

①

バーチカルドレーンによる粘土地盤の
圧密変形機構に関する研究

1993年6月

住岡宣博

目 次

	ページ
第1章 序 論	1
1. 1 バーチカルドレーン工法の沿革	1
1. 2 バーチカルドレーンの有効性に関する論議	3
1. 3 本研究の背景と目的	7
1. 4 本論文の構成とその主要な内容	9
第2章 地盤改良された実地盤の圧密挙動	14
2. 1 緒 論	14
2. 2 地盤改良工事概要	16
2. 3 沈下解析	20
2. 3. 1 検討手法	20
2. 3. 2 沈下測定	20
2. 3. 3 解析結果	23
2. 4 圧密変形の現地調査	29
2. 4. 1 調査の概要	29
2. 4. 2 圧密試験結果	33
2. 4. 3 一軸圧縮試験結果	38
2. 5 考 察	40
2. 6 結 論	44
第3章 バーチカルドレーンの模型実験	47
3. 1 緒 論	47
3. 2 実験概要	48
3. 2. 1 試 料	48
3. 2. 2 実験方法	49
3. 3 実験結果と考察	60

	ページ
3. 3. 1 実験結果概要	60
3. 3. 2 時間・沈下曲線	61
3. 3. 3 含水比およびひずみの分布	64
3. 3. 4 ドレーン周辺粘土への応力集中過程	71
3. 3. 5 一軸圧縮強度の半径方向分布	73
3. 4 結 論	79
第4章 模型実験の解析	82
4. 1 緒 論	82
4. 2 検討手法	83
4. 2. 1 圧密を支配する方程式の有限要素への定式化	83
4. 2. 2 数値解析に用いた応力ひずみ関係式（構成式）	87
4. 2. 3 用いた弾塑性モデルの特質	89
4. 3 解析方法	91
4. 4 解析結果と考察	96
4. 4. 1 時間・沈下関係	96
4. 4. 2 過剰間隙水圧分布	98
4. 4. 3 含水比・間隙比・ひずみの分布	100
4. 4. 4 鉛直全応力の経時変化	103
4. 4. 5 有効応力の経時変化と圧密最終状態の応力分布	104
4. 4. 6 有効応力経路	112
4. 5 結 論	113
第5章 応力集中に関係する因子	117
5. 1 緒 論	117
5. 2 検討手法	117
5. 3 解析方法	118
5. 4 解析結果	123
5. 4. 1 応力集中に関する圧縮指数の影響	123

	ページ
5. 4. 2 応力集中に関する膨潤指数の影響	128
5. 4. 3 応力集中に関する透水係数の影響	133
5. 4. 4 沈下量に及ぼすドレーンピッチの影響	137
5. 5 結 論	139
第6章 有効応力と圧密係数	141
6. 1 緒 論	141
6. 2 粘土の応力ひずみ関係と透水特性の仮定	142
6. 3 体積圧縮係数 m_v と透水係数 k	142
6. 3. 1 体積圧縮係数 m_v	142
6. 3. 2 透水係数 k	144
6. 4 圧密応力の変化に着目した圧密係数	144
6. 4. 1 対数ひずみの場合	144
6. 4. 2 工学ひずみの場合	147
6. 4. 3 圧密係数の検討	151
6. 5 間隙比を主要な変数とした圧密係数	155
6. 5. 1 体積圧縮係数 m_v	155
6. 5. 2 圧密係数 c_v	155
6. 5. 3 間隙比と圧密係数変化率の関係	156
6. 6 結 論	160
第7章 ひずみ速度を考慮した圧密解析	162
7. 1 緒 論	162
7. 2 圧密方程式の誘導	162
7. 3 初期条件, 境界条件, 付帯条件	165
7. 4 透水係数 k の仮定	166
7. 5 間隙比で表した圧密方程式	170
7. 6 差分計算による解	171
7. 7 結 論	176

第8章 結 論	178
---------------	-----

あとがき	184
------------	-----

の製造工場から多く出ている。ポーランドでポーランド工場の建設は、1990年
の最初の特別協定に課税可能な投資が認められたことであり、最初の5年間は
減税の特典が適用されることにより、投資家の投資に際しては税制上の優遇
が享受されることになる。何らかの方式で投資を促進する試み、投資促進
が投資促進策として大規模に採用される可能性のあることを示していた。この結果
に基づいたため、1990年12月にはポーランド政府が、ポーランド政府がポー
ランド政府のポーランド工場の建設を奨励する目的で行った。その結果として、投資
促進策が採用された。これがポーランドでポーランド工場の建設された最初の工
場であり、その結果として、投資促進策が採用された。しかし、投資促進策がポー
ランド政府のポーランド工場の建設を奨励する目的で行った。その結果として、投資
促進策が採用された。これがポーランドでポーランド工場の建設された最初の工
場であり、その結果として、投資促進策が採用された。

この結果に対して最も重要な影響を及ぼしたのは、投資促進策であり、それは、ポー
ランド政府のポーランド工場の建設を奨励する目的で行った。その結果として、投資
促進策が採用された。これがポーランドでポーランド工場の建設された最初の工
場であり、その結果として、投資促進策が採用された。しかし、投資促進策がポー
ランド政府のポーランド工場の建設を奨励する目的で行った。その結果として、投資
促進策が採用された。これがポーランドでポーランド工場の建設された最初の工
場であり、その結果として、投資促進策が採用された。

投資促進策が採用されて、投資促進策が採用された。これがポーランドでポー
ランド工場の建設された最初の工場であり、その結果として、投資促進策が採用
された。しかし、投資促進策がポーランド政府のポーランド工場の建設を奨励
する目的で行った。その結果として、投資促進策が採用された。これがポー
ランドでポーランド工場の建設された最初の工場であり、その結果として、投資
促進策が採用された。

第 1 章 序 論

1. 1 バーチカルドレーン工法の沿革

バーチカルドレーン工法は誕生以来約60年の歴史をもち、現在では軟弱地盤の代表的改良工法として広く用いられている。バーチカルドレーン工法の先駆は、1926年D. E. Moran の特許取得に源を発するサンドドレーン工法であろう。周知のようにTerzhagi の圧密理論の教えるところによれば、粘土層の圧密に要する時間は最大排水距離の2乗に比例する。このことは、何らかの方法で排水距離を短くすれば、長年月を要する圧密所要期間を大幅に短縮できる可能性のあることを示唆していた。この問題を確かめるために、Porter¹⁾ は1930年にサンフランシスコ、オークランドベイブリッジ東詰めのアプローチ盛土でサンドドレーンの現場実験を行い、その結果を第1回国際土質基礎工学会議に報告した。これがバーチカルドレーン工法の報告された最初の工事例であろうとされている。しかし、当時はまだバーチカルドレーン工法の設計法も確立されておらず、バーチカルドレーンの諸元の決定は経験にたよらざるを得ず、理論的解析法の確立が望まれていた。

この問題に対して最も貴重な業績を残したのはBarronであろう。彼は、バーチカルドレーンを中空円柱としてモデル化し、粘土層表面の沈下性状（自由ひずみと等ひずみ）、マンドレルの打ち込みによって生じる粘土の攪乱の影響、およびバーチカルドレーンの透水性を考慮してその圧密過程を理論的に検討し、1948年バーチカルドレーン工法の解析法を提案した²⁾。彼の提案したこの解析法は、現在でもバーチカルドレーン工法の設計法の基本的な理論として広く用いられている。これを機に、バーチカルドレーン工法は全世界に急速に広まり、軟弱地盤改良工法の最も主要な工法としての地位を確立していった。我が国へのバーチカルドレーン工法の導入は1952年であり石井ら³⁾によって長崎漁港で、また青柳ら⁴⁾によって岡山県金浦地区の国道改修工事で試験施工されている。

施工例が増すにつれて、用いるドレーン材料にもさまざまな試みが行われた。その先駆はKjellmanが発案したカードボードドレーン⁵⁾で、彼は1948年独自にBarronとほぼ同様の設計計算式を発表している⁶⁾。これは、大口径のドレーンを広い間隔で配置するよりも、小口径のドレーンを狭い間隔で配置する方が大きな圧密促進効果が得られるという圧密理論の援護を得て誕生した。この工法は、我が国では1963年に導入さ

れ施工された⁷⁾。その後、カードボードは素材を紙から石油化学製品の高分子材料に譲った。現在ではプラスチックドレーンとして発展し、その種類は50近くにも達している。また、サンドドレーンのくびれや切断の問題を解消し、圧密促進効果と同時に砂材料の節約にもつながる小口径の袋詰めサンドドレーン（パックドドレーン）も開発され、1968年から施工されている。一方、サンドドレーンの開発当初に技術者が期待した杭的效果とドレーン効果を同時に発揮するバーチカルドレーン工法の開発も行われた。サンドドレーンに剛性を持たせた大口径の締め固め砂杭工法（サンドコンパクションパイル工法）の開発がそれである。対象地盤が軟弱であればあるほど、地盤改良に要する期間を短くしようとすればするほど、粘土の強度増加だけではなくバーチカルドレーンに杭効果を期待しようとするのは自然である。このような背景のもとに、サンドコンパクションパイル工法は誕生した。

このように施工例が増し工法が多様化してくると、当初は考えられていなかった問題点や工法に対する疑問点が浮かび上がってきた。例えば、ドレーンの透水性を考慮していない理論を用いれば、小口径のドレーンを狭い間隔に配置すると圧密促進効果が大きく、工事費も節約できるという計算結果を与える。しかし実際のドレーンは有限の透水性であるので、小口径で長尺になればドレーンの透水性が圧密現象を支配するようになり、期待どおりの効果がみられない例も発生した⁸⁾。また、サンドコンパクションパイル工法のようにドレーンに剛性の有る場合の圧密挙動は、ドレーンに剛性のない中空円柱の圧密挙動とは大きく異なってくる。さらに、この工法の開発当初に問題視された砂杭施工時の周辺粘土の攪乱の問題もある。粘土は攪乱によって強度の低下、圧縮量の増加、透水性の低下、二次圧縮量の減少など様々に変化する。その功罪を画一的に評価することや、影響の定量化を求めることは極めて困難である。この問題はサンドコンパクションパイル工法のみならず、バーチカルドレーン工法全体に関わる基本的問題でもある。

上記のような問題に対しては、ドレーンの透水性や剛性を考慮した圧密理論が展開されるなど、理論の精密化が行われてきた。攪乱の問題に対しては工法の改善も行われ、打設方法をオーガー方式や水ジェット方式にすることによって、打設時の粘土の攪乱を極力少なくする方法も考案され実用化されている。比較実験によると、地表面沈下量で定義した圧密度90%に要する時間が、オーガー方式はマンドレル方式の数分の一であったという報告もある⁹⁾。しかし次節に述べるように、この種の問題とは別

に、施工事例や施工経験にもとづいたバーチカルドレーン工法自体に対する疑問も提起されており、いまだに充分解明されるまでには至っていない。

1. 2 バーチカルドレーン工法の有効性に関する論議

バーチカルドレーンの有効性に最初の疑問を投げかけたのは、1954年のHouse¹⁰⁾の論文であるとされている。ただこの論文は圧密理論そのものを否定するという異端的なものであったため、バーチカルドレーン工法自体の有効性に関してはそれほど注目されることはなく、この初期の時代のトラブルについてはその原因をバーチカルドレーン工法に対する認識の不的確さや、施工の不手際に求め、工法の有効性が疑われることはなかった。その後、1969年にCasagrande¹¹⁾が世界各地で行われた10箇所の施工例をもとに工法の有効性に疑問を投げかけた。彼らは主に打ち込み式の施工法を問題としており、打設に伴う粘土の攪乱のために、沈下速度はドレーンのない場合とほぼ等しいと主張した。この施工例の中にはHansbo¹²⁾が2年間計測したスウェーデンのSka-Edeby 空港の比較試験盛土のデータが含まれている。これに対してLindskog, Broms¹³⁾は、その後も継続して計測した14年近い沈下データを用いて、バーチカルドレーンが沈下促進に有効であったと反論した。これを機にバーチカルドレーンの有効性の論議は、学者、技術者を巻き込んで学会を二分する程の大論争へと広がり、1970年に公開討論会¹⁴⁾が開かれた。

我が国におけるバーチカルドレーンの有効性の論議は、現場試験データの再検討という形で始まった。この問題は、陸上施工を中心とした道路や鉄道の技術者から強く出されている。齊藤¹⁵⁾は6カ所、持永¹⁶⁾は3カ所の施工例を挙げて、バーチカルドレーンによる圧密促進効果に疑問を投げかけた。これが、いわゆる「海山論争」と言われるバーチカルドレーンの有効性の論議の始まりである。この施工原理に対する危惧は極めて重大な問題なので、早速バーチカルドレーンの有効性を検討するためのシンポジウム¹⁷⁾や特集による誌上討論¹⁸⁾などが行われた。しかし、これらの討論においても有効・無効を主張する両者が共に納得するような結論は得られず、この問題は1982年に「土と基礎」の講座¹⁹⁾で再び取り上げられ、現在に引き継がれている。無効論を唱える側の主張は、現場比較実験においてバーチカルドレーン改良地盤と

無処理地盤との間で沈下速度に有意差が認められないという事実^{20)・21)}に基づいている。このバーチカルドレーンに対する疑問は工法全体に対してなされており、前述のオーガー方式や水ジェット方式で施工されるバーチカルドレーン工法も例外ではない。例えば日本道路公団のまとめたバーチカルドレーン工法に関する研究報告²²⁾では、マンドレル方式のサンドドレーンとオーガー方式のサンドドレーンの施工例を比較し、次のように総括している。

- ① 沈下速度に有意差はない。
- ② 打設直後の地盤強度は、マンドレル方式では若干低下するが、オーガー方式では低下しない。
- ③ 放置後の地盤強度は、マンドレル方式の方が大きい。

一方、有効論を唱えたのは港湾・埋め立て・干拓関係の工事に従事してきたいわゆる「海側」の技術者である。彼らは数mも沈下するような軟弱地盤では、バーチカルドレーンなしには、港湾施設や護岸の早急な建設は考えられないと強調し、海上埋め立て事例を挙げ、5～6mもの沈下の大部分をバーチカルドレーンで促進できたと主張する²³⁾。しかし、「無効」を主張する側も「有効」を主張する側も、長年月の施工実績をもとにした主張であるだけに、どちらが正しいかという命題に対しての画一的結論を求めることは無理で、どちらも真実であると言わざるを得ない。ただ、相反する結論に到達した両者の間には、地盤条件、荷重条件および改良の目的等に相違が認められる。この相違が、論議を収拾のつかないものになっている。

この問題に対して土質工学会中国支部でも検討が加えられた²⁴⁾。ここでは次のように総括している。

(1)測定期間に関して

多くの議論は施工後短期間の沈下曲線によってのみ議論されている。前述のSka-Edeby空港の例にみられるように、短期間の観測データではバーチカルドレーンの有効性が認められなかったにもかかわらず、長期間のデータでは効果が認められた例があり、バーチカルドレーンの有効性の評価を下すには長期間の観測が必要である。

(2)地盤条件に関して

バーチカルドレーン工法の無効論を主張する場合と、有効論を主張する場合の地盤条件は、概ね異なっている。前者の地盤は、中間砂層やサンドシーム、そしてしばしば泥炭や有機質土層を含んだ複雑な成層状態をなしているのに対し、後者の地盤は比

較的単純で均質な沖積粘土地盤である。そしてまた、前者の地盤は水平方向の透水係数が極めて高く、一次元圧密理論で推定したよりも実際の圧密沈下は非常に速く進行する。このような地盤にバーチカルドレーンを打設しても、元来の圧密速度が速いためその効果は表れにくい。

(3)二次圧密に関して

バーチカルドレーン工法はTerzhagi, Barron の圧密理論（弾性理論）にもとづいて生まれたものであるので、二次圧密の少ない沖積粘土に対しては比較的適合性が良いが、泥炭や有機質土などのように二次圧密の大きな粘土に対してはあまり効果が見られないのは当然のことである。したがって、バーチカルドレーンの効果を二次圧密が主体となる残留沈下量の低減で評価することは適切でない。

(4)沈下速度と最終沈下量に関して

同じ条件のもとで比較した無処理地盤とバーチカルドレーン処理地盤の推定最終沈下量を比較した栗原²⁵⁾ の報告によると、両者の沈下量は同じか、バーチカルドレーン処理地盤のほうがやや大きいといった程度である。圧密過程の同一時点における沈下量で比較すると、多くの場合バーチカルドレーン処理地盤での圧密沈下量がより大きいので、バーチカルドレーンの圧密促進効果があったと認めてよい。

(5)過剰間隙水圧と強度増加に関して

報告されている幾つかの比較試験工事における測定結果²⁵⁾ からすれば、過剰間隙水圧の消散速度や強度増加の促進に対するバーチカルドレーンの効果を容易に認めることができる。

(6)部分載荷・部分改良に関して

Kumamoto, Sumioka²⁶⁾ , 熊本・住岡²⁷⁾ は載荷盛土の範囲が部分的である場合やバーチカルドレーンの施工範囲が部分的である場合の圧密挙動を数値実験により検討した。これによると、圧密速度の遅い無処理域と速い改良域との相互作用により、無処理域の影響を受けた改良域の圧密は一次的に改良した場合に比べて大きく遅れる。一方で無処理地盤での部分的載荷は二次元的或いは三次元的であり、一次元圧密の場合に較べこの場合の圧密沈下量は小さく、結果として圧密はより早く終了する。現場比較実験においては、さまざまな制約から部分載荷や部分改良であることが多く、バーチカルドレーンの効果が認められないという結論の中には、部分載荷や部分改良の影響が色濃く反映していると考えられる。

(7)不貫通バーチカルドレーンに関して

施工能力や経済的制約から、粘土層の途中でバーチカルドレーンを打ち止めることが多い。このような場合の圧密過程は一次元的慣用設計理論で予測するよりも圧密度は小さく^{28)・29)}、沈下量は大きい^{30)・31)}。これがバーチカルドレーン工法の無効性を主張する論拠となっている場合もある。

以上、これまでのバーチカルドレーンの有効性に関する論議について概説した。

1. 3 本研究の背景と目的

バーチカルドレーン工法の有効性の議論をつぶさにみると、バーチカルドレーン工法を「無効」とする側も「有効」とする側も、地表面沈下などの現象あるいは結果のみを用いて議論する傾向にあり、粘土地盤内部の挙動に踏み込んだ検討には至っていない。すなわち、粘土内部で応力やひずみはどのように変化し分布するのか、そのメカニズムについての説明がなされていない。最近では、過剰間隙水圧の消散速度と強度増加の点でバーチカルドレーンの効果が認められる²⁵⁾ という見解が無効を主張する日本道路公団の技術者から出されており、これが唯一粘土の内部挙動に触れられた主張である。

従来、バーチカルドレーンによる圧密が理論どおりに進行しない理由として、地盤性状の複雑さや不均質性、土質定数評価の不正確さ、施工に伴うドレーン周辺粘土の攪乱の影響、ウェルレジスタンス、ドレーンの剛性等による複合作用などがあげられている。これらの問題に対しては数多くの理論的研究や実験的研究が行われている。Yoshikuni, Nakano^{32), 33)} はウェルレジスタンス、ドレーンの剛性を考慮した圧密論を展開し、弾性圧密の立場からその圧密機構を明らかにした。攪乱の問題は、圧密挙動を複雑にしバーチカルドレーンの有効性を阻害する大きな因子と認識されている。攪乱帯の問題については多くの研究がある。ドレーン周辺の攪乱領域を考慮したドレーン圧密の解析的研究は、Barron²⁾ によって初めて取り扱われた。またHansbo³⁴⁾ はウェルレジスタンスとドレーン周辺の攪乱帯の両者を考慮した簡単な計算式を提案し、彼の近似解とウェルレジスタンスに関するYoshikuni, Nakanoの厳密解とから得られる計算結果を比較して、自らの近似解の有用性を示した。尾上³⁵⁾ は等ひずみのバーチカルドレーン圧密の基本方程式を解いて、ウェルレジスタンスと攪乱帯の影響を考慮したドレーン圧密の厳密解を導出することに成功した。実験的研究については例えば尾上³⁶⁾ は、粘土に模型ドレーンを貫入させ、ドレーンからの距離と粘土の透水性の関係を実験的に調べ、粘土を攪乱帯と非攪乱帯の2領域に分けて解析するモデル³⁷⁾ の実用性を検討した。そのほかに、排除型サンドドレーン打設に伴って発生する過剰間隙水圧と、それが強度に与える影響を模型実験によって検討した例^{38), 39)} もある。これらの研究努力は弾性圧密理論解からの実際の挙動のズレの原因を、攪乱による粘土の圧密特性の変化に求めようとするものである。

しかし攪乱の問題に対する従来の評価について、著者には素朴な疑問がある。一般の現場では、埋立荷重による圧密応力の増分比 $\Delta p / p_0$ が10を越えたり、体積ひずみが10%以上に達することは頻繁である。施工時の攪乱による粘土の圧密特性の変化が、初期応力の数倍或いは数十倍の圧密応力に達する荷重のもとで圧密されるまで、保持され続けるであろうか。奥村らの研究⁴⁰⁾によれば、完全攪乱された粘土も正規応力以上に達すると、不攪乱状態から圧密された粘土の c_v に回復するという。このことは、いわゆる攪乱の問題は圧密初期に支配的で、それ以降の圧密過程については影響は小さいと予想させる。弾性圧密理論による予測と実際の圧密挙動のズレには、放射流れの圧密機構の本質的な問題が隠されていると考えざるを得ない。さらに、実際の粘土は弾性・塑性・粘性を同時に有する材料であるので、その挙動は弾性として捉えた場合の挙動と異なることは十分に考えられる。特にバーチカルドレーンの圧密は、排水方向と変位の方向が異なるので、応力やひずみの分布を詳細に調べる必要がある。すなわち、弾性圧密論では圧密最終状態で応力やひずみは半径方向に一樣に分布するが、実際の粘土がそのような挙動をするか否かを丹念に検討してゆくことが重要である。このような理由から本論文では、圧密変形メカニズムの解明を試み、圧密過程の各時点における応力やひずみの分布を詳しく検討した。この応力やひずみ分布の検討を強く主張する理由は、弾性圧密理論を基にした慣用設計理論での圧密過程の予測と実際を異にする証左がそこにあると考えたからである。本研究によって、従来、関心のなかった、また認識と異なるメカニズムの幾つかを明らかにすることができたと考えている。

なお検討に際し、中空円柱に与えた変形条件はつぎのようである。すなわち、その内外周面の水平変位および下端面に垂直変位はなく、上端面にのみ一樣垂直変位が許される。以下この変形条件を K_0 等鉛直ひずみ条件と呼ぶことにする。また与えた排水条件は内周面のみが排水面であるとした。結果的に間隙水の流れは内向放射流れのみとなり、鉛直流は存在しない。

1. 4 本論文の構成とその主要内容

第2章では、現地調査に基づくサンドドレーンで改良された実地盤の圧密挙動について述べている。ここでは、荷重条件や地盤条件がほぼ同じでも、ドレーンピッチによって沈下量や圧密係数が異なる調査結果や、大規模掘削によって採取された不攪乱試料の圧密試験結果などを示した。そして、設計理論と実際との差異と、その異なる理由について考察した。

第3章では、第2章に示した粘土の圧密変形挙動が、当初一様均質な粘土に対する純粋な圧密変形機構によるものか、或いはサンドドレーン施工時の攪乱による非一様非均質さに基づく挙動なのかを明らかにするために行った室内模型実験とその結果について述べている。実験では均質な粘土を用い、攪乱の影響を極力取り除き、単純化された条件での粘土の圧密挙動を調べることに特に注意を払った。実験は一次元沈下を対象としており、 K_0 等鉛直ひずみ、内向き放射流れの圧密を再現している。

第4章では、第3章で行った室内模型実験結果を有限要素法によってシミュレーション解析した。解析に用いたモデルは線形弾性モデルと弾塑性モデルである。。ここでは排水面側要素と非排水面側要素との間の応力やひずみの不均一化は、粘土の弾塑性挙動に起因することなどを、実験結果と解析結果の比較検討から考察している。

第5章では、バーチカルドレーンによる圧密の応力集中現象に関係する因子の抽出を行っている。検討は圧密パラメータを系統的に変化させた弾塑性有限要素法によるシリーズ計算によって行った。

第6章では、圧密有効応力と圧密係数の関係を解析的に検討した。バーチカルドレーン改良地盤内で、有効応力や体積ひずみが半径方向に不均一分布すると、圧密係数が改良地盤内でどのように分布し、圧密過程にどのように影響を与えるかを調べている。この解析においては $e \sim \ln p$ の直線性と $e \sim \ln k$ の直線性を仮定した。そしてそれぞれの勾配である圧縮指数 λ と透水係数指数 λ_k の比 λ / λ_k を指標にして、圧密有効応力 p' の変化と圧密係数 c_v の変化の関係について示した。具体的には、有限変形と捉えた場合と微小変形と捉えた場合の圧密係数の差異を検討している。

第7章では、弾塑性圧密挙動では必ずしも充分には説明できない問題について検討している。具体的にはひずみ速度によって透水係数が変化すると考えるならば、標準圧密試験と形状寸法が相似で試料の厚さの異なる一連の一次元圧密試験の結果や、室内試験結果から得られた圧密係数と現場データから得られた圧密係数の差異の原因を

よく説明できることを示した。

第8章では、各章で得られた結論をまとめた。

以上が本論文の構成と、その主な内容である。

参考文献

- 1) Porter, O. J.: Studies of Fill Construction over Mud Flats Including a Description of Experimental Construction Using Vertical Sand Drains to Hasten Stabilization, Proc. 1st I. C. S. M. F. E, Vol. 1, p. 229, 1936.
- 2) Barron, R. A.: Consolidation of Fine Grained Soil by Drain Wells, Trans. A. S. C. E., Vol. 113, No. 2346, pp. 718~742, 1948.
- 3) 石井靖丸, 矢内保夫: サンドドレーン工法, 土と基礎, Vol. 1, No. 3, pp. 16~22 1953.
- 4) 青柳晴一, 山根孟, 竹下春見: 金浦道路におけるサンドパイル工法について, 土と基礎, Vol. 1, No. 3, pp. 17~21, 1953.
- 5) Wood, I. R.: Preface, Geotechnique, Vol. 31, No. 1, p. 1, 1981.
- 6) Kjellman, W. G.: Accelerating Consolidation of Fine Grained Soils by Means of Card-board Wicks, Proc. 2nd I. C. S. M., Vol. 2, p. 302, 1948.
- 7) 五洋建設技術研究所: ペーパードレーン工法と大気圧工法, 理工図書, p. 3, 1968.
- 8) Aboshi, H., H. Yoshikuni and T. Uchibayashi: "Stability of Soft Clay Foundations underneath Embankment, Consolidated by Means of Card-board Drains", Soils and Foundations, Vol. 9, No. 2, pp. 1~14, 1969.
- 9) 田沢光弥, 若命善雄: サンドドレーン工法の比較実験, 土と基礎, Vol. 22, No. 7 pp. 23~30, 1974.
- 10) Housel, W. S.: Checking up on Vertical Sand Drains, Bull. HRB., No. 90, pp. 1 1954.
- 11) Casagrande, L. and S. Poulos: On the Effectiveness of Sand Drains, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 6, pp. 287~326, 1969.
- 12) Hansbo, S.: "Consolidation of clay, with special reference to influence of vertical sand drains", Swedish Geotech. Inst., Proc. No. 18, pp. 1, 1960.
- 13) Lindskog, G. and B. B. Broms: "On the Effectiveness of Sand Drains", Discussion, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 7, pp. 508~510, 1970.
- 14) Boston Society of Civil Engineers: Report of Panel Discussion on Vertical Sand Drains, Journal of Boston Society of Civil Engineers, Vol. 58,

No. 2, pp. 78 ~84, 1971.

- 15) 齊藤迪孝：土質工学における誤りやすい諸問題，土質試験結果の解釈と適用例，土質工学会，pp. 1~28, 1968.
- 16) 持永龍一郎：圧密試験，土質試験結果の解釈と適用例，土質工学会，pp. 239~276 1968.
- 17) 土質工学会：第15回土質工学シンポジウム「軟弱地盤改良工法とその効果」，1970.
- 18) 土質工学会：「軟弱地盤」小特集，土と基礎，Vol. 20, No. 8, 1972.
- 19) 土質工学会：講座「深い改良地盤の実際と問題点を考える」，土と基礎，Vol. 30 No. 9, ~Vol. 31, No. 11, 1982 ~1983.
- 20) 持永龍一郎：圧密による軟弱地盤の改良効果について，土と基礎，Vol. 20, No. 8 pp. 25 ~31, 1972.
- 21) 室町忠彦，渡辺進：圧密による軟弱地盤の改良効果，土と基礎，Vol. 20, No. 8 pp. 33 ~40, 1972.
- 22) 日本道路公団試験所土木試験室：軟弱地盤における高速道路盛土の沈下特性に関する研究，1986.
- 23) 松浦章：講座「深い改良地盤の実際と問題点を考える」4. 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, 1982.
- 24) バーチカルドレーン改良地盤の有効性に関する研究委員会報告：バーチカルドレーンの有効性に関する研究，土質工学会中国支部論文報告集，Vol. 6, No. 1, pp. 121 ~141, 1988.
- 25) 栗原則夫：講座「深い改良地盤の実際と問題点を考える」2. バ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, 1982.
- 26) Kumamoto, N., Sumioka, N., Moriwaki, T., Yoshikuni, H. : Settlement Behaviour of Improved Ground with a Vertical Drain System, Soils and Foundations, Vol. 000228, No. 1, pp. 77 ~88, 1988.
- 27) 熊本直樹，住岡宣博，森脇武夫，吉国洋：部分改良地盤の沈下と強度増加，土質工学会中国支部論文報告集，Vol. 6, No. 1, pp. 71~80, 1988.

- 28) 住岡宣博, 田原正登, 熊本直樹, 吉国洋: 未貫通バーチカルドレーンによる圧密の沈下予測, 第23回土質工学研究発表会講演集, 土質工学会, pp.1191 ~1192, 1988.
- 29) 住岡宣博, 田原正登, 吉国洋: 未貫通バーチカルドレーンの圧密沈下, 土木学会第43回年次学術講演会講演概要集第3部, pp.370~371, 1988.
- 30) 住岡宣博: 不貫通バーチカルドレーンの圧密, 第26回土質工学研究発表会講演集土質工学会, pp.1211 ~1214, 1991.
- 31) 住岡宣博: バーチカルドレーン改良下部無処理粘土層の間隙水圧挙動, 土木学会第46回年次学術講演会講演概要集第3部, pp.414~415, 1991.
- 32) Yoshikuni, H. and H. Nakanodo: Consolidation of Clay Cylinder with External Radial Drainage, Soils and Foundations, Vol.15, No.1, pp.17 ~27, 1975.
- 33) Yoshikuni, H. and H. Nakanodo: Consolidation of Soils by Vertical Drain Wells with Finite Permeability, Soils and Foundations, Vol.15, No.1, pp.35 ~46, 1974.
- 34) S. Hansbo: Consolidation of fine-grained soils by Prefabricated drains, Proc. 10th I. C. S. M. F. E., pp.677 ~682, 1981.
- 35) Onoue A.: Consolidation by Vertical Drains Taking Well Resistance and Smear into Consolidation, Soils and Foundations, Vol.28, No.4, pp.165 ~174, 1988.
- 36) 尾上篤生: バーチカルドレーン周辺の攪乱帯の透水係数について, 第26回土質工学研究発表会講演集, 土質工学会, pp.2015 ~2018, 1991.
- 37) 例えば, 文献34) .
- 38) 赤井浩一, 矢野隆夫, 黄豊益: サンドドレーンの打設方法と圧密効果に関する室内実験, 第15回土質工学研究発表会講演集, 土質工学会, pp.261~264, 1980.
- 39) 赤井浩一, 矢野隆夫, 黄豊益: サンドドレーン打設による圧密効果に関する室内実験, 第16回土質工学研究発表会講演集, 土質工学会, pp.233~236, 1981.
- 40) 奥村樹郎, 梅田裕史, 成田実: 粘土試料の攪乱に関する研究(第3報), 港湾技術研究所報告, 10巻, 1号, pp.77 ~106, 1971.

第2章 地盤改良された実地盤の圧密挙動

2.1 緒論

Barron¹⁾はバーチカルドレーン打設地盤を中空円柱としてモデル化し、上端面の沈下性状、打設に伴う攪乱帯の影響およびドレーンの透水性を考慮した圧密過程の近似解と解析解を示した。彼の示した解は、現在でもバーチカルドレーンの設計理論として広く用いられている。彼の理論は確かに今日も広く慣用されているが、現場における圧密挙動はしばしば彼の理論による予測に従わないことがあると報告されている。従来、その理由として、地盤性状の複雑さ不均質性、土質定数の不正確さ、施工に伴うドレーン周辺粘土の攪乱の影響、ウェルレジスタンス、ドレーンの剛性等による複合効果などがあげられており、これらの問題の解決を目指して多くの研究が行われている。

吉國は、自らの三次元圧密論を軸対称問題に適用し、ドレーンの剛性や透水性を考慮した解析解を示した²⁾。赤井らはサンドドレーンによる圧密の模型実験を行い、Barronの理論の適用性の検討を行った³⁾。これによると、過剰間隙水圧の消散過程や沈下と時間の関係から、ほぼBarronの理論の適用に問題はないとした。攪乱帯の問題についてもこれまで数多くの研究がある。例えば尾上⁴⁾は、模型実験によってドレーン周辺の攪乱帯の透水係数の分布等を調べ、粘土を攪乱帯と非攪乱帯の2領域に分けて解析するモデル⁵⁾の実用性を示した。そのほかに排除型砂柱打設に伴って発生する過剰間隙水圧と、それが強度に与える影響・効果を模型実験によって検討した例もある^{6), 7)}。

一方、現場データや現場比較試験をもとに、バーチカルドレーンの効果に関して、多くの議論が展開された。その代表的なものに、久しく続いたバーチカルドレーンの有効性の議論がある⁸⁾。しかし、そこでは現場沈下曲線についての議論に終始し、地盤内部の応力やひずみがどのように分布しているのか、そのメカニズムの解明に踏み込んだ検討が十分に行われないうま今日に至っている。

上述のように、バーチカルドレーンによる圧密に関して、理論的あるいは実験的研究は数多く行われているが、現場の圧密現象については、地盤内の詳細な調査データも少なく未解明な点が多い。この点がバーチカルドレーンの圧密メカニズムを検討し

てゆく上での大きな課題と考えている。例えば粘土の応力ひずみ関係に等方線形弾性体を仮定した理論では圧密最終時点で応力やひずみは半径方向に均一に分布する。しかし、実際の粘土は弾性体ではないので、等方線形弾性を仮定した理論とは異なった現象が生じている可能性は高い。特に、バーチカルドレーンによる場合、排水方向と変位の方向が異なる三次元圧密であるのでなおさらである。

この疑問を解消するには、何を置いてもまず改良された実際の粘土地盤の挙動を把握することが重要である。そこでサンドドレーンによる地盤改良工事現場において、ドレーン間の粘土を採取しその圧密状態を詳細に調べた。また、荷重および土質条件はほぼ同一で、ドレーンピッチのみが異なる場合の圧密沈下の測定も行った。本章では、これらの調査データをもとに、サンドドレーンの改良ピッチによって、圧縮量や圧密係数が変化するメカニズムについて考察した。

2. 2 地盤改良工事概要

(1) 埋め立て方法

本章の検討に用いた事例は火力発電所用地造成のための埋め立て工事⁹⁾であり、軟弱海底地盤上の50万 m^2 が埋め立てられた。工区は、図-2.1に示すように2分割されている。1工区は面積約12万 m^2 で、海底沖積粘性土地盤上を良質な海砂と山土で埋め立てられた。2工区は面積約38万 m^2 で、埋め立て工事区域前面の海域をポンプ浚渫した海底粘性土による埋立であり、海底沖積粘性土地盤上に8~10m層厚で投入されし、その上に海砂と山土が上置きされた。この工事における観測情報の特筆すべき効用は、不攪乱状態である在来沖積粘性土の圧密挙動とスラリー状に完全に攪乱した粘性土の圧密挙動とが比較できる点にある。

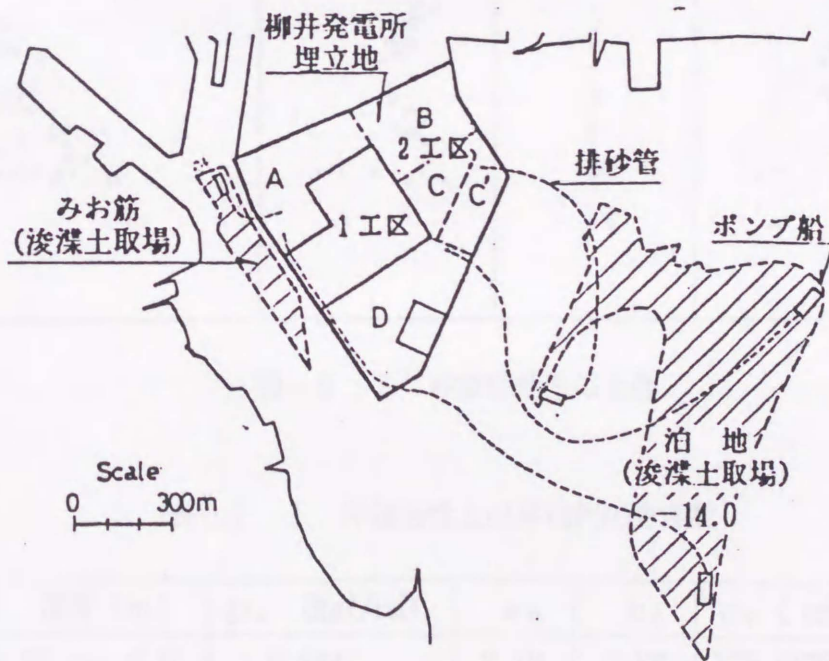


図-2.1 埋め立て地平面図

(2) 地盤概要

① 1工区

当地点の地盤は上層に沖積粘性土が層厚1.6m～1.8mにわたって堆積し、以下砂質土層、砂礫層、風化軟岩層で構成されている。上層の沖積粘性土層の土性は、図-2.2に示すように自然含水比 $w_n = 75 \sim 100\%$ 、間隙比 $e = 2.0 \sim 2.5$ 、標準圧密試験から求めた圧縮指数 $c_c = 0.8 \sim 1.3$ と高圧縮性を示す軟弱粘性土である。この粘性土層は堆積状況から正規圧密地盤であると考えられるが、セメンテーション、二次圧密などの時間効果を受けて軽い疑似過圧密性状を呈している。また、圧密定数の深度方向分布から判断すると、沖積粘性土層は4層に分けられる。各層の平均的圧密諸定数を表-2.1に示す。

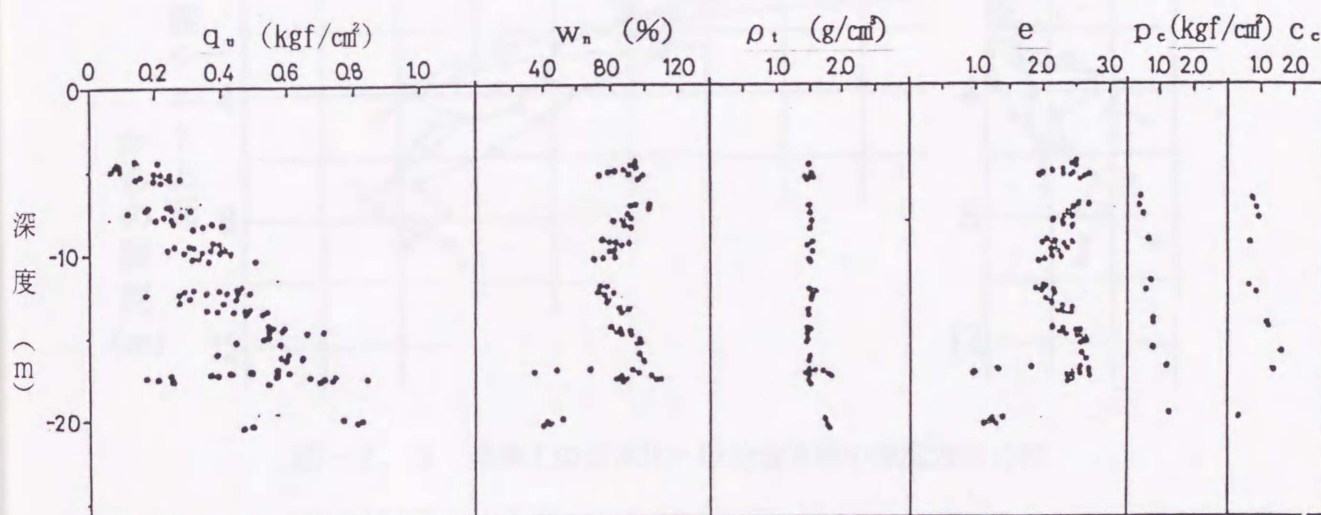


図-2.2 沖積粘性土の土性

表-2.1 沖積粘性土の平均的圧密定数

層	深度 (m)	p_c (kgf/cm ²)	e_0	c_c	c_v (cm ² /day)
I	GL ~ -5.0	0.244	2.18	0.88	165 (133~206)
II	-5.0 ~ -7.5	0.364	2.42	1.18	138 (112~169)
III	-7.5 ~ -12.5	0.550	2.05	0.85	310 (234~409)
IV	-12.5 ~ 下限	0.861	2.33	1.28	133 (101~175)

② 2工区

2工区は前述のように、海底沖積粘性土上を浚渫土で直接埋め立てられている。このため、浚渫粘土層は場所毎に複雑な堆積をしており、場所毎にその土質定数は大きく異なっている¹⁰⁾。参考のために浚渫終了時の浚渫土層の含水比、砂分含有率の深度分布の例を図-2.3に示す。これによると深い位置には砂分の多い土が堆積し、表層には細粒土主体の土が堆積していることが分かる。表層から3~6mでは含水比が150~400%の超高含水比状態を呈している。また、図-2.4は浚渫用排砂管から離れた地点と近くの地点の土性の比較である。排砂管近傍には砂が、排砂管から離れると細粒土が堆積している。これらの図は、場所毎の複雑な堆積状態をよく示している。

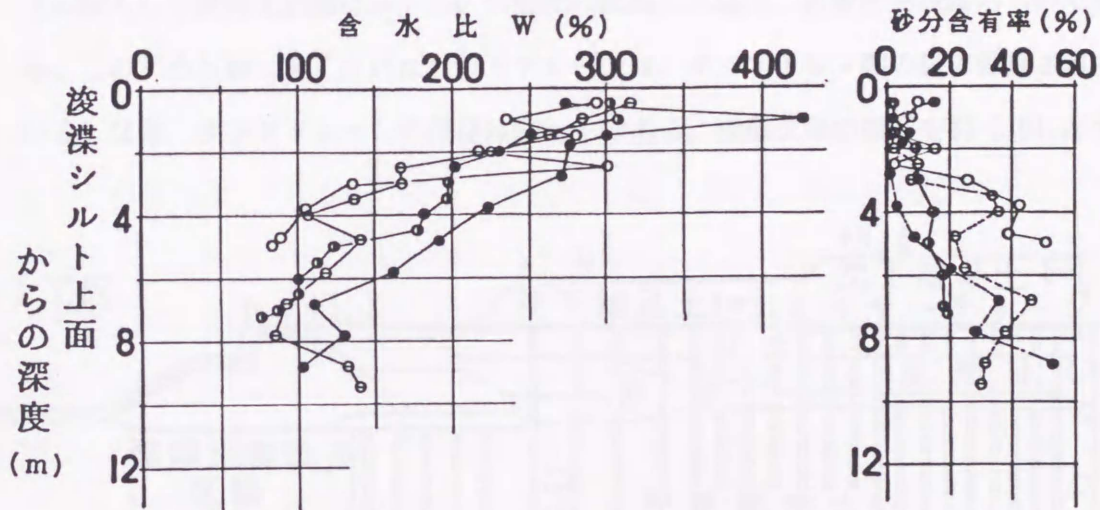
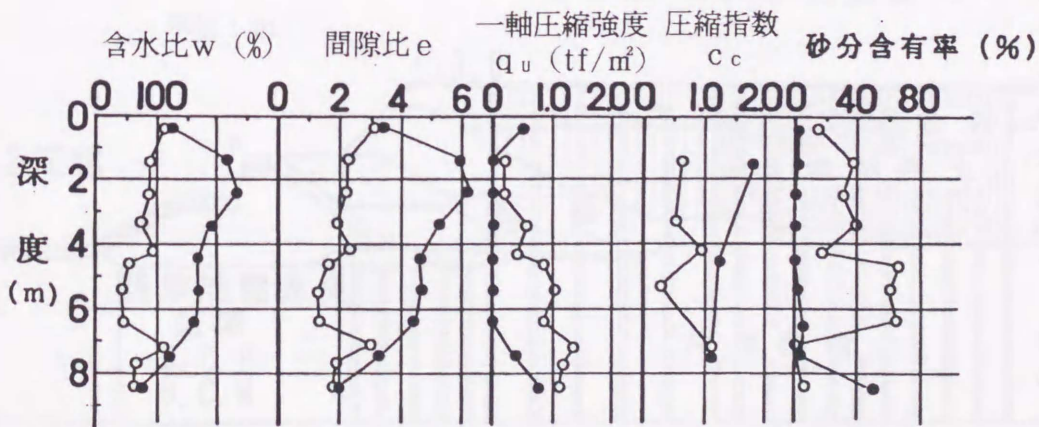


図-2.3 浚渫土の含水比・砂分含有率の深度方向分布



○：排砂管近傍， ●：排砂管から離れた地点

図-2.4 浚渫地点の違いによる土性の比較例

(3) 地盤改良の概要

この工事では地盤の早期利用を計るために、埋め立て地全面にサンドドレーン工法による地盤改良が行われている¹¹⁾。サンドドレーンの打設ピッチは区域別に予定された改良工期によって異なり、正方形ピッチで1.8 m、2.0 m、2.6 m、3.6 mの4種類が施工されている。サンドドレーンの打設は、バイプロハンマーによってマンドレルを粘性土地盤へ貫入させる方式で、いわゆる排除型サンドドレーンである。この中で、2工区の地盤改良工事には特徴がある。この工区では工期短縮のため、ポンプ浚渫による浚渫土投入完了後、放置期間をとらず直ちに表層固化処理、シート・ネットの敷設、サンドマット、山土による覆土を行い、地盤改良工が行われている。このように浚渫土の自重圧密放置期間が殆ど無しでの施工であるので、海底粘性土地盤上に投入した浚渫土表層は $w=250\%$ 程度の超高含水比で、自重圧密段階のものである。このため当層に施工されたサンドドレーンは、ポリエチレン製の袋で保護されている。なお、サンドドレーンの直径は500mmである。地盤改良の概要を図-2.5に示す。

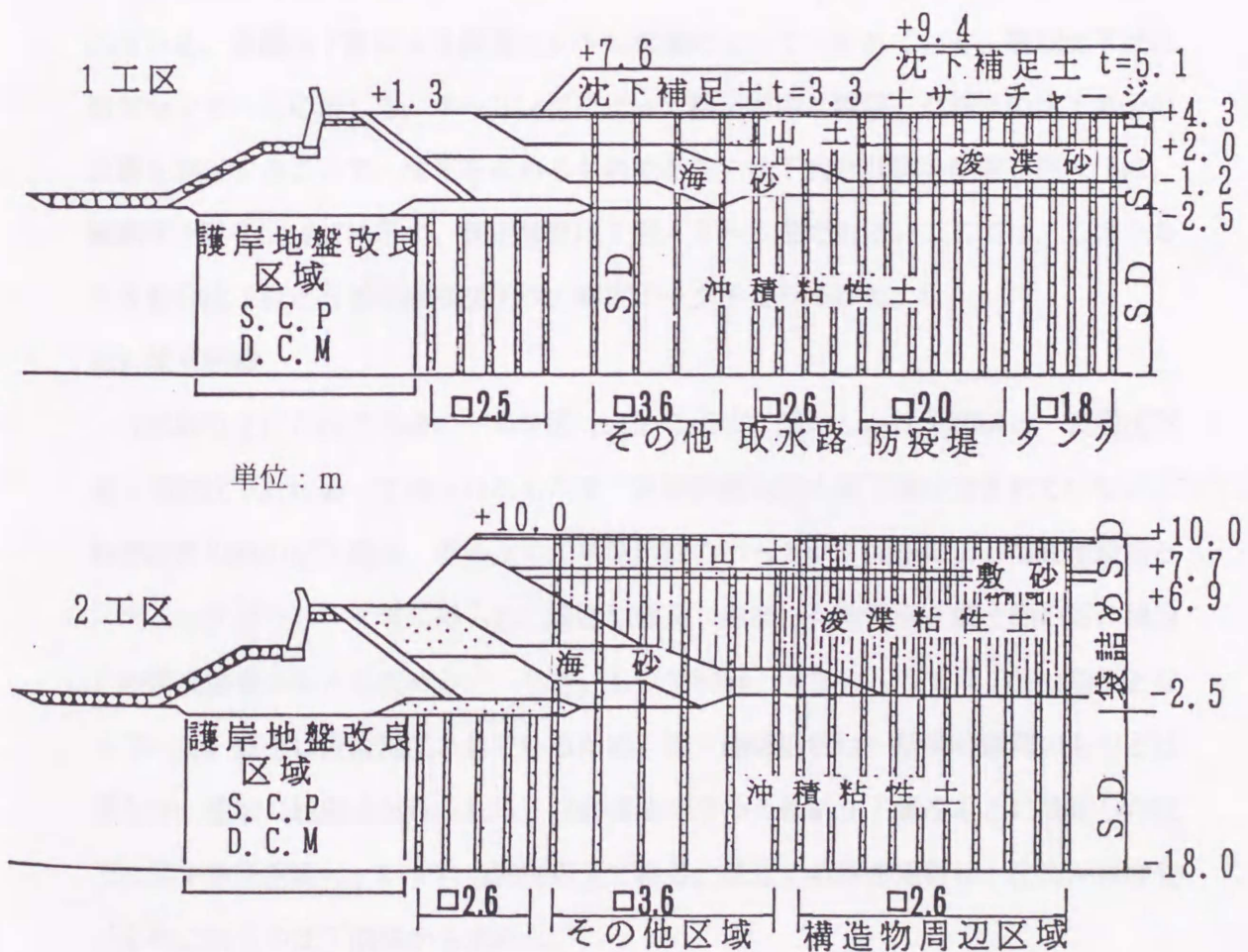


図-2.5 地盤改良の概要説明図

2. 3 沈下解析

2. 3. 1 検討手法

バーチカルドレーンによる地盤改良では、圧密の進行状況と現場の圧密特性把握のために沈下測定を行い、得られた実測沈下曲線をもとにその時点の圧密度 U や圧密係数 c_v を推定する作業を行う。具体的には、実測沈下曲線に理論曲線を合致させ、その合致した理論曲線から任意時刻の圧密度 U や最終沈下量 S_f を推定する。その代表的な手法に双曲線法¹²⁾と門田法¹³⁾がある。本章の検討ではこれらの手法を用いている。なお、これらの手法の沈下予測特性については文献14)に詳しいのでこれを参照されたい。

2. 3. 2 沈下測定

(1) 沈下測定方法

この現場では沈下測定のために、171基の表層沈下板と9基の層別沈下計が設置されている。表層沈下板による測定はレベル測量によって行われている。層別沈下計は磁気センサーを応用して、ボーリングによって粘土層中に設置した鋼性の沈下素子の位置を測定することで、沈下を求めるものである。沈下測定計器の配置を図-2.6に、層別沈下計を図-2.7に示す。測定頻度は1回/3~5日である。ここでは、このうち38基の沈下板と8基の層別沈下計の測定データを取りあげた。

(2) 沈下曲線

今回取り上げた沈下曲線の一部を図-2.15に示す。図示した沈下曲線は、表層沈下板と層別沈下計によって得られたもので、計器設置以前の沈下量は含まれていない。計器設置以前の沈下量は、埋め立て工事開始前のボーリング調査による海底地盤高と、チェックボーリング時に得られた海底地盤高(海底粘土地盤面と盛土面の層の境目)の調査結果をもとに求めると、小さいもので80cm、大きいものでは300cm前後となっている。盛土は段階施工されているため、沈下曲線形状は一括瞬時載荷のものとは異なり、複数の屈曲点がみられる。双曲線法で求めた最終沈下量をもとに推定した沈下に関する圧密度は、いずれも99%以上である。後述する圧密係数は、圧密がほぼ完了したこれらの沈下曲線から求めた。

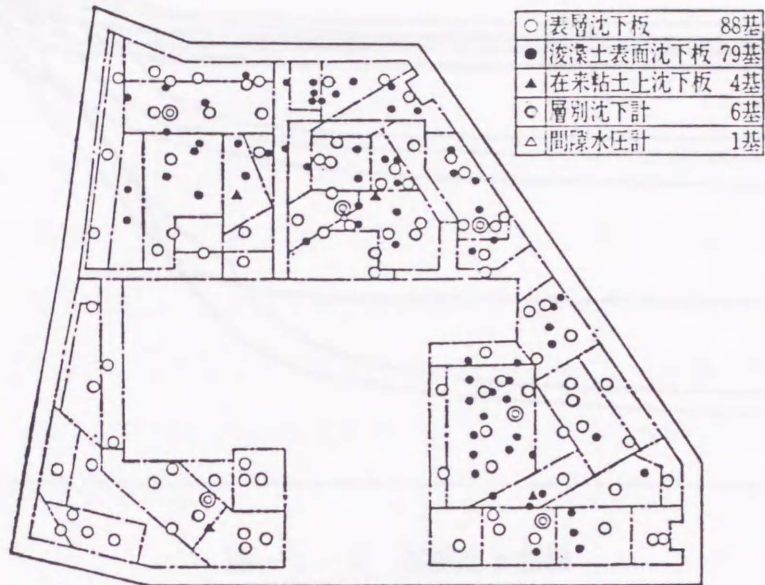


図-2. 6 沈下測定計器配置図

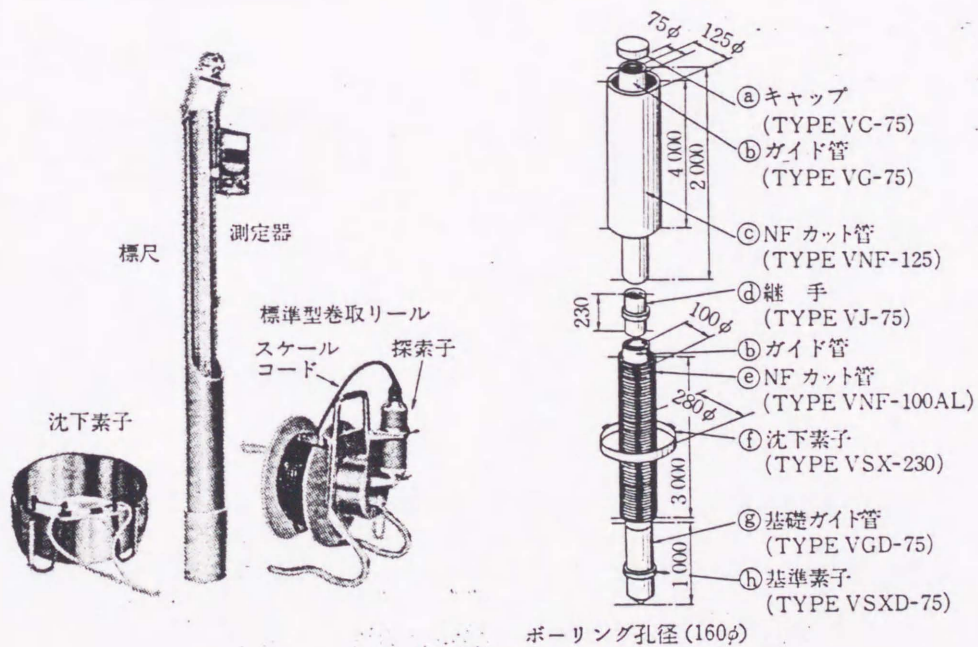


図-2. 7 層別沈下計

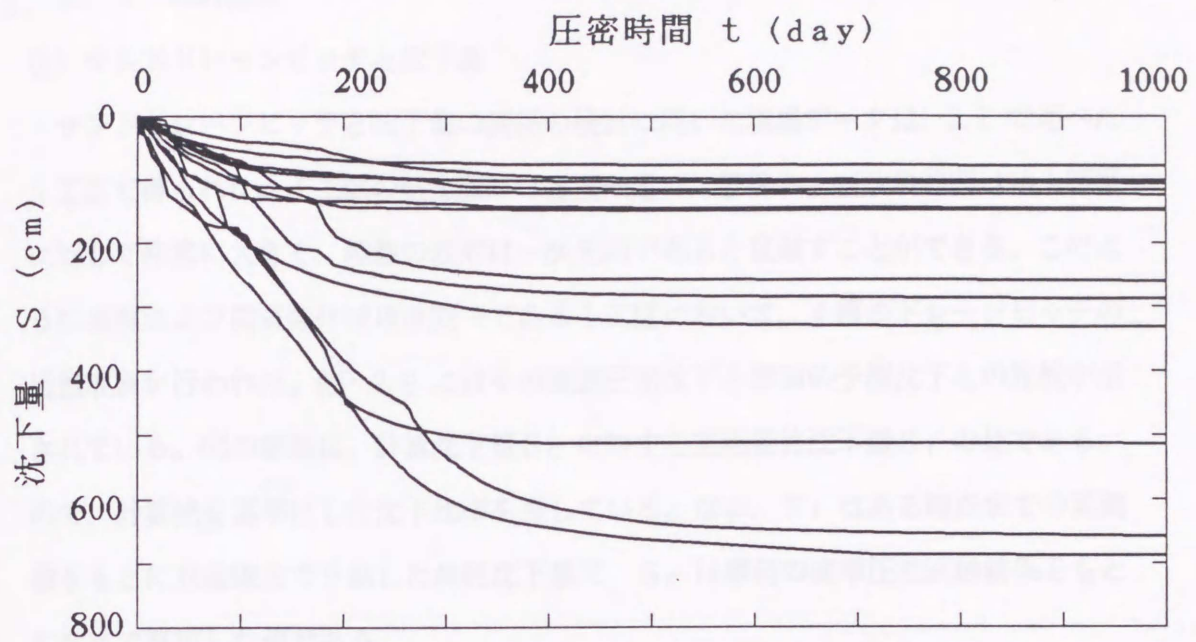


図-2. 8 実測沈下曲線

2. 3. 3 解析結果

(1) サンドドレーンピッチと沈下量

サンドドレーンピッチと沈下量の関係の検討に用いた現場データは、2.2 で述べた1工区で得られた。1工区の粘土層厚はほぼ一定で、载荷および改良範囲は粘土層厚に対して非常に大きく、地盤の変形は一次元的であると見做すことができる。このように地盤および荷重条件はほぼ同一である1工区において、4種のドレーンピッチの地盤改良が行われた。図-2.9にはその実測圧密沈下と事前の予測沈下との比較が示されている。図の縦軸は、計算沈下量 S_c に対する実測最終沈下量 S_f の比である。なので、計算値を基準にした沈下比率を表している。なお、 S_f はある時点までの実測値をもとに双曲線法で予測した最終沈下量で、 S_c は事前の標準圧密試験結果をもとに次式で算定した値である。

$$S_c = \sum_{i=1}^4 \left\{ \frac{c_{si}}{1+e_{0i}} H_{0i} \log\left(\frac{p_{ci}}{p_{0i}}\right) + \frac{c_{ci}}{1+e_{0i}} H_{0i} \log\left(\frac{p_{fi}}{p_{ci}}\right) \right\} \quad (2.1)$$

ここに、 c_{si} ：各層の膨潤指数

c_{ci} ：各層の圧縮指数

e_{0i} ：各層の初期間隙比

H_{0i} ：各層の初期層厚

p_{0i} ：各層の圧密初期応力

p_{ci} ：各層の圧密降伏応力

p_{fi} ：各層の圧密最終応力

である。

同図の横軸 F_v は $(=1/n^2)$ 有効円の面積に占めるドレーン面積の割合で、サンドドレーンピッチの違いを示している。ここでは、サンドドレーンの有効径 d_e とサンドドレーンの径 d_w の比 $n(=d_e/d_w)$ 、以下ドレーン比と称する)が4.1, 4.5, 5.9の三種類の場合について示した。

一般にサンドドレーン改良の場合では、ドレーンピッチの相違による沈下量の変化は無視されている。しかし図-2.9の結果は、サンドドレーン改良の場合でもドレーンピッチが異なると、同一の荷重条件のもとでありながら沈下量が異なることを示し

