

土の圧密特性とその試験法
に関する研究

昭和 58 年 9 月

梅 原 靖 文

土の圧密特性とその試験法
に関する研究

昭和 58 年 9 月

梅 原 靖 文

目 次

要 旨	7
第1章 序論	8
1.1 研究の工学的背景	8
1.2 研究対象とその分類	9
1.3 論文の構成	9
参考文献	9
第2章 土の一次元圧密とその評価法	10
2.1 概説	10
2.2 標準圧密試験法の問題点	10
2.2.1 一次元圧密と標準圧密試験	10
2.2.2 荷重増加率	10
2.2.3 周面摩擦	11
2.2.4 載荷時間	12
2.2.5 バックプレッジャの影響	13
2.3 連続載荷方式による一次元圧密	13
2.4 結言	15
参考文献	15
第3章 定ひずみ速度圧密試験の理論的背景	17
3.1 概説	17
3.2 微小ひずみ理論にもとづく定ひずみ速度圧密理論	17
3.2.1 Smith - Wahls の研究	17
3.2.2 Byrne - Aoki の研究	18
3.2.3 Wissa らの研究	18
3.3 大ひずみを考慮した圧密理論	19
3.3.1 概説	19
3.3.2 三笠の圧密理論	19
3.3.3 Gibson らの圧密理論	20
3.3.4 Monte - Krizek の理論	20
3.4 大ひずみを考慮した定ひずみ速度圧密の理論的取扱	21
3.4.1 大ひずみを考慮した圧密基本式	21
3.4.2 定ひずみ速度条件のもとでの差分表示	21
3.4.3 定ひずみ速度条件のもとでの差分解	22
3.4.4 差分解の図式表示	22
3.4.5 応力～ひずみ関係	23
3.4.6 圧密定数の決定法の原理	23
3.5 結言	28
参考文献	28

第4章 粘性土の急速圧密試験	30
4.1 概説	30
4.2 急速圧密試験に関する従来の研究	30
4.2.1 段階荷重方式	30
4.2.2 定荷重速度方式	31
4.2.3 定ひずみ速度方式	31
4.2.4 急速圧密試験法としての優位性	32
4.3 著者の実験研究	32
4.3.1 試験装置	32
4.3.2 試料	34
4.3.3 試験方法及び試験条件	36
4.3.4 試験結果の概要	37
4.4 圧密定数及び有効応力の評価法	39
4.4.1 定ひずみ速度方式の場合	39
4.4.2 定荷重速度方式の場合	39
4.5 予圧密とバックプレッシャーの効果	39
4.6 ひずみ速度及び荷重速度の圧密諸特性に及ぼす影響	42
4.6.1 概要	42
4.6.2 $e \sim \log \sigma'$ 特性	42
4.6.3 圧密降伏応力	44
4.6.4 圧密定数	44
4.6.5 定荷重速度圧密におけるひずみ速度	47
4.7 間隙水圧特性と試験所要時間	48
4.7.1 間隙水圧特性	48
4.7.2 試験所要時間	50
4.8 急速圧密試験法としての適用性判定基準	51
4.8.1 試験所要時間	51
4.8.2 圧密降伏応力からの判定	51
4.8.3 間隙水圧比 u_0/σ による判定	51
4.9 結言	51
参考文献	52
第5章 超軟弱粘土に対する定ひずみ速度圧密試験の適用	54
5.1 概説	54
5.2 浚渫土による埋立地盤の一般的特性	54
5.3 標準圧密試験法とその適用限界	55
5.3.1 圧密理論に関する適用限界	55
5.3.2 試験方法に関する適用限界	55
5.4 超軟弱粘土の圧密定数の決定に関する既往の研究	56
5.5 定ひずみ速度方式にもとづく圧密定数の決定法の提案	56
5.5.1 基本的原理	56
5.5.2 圧密定数の具体的決定法	57
5.6 著者の実験研究	58
5.6.1 定ひずみ速度圧密試験装置	58
5.6.2 試料	58

5.6.3	試験方法及び試験条件	59
5.6.4	試験結果の概要	59
5.7	周面摩擦に対する検討	62
5.8	$e \sim \log \sigma'$ 関係と諸条件の影響	64
5.9	圧密係数 c_v と諸条件の影響	64
5.10	結言	65
	参考文献	65
第6章	超軟弱粘土の圧密特性	67
6.1	概説	67
6.2	超低応力下の圧密特性の評価に関する既往の研究	67
6.3	著者の実験研究	68
6.3.1	実験装置	68
6.3.2	試料	68
6.3.3	実験方法	69
6.3.4	試験結果の概要	69
6.4	超低応力下の圧密定数	72
6.4.1	沈降試験結果とその活用	72
6.4.2	沈降及び自重圧密終了後の $e \sim \log \sigma'$ 関係	73
6.4.3	超低応力下の圧密係数 c_v	74
6.5	広範囲のオーダーの応力領域における圧密定数	75
6.5.1	圧縮曲線 $e \sim \log \sigma'$	75
6.5.2	圧密係数 c_v	77
6.6	土のタイプと圧密定数の相関性	79
6.7	結言	80
	参考文献	81
第7章	超軟弱地盤の自重圧密特性	82
7.1	概説	82
7.2	著者の実験研究	82
7.2.1	実験装置	82
7.2.2	試料及び実験方法	82
7.2.3	実験結果の概要	83
7.3	自重圧密現象の数値解法	84
7.3.1	圧密基礎方程式とその差分表示	84
7.3.2	差分計算実施上の2・3の配慮事項	84
7.3.3	自重圧密実験結果の解析のための条件	86
7.4	自重圧密過程における沈下～時間関係	86
7.5	自重圧密過程における過剰間隙水圧変化	87
7.6	現地埋立地盤の圧密沈下解析への適用	88
7.7	結言	89
	参考文献	89
第8章	混合土に対する定ひずみ速度圧密試験の適用	90
8.1	概説	90

8.2	砂-粘土混合土の工学的取扱い	90
8.3	砂-粘土混合土地盤の圧密沈下解析の問題点	90
8.3.1	理論と実際の相違に関する一般的要因	90
8.3.2	地盤の不均一性	90
8.3.3	応力~ひずみ関係の非線形性	91
8.3.4	標準圧密試験結果の解釈上の問題点	93
8.4	混合土の圧密特性に関する著者の実験研究	94
8.4.1	砂・粘土混合土の調整とその特性	94
8.4.2	実験装置及び実験方法	95
8.4.3	試験結果の概要	98
8.5	圧縮曲線及び圧密定数に及ぼす試験方法の影響	98
8.5.1	$e \sim \log \sigma'$ 関係と試験方法	98
8.5.2	圧密定数と試験方法	99
8.6	圧縮曲線及び圧密定数に及ぼすひずみ速度の影響	101
8.6.1	$e \sim \log \sigma'$ 特性とひずみ速度	101
8.6.2	圧密定数とひずみ速度	102
8.6.3	圧密降伏応力とひずみ速度	103
8.7	圧密定数に及ぼす塑性変化の影響	104
8.8	防波堤基礎地盤の安定問題への適用	106
8.8.1	概要	106
8.8.2	建設地点の土質調査及び現地計測	107
8.8.3	圧密による強度増加に対する検討	108
8.9	結言	110
	参考文献	111
第9章	砂質土の液状化過程における圧密現象の評価	112
9.1	概説	112
9.2	排水条件を制御した液状化試験	112
9.2.1	地盤の液状化の予測と排水条件	112
9.2.2	排水効果を考慮した従来の試験	112
9.2.3	著者の方法	113
9.3	著者の実験研究	115
9.3.1	試験装置及び試料	115
9.3.2	試験方法	116
9.3.3	試験結果の概要	116
9.4	排水効果を考慮した液状化の予測	123
9.4.1	液状化予測のための基本的考え方	123
9.4.2	地震時の地盤内せん断応力	123
9.4.3	部分排水条件における液状化強度	124
9.4.4	部分排水条件における液状化強度の評価にあたっての留意事項	124
9.5	排水効果を考慮した液状化の予測の適用例	127
9.5.1	概要	127
9.5.2	新潟地震時の液状化地盤の解析	127
9.5.3	大水深湾口防波堤建設地点の液状化の検討	130
9.6	結言	134

参考文献	134
第10章 結論	136
謝 辭	137
記号表	138

Study on The Consolidation Characteristics of Soils and Consolidation Test Methods

Synopsis

The use of the constant rate of strain consolidation tests (CRS-test) is proposed in order to evaluate the consolidation characteristics of various types of soils underlain by or used for a landfill. The theoretical background of the constant rate of strain consolidation based on the small strain theory is critically reviewed. In addition, the theory of the constant rate of strain consolidation based on the large strain theory is developed. The CRS-test methods supported by these theories can be applied to various practical problems.

First of all, the applicability of the CRS-tests as a rapid consolidation test is examined from various angles and the range of strain rate to be chosen for the test is suggested. Secondly, the use of the CRS-test is proposed to determine the consolidation constants for very soft soils and consolidation characteristics of very soft soils taken from various harbours in Japan are examined in the wide stress range incorporating with sedimentation test results. From these studies, the correlations of consolidation constants with the plasticity index, I_p are found. The validity of the CRS-tests for very soft soils is verified through the analysis of the self-weight consolidation phenomena observed in model landfills. Further, a general procedure is suggested to predict the settlement in a very soft landfill. Thirdly, the CRS-tests are applied to the sand-clay mixtures and found to be effective not only as a rapid consolidation test for soils with different grading, but also as a consolidation test method for soils with a lower plasticity index to which the conventional oedometer test can not be applied. Fourthly, the evaluation of the consolidation phenomenon that takes place during the liquefaction process of sandy soils are examined in relation to the prediction of liquefaction. Namely, the liquefaction resistances under a partial drainage condition are evaluated using the test method specially devised. On the basis of a series of experimental data, the prediction method of liquefaction in which the drainage effect is considered has been proposed. In this connection, it is suggested that the values of m_v and k of permeable soils may be determined by using the CRS-test.

Finally, it will be concluded that the CRS-tests are applicable to various types of soils and useful to cope with the various practical problems regarding consolidation.

土の圧密特性とその試験法に関する研究

要 旨

本研究は埋立地の造成とその跡地利用の合理的推進のために要請される土質工学上の重要な問題として、特に埋立地盤における沈降現象、自重及び載荷重による圧密現象、ならびに液状化過程中的砂質地盤の圧密現象を取り上げ、それらの特性の評価を行うため定ひずみ速度圧密試験の活用を提案し、理論的ならびに実験的検討を行うとともに、実際上の諸問題に対処することを検討したものである。

本文では、初めに、標準圧密試験法の適用上の制約とそれに対処するための手段としての観点から定ひずみ速度圧密試験法の有用性に関する考察を行った。次に、定ひずみ速度圧密試験法の理論的側面について取り上げ、微小ひずみ理論にもとづく定ひずみ速度圧密理論について検討を行う一方、大ひずみを考慮した定ひずみ速度圧密の理論的取扱を行った。その過程において、圧密定数の決定に活用をはかるための図表を作成した。これらの定ひずみ速度圧密試験は各種の目的のため活用される。

まず、粘性土の圧密定数を短期間に合理的に決定するための急速圧密試験に関し、定ひずみ速度圧密試験法の適用性をいろいろな角度から検討するとともに、実用上のひずみ速度の範囲を明らかにした。次に、超軟弱土の圧密定数の決定のために、大ひずみを考慮した定ひずみ速度圧密試験の活用を提案した。本試験法により我国の代表的港湾より採取した海成粘土スラリーの圧密特性を明らかにした。その際、沈降試験結果の活用により定められた微小応力状態における特性との連続性が検討された。 $e \sim \log \sigma'$ 関係ならびに圧密係数 c_v の広範囲の応力領域における変化傾向が明らかにされた。これらの圧密特性は塑性指数 I_p と強い相関関係があることが見出された。超軟弱土に対する圧密試験法の妥当性が模型粘土地盤の自重圧密現象の解析により検証され、また、原位置における超軟弱地盤の沈下予測にあたっての検討方法の一般的手順が提案された。さらに、定ひずみ速度圧密試験法の混合土への適用性が系統的に調べられ、特に、標準圧密試験法の適用できない低塑性の混合土に対しても有効に適用できることが明らかにされた。最後に砂質地盤の液状化予測に関し、砂質土の圧密現象の評価が検討された。その際、地震時の現実の排水条件を考慮した液状化試験法の開発が行われ、それをを用いて部分排水条件における液状化強度の評価が行われた。さらに、透水の影響を考慮した液状化の予測方法が提案され、砂質土の圧縮性及び透水性の評価手法として定ひずみ速度圧密試験法の活用法が提示された。

以上述べた各種の問題への活用を通じ、定ひずみ速度圧密試験法を各種の状態の土に適用することの有用性が明らかにされた。

第1章 序論

1.1 研究の工学的背景

国土が狭く四囲を海に取り囲まれた我国においては、臨海部の沖積平野に都市が発達し、人口と生産工場がひしめきあっており、海面の埋立により新しい土地を造成しようとする要求は従来より絶えない。ことに昭和30年代後半には、産業経済の発展にともない、海面の埋立により臨海工業団地としての土地造成が盛んに行われた。その後、埋立地立地の重化学工場等から発生する公害問題を端緒として、埋立地の安易な造成については批判的な社会情勢とはなったが、都市再開発を目的とする埋立地の造成はなお要請の高いものがある。近年、海洋開発の必要性が叫ばれ海上空港や沖合人工島建設の要望が高まり大水深地点での大規模埋立地造成がすすめられるよう勢いがある。しかしながら、我国の港湾地域は軟弱な沖積層の堆積しているところが多く埋立造成を行い、さらに、その上に構造物を建設する場合には地盤条件に対して多くの土質工学上の問題が存在する。

埋立地における宿命的な問題として、沈下、とりわけ、長期間にわたって継続する圧密沈下の問題がある。これには、埋立層自体の自重圧密沈下と埋立土を載荷重とする原地盤軟弱粘土層の圧密沈下がある。これに関連して、埋立層下部の軟弱粘土層の圧密特性の把握と埋立土自体の圧密特性の評価が必要となる。

埋立層下部の圧密沈下量と沈下速さに関する予測は、一次元圧密理論が原理的に適用可能なケースとして標準圧密試験法により求められた圧密定数を用いて行われる。しかし、標準圧密試験法は土質試験の中でも最も長時間を要するものであり、沈下解析に必要な圧密定数を短期間に合理的に定めようとするのが要請される。とりわけ、埋立地における不同沈下の合理的推定のためには高密度の土質調査の必要性が強調されており¹⁾、圧密試験の急速化、自動化は実用上の大きな検討課題となっている。

一方、浚渫土を用いた埋立地造成の場合、埋立層が超軟弱であることが多く、そのような場合の沈下の予測ならびに地盤改良工法を選定するにあたって、設計の基本となる埋立土の圧密特性の評価が不可欠となる。従来、埋立地造成計画は航路や泊地の浚渫事業による浚渫土の処理の問題と関連してたてられることが多く、必要な埋立土量は航路・泊地の浚渫土量とバランスするように計画するのが基本的な考え方である。しかしながら、浚渫土自体が軟弱な場合は造成された埋立土自体にも重要な問題点が生じてくる。このような地域の土地造成に対しては、それぞれの地域の地盤条件、跡地利用計画に応じて

最も適した工法を選定し、合理的な施工を行うことが必要となる。近年、環境保全の観点から海底汚泥の処理処分が大きな問題点となっている。処理処分の対象とされる汚泥は大別すると有害物質含有汚泥、油分含有汚泥、有機物含有汚泥ないしはそれらの複合物である。これらの汚泥処理の基本は浚渫と埋立であるが、従来からの浚渫埋立工法では、浚渫時の汚泥のかく伴や埋立地での余水の流出など二次汚染の危険性がある。したがって、汚泥の処理処分にあたっては汚泥の浚渫、処理過程及び埋立後の挙動までを充分配慮した対策の必要性があり、工事にもなる環境汚染をできるかぎり少なくするような方法を選定して、拡散防止、余水処理などに努めるとともに魚介類対策や環境監視にも充分配慮することが要望されている。このような状況下における埋立処分地の設計に関しては土質工学的観点から考慮すべき重要な問題がある。中でも汚泥の埋立処分地としてのスペースに制約がある場合が多く、浚渫及び埋立時における土量計算については従来の埋立地の設計にくらべてはるかに高い精度が要請される。その際、特に問題となるのが埋立処分地における沈下量の予測であるが、そのために必要とされる超軟弱土の沈降及び圧密特性の評価については未解決のままである。なお、本論文においては超軟弱土とは自然含水比 $w = 150\%$ 程度以上の土を指すものとする。

埋立地は一次元圧密理論にもとづく沈下解析法が適用可能な条件にある。しかしながら、埋立層下部の軟弱層における沈下の予測精度はかならずしも十分ではなく、その原因についても色々な観点から検討がなされている。特に、シルト層のように透水性の大きい土に対しては沈下解析に必要な圧密定数を決定するための標準圧密試験法に適用限界が存在することが重要な問題点として指摘されており²⁾、それに対する解決策が要請されている。

埋立地が砂質土で造成された場合には、埋立層下部の軟弱層による沈下のほかに埋立地盤の液状化の予測と対策が必要な検討事項となる。地震時の地盤の液状化を取り扱う場合、完全非排水条件を仮定することは従来の基本的な考え方であったが最近では透水性の影響を考慮することが重要視されている。このような場合に、砂質地盤の透水性及び圧縮性をどのように合理的に評価し、液状化予測の中に反映させるかということは重要な研究課題となっている。

埋立地の造成とその跡地利用を合理的にすすめるにあたって色々な問題があるが、とりわけ、上述したような土質工学上の問題点に配慮することが基本的に重要と考えられ、本研究はこれらの問題とその解決への要請に対

処しようとするものである。

1.2 研究対象とその分類

本研究の工学的な背景は前述したように埋立地における土質工学上の問題点とその解明への要請である。その中でも埋立地盤における沈降・圧密ならびに透水に係わる問題、すなわち、埋立地盤における沈降現象、自重及び載荷重による圧密現象ならびに液状化過程中の圧密現象を研究対象としている。具体的には、1) 粘性土を対象とした急速圧密試験に係わる問題、2) 超軟弱粘性土を対象とした浚渫土の埋立処分に係わる問題、3) シルト質土を対象とした圧密の予測とその精度に係わる問題ならびに、4) 砂質土を対象とした透水の影響を考慮した液状化の予測に係わる問題を取り上げている。

これらの課題に共通するものは圧密現象であるが、その評価を標準圧密試験法により行うことは困難である。本研究においては各種の条件における圧密現象の評価のため、定ひずみ速度圧密試験法の活用を試みており、定ひずみ速度条件における土の特性を把握することにより実際上の問題に対処することを検討している。これらは、また、いずれも部分排水条件における各種の土の力学的特性に関する問題であり、間隙水圧の挙動の追跡により有効応力の原理にもとづく整理を行うことを基本としている。

1.3 論文の構成

本研究論文は上述した背景のもとでの研究課題を対象としており、その内容は以下の各章より構成されている。

まず、第2章においては、標準圧密試験法の適用上の制約とそれに対処するための手段としての観点から連続載荷方式による圧密試験法の有用性に関する検討を行う。

第3章においては、微小ひずみ理論にもとづく定ひずみ速度圧密の理論的側面について考察を行うとともに、大ひずみを考慮した定ひずみ速度圧密の理論的取扱を提示する。

第4章においては、粘性土の急速圧密試験に関する比較・検討を行い、定ひずみ速度圧密試験法を急速圧密試験法として活用する場合の適用条件に関する考察を行う。

第5章においては、超軟弱地盤における沈下予測の現状と問題点を検討し、超軟弱土の圧密定数の適切な評価のため、定ひずみ速度圧密試験法の活用を提案する。

第6章においては、第5章で提案した試験法と沈降試験法を併用することにより、広範囲の応力領域の超軟弱土の圧密特性を調べる方法を提示し、我国の代表的な港湾より採取した超軟弱土に適用する。

第7章においては、模型槽における自重圧密現象の観測と解析を行い、第5章で提案した方法により決定した

圧密定数の妥当性を検討する。あわせて、超軟弱地盤の沈下予測方法の一般的手順を提案する。

第8章においては、粒度組成の広範囲に変化する砂と粘土の混合土に対し、標準圧密試験法の適用限界ならびに定ひずみ速度圧密試験法の適用性に関する検討を行う。

第9章においては、砂質土の液状化過程における透水性の影響の定量的評価とその影響を考慮した液状化の予測に関する提案を行う。これに関連して、定ひずみ速度圧密試験法の砂質土への適用性についての検討を行う。

第10章においては、第9章までの成果を要約し結論とする。

参考文献

- 1) 奥村樹郎・土田 孝：“土質定数のばらつきを考慮した不同沈下の推定”，港研報告，第20巻，第3号，1981，pp. 131 - 138.
- 2) 小林正樹・松本一明・奥村樹郎：“広島空港における圧密沈下現象の解析”，第19回土質工学シンポジウム — 圧密試験法とその結果の解釈 — ，1974，pp. 61 - 70.

第2章 土の一次元圧密とその評価法

2.1 概説

広大な埋立地における粘性土地盤の沈下は典型的な一次元圧密現象とみなしうる。その場合の沈下量の評価は Terzaghi の一次元圧密理論にもとづく標準圧密試験の結果を用いて行われる。実際には三次元圧密と考えられる問題さえも標準圧密試験により求められた圧密定数を経験的に修正して使用することが行われている。このように粘性土地盤における実際の沈下解析の面では、ほとんど標準圧密試験法にもとづく結果が用いられているのが現状である。

しかし、標準圧密試験は試験終了までに長時間を要すること、微小応力領域ないしは高含水比を持つ土に対しては適さないこと、透水性の大きい土に対しても不相当であることなどのいくつかの制約がある。さらに、また、砂質地盤における液状化現象の予測には浸透流の影響を考慮することが必要となる場合があり、また、液状化による砂質地盤の沈下予測を行う場合など、砂質地盤の圧密及び圧縮特性の評価が必要である。このような場合、標準圧密試験を適用することは圧縮性の評価を目的とする以外には全く不相当である。

著者は上述の各種の制約に対しては後の章でそれぞれ明らかにされるように定ひずみ速度圧密試験の活用が有効であることに着目し、上述の各問題に対処することを検討している。本章においては、定ひずみ速度方式の圧密試験の各種の問題への適用性を検討するのに先だって、標準圧密試験法のように段階的載荷方式による載荷方法と定ひずみ速度圧密試験法のように連続的な載荷方式について一次元圧密の評価方法としての観点から両試験法を検討している。

2.2 標準圧密試験法の問題点

2.2.1 一次元圧密と標準圧密試験

粘土地盤の表面に無限幅の荷重を加えると間隙水の流れも圧縮も鉛直方向にのみ生ずる。このような場合の圧密は一次元圧密と呼ばれ、Terzaghiの理論的体系化以来、実際問題への幅広い適用がはかられている。

Terzaghi の一次元圧密理論は以下の10個の仮定に基づいている。²⁰⁾

- ① 粘土は均質である。
- ② 粘土は完全飽和である。
- ③ 粘土粒子も間隙水も非圧縮性である。
- ④ 粘土にかかる圧密荷重は圧密期間中を通じ、また、全粘土層中どこをとっても一定値をとる。また、粘土層の自重による応力は無視する。

⑤ 粘土の骨組構造の圧縮は荷重方向に一次的に生じ、横方向には生じない。

⑥ 粘土の間隙水の流れも圧縮方向と同じで、一次的に生じる。

⑦ 間隙水の流れは Darcy の法則、 $v = ki$ にしたがう。ただし、 v は流速、 k は透水係数、 i は動水勾配である。

⑧ 有効圧密応力 σ' と粘土の圧縮ひずみ量とは直線関係にある。すなわち、体積圧縮係数 m_v は圧密過程中一定値をとる。

⑨ 粘土の透水係数 k は圧密過程中変化しない。したがって、圧密係数 $c_v = k / (m_v \gamma_w)$ も一定である。

⑩ 圧密中の粘土の厚さの変化による影響は無視する。以上の仮定により、(2.1)式で示す圧密基本式が導かれる。

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{k}{m_v \gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (2.1)$$

ここに、 $c_v = k / (m_v \gamma_w)$ は圧密係数、 k は透水係数、 γ_w は間隙水の単位体積重量であり、 k 、 m_v 、 c_v は圧密中一定と仮定されている。

Terzaghi の圧密理論では、圧密の時間的な進行が(2.1)式のように過剰間隙水圧の時間的消散という型で表されているが、これは粘土層の圧縮の程度と同等である。

(2.1)式を両面排水条件ならびに過剰間隙水圧一定の初期条件のもとに解いて得られる過剰間隙水圧の時間的場所的分布から平均化して得られる粘土層の平均圧密度～時間関係

$$U = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} \exp(-M^2 T_v) \quad (2.2)$$

$$M = \frac{\pi(2m+1)}{2}$$

は標準圧密試験法における圧密定数決定の基本となるものである。ただし、 $T_v = c_v t / H^2$ は時間係数と呼ばれ、圧密速さの計算に用いられる。

標準圧密試験法では、間隙水圧は測定されず、定荷重条件のもとにおける時間～沈下曲線から各荷重段階における圧密定数を所定の方法で求めることになる。この際、標準圧密試験実施上、以下に述べるようないくつかの問題点が指摘されている。

2.2.2 荷重増加率

標準圧密試験の場合には、荷重は0.1, 0.2, 0.4, 0.8 …… 12.8 kgf/cm²と次々に倍増され、各荷重段階ごとに時間・沈下曲線が測定される。すなわち、標準圧密試

験においては荷重増加率 $\Delta p/p$ は 1 に保たれている。しかし、実際の地盤での圧密においては、 $\Delta p/p$ はかならずしも 1.0 ではなく、 $\Delta p/p < 1.0$ の場合が多い。室内試験ではできるかぎり、実際の条件に近づけるべきものとする。荷重増加率の圧密試験結果に及ぼす影響が問題となる。

荷重増加率の影響については、Taylor¹⁾をはじめとして、古くより多くの研究が行われている。これらの研究の対象は圧密沈下の時間的变化、圧縮曲線、二次圧密などである。

圧密沈下の時間的变化については、Leonards らが一連の実験的研究を行っており、圧密沈下曲線の型を図-2.1 のように 3 つのパターンに分類している。(Leonards 他^{2),3)})。荷重増加率が十分大きい ($\Delta p/p \geq 1.0$) とタイプ I の沈下曲線が得られるのに対し、 $\Delta p/p$ が小さい場合には、II または III のタイプの沈下曲線が現われること、そのうち、II のタイプは荷重増分が先行圧密応力をまたいで加えられる場合、III は先行圧密応力より十分大きい応力において荷重増分が加えられる場合の沈下曲線である。各シリーズの実験においては過剰間隙水圧が測定され、過剰間隙水圧ゼロとなる時間が図-2.1 上において示されている。また、それにより一次圧密と二次圧

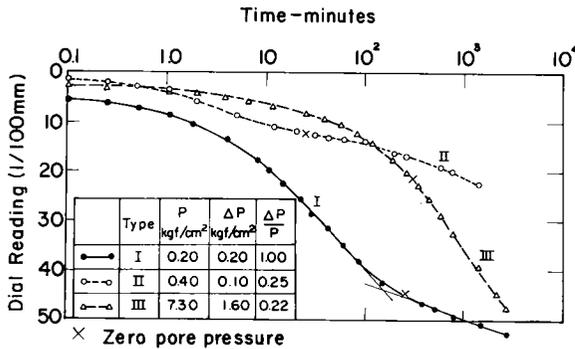


図-2.1 時間～沈下曲線に及ぼす荷重増加率の影響 (Leonards-Girault, 1961)

密の部分が区別されている。

タイプ II または III の型の沈下曲線については、粘土の骨組構造の強さにくらべて、かなり小さい荷重をかけた場合には、内部に間隙水圧が十分発生せず、沈下曲線が Terzaghi 型よりもクリープ型になる。このような場合に通常の方法により c_v を決定したとしても c_v 本来の意味が失われたものとなる。Newland-Alley⁴⁾ も荷重増加率の 1 より大きい場合に対して圧密曲線に及ぼす影響を実験的に調べ、 $\Delta p/p$ が 1.0 ぐらい大きくなると全沈下量はほとんど一次圧密のみからなり、Terzaghi の一次

元圧密理論にしたがう時間～沈下曲線を示すことを指摘している。

圧縮曲線に及ぼす荷重増加率の影響については、荷重速度とからめて、多くの実験的な研究が行なわれている。Leonards - Ramiah⁵⁾ によると 2～3 時間から数週間の範囲の荷重時間は以下の条件の場合にはほとんど圧縮曲線に影響を及ぼさない。すなわち、①過剰間隙水圧が実質的に消散しうる程、十分長時間が経過していること、②荷重増加率が充分大きいこと、③異常に高い二次圧密が生じないことなどである。しかしながら、荷重増分が小さい場合には、荷重時間の影響を受ける。

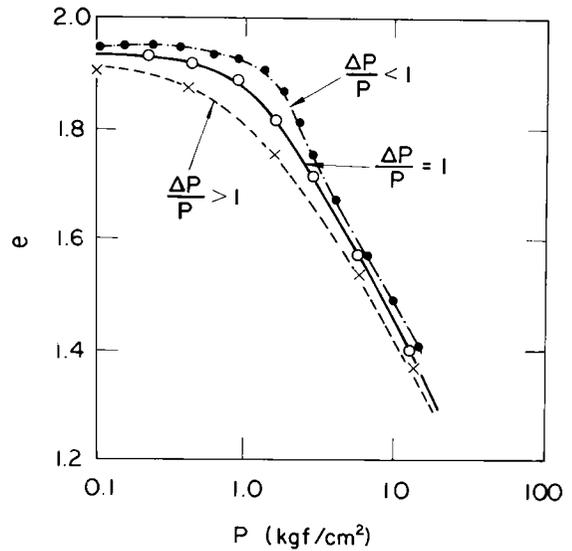


図-2.2 荷重増加率による圧縮曲線の相違 (Leonards - Ramiah, 1959)

図-2.2 は圧縮曲線に対する荷重増加率の影響を示したものの一例である (Leonards, 他⁵⁾)。図-2.2 より荷重増加率が小さい場合、圧密降伏応力 p_c が大きく現われ、圧縮指数も大きくなる。

圧密係数 c_v に及ぼす荷重増加率の影響は非常に大きい。図-2.1 においてタイプ I の沈下曲線の場合には、Terzaghi 型の沈下曲線として c_v が合理的に決定される。一方、図-2.1 のタイプ II または III の沈下曲線は過圧密領域における圧密の場合に見られるものであるが、このような場合、内部に間隙水圧が十分発生せず、沈下曲線がクリープ型になるため沈下が Terzaghi の一次元圧密理論に従うものとして、圧密係数 c_v を強引に求めることは無意味となる。

2.2.3 周面摩擦

慣用の標準圧密試験においては、供試体は金属製のり

ングの中に入れられ、側方拘束された状態で軸方向の圧縮を受ける。この際、試料とリングの間に圧密過程中及び圧密終了時にリングに対する側方圧力により周面摩擦が生じる。

Taylor¹⁾が周面摩擦の影響に関する系統的な研究を行い、周面摩擦係数として、0.15～0.30を見出し、さらに、全荷重の80～90%程度の荷重しか供試体下端に伝達され得ないことを報告して以来、多くの研究者による研究が行われ、その定量的評価が試みられている。周面摩擦の影響については、Hansbo⁶⁾、柴田⁷⁾、Leonards-Girault²⁾、中瀬⁸⁾及び門田^{9),10)}らの研究がある。

Hansbo⁶⁾はTaylorが用いたものと同様の浮動リングタイプの圧密試験装置を用い、周面摩擦の測定を行い、周面摩擦係数として、それぞれ0.15～0.30及び0.17～0.29の値を報告している。

柴田⁷⁾も浮動リングタイプの圧密試験機を用い、圧密リングを4本の柱を介してペローズで支え、ペローズ内の水圧の調節により周面摩擦を直接測定する方法と三軸圧縮試験機のセル中にセットされた供試体にとりつけた側方変位計により側方変位ゼロの無摩擦圧密試験を行い、その結果と標準圧密試験結果を比較する方法により、周面摩擦の定量的評価を行っている。その結果、初期間隙比の小さいものほど周面摩擦は大きいこと、周面摩擦係数は試料により15～30%の範囲にあり、荷重の増加によりほぼ15%程度に収れんすることを見出している。

Leonards-Girault²⁾もHansbo⁶⁾と同様の装置に底面間隙水圧の測定を可能にした機能を持たせた装置により、各種の摩擦力の減少対策を検討している。その結果、リング内にテフロンコートを施し、かつ、グリースを塗布することにより、減少効果が大きいことを報告している(図-2.3参照)²⁾。

中瀬⁸⁾は固定リングタイプの圧密試験機を用い、供試体高さを1～4cmにかえ、圧密試験中に圧密リング下端に伝達される荷重をブルーミングリングにより測定する方法により周面摩擦の定量的評価を行ない、これらが圧縮曲線、 $m_v \sim p$ 、 $k \sim p$ の型でプロットすると周面摩擦の影響をほとんど受けないことが指摘されている。また、周面摩擦に関するTaylorの解析法にTerzaghiの近似的な圧密解法を応用することにより圧密過程中的周面摩擦の定量的評価を行っている。その結果、周面摩擦係数は0.15～0.30にあること、通常の寸法の供試体に対しては、平均有効荷重は75～90%程度にあることを報告している。さらに、重要な結論として圧密定数に及ぼす影響については、 $m_v \sim p$ 、 $k \sim p$ の型でプロットすると周面摩擦の影響をほとんど受けないことが指摘されている。

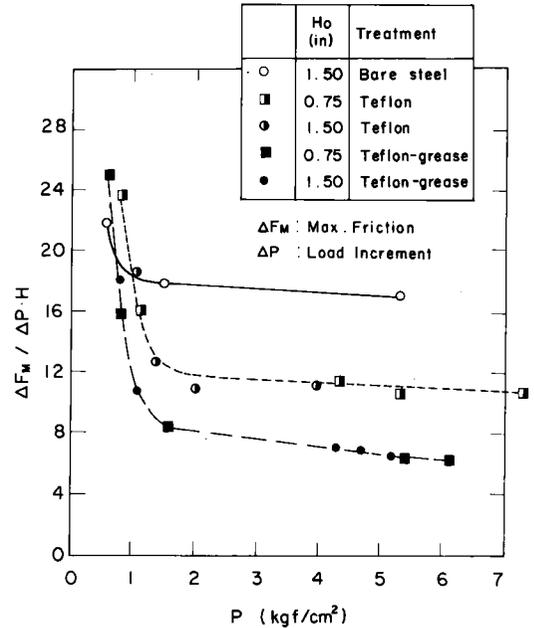


図-2.3 最大周面摩擦に及ぼす圧密リング表面処理方法の効果 (Leonards-Girault, 1961)

門田^{9),10)}は周面摩擦に関する広範囲な研究を実験的、理論的に行っている。門田は周面摩擦による影響を考慮した圧密基本式を導き、その数値解をもとに、圧密係数及び体積圧縮係数を決定する慣用の方法について、周面摩擦の影響を理論的に検討している¹⁰⁾。また、門田は各研究者により実測された周面摩擦力はかならずしも一致していないが、それらのデータを有効応力にもとづいた整理を行うと比較的良い一致がみられることを指摘している。この場合、周面摩擦係数は有効応力の小さい場合にかかなり大きい値が得られ、有効応力の増大とともにほぼ一定値に収れんする傾向があること、周面摩擦係数が一定となる有効応力は先行圧密応力により異なり、先行圧密応力の数倍程度であることが指摘されている。

2.2.4 荷重時間

標準圧密試験においては、各荷重段階の荷重を24時間ごとに行うこととしているが、この荷重時間は全く便宜的に定められたものであり、現実の荷重条件とは一致していない。通常の圧密試験の場合、いわゆるTerzaghiの一次元圧密理論にしたがう一次圧密の部分は一時間程度以内に生じていることが多く、24時間の荷重時間のほとんどの部分は二次圧密の部分に対応している。

荷重時間の圧密試験結果に及ぼす影響については、Crawford¹¹⁾が同一荷重増加率 $\Delta p/p$ に対し、各段階の荷重を一次圧密終了時、24時間及び1週間の3種類に

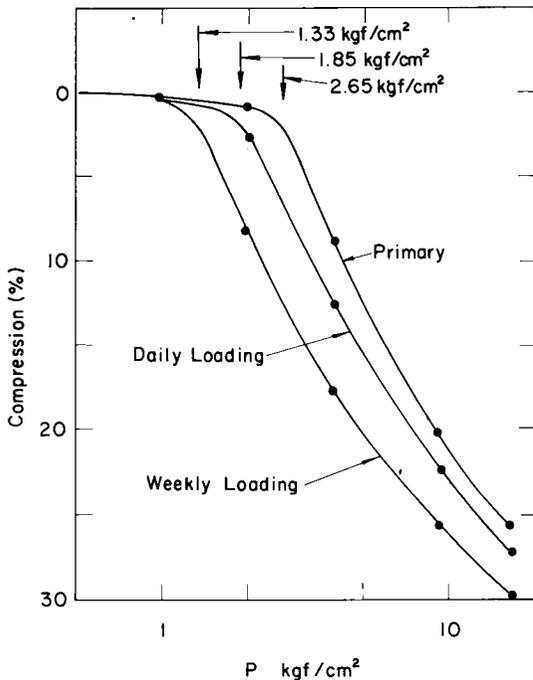


図-2.4 圧縮曲線に及ぼす載荷時間の影響 (Crawford, 1964)

変えた圧密試験を実施し、各ケースの圧縮曲線を比較している。それらの結果が図-2.4に示されている。図-2.4より載荷時間が長くなると各荷重段階での沈下量が大きくなるため、圧縮曲線が下方へ平行移動する。これらの各圧縮曲線より Casagrande の圧密降伏応力が求められるが、載荷時間が長くなるとこの値は小さくなる。しかし、図-2.4は、また、載荷時間の長短によって処女圧縮曲線の勾配はほとんど影響を受けないことをも示している。このことは圧密降伏応力が載荷時間により変わるものであり、Casagrande により当初提案されたような圧密先行荷重を表すものでないこととともに、後述するような急速圧密試験法の有効性を支持する根拠ともなっている。

2.2.5 バックプレッシャーの影響

原位置から採取した試料を用いてせん断試験を行う場合には、試料が原位置で受けていた状態にもどしてやる操作、すなわち、バックプレッシャーを加えてやるのが有効であることが認められている。間隙水圧の測定をともなう場合には、特に有効かつ必要な処置である。

標準圧密試験の場合には、過剰間隙水圧の測定は行わないが、原位置から採取された不攪乱試料を用いる場合には試料は多かれ少なかれ乱れの影響を受けやすく、か

つ、不飽和状態となりやすいのでバックプレッシャーを加えることはこの場合にも有効な処理と考えられる。

標準圧密試験の場合にバックプレッシャーがどのような効果を及ぼすかについては、Loweら¹²⁾及び赤井・小谷¹³⁾の研究がある。Loweらはバックプレッシャー載荷の可能な圧密装置を用い、一次元圧密を行った。この結果、バックプレッシャーをかけることにより、圧密係数 c_v の過圧密領域における不安定性がなくなり、正規圧密領域を含む広範囲の応力領域において平坦化する傾向があることを見出している。また、圧密曲線における初期補正の必要性がなくなったことをも報告している。赤井・小谷はバックプレッシャーをかけて三軸圧密試験を実施することにより、バックプレッシャーなしの場合にくらべて二次圧密の量が相当減少すること、また、全沈下量はバックプレッシャーを加えるとやや減少する傾向があることを報告している。

2.3 連続載荷方式による一次元圧密

粘土層の圧密沈下量、沈下速さを推定するための定数を求める標準圧密試験は非常に理想化された型ではあるが現地の外力、変形、排水条件を一応近似させた条件で行なおうとするものである。標準圧密試験の載荷形式としては、一定荷重を段階的に載荷する方式が採用されている。

連続載荷圧密試験は荷重を連続的に載荷し、この間の荷重、変位、間隙水圧を計測するものであり、変形は有効応力により規制され、変形に関係する定数は載荷方法によらないということを前提条件としている。荷重、変位、及び間隙水圧のうち、いずれを制御するかにより次の3つの方法がある。

- ① 定ひずみ速度圧密試験—ひずみ速度一定
- ② 定載荷速度圧密試験—載荷速度一定
- ③ 定動水勾配圧密試験—底部間隙水圧一定

定ひずみ速度圧密試験は Crawford により $e \sim \log \sigma'$ 関係を合理的に定める試験法として試みられた。すなわち、標準圧密試験は現実に想定されるよりもはるかに過大なひずみ速度で実施されており、現実にあった条件での圧縮性を求めるためにはほとんど過剰間隙水圧の発生を許さないような試験をする必要があるとされ、ひずみ速度を制御した試験が行われた。この試験法については、その後、急速圧密試験法としての有用性が注目され、Byrneら¹⁴⁾、Smith¹⁵⁾、Wissaら¹⁶⁾などにより、理論的な取り扱いが行われ、 $e \sim \log \sigma'$ 関係のみならず圧密諸定数も定められるようになった。この方法は急速圧密試験としてのみならず各種の用途への応用が可能であり、それらについては後の章において述べる。

定ひずみ速度圧密試験法の考え方に示唆を受け、1969年頃に、定載荷速度圧密試験及び定動水勾配圧密試験がそれぞれ、網干ら¹⁷⁾及びLoweら¹⁸⁾により相ついで提案された。網干らは段階方式の圧密試験における時間～沈下曲線の型や一次圧密及び二次圧密の割合が前述のように層厚 H や荷重増加率 $\Delta p/p$ を変えると大幅に変わることから、標準圧密試験に固執することは得策ではなく、実験誤差の範囲内で合理的な圧密定数の決定の可能な方法があれば、それを標準圧密試験法の代用として用いることは実用上十分な価値があるとの観点から定載荷速度方式を提案している。一方、Loweらは圧密試験は原位置の土要素の受ける条件をできるかぎり近似させて行う必要があるが、標準圧密試験の場合の排水面と不透水面（中央面）の間隙水圧の変動は現実の動水圧にくらべあまりにも過大であることから動水勾配を現実のそれに対応した条件で試験を行う必要があるとの観点から定動水勾配圧密試験を提案している。この方法においては、不透水面での間隙水圧を一定とするよう鉛直応力を変化させることになる。

上述の3種類の試験方法は線形材料の場合には全く同等になる。実際には土の応力～ひずみ関係の非線形性のため3種類の試験は異なることになる。

これらの3種類の試験方法のそれぞれについて、荷重、沈下及び間隙水圧の関係を標準圧密試験の場合と対比して描くと以下ようになる。

図-2.5は標準圧密試験の場合の荷重及び沈下の模式図を示す。図-2.6及び図-2.7は定ひずみ速度圧密試験及び定載荷速度圧密試験の場合の荷重、沈下、間隙水圧の関係を示すものであり、それぞれ、変位または荷重

を時間 t に対して線形的に増加させることにより連続的の荷重が行なわれる。図-2.8は標準圧密試験及び定動水勾配圧密試験の場合の過剰間隙水圧のアイソクロンを対比して示す。

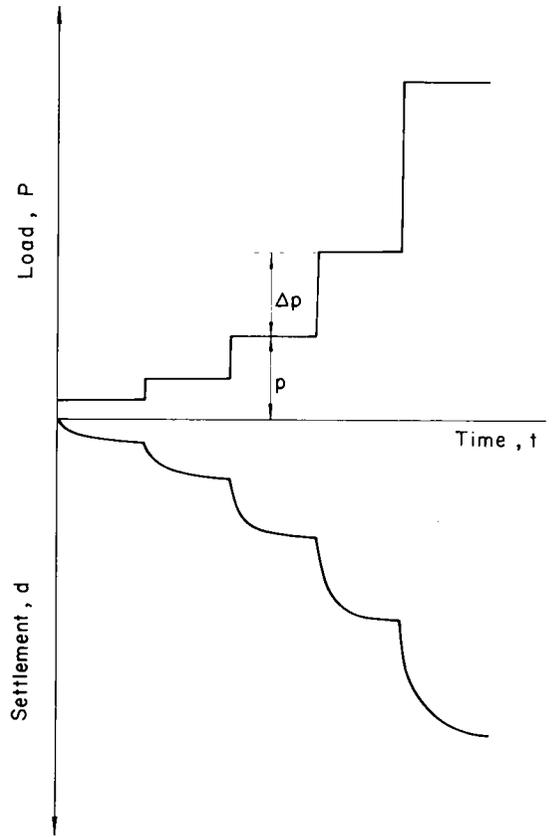


図-2.5 標準圧密試験の荷重形式の模式図

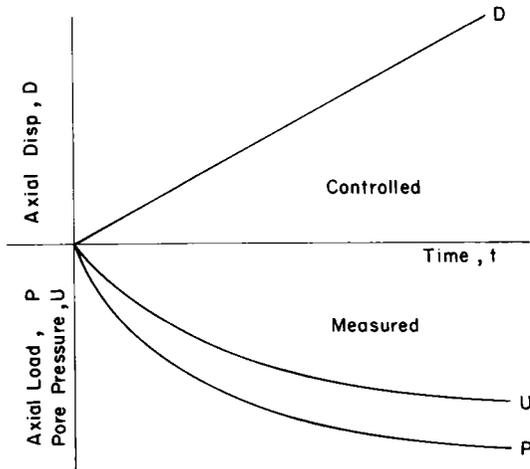


図-2.6 定ひずみ速度圧密試験の模式図

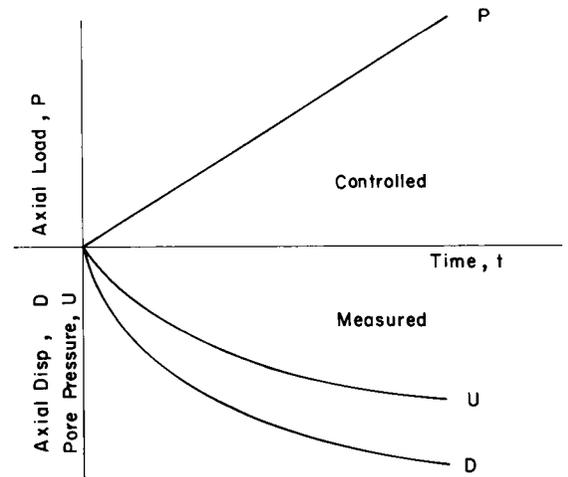


図-2.7 定載荷速度圧密試験の模式図

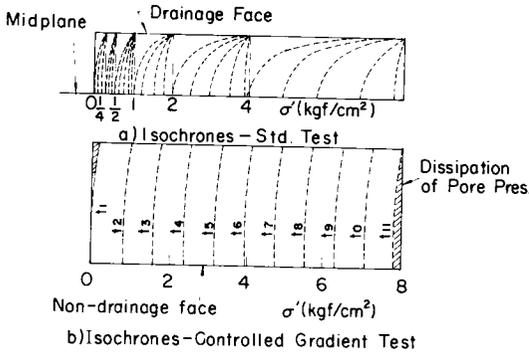


図-2.8 標準圧密及び定動水勾配圧密試験における
間隙水圧のアイソクロンの比較 (Lowe, 他,
1969)

上述した連続載荷方式による圧密試験の場合、いずれも、供試体の片面から排水し、他の面で間隙水圧を測定し、平均的な有効応力とひずみの関係ならびに圧密定数を計算する。したがって、各載荷段階毎に過剰間隙水圧が完全に消散してしまうまで待つ必要のある標準圧密試験にくらべ、急速化をはかるうえで本質的に有利な面がある。特に、定ひずみ速度圧密試験の場合については、以下のような指摘がある。

Hamilton¹⁹⁾は試験供試体を乾燥後調べたところ、標準圧密試験の場合には、周面摩擦にともなう応力変化の状況が著しいことが観察されたのに対し、定ひずみ速度圧密試験の場合には、そのような傾向ははるかに小さいことを見出している。Vaid²¹⁾は標準圧密試験の場合、先行圧密応力の決定が困難であるのに対し、定ひずみ速度圧密試験の場合、みかけの先行圧密応力の決定が正確に行えることを指摘している。また、Wissa¹⁶⁾は定ひずみ速度圧密試験においては試験時間が短縮しうること、応力～ひずみ及び圧密特性が試験中、連続的に得られること、したがって、既往最大圧密応力がより正確に定義されること、現地条件に近い小さな動水勾配で試験しうること、ならびに自動化が容易であることを利点として指摘している。

上述したように、連続載荷圧密試験法は急速圧密としての用途のみならずいずれも自動制御、自動記録が容易であり、したがって、圧密定数の決定が容易であるという点で将来性の高い方法と考えられる。中でも定ひずみ速度圧密試験は試験装置自体も簡単であり、また、操作も最も容易であり、用途も広い点で有用性が高い。それらの詳細については後章で検討されている。

2.4 結言

本章においては一次元圧密とその評価方法についてとり上げた。まず2.1では粘土地盤の圧密沈下計算に必要な

定数を決定するため、標準圧密試験法が通常使用されるが、目的あるいは対象土質によっては、いくつかの制約があることを指摘した。2.2では標準圧密試験法自体の問題点について従来の研究成果を概観し、その試験結果への影響について検討した。また、2.3では連続載荷方式の圧密試験についての一般的特性にふれ、標準圧密試験の制約に対処するための手段としての観点から連続載荷方式の圧密試験の有用性について検討を行った。

以上の検討の結果、標準圧密試験の持つ制約に対処する方法として連続載荷方式の圧密試験が有用であり、これらはいずれも自動制御、自動記録が容易であるという点で将来性が高いこと、中でも、定ひずみ速度圧密試験法は試験装置の簡易性、操作の容易さという点で有用性が高く、かつ、各種の目的への用途が広いことが指摘される。

参考文献

- 1) Taylor, D.W. : "Research on consolidation of clays", Publ. Serial 82, Dept. Civil and Sanitary Eng., M. I. T., 1942.
- 2) Leonards, G. A. and Girault, P. : "A study of the one-dimensional consolidation test", Proc. 5th Internat'l. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engrg., Vol. I, 1961, pp.213 - 218.
- 3) Leonards, G.A. and Altschaeffl, A.G. : "Compressibility of clay", Proc. of ASCE, Vol. 90, No. SM5, 1964, pp.133 - 155.
- 4) Newland, P.L. and Allely, B.H. : "A study of the consolidation characteristics of a clay", Geotechnique, Vol.X, No.2, 1960, pp.62 - 74.
- 5) Leonards, G.A. and Ramiah, B.K. : "Time effects in the consolidation of clay", Symposium on Time Rate of Loading in Testing Soils, ASTM STP No.254, 1959.
- 6) Hansbo, S. : "Consolidation of clays, with special reference to influence of vertical sands", Proc. Swedish Geo. Inst., No.18, 1960, pp.27 - 41.
- 7) 柴田 徹 : "粘土の圧密に関する二・三の問題", 京大防災研究所年報第5号A, 1962, pp.1 - 11.
- 8) Nakase, A. : "Side friction in conventional consolidation test", Report of Port and Harbour Technical Research Institute, No. 3, 1963.
- 9) Monden, H. : "Characteristics of side friction in the one dimensional consolidation",

- Soils and Foundations, Vol. IX - No. 1, 1969, pp. 11 - 41.
- 10) Monden, H. : " One - dimensional consolidation affected by side friction ", Soils and Foundations, Vol. IX - No. 1, 1969, pp. 42 - 74.
 - 11) Crawford, C.B. : " Interpretation of the consolidation test ", Proc. ASCE, Vol. 90, No. SM5, 1964, pp. 87 - 102.
 - 12) Lowe III, J., Zaccheo, P. F. and Feldman, H. S. : " Consolidation testing with back pressure ", Proc. ASCE, Vol. 90, No. SM5, 1964, pp. 69 - 86.
 - 13) 赤井浩一・小谷 章 : " 不攪乱飽和粘土の圧密とせん断特性に及ぼす Back pressure の効果 ", 土木学会論文集, Vol. 91, 1963, pp. 1 - 7.
 - 14) Byrne, P. M. and Aoki Y. : " The strain controlled Consolidation ", The University of British Columbia, Soil Mechanics Series, No. 9, 1969, pp. 1 - 25.
 - 15) Smith, R. E. and Wahls, H. E. : " Consolidation under constant rates of strain ", Proc. ASCE, Vol. 95, No. SM2, 1969, pp. 519 - 539.
 - 16) Wissa, A. E. Z., Christian, J. T., Davis, E. H. and Heiberg, S. : " Consolidation at constant rate of strain ", Proc. ASCE, Vol. 97, No. SM10, 1971, pp. 43 - 56.
 - 17) Aboshi, H., Yoshikuni, H. and Murayama S. : " Constant loading rate consolidation test ", Soils and Foundations, Vol. 10, No. 1, 1970, pp. 43 - 56.
 - 18) Lowe III, J., Jonas, E. and Obrician, V. : " Controlled gradient consolidation test ", Proc., ASCE, Vol. 95, No. SM1, 1969, pp. 77 - 97.
 - 19) Hamilton, J. J. and Crawford, C. B. : " Improved determination of preconsolidation of a sensitive clay ", ASTM, STP No. 254, pp. 254 - 271.
 - 20) 最上武雄編著 : " 土質力学 ", 土木学会監修, 技報堂, 1969, pp. 443 - 471.
 - 21) Vaid, Y. P., Robertson, P. K. and Campanella, R. G. : " Strain rate behaviour of Saint-Jean-Vianney clay ", Canadian Geotechnical Journal Vol. 16, 1979, pp. 34 - 42.

