するものと考え、式 (1) は次式のように書き換えられる。

$$\frac{c_{uo}}{P_o'(OC)} = n \Lambda_o \quad (3.3-7)$$

$$\frac{c_{uc}}{P_c'(NC)}$$

圧密圧力  $p_o'$  における過圧密土の  $c_{uo}$  を既知の正規圧密土の  $c_{un}$  から予測する場合、式(3.3-7)は次のように書き換えられる。

$$\frac{\frac{c_{uo}}{p_o'(OC)}}{\frac{c_{un}}{p_o'(NC)}} = n^{\Lambda_o} \quad (3.3-8)$$

すなわち、

$$\frac{c_{uo}}{c_{un}} = n^{\Lambda_o} \quad (3.3-9)$$

が得られる。正規圧密土の強度増加率を  $m$  とすると、 $p_o'$  における正規圧密土の非排水せん断強度  $c_{un}$  は次式で表される。

$$c_{un} = m p_o' \quad (3.3-10)$$

従って、応力除荷による過圧密土の非排水せん断強度  $c_{uo}$  は次式で表される。

$$c_{uo} = m p_o' n^{\Lambda_o} \quad (3.3-11)$$

二次圧密やセメンテーションなどの年代効果を受けた粘土は、土被り圧より大きな擬似先行圧密圧力を有することが知られている。村上(1979)はその粘土が有する擬似先行圧密圧力  $p_c'$  を次式で評価できることを理論的に示している。

$$p_c' = \beta \cdot p_o' \left( \frac{t_s}{t_0} \right)^{\frac{C_\alpha}{C_c - C_{cq}}} \quad (3.3-12)$$

ここで、 $t_s$  は二次圧密時間、 $t_0$  は一次圧密終了時間、 $C_\alpha$  は二次圧密係数、 $C_c$  は圧縮指数、 $C_{cq}$  は再圧縮指数である。 $\beta$  はセメンテーション効果による飛び出しの程度を表す実験定数である。よって、擬似過圧密比  $n_q$  は次式のように定義される。

$$n_q = \frac{p_c'}{p_o'} = \beta \cdot \left( \frac{t_s}{t_0} \right)^{\frac{C_\alpha}{C_c - C_{cq}}} \quad (3.3-13)$$

応力除荷によって非排水せん断強度が  $c_{uc}$  から  $c_{uo}$  に低下した場合と時間効果により非排水せん断強度が  $c_{un}$  から  $c_{uo}$  に増加した場合が等価であると仮定すると、時間効果を受けた粘土の非排水せん断強度  $c_{uo}$  は次式で表される。

$$c_{uo} = m \cdot p_o' \cdot \beta^{\Lambda_o} \cdot \left(\frac{t_s}{t_0}\right)^{\frac{C_\alpha}{C_c - C_\alpha} \Lambda_o} \quad (3.2-16-b \text{ 再}) \quad (3.3-14)$$

前述したように、二次圧密時に粘土の温度が上昇すると圧密が促進され間隙比が急激に減少し、温度が一定になると二次圧密係数  $C_\alpha$  は温度の大きさによらず一定となるものと仮定する。また、二次圧密時に室温  $T_R$  から高温  $T_H$  まで温度を上昇させた場合の間隙比の変化量  $\Delta e'$  は温度差に比例して増加する。よって、二次圧密時に温度効果を受けた粘土の間隙比の変化量  $\Delta e$  は次式で表される。

$$\Delta e = C_\alpha \log\left(\frac{t_s}{t_0}\right) + C_\beta (T_H - T_R) \quad (3.3-3 \text{ 再}) \quad (3.3-15)$$

ここで、 $C_\beta$  は実験定数である。また、圧密圧力  $p_o'$  より  $p_c'$  まで载荷後、 $p_o'$  まで再び除荷した場合の間隙比の変化量  $\Delta e$  が式 (3.3-10) と等価であると仮定する次式が成り立つ。

$$C_\alpha \log\left(\frac{t_s}{t_0}\right) + C_\beta (T_H - T_R) = (C_c - C_s) \log\left(\frac{p_c'}{p_o'}\right) \quad (3.3-4 \text{ 再}) \quad (3.3-16)$$

よって、二次圧密時に温度効果を受けた粘土の擬似過圧密比は次式で表される。

$$n_q = \frac{p_c'}{p_o'} = \beta \cdot \left(\frac{t_s}{t_0}\right)^{\frac{C_\alpha}{C_c - C_s}} 10^{\frac{C_\beta (T_H - T_R)}{(C_c - C_s)}} \quad (3.3-17)$$

よって、二次圧密時に温度効果を受けた粘土の非排水せん断強度  $c_{uo}$  は次式で表される。

$$c_{uo} = m p_o' \beta^{\Lambda_o} \cdot \left(\frac{t_s}{t_0}\right)^{\frac{C_\alpha}{C_c - C_s} \Lambda_o} 10^{\frac{C_\beta (T_H - T_R)}{(C_c - C_s)} \Lambda_o} \quad (3.3-18)$$

式に含まれる係数を実験結果より決定し、その値を表 3.3-3 に示す。なお、ここでは、セメンテーション効果を表す実験定数  $\beta$  は 1.0 とした。応力除荷による過圧密土の非排水せん断強度をもとに温度効果および時間効果を受けた粘土の擬似過圧密比および非排水せん断強度の評価（予測）を行った。計算値と実測値の比較を表 3.3-4 に示す。

表 3.3-3 実験定数

$C_\alpha$	0.026	$C_c$	0.410	$m$	0.373(t=4hour) 0.396(t=1day)
$C_\beta$	0.00106	$C_s$	0.016	$\Lambda_0$	0626

表 3.3-4 擬似過圧密比と非排水せん断強度

	条件	擬似過	$C_u$	$C_u$
		圧密比 $n_q$	実測値 kgf/cm <sup>2</sup>	計算値 kgf/cm <sup>2</sup>
温度 効果	20℃	1.13	0.792	0.803
	40℃	1.27	0.915	0.868
	60℃	1.44	1.024	0.938
時間 効果	4hour	1.00	0.746	0.746
	1day	1.13	0.792	0.803
	3day	1.21	0.893	0.841
	7day	1.28	0.955	0.871
応力 除荷	n=1.0		0.792	0.792
	n=1.25		0.902	0.911
	n=1.50		0.968	1.021
	n=2.00		1.225	1.223

図 3.3-32 は擬似過圧密比と強度増加率の計算値と実測値の対応を示したものである。また、図 3.3-33 は非排水せん断特性強度の実測値と計算値の対応を示したものである。これらによると、今回用いた岡山粘土では温度効果および時間効果を受け二次圧密が進んだ場合、実測値は計算値より約 1.0 から 1.1 倍の範囲で大きくなっていることがわかる。図 3.3-34 は別に実施した温度効果を受けた粘土の漸増載荷圧密試験の  $e-\log p$  曲線である<sup>12)</sup>。温度を室温から高温にした後再び室温に低下した場合の圧密降伏応力は温度差が大きいものほど室温における正規圧密線を越える飛び出し現象が見られる。この実験結果よりもセメンテーション作用の増加に伴う飛び出しの程度を表す実験定数  $\beta$  が約 1.0 から 1.1 の範囲で増加していることがわかる。以上の結果より二次圧密時に温度効果を受けた粘土は、室温で二次圧密などの時間効果を受けた粘土に類似した挙動を示すことが明らかになり、応力除荷による過圧密土のせん断強度をもとに予測式に含まれる係数を決定することにより、非排水せん断強度を予測できる可能性が確かめられた。

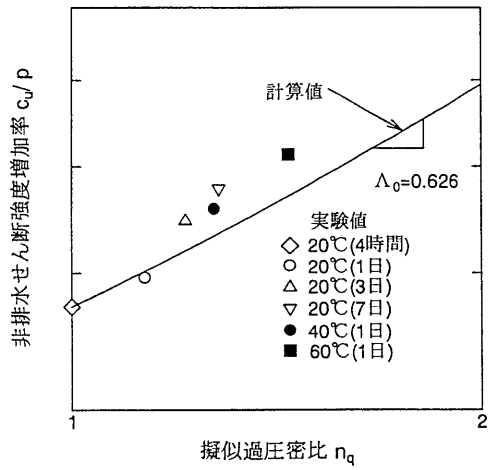


図 3.3-32 擬似過圧密比と強度増加率の関係

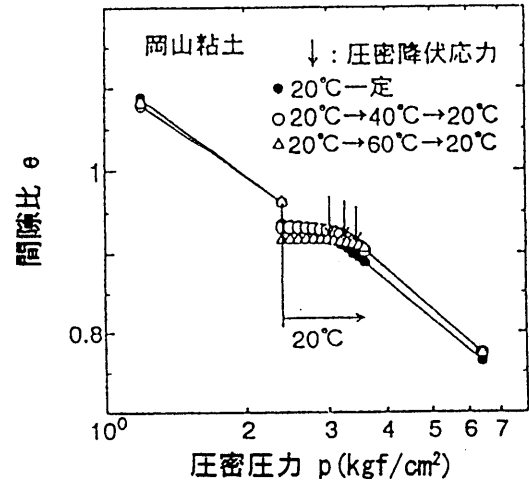


図 3.3-34 温度効果を受けた粘土の e-logp 曲線

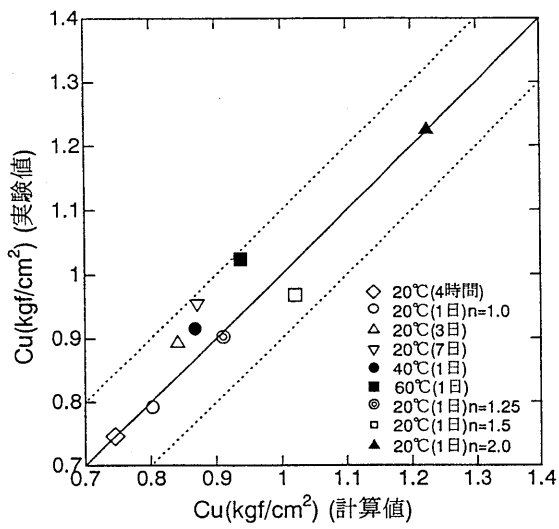


図 3.3-33 非排水せん断強度の実測値と計算値

### 3. 4 本章の要約

第3章では、自然堆積粘土の年代効果の要因の1つとして考えられている二次圧密などの圧密時間の影響（時間効果）に焦点を置き、二次圧密により擬似過圧密状態になった粘土の力学的性質を明らかにすることを目的にした。

3. 2では、正規圧密状態にある不攪乱粘土、再構成粘土の圧密期間を定量的に変化させる直接せん断試験および三軸圧縮試験を行い、二次圧密などの時間効果を受けた粘土の力学特性を明らかにした。

3. 3では、二次圧密を短期間に促進させる目的で、再構成粘土に対して、二次圧密時に温度を室温から高温まで定量的に温度変化させる圧密試験および三軸圧縮試験を行い、温度効果により擬似過圧密状態となった粘土の力学的性質を明らかにした。

以下に、本章で得られた知見をまとめて示す。

#### 1. 二次圧密を受けた粘土の力学的性質

- (1) 長期圧密試験において、正規圧密状態にある再構成粘土の二次圧密係数  $C_\alpha$  は、圧密圧力の大きさ、荷重増分比の大きさによらず一定の値を示す。
- (2) 不攪乱試料では、二次圧密係数  $C_\alpha$  および圧縮指数  $C_c$  は、圧密降伏応力を少し越える圧密圧力でピーク値を示す。再構成試料では、ピークが現れず、正規圧密領域では一定の値を示す。
- (3) 二次圧密係数  $C_\alpha$  と圧縮指数  $C_c$  の間には相関関係があることがわかり、それぞれの粘土ごとに  $C_\alpha/C_c$  は一定の値を示す。また、 $C_\alpha/C_c$  と対数表示の初期含水比  $w_0$  の関係には試料によらず比例関係があることが示された。
- (4) 直接せん断試験および三軸圧縮試験より、圧密時間が長いものほど粘土の剛性が増加し、せん断強度が増加することが示された。また、一次圧密終了時を境にその強度増加率が変化することが示された。また、二次圧密時間に比例して強度が増加することが示された。
- (5) 有効応力で整理した限界応力比  $M$ 、強度定数  $\phi'$  は先行圧密時間、応力履歴などの影響を受けず、一定の値を示すことが示された。
- (6) 二次圧密により擬似過圧密状態となった非排水せん断強度  $c_{uo}$  は次式で表されることを示した。

$$c_{uo} = m \cdot p_0 \cdot \beta^{\Lambda_0} \left( \frac{t_1}{t_0} \right)^{\frac{R \cdot \Lambda_0}{(1-\lambda)}} \quad (3.2-16-a)$$

ここで、  $m$  : 正規圧密粘土の強度増加率、  $p_0$  : 圧密圧力、  $\beta$  : セメンテーションに

よる飛び出しの程度を示す定数であり、 $R = C_a/C_c$ 、 $\Lambda_0$ 、 $\lambda$ は実験定数である。この関係は、一次圧密終了後時間の経過とともに正規圧密粘土の強度が二次圧密により擬似過圧密粘土になることを示している。