ている。すなわち、ドレーンピッチが小さいほど計算値に対する実測沈下量の比は小さくなる傾向にある。

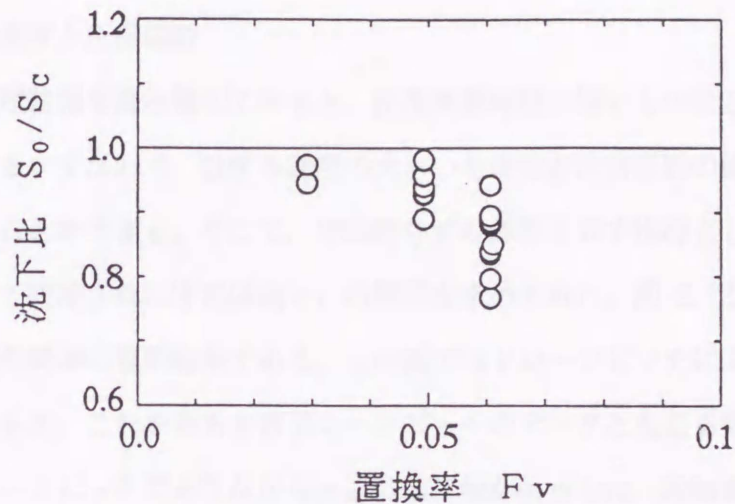


図-2.9 ドレーン置換率と沈下比の関係

(2) サンドドレーンピッチと圧密係数

地表面沈下データを門田法で解析し、サンドドレーンの改良ピッチによって圧密係数が変化する様子を図-2.10 に示した。図の横軸は前述のドレーン比 n である。縦軸は門田法¹³⁾ で逆解析して求めた圧密係数 c_h を事前の圧密試験から得られた圧密係数 c_v (正規圧密領域での平均値で c_v 一定とした) で除したもので、圧密係数比と呼ぶ。同図は、ドレーン比 n が小さいほど圧密係数比 c_h/c_v は小さく、また改良が密なほど改良地盤の圧密係数は小さくなる傾向にあることを示している。この結果は網干らの報告¹⁵⁾ と同様の傾向である。また、ペーパードレーンについても同様の報告がある¹⁶⁾。

(3) 粘土層別の圧密係数

前述の結果は、多層地盤の圧密係数の平均値に関するものなので、これからは個別の粘土層の圧密係数の変化傾向は把握できない。そこで、粘土各層では前述の傾向がどのように変化するかを調べるために、層別沈下計の測定データを門田法¹³⁾ によって解析しその結果を図-2.11 に示した。図中の凡例に示した値は、事前の標準圧密試験結果の平均値である。この図によると、圧密係数比 c_h/c_v は大きく二つのグループに分かれる。すなわち c_v が $133\text{cm}^2/\text{day} \sim 165\text{cm}^2/\text{day}$ のグループと、 c_v が

310cm²/day のグループである。全般的に c_v が 310cm²/day のグループの方が c_h / c_v が小さい。つまり、現場では圧密係数の大きい粘土の方が圧密係数の低下率が激しいことを示している。 c_v が大きい粘土ほど攪乱の影響が大きいのか、あるいは更に別の要因が有るのかは更に別の検討が必要である。

(4) ひずみ速度と圧密係数

前項の整理結果を読み替えてみると、圧密所要時間の短いものほど圧密係数が小さくなっている。すなわち、ひずみ速度の大きいものほど圧密係数の低下率が顕著であると考えることができる。そこで、平均的ひずみ速度を表す指標としての t_{90} と、門田法によって同定された圧密係数 c_h の関係を求めてみた。図-2.12 は地表面沈下について前述の関係の整理結果である。この図ではドレーンピッチによって表示の記号を変えているが、これをみると各ドレーンピッチのデータともある幅をもっている。同一のドレーンピッチでありながら c_h の値に幅があるのは、段階载荷や漸増载荷であったりする現場の载荷を瞬時载荷と置き換えて解析したり、沈下測定以前の圧密の影響が考慮できずに解析したための誤差もあると考えている。そこで全体的な傾向を把握するために、各ドレーンピッチの c_h の平均値を結んだのが図中の実線である。これをみると t_{90} が小さいほど、つまり平均的ひずみ速度の大きいものほど c_h は小さい傾向にある。この結果は、現場の圧密ではドレーンピッチを密にしても、それに応じた設計理論どおりの圧密期間短縮の効果は期待できないことを示唆している。図-2.13 ~ 図-2.16 は同様な整理をした層別解析の結果である。データ数が少ないので図-2.12 示したような平均値を求めることは困難であるが、単一の粘土についての整理結果も前述の傾向を追認している。図-2.17 には I 層 ~ IV 層までの結果を重ねて表示した。単一層の結果と比較すると、前述の傾向がより鮮明となる。そして、この圧密係数の変化はひずみ速度に関係していることを暗示している。

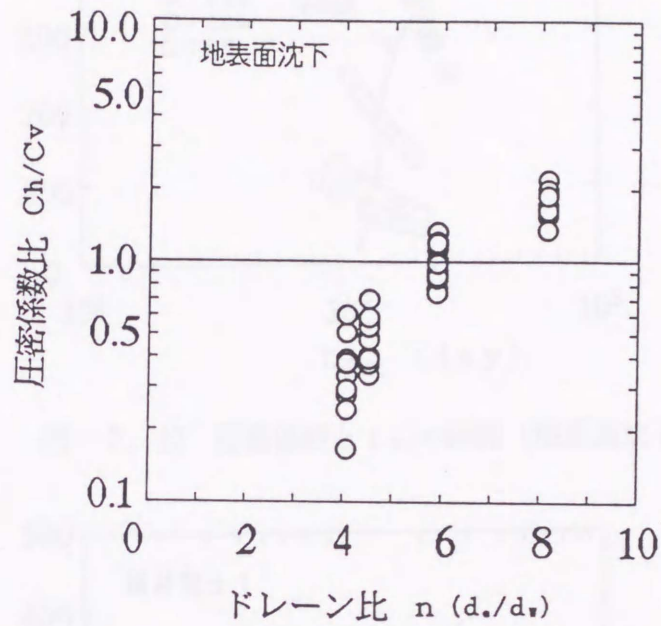


図-2.10 ドレーン比と圧密係数比の相関

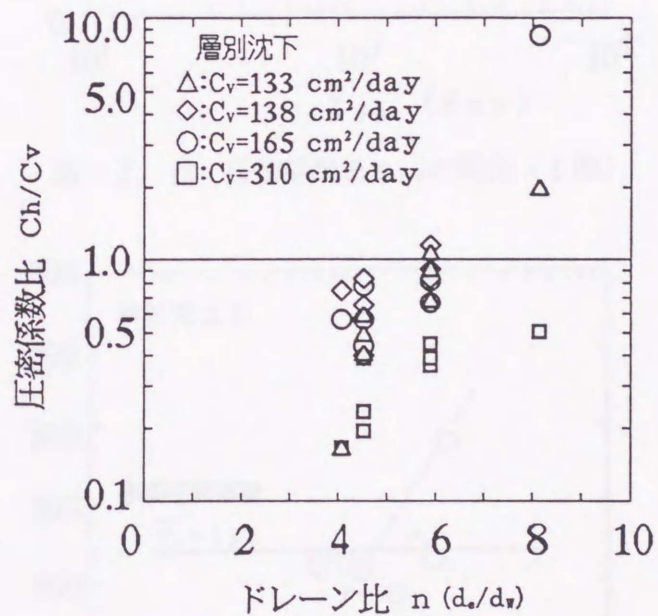


図-2.11 粘土層別の圧密係数比

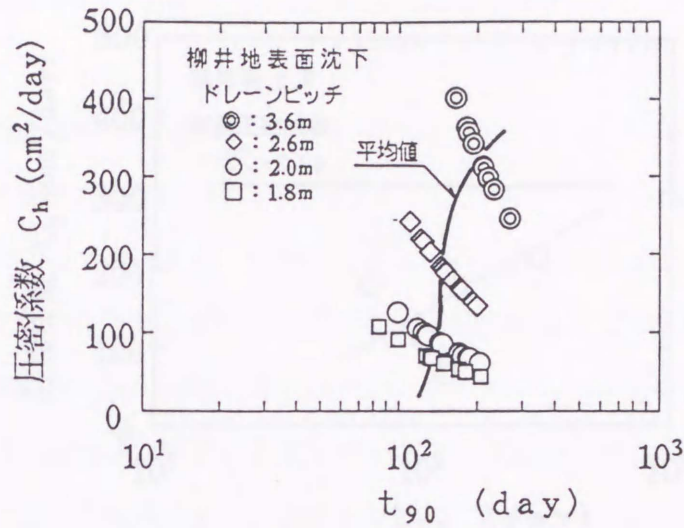


図-2.12 圧密係数と t_{90} の関係 (地表面沈下)

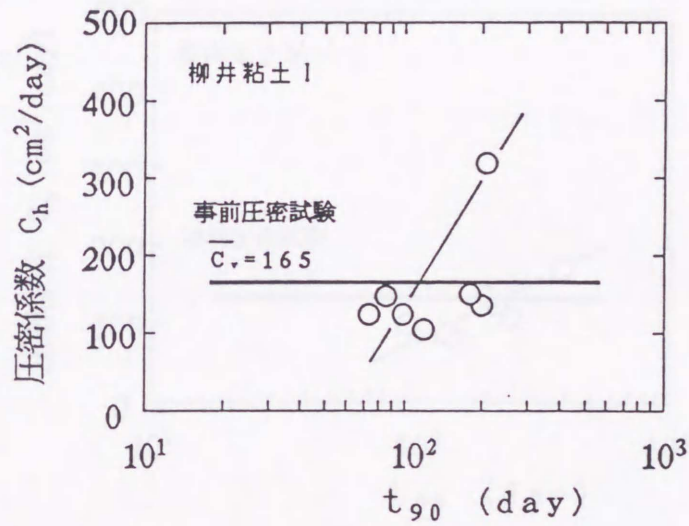


図-2.13 圧密係数と t_{90} の関係 (I層)

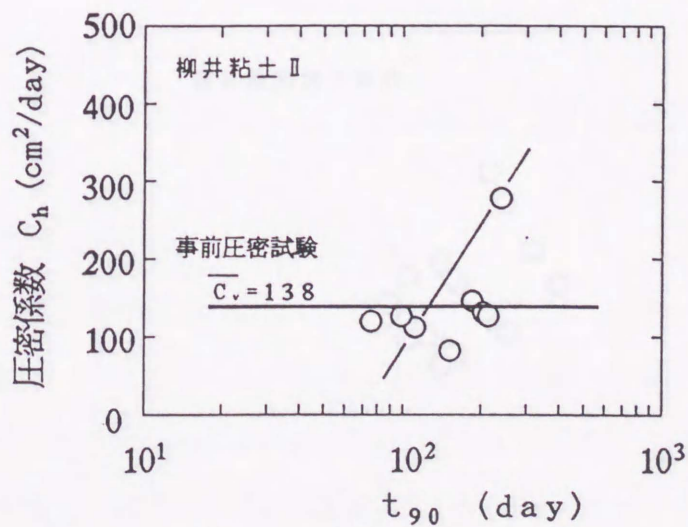


図-2.14 圧密係数と t_{90} の関係 (II層)

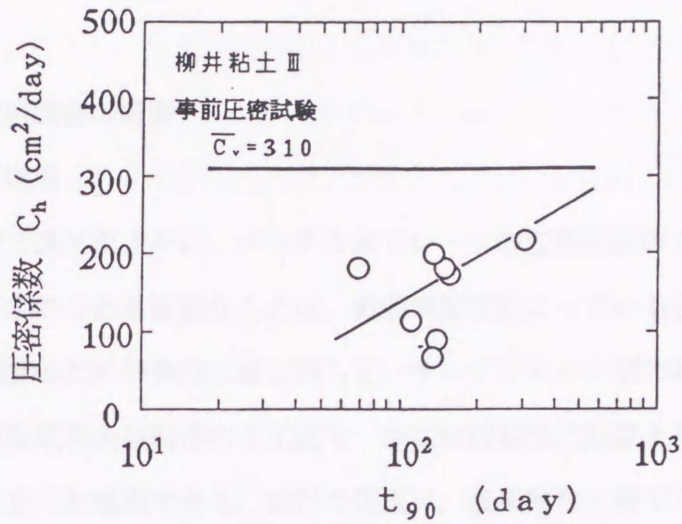


図-2.15 圧密係数と t_{90} の関係 (III層)

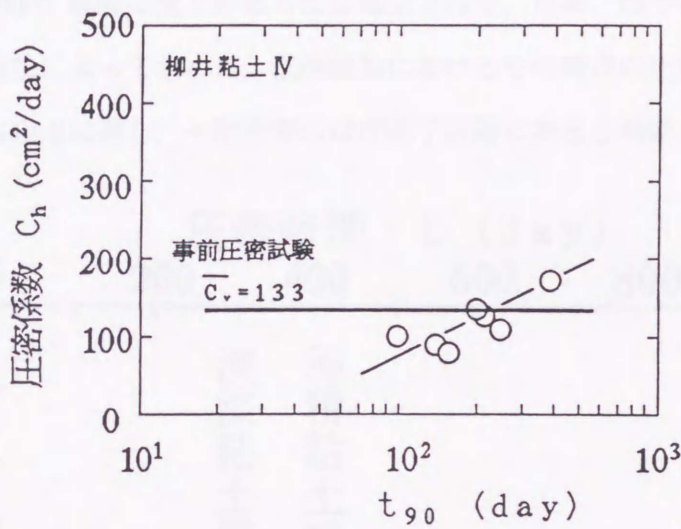


図-2.16 圧密係数と t_{90} の関係 (IV層)

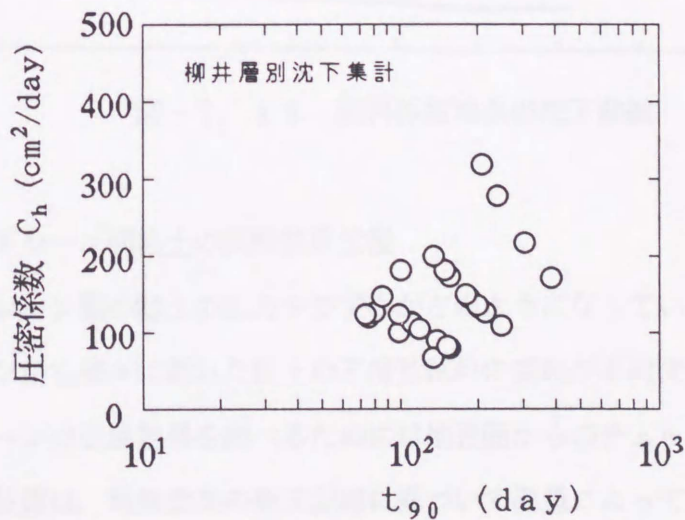


図-2.17 圧密係数と t_{90} の関係 (I~IV層合計)

2. 4 圧密変形の現地調査

2. 4. 1 現地調査の概要

(1) 試料採取場所

本章の冒頭で述べたように、バーチカルドレーンの圧密変形のメカニズムを検討する上で最も基本的であり重要なことは、実際地盤で起こっている現象の把握である。今回、水路建設のための掘削工事に際して、サンドドレーン間の粘土の試料採取を計画した。試料採取場所は前述の2工区で、海底沖積粘性土地盤上を浚渫粘性土と海砂・山土で埋め立てた地点である。試料の採取は、浚渫粘性土層で二箇所、沖積粘性土層で一箇所である。図-2.18は試料採取位置近傍の沈下曲線で、その曲線より沈下計設置以前に260cm程度の沈下があったと推定される。なお、図中に試料採取時点を示した。双曲線法によって求めた、試料採取におけるその時点の圧密進行度は、沈下の圧密度で95%以上に達し、一次圧密のほぼ終了段階にあると判断された。

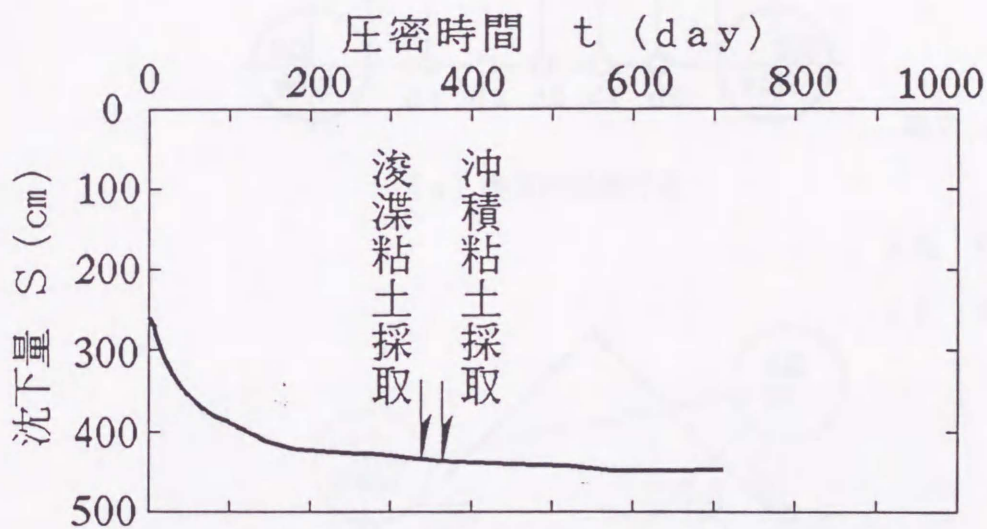
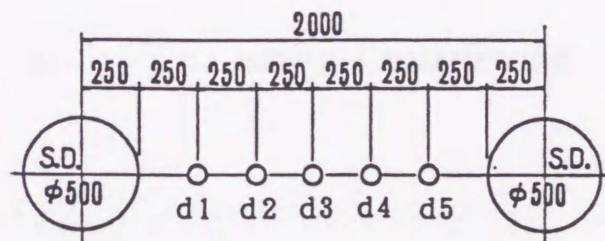


図-2.18 試料採取地点の沈下曲線

(2) サンドドレーン間粘土の試料採取位置

サンドドレーン間の粘土の応力やひずみがどのようにになっているかを調べるためには、ドレーンから様々に離れた粘土の不攪乱試料の採取が不可欠である。通常、バーチカルドレーンの改良効果を調べるためには地表面からのチェックボーリングが行われる。その位置は、地盤改良の施工記録に基づいて測量によって検出されるのが一般的である。しかし、この方法ではドレーン位置と実際の採取位置との関係が不明確で

あり、系統的に数多くのサンプリングを行うことも出来ない。この調査では、このような不備を解消するために大規模掘削工事の現場で、実際に掘り出されたサンドドレーンの位置を目視によって確認し、不攪乱試料の採取位置を定めている（写真-2.1～写真-2.3）。図-2.19 は浚渫粘性土層で実施したドレーン間粘土の不攪乱試料採取位置を、図-2.20 は在来沖積粘性土層で実施したドレーン間粘土の不攪乱試料採取位置を示している。なお、浚渫粘性土層では超軟弱な性状の一次改良として小口径のパックドドレーンが施工されている。図-2.19 中のP.D.の表示は、このサンドドレーン打設前に施工された小口径のパックドドレーンの位置を示している。なお、図-2.19 の(a)に示した試料採取は別の場所で行っており、図-2.18 に示した沈下曲線および試料採取時期とは正確には異なる。シンウォールチューブの粘性土地盤への貫入は人力で行った。

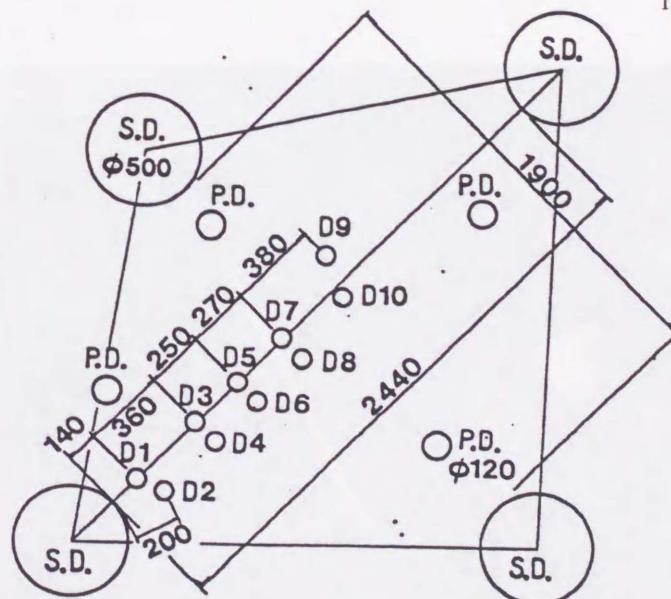


単位：mm

(a) 浚渫層表層付近

S.D.：サンドドレーン

P.D.：パックドドレーン



(b) 浚渫層中間付近

図-2.19 浚渫粘性土の試料採取位置

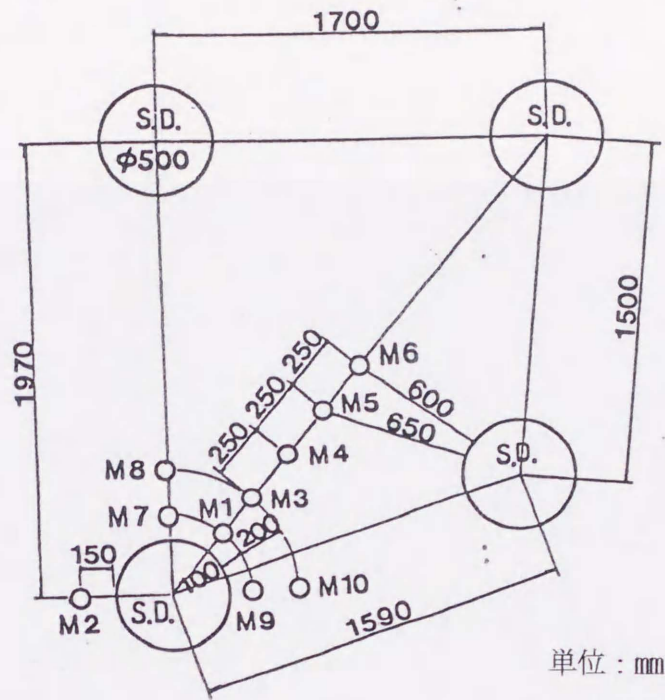


図-2. 20 沖積粘性土の試料採取位置



写真-2. 1 沖積粘性土の試料採取 (a)



写真-2. 2 沖積粘性土の試料採取 (b)



写真-2. 3 沖積粘性土の試料採取 (c)

(3) 土質試験

①標準圧密試験

地盤から鉛直に採取した不攪乱試料をシンウォールチューブから慎重に取り出したのち、標準圧密試験を行った。標準圧密試験は JIS規格にしたがって行った。すなわち、荷重増分比 $\Delta p/p = 1$ で、各荷重段階の圧密時間は24時間である。試験は圧密荷重 $0.1 \text{ kgf/cm}^2 \sim 12.8 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲で行った。

なお、ろ紙は使用しなかった。また、試験結果は \sqrt{t} 法により整理した。

②一軸圧縮試験

浚渫粘土に対しては、JIS規格にしたがって一軸圧縮試験を行った。試料の直径は50mmで、ひずみ速度は $1\%/\text{min}$ である。

③試料の物理的性質

在来沖積粘性土の主な物理的性質は次のとおりである。

液性限界 $w_L = 106\%$, 塑性限界 $w_P = 37\%$, 塑性指数 $I_P = 69$

比重 $G_s = 2.68$

2. 4. 2 圧密試験結果

(1) $e \sim \log \sigma_v'$ 関係

標準圧密試験から求めたサンドドレーン間の粘土の、 $e \sim \log \sigma_v'$ 関係を図-2.21 と図-2.22 に示す。図-2.21 は浚渫粘性土層、図-2.22 は沖積粘性土層の試験結果である。浚渫粘性土層は、埋め立て地内にポンプで搬送投入された粘土スラリーの堆積層であって、粘土の骨組み構造は完全に破壊された状態から圧密されている。一方、沖積粘性土層はサンドドレーン打設に伴う骨組み構造の部分破壊状態から圧密されたと推定される。この沖積粘性土層については、工事着工前の原地盤調査において不攪乱試料が採取され、標準圧密試験が実施されているので、その結果も合わせて示した。図中の D 2, D 4, D 6 および M 2, M 3, M 4, M 5, M 6 は試料の採取位置 (図-2.19 および図-2.20 参照) を示し、数字の大きくなるほどサンドドレーンから離れていることを示している。両図の圧縮曲線をみると、明らかな共通点が認められる。それはドレーン近傍ほど初期間隙比が小さく且つ曲線が図中の下方に位置することである。このことは、圧密終了時における有効応力や体積ひずみの半径方向の分布が非一様であったことを示している。確かにバーチカルドレーンの慣用設計法の弾性

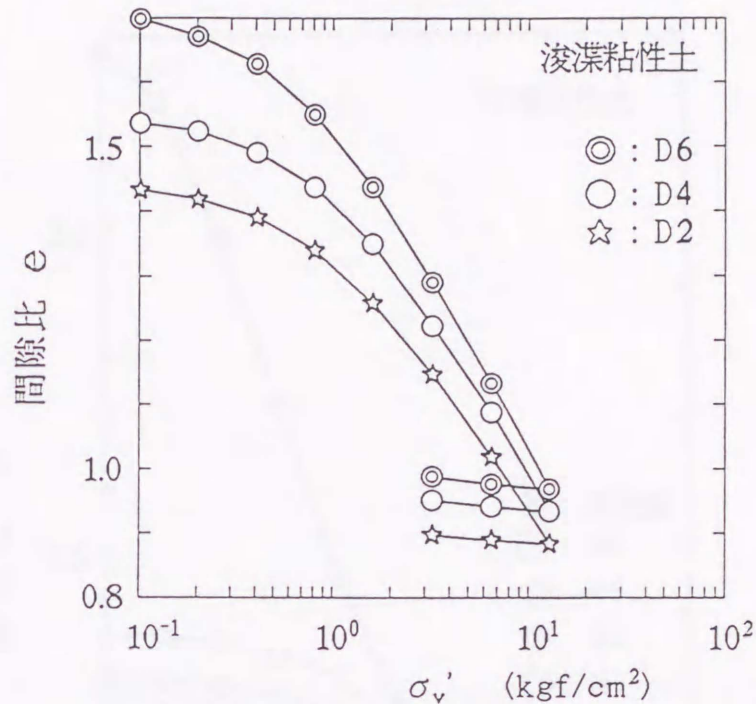


図-2. 21 ドレーン間粘土の圧縮曲線（浚渫粘性土）

圧密論においても、圧密過程では有効応力やひずみは半径方向に不均一な分布をするけれど、応力ひずみ関係が線形であれ非線形であれ、圧密完了時における応力やひずみ分布は半径方向に一樣になる。前述の図-2.18 より、試料採取地点の沈下はほぼ終了していると判断されるので、圧密終了時においても、有効応力やひずみの分布は半径方向に一樣になっていないことは明らかである。

次に図-2.22 で原地盤の圧縮曲線と改良後の圧縮曲線を比較してみよう。改良後の圧縮曲線は、サンドドレーンから離れるほど原地盤の圧縮曲線に漸近している。言い換えれば、ドレーン近傍の圧縮曲線ほど原地盤のそれより乖離しており、圧縮指数はより小さい。この様子は以下の検討で鮮明となる。図-2.23 は図-2.22 に示した沖積粘性土層の $e \sim \log \sigma'_v$ 曲線の圧縮指数の比較である。縦軸は試料採取時の間隙比 e_0 からの減少分 $\Delta e (= e_0 - e)$ である。この整理により、サンドドレーン近傍の圧縮曲線ほど圧縮指数が小さいことをより明確に見ることができる。奥村等¹⁷⁾ は単純せん断試験機で非排水の繰返しせん断試験を行ったのち圧密試験を行い、攪乱が間隙比～圧密応力関係に及ぼす影響を調べた。そして攪乱が著しいほど、すなわち構造が乱された粘土ほど屈曲点のはっきりしない圧縮曲線となり、かつ圧縮指数も小さくなることを示した。これを参考にすれば、サンドドレーン近傍ほど粘土構造の

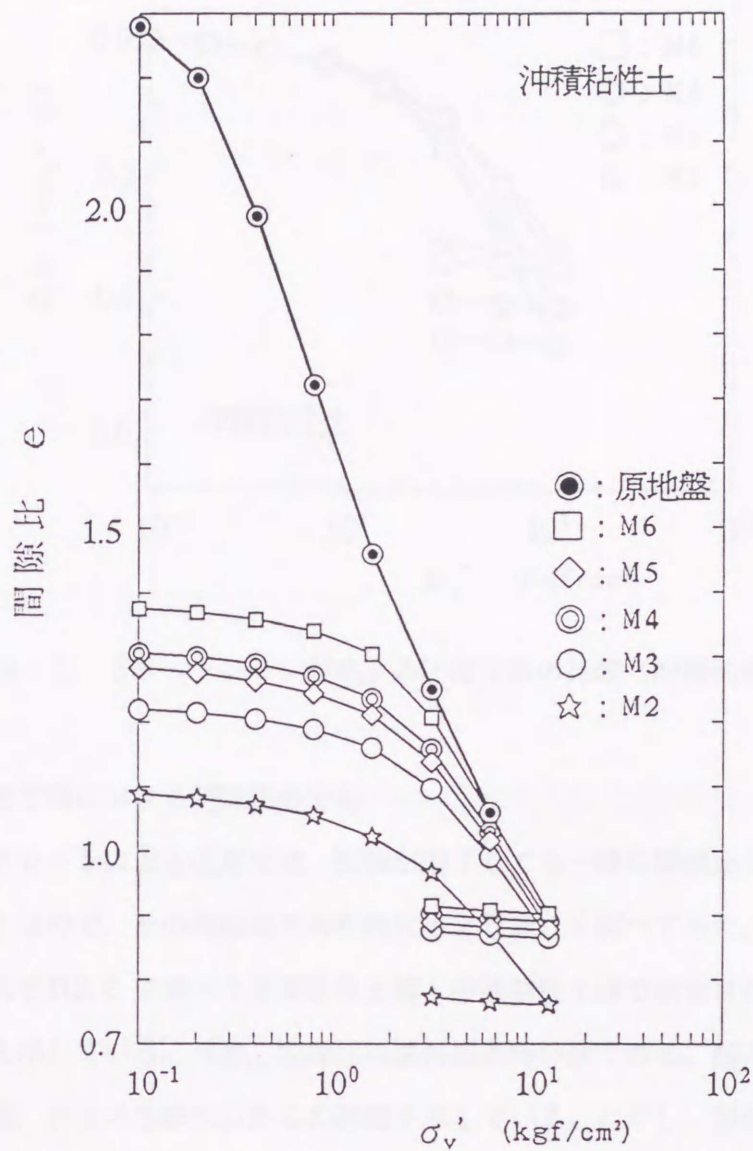


図-2. 22 ドレーン間粘土の圧縮曲線（沖積粘性土）

乱れが大きいと判断される。その原因がドレーン打設にあるのか、圧密変形によるものか、或いは両者によるものかを明らかにすることは困難である。しかし、ここにひとつの大きな情報がある。すなわち、図-2.21に見られるように、完全攪乱と考えられる浚渫粘性土の圧縮曲線にも同様の傾向が見られることである。このことは、粘土構造の乱れがドレーン打設の影響のみではなく、サンドドレーンによる圧密変形のメカニズムにも起因していることを示している。

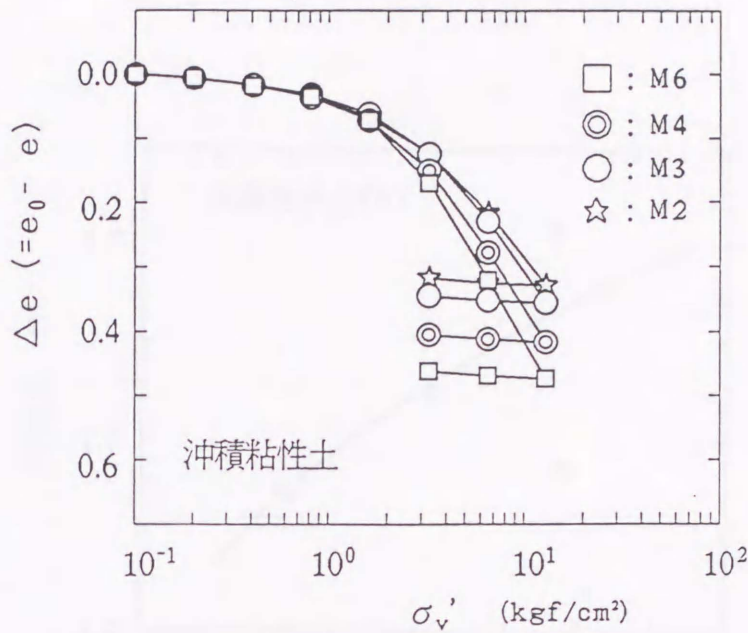


図-2. 23 ドレーン間粘土の圧縮指数の比較（沖積粘性土）

(2) 圧密完了時における間隙比の分布

サンドドレーンによる圧密では、圧密が完了しても一様な間隙比分布にならないことが明らかなので、その間隙比の分布性状をより詳しく調べてみた。図-2.24 と図-2.25はそれぞれ2.2 で述べた浚渫粘性土層と沖積粘性土層で測定された半径方向の間隙比分布を示している。なお、間隙比は試料採取時の値である。図の横軸はサンドドレーン外周面、すなわち排水面からの距離を示している。ただし、浚渫粘性土については、パックドドレーンからの距離も含めて排水距離の短い方の値とした（図-2.19参照）。両図から明らかなように浚渫粘性土、沖積粘性土を問わず、両者とも排水面近傍ほど間隙比は小さく、間隙比の最大差は0.3前後に達している。これは排水面側ほど大きい圧密応力のもとで圧密されたことを示しており、この部分へ応力が集中した可能性が高い。そこで、この間隙比の差を生じさせる応力を原地盤粘土の圧縮曲線上で計算すると、表-2.2に示すように非常に大きな応力を必要とする。このような大きな応力は応力集中以外に考えられず、サンドドレーンによる圧密のメカニズムを考える上でこのことを無視することはできない。

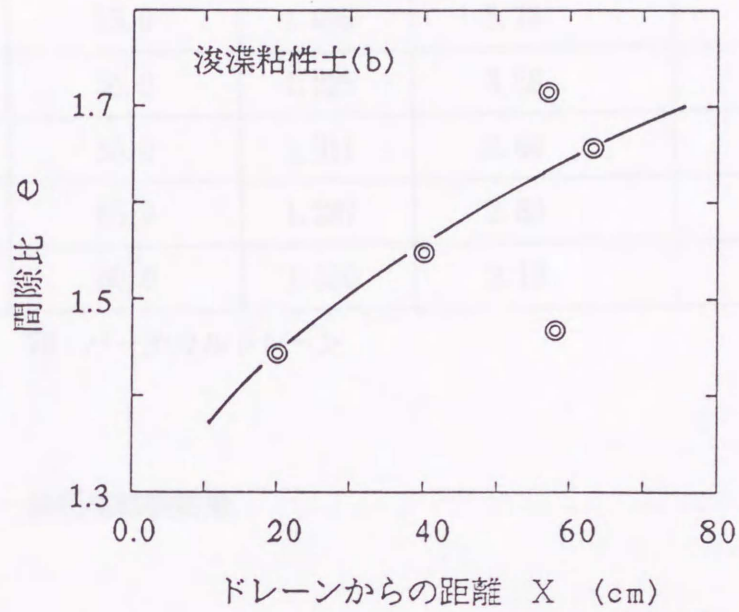


図-2. 24 圧密完了時の実測間隙比分布 (浚渫粘性土)

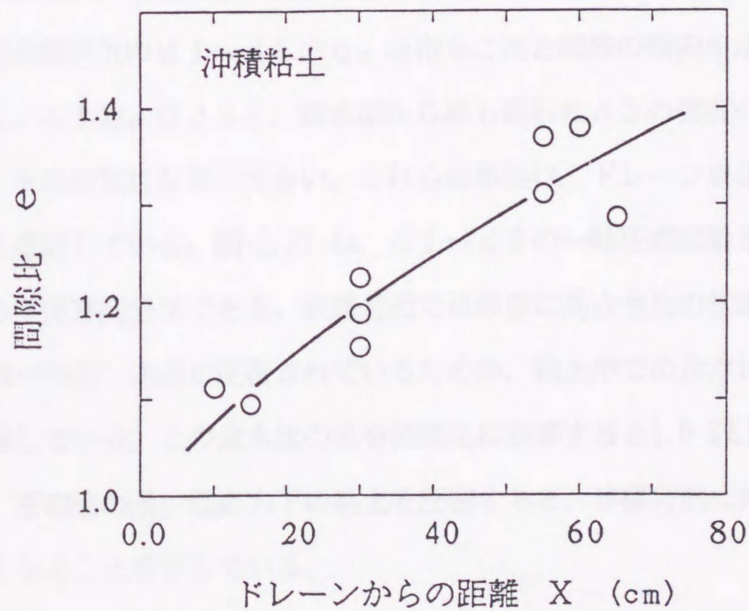


図-2. 25 圧密完了時の実測間隙比分布 (沖積粘性土)

表-2.2 沖積粘性土の σ_{v0}' の推定値

試料番号	VD外周面からの距離 (cm)	e_0	σ_{v0}' (kgf/cm ²)	$\sigma_{v0} / \sigma_{v0 (M6)}$
M2	15.0	1.095	5.78	2.71
M3	30.0	1.225	3.59	1.69
M4	55.0	1.311	2.64	1.24
M5	65.0	1.287	2.89	1.36
M6	60.0	1.380	2.13	1.00

ここに VD: バーチカルドレーン

2.4.3 一軸圧縮試験結果

浚渫粘性土に対して行った一軸圧縮試験結果の半径方向分布を図-2.26 に示す。同図には、図-2.19(a) に示した浚渫層表層付近の採取試料d1~d5の一軸圧縮試験結果も合わせて示した。D2~D10の q_v 分布をみると、サンドドレーン近傍ほど強度が高くなる下に凸の曲線形状を示している。特に、ドレーン近傍での強度の増加傾向は顕著である。排水面に近いD2と遠いD10の強度の比は、約1.8にもおよんでいる。浚渫層表層付近のd1~d5の q_v 分布もこれと同様の傾向を示している。排水面に最も近いd1およびd5と、排水面から最も離れたd3の強度の比は約1.8~3.2となり、その差異は非常に大きい。これらの事実は、ドレーン周辺粘土への応力集中の存在を追認している。図-2.27は、d1~d5の一軸圧縮試験を行った際に求めた含水比の半径方向分布である。表層付近では非常に高含水比の状態から（浚渫終了時には200%~250%）急速に圧密されているためか、粘土中での含水比の最大差は40%前後にも達している。この含水比の差を間隙比に換算すると1.0以上の差となる。この結果は、圧縮性の高い低応力下の粘土を圧密すると、半径方向に応力やひずみの分布が激しくなることを示している。

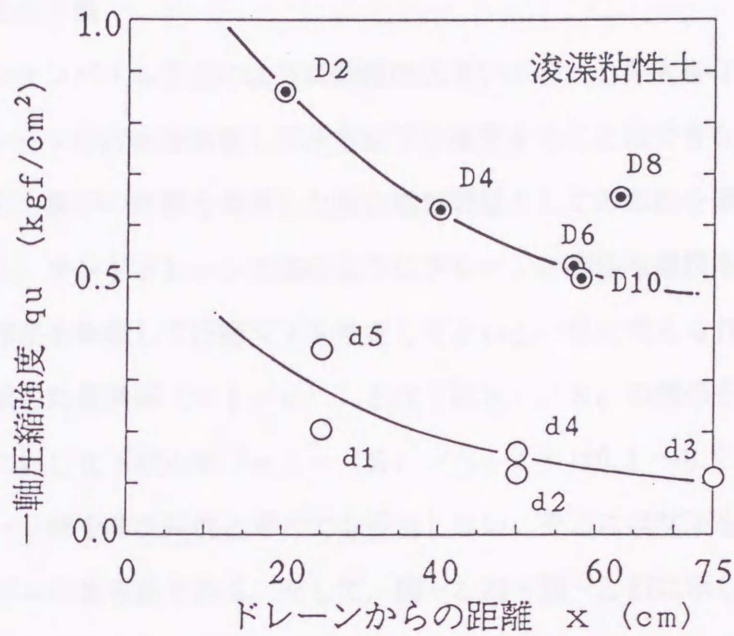


図-2. 26 圧密完了時の一軸圧縮強度の分布 (浚渫粘性土)

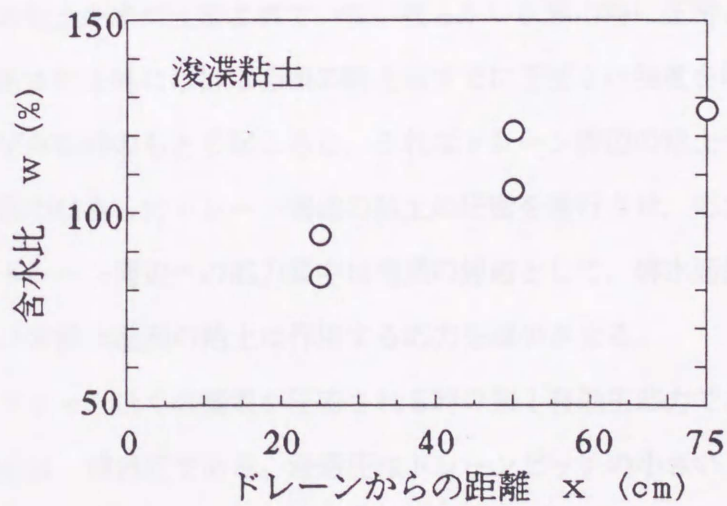


図-2. 27 圧密完了時の含水比の分布 (浚渫粘性土(a) 表層)

2. 5 考 察

(1) 最終圧密沈下量

コンパクションパイル工法のように剛性の大きいドレーンを大きな置換率で打設する場合、ドレーンの存在を無視して圧密沈下を推定することはできない。すなわちドレーンへの応力集中の影響を考慮した複合地盤問題としての取扱を要求される。

これに対し、サンドドレーン工法のようにドレーンの剛性も置換率も小さい場合、ドレーンの存在を無視して圧密沈下を推定してよいと一般に考えられている。しかし図-2.9 に示した置換率 ($= 1/n^2$) と沈下比 S_r/S_c の関係を見ると、置換率 0.05~0.06 に対し沈下阻止率 ($= 1 - (S_r/S_c)$) は 0.1~0.2 に達している。これはドレーン材を非圧縮性と考えても符合しない。そこには沈下を低減させる何らかのメカニズムがある筈である。そして、図-2.24~図-2.27 に示した間隙比や一軸圧縮強度の半径方向の非一様分布はそのメカニズムを探る一つの手掛かりとなる。すなわち、サンドドレーンによる圧密では圧密の進行に伴って排水面側の粘土に応力が集中し、これが複合地盤と類似の働きをすると考えられる。

そのメカニズムをつぎのように推定している。周知のように粘土は非線形の応力ひずみ関係をもつ弾塑性材料と見做せるので、有効応力レベルが高くなると剛性は増し圧縮性は減少する。すなわち間隙水が半径方向に流れる場合、排水面近くの粘土は、非排水面側の粘土が未だ圧密されていない軟らかい状態の時に圧密され、非排水面側の粘土が圧密される時には排水面側の粘土はすでに圧密され強度を増している。これが等鉛直ひずみ条件のもとで起こると、それはドレーン周辺の粘土への応力集中となりその応力集中はさらにドレーン周辺の粘土の圧密を進行させ、応力集中を増幅させる。また、ドレーン周辺への応力集中は当然の帰結として、排水面側の粘土に応力集中した分だけ非排水面側の粘土に作用する応力を減少させる。

そして、ドレーン近くの要素が圧密される時の第1有効主応力である半径方向の有効応力の増分は、浸透圧である。浸透圧はドレーンピッチの小さい、すなわち置換率の大きな場合ほど大きい。ドレーン周辺の粘土はドレーンピッチが小さいほどより強く圧密される。したがって、沈下量は同一荷重のもとでもドレーンピッチの大きなほど大きく、小さなほど小さい。これが図-2.9 に示した現象を説明するメカニズムのひとつであると考えている。

(2) 圧密速度について

a) 応力集中の影響

図-2.10に示すようにドレーン比 $n (= d_e / d_w)$ が小さくなると圧密係数比 (c_h / c_v) も小さくなる。すなわち慣用設計が予測する圧密速度にならない。そのメカニズムを排水面近傍の粘土への応力集中に伴う二つの現象であると捉えることができる。

まずそのひとつを圧密係数 c_v の変化として考えてみよう。圧密係数 c_v は次式で表される。

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

ここに、

k : 透水係数

m_v : 体積圧縮係数

γ_w : 間隙水の単位体積重量

上式が示すように、 c_v は k と m_v の比によって定まり、大きな荷重増分の圧密の場合、 m_v と k はともに大きく変化する。有効応力の増加に伴う k の減少率と m_v の減少率が異なる場合には c_v 一定の条件は成立しない。例えば k の減少率が m_v のそれより大きい場合には c_v は減少するので、 c_v 一定の場合に比べて圧密は遅延する。

c_v は有効応力分布に応じた分布となるので、排水面付近への応力の異常集中は圧密速度を大きく変化させる要因となる。ちなみに標準圧密試験結果によると、当地点の粘土は圧密応力の増加に対して c_v 一定ないし低下するものであり、 c_v 一定の場合に比べて圧密は遅れる場合にあたる。

次に、応力集中によって圧密速度が変化するいまひとつの要因は、ドレーン周辺粘土の透水係数の極端な低下である。排水面周辺には圧密初期から圧密過程を通じて、他の部分に比べて非常に透水性の低いゾーンが形成される。このゾーンを通過して連続の条件を満たしながら排水が行われるためには、この部分に高い動水勾配が生じることになる。その結果、周辺粘土の半径方向の動水勾配は低下し、間隙水圧の消散を妨げる。つまり応力集中によってもたらされる透水係数の低いゾーンの形成は、透水係数が一定の場合に比べて粘土内の水圧分布形を異にし、圧密曲線にも影響を与える

と考えられる。

b) 攪乱効果

攪乱によって粘土の透水係数が低下することは以前から指摘されている¹⁸⁾。今回の土質調査結果によると排水面周辺ほど粘土構造の乱れが大きい。この事は攪乱による透水係数の低下が排水面近傍ほど大きいことを意味する。前述のように、粘土構造の乱れは、サンドドレーン施工時の影響以外に、圧密メカニズムにも起因すると考えられるので、粘土の放射流れ圧密による粘土構造の変化そのものに攪乱効果が存在することを予想させる。

c) ひずみ速度と圧密係数

ドレーンピッチが密なほど逆解析から求められた圧密係数が小さくなる理由を t_{90} との関係で整理したところ、両者に相関が認められた (図-2.12 ~ 図-2.17)。これがサンドドレーンによる圧密のみにみられる特異な現象であるのか、別の角度から検討してみたい。

図-2.28 は、直径 6 cm、高さ 2 cm、両面排水の標準圧密試験と、これと相似の条件で寸法比 2.4倍、10倍、20倍、50倍の Oedmeter Test の結果¹⁹⁾ を間隙比と経過時間の関係で整理したものである。用いたオリジナルデータは網干ら²⁰⁾ の報告のそれと同一である。図中には $\log t$ 法で求めた t_{100} の間隙比と経過時間も示されている。同図の圧密曲線の最急勾配には特徴がある。それは、寸法比20倍のものを除くと、寸法比が大きくなるにしたがってわずかではあるが勾配が急になる傾向が認められる点であり、ひずみ速度が圧密係数に影響する可能性を示唆している。そこで、これらの試験結果について、サンドドレーンの場合と同様に t_{90} と圧密係数の関係を調べてみた。圧密係数の算定は \sqrt{t} 法と $\log t$ 法で行い、その結果を図-2.29 に示す。これを見ると圧密係数と t_{90} の間には強い相関が認められる。 t_{90} が大きいほど、つまり平均的なひずみ速度が小さいほど圧密係数は大きくなる。これはサンドドレーンの場合と定性的に一致する。さらにこの事は、従来未解明であった標準圧密試験結果の c_v に比べて、現場の一次元圧密の c_v は数倍大きいという事実²¹⁾ と関係しているように思える。ともあれ、この検討から、ひずみ速度は圧密係数に影響を与える基本的因子のひとつであると推察される。

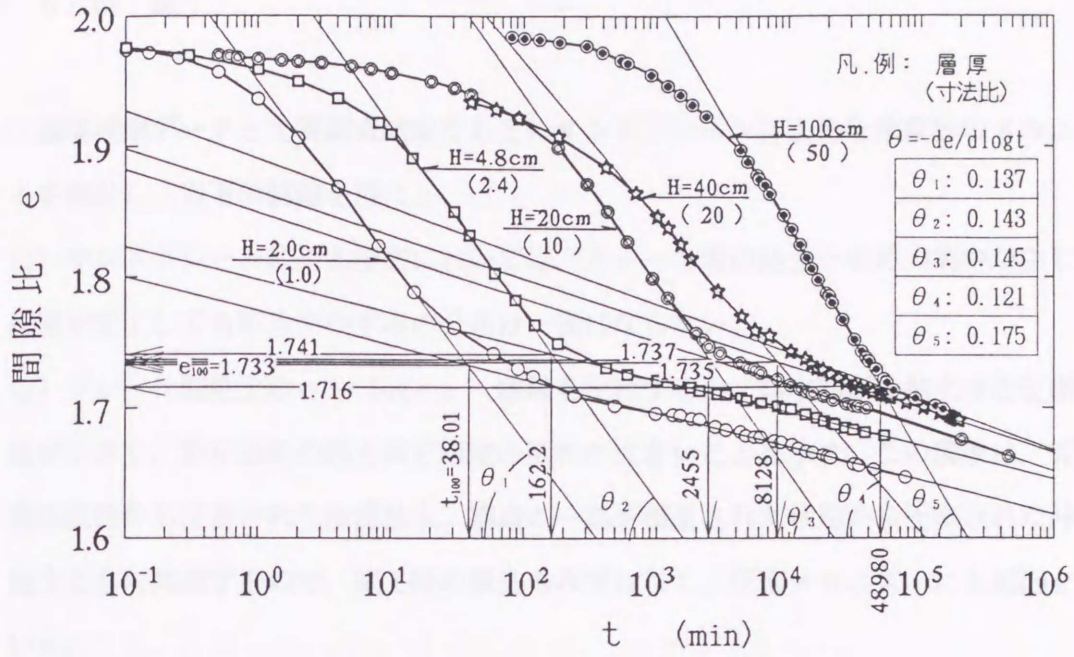


図-2.28 粘土層厚の違いと圧密曲線

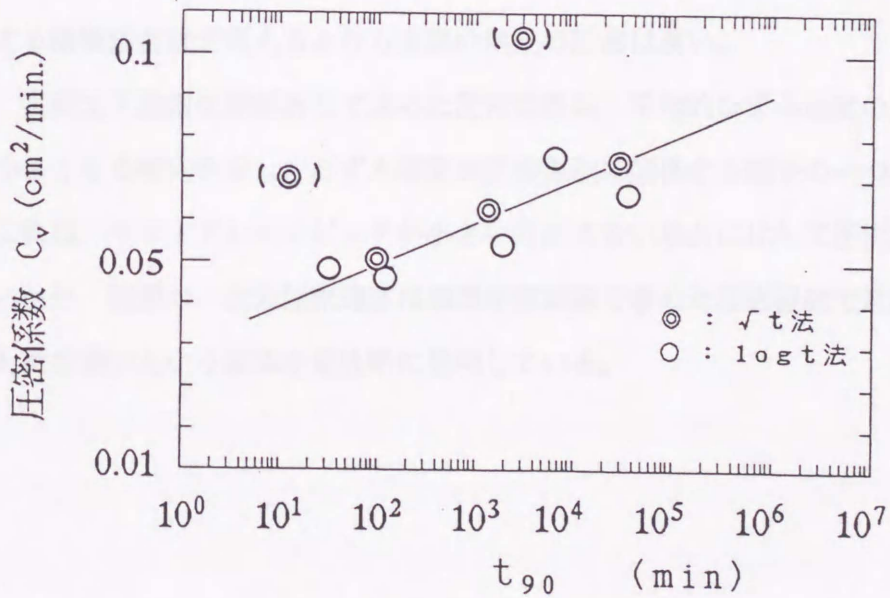


図-2.29 一次元圧密の場合の圧密係数と t_{90}

2. 6 結 論

現場実測データと土質調査結果をもとにサンドドレーンによる圧密変形のメカニズムを検討し、以下の結論を得た。

- (1) サンドドレーンによる圧密においては、ドレーン周辺粘土への応力集中が生じ、圧密が完了しても応力やひずみの分布は一様にならない。
- (2) ドレーン間粘土の $e \sim \log \sigma_v'$ 曲線を比較すると、排水面側の粘土ほど圧縮指数が小さく、排水面側の粘土ほど構造の乱れが大きいことを示す。この現象は、完全攪乱状態から圧密された浚渫粘土、構造の一部を攪乱された状態から圧密された沖積粘土ともに共通するので、施工時の攪乱のみではなく、圧密メカニズムにも起因している。
- (3) ドレーン間粘土の一様でない応力分布は、圧密沈下量に影響を与え、弾性圧密理論に立脚する慣用圧密計算の示す圧密沈下量よりは小さい。また、実測沈下データによればドレーンピッチが小さいほど圧密沈下量は小さい。
- (4) c_v が応力に依存する場合、ドレーン周辺への応力集中は圧密速度を変化させる。特に荷重増分の大きい圧密では m_v や k は大きく変化するので、その影響は大きい。
- (5) 応力集中は一種の不透水ゾーンをドレーン周辺に形成するので、透水係数を一定とする慣用設計法で考えるよりも実際の粘土の圧密は遅い。
- (6) 実測沈下曲線を逆解析して求めた圧密係数は、平均的ひずみ速度の大きな圧密ほど小さくなる傾向を示し、ひずみ速度が圧密係数に関する因子の一つと判断される。これは、サンドドレーンピッチが小さい方が大きい場合に比して圧密係数が小さくなったり、現場の一次元圧密速度は標準圧密試験で求めた圧密係数で算定したそれよりも数倍速いという事実を定性的に説明している。

参考文献

- 1) R. A. Barron : Consolidation of fine-grained soils by drain wells, Transactions A. S. C. E., Vol. 113, No. 2346, pp. 718~742, 1948 .
- 2) 吉國洋 : 多次元圧密理論とその軸対称問題への適用, 東京工業大学博士論文, 1973.
- 3) 赤井浩一・大西有三・安川郁夫・稲葉正明 : サンドドレーンによる圧密の模型実験と考察, 第13回土質工学研究発表会, 土質工学会, pp. 233~236, 1978.
- 4) 尾上篤生 : バーチカルドレーン周辺の攪乱帯の透水係数について, 第16回土質工学研究発表会講演集, 土質工学会, pp. 2015 ~2018, 1991.
- 5) 例えば S. Hansbo : Consolidation of fine-grained soils by prefabricated drains, Proc. of the 10th I. C. S. M. F. E., Vol. 3, pp. 677 ~682, 1981 .
- 6) 赤井浩一・矢野隆夫・黄豊益 : サンドドレーンの打設方法と圧密効果に関する室内実験, 第15回土質工学研究発表会講演集, 土質工学会, pp. 261~264, 1980.
- 7) 赤井浩一・矢野隆夫・黄豊益 : サンドドレーン打設による圧密効果に関する室内実験, 第16回土質工学研究発表会講演集, 土質工学会, pp. 233~236, 1981 .
- 8) 例えば土質工学会 : 第15回土質工学シンポジウム「軟弱地盤改良工法とその効果」, 1970.
- 9) 柴田勝也 : 柳井発電所埋立工事の概要, 電力土木No. 200, 1986年
- 10) 住岡宣博・森平猛・一瀬泰啓・乗安直人 : 浚渫粘性土による埋立地盤の沈下管理 土質工学会誌「土と基礎」土質工学会, Vol. 39, No. 7, pp. 31~36, 1991.
- 11) 森平猛・新谷登・田中英児 : 柳井火力発電所土地造成に伴う地盤改良, 電力土木 No. 211, 1987.
- 12) 例えば吉國洋 : バーチカルドレーン工法の設計と施工管理, 技報堂, 1979.
- 13) H. Monden : A New-time-fitting method for settlement analysis of foundation on soft clays, Memoir. Faculty of Eng'g, Hiroshima Univ. 2-1, pp. 21~29, 1963.
- 14) 吉國洋・井上年行・住岡宣博・原久夫 : 現場計測による圧密沈下予測法の特性について, 土と基礎, 土質工学会, Vol. 29, No. 8, pp. 7~13, 1981.
- 15) 網干寿夫・石井敬一・井上年行 : 太田川流域下水道西部浄化センター地盤改良工

- 事に伴う情報化工, 土質工学会誌「土と基礎」, 土質工学会, Vol. 30, No. 7, pp. 37~44, 1982.
- 16) Uehara H., Hara H., Kohagura S., Yoshizawa M. and Taira S. : Case study of vertical Drain in Shimajiri marine clay, Proc. of the International conference on geotechnical engineering for coastal development, Theory and Practice on Soft Ground, Port and Harbour Research Institute, Vol. 1, pp. 411~416, Yokohama Japan, 1991.
 - 17) 奥村樹郎・梅田裕史・成田実: 粘土試料の攪乱に関する研究(第3報), 港湾技術研究所報告, 10巻, 1号, pp. 77~106, 1971.
 - 18) 例えば, L. Casagrande, S. Poulos : On the Effectiveness of Sand Drains Canadian Geotechnical Journal, Vol. 6, pp. 287~326, 1969 .
 - 19) 二井岡均: 一次元圧密のスケールエフフェクトに関する実験的研究, 広島大学修士論文, 1973.
 - 20) 網干寿夫・松田博: 粘土の二次圧密と沈下解析, 土質工学会誌「土と基礎」, 土質工学会, Vol. 29, No. 3 , pp. 19~24, 1981.
 - 21) 網干寿夫: 軟弱地盤の圧密沈下に関する2, 3の考察, 超軟弱地盤に関するシンポジウム発表論文集, 土質工学会, pp. 13~18, 1977.