第3章 定ひずみ速度圧密試験の理論的背景

3.1 概説

荷重, 変位, 間隙水圧のうちのいずれか1つを制御し, 他の2つの項目を実測することにより圧密定数を定める連続載荷方式の圧密試験のうち, 変位の時間的变化を一定に保つものが定ひずみ速度圧密試験である。定ひずみ速度圧密を受ける供試体の挙動を理論的に取り扱うにあたって既知の条件は供試体の上下両端面における荷重または応力, 供試体下端面における過剰間隙水圧, ならびに定ひずみ速度条件, すなわち, 供試体の頭部の変位が一定速度で強制変位を受けるという条件である。供試体内部の応力または変形条件については, 特殊な手法が開発されないかぎり不明であるため, その挙動の取り扱い方により異なった理論的アプローチがある。

定ひずみ速度圧密試験の結果の解釈については, ひずみの取り扱いにより大きく2つに大別される。1つは微小ひずみの仮定が成立するものとして理論式を誘導するものであり, 他の1つは有限ひずみを考慮するものである。微小ひずみが許容される場合に対しては, Smith-Wahlsの方法¹⁾, Byrne-Aokiの方法²⁾, 及びWissaらの方法^{3), 4)}がある。また, スラリー等のような超軟弱土の圧密に対して, 大ひずみを考慮した定ひずみ速度圧密の解釈方法については著者ら^{5), 6), 7)}の方法がある。また, 同様のアプローチがLee¹³⁾によっても採用されている。

本章では定ひずみ速度圧密試験の理論的側面について取り上げ, 微小ひずみ理論にもとづく試験結果の解釈法及び理論解に対する検討, 大ひずみを考慮した定ひずみ速度圧密試験の解釈に関する著者らの方法について記述している。

3.2 微小ひずみ理論にもとづく定ひずみ速度圧密理論

3.2.1 Smith - Wahlsの研究

Smithら¹⁾は定ひずみ速度方式の圧密の理論解を導くにあたり, Terzaghiの一次元圧密理論と同様の仮定(一部の仮定は不要)を設け, 圧密基本式として(3.1)式を採用している。

$$\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{1}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (3.1)$$

ここに, k は透水係数で深さ方向に一定, e は間隙比, γ_w は水の単位体積重量, u は過剰間隙水圧である。

側方拘束状態における定ひずみ速度条件より, (3.2)式が成り立つ必要がある。

$$\frac{dV}{dt} = -RA \quad (3.2)$$

ここに, V は供試体の体積, A は供試体の断面積, R は変位速度である。

さらに, (3.1)式の右辺の間隙比の深さ方向の分布について, e は深さ方向に線形的に変化するものとし, (3.3)式のように与えている。

$$e = e_0 - rt \left[1 - \frac{b}{r} \left(\frac{z - 0.5H}{H} \right) \right] \quad (3.3)$$

ここに, e_0 は初期間隙比, b は定数, r は平均間隙比の変化速度, de/dt , b/r は e の分布形を表す定数で0~2の範囲にある。

境界条件

$$u(0, t) = \frac{\partial u}{\partial z}(H, t) = 0 \quad (3.4)$$

のもとに, (3.1)式を解くことにより得られる間隙水圧の分布から供試体内部の間隙水圧 u_b が(3.5)式で与えられる。

$$u_b = u_{z=H} = \frac{\gamma_w r H^2}{k(1+\bar{e})} \left[\frac{1}{2} - \frac{b}{r} \left(-\frac{1}{12} \right) \right] \quad (3.5)$$

ただし, \bar{e} は間隙比 e の深さ方向の平均である。

また, 前述のようにして求められた間隙水圧の深さ方向の分布を平均化することにより, 供試体内の平均有効応力 σ' が(3.6)式で与えられる。

$$\sigma' = \sigma - \alpha u_b \quad (3.6)$$

$$\alpha = \frac{\bar{u}}{u_b} = \frac{\frac{1}{3} - \frac{b}{r} \left(\frac{1}{24} \right)}{\frac{1}{2} - \frac{b}{r} \left(\frac{1}{12} \right)} \quad (3.7)$$

ここに, α は $b/r = 0 \sim 2$ に対して変化は小さく, 0.667~0.750の範囲にあるので, 一般的には $b/r = 1$ に対応する $\alpha = 0.7$ を採用するものとしている。

以上のことより, 圧密定数 c_v , m_v がそれぞれ, (3.8)式及び(3.9)式で与えられる。

$$\begin{aligned} c_v &= \frac{rH^2}{a_v u_b} \left[\frac{1}{2} - \frac{b}{r} \left(\frac{1}{12} \right) \right] \\ &= \frac{5}{12} \frac{RH^2}{m_v h_s (1+\bar{e}) u_b} \end{aligned} \quad (3.8)$$

$$m_v = \frac{d\varepsilon}{d\sigma'} \quad (3.9)$$

ここに、 a_v は圧縮係数 $d\varepsilon/d\sigma'$ 、 h_s は土粒子実質部分の高さである。

3.2.2 Byrne - Aokiの研究

Byrne²⁾もSmithらと同様の圧密基本式および境界条件を用いている。しかし、Smithらが間隙比 e の深さ方向分布を考慮したのに対し、 e の深さ方向の分布を一樣と仮定して供試体底部の間隙水圧を与える式を導いている。この結果はSmithらの解に含まれ、(3.5)式において $b/r = 0$ とした場合のものに対応している。この場合、(3.7)式で与えられる α の値は $\alpha = 2/3$ となり、これは間隙水圧の深さ分布を放物線と仮定したことになる。また、(3.6)式で与えられる平均有効応力は(3.10)式で与えられる。

$$\sigma' = \sigma - \frac{2}{3} u_b \quad (3.10)$$

以上のことから圧密定数、 k 、 c_v 、 m_v はそれぞれ以下のように与えられる。

$$k = \frac{1}{2} \frac{\gamma_w r H^2}{u_b (1+e)} \quad (3.11)$$

$$c_v = \frac{1}{2} \frac{R H^2}{m_v h_s (1+e) u_b} \quad (3.12)$$

$$m_v = \frac{d\varepsilon}{d\sigma'} \quad (3.13)$$

3.2.3 Wissaらの研究

Wissa³⁾は三笠⁸⁾およびDavis⁹⁾と同様に圧密係数のみ一定(透水係数 k および体積圧縮係数 m_v は必ずしも一定でなくてもよい)というTerzaghiの設けた仮定よりもより一般的な仮定を採用し、圧密基本式としては軸ひずみ ε により与えられる(3.14)式を用いている。

$$c_v \frac{\partial^2 \varepsilon}{\partial z^2} = \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \quad (3.14)$$

定ひずみ速度条件、境界条件(片面透水)および初期条件(初期ひずみ0)のもとに(3.14)式を解くことにより(3.15)式が得られる。

$$\varepsilon \left(\frac{z}{H}, T_v \right) = r t \left[1 + F \left(\frac{z}{H}, T_v \right) \right] \quad (3.15)$$

$$F \left(\frac{z}{H}, T_v \right) = \frac{1}{6 T_v} \left\{ 2 - 6 \left(\frac{z}{H} \right) + 3 \left(\frac{z}{H} \right)^2 \right\}$$

$$- \frac{2}{\pi^2 T_v} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\cos n \pi \left(\frac{z}{H} \right)}{n^2}$$

$$\exp(-n^2 \pi^2 T_v) \quad (3.16)$$

ここに、 r はひずみ速度(一定値)、 $T_v = c_v t / H^2$ は時間係数、 H は試料高さである。

(3.15)式の第1項は平均ひずみ、第2項は平均ひずみからの変動成分を表し、これは(3.16)式に示すように、定常状態成分と過渡状態成分からなっている。 $T_v > 0.5$ の場合、過渡状態成分はほとんど無視しうる。

(3.15)式及び(3.16)式は応力~ひずみ関係を用いなくて求められたものであるが定ひずみ速度圧密試験の結果から必要な圧密定数を決定するためには、応力~ひずみ関係に関する仮定が必要となる。Wissaらは応力~ひずみ関係が線形(m_v :一定)および非線形($m_v \neq$ 一定)の場合について、過渡状態($T_v \leq 0.5$)および定常状態($T_v > 0.5$)における圧密定数 m_v 、 c_v 、 k および平均有効応力 σ' の求め方を示している。

線形の場合

○定常状態($T_v > 0.5$)

$$k = \frac{1}{2} \frac{r H^2 \gamma_w}{u_b} \quad (3.17)$$

$$m_v = \frac{d\varepsilon}{d\sigma'} = \frac{d\varepsilon}{d\sigma} = r \frac{dt}{d\sigma} \quad (3.18)$$

$$c_v = \frac{H^2}{2 u_b} \left(\frac{d\sigma}{dt} \right) \quad (3.19)$$

$$\sigma' = \sigma - \frac{2}{3} u_b \quad (3.20)$$

○過渡状態($T_v \leq 0.5$)

過渡状態に対しては(3.15)式、(3.16)式を用いて、以下の手順により圧密定数を決定する。

① 試料上下面のひずみの比:

$$\frac{\varepsilon(1, t)}{\varepsilon(0, t)} = \frac{1 + F(1, T_v)}{1 + F(0, T_v)} = F_3(T_v) \quad (3.21)$$

② 実測値より①に対応するひずみの比を(3.22)式により計算する。

$$F_3 = \frac{m_v \{ (\sigma_{t=t} - \sigma_{t=0}) - u_b \}}{m_v (\sigma_{t=t} - \sigma_{t=0})} \quad (3.22)$$

③ (3.21) 式の $F_3 \sim T_v$ の関係より (3.22) 式に対応する T_v を求める。 T_v より c_v を求め、さらに、 m_v を求める。

非線形の場合

○ 定常状態 ($T_v > 0.5$)

$$c_v = - \frac{H^2 \log \left(\frac{\sigma_{t=t+\Delta t}}{\sigma_{t=t}} \right)}{2 \Delta t \log \left(1 - \frac{u_b}{\sigma_{t=t}} \right)} \quad (3.23)$$

$$m_v = \frac{0.434}{\sigma'} \left\{ \frac{r \Delta t}{\log \left(\frac{\sigma_{t=t+\Delta t}}{\sigma_{t=t}} \right)} \right\} \quad (3.24)$$

$$k = c_v m_v \gamma_w \quad (3.25)$$

$$\sigma' = (\sigma^3 - 2 \sigma^2 u_b + \sigma u_b^2)^{\frac{1}{3}} \quad (3.26)$$

○ 過渡状態 ($T_v \leq 0.5$)

線形の場合の過渡状態に対する (3.21) 式のかわりに (3.27) 式を用い、線形の場合の過渡状態に対する手順と同一手順で圧密定数を決定する。

$$F_3 = \frac{\log(\sigma_{t=t} - u_b) - \log(\sigma_{t=0})}{\log(\sigma_{t=t}) - \log(\sigma_{t=0})} \quad (3.27)$$

なお、上述の各式において、 σ は時間 t における圧密応力、 σ' は平均有効応力、 $\Delta \sigma$ は Δt 時間内の σ の増分、 u_b は底面の間隙水圧の測定値を示す。また、上述の関係式のうち、線形、定常の場合の式は Smith ら、Byrne らの様な間隙比を仮定した場合のものと同等となる。

3.3 大ひずみを考慮した圧密理論

3.3.1 概説

浚渫土による埋立などの問題を対象とする場合には、非常に軟らかい、いわゆる超軟弱土の圧密を考慮することが必要となる。このような場合には、前述した方法はそれが大前提としている微小ひずみの仮定が満足されなくなり、したがって、非常に軟らかい状態の土に対しては適用できない。

変形の非常に大きい土を対象とする場合には、大ひずみ理論にもとづく必要がある。そのような場合の圧密理論としては、三笠の圧密理論⁸⁾、Gibson らの理論¹⁰⁾ があり、さらに、Monte ら¹¹⁾ が Gibson らの方法を修正した理論を提示している。ここでは大ひずみ理論を考慮した定ひずみ速度圧密の解釈方法を導くにあたって、大ひずみ圧密理論に関する問題を取り上げる。

3.3.2 三笠の圧密理論

三笠は粘土層厚の変化および自重をも考慮した一般的な一次元圧密の基礎方程式をひずみを中心として導いている⁸⁾。この理論はいくつかの基本的な仮定のうえに成り立っているが、Terzaghi の一次元圧密理論にくらべると制約のかなり緩和された型の仮定が設けられている。

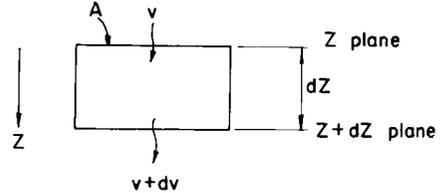


図-3.1 微小要素

図-3.1の微小要素(断面積 A 、厚さ dz)について、ひずみを ϵ 、透水速度を v とすると連続の条件および Darcy の法則の成立の仮定より

$$\frac{\partial \epsilon}{\partial t} = \frac{\partial v}{\partial z} \quad (3.28)$$

$$v = k i \quad (3.29)$$

が成立する。ただし、 k は透水係数、 i は動水勾配である。

浸透水圧を j とするとその定義により

$$j = i r_w \quad (3.30)$$

粘土の有効単位体積重量を r' 、有効応力を σ' とすると粘土骨組に働く体積力は (3.31) 式で与えられる。

$$\frac{\partial \sigma'}{\partial z} = j + r' \quad (3.31)$$

(3.29)、(3.31) 式より

$$v = \frac{k}{r_w} \left(\frac{\partial \sigma'}{\partial z} - r' \right) \quad (3.32)$$

が得られる。

原始状態におけるひずみを $\epsilon = 0$ とし、有効応力とひずみの間に一義的な関係があるものとする。

$$d \sigma' = \frac{d \epsilon}{m_v} \quad (3.33)$$

により、体積圧縮係数 m_v が定義される。

(3.33) 式および圧密係数 $c_v = k / (r_w m_v)$ を用いる

ことにより、(3.32)式は(3.34)式で表される。

$$v = c_v \left(\frac{\partial \varepsilon}{\partial z} - m_v r' \right) \quad (3.34)$$

(3.34)式を(3.28)式に代入することにより非定常の式として、(3.35)式が得られる。

$$\begin{aligned} \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = & c_v \frac{\partial^2 \varepsilon}{\partial z^2} + \frac{d c_v}{d \varepsilon} \left(\frac{\partial \varepsilon}{\partial z} \right)^2 \\ & - \frac{d}{d \varepsilon} (c_v m_v r') \frac{\partial \varepsilon}{\partial z} \end{aligned} \quad (3.35)$$

また、(3.34)式より定常の式 $v = v_0$ は次式で与えられる。

$$\frac{d \varepsilon}{d z} = m_v r' + \frac{v_0}{c_v} \quad (3.36)$$

(3.35)式及び(3.36)式を圧密比 $\zeta = (1+e_0)/(1+e)$ 及び圧密開始前の固定座標系 z_0 を用いて表示すると(3.37)式が与えられる。

$$\begin{aligned} \frac{\partial \zeta}{\partial t} = & \zeta^2 \left\{ c_v \frac{\partial^2 \zeta}{\partial z_0^2} + \frac{d c_v}{d \zeta} \left(\frac{\partial \zeta}{\partial z_0} \right)^2 \right. \\ & \left. - \frac{d}{d \zeta} (c_v m_v r') \frac{\partial \zeta}{\partial z_0} \right\} \end{aligned} \quad (3.37)$$

$$\frac{d \zeta}{d z_0} = m_v r' + \frac{v_0}{c_v} \quad (3.38)$$

が得られる。

(3.37)式において圧密係数 c_v が一定の場合及び自重の影響を考えない場合には、右辺かっこ内の第2項、第3項は消える。小さな供試体を用いた圧密試験の場合には、自重の影響は無視することができるので、第3項は消去される。また、一般に行なわれているように圧密係数は圧密荷重に無関係に一定という仮定が成立する場合には第2項も消去される。

3.3.3 Gibsonらの圧密理論

三笠が大ひずみを考慮した圧密基本式を誘導するにあたり、オイラー座標系により表わした微小要素を考え、時間とともに寸法の不変な要素を土粒子ならびに間隙流体が移動するものとしたのに対し、Gibsonら¹⁰⁾はラグランジュ座標系を採用し、間隙水圧の方向に対して垂直な土粒子の要素が時間とともに寸法をかえながら移動するものとして、一般的な圧密基本式を導いている。

Gibsonらの圧密基本式は図-3.2に表示した記号を用いて(3.39)式で与えられる。

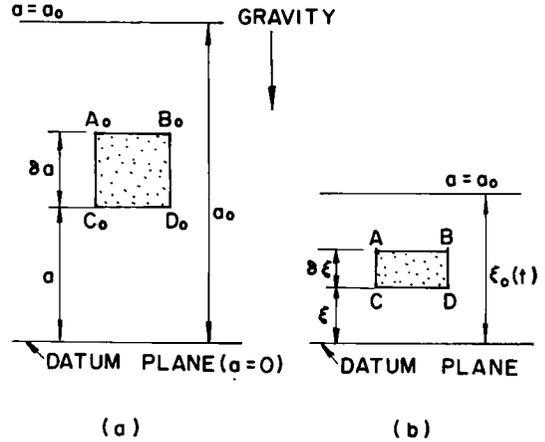


図-3.2 微小要素の座標系表示

$$\frac{\partial}{\partial z} \left[g(e) \frac{\partial e}{\partial z} \right] \pm f(e) \frac{\partial e}{\partial z} = \frac{\partial e}{\partial t} \quad (3.39 a)$$

$$g(e) = - \frac{k(e)}{r_w (1+e)} \frac{d \sigma'}{d e} \quad (3.39 b)$$

$$f(e) = - \left(\frac{r_s}{r_w} - 1 \right) \frac{d}{d e} \left[\frac{k(e)}{1+e} \right] \quad (3.39 c)$$

ここに、 e は間隙比、 r_s 、 r_w は土粒子及び水の単位体積重量、 k は透水係数、 σ' は有効応力、 z は基準面とラグランジュ座標点の間に存在するある容積のうち、土粒子部分の容積を含む座標である。

(3.39 a)式中の複合については座標 z が重力と反対にとられた場合をプラス記号、重力方向にとられた場合、マイナス記号を採用するものである。自重の影響がない場合には、 $r_s = r_w$ と置くことにより、(3.39 a)式の左辺第2項は消去される。

Gibsonらにより導かれた圧密基本式(3.39 a)式の誘導過程において、土粒子骨格の変形における線形性、圧密中の透水係数の変化には、特に制限を必要としない。また、ひずみの大きさに対しても制限を設けておらず、したがって、大ひずみの生ずる圧密の解析にも適用可能となっている。また、Gibsonらの圧密基本式は当然のことながら非常に軟らかい土に対しても適用しうるものであるが、その初期状態については特に制限を設けていない。

3.3.4 Monte - Krizekの理論

Monteら¹¹⁾もGibsonらの方法に準じて、大ひずみ圧密の基本式を導いている。ただし、Gibsonらの基本式の場合には、初期状態に対する制限がないのに対し、MonteらはFluid limitという概念を提案し、初期状態

を規定している。これはスラリーが粒子間の相互干渉のない液状材料から相互作用が顕著となる材料にまで変移する限界の状態に対応する初期間隙比 e_0^* として定義されている。この状態は自重による圧密の開始点を意味するものであり、圧密中のひずみはこの状態を基準にして規定される。

上述のような fluid limit という状態を想定することにより、(3.40)式で示される有限ひずみの場合の圧密基本式を導いている。

$$\frac{\partial}{\partial a} \left[\frac{1+e_0^*}{1+e} \frac{k}{r_f} \left(\frac{\partial \sigma'}{\partial a} + \frac{e r_f + r_s}{1+e_0^*} \right) \right] + \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{r_s}{1+e_0^*} \right) = 0 \quad (3.40)$$

ここに、fluid limit に対応する初期間隙比 e_0^* 以外は Gibson らの圧密基本式において採用されているものと同じである。

3.4 大ひずみを考慮した定ひずみ速度圧密の理論的取扱

3.4.1 大ひずみを考慮した圧密基本式

3.2において述べた定ひずみ速度方式の圧密試験の場合には、微小ひずみを仮定した圧密理論式にもとづいて圧密定数が決定されている。ところが超軟弱土の場合を対象としてスラリー状態から圧密する場合には、もはや微小ひずみの存在の仮定は成立しなくなる。このような場合には、3.3で述べたように、大ひずみを考慮した圧密基本式を利用することが必要となる。

前述した3種類の圧密基本式は表現の形式は相違しているが、基本的には大差がないものと考えられる。まず、Monte らの圧密基本式は初期状態に対して制限のない Gibson らの式において、Fluid limit なる概念を設けることにより初期状態を規定したものである。一方、三笠の圧密基本式と Gibson らのそれとの間の関係については Pane - Schiffman¹²⁾により明らかにされているように、初期状態に対する局所的な相違を除くと座標変換により一方から他方を導くことが可能である。三笠の圧密基本式においては初期間隙比 e_0 が深さ方向のすべての点において等しい状態を $\varepsilon = 0$ とすることにより初期状態を規定しており、沈降過程が急速に終了したという暗黙の仮定のもとに圧密過程を取り扱っていることになるのに対し、Gibson らの圧密基本式は初期状態に対する制約がないため、沈降過程をも同時に取り扱うことができる型にはなっている。しかし、自重の影響がない場合には両者は全く同一の結果を与える。

小さい供試体に関する圧密試験の場合には、自重の影

響が無視できるため、定ひずみ速度圧密の基本式としてはいずれを用いてもよいことになる。ここでは三笠の圧密基本式(3.37)式において自重の影響を無視し、層厚変化のみを考慮することとする。(3.37)式において、さらに、圧密係数 c_v が一定とみなしうる場合には、圧密基本式は(3.41)式で与えられる。

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} = c_v \zeta^2 \frac{\partial^2 \zeta}{\partial z_0^2} \quad (3.41)$$

ここに、 $\zeta = (1+e_0)/(1+e)$ 、 e_0 、 e は初期及び任意の時間における間隙比、 z_0 は圧密開始前の固定座標系の値であり上端に原点をとる。

また、 ζ とひずみ $\bar{\varepsilon}$ (圧密開始前の固定座標系、すなわち、オイラー座標系で表わした時のひずみ)の間には(3.42)式の関係がある。

$$\zeta = \frac{1}{1-\bar{\varepsilon}} \quad (3.42)$$

3.4.2 定ひずみ速度条件のもとでの差分表示

ひずみを考慮した圧密基本式(3.41)式において、定ひずみ速度条件で圧密した場合の解を以下のようにして求める。

いま、供試体が一定の変位速度 R で載荷されるものとするとき時間 t における供試体の高さの変化 ΔH_0 は $\Delta H_0 = Rt$ となるので、この時の平均ひずみ $\Delta H_0/H_0$ は次式で与えられる。

$$\frac{\Delta H_0}{H_0} = \frac{Rt}{H_0} = T' \quad (3.43)$$

ここに、 H_0 は初期高さ、 T' は無次元時間である。

(3.41)式は解析解が得られない型であるので、差分方程式を用い数値解を求めることとする。(3.41)式を差分式になおすと(3.44)式で表される。

$$\begin{aligned} & \zeta(z_0, t+\Delta t) - \zeta(z_0, t) \\ &= \frac{c_v \Delta t}{\Delta z_0^2} \cdot \bar{\zeta}^2 \{ \zeta(z_0 + \Delta z_0, t) \\ & \quad - 2\zeta(z_0, t) + \zeta(z_0 - \Delta z_0, t) \} \end{aligned} \quad (3.44)$$

ここに、 $\bar{\zeta}$ は $\zeta(z_0, t)$ と $\zeta(z_0, t+\Delta t)$ の中間の値である。

深さ方向の差分間隙を n 等分するものとし、また、計算結果の整理の便宜上、定ひずみ速度条件を考慮に入れて次の無次元表示を用いる。

$$\left. \begin{aligned} Z_0 &= \frac{z_0}{H_0} \\ \Delta Z_0 &= \frac{1}{n} \\ \frac{c_v \Delta t}{\Delta z_0^2} &= n^2 \left(\frac{c_v}{RH_0} \right) \frac{R \Delta t}{H_0} = n^2 \left(\frac{c_v}{RH_0} \right) \Delta T' \end{aligned} \right\} \quad (3.45)$$

(3.45) 式の第3式の左辺は1つの無次元量であり、通常、時間係数 T_v として表示されるものである。定ひずみ速度条件を考慮して、(3.45) 式のように無次元量 $c_v/(RH_0)$ を用いると定ひずみ速度圧密試験の解釈を行う上で非常に便利である。(3.45) 式の無次元表示を用い、変数 (z_0, t) の関数 $\zeta(z_0, t)$, $\bar{\epsilon}(z_0, t)$ が無次元変数 (Z_0, T') の関数 $\zeta(Z_0, T')$, $\bar{\epsilon}(Z_0, T')$ に対応するものとする(3.44) 式は次のように表される。

$$\begin{aligned} &\zeta(Z_0, T' + \Delta T') - \zeta(Z_0, T') \\ &= n^2 \left(\frac{c_v}{RH_0} \right) \Delta T' \bar{\zeta}^2 \left\{ \zeta(Z_0 + \Delta Z_0, T') \right. \\ &\quad \left. - 2\zeta(Z_0, T') + \zeta(Z_0 - \Delta Z_0, T') \right\} \end{aligned} \quad (3.46)$$

ただし、 $\bar{\zeta}$ は $\zeta(Z_0, T')$ と $\zeta(Z_0, T' + \Delta T')$ の中間の値である。

3.4.3 定ひずみ速度条件のもとの差分解

上面排水、下端不透水の片面排水条件とすると供試体の初期条件及び境界条件はそれぞれ(3.47) 式及び(3.48) 式により与えられる。

初期条件：

$$\zeta(Z_0, 0) = 1 \quad (3.47)$$

境界条件：

$$\left. \begin{aligned} \zeta(0, T') &= \phi(T') \\ \left(\frac{\partial \zeta(Z_0, T')}{\partial Z_0} \right)_{Z_0=1} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (3.48)$$

頭部境界では圧密比 $\bar{\epsilon}$ が時間とともに変動していくが、定ひずみ速度条件(変位速度 R ：一定)のもとで頭部境界の $\bar{\epsilon}$ の時間的変化 $\phi(T')$ を確定した型で与えることはできない。そこで、差分計算実施にあたって次のように $\phi(T')$ の値を仮定することとする。定ひずみ速度圧密試験の過程において実測されるものは供試体の平均ひずみ $\Delta H_0/H_0$ であり、これが無次元時間係数 T' に等しい、すなわち、 $\Delta H_0/H_0 = T'$ であることから、第1近

似として、 $\Delta T'$ 経過後の $\phi(T')$ の値を(3.49) 式のようにおく。

$$\phi(\Delta T') = \frac{1}{1 - \bar{\epsilon}(0, \Delta T')} \doteq \frac{1}{1 - \Delta T'} \quad (3.49)$$

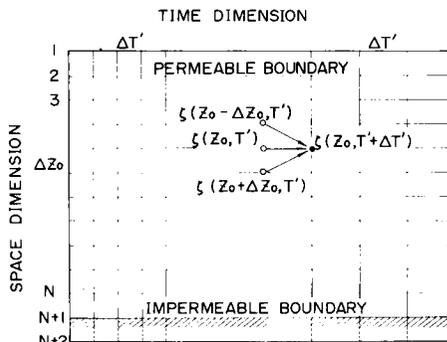


図-3.3 差分計算における差分メッシュ

(3.49) 式で与えられる頭部境界条件のもとで図-3.3に示した格子間隔の無次元時間 $\Delta T'$ において差分計算を実施し、 $\Delta T'$ におけるひずみ分布を求め、その積分の値として算定される変位が供試体の変形条件を満足するよう $\phi(T')$ の値を修正し、次のステップの差分計算の頭部境界条件として用いる。

一方、供試体下端面の境界条件は図-3.3に示したように、不透水層下端に等間隔の仮想分割点を仮定することにより求める。

上述のようにして(3.47) 式の初期条件および(3.48) 式の境界条件を満たす(3.46) 式の数値解、すなわち、圧密比 $\bar{\epsilon}$ が与えられた圧密係数の無次元量 $c_v/(RH_0)$ に対し、無次元表示の深さ Z_0 及び無次元時間 T' の関数として求められる。

図-3.4 a、図-3.4 b 及び図-3.4 c はパラメータ $c_v/(RH_0) = 0.1, 1.0, 10$ に対する供試体内部のひずみ分布の変化を示す。図中のひずみ $\bar{\epsilon}$ と圧密比 $\bar{\epsilon}$ あるいは間隙比 e の間には次の関係がある。

$$\bar{\epsilon} = 1 - \frac{1}{\zeta} = 1 - \frac{1+e}{1+e_0} \quad (3.50)$$

図-3.4 a ~ 図-3.4 c のパラメータ $\Delta H_0/H_0$ は供試体の平均ひずみを表すものであるが同時に定ひずみ速度条件より、(3.43) 式で表されるように無次元時間を表す。

3.4.4 差分解の図式表示

パラメータ $c_v/(RH_0)$ を与えた時のひずみ分布の時

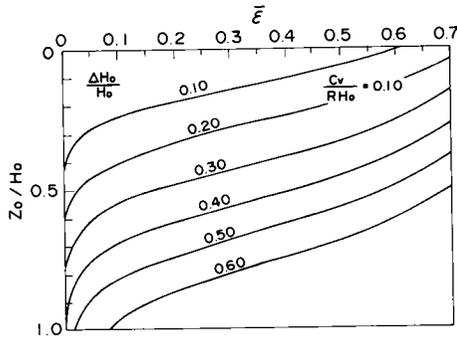


図-3.4 a 平均ひずみの変化に対する供試体内のひずみ分布 ($c_v/(RH_0) = 0.1$ の場合)

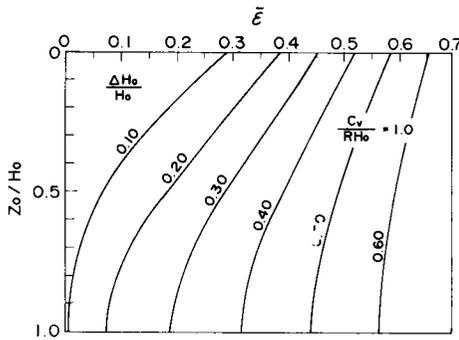


図-3.4 b 平均ひずみの変化に対する供試体内のひずみ分布 ($c_v/(RH_0) = 1.0$ の場合)

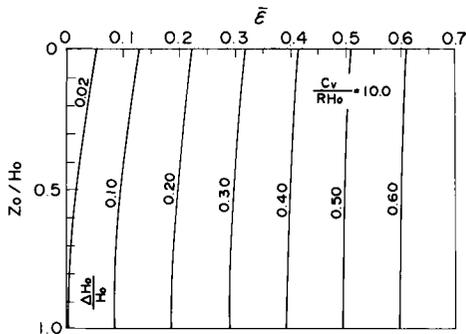


図-3.4 c 平均ひずみの変化に対する供試体内のひずみ分布 ($c_v/(RH_0) = 10$ の場合)

間の変化は図-3.4 a ~ 図-3.4 c のような型で与えられる。これらの図はひずみの分布を示すものであるが、(3.50) 式の関係を用いることにより圧密比 $\zeta = (1+e_0)/(1+e)$ に注目し、それらの値の平均ひずみ $\Delta H_0/H_0$ に対する変化を調べる。

図-3.5 及び図-3.6 は供試体上下両端面の圧密比 ζ の平均ひずみ $\Delta H_0/H_0$ に対する変化を $c_v/(RH_0)$ をパラメータとして表示したものである。また、上下両端面のひずみの比を取り、平均ひずみ $\Delta H_0/H_0$ に対する変化を $c_v/(RH_0)$ をパラメータとして表示したものを図-3.7 に示した。図-3.7 の F は上下両端面のひずみの比であり (3.51) 式で与えられる。

$$F = \frac{\bar{\epsilon}_{at z_0=1}}{\bar{\epsilon}_{at z_0=0}} = \frac{1 - \frac{1+e_B}{1+e_0}}{1 - \frac{1+e_T}{1+e_0}} = \frac{\left(\frac{1+e_0}{1+e_B} - 1\right) \left(\frac{1+e_0}{1+e_T}\right)}{\left(\frac{1+e_0}{1+e_T} - 1\right) \left(\frac{1+e_0}{1+e_B}\right)} \quad (3.51)$$

ここに、 e_T 、 e_B は上下両端面における間隙比であり、また、 $(1+e_0)/(1+e_T)$ 、 $(1+e_0)/(1+e_B)$ はそれぞれ、上下両端面の圧密比を表す。

図-3.5、図-3.6 及び図-3.7 は定ひずみ速度圧密試験の結果から圧密定数を定めるために活用される。その活用方法については後述する。

3.4.5 応力~ひずみ関係

(3.46) 式の解ならびにそれらをもとに作成された図-3.5、図-3.6 及び図-3.7 は応力~ひずみの関係とは無関係に成り立つものであるが、定ひずみ速度圧密試験の結果を解釈するためには、応力~ひずみ関係を仮定することが必要である。

慣用の一次元圧密理論では、ある有効応力増分 $\Delta\sigma'$ に対しこの間のひずみ増分を $\Delta\epsilon$ とすると体積圧縮係数 $m_v = \Delta\epsilon/\Delta\sigma' =$ 一定で与えられる線形的な応力~ひずみ関係を仮定している。微小な応力増分を考慮するかぎり線形的な応力~ひずみ関係の仮定は許容しうが、ある程度大きい応力変化に対しては応力~ひずみ関係は非線形となり、間隙比 e と有効応力 σ' の関係は半対数紙上で直線となる関係の存在が経験的事実として一般的に知られている。そこで、このような事実を考慮して (3.52) 式で表されるような非線形応力~ひずみ関係を仮定するものとする。

$$e = e_0 - C_e \log \frac{\sigma'}{\sigma'_0} \quad (3.52)$$

ここに、 σ' は有効応力、 σ'_0 は初期平衡状態における有効応力、 C_e は圧縮指数、 e は間隙比、 e_0 は初期平衡状態における間隙比である。

3.4.6 圧密定数の決定法の原理

定ひずみ速度圧密試験（供試体底面不透水、上面排水の片面排水条件）において実測されるものは、供試体の上下両端における全応力 σ_T 、 σ_B （摩擦が無視できる場合、

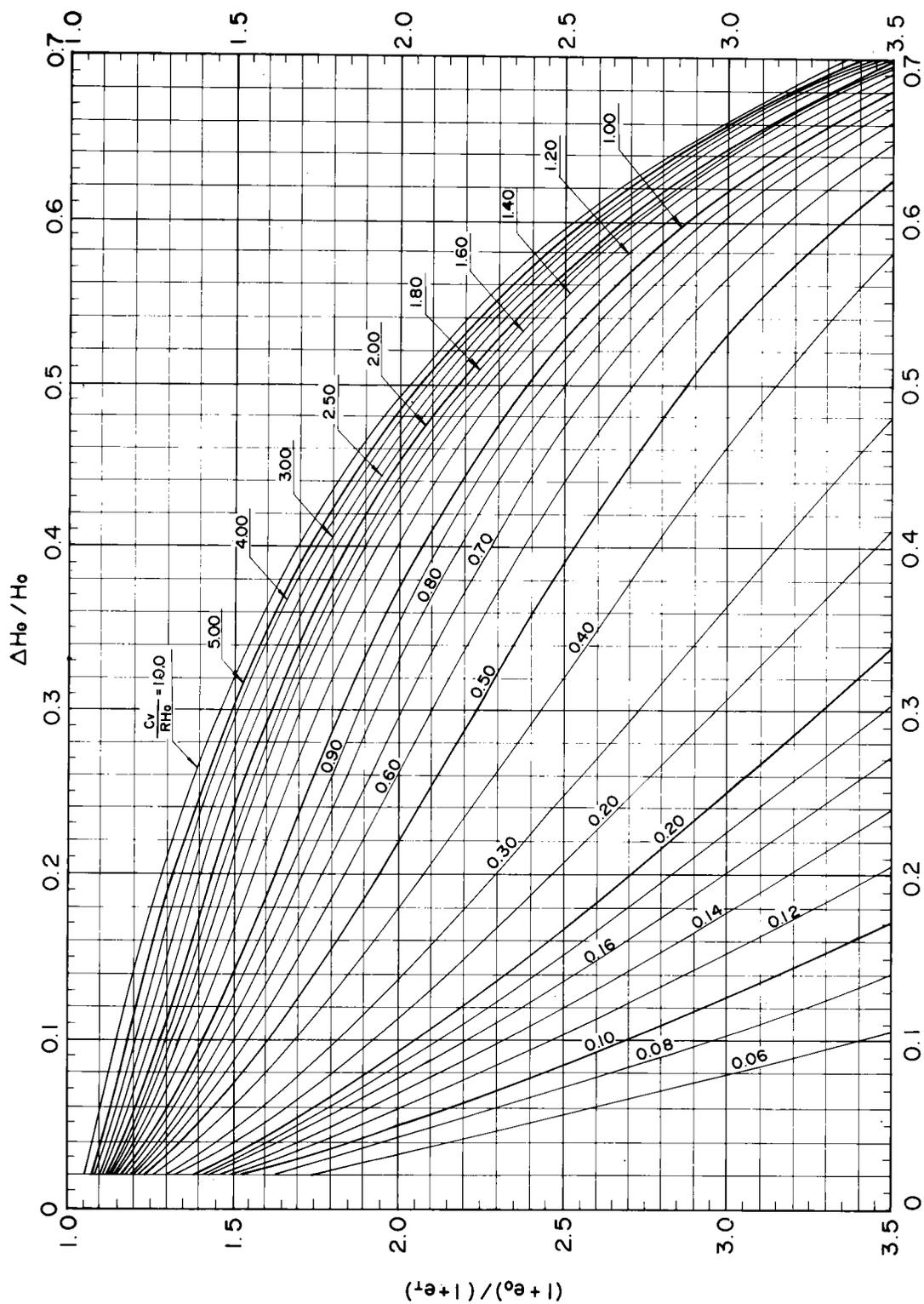


図-3.5 上端面の圧密比の平均ひずみに対する変化

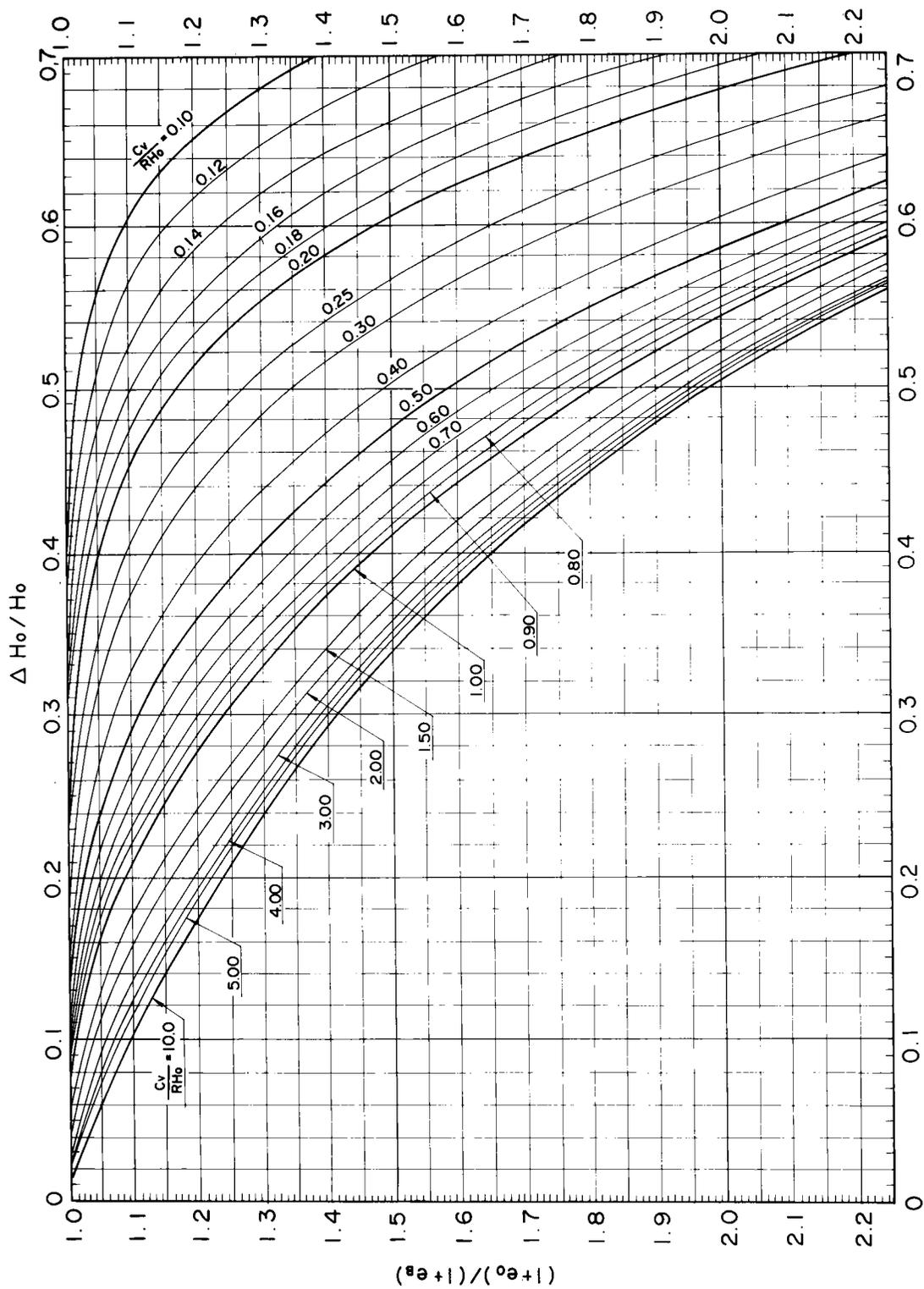


図-3.6 a 下端面の圧密比の平均ひずみに対する変化

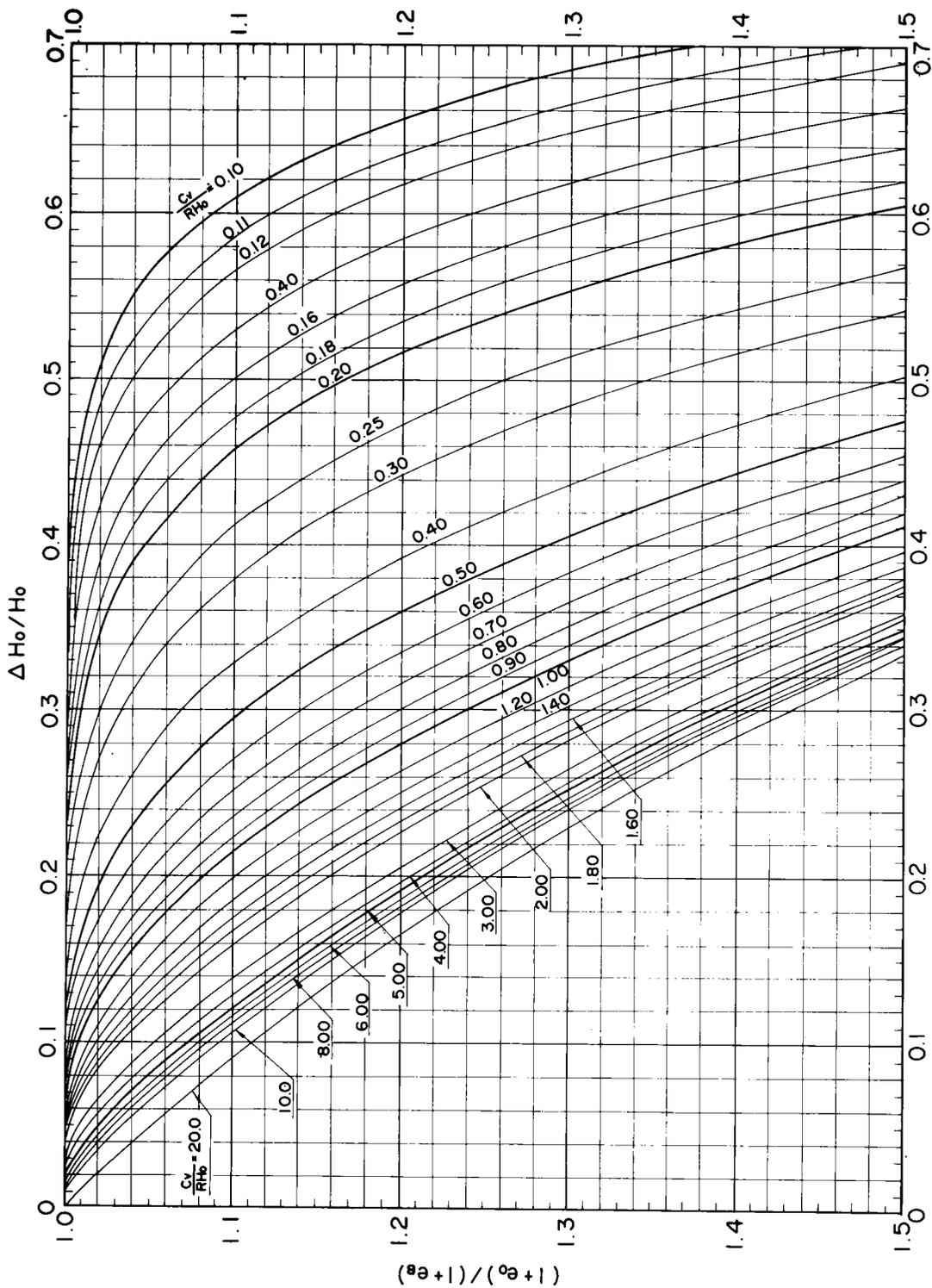


図-3.6 b 下端面の圧密比の平均ひずみに対する変化
(図-3.6 aの拡大図)

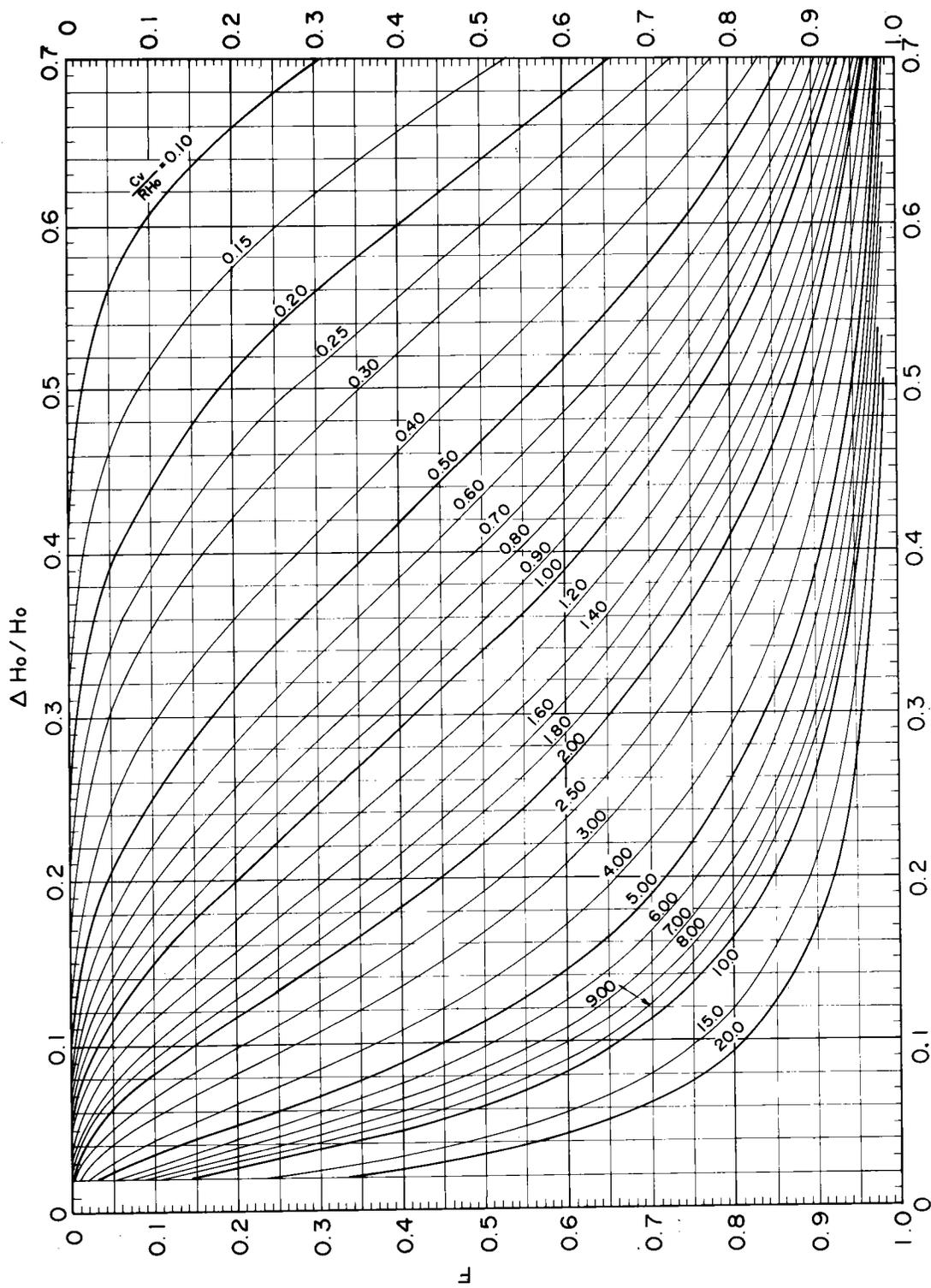


図-3.7 上下両端面のひずみの比の平均ひずみに対する変化

$\sigma_T = \sigma_B = \sigma$), 供試体底面の過剰間隙水圧 u_b , 変位量 ΔH_0 である。上下両端面の有効応力はそれぞれ, $\sigma'_T = \sigma$, $\sigma'_B = \sigma - u_b$ であるので, 頭部及び底部のひずみ $\bar{\epsilon}_T$, $\bar{\epsilon}_B$ はそれぞれ次式で表される。

$$\begin{aligned}\bar{\epsilon}_T &= 1 - \frac{1 + e_T}{1 + e_0} \\ &= 1 - \frac{1}{1 + e_0} (1 + e_0 - C_c \log \frac{\sigma'_T}{\sigma'_0}) \\ &= \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_T}{\sigma'_0} = \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma}{\sigma'_0} \quad (3.53)\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\bar{\epsilon}_B &= 1 - \frac{1 + e_B}{1 + e_0} \\ &= 1 - \frac{1}{1 + e_0} (1 + e_0 - C_c \log \frac{\sigma'_B}{\sigma'_0}) \\ &= \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_B}{\sigma'_0} = \frac{C_c}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma - u_b}{\sigma'_0} \right) \quad (3.54)\end{aligned}$$

(3.51) 式により表わされた上下両面のひずみの初期状態からの増分の比, F は (3.53) 式及び (3.54) 式を用いることにより (3.55) 式により表される。

$$F = \frac{\bar{\epsilon}_B}{\bar{\epsilon}_T} = \frac{\log(\sigma - u_b) - \log \sigma'_0}{\log \sigma - \log \sigma'_0} \quad (3.55)$$

(3.55) 式は圧密試験において計測できない上下両端面におけるひずみかわりに, 計測可能な上下両端面の有効応力によりひずみ増分の比を表示したものである。(3.55) 式の F は (3.51) 式中の F , したがって, 図-3.7 の F と同一と考えてよい。

Wissa³⁾ は微小ひずみ理論にもとづくものではあるが非線形材料の場合に対して, 上下両端面のひずみの増分比 F_3 を (3.56) 式のように表している。

$$F_3 = \frac{\log(\sigma_v - u_b) - \log(\sigma_v \text{ at } t=0)}{\log \sigma_v - \log(\sigma_v \text{ at } t=0)} \quad (3.56)$$

ここに, σ_v は鉛直応力, u_b は供試体底面における過剰間隙水圧である。

荷重 0 の状態より開始する定ひずみ速度圧密試験結果を解釈する場合, (3.56) 式を用いると $t = 0$ における鉛直応力が定義されておらず不都合が生ずる。Christian は荷重 0 から開始する場合には, 圧縮曲線の初期部分が過圧密領域になるため, 非線形解析法を適用することが非常に困難なることを述べている*。

(3.56) 式におけるこのような不都合をさけるため, (3.55) 式においては $t = 0$ における応力として初期応力 σ'_0 を定義したものである。

(3.55) 式及び図-3.5, 図-3.6 ならびに図-3.7 を用いることによりスラリー等のような超軟弱土の圧密定数が決定される。その具体的な方法については後述する。

3.5 結言

本章では定ひずみ速度圧密試験の理論的側面について取り上げた。取り上げた内容は微小ひずみを仮定した定ひずみ速度圧密の理論とその検討, 大ひずみを考慮した圧密理論に関する考察, ならびに大ひずみを考慮した定ひずみ速度圧密の理論的取扱いと理論解を用いた図表の作成である。これらの結果をまとめると次のようである。

1) 微小ひずみ理論にもとづく定ひずみ速度圧密の解釈方法については, Smith - Wahls の方法, Byrne - Aoki の方法及び Wissa の方法がある。前 2 者については供試体内の間隙比の分布に関する仮定を設けている (すなわち, Smith - Wahls は間隙比 e が深さ方向に直線的分布をするという仮定を設けており, 一方, Byrne - Aoki は e が深さ方向に一様分布をするという仮定を設けている) のに対し, Wissa らの方法ではこれらの仮定を特に必要とせず, それだけ一般的である。

2) 定常状態において線形材料に対する Wissa らの方法は Smith - Wahls の方法及び Byrne - Aoki の方法と一致する。

3) 大ひずみを考慮した圧密理論については, 三笠の方法, Gibson らの方法, さらに Gibson らの方法を修正した Monte - Krizek の方法がある。3 者の方法は初期状態の取り扱い方について異なっている。

4) 三笠の方法と Gibson らの方法は表現形式が異なっているが, 自重の影響がない場合には座標変換により一方が導かれる。

5) スラリー状態の土試料の圧密定数の決定のため, 三笠の圧密理論を用いて, 大ひずみを考慮した定ひずみ速度圧密の理論的取扱を行った。その過程において, 理論解の差分計算結果にもとづいて, 圧密定数の決定に活用をはかるための図表の作成を行った。

参考文献

- 1) Smith, R.E. and Wahls, H.E. : " Consolidation under constant rates of strain ", Proc. ASCE, Vol. 95, No. SM2, 1969, pp. 519 - 539.
- 2) Byrne, P.M. and Aoki, Y. : " The strain

* Private communication with J. T. Christian

- controlled consolidation test ", Soil Mechanics Series No.9, The University of British Columbia, 1969, pp.1 ~ 25.
- 3) Wissa, A. E. Z., Christian, J. T., Davis, E. H. and Heiberg, S. : " Consolidation at constant rate of strain ", Proc. ASCE, Vol.97, No. SM10, 1971, pp. 1393 - 1413.
- 4) Wissa, A. E. Z. and Heiberg, S. : " A new one-dimensional Consolidation test ", Research Report 69-9, Soils Publication No.229, MIT, 1969.
- 5) 梅原靖文・善 功企 : " 超軟弱土の定率ひずみ圧密試験とその解釈について ", 第12回土質工学研究発表会, 1977, pp.227 - 230.
- 6) 梅原靖文・善 功企 : " 超軟弱粘土の圧密試験法とその適用 ", 港研報告, 第18巻第1号, 1979, pp. 33 - 65.
- 7) Umehara, Y. and Zen, K. : " Constant rate of strain consolidation for very soft clayey soils ", Soils and Foundations, Vol. 20, No. 2, 1980, pp. 79 - 95.
- 8) 三笠正人 : " 軟弱粘土の圧密 - 新圧密理論とその応用 ", 鹿島出版会, 1963.
- 9) Davis, E.H. and Raymond, G. P. : " A non-linear theory of consolidation ", Geotechnique, Vol. 15, No.2, 1965, pp. 161 - 173.
- 10) Gibson, R. E., England, G. L. and Hussey, M. J.L. : " The theory of one-dimensional consolidation of saturated clays ", Geotechnique, Vol. 17, 1967, pp. 261 - 273.
- 11) Monte, J. L. and Krizek, R. J. : " One-dimensional mathematical model for large strain consolidation ", Geotechnique, Vol. 26, No.3, 1976, pp. 495 - 510.
- 12) Pane, V. and Schiffman, R.L. : " A comparison between two theories of finite strain consolidation ", Soils and Foundations, Vol.21, No. 4, 1981, pp. 81 - 84.
- 13) Lee, K. : " Consolidation with constant rate of deformation ", Geotechnique, Vol. 31, No. 2, 1981, pp. 215 - 229.