- (7) この予測式よる非排水せん断強度の計算値と、せん断試験より求めた実験値の比較が行われ、予測式の有用性が確かめられた。
- (8) この予測式に含まれる実験定数 $\Lambda_0$ 、 $R$ 、 $\lambda$ は塑性指数 $I_p$ をパラメータとして決定できる可能性があることが示された。
- (9) 以上の結果より、二次圧密（時間効果）による擬似過圧密粘土の力学的性質を表す模式図を図 3.5-1 に示す。

## 2. 二次圧密時に温度効果を受けた粘土の力学的性質

- (1) 正規圧密粘土において、二次圧密時に温度を室温から高温にすると、圧密が促進され、体積が収縮する。その温度変化に体積変化量は、温度の変化量に比例する。
- (2) 正規圧密粘土において、温度上昇による間隙比の変化量は、圧密圧力や温度変化の時期によらず、ほぼ一定の値を示す。
- (3) 正規圧密粘土において、載荷間隔、温度が一定であれば温度毎に  $e-\log p$  曲線が存在し、温度が一定になった後の圧縮指数、二次圧密係数は、圧密圧力、温度によらず一定の値を示す。
- (4) 温度を高温より室温に低下することにより、粘土は見かけ上過圧密土の挙動を示し、そのときの擬似先行圧密圧力  $p_c$  は温度差に比例する。また、粘土の種類により  $p_c$  の大きさが異なることが示された。
- (5) 二次圧密時に温度効果（室温→高温→室温）を受けた粘土は室温で長時間圧密された粘土のせん断挙動に類似することが示された。
- (6) 破壊時の応力状態は有効応力で整理すると、温度効果、時間効果、応力除荷などの履歴によらずほぼ同一の破壊線上に位置することが明らかになった。
- (7) 温度効果、時間効果、応力除去による過圧密土の関係を説明する仮説を提案し、二次圧密時に温度効果を受けた粘土の擬似先行圧密圧力  $p_c'$ 、非排水せん断強度  $c_{uo}$  は次式で表わせることを示した。

$$p_c' = \beta \cdot p_o' \left( \frac{t_s}{t_0} \right)^{\frac{C_a}{C_c - C_s}} 10^{C_\beta \frac{(T_H - T_R)}{(C_c - C_s)}} \quad (3.3-5)$$

$$c_{uo} = m p_o' \beta^{\Lambda_0} \left( \frac{t_s}{t_0} \right)^{\frac{C_a}{C_c - C_s} \Lambda_0} 10^{C_\beta \frac{(T_H - T_R)}{(C_c - C_s)} \Lambda_0} \quad (3.3-18)$$



- (8) この予測式による擬似先行圧密圧力、非排水せん断強度の計算値と、圧密試験、せん断試験より求めた実験値の比較が行われ、予測式の有用性が確かめられた。
- (9) 以上の結果より、二次圧密時に温度効果を受けた擬似過圧密粘土の力学的性質を表す模式図を図 3.5-2 に示す。

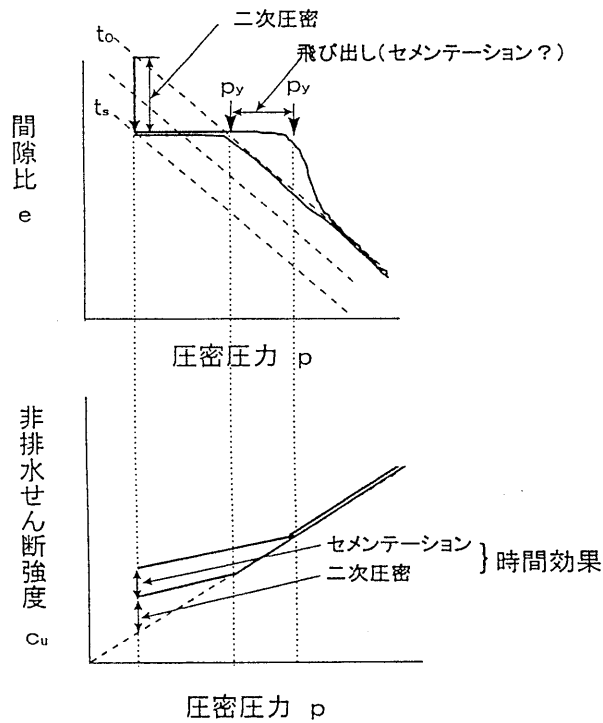


図 3.5-1 二次圧密（時間効果）による  
擬似過圧密土の力学的性質（模式図）

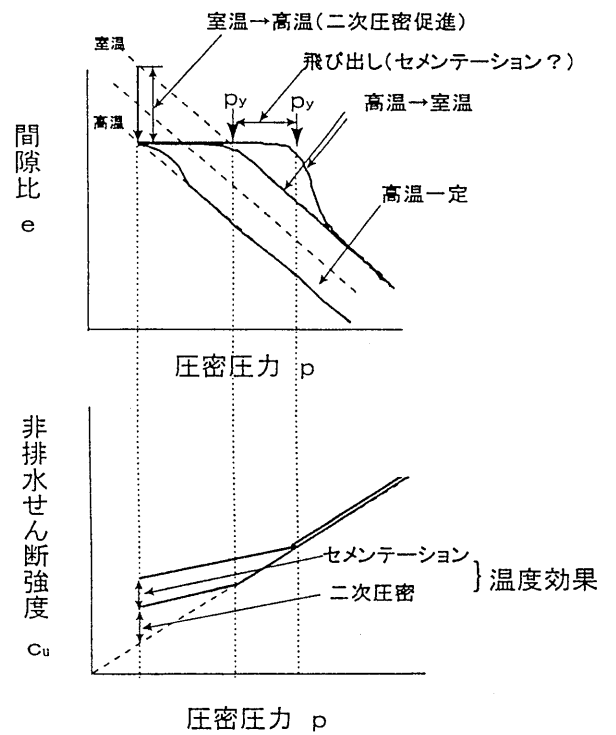


図 3.5-2 二次圧密時に温度効果を受けた  
擬似過圧密土の力学的性質（模式図）

## 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, No.2, pp.81-118.
- 2) Campanella, R.G and J.K.Mitchell(1969) : Influence of temperature variation on soil behavior, *Proc. ASCE*, Vol.94, No.SM3, pp.709-734.
- 3) Towhata Ikuo, Pisit Kuntiwattanaku, Ichiro Seko and Kanta Ohishi (1993):Volume change of clays induced by heating as observed in consolidation tests, *Soils and Foundations*, Vol.33, No.4, pp.170-183.
- 4) Mayne, P.W.(1980): Cam-clay predictions of undrained strength, *Proc. ASCE*, Vol. 106, GT.11.pp.1219-1242.
- 5) Mesri, G. (1973) : Coefficient of secondary compression , *Proc. ASCE*, Vol. 99, SM1, pp.123-137.
- 6) Mesri, G. and Choi, Y. K.(1979) : Excess pore water pressure during consolidation, *Proc. 6th Asian Reg.Conf. SMFE*, Vol.1, pp.151-154.
- 7) Mitachi, T.and Kitago,S.(1976): Change in undrained shear strength characteristics of saturated remolded clay due to swelling, *Soils and Foundations*, Vol.16, No.1, pp.45-58.
- 8) Murakami,Y.(1979) : Excess pore-water pressure and preconsolidation effect developed in normally consolidated clays of some age, *Soils and Foundation*, Vol.18, No.4, pp.17-29.
- 9) Pisit Kuntiwattanaku, Towhata I., Ohishi K. and Seko I. (1995):Temperature effects on undrained shear characteristics of clay, *Soils and Foundations*, Vol.35, No.1, pp.47-162.
- 10) Plum, R.L. and Esrig, M.I.(1969) : Some temperature effects on soil compressibility and pore water pressure, *Effects of temperature and heat on engineering properties of soils*, Special Report 103, Highway Research Board, Washington, D.C.
- 11) Yasuhara,K. and Ue.S.(1983): Increase in undrained shear strength due to secondary compression, *Soils and Foundations*, Vol.23, No.3, pp.50-64.
- 12) 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, *土質工学会論文集*, Vol.27, No.2, pp.73-82.
- 13) 吉国 洋,池上慎司,平尾隆行(1991) : 飽和粘土の圧密・圧縮特性に及ぼす載荷速度の影響,第26回土質工学研究発表会概要集, pp.279-280.
- 14) 軽部大蔵(1991) : せん断特性(粘性土)の展望, *土質工学会誌「土と基礎」*, Vol. 39, No. 11, pp. 9-11.
- 15) 上俊二,藤原東雄,勝村雅子(1996) : 二次圧密時に温度効果を受けた粘土の圧密特性, *土木学会論文報告集*, No. 554/III-37, pp. 47-55.
- 16) 森脇武夫,吉国洋,永井大海,名合牧人(1993):高温再圧密粘土の三軸繰返し圧挙動, *土木学会論文集*, No.463/3-22, pp.55-63.

- 17) 清水正喜,岩成敬介,中野明,田淵俊幸(1992): 粘土の一次元圧密挙動における温度効果, 第27回土質工学研究発表会概要集, pp.425-428.
- 18) 赤井浩一,佐野郁雄(1984): 遅延圧密に関する実験的研究,京都大学防災研年報, 第27号,B-2,pp.49-63.
- 19) 土田 孝,小林正樹,水上純一,田中正典(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.
- 20) 半沢秀郎,岸田隆夫(1982): 年代効果を受けた粘土の非排水強度特性, 土と基礎, Vol.30,No.12, pp.5-10.
- 21) 上 俊二,藤原東雄,高野義和(1997): 二次圧密時に温度効果を受けた粘土の非排水せん断強度の評価, 地盤工学会「高温環境と土」シンポジウム発表論文集, pp.167-172.
- 22) 小泉和広,坂上麻子,水野賢司,杉田信隆: 高温環境で再圧密された粘土の化学特性と微視的構造について, 地盤工学会「高温環境と土」シンポジウム発表論文集, pp.101-106.

## 第4章 セメンテーションによる擬似過圧密粘土の 力学的性質

### 4. 1 概説

前述したように、年代効果には二次圧密作用によって体積圧縮が促進される方向にあるものと、セメンテーション作用による固化によって体積圧縮が抑制される方向にあるものの2種類が考えられる。セメンテーション効果を除去することはある程度可能であるが、逆にこれを短時間に発生させることは困難であり、このことが年代効果を有する自然堆積粘土の研究を複雑にしているものと思われる。これまで、セメンテーション効果は、土粒子間に作用する化学反応の1つと考えられ、粘土スラリーに化学的添加物（膠結物質）を添加することにより、人工的に年代効果を再現しようとする試みが行われてきた。このように化学的添加物の化学的作用を受けた粘土は人工的にセメンテーション作用を受けた粘土と見なされ、見かけ上過圧密土の挙動を示すことが報告されている（Fisher(1978)、嘉門ら(1986,1987)）。また、軟岩を対象とした建設工事が増加し、軟岩の力学的性質に関する研究が増えている（足立ら(1993)）。軟岩は堆積過程にセメンテーション作用を受けたもの見なされ、セメンテーション作用を受けた粘土の力学特性を堆積軟岩の研究結果より推定できることが報告されている（足立ら(1985)）。

本章では、粘土の年代効果の一要因として考えられる粘土粒子間に作用するセメンテーションの影響を明らかにするため、一定の含水比に調整した粘土試料に対し、化学的添加物として市販のセメント系固化材をスラリー状の粘土試料に添加混合することにより、粘土供試体を作成した。固化材添加量と養生期間を定量的に変化させた粘土供試体に対して、圧密試験、一軸圧縮試験、三軸圧縮試験を行い、人工的にセメンテーション作用を受けたものと考えられる粘土の力学的性質を明らかにした。また、粘土供試体の養生期間および固化材添加量の変化にともなう圧密降伏応力、非排水せん断強度の変化を定量的に調べ、固化材のセメンテーション作用により擬似過圧密状態となった粘土の非排水せん断強度を評価する方法を提案した。

### 4. 2 試料および供試体の作成

本実験で使用した粘土試料はアメリカ産の市販のカオリン粘土(ASP-100)である。カオリン粘土には $\text{SiO}_2$ や $\text{Al}_2\text{O}_3$ の粘土鉱物が多く含まれ改良効果の高い粘土であることが報告され

ている（鬼塚ら(1996)）。また、セメント系固化材は、主に粘性土から砂質土までの一般軟弱土およびヘドロの安定処理に用いられる市販の固化材一般品を使用した。このセメント系固化材はセメントを主成分として一部無機薬品を添加剤として加えたものである。

表4-1に試料の主な化学的組成、表4-2に試料の物理的性質を示す。また、図4-1に試料の粒径加積曲線を示す。図中にはカオリン粘土1m<sup>3</sup>に対してセメント系固化材を50および150kg混合調整した試料の粒径加積曲線も示している。