第3章 室内模型実験

3.1 緒論

サンドドレーンで改良された地盤には、一様でない応力やひずみの分布が残留することが第2章で示した地盤調査結果により判明した¹⁾。この事実はBarron²⁾が提案したバーチカルドレーンの解析法を基本にした設計法では予測できない。すなわち、弾性圧密論によると圧密最終状態では応力やひずみは一様に分布するのであるが、実地盤ではこれとは異なり、排水面付近への顕著な応力集中が生じている。この現象が粘土の弾塑性挙動によるものか、或いはドレーン打設時の粘土の攪乱によるものかは前述の調査結果のみでは判断できない。従来、現場の圧密が設計理論の示す圧密速度よりも遅れて進行すると言われる理由のひとつに、ドレーン打設時の粘土の攪乱の問題があると指摘され、多くの理論的研究^{3) 4) 5)}や実験的研究^{6) 7) 8) 9) 10) 11)}が行われた。

ドレーン打設による攪乱の問題は、圧密挙動の解釈を複雑にする。赤木¹¹⁾はA I T構内で排除型ドレーンの実物大実験を行い、ドレーン打設によって発生する過剰間隙水圧を測定した。そして、打設後は荷重が無くても着実に沈下が生じ、打設区域周辺では10数cm沈下したと報告している。尾上¹²⁾はこの結果を解析し、発生した過剰間隙水圧はほぼ有効上載荷重に等しいとした。また赤井ら⁸⁾は直径5cm、高さ10cm、三軸圧縮供試体に直径1cmのサンドドレーンを排除型と非排除型の両方法で造成して等方圧密を行った。これによると、排除型ドレーンに伴って発生した過剰間隙水圧の消散後に、有効応力の増加があることを示した。また圧密後の含水比分布から、排除型は砂柱打設後の初期圧密効果によって、非排除型よりも深部の圧密遅れを解消する効果が期待できるとしている。これらの報告は、排除型のドレーン打設のみでも、粘土中には有効応力の変化やひずみが発生することを示している。

第2章で示した調査結果も、排除型サンドドレーンによる改良地盤から得られたものなので、応力やひずみの分布には施工時の攪乱の影響も含まれている。この点がバーチカルドレーンの圧密機構を考える上で大きな障害となる。特に、バーチカルドレーンによる粘土の圧密挙動は、排水方向と変位の方向が異なるので、一次元圧密と異なり複雑である。そのため、バーチカルドレーンによる粘土の圧密挙動を詳細に調査

し、その圧密変形機構を検討するためには、攪乱の無い理想状態から圧密する必要がある。そこで、本章では粘土の不均質性や攪乱の問題を極力取り除き、変形が K_0 等鉛直ひずみで、排水が内向き放射流れの場合の圧密変形機構の解明に焦点をあてた室内模型実験を行った。

3. 2 実験概要

3. 2. 1 試料

実験に用いた試料は、広島湾五日市沖より採取した広島粘土を室内で練り返し再圧密したもので、その物理的性質を表-3.1に示す。試料の作成手順は以下のとおりである。まず粘土をスラリー状にして、 $420\ \mu\text{m}$ のふるいに通して粗粒分を除去し、含水比を液性限界の約2倍（約230%）に調整した。含水比の調整を行った試料を脱気槽に入れ、24時間の真空脱気を行った。脱気を終えた粘土スラリーを直径247.4 mm、高さ400mmの円筒圧密容器に静かに流し込み、24時間自重圧密させる。その後、復動式ベロフラムシリンダーによる載荷装置を設置し載荷圧密を行う。載荷は $0.1\ \text{kgf/cm}^2$ ～ $0.5\ \text{kgf/cm}^2$ を三段階載荷とした。圧密期間は、 $0.1\ \text{kgf/cm}^2$ と $0.2\ \text{kgf/cm}^2$ の場合がそれぞれ2日間、 $0.5\ \text{kgf/cm}^2$ の場合は3 t法によって圧密期間を定めた。試料作成時の排水条件は、両面排水である。

表-3.1 広島粘土の物理的性質

液性限界 w_L (%)	塑性限界 w_s (%)	塑性指数 I_p	土粒子密度 ρ_s
116.5	45.4	71.1	2.623

3. 2. 2 実験方法

(1) サンドドレーン模型地盤

この実験では人為的操作による粘土の攪乱を極力避けるために、試料作成からサンドドレーンによる圧密までを同一の圧密容器で行った。0.5 kgf/cm²の荷重による圧密を終えると、一端、圧密容器から載荷装置を取り外し、前述の試料の中心を木工用ドリルで慎重に削孔した。後述のように、削孔径はφ37mmのものとφ18mmのもの2種類である。このとき粘土下部には1.0cm~2.0cm程度の粘土を残している。これは後述する粘土下面を非排水条件に近づけるための措置である。次にこの孔に注水した後豊浦標準砂を自然落下で静かに充填し、サンドドレーンを設置した。その後載荷装置を再度設置し、0.5 kgf/cm²の圧密荷重のもとで2日間予圧密して、サンドドレーンと粘土の応力状態を安定させた。載荷装置の再設置の際には、載荷板面に取り付けていたポーラスストーン板をサンドドレーンの直径分だけ円形に削孔した厚さ8mmの亚克力板に取り替えて、模型地盤上面(粘土面)を非排水条件にした。下面については排水コックを閉じることによって非排水条件が保てるようにしている。このようにして、排水はサンドドレーンのみから行われるようにした。模型地盤の作成は以上のようなものである。このようにして作成した模型地盤の高さはおよそ160mm程度である。

実際のサンドドレーンの直径は $d_w = 400\text{mm} \sim 500\text{mm}$ 、有効円の直径は $d_e = 2.0\text{m} \sim 4.0\text{m}$ (ドレーン比 $n = d_e / d_w = 4 \sim 10$)である。従って、例えば直径37mmのサンドドレーン模型地盤の場合は($d_e = 247.4\text{mm}$, $n = 6.7$)、ドレーンの縮尺およびドレーン比 n とを勘案すると、実モデルの凡そ1/10程度の縮尺に相当する。ちなみに、φ18mmのサンドドレーン模型の場合は $n = 13.7$ である。模型地盤を含む圧密実験装置の概要を図-3.1に示す。また、圧密実験装置を写真3.1に示す。

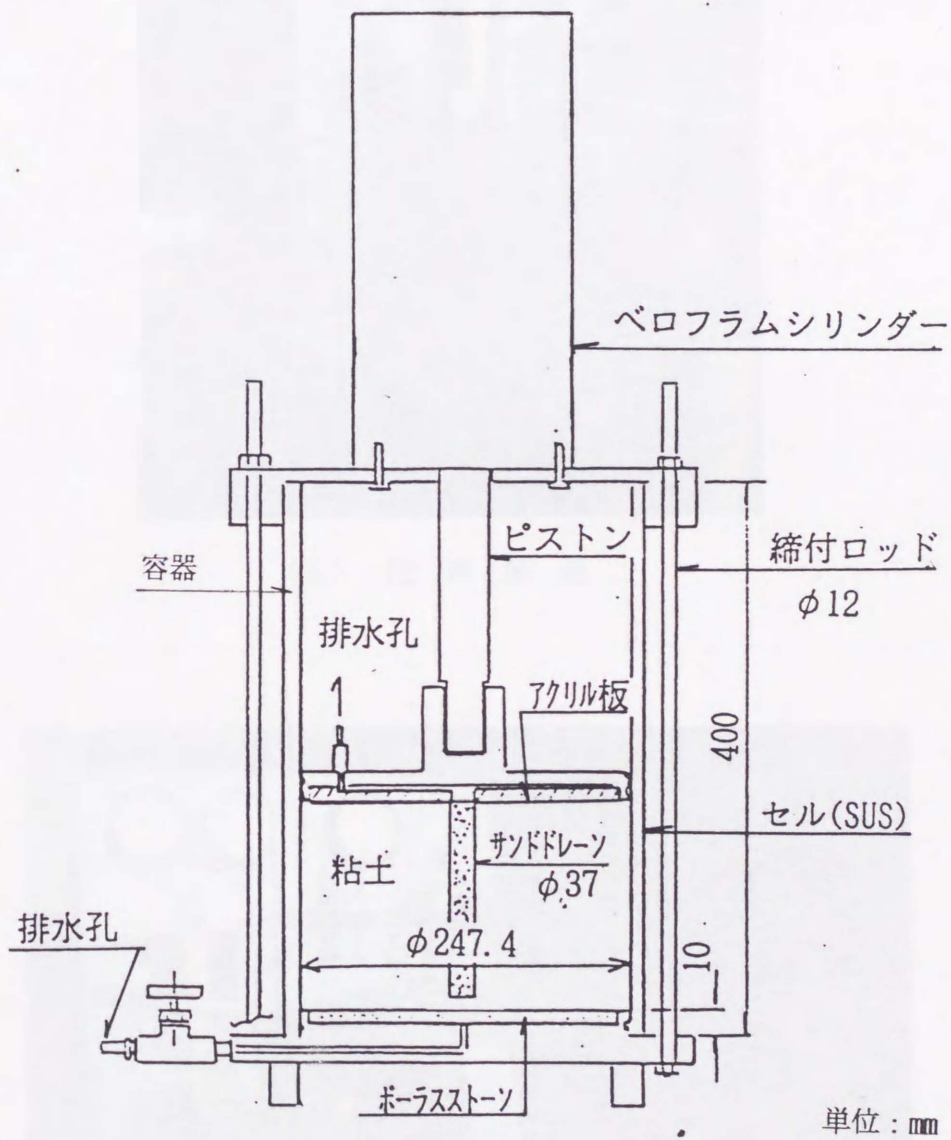
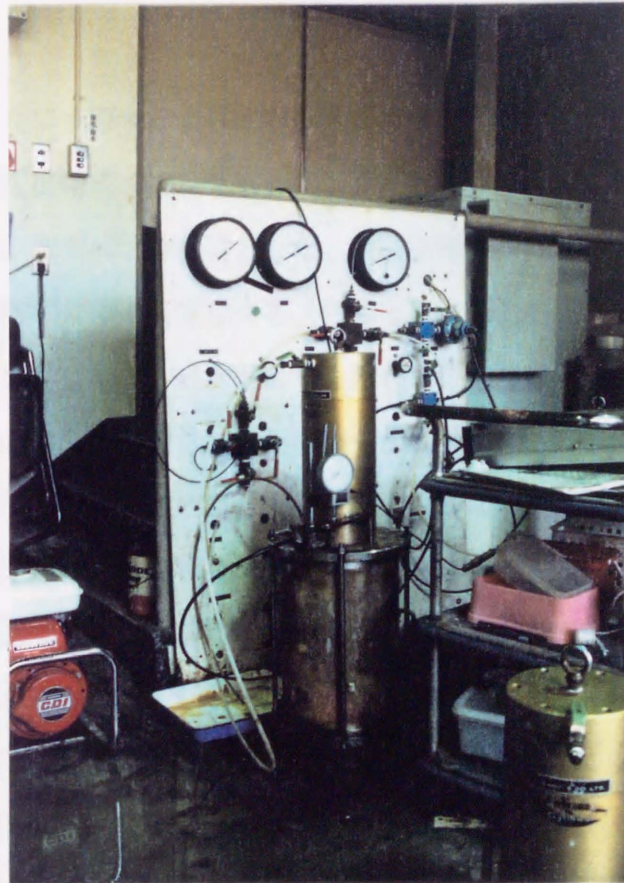
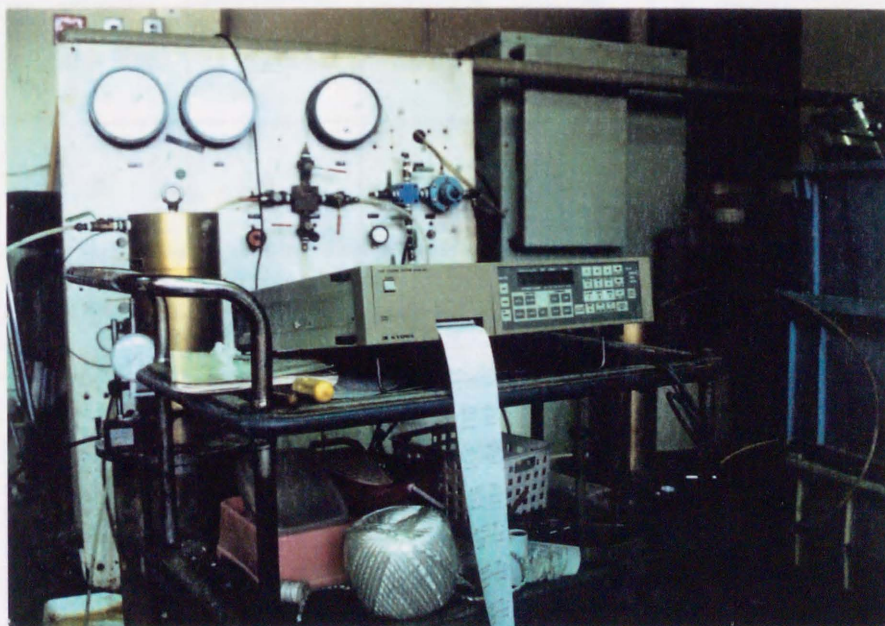


図-3. 1 模型地盤と実験装置



(a) 圧密装置



(b) データ記録装置

写真3.1 圧密実験装置

(2) 実験方法

a) 実験ケース

実験は前述のように $\phi 37\text{mm}$ と $\phi 18\text{mm}$ の二種類のサンドドレーン径について行った。作成した模型地盤を復動式ベロフラムシリンダーを用いて 1.5kgf/cm^2 の荷重で鉛直等ひずみに圧密する。載荷は瞬時載荷とした。次に圧密放置時間であるが、応力やひずみの分布形は圧密時間によって変化する。例えば圧密時間が短時間であれば、排水面付近のみ圧密完了状態になり、排水面よりも離れた位置では明らかに未圧密状態となる。このような場合にも、応力やひずみは明らかに分布する。また圧密時間を非常に長期間にして二次圧密期間も長期にわたると、応力緩和現象によって、一端生じた応力やひずみの分布が解消され一様化することも考えられる。このように粘土中に生じる応力やひずみの分布は圧密放置時間の影響を受ける。このような理由から、圧密放置時間は土質試験法に示されている γt 法¹³⁾ に従い、 $1.7\text{t} \sim 5\text{t}$ の間で変化させている。実験ケースを表-3.2に示す。なお、ST1の実験では、底面に $\phi 65\text{mm}$ の土圧計を装備した圧密実験装置を作成して、排水面付近粘土への鉛直応力の集中過程を調べている。

表-3.2 実験ケース

試験番号	ドレーン径 d_w (mm)	初期含水比 w_0 (%)	圧密荷重 (kgf/cm^2) $\sigma_{z0} \rightarrow \sigma_{zf}$	圧密放置時間 (γt 法)
T1.7	37	102.9	0.5 \rightarrow 1.5	1.7 t
T2.0	37	103.5	0.5 \rightarrow 1.5	2.0 t
T3.2	37	100.2	0.5 \rightarrow 1.5	3.2 t
T5.0	37	101.2	0.5 \rightarrow 1.5	5.0 t
ST1	18	100.0	0.5 \rightarrow 1.5	2.0 t

c) 含水比試験

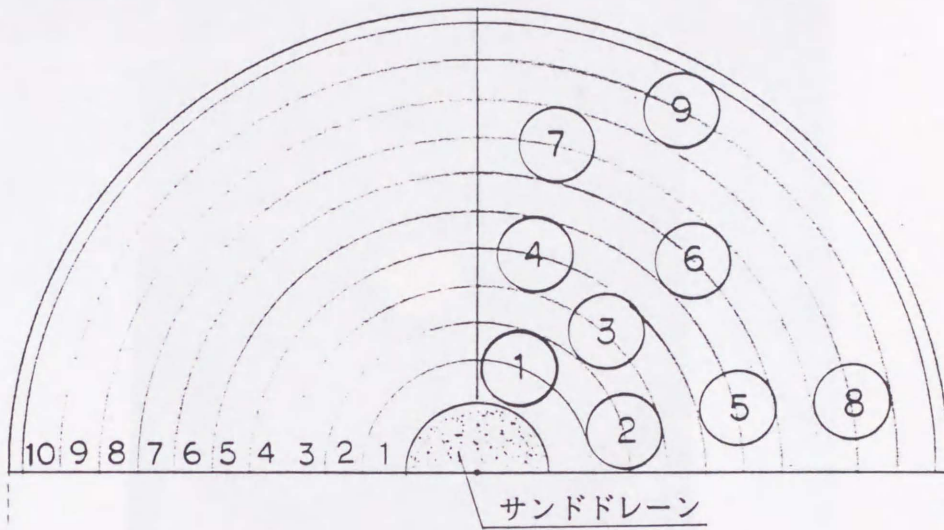
所定の圧密時間に達したものは圧密容器から慎重に取り出した。その後直ちに、模型地盤上面にドレーンから1 cm刻みの同心円を描き、素早く縦に4分割にカットして食品用ラップフィルムに包んで含水比の変化が生じない様に保存した。そして前述の4分割試料の上面に記された同心円状の線に沿って、ワイヤーソーで1 cm刻みに試料を切り出し含水比試験を行った。試料の切り出しは4分割にカットした模型地盤の上・中・下層の3箇所から行い、これを2つの4分割カット地盤で行ったので、一つの実験につき合計60試料の含水比試験を行ったことになる。切り出した試料は、重量を測定した後、24時間乾燥炉で乾燥して含水比を測定した。この試験結果をもとに排水面と非排水面間の粘土の含水比分布を調べた。また、この結果を用いて間隙比とひずみを算定した。なお、試験番号T2.0（最初に行った試験）と試験番号S T 1（試験実施順としては最後に行った）については中層と下層の2層について含水比試験を行っている。図-3.2にφ37mmのドレーンの場合の試料採取位置の例を示す。写真3.2(a)～写真3.3(c)に模型地盤の作成状況を示す。

d) 一軸圧縮試験

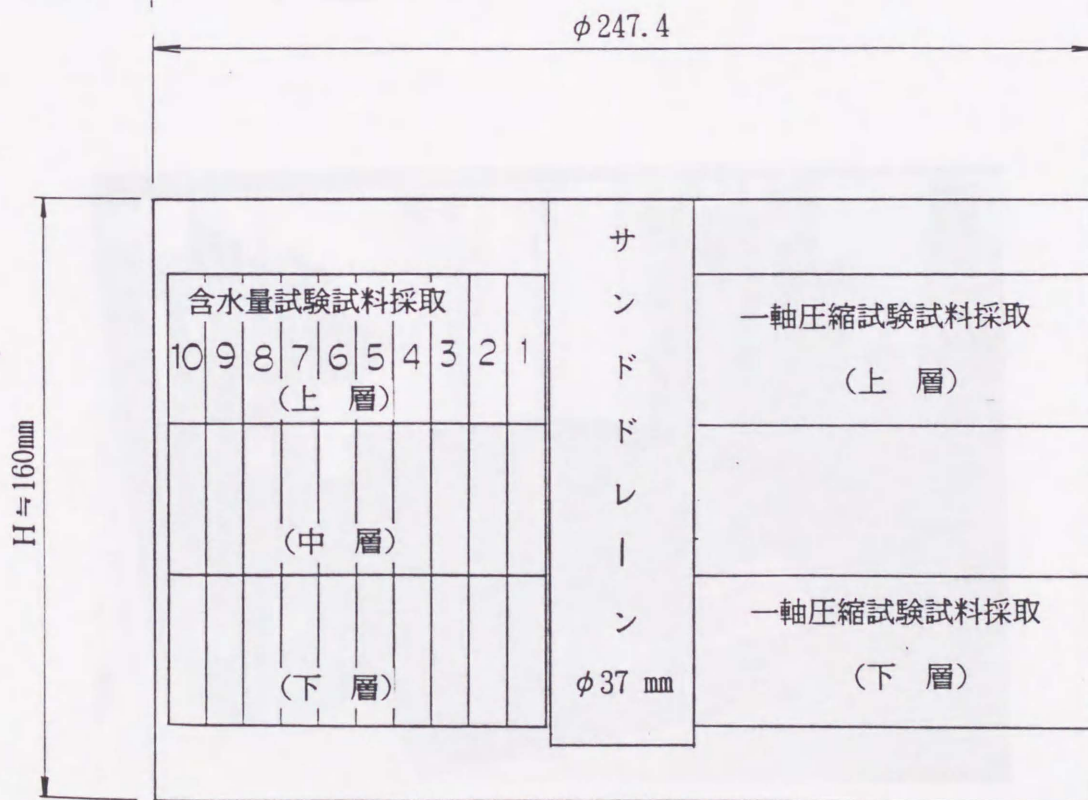
前項の含水比試験で、ひずみの分布は比較的容易に把握することができる。次に必要なのは応力分布の把握である。排水面と非排水面間の粘土の応力分布を直接に測定するための方法を種々検討したが、実験装置が複雑となり装置の製作が容易でない。そこで一軸圧縮強度分布を調べることによって、応力分布性状調査の代替とすることにした。このための方法として、JIS規格とは異なるが、直径2 cm、高さ4 cmのミニ供試体を作成して一軸圧縮試験を行った。供試体寸法を変化させた場合の一軸圧縮試験結果の評価についての報告¹⁴⁾によると、前述のミニ寸法の供試体による試験結果は標準寸法の場合とほぼ同等であることが明らかにされている。試験時のひずみ速度は1%/分である。ミニ供試体用の試料採取中心位置は排水面から1 cm刻みに半径方向に9点とした。これを上層と下層について実施し、一つの模型地盤につき合計18試料の一軸圧縮試験を行った。この一軸圧縮強度分布をもとに、間接的ではあるが半径方向の応力の分布を調べた。一軸圧縮試験の様子を写真-3.4に示す。

含水量試験試料採取 (幅10mm)

一軸圧縮試験試料採取位置



(a) 平面図



(b) 断面図

図-3.2 試料採取位置説明図

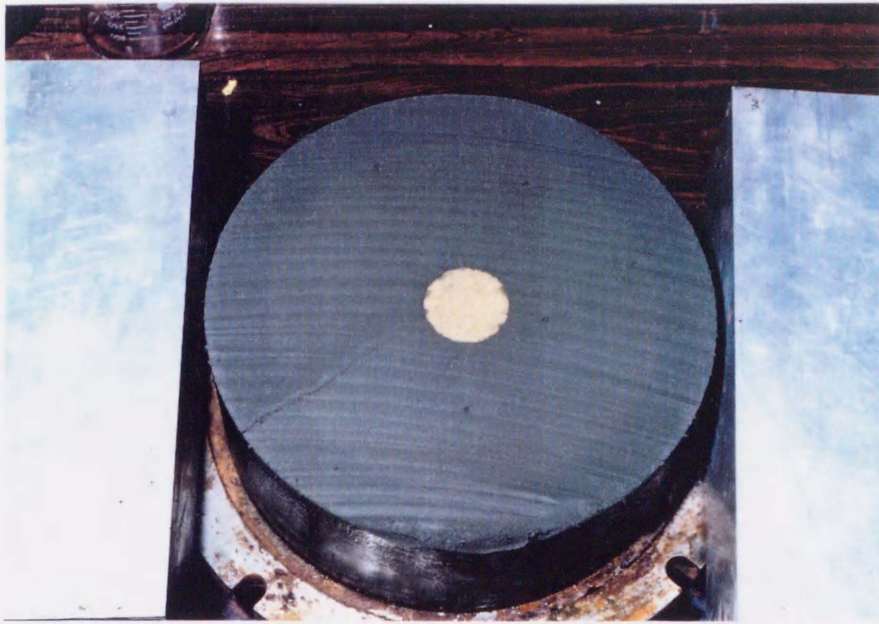


写真3. 2 (a) 模型地盤作成状況 (T5.0 を圧密容器から取り外した様子)

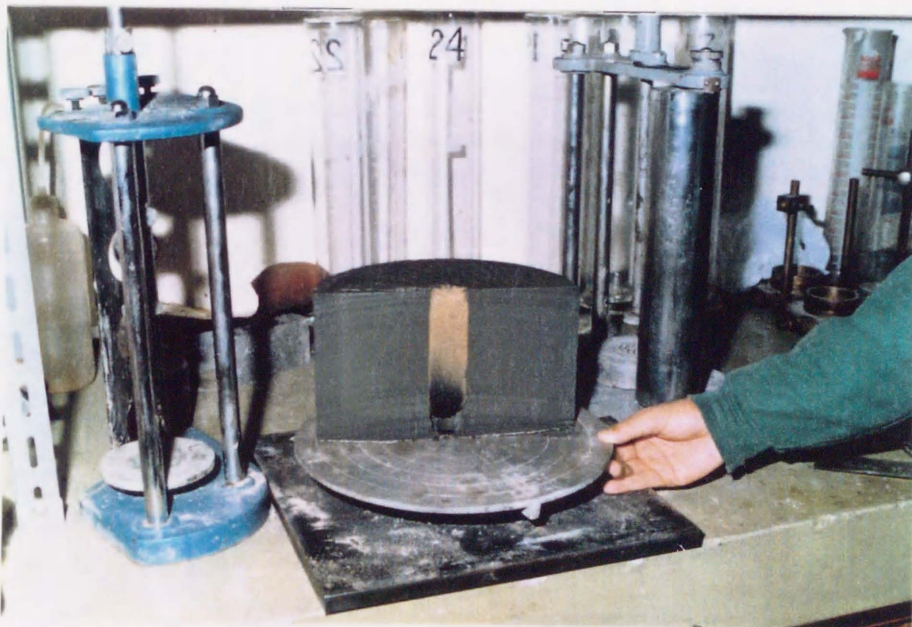


写真3. 2 (b) T5.0 を圧密容器から取り外し2分割したところ

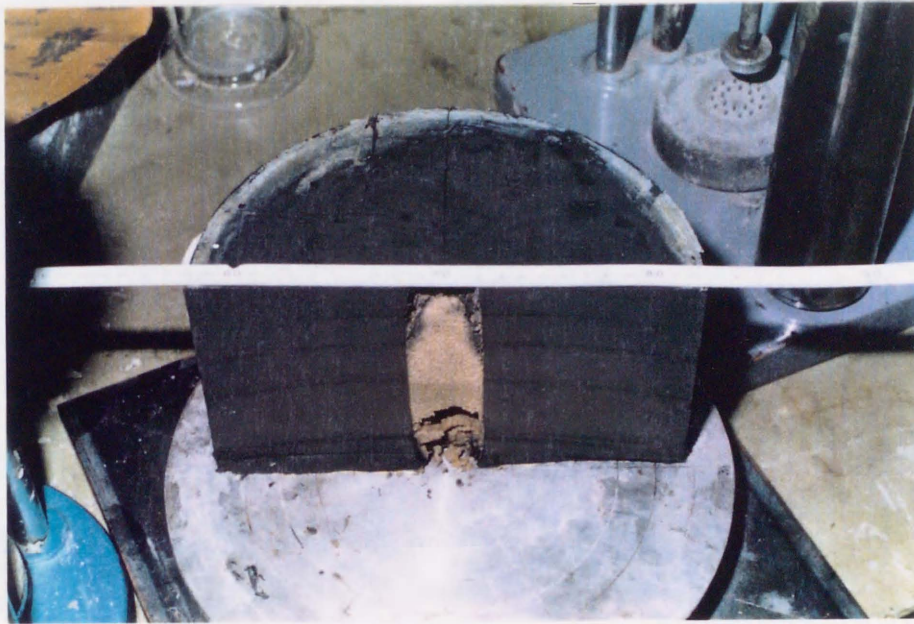


写真3. 2 (c) T5.0 分割時の寸法測定

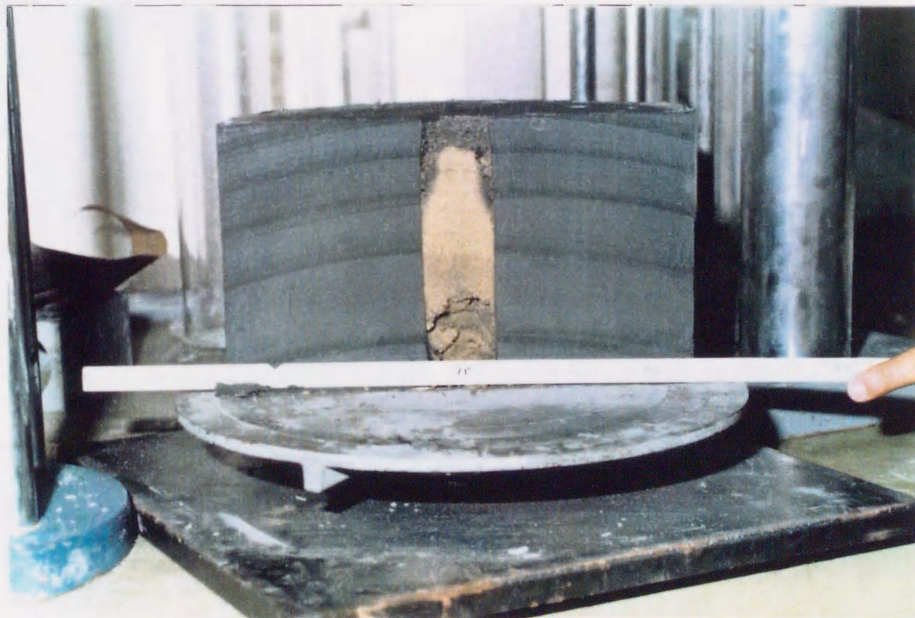


写真3. 2 (d) T5.0 分割時の寸法測定



写真3. 3 (a) 模型地盤作成状況 (ST1を圧密容器から取り外した様子)



写真3. 3 (b) ST1の寸法測定 (2分割後, ドレーンを除去した状態)

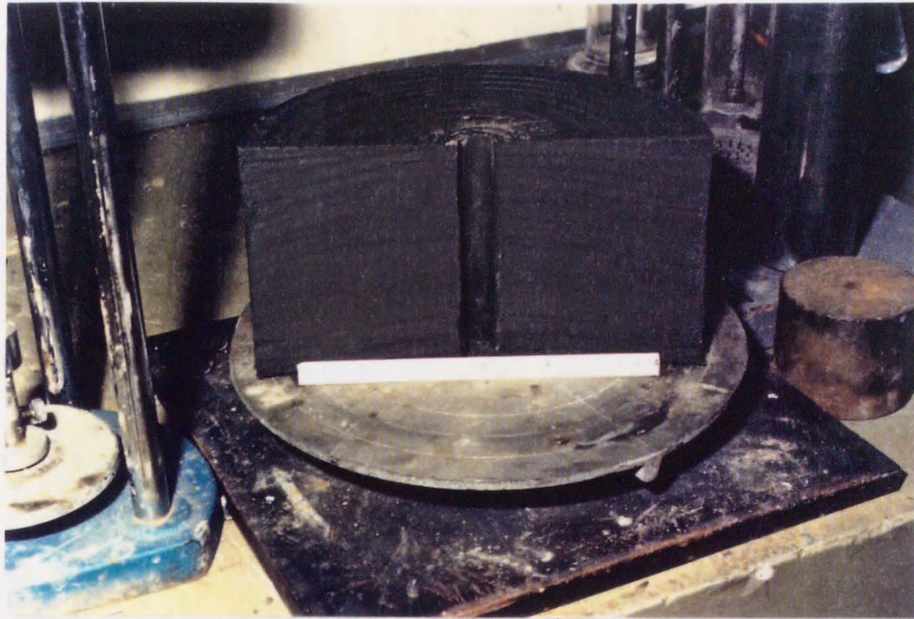
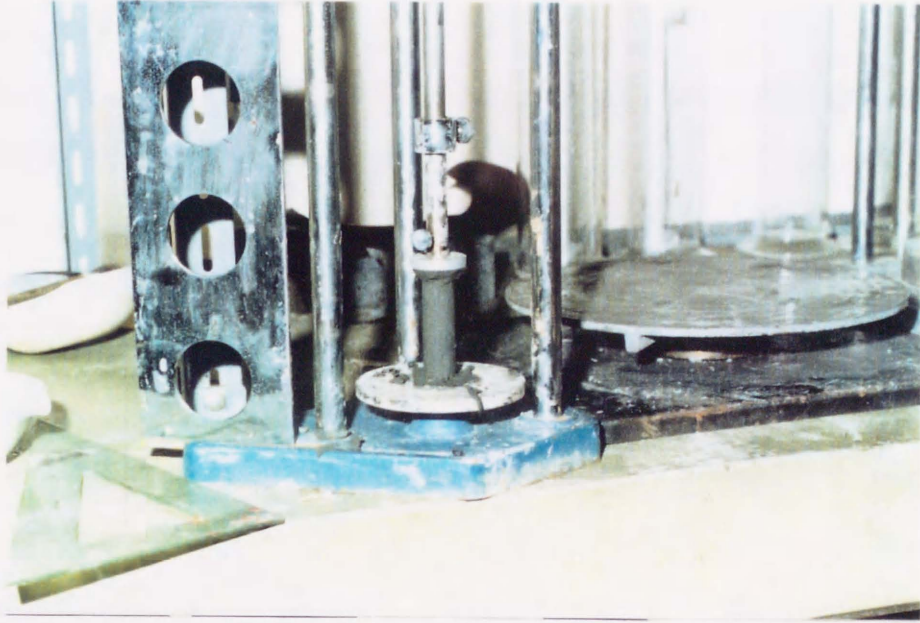
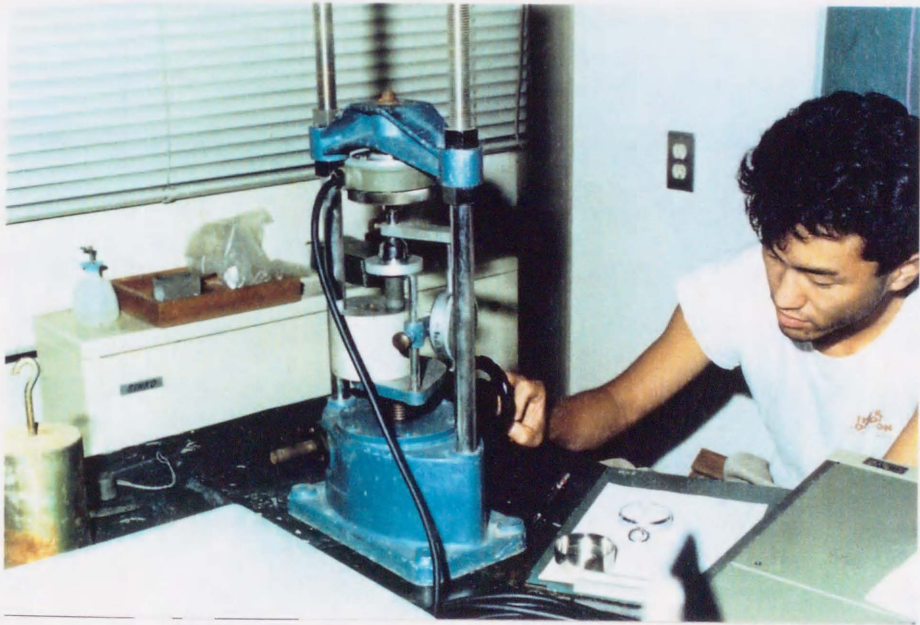


写真3. 3 (c) ST1の寸法測定(2分割後, ドレーンを除去した状態)



(a) 一軸圧縮試験供試体作成状況



(b) 一軸圧縮試験状況

写真 3. 4 一軸圧縮試験

3. 3 実験結果と考察

3. 3. 1 実験結果の概要

実験によって得られた、圧密最終状態の基本データを表-3.3に示す。含水比分布、一軸圧縮試験結果については後述する。

表-3.3 実験結果概要

試験番号 (旧)		T1.7 (SDT2)	T2.0 (SDT1)	T3.2 (SDT0A)	T5.0 (SDT3)	ST1 (SDT4)
初期含水比 w_0 (%)		102.91	103.47	100.19	101.17	100.00
初期間隙比 e_0		2.699	2.714	2.628	2.6537	2.623
模型初期高 H_0 (mm)		160.31	157.69	161.36	161.66	155.36
模型最終高 H (mm)		144.50	141.11	143.00	143.30	137.40
測定沈下量 S (mm)		15.81	16.58	18.36	18.36	17.96
鉛直ひずみ ε_z (%)		10.38	11.11	12.08	12.05	12.28
圧密時間 t (min)		5,520	8,550	13,680	19,835	30,000
測定項目	時間～沈下関係	○	○	○	○	○
	含水比分布	○	○	○	○	○
	一軸強度分布	○	—	○	○	—
	底面土圧変化	—	—	—	—	○

3. 3. 2 時間・沈下曲線

前述の各実験ケースから得られた時間沈下曲線を図-3.3～図-3.7に示す。図-3.8には、これらの5本の沈下曲線を比較している。図-3.3～図-3.7の図をみると、圧密時間が長くなるにつれて時間の対数 $\log t$ に対して直線的な沈下を示す部分が明瞭に表れている。T1.7 (図-3.3) およびT2.0 (図-3.4) の場合、圧密終盤の $\log t$ に対して直線的な部分の長さは短いが明らかに認められるので、一次圧密はほぼ終了し、いわゆる二次圧密段階にはあると判断される。T3.2 (図-3.5) とT5.0 (図-3.6) については、その曲線形状から判断すると既に十分な二次圧密段階にある。図-3.7に示した $\phi 18\text{mm}$ のサンドドレーンであるST1の場合は、 γt 法で表すと約2.0tであるので、T2.0の場合と同様に二次圧密段階にあると思われる。

次に、図-3.8でまとめて示した沈下曲線を比較してみる。同図中、T1.7 (◇印) とT2.0 (☆印)、およびT3.2 (○印) とT5.0 (△印) はほぼ同一の曲線形状を示しているため、両曲線はほぼ重なり合っており曲線形状の違いが判別し難い。言い換えれば、実験の再現性が高いと言える。ただ、実験が理想的に行われることを考えると、一本の圧密曲線上にそれぞれの実験ケースの最終値が分布するのが望ましいが実際は多少異なっている。すなわち、圧密曲線をみるとT1.7、T2.0の組とT3.2、T5.0の組で圧密曲線群が大きく二つに分かれている。この理由は定かでないが試料作成時の初期含水比の違い (T1.7、T2.0の $w_0 = 103\%$ 前後、T3.2、T5.0の $w_0 = 100\% \sim 101\%$) や、圧密実験装置のもつ特性の違いによる (T1.7、T2.0が同一装置、T3.2、T5.0が同一装置) ことが考えられる。シリーズの実験を全て同一の実験装置で行えば、この事態は回避できたのかもしれない。これは、複数の実験装置を用いる場合、事前に装置固有の特性を把握しておくことの重要性を知らしめている。ひとつの大きな反省材料であった。径が18mmの模型地盤ST1の圧密曲線で圧密経過時間 $t = 17,000\text{分} \sim 30,000\text{分}$ のデータが途切れているのは、装置の一部故障が生じたためこの間のデータを除外したことによるものである。なお、時間・沈下データの採取は1/100 mm精度のダイヤルゲージと電気式のデータロガーの組み合わせによっている。

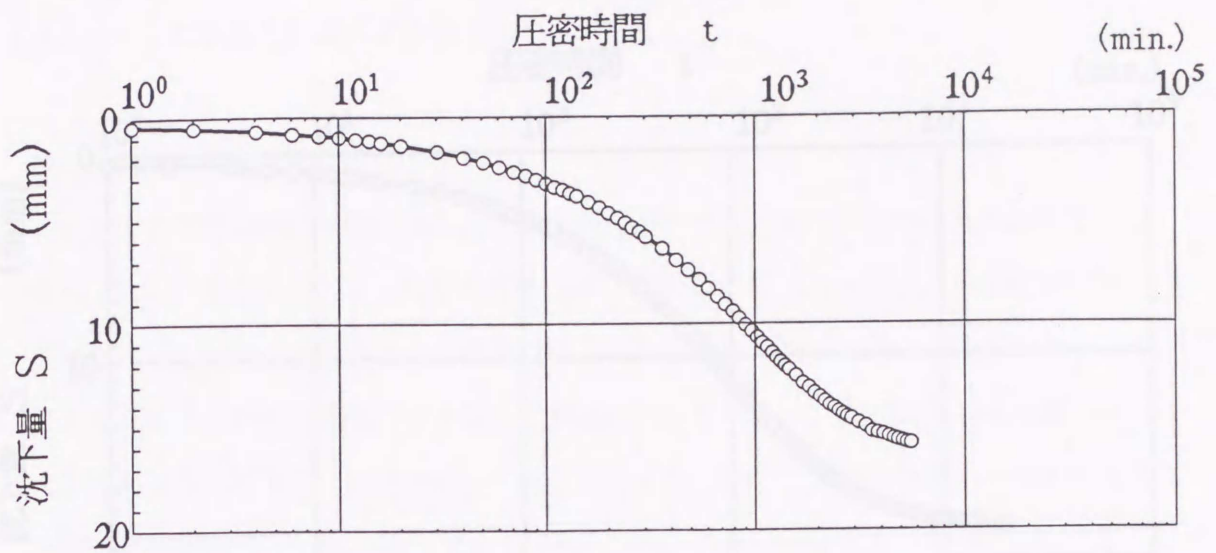


図-3.3 T1.7の時間沈下曲線

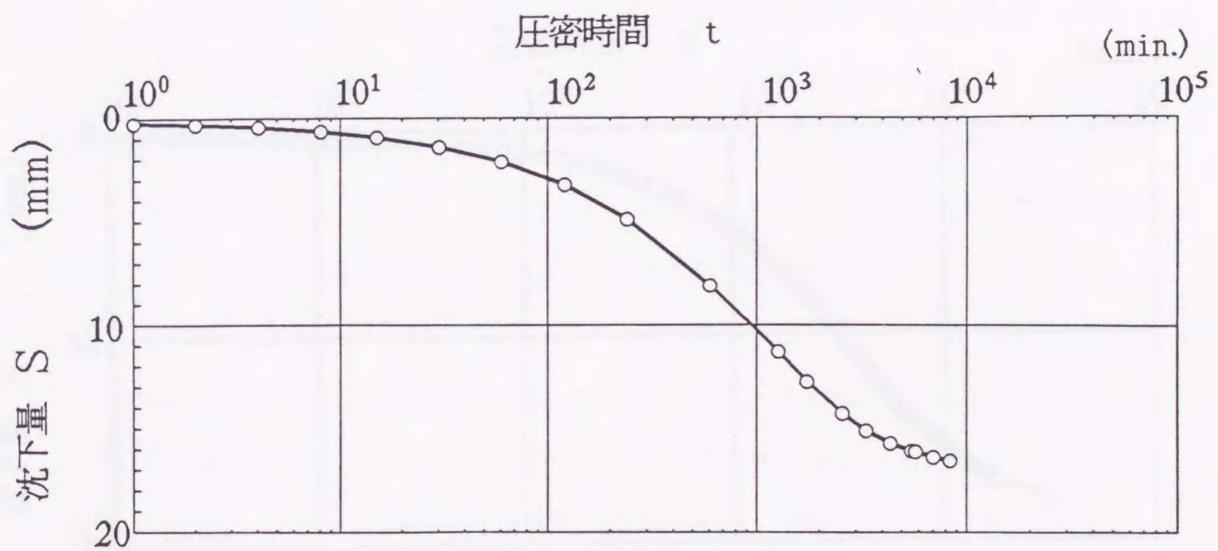


図-3.4 T2.0の時間沈下曲線

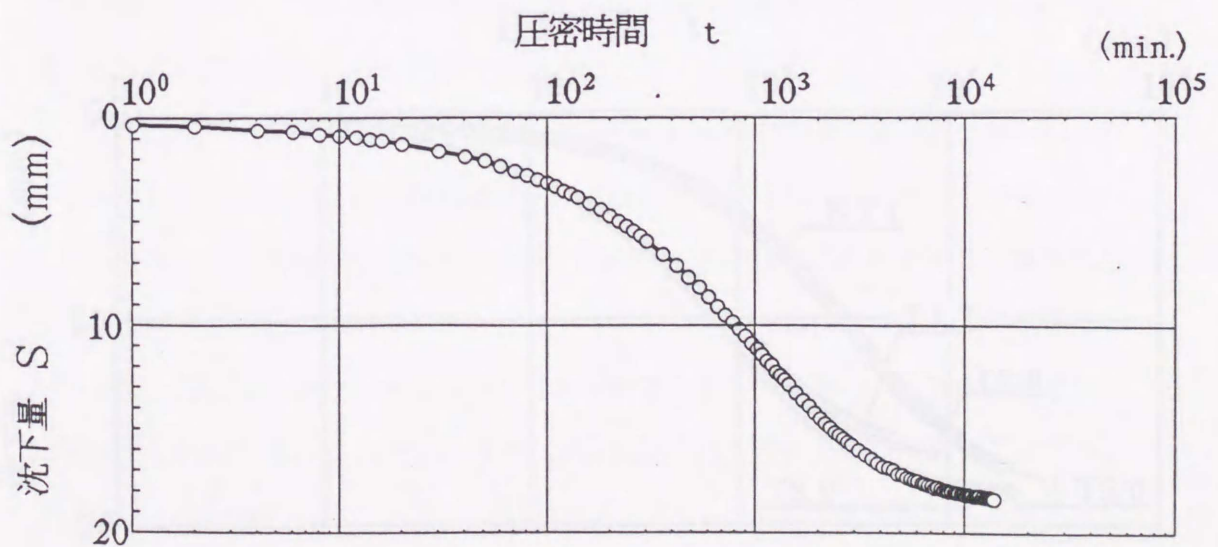


図-3.5 T3.2の時間沈下曲線

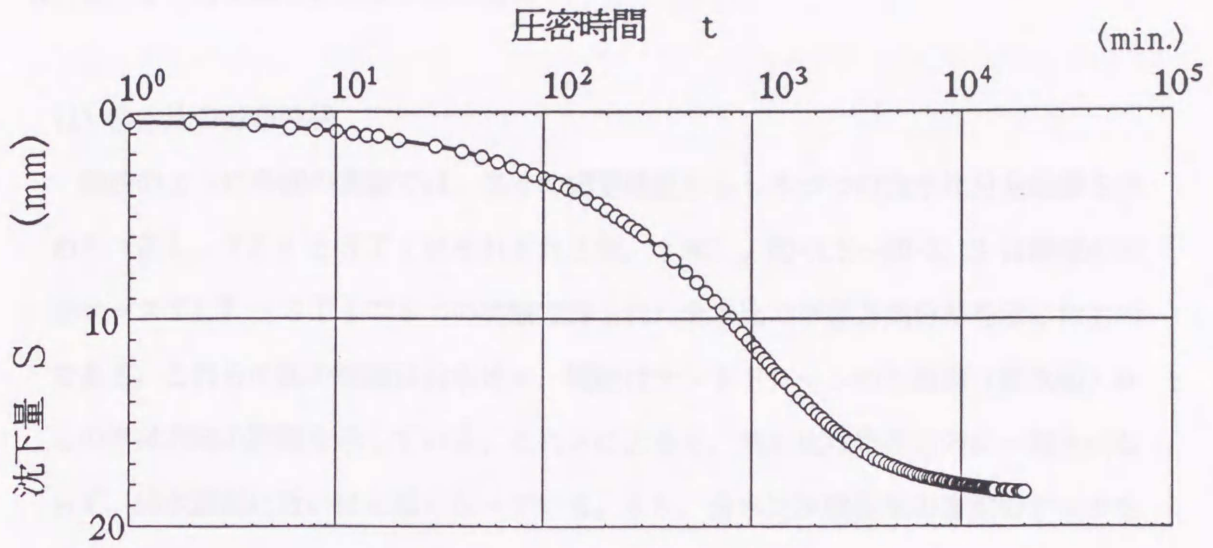


図-3.6 T5.0の時間沈下曲線

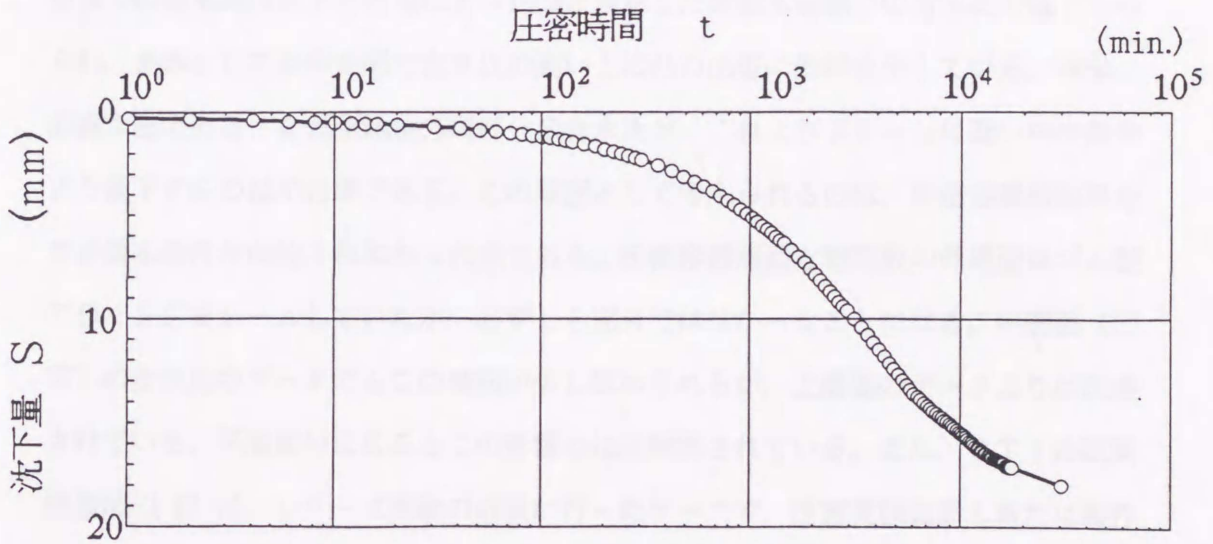


図-3.7 ST1の時間沈下曲線

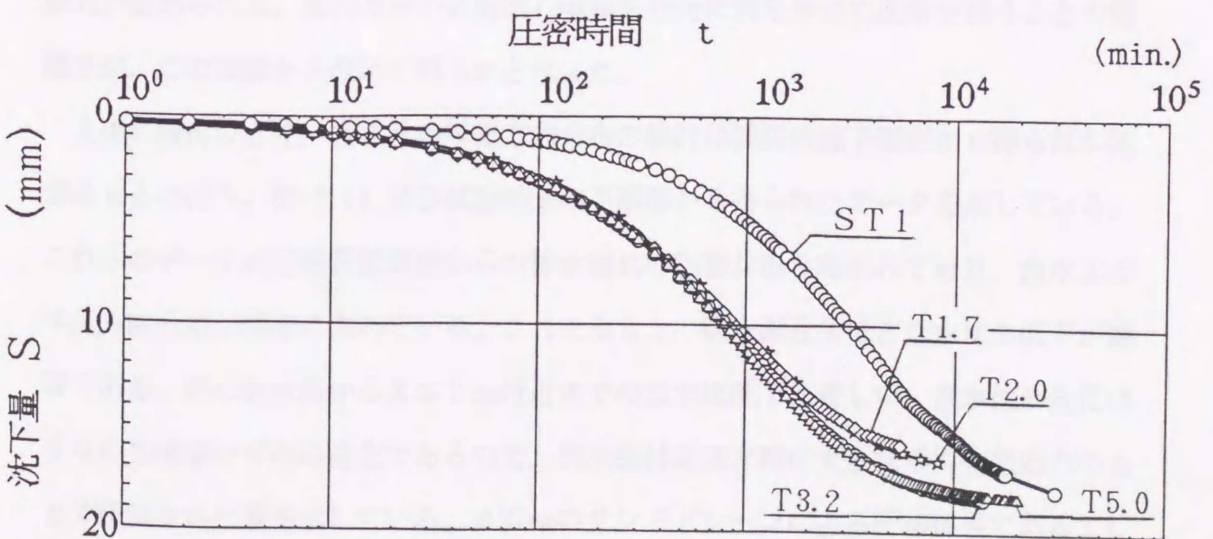


図-3.8 全時間沈下曲線の比較

3. 3. 3 含水比およびひずみの分布

(1) 含水比の分布性状

前述のように今回の実験では、各々の模型地盤から6本ずつの含水比分布曲線を求めた(但し、T2.0とST1はそれぞれ2本、4本)。図-3.9~図-3.13は前述の実験ケースT1.7~ST1の5つの実験で得られた含水比の半径方向分布を示したものである。これらの図の縦軸は含水比 w 、横軸はサンドドレーンの外周面(排水面)からの半径方向の距離を示している。これらによると、含水比は半径方向に一様とはならず、排水面側に近いほど低くなっている。また、含水比試験結果の層別のデータをみると層別の分布傾向が少し異なっている。上層部(□印)の含水比の分布は、排水面側での含水比の低下とともに $x=10\text{cm}$ と表示した非排水面側での含水比の低下もみられ、全体としては中央部で含水比の高い上に凸の山型の形状を示している。本来、非排水面であるべき模型地盤外周部分の含水比が、これよりドレーンに近い中央部分より低下するのは不合理である。この原因として考えられるのは、圧密容器周面部分で非排水条件が保持されなかった点である。圧密容器周面と載荷板の外周面はゴム製のOリングでシールしていたが、必ずしも充分ではなかったことになる。中層部(○印)の含水比のデータでもこの傾向が少し認められるが、上層部のデータよりは改善されている。下層部分になるとこの影響はほぼ解消されている。また、ST1の試験結果図-3.13は、シリーズ実験の最後に行ったケースで、圧密実験装置も新たに製作したものを使用したがこのケースでも、中層部のデータの一部に容器周面からの排水傾向が認められる。求心方向の放射流れ条件を完全に満足させた圧密を行うことの困難さが、この実験から改めて明らかとなった。

上述の理由により、含水比の半径方向分布の検討は模型地盤下層部から得られた結果をもとに行う。図-3.14は各試験結果の下層部から得られたデータを示している。これらのデータは圧密容器周面からの排水漏れの影響が取り除かれており、含水比の半径方向分布が明瞭に表れている。これをみると、排水面近傍ほど含水比の低下が顕著である。特に排水面から $X \leq 2\text{cm}$ 付近までの含水比低下は著しい。含水比の変化はすなわち体積ひずみの変化であるので、排水面付近ほど特に大きな平均有効応力のもとで圧密された事を示している。 $\phi 37\text{mm}$ のサンドドレーンによる圧密結果であるT1.7~T5.0では、排水面から1cm刻みの粘土の含水比を調べているが、ST1では排

排水面から1 cmの部分さらには2分割して含水比試験を行ってみた。これによると排水面の周囲は極めて含水比が低く、ドレーンと粘土の境界面では極度な応力集中が生じている。

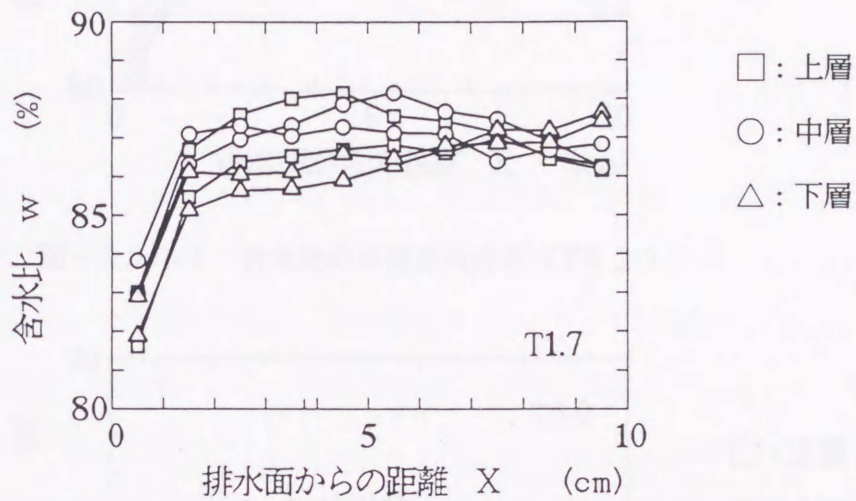


図-3. 9 含水比の半径方向分布 (T1.7)

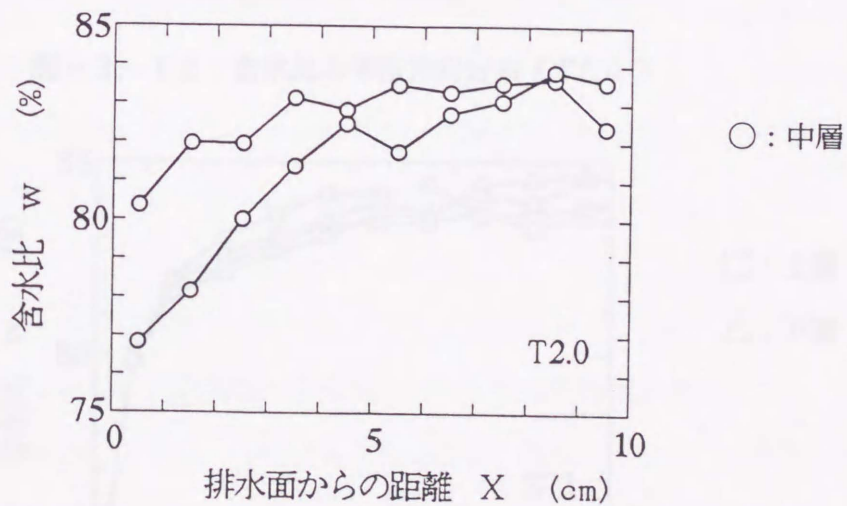


図-3. 10 含水比の半径方向分布 (T2.0)

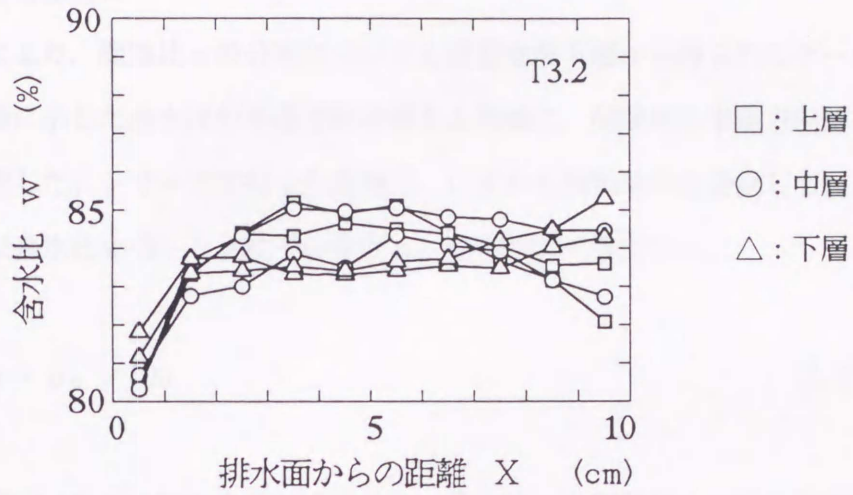


図-3. 1 1 含水比の半径方向分布 (T3.2)

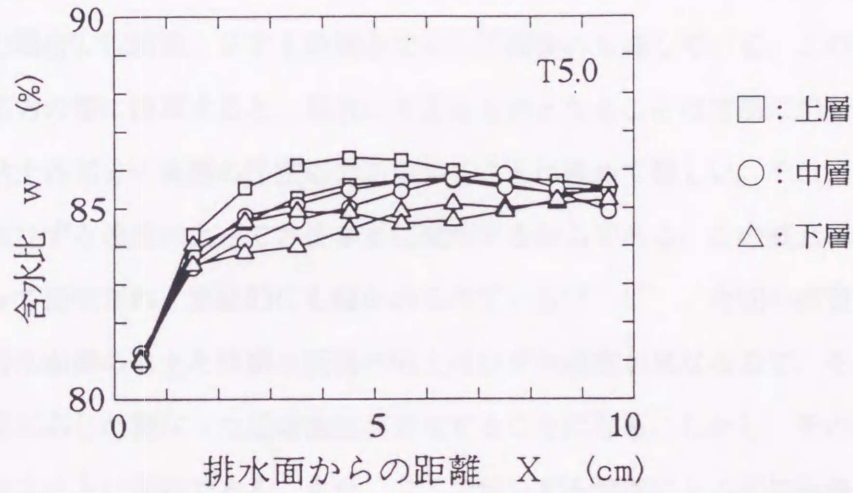


図-3. 1 2 含水比の半径方向分布 (T5.0)

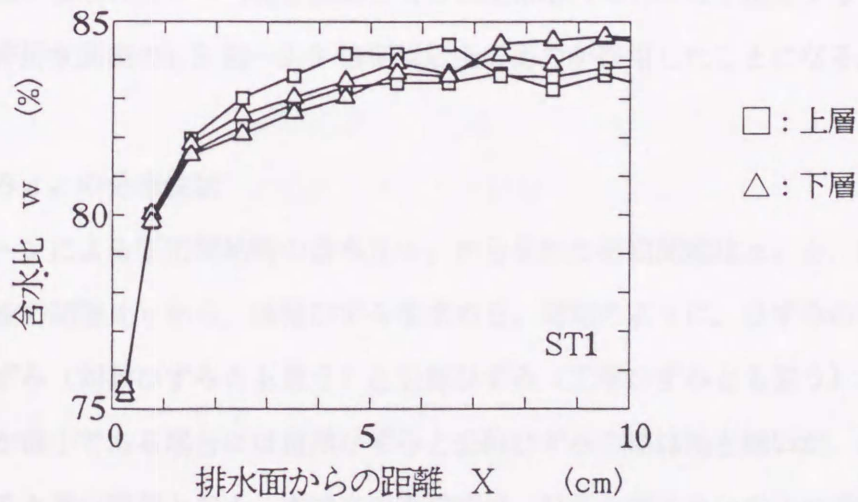


図-3. 1 3 含水比の半径方向分布 (ST1)

(2) 間隙比の分布性状

前述の理由により、間隙比 e の分布についても模型地盤下層から得られたデータで検討する。前項に示した含水比の半径方向の場合と同様に、間隙比の半径方向分布を図-3.15 に整理した。シリーズで行った実験は、いずれも飽和条件を満足しているので、間隙比 e は含水比 w (%) と土粒子の密度 ρ_s から次式で算定した。

$$e = w \cdot \rho_s / 100 \quad (3.1)$$

図-3.14 と図-3.15 の比較から分かるように、含水比 w と間隙比 e は線形比例関係にあるので、当然、間隙比の分布形は前述の含水比の分布形と相似形になる。ところで、排水面近傍と非排水面側の間隙比の最大差をみると、T1.7 の場合0.15前後、T3.2 と T5.0 の場合0.12前後、S T 1 の場合では0.22前後にも達している。この間隙比の差を圧密応力の差に換算すると、相当に大きなものとなることは容易に想像できる。しかし、粘土各部分の実際の圧密応力を求めることは極めて難しい。それは、粘土の圧縮曲線はひずみ速度によってさまざまに変化するからである。この概念はBejrum¹⁵⁾ によって提唱され、実験的にも確かめられている^{16), 17)}。今回の模型実験の場合でも、排水面側の粘土と非排水面側の粘土はひずみ速度が異なるので、それぞれのひずみ速度に応じた異なった圧縮曲線が存在することになる。しかし、その様な圧縮曲線を求めることは困難である。また、ここではひずみ速度による圧縮曲線の違いに関する議論が目的ではないので、多少の評価の粗さには目をつむり、参考のために標準圧密試験から求めた $e \sim \log p$ 曲線をもとに圧密応力増分の比を推定すると、排水面側には非排水面側の1.5 倍～2.0 倍相当以上の応力が作用したことになる。

(3) 体積ひずみ ε_v の分布性状

サンドドレーンによる圧密開始時の含水比 w_0 から求めた初期間隙比 e_0 と、前項に示した圧密後の間隙比 e から、体積ひずみを求める。周知のように、ひずみの表し方には自然ひずみ（対数ひずみとも言う）と公称ひずみ（工学ひずみとも言う）とがある。ひずみが微小である場合には自然ひずみと公称ひずみの差は殆ど無いが、ひずみが大きくなると差が顕著となる。本論文の実験では、ひずみが大いので次式で体積ひずみ ε_v を求めた（以下、ひずみはすべて圧縮を正とする）。

