

粘土の非排水、部分排水せん断挙動の解析と
軟弱地盤上の盛土工設計への応用に関する研究

平成5年3月

中野正樹

名古屋大学図書
和 1144603

- 目 次 -

1	序論	1
1.1	研究の目的	1
1.2	本論文の構成	3
	参考文献	5
2	正規圧密粘土の水のマイグレーション効果に関する三軸圧縮試験	6
2.1	概説	6
2.2	せん断強度に及ぼす載荷速度効果	9
2.2.1	川崎粘土試料の物性および調整方法	8
2.2.2	試験方法	11
2.2.3	載荷速度を変化させた部分排水試験	13
2.2.4	載荷速度を変化させた非排水試験	21
2.2.5	三軸圧縮試験の数値シミュレーション	28
2.2.6	考察～部分排水効果と水のマイグレーション効果	45
2.3	三軸供試体の変形挙動・破壊モードに及ぼす載荷速度効果	50
2.3.1	はじめに	50
2.3.2	部分排水試験に見られる4つの破壊モード	51
2.3.3	非排水試験に見られる3つの破壊モード	64
2.3.4	考察～「分岐理論」からのアプローチ	79
2.4	破壊した土の排水後の挙動	81
2.4.1	はじめに	81
2.4.2	破壊後挙動に関する既往の研究	81
2.4.3	試験方法	83
2.4.4	破壊した粘土の排水後の強度上昇	83
2.4.5	剛塑性変形解析による数値シミュレーション	90
2.4.6	考察～破壊後の水のマイグレーション効果	93
2.5	結論	96
	参考文献	99

3	過圧密粘土の水のマイグレーション効果に関する三軸圧縮試験	101
3.1	概説	101
3.2	せん断特性に及ぼす載荷速度効果	103
3.2.1	過圧密粘土の作製方法	103
3.2.2	OCR=4.3、13.0での載荷速度を変化させた部分吸(排)水、非排水三軸圧縮試験	106
3.2.3	OCR=30.0での載荷速度を変化させた部分吸(排)水、非排水三軸圧縮試験	109
3.2.4	考察	138
3.3	排水条件下での一定載荷試験	144
3.3.1	排水条件下での一定載荷試験	144
3.3.2	考察	151
3.4	過圧密粘土の進行性破壊に及ぼす水のマイグレーション効果	152
3.4.1	破壊した粘土の排水後の強度劣化	152
3.4.2	考察	155
3.5	結論	156
	参考文献	158
4	飽和粘土地盤の部分排水挙動に及ぼす地盤の透水係数の影響	159
4.1	概説	159
4.2	変形挙動と支持力に及ぼす地盤の透水係数の影響	161
4.2.1	軟弱地盤上の盛土工で見られる部分排水挙動	161
4.2.2	弾塑性モデル	163
4.2.3	解析条件	163
4.2.4	解析結果～変形挙動に及ぼす透水係数の影響	169
4.2.5	解析結果～支持力増加に及ぼす透水係数の影響	179
4.2.6	考察	179
4.3	観測的方法による透水係数の推定とその事例解析	187
4.3.1	はじめに	187
4.3.2	soil profileの均質化と荷重条件の単純化	187

4.3.3	土質調査による弾塑性パラメータの決定	190
4.3.4	試験盛土の沈下予測による地盤の透水係数の評価	193
4.4	サンドドレーン工法の有効性についての一考察	195
4.5	結論	199
	参考文献	201
5	プレローディング工法の設計法	204
5.1	概説	204
5.2	サーチャージ荷重，撤去時期，撤去量および地盤の透水係数の関係	205
5.2.1	残留沈下の生じないための撤去量に及ぼす影響	207
5.2.2	仕上り高さに及ぼす影響	209
5.3	プレローディング工法の模擬設計	211
5.3.1	設計条件	212
5.3.2	土質調査による弾塑性パラメータの決定そして事前設計	212
5.3.3	意思決定理論を用いたサーチャージ荷重の決定	214
5.3.4	モニタードディシジョン	215
5.4	考察	223
5.5	結論	223
	参考文献	226
6	結論	228
	謝辞	231
	付録	232
A2.1	三軸圧縮試験装置の概要	A1
A2.2	極限つり合い解析	A11
A2.3	京都深草粘土の三軸圧縮試験	A15
A3.1	OCR=4.3、13.0の過圧密粘土の部分排水・非排水三軸圧縮試験結果	A16
A4.1	$\rho_0/\rho_f \sim k$ 曲線に影響を及ぼす因子	A30
A4.2	地盤の透水係数を予測するまでの過程における誤差の検討および許容範囲	A44

第1章 序論

1.1 研究の目的

土質工学の設計は、施工過程のいろいろの時間断面でなされる必要があるといわれている(たとえば文献 1),2)などを参照)。これを軟弱な正規圧密粘土地盤を例に言えば、盛土などの築造では地盤は盛土立ち上がり直後が最も危険で、その後地盤は圧密により徐々に安定に向かう。逆にたとえば掘削では、掘削直後が最も安定で時間が経過すると、吸水により急激に掘削安定は低下する。

このようにして、完成断面における設計がその中心である橋梁のような構造の設計とは、土質工学の設計は、大いに異なるところがある。この違いはもちろん土材料と金属材料の違いに基づいて説明されることが望ましい。

飽和した土材料は、以下の2点で特徴づけられる。

1. 土は弾塑性材料である。
2. 土は水～土骨格の2相系材料である。

まず1.について、線形弾性体の挙動と比較して説明する。線形弾性体の荷重～変位関係はHooke則に従い、荷重が2倍、3倍になると、変位も2倍、3倍になる。よって荷重の形さえ決まれば、大きさは1の荷重で計算しておけば、すべての荷重～変位関係がわかる。すなわち線形弾性体では、「荷重の大きさ」という概念が無い。したがってまた「強度」という概念も無い。一方、土材料は弾塑性材料であるため、荷重が大きいと変形はますます大きくなり、やがて破壊してしまう。つまり「荷重の大きさ」がKey Wordの世界である。土材料に対しては荷重の大きさは土の「強度」で定義される。地盤については荷重の大きさは「支持力」を単位にして測られる。

さらに線形弾性体は、最初と最後の応力状態さえ決まれば、どんな「荷重経路」であっても変形量・形は等しい。しかし弾塑性体は、「荷重経路」によってその変形量・支持力は変化する。

弾塑性材料すべてにおいて、「荷重経路」が同じ時、いつでも同じ挙動をするかという、金属材料の場合はそうであっても、土材料の場合はそうではない。土材料は前

頁 2. で述べたように水～土骨格の 2 相系材料であるため、「荷重経路」が同じでも地盤内部の土エレメントの「負荷経路」は「荷重経路」とは一意的に対応しないからである。飽和した土材料の挙動は Terzaghi の有効応力原理³⁾に基づき、

$$\sigma = \sigma' + u \quad (1.1)$$

で示される。つまり、

1. 外荷重は全応力 σ とつり合い、
2. エレメントの挙動は有効応力 σ' で決まり、
3. 有効応力 σ' を間隙水圧 u が仲立ちし、全応力 σ とつり合う。

すなわち、「荷重経路」が同じであっても間隙水圧の発生と消散、言い換えると水のマイグレーション(供試体内部の水の移動)^{4),5)}の程度の違いによって、有効応力 σ' が変化し間隙比 e も変化するため、土材料の変形・支持力が変化する。

ここで「マイグレーション」とは、元来「移民」と深い関係がある。すなわち地球上の人口一定のもとでの人間の移動のことであり、土質力学では境界非排水で水が移動することを指す。したがって水のマイグレーションが起こると必然的に土が圧縮するところと膨潤するところが混在することになる。しかしながら本論文では、部分排水条件下での水の移動についても「マイグレーション」という用語を使っている。「圧密」と言い換えてよい時もあるが、一般には部分排水条件下でもやはり土の圧縮と土の膨潤を同時的に伴うのであえてこの用語を使うことにしたのである。

本研究の目的は、水のマイグレーションの程度に変化を与えるものとして、

(a) 載荷速度 \dot{q}

(b) 透水係数 k

を挙げ、この水のマイグレーションの程度の違いによって飽和した粘土の挙動、支持力にどのように影響するかを調べることにある。そしてこの水のマイグレーション効果が、実際の粘土の現象について何を教えてくれるものなのかを考察し、示すことにある。

1.2 本論文の構成

本論文は、序論を含めて6章からなる。

本論文の前半、第2章、第3章は実験的研究であり、載荷速度 \dot{q} を変化させた三軸圧縮試験を行って、三軸供試体内に程度の異なる水のマイグレーションを起こし、粘土の挙動に及ぼす影響について述べている。ここでは一貫して三軸試験をエレメント試験とはみなさず、せん断試験中、三軸供試体は応力・ひずみ・間隙水圧・比体積等の不均質性を有しているという考えから出発している。

第2章では、まず飽和した繰り返し正規圧密粘土の部分排水試験を実施し、部分排水効果の現れる載荷速度レンジを示している。この載荷速度レンジ内で水のマイグレーションの程度の違いが現れていることから、この載荷速度レンジにおいて非排水試験を実施し、非排水せん断強度の載荷速度効果を水のマイグレーションより説明している。非排水せん断強度の載荷速度効果は、時間依存現象を水のマイグレーションより説明することにより、単純な弾塑性モデルで土の挙動を表現すべきであり、弾塑性モデル(Cam clayモデル)による数値シミュレーションを行っている。さらに水のマイグレーション効果として載荷速度の違いによる三軸供試体の変形のしかた・破壊モードの影響を示している。このことは土の破壊の研究が水～土系ならではの不均質性の発展の解析と不可分に結びつくべきことを示している。また第3の水のマイグレーション効果として破壊した粘土が排水境界とした後でも、水のマイグレーションは起こるのかを調べている。

第3章では、繰り返した飽和粘土試料で超過圧密粘土をつくり、Bishop and Henkel⁴⁾の行った典型的な超過圧密粘土の排水試験と非排水試験の再現することを試みている。そのため部分吸(排)水試験と排水試験を実施しせん断強度と載荷速度の関係を示す。そして両試験のせん断強度を比較してBishop and Henkelの行った試験結果と同じ傾向が得られたかを調べている。また一定の軸差応力をかけ排水条件で放置する試験を行い、放置後時間とともに進行してゆく土の挙動、特に軸ひずみ速度や吸水量を水のマイグレーションより考察している。さらに破壊後挙動試験を過圧密粘土に対してもを行い、水のマイグレーションが起こるか調べている。

後半の第4章、第5章では、2、3章で供試体内での水のマイグレーションにより強度の変化・変形・破壊のしかたが相当程度説明できたことをうけて、この見方を現場の

問題に適用している。すなわち、現場での載荷速度 \dot{q} はそれほど変化しないので、地盤の透水係数に注目して数値解析を行い、水のマイグレーション効果が地盤の変形・支持力に及ぼす影響を調べている。ここではすべて関口・太田の非粘性弾塑性構成モデル⁶⁾を用いた数値解析的研究である。

第4章では、飽和粘土地盤上に盛土などの局部載荷がなされる時の、その沈下挙動・支持力の経時変化に与える水のマイグレーション効果として、地盤の透水係数 k および盛土荷重の大きさの影響を論じている。地盤の透水係数は、地盤の不均質性より一般に土質調査では求めることが困難であるため、変位・荷重境界条件、排水条件等複雑な地盤条件をすべて包括した透水係数として、地盤全体を代表する透水係数 mass permeability⁷⁾を導入している。そして地盤の非排水支持力により盛土の大きさを正規化して、盛土施工中の沈下観測からこの透水係数を評価する設計法を提案し、サンドドレーン工法による地盤改良が施された地盤の事例解析を行い、この設計法の適用性を検討している。そしてサンドドレーン工法の有効性について、従来からの弾性圧密理論に基づいてではなく、多次元の変形場の弾塑性理論に基づいて論じている。

第5章では、第4章で提案した試験盛土を利用した設計法をプレロード工法の設計へと応用している。前半では、有限要素法による予測計算を設計諸元の決定に有効に利用する意思決定の方法を考えるため、残留沈下を生じないという条件のもとでのサーチャージ荷重、撤去量、撤去時期、地盤の透水係数等の関係を調べている。後半では、プレロード工法の設計・施工法を、模擬設計の数値計算事例を用いて説明している。そして一見沈下問題に思えるプレロード工法の設計が、サーチャージ荷重の大きさを地盤の非排水支持力により評価してはじめて行うことができることを再確認する。

本論文の単位系については、前半2、3章では実験的研究であり、行った試験機の計測類すべて重力単位系であるので、そのまま重力単位系で記載している。一方後半4、5章では実際の地盤を想定した解析であるためSI単位系で記している。

第6章では、以上の成果を取りまとめて結論を述べている。

参考文献

- 1) 松尾稔、川村国夫 (1975): 盛土の情報化施工とその評価に関する研究, 土木学会論文報告集, 第 241 号, pp.81-91.
- 2) Matsuo, M. and Kawamura, K. (1977): Diagram for construction control of embankment on soft clay, *Soils and Foundations*, Vol.17, No.3, pp.37-52.
- 3) Terzaghi, K. (1943) : *Theoretical soil mechanics*, John Wiley and Sons.
- 4) Bishop, A. W. and Henkel, D. J. (1962): *The measurement of soil properties in the triaxial test*, Edward Arnold, London
- 5) Richardson, A. M. & Whitman, R. V. (1963): Effect of strain rate upon undrained shear strength of a saturated flat clay., *Geotechnique*, Vol.13, No.4, pp.310-324.
- 6) Sekiguchi, H. and Ohta, H. (1977): Induced anisotropy and time dependancy in clays, Proc. of Specially Session 9, 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, pp.229-238.
- 7) 赤木俊允・石田哲朗 (1989) : 軟弱地盤の沈下とその透水性に関する実用的考察, 土と基礎, Vol.37, No.6, pp.41-47.

第2章 正規圧密粘土の水のマイグレーション効果に関する三軸圧縮試験

2.1 概説

粘土は、一般に他の材料と同じようにレオロジカル特性を示す。関口は文献 1) で、このレオロジカル特性を詳しく簡潔にまとめている。その Part I で過去に数多くの研究者によって行われた実験的研究を、大きく 2 つに分けて述べている。1 つは K_0 状態での圧縮に関する時間効果であり、主に二次圧縮および $e \sim \log p$ 曲線、特に先行圧密圧力 p_c の年代効果、速度効果について、もう 1 つは $non-K_0$ 状態でのせん断抵抗に関する時間効果であり、せん断強度のひずみ速度効果、Creep 特性および応力緩和現象についての研究である。そして Part II で、粘塑性構成モデルについての従来の研究を記している。

この粘塑性構成モデルは、2 つの主流な概念に基づいている。1 つは超過応力 (overstress) の概念に基づく理論である。このモデルは Perzyna による弾粘塑性理論を基礎におく。日本では Adachi-Oka²⁾ のモデルなどがその応用として構築されている。もう 1 つは流動曲面 (flow surface) の概念に基づく理論である。このモデルは弾塑性モデルでの降伏曲面に粘性を表わす関数を取入れた流動曲面によって、粘土の時間効果を表現するというものである。その代表は関口^{3),4)} の Delayed-dilatancy viscoplastic モデルである。

このように粘土のレオロジカル特性を表現するために、今まで多くの (弾) 粘塑性構成モデルが考え出されている。しかし供試体をエレメントとみなすことから出発しているので、複雑な粘土のレオロジカル挙動を仮にうまく表現できたとしても、それと引き換えに未知数としての粘性項を示すパラメータを導入しなければならない。

しかし果たして三軸供試体はエレメントであろうか？

三軸供試体がせん断とともにいろいろな形に変化し、ある卓越したせん断面を形成し破壊に至ることからもわかるように、せん断中三軸供試体全体がすべて等しい応力状態であることはなく、また等しいひずみが生じることもない。供試体内でもせん断が卓越している部分もあればそうでない部分もある。もはや三軸供試体をエレメントとはみなすことはできない。したがって、弾粘塑性モデルは実際エレメントでない三軸供試体をエレメントと仮定していることで、粘性項の中にその影響も含んでいる。Richardson

and Whitman⁷⁾は、正規圧密粘土を遅いひずみ速度として $\dot{\epsilon}=0.002\%/min$ 、速いひずみ速度として $\dot{\epsilon}=1.0\%/min$ の2種類のせん断試験を実施し図2.1(a)に示す結果を得た。また過圧密粘土について「過圧密粘土は正規圧密粘土以上にせん断強度のひずみ速度効果を受けることは明らかである。」と述べている。その理由として三軸供試体内の含水比分布および間隙水圧の測定をもとに、「供試体内部のマイグレーション効果は、せん断強度に重要な影響を与える」ことを挙げ、概念図として図2.1(b)に示し、OCR(過圧密比)が大きいほど供試体内の不均質性は増大し、せん断強度に影響を与えるとしている。

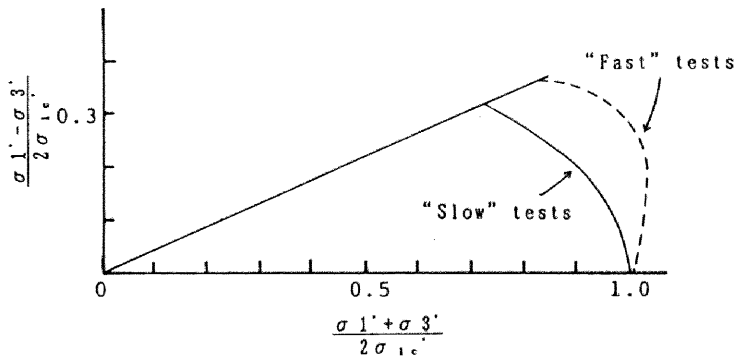


図2.1(a) 正規圧密粘土の非排水有効応力パスに関するひずみ速度効果
(Richardson and Whitman, 1963)

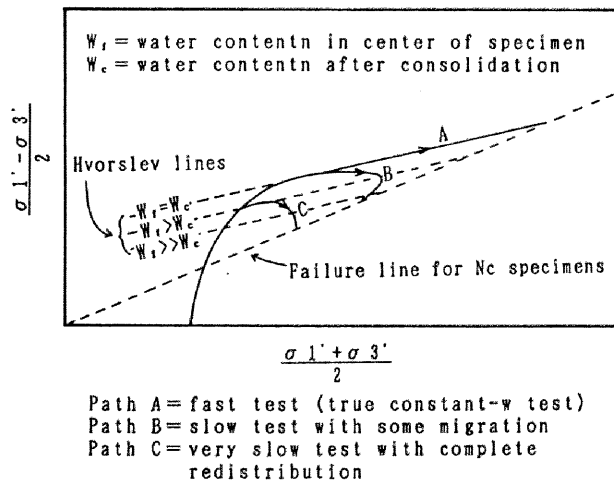


図2.1(b) 過圧密粘土の非排水有効応力パスに関するひずみ速度効果(予測)
(Richardson and Whitman, 1963)

本章では、三軸圧縮試験をエレメント試験とはみなさずに、初期値・境界値問題としてみつめ直す。そしてレオロジカル特性の1つとして、非排水せん断強度の載荷速度効果を取り挙げ、三軸圧縮試験を実際に行い、粘土の挙動に及ぼす水のマイグレーションの影響を示すことを目的とする。

水のマイグレーション効果が最も顕著に現れる試験に部分排水試験がある⁸⁾。部分排水試験とは排水コックを開けたまま載荷速度をいろいろ変化させて行うせん断試験のことである。載荷速度が小さすぎると排水試験に、大きすぎると排水コックを開けていても非排水試験になってしまう。この間の載荷速度において水のマイグレーションの程度が異なり、せん断強度に変化が起こる。このことをせん断強度の部分排水効果という。

2.2では、まずこの部分排水三軸圧縮試験を実施し、せん断強度についての部分排水効果の現れる載荷速度レンジの存在を実証することにある。そして軸差応力～軸ひずみ関係、体積ひずみ～軸ひずみ関係の水のマイグレーション効果についても示す。つぎに部分排水効果の現れる載荷速度レンジに注目して、境界非排水三軸圧縮試験を載荷速度を変化させて行う。そして従来、粘土のレオロジカル特性の一つとして考えられてきた非排水せん断強度の載荷速度効果を、水のマイグレーション効果より説明する。さらに供試体を初期値・境界値問題と考え、弾塑性モデル(Cam clayモデル)を用いて、両試験の数値シミュレーションを実施する^{8),9)}。

2.3では、2.2で行った試験に対し水のマイグレーションの違いによって、供試体の破壊に至るまでの変形のしかたおよび破壊モードがどのように影響を受けるのかを調べている。しかし今現在、水のマイグレーションの違いによる供試体の変形のしかたの違いを数値解析から表現することはできない。ここでは試験結果の詳細を述べるとどめるが、このことは、分岐理論によるアプローチや局所化問題すなわちせん断帯生成機構の解明など、これからの研究課題を多く含んでいる。

2.2、2.3では破壊に至るまでの水のマイグレーション効果について述べてきたが、2.4では破壊した後の土における水のマイグレーション効果について調べるものである。すなわち非排水条件でせん断し破壊させた後、軸変位を固定して排水条件で十分放置した後、再び非排水せん断を行い、その後の強度増加について調べるのである。この試験は、摩擦杭の「set-up問題」やSCPの支持力増加についてのメカニズムを知るための基礎的な研究である。

本章では、特に供試体内部の2つの不均質性に注目している。1つは、過剰間隙水圧分布についてであり、もう1つは、含水比分布についてである。含水比分布としては、比体積分布を用いる。比体積 v (specific volume¹⁰⁾) とは、 $v = 1 + e$ と定義され、全体積に占める土粒子の体積の比で、間隙比とほとんど同じ意味である。

2.2 せん断速度に及ぼす载荷速度効果

2.2.1 川崎粘土試料の物性および調整方法

試験に用いた試料は、神奈川県川崎市川崎港の海底地盤にあるヘドロ状の土で、「川崎粘土」と呼ばれる。運輸省港湾技術研究所が採取したものをいただいた。「川崎粘土」の物理的性質を調べるため、粒度試験および比重試験、液・塑性限界試験を行った。その結果を図2.2、表2.1に示す。また、採取した土は、貝殻や廃棄物などが多く混在しているため、以下に示す統一した方法で試料を調整した。

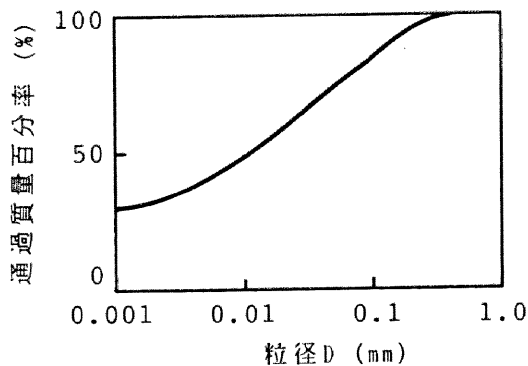


図2.2 粒径過積曲線

表 2.1 : 試料の物理的性質

G_s	2.737
w_L (%)	50.5
w_p (%)	24.7
I_p (%)	25.8

- (1) 採取した粘土は、常にコンクリート用大型ミキサーで練り返されている。そしてミキサー内でその含水比が一定になるよう適時蒸留水を加えている。
- (2) 一度に2つの予備圧密槽で予備圧密を行うため、それにみあう量、約26kgfを取り出し、425 μ m フルイに通し、貝殻等の不純物を取り除く。フルイ通過分は、粘土練り返し用の小型ミキサーで3日間練り返す。この練り返しの作業は、22℃に保たれた恒温室で行われ、この間予備圧密を行うときの試料の含水比が表2.1で示した液性限界 w_L のほぼ2倍の約100%になるよう、蒸留水を加えて調整する。この練り返しによって粘土の structure はなくなっていると考えられる。

- (3) 繰り返し中、試料の中に多くの空気溶け込むので、脱気槽に試料を移し真空ポンプにより約70mmHgの負圧を24時間かけ脱気を行う。
- (4) その後、試料を予備圧密槽に空気が入らないように移し、鉛直圧力 $\sigma_{v0} = 2.0 \text{ kgf/cm}^2$ で次元予備圧密を行う。予備圧密中は適時軸変位と排水量を測定し、変位および排水が止まったところで予備圧密終了とし、予備圧密期間は一週間であった。

次に川崎粘土の圧密特性を調べるために標準圧密試験を行った。その結果として間隙比 e と鉛直圧密応力 σ'_v の関係を図2.3(a)に示す。また、鉛直圧密圧力 σ'_v が1.6から3.2 kgf/cm^2 での圧密曲線より、等時間間隔 $\Delta t = 30 \text{ sec}$ の軸変位を差分図上にプロットした。その結果を図2.3(b)に示す。

浅岡¹¹⁾によると圧密係数 c_v はこの直線の傾き β_1 より、

$$c_v = \frac{4H^2}{\pi^2} \ln \beta_1 / \Delta t \quad (2.1)$$

ここで H は排水長と式示され、

$$k = c_v \cdot m_v \cdot \gamma_w \quad (2.2)$$

より、設定した荷重下での透水係数 k を求めることができる。これらをまとめて表2.2に示す。

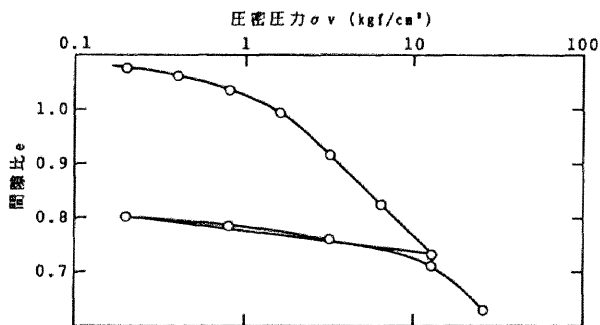


図2.3(a) e - $\log \sigma'_v$ 曲線 (標準圧密試験)

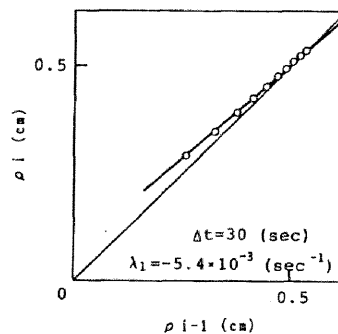


図2.3(b) 差分図 (標準圧密試験)

表2.2: 試料の力学的性質

	標準圧密試験	等方圧密試験
λ	0.131	0.108
κ	0.016	0.025
k (cm/sec)	3.8×10^{-8}	8.6×10^{-8}

2.2.2 試験方法

調整した川崎粘土試料を直径 3.5cm、高さ 8.0cm の円筒供試体に成形し、三軸圧縮試験機にセットする。本研究で用いた三軸圧縮試験機はパーソナルコンピューターにより、自動的に荷重を制御し、刻々の計測値をフロッピーディスクに記録するという特徴をもつ。なお三軸圧縮試験機の制御システムの概要等は付録 2.1 に載せた。

まず、セル圧 5.0kgf/cm^2 、背圧 2.0kgf/cm^2 の圧密圧力 $p_0 = 3.0\text{kgf/cm}^2$ で 24 時間等方圧密を行う。背圧をかける理由は、供試体セット時に供試体とゴムスリーブの間に気泡が入り飽和度が下がるので、その気泡を間隙水中に溶かすためである。 2.0kg/cm^2 の背圧をかける際、一気にセル圧 5.0kgf/cm^2 、背圧 2.0kgf/cm^2 としてしまうと、供試体内の間隙水圧が不均質になるので、表 2.3 に示したように常にセル圧が 0.10kgf/cm^2 大きくなるように、セル圧、背圧を 0.25kgf/cm^2 ずつ 8 段階にわけて上げてゆく。そして最終段階でのセル圧 2.10kgf/cm^2 、背圧 2.0kgf/cm^2 になったらその圧力のまま約 30 分間放置し、供試体内に均質な圧力がゆきわたるようにする。その後セル圧を 5.0kgf/cm^2

表 2.3：背圧のかけ方

側圧 (kgf/cm^2)	背圧 (kgf/cm^2)	軸圧 (kgf/cm^2)
0.35	0.25	0.22
0.60	0.50	0.44
0.85	0.75	0.67
1.10	1.00	0.89
1.35	1.25	1.11
1.60	1.50	1.34
1.85	1.75	1.56
2.10	2.00	1.79

にまであげて、等方圧密を開始する。上下端両面排水とし、圧密中は軸変位および体積変化を測定する。圧密は等方的であると仮定できるので、軸変位と体積変化より逐次供試体の断面積を補正する。圧密時間は図 2.4 に示すように 3t 法により 24 時間以内で圧密が終了していると確認できたので、すべての試験で 24 時間と統一する。圧密終了後、間隙水圧係数 B 値を測定したところ、 $B=0.98\sim 1.00$ であり、供試体は十分飽和している。

せん断試験は、セル圧を一定に保ったまま、軸圧を定率で上げていくことにより、定率の載荷速度を得ている。載荷中は供試体内の断面積の補正は行わず、等方圧密終了時の断面積で一定としている。部分排水試験は上下端の排水コックを開け、両面排水条件とし、表 2.4 の示す 10 種類の載荷速度で行う。試験中は、軸差応力 q 、軸ひずみ ϵ_1 、軸ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_1$ そして体積変化 Δv を測定する。ここで軸差応力 q は、軸方向の反力を断面積で割った値から側圧 σ_3 だけ減じた値となっている。本論文で示す軸差応力 q はすべてこの定義によるものである。一方、非排水試験は上下端の排水コックを閉じ、表 2.5 に示す 9 種類の載荷速度の異なる試験を行う。測定項目としては軸差応力 q 、軸ひずみ ϵ_1 、軸ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_1$ そして供試体下部より測定した間隙水圧 u である。

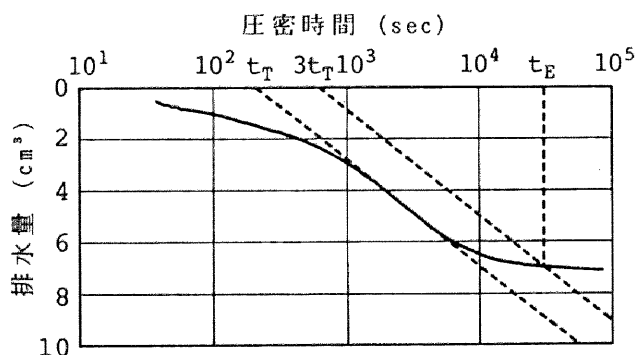


図 2.4 圧密曲線 (3 t 法)

表 2.4: 部分排水試験の載荷速度

Type	\dot{q} (kgf/cm ² /sec)
A	9.00×10^{-2}
B	3.75×10^{-2}
C	1.50×10^{-2}
D	5.00×10^{-3}
E	2.00×10^{-3}
F	1.00×10^{-3}
G	5.00×10^{-4}
H	2.50×10^{-4}
I	1.00×10^{-4}
J	5.00×10^{-5}

表 2.5: 非排水試験の載荷速度

Type	\dot{q} (kgf/cm ² /sec)
a	9.00×10^{-2}
b	3.75×10^{-2}
c	1.50×10^{-2}
d	5.00×10^{-3}
e	2.00×10^{-3}
f	1.00×10^{-3}
h	2.50×10^{-4}
i	1.00×10^{-4}
j	5.00×10^{-5}

2.2.3 載荷速度を変化させた部分排水試験

はじめに部分排水試験を行い、部分排水効果の現れる載荷速度レンジの存在を確かめる。そこでまず試験結果をせん断強度に注目し整理する。ここでせん断強度を示すものとして破壊時の軸差応力 q_f を挙げるが、応力制御試験ではその制御の性質上破壊を判定するのが困難である。そこで本論文では、一定速度で増加する軸差応力に対し軸ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_1$ を求め、その速度が急激に変化する点を破壊と定義した。その例として図 2.5 に $\dot{q} = 1.0 \times 10^{-4} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$ での軸ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_1$ ~ 軸差応力 q 関係を示した。

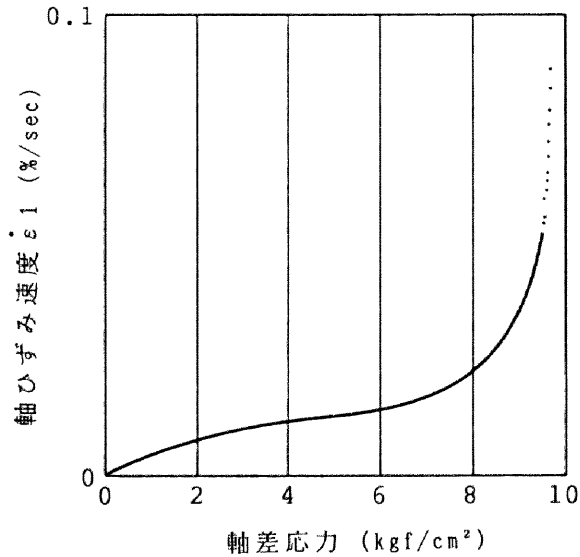


図2.5 破壊判定：軸ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_1$ ~ 軸差応力 q 関係

まず、部分排水せん断強度 q_f と載荷速度 \dot{q} の関係を図 2.6 に示す。せん断強度 q_f は載荷速度 \dot{q} が $1.0 \times 10^{-4} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$ から $1.5 \times 10^{-2} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$ という狭いレンジでのみ変化し、載荷速度が大きくなるほどせん断強度は 8.7kgf/cm^2 から 4.0kgf/cm^2 と小さくなる。その載荷速度レンジよりも大きい載荷速度でのせん断強度は 8.7kgf/cm^2 ではほぼ一定であり、また小さい載荷速度のせん断強度は 4.0kgf/cm^2 で変化がない。このように部分排水試験より、部分排水効果の現れる載荷速度レンジの存在を実証することができた。以下このせん断強度の急変する載荷速度レンジのことを「部分排水レンジ」と呼ぶ。ここで載荷速度 D だけ、外挿した曲線上ではなく、せん断強度が低下している。この理由はこの載荷速度でせん断すると、卓越するせん断面が発生し強度が上昇しないためである。

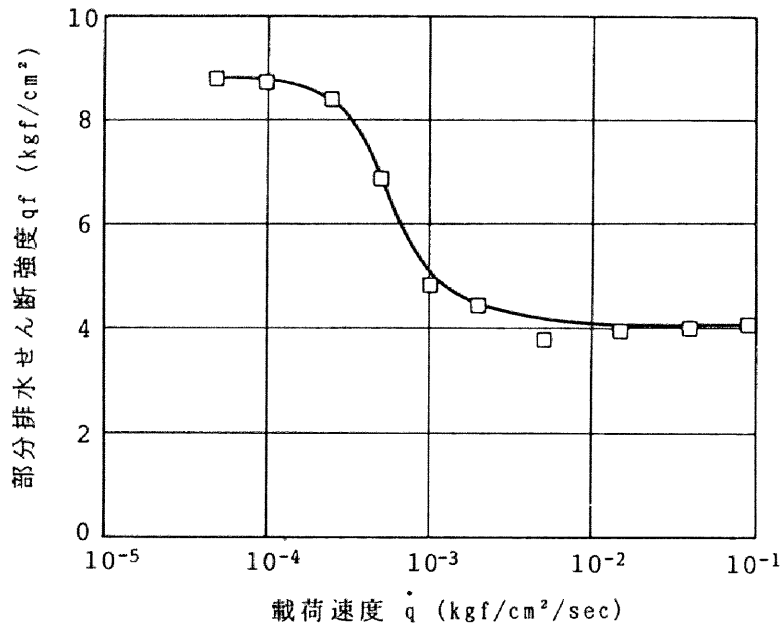


図2.6 部分排水試験の載荷速度効果

次に部分排水レンジ内外での体積変化を調べるために、すべての速度に対し体積ひずみ ϵ_v ~ 軸ひずみ ϵ_1 関係を図2.7(a)~(j)に示す。また載荷速度A、F、I、をまとめて図2.8に示す。載荷速度が小さいほど同じ軸ひずみに対し、常に体積ひずみは大きくなっている。また部分排水レンジよりも小さい載荷速度ではほとんどIの曲線に一致し、大きい載荷速度ではほとんどAの曲線に一致し、レンジ内の載荷速度でのみこの曲線が変化する。このことから、部分排水レンジで供試体内の平均的な比体積が変化し、せん断強度が変化することがわかる。

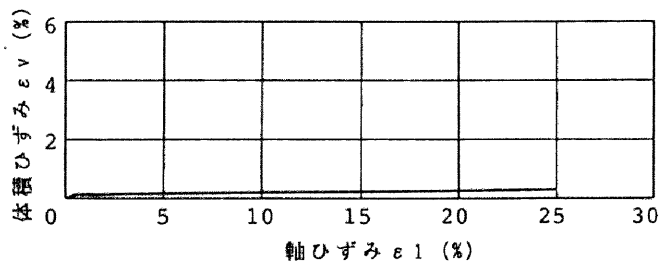


図2.7 (a) $\dot{q} = 9.0 \times 10^{-2} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$

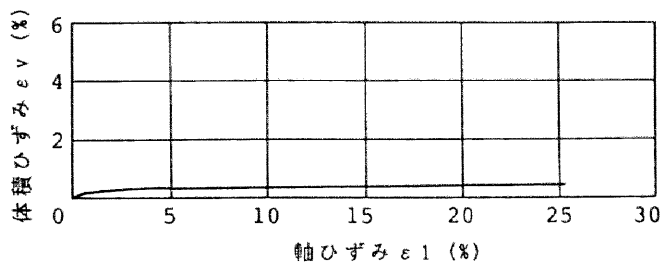


図 2.7 (b) $\dot{q} = 3.75 \times 10^{-2} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$

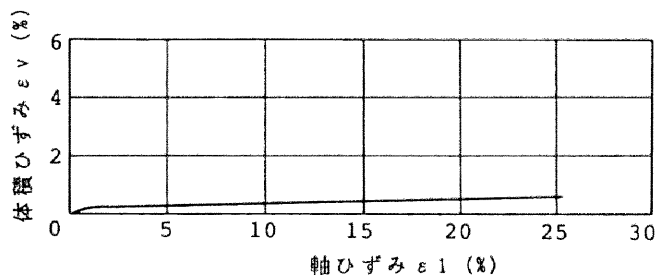


図 2.7 (c) $\dot{q} = 1.5 \times 10^{-2} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$

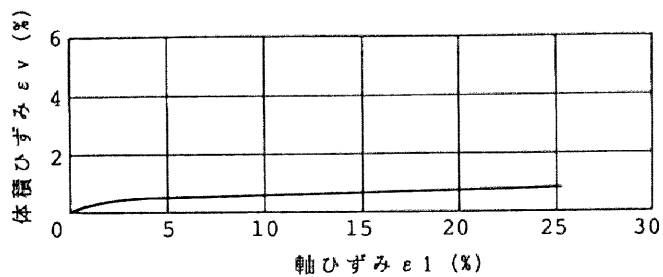


図 2.7 (d) $\dot{q} = 5.0 \times 10^{-3} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$

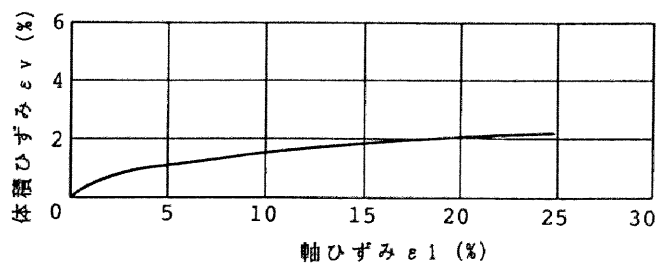


図 2.7 (e) $\dot{q} = 2.0 \times 10^{-3} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$

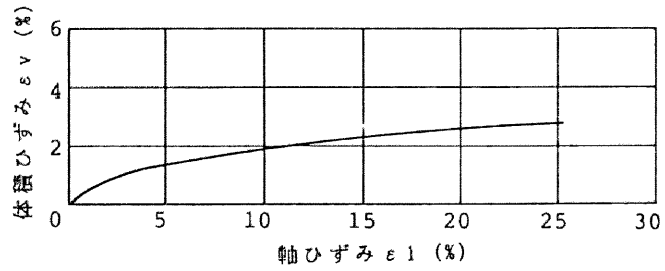


図 2.7 (f) $\dot{q} = 1.0 \times 10^{-3} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$

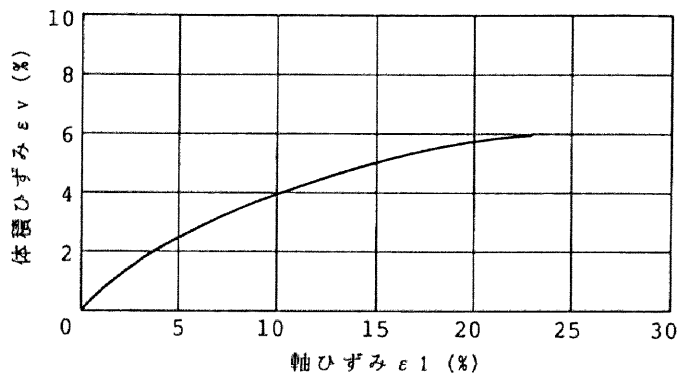


図 2.7 (g) $\dot{q} = 5.0 \times 10^{-4} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$

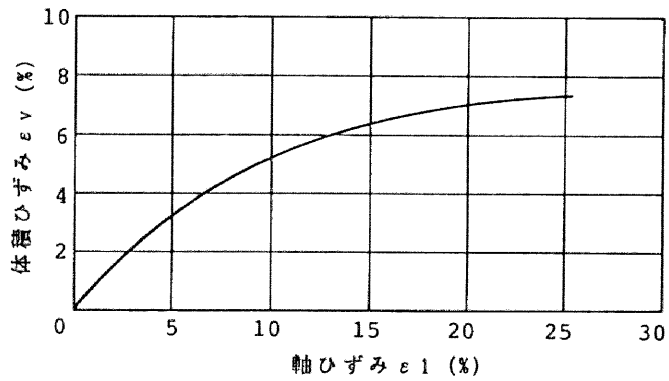


図 2.7 (h) $\dot{q} = 2.0 \times 10^{-4} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$

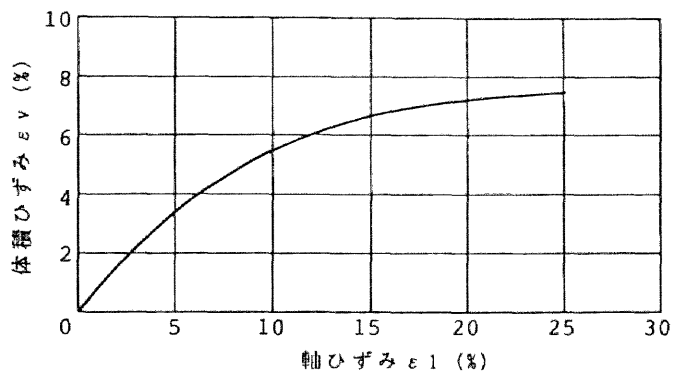


図2.7 (i) $\dot{q} = 1.0 \times 10^{-4} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$

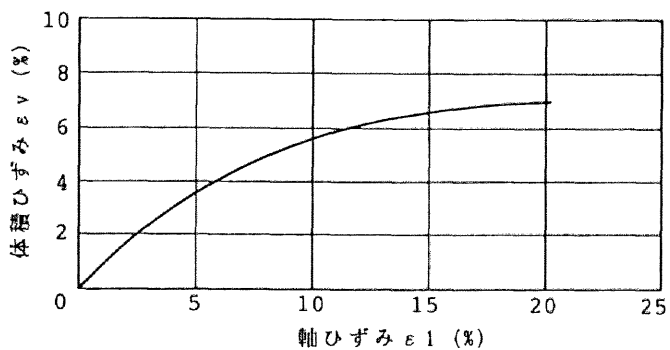


図2.7 (j) $\dot{q} = 5.0 \times 10^{-6} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$

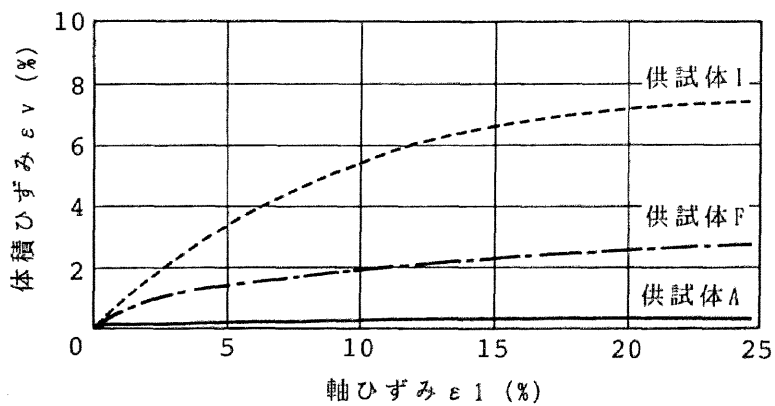


図2.8 A, F, Iの体積ひずみ ϵ_v ~ 軸ひずみ ϵ_1 関係

最後に軸差応力 $q \sim$ 軸ひずみ ϵ_1 関係について、すべての載荷速度について調べたものが図 2.9(a)~(j) である。また載荷速度 A、F、I を比較するためにまとめてプロットしたものが、図 2.10 である。載荷速度の違いで曲線の形にも違いが現れる。載荷速度が大きいほど、たとえば A であるが、初期の勾配が大きくなり、軸ひずみ ϵ_1 が 1% 付近で接線の勾配が急に小さくなり、その後の軸差応力 \sim 軸ひずみ関係は直線的である。しかし、載荷速度が小さくなるにつれ初期勾配が小さくなり、接線勾配が急に小さくなる時の軸ひずみの値は大きくなる。さらに小さくなると急に接線勾配が小さくなる点は見当たらなくなる。載荷速度の最も大きい A の試験は、後述する非排水せん断試験での同じ載荷速度の試験に類似している。

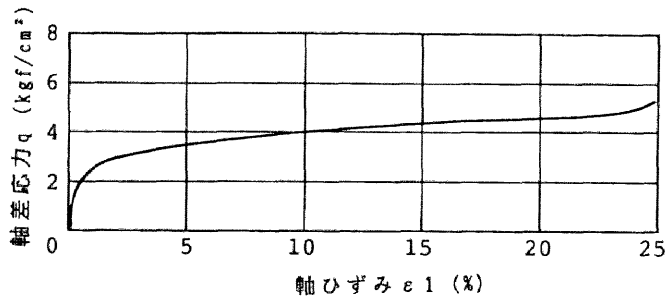


図 2.9 (a) $\dot{q} = 9.0 \times 10^{-2} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$

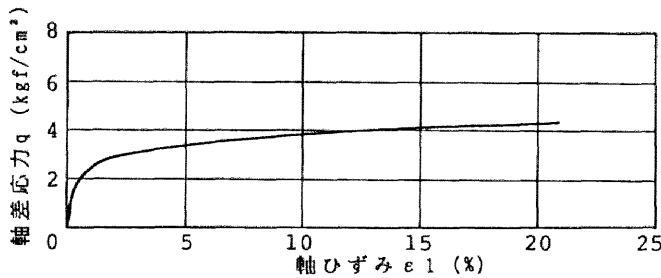


図 2.9 (b) $\dot{q} = 3.75 \times 10^{-2} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$

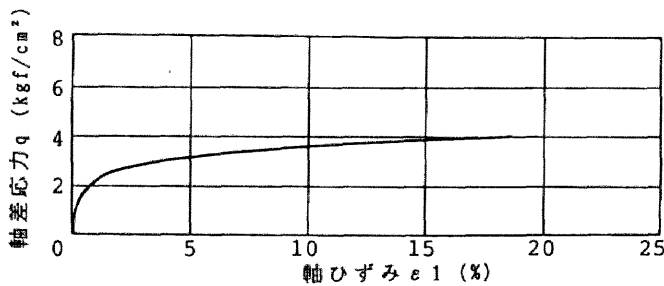


図 2.9 (c) $\dot{q} = 1.5 \times 10^{-2} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$

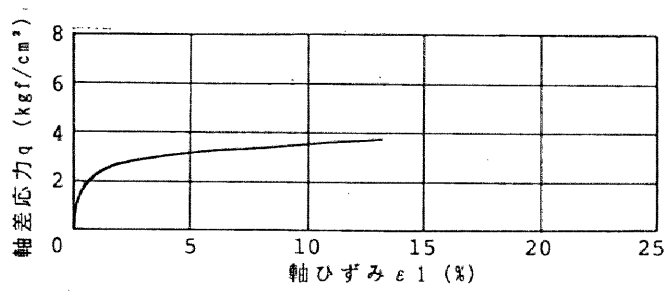


図 2.9 (d) $\dot{q} = 5.0 \times 10^{-3} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$

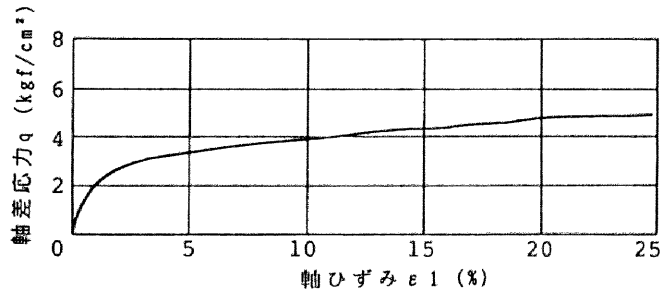


図 2.9 (e) $\dot{q} = 2.0 \times 10^{-3} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$

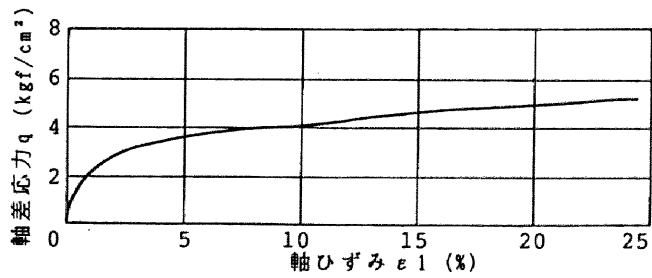


図 2.9 (f) $\dot{q} = 1.0 \times 10^{-3} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$

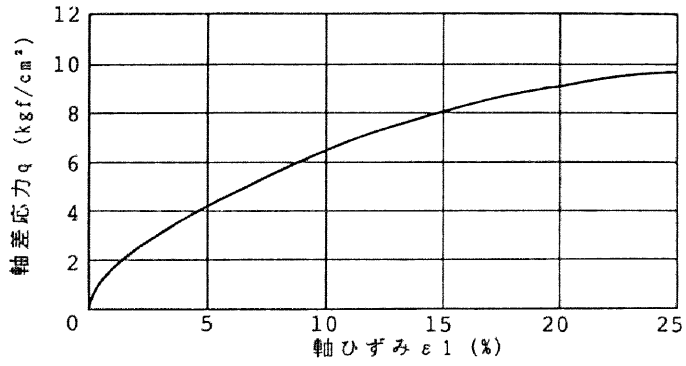


図 2.9 (g) $\dot{q} = 5.0 \times 10^{-4} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$

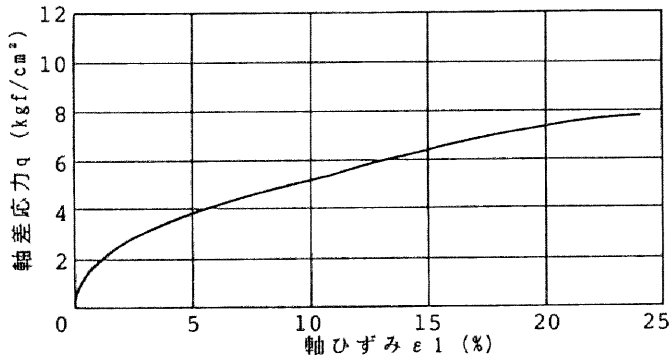


図 2.9 (h) $\dot{q} = 2.0 \times 10^{-4} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$

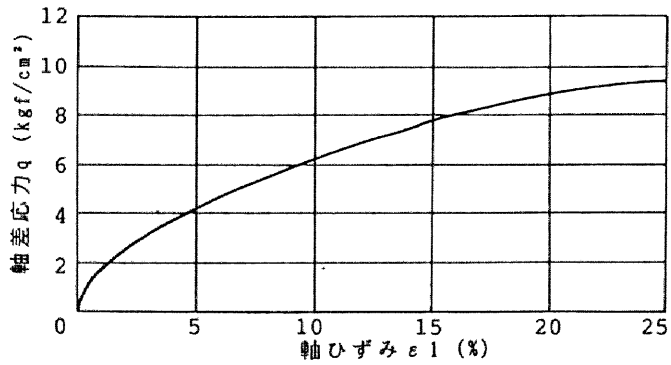


図 2.9 (i) $\dot{q} = 1.0 \times 10^{-4} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$

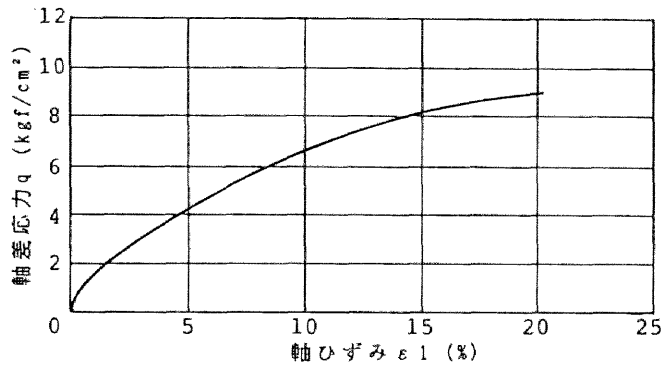


図 2.9 (j) $\dot{q} = 5.0 \times 10^{-6} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$

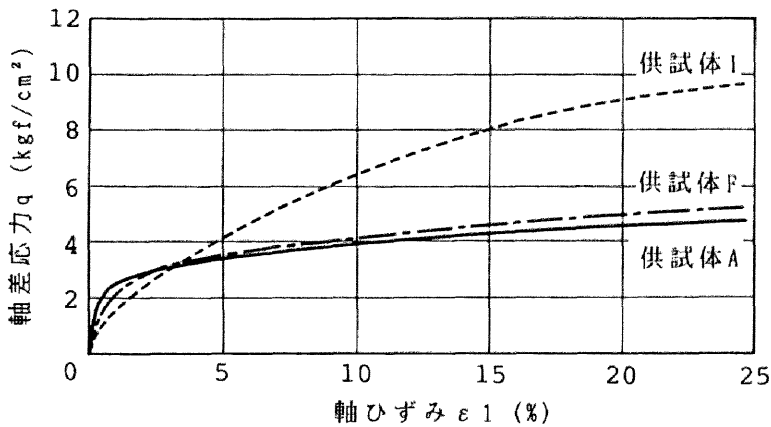


図 2.10 A, F, I の軸差応力 q ~ 軸ひずみ ε_1 関係

2.2.4 載荷速度を変化させた非排水試験

非排水せん断強度の載荷速度効果について、特に部分排水試験で得られた「部分排水レンジ」での載荷速度に対するせん断強度に注目して試験結果を整理する。ここで非排水せん断強度も破壊時の軸差応力 q_f とし、破壊の定義も部分排水試験と同じとする。

まず、非排水せん断強度 q_f と載荷速度 \dot{q} の関係を図 2.11 に示す。せん断強度 q_f は、載荷速度 \dot{q} が $1.0 \times 10^{-4} \sim 1.5 \times 10^{-2} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$ のレンジでのみ変化し、載荷速度が大き

くなるほどせん断強度は、 3.0kgf/cm^2 から 4.0kgf/cm^2 へと大きくなっている。このレンジよりも大きい載荷速度では $q_f = 4.0\text{kgf/cm}^2$ でほぼ一定であり、小さい載荷速度では $q_f = 3.0\text{kgf/cm}^2$ で、せん断強度に変化はみられない。この載荷速度レンジは、「部分排水レンジ」とほぼ一致している。載荷速度 $5.0 \times 10^{-3}\text{kgf/cm}^2/\text{sec}$ (type d)において、外挿した曲線よりせん断強度が低下しているのは、この速度でせん断すると卓越するせん断面が発生し、強度が上昇しないためである。この速度において、部分排水試験でも同じように卓越するせん断面が現れている。

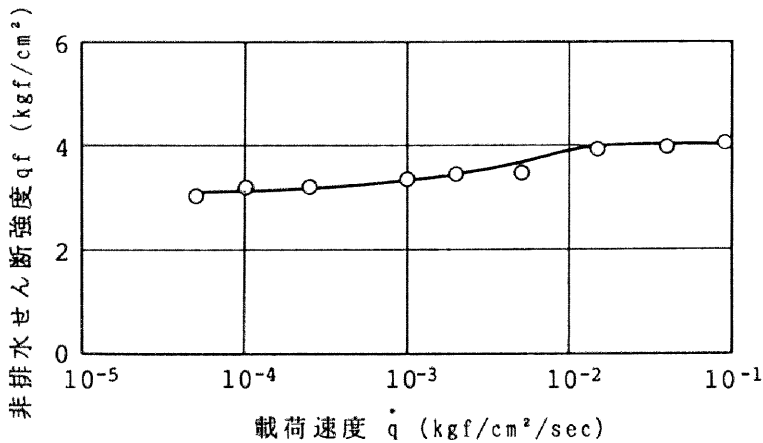


図2.11 非排水せん断強度 q_f ～載荷速度 \dot{q} 関係

次に、軸差応力 q と軸ひずみ ϵ_1 関係をすべての載荷速度について示したものが図2.12(a)～(i)である。また比較のため載荷速度 a、f、j をまとめてプロットした図が図2.13である。載荷速度が大きい試験 a では、初期勾配から軸ひずみ 1%付近で急に接線勾配が小さくなり、その後直線に近い上に凸のなめらかな曲線となる。この曲線は部分排水試験での載荷速度 A の曲線とほぼ一致しており、このことは部分排水試験でも、部分排水レンジよりも大きい載荷速度では、ほとんど非排水的であることを示している。部分排水レンジでは載荷速度が小さくなるにつれ曲線の形は相似的に小さくなってゆく。つまり接線勾配が急に小さくなる軸ひずみ ϵ_1 はほぼ等しいが、載荷速度が小さいほど、その時の軸差応力が小さくなる。このことが非排水せん断強度に影響を及ぼす。接線勾配が急に小さくなった後は、直線に近いなめらかな上に凸の曲線となり、その勾配

は荷重速度によらずほぼ等しい。部分排水レンジ外の荷重速度の軸差応力 $q \sim$ 軸ひずみ ϵ_1 関係は、ほとんど等しい形となる。

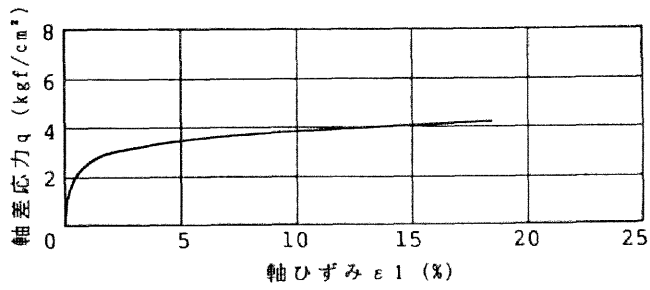


図 2.12 (a) $\dot{q} = 9.0 \times 10^{-2} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$

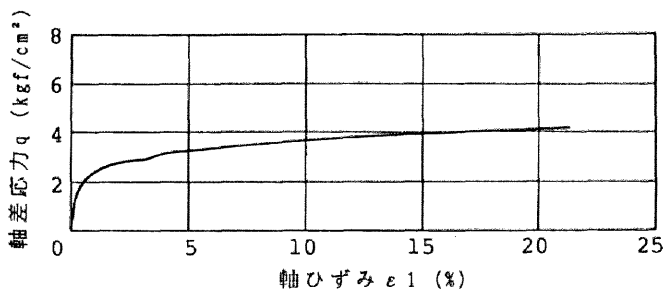


図 2.12 (b) $\dot{q} = 3.75 \times 10^{-2} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$

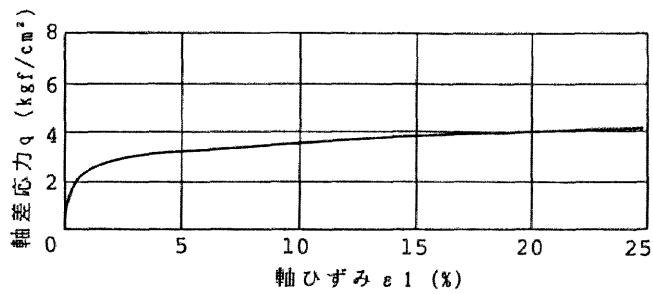


図 2.12 (c) $\dot{q} = 1.5 \times 10^{-2} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$

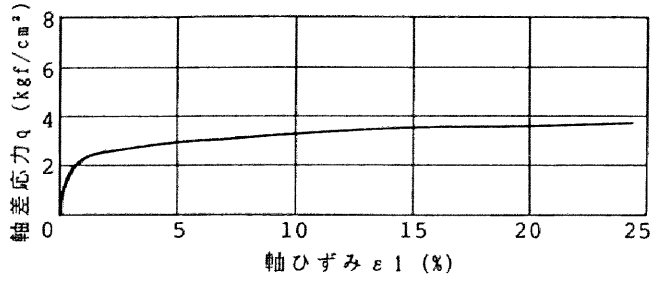


図 2.12 (d) $\dot{q} = 5.0 \times 10^{-3} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$

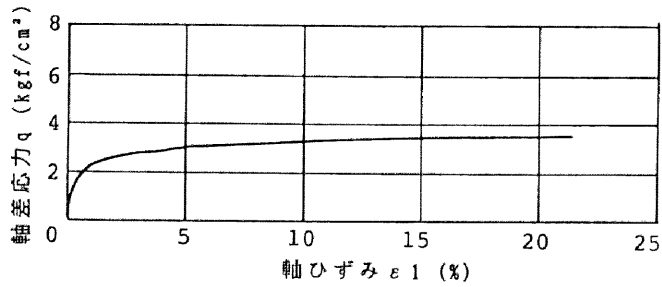


図 2.12 (e) $\dot{q} = 2.0 \times 10^{-3} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$

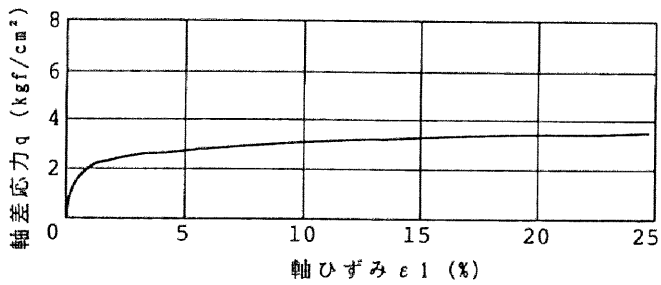


図 2.12 (f) $\dot{q} = 1.0 \times 10^{-3} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$

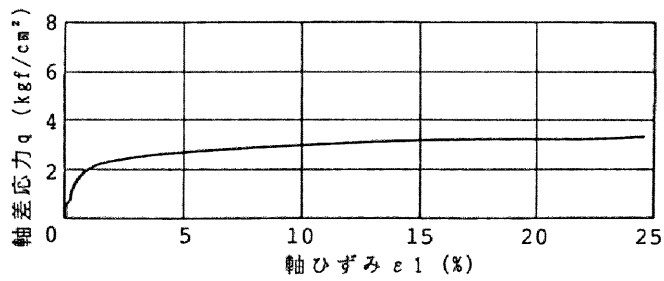


図 2.12 (g) $\dot{q} = 2.0 \times 10^{-4} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$

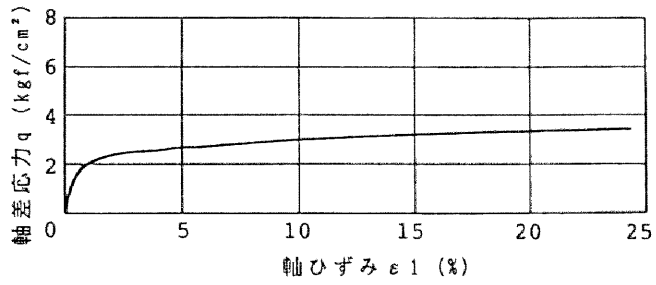


図 2.12 (h) $\dot{q} = 1.0 \times 10^{-4}$ kgf/cm²/sec

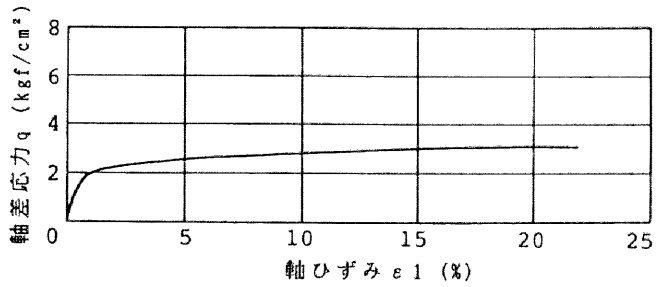


図 2.12 (i) $\dot{q} = 5.0 \times 10^{-6}$ kgf/cm²/sec

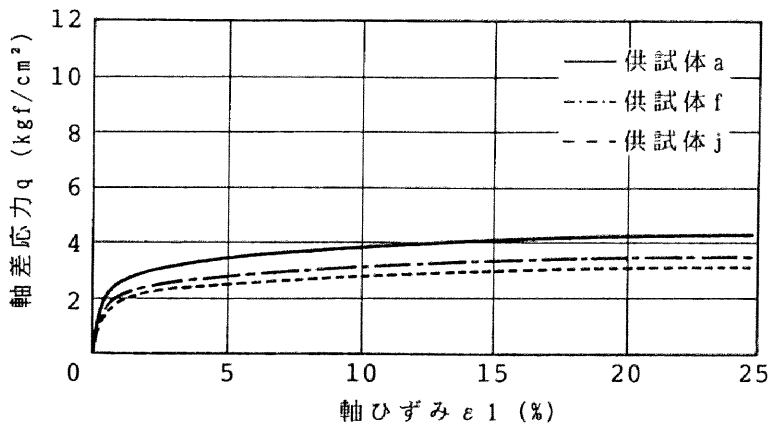


図 2.13 a, f, j の軸差応力 q ~ 軸ひずみ ϵ_1 関係

最後に、有効応力パスについて示す。平均有効応力 p' は、平均全応力 p から間隙水圧 u を減じることにより得ている。しかし間隙水圧は供試体下部より測定した値であり、供試体内部では不均質に分布しているため、有効応力パスも供試体全体を示しているわけではない。すべての載荷速度について図 2.14(a)~(i) に、載荷速度 a 、 f 、 j をまとめて図 2.15 に示す。またこの 3 つの載荷速度に対し、間隙水圧 u ~ 軸差応力 q 関係も図 2.16 に示す。載荷とともに間隙水圧は増加し最大値を示した後、減少する。載荷速度が大きいほど同じ軸差応力に対する発生間隙水圧は小さいが、最大間隙水圧の値は大きくなる。したがって、図 2.15 に示すように載荷速度が大きいほど有効応力パスも鉛直に上昇するようになる。しかし、最大間隙水圧での応力状態は、原点を通る直線に載っていない。Richardson and Whitman⁷⁾ の実験では破壊時の最速、最遅の応力状態は原点を通る直線に載り、破壊時の内部摩擦角 ϕ'_f は変化しないとしている。

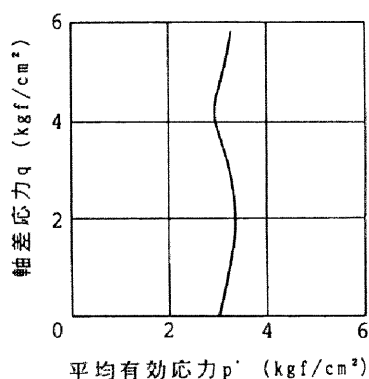
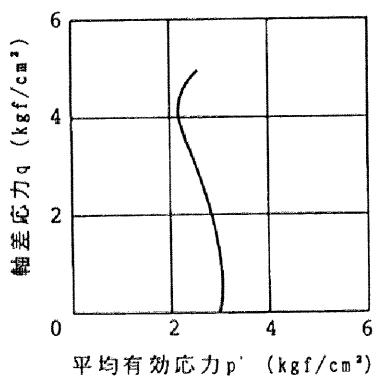


図 2.14 (a) $\dot{q} = 9.0 \times 10^{-2} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$ 図 2.14 (b) $\dot{q} = 3.75 \times 10^{-2} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$

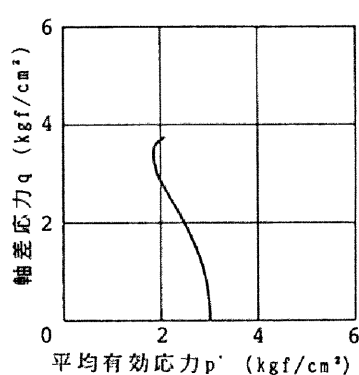
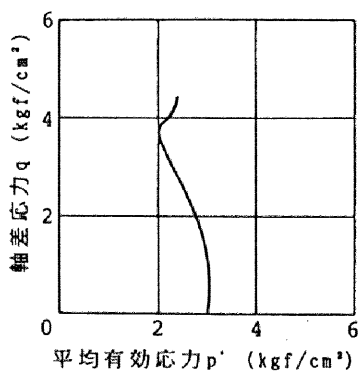


図 2.14 (c) $\dot{q} = 1.5 \times 10^{-2} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$ 図 2.14 (d) $\dot{q} = 5.0 \times 10^{-3} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$

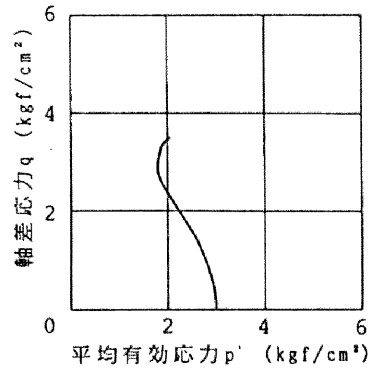
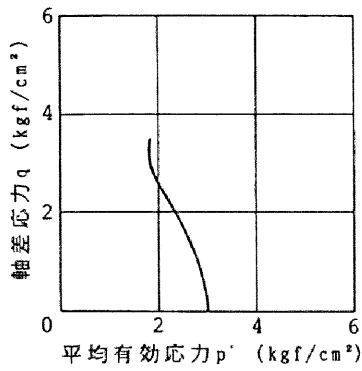


図 2.14 (e) $\dot{q} = 2.0 \times 10^{-3} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$ 図 2.14 (f) $\dot{q} = 1.0 \times 10^{-3} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$

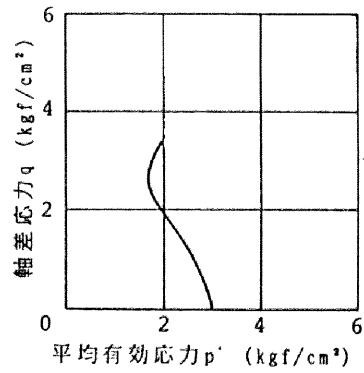
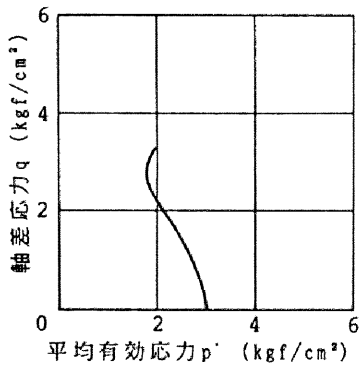


図 2.14 (g) $\dot{q} = 2.0 \times 10^{-4} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$ 図 2.14 (h) $\dot{q} = 1.0 \times 10^{-4} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$

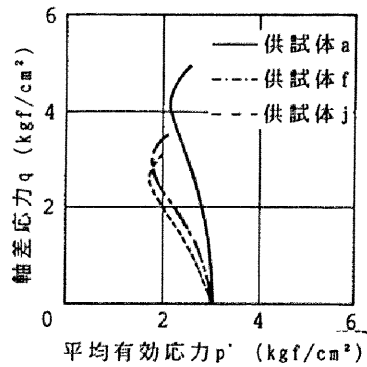
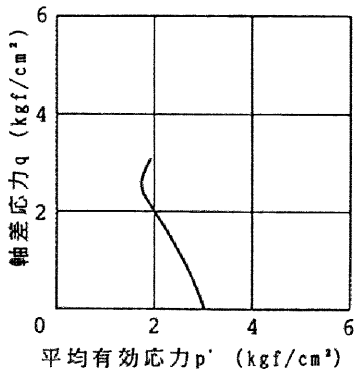


図 2.14 (i) $\dot{q} = 5.0 \times 10^{-5} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$ 図 2.15 a, f, j の有効応力パス

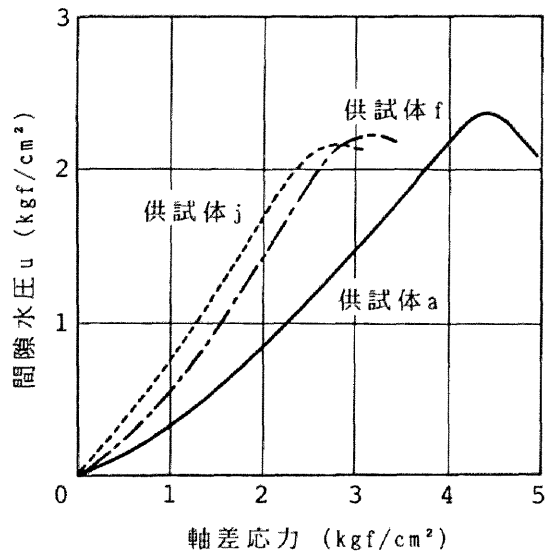


図2.16 a, f, jの間隙水圧 u ～軸差応力 q 関係

2.2.5 三軸圧縮試験の数値シミュレーション

三軸圧縮試験の数値シミュレーションを、以下の2つの方法で行う。1つは非粘性弾塑性(構成)モデルにより部分排水、非排水せん断強度を表現することであり、もう1つは剛塑性変形解析により非排水圧縮試験での軸差応力～軸ひずみ関係を表現することである。

1. 弾塑性圧密変形解析と極限つり合い解析を組合わせた支持力解析による部分排水、非排水せん断強度の表現¹²⁾

関口ら⁸⁾や Carter ら⁹⁾は軸ひずみ速度一定の条件で部分排水三軸圧縮試験のシミュレーションと実験を行い、供試体の破壊がその土の非排水強度と排水強度の中間の荷重で実現する軸ひずみ速度はかなり狭い範囲にあることを示している。しかし、このシミュレーションは、弾塑性圧密変形解析だけに終始していて部分排水三軸試験を支持力問題として捉らえてはならず、せん断初期の荷重、変位関係の様子を詳細に議論している。

ここでは、載荷速度一定条件の部分排水三軸試験を支持力問題として捉らえ、シミュ

原点を通る斜めの直線は、三軸圧縮試験における載荷を表す弾塑性圧密変形解析である。そして、その直線上の A, B, ..., E は、各載荷時の供試体内の有効応力分布を表し、これらを初期値に瞬間載荷（非排水）支持力解析を行うと、それぞれの応力状態（載荷状態）で発揮する極限荷重 a, b, \dots, e が得られる。この $a \sim b \sim c$ を外挿した曲線は刻々の極限支持力を示し、載荷重を示す斜めの直線と交わる点、すなわち $P = p$ なる点、が部分排水支持力 q_f となる。しかし、ここで微小変形理論による弾塑性圧密変形解析では破壊を表現できないだけでなく、破壊近くでの精度が悪くなる。そこで、柴田・関口^{15),16)} および浅岡・大塚^{17),18)} に従い変形解析が十分に信頼できる区間からの外挿により部分排水支持力を求めている。では具体的に部分排水三軸圧縮試験の数値シミュレーションを行う。三軸供試体を表す有限要素メッシュは図 2.18 に示す軸対称条件でサイズは 1/4 である。実験での載荷は剛なキャップおよびペDESTALで行われ摩擦を低減する工夫は行ってないため、解析では図 2.18 に示すよう剛板を介して載荷する。土質パラメータとしては標準圧密結果より得られた圧縮指数 λ 、透水係数 k を用いた。また載荷速度の最も大きい非排水三軸圧縮試験結果よりその強度が合うように膨潤指数 κ を定め、載荷速度の最も小さい部分排水試験結果より M を定めた。これらを合せて表 2.6 に示す。

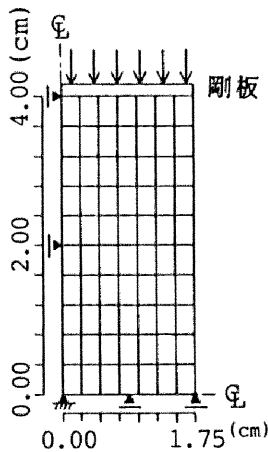


図 2.18 三軸供試体の有限要素メッシュ

表 2.6 : 弾塑性パラメータ

λ	0.135
κ	0.121
M	1.48
K_0	0.7
ν'	0.4082
k	$3.7 \times 10^{-8} (\text{kgf}/\text{cm}^2)$

前述した方法で解析を行った結果、3つの載荷速度 $\dot{q} = 9.0 \times 10^{-2}$ 、 1.0×10^{-3} 、 5.0×10^{-5} kgf/cm/sec に注目して整理する。まず載荷ごとの支持力の増加を図 2.19(a)~(c) に示す。図 2.19(a) は載荷速度が $\dot{q} = 9.0 \times 10^{-2}$ kgf/cm²/sec であり、部分排水条件であるにも

かかわらず、荷速度が大きいと、荷中ほとんど水のマイグレーション(排水)が起こらず、したがって部分排水せん断強度もほとんど上昇しない。一方図 2.19(c) は荷速度が $\dot{q} = 5.0 \times 10^{-5} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$ であり、十分水のマイグレーションが起こりせん断強度も上昇する。このようにして得られたせん断強度をすべての荷速度に対してプロットし、実験値と比較したものが図 2.20 である。解析値は実験でのせん断強度および「部分排水レンジ」ともによく説明している。

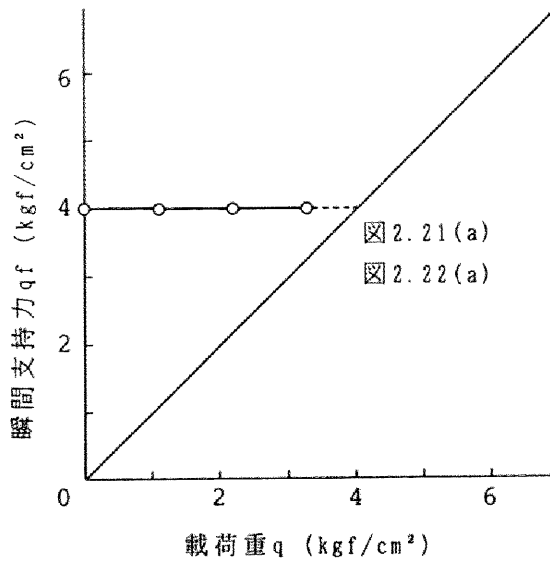


図 2.19(a) 部分排水せん断強度の解析 ($\dot{q} = 9.0 \times 10^{-2} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$)

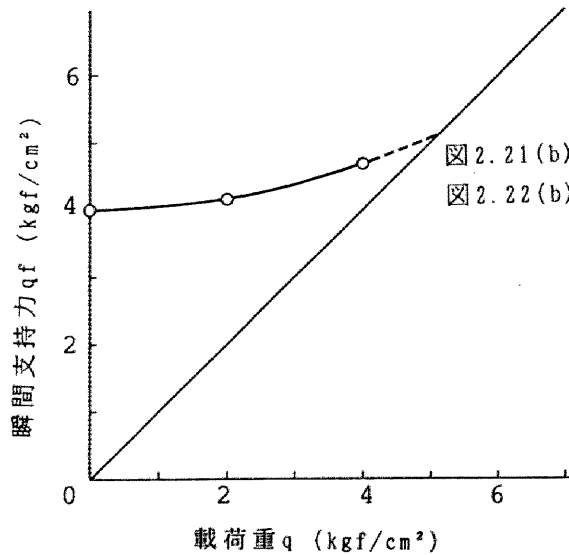


図 2.19(b) 部分排水せん断強度の解析 ($\dot{q} = 1.0 \times 10^{-3} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$)

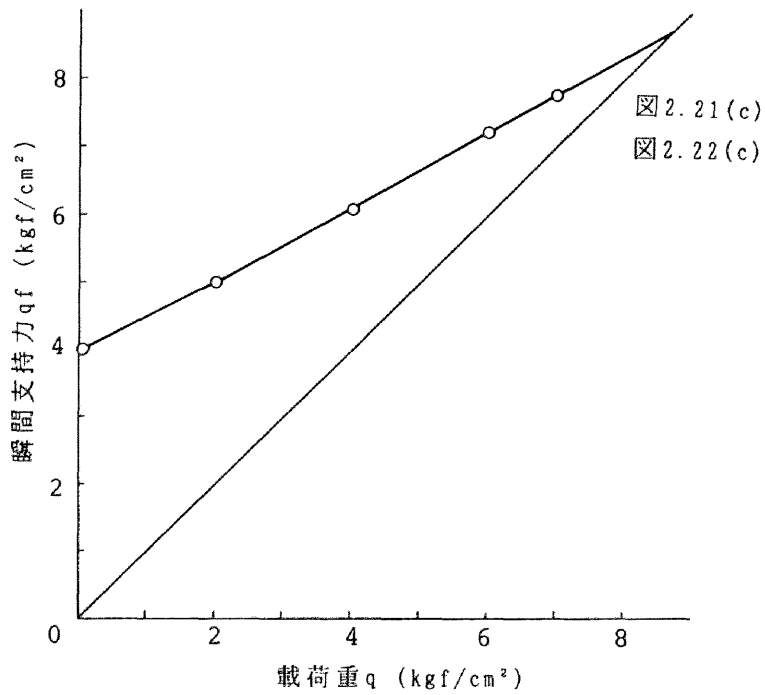


図2.19(c) 部分排水せん断強度の解析 ($\dot{q} = 5.0 \times 10^{-6}$ kgf/cm²/sec)

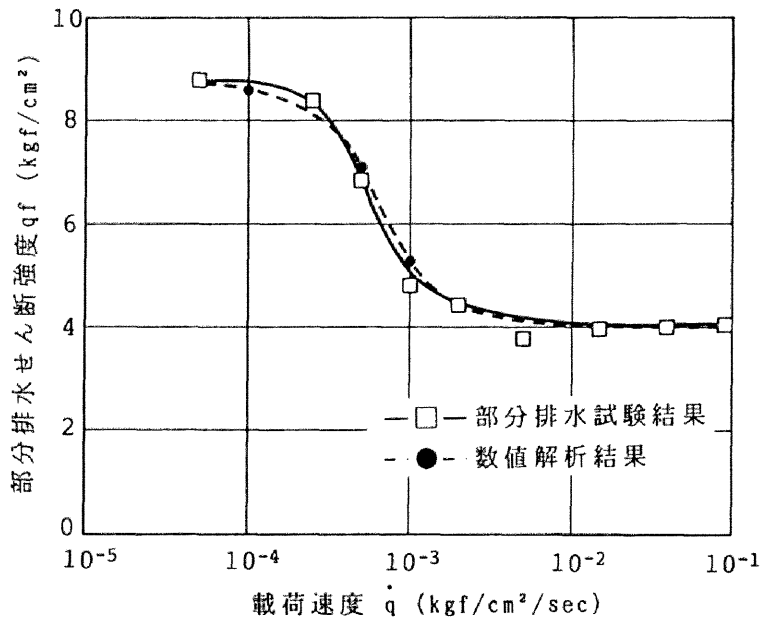


図2.20 部分排水せん断強度 q_f ~ 載荷速度 \dot{q} 関係

また図2.21(a)~(c)には破壊時近傍の過剰間隙水圧分布を、図2.22(a)~(c)には破壊時近傍の比体積分布を示した。「部分排水レンジ」よりも大きい載荷速度では、図2.21(a)に示すように過剰間隙水圧はほとんど消散せず、また図2.22(a)のように比体積分布も排水端を除いてほぼ均質になっている。これより大きい載荷速度でも比体積分布は均質のまま、せん断強度に変化が生じないと予想できる。「部分排水レンジ」よりも小さい載荷速度では、図2.21(c)に示すように過剰間隙水圧はほとんど消散してしまい、それを反映して比体積分布も図2.22(c)のように各エレメントで小さくなっている。このように過剰間隙水圧ほとんど消散しているので、これより小さい載荷速度であっても比体積の減少は起こらず、せん断強度も変化しない。

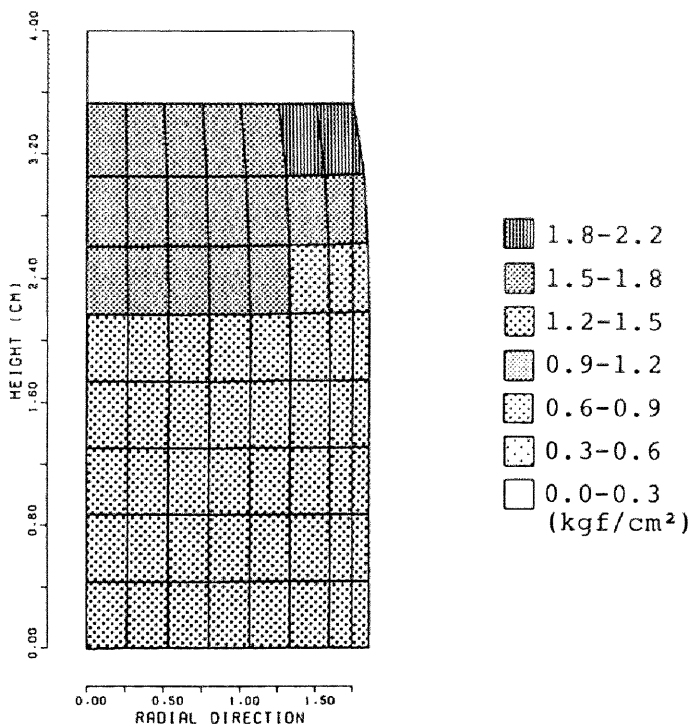


図2.21(a) $q = 3.24 \text{ kgf/cm}^2$ での過剰間隙水圧分布 ($\dot{q} = 9.0 \times 10^{-2} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$)

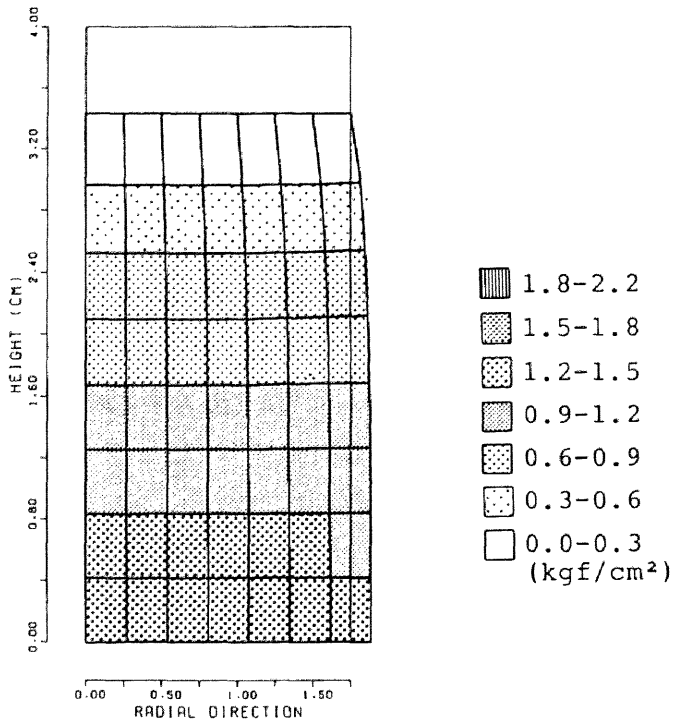


図2.21(b) $q = 4.0 \text{ kgf/cm}^2$ での過剰間隙水圧分布 ($\dot{q} = 1.0 \times 10^{-3} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$)