第4章 粘性土の急速圧密試験

4.1 概説

粘土地盤上に建設された構造物や盛土などによる圧密沈下の計算には Terzaghi の一次元圧密理論とむすびついた、いわゆる標準圧密試験法により得られる圧密定数（体積圧縮係数 m_v 、圧密係数 c_v あるいは圧縮指数 C_c ）が使用されている。この試験法自体については従来より多くの研究者によりいろいろな角度から検討がなされ、問題点が指摘されながら¹⁾も試験法の簡便さのゆえに依然として実用的価値が認識されている。しかし、現行の標準圧密試験法は一定荷重を24時間載荷した後、荷重増分を倍増させながら段階載荷するものであり、その結果、全試験が完了するのに7～10日間を要し、土質試験法の中でも最も長期間を要するものの一つとなっている。

そこで、沈下解析に必要な圧密定数を短期間に合理的に定めようとする研究が1950年代よりいくつか試みられている。この中には標準圧密試験の段階載荷方式を踏襲し、各載荷段階の載荷時間だけを短縮する「段階載荷型」、荷重を一定速度で連続的に増加させながら間隙水圧と沈下量を測定する「定載荷速度型」、一定速度のひずみを与えながら間隙水圧と荷重を測定する「定ひずみ速度型」などがある。

本章においては、まず上述のような急速圧密試験に関する研究の動向を概観する。その結果、定載荷速度方式であるか定ひずみ速度方式であるかにかかわらず、連続載荷方式にもとづく手法の優位性が認識されるが、標準圧密試験にとってかわるためには、データも十分ではなく、また、データの解釈方法、試験方法等にも検討を要する問題が多いことが指摘される。そこで、これらの問題点の解決をはかるため、両方式にもとづく試験を同一試料に対して実施し、それぞれの結果に対し、急速圧密試験法としての妥当性、適用法ならびにその適用限界に対する検討を行う。さらに、標準圧密試験の代用として使用する場合の得られた結果の妥当性の判定方法に関する提案を行っている。

4.2 急速圧密試験に関する従来の研究

4.2.1 段階載荷方式

標準圧密試験における一荷重段階24時間の載荷時間は理論的必然性はなく便宜的に決められたものである。急速圧密試験における最初の考え方はこのような便宜的な載荷時間を短縮しえないか、短縮しようとすればどの程度まで短縮可能かということであった。このような観点から、段階載荷方式における載荷時間の影響について研究したものとしては Northey²⁾、Su³⁾、野田⁴⁾、小川⁵⁾

Okumura-Ogawa⁶⁾、Azzous-Raymond⁷⁾等の報告がある。

Northey²⁾は4種類の粘土スラリーと2種類の自然試料について載荷時間20分の段階載荷方式による急速圧密試験を行い、24時間載荷の場合との比較から両者の間に実用上の差がないことを報告している。載荷時間20分の選定については全行程の圧密試験を8時間以内に終了させる観点から載荷時間を決定している。しかし、この場合には、急速圧密試験の適用可能な土には明らかな限界がある。すなわち、Taylor法により圧密係数を求めるためには、一次圧密の90%が20分以内に終了するような土であることが必要であり、圧縮性の小さい土では $c_v > 3.87 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{min}$ 、また、圧縮性の大きい土でも $c_v > 3.87 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{min}$ が適用範囲であることが指摘されている。

Su³⁾は Terzaghi の圧密理論における圧密度 U ～時間係数 T_v の間の性質を利用して、急速圧密試験を実施することを提案した。すなわち、 $(1-U)$ と $\log T_v$ の関係を示すグラフ上において、勾配0.686の最急勾配の接線が描けることから、この性質を利用することにより、90%圧密等に要する時間や沈下量を求めることができる。さらに、また、一次圧密のみならず二次圧密も含めた沈下量も推定することが可能であるとしている。このようなことから、90%圧密終了後に次の段階の載荷を行うことにより、24時間圧密に相当する沈下量を推定することができ、したがって、載荷時間の短縮がはかられるとしている。Suの方法は野田³⁾によって実測例に対する検証が行われており、 $\log t$ 法ならびに \sqrt{t} 法による従来の方法にくらべ、推定精度については優劣つけがたいものがあるのみならず、むしろ、より合理的な一面を持っていることが指摘されている。

段階載荷方式の急速圧密試験においては、NortheyやSuの報告からも載荷時間の選定が大きな意味を持つ。このような点をふまえ、小川⁵⁾及びOkumura-Ogawa⁶⁾は、載荷時間の選定について、さらに詳細な検討を行なっている。彼らは港湾地域で得られた乱さない試料について5種類の急速圧密試験（① R_{100} ： \sqrt{t} 法により求められた d_{90} から100%圧密に相当する沈下毎に載荷するもの、② R_{120} ： R_{100} の場合と同様にして120%圧密に相当する沈下毎に載荷するもの、③ R_{30m} ：30分ごとに載荷するもの、④ p_{108} ：圧密降伏応力以上より載荷を開始するもの、⑤ $130 p_0 24h$ ：圧密降伏応力以下を130%圧密に相当する沈下量で次の載荷に移る急速圧密試験法を採用した後、圧密降伏応力以上を標準圧密により実施するもの）を実施し、載荷時間の影響を標準圧密試験結果との比較により調べた。その結果、圧密降伏応力は急速圧密の方が大

きくなること、正規圧密領域の体積圧縮係数や圧縮指数は急速圧密の方が大きく、 $\log m_v \sim \log \sigma'_{av}$ 関係における直線関係の勾配は小さいこと、圧密係数についてはそのばらつきが大きいため明確なことは判断しがたいことを報告している。

Azzouz - Raymond⁷⁾も載荷時間を30分、2、8、24時間とする圧密試験を実施し、Okumura - Ogawa⁶⁾と同様の傾向が得られたことを報告している。

4.2.2 定載荷速度方式

この試験では、載荷速度を一定に保ちながら連続載荷し、その間の荷重、変位及び間隙水圧の時間的変化が計測される。網干ら⁸⁾及びAboshiら⁹⁾はSchiffman¹⁰⁾により解かれた線形載荷圧密の理論解を修正し、定載荷速度方式の連続載荷圧密試験の結果から、圧密定数を決定する方法を提案している。

この場合の圧密基礎方程式は(4.1)式で与えられる。

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + R_\sigma \quad (4.1)$$

ここに、 u は過剰間隙水圧、 c_v は圧密係数、 R_σ は載荷速度で定荷重圧密の場合0、線形載荷の場合、定数である。また、 z 軸は供試体上面に原点を持ち、鉛直下方を正としている。

初期条件及び境界条件：

$$u(z, 0) = 0 \quad (4.2)$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial u}{\partial z}(H, t) &= 0 \\ u(0, t) &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (4.3)$$

のもとに(4.1)式を解き、不透水面($z=H$)における過剰間隙水圧 u_b が次式で与えられる。

$$\frac{u_b}{\sigma} = \frac{16}{\pi^3 T_v} \sum_{m=0}^{\infty} (-1)^m \frac{1}{(2m+1)^2} \left[1 - \exp \left\{ \frac{-(2m+1)^2 \pi^2}{4} T_v \right\} \right] \quad (4.4)$$

ここに、 T_v は時間係数であり、(4.5)式で与えられる。

$$T_v = \frac{H^2}{c_v} t \quad (4.5)$$

また、圧密度 U として

$$U = 1 - \frac{32}{\pi^4 T_v} \sum_{m=0}^{\infty} \frac{1}{(2m+1)^4} \left[1 - \exp \left\{ \frac{-(2m+1)^2 \pi^2}{4} T_v \right\} \right] \quad (4.6)$$

が与えられるので、供試体内の有効応力の平均 σ' は

$$\sigma' = \sigma U \quad (4.7)$$

により求められる。

網干らは上述のような原理のもとで定載荷速度方式の急速圧密試験を行うため、重錘移動による漸増載荷装置(自記装置付)を用いている。瀬戸内海地域の再圧密土及び乱さない試料に関する定載荷速度圧密試験及び標準圧密試験の結果の比較を行い、正規圧密領域では両者に有意の差がないことを見出している。なお、間隙水圧測定精度を維持するために載荷速度は3~4 kgf/cm²/hrがよいこと、また、圧密降伏応力以下の $c_v \sim \sigma'_{av}$ 関係及び $e \sim \log \sigma'$ 関係を安定させるために圧密降伏応力の1/2~1/3程度の荷重のもとで予備圧密を行なっておくことが望ましいことを指摘している。

Ganopadhyay - Bhattacharya¹¹⁾もカオリンの再圧密試料を用い定載荷速度圧密及び標準圧密試験を実施し、両者の比較を行っている。その結果、最終沈下量は載荷速度にかかわらず標準圧密試験結果と一致するが圧密係数は載荷速度や試料厚さによって変わると報告している。

4.2.3 定ひずみ速度方式

この試験法は元来、Crawford¹²⁾によって、 $e \sim \log \sigma'$ 特性を短期間の試験から求めるための一手法として提案されたものであるが、その後、原地盤の圧密沈下と室内圧密試験におけるひずみ速度の大きな相違が指摘され、圧密に及ぼすひずみ速度の影響を調べる手段としての有用性も強調されている。

Crawford¹³⁾はLeda clayの乱さない試料について、ひずみ速度0.0027~0.133%/minの定ひずみ速度圧密試験を行った。同時に、前述したような段階載荷型の急速圧密試験(100%圧密ごとに載荷)及び標準圧密試験を実施し、これらの結果と定ひずみ速度圧密試験において計測された供試体底部の過剰間隙水圧が最大荷重の約5~15%程度であったため、定ひずみ速度圧密試験における圧密は動水効果よりも塑性変形にもとづくものであり、したがって、2次圧密的な傾向を示すと報告している。一方、Wahls - DeGody¹⁴⁾はノースカロライナの練返し再圧密試料について、4種類のひずみ速度で比較試験を行った。標準圧密試験結果のうちの一次圧密のみを取り出したものにくらべ、 $e \sim \log \sigma'$ 曲線はやや左下に位置するものとなり、したがって、圧縮指数は10~15%程度大きく、圧密降伏応力は最大ひずみ速度のもの以外は約15%ほど小さかったことを報告している。また、Wahlsらは最大荷重の25~75%の過剰間隙水圧の記録例を示し、定ひずみ速度圧密は塑性変化にもと

づくものであるとする Crawford の見解に反論している。

Crawford の報告や Wahls らの報告にみられる一見相反する現象は使用するひずみ速度及び土の分類特性に関係するものであり、前述したように、Smith - Wahls,¹⁵⁾ Byrne - Aoki¹⁶⁾、Wissa - Heiberg¹⁷⁾ 及び Wissa ら¹⁸⁾ などが定ひずみ速度圧密における圧密現象を理論的に取り扱い、有効応力及び圧密速度に関する定数 c_v の決定方法を提示した。

Smith - Wahls¹⁵⁾ は 3.2 で述べたように、間隙比の鉛直分布を線形と仮定して定ひずみ速度方式の理論式を導き、圧密定数ならびに対応する有効応力の決定方法を示した。カオリナイト、カルシューム・モンモリロナイト及び 1 種類の自然試料を用いて、 $0.0024 \text{ \%}/\text{min} \sim 0.24 \text{ \%}/\text{min}$ の範囲のひずみ速度で定ひずみ速度圧密試験を実施し、標準圧密試験との比較を行った。その結果、最大応力状態において、底面の過剰間隙水圧の全応力に対する比が 50% 以上の場合を除外すると両試験による $e \sim \log \sigma'$ 曲線は良い対応を示すこと、圧密係数は定ひずみ速度圧密試験の場合のものが若干大きい傾向を示すがおおむね良い一致を示すことが明らかにされた。

Byrne - Aoki¹⁶⁾ は間隙比が深さ方向に一様と仮定した定ひずみ速度圧密の理論式を導き、Haney clay の乱さない試料について、ひずみ速度 $1.51 \times 10^{-3} \text{ \%}/\text{min} \sim 6.44 \times 10^{-3} \text{ \%}/\text{min}$ で実施した定ひずみ速度試験の結果を解析した。 $e \sim \log \sigma'$ 曲線にひずみ速度の影響が若干現われており、ひずみ速度が大きいほど右上に位置する傾向があることが見出された。一方、圧密係数ならびに透水係数については、正規圧密領域において、標準圧密試験の結果と良い一致を示すことが見出された。

Wissa - Heiberg¹⁷⁾ 及び Wissa¹⁸⁾ は 3.2 で述べたように、ひずみ表示による圧密基本式から定ひずみ速度圧密の理論解を導き、応力 \sim ひずみ関係が線形及び非線形の場合について、定常状態及び過渡状態における圧密定数の決定方法を示した。さらに、Boston blue clay の再圧密試料について、2 種のひずみ速度 ($9.6 \times 10^{-3} \text{ \%}/\text{min}$ 及び $4.8 \times 10^{-2} \text{ \%}/\text{min}$) の定ひずみ速度試験を実施し、標準圧密試験結果との比較を行った。その結果、 $e \sim \log \sigma'$ 曲線は標準圧密試験の場合とほぼ一致すること、圧密係数についてもばらつきを考慮するとほぼ良い対応を示すことを見出した。

Gorman ら²⁷⁾ は Kentucky clay について、定ひずみ速度圧密試験 (ひずみ速度: $3.78 \times 10^{-3} \text{ \%}/\text{min} \sim 8.4 \times 10^{-2} \text{ \%}/\text{min}$) 及び定動水勾配試験を実施し、標準圧密試験と比較している。適切なひずみ速度の選定範囲はかなり広いが、実際の試験においては、7 kPa 以上の

間隙水圧を発生しうること、かつ、全応力の 30 \sim 50% を越えないことをひずみ速度選定の目安とすることを結論づけている。このような条件は土のタイプにより異なるため、液性限界にもとづいて選定することを提案している。

Vaid ら²⁸⁾ は非常に鋭敏な Saint - Jean - Vianney clay (鋭敏比 100) を用い、ひずみ速度を $0.17 \times 10^{-3} \text{ \%}/\text{min} \sim 6.78 \times 10^{-2} \text{ \%}/\text{min}$ の範囲で 5 段階に変えた定ひずみ速度圧密試験を実施し、ひずみ速度の影響を調べている。その結果、 $e \sim \log \sigma'$ 関係はひずみ速度により明白な影響を受けること、先行圧密応力はひずみ速度の減少とともに減少し、ひずみ速度が小さい場合には標準圧密試験による先行圧密応力よりも小さな値を与えることを報告している。

4.2.4 急速圧密試験法としての優位性

前述したように急速圧密試験法としては大別して 3 種類の形式が用いられている。段階載荷方式のものはテルツァギの一次元圧密理論で取り扱われるいわゆる一次圧密の部分は短時間に終了するので、各段階の載荷時間を短縮することにより圧密定数を得ようとするものである。この種のアプローチにより標準圧密試験結果自体のばらつきを考慮すると急速圧密試験法として十分実用可能であるという結果が得られている。しかし、これらの方法では試験者がたえず一つの試験機のみを観測を続けねばならないため、数多くの試料を試験する場合には多数の試験機を用いて標準圧密試験を実施するのにくらべて十分能率的とはいえないこと、また、自動自記化、電算機処理が困難なことなどの欠点を有している。

一方、電気計測法の発達とあいまって、その後、あいついで提案された定ひずみ速度方式あるいは定載荷速度方式の試験は段階載荷方式の急速圧密試験の知見を基礎に生まれたものであるが、これらの試験は制御条件の大きさを任意に変えられるのみならず自動記録及び自動処理が容易であるという点で急速圧密試験法としての実用的価値はより高いと考えられる。

定ひずみ速度方式及び定載荷速度方式の圧密試験は制御する項目がひずみ速度と載荷速度の相違があるが相似した試験方法である。従来の研究成果をみてもいずれが優位にあるかは一概に断定できないと思われ、多くのタイプの土試料について比較実験を実施することが必要と考えられる。

4.3 著者の実験研究^{19), 25), 26)}

4.3.1 試験装置

(1) 定ひずみ速度圧密試験

定ひずみ速度圧密試験の場合、載荷装置としては負荷

表-4.1 定ひずみ速度圧密試験の計測機器

ロードセル(半導体圧力変換器)	
荷	最大荷重 500 kgf
	1kgf相当の出力 12 mV
	過負荷 150%
重	零点移動温度特性 $\pm 0.05\%$ /FS/°C
	使用温度範囲 0~50°C
半導体小型圧力変換器	
間	測定範囲 -1~5 kgf/cm ²
隙	過負荷 150%
水	出力 100 mV
圧	使用温度範囲 -10~60°C
	温度特性 $\pm 0.05\%$ /SF/°C
	受圧部直径 $\phi = 5$ mm
差動トランス	
変	型式 DM-20型
位	測定範囲 (20, 15, 10, 5, 2 mmの5段切換)
	最大出力 10 mV
6ペン式レコーダー	
記	測定レンジ 10mV~100Vの10段切換
	応答速度 0.5 s/FS
	動的特性 0~1 Hz
録	精度 $\pm 0.3\%$ /FS
	感度 $\pm 0.1\%$ /FS
器	チャート幅 250 mm
	チャートスピード 600, 300, 150 mm/min 600, 300, 150 mm/h の6段切換

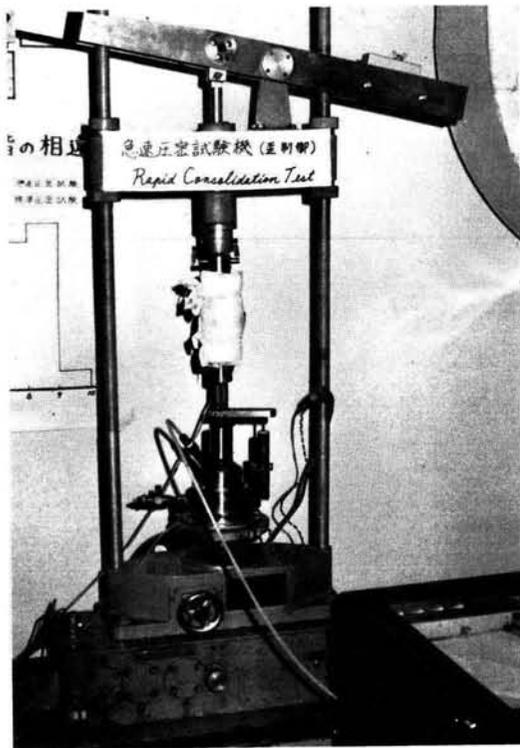


写真-4.1 定ひずみ速度圧密試験装置

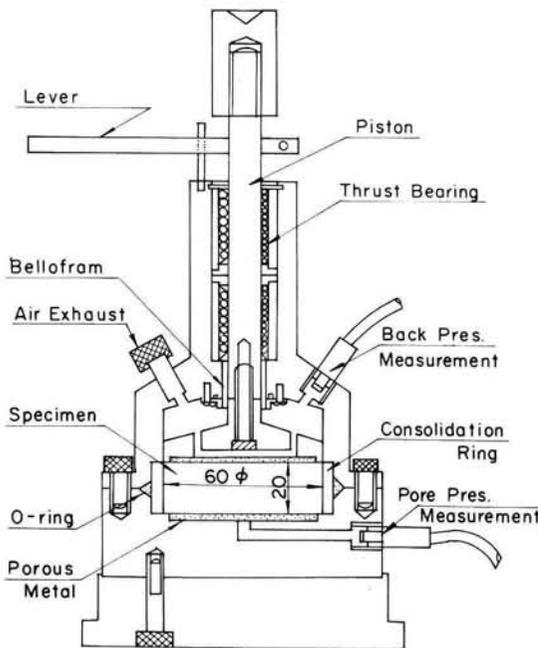


図-4.1 圧密容器

変動に対しても一定ひずみ速度が得られる方式のものであればよく、従来から広く使用されている三軸圧縮試験装置の利用が適当である。そこで、写真-4.1に示すような小型三軸圧縮試験機の載荷機構を利用して行った。この装置の精能は表-4.1に示すようである。

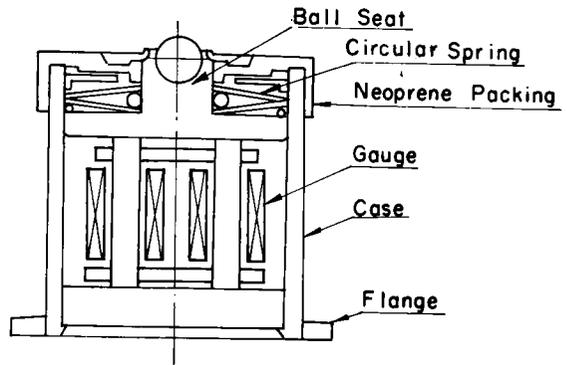
圧力検出には半導体圧力変換器(容量500 kgf)を用いて行い、また、間隙水圧及びバックプレッシャーは半導体小型圧力変換器を用いて測定された。変位すなわち圧密沈下量は差動トランスにより測定された。それぞれの結果は多ペン式のアナログレコーダーにより記録された。バックプレッシャーは空気圧をレギュレータによって正確に調整して、水圧を発生させる方式を採用し、最大圧力5.0 kgf/cm²まで加えられるようにした。

図-4.1は本試験において使用した圧密容器を示す。圧密容器はベロフラムを利用した密閉型とし、間隙水圧が供試体底面で測定でき、かつ、飽和状態を完全に保つ

ため、バックプレッシャーが加えられるようにした。供試体の形状は標準圧密試験の場合と同様、直径 60 mm、高さ 20 mm である。

(2) 定載荷速度圧密試験

Aboshi⁹⁾らは荷重増幅用のレバーを分銅が移動することにより漸増荷重を与えるメカニカル方式を採用している。著者ら¹⁹⁾は荷重を電気的にフィードバックして油圧サーボによりコントロールする漸増載荷装置を試作した。装置の機構を図-4.2に示す。装置の詳細な作動原理については文献¹⁹⁾にゆずる。



AQ Amp Analog Operation Amplifier
 B Buffer
 DT Amp Amplifier for Differential Transformer
 N Normalizer
 S Specimen

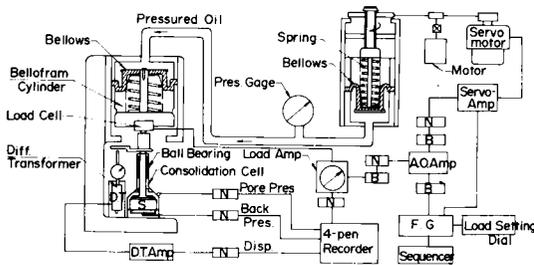


図-4.2 定載荷速度試験装置ブロック図

表-4.2 マグネセル

定格ひょう量値	300 kgf	1,000 kgf
型式	TKMC-300K	TKMC-1T
公称精度	±0.5%	±0.5%
過負荷	300%	
温度特性	0 ~ 50 °C の範囲で 0.025 %/deg	
使用温度範囲	-20 ~ 80 °C	

荷重測定にはマグネセルと称する荷重検出器を使用した。表-4.2にその性能を示す。マグネセルは図-4.3に示すように、電気増幅器鉄心を加圧したときに、その出力電圧が変化することを利用した荷重検出器である。本装置においては 300 kgf 及び 1,000 kgf の 2 種類が使用できるようになっている。このマグネセルによって検出された荷重に比例する電圧がレコーダの入力となる。

定載荷速度圧密試験装置においては荷重の検出をマグネセルによって行っていることを除くと圧密容器をはじめ、過剰間隙水圧、バックプレッシャー、変位などの検出器及び記録方式は定ひずみ速度圧密試験の場合と同様のものが使用されている。

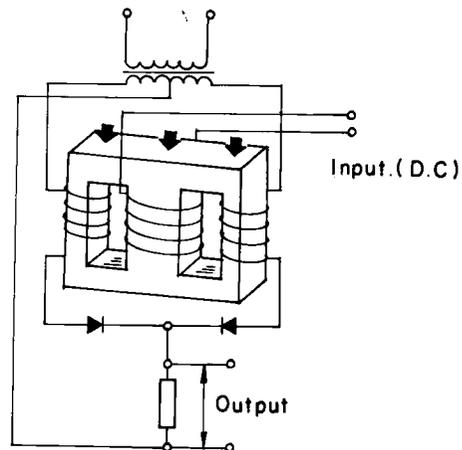


図-4.3 マグネセルの構造及び原理

4.3.2 試料

本章で取り上げた定ひずみ速度圧密試験をはじめ、比較試験として採用した定載荷速度試験、標準圧密試験においては再圧密試料及び自然試料の両方を用いた。比較試験を実施するためには、試料の均一性が重要な条件となるため、表-4.3に示すような分類特性を持った横浜本牧地区より採取した粘土を大型混練機によって練返し、それをさらにフィルターを通して貝殻、有機物などの不純物を取り除いた上、直径 14 cm、高さ 20 cm の再圧密容器に入れ、再圧密試料の作成を行った。この際、初期含水比を約 130 % とし、フローの危険性をさけるため、当初 0.1 kgf/cm² の圧密荷重で予備圧密を行った後、軸圧 0.5 kgf/cm² の一次元圧密を行った。

一方、自然試料については横浜大黒町及び岡山錦海湾より採取した乱さない試料を用いた。図-4.4 a 及び図-4.4 b に大黒町試料の分類特性を示した。また、表-4.4 には錦海湾試料の分類特性を示した。

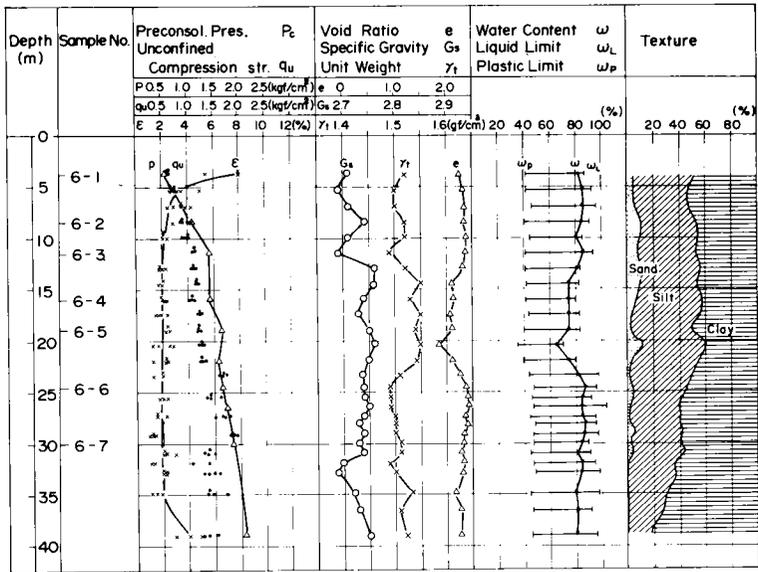


図-4.4 a 大黒町自然試料 (No. 6) の土性図

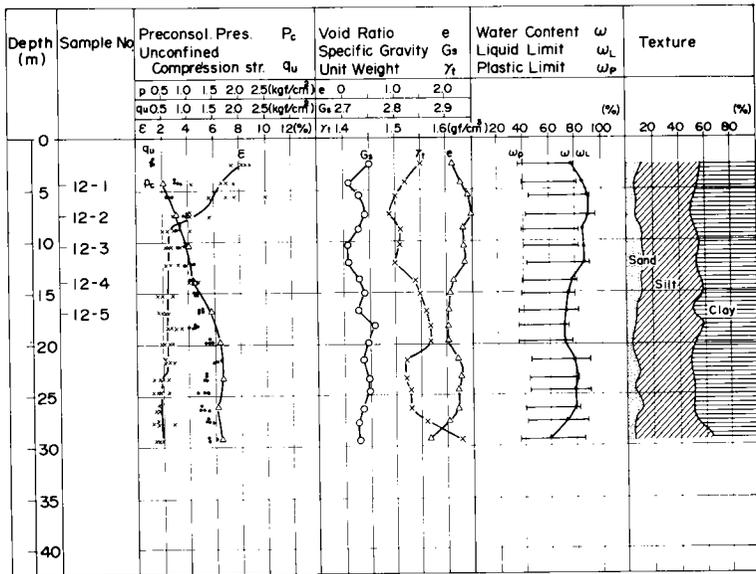


図-4.4 b 大黒町自然試料 (No. 12) の土性図

表-4.3 本牧粘土の分類特性

試料番号	Sample No.	本牧粘土
単位体積重量	γ_t (tf/m ³)	≒ 1.50
含水比	w (%)	≒ 85.0
間げき比	e	≒ 2.30
飽和度	S_r (%)	≒ 99.9
土粒子の比重	G_s	2.71
コンシステンシ特性	液性限界 w_L (%)	96.7
	塑性限界 w_p (%)	41.5
	塑性指数 I_p	55.2
	液性指数 I_L	0.788
粒度組成	礫 Gravel (%)	0
	砂 Sand (%)	8.7
	シルト Silt (%)	40.1
	粘土 Clay (%)	51.2
	分類 三角座標	Clay

表-4.4 錦海自然試料の分類特性

試料番号	Sample No.	錦海 46-1
単位体積重量	γ_t (tf/m ³)	1.41
含水比	w (%)	115.1
間げき比	e	3.09
飽和度	S_r (%)	99.9
土粒子の比重	G_s	2.68
コンシステンシ特性	液性限界 w_L (%)	115.2
	塑性限界 w_p (%)	38.6
	塑性指数 I_p	76.6
	液性指数 I_L	0.999
粒度組成	礫 Gravel (%)	0
	砂 Sand (%)	2.3
	シルト Silt (%)	37.9
	粘土 Clay (%)	59.8
	分類 三角座標	Clay

4.3.3 試験方法及び試験条件

急速圧密試験はひずみ速度や載荷速度がある程度大きくなければ意味がないが、無制限に大きくするわけにはいかず、おのずから制約があると考えられる。ひずみ速度と載荷速度は相似したパラメータであり、両者の影響を調べるため同一試料に関し、定ひずみ速度圧密試験と定載荷速度圧密試験を実施した。

定ひずみ速度圧密試験は前述したように、小型三軸圧縮試験機の載荷機構を用いて実施した。定載荷速度方式の圧密試験または標準圧密試験等の他の試験法による結

果との比較、さらには、定ひずみ速度圧密試験の各種条件（ひずみ速度、バックプレッシャー等の事前処理条件）による結果との比較などのため、均一性に信頼のおける再圧密試料を使用し、ひずみ速度を8種類に変化させて試験した。一方、自然試料を用いた実験は再圧密試料を用いた詳細な実験の結果から想定された実用可能なひずみ速度範囲についてのみ試験を行った。

本試験は供試体底部における間隙水圧の測定をキーポイントとしており、間隙水圧の測定精度によって試験精度が左右される。したがって、底部間隙水圧を可能なかぎり正確に測定しうるよう配慮することが必要である。このためには、精度の良い検出器で測定することは当然であるが、その前提条件として、試料の飽和度を高い状態に維持することが必要である。したがって、供試体の圧密容器へのセットは空気を封じこめないように水中セットしたり、急速圧密試験を行う前に予圧密と称して小さい荷重で一たん圧密したり、あるいは、バックプレッシャーを加えるなど飽和度を高めるための処理を行っている。表-4.5及び表-4.6に定ひずみ速度圧密試験に用いた試験条件を再圧密試料及び自然試料の場合について示している。

一方、定載荷速度圧密試験は前述したような油圧サーボを電子制御する特殊装置を用いて実施した。この場合にも再圧密試料を用いた試験により各種条件、すなわち、載荷速度、予圧密の有無及びその大きさ、バックプレッシャーの有無及びその大きさなどの試験結果に及ぼす影響の詳細な検討を行い、自然試料をそれらの確認のため

表-4.5 定ひずみ速度圧密試験の試験条件 (本牧再圧密試料)

ひずみ速度 (%/min)	圧密試験前の処理内容および圧力		
	予圧密 (kgf/cm ²)	バックプレッシャー (kgf/cm ²)	無処理
0.60	0.5	0.5	0
	0.75	0.75	
0.40	0.5	0.5	0
	0.75	0.75	
0.24	0.5	0.5	0
	0.75	0.75	
0.12	0.5	0.5	0
	0.75	0.75	
0.089	0.5	0.5	0
	0.75	0.75	
0.060	0.5	0.5	0
	0.75	0.75	
0.040	0.5	0.5	0
	0.75	0.75	
0.024	0.5	0.5	0
	0.75	0.75	

表-4.6 定ひずみ速度圧密試験の試験条件
(大黒町自然試料及び錦海自然試料)

試料番号	ひずみ速度 (kgf/cm ²)	バックプレッシャー (kgf/cm ²)
大黒町	6-1	0.06
	6-2	0.06
		0.06
	6-3	0.06
	6-4	0.06
	6-5	0.06
	6-6	0.12
		0.06
	6-7	0.024
		0.12
0.06		
12-1	0.06	
12-2	0.06	
12-3	0.06	
12-4	0.06	
12-5	0.06	
錦海	46-1	0.12
		0.06
		0.04
		0.024

表-4.7 定載荷速度圧密試験の試験条件
(本牧再圧密試料)

載荷速度 (kgf/cm ² /min)	圧密試験前の処理内容および圧力		
	予圧密 (kgf/cm ²)	バックプレッシャー (kgf/cm ²)	無処理
0.160 (1h)	0.5	0.5	0
	0.7	0.7	
0.080 (2h)	0.5	0.5	0
	0.7	0.7	
0.053 (3h)	0.5	0.5	0
	0.7	0.7	
0.040 (4h)	0.5	0.5	0
	0.7	0.7	
0.020 (8h)	0.5	0.5	0
	0.7	0.7	

表-4.8 定載荷速度圧密試験の試験条件
(大黒町自然試料及び錦海自然試料)

試料番号	載荷速度 (kgf/cm ² /min)	バックプレッシャー (kgf/cm ²)
大黒町	6-1	0.0786 (3h)
	6-3	0.0786 (3h)
	6-4	0.0472 (5h)
	6-6	0.0786 (3h)
		0.0472 (5h)
6-7	0.0393 (6h)	
	0.0337 (7h)	
	0.0786 (3h)	
	0.0472 (5h)	
12	12-1	0.0589 (4h)
	12-2	0.0786 (3h)
	12-3	0.0786 (3h)
	12-4	0.0472 (5h)
	12-5	0.0472 (5h)
錦海	46-1	0.0786 (3h)
		0.0472 (5h)
		0.0393 (6h)
		0.0295 (8h)
		1.1

の試験に活用した。

載荷速度については Aboshi の結果を参考にし、急速圧密試験として妥当な時間であること、ならびに、1日の作業時間を考慮して、1, 2, 3, 4及び8時間の5種類を選び、これに試験前の処理条件を組み合わせた条件により試験を行った。また、自然試料については上述のように再圧密試料による結果から事前処理はバックプレッシャーのみとしたことは定ひずみ速度圧密試験の場合と同じである。表-4.7及び表-4.8に定載荷速度圧密試験において使用した試験条件を再圧密試料及び自然試料の場合について示している。

4.3.4 試験結果の概要

前述したような試験条件のもとで、3種類の共通の試料(本牧再圧密試料、大黒町自然試料及び錦海自然試料)に対し、それぞれ、定ひずみ速度圧密試験、定載荷速度圧密試験及び標準圧密試験を実施した。写真-4.2及び写真-4.3には定ひずみ速度圧密試験及び定載荷速度圧密試験の測定記録例を示す。

これらの測定記録例より、 $e \sim \log \sigma'$ 曲線、圧密降伏応力、圧密定数(体積圧縮係数 m_v 、圧密係数 c_v)が決

定される。本牧再圧密試料については、バックプレッシャーの有無、その大きさ、予圧密の有無及びその大きさが $e \sim \log \sigma'$ 特性及び圧密定数に及ぼす影響が明らかにされ、また、特に自然試料の場合に対してはバックプレッシャーの効果が明らかにされた。急速圧密試験としての意義は $e \sim \log \sigma'$ 曲線や圧密諸定数をいかに早く合理的に定め得るかにあり、したがって、ひずみ速度や載荷速度をどの程度大きく選定しうるかは重要である。その

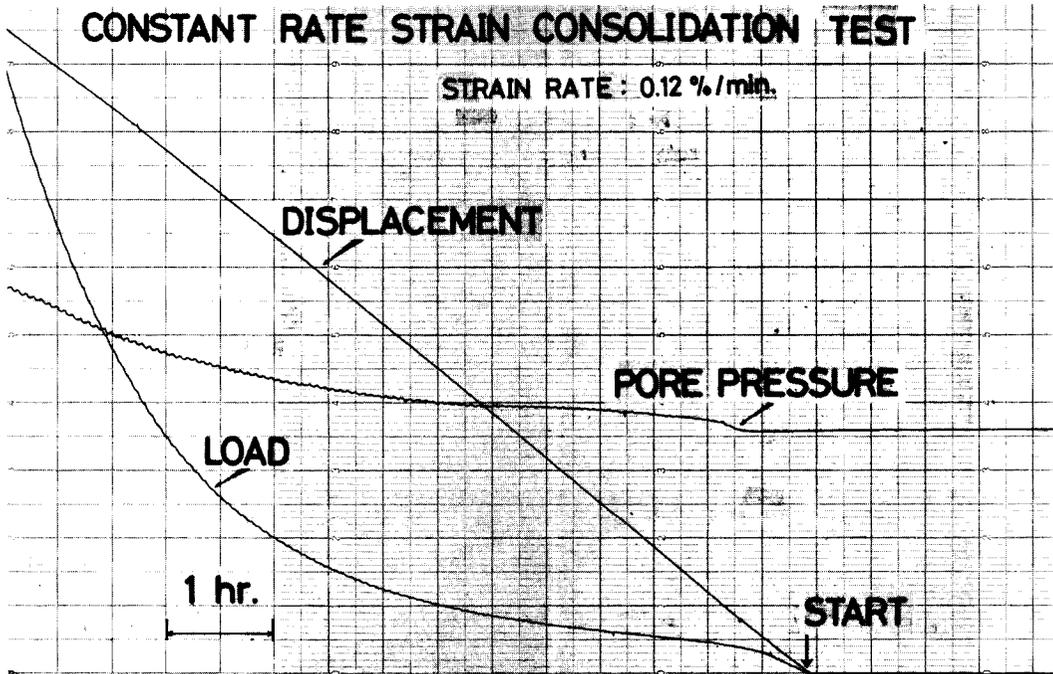


写真 - 4.2 定ひずみ速度圧密試験測定記録例

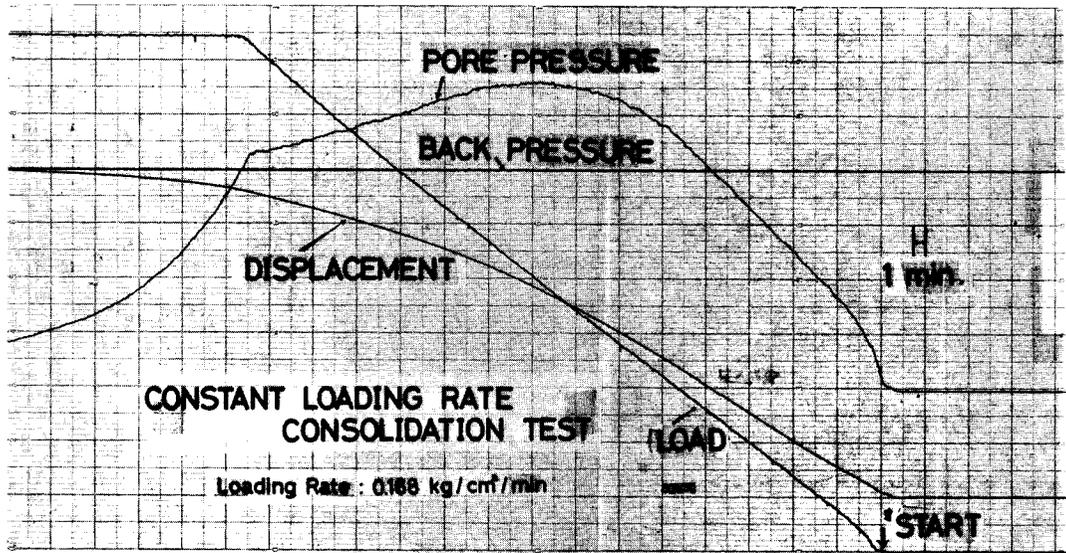


写真 - 4.3 定載荷速度圧密試験測定記録例

ため、ひずみ速度や載荷速度が圧密諸特性にどのような影響を及ぼすかが調べられた。特に圧密降伏応力には載荷の速さの影響が比較的顕著な型で現われることが明らかにされた。過圧密領域から正規圧密領域にまたがる圧密諸特性の変化傾向が明らかにされ、それらの結果を左右する間隙水圧の変動傾向が調べられた。また、ひずみ速度や載荷速度と試験所要時間の関係が明らかにされた。¹⁹⁾ これらの結果から急速圧密試験法としての適用性をどのようにして判定するかについての判定基準が示されている。

以下では、上述したそれぞれの結果についての詳細を述べることにする。

4.4 圧密定数及び有効応力の評価法

4.4.1 定ひずみ速度方式の場合

定ひずみ速度圧密試験のデータ（写真-4.2に一例を示す）より圧密定数及び有効応力を求める場合、第3章で述べたように応力～ひずみ関係及び間隙比の分布の仮定によって3種の方式がある。応力～ひずみの仮定については、Wissar^{17), 18)} の非線形材料としての仮定がより実際的であると考えられるが、微小時間を考える場合には線形と考えても実用上支障はないと考えられる。また、Wissarによる過渡状態の考慮の必要性については、その影響は圧密初期のみであり、一般的に必要なものはある程度大きい時間に対応するものであるため、定常状態のみを考慮しておけばよいと思われる。

つぎに、間隙比の深さ方向の分布の仮定についてはSmith-Wahls¹⁵⁾によって考慮されているように想定可能な両極端をとってもさほど大きな影響はないこと、また、圧密試験の供試体が薄いものであることを考慮すると一様分布と仮定しても実用上許容しうるものと考えられる。

このような見地から以下で行う定ひずみ速度圧密試験結果の検討においては、Byrne-Aoki¹⁶⁾により採用された仮定、すなわち、特定時間 t における間隙比は深さ方向に一様であるという仮定にもとづく関係式を基本にすることとする。この場合、 $t \sim t + \Delta t$ 時間内では圧密定数は一定であると考え、任意の時間 t における圧密定数及び有効応力は前出の(3.6)～(3.9)式において $b/r = 0$ に対応するものとして次式で与えられる。

$$\sigma' = \sigma - \alpha u_b = \sigma - \frac{2}{3} u_b \quad (4.10)$$

$$m_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'} = \frac{\Delta e}{1+e} \cdot \frac{1}{\Delta \sigma'} \quad (4.11)$$

$$c_v = \frac{1}{2} \frac{RH^2}{m_v h_s (1+e) u_b} \quad (4.12)$$

ここに、 R は変位速度 $\Delta d/\Delta t$ 、 h_s は粘土実質部分の高さである。

時間 t に対応する有効応力 σ' を(4.10)式により求め、同時に対応する間隙比 e より $e \sim \log \sigma'$ 曲線を得ることができる。また、時間 t 及び $t + \Delta t$ 間の平均有効応力 σ'_{av} に対し、(4.11)式及び(4.12)式で求まる圧密定数 m_v 、 c_v を両対数紙上でプロットすることにより、 $\log m_v \sim \log \sigma'_{av}$ 及び $\log c_v \sim \log \sigma'_{av}$ 曲線が求められる。

4.4.2 定載荷速度方式の場合

この試験においても定ひずみ速度圧密試験の場合と同様に計測項目は荷重 σ 、沈下量 d 、及び供試体底部の間隙水圧の時間的変動であるが写真-4.3に示すように応力制御であるため荷重の時間的変動は線形となる。

この場合の圧密定数及び有効応力はAboshiら⁹⁾により提案された方式により求める。まず、任意の時間 t に対応する有効応力 σ' は前述の(4.4)式の $u_b/\sigma \sim T_v$ 関係及び(4.6)式の $T_v \sim U$ 関係より時間係数 T_v を媒介として圧密度 U を求め、さらに $\sigma' = \sigma U$ として求められる。また、 c_v の値は u_b/σ 比に対し求められた T_v より $c_v = H^2 t/T_v$ の関係を用いて決定される。一方、 m_v については時間 $t \sim t + \Delta t$ 間のひずみの増分 Δe 及び有効応力の増分 $\Delta \sigma'$ より $m_v = \Delta e/\Delta \sigma'$ として求められる。これらの量より定ひずみ速度圧密試験の場合と同様にして $e \sim \log \sigma'$ 、 $\log m_v \sim \log \sigma'_{av}$ 及び $\log c_v \sim \log \sigma'_{av}$ の関係が求められる。

4.5 予圧密とバックプレッシャーの効果

定ひずみ速度圧密試験(CRS-Test)や定載荷速度圧密試験(CLR-Test)の場合には供試体底部の間隙水圧の測定精度が試験結果を左右する。載荷初期における供試体の安定性を良くし、かつ気泡の混入による間隙水圧測定の誤差を小さくするため圧密試験の開始前にある圧力で予圧密をするかあるいは、バックプレッシャーをかけるなどの処置を行うのが良い。その場合、予圧密とバックプレッシャーのいずれが効果的かあるいはその大きさはどの程度必要かが問題となる。

著者ら¹⁹⁾は定ひずみ速度圧密試験結果に及ぼす予圧密及びバックプレッシャーの効果を再圧密試料及び自然試料を用いた場合について検討した。また、定載荷速度圧密試験の場合についても同様の検討を行った。それらの結果より概要を述べると以下のようなものである。

図-4.5 a及び図-4.5 bは本牧再圧密試料について、それぞれ定ひずみ速度圧密試験(CRS-Test)及び定載荷速度圧密試験(CLR-Test)により求めた $e \sim$

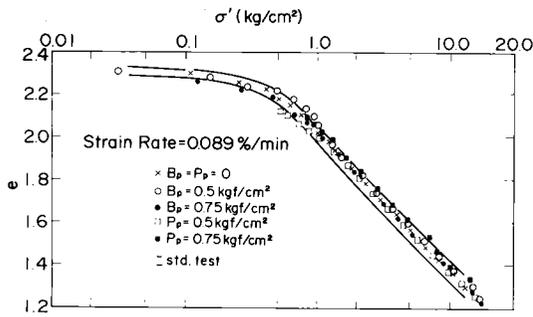


図 - 4.5 a 予圧密とバックプレッシャーの影響 (CRS-Test, 本牧再圧密試験料)

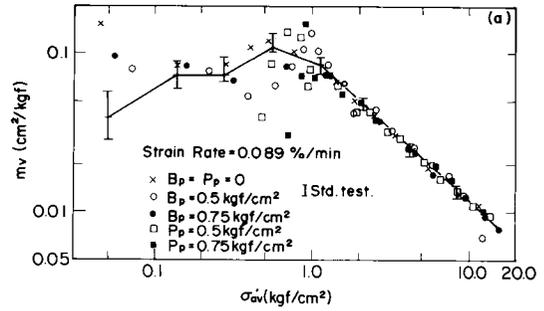


図 - 4.6 a 予圧密とバックプレッシャーの影響 (CRS-Test, 本牧再圧密試験料)

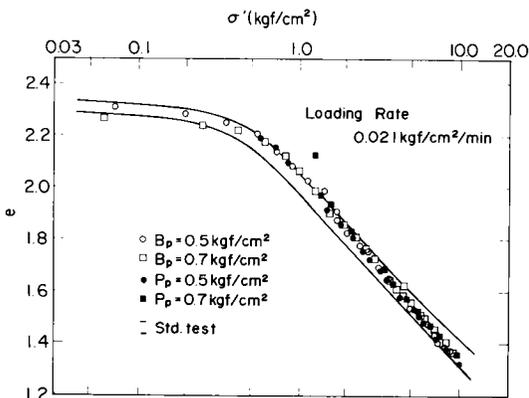


図 - 4.5 b 予圧密とバックプレッシャーの影響 (CLR-Test, 本牧再圧密試験料)

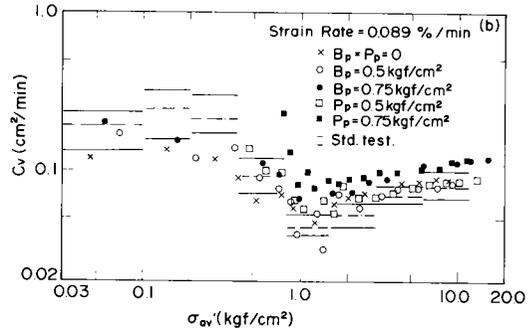


図 - 4.6 b 予圧密とバックプレッシャーの影響 (CLR-Test, 本牧再圧密試験料)

$\log \sigma'$ 曲線に及ぼす予圧密圧力 p_p とバックプレッシャー B_p ならびにそれらの大きさ ($p_p = B_p = 0$, $p_p = B_p = p_0 = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$, $p_p = B_p = 1.4 \sim 1.5 p_0 = 0.7 \sim 0.75 \text{ kgf/cm}^2$) の影響を一例として示した。また、図 - 4.6 a 及び図 - 4.6 b には定ひずみ速度圧密試験の場合の $\log m_v \sim \log \sigma'_{ov}$ 関係及び $\log c_v \sim \log \sigma'_{ov}$ 関係に及ぼす予圧密とバックプレッシャーの大きさの影響を示す。さらに、図 - 4.6 c 及び図 - 4.6 d には定載荷速度圧密の場合の同様の図を示す。図 - 4.5 a 及び図 - 4.5 b ならびに図 - 4.6 a ~ 図 - 4.6 d の各図中には、9 シリーズの標準圧密試験結果のばらつき範囲が示されている。

総合的にみて、再圧密試験料についてはバックプレッシャーや予圧密の影響はあまりなく、標準圧密試験結果のばらつき範囲の中に入っている。ただし、予圧密に関しては次のことが観察される。

予圧密の場合、予圧密圧力より少し大きい応力領域において標準圧密試験の場合に比べ、 m_v の急激な減少、 c_v の急激な増加が見られ標準圧密試験の結果からも大きくはずれず。これは他のひずみ速度の場合や図 - 4.6

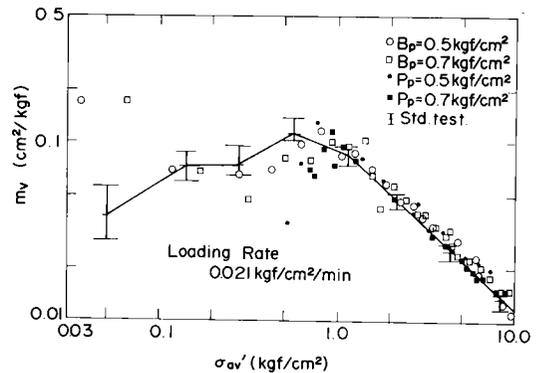


図 - 4.6 c 予圧密とバックプレッシャーの影響 (CLR-Test, 本牧再圧密試験料)

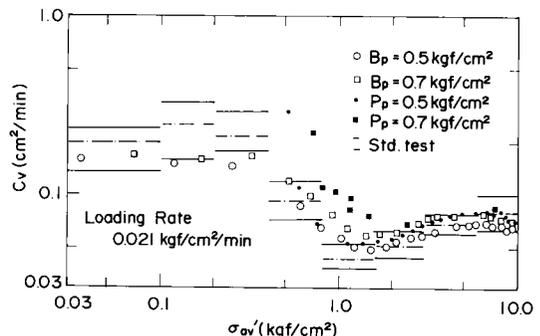


図 - 4.6 d 予圧密とバックプレッシャーの影響 (CLR-Test, 本牧再圧密試験料)

c 及び図-4.6d に示す定載荷速度圧密試験の場合にも同様にみられる一般的傾向である。これは Lowe ら²⁰⁾ の定動水勾配試験において圧密試験中断後の再試験直後に見られる圧縮係数 a_v ($a_v = m_v(1+e)$) の急激な低下と類似の現象と考えられる。また、Aboshi ら⁹⁾ の定載荷速度圧密試験において予圧密を行った場合の載荷初期にも同様の現象が現われている。過圧密領域では圧密定数がばらつきやすいという傾向はあるが、バックプレッシャーをかけた場合、そのような顕著な「とび出し」はみられないことから、載荷直後の非定常性に起因するものであろうと考えられる。その上、予圧密圧力以下の定数が求められないこと、予圧密のための余分な時間が必要なことから、間隙水圧の測定精度を上げる手法としてはバックプレッシャーの方がよいと言える。

バックプレッシャーの大きさの相違は再圧密試験に関するかぎり明白ではない。これは再圧密圧力が小さいため、再圧密圧力の除荷ならびに圧密リングの解放による試料の膨張量も少なく、高い精度が維持できたことによるものと考えられる。図-4.6b 及び図-4.6d の c_v の場合、バックプレッシャーの大きさにかかわらず、全体的には標準圧密試験の結果にほぼ対応している。

Lowe ら²⁰⁾ がバックプレッシャーを使用することにより過圧密領域の c_v が減少し、 $c_v \sim \sigma_{av}$ 関係は総体的に平坦化する傾向を報告しており、そのような傾向は図-4.6b 及び図-4.6d においても認められる。図-4.6b においてはバックプレッシャーが0の場合にもそのような傾向が現われているが、これはバックプレッシャーが0の定ひずみ速度圧密試験においてもたえず過剰間隙水圧の発生した状態で圧密が進行し、これがバックプレッシャーと同様の効果を与えていることによると考えられる。

バックプレッシャーの大きさの影響については再圧密試験の実験の場合には明白ではなかった。そこで、自然試料の場合についてバックプレッシャーの大きさの圧密定数に及ぼす影響を調べたものが図-4.7 及び図-4.8 である。これはひずみ速度 $R_e = 0.06 \%$ /min の定ひずみ速度圧密試験の場合の例である。図-4.8 において $B_p = 1, 3, 5 \text{ kgf/cm}^2$ の3種のバックプレッシャーはそれぞれの試料が原地盤で受けていた静水圧の0.5倍、1.5倍及び2.5倍に相当する。なお、図-4.7 及び図-4.8 の Std. Test は同一試料を用いた標準圧密試験結果である。

図-4.8 において、 m_v についてはバックプレッシャーの影響は全くみられないが、圧密係数 c_v については明白な影響が現われており、バックプレッシャーが十分でない c_v を過大評価する傾向が認められる。図-4.

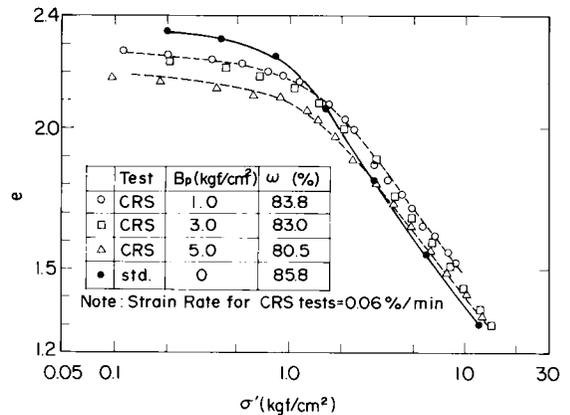


図-4.7 $e \sim \log \sigma'$ 曲線に及ぼすバックプレッシャー、 B_p の効果 (試料: 大黒町 No. 6-2)

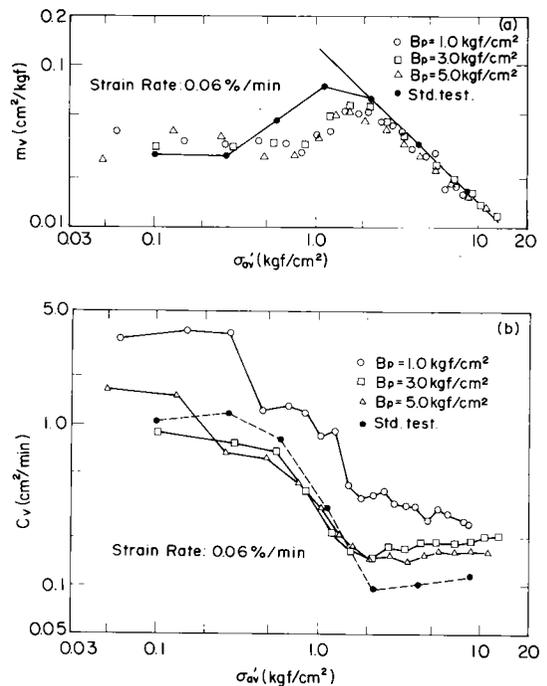


図-4.8 圧密定数に及ぼすバックプレッシャーの効果 (試料: 大黒町 No. 6-2)

8 の場合、静水圧の0.5倍程度ではバックプレッシャーの大きさは不十分であり、さらに高める必要があることを示している。

間隙水圧の測定にもとづいて c_v を決定する定ひずみ速度圧密試験や定載荷速度圧密試験の場合、沈下量~時間関係をベースにして c_v を決める標準圧密試験の場合にくらべサンプリングならびに試料セットなどにもなる微視的な不飽和の影響を受けやすいと考えられる。不飽和の程度は三軸圧密試験のような場合、間隙水圧係数

B が一般に使用される。赤井・小谷²¹⁾は三軸等方圧密においてバックプレッシャーを使用することにより、 $B \rightarrow 1$ となることを示し、また、奥村²²⁾は $B \rightarrow 1$ とならしめるための必要な拘束圧について理論的考察を行っている。

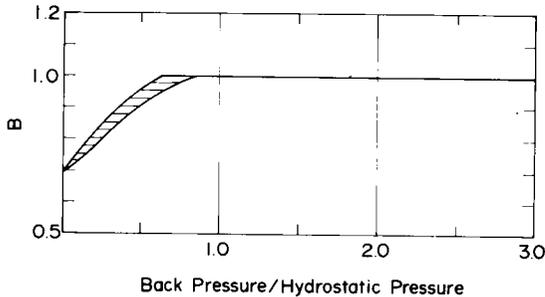


図-4.9 間隙水圧係数 B とバックプレッシャーの関係

図-4.9は赤井・小谷²¹⁾のデータよりバックプレッシャーの静水圧に対する割合の型でプロットしなおしたものである。厳密な静水圧の大きさが不明のため斜線部分により原図の B の曲線を表示している。図の場合、静水圧の80%以上のバックプレッシャーを使用すれば完全飽和状態が得られることを示している。ただし、赤井・小谷は過大なバックプレッシャーは粒子の骨格構造を変えるため好ましくないことを指摘している。しかし、図-4.7及び図-4.8に示す定ひずみ速度圧密試験の結果には過大なバックプレッシャーをかけたことによる悪影響は現われていない。

自然試料の場合、多かれ少なかれ、微視的な不飽和状態になっていると考えられるが、側方拘束の圧密試験の場合、不飽和度を定量的に評価する方法は確立されていない。そこで、自然試料の場合、上述の結果を参考にして不飽和度の評価をすることなく、一様に静水圧の75~100%程度のバックプレッシャーをかけるのがよいとみられる。¹⁹⁾

4.6 ひずみ速度及び載荷速度の圧密諸特性に及ぼす影響

4.6.1 概要

4.3.3で述べたように本牧再圧密試料及び2種類の自然試料を用いて定ひずみ速度圧密試験及び定載荷速度圧密試験を実施した。この際、それぞれひずみ速度及び載荷速度を変えることにより、それらが圧密諸特性、すなわち、 $e \sim \log \sigma'$ 特性、圧密降伏応力及び圧密定数 m_v 、 c_v などに及ぼす影響を調べた。本牧再圧密試料については均一な供試体の作成が容易であるため広範囲のひずみ速度あるいは載荷速度について比較実験が可能である。一

方、自然試料については試料数に限度があるため再圧密試料に関する試験結果を参照して利用可能なひずみ速度または載荷速度を選定している。以下では本牧再圧密試料に関する結果を中心に検討をすすめることにする。

4.6.2 $e \sim \log \sigma'$ 特性

再圧密試料の場合についてはバックプレッシャーの大きさが試験結果に及ぼす影響はそれほど顕著ではなかったため、バックプレッシャー 0.5 kgf/cm^2 の場合に対し、ひずみ速度を $0.024 \text{ \%}/\text{min} \sim 0.6 \text{ \%}/\text{min}$ の範囲で変えた定ひずみ速度圧密試験結果を図-4.10aに示す。また、載荷速度を5段階に変えた定載荷速度圧密試験の結果を図-4.10bに示す。両図には実線で9シリーズの標準圧密試験結果の変動幅が示されている。

$e \sim \log \sigma'$ 曲線の一般的傾向としてはひずみ速度の増加とともに右上にシフトする。すなわち、圧縮性が減少するといえるが、 $R_e = 0.1 \sim 0.2 \text{ \%}/\text{min}$ 以下ではほとん

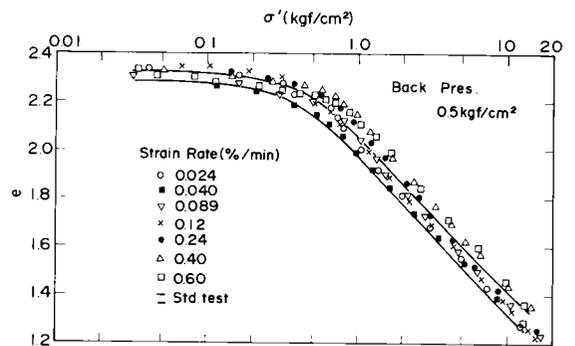


図-4.10a $e \sim \log \sigma'$ 曲線に及ぼすひずみ速度の影響 (CRS-Test)

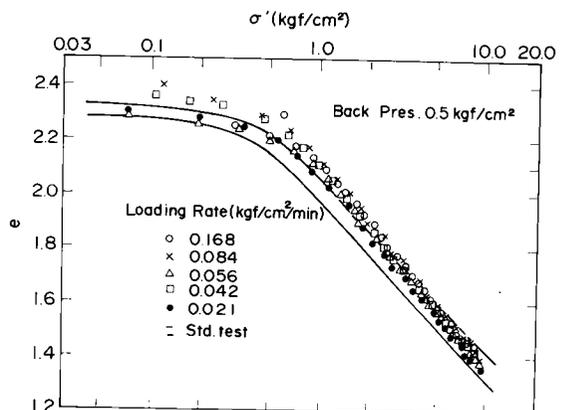


図-4.10b $e \sim \log \sigma'$ 曲線に及ぼす載荷速度の影響 (CLR-Test)

ど標準圧密試験結果のばらつき範囲内に入る。ひずみ速度が相当大きいと $e \sim \log \sigma'$ 曲線が右上にシフトするのは深さ方向の間隙比の分布の一様性が許容できなくなり、有効応力を過大評価すること、さらには、2次圧密の影響のひずみ速度による量的な相連によるものと考えられる。一方、図 - 4.10 b において $R_e = 0.021 \sim 0.168 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲の荷重速度では、早い荷重速度のものほど圧縮性が小さくなる傾向がわずかにみられるが全体的には標準圧密試験結果のばらつき幅にくらべるとそれほど大きな相連はない。しかし、標準圧密の場合に比べ、圧密降伏応力はやや大きく、正規圧密領域の直線

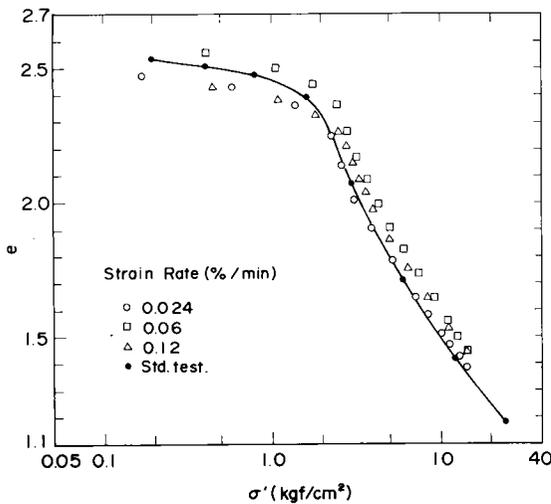


図 - 4.11 a $e \sim \log \sigma'$ 曲線に及ぼす定ひずみ速度圧密試験のひずみ速度の影響 (大黒町自然試料 No. 6-6, $B_p = 2.5 \text{ kgf/cm}^2$)