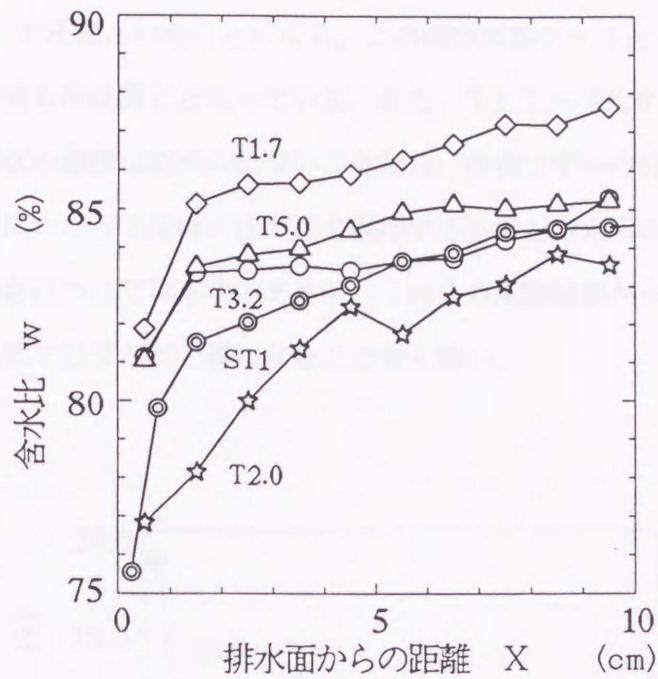


図-3. 14 含水比の半径方向分布 (下層部)

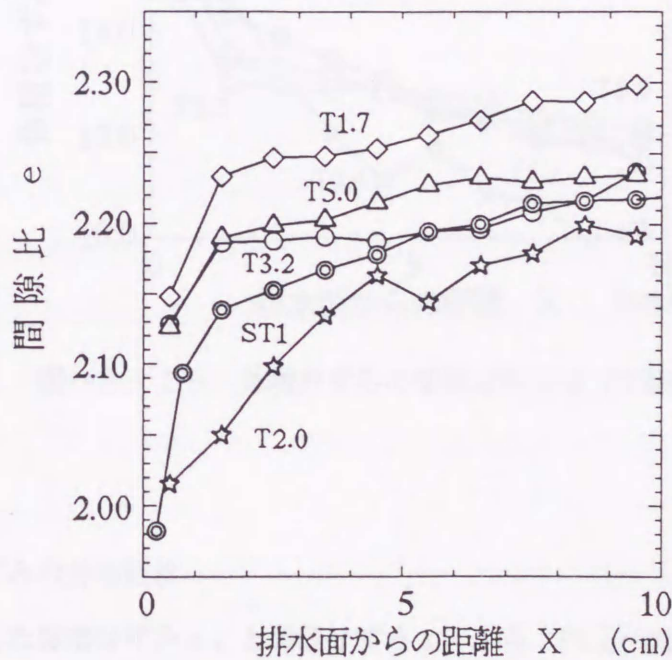


図-3. 15 間隙比の半径方向分布 (下層部)

$$\varepsilon_v = 1n \left(\frac{1 + e_0}{1 + e} \right) \times 100 \quad (\%) \quad (3.2)$$

図-3.16 に体積ひずみ ε_v の半径方向分布を示す。この結果によると体積ひずみ ε_v は排水面側に近いほど大きい値となっている。つまり、排水面に近いほど大きな平均

有効応力 σ_m' で圧密されたことになる。この傾向は各ケースとも同じであり、さらに ε_v の絶対値もほぼ同じとなっている。また、T1.7～T5.0間の圧密時間の違いによる分布形状の差異は認められないことから、体積ひずみの分布形は2次圧密段階以降も長期間にわたってほぼ一定の形を保持するものと考えられる。更に長期間の圧密を行った場合については不明であるが、これらの実験結果からは、弾性理論のように圧密最終状態でひずみが一様になるとは考え難い。

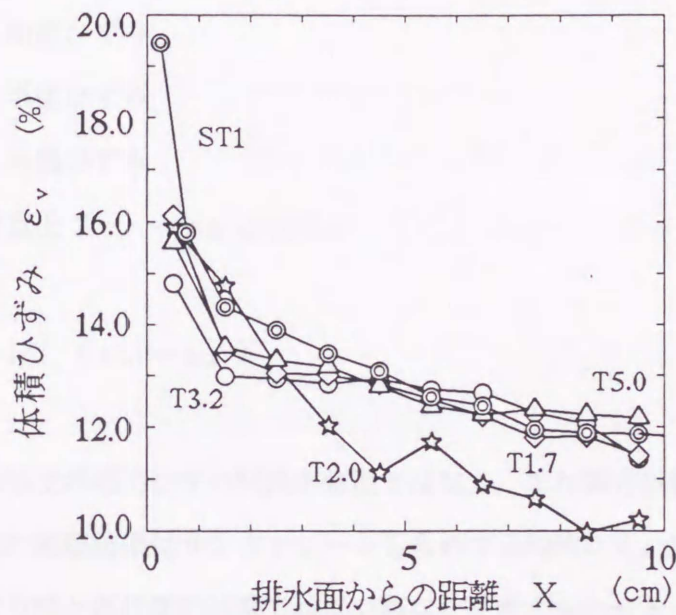


図-3.16 体積ひずみの半径方向分布(下層部)

(4) 半径ひずみの分布性状

前節に示した体積ひずみ ε_v と鉛直ひずみ ε_z から、(3.5)式で半径ひずみ ε_r を求めた。 ε_z は初期の試料高と圧密終了後の試料高さをもとに、対数ひずみで表現したもので、次式で算定した。

$$\varepsilon_z = \ln \left(\frac{H_0}{H} \right) \times 100 \quad (\%) \quad (3.3)$$

ここに

ε_z : 鉛直ひずみ

H_0 : 模型地盤の初期高さ

H : 模型地盤の圧密打ち切り時の高さ

また、半径ひずみ ε_r は以下のように算定した。

$$\varepsilon_v = \varepsilon_z + \varepsilon_r + \varepsilon_\theta \quad (3.4)$$

ここに

ε_v : 体積ひずみ

ε_z : 鉛直ひずみ

ε_r : 半径ひずみ

ε_θ : 円周ひずみ

(3.4) 式で便宜上 $\varepsilon_r = \varepsilon_\theta$ とおくと

$$\varepsilon_r = 1/2 (\varepsilon_v - \varepsilon_z) \quad (3.5)$$

実験に用いた粘土の応力ひずみ関係が弾性ではなく、また等方材料である保証もないこと、得られた実験結果はサンドドレーンも含めて平均的に K_0 状態であること、また圧密打ち切り時が最終変形状態ではない事などを考え合わせると、上記の方法で ε_r を算定することは必ずしも適切であるとは言い難い。しかし、 ε_r や ε_θ を詳細に直接に測定することは困難なので、概略の分布傾向をみることに限定して、上記の方法を許容することにする。

図-3.17 に ε_r の半径方向分布を示す。これによると排水面側で大きな正のひずみが発生し、排水面から離れるにしたがって負のひずみに変化する傾向にある。粘土の構造骨格に弾性を仮定した理論では、圧密初期に同様なひずみ状態が生じた後、圧密終了時には $\varepsilon_r = 0$ の一様状態に回復する。しかし、実際の粘土では塑性成分が卓越し、ひずみは残留することを示している。この結果は半径方向の応力 σ_r も粘土要素内で分布することを表しており、その大きさは排水面側ほど大きいことになる。尚、圧密時間の短い T1.7 の場合に ε_r がすべて正の値となるのは、サンドドレーンの径が圧密期間中に増加したことに相当する。

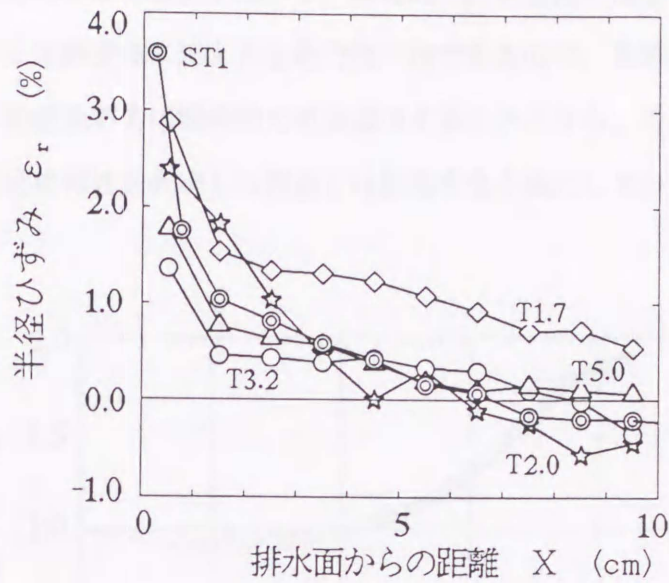


図-3. 17 半径ひずみの半径方向分布 (下層部)

3. 3. 4 ドレーン周辺粘土への応力集中過程

前節までの結果から、バーチカルドレーンによる圧密では、二次圧密段階においても粘土地盤内の半径方向に応力やひずみが非一様に分布することが明らかとなった。特にドレーン周辺への応力集中が顕著である。ここでは、この応力集中過程を明らかにするために実施したST1の鉛直全応力の測定結果を示す。鉛直全応力の測定は、サンドドレーンへの応力集中成分の影響をできるだけ排除するために、ドレーン径18mmの場合についてのみ行った。実験は、容器の底部を特殊加工して、その中心部にφ65mmの土圧計を埋め込んだ円筒圧密容器で実施した。土圧計の面積に占めるサンドドレーンの面積は約7.7%である。砂が緩詰めであることを勘案すると、サンドドレーンが分担した荷重の比率は非常に小さく、測定された応力の平均値に与える影響は軽微であると判断される。図-3.18にこの土圧計で測定した鉛直全応力増分の経時変化を示す。図の縦軸は、任意時間の鉛直全応力増分値 $\Delta\sigma_z$ を載荷直後の鉛直全応力増分値 $\Delta\sigma_{z0}$ で除して正規化したものである。横軸は圧密経過時間である。同図によると圧密初期を除いて、ドレーン周辺粘土に作用する鉛直全応力は経時的に単調増加し最終値は初期の値の1.9倍以上に達する。この経時変化を沈下量との関係で整理し、図-3.19に示す。この図-3.19の結果は、ドレーン周辺粘土への応力集中過程は沈下

と強い正の相関を持つことを示している。すなわち、バーチカルドレーンによる圧密では圧密中に応力の配分現象が起こり、経時的に排水面側の粘土への応力集中となることがわかる。地盤全体に加えた全応力は一定であるので、非排水面側の粘土ではこれとは逆に、鉛直全応力は経時的に単調減少することになる。この現象は、粘土の応力～ひずみ関係に弾性を仮定した理論とは性格を全く異にしている。

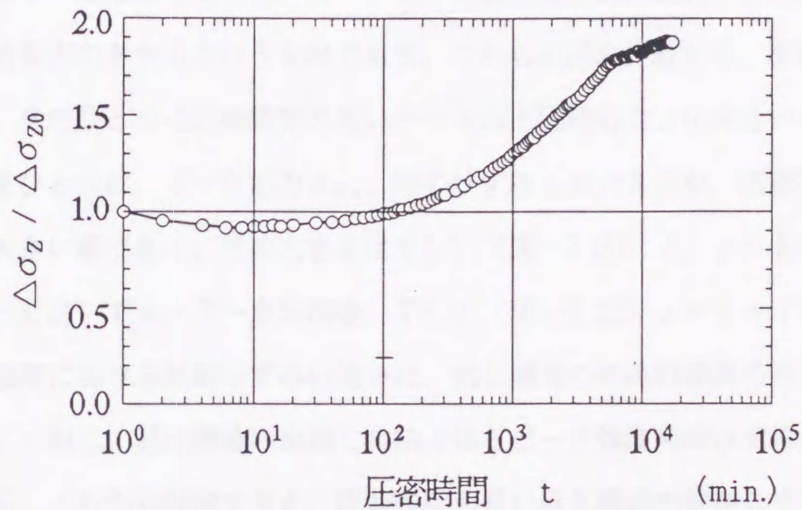


図-3. 18 排水面周辺粘土の鉛直全応力増分の経時変化
($\Delta\sigma_{z0}=1.0 \text{ kgf/cm}^2$)

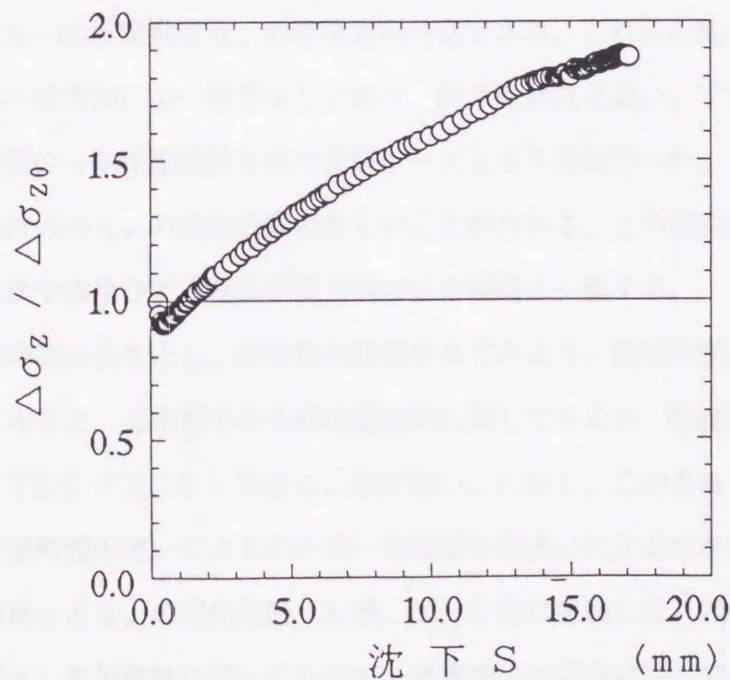


図-3. 19 排水面周辺粘土の鉛直全応力と沈下の相関

3. 3. 5 一軸圧縮強度の半径方向分布

模型地盤での半径方向の圧縮強度分布を調査することで、間接的ではあるが応力分布の有無を知ることができる。図-3.20～図-3.22はT1.7, T3.2, T5.0の実験から得られた一軸圧縮試験の応力～ひずみ曲線である。これらの応力～ひずみ関係は軸ひずみ0.2%毎に応力測定を行って求めたものである。その測定方法は1%/分のひずみ速度で一軸圧縮しながら、ロードセルの値を電氣的に検出し1回/12秒の等時間間隔で結果出力させるというものである。これらの図の比較から、次の二つのことが分かる。そのひとつは圧密時間の長いケースほど圧縮応力 σ が大きいことである。そしていまひとつは、ピーク応力 σ_{max} 時のひずみ ε の大きさが、圧密時間の短いケースほど大きい事である。その大きさはT1.7(図-3.20)で、 $\varepsilon = 8 \sim 10\%$ 前後T3.2(図-3.21)で $\varepsilon = 7 \sim 9\%$ 前後、T5.0(図-3.22) $\varepsilon = 6 \sim 7\%$ である。このピーク強度における圧縮ひずみの違いは、粘土構造の発達の差異を示していると考えられる。一般に、粘土構造の発達した粘土ほどピーク強度時のひずみが小さいと言われている。これから類推すると、圧密時間の長いほど構造が発達していると解釈できる。圧密時間が長くなることは、ひずみ速度が緩やかになったこと、すなわち、粘土粒子間のズレ速度が小さくなったことと同義であるので、粘土の強度の発現や構造の出来方にひずみ速度が関係していると考えられる。図-3.23～図-3.25は前述の試験で得られた一軸圧縮強度 q_u の半径方向分布である。これらの図をみると、 q_u 値は明らかに半径方向に非一様分布しており、排水面側ほど高い。T5.0(図-3.25)では排水面側の一軸圧縮試験を他の実験ケースよりも密に行った。この結果からは特に、排水面付近の q_u の増加傾向の著しいことが分かる。この傾向は、既に述べた含水比、間隙比や体積ひずみ等の半径方向の分布傾向と一致する。

次に圧密時間の長さ q_u の分布の関係をみてみよう。前述の図-3.23～図-3.25を比較してみると、分布形そのものは定性的に同じであるが、圧密時間の長いケース(T1.7 < T3.2 < T5.0)ほど q_u 値が高い。しかし、このままでは q_u の値が異なるのは圧密時間の違いによるのか或いは間隙比の違いによるのか判別がつかない。そこで間隙比 e と q_u の関係を図-3.26, 図-3.27に整理した。図-3.26は普通軸、図-3.27は q_u を対数軸に取ったもので、基本的には両者は同じである。これらの図をみると間隙比 e は同じでも、圧密時間が異なると一軸圧縮度は異なり、圧密期間の

長いものほど強度が高い。このことは、上述の考察と一致する。

以上の結果は、間隙比の分布形と一軸圧縮度の分布形が一对一对応していることを示しており半径方向に明らかに不均一な応力分布が存在することを追認している。

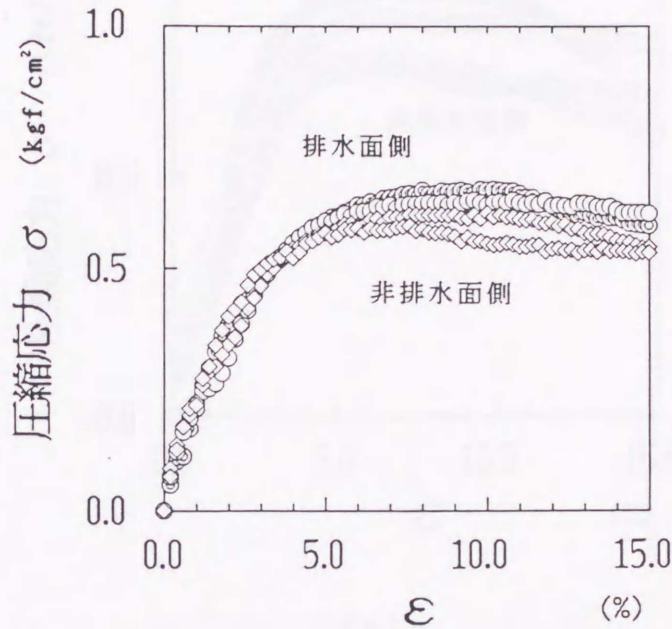


図-3. 20 一軸圧縮強度の応力ひずみ関係 (T1.7)

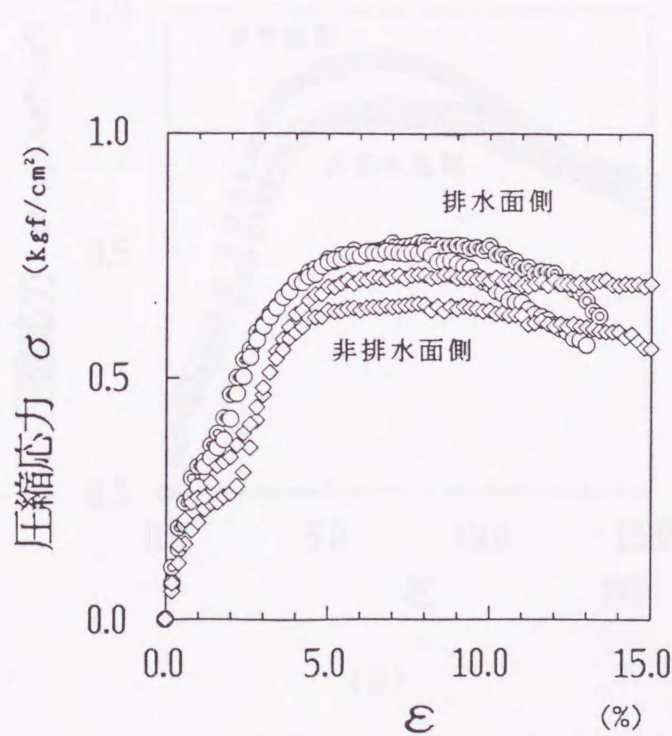
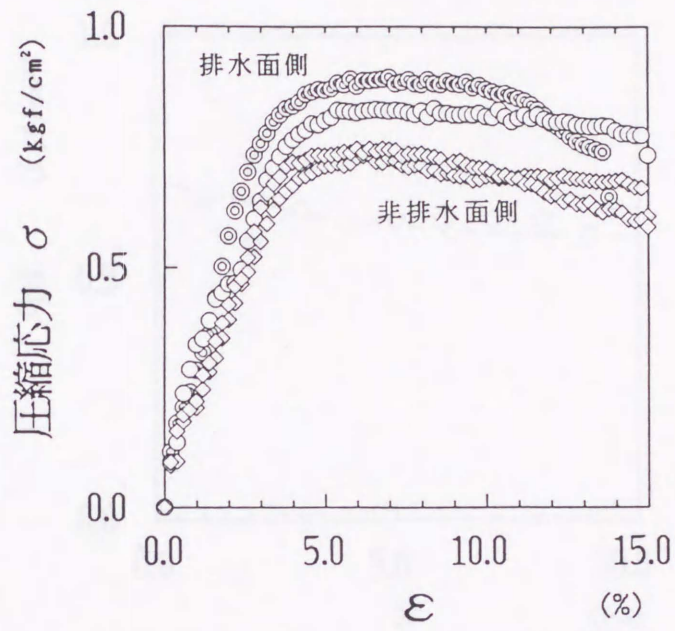
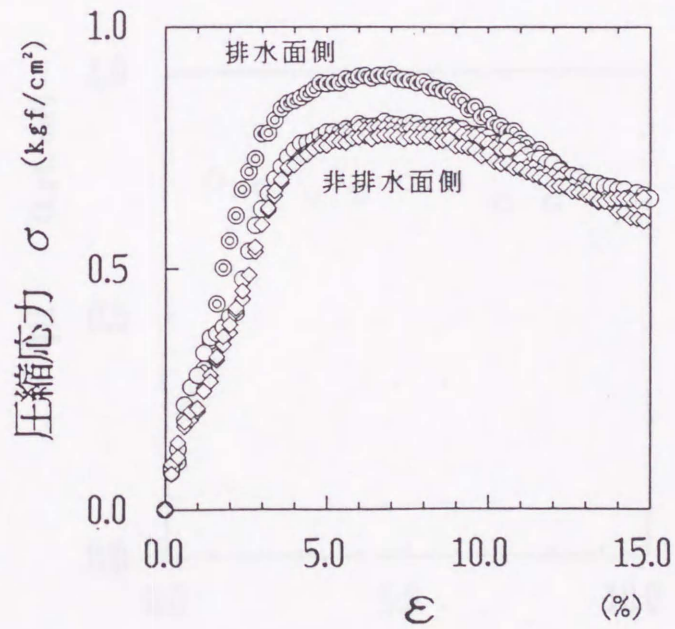


図-3. 21 一軸圧縮強度の応力ひずみ関係 (T3.2)



(a)



(b)

図-3. 2.2 一軸圧縮強度の応力ひずみ関係 (T5.0)

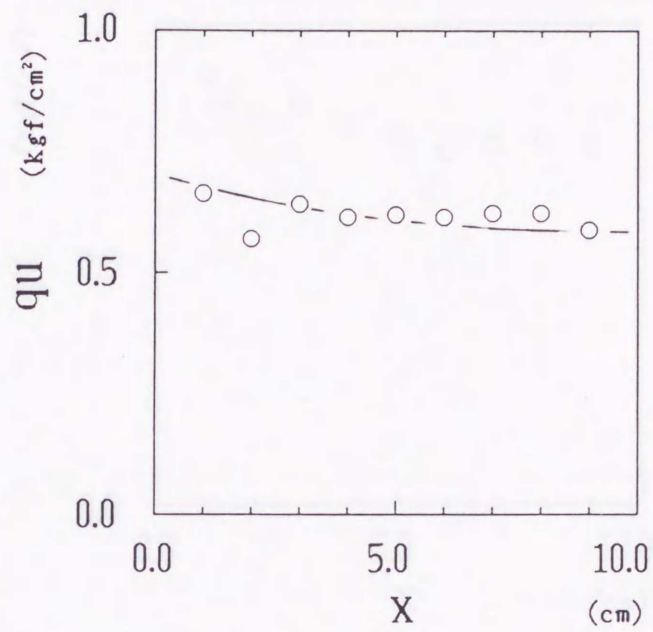


図-3. 2 3 一軸圧縮強度の半径方向分布 (T1.7)

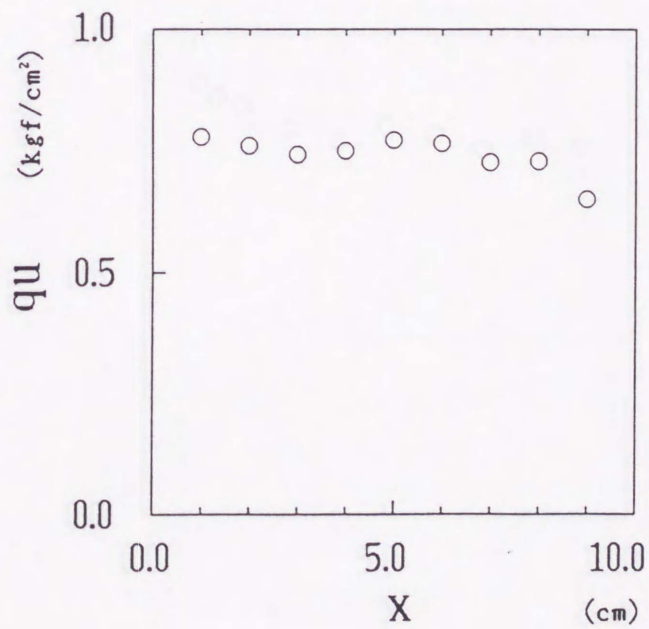
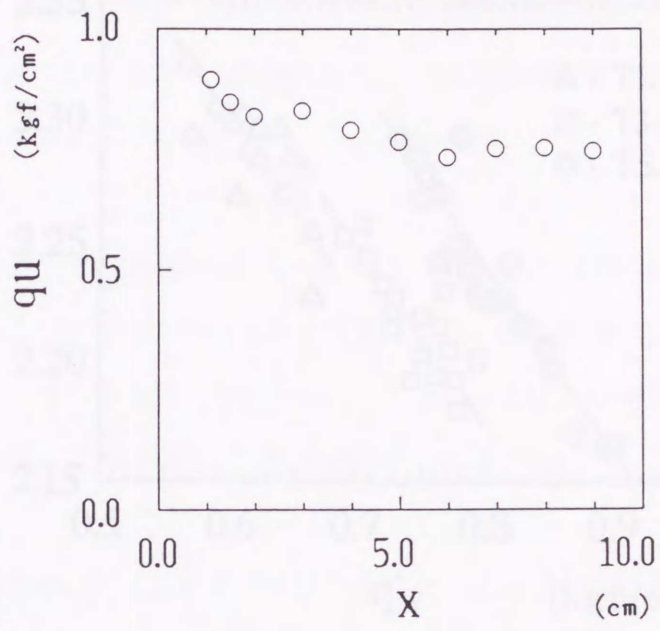
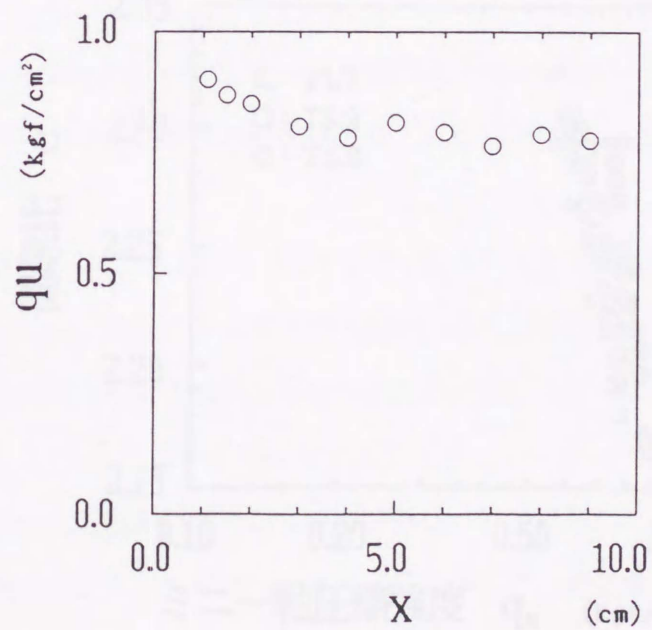


図-3. 2 4 一軸圧縮強度の半径方向分布 (T3.2)



(a)



(b)

図-3. 25 一軸圧縮強度の半径方向分布 (T5.0)

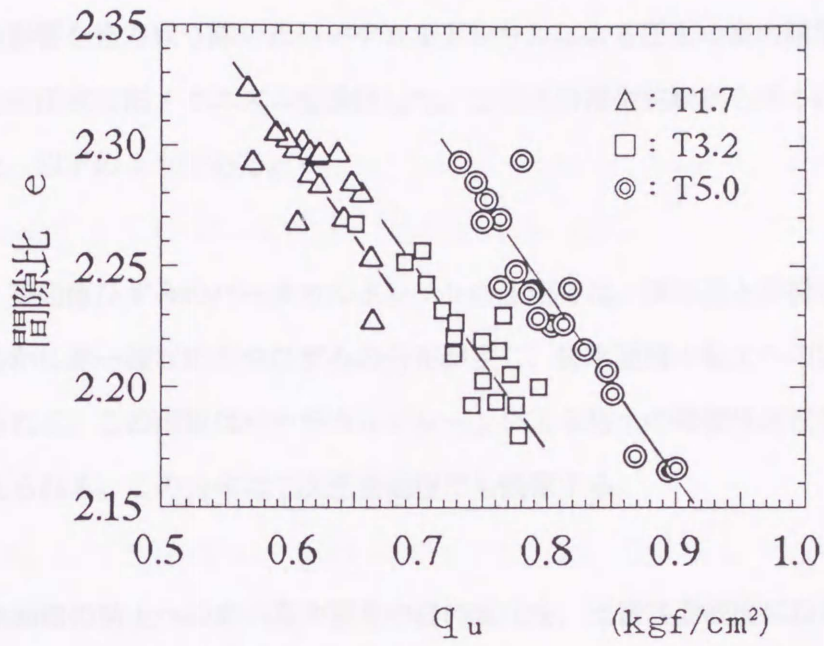


図-3. 26 一軸圧縮強度と間隙比の関係 (普通軸)

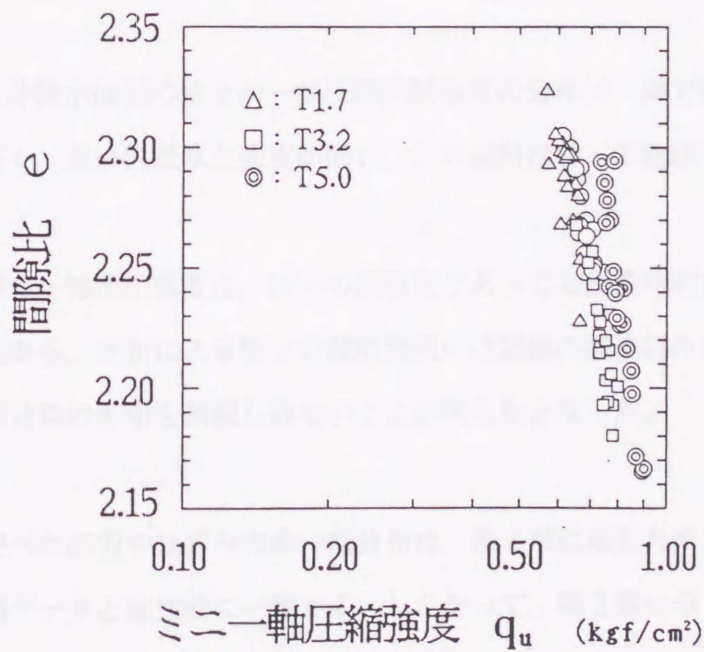


図-3. 27 一軸圧縮強度と間隙比の関係 (片対数軸)

3. 4 結 論

攪乱の影響を極力取り除いたバーチカルドレーンによる圧密の室内模型実験によって、粘土の圧密変形メカニズムを検討した。この圧密模型実験から得られた結論をまとめると、以下のようなものである。

(1) K_0 等鉛直ひずみのバーチカルドレーンの圧密では、排水面と非排水面間の粘土中に明らかに非一様な応力やひずみの分布が生じ、排水面側の粘土への顕著な応力集中がみられる。この現象はバーチカルドレーンによる粘土の弾塑性圧密挙動に起因すると考えられる。この分布は二次圧密過程でも残留する。

(2) 排水面側の粘土への応力集中現象の経時変化を、圧密容器底面に設置した土圧計で測定した。その結果、圧密初期を除いて、ドレーン周辺粘土に作用する鉛直全応力は沈下とともに経時的に単調増加した。このことから、バーチカルドレーンによる圧密では、圧密中に応力の配分現象が起こり、経時的に排水面側の粘土への応力集中が進行する。

(3) 排水面と非排水面間の粘土の一軸圧縮試験強度の分布は一様ではなく、排水面側ほど強度が高く、遠い位置ほど強度が低い。この傾向は(1)の結論を追認している。

(4) 模型実験の一軸圧縮強度は、同一の間隙比であっても圧密時間の長いものほど高い。この事実から、圧密による粘土の強度発現には間隙の減少以外に圧密時のひずみ速度等の時間効果の影響を無視し得ないことが明らかとなった。

(5) 以上に述べた応力やひずみの非一様分布は、第2章に示したサンドドレーンで改良された現場データと定性的に一致する。したがって、第2章に示した粘土中の応力やひずみの非一様分布は、バーチカルドレーンによる粘土の圧密変形機構に大きく関係することが明らかになった。したがって施工時の粘土の攪乱は、このメカニズムを助長する役割を果たしていると考えられる。

参考文献

- 1) 住岡宣博・吉國洋：サンドドレーン改良地盤の圧密メカニズムの考察，土木学会論文集 No.463 /Ⅲ-22，pp.65～74，1993.3.
- 2) Barron, R.A. : Consolidation of fine grained soils by drain wells, Transactions ASCE, Vol.113, No.2346, pp.718～742, 1948.
- 3) Richart, F.E. : A review of the theories for sand drains, Proc.A.S.C.E., Vol.83, No.SM3-1302, 1957.
- 4) Hansbo, S. : Consolidation of fine grained soils by Prefabricated drains Proc. 10th ICSMFE, 12/22, pp.677～689, 1981.
- 5) Onoue, A. : Consolidation by vertical drainstaking well resistance and smear into consolidation, Soils and Foundations, Vol.28, No.4, JSSMFE, pp.165～174, Dec. 1988.
- 6) Hansbo, S. : " Consolidation of Clay ,with Special Reference to Influence of Vertical Sand Drains", Proc. Swedish Geotechnival Institute, No.18 1960.
- 7) Simons, N.E. : Consolidation Investigation on Undisturbed Formebu clay, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, Publication No.62, 1965 .
- 8) 赤井浩一・矢野隆夫・黄豊益：サンドドレーンの打設方法と圧密効果に関する室内実験，第16回土質工学研究発表会講演集，土質工学会，pp.233～236，1980.
- 9) 尾上篤生：バーチカルドレーン周辺の攪乱帯の透水係数について，第26回土質工学研究発表会講演集，土質工学会，pp.2015～2018，1991.
- 10) 田沢光弥・若命善雄：サンドドレーン工法の比較実験，土質工学会誌「土と基礎」，土質工学会，Vol.22, No.7, pp.23～30，1974.
- 11) 赤木俊光：排除型砂杭の打設に伴う間隙水圧と地表面の変動，第15回土質工学研究発表会講演集，pp.1633～1636，1980.
- 12) 尾上篤生：ドレーンのウェル・レジスタンスに関する基礎的研究，東京工業大学博士論文，1989.
- 13) 土質試験法（第3回改訂版）編集委員会編：土質試験の方法と解説，土質工学会 pp.304～305，1990.

- 14) 常田亮・亀井健史：極小供試体による一軸圧縮試験結果の経済的評価手法，第26回土質工学研究発表会，土質工学会，pp.575～576，1991.
- 15) Bjerrum, L. :Engineering geology of Norwegian normally consolidated clays asrelated to the settlement buildings, Geotechnique, Vol.17, No.2, pp.83～118, 1967.
- 16) Lerouel, S. et al. :Stress-strain-strain rate relation for the compressibility of sensitive natural clays, Geotechnique, Vol.35, No.2, pp.159～180, 1985.
- 17) 今井五郎・湯怡新・藤森賢・平林弘：一次圧密中における荷重増加圧密試験，第24回土質工学研究発表会，土質工学会，pp.387～388，1989.

第4章 模型実験の解析

4.1 緒論

第3章では、圧密時間をパラメータにして、バーチカルドレーンによる圧密の模型実験を行った。各実験ケースの最終状態の含水比と一軸圧縮強度試験結果から、排水面と非排水面間の粘土は不均一となることが明らかとなった。また、ドレーン周辺粘土への応力集中過程を調査した結果では、圧密初期を除いて、鉛直全応力は圧密の進行（沈下の進行とも言える）とともに単調増加することも判明した。第3章の実験はドレーン造成時の粘土の攪乱の影響を極力取り除いているので、この現象がバーチカルドレーンによる粘土の圧密メカニズムに起因していることは明らかである。しかしこれらの実験結果は圧密打ち切り時の状態を示しているのであって、圧密過程での粘土内部の挙動については不明である。唯一、圧密過程における応力の配分現象を、圧密容器底部に土圧計を配したST1の実験で調査した。第3章の実験結果をさらに詳しく検討し、圧密過程における粘土中の応力やひずみの分布形が変遷する様子を明らかにするためには、さらに圧密時間を細かく変化させた数多くの実験を行う方法も考えられる。しかし実際問題としてこの方法での実施は容易ではないので、模型実験のシミュレーション解析によってこの問題を検討する。

これまで、サンドドレーン地盤の圧密解析についてはいくつかの研究がみられる。松井・阿部^{1)・2)}は、ドレーンへの応力集中機構を問題にし、弾性および弾塑性有限要素法^{3)・4)・5)}によってサンドドレーン改良地盤の圧密解析を行っている。彼らは、ドレーン材の変形破壊特性としてLadeのモデル^{6)・7)・8)}（弾塑性構成式）を用いた場合と弾性構成式を用いた場合の圧密挙動の比較を行っている。

本章では、松井らの研究と視点を変え、サンドドレーン材については検討対象から除外した。そして第3章で行った実験を、粘土の変形破壊特性に視点を置いて検討した。なぜなら、この研究の目的が粘土そのものの圧密メカニズムの解明にあるからである。中空円柱に置き換えることに対する、実際の実験条件との違いは確かにあるが前述の研究にみられるようにドレーン材を含めた複合地盤的な解析を行うことは問題を著しく複雑にするためである。

4. 2 検討手法

数値解析では、その計算手法が組み立てられる際に仮定された内容以外の解は、出ない。したがって数値解析を行う場合には、計算手法とその手法の制約条件を予めよく検討しておく必要がある。例えば、降伏曲面を持った弾塑性の応力ひずみ関係を前提とした材料で構築された構成式から得られた解では、降伏曲面の内側ではいくら繰り返し荷重を作用させても、弾性の解しか得られない。等方性のモデルでは、異方性の影響は検討できない。また、粘性の無い材料で構築した構成式で得られた解にはひずみ速度等の時間効果の問題は検討できない等がそれである。

そこで、第4章の検討がいかなる制約条件のもとに行われているかを明確にしておくために、以下に数値解析の手法について説明しておくことにする。

4. 2. 1 圧密を支配する方程式の有限要素への定式化

圧密過程を含む変形解析を行う場合は、圧密を支配する方程式が全て加味されていなければならない。よって、通常の変形解析の基礎方程式に間隙水の流動則と（ここではDarcy 則）連続の条件式を加えて解析する必要がある（以下ではDarcy 則と連続条件をの2つを合わせて広義の連続条件と呼ぶ）。このためには、間隙水を考慮する必要があるが、一般的には圧密を準静的と見做して、間隙水圧あるいは間隙水頭を未知数にとる。

圧密現象を有限要素法で解く方法については、多くの研究がある。間隙水圧の離散化方法は、それを要素に対応させる方法と節点に対応させる方法とに大別される。要素に対応させる方法は、Christian⁹⁾の方法に代表される。一方、節点に対応させる方法はSandhu¹⁰⁾をはじめとして、多くの研究者に用いられている。

本章の解析で用いたプログラムでは、Christianの方法を発展させてより使い易くした赤井・田村¹¹⁾の方法を採用している。この方法での変位の離散化は、図-4.1に示すように四辺形要素をその対角線で4つの三角形に分割し、各三角形要素の剛性を重ね合わせて、四辺形要素の剛性とする考え方を用いている。このようにすれば、要素内の応力が一定となり、要素に対応させた間隙水圧との整合性がとれる。

連続条件式は差分近似することになるが、ここでは安定な差分として最も簡単な後退差分で近似している。すなわち、要素の体積変化を V とするとき、次式で連続条件式を近似している。

$$\frac{V|_{t+\Delta t} - V|_t}{\Delta t} = - \frac{k}{\gamma_w} \nabla^2 u|_{t+\Delta t} \quad (4.1)$$

ここに Δt : 差分間隔

$t, t + \Delta t$: 時間

k : 透水係数

γ_w : 間隙水の単位体積重量

式 (4.1) を有限要素法に適用する方法は次のようである。図-4.2 に示す間隙水圧の消散モデルを考え、式 (4.2) のようにする。

$$V|_{t+\Delta t} = V|_t - \left\{ \beta u^* - \sum_{i=1}^4 \beta_i u^*_i \right\} |_{t+\Delta t} \quad (4.2)$$

ここに

$$\beta = \frac{k \Delta t}{\gamma_w} \sum_{i=1}^4 \frac{b_i}{l_i} \quad (4.3)$$

$$\beta_i = \frac{k \Delta t}{\gamma_w} \frac{b_i}{l_i} \quad (4.4)$$

l_i : 要素 i と中心要素の重心間距離

b_i : 排水面の幅

u^* : 要素の間隙水圧

式 (4.2) と間隙水圧を含んだ釣り合い方程式を連立させると

$$\begin{Bmatrix} K & L \\ L^T & \beta \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} u \\ u^* \end{Bmatrix}_{t+\Delta t} - \sum_{i=1}^4 \beta_i u^*_i |_{t+\Delta t} = \begin{Bmatrix} F |_{t+\Delta t} \\ V |_t \end{Bmatrix} \quad (4.5)$$

を得る。ここに

u : 節点変位

F : 節点荷重

K : 通常の要素剛性マトリックス

L^T : 節点変位を要素の体積変化 V に変換するベクトル¹¹⁾

また、非線形問題を増分的に解く場合は、式 (4.5) を修正した式 (4.6) を用いればよい。

$$\begin{Bmatrix} K & L \\ L^T & \beta \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta u \\ u^* |_{t+\Delta t} \end{Bmatrix} - \sum_{i=1}^4 \beta_i u^* |_{t+\Delta t} = \begin{Bmatrix} \Delta F + L u^* |_t \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (4.6)$$

ここに Δu : Δt 時間内における節点変位の増分

ΔF : Δt 時間内における節点力の増分

以上のようにして形式的には圧密を含む変形問題を解くことができる。しかし、一般に K と β の桁数が大きく異なるため、逆行列計算の精度が問題になってくる。そこで本章の検討で使用したプログラムでは、間隙水圧の $1/\xi$ の値を求め、かつ連続条件式に対応する各項を ξ 倍して、拡張された要素剛性マトリックス内の各項の桁数を同程度に調整している。

以上に示したように、本章で検討するプログラムに採用した赤井・田村¹¹⁾の方法は要素内で間隙水圧を一定としている点、連続条件式を後退差分で近似している点など近似は幾分荒いが、剛性マトリックスの桁数を揃える配慮が加わっているため、極めて安定性が良く実用性に富んでいる。

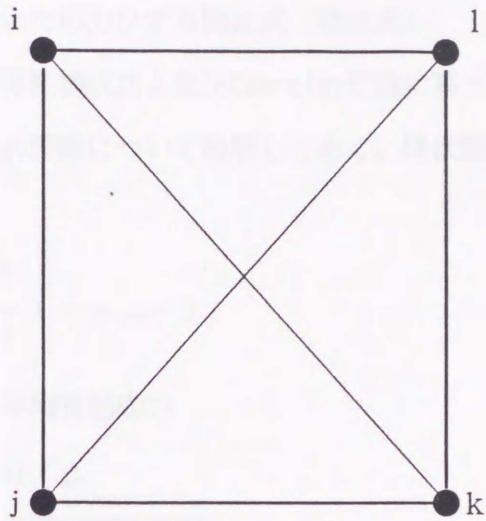


図-4. 1 変位の離散化 (要素の剛性マトリックスの作成方法)

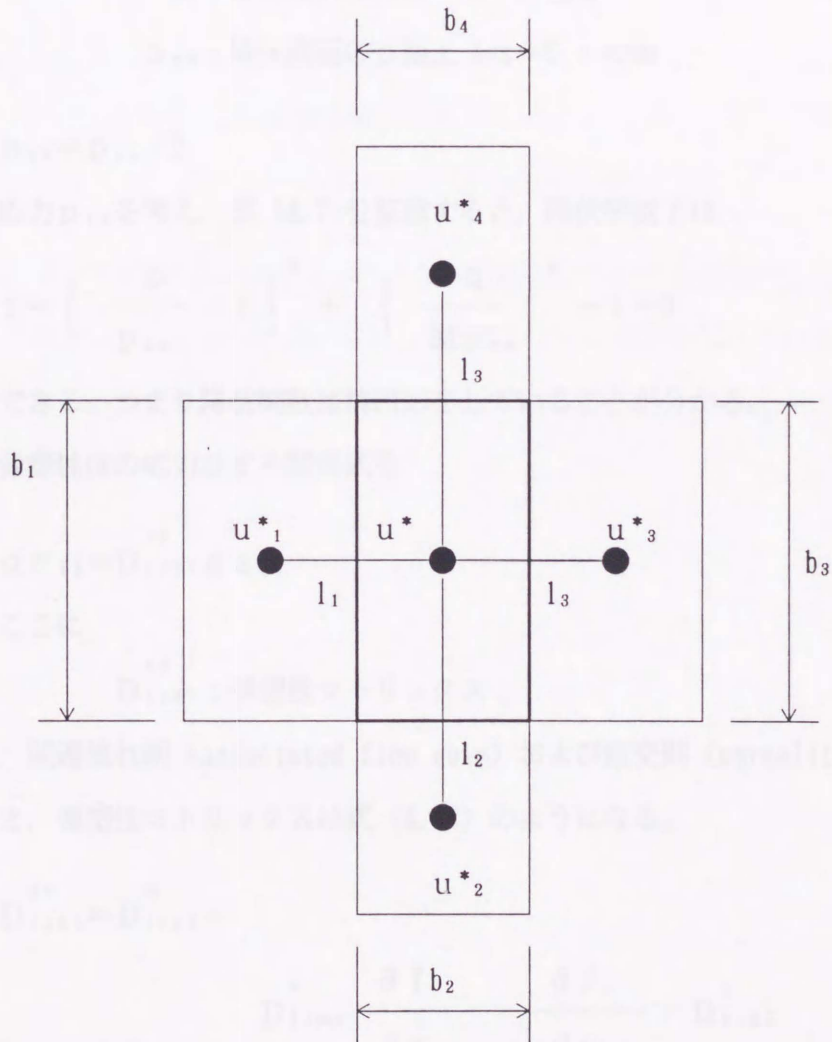


図-4. 2 間隙水圧の消散モデル

4. 2. 2 数値解析に用いた応力ひずみ関係式 (構成式)

本章の検討では、線形弾性構成式と修正Cam-clay理論に基づく弾塑性構成式を用いた。ここでは修正Cam-clay理論について説明しておく。降伏関数 f は次の形で与えられる。

$$f = p \left(1 + \frac{\eta^2}{M^2} \right) - p_{cy} = 0 \quad (4.7)$$

ここに p : 平均有効応力

$$\eta = q/p \quad (4.8)$$

$$q = \sqrt{1.5 S_{ij} S_{ij}}$$

S_{ij} : 偏差応力 ($= \sigma'_{ij} - p \delta_{ij}$)

M : critical state line の傾き

p_{cy} : 降伏曲面の p 軸上 ($q=0$) の値

いま,

$$p_{cs} = p_{cy}/2 \quad (4.9)$$

という応力 p_{cs} を考え、式 (4.7) を整理すると、降伏関数 f は

$$f = \left\{ \frac{p}{p_{cs}} - 1 \right\}^2 + \left\{ \frac{q}{M p_{cs}} \right\}^2 - 1 = 0 \quad (4.10)$$

と変形できる。つまり降伏関数は楕円形をしていることが分かる。

次に弾塑性体の応力ひずみ関係式を

$$d \sigma'_{ij} = D_{ijkl}^{ep} d \varepsilon_{kl} \quad (4.11)$$

ここに

D_{ijkl}^{ep} : 弾塑性マトリックス

で表し、関連流れ則 (associated flow rule) および直交則 (normality rule) を採用すると、弾塑性マトリックスは式 (4.12) のようになる。

$$D_{ijkl}^{ep} = D_{ijkl}^e -$$

$$\frac{D_{ijmn}^e \frac{\partial f}{\partial \sigma_{mn}'} \cdot \frac{\partial f}{\partial \sigma_{pq}'} \cdot D_{pqkl}^e}{\frac{\partial f}{\partial \sigma_{mn}'} D_{mnpq}^e \frac{\partial f}{\partial \sigma_{pq}'} - \frac{\partial f}{\partial p} \cdot \frac{\partial p}{\partial \varepsilon_{mn}^p} \cdot \frac{\partial f}{\partial \sigma_{mn}'}} \quad (4.12)$$

ここに D_{ijkl} : 弾性マトリックス

p : 硬化パラメータ

降伏関数に式 (4.10) を用いて, 硬化パラメータに p_{cs} をとると

$$\frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} = - \frac{2(1-p_b)}{3 p_{cs}} \delta_{ij} + \frac{3 S_{ij}}{p_{cs}^2 M^2} \quad (4.13)$$

$$\frac{\partial f}{\partial p} \cdot \frac{\partial p}{\partial \varepsilon_{mn}^p} \cdot \frac{\partial f}{\partial \sigma_{mn}} = 4 \cdot \frac{1+e_0}{\lambda-\kappa} \cdot \frac{p_b(1-p_b)}{p_{cs}} \quad (4.14)$$

ここに $p_b = \frac{p}{p_{cs}}$ (4.15)

e_0 : 間隙比

λ : 圧縮指数 (=0.424 c_c)

κ : 膨潤指数 (=0.424 c_s)

δ_{ij} : クロネッカー (Kronecker) のデルタ

となる。よって式(4.11)~式(4.14)から弾塑性の応力ひずみ関係が定まる。また、弾性マトリックス D_{ijkl} には、以下に示す非線形ラメの定数を用いている。なお、このラメの定数の表記であるが、一般に用いるラメの定数 λ , μ や本章で用いた圧縮指数 λ との混同を避けるため、ここでは λ^* , μ^* とした。

$$\lambda^* = \frac{1+e_0}{\kappa} p - \frac{2}{3} \mu^* \quad (4.16)$$

$$\mu^* = \frac{3(1-2\nu)}{2(1+\nu)} \cdot \frac{1+e_0}{\kappa} p \quad (4.17)$$

ここに、 ν : ポアソン比

4. 2. 3 用いた弾塑性モデルの特質

前節までに、本章の検討に用いた弾塑性構成式の応力ひずみ関係を説明したが、既に述べたように解析モデルにはそれぞれの特質がある。ここでは用いた修正Cam-clayモデルの長所および短所について簡単に述べておく。

(1) 長 所

このモデルの長所は

- (a) 土の圧密とせん断に関する諸現象を、統一的に説明できる。
- (b) 変形と破壊を分離することなく、統一的に説明可能である。
- (c) 用いるパラメータの数も少なく、さらに従来から用いられている土質定数が使われている。
- (d) 用いられている降伏曲面（楕円）には、一応の理論的裏付けがある。

などである。

(2) 短 所

次にこのモデルの短所は

- (a) 理論の構築は三軸試験のデータを基に行われているので、中間主応力の影響が考慮されていない。
- (b) 軽い過圧密～正規圧密の土を対象としており、著しく過圧密された土の挙動はうまく説明できない。
- (c) 異方性の影響は全く考慮されていない。
- (d) 弾性域と塑性域を降伏曲面で分離する弾塑性理論にもとづいているので、降伏曲面内（弾性域）での繰り返し荷重を作用させても塑性ひずみは発生しないなどの制約がある。
- (e) 静止土圧係数 K_0 値が、一般に言われている値とやや異なる。
- (f) 粘性が取り入れられていないので、クリープなどの時間依存性の現象は全く表現できない。
- (g) 関連流れ則 (associated flow rule) を使用している。

などである。

本章では正規圧密粘土への一次元载荷で、 K_0 で等鉛直ひずみ、求心方向放射流れの圧密を解析するので、短所の(b)，(d)はあまり問題にならない。短所(a)の中間主応力の影響については不明な点もあるが、破壊現象が検討対象ではないのでここではあまり気にしなくても良いであろう。短所(e)の K_0 値については、Original Cam-clay model と比べるとかなり改善されている。

残りの短所である(c)，(f)，(g)については、そのまま問題として残るので、数値解析結果の解釈の際には念頭に置いておかなければならない。特に短所(f)の項については、実験で用いた粘土にはクリープ現象があるのに対して、解析では全く考慮されていないので、注意を要する。しかし、定性的には弾性モデルではうまく説明できない応力集中現象やひずみの分布現象を、ここで用いたモデルでは説明できるようになる。したがって、粘土を弾性として捉えた解析と弾塑性として捉えた解析の差異は明らかにされ、実験結果から得られたバーチカルドレーンによる圧密現象のメカニズムをどのように解釈すれば良いかの手掛かりを得ることができる。

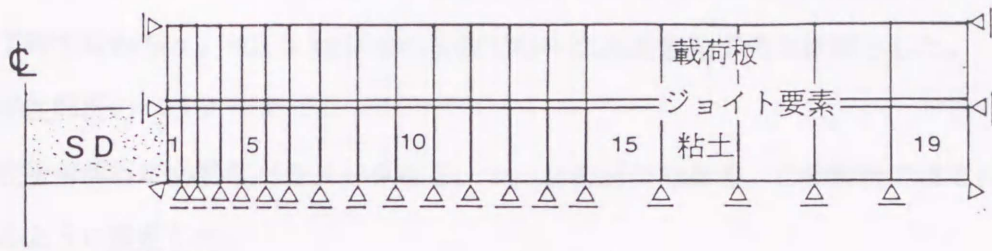


図-4.3 有限要素分割 (T5.0)

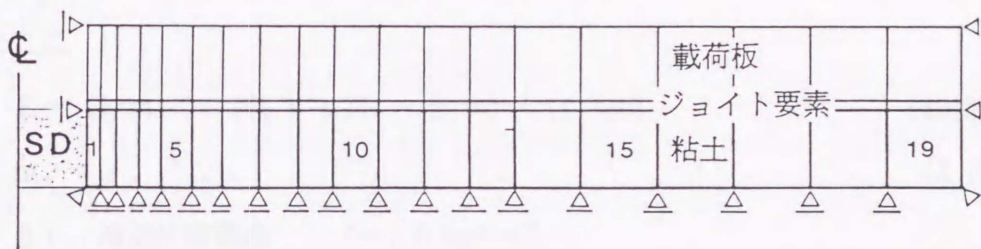


図-4.4 有限要素分割 (ST1)

表-4.2 ST1の節点座標 (単位: cm)

節点番号	X	Y
1, 21, 41, 61	0.9	1.0, 0.0, 0.0, -1.0
2, 22, 42, 62	1.1	1.0, 0.0, 0.0, -1.0
3, 23, 43, 63	1.3	1.0, 0.0, 0.0, -1.0
4, 24, 44, 64	1.6	1.0, 0.0, 0.0, -1.0
5, 25, 45, 65	1.9	1.0, 0.0, 0.0, -1.0
6, 26, 46, 66	2.3	1.0, 0.0, 0.0, -1.0
7, 27, 47, 67	2.7	1.0, 0.0, 0.0, -1.0
8, 28, 48, 68	3.25	1.0, 0.0, 0.0, -1.0
9, 29, 49, 69	3.7	1.0, 0.0, 0.0, -1.0
10, 30, 50, 60	4.15	1.0, 0.0, 0.0, -1.0
11, 31, 51, 71	4.75	1.0, 0.0, 0.0, -1.0
12, 32, 52, 72	5.35	1.0, 0.0, 0.0, -1.0
13, 33, 53, 73	5.95	1.0, 0.0, 0.0, -1.0
14, 34, 54, 74	6.55	1.0, 0.0, 0.0, -1.0
15, 35, 55, 75	7.4	1.0, 0.0, 0.0, -1.0
16, 36, 56, 76	8.4	1.0, 0.0, 0.0, -1.0
17, 37, 57, 77	9.4	1.0, 0.0, 0.0, -1.0
18, 38, 58, 78	10.4	1.0, 0.0, 0.0, -1.0
19, 39, 59, 79	11.4	1.0, 0.0, 0.0, -1.0
20, 40, 60, 80	12.37	1.0, 0.0, 0.0, -1.0

(2) 土質パラメータ

解析に用いた土質パラメータは次のとおりである。なお解析の初期状態は、試料作成終了時すなわち $\sigma_z = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$ の荷重での一次元圧密完了時の状態とした。

a) 弾性解析のパラメータ

弾性圧密解析に必要なパラメータは E , ν , k の三つである。この解析ではこれらを次のように設定した。

$$E = 6.10 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\nu = 0.333 \quad (\text{ポアソン比は仮定した})$$

$$k = 1.04 \times 10^{-5} \text{ cm/min}$$

ここに

$$E = (1/m_v) \{ (1 + \nu)(1 - 2\nu) / (1 - \nu) \} \quad (4.18)$$

$$m_v = \varepsilon_z / \Delta p \quad (4.19)$$

$$\Delta p : \text{増加圧密荷重} \quad (= 1.0 \text{ kgf/cm}^2)$$

$$k = c_v m_v \gamma_w$$

$$\gamma_w = 0.001 \text{ kgf/cm}^3$$

$$c_v = 0.092 \text{ cm}^2/\text{min} \quad (\text{門田法による逆解析値〔圧密過程中一定〕})$$

$$\varepsilon_z : \text{鉛直ひずみ} \quad (= \text{沈下量 } S / \text{初期層厚 } H)$$

b) 弾塑性解析のパラメータ

$$\lambda = 0.358 \quad (\text{圧縮指数〔自然対数〕, 標準圧密試験より決定})$$

$$\kappa = 0.0358 \quad (\text{膨潤指数〔自然対数〕, 標準圧密試験より決定})$$

$$M = 1.5 \quad (\text{限界状態線の傾き, 三軸CU試験より決定})$$

$$\sigma_{z0}' = 0.5 \text{ (kgf/cm}^2) \quad (\text{初期鉛直応力} (= \sigma_{zc}' \text{ 正規圧密}))$$

$$K_0 = 0.500 \quad (\text{静止土圧係数} = \nu / (1 - \nu))$$

$$\nu = 0.333 \quad (\text{ポアソン比, 仮定})$$

$$\lambda_k = 0.358 \quad (e \sim \ln k \text{ の傾き} [c_v \text{ 一定とするため } \lambda_k = \lambda])$$

$$k_0 = c_v m_v \gamma_w \quad (\text{初期透水係数, } k_v = k_h \text{ としている})$$

$$= 1.8 \times 10^{-5} \text{ cm/min}$$

$$c_v = 0.092 \text{ cm}^2/\text{min} \quad (\text{圧密係数} [\text{圧密過程中一定}])$$

$$m_v = \lambda / \{ (1 + e_0) \sigma_{z0}' \} \quad (\text{体積圧縮係数})$$

$$\gamma_w = 0.001 \text{ kgf/cm}^3$$

なお、圧密過程中 c_v を一定とするために透水係数 k を、

$$k = k_0 \exp \left\{ - \frac{(1 + e_0)}{\lambda_k} \varepsilon_v \right\} \quad [\varepsilon_v : \text{体積ひずみ}] \quad (4.20)$$

で変化させている。前述のように、上記の弾塑性解析の初期間隙比 e_0 は実験開始時の初期条件に一致させている（第3章、表-3.3参照）。

(3) 計算方法

作用させた荷重は 1.0 kgf/cm^2 で、実験に合わせて瞬時載荷とした。圧密過程の計算における時間ステップは初期の $\Delta t = 0.05$ 分、最終 $\Delta t = 40.0$ 分で、圧密経過時間 $20,000$ 分を合計 690 ステップで解析した。表-4.3に計算時間間隔 Δt と計算ステップを示す。