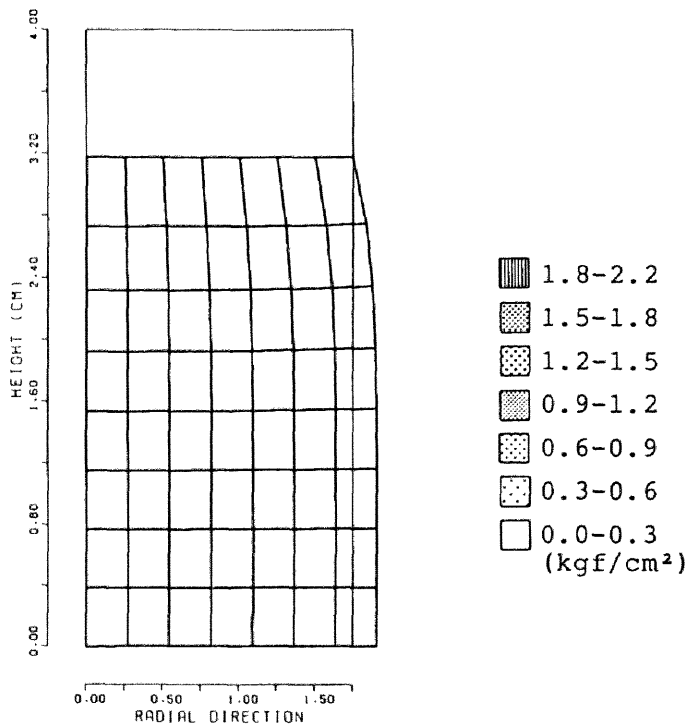


図2.21(c) $q = 7.0 \text{ kgf/cm}^2$ での過剰間隙水圧分布 ($\dot{q} = 5.0 \times 10^{-5} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$)

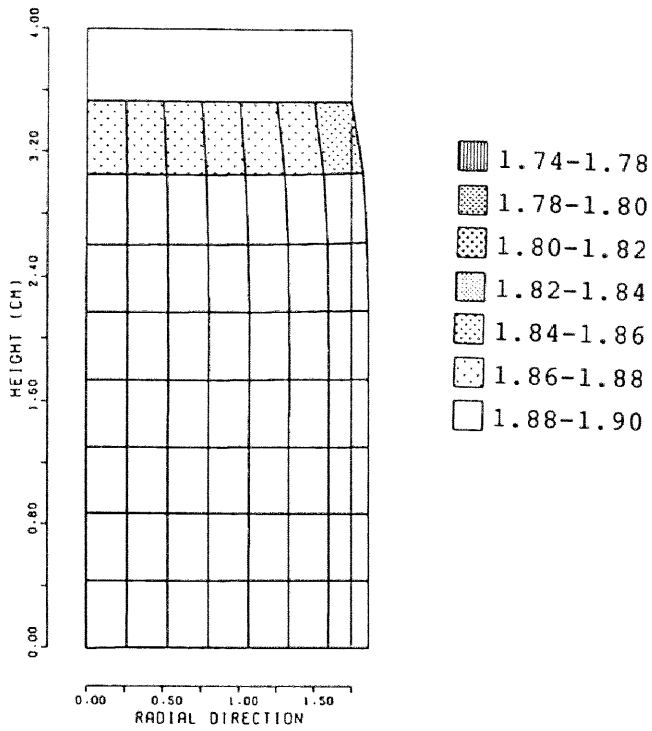


図2.22(a) $q = 3.24 \text{ kgf/cm}^2$ での比体積分布 ($\dot{q} = 9.0 \times 10^{-2} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$)

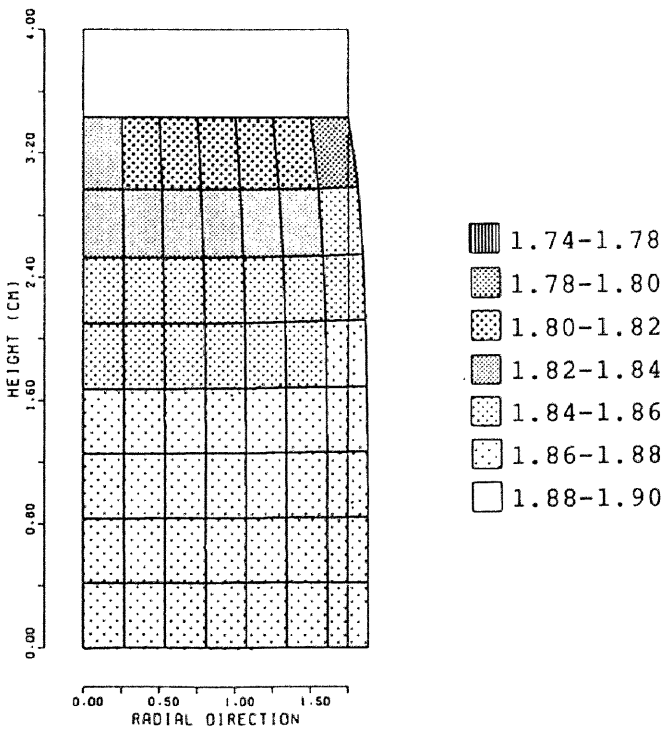


図2.22(b) $q = 4.0 \text{ kgf/cm}^2$ での比体積分布 ($\dot{q} = 1.0 \times 10^{-2} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$)

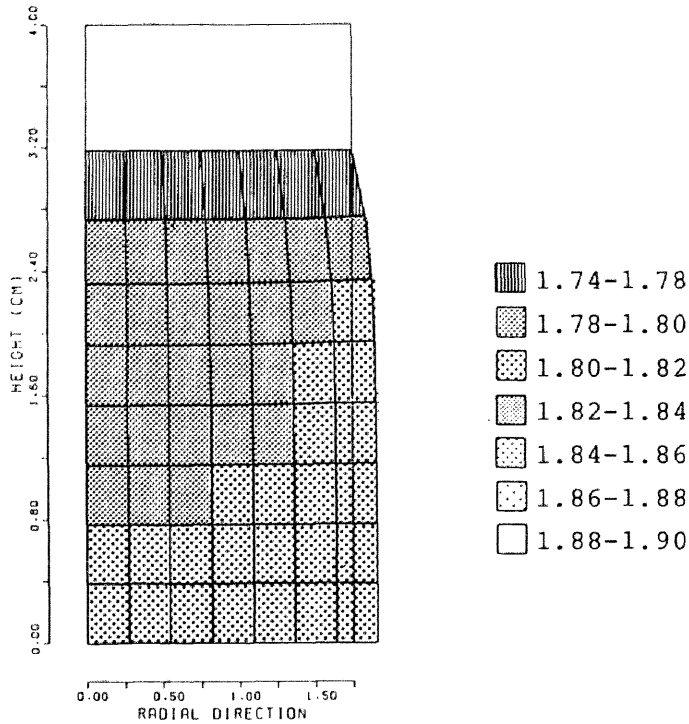


図2.22(c) $q = 7.0 \text{ kgf/cm}^2$ での比体積分布 ($\dot{q} = 5.0 \times 10^{-5} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$)

非排水せん断強度の載荷速度効果のシミュレーションも、境界を非排水条件にするだけで、部分排水試験と同じ初期値・境界値問題として行う。

解析結果を3つの載荷速度 $\dot{q} = 9.0 \times 10^{-2}$ 、 1.0×10^{-3} 、 $5.0 \times 10^{-5} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$ に注目して整理する。まず載荷ごとの支持力の変化を図2.23(a)~(c)に示す。載荷速度が大きいと支持力の変化は見られないが、載荷速度が小さくなると載荷とともに支持力が劣化する。そこで非排水せん断強度~載荷速度関係を図2.24に示し、実験値と比較した。「部分排水レンジ」でのみせん断強度が変化し、載荷速度が小さくなるほどせん断強度が小さくなり、実験と同じ傾向を示しているが、実験値ほどせん断強度は劣化せず、実験では25%劣化するのに対し解析では6%しか劣化しない。図2.25(a)~(c)にそれぞれの載荷速度での破壊時近傍の過剰間隙水圧分布を、図2.26(a)~(c)に破壊時近傍の比体積分布を示した。「部分排水レンジ」よりも大きい載荷速度では、過剰間隙水圧分布は不均質に比体積分布は端部側面を除いて均質になっている。一方このレンジよりも小さい載荷速度では、過剰間隙水圧分布はほとんど均質に、比体積分布は端部が小さく中央部が大きい不均質になっている。

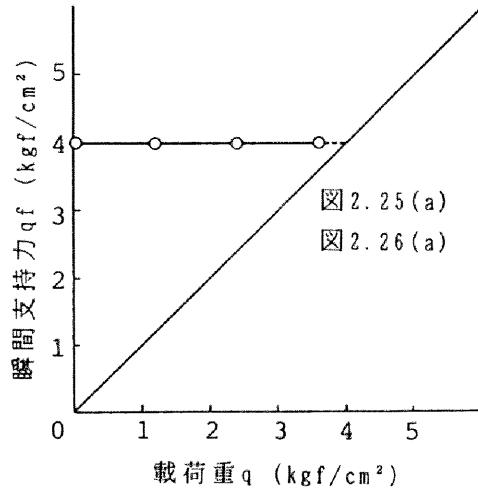


図2.23(a) 非排水せん断強度の解析 ($\dot{q} = 9.0 \times 10^{-2} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$)

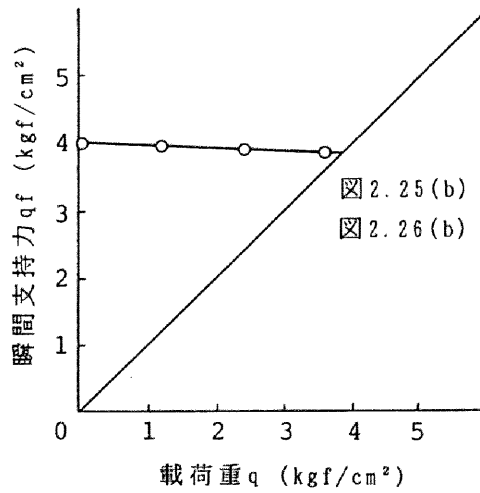


図2.23(b) 非排水せん断強度の解析 ($\dot{q} = 1.0 \times 10^{-3} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$)

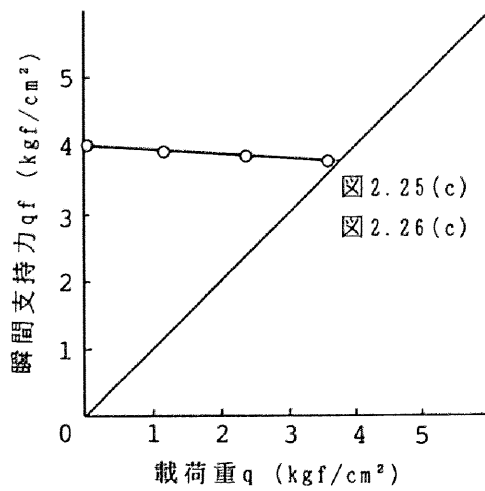


図2.23(c) 非排水せん断強度の解析 ($\dot{q} = 5.0 \times 10^{-5} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$)

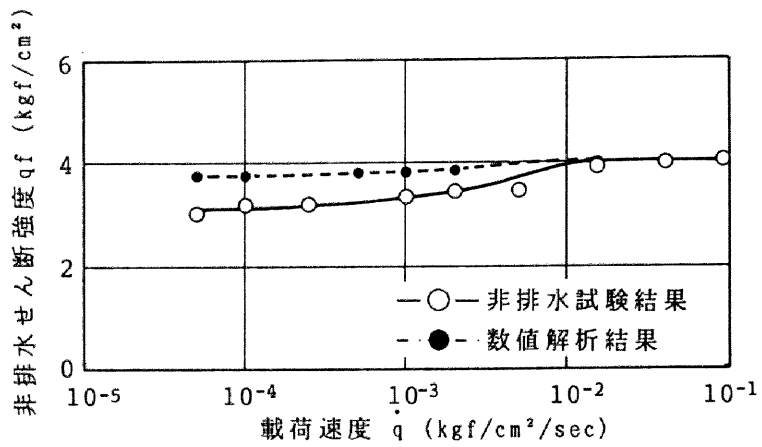


図2.24 非排水せん断強度 $q_f \sim$ 載荷速度 \dot{q} 関係

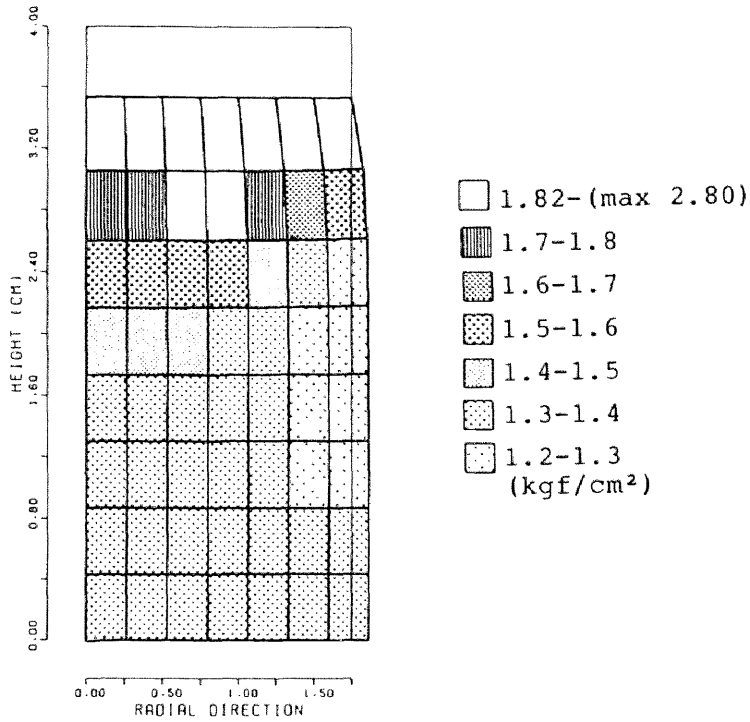


図 2.25(a) $q = 3.24 \text{ kgf/cm}^2$ での過剰間隙水圧分布 ($\dot{q} = 9.0 \times 10^{-3} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$)

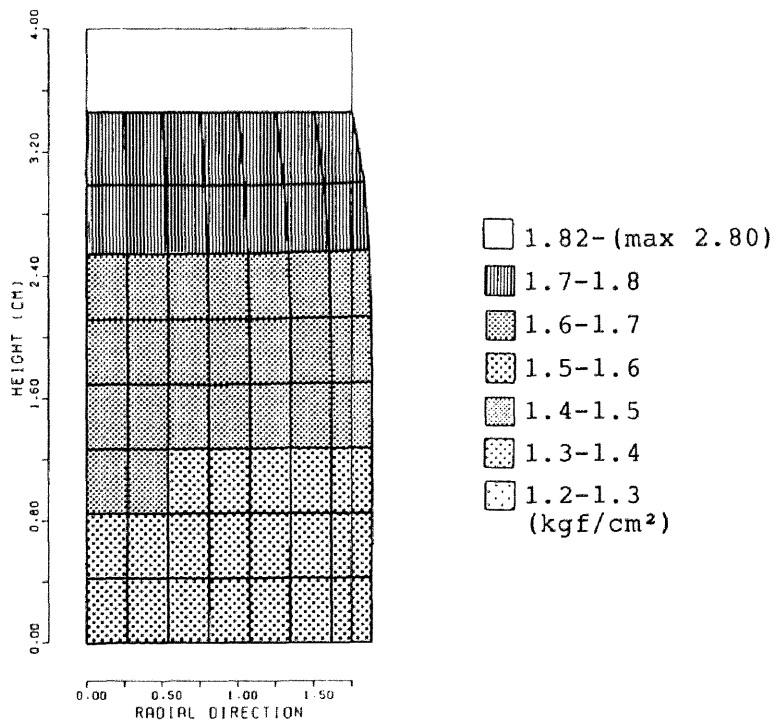


図 2.25(b) $q = 3.6 \text{ kgf/cm}^2$ での過剰間隙水圧分布 ($\dot{q} = 1.0 \times 10^{-3} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$)

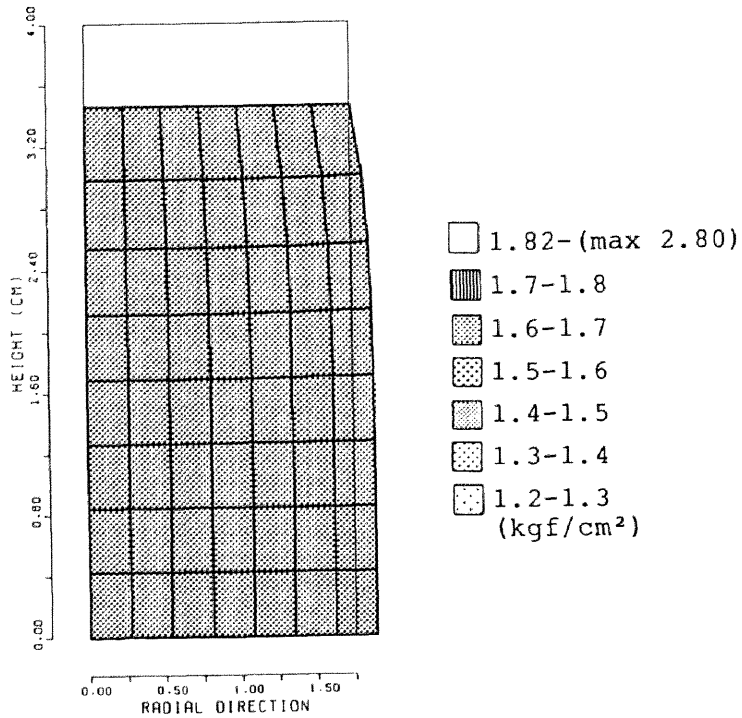


図 2.25(c) $q = 3.6 \text{ kgf/cm}^2$ での過剰間隙水圧分布 ($\dot{q} = 5.0 \times 10^{-5} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$)

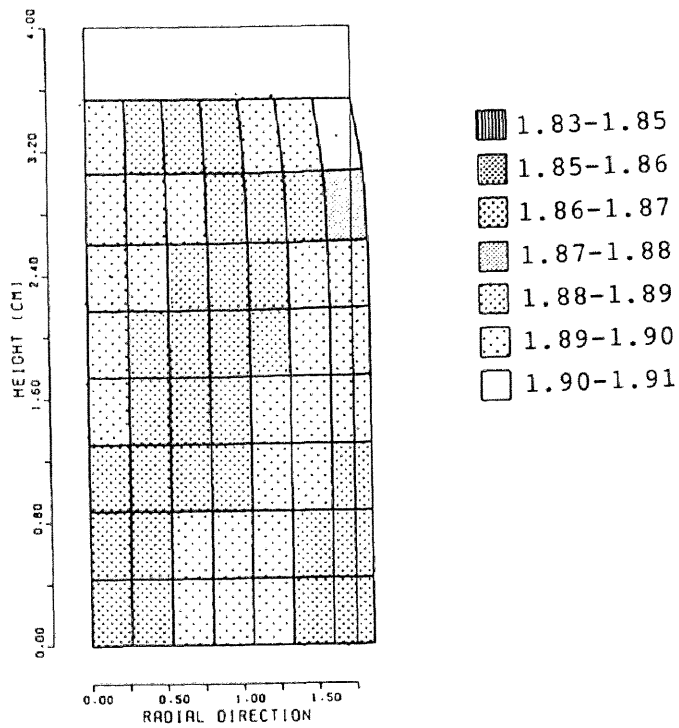


図 2.26(a) $q = 3.24 \text{ kgf/cm}^2$ での比体積分布 ($\dot{q} = 9.0 \times 10^{-2} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$)

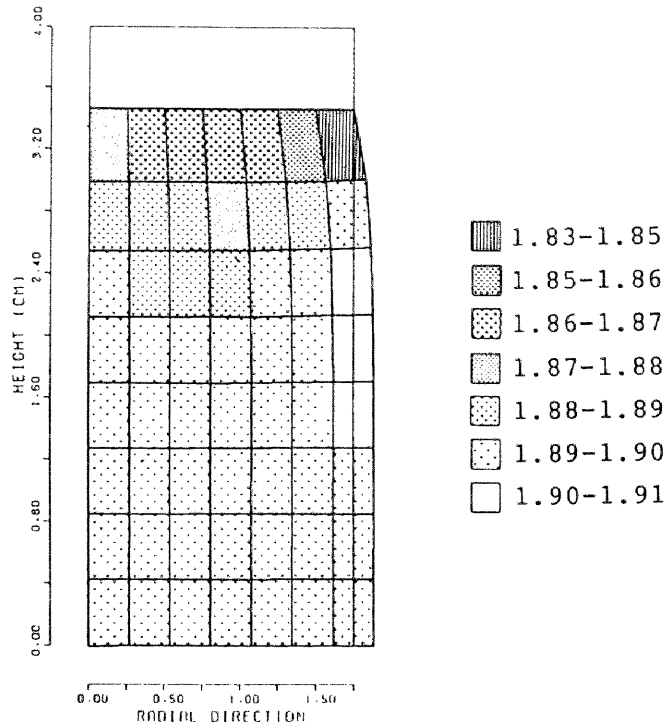


図 2.26(b) $q = 3.6 \text{ kgf/cm}^2$ での比体積分布 ($\dot{q} = 1.0 \times 10^{-8} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$)

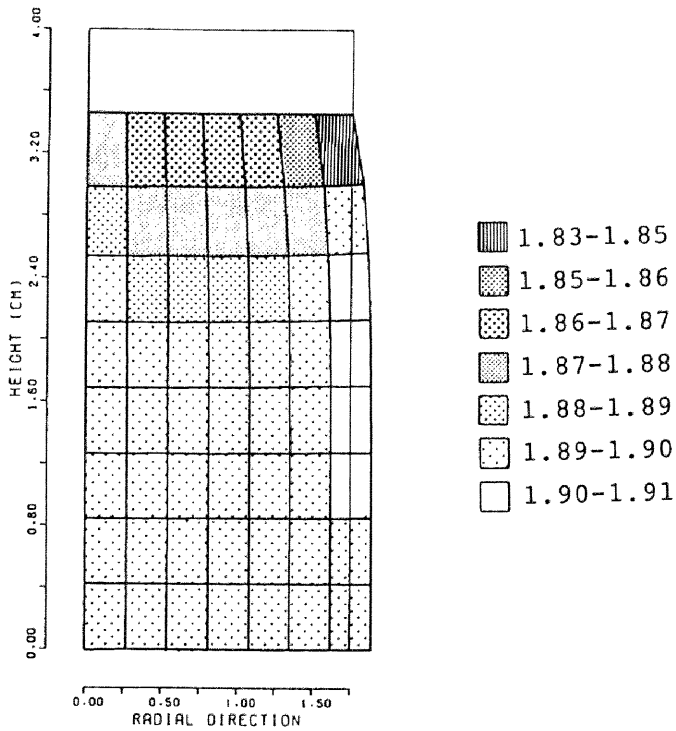


図 2.26(c) $q = 3.6 \text{ kgf/cm}^2$ での比体積分布 ($\dot{q} = 5.0 \times 10^{-8} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$)

2. 剛塑性変形解析による非排水試験の軸差応力～軸ひずみ関係の表現¹⁹⁾

非排水三軸圧縮試験で、せん断強度の変化する載荷速度レンジ ($1.0 \times 10^{-4} \sim 1.5 \times 10^{-2}$ kgf/cm²/sec) よりも大きい載荷速度 (Type b 3.75×10^{-2} kgf/cm²/sec) での構成関係、すなわち軸差応力～軸ひずみ関係を剛塑性変形解析によりシミュレートすることを試みる。ここでの剛塑性変形解析とは、三軸供試体を均質 Mises 材料と仮定し、極限つり合い解析で行った結果得られる塑性ひずみ速度場に、仮定した微小時間ステップをかけることにより刻々の変形を表現することである。もちろん Mises 降伏関数を用いているので、変形の際、すなわち剛塑性変形の際には全ての要素で非圧縮条件が満足されている。非排水せん断強度の変化する載荷速度レンジよりは大きい載荷速度に注目した理由も、載荷速度がかなり大きく供試体内での水のマイグレーションは起らないと仮定することができるためである。

剛塑性変形解析の具体的な手順について説明する。

三軸供試体を表現する有限要素メッシュは図 2.18 と同じであるが、解析での載荷は rigid rough の載荷、すなわち供試体上端の節点の x 方向、 y 方向変位速度をそれぞれ $u_x = 0.0$, $u_y = 1.0$ cm/sec と設定した変位速度境界条件とした。また三軸供試体を強度定数 $q_{f0} = 2.90$ kgf/cm² を持つ均質 Mises 体と仮定した。ここでの強度定数 q_{f0} は、図 2.27 に示すように実験での軸差応力～軸ひずみ関係の直線部分 (軸ひずみ 5%～11%の部分) を延長し、 y 軸 (軸差応力) の切片の値で、Mises 定数 σ_0 とは、以下の関係がある。

$$\sigma_0 = \sqrt{\frac{2}{3}} q_{f0} \quad (2.4)$$

この Mises 定数は変形解析を通じて一定とする。以下の解析条件より極限つり合い解析を行うと、支持力 (ロードファクター)、全節点の変化速度場、そして全要素の全応力タームでの平均応力が得られる。変形は、得られた変位速度場に対し、微小時間ステップ Δt をかけ表現する。ここでは $\Delta t = 0.1$ sec とし、したがって 1 ステップ軸変位で 1.0 cm、軸ひずみで 2.5% 変形する。新たに変形したメッシュに対し Mises 定数は変えずに再び極限つり合い解析を行い、支持力、全要素の平均応力とともに逐次変形を表現してゆく。また解析を通じ全要素での等体積条件が満足することを確認している。各微小ステップごとの過剰間隙水圧分布は、全応力タームでの極限つり合い解析に、

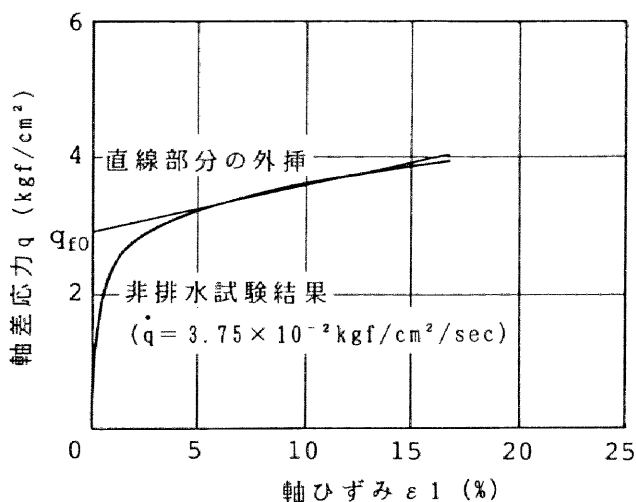


表 2.7 : 剛塑性変形解析パラメータ

q_{f0}	2.90 (kgf/cm ²)
λ	0.135
κ	0.088
M	1.2
p'_0	3.0 (kgf/cm ²)

図 2.27 強度定数 q_{f0} の求めかた

水～土骨格連成式を適用することにより求めることができる。ここでの連成式は Cam clay モデルの非排水条件式

$$p'_{f0} = p'_0 \cdot \exp(-(1 - \kappa/\lambda)) \quad (2.5)$$

であり、 λ は標準圧密試験より得られている。これに極限状態の応力条件 $q_{f0} = Mp'_{f0}$ を代入することにより、先に述べた強度定数 q_{f0} を満足するような M 、 λ を適当に与えると、初期平均有効応力 p'_0 が求まれば、破壊時の平均有効応力 p'_{f0} が求められる。 p'_0 は実験条件から $p'_0 = 3.0 \text{ kgf/cm}^2$ となり、パラメータをまとめると表 2.7 となる。破壊時の全応力タームでの要素ごとの平均応力 p_{fe} 極限釣り合い解析により得られると、要素ごとの過剰間隙水圧 u_{fe} は、

$$u_{fe} = p_{fe} - p'_{f0} \quad (2.6)$$

により求めることができる。

解析の結果、得られた軸差応力～軸ひずみ関係を実験結果とともに図 2.28 に示す。実線が試験値で、白まるが軸ひずみ 2.5% おきに剛塑性解析を行ったときの支持力 (軸差応力) である。軸ひずみ増加に対し、一定の割合で増加し、実験における軸ひずみ

5%~15%付近での直線部分をうまく表現している。解析を通じ弾塑性パラメータ、Mises定数は全く変えていないので、この解析結果の意味することは三軸試験で得られた軸差応力~軸ひずみ関係において、その接線勾配が急に小さくなる点(軸ひずみ数%)以降では、三軸供試体はすでに極限状態になっていて、軸差応力~軸ひずみ関係が直線的に上昇して行くのは、変形する三軸供試体の幾何形状の変化(geometry change)の効果であるということである。図2.29に破壊時の過剰間隙水圧分布も示した。過剰間隙水圧分布は不均質に分布しており、不連続なちどり状の分布になっている。

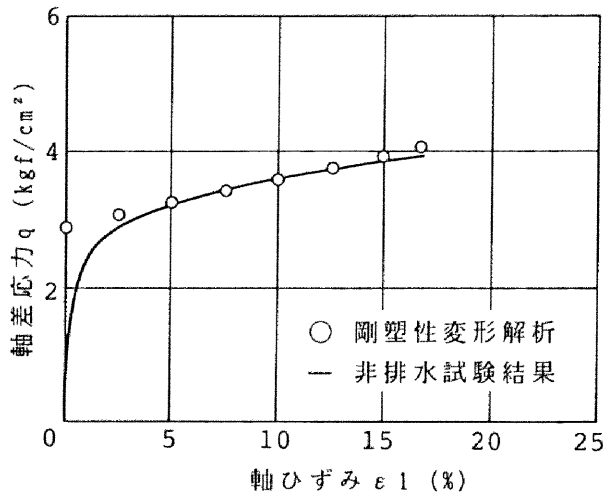


図2.28 軸差応力 q ~軸ひずみ ϵ_1 関係

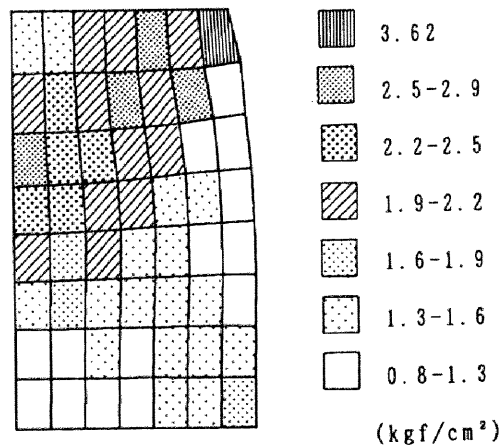


図2.29 破壊時の過剰間隙水圧分布

2.2.6 考察～部分排水効果と水のマイグレーション効果

2.2.3、2.2.4において行った部分排水・非排水三軸圧縮試験のせん断強度～載荷速度関係を合せて図2.30に表す。両試験ともせん断強度は、載荷速度 \dot{q} が $1.0 \times 10^{-4} \sim 1.5 \times 10^{-2}$ kgf/cm²/secという非常に狭いレンジでのみ変化し、このレンジよりも大きい載荷速度や小さい載荷速度でのせん断強度は載荷速度の影響を受けない。この結果および2.2.5の数値シミュレーション結果をもとに非排水せん断強度の載荷速度効果の原因について考察する。

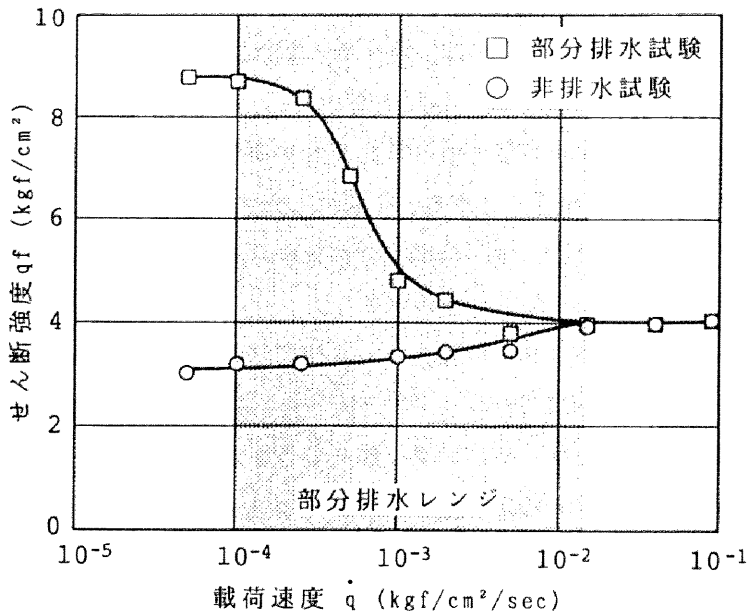


図2.30 部分排水・非排水せん断強度 q_f ～載荷速度 \dot{q} 関係

まず部分排水効果の現れる原因について述べる。飽和粘性土は金属などに代表される材料とは違い、水～土骨格の2相系材料であり、その強度は供試体の比体積 v ($v = 1 + e$; e は間隙比)に支配されるという特徴がある。部分排水試験は供試体上下端の排水コックを開けたまま有限な載荷速度でせん断する試験であり、せん断強度が変化するのは排水によってその比体積が変化しているためである。試験中、三軸供試体内は過剰間隙水圧がせん断によって不均質に発生し、この水圧の勾配によって、すなわちDarcy則に従って水のマイグレーションが起こる。部分排水試験において載荷速度 \dot{q} が 1.5×10^{-2} kgf/cm²/secよりも大きい場合、せん断強度は載荷速度によらず4.0 kgf/cm²で一定である。このこ

とは発生する間隙水圧によって水のマイグレーションが起ころうとするが、それ以上に載荷速度が大きいため、たとえ上下端排水条件であっても排水が起こらずに非排水的に破壊に至るためである。図 2.7(a)~(c) の体積ひずみ~軸ひずみ関係ではほとんど体積ひずみが生じずに非排水的であること、また図 2.30 に示すように部分排水レンジよりも大きい載荷速度では、部分排水せん断強度が非排せん断強度とほぼ等しい値であることも、この理由を裏付けている。逆に載荷速度 q が $1.0 \times 10^{-4} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$ よりも小さい場合、載荷にともない発生した過剰間隙水圧により水のマイグレーションが十分起こり、過剰間隙水圧は完全に消散する。したがってこの速度よりも小さい載荷速度では、これ以上の比体積の減少は起こらずせん断強度に変化はない。

載荷速度が $1.0 \times 10^{-4} \sim 1.5 \times 10^{-2} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$ であれば、載荷速度によってこのマイグレーションの程度に違いが出て供試体内の比体積が変化し、さらに有効応力パスが変化して、せん断強度に影響を与える。これが部分排水効果の現れる原因である。比体積の変化は、図 2.7(d)~(i) に示したように部分排水レンジでは載荷速度によって体積ひずみが増加していることからもうかがえる。

この考察をふまえて非排水せん断強度の載荷速度効果の原因について考察する。非排水せん断強度もまた、「部分排水レンジ」と同じレンジでのみ載荷速度の影響を受け、レンジ外の大きい載荷速度や、小さい載荷速度でのせん断強度は、その影響を受けない。この試験結果は非排水せん断強度の載荷速度効果の原因の 1 つが部分排水せん断強度の載荷速度効果と同じ原因、すなわち水のマイグレーションによるものであることを示唆している。2.2.5 の数値シミュレーション結果より、部分排水レンジよりも大きい載荷速度では図 2.25(a)、図 2.26(a) から過剰間隙水圧は不均質に、比体積は均質になっている。一方、小さい載荷速度では図 2.25(c)、図 2.26(c) に示すように、間隙水圧は均質に比体積は不均質になっている。また、付録 2.3 で示す京都深草粘土の非排水三軸圧縮試験結果は、部分排水レンジより大きい載荷速度での破壊後の含水比分布はほぼ均質になり、一方小さい載荷速度の含水比分布はかなりばらついている。すなわち、非排水試験を行うとせん断とともに供試体内に正の過剰間隙水圧が不均質に発生する。この不均質な間隙水圧により水のマイグレーションが起こる。そして部分排水効果の現れる載荷速度レンジであれば、載荷速度の違いによって水のマイグレーションの程度が異なってくる。つまり境界が非排水であるため供試体全体の比体積は変わらないが、載荷速度が小さいほど水のマイグレーションの程度が大きく、それに

よって比体積の不均質性の程度が大きくなる。そのためせん断強度は小さくなる。一方、このレンジよりも大きい載荷速度では、水のマイグレーションが起こるよりも速く載荷するため、載荷速度によらず供試体内の比体積は均質のまま破壊に至るためにせん断強度は大きくなる。また逆にこのレンジよりも小さい載荷速度では、水のマイグレーションが十分に起こり、したがって載荷速度によらず供試体内は間隙水圧は均質であり、比体積は不均質になりせん断強度は小さくなると考察できる。

もし、部分排水せん断強度と非排水せん断強度が図 2.30 のように同じ載荷速度レンジで変化せず、例えば、図 2.31(a)、(b) のようにそれぞれが異なった載荷速度レンジで変化していたら、非排水せん断強度の載荷速度効果の原因を水のマイグレーションの程度の違いによることに求めることはできなかつたであろう。何十年、何百年までの広がりのある土質工学のタイムスケールの中で、 $1.0 \times 10^{-4} \sim 1.5 \times 10^{-2} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$ という非常に狭い載荷速度レンジでのみ、ほぼ等しく部分排水、非排水せん断強度の変化が現れているということは、その主な原因の 1 つに水のマイグレーション効果があると考えることができる。

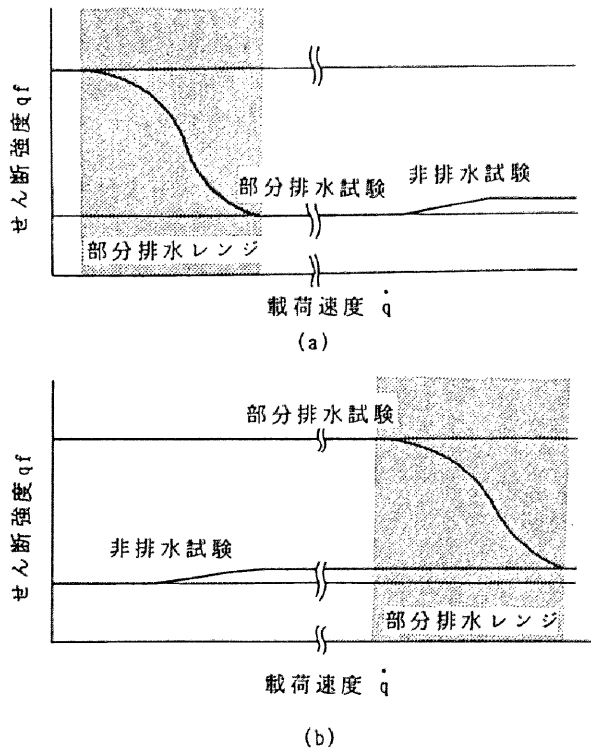


図 2.31 部分排水レンジの位置関係

図 2.30 は、4 章で横軸を q から k にかえて再び登場する。すなわち、4 章では現場の問題に応用して地盤の変形・支持力に及ぼす k の影響を調べている。図 2.30 は実験結果であり、排水条件・供試体高さ・側圧の大きさなどの違いより、現場の問題と直接比較することはできないが、あえて部分排水効果の現れる載荷速度の工学的意味を検討すると、 $1.0 \times 10^{-4} \sim 1.5 \times 10^{-2} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$ は実際の現場において、 $8.47 \times 10^2 \sim 1.27 \times 10^5 \text{kN/m}^2/\text{day}$ に相当しかなり大きい載荷速度となっている。

2.2.5 で弾塑性モデルによる部分排水・非排水せん断強度の数値シミュレーションを行ったところ、部分排水試験については弾塑性パラメータを操作することによってせん断強度およびせん断強度が変化する載荷速度レンジを模擬することはできが、非排水試験については、部分排水効果の現れる載荷速度レンジでのみそのせん断強度が変化した。せん断強度の劣化について実験値は 25%劣化した。解析値は 6%程度しか劣化しなかった。

このように非排水せん断強度の載荷速度効果は水のマイグレーション効果のみによって表現できるものではなく、他の多くの原因を含んでいる。これらの原因を究明していくことは今後の課題であるが、その中で考えられる 2 つの原因を挙げる。

(1) 土骨格の荷重応答には何らかの粘性項が存在する。

数多くある弾粘塑性モデルのなかで、関口^{3),4)}の提案したモデルにより非排水三軸試験の数値シミュレーションを行う。詳しい説明は文献に譲るとして、このモデルの特徴は、1) 有効応力表示による時間依存の破壊条件、2) 非排水クリープ中の有効応力状態の migration を構成する方程式、3) 破壊時間とクリープ応力の関係、4) 最小クリープ速度での有効応力状態を構成する方程式、5) クリープ破壊全般にわたる軸ひずみ、軸ひずみ速度の時間依存の変化を統合するクリープ方程式などの非排水クリープ破壊の主要な側面を明確に説明できることであり、もちろん非排水せん断強度の載荷速度効果についても応用することができる。解析するにあたって用いる弾塑性パラメータは表 2.6 と同じであり、粘性項を表す 2 つのパラメータ、二次圧縮係数 α と初期体積ひずみ速度 \dot{v}_0 は、2 種類の載荷速度 ($\dot{q} = 1.5 \times 10^{-2}$ 、 $1.0 \times 10^{-4} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$) での強度を合わせるように逆算した。その結果、

$$\alpha = 3.0358 \times 10^{-3}, \quad \dot{v}_0 = 1.8885 \times 10^{-5} (1/\text{sec})$$

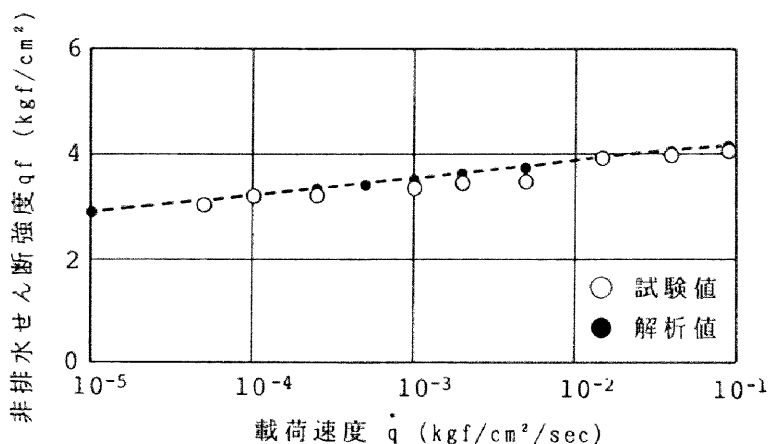


図2.32 関口の弾粘塑性モデルとの比較

となった。そして解析した結果を実験値と合せて図2.32に示す。せん断強度の変化をよく説明するが、部分排水レンジをはずした大きい載荷速度ではせん断強度は上がり続け（正確には $q_f = Mp_0$ が限界であるが）、逆に小さい載荷速度では下がり続けてしまい、試験結果を表現することができない。

(2) 破壊に至るまでの供試体の変形を、現時点での解析モデルでは十分表現できない。

この節においては非排水せん断強度に注目しているが、実際には破壊に至るまでの供試体の変形挙動および破壊モードも、載荷速度によって、つまり水のマイグレーションの程度の違いによってかなり異なってくる。その上破壊時にはいろいろなせん断面が供試体に入り軸対称条件は崩れてしまう。現時点では、このような現象を数値計算で表現することは困難である。このような破壊に至るまでの挙動を追跡することは、破壊の研究の主流であり、今後の大きな課題である。そこで、新たに節を設けて、両三軸圧縮試験の載荷速度の違いによる変形挙動および破壊モードを詳細に記述した。

付録2.3に川崎粘土とは違う粘土として、シルト分をかなり多く含む京都深草粘土を挙げ、三軸圧縮試験を実施して水のマイグレーション効果を示した。試験は2種類行い、1つは載荷速度を変化させた部分排水・非排水試験で、もう1つは非排水クリープ試験である。

2.3 三軸供試体の変形挙動・破壊モードに及ぼす載荷速度効果

2.3.1 はじめに

2.2 において非排水せん断強度の載荷速度効果を弾塑性構成モデルを用いて数値シミュレーションした結果、載荷速度の小さい試験ではせん断強度をうまく説明できなかった。その大きな原因の一つに載荷速度によって供試体の変形のしかたや破壊モードは影響を受けることが挙げられる。土は水～土骨格の2相系材料であるから載荷速度の違いによって部分排水レンジであれば水のマイグレーションの程度が異なり、供試体内の比体積が不均質になる。さらにはその比体積の不均質性によって供試体の変形のしかたや破壊モードが異なってくるのである。

このような載荷速度の違いによる供試体の変形のしかたや破壊モードの違いを計算によって表現することはまだ困難であり、今後の課題である。しかしこのことは現在盛んに行われている土の破壊の研究が水～土系ならではの不均質性の発展の解析と不可分に結びつくべきことを示している。

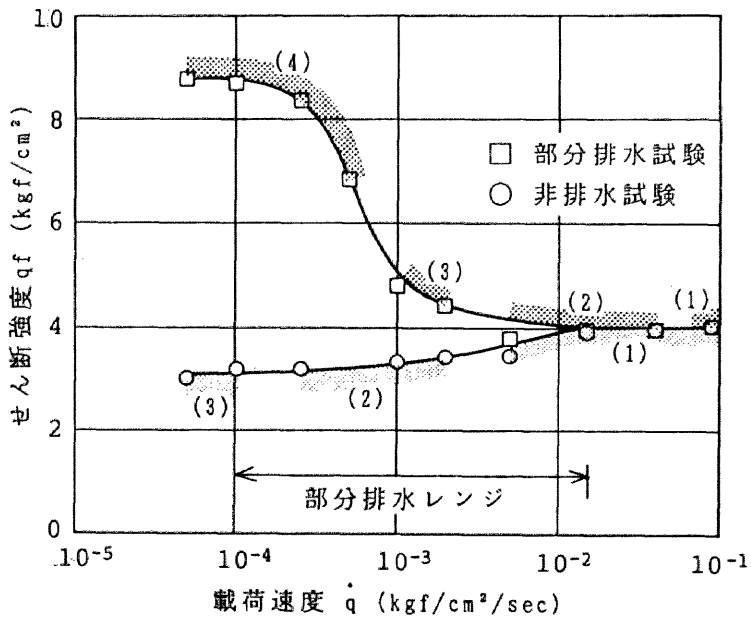


図2.33 載荷速度による変形のしかた・挙動破壊モードの分類

そこで本節では、前節で行った部分排水・非排水三軸圧縮試験において、せん断初期から破壊に至るまでの変形挙動を写真撮影を行い、刻明に観察した。さらに破壊後の供試体を詳しくスケッチして、せん断面の有無も調べた。そして部分排水効果の現れる載荷速度レンジ内外で、載荷速度によって変形のしかたや破壊モードがどのように変化するのかを調べた。

実験結果から述べると、図 2.33 に示すように部分排水試験では (1)~(4) の 4 種類に、非排水試験では (1)~(3) の 3 種類に変形挙動・破壊モードが分類することができた。それぞれの詳細を以下に述べる。

2.3.2 部分排水試験に見られる 4 つの破壊モード

部分排水試験において、その破壊モードは載荷速度が小さくなるにつれ、「ひょうたん型」、「ちょうちん型」、「太ったちょうちん型」、「やせたちょうちん型」の 4 つに変化する。

1. 「ひょうたん型」～ $\dot{q} > 9.0 \times 10^{-2} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$ の載荷速度レンジ (図 2.34)

- (a) 供試体の両端面 (供試体がキャップ、ペDESTAL に接している部分、図中 A) と中央部 (図中 B) の側面を固定し、供試体を上から潰したようで供試体全体として“ひょうたん”のように真ん中がくびれた形に変形する。
- (b) 載荷速度が大きいため、軸ひずみが 10% になる付近から供試体はキャップおよびペDESTAL からはみでる部分が現れる。そしてはみでた側の中央のくびれた部分は消えてしまう。はみでていない側の中央のくびれた部分 (図中 C) に水平にしわが何本も入る。しかしせん断面は発生しない。

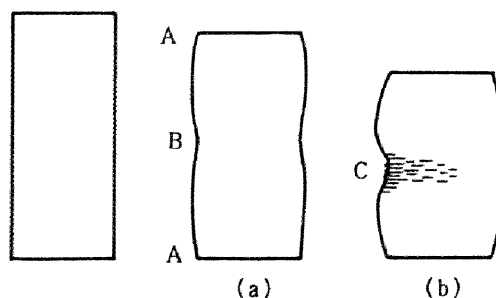


図 2.34 破壊に至るまでの変形のしかた ($\dot{q} > 9 \times 10^{-2} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$)

ここで载荷速度 $\dot{q} = 9.0 \times 10^{-2} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$ (Type A)での破壊モードを図 2.35 に示す。

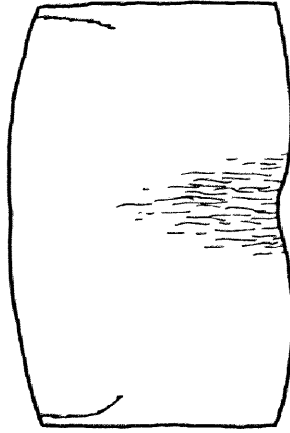


図 2.35 破壊後スケッチ ($\dot{q} = 9 \times 10^{-2} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$)

2. 「ちょうちん型」 $\sim 5.0 \times 10^{-3} \text{kgf/cm}^2/\text{sec} < \dot{q} < 3.75 \times 10^{-2} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$ の载荷速度レンジ(図 2.36)

- (a) 両端部(図中 A)は変形せず、中央部(図中 B)のみがふくらみ“ちょうちん”に似た形に変形する。この時、载荷速度の大きい試験(Type B: $\dot{q} = 3.75 \times 10^{-2} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$)では、せん断とともに中央がわずかにくびれた「ひょうたん型」となり、载荷速度の小さいものほど変形しない部分の長い「ちょうちん型」となる。
- (b) 軸ひずみ 15%付近で中央部に肉眼で見える“みみず腫れ”のようなしわが 2~4 本斜めにほぼ平行で等間隔に入る。この時、供試体の裏側も同じ向きのしわが入っている。(a)の段階でひょうたん型であった Type B の供試体は、この段階で中央のわずかにくびれた部分に斜めのしわが何本も入り、その形を「ちょうちん型」に変える。
- (c) 軸ひずみ 20%付近でしわのうち一本だけが、あるいは数本のしわが合わさって変形していない上下側面部と中央部との境(図中 C)に向かって伸びてせん断面となる。さらにせん断が進むと初めのせん断面をクロスして x 字型になるように逆方向にせん断面が現れるときがある。部分排水試験はこの载荷

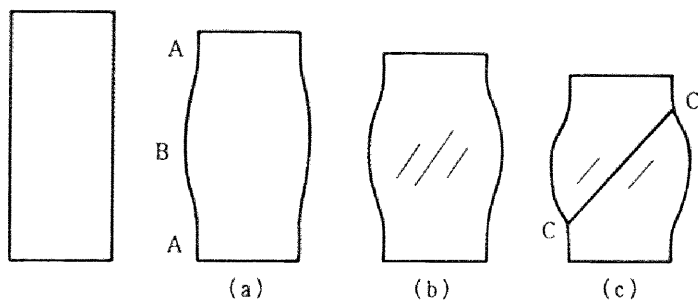
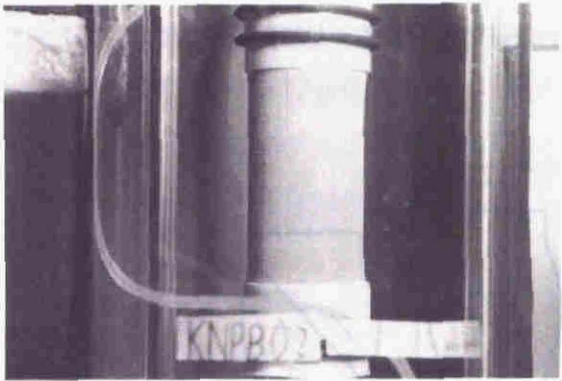


図 2.36 破壊に至るまでの変形のしかた
 $(5 \times 10^{-3} \text{kgf/cm}^2/\text{sec} < \dot{q} < 3.75 \times 10^{-2} \text{kgf/cm}^2/\text{sec})$

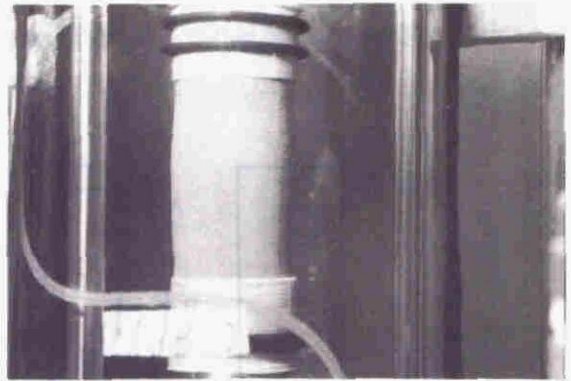
速度レンジでのみ卓越するせん断面が現れる。特に $\dot{q} = 5.0 \times 10^{-3} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$ での供試体はほかの载荷速度に比べてせん断面がはっきり現れるので、せん断強度も図 3.30 の外挿した曲線よりも若干下がる。

Type D($\dot{q} = 5.0 \times 10^{-3} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$) のせん断試験において、供試体が破壊に至るまでの変形の様子をひずみごとに写真 2.1(a)~(g) に示す。写真 2.1(a),(b) : せん断初期から供試体中央部がふくらみ、供試体上下部分(端部から中央部に至るまでの側面部分)は初期状態と同じでほとんど変形しない。写真 2.1(c) : さらにせん断が進むと、変形はやはり中央部のみでそのふくらみを増す。写真 2.1(d) : 軸ひずみ $\epsilon_1 = 15\%$ 付近で供試体中央部に斜めにしわが肉眼で見えるもので数本入る。同時に変形している部分としていない部分との境にも水平にしわが入ってくる。写真 2.1(e),(f) : 中央部のしわを切るようにせん断面が入り、その後そのせん断面を切るように新たなせん断面が入り、中央部が x 字型になる。写真 2.1(g) : 破壊した供試体でちょうちんのような形になっている。また写真 2.2 にも同じ载荷速度の破壊後の供試体を示す。中央部でのみせん断が起り、その上下部はほとんど初期状態のまま変形していない。

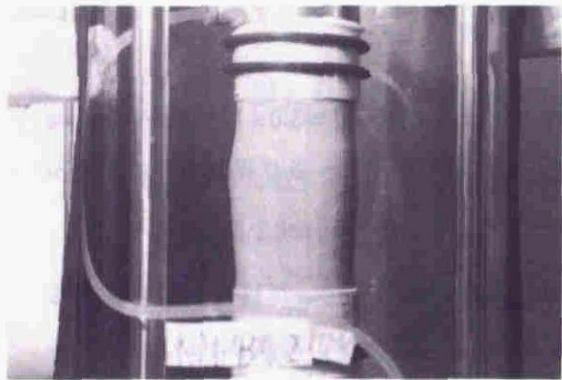
ここで载荷速度 $\dot{q} = 3.75 \times 10^{-2} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$ (Type B)、 $1.5 \times 10^{-2} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$ (Type C)での破壊モードをそれぞれ図 2.37、2.38 に示す。



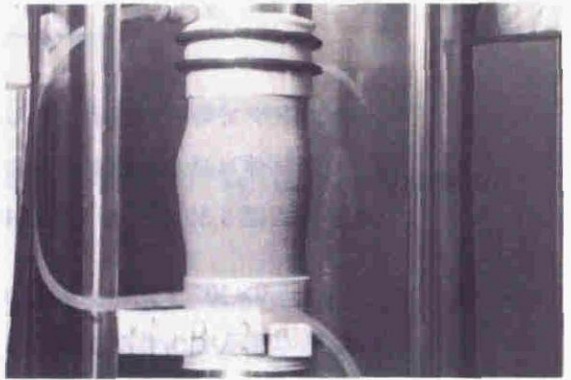
(a) 試験直前



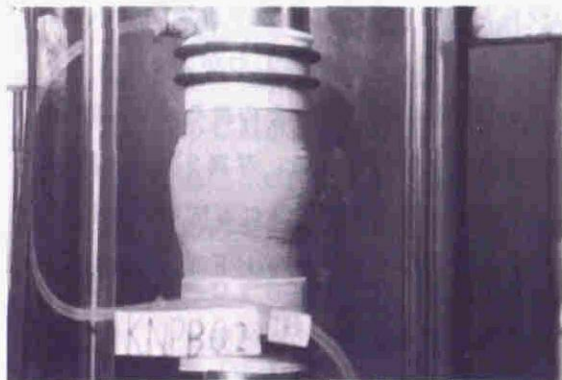
(b) 軸ひずみ $\epsilon_1 = 7\%$



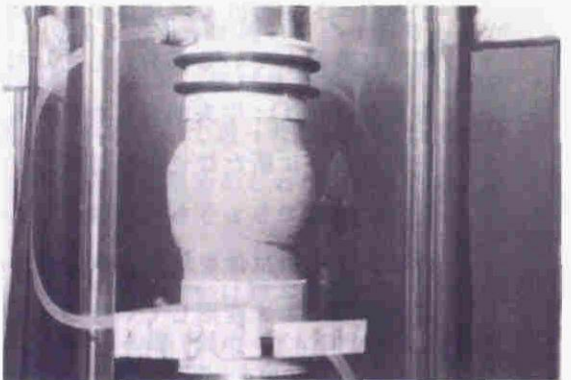
(c) 軸ひずみ $\epsilon_1 = 11\%$



(d) 軸ひずみ $\epsilon_1 = 15\%$

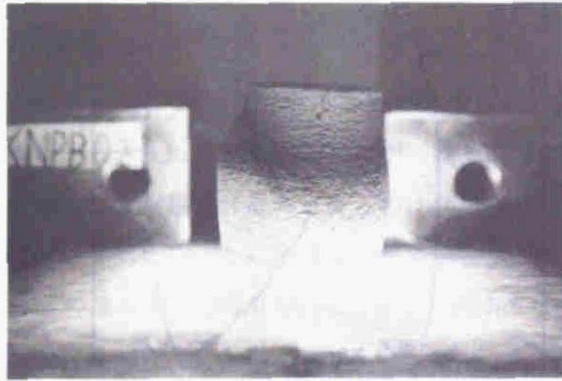


(e) 軸ひずみ $\epsilon_1 = 20\%$



(f) 試験終了

写真2.1(a)~(f) Type D ($\dot{q} = 5.0 \times 10^{-3} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$) の変形挙動



(g) 試験終了

写真2.1(g) Type D ($\dot{q}=5.0 \times 10^{-3} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$) の変形挙動



写真2.2 Type Dの他の破壊モード

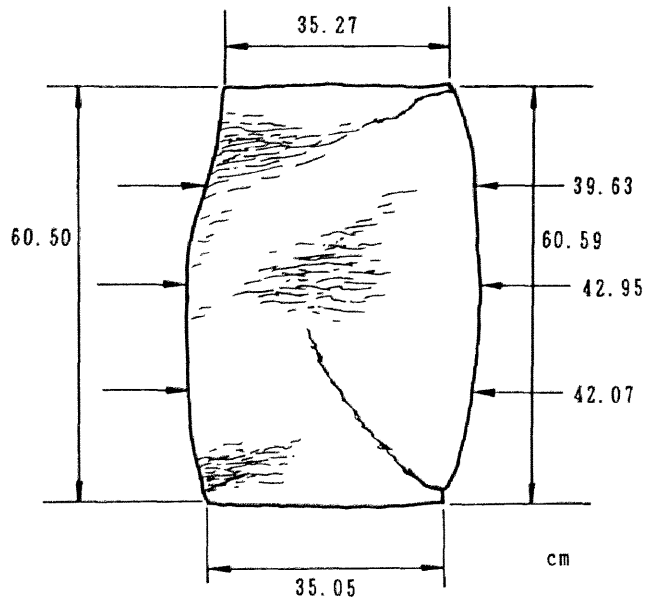


図 2.37 破壊後スケッチ ($\dot{q}=3.75 \times 10^{-2} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$)

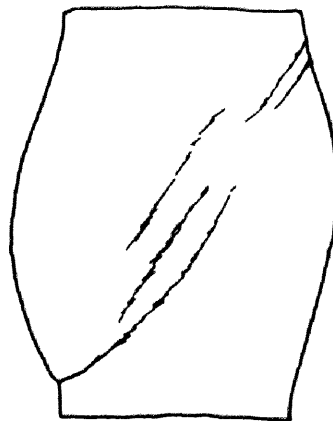


図 2.38 破壊後スケッチ ($\dot{q}=1.5 \times 10^{-2} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$)

3. 「太ったちょうちん型」 $\sim 1.0 \times 10^{-3} \text{kgf/cm}^2/\text{sec} < \dot{q} < 2.0 \times 10^{-3} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$ の載荷速度レンジ (図 2.39)

- (a) 両端部は変形せず中央部のみがふくらみ「ちょうちん型」に変形する。また変形しない供試体上下側面は、 $5.0 \times 10^{-3} \text{kgf/cm}^2/\text{sec} < \dot{q} < 3.75 \times 10^{-2} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$ の載荷速度レンジの時に比べて長くなっている。
- (b) 軸ひずみ 16%付近で中央部に肉眼で確認できるしわが2~4本斜めにはほぼ平行で等間隔に入る。この時、供試体の裏側も同じ向きのしわが入っていて中央部側面全体でしわが現れ、それらのしわは供試体の中心線を含む鉛直面に対して対称になっている。そしてほぼ同時に、変形していない部分と変形している部分との境の側面 (図中 C) にも水平に何本ものしわが入っている。
- (c) 中央部はふくらみ続け、その境もはっきりしてくる。肉眼で見えるしわの数は増していくがせん断面は入らない。

Type E ($\dot{q} = 2.0 \times 10^{-3} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$) の破壊に至るまでの供試体の変形を写真 2.3(a)~(h) に示す。中央部のみがふくらむ「太ったちょうちん型」に変形するが、変形する部分としない部分の境が前の「ちょうちん型」に比べなめらかな曲面となっている。

ここで載荷速度 $\dot{q} = 2.0 \times 10^{-3} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$ (Type E)、 $1.0 \times 10^{-3} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$ (Type F) での破壊モードをそれぞれ図 2.40、2.41 に示す。

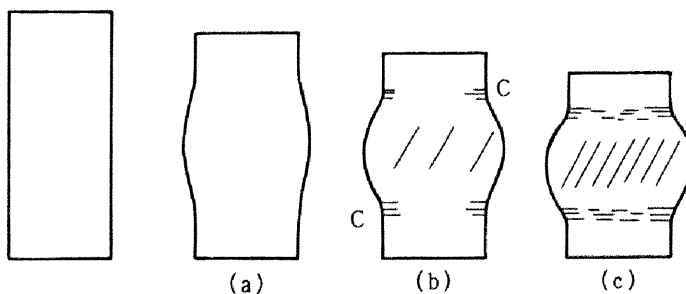
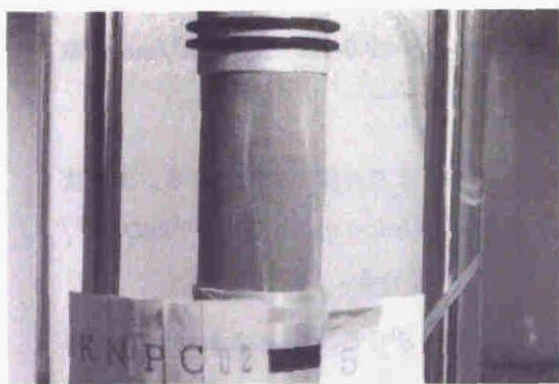
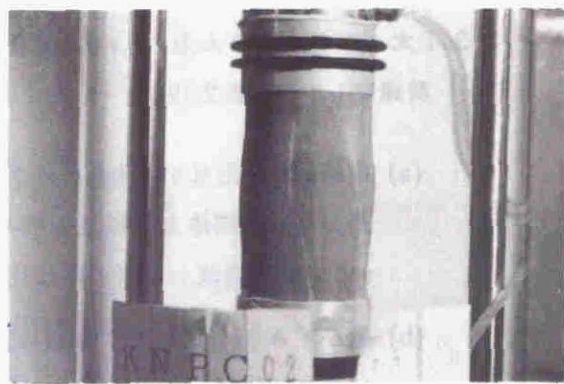


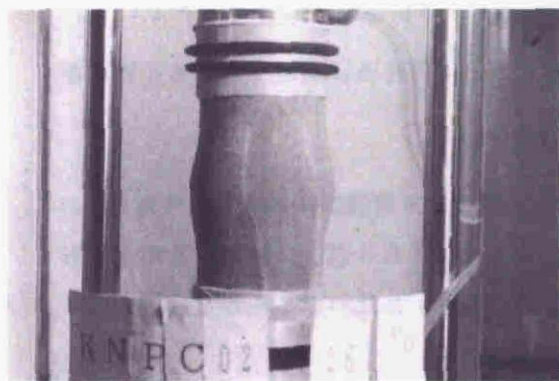
図 2.39 破壊に至るまでの変形のしかた
 $(1 \times 10^{-3} \text{kgf/cm}^2/\text{sec} < \dot{q} < 2 \times 10^{-3} \text{kgf/cm}^2/\text{sec})$



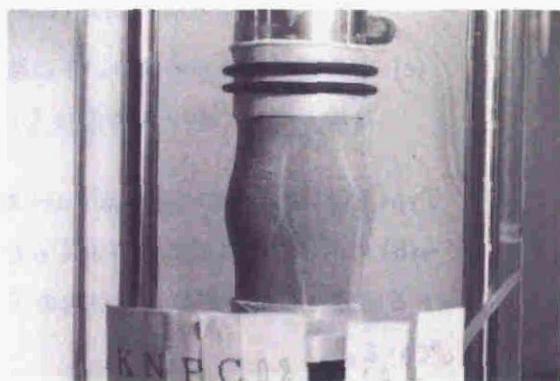
(a) 軸ひずみ $\epsilon_1 = 5\%$



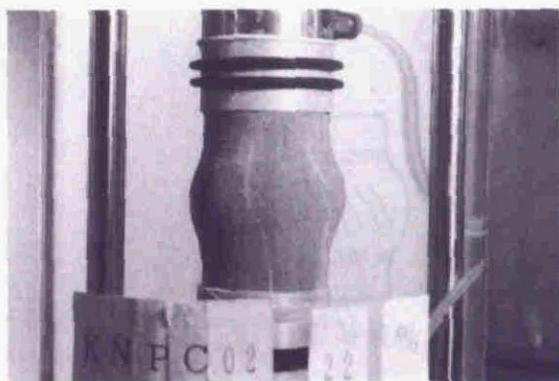
(b) 軸ひずみ $\epsilon_1 = 10\%$



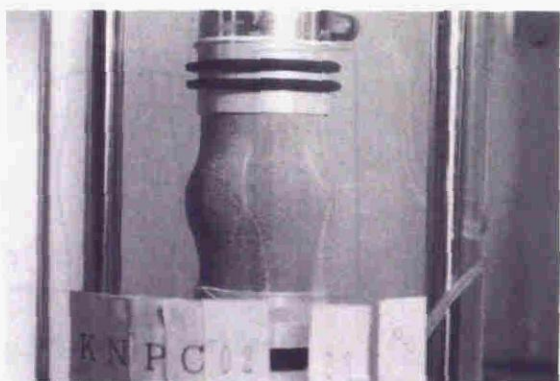
(c) 軸ひずみ $\epsilon_1 = 16\%$



(d) 軸ひずみ $\epsilon_1 = 19\%$

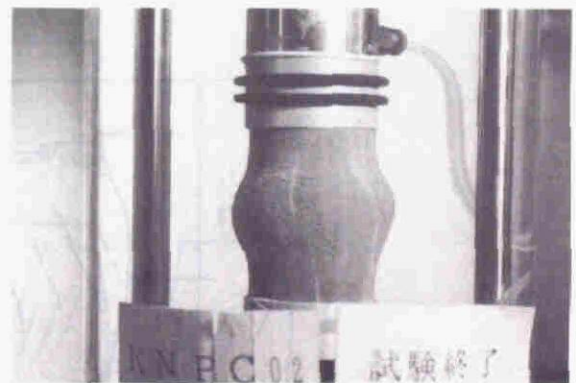
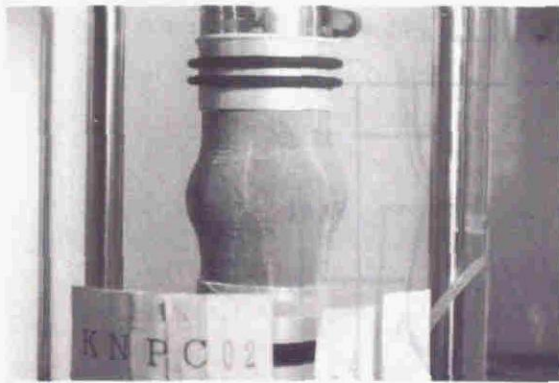


(e) 軸ひずみ $\epsilon_1 = 22\%$



(f) 軸ひずみ $\epsilon_1 = 23\%$

写真2.3(a)~(f) Type E ($\dot{q} = 2.0 \times 10^{-3} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$) の変形挙動



(g)軸ひずみ $\varepsilon_1 = 24\%$

(h)試験終了

写真2.3(g)、(h) Type E ($\dot{q} = 2.0 \times 10^{-3} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$) の変形挙動

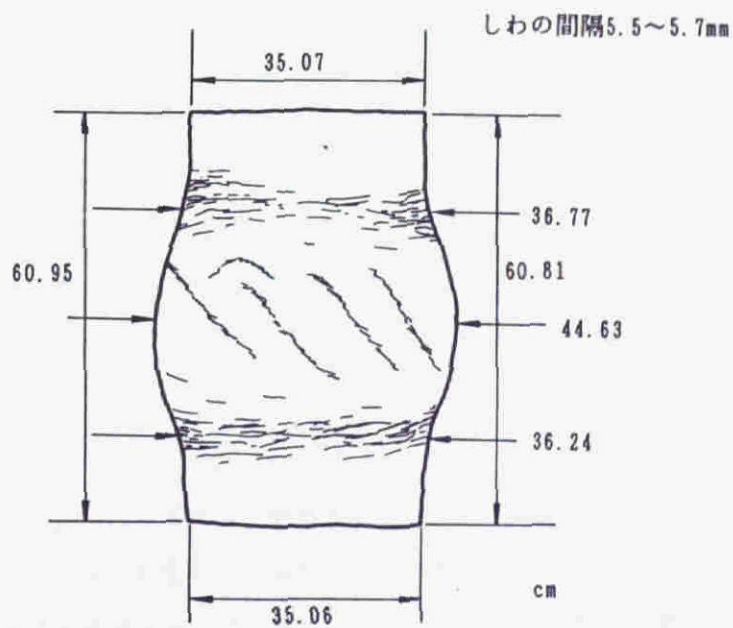


図2.40 破壊後スケッチ ($\dot{q} = 2 \times 10^{-3} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$)

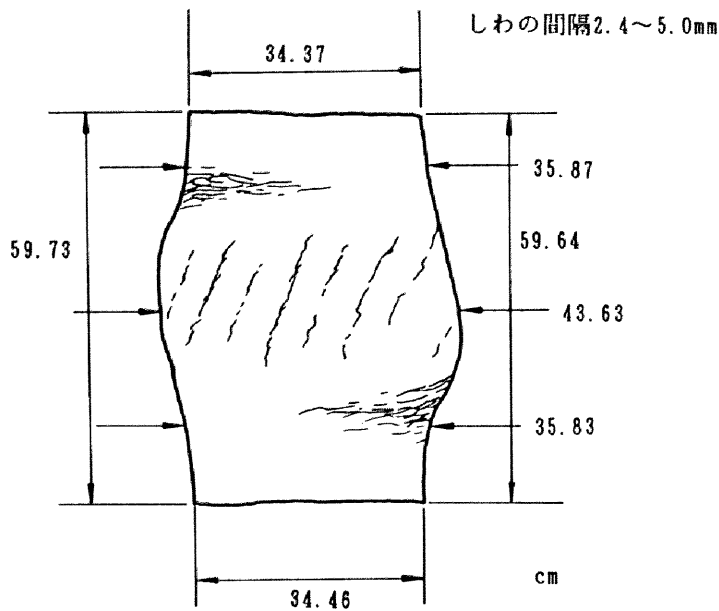


図 2.41 破壊後スケッチ ($\dot{q}=1 \times 10^{-3} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$)

4. 「やせたちょうちん型」 $\sim \dot{q} < 5.0 \times 10^{-4} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$ の载荷速度レンジ (図 2.42)

- (a) 両端部は変形せず中央部のみがふくらむ「ちょうちん型」に変形する。しかし他の「ちょうちん型」に比べて、中央部のふくらみは少なく、両端部の変形しない部分は短い。
- (b) 軸ひずみ 10%付近で中央部にしわが2~4本斜めにほぼ平行に入る。供試体の裏側は同じ向きのしわが入る。同時に変形していない部分と変形している部分との境の側面(図中C)にしわが1~2本水平に入る。
- (c) 斜めに入ったしわと真横に入ったしわがつながっているが、せん断面にはならない。

Type I ($\dot{q} = 1.0 \times 10^{-4} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$) の破壊に至るまでの供試体の変形を写真 2.4(a)~(e) に示す。変形が中央部ではなくほぼ供試体全体にふくらんでいる点が「ちょうちん型」、「太ったちょうちん型」と明らかに異なる点である。またしわが入るが、せん断面までは入らない。

ここで載荷速度 $\dot{q} = 5.0 \times 10^{-4} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$ (Type G)、 $2.5 \times 10^{-4} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$ (Type H)、 $1.0 \times 10^{-4} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$ (Type I)、 $5.0 \times 10^{-5} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$ (Type J) での破壊モードをそれぞれ図 2.43、44、45、46 に示す。

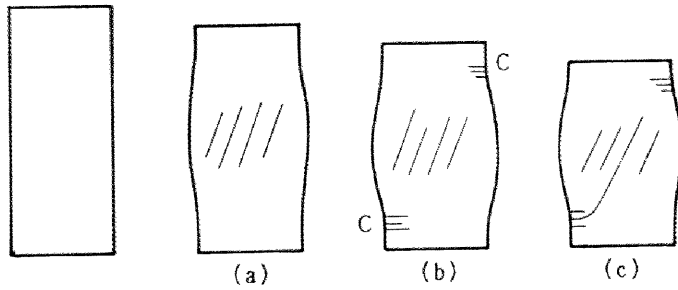


図 2.42 破壊に至るまでの変形のしかた ($\dot{q} < 5 \times 10^{-4} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$)

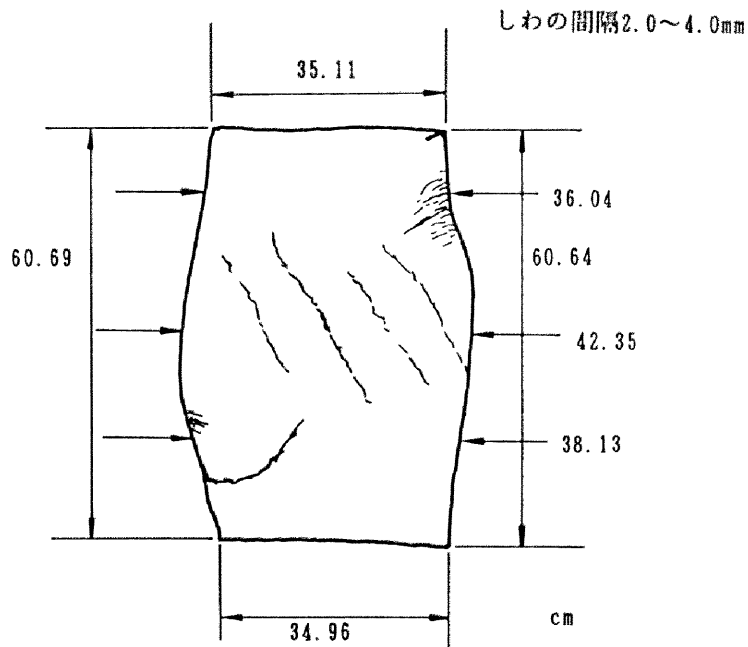
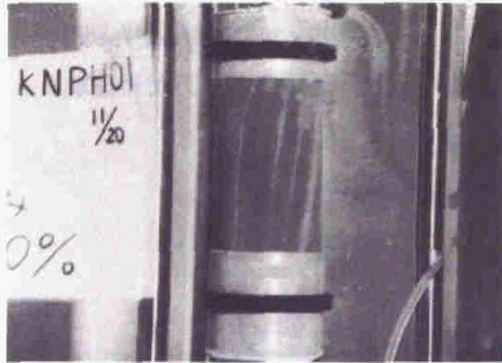
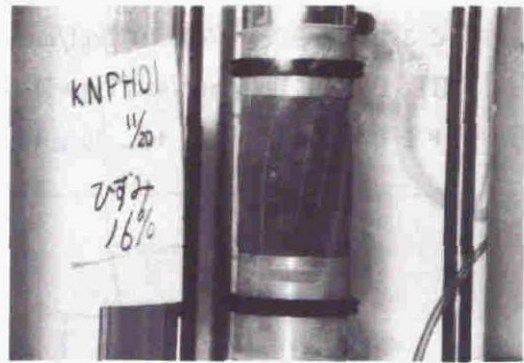


図 2.43 破壊後スケッチ ($\dot{q} = 5 \times 10^{-4} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$)



(a)軸ひずみ $\epsilon_1 = 10\%$



(b)軸ひずみ $\epsilon_1 = 16\%$



(c)軸ひずみ $\epsilon_1 = 20\%$



(d)軸ひずみ $\epsilon_1 = 24\%$



(e)試験終了

写真2.4(a)~(e) Type 1 ($\dot{q}=1.0 \times 10^{-4} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$) の変形挙動

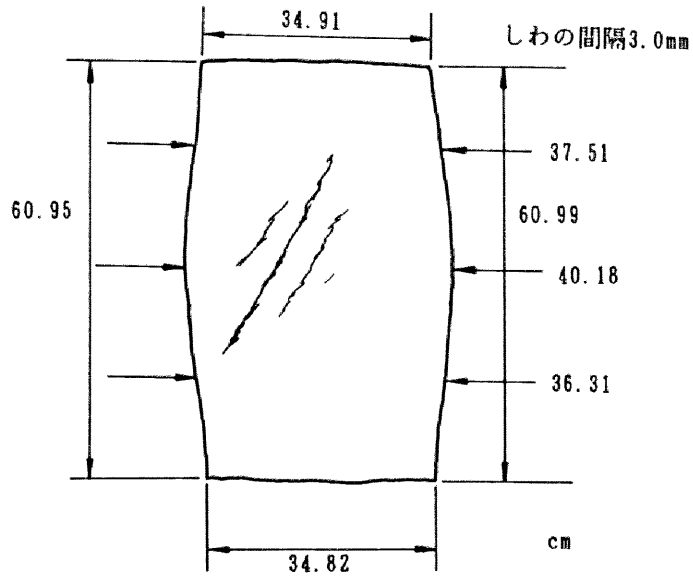


図2.44 破壊後スケッチ ($\dot{q}=2.5 \times 10^{-4} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$)

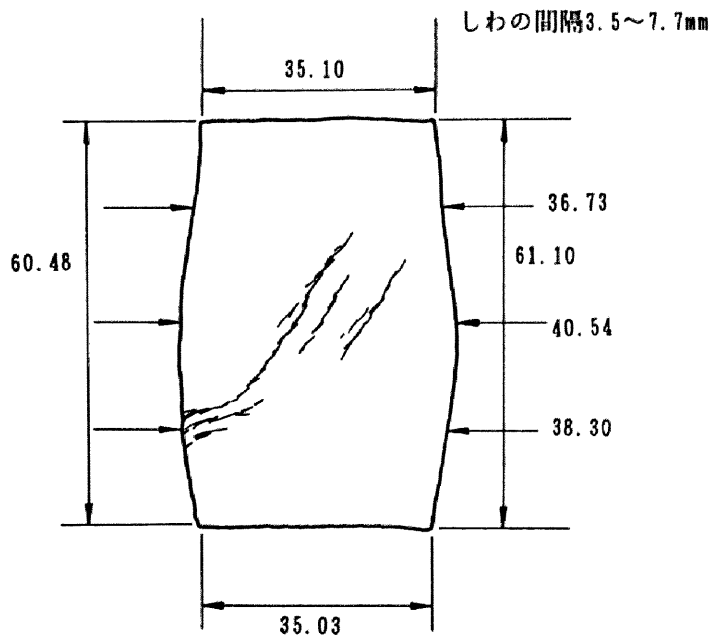


図2.45 破壊後スケッチ ($\dot{q}=1 \times 10^{-4} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$)

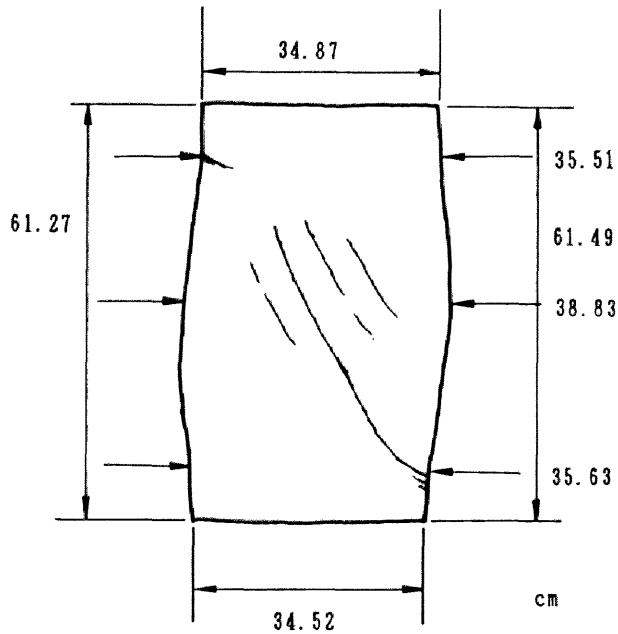


図 2.46 破壊後スケッチ ($\dot{q}=5 \times 10^{-5} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$)

2.3.3 非排水試験に見られる 3 つの破壊モード

非排水試験において、その破壊モードは載荷速度が小さくなるにつれ、「ひょうたん型」、「ピア樽型」、「ちょうちん型」の 3 つに変化する。

1. 「ひょうたん型」 $\sim \dot{q} > 5.0 \times 10^{-3} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$ の載荷速度レンジ (図 2.47)

- (a) 供試体の両端面 (図中 A) と中央部 (図中 B) の側面を固定し、供試体を上から潰したようで供試体全体として“ひょうたん”のように真中がくびれた形に変形する。
- (b) 軸ひずみが 10% になる付近から中央のくびれた部分に水平にしわが何本も入る。載荷とともに供試体がキャップおよびペDESTAL からはみでてくる部分が現れ、その側面中央部のくびれた形は消滅する。
- (c) 軸ひずみが 15% になる付近で、(a) でふくらんでいた部分が、しわが入った部分にかぶさってくる (図中 C)。さらにこのかぶさった部分からせん断面が斜めに入り、かぶさってきた部分の裏側の端面にまで伸びる。しかし載荷

速度によっては、はっきりしたせん断面が現れない場合もある。はっきりしたせん断面が現れる場合、全て中央のくびれた部分から上部・下部のどちらかに向かってせん断面が現れる。

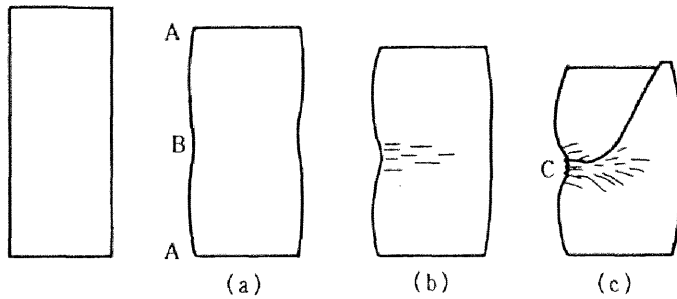


図 2.47 破壊に至るまでの変形のしかた ($\dot{q} > 5 \times 10^{-3} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$)

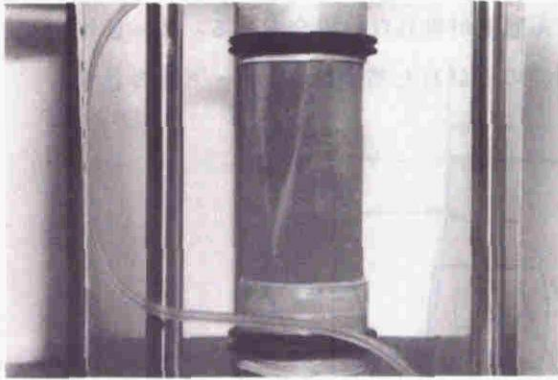
写真 2.5(a)~(g) は Type a ($\dot{q} = 9.0 \times 10^{-2} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$) の破壊に至るまでの供試体の変形挙動である。軸ひずみ 13% 付近から中央のくびれた部分に水平にしわが入り、それをきっかけに上部に向かってはっきりしたせん断面が現れる。また下部に向かってもしっかりしないがせん断面が発達している。

写真 2.6(a)~(e) は Type b ($\dot{q} = 3.75 \times 10^{-2} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$) の破壊に至るまでの供試体の変形挙動である。せん断とともに中央のくびれた部分にしわが水平に何本も入って、それをきっかけに上部に向かってせん断面が現れようとしているが、はっきりと現れる前に試験が終了している。

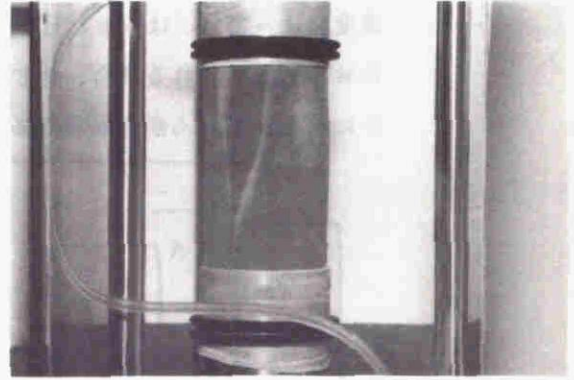
写真 2.7(a)~(g) は Type d ($\dot{q} = 5.0 \times 10^{-3} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$) の破壊に至るまでの供試体の変形挙動である。やはり供試体中央のくびれた部分にしわが入り、それをきっかけに今度は下部に向かってせん断面が発達する。またそのせん断面に直交するように、上部に向かって第 2 のせん断面が現れる。

この载荷速度レンジにおいては、供試体上部から下部までにわたるせん断面は現れず、すべて中央のくびれた部分より端部に向かってせん断面が現れる。

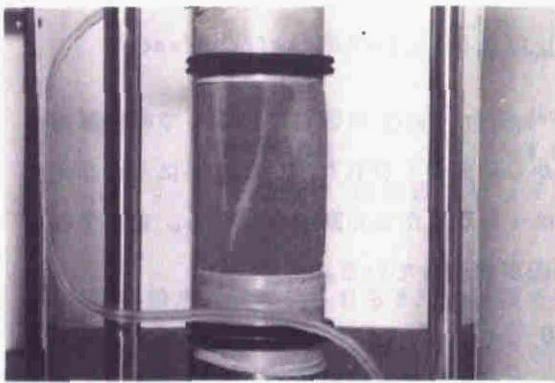
ここで载荷速度 $\dot{q} = 9.0 \times 10^{-2} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$ (Type a)、 $3.75 \times 10^{-2} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$ (Type b)、 $1.5 \times 10^{-2} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$ (Type c)、 $5.0 \times 10^{-3} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$ (Type d) での破壊モードをそれぞれ図 2.48、49、50、51 に示す