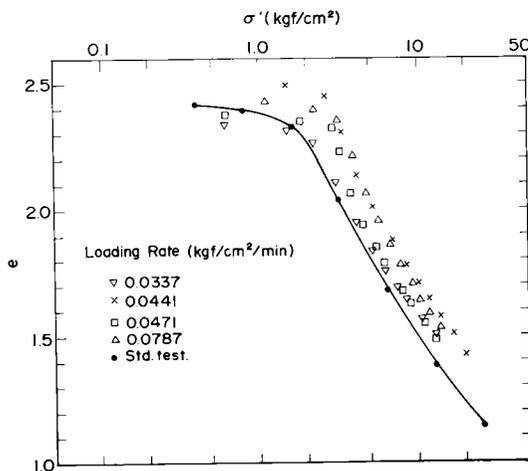


図 - 4.11 b $e \sim \log \sigma'$ 曲線に及ぼす定荷重速度圧密試験の荷重速度の影響 (大黒町自然試料 No. 6-7, $B_p = 3.0 \text{ kgf/cm}^2$)

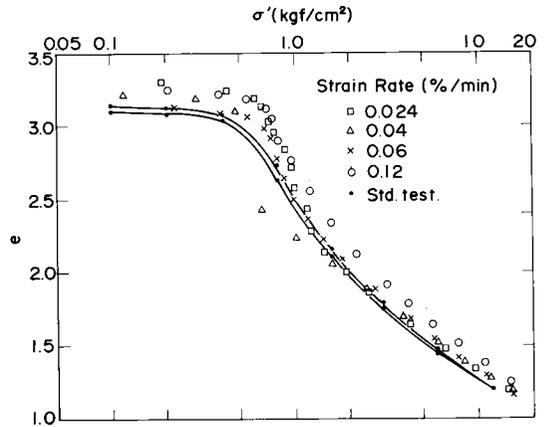


図 - 4.12 a $e \sim \log \sigma'$ 曲線に及ぼす定ひずみ速度圧密試験のひずみ速度の影響 (錦海自然試料 No. 46-1, $B_p = 1.1 \text{ kgf/cm}^2$)

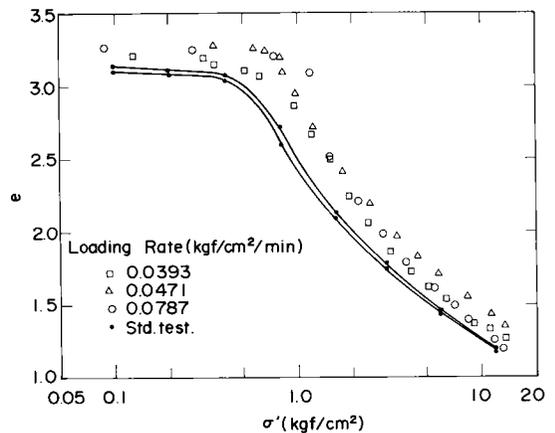


図 - 4.12 b $e \sim \log \sigma'$ 曲線に及ぼす定荷重速度圧密試験の荷重速度の影響 (錦海自然試料 No. 46-1, $B_p = 1.1 \text{ kgf/cm}^2$)

部の勾配はやや大きい。

再圧密試料に関する上述のような結果を考慮して選定したひずみ速度または荷重速度を用いた圧密試験を自然試料の場合について実施した例を図 - 4.11 a, 図 - 4.11 b ならびに図 - 4.12 a, 図 - 4.12 b に示す。いずれの場合にも静水圧の 75 ~ 80 % 程度に相当するバックプレッシャーを与えている。図 - 4.11 a 及び図 - 4.12 a の定ひずみ速度圧密試験においては $R_e = 0.12 \text{ %/min}$ 以下のひずみ速度を用いている。ややひずみ速度の影響がみられるが、標準圧密試験自体のばらつきも当然予想されるので、この程度 ($R_e = 0.12 \text{ %/min}$) 以下のひずみ速度を用いれば、標準圧密試験の場合と大差がない結果が得られるとみてよい。一方、図 - 4.11 b 及び図 - 4.12 b の定荷重速度圧密試験の場合には、初期間隙比

e_0 のばらつきが載荷速度の相違の傾向を不鮮明にしているが、一般的には標準圧密試験の場合より圧縮性が小さく、載荷速度が大きいと一層この傾向は顕著になるものとみられる。

4.6.3 圧密降伏応力

図-4.10 a, 図-4.11 a 及び図-12 a にみられるように定ひずみ速度圧密試験の場合、みかけ上過圧密領域が大きくなる傾向については多かれ少なかれ共通してみられる現象である。また、図-4.10 b, 図-4.11 b 及び図-4.12 b に示されているように定載荷速度圧密の場合についても同様である。以下ではこの傾向を定量的に検討してみる。

標準圧密試験より求められる圧密降伏応力を $p_{c, std}$ 、定ひずみ速度圧密試験及び定載荷速度圧密試験より求められる圧密降伏応力をそれぞれ $p_{c, CRS}$ 、 $p_{c, CLR}$ とし、比率 $p_{c, CRS}/p_{c, std}$ をひずみ速度に対してプロットしたものを図-4.13 に示す。また、比率 $p_{c, CLR}/p_{c, std}$ を載荷速度に対してプロットしたものを図-4.14 に示す。それぞれの図には、本牧再圧密試料、錦海自然試料及び

大黒町自然試料についての結果を3種の記号により区別して示す。

図-4.13 より比率 $p_{c, CRS}/p_{c, std}$ はひずみ速度のみの影響を受けており、試料の状態（再圧密試料か自然試料か）、荷重の履歴、あるいはバックプレッシャーの大小などとは無関係のようである。ひずみ速度 $R_e = 0.12$ %/min 以下では比率 $p_{c, CRS}/p_{c, std}$ は 1.2 ~ 1.4 程度であり、ひずみ速度がさらに大きくなるとこの比は増加する傾向が認められる。標準圧密試験との対応を考える場合、過大なひずみ速度を使用すると圧密降伏応力を過大に見積ることになり、 $R_e = 0.024$ %/min ~ 0.12 %/min の範囲でも標準圧密試験の圧密降伏応力 $p_{c, std}$ より 20 ~ 40 % 程度大きく評価することになる。

一方、図-4.14 より比率 $p_{c, CLR}/p_{c, std}$ には載荷速度のみの影響が明白に現われている。比率 $p_{c, CLR}/p_{c, std}$ は載荷速度の小さい場合には 1 に近く、載荷速度の増大とともに大きくなる。使用した載荷速度の範囲内では約 0.04 kgf/cm²/min 以下で $p_{c, CLR}/p_{c, std} \approx 1.3$ 、それ以上の荷重速度では比率は急激に大きくなる傾向がある。

4.6.4 圧密定数

定ひずみ速度圧密試験より求められる圧密諸定数は理論的にはひずみ速度の影響も考慮して決定されたものであるが、実際の土は理論上の仮定通りには挙動しないのでおのずから使用可能なひずみ速度にも限度があるものと考えられる。このことはまた、定載荷速度圧密試験の場合にも同様である。そこで、圧密定数がひずみ速度や載荷速度によりどのような影響を受け、それが標準圧密試験で求められた圧密定数との対応という点でどのような影響を受けるかを再圧密試料及び2種の自然試料の場合について検討した。¹⁹⁾ 以下ではこれらの概要について述べる。

図-4.15 は本牧再圧密試料（再圧密圧力 $p_0 = 0.5$ kgf/cm²）の定ひずみ速度圧密試験による m_v 、 c_v の有効応力に対する変化をひずみ速度をパラメータとして示したものである。また、同一試料に対する定載荷速度圧密試験の m_v 、 c_v の有効応力に対する変化が載荷速度をパラメータとして図-4.16 に示されている。図-4.15 及び図-4.16 には9シリーズの標準圧密試験結果について、各荷重段階の m_v 及び c_v のばらつき範囲及び平均値が示されている。

$m_v \sim \sigma'_{av}$ 関係は、通常、正規圧密領域では両対数紙上で直線となる。本牧再圧密試料の場合、正規圧密領域は $\sigma' > 0.5$ kgf/cm² であるが、 m_v 特性が完全な正規圧密領域の特性を示すのは先行圧密応力 $p_c = p_0$ の 2 ~ 3 倍に対応する応力以上の領域においてであるといわれて

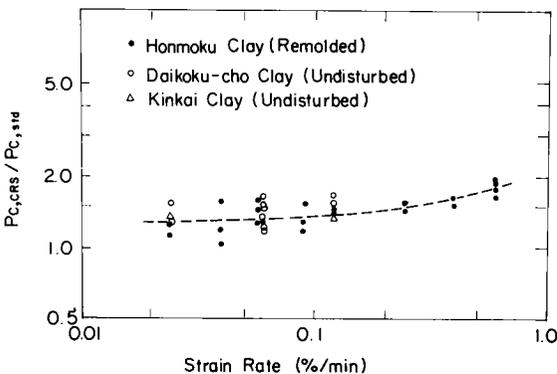


図-4.13 圧密降伏応力とひずみ速度

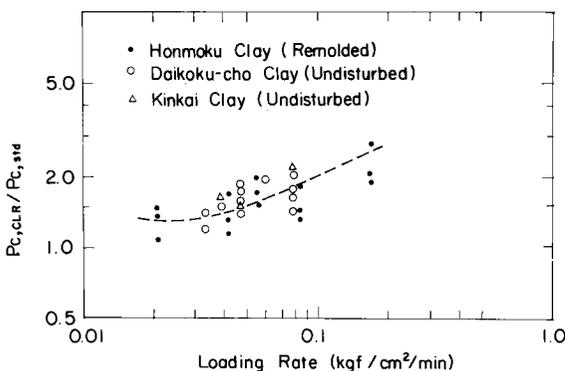


図-4.14 圧密降伏応力と載荷速度

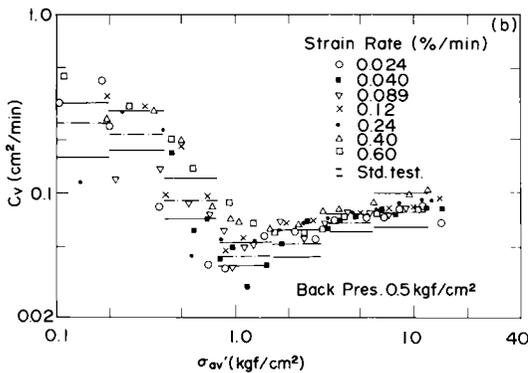
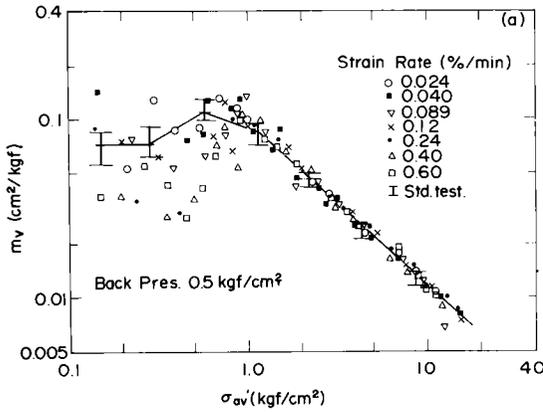


図-4.15 圧密定数に及ぼす定ひずみ速度
圧密試験のひずみ速度の影響
(本牧再圧密試料)

おり、 p_c から $2 \sim 3 p_c$ までは過渡的な傾向が現われている。定ひずみ速度圧密試験の m_v は完全な正規圧密領域ではひずみ速度の影響を全く受けず、かつ、標準圧密試験の結果との対応も非常に良い。しかし、過圧密領域ないしは過渡領域ではひずみ速度の影響を受け、ひずみ速度が大きい場合（ひずみ速度 $R_e = 0.24$ %/min 以上）、標準圧密試験結果との対応性は悪くなる。一方、 c_v については過圧密領域ないしは過渡領域（先行圧密応力 p_e の3倍位までの応力範囲）においてはばらつき幅が正規圧密領域に比べてやや大きい、全応力範囲を通じてひずみ速度による顕著な相違はみられず、標準圧密試験の c_v のばらつき範囲内にあるとみなし得る。図-4.15の m_v 特性について、 0.24 %/min 以上のひずみ速度の場合、過圧密領域の m_v が標準圧密試験結果よりかなり小さいという前述の実験事実に対し、過圧密領域の c_v が標準圧密試験結果と比較的良好に対応している事実は注目される。このことは過大なひずみ速度の場合、透水係数 k が m_v と同程度の比率で標準圧密試験の k より小さく評価され、結果的に c_v はひずみ速度の影響を受けず標準圧

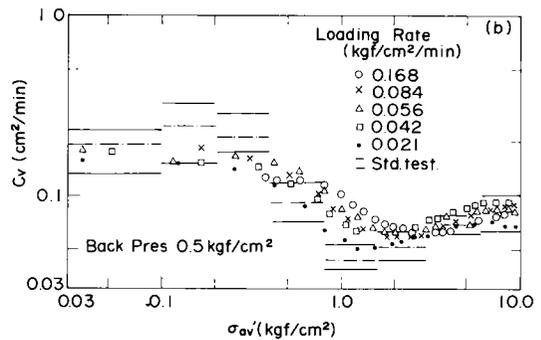
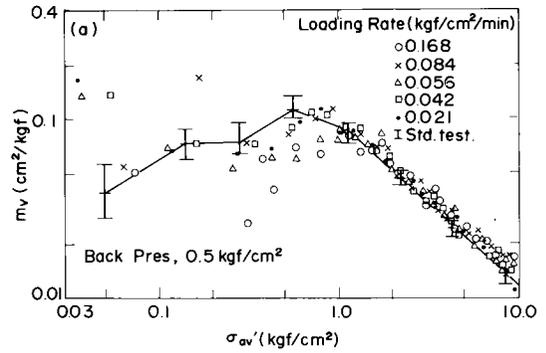


図-4.16 圧密定数に及ぼす定載荷速度
圧密試験の載荷速度の影響
(本牧再圧密試料)

密試験の c_v と対応しているということであり、その詳細な検討は間隙水圧特性と関連して行う必要がある。しかし、いずれにしても標準圧密試験結果との対応性という見地に立って判断するかぎり、定ひずみ速度圧密試験より求められる圧密定数は過大なひずみ速度（ 0.4 %/min 程度以上）の場合、標準圧密試験の圧密定数を正しく推定できないといえよう。

図-4.16は上述の場合と同一の試料の定載荷速度圧密試験により求めた結果である。この場合にも $2 \sim 3 p_c$ 以上の完全な正規圧密領域では、 m_v 、 c_v とも載荷速度による影響は認められず、標準圧密試験結果とも非常に良い一致がみられる。 m_v については、標準圧密試験の平均値を結ぶ直線よりやや大きいのが実用上問題とならない程度である。しかし、過圧密ないし過渡領域（ $2 \sim 3 p_c$ 以下）の m_v にはかなりのばらつきがみられ、載荷速度が大きい場合に標準圧密の m_v より大きく変動する傾向がある。この領域の c_v には載荷速度の影響がみられ、載荷速度の大きいものほど c_v の値は大きく、載荷速度の小さい場合に標準圧密試験結果と良い一致がみられる。

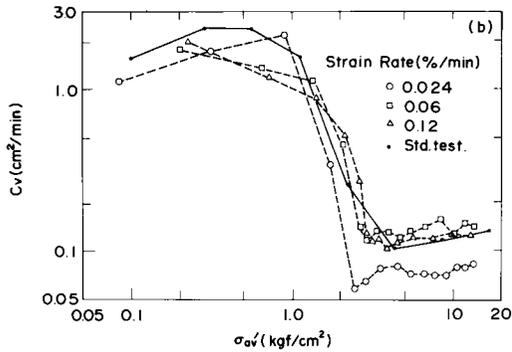
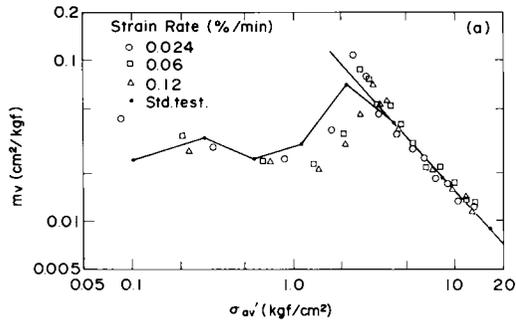


図-4.17 圧密定数に及ぼす定ひずみ速度圧密試験のひずみ速度の影響(大黒町試料, No.6-1, $B_p = 2.5 \text{ kgf/cm}^2$)

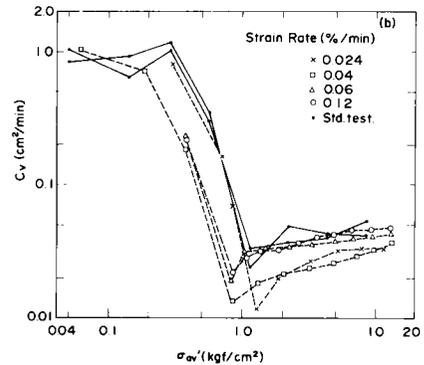
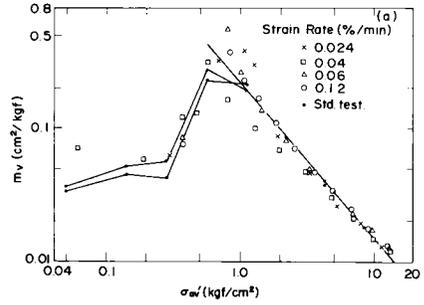


図-4.18 圧密定数に及ぼす定ひずみ速度圧密試験のひずみ速度の影響(錦海自然試料, No.46-1, $B_p = 1.1 \text{ kgf/cm}^2$)

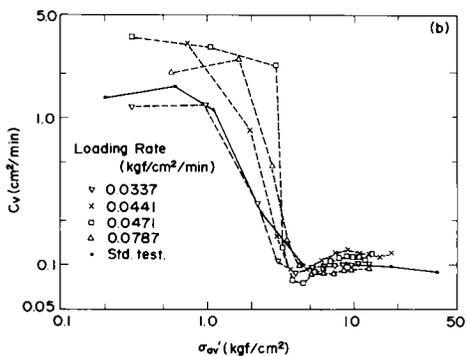
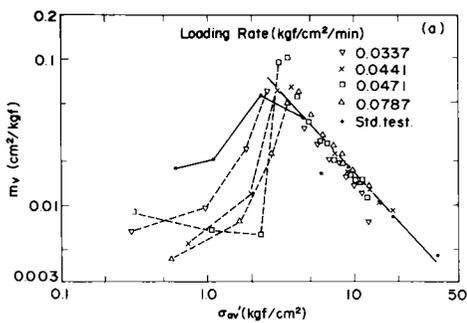


図-4.19 圧密定数に及ぼす定載荷速度圧密試験の載荷速度の影響(大黒町自然試料 No.6-7, $B_p = 3.0 \text{ kgf/cm}^2$)

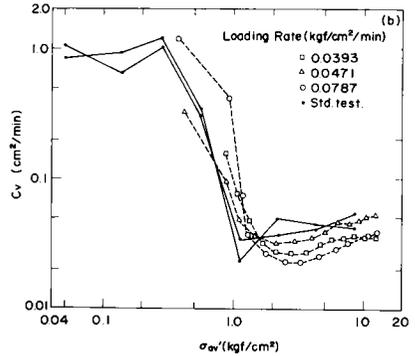
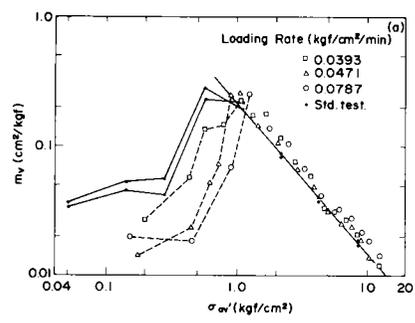


図-4.20 圧密定数に及ぼす定載荷速度圧密試験の載荷速度の影響(錦海自然試料 No.46-1, $B_p = 1.1 \text{ kgf/cm}^2$)

つぎに自然試料の場合の例を取り上げる。図-4.17及び図-4.18はそれぞれ大黒町試料及び錦海試料の定ひずみ速度圧密試験による m_v 、 c_v の有効応力に対する変化をひずみ速度をパラメータとして示したものである。また、同一の試料に対する定載荷速度圧密試験の m_v 、 c_v の有効応力に対する変化が載荷速度をパラメータとしてそれぞれ、図-4.19及び図-4.20に示されている。

図-4.17及び図-4.18の定ひずみ速度圧密試験において使用したひずみ速度 R_e は $0.024\%/min \leq R_e \leq 0.12\%/min$ の範囲のものである。 m_v については全ての応力範囲内で特にひずみ速度の影響は認められず、また、これらのひずみ制御試験のデータは標準圧密試験の m_v 特性と非常によく対応している。また、 c_v については最も遅いもの($R_e = 0.024\%/min$)が、とりわけ正規圧密領域において他のひずみ速度のものより一様に小さくなる傾向を示しているが、これらはむしろ自然試料には不可避のばらつきと考えられる。¹⁹⁾

図-4.19及び図-4.20の、定載荷速度圧密試験の場合、正規圧密領域においては m_v 、 c_v は再圧密試験の場合と同様の傾向があり、標準圧密試験結果との対応も良い。過圧密領域においては m_v 、 c_v ともに載荷速度の影響を受け、載荷速度が大きくなると m_v は小さく、 c_v は大きく評価される傾向がある。この領域においては載荷速度が小さい場合のみ、標準圧密試験結果との対応は比較的良くなる。

4.6.5 定載荷速度圧密におけるひずみ速度

標準圧密試験の場合のひずみ速度は各荷重段階の圧密初期の大きいひずみ速度から圧密終期における小さいひずみ速度まで広範囲に変動する。たとえばCrawfordによれば、 $p = 4.0\text{ kgf/cm}^2$ の定荷重による圧密の場合、初期の $1.0\%/min$ から終期の $1.0\%/week$ までの変動を示す。¹²⁾

定載荷速度圧密の場合、載荷速度は一定であるが、一般に土の応力～ひずみ関係は非線形であるためひずみ速度は応力とともに変化する。載荷速度を一定に保った場合のひずみ速度の応力に対する変化状況を以下では検討する。ただし、この場合のひずみ速度は任意の時間 t において時間間隔 Δt 内に生ずる変位量より計算されたものであり、これは同一時点における有効応力と対応づけられる。

図-4.21は本牧再圧密試料について5種類の載荷速度を用いて実施した定載荷速度圧密のひずみ速度 R_e と有効応力の関係を示したものである。図中、標準圧密試験及び定載荷速度圧密試験より求めた圧密降伏応力をそれぞれ矢印で示す。また、図-4.22には錦海自然試料

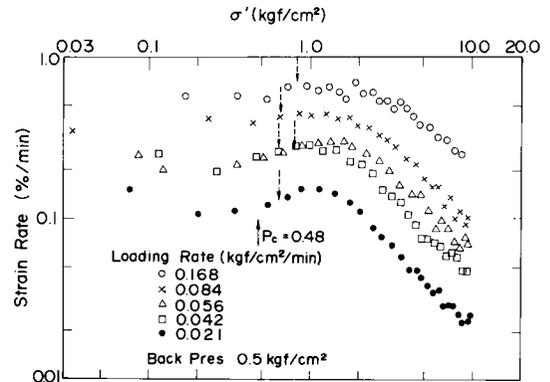


図-4.21 定載荷速度圧密試験のひずみ速度の有効応力に対する変化と載荷速度(本牧再圧密試料)

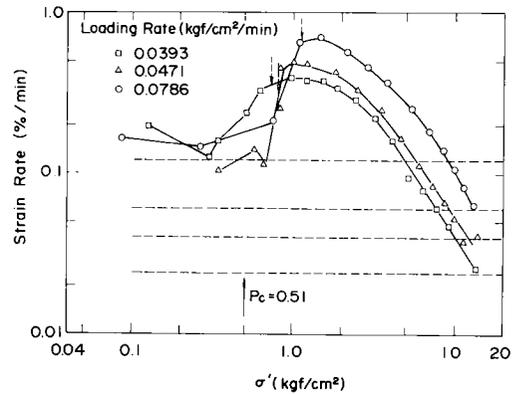


図-4.22 定載荷速度圧密試験のひずみ速度の有効応力に対する変化と載荷速度(錦海自然試料No.46-1)

に対する同様の関係を示した。

図-4.21の本牧試料の場合、載荷速度の大きいものについては、載荷開始後のひずみ速度はある応力まではほぼ一定となり、それより大きい応力領域では両対数紙上で直線的に減少する。一方、載荷速度の比較的小さいもの($R_e \leq 0.056\text{ kgf/cm}^2/min$)については、ひずみ速度が一たんピークを示した後、載荷速度の大きい場合の直線とほぼ平行に減少している。錦海試料についても本牧再圧密試料の載荷速度の比較的小さいものと同様の傾向がみられ、ひずみ速度のピークがより明白に現われている。これらのピークに対応する応力は載荷速度により異なっており、標準圧密試験の圧密降伏応力 p_c の2~4倍、定載荷速度圧密試験より求められる圧密降伏応力 $p_{c,CLR}$ の1.5~2倍程度である。これらのピークに対応する応力は過渡領域の終了点に対応するものと考えられ、その応力より大きい応力領域において完全な正規圧密の特性

が現われているとみられる。中瀬ら²³⁾によれば一たん乱された試料が再圧密を受けた場合、完全な正規圧密にもどるには先行圧密応力 p_c の 2～3 倍の応力を受ける必要があり、このことは Ladd ら²⁴⁾ の試料の乱れの特性和関係があるとされている。

定載荷速度圧密の場合にも同様の現象の存在が想定され、 p_c との関係からみても $R_e \sim \sigma'$ のピークが完全な正規圧密に入っている応力は載荷速度の影響を受けており、載荷速度が大きいと完全な正規圧密領域に入っている応力が高くなる傾向が現われている。

本牧再圧密試料の場合、圧密諸特性が標準圧密試験結果と良く対応するときのひずみ速度は 0.1～0.2 %/min 以下とみられ、そのような点を考慮して図-4.21 を見ると最も小さい載荷速度のもの以外は定載荷速度圧密のひずみ速度はかなり高いものを使用している。また、錦海試料についても図-4.22 にひずみ制御試験で使ったひずみ速度を点線で示したように、定載荷速度圧密試験の場合のひずみ速度はかなり高い。このようなことが m_v , c_v の過圧密ないしは過渡領域における標準圧密試験結果との対応性の不十分な原因とみられ、また、図-4.14 に示した圧密降伏応力 $p_{e,CLR}$ の載荷速度による急激な増加の原因と考えられる。

4.7 間隙水圧特性と試験所要時間

4.7.1 間隙水圧

定ひずみ速度圧密試験あるいは定載荷速度圧密試験においては供試体底部で測定された間隙水圧にもとづいて圧密定数が決定され、また、同時に対応する有効応力が求められる。したがって、これらの圧密試験結果を解釈する場合、最も支配的な要因となるものが底部間隙水圧の挙動である。以下では、供試体底部の間隙水圧 u_b の全応力 σ に対する比 u_b/σ の型で間隙水圧の特性を調べる。

図-4.23 及び図-4.24 は定ひずみ速度試験の場合の再圧密試料及び自然試料の間隙水圧比 u_b/σ の有効応力 σ' に対する変化をひずみ速度をパラメータとして示したものである。ひずみ速度が大きい場合、載荷初期において間隙水圧比 u_b/σ はかなり高く、この値は有効応力の増加とともに減少する。ひずみ速度が小さい場合、載荷初期より間隙水圧比 u_b/σ は低く、しかも、有効応力の増加にかかわらずば一定の傾向がある。Crawford¹³⁾ は最大応力に対する間隙水圧の比が非常に小さいため(5～15%程度)、定ひずみ速度試験の圧密は動水勾配によるものよりも土の塑性抵抗にもとづくものであり、したがって、2次圧密的であることを指摘している。また、Smith-Wahls¹⁵⁾ は最大応力に対する間隙水圧の比が透

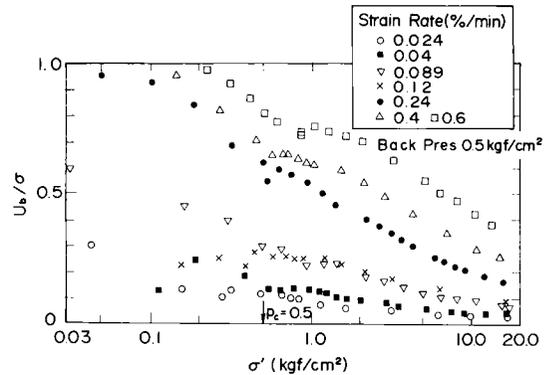


図-4.23 定ひずみ速度圧密試験の間隙水圧比と有効応力の関係(本牧再圧密試料)

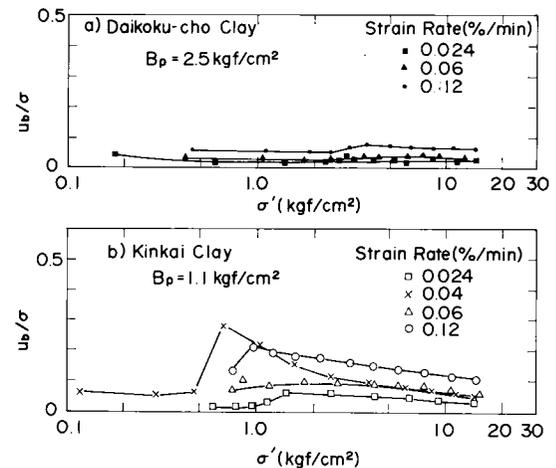


図-4.24 定ひずみ速度圧密試験の間隙水圧比と有効応力の関係(大黒町自然試料及び錦海自然試料)

水性の非常に小さいものも含めて 50 % 以下であれば、定ひずみ速度圧密試験結果と標準圧密試験結果の対応は良いことを報告している。一方、Byrne-Aoki¹⁶⁾、Wissa ら¹⁸⁾も標準圧密試験と定ひずみ速度圧密試験の結果が良い対応を示したものの最大応力に対する間隙水圧の割合はそれぞれ 10%及び 5%程度であったことを報告している。

しかし、各研究者により使用された最大応力はそれぞれ相当異なっている。Smith-Wahls¹⁵⁾ の例では、非常に透水性の大きい場合のもの最大応力は約 6.0 kgf/cm² 程度であり、対応する有効応力は約 4.6 kgf/cm² 程度と相当小さい。広範囲のひずみ速度を使用した図-4.23 の結果から明らかのように、間隙水圧比 u_b/σ は一般には有効応力、したがって、全応力の大きさによって変わ

る。しかも最大応力に対するものが最も小さくなるので、最大応力に対する間隙水圧の割合のみによって結果を議論するのは不十分である。図-4.23及び図-4.24において、ひずみ速度の小さい場合 ($R_e \leq 0.12 \text{ \%}/\text{min}$)、全段階の応力について、 u_b/σ の値は小さく ($0.2 \sim 0.3$ 以下)、したがって、この場合の圧密は動水勾配よりも塑性抵抗が支配的である。また、ひずみ速度が大きい場合、 u_b/σ 値は応力の低い時点で相当高い値を示しており、この場合の圧密は動水勾配が支配的である。これらの現象は、また、定ひずみ速度圧密試験結果と標準圧密試験結果の対応性を間隙水圧特性と結びつけて論ずる場合、最大応力に対する間隙水圧の割合よりも試験初期段階の比較的小さい応力領域の間隙水圧比 u_b/σ に着目した方がよいことを意味している。

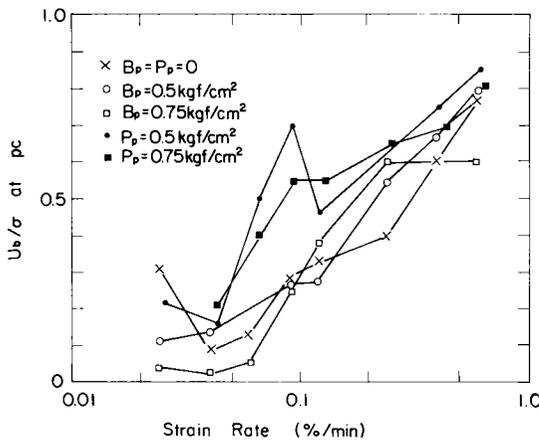


図-4.25 先行圧密応力における間隙水圧比とひずみ速度の関係

そこで、図-4.25は広範囲のひずみ速度についてのデータの得られている本牧再圧密試験の場合について、先行圧密応力 ($p_p \approx 0.5 \text{ kgf}/\text{cm}^2$) における底部間隙水圧の割合をひずみ速度に対してプロットしたものである。バックプレッシャーや予圧密及びその大きさによる相違もあわせて示されている。ただし、予圧密の場合には u_b/σ の最大値を使用している。

図-4.25より先行圧密応力における間隙水圧の割合はひずみ速度の増大につれて増加する。4.6において圧密諸特性のひずみ速度による影響を詳細に検討した結果によれば $R_e = 0.1 \sim 0.2 \text{ \%}/\text{min}$ 以下のひずみ速度を用いれば、 m_v 、 c_v 及び $e \sim \log \sigma'$ 特性のいずれもが標準圧密試験結果と比較的良好一致を示す。このことから対応する間隙水圧比 u_b/σ が先行圧密応力において $0.3 \sim 0.4$ 以下であれば先行圧密応力より大きい応力領域にお

いて定ひずみ速度圧密試験結果は標準圧密試験結果と良好対応を示すと考えられる。このような基準は図-4.24に示す自然試料の場合にも同様に適用してもよい。¹⁹⁾

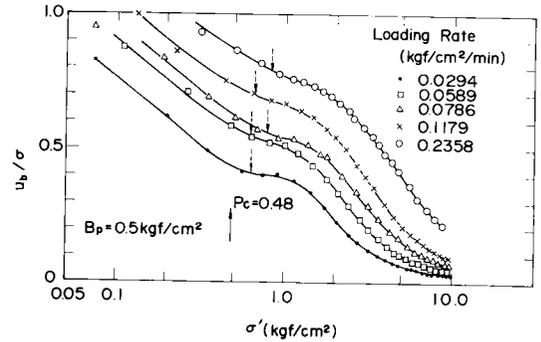


図-4.26 定載荷速度圧密試験の間隙水圧比と有効応力の関係(本牧再圧密試験)

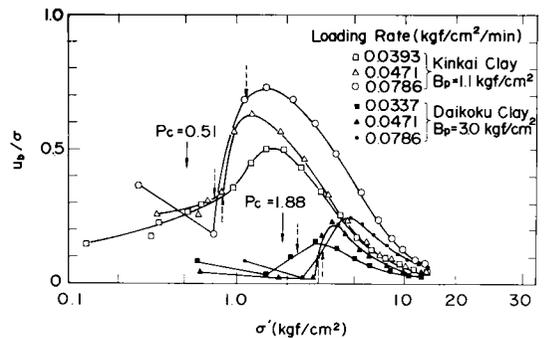


図-4.27 定載荷速度圧密試験の間隙水圧比と有効応力の関係(大黒町自然試料及び錦海自然試料)

一方、定載荷速度圧密試験の場合の間隙水圧特性を定ひずみ速度圧密試験の場合と同様の型で調べる。図-4.26及び図-4.27に定載荷速度圧密の場合の再圧密試験及び自然試料の間隙水圧比 $u_b/\sigma \sim$ 有効応力 σ' 関係が載荷速度をパラメータとして示されている。各図にはそれぞれの試料の標準圧密試験より求めた圧密降伏応力 p_c 及び定載荷速度圧密試験より求めた圧密降伏応力 $p_{c,CLR}$ をそれぞれ実線及び点線の矢印で示した。

図-4.26及び図-4.27を比較すると本牧再圧密試験と大黒町及び錦海自然試料の間隙水圧比 u_b/σ の有効応力に対する変化傾向には著しい相違がみられる。図-4.26の場合、間隙水圧比 u_b/σ は有効応力の小さい領域で最も大きく、応力の増大とともに減少する。その際、圧密降伏応力 p_c よりやや大きい応力で $u_b/\sigma \sim \sigma'$ 曲線に変曲点がみられ、この変曲点は載荷速度の小さいほど

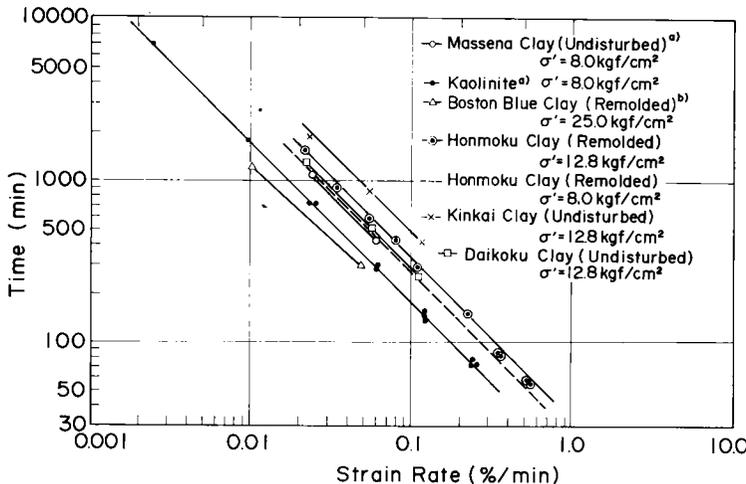
標準圧密試験より求めた圧密降伏応力 p_c に近い応力において生じている。この変曲点は定載荷速度圧密試験から求められた圧密降伏応力 $p_{c,CLR}$ にほぼ対応しているようである。一方、図-4.27に示した自然試料の場合の $u_b/\sigma \sim \sigma'$ の関係は再圧密試料の場合の傾向とはかなり異なっており、間隙水圧比 u_b/σ はある有効応力のもとで極大値を持つ。ピークに対応する応力は圧密降伏応力 $p_{c,CLR}$ よりやや大きく、その応力より完全な正規圧密状態に入っているようである。図-4.26及び図-4.27に示す間隙水圧特性の顕著な相違の原因は明らかでないが、自然試料における圧密係数の過圧密領域と正規圧密領域との著しい落差（図-4.17～図-4.20）がその一因と考えられる。

4.7.2 試験所要時間

大きなひずみ速度を使用すれば、試験所要時間は短か

くてよいが前述のように過大なひずみ速度を用いると標準圧密試験結果との対応が悪いので、ある程度ひずみ速度は低くおさえるべきである。しかし、過小なひずみ速度は圧密定数を定めるに足る量の間隙水圧が発生しない恐れがあるのみならず、試験所要時間も長時間を要し、急速圧密試験としての価値が失われる。そこで、ひずみ速度と試験所要時間の関係を調べた。図-4.28は $\sigma' = 12.8 \text{ kgf/cm}^2$ まで定ひずみ速度圧密試験を実施したと仮定した場合の試験所要時間とひずみ速度の関係を示したものである。本牧再圧密試料については $\sigma' = 0.8 \text{ kgf/cm}^2$ に到達するのに要する時間も点線で示した。また、図-4.28には他の研究者により報告された関係も示してある。この場合、有効応力は $\sigma' = \sigma - 2u_b/3$ として求めた。

図-4.28において、おのおののケースの各点はひずみ速度の大きな領域を除くと 45° の勾配を持つ直線上にブ



a) : 文献 15) b) : 文献 17)

図-4.28 特定有効応力に到達するに要する時間とひずみ速度 (定ひずみ速度圧密試験)

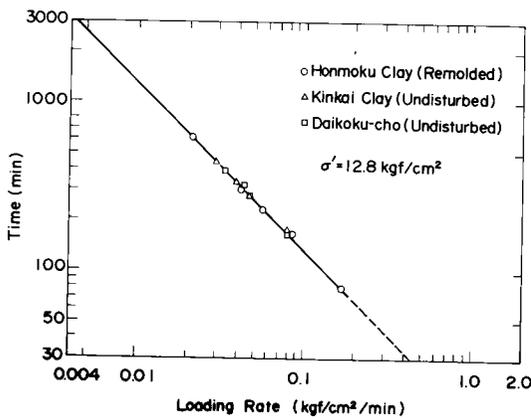


図-4.29 載荷速度と試験所要時間

ロットされている。このことは各ケースについて、有効応力を規定すれば、所要時間 t とひずみ速度 R_e の関係は $R_e t = C$ (C :一定の定数), すなわち、試験所要時間はひずみ速度に反比例するというのである。図-4.28より、ひずみ速度が小さいと相当長時間を要することになり、急速圧密試験に利用できるひずみ速度の範囲は $0.02 \text{ \%}/\text{min} \sim 0.2 \text{ \%}/\text{min}$ 程度と考えられよう。

一方、定載荷速度試験の場合の載荷速度と試験所要時間の関係を調べたものを図-4.29に示す。定載荷速度試験の場合の試験所要時間は最大応力と載荷速度より容易に求めることができる。すなわち、試験所要時間は最大応力を規定すれば載荷速度に反比例して短くなる。

4.8 急速圧密試験法としての適用性の判定基準

急速圧密試験法のそなえるべき条件としては迅速性、正確性、操作の容易性がある。3条件とも満足するものが最良の方法であるが、目的によってはかならずしも3条件が100%要求されるわけではない。急速圧密試験という観点からはひずみ速度 R_e または載荷速度 R_o は大きいほど望ましいが、試験結果から圧密定数や有効応力を決定する際に設けられている仮定が満足されなくなることにより R_e や R_o には実用上の限界が存在する。正規圧密領域においてはこれらの仮定が広範囲のひずみ速度（又は載荷速度）について満足される。一方、過圧密領域ないしは過渡領域においては、載荷の速さによる影響がみられ、標準圧密試験結果との対応という観点に立つかぎり載荷の速さは小さいほどよいことになる。標準圧密試験結果との対応性の定量的評価は困難であるが、実用可能なひずみ速度 R_e （または載荷速度 R_o ）の選定にあたっては次のような事実を考慮して決定するのがよい。

4.8.1 試験所要時間

標準圧密試験の場合、最大圧密応力 $\sigma' = 12.8 \text{ kgf/cm}^2$ までの試験所要時間は8日間必要である。定ひずみ速度圧密試験または、定載荷速度圧密試験の場合、図-4.28または図-4.29に示すようにひずみ速度 R_e または載荷速度 R_o に反比例の関係があり、両対数紙上で 45° の直線で表わし得る。¹⁹⁾ 試験所要時間は定載荷速度圧密試験の場合、土の種類にかかわらず、 R_o のみにより一義的に決まるが、定ひずみ速度圧密試験の場合には圧縮性が関係するため土の種類により R_e に対する関係は変化する。¹⁹⁾ しかし、ある R_e のもとでの所要時間を知ることにより他の R_e に対する所要時間は図-4.28の関係によりただちに推定することができる。

4.8.2 圧密降伏応力からの判定

標準圧密試験結果との対応性という観点から載荷の速さ R_e または R_o の上限を設定しようとする場合、図-4.13または図-4.14に示した圧密降伏応力の比を用いるのがよいと思われる。それが $e \sim \log \sigma'$ 特性や m_v 、 c_p 特性の標準圧密試験結果との相違の定量的評価を最もよく表わすとみられるからである。^{19), 25)}

比率 $p_{e,CRS}/p_{e,std}$ の R_e に対する変動傾向、または、比率 $p_{e,CLR}/p_{e,std}$ の R_o に対する変動傾向から圧密降伏応力の比を1.4に押えとした場合、許容しうる R_e または R_o はそれぞれ、 $R_e \leq 0.2 \text{ \%}/\text{min}$ 、 $R_o \leq 0.04 \text{ kgf/cm}^2/\text{min}$ である。

過圧密領域における試験データの重要度と図-4.28または図-4.29に示した試験所要時間を考慮して上記の許容しうる比率を変えることも可能である。

4.8.3 間隙水圧比 u_b/σ による判定

定ひずみ速度圧密試験の場合、最大応力 σ_{\max} とその時の供試体底面の間隙水圧の比 u_b/σ_{\max} が試験結果の妥当性を判定する目安となり得る。Smith-Wahls¹⁵⁾ の例では透水性の非常に小さいものも含めて、この比が0.5以下であれば標準圧密試験結果との対応が良いことを報告しており、また、Byrne-Aoki¹⁶⁾、Wissara¹⁸⁾ の例では0.05~0.10程度である。

しかし、各報告の最大応力はそれぞれ相当異なっているのみならず、任意の時点の応力 σ とその時の間隙水圧の比 u_b/σ は応力によって変動し、応力の低い領域で高い値を示すので最大応力に対する間隙水圧の割合のみによって議論するのは不十分である。

底部間隙水圧 u_b の応力による変動傾向を考慮して比較的初期段階の応力として先行圧密応力 p_e （自然試料の場合、有効土被り圧）に対応する間隙水圧の比のひずみ速度 R_e に対する変化を示したものが図-4.25である。この図より $R_e = 0.1 \sim 0.2 \text{ \%}/\text{min}$ に対応する間隙水圧比 u_b/σ は0.3~0.4となる。ただし、この結果は標準圧密試験の場合と同じ供試体寸法（初期高さ $H_0 = 2.0 \text{ cm}$ 、直径 6.0 cm ）に対して得られたものであり、初期高さの影響の有無については検討の必要がある。間隙水圧比 u_b/σ とひずみ速度 R_e に関する図-4.25の結果を用いて、あるひずみ速度 R_e で実施した定ひずみ速度圧密試験結果の妥当性を判定し、試行錯誤的な方法で標準圧密試験結果を推定することも一方法として考えられる。¹⁹⁾

4.9 結言

本章においては粘性土の圧密定数を短期間に合理的に定めるための急速圧密試験の問題を取り上げている。急速圧密試験の試みとしては段階載荷方式、定載荷速度方式及び定ひずみ速度方式の3つの方式に大別され、4.2においては、各方式にもとづく研究の動向を概観した。4.3においてはそれらのうち、定ひずみ速度方式及び、定載荷速度方式の急速圧密試験法としての優位性に着目し、共通の試料を用いて両方式及び標準圧密試験による比較実験を実施した。4.4~4.7では、定ひずみ速度方式及び定載荷速度方式にもとづく試験結果をベースにして、急速圧密試験法としての妥当性、適用方法及び適用限界について詳細な検討を行った。4.8ではそれらの結果をふまえて急速圧密試験法としての適用性の判定基準について論じた。以上の内容より結論的に言えることの本質的な点は次のようである。

1) 定ひずみ速度方式においても、定載荷速度方式においても供試体底部における間隙水圧の測定精度が結果を左右する。この場合、間隙水圧の高い測定精度を維持

する手段としては時間短縮という見地からも予圧密よりもバックプレッシャーが有効である。その大きさは不飽和度に応じて調整するのが合理的であるが、その定量的評価が困難なため、自然試料の場合、一律に静水圧の75～100%程度のバックプレッシャーを加えて試験することが望ましい。

2) 定ひずみ速度方式または定載荷速度方式の試験より決定された圧密降伏応力は標準圧密試験の p_c よりも一般に大きく、 p_c に対する比率はひずみ速度、または、載荷速度の増大とともに大きくなる。したがって、これらの比率を一定限度内に押えるためには、ひずみ速度あるいは載荷速度を限定する必要がある。

3) 圧密定数 (m_v , c_v) は完全な正規圧密領域では、ひずみ速度あるいは載荷速度の影響をほとんど受けず、広範囲のひずみ速度または載荷速度に対し、標準圧密試験の結果と良い一致を示す。一方、過圧密ないしは過渡領域では多かれ少なかれ載荷条件の影響が見られ、早い載荷の場合、標準圧密試験結果との対応性は悪い。

4) 特定の有効応力 (例えば、 12.8 kgf/cm^2) に到達するのに要する時間は極端に早い載荷の場合を除いて、ひずみ速度あるいは載荷速度に反比例すると考えてよい。ただし、定載荷速度圧密試験の場合、比例定数 c は実用上常に1 (土の種類、応力履歴に無関係) であるのに対し、定ひずみ速度圧密試験の場合には土の種類、応力履歴等により変化する。

5) ひずみ速度または載荷速度には実用上の限界がある。それらの選定基準としては、試験所要時間、圧密降伏応力の比 $p_{c,CRS}/p_{c,std}$ または $p_{c,CLR}/p_{c,std}$ 先行圧密応力相当の応力における底部間隙水圧の比率 u_b/σ が活用され得る。標準圧密試験結果との対応という観点から一般的には $R_e \leq 0.1 \sim 0.2 \text{ \%}/\text{min}$, $R_\sigma \leq 0.04 \text{ kgf/cm}^2/\text{min}$ 程度が使用上の目安と考えられる。

参考文献

- 1) 最上武雄編：“土質力学”，土木学会監修，技報堂，1969，pp.443 - 471.
- 2) Northey, R.D., : “Rapid consolidation tests for routine investigations”, Proc. 2nd Australia - New Zealand Conference on S.M.F. E., 1956, pp.20 - 26.
- 3) Su, H.L. : “Procedure for rapid consolidation test”, Proc. ASCE, Vol.84, No. SM3, 1958, pp.1729 - 1 - 13.
- 4) 野田健二：“急速圧密試験について”，土と基礎，第8巻，第3号，1961，pp.34 - 37.
- 5) 小川富美子：“載荷時間の圧密諸係数におよぼす影響について”，港研報告，Vol.8, No.2, 1969, pp.21 - 49.
- 6) Okumura, T. and Ogawa, F. : “Influence of loading duration on the consolidation indices”, Soils and Foundations, Vol.11, No.1, 1971, pp.52 - 61.
- 7) Azzouz, M.M. and Raymond, G.P. : “Discussion on Okumura and Ogawa(1971)”, Soils and Foundations, Vol.12, No.1, 1972, pp.46 - 52.
- 8) 網干寿夫・吉国 洋・丸山誠一郎：“圧密試験法に関する研究”，第4回土質工学研究発表会講演集，III - 11, 1969, pp.349 - 354.
- 9) Aboshi, H., Yoshikuni, H. and Murayama, S. : “Constant loading rate consolidation test”, Soils and Foundations, Vol.10, No.1, 1970, pp.43 - 56.
- 10) Schiffman, R.L. : “Consolidation of soil under time dependent loading and varying permeability”, Proc. Highway Research Board, No.37, 1958.
- 11) Ganopadhyay, C.R. and Bhattacharya, U. : “Consolidation of a sedimented Kaolinite under linear loading”, Proc. 2nd Southeast Asian Conf, Soil Eng. 1970, pp.321 - 333.
- 12) Crawford, C.B. : “Interpretation of the consolidation test”, ASCE, Vol.90, No.SM5, 1964, pp.87 - 102.
- 13) Crawford, C.B. : “The resistance of soil structure to consolidation”, Canadian Geotech. Jour. Vol.2, No.2, 1965, pp.90 - 115.
- 14) Wahls, H. E. and DeGody, N.S. : “Discussion of interpretation of the consolidation test”, ASCE, Vol.91, No.SM3, 1965, pp.147 - 152.
- 15) Smith, R. E. and Wahls, H.E. : “Consolidation under constant rates of strain”, ASCE, Vol.95, No.SM2, 1969, pp.519 - 539.
- 16) Byrne, P.M. and Aoki, Y. : “The strain controlled consolidation test”, Soil Mechanics Series No.9, The Univ. of British Columbia, 1969. pp.1 - 25.
- 17) Wissa, A. E. Z. and Heiberg, S. : “A new one - dimensional consolidation test”, Research Rept. 69 - 9 (Soils Publ. No.229). Dept. of

- Civil Eng., Mass. Inst. Tech., 1969.
- 18) Wissa, A. E. Z., Christian, J. T., Davis, E. H. and Heiberg, S. : " Consolidation at constant rates of strain ", Proc. ASCE, Vol. 97, No. SM3, 1971, pp. 147 - 152.
 - 19) 梅原靖文・松本一明・成田 実・梅田裕史 : " 連続載荷方式による急速圧密試験 ", 港研報告, 第12第4号, 1973, pp. 147 - 152.
 - 20) Lowe III, J., Jonas, E. and Obrician, V. : " Controlled gradient consolidation test ", ASCE, Vol. 95, No. SM1, 1969, pp. 77 - 97.
 - 21) 赤井浩一・小谷 章 : " 不攪乱飽和粘土の圧密とせん断特性におよぼす Back pressure の効果 ", 土木学会論文集, Vol. 91, 1963, pp. 1 - 7.
 - 22) 奥村樹郎 : " 粘土の攪乱に関する研究 (第2報)" 港研報告, Vol. 12, No. 1, 1973, pp. 123 - 139.
 - 23) 中瀬明男, 小林正樹, 兼近明男 : " 過圧密粘土の圧密特性 ", 港研報告, Vol. 12, No. 1, 1973, pp. 123 - 139.
 - 24) Ladd, C. C. and Lambe, T. W. : " The strength of undisturbed clay determined from undrained tests ", Laboratory shear testing of soils, ASTM, STP. No. 361, 1963, pp. 342 - 371.
 - 25) 梅原靖文・松本一明 : " 連続載荷方式による急速圧密試験について ", 第9回土質工学研究発表会, 1974, pp. 115 - 118.
 - 26) 梅原靖文・善 功企 : " 連続載荷方式による圧密試験とその応用 ", 昭和50年度港湾技術研究所講演会, 1975, pp. 91 - 121.
 - 27) Gorman, G. T., Hopkins, T. C., Deen, R. C. and Drnevich, V. P. : " Constant-rate-of-strain and controlled-gradient consolidation testing ", Geotechnical Testing Journal, GJ JODJ, Vol. 1, No. 1, 1978, pp. 3 - 15.
 - 28) Vaid, Y. P., Robertson, P. K. and Campanella, R. G. : " Strain rate behaviour of Saint-Jean-Vianney clay ", Canadian Geotechnical Journal Vol. 16, 1979, pp. 34 - 42.