表-4. 3 圧密計算時間間隔と計算ステップ

計算 ステップ IJK	計算 間隔 Δt 分	計算 番号 III	区間経 過時間 t 分	総経過時 間 Total t 分	計算 ステップ IJK	計算 間隔 Δt 分	計算 番号 III	区間経 過時間 t 分	総経過時 間 Total t 分
1	0	1	0	0					
2	0.02	50	1.0	1.0					
3	0.05	10	0.5	1.5	8	50.0	4	200.0	1200.0
		20	1.0	2.0			10	500.0	1500.0
		40	2.0	3.0			20	1000.0	2000.0
4	0.1	10	1.0	4.0			30	1500.0	2500.0
		20	2.0	5.0			40	2000.0	3000.0
		30	3.0	6.0			50	2500.0	3500.0
		40	4.0	7.0			60	3000.0	4000.0
		50	5.0	8.0			70	3500.0	4500.0
		60	6.0	9.0			80	4000.0	5000.0
		70	7.0	10.0			90	4500.0	5500.0
5	1.0	2	2.0	12.0			100	5000.0	6000.0
		5	5.0	15.0			110	5500.0	6500.0
		10	10.0	20.0			120	6000.0	7000.0
		15	15.0	25.0			140	7000.0	8000.0
		20	20.0	30.0			160	8000.0	9000.0
		30	30.0	40.0			180	9000.0	10000.0
		40	40.0	50.0					
		50	50.0	60.0					
		60	60.0	70.0					
		70	70.0	80.0					
80	80.0	90.0							
90	90.0	100.0							
6	5.0	4	20.0	120.0	9	100.	10	1000.0	11000.0
		10	50.0	150.0			20	2000.0	12000.0
		20	100.0	200.0			30	3000.0	13000.0
7	20.0	2	40.0	240.0			40	4000.0	14000.0
		5	100.0	300.0			50	5000.0	15000.0
		10	200.0	400.0			60	6000.0	16000.0
		15	300.0	500.0			70	7000.0	17000.0
		20	400.0	600.0			80	8000.0	18000.0
		25	500.0	700.0			90	9000.0	19000.0
		30	600.0	800.0			100	10000.	20000.0
		35	700.0	900.0					
40	800.0	1000.0							

4. 4 解析結果と考察

4. 4. 1 時間・沈下関係

図-4.5はT5.0の場合の土質パラメータを用いた弾性と弾塑性の一次元圧密計算から求めた時間・沈下曲線である。この図をみると、二つの時間沈下曲線はほぼ重なっており、一次元圧密の場合には弾性圧密と弾塑性圧密の差異は殆ど無いことがわかる。つまり、一次元圧密の場合には粘土を弾性材料と捉えても、弾塑性材料と捉えても実用上大きな差異は無い。

次に本題の模型実験のシミュレーション解析結果をみてみよう。第3章の実験T5.0に対する、時間・沈下関係の実験値と有限要素法による解析結果の比較を図-4.6に、また実験ST1に対する同様の解析結果の比較を図-4.7に示す。弾性解析と弾塑性解析を比較すると、 c_v 一定条件の計算にもかかわらず明らかに弾性解析の方が圧密の進行が速く、両者の間には明らかな差異が認められる。解析に用いたパラメータは同じで、前述の一次元圧密解析でも両者はほぼ一致する結果を得ているので、この差異は放射流れの圧密メカニズムと一次元圧密のメカニズムの相違に起因している。また、実験値と解析値を比較すると、弾塑性解析値は実験値と非常に良好な一致を示している。一方、弾性解析値の方は実験値よりも圧密が早く進行し、特に圧密後半にか

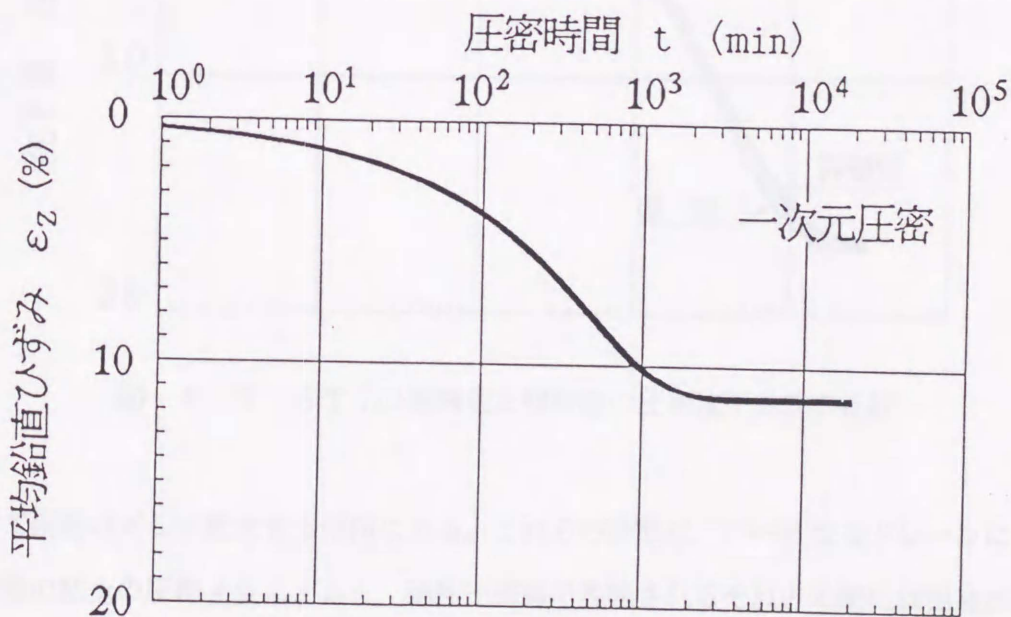


図-4.5 一次元圧密での弾性解析と弾塑性解析の圧密曲線の比較

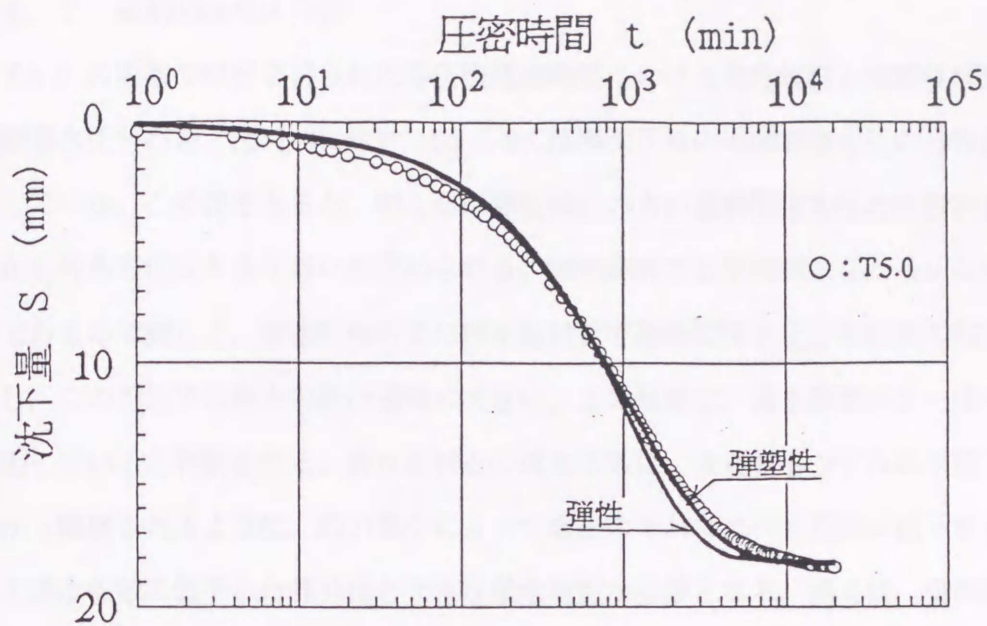


図-4.6 T5.0の実験値と解析値の圧密沈下曲線の比較

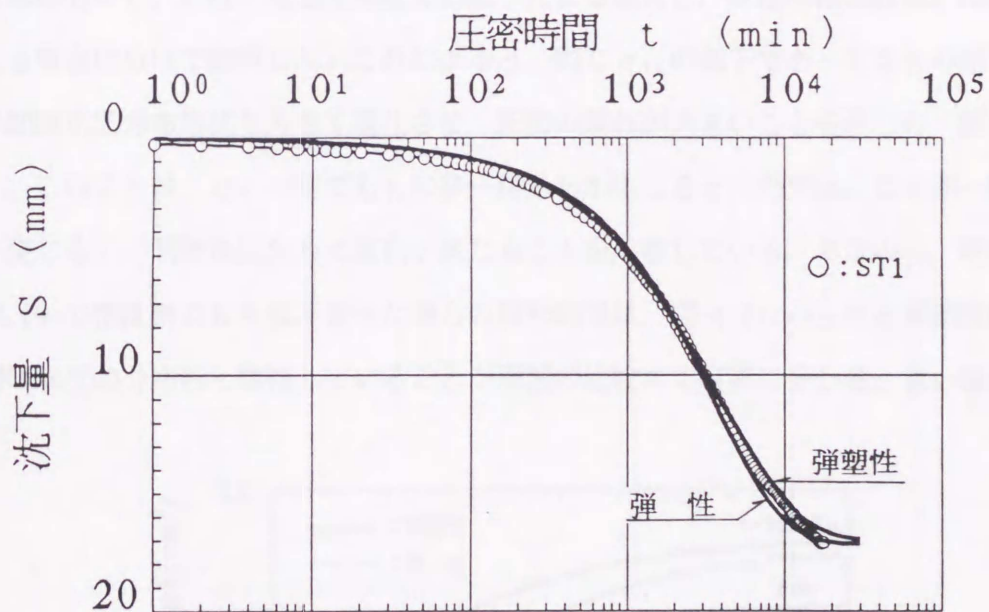


図-4.7 ST1の実験値と解析値の圧密沈下曲線の比較

けて両者のズレが拡大する傾向にある。これらの結果は、バーチカルドレーンによる実際の粘土の圧密メカニズムと、弾性圧密論で説明されるそれとの間には相違があることを示唆している。すなわち、バーチカルドレーンによる圧密では粘土の弾塑性挙動を無視することができず、圧密後半でその影響が顕著になる。

4. 4. 2 過剰間隙水圧分布

T5.0 の実験の解析で得られた等圧密経過時間における弾性解析と弾塑性解析の過剰間隙水圧分布を、図-4.8に示す。図-4.9には等沈下時の過剰間隙水圧の分布曲線を示している。この図をみると、明らかに弾性解析の方が過剰間隙水圧の消散が早く、しかも分布形状に大きな違いが認められる。弾性解析では平均的になだらかな分布形状であるのに対して、弾塑性解析では排水面付近で過剰間隙水圧分布曲線の勾配が急変し、この付近での動水勾配が極端に大きい。この現象は、透水係数の非一様分布に起因していると判断される。排水面付近の透水係数は、後述するひずみの半径方向分布から推察されるように、応力集中によって周辺のそれに比べて極端に低下する。そして透水係数の低下した部分ほど大きな動水勾配が必要となる。例えば、排水面と非排水面の間での水圧差を一定（平均動水勾配は一定）と考えれば、排水面付近の動水勾配が大きくなった影響は、そこから離れた周辺部の動水勾配の低下を招くことは容易に想像できる。Onoue¹²⁾は粘土を線形弾性材料とし、ドレーン周辺の攪乱帯を考えこの部分の c_v の低下を透水係数 k の低下による場合と、体積圧縮係数 m_v の低下による場合に分けて解析した。これによると、同じ c_v の低下であっても k の低下の方が間隙水圧分布形状を大きく変化させ、圧密の遅れが大きいことを示した（図-4.10）。このことは、 c_v 一定でも k に非一様分布が生じると（当然 m_v にも非一様分布が生じる）、間隙水圧分布に変化が生じることを示唆している。ちなみに、前述の図-4.10の攪乱帯の k を低下させた場合の解析結果は、図-4.8にみられる弾塑性解析の間隙水圧の分布形と類似していることが両図の比較から容易に分かる。言い換えれば

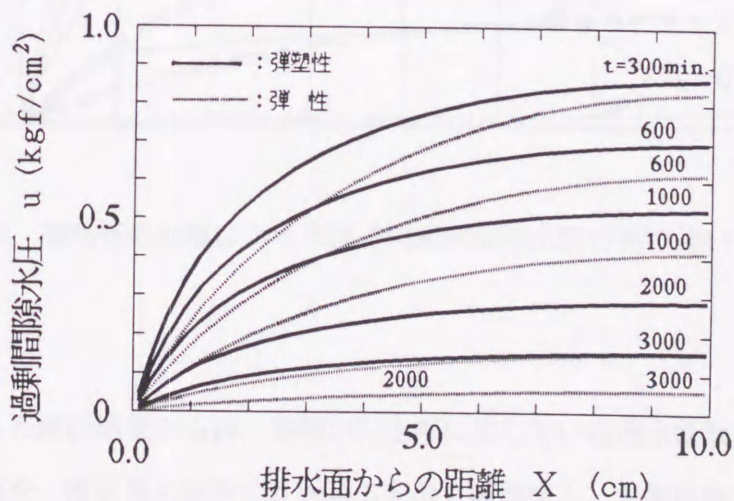


図-4.8 等圧密経過時間での過剰間隙水圧分布 (T5.0)

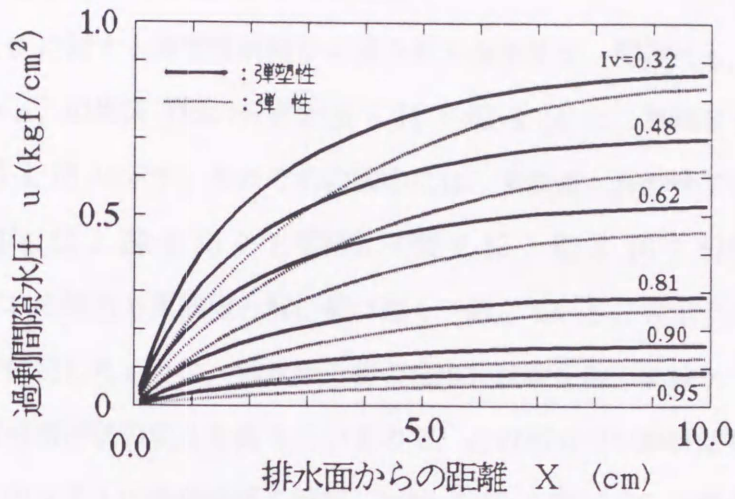


図-4.9 等沈下時の過剰間隙水圧分布 (T5.0)

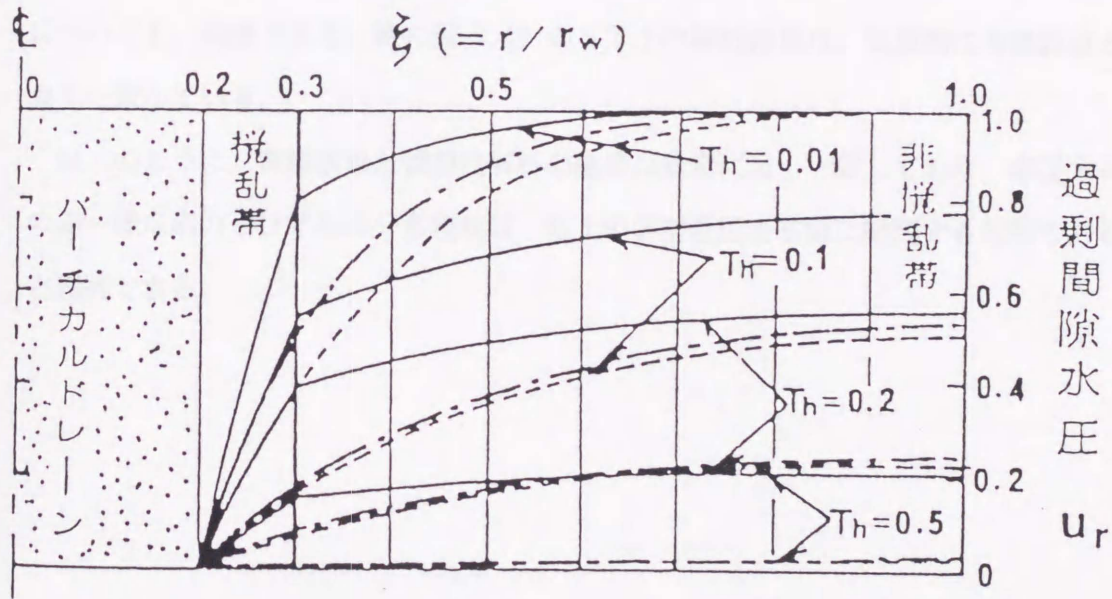


図-4.10 攪乱帯の有無による半径方向過剰間隙水圧分布の違い (Onoue^{1,2)})

Onoue の示した解析結果からは、実際の粘土中に生じている透水係数の非一様分布を伴う圧密過程を、攪乱帯を設定した水平方向の2層問題として弾性解で近似する場合 k の低下を考慮するとより近似度を高められることがわかる。

4. 4. 3 含水比, 間隙比, ひずみの分布

実験 T5.0 に対する弾塑性解析から得られた含水比 w , 間隙比 e , 体積ひずみ ε_v , 半径ひずみ ε_r の半径方向の分布を図-4.11 ~ 図-4.14 に, 実験 ST1 のそれらを図-4.15 ~ 図-4.18 に示す。それぞれの図中には, 実験値も合わせて示している。先ず含水比 (図-4.11, 図-4.15) と間隙比 (図-4.12, 図-4.16) 分布の解析結果を見ると, いずれの場合も実験値と解析値は良く一致している。ST1 の実験では, 前章の 3.3.3 で説明したように, 排水面近傍の含水比試験を他の実験ケースより密に行って, 急激な分布形状の変化を捉えているので, この部分での解析結果との比較が容易である。この ST1 の実験結果を解析した図-4.15 と図-4.16 の場合の排水面付近での含水比や間隙比の急激な低下傾向は, 定量的にも非常に一致度が高い。

次に, 体積ひずみの解析結果と実験結果 (図-4.13, 図-4.17) の比較を行ってみると, この場合も両者のひずみの分布形状は良く一致している。排水面近傍の体積ひずみの大きさは非排水面側の約 1.5 倍以上にも達しており, 排水面側への応力集中の様子を良く表現している。半径ひずみの解析結果と実験結果 (図-4.14, 図-4.18) についても, 同様である。特に図-4.18 の ST1 の解析結果は, 定量的にも実験値と良く一致している。

以上のように, 実験結果と弾塑性解析の結果は非常に良く一致しており, 半径方向の非一様な応力やひずみの分布現象は, 粘土の弾塑性圧密挙動に起因する現象であると理解できる。

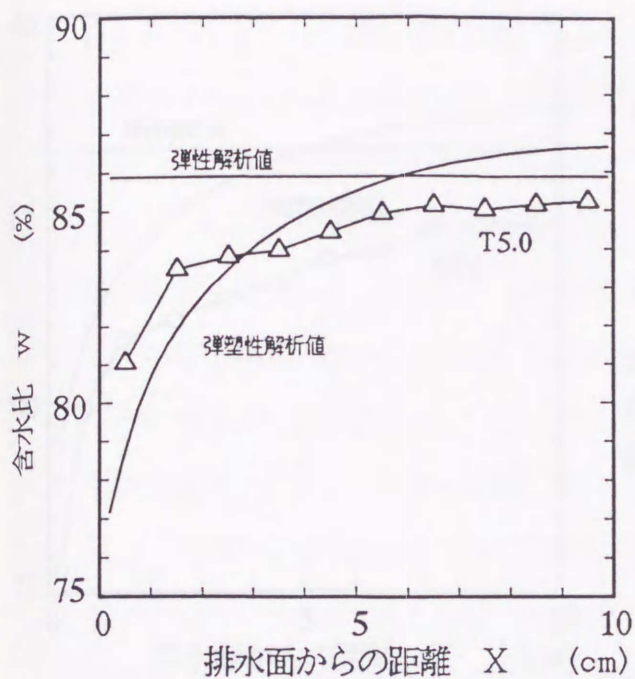


図-4.11 含水比の半径方向分布
(T5.0)

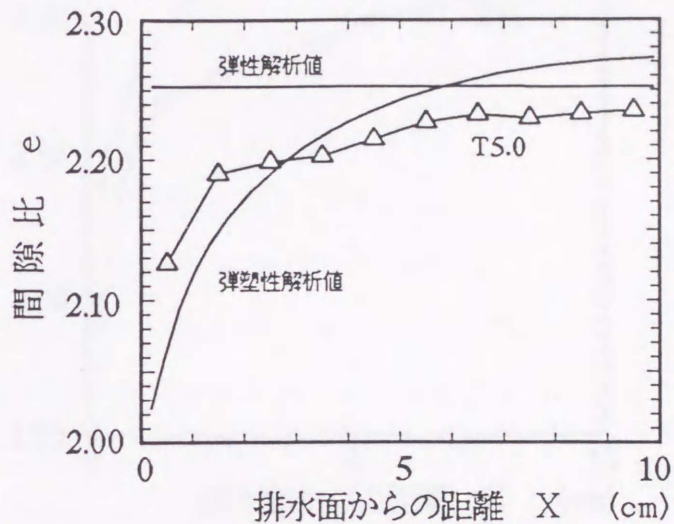


図-4.12 間隙比の半径方向分布
(T5.0)

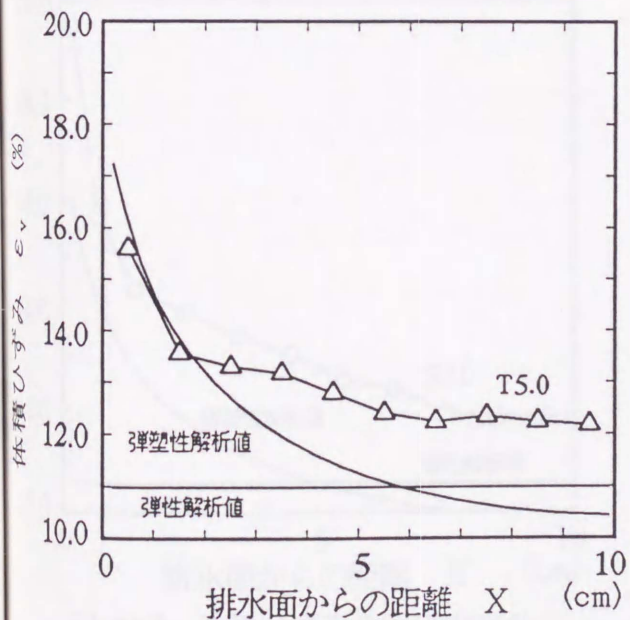


図-4.13 体積ひずみの半径方向分布
(T5.0)

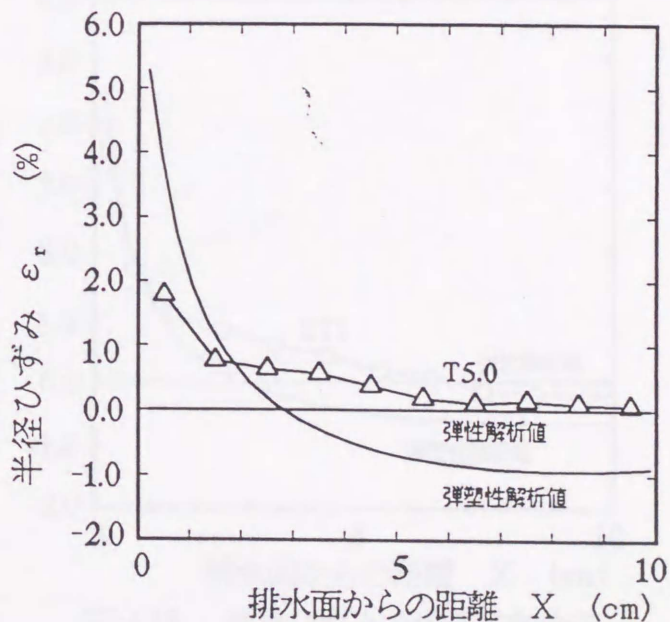


図-4.14 半径ひずみの半径方向分布
(T5.0)

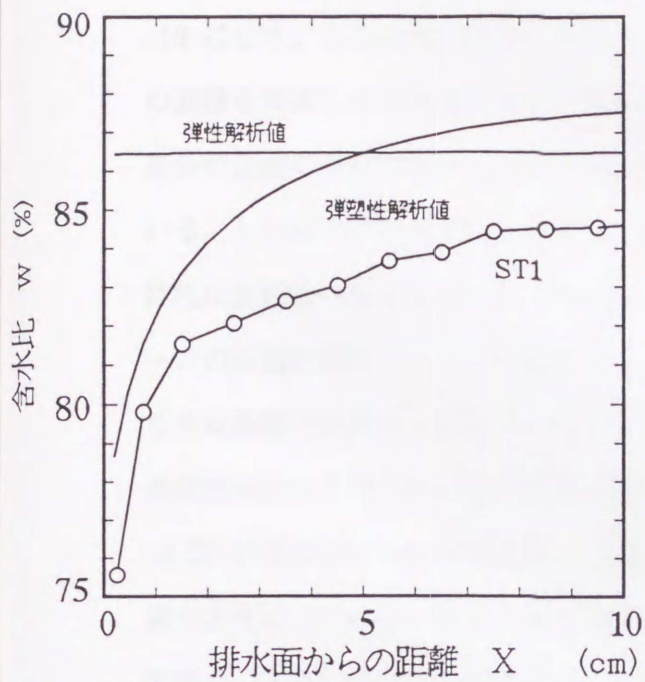


図-4.15 含水比の半径方向分布

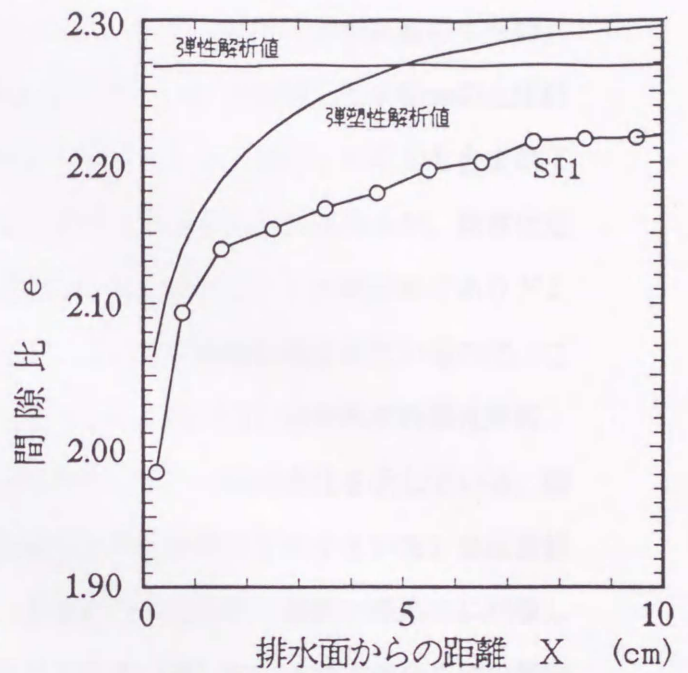


図-4.16 間隙比の半径方向分布

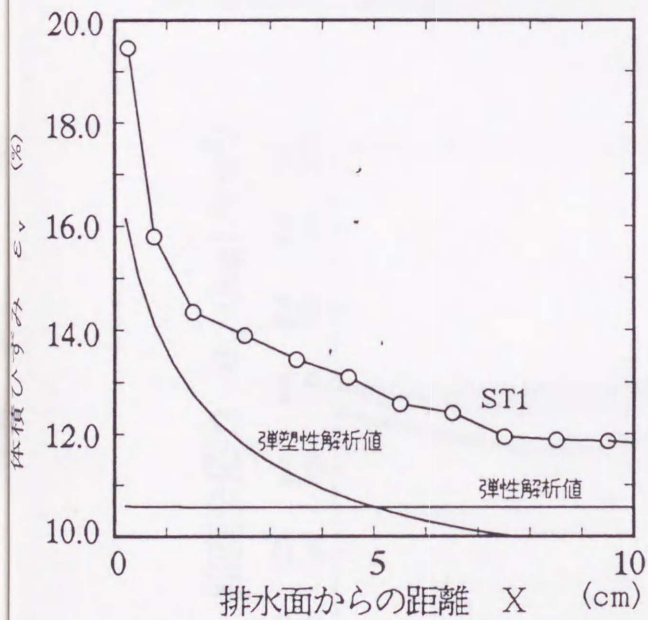


図-4.17 体積ひずみの半径方向分布

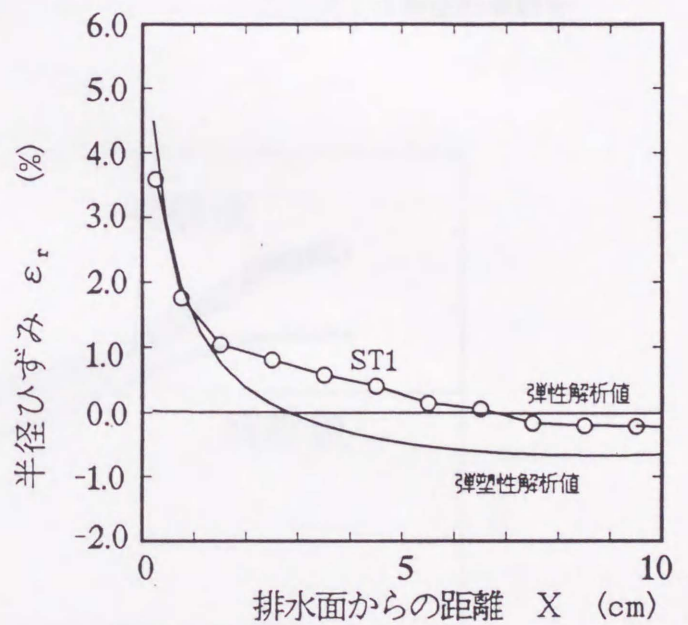


図-4.18 半径ひずみの半径方向分布

4. 4. 4 鉛直全応力の経時変化

ST1の実験で得られた鉛直全応力 σ_z の経時変化と弾塑性解析結果の比較を図-4.19に示す。ここに解析値は、直径65mmまでの粘土要素(図-4.4の要素番号1~13)の面積を考慮した平均値である。実験値は圧密容器の中心に設置した $\phi 65$ mmの土圧計部分の面積での平均値でなので、 $\phi 18$ mmのサンドドレーンの分担した応力も含まれている。したがって中空円柱を仮定した解析の条件と多少異なる点はあるが、両者は定性的に良好な一致をしている。定量性の問題は、サンドドレーンが緩詰めでありドレーンの面積比率が7.7%と非常に小さいとはいえ、その影響が含まれているので、ここでは論議の対象から除外して考えたい。図-4.20, 図-4.21はそれぞれ弾性解析, 弾塑性解析から得られた粘土要素の鉛直方向全応力 σ_z の経時変化を示している。図-4.20の弾性解析の結果をみると、排水面側の要素(要素番号の小さい方)は圧密経過とともに、 σ_z は一端減少傾向を示し、あるピーク値を経て最終一様応力に回復してゆく。一方、非排水面側の要素(要素番号の大きい方)は、これとは全く逆の傾向をたどる。そして、最終的には全要素は半径方向に一様な応力状態となる。弾塑性解析結果図-4.21では、圧密初期($t=400 \sim 500$ min.)に類似の挙動をする。しかしその後は排水面側の要素はな σ_z の単調増加、非排水面側では単調減少となる。これらの結果から、排水面付近の粘土の σ_z はひずみの小さい圧密初期には弾性的挙動を

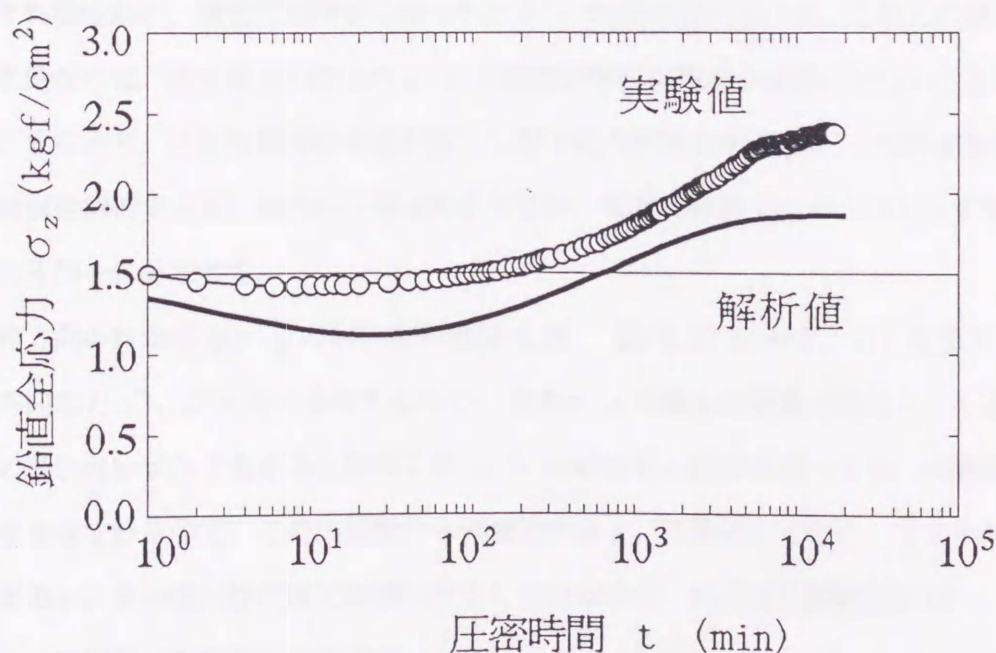


図-4.19 鉛直全応力 σ_z の経時変化(実測と解析の比較, ST1)

し、圧密が進んでひずみが大きくなると弾塑性挙動が顕著となり経時的に単調増加する。一方、非排水面側の粘土は、これとは逆に σ_z は圧密初期に一端増加傾向のピークを迎えたのち、単調減少する。つまり、粘土間では応力の配分現象が経時的に進行し、排水面側への単調な応力集中、非排水面側での応力緩和となる。そしてそれは粘土の弾塑性圧密挙動によるものであると理解できる。

4. 4. 5 有効応力の経時変化と圧密最終状態の応力分布

上記の結果を鉛直有効応力 σ'_z の経時変化でみると、弾性圧密挙動と弾塑性圧密挙動の差異がよく分かる。図-4.22, 図-4.23はそれぞれ弾性解析, 弾塑性解析から得られた鉛直有効応力 σ'_z の経時変化である。弾性解析(図-4.22)では、排水面側の粘土の有効応力が早期に増加し、これに遅れて非排水面側に位置する粘土の有効応力が増加して最終的に一様応力状態となる。弾塑性解析(図-4.23)では、これと類似の傾向で鉛直有効応力 σ'_z は単調増加するが、圧密過程全般を通じて要素間の σ'_z の差は拡大し、圧密最終時には大きな応力分布を生じている。つまり弾塑性解析の場合は、圧密の進行に比例的に排水面側の粘土への応力集中が進行する。この結果は、第3章の3.3.4の実験結果の考察で述べた「沈下の進行と応力集中過程は正の相関がある」ことを表している。

次に半径方向の有効応力 σ'_r の経時変化を見てみよう。図-4.24, 図-4.25にそれぞれ弾性解析, 弾塑性解析から得られた σ'_r の経時変化を示す。これらの結果で特徴的なのは、排水面側の粘土の σ'_r の増加が圧密初期から非常に大きいことである。すなわち、圧密当初は排水面付近では等方応力が増加する。 σ'_r は圧密最終時には弾性解析では K_0 線上の一様状態となるが、弾塑性解析ではそうはならず半径方向に不均一に分布する。

周方向の有効応力 σ'_θ の解析結果を図-4.26, 図-4.27に示す。 K_0 圧密でも半径方向応力 σ'_r が不均一分布するので、当然 σ'_θ の値も各要素で異なってくる。この理由はひずみで考えると理解し易い。いわゆる K_0 圧密を行っても、内周面から排水させているので、この内周面から体積ひずみ ε_v は発達していく。ところが鉛直ひずみ ε_z は中空円柱内部で均等に発生しているので、例えば圧密初期には

$$\text{内周面(排水面)の近傍で} \quad \varepsilon_{v1} > \varepsilon_{z1}, \quad \varepsilon_{z1} = \varepsilon_z$$

$$\text{外周面(非排水面)の近傍で} \quad \varepsilon_{v2} < \varepsilon_{z2}, \quad \varepsilon_{z2} = \varepsilon_z$$

ところで,

$$\varepsilon_{v1} > \varepsilon_{v2}$$

ここに,

サフィックス 1 は排水面近傍要素, 2 は非排水面近傍要素を表す。

となる。ところが,

$$\varepsilon_v = \varepsilon_z + \varepsilon_r + \varepsilon_\theta$$

なので, 上記の関係が成立するためには $\varepsilon_r + \varepsilon_\theta \neq 0$ でなければならない。すなわち, 中空円柱の内外周面の横方向変移を拘束したいわゆる K_0 圧密でも, 水平方向に排水させる場合は均等な鉛直ひずみ ε_z が発生し, ε_v が非一様分布するために粘土内部では半径方向の変位が必ず発生する。その結果, このひずみに応じた半径方向の応力が増加し分布する。弾性的場合は, 圧密最終状態ではこれらの応力は K_0 線上の一様応力状態に戻るが, 弾塑性圧密の場合はひずみが残留するので, 半径方向に応力が非一様分布することが分かる。

圧密最終状態における半径方向の有効応力の分布を図-4.28 ~ 図-4.35 に示す。これらの図をみると弾性圧密と弾塑性圧密の違いは歴然としている。すなわち, 弾性材料の圧密では半径方向に一様な応力状態となるのに対して, 弾塑性材料の圧密では排水面付近への応力集中が顕著に現れる。

この応力集中現象は, 弾塑性材料である粘土においては, 同時に半径方向に硬さの非一様分布を生じさせるので, その分布形によって圧縮量を異にする。定性的に, 応力が半径方向に一様分布する場合としない場合とを比較すると, 後者の圧縮量は前者のそれより小さくなる方向にある。具体的な検討は第5章に譲るが, 上述の議論より圧密過程における塑性変形の寡多が, バーチカルドレーンによる圧密の圧密速度のみでなく, 圧縮量の変化にも影響することは明らかである。

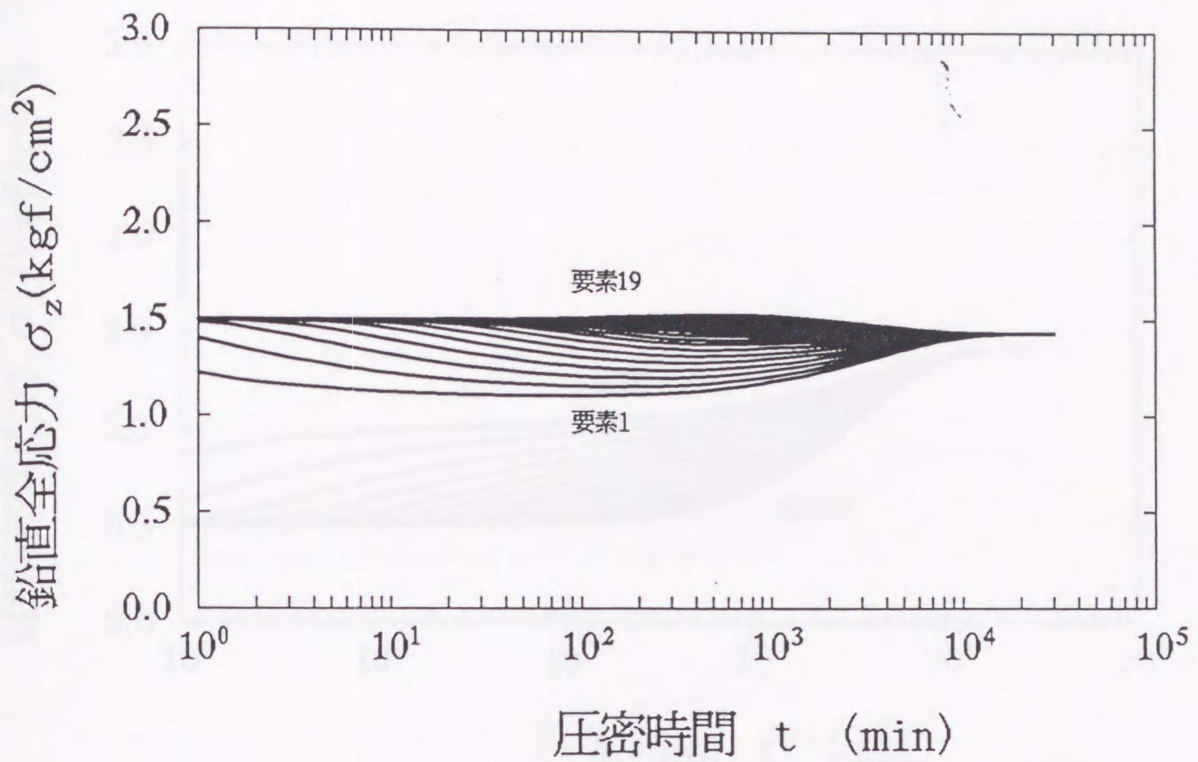


図-4.20 鉛直全応力 σ_z の経時変化 (弾性解析 ST 1)

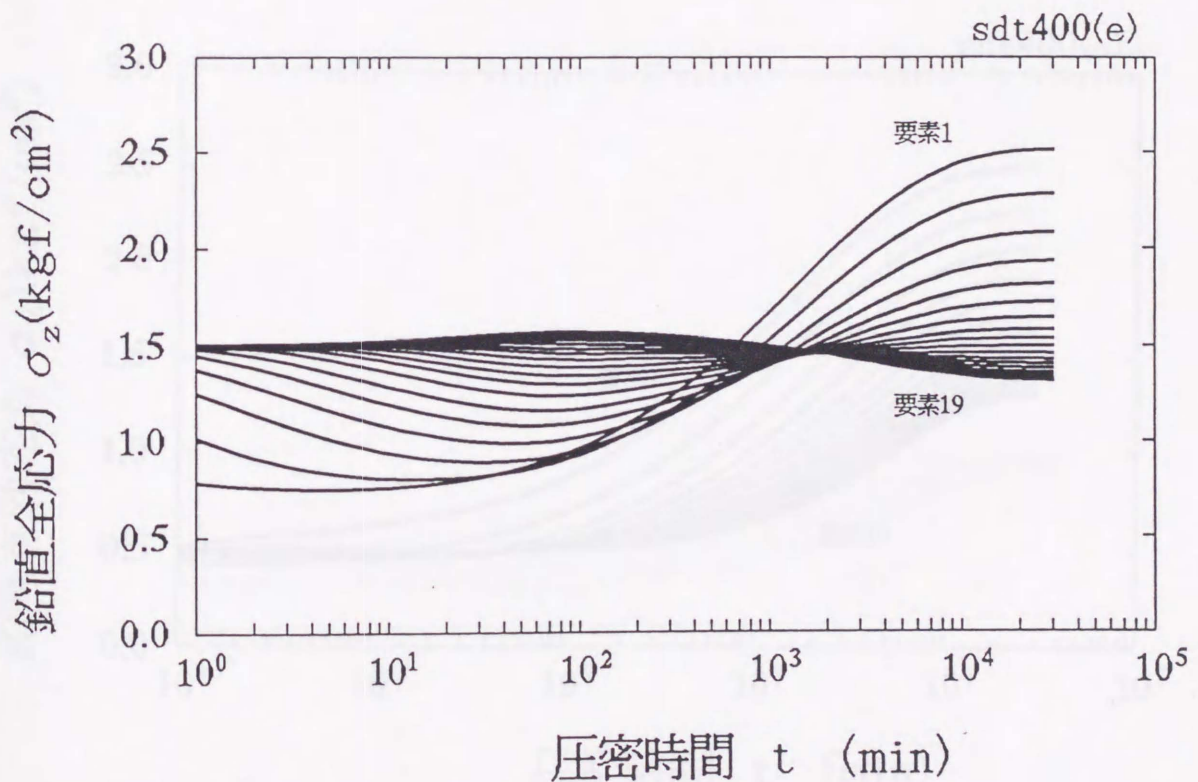


図-4.21 鉛直全応力 σ_z の経時変化 (弾塑性解析 ST 1)

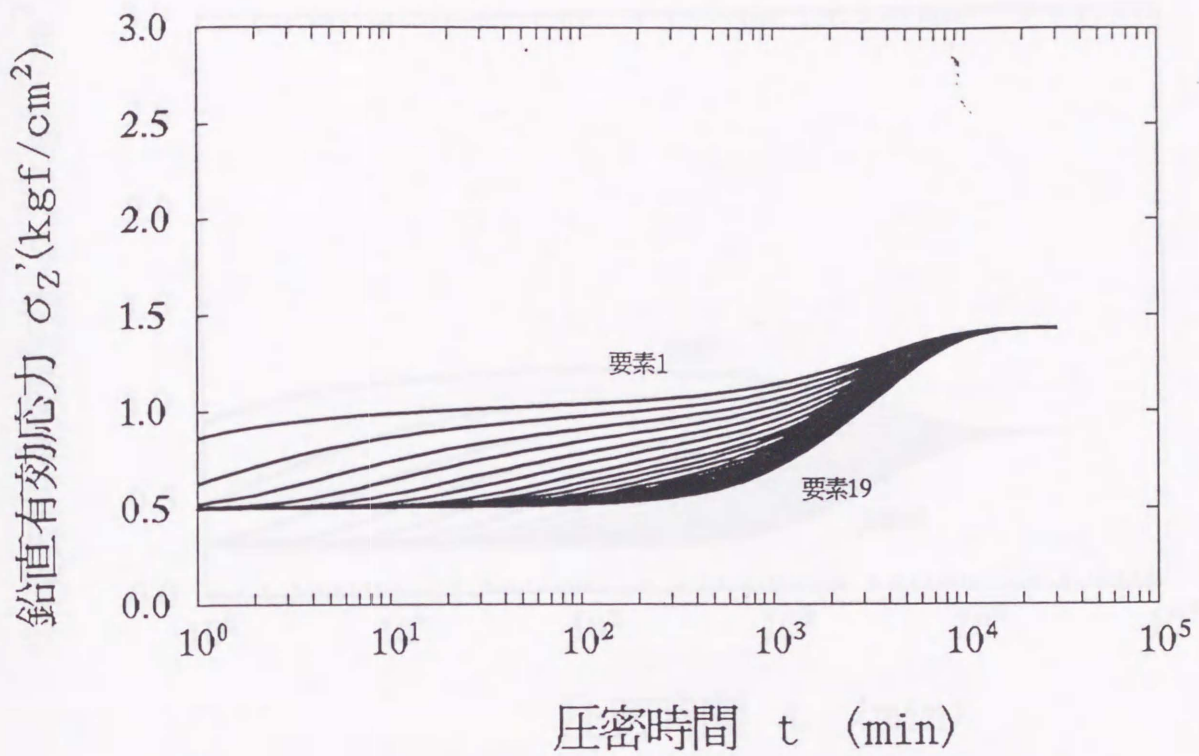


図-4.22 鉛直有効応力 σ'_z の経時変化 (弾性解析 ST 1)

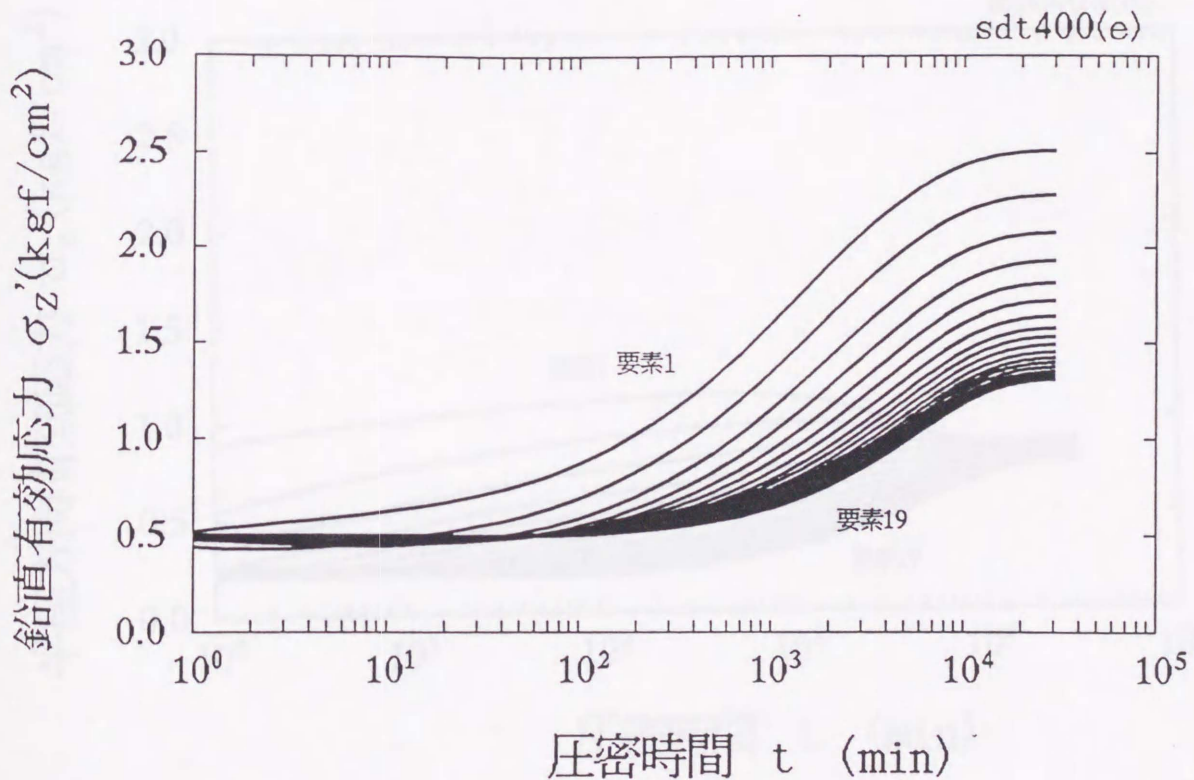


図-4.23 鉛直有効応力 σ'_z の経時変化 (弾塑性解析 ST 1)

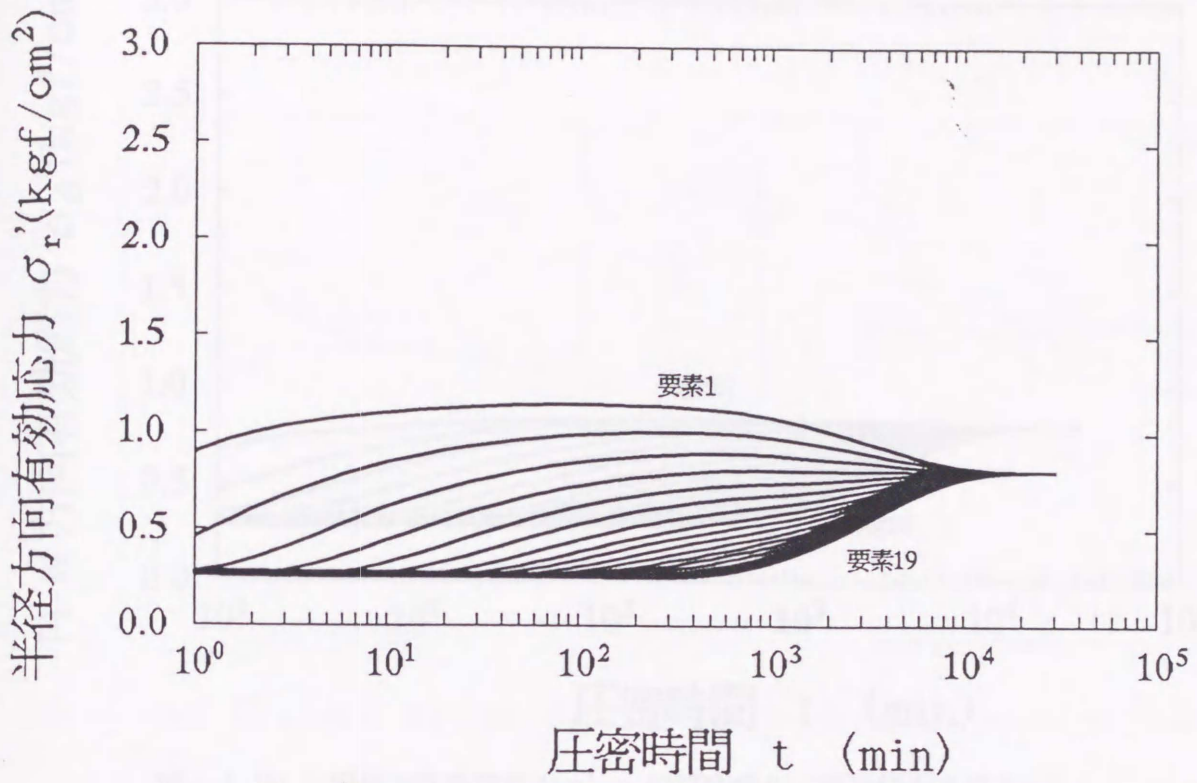


図-4.24 半径有効応力 σ'_r の経時変化 (弾性解析 ST 1)

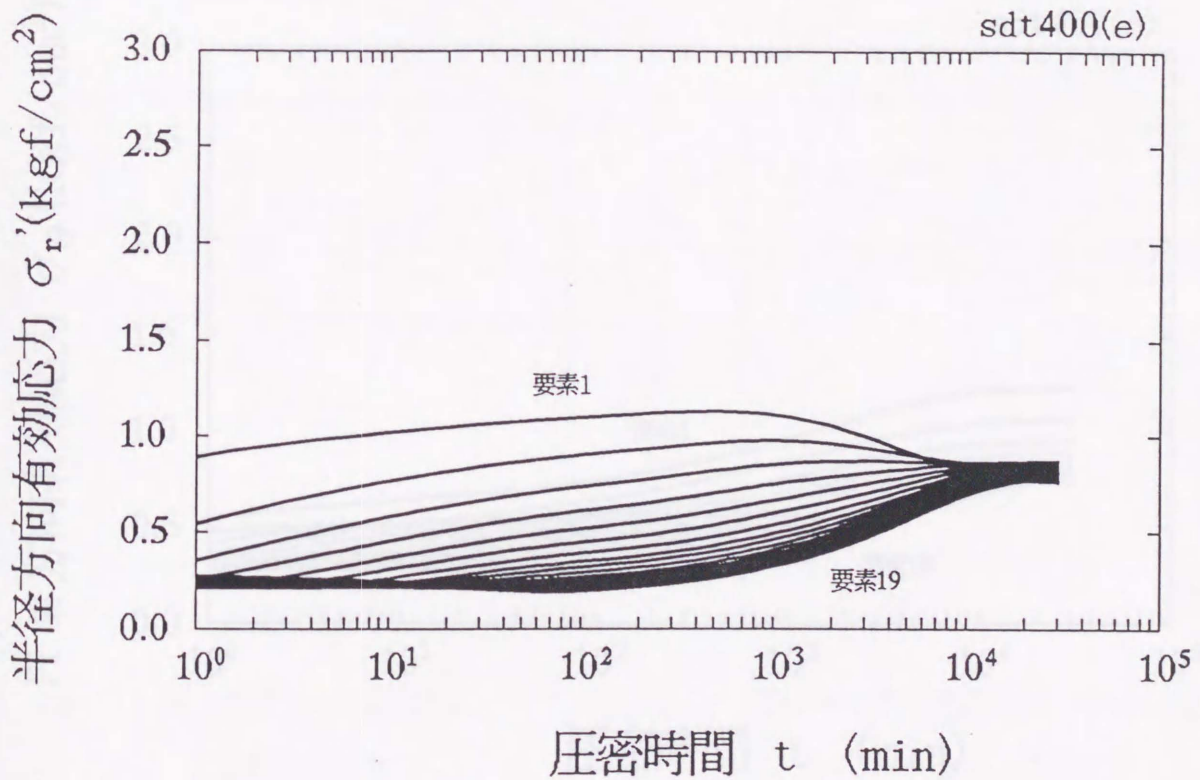


図-4.25 半径有効応力 σ'_r の経時変化 (弾塑性解析 ST 1)

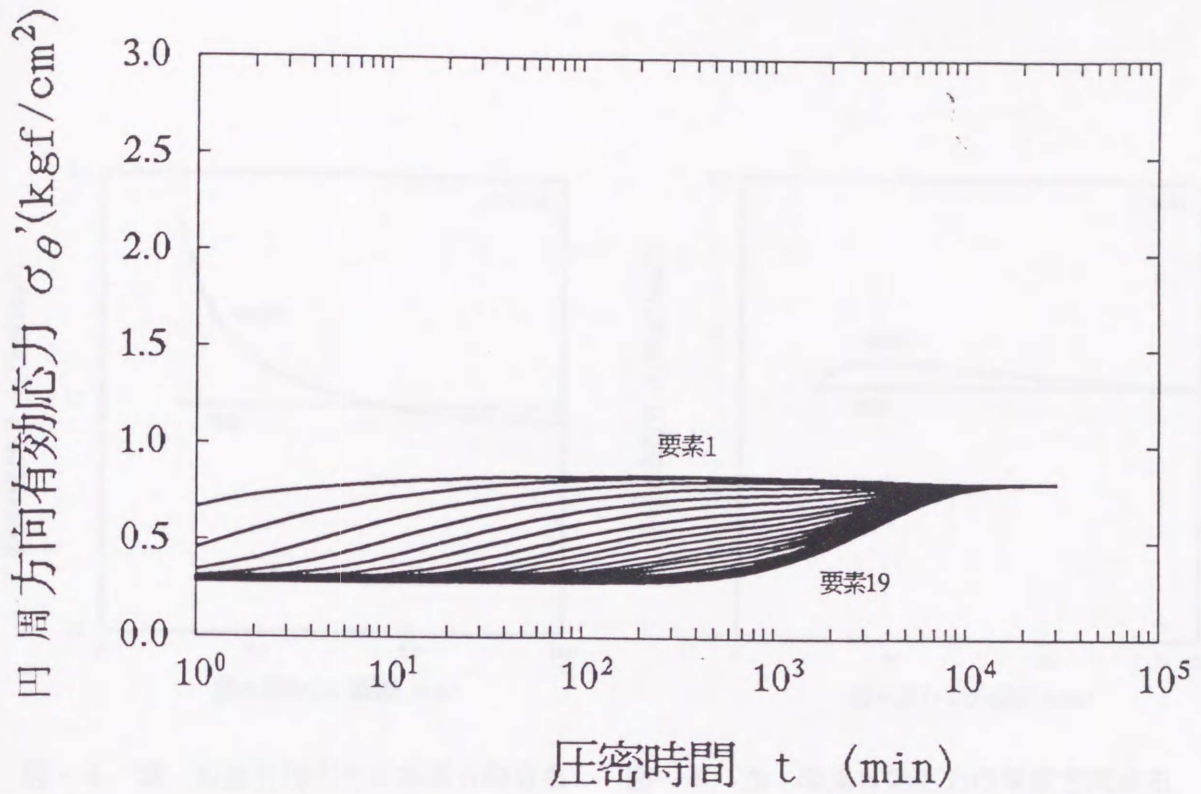


図-4.26 円周方向有効応力 σ'_θ の経時変化 (弾性解析 ST 1)

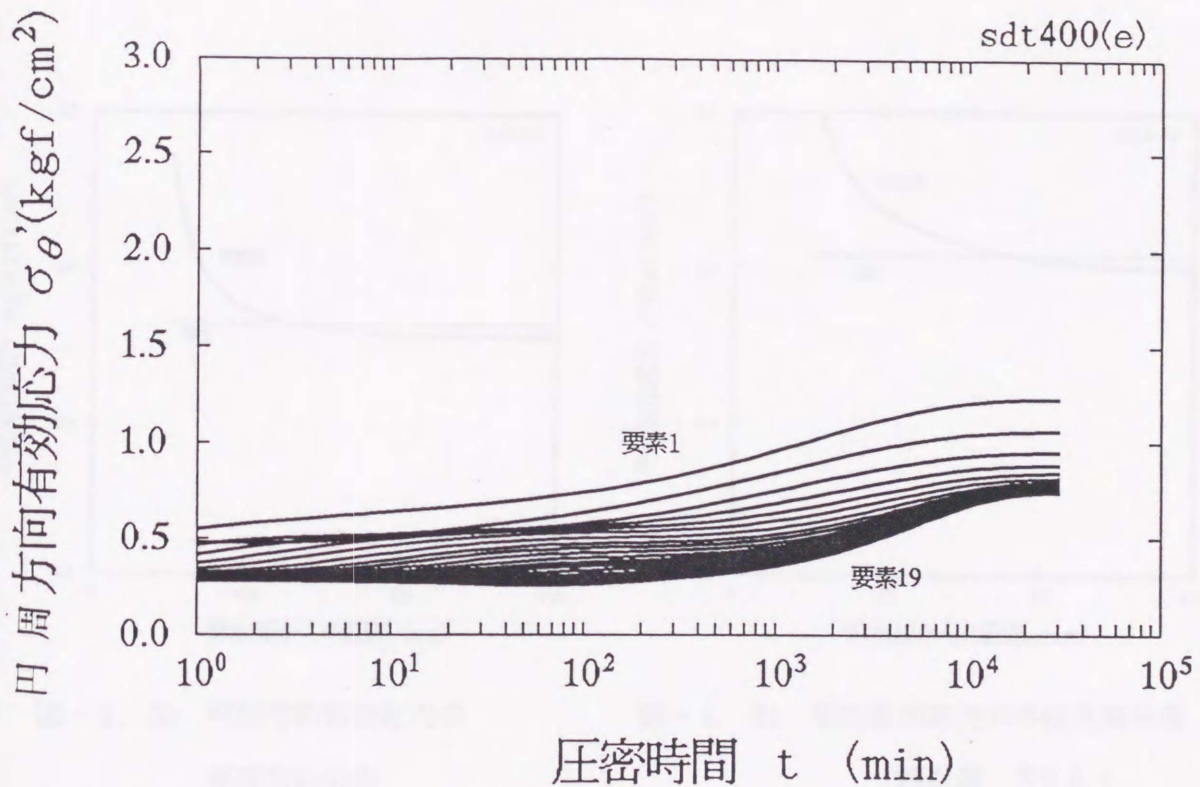


図-4.27 円周方向有効応力 σ'_θ の経時変化 (弾塑性解析 ST 1)