JSF規格(T821)に準じて、乾燥状態のカオリン粘土を所定の初期含水比になるように加水し、ホバートミキサーで混合および調整した後、水となじみをよくするため一週間湿潤箱内で密閉して養生した。含水比を調整した試料土に粉末状態のセメント系固化材を一定の割合で徐々に添加しながらホバートミキサーで混合した。混合時間は、通常10分程度とされるがカオリン粘土と固化材の混合性を良くするため15分間混合した。混合後、含水比が変化しない状態で20分間静置し、モールド内に安定処理土を3層に分けて入れ、その際各層ごとに気泡の除去の操作として、モールドをコンクリートの床に軽く打ちつけ充填することにより供試体を作成した。その後、供試体を温度20±3℃、湿度95%以上の恒温恒湿槽に静置して養生した。

実験は固化材添加量および材齢の変化による粘土の力学的性質を調べる目的で、カオリン粘土の初期含水比をw=100%とし、固化材添加量(以下Cとする)を試料土1m<sup>3</sup>に対して50、100および150kgに変化させ、材齢を1, 3, 7, 28日(一軸圧縮試験では91日)に変化させた供試体を作成した。表4-3に供試体の初期性状値を示す。また、図4-2は供試体の含水比の経時変化を示したものである。粘土に固化材を添加混合すると土中の間隙水と水和反応が生じ、含水比が急激に低下するが、材齢3日を過ぎるとほぼ定常になるものの、その後も徐々に低下していることがわかる。

表4-1. 試料の主な化学的組成(%)

	カオリン粘土	固化材
SiO <sub>2</sub>	45.3	20.2
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	39.7	4.9
CaO	0.1	62.1
SO <sub>3</sub>	0.1	4.5
ig. loss	14.2	—

表4-2. 試料の物理的性質

	カオリン粘土	固化材
土粒子の密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.65	3.07
比表面積 (cm <sup>2</sup> /g)	—	3800
液性限界 $w_L$ (%)	78.5	—
塑性限界 $w_p$ (%)	37.5	—
塑性指数 $I_p$ (%)	41.0	—

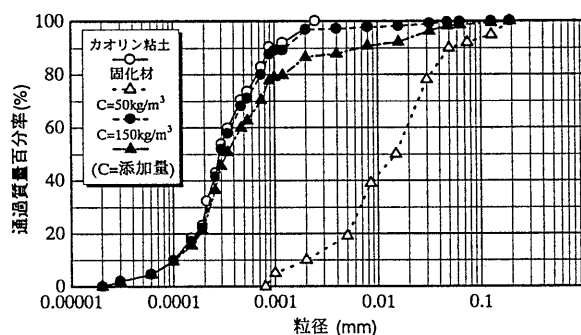


図4-1. 試料の粒径加積曲線

4. 3 実験方法

以上の条件で作成した供試体に対してJSF規格に基づいた(1)圧密試験(定ひずみ速度圧密試験)、(2)一軸圧縮試験、(3)三軸圧縮試験(等方圧密非排水せん断試験)を実施した。

定ひずみ速度圧密試験は直径6cm, 高さ2cmの圧密リングに供試体をセットし、供試体上面より1.0kgf/cm<sup>2</sup>のバックプレッシャーを負荷し、ひずみ速度0.01%/minで圧縮(圧密)を行った。供試体底面で間隙水圧を測定した。

一軸圧縮試験は直径5cm, 高さ10cmの供試体に対してひずみ速度1%/minで圧縮を行った。

三軸圧縮試験は、広範な応力域(拘束圧1kgf/cm<sup>2</sup>~20kgf/cm<sup>2</sup>)でのせん断挙動を明らかにする目的で、油圧制御方式による中圧三軸圧縮試験機(図4-3)を使用した。直径5cm, 高さ10cmの供試体に対して所定の拘束圧で等方圧密を行った後、軸ひずみ速度0.1%/minで圧縮を行った。なお、圧密時間は3t法により決定した。また、1.0kgf/cm<sup>2</sup>のバックプレッシャーを供試体に負荷し、供試体底面で間隙水圧を測定した。

表4-3. 安定処理土の初期性状

添加量 C kg/m <sup>3</sup>	材齢 日	含水比 w %	間隙比 e	湿潤 密度 g/cm <sup>3</sup>	乾燥 密度 g/cm <sup>3</sup>
50	1	94.9	2.75	1.44	0.74
	3	94.9	2.75	1.44	0.74
	7	94.7	2.75	1.44	0.74
	28	93.2	2.75	1.44	0.75
	91	92.3	2.74	1.44	0.75
100	1	87.8	2.46	1.47	0.78
	3	87.3	2.46	1.47	0.78
	7	87.5	2.46	1.47	0.78
	28	86.5	2.46	1.47	0.79
	91	86.5	2.45	1.47	0.79
150	1	82.2	2.22	1.49	0.82
	3	81.9	2.22	1.49	0.82
	7	80.8	2.22	1.49	0.82
	28	80.0	2.22	1.49	0.83
	91	79.8	2.22	1.49	0.83

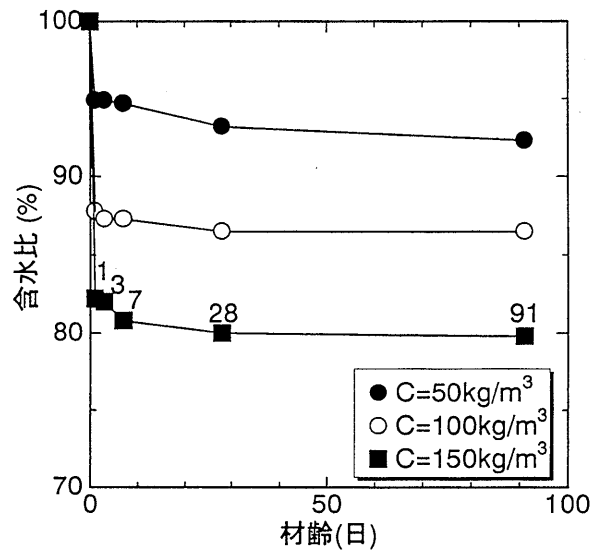


図4-2. 粘土供試体の含水比の経時変化

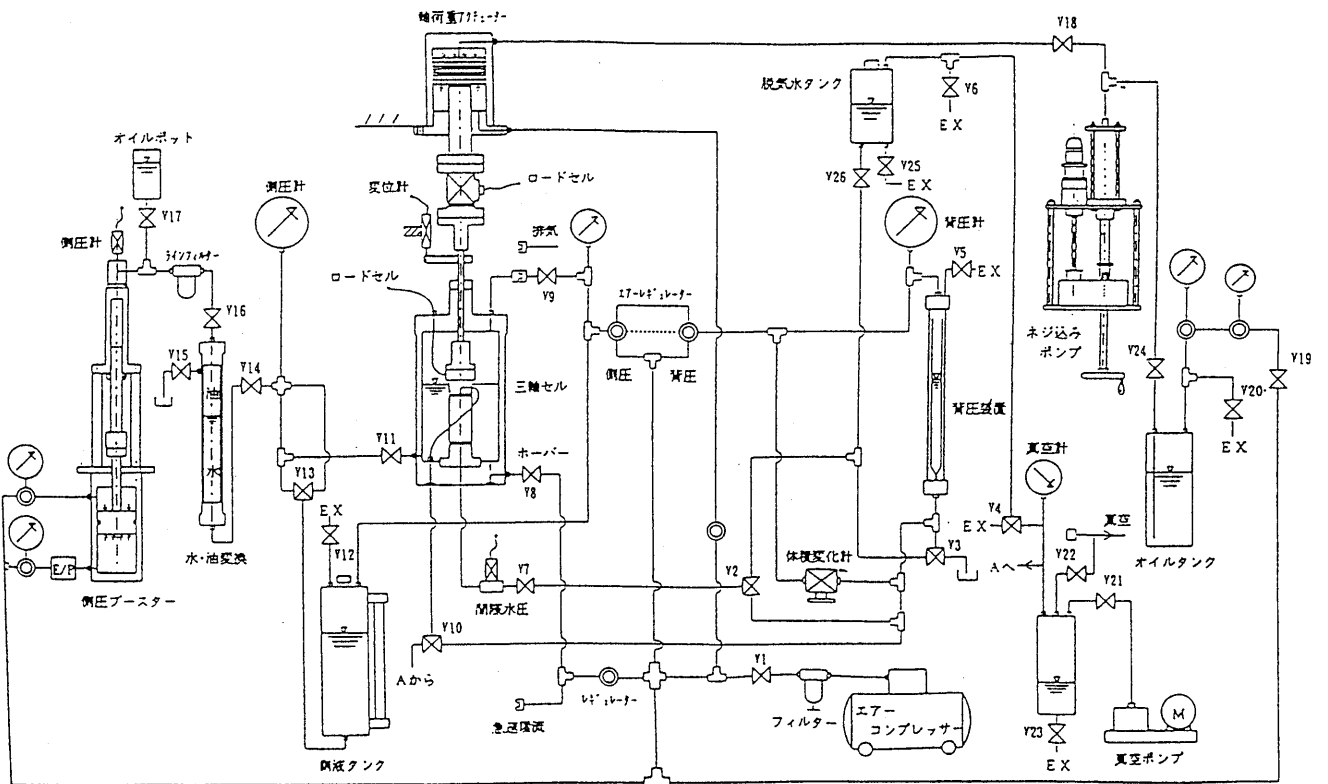


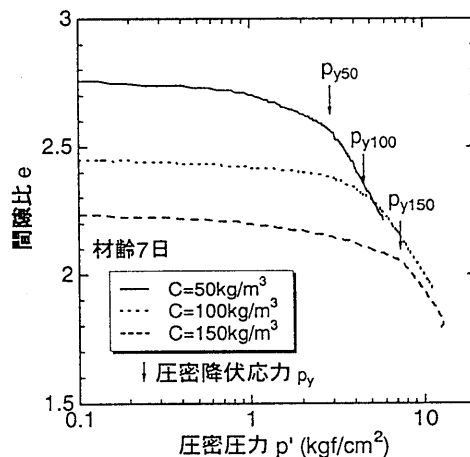
図 4-3 中圧三軸圧縮試験機の系統図

4.4 圧密試験および一軸圧縮試験結果

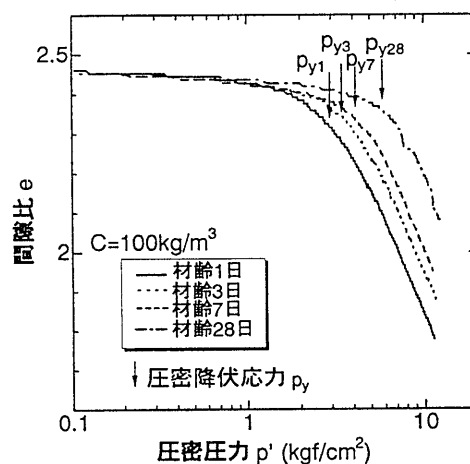
図4-4(a)は材齢7日の粘土供試体の定ひずみ圧密試験より得られた固化材添加量の影響を調べた $e-\log p'$ 曲線である。供試体は一定の圧密圧力を負荷しないで作成したにも関わらず、見かけ上の圧密降伏応力が生じている。また、添加量の多いものほど土中の間隙水との水和反応が進み含水比(間隙比)が減少し、圧密降伏応力が大きくなっていることがわかる。図4-4(b)は同じく $C=100\text{kg/m}^3$ の粘土供試体において材齢の影響を調べた $e-\log p'$ 曲線である。材齢が長くなるほど、圧密降伏応力が大きくなることがわかる。これは材齢の増加に伴い、セメント水和物と土粒子との結合力(セメンテーション)が増加し、圧密降伏応力が大きくなるものと考えられる。

図4-5は定ひずみ圧密試験より得られた圧密降伏応力の経時変化を示したものである。添加量が多いものほど圧密降伏応力が大きく、いずれの添加量においても材齢の増加に伴い圧密降伏応力は対数軸に対してほぼ直線的に増加していることがわかる。

図4-6(a)は、材齢7日の粘土供試体の一軸圧縮試験における固化材添加量の影響を調べた応力～ひずみ曲線である。添加量が多いものほど一軸圧縮強さは大きくなり、初期変形係数 $E_{50}$ も増加していることがわかる。図4-6(b)は同じく $C=100\text{kg/m}^3$ の粘土供試体の材齢の影響を調べた応力～ひずみ曲線である。一軸圧縮強さは材齢の長いものほど大きくなっている。また、材齢が長くなるほどせん断初期における曲線の立ち上がりが急になり、初期変形係数 $E_{50}$ が増加していることが明らかである。なお、今回は



(a). 固化材添加量の影響 (材齢7日)



(b). 材齢の影響 ( $C=100\text{kg/m}^3$ )

図4-4. 定ひずみ圧密試験結果( $e-\log p'$ 曲線)