第5章 超軟弱粘土に対する定ひずみ速度圧密試験の適用

5.1 概説

浚渫土による埋立地盤の沈下予測に関連して、超軟弱土の圧密特性を正しく把握しておくことが必要である。粘性土の圧密係数は、通常、Terzaghiの一次元圧密理論にもとづいた標準圧密試験により決定される。しかし、超軟弱土を対象とした場合、標準圧密試験法には圧密理論や試験方法に関していくつかの制約が存在し、また、得られた $e \sim \log \sigma'$ 関係や圧密係数の値は圧密応力の小さな範囲ではばらつきが大きく信頼性が低い。

そこで、本章においては、まず、超軟弱地盤の実態を取り上げこの場合の沈下の予測の現況と問題点を検討し、超軟弱土の圧密定数の適切な評価方法についての提案を行う。

5.2 浚渫土による埋立地盤の一般的特性

港湾地域において浚渫土を用いて埋立地を造成する場合、良質土砂を用いるかぎり軟弱地盤処理という観点からの問題は少ないが、粘性土を用いる場合、造成された地盤は極度に軟弱となりやすい。これまで我国では数多くの埋立工事が施工されてきたが、それらの中の幾つかの代表的な埋立工事施工例が柳瀬ら⁴⁾によりとりまとめられている。それによると浚渫土による埋立地盤の物理的、力学的性状の一般的傾向が把握される。

これまでに造成された埋立地盤は層厚が10~20 m程度のもので過半数を占めている。浚渫前の自然地盤の粘性土の土質とそれを使用して造成された埋立地の土質との間の相関関係については資料が限定されているが、一般的傾向としては浚渫前に60~80%の含水比を有していた粘性土は埋立中あるいは埋立直後には300%程度に達する場合があります。そのような地盤はほとんど支持力を持たないスラリー状態にある。しかし、埋立工事終了後数ヶ月放置されているとその含水比は次第に減少するが、

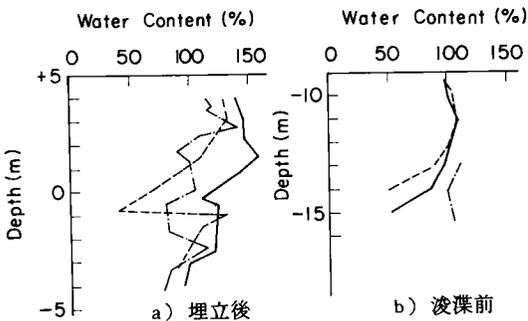


図-5.1 浚渫前と埋立後の自然含水比の測定例 (柳瀬, 1965)

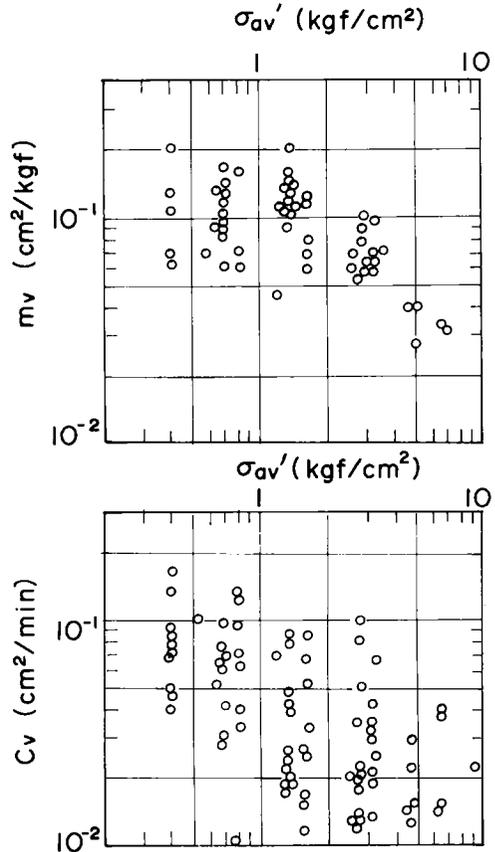


図-5.2 浚渫前の粘土試料の圧密特性 (柳瀬, 1965)

乾燥収縮が進行するのは地表面附近の50~60 cm程度までであり、水位が地表面近くに存在する場合には、粘土層中の含水比は埋立後4ヶ月経過した時点でも140~160%程度の値をとることがあるといわれる。図-5.1に浚渫前及び埋立後半年以内の含水比の変化の一例を示す。粒度組成、液性限界などの物理的性質は施工方法にもよるが、浚渫前及び埋立後で概して変化は少ないとみられる。

一方、浚渫前後の力学的性質については、軟弱であるため土質試験が難しく、十分な資料に乏しいが、一軸圧縮強さ $q_u \leq 0.2 \text{ kgf/cm}^2$ と考えられる。また、埋立後の粘性土の圧密特性に関する資料は非常に限られているが、一例によれば、圧密係数 c_v は $10^{-2} \sim 10^{-1} \text{ cm}^2/\text{min}$ の間に幅広くばらついており、正確な値の決定が困難のようである。図-5.2及び図-5.3に浚渫前及び埋立後の標準圧密試験結果を示す⁴⁾。この場合、埋立土の体積圧縮係数 m_v は浚渫前の値の延長線上にあり、圧密係数 c_v は浚渫前と同程度となっている。

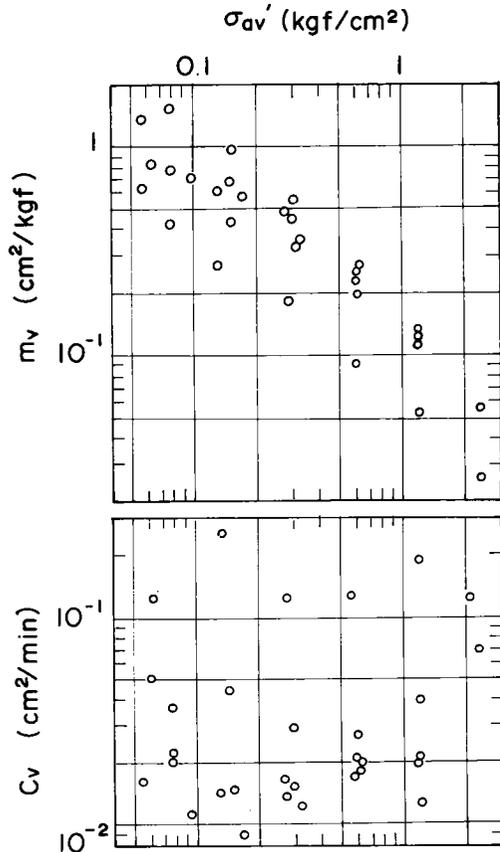


図-5.3 埋立後の粘土試料の圧密特性
(柳瀬, 1965)

5.3 標準圧密試験法とその適用限界

5.3.1 圧密理論に関する適用限界

標準圧密試験法は Terzaghi の一次元圧密理論を基礎にして規定されたものである。Terzaghi の圧密理論は有効応力の原理にもとづいており、(5.1)式の型で与えられる。

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (5.1)$$

ここに、 u は過剰間隙水圧、 c_v は圧密係数、 t は時間である。

(5.1)式はその誘導過程において、微小ひずみの仮定(圧密中層厚は変化しない)をはじめ、10個の重要な仮定が設けられている。それらの仮定の妥当性については多くの研究者により色々と問題点が指摘され、Terzaghi の圧密理論を修正した圧密理論がいくつか提案されている⁵⁾。

波濞による埋立地盤のように超軟弱な粘性土により構

成される地盤では圧密によって層厚が著しく減少する。このような場合には、層厚の変化を無視した圧密基礎方程式では圧密速度を過小評価することになる。厚層の変化を考慮した圧密基礎方程式は第3章で述べたように三笠⁶⁾やGibsonら¹¹⁾により導かれている。それらは自重の影響を考慮しない場合には、それぞれ、(5.2)式及び(5.3)式で与えられる。

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} = \zeta^2 c_v \frac{\partial \zeta}{\partial z_0} \quad (5.2)$$

$$\frac{\partial e}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 e}{\partial a^2} \quad (5.3)$$

ここに、 ζ は圧密比 $(1+e_0)/(1+e)$ 、 e_0 は初期間隙比、 e は間隙比、 z_0 は圧密開始前の固定座標系(オイラー座標系)、 a はラグランジェ座標系である。

(5.2)式及び(5.3)式はともに自重の影響を考慮していないので、一方から他方の式が座標変換により導かれることが指摘されている⁸⁾。これらの式によると層厚の変化が大きくなると Terzaghi による圧密基本式(5.1)式を用いた結果との差違が大きくなる。三笠は標準圧密試験における圧密度 U ~時間係数 T の関係において初期層厚に対する最終ひずみが0.5に達した場合に両者の T_{50} の間には32.2%の誤差が生じることを指摘している⁶⁾。超軟弱粘土の圧密試験では層厚が初期の半分以下になることもあり、このような場合には(5.1)式の適用は大きな誤差を生むことになる。

5.3.2 試験方法に関する適用限界

従来、一般的に用いられている圧密試験はJISに定められた標準圧密試験法である。標準圧密試験法では粘土供試体の表面に直接載荷する方法を採用しており、原位置で採取した成形可能な試料を対象とすることを想定している。

超軟弱粘土の圧密試験を実施する場合、通常の粘性土と異なる点は供試体がスラリー状をした未圧密の状態にあるということである。このような状態の試料を圧密リングに流しこんで加圧板をセットし圧密荷重を載荷した場合、標準圧密試験法で規定されている第1段階の圧密荷重を瞬間的に加えると加圧板と圧密リングの間隙からスラリー状態の試料の漏れ出しが生じ、試験の実施が非常に困難となる。また、実際の超軟弱地盤の自重圧密現象を取扱う場合、かりに、土の単位体積重量を 0.3 gf/cm^3 、層厚10mとすると土中の最大有効応力は 0.3 kgf/cm^2 程度にしかない。このように非常に小さい圧密応力に対しては現行の標準圧密試験法の荷重段階で得られた $e \sim \log \sigma'$ 関係や圧密諸定数の値はばらつきが大きく、沈

下予測のための定数の決定が非常に困難となる。

以上のことから現行の標準圧密試験法を超軟弱土の圧密試験に適用するのは明らかに無理であり、このような場合には、標準圧密試験にかわる別の方法として、スラリー状態の供試体に適用可能であり、かつ、低応力状態での $e \sim \log \sigma'$ 曲線及び圧密諸定数を精度よく決定し得る方法を開発する必要があることが指摘される。

5.4 超軟弱粘土の圧密定数の決定に関する既往の研究

超軟弱粘土の圧密定数を合理的に決定しようとする場合、試料が流動しやすいく、非常に小さい応力レベルを対象とすることに十分配慮する必要があることなどのため、標準圧密試験法と同様の方法を用いることは不可能である。

このようなスラリー状態の試料の圧密定数を求めるため、三笠・高田⁹⁾及び三笠¹⁰⁾は遠心力を利用する方法を提案している。すなわち、スラリー状態の試料を遠心力場において自重圧密させ、その初期沈降過程から間隙比 $e \sim$ 透水係数 k の関係を求めておき、次にある遠心力荷重で自重圧密させた試料内の間隙比 e を測定し、さらに、試料内部の有効応力 σ' を定めることにより $e \sim \sigma'$ 関係を求める。以上の関係から $m_v \sim \sigma'$ 関係が定められる。遠心力を利用する方法は沈降過程から自重圧密過程にいたる現象を観察するのに有効な方法であるが、微小応力状態における圧密定数を決定するための試験法としては汎用化しにくい難点がある。

著者ら¹¹⁾は低応力下での圧縮曲線及び圧密係数を求めるため、定ひずみ速度圧密試験法の活用を提案した。この方法は第4章で述べた急速圧密試験法の1つである定ひずみ速度圧密試験法を利用することにより瞬間載荷の場合に避けられないショックが軽減しうる点に着目したものである。 c_v の決定は三笠の圧密理論にもとづくフィッティングにより行っている。この場合、圧密定数の決定をコンピューターにたえず依存しなければならないという不便が避けられない。その後、このような難点を解消するための試みが行われた。^{1), 2), 3)} それらの詳細については後述する。

一方、矢野・今井¹²⁾及び今井^{13), 14)}は低荷重下の圧密定数を求めるため、浸透圧密試験法の活用を提案している。これはスラリー状態の供試体の上面及び下面に一定の水圧 Δp を作用させることにより生ずる浸透水圧を利用するものである。すなわち、 Δp を作用させ続けると浸透水圧による圧密が生じ、終局的には供試体は定常状態になる。この定常状態における透水流量 v 、間隙水圧 u の分布及び間隙比の分布を測定することにより必要な

圧密定数が決定される。標準圧密試験の場合、圧密過程（すなわち、非定常状態）にある沈下～時間関係を圧密理論曲線にフィッティングさせて圧密係数 c_v を決定し、透水係数 k を計算により求めるのに対し、浸透圧密試験では定常状態における透水係数 k を測定した後、計算により圧密係数 c_v を決定していることに注意する必要がある。

5.5 定ひずみ速度方式にもとづく圧密定数の決定法の提案^{1), 2), 3)}

5.5.1 基本的原理

5.3で述べたように超軟弱土を対象とした標準圧密試験法には理論的にも、また試験方法においても適用限界が存在する。試験方法に関する適用限界を解消するため、定ひずみ速度圧密試験法の活用を提案した。¹¹⁾これは後述のような定ひずみ速度圧密試験装置を用いることにより瞬間的載荷による圧密容器からの試料のもれ出しを防止し、圧密荷重の小さな範囲における試験精度の向上をはかるようにしたものである。この装置による載荷方式は標準圧密試験における段階的な載荷とは異なり一定のひずみ速度により圧密を行うものであり、非常に軟弱な供試体に瞬間的な衝撃力を与えずに円滑な載荷が可能である。

元来、定ひずみ速度圧密試験は第4章で述べたように、試験所要時間の短縮という目的で考案され、この方法が標準圧密試験の代用として適用可能か否かという観点から研究が行われてきた。その結果、過度に大きいひずみ速度を用いないかぎり正規圧密領域において標準圧密試験結果とよい一致を示すことが判明している。^{15), 16)} 標準圧密試験法の適用できないような超軟弱土は、通常、正規圧密状態にあることから、このような超軟弱土を対象とした圧密試験法として定ひずみ速度圧密試験法の活用の可能性が大きいことが理解される。

一方、超軟弱土の圧密を理論的に取り扱う場合に考慮すべき点としては層厚の変化が大きいという問題がある。定ひずみ速度圧密試験の結果から圧密定数を決定する方法については、第4章で述べたように、Byrne - Aoki¹⁷⁾、Smith - Wahls¹⁸⁾、Wissar¹⁹⁾などの報告がある。これらはいずれも供試体の層厚変化を無視したいわゆる微小ひずみ理論にもとづく圧密基礎方程式を仲介としている。超軟弱粘土の場合にはこれらの方法では誤差が大きくなるため、(5.2)式または(5.3)式のような大ひずみを考慮した圧密基礎方程式を用いることが必要となる。微小ひずみを仮定した定ひずみ速度圧密の理論解の場合には、適当な仮定を設けて圧密基本式を解析的に解き、圧密定数を求めている。層厚変化を考慮した圧密基本式の場合

には、解析的に解くことが困難であるため差分法による数値解を求めることにより圧密定数が決定される。このため、第3章で述べた大ひずみを考慮した定ひずみ速度圧密理論が超軟弱土の場合の圧密定数の決定のため活用される。その具体的な決定法については次節で述べる。

5.5.2 圧密定数の具体的決定法

第3章では大ひずみを考慮した場合の定ひずみ速度圧密の理論解を差分計算により求めた。数値計算の結果を利用して無次元量 $c_v/(RH_0)$ をパラメータとする3種類の図、すなわち、図-3.5、図-3.6及び図-3.7が作成された。図-3.5は一定速度で圧縮される供試体の頭部における圧密比 $(1+e_0)/(1+e_T)$ と平均ひずみ $\Delta H_0/H_0$ の関係を $c_v/(RH_0)$ をパラメータとして示したものであり、また、図-3.6は供試体下端の圧密比 $(1+e_0)/(1+e_B)$ に関する同様の関係である。一方、図-3.7は供試体上下両端面のひずみの比 F と平均ひずみ $\Delta H_0/H_0$ の関係を $c_v/(RH_0)$ をパラメータとして示したものである。

供試体上下両端面のひずみの比 F は(3.52)式で示される非線形応力ひずみ関係、すなわち、

$$e = e_0 - C_c \log \frac{\sigma'}{\sigma'_0} \quad (3.52)$$

を用いることにより、(3.55)式のように有効応力の式により表示される。

$$F = \frac{\bar{\varepsilon}_B}{\bar{\varepsilon}_T} = \frac{\log(\sigma - u_b) - \log \sigma'_0}{\log \sigma - \log \sigma'_0} \quad (3.55)$$

ここに、 e は間隙比、 e_0 は初期間隙比、 C_c は圧縮指数、 σ' は有効応力、 σ'_0 は初期状態における有効応力、 ε_B 、 ε_T は供試体下端面及び上端面におけるひずみ、 σ は全応力、 u_b は供試体下端面における過剰間隙水圧である。

(3.55)式は圧密試験において計測できないひずみのかわりに、計測可能な有効応力により表示したものである。

著者らは(3.55)式及び図-3.7、さらには、図-3.5及び図-3.6を利用して定ひずみ速度圧密試験の結果から圧密係数 c_v 及び $e \sim \log \sigma'$ 関係を定める方法を提案した。^{1),2),3)} その具体的な方法を以下に述べる。

まず、超軟弱土を用いて定ひずみ速度圧密試験を実施することにより、初期状態における応力 σ'_0 、初期間隙比 e_0 、初期高さ H_0 、任意の時間の全応力 σ 、任意の時間の底面における過剰間隙水圧 u_b 、ならびに任意の時間の変位 ΔH_0 が測定される。このうち、初期応力状態

σ'_0 の測定については次のような配慮が必要である。すなわち、供試体は本試験開始前に一様応力状態にあることが必要であるが、このための方法として、2つの手段が考えられる。1つは定荷重により予圧密する方法であり、他の1つは所定の応力まで非常に緩速な定ひずみ速度圧密 ($u_b \doteq 0$ に保つ) を行う方法である。 σ'_0 の大きさの決定は自重圧密沈下を予測する場合のように、微小な応力状態の圧密定数を定める必要があるときには、計測装置の精度を考慮して決定する必要がある。

上述したような量を用いて、圧密係数 c_v 及び $e \sim \log \sigma'$ 関係が以下の手順により決定される。

① 上下両端面の有効応力による F の計算

任意の時間において、供試体上端面の有効応力 $\sigma'_T = \sigma$ 、下端面の有効応力、 $\sigma'_B = \sigma - u_b$ を計算し、(3.55)式を用いて F を決定する。

② 平均ひずみ $\Delta H_0/H_0$ の計算

変位 ΔH_0 の時間的変化より、任意の時間 t における変位を求め、供試体初期高さに対する平均ひずみ $\Delta H_0/H_0$ を求める。

③ 圧密係数 c_v の決定

①、②より求めた F 及び $\Delta H_0/H_0$ の値より図-3.7を用いて $c_v/(RH_0)$ を求め、変位速度 R 及び初期高さ H_0 より圧密係数 c_v を決定する。

④ 上下両端面の間隙比 e_T 及び e_B の計算

③で求めた $c_v/(RH_0)$ の値と $\Delta H_0/H_0$ の値より、図-3.5を用いて供試体上端面の間隙比 e_T を求め、また同様にして $c_v/(RH_0)$ と $\Delta H_0/H_0$ の値から図-3.6を用いて供試体下端面における間隙比 e_B を求める。

⑤ $e \sim \log \sigma'$ 関係

半対数紙上に供試体上下両端面の有効応力と対応する間隙比の関係をプロットすることにより $e \sim \log \sigma'$ 関係が求められる。この場合、上下面のそれぞれについて $e \sim \log \sigma'$ 関係が求められる。両者はほぼ一致するべきであるので、上下いずれか一方を求めておけばよい。しかし、現実には試験誤差が予想され、一致しない場合には適当な処理が必要である。たとえば両者が同程度の精度の場合には両者の平均をとるか、測定精度が異なるとみられる場合には、良い精度により求められている方のみを採用するなどの処理の仕方が考えられる。

⑥ 平均圧密応力 σ_{av}' の決定

圧密係数 c_v の値が圧密応力に対して変動する場合には、平均圧密応力 σ_{av}' の値を求め、その値に対して c_v の値をプロットする必要がある。この場合、

平均圧密応力 σ_{av}' は⑤で求めた $e \sim \log \sigma'$ 関係より平均間隙比 e_{av} に対応する応力として求められる。
平均間隙比 e_{av} は次の関係より求める。

$$1 + e_{av} = (1 + e_0) \left(1 - \frac{\Delta H_0}{H_0} \right) \quad (5.4)$$

5.6 著者の実験研究

著者らは超軟弱粘土の圧密定数を合理的に決定する方法を提案した。この方法の妥当性を検討するため、高含水比を有するスラリー状試料の定ひずみ速度圧密試験を実施した。^{1), 2), 3)} 試験装置、試験条件及び試験結果の概要は次のとおりである。

5.6.1 定ひずみ速度圧密試験装置

この装置はひずみ制御装置、荷重反力受枠、圧密容器及び荷重ピストンより構成される。図-5.4に本装置の模式図を、写真-5.1に本装置の全景を示す。荷重装置は負荷変動に対しても一定のひずみ速度が得られるよう配慮したもので有段変速機構をそなえ、ひずみ速度は $4.4 \times 10^{-4} \text{ mm/min} \sim 5.0 \text{ mm/min}$ まで変速可能である。本装置により最大圧密応力 15.0 kgf/cm^2 (試料径 60 mm) までの荷重が可能であり、対象とする応力領域に応じて圧密容器及び検出器が取りかえられる。圧密容器はステンレススティール及びアクリル製で前者は 10 kgf/cm^2 までの通常の応力領域の試験の場合に使用し、後者は 0.5 kgf/cm^2 以下の微小応力領域の試験の場合に使用する。圧密容器の内面は精密仕上げした上、テフロンコーティングがほどこされている。圧密容器の寸法は直径 60 mm 、高さ 130 mm 、供試体の厚さは 100 mm まで調節可能で

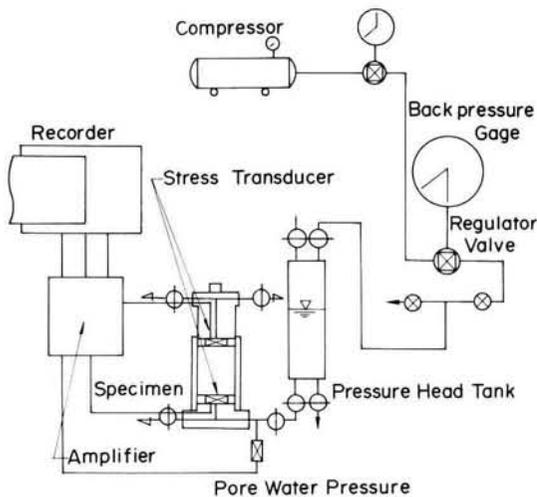


図-5.4 超軟弱土のための定ひずみ速度圧密試験装置系統図

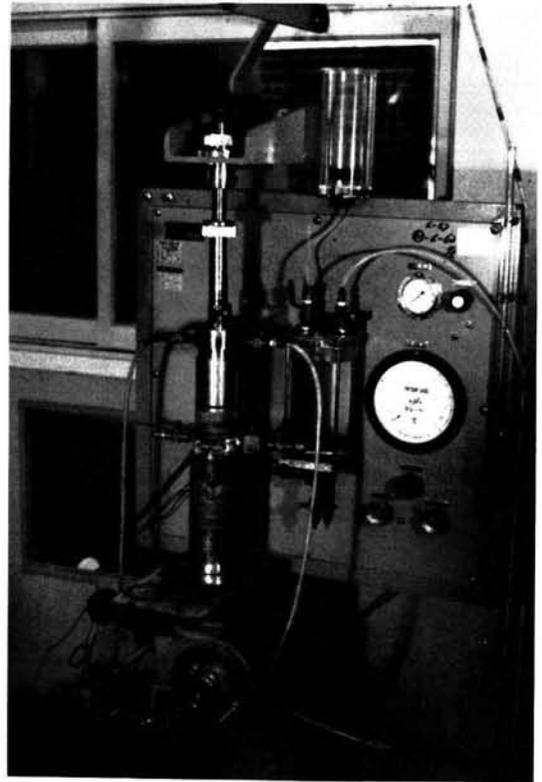


写真-5.1 超軟弱土用定ひずみ速度圧密試験装置

ある。荷重ピストンには試料のもれ出しを防止するため、Oリングが取り付けられている。圧密試験の供試体上下両端面の応力は荷重ピストン及び下部ベDESTALの供試体に接する面に埋込まれた圧力変換器により、摩擦の影響を含まない量を直接検出する。また、供試体底面における間隙水圧は半導体間隙水圧計により計測される。応力ならびに間隙水圧の検出器は対象応力領域により使い分けられる。大きい応力領域に対しては、容量 10 kgf/cm^2 の圧力変換器(共和電業)及び容量 5.0 kgf/cm^2 の間隙水圧検出器(豊田工機 PMS-5)を用い、微小応力領域に対しては、容量 0.5 kgf/cm^2 の圧力変換器(ST研究所, PS 25-05)及び容量 0.5 kgf/cm^2 の間隙水圧検出器(ST研究所, PM10-05)を用いる。いずれの場合にも検出された圧密及び間隙水圧はデジタルボルトメータにより直読するかまたはペン書きオシログラフに記録される。

5.6.2 試料

試験に使用した試料は横浜本牧地区の海底より採取したものであり、第4章の実験にも使用したものである。採取された試料は土塊、貝殻、有機物などが混入しているのでこれを大型混練機にかけて練返し、 0.074 mm の

フルイを通して不純物を除去してできるかぎり均一な試料を作成した。この試料は含水比200～300%程度に調整され、試験に供された。本牧粘土の物理的性質は第4章の表-4.3に示すとおりである。

5.6.3 試験方法及び試験条件

5.6.1で述べた圧密試験装置の圧密容器内面にグリースを塗布し、含水比200～230%のスラリー状試料を圧密容器の中に30～50mmの厚さまで注ぎ、初期応力 $\sigma'_0 = 0.008 \sim 0.103 \text{ kgf/cm}^2$ に相当するごく軽量の重錘を載荷し、24時間の予圧密を行った。予圧密の目的は定ひずみ速度圧密試験結果の解釈に必要な初期状態を規定することである。対象とする応力領域を考慮して、任意の初期状態からはじめてよい。小さい応力領域の特性を主体に調べる場合には、初期状態はできるかぎり小さい応力により規定することが望ましいが応力検出のための圧力変換器の許容精度が限度（供試体の自重以上）である。定荷重による予圧密の際、摩擦にともなう有効荷重の減少が特に予圧密初期には避け難いので圧密容器内に埋設された検出器により検出される応力を確認しながら必要な調整（付加重量の追加）を行った。以上のようにして、予圧密終了後の供試体高さ H_0 より求められる間隙比 e_0 及びその時に圧密容器内で検出されている応力 σ'_0 を定ひずみ速度圧密開始前の初期状態（ e_0, σ'_0 ）とした。

定荷重による予圧密終了後、供試体頭部の載荷ピストンをロックし、この状態より定ひずみ速度圧密試験を開始した。定ひずみ速度圧密試験実施中、軸ひずみ、供試体上下両端面の鉛直応力及び供試体底面の間隙水圧を測定した。表-5.1に試験条件を示す。

5.6.4 試験結果の概要

超軟弱粘土を定ひずみ速度条件で圧密する前に、供試体の初期状態を明確にする必要がある。このための処置として、いずれの場合にも定荷重により予圧密する方法を用いた。

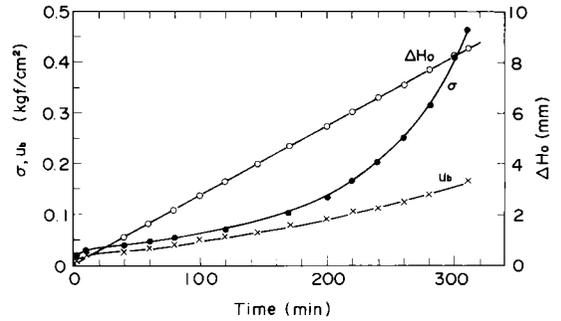


図-5.5 定ひずみ速度圧密試験例

24時間の予圧密により初期状態の規定された供試体に対し、一定の変位速度を持つ定ひずみ速度圧密試験を実施した。荷重及び過剰間隙水圧の記録にはデジタルポルトメータを用いた。図-5.5はこの時の荷重及び供試体底部の過剰間隙水圧の時間的変化の例を示す。変位速度 $R = 2.748 \times 10^{-3} \text{ cm/min}$ により最大応力約 0.5 kgf/cm^2 まで定ひずみ速度条件で圧密を行った結果である。

超軟弱粘土の定ひずみ速度圧密試験の結果から大ひずみの影響を考慮して圧密係数 c_v 及び $e \sim \log \sigma'$ 関係を5.5.2の方法にしたがって決定した。実験データの処理及び計算過程の一例を以下に示す²⁾。

表-5.2は定ひずみ速度圧密試験の原データのデータ

表-5.1 定ひずみ速度試験の試験条件

試料名・番号		予圧密前				
		初期含水比 w_i (%)	初期高さ H_0 (cm)	初期间隙比 e_0	初期応力 σ'_0 (kgf/cm ²)	変位速度 R (cm/min)
本 牧	H-1*	230	1.391	3.013	0.077	3.07×10^{-3}
	H-2*	230	1.963	2.958	0.103	3.07 "
	H-3*	230	2.518	3.950	0.014	3.07 "
	H-6	230	2.370	4.205	0.008	2.748 "
	H-8	206	2.155	3.650	0.025	2.726 "

注) *印: 最大容量 10 kgf/cm^2 応力検出器, 5 kgf/cm^2 間げき水圧検出器使用
無印: 最大容量 0.5 kgf/cm^2 応力および間げき水圧検出器使用

表-5.2 定ひずみ速度圧密試験の原データ記入例

港湾技術研究所		CRS-TEST (応力測定)		報告用紙 (I)	
Sample 本牧		Test No. 6		年 月 日	
予圧密前高さ H_i	5.915 cm	比重 G_s	2.712	上部応力感度	— kgf/cm ² /mV
予圧密沈下量	3.545 cm	実質部高さ H_s	0.455 cm	下部応力感度	1.549×10^{-4} kgf/cm ² /mV
初期高さ H_0	2.370 cm	初期間隙比 e_0	4.205	間げき水圧感度	2.307×10^{-4} kgf/cm ² /mV
乾燥重量 w_d	34.74 gf	初期応力 σ'_0	0.0081 kgf/cm ²	変位速度	2.748×10^{-3} cm/min

No.	t (min)	①		②		③		④		⑤
		変位		軸応力 (上)		軸応力 (下)		全水圧		間げき水圧
		ΔH_0 (cm)	読み	σ_T (kgf/cm ²)	読み	σ_B (kgf/cm ²)	読み	u (kgf/cm ²)	u_b (kgf/cm ²)	
0	0				149	0.02308 (0.0081)	65	0.015 (= u_s *)	0	
1	1	3.0×10^{-3}			216	0.0335	109	0.0251	0.0101	
2	10	28.5	"		291	0.0451	153	0.0353	0.0203	
3	40	109.5	"		338	0.0524	184	0.0424	0.0274	
4	60	164.7	"		382	0.0592	214	0.0494	0.0344	
5	80	220.0	"		435	0.0674	247	0.0570	0.0420	
6	100	274.0	"		493	0.0764	283	0.0653	0.0503	
7	120	330.0	"		565	0.0875	316	0.0729	0.0579	
8	145	400.0	"		643	0.0996	331	0.0764	0.0614	
9	170	468.0	"		773	0.1197	400	0.0923	0.0773	
10	200	549.0	"		966	0.1496	459	0.1059	0.0909	
11	220	602.0	"		1,148	0.1771	502	0.1158	0.1008	
12	240	658.0	"		1,383	0.2142	554	0.1278	0.1128	
13	260	714.5	"		1,688	0.2615	608	0.1403	0.1253	
14	270	742.0	"		1,871	0.2898	625	0.1442	0.1292	
15	280	769.0	"		2,110	0.3268	669	0.1543	0.1393	
16	290	796.0	"		2,366	0.3665	699	0.1613	0.1463	
17	300	824.0	"		2,716	0.4207	757	0.1746	0.1596	
18	305	838.0	"		2,879	0.4459	767	0.1769	0.1619	
19	310	852.0	"		3,080	0.4771	792	0.1827	0.1677	
20										

* u_s : 静水圧

シート記入例、表-5.3は計算過程の例を示す。表-5.2には定ひずみ速度圧密試験により求められた原データが一括して示されている。それらの中で、初期状態における有効応力 σ'_0 は予圧密終了後の応力の計測により求められる。すなわち、圧密終了後の過剰間隙水圧は0であること、かつ、計測された全応力より静水圧を差し引くことにより求められる。表-5.2に示した原データより次の手順にしたがって圧密係数 c_v 及び $e \sim \log \sigma'$ 関係が決定される。

① 上下両端面の有効応力及び F の計算

$$F = \frac{\log(\sigma - u_b) - \log \sigma'_0}{\log \sigma - \log \sigma'_0}$$

の値を計算する。

② 平均ひずみ $\Delta H_0/H_0$ の計算

③ 圧密係数 c_v の決定

①, ②より求めた F 及び $\Delta H_0/H_0$ の値を図-3.7の上にプロットする(図5.6参照)。図より $c_v/(RH_0)$ の値を読みとり、表-5.3に記入する。 R 及び H_0 の値から、平均ひずみ $\Delta H_0/H_0$ に対応する圧密係数 c_v を求める。

④ 上下両端面の間隙比 e_T 及び e_B の計算

③で求めた $c_v/(RH_0)$ の値と $\Delta H_0/H_0$ の値より、図-3.5を用いて供試体頭部の圧密比 $(1+e_0)/(1+e_T)$ より間隙比 e_T を求め(図-5.7参照)、また、図-3.6を用いて供試体底部の圧密比 $(1+e_0)/(1+e_B)$ より間隙比 e_B を求める。(図-5.8参照)。

表-5.3 定ひずみ速度圧密試験の計算過程例

港 灣 技 術 研 究 所		CRS-TEST (計 算 書)										報 告 用 紙 (II)			
Sample 本 牧		Test No. 6										年 月 日			
		$\sigma'_0 = 0.00808 \text{ kgf/cm}^2$		$e_0 = 4.205$		$H_0 = 2.37 \text{ cm}$		$R = 2.748 \times 10^{-3} \text{ cm/min}$							
No	⑥	⑦=③-④	⑧	⑨	⑩	⑪=⑨÷⑩	⑫	⑬	⑭	⑮	⑯	⑰	⑱	⑲	
	$\frac{\Delta H_0}{H_0}$	$\frac{\sigma - u_b}{(\sigma_B - u)}$	σ ($\sigma_B - u_b$)	$\log(\sigma - u_b)$ - $\log \sigma'_0$	$\log \sigma - \log \sigma'_0$	$\frac{\log(\frac{\sigma - u_b}{\sigma'_0})}{\log(\frac{\sigma}{\sigma'_0})}$	$\frac{c_v}{RH_0}$	c_v (cm^2/min)	$\frac{1 + e_0}{1 + e_T}$	e_T	$\frac{1 + e_0}{1 + e_B}$	e_B	e_{av}	σ'_{av} (kgf/cm^2)	
0	0	0.0081	0.0081									4.205			
1	0.001	0.0083	0.0185	0.0117	0.3598	0.032	-								
2	0.012	0.0098	0.0301	0.0838	0.5712	0.147	-								
3	0.046	0.0100	0.0374	0.0926	0.6655	0.139	-								
4	0.069	0.0098	0.0442	0.0838	0.7380	0.110	2.80	1.82×10^{-2}			1.01	4.153	3.845	0.017	
5	0.093	0.0104	0.0524	0.1096	0.8119	0.135	2.00	1.30×10^{-2}			1.03	4.053	3.721	0.021	
6	0.116	0.0111	0.0614	0.1379	0.8808	0.157	1.80	1.17×10^{-2}			1.04	4.005	3.601	0.025	
7	0.136	0.0146	0.0725	0.2569	0.9529	0.270	1.60	1.04×10^{-2}			1.05	3.957	3.481	0.032	
8	0.169	0.0186	0.0846	0.3621	1.0200	0.355	1.95	1.27×10^{-2}			1.11	3.732	3.325	0.040	
9	0.197	0.0274	0.1047	0.5303	1.1125	0.477	2.40	1.56×10^{-2}			1.16	3.487	3.180	0.048	
10	0.232	0.0437	0.1346	0.7331	1.2216	0.600	2.50	1.63×10^{-2}			1.23	3.232	2.997	0.066	
11	0.254	0.0620	0.1621	0.8850	1.3024	0.678	3.00	1.95×10^{-2}			1.27	3.098	2.883	0.100	
12	0.278	0.0864	0.1992	1.0291	1.3919	0.739	3.50	2.28×10^{-2}			1.33	2.914	2.758	0.135	
13	0.301	0.1212	0.2465	1.1761	1.4844	0.792	3.30	2.15×10^{-2}			1.37	2.799	2.638	0.180	
14	0.313	0.1456	0.2748	1.2557	1.5316	0.820	4.00	2.60×10^{-2}			1.40	2.718	2.576	0.190	
15	0.324	0.1725	0.3118	1.3294	1.5865	0.838	3.900	2.54×10^{-2}			1.43	2.640	2.519	0.230	
16	0.335	0.2052	0.3515	1.405	1.6385	0.857	5.00	3.26×10^{-2}			1.47	2.541	2.461	0.270	
17	0.348	0.2460	0.4057	1.483	1.7008	0.872	5.00	3.26×10^{-2}			1.49	2.493	2.394	0.330	
18	0.354	0.2690	0.4309	1.522	1.727	0.881	5.00	3.26×10^{-2}			1.51	2.447	2.362	0.360	
19	0.359	0.2943	0.4621	1.561	1.757	0.889	5.00	3.26×10^{-2}			1.52	2.424	2.336	0.390	
20															

⑤ $e \sim \log \sigma'$

$e_T \sim \sigma'$ 及び $e_B \sim \sigma'$ の関係をプロットすることにより $e \sim \log \sigma'$ 関係を定める。

⑥ 平均圧密応力 σ_{av}' の決定

⑤で求めた $e \sim \log \sigma'$ 関係より平均間隙比 $e_{av} = (1 + e_0) \times (1 - \Delta H_0 / H_0) - 1$ に対応する応力として求められる。③で求めた c_v の値を σ_{av}' に対してプロットする。

以上のステップにより圧密係数 c_v 及び $e \sim \log \sigma'$ 関係が求められた。これらの圧密諸定数に及ぼす各種条件の影響¹¹⁾、すなわち、圧密リングの周面摩擦の影響、試験条件—初期状態、ひずみ速度、検出器の容量—の影響^{1), 2), 3)}が調べられた。それらの試験結果の詳細については次節で述べる。

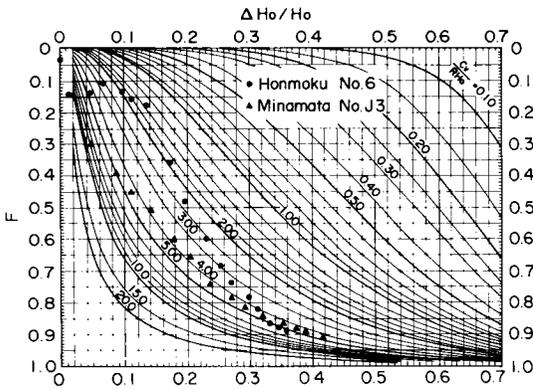


図-5.6 $F \sim \Delta H_0 / H_0$ プロット例

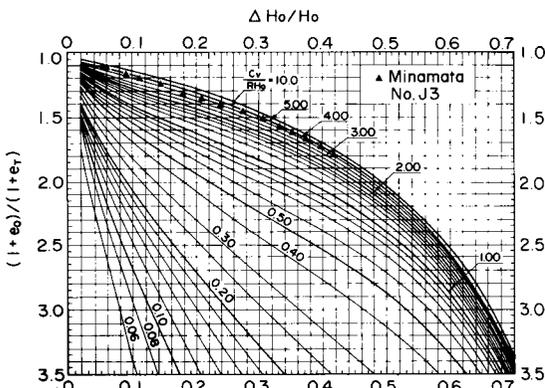


図-5.7 $(1 + e_0) / (1 + e_T) \sim \Delta H_0 / H_0$ プロット例

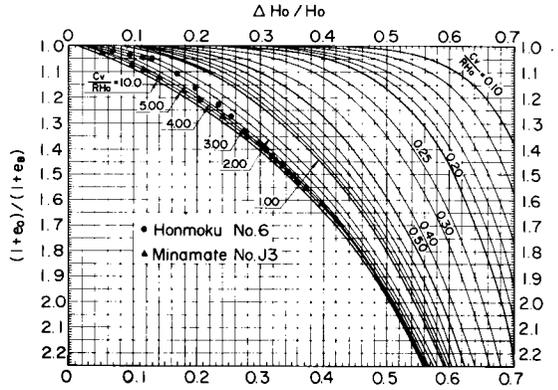


図-5.8 $(1 + e_0) / (1 + e_B) \sim \Delta H_0 / H_0$ プロット例

5.7 周面摩擦に対する検討

供試体側面を圧密リングによって拘束し水平方向の変形が生じないようにして一次元圧密を行うと圧密リング壁面と供試体の間に接線方向の応力が発生する。この接線応力は周面摩擦または側面摩擦と呼ばれている。この周面摩擦の存在によって、加えられた圧密荷重と供試体内部の圧密応力が異なってくるという問題が生じる。標準圧密試験における周面摩擦に関する研究は Nakase²⁰⁾ や Monden²¹⁾ らによって行われ、定量的な影響が明らかにされている。Monden²¹⁾ によると有効応力 σ' で整理したときの金属面の摩擦係数は 0.15 ~ 0.20 であって、通常、の試料の場合、周面摩擦により減少する圧密応力は加えられた荷重の 10 ~ 20 % に達するといわれている。また、周面摩擦の影響は全沈下量よりも圧密沈下速さの係数 c_v に大きく現われることが指摘されている。

標準圧密試験におけるこのような周面摩擦の影響は有効圧密応力が小さくなるとより顕著となり、Taylor によって定義された周面摩擦係数が大きくなることが明らかにされている。一方、定ひずみ速度圧密試験の場合のように、載荷が連続的に行われている場合には、このような周面摩擦の存在の影響は比較的小さいことが予想されるが、定量的な影響は明らかでない。そこで、超軟弱粘土を定ひずみ速度条件で圧密した場合、周面摩擦の影響がどのようになるかを別途、両面排水条件のもとでの試験により調べた。¹¹⁾

標準圧密試験において周面摩擦の影響を検討する場合、得られたデータを有効圧密応力で整理するとよいといわれているが、²¹⁾ 定ひずみ速度圧密試験においては有効圧密応力が決まらないので供試体上端面における圧密応力 σ_T' を用いてデータの整理を行った。この場合、両面排水条件によって試験を実施しているため、 $\sigma_T' = \sigma_T$ 、 $\sigma_B' =$

σ_B である。

周面摩擦を供試体周面に作用する平均的な接線応力で表すと力のつりあいから(5.5)式が成り立つ。

$$\frac{\tau}{\sigma_T'} = \frac{R}{2H} \left\{ 1 - \frac{\sigma_B'}{\sigma_T'} \right\} \quad (5.5)$$

ここに、 τ は供試体周面に作用する平均的な接線応力、 R は供試体の半径、 H は供試体の高さ、 σ_T' は上端面の有効応力、 σ_B' は下端面の有効応力である。

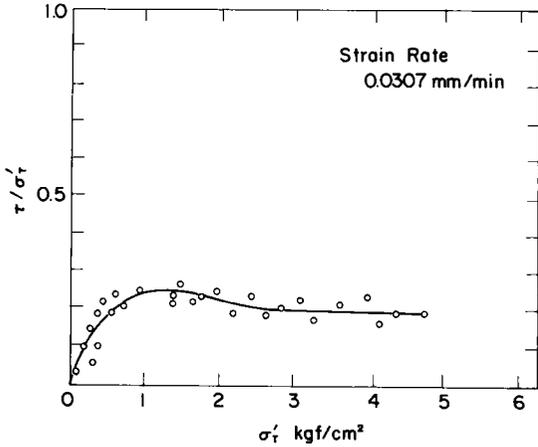


図-5.9 周面摩擦測定例(定ひずみ速度圧密試験)

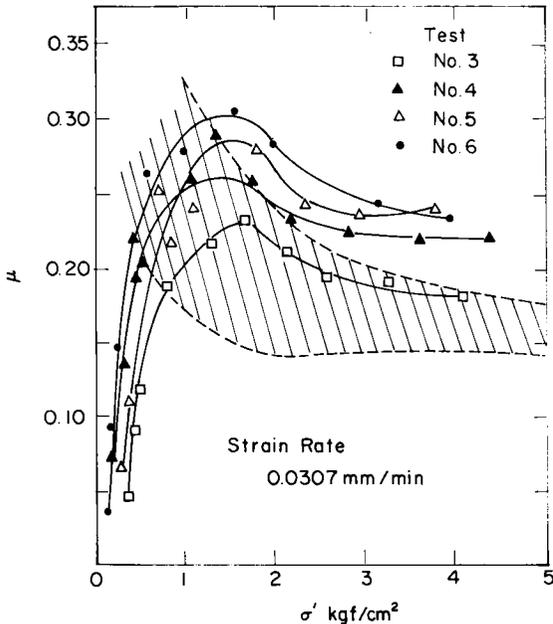


図-5.10 周面摩擦係数(定ひずみ速度圧密試験及び既往標準圧密試験)

(5.5)式で求められる τ/σ_T' と上端面の有効応力 σ_T' の関係を示すと図-5.9のようになり、 σ_T' が 1.3 kgf/cm^2 以下においては、周面摩擦が供試体の圧密応力の減少に及ぼす影響は小さくなると考えられる。

図-5.10はTaylor²²⁾により与えられている周面摩擦係数を(5.6)式で求め、上端面の有効応力 σ_T' に対してプロットした結果である。

$$\mu = \left(\frac{R}{2H} \right) \log e \frac{\sigma'}{\sigma' - \Delta\sigma'} \quad (5.6)$$

ここに、 μ は周面摩擦係数、 R は供試体の半径、 H は供試体の高さ、 σ' は有効圧密応力、 $\Delta\sigma'$ は供試体上下両端面の有効応力の差である。(5.6)式は一次圧密終了後、供試体の過剰間隙水圧がゼロになったときの力のつりあいより求められた式である。標準圧密試験の場合、圧密過程における周面摩擦係数を求めるための式としては別の型の式が導かれている²⁰⁾。定ひずみ速度圧密試験の場合にも標準圧密試験の圧密中と同様に供試体内部には過剰間隙水圧が発生している(5.6)式はそのまの型では適用できないが、緩やかなひずみ速度で圧密試験を実施すると供試体内部に発生する過剰間隙水圧は微小となるので、(5.6)式が近似的に適用しうるものとして、周面摩擦係数 μ を求めた。また、定ひずみ速度圧密試験の場合には、有効圧密応力かわりに供試体上端面の有効応力を用いているので、そのまま標準圧密試験の場合の結果と比較することはできないが、標準圧密試験の場合について、従来得られている結果が図-5.10に斜線で示されている。

定ひずみ速度圧密試験の場合の周面摩擦係数は圧密応力の小さい範囲においては、標準圧密試験の場合の従来の結果と異なる傾向を示し、上端面の有効応力 σ_T' が 1.3 kgf/cm^2 以下において周面摩擦係数 μ の値が減少している。この理由として圧密応力の小さい所では供試体がスラリー状態にあること、あるいは、圧密容器内面のテフロンコーティングによる周面摩擦の減少効果が大いことなどが考えられる。しかし、 σ_T' が 1.3 kgf/cm^2 程度以上においては周面摩擦係数 μ の値は従来報告されている標準圧密試験の場合の結果とほぼ同程度であるところから、前者の理由、すなわち、供試体がスラリー状態にあることによると考えた方がよい。いずれにしても、図-5.10から圧密応力の小さい領域においては超軟弱土の場合の周面摩擦は非常に小さいことが明らかである。したがって、超軟弱粘土の場合の圧密試験においては周面摩擦の影響は通常の粘性土についての標準圧密試験で認められるよりもかなり小さいと考えられる。¹¹⁾

5.8 $e \sim \log \sigma'$ 関係と諸条件の影響

超軟弱粘土の定ひずみ速度圧密試験の結果は第3章において作成した図表により解釈される。 $e \sim \log \sigma'$ 関係については図-3.5または図-3.6に定ひずみ速度試験により計測されたデータをプロットすることにより、供試体の頭部の間隙比 e_T と頭部の有効応力の関係、または、供試体の底部の間隙比 e_B と底部の有効応力の関係が求められる。(3.52)式で与えられる応力 \sim ひずみの関係、すなわち、

$$e = e_0 - C_c \log \frac{\sigma'}{\sigma'_0} \quad (3.52)$$

は供試体の頭部及び底部でともに成立するはずであるから、供試体頭部及び底部の間隙比と有効応力の関係は一致しなければならない。このことを確認するため、異なった条件のもとにおける $e \sim \log \sigma'$ 関係の変化傾向を調べてみた。図-5.11は本牧粘土の場合の $e \sim \log \sigma'$ 関係を各種の条件の定ひずみ速度圧密試験を実施することによって求めた例を示す。図-5.11には容量の大きい検出器(応力: 10 kgf/cm², 間隙水圧: 5 kgf/cm²)を用いた場合の供試体頭部の $e \sim \log \sigma'$ 関係を黒印の記号で、また、底部でのそれを白抜の記号で示している。図-5.11には、さらに、容量の小さい検出器(応力, 間隙水圧とも 0.5 kgf/cm²)による $e \sim \log \sigma'$ 関係もあわせて示す。容量の異なった検出器による結果より、初期状態 (σ'_0 及び e_0) の相違の影響が調べられる。

図-5.11において容量の大きい検出器を用いた場合の結果に注目すると初期応力の小さいところから定ひずみ速度圧密試験を始めた場合、供試体頭部及び底部にお

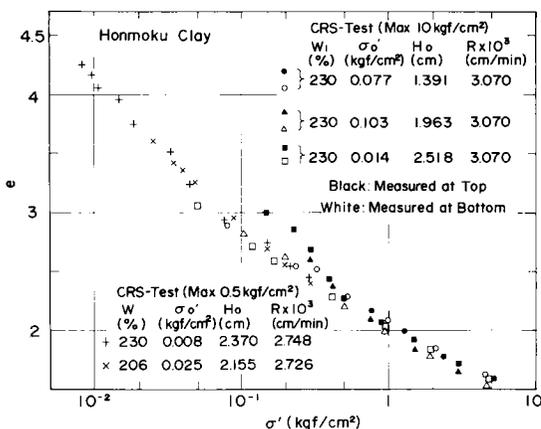


図-5.11 定ひずみ速度圧密試験による超軟弱土の $e \sim \log \sigma'$ 関係(本牧粘土)

ける $e \sim \log \sigma'$ 関係は応力の小さい領域ではかなり相違し、応力の大きい領域では両者の相違はほとんど認められなくなる。頭部及び底部における $e \sim \log \sigma'$ 関係の応力の小さい領域におけるギャップは応力及び間隙水圧検出器の測定精度に帰因するものである。特に、頭部において定められた関係が真の $e \sim \log \sigma'$ 関係とはなれる傾向があるようである²⁾。検出器の許容精度からみて妥当な値以上の初期応力状態を設定し、その応力状態より大きい応力領域において定ひずみ速度圧密試験を行えば頭部及び底部の $e \sim \log \sigma'$ 関係は一致し、どちらか一方のみから、 $e \sim \log \sigma'$ 関係を定めてもよいといえる。

埋立地における超軟弱粘土の自重圧密沈下を対象とするような場合には、最大容量 10 kgf/cm² の検出器を用いると小さい応力領域における応力の測定精度がかなりあらかなり不適当となる恐れがある。このような場合には、容量の小さい検出器を用いることにより所要の精度を確保することが必要となる。図-5.11には最大容量 0.5 kgf/cm² の応力及び間隙水圧検出器を用いて得られた $e \sim \log \sigma'$ 関係があわせて示されている。ただし、計算に使用した荷重は供試体下端面の応力検出器により測定されたものである。図-5.11において、最大容量 0.5 kgf/cm² の検出器による測定結果にもとづく $e \sim \log \sigma'$ 曲線の傾向は最大容量の小さい検出器を用いることにより初期応力状態の設定精度が高くなり、応力の小さい領域において $e \sim \log \sigma'$ 関係の信頼性が上がることを示している。

5.9 圧密係数 c_v と諸条件の影響

定ひずみ速度圧密試験の結果から第3章の図-3.7を利用して(図-5.6のプロット例参照), 圧密係数 c_v が決定される。圧密係数 c_v の値は標準圧密試験の場合には連続した荷重荷段階の平均圧密応力に対してプロットしたものが報告されるのが普通である。定ひずみ速度圧密試験の場合にも同様の整理を行うため、さきに決定された $e \sim \log \sigma'$ 関係から平均間隙比 $e_{av} = (1 + e_0)(1 - \Delta H_0/H_0) - 1$ に対応する平均有効応力 σ'_{av} を求め、この値と c_v の関係を定めた。このようにして求めた定ひずみ速度圧密試験による圧密係数の平均有効応力 σ'_{av} に対する変化傾向を各種の条件の場合について検討してみた。

$\log c_v \sim \log \sigma'_{av}$ 関係に及ぼす各種条件の影響が前述の $e \sim \log \sigma'$ 関係の場合と同様に調べられた。図-5.12は本牧粘土の場合の例を示す。 $\log c_v \sim \log \sigma'_{av}$ 関係に影響を及ぼす可能性のある要因としては、前述のごとく変位速度 R , 供試体寸法(初期高さ H_0), 初期含水比 w_i , 初期状態における応力 σ'_0 , さらに、応力ならび

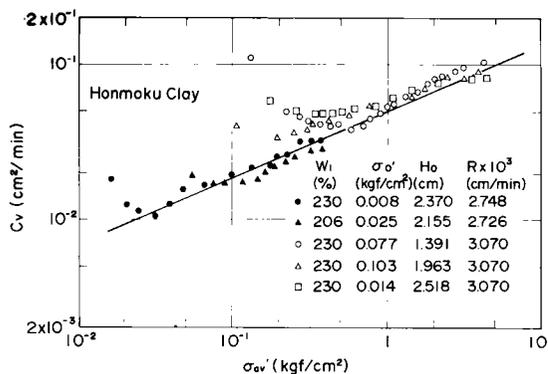


図-5.12 定ひずみ速度圧密試験による超軟弱粘土の圧密係数と有効応力の関係(本牧粘土)

に間隙水圧検出器の容量及び精度などが考えられる。図-5.12は $\log c_v \sim \log \sigma_{av}'$ の関係に影響を及ぼすとみられる各種の要因のうち、ある任意の組み合わせの場合の結果を示したものであり、各種潜在影響要素をいちいち詳細に検討したものではないが、検出器の精度による影響以外、特に各要素による顕著な影響は現われていないと考えられる。図-5.12において、白抜記号で示したものは圧力変換器として最大容量 10 kgf/cm²、間隙水圧検出器として最大容量 5 kgf/cm² の検出器を用いている。ある一定応力のもとで予圧密した後、定ひずみ速度圧密試験が実施されるが、容量の大きい検出器を用いた場合、定ひずみ速度圧密試験開始直後の c_v の値は異常に高い値となっている。最大容量 0.5 kgf/cm² の検出器精度の高い検出器を使った場合には、同じ応力領域においてははるかに低い c_v の値を示すことから、定ひずみ速度圧密開始直後の c_v の過大な値は測定精度に帰因するものと考えられる。定ひずみ速度圧密試験開始前に応力状態の様な初期状態を規定するための一手段として適用される予圧密荷荷にあたっては、検出器の最小読取精度(最大容量の 1~2%)を考慮した予圧密荷重の選定が必要となる。

図-5.12に示した本牧粘土の場合の c_v の平均有効応力に対する変化傾向は容量の小さい検出器により求めた結果と大容量の検出器による結果をあわせた広い応力領域についてみると実線で示したような傾向を持ち、正規圧密領域において通常指摘されるような c_v 一定の傾向は本牧試料については認められない。平均有効応力の小さい領域では c_v の値はかなり小さく、平均有効応力の増加とともに単調に増加する傾向が認められる。 c_v の平均有効応力に対する変化傾向は土のタイプによって変わるものと考えられる。このことについては、第6章において各種のタイプの粘性土に対する結果によりさらに詳細な検討を行うこととする。

5.10 結言

本章においては、超軟弱地盤における圧密沈下の問題を取り上げ、超軟弱土の圧密定数の決定方法について論じている。5.2においては浚渫土による埋立地盤の造成に関する既往の調査例をもとに、浚渫・埋立地盤の一般特性を述べている。5.3においては、そのような地盤の圧密沈下計算に必要な圧密定数を慣用の標準圧密試験法を用いて評価することの理論面ならびに実験方法における問題点について述べた。5.4においては、超軟弱粘土の圧密定数を決定する方法についての従来の研究の概況を述べた。5.5においては、超軟弱粘土の圧密定数を合理的に決定する方法として、定ひずみ速度圧密試験法の活用を提案し、その具体的な手法を示した。5.6~5.9においては、5.5において提案した手法をスラリー状態の粘土試料の圧密試験に適用し、 $e \sim \log \sigma'$ 関係、 c_v 特性に及ぼす試験条件の影響について述べた。以上の内容より結論的にいえることの主要な点は次のとおりである。

- 1) 超軟弱地盤の沈下、とくに、自重圧密沈下を予測するために必要となる圧密定数の決定に標準圧密試験法を適用するのは、理論的にも、また、実験方法の面においても不適當である。
- 2) 超軟弱粘土の圧密定数を合理的に決定する方法として定ひずみ速度方式の圧密試験法が有用である。
- 3) 従来の研究では周面摩擦係数は有効圧密応力に反比例するとされているが、超軟弱粘土の圧密試験の結果によると圧密応力が 1.3 kgf/cm² 以下では周面摩擦係数は逆に減少する。したがって、超軟弱粘土の定ひずみ速度圧密試験の場合、圧密応力の小さいところでは、周面摩擦の影響はほとんど無視できる。
- 4) 応力及び間隙水圧検出器の最大容量を適切に選択することにより実用上問題となる範囲の応力領域をカバーした定ひずみ速度圧密試験の実施が可能である。

参考文献

- 1) 梅原靖文・善 功企：“超軟弱土の定率ひずみ圧密試験とその解釈について”，第12回土質工学研究発表会，1977，pp. 227-230.
- 2) 梅原靖文・善 功企：“超軟弱粘土の圧密試験法とその適用”，港研報告，第18巻，第1号，1979，pp. 33-65.
- 3) Umehara, Y. and Zen, K.：“Constant rate of strain consolidation for very soft clayey soils”，Soils and Foundations, Vol. 20, No.2, 1980, pp. 79-95.
- 4) 柳瀬重靖：“軟弱地盤における埋立工事施工例”，

- 港研資料, 第18号, 1965.
- 5) 最上武雄編: “土質力学”, 技報堂.
 - 6) 三笠正人: “軟弱粘土の圧密 — 新圧密理論とその応用 — ” 鹿島出版会, 1963.
 - 7) Gibson, R. E., England, G. L. and Hussey, G. L.: “Theory of one-dimensional consolidation of saturated clays”, *Geotechnique*, Vol. 17, 1967, pp. 261 - 273.
 - 8) Pane, V. and Schiffman, R. L.: “A comparison between two theories of finite strain consolidation”, *Soils and Foundations*, Vol. 21, No. 4, 1981, pp. 81 - 84.
 - 9) 三笠正人・高田直俊: “遠心力装置による自重圧密実験(第3報)”, 土木学会第21回年次学術講演会, 第Ⅲ部, 1966, pp. 46-1 ~ 46-2.
 - 10) 三笠正人・高田直俊・李 幸植: “超軟弱粘土の圧密特性”, 第11回土質工学研究発表会, 1976, pp. 185 - 186.
 - 11) 梅原靖文・善 功企: “超軟弱粘土の圧密定数の決定法”, 港研報告, 第14巻, 第4号, 1976, pp. 45 - 65.
 - 12) 矢野弘一郎・今井五郎: “浸透力を利用した粘土泥水の圧密試験法”, 第13回土質工学研究発表会, 1978, pp. 245 - 248.
 - 13) 今井五郎: “液状粘土の一次元圧密特性に関する基礎的研究”, 東京大学学位論文, 1978.
 - 14) Imai, G.: “Development of a new consolidation test procedure using seepage force”, *Soils and Foundations*, Vol. 19, No. 3, 1979, pp. 45 - 60.
 - 15) 梅原靖文・松本一明・成田 実・梅田裕史: “連続載荷方式による急速圧密試験”, 港研報告, 第12巻, 第4号, 1973, pp. 131 - 170.
 - 16) 奥村樹郎: “急速圧密試験について”, 第19回土質工学シンポジウム, — 圧密試験とその結果の解釈 —, 土質工学会, 1974, pp. 19 - 28.
 - 17) Byrne, P.M. and Aoki, Y.: “The strain controlled consolidation test”, *Soil Mechanics Series No. 9*, The University of British Columbia, 1969, pp. 1 - 25.
 - 18) Smith, R. E. and Wahls, H.E.: “Consolidation under constant rates of strain”, *ASCE*, Vol. 95, No. SM2, 1969, pp. 519 - 539.
 - 19) Wissa, A. E. Z., Christian, J.T., Davis, E.H. and Heiberg, S.: “Consolidation at constant rate of strain”, *ASCE*, Vol. 97, No. SM3, 1971, pp. 147 - 152.
 - 20) Nakase, A.: “Side friction in conventional consolidation tests”, Report of the Port and Harbour Technical Research Institute, No. 3, 1963.
 - 21) Monden, H.: “Characteristics of side friction in the one-dimensional consolidation”, *Soils and Foundations*, Vol. 9, No. 1, 1969, pp. 11 - 41.
 - 22) Taylor, D.W.: “Research on consolidation of clays”, Rept. MIT, 1942.