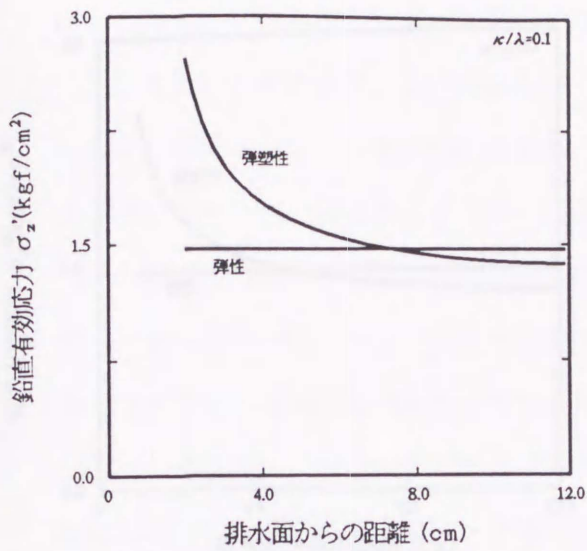


図-4.28 鉛直有効応力の半径方向分布
(解析値 T5.0)

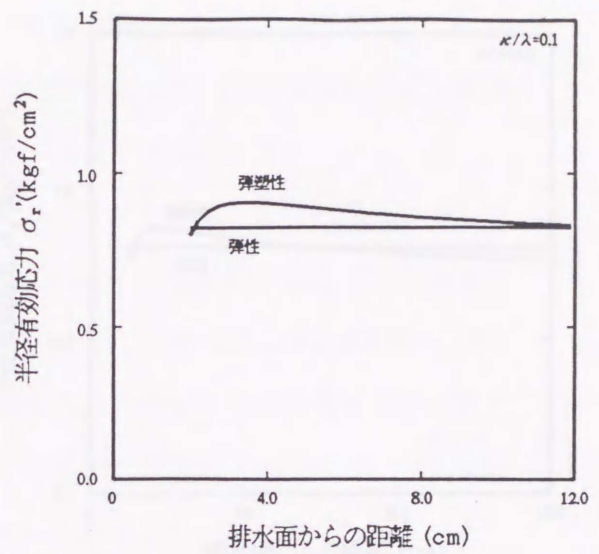


図-4.29 半径有効応力の半径方向分布
(解析値 T5.0)

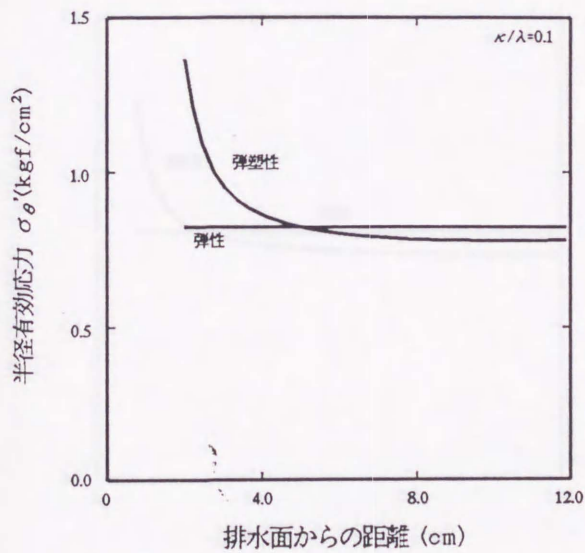


図-4.30 円周方向有効応力の
半径方向分布
(解析値 T5.0)

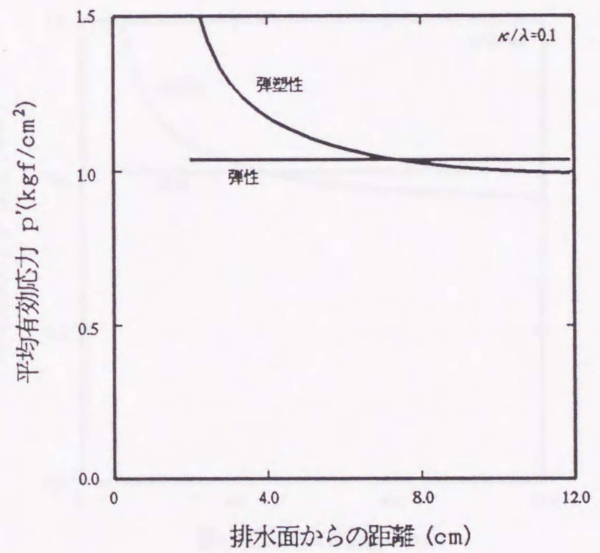


図-4.31 平均有効応力の半径方向分布
(解析値 T5.0)

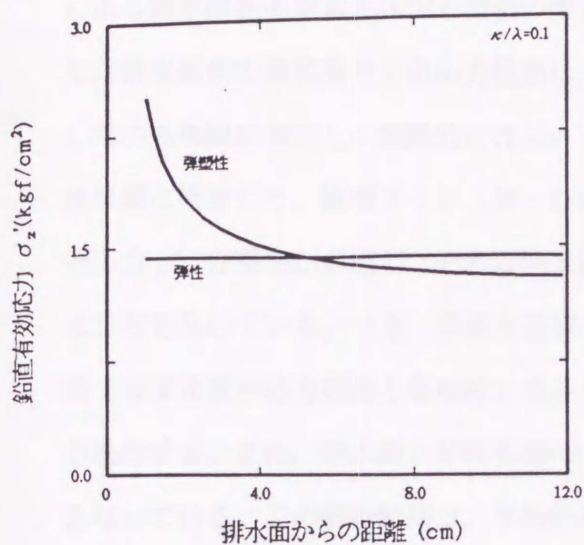


図-4.32 鉛直有効応力の半径方向分布
(解析値 ST1)

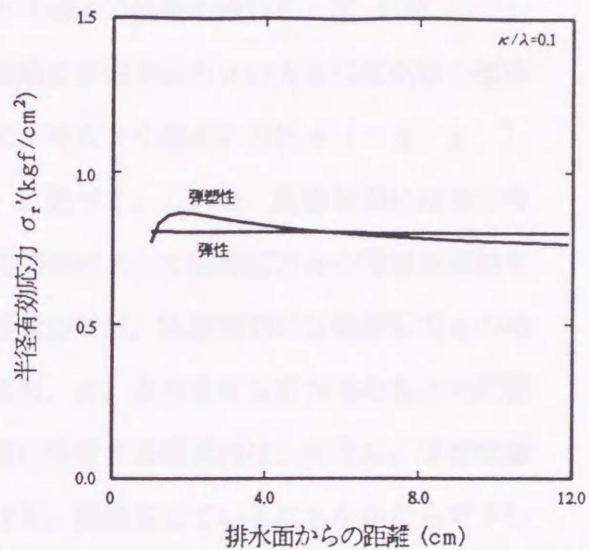


図-4.33 半径有効応力の半径方向分布
(解析値 ST1)

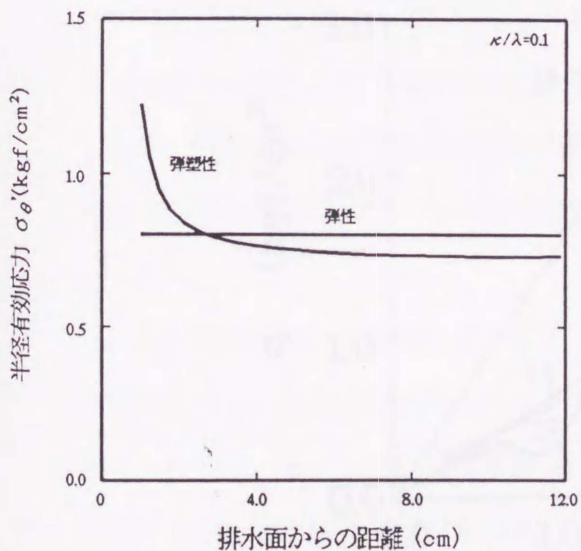


図-4.34 円周方向有効応力の
半径方向分布
(解析値 ST1)

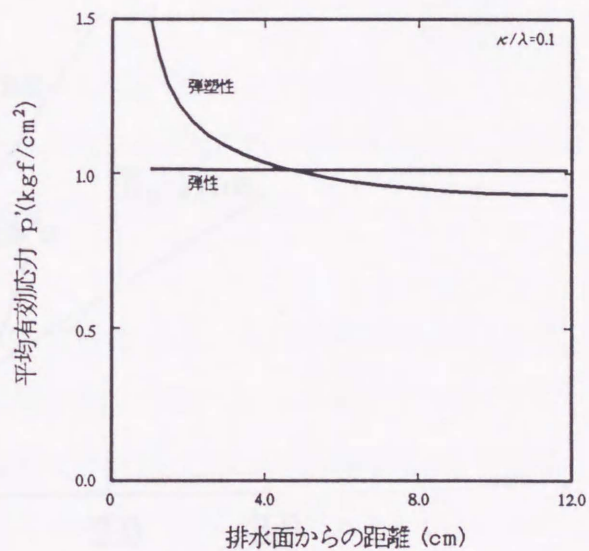


図-4.35 平均有効応力の半径方向分布
(解析値 ST1)

4. 4. 6 有効応力経路

粘土内部の応力状態の違いは、有効応力経路に表示すると理解し易い。弾塑性解析による排水面側の要素と非排水面側の要素の有効応力経路の違いを、図-4.36 に示した。排水面側の要素番号2の応力経路は、初期には偏差応力 q の大きな変化なく推移したのち単調に増加し、最終的には K_0 ラインを大きく越え応力比 $\eta (= q / p')$ は単調に増加して、破壊ライン(M-line)に近づく。これは、圧密初期には等方有効応力 p' の増加が卓越し、それ以降は応力集中によって偏差応力 q の増加が卓越することを示している。一方、非排水面側の要素19では、圧密初期には偏差応力 q の増加(ほぼ非排水応力経路上を推移)をみたのち、 K_0 より小さな応力比のもとで圧密が進行する。また、排水面と非排水面の間位置する要素13は、ほぼ K_0 圧密状態となっている。この解析結果は、平均的には K_0 変形をしているにもかかわらずドレーン間粘土は K_0 状態ではなくさまざまな応力状態にあることを示している。特に排水面側の粘土の η の増加は著しい。

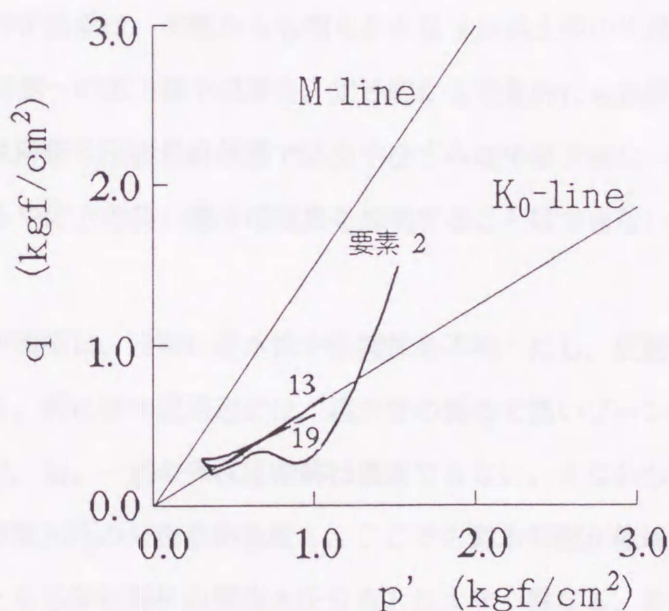


図-4.36 有効応力経路(弾塑性解析 ST1)

4. 5 結 論

本章では、第3章に示したバーチカルドレーンによる圧密模型実験の、弾性および弾塑性有限要素法によるシミュレーション解析を行った。この解析結果と実験結果の比較検討から得られた結論をまとめると、以下のようである。

(1) 一次元圧密ではほぼ同一の時間・沈下関係が得られる弾性解析のパラメータと弾塑性解析のパラメータを用いても、求心放射流れの圧密にすると両者の解析から得られる時間・沈下関係は全く異なったものとなる。特に圧密後半での両者の差異は顕著となり、弾性解の圧密過程がより早期に終了する。この原因は一次元圧密のメカニズムと求心方向放射流れの圧密メカニズムの相違にある。

(2) 実験と解析から得られた時間・沈下関係を比較すると、弾性解析より弾塑性解析が定性的にも定量的にも実験値との整合性が高い。特に圧密終盤に見られるなだらかな曲線形状を、弾塑性解析でよりよく説明できる。

(3) 弾塑性解析結果は、実験からも明らかとなった粘土中の半径方向のひずみの分布および排水面側への応力集中現象を、定性的にも定量的にも良好に説明した。

一方、弾性解析は圧密最終状態で応力やひずみは半径方向に一様となるので、粘土内部のひずみや応力の非一様分布現象を説明することはできない。

(4) 応力集中現象は、同時に透水性や圧縮性を不均一にし、圧密曲線形状を変化させる要因となる。特に排水面周辺には、透水性の極めて低いゾーンが形成され分布するので、 k 一定、 m_v 一定の弾性圧密解は適用できない。すなわち、弾塑性解析では排水面付近で間隙水圧の分布形が急変し、ここでの動水勾配が極端に大きくなり、なだらかな形状となる弾性解析の間隙水圧分布とは大きく異なる。その結果、排水面から離れた位置での動水勾配が緩やかとなり、弾性圧密解で予測するよりも圧密が遅れる。

(5) 応力集中現象は、ドレーン周辺に際立った過圧密粘土領域を形成し、その過圧密化の程度は粘土層の圧縮沈下量の大きさに関係する。定性的に言えば、過圧密領域が

生じない場合に比べ、その圧縮量は小さい。

(6) 排水面近傍の粘土への応力集中は、圧密の初期を除き圧密過程の大半を通じて単調増加する。この粘土の弾塑性圧密挙動は、一方で非排水面側の粘土の応力を緩和させ、半径方向の応力の非一様分布を生じさせる原因となる。

(7) 圧密過程では当然のこと圧密最終状態においても、粘土の有効応力状態は半径方向に一様ではない。弾塑性解析によると、排水面近傍の粘土は、圧密極初期に等方有効応力の増加が卓越し、それ以降は主に鉛直方向の応力集中によって偏差応力 q の増加が卓越する。一方、非排水面側の粘土は、圧密初期には偏差応力 q の増加をみたのち K_0 より小さな応力比 (q/p') のもとで圧密が進行する。このように、平均的には K_0 変形をしているにもかかわらず、ドレーン間の粘土は K_0 状態ではなくさまざまな応力状態にある。

参考文献

- 1) 松井保・阿部信晴：サンドドレーン地盤の弾塑性圧密解析，第17回土質工学研究発表会講演集，土質工学会，pp.173～176，1982.
- 2) 松井保・阿部信晴：砂の弾塑性変形特性を考慮したバーチカルドレーン地盤の圧密解析，第18回土質工学研究発表会講演集，土質工学会，pp.233～234，1983.
- 3) Matsui, T. and N. Abe : Multi-Dimensional Elasto-Plastic Consolidation Analysis by Finite Element Method, Soils and Foundations, Vol.9, No.1, pp.79～93, Mar. 1981.
- 4) Matsui, T. and N. Abe : Applications of Elasto-Plastic and Elasto-Viscoplastic Models to Multi-Dimensional Consolidation Analysis, Proc. of Int. Symposium on Numerical Models in Geomechanics, pp.711～720, 1982.
- 5) Matsui, T. and N. Abe : Multi-Dimensional Consolidation Analysis of Soft Clay, Proc. 4th Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, pp.337～347, 1982.
- 6) Lade, P. V. : Elasto-Plastic Stress-Strain Theory for Cohesionless Soil with Curved Yield Surfaces, Int. J. Solid Structures, Vol.13, pp.1019～1035, 1977.
- 7) Lade, P. V. : Three-Dimensional Behavior and Parameter Evaluation for an Elasto-Plastic Soil Model, Proc. of Int. Symposium on Numerical Models in Geomechanics, pp.33～37, 1982.
- 8) Lade, P. V. and S. Boonyachut : Large Stress Reversals in Triaxial Tests on Sand, Proc. 4th Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, pp.337～347, 1982.
- 9) Christian, J. T. and J. W. Boehmer : Plane Strain Consolidation by Finite Elements, Proc. ASCE, Vol.96, No. SM4, pp.1435～1457, 1970.
- 10) Sandhu, R. S. and E. L. Wilson : Finite Element Analysis of Seepage in Elastic Media, Proc. ASCE, Vol.95, No. EM3, pp.641～652, 1969.
- 11) 赤井浩一，田村武：弾塑性構成式による多次元圧密の数値解析，土木学会論文報告集，第269号，pp.95～104，1978.

- 12) Onoue, A. : Consolidation by Vertical Drains Taking Well Resistance and Smear into Consolidation, Soils and Foundations, Vol.28, No.4, JSSMFE, pp.165~174, Dec. 1988.

第5章 応力集中に関する因子

5.1 緒論

バーチカルドレーンによる改良地盤の沈下量や圧密速度が、弾性圧密論から得られる解とは異なる原因が応力やひずみの不均一化にあることは、前章までの検討に示したとおりである。すなわち、応力集中の状態が、沈下量や圧密速度を変化させる主要な因子と捉えることができる。したがって、どの圧密パラメータが、或いは何が粘土中に応力集中を生じさせるのかを明らかにしておくことは、バーチカルドレーンの圧密変形機構を理解する上でも、またさまざまな粘土を対象にした現場の圧密を検討する上でも重要である。そこで、本章ではこの観点に立って粘土中に生じる応力集中に関する因子について検討する。

5.2 検討手法

上述の目的のためには、圧密特性の異なる多くの種類の粘土を用いた実験を重ねる方法がある。しかし、この方法では準備できる粘土の種類や実験できるケースも限られる。これに代わる方法として、数値実験による方法がある。数値実験によれば、圧密特性を任意に想定したシリーズ計算が可能で、幅広い検討ができる。ただこの方法では、計算される結果に制約がある。すなわち、その計算手法が組み立てられる際に仮定された内容以外の解はでない。このような制約はあるが、本論文では弾塑性有限要素法による数値実験によって検討する。数値解析に用いた応力ひずみ関係は、第4章の4.2.2で説明した修正Cam-clayに基づく弾塑性構成式を用いた。また圧密を支配する方程式の有限要素法の定式化についても第4章で説明したとおりである。すなわち間隙水圧の離散化方法は、Christian¹⁾の方法を発展させて、より使い易くした赤井・田村²⁾の方法を採用している。計算手法の詳細については第4章に譲る。

5. 3 解析方法

(1) 計算モデル

解析は粘土のみを対象として軸対称条件で行った。すなわち，中空円柱の粘土を対象としている。変位の拘束条件はいわゆる K_0 条件で，中空円柱の内周面と外周面の水平変位を固定し，鉛直等ひずみ条件とした。排水面は粘土内周面のみである。中空円柱の大きさは，実際の現場で用いられている寸法を想定して，内径50cm，外径300cmとした。したがって，ドレーン径 d_w と有効円の径 d_e の比 $n (=d_e/d_w)$ は6である。この値は，実際の工事で採用されている平均的な値である。粘土要素は一層で，半径方向を14要素に分割している。荷重は鉛直等ひずみ条件を満足するように剛な載荷板を介して行っている。荷重は鉛直荷重のみを作用させている。載荷板と粘土要素の境界には，この面でのせん断応力の発生を避けるために，ジョイント要素を用いている。解析に用いた有限要素分割を図-5.1に示す。

・ 節点数および要素数

節点数：80

要素数：42 粘土要素：1～14

 ジョイント要素：15～28

 載荷板要素：29～42

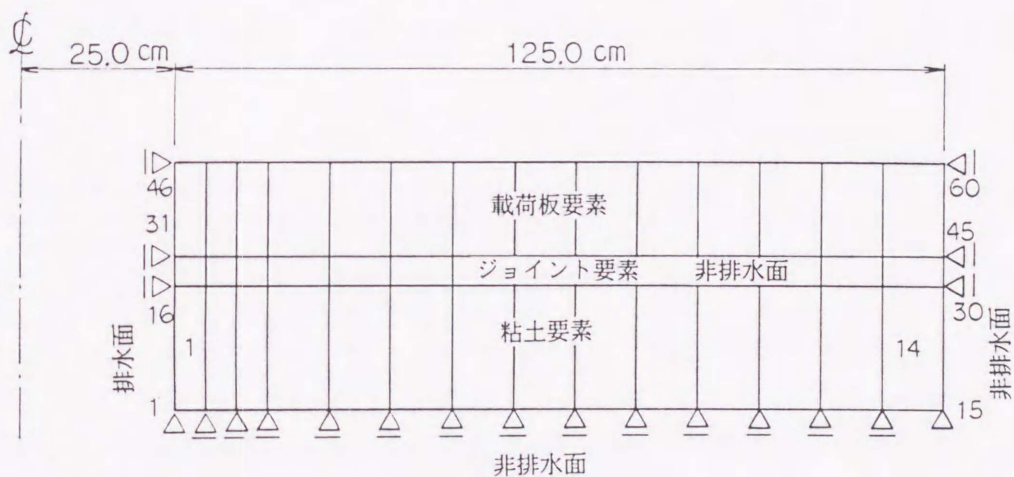


図-5.1 有限要素分割 ($n=6$)

表-5.1 解析モデルの節点座標 (単位: cm)

節 点 番 号	X	Y			
1, 16, 31, 46	25.0	20.0, 0.0,	0.0,	-20.0	
2, 17, 32, 47	30.0	20.0, 0.0,	0.0,	-20.0	
3, 18, 33, 48	35.0	20.0, 0.0,	0.0,	-20.0	
4, 19, 34, 49	40.0	20.0, 0.0,	0.0,	-20.0	
5, 20, 35, 50	50.0	20.0, 0.0,	0.0,	-20.0	
6, 21, 36, 51	60.0	20.0, 0.0,	0.0,	-20.0	
7, 22, 37, 52	70.0	20.0, 0.0,	0.0,	-20.0	
8, 23, 38, 53	80.0	20.0, 0.0,	0.0,	-20.0	
9, 24, 39, 54	90.0	20.0, 0.0,	0.0,	-20.0	
10, 25, 40, 55	100.0	20.0, 0.0,	0.0,	-20.0	
11, 26, 41, 56	110.0	20.0, 0.0,	0.0,	-20.0	
12, 27, 42, 57	120.0	20.0, 0.0,	0.0,	-20.0	
13, 28, 43, 58	130.0	20.0, 0.0,	0.0,	-20.0	
14, 29, 44, 59	140.0	20.0, 0.0,	0.0,	-20.0	
15, 30, 45, 60	150.0	20.0, 0.0,	0.0,	-20.0	

上記の計算では粘土内部の応力状態を詳細に検討するが、この他にドレーン径 d_w と有効円の径 d_e の比 $n (= d_e / d_w)$ の違い (すなわちドレーンピッチの違い) による沈下の変化についても検討する。ここでは前述の $n = 6$ の検討ケースに $n = 4$ と $n = 8$ の二つのケースを加える。要素分割の方法は前述の $n = 6$ と同様な方法なので、要素分割図、解析モデルの節点座標については省略する。

(2) 土質パラメータ

粘土の圧密特性は、圧縮特性と透水特性に大別される。ここではドレーン間粘土の応力分布性状に与えられとされる圧縮指数 λ 、膨潤指数 κ 、および透水係数 k の影響について調査する。解析に用いた土質パラメータは以下のとおりである。

a) K_0 値

地盤に同一の载荷を行っても K_0 の値によって、地盤内の応力分布は変化する。修正Cam-clayモデルでは、 K_0 値は破壊線の傾き M 、圧縮指数 λ と膨潤指数 κ の比 λ/κ 、ポアソン比 ν によって変化する。これについては、森脇³⁾によって詳しく検討されている。本章の検討では、各シリーズ計算の圧密中を通じて K_0 値が一定となるような土質パラメータを用いることにする。

修正Cam-clayモデルの塑性ひずみ増分比は次式で与えられる。

$$\left(\frac{d\gamma}{dv} \right)_p = \frac{2(q/p)}{M^2 - (q/p)^2} \quad (5.1)$$

ここに q : 偏差応力 ($=\sigma_1 - \sigma_3$) , p : 平均有効応力

また、サフィックス p は塑性を表す。

そして K_0 条件下で(5.1)式は、 K_0 条件下でのひずみ増分比

$$\left(\frac{d\gamma}{dv} \right)_{K_0} = \frac{1}{1 - \kappa/\lambda} \left\{ \frac{2}{3} - \frac{2}{9} \frac{\kappa}{\lambda} \frac{1 + \nu}{1 - 2\nu} \frac{dq}{dp} \right\} \quad (5.2)$$

を満足しなければならない。 $dq/dp = q/p = \eta_{K_0}$ とすると式(5.1) , 式(5.2)より、

$$\frac{\kappa}{\lambda} \frac{1 + \nu}{1 - 2\nu} \eta_{K_0}^3 - 3 \eta_{K_0}^2 - \left\{ 9 \left(1 - \frac{\kappa}{\lambda} \right) + \frac{\kappa}{\lambda} \frac{1 + \nu}{1 - 2\nu} M^2 \right\} \eta_{K_0} + 3 M^2 = 0 \quad (5.3)$$

したがって、 K_0 条件を満足する η_{K_0} は式(5.3)を解いて得られる。また K_0 と η_{K_0} の関係は

$$K_0 = \frac{3 - \eta_{K_0}}{3 + 2 \eta_{K_0}} \quad (5.4)$$

で与えられる。一般にはこの様にして K_0 を求める。しかしこの場合は、ポアソン比 ν の決め方によっては (κ/λ) の変化に対して K_0 値が一定とならない。そこで、本章の計算では K_0 値が一定となるよう、以下のようにして $\eta_{\kappa 0}$ 、 K_0 および ν を決定した。式(5.3)は塑性成分が K_0 条件を満たす応力比 $\eta_{\kappa 0}$ を示しているが、弾性成分自身も K_0 条件を満足する場合は $\eta_{\kappa 0}$ は式(5.5)で表される。

$$\eta_{\kappa 0} = -\frac{2}{3} + \left\{ \left(\frac{3}{2} \right)^2 + M^2 \right\}^{1/2} \quad (5.5)$$

任意の M に対して式(5.5)で定めた $\eta_{\kappa 0}$ と式(5.4)から K_0 を求め、さらに

$$\nu = \frac{K_0}{1 + K_0} \quad (5.6)$$

の関係からポアソン比 ν を求める。このようにして求めた ν 、 $\eta_{\kappa 0}$ および M のもとでは、式(5.3)において定まる K_0 値は、 (κ/λ) が変化しても一定値を保つ。ここではこのようにして K_0 を決定している。具体的な値は、

$$M = 1.5$$

$$\eta_{\kappa 0} = 0.62$$

$$\nu = 0.36$$

$$K_0 = 0.56$$

である。後述するシリーズ計算においては、これらの値は固定して考える。

b) 初期条件および負荷荷重

本章で検討する計算では、前述の M 、 $\eta_{\kappa 0}$ 、 ν 、 K_0 と計算開始時の初期応力、初期間隙比は統一している。初期応力および初期間隙比は次のとおりである。

$$\text{初期鉛直有効応力} : \sigma_{v_0}' = 2.0 \text{ tf/m}^2$$

$$\text{初期間隙比} : e_0 = 2.5$$

粘土要素に作用させた鉛直荷重は下記のとおりである。

$$\text{負荷荷重} : p = 10 \text{ tf/m}^2$$

(3) シリーズ計算

圧縮指数 λ ，膨潤指数 κ ，透水係数 k （或いは圧密係数 c_v ）の変化が応力集中の分布性状にどのように影響するかを調べるために，表-5. 2に示すケースについて計算を行った。この計算ケースは次の考えにもとづいて行っている。

- ① CASE 1 : λ の大きさによる影響を調べる。 κ は固定して λ を変化させる。
透水係数 k は $c_v = 0.01 \text{ m}^2/\text{day}$ で一定となるように設定する。
- ② CASE 2 : κ の大きさによる影響を調べる。 λ は固定して κ を変化させる。
透水係数 k は $c_v = 0.01 \text{ m}^2/\text{day}$ で一定となるように設定する。
- ③ CASE 3 : 透水係数 k の大きさによる影響（換言すれば圧密速度の影響）を調べる。 λ および κ は固定して，透水係数を変化させる。

表-5. 2 計算ケース

CASE No.	κ	λ	κ / λ	k_0 (m/day)	c_v (m^2/day)
1-1	0.03	0.1	0.3	1.4286E-4	0.01
1-2		0.3	0.1	4.2857E-4	
1-3		0.6	0.05	8.5714E-4	
2-2	0.01	0.3	0.0333	4.2857E-4	0.01
2-3	0.03		0.1		
2-4	0.1		0.333		
3-1	0.03	0.3	0.1	4.2857E-5	0.001
3-2				4.2857E-4	0.01
3-3				4.2857E-3	0.1

なお前述の n の違いによる沈下量の計算については，表-5.2のCASE1-2のパラメータを用いる。

5. 4 解析結果

5. 4. 1 応力集中に対する圧縮指数の影響

圧縮指数 λ の値の変化によって、粘土内の応力分布がどのように変化するかを調べた。前述のように計算では膨潤指数 κ を固定して λ の値を種々変化させた。したがって κ/λ の比も変化している。透水係数は、 $c_v = 0.01 \text{ m}^2/\text{day}$ ($=100 \text{ cm}^2/\text{day}$)で一定となるよう変化させている。これらの計算結果を図-5.2 ~ 図-5.6 に示す。

(1) 鉛直有効応力 σ'_z の分布

図-5.2 の鉛直有効応力 σ'_z の半径方向分布をみてみよう。図の縦軸は σ'_z 、横軸はドレーン中心からの距離を示している。これによると、 λ の大きさによらず全ケースとも排水面側の要素に応力集中が生じている。これは第4章での検討結果と同様の傾向である。 λ の違いによる分布形をみてみよう。排水面近傍 ($x = 25 \text{ cm} \sim x = 40 \text{ cm}$ 間) では大きな違いはない。しかし、排水面を離れるにしたがって λ の小さい方が σ'_z の値は次第に小さくなる。排水面側と非排水面側の σ'_z の分布は λ の小さいほど不均一さが激しく下に凸の広範な応力分布を示している。

(2) 半径有効応力 σ'_r の分布

半径有効応力 σ'_r (図-5.3) の半径方向の分布は、 σ'_z のそれにもみるほど広範な不均一分布は示さない。排水面近傍を除くと、 σ'_r は λ の値によらず排水面側からやや離れた位置 ($x = 40 \text{ cm}$ 付近) でピーク値をとり、これから離れるにしたがって全体的に緩やかな勾配で減少する。また σ'_r は全般的に λ の大きいほど大きい。

(3) 平均有効応力 p' の分布

有効応力の平均値である p' の分布を図-5.4 に示す。分布傾向は σ'_z の半径方向分布とほぼ同様の傾向にある。これは p' の大きさや分布形は σ'_z が支配的であることを示している。図-5.5 には排水面側の要素と非排水面側の要素の p' の差 ($p'_{\max} - p'_{\min}$) を縦軸に取り、横軸に λ をとって整理した。この図をみると、 $p'_{\max} - p'_{\min}$ の値は $\lambda = 0.3$ の場合で最大値をとる、やや上に凸の分布形を示している。しかし、 $\lambda = 0.1$ と $\lambda = 0.6$ の場合の $p'_{\max} - p'_{\min}$ の違いは僅かである。この整理結果でみる限りは λ の大きさ、つまり塑性成分の大きさそのものが応力集中を支配的にする因子ではないようである。

(4) 圧密曲線に与える影響

λ を変化させた場合の圧密曲線を図-5.6に示した。 λ の値が異なるので当然鉛直ひずみは異なる。そこで、この図の縦軸はそれぞれの計算結果の最終鉛直ひずみを単位として正規化している。この図をみると λ によって圧密曲線が異なる。すなわち λ の小さいほど圧密が早期に終了する。 λ の大きさの差異は体積ひずみの大きさの差異に等しいので、体積ひずみの小さいほど圧密が速いことがわかる。このケースの計算は圧密係数 $c_v (=k/m_v \cdot \gamma_w)$ が圧密過程を通じてすべて一定値となるよう設定しているので、弾性圧密理論による計算を行った場合は、一本の圧密曲線に収束する。しかし弾塑性圧密理論では、応力の不均一化の影響とともに体積ひずみの大きさも圧密速度に影響を与えることがわかる。

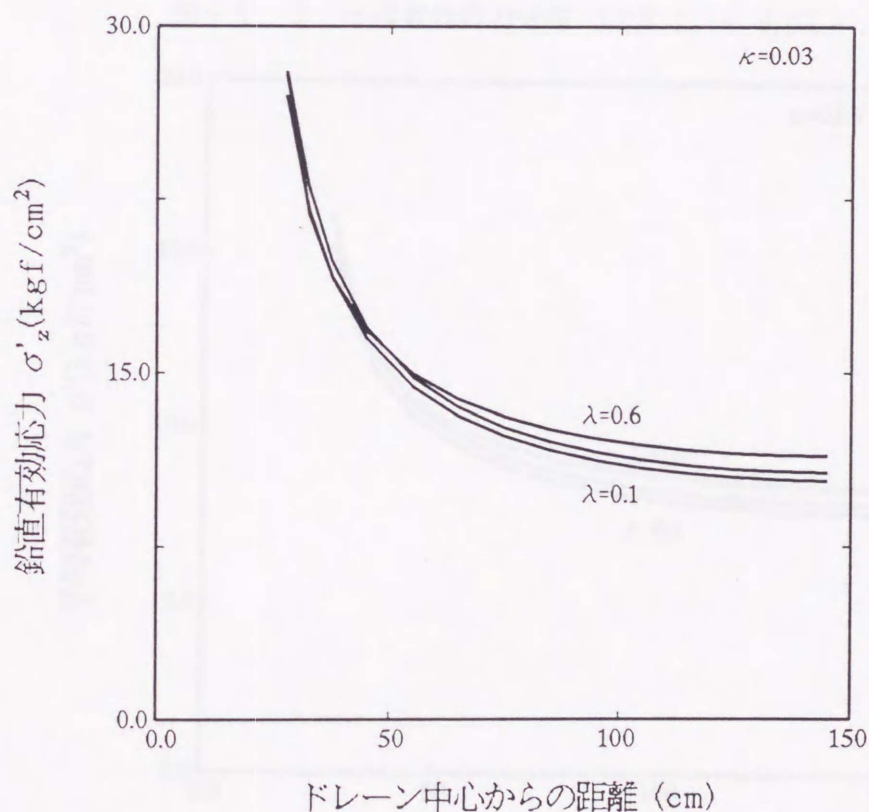


図-5.2 鉛直有効応力分布 (CASE-1, $\kappa=0.03$)

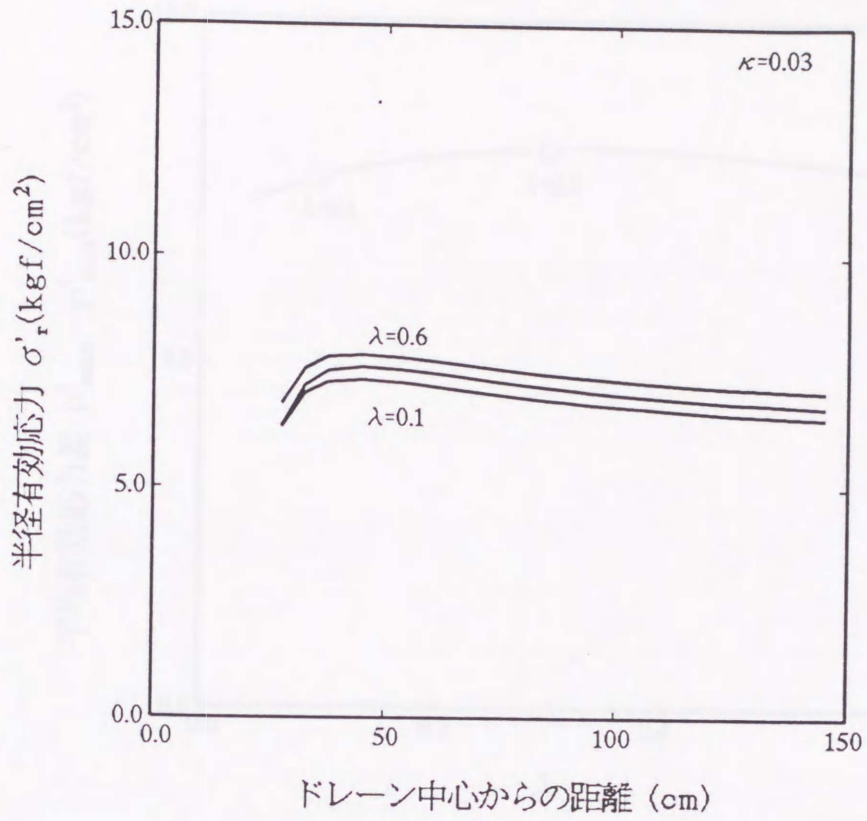


図-5.3 半径有効応力分布 (CASE-1, $\kappa=0.03$)

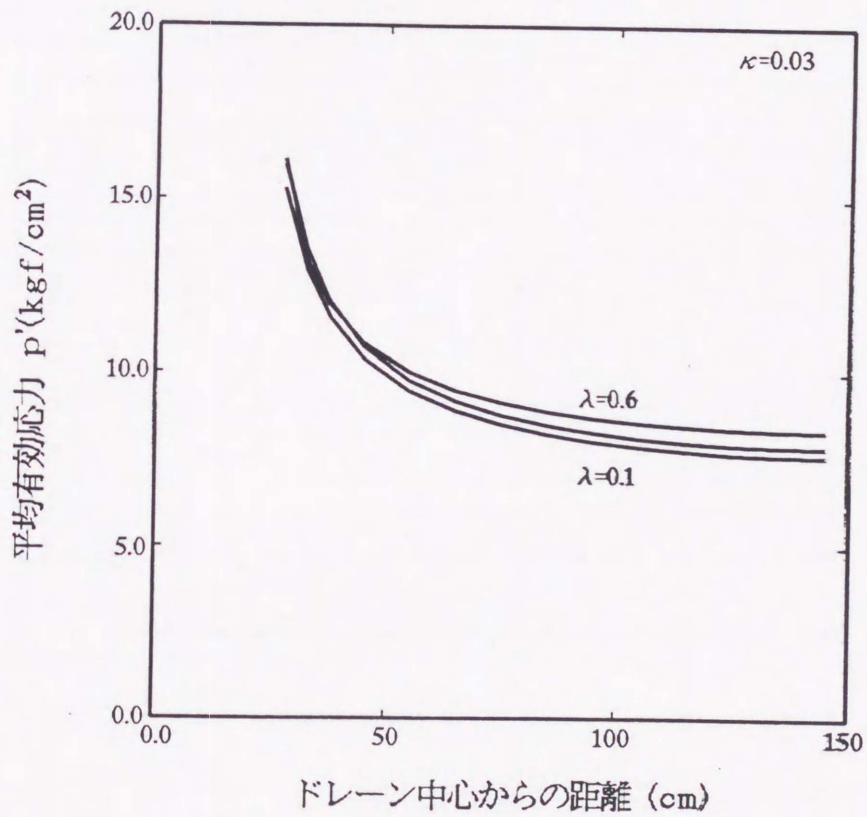


図-5.4 平均有効応力分布 (CASE-1, $\kappa=0.03$)

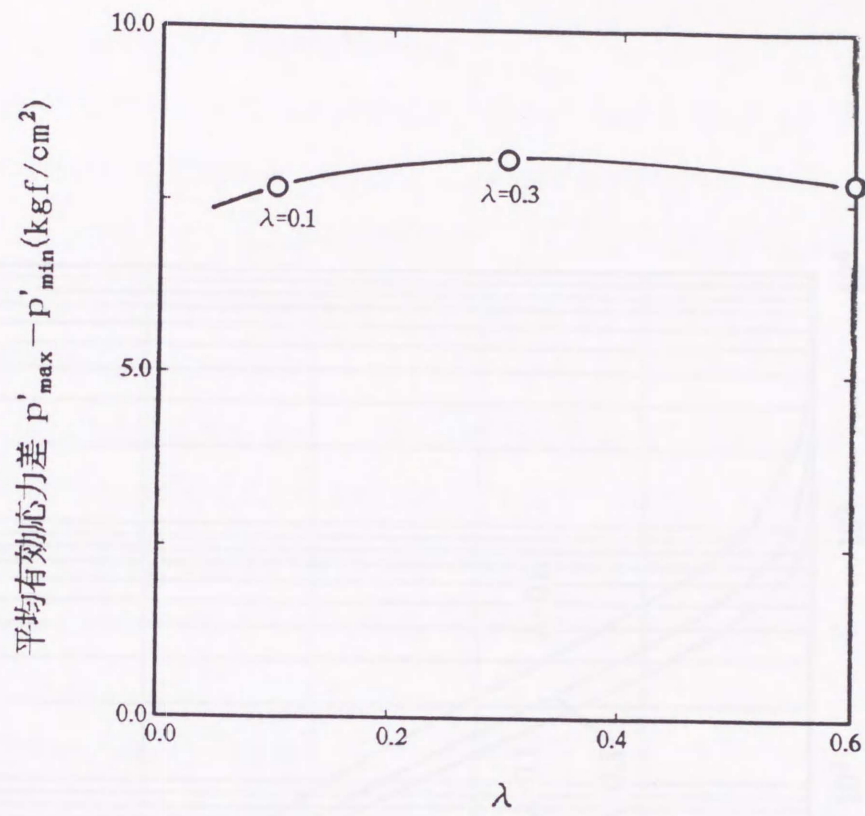


図-5.5 λ と平均有効応力の差 (CASE-1, $\kappa=0.03$)

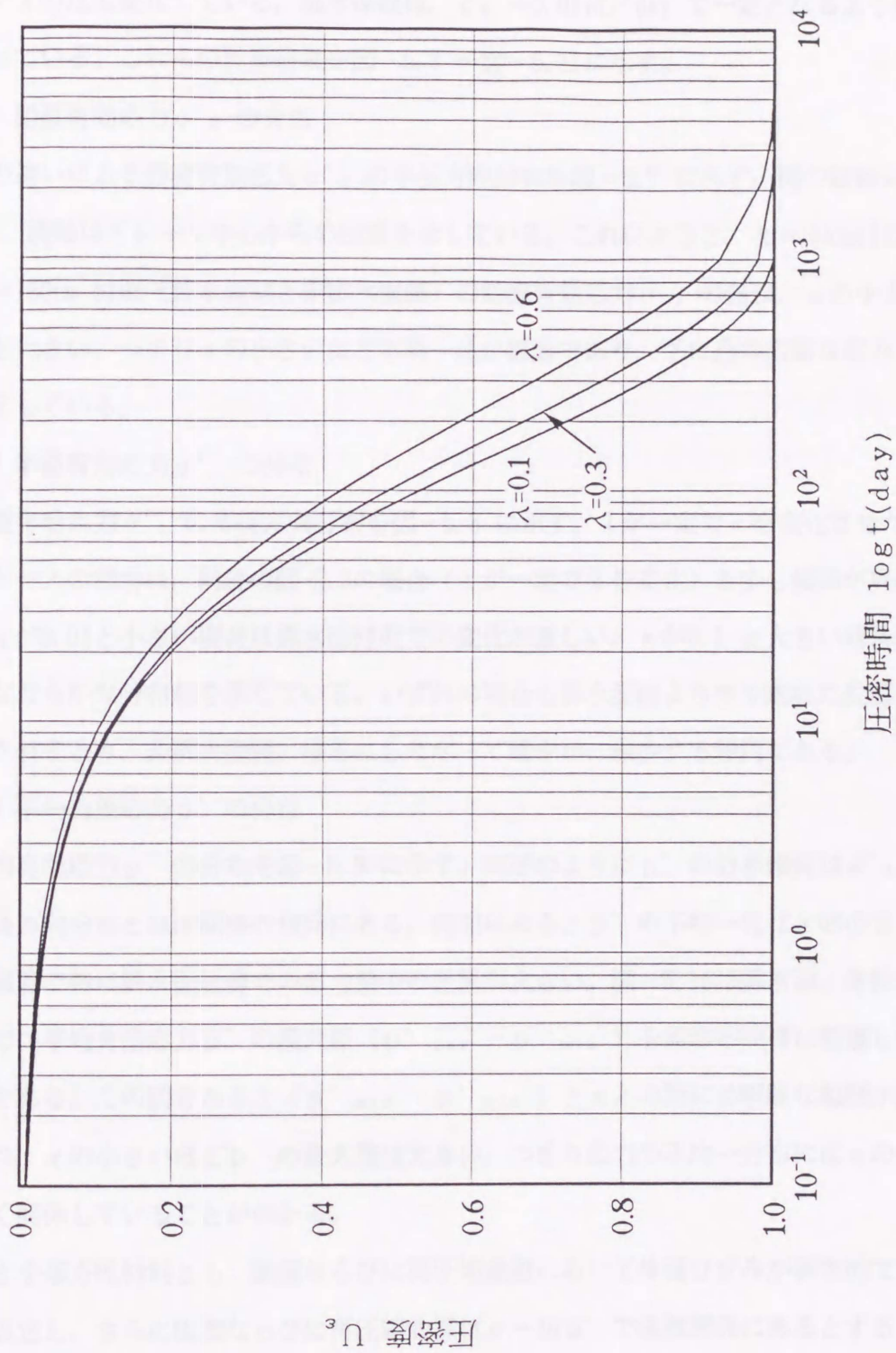


図-5.6 圧密曲線($U_e \sim \log t$) case 1 ($\kappa=0.03$)

5. 4. 2 応力集中に対する膨潤指数の影響

膨潤指数 κ の変化によって、粘土内の応力分布がどのように変化するかを調べた。前述のように計算では圧縮指数 λ を固定して κ の値を種々変化させている。したがって κ/λ の比も変化している。透水係数は、 $c_v = 0.01 \text{ m}^2/\text{day}$ で一定となるよう変化させている。これらの計算結果を図-5.7 ~ 図-5.11に示す。

(1) 鉛直有効応力 σ'_z の分布

κ の違いによる鉛直有効応力 σ'_z の半径方向分布を図-5.7 に示す。図の縦軸は σ'_z 、横軸はドレーン中心からの距離を示している。これによると、 $x=30\text{cm}$ 付近と $x=150\text{cm}$ 付近（排水面側と非排水面側）の鉛直有効応力 σ'_z の差は、 κ の小さいほど大きい。つまり κ の小さいほど不均一化が顕著であり、下に凸の広範な応力分布を示している。

(2) 半径有効応力 σ'_r の分布

半径有効応力 σ'_r の半径方向分布を図-5.8 に示す。 λ が一定で κ を変化させたこのケースの場合は、前述の図-5.3の場合（ κ が一定で λ を変化）と少し傾向が異なる。 κ が0.01と小さい場合は排水面付近での変化が激しい。 κ が0.1と大きい場合はよりなだらかな分布形を示している。いずれの場合も排水面側よりやや離れた位置でピーク値をとり、非排水面側に移るにしたがって緩やかに減少する傾向にある。

(3) 平均有効応力 p' の分布

平均有効応力 p' の分布を図-5.9 に示す。前述のように p' の分布傾向は σ'_z の半径方向分布とほぼ同様の傾向にある。同図によると p' の不均一化は κ の小さいほど顕著で特に排水面近傍での応力集中の差異が大きい。図-5.10は排水面と非排水面間での平均有効応力 p' の最大差 ($p'_{\max} - p'_{\min}$) を前節と同様に整理したものである。この図をみると ($p'_{\max} - p'_{\min}$) と κ との間には明瞭な相関が認められ、 κ の小さいほど p' の最大差は大きい。つまり応力の不均一分布には κ の値が強く関係していることが分かる。

粘土を等方性材料とし、膨潤ならびに再圧縮曲線において体積ひずみが弾性的であると仮定し、さらに膨潤ならびに再圧縮曲線は $e \sim \ln p'$ で直線関係にあるとすると粘土の構造骨格に対する体積弾性係数は次式で表される。

$$K = \frac{1 + e_0}{\kappa} p' \quad (5.7)$$

さらにポアソン比 ν を一定とすると、せん断弾性係数 G は、

$$G = \frac{3(1-2\nu)}{2(1+\nu)} K$$
$$= \frac{3(1+e_0)(1-2\nu)}{2\kappa(1+\nu)} p', \quad (\nu \neq 0.5) \quad (5.8)$$

となる。ただし弾性を満足するためには、正確には体積弾性係数 K （またはヤング率 E ）とせん断弾性係数 G は独立であり、 G は偏差応力あるいはせん断ひずみの関数として表されなければならないので、 G を平均平均有効応力の関数として表すことに問題はある。しかし、ここでは応力集中に与える κ の役割を考えるのが目的であるのでこの問題にはこれ以上は触れないことにする。式(5.8)は κ が小さいとせん断弾性係数 G が大きくなることを示している。つまり応力集中に大きく影響するのは G の大きさであることが分かる。せん断弾性係数 G の大きさについては κ とともにポアソン比 ν も関係している。すなわちポアソン比 ν が小さいほど G は大きくなる。つまり応力集中を支配する因子にはポアソン比 ν も関わっていることが分かる。

(4) 圧密曲線に与える影響

圧縮指数 λ が同じでも、膨潤指数 κ が異なると応力分布形が異なるので、当然圧密曲線は異なるであろうことは容易に推察される。図-5.11に圧密曲線を示している。同図中の三本の圧密曲線を見ると、微妙な違いが認められる。それは圧密過程前半での速度の違いと最終鉛直ひずみの大きさの違いである。特に最終鉛直ひずみは（沈下に相当する） κ の小さい場合ほど小さくなっている。解析上の問題もあるので、この結果を定量的に評価することは避けるが、定性的に言えば圧密完了時の応力分布が異なれば圧密曲線も異なったものになる。

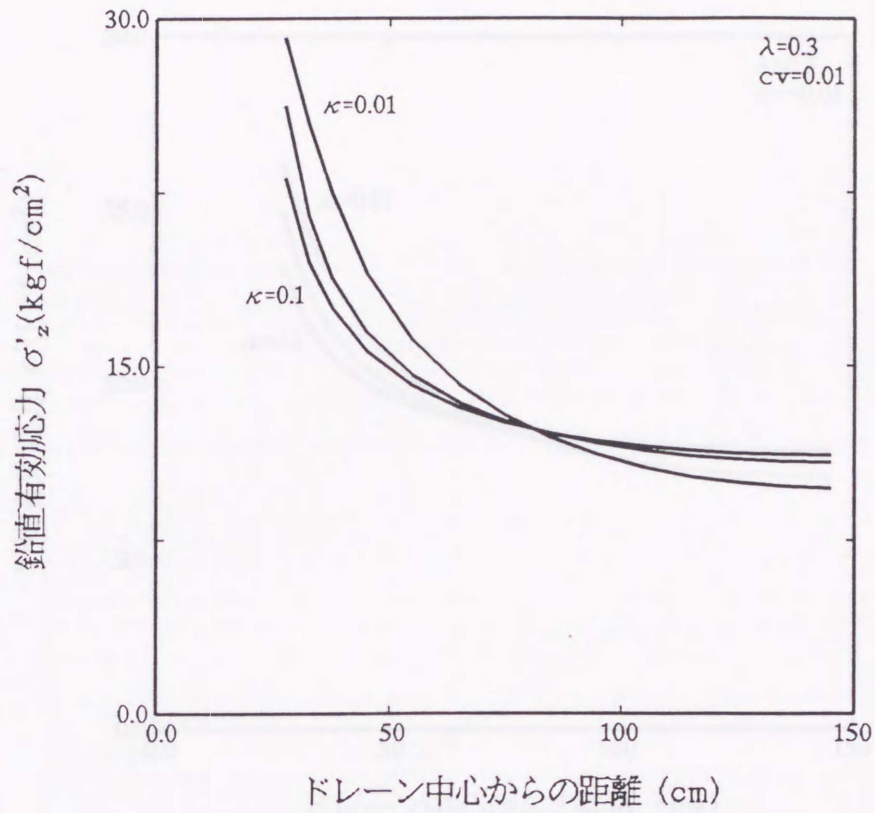


図-5.7 鉛直有効応力分布 (CASE-2, $\lambda=0.3$)

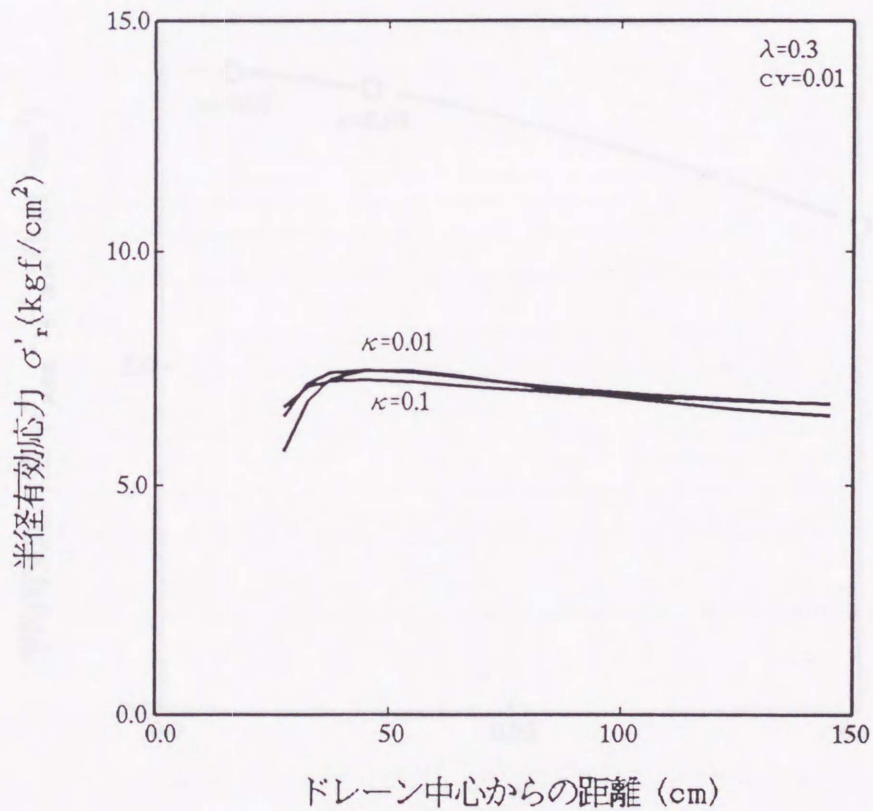


図-5.8 半径有効応力分布 (CASE-2, $\lambda=0.3$)

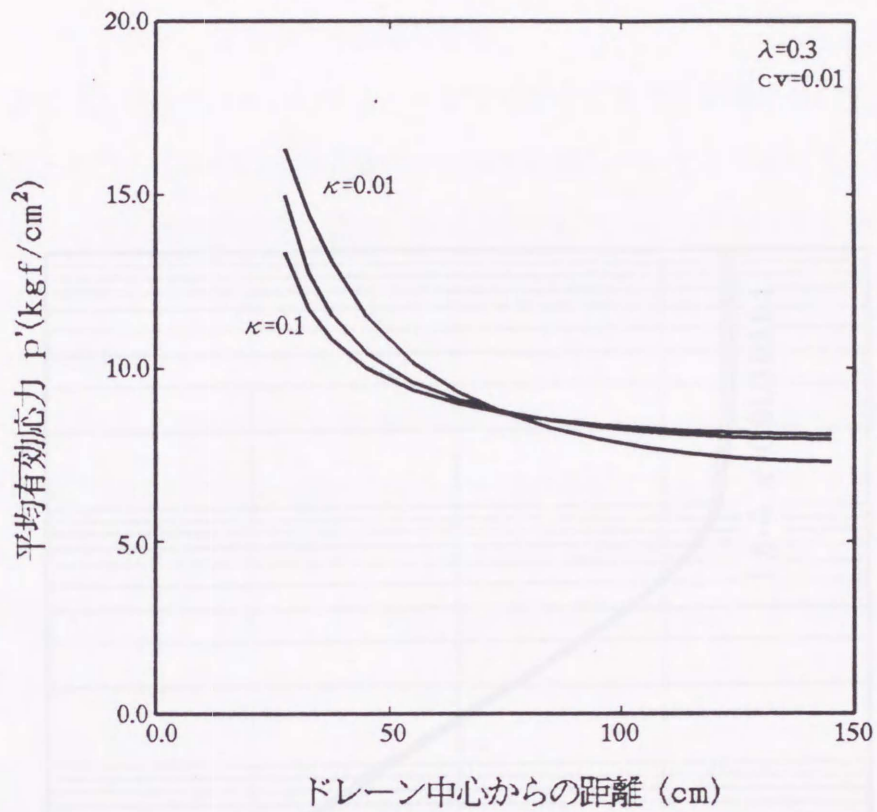


図-5.9 平均有効応力分布 (CASE-2, $\lambda = 0.3$)

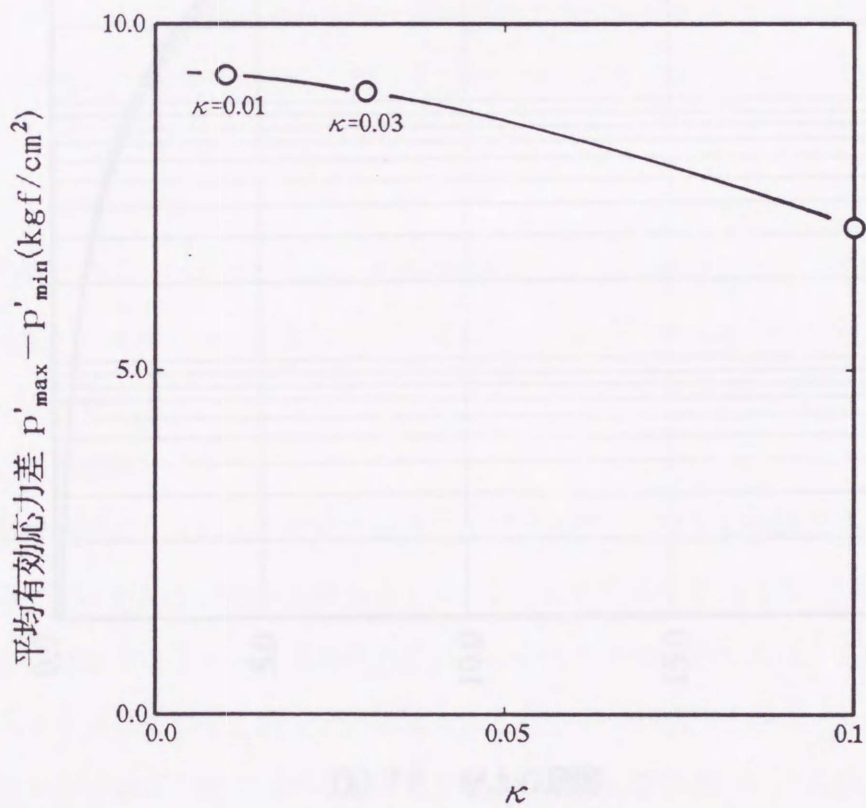
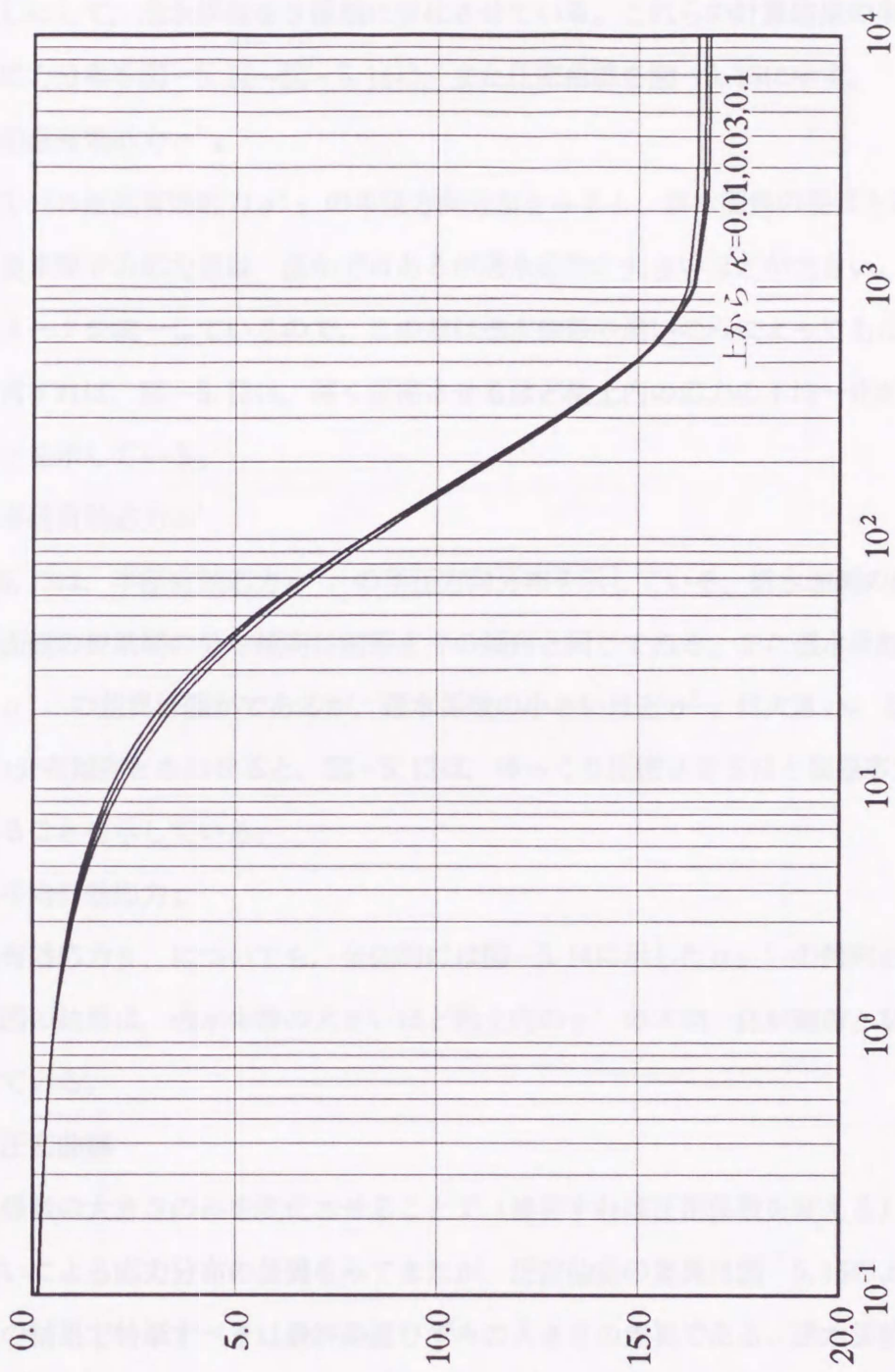