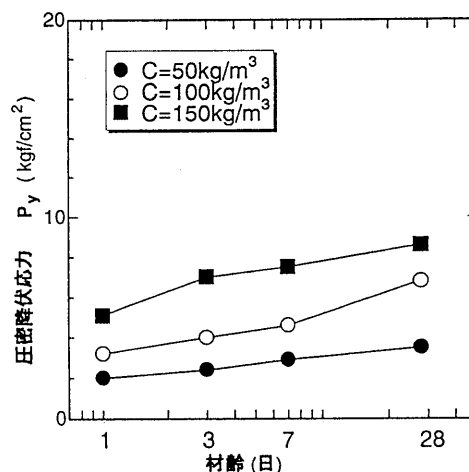


図4-5. 圧密降伏応力の経時変化



軸変位を載荷ピストンの上部に設置した外部変位計で測定したため、材令が短い場合あるいは固化材添加量の少ないものほど応力ひずみ曲線がS字型になっており、供試体上下端でのベッディングエラーが含まれているものと考えられ、剛性が過小評価されているものと考えられる。また、いずれの供試体においても脆性的な挙動を示しピーク強度を越え、軸ひずみが大きくなると残留強度は0.7kgf/cm<sup>2</sup>程度に落ち着き、せん断抵抗が一定となることがわかる。

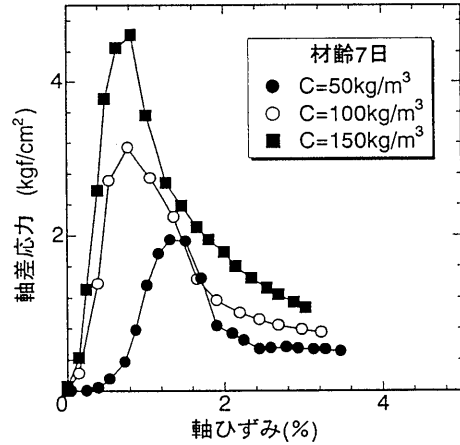
図4-7は粘土供試体の一軸圧縮強さの経時変化を示したものである。固化材添加量の多いものほど一軸圧縮強さが大きく、いずれの添加量においても材齢の増加に伴い一軸圧縮強さは対数軸に対してほぼ直線的に増加していることがわかる。

図4-8は粘土供試体の初期変形係数 $E_{50}$ と一軸圧縮強さの関係を示したものである。両者には多少のばらつきはあるものの図中に示す相関関係があることがわかる。前述したように剛性が過小評価されているものと考えられるため $E_{50}$ は小さい値を示している。橋本ら(1994)は0.01%のひずみレベルまでのヤング率は通常の一軸・三軸圧縮試験で測定した $E_{50}$ より10倍大きいことを示している。

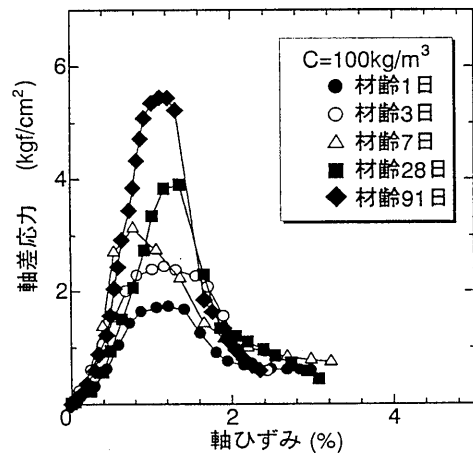
図4-9は粘土供試体の一軸圧縮強さと圧密降伏応力の関係を示したものである。今回実施した試験条件の範囲では、両者には相関関係があることがわかり、次式が得られる。

$$p_y = 15q_u \quad (4-1)$$

ここで、 $p_y$ は圧密降伏応力、 $q_u$ は一軸圧縮強さを示す。したがって、一軸圧縮試験か



(a). 固化材添加量の影響 (材齢7日)



(b). 材齢の影響 (C=100kg/m<sup>3</sup>)

図4-6. 一軸試験結果(応力ひずみ曲線)

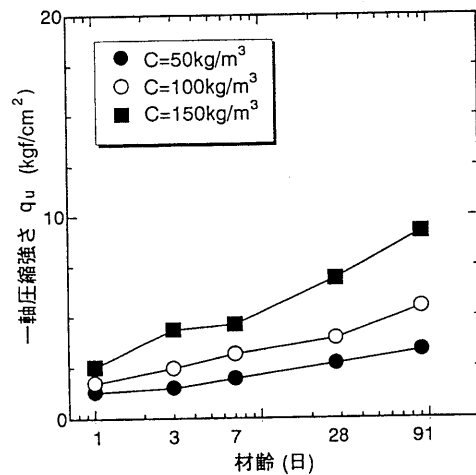


図4-7. 一軸圧縮強さの経時変化

ら圧密降伏応力を求められる可能性があることが明らかになった。なお、一軸圧縮強さより圧密降伏応力などの圧密特性を表現する試みが他の研究者ら（寺師(1980)、安原(1992)）によっても確かめられており、その有用性が示された。

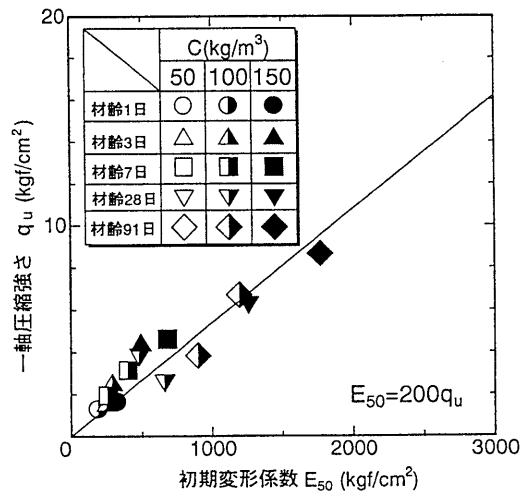


図 4-8. 一軸圧縮強さと変形係数  $E_{50}$  の関係

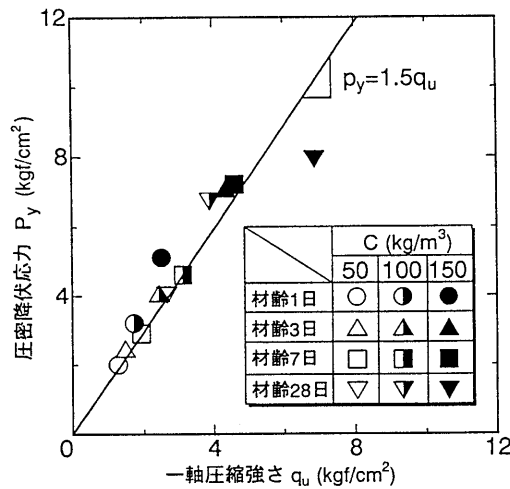


図 4-9. 一軸圧縮強さと圧密降伏応力の関係

#### 4.5 三軸圧縮試験結果

図4-10は等方圧密後の間隙比を定みずみ圧密試験より得られた $e-\log p'$ 曲線にプロットしたものである。圧密降伏応力付近では間隙比に対する材齢の影響が大きいのが、圧密降伏応力を越える領域（正規圧密領域）では間隙比に対する材齢の影響は少なくなることがわかる。

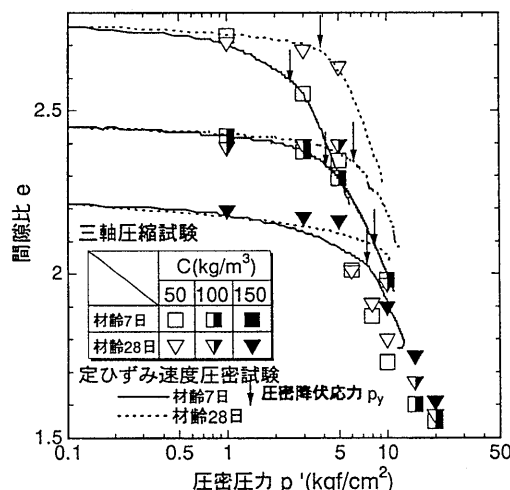
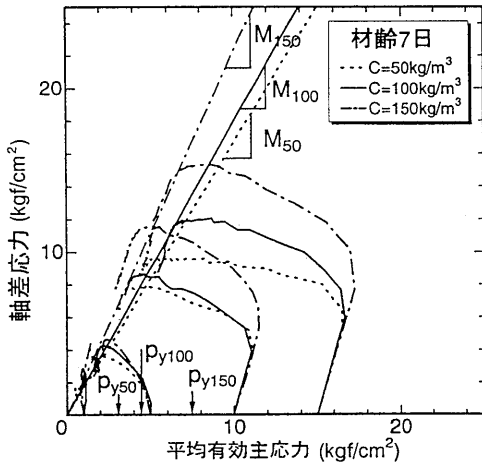


図 4-10. 等方圧密時の  $e - \log p'$  曲線

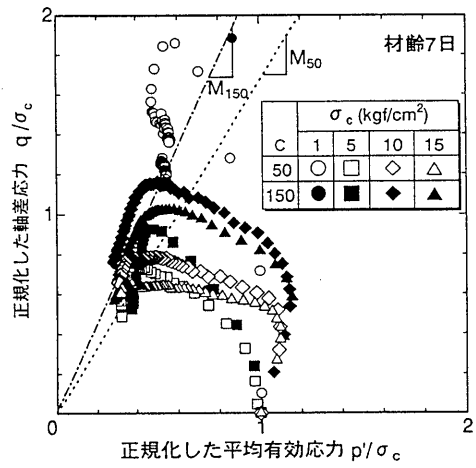
図 4-11 (a) (b) (c) は材齢7日の粘土供試体における固化材添加量の影響を調べた三軸圧縮試験結果である。また、図 4-12 (a) (b) (c) は以上の試験結果を試験時の拘束圧  $\sigma_c$  で正規化したものである。図 4-11 (a) の有効応力径路では固化材添加量が増加すると軸差応力が増加していることが明らかである。圧密試験より得られた圧密降伏応力 (図中の  $p_y$ ) より低い拘束圧 (過圧密領域) と圧密降伏応力より高い拘束圧 (正規圧密領域) では径路の形状が異なっていることが特徴的である。また、正規圧密領域における破壊線の傾き  $M$  は添加量が増えるほど大きくなるのがわかる。図 4-12 (a) の正規化した有効応力径路では、過圧密領域では過圧密比 ( $p_y/\sigma_c$ ) により径路はそれぞれ異なっているが、正規圧密領域になると各添加量ごとに応力径路の形状は類似してくることがわかる。

図 4-11 (b) は軸差応力と軸ひずみの関係であるが、応力ひずみ関係は拘束圧により大きく影響されることがわかる。拘束圧  $\sigma_c = 1 \text{ kgf/cm}^2$  ではいずれの添加量においてもひずみ硬化後ピーク応力に達しひずみ軟化に転じている。しかし、 $\sigma_c = 15 \text{ kgf/cm}^2$  では添加量が少ないものほどひずみ軟化傾向が薄れ正規圧密土の挙動を示している。図 4-12 (b) は正規化した軸差応力と軸ひずみの関係であるが、前述したように圧密降伏応力より低い拘束圧では過圧密比の影響を受けていることが明らかであるが、圧密降伏応力より高い拘束圧になると各添加量ごとに曲線の形状は類似してくることがわかる。

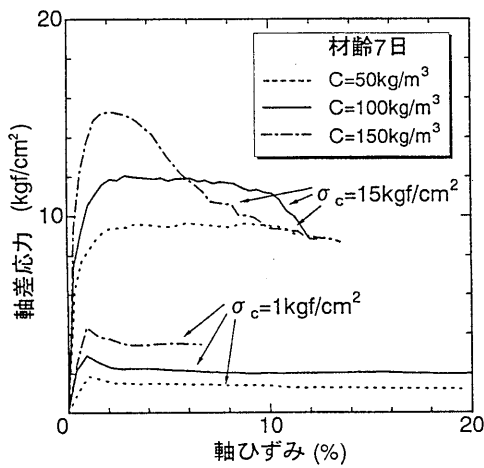
図 4-11 (c) は間隙水圧と軸ひずみの関係である。拘束圧  $\sigma_c = 1 \text{ kgf/cm}^2$  では軸差応力が最大になる時に間隙水圧は最大となり、その後ひずみ軟化に伴い減少している。一方  $\sigma_c = 15 \text{ kgf/cm}^2$  では添加量が多いものはピークに達した後減少しているが、添加量の少ないものはピークが表れず徐々に増加する傾向を示している。図 4-12 (c) は正規化した間隙水圧と軸ひずみの関係であるが、圧密降伏応力より低い拘束圧では過圧密比の大きいものほどせん断初期における曲線の勾配が急になり、ピーク後減少する傾向を示すが、圧密降伏応力より高い拘束圧になると、せん断初期における曲線の勾配が緩やかになり、各添加量ごとに曲線の形状は類似してくることがわかる。