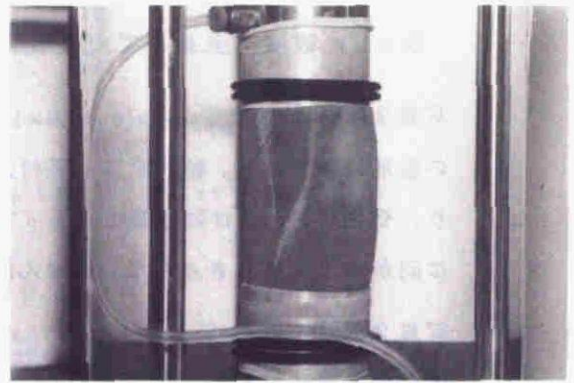
(a) 軸ひずみ $\epsilon_1 = 0.3\%$



(b) 軸ひずみ $\epsilon_1 = 8.0\%$



(c) 軸ひずみ $\epsilon_1 = 13.6\%$

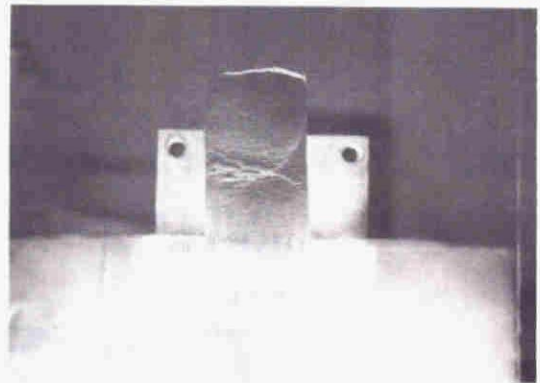
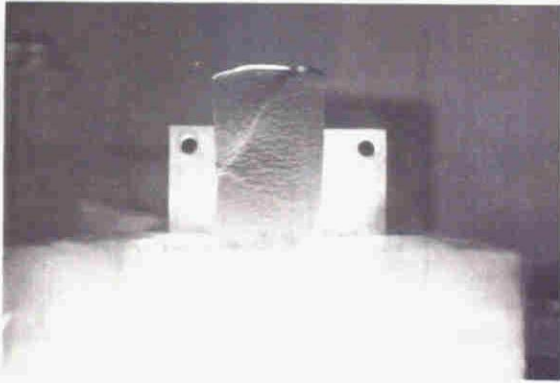


(d) 軸ひずみ $\epsilon_1 = 18.5\%$



(e) 軸ひずみ $\epsilon_1 = 25.3\%$

写真2.5(a)~(e) Type a ($\dot{q} = 9.0 \times 10^{-2} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$) の変形挙動



(f) 試験終了 (正面)

(g) 試験終了 (側面)

写真2.5(f)、(g) Type a ($\dot{q}=9.0 \times 10^{-2} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$) の変形挙動

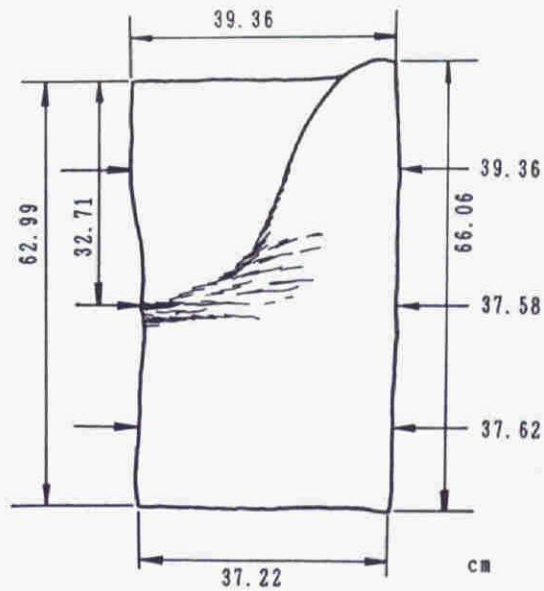
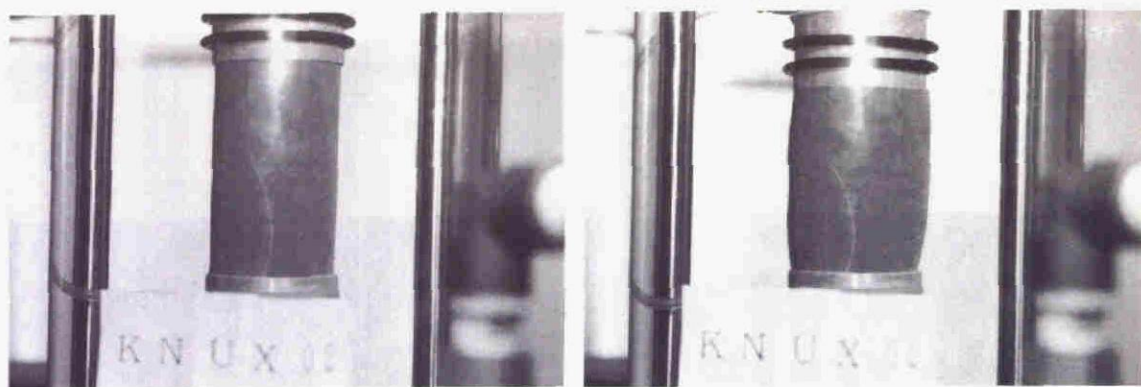
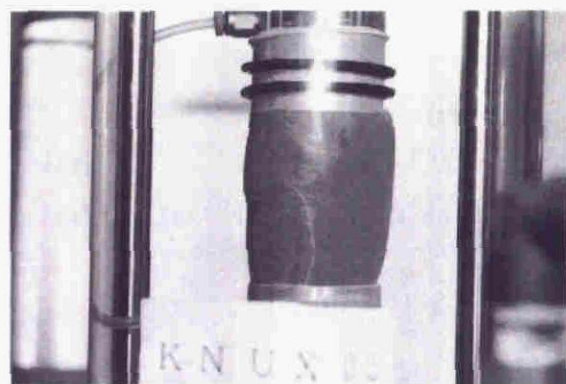


図2.48 破壊後スケッチ ($\dot{q}=9 \times 10^{-2} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$)

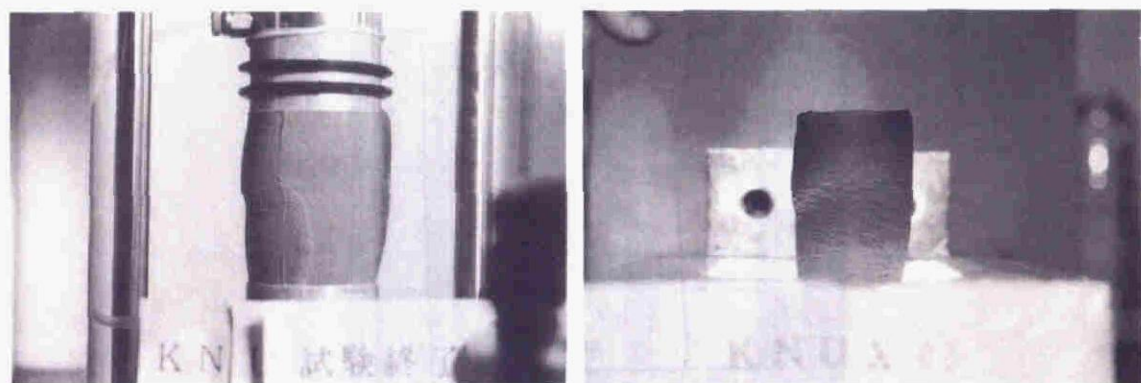


(a) 試験直前

(b) 軸ひずみ $\epsilon_1 = 11.5\%$



(c) 軸ひずみ $\epsilon_1 = 17.1\%$



(d) 試験終了

(e) 試験終了

写真 2.6 (a)~(e) Type b ($\dot{q} = 3.75 \times 10^{-2} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$) の変形挙動

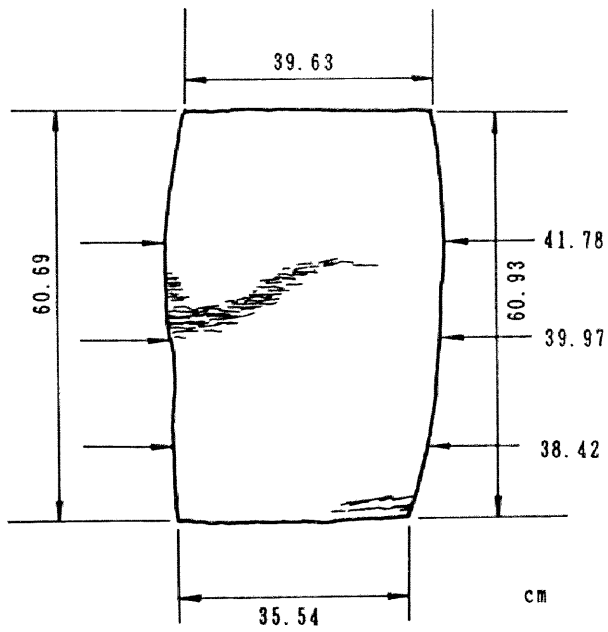


図2.49 破壊後スケッチ ($\dot{q}=3.75 \times 10^{-2} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$)

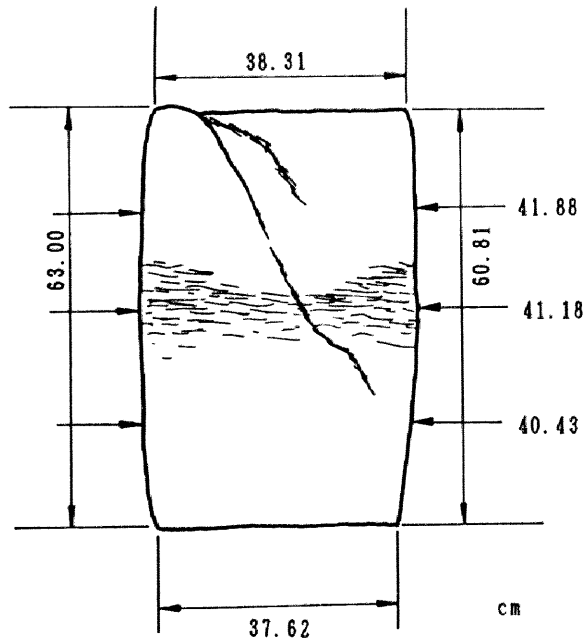
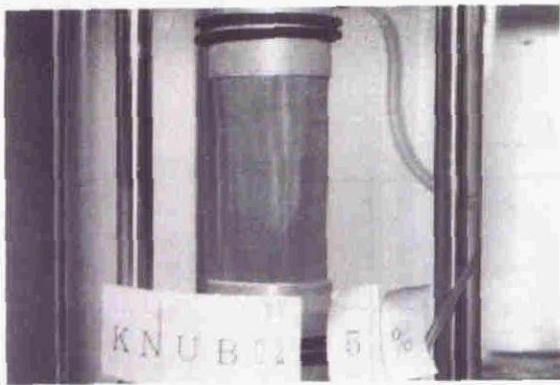
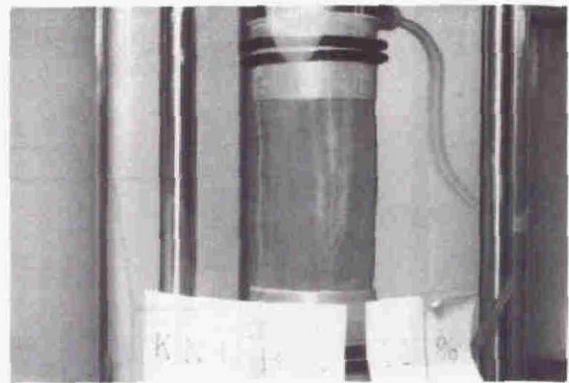


図2.50 破壊後スケッチ ($\dot{q}=1.5 \times 10^{-2} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$)



(a) 軸ひずみ $\epsilon_1 = 5\%$



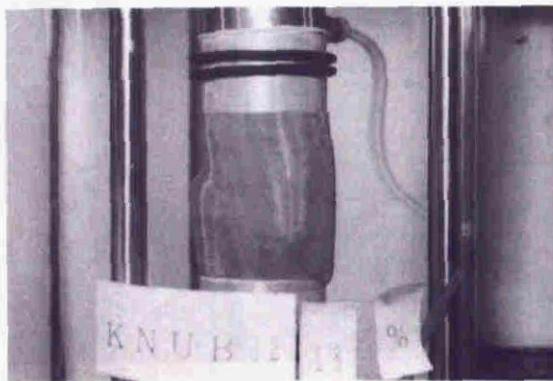
(b) 軸ひずみ $\epsilon_1 = 12\%$



(c) 軸ひずみ $\epsilon_1 = 16\%$



(d) 軸ひずみ $\epsilon_1 = 18\%$

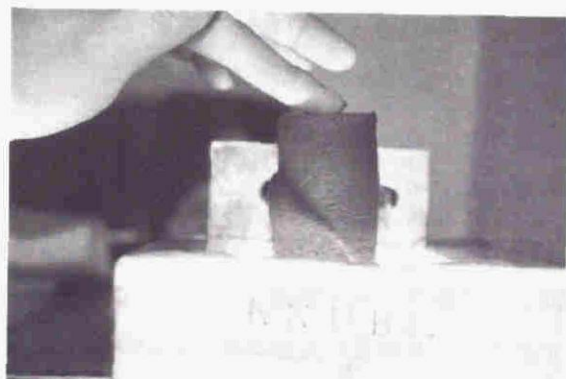


(e) 軸ひずみ $\epsilon_1 = 19\%$



(f) 軸ひずみ $\epsilon_1 = 21\%$

写真2.7(a)~(f) Type d ($\dot{q}=5.0 \times 10^{-3} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$) の変形挙動



(g) 試験終了

写真 2.7 (g) Type d ($\dot{q}=5.0 \times 10^{-3} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$) の変形挙動

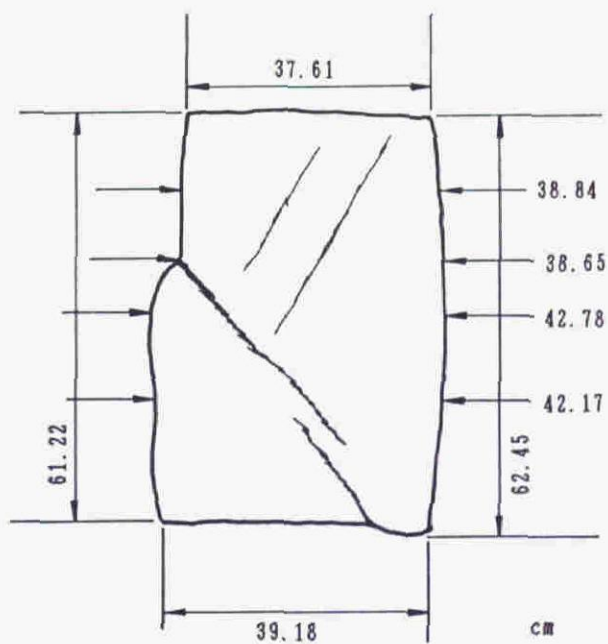


図 2.51 破壊後スケッチ ($\dot{q}=5 \times 10^{-3} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$)

2. 「ピア樽型」 $\sim 2.5 \times 10^{-4} \text{kgf/cm}^2/\text{sec} < \dot{q} < 2.0 \times 10^{-3} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$ の载荷速度レンジ (図 2.52)

- (a) 供試体の両端面 (図中 A) を除いた全ての部分がふくらみ、供試体の側面は「ピア樽」のような滑らかな曲線となる。
- (b) 供試体の中央部に「みみず腫れ」のようなしわが 2~4 本斜めにほぼ平行に入る。この時供試体の裏側は同じ向きのしわが入っている。
- (c) 軸ひずみ 15% 付近でしわのうち 1 本が卓越し、供試体の上下どちらか一方の端面に向かって伸びてせん断面となる。ここで成長するしわは、1 本だけでは限らず数本のしわが互いに逆の端面に向かって成長することもある。平行に入った 2 本の卓越したしわは、成長するにつれ (つまりせん断するにつれ) その幅を狭め、間の粘土を押し出すように見える。

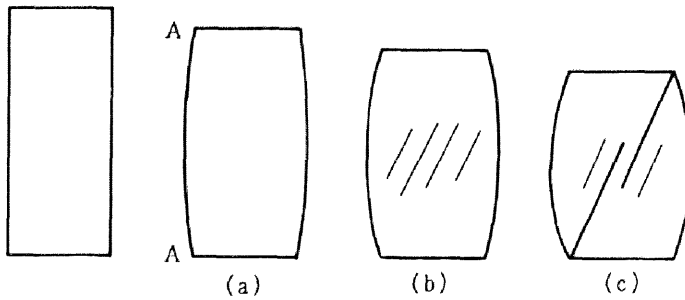
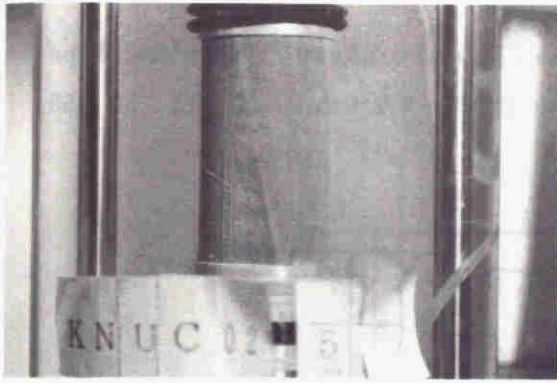


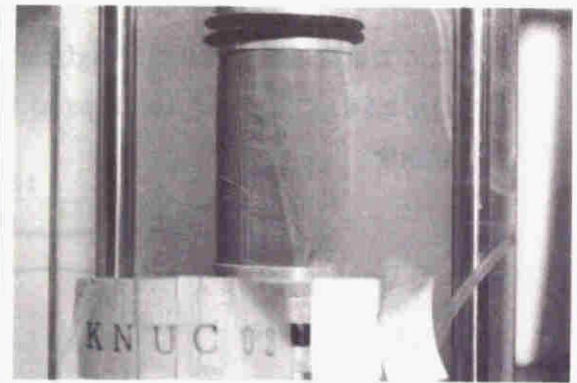
図 2.52 破壊に至るまでの変形のしかた

$(2.5 \times 10^{-4} \text{kgf/cm}^2/\text{sec} < \dot{q} < 2.0 \times 10^{-3} \text{kgf/cm}^2/\text{sec})$

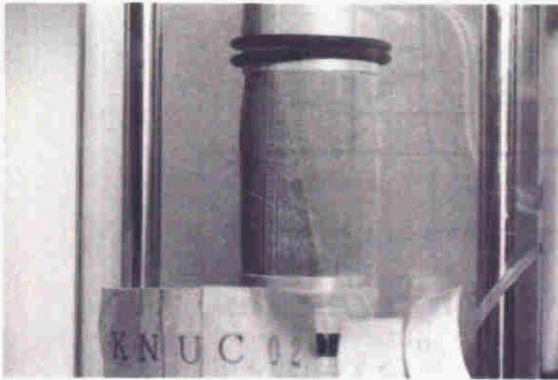
写真 2.8(a)~(e) は Type e ($\dot{q} = 2.0 \times 10^{-3} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$) の破壊に至るまでの供試体の変形挙動である。軸ひずみが 15% 付近で供試体右上側面に数本のしわが現れる。その後せん断とともにしわがはっきりしたせん断面になり、供試体上部から下部まで全体を斜めに切るまで発達する。その外形は中央部が若干くびれているものの「ピア樽型」になっている。Type f ($\dot{q} = 1.0 \times 10^{-3} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$) は、供試体の中央のくびれはなく「ピア樽型」となり、せん断面も上下端部に渡り斜めに切るように現れる。しかし Type h ($\dot{q} = 2.5 \times 10^{-4} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$) になると「ピア樽型」ではあるものの他の 2 つの载荷速度に比べて、せん断面が上下端部全体に渡るものではなく上部側面にまでしか達しない。



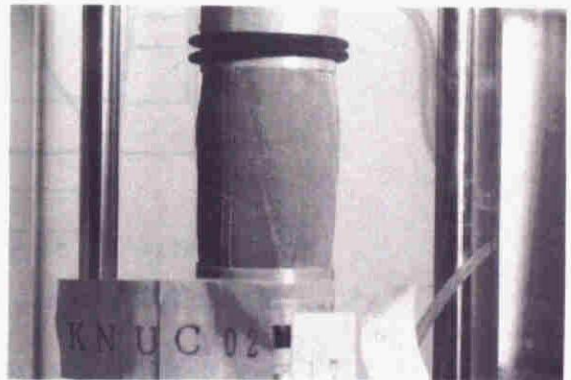
(a)軸ひずみ $\epsilon_1 = 5\%$



(b)軸ひずみ $\epsilon_1 = 10\%$



(c)軸ひずみ $\epsilon_1 = 15\%$



(d)軸ひずみ $\epsilon_1 = 17\%$



(e)試験結果

写真2.8(a)~(e) Type e ($\dot{q}=2.0 \times 10^{-3} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$) の変形挙動

ここで載荷速度 $\dot{q} = 2.0 \times 10^{-3} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$ (Type e)、 $1.0 \times 10^{-3} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$ (Type f)、 $2.5 \times 10^{-4} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$ (Type h)での破壊モードをそれぞれ図 2.53、54、55に示す。

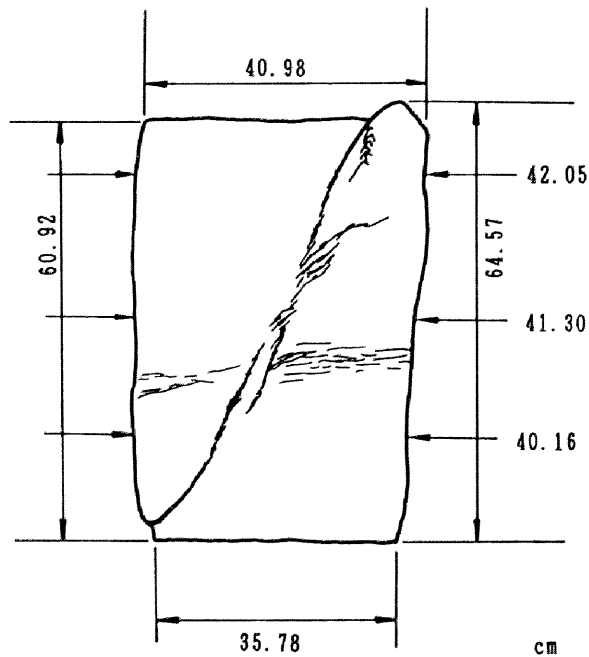


図 2.53 破壊後スケッチ ($\dot{q} = 2 \times 10^{-3} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$)

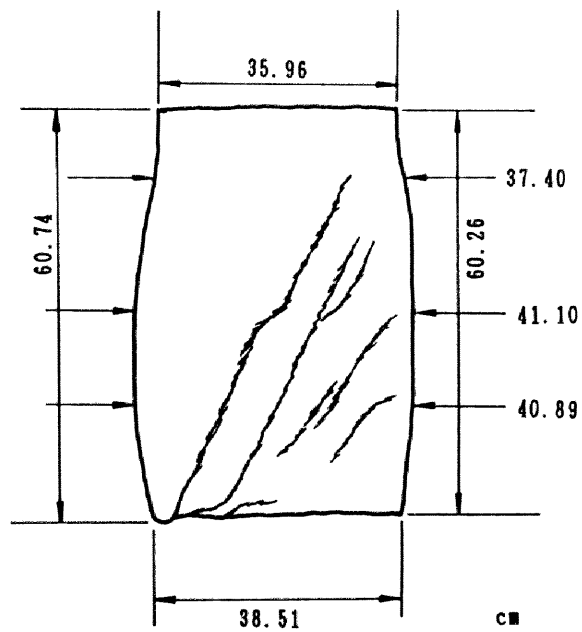


図 2.54 破壊後スケッチ ($\dot{q} = 1 \times 10^{-3} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$)

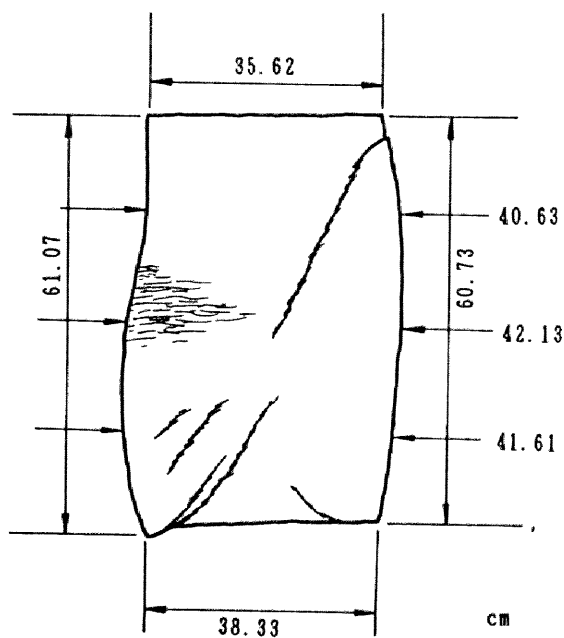


図2.55 破壊後スケッチ ($\dot{q}=2.5 \times 10^{-4} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$)

3. 「ちょうちん型」 $\sim \dot{q} < 1.0 \times 10^{-4} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$ の载荷速度レンジ (図 2.56)

- (a) 両端部 (図中 A) はふくらまず中央部 (図中 B) のみがふくらみ “ちょうちん” のような形に変形する。
- (b) 軸ひずみ 15%付近で中央部に “みみず腫れ” のようなしわが 2~4 本斜めにほぼ平行に入る。この時、供試体の裏側にも同じ向きのしわが入っている。
- (c) 軸ひずみ 18%付近でしわのうち一本だけが、変形していない部分と変形している部分との境の側面 (図中 C) に向かって成長してせん断面となる。それとほぼ同時にせん断面が入らなかった逆の側面の境付近 (図中 D) に水平のしわが何本も現れる。
- (d) 軸ひずみ 20%付近で、その変形点付近に現れた水平のしわから第 2 のせん断面 (D_1-D_2) が入り、1 本目のせん断面を断ち切る。そして x 字型のせん断面を形成する。

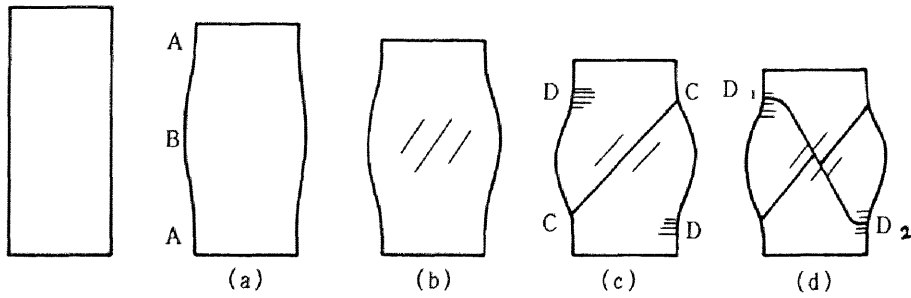
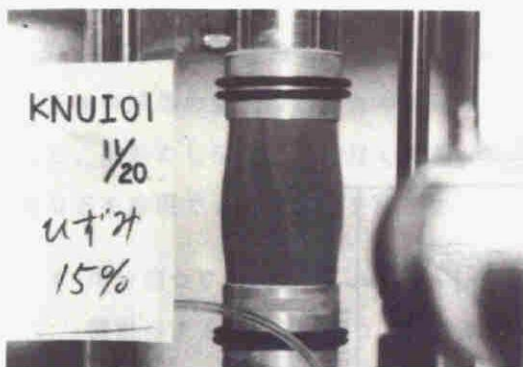


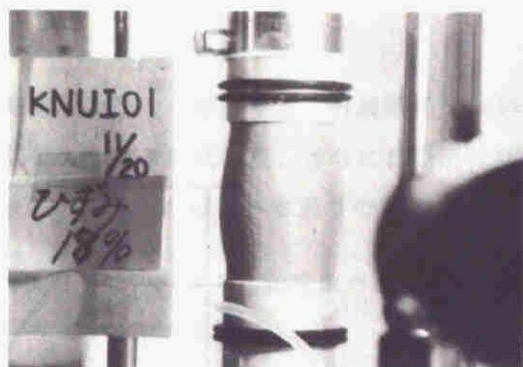
図2.56 破壊に至るまでの変形のしかた ($\dot{q} < 1 \times 10^{-4} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$)

写真 2.9(a)~(f) は Type j ($\dot{q} = 5.0 \times 10^{-5} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$) の破壊に至るまでの供試体の変形挙動である。軸ひずみ 15%付近で供試体中央部に左上から右下へと斜めにしわが現れた。供試体は中央部がなめらかにふくらんだちょうちん型となっている。軸ひずみ 18%付近ではしわの中で卓越するものがせん断面となり、供試体の上下端部ではなく変形している中央部と変形していない部分の境の側面に向かう。しかしさらにせん断が進むと、左上側面向かっていたせん断面が左上端部に向かうようになり、軸ひずみ 22%付近では逆に左下側面の変形点から右上側面の変形点へと第 1 のせん断面が現れる。そして最終的には x 字型のせん断面を形成する。

ここで載荷速度 $\dot{q} = 1.0 \times 10^{-4} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$ (Type i)、 $5.0 \times 10^{-5} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$ (Type j) での破壊モードをそれぞれ図 2.57、58 に示す。



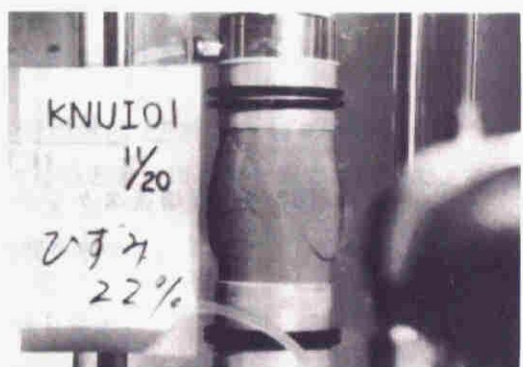
(a) 軸ひずみ $\epsilon_1 = 15\%$



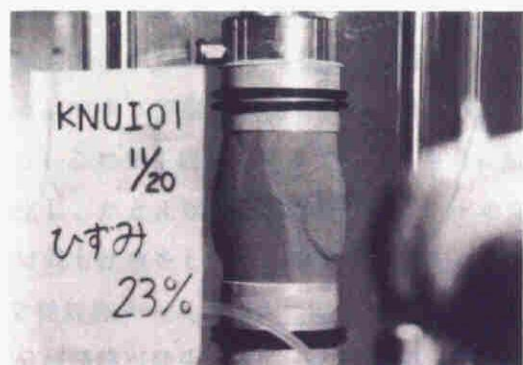
(b) 軸ひずみ $\epsilon_1 = 18\%$



(c) 軸ひずみ $\epsilon_1 = 19\%$



(d) 軸ひずみ $\epsilon_1 = 22\%$



(e) 軸ひずみ $\epsilon_1 = 23\%$



(f) 軸ひずみ $\epsilon_1 = 25\%$

写真2.9(a)~(f) Type j ($\dot{q} = 5.0 \times 10^{-5} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$) の変形挙動

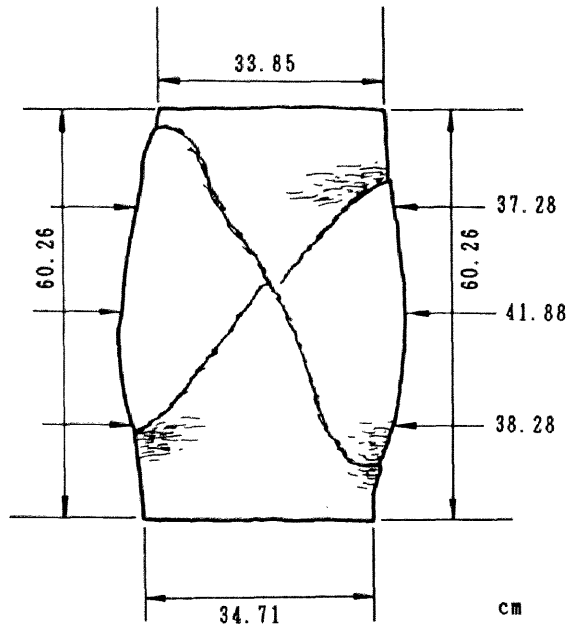


図2.57 破壊後スケッチ ($q=1 \times 10^{-4} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$)

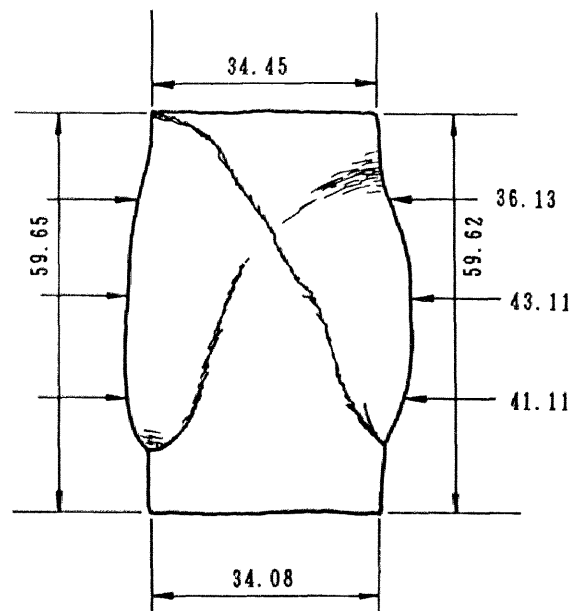


図2.58 破壊後スケッチ ($q=5 \times 10^{-5} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$)

2.3.4 考察～「分岐理論」からのアプローチ²⁰⁾

三軸供試体の変形のしかたや破壊モードを分岐理論から考察する。分岐理論を用いると、変形のしかただけでなく荷重～変位関係における軟化現象、さらには局所化問題などを表現できる可能性を秘めている。分岐解析の手順は以下の通りである。

1. 増分型つり合い式 $\mathbf{K}_t du + \mathbf{f}_0$ (\mathbf{K}_t :接線剛性マトリックス、 \mathbf{u} :変位ベクトル、 \mathbf{f}_0 :荷重ベクトル)をつくり、接線剛性マトリックスに注目する。
2. \mathbf{K}_t の固有値解析を行い、 $\det \mathbf{K}_t = 0$ のときを特異点とよび、このとき分岐が起こる可能性がある。 $\det \mathbf{K}_t \neq 0$ のときを通常点とよび、このときは分岐は起こらない。
3. 特異点で固有値がゼロである固有ベクトル \mathbf{e} を計算する。
4. その固有ベクトル \mathbf{e} と荷重ベクトル \mathbf{f}_0 の内積がゼロのとき (\mathbf{f}_0 が \mathbf{e} 方向に成分をもたないとき) を分岐点とよぶ。ゼロでないときは単なる荷重の極大点である。
5. 分岐点で固有ベクトル \mathbf{e} の方向に分岐解を求める。
6. 分岐経路においても同じような作業を繰り返す。

そこで2.3.3で示した三軸供試体の破壊に至るまでの変形のしかたを、長方形平面構造物の分岐解析を例にとって、近似的に説明する。長方形領域の変形の対称性を分類すると、2軸対称モード、180°回転対称モード、x軸対称モード、y軸対称モードの4つの互いに直交する部分空間になる。変位ベクトル \mathbf{u} 、接線剛性マトリックス \mathbf{K}_t 、荷重ベクトル \mathbf{f}_0 はこの4空間に分類でき、荷重ベクトルは2軸対称モードにのみ存在する。つまり荷重をかけていくと $\det \mathbf{K}_t \neq 0$ である限り、2軸対称モードの変形が起こり、これを主経路とよんでいる。さらに試験が進むと $\det \mathbf{K}_t = 0$ となって特異点が発生し、たとえば180°回転対称モードの変形が起こったとする。つまり荷重ベクトルに対し仕事をしない、直交する方向に変形が起こる。これが分岐現象である。そして2軸対称モードに加えて回転対称モードが相互に作用してひとつの変形空間をつくり、分岐経路が発生する。一方 $\det \mathbf{K}_t = 0$ のとき荷重ベクトルと直交する方向でない方向に、つまり2軸対称モードの変形が起こった場合、荷重が仕事をするので、その変位は荷重が増加しなくても変形し続ける。これを極大点という。分岐経路においてさら

に $\det \mathbf{K}_t = 0$ なる点が出て分岐が起こると、x 軸対称モードおよび y 軸対称モードの変形が現れ、長方形構造物は対称性を失いもう分岐は起こらない。

4 つのモードに分けられた変形が分岐を起こすごとに合併して現れてくる現象を、三軸供試体の破壊に至るまでの変形に照して考察する。まず部分排水試験から、図 2.34 においては (a) で 2 軸対称モードの変形を示した後、(b) で分岐を起こし x 軸対称モードの変形が起こる。図 2.36 においては (a) で 2 軸対称モード、(b) で分岐を起こし回転対称モードの変形となっている。図 2.39 においても (a) で 2 軸対称モード、(b) で分岐を起こし回転対称モードの変形となっていて、しわの間隔はほぼ等間隔でパターン形成となって見える。図 2.42 では (a) で回転対称モードを示した後、対称性を失って破壊に至る。非排水試験では、図 2.47 において 2 軸対称モードから x 軸対称モードへ、そして対称性が崩れて破壊に至る。図 2.52 では、2 軸対称モードから回転対称モードへと分岐を起こし、図 2.56 でも、2 軸対称モードから回転対称モードへ、そして対称性が崩れて破壊に至る。このように三軸供試体の変形のしかたや破壊モードを分岐理論から説明できるかもしれない。しかし上記の長方形平面構造物を例にとれば、

1. 三軸供試体の射影面を平面構造物として分岐モードを追っているが、試験は軸対称条件である三次元体である。
2. 土供試体は水～土骨格の 2 相材料であるため、水のマイグレーションの程度の違いによって、供試体内は不均質性を有している。
3. 分岐理論では、分岐後の経路においてもその支配方程式が成り立つもとの、解析がなされるが、土の構成式が分岐後においても成り立つものなのか。

など、土そのものの変形、破壊を分岐理論で表現するには、まだ少し隔たりがある。

上記 2. は、土材料の分岐解析を行う上で、最も重要な事柄である。そもそも分岐現象とは、先に述べた手順でも示したように、外力(全応力)である荷重ベクトル \mathbf{f}_0 が作用していない方向に変位が生じることである。金属材料のような 1 相系材料であるならば、外力をそのまま荷重ベクトル \mathbf{f}_0 と置いてよいのだが、土材料のような 2 相系材料の場合、土骨格に作用する荷重ベクトル \mathbf{f}_0 は、単純に外部から人為的に操作する外力だけとはならない。水のマイグレーションによる透水力も荷重ベクトル \mathbf{f}_0 に含まれるからである。この透水力の大きさ・方向は、一般に Darcy 則の速度の方向を向く。2.2 での弾塑性圧密解析結果によると、過剰間隙水圧分布は図 2.21(a)~(c)、2.25(a)~(c)

に示したように、載荷速度によって均質を呈したり、不均質を呈したりした。すなわち、一般には透水力の大きさ・方向はいろいろであって、荷重ベクトル f_0 は極めて複雑になり、77頁4.で述べた「分岐条件」が満足されにくい場合が生じる。

2.4 破壊した土の排水後の挙動

2.4.1 はじめに

正規圧密された飽和粘性土の第3の水のマイグレーション効果として、破壊した土のその後の挙動を挙げる。正規圧密粘土の非排水せん断の場合、せん断とともに正の過剰間隙水圧が発生し破壊時に最大となり、2.2での数値シミュレーション結果より、供試体内の破壊時の過剰間隙水圧は不連続な千鳥状に分布する。供試体破壊時に境界を排水条件とすると、供試体内に大きな過剰間隙水圧の勾配が発生する。本節の目的は、この勾配によりたとえ破壊していても水のマイグレーションが起こるかどうかを調べることである。

試験方法は繰り返した正規圧密粘土を非排水せん断して破壊し、破壊直後軸変位を固定したまま境界を排水状態にして、24時間後再度排水コックを閉めて非排水せん断するというものである。さらにこの三軸圧縮試験の2度のせん断過程を剛塑性変形解析により、また破壊後の排水(圧密)過程を弾性圧密解析により、シミュレートする。

破壊土のその後の挙動に注目した研究は非常に少ないが、工学的に同じ意味合いをもつと思われる研究として「繰り返し載荷」と「土の乱れ」の大きく2つが挙げられる。三軸試験結果を示す前に、これらの既往の研究を2.4.2で述べることにする。

軟弱粘土地盤に摩擦杭、SCP工法における締固め砂杭などを打設した際、杭周辺の土は打設によりすでに破壊に至っている。摩擦杭の支持力は打設後時間の経過とともに増大する「set-up問題」や、SCP工法による地盤の支持力増加のメカニズムを知る基礎的研究としてこの「破壊後挙動」がある。

2.4.2 破壊後挙動に関する既往の研究

「破壊後挙動」に注目した研究と工学的に同じ意味合いをもつものとして「繰り返し載荷」と「土の乱れ」の大きく2つが挙げられる。

まず「繰り返し載荷」について、ほとんどが繰り返し載荷により蓄積された間隙水

圧に注目しているが、「破壊後挙動」に関する研究として2、3示す。

1. 安原ら(文献21)は繰り返し載荷の既往の研究についてまとめていて、「N.G.I.の研究では、正規圧密粘土の場合繰り返し載荷によって、たとえ破壊状態に至った供試体でさえも、その後の排水履歴を含むことによって静的せん断強さは増加するとともに、次の繰り返し荷重に対する抵抗力も増加する²²⁾。また過圧密粘土では、繰り返し載荷に対する抵抗力がむしろ低下する結果が、Bishopらの実験²³⁾および Andersenらの実験²⁴⁾によって得られている。」と述べている。
2. 伊藤ほかは²⁵⁾、正規圧密粘土を非排水繰り返し載荷し、排水を許すことにより蓄積した間隙水圧を消散させ、静的せん断試験を行いせん断強度を調べている。そして繰り返し載荷中、破壊に至らない場合のせん断強度は、同じ応力状態で静的に行ったせん断強度とほぼ同じになったが、破壊に至る場合のせん断強度は劣化するという結果を得た。これは破壊によって粒子構造が大きく乱されるため、その後圧密されても、間隙比の減少量に相当する強度が発揮できないためであると考察している。
3. 草野ほかは²⁶⁾、沖積攪乱砂について、繰り返しせん断応力により完全液状化後、再圧密するとかなり多くの排水量を伴い密になるが、液状化強さの増加はみられないこと、しかし完全液状化後小さな繰り返し荷重を加えることにより液状化強さは著しく回復することを実験より示した。

次に「土の乱れ」に関する研究の背景は、サンプリングや成形時による試料の乱れに伴い、地盤のせん断強度を低く見積もることが挙げられる。「破壊後挙動」とは若干性質が異なるが、興味深い研究について示す。

1. 保坂ほかは²⁷⁾、密な砂について、排水三軸試験を行いせん断履歴を与え、再び等方圧に戻し非排水せん断試験を行うと、与えた軸ひずみが大きくなるにつれて強度が下がることを報告している。
2. 八木らは²⁸⁾、粘性土について、三軸圧縮試験で10%の軸ひずみを与えた後、再圧密した供試体に対し非排水三軸圧縮試験を行った結果、ひずみ履歴を与えない試料より強度が大きくなっていることを示し、このことは再圧密により、間隙比が小さくなったためであると考察している。また塑性指数が小さいほど強度劣化は

大きいことも述べている。

2.4.3 試験方法

2.2 で示したように調整した粘土を直径 3.5cm 高さ 8.0cm に成形する。この三軸供試体を $p_0 = 3.0 \text{ kgf/cm}^2$ で 24 時間等方圧密した後、非排水せん断を破壊するまで実施する。せん断の制御方法は、ひずみ制御と荷重制御の 2 種類である。ひずみ制御試験では、軸ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_1 = 0.035\%/min$ で一定とし軸差応力 q がひずみに対し増加しない時点を破壊点としている。荷重制御試験では、載荷速度を $\dot{q} = 3.75 \times 10^{-2} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$ 、 $1.0 \times 10^{-3} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$ 、 $1.0 \times 10^{-4} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$ の 3 種類とし、2.2 で行った試験を参考に、その時のせん断強度と同じ軸差応力を破壊点としている。破壊直後、軸変位を固定し排水コックを開け排水を許す。排水は 24 時間行い、排水量、軸差応力の経時変化を計測する。24 時間後、再び排水コックを閉め、再度非排水せん断試験をひずみ制御試験では 1 回目と同じ $\dot{\epsilon}_1 = 0.035\%/min$ で、荷重制御試験では $\dot{q} = 1.0 \times 10^{-3} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$ に統一して行う。そしてせん断強度が破壊後どのように変化するかを調べる。

2.4.4 破壊した粘土の排水後の強度上昇

1. ひずみ制御三軸圧縮試験

試験全過程の軸ひずみ ϵ_1 に対する軸差応力 q および供試体下部で測定した過剰間隙水圧 u を、それぞれ図 2.59(a)、2.59(b) に示す。

軸差応力 q は、軸ひずみ ϵ_1 が 0.0~0.5% の初期の部分で直線的に増加する。その後、軸ひずみが約 5% になるまでは、上に凸の曲線を描く。軸ひずみが約 5% から約 11% までの部分では軸差応力 q は直線的に増加し、やがて一定値に向かう。この一定値を 1 回目のせん断強度 q_{max1} と定義した。 q_{max1} は 3.29 kgf/cm^2 で、その時の ϵ_1 は 13.5% であった。また、この 1 回目の非排水せん断中の間隙水圧は供試体下部より測定しているが、図 2.59(b) に示すとおりで、せん断開始直後は急激に間隙水圧が上昇し、軸ひずみが約 7% で 1 回目の最大間隙水圧 u_{max1} となり、その後は一定となる。さらにひずみが増加し、供試体が破壊するまではほぼ一定を保つ。破壊後、軸変位を固定して排水コックを開けると、破壊後であるにもかかわらず排水が起こる。また軸差応力は時間とともに

減少してゆく。排水過程の排水量と軸差応力の緩和の様子を、時間の対数 ($\log t$) を横軸にとって図 2.59(c)、図 2.59(d) に示す。2つの曲線の形はともに上に凸である部分と下に凸である部分とからなり、その変曲点の時間がほぼ一致している。また、排水の終了とともに応力緩和も終了している。軸差応力～軸ひずみ関係において2回目の非排水せん断は q が緩和された最下点 q_{min} から軸ひずみが約 18% になった時、1回目のせん断強度 q_{max1} よりも大きな最大値 q_{max2} を示し、その後は減少する。また、間隙水圧は、その形が1回目と相似で、2回目の破壊において最大間隙水圧 u_{max2} を示す。また図 2.59(e) に示したように、試験全体の有効応力パス (ここでも供試体下部より測定した間隙水圧より p' を求めている) を描くと、破壊時の応力状態は1回目も2回目も原点を通る1本の直線上にのる。以上のような破壊後挙動を表す重要な数値として、1

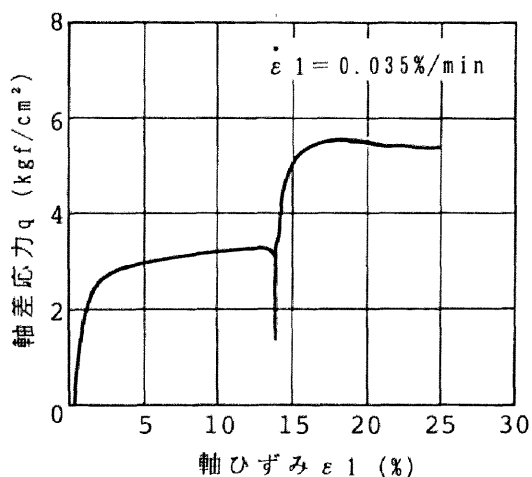


図 2.59(a) 軸差応力 q ～ 軸ひずみ ε_1 関係

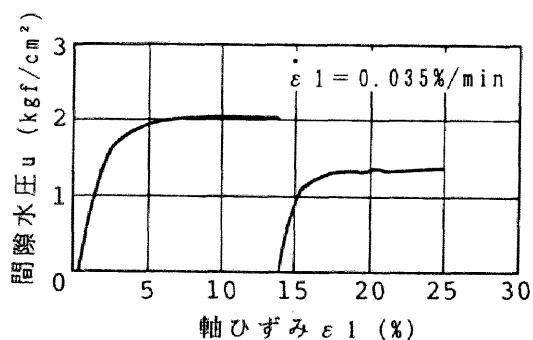


図 2.59(b) 間隙水圧 u ～ 軸ひずみ ε_1 関係

回目のせん断強度 q_{max1} 、最大間隙水圧 u_{max1} 、排水後の軸差応力 q_{min} 、排水量 ΔV 、2
 回目のせん断強度 q_{max2} 、最大間隙水圧 u_{max2} 、強度比 q_{max2}/q_{max1} 、最大間隙水圧の比
 u_{max2}/u_{max1} を表 2.8 に示す。ここで注目すべき値は強度比であり、破壊後のせん断強
 度は1回目のせん断強度の1.69倍にもなった。

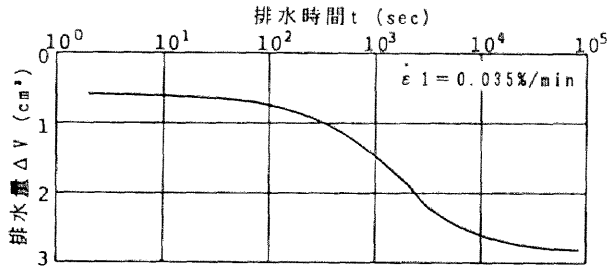


図 2.59(c) 排水量 ΔV ~ 排水時間 t 関係

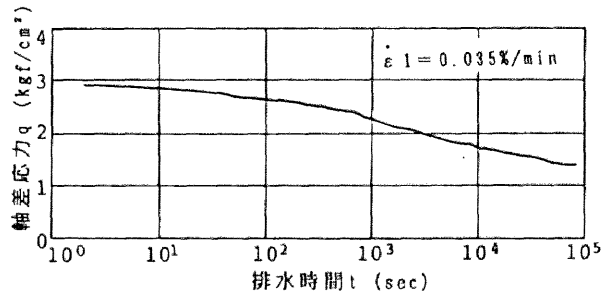


図 2.59(d) 軸差応力 q ~ 排水時間 t 関係

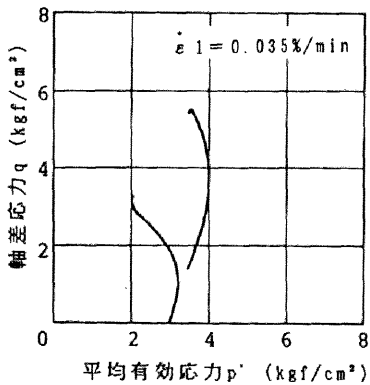


図 2.59(e) 有効応力パス

表 2.8 : ひずみ速度を変えた破壊後挙動試験結果

ひずみ速度	$\dot{\epsilon}_1$ (%/min)	2.220	0.035
1 回目強度	q_{max1} (kgf/cm ²)	3.47	3.29
1 回目最大間隙水圧	u_{max1} (kgf/cm ²)	1.02	2.07
排水後軸差応力	q_{min} (kgf/cm ²)	0.99	1.38
排水量	ΔV (cm ³)	2.63	2.76
2 回目強度	q_{max2} (kgf/cm ²)	6.13	5.57
2 回目最大間隙水圧	u_{max2} (kgf/cm ²)	0.78	1.38
強度比	q_{max2}/q_{max1}	1.77	1.69
最大間隙水圧の比	u_{max2}/u_{max1}	0.76	0.66

2. 荷重制御三軸圧縮試験

荷重制御三軸圧縮試験は、その制御方法がひずみ制御三軸圧縮試験と異なるだけでなく、荷重経路も全く異なる試験である。ここでは水のマイグレーション効果の異なる3種類の載荷速度により試験を行った。

その試験結果を載荷速度 $\dot{q} = 3.75 \times 10^{-2}$ 、 1.0×10^{-3} 、 $1.0 \times 10^{-4} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$ に対し、それぞれ図 2.60(a)~(e)、図 2.61(a)~(e)、図 2.62(a)~(e) に、3つの試験をまとめて表 2.9 示す。軸差応力~軸ひずみ関係で比較すると、1回目のせん断強度には載荷速度効果が見られ、載荷速度の大きい試験の方が q_{max1} が大きな値を示している。しかし、2回目のせん断強度には1回目の載荷速度の違いが出ずに、 q_{max2} の値は3つの試験ではほぼ等しい。また前節のひずみ制御試験と異なり、軸ひずみが大きくなったあたりで「軟化」することはない。供試体の変形挙動・破壊モードに注目すると、載荷速度によって1回目のせん断試験の破壊モードが異なる。すなわち載荷速度が $\dot{q} = 3.75 \times 10^{-2} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$ では「ひょうたん型」に変形し、図 2.48 に示すように供試体中央のくびれた部分にせん断面が入る。 $\dot{q} = 1.0 \times 10^{-3} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$ では「ピア樽型」に変形し、卓越したせん断面は観察できず破壊に至っている。 $\dot{q} = 1.0 \times 10^{-4} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$ では「ちょうちん型」に変形し、供試体中央部に3~4本の平行かつ斜めにのびた“しわ(せん断面の初期形成過程と思われる)”が観察でき、破壊に至っている。さらに2回目のせん断試験の破壊モードについては、1回目のせん断面が発達して2回目のせん断面を形成する。しかし2回目の載荷速度を同じにしているため、3つの試験のせん断面は類似しており、1回目にできたせん断面とは別のせん断面が供試体上部から底部へ斜めに現れ破壊に至る。間隙水圧は、供試体底部で計ったものであるが、供試体の「有効応力パス」を描くと、図 2.60(e)、図 2.61(e)、図 2.62(e) のようになり、図 2.59(e) とは、とくに2回目せん断のパスが異なる。3つともほぼ垂直に上昇し、あたかも過圧密粘土のようである。図 2.60(c)、図 2.61(c)、図 2.62(c) に示す破壊後排水時における排水量~排水時間関係は、載荷速度の影響についてその傾向が見出せない。しかし、図 2.60(d)、図 2.61(d)、図 2.62(d) に示す軸差応力の緩和については載荷速度の大きいほうがよく緩和する。

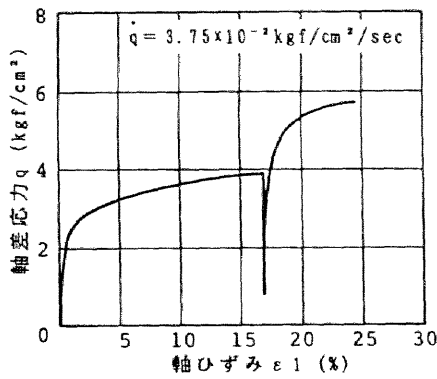


図 2.60 (a) 軸差応力 q ~ 軸ひずみ ε_1 関係

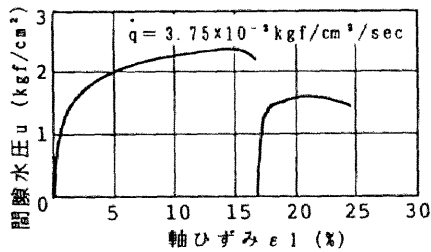


図 2.60 (b) 間隙水圧 u ~ 軸ひずみ ε_1 関係

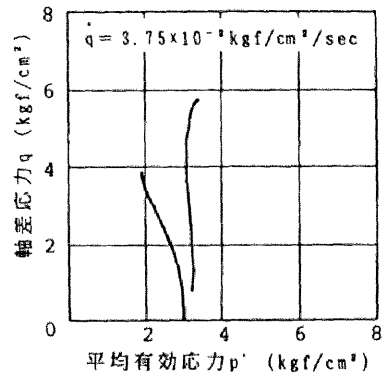


図 2.60 (e) 有効応力パス

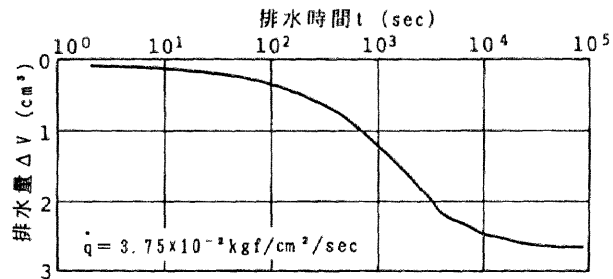


図 2.60 (c) 排水量 ΔV ~ 排水時間 t 関係

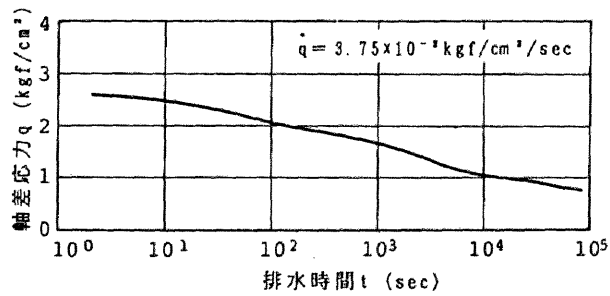


図 2.60 (d) 軸差応力 q ~ 排水時間 t 関係

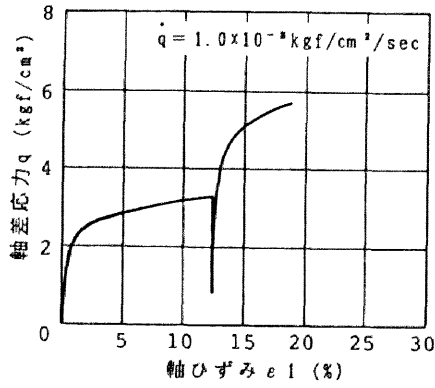


図2.61(a) 軸差応力 q ～軸ひずみ ε_1 関係

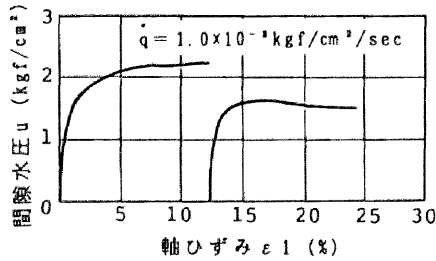


図2.61(b) 間隙水圧 u ～軸ひずみ ε_1 関係

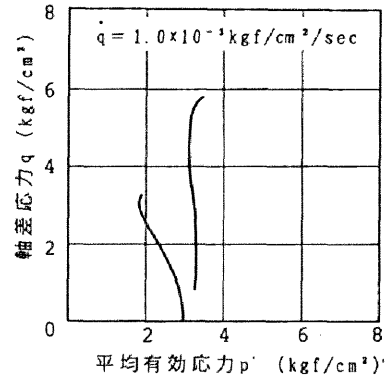


図2.61(e) 有効応力パス

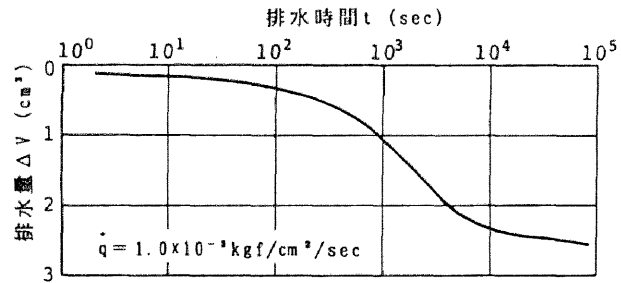


図2.61(c) 排水量 ΔV ～排水時間 t 関係

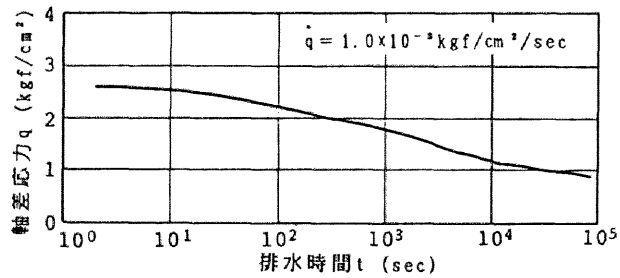


図2.61(d) 軸差応力 q ～排水時間 t 関係

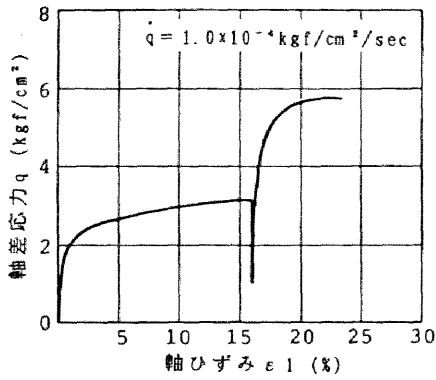


図2.62(a) 軸差応力 q ～軸ひずみ ϵ_1 関係

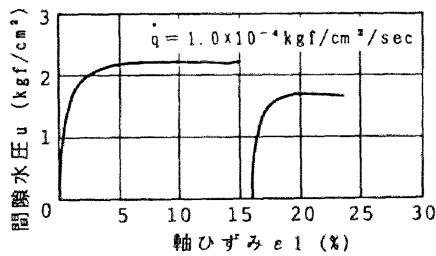


図2.62(b) 間隙水圧 u ～軸ひずみ ϵ_1 関係

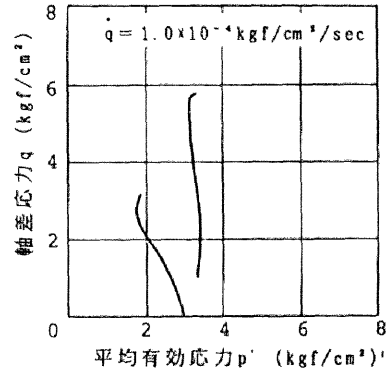


図2.62(e) 有効応力パス

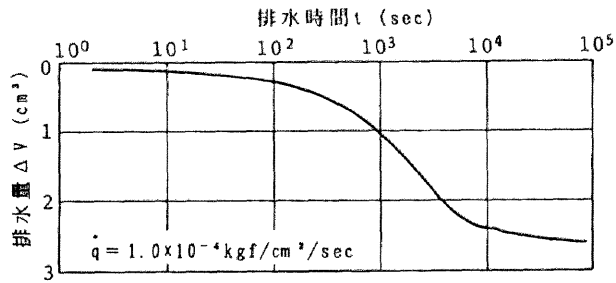


図2.62(c) 排水量 ΔV ～排水時間 t 関係

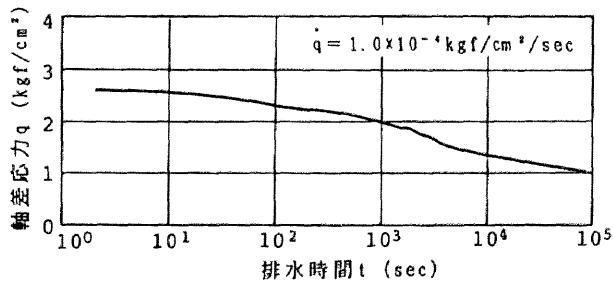


図2.62(d) 軸差応力 q ～排水時間 t 関係

表 2.9： 載荷速度を変えた破壊後挙動試験結果

載荷速度 \dot{q} (kgf/cm ² /sec)	3.75×10^{-2}	1×10^{-3}	1×10^{-4}
q_{max1}	3.85	3.30	3.16
u_{max1}	2.39	2.22	2.22
q_{min}	0.77	0.78	1.03
ΔV	2.69	2.45	2.53
q_{max2}	5.66	5.70	5.63
u_{max2}	1.60	1.66	1.70
q_{max2}/q_{max1}	1.47	1.73	1.78
u_{max2}/u_{max1}	0.67	0.74	0.77

2.4.5 剛塑性変形解析による数値シミュレーション

「破壊後挙動」に関する三軸圧縮試験を 2.2.5 で行った剛塑性変形解析によりシミュレートする。ここでは、載荷速度 $\dot{q} = 1.0 \times 10^{-3}$ kgf/cm²/sec の荷重制御三軸圧縮試験について行う。解析に用いた有限要素メッシュやパラメータは、2.2.5 と同じである。図 2.63 が解析の結果得られた軸差応力 \sim 軸ひずみ関係である。1 回目の非排水せん断は、2.2.5 と同じ議論であり、軸ひずみ 5% \sim 11%での実験結果をよく説明している。破

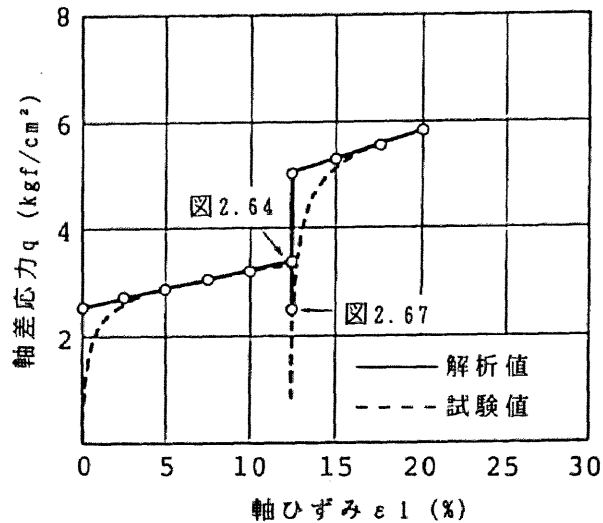


図 2.63 軸差応力 $q \sim$ 軸ひずみ ε_1 関係 (解析値)

壊時の軸ひずみは実験値を参考にして、軸ひずみ 12.5%とした。図 2.64 に示す破壊時(軸ひずみ 12.5%)の供試体内の過剰間隙水圧の分布は、2.2.5 と同様に極めて不均質に、不連続なちどり状の分布形状になった。破壊後の排水過程のシミュレーションは、この破壊時の過剰間隙水圧の分布を初期値として、軸ひずみを固定したまま、上端排水の弾性圧密解析を過剰間隙水圧が完全に消散するまで行った。解析に用いる Lamé の定数 $\bar{\lambda}$ 、 $\bar{\mu}$ は、実験で得られた排水量 ΔV (表 2.9) に一致するよう与えたものである。また透水係数 k は標準圧密試験結果より得たものである(表 2.2)。これらをまとめて表 2.10 に示す。有限要素メッシュは、破壊時すなわち軸ひずみ 12.5%での変形したものをを用いる。

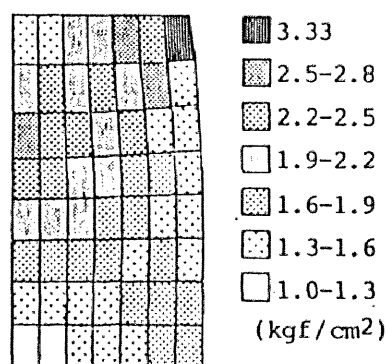


図 2.64 破壊時過剰間隙水圧 u 分布

表 2.10 : 剛塑性変形解析パラメータ (第 2 過程)

ΔV	2.45 (ml)
v_0	1.883
$\bar{\lambda}$	34.24 (kgf/cm ²)
$\bar{\mu}$	17.12 (kgf/cm ²)
k	3.7×10^{-8} (cm/sec)

図 2.65、2.66 はそれぞれ弾性圧密解析で得られた排水量および軸差応力の経時変化を示す。排水量の経時変化は弾性圧密解析により実験値をうまく説明している。しかし排水時の軸差応力は排水直後に起こる軸差応力の急激な緩和を表現できず、排水後の軸差応力 q_{min} は実験で 0.78kgf/cm^2 、解析で 2.52kgf/cm^2 となった。図 2.67 は圧密終了後の供試体内の比体積の分布図である。破壊時の過剰間隙水圧の分布を反映して非常に不均質になっている。

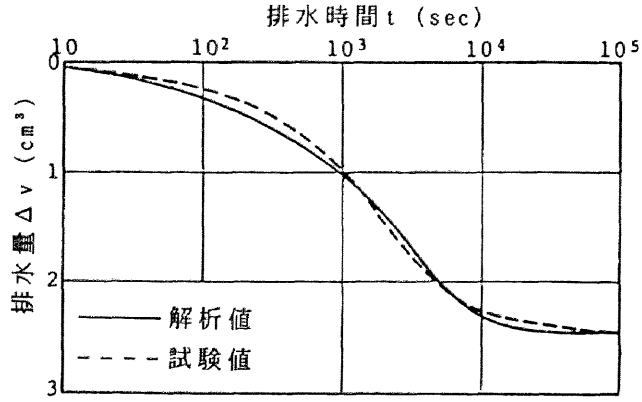


図2.65 排水量の経時変化

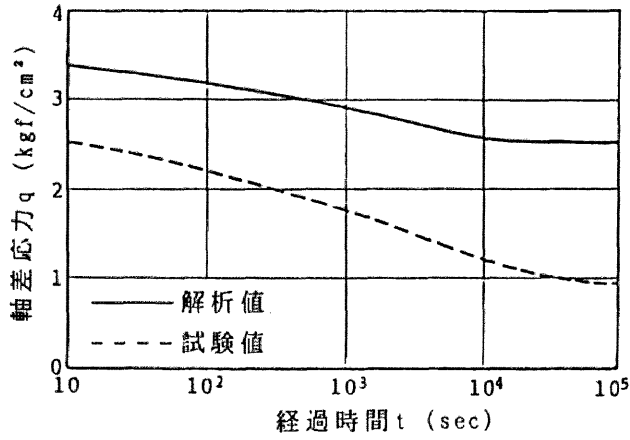


図2.66 軸差応力qの経時変化

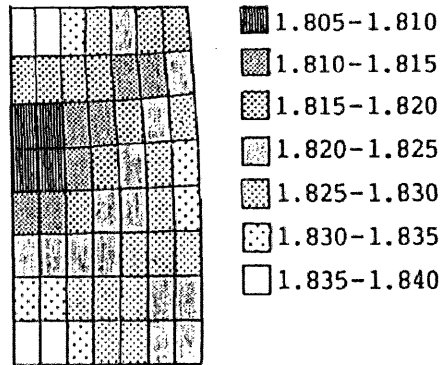


図2.67 圧密後の比体積分布

再び剛塑性変形解析によって破壊後の2回目の非排水せん断過程をシミュレートする。その際各エレメントごとに比体積が変化しているために強度定数を各エレメントごとに変更する。Cam clay モデルにおいて比体積が Δv_e 変化した場合、そのエレメントの強度定数 q_{fe} はもとの強度定数 q_{f0} を用いて次式で決定される。

$$q_{fe} = q_{f0} \cdot \exp(\Delta v_e / \lambda) \quad (2.7)$$

結局この各エレメントの強度定数 q_{fe} を用いて、不均質 Mises 体についての剛塑性解析を行う。なお、メッシュは第2過程の圧密後のものを用い、それ以後の変形に伴うメッシュの更新は軸ひずみ 2.5%おきとする。そして1回目と同様に供試体の変形しても、各エレメントの強度定数 q_{fe} は変化しない。

不均質な比体積をもつ各エレメントに対し、式(2.7)によって強度定数を与え直して剛塑性解析した結果、図 2.63 のように強度は上昇し1回目の破壊強度よりも大きくなり、実験値と一致する。また、図 2.67 に示す比体積分布から計算した強度定数の分布で1回目のせん断と同様に 2.5%おきにメッシュの更新のみをして解析すると、解析値は実験で得られる応力~ひずみ関係に接近していく。応力~ひずみ曲線の勾配が1回目より2回目のせん断の方が大きい、解析値も全く同様の傾向を示している。

2.4.6 考察~破壊後の水のマイグレーション効果

繰り返した正規圧密粘土の破壊後挙動について三軸圧縮試験を行った結果、破壊した粘土供試体は、軸変位を固定して上下端を排水条件とすると、排水が起こりそれに伴ってその軸差応力が緩和し、その後のせん断強度は破壊前の約2倍にも達した。そこで次に示す2つの事柄について考察する。1つは、排水時の軸差応力が緩和する原因についてであり、もう1つは、破壊後のせん断強度が約2倍にも達する理由である。

まず軸差応力の緩和についてであるが、その原因の一つに、排水による間隙水圧の消散のため、全応力タームでの軸方向の反力としての軸差応力が減少したことが挙げられる。図 2.59(c)、2.59(d) に示す排水時間に対する排水量および軸差応力の経時変化関係は、類似した形をしており、また排水が終了する時点で軸差応力の緩和も終わっている点からも明らかである。しかし剛塑性変形解析による実験の数値シミュレーションでは、24時間後の軸差応力の緩和量は約 1.0 kgf/cm^2 しか下がらない。また排水直後の軸差応力が約 1.0 kgf/cm^2 減少することも、数値解析でシミュレートできない点であ

る。後者の原因は数多くあるが、その1つに軸変位を固定する際に起こる実験誤差、すなわち鉛直下向きに載荷していた載荷ピストンを固定する際の微動、も含まれていると考えられる。

この実験誤差を考慮に入れても、まだ数値シミュレーションによる軸差応力緩和を説明しきれない。そこで、新たに破壊後非排水のまま放置する実験を行った。試験方法は、 $\dot{\epsilon}_1 = 0.035 \text{ \%}/\text{min}$ で非排水せん断を実施し、破壊後軸変位を固定して、非排水条件で24時間放置すると言うものである。その軸ひずみに対する軸差応力および過剰間隙水圧をそれぞれ図2.68(a)、2.68(b)に示す。また図2.68(c)に示すように非排水放

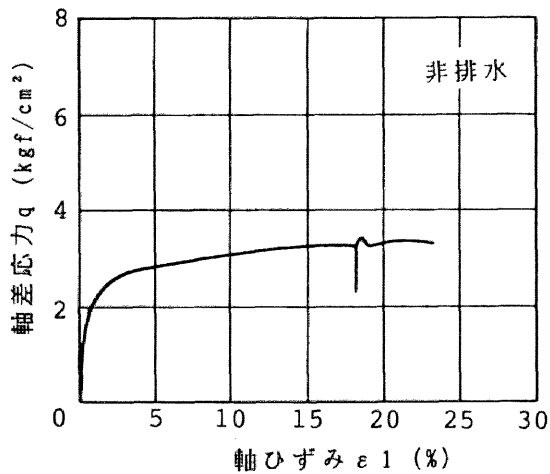


図2.68(a) 軸差応力 q ～軸ひずみ ϵ_1 関係

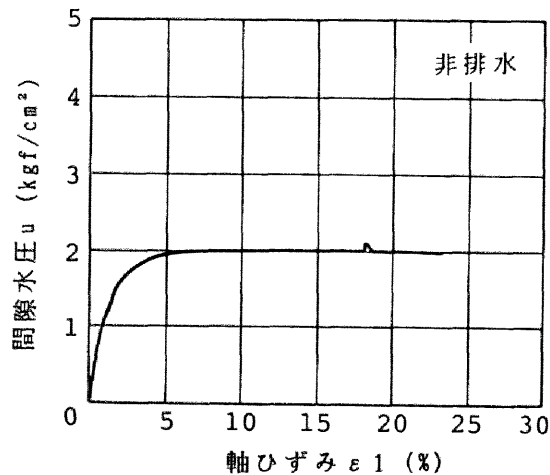


図2.68(b) 間隙水圧 u ～軸ひずみ ϵ_1 関係

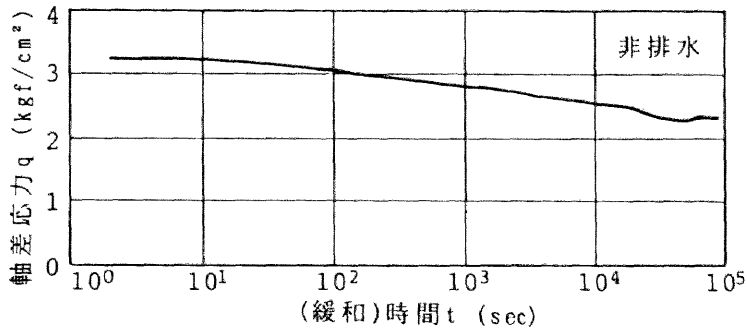


図2.68(c) 軸差応力 q ～(緩和)時間 t 関係

置中に軸差応力は緩和している。つまり、排水による軸差応力緩和以外にも、原因があると考えられる。図2.68(c)での軸差応力の緩和時間レンジは、図2.59(c)での排水が終了する時間レンジとほぼ同じである。したがって、非排水放置時の軸差応力緩和の原因として、供試体内の水のマイグレーションのために反力としての軸差応力が緩和したと推測できる。非排水放置の実験のシミュレーションではこの軸差応力の緩和を説明できないため、緩和量が実験値よりも約 1.0kgf/cm^2 小さくなっている。

図2.68(c)に示すように軸変位固定直後の軸差応力の急激な緩和はみられない。つまり図2.59(d)でみられた軸変位固定直後に起こる軸差応力の急激な緩和は排水によるものと思われる。

次に、破壊後のせん断強度が破壊前の約2倍にもなることについて考察する。粘土はたとえ破壊しても、その後水のマイグレーションを起こす能力は持っている。そのため排水が起こり供試体全体の比体積が減少し、せん断強度が増加するのである。破壊後非排水放置した試験において、その後のせん断強度は図2.68(a)に示すように破壊前とほとんど等しい。このことから破壊後にせん断強度が増加する原因として排水による比体積の減少によるところが大きいと考えられる。

三軸圧縮試験結果がそのまま現場の現象に対応できるわけではないが、軟弱粘土地盤に摩擦杭、SCP工法における締固め砂杭などを打設した際破壊した杭周辺の地盤が、その後水のマイグレーションによって再び蘇り支持力が増加することが、摩擦杭の「set-up問題」、SCP工法による地盤の支持力増加のメカニズムの1つであると言える。

2.5 結論

三軸圧縮試験の結果、得られた土の挙動の忠実な解釈は、三軸供試体をエレメントと仮定するのではなく、応力状態、発生するひずみの不均質性および水のマイグレーションによる比体積の不均質性などを含んでいることを考慮したもとの、行わなければならない。本章ではこの視点に立ち、3種類の三軸圧縮試験を実施し、その試験結果を水のマイグレーション効果の現れとして考察を行った。以下にその結論を述べる。2.2では、部分排水試験と非排水試験を載荷速度をいろいろと変化させて行った。その結果、今回の試験条件において部分排水試験では、

1. せん断強度 q_f は載荷速度 \dot{q} が $1.0 \times 10^{-4} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$ から $1.5 \times 10^{-2} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$ という狭いレンジでのみ変化し、載荷速度が大きくなるほどせん断強度は 8.7kgf/cm^2 から 4.0kgf/cm^2 と小さくなった。
2. 体積ひずみ ϵ_v ~ 軸差応力 q (or 軸ひずみ ϵ_1) 関係は、この部分排水レンジ内の載荷速度でのみこの曲線が変化する。水のマイグレーションの程度の違いにより供試体内の比体積 (体積ひずみ) を変化させ、せん断強度が変化することがわかった。
3. 軸差応力 q ~ 軸ひずみ ϵ_1 関係も同様に部分排水レンジ内の載荷速度の違いで曲線の形にも違いが現れた。

また非排水試験では、

4. 非排水せん断強度 q_f は、載荷速度 \dot{q} が $1.0 \times 10^{-4} \sim 1.5 \times 10^{-2} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$ のレンジ内でのみ変化し、載荷速度が大きくなるほどせん断強度は、 3.0kgf/cm^2 から 4.0kgf/cm^2 へと大きくなっている。この載荷速度レンジは、「部分排水レンジ」とほぼ一致している。このことから非排水せん断強度の載荷速度効果の原因の1つは水のマイグレーションの程度の違いによって供試体内が不均質になるためであると考察した。
5. 軸差応力 q と軸ひずみ ϵ_1 関係もまた部分排水レンジでのみ変化し、部分排水レンジでは、載荷速度が小さくなるにつれ曲線の形は相似的に小さくなってゆく。また部分排水レンジよりも大きい載荷速度では、非排水試験の軸差応力 ~ 軸ひずみ関係とほとんど同じであった。

これらの三軸圧縮試験結果のせん断強度について、Cam clay モデルを用いた弾塑性圧密解析と剛塑性支持力解析を組合わせた数値シミュレーションを行ったところ、

6. 部分排水せん断強度の載荷速度効果は比較的よく表現できたが、非排水せん断強度の載荷速度効果は試験で得られた強度劣化の数%しか表現することができなかった。このことは非排水せん断強度の載荷速度効果が水のマイグレーション効果のみではなく、土骨格の粘性や破壊に至るまでの供試体の変形や破壊モードなどの効果も含む複雑な問題であることを意味する。またこのことが2.3を行った動機ともなっている。

2.3 では、2.2 で行った両試験を破壊に至るまでの供試体の変形や破壊モードに注目して整理し直した。

7. 部分排水試験では、供試体の破壊モードは載荷速度が小さくなるにつれ、「ひょうたん型」、「ちょうちん型」、「太ったちょうちん型」、「やせたちょうちん型」の4つに変化した。非排水試験では、供試体の破壊モードは載荷速度が小さくなるにつれ、「ひょうたん型」、「ピア樽型」、「ちょうちん型」の3つに変化した。このことは水のマイグレーションの程度の違いで供試体の変形のしかたが変化すると解釈することができるが、今現在この現象を計算機で表現することは困難である。新たに分岐理論を導入したり、さらにはせん断帯生成機構の解明などの土の破壊の研究へと発展していくべきであろうが、今後の課題とした。

2.4 では、破壊後において水のマイグレーションが起こるかどうかを三軸圧縮試験を行って調べた。その結果、

8. 破壊した土を、軸変位を固定して供試体上下端排水条件とすると、水のマイグレーションは起こった。つまり時間とともに排水が起こり軸差応力も減少した。そしてその後のせん断強度は、今回の試験条件において、1回目のせん断強度に比べて約1.7倍も上昇した。この試験結果を剛塑性変形解析によりシミュレートすると、排水時の軸差応力は試験ほど緩和しないものの、軸差応力～軸ひずみ関係における傾きや強度上昇を表現することができた。
9. 破壊した土を軸変位を固定して非排水条件のまま放置すると、時間とともに軸差応力が減少した。この現象を、時間とともに水のマイグレーションが起こって、

供試体内の比体積が不均質になるためであると考察した。このことは剛塑性変形解析では表現できず、8. での軸差応力の緩和を表現できない部分が水のマイグレーション効果によるものと考察した。

参考文献

- 1) Sekiguchi, H. (1985): Macrometric approaches –static– intrinsically time–dependant, Subcommittee, 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, pp.66–98.
- 2) Adachi, T., and Oka, F. (1982): Constitutive equations for normally consolidated clays based on elasto–viscoplasticity, *Soils and Foundations*, Vol.22, No. 4, pp.57–70.
- 3) Sekiguchi, H. (1977): Rheological characteristics of clays, Proc. 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, pp.289-292.
- 4) Sekiguchi, H. (1984): Theory of undrained creep rupture of normally consolidated clay based on elasto–viscoplasticity, *Soils and Foundations*, Vol.24, No.1, pp.129-147.
- 5) Gibson, R.E. and Henkel, D.J. (1954): Influence of duration of tests at constant rate of strain on measured “drained” strength, *Geotechnique*, Vol.9, No.2, pp.119–135.
- 6) Bishop, A.W. and Henkel, D.J. (1962): The measurement of soil properties in the triaxial test, Edward Arnold, London
- 7) Richardson, A.M. & Whitman, R.V. (1963): Effect of strain rate upon undrained shear strength of a saturated flat clay., *Geotechnique*, Vol.13, No.4, pp.310-324.
- 8) Sekiguchi, H., Nishida, Y. and Kanai, F. (1981): Analysis of partially–drained triaxial testing of clay, *Soils and Foundations*, Vol.21, No.3, pp.53–66.
- 9) Carter, J.H. (1982): Predictions of the non–homogeneous behaviour of clay in the triaxial test, *Geotechnique*, Vol.32, No.1, pp.55–58.
- 10) Atkinson, J.H. and Bransby, P.L. (1978): The mechanics of soils -an introduction to critical state soil mechanics-, University Series in Civil Engineering, McGraw-Hill.
- 11) Asaoka, A. (1978): Observation procedure of settlement prediction, *Soils and Foundations*, Vol.18, No.4, pp.87–101.
- 12) 大塚悟 (1988): 有効応力原理に基づく軟弱地盤の支持力解析とその応用に関する研究, 名古屋大学博士論文
- 13) 浅岡顕 (1988): 支持力と有効応力, *土と基礎*, Vol.36, No.6, pp.43 ~ 49. No.1, pp.8-18.
- 14) Tamura, T., Kobayashi, S. and Sumi, T. (1984): Limit analysis of soil structure by rigid plastic finite element method, *Soils and Foundations*, Vol.24, No.1, pp.8-18.
- 15) Shibata, T. and Sekiguchi, H. (1980): A method of predicting failure of embankment foundation based on elasto–viscoplastic analysis, Proc. of JSCE, pp. 93–104.

- 16) Shibata, T. and Sekiguchi, H. (1981): Prediction of embankment failure on soft ground, Proc. 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, pp.247-250.
- 17) Asaoka, A. and Ohtsuka, S. (1986): The analysis of failure of a normally consolidated clay foundation under embankment loading, Soils and Foundations, Vol.26, No.2, pp.47-59.
- 18) Asaoka, A. and Ohtsuka, S. (1987): Bearing capacity analysis of a normally consolidated clay foundations, Soils and Foundations, Vol.27, No.3, pp.58-70.
- 19) 浅岡顕、小高猛司 (1992): 連成極限解析による飽和粘土の破壊後挙動実験のシミュレーション、第27回土質工学研究発表会 pp.657-658.
- 20) 有尾一郎、池田清宏、鳥居邦夫 (1992): ブロック対角化法による平面構造物の有限要素並列解析、構造工学論文集, Vol.38A, pp.317-324.
- 21) 安原一哉他 (1988): 長期繰返し荷重をうける過圧密粘土の圧縮とせん断挙動、第23回土質工学研究発表会 pp.745-748
- 22) NGI (1975): Research project, repeated loading of clay: summary and interpretation of test results. Report 74037-9, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, Norway.
- 23) Bishop, A. W. & Henkel, D. J. (1953): Pore pressure changes during shear in two undisturbed clays, Proc. 3rd Int. Conf. SMFE, Zurich, Vol.1, pp.94-99.
- 24) Andersen, K. H. et al. (1976): Behaviour of clay subjected to undrained cyclic loading, Proc. Int. Conf. Behaviour of Off-Shore Structures '76, Vol.1, Trondheim, Norway, pp.392-403.
- 25) 伊藤富雄他 (1975): 飽和粘土に及ぼす動的応力履歴の影響、第10回土質工学研究発表会 pp.341-344.
- 26) 草野郁他 (1978): 細粒分を含む沖積砂の液状化特性、第13回土質工学研究発表会 pp.541-544.
- 27) 保坂吉則他 (1985): 試料の乱れが密な砂の非排水せん断強度に及ぼす影響、第20回土質工学研究発表会 pp.559-560.
- 28) 八木則夫他 (1989): 一軸圧縮強度と非排水三軸強度の比較検討、土木学会第44回年次学術講演会 pp.454-455.