図-5.10 κ と平均有効応力の差 (CASE-2, $\lambda = 0.3$)



圧密時間 $\log t(\text{day})$

図-5.11 圧密曲線 ($\varepsilon_z \sim \log t$) CASE-2 ($\lambda = 0.3$)

鉛直ひずみ ε_z (%)

5. 4. 3 応力集中に対する透水係数の影響

前節までは圧縮性のパラメータ λ , κ が応力集中に及ぼす影響についてみたが、ここでは粘土の透水性の違いが応力集中に及ぼす影響について見てみよう。計算では λ , κ は同じにして、透水係数を3種類に変化させている。これらの計算結果の半径方向の有効応力分布を図-5.12~図-5.14に、また圧密曲線を図-5.15に示す。

(1) 鉛直有効応力 σ'_z

図-5.12の鉛直有効応力 σ'_z の半径方向分布をみると、排水面側の要素と非排水面側の要素間での応力差は、僅かではあるが透水係数の大きいほど大きい。圧縮性のパラメータを統一しているので、この差は透水係数の違いのみによってもたらされる。換言すれば、図-5.12は、速く圧密させるほど粘土内の応力の不均一化が顕著になることを示している。

(2) 半径有効応力 σ'_r

図-5.13は、半径有効応力 σ'_r の半径方向分布を示している。排水面側の要素と非排水面側の要素間の分布傾向は前節までの傾向と同じである。また透水係数の違いによる σ'_r の差異は僅かであるが、透水係数の小さいほど σ'_r は大きい。上述の σ'_z の分布傾向とあわせると、図-5.13は、ゆっくり圧密させるほど偏差応力が小さくなることを示している。

(3) 平均有効応力 p'

平均有効応力 p' についても、全体的には図-5.14に示した σ'_z の傾向と一致する。同図の結果は、透水係数の大きいほど粘土内の p' の不均一化が顕著となることを示している。

(5) 圧密曲線

透水係数の大きさのみを変化させることで（換言すれば圧密係数を変える）圧密速度の違いによる応力分布の差異をみてきたが、圧密曲線の差異は図-5.15のようになる。この結果で特筆すべきは最終鉛直ひずみの大きさの差異である。透水係数以外のパラメータには同じ値を使っているにもかかわらず、鉛直ひずみは大きく異なる。透水係数が大きいほど鉛直ひずみは小さくなる。圧密速度の違いによる粘土内の応力の不均一化が最終鉛直ひずみの変化を引き起こしている。

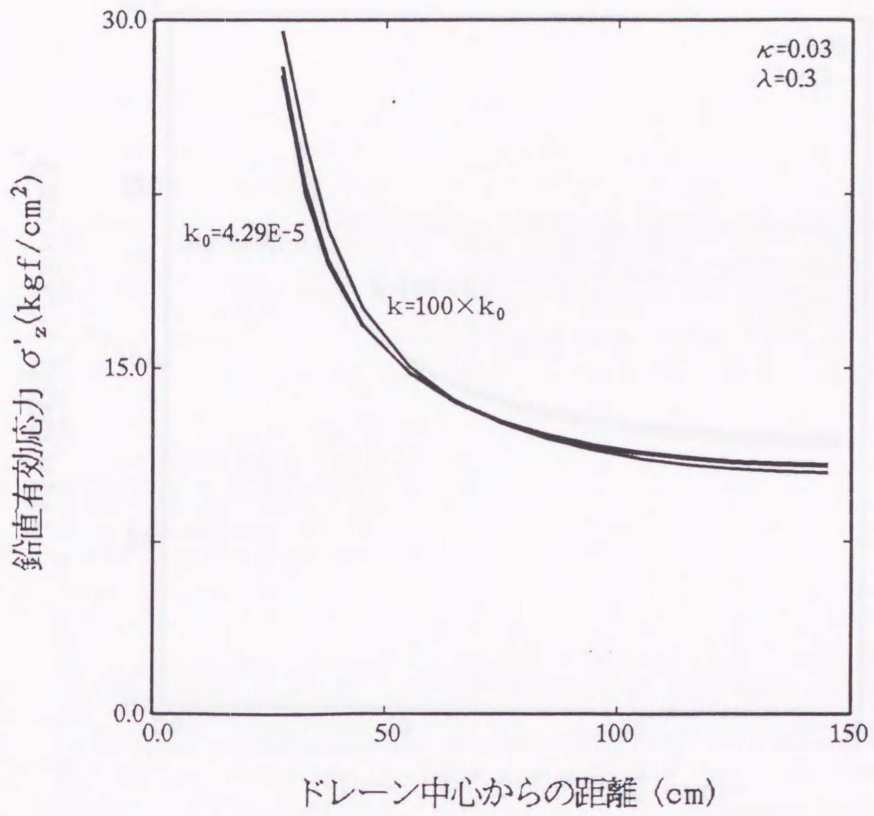


図-5.12 鉛直有効応力分布 (CASE-3, $\kappa=0.03$, $\lambda=0.3$)

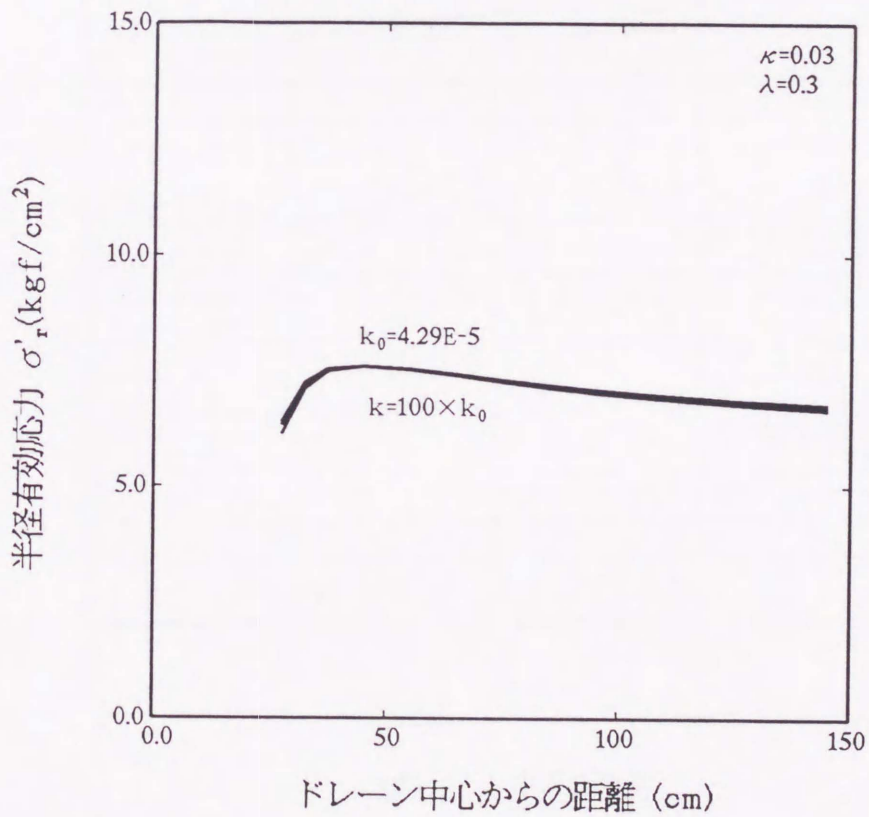


図-5.13 半径有効応力分布 (CASE-3, $\kappa=0.03$, $\lambda=0.3$)

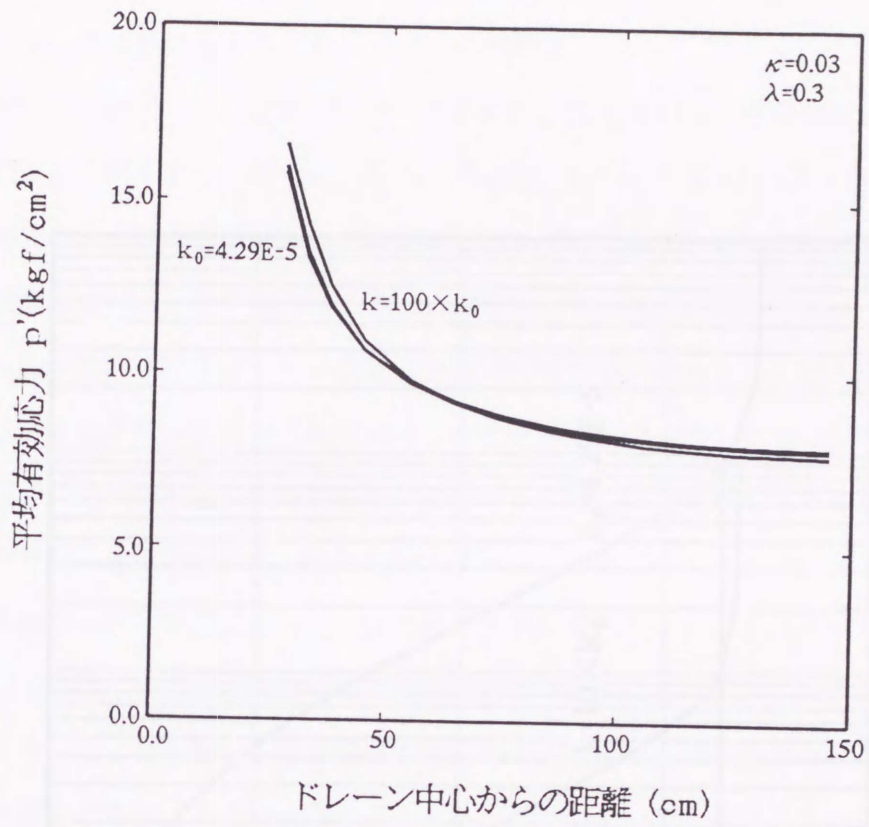
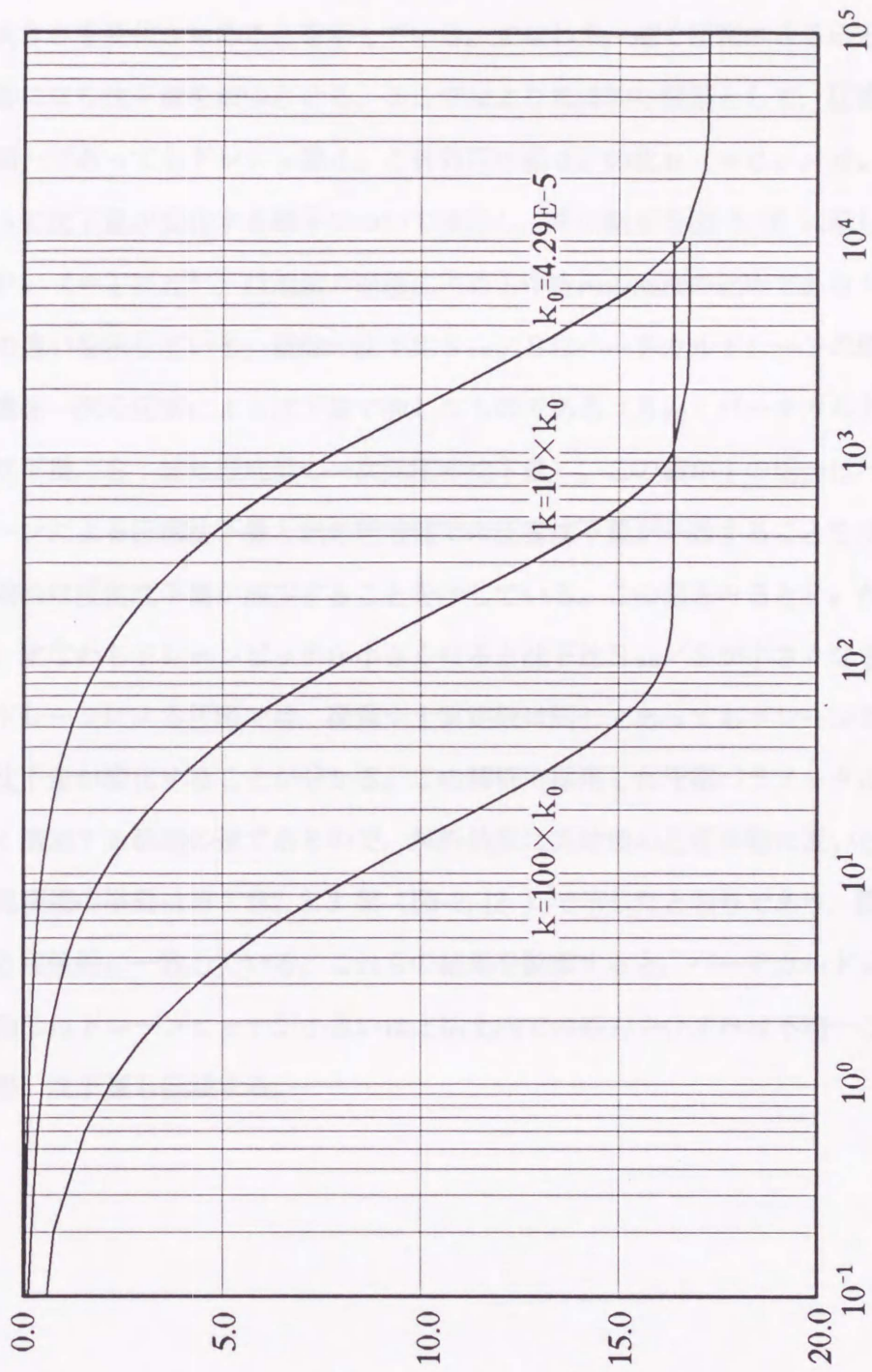


図-5.14 平均有効応力分布 (CASE-3, $\kappa=0.03$, $\lambda=0.3$)



圧密時間 $\log t$ (day)

図-5.15 圧密曲線 ($\epsilon_z \sim \log t$) CASE-3 ($\kappa=0.03, \lambda=0.3$)

鉛直ひずみ ϵ_z (%)

5. 4. 4 沈下量に与えるドレーンピッチの影響

前節までの検討では、圧密パラメータの変化が粘土内の半径方向の応力の不均一化にどのよに作用するかを調べた。このうち前節5.4.3の結果は、圧密の速さが鉛直ひずみの大きさを変化させることを示している。すなわち、速く圧密させるほど応力集中が顕著になり沈下量を減少させる。ここではより具体的な問題として、圧密パラメータは同一であってもドレーン径 d_w と有効円の径 d_e の比 $n (= d_e / d_w)$ の違いによって沈下量が増加する様子について検討し、その結果を図-5.16に示した。図の横軸 $F_v (= 1/n^2)$ は地盤の面積に占める中空円の面積の比率でありドレーンピッチの違いを示している。縦軸の沈下比 S_{vd}/S はバーチカルドレーンの場合の圧密沈下量を一次元圧密による沈下量で除したものである (S_{vd} : バーチカルドレーンの圧密沈下量, S : 無処理地盤の一次元圧密沈下量)。この値が1の場合はバーチカルドレーンによる圧密沈下量と無処理地盤での圧密沈下量が一致することを示し、1以下の場合は圧密沈下量が減少することを示している。この図をみると F_v が大きくなると、すなわちドレーンピッチが小さくなると沈下比 S_{vd}/S が小さくなる。バーチカルドレーンによる圧密では、荷重や土質定数は同じであってもドレーンピッチによって沈下量が増加することが分かる。この解析で採用した圧密パラメータは実際現場でよく遭遇する範囲の値であるので、解析結果は実地盤の圧密挙動に近いと考えられる。実現場の挙動は第2章2.3.3節(図-2.13)で示したとおりであり、図-5.16の結果と定性的に一致している。これらの結果を勘案すると、バーチカルドレーンによる圧密ではドレーンピッチが小さいほど粘土内での応力やひずみは不均一となり、その結果、沈下量も低減する。

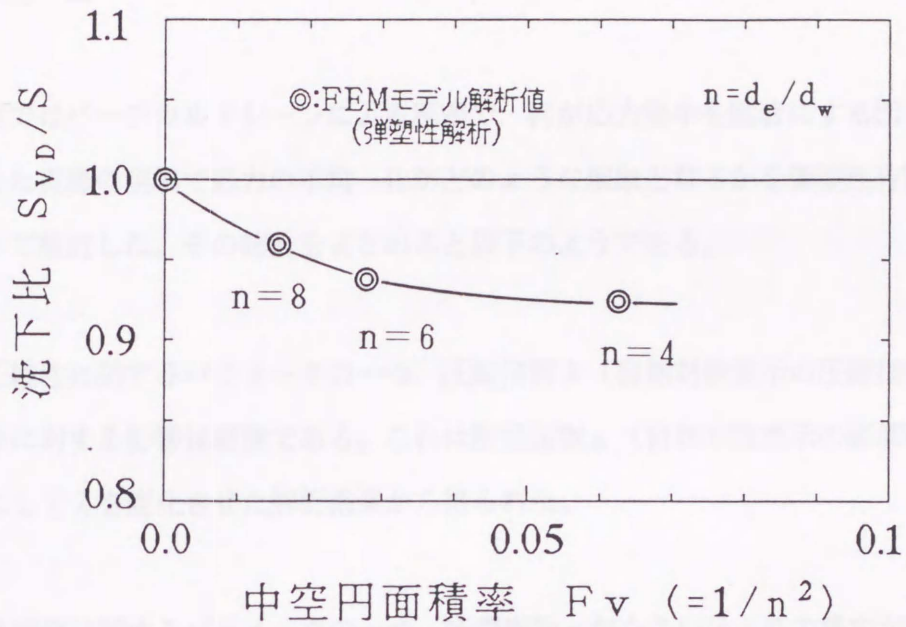


図-5.16 中空円面積率と沈下比の関係

5. 5 結 論

本章ではバーチカルドレーンによる圧密で、何が応力集中を顕著にする因子であるか、また実際の現場で応力の不均一化がどのような現象となるかを弾塑性有限要素法によって検討した。その結論をまとめると以下のものである。

(1) 圧縮性に関するパラメータの一つ、圧縮指数 λ （自然対数表示の圧縮指数）の応力集中に対する影響は軽微である。これは膨潤指数 κ （自然対数表示の膨潤指数）を一定にして λ を変化させた解析結果から得られた。

(2) 圧縮性に関するパラメータの一つ、膨潤指数 κ が小さいほど応力集中が顕著である。これは λ を一定にして κ を変化させた解析結果から得られた。

(3) κ はせん断弾性係数 G に関係し、 G の大きいほど応力集中が顕著となる。 G はポアソン比 ν の関数でもあるので、 ν も応力集中に影響する因子であることが推察される。すなわちポアソン比 ν の小さいほど応力集中は顕著になる。

(4) 圧縮性が同一であっても、透水係数が大きいほど応力集中は顕著となる。つまり速く圧密させるほど粘土内での応力やひずみの不均一化が激しくなる。また圧縮ひずみは圧密の速さによって異なり、速く圧密させるほど粘土内の応力やひずみの不均一化が激しく、鉛直ひずみが小さくなる。

(5) 同一の粘土地盤における圧密速度は、ドレーンピッチによって決まり、ドレーンピッチの小さいほど圧密速度は大きく沈下量は小さくなる。これは第2章2.3.3節（図-2.13）に示した実現場での沈下挙動と定性的に一致する。

以上第5章の結論をまとめたが、現場工学的に言えば、バーチカルドレーンのピッチが、粘土内での応力やひずみの不均一化に大きな影響を与える因子であることが理解される。

参考文献

- 1) Christian, J. T. and J. W. Boehmer : Plane Strain Consolidation by Finite Elements, Proc. ASCE, Vol.96, No. SM4, pp.1435 ~1457, 1970.
- 2) 赤井浩一・田村武 : 弾塑性構成式による多次元圧密の数値解析, 土木学会論文報告集, 第 269号, pp. 95~194, 1978 .
- 3) 森脇武夫 : 異方圧密粘土の変形特性とその構成式, 広島大学博士論文, 1988.

第6章 有効応力の変化と圧密係数

6.1 緒論

第2章では現場の調査データから、また第3章・第4章では室内模型実験および有限要素解析によって、サンドドレーンによる圧密における粘土円柱内部の変形挙動を検討し、つぎのことを明らかにした。円柱内部の応力や体積ひずみは、等鉛直ひずみ条件であるにもかかわらず、圧密終了時に一様とならず、排水面に近い粘土要素ほど鉛直有効応力も体積ひずみも大きい。その不均一化は排水面近傍要素への応力集中に起因しており、圧密過程初期におけるひずみ硬化が圧密過程を通じてその要素への応力集中を助長している。この現象によって粘土内には圧密初期から大きな有効応力の差が生じることになる。ここでは応力やひずみの不均一化によって、圧密係数 c_v が粘土内でどのように変化し分布するのか考えてみたい。

周知のように圧密現象は変形と透水問題の絡み合った現象であるので、粘土の変形特性と透水特性をモデル化し、圧密理論の中に持ち込まれる。そして持ち込まれた変形特性と透水特性によって、圧密理論は様々に分化する。ただ、圧密特性を強く決定づけるのは変形特性であると考えられ、圧密理論の性格づけは主として変形特性で行われている。変形特性に弾性を持ち込んだものを弾性圧密理論、非弾性を持ち込んだものは二次圧密理論と呼ばれている。弾性圧密理論では、線形弾性とダルシー流れを組み合わせたものが多く、Terzhagi¹⁾、Barron²⁾、Biot³⁾、吉國⁴⁾らの理論が代表的であり、最も基礎的な圧密理論である。ただ、これらの弾性圧密理論では体積圧縮係数 m_v や圧密係数 c_v 、あるいは弾性定数 E や ν 、透水係数 k は一定としており、そしていずれも微小変形理論にもとづいている。弾性圧密理論のなかで三笠⁵⁾のそれは、圧密方程式をひずみで表現することによって、線形弾性から非線形弾性まで、定荷重から漸変荷重までを一つの方程式で表している。彼の理論は m_v や k の変化 (c_v 一定或いは c_v 変化)、層厚の変化も考慮している。この中では m_v や k が体積比 f ($= 1 + e$) の関数であるとして、 c_v は f だけの関数になると述べている。

本章ではいくつかの仮定を置いて、広範囲な応力変化あるいは有限ひずみを考慮した場合の c_v の変化について検討する。

6. 2 粘土の応力ひずみ関係と透水特性の仮定

式の誘導に先立って粘土の応力～ひずみ関係および透水特性について次の条件を仮定する。

仮定1：粘土の圧縮曲線は $e \sim \ln p$ で直線 (図-6.1)

仮定2：間隙比と透水係数は $e \sim \ln k$ で直線 (図-6.2)

そして、それぞれ粘土の圧縮曲線の勾配を λ ，透水係数の変化勾配を λ_k で表わす。

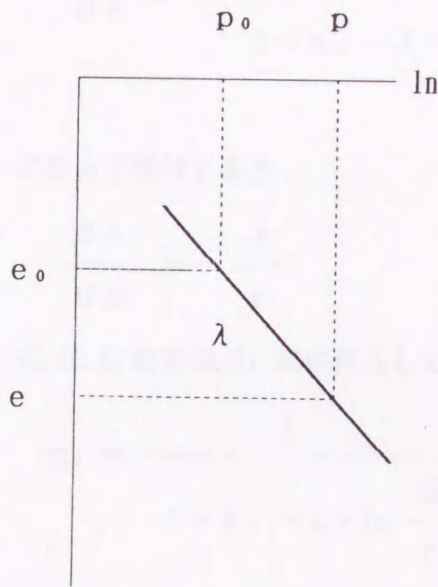


図-6.1 $e \sim \ln p$ 関係

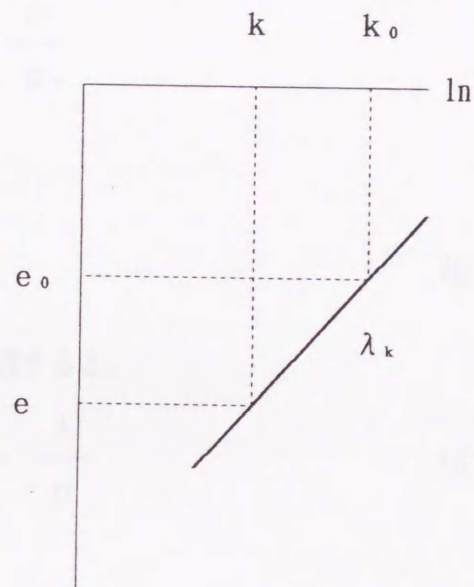


図-6.2 $k \sim \ln p$ 関係

6. 3 体積圧縮係数 m_v と透水係数 k

6. 3. 1 体積圧縮係数 m_v

初期状態を (e_0, p_0, k_0) ，任意状態を (e, p, k) とする。

$$e = e_0 - \lambda \cdot \ln \frac{p}{p_0} \quad (6.1)$$

(1) 対数ひずみの場合

$$m_v = \frac{d\varepsilon}{dp} = \frac{d\varepsilon}{de} \cdot \frac{de}{dp} \quad (6.2)$$

対数ひずみをとると、

$$\varepsilon = \ln \left\{ \frac{1+e}{1+e_0} \right\} \quad (6.3)$$

(6.3)式を e で微分すると,

$$\frac{d\varepsilon}{de} = - \frac{1}{1+e} \quad (6.4)$$

(6.4)式に(6.1)式を代入する。

$$\frac{d\varepsilon}{de} = - \frac{1}{1+e_0 - \lambda \cdot \ln \frac{p}{p_0}} \quad (6.5)$$

(6.1)式を p で微分すると,

$$\frac{de}{dp} = - \frac{\lambda}{p} \quad (6.6)$$

(6.5)式, (6.6)式を(6.2)式に代入して整理すると,

$$m_v = \frac{1}{1+e_0 - \lambda \cdot \ln \frac{p}{p_0}} \cdot \frac{\lambda}{p} \quad (6.7)$$

となり, 体積圧縮係数 m_v は p と λ で表せる。

(2) 工学ひずみの場合

$$m_v = \frac{d\varepsilon}{dp} = \frac{1}{1+e_0} \cdot \frac{de}{dp} \quad (6.8)$$

(6.8)式と(6.6)式から

$$m_v = \frac{1}{1+e_0} \cdot \frac{\lambda}{p} \quad (6.9)$$

6. 3. 2 透水係数 k

前述のように初期状態を (e_0, p_0, k_0) , 任意状態を (e, p, k) とする。
 仮定 2) によれば k は式(6.11)のように表せる。

$$\lambda_k = \frac{e - e_0}{\ln k - \ln k_0} \quad (6.10)$$

$$k = k_0 \cdot \exp \left\{ \frac{e - e_0}{\lambda_k} \right\} \quad (6.11)$$

(6.11)式に(6.1) 式を代入し整理する。

$$\begin{aligned} k &= k_0 \cdot \exp \left\{ \frac{-\lambda \cdot \ln \frac{p}{p_0}}{\lambda_k} \right\} \\ &= k_0 \cdot \exp \left\{ \ln \left(\frac{p}{p_0} \right)^{-\frac{\lambda}{\lambda_k}} \right\} \\ &= k_0 \cdot \left(\frac{p}{p_0} \right)^{-\frac{\lambda}{\lambda_k}} \end{aligned} \quad (6.12)$$

6. 4. 圧密応力の変化に着目した圧密係数 c_v

圧密係数 c_v は次式で表される。

$$c_v = \frac{k}{m_v \cdot \gamma_w} \quad (6.13)$$

ここでは、圧密応力比 p/p_0 を定義し、この変化に着目した c_v の表示について検討する。検討では体積ひずみを対数ひずみで考えた場合と、微小変形理論で用いる工学ひずみで考えた場合について行う。

6. 4. 1 対数ひずみの場合

(6.7) 式と (6.12) 式を(6.13)式に代入し整理する。

$$c_v = \frac{\left\{ 1 + e_0 - \lambda \cdot \ln \frac{p}{p_0} \right\} \cdot k_0 \cdot p \cdot \left\{ \frac{p}{p_0} \right\}^{-\frac{\lambda}{\lambda_k}}}{\lambda \cdot \gamma_w} \quad (6.14)$$

c_v の変分 dc_v は $p, e_0, k_0, p_0, \lambda, \lambda_k$ の6つの独立したパラメータに支配され、次式で表される。

$$dc_v = \frac{\partial c_v}{\partial p} dp + \frac{\partial c_v}{\partial e_0} de_0 + \frac{\partial c_v}{\partial k_0} dk_0 + \frac{\partial c_v}{\partial p_0} dp_0 + \frac{\partial c_v}{\partial \lambda} d\lambda + \frac{\partial c_v}{\partial \lambda_k} d\lambda_k \quad (6.15)$$

(6.14)式を p で偏微分する。

$$\begin{aligned} \frac{\partial c_v}{\partial p} &= \frac{k_0 \cdot p_0^{\frac{\lambda}{\lambda_k}} \left\{ -\frac{\lambda}{p} \cdot p^{1-\frac{\lambda}{\lambda_k}} + (1+e_0 + \lambda \cdot \ln \frac{p}{p_0}) \left(1 - \frac{\lambda}{\lambda_k}\right) p^{-\frac{\lambda}{\lambda_k}} \right\}}{\lambda \cdot \gamma_w} \\ &= \frac{k_0}{\lambda \cdot \gamma_w} \cdot \left\{ \frac{p}{p_0} \right\}^{-\frac{\lambda}{\lambda_k}} \left\{ -\lambda + (1+e_0 - \lambda \cdot \ln \frac{p}{p_0}) \left(1 - \frac{\lambda}{\lambda_k}\right) \right\} \end{aligned} \quad (6.16)$$

(6.14) 式を e_0 で偏微分する。

$$\frac{\partial c_v}{\partial e_0} = \frac{k_0}{\lambda \cdot \gamma_w} \cdot p \cdot \left\{ \frac{p}{p_0} \right\}^{-\frac{\lambda}{\lambda_k}} \quad (6.17)$$

(6.14)式を k_0 で偏微分する。

$$\frac{\partial c_v}{\partial k_0} = \frac{1}{\lambda \cdot \gamma_w} \cdot p \cdot \left\{ \frac{p}{p_0} \right\}^{-\frac{\lambda}{\lambda_k}} \cdot (1+e_0 - \lambda \cdot \ln \frac{p}{p_0}) \quad (6.18)$$

(6.14)式を p_0 で偏微分する。

$$\frac{\partial c_v}{\partial p_0} = \frac{k_0}{\gamma_w} \cdot \left\{ \frac{p}{p_0} \right\}^{1-\frac{\lambda}{\lambda_k}} \cdot \left\{ \frac{1}{\lambda_k} (1+e_0 - \lambda \cdot \ln \frac{p}{p_0}) + 1 \right\} \quad (6.19)$$

(6.14)式を λ で偏微分する。

$$\frac{\partial c_v}{\partial \lambda} = - \frac{k_0}{\lambda \cdot \gamma_w} \cdot p \cdot \left\{ \frac{p}{p_0} \right\}^{-\frac{\lambda}{\lambda_k}} \cdot \left\{ (1 + e_0 - \lambda \cdot \ln \frac{p}{p_0}) \cdot \left(\frac{1}{\lambda} + \frac{1}{\lambda_k} \cdot \ln \frac{p}{p_0} \right) + \ln \frac{p}{p_0} \right\} \quad (6.20)$$

(6.14)式を λ_k で偏微分する。

$$\frac{\partial c_v}{\partial \lambda_k} = \frac{k_0}{\lambda_k^2 \cdot \gamma_w} p \cdot \left\{ \frac{p}{p_0} \right\}^{-\frac{\lambda}{\lambda_k}} \cdot (1 + e_0 - \lambda \cdot \ln \frac{p}{p_0}) \cdot \ln \frac{p}{p_0} \quad (6.21)$$

ここで、各パラメータの微係数の正負の成立条件について考える。

式(6.16)についてみる。右辺第一項および第二項は正であるので、 $\frac{\partial c_v}{\partial p}$ の正負の

変化は第三項の括弧内の正負の変化に対応している。すなわち、

$$\left\{ -\lambda + (1 + e_0 - \lambda \cdot \ln \frac{p}{p_0}) \left(1 - \frac{\lambda}{\lambda_k} \right) \right\} \begin{matrix} < \\ = \\ > \end{matrix} 0 \quad (6.22)$$

について考えることになる。 p/p_0 と λ/λ_k をそれぞれ従属変数、独立変数にとり整理すると、 $\lambda/\lambda_k < 1$ で

$$\frac{p}{p_0} > \exp \left(\frac{1}{\lambda/\lambda_k - 1} + \frac{1 + e_0}{\lambda} \right) \quad (6.23)$$

左辺>右辺で $(\partial c_v / \partial p)$ は負、左辺<右辺で $(\partial c_v / \partial p)$ は正となる。

また $\lambda/\lambda_k > 1$ では、式(6.23)の不等号は正負が逆になる。これを図示すると

図-6.3、図-6.4となり、 $d p$ の微係数は殆どの範囲で負となることがわかる。

次に式(6.17)~式(6.21)について考えると、式(6.17)は常に正。式(6.19)も工学的には正。式(6.18)、式(6.20)、式(6.21)は次式の判定となる。

$$(1 + e_0 - \lambda \cdot \ln \frac{p}{p_0}) \begin{matrix} < \\ = \\ > \end{matrix} 0 \quad (6.24)$$

(6.24)式を図示すると、図-6.5となる。これらの結果を工学的取扱の範囲でまとめると以下のようなものである。

表-6.1 微係数の正負判定結果 (対数ひずみ)

$\frac{\partial c_v}{\partial p}$	$\frac{\partial c_v}{\partial e_0}$	$\frac{\partial c_v}{\partial k_0}$	$\frac{\partial c_v}{\partial p_0}$	$\frac{\partial c_v}{\partial \lambda}$	$\frac{\partial c_v}{\partial \lambda_k}$
正 or 負 工学的には 負 主に λ/λ_k 依存	常に 正	(正or負) 工学的には 正	(正or負) 工学的には 正	(正or負) 工学的には 負	(正or負) 工学的には 正

6.4.2 工学ひずみの場合

(6.11)式と(6.14)式を(6.15)式に代入し整理する。

$$c_v = \frac{k_0 \cdot (1 + e_0)}{\lambda \cdot \gamma_w} \cdot p \cdot \left(\frac{p}{p_0} \right)^{-\frac{\lambda}{\lambda_k}} \quad (6.25)$$

(6.25)式は対数ひずみで表した圧密係数の式(6.16)の、右辺の分子の1番目の括弧中の $\lambda \cdot \ln(p/p_0)$ を0とみなした場合と等価となる。

次に、 c_v の変化 dc_v は対数ひずみの場合と同様に(6.15)式で表される。

(6.25)式を p で偏微分する。

$$\frac{\partial c_v}{\partial p} = \frac{k_0}{\lambda \cdot \gamma_w} \cdot \left\{ \frac{p}{p_0} \right\}^{-\frac{\lambda}{\lambda_k}} \left(1 - \frac{\lambda}{\lambda_k} \right) \cdot (1 + e_0) \quad (6.26)$$

(6.25)式を e_0 で偏微分する。

$$\frac{\partial c_v}{\partial e_0} = \frac{k_0}{\lambda \cdot \gamma_w} \cdot p \cdot \left\{ \frac{p}{p_0} \right\}^{-\frac{\lambda}{\lambda_k}} \quad (6.27)$$

(6.25)式を k_0 で偏微分する。

$$\frac{\partial c_v}{\partial k_0} = \frac{1}{\lambda \cdot \gamma_w} \cdot p \cdot \left\{ \frac{p}{p_0} \right\}^{-\frac{\lambda}{\lambda_k}} \cdot (1 + e_0) \quad (6.28)$$

(6.25)式を p_0 で偏微分する。

$$\frac{\partial c_v}{\partial p_0} = \frac{k_0}{\gamma_w} \cdot \left\{ \frac{p}{p_0} \right\}^{1-\frac{\lambda}{\lambda_k}} \cdot \frac{1}{\lambda_k} (1 + e_0) \quad (6.29)$$

(6.25)式を λ で偏微分する。

$$\begin{aligned} \frac{\partial c_v}{\partial \lambda} = & -\frac{k_0}{\lambda \cdot \gamma_w} \cdot p \cdot \left\{ \frac{p}{p_0} \right\}^{-\frac{\lambda}{\lambda_k}} \cdot (1 + e_0) \\ & \cdot \left(\frac{1}{\lambda} + \frac{1}{\lambda_k} \cdot \ln \frac{p}{p_0} \right) \end{aligned} \quad (6.30)$$

(6.25)式を λ_k で偏微分する。

$$\frac{\partial c_v}{\partial \lambda_k} = \frac{k_0}{\lambda_k^2 \cdot \gamma_w} p \cdot \left\{ \frac{p}{p_0} \right\}^{-\frac{\lambda}{\lambda_k}} \cdot (1 + e_0) \cdot \ln \frac{p}{p_0} \quad (6.31)$$

ここで、対数ひずみの場合と同様に、微係数の正負の成立する場合を整理すると、表-6.2のようになる。

表-6.2 微係数の正負判定結果 (工学ひずみ)

$\frac{\partial c_v}{\partial p}$	$\frac{\partial c_v}{\partial e_0}$	$\frac{\partial c_v}{\partial k_0}$	$\frac{\partial c_v}{\partial p_0}$	$\frac{\partial c_v}{\partial \lambda}$	$\frac{\partial c_v}{\partial \lambda_k}$
正 or 負	常に	常に	常に	常に	常に
$\lambda / \lambda_k < 1$ で正	正	正	正	負	正
$\lambda / \lambda_k > 1$ で負					

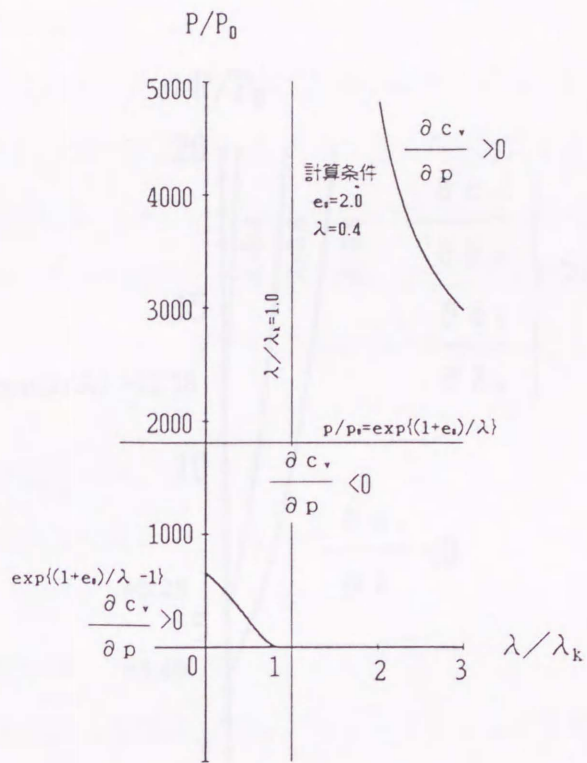


図-6.3 $d p$ の微係数の正負領域

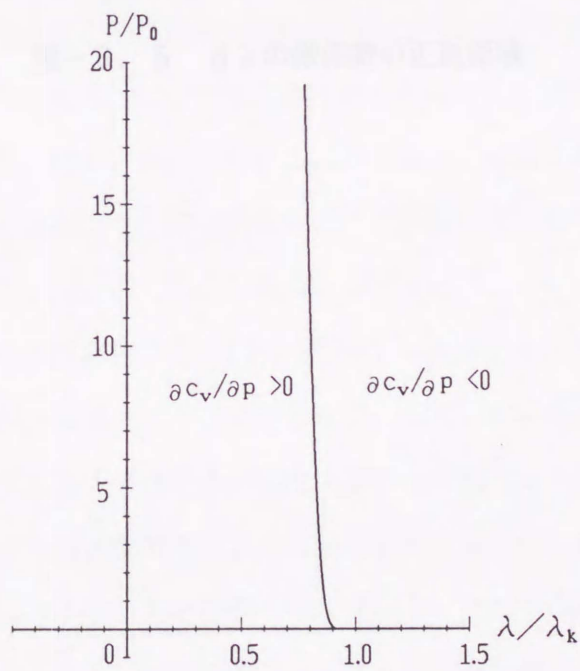


図-6.4 $d p$ の微係数の正負領域 (部分拡大)

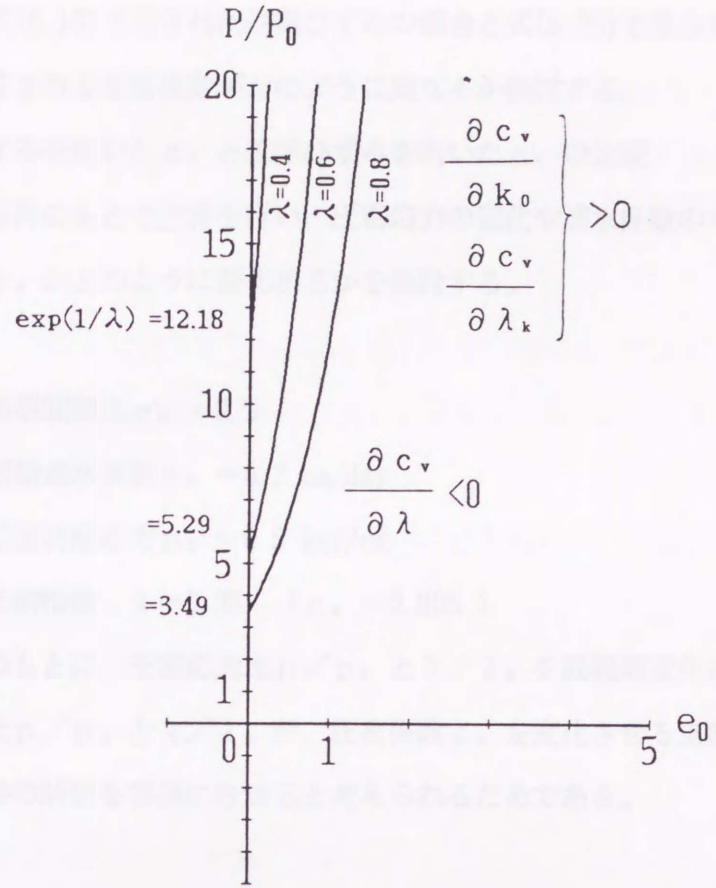


図-6. 5 $d\lambda$ の微係数の正負領域

6. 4. 3 圧密係数の検討

ここでは、式(6.16)で表された対数ひずみの場合と式(6.25)で表された工学ひずみの場合では算定される圧密係数がどのように異なるか検討する。

(1) 対数ひずみを用いた c_v と工学ひずみを用いた c_v の比較

同一の初期条件のもとで計算を行い、圧密応力の変化や透水係数の勾配の変化によって圧密係数 c_v がどのように変化するかを検討する。

① 計算条件

初期間隙比 $e_0 = 2.5$

初期透水係数 $k_0 = 0.2 \text{ cm/day}$

圧密初期応力 $p_0 = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$

圧縮指数 $\lambda = 0.35$ ($c_c = 0.805$)

上記の条件のもとに、圧密応力比 p/p_0 と λ/λ_k を数種類変化させる。その理由は圧密応力比 p/p_0 と λ/λ_k が、圧密係数 c_v を変化させる支配的要因であり算定された結果の解釈を容易にさせると考えられるためである。

② 計算結果

計算結果を図-6.6、図-6.7に示す。図の縦軸は算定された圧密係数 c_v を初期の圧密係数 c_{v0} で除したもので、ここでは圧密係数変化率 R_{c_v} と称する。初期の圧密係数 c_{v0} に対して $R_{c_v} = 1$ は $c_v = \text{一定}$ を、 $R_{c_v} < 1$ は c_v の減少を、 $R_{c_v} > 1$ は c_v の増加を示している。横軸には圧密応力変化による影響の理解を容易にするために圧密応力比 p/p_0 をとった。ここで p は負荷時の圧密応力、 p_0 は圧密初期応力である。

対数ひずみの場合の計算例である図-6.6をみてみよう。 p/p_0 の増加によらず圧密係数変化率 R_{c_v} が一定値 ($= 1$) を保つのは、 λ/λ_k の値が $0.8 \sim 0.9$ の間にある場合である。後述する工学ひずみの場合では、この値は $\lambda/\lambda_k = 1$ 、すなわち $e \sim \ln p$ の傾き λ と $e \sim \ln k$ の傾き λ_k の大きさが同じ場合に、 m_v と k の比が一定値を保って変化する。しかしこの計算例では、 $\lambda/\lambda_k > 0.9$ の場合、圧密応力比 p/p_0 の増加にともなって R_{c_v} は減少し、 λ/λ_k が大きい程顕著となる。また、 $\lambda/\lambda_k < 0.8$ の場合は逆に R_{c_v} は増加する。

一方、工学ひずみの計算例図-7.7の場合は、圧密応力比 p/p_0 に対する R_{c_v} の変化傾向は同じであるが、 R_{c_v} の減少と増加を分けるのは前述のように $\lambda/\lambda_k = 1$ である。この点に対数ひずみと工学ひずみの際立った相違点で、その原因は式(6.14)と

式(6.25)の比較から間隙比の減少項の有無によることが容易に理解される。

いずれにしても、第2章、第3章に示したバーチカルドレーンによる圧密のように圧密過程を通じ圧密最終状態で応力に非一様な分布が生じる場合は、これに対応して圧密初期から圧密係数にも非一様な分布が生じる。したがって、このようなケースでの圧密過程の計算に $c_v = \text{一定}$ とする従来の方法は適当ではない。

(2) $\lambda/\lambda_k = 1$ の場合の c_v の変化

前節で示したように、対数ひずみを用いて表した圧密係数 c_v の場合は $\lambda/\lambda_k = 1$ の場合でも、 p/p_0 の増加にともなって c_v は減少する。これは c_v の変化が6つの独立したパラメータ ($e_0, p_0, k_0, p, \lambda, \lambda_k$) に支配されているためである。ここでは圧縮性の変化が c_v の変化に与える影響について検討する。

① 計算条件

初期間隙比 $e_0 = 2.5$

初期透水係数 $k_0 = 0.2 \text{ cm/day}$

圧密初期応力 $p_0 = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$

$\lambda/\lambda_k = 1$ (k/m_v は一定の条件)

上記の条件のもとで p を種々変化させ、 λ を次の4種類について計算した。

$\lambda (= \lambda_k) = 0.1, 0.2, 0.4, 0.6$

② 計算結果

図-6.8に計算結果をまとめた。これによると、圧密応力比 p/p_0 が増加するにつれて圧密係数の変化率 R_{c_v} は減少する。その様子は圧縮指数 λ の大きいほど顕著で、 $\lambda = 0.6$ の場合、 $p/p_0 = 10$ 前後で、 R_{c_v} は0.6程度にまで減少する。逆に $\lambda = 0.1$ と圧縮性の小さい場合の変化は非常に小さい。このように、 c_v を対数ひずみで表した場合では圧縮指数と透水係数の変化勾配の比が一致していても c_v は変化し、その変化は圧縮指数 λ の値と圧密応力比 p/p_0 に支配される。このことは体積ひずみの大きさが c_v の変化に大きな影響を与えるものと理解できる。ちなみに、工学ひずみを用いて表現した圧密係数の場合、 $\lambda/\lambda_k = 1$ では他の条件にかかわらず c_v は一定となる。

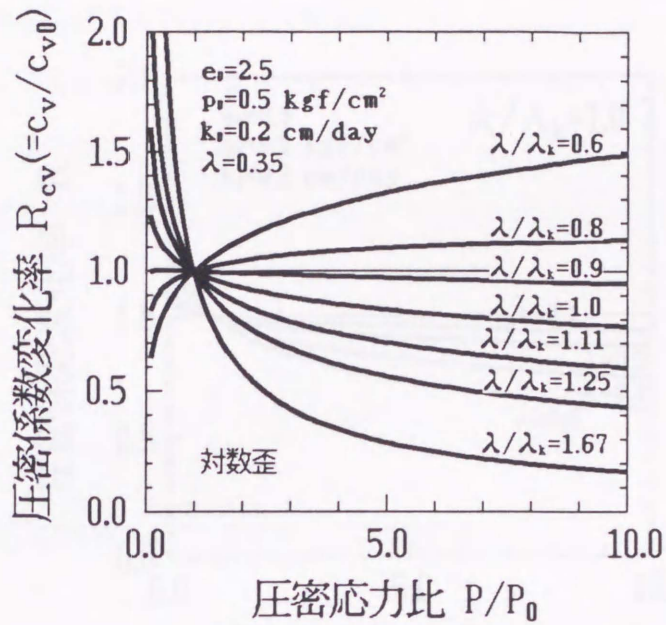


図-6. 6 圧密応力比と圧密係数の変化率（対数ひずみ）

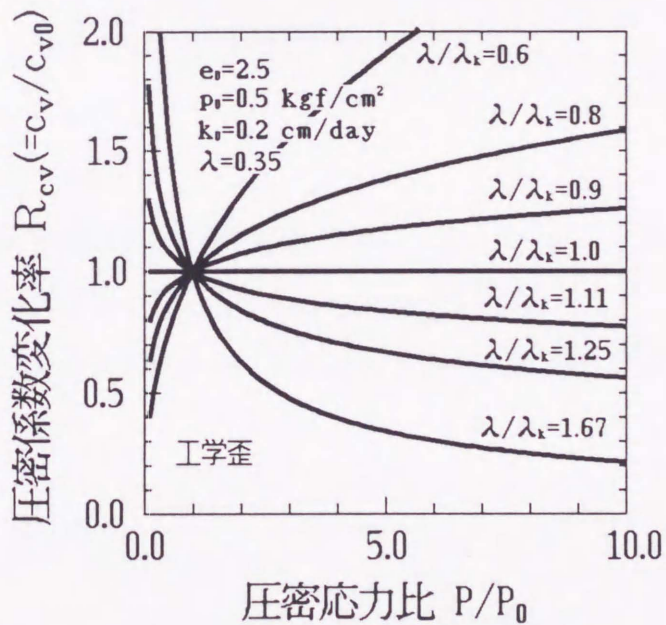


図-6. 7 圧密応力比と圧密係数の変化率（工学ひずみ）

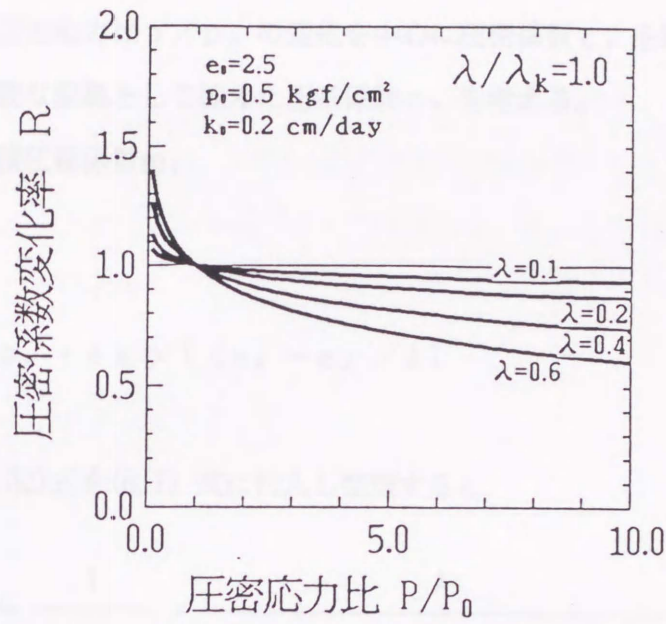


図-6. 8 圧縮指数と圧密係数の変化率 (対数ひずみ)

6. 5 間隙比を主要な変数とした圧密係数

前節では、圧密応力比 p/p_0 の変化を中心に圧密係数 c_v を眺めたが、ここでは間隙比 e を主要な変数として捉えた圧密係数 c_v を考える。

6. 5. 1 体積圧縮係数 m_v

(6.1) 式より

$$p = p_0 \cdot \exp \left[(e_0 - e) / \lambda \right] \quad (6.32)$$

(6.1) 式、(6.32) 式を(6.7) 式に代入し整理すると、

$$m_v = \frac{1}{1+e} \cdot \frac{\lambda}{p_0 \cdot \exp \left[(e_0 - e) / \lambda \right]} \quad (6.33)$$

6. 5. 2 圧密係数 c_v

圧密係数 c_v は、(6.11) 式と(6.33) 式を(6.13) 式に代入し整理して、次のように求まる。

$$c_v = \frac{p_0 \cdot k_0}{\lambda \cdot \gamma_w} (1+e) \cdot \exp \left[\frac{(e_0 - e) (\lambda_k - \lambda)}{\lambda_k \cdot \lambda} \right] \quad (6.34)$$

このように圧密係数 c_v は初期条件 (e_0, p_0, k_0) と間隙比 e および λ, λ_k を用いて表現できる。

ここで初期の圧密係数を c_{v0} とすると、 $(e=e_0)$ なので

$$c_{v0} = \frac{p_0 \cdot k_0}{\lambda \cdot \gamma_w} (1+e_0) \quad (6.35)$$

$R_{cv} = c_v / c_{v0}$ とおくと (R_{cv} は圧密係数変化率)、(6.34) 式、(6.35) 式から

$$R_{cv} = \frac{1+e}{1+e_0} \cdot \exp \left[\frac{(e_0 - e) (\lambda_k - \lambda)}{\lambda_k \cdot \lambda} \right] \quad (6.36)$$

となり、圧密係数 c_v の変化率 R_{cv} を間隙比 e と λ および λ_k の関数として表すことができる。

6. 5. 3 間隙比と圧密係数変化率の関係

(1) c_v 一定の条件

(6.36)式より、 $c_v = \text{一定}$ となるのは $R_{cv} = 1$ の場合である。間隙比 e は圧密応力によって変化するが、 λ 、 λ_k は粘土固有の定数であるので、圧密応力状態による変化は無い。 λ 、 λ_k が任意の定数であっても常に $c_v = \text{一定}$ となるのは、(6.36)式右辺第一項が1、すなわち

$$(1 + e) / (1 + e_0) = 1$$

で且つ第二項が1、すなわち

$$\exp \left[\frac{(e_0 - e) (\lambda_k - \lambda)}{\lambda_k \cdot \lambda} \right] = 1$$

の場合である。これらの成立条件は $e = e_0$ である。すなわち体積ひずみが生じない場合にのみ $c_v = \text{一定}$ となる。

(2) 間隙比と圧密係数変化率の計算

圧密に伴う間隙比の変化によって圧密係数がどのように変化するか、(6.36)式の具体的な計算例を示す。

① 計算条件

初期間隙比 $e_0 = 1.5, 2.5, 3.5$ の3 ケース

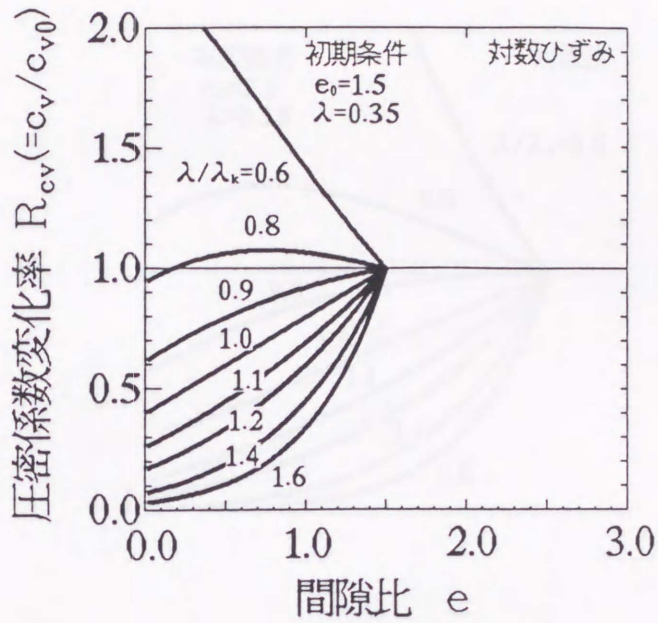
圧縮指数 $\lambda = 0.35$ (各ケース共通)

上記の条件のもとで e を種々変化させ、次のケースについて計算した。

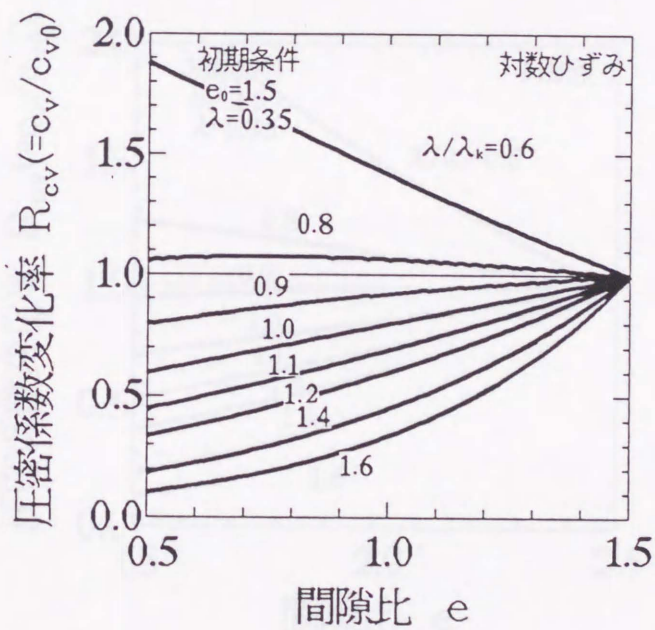
計算ケース： $\lambda / \lambda_k = 0.6, 0.8, 0.9, 1.0, 1.1, 1.2, 1.4, 1.6$

② 計算結果

上記の計算結果を図-6.9～図-6.11に示す。これらの図の比較から次のことがわかる。圧密係数の変化率 R_{cv} の間隙比 e に対する変化勾配は、初期間隙比 e_0 の小さい程大きい。また $R_{cv} < 1$ となる λ / λ_k の値も異なる。これらの図の $\lambda / \lambda_k = 0.9$ の曲線を見ると、間隙比の減少の初期においては $e_0 = 3.5$ の時は $R_{cv} > 1$ 、 $e_0 = 2.5$ の時は $R_{cv} = 1$ 、 $e_0 = 1.5$ の時は $R_{cv} < 1$ となっている。つまり、初期間隙比 e_0 が小さい程、間隙比の減少に伴う圧密係数の変化率 R_{cv} は低下側にシフトする。



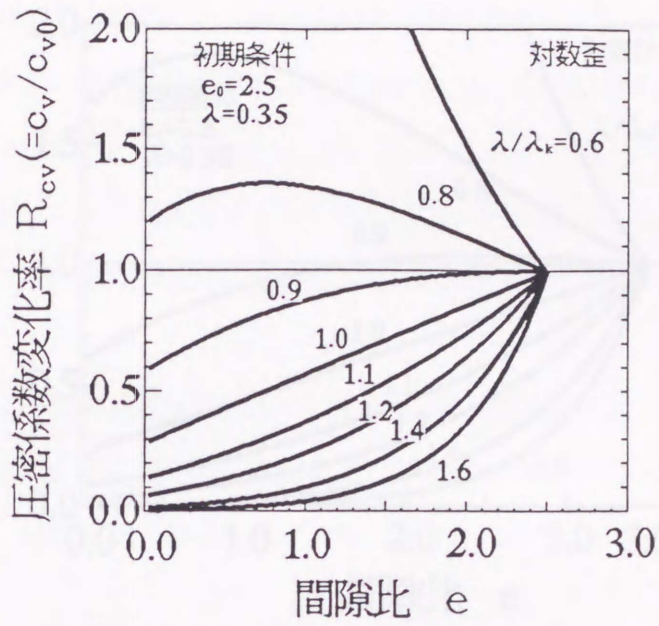
(a) $e = 0.1 \sim 1.5$ 間の変化率



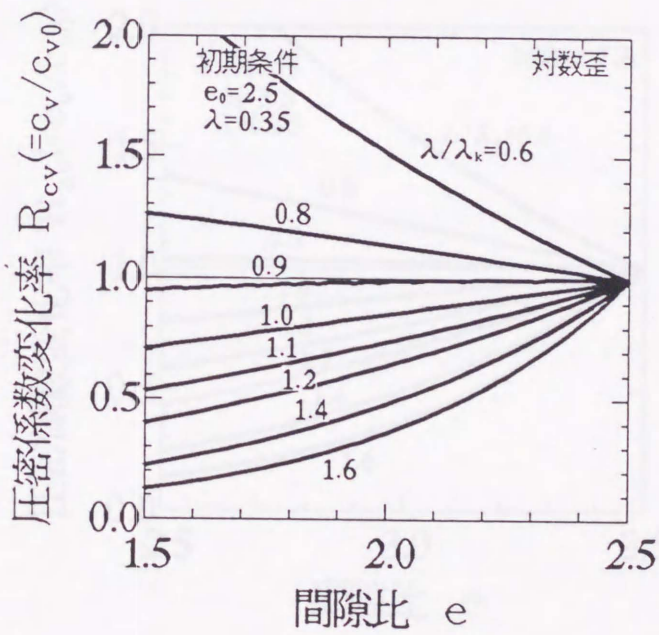
(b) $e = 0.5 \sim 1.5$ 間部分拡大

図-6.9 間隙比と圧密係数の変化率 ($e_0 = 1.5$)

(対数ひずみ)

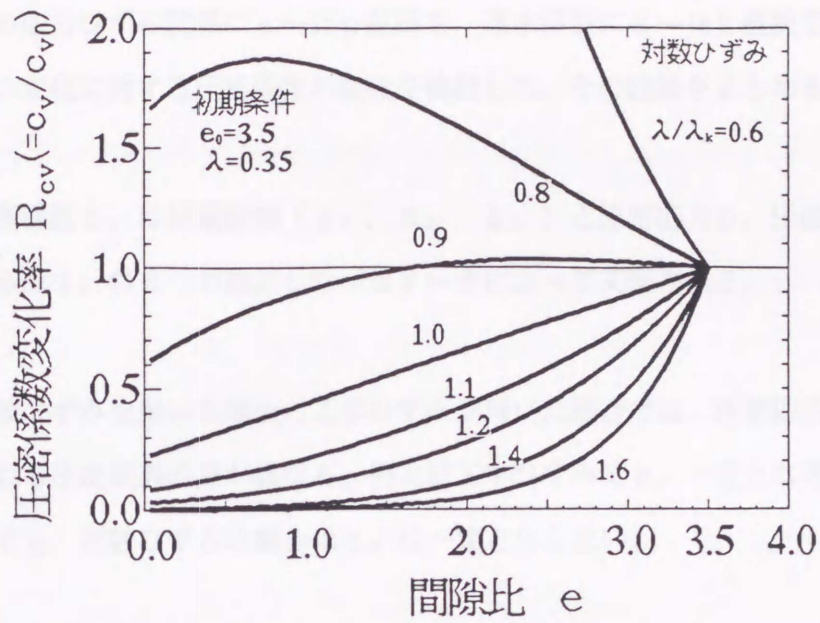


(a) $e = 0.1 \sim 2.5$ 間の変化率

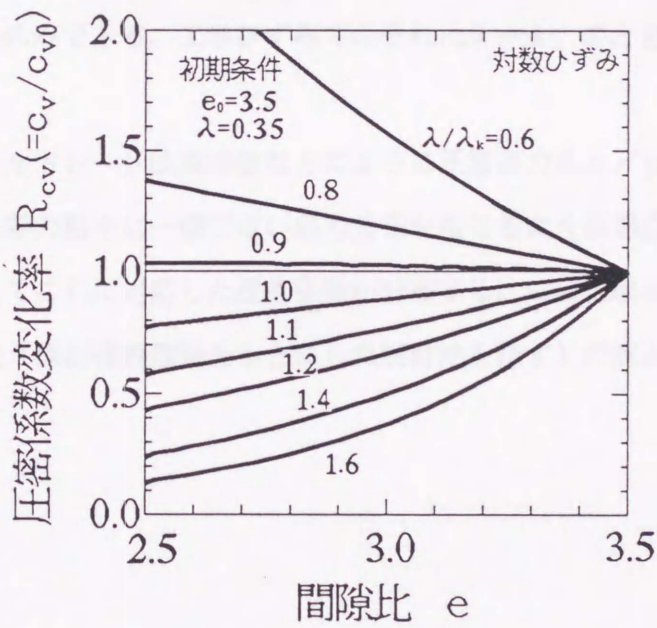


(b) $e = 1.5 \sim 2.5$ 間部分拡大

図-6.10 間隙比と圧密係数の変化率 ($e_0 = 2.5$)
(対数ひずみ)



(a) $e=0.1 \sim 3.5$ 間の変化率



(b) $e=2.5 \sim 3.5$ 間部分拡大

図-6.11 間隙比と圧密係数の変化率 ($e_0=3.5$)

(対数ひずみ)

6. 6 結 論

粘土の応力ひずみ関係に $e \sim \ln p$ 直線を、透水係数に $e \sim \ln k$ 直線を仮定して、圧密応力の変化に対する圧密係数の変化を検討した。その結論をまとめると次のようである。

- (1) 圧密係数 c_v は初期状態 (e_0, p_0, k_0) と圧密応力 p , 圧縮指数 λ , 透水係数の指数 λ_k の 6 つの独立したパラメータによって支配される。
- (2) 対数ひずみを用いた場合と工学ひずみを用いた場合では、圧密応力が変化する時算定される圧密係数の値が異なる。例えば工学ひずみで c_v 一定となる条件 $\lambda = \lambda_k$ の場合でも、対数ひずみの場合は c_v は一定とならない。
- (3) 特に圧密応力比 p/p_0 の変化が大きく (体積ひずみが大い), $\lambda/\lambda_k < 1$ の場合の圧密係数の減少は、対数ひずみの方が大となる。
- (4) 対数ひずみで c_v 一定となる条件は $e = e_0$ の場合のみ、すなわち体積ひずみが生じない場合のみである。工学ひずみでのそれは $\lambda = \lambda_k$ のとき常に成立する。
- (5) バーチカルドレーン改良地盤などのように圧密応力比 p/p_0 の変化が大きく、且つドレーン間の粘土に一樣でない応力分布が生じるような場合は、粘土内には圧密全過程を通じてこれに対応した圧密係数が分布する。この現象は c_v 一定を仮定した圧密の計算法 (線形弾性理論をもとにした設計法を指す) の解とのズレの原因の一部をなす。

参考文献

- 1) Terzhagi, K. : Die Theorie der Hydrodynamischen Spannungerscheinung und Ihr Erdbautechnisches Anwendungsgebiet, Proc. Int. Cong. Appl. Mech., Vol. 1, p. 288, 1924.
- 2) Barron, R. A. : Consolidation of Fine Grained Soils by Drain Wells, Trans. A. S. C. E., Vol. 113, No. 2346, pp. 718 ~ 754, 1948.
- 3) Biot, M. A. : General Theory of Three dimensional Consolidation, Journ. Appl. Phys., Vol. 12, pp. 155 ~ 164, 1941.
- 4) 吉国 洋 : 三次元圧密の基礎理論, 土木学会論文報告集, 第 201号, PP. 87~98 1972.
- 5) 三笠正人 : 軟弱粘土の圧密, 鹿島出版会, 1963.