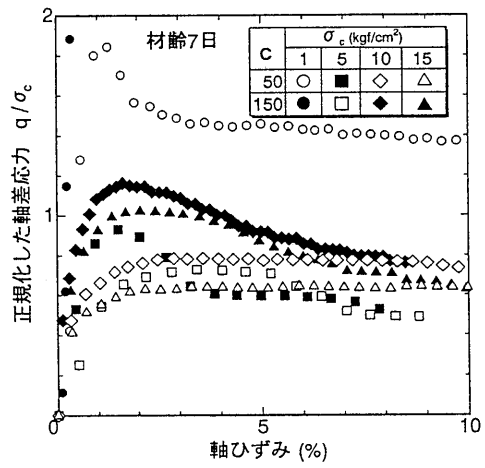
(a). 有効応力径路



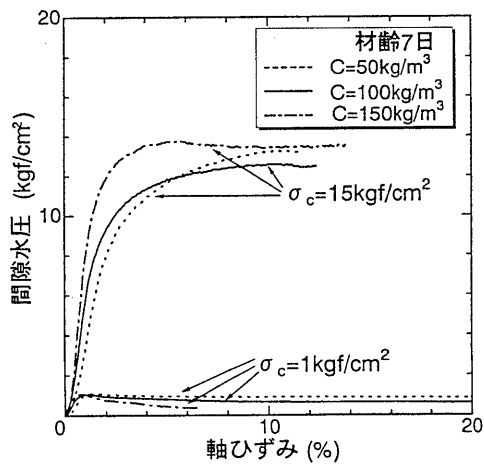
(a). 正規化した有効応力径路



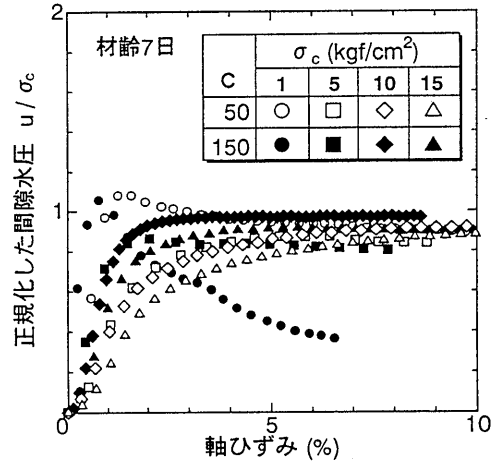
(b). 軸差応力と軸ひずみの関係



(b). 正規化した軸差応力と軸ひずみの関係



(c). 間隙水圧と軸ひずみの関係  
図 4-11. 三軸試験結果 (材齢 7 日)



(c). 正規化した間隙水圧と軸ひずみの関係  
図 4-12. 正規化した三軸試験結果 (材齢 7 日)

図4-13(a)(b)(c)は $C=100\text{kg/m}^3$ の粘土供試体における材齢の影響を調べた三軸圧縮試験結果である。また、図4-14(a)(b)(c)は以上の試験結果を試験時の拘束圧で正規化したものである。

図4-13(a)の有効応力径路では圧密降伏応力より低い拘束圧では、材齢28日の粘土供試体は材齢7日の粘土供試体に比べ曲線の立ち上がり之急になり最大軸差応力が大きくなっている。圧密降伏応力より高い拘束圧ではせん断初期における曲線の形状は異なっているが、最大軸差応力はほぼ等しくなり、同一の破壊線上に至ることがわかる。

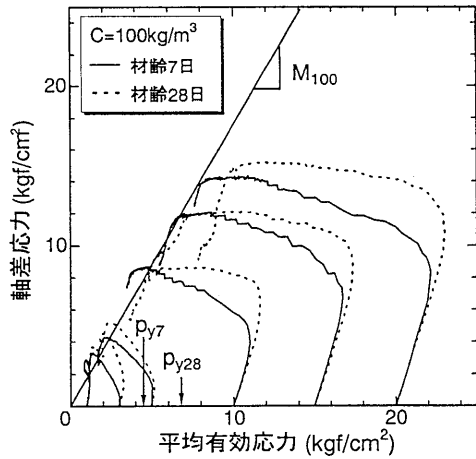
図4-14(a)の正規化した有効応力径路では、圧密降伏応力より低い拘束圧では過圧密比により応力径路はそれぞれ異なっているが、圧密降伏応力より高い拘束圧になると、各材齢ごとに応力経路の形状は類似しており、破壊時の応力状態は同じ位置に至ることがわかる。

図4-13(b)は軸差応力と軸ひずみの関係である。圧密降伏応力より低い拘束圧では最大軸差応力は材齢28日の方が大きくなっているが、圧密降伏応力より高い拘束圧では最大軸差応力はほぼ等しくなる傾向がみられる。しかし、材齢7日では低い拘束圧では軸差応力がピークに達した後軟化する傾向がみられる。高い拘束圧ではその傾向が薄れてくるが、材齢28日は材齢7日に比べると嘉門ら(1987)が述べているように固化材により形成された土構造がピーク後に破壊され、セメンテーション作用が大きい土ほどひずみ硬化～軟化型の傾向が強いことがわかる。

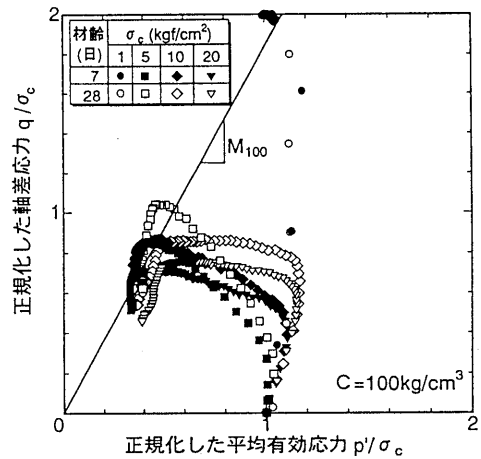
図4-14(b)は正規化した軸差応力と軸ひずみの関係であるが、前述したように低い拘束圧では材齢の長短により最大軸差応力および曲線の形状が異なるが、拘束圧が高くなるほど材齢の影響がなくなり、ひずみ軟化する傾向が薄れてくる。また、最大軸差応力はほぼ等しくなることがわかる。

図4-13(c)は間隙水圧と軸ひずみの関係である。低い拘束圧では軸差応力が最大になる時に間隙水圧は最大となり、その後ひずみ軟化に伴い減少しているが、拘束圧が高くなるほどその傾向は薄れ、間隙水圧は増加する傾向を示している。

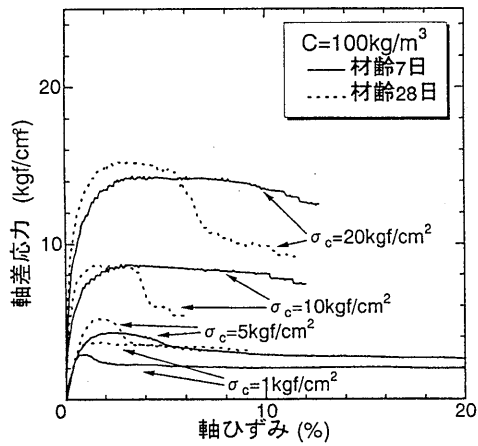
図4-14(c)は正規化した間隙水圧と軸ひずみの関係であるが、低い拘束圧ではせん断初期における曲線の勾配が急になり、ピークに達した後減少する傾向を示すが、高い拘束圧になると、せん断初期における曲線の勾配が緩やかになり、ひずみとともに増加する傾向を示す。



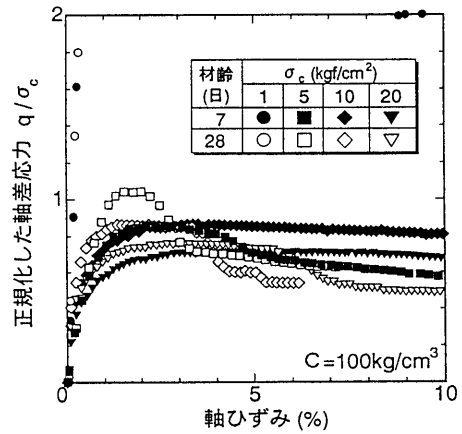
(a). 有効応力径路



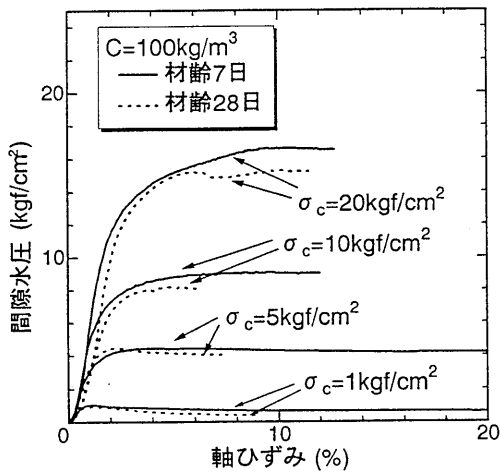
(a). 正規化した有効応力径路



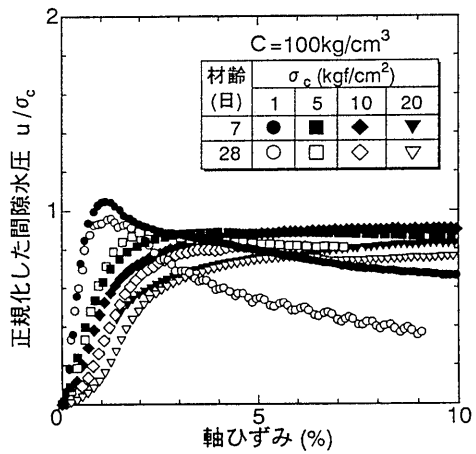
(b). 軸差応力と軸ひずみの関係



(b). 正規化した軸差応力と軸ひずみの関係



(c). 間隙水圧と軸ひずみの関係



(c). 正規化した間隙水圧と軸ひずみの関係

図 4-13. 三軸試験結果 (C=100kg/m³)

図 4-14. 正規化した三軸試験結果

(C=100kg/m³)

図4-15は $C=100\text{kg/m}^3$ の粘土供試体における過圧密比と破壊時（軸差応力最大時）の間隙圧係数 $A_f$ の関係を示したものである。両者の関係によると過圧密比が大きくなると間隙圧係数 $A_f$ は減少しており、過圧密比が大きくなるほど破壊時の間隙圧は小さくなる。これは通常の応力解放による過圧密土あるいは二次圧密などの時間効果を受けた擬似過圧密粘土と同じ傾向を示している（Mitachi(1976), 安原(1985)）。

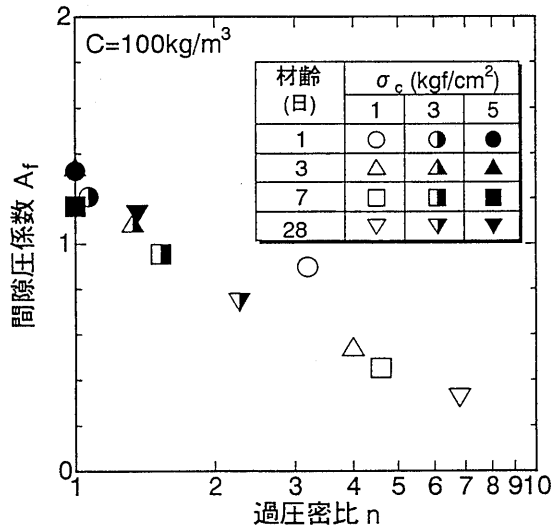
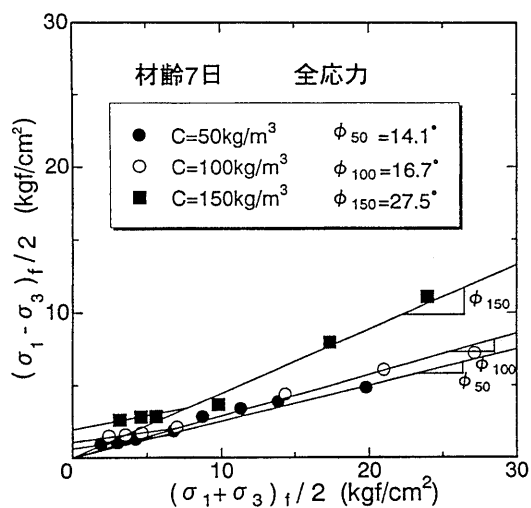


図 4-15. 間隙圧係数  $A_f$  と過圧密比の関係

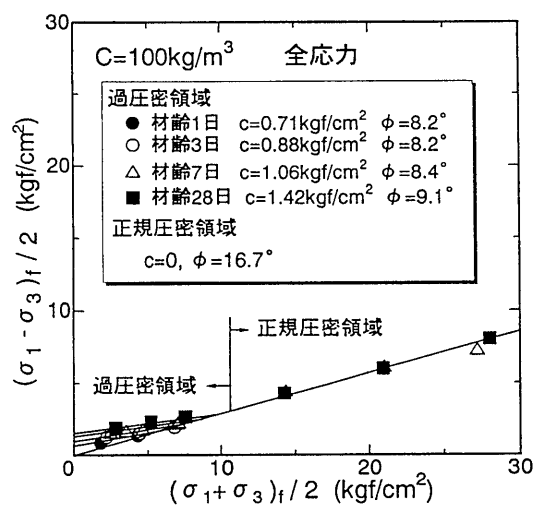
図4-16(a)(b)は材齢7日の粘土供試体の破壊時（軸差応力最大時）の応力状態を各添加量ごとに全応力と有効応力で整理したものである。図中には圧密降伏応力より高い拘束圧を正規圧密領域とみなし、破壊点を添加量ごとに直線で結び、強度定数 $\phi$ を求めている。図中に示すように、正規圧密領域では添加量が多いものほど $\phi$ および $\phi'$ は大きくなるのがわかる。また、圧密降伏応力より低い拘束圧を過圧密領域と見なし、添加量ごとに直線を引いている。過圧密領域では、添加量が多いものほど $c$ および $c'$ が大きくなるのがわかる。