第3章 過圧密粘土の水のマイグレーション効果に関する三軸圧縮試験

3.1 概説

過圧密粘土に関する従来の研究として最も著名なものといえば、やはり Bishop and Henkel¹⁾の Weald clay を用いた三軸圧縮試験が挙げられる。彼らは非排水および排水せん断試験を同じ含水比で行った。その結果を図 3.1(a)、(b) に示す。非排水試験については、軸差応力～軸ひずみ曲線は初期状態が同じ正規圧密粘土の曲線と形が似ている。しかし間隙水圧は初期に正の値を示した後、軸ひずみとともに負圧が起こり破壊時には最大となる。排水試験については、軸差応力～軸ひずみ曲線は軸ひずみ 8.0% で明らかなピークがみられる。また、体積ひずみは非排水試験における間隙水圧～軸ひずみ曲線に似ていて、初期に圧縮を示すが軸ひずみ 3.0%以降膨潤する一方である。両者の強度の比較は、非排水強度の方が大きく、排水強度の 1.7 倍となっている。

Roscoe, Schofield and Wroth²⁾、Roscoe, Schofield and Thurairajah³⁾、Schofield and Wroth⁴⁾の Cambridge 学派の研究では、Bishop and Henkel の行った試験結果を正規圧密粘性土の試験結果とも合せてまとめあげ、粘土全体の挙動を (v, p', q) 空間に表し状態曲面の存在を主張した。そして Drucker の仮設と摩擦則に基づく消散エネルギーの関係式とから Cam clay モデルを導いた。しかし Cam clay モデルでは図 3.1(b) の過圧密粘土の排水せん断試験でみられる軟化現象を表現することはできない。

現在行われている超過圧密粘土の研究の主流の 1 つは、この軟化現象の構成関係を表現することである。このことは今後の粘土の重要なテーマとなっていくが、三軸試験をエレメント試験として軸差応力～軸ひずみ関係をみつめその構成式を導くのではなく、ここでも 2 章と同様に水のマイグレーション効果を考慮してその現象をみつめなければならない。

そこで本章の目的は、過圧密粘土の構成関係を求めるのではなく、繰り返した川崎粘土試料で超過圧密粘土をつくり、以下節ごとに分けた 3 種類の三軸圧縮試験を実施し、その現象を水のマイグレーションより説明することにある。

3.2 での目的は Bishop and Henkel の行った典型的な超過圧密粘土の挙動 (図 3.1(a)、(b)) を川崎粘土を使って再現することである。つまり排水試験と非排水試験を行い、そのせん断強度や軸差応力～軸ひずみ関係など比較する。しかし排水試験を実施する際、

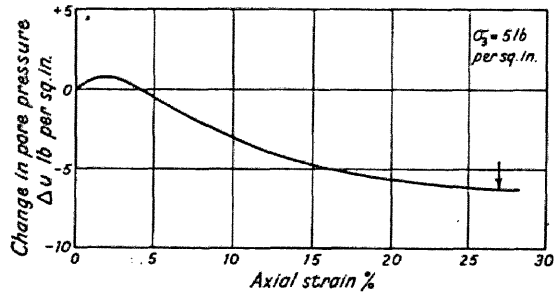
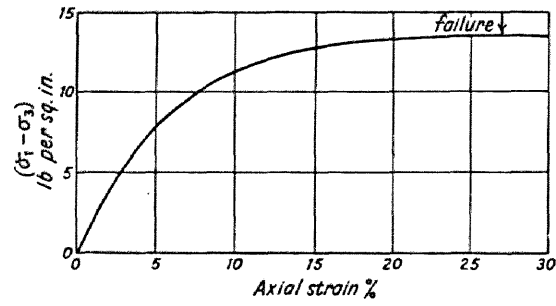


図 3.1(a) 過圧密粘土の非排水試験
(Bishop & Henkel, 1962)

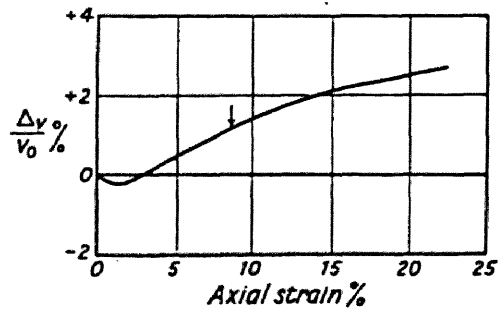
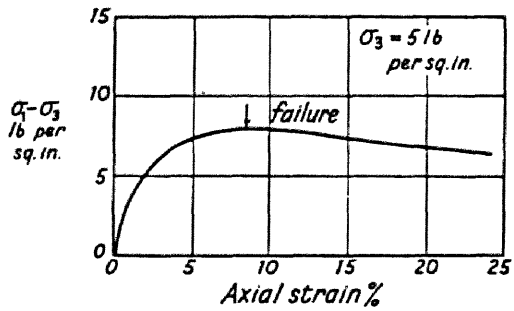


図 3.1(b) 過圧密粘土の排水試験
(Bishop & Henkel, 1962)

十分に水のマイグレーションが起こる載荷速度を選ばねばならない。そのため排水コックを開けたまま載荷速度を変えて試験を行い、いわゆる部分(吸)排水試験を実施しせん断強度と載荷速度の関係を示す。また非排水試験についても Richardson and Whitman⁵⁾が示すように OCR が大きいほどせん断強度は載荷速度の影響を受けるので、この場合もせん断強度と載荷速度の関係を示す。そして両試験のせん断強度を比較して Bishop and Henkel の行った試験結果と同じ傾向が得られたかを調べる。また軸差応力～軸ひずみ関係を正規圧密粘土のそれと比較し水のマイグレーションからその特徴を考察する。

3.3 では三軸供試体に一定の軸差応力をかけ排水条件で放置する。この試験は一般に排水クリープ試験とよばれるが、放置後時間とともに進行してゆく土の挙動、特に軸ひずみ速度や吸水量を水のマイグレーションより考察する。そして軸差応力をいろいろと変化させて水のマイグレーションの違いによる土の挙動の違いを調べる。

3.4 では 2.4 で行った破壊後挙動の試験を行う。正規圧密粘土では破壊後でも水のマイグレーションは起こり、供試体全体の比体積が減少し破壊後のせん断強度は約 2 倍にも上昇した。したがって過圧密粘土においても破壊後水のマイグレーションが起こることは十分予測できる。しかしせん断に伴い負の過剰間隙水圧が発生するため、水のマイグレーションは負の効果、すなわち吸水現象を起こすと思われる。これらの予測に立って試験を行い、その試験結果を考察する。

3.2 せん断特性に及ぼす載荷速度効果

3.2.1 過圧密粘土の作製方法

繰り返した粘土試料を用いて過圧密粘土を作る方法として大きく二つ挙げることができる。一つは、試料を三軸供試体に成形して三軸セル内で先行圧密圧力 p'_y をかけ圧密し、その後設定した過圧密比になる等方圧 p_0 に除荷し、十分吸水させる方法である。この方法は、過圧密粘土作製後連続してせん断試験を行うことができるという利点がある。またバックプレッシャーをかけることにより供試体をほとんど飽和状態にすることができる。しかし先行圧密圧力 p'_y がかなり大きな試験の場合、耐圧の大きな鉄製の三軸セルで予備圧密を行うため、せん断試験中の供試体の観察ができなくなる。また過圧密作製時における圧密、除荷作用中供試体が変形し、試験直前の寸法が不明瞭

となる。もう一つの方法は、予備圧密の段階で先行圧密圧力 p'_v をかけ圧密、膨潤させた後、三軸供試体に成形し三軸セルにセットして等方圧 p_0 に圧密する方法である。この方法は試験直前の供試体の寸法を測定できるという利点がある。しかし成形時には多少の吸気膨張はまぬがれず飽和度はさがる。また、成形時には大気圧に解放されているので、供試体内の応力状態は均質になっていないと考えられる。しかし、自然地盤からのサンプリング、成形、試験の過程と同じ過程を踏んでいる。

本研究では、後者の方法により過圧密粘土を作製した。まず図 3.2 に過圧密粘土の作製装置を示し、その概要を述べる。本装置は高圧セル室、高水圧ポンプ、メスリンダーから構成されている。

1. 高圧セル室…最大 100kgf/cm^2 の圧力まで耐えることのできる防錆性のステンレス製 (SUS 304) で内径 19cm、外径 21cm、高さ 35cm の吊り鐘型をしており、図 3.2 のように取り外しができる。内部を水で満たしポンプから送られてくる水圧により試料に等方圧を作用させる。その水圧を調節することで載荷、除荷を行う。また、セル上部についているエアーコックはセル内に水を満たす際の空気抜きの役目とセル内の圧力を大気圧に解放する役目を果たす。圧力メーターはセル内の圧力を測定し、圧力が一定に保たれているか確認することができる。セルの

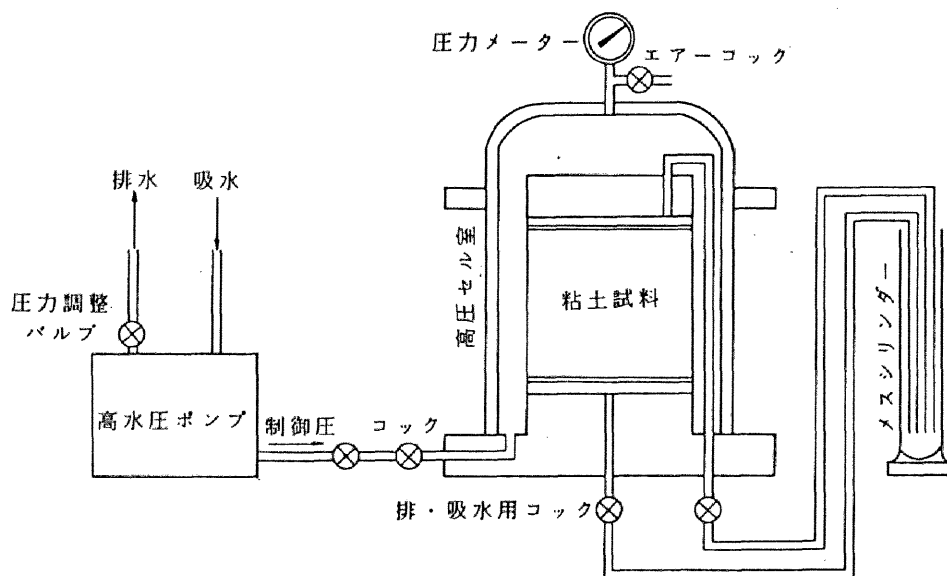


図 3.2 過圧密粘土作成装置の概要

下部についている排・吸水用コックを開けることにより、排水または吸水させることができる。コックは二つあり、一方は試料の上端面と、他方は下端面とつながれている。

2. 高水圧ポンプ…最高水圧 100kgf/cm^2 まで無段階に出すことができ、排水口のところについている圧力調整バルブでセル内の圧力を調整している。また、ポンプ作動中は吸水槽から水を汲み上げ、ポンプにより設定の水圧を送り、余分な水を排水槽へ排出する。なおポンプの内を通る水は水道から絶えず水を吸水槽に流しておくことにより、冷却水としても利用する。
3. メスシリンダー (500ml) …セルの排・吸水用コックからシンプレックスチューブを介してつながれていて、排水量または吸水量を測定する。また、試料と水頭差ができないようにセルと同じ高さに設置する。メスシリンダーは大気圧に解放されていてバックプレッシャーは作用させていない。

次に過圧密粘土の作製方法について述べる。粘土試料の調整方法、さらに予備圧密段階までは 2.2.1 と同じである。予備圧密された試料、直径 15cm、高さ 12cm を高圧セル室にセットする。高圧セル室は、キャップとベDESTAL によって構成され、それぞれ試料の断面積分のポーラスストーンがある。試料の上下端をろ紙で、側面をスプリット状のペーパードレーンで覆い、高水圧ポンプにより、所定の先行圧密力 p'_y まで水圧をかけることにより試料に等方圧を与えている。したがって試料の全側面が排水条件である。圧密過程には三日間を要し、その間、6,12,18,24,30 分、1,2,3,4,5,10,20,30,40,50,72 時間後の排水量をメスシリンダーで測定し、その都度セル内の水圧が設定した圧力であるかどうか確認する。そしてエアークックを開けてセル圧を大気圧に解放することにより吸水を始める。膨潤過程は 7 日間行い、6,12,18,24,30 分、1,2,3,4,5,10,20,30,40,50,100,168 時間後の吸水量をメスシリンダーで測定する。作製方法は全てこの方法に統一した。膨潤過程終了後、高圧セルを分解し試料を取り出して、含水比が変化しないようにすみやかにパラフィンコートを行う。

過圧密粘土作製装置により先行圧密圧力 p'_y を経験した試料を、直径 3.5cm、高さ 8.0cm の円筒供試体に成形し、設定された等方圧 p_0 で再び 24 時間等方圧密を行う。過圧密比 OCR は $\text{OCR} = p'_y/p_0$ と式示され、本研究では $\text{OCR} = 4.3$ 、 13.0 、 30.0 の 3 種類について試験を行った。つまり $p'_y = 13.0\text{kgf/cm}^2$ に対し $p_0 = 3.0\text{kgf/cm}^2$ と 1.0kgf/cm^2 、

$p'_v = 15.0 \text{ kgf/cm}^2$ に対し $p_0 = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$ である。

等方圧密終了後、それぞれの OCR に対し、載荷速度を変化させて部分(吸)排水、非排水試験を行った。

3.2.2 OCR=4.3、13.0 での載荷速度を変化させた部分(吸)排水、非排水三軸圧縮試験

OCR=4.3 および 13.0 の過圧密粘土の部分(吸)排水、非排水試験を表 3.1 に示す載荷速度で行った。その結果をせん断強度～載荷速度の関係に整理し、図 3.3(a)、(b) および表 3.2(a),(b)、3.3(a),(b) に示す。またそれぞれの載荷速度での軸差応力 q ～軸ひずみ ϵ_1 関係、および部分(吸)排水試験においては体積ひずみ ϵ_v ～軸ひずみ ϵ_1 の関係、非排水試験においては過剰間隙水圧 u ～軸ひずみ ϵ_1 関係を付録 3.1 に示す。

表 3.1：載荷速度

Type	\dot{q} (kgf/cm ² /sec)
A,a	9.00×10^{-2}
B,b	1.50×10^{-2}
C,c	1.00×10^{-3}
D,d	1.00×10^{-4}

- ・Type の大文字は部分(吸)排水、小文字は非排水試験のこと。
- ・OCR=13.0 では、Type A,a は実施しなかった。

OCR=4.3 の過圧密粘土の場合、部分(吸)排水試験では載荷速度 \dot{q} が大きくなるとせん断強度 q_f は小さくなる。この傾向は正規圧密粘土と同じであるが、最大と最小の載荷速度でのせん断強度の差は 1.0 kgf/cm^2 程度であり、正規圧密粘土よりも載荷速度の影響は少ない。体積ひずみ ϵ_v ～軸ひずみ ϵ_1 関係を見ても体積膨張は見られず、載荷速度が小さいほど体積ひずみが大きくなっている。つまり過圧密粘土といえども OCR=4.3 程度では若干過圧密状態で、ほとんど正規圧密粘土と変わらない挙動を示している。非排水試験では、載荷速度が大きいほどせん断強度は大きくなる。最大と最小の載荷速度でのせん断強度の差がほぼ 2.0 kgf/cm^2 と大きく、正規圧密粘土よりも載荷速度の影響は多い。過剰間隙水圧 u についても、正規圧密粘土と同様の傾向で負圧は発生していない。しかし載荷速度が小さくなるにつれてピーク値を示すようになり、その値は小さくピークの起こる時の軸ひずみは小さくなっていく。

表 3.2 : OCR=4.3 の過圧密粘土の試験結果

(a) 部分(吸)排水試験

Type	a	b	c	d
せん断強度 q_f (kgf/cm ²)	9.36	8.85	9.48	10.22
破壊時軸ひずみ ϵ_{1f} (%)	14.6	15.3	15.9	17.2

(b) 非排水試験

Type	A	B	C	D
せん断強度 q_f (kgf/cm ²)	8.78	7.96	7.32	6.40
破壊時軸ひずみ ϵ_{1f} (%)	16.0	14.7	15.9	15.6

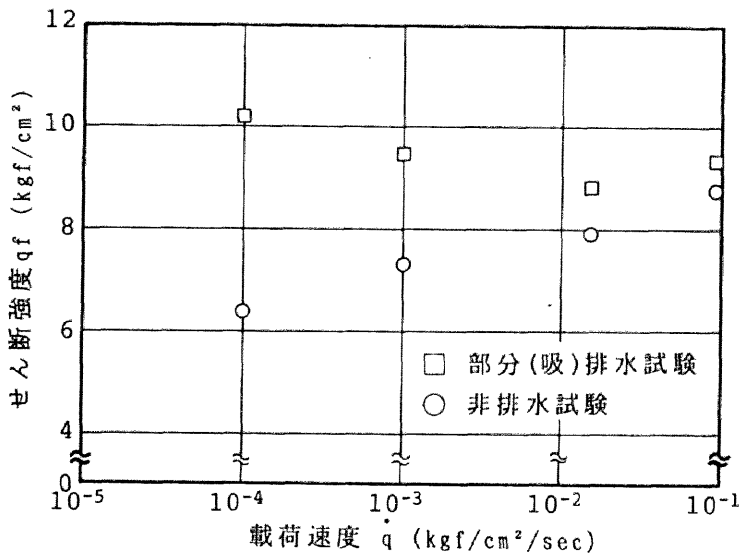


図 3.3(a) OCR = 4.3 のせん断強度 q_f ~ 載荷速度 \dot{q} 関係

OCR=13.0 の過圧密粘土の場合、部分(吸)排水試験では載荷速度が大きくなるとせん断強度が大きくなるという OCR=4.3 とは逆の傾向を示した。体積ひずみも載荷速度が小さくなると、初期は圧縮するもののピークが現れ以後吸水するようになる。しかし体積ひずみが負、つまりせん断直前の間隙比によりも大きくなることはない。非排水試験では載荷速度が大きくなるほどせん断強度は大きくなる。過剰間隙水圧はせん断初期に正の間隙水圧が発生しピークを示す。その後減少してゆくが、最小の載荷速度 ($\dot{q} = 1.0 \times 10^{-4}$ kgf/cm/sec: Type d) の試験でのみせん断の後期 ($\epsilon_v = 7.5\%$ 付近) で、負の間隙水圧が発生した (付録図 A3.8(b))。

表 3.3 : OCR=13.0 の過圧密粘土の試験結果

(a) 部分(吸)排水試験				
Type	b	c	d	
せん断強度 q_f (kgf/cm ²)	6.59	5.51	5.50	
破壊時軸ひずみ ε_{1f} (%)	17.4	14.3	17.6	

(b) 非排水試験				
Type	B	C	D	
せん断強度 q_f (kgf/cm ²)	5.26	4.20	4.16	
破壊時軸ひずみ ε_{1f} (%)	15.2	9.8	11.5	

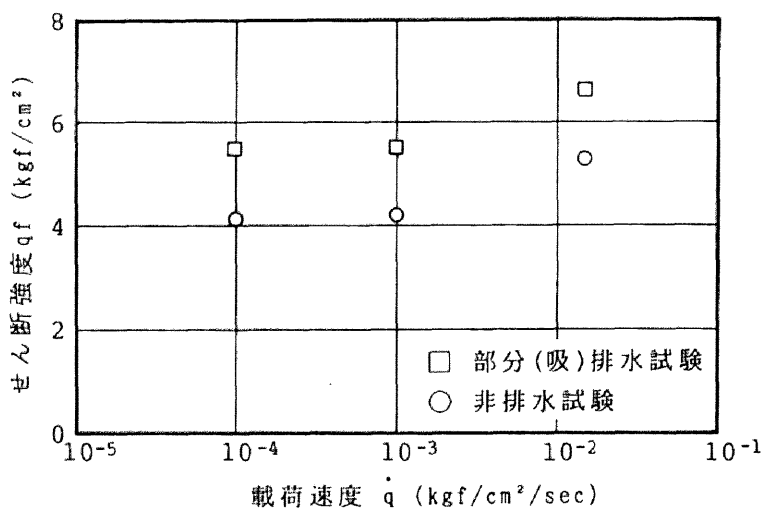


図3.3(b) OCR=13.0のせん断強度 q_f ～載荷速度 \dot{q} 関係

Bishop and Henkel の行った過圧密粘土の実験では、境界を非排水としたせん断強度の方が供試体上下端を排水条件としたせん断強度よりも大きくなるという傾向を示しているが、本研究において OCR=4.3、13.0 ではその傾向と逆で、同じ載荷速度の場合、境界を非排水とした方がせん断強度が大きくなる。しかし OCR が大きくなるほど、また載荷速度が小さくなるほど彼らの傾向に近づいてくる。次節では OCR=30.0 の過圧密粘土の試験結果について詳しく述べる。

3.2.3 OCR=30.0 での載荷速度を変化させた部分 (吸) 排水、非排水三軸圧縮試験

OCR=30.0 の過圧密粘土を表 3.4 に示す 4 つの載荷速度で非排水および部分 (吸) 排水三軸圧縮試験を行った。それぞれの載荷速度における粘土の挙動を以下に述べる。

表 3.4 : OCR=30.0 の過圧密粘土に対する載荷速度

Type	\dot{q} (kgf/cm ² /sec)
A,a	9.00×10^{-2}
B,b	1.50×10^{-2}
C,c	1.00×10^{-3}
D,d	1.00×10^{-4}

1. 部分 (吸) 排水試験

(a) 載荷速度 $\dot{q} = 9.0 \times 10^{-2}$ kgf/cm²/sec (Type A) の試験結果

図 3.4(a)~(c) にそれぞれ軸差応力~軸ひずみ関係、軸ひずみ速度~軸ひずみ関係、体積ひずみ~軸ひずみ関係を示す。図 3.4(b) に示すように、載荷とともに軸ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_1$ は増加するが、軸ひずみ $\epsilon_1 = 1.04\%$ で極大となり、その時の値は $\dot{\epsilon}_1 = 11.8\%/min (= 1.97 \times 10^{-1}\%/sec)$ であった。その後 $\dot{\epsilon}_1$ は減少し $\epsilon_1 = 2.33\%$ で極小値 $\dot{\epsilon}_1 = 8.82\%/min (= 1.47 \times 10^{-1}\%/sec)$ をとったあと再び増加し続ける。それを反映して図 3.4(a) の軸差応力~軸ひずみの曲線の形は、せん断初期に上に凸、下に凸、上に凸となり、これは正規圧密粘土の試験ではみられなかった傾向である。図 3.4(c) の体積ひずみはせん断とともに増加、すなわち排水し、過圧密粘土のせん断に伴う正のダイレイタンスーは起こらない。破壊は $\epsilon_1 = 18.6\%$ で起こり、せん断強度 q_f は 5.87 kgf/cm^2 であった。破壊モードを図 3.4(d) に示す。

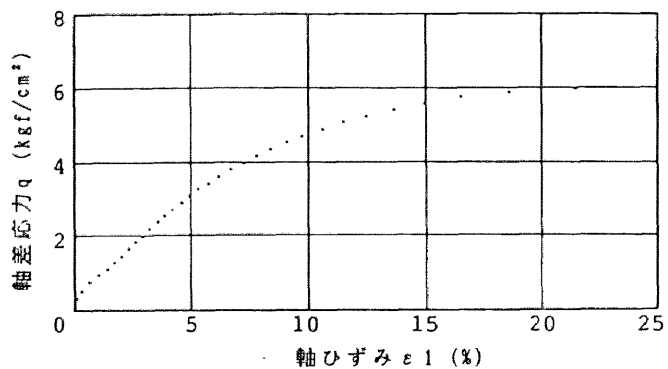


図3.4(a) 軸差応力 q ～軸ひずみ ϵ_1 関係
(Type A: $\dot{q} = 9.0 \times 10^{-2}$ kgf/cm²/sec)

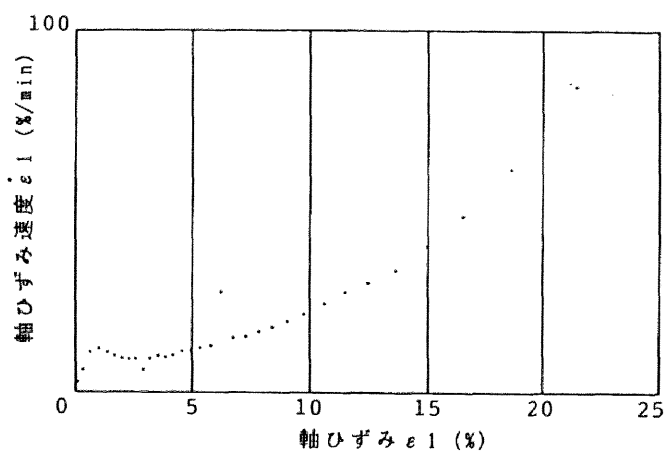


図3.4(b) 軸ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_1$ ～軸ひずみ ϵ_1 関係 (Type A)

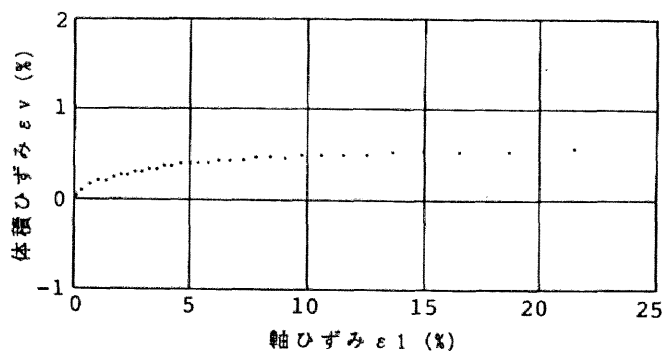


図3.4(c) 体積ひずみ ϵ_v ～軸ひずみ ϵ_1 関係 (Type A)

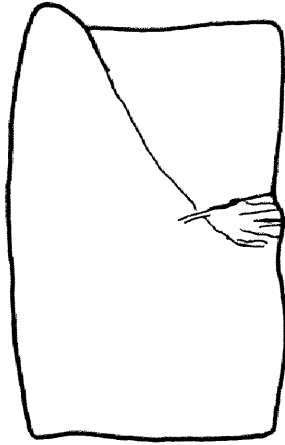


図 3.4(d) 破壊モード (Type A)

(b) 載荷速度 $\dot{q} = 1.5 \times 10^{-2} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$ (Type B) の試験結果

図 3.5(a)~(c) にそれぞれ軸差応力~軸ひずみ関係、軸ひずみ速度~軸ひずみ関係、体積ひずみ~軸ひずみ関係を示す。Type A と傾向はほとんど似ていて、図 3.5(b) に示す軸ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_1$ は、軸ひずみ $\epsilon_1 = 1.48\%$ で極大値 $\dot{\epsilon}_1 = 1.79\%/ \text{min} (= 2.99 \times 10^{-2}\%/\text{sec})$ を、 $\epsilon_1 = 3.02\%$ で極小値 $\dot{\epsilon}_1 = 1.49\% / \text{min} (= 2.48 \times 10^{-2}\%/\text{sec})$ を示した後、増加し続け、 $\epsilon_1 = 17.0\%$ で破壊に至り、せん断強度 $q_f = 5.37 \text{kgf/cm}^2$ となった。図 3.5(c) に示すように体積ひずみ ϵ_v はせん断とともに増加し、 $\epsilon_1 = 8.5\%$ からは、 $\epsilon_v = 7.02\%$ に漸近している。せん断中の供試体形状変化は、 $\epsilon_1 = 10.0\%$ で供試体中央がくびれた「ひょうたん型」になるが (写真 3.1(b))、 $\epsilon_1 = 15.1\%$ でペDESTAL からみでてくる (写真 3.1(c))。 $\epsilon_1 = 17.0\%$ では、くびれた供試体中央部にしわが無数に入り (写真 3.1(d))、 $\epsilon_1 = 20.6\%$ にはせん断面ができ (写真 3.1(e))、 $\epsilon_1 = 26.0\%$ でさらにせん断面がはっきりとする (写真 3.1(f))。破壊モードは図 3.5(d) に示す

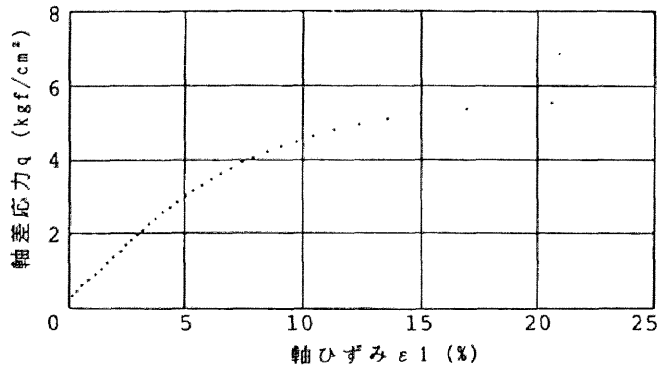


図3.5(a) 軸差応力 q ~軸ひずみ ϵ_1 関係
(Type B: $\dot{q}=1.5 \times 10^{-2}$ kgf/cm²/sec)

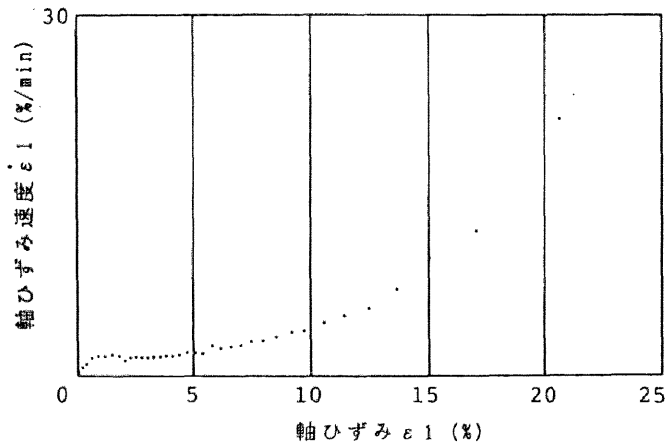


図3.5(b) 軸ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_1$ ~軸ひずみ ϵ_1 関係 (Type B)

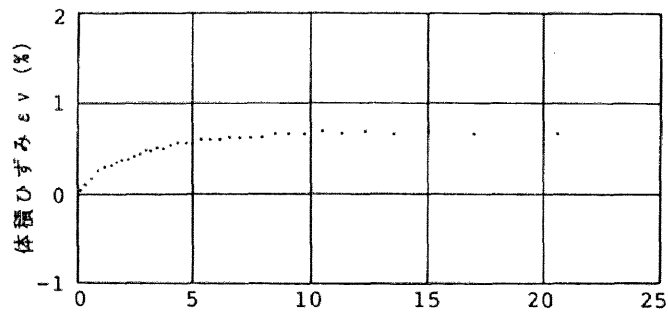
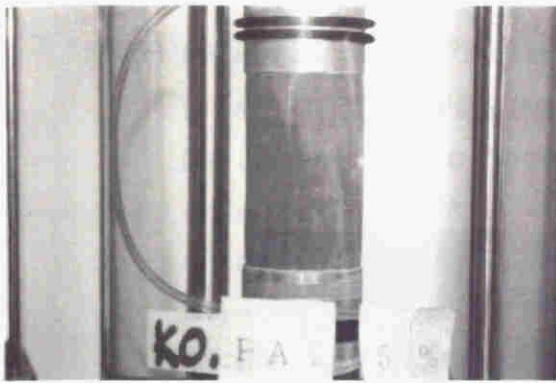
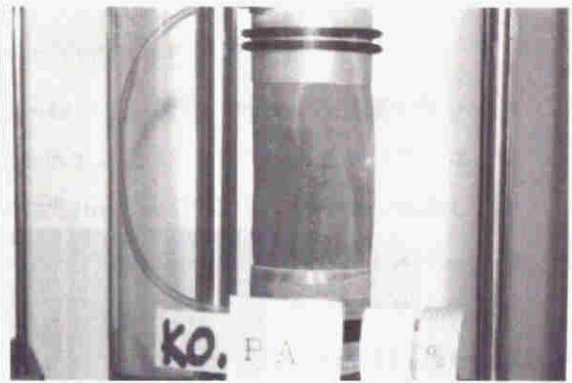


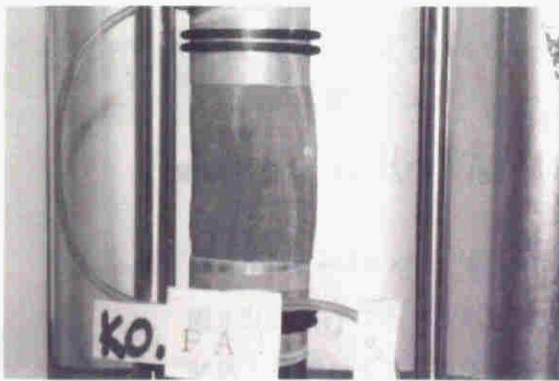
図3.5(c) 体積ひずみ ϵ_v ~軸ひずみ ϵ_1 関係 (Type B)



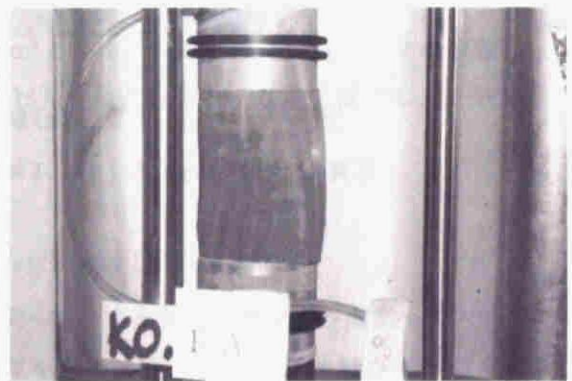
(a)軸ひずみ $\epsilon_1 = 5\%$



(b)軸ひずみ $\epsilon_1 = 10\%$



(c)軸ひずみ $\epsilon_1 = 15.1\%$



(d)軸ひずみ $\epsilon_1 = 17.1\%$

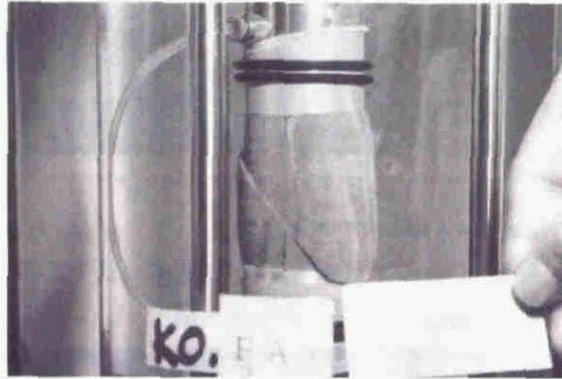


(e)軸ひずみ $\epsilon_1 = 20.6\%$



(f)軸ひずみ $\epsilon_1 = 26.0\%$

写真3.1(a)~(f) Type B ($\dot{q} = 1.5 \times 10^{-2} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$) の変形挙動



(g) 試験終了

写真3.1(g) Type B ($\dot{q}=1.5 \times 10^{-2} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$) の変形挙動

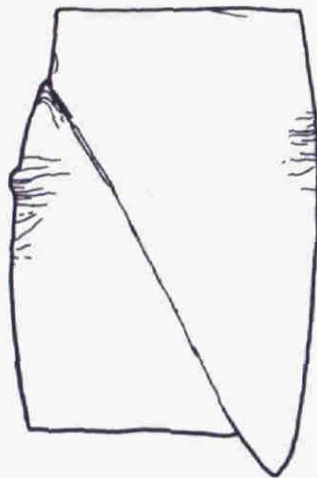


図3.5(d) 破壊モード (Type B)

(c) 載荷速度 $\dot{q} = 1.0 \times 10^{-3} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$ (Type C) の試験結果

図 3.6(a)~(c) にそれぞれ軸差応力~軸ひずみ関係、軸ひずみ速度~軸ひずみ関係、体積ひずみ~軸ひずみ関係を示す。図 3.6(b) の軸ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_1$ は、軸ひずみ $\epsilon_1 = 0.76\%$ で極大値 $\dot{\epsilon}_1 = 0.012\%/ \text{min} (= 1.96 \times 10^{-4} \%/ \text{sec})$ を示し、その後減少し、 $\dot{\epsilon}_1 = \text{約} 0.011\%/ \text{min} (= \text{約} 1.8 \times 10^{-4} \%/ \text{sec})$ で一定を保つ。その後 $\epsilon_1 = 3.63\%$ から増加しだす。図 3.6(c) に示す体積ひずみ ϵ_v は、せん断とともに圧縮し $\epsilon_1 = 3.63\%$ でピーク($\epsilon_v = 0.85\%$)をむかえ、 $\epsilon_1 = 4.64\%$ から ϵ_v は減少しはじめる。つまりピーク時からみると吸水し始めるのである。軸ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_1$ は $\dot{\epsilon}_1 = 8.5\%$ からその増加の割合が急に大きくなり、おそらくこの時せん断面が発生したと思われる。写真 3.2(c) でも $\epsilon_1 = 10.0\%$ でせん断面がすでに発生していることが観察できた。そこで破壊の起こった ϵ_1 を $\epsilon_1 = 9.7\%$ とし、せん断強度 $q_f = 4.02 \text{kgf/cm}^2$ とした。軸ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_1$ は、せん断面発生後急激に増加するが、 $\epsilon_1 = 16.15\%$ で最大値をとった後、減少した。破壊モードは図 3.6(d) である

(d) 載荷速度 $\dot{q} = 1.0 \times 10^{-4} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$ (Type D) の試験結果

図 3.7(a)~(c) にそれぞれ軸差応力~軸ひずみ関係、軸ひずみ速度~軸ひずみ関係、体積ひずみ~軸ひずみ関係を示す。図 3.7(b) に示す軸ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_1$ は、その絶対量が Type A~C に比べて非常に小さくなっている。そしてせん断初期においては、ほとんど一定値を示す。図 3.7(a) に示す軸差応力~軸ひずみ関係も、ほとんど直線的に増加している。体積ひずみ ϵ_v は、図 3.7(c) に示すように $\epsilon_1 = 2\%$ 付近まで増加し、その後減少し続ける。軸ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_1$ はせん断とともに増加し、 $\epsilon_1 = 8.57\%$ でその増加の割合が急増し、せん断面が発生する。 $\epsilon_1 = 11.7\%$ で極大を示し、増減を繰り返す。体積ひずみは $\epsilon_1 = 11.7\%$ から負に転じ、吸水し続けている。せん断中の供試体形状変化は写真 3.3(a)~(i) に示した。せん断とともに供試体中央部がくびれた「ひょうたん型」になっているのがわかる(写真 3.3(a)、(b))。 $\epsilon_1 = 9\%$ で、右側面中央付近にうっすらとしわのようなせん断面が発生する(写真 3.3(c))。この時は軸ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_1$ が急増した時にほぼ一致している。その後せん断面が発達してゆき、 $\epsilon_1 = 11\%$ 付近で完全なせん断面となっている(写真 3.3(d))。

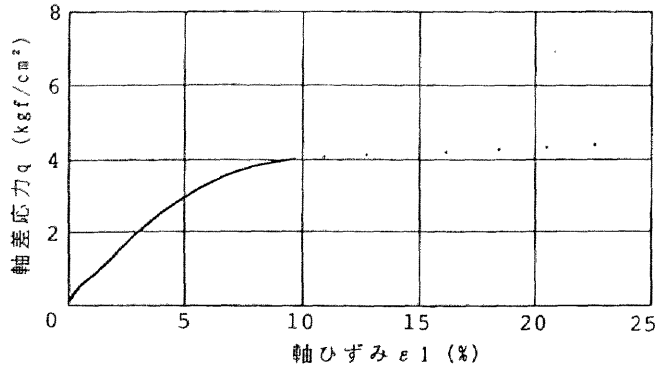


図3.6(a) 軸差応力 q ～軸ひずみ ϵ_1 関係:
(Type C: $\dot{q}=1.0 \times 10^{-3}$ kgf/cm²/sec)

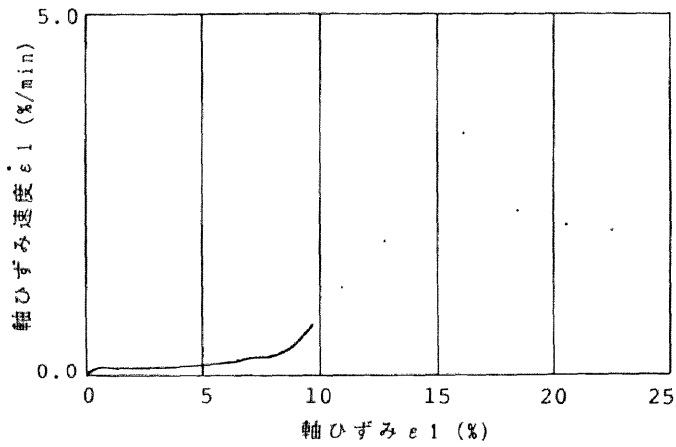


図3.6(b) 軸ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_1$ ～軸ひずみ ϵ_1 関係(Type C)

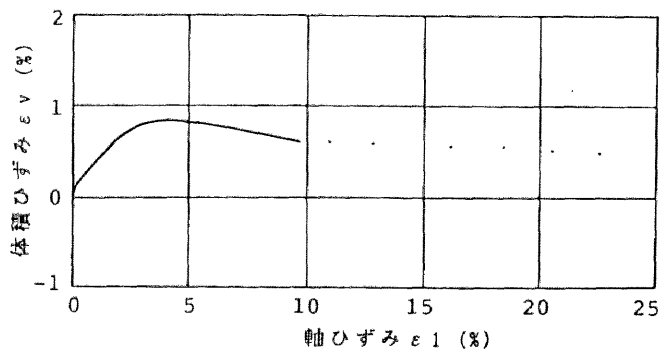
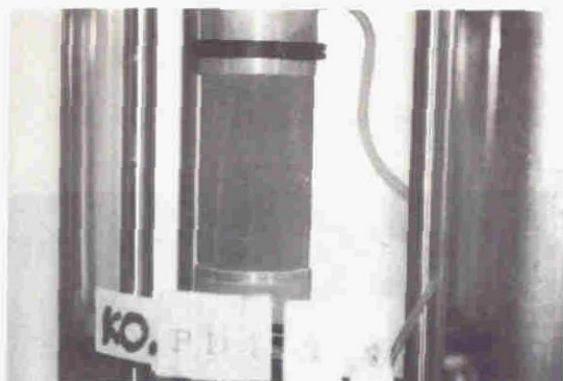
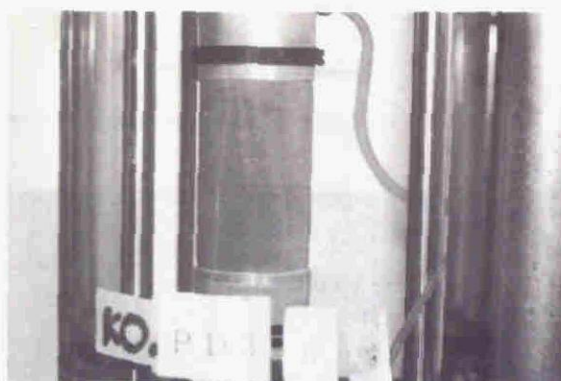


図3.6(c) 体積ひずみ ϵ_v ～軸ひずみ ϵ_1 関係(Type C)



(a)軸ひずみ $\epsilon_1 = 3\%$



(b)軸ひずみ $\epsilon_1 = 5\%$



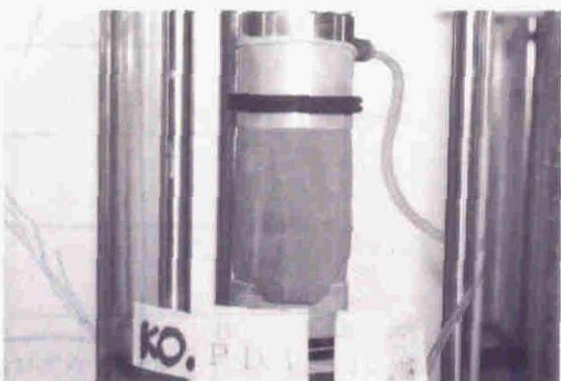
(c)軸ひずみ $\epsilon_1 = 10\%$



(d)軸ひずみ $\epsilon_1 = 15\%$



(e)軸ひずみ $\epsilon_1 = 20\%$

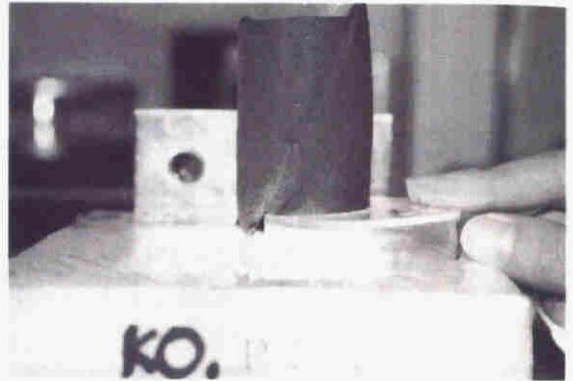


(f)軸ひずみ $\epsilon_1 = 22\%$

写真3.2(a)~(f) Type C ($\dot{q}=1.0 \times 10^{-3} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$) の変形挙動



(g) 軸ひずみ $\varepsilon_1 = 25\%$



(h) 試験終了

写真3.2(g)、(h) Type C ($\dot{q} = 1.0 \times 10^{-3} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$) の変形挙動

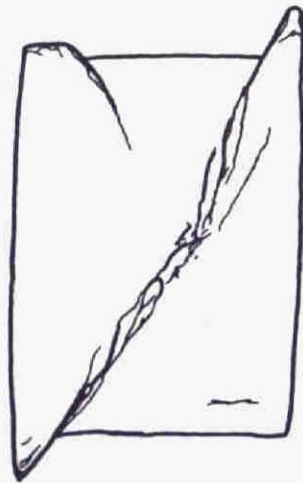


図3.6(d) 破壊モード (Type C)

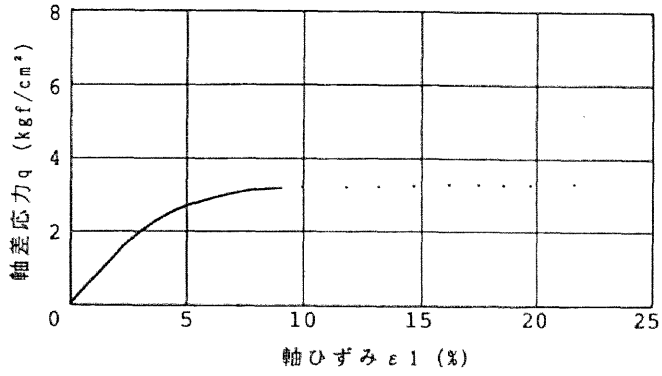


図3.7(a) 軸差応力 q ～軸ひずみ ϵ_1 関係
(Type D: $\dot{q}=1.0 \times 10^{-4}$ kgf/cm²/sec)

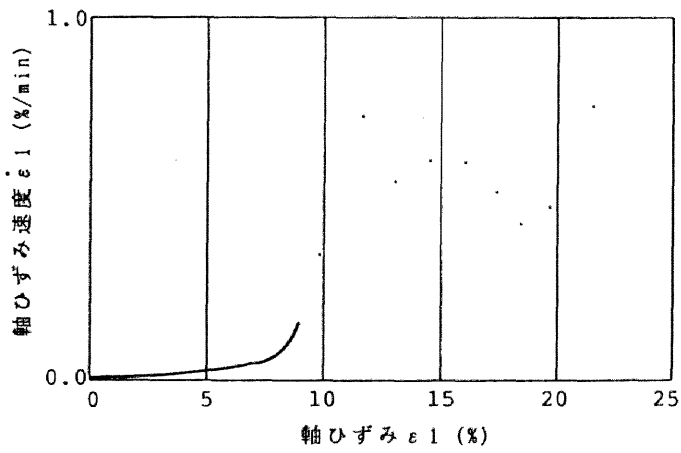


図3.7(b) 軸ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_1$ ～軸ひずみ ϵ_1 関係(Type D)

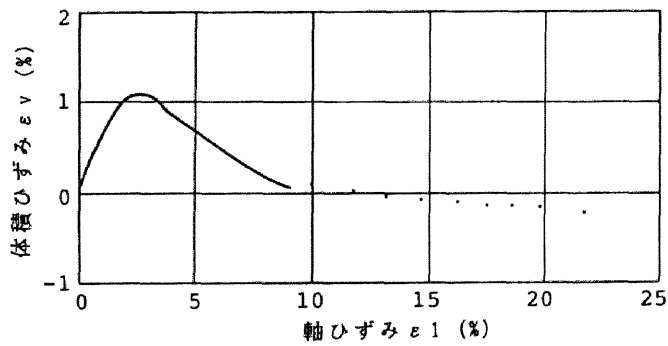
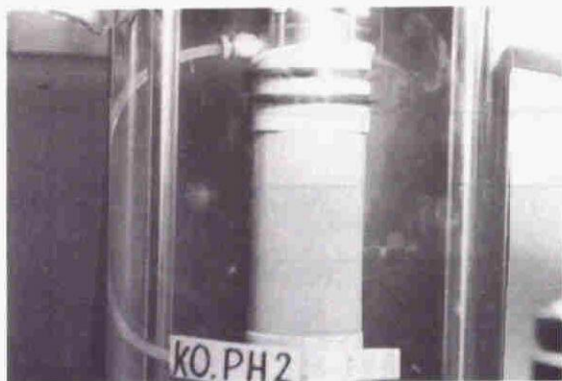
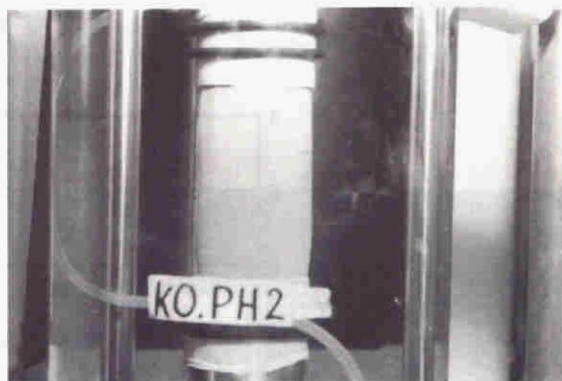


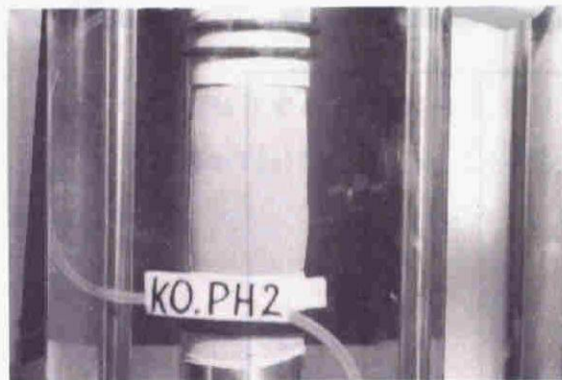
図3.7(c) 体積ひずみ ϵ_v ～軸ひずみ ϵ_1 関係(Type D)



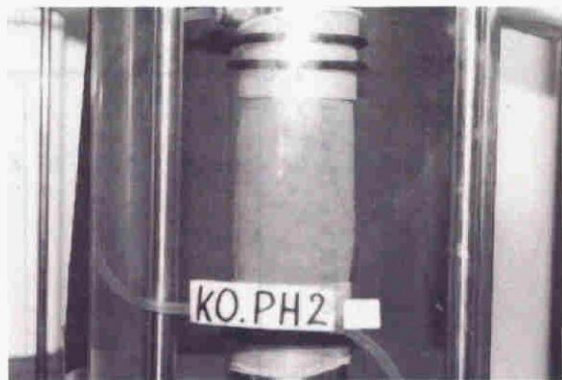
(a) 試験直前



(b) 軸ひずみ $\epsilon_1 = 8\%$



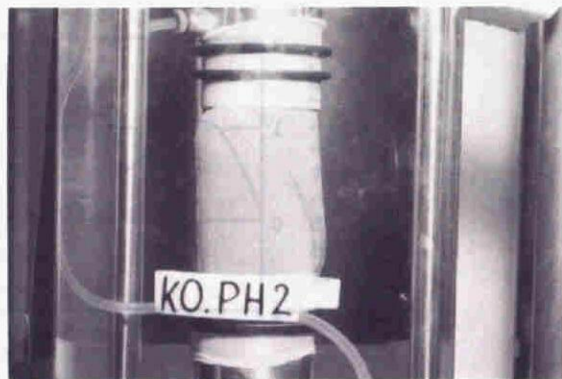
(c) 軸ひずみ $\epsilon_1 = 9\%$



(d) 軸ひずみ $\epsilon_1 = 11\%$

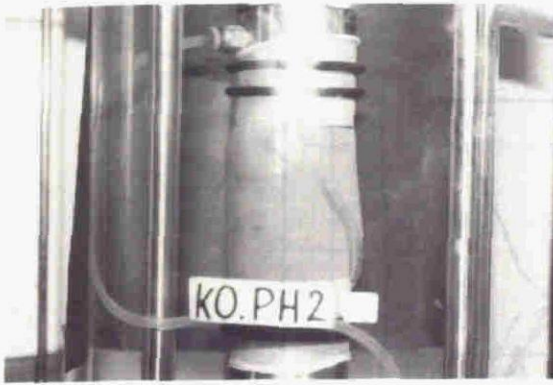


(e) 軸ひずみ $\epsilon_1 = 15\%$

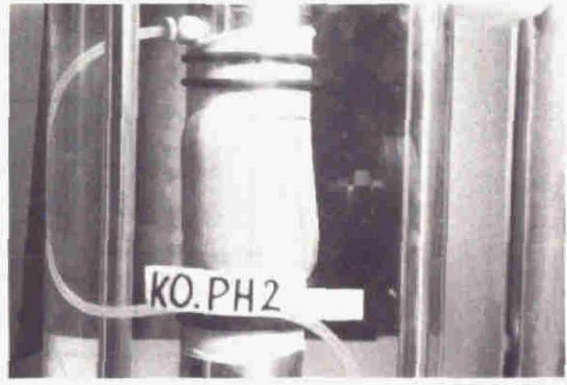


(f) 軸ひずみ $\epsilon_1 = 20\%$

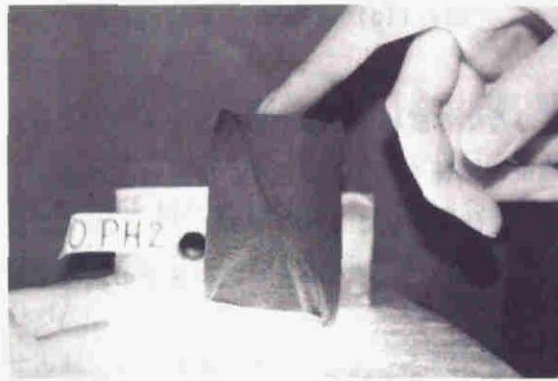
写真3.3(a)~(f) Type D ($q=1.0 \times 10^{-4} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$) の変形挙動



(g) 軸ひずみ $\epsilon_1 = 25\%$



(h) 軸ひずみ $\epsilon_1 = 22\%$



(i) 試験終了

写真3.3(g)~(i) Type D ($\dot{q} = 1.0 \times 10^{-4} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$) の変形挙動

この時 ϵ_1 は極大値を示している。せん断面をよく観測すると幾本ものせん断面が集って一つの方向のせん断帯を形成し、それを発展させている。破壊モードは図 3.7(d) に示す。

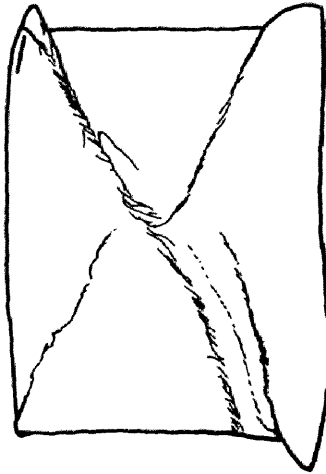


図 3.7(d) 破壊モード (Type D)

4つの載荷速度の異なる試験の破壊時の軸ひずみとせん断強度を表 3.5 に、せん断強度と載荷速度の関係を図 3.8 に示す。載荷速度が小さくなるにつれ、せん断強度は小さくなり、破壊が起こる軸ひずみも小さくなる。載荷制御試験であるため、軟化挙動が現れないが、最も小さい載荷速度の試験ではせん断により膨張し破壊に至った。

表 3.5: 部分(吸)排水試験結果

Type	A	B	C	D
せん断強度 q_f (kgf/cm ²)	5.87	5.37	4.02	3.19
破壊時軸ひずみ ϵ_{f1} (%)	18.6	17.0	9.7	9.0

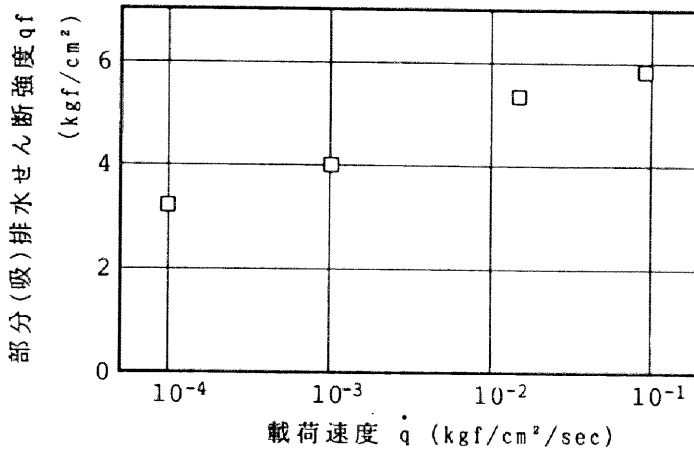


図3.8 OCR = 30.0の部分(吸)排水せん断強度～載荷速度 関係

2. 非排水試験

(a) 載荷速度 $\dot{q} = 9.0 \times 10^{-2}$ kgf/cm²/sec(Type a) の試験結果

図3.9(a)～(c)にそれぞれ軸差応力～軸ひずみ関係、軸ひずみ速度～軸ひずみ関係、過剰間隙水圧～軸ひずみ関係を示す。図3.9(a)に示す軸差応力～軸ひずみの関係は、軸ひずみ ϵ_1 が $\epsilon_1 = 7 \sim 8\%$ までほとんどType A(部分排水試験 $\dot{q} = 9.0 \times 10^{-2}$ kgf/cm²/sec)と同じである。したがって図3.9(b)に示す軸ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_1$ もせん断初期で増減が起こり、 $\epsilon_1 = 1.29\%$ で極大値 $\dot{\epsilon}_1 = 10.2\%/min (= 1.7 \times 10^{-1}\%/sec)$ を、 $\epsilon_1 = 2.58\%$ で極小値 $\dot{\epsilon}_1 = 6.24\%/min (= 1.04 \times 10^{-1}\%/sec)$ を示した後増加し続け、 $\epsilon_1 = 17.9\%$ で破壊に至る。その時のせん断強度 q_f は $q_f = 5.51$ kgf/cm²であった。図3.9(c)の過剰間隙水圧 u は、せん断とともに正の値を示し、 $\epsilon_1 = 2.58\%$ から $u = 0.52$ kgf/cm²で一定を保つ。せん断中の供試体形状変化は、写真3.4(a)～(f)に示す。せん断とともに供試体中央がくびれた「ひょうたん型」に変形し(写真3.4(a)～(c))その中央部分に押込まれるようにせん断面が発生する(写真3.4(d)($\epsilon_1 = 17.9\%$))。破壊モードは図3.9(d)に示す。

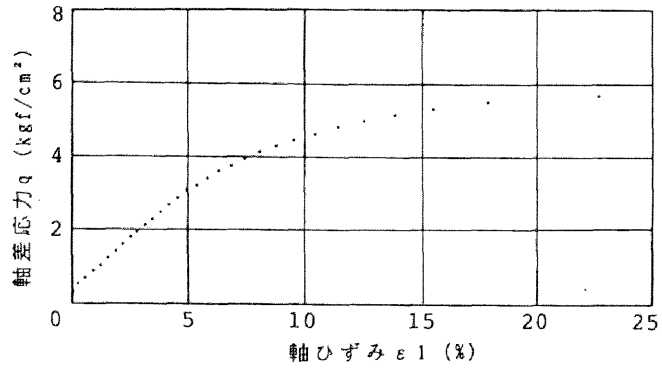


図3.9(a) 軸差応力 q ～軸ひずみ ϵ_1 関係
(Type a: $\dot{q} = 9.0 \times 10^{-2}$ kgf/cm²/sec)

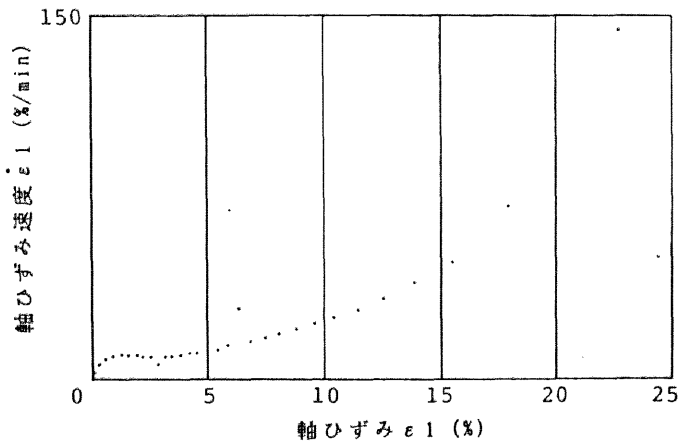


図3.9(b) 軸ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_1$ ～軸ひずみ ϵ_1 関係 (Type a)

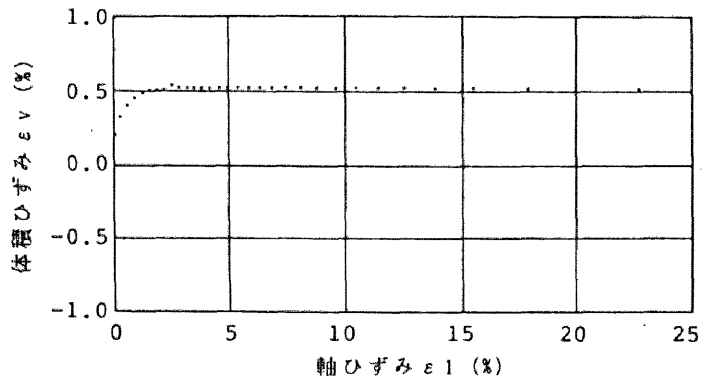
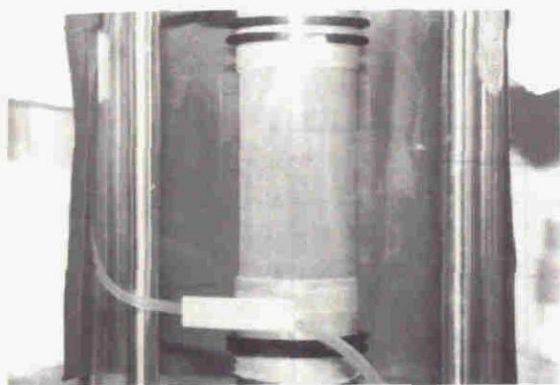
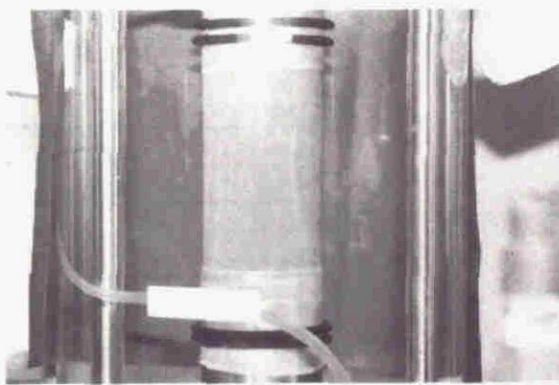


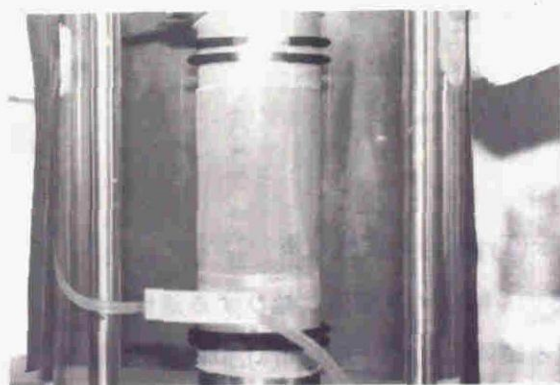
図3.9(c) 体積ひずみ ϵ_v ～軸ひずみ ϵ_1 関係 (Type a)



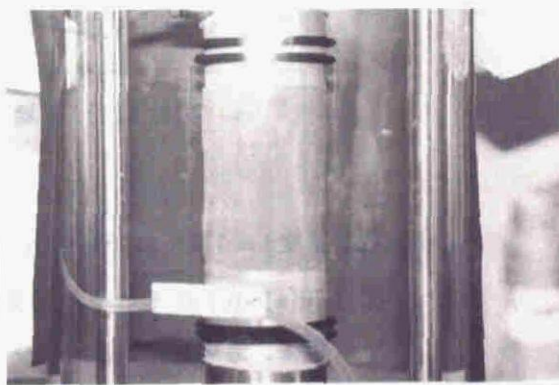
(a) 軸ひずみ $\epsilon_1 = 0.02\%$



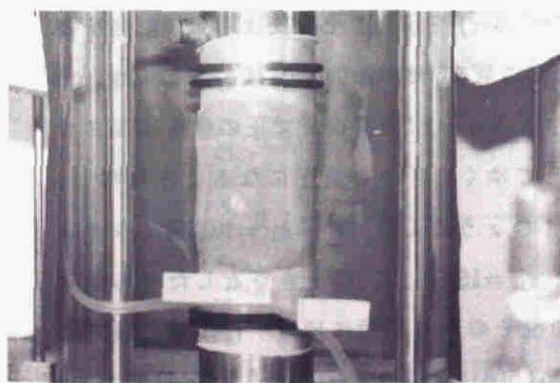
(b) 軸ひずみ $\epsilon_1 = 5.0\%$



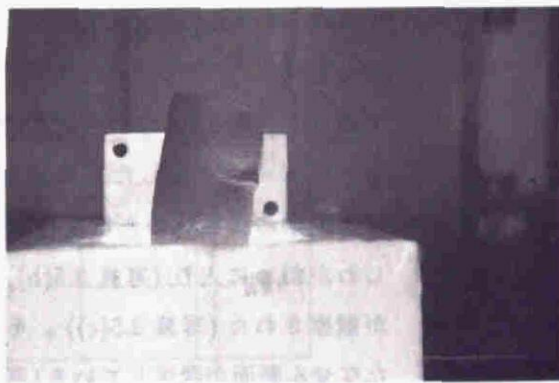
(c) 軸ひずみ $\epsilon_1 = 13.9\%$



(d) 軸ひずみ $\epsilon_1 = 17.9\%$



(e) 試験終了



(f) 試験終了

写真3.4(a)~(f) Type a ($\dot{q} \approx 9.0 \times 10^{-2} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$) の変形挙動

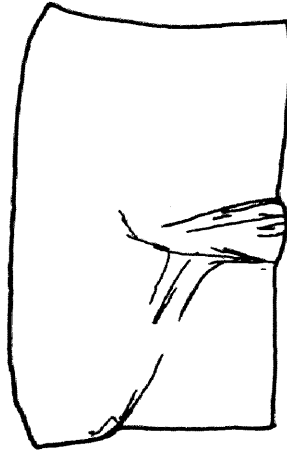


図3.9(d) 破壊モード (Type a)

(b) 載荷速度 $\dot{q} = 1.5 \times 10^{-2} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$ (Type b) の試験結果

図 3.10(a)~(c) にそれぞれ軸差応力~軸ひずみ関係、軸ひずみ速度~軸ひずみ関係、過剰間隙水圧~軸ひずみ関係を示す。図 3.10(a) の軸差応力~軸ひずみ関係は、軸ひずみ $\epsilon_1 = 5\%$ までほとんど Type B (部分排水試験 $\dot{q} = 1.5 \times 10^{-2} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$) と同じである。そして図 3.10(b) の軸ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_1$ は $\epsilon_1 = 1.05\%$ で極大値 $\dot{\epsilon}_1 = 1.76\%/\text{min} (= 2.93 \times 10^{-2}\%/\text{sec})$ を、 $\epsilon_1 = 2.68\%$ で極小値 $\dot{\epsilon}_1 = 1.58\%/\text{min} (= 2.63 \times 10^{-2}\%/\text{sec})$ を示し、その後は増加の割合を増やしてゆく。そして $\epsilon_1 = 15.7\%$ で破壊に至り、せん断強度 q_f は $q_f = 4.80 \text{kgf/cm}^2$ であった。図 3.10(c) の過剰間隙水圧は $\epsilon_1 = 2.5\%$ 前後まで正の値を増加させるが、ピークを示した後は減少してゆく。しかし負圧になることはない。せん断中の供試体の形状変化は、「ひょうたん型」から $\epsilon_1 = 13.3\%$ でうすいしわが斜めに入り (写真 3.5(b))、 $\epsilon_1 = 15.6\%$ で、はっきりとしたせん断面が観察された (写真 3.5(c))。その後そのせん断面にほぼ平行に等間隔で新たなせん断面が発生している (写真 3.5(d))。破壊モードは図 3.10(d) に示す。

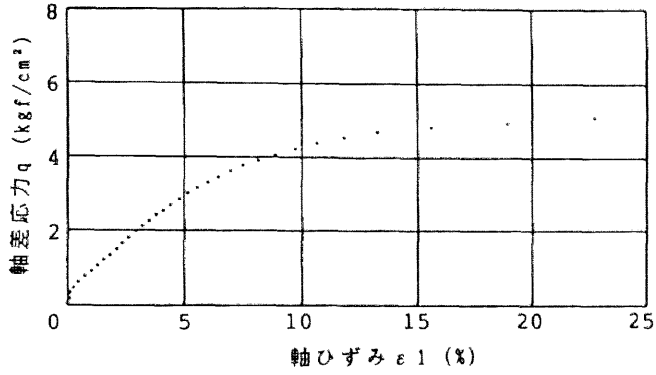


図3.10(a) 軸差応力 q ～軸ひずみ ϵ_1 関係
(Type b: $q=1.5 \times 10^{-2}$ kgf/cm²/sec)

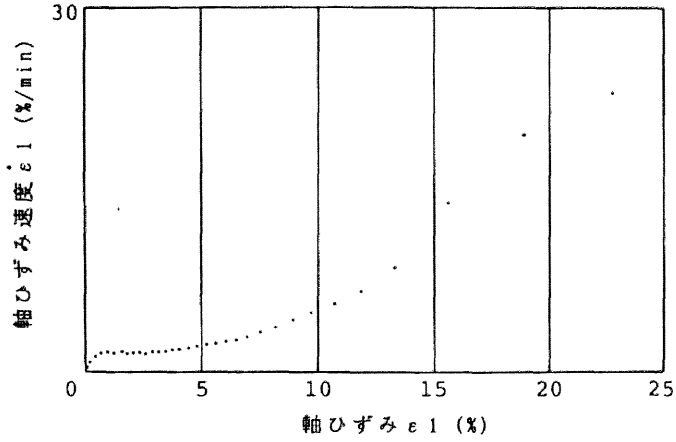


図3.10(b) 軸ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_1$ ～軸ひずみ ϵ_1 関係 (Type b)

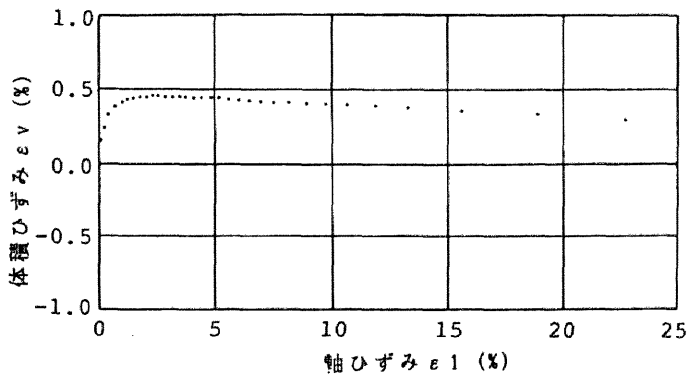
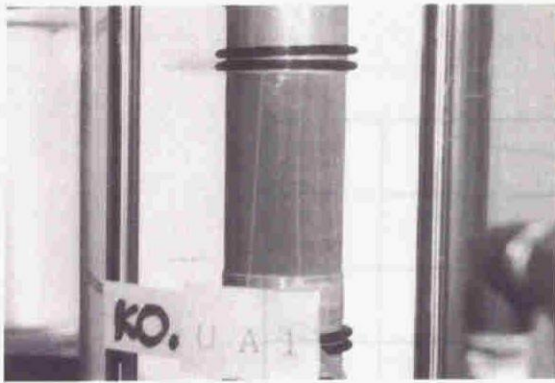
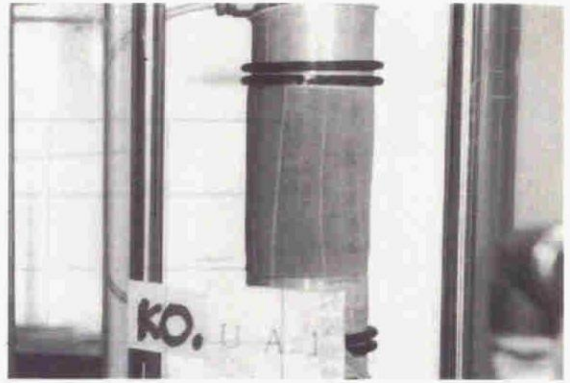


図3.10(c) 体積ひずみ ϵ_v ～軸ひずみ ϵ_1 関係 (Type b)



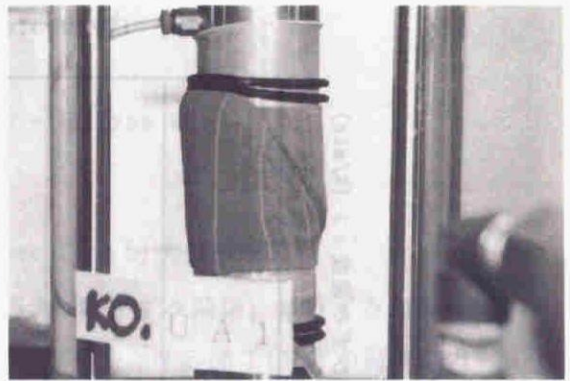
(a)軸ひずみ $\epsilon_1 = 5.3\%$



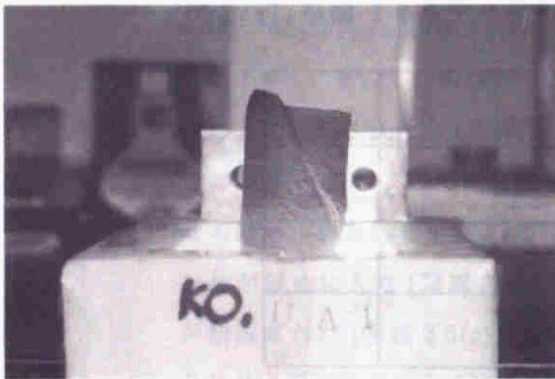
(b)軸ひずみ $\epsilon_1 = 13.3\%$



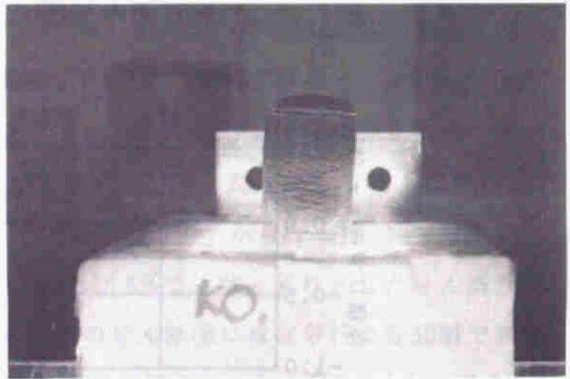
(c)軸ひずみ $\epsilon_1 = 15.6\%$



(d)軸ひずみ $\epsilon_1 = 26.2\%$



(e)試験終了 (正面)



(f)試験終了 (右側面)

写真3.5(a)~(f) Type b ($\dot{q} = 1.5 \times 10^{-2} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$) の変形挙動



図 3.10(d) 破壊モード (Type b)

(c) 載荷速度 $\dot{q} = 1.0 \times 10^{-3} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$ (Type c) の試験結果

図 3.11(a)~(c) にそれぞれ軸差応力~軸ひずみ関係、軸ひずみ速度~軸ひずみ関係、過剰間隙水圧~軸ひずみ関係を示す。図 3.11(a) の軸差応力~軸ひずみ関係は、せん断とともに上に凸、下に凸となった後、 $\epsilon_1 = 3.0\%$ 付近から直線的になっている。実際図 3.11(b) の軸ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_1$ をみると $\epsilon_1 = 0.88\%$ で極大値 $\dot{\epsilon}_1 = 0.24\%/min (= 4.06 \times 10^{-3}\%/sec)$ 、 $\epsilon_1 = 5\%$ 前後でほぼ一定の軸ひずみ速度を示す。その後軸ひずみが 9%のあたりから軸ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_1$ が急激に増加するが、このあたりでせん断面が発生したと予想される。ここを破壊と定義し、 $\epsilon_1 = 10.7\%$ でせん断強度 $q_f = 3.42 \text{kgf/cm}^2$ であった。せん断面発生後も軸ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_1$ は上昇するが、 $\epsilon_1 = 16.0\%$ で極大値 $\dot{\epsilon}_1 = 3.04\%/min (= 5.07 \times 10^{-2}\%/sec)$ となった後は、急激に減少し、一定値 $\dot{\epsilon}_1 = 1.2\%/min (= 2.0 \times 10^{-2}\%/sec)$ を示す。図 3.11(c) の過剰間隙水圧は、 $\epsilon_1 = 1.92 \sim 2.82\%$ で極大値 $u = 0.4 \text{kgf/cm}^2$ を示した後減少し、せん断面発生が予想されるあたりで負に転じる。その後も負の値を大きくしてゆく。せん断中の供試体形状変化は、 $\epsilon_1 = 10\%$ まで供試体中央がくびれた「ひょうたん型」を示す (写真 3.6(a)、(b))。 $\epsilon_1 = 12\%$ ではっきりとしたせん断面が確認できた (写真 3.6(c))。破壊モードは図 3.11(d) に示す。

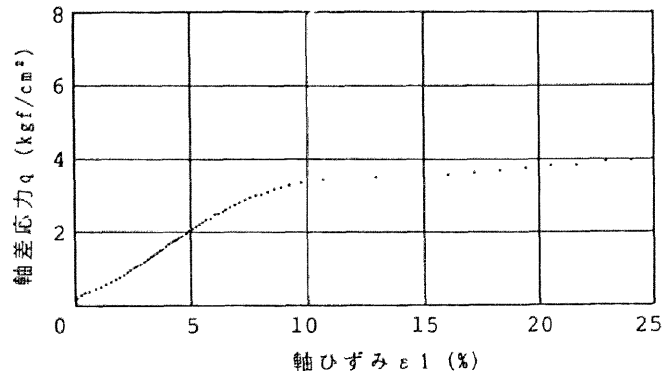


図3.11(a) 軸差応力 q ～軸ひずみ ϵ_1 関係
(Type c: $\dot{q}=1.0 \times 10^{-3}$ kgf/cm²/sec)

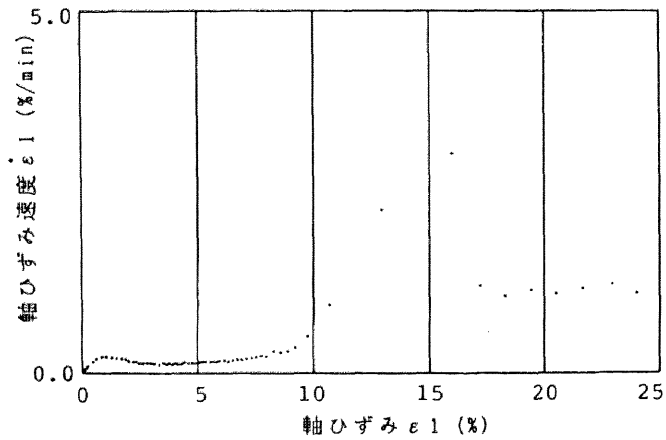


図3.11(b) 軸ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_1$ ～軸ひずみ ϵ_1 関係(Type c)

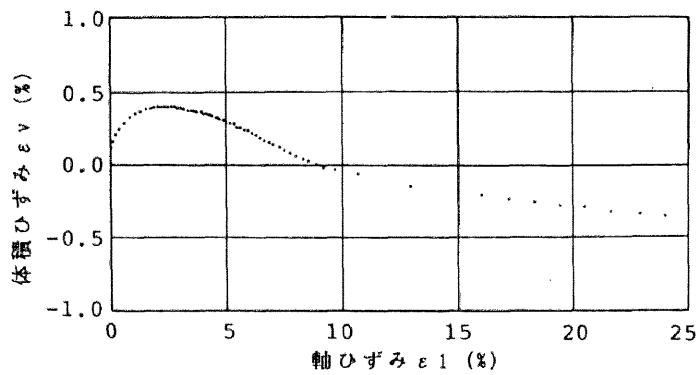
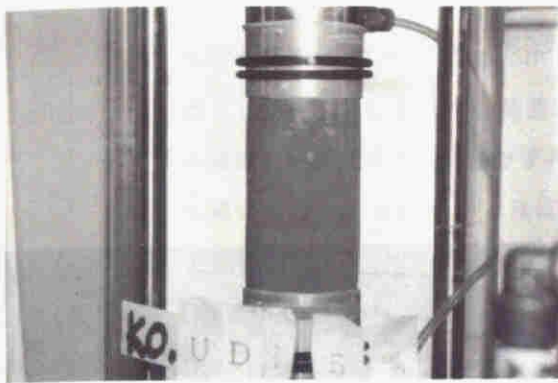
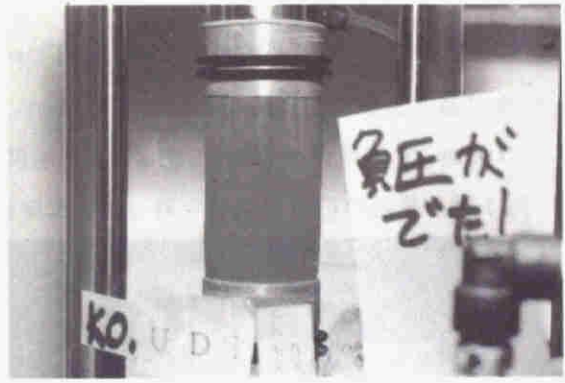


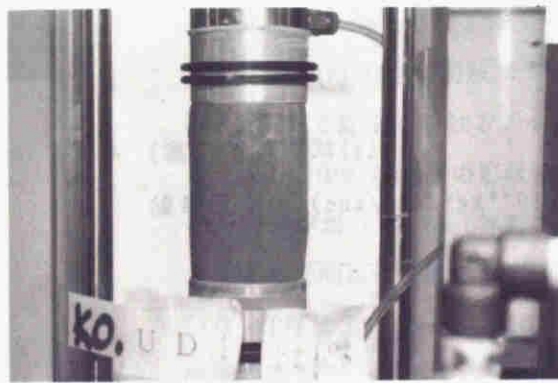
図3.11(c) 体積ひずみ ϵ_v ～軸ひずみ ϵ_1 関係(Type c)



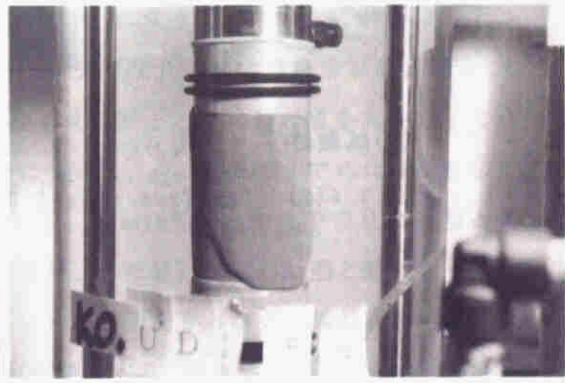
(a) 軸ひずみ $\epsilon_1 = 5\%$



(b) 軸ひずみ $\epsilon_1 = 10\%$



(c) 軸ひずみ $\epsilon_1 = 12\%$



(d) 軸ひずみ $\epsilon_1 = 18\%$

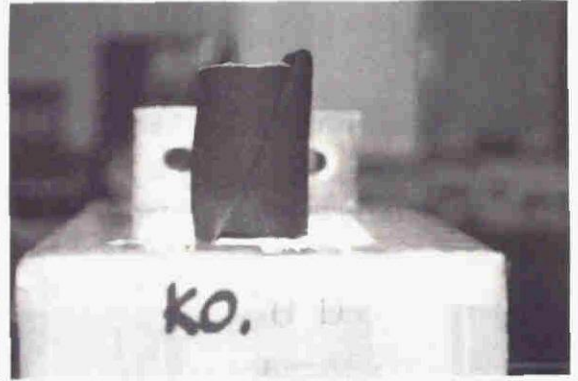


(e) 試験終了

写真3.6(a)~(e) Type c ($\dot{q}=1.0 \times 10^{-3} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$) の変形挙動



(f) 試験終了 (正面)



(g) 試験終了 (裏)

写真3.6(f)、(g) Type c ($\dot{q}=1.0 \times 10^{-3} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$) の変形挙動

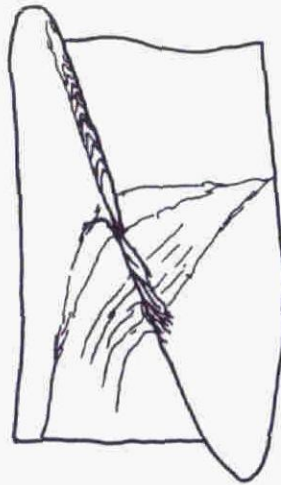


図3.11(d) 破壊モード (Type c)

(d) 載荷速度 $\dot{q} = 1.0 \times 10^{-4} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$ (Type d) の試験結果

図 3.12(a)~(c) にそれぞれ軸差応力~軸ひずみ関係、軸ひずみ速度~軸ひずみ関係、過剰間隙水圧~軸ひずみ関係を示す。図 3.12(a) の軸差応力~軸ひずみ関係では、 $\epsilon_1 = 1.5\%$ からほぼ直線となり、緩やかな上に凸の曲線を描く。図 3.12(b) の軸ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_1$ に注目すると、せん断とともに増加していくが、 $\epsilon_1 = 7.54\%$ でその増加の割合が急増し、 $\epsilon_1 = 9.33\%$ で極大値となりその値は軸ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_1 = 0.31\%/ \text{min} (= 5.14 \times 10^{-3}\%/\text{sec})$ であった。この時せん断面が発生したと予想される。その後 $\dot{\epsilon}_1$ は減少していくが、 $\epsilon_1 = 13\%$ 付近から再び増加し始め、 $\epsilon_1 = 15.8\%$ で2回目の極大値を迎え $\dot{\epsilon}_1 = 0.18\%/ \text{min} (= 3.06 \times 10^{-3}\%/\text{sec})$ となった。再び $\dot{\epsilon}_1$ は減少し $\epsilon_1 = 17\%$ 付近から増加し、 $\epsilon_1 = 21.2\%$ で3回目の極大値 $\dot{\epsilon}_1 = 3.89 \times 10^{-3}\%/\text{sec}$ になった後減少して試験は終了した。図 3.12(c) の過剰間隙水圧は $\epsilon_1 = 1.27\%$ で正の極大値を示した後減少し、 $\epsilon_1 = 5.67\%$ で負圧に転じる。その後もせん断とともに負の値を大きくしていく。せん断中の供試体の形状変化について、 $\epsilon_1 = 11\%$ ですではっきりしたせん断面が現れている(写真 3.7(b))。 $\epsilon_1 = 15\%$ から今までのせん断面とクロスする方向にせん断面が発生するが、まだ最初のせん断面と断ち切っていない(写真 3.7(c))。 $\epsilon_1 = 18\%$ からせん断面どうしがクロスし、最初のせん断面を断ち切って第2のせん断面が発達する(写真 3.7(d))。 $\epsilon_1 = 23\%$ から第2のせん断面が完全につながって見える(写真 3.7(e))。破壊モードは図 3.12(d) に示す。

載荷速度 \dot{q} が小さくなるにつれ、せん断とともに軸ひずみ速度が増減する。特に Type d においては、すでに卓越するせん断面が現れてからもせん断とともに2回軸ひずみ速度が増減を繰り返している。

表 3.6 に、それぞれの試験での破壊時の軸ひずみ ϵ_f とせん断強度 q_f を示し、図 3.13 に載荷速度に対するせん断強度 q_f の関係を表す。破壊は載荷速度が小さくなるほど、小さな軸ひずみで起こり、しかもその強度は小さくなる。