第6章 超軟弱粘土の圧密特性

6.1 概説

第5章においては浚渫土を用いた埋立地造成計画やその跡地利用において必要となる超軟弱粘土の圧密定数の決定に定みずみ速度圧密試験法の活用を提案し、試験結果の解釈のために第3章で述べた定みずみ圧密理論を基礎にした圧密基本式の数値解より作成した図表の活用方法を実用上の計算に必要なとされる応力領域 (0.01 kgf/cm^2 程度以上の応力領域) における適用例とともに示した。第5章において述べた超軟弱粘土の圧密定数の決定法の原理は供試体の自重が無視されうるかぎり、かなり微小な応力領域まで適用可能である。実験方法としては、定みずみ速度圧密試験の実施の際、容量の小さい応力及び間隙水圧測定のための検出器の選定により対応すればよい。しかしながら、供試体の自重が支配的となるような超低応力領域に対しては、第5章で述べた方法も適用不可能となるため、別途、検討の必要性が生じる。

本章においては、我国の代表的な港湾より採取した各種の高含水比粘土を用い、広範囲の応力領域における圧密特性を明らかにすることを試みている。すなわち、超低応力領域の圧密特性の評価についても言及し、第5章で述べた定みずみ速度圧密試験法を主体として、沈降試験法を補足的に併用することにより、広範囲の応力領域における圧密特性に対する検討を行っている。

6.2 超低応力下の圧密特性の評価に関する既往の研究

通常の埋立地の自重圧密沈下等の実際上の問題においては、 $0.01 \text{ kgf/cm}^2 \sim 0.5 \text{ kgf/cm}^2$ 程度の範囲の圧密定数を把握することが必要となる。この範囲の有効応力領域に対しては、第5章で述べた方法により対応可能である。さらに微小応力領域に対しては、圧密特性よりも沈降特性が支配的となり、圧密理論により処理するのは困難となる。そのような超低応力下において有効応力～間隙比の関係や沈下の速さに関する定数がいかに変化するか、通常の応力領域において示す傾向といかなる関係にあるのかを明らかにすることは、超軟弱地盤の沈下予測等の実用上の問題に必要な応力領域における圧密特性をより鮮明にするという点において有効である。

超低応力下における超軟弱粘土の圧密特性についての十分な研究は行われていないようであるが、有効応力～間隙比の関係については、実験的研究に限られた数の研究者により試みられている。

実験室内における人工的な堆積層に対する圧密試験が Bjerrum-Rosenqvist⁴⁾ により行われている。彼等は $\phi 13 \text{ cm} \times 50 \text{ cm}$ の容器内に少量づつの粘土を注ぎこみ、

2ヶ月を要して人工堆積層を作り、表層部に砂を加えて予圧密した後、直接載荷による圧密試験を実施している。この手法により約 $0.004 \text{ kgf/cm}^2 \sim 0.4 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲の間隙比～有効応力関係を求めている。

一方、Peynircioglu⁵⁾ は超軟弱土からなる海底面上の斜面のすべり防止のため砂置きをする実際上の課題に対し、直径 87 mm のピーカ内のスラリーに砂の重量による直接載荷を行い、 $0.06 \text{ gf/cm}^2 \sim 32 \text{ gf/cm}^2$ の超低力下の有効応力～含水比の関係を求めている。さらに同一試料に対し、より高い応力領域に対しては標準圧密試験を実施し、有効応力～含水比の関係を求めている。この結果、使用した試料の液性限界 w_L に対し、含水比 w が $w > 2.5 w_L$ 、 $w = w_L \sim 2.5 w_L$ 、及び $w < w_L$ の3つの異なる領域において、圧縮性に顕著な相違がみられ、それぞれ、圧縮指数 $C_{e1} = 0.4$ 、 $C_{e2} = 1.5$ 及び $C_{e3} = 0.8$ の値が得られたことを報告している。その際、 $w > 2.5 w_L$ の領域、圧密荷重に直すと 1.0 gf/cm^2 程度の応力以下の領域における圧縮指数の減少がみられ、この現象は粘土粒子の配列構造が 1.0 gf/cm^2 程度の応力で急に変化するためであるとしている。しかしながら、 1.0 gf/cm^2 以下の応力領域においてはスラリー自体の自重による影響が無視できなくなり、自重の影響を考慮すると今井⁶⁾ の指摘するようにこの領域における圧縮指数の急激な低下を粒子配列構造の変化に帰するのは妥当ではないかも知れない。

Monte-Krizek⁷⁾ は高含水比のスラリー(初期間隙比 $e_i = 7.0$) を中型の圧密試験器 ($\phi 20 \text{ cm} \times 50 \text{ cm}$) で圧密させることにより、約 $0.035 \text{ kgf/cm}^2 \sim 7.0 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲の応力領域における間隙比～有効応力関係をj得ている。この結果、Fluid limitとして定義される間隙比が存在し、その状態を始点にして液状材料から粒子間の相互干渉が卓越しはじめるとしている。3種類のスラリーに対する圧密試験の結果からは $0.035 \text{ kgf/cm}^2 \sim 7.0 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲の応力領域において間隙比～有効応力の関係は半対数紙上で直線とはならないこと、約 0.55 kgf/cm^2 以上の圧密応力の領域においては、通常採用されている微小定みずみ圧密理論が実用上有効となり、 $e \sim \log \sigma'$ 関係が直線で表示しうることを報告している。

矢野ら⁸⁾ 及び今井⁶⁾ は超低応力下の有効応力～間隙比の関係を沈降試験において自重圧密終了後の沈降管内の試料の含水比分布の測定により求める方法を提案している。正規圧密状態にある粘土堆積物内に作用している有効垂直応力 σ' は堆積物内の間隙比(すなわち含水比)の分布が知られれば確定する。間隙比分布を求めるため、沈降管試験における自重圧密終了後の試料の入った沈降

管下端をピストンにより押し上げ、スライスカッターによりカットしたサンプルの含水比が測定される。一方、有効応力については各スライスの有効重量を加算することにより求められ、対応する間隙比に対してプロットすることにより $e \sim \log \sigma'$ 関係が求められる。

今井⁶⁾は上述の方法により6種類の試料を初期含水比2,500～300%の広範囲に調整し、沈降実験を実施し、自重圧密終了後の試料の含水比分布からそれぞれの $e \sim \log \sigma'$ 関係を求めている。この結果、一般的に泥状粘土の $e \sim \log \sigma'$ 関係は初期含水比によって変わること、しかし、有効応力が大きくなるにつれて、それぞれの試料に対する $e \sim \log \sigma'$ 関係は一本のラインに収束していく傾向を示すことを見出ししている。

6.3 著者の実験研究^{1), 2), 3)}

著者らは我国の代表的な7港湾において採取した高含水比の粘土試料を用いて第5章において提案した定ひずみ速度圧密試験を実施し、さらに、各試料についてそれぞれ数種類の初期含水比を有する供試体に関し沈降試験を実施した。これらの試験の結果から超低応力領域から通常の埋立地盤の自重圧密沈下解析に必要とされる応力領域にいたる広範囲のオーダーの応力領域における圧密特性の検討を行った。

本実験研究に用いた実験装置、試料、実験方法ならびに得られた実験結果の概要は以下のとおりである。

6.3.1 実験装置

超軟弱粘土の圧密特性を調べるため、定ひずみ速度圧密試験装置及び沈降試験装置を使用した。定ひずみ速度

圧密試験装置は第5章において用いたものと同じである。

沈降試験のための装置として、二重円筒式沈降実験装置を使用した。本装置は通常の沈降試験に用いるシリンダを外筒(内径:68mm,高さ:360mm)とし、リング型の細片(内径:62mm,高さ:10mm)を積み上げて内筒とする二重円筒型の装置であり、写真-6.1に沈降試験実施状況を示す。内外筒はいずれも透明プラスチック製である。

6.3.2 試料

実験に使用した試料は図-6.1に示したような港湾地域より採取した海底土であり、含水比を調整することにより、超軟弱土供試体を作成した。各試料の物理的性質を表-6.1に一括して示す。



図-6.1 使用試料採取地点

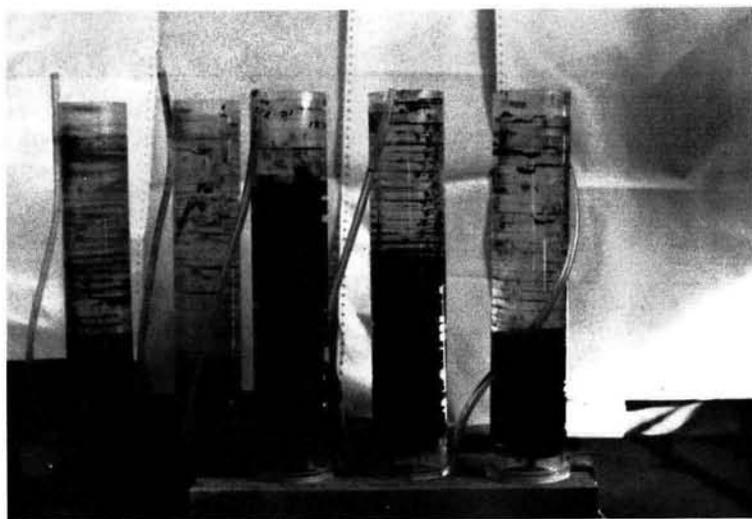


写真-6.1 二重円筒型沈降試験装置

表-6.1 試料の物理的性質

試料	G_s	w_L (%)	w_P (%)	I_P	粒度 (%)			強熱減量 (%)
					砂分	シルト分	粘土分	
本牧粘土	2.71	96.7	41.5	55.2	8.7	40.1	51.2	11.0
東京湾泥	2.65	125.3	38.6	86.7	22.1	53.4	24.5	13.8
横浜港泥	2.71	73.4	39.2	34.2	24.1	40.9	35.0	10.6
名古屋港泥	2.57	164.0	45.9	118.1	6.3	14.2	49.5	24.8
大阪湾泥	2.59	102.8	45.8	57.0	20.0	43.0	37.0	18.1
伏木富山港泥								
B-South	2.62	59.4	35.0	24.4	15.4	49.6	35.0	7.5
B-North	2.63	97.6	48.2	49.4	2.3	53.7	44.0	12.7
C-South	2.67	97.3	44.4	52.9	1.7	61.8	36.5	13.2
C-North	2.64	78.9	39.3	39.6	6.8	65.2	38.0	10.3
水俣湾泥								
B-Site	2.72	92.2	39.2	53.0	24.9	39.3	35.8	22.7*
C-Site	2.70	88.0	35.7	52.3	13.5	50.5	36.0	14.6*
E-Site	2.71	66.3	32.3	34.0	8.0	61.0	31.0	11.8*
H-Site	2.70	70.4	34.9	35.5	12.0	53.0	35.0	12.6*
J-Site	2.71	96.0	38.5	57.5	10.1	45.9	44.0	18.4*

注)*採取場所は同じであるが、本シリーズの試験に用いたものとは異なった供試体により求められている。

6.3.3 実験方法

2種類の試験、すなわち、定ひずみ速度圧密試験法及び沈降試験法により、スラリー状態にある7種類の海底粘土の圧密及び沈降特性を調べた。

定ひずみ速度圧密試験については第5章で述べたものと全く同様の方法を用いた。表-6.2に定ひずみ速度圧密試験に用いた試験条件を示す。表-6.2の中の本牧粘土は第5章で用いた試料と同一のものであるが、他の試料との比較のため再掲してある。

一方、沈降試験については次のようにして行った。表-6.1に示した各グループの試料について、海水を加えることにより、200~2,000%の範囲の初期含水比の異なるスラリー状供試体を3~5種類作成し、おのおのの供試体を二重円筒型沈降試験装置の内筒に注いだ。土質試験法-粒度分析試験⁹⁾における要領にしたがって円筒全体を十分振った後、実験台の上に静置し、下部排水用コックを開け、両面排水状態にして沈降を開始させ、所定の時間に表面の沈降量を記録した。本シリーズの沈降試験に使用した試験条件を表-6.3に一括して示す。なお、沈降試験に用いた円筒容器一本の長さは360mmであるので、必要に応じて継ぎ足して使用している。

沈降試験終了後、図-6.2に示すように内筒の細片を一個づつ押し上げ、細片内の試料の全重量及び乾燥重量を測定し、矢野ら⁸⁾にない含水比分布を求めた。ただ

し、矢野らは単一円筒から試料を直接押し出す方法を用いているのに対し、著者らの試験においては沈降試験管を二重円筒型とし分割細片からなる内筒とともに試料を押し出す方法を用いる。これは沈降試験終了後の試料は非常に軟らかいため、これを直接押し出すと圧縮され、正しい含水比測定が懸念されたため、二重円筒型とすることにより、試料押し出し時の力が試料に直接伝わらないように配慮したものである。

6.3.4 試験結果の概要

表-6.1に示した7種類の試料のそれぞれについて、定ひずみ速度圧密試験ならびに沈降試験を行った。定ひずみ速度圧密試験については、第5章において述べたものと同様の手法を用いて試験結果の解釈を行った。すなわち、それぞれの試料を用いたスラリー状粘土の定ひずみ速度圧密試験の結果から大ひずみの影響を考慮して圧密係数 e_0 及び $e \sim \log \sigma'$ 関係が5.5.2の方法にしたがって決定された。

一方、それぞれの試料に対する沈降試験においては、界面の沈降量の時間的変化が測定された。図-6.3及び図-6.4に測定記録例を示す。図-6.3は全測定時間内の沈降量を半対数目盛のグラフ上にプロットしたものであり、それぞれ初期含水比をパラメータとして表示したものである。図-6.4は沈降過程初期の界面沈降の時間的変化を算術目盛で表したものである。沈降試験におい

表-6.2 定ひずみ速度圧密試験の試験条件

試料名・番号		予圧密前 初期含水比 w_i (%)	初期高さ H_0 (cm)	初期 間隙比 e_0	初期応力 σ'_0 (kgf/ cm ²)	ひずみ速度 R (cm/min)
本 牧	H-1*	230	1.391	3.013	0.077	3.07×10^{-3}
	H-2*	230	1.963	2.958	0.103	3.07 "
	H-3*	230	2.518	3.950	0.014	3.07 "
	H-6	230	2.370	4.205	0.008	2.748 "
	H-8	206	2.155	3.650	0.025	2.726 "
東 京	T-1	231	1.505	3.295	0.050	2.700×10^{-3}
	T-2	232	1.555	3.291	0.054	2.717 "
横 浜	Y-1	219	1.425	2.130	0.019	2.713×10^{-3}
	Y-2	108	1.655	2.033	0.034	2.722 "
名古屋	N-1	461	2.105	10.216	0.013	2.733×10^{-3}
	N-2	458	1.575	8.830	0.010	2.729 "
大 阪	O-1	338	1.470	5.257	0.044	2.713×10^{-3}
	O-2	320	1.430	5.604	0.027	2.723 "
伏 木 富 山	BS-1	128	1.905	2.132	0.034	2.703×10^{-3}
	BS-2	121	2.005	2.037	0.059	2.739 "
	BN-1	193	1.640	3.295	0.044	2.717 "
	BN-2	191	1.870	3.430	0.031	2.738 "
	CS-1	207	1.455	2.996	0.054	2.681 "
	CS-2	196	1.780	3.221	0.045	2.646 "
	CN-1	149	1.650	2.552	0.047	2.715 "
	CN-2	153	1.485	2.381	0.037	2.637 "
水 俣	B-1	320	3.586	4.630	0.013	5.496 "
	B-2	247	2.750	4.084	0.038	5.465 "
	C-1	373	2.663	4.559	0.052	5.543 "
	C-2	272	4.172	4.885	0.011	5.485 "
	E-1	156	4.472	2.789	0.022	5.452 "
	E-2	155	4.252	2.770	0.040	5.488 "
	H-1	160	1.912	2.800	0.037	5.547 "
	H-2	160	1.805	2.602	0.076	5.592 "
	J-2	211	4.074	3.885	0.031	5.456 "
	J-3*	213	3.889	3.501	0.043	5.446 "

注) *印：最大容量 10 kgf/cm² 応力検出器，5 kgf/cm² 間隙
水圧検出器使用

無印：最大容量 0.5 kgf/cm² 応力及び間隙水圧検出器使用

表-6.3 沈降試験の試験条件

試料名	初期含水比 w_i (%)	初期高さ H_i (cm)	初期間隙比 e_i	
本牧粘土	287	35.7	8.118	
	483	35.8	18.419	
	800	34.8	38.603	
	938	34.7	49.796	
	1,712	34.9	78.556	
東京湾粘土	266	36.1 - 33.8	7.574 - 7.477	
	397	38.5 - 35.2	11.689 - 11.577	
	640	35.9 - 33.8	20.641 - 20.299	
横浜港粘土	199	35.4 - 33.0	5.773 - 5.862	
	235	35.8 - 32.8	7.024 - 7.023	
	342	34.8 - 36.5	10.423 - 10.623	
名古屋港粘土	494	34.3 - 32.8	15.367 - 15.232	
	727	34.9 - 33.9	26.656 - 24.127	
	1,020	35.8 - 33.9	38.290 - 38.247	
大阪湾粘土	308	34.0 - 35.9	9.119 - 9.271	
	436	34.9	13.719	
	556	34.9 - 33.9	18.191 - 18.276	
伏木富山港 粘土	B-S	124	34.9 - 33.9	3.389 - 3.389
	B-N	191	33.0 - 38.5	5.399 - 5.351
	C-S	207	33.9 - 35.9	5.870 - 5.935
	C-N	157	32.8 - 35.9	4.239 - 4.240
水俣湾粘土	B	382	35.1 - 36.0	11.627 - 11.664
		397	79.1	11.529
	C	381	35.0 - 36.0	12.168 - 12.192
		379	79.4	10.884
	E	249	34.1 - 35.0	7.468 - 7.432
		390	34.0 - 34.7	11.661 - 12.066
	H	266	35.0 - 35.1	8.056 - 8.070
		385	35.8 - 33.8	12.362 - 12.715
	J	304	79.1	8.611
		382	35.88 - 34.95	11.899 - 11.783
		400	79.1	12.043

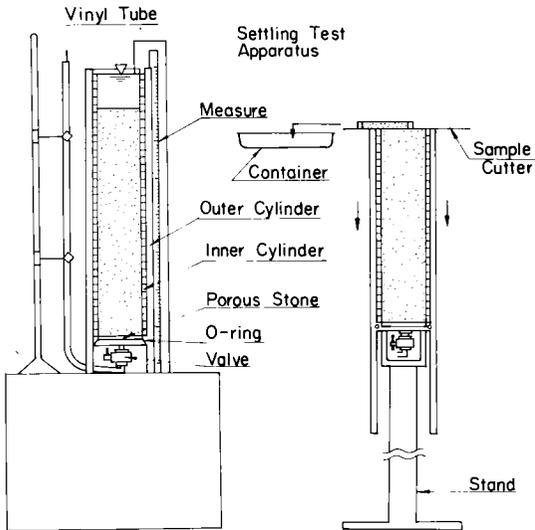


図-6.2 沈降試験装置模式図

て、自重圧密終了後の試料の含水比分布が6.3.3に示した方法で求められ、それらの結果を利用して、超低応力下の間隙比—有効応力関係が定められた。また、沈降試験結果のうち、特に、含水比の低い場合については自重圧密過程が支配的となる。それらの場合に対しては、自重圧密過程が三笠の圧密基本式にしたがうものとして、圧密係数 c_v が曲線フィッティング法により求められた。

表-6.1に示した7種類の試料に対する定みずみ速度圧密試験及び沈降試験の結果、超低応力領域から通常の埋立地の自重圧密沈下計算において対象となる応力領域までの広範囲のオーダーの応力領域における $e \sim \log \sigma'$ 関係及び圧密係数が決定されそれらの特性が調べられた。その詳細については次節以下で述べる。

6.4 超低応力下の圧密定数

6.4.1 沈降試験結果とその活用

前述した定みずみ速度圧密試験により初期応力状態 σ'_0 より大きい応力領域に対して、 $e \sim \log \sigma'$ 特性及び圧密係数などの沈下解析に必要な圧密定数が求められる。非常に低い応力領域における圧密特性は原理的には検出器の最小読取精度を上げ、前述の手法を用いて評価しうる。しかし、最小読取精度を高めれば応力及び間隙水圧の最大測定可能値を下げざるを得ないため、両者の要請を勘案して適切な検出器を選定することが必要となるわけである。著者らの実験では現地における通常の埋立地盤の自重圧密予測問題を対象として、最大容量 0.5 kgf/cm^2 の応力及び間隙水圧検出器を用いており、可能測定範囲は $0.01 \sim 0.5 \text{ kgf/cm}^2$ と考えられる。

定みずみ速度圧密試験において設定可能な初期応力状

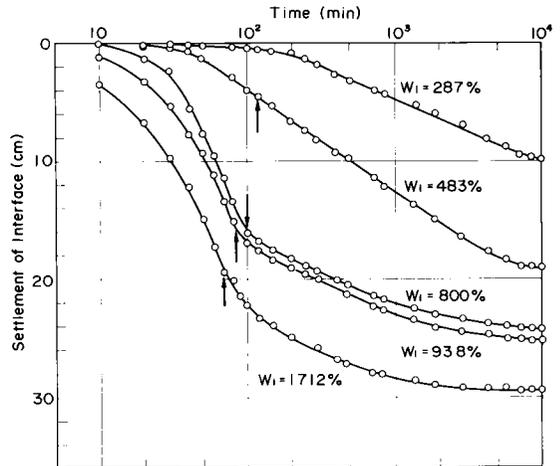


図-6.3 沈降試験の一例(本牧粘土)

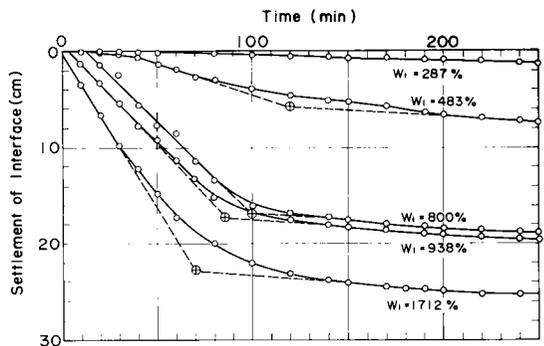


図-6.4 沈降過程初期の界面沈降～時間の関係(本牧粘土)

態より小さい応力領域の圧密特性については、沈降試験の自重圧密過程の特性が参考になる。一般に懸濁物質の沈降特性は濃度(含水比)と凝集性によって支配されることが知られており、初期含水比がある限度以下であれば沈降過程は生じず、直ちに自重圧密過程が始まる。このような限界の含水比は粘土の種類により相違し、矢野ら⁸⁾の報告によれば、カリオン、ベントナイトでそれぞれ250%~350%、東京湾粘土で700%程度といわれている。

著者らは7種類の試料に対し、初期含水比を変えた沈降試験を実施した。¹⁾ 初期含水比を287%~1712%の範囲に調整した本牧粘土の場合の沈降試験の結果を図-6.3及び図-6.4に示す。スラリー状態の試料の攪拌終了後からの経過時間を横軸に、界面の沈降量を縦軸としている。図-6.3は沈降過程の開始から自重圧密過程の終了までの界面沈降の時間的変化を示すものであるが、このうち、沈降過程開始初期の界面沈降量と時間の関係を算術目盛で表したものが図-6.4である。

初期含水比の非常に高い試料の場合、沈降過程の初期

にはフロックが形成される間、ほとんど界面沈降の生じない時間がある。フロック形成とともに一定速度で界面沈降の生ずる等速沈降過程、さらに干渉沈降過程を経て自重圧密過程が卓越するようになる。

沈降現象について、フロック形成に要する時間や各沈降過程の沈降量と初期含水比の関係など詳細な検討がMcRoberts-Nixson¹⁰⁾や今井⁶⁾の報告にみられる。含水比の高い粘土の界面は等速沈降過程、干渉沈降過程を経て自重圧密過程にしたがった沈下を示す。この場合、自重圧密過程の開始を明確に区別することは困難である。一つの便宜的な区分法としては沈降曲線の特性を考慮し、図-6.4のように、2直線の交点として自重圧密過程の開始点を定める方法がある。^{6,10)} 初期含水比の高い場合には、明白な等速沈降過程が現われる。一方、初期含水比の低い場合には、等速沈降過程はほとんど現われず、ただちに、干渉沈降過程、自重圧密過程が始まり、界面沈降量の大きさも自重圧密過程により支配されることになる。図-6.3には、図-6.4のように2直線の交点として定めた自重圧密過程の開始点とみられる位置を矢印で示した。沈降試験において全沈降量に占める自重圧密沈下量の割合を推定するにあたっては、図-6.3及び図-6.4に示したような方法が適用できるものとする。

6.4.2 沈降及び自重圧密終了後の $e \sim \log \sigma'$ 関係

超低応力下における粘土の圧縮曲線は沈降試験における自重圧密過程終了後の容器内堆積物の含水比分布を測定することによって求めることが、矢野ら⁸⁾により報告されている。著者らは第5章で提案した手法により決定する圧縮曲線とさらに微小な応力領域における圧縮曲線との整合性を検討するため、矢野らの手法の有用性に着目し、超低応力下における $e \sim \log \sigma'$ 曲線の決定に活用をはかった。¹⁾ ただし、沈降管を前述したように二重円筒型とすることにより自重圧密終了後の試料を押し出す際の問題点に対処するための改良を行っている。二重円筒型沈降管を用いた沈降試験の結果から超低応力下の $e \sim \log \sigma'$ 曲線は以下のようにして求めた。

自重圧密終了後の二重円筒内の堆積物の含水比分布は6.3.1に述べた装置の円筒を押し出し適当な個数のスライスごとに試料の全重量及び乾燥重量を測定し、単位体積重量(湿潤、乾燥及び水中重量)及び含水比を求めた。

なお、含水比が高い場合、水に含まれる塩分により含水比の測定値にかなりの誤差が生ずるといわれており、塩分濃度の補正を次式を用いて行っている。⁸⁾

$$w = \frac{1 + \beta}{1 - \beta w_m} w_m \quad (6.1)$$

ここに、 w は塩分を水に含まれると考えた時の含水比

(真の含水比)、 w_m は塩分が土の重量に含まれると考えた時の含水比(通常の方法であるJIS-A-1203-1970で求めた時の含水比)、 β は粘土内の水に含まれる塩分重量の真水重量に対する比。

自重圧密終了後の容器内堆積物について任意の深さの点を考慮するとその点より上方の鉛直有効上載圧力によりある間隙比 e で平衡していると考えられる。したがって、含水比分布から第 i 番目のスライス内の間隙比 e_i 及び有効上載圧力は完全飽和状態にあると仮定することにより次のようにして求められる。

$$e_i = \frac{G_s}{G_f} w_i \quad (6.2)$$

$$\bar{\sigma}'_i = \frac{1}{2} \left(\sum_{j=1}^{i-1} \gamma'_j \Delta z_j + \sum_{j=1}^i \gamma'_j \Delta z_j \right) \quad (6.3)$$

ここに、 G_s は土粒子の比重、 G_f は海水の比重、 w_i は第 i 番目の計測点の真の含水比、 $\bar{\sigma}'_i$ は第 i 番目の計測点の平均有効鉛直応力、 γ'_j は第 j 番目の計測点より上方の任意の点の水中有効単位体積重量、 Δz_j は任意の点のスライスの厚さ。

以上のようにして求めた間隙比 e_i と平均有効鉛直応力 $\bar{\sigma}'_i$ を互いにプロットすることにより $e \sim \log \sigma'$ 関係が求められる。図-6.5 a ~ 図-6.5 d は沈降試験の結果から求めた圧縮曲線 $e \sim \log \sigma'$ の例であり、初期含水比を変えた場合の影響が示されている。図-6.5 a ~ 図-6.5 d の各図から超低応力下の圧縮曲線は高含水比の場合にはばらつきは大きくなるが半対数紙上ではほぼ直線で表しうることがわかる。これらの圧縮曲線は初期含水比により影響を受け、初期含水比の大きいほど圧縮曲線の勾配は大きく、かつ、上方にくる傾向があるが、各圧縮曲線は応力の比較的大きい領域では同一の圧縮曲線に収束する傾向が認められる。同様の現象は今井⁶⁾の報告

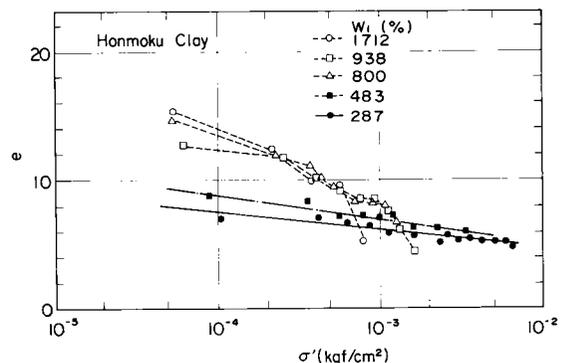


図-6.5 a 沈降試験より定めた $e \sim \log \sigma'$ 関係(本牧粘土)

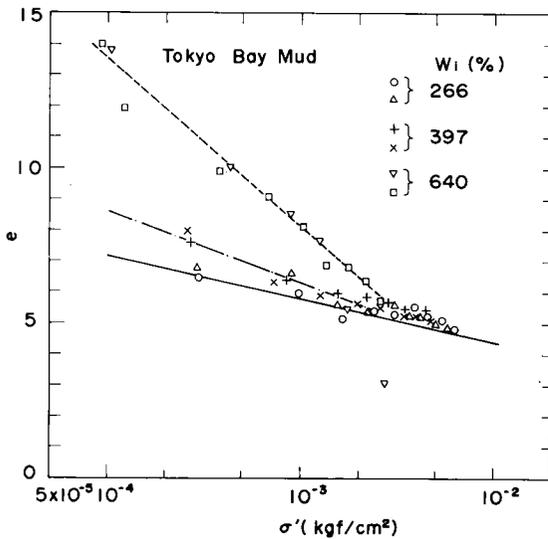


図-6.5 b 沈降試験より定めた $e \sim \log \sigma'$ 関係 (東京湾泥土)

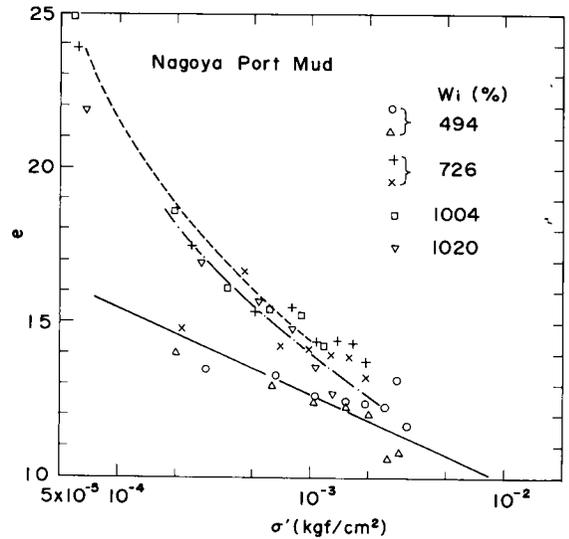


図-6.5 d 沈降試験より定めた $e \sim \log \sigma'$ 関係 (名古屋港泥)

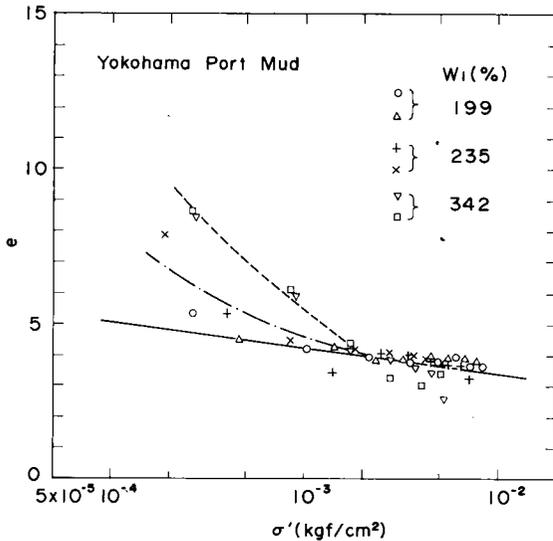


図-6.5 c 沈降試験より定めた $e \sim \log \sigma'$ 関係 (横浜港泥)

にも見られる。図-6.5 a~図-6.5 dにおいて、応力の大きい領域の間隙比および応力 σ' は沈降管円筒下部のスライスから求められた値であるが、これらの値は初期含水比の相違の影響を受けていない。この理由は円筒下部のスライス部分では沈降現象が比較的短時間に終了し、分級作用の影響が小さく自重圧密過程が支配的なことによるものと考えられる。また、このことはたとえば図-6.5 aにおいて初期含水比 $w_i = 287\%$ 、 $w_i = 483\%$ の試料 (図-6.3から明らかなごとく自重圧密現象が支配的) の $e \sim \log \sigma'$ 曲線がほぼ等しくなることから明らかであろう。一方、応力の小さい領域は沈降試験の

円筒上部のスライスに対応するもので、得られた間隙比と有効応力の関係は初期含水比による影響を受ける。その理由としては沈降試験開始時には均質であった円筒内の試料が初期含水比に応じて異なった分級作用を受ける結果、自重圧密開始時 (すなわち、沈降過程の終了時) において、すでに別の特性を持った土になっていることによるものと考えられる。

6.4.3 超低応力下の圧密係数 c_v

超低応力領域における $e \sim \log \sigma'$ 関係は前述のような方法により求めることができる。しかしながら、そのような超低応力領域において非定常状態の圧密過程における圧密係数 c_v を合理的に評価する方法は確立されていない。そこで、著者らは沈降試験における自重圧密過程に注目して、超低応力領域における圧密係数 c_v を近似的な方法により求めた。^{1), 2)}

前述のように粘土の沈降現象のパターンは初期含水比により大きな影響を受ける。1,000%以上の高含水比の場合には、一般にフロック形成に要する過程、等速沈降過程、干渉沈降過程を経て、自重圧密過程が現われるのに対し、比較的低含水比の場合には干渉沈降過程ないしは自重圧密過程がただちに始まる。この場合の圧縮曲線 $e \sim \log \sigma'$ 関係は初期含水比のいかんにかかわらず同一の手法、すなわち、自重圧密終了後の含水比分布の測定により求められた。一方、沈降試験における自重圧密過程をモデル化することにより、圧密係数 c_v を求めることが可能になる。この場合、沈降過程における自重圧密開始時点は図-6.4のような手法により定められるが、この方法は近似的な方法であり、圧密の進行速度に関する

定数である圧密係数の決定にとっては誤差を生じやすい。したがって、より精度の高い圧密係数 c_v の値を求めるためには、自重圧密過程のみが生じる状態を対象とした方がよい。そこで、超低応力下の圧密係数の評価にあたっては、初期含水比のある程度低い状態の沈降試験の結果を用いることとする。

沈降試験における自重圧密過程が三笠の圧密理論により表し得るものとして、適当な定数を設定し、いくつかの理論沈下曲線を計算により求め、実測値とフィッティングさせることにより圧密係数 c_v を求めた。フィッティングのための沈下曲線の計算には $e \sim \log \sigma'$ 関係が必要であるので、沈降試験の結果から 6.4.2 の方法により求めたもののうち、初期間隙比が同一の場合の $e \sim \log \sigma'$ 関係を用いた。なお、圧密係数 c_v 及び圧縮曲線 $e \sim \log \sigma'$ 関係が与えられた場合の三笠式にもとづく沈下～時間関係はプログラム "CONSOLID" により求められた。¹¹⁾

図-6.6 は沈降試験データより求めた圧縮曲線に対し、 c_v をいくつか変化させて理論沈下量の計算を行い、沈降

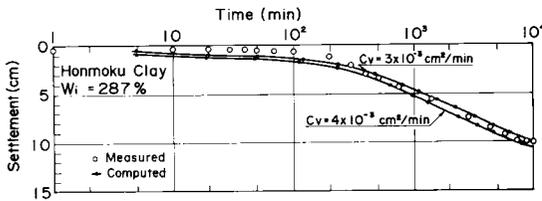


図-6.6 自重圧密過程の理論曲線のフィッティング (本牧粘土)

試験における沈降量と対比させたものである。圧密係数 c_v の決定にあたっては、実測値と最もよく合致する計算曲線を選定し、その場合の c_v をその試料の圧密係数とすることとしている。

上述した方法は実測値をもとに繰返し計算による人為的なフィードバックが必要なこと、 c_v は応力に対して変動がないとしているため、変動がある場合には、対象とした応力範囲内の平均的な値となること、したがって、応力範囲に対してただ一点のみ与えられることなどのため、試験法としては汎用性のある方法ではないが、超低応力領域における圧密特性の状況を調べるうえではある程度の目安を与えるものと考えられる。したがって、上述した方法で求められた超低応力下の圧密係数の値は前述した定みずみ速度圧密試験の結果を補足するために活用される。

6.5 広範囲のオーダーの応力領域における圧密定数

6.5.1 圧縮曲線 $e \sim \log \sigma'$

定みずみ速度圧密試験の結果から第5章で述べたように圧縮曲線 $e \sim \log \sigma'$ が求められ、さらに、沈降試験の結果にもとづいて超低応力下の圧縮曲線が求められる。両試験の結果から広範囲のオーダーの応力領域にわたって、圧縮曲線の特性を調べることができる。

図-6.7 は本牧粘土について、沈降試験の結果 (Sedimentation Test) と定みずみ速度圧密試験 (CRS-Test)、さらに、標準圧密試験の結果 (Std. Test) を

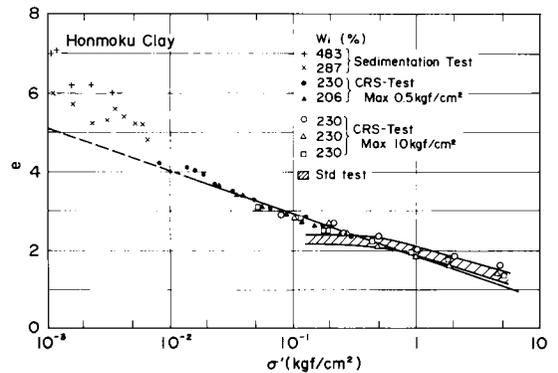


図-6.7 広範囲の応力領域における $e \sim \log \sigma'$ 関係 (本牧粘土)

あわせて示している。定みずみ速度圧密試験については、小容量の検出器 (応力、間隙水圧とも最大容量 0.5 kgf/cm²) を用いた場合と容量の大きい検出器 (最大容量; 応力: 10 kgf/cm², 間隙水圧: 5 kgf/cm²) を用いた場合の結果が示されている。また、標準圧密試験の場合については $p_0 = 0.5$ kgf/cm² で再圧密した試料 9 個のばらつき範囲が示されている。

超低応力領域における圧縮曲線は図-6.5 a ~ 図-6.5 d に示したように初期含水比の影響を受け、応力の小さい領域では初期含水比の大きいほど圧縮曲線はかなり上側にくる。一方、応力の大きい領域においては、圧縮曲線は初期含水比の大きさにかわらず共通の曲線に取れんする傾向がある。また、初期含水比がある程度小さくなると圧縮曲線の相違はほとんどなくなっている。さらに、定みずみ速度圧密試験結果と標準圧密試験の正規圧密部分の勾配はほとんど差がなく、両者に共通な直線は初期含水比の低い場合の沈降試験結果から求められる圧縮曲線にほとんど一致する。したがって、圧縮曲線の勾配に関するかぎり、応力領域の小さい所では若干大きくなるが、実用上は標準圧密試験の正規圧密部分のほぼ延長線上にあるとみてもよい。しかし、応力の大きい領域

の結果から小さい領域の結果を外挿する場合には誤差を生じやすいから、実際問題において想定される範囲の試験の結果を用いるのが良いことは言うまでもないことである。

以上においては、本牧粘土について広範囲のオーダーの応力領域における圧縮曲線の傾向を各種の方法により調べた。他の試料（東京，横浜，名古屋，大阪，伏木富山及び水俣の各試料）については、通常の埋立地盤の自重圧密計算に必要な応力範囲を想定して最大容量 0.5 kg f/cm^2 の応力検出器及び間隙水圧検出器を用いた定ひずみ速度圧密試験を主体として、超低応力領域を沈降試験の結果により補足する方法を用い各試料の圧縮曲線を求めた。これらの圧縮曲線を図-6.8～図6.13に示した。各図に描かれている実線は定ひずみ速度圧密試験の結果から平均的な傾向として表示したものである。

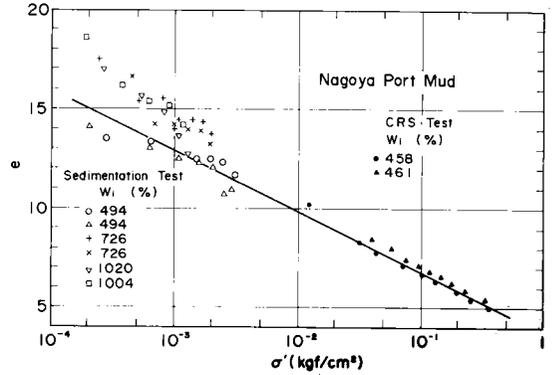


図-6.10 沈降試験及び定ひずみ速度圧密試験にもとづく $e \sim \log \sigma'$ 関係 (名古屋港泥土)

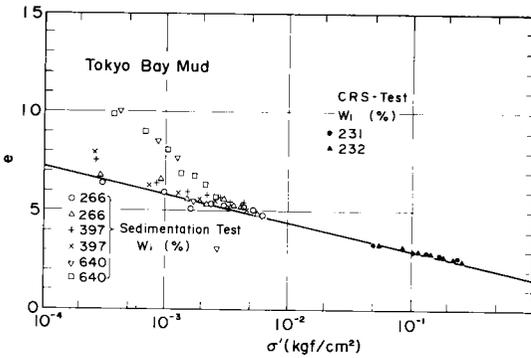


図-6.8 沈降試験及び定ひずみ速度圧密試験にもとづく $e \sim \log \sigma'$ 関係 (東京湾泥土)

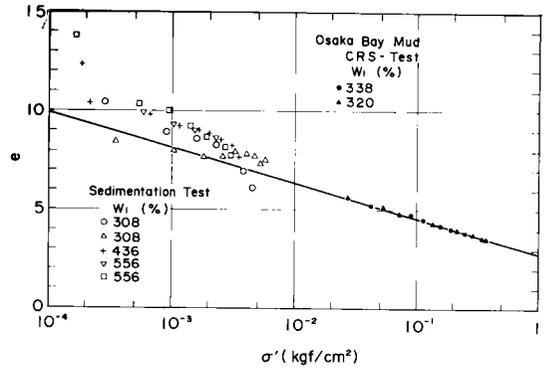


図-6.11 沈降試験及び定ひずみ速度圧密試験にもとづく $e \sim \log \sigma'$ 関係 (大阪湾泥土)

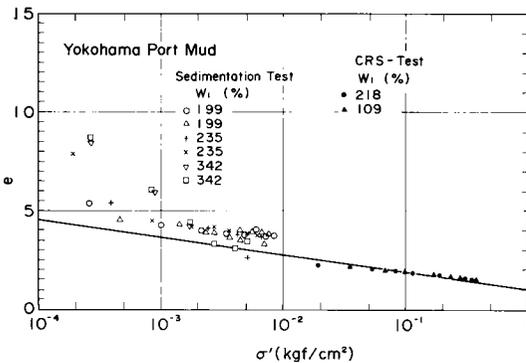


図-6.9 沈降試験及び定ひずみ速度圧密試験にもとづく $e \sim \log \sigma'$ 関係 (横浜港泥土)

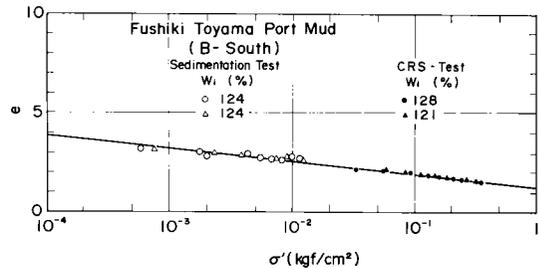


図-6.12 a 沈降試験及び定ひずみ速度圧密試験にもとづく $e \sim \log \sigma'$ 関係 (伏木富山港泥土 B-South)

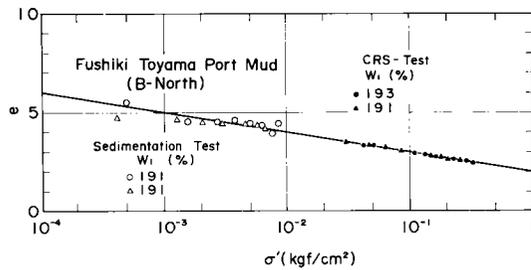


図-6.12b 沈降試験及び定ひずみ速度圧密試験
にもとづく $e \sim \log \sigma'$ 関係
(伏木富山港泥土 B-North)

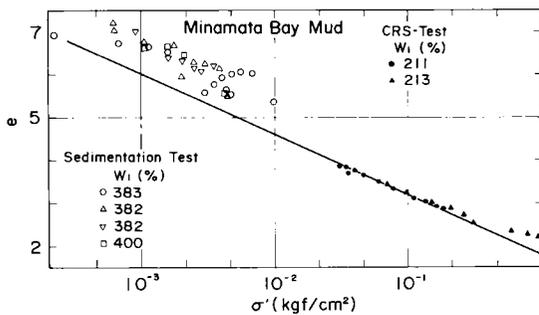


図-6.13 沈降試験及び定ひずみ速度圧密試験
にもとづく $e \sim \log \sigma'$ 関係
(水俣湾泥土 J-Site)

図-6.5 a~図-6.5 dに示したように、沈降試験より求められた圧縮曲線は初期含水比の影響を強く受ける。とりわけ、図-6.8及び図-6.10の例には初期含水比の影響が顕著に現れている。すなわち、初期含水比の大きい場合には沈降過程の影響を強く受け、定ひずみ速度圧密試験の圧縮曲線の勾配よりもかなり大きい。初期含水比が減少し、自重圧密過程が支配的となる場合には沈降試験と定ひずみ速度圧密試験より求まる圧縮曲線はほぼ同一直線上にある。

以上のことから、自重圧密が支配的となる含水比以下の超軟弱土に対しては広範囲のオーダーの応力領域にわたり、 $e \sim \log \sigma'$ 関係の直線性が成り立つと考えられる。

6.5.2 圧密係数 c_v

圧密係数 c_v についても広い範囲のオーダーの応力に対する変動傾向を7種類の試料に対する沈降試験及び定ひずみ速度圧密試験の結果から調べた。本牧試料については、このほかに、標準圧密試験の結果との対応もあわせて調べた。

図-6.14は本牧試料について、3種類の試験法により求められた圧密係数 c_v の有効応力に対する変化傾向

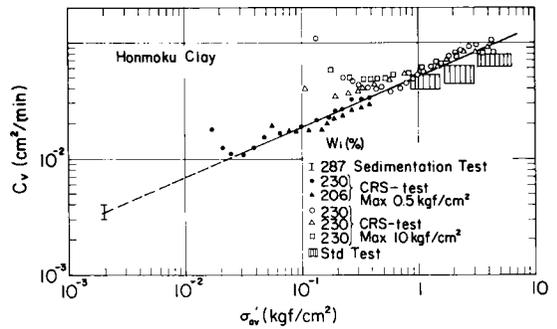


図-6.14 広範囲の応力領域における圧密係数と有効応力の関係(本牧粘土)

をあわせて示している。沈降試験による圧密係数は6.4.3の方法により求めたものであり、 c_v の最適値を適合させることが困難であるため、平均有効応力に対して、ある幅をもたせた型でプロットしている。また、定ひずみ速度圧密試験については容量の小さい検出器を用いて定めた場合と容量の大きい検出器により定めた場合の両者が示されている。さらに、標準圧密試験については、正規圧密部分のもののみをハッチして示す。図-6.14から明らかごとく、本牧粘土試料の場合には、定ひずみ速度圧密試験のみならず、標準圧密試験、沈降試験の結果からも圧密係数 c_v の平均有効応力 σ'_{av} に対する変化傾向は圧密係数 c_v が平均有効応力 σ'_{av} の減少につれて小さくなっており、正規圧密領域について、通常指摘されているような c_v 一定の傾向は認められない。

図-6.15~図-6.20に他の各種試料(東京湾泥、横浜港泥、名古屋港泥土、大阪湾泥土、伏木富山港泥土、水俣湾泥土)についての定ひずみ速度圧密試験(最大容量 0.5 kgf/cm^2 の応力及び間隙水圧検出器使用)により求められた圧密係数 c_v の平均有効応力に対する変化傾向を示す。また、沈降試験の結果から定められた圧密係数があわせて示されている。なお、伏木富山港試料及び水俣湾試料については代表的なもののみを比較のため示した。

図-6.14~図-6.20から圧密係数 c_v の有効応力に対する変化傾向は各種試料により異なっている。本牧試料や水俣湾試料は有効圧密応力に対する変化が比較的大きいのに対し、東京湾泥土や名古屋湾泥土の場合には有効圧密応力に対する c_v の変化は小さい。正規圧密領域に対しては圧密係数 c_v は一定とみなして圧密沈下計算が実施されているが、かならずしも全ての土に対して c_v 一定の仮定は妥当ではなく、土のタイプによってその変化傾向は異なるものと考えられる。土のタイプの指標として塑性指数を用いることによりこれらの傾向の特徴が

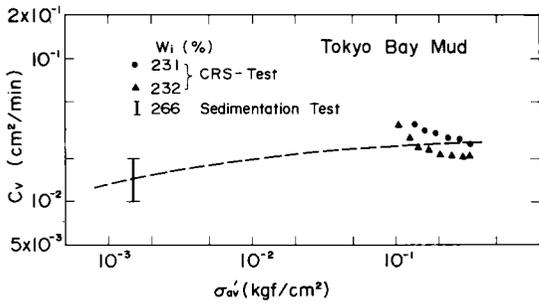


図-6.15 沈降試験及び定ひずみ速度圧密試験にもとづく圧密係数と有効応力の関係 (東京湾泥土)

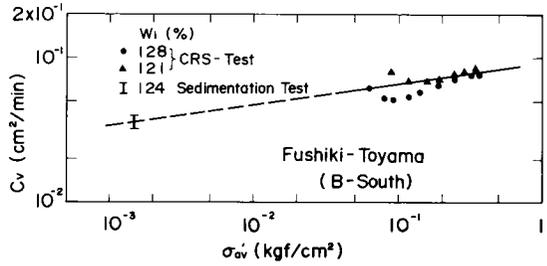


図-6.19 a 沈降試験及び定ひずみ速度圧密試験にもとづく圧密係数を有効応力の関係 (伏木富山港泥土 B-South)

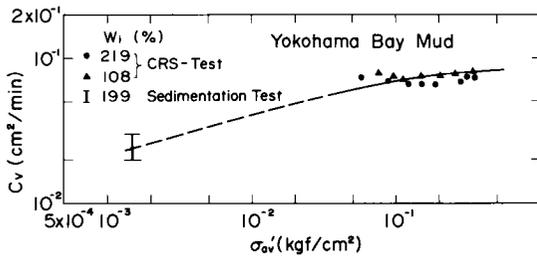


図-6.16 沈降試験及び定ひずみ速度圧密試験にもとづく圧密係数と有効応力の関係 (横浜港泥土)

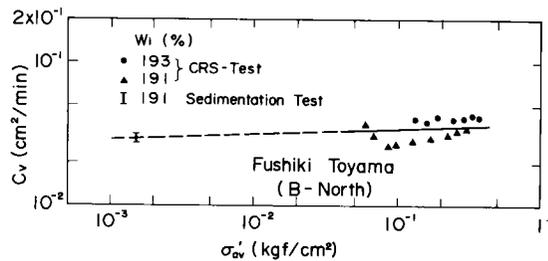


図-6.19 b 沈降試験及び定ひずみ速度圧密試験にもとづく圧密係数と有効応力の関係 (伏木富山港泥土 B-North)

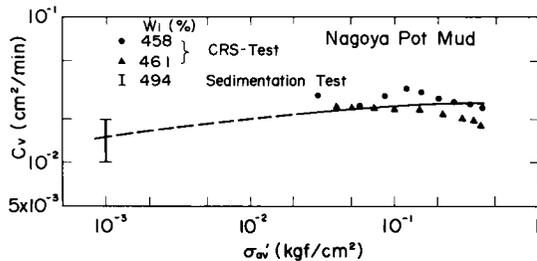


図-6.17 沈降試験及び定ひずみ速度圧密試験にもとづく圧密係数と有効応力の関係 (名古屋港泥土)

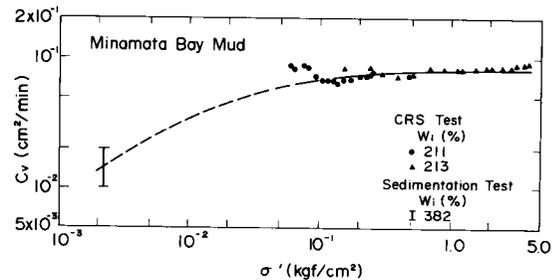


図-6.20 沈降試験及び定ひずみ速度圧密試験にもとづく圧密係数と有効応力の関係 (水俣湾泥土 J-Site)

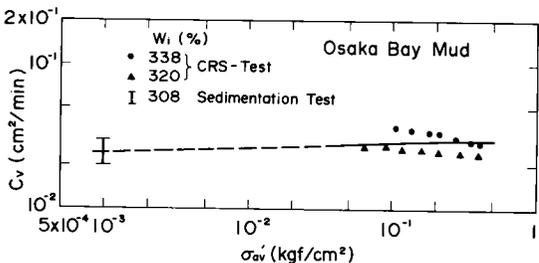


図-6.18 沈降試験及び定ひずみ速度圧密試験にもとづく圧密係数と有効応力の関係 (大阪湾泥土)

表し得るようである。すなわち、塑性指数の小さいほど圧密係数 c_v の有効応力に対する変化傾向は大きいのに対し、塑性指数が大きくなるほど c_v の有効応力に対する変化は小さいことが指摘される。今井⁶⁾もカオリン ($I_p = 15.5$)、東京湾試料 ($I_p = 65$) 及び仙台試料 ($I_p = 92$) に対する浸透圧密試験の結果から、 I_p の低い土では c_v は有効応力とともに増加し、 I_p が高くなると c_v は有効応力に対して一定となる傾向の存在を指摘している。今井はさらに I_p が大きくなると当然の帰結として c_v は有効応力の増加とともに減少していく傾向を一般的特性として想定している。しかし、高塑性土の場合

合に、 c_e は減少するとみることについては疑問があり、むしろ、ある程度大きい塑性指数以上の粘性土に対しては c_e はほぼ一定とみられると考えてもよいように思われる。圧密特性の土のタイプによる相違の傾向については次節でさらに検討を行うこととする。

6.6 土のタイプと圧密定数の相関性

我国のいくつかの港湾において採取された高含水比の各種試料に対する定ひずみ速度圧密試験ならびに沈降試験の結果から超低応力領域から通常の埋立地盤の自重圧密計算等で必要となる領域にいたる広範囲のオーダーの有効応力に対する $e \sim \log \sigma'$ 関係ならびに圧密係数の変化傾向を調べた。本節においてはこれらの圧密定数が土のタイプによりどのような傾向を示すかについて検討を行う。

間隙比 \sim 有効応力の関係は超低応力領域を含む広範囲のオーダーの応力領域において次式で示すような半対数紙上での直線関係が成立する。

$$e = e_1 - C_c \log \frac{\sigma'}{\sigma'_r} \quad (6.4)$$

ここに、 C_c は圧縮指数、 σ' は有効応力、 σ'_r は基準応力、 e_1 は $\sigma' = \sigma'_r$ に対応する間隙比である。

以下では(6.4)式における間隙比 e_1 及び圧縮指数 C_c と塑性指数との相関関係を吟味してみる。この場合、基準応力 σ'_r としては適当な値を用いてよいが、ここでは、一応、 $\sigma'_r = 1 \text{ kgf/cm}^2$ 及び $\sigma'_r = 0.01 \text{ kgf/cm}^2$ と取った場合を対象とする。

図-6.21は $\sigma'_r = 0.01 \text{ kgf/cm}^2$ 及び $\sigma'_r = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ の両者の場合に対する間隙比 e_1 と塑性指数との関係を示す。間隙比 \sim 有効応力の関係を(6.4)式の型で表わした場合、基準応力 σ'_r に対応する間隙比 e_1 は塑性指数 I_p に対してほぼ線形的に増加する。 $\sigma'_r = 0.01 \text{ kgf/cm}^2$ 及び $\sigma'_r = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ に対応する間隙比 e_1 と塑性指数 I_p との関係を最小二乗法により求めるとそれぞれ

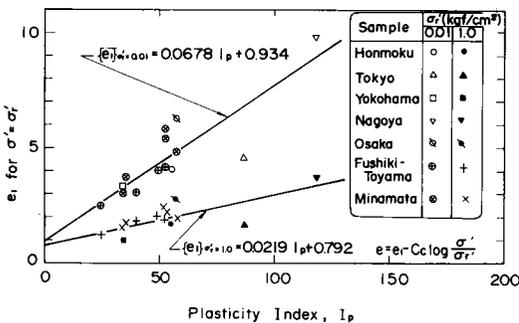


図-6.21 間隙比 e_1 と塑性指数の関係

(6.5)及び(6.6)式で与えられる。

$$\sigma'_r = 0.01 \text{ kgf/cm}^2 \text{ に対し,}$$

$$e_1 = 0.0678 I_p + 0.934 \quad (6.5)$$

$$\sigma'_r = 1.0 \text{ kgf/cm}^2 \text{ に対し,}$$

$$e_1 = 0.0219 I_p + 0.792 \quad (6.6)$$

一方、圧縮指数 C_c については、図-6.22に C_c と塑性指数の関係を示す。図-6.22において実線は海成粘土の不攪乱試料に関する標準圧密試験の結果から得られ