図4-17(a)(b)は $C=100\text{kg/m}^3$ の粘土供試体の破壊時（軸差応力最大時）の応力状態を各材齢ごとに全応力と有効応力で整理したものである。全応力表示では圧密降伏応力より高い拘束圧（正規圧密領域）では、材齢の長短によらず破壊線は一本の直線で表すことができ、破壊時の応力状態はほぼ同じとなるのがわかり、強度定数 $\phi$ は一定となる。低い拘束圧（過圧密領域）では各材齢ごとに破壊線が定まり、材齢の長いものほど強度定数 $c$ は大きくなる。有効応力表示では、全応力表示ほど材齢の影響が顕著に表れないが、過圧密領域において材齢の長いものほど強度定数 $c$ は増加しているのがわかる。

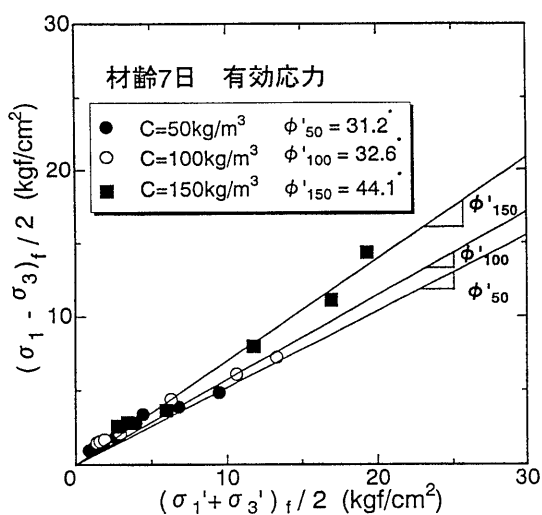
図4-18(a)(b)は圧密圧力（拘束圧） $p_0$ と非排水せん断強さ $c_u=(\sigma_1 - \sigma_3)_f/2$ の関係を示したものである。図4-18(a)は材齢7日の粘土供試体の添加量の影響を示したものである。各



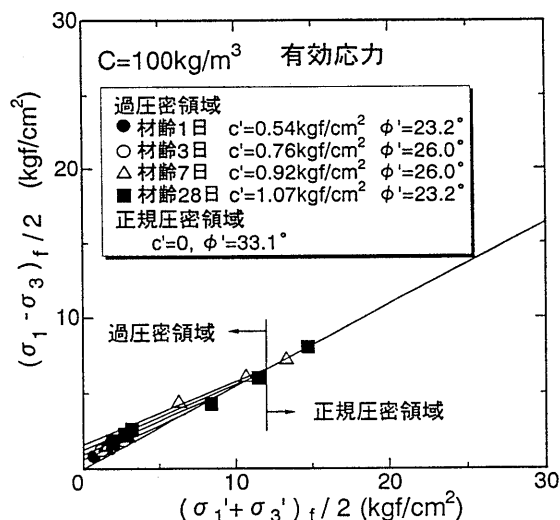
(a). 全応力表示



(a). 全応力表示



(b). 有効応力表示



(b). 有効応力表示

図 4-16. 破壊時の応力状態 (材齢 7 日)

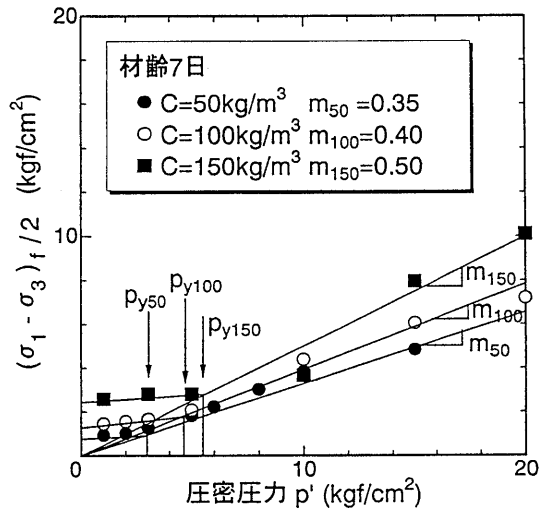
図 4-17. 破壊時の応力状態 (C=100kg/m³)

添加量ごとに直線を引くと圧密降伏応力を境に直線の勾配が変化していることがわかる。圧密降伏応力より高い拘束圧 (正規圧密領域) での直線の勾配を強度増加率  $m (=c_u/p_0)$  とすると添加量の多いものほど強度増加率  $m$  は大きくなることがわかる。図 4-18 (b) は  $C=100\text{kg/m}^3$  の粘土供試体の材齢の影響を示したものであるが、各材齢ごとに直線を引くと圧密降伏応力を境に直線の勾配が変化していることがわかる。圧密降伏応力より高い拘束圧 (正規圧密領域) では材齢の長短によらず強度増加率  $m$  は一定なることがわかる。

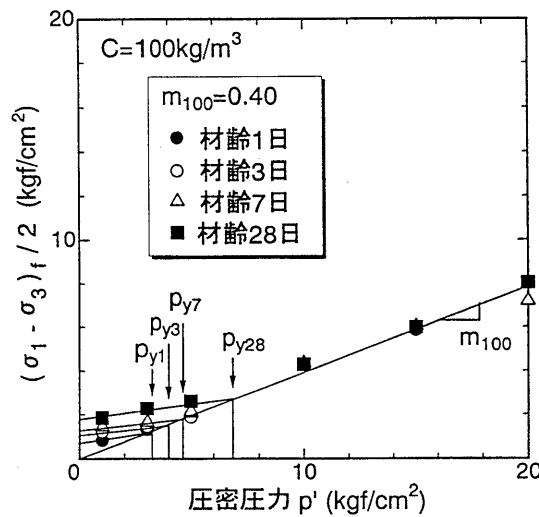
以上の結果より、圧密降伏応力以上の拘束圧が負荷されるとセメンテーションにより形成された土構造が破壊され、破壊時の非排水せん断強度は同じになるものと考えられる。



また、固化材添加量の多少によりセメント水和物により形成された土粒子の形状に差異が生じ、強度増加率および強度定数 $\phi$ が異なるものと考えられる。



(a). 固化材添加量の影響 (材齢7日)



(b). 材齢の影響 (C=100kg/m³)

図4-18. 非排水せん断強度と圧密圧力の関係

#### 4.6 セメンテーションを受けた粘土の非排水せん断強度の評価

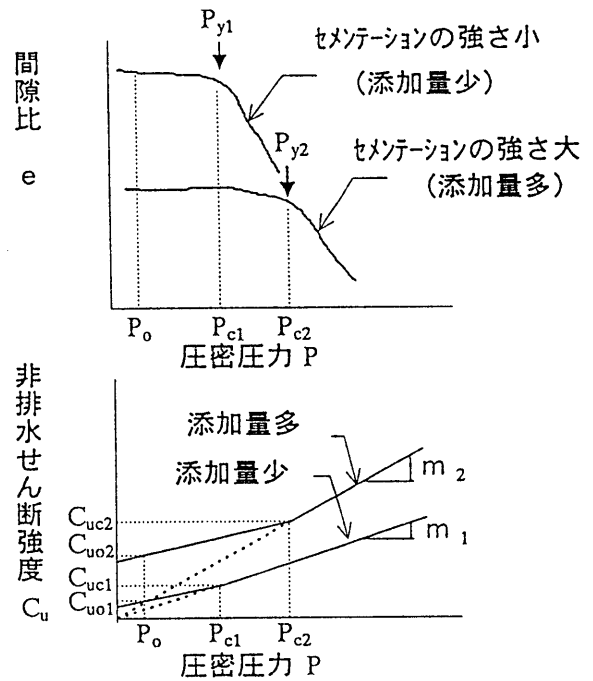
ここでは以上の実験結果をもとに、セメント系固化材により安定処理された粘土は人工的にセメンテーション作用を受け見かけ上過圧密土（擬似過圧密土）になるものと仮定して、非排水せん断強度の評価を試みた。

応力除荷による過圧密土の研究はこれまで多くの研究者によってなされてきた。三田地ら(1976)や Mayne(1980)は過圧密土と正規圧密土の非排水せん断強度の比として次式を提案している。

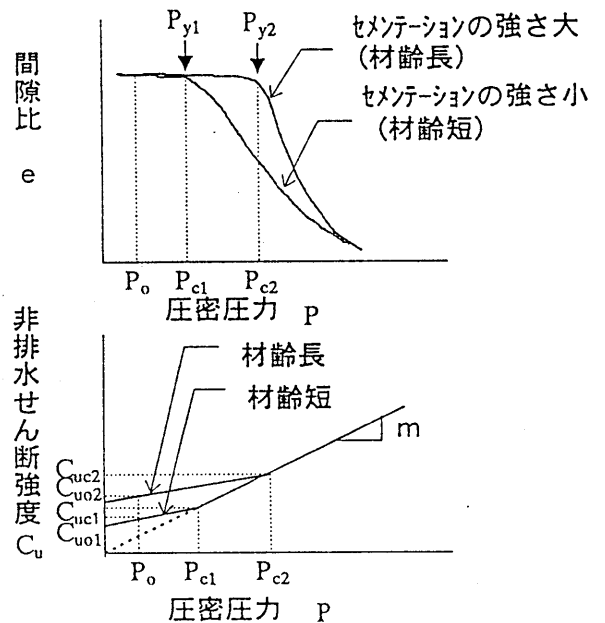
$$\frac{\left(\frac{c_u}{p}\right)_{(OC)}}{\left(\frac{c_u}{p}\right)_{(NC)}} = n^{\Lambda_o} \quad (4-2)$$

ここで、添字(NC)は正規圧密土、(OC)は過圧密土を意味している。また、 $n$ は過圧密比、 $\Lambda_o$ は実験定数である。

図 4-19(a)(b)はセメント系固化材により安定処理された粘土の間隙比と圧密圧力および非排水せん断強度と圧密圧力の関係(模式図)である。図 4-19(a)は材齢が等しい粘土供試体のセメンテーションの強さ(固化材添加量の影響)を示したものである。固化材添加量の多いものほど水和反応による間隙比の減少が大きく、圧密降伏応力が大きくなり、正規圧密領域における強度増加率が大きくなることを示している。また、図 4-19(b)は固化材添加量が同じ粘土供試体のセメンテーションの強さ(材齢の影響)を示したものである。材齢が長いものほどセメント水和物と土粒子とのセメンテーション作用が増大し、圧密降伏応力は大きくなるが、正規圧密領域における強度増加率は材齢によらず同じになることを示している。これらの関係より、圧密降伏応力  $p_y$  より低い圧密圧力  $p_o$  で非排水せん断試験を行った場合の非排水せん断強度  $c_{uo}$  は圧密圧力  $p_c$  より  $p_o$  まで除荷された過圧密土の非排水せん断強度が  $c_{uc}$  から  $c_{uo}$  まで低



(a). 固化材添加量の影響



(b). 材齢の影響

図 4-19. セメンテーションを受けた粘土の強度特性(模式図)

下する場合と同等に扱えるものとする  
と、式(4-2)は次式のように書き換えら  
れる。

$$\frac{\left(\frac{c_{uo}}{p_o}\right)}{\left(\frac{c_{uc}}{p_c}\right)} = n^{\Lambda_o} \quad (4-3)$$

ここで、 $c_{uc}/p_c$  は正規圧密領域における  
非排水強度増加率  $m$  とすると、見かけ上  
過圧密状態にある粘土の非排水せん断  
強度比  $c_{uo}/p_o$  は次式で表される。

$$c_{uo}/p_o = mn^{\Lambda_o} \quad (4-4)$$

図 4-20 は三軸試験結果より過圧密比  
 $n$  と非排水強度比  $c_{uo}/p_o$  の関係を両対  
数で示したものである。両者には各添加  
量ごとに直線関係があることがわかり、  
直線の勾配を実験定数  $\Lambda_o$  とすると今回  
実施した実験の範囲では  $\Lambda_o$  は添加量に  
よらずほぼ一定となることがわかる。正  
規圧密（過圧密比  $n=1$ ）における強度増  
加率を  $m$  とすると両者の関係は式(4-4)  
で表されることが確認された。したがっ  
て、見かけ上過圧密粘土となった粘土供  
試体の非排水せん断強度  $c_{uo}$  は応力除荷  
による過圧密粘土あるいは二次圧密な  
どの時間効果を受けた擬似過圧密粘土と同様に次式で表される。

$$c_{uo} = mp_o n^{\Lambda_o} \quad (4-5)$$

図 4-21 は式(4-5)に含まれる実験定数を実験結果より決定し、セメント系固化材による  
粘土供試体の非排水せん断強度の実験値と計算値の対応を示したものである。図に示すよ  
うに過圧密比が  $n=10$  の範囲内では両者には多少のばらつきはあるものの両者の対応は良好  
であることがわかる。