部分(吸)排水試験と非排水試験を比較するために、図 3.14 に載荷速度 \dot{q} に対する両試験のせん断強度 q_f を合せてプロットした。両試験とも、載荷速度が小さくなるとせん断強度も小さくなっている。また同じ載荷速度で比較すると、4つの載荷速度とも部分(吸)排水せん断強度の方が非排水せん断強度よりも大きくなっている。このような

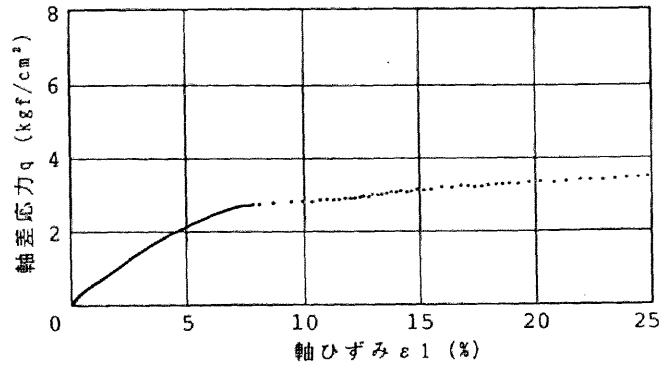


図3.12(a) 軸差応力 q ～軸ひずみ ϵ_1 関係
(Type d: $\dot{q}=1.0 \times 10^{-4}$ kgf/cm²/sec)

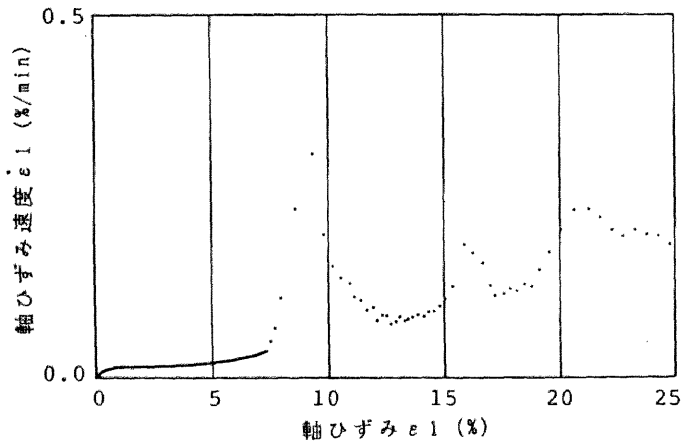


図3.12(b) 軸ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_1$ ～軸ひずみ ϵ_1 関係 (Type d)

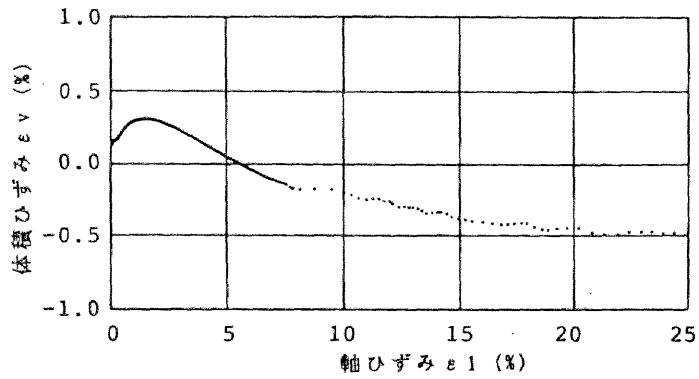
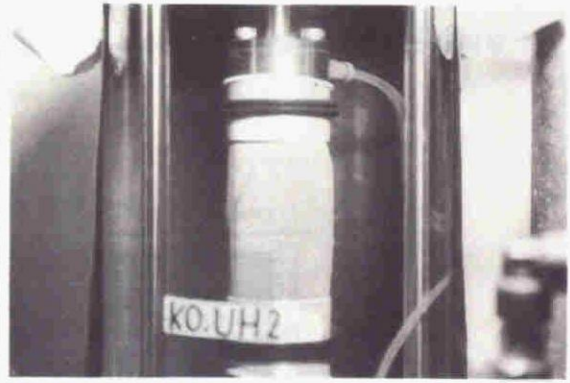


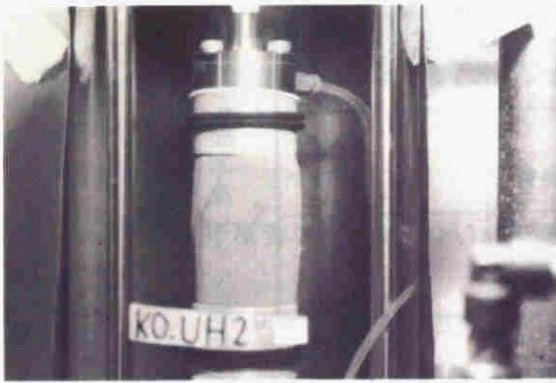
図3.12(c) 体積ひずみ ϵ_v ～軸ひずみ ϵ_1 関係 (Type d)



(a) 試験直前



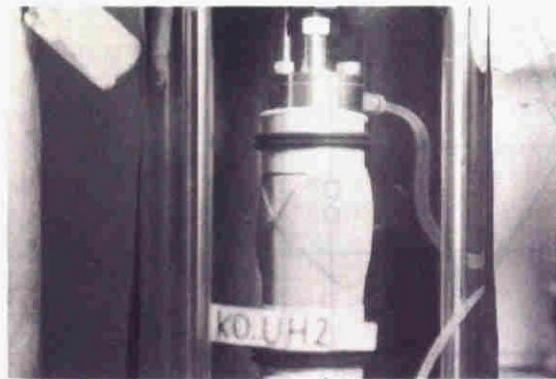
(b) 軸ひずみ $\epsilon_1 = 11\%$



(c) 軸ひずみ $\epsilon_1 = 15\%$



(d) 軸ひずみ $\epsilon_1 = 19\%$

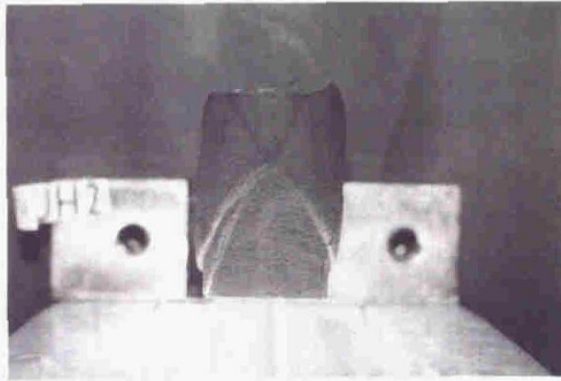


(e) 軸ひずみ $\epsilon_1 = 23\%$



(f) 試験終了

写真3.7(a)~(f) Type d ($\dot{q} = 1.0 \times 10^{-4} \text{ kgf/cm}^2/\text{sec}$) の変形挙動



(g) 試験終了

写真3.7(g) Type d ($\dot{q}=1.0 \times 10^{-4} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$) の変形挙動

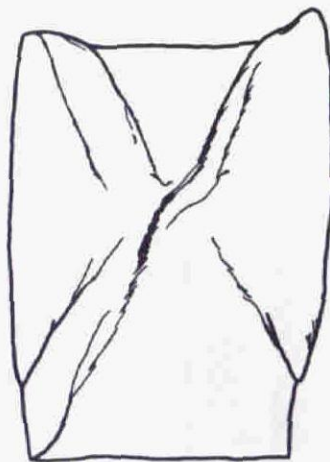


図3.12(d) 破壊モード (Type d)

比較をした場合この試験結果は、Bishop and Henkel の行った実験と異なった傾向を示している。

表 3.6 : 非排水試験結果

Type	a	b	c	d
せん断強度 q_f (kgf/cm ²)	5.51	4.80	3.42	2.74
破壊時軸ひずみ ϵ_{f1} (%)	17.9	15.7	10.7	7.54

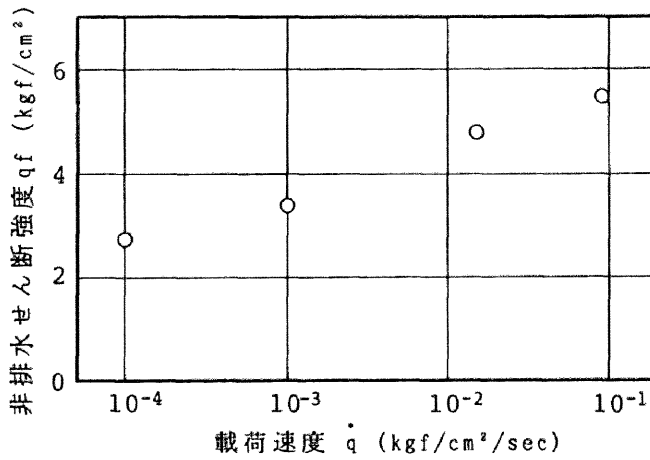


図 3.13 OCR = 30.0 の非排水せん断強度 q_f ~ 載荷速度 \dot{q} 関係

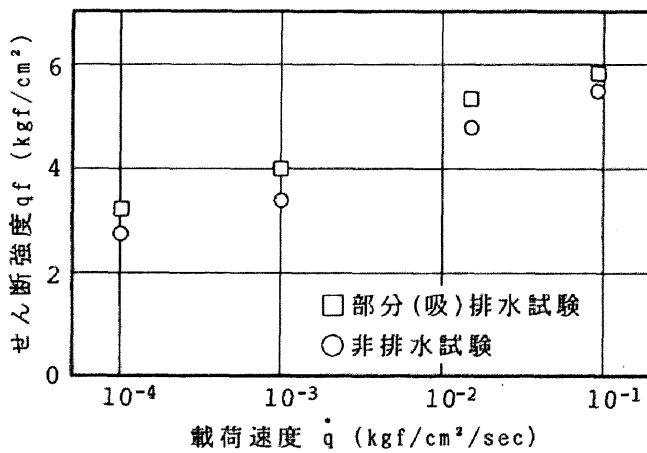


図 3.14 OCR = 30.0 の部分(吸)排水・非排水せん断強度 q_f ~ 載荷速度 \dot{q} 関係

3.2.4 考察

過圧密粘土の部分(吸)排水および非排水三軸圧縮試験の結果は、以下の大きく3つの特徴が得られた。

1. 載荷速度の小さい試験は、せん断面が現れてから軸ひずみ速度が大きくなったり小さくなったりする。
2. 軸差応力～軸ひずみ曲線は、せん断初期において上に凸→下に凸→上に凸という形になる。
3. 同じ載荷速度の場合、排水せん断強度の方が非排水せん断強度より大きい。

この3つの特徴を水のマイグレーションにより説明を試みる。

1. OCR=30の過圧密粘土の非排水および部分(吸)排水三軸圧縮試験では、載荷速度が小さいと、軸ひずみ速度が急に大きくなったり小さくなったりして変化し、これが数回に渡って起こる。この理由を図3.15を使って考察する。軸ひずみ速度が急に大きくなるということは粘土の強度が急に弱くなっている、すなわち、粘土の内部のどこかでせん断面が発生していると考えることができる。実際に、軸ひずみ速度が急に大きくなる場所でせん断面が現れたのを確認することができた。せん断面の発生するメカニズムはまずせん断力によって負圧が生じ(図3.15(a))、その負圧によって水のマイグレーションが起こり、間隙比が大きくなり弱面を形成しせん断面が発生する(図3.15(b))のである。せん断面が発生すると、せん断面上の土粒子どうしが一瞬のうちに滑る。この時、非排水の状態でせん断面上の土粒子は滑るので水のマイグレーションが起こらないまま正のダイレイタンスーが起こり、したがって負の過剰間隙水圧(負圧)が発生する。負圧が発生すると、土粒子と土粒子とを引き付け合い、つまり有効応力が増加し、続けて土粒子が滑ろうとするのを引き止める。こうして、せん断面が発生しても粘土の強度は負圧によって再び増加して、軸ひずみ速度は減少する(図3.15(c))。その後、負圧は水を吸い込もうとするので水のマイグレーションが起こり、せん断面付近の間隙比は大きくなり負圧が消散する(図3.15(d))。間隙比の増大により弱面を形成し、さらに有効応力も減るので、再び土粒子どうしが滑り、せん

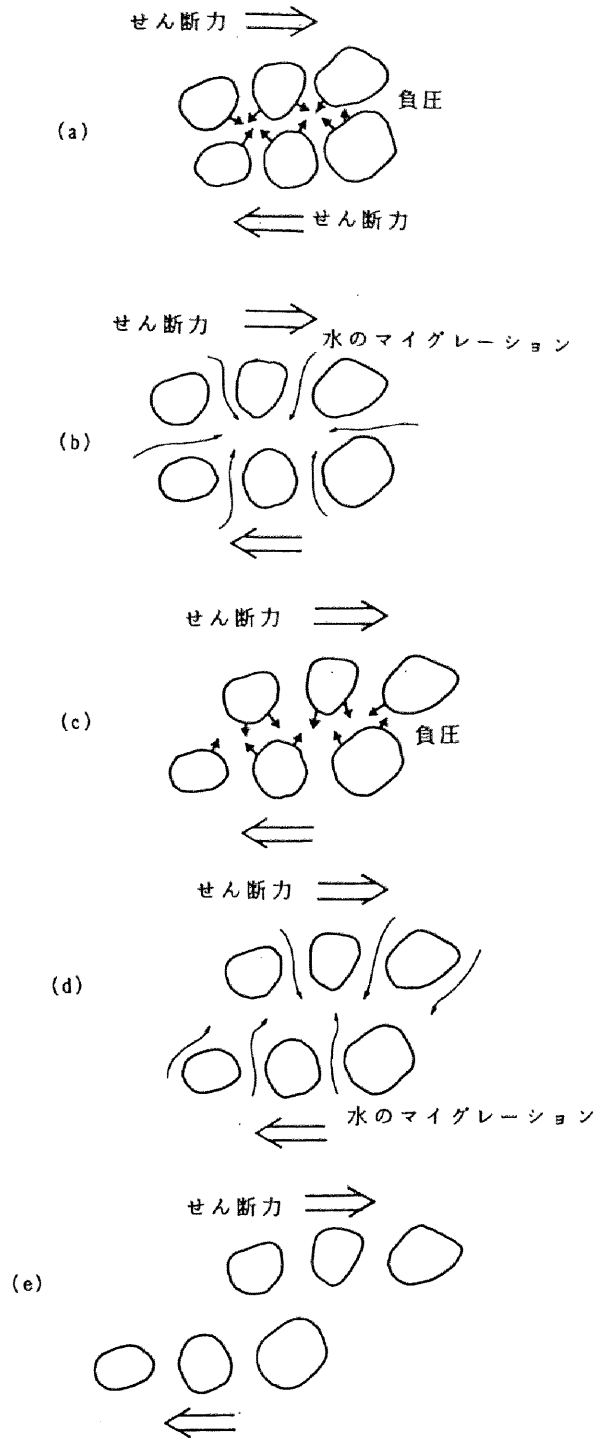


図3.15(a)～(e) せん断による水のマイグレーションの発生

断面がさらに発達する(図3.15(e))。土粒子どうしが滑りあうと再び負圧が発生する。この一連のことを繰り返しながらせん断面が発達する。一方、載荷速度が大きいと水のマイグレーションが追いつかず、負圧が十分に消散されない。このため、軸ひずみが大きくても、負圧によって粘土は破壊に耐えることができ、載荷速度が大きいほどせん断強度は大きく、破壊が起こる軸ひずみも大きくなる。

2. 軸差応力~軸ひずみ関係の図において、初期の軸ひずみで曲線の立ち上がり部分で上に凸、下に凸、上に凸と変化している。Bishop and Henkel の報告によると、過圧密粘土の非排水、排水試験、密な砂の排水試験では初期の軸ひずみで下に凸となる部分は現れていない。ところが、図3.16に示すように密に詰められた砂の非排水試験では類似した結果が得られている。初めの上に凸のところでは、正規圧密粘土の初期にも見られる部分で、土が塑性化している過程である。さらにせん断により土粒子どうしが滑りあい、正のダイレイタンスにより負圧が発生して強度が強くなり、下に凸となる。その後、負圧が発生したところに向かって水のマイグレーションが起こり、再び土粒子が滑り、その結果粘土の強度が弱く

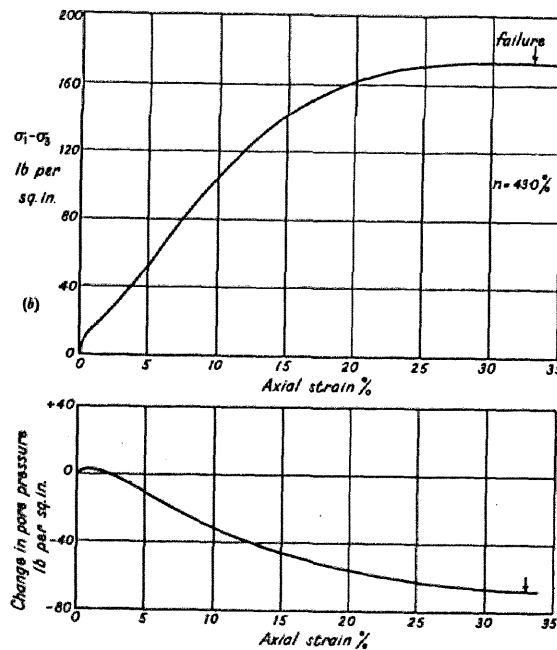


図3.16 密な砂の非排水試験(Bishop & Henkel, 1962)

なり曲線は上に凸となる。初期の軸ひずみにおいてこの現象は前述したせん断面の発達メカニズムと根本的には同じである。せん断面がはっきりと供試体表面上に現れるまでも実際には粘土の内部のいろいろなところで土粒子が滑っては負圧で耐え、これを繰り返して次第に弱面が形成されていく。弱面ができるとそこがせん断面となって滑るのである。次に図3.17に Bishop and Henkel の密に詰められた砂と本研究の過圧密粘土の非排水試験の軸差応力 \sim ひずみ関係と過剰間隙水圧 \sim ひずみ関係を模式的に示す。砂では強度が増加して軸差応力が上に凸から下に凸に変化するところで負圧が発生している。その後、直線的に負圧が増加している。軸差応力が下に凸から上に凸に変化するあたりで負圧の増加する割合は小さくなり、強度は小さくなっている。このように、砂は粘土と比べて透水性がよいので、強度の変化と間隙水圧の変化はダイレクトに対応している。

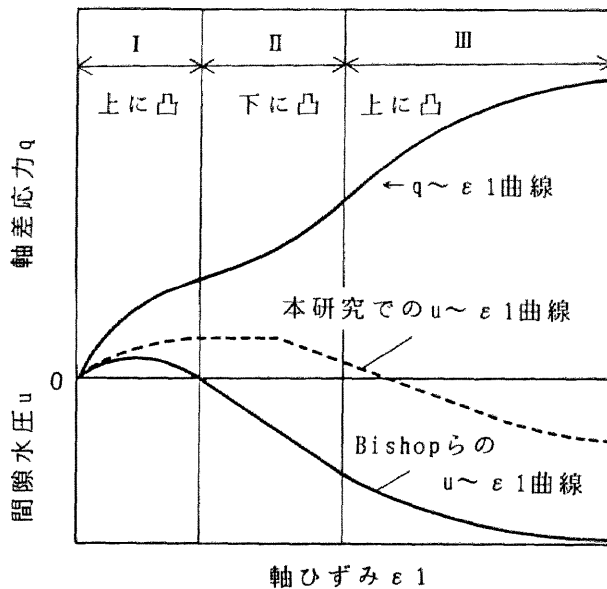


図3.17 密な砂(Bishop & Henkel, 1962)と過圧密粘土の間隙水圧発生と比較(模式図)

3. 図3.14に示すように同じ載荷速度で比較した場合、排水強度の方が非排水強度よりも大きく、この結果は Bishop and Henkel の実験結果と反対である。この原因

について考察すると、まず粘土の物性の違いが挙げられる。Bishop and Henkel の行った実験の粘土は Weald clay で、 $w_L = 43, I_p = 18$ であり、川崎粘土の場合は $w_L = 50.5, I_p = 25.8$ である。さらに、応力制御とひずみ制御という制御方法の違いが挙げられる。ここに、川崎粘土の $OCR = 30$ で軸ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_1 = 0.035\%/min$ の試験結果を図 3.18、図 3.19 に示す。図を検討してみると若干非排水試験の方が強度が大きくなった。しかし、最も大きな原因として、Bishop and Henkel の実験において排水試験と非排水試験とで果たしてひずみ速度が同じであったかと

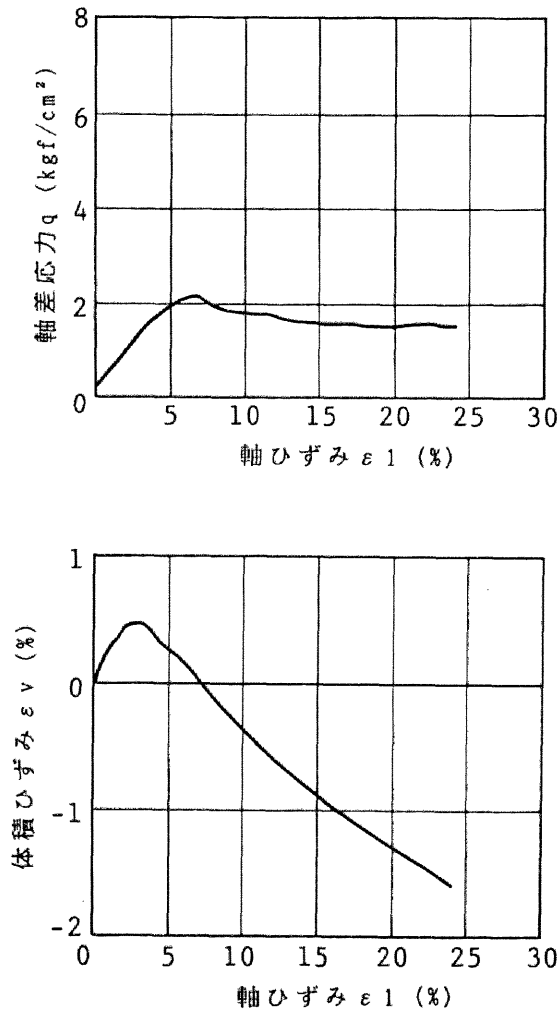


図 3.18 ひずみ制御による部分(吸)排水試験結果 ($OCR = 30.0, \dot{\epsilon}_1 = 0.035\%/min$)

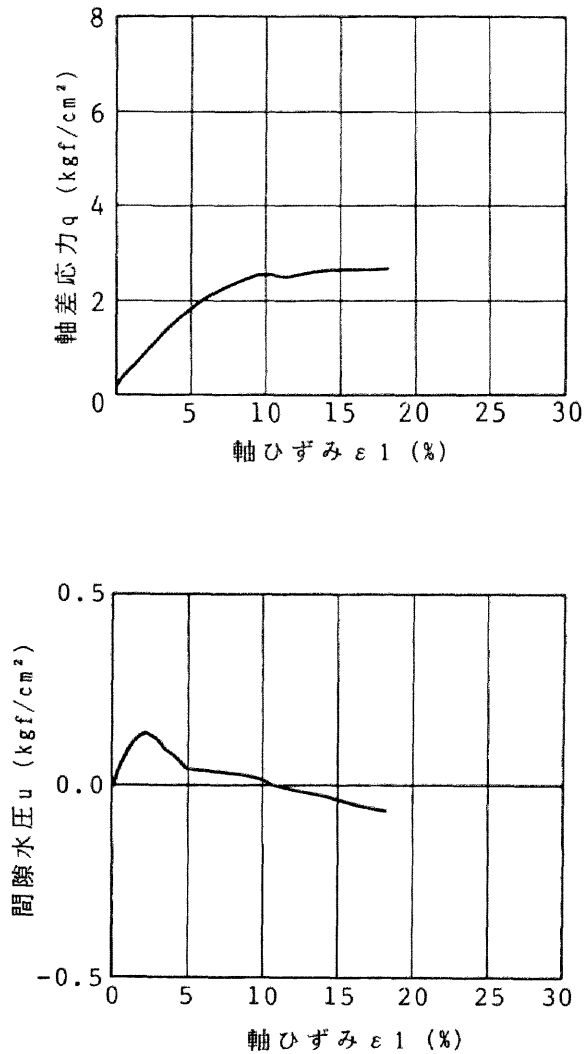


図3.19 ひずみ制御による非排水試験結果 ($OCR = 30.0, \dot{\epsilon}_1 = 0.035\%/min$)

ということである。3.1で示した彼らの実験では、排水試験について圧密理論から破壊時に圧密度が95%以上になるようにひずみ速度を定めている。一方、非排水試験ではその詳しい記述がない。しかし、Richardson and Whitman、あるいは本研究での実験が示すように、過圧密粘土の非排水強度は載荷速度の影響を正規

圧密粘土以上に受ける。つまり載荷速度の違いで非排水せん断強度の値がかなり変わる。したがって両試験の載荷速度が異なると、その強度は容易に逆転する。ここで図 3.20 に極端な例として、載荷速度が最大である非排水試験と最小である部分(吸)排水試験を挙げて比較する。なるほど Bishop and Henkel の示した非排水強度が排水強度より大きくなるという結果が得られた。

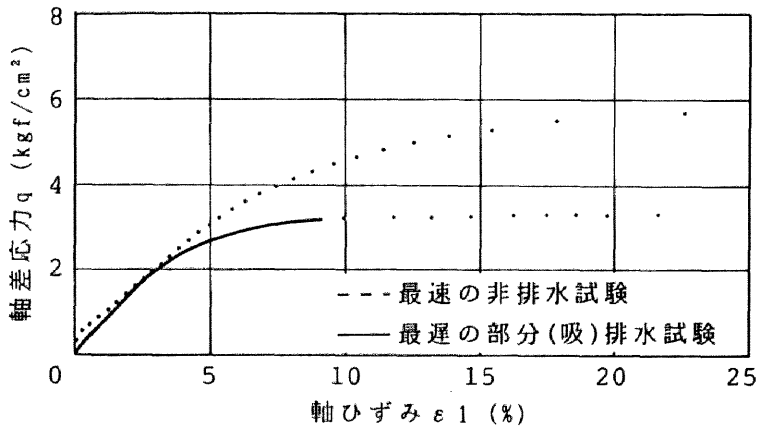


図 3.20 $\dot{q}=9.0 \times 10^{-2} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$ の非排水試験と
 $\dot{q}=1.0 \times 10^{-4} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$ の部分(吸)排水試験

3.3 排水条件下での一定荷重放置試験

3.3.1 排水条件下での一定荷重放置試験

試験では、OCR=30.0 の過圧密粘土を使用した。試験方法は一定の載荷速度で載荷し、設定した荷重で供試体上下端を排水条件として放置するというものである。荷重放置後は軸ひずみ、体積ひずみ、軸ひずみ速度の経時変化を測定している。3.2 で示したように載荷速度によって部分(吸)排水せん断強度は異なるので、放置する荷重の値は図 3.14 より検討し決定した。載荷速度は $9.0 \times 10^{-2} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$ で全試験一定としたため、限界の荷重は非排水条件なら $q_f = 5.51 \text{kgf/cm}^2$ 、排水条件なら $q_f = 5.87 \text{kgf/cm}^2$ である。また部分(吸)排水せん断強度は載荷速度によって $5.87 \sim 3.19 \text{kgf/cm}^2$ 変化するの

で、その間の値として放置荷重 q_{hold} を 4.5、4.0、3.5、3.0kgf/cm² の 4 種類とした (図 3.21)。載荷中 $q_{hold} = 4.5、4.0$ kgf/cm² の試験は供試体上下端排水条件で、 $q_{hold} = 3.5、3.0$ kgf/cm² の試験は非排水条件で行った。

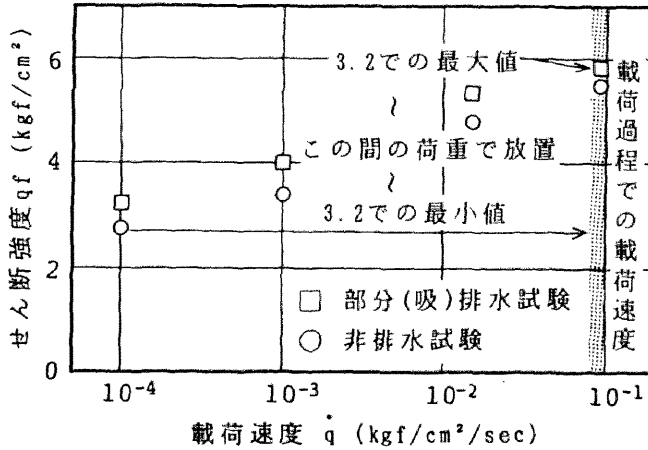


図3.21 一定荷重載荷試験の荷重の設定

1. $q_{hold} = 4.5$ kgf/cm² の試験結果

図 3.22(a)~(c) に軸差応力~軸ひずみ関係、体積ひずみ~軸ひずみ関係、軸ひずみ速度~軸ひずみ関係を示す。荷重を放置した時の軸ひずみ ϵ_1 は 8.42% で、図 3.22(b) の体積ひずみ ϵ_v は、載荷中増加していたが放置後一定値を示し、 $\epsilon_v = 0.42\%$ であった。そして放置後 96 秒には $\epsilon_1 = 12.3\%$ となり、しだいに減少していく。図 3.22(c) の軸ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_1$ は、載荷中増加しているが放置直後急激に減少し始め、約 5 分後 $\epsilon_1 = 14.8\%$ で最小ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_{min} = 0.38\%/min (= 6.31 \times 10^{-3}\%/sec)$ を示した後、増加し始め、11 分後 $\epsilon_1 = 19.9\%$ で極大値を示す。再び減少して 13 分後 $\epsilon_1 = 22.3\%$ で第 2 の極小値を示し、その後増加して破壊に至る。破壊に至る時間 t_f は 14 分 58 秒であった。

2. $q_{hold} = 4.0$ kgf/cm² の試験結果

図 3.23(a)~(c) に軸差応力~軸ひずみ関係、体積ひずみ~軸ひずみ関係、軸ひずみ

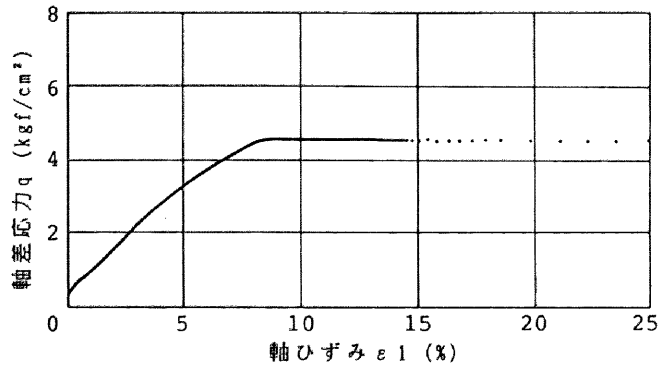


図3.22(a) 軸差応力 q ～軸ひずみ ϵ_1 関係 ($q_{hold} = 4.5$ kgf/cm²)

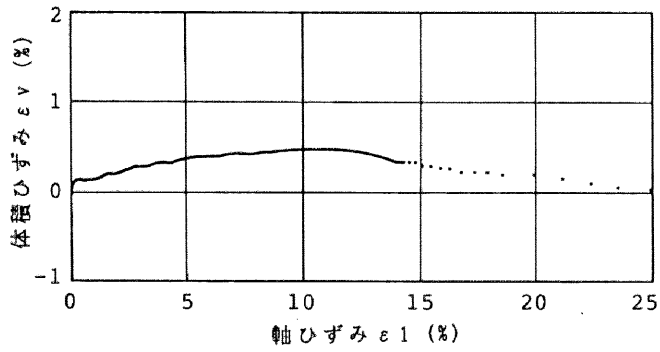


図3.22(b) 体積ひずみ ϵ_v ～軸ひずみ ϵ_1 関係 ($q_{hold} = 4.5$ kgf/cm²)

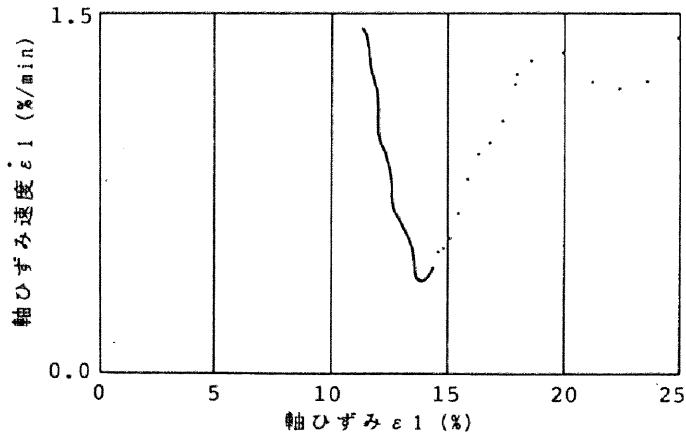


図3.22(c) 軸ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_1$ ～軸ひずみ ϵ_1 関係 ($q_{hold} = 4.5$ kgf/cm²)

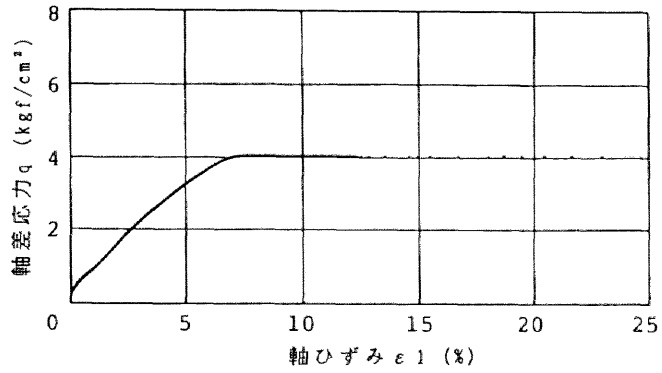


図3.23(a) 軸差応力 q ～軸ひずみ ϵ_1 関係($q_{hold}=4.0\text{kgf/cm}^2$)

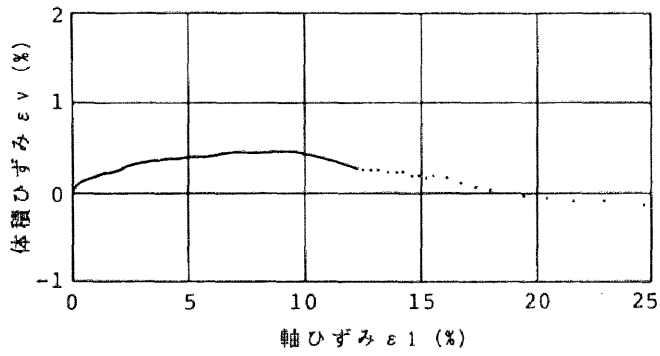


図3.23(b) 体積ひずみ ϵ_v ～軸ひずみ ϵ_1 関係($q_{hold}=4.0\text{kgf/cm}^2$)

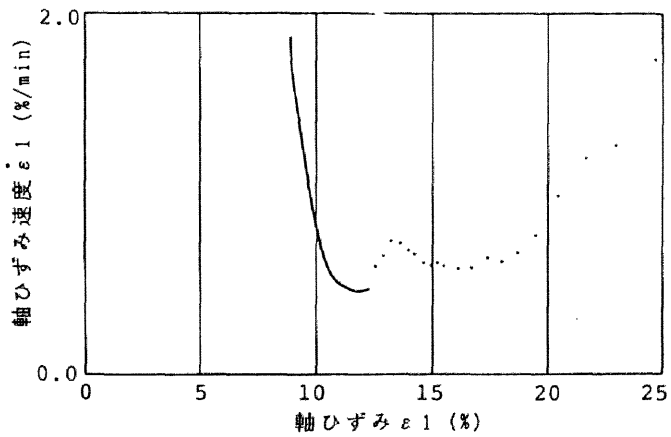


図3.23(c) 軸ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_1$ ～軸ひずみ ϵ_1 関係($q_{hold}=4.0\text{kgf/cm}^2$)

速度～軸ひずみ関係を示す。図 3.23(b) に示す体積ひずみ ϵ_v は荷重とともに増加するが、軸差応力 q を 4.0kgf/cm^2 で一定放置すると一定値を示す。しかし $\epsilon_1 = 9.78\%$ から減少し始め $\epsilon_1 = 18.7\%$ 、放置後約 15 分後で負の値、すなわち吸水するようになり破壊に至る。図 3.23(c) に示す軸ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_1$ は荷重放置後急激に減少するが、約 4 分 30 秒後の $\epsilon_1 = 11\sim 12\%$ 付近で最小ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_{\min} = 0.45\%/ \text{min} (= 7.53 \times 10^{-3}\% / \text{sec})$ となった後、いったんは増加する。しかし $\epsilon_1 = 13.2\%$ で極大値を取った後は再び減少し $\epsilon_1 = 16.1\%$ で 2 回目の極小値を取った後再び増加する。体積ひずみが負の値を取るころから軸ひずみ速度の増加の割合が増え、 $\epsilon_1 = 22.9\%$ で破壊した。破壊するまでの時間は $t_f = 19$ 分であった。

3. $q_{\text{hold}} = 3.5\text{kgf/cm}^2$ の試験結果

図 3.24(a)～(c) に軸差応力～軸ひずみ関係、体積ひずみ～軸ひずみ関係、軸ひずみ速度～軸ひずみ関係を示す。図 3.24(b) に示す体積ひずみと軸ひずみの関係を見る。この試験からは非排水で荷重をしているので体積変化はゼロであるが、一定荷重放置後排水コックを開けると同時にが一気に排水が起こり、 $\epsilon_v = 0.13\% (\Delta V = 0.105\text{cm}^3)$ の値を示した後一定を保つ。放置後約 3 分 30 秒経過した $\epsilon_1 = 8.88\%$ の時、体積ひずみは減少し始める。そして放置後約 9 分後に体積ひずみは負の値となり、時間とともに負の値が大きくなり破壊に至る。図 3.24(c) に示す軸ひずみ速度～軸ひずみの関係については、一定荷重放置後軸ひずみ速度は減少しつづき、約 7 分 30 秒後に、 $\epsilon_1 = 9.9\%$ で最小ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_{\min} = 0.22\%/ \text{min} (= 3.62 \times 10^{-3}\% / \text{sec})$ を示す。その後軸ひずみ速度は増減を繰り返しながら全体としてはその速度を増してゆき、 $\epsilon_1 = 23.8\%$ で破壊に至る。その間 4 回にわたり極大値があらわれた。破壊に至るまでの経過時間は $t_f = 31$ 分であった。

4. $q_{\text{hold}} = 3.0\text{kgf/cm}^2$ の試験結果

図 3.25(a)～(c) に軸差応力～軸ひずみ関係、体積ひずみ～軸ひずみ関係、軸ひずみ速度～軸ひずみ関係を示す。図 3.25(b) に示す体積ひずみ～軸ひずみの関係について述べる。一定荷重放置後排水を許すと、排水が急激に起こり、 $\epsilon_v = 0.6\% (\Delta V = 0.128\text{cm}^3)$ となって一定を保つ。放置後約 2 分 30 秒経過した $\epsilon_1 = 7.47\%$ の時、体積ひずみはゼロとなりその後負の値となっていく。破壊に至るまで負の値を増やし続ける。図 3.25(c) に示す軸ひずみ速度～軸ひずみ関係に注目すると、放置

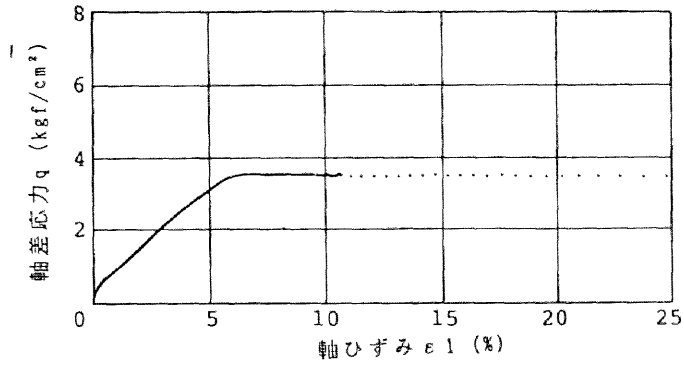


図3.24(a) 軸差応力 q ～軸ひずみ ϵ_1 関係($q_{hold}=3.5\text{kgf/cm}^2$)

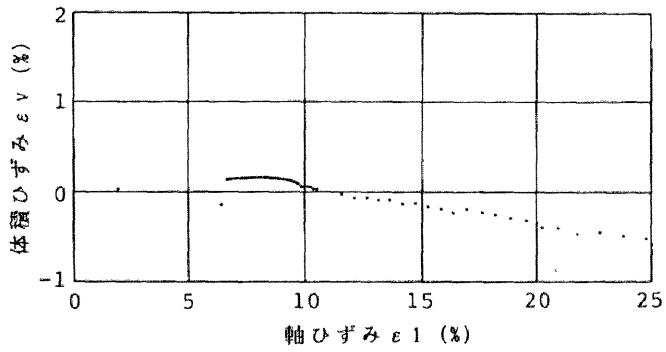


図3.24(b) 体積ひずみ ϵ_v ～軸ひずみ ϵ_1 関係($q_{hold}=3.5\text{kgf/cm}^2$)

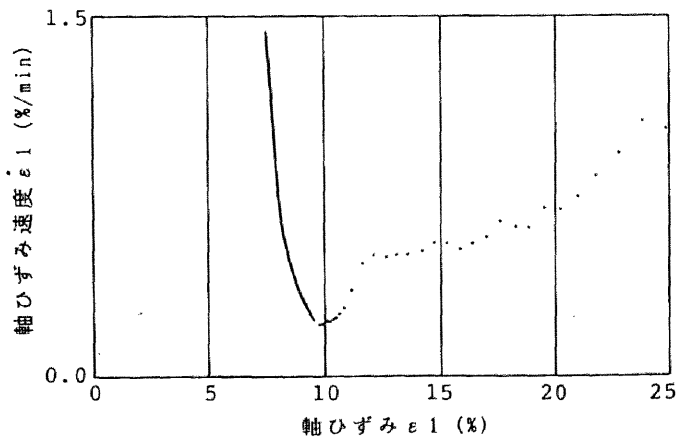


図3.24(c) 軸ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_1$ ～軸ひずみ ϵ_1 関係($q_{hold}=3.5\text{kgf/cm}^2$)

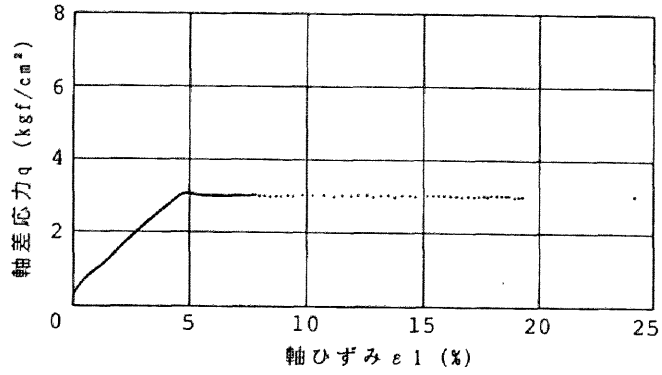


図3.25(a) 軸差応力 q ～軸ひずみ ϵ_1 関係($q_{hold}=3.0\text{kgf/cm}^2$)

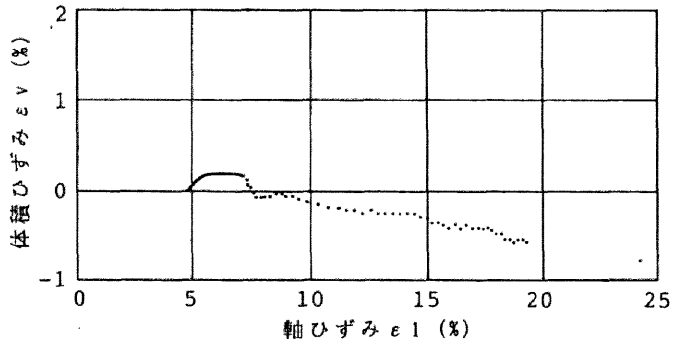


図3.25(b) 体積ひずみ ϵ_v ～軸ひずみ ϵ_1 関係($q_{hold}=3.0\text{kgf/cm}^2$)

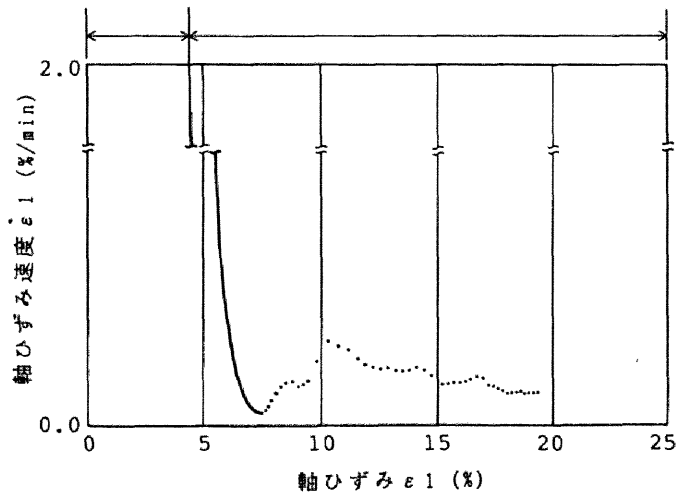


図3.25(c) 軸ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_1$ ～軸ひずみ ϵ_1 関係($q_{hold}=3.0\text{kgf/cm}^2$)

後軸ひずみ速度は減少し続け $\epsilon_1 = 7.47\%$ 、すなわち体積ひずみがゼロとなった時、最小ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_{min} = 0.07\%/min (= 1.18 \times 10^{-3}\%/sec)$ を示す。その後軸ひずみ速度は増加するが、 $\epsilon_1 = 10.3\%$ で極大値を取った後、増減を繰り返しながら全体としての速度は減少していく。そして $\epsilon_1 = 24.2\%$ で破壊に至る。 $\epsilon_1 = 19.3\% \sim 24.2\%$ の間はデータがなく、詳しいことはわからない。破壊に要した時間は $t_f = 1$ 時間12分26秒であった。

4つの試験の特徴として、一定荷重放置後軸ひずみ速度は急激に減少し最小ひずみ速度になった後、急激に速度が増加する。しかし正規圧密粘土のように軸ひずみ速度が増加し続け破壊に至るのではなく、破壊に至るまでに何度も速度が増減している。この現象は3.2での載荷速度の遅い非排水部分(吸)排水試験と同様の現象である。表3.7に最小ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_{min}$ とその時の ϵ_1 、および経過時間をまとめた。 $q_{hold} = 4.5$ を除いて q_{hold} が小さいほど $\dot{\epsilon}_{min}$ は小さくなり、 ϵ_1 も小さい。体積ひずみについては、どの荷重も放置後は一定を保ち、その後減少していく。荷重が小さいほど ϵ_v が一定を保つ時間は長くなり、破壊時の体積ひずみの負の値は大きい。

表 3.7 : 一定荷重放置試験結果

放置荷重 q_{hold} (kgf/cm ²)	4.5	4.0	3.5	3.0
最小ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_{min}$ (%/sec)	6.31×10^{-3}	7.53×10^{-3}	3.62×10^{-3}	1.28×10^{-3}
その時の軸ひずみ (%)	13.9	12.0	9.9	7.5
経過時間 (sec)	244	278	388	788

3.3.2 考察

まず荷重放置後、体積ひずみが一定値を示した後、減少してゆく現象について考察する。過圧密粘土をせん断すると、正のダイレイタンスにより負圧が供試体内に不均質に発生する。そのため供試体内で水のマイグレーションが起こり間隙水圧を不均質にして弱面を形成しせん断が発達してゆく。放置初期の間は、排水よりも供試体内の水のマイグレーションが卓越し小さな弱面を作っている状態で、したがって体積ひずみも一定値を示すのである。この事は q_{hold} 荷重が小さいほど、体積ひずみが一定である時間が大きいということからも伺える。すなわち、 q_{hold} が小さいということは、水

のマイグレーションの効果が小さく、起こる時間も長くなるということである。放置初期の期間を過ぎると、供試体内にかなりのせん断が起こり境界から吸水するようになり、体積ひずみは減少してゆく。 $q_{hold}=4.5\text{kgf/cm}^2$ の試験を除く3つの試験は、全て体積ひずみが負の値、すなわち初期の間隙比よりも大きくなっている。このことより、また3.2の現象を考察することができる。3.2では $\dot{q}=9.0\times 10^{-2}\text{kgf/cm}^2/\text{sec}$ での非排水試験は負圧が発生せず正の値が増加する結果が得られ、また部分(吸)排水試験は体積変化が増え続ける結果が得られた。この現象は Bishop and Henkel の過圧密粘土の実験とは逆の傾向であるが、本節での実験結果より、 q が4.0、3.5、3.0 kgf/cm^2 の荷重レベルでは吸水する能力を保っていると結論づけることができる。3.2では荷重速度が大きいため間隙水圧は増え続け、体積変化も増え続ける結果となった。

次に4つの試験に共通の現象として、軸ひずみ速度は荷重放置後減少し、最小ひずみ速度を示した後増加し始め数回の増減を繰り返して破壊に至っている。この原因も3.2と同様に水のマイグレーションであることにより説明できる。せん断により負圧が発生し有効応力が増加するが、時間とともに水のマイグレーションが起こり間隙比の大きい部分、すなわち弱面を形成し、また土粒子どうしの滑りを誘発する。供試体内の各部分での滑りは瞬間に起こり、つまり非排水的であって、再び負圧が生じ有効応力を増大させ、滑りを止める。この繰り返しである。「地滑り」地帯のほとんどは過圧密粘土状態で、地滑りの起こるメカニズムは、今まで最初に大きな滑りが起こり過圧密粘土のひずみ曲線での peak を越えてしまい強度が残留強度にまで低下するため、進行的に滑りが起こると言われている。しかし、実験はひずみ制御ではなく、一定載荷試験により説明するものである。つまり「滑っては止り、再び滑ってゆく」という地滑りの現象は、水のマイグレーションで説明することができる。

3.4 過圧密粘土の進行性破壊に及ぼす水のマイグレーション

3.4.1 破壊した粘土の吸水後の強度劣化

試験に用いた過圧密粘土は $\text{OCR}=30.0$ で、試験方法は、非排水条件で載荷速度 $\dot{q}=1.0\times 10^{-4}\text{kgf/cm}^2/\text{sec}$ で載荷し、破壊後軸変位を固定して供試体上下端部排水条件で48時間放置する。そして再び非排水条件でせん断し破壊するまで行うというものである。

試験結果を図 3.26(a)~(e)、表 3.8 に示す。せん断初期には、正の過剰間隙水圧が発生するが、 $\epsilon_1 = 1\%$ 付近でピークとなった後は、減少してゆきやがて負の値となる。 $\epsilon_1 = 14.8\%$ で軸ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_1$ が急激に速くなり供試体にもせん断面が現れた。この点を破壊とし、その時のせん断強度(軸差応力 q_{max1})は 3.49kgf/cm^2 であり、過剰間隙水圧 u は、 -0.278kgf/cm^2 となった。破壊後、供試体上下端境界を排水条件として放置すると、破壊時負圧が発生していたので吸水膨張が起こる。また軸差応力も時間とともに緩和した。そして48時間後には、 0.432cm^3 吸水し、軸差応力も $q_{min} = 1.93\text{kgf/cm}^2$ となった。2回目の非排水せん断では、載荷とともに軸差応力は上昇するが、 $\epsilon_1 = 21.3\%$ で軸ひずみ速度が急激し、破壊に至る。過剰間隙水圧は、初期に正の値を示すが $\epsilon_1 = 15.8\%$ から負の値を大きくしてゆく。2回目のせん断強度は $q_{max2} = 3.29\text{kgf/cm}^2$ となり正規圧密粘土の時と違って、1回目のせん断強度よりも劣化し、強度比 $q_{max2}/q_{max1} = 0.94$ となった。

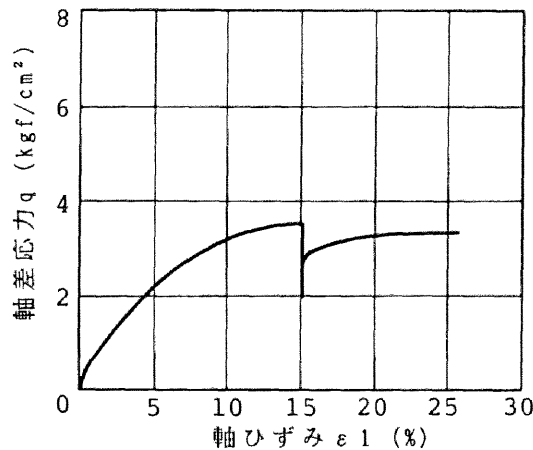


図 3.26 (a) 軸差応力 q ~軸ひずみ ϵ_1 関係

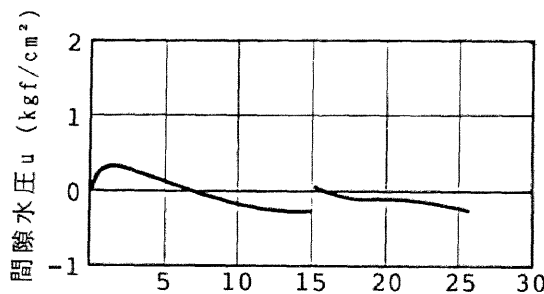


図 3.26 (b) 間隙水圧 u ~軸ひずみ ϵ_1 関係

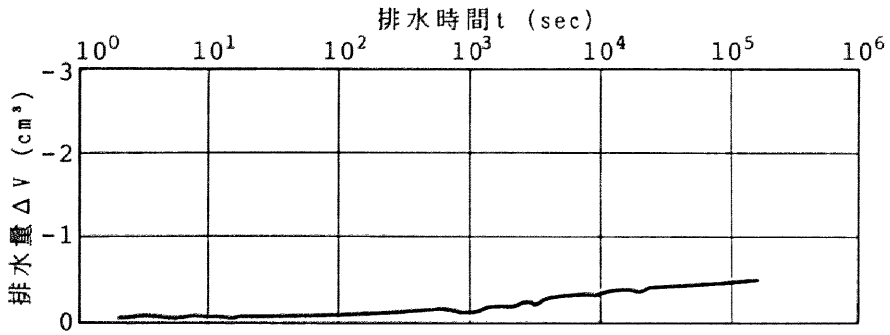


図3.26(c) 排水量 ΔV ~ 排水時間 t 関係

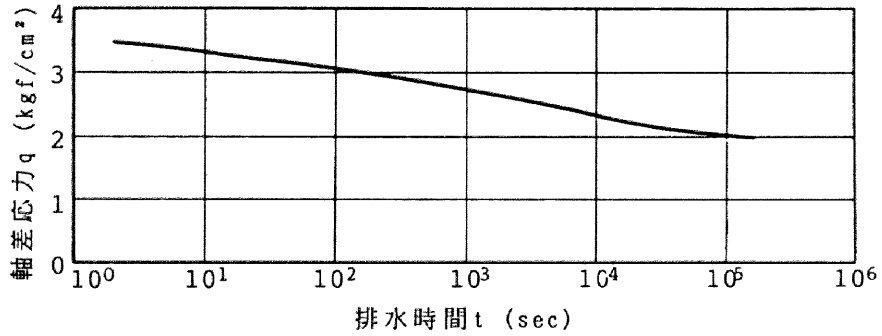


図3.26(d) 軸差応力 q ~ 排水時間 t 関係

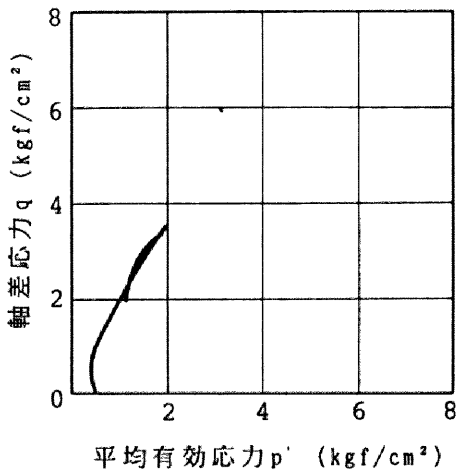


図3.26(e) 有効応力パス

表 3.8 : 過圧密粘土の破壊後挙動試験結果

	過圧密粘土	正規圧密粘土
q_{max1}	3.49	3.29
u_{max1}	—	2.07
q_{min}	1.93	1.38
ΔV	-0.46	2.76
q_{max2}	3.29	5.57
u_{max2}	—	1.38
q_{max2}/q_{max1}	0.94	1.69
u_{max2}/u_{max1}	—	0.66

3.4.2 考察

過圧密粘土の破壊後挙動試験を行ったところ、強度比が0.94倍と破壊後のせん断強度は、1回目のせん断強度よりも劣化した。この原因は以下のようなものである。過圧密粘土がせん断されることにより供試体内に負の過剰間隙水圧が発生するため、軸変位を固定し、上下端境界を排水境界とすると吸水が起こる。このように供試体全体の比体積が大きくなるのに加えて、水のマイグレーションにより供試体内に弱い部分が形成されることにより、破壊後のせん断強度は劣化するのである。

過圧密粘土の挙動は密な砂にみられる挙動とほぼ等しい。図 3.16 では Bishop and Henkel の密な砂の非排水試験結果を示した。せん断によりダイレイタンスーが起ころうとするが、非排水条件とすると負圧が発生し破壊に至る。つまり密な砂の破壊後挙動についても過圧密粘土と同じように破壊後のせん断強度は劣化が予想できる。そのことを証明する実験を小高らが行っている。粘土内に(京都深草粘土)密な砂柱(豊浦標準砂)を入れた三軸供試体の $q=11.0\text{kgf/cm}^2$ の荷重 hold 実験である。この試験は砂の排水強度よりも大きく、かつ非排水強度よりも小さい荷重で、非排水条件で hold し、軸ひずみや間隙水圧の経時変化を調べるものである。荷重 hold 後、軸ひずみは増加し、また負の間隙水圧も発生し、その値を大きくしてゆくが破壊後には至っていない。ところが、hold 荷重をそのままにして排水コックを開け、上下端排水条件にすると、負圧により砂が水を吸込み、一瞬にして破壊に至る。このように密な砂ではその水のマイグレーション効果により、強度を得どころか破壊に至るのである(しかしこれは軸変位は固定せずに一定荷重がかかった試験である)。

破壊した土の硬化現象や軟化現象は、摩擦杭の「set-up 問題」や SCP 工法による地盤の支持力増加のメカニズムなどとの関連が深く、その原因を探求することは工学的に重要である。そこで、2、3章での実験結果も踏まえて、その原因を大きく2つに分けて考察する。

1つは、その土の状態(正規圧密粘土か過圧密粘土か)に起因する「水の出入り」の影響である。このことは2、3章の実験結果から得られたことで、繰り返した、構造を有しない正規圧密粘土の場合は、破壊しても排水することが可能で、その結果比体積を小さくして、強度が増加する。一方、超過圧密粘土は、破壊時に相当大きな負の過剰間隙水圧が生じ、その結果吸水が起こり、比体積を逆に大きくして、強度が劣化する。もう1つは、その土の structure(構造)に起因する「シキソトロピー」の影響であ

る。シキソトロピーとは、土質工学では、粘土、水系での等温可逆的な軟化、硬化現象を指す。すなわち、練り返した粘土を等含水比のまま放置すると、強度が一部回復する現象で、その強度の損失や回復は粘土の初期状態に依存する。練り返し粘土のようなランダム構造の場合、強度の回復が大きく、自然堆積粘土のような配向構造の場合、強度損失が大きくなる⁶⁾。実験ではすべて練り返し粘土であったので、今後構造を有する自然堆積粘土の実験を行い、練り返し粘土との強度回復や挙動の違いを確かめたい。

軟弱地盤改として、杭を打設したり、SCP 工法を行う際、地盤の状態(正規圧密地盤であるか過圧密地盤であるか)や地盤の初期構造(埋立地盤であるか自然堆積地盤であるか)によってその支持力は変化するので、その設計には留意すべきである。

3.5 結論

練り返した川崎粘土試料を用いて超過圧密粘土を作製し、3種類の三軸圧縮試験を実施した。そして前章と同様に、水のマイグレーション効果に注目して試験結果を考察した。以下にその結論を述べる。

3.2では、3種類の過圧密比の過圧密粘土を用いて載荷速度を変化させた部分(吸)排水、非排水三軸圧縮試験を行った。その結果OCR=30.0の過圧密粘土の場合、

1. 部分(吸)排水試験では、載荷速度が小さくなるにつれせん断強度は小さくなり、破壊が起こる軸ひずみも小さくなった。載荷制御試験であるため軟化挙動が現れないが、最も小さい載荷速度 $\dot{q} = 1.0 \times 10^{-4} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$ (Type D)の試験ではせん断により膨張し破壊に至った。
2. 非排水試験では、破壊は載荷速度が小さくなるほど小さな軸ひずみで起こり、しかもその強度は小さくなった。
3. 軸差応力～軸ひずみ曲線は、せん断初期において上に凸→下に凸→上に凸という形になった。
4. 載荷速度の小さい試験は、両試験ともせん断面が現れてから軸ひずみ速度が大きくなったり小さくなったりした。
5. 同じ載荷速度の場合、排水せん断強度の方が非排水せん断強度より大きくなった。このことは Bishop and Henkel の試験結果とは逆の傾向であった。

3.3 では、3.2 においてせん断面が現れてから軸ひずみ速度が大きくなったり小さくなったりする現象をきっかけに、今度は排水条件のもと一定荷重放置試験を行い、水のマイグレーションの現象を調べた。

6. 一定荷重放置後、軸ひずみ速度は急激に減少し最小ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_{min}$ になった後、急激に速度が増加した。しかし正規圧密粘土のように軸ひずみ速度が増加し続け破壊に至るのではなく、破壊に至るまでに何度も速度が増減した。
7. $q_{hold} = 4.5$ を除いて放置荷重 q_{hold} が小さいほど最小ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_{min}$ は小さくなり、その時の軸ひずみ ϵ_1 も小さくなった。体積ひずみ ϵ_v については、どの荷重も放置後は一定を保ち、その後減少していく。荷重が小さいほど ϵ_v が一定を保つ時間は長くなり、破壊時の体積ひずみの負の値は大きくなった。

3.4 では、2.4 と同じ試験方法で破壊後挙動の三軸圧縮試験を行った。

8. 破壊後でも水のマイグレーションは起こり、破壊時負圧が発生していたので吸水膨張が起こり、軸差応力も時間とともに緩和した。本試験の場合、2 回目のせん断強度は 1 回目のせん断強度よりも劣化し、強度比は 0.94 となった。

以上のように繰り返した試料から過圧密粘土を作製して、各種三軸圧縮試験を実施した。しかし繰り返した試料より過圧密供試体を作製することはかなり困難で、先行圧密圧力が供試体に実際に負荷されているか不明である。過圧密粘土の作製方法を工夫し、またよく検討しなければならない。今後の課題である。

参考文献

- 1) Bishop, A. W. and Henkel, D. J. (1962): The measurement of soil properties in the triaxial test, Edward Arnold, London
- 2) Roscoe, K. H., Schofield, A. N. and Wroth, C. P. (1958): On the yielding soil, Geotechnique Vol. 8, pp. 22–535.
- 3) Roscoe, K. H., Schofield, A. N. and Thurairajah, A. (1963): Yielding of clays in states wetter than critical, Geotechnique, Vol. 13, pp. 211–20.
- 4) Schofield, A. H. and Wroth, C. P. (1968): Critical state soil mechanics, London, McGraw–Hill.
- 5) Richardson, A. M. and Whitman, R. V. (1963): Effect of strain rate upon undrained shear strength of a saturated fat clay., Geotechnique, Vol. 13, No. 4, pp. 310–324.
- 6) 土質工学会編 (1990): 土質工学用語辞典, 土質工学会.

第4章 飽和粘土地盤の部分排水挙動に及ぼす地盤の透水係数の影響

4.1 概説

2、3章では、載荷速度を変化させて三軸圧縮試験を行ったところ、供試体の強度・変形・破壊のしかたなどが変化した。このことを供試体内の水のマイグレーションにより、相当程度説明することができた。本章では、この見方を現場の問題に適用する。すなわち、飽和粘土地盤上に盛土などの局部載荷がなされた時の地盤の沈下挙動、支持力の経時変化に及ぼす水のマイグレーションの影響を調べる。この水のマイグレーションに違いを与える因子として、載荷速度は現場の広さや施工機械、工期などによりそれほど変化しないので、地盤の透水係数に注目して数値解析を行う。

しかし一般に自然地盤というものは、地盤が層状に堆積し粘土層から砂層に至るまでの互層を呈している。つまり自然地盤では透水係数は不均質で、 $10^{-3} \sim 10^{-9}$ cm/secまで広く分布する。通常、層状堆積した不均質地盤の透水係数の評価は図4.1(a)のような鉛直方向の場合、

$$k_v = \frac{d}{\frac{d_1}{k_1} + \frac{d_2}{k_2} + \cdots + \frac{d_2}{k_2} + \cdots + \frac{d_n}{k_n}} \quad (4.1)$$

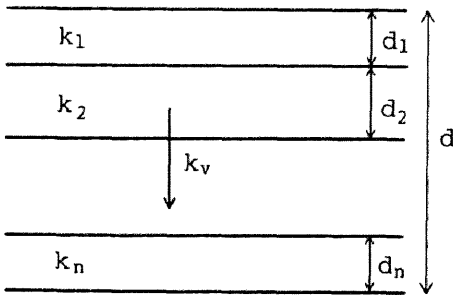


図4.1(a) 鉛直方向の透水係数 k_v

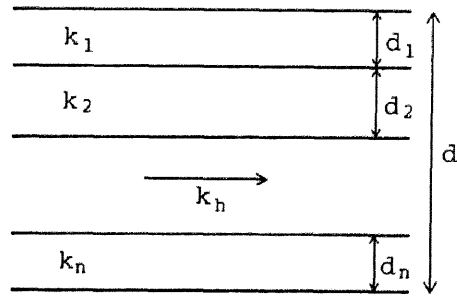


図4.1(b) 水平方向の透水係数 k_h

で表される。また図 4.1(b) のような水平方向に対しては、

$$k_h = \frac{k_1 d_1 + k_2 d_2 + \cdots + k_n d_n}{d} \quad (4.2)$$

で表される。しかし自然地盤は $10^{-3} \sim 10^{-9}$ cm/sec まで広く分布するため、 k_v は粘土層が一層でもあればそれが卓越し、

$$k_v \simeq k_{min} = 10^{-9} \text{ cm/sec のオーダー}$$

となり、また k_h では砂層が卓越し、

$$k_h \simeq k_{max} = 10^{-3} \text{ cm/sec のオーダー}$$

という数値が得られてしまう。

従来の研究でも原位置における透水係数と室内試験から求められる透水係数との関係は非常に複雑である^{1),2),3)}。また原位置の圧密係数は標準圧密試験の圧密係数の約 10 倍とすれば地盤の沈下挙動を説明することができるという報告もある⁴⁾。その上、軟弱粘土地盤の設計では、サンドドレーン工法などの地盤改良が必ず行われ、打設時の攪乱や砂杭による鉛直方向の透水性の上昇など、地盤の透水係数はさらに複雑になる。また、盛土荷重などの局部載荷により地盤の変形が多次的に起こり、地盤内の水のマイグレーションも多次的に発生することが予想されるので、地盤の透水係数を少数個の土試料の室内試験での平均値で代表させることなど何の意味も持たなくなる。

このような背景から本章では、地盤の透水係数を、地盤全体を 1 つの透水係数で代表させて評価することを試みる。この地盤全体を代表する透水係数は、mass permeability⁵⁾ とよばれ変位・荷重境界条件、排水条件等複雑な地盤条件をすべて包括した透水係数のことである。そして、

4.2 では、軟弱粘土地盤上の盛土工で見られる部分排水挙動について、弾塑性構成モデルを用いた数値解析を行う。この中で 2 つのパラメータとして、地盤全体を代表する透水係数と地盤の非排水支持力で正規化した盛土荷重の大きさを挙げ、これらのパラメータを変化させ地盤の変形挙動、支持力、圧密速さへの影響を調べる。

4.3 では、4.2 で得られた沈下比～透水係数の関係を用いて、盛土施工中の沈下観測から地盤全体の透水係数を評価してゆく試験盛土併用型の設計法を示す。そしてサンドドレーン工法による地盤改良が施された中部電力碧南火力貯炭場建設現場における、試験盛土の沈下データを用いて事例解析を行い、この設計法の適用性を検討する。

4.4 では、サンドドレーン工法の有効性について考察する。従来のサンドドレーン工法の有効性に関する研究では、地盤の挙動を弾性圧密理論に基づいて表現し、その変形も一次元圧縮に限って議論していた。実際の地盤は弾塑性的挙動を示し、さらにせん断変形を含む多次元の変形場で論じられるべきである。サンドドレーン工法を地盤の透水係数を上昇させる工法と解釈して、本章で行った解析結果および事例解析よりその有効性について考察する。また、沈下比～透水係数曲線を用いて中間土地盤の挙動の解釈も行う。

4.2 変形挙動と支持力に及ぼす地盤の透水係数の影響

4.2.1 軟弱地盤上の盛土工で見られる部分排水挙動

飽和した軟弱粘土地盤は一般に弾塑性的な特性を示し、その挙動は有効応力パスと荷重の大きさに大きく依存する。普段行われる粘土の排水、あるいは非排水三軸試験を供試体エレメントにみられる挙動と考えると、試験での荷重経路は有効応力パスを一意的に決定することができ、たいていの議論は粘土の初期応力あるいは強度によって応力の大きさを正規化することにより可能となる。しかし、軟弱地盤上に盛土のような有限幅の荷重がなされると、その挙動は部分排水条件下で起こり、載荷重は常に全応力とつり合い状態にあるので、荷重履歴だけでは一意的に有効応力パスは決定しない。つまり異なる透水係数は異なる有効応力パスを導く。さらに粘土地盤の強度は有効応力状態に依存するので場合によって変化するし、圧密の進行とともに時間にも変化する。したがって荷重の大きさは唯一の土の強度によって単純に正規化することはできない。漸増荷重直前に発揮している地盤の非排水支持力は、本論文で q_{fu} という記号で表すが、地盤の初期状態にのみ関係し、地盤の透水係数には依存しない量である。そこでこの初期の非排水支持力 q_{fu} によって載荷重を正規化することは理にかなっていると思える。このことは本研究において動かすパラメータとして地盤の透水係数と正規化された荷重の大きさの両方をとった理由を意味する。これら2つの変数は変

化させることによってかなり部分排水の程度が変化する。図 4.2(a)、(b) に示すように、軟弱地盤上に盛土を建設する場合、部分排水挙動は次に示す幾つかの点で現れる。

1. 盛土荷重載荷から放置にいたる間の非排水支持力 q_f の増加
2. 沈下比 ρ_0/ρ_f の増加、ここで ρ_0 は盛土盛立て終了時の沈下量、一方 ρ_f は圧密終了時の全沈下量と定義している。
3. 全沈下量 ρ_f の減少、そして
4. 圧密速さの増大、ここで圧密速さは圧密第 1 固有値によって測定する。

このような点で定義される部分排水効果は、本節で一連の有限要素シミュレーションに基づいて数値解析的に議論される。また、非排水支持力 q_f は載荷過程中的有効応力状態の変化に応じて時間とともに変化する。通常圧密の進行とともに支持力は増加し、それを図 4.2(b) に示している。

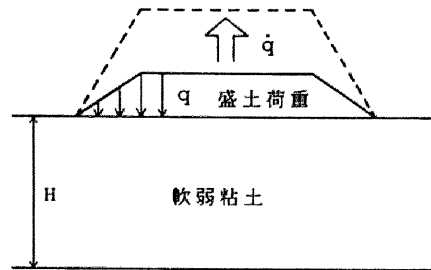


図 4.2(a) 盛土の荷重のしかた

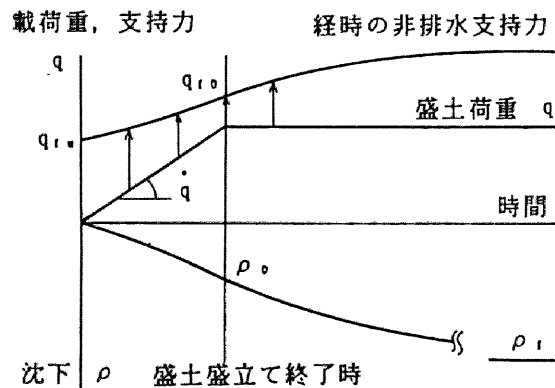


図 4.2(b) 載荷履歴と地盤の部分排水挙動を表す量

4.2.2 弾塑性モデル

数値シミュレーションは弾塑性圧密変形解析と水～土骨格連成支持力解析とからなされる。用いた構成モデルは関口・太田の非粘性弾塑性構成モデルで、異方圧密による自然堆積粘土の異方性に導かれた応力を表現することができる⁶⁾。彼らは新しい応力比パラメータ η^* を降伏関数に導入した。

$$\eta^* = \sqrt{\frac{3}{2}(\eta_{ij} - \eta_{ij0})(\eta_{ij} - \eta_{ij0})} \quad (4.3)$$

$$\eta_{ij} = \frac{s_{ij}}{p'}, \quad \eta_{ij0} = \frac{s_{ij0}}{p'_0}$$

ここで s_{ij} と p' はそれぞれ現在の偏差応力および平均有効応力であり、一方 s_{ij0} と p'_0 は初期の応力状態である。初期応力比 η_{ij0} は長い間堆積した粘土のセディメンテーションによる異方圧密のため起こる応力比を示す。この応力比は盛土荷重の載荷中一定を保つと仮定している。彼らの降伏関数は original Cam clay モデル⁷⁾のそれと同じ形である。

$$\epsilon_v^p = MD \ln \frac{P}{p_0} + D\eta^* \quad (4.4)$$

ϵ_v^p : 塑性体積ひずみ (硬化パラメータ)

これらから塑性応答は関連流れ則に基づいて予測される⁶⁾。限界状態についてのより明確な議論に関して、関口・太田モデルでの挙動は支持力解析を必要とする⁸⁾。

本研究では、弾塑性圧密の有限要素計算は太田・飯塚によるプログラム“DAC SAR”を用いる。その詳細は文献9),10),11)などにすでに説明されている。また粘土地盤の非排水支持力の有限要素法による計算では、浅岡・大塚、浅岡・小高によるプログラムを利用するが、その詳細はやはり文献8),12),13),14)などですでに説明されている。

4.2.3 解析条件

正規圧密粘土地盤の部分排水挙動に関する有限要素シミュレーションは、次に示す解析条件を仮定して実施された。

1. 正規圧密粘土地盤

軟弱地盤の soil profile として、(1) 全層が正規圧密地盤、(2) 全層が若干過圧密地盤、(3) 表層が若干過圧密の状態にあり、その下は正規圧密状態にある地盤、の3つのタイプに分類することができる。このうち厳密に(1)のタイプと言えるものは、実際には泥炭性地盤や有機質地盤を除いては、通常の粘土地盤では見ることが少ない。実際、標準圧密試験による正規圧密状態の $e - \log p$ 則を見てもわかるように、 $p' = 0$ (地表面) で $e = \infty$ の地盤は考えにくく、表層に何がしかの上載荷重が作用していることが必要である。この表層荷重を表層地盤によるものとは見ずに、単に仮想的な荷重と見て変形・支持力解析を行うのが、(1)の正規圧密地盤にあたる。この正規圧密状態の仮定は、粘土の計算力学でしばしば見られるものだが、理論的な意味での reference state と考えてもよいものである。本論文では、図4.2(c)に示すように、正規圧密地盤のみに注目し、解析を進めることにする。また関口・太田の弾塑性構成モデルで用いる弾塑性パラメータを表4.1に示す。限界状態線の勾配 $M = 1.2$ は、三軸圧縮試験状態 ($\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$) で得られる内部摩擦角で $\phi = 30^\circ$ 、三軸伸張試験状態 ($\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$) で $\phi = 48.6^\circ$ に相当する。 κ が λ に比べて大きいように見えるが、非排水せん断強度をできるだけ常識的な値にすりつけるように定めた。等方圧密後、非排水圧縮せん断試験 ($\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$) により得られる強度増加率 c_u/p は、表のパラメータを使うと0.39が得られる。 K_0 値は、地盤に横ひずみが生じない応力比として弾塑性構成式から直接定めることができ、Cam clay モデルを用いて $K_0 = 0.7$ を得る。

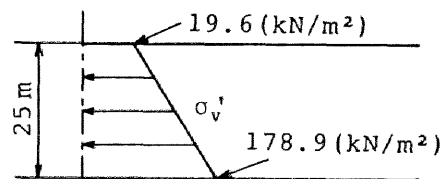


図4.2(c) 地盤内の初期応力分布

表 4.1 : 解析で使用される弾塑性パラメータ

λ	0.25	D	0.0378
κ	0.13	γ_t	16.2 (kN/m ³)
M	1.2	K_0	0.7
ν	0.2		

2. 載荷条件と載荷速度 \dot{q}

地盤の層厚と盛土の載荷幅によって、地盤の部分排水挙動は影響を受ける。粘土地盤は日本の沖積粘土層を想定しており軟弱地盤の層厚はほぼ一定とみなせるので、その代表値として 25m を取り上げた。盛土載荷幅は、地盤の変形が圧密の卓越する一次元的か、せん断の卓越する多次元のかを支配するので重要と考え、図 4.3、表 4.2 に示す 4 種類を設定する。盛土 A~盛土 C は平面ひずみ条件、盛土 D は盛土 C と同じサイズの軸対称条件とする。ここで盛土 D は、4.3 で述べる碧南試験盛土と同じ形状であることを付け足しておく。そして、図 4.4(a)~(d) は、各盛土の荷重および変位の境界条件を表す有限要素メッシュ図である。

載荷速度は、従来の施工の日程等を考慮すると、あまり変化することはないため、 $\dot{q} = 1.2 \text{ kN/m}^2/\text{day}$ とする。この速度は 1 週間で約 40cm 盛ることに相当する。理論的には載荷速度は地盤の透水係数と同じくらい部分排水効果に影響を及ぼす。しかし工学的見地から盛土の載荷速度の変化は地盤の透水係数の不明瞭さに比較してかなり限界がある。そこで載荷速度 $1.2 \text{ kN/m}^2/\text{day}$ は本解析で全てのケースで一定とする。

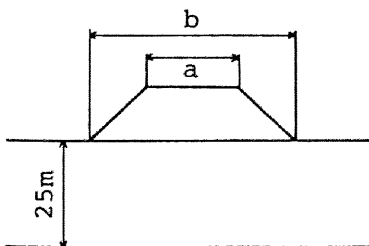


図 4.3 盛土載荷幅

表 4.2 : 盛土形状

盛土タイプ	敷幅 a (m)	天端 b (m)
A	55.2	26.4
B	110.4	54.8
C	166.0	100.0
D (軸対称)	166.0	100.0

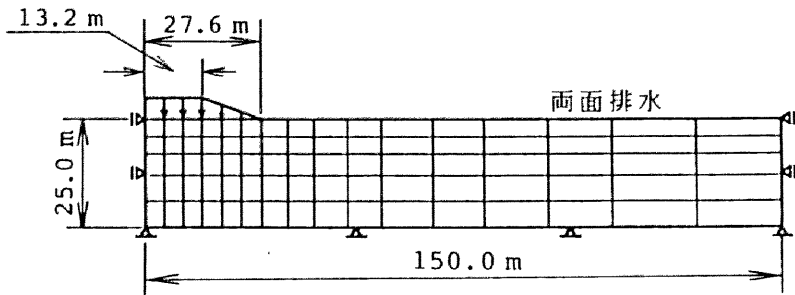


図4.4(a) 荷重条件と有限要素メッシュ (盛土タイプA、平面ひずみ条件)

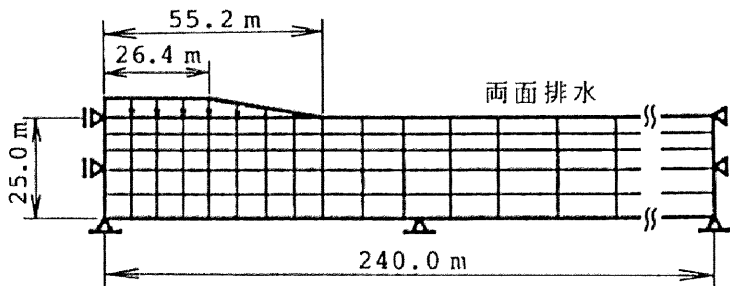


図4.4(b) 荷重条件と有限要素メッシュ (盛土タイプB、平面ひずみ条件)

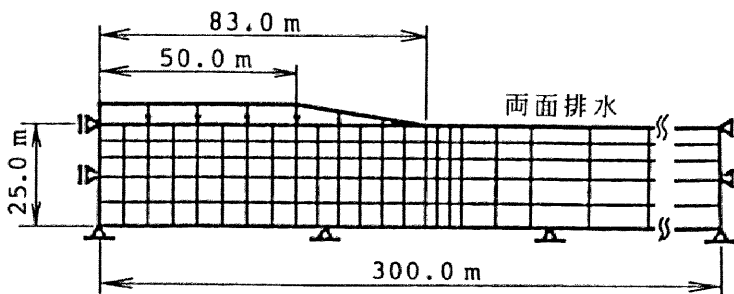


図4.4(c) 荷重条件と有限要素メッシュ (盛土タイプC、平面ひずみ条件)

図4.4(d) 荷重条件と有限要素メッシュ (盛土タイプD、軸対称条件)

3. 盛土荷重の大きさの正規化

盛土荷重の大きさは完成した盛土高さに対応するものである。その大きさを定義するために初期の非排水支持力 q_{fu} を初めに決定する。 q_{fu} は4種類の盛土荷重に対し計算され、その結果を表4.3に示す。盛土荷重の正規化はこれらの非排水支持力を使うことによってなされる。つまり盛土荷重 q に対して

$$q = q_{fu}/F_s \quad (4.5)$$

なる式により得られる F_s は盛土荷重の大きさを正規化したものであり、「荷重安全率」と呼ばれる。盛土荷重の大きさは、したがって荷重安全率 F_s の逆数に比例するのだが、 F_s が1.0を割るような大荷重の場合にでも、地盤の透水係数が大きいならば、載荷中の部分排水によって圧密が進行し、盛土を盛ることができる(部分排水効果)。各載荷幅に対し作用させる荷重の大きさ q および荷重安全率 F_s は、

$$F_s = 0.64, 0.80, 1.0, 1.25, 1.95, 3.05, 5.69$$

の7種類とした。これは1.25の等比関係となり、それぞれ

$$F_s = 1.25^{-2}, 1.25^{-1}, 1.25^0, 1.25^1, 1.25^3, 1.25^5, 1.25^8$$

である。それぞれの盛土に対し、整理したのが表4.4(a)~(d)である。

表4.3：地盤の非排水支持力 q_{fu}

盛土タイプ	非排水支持力 q_{fu} (kN/m ²)
A	109
B	153
C	164
D	166

表 4.4 (a) : 荷重の大きさ q と荷重安全率 F_S (盛土タイプ A)

q (kN/m ²)	F_S	図 4.5(a) の記号
170.0	0.64	○
136.0	0.80	△
109.0	1.00	□
87.2	1.25	◇
55.8	1.95	▽
35.7	3.05	●
18.3	5.96	▲

表 4.4 (b) : 荷重の大きさ q と荷重安全率 F_S (盛土タイプ B)

q (kN/m ²)	F_S	図 4.5(b) の記号
239.0	0.64	○
191.0	0.80	△
153.0	1.00	□
122.2	1.25	◇
78.3	1.95	▽
50.1	3.05	●
25.7	5.96	▲

表 4.4 (c) : 荷重の大きさ q と荷重安全率 F_S (盛土タイプ C)

q (kN/m ²)	F_S	図 4.5(c) の記号
256.0	0.64	○
205.0	0.80	△
164.0	1.00	□
131.2	1.25	◇
83.9	1.95	▽
53.7	3.05	●
27.5	5.96	▲

表 4.4 (d) : 荷重の大きさ q と荷重安全率 F_S (盛土タイプ D)

q (kN/m ²)	F_S	図 4.5(d) の記号
259.0	0.64	○
207.0	0.80	△
166.0	1.00	□
132.0	1.25	◇
84.8	1.95	▽
54.3	3.05	●
27.8	5.96	▲

4.2.4 解析条件～変形挙動に及ぼす透水係数の影響

図 4.5(a)～(d) に荷重の大きさを表すパラメータとして荷重安全率 F_s をとり、地盤の透水係数 k を変化させた時の、沈下比 ρ_0/ρ_f の変化を示した。ここで ρ は盛土盛立て終了時の沈下量を、 ρ_f は圧密終了時の全沈下量を示す。これらの沈下量は、盛土の中央直下の地表面で測定している。 $\rho_0/\rho_f \sim k$ 曲線は S 字型を示すが、その tail 部分 (透水係数の小さい地盤) は載荷重が大きすぎる時カットされる。なぜなら $F_s = 1.0$ をわるような大荷重が載荷される時、地盤の透水係数が小さい下では部分排水効果が期待できず、盛土を盛ることが不可能となるためである。このような地盤の破壊は弾塑性圧密変形解析だけでは表現できない。そこでこのような数値シミュレーションを行う場合、すべての圧密解析は、その都度図 4.6 に示すように支持力解析を行って、部分排水支持力 q_f よりも盛土荷重 q が小さいかどうかをチェックしながら実行している⁸⁾。部分排水支持力の経時増加に関する解析は 4.2.5 で再び議論する。

再び $\rho_0/\rho_f \sim k$ 曲線に注目するとすべての盛土形状で、地盤の透水係数 k が 10^{-7} cm/sec $< k < 10^{-4}$ cm/sec の範囲でのみ沈下比 ρ_0/ρ_f が急激に変化する。そしてこの範囲をはずすと地盤はほとんど非排水的な挙動を示す ($k < 10^{-7}$ cm/sec) か、あるいはほとんど完全排水的な挙動を示す ($k > 10^{-4}$ cm/sec)。部分排水効果を与える透水係数の範囲は盛土荷重を特定するとさらに狭い範囲になる。ある与えられた盛土荷重に対して、ほとんど完全排水挙動を与える透水係数は非排水挙動を示す透水係数のわずか 100 倍程度である。このことはすべての盛土形状に対して共通である。またこの ρ_0/ρ_f の急激な

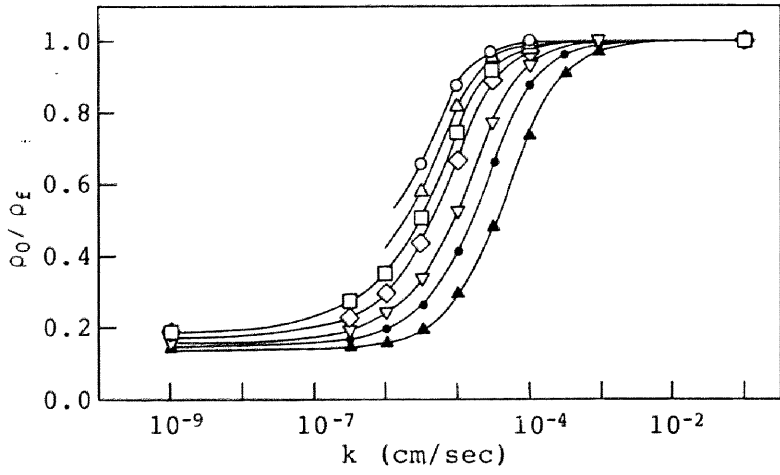


図4.5(a) $\rho_0 / \rho_f \sim k$ 関係 (盛土タイプA)