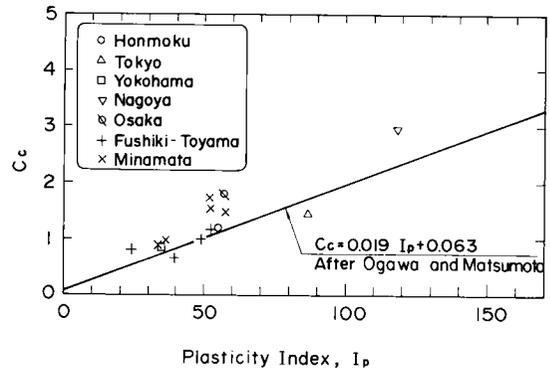


図-6.22 圧縮指数 C_c と塑性指数の関係

た相関関係を示す。¹²⁾ 著者らの圧縮指数 C_c の値はスラリー状態の試料の定ひずみ速度圧密試験ならびに沈降試験の結果から定められたものであり、それらは超低応力領域における圧縮性の影響をも含んだものである。図-6.22からある塑性指数 I_p の値を持つ粘性土の再圧密試験に対する圧縮指数 C_c の値は不攪乱試料の $C_c \sim I_p$ 相関直線上の C_c の値より一般的に若干大きい傾向があることがわかる。

超軟弱粘土に対する圧密係数 c_e の値は前に指摘したように、広範囲のオーダーの有効応力領域においては、一般的には有効応力とともに変化する。したがって、特定の有効応力における圧密係数 c_e ならびに c_e の応力依存性を各試料土の塑性指数 I_p との関連において検討しておく。図-6.23a及び図-6.23bは平均有効応力 $\sigma'_{av} = 0.1 \text{ kgf/cm}^2$ 及び $\sigma'_{av} = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ に対応する圧密係数 c_e と塑性指数 I_p との関係を示している。図-6.23a及び図-6.23bには今井⁶⁾の浸透圧密試験による圧密係数 c_e の値もあわせて示してある。これらの図より圧密係数 c_e の値は低塑性の土ほど大きく、高塑性となつて減少する傾向があり、ばらつきはあるがその減少の定量的傾向が実線で示されている。また、平均有効応力 $\sigma'_{av} = 0.1 \text{ kgf/cm}^2$ に対応する図-6.23a及び

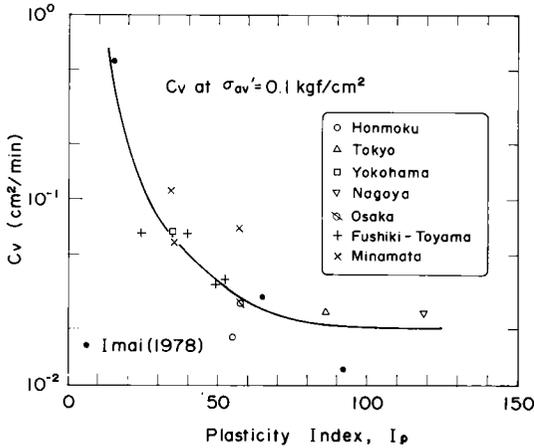


図-6.23a 圧密係数と塑性指数の関係
($\sigma'_{av} = 0.1 \text{ kgf/cm}^2$)

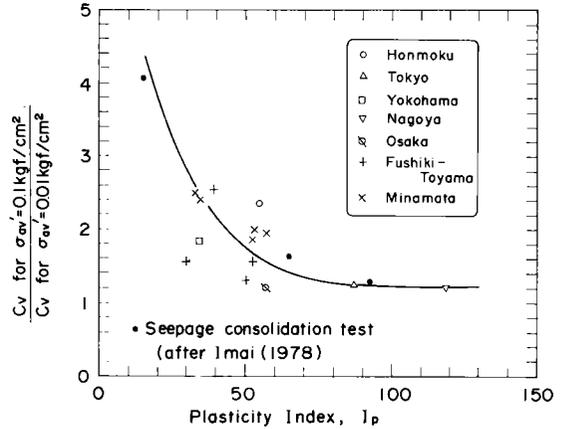


図-6.24 圧密係数比と塑性指数の関係

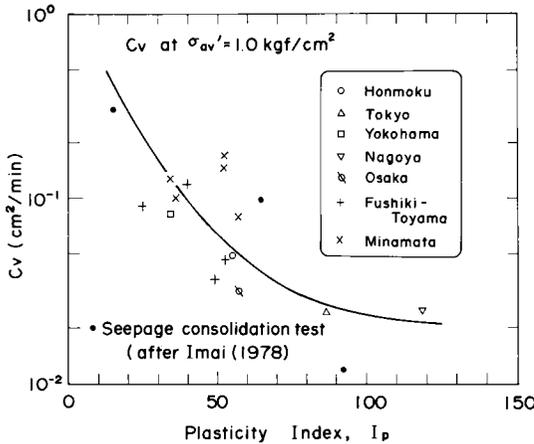


図-6.23b 圧密係数と塑性指数の関係
($\sigma'_{av} = 1 \text{ kgf/cm}^2$)

$\sigma'_{av} = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ に対応する図-6.23bを比較すると有効応力の小さいほど c_v の I_p に対する減少傾向は著しいことも指摘される。

圧密係数 c_v の有効応力に対する増加傾向を定量的に把握するため、平均有効応力 $\sigma'_{av} = 0.1 \text{ kgf/cm}^2$ に対応する c_v と $\sigma'_{av} = 0.01 \text{ kgf/cm}^2$ に対応する c_v の比率を用い、圧密係数比 R の塑性指数 I_p に対する変化を図-6.24に示した。ただし R は(6.7)式により与えられる。

$$R = \frac{(c_v)_{\sigma'_{av} = 0.1 \text{ kgf/cm}^2}}{(c_v)_{\sigma'_{av} = 0.01 \text{ kgf/cm}^2}} \quad (6.7)$$

図-6.24には今井⁶⁾の浸透圧密試験による結果もあわせて示した。図-6.24から圧密係数比 R の I_p に対する変化傾向にはかなりのばらつきはあるが塑性指数の小

さい場合には圧密係数 c_v の有効応力に対する増加傾向が大きく、塑性指数の増大にともない、 c_v の有効応力に対する増加傾向にはぶくなる傾向がみとめられる。塑性指数 I_p が60以上の土の場合には c_v の有効応力に対する変化はわずかであり、実用上一定と仮定してもよいと考えられる。一方、塑性指数 I_p が60以下の場合には、圧密係数 c_v の有効応力に対する変化が顕著となり、圧密沈下計算における圧密係数 c_v の選定にあたっては有効鉛直応力に対する変化を考慮することが場合によっては必要となろう。

6.7 結 言

本章においては第5章において提案した定みずみ速度圧密試験法を用いて、我国の代表的な港湾において採取した海成粘土スラリーの圧縮曲線 $e \sim \log \sigma'$ 関係及び圧密係数 c_v に関する検討を行った。また、それぞれの試料については初期含水比を数通り変化させた状態で沈降試験を実施し、それらの結果を超低応力下の圧密特性を調べるために活用した。両者の結果を総合的に検討して超軟弱粘土の圧密特性を明らかにすることを試みた。

まず、6.2においては超低応力下の圧密特性、特に圧縮曲線の特性に関する既往の研究の概況を述べた。6.3においては我国の代表的な港湾より採取した海成粘土の定みずみ速度圧密試験及び沈降試験に関する著者らの実験の概要について述べた。6.4～6.6においては6.3の試験の結果得られた超軟弱粘土の圧密特性として、超低応力下の圧縮曲線及び圧密係数の傾向、広範囲のオーダーの有効応力に対する圧縮曲線及び圧密係数の傾向について検討しており、さらに、これらの圧密特性と土のタイプとの相関性に関する検討を行った。以上の検討の結果、次のことが明らかにされた。

1) 応力及び間隙水圧検出器の最大容量を適切に選択することにより定みずみ速度圧密試験法を用いて、実用上問題となる範囲の応力領域の圧密特性を十分にカバーし得る。

2) 沈降試験の結果から超低応力下の圧縮曲線及び圧密係数を決定することができるが、比較的長期間を要する試験となるため、実際問題においては必要に応じて補足的に用いられたい。

3) 沈降現象の著しい超低応力下における圧縮性 ($e \sim \log \sigma'$ 関係) は初期含水比により影響を受け、初期含水比が大きいほど圧縮曲線は上方に位置するが、応力の大きい領域では初期含水比の影響は消える傾向にある。

4) 自重圧密が支配的となる含水比以下の超軟弱土に対しては、広範囲の応力領域において、 $e \sim \log \sigma'$ 関係の直線性が認められる。しかし、大きい応力領域の圧縮曲線より外挿して小さい応力領域の結果を推定することは誤差が大きく、問題とする応力領域についての圧密試験を行うべきである。

5) 超軟弱粘土の圧密係数 c_p は小さい応力領域においては一般に一定とはならず応力の増大にともない増加する傾向がある。圧密係数 c_p の応力依存性は土質により異なり、塑性指数 I_p の大きいほど応力依存性が小さく I_p が小さいほど応力依存性が強くなる傾向が認められる。したがって、沈下解析に必要な圧密係数については、想定される応力領域に対する値を選定することも必要となる場合がある。

参考文献

- 1) 梅原靖文・善 功企・山本邦雄：“定率ひずみ圧密試験による超軟弱粘土の圧密特性”，第33回土木学会年次学術講演会，第3部，1978，pp. 99-100。
- 2) 梅原靖文・善 功企：“超軟弱粘土の圧密試験法とその適用”，港研報告，第18巻，第1号，1979，pp. 33-65。
- 3) Umehara, Y. and Zen, K.：“Consolidation characteristics of dredged marine bottom sediments with high water content”，Soils and Foundations, Vol. 22, No. 2, 1982, pp. 40-54.
- 4) Bjerrum, L., Rosenqvist, I. T.：“Some experiments with artificially sedimented clays”，Geotechnique, Vol. 6, 1956, pp. 124-136.
- 5) Peñiriciogtu, A.H.：“Performance of very soft muds under very light loads and consolidation of a muddy bottom under a wide sand fill”，Proc. 8th International Conference on Soil

Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 22, 1973, pp. 159-163.

- 6) 今井五郎：“液状粘土の一次元圧密特性に関する基礎的研究”，東京大学学位論文，1978。
- 7) Monte, J.L. and Krizek, R.J.：“One-dimensional mathematical model for large-strain consolidation”，Geotechnique 26, No. 3, 1976, pp. 495-510.
- 8) 矢野弘一郎・今井五郎・鶴谷和夫：“粘土の沈降実験”，第12回土質工学研究発表会，1977，pp. 231-234.
- 9) 土質工学会編：“土質試験法”，1979。
- 10) McRoberts, E.C. and Nixon, J.F.：“A theory of soil sedimentation”，Canadian Geotech. Jour. Vol. 13, 1976, pp. 294-310.
- 11) 梅原靖文・善 功企：“超軟弱粘土の圧密定数の決定法”，港研報告，第14巻，第4号，1976，pp. 45-65.
- 12) 小川富美子・松本一明：“港湾地域における土の工学的諸係数の相関性”，港研報告，第17巻，第3号，1978，pp. 3-89.

第7章 超軟弱地盤の自重圧密特性

7.1 概説

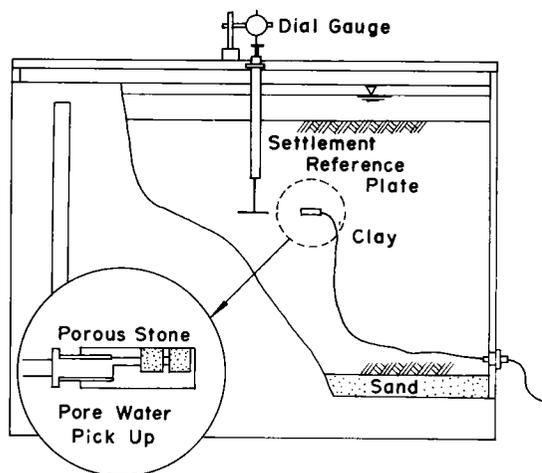
有害底質の処理を含む各種の浚渫・埋立工事において埋立中あるいは埋立後の自重による圧密沈下の予測が工学的に重要である。このような超軟弱な埋立地盤の自重圧密沈下の予測には、三笠やGibsonらの大ひずみを考慮した圧密理論を用いることが必要となる。その場合の最大の問題の一つは超軟弱土の圧密定数をいかに合理的に設定することができるかということであり、これに関しては第5章において定ひずみ速度圧密試験による圧密定数の決定を提案した。

提案した方法により求められた圧密定数が妥当であるか否かを検証しておく必要があるが、これはかならずしも容易ではない。例えば標準圧密試験結果との対比により判定しようとしても、前述したように標準圧密試験法自体が超軟弱土に対しては不適当であるため意味がなくなる。したがって、合理的な検証法の一つは超軟弱地盤の圧密沈下に関する実際の現象と対比することにより判定することである。そのような観点から模型地盤槽内に初期条件の明白な超軟弱地盤を作成し、長期間にわたって自重圧密現象の観測を行った。観測結果を第6章で得られた圧密定数を用いて解析し、実測沈下量及び間隙水圧分布と比較することにより、設定した圧密定数の妥当性を検討し、さらに、第5章で提案した手法自体の適用性を間接的に検討している。

7.2 著者の実験研究^{1), 2)}

7.2.1 実験装置

明白な初期条件及び境界条件のもとでの自重圧密現象



図一7.1 自重圧密実験槽模式図

の観測が図一7.1に模式的に示すように、縦150cm、横100cm、深さ100cmの鉄製の模型地盤槽内で実施された。模型地盤槽の側壁中央部分には、内部の状況が観測可能なようにアクリルの窓が設けられている。自重圧密期間中の測定項目は層別沈下量と過剰間隙水圧である。沈下量の測定に用いられた沈下計は二重管構造になっており、周面の粘土と沈下棒との摩擦を切るためのアクリル製外管（固定）の中に沈下棒が設置されている。沈下棒の先端には棒の自重が無視できるように接地面積の大きいアクリル板が取り付けられている。間隙水圧の測定には水マノメータが用いられた。これは実験期間が長期間にわたること、過剰間隙水圧の絶対量が微小なことからために用いられたものである。マノメータと粘土層中の間隙水圧検出地点までは軟質のビニールチューブで接続され、ビニールチューブの先端には目づまり防止用のポーラスストーンを持つピックアップが取り付けられている。

7.2.2 試料及び実験方法

実験に用いた試料は本牧粘土と大阪湾泥土であり、これらは第6章で用いたものと同じである。それぞれの試料の物理的性質は表一6.1に示されている。

これらの試料を大型練練機にかけて練返し、更に網目のフィルターを通して不純物を除去し、できるかぎり均一な状態になるよう配慮した。これらの試料の含水比は本牧粘土の場合、170%程度、大阪湾泥土の場合、300%程度に調整された。

模型槽の内壁面と粘土試料の摩擦を減少させるために内壁面にグリースを塗り、模型槽底面から5cmの厚さに粗砂を敷き、砂層上面にろ紙を敷いてその上部に前述した方法で調整されたスラリー状の試料を流し込む前には含水比のチェックを行っている。スラリー状試料の模型地盤槽内への注入の進行につれ、所定の深さ毎に間隙水圧計測用ピックアップ及び沈下板の埋設を行った。本牧試料の場合には、圧密沈下量を測定するため粘土層底部からおのおの10, 20, 30, 40, 50, 60, 70, 80cmの位置に二重管構造を持つ沈下板が埋設された。また、間隙水圧検出用チップは沈下板と同じ深さに埋設された。一方、大阪湾泥土の場合、間隙水圧測定用ピックアップについては本牧粘土試料の場合と同様に深さ10~80cmの間に、10cmごとに埋設された。なお、地盤の沈下とともにピックアップも沈下するような構造となっている。

試料が所定の深さに達した後、底部不透水、上部排水の片面排水条件により自重圧密を開始し、適当な時間毎に沈下板及び間隙水圧計の読みをとった。

表一7.1に本牧粘土及び大阪湾泥土の場合の模型地盤の場合の模型地盤の初期条件を示す。

表一 7.1 自重圧密実験の初期条件

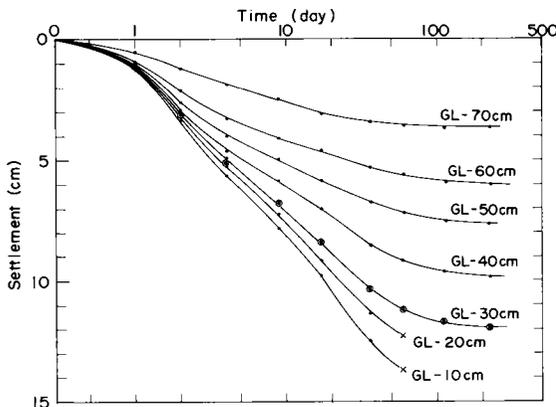
	本牧粘土	大阪湾粘土
粘土層厚 H_0 (cm)	90	80
初期含水比 w_i (%)	178.5	303.3
初期間隙比 e_0	4.83	7.849
湿潤単位体積重量 γ_t (gf/cm ³)	1.33	1.180
乾燥単位体積重量 γ_d (gf/cm ³)	0.48	0.293

7.2.3 実験結果の概要

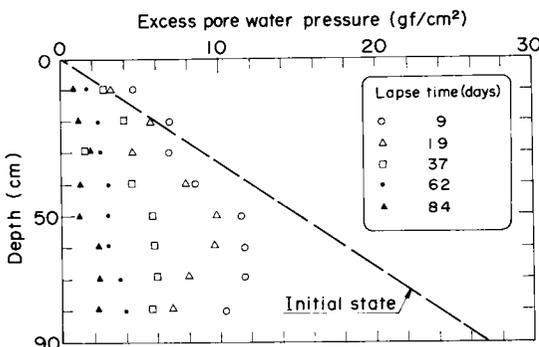
2種類の海成粘土試料のスラリーを用いて、模型地盤槽内で自重圧密実験が実施された。2種類の試料について超低応力領域から通常の埋地地盤造成の際に問題となる程度の応力領域にいたる圧密特性については、第6章において検討され、他の試料との相対的な特性の相違も明らかにされている。

自重圧密期間中には、本牧粘土試料については層別沈下量と各層の過剰間隙水圧が計測された。

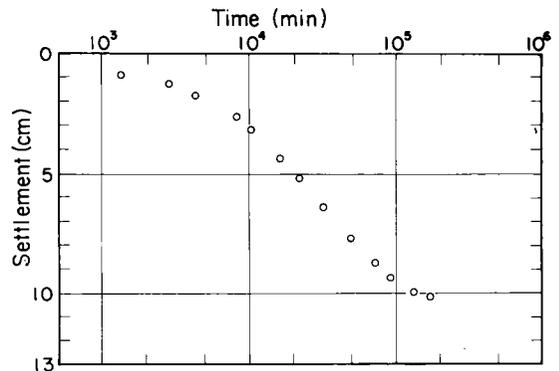
図一 7.2 は本牧粘土試料に関する層別沈下量の経時変



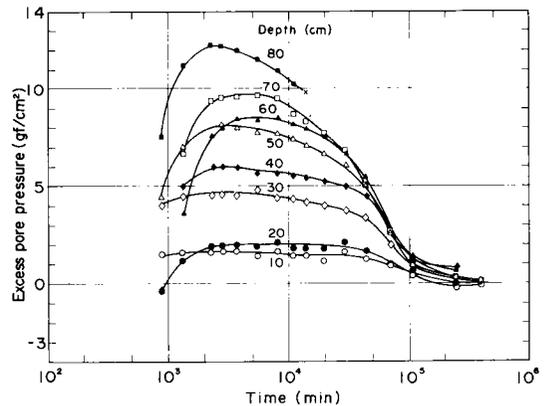
図一 7.2 自重圧密による層別沈下量の経時変化 (本牧粘土)



図一 7.3 自重圧密過程における過剰間隙水圧分布の経時変化 (本牧粘土)



図一 7.4 自重圧密による沈下量の経時変化 (大阪湾粘土)



図一 7.5 自重圧密における各層の過剰間隙水圧の経時変化 (大阪湾粘土)

化を示す。沈下量の測定は2重管式の沈下板を埋設し、ダイヤルゲージにより行なった。粘土層表面から10 cm及び20 cmの点の沈下板のストロークが途中で不足したため10 cm及び20 cmの沈下量の測定を打切っている。

本牧粘土試料については、各深さごとの過剰間隙水圧の経時変化が実測されている。これらのデータから過剰間隙水圧の深さ方向分布の経時変化を図一 7.3 に示す。図中の破線は模型地盤槽内のスラリーの注入が理想的に実施され、ほぼ均一な地盤が作成されたと仮定した時の初期状態における過剰間隙水圧分布を示している。実測間隙水圧は絶対量が小さく、かつ、間隙水圧計埋設位置などの「ずれ」を考えると求められた結果についての高い精度は期待し得ないと考えられるが、自重圧密の進行につれて過剰間隙水圧が減少していく傾向が示されている。

大阪湾粘土試料については、沈下量の測定は表層より10 cmの点においてのみ実施された。一方、過剰間隙水圧については、80 cmの初期層厚の模型地盤槽において、10 cmごとの深さの点での過剰間隙水圧の測定が行われた。大阪湾粘土試料の場合の自重圧密沈下量の経時変化

の実測値を図-7.4に示す。また、過剰間隙水圧の深さ方向の分布の実測値を図-7.5に示す。図-7.5をみると過剰間隙水圧の発生にはかなりのタイムラグが見られ、自重圧密開始後2日程度でマノメータの読みがピークに達し、その後、自重圧密の進行とともに過剰間隙水圧は漸減している。

以上述べた2種類のスラリーの自重圧密実験の結果が自重の影響を考慮した三笠の圧密理論にもとづいて検討された^{1),2)}。三笠の圧密理論を実際の問題に適用する場合の大きな問題はスラリー状態の試料の圧密定数をいかに合理的に選定することができるかということであるが、2種類の試料についての圧密定数については第6章で得られた情報が活用された。すなわち、第6章で決定された $e \sim \log \sigma'$ 曲線及び圧密係数に関する情報から模型地盤槽における自重圧密実験に合致した圧密定数が選定され、自重圧密沈下量及び過剰間隙水圧分布が計算され、前述の実測値との比較・検討が行われた^{1),2)}。これらの検討結果の詳細については次節以下に述べる。

7.3 自重圧密現象の数値解法¹⁾

7.3.1 圧密基礎方程式とその差分化表示

自重の影響を考慮した圧密理論は第3章において述べたように、三笠³⁾及びGibson⁴⁾により提案されている。ここでは前述した模型地盤槽における自重圧密実験結果を解析するため三笠の圧密基本式を用いる。

層厚の変化ならびに自重の影響を考慮した三笠の圧密基本式は圧密開始前の固定座標系 z_0 を用いて表示すると第3章で述べたように(3.37)式及び(3.38)式で与えられる。すなわち、

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} = \zeta^2 \left\{ c_v \frac{\partial^2 \zeta}{\partial z_0^2} + \frac{d c_v}{d \zeta} \left(\frac{\partial \zeta}{\partial z_0} \right)^2 - \frac{d}{d \zeta} (c_v m_v r') \frac{\partial \zeta}{\partial z_0} \right\} \quad (3.37)$$

$$\frac{d \zeta}{d z_0} = m_v r' + \frac{v_0}{c_v} \quad (3.38)$$

ここに、 ζ は圧密比 $(1+e_0)/(1+e)$ 、 e は間隙比、 e_0 は初期間隙比、 c_v は圧密係数、 m_v は体積圧縮係数、 r' は土の有効単位体積重量、 z_0 は圧密開始前の固定座標系の値、 v_0 は間隙水の速度である。

(3.38)式は圧密終了後の定常状態の式であり、一方、(3.37)式は非定常状態の式、すなわち、圧密基礎方程式である。通常の場合、しばしば仮定されるように、圧密係数 c_v が圧密荷重の大きさにかかわらず一定と仮定される場合には、(3.37)式、右辺第2項は消去される。

(3.37)式は非線形偏微分方程式であり、解析的には解けないので(3.37)式を差分式に変換して数値解を求

めることが行われる。(3.37)式において、 c_v 一定と仮定するとその差分式は(7.1)式により与えられる。

$$\begin{aligned} \zeta(z_0, t+\Delta t) = & \zeta(z_0, t) + c_v \bar{\zeta}^2 \frac{\Delta t}{\Delta z_0^2} \left[\zeta(z_0 + \Delta z_0, t) \right. \\ & \left. - 2\zeta(z_0, t) + \zeta(z_0 - \Delta z_0, t) \right] + \frac{\Delta z_0}{2L_c} \\ & \left. \left\{ \zeta(z_0 + \Delta z_0, t) - \zeta(z_0 - \Delta z_0, t) \right\} \right] \end{aligned} \quad (7.1)$$

ただし、

$$\left. \begin{aligned} \frac{1}{L_c} = & \left(1 - \frac{0.8686 C_c}{1+e} \right) \frac{r'_0}{\sigma'} \\ \sigma' = & 10 \frac{e_1 - e}{C_c} \end{aligned} \right\} \quad (7.2)$$

ここに、 C_c は圧縮指数、 e_1 は $e \sim \log \sigma'$ 関係における定数である。

(7.1)式は初期条件、境界条件及び圧密試験から得られる圧密諸定数 e_1 、 C_c 、 c_v を与えれば、差分間隔 Δt 、 Δz_0 を適当に選択することにより容易に解が求められる。

7.3.2 差分計算実施上の2・3の配慮事項

(7.1)式で与えられる差分式の解は差分間隔、 Δt と Δz_0 を適当に選んで初期状態から順次計算を進めていけばよい。差分式にもとづく数値解をもとめるにあたって重要なことは可能なかぎり短時間で、かつ、可能なかぎり精度良く数値解を求め得ることであるが、両者は相反する要求であり、実際の計算においてはいろいろの条件を勘案して合理的な妥協点を設けることが重要となる。このためには計算実施の際に若干の工夫を要する問題が生ずる。

(7.1)式の差分式を解くにあたって、 $\bar{\zeta}$ の値は $\zeta(z_0, t)$ と $\zeta(z_0, t+\Delta t)$ の間の値を取る必要がある。しかし、 $\zeta(z_0, t+\Delta t)$ の値は求めようとする値であって $\bar{\zeta}$ の値の選定時点、 t においては未知数である。したがって、 $\bar{\zeta}$ の選定については以下の方法を採用している¹⁾。

① $\bar{\zeta}$ の値の仮定：

$$\bar{\zeta} = \frac{1}{2} \left\{ \zeta(z_0, t) + \zeta(z_0, t+\Delta t) \right\} \quad (7.3)$$

として、算術平均により $\bar{\zeta}$ を求める。ただし、計算開始時点における $\zeta(z_0, t+\Delta t)$ の値として $\zeta(z_0, t)$ の値により代用させる。すなわち、計算開始時点においては、

$$\bar{\zeta} \doteq \zeta(z_0, t) \quad (7.4)$$

とする。

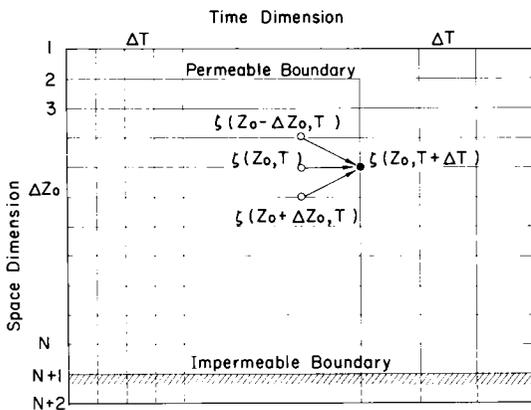
② 差分計算の実施：

(7.3)式を差分式(7.1)式に代入して、 $\zeta(z_0, t+\Delta t)$ を計算する。

③ $\bar{\zeta}$ の値の決定:

$\bar{\zeta}$ の値を求めるための (7.3) 式における $\zeta(z_0, t + \Delta t)$ の値と (7.1) 式による $\zeta(z_0, t + \Delta t)$ の計算値を比較し、両者の差が許容限度内か否かをチェックする。許容範囲内であれば $\bar{\zeta}$ の値が決定されたとみなす。一方、許容範囲外の場合には、②の計算による $\zeta(z_0, t + \Delta t)$ の値を (7.3) 式に代入して以下同様の繰返し計算を実施することにより $\bar{\zeta}$ の値を決定する。

つぎに、差分計算実施上の重要事項として差分間隔の選定がある。これは差分分解の収束性、安定性及び精度に関係するものである。さらに、これらの条件を許容範囲内に収めるという前提のもとに計算機の演算時間をできるかぎり短縮することが望ましい。そこで模型地盤を図一7.6のような格子間隔に分割し、差分間隔をいろいろ



図一7.6 差分間隔

変化させて差分計算を実施し、計算結果に及ぼす差分間隔の影響を検討した¹⁾。差分計算は多かれ少なかれ、誤差をとまぬ数値解の一種であるので、可能なかぎり厳密解に近い精度の良い結果を得る必要がある。差分計算の精度は厳密解との比較により検討するのが最も望ましいが、厳密解がかならずしも得られるとはかぎらない。前述した圧密基礎式の場合においてもその厳密解が得られない。そこで差分計算により得られる圧密度 1.0 (実用上は 0.999 以上とする) における全沈下量 S' と圧密終了後の定常状態の式、すなわち、

$$\frac{\partial \zeta}{\partial z_0} = m_v r' \quad (7.5)$$

または、

$$\frac{\partial \sigma'}{\partial z_0} = r_0' \quad (7.6)$$

から求まる最終沈下量 S を比較することにより精度の判定を行った。すなわち、 $|S' - S| / S'$ の値を精度の判定

に用いた¹⁾。

差分計算を実施する場合の別の重要事項として境界条件の処理方法がある。模型地盤槽における自重圧密実験は上部排水、下部不透水の片面排水条件で実施されており、この境界条件を差分計算に考慮することが必要である。

上部排水面における境界条件は上載荷重がゼロで時間の経過にかかわらず間隙比は初期の状態のまま一定であることから、粘土層上面における圧密比 ζ は (7.7) 式で与えられる。

$$\zeta = \frac{1 + e_0}{1 + e} = 1 \quad (7.7)$$

一方、底部不透水面における境界条件は底部不透水面で間隙流体と土粒子の相対的な移動速度 v がゼロということから以下のように与えられる。すなわち、圧密過程における速度 v は

$$v = c_v \left(\frac{\partial \zeta}{\partial z_0} - m_v r' \right) \quad (7.8)$$

で与えられ、不透水境界においては $v = 0$ であることから (7.9) 式が成立する。

$$\frac{\partial \zeta}{\partial z_0} = m_v r' \quad (7.9)$$

$m_v r'$ は ζ のみの関数として次式で与えられる。

$$m_v r' = \frac{0.4343 C_c \cdot \zeta \cdot r'}{(1 + e_0) \sigma'} \quad (7.10)$$

$$\sigma' = 10 \frac{(1 + e_1) - (1 + e_0) / \zeta}{C_c} \quad (7.11)$$

差分計算を実施する場合、模型粘土地盤を図一7.6のように深さ方向に N 等分し、層上面から番号を施すと層底部境界は $N+1$ 点となる。時間 $t + \Delta t$ における $N+1$ 点の値を計算するには、時間 t における $N, N+1, N+2$ 点のおおのの値が既知でなければならないので、さらに深さ方向に等間隔に架空の点 $N+2$ 点を設ける。初期状態においては模型地盤内の間隙比は均一であるから ζ の値から差分方程式を用いて時間 Δt 経過後の $N+1$ 点の ζ の値を計算する。求められた $N+1$ 点の値 ζ_{N+1} から (7.9) 式 $d\zeta / dz_0 = \Delta \zeta_{N+1} / \Delta z_0 = m_v r'$ により計算された値を $(m_v r')_1$ とする。次に同じ ζ_{N+1} から (7.10) 式、(7.11) 式を用いて計算された値を $(m_v r')_2$ とする。この両者が許容範囲内で等しければ ζ_{N+1} は時間 Δt 経過後の $N+1$ 点の正しい値を与える。許容範囲外であれば $N+1$ 点において N 点に対して、 $\{(m_v r')_1 + (m_v r')_2\} / 2$ の勾配をもつ ζ_{N+1} の値を与え、(7.9)、(7.10) 及び (7.11) 式を用いて同様の計算を繰返し実施する。

この場合の計算精度の問題は $z_0/H_0 \sim \zeta$ の関係から任意の ζ に対する不透水境界の ζ の勾配と圧密終了後の定常状態における ζ の勾配を比較することによりチェックできる¹⁾。

7.3.3 自重圧密実験結果の解析のための条件

模型粘土地盤の自重圧密沈下の観測が2種類のスラリー状試料について実施された。それぞれの試料をスラリー状態から圧密した場合の $e \sim \log \sigma'$ 関係及び圧密係数は第6章において定みずみ速度圧密試験法及び沈降試験法の併用により求められている。本牧試料については図一6.7に沈降試験 (Sedimentation Test) と定みずみ速度圧密試験 (CRS-Test), さらに標準圧密試験 (Std.-Test) により求められた $e \sim \log \sigma'$ 関係があわせて示されている。一方, 圧密係数については同様に3種類の試験にもとづく結果が図一6.14に示されている。大阪湾泥土試料については図一6.11に沈降試験及び定みずみ速度圧密試験にもとづく $e \sim \log \sigma'$ 関係が示されており, また, 図一6.18に両試験にもとづく圧密係数 c_v が示されている。図一6.14及び図一6.18を比較すると明らかなように本牧試料の場合には, 圧密係数 c_v の応力依存性が大きいのに対し, 大阪湾試料の場合には, c_v の応力依存性は小さくほぼ一定とみなしうる。

一方, 模型粘土地盤の初期状態は本牧試料及び大阪湾泥土の場合について, それぞれ表一7.1に示されている。表一7.1より模型粘土地盤の自重による最大圧密応力は本牧粘土の場合, 0.027 kgf/cm^2 , 大阪湾泥土の場合, 0.0144 kgf/cm^2 程度のオーダーである。

本牧粘土及び大阪湾泥土を用いた自重圧密現象の解析のための条件をそれぞれ以下のようにして決定した。まず, 本牧粘土の場合については, 図一6.7に示した $e \sim \log \sigma'$ 関係と図一6.14に示した圧密係数 c_v の圧密応力に対する変化と上述した自重による圧密応力の領域を考慮して決定した。また, 大阪湾泥土の場合にも同様にして, 図一6.11に示した $e \sim \log \sigma'$ 関係と図一6.18の圧密係数 c_v , ならびに自重による圧密応力の領域を考慮して決定した。これらの条件は表一7.2に示されている。なお, 表一7.2には本牧粘土の場合, 定みずみ速度圧密

表一7.2

	本 牧 粘 土		大阪湾泥土
	CRS-Test	Std.-Test	CRS-Test
e_1	1.85	2.02	2.80
C_c	1.00	0.78	1.75
c_v (cm^2/min)	0.020	0.040	0.025

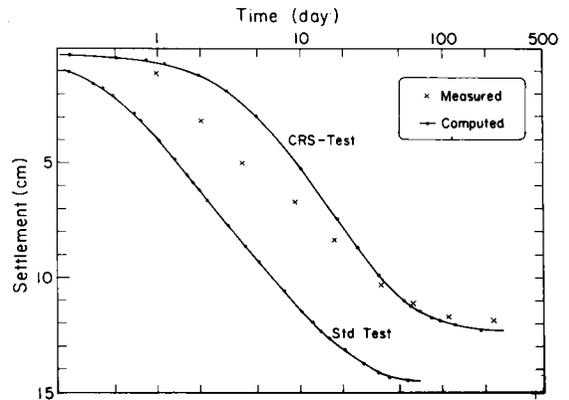
試験 (CRS-Test) のみならず, 標準圧密試験 (Std. Test) の結果から決定した解析のための条件もあわせて示されている。

7.4 自重圧密過程における沈下～時間関係

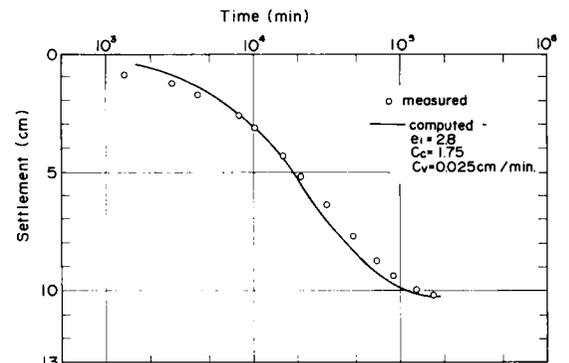
本牧粘土及び大阪湾泥土を用いた自重圧密実験において自重圧密過程における沈下量の経時変化が求められた。これらは図一7.2及び図一7.4に示されている。

表一7.2に示した解析条件, すなわち, $e \sim \log \sigma'$ 関係及び圧密係数 c_v を用いて7.3で述べた数値解法によりそれぞれの条件に対する理論沈下量を計算した。図一7.7及び図一7.8に本牧粘土及び大阪湾泥土に対する理論沈下量と実測沈下量の比較を示している。本牧粘土の場合, 模型地盤表面から10 cm及び20 cmの位置の沈下板がストローク不足のため途中で測定不能となったため, 地表面より30 cmの位置の実測値を対応する位置の理論値と比較した。

本牧粘土の場合の沈下量～時間関係は標準圧密試験の結果をベースに推定した理論曲線は実測値よりも最終沈



図一7.7 自重圧密による沈下量～時間関係の実測値と理論値の比較 (本牧粘土)



図一7.8 自重圧密による沈下量～時間関係の実測値と理論値の比較 (大阪湾粘土)

下量を過大に見積るのみならず、沈下速度を過大に評価する傾向が見られる。一方、定みずみ速度圧密試験結果をベースに推定した理論曲線は妥当な最終沈下量を与えている。沈下の速度については理論曲線の方がやや過小評価の傾向がみられるが、本牧試料の場合については c_v の応力依存性が大きいことも考慮すると実用上は許容しうる程度のもと考えられる。

大阪湾泥土の場合の沈下量-時間関係は粘土層表面より 10 cm の深さの位置の沈下量を比較の対象としている。図-7.8 より定みずみ速度圧密試験の結果をベースに推定した自重圧密過程における沈下量の理論曲線は実測値によく一致している。

以上、スラリーの自重圧密過程の沈下量-時間の関係の実測値を定みずみ速度圧密試験結果をベースにした理論沈下量と比較・検討した。自重圧密実験に用いた 2 種類の試料は圧密係数 c_v の応力依存性がかなり異なっている。本牧粘土については c_v の応力依存性が大きいのにに対し、大阪湾泥土の場合には c_v の応力依存性は小さい。このような両試料の圧密特性の相違が理論値と計算値の関係に現われているようであるが、実用的には、ほぼ妥当な推定値を与えると考えてもよい。なお、実際の埋立地盤などにおいては、層厚及び初期含水比にもよるが、自重による応力レベルは $0.01 \sim 0.5 \text{ kgf/cm}^2$ 程度と想定されるので、最大容量 0.5 kgf/cm^2 程度の応力検出器ならびに間隙水圧検出器を用いた定みずみ速度圧密試験を実施することにより、この程度の応力領域における $e \sim \log \sigma'$ 関係ならびに圧密係数を合理的に決定することができる。

7.5 自重圧密過程における過剰間隙水圧変化

本牧粘土及び大阪湾泥土を用いた自重圧密実験において自重圧密進行中の過剰間隙水圧分布が実測され、これらの時間的変化が図-7.3 及び図 7.5 に示されている。

表-7.2 に示した $e \sim \log \sigma'$ 関係及び圧密定数を用いて、7.3 で述べた数値解法によりそれぞれの条件に対する過剰間隙水圧の分布の理論値を求めた。これらの理論値を実測値と比較したものを図-7.9 及び図-7.10 に示す。

図-7.9 は本牧粘土に対する過剰間隙水圧の深さ方向分布を示す。実測間隙水圧は絶対量が小さいこと、かつ、間隙水圧計埋設位置の多少のずれはさけられないことなどを考えると求められた結果の信頼性はかならずしも高くはないが、初期 (9 日) の間隙水圧分布が妥当だと思われる。30, 40, 50, 60cm の位置の間隙水圧の時間的な推移をみると理論値とほぼ対応していると考えられる。

図-7.10 は大阪湾泥土に対する過剰間隙水圧の深さ分

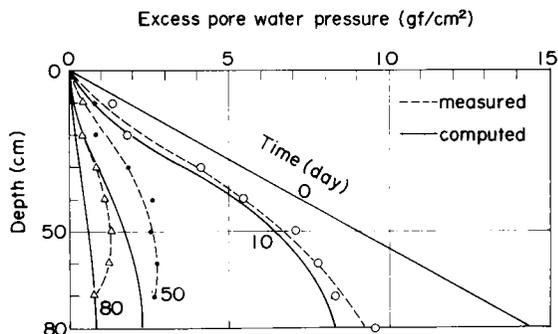


図-7.9 自重圧密過程における過剰間隙水圧分布の経時変化の実測値と理論値の比較 (本牧粘土)

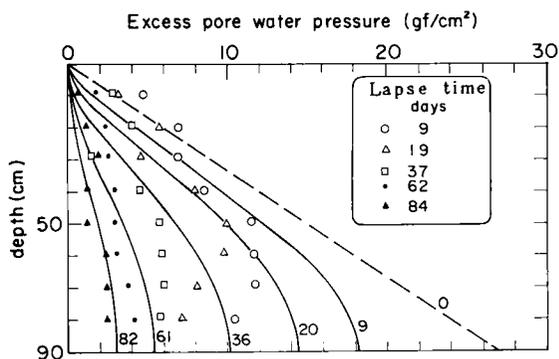


図-7.10 自重圧密過程における過剰間隙水圧分布の経時変化の実測値と理論値の比較 (大阪湾泥土)

布の理論値及び実測値の比較を示す。図-7.10 において 10 日目における実測値及び計算値はほぼ一致するが 50 日目及び 80 日目における両者にはあまり良い一致はみられない。しかし、この両者の相違は圧密定数の選定のやり方にもとづくものではなく、粘土層中に埋設されたピックアップのポーラスストーン部の目づまりによるタイムラグに起因しているものと考えられる。このことは図-7.5 の深さ 80 cm におけるピックアップが目づまりにより途中で測定不能になったことから推測される。このような理由により、図-7.10 では同一時間において実測過剰間隙水圧分布が計算値より若干大きくなったものと考えられる。

以上、2 種の試料についての自重圧密実験のうち、過剰間隙水圧の深さ方向分布の実測値を表-7.2 の条件のもとでの計算値と比較した。自重圧密実験において、過剰間隙水圧の正確な測定については精度の点で問題はあ

び圧密係数を用いて説明され得ると考えられる。このことは第5章に提案した超軟弱粘土に対する圧密定数の決定方法の妥当性が間接的に裏付けられたものと考えられる。

7.6 現地埋立地盤の圧密沈下解析への適用

近年、問題になっている有害底質の処理処分を浚渫・埋立により行なう場合、浚渫土砂を投棄する埋立処分地の容量を適正に確保しなければならない。そのためには浚渫により生じた超軟弱ないわゆる未圧密状態の土が沈降及び自重圧密によってどの程度沈下するか、沈下速度はどの程度かを把握しておかなくてはならない。また、自重圧密終了後、埋立地盤の活用の際にもその地盤の圧密特性を把握しておくことが不可欠となる。このような問題の困難さは低応力レベルの挙動を取り扱う必要があるということにあるが、実際の埋立地盤では自重によって生ずる応力レベルは0.01~0.5 kgf/cm²程度と考えられるので、この領域に対応する圧密定数を求めればよい。そのための一方法として、第5章において定みずみ速度方式の圧密試験による決定法を提案した。

現実の超軟弱粘土による埋立地盤の沈下予測を行うためには、埋立土自体の沈降特性、圧密特性、さらには、原地盤の条件等に関する情報をあらかじめ入手しておく必要がある⁵⁾。超軟弱地盤の沈下解析の手順及び方法をフローチャートとして表わすと図-7.11のよう

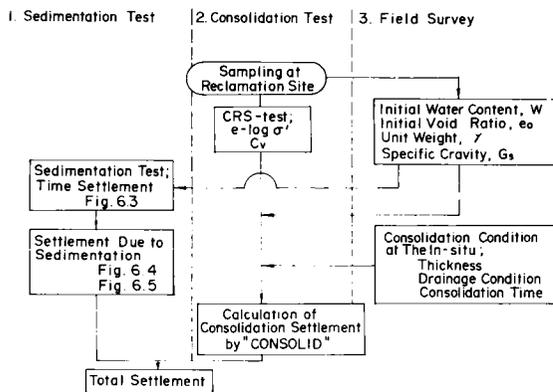


図-7.11 超軟弱地盤の沈下解析フローチャート

になる¹⁾。図-7.11は浚渫による埋立地盤の沈下解析を対象にしたもので、沈降現象と圧密現象は混在することなく、おのおの独自に現われると仮定している。このような仮定は従来より実施されている沈降試験の結果^{6),7),8)}や著者らの実験の結果²⁾を検討することにより設けたものである。第6章において取り扱った沈降試験の結果によれば、図-6.3及び図-6.4に示したように沈降過程と自

重圧密過程は沈降曲線を描くことにより区別できると考えられる。すなわち、沈降実験において自重圧密開始点以前は沈降現象のみが生じ、その後は圧密現象のみが生ずると考えることとしている。実際には多かれ少なかれ混在した状態で生ずる両現象を区分して考えることは、沈降現象が比較的短時間に終了するのに対し、圧密現象は長期間にわたって継続すること、圧密現象そのものが問題になる場合が多いことなどのため実用上許容しうる仮定であるといえる。

沈降試験の結果を第6章において用いた手法により沈降過程と自重圧密過程に分離した場合、沈降過程において生ずる全沈降量は初期含水比によって変わる。図-7.12は図-6.4において沈降試験における初期層厚 H_0 と沈降により生ずる全下量 S の比、 S/H_0 と初期含水比 w_i の関係を表わしたものである。図-7.12から初期含水比が高いほど沈降量が大きいこと、また、ある含水比以下では沈降現象が生じない代わりに自重圧密現象が生ずることが推定される。本牧試料の場合については約300%以下では自重圧密現象のみが生ずることがわかる。

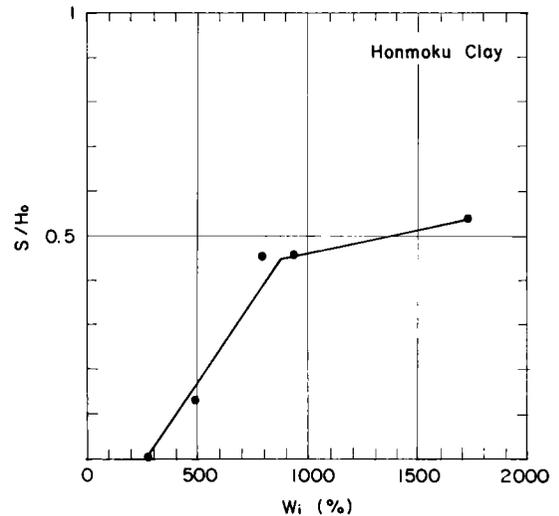


図-7.12 沈降量・初期層厚比と初期含水比の関係（本牧粘土）

埋立地盤の沈下予測を行う場合には上述のようなことから、初期含水比が著しく高いときには、図-7.11の1.沈降試験を実施することになる。このような初期含水比の一応の目安としては200~300%程度と考えてよいであろう。初期含水比が200%程度以下の場合には圧密現象のみとして取り扱うことが可能で図-7.11のフローチャートの中の1.沈降試験は不要となる。自重圧密のみを考えてよい初期含水比は厳密には土のタイプによって変

わるものと考えられる。このことは今井⁷⁾により自重圧密開始時点の初期含水比が土のタイプによりかなり変わることが報告されていることから予想される。自重圧密のみを考えてよい初期含水比を200%としたのはその程度みておけば実際に当面する大部分のケースがカバーしうることによっている。特殊な土の場合に必要とあれば初期含水比を変えた沈降試験を実施し、沈降試験の結果から図-7.12のような関係を求めればより明らかとなる。

図-7.11の沈下解析フローチャートにおいて、2.圧密試験の場合には、通常の標準圧密試験の場合のような乱さない試料の確保を必須条件とする必要はない。これは超軟弱土より形成される埋立地盤はスラリー状で、未圧密状態にあるからである。原位置における沈下の予測をより正確に行うためには、むしろ、第3章の現地調査で原位置における初期含水比（初期間隙比）もしくは浚渫埋立土の初期含水比（初期間隙比）を正確に把握することが必要である。その理由は超軟弱地盤の沈下量が上述したような初期状態の想定により著しく影響を受けるからである。

7.7 結 言

本章においては第5章で提案した超軟弱土の圧密定数決定法の適用の場として超軟弱地盤の自重圧密現象の問題を取上げた。

まず、7.2においては2種類の試料についての自重圧密実験の概要について述べた。これはスラリー状態の試料の自重圧密現象をできるかぎり均一地盤条件、明白な初期条件及び境界条件のもとで観測したものである。7.3においては自重圧密現象を三笠式にもとづいて取り扱う場合の数値解について述べた。さらに、7.2において述べた自重圧密現象を本節で述べた数値解法により解析する場合の条件を第6章の圧密試験の結果を考慮して決定した。7.4及び7.5においては自重圧密現象を上述の数値解法にもとづいて解析した結果を述べている。このうち、7.4においては自重圧密過程における沈下を取り上げ、また、7.5においては自重圧密過程における過剰間隙水圧の分布について取り上げている。7.6においては現地埋立地盤の圧密沈下予測を行う場合についての適用方法について取上げている。以上の検討の結果、次のことが明らかにされた。

1) 自重圧密沈下の予測には実際に当面する応力領域に対応した圧密定数を選定することが必要である。特に c_v の応力依存性の大きい土の場合については応力領域の予測が重要である。

2) 第5章で提案した定みずみ速度圧密試験法により求

められた $e \sim \log \sigma'$ 関係及び圧密係数 c_v の妥当性が模型粘土地盤の自重圧密試験により検証された。

3) 原位置における超軟弱地盤の沈下予測にあたって検討すべき項目として、埋立土の沈降特性、圧密特性、ならびに原地盤の条件が必要である。この場合の圧密特性は乱した試料を用いて求めることができる。また、原位置における初期条件は沈下の予測精度に大きな影響を及ぼすものであり、正確な推定が望ましい。

参考文献

- 1) 梅原靖文・善 功企：“超軟弱粘土の圧密定数の決定法”，港研報告，第14巻，第4号，1976，pp.45-65.
- 2) 梅原靖文・善 功企：“超軟弱粘土の圧密試験法とその適用”，港研報告，第18巻，第1号，1979，pp.33-65.
- 3) 三笠正人：“軟弱粘土の圧密-新圧密理論とその応用-”，鹿島出版会，1963.
- 4) Gibson, R. E., England, G. L. and Hussey, M. J. L.: “The theory of one-dimensional consolidation of saturated clays”, *Geotechn.*, Vol. 17, 1967, pp. 261-273.
- 5) 奥村樹郎・梅原靖文：“海底浮泥の基本的性質”，土と基礎，Vol. 26, No. 1, 1978, pp. 25-32.
- 6) 柳瀬重靖・光本 司：“凝集沈澱剤による泥水処理効果について”，港研資料，No. 63, 1969, pp. 1-26.
- 7) 今井五郎：“液状粘土の一次元圧密特性に関する基礎的研究”，東京大学学位論文，1978.
- 8) McRoberts, E. C. and Nixon, J. F.: “A theory of soil sedimentation”, *Canadian Geotechnique*, Vol. 13, No. 294, 1976, pp. 294-310.