第7章 ひずみ速度を考慮した圧密解析

7.1 緒論

これまでの検討から、圧密係数 c_v ($=k/m_v \gamma_w$) はひずみ速度によっても変化すると考えられる。すなわち、平均的な圧密速度の速い圧密ほど c_v が小さい。この事実は第2章に示した、バーチカルドレーンで改良された現場の圧密解析結果と、圧密層厚を種々に変えた次元圧密実験の整理結果から見出された。網干ら¹⁾は次元圧密実験の結果から、圧密過程中的粘土のクリープの影響で一次圧密過程に要する時間の長いものほど圧縮ひずみが大きいとしている。この報告と前述の傾向は c_v の変化に対して興味深い示唆を与える。 m_v と k の比の変化はすなわち c_v の変化となるので、例えば、透水係数 k を固定して体積圧縮係数 m_v を大きくすれば、当然 c_v は小さくなる。ところが、前述の次元圧密実験の結果はクリープの影響が強く現れて m_v の大きくなる層厚の厚い粘土（平均的ひずみ速度の遅い粘土）ほど c_v が大きくなる結果を得ている。このことは、圧密過程に付加されたクリープを含む m_v の変化よりも k の変化の方が大きいと解釈できる。そこでここでは、透水係数が間隙比とひずみ速度によって変化すると仮定して圧密問題を解いてみよう。問題の単純化のためにひずみ速度によって m_v が変化する問題は除外し、対象は次元圧密とする。

7.2 圧密方程式の誘導

圧密現象は透水現象と変形現象の複合問題であり、飽和粘土の圧密現象を組み立てるには次に示す7つの条件式が必要である。

- ・透水現象：
 - ①間隙水の運動方程式
 - ②粘土の透水特性
 - ③連続の条件
- ・変形現象：
 - ④釣り合い方程式
 - ⑤粘土の応力～ひずみ～時間関係
 - ⑥ひずみの適合条件
 - ⑦水の相と土粒子相の応力分担則

以下に述べる仮定と、これにもとづいた圧密方程式の誘導に際しては上記の条件を満足しなければならない。

(1) 仮定

圧密方程式の誘導にあたって以下の仮定を置く。

仮定1. 初期状態に関する仮定

- (1) 土粒子の間隙は完全に水で飽和されている。
- (2) 粘土は一様である。
- (3) 土塊の全ての点は静止状態にある。

仮定2. 物性に関する仮定

- (1) 土粒子は非圧縮性である。
- (2) 間隙水は非圧縮性である。
- (3) 粘土は等方である。
- (4) 粘土骨格の応力～ひずみ関係は一意的で、 $e \sim \ln p$ 関係で線形にある（非線形弾性体）。
- (5) 変形に関する時間の影響はなく、体積変化は有効応力の変化に即応する。
- (6) 圧密過程中間隙の透水性は間隙比 e とひずみ速度 \dot{e} によって変化する。

仮定3. 間隙水の流動則に関する仮定

- (1) 間隙水の流れはDarcy 則に従う。

仮定4. 圧密圧力、変形に関する仮定

- (1) 圧密圧力は一次元的で圧密期間を通じて一定である。
- (2) 排水や変形は鉛直方向にのみ生じる。

これらの仮定の中には実際の粘土の性質と異なっていたりするものもあるが、理論の複雑化を避けるために採用することにする。仮定2の(5)については、後述の7.4節で詳述する。

(2) 圧密方程式の誘導

ひずみについて考えると、連続の式は次のように表される。

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = \frac{\partial v}{\partial z} \quad (7.1)$$

ここに、 v : 水流の見かけの速度

透水則にDarcy 則を適用すると

$$\begin{aligned}v &= -k \frac{\partial h}{\partial z} \\ &= \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial p'}{\partial z}\end{aligned}\quad (7.2)$$

ここに k : 透水係数

$$h = \frac{u}{\gamma_w} \quad (= \text{全水頭}) \quad (7.2. a)$$

$$u = p - p' \quad (= \text{過剰間隙水圧}) \quad (7.2. b)$$

$$\frac{\partial p}{\partial z} = 0 \quad (7.2. c)$$

$$v = \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial p'}{\partial z} \quad (7.2. d)$$

応力～ひずみ関係は

$$m_v = \frac{d \varepsilon}{d p'} \quad (7.3)$$

式(7.3) , 式(7.2) より,

$$\begin{aligned}\frac{\partial p'}{\partial z} &= \frac{\partial p'}{\partial \varepsilon} \frac{\partial \varepsilon}{\partial z} \\ &= \frac{1}{m_v} \frac{\partial \varepsilon}{\partial z}\end{aligned}\quad (7.4)$$

式(7.4) と式(7.1) より圧密方程式は,

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial p'}{\partial z} \right)$$

$$= \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{k}{m_v} \frac{\partial \varepsilon}{\partial z} \right) \quad (7.5)$$

7.3 初期条件, 境界条件, 付帯条件

(1) 初期条件

$$t=0 \quad \text{で} \quad \varepsilon=0 \quad (7.6.a)$$

(2) 境界条件

$$z=0 \quad \text{で} \quad \varepsilon=m_v \Delta p' \quad (7.6.b)$$

$$z=H \quad \text{で} \quad \partial \varepsilon / \partial z = 0 \quad (7.6.c)$$

(3) k と m_v の付帯条件式

$$\text{透水係数} \quad k = k(e, e') \quad (7.7)$$

式(7.7)の具体例は次節で説明する。

体積圧縮係数 m_v は

$$m_v = \frac{d\varepsilon}{dp'} \quad (7.3)$$

$$d\varepsilon = \frac{de}{1+e} \quad \varepsilon = \ln \frac{1+e}{1+e_A} \quad (7.8.a)$$

$$e = e_N + \lambda \ln p' \quad (7.8.b)$$

式(7.3), 式(7.8.a), 式(7.8.b) より

$$\begin{aligned} m_v &= \frac{d\varepsilon}{dp'} = \frac{de}{de} \frac{de}{dp'} \\ &= \frac{1}{1+e} \frac{\lambda}{p'} \end{aligned} \quad (7.8.c)$$

7. 4 透水係数 k の仮定

第2章の2.5節でも述べたが攪乱によって粘土の透水係数が低下することは以前から指摘されている²⁾。尾上³⁾は完全攪乱と不攪乱のボストンブルークレイについて定ひずみ速度圧密試験を行い、間隙比と透水係数の関係を調べた。これによると同じ間隙比に対して、完全に攪乱された場合の透水係数は、乱されない場合のおよそ1/3に低下するとしている。攪乱された粘土がそれ以前の不攪乱状態と明らかに異なる点は、粘土の微細構造の急激な変化である。すなわち攪乱を受けると、綿毛構造から分散構造へと変化する。間隙比が同じであっても粘土構造の変化によって透水係数が変化すると推察される。Samarasingheら⁴⁾は透水係数は過圧密比に依存することを指摘し、過圧密粘土と正規圧密粘土では間隙比が同じであっても過圧密粘土の方が透水係数が大きいことを示した。これらのことは、同じ間隙比であっても粘土構造の発達したものが方が透水係数が大きいことを暗示している。圧密過程では圧縮にともなって土粒子の再配列が起こり、構造が変化する。土粒子間の相対的ズレ速度が小さくなるほど（すなわち圧密終期に近づくほど）粘土構造の発達は大きい。第3章の図-3.28 および図-3.29 に示したように、同一の間隙比であっても圧密経過時間の長いほど一軸圧縮強度は大きい。この実験結果は、同一の間隙比に達するまでの経過時間の長いほど言い換えればひずみ速度の小さいほど、構造が発達していることを示している。

間隙比と透水係数の関係が幾つか経験的に提案されている^{4), 5), 6), 7)}。最も広く用いられているのは $\log k_v \sim e$ を線形とするものである。また、水平方向の透水係数 k_h についても同様の報告が見られる⁸⁾。

上述の理由から前出、式(7.7) に関して、次に示す三つの仮定を置く。

仮定 a : \dot{e} が一定で変形しているとき e と $\ln k$ に線形関係がある。

仮定 b : \dot{e} が大きくなると k が減少する。このとき \dot{e} による $\ln k$ の減少量は $\ln \dot{e}$ と線形関係がある。

仮定 c : \dot{e} が \dot{e}_{cr} より小さいとき $e \sim \ln k$ は一本の直線に収束する。

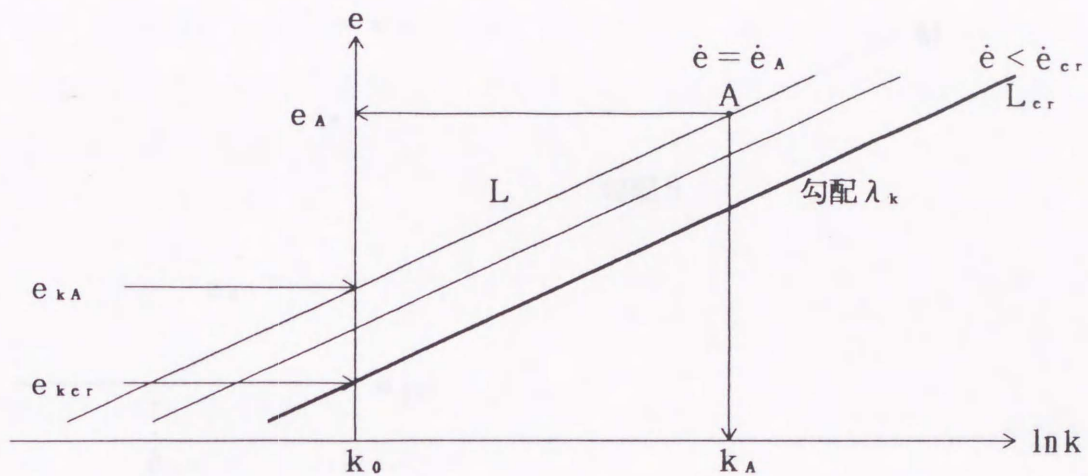


図-7.1 $e \sim \ln k$ 関係

状態点 A $\dot{e} = \dot{e}_A$
 $k = k_A$
 $e = e_A$

e と $\ln k$ の関係は図-7.1 に示すように線形関係にあり、 \dot{e} によって複数の直線群で表される。

$$e = e_k + \lambda_k \ln \left(\frac{k}{k_0} \right) \quad (7.7-1)$$

ここに、 e_k : L群の切片

λ_k : L群の勾配

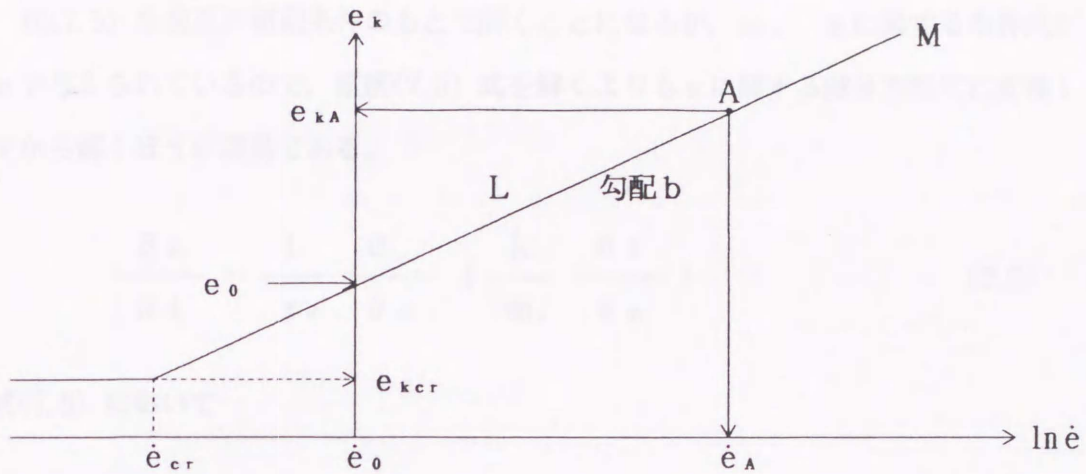


図-7.2 e_k と $\ln \dot{e}$ の関係

e_k と $\ln \dot{e}$ の関係は図-7.2 のように表される。

$$e_k = e_{kcr} + b \ln \left(\frac{\dot{e}}{\dot{e}_{cr}} \right) \quad (\dot{e} > \dot{e}_{cr}) \quad (7.7-2a)$$

$$e_k = e_{kcr} \quad (\dot{e} \leq \dot{e}_{cr}) \quad (7.7-2b)$$

ここに, e_k : L_{cr} の切片

b : M の切片

式(7.7-1), 式(7.7-2) より,

$$e = e_{kcr} + b \ln \left(\frac{\dot{e}}{\dot{e}_{cr}} \right) + \lambda_k \ln \left(\frac{k}{k_0} \right) \quad (7.9)$$

式(7.9) を k について解いて, ($\dot{e} > \dot{e}_{cr}$)

$\dot{e} > \dot{e}_{cr}$ で

$$k = k_0 \exp \left(\frac{e - e_{kcr}}{\lambda_k} \right) \left(\frac{\dot{e}}{\dot{e}_{cr}} \right)^{-b/\lambda_k} \quad (7.10-a)$$

$\dot{e} \leq \dot{e}_{cr}$ で

$$k = k_0 \exp \left(\frac{e - e_{kcr}}{\lambda_k} \right) \quad (7.10-b)$$

を得る。

7. 5 間隙比で表した圧密方程式

式(7.5) を前述の初期条件のもとで解くことになるが, m_v , k に関する条件式が e で与えられているので, 直接(7.5) 式を解くよりも e に関する微分方程式に変換してから解くほうが容易である。

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{k}{m_v} \frac{\partial \varepsilon}{\partial z} \right) \quad (7.5)$$

式(7.5) において

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = \frac{\partial \varepsilon}{\partial e} \frac{\partial e}{\partial t} = \frac{1}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (7.11-1)$$

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial z} = \frac{\partial \varepsilon}{\partial e} \frac{\partial e}{\partial z} = \frac{1}{1+e} \frac{\partial e}{\partial z} \quad (7.11-2)$$

であるので, (7.11)式を(7.5) 式に代入して

$$\frac{1}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t} = \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{k}{m_v} \frac{1}{1+e} \frac{\partial e}{\partial z} \right) \quad (7.12)$$

を得る。(7.12)式は間隙比 e を未知数とした非線形微分方程式となっている。

e に対する境界条件と初期条件は,

$$z=0 \quad \text{で} \quad e=e_i \quad (7.13-1)$$

$$z=H \quad \text{で} \quad \frac{\partial e}{\partial z} = 0 \quad (7.13-2)$$

$$t=0 \quad \text{で} \quad e=e_A \quad (7.13-3)$$

となる。

(7.12)式で

$$u = \frac{k}{m_v} \frac{1}{1+e} \frac{\partial e}{\partial z} \quad (7.14)$$

とおくと,

$$\frac{1}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t} = \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} \quad (7.15)$$

となる。uに関する初期条件と境界条件は、

$$t=0 \quad u=0 \quad (7.16-1)$$

$$z=H \quad u=0 \quad (7.16-2)$$

となる。

また、(7.8-4) 式、(7.14) 式からuは

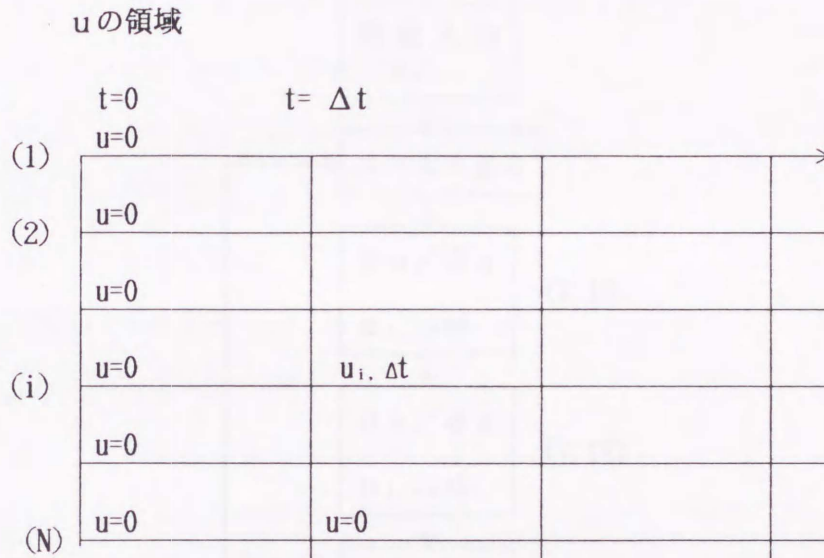
$$u = \frac{pk}{\lambda} \frac{\partial e}{\partial z} \quad (7.17)$$

となる。

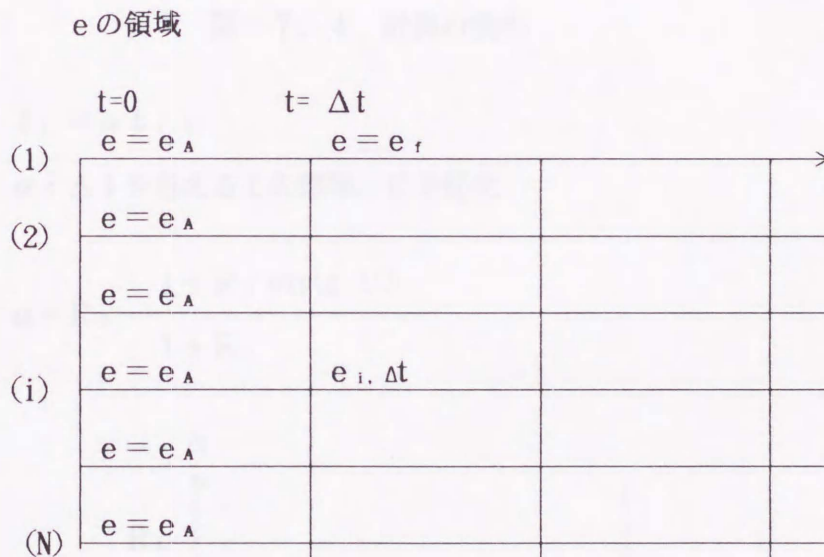
7. 6 差分計算による解

(1) 差分の構造

ここでは式(7.15)を差分計算によって解いてみる。差分計算は図-7.6.1 に示すように e の領域と u の領域に分けて行う。



$$u_{i, t+\Delta t} = \frac{p_{i, t} k_{i, t}}{\lambda} \left| \left(\frac{\partial e}{\partial z} \right) \right|_i \quad (7.18)$$



$$e_{i, t+\Delta t} = e_{i, t} + \frac{1 + e_{i, t}}{\gamma_w} \left| \left(\frac{\partial u}{\partial z} \right) \right|_i \Delta t \quad (7.19)$$

図-7.3 差分の構造

(2) 計算の流れ

計算の流れを図-7.4に示す。

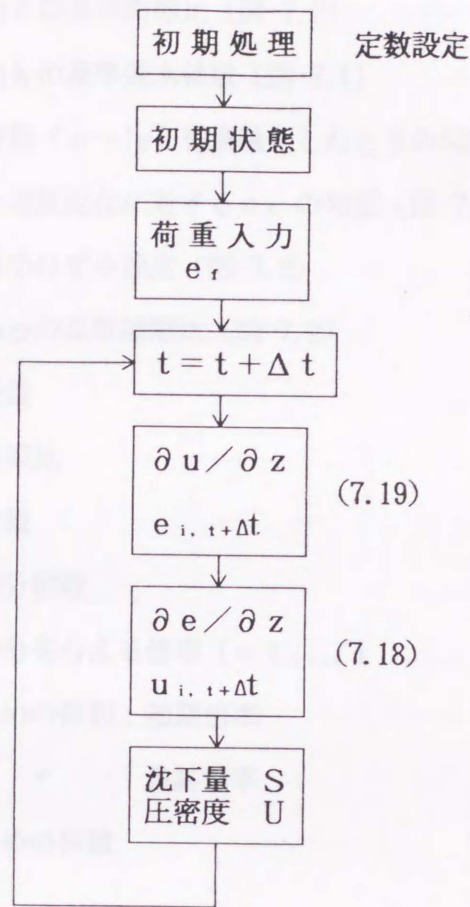


図-7.4 計算の流れ

$$t_i = \alpha t_{i-1}$$

α : Δt を与える t の倍率, U で変化

$$\alpha = R_0 \frac{1 + R_1 \exp(a U)}{1 + R_1} \quad (7.20)$$

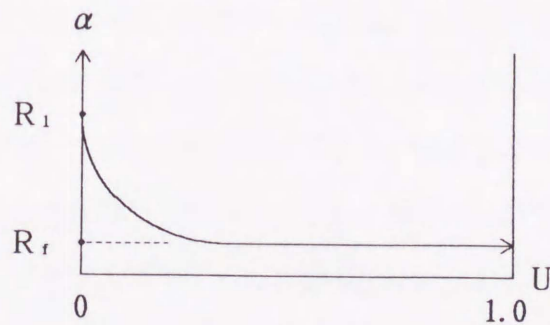


図-7.5 $\alpha - U$ 関係

定数表

γ_w : 1 (gf/cm³)

e_{kcr} : $e \sim \ln e$ の基準間隙比 (図-7.2)

k_0 : $e \sim \ln k$ の基準透水係数 (図-7.1)

λ_k : 透水指数 ($e \sim \ln k$ を直線としたときの勾配)

b : ひずみ速度変化に対する e_k の勾配 (図-7.2)

\dot{e}_{cr} : 限界最小ひずみ速度 (図-7.2)

e_N : $e \sim \ln p$ の基準間隙比 (図-7.2)

λ : 圧縮指数

e_A : 初期間隙比

差分計算のための定数

N_z : z 方向分割数

α : 時間差分を与える倍率 ($= t_{i+1}/t_i$)

R_0 : α のための係数 : 初期倍率

R_r : " : 最終倍率

a : α のための係数

(4) 計算結果

図中の各点の値として得られた圧縮曲線を図-7.3に示す。図-7.3は図-7.2の計算ベースのうち、ひずみ速度変化に対する e_k の勾配 (図-7.2) が最も小さい場合の圧縮曲線である。また図-7.3は図-7.2の計算ベースのうち k が最も大きい場合の圧縮曲線と比較したものである。それぞれの図において縦軸はひずみ速度に関する定数、横軸はタイム・ファクターである。ここで、ひずみ速度によって透水係数が変化する場合は、すなわち圧縮曲線の圧縮率において、一定の場合に過ぎない圧縮曲線が、一次元圧縮の図-7.2と一致する形で再現されたものである。この計算で得られた圧縮曲線は、図-7.3の圧縮曲線の右上側の部分と一致している。そして図-7.3の圧縮曲線は、図-7.2の圧縮曲線の右上側の部分と一致している。すなわち図-7.3の圧縮曲線は、図-7.2の圧縮曲線の右上側の部分と一致している。すなわち図-7.3の圧縮曲線は、図-7.2の圧縮曲線の右上側の部分と一致している。

(3) 計算条件

圧密層厚のみ変化させた場合、すなわちひずみ速度の異なる場合の圧密曲線を求めてみる。ここでは、いかなる条件のもとで計算するかを表-7.1 に示す。

表-7.1 計算条件

	層 厚	λ_k	\dot{e}_{cr}	b	λ
case 1	1 cm 1 m 10m	0.2	1.0E-10	0.001	0.2
case 2	1 cm 1 m 10m	0.2	1.0E-10	0.01	0.2
case 3	1 cm 1 m 10m	0.2	1.0E-10	0.02	0.2
case 4	1 cm 1 m 10m	0.2	1.0E-10	0.03	0.2
その他の定数 (全case共通)					
$e_A = 2.0$, $\Delta p = 1 \text{ kgf/cm}^2$, $e_N = 2.0$, $e_{ker} = 2.0$ $k_0 = 10^{-5} \text{ cm/min}$ $N_z = 10$, $R_{ti} = 1.05$, $R_{tr} = 1.005$, $a = 5.0$					

(4) 計算結果

前節の条件のもとで得られた圧密曲線を図-7.6 ~ 図-7.9 に示す。図-7.6 は四つの計算ケースのうち、ひずみ速度の変化に対する e_k の勾配 b (図-7.2) が最も小さい場合の圧密曲線である。また図-7.9 は四つの計算ケースのうち b が最も大きい場合の圧密曲線を比較したものである。それぞれの図において縦軸 U はひずみに関する圧密度、横軸 T はタイムファクターである。ここで T は、ひずみ速度によって透水係数が影響を受けない場合、すなわち各層厚の圧密計算において c_v 一定の場合に求めた圧密曲線が、一次元圧密の $U-T_v$ と一致する値で正規化したものである。この計算で層厚 1 cm は標準圧密試験の寸法を、層厚 10 m は実地盤の粘土層の厚さを意識している。そして従来未解明であった標準圧密試験の c_v に比較して、現場の一次元圧密の c_v は数倍大きいという現象の表現を試みている。これらの結果をみると、

ひずみ速度の変化に対する e_v の勾配 b が小さい場合 (図-7.6) は層厚の違いによる圧密曲線のズレは小さいが, b が大きくなるにつれて層厚の小さい1mあるいは1cmの場合の圧密曲線は層厚10mの圧密曲線に比較してズレが拡大し, 層厚の大きいほど圧密は速く進行する。これらの結果は定性的には, 上述の現象を表現している。

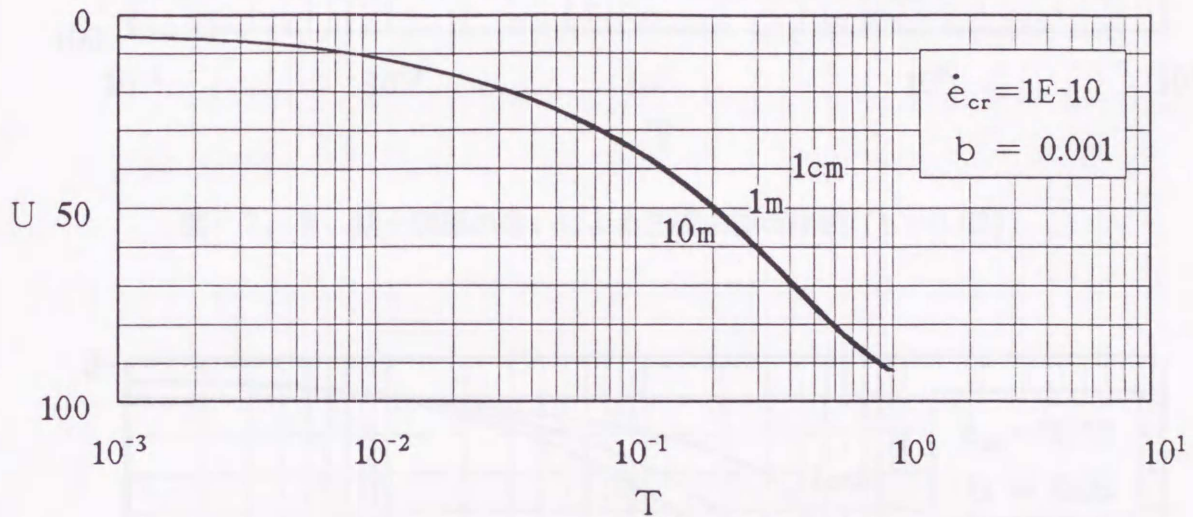


図-7.6 粘土層厚の違いによる圧密曲線の比較 ($b=0.001$)

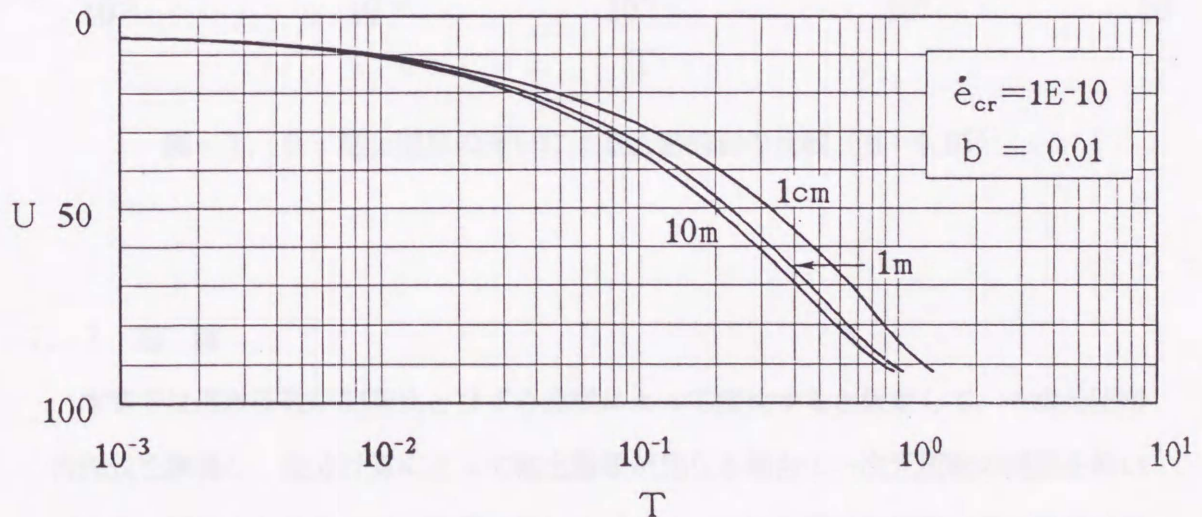


図-7.7 粘土層厚の違いによる圧密曲線の比較 ($b=0.01$)

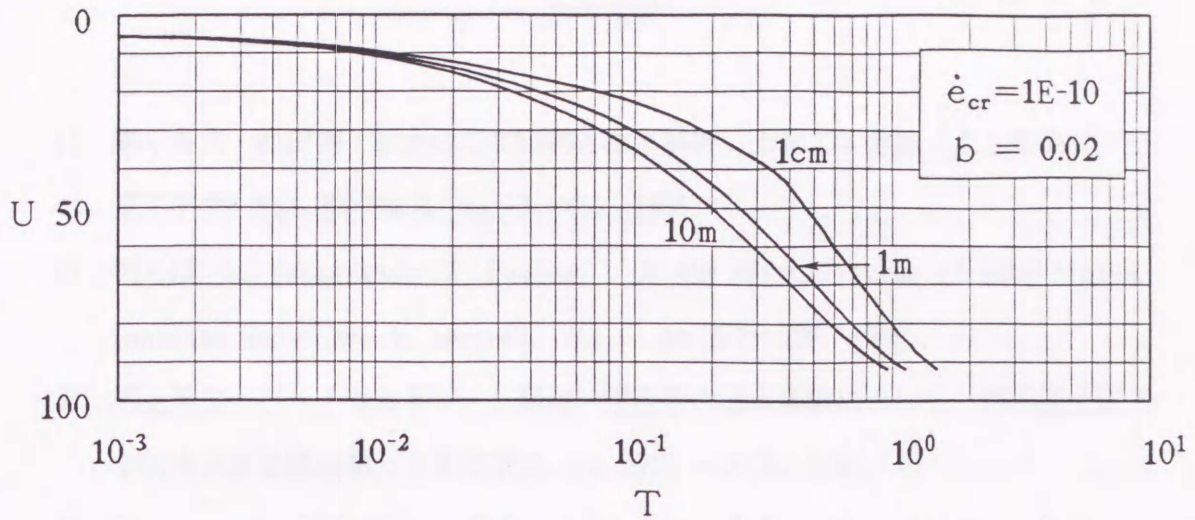


図-7. 8 粘土層厚の違いによる圧密曲線の比較 (b=0.02)

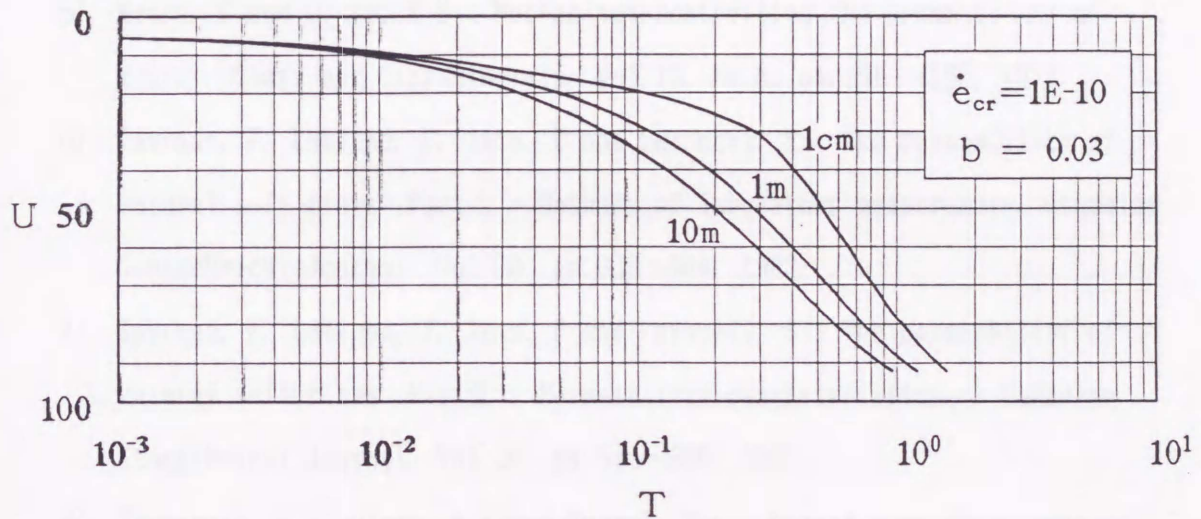


図-7. 9 粘土層厚の違いによる圧密曲線の比較 (b=0.03)

7. 7 結 論

本章では透水係数が間隙比とひずみ速度によって変化すると仮定して、一次元圧密方程式を誘導し、差分計算によって粘土層厚が異なる場合の一次元圧密の問題を解いてみた。現在のところでは、計算に用いるパラメータの有効な決定法が示されていないなどの課題はあるが、定性的には従来未解明であった標準圧密試験の c_v に比較して、現場の一次元圧密の c_v は数倍大きいという事実を表現することができた。

参考文献

- 1) 網干寿夫・松田博：粘土の二次圧密と沈下解析，土質工学会誌「土と基礎」，土質工学会，Vol.29, No.3, pp.19～24, 1981.
- 2) 例えば，L. Casagrande, S. Poulos : On the effectiveness of sand drains, Canadian Geotechnical Journal, Vol.6, pp.287～326, 1969.
- 3) 尾上篤生：バーチカルドレーン周辺の攪乱帯の透水係数について，第26回土質工学研究発表会講演集，土質工学会，pp.2015～2018, 1991.
- 4) Samarasinghe, A M, Hhang, Y H and Drnevich, V P. : Permeability and consolidation of normally consolidated soils, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.108, GT6, pp.835～850, 1982.
- 5) Mesri, G and Olson, R E : Mechanisms controlling the permeability of clays, Clays and Clay Minerals, Vol.19, No.3, pp.151～158, 1971.
- 6) Tavenas, F, Leblond, P, Jean, P and Leroueil, S : The permeability of natural soft clays Part I - Methods of laboratory measurement-, Canadian Geotechnical Journal, Vol.20, pp.629～644, 1983.
- 7) Tavenas, F, Leblond, P, Jean, P and Leroueil, S : The permeability of natural soft clays Part II - Permeability characteristics -, Canadian Geotechnical Journal, Vol.20, pp.645～660, 1983.
- 8) Trautwein, S J, Olson, R E and Thomas, R L : Radial flow consolidation testing, Proceedings of the 10th ICSMFE, Stockholm, Vol.1, pp.811～814, 1981.

第8章 結 論

以上に示したように、この論文ではバーチカルドレーンによる粘土の圧密変形メカニズムについて検討した。各章の結論は、既にその章の終にまとめているのでここでは簡単に締め括る。

(1) 第2章の結論

第2章では現地調査にもとづいて、サンドドレーンで改良された実際の地盤の圧密挙動を調べ、その変形機構について考察した。すなわち、沈下実測データの解析と実地盤の掘削によって採取したドレーン間粘土の土質試験を行い、設計理論と実際の差異および粘土地盤中の応力やひずみの分布を詳細に調べた。本章で得られた主要な結論は、以下のとおりである。

- ① サンドドレーンによる圧密においては、ドレーン周辺粘土への応力集中が生じ、圧密が完了しても応力やひずみの分布は一様にならない。
- ② ドレーン間粘土の $e \sim \log \sigma_v$ 曲線を比較すると、排水面側の粘土ほど圧縮指数が小さい。すなわち排水面側の粘土ほど構造の乱れが大きい。この現象は、完全攪乱状態から圧密された浚渫粘土、構造の一部を攪乱された状態から圧密された沖積粘土ともに共通するので、施工時の攪乱による影響以外に、圧密変形機構に起因していると考えられる。
- ③ ドレーン間粘土の一樣でない応力分布は、圧密沈下量に影響を与え、弾性圧密理論に立脚する慣用圧密計算の示す圧密沈下量よりは小さい。また、実測沈下データによればドレーンピッチが小さいほど圧密沈下量は小さい。
- ④ c_v が応力に依存する場合、ドレーン周辺への応力集中は圧密速度を変化させる。特に荷重増分の大きい圧密では m_v や k は大きく変化するので、その影響は大きい。
- ⑤ 応力集中は一種の不透水ゾーンをドレーン周辺に形成するので、透水係数を一定とする慣用設計法で考えるよりも実際の粘土の圧密は遅れると考えられる。
- ⑥ 実測沈下曲線を逆解析して求めた圧密係数は、平均的ひずみ速度の大きな圧密ほど小さくなる傾向を示した。したがって、ひずみ速度が圧密係数の変化に関係する因子の一つと判断される。これによって、サンドドレーンピッチが小さい程圧密係数が小さくなったり、現場の一次元圧密速度が標準圧密試験で求めた圧密係数で算

定したそれよりも数倍速いという現場の事実を定性的に説明することができる。

(2) 第3章の結論

第3章では、前章に示した粘土地盤の圧密変形挙動が、当初一様均質な粘土地盤に対する純粋な圧密変形機構によるものか、或いはサンドドレーン打設時の攪乱による非一様・非均質さによるものかを模型実験により検討した。実験では均質な粘土を用い、攪乱の影響を極力取り除いて、単純化された条件での粘土の圧密挙動を調べた。実験は一次元沈下を対象とし、 K_0 等鉛直ひずみ、内向き放射流れの圧密を行った。本章で得られた主要な結論は次のとおりである。

- ① K_0 等鉛直ひずみのバーチカルドレーンの圧密では、排水面と非排水面間の粘土中に明らかに非一様な応力やひずみの分布が生じ、排水面側の粘土への顕著な応力集中がみられる。この現象はバーチカルドレーンによる粘土の弾塑性圧密挙動に起因する。この分布は二次圧密過程でも残留する。
- ② 排水面側の粘土への応力集中現象の経時変化を、圧密容器底面に設置した土圧計で測定した。その結果、圧密初期を除いて、ドレーン周辺粘土に作用する鉛直全応力は沈下とともに経時的に単調増加した。このことから、バーチカルドレーンによる圧密では、圧密中に応力の配分現象が起こり、経時的に排水面側の粘土への応力集中が進行する。
- ③ 排水面と非排水面間の粘土の一軸圧縮試験強度の分布は一様ではなく、排水面側ほど強度が高く、遠い位置ほど強度が低い。この傾向は(1)の結論を追っている。
- ④ 模型実験の一軸圧縮強度は、同一の間隙比であっても圧密時間の長いものほど高い。この事実から、圧密による粘土の強度発現には間隙の減少以外にひずみ速度等の時間効果の影響を無視し得ない。
- ⑤ 従来指摘されてきた施工時の粘土の攪乱の問題は、上述の圧密変形メカニズムを助長する役割を果たしていると考えられる。

(3) 第4章の結論

第4章では前述の模型実験を有限要素法によってシミュレーション解析し、実験で得られた圧密変形挙動を支配的にしている因子について検討した。解析は線型弾性モデルおよび修正Cam-clay理論にもとづく弾塑性モデルで行った。解析結果と前章の模

型実験で得られた結果の比較検討から得られた結論は以下のとおりである。

- ① 一次元圧密ではほぼ同一の時間・沈下関係が得られる弾性解析のパラメータと弾塑性解析のパラメータを用いても、求心放射流れの圧密にすると両者の解析から得られる時間・沈下関係は全く異なったものとなる。特に圧密後半での両者の差異は顕著となり、弾性解の圧密過程がより早期に終了する。この原因は一次元圧密のメカニズムと求心方向放射流れの圧密メカニズムの相違にある。
- ② 実験と解析から得られた時間・沈下関係を比較すると、弾性解析より弾塑性解析が定性的にも定量的にも実験値との整合性が高い。特に圧密終盤に見られるなだらかな曲線形状を、弾塑性解析でよりよく説明できる。
- ③ 弾塑性解析結果は、実験結果（粘土中の半径方向のひずみの分布および排水面側への応力集中現象）を、定性的にも定量的にも良好に説明した。一方、弾性解析は圧密最終状態で応力やひずみは半径方向に一様となるので、粘土内部のひずみや応力の非一様分布現象を説明することはできない。
- ④ 応力集中現象は、同時に透水性や圧縮性を不均一にし、圧密曲線形状を変化させる要因となる。特に排水面周辺には、透水性の極めて低いゾーンが形成され分布するので、 k 一定、 m_v 一定の弾性圧密解は適用できない。すなわち、弾塑性解析では排水面付近で間隙水圧の分布形が急変し、ここでの動水勾配が極端に大きくなりなだらかな形状となる弾性解析の間隙水圧分布とは大きく異なる。その結果、排水面から離れた位置での動水勾配が緩やかとなり、弾性圧密解で予測するよりも圧密が遅れる。
- ⑤ 応力集中現象は、ドレーン周辺に際立った過圧密粘土領域を形成し、その過圧密化の程度は粘土層の圧縮沈下量の大きさに関係する。定性的に言えば、過圧密領域が生じない場合に比べ、その圧縮量は小さい。
- ⑥ 排水面近傍の粘土への応力集中は、圧密の初期を除き圧密過程の大半を通じて単調増加する。この粘土の弾塑性圧密挙動は、一方で非排水面側の粘土の応力を緩和させ、半径方向の応力の非一様分布を生じさせる原因となる。
- ⑦ 圧密過程では当然のこと圧密最終状態においても、粘土の有効応力状態は半径方向に一様ではない。弾塑性解析によると、排水面近傍の粘土は、圧密極初期に等方有効応力の増加が卓越し、それ以降は主に鉛直方向の応力集中によって偏差応力 q の増加が卓越する。一方、非排水面側の粘土は、圧密初期には偏差応力 q の増加を

みたのち K_0 より小さな応力比 (q/p') のもとで圧密が進行する。このように平均的には K_0 変形をしているにもかかわらず、ドレーン間粘土は K_0 状態ではなくさまざまな応力状態にある。

(4) 第5章の結論

第5章ではバーチカルドレーンによる圧密で生じる、排水面周辺への応力やひずみの集中化現象に関する因子を検討した。検討は圧密パラメータを系統的に変化させた弾塑性有限要素法にシリーズ解析によって行った。その結果は以下のものである。

- ① 圧縮性に関するパラメータの一つ、圧縮指数 λ (自然対数表示の圧縮指数) の応力集中に対する影響は軽微である。これは膨潤指数 κ (自然対数表示の膨潤指数) を一定にして λ を変化させた解析結果から得られた。
- ② 圧縮性に関するパラメータの一つ、膨潤指数 κ が小さいほど応力集中が顕著である。これは λ を一定にして κ を変化させた解析結果から得られた。
- ③ κ はせん断弾性係数 G に関係し、 G の大きいほど応力集中が顕著となる。 G はポアソン比 ν の関数でもあるので、 ν も応力集中に影響する因子であることが推察される。すなわちポアソン比 ν の小さいほど応力集中は顕著になる。
- ④ 圧縮性が同一であっても、透水係数が大きいほど応力集中は顕著となる。つまり速く圧密させるほど粘土内での応力やひずみの不均一化が激しくなる。また圧縮ひずみは圧密の速さによって異なり、速く圧密させるほど粘土内の応力やひずみの不均一化が激しく、鉛直ひずみが小さくなる。
- ⑤ 同一の粘土地盤における圧密速度は、ドレーンピッチによって決まり、ドレーンピッチの小さいほど圧密速度は大きく沈下量は小さくなる。これは第2章2.3.3節(図-2.13)に示した実現場での沈下挙動と定性的に一致する。

(5) 第6章の結論

第6章では圧密有効応力と圧密係数の関係を解析的に検討した。検討の目的は圧密有効応力や体積ひずみが非一様になると圧密係数がどのように分布し、圧密速度にどのように影響するかを考察することである。この解析では $e \sim \ln p$ の直線性と $e \sim \ln k$ の直線性を仮定した。本章で得られた結論は次のとおりである。

- ① 圧密係数 c_v は初期状態 (e_0, p_0, k_0) と圧密応力 p 、圧縮指数 λ 、透水

係数の指数 λ_k の6つの独立したパラメータによって支配される。

- ② 対数ひずみを用いた場合と工学ひずみを用いた場合では、圧密応力が変化する時算定される圧密係数の値が異なる。例えば、工学ひずみで c_v 一定となる条件 $\lambda = \lambda_k$ の場合でも、対数ひずみの場合は c_v は一定とならない。
- ③ 特に圧密応力比 p/p_0 の変化が大きく（体積ひずみが大きい）、 $\lambda/\lambda_k < 1$ の場合の圧密係数の減少は、対数ひずみの方が大となる。
- ④ 対数ひずみで c_v 一定となる条件は $e = e_0$ の場合のみ、すなわち体積ひずみが生じない場合のみである。工学ひずみでのそれは $\lambda = \lambda_k$ のとき常に成立する。
- ⑤ バーチカルドレーン改良地盤などのように圧密応力比 p/p_0 の変化が大きく、且つドレーン間の粘土に一樣でない応力分布が生じるような場合は、粘土内には圧密全過程を通じてこれに対応した圧密係数が分布する。この現象は c_v 一定を仮定した圧密の計算法（線形弾性理論をもとにした設計法を指す）の解とのズレの原因の一部をなす。

(6) 第7章の結論

第7章は今後に残された研究課題とも言えるものである。すなわち、ひずみ速度が圧密係数の変化にどのように関わると考えるならば、現場の圧密現象（例えば、ドレーンピッチが小さい程圧密係数は低下する、標準圧密試験で得られた圧密係数よりも無処理現場の一次元圧密沈下データから得られた圧密係数は数倍大きい等）をうまく説明できるか検討した。

具体的には、透水係数が間隙比とひずみ速度によって変化すると仮定して、一次元圧密方程式を誘導し、差分計算によって粘土層厚が異なる場合の一次元圧密の問題を解いた。現在のところでは、計算に用いるパラメータの有効な決定法が示されていないなどの課題はあるが、定性的には従来未解明であった標準圧密試験の c_v に比較して、現場の一次元圧密の c_v は数倍大きいという事実を表現することができた。

(7) まとめ

以上のように実地盤の調査、模型実験、数値解析をとおしてバーチカルドレーンによる粘土地盤の圧密変形機構の解明を試みた。その結果、従来関心のなかった、また認識と異なるメカニズムの幾つかを明らかにできたと考えている。実際の粘土地盤で

生じている圧密挙動を、弾塑性圧密として捉えることで、これまで未解明であった多くの問題の説明が可能となった。例えば粘土地盤の攪乱の問題は、従来施工時に生じたものが圧密過程全般にわたって影響し、弾性圧密論での予測と異にする原因と考えられていた。しかし実際の粘土地盤では排水面周辺粘土への応力やひずみの集中化が生じ、その原因はバーチカルドレーンによる粘土の圧密変形機構そのものにある。そしてその応力やひずみの集中化現象は、これまで論じられてきた施工による粘土の攪乱と同様な効果を発揮する事などが、それである。このことは、施工法の工夫によって施工時の攪乱を取り除くことが可能であっても、弾性圧密論から見たいわゆる圧密遅れの現象は避けられないことを示唆している。また、バーチカルドレーンの改良ピッチの差異によって沈下量も変化することも明らかにした。このことは、大規模埋立の土量管理には特に重要で、従来の慣用設計法で求まる沈下量は実際よりも過大な値を予測する傾向にあるので慎重な検討を要することなども示唆する。

しかし、研究を進めて行くにしたがってひずみ速度の存在が新たな問題として台頭してきた。すなわち、粘土の変形挙動に占める粘性の問題である。第2章に示したひずみ速度と圧密係数の関係や、第3章の模型実験で得られた一軸圧縮強度と圧密時間の関係などがそれである。第7章ではひとつの試みとしての検討を行ったが、課題が山積している。粘土の圧密挙動に占める粘性の問題は今後の重要な研究課題である。今後の研究成果が待たれる。

おわりに、本研究での成果がさまざまな角度から検討・解釈され、今後の土質工学研究の一助になれば、この上ない幸いである。

あ と が き

著者が研究を始めたきっかけは、恩師吉國洋博士の学位論文に接する機会を得たことである。昭和52年当時、先生の圧密理論を使ってサンドドレーンによる地盤改良の設計を行おうと悪戦苦闘していたところ、「それならこれを読め」と学位論文を下さった。しかし、浅学な著者には難解で、ほとんど理解できなかった。何度も読み返しながら基礎学力の不足を嘆いた。しかし強烈な衝撃が私の心の中を走った。それは先生の論文の結語に記されている一節、「すでに29才の春であり、“夏の終に咲いた茄子の仇花になるな”という大先輩門田教授の言葉を胸に刻んでの毎日であった。」である。この言葉に勇気づけられ、先生の生きざまに心を打たれ研究らしきもの始めた。しかし、道のりは決して心地よいものでは無かった。土曜日の午後や日曜日といった会社業務のない時には、大学の土質研究室を訪問して机を借りた。家庭をかえりみない日々明け暮れたと妻が回顧していた。現場の圧密挙動を眺めながら、弾性圧密論を中心とした従来の説明や、地表面沈下データをもとにした従来の議論では納得できないものを感じつつ悶々とした日々を送った。最終的に実地盤の粘土内部で生じている応力やひずみの状態を詳細に知ることにより、問題解決の鍵があるとの認識に立ち研究は進められた。既に研究し尽くされているバーチカルドレーンの研究をまだやりたいかと言われつつも、曲がりなりにも研究を継続でき成果の一部をまとめることができたが、粘性の問題が新たな課題として残されており更に研究は進められなければならない。しかし、ここまで来れたのは多くの人に支えられたお蔭である。特に吉國先生には筆舌に尽くし難いご恩を頂いた。先生の存在を除いては現在の著者は語れない。研究の指導をして頂いた先生というより、人生の師であると感じている。先生との出会いは著者が広島大学に入学し土木工学科で土質力学の講義を受けた時に始まる。以来20年余りの時が経つ。この間言葉では言い尽くせない多くの事を教えられ学ばせて頂いた。ここに記して深甚なる謝意を表したい。

またこの研究を遂行することができた大きな要因として、著者を大学に派遣して頂いた会社の恩を除いては語れない。独自で研究らしきものを行っていたが、計らずも二年間大学で研究する機会を与えられた。この機会を作っていた中電技術コンサルタント(株)小石川讓治前社長、木村浩元常務、その機会を温かく見守って頂いた白木堅固社長、および会社の関係各位に衷心から謝意を表します。また、多忙な環境の

中で著者をご支援下さった会社の皆様に厚くお礼申し上げます。

大学の研究室でも多くの方々にご指導ご協力を頂いた。門田教授（現在、広島工業大学教授）には、時々夜中まで研究の悩みなどを聞いて頂いたり、貴重なアドバイスを頂いたりした。先生の御任期中に論文を完成できなかったことを残念に思うとともに、お詫びしたい気持ちである。日下部教授には論文作成に際して貴重なアドバイスを沢山顶戴した。心から感謝申し上げます。土質研究室の助手森脇武夫氏とは、氏が大学に奉職されて以来の良き研究仲間である。いつも討議に加わって頂き、数値解析などでも随分とお世話になった。改めてお礼申し上げたい。また助手の池上慎司氏には学位に向けての厳しい研究生活中的の身でありながら実験を手伝ってもらい、同時に大学での研究生活で随分とお世話になった。心からお礼申し上げるとともに、一日も早い成果の成就をお祈りする。

また、同級生でもある構造研究室の藤井堅助教授には、研究に行き詰まった時など勝手に部屋に押しかけ色々相談にのってもらった。著者にとっての精神的なオアシスにしてしまって申し訳ないと思っているが、研究成果を共に喜んでもらい、お詫びとともにお礼を申しあげたい。琉球大学助手の原久夫氏には、広島大学土質研究室への国内留学中、席を隣合わせ、一年間実り多い討議を交わして頂いた。ここに改めてお礼申し上げたい。また研究仲間のひとりである三菱重工(株)広島研究所の熊本直樹氏の真摯な研究姿勢は著者を大いに刺激した。謝意を表したい。また、柔道部の大先輩でもある大成建設の岡西光彦氏は、時を見計らって慰労してくださり、大いに励まして頂いた。厚くお礼申し上げたい。

本研究の遂行にあたって元大学院生の名合牧人氏（現、大成建設(株)）、大学院の八嶋和幸氏には第三章の実験を行うに際し献身的な協力を頂いた。元大学院生の平尾隆行氏（現、中電技術コンサルタント(株)）には計算の手間を煩わせた。心から感謝する次第である。

本研究の貴重な現場データの収集については中国電力(株)土木部の方々の温かいご支援ご協力をいただいた。深甚なる謝意とともに敬意を表する。

この他にも紙面に書きつくせない程の謝意を表すべき方々が多くある。これらの方々に謝意を表する次第である。

最後になるが、著者を献身的に支えてくれた妻に感謝しつつ、家族と共に論文完成の喜びを分かち合いたい。

佐岡宣博 完