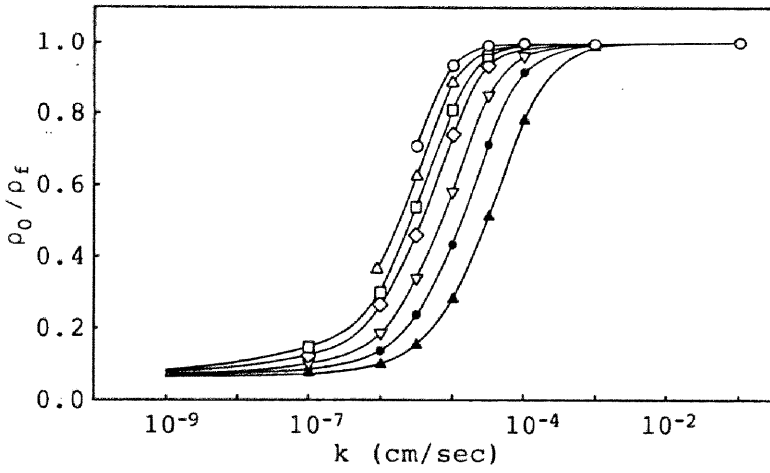


図4.5(b) $\rho_0 / \rho_f \sim k$ 関係 (盛土タイプB)

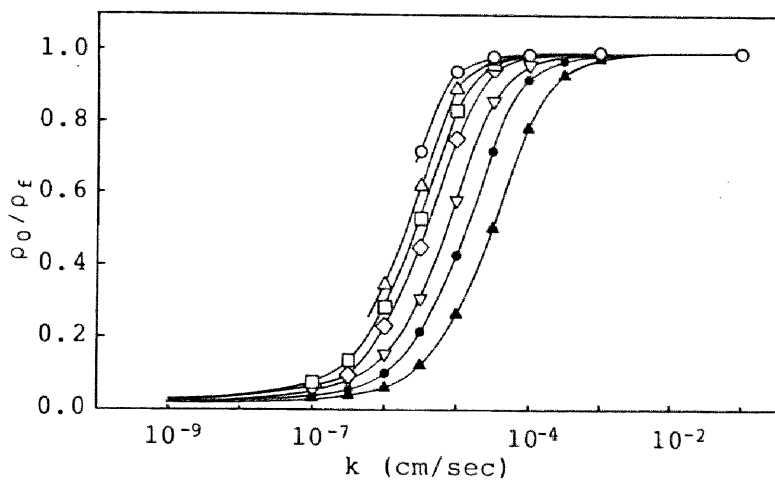


図4.5(c) $\rho_0/\rho_f \sim k$ 関係 (盛土タイプC)

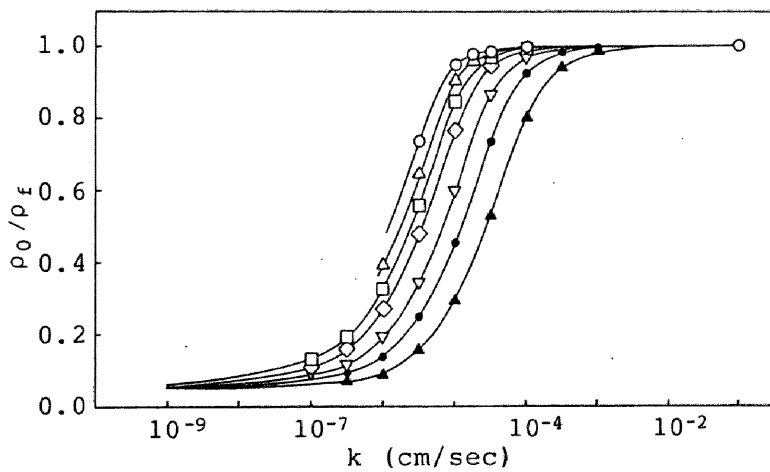


図4.5(d) $\rho_0/\rho_f \sim k$ 関係 (盛土タイプD)

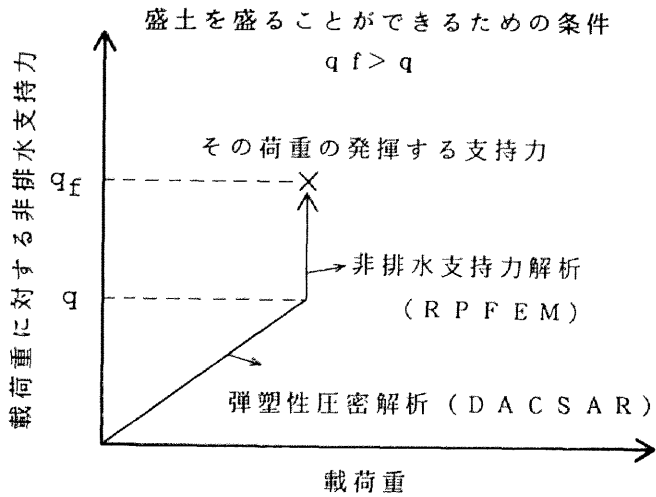


図4.6 地盤の支持力 q_f の求めかた

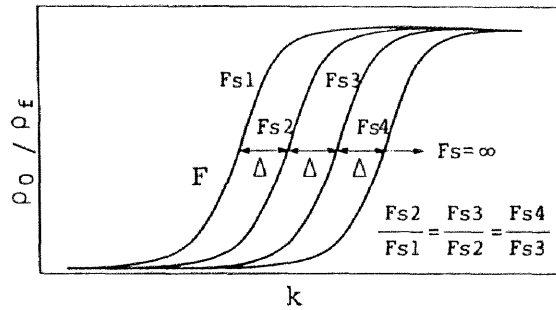


図4.7 荷重安全率 F_s による $\rho_0 / \rho_f \sim k$ 関係の変化

変化は、盛土形状や変形の仕方(平面ひずみ条件か軸対称条件か)の違いによってわずかに非排水側(透水係数の小さい地盤)で変わってくる。

$\rho_0 / \rho_f \sim k$ のS字型曲線は盛土荷重の大きさに対しそれぞれが平行となっている。またその間隔は図4.7に示すとおりである。つまり荷重安全率 F_s の比が同じ曲線は、その曲線どうしの間隔もほぼ等しくなる。

沈下比 ρ_0/ρ_f が地盤の透水係数によって変化することは、盛土盛立て終了時の沈下量 ρ_0 と圧密終了時の全沈下量 ρ_f が地盤の透水係数によって変化するために生じる。図4.8(a)~(d)に $\rho_0 \sim k$ 関係を、図4.9(a)~(d)に $\rho_f \sim k$ 関係を示した。

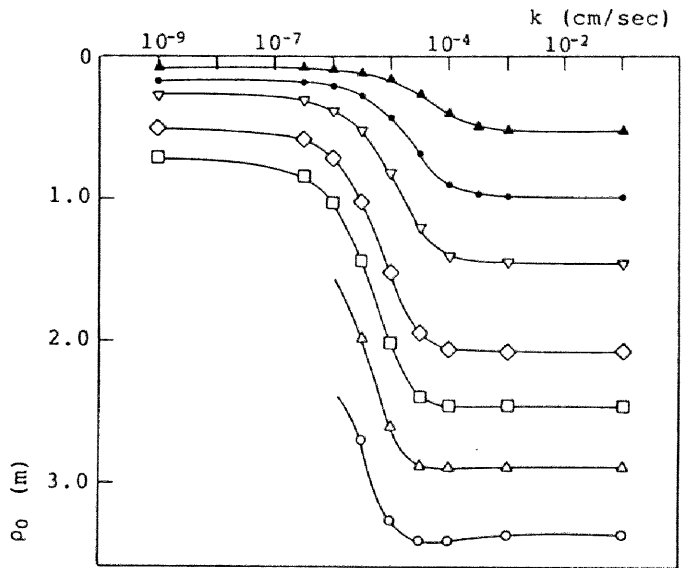


図4.8(a) $\rho_0 \sim k$ 関係 (盛土タイプA)

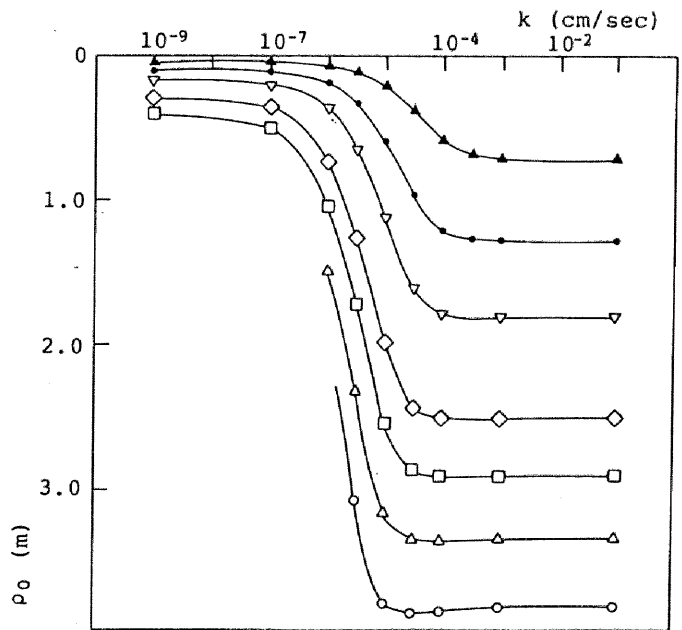


図4.8(b) $\rho_0 \sim k$ 関係 (盛土タイプB)

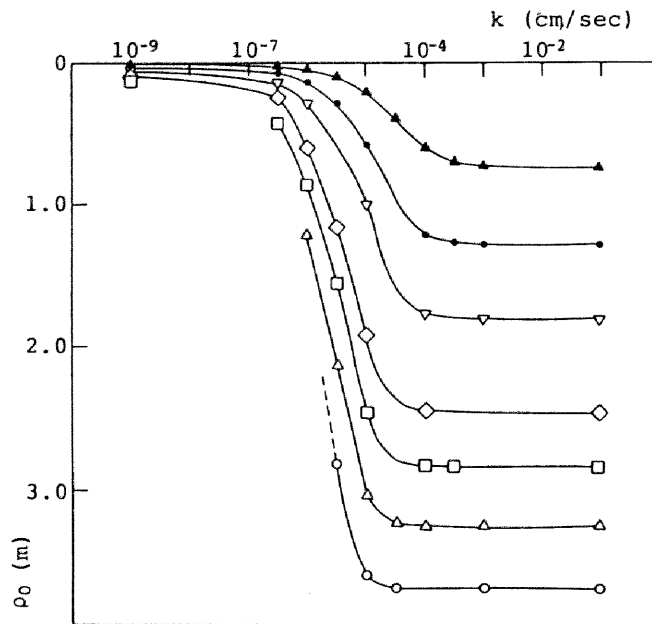


図4.8(c) $\rho_0 \sim k$ 関係 (盛土タイプC)

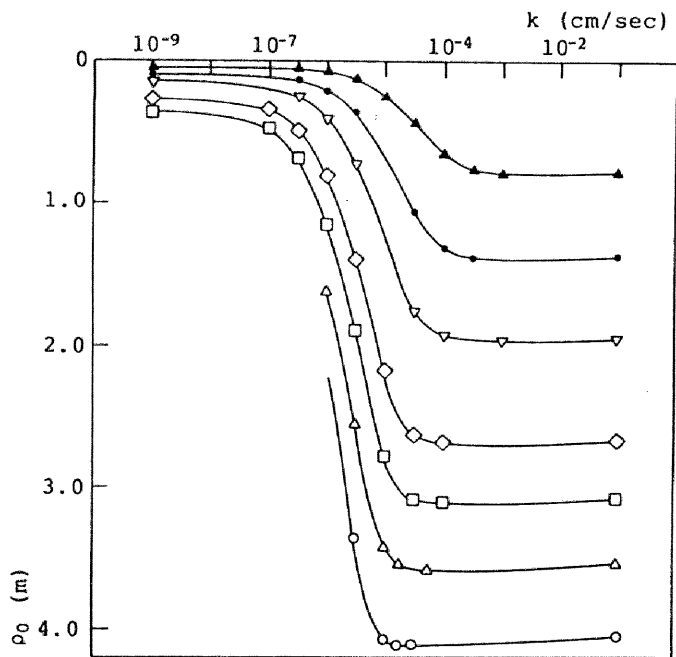


図4.8(d) $\rho_0 \sim k$ 関係 (盛土タイプD)

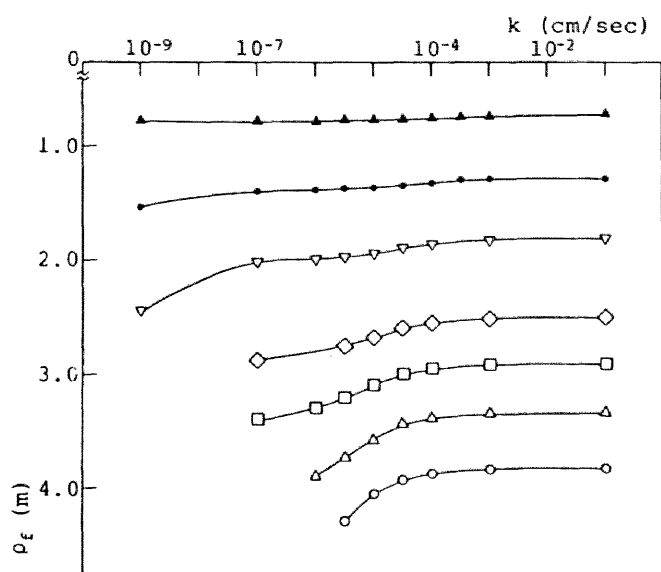


図 4.9(a) $\rho f \sim k$ 関係 (盛土タイプA)

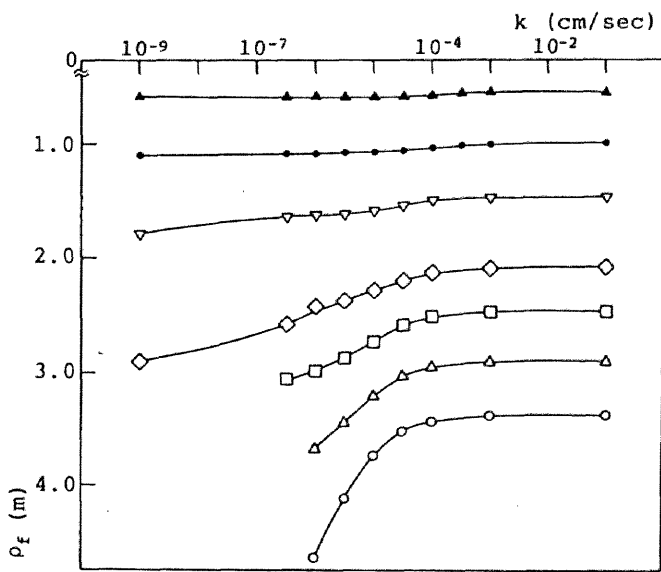


図 4.9(b) $\rho f \sim k$ 関係 (盛土タイプB)

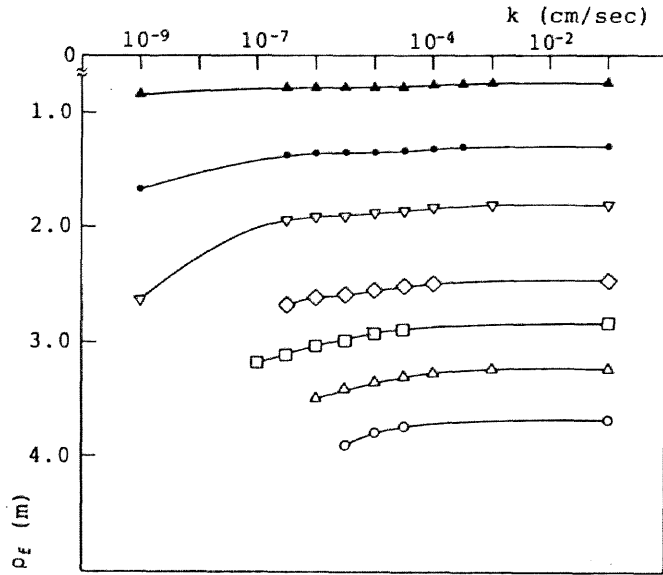


図4.9(c) $\rho f \sim k$ 関係 (盛土タイプC)

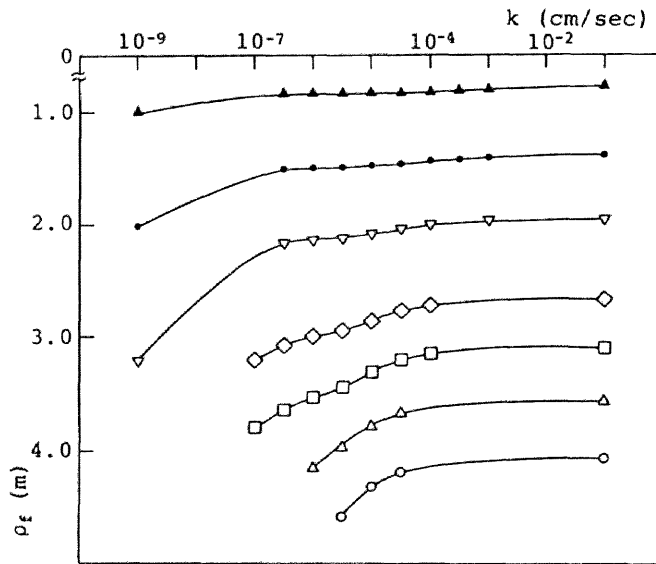


図4.9(d) $\rho f \sim k$ 関係 (盛土タイプD)

盛土盛立て終了時の沈下量 ρ_0 は、図 4.5(a)~(d) に示す沈下比 ρ_0/ρ_f と同じ傾向がある。一方、全沈下量 ρ_f は、盛土荷重が比較的小さい場合それほど地盤の透水係数の影響を受けない。しかし荷重安全率が 1.0 をわるような大荷重においては、地盤の透水係数が小さいほど全沈下量は大きくなる。圧密速さは、圧密第 1 固有値を測定して調べる。圧密第 1 固有値は沈下データから最終沈下量 ρ_f を予測する際、同時に求めることができる^{15),16),17),18),19)}。つまり、盛土盛立て終了から等時間隔 Δt で沈下量 ρ_j を計測し、その沈下量を次式の差分方程式 (1 階モデル) に近似する。

$$\rho_j = \beta_0 + \beta_1 \rho_{j-1} \quad (4.6)$$

この時、

$$\begin{aligned} \rho_j = \rho(\Delta t \times j) = \rho(t) &: \text{時間 } t \text{ における沈下データ} \\ \Delta t &: \text{等時間間隔} \\ \beta_0, \beta_1 &: \text{沈下データから決まる} \\ &\quad \text{土固有の定数} \end{aligned}$$

そして最終沈下量 ρ_f は次式によって予測される。

$$\rho_f = \frac{\beta_0}{1 - \beta_1} \quad (4.7)$$

そして圧密第 1 固有値 λ_1 は

$$\lambda_1 = -\ln \frac{\beta_1}{\Delta t} \quad (0 < \beta_1 < 1) \quad (4.8)$$

によって得られる。 β_1 が小さいほど圧密沈下速度は大きくなる。図 4.10 は、盛土 A の $F_s = 1.25$ の盛土荷重において地盤の透水係数を変化させた時の圧密第 1 固有値 λ_1 の変化を示したものである。地盤の透水係数が大きくなるほど圧密第 1 固有値が大きくなり、したがって圧密が早く進行する。また図 4.11 は、透水係数 $k = 3.16 \times 10^{-6} \text{ cm/sec}$ の地盤上に盛土 A を載荷させた時、 λ_1 が盛土荷重の大きさによってどう変化するかを調べたものである。 λ_1 は大荷重ほど大きく、つまり大きな荷重をかけると圧密の進行が速くなるという弾性圧密理論では説明ができない結果が得られた²⁰⁾。

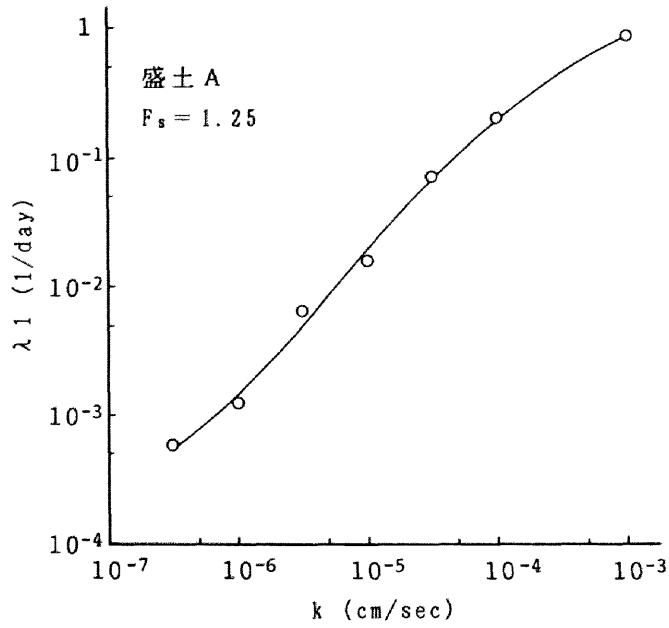


図4.10 $F_s = 1.25$ に対する $\lambda_1 \sim k$ 関係

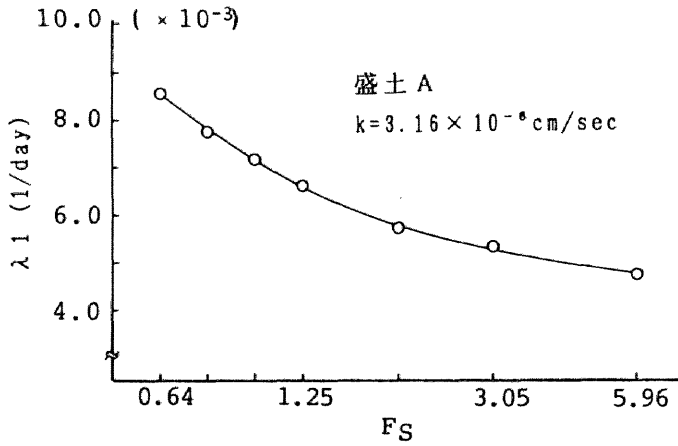


図4.11 $k = 3.16 \times 10^{-6} \text{ cm/sec}$ での $\lambda_1 \sim F_s$ 関係

4.2.5 解析結果～支持力増加に及ぼす透水係数の影響

瞬間載荷による地盤の支持力は非排水支持力として知られ、その大きさは瞬間載荷直前の current な有効応力状態に依存する。地盤内の current な有効応力状態は弾塑性圧密解析によって刻々計算され、その後非排水支持力も圧密の進行とともに刻々得ることができる^{8),14)}。このことは4.2.4での図4.6に概略的に示してある。ここでの議論は2つの特定の時間での非排水支持力の挙動についてなされる。その1つは盛土盛立て終了時の支持力 q_{f0} であり、もう1つは圧密終了時の支持力 q_{ff} である(図4.1(b)参照)。図4.12(a)～(d)は、 q_{f0} に及ぼす載荷重の大きさ及び透水係数の影響を示した図である。支持力 q_{f0} は地盤の透水係数が $10^{-7}\text{cm/sec}\sim 10^{-4}\text{cm/sec}$ の範囲でのみ急激に変化し、透水係数が大きくなれば支持力 q_{f0} も上昇する。そのレンジ外の透水係数にはほとんど影響を受けない。その傾向は、大荷重であるほど、また盛土幅が大きいほど顕著である。支持力増加に関する部分排水効果は、沈下挙動において部分排水効果の現れる地盤の透水係数と正確に同じ範囲で起こる。

地盤の透水係数が $k < 10^{-7}\text{cm/sec}$ の場合、盛土施工中圧密はほとんど起こらず、したがって非排水支持力の増加はみられない。一方地盤の透水係数が $k > 10^{-4}\text{cm/sec}$ の場合、盛土施工中ほとんど完全排水となる。それゆえ盛土の載荷がなされた時、透水係数の変化によって q_{f0} の変化は観察されない。

圧密の最終状態での支持力 q_{ff} に関して図4.13(a)～(d)に示すように、たとえ盛土載荷時に部分排水効果が現れてもこの支持力 q_{ff} についてはほとんどその影響を受けない。

4.2.6 考察

土は弾塑性的挙動を示すという点から眺めると、軟弱地盤の部分排水挙動が地盤の透水係数によって変化するのは、2つの点から解釈される。1つは盛土の大きさであり、もう1つは有効応力パスである。ある載荷速度のもと盛土荷重が与えられると、その地盤の有効応力パスは地盤の透水係数の大きさに依存する。しかし透水係数の変化は、その範囲が 10^{-7}cm/sec から 10^{-4}cm/sec の間でのみ、その有効応力パスに著しい変化を与えるのである。その例を図4.14(a)、(b)に示す。この図は盛土形状がType Aで盛土荷重の大きさが $F_s = 1.25$ の盛土についてである。図の有効応力パスはすべて盛土中央直下の有効応力より得ていて、図中に示す印は盛土盛立て終了時の有効応力に相当する。図4.14(a)に $10^{-7}\text{cm/sec}\sim 10^{-4}\text{cm/sec}$ のレンジにおいて異なる透水係数 k に

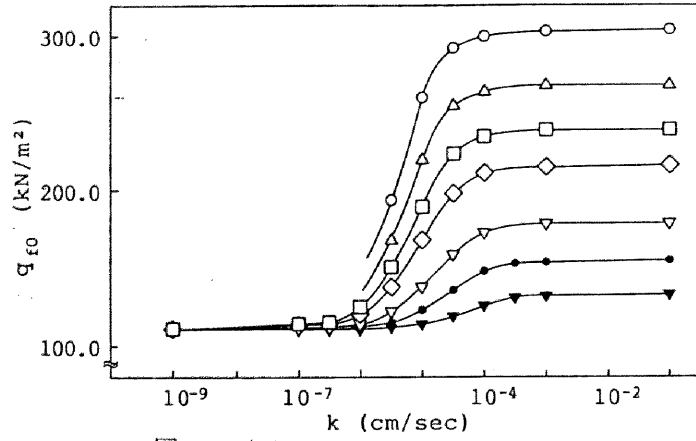


図4.12(a) $q_{f0} \sim k$ 関係 (盛土タイプA)

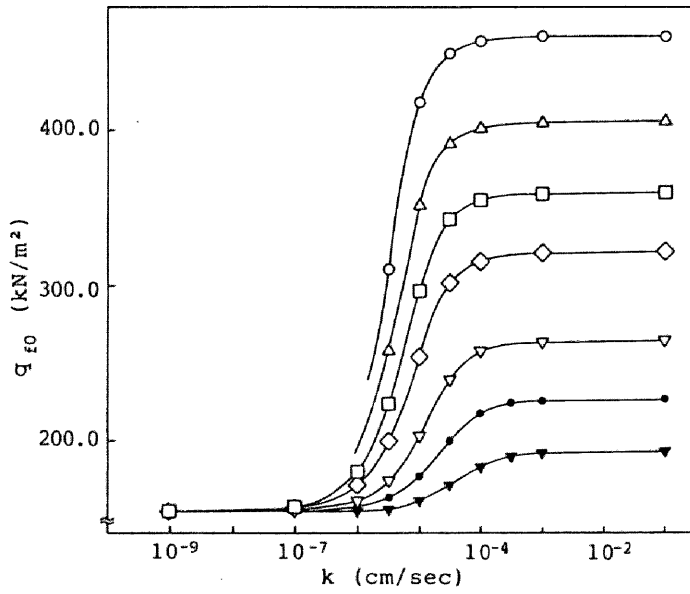


図4.12(b) $q_{f0} \sim k$ 関係 (盛土タイプB)

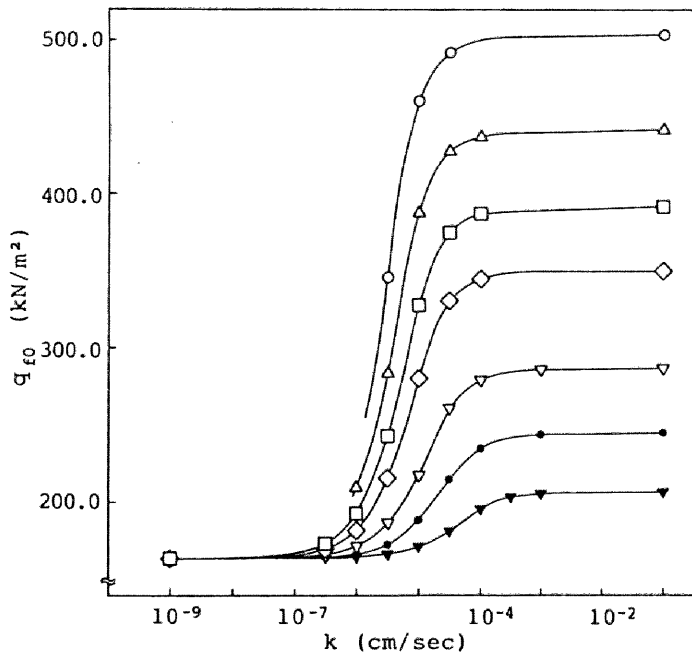


図4.12(c) $q_{f0} \sim k$ 関係 (盛土タイプC)

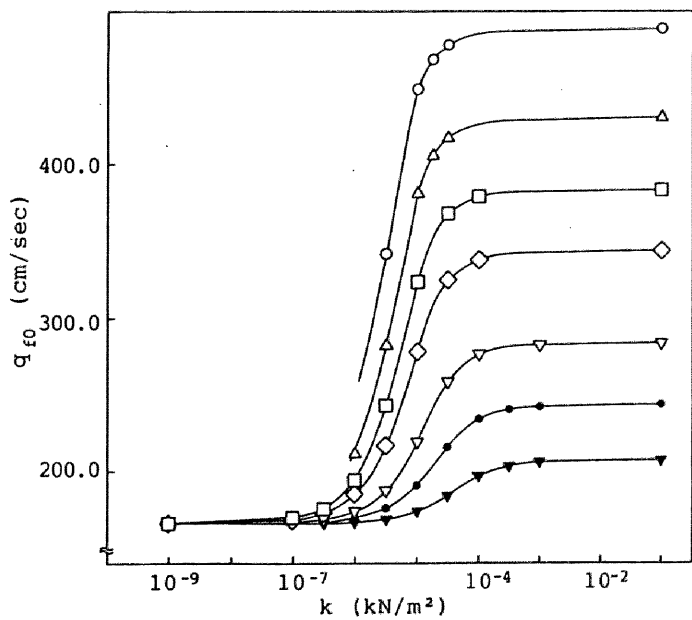


図4.12(d) $q_{f0} \sim k$ 関係 (盛土タイプD)

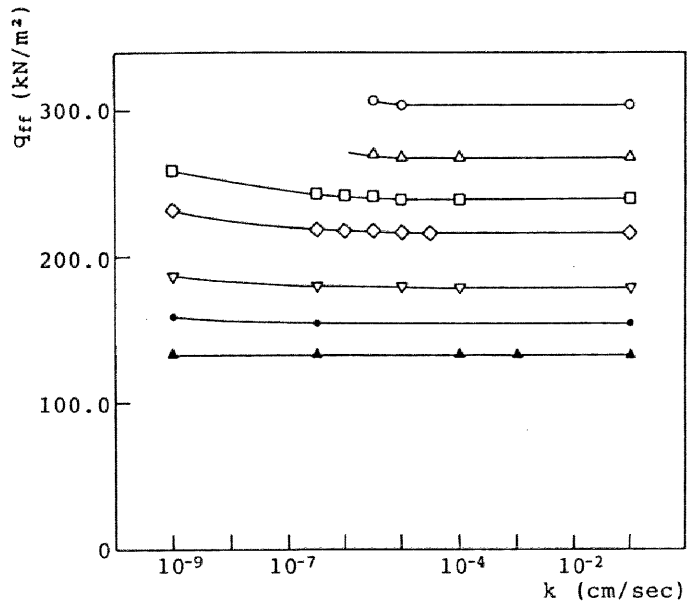


図4.13(a) $q_{ff} \sim k$ 関係 (盛土タイプA)¹

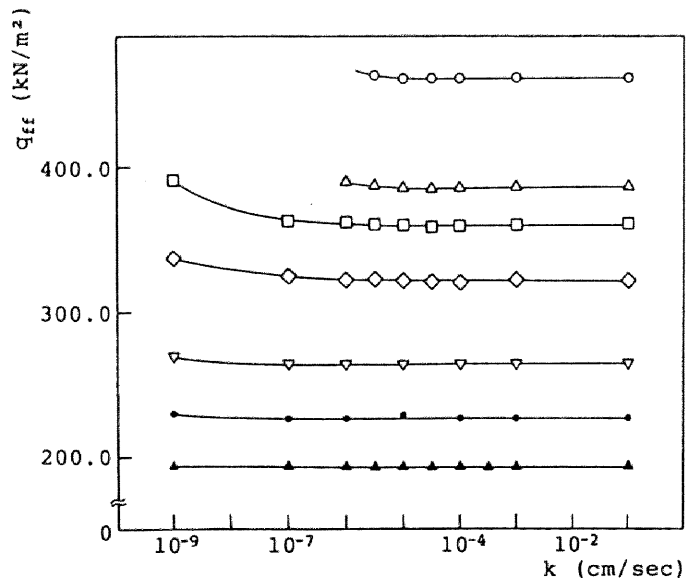


図4.13(b) $q_{ff} \sim k$ 関係 (盛土タイプB)

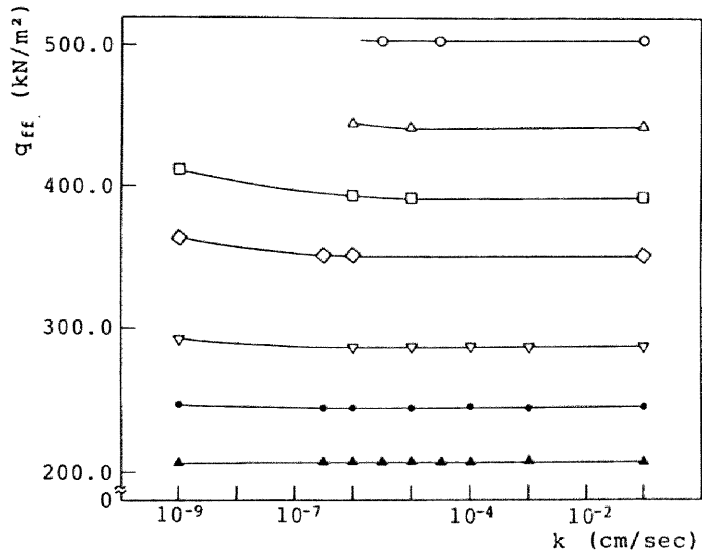


図4.13(c) $q_{ff} \sim k$ 関係 (盛土タイプC)

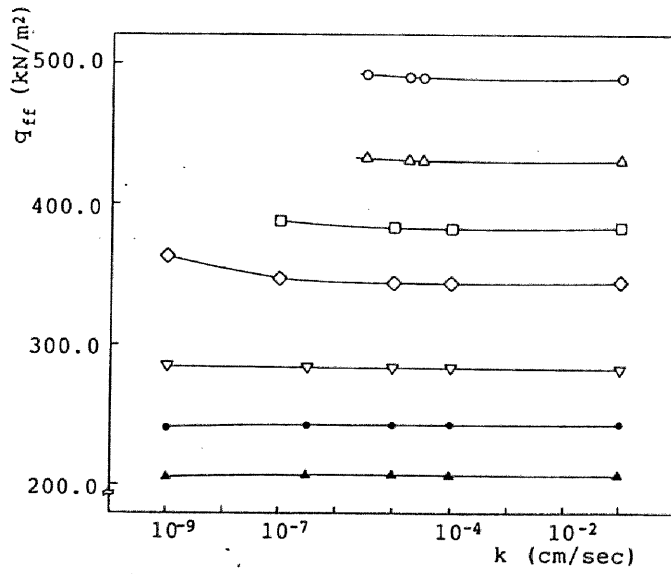


図4.13(d) $q_{ff} \sim k$ 関係 (盛土タイプD)

よる有効応力パスを示している。なるほどこのレンジで、有効応力経路は大きく変化している。一方、そのレンジ外の透水係数 k の有効応力経路を図 4.14(b) に示す。有効応力経路はほぼ一致していて、このレンジ外の透水係数 k は、有効応力パスに影響を与えない。したがってこのレンジをはずすと、沈下量、支持力ともに透水係数 k の影響を受けないのである。

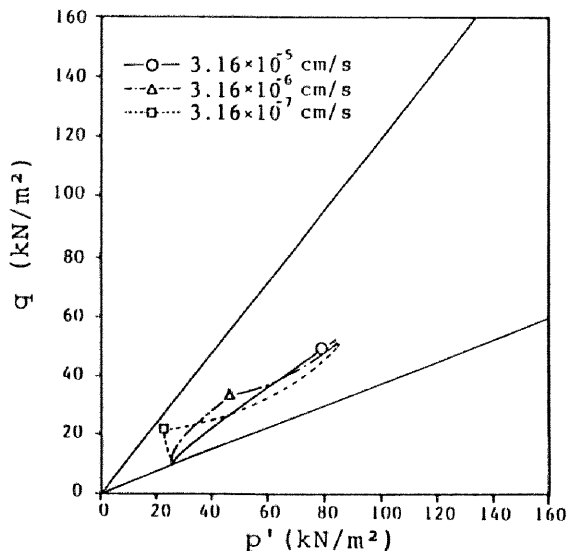


図 4.14(a) 有効応力パスの k の影響 (盛土タイプ A, $F_s = 1.25$)
 $10^{-7} \sim 10^{-4}$ cm/sec 内

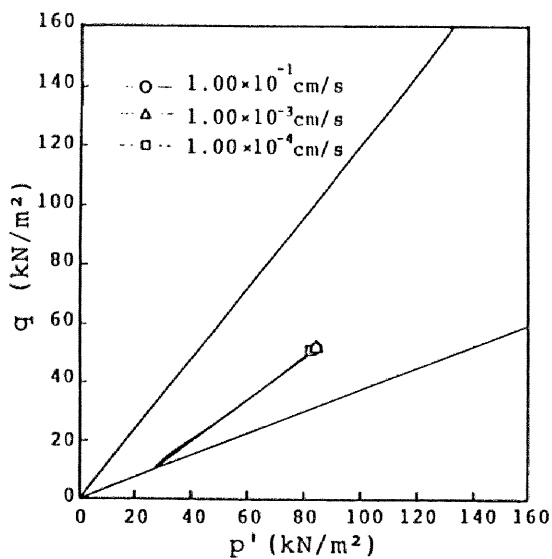


図 4.14(b) 有効応力パスの k の影響 (盛土タイプ A, $F_s = 1.25$)
 $10^{-7} \sim 10^{-4}$ cm/sec 外

工学的見地から眺めると、試験盛土に応じて図 4.5(a)~(d) のように新しく $\rho_0/\rho_f \sim k$ 関係を作り直すことによって試験盛土の解釈に役立つ。なぜならこのチャートを使うことによって実際の地盤の透水係数を評価できるからである。その評価方法は以下の通りである。実際に試験盛土を建設しその時の沈下計測により沈下比 ρ_0/ρ_f を求め、また荷重の大きさを非排水支持力により求めておくと、地盤全体を代表する透水係数 mass permeability を図 4.5 の $\rho_0/\rho_f \sim k$ チャートを使うことにより逆に評価することができる。そのフローチャートを図 4.15 に示す。なお図 4.5 はもちろん一般に使えるものではない。なぜならこの図に示される数字等は、ある特定の土質パラメータとある特定の境界条件に応じて得られるものであるからである。本節の解析結果を以下のように 3 つに分けて考察した。

1. 部分排水効果の現れる地盤の透水係数の範囲の大きさは、境界条件や排水条件が変わると当然変化する。本解析で得られた 10^{-7} や 10^{-4} という数字は、地盤の層厚が異なったり排水条件が異なったりすると、ある範囲で変化するであろう。同じことは載荷速度が極端に小さかったり極端に大きかったりした時にも言えることである。ここで強調したいのは、図 4.5 を実用的な工学的問題にうまく応用するために、このチャートを与えられた問題に相当する境界条件と荷重条件で作直すことである。
2. 地盤の弾塑性パラメータが異なり、また地盤の初期応力状態が異なれば、部分排水の起こる地盤の透水係数の範囲も異なるかもしれない。しかしこれらの土質パラメータと初期応力状態は実際の地盤の透水係数の情報なしに一意的に非排水支持力を決定することに注意すべきである。図 4.5、4.8、4.12 におけるすべての S 字型のチャートはこの非排水支持力によって正規化された荷重の大きさに相当する。このことから次に従う推論をした。すなわち異なる土質パラメータと異なる初期応力状態であってもそれらによって得られた非排水支持力が同じであるならば、部分排水効果の現れる透水係数の範囲はほとんど等しいということである。次節ではこの推論を実際の盛土問題に適用して、その結果は表 4.9 に示している。
3. 図 4.5 のチャートに基づいて地盤を代表する透水係数は、与えられた荷重の大きさに対して決定する。したがって異なる荷重の大きさでは、異なる透水係数が与えられる。このことに関連して、本研究において図 4.5 を作った時、圧密解析中

地盤の透水係数は一定のまま、間隙比の変化による透水係数の変化の可能性を無視している。無処理な均質地盤を考える時、圧密過程での透水係数の変化はある程度沈下挙動に影響するだろう。しかし例えばサンドドレーンによる mass permeability の改善と比較してその影響は小さいと思われる。この考えの適用もまた事例解析を通じて次節で説明する。

なお $\rho_0/\rho_f \sim k$ 曲線が、載荷速度 q 、地盤の層厚、地盤の弾塑性パラメータ、地盤の改良範囲、メッシュ依存および初期間隙比によってどう影響するかを付録 4.1 に示す。

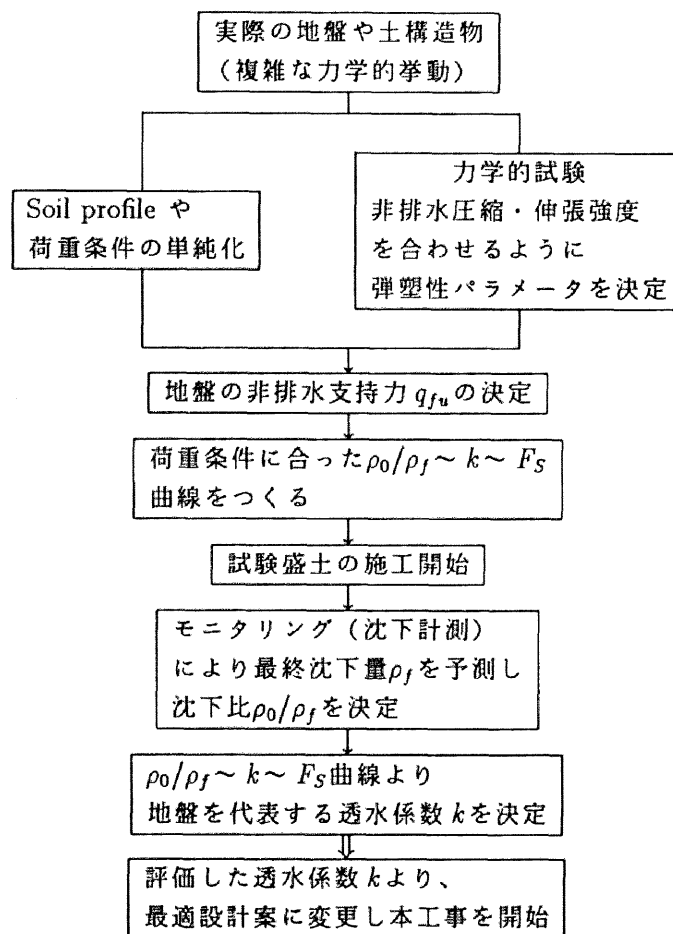


図 4.15 透水係数の予測方法のフローチャート

4.3 観測的方法による透水係数の推定とその事例解析

4.3.1 はじめに

地盤の透水係数の評価は部分排水沈下挙動を観測することによって可能となり、その評価手法を図 4.15 で示した。本節では鉛直砂杭を多数打設したサンドドレーン工法による地盤改良が施された、中部電力碧南火力貯炭場建設現場^{21),22)}における、試験盛土の沈下データを用いて、事例解析を行いこの手法の適用を検討する。

現場は軟弱な海底沖積粘土地盤上に周辺の浚渫粘土により埋立てられた超軟弱地盤であり、支持層とする洪積層は粘土層、砂層、砂礫層等による互層を呈し、深度は大きく変動している。上部の沖積層も海側に向かって徐々に層厚が深くなり、軟弱な粘性土を主体に中間には緩い砂層が不規則に介在している。このような海成粘土地盤上に建設された試験盛土の概要を図 4.16 に示す。同地域の粘土層の厚さは 25m 前後にあり、試験盛土の敷幅は同図の示すようにこの層厚のおよそ 5 倍である。盛土直下は、深さ 20m までサンドドレーン (SD) で地盤改良されていて、一部締固め砂杭 (SCP) も用いられている。平面図上の番号は、地表面沈下計板を表していて、その沈下計板の沈下計測結果が表 4.5 に一覧してある。

4.3.2 soil profile の均質化と荷重条件の単純化

図 4.16 に示すように粘土地盤は多数のサンドパイルの打設により改良されていて、地盤の挙動を予測するには subsoil 条件と荷重条件の両方の単純化のもとになされる必要がある。地盤の境界条件および作用する載荷条件を図 4.17 に示す有限要素メッシュに単純化した。これは前節の盛土 D と同じであり、以下に示す単純化も含まれている。

1. subsoil 条件の単純化

- (1) 地盤は正規圧密状態で初期の応力分布も均質を仮定していて、さらに上下端排水条件としている。
- (2) 盛土高さ 6m の矩形盛土を同じ高さおよび体積をもつ軸対称な荷重で置き換えている。もちろん変形も軸対称である。

2. 荷重条件の単純化

実際に行われた荷重履歴は図 4.18(a) に示す。そしてこの荷重履歴を図 4.18(b) のように単純化した。図 4.5(d) での解析では載荷速度 $\dot{q}=1.2\text{kN/m}^2/\text{day}$ としていたが、ここでの実際の載荷速度よりもわずかに小さい。図 4.5(d) は図 4.16 に示す軟弱地盤の透水係数を予測する際に用いられるが、この実際の載荷速度と図 4.18(b) での載荷速度のわずかな違いは無視する。

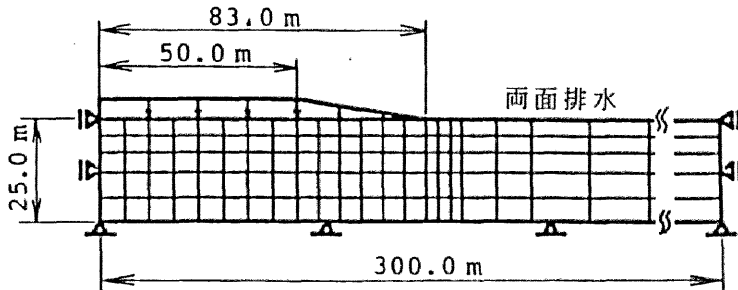


図 4.17 荷重条件と有限要素メッシュ

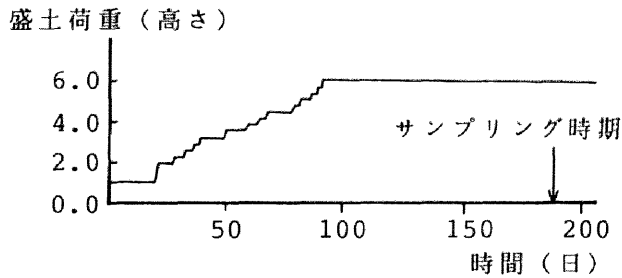


図 4.18(a) 実際に行われた荷重履歴

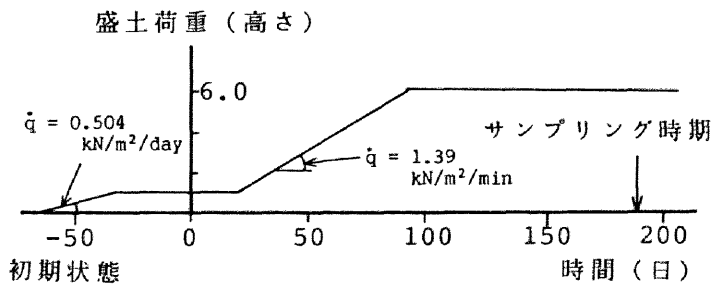


図 4.18(b) 単純化された荷重履歴

4.3.3 土質調査による弾塑性パラメータの決定

設計に用いる弾塑性パラメータを決定するため、土質調査(試験)を行う。しかし試験盛土施工前の地盤から粘土を採取することができず、図4.18(a)にも示すように盛土盛立て終了から96日経った地盤の地表面から約17mの深さの粘土試料を採取した。この試料は、いわゆるチェックボーリングから得られたもので圧密に伴い粘土の強度が増加したかどうかをチェックするためのものである。すなわち、盛土载荷により圧密が進行した後の土試料の試験結果から、盛土施工前の地盤の初期状態を想定する必要があった。

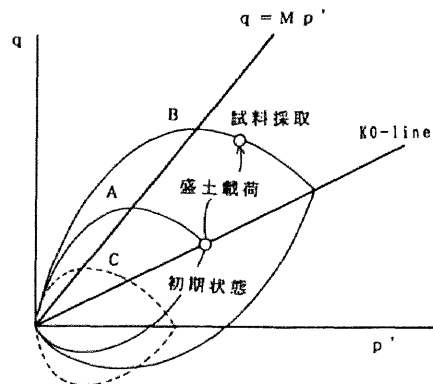
まず室内試験として標準圧密試験を行い、以下に示す圧縮指数 λ 、降伏点における鉛直有効応力 σ'_{v0} 、間隙比 e_0 を求めた。

$$\lambda = 0.192$$

$$\sigma'_{v0} = 196 \text{ kN/m}^2$$

$$e_0 = 1.36$$

次に、非排水三軸圧縮・伸張試験を行った。この試験を行った主旨を簡単に述べておく。関口・太田モデルは、沖積粘土の堆積過程に伴う、異方圧密に起因する塑性挙動の異方性を降伏関数に取り入れている。このことを、等方圧密履歴を表すCam clayモデルとの対比で図4.19に示す。この図に示すように圧縮強度と伸張強度は異なり、この二つの違いから、初期の応力状態すなわち K_0 線を定めることができる。



- A : 盛土荷重重载荷前の降伏関数
- B : 盛土荷重重载荷後の降伏関数 (A と B は相似)
- C : 繰り返し等方圧密粘土の降伏関数

図4.19 関口・太田モデルの降伏関数

さて、関口・太田モデルでもうひとつ重要な点は、等方硬化則を用いている点である。粘土の初期構造の異方性は何千年に及ぶ堆積過程によって固まっており、数か月の盛土載荷か程度ではこの初期構造を壊すことはできない。すなわちどのようなローディングを受けても降伏関数の形は相似であり、これを図に書込んでいる。したがって盛土立ち上がりから96日経って得た土試料の圧縮・伸張強度を考察することによって、正しく初期の異方圧密状態 (K_0 値) を推定できると考えたのである。さて試験の実施にあたり採取された粘土を直径3.5cm、高さ8.0cmの円筒形に成形し、まず圧密圧力 $p' = 0.6 \text{ kgf/cm}^2$ で等方圧密し十分圧密が完了した後、 $p'_i = 0.8 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $q_i = 0.6 \text{ kgf/cm}^2$ の応力状態で異方圧密した。この応力状態はあらかじめ予想された試料の初期降伏曲面 (図4.19でのB) を破らないように定めている。異方圧密完了後、載荷速度 $\dot{q} = 0.05 \text{ kgf/cm}^2/\text{hour}$ で非排水せん断した。そして設計には圧縮および伸張強度のみを用いることにする。試験結果は

$$c_{uc} = 43.1 \text{ kN/m}^2$$

$$c_{ue} = 23.5 \text{ kN/m}^2$$

となった。

非排水三軸圧縮・伸張強度式は、関口・太田モデルによれば、

$$\frac{c_{uc}}{p'_i} = \left(\frac{p'_y}{p'_i} \right)^\Lambda \frac{M}{2} \exp \left(\frac{\Lambda}{M} \eta_0 + \Lambda \right) \quad (4.9)$$

$$\frac{c_{ue}}{p'_i} = \left(\frac{p'_y}{p'_i} \right)^\Lambda \frac{M}{2} \exp \left(- \frac{\Lambda}{M} \eta_0 - \Lambda \right)$$

で与えられる。ここで

$$\begin{aligned} \Lambda &= 1 - \frac{\kappa}{\lambda} \\ p'_y &= \frac{1 + 2K_0}{3} \sigma'_{vy} \\ \eta_0 &= \frac{3(1 - K_0)}{1 + 2K_0} \end{aligned}$$

である。これらの強度式に非排水の圧縮・伸張強度、および圧密試験結果 (λ) を代入することにより、仮定する K_0 の数だけパラメータの組を定めることができる。このよう

にして定められたパラメータ群を表 4.6 に示す。表 4.6 については、いずれのパラメータの組でも等しい圧縮・伸張強度を与え、したがってどのパラメータの組を用いても、地盤の非排水支持力はほぼ等しくなると予想される。ここでダイレイタンス係数 D およびポアソン比 ν' は、

$$D = \frac{\lambda - \kappa}{M v_0} \quad (4.10)$$

$$\nu' = \frac{K_0}{1 + K_0}$$

により求めた。表 4.6 のパラメータの組の中で最も適切なパラメータはまだわからず、それは試験盛土の沈下挙動の観測に基づいて決定する。

表 4.6: 弾塑性パラメータ群

	K_0	M	λ	κ	ν'	D
A	0.50	1.00	0.404	0.114	0.333	0.0328
B	0.53	1.01	0.446	0.106	0.346	0.0360
C	0.55	1.01	0.478	0.100	0.355	0.0383
D	0.60	1.03	0.571	0.0822	0.375	0.0451

地盤の初期応力分布については、前述したように 96 日たった粘土試料から決定することができない。何回かの trial and error によって図 4.20 に示すよう決定した。

弾塑性パラメータと地盤の初期応力分布が決定すると、剛塑性有限要素法による支持力解析を行って非排水支持力 q_{fu} を求めることができる。その結果パラメータ A~D の F_s を表 4.7 に示す。それぞれは表 4.6 の A~D に対応するものである。試験盛土の荷重 q は 121kN/m^2 であり、その大きさはそれぞれの q_{fu} で正規化される。表 4.7 での荷重安全率 F_s は以下に示すよう正規化されている。

$$F_s = \frac{q_{fu}}{q} \quad (4.11)$$

この試験盛土現場では粘土地盤はサンドパイルで改良されているが、それらのサンドパイルが非排水支持力に及ぼす効果は本研究では無視した。図 4.16 で示したように粘土

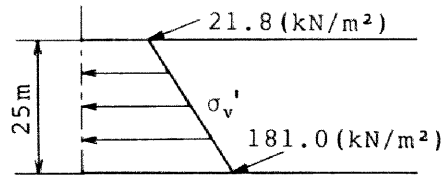


図4.20 地盤の初期応力状態

表 4.7：地盤の非排水支持力 q_{fu} と荷重安全率 F_S

	q_{fu} (kN/m ²)	F_S
A	134	1.11
B	132	1.09
C	131	1.08
D	125	1.04

地盤は締め固めた砂杭も部分的に打設されている。したがって応力集中がこれらの「サンドコンパクションパイル」に起こっているためこの現場での非排水支持力はおそらく表4.1よりも大きくなるであろう。そしてそのことによって地盤の透水係数の評価や沈下挙動の予測において誤差が生じるかもしれないが単純化のため本研究では無視した。

4.3.4 試験盛土の沈下予測による地盤の透水係数の評価

図4.16に示すそれぞれの沈下板での沈下観測結果を表4.5にまとめた。その中で最終沈下量 ρ_f のみは予測値であり、この予測を通じて圧密第1固有値 λ_1 も求めた。この予測値は盛土盛立て終了後約100日の沈下データを使うことにより求められる。この手法は4.2.4で述べている。最終沈下量 ρ_f の予測式のみ再掲する。

$$\rho_f = \frac{\beta_0}{1 - \beta_1} \quad (4.12)$$

地盤の透水係数を予測するために必要となる沈下計測データは沈下比 ρ_0/ρ_f のみであり、

そのうち典型的な値は表 4.5 から

$$\rho_0/\rho_f = 0.58$$

と得られた。これは図 4.16 に示したように試験盛土の中央部に設置された沈下板 No.5 からのデータである。本研究においてはサンドコンパクションパイルを打設した沈下板、たとえば No.4、6、7 などでの計測された沈下データは用いない。

盛土荷重はすでに各パラメータの組で正規化されているので、図 4.5(d) を使うことによって誰もが容易にサンドドレーンで改良された粘土地盤を代表する透水係数を決定することができる。その結果を表 4.8 に示した。パラメータ A~D の違いは表 4.7 でみられた正規化された荷重の大きさ、つまり荷重安全率のわずかな違いによる。

表 4.8：予想された透水係数

	k (cm/sec)
A	4.2×10^{-6}
B	4.1×10^{-6}
C	4.0×10^{-6}
D	3.8×10^{-6}

土質パラメータと初期応力分布、そして地盤の透水係数が決定したので、弾塑性圧密変形解析を行うことができる。そしてパラメータの組から一つのパラメータを決めるため、再び同じ均質化および同じ単純化の下解析を行った。そして盛土中央での沈下の予測を表 4.9 にまとめ、表 4.5 と比較した。パラメータ A が最もよく実測値を予測している。そこでその沈下履歴を図 4.21 に示す。予測値と実測値の比較を以下の点にわたって行った。

1. 盛土盛立てまでの沈下挙動は、予測値と実測値との間でかなりの差がある。このことは荷重履歴の単純化と実際との間に違いがあったためである。またサンドパイル打設時の影響もあると思われる。
2. しかしながら盛土盛立て後の残留沈下に限っては沈下量および沈下速度に関して目立った違いがみられない。このことは非排水せん断強度にも言えることである。

再び強調しておきたいのは、多数のサンドパイルの打設によって不均質となった soil profile を単純に均質化してもかなり良い予測を得たということである。

このように盛土の沈下計測を行うことにより地盤全体を代表する透水係数を求め、設計に用いると地盤の沈下挙動をうまく説明することができた。しかし地盤の透水係数を予測するまでには様々な誤差を含んでいると思われる。この設計法をより実務的なものとするために付録 4.2 に設計中に生じる誤差の検討を行った。

表 4.9：弾塑性圧密変形解析結果

	ρ_0 (m)	ρ_f (m)	ρ_0/ρ_f	$-\ln \beta_1/\Delta t$	$c_u c$ (kN/m ²)	$c_u e$ (kN/m ²)
A	1.64	2.90	0.566	0.0155	44.9	24.5
B	1.58	2.92	0.541	0.0146	44.6	24.3
C	1.55	2.94	0.527	0.0139	44.5	24.2
D	1.49	3.01	0.493	0.0116	43.7	23.5

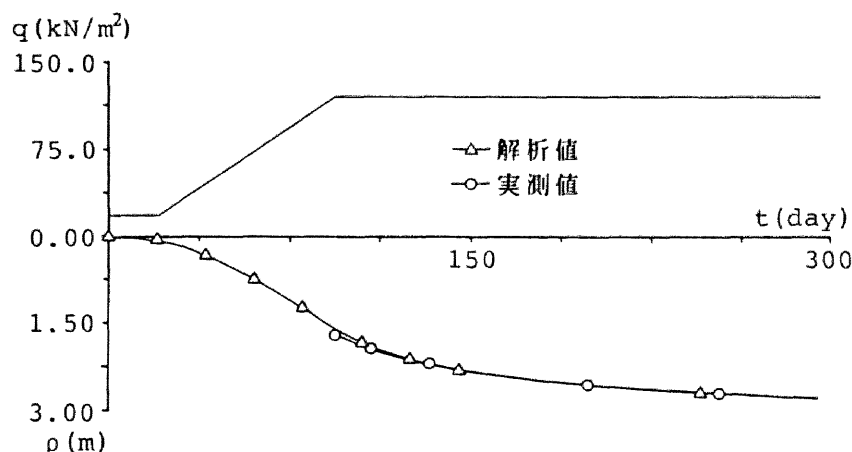


図 4.21 沈下挙動の予測値と実際値

4.4 サンドドレーン工法の有効性についての一考察

軟弱粘土地盤上に構造物を建設する際、必ず地盤改良が行われる。その中でもサンドドレーン工法は、最も頻繁に行われる工法である。サンドドレーン工法は、Terzaghi

の一次元弾性圧密理論の考えをもとに、モラン (Moran, D.E.) によって考え出された (1926 年)。その後、1948 年にバロン (Barron, R.A.)²³⁾によってサンドドレーン工法の理論的解析法が確立し、この工法は世界に急速に発達していった。しかし 1960 年代に数多くの現場比較試験のデータが出てから、その有効性、もっぱら沈下速度だけであるが、の有無について大論争となった。日本でも「山側」は無効論^{24),25),26)}を、「海側」は有効論^{27),28)}を唱え、この工法に対する論争が起こった²⁹⁾。

これらの論争の総括として、網干は文献 30) に「パーチカル・ドレーン工法は有効か無効か、というテーマ程長く続きながら実の少ない論争は、土質工学の中でもほかに例がないように思われる。」と述べている。論争が実の少なかった理由は、サンドドレーン工法を Terzaghi-Barron の理論の中から生まれてきた工法と位置付け、弾性圧密理論による知識をサンドドレーン工法の有効性を論じる出発点におき、さらにその有効性を特に圧密沈下速度に注目していることから伺える。

すなわち以下の 2 点を考慮してその有効性について議論しなければならない。

1. 粘土地盤は弾塑性的挙動を示す。
2. 盛土などの局部載荷がなされると、地盤の変形は多次元的である。

そこで 4.3 の事例解析によってサンドパイルで改良された地盤について実測値と解析値とでよく一致を示したことを考慮に入れて、図 4.5、4.9、4.12 の透水係数 10^{-7} cm/sec $< k < 10^{-4}$ cm/sec の範囲にわたる S 字型曲線よりサンドドレーンの有効性について議論する。まずサンドドレーン工法の有効性とは改良地盤の

- (a) 支持力の増大
- (b) 全沈下量に占める盛り立て終了後の残留沈下の割合の減少
- (c) 全沈下量の減少
- (d) 残留沈下速度の促進

の 4 つの視点から、評価するのが適切である。そしてそれぞれ、

- (a) q_{f0} の増大
- (b) ρ_0/ρ_f の増大

(c) ρ_f の減少

(d) $-\ln \beta_1/\Delta t$ の増大

に相当している。サンドドレーン工法は地盤全体を代表する透水係数 k を改善 (上昇) させる工法とみる時、本章の計算の諸結果から、以下の結論を得る。

1. サンドドレーンが有効な地盤とそうでない地盤がある。

ρ_0/ρ_f 、 q_{f0} は透水係数 k が $10^{-7}\text{cm/sec} \sim 10^{-4}\text{cm/sec}$ の範囲で急変し、 10^{-7}cm/sec 以下では非排水的に、 10^{-4}cm/sec 以上では排水的に挙動する。もし、原位置の粘土地盤の透水係数が 10^{-9}cm/sec であったりすると、サンドドレーンによって透水係数を 100 倍程度改良しても、地盤の有効応力パスを変化させる透水係数にはならず、その効果はみられない。また逆に、透水係数が 10^{-4}cm/sec である地盤をサンドドレーンにより改良しても、その効果はみられない。

2. サンドドレーンが有効な荷重の大きさとそうでない荷重の大きさがある。

大荷重を作用させた時の ρ_0/ρ_f 、 q_{f0} は、透水係数の小さい地盤に対しては急激に変化するが、透水係数の大きい地盤に対しては、ほとんど影響を受けない。反対に、小荷重を作用させた時の ρ_0/ρ_f や q_{f0} は透水係数の小さい地盤に対してはほとんど影響を受けないが、大きな地盤に対しては急激に変化する。軟弱地盤は、一般に透水係数が $10^{-8} \sim 10^{-6}\text{cm/sec}$ である。したがって、壊れるかもしれないような大荷重を作用させざるを得ないから、その地盤は軟弱粘土地盤なのであって、このようなリスクを背負った時にのみサンドドレーンはその効果を発揮するのである。

3. サンドドレーン工法の地盤改良効果は、改良地盤と、無処理無改良地盤との間の載荷試験なしで、改良地盤の挙動観測のみから判定することができる。

このような諸推論ないし結論が得られるのは、 $\rho_0/\rho_f \sim k$ 曲線の S 字型形状につきる。すなわち、サンドドレーンを施すとすれば、どの程度か定量的にはよくわからないにしても、地盤の透水性を著しく改善することにはどの国の土質工学者も異論がない。そうであって、なおサンドドレーン改良地盤の ρ_0/ρ_f の観測値が、この S 字曲線の下側のテールにプロットされたとすると、このサンドドレーン改

良工法の効果がなかったことは、無処理地盤を比較することなく明らかである。同様に観測値がこのS字曲線の上側のテールにプロットされた時、地盤改良しなくてもよかったのではないかと、無処理地盤と比べることなく誰しも判断することができる。本碧南試験盛土の ρ_0/ρ_f は、上記のどちらでもなく、S字型曲線のほぼ中央に位置し、改良効果は大いにあったと判断することができる。以上のような改良効果の判定は、しかしながら、施工前になし得るものではなくて、施工中の ρ_0 の観測と ρ_f の予測に基づいてのみ可能であることは強調される必要がある。さらに試験盛土が不可欠であるのに加え、その試験盛土の途中の沈下観測から正しく ρ_f が予測できることも不可欠なのである。

また、この $\rho_0/\rho_f \sim k$ 曲線を使うと、中間土の沈下挙動についても説明することができる。中間土とは、一般にレキまじり砂など粘土と砂の中間的な粒度をもつ土のことであり、沖縄等の海岸沿いに多く見られる。この地盤上に建設した構造物は、今までに滑って損害を受けたことはない。しかし構造物を建てた後、じわりじわりと沈下が起こるのである。地盤の透水係数を調べると、かなり透水性は良く $k = 10^{-5}$ cm/sec程度である。

なぜ沈下がじわりじわりと起こるのかを説明するためにポイントとなるのは、地盤の支持力である。つまり中間土の地盤が今まで壊れたことのないほど(非排水)支持力が大きいという事実である。通常、構造物の荷重はほとんど決まっているので、同じ構造物を軟弱地盤に建てるのと比較すると、中間土地盤の支持力は大きいので構造物の荷重安全率 F_s は $F_s = q_{fu}/q$ より「小荷重」と評価される。普通、透水係数が 10^{-5} cm/secの地盤は、「透水係数の大きな地盤」と考えられ、速く沈下が起こると予想される。しかし図4.22に示すように構造物が「小荷重」であるため、 $\rho_0/\rho_f \sim k$ 曲線が右の方へずれ、 $k = 10^{-5}$ cm/secといえども非排水的挙動を示し、したがってじわりじわりと沈下するのである。このように地盤の非排水支持力 q_{fu} の大きさを測って、構造物の荷重の大きさを評価しなければ、地盤の沈下を追うことはできない。一見、沈下の問題であるように感じるが、沈下、支持力両方を計算してはじめてその地盤の沈下挙動がわかるのである。このことは次章のプレロード工法の設計へと活かされる。

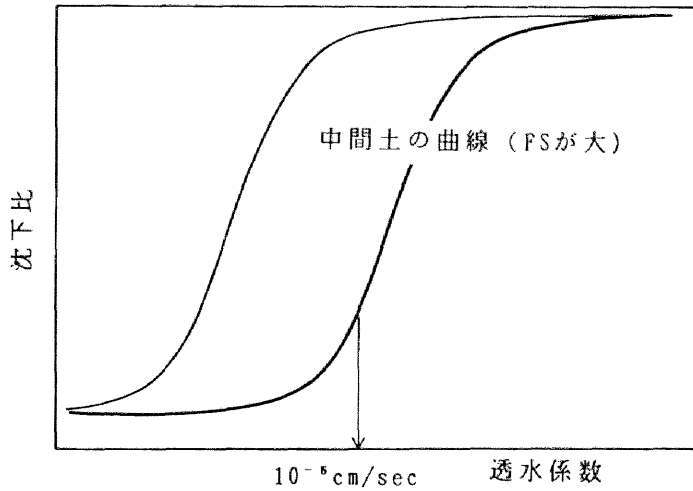


図4.22 中間土地盤の沈下挙動についての考察

4.5 結論

関口・太田の非粘性弾塑性構成モデルを用いた数値解析により、地盤全体を代表する透水係数 (mass permeability) および地盤の非排水支持力で正規化された盛土荷重の大きさを変化させて、軟弱地盤上の盛土工の部分排水挙動に及ぼす影響を調べた。その結果を以下に述べる。4.2 では、

1. 沈下比 ρ_0/ρ_f および盛土盛立て終了時の支持力 q_{f0} はすべての盛土形状で、地盤の透水係数 k が $10^{-7}\text{cm/sec} < k < 10^{-4}\text{cm/sec}$ の範囲でのみ急激に変化する。そしてこの範囲をはずすと地盤はほとんど非排水的な挙動を示す ($k < 10^{-7}\text{cm/sec}$) か、あるいはほとんど完全排水的な挙動を示す ($k > 10^{-4}\text{cm/sec}$)。
2. 部分排水効果を与える透水係数の範囲は盛土荷重を特定するとさらに狭い範囲になる。ある与えられた盛土荷重に対して、ほとんど完全排水挙動を与える透水係数は非排水挙動を示す透水係数のわずか 100 倍程度である。そして盛土荷重が大きくなるほど小さな透水係数で部分排水効果が現れる。

3. 盛土盛立て終了時の沈下量 ρ_0 は、沈下比 ρ_0/ρ_f と同じ傾向がある。一方、全沈下量 ρ_f は、盛土荷重が比較的小さい場合それほど地盤の透水係数の影響を受けなが、荷重安全率が1.0をわるような大荷重においては、地盤の透水係数が小さいほど全沈下量は大きくなる。
4. 圧密速さは、固定した盛土荷重において地盤の透水係数を変化させると、地盤の透水係数が大きくなるほど大きい。また、固定した透水係数の地盤上に盛土を載荷させると、大きな荷重をかけるほど圧密の進行が早くなる。

4.3 では、地盤の弾塑性パラメータ、透水係数の評価に関して、以下の結論ないし提案を得た。

5. 軟弱地盤上の盛土工の場合、荷重履歴(荷重の大きさ・形と載荷速度)を指定すれば、地盤の透水係数と「沈下比」 ρ_0/ρ_f の間には、 $10^{-7}\text{cm/sec} < k < 10^{-4}\text{cm/sec}$ の狭い透水係数の範囲で1対1の関係が見出せる。この範囲内での透水係数の増加による沈下比の増大は、部分排水効果による。部分排水効果が見られる透水係数の範囲は、荷重の大きさがこれを決める。
6. 透水係数と沈下比の1対1の関係は弾塑性圧密計算によって推定される。これを用いて地盤の透水係数を逆算したときは、得られた透水係数は圧密計算で用いた地盤の荷重と変位および排水に関する境界条件のもとでその地盤を代表すると考えて、以後の予測計算に用いることができる。
7. 6.の計算のための弾塑性パラメータの決定は、その地盤の非排水支持力の正しい評価ができるように、非排水強度試験に基づいてなされるように提案する。5.でいう荷重の大きさと、これを非排水支持力を単位にして評価するのが妥当だからである。
8. そしてサンドドレーン工法で改良された地盤の事例解析を行ったところ、その沈下挙動をうまく説明することができた。

4.4 では、4.2、4.3よりサンドドレーン工法の有効性について考察した。

9. サンドドレーン工法は地盤の透水係数を改善させるが、それによって部分排水効果が起こり、地盤の有効応力パスが変化したとき q_{f0} の増大、 ρ_0/ρ_f の増大、 ρ_f の減少、 $-\ln \beta_1/\Delta t$ の増大などの効果を発揮する。

参考文献

- 1) Tavenas, F., Jean, P., Leblond, P. and Leroueil, S. (1983a): The permeability of natural soft clays, Part I: methods of laboratory measurement, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 20, pp. 629–644
- 2) Tavenas, F., Jean, P., Leblond, P. and Leroueil, S. (1983b): The permeability of natural soft clays, Part I: permeability characteristics, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 20, pp. 645–660
- 3) Mesri, G. and Choi, Y. K. (1985): Settlement analysis of embankments on soft clay, Proc. ASCE, Vol. 111, No. 4, pp. 441–464.
- 4) 飯塚敦 (1988) : 軟弱地盤の変形、安定解析に関する基礎的研究、京都大学博士論文
- 5) 赤木俊允・石田哲朗 (1989) : 軟弱地盤の沈下とその透水性に関する実用的考察、土と基礎, Vol. 37, No. 6, pp. 41–47.
- 6) Sekiguchi, H. and Ohta, H. (1977): Induced anisotropy and time dependency in clays, Proc. of Specially Session 9, 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, pp. 229–238.
- 7) Schofield, A. H. and Wroth, C. P. (1968): Critical state soil mechanics, London, McGraw–Hill.
- 8) Asaoka, A. and Ohtsuka, S. (1990): Coupling analyses of limiting equilibrium state for normally consolidated and lightly overconsolidated soils, Soils and Foundations, Vol. 30, No. 3, pp. 109–123.
- 9) Ohta, H. and Iizuka, A. (1983): DACSAR FEM Program Manual, Dept. of Civil Engineering, Kyoto University.
- 10) 飯塚敦 (1985) : 軟弱地盤の変形・安定解析に関する基礎的研究, 京都大学学位論文.
- 11) Iizuka, A. and Ohta, H. (1987): A determination procedure of input parameters in elasto–viscoplastic finite element analysis, Soils and Foundations, Vol. 27, No. 3, pp. 71–87.
- 12) Tamura, T., Kobayashi, S. and Sumi, T. (1984): Limit analysis of soil structure by rigid plastic finite element method, Soils and Foundations, Vol. 24, No. 1, pp. 34–42.
- 13) Asaoka, A. and Kodaka, T. (1992): Seepage failure experiments and their analysis of loose and medium dense sands, Soils and Foundations, Vol. 32, No. 3, pp. 117–129.
- 14) Asaoka, A. and Ohtsuka, S. (1987): Bearing capacity analysis of a normally consolidated clay foundations, Soils and Foundations, Vol. 27, No. 3, pp. 58–70.

- 15) Asaoka,A.(1985):Prediction of elasto-plastic consolidation behaviour,Proc. of 11th International Conference on soil mechanics and Foundation Engineering, Vol.4. pp.2159-2162.
- 16) Asaoka,A. and Matsuo,M.(1984): An inverse problem approach to multidimensional consolidation behaviour, Soils and Foundations, Vol.24, No.1, pp.49- 62.
- 17) Asaoka,A., Kodoi,M. and Misumi,K.(1985):Piecewise linearization of elasto-plastic consolidation behaviour, Proc. of 5th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Vol.3, pp.1613-1620.
- 18) Asaoka,A.(1978):Observation procedure of settlement prediction, Soils and Foundations, Vol.18, No.4, pp.87-101.
- 19) 三隅浩二 (1988) : 弾塑性圧密挙動の区分線形近似理論と正規圧密粘土地盤の変形予測への適用に関する研究、名古屋大学博士論文
- 20) Asaoka,A. and Nakano,M.(1991):Partially drained behaviour of soft clays and its application, Proc. of 7th International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics, Vol.5, pp.549-554.
- 21) 金谷嘉久・松尾稔 (1990):碧南火力発電所貯炭場建設のための地盤改良試験工事, 土木学会論文集, No.421/VI-13, pp.115~124.
- 22) 金谷嘉久・玉木勝平・安藤裕・永井修三 (1991):碧南火力発電所貯運炭機基礎の建設, 土と基礎, Vol.39,No.10, pp.23~29.
- 23) Barron,R.A.(1948):Consolidation of Fine-Grained Soils by Drain Wells,Trans, ASCE, Vol.113, pp.718-754
- 24) 持永龍一郎・栗原則夫 (1978) : 岩見沢試験盛土における軟弱地盤の挙動の測定結果, 土と基礎, Vol.26,No.7,p.11,1978.
- 25) 木賀一美 (1982) : 深い地盤改良工法の実際と問題点を考える 1. パーチカルドレーン工法の実際と問題点 (1) - 住宅開発の事例 -, 土と基礎, Vol.30, No.9, pp.72-76.
- 26) 栗原則夫 (1982):深い地盤改良の実際と問題点を考える 1. パーチカルドレーン工法の実際と問題点 (2) - 高速道路盛土の事例 -, 土と基礎, Vol.30, No.11, pp.81- 87.
- 27) 佐々木 伸・木山正明 (1982) : 深い地盤改良の実際と問題点を考える 1. パーチカルドレーン工法の実際と問題点 (3) - 大阪南港埋立地の事例 -, 土と基礎, Vol.30, No.12, pp.81-84.

- 28) 松浦 章(1982): 深い地盤改良の実際と問題点を考える 1. バーチカルドレーン工法の実際と問題点(4) - 広島市西部臨海土地造成事業の事例 -, 土と基礎, Vol.30, No.12, pp.85-88.
- 29) 網干寿夫(1972): バーチカルドレーン工法による軟弱地盤の改良について, 土と基礎, Vol.20, No.8, pp.5-12.
- 30) 網干寿夫(1983): 深い地盤改良の実際と問題点を考える 1. バーチカルドレーン工法は有効か無効か, 土と基礎, Vol.31, No.2, pp.69-74.