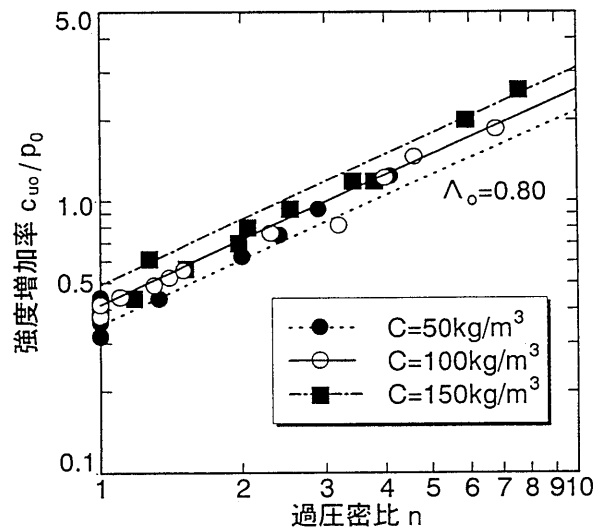


図 4-20. 過圧密比と非排水せん断強度比の関係

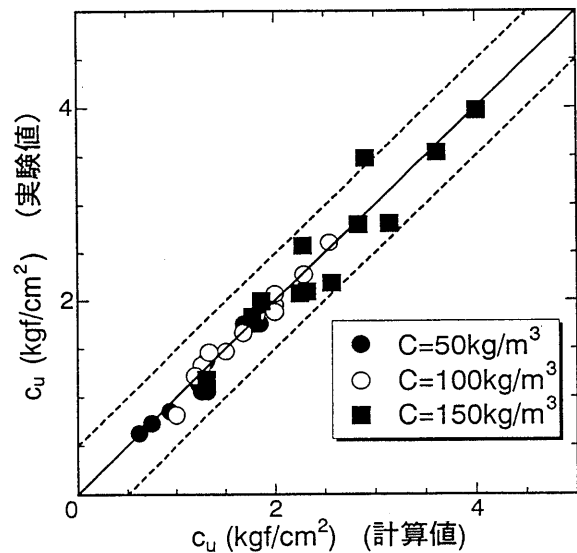


図 4-21. 非排水せん断強度の実験値と計算値の比較

以上の結果より、今回実施した実験条件の範囲では一軸圧縮試験より得られた粘土供試体の一軸圧縮強さより圧密降伏応力を式(4-1)より予測できることが明らかになった。また、三軸圧縮試験では圧密降伏応力より高い拘束圧（正規圧密領域）での非排水せん断強さより強度増加率 $m$ を決定し、圧密降伏応力より低い拘束圧（過圧密領域）での非排水せん断強さより実験定数 $\Lambda_0$ を決定することにより、見かけ上過圧密土となった粘土供試体の非排水せん断強度を式(4-5)により容易に推定できる可能性があることが明らかになった。しかし、セメンテーションと過圧密は本質的には異なる現象のため過圧密比が高い場合（拘束圧がゼロに近い場合）での摘要には限界があることが考えられる。

#### 4.7 本章の要約

第4章では、一定の含水比に調整されたカオリン粘土にセメント系固化材の添加量および材齢を定量的に変化させた粘土供試体に対して力学試験を行い、人工的にセメンテーションを受けた粘土の力学的性質を調べた。本章で得られた主な知見を列挙すれば以下の通りである。

- (1)セメンテーションにより粘土の力学的性質は、固化材添加量および材齢に影響され、固化材添加量の増加により含水比が低下し（密度が増加し）、材齢の増加により土粒子間のセメンテーションが増加することが示された。
- (2)セメンテーションを受けた粘土の一軸圧縮強さと圧密降伏応力には相関関係があり、一軸圧縮強さより圧密降伏応力を推定できる可能性があることが示された。
- (3)セメンテーションを受けた粘土は見かけ上過圧密土となり、圧密降伏応力を境に力学的特性が異なることが示された。
- (4)セメンテーションを受けた粘土の材齢が同じであれば、圧密降伏応力より高い拘束圧（正規圧密領域）では、固化材添加量の多いものほど強度増加率は大きくなることが示された。
- (5)セメンテーションを受けた粘土の固化材添加量が一定であれば、圧密降伏応力より高い拘束圧（正規圧密領域）では、材齢の長短によらず強度増加率は一定となることが示された。
- (6)セメンテーションにより見かけ上過圧密土となった粘土の強度特性は、応力除荷による過圧密土の強度特性に類似していることが明らかにされた。
- (7)以上の結果より、セメンテーションによる擬似過圧密粘土の力学的性質を示す模式図を図4-22に示す。

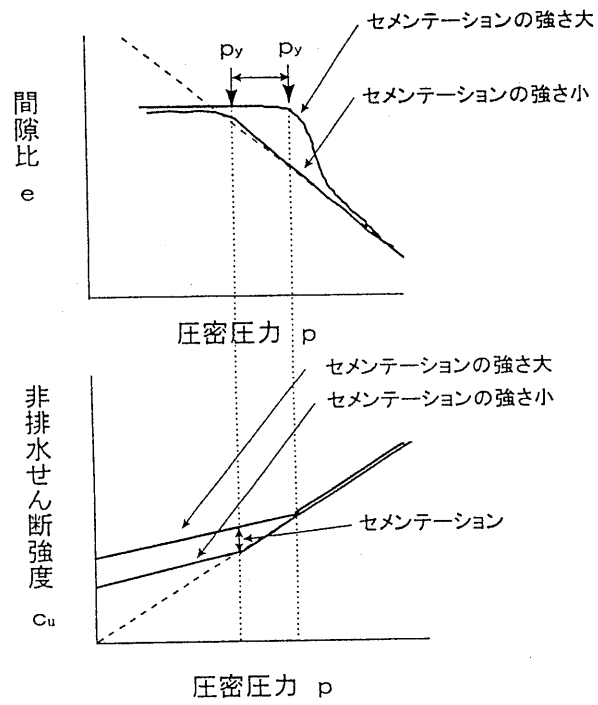


図 4-22 セメンテーションによる擬似過圧密粘土の力学的性質を示す模式図

参考文献

- 1) Clough, G. W. et al. (1981) : Cemented sand under static loading, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, No.6, pp.799-817.
- 2) Fisher, K.P.,K.H. Andersen and J. Moum (1978): Properties of an artificially cemented clay, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.15, pp.325-331.
- 3) Yasuhara K., Ue S.(1983): Increase in undrained shear strength due to secondary compression, *Soils and Foundations*, Vol.23, No.3, pp.50-64.
- 4) Mayne,P.W. (1980) : Cam-clay predictions of undrained strength, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol.106, GT.11, ,pp.1219-1242.
- 5) Mitachi, T.and Kitago, S. (1976):Change in undrained shear strength characteristics of saturated remolded clay due to swelling, *Soils and Foundations*, Vol.16, No.1, pp.45-58.
- 6) たとえば, (社)セメント協会編(1994):セメント系固化材による地盤改良マニュアル, 技報堂出版.
- 7) 安原一哉, 佐藤研一, 足立雅樹, 堀内澄夫, 草刈太一, 小田原卓郎(1992): 石炭灰を用いた気泡混合軽量スラリー(3), 土木学会第47回年次学術講演会概要集Ⅲ部,pp.1050-1051.
- 8) 安原一哉, 山内豊聡(1985): 土の物理化学とせん断, 土と基礎, Vol.33, No.12, Ser.335, pp.47-54.
- 9) 安原一哉, 平尾和年, 藤原東雄, 上俊二(1985):擬似過圧密粘土のせん断特性,土と基礎, Vol.33, No.3 , Ser.326, pp.29-35.
- 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, 土木学会第42回年次学術講演会概要集,pp.302-303.
- 11) 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.
- 12) 鬼塚克忠, 南里勝(1996): 生石灰とポゾラン材料添加による建設発生土(有明粘土)の強度発現特性, 土木学会論文集,No.547,pp.97-106.
- 13) 橋本文男, 島正憲, 森拓男, 龍岡文夫, 木幡行宏(1994):化学的固化に対する新しい考え方ー東京湾道路におけるセメント改良土工法ー,土と基礎, Vol.42, No.2 , Ser.433, pp.13-18.
- 14) 山本哲朗, 山内智也, 堀淵幸司(1996): 砂～シルト地盤に対する液状化対策としてのセメント安定処理の効果に及ぼす粒度の影響, 土木学会論文集,No541,pp.133-146.
- 15) 寺師昌明(1989): 地盤改良, 土と基礎, Vol.37, No.12, pp.74-77.
- 16) 寺師昌明, 田中洋行, 光本司, 新留雄二, 本間定吉(1980): 石灰・セメント系安定処理土の基本特性に関する研究, 港湾技術研究所報告, 第19巻, 第1号, pp.33-57.
- 17) 松岡元, 孫徳安, 菅田孝宏(1993): セメント混合砂の3主応力制御試験結果とその統

一的解釈, 土木学会論文集, No.457, pp.119-128.

- 18) 善功企(1994): 事前混合処理工法による埋立地盤対策, 土と基礎, vol.42, No.2, Ser.433, pp.37-42.
- 19) 足立紀尚, 吉田信之(1993): 軟岩の力学的挙動, 土と基礎, Vol.41, No.10, Ser.No.429, pp.7-12.
- 20) 足立紀尚, 佐野郁雄(1985): 過圧密粘土の力学特性, 土と基礎, Vol.33, No.3, Ser.326, pp.3-8.
- 21) 牟田親弘, 草深守人, 前川厚二, 松本基(1992): セメント混合改良土の力学的性質, 土木学会第47回年次学術講演会概要集Ⅲ部, pp.1060-1061.
- 22) 立石義孝, 鬼塚克忠, 吉武茂樹(1993): 安定処理を施した珪藻土の強度発現特性, 土木学会第48回年次学術講演会概要集Ⅲ部, pp.638-639.

## 第5章 結論

本論文は、正規圧密状態でありながら見かけ上過圧密状態となった粘土（擬似過圧密粘土）の力学的性質を明らかにする目的で、堆積環境および物理的性質の異なる不攪乱試料の力学試験を実施することにより、二次圧密やセメンテーションなどの年代効果を受けたと考えられる自然堆積粘土の力学的性質を明らかにした。また、年代効果（二次圧密、セメンテーション）を実験室内で再現するいくつかの実験を試みたうえで、それぞれの実験結果を、応力解放の過圧密粘土の挙動と比較することにより、擬似過圧密粘土の力学特性を明らかにした。さらに、様々な要因による擬似過圧密粘土の強度を評価（予測）する方法を提案することを試みた。

以下に、各章で得られた成果をまとめて、本論文の結論とする。

### 第1章 序 論

本研究の背景と目的を明らかにし、本論文の構成と内容について述べた。また、履歴の異なる過圧密粘土の既往の研究について概観した。

### 第2章 年代効果による擬似過圧密状態の自然堆積粘土の力学的性質

第2章では、主として日本各地の自然堆積地盤より採取した物理的性質の異なる不攪乱試料およびそれらの試料を実験室で再圧密させた再構成試料により圧密試験、一軸圧縮試験および三軸圧縮試験を実施し、両者の力学的特性を比較することにより年代効果を受けたものと考えられる自然堆積粘土の力学的性質の特徴について明らかにした。第2章で得られた知見を要約すると以下のようなになる。

- (1) 今回使用した自然堆積粘土（不攪乱試料）の各深度における圧密降伏応力  $\sigma_{vy}'$  と有効土被り圧  $\sigma_{v0}'$  の関係、および  $\sigma_{vy}'/\sigma_{v0}'$  として計算した過圧密比の関係において、有効土被り圧より圧密降伏応力が大きく、過圧密比が一定となるような地盤においては、擬似過圧密状態にあるものと考えられる。
- (2) 年代効果を受けたものと考えられる不攪乱試料は、一軸圧縮試験の応力ひずみ曲線において、（擬似）過圧密比が大きいものほど剛性が増加し、明瞭なピークが現れるひずみ軟化の挙動を示した。また、鋭敏比が高い値（10以上）を示した。
- (3) 年代効果を受けたものと考えられる不攪乱試料は、圧密試験  $e-\log p$  曲線において、圧