第5章 プレロード工法の設計法

5.1 概説

4章では、複雑な地盤条件に対し、それらすべてを包括した地盤全体を代表する透水係数を用いて、その透水係数が地盤の部分排水挙動に及ぼす影響を調べた。そして得られた解析結果を逆に利用することにより地盤の透水係数を求めると、地盤の沈下挙動をよく説明することができた。本章ではこの透水係数の評価方法をプレロード工法の設計へと応用している。取り上げる設計事例は、盛土載荷期間が与えられていて、余盛土（サーチャージ荷重）撤去後に残留沈下を生じないという制約条件のもとで、与えられた高さの盛土工を完成させるという問題である。

本章の目的の第1は、近年、著しく普及するようになってきた Cam clay モデルや関口・太田モデルなどを組込んだ有限要素法による弾塑性圧密計算^{1),2),3)}を効果的に実務設計に利用するためのいくつかの工夫を、プレロード工法の設計を例に取り上げて、検討することにある。目的の第2はもちろん、数値計算事例から得られたプレロード工法設計のためのいくつかの指針を取りまとめることにある。

なぜこのような例題を取り上げるかの理由の説明はそれほど容易ではない。多次元弾塑性圧密の有限要素計算には過大な期待が寄せられがちだからである。このような例題は設計の実務では従来、一次元圧密理論の応用で論じられることが多かった^{4),5),6)}。しかし一次元の場合には、どれだけ盛土荷重が大きくなっても地盤が壊れることはない。つまり有限幅盛土のプレロード工法の設計に一次元圧密モデルを用いると、沈下の計算と、盛土の安定・滑りの計算とは切り離されてしまう。これに反し、多次元弾塑性圧密の有限要素計算は、多次元だからより高い整合性があるはずで圧密沈下と安定問題が切り離されることはないと考えられがちである。しかしこれは必ずしも正しくない。

多次元弾塑性圧密の有限要素計算では、地盤が破壊するところまで載荷するのが概してむずかしく、精度も期待できないのが普通である。弾塑性圧密の計算は、多次元計算とは言え従来の実務計算と同じように、別途用意された支持力の計算と組み合わせられて利用しないと、プレロードによる沈下計算のようなものにすら、効果的に設計に利用することは出来ないのである。先に述べた「工夫」の第1はまさにこの点にあ

る。この工夫はつぎの弾塑性パラメータの決定とも不可分に結びついている。

「工夫」の第2は、弾塑性パラメータと透水係数の決め方にある。有限要素法による予測計算が実際とうまく合わない時には、まずパラメータが疑われる。したがって計算手順の中にパラメータの決め方が入っていないと、設計の方法にはならない。弾塑性パラメータの決め方に関しては太田らによる包括的な研究^{7),8),9),10)}が知られているが、本章では新たに4章での研究を利用して正規圧密粘土地盤について、この決め方をプレロード工法の設計に応用している。決め方の原理は、弾塑性変形は荷重の大きさと荷重経路に依存するので、したがって荷重の大きさを支持力を単位に定義し、変形履歴を観測すれば、荷重経路がわかっているのだから、逆に弾塑性パラメータと透水係数が決まると言うものである。透水係数は荷重経路を有効応力経路に橋渡しする役割を果たすが、その決定に施工中の沈下観測を用いる。

さてプレロード工法の設計に関しては、有限要素法による予測計算を設計諸元の決定に有効に利用する意思決定の方法を考えることが重要である。そこでまず4.2では、残留沈下を生じないという条件のもとでの、サーチャージ荷重、撤去量、撤去時期、地盤の透水係数等の関係を調べる。4.3では、プレロード工法の設計・施工法を、模擬設計の数値計算事例を用いて説明する。

本章では、4章と同じように弾塑性圧密の有限要素計算は太田・飯塚によるプログラム“DACSAR”を用いる^{11),12),13)}。また粘土地盤の非排水支持力の有限要素法による計算では、浅岡・大塚、浅岡・小高によるプログラムを利用する^{14),15),16)}。用いる構成式は両者とともに、関口・太田の非粘性弾塑性モデルである。

5.2 サーチャージ荷重、撤去時期、撤去量および地盤の透水係数の関係

プレロード工法の主な目的は、残留沈下の抑制にある。本節では、どのくらいのサーチャージ荷重 q_s を、どのくらいの期間 T 放置し、どのくらい撤去すれば(撤去量 Δq)、仕上がり高さ H の盛土を造ることができ、その後「残留沈下が生じない」かを系統的に調べる。文章中の記号は図5.1に示した。

地盤の層厚および初期応力状態、荷重や変位の境界条件、排水境界条件、載荷速度等の解析条件はすべて4章と同じであり、図5.2、5.3、表5.1に再掲する。解析の荷

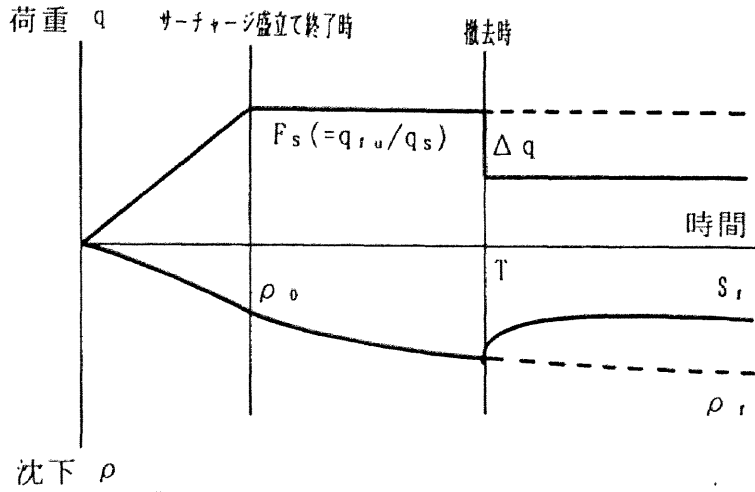


図5.1 プレローディング工法の载荷履歴

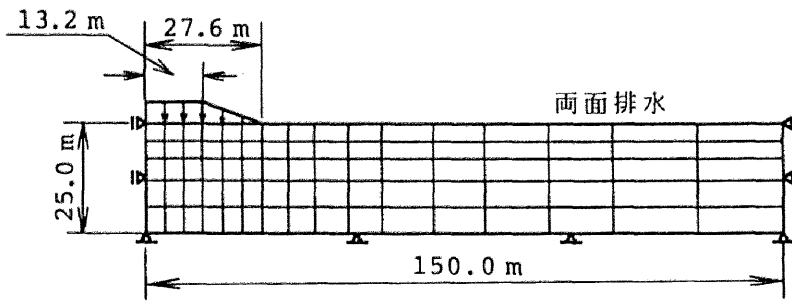


図5.2 有限要素メッシュと荷重・変位境界条件

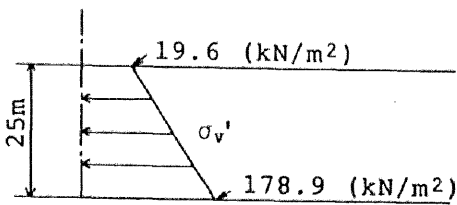


図5.3 地盤の初期応力状態

表5.1: 弾塑性パラメータ

λ	0.25
κ	0.1304
M	1.2
D	0.03776
K_0	0.7
ν'	0.2
γ_t	16.2 (kN/m ³)

重履歴は図 5.1 に示すが、撤去時期 T になったら、 Δq だけ荷重を撤去する。撤去後、地盤はリバウンドしピークを示すが、「残留沈下が生じない」ことをピーク後沈下が生じないこととしている。荷重撤去後の $t \rightarrow \infty$ の沈下量は S_f と書く。サーチャージ荷重の大きさは 4 章と同じように地盤の非排水支持力 q_{fu} を単位にはかり、荷重安全率 $F_s (F_s = q_{fu}/q_s)$ で表す。なお仕上がり高さ H は、残留盛土荷重 $q_s - \Delta q$ と $t \rightarrow \infty$ の S_f とから求めることができる。

5.2.1 残留沈下の生じないための撤去量に及ぼす影響

まず「残留沈下が生じない」ためには、撤去量 Δq はどのような条件を満足すればよいかについて述べる。ここでは仕上がり高さや、さらには工期などはとくに指定しない。これらは 5.3 で扱う。

解析方法は、サーチャージ荷重 q_s 、撤去時期 T 、地盤の透水係数 k 、載荷速度 \dot{q} および盛土形状をいろいろに変化させ、「残留沈下が生じない」撤去量 Δq の条件を求めるものである。盛土形状は天端、敷幅をそれぞれ 2 倍にしてその影響を調べた。

その解析結果をまず表 5.2 に示す。表 5.2 では「残留沈下が生じない」ための最小限の撤去量 Δq (限界撤去量) を求めている。撤去荷重がこの限界撤去量より大きいとき

表 5.2 各諸量の変化による間隙水圧と撤去量の変化

変更条件 ↓	k (cm/sec)	サーチャージ荷重(F_s) $q_s = q_{ru}/F_s$ $q_{ru} = 109 \text{ kN/m}^2$	T (day)	q ($\text{kN/m}^2/\text{day}$)	撤去量条件 $\Delta q \geq$ 限界撤去量 (kN/m^2)	撤去時の過剰間隙水圧 $u(T)$ (盛土中央直下地盤中央) (kN/m^2)	図 5.4 ↓
T	1.00×10 ⁻⁶	1.0	200	1.2	$\Delta q \geq 77.14$	87.65	○
			300		66.67	75.76	○
$q_s (F_s)$ T	1.00×10 ⁻⁶	1.0	191	1.2	79.72	88.58	△
		2.0	146		54.63	59.38	△
		3.0	161		40.94	44.50	△
k	1.00×10 ⁻⁶	1.0	191	1.2	4.65	5.47	□
	3.16×10 ⁻⁶				44.73	50.38	□
	1.00×10 ⁻⁶				79.72	88.58	□
	3.16×10 ⁻⁶				270	22.11	24.57
q	1.00×10 ⁻⁶	1.0	202	2.4	60.62	71.32	●
天端、敷幅 を 2 倍	1.00×10 ⁻⁶	1.0 ($q_{ru} = 153 \text{ kN/m}^2$)	300	1.2	105.60	124.20	▲

は、残留沈下は伴わずむしろ大きくリバウンドする。撤去時期だけを変化させると、撤去時期が遅いほど限界撤去量は少なく、サーチャージ荷重のみを変化させると、サーチャージ荷重が大きいほど限界撤去量は多くなる。また地盤の透水係数の影響も大きく、透水係数が大きいほど限界撤去量は少ない。このように限界撤去量 Δq は、地盤の圧密の進行程度によって変化する。そこでこれら一連の解析を通じ、地盤中に発生そして消散する過剰間隙水圧に注目した。その結果、以下に述べる単純な法則を見出した。すなわち荷重撤去直前の盛土直下地盤層厚中央での過剰間隙水圧 $u(T)$ と、限界撤去量 Δq との関係が図5.4に示すようにほぼ線形関係となり、

$$\Delta q = \alpha \times u(T) , \quad \alpha \cong 0.9 \quad (5.1)$$

と式示することができる。つまりサーチャージ荷重が異なっていたり、地盤の透水係数が異なっていたり、撤去直前の地盤の過剰間隙水圧分布を測定していれば、その中央部分の90%の荷重を撤去することにより、残留沈下の生じない盛土を造ることがで

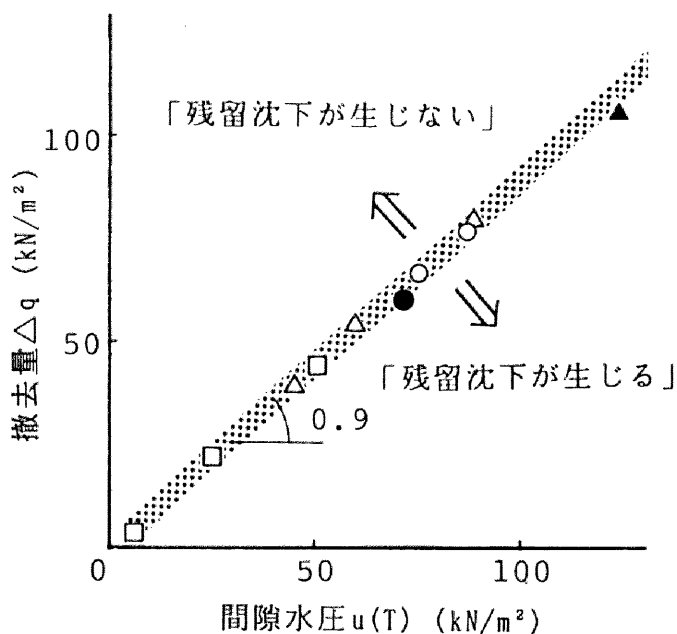


図5.4 $\Delta q \sim u(T)$ 関係

きるといものである。このことは、地盤にサーチャージ荷重が盛られると、撤去時期が定めれば、その時の地盤の過剰間隙水圧分布は一つであるので、限界撤去量も自ずと決まり、さらには仕上がり高さも決まってしまうことを意味する。式(5.1)は、実務で必ずしも過剰間隙水圧分布の測定をせよと主張するものではない。問題を図5.2のような均質地盤に置き換えた時、計算機の中で計算されてくる過剰間隙水圧について Δq を式(5.1)のように定めれば、以後「残留沈下が生じない」計算結果になると主張しているに過ぎない。しかしまた式(5.1)は、このような有限要素計算を種々のケースについて多数回実施して、限界撤去量 Δq を求める時に試行錯誤計算を減らすのに大いに役に立つ指針となるので有用である。

5.2.2 仕上がり高さに及ぼす影響

「残留沈下が生じない」盛土の仕上がり高さは、地盤の透水係数、サーチャージ荷重、撤去時期の違いによってどう変化するかを次に調べる。解析条件は、地盤の透水係数 k を $k = 2.0 \times 10^{-6}$ 、 3.5×10^{-6} 、 1.0×10^{-5} cm/sec の3種類に変化させ、サーチャージ荷重を荷重安全率 F_s ($F_s = q_{fu}/q_s$)で示し、 $F_s = 0.85 \sim 2.00$ の7種類に設定した。そして撤去時期を $T = 200 \sim 450$ 日として限界撤去量を用いて「残留沈下が生じない」盛土を造り、その時の仕上がり高さを求めた。解析結果を地盤の透水係数ごとにまとめ、図5.5(a)~(c)に示す。撤去時期が同じときはサーチャージ荷重が大きいほど仕上がり高さは高くなる。またサーチャージ荷重が同じ場合は、撤去時期が長いほど仕上がり高さは高くなる。表5.3には、3つの透水係数に対し、 $F_s = 1.00$ とサーチャージ荷重を固定したときの撤去時期、撤去量そして仕上がり高さの関係を示す。撤去時期が同じ場合、透水係数が大きいほど撤去量は少なく、仕上がり高さは高くなる。これらのことからプレロード工法の設計には、地盤を代表する透水係数の推定が重要であることがわかる。

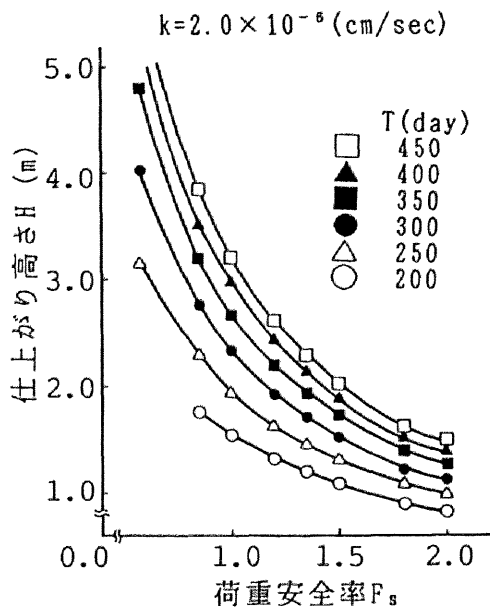


図5.5(a) $H \sim F_s \sim T$ 関係
($k=2.0 \times 10^{-6}$ cm/sec)

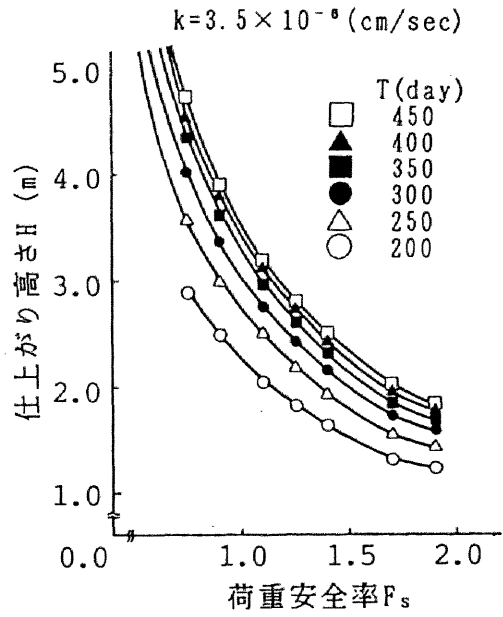


図5.5(b) $H \sim F_s \sim T$ 関係
($k=3.5 \times 10^{-6}$ cm/sec)

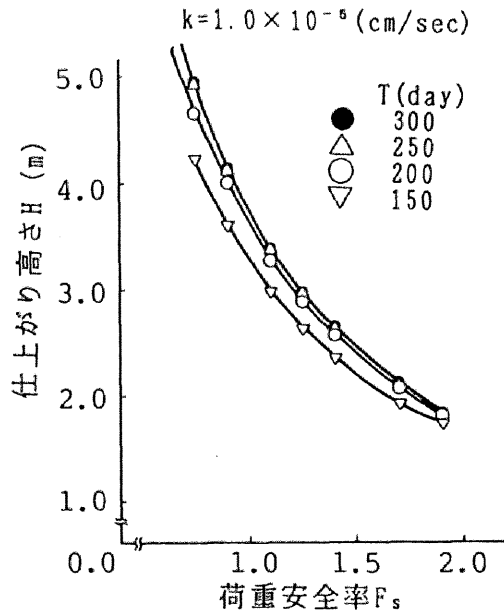


図5.5(c) $H \sim F_s \sim T$ 関係
($k=1.0 \times 10^{-6}$ cm/sec)

表 5.3 : $F_5=1.0$ の各透水係数における撤去時期, 限界撤去量, 仕上がり高さの関係

(a) $k=2.0 \times 10^{-6}$ (cm/sec)

(b) $k=3.5 \times 10^{-6}$ (cm/sec)

撤去時間 (T)	Δq (kN/m ²)	H (m)	撤去時間 (T)	Δq (kN/m ²)	H (m)
200	63.2	1.54	200	39.6	2.46
300	41.8	2.33	300	16.7	3.38
400	25.9	2.97	400	6.9	3.79

(c) $k=1.0 \times 10^{-5}$ (cm/sec)

撤去時間 (T)	Δq (kN/m ²)	H (m)
200	4.1	3.99
300	0.4	4.14
400	—	—

5.3 プレロード工法の模擬設計

4章、5.2 で得られた結果を用いて行うプレロード工法の設計・施工法を説明する。つまり、サーチャージ荷重後、沈下観測により地盤全体を代表する透水係数 k を評価して、最適設計案を立て直すというものである。沈下を計測 (モニター) して、最適設計案を決定 (ディシジョン) することから、この設計法を「モニタードディシジョン^{21),22)}」と呼ぶ。ここでは、数値解析によるプレロード工法の模擬設計を行い、この設計法を説明する。なお模擬設計においては、実際の地盤の変形挙動とは、自然地盤のものとしての弾塑性パラメータと透水係数を用い弾塑性圧密計算を行って計算機の中で得られた変形挙動のことをいう。一方設計者はこの真のパラメータや透水係数を知ることができない。このような条件のもとで設計者は土質調査と施工中の観測を用いて設計条件を満足する盛土を造るのである。ここで設計者の知らない値は弾塑性パラメータと透水係数のみで、地盤の境界条件や荷重条件などは、実際の地盤と設計で単純化される地盤とで同じとする。

5.3.1 設計条件

層厚が約 25m であり、地下水位が地表面にある軟弱地盤上に天端が 26.4m、敷幅 55.2m、高さ 1.8m の道路用盛土を造るものとする。工期 T は 270 日とし、盛土の載荷速度は $\dot{q} = 1.2 \text{ kN/m}^2/\text{day}$ (盛土高さ約 40cm/week) とする。ここで仕上がり高さ 1.8m というのは、撤去後の盛土荷重 q での高さ $H(q)$ から最終沈下量 S_f を減じた高さが 1.8m ということである。供用開始後、盛土が残留沈下を生じることは相当の損失を伴うので、制約条件として「供用開始後残留沈下は生じない」とする。盛土の単位体積重量 γ_t は 20.09 kN/m^3 であり、この値により盛土高さが算定できる。また沈下した部分は地下水位以下に水没したものと考え $\gamma' = 10.29 \text{ kN/m}^3$ とした。そして、自然地盤の弾塑性パラメータ、透水係数は表 5.4 のようであり、これは先にも述べたように設計者が知ることはできない真値である。

表 5.4：自然地盤の弾塑性パラメータおよび透水係数

λ	0.25	D	0.0378
κ	0.1304	K_0	0.70
M	1.2	e	1.64
ν	0.2	k (cm/sec)	4.2×10^{-6}
γ_t (kN/m^3)	16.2		

(非排水支持力 $q_{fu} = 109.2 \text{ kN/m}^2$)

5.3.2 土質調査による弾塑性パラメータの決定そして事前設計

設計の第一段階として、土質調査を実施して地盤の弾塑性パラメータの決定と、地盤の境界条件や荷重条件の単純化を行う。弾塑性パラメータを決定手法は 4.3.3 で詳しく述べているので、ここでは簡単に述べることにする。まずサンプリングした供試体の土質試験を行う。土質試験は物理的試験と力学的試験として標準圧密試験と非排水三軸圧縮・伸張試験がなされ、その結果をまとめて表 5.5 に示す。この調査結果は表 5.4 および図 5.3 に整合するものである。関口・太田モデルの非排水三軸圧縮および伸張強度式に代入することによって、試験で得られた非排水三軸圧縮・伸張強度を合わせるように定められた弾塑性パラメータの組は、仮定する K_0 値の数だけ定まる。設計に用いるパラメータの組として $K_0 = 0.65$ を挙げ、表 5.6 に示す。以後このパラメータ

の組により設計案を立てる。次に、表 5.5 の土質調査結果より地盤の初期有効土被り圧分布を図 5.3 のように単純化し、さらに荷重条件および地盤の変位・排水の境界条件の単純化は図 5.2 のようである。

表 5.5 : 土質調査結果

サンプリング深さ (m)		13
物理的試験	γ_t (tf/m ³)	1.65
標準圧密試験	σ'_{v0} (kgf/cm ²)	1.05
	e_0	1.64
	λ	0.25
非排水三軸試験	($p'_i = 0.8$, $q_i = 0.6$ kgf/cm ²)	
	c_{uc} (kgf/cm ²)	0.299
	c_{ue} (kgf/cm ²)	0.222

表 5.6 : 事前設計に用いた弾塑性パラメータ

λ	0.25	D	0.0310
κ	0.1575	γ_t (kN/m ³)	16.2
M	1.17	K_0	0.65
ν	0.18		
(非排水支持力の予測値 $q_{fu} = 112.5$ kN/m ²)			

以上より剛塑性有限要素法 (RPFEM) を用いて水～土骨格連成極限つり合い解析を行うと、地盤の非排水支持力 q_{fu} を計算することができ、その結果 $q_{fu} = 112.5$ kN/m² となった。真の q_{fu} は 109.2 kN/m² である。

事前設計案を立てる際、地盤の透水係数 k は地盤の変形挙動に最も影響する要素であるにもかかわらず、盛土を載荷してはじめて定まる値であることに注意する。つまり k が不確かな状態でサーチャージ荷重を設定しなければならないのである。そこで透水係数 k をある可能な範囲で想定し、それぞれ最適となる設計代替案を立てる。ここでは透水係数 k の範囲を $10^{-6} \sim 10^{-5}$ cm/sec であるとし $\theta_1 \sim \theta_3$ を選んだ。記号 θ は数理統計学で言う自然状態を表す。そしてこれらに対する残留沈下の生じないそして盛土

高さが 1.8m となる最適なサーチャージの量 q_s 及び撤去量 Δq を、5.2 で求めたように式 (5.1) を使って求め、それを $a_1 \sim a_3$ とし表 5.7 に示す (ここに a とは設計者の action を表す記号)。

表 5.7 : 自然状態 θ_i と最適代替案 a_i

θ	θ_1	θ_2	θ_3
k (cm/sec)	(2.0×10^{-6})	(3.5×10^{-6})	(1.0×10^{-5})
action	a_1	a_2	a_3
q_s (kN/m^2)	97.0	67.8	52.1
F_S	1.16	1.66	2.16
限界撤去量			
Δq (kN/m^2)	41.0	14.2	0.6
撤去時期 T (day)	270	270	270
q (kN/m^2)	56.0	53.6	51.5

5.3.3 意思決定理論を用いたサーチャージ荷重の決定

5.3.2 で求めた $a_1 \sim a_3$ のうちどれを採用するかは、ベイズの考え方、ミニ・マックス基準、ラプラス基準などの意思決定理論が用いられる。そのため、表 5.8 に示すような損失関数 $L(\theta_i, a_j)$ の値を与えた。これらの数値の意味は以下のようなものである。

表 5.8 : 損失関数とリスク

	a_1	a_2	a_3
θ_1	3	8	11
θ_2	6	2	9
θ_3	7	4	1
$\sum \xi(\theta) L(\theta, a)$	5.3	4.7	7.0
$(\xi(\theta_i) = 1/3, i=1,2,3)$			

$L(\theta_i, a_j) i > j$: サーチャージの掛けすぎによる撤去量の増大等の損失。

$L(\theta_i, a_j) i = j$: 地盤の状態を正しく想定できた場合に相当し、損失関数の値は建設費だけに関わることになる。

$L(\theta_i, a_j) i < j$: サーチャージの不足による追加盛土などに伴う損失。

さて、表 5.8 のような損失関数の値のもと、ベイズの考え方 (期待損失=リスク最小基準) では、たとえば出現確率 $\xi(\theta_i) = 1/3$ 、 $i=1,2,3$ のとき a_2 が設計案として採用される。また、最悪条件を想定するミニ・マックス基準では、 a_1 が採用される。一方最も都合のよい自然状態を想定するラプラス基準では、 a_3 が採用される (もともとこの例題の数値は、それぞれの決定基準で異なる action が採用されるように仕組まれている)。次に $L(\theta_1, a_3)$ や $L(\theta_3, a_1)$ の値がとてつもなく大きくないのは、このような事前設計の失敗が、施工中の観測による設計変更で十分カバーされることを示している。もしこのような事前設計の失敗が取り返しのつかない損失 ($L(\theta_i, a_j) \rightarrow \infty$) を伴うときには、設計の重点は自然状態 θ の推定というよりは、そのとてつもなく大きい損失関数の値の正しい計量に移ってしまう。たとえば、残留沈下が生じてしまったために起こる損失や、工期遅れが他に及ぼす影響などがこれにあたる。施工中の観測による設計変更で事前設計の失敗がカバーされるときにのみ、損失関数は、その工事の余分の段取り費用や手戻り費用などで簡単に積算されるのである。

5.3.4 モニタードディジション

ここでは a_2 が選択されたものとして詳細を説明していく。まず action が決定した時点で $\rho_0/\rho_f \sim k$ 曲線を準備する。つまり a_2 に応じたサーチャージ荷重 q_s が $q_s = 67.8 \text{ kN/m}^2$ であり、非排水支持力は $q_{fu} = 112.5 \text{ kN/m}^2$ であるため、荷重安全率は $F_s = 112.5/67.8 = 1.66$ となる。この荷重のもとで地盤の透水係数 k を変化させ、表 5.6 の弾塑性パラメータを使って、弾塑性圧密変形解析を行うことにより $\rho_0/\rho_f \sim k$ 曲線を準備することができる。これは後に図 5.7 に示される。

さて、選択した設計案 a_2 にしたがって施工が開始される。サーチャージ荷重は 67.8 kN/m^2 だから載荷速度 $\dot{q} = 1.2 \text{ kN/m}^2/\text{day}$ のとき、56 日で立ち上がる。なおこの模擬設計では、サーチャージ荷重の載荷による実際の沈下等は、計算機上で自然地盤としての

弾塑性パラメータおよび透水係数(表 5.4)を用いて別途計算されるが、設計者はこの値を施工中沈下計測し、サーチャージ荷重盛立て終了時の沈下量 ρ_0 は 0.792m であることを知る。サーチャージ荷重放置後もしばらく沈下観測を継続するが、種々の方法により最終沈下量を予測することができる。ここでは付録 4.2 でも示したように $\Delta t = 10$ 日の等時間間隔で 100 日間観測を継続し、図 5.6 に示すように最終沈下量 ρ_f を予測し、 $\rho_f = 1.69\text{m}$ が得られた。

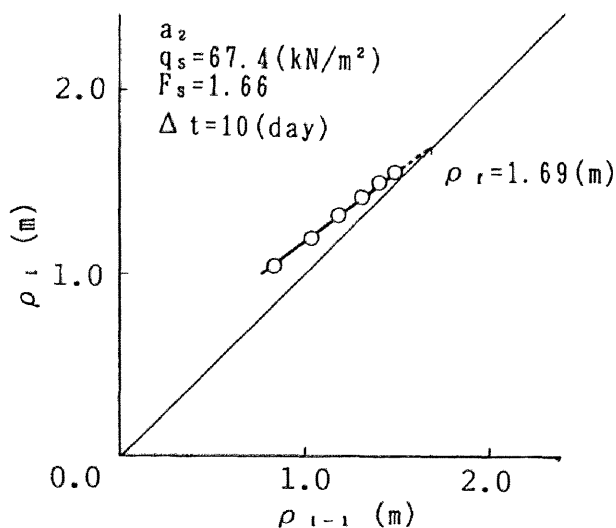


図 5.6 最終沈下予測のための差分図(a_2)

そうすれば、沈下比 $\rho_0/\rho_f = 0.47$ が求められ、図 5.7 に示すように $\rho_0/\rho_f \sim k$ 曲線より地盤全体を代表する透水係数 k を求めることができる。図 5.7 を利用して新たに得られた透水係数 k は $k = 4.89 \times 10^{-6}\text{cm/sec}$ となった。この値は、実際の透水係数よりは 16%ほど大きい。観測から得られた透水係数 k は、事前設計で仮定した透水係数 $k(\theta_2$ のこと)は異なるので、事前設計での a_2 を変更し、最適設計案を立て直す。この場合、 $k = 4.89 \times 10^{-6}\text{cm/sec}$ および $F_s = 1.66$ の条件で再度多次元弾塑性圧密解析を行うことで仕上がり高さ $H \sim$ 撤去時間 T 関係を作成することができる(図 5.8)。これは、図 5.5 の計算でサーチャージ荷重(図の横軸)一定のときの仕上がり高さ H と撤去時期 T

をプロットし直すことに対応するが、この図そのものは、先に挙げた式 (5.1) を圧密計算に適用してごく容易に作るすることができる。

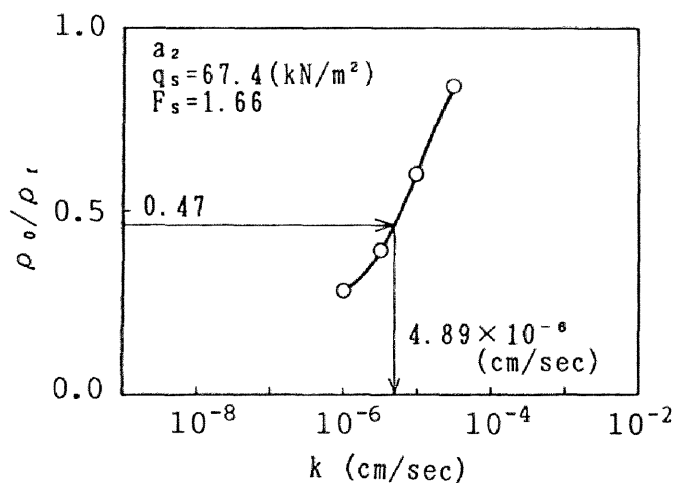


図 5.7 $\rho_0/\rho_1 \sim k$ 図 (a_2)

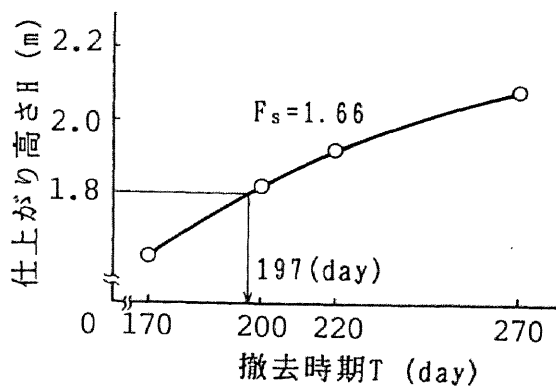


図 5.8 $H \sim T$ 図 (a_2)

この図より、現在までの載荷過程で仕上り高さを $H = 1.8\text{m}$ にするためには $T = 197$ 日で除去すればよいことがわかる。残留沈下は生じないのだから、 $T = 197$ 日では仕上り高さが 1.8m になるように撤去すればよい。この $T = 197$ 日を越えてから撤去しても残留沈下は生じず、 $H = 1.8\text{m}$ にすることはできるが、撤去量が多くなってしま

(5.2 下線部参照)。実際に $T = 197$ 日で、 $\Delta q = 14.7 \text{ kN/m}^2$ を除荷した時のそれまでの沈下曲線と予測値との比較を示したものが図 5.9 である。この図で $T = 197$ 日目以降は、真の沈下挙動(計算値)のみを示しているが、実際なんの残留沈下も生じていない。仕上がり高さもほぼ 1.8m におさまっている。以上の設計変更の内容を表 5.9 に示す。

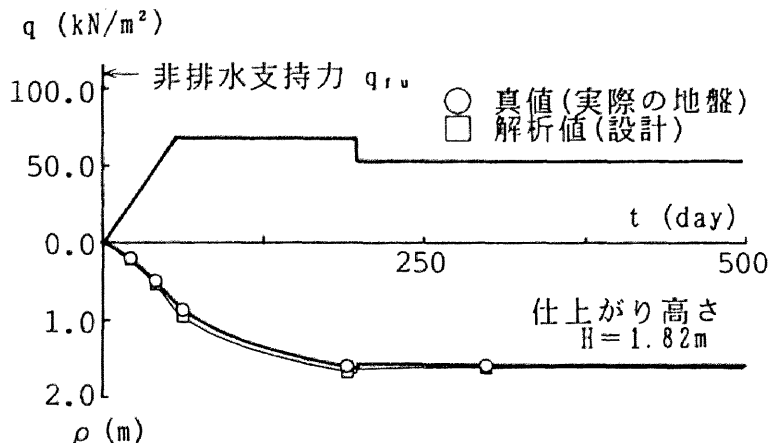


図 5.9 載荷履歴と沈下挙動

表 5.9: モニタードディシジョンによる変更事項 (a_2)

盛土荷重	q_s	(kN/m^2)	67.8	
撤去荷重	Δq	(kN/m^2)	14.2	\Rightarrow 14.7
残留荷重	q	(kN/m^2)	53.6	\Rightarrow 53.1
撤去時期	T	(day)	270	\Rightarrow 197

図 5.9 で盛土盛立て終了時から荷重撤去時までの解析値と真値の 2 本の曲線の違いが、真の弾塑性パラメータ、透水係数と設計でのそれらパラメータ、透水係数との違いの影響を表している。4.3.3 で述べたパラメータ決定の方法が、大きな間違いを生じないことは、これら 2 本の曲線の乖離の少ないことと、197 日目以降に残留沈下を生じてない挙動とから確かめることができる。

代替案 a_1 、 a_3 が設計案として選択された場合についても同様の手順に従うことにより、設計目的を達成することが可能となる。施工が開始され沈下計測よりサーチャージ荷重施工終了時の沈下量 ρ_0 は a_1 が 1.45m、 a_3 が 0.537m であった。さらに最終沈下量 ρ_f は、図 5.10、図 5.11 に示す差分図を用い、 a_1 のときは 2.53m、 a_3 のときは 1.53m のように予測された。沈下計測時間はそれぞれ 100 日であった。こうして沈下比 ρ_0/ρ_f は a_1 が 0.53、 a_3 が 0.35 となり、あらかじめ準備した $\rho_0/\rho_f \sim k$ 曲線 (図 5.12、図 5.13) からそれぞれ地盤の透水係数を推定できる。こうして透水係数 k は、 a_1 のとき $4.07 \times 10^{-6} \text{cm/sec}$ 、 a_3 のとき $3.76 \times 10^{-6} \text{cm/sec}$ となる。設計で同じ弾塑性パラメータを使っていたのだから、 a_1 でも a_2 、 a_3 でもすべて同じ透水係数 k が逆算されるはずのものであった。しかし実際は a_1 から a_3 の間で $(4.9 \sim 3.8) \times 10^{-6} \text{cm/sec}$ だけのばらつきが発生しており、これは表 5.4 と表 5.6 の弾塑性パラメータの違いに由来する。また最終沈下量 ρ_f の予測が狂っていれば沈下比に影響しやはり透水係数にばらつきが生じる。 $(4.9 \sim 3.8) \times 10^{-6} \text{cm/sec}$ のばらつきにはこの影響も含まれている。

さて、代替案 a_1 、 a_3 が設計案として採択された場合でも、観測によって更新された透水係数を用いれば、以後の設計変更を行うことができる。図 5.14、5.15 にその例を示し、表 5.10 に具体的な数値をまとめた。

表 5.7 にすでに示したように a_1 は、透水係数を低く仮定したのでサーチャージ荷重を多く盛りすぎて、そのままでは仕上がり高さが高くなってしまう。 a_3 は、透水係数を高く仮定したのでサーチャージ荷重が少なすぎ、仕上がり高さが低くなってしまう。そこで a_1 のときは、図 5.14 に示すように撤去量を多くする、また a_3 のときは、図 5.15 に示すように追加盛土を行うというのがモニタードディシジョンの内容になっている。そして両者とも仕上がり高さ H を 1.8m にすることができている。図 5.14、15 で荷重履歴 $q \sim t$ は、未知の弾塑性パラメータと透水係数を前にして、我々技術者が決めたものである。一方これらの図で沈下～時間関係 ($\rho \sim t$) は、真の挙動を示している。いずれも十分な精度で仕上がり高さ $H = 1.8\text{m}$ が確保されていて、残留沈下は生じていない。モニタードディシジョンの有効性と 4 章のパラメータ決定の精度は、このプレロードの設計事例では、十分満足できるものであったことがわかる。

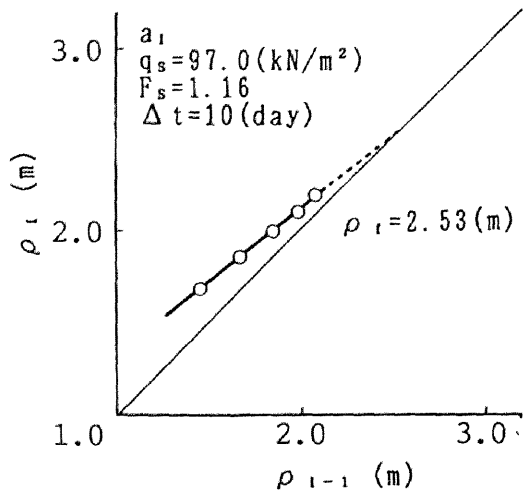


図5.10 最終沈下予測のための差分図(a₁)

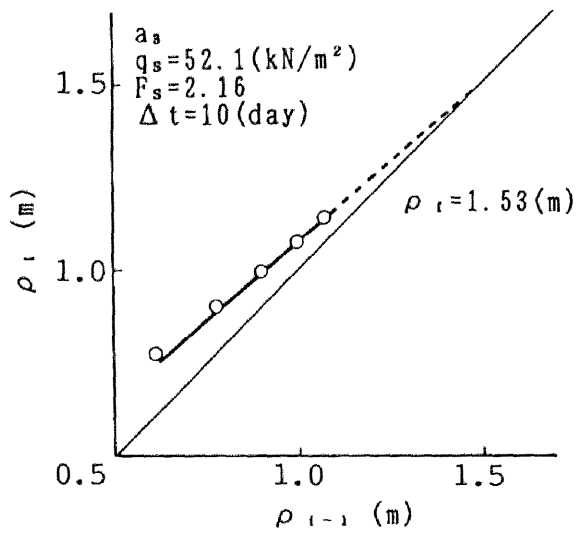


図5.11 最終沈下予測のための差分図(a₃)

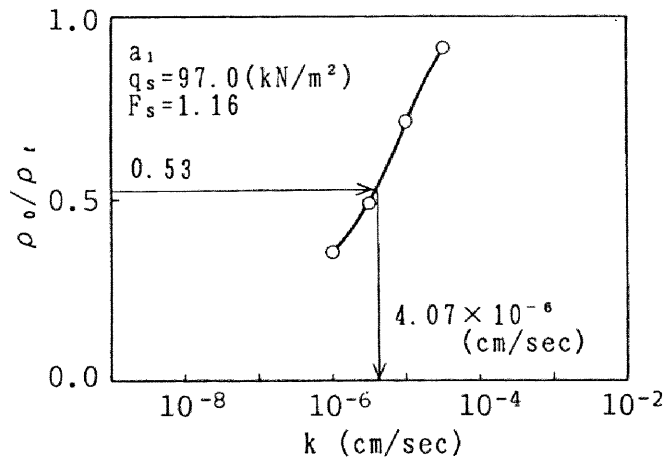


图 5.12 $\rho_0/\rho_r \sim k$ (a₁)

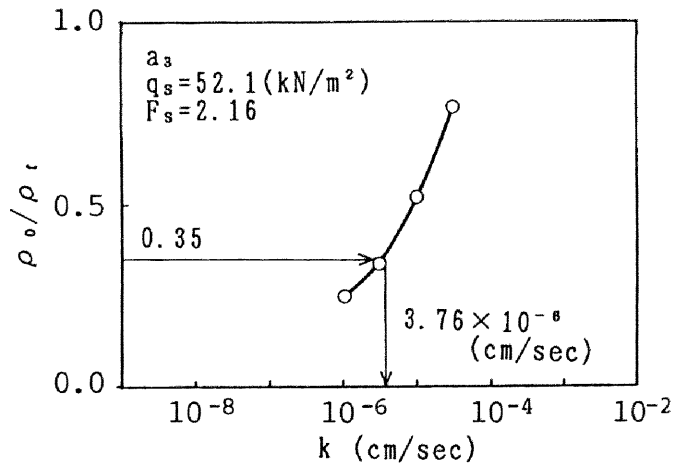


图 5.13 $\rho_0/\rho_r \sim k$ (a₃)

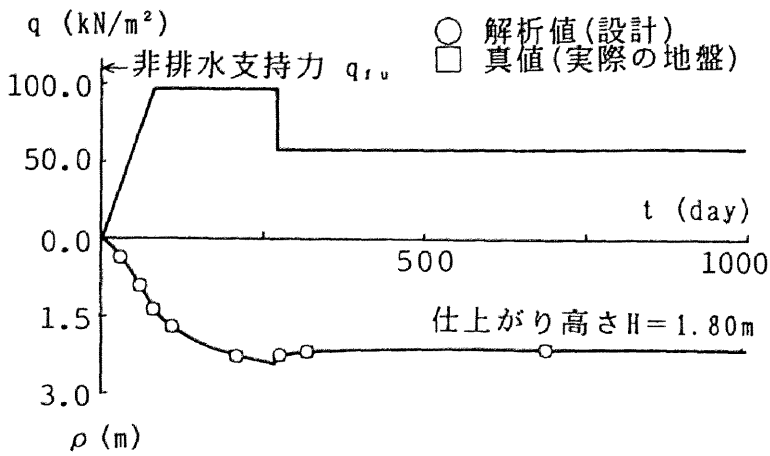


図5.14 載荷履歴と沈下挙動(a_1)

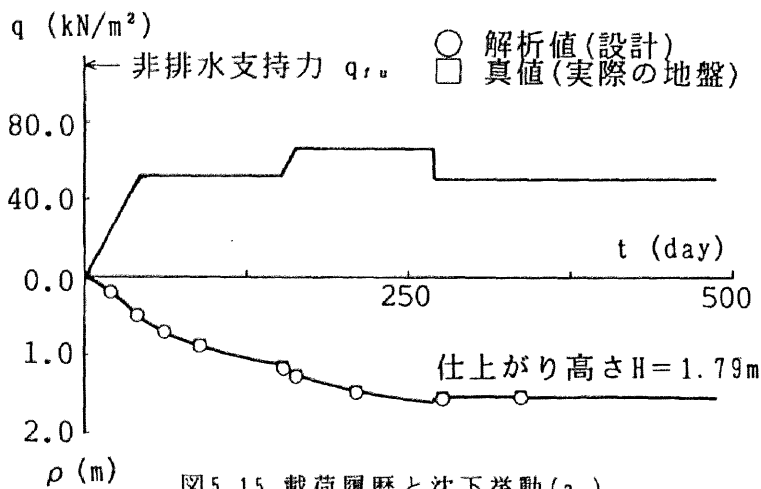


図5.15 載荷履歴と沈下挙動(a_3)

表5.10: モニタードディシジョンによる変更事項(a_1, a_3)

action	a_1	a_3
盛土荷重 q_s (kN/m^2)	97.0	52.1 \Rightarrow 追加盛土 14.1
撤去荷重 Δq (kN/m^2)	41.0 \Rightarrow 38.1	0.6 \Rightarrow 追加盛土後撤去 15.4
残留荷重 q (kN/m^2)	56.0 \Rightarrow 58.9	51.5 \Rightarrow 50.8
撤去時期 T (day)	270	270 \Rightarrow 143 (day) に追加盛土 270 (day) に撤去

5.4 考察

本章におけるプレロード工法の設計はすべて「残留沈下の生じない」盛土を造ることにある。その原理は、地盤内に過圧密領域をつくり地盤の膨潤を圧縮よりも卓越させる点にある。つまり図 5.16 に示すように、荷重の撤去によって地盤中央の過剰間隙水圧は正に、両端は負になる。そのため撤去後は地盤中央は排水し両端は吸水する。これらがうまく調和して「残留沈下の生じない」条件を満たすのである。しかしこの原理は長期にわたるクリープ的な圧縮を無視している点で設計上危険側にあるといっ
てよい。残留沈下が生じないという言葉に「」をつけたのはこの理由による。図 5.17 に Bjerrum²³⁾の長期圧縮の予測の図を示す。この図では、3,30,300,3000 年の等時間線 (constant-time line) がほぼ等間隔で平行になっていて、これは同じ荷重に対して、正規圧密状態よりも過圧密状態のほうが、同じ二次圧縮量になるまで指数的に多大な時間を要することを示している。つまり、地盤の過圧密領域はその大きさもまた過圧密比もここでの計算よりさらに大きくとるのが、残留沈下対策上いっそう有効になることは明らかである。すなわち限界撤去量ぎりぎりの設計は危険側にある。しかしこの定量的な検討は視野を越えている。

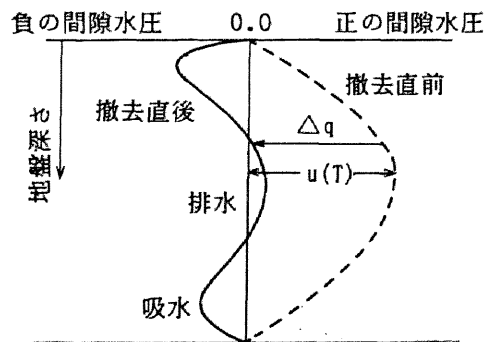


図 5.16 地盤内の過剰間隙水圧分布

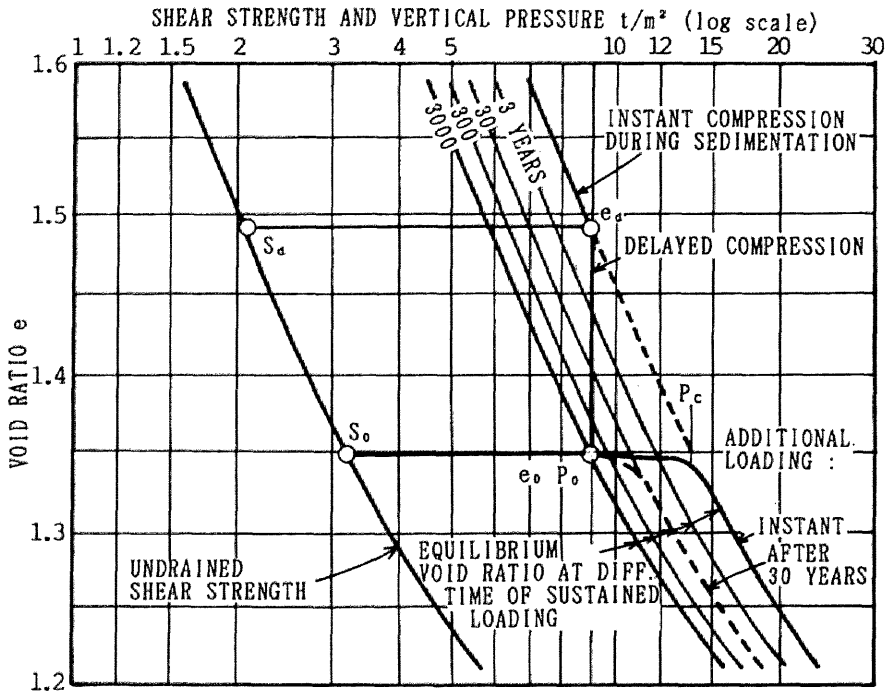


図 5.17 等時間線と二次圧縮 (Bjerrum, 1967)

5.5 結論

4.2 では、プレロード工法の設計に用いるため、多次元の弾塑性圧密解析を行いサーチャージ荷重、撤去時期、撤去量および地盤の透水係数の関係を調べた。そして以下の結論を得た。

1. 多次元弾塑性圧密計算によれば、残留沈下が生じない限界の撤去荷重(限界撤去量)は地盤中央の過剰間隙水圧と、次式のような一意的な関係がある。

$$\Delta q = \alpha \times u(T) , \quad \alpha \cong 0.9 \quad (5.1)$$

2. サーチャージ荷重、限界撤去量、透水係数と限界撤去量の関係は、撤去時期だけを変化させると、撤去時期が遅いほど限界撤去量は少なく、サーチャージ荷重のみを変化させると、サーチャージ荷重が大きいほど限界撤去量は多くなる。また地盤の透水係数が大きいほど限界撤去量は少ない。
 3. 仕上がり高さに及ぼす影響は、撤去時期が同じときはサーチャージ荷重が大きいほど仕上がり高さは高くなる。またサーチャージ荷重が同じ場合は、撤去時期が遅いほど仕上がり高さは高くなる。サーチャージ荷重を固定したとき、撤去時期が同じ場合、透水係数が大きいほど撤去量は少なく、仕上がり高さは高くなる。
- 4.3 では、沈下観測から透水係数を求める方法を、プレロード工法の設計に適用した模擬設計例を検討した。この検討を通じて、以下の結論ないし提案を得た。
4. 施工過程の初期の沈下観測から透水係数を推定し直すプレロード工法のモニタードディシジョンによって、以後の盛土挙動の予測を十分に正確に行うことができる。

参考文献

- 1) たとえば, 土質工学会:第 35 回土質工学シンポジウム平成 2 年度発表論文集, 1990. など
- 2) 柴田徹・関口秀雄 (1987):軟弱地盤の側方流動, 土木学会論文報告集, No.382/III-7, pp.1~14.
- 3) 鈴木音彦 (1987):盛土による軟弱粘性地盤の側方流動に関する研究, 土木学会論文報告集, No,382/III-7, pp.15~34.
- 4) Stanley J.J.(1970): Precompression for improving foundation soils, Proc. of ASCE, Vol.96,No.SM1, pp.111~144.
- 5) 金谷嘉久・松尾稔 (1990):碧南火力発電所貯炭場建設のための地盤改良試験工事, 土木学会論文集, No.421/VI-13, pp.115~124.
- 6) 金谷嘉久・玉木勝平・安藤裕・永井修三 (1991):碧南火力発電所貯運炭機基礎の建設, 土と基礎, Vol.39,No.10, pp.23~29.
- 7) Iizuka,A.and Ohta,H.(1987):A determination procedure of input parameters in elasto-viscoplastic finite element analysis, Soils and Foundations, Vol. 27,No.3, pp.71~87.
- 8) Ohta,H.,Iizuka,A.and Yoshimine,T.(1984):Deformation coefficient of normally consolidated clay, Proc. 39th Annual Meeting of JSCE,III, pp.207~208.(in Japanese)
- 9) Ohta,H.,Iizuka,A.,Itoh,M., Sugiura,K.and Kamide,A.(1984):Elasto-plastic constitutive parameters for compacted soils, Proc. 21st Annual Meeting of JSS MFE, D9, pp.1753~1756. (in Japanese)
- 10) Ohta,H.,Fukagawa,R.and Nishihara,A.(1984): Determination of design parameters for deformability and strength of soils based on in-situ testing, Proc. JSCE, No.346, III-1, pp.77~88. (in Japanese)
- 11) Ohta,H.and Iizuka,A.(1983):DAC SAR FEM Program Manual, Dept. of Civil Engineering, Kyoto University.
- 12) 飯塚敦 (1985):軟弱地盤の変形・安定解析に関する基礎的研究, 京都大学学位論文.
- 13) 7) など
- 14) Tamura,T.,Kobayashi,S.and Sumi,T.(1984): Limit analysis of soil structure by rigid plastic finite element method, Soils and Foundations, Vol.24, No. 1, pp.34~42, 1984.

- 15) Asaoka,A.and Ohtsuka,S.(1990): Coupling analyses of limiting equilibrium state for normally consolidated and lightly overconsolidated soils, *Soils and Foundations*, Vol.30,No.3, pp.109~123.
- 16) Asaoka,A.and Kodaka,T.(1992): Seepage failure experiments and their analysis of loose and medium dense sands, *Soils and Foundations*, Vol.32, No.3.pp.117–129
- 17) Carter,J.H.(1982): Predictions of the non–homogeneous behaviour of clay in the triaxial test, *Geotechnique*, Vol.32,No.1, pp.55~58.
- 18) Sekiguchi,H.,Nishida,Y.and Kanai,F.(1981): Analysis of partially–drained triaxial testing of clay, *Soils and Foundations*, Vol.21, No.3, pp.53~64.
- 19) Asaoka,A., Nakano,M.and Matsuo,M.(1992):Prediction of the partially drained behavior of soft clays under embankment loading, *Soils and Foundations*, Vol.32, No.1, pp.41~58.
- 20) 赤木俊允・石田哲朗 (1989) : 軟弱地盤の沈下とその透水性に関する実用的考察, 土と基礎, Vol.37,No.6, pp.41~47.
- 21) D'Appolonia,E.(1990): Monitored decisions (The Twenty–Fourth Karl Terzaghi Lecture), *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.116,No.1, pp.4~ 34.
- 22) 田中泰雄 (1991) : モニタード・ディシジョンズ (現場計測に基づく管理・意志決定法), 土と基礎, Vol.39, No.1, pp.114~116.
- 23) Bjerrum,L.(1967): Engineering geology of Norwegian normally–consolidated marine clays as related to settlements of buildings. *Geotechnique*,17, pp. 81~118.

第6章 結論

飽和した粘土は、複雑な力学的挙動を示す。そこで工学的判断により、粘土材料およびその挙動を理想化する。粘土材料の理想化とは、粘土は、

- (1) 弾塑性材料であることと、
- (2) 水～土骨格の2相系材料である。

とすることである。また粘土の挙動の理想化とは、

- (1) 構造異方性をもたない練り返し正規圧密粘土の場合、Cam clay モデルを、
- (2) 構造異方性をもつ自然堆積正規圧密粘土の場合、関口・太田モデルを、

構成モデルとしている。

本研究は以上の考え方を基本にして、土にのみ現れる現象を水のマイグレーションの程度の違いによる現象と考え、載荷速度および透水係数が土の挙動に及ぼす影響を調べ、考察を行った。以下に各章での主な結論を列挙する。

第2章では、「三軸供試体は、せん断中、応力状態・発生するひずみの不均質性および水のマイグレーションによる比体積・間隙水圧の不均質性などが進行し、もはやエレメントではない」という考えのもと、3種類の三軸圧縮試験を実施した。その試験結果を水のマイグレーション効果の現れとして考察を行った。まず部分排水試験を行ったところ、今回の試験条件では、部分排水せん断強度は載荷速度 \dot{q} が

$$1.0 \times 10^{-4} \text{kgf/cm}^2/\text{sec} \sim 1.5 \times 10^{-2} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$$

という狭いレンジでのみ変化し、載荷速度が大きくなるほどせん断強度は 8.7kgf/cm^2 から 4.0kgf/cm^2 と小さくなった。このレンジで水のマイグレーションの程度が異なり、その効果が現れたのである。そこでこのレンジに注目して非排水試験を行ったところ、非排水せん断強度も部分排水せん断強度と同じ載荷速度レンジでのみ変化し、載荷速度が大きくなるほどせん断強度は 3.0kgf/cm^2 から 4.0kgf/cm^2 と大きくなった。このこ

とから非排水せん断強度の載荷速度効果の原因の1つに、水のマイグレーションの程度の違いによる供試体の不均質性があると考察した。

また水のマイグレーション効果として載荷速度の違いによる三軸供試体の変形のしかた・破壊モードの影響を調べたところ、供試体の破壊モードは、部分排水試験の場合、載荷速度が小さくなるにつれ4つのモードに、非排水試験の場合は3つのモードに変化した。このことは水のマイグレーションの程度の違いで供試体の変形のしかたが変化すると解釈した。

そして破壊した土においても水のマイグレーションは起こり、その後のせん断強度は、今回の試験条件において、1回目のせん断強度に比べて約1.7倍も上昇した。

第3章では、繰り返した飽和粘土試料で超過圧密粘土をつくり、3種類の三軸圧縮試験を行った。第2章と同様に三軸試験をエレメント試験とはみなさず、水のマイグレーション効果に注目してその挙動を考察した。OCR=30.0の過圧密粘土の場合、載荷速度を変化させた部分吸(排)水、非排水三軸圧縮試験を行ったところ、部分(吸)排水試験でも非排水試験でも、載荷速度が小さくなるにつれせん断強度は小さくなり、破壊が起こる軸ひずみも小さくなった。また同じ載荷速度の場合、排水せん断強度の方が非排水せん断強度より大きくなった。このことは Bishop and Henkel の試験結果とは逆の傾向であった。

排水条件のもと一定荷重放置試験を行ったところ、一定荷重放置後、軸ひずみ速度は急激に減少し最小ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_{min}$ になった後、急激に速度が増加し、破壊に至るまでに何度も速度が増減した。 $q_{hold}=4.5\text{kgf/cm}^2$ を除いて放置荷重 q_{hold} が小さいほど最小ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_{min}$ は小さくなり、その時の軸ひずみ ϵ_1 も小さくなった。

破壊後挙動の三軸圧縮試験を行ったところ、破壊時負圧が発生して吸水膨張が起こり、軸差応力も時間とともに緩和した。今回の試験条件の場合、2回目のせん断強度は1回目のせん断強度よりも劣化し、強度比は0.94となった。

第4章では、関口・太田の非粘性弾塑性構成モデルを用いた数値解析により、地盤全体を代表する透水係数(mass permeability)および地盤の非排水支持力で正規化された盛土荷重の大きさを変化させて、軟弱地盤上の盛土工の部分排水挙動(ρ_0/ρ_f 、 q_{f0} 、 ρ_0 、 ρ_f 、 $-\ln \beta_1/\Delta t$)に及ぼす影響を調べた。沈下比 ρ_0/ρ_f および盛土盛立て終了時の支

持力 q_{f0} は、地盤の透水係数 k が

$$10^{-7}\text{cm/sec} < k < 10^{-4}\text{cm/sec}$$

の範囲でのみ急激に変化した。この範囲で部分排水効果が起きている。部分排水効果を与える透水係数の範囲は盛土荷重を特定すると、完全排水挙動を与える透水係数は非排水挙動を示す透水係数の 100 倍程度である。そして盛土荷重が大きくなるほど小さな透水係数で部分排水効果が現れる。圧密速さは、盛土荷重を固定すると、地盤の透水係数が大きくなるほど大きく、また、地盤の透水係数を固定すると、大きな荷重をかけるほど圧密の進行が早くなる。

このように地盤の透水係数と沈下比 ρ_0/ρ_f の間には、 $10^{-7}\text{cm/sec} < k < 10^{-4}\text{cm/sec}$ の透水係数の範囲で 1 対 1 の関係があり、これを用いて地盤の透水係数を逆算し、以後の予測計算に用いることができる。これを応用した試験盛土併用型の設計法を用いて、サンドドレーン工法で改良された地盤の事例解析を行ったところ、沈下挙動をうまく説明することができた。

そしてサンドドレーン工法の有効性について考察した。サンドドレーン工法は地盤の透水係数を改善させるが、それによって部分排水効果が起こり、地盤の有効応力パスが変化したとき q_{f0} の増大、 ρ_0/ρ_f の増大、 ρ_f の減少、 $-\ln \beta_1/\Delta t$ の増大などの効果を発揮する。

第 5 章では、プレロード工法の設計法について、多次元の弾塑性圧密解析を行い検討した。そして本解析においては、残留沈下が生じない限界の撤去荷重（限界撤去量）は地盤中央の過剰間隙水圧と、次式のような一意的な関係があることを示した。

$$\Delta q = \alpha \times u(T) , \quad \alpha \cong 0.9 \quad (5.1)$$

またこの式を利用して、サーチャージ荷重、限界撤去量、透水係数と限界撤去量の関係、そして仕上がり高さに及ぼす影響を明らかにした。さらに第 4 章で得られた試験盛土併用型の設計法を応用して、プレロード工法の設計に適用した模擬設計例を検討した。そして施工過程の初期の沈下観測から透水係数を推定し直すプレロード工法のモニタードディシジョンによって、以後の盛土挙動の予測を十分に正確に行うことができた。

謝辞

本論文は、著者が名古屋大学大学院前期、後期課程在学中に行った研究成果をまとめたものです。本論文をまとめるにあたって御指導、御鞭撻を賜りました名古屋大学松尾稔教授、浅岡顕教授、植下協教授に深く感謝の意を表します。

松尾稔教授は著者の指導教授として、本研究全般にわたり終始厳しく、そして暖かい御指導を賜りました。先生には、常日頃から著者の研究に対し工学的な視野で御指摘下さるだけでなく、工学の研究者としてのあるべき姿、研究に対する態度を御教示賜りました。今後、工学の研究者として先生の御教示をしっかりと胸に刻み、研究を行いたいと思います。

浅岡顕教授は著者に本研究のテーマをお与えくださり、研究全過程にわたり終始懇切丁寧な御指導を賜りました。先生は複雑な実験事実や解析結果においても、土質力学の基本にもどり、誰にでも理解できるよう単純明快にその原因を説明なさいました。また先生との深夜遅くにまでわたる研究の、そしてその他諸々のディスカッションによって、何度も著者に新たな希望と勇気を与えて下さいました。今後、先生の研究に対する姿勢、集中力を見習い、研究を行ってゆきたいと思います。

また京都大学関口秀雄助教授、京都大学田村武助教授には、大変有意義な御意見そして御助言をいただきました。ここに心から感謝致します。

本研究を行うにあたり、徳島大学鈴木壽助教授、名古屋大学大塚悟助教授、鹿児島大学三隅浩二助教授、名古屋大学菅井徑世助手、鈴木康弘助手および竹内栄喜技官をはじめ多くの方々のお世話になりました。松尾研究室の卒業生、在学生の方々、特に、昭和63年修了、松本清治郎氏には、著者が学部4年生の時、2年上の共同研究者として実験の仕方や研究の楽しさなどいろいろ教えていただきました。心から感謝致します。また、山本忠久氏、泉並良二氏、小倉和巳氏、北室充生氏には、共同研究を通じて多くのことを学びました。ここに感謝致します。そして同期の博士後期課程3年生の小高猛司氏、同2年生の野田利弘氏には、日頃から研究について心を割った深いディスカッションや意見、助言を通じ、研究のより深い理解を得ることができました。ここに深く感謝致します。

最後に長い学生生活において著者の研究と生活を支え、いつも暖かく励ましてくれた家族および親類に深く感謝致します。

付録 2.1 三軸圧縮試験装置の概要

三軸圧縮試験装置のシステム全体を図 A2.1 に示す。この装置は、軸荷重のかけ方によって 2 種類に分けられる。一つは荷重制御方式であり、もう一つはひずみ制御方式である。

(A) 荷重制御方式

本試験装置の特徴を以下に挙げる。

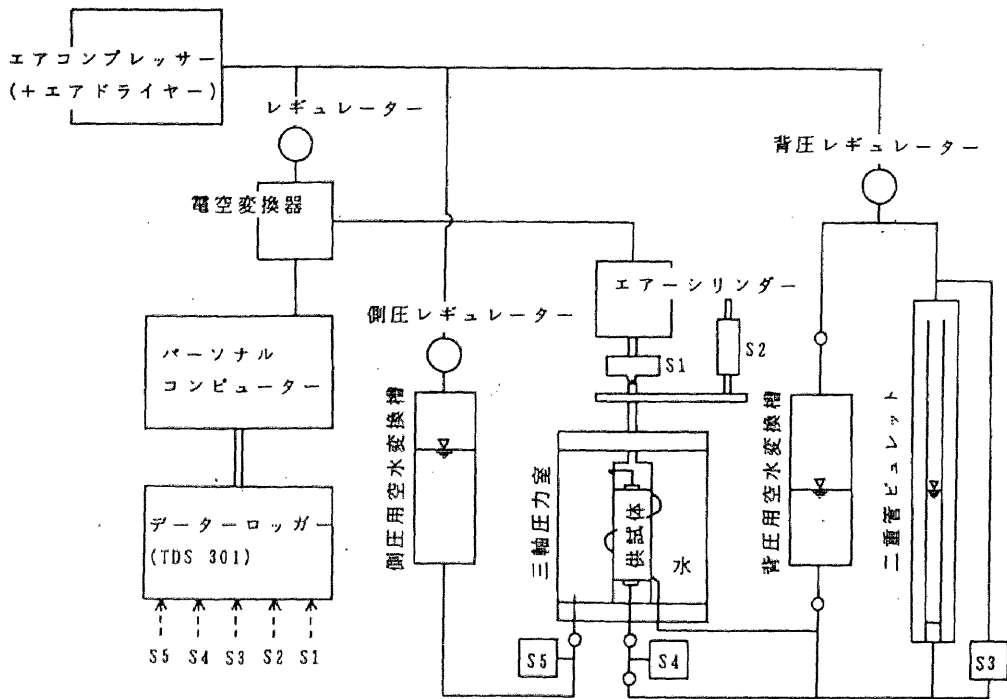
1. パーソナルコンピューターによって任意の載荷速度 \dot{q} で載荷することができ、その間の供試体の刻々の挙動（軸変位、軸荷重、体積変化、間隙水圧、セル内圧力）の全てのデータを自動計測する。
2. 制御された荷重を最小時間単位 2 秒でフィードバックすることができ、正確に設定値を与える。
3. 計測データはフロッピーディスクに落とされ、保存される。

また装置は恒温室（約 20 °C）に設置されており、粘土は試験中温度に対する影響をほとんど受けない。装置の構成は三軸圧力室、載荷システム、計測機器に分けられる。

1. 三軸圧力室

試験に用いた三軸圧力室は上盤が下盤に固定され、圧力セルをそれらの周囲に被せるタイプであり、載荷ピストンとキャップが一体化している。そのため以下の長所がある。

- (a) 供試体セット時に載荷ピストンを上盤にロックすることによりキャップの自重が供試体にかかるのを防ぐことができる。特に軟弱な粘土において供試体セット時に乱すおそれが少ない。
- (b) 載荷ピストンとキャップが一体となって沈下するので、等方圧密中も軸変位の計測が容易かつ正確に行うことができる。
- (c) 三軸伸張試験を容易に行うことができる。



- S1: 荷重計 (ロードセル)
- S2: 変位計
- S3: 体積変化測定器 (差圧計)
- S4: 間隙水圧測定器 (圧力計)
- S5: 側圧測定器 (圧力計)

図A2.1 荷重制御三軸圧縮試験装置のシステム全体

三軸圧縮試験を行う際、三軸圧力室にセットされた供試体に σ_1 として軸荷重を、 σ_3 として側圧を作用する。また供試体の飽和度を高めるために背圧を供試体上下部より作用させている。

軸荷重は図 A2.2 に示した経路で供試体に作用させる。エアコンプレッサーにより約 6kgf/cm^2 の空気圧を発生させ、電空変換装置により制御された空気圧を得る。ここではパーソナルコンピュータで入力した電気信号に応じて空気圧を $0.0\text{kgf/cm}^2 \sim 4.0\text{kgf/cm}^2$ の範囲で任意に制御している。その制御された空気圧は空圧シリンダーによって荷重に変換され、それが軸荷重となる。詳しい電空変換器のシステムを図 A2.3 に示す。

側圧は図 A2.4 に示した経路で供試体に作用させる。エアコンプレッサーから送られてきた空気圧をレギュレーターによって設定圧に固定する。固定された空気圧は側圧用液圧変換タンクによって空気圧と等しい液圧（ここでは蒸留水）に変換され三軸圧力室内に導かれ側圧を得る。

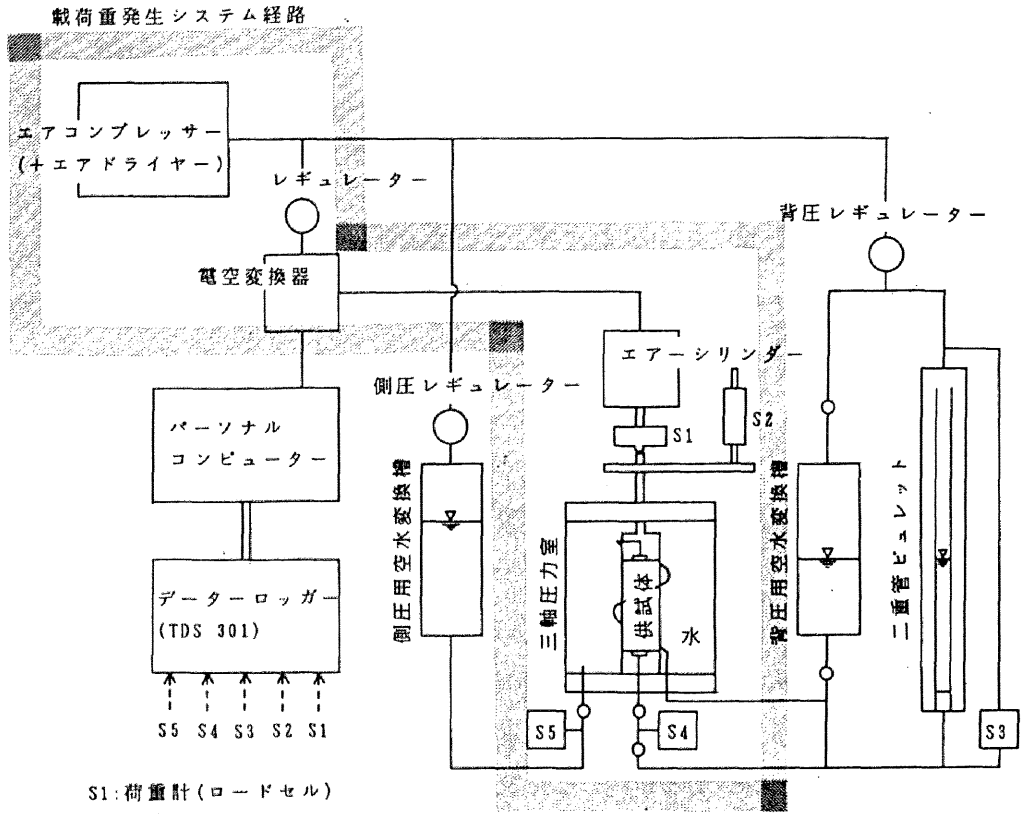
背圧は図 A2.5 に示した経路で供試体に作用させる。側圧の発生システムとほとんど同じであるが、レギュレーターにより得た固定空気圧は以下に示す2つの方法で液圧に変換される。一つは二重管ピュレット、もう一つは背圧用液圧変換タンクである。後者は側圧において空気圧を液圧に変換する過程と同じであり、通常供試体取り付けの際使われるが、本研究ではすべて前者の二重管ピュレットでまかした。固定空気圧は二重管ピュレットにより液圧に変換され、供試体の上下部に導かれて背圧を送る。したがって用いた水は脱気した蒸留水で、しかも供試体取り付けの際には二重管ピュレットから供試体までの経路に空気が入らないように入念にチェックしている。

2. 載荷システム

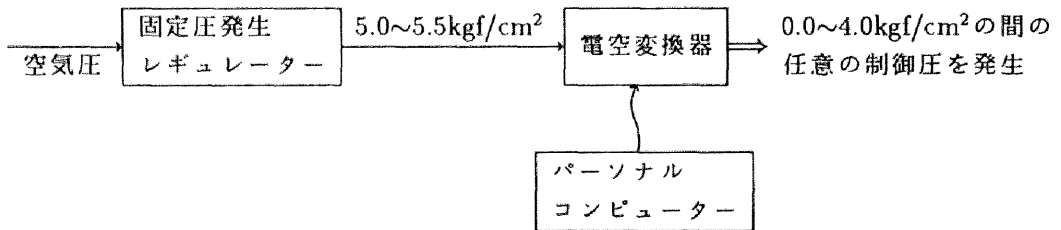
1. の軸荷重でも述べているように電空変換器によって空気圧を制御し、空圧シリンダーで得られる荷重を制御している（図 A2.6）。入力する空気圧に対し、出力される荷重との関係式は

$$\text{荷重 } F \text{ (kgf)} = 72.4(\text{cm}^2) \times \text{空気圧 (kgf/cm}^2) - 6.3(\text{kgf})$$

で、係数 72.4 は空圧シリンダーの断面積によって変わる値である。

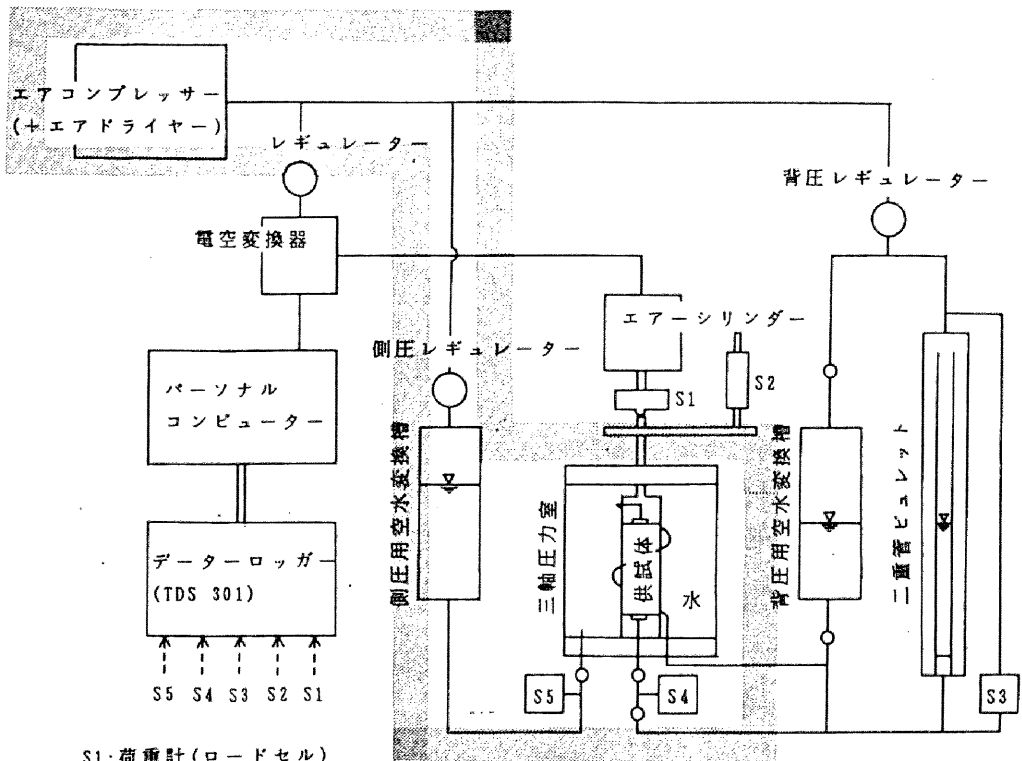


図A2.2 載荷重発生システム



図A2.3 電空変換器システム

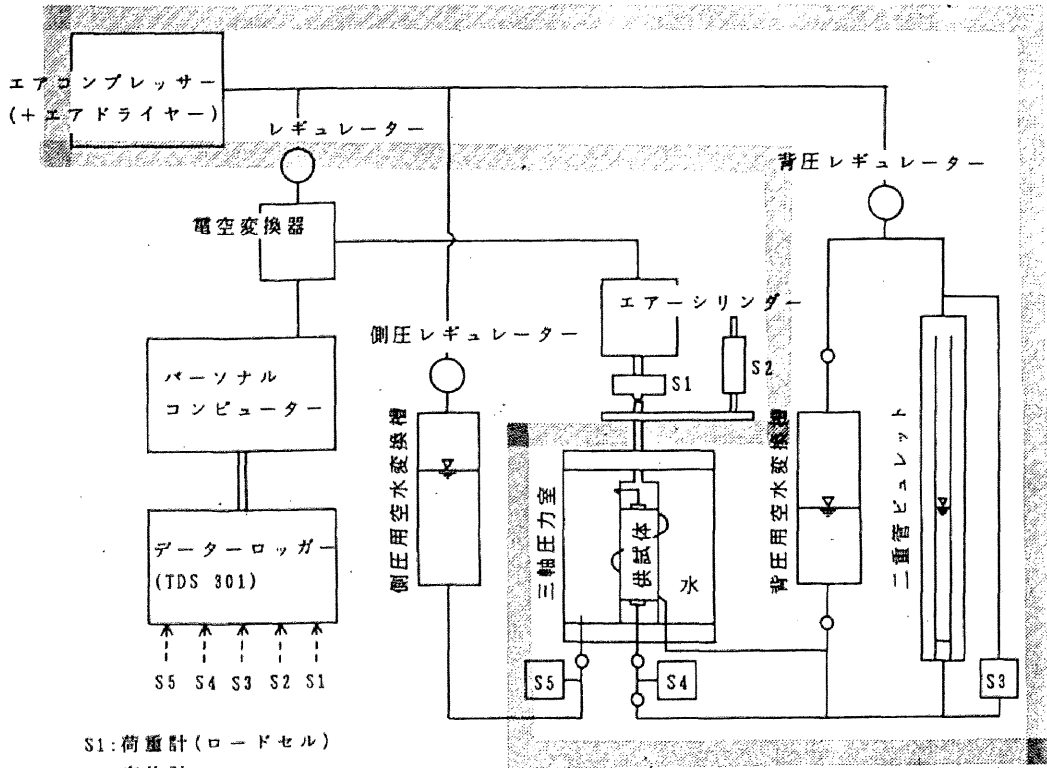
側圧発生システム経路



- S1: 荷重計 (ロードセル)
- S2: 変位計
- S3: 体積変化測定器 (差圧計)
- S4: 間隙水圧測定器 (圧力計)
- S5: 側圧測定器 (圧力計)

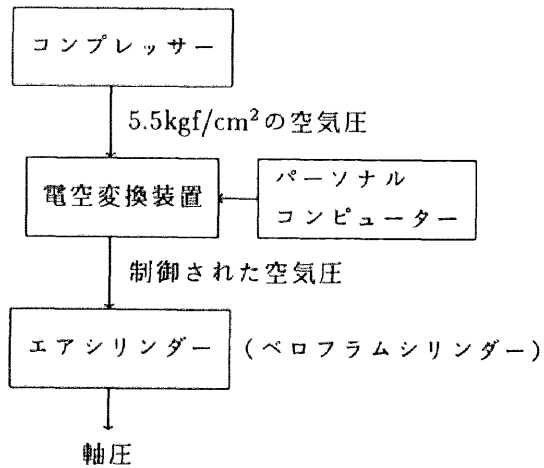
図A2.4 側圧発生システム

背圧発生システム経路



- S1: 荷重計 (ロードセル)
- S2: 変位計
- S3: 体積変化測定器 (差圧計)
- S4: 間隙水压測定器 (圧力計)
- S5: 側圧測定器 (圧力計)

図A2.5 背圧発生システム



図A2.6 载荷重制御システム

制御された荷重は、単純に供試体断面積で割ることにより応力としている。断面積 $A_{current}$ の算出は等方圧密の場合、供試体の変形は等方的であると仮定して、初期の供試体寸法と、体積変化 ΔV 、軸変位 ΔH より次式で得られる。

$$A_{current} = (V_0 - \Delta V) / (H_0 - \Delta H)$$

V_0 : 初期供試体体積

H_0 : 初期供試体高さ

せん断過程では、載荷速度、載荷方法によって変形の仕方が変わるのでせん断直前の断面積で一定とする。

載荷速度 \dot{q} は微小軸差応力ステップ Δq 、微小時間ステップ Δt をそれぞれ設定することにより任意に得られる。3. に述べる計測をすべて行い、載荷の命令をするのに最低 2 秒かかるため Δt は 2 秒が限度であり、それ以上の Δt の時は 2 秒間隔でフィードバックして設定の Δq に正確に合せることができる。以下表 A2.1 に本実験で行った \dot{q} の設定値を示す。

表 A2.1 : 載荷速度 \dot{q} (kgf/cm²/sec)

載荷速度 \dot{q} (kgf/cm ² /sec)	Δq (kgf/cm ²)	Δt (sec)
9.00×10^{-2}	0.18	2
7.50×10^{-2}	0.15	2
3.75×10^{-2}	0.15	4
2.50×10^{-2}	0.15	6
1.50×10^{-2}	0.15	10
7.50×10^{-3}	0.15	20
5.00×10^{-3}	0.15	30
2.00×10^{-3}	0.06	30
1.00×10^{-3}	0.06	60
5.00×10^{-4}	0.03	60
2.50×10^{-4}	0.015	60
1.00×10^{-4}	0.015	150
5.00×10^{-5}	0.015	300

3. 計測機器群

図 A2.1 に示すよう実験中の刻々の挙動を、軸荷重、軸変位、体積変化、間隙水圧の 4 つに代表させて計測する。各計測機器に内蔵されているひずみゲージが変化量を抵抗値として電気信号にかえ、Data Logger を介してパーソナルコンピュータに送られる。そこで刻々の変化をディスプレイに表示し、また必要なグラフをリアルタイムで描く。そして試験終了後には自動的にフロッピーディスクにすべての計測データを落とすようになっている。

- (a) 軸荷重 (S1) : 軸荷重は供試体の反力を載荷ピストンを介してロードセルが読み取る。その精度は 100kgf 用が最小 0.003095kgf/cm²まで、200kgf 用が最小 0.006213kgf/cm²まで測定することができる。
- (b) 軸変位 (S2) : 載荷ピストンに固定された板を介して計測される。その精度は最小 0.0002cm まで測定することができる。
- (c) 体積変化 (S3) : 二重管ピュレットでの体積変化を圧力の変化として読み取り、次式に示すような体積変化に変換してゐる。

$$\Delta V = \Delta p \times A \times (1/\gamma_w)$$

その精度は最小 0.02640cm³まで測定することができる。

- (d) 間隙水圧 (S4) : 供試体下部のみを圧力計により測定している。もちろん非排水試験の場合は間隙水圧を、排水試験の場合は背圧のチェックを行うことができる。その精度は最小 0.01247kgf/cm²まで測定することができる。

2.4 で行った破壊後挙動の実験は荷重制御方式で行う場合、図 A2.7 に示す軸変位固定装置により直接載荷ピストンをねじで固定して破壊後の軸ひずみを止めている。

(B) ひずみ制御方式

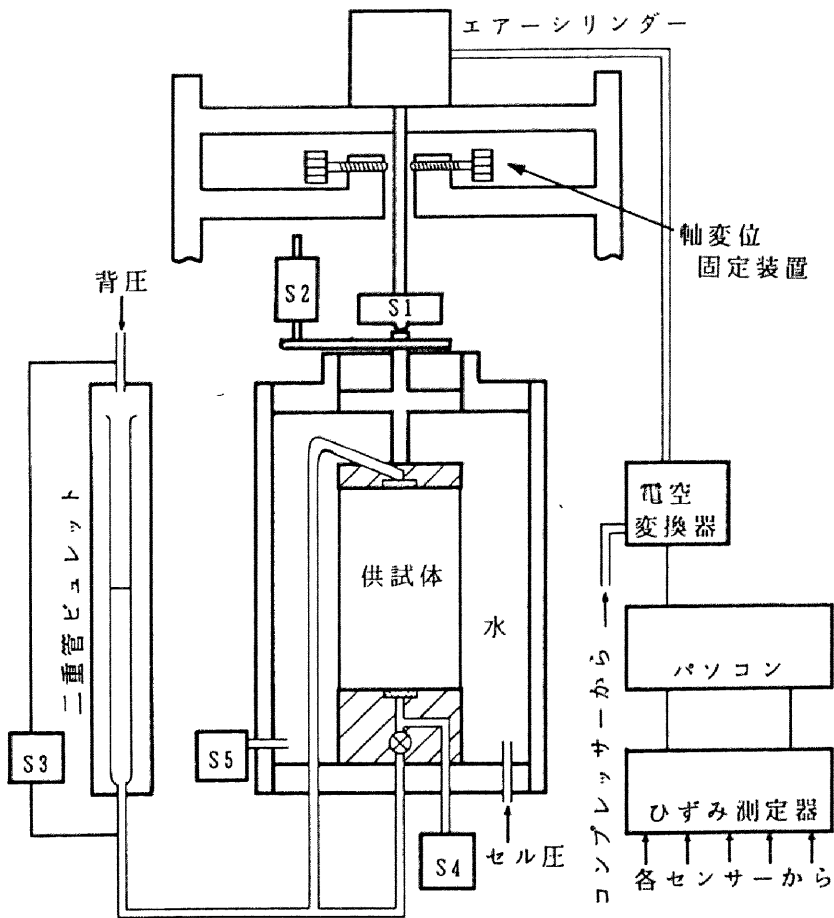
試験で用いた装置はノルウェー型を改良したものであり図 A2.8 に示す。そのしくみは (A) 荷重制御方式とほとんど変わらない。ここでは荷重制御方式と異なる点だけ述べる。

1. 三軸圧力室

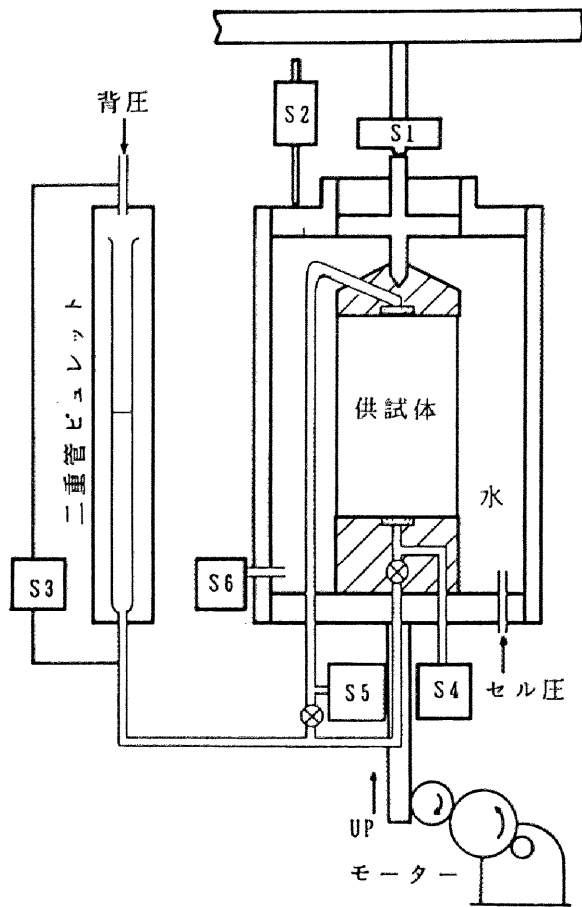
載荷ピストンとキャップが個別になっているタイプであり、供試体セットの際はキャップの自重を受けないように迅速に行われる。

2. 載荷システム

載荷用のヨークを2本の鉛直柱の間に固定し、三軸圧力室を載せたテーブルをモーターによって上昇させるというものである。モーターは2~4組の歯車を介すことによって軸ひずみ速度を0.28cm/min~17.8cm/minの範囲で変化させることができる。載荷はパーソナルコンピューターによって制御してはいない。



図A2.7 軸変位固定装置（荷重制御三軸圧縮試験機）



図A2.8 ひずみ制御三軸圧縮試験機

付録 2.2 粘土の非排水極限つり合い解析

粘土の非排水極限つり合い解析を説明するためには、まず Mises 材料の極限つり合い解析を述べることから始まる。そして土の構成式に Cam clay モデルおよび関口・太田モデルの 2 種類を用いると、Mises 材料と土材料の関係を明確に示すことができ、粘土の非排水極限つり合い解析へと応用することができる。

A2.2.1 Mises 材料

Mises 材料は以下に示す関係を有する。

(1) Mises 降伏関数 (s_{ij} : 偏差応力、 σ_0 : Mises 定数)

$$f = \frac{1}{2}(s_{ij} \cdot s_{ij} - \sigma_0^2) \quad (\text{A2.1})$$

(2) 法線則から

$$\dot{\epsilon}_{ij}^p = \lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} = \lambda s_{ij} \quad (\text{A2.2})$$

ここに $\lambda = \frac{\dot{\bar{\epsilon}}}{\sigma_0}$ および $\dot{\bar{\epsilon}} = \sqrt{\dot{\epsilon}_{ij}^p \cdot \dot{\epsilon}_{ij}^p}$ (相当塑性ひずみ速度: 不定)

(3) 応力～塑性ひずみ速度関係

$$s_{ij} = \frac{\sigma_0}{\dot{\bar{\epsilon}}} \dot{\epsilon}_{ij}^p \quad (\text{A2.3})$$

式 (A2.2) から非圧縮条件

$$\dot{\epsilon}_v^p = \dot{\epsilon}_{ii}^p = 0 \quad (\text{A2.4})$$

を従う。

(4) 内部消散率

$$D(\dot{\epsilon}_{ij}^p) = \sigma_0 \cdot \dot{\bar{\epsilon}} \quad (\text{A2.5})$$

この計算は非圧縮条件、式 (A2.5) のもとなされなければならない。

A2.2.2 極限つり合い解析

Drucker の仮説に基づいて、塑性における上界定理から極限つり合い式を得る。以下に有限要素離散化のために用いる記号を示す。

$$\left\{ \begin{array}{l} \dot{\epsilon} : \text{各要素での塑性ひずみ速度ベクトル} \\ \mathbf{s} : \text{各要素での偏差応力ベクトル} \\ \dot{\mathbf{u}} : \text{全体の節点変位速度ベクトル} \\ \mathbf{F} : \text{全体の節点力ベクトル} \\ \dot{v} : \text{各要素での体積ひずみ速度ベクトル} \\ B : \text{ひずみ速度} \sim \text{節点変位速度マトリックス} \\ L : \text{体積ひずみ速度} \sim \text{全体節点変位速度マトリックス} \end{array} \right.$$

式 (A2.3) の塑性ひずみ速度の大きさは不定なので、 $\dot{\epsilon}$ を求めるためには式 (A2.4) の他に新たな制約条件が必要となる。こうして次に従う 2 つのタイプの極限つり合い式が定義される。

[問題 A] 載荷重 $\mu \mathbf{F}$ の大きさが未知の場合

塑性における上界定理はこの場合、 $L\dot{\mathbf{u}} = \mathbf{0}$ かつ $\mathbf{F}^T \dot{\mathbf{u}} = 1$ のもと

$$\int_V D(\dot{\mathbf{u}}) dV (= \int_V D(\dot{\epsilon}) dV) \quad (\text{A2.6})$$

を最小化する問題となる。この問題は種々の演算により (2 章参考文献 14) など、式 (A2.3) で与えられた構成関係を使って、 $\dot{\mathbf{u}}$, λ , μ (スカラー) に関する連立方程式を解く問題に帰着する。

$$\int_V B^T \mathbf{s} dv + L^T \lambda = \mu \mathbf{F} \quad (\text{A2.7})$$

$$L\dot{\mathbf{u}} = \mathbf{0} \quad (\text{A2.8})$$

$$\mathbf{F}^T \dot{\mathbf{u}} = 1 \quad (\text{A2.9})$$

ここで負荷する力 \mathbf{F} の形は、前もって決められていることに注意する。式 (A2.7) での λ は各エレメントでの未知の平均応力 (全応力ターム) を成分にするベクトルで、 μ はロードファクターと呼ばれる。

[問題B] 変位境界の速度成分の間に、なんらかの関係が前もって定められている場合式 (A2.6) での内部消散率の最小化は、以下の極限つり合い式を導く。

$$\int_V B^T s dv + L^T \lambda = C^T \mu \quad (\text{A2.10})$$

式 (A2.10) は、式 (A2.8) に加えて以下に示す制約条件の下、解かれていると考えるべきである。

$$C \dot{\mathbf{u}} = \dot{\mathbf{u}}_0 \quad (\text{A2.11})$$

$\dot{\mathbf{u}}_0$ は、変位速度境界条件から決まる節点変位速度ベクトルである。式 (A2.11) は線形制約条件で、一般に rigid smooth あるいは rigid rough のフーチング問題に対応する。式 (A2.8)、(A2.10) そして (A2.11) は、 $\dot{\mathbf{u}}$ 、 λ および μ (スカラー) に関して解かれる。 μ は式 (A2.11) の制約を保つための節点力ベクトルを表わし、フーチング下の接地圧分布として解釈される。

A2.2.3 Cam clay モデル

Cam clay モデルでは、“限界状態”での応力~塑性ひずみ速度関係は以下で与えられる。

$$(s_{ij})_f = \left(\sqrt{\frac{2}{3}} \frac{M \cdot (p')_f}{\bar{e}} \right) \cdot \dot{\epsilon}_{ij}^p \quad (\text{A2.12})$$

一方、内部消散率は、

$$D(\dot{\epsilon}_{ij}^p) = \sqrt{\frac{2}{3}} M \cdot (p')_f \cdot \bar{e} \quad (\text{A2.13})$$

として与えられる。もちろん式 (A2.12) から式 (A2.4) の非圧縮条件を示すことは明らかである。式 (A2.12)、式 (A2.13) を式 (A2.3)、式 (A2.5) と比較すると、

$$(p')_f = \sqrt{\frac{3}{2}} \frac{\sigma_0}{M} \quad (\text{A2.14})$$

であることがわかる。 M と $(p')_f$ はそれぞれ限界状態線の勾配と限界状態における平均有効応力である。 $(p')_f$ の地盤内分布は、次に示す“非排水条件式”で与えられる。

$$(p')_f = (p')_0 \exp(-\Lambda) \quad (\text{A2.15})$$

$\Lambda = 1 - \kappa/\lambda$ は不可逆比と呼ばれ、 $(p')_0$ は非排水載荷前の初期平均有効応力である。式(A2.14)、(A2.15)は、Cam clay モデルの場合、 $(p')_0$ の地盤内分布から Mises 定数 σ_0 の地盤内分布を直接求めることができることを意味する。

A2.2.4 関口・太田モデル

自然堆積粘土の応力異方性を評価するため、以下に示す関口・太田モデルの降伏関数を用いる。

$$\epsilon_v^p = f = M D \ln \frac{p'}{p'_0} + D \eta^* \quad (\text{A2.16})$$

$$\eta^* = \sqrt{\frac{3}{2} (\eta_{ij} - \eta_{ij0}) \cdot (\eta_{ij} - \eta_{ij0})} \quad (\text{A2.17})$$

ここで、 $\eta_{ij} = s_{ij}/p'$ 、 $\eta_{ij0} = s_{ij0}/p'_0$ は、現在と初期の応力比であり、式(A2.16)の塑性体積ひずみ ϵ_v^p は硬化パラメータである。式(A2.16)に対する限界状態の条件は、

$$M - \frac{3}{2 \eta^*} \eta_{ij} \cdot (\eta_{ij} - \eta_{ij0}) = 0 \quad (\text{A2.18})$$

となる。式(A2.18)を使って法線則を適用すると、限界状態での応力～塑性ひずみ速度関係が得られる。

$$(\eta_{ij})_f = \eta_{ij0} + \alpha \cdot \dot{\epsilon}_{ij}^p, \quad \alpha = \sqrt{\frac{2}{3} \frac{M}{\bar{e}} - \frac{\dot{\epsilon}_{kl}^p \cdot \eta_{kl0}}{\bar{e}^2}} \quad (\text{A2.19})$$

式(A2.4)の非排水条件は、式(A2.19)においても成り立つ。限界状態での内部消散率も Cam clay モデルと同じ、

$$D(\dot{\epsilon}_{ij}^p) = \sqrt{\frac{2}{3}} M \cdot (p')_f \cdot \bar{e} \quad (\text{A2.20})$$

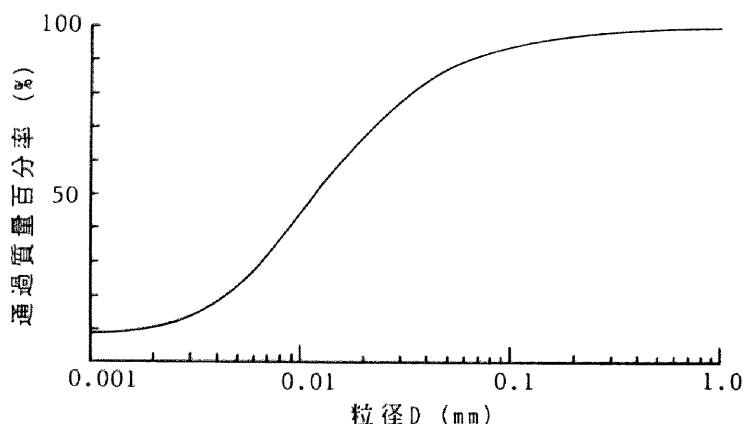
が従う。限界状態での平均有効応力を求めるため、非排水条件式を適用すると、

$$(p')_f = (p')_0 \exp\left[\Lambda \left(-1 + \sqrt{\frac{3}{2}} \frac{\dot{\epsilon}_{ij}^p \cdot \eta_{ij0}}{M \dot{\epsilon}}\right)\right] \quad (\text{A2.21})$$

となり、未知数すべてを同時に解くことができる。関口・太田モデルの場合もまた、式(A2.20)、式(A2.21)が意味することは、Mises定数の地盤内分布を初期の平均有効応力、 σ'_{v0} および K_0 の分布より求めることができるということである。

付録 2.3 京都深草粘土による三軸圧縮試験

違う粘土においても三軸圧縮試験を実施して、水のマイグレーション効果を示す試験結果を得た。試験は2種類行い、一つは載荷速度を変化させた部分排水・非排水試験で、もう一つは非排水クリープ試験である。深草粘土の粒径加積曲線を図A2.9に、その物性を表A2.2に示す。川崎粘土に比べてシルト分をかなり多く含む粘土である。



図A2.9 深草粘土の粒径加積曲線

表 A2.2 : 深草粘土の物理的性質

λ	0.17	e_0	1.14
M	1.4	k	6.8×10^{-8} (cm/sec)
G_S	2.676	w_p	45.7 (%)
w_L	45.0 (%)	I_p	19.3 (%)

A2.2.1 載荷速度を変化させた部分排水・非排水試験

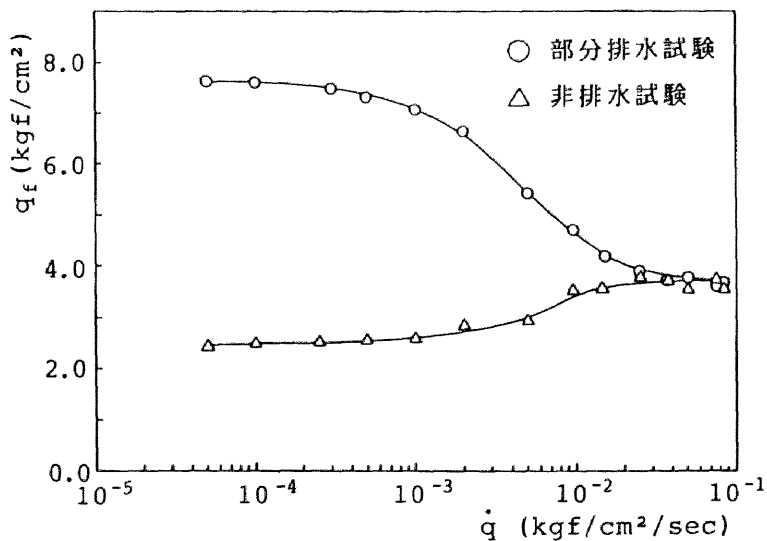
試験方法は川崎粘土とほとんど同じである。まず $74\mu\text{m}$ フルイで通過した粉末状試料に蒸留水を加え、十分練り返し（約3日間）、真空ポンプを用いて 70mmHg の負圧で1日脱気した後、圧密圧力 $\sigma_{v0} = 2.0\text{kgf/cm}^2$ で予備圧密した。以上の様に調整された試料を、直径 3.5cm 、高さ 8cm の円筒供試体に成形し、圧密圧力 $p_0 = 3.0\text{kgf/cm}^2$ (側圧 4.0kgf/cm^2 、背圧 1.0kgf/cm^2) で約12時間等方圧密し、表A2.3に示す載荷速度で

部分排水・非排水せん断試験を行った。実験は粘土が破壊するまで行われ、その間の軸差応力、軸変位、間隙水圧（非排水試験の場合、供試体下部より測定）、体積変化（部分排水試験の場合）を測定する。破壊直後は速やかに供試体を取り出し、5層に分割し含水比を測定した。

図 A2.10 に部分排水および非排水せん断試験と載荷速度との関係を示した。ここで部分排水せん断強度 q_f は 20%ひずみでの軸差応力 q としている。部分排水効果は、 $3.0 \times 10^{-4} < \dot{q} < 3.0 \times 10^{-2} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$ の載荷速度レンジで起こり、非排水せん断強度の載荷速度効果の現れるレンジとほとんど等しい結果を得た。

表 A2.3 : 載荷速度 \dot{q} ($\text{kgf/cm}^2/\text{sec}$)

A	8.40×10^{-2}	H	5.00×10^{-3}
B	7.50×10^{-2}	I	2.00×10^{-3}
C	5.00×10^{-2}	J	1.00×10^{-3}
D	3.75×10^{-2}	K	5.00×10^{-4}
E	2.50×10^{-2}	L	2.50×10^{-4}
F	1.50×10^{-2}	M	1.00×10^{-4}
G	1.00×10^{-2}	N	5.00×10^{-5}



図A2.10 部分排水・非排水せん断試験 $q_f \sim$ 載荷速度 \dot{q} 関係

さらに、破壊後の供試体内部の含水比のばらつきを図 A2.11 に示す。載荷速度が小さいほど含水比はばらつき、供試体内部は不均質になっている。このことから、非排水せん断強度の載荷速度効果は、間隙水のマイグレーションによる供試体内部の比体積のばらつきもその原因の一つであると結論づけることができる。

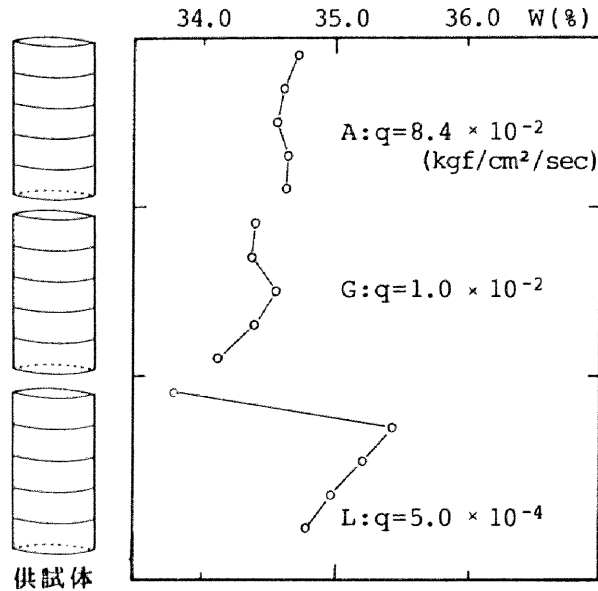
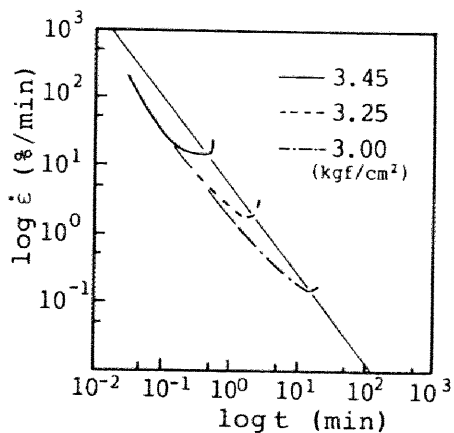


図 A2.11 破壊後の供試体の含水比のばらつき

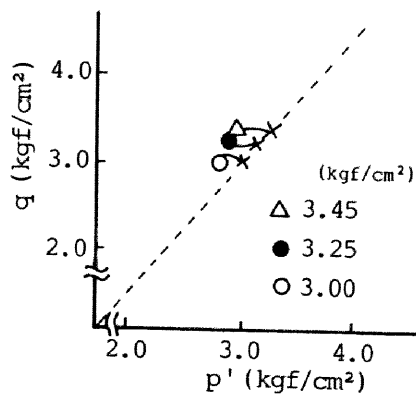
A2.2.2 非排水クリープ試験

試験方法は、調整された試料を直径 3.5cm、高さ 8cm の円筒供試体に成形し、圧密圧力 $p_0 = 3.0 \text{ kgf/cm}^2$ で約 12 時間等方圧密した後、クリープ荷重を $3.55 \sim 2.60 \text{ kgf/cm}^2$ のうち 8 種類として非排水クリープ試験を実施した。以下、代表的な 3 種類の荷重 (A:3.45, B:3.25, C:3.00 kgf/cm²) についてその結果を示す。図 A2.12 は軸ひずみ速度と経過時間の関係を示したものである。各荷重での最小ひずみ速度とクリープ破壊時間は $\dot{\epsilon}_{\min} \sim \log t$ プロット上ではほぼ 1 本の直線に載っている。また 3.00 kgf/cm^2 より小さい荷重では破壊は起こらず、 3.00 kgf/cm^2 が上限降伏値と思われる。次に有効応力パスを図 A2.13 に示すが、間隙水圧は供試体下端部より測定している。載荷直後は間隙水圧が最大となり平均有効応力は小さく、時間が経つにつれ間隙水圧が消散し破壊に至

る。この間隙水圧の消散が間隙水のマイグレーションを起こし含水比が不均質になり破壊に至ると思われる。この傾向はどの荷重でもみられ、破壊点（最小クリープひずみ速度）は、原点を通る1本の直線に載っている。この直線は別途非排水試験で得られた限界状態線に一致している。



図A2.12 軸ひずみ速度 $\dot{\epsilon}$ ~ 経過時間 t 関係



図A2.13 有効応力パス

付録 3.1 OCR=4.3、13.0 の過圧密粘土の部分 (吸) 排水・三軸圧縮試験結果～軸差
応力～軸ひずみ関係、体積変化～軸ひずみ関係 (部分排水試験)、間隙水圧～軸ひずみ
関係

それぞれの載荷速度での軸差応力 q ～軸ひずみ ε_1 関係、および部分排水試験において
は体積ひずみ ε_v ～軸ひずみ ε_1 の関係、非排水試験においては過剰間隙水圧 u ～軸ひず
み ε_1 関係を以下に示す

(1)OCR=4.3 の過圧密粘土の試験結果

(a) 部分 (吸) 排水試験

図 A3.1(a) 軸差応力 q ～軸ひずみ ε_1 関係 (Type A: $\dot{q} = 9.0 \times 10^{-2} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$)

図 A3.1(b) 体積ひずみ ε_v ～軸ひずみ ε_1 関係 (Type A)

図 A3.2(a) 軸差応力 q ～軸ひずみ ε_1 関係 (Type B: $\dot{q} = 1.5 \times 10^{-2} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$)

図 A3.2(b) 体積ひずみ ε_v ～軸ひずみ ε_1 関係 (Type B)

図 A3.3(a) 軸差応力 q ～軸ひずみ ε_1 関係 (Type C: $\dot{q} = 1.0 \times 10^{-3} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$)

図 A3.3(b) 体積ひずみ ε_v ～軸ひずみ ε_1 関係 (Type C)

図 A3.4(a) 軸差応力 q ～軸ひずみ ε_1 関係 (Type D: $\dot{q} = 1.0 \times 10^{-4} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$)

図 A3.4(b) 体積ひずみ ε_v ～軸ひずみ ε_1 関係 (Type D)

(b) 非排水試験

図 A3.5(a) 軸差応力 q ～軸ひずみ ε_1 関係 (Type a: $\dot{q} = 9.0 \times 10^{-2} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$)

図 A3.5(b) 間隙水圧 u ～軸ひずみ ε_1 関係 (Type a)

図 A3.6(a) 軸差応力 q ～軸ひずみ ε_1 関係 (Type b: $\dot{q} = 1.5 \times 10^{-2} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$)

図 A3.6(b) 間隙水圧 u ～軸ひずみ ε_1 関係 (Type b)

図 A3.7(a) 軸差応力 q ～軸ひずみ ε_1 関係 (Type c: $\dot{q} = 1.0 \times 10^{-3} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$)

図 A3.7(b) 間隙水圧 u ～軸ひずみ ε_1 関係 (Type c)

図 A3.8(a) 軸差応力 q ～軸ひずみ ε_1 関係 (Type d: $\dot{q} = 1.0 \times 10^{-4} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$)

図 A3.8(b) 間隙水圧 u ～軸ひずみ ε_1 関係 (Type d)

(2)OCR=13.0 の過圧密粘土の試験結果

(a) 部分 (吸) 排水試験

図 A3.9(a) 軸差応力 q ~ 軸ひずみ ε_1 関係 (Type B: $\dot{q} = 1.5 \times 10^{-2} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$)

図 A3.9(b) 体積ひずみ ε_v ~ 軸ひずみ ε_1 関係 (Type B)

図 A3.10(a) 軸差応力 q ~ 軸ひずみ ε_1 関係 (Type C: $\dot{q} = 1.0 \times 10^{-3} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$)

図 A3.10(b) 体積ひずみ ε_v ~ 軸ひずみ ε_1 関係 (Type C)

図 A3.11(a) 軸差応力 q ~ 軸ひずみ ε_1 関係 (Type D: $\dot{q} = 1.0 \times 10^{-4} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$)

図 A3.11(b) 体積ひずみ ε_v ~ 軸ひずみ ε_1 関係 (Type D)

(b) 非排水試験

図 A3.12(a) 軸差応力 q ~ 軸ひずみ ε_1 関係 (Type b: $\dot{q} = 1.5 \times 10^{-2} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$)

図 A3.12(b) 間隙水圧 u ~ 軸ひずみ ε_1 関係 (Type b)

図 A3.13(a) 軸差応力 q ~ 軸ひずみ ε_1 関係 (Type c: $\dot{q} = 1.0 \times 10^{-3} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$)

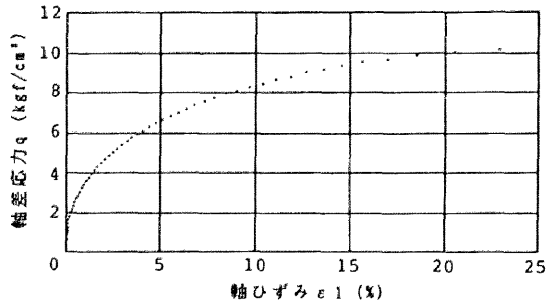
図 A3.13(b) 間隙水圧 u ~ 軸ひずみ ε_1 関係 (Type c)

図 A3.14(a) 軸差応力 q ~ 軸ひずみ ε_1 関係 (Type d: $\dot{q} = 1.0 \times 10^{-4} \text{kgf/cm}^2/\text{sec}$)

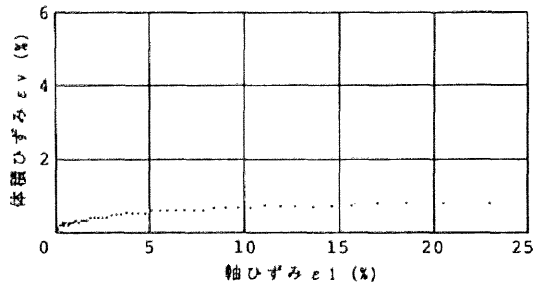
図 A3.14(b) 間隙水圧 u ~ 軸ひずみ ε_1 関係 (Type d)

(1)OCR=4.3 の過圧密粘土の試験結果

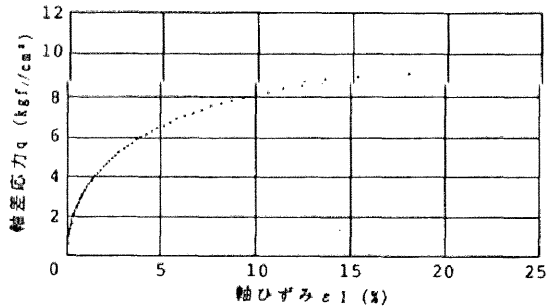
(a-1) 部分 (吸) 排水試験



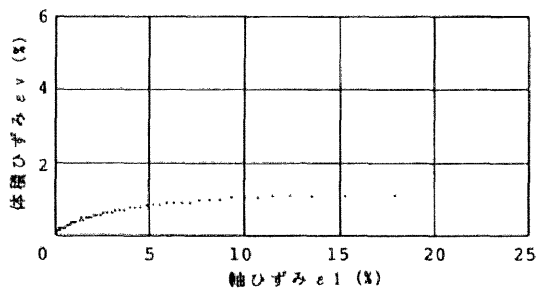
図A3.1(a) 軸差応力 q ～軸ひずみ ϵ_1 関係(Type A)



図A3.1(b) 体積ひずみ ϵ_v ～軸ひずみ ϵ_1 関係(Type A)



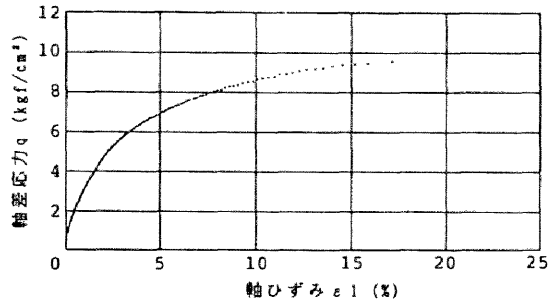
図A3.2(a) 軸差応力 q ～軸ひずみ ϵ_1 関係(Type B)



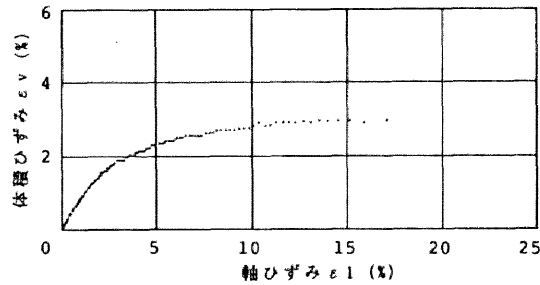
図A3.2(b) 体積ひずみ ϵ_v ～軸ひずみ ϵ_1 関係(Type B)

(1) OCR=4.3 の過圧密粘土の試験結果

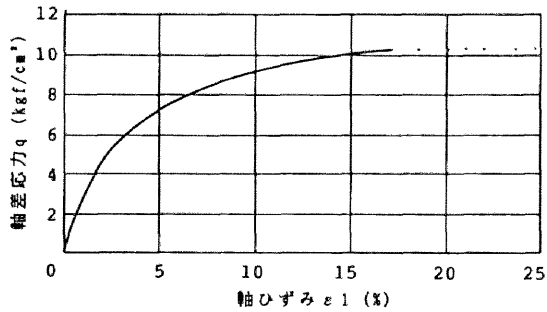
(a-2) 部分 (吸) 排水試験



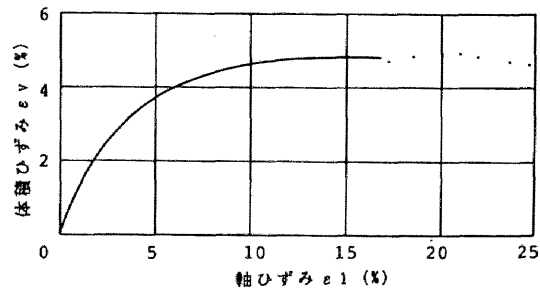
図A3.3(a) 軸差応力 q ～軸ひずみ e_1 関係(Type C)



図A3.3(b) 体積ひずみ e_v ～軸ひずみ e_1 関係(Type C)



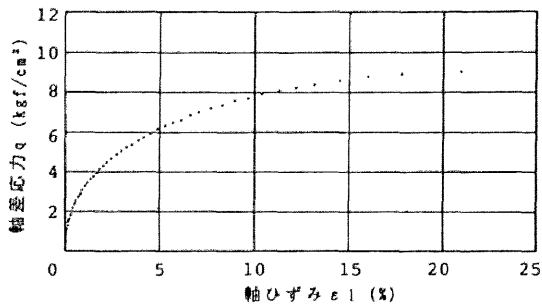
図A3.4(a) 軸差応力 q ～軸ひずみ e_1 関係(Type D)



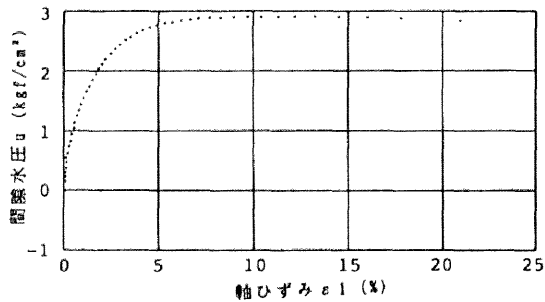
図A3.4(b) 体積ひずみ e_v ～軸ひずみ e_1 関係(Type D)

(1) OCR=4.3 の過圧密粘土の試験結果

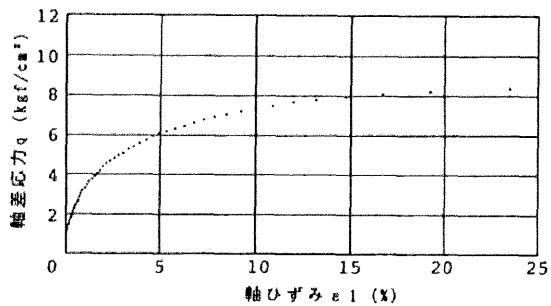
(b-1) 非排水試験



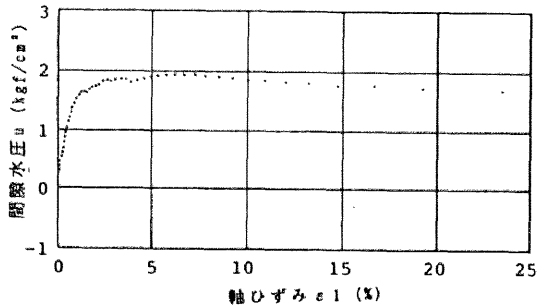
図A3.5(a) 軸差応力 q ～軸ひずみ ϵ_1 関係(Type a)



図A3.5(b) 間隙水圧 u ～軸ひずみ ϵ_1 関係(Type a)



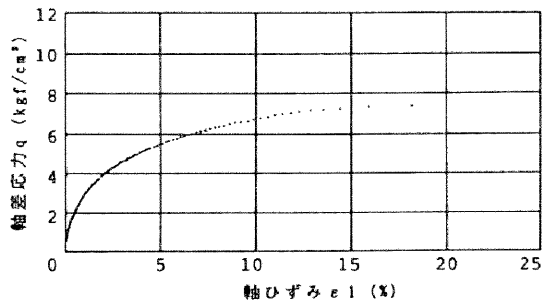
図A3.6(a) 軸差応力 q ～軸ひずみ ϵ_1 関係(Type b)



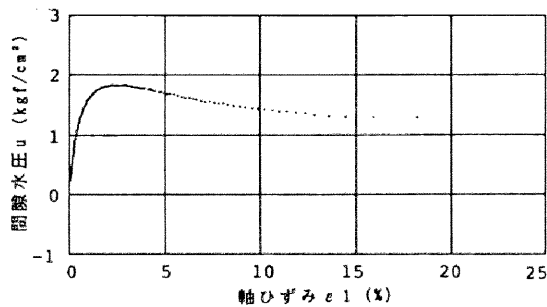
図A3.6(b) 間隙水圧 u ～軸ひずみ ϵ_1 関係(Type b)

(1) OCR=4.3 の過圧密粘土の試験結果

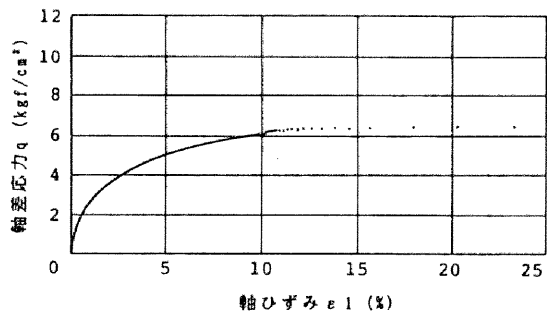
(b-2) 非排水試験



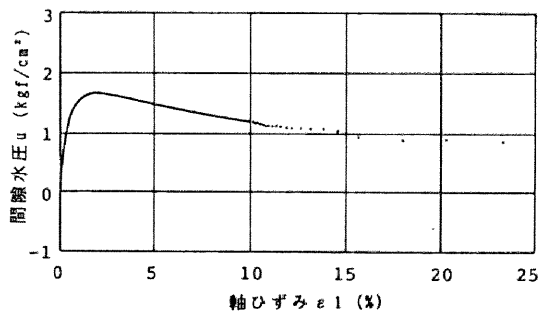
図A3.7(a) 軸差応力 q ～軸ひずみ ϵ_1 関係 (Type c)



図A3.7(b) 間隙水圧 u ～軸ひずみ ϵ_1 関係 (Type c)



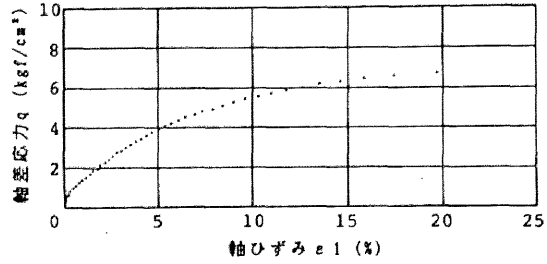
図A3.8(a) 軸差応力 q ～軸ひずみ ϵ_1 関係 (Type d)



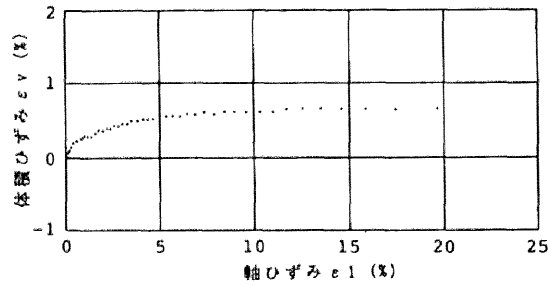
図A3.8(b) 間隙水圧 u ～軸ひずみ ϵ_1 関係 (Type d)

(2) OCR=13.0 の過圧密粘土の試験結果

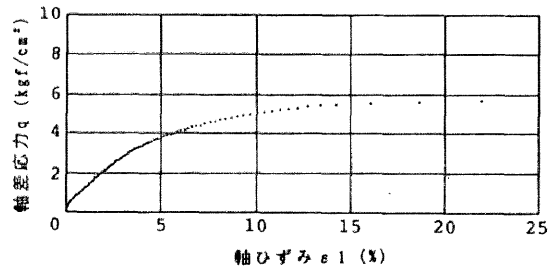
(a-1) 部分 (吸) 排水試験



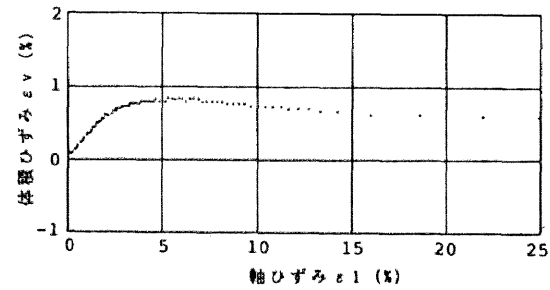
図A3.9(a) 軸差応力 q ～軸ひずみ ϵ_1 関係 (Type B)



図A3.9(b) 体積ひずみ ϵ_v ～軸ひずみ ϵ_1 関係 (Type B)

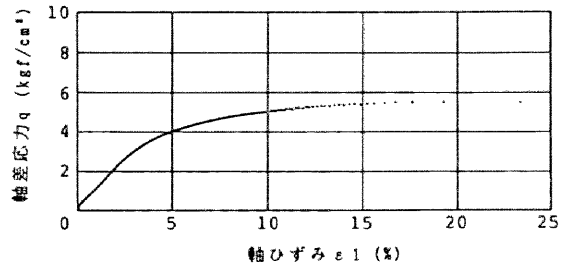


図A3.10(a) 軸差応力 q ～軸ひずみ ϵ_1 関係 (Type C)

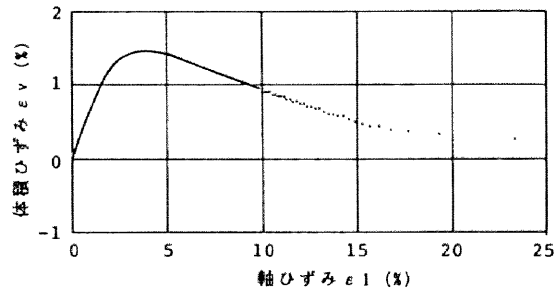


図A3.10(b) 体積ひずみ ϵ_v ～軸ひずみ ϵ_1 関係 (Type C)

(2)OCR=13.0 の過圧密粘土の試験結果
(a-2) 部分 (吸) 排水試験



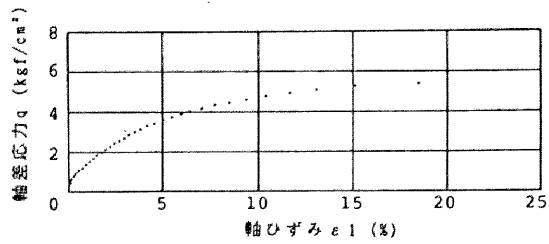
図A3.11(a) 軸差応力 q ～軸ひずみ e_1 関係 (Type D)



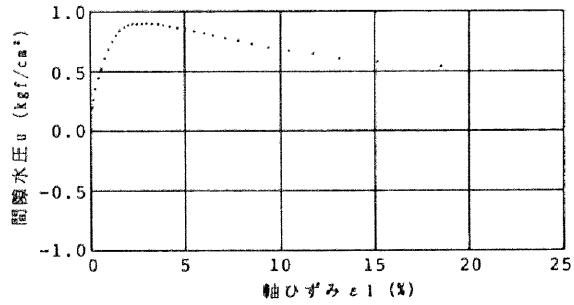
図A3.11(b) 体積ひずみ e_v ～軸ひずみ e_1 関係 (Type D)

(2)OCR=13.0 の過圧密粘土の試験結果

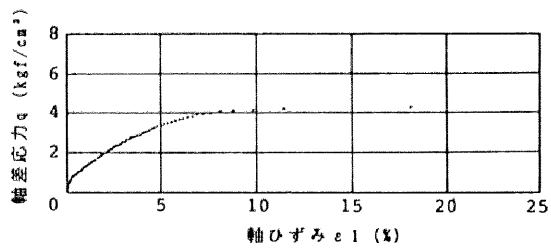
(b-1) 非排水試験



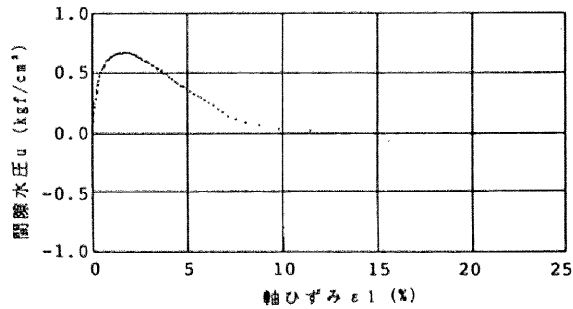
図A3.12(a) 軸差応力 q ～軸ひずみ ϵ_1 関係 (Type b)



図A3.12(b) 間隙水圧 u ～軸ひずみ ϵ_1 関係 (Type b)



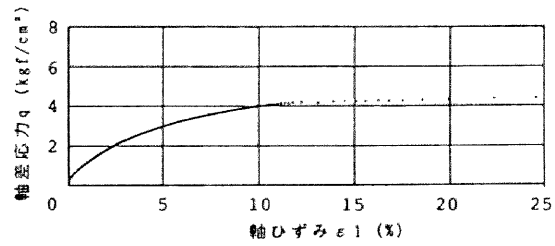
図A3.13(a) 軸差応力 q ～軸ひずみ ϵ_1 関係 (Type c)



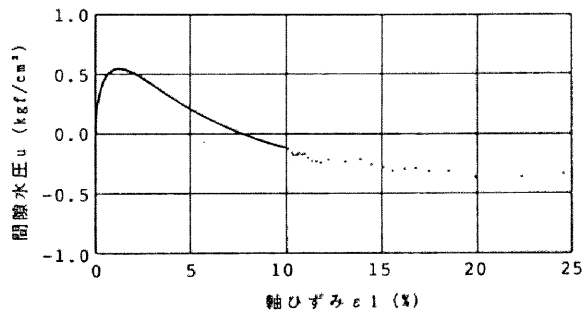
図A3.13(b) 間隙水圧 u ～軸ひずみ ϵ_1 関係 (Type c)

(2)OCR=13.0 の過圧密粘土の試験結果

(b-2) 非排水試験



図A3.14(a) 軸差応力 q ～軸ひずみ ϵ_1 関係(Type d)



図A3.14(b) 間隙水圧 u ～軸ひずみ ϵ_1 関係(Type d)

付録 4.1 $\rho_0/\rho_f \sim k$ 曲線に影響を及ぼす因子

盛土 A を基本形として $\rho_0/\rho_f \sim k$ 曲線が、載荷速度 \dot{q} 、地盤の層厚、地盤の弾塑性パラメータ、地盤の改良範囲、メッシュ依存および初期間隙比によってどう影響するかを調べた。

(1) 載荷速度 \dot{q} の影響

載荷速度 \dot{q} は地盤の部分排水効果に影響を及ぼす因子である。しかし現場の広さや施工機械、工事の段取りで載荷速度はおおよそ決まっています、工学的にはごく狭い \dot{q} を調べれば十分である。ここでの目的は、 \dot{q} と沈下挙動 $\rho_0/\rho_f \sim k$ 曲線との関係を調べるものであるため、解析は表 A.4.1 に示すかなり広い範囲で \dot{q} を変化させて行った。

表 A.4.1：載荷速度の変化

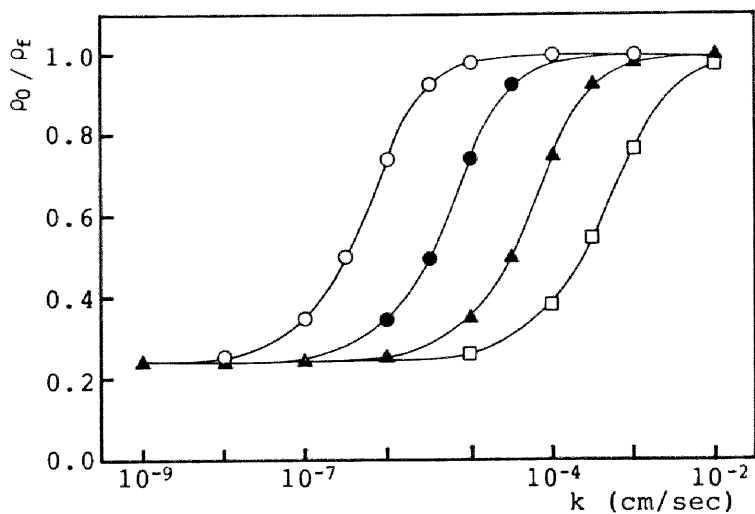
載荷速度の変更パターン		
\dot{q} (kN/m ² /day)	一日当たり仕上り高さ (m)	記号
0.12	5.9×10^{-3}	○
1.2	5.9×10^{-2}	●
12	5.9×10^{-1}	△
120	5.9	▲

※盛土の単位体積重量を $\gamma_t = 20.29 \text{ kN/m}^3$ とする。

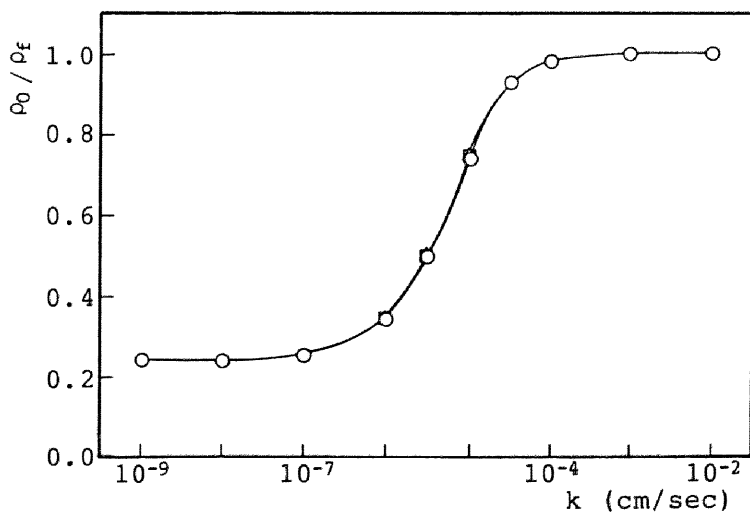
解析結果は図 A.4.1 に示す。 $\rho_0/\rho_f \sim k$ 曲線は \dot{q} が速ければ非排水的になり部分排水効果の起こる透水係数レンジ (以下部分排水レンジとよぶ) は右へ移動する。一方、 \dot{q} が遅ければ排水的になり部分排水レンジは左に移動する。また、 \dot{q} が 10 倍、100 倍と大きくなると部分排水レンジの大きさは変わらないが、起こる透水係数が 10 倍、100 倍と大きくなる。そこで、載荷速度 \dot{q} を用いて部分排水レンジを正規化する。図 A.4.2 は図 A.4.1 の \dot{q} に対する部分排水レンジを $R\dot{q}$ で正規化したものである。この場合定数 R は $7.2 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{kN}$ で $\rho_0/\rho_f \sim k/R\dot{q}$ 曲線は一本の曲線となった。したがって設計者は、載荷速度 \dot{q} が変わっても図 A.4.2 を用いて $\rho_0/\rho_f \sim k$ 曲線を求めることができる。

以上より、透水係数の低い地盤 ($\rho_0/\rho_f \sim k$ 曲線でいう左側) に盛土を施工しようとするとき、工期が許すならば、載荷速度を小さくすることで地盤は部分排水効果が期待

できる。また、地盤が破壊に近づいたら、施工を一時中断して地盤の圧密を促進させるが、これも非排水的で部分排水レンジよりも小さい k の地盤に対し、全体の施工速度を小さくすることによって部分排水効果を起こしていると解釈できる。



図A4.1 \dot{q} を変化させた $\rho_0 / \rho_f \sim k$ の変化



図A4.2 載荷速度 \dot{q} による透水係数

$$(k \rightarrow k/R\dot{q}, R=7.2 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{kN})$$

(2) 地盤の層厚、排水条件

Terzaghi の一次元弾性圧密理論によると、圧密速さは排水長の2乗に反比例する。部分排水効果とは、地盤の水のマイグレーション効果そのものであるので、多次元弾塑性圧密解析についても、排水長が部分排水効果に及ぼす影響はあると予想できる。ここでは層厚を $H=12,45\text{m}$ として解析を行った。図 A4.3(a),(b) はそれぞれ層厚の有限メッシュ図を示す。そして図 A4.4 はそれぞれの層厚に対し $F_s=1.0$ の盛土荷重を作用させたときの $\rho_0/\rho_f \sim k$ 曲線を示したものである。層厚が厚いほど地盤は非排水的な挙動を示すため、透水係数が大きいレンジで部分排水効果が生じる。また、層厚が薄いと逆に排水的な挙動を示すため、透水係数の小さいレンジで部分排水効果が生じる。曲線の tail 部分に関しては層厚が薄いほど ρ_0/ρ_f 値が下がり、特に層厚が 25m から 12m 変化すると ρ_0/ρ_f 値は急激に減少している。つまり地盤の層厚が厚いほど、多次元的にせん断変形が起こるため tail 部分が上がるのである。

次に層厚 $H=25\text{m}$ で下端を非排水として計算を行ったところ図 A4.5 に示す結果が得られた。なお、この図は層厚 $H=45\text{m}$ の両面排水での解析結果も同時に比較している。 $H=25\text{m}$ の両面排水と比較すると、片面排での $\rho_0/\rho_f \sim k$ 曲線は部分排水レンジが非排水側にわずかに移動したが tail 部分は一致した。また、ほとんど同じ排水長である層厚 $H=45\text{m}$ との比較では部分排水レンジも tail 部分も変化が生じ、排水長よりも層厚でせん断特性が異なっていることがわかる。



図 A4.3(a) 層厚 12m メッシュ

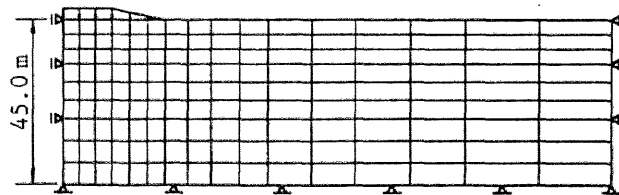
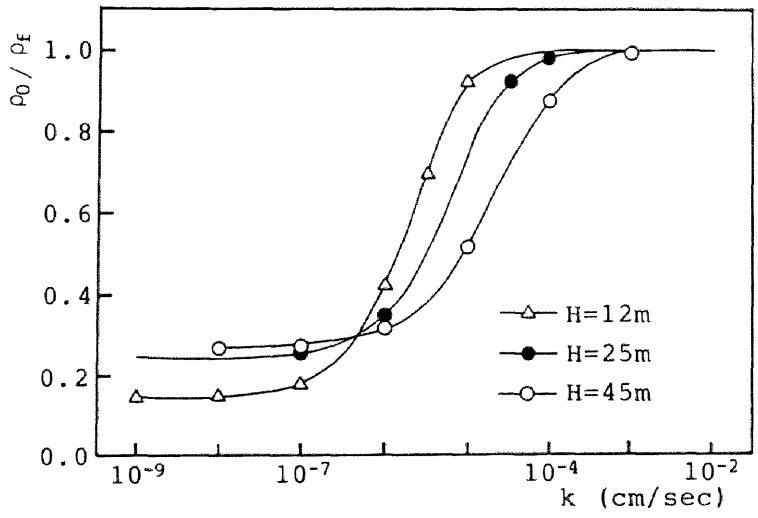
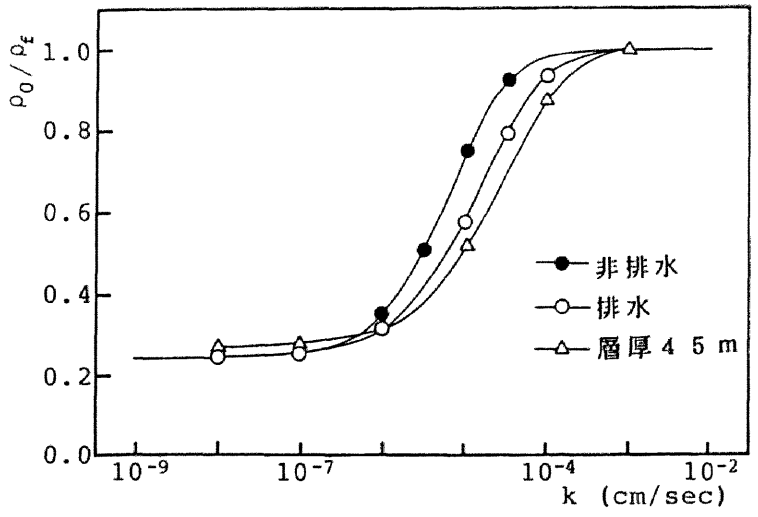


図 A4.3(b) 層厚 45m メッシュ



図A4.4 層厚の変化による $\rho_0/\rho_f \sim k$ の変化



図A4.5 排水条件の変化による $\rho_0/\rho_f \sim k$ の変化

(3) 弾塑性パラメータ

本研究では設計に有限要素法を用いる際、図 4.15 のフローチャートあるいは 4.3 で説明するように圧密試験および非排水三軸圧縮、伸張試験により仮定する K_0 値だけそれぞれの q_{fu} がほぼ等しい弾塑性パラメータの組を決定している。表 A4.2 は試験結果を示し、これらを圧縮・伸張の強度式に代入することによって $K_0 = 0.65$ 、 0.70 、 0.75 の 3 つの弾塑性パラメータの組を得て、表 A4.3 に示した。3 つのパラメータの組に対し地盤の非排水支持力 q_{fu} は 106.7 、 109.2 、 113.7 kN/m^2 となり、それぞれ $F_s = 1.0$ の盛土荷重を作用して $\rho_0/\rho_f \sim k$ 曲線を作ったものが図 A4.6 である。 K_0 値が小さくなるほど、透水係数の小さい地盤では ρ_0/ρ_f 値が上昇しているが、部分排水効果の起こる透水係数レンジはほぼ一致した。4.3 で述べるが、設計においては地盤全体を代表する透水係数 k は、測定された沈下比 ρ_0/ρ_f から $\rho_0/\rho_f \sim k$ 曲線を使って求められる。したがって、サンドドレーン工法によって地盤が部分排水効果の起こる透水係数レンジまで改良されたならば、地盤を代表する透水係数 k は弾塑性パラメータが異なっても少ない誤差で評価できるといえる。一方、サンドドレーン工法によって改良しても地盤が非排水的 ($k < 10^{-7} \text{ cm/sec}$) であるなら、 ρ_0/ρ_f は 0.4 以下となり、透水係数を求めることはできない。しかし、このことは不正確な透水係数で設計するよりさらに地盤改良を施すべきであることを示唆している。生じる誤差が工学的に許容できる範囲であるかどうかは付録 4.2 で議論する。図 A4.7(a) ~ (c) はこの基本データの弾塑性パラメータから、それぞれ一つのパラメータに着目し、その変化による $\rho_0/\rho_f \sim k$ 曲線の影響を調べたものである。この図より、各パラメータの変化によるその沈下特性の変化が確認でき、これらの変化が合わさって図 A4.6 の結果が得られたことになる。

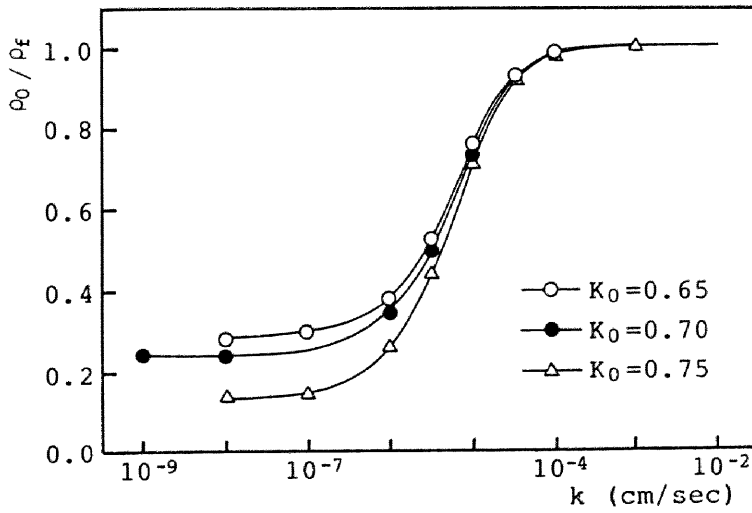
塑性指数 I_p により包括的に弾塑性パラメータを決定する方法があるが、図 A4.8 はその方法によって決めた弾塑性パラメータを用いて求めた $\rho_0/\rho_f \sim k$ 曲線である。両方も、荷重安全率 $F_s = 1.0$ であるにもかかわらず、地盤の挙動は異なっている。これは F_s による沈下挙動の正規化を制約することを示すかもしれない。しかし今までの議論から、設計における弾塑性パラメータはその非排水支持力 q_{fu} がほぼ等しい非排水圧縮、伸張強度より統一的に求めることで透水係数を評価することが容易かつ正確である。

表 A4.2 : 非排水試験と標準圧密試験結果

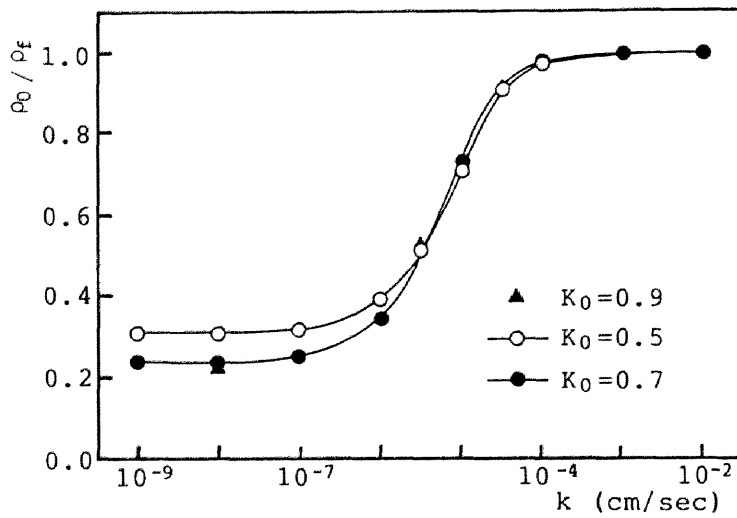
$C_u C$	=	0.299
$C_u E$	=	0.222
λ	=	0.192

表 A4.3 : 弾塑性パラメータ

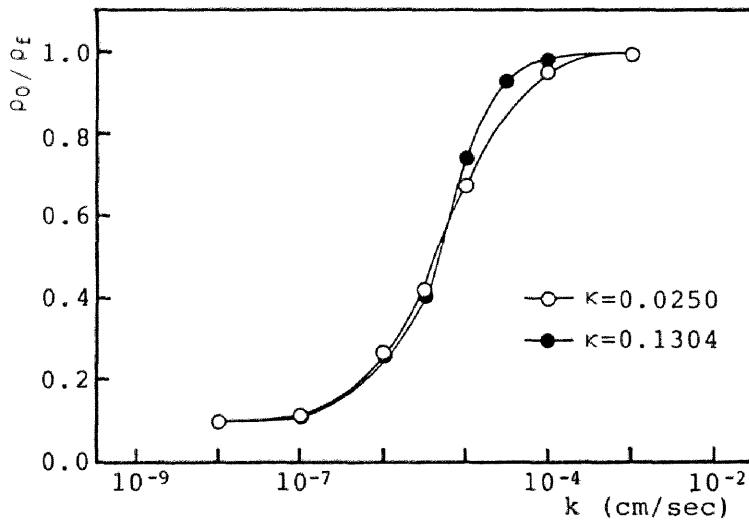
K_0	M	κ	A	D	ν'
0.65	1.13	0.158	0.370	0.031	0.179
0.70	1.20	0.130	0.478	0.038	0.200
0.75	1.33	0.085	0.662	0.047	0.005



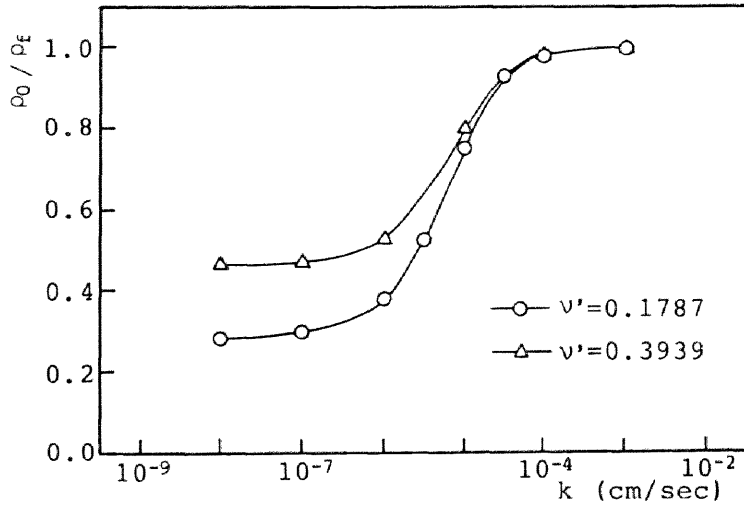
図A4.6 弾塑性パラメータの組による $\rho_0 / \rho_f \sim k$ の変化



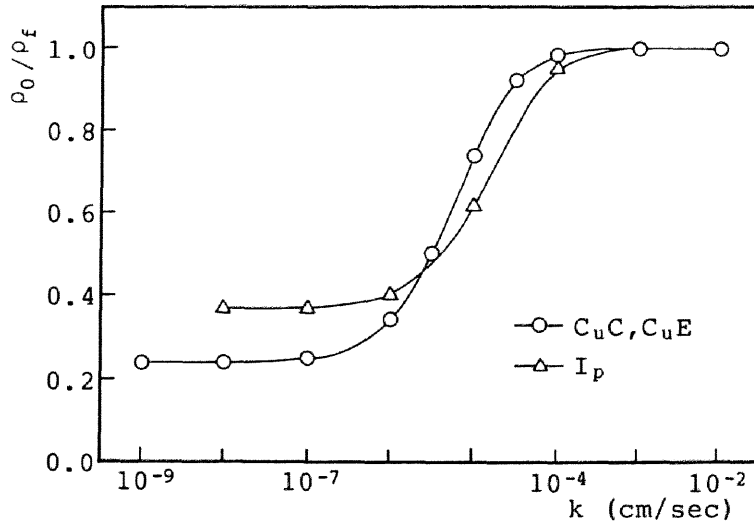
図A4.7(a) $\rho_0/\rho_f \sim k$ 関係 (K_0 による変化)



図A4.7(b) $\rho_0/\rho_f \sim k$ 関係 (κ による変化)



図A4.7(c) $\rho_0/\rho_f \sim k$ 関係 (ν による変化)



図A4.8 I_p で求めたパラメータとの比較

(4) 透水係数改良範囲、メッシュ依存

地盤を有限要素メッシュで理想化する時、地盤領域に対しどの程度理想化すればよいか問題である。さらに地盤全体を代表する透水係数 k は地盤のメッシュ全体に一つ与えられるので、メッシュの大きさに沈下挙動が影響を受けるか調べておく必要がある。本論において図 3.3 に示した有限要素メッシュおよび透水係数の改良領域は、盛土幅に対しメッシュを数倍(ここでは約 6 倍)の大きさにしている。そこで解析方法を 2 つに分けてメッシュ依存性について検討する。まず有限要素メッシュは基本形と同じであるが、改良領域を図 A4.9(a),(b) に示すように、盛土直下と 60 要素改良範囲で透水係数を変化させ、改良範囲外は $k = 10^{-7} \text{cm/sec}$ と一定としている。図 A4.10 は F_t での $\rho_0/\rho_f \sim k$ 曲線を比較した図である。(a) と基本形は一致し、(b) の範囲がわずかに非排水的になっているが、ほぼ一致している。図 A4.11 に沈下図を示す。どの改良範囲も沈下が一致した。すなわち、 k の改良範囲の変化は $\rho_0/\rho_f \sim k$ 曲線に影響を与えないと結論づけることができた。

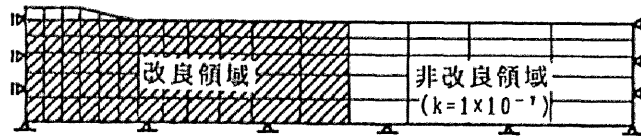


図 A4.9(a) 透水係数改良範囲(60要素)

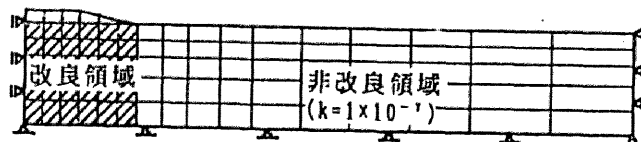
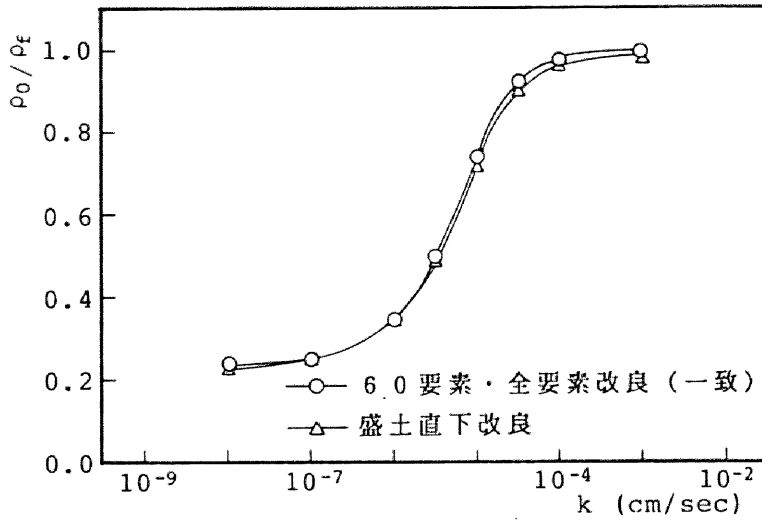
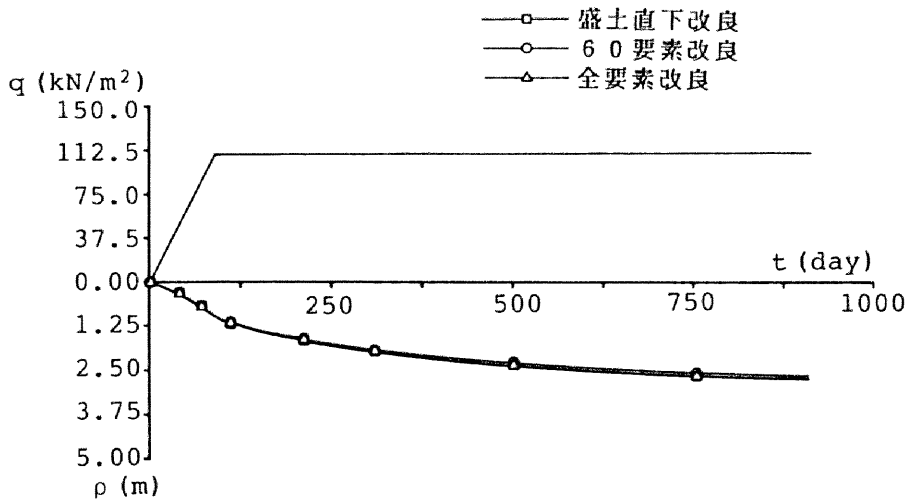


図 A4.9(b) 透水係数改良範囲(盛土直下)



図A4.10 k改良範囲による $\rho_0/\rho_e \sim k$ の変化



図A4.11 沈下曲線の比較（改良範囲の変更）

次にメッシュ範囲について調べる。メッシュの範囲は図 A4.12(a)、(b) に示した通りで、基本形 80 要素に対し 70,60 要素に変更してメッシュ幅を短縮した。結果は図 A4.13 が示すように 3 つのメッシュでも $F_s = 1.0$ の場合、 $\rho_0/\rho_f \sim k$ 曲線が一致した。また、図 A4.14 の沈下直線をも、3 のメッシュとも一本の曲線上にある。このことから $\rho_0/\rho_f \sim k$ 曲線はメッシュによる影響は生じないという結果が得られた。

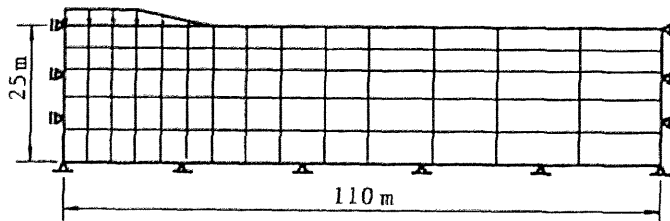


図 A4.12(a) FEMメッシュ (70要素)

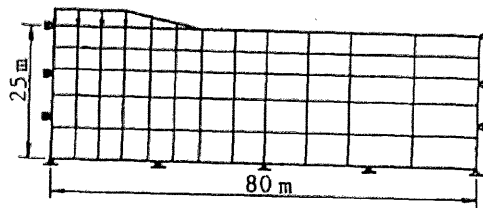
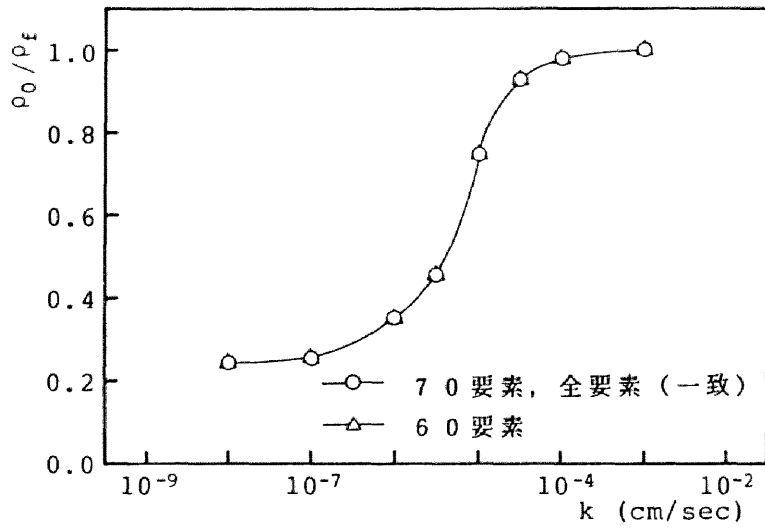
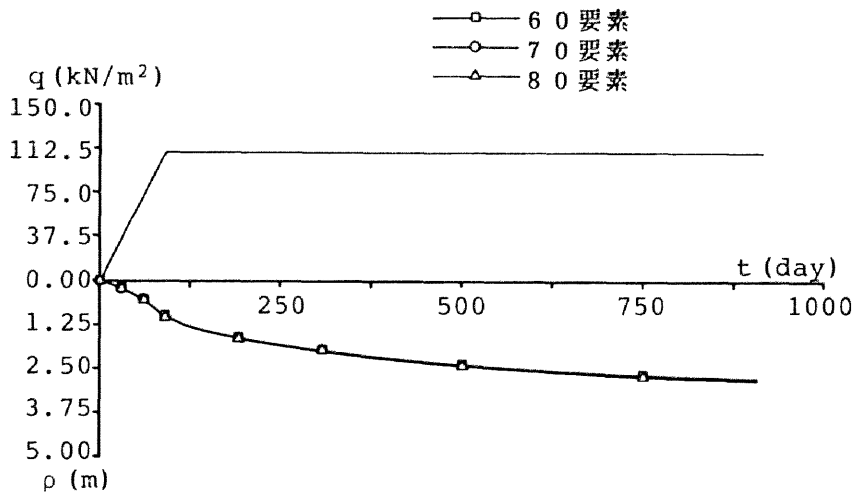


図 A4.12(b) FEMメッシュ (60要素)



図A4.13 メッシュ変更による $\rho_0/\rho_f \sim k$ の変化



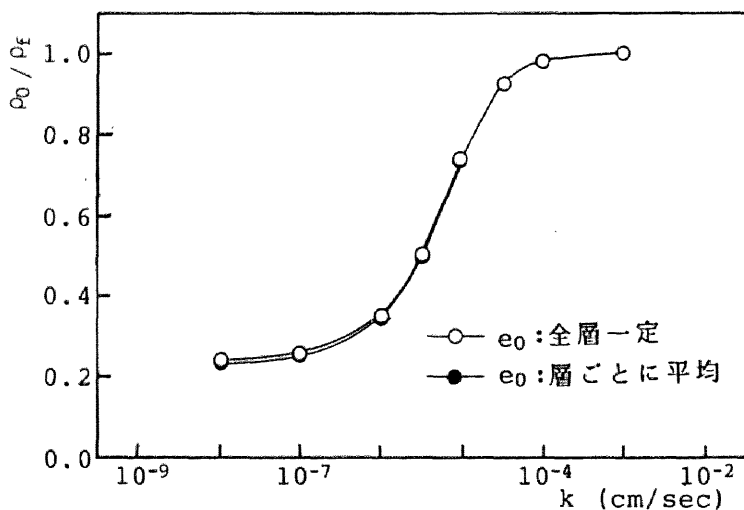
図A4.14 沈下曲線の比較 (メッシュの変更)

(5) 間隙比による変化

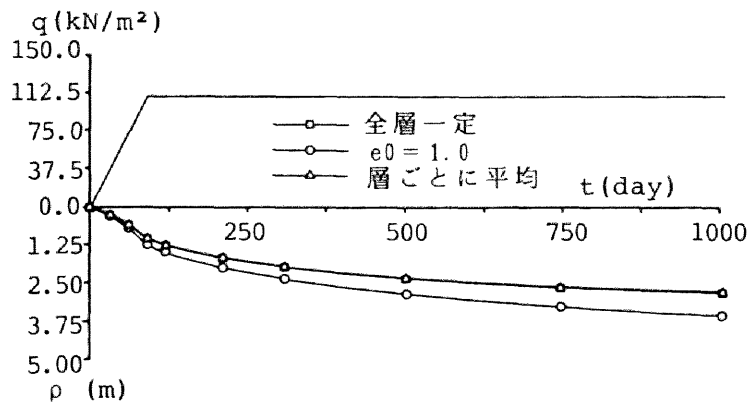
同じ土に対して、その強度は間隙比によって決まり、間隙比が小さいほど強度は強くなる。そこで、地盤の初期間隙比 e_0 が沈下にどのように影響しているか調べた。ここで初期間隙比 e_0 とは、先行圧密圧力 σ'_{v0} に対する間隙比のことである。基本形では深さ方向に対し間隙比は一定として解析しているが、実際は鉛直方向の荷重のため各層の間隙比は異なるはずである。そこで e_0 を圧縮指数 λ と地盤の初期鉛直応力 σ'_{v0} より各層ごとに求めると表 A4.4 となり $\rho_0/\rho_f \sim k$ 曲線の変化を調べたものが図 A4.15 である。結果は両者とも一致し、その沈下挙動も図 A4.16 のように同一の経路をとった。沈下曲線の○は $e_0 = 1.0$ で地盤を均質化させた曲線である。この沈下の相違は、粘土の密度による変化を表している。しかし図 A4.17 に示す $\rho_0/\rho_f \sim k$ 曲線で基本形と比較してみると、部分排水レンジはわずかに非排水側に移動しているが、tail はほぼ一致した。このことから e_0 の変化は沈下量の絶対量は異なるが、沈下の割合は一致していると言える。

表 A4.4：各層の間隙比

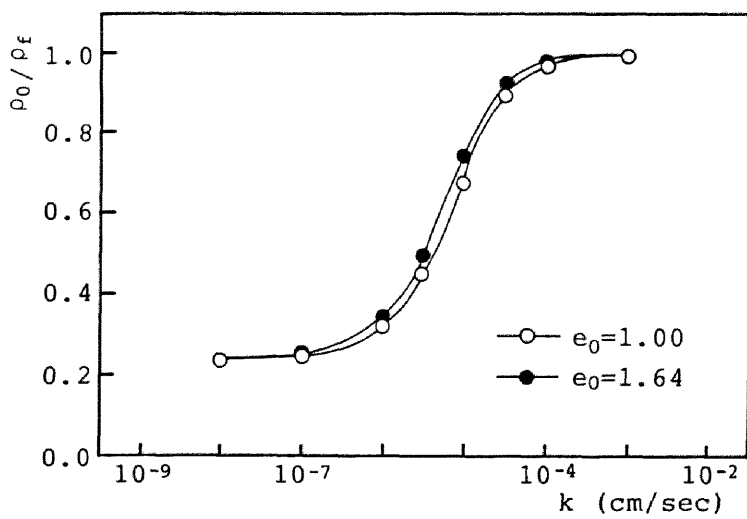
1層	1.89
2層	1.74
3層	1.64
4層	1.56
5層	1.49



図A4.15 e_0 を層ごとに变化させて比較



図A4.16 沈下曲線の比較 (間隙比 e_0 の変更)



図A4.17 $e_0=1.00$ との比較

付録 4.2 地盤の透水係数を予測するまでの過程における誤差の検討および許容範囲

盛土盛立て終了時の沈下量 ρ_0 を計測し、その後の沈下データより ρ_f を予測して ρ_0/ρ_f を求める。そしてあらかじめ準備した $\rho_0/\rho_f \sim k$ 曲線を用いることで地盤を代表する透水係数 k を求めることができ、設計に用いている。しかし、多次元弾塑性圧密変形の複雑な沈下や、データの個数、間隔など設計者の個人誤差により予測 ρ_f 値に変化が生じることから、求められた k もいろいろな誤差をもつことになり真値とは言い難い。また $\rho_0/\rho_f \sim k$ 曲線は、非排水三軸圧縮・伸張強度より決定した弾塑性パラメータを用いて準備しているので、試験において生じる誤差が地盤の透水係数の予測に影響する。

しかし、設計者が予測した透水係数 k が真の k 値と違っていても真の k 値の沈下挙動とはほぼ同じであれば、誤差を含んだ k 値を代用して施工を行うことができる。ここでは ρ_f 及び k を予測するまでの各過程での誤差に着目し、誤差を含むの許容範囲を明らかにする。計算では盛土は盛土 A および表 4.1 を基本形として用い、実際の沈下は表 A4.5 に示す。

表 A4.5：実際の地盤の沈下と透水係数

ρ_0	=	1.58 (m)
ρ_f	=	2.84 (m)
ρ_0/ρ_f	=	0.558
k	=	4.20×10^{-6} (cm/sec)

(1) ρ_0/ρ_f の誤差の許容範囲

ρ_f を予測して得られた ρ_0/ρ_f は真値 ρ_0/ρ_f^* に対しどのくらいまで許容されるかを調べる。 ρ_f の予測の際生じる ρ_0/ρ_f 値の誤差として表 A4.6 の正負 5 種類を設定した。そしてこの誤差を含んだ ρ_0/ρ_f より図 A4.18 に示すよう透水係数 k を予測すると表 A4.7 のようになる。図 A4.18 に示すように、用いた ρ_0/ρ_f の真値付近は部分排水効果が生じているため、わずかな透水係数の変化で ρ_0/ρ_f が急変し、 ρ_0/ρ_f の誤差に生じた k のレスポンスは小さくなるという特徴がある。表 A4.7 の k を用いた沈下挙動を図 A4.19(a) ~

(e) に示し、その ρ_0 、 ρ_f 具体的な数値を真値と比較して表 A4.8 に示した。 G_3 つまり真値 ρ_f の5%の誤差を含んだ ρ_0/ρ_f での k の予測に対し、その沈下挙動は ρ_0 で $\pm 5\%$ 、 ρ_f で $\pm 1\%$ の誤差範囲におさまる。

なお、この誤差の範囲は実際の構造物の重要性等の各設計基準により変化する。また、逆に地盤の透水係数 k が極端に大きかったり、あるいは小さかったりしたとき、 ρ_0/ρ_f 値がわずかな誤差で予測する k が大きく変化する。これは設計者にとって不利であるが、部分排水効果の現れる透水係数に地盤を改良できなかったのであって、すなわち「サンドドレーンによる地盤改良はなかった」のである。

表 A4.6：真値に対する誤差

記号	誤差
G_1	± 0.10
G_2	± 0.05
G_3	± 0.03
G_4	± 0.02
G_5	± 0.01

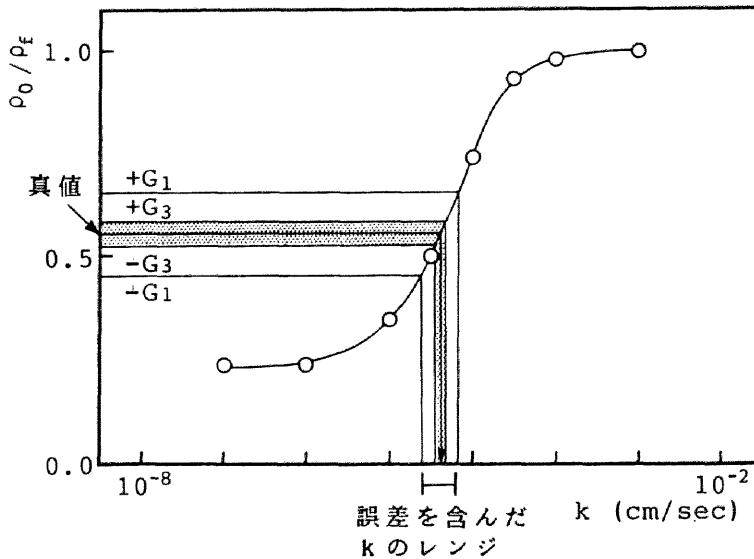


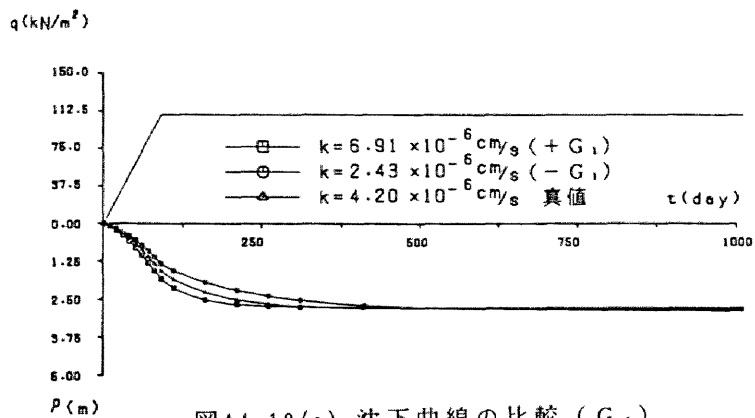
図 A4.18 ρ_0/ρ_f の誤差で生じる k の誤差の範囲

表 A4.7 : ρ_f の予測誤差による透水係数の予測誤差

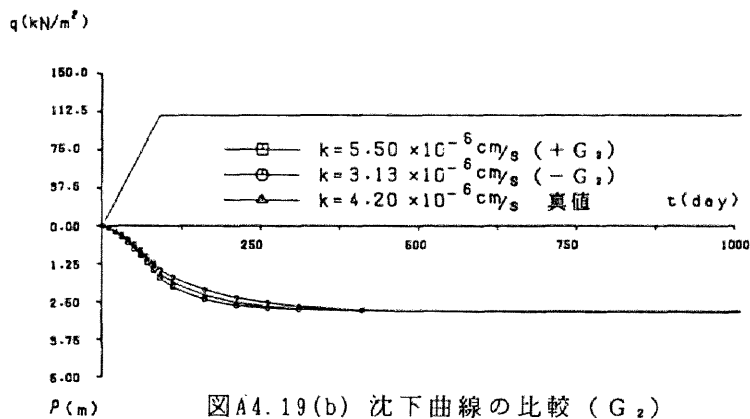
記号	ρ_f の予測誤差 (m)	ρ_0/ρ_f	誤差 (%)
+G ₁	2.40	0.6579	+0.1
+G ₂	2.59	0.6079	+0.05
+G ₃	2.68	0.5609	+0.03
+G ₄	2.73	0.5779	+0.02
+G ₅	2.79	0.5679	+0.01
真値	2.8376 (m)	0.5579	
-G ₅	2.88	0.5479	-0.01
-G ₄	2.93	0.5379	-0.02
-G ₃	2.99	0.5279	-0.03
-G ₂	3.11	0.5079	-0.05
-G ₁	3.44	0.4579	-0.1

表 A4.8 : 誤差をもった透水係数の沈下挙動

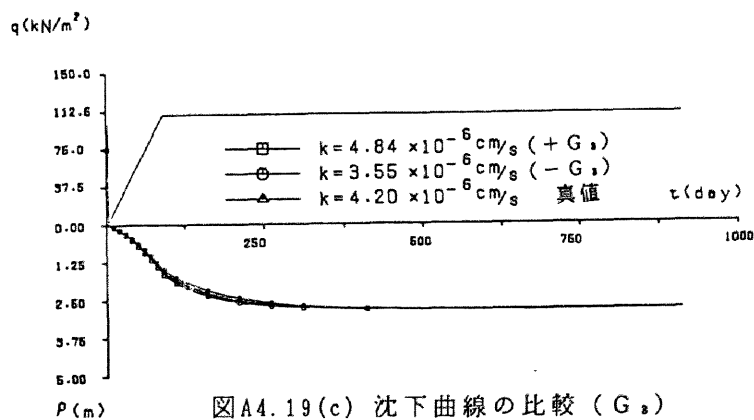
誤差	記号	予測された k	ρ_0 (m) 及び誤差 (%)	ρ_f (m) 及び誤差 (%)	$\lambda_i (= -\ln \beta_n / \Delta t)$
+	G ₁	6.91×10^{-6}	1.8286 (+11.0)	2.7745 (-2.2)	0.0177
	G ₂	5.50×10^{-6}	1.7108 (+ 8.5)	2.8043 (-1.2)	0.0142
	G ₃	4.84×10^{-6}	1.6465 (+ 4.4)	2.8204 (-0.6)	0.0123
	G ₄	4.62×10^{-6}	1.6234 (+ 2.9)	2.8261 (-0.4)	0.0121
	G ₅	4.42×10^{-6}	1.6018 (+ 1.0)	2.8315 (-0.2)	0.0116
	真値	4.20×10^{-6}	1.5771	2.8376	0.0110
-	G ₅	3.98×10^{-6}	1.5514 (- 1.6)	2.8440 (+0.2)	0.0106
	G ₄	3.89×10^{-6}	1.5405 (- 2.3)	2.8467 (+0.3)	0.0104
	G ₃	3.55×10^{-6}	1.4981 (- 5.0)	2.8572 (+0.7)	0.0097
	G ₂	3.13×10^{-6}	1.4414 (- 8.6)	2.8714 (+1.2)	0.0089
	G ₁	2.43×10^{-6}	1.3344 (-16.4)	2.8985 (+2.1)	0.0078



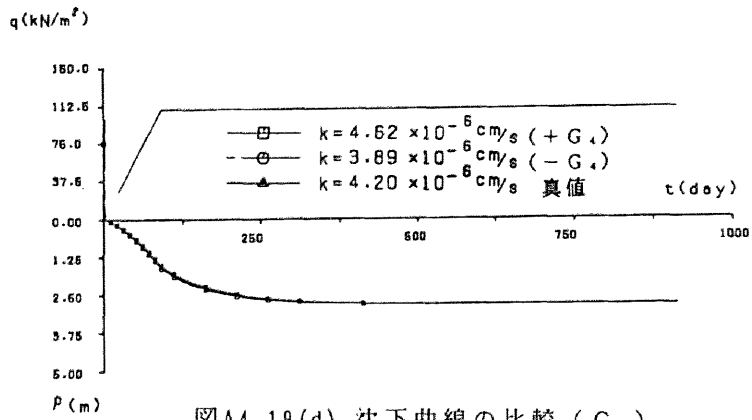
図A4.19(a) 沈下曲線の比較 (G_1)



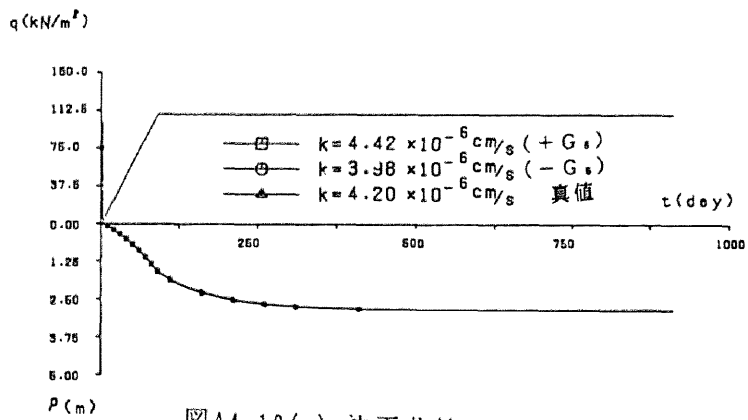
図A4.19(b) 沈下曲線の比較 (G_2)



図A4.19(c) 沈下曲線の比較 (G_3)



図A4.19(d) 沈下曲線の比較 (G_4)



図A4.19(e) 沈下曲線の比較 (G_6)

(2) 一次差分近似による沈下予測に関する沈下計測期間 Δt およびデータ間隔の問題

最終沈下量 ρ_f に誤差が生じる原因は、一次差分近似により沈下予測をする時に必要な沈下計測値の取り方にある。 ρ_f の予測の際、その計測期間は長いほど、データ間隔は短くその数が多いほど正確な予測値を得ることができる。しかし実際の現場などでは計測期間等には限界がある。そこで沈下をどの程度測定すれば正しい ρ_f が得られるか計測期間を150日までとし、計測間隔を $\Delta t = 10$ 、20日の2種類に変化させて ρ_f の予測値および圧密第1固有値を調べ、表A4.9に示した。ここで、載荷終了直後は地盤の剛性係数が回復する期間として弾塑性体特有の沈下挙動をする。したがって、線形近似が難しいと判断し、載荷後30日以降の沈下データを用いて沈下予測を行っている。真値は $\rho_f = 2.8376\text{m}$ 、 $\lambda_1 = 0.011$ であり、測定日数が100日以上であればほとんど正確に予測している。また各 ρ_f を用いて透水係数 k を予測したものを表A4.10に示す。 ρ_0/ρ_f 値の許容誤差を ± 0.03 程度とすると(1)~(5)はすべて許容範囲にある。この中から工期の限度や真値に近い値を考慮すると、(3)の計測期間には100日が必要であると判断した。

表 A4.9 : データのとり方による ρ_f の予測誤差

	測定日数	$\Delta t = 10$		$\Delta t = 20$	
		予測 ρ_f	λ_i	予測 ρ_f	λ_i
A	30 ~ 50	2.7864	0.0118	—	—
B	~ 80	2.8224	0.0112	2.8292	0.0111
C	~ 100	2.8318	0.0111	2.8380	0.0110
D	~ 120	2.8371	0.0110	2.8389	0.0110
E	~ 150	2.8453	0.0108	2.8445	0.0109

表 A4.10 : データのとり方による ρ_0/ρ_f 、 k の予測誤差

	$\Delta t = 10$		$\Delta t = 20$	
	ρ_0/ρ_f	k	ρ_0/ρ_f	k
A	0.5660	4.32	—	—
B	0.5588	4.26	0.5574	4.20
C	0.5569	4.19	0.5571	4.19
D	0.5589	4.18	0.5554	4.18
E	0.5543	4.17	0.5544	4.17

(3) 実測値への適用

これまで述べていた基準は理想化された地盤での数値実験によって求められた値であった。そこで、実際の沈下データを使用してこの基準の適用性について調べる。なお実測データは碧南試験盛土を使用し、現場計測により $\rho_0 = 1.69\text{m}$ を得ている。

表 A4.11 は Δt および期間を変えて、それぞれの ρ_f の値を示したものである。 ρ_f の数値に若干ばらつきはあるものの、 $\rho_f = 2.80 \sim 2.85\text{m}$ 程度におさまっている。現場による予測値は $\rho_f = 2.90\text{m}$ を示し、これを真の値とすると予測値は全て小さく見積もっている。しかし ρ_0/ρ_f 値は0.02の誤差であり、十分精度よい透水係数を予測することができると言える。

表 A4.11: Δt および計測期間を変化させた ρ_f 予測

No.	Δt	載荷後日数	予測 ρ_f (m)	$\lambda_i (\times 10^{-2})$
1	7	30 ~ 100	2.80	1.42
2		~ 121	2.83	1.25
3		~ 149	2.80	1.42
4	14	30 ~ 100	2.86	1.23
5		~ 121	2.80	1.39
6		~ 149	2.85	1.26
7	21	30 ~ 100	2.79	1.23
8		~ 121	2.79	1.39
9		~ 149	2.83	1.26

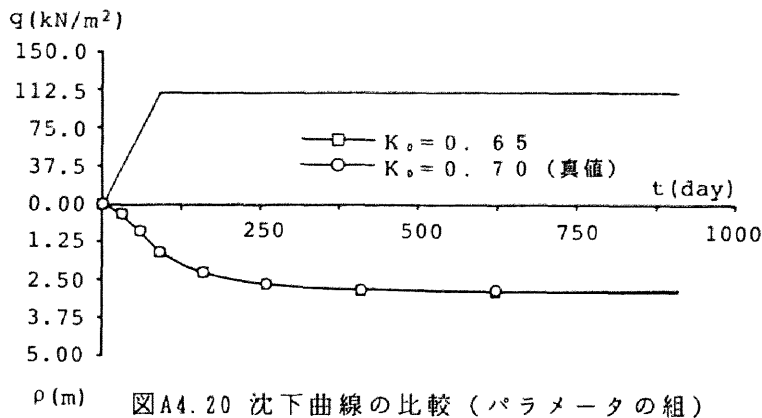
(4) c_{uc}, c_{ue} から求まる弾塑性パラメータにおける誤差

設計に用いる弾塑性パラメータを決定する時、非排水三軸圧縮 c_{uc} ・伸張 c_{ue} 強度を合わせるようにパラメータの組を求めた。これは K_0 を離散的に変化させることでその組み合わせは無数通り存在し、それぞれのパラメータ群における $\rho_0/\rho_f \sim k$ 曲線もまた無数通り存在することを3.2.4で示した。ここでは、測定値 ρ_0/ρ_f 値に対して各弾塑性パラメータ組の $\rho_0/\rho_f \sim k$ 曲線の違いに対する k の誤差の程度を調べる。三軸圧縮・伸張強度をあわせるパラメータの組は表 A4.3 を使用し、 $K_0 = 0.7$ (真値)と $K_0 = 0.65$ の組について比較した。つまり $q = 109.2\text{kN/m}^2$ を載荷した場合、 $K_0 = 0.65$ のパラメータの組を用いて設計した場合、真値 $K_0 = 0.7$ の沈下とどのくらいの誤差があるかを調べることである。

図A4.6より $\rho_0/\rho_f=0.558$ における $K_0=0.65$ の組の透水係数は $k=3.63\times 10^{-6}\text{cm/sec}$ であった。この値を用いて沈下挙動を解析したものが図A4.20その具体的な数値を表A4.12にまとめた。どちらもほとんど同じ沈下挙動を示していることがわかる。したがって、真値と違う弾塑性パラメータを選んでも透水係数や F_s の変化によってその挙動は真値に近いものとなり、弾塑性パラメータの組における誤差に関してほとんど問題がないことがいえる。

表A4.12：弾塑性パラメータの違いによる沈下挙動の比較

K_0	k	ρ_f (m)	λ_i
0.65	3.63×10^{-6}	2.8531	0.010
0.70 (真値)	4.20×10^{-6}	2.8318	0.011



図A4.20 沈下曲線の比較 (パラメータの組)

(5) c_{uc}, c_{ue} の測定誤差

非排水圧縮 c_{uc} ・伸張強度 c_{ue} の値を求める時、地盤から試料を採取し、三軸試験を行うことでこの値をもとめている。しかし三軸試験に限らず、室内試験を行う過程で個人によって試料の成形や、試験機の取扱いなどが違うため、試験結果にばらつきが生じる。しかし設計者はこの試験結果を用いて設計しなければならず、求められる弾塑性パラメータも真値とは異った、誤差を含んだ値になる場合が多い。ここで、誤差を含んだ c_{uc}, c_{ue} 値から求められる弾塑性パラメータが、 k の予測に及ぼす影響を調べる。

表 A4.13 は真値の c_{uc}, c_{ue} を 1.1 倍、0.95 倍した値であり、この強度より求められる弾塑性パラメータを示したものが表 A4.14 である。この値に真値の荷重と同じ $q = 109.2 \text{ kN/m}^2$ を載荷した時の ρ_0/ρ_f 曲線をもとめ、 $\rho_0/\rho_f = 0.558$ (真値) から得られた透水係数を表 A4.15 に示す。

それぞれのパラメータの組の透水係数の予測誤差はどの k も G_3 の範囲 ($k = 3.55 \sim 4.84 \times 10^{-6} \text{ cm/sec}$) におさまり、沈下図 (図 A4.21(a),(b)) を見てもほぼ一致している。また、-5% 誤差のパラメータおよび k を用いて多次元弾塑性圧密解析より得られた ρ_f は +10% 誤差よりも大きい誤差を示している。つまり、 c_{uc}, c_{ue} を真値より低い値を得た場合の方が誤差が大きく、実際の試験ではこの場合が多く現れる。したがって設計者は、 c_{uc}, c_{ue} 測定に関しては数多くの実験をこなし、多くのデータから値を決めなければならない。

表 A4.13 : $C_u C$, $C_u E$ の誤差

+10% 誤差	$C_u C_{1.1}$	0.32901
	$C_u E_{1.1}$	0.24398
-5% 誤差	$C_u C_{0.95}$	0.28414
	$C_u E_{0.95}$	0.21071

表 A4.14 : 誤差を含む $C_u C$, $C_u E$ による弾塑性パラメータの決定

$C_u C, C_u E$ の誤差	K_0	M	λ	κ	ν'	D	q_{fu} (kN/m^2)	F_S
+10% 誤差	0.65	1.29	0.424	0.144	0.269	0.031	121.8	1.12
	0.70	1.39	0.555	0.111	0.301	0.038	119.6	1.10
-5% 誤差	0.65	1.05	0.346	0.164	0.092	0.031	107.8	0.99
	0.70	1.13	0.444	0.139	0.167	0.038	107.0	0.98
真値	0.70	1.20	0.478	0.130	0.200	0.038	109.2	1.00

表 A4.15 : 透水係数の予測

$C_u C, C_u E$ の誤差	K_0	k	ρ_f (m)
+10% 誤差	0.65	3.80×10^{-6}	2.8200
	0.70	4.17×10^{-6}	2.7839
-5% 誤差	0.65	4.09×10^{-6}	2.9273
	0.70	3.98×10^{-6}	2.9291
真値	0.70	4.20×10^{-6}	2.8318