密降伏応力を越えた正規圧密領域の直線部が逆ぞりする傾向を示した。これは、圧縮指数  $C_c$  が圧密降伏応力付近でピークを示すことを表している

- (4) 高温再圧密試料は不攪乱試料に類似した挙動を示すことが明らかになり、高温で再圧密することにより二次圧密およびセメンテーションなどの年代効果を模擬できる可能性が示された。
- (5) 塑性指数の等しい不攪乱試料および再構成試料を用いて非排水せん断挙動の比較を行った結果として、正規圧密状態では、両者とも非常によく似た挙動を示したが、過圧密状態では両者には明らかな違いが見られた。これは堆積過程における土構造の相違によるものと考えられる。
- (6) 本研究で用いた粘土に関して、強度増加率  $c_u/p_c$  および内部摩擦角  $\phi'$  は圧縮伸張のどちらにおいても塑性指数  $I_p$  との間にユニークな関係が認められなかった。また、伸張時の  $\phi'$  は圧縮時のものと比べばらつきが大きく、かなり高い値を示していることが示された。

### 第3章 二次圧密による擬似過圧密粘土の力学的性質

第3章では、自然堆積粘土の年代効果の要因の1つとして考えられている二次圧密などの圧密時間の影響（時間効果）に焦点を置き、二次圧密により擬似過圧密状態になった粘土の力学的性質を明らかにすることを目的にした。まず、正規圧密状態にある不攪乱粘土、再構成粘土の圧密期間を定量的に変化させる直接せん断試験および三軸圧縮試験を行い、二次圧密などの時間効果を受けた粘土の力学特性を明らかにした。次に、二次圧密を短期間に促進させる目的で、再構成粘土に対して、二次圧密時に温度を室温から高温まで定量的に温度変化させる圧密試験および三軸圧縮試験を行い、温度効果により擬似過圧密状態となった粘土の力学的性質を明らかにした。以下に、第3章で得られた知見をまとめて示す。

#### 1. 二次圧密を受けた粘土の力学的性質

- (1) 長期圧密試験において、正規圧密状態にある再構成粘土の二次圧密係数  $C_\alpha$  は、圧密圧力の大きさ、荷重増分比の大きさによらず一定の値を示す。
- (2) 不攪乱試料では、二次圧密係数  $C_\alpha$  および圧縮指数  $C_c$  は、圧密降伏応力を少し越える圧密圧力でピーク値を示す。再構成試料では、ピークが現れず、正規圧密領域では一定の値を示す。
- (3) 二次圧密係数  $C_\alpha$  と圧縮指数  $C_c$  の間には相関関係があることがわかり、それぞれの粘土ごとに  $C_\alpha/C_c$  は一定の値を示す。また、 $C_\alpha/C_c$  と対数表示の初期含水比  $w_0$  の関係には試料によらず比例関係があることが示された。

- (4) 直接せん断試験および三軸圧縮試験より、圧密時間が長いものほど粘土の剛性が増加し、せん断強度が増加することが示された。また、一次圧密終了時を境にその強度増加率が変化することが示された。また、二次圧密時間に比例して強度が増加することが示された。
- (5) 有効応力で整理した限界応力比  $M$ 、強度定数  $\phi'$  は先行圧密時間、応力履歴などの影響を受けず、一定の値を示すことが示された。
- (6) 二次圧密により擬似過圧密状態となった非排水せん断強度  $c_{uo}$  は次式で表されることを示した。

$$c_{uo} = m \cdot p_o \cdot \beta^{\Lambda_o} \left( \frac{t_1}{t_0} \right)^{\frac{R \cdot \Lambda_o}{(1-\lambda)}} \quad (3.2-16-a)$$

ここで、 $m$ ：正規圧密粘土の強度増加率、 $p_o$ ：圧密圧力、 $\beta$ ：セメンテーションによる飛び出しの程度を示す定数であり、 $R = C_\alpha / C_C$ 、 $\Lambda_o$ 、 $\lambda$  は実験定数である。この関係は、一次圧密終了後時間の経過とともに正規圧密粘土の強度が二次圧密により擬似過圧密粘土になることを示している。

- (7) この予測式による非排水せん断強度の計算値と、せん断試験より求めた実験値の比較が行われ、予測式の有用性が確かめられた。
- (8) この予測式に含まれる実験定数  $\Lambda_o$ 、 $R$ 、 $\lambda$  は塑性指数  $I_p$  をパラメータとして決定できる可能性があることが示された。

## 2. 二次圧密時に温度効果を受けた粘土の力学的性質

- (1) 正規圧密粘土において、二次圧密時に温度を室温から高温にすると、圧密が促進され、体積が収縮する。その温度変化に体積変化量は、温度の変化量に比例する。
- (2) 正規圧密粘土において、温度上昇による間隙比の変化量は、圧密圧力や温度変化の時期によらず、ほぼ一定の値を示す。
- (3) 正規圧密粘土において、載荷間隔、温度が一定であれば温度毎に  $e-\log p$  曲線が存在し、温度が一定になった後の圧縮指数および二次圧密係数は、圧密圧力や温度によらず一定の値を示す。
- (4) 温度を高温より室温に低下することにより、粘土は見かけ上過圧密土の挙動を示し、そのときの擬似先行圧密圧力  $p_c$  は温度差に比例する。また、粘土の種類により  $p_c$  の大きさが異なることが示された。
- (5) 二次圧密時に温度効果（室温→高温→室温）を受けた粘土は室温で長時間圧密された粘土（擬似過圧密粘土）のせん断挙動に類似することが示された。
- (6) 破壊時の応力状態は有効応力で整理すると、温度効果、時間効果、応力除荷などの履歴によらずほぼ同一の破壊線上に位置することが明らかになった。

- (7) 温度効果、時間効果、応力除去による過圧密土の関係を説明する仮説を提案し、二次圧密時に温度効果を受けた粘土の擬似先行圧密圧力  $p_c'$ 、非排水せん断強度  $c_{uo}$  は次式で表わせることを示した。

$$p_c' = \beta \cdot p_o' \left( \frac{t_s}{t_0} \right)^{\frac{C_a}{C_c - C_s}} 10^{C_\beta \frac{(T_H - T_R)}{(C_c - C_s)}} \quad (3.3-5)$$

$$c_{uo} = m p_o' \beta^{\Lambda_o} \cdot \left( \frac{t_s}{t_0} \right)^{\frac{C_a - \Lambda_o}{C_c - C_s}} 10^{C_\beta \frac{(T_H - T_R)}{(C_c - C_s)} \Lambda_o} \quad (3.3-18)$$

- (8) この予測式による擬似先行圧密圧力、非排水せん断強度の計算値と、圧密試験、せん断試験より求めた実験値の比較が行われ、予測式の有用性が確かめられた。

#### 第4章 セメンテーションによる擬似過圧密粘土の力学的性質

第4章では、一定の含水比に調整されたカオリン粘土にセメント系固化材の添加量および材齢を定量的に変化させた粘土供試体に対して力学試験を行い、人工的にセメンテーションを受けた粘土の力学的性質を調べた。第4章で得られた主な知見を列挙すれば以下の通りである。

- (1) セメンテーションにより粘土の力学的性質は、固化材添加量および材齢に影響され、固化材添加量の増加により含水比が低下し（密度が増加し）、材齢の増加により土粒子間のセメンテーションが増加することが示された。
- (2) セメンテーションを受けた粘土の一軸圧縮強さと圧密降伏応力には相関関係があり、一軸圧縮強さより圧密降伏応力を推定できる可能性があることが示された。
- (3) セメンテーションを受けた粘土は見かけ上過圧密土となり、圧密降伏応力を境に力学的特性が異なることが示された。
- (4) セメンテーションを受けた粘土の材齢が同じであれば、圧密降伏応力より高い拘束圧（正規圧密領域）では、固化材添加量の多いものほど強度増加率は大きくなることが示された。
- (5) セメンテーションを受けた粘土の固化材添加量が一定であれば、圧密降伏応力より高い拘束圧（正規圧密領域）では、材齢の長短によらず強度増加率は一定となることが示された。
- (6) セメンテーションにより見かけ上過圧密土となった粘土の強度特性は、応力除荷による過圧密土の強度特性に類似していることが明らかにされた。
- (7) 以上の結果より、セメンテーションによる擬似過圧密粘土の非排水せん断強度を評価する方法が提案された。

## 謝 辞

本論文は著者が、徳山工業高等専門学校および山口大学大学院博士課程での研究成果を取りまとめたものです。本研究の遂行、本論文の取りまとめにあたり多くの方より暖かいご指導ならびにご援助を頂きました。

山口大学工学部教授 兵動正幸先生には、本論文を取りまとめるにあたり適切なお助言、ご指導を頂きました。心より感謝の意を表します。先生との議論は常に新鮮で刺激的であり、研究を進める上で非常に参考になりました。また、研究面ばかりでなく多くのことを教えていただきました。今後は、先生の研究に対する情熱と厳しい姿勢をお手本に、より一層努力してゆきたいと思えます。

山口大学工学部教授 村田秀一先生には、工学部長の忙しい要職にありながら、本論文の取りまとめにあたり有益なお助言、ご指導を賜りました。また、公私にわたり、かわらぬ暖かい励ましの言葉をかけていただきました。心より感謝の意を表します。

山口大学工学部教授 山本哲朗先生、同 濱田 純夫先生、同助教授 松田 博先生には、本論文の内容についてのご指導や、不備な点に対するご指摘を頂きました。また、いつも暖かい励ましの言葉をかけて頂きました。心より感謝の意を表します。

茨城大学工学部教授 安原一哉先生には、著者が学生時代よりの恩師であり、研究者としての道を開いていただきました。また、本論文で扱ったテーマは先生より教授していただいたものであり、公私にわたり、いつも変わらぬご指導ならびに心温まる励ましの言葉をいただきました。ここに、深く感謝の意を表します。

徳山工業高等専門学校教授 藤原東雄先生には、著者が徳山高専に赴任した時からの上司であり、共同研究者として常に研究面での便宜を図っていただきました。著者が行き詰まっている時は、厳しくかつ心温まる励ましの言葉をいただきました。ここに、深く感謝の意を表します。

九州大学工学部助教授（前 山口大学工学部講師） 安福規之先生には、山口大学在職中はゼミなどを通してご指導、ご助言をいただきました。先生の研究に対する姿勢は著者にとって良い見本となりました。ここに、深く感謝の意を表します。

西日本工業大学助手 平尾和年先生には、著者の大学の先輩であり、学生時代より公私にわたりご指導、ご助言をいただきました。また、良き相談相手となっただき、いつも暖かい励ましの言葉をかけていただきました。ここに、深く感謝の意を表します。

徳山工業高等専門学校助手 桑嶋啓治先生ならびに 同技官 福田 靖氏には、徳山高専土質研究室の同僚として、本論文をまとめるにあたり、惜しみない精力的なご協力をいただきました。ここに、感謝の意を表します。これからも、大いに議論しあい研究室を盛

り上げていきましょう。

徳山工業高等専門学校土木建築工学科の諸先生方には、研究面での便宜を図っていただくと共に、日頃より暖かい励ましの言葉をいただきました。ここに、感謝の意を表します。

(株)トクヤマセメント建材研究所 山本勝英氏、酒井敏明氏、柳原勝也氏にはセメント系固化材に関する共同研究を通して、研究の便宜を図っていただくと共に著者の知らない多くのことを教えていただきました。ここに、感謝の意を表します。

地盤工学会「高温環境が粘性土の土質工学的諸特性に及ぼす影響に関する研究委員会」(1994～1996年度)の委員長足立格一郎先生(芝浦工業大学工学部教授)をはじめとする委員の先生方には、委員会活動を通して有益な情報交換をしていただきました。記して感謝の意を表します。

九州大学工学部教授 落合英俊先生、同助手 大嶺 聖先生、佐賀大学理工学部教授 三浦哲彦先生、同教授 林 重徳先生、同教授 鬼塚克忠先生、同助教授 坂井 晃先生、中津工業高等学校教諭 立石義孝先生、福岡大学助手 佐藤研一先生、信州大学工学部助教授 梅崎健夫先生をはじめ、九州地区地区土質工学研究会の諸先生方には、学会やセミナーを通して、多くの先生方に貴重なご意見を賜りました。ここに、厚く感謝の意を表します。

日本国土開発(株)四宮圭三氏、東海大学工学部講師 杉山太宏先生、九州共立大学工学部助教授 田中邦博先生、山口大学工学部助手 中田幸男先生 同技官 山本 修三氏、鹿児島工業高等専門学校助教授 岡林 巧先生には、著者が山口大学大学院後期博士課程に在籍中よりおつき合いをいただき、暖かい励ましの言葉をかけていただきました。また、山本陽一氏(三井建設(株))、河田頼治氏((株)大本組)、河原弘明氏(中央開発)、米村公貴氏(基礎地盤コンサルタント)、川手伸也氏には研究を進めるにあたり大変お世話になりました。記して、感謝の意を表します。

徳山工業高等専門学校の土質研究室で、卒業研究として著者の研究を選択された多くの卒業生には惜しみないご協力を頂きました。記して、感謝の意を表します。

以上、本論文は上述した方々の暖かいご指導とご協力があって始めて完成したものである。改めて、心から感謝の意を表します。最後に、これまで変わることなく陰ながら暖かい励ましを与えてくれた両親、家族に深く感謝し、結びとします。