第8章 混合土に対する定ひずみ速度圧密試験の適用

8.1 概説

基礎の設計等の実用上の問題においては、土は砂あるいは粘土のいずれかに分類して取り扱うのが通例となっている。港湾構造物設計基準¹⁾においては、倉田・藤下の研究²⁾にもとづいて、砂分80%以上の場合を砂、80%以下の場合を粘土として設計することを規定している。しかしながら、実際の場合には、砂と粘土の中間的な領域にある土の取り扱いが問題となる事例が見られるようになり、強度については中瀬ら³⁾により、非圧密非排水三軸試験(UU試験)の結果をもとに、粘土分含有量または塑性指数により一軸圧縮強度 q_u の値を補正する方法が提案されている。一方、圧密沈下の予測や圧密による強度増加の予測の場合においても砂・粘土の中間土の取扱いは問題となりやすい。

本章においては、標準圧密試験の適用に問題があると考えられる砂と粘土の中間領域の土の圧密特性の評価を取り上げ、砂と粘土の混合土への定ひずみ速度圧密試験法の適用性を検討している。さらに、防波堤の基礎地盤の圧密による強度増加予測に関連して定ひずみ速度圧密試験の砂と粘土の中間土への適用例について述べる。

8.2 砂・粘土混合土の工学的取扱い

倉田・藤下²⁾は構造物基礎の設計において基礎地盤の合理的な取り扱い方を決定する方法を見い出すことがきわめて重要であるとの認識のもとに、砂から粘土への工学的性質の移行がどのように生ずるかを実験的に追求している。工学的性質として、実際の設計に使用する圧縮性、せん断抵抗ならびにせん断中の体積変化に注目し、砂と粘土を人工的に種々の配合比に混合した各試料について、一連の圧密試験及びせん断試験を実施している。これらの試験の結果から、砂と粘土の工学的性質が粘土の含有量により支配されることを見出し、これを粘土の含有量により砂質領域、中間領域、粘土質領域と名づけ、砂質領域と中間領域の限界及び中間領域と粘土質領域の限界をそれぞれ砂質限界、粘土質限界と名づけ、シルト分以下(直径0.05mm以下の土粒子)の土粒子の含有量で表している。これらの限界は一般的には、それぞれ、20%、40%と考えてよい。砂質領域においては、外力に対する抵抗がほとんどすべての砂の粒子骨格により受持たれ、土の性質は砂のみの性質と同様とみなされる。一方、粘土質領域においては外力に対する抵抗はほとんどすべて粘土の粒子骨格により受持たれ、土の性質は粘土のみの性質と同様とみなされる。ところが中間領域にあ

る土の性質は砂と粘土の性質を共有しており、したがって、基礎地盤として取り扱う際には、想定される砂と粘土に特有な現象すべてに対し考慮検討を必要とするとしている。

8.3 砂・粘土混合土地盤の圧密沈下解析の問題

8.3.1 理論と実際の相違に関する一般的要因

粘性土地盤が構造物や盛土などの荷重を受ける場合の圧密沈下の解析には、標準圧密試験結果を用い、一次元圧密理論にもとづいて行うのが一般的である。この方法の場合、理論上、整然とした体系が整えられ、かつ簡便でもあるため実用上広く用いられているのが現状である。しかしながら、現場での実測データが多数蓄積されてくるといろいろな問題点がこのような解析法に指摘されるようになっていく。圧密沈下解析における理論と実際の食い違いの原因については、これまで多くの人々によりいろいろな角度から多くの検討がなされている。これらを扱った既往の報告^{4)~8)}から問題点をピックアップすると以下のものが考えられる。

1) 標準圧密試験法に関するもの

- (1) 側面摩擦
- (2) 試料寸法
- (3) 載荷方法及び載荷時間
- (4) 圧密係数 c_v の求め方
- (5) 二次圧密の取扱い方

2) 圧密理論に関するもの

- (1) 圧密機構に関するもの
- (2) 多次元圧密
- (3) 即時沈下と側方流動
- (4) 不均質地盤の c_v の問題

3) その他

これらのうち、砂・粘土混合土地盤の圧密沈下の予測と実際の対比に関して問題となりやすい以下の項目、すなわち、1)地盤の不均一性、2)応力~ひずみの非線形性および、3)標準圧密試験結果の解釈上の問題について説明を加えておくものとする。

8.3.2 地盤の不均一性

圧密沈下の経時変化を計算する場合、地盤が均質な場合には、沈下量 S_t は最終沈下量 S_o 、圧密度 U_v とすると、

$$\left. \begin{aligned} S_t &= U_v S_o \\ U_v &= f(T_v) \\ T_v &= \frac{c_v t}{H^2} \end{aligned} \right\} \quad (8.1)$$

により求められる。ここに、 t は任意の時間、 T_v は圧密

度 U_v に対応する時間係数, H は最大排水距離, c_v は圧密係数である。

(8.1) 式は c_v が深さとともに不変とした場合の単一層に対するものであり, c_v が深さとともに変わる場合には, 換算層厚法⁹⁾ と呼ばれる方法が簡便的に用いられる。この方法においては図-8.1のように地盤が c_v の異なるいくつかの層より成り立っている場合, ある任意の層の c_v を基準にとって, (8.2) 式により層厚を変化させ, 同じ値の c_v を有する単一層に換算する。すなわち,

$$H_0 = \sum \left[\sqrt{\frac{c_{v0}}{c_{vi}}} H_i \right] \quad (8.2)$$

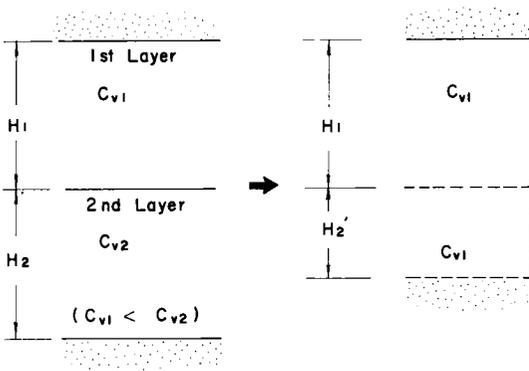


図-8.1 換算層厚

ここに, H_0 は換算層厚, c_{v0} は基準にとった任意の層の圧密係数, c_{vi} は各層のそれぞれの圧密係数, H_i は各層のそれぞれの圧密前の厚さである。

(8.2) 式により示した換算層厚法を用いる場合, 成層状態は圧密沈下の速さに影響を及ぼさない結果を与える。一方, Schiffman-Gibson¹⁰⁾ は粘土層の透水係数 k と体積圧縮係数 m_v が深さ方向に変化する場合についての圧密問題を取り扱っている。図-8.2 に示した地盤条件及び応力条件に対して, 圧密基本式が次式で与えられる。

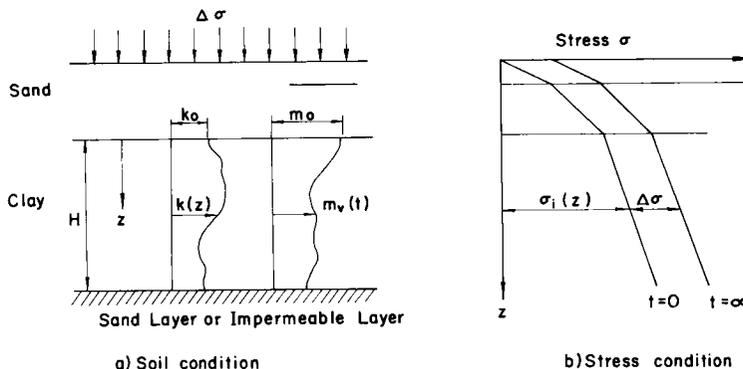


図-8.2 不均質地盤の圧密

$$\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \frac{1}{k} \frac{dk}{dz} \frac{\partial u}{\partial z} = \frac{1}{c_v(z)} \frac{\partial u}{\partial t} \quad (8.3)$$

ここに,

$$c_v(z) = \frac{k(z)}{\gamma_w m_v(z)} \quad (8.4)$$

Schiffman らは (8.4) 式について, $k(z)$ と $m_v(z)$ が同時に, または, 一方が多項式形, 指数関数形, 正弦波分布する場合について, 差分式を用いた数値計算を実施し, 平均値を用いて Terzaghi 式により計算した場合との比較を行っている。すなわち, $k(z)$, $m_v(z)$ を次式で表すものとする。

$$k(z) = k_0 \left(1 + \alpha \frac{z}{H}\right)^p \quad (8.5)$$

$$m_v(z) = m_{v0} \left(1 + \beta \frac{z}{H}\right)^q \quad (8.6)$$

ここに, k_0 , m_{v0} はそれぞれ $z=0$ のときの k 及び m_v の値である。

図-8.3 は m_v =一定で k が (8.5) 式のような変化をする場合, k/k_0 が図中に示したような各種の分布形に対して数値計算したものである。4 ケースについて, 平均圧密度 50% のときの空隙水圧分布と全層の平均圧密度の時間経過 $U-T$ 曲線が求められ, 平均値法と比較されている。図-8.3 には, k の分布形により圧密に要する時間が相当変わることが示されている。

Schiffman らは上述のような数値計算手法を London clay の場合に適用して地盤の不均一性の圧密速度に及ぼす影響は非常に大きく, 平均値にもとづく設計値による計算結果とは数倍の相違をもたらす場合があり得ることを示している。

8.3.3 応力~ひずみ関係の非線形性

通常の粘性土の応力~ひずみ関係は Terzaghi の一次元圧密理論において仮定されるように線形ではなく, 先行荷重以上の応力領域においては, $e \sim \log \sigma'$ 関係が直

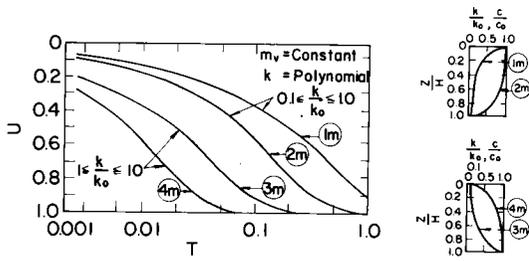


図-8.3 各条件に対するU-T曲線
(Schiffman-Gibson, 1964)

線的事実であることが一般的に認められている。また、Terzaghi 理論において採用されている土中の水の流れに関する Darcy の法則 $v = ki$ (v : 流速, k : 透水係数, i : 動水勾配) については, Florin や Hansbo が粘土の場合に無条件に成立するものではなく、むしろ、

$$v = k(i - i_0) \quad (8.7)$$

なる式が実験事実とよく一致することを報告している¹¹⁾。ただし、 i_0 は間隙水の流動が生じ始める最小の動水勾配である。

Janbu¹²⁾ は粘土の透水性に関し、 $v = k(i - i_0)$ を仮定し、また、応力~ひずみ関係については接線係数 M を導入し

$$\partial \sigma' = M \partial \varepsilon \quad (8.8)$$

が成立するものとして、一般的な圧密理論を導いている。

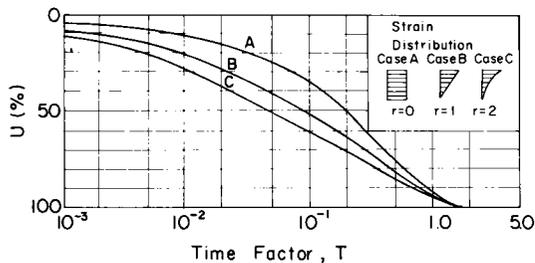


図-8.4 各種のひずみ分布に対する圧密度時間係数関係 (Janbu, 1965)

図-8.4 に各種の条件に対する圧密曲線を示す。

Janbu の圧密理論によると c_v = 一定の均質地盤の場合でも線形圧密理論によるよりも 10 m 厚さの粘土層において圧密速度が倍以上早くなるという結果が得られている。

Davis ら¹³⁾ は $e \sim \log \sigma'$ 関係の直線性を仮定した理論を修正している。すなわち、

$$e = e_0 - C_c \log \frac{\sigma'}{\sigma'_0} \quad (8.9)$$

の仮定のもとに、圧密基本式として、(8.10) 式を導いている。

$$-c_v \left[\frac{1}{\sigma'} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} - \left(\frac{1}{\sigma'} \right)^2 \frac{\partial u}{\partial z} \frac{\partial \sigma'}{\partial z} \right] = \frac{1}{\sigma'} \frac{\partial \sigma'}{\partial t} \quad (8.10)$$

粘土層が薄い場合には、 $\partial \sigma' / \partial z = 0$ より

$$\frac{\partial \sigma'}{\partial z} = - \frac{\partial u}{\partial z} \quad (8.11)$$

が成立すること、さらに、

$$w = \log_{10} \frac{\sigma'}{\sigma'_f} = \log_{10} \frac{\sigma'_f - u}{\sigma'_f} \quad (8.12)$$

を用いることにより、(8.10) 式は次式で示す Terzaghi 式と同じ型になる。

$$c_v \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} = \frac{\partial w}{\partial t} \quad (8.13)$$

初期条件及び境界条件を与えることにより、(8.13) 式は容易に解かれ、間隙水圧の分布及び沈下に関する平均圧密率がそれぞれ次式で与えられる。

$$u = -\sigma'_f \left[\left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_f} \right)^B - 1 \right] \quad (8.14)$$

$$U = 1 - \sum_{N=0}^{\infty} \frac{2}{M} \exp(-M^2 T_v) \quad (8.15)$$

ここに、

$$B = \sum_{N=1}^{\infty} \frac{2}{M} \left(\sin M \frac{z}{H} \right) \varepsilon^{-M^2 T_v}$$

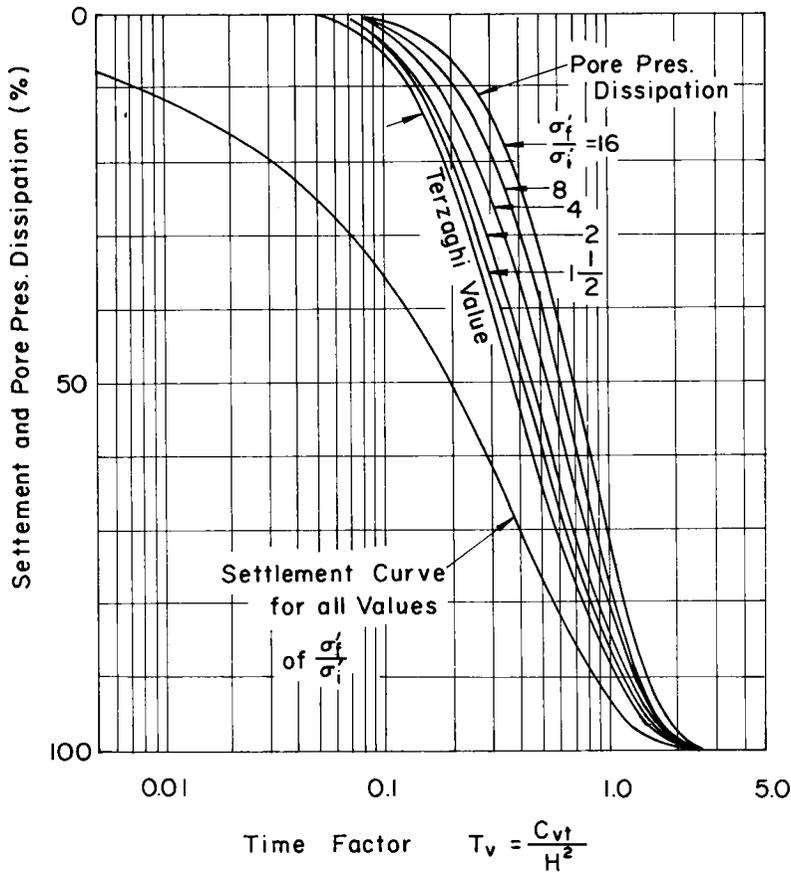
$$M = (2N + 1) \frac{\pi}{2}$$

$$T_v = \frac{c_v t}{H^2}$$

また、 σ'_f は最終有効応力、 σ'_i は初期有効応力である。

図-8.5 に σ'_f / σ'_i を変えた場合の間隙水圧減少率および平均圧密率の時間係数に対する変化を示す。

一方、Barden ら¹⁴⁾ は応力~ひずみの関係については、Davis らと同様に $e \sim \log \sigma'$ 関係の直線性を仮定しているが、透水係数 k については、 $k = k_f (1 + bu^n)$ を仮定し、非線形圧密理論を導いている。



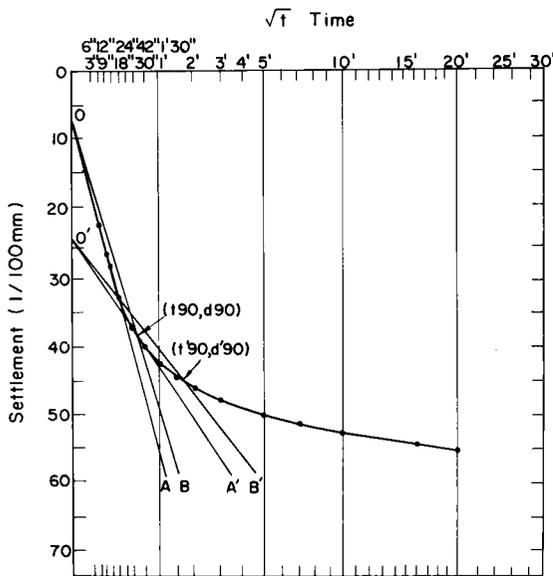
図一8.5 間隙水圧及び沈下に関する解 (Davis-Raymond, 1965)

8.3.4 標準圧密試験結果の解釈上の問題点

圧密沈下解析を行う際に必要となる圧密諸定数は標準圧密試験により決定される。この試験法自体については第2章において述べたような問題点が指摘されているが、実用上の問題には一般に広く用いられている。しかし、この試験法を透水性の大きい土に適用する場合には、得られた結果の評価について十分な注意が必要であることが指摘されている¹⁵⁾。

標準圧密試験においては、荷重開始後の時間 $t = 6, 9, 12$ 秒、……における沈下量の読取り値をもとにして図解法 (\sqrt{t} 法または $\log t$ 法)により圧密度90%ま

たは50%に達するのに要する時間 t_{90} または t_{50} を求め、圧密係数 c_v が決定される。このような図解法においては荷重初期の値が c_v の決定にとって重要である。 c_v の大きい土、すなわち、透水性の大きい土に対してもこのような図解法を一様に適用すると c_v の値を実際の値よりも過小評価してしまう傾向があることが指摘されている^{15), 8)}。そのような傾向を具体的に示す一例として、 \sqrt{t} 法による90%圧密に要する時間 t_{90} の求め方を図一8.6に示す。図一8.6には、片面排水条件(排水距離 $H = 2$ cm)の場合と標準圧密試験の場合(両面排水条件, 排水距離 $H = 1$ cm)の t_{90} の決定における問題点



図一 8.6 圧密定数決定のための \sqrt{t} 法適用例 (小林ら, 1974)

が示されている。すなわち、片面排水条件の場合の初期直線部OAに対応する沈下データを4倍の速さで沈下が進行する標準圧密試験の場合に見失ない、初期直線部としてO'A'を採用し、図解法を適用する結果、 t_{90} を過大評価し、したがって、 c_v を過小評価することになる。このような土の場合に、標準圧密試験結果を用いて予測された沈下量は実測値にくらべて過小評価される傾向があることが埋立地の沈下解析結果をもとに指摘されている¹⁵⁾。

8.4 混合土の圧密特性に関する著者の実験研究^{16),17)}

砂・粘土混合土よりなる地盤の圧密沈下を標準圧密試験の結果から推定した場合、実測沈下量と大幅に異なる

例が多く報告されている。理論沈下と実測沈下の不一致の要因として前述のような問題があり、特に、透水性の大きい土の場合には、標準圧密試験結果の適用には十分な注意が必要である。このような場合の問題点の対策としては、供試体の排水距離を長くすること、すなわち、供試体の高さを増すことが考えられるが、周面摩擦の増加という新たな問題が生ずる。中瀬ら¹⁸⁾は標準圧密試験における圧密リング(直径6cm,高さ2cm)のかわりに、中型圧密リング(直径15cm,高さ5cm)を用いることにより排水距離を長くし、標準圧密試験と同様の手順により混合土に対する圧密試験を行っている。その結果、標準圧密試験の適用限界として砂分70%以下、塑性指数 $I_p = 10$ 以上としている。

自然試料を対象として圧密試験法として汎用化をはかろうとする場合には、直径と高さを大きくすることにより、排水距離を大きくする手法はサンプリングなどに制約条件を与えることになる。著者らはこのような問題に対して、連続載荷方式による圧密試験法が有望な解決手段となり得ることを以前に指摘した¹⁹⁾。これは連続的な載荷方式の圧密試験を採用した場合、試験開始と同時に自動的かつ連続的に変位、荷重、間隙水圧の記録をとるため、標準圧密試験の各載荷段階初期のデータの欠落がなく、かつ、図解法を必要としないことによっている。

著者ら^{16),17)}は砂と粘土の中間領域にある土の特性を系統的に調べるため砂と粘土の配合比を変えて作成した混合土に対し標準圧密試験及び定みずみ速度圧密試験を実施した。その際の試料調整、実験装置及び実験方法ならびに試験結果の概要は以下のとおりである。

8.4.1 砂・粘土混合土の調整とその特性

本実験に用いた試料は豊浦標準砂と横浜本牧地区から採取した粘土を適当な割合で混合したものである。混合

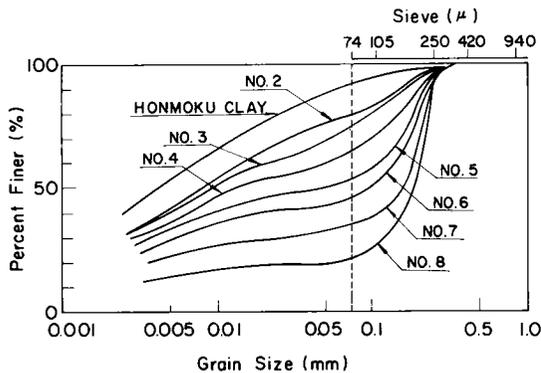
表一 8.1 試料の物理的性質

試料番号	比重 G_s	コンシステンシー(%)			粒 度 (%)			
		w_L	w_P	I_P	礫	砂	シルト	粘土
本牧粘土	2.699	99.5	39.6	59.9	0.2	7.5	38.5	53.8
Mix. No. 2	2.696	74.5	36.5	38.0	0	21.7	35.8	42.5
Mix. No. 3	2.686	79.8	35.7	44.1	0	24.5	34.5	41.0
Mix. No. 4	2.687	66.9	32.0	34.9	0	34.9	27.6	37.5
Mix. No. 5	2.681	51.5	23.4	28.1	0	49.8	21.7	28.5
Mix. No. 6	2.679	45.1	21.9	23.2	0	53.0	21.0	26.0
Mix. No. 7	2.658	33.0	20.2	12.8	0	69.1	12.9	18.0
Mix. No. 8	2.656	—	—	6.0*	0	79.0	7.0	14.0

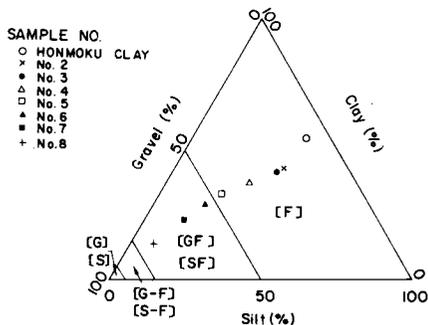
(注) *推定値

土試料を作成する場合、粘土及び砂試料をそのまま混合すると粒度分布が不自然になるため、豊浦標準砂を大型クラッシャーで砕いて、粒径が75 μ m, 105 μ m及び105 μ m以上のものについてフルイ分けしたものを自然試料に近いものになるよう粘土との混合時に配慮している。粘土については本牧粘土を大型混練機によって練返し、さらに、これをフィルターを通して有機物を取り除いた後、あらかじめ仮定した粒度曲線にフィットするよう2つの粒度分布の砂を混合し、さらに大型混練機で攪拌して所定の再圧密荷重で再圧密した。試料の作成には直径30cm、高さ40cm及び直径20cm高さ30cmの再圧密用モールドを用いた。スラリー状態（含水比100~130%）の試料を空気を閉じこめないように注意して、モールドに注いだ。スラリー状態の試料を0.1kgf/cm²の再圧密圧力により24時間予圧密を行い、さらに、0.5kgf/cm²の荷重で1週間圧密した。

砂分を20~80%の間で変化させ、7種類の粒度組成の異なる試料を作成した。これら各試料の物理的性質を表一8.1に一括して示す。図一8.7に各試料の粒度分布を示す。また、図一8.8には各試料の分類を示す。さらに、図一8.9に塑性指数と粘土含有量の関係を示す。



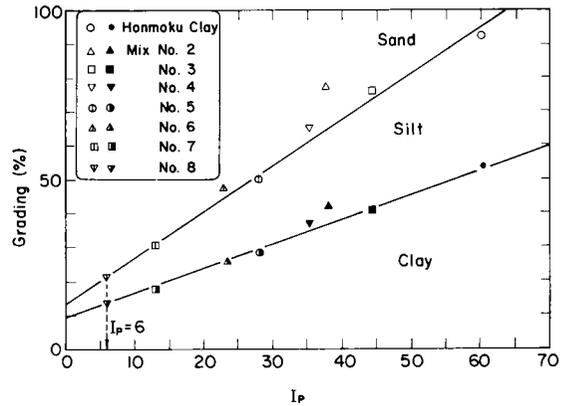
図一8.7 各試料の粒度分布



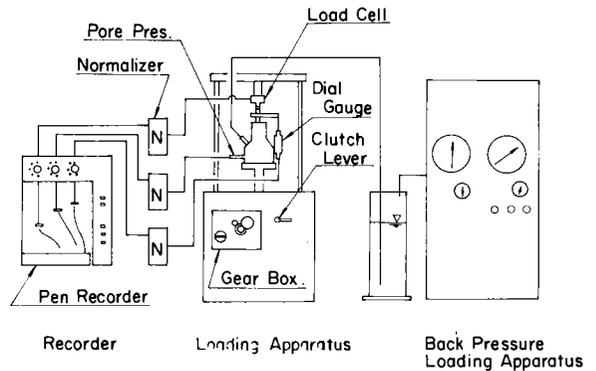
図一8.8 各試料の分類特性

8.4.2 実験装置及び実験方法

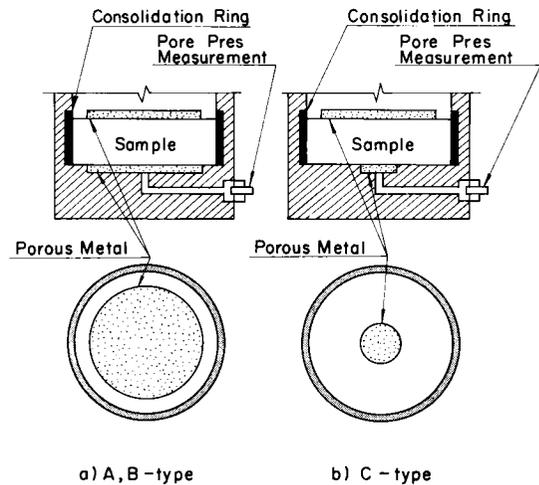
図一8.10に定ひずみ速度圧密試験装置の構成図を示す。実験装置は荷重載荷装置、密閉型圧密容器、バックプレ



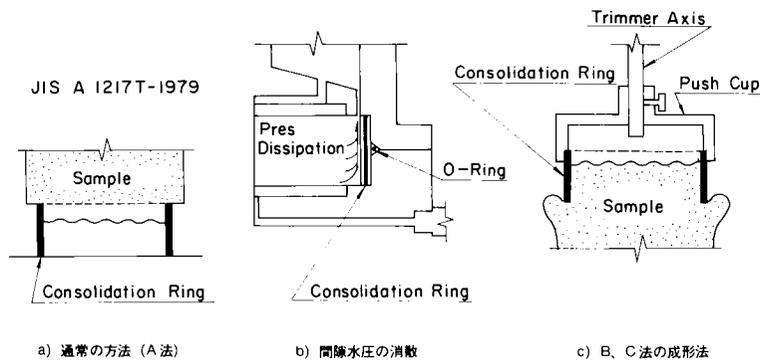
図一8.9 塑性指数 I_p と粘土分含有量の関係



図一8.10 定ひずみ速度圧密試験装置の構成図



図一8.11 試験方法の分類



図一 8.12 供試体の作成状況

ッシャー加圧装置、計測装置及び記録装置より構成される。計測装置は荷重検出用ロードセル、バックプレッシャー及び間隙水圧検出用半導体式小型圧力変換器、変位計測のための差動トランス型変位計よりなり、これらの記録は3ペン式レコーダにより行った。本シリーズの実験に使用した上述の各装置は密閉型圧密器の構造を除いて、第4章において用いたものと基本的には同様である。その詳細については文献20)のとおりである。

前述の方法により作成した各試料について、標準圧密試験及び定ひずみ速度圧密試験を実施した。標準圧密試験はJIS A 1217 T-1979によった。一方、定ひずみ速度圧密試験は以下のようにして行われた。定ひずみ速度圧密試験においては、間隙水圧の正確な測定が特に重要である。本章で取り扱うように試料のタイプが粘土からかなり砂っぽい試料に変化する場合には、間隙水圧の正確な測定のため、供試体作成法及び圧密器の構造に特別の配慮が必要である。

間隙水圧の正確な測定に対する配慮の程度に応じて3種類の試験方法を用いることとした¹⁶⁾。これらの試験方

法をそれぞれ、A法、B法及びC法と呼ぶこととする。各試験法の概要及び密閉型圧密器の構造はそれぞれ次のとおりである。

A法：

圧密器の構造は密閉型構造とし、かつ図一8.11aに示すように、下端面ポーラスストーンは上端面と同一径とする。供試体の作成については、図一8.12 aに示すように、標準圧密試験法(JIS A 1217 T-1979)に採用されている方法により供試体を成形し、セットする。

B法：

圧密器の構造はA法の場合と同一であるが、リング周辺にグリスを塗布し、かつ、供試体とリング側面に空隙が生じないように十分な配慮を行った供試体作成法を採用する。図一8.12 bに供試体側面からの間隙水圧の消散の傾向を示す。一方、図一8.12 cには、それを防止または軽減するための供試体作成時の対策を示す。

C法：

圧密器の構造は図一8.11bに示すように、圧密器底面のポーラスストーンの直径を小さくし、側面からの

表一 8.2 混合土の定ひずみ速度圧密試験の試験条件

		試料名							
		本牧粘土	Mix.No.2	Mix.No.3	Mix.No.4	Mix.No.5	Mix.No.6	Mix.No.7	Mix.No.8
ひずみ速度 R_e (%/min)	A法	0.024	0.125	0.125	0.125	0.25	0.25	0.25	0.5
		0.6	0.25	0.25	0.5	0.5	0.5	0.50	1.0
						1.0	1.0	1.0	2.5
	B法					0.125	0.125	0.125	0.25
		—	—	—	—	0.25	0.25	0.25	0.50
	C法							0.125	0.25
		—	—	—	—	—	—	0.25	0.50

過剰間隙水圧の消散の影響を小さくする。供試体作成法についてはB法と同じ方法を用いる。

なお、各混合土試料に対し、採用した試験条件を表一8.2に一括して示す。いずれの場合においても0.5 kgf/cm²のバックプレッシャーをかけて試験を行った。

8.4.3 試験結果の概要

表一8.1に示した7種類の混合土について、標準圧密試験及びひずみ速度をかえた定ひずみ速度圧密試験を実施した。定ひずみ速度圧密試験の理論的な取り扱いについては第3章で述べたように、いろいろの方法があるが、本章で取り扱っている各種の混合土に対しては、第4章の場合と同様に取り扱うものとする。線形材料の場合に対しては、圧密係数 c_v 、体積圧縮係数 m_v 及び有効応力 σ' が(8.16)～(8.18)式で求められる。

$$m_v = \frac{R}{H} \left(\frac{\Delta t}{\Delta \sigma_v} \right) \quad (8.16)$$

$$c_v = \frac{H^2}{2 u_b} \left(\frac{\Delta \sigma_v}{\Delta t} \right) \quad (8.17)$$

$$\sigma' = \sigma_v - \alpha u_b \quad (8.18)$$

ここに、 H は供試体の高さ、 σ_v は鉛直全応力、 t は時間、 u_b は供試体下端面の過剰間隙水圧、 R は変位速度である。また、 α は過剰間隙水圧分布を表わす係数であり、通常 $\alpha = 2/3$ とされる。なお、ひずみ速度 R_ε は初期高さ H_0 に対し、 $R_\varepsilon = 100R/H_0$ である。

塑性の異なる各試料の定ひずみ速度圧密試験の結果から、任意の時間 t に対する体積圧縮係数 m_v 及び圧密係数 c_v が求められ、時間 t と $t + \Delta t$ の間の有効応力 σ' の平均の値 σ_{av}' に対し、標準圧密試験の場合と同様に表示しうる。また、同時に $e \sim \log \sigma'$ の関係も求められる。

混合土に対する定ひずみ速度圧密試験はA、B、C法の3方法により実施しており、表一8.1に示すように、それぞれ砂分含有量の異なる(したがって、塑性指数 I_p の異なる)各混合土に対し、 $e \sim \log \sigma'$ 曲線、 $\log c_v \sim \log \sigma_{av}'$ 曲線及び $\log m_v \sim \log \sigma_{av}'$ 曲線が求められた。表一8.3に定ひずみ速度試験及び標準圧密試験について $\sigma_{av}' = 2.0 \text{ kgf/cm}^2$ 及び $\sigma_{av}' = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ に対する m_v 、 c_v ならびに p_c 等の試験結果を示す。

混合土に対するこれらの定ひずみ速度圧密試験結果について、試験方法、砂分含有量または塑性指数 I_p 、ひずみ速度 R_ε などの要因による影響を検討した。混合土の定ひずみ速度圧密試験結果の妥当性の判定は基本的には標準圧密試験結果との対比により行われた。しかしながら、透水性の大きい土、すなわち、砂分が多い低塑性の土に対しては標準圧密試験法自体に問題があるため、標

準圧密試験結果との対比によって定ひずみ速度圧密試験結果の妥当性を判定することは適切ではない。そこで、まず、標準圧密試験結果はどの程度までの砂分含有量を有する土に対して信頼性があるのかについて検討し、さらに砂分が多くなると定数決定上からの制約のない定ひずみ速度圧密試験法の優位性が増すとこの観点に立って検討を行った。これらの検討の詳細については、8.5から8.7に述べられている。

8.5 圧縮曲線及び圧密定数に及ぼす試験方法の影響

過剰間隙水圧の測定精度を高めるための配慮の程度に応じて、A法、B法及びC法の3種に分類し、それぞれの方法を用いた試験結果の検討を行った。各混合土試料に対する試験の順序としては、A法による試験をすべてのケースについて実施し、標準圧密試験結果との比較の結果を考慮して、B法による試験、さらには、C法による試験を追加実施した。これら3種の試験方法を用いた試験結果の評価は土の塑性により異なっているが、一連の試験に用いた試料のうちから、代表的な試料として、Mix. No.3、No.5及びNo.7試料を選び、試験方法により $e \sim \log \sigma'$ 関係及び圧密定数がどのような影響を受けるかについて検討を行う。

8.5.1 $e \sim \log \sigma'$ 関係と試験方法

図一8.13、図一8.14及び図一8.15に試料Mix.No.3、Mix.No.5及びMix.No.7の $e \sim \log \sigma'$ 関係を示す。

Mix.No.3試料については、ひずみ速度 $R_\varepsilon = 0.125\% / \text{min}$ 及び $R_\varepsilon = 0.25\% / \text{min}$ の2種のひずみ速度でA法のみにより実施した。 $e \sim \log \sigma'$ 関係は第4章で述べたように、この程度のひずみ速度以下のものであれば、ほとんどひずみ速度の影響を受けないことが確認された。さらに、また、定ひずみ速度圧密試験の $e \sim \log \sigma'$ 関係は標準圧密試験の $e \sim \log \sigma'$ 関係と良い対応を示すことが確認された。

Mix.No.5試料については、ひずみ速度 $R_\varepsilon = 0.25\% / \text{min}$ のひずみ速度でA法及びB法により実施した定ひずみ速度圧密試験の結果をそれぞれのグループの試料の標準圧密試験結果と対比して示す。標準圧密試験については、3～4個の結果のばらつき幅をそれぞれ示す。A法及びB法の試験に用いた試料の初期条件がグループにより若干異なっているため、それぞれのグループの標準圧密試験結果との関係により試験法の影響を検討すると $R_\varepsilon = 0.25\% / \text{min}$ の時の定ひずみ速度圧密試験の結果は標準圧密試験の結果にくらべてやや圧縮性が小さいが、基本的には、A法、B法ともほぼ同様の傾向を示している。

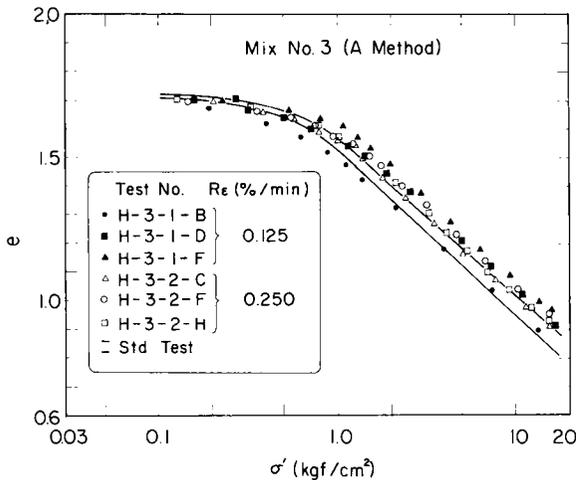
Mix.No.7試料については、図一8.15に示すように、

A, B, C法の方法により実施した結果をそれぞれのグループの標準圧密試験結果と対比して示す。B法及びC法の場合の試料は共通のものである。標準圧密試験結果と対比して検討するとA法の場合の定ひずみ速度圧密試験の結果がやや圧縮性が小さくなる傾向があるがばらつき幅に比べてそれほど顕著ではない。B法及びC法を用いた場合には、定ひずみ速度圧密試験の $e \sim \log \sigma'$ 関係は標準圧密試験の $e \sim \log \sigma'$ 関係とほとんど等しい。

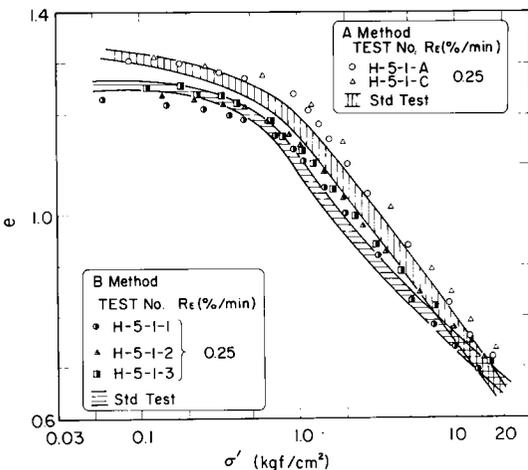
以上のことから、ひずみ速度 $R_e = 0.25\%/min$ 程度以下のものを用いるかぎり、 $e \sim \log \sigma'$ 関係は3種の試験方法によりほとんど影響を受けないとみられる。

8.5.2 圧密定数と試験方法

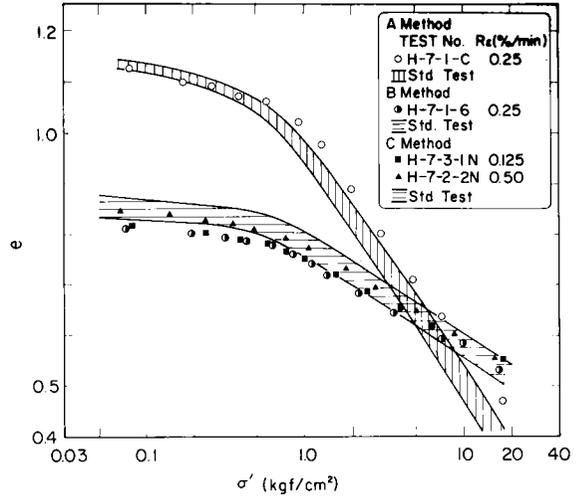
体積圧縮係数 m_v 及び圧密係数 c_v に及ぼす試験方法の影響を Mix.No. 3, Mix.No. 5, 及び Mix.No. 7 試料



図一8.13 $e \sim \log \sigma'$ 曲線 (Mix.No.3 試料)



図一8.14 $e \sim \log \sigma'$ 曲線 (Mix.No.5 試料)



図一8.15 $e \sim \log \sigma'$ 曲線 (Mix.No.7 試料)

について、標準圧密試験による m_v 及び c_v と対比して検討する。

図一8.16 a 及び図一8.16 b にA法により求められた Mix.No. 3 試料の m_v 及び c_v の平均圧密応力 σ_{av}' に対する関係を示す。2種類のひずみ速度について、再現性を確認するため、それぞれ、3個の試料についての結果を示す。Mix.No. 3 試料のA法を用いた定ひずみ速度圧密試験の結果は第4章で述べたようにひずみ速度 $R_e = 0.25\%/min$ 以下のひずみ速度を用いるかぎり標準圧密試験結果との対応はよい。なお、Mix.No. 2 試料及び Mix.No. 4 試料の傾向は Mix.No. 3 試料の傾向と同様の傾向を示す。

図一8.17 a 及び図一8.17 b にA法及びB法により求められた Mix.No. 5 試料の m_v 及び c_v の平均圧密応力に対する変化傾向を示す。正規圧密領域の m_v については、A法及びB法による結果と標準圧密試験の結果はほとんど相違がみられない。過圧密領域の m_v については、A法の結果が標準圧密試験の結果にくらべて、若干過小評価される傾向があるのに対し、B法による場合には標準圧密試験の結果とばらつき範囲内で良い対応を示している。一方、 c_v については、A法の結果は標準圧密試験の結果にくらべ相当過大評価されており、A法が Mix.No. 5 試料の塑性指数程度の土に対しては適切でないことを示している。同程度の塑性の土に対して、B法による結果は全応力領域にわたって、標準圧密試験の結果と非常に良い対応を示していることがわかる。このようなA法及びB法による相違はA法を用いた場合に過剰間隙水圧の測定に問題が生じやすいことを意味しており、これについては後に検討することとする。

図-8.18 a 及び図-8.18 b にA法, B法及びC法により求められた Mix.No.7 試料の m_v 及び c_v の平均圧密応力に対する変化傾向を示す。この場合についても, m_v は3種類の試験方法によりほとんど影響を受けないのに対し, c_v についてはA法を用いた結果が Mix.No.5 試料の場合と同様にかなり過大評価される傾向がある。B法及びC法の結果はこの場合には有意な相違はみられず, 標準圧密試験の結果とも正規圧密及び過圧密領域の全応力領域においてばらつきの範囲内でよい対応を示している。

以上のことから, 試験方法の影響は m_v についてはとくにはっきりとした傾向は現われてこないのに対し, c_v の変化傾向には非常に顕著に現われるとみられる。

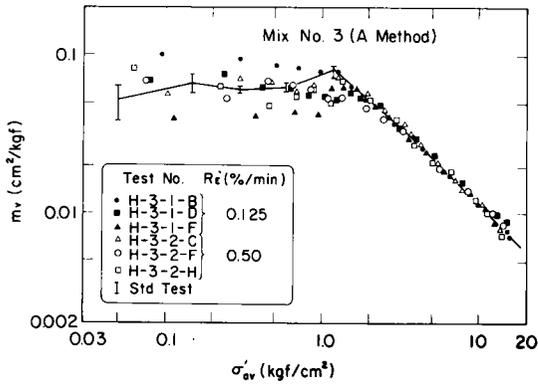


図-8.16 a $m_v \sim \sigma'_{av}$ 関係
(Mix.No.3 試料, A法)

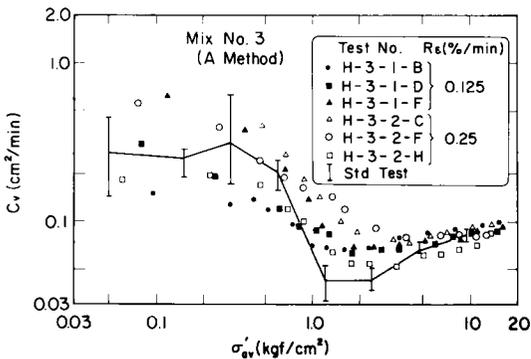


図-8.16 b $c_v \sim \sigma'_{av}$ 関係
(Mix.No.3 試料, A法)

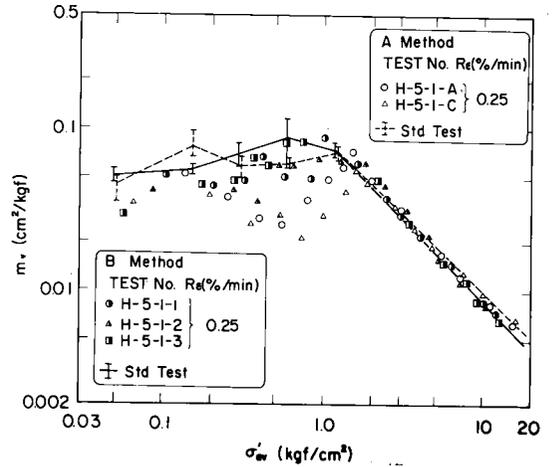


図-8.17 a $m_v \sim \sigma'_{av}$ 関係に及ぼす試験法の影響 (Mix.No.5 試料)

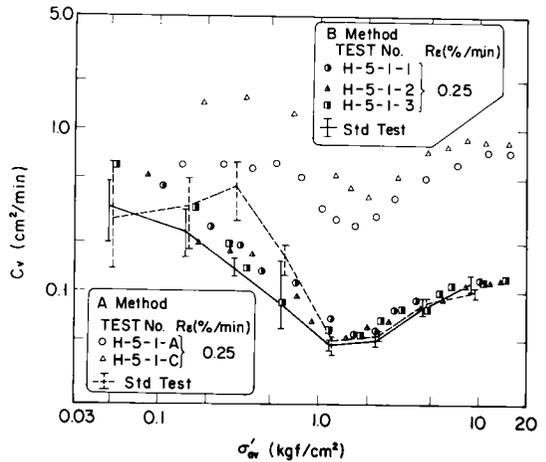


図-8.17 b $c_v \sim \sigma'_{av}$ 関係に及ぼす試験法の影響 (Mix.No.5 試料)

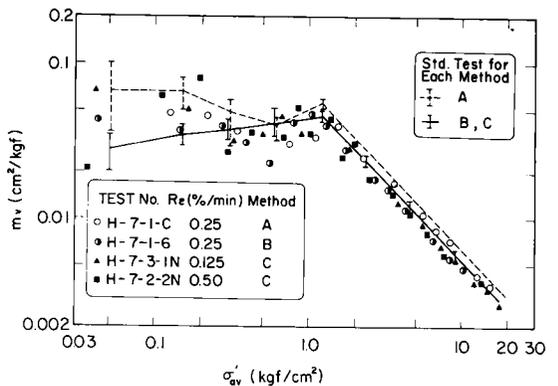
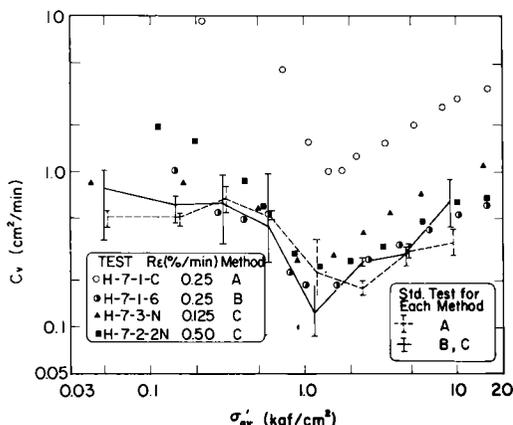


図-8.18 a $m_v \sim \sigma'_{av}$ 関係に及ぼす試験法の影響 (Mix.No.7 試料)



図一8.18b $e \sim \sigma'$ 関係に及ぼす試験法の影響 (Mix. No. 7 試料)

8.6 圧縮曲線及び圧密定数に及ぼすひずみ速度の影響

第4章においては、通常の粘性土試料に対してひずみ速度 $R_e = 0.20\%/min$ 程度以下を用いれば標準圧密試験結果との対応は良好であることを示した。混合土試料に対しては、塑性の低下にともない透水性が大きくなることから、ひずみ速度が小さいと過剰間隙水圧の消散が早く生じ、測定可能な大きさの間隙水圧が得られなくなる可能性がある。そこで、混合土試料に対しては粘性土試料に対して用いた値より大きい R_e を用いて試験を行い $e \sim \log \sigma'$ 関係及び m_v 、 c_v 特性に及ぼすひずみ速度の影響を検討した。

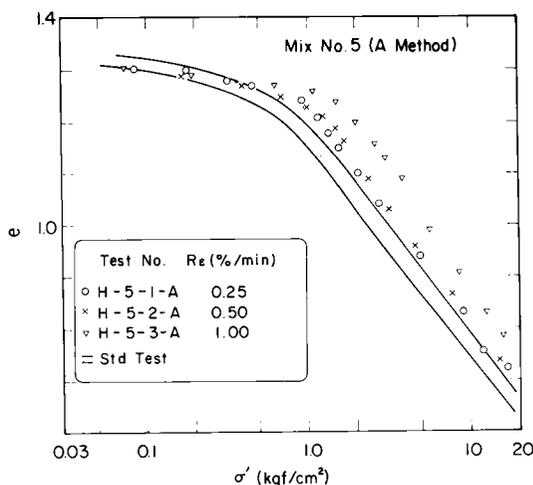
8.6.1 $e \sim \log \sigma'$ 特性とひずみ速度

実験に用いた混合土のうち、比較的塑性の高い ($I_p = 3.5 \sim 4.4$) Mix. No. 2, Mix. No. 3 及び Mix. No. 4 試料については、Mix. No. 3 試料の結果によりそのグループの特性を代表させることができる。Mix. No. 3 試料の $e \sim \log \sigma'$ 関係については、図一8.13 に示すように、2種類のひずみ速度 $R_e = 0.125\%/min$ 及び $R_e = 0.25\%/min$ を用いた場合の結果が得られている。これらの結果は圧縮性に関するかぎり第4章において得られた結論が有効であることを示している。また、標準圧密試験による $e \sim \log \sigma'$ 関係との対応性については、 $R_e = 0.25\%/min$ 以下のひずみ速度を用いれば、 $e \sim \log \sigma'$ 関係に関するかぎり良い対応を示すことは第4章の実験事実から推定される。

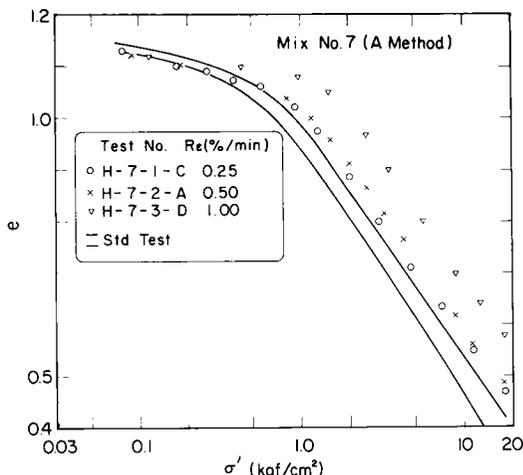
Mix. No. 2 試料から Mix. No. 4 試料までの試料に対しては $R_e = 0.25\%/min$ 以下のひずみ速度を用いた。砂分が多くなると高いひずみ速度を用いることができると考えられるのみならず、間隙水圧の測定精度の面から、むしろ高いひずみ速度を用いざるを得なくなる。そのよう

な観点から、Mix. No. 5 試料より砂分の多い試料については、かなり高いひずみ速度を用いた定ひずみ速度圧密試験を実施した。

図一8.19 及び 図一8.20 は Mix. No. 5 ($I_p = 2.81$) 及び Mix. No. 7 ($I_p = 12.8$) について $R_e = 0.25, 0.50$ 及び $1.0\%/min$ に対する $e \sim \log \sigma'$ 関係を示す。標準圧密試験4個のばらつき範囲がそれぞれの図上に示されている。Mix. No. 5 及び Mix. No. 7 試料ともひずみ速度の影響がかなり明瞭に現われており、ひずみ速度の増加にともない圧縮性が小さくなり $R_e = 0.25\%/min$ の時の $e \sim \log \sigma'$ 関係が標準圧密試験の $e \sim \log \sigma'$ 関係の上限にほぼ対応している。このことから、Mix. No. 7 程度の塑性のかなり低い混合土に対してもひずみ速度の影響がな



図一8.19 $e \sim \log \sigma'$ 関係に及ぼすひずみ速度の影響 (Mix. No. 5 試料, A法)



図一8.20 $e \sim \log \sigma'$ 関係に及ぼすひずみ速度の影響 (Mix. No. 7 試料, A法)

お現われ、標準圧密試験結果との対応性という観点から、 $R_e=0.25\%/min$ 程度以下を用いるべきことを示しており、また、逆に言えば、計測可能な間隙水圧を発生させるかぎり、 $R_e=0.25\%/min$ 程度のひずみ速度で十分であることを示している。このことは圧密降伏応力とひずみ速度の関係あるいは間隙水圧特性との関係により後に、さらに、検討することとする。

8.6.2 圧密定数とひずみ速度

比較的塑性の高いグループの混合土の特性を代表する試料として、Mix.No.3 試料を取り上げ、この試料の m_v 及び c_v 特性に及ぼすひずみ速度の影響を図-8.16 a 及び図-8.16 b に示す。2種類のひずみ速度を用いた結果には、ひずみ速度による m_v 及び c_v 特性の相違はほとんど認められず、 $0.25\%/min$ 程度以下のひずみ速度を用いれば標準圧密試験結果と良好な対応を示すことも

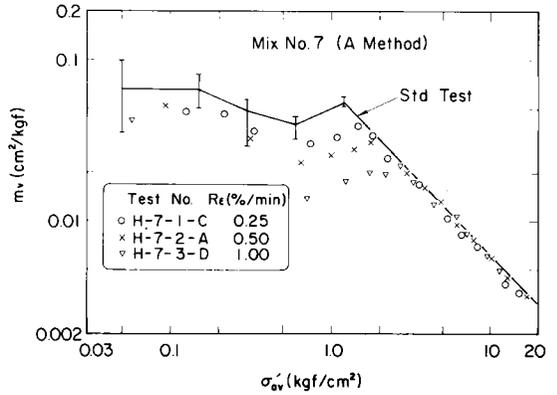


図-8.22 a m_v 特性とひずみ速度 (Mix.No.7 試料)

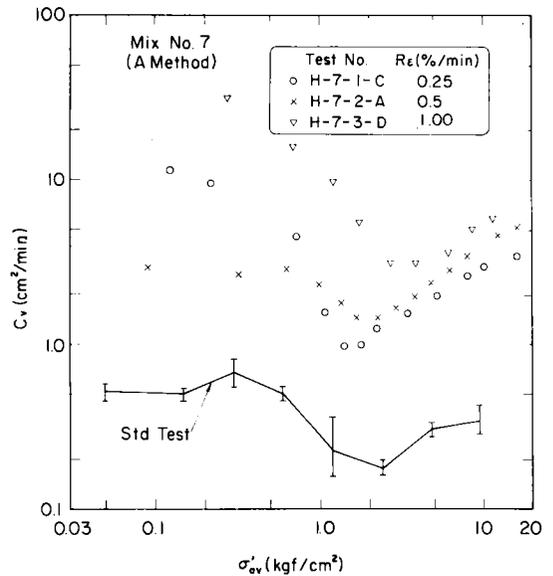


図-8.22 b c_v 特性とひずみ速度 (Mix.No.7 試料)

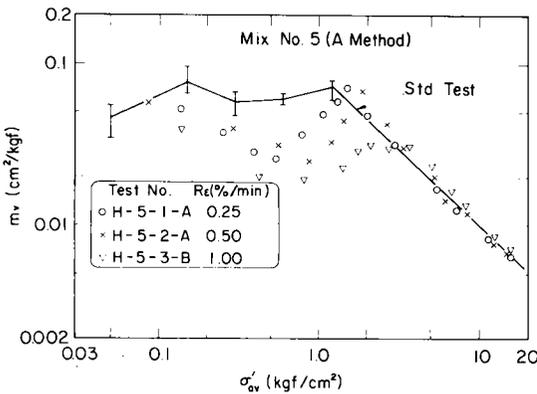


図-8.21 a m_v 特性とひずみ速度 (Mix.No.5 試料)

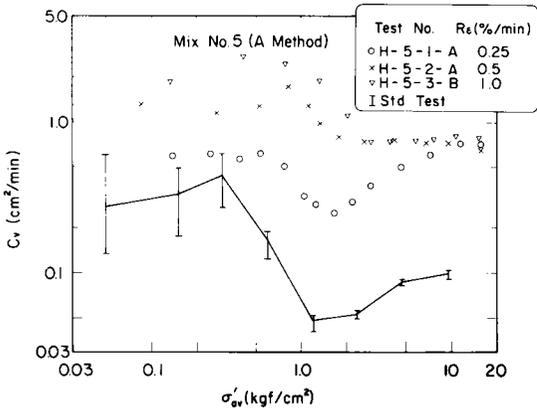


図-8.21 b c_v 特性とひずみ速度 (Mix.No.5 試料)

確認されている。

図-8.21 a 及び図-8.21 b に Mix.No.5 試料の m_v 及び c_v 特性を示す。また、図-8.22 a 及び図-8.22 b に Mix.No.7 試料の m_v 及び c_v 特性を示す。これらはかなり塑性の低い場合のものであるが、 m_v 及び c_v 特性ともひずみ速度の影響がかなり顕著に現れている。

体積圧縮係数 m_v については、ひずみ速度が大きいと過圧密領域における標準圧密試験結果との対応が悪くなるのみならず、みかけ上、過圧密領域の特性がかなり大きい圧密応力まで及ぶ傾向がある。一方、圧密係数 c_v については、ひずみ速度の影響がかなり明白に現れてお

り、ひずみ速度が大きいと c_v は大きく評価される。図—8.21b 及び図—8.22b の場合、試験方法としてA法を用いたため、 $R_e=0.25\%/min$ のひずみ速度に対しても標準圧密試験結果との対応は悪く、 c_v の値は相当大きく評価される。この場合、B法またはC法の試験方法を用いることにより、 c_v の値が標準圧密試験の結果と良好な対応を示すことは前述した通りである。

以上のことより、Mix. No.7 試料 ($I_p=12.8$) 程度の試料まで、ひずみ速度 $R_e=0.25\%/min$ 程度を用いることにより妥当な m_v 及び c_v を求めることができると考えられる。

さらに塑性が低くなると標準圧密試験法の適用性に限界があることにより、 m_v や c_v 特性についても上述したような標準圧密試験結果との対応性という観点からの

検討が妥当ではなくなる。塑性の最も低い混合土試料である Mix.No.8 の m_v 及び c_v 特性を図—8.23 a 及び図—8.23 b に示す。Mix.No.8 試料については、高いひずみ速度 ($R_e \geq 0.5\%/min$) を用いたときに、Mix.No.5 及び Mix.No.7 試料の $m_v \sim \sigma_{av}'$ 関係にみられた現象、すなわち、みかけ上、過圧密領域が大きな圧密応力まで広がる傾向が認められず、かつ、ひずみ速度にかかわらず標準圧密試験より求めた $m_v \sim \sigma_{av}'$ 関係とほぼ等しい。すなわち、塑性が低下すると $m_v \sim \sigma_{av}'$ で代表される土の圧縮性はひずみ速度の影響をほとんど受けなくなる。また、B法やC法を用いた場合の結果とも大差がない結果が得られている。一方、圧密係数 c_v については、Mix. No.8 程度の塑性の混合土の場合、再圧密試料から一様な供試体を作成することが非常に困難となるため標準圧密試験データ自体のばらつきが大きい、平均的にみると定ひずみ速度圧密試験の c_v の値は標準圧密試験の値よりもかなり大きい。しかし、Mix.No.5 及び Mix.No.7 試料の場合にくらべ高いひずみ速度を用いているにもかかわらず、ひずみ速度による c_v の相違はあまり認められない。試験方法としてC法を用いた試験の場合にもほとんど変わらない結果が得られる。これらの事実から Mix.No.8 試料については、標準圧密試験結果の方に問題があると考えられ、これについては、8.7においてさらに詳細に検討するものとする。

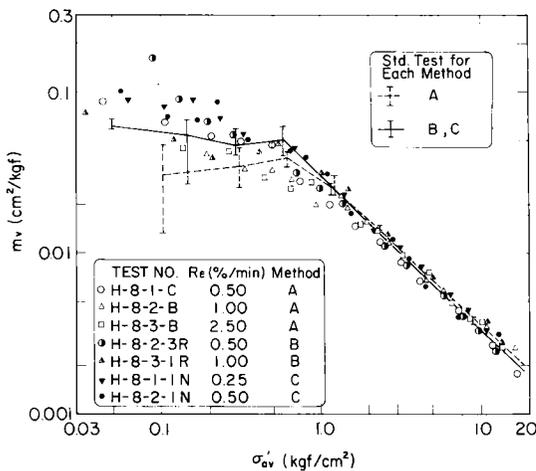
8.6.3 圧密降伏応力とひずみ速度

定ひずみ速度圧密試験において求められた圧密降伏応力 $p_{c,CRS}$ は標準圧密試験の圧密降伏応力 $p_{c,std}$ より一般には大きい。ひずみ速度 R_e が大きくなると両者の相違はより大きくなる。第4章で取り扱った通常の粘性土に対しては、両者の比、 $p_{c,CRS}/p_{c,std}$ を 1.2~1.4 程度以下におさえるため、許容できる最大ひずみ速度として、 $R_e=0.2\sim0.25\%/min$ 程度より小さくすることを推奨した。

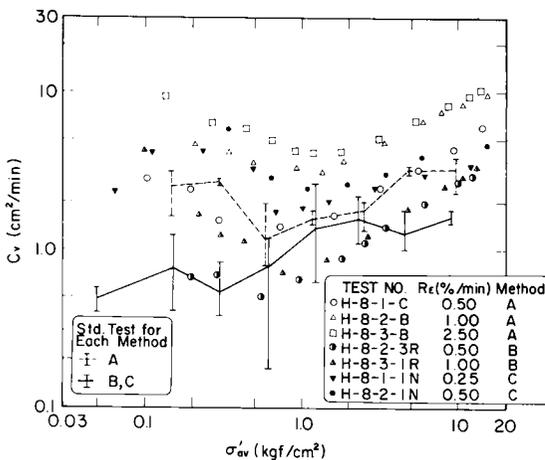
図—8.24 は混合土の場合の圧密降伏応力の比をひずみ速度 R_e に対してプロットしたものである。図—8.24 には用いた試験方法ならびに塑性変化の影響が判別できるように整理してある。

図—8.24 より圧密降伏応力比については、A, B, C 法による試験方法の影響は特になく考えられる。このことは $e \sim \log \sigma'$ 関係あるいは $\log m_v \sim \log \sigma_{av}'$ 関係が試験方法によらないことと対応している。

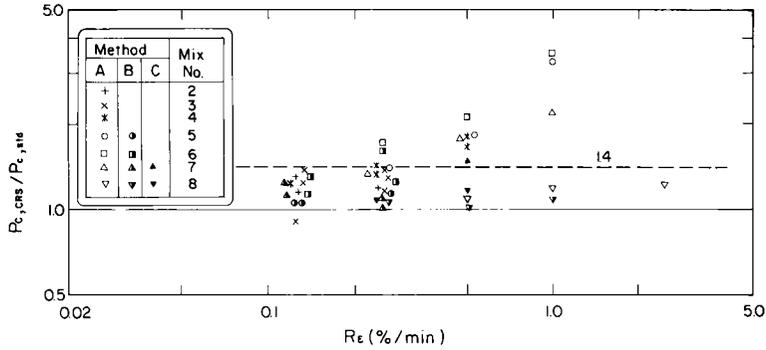
一方、塑性変化に対しては圧密降伏応力比のひずみ速度に対する関係は異なった傾向を示す。塑性が比較的高い粘性土 (I_p が 50 程度以上の粘性土) に対しても、ひずみ速度 R_e が 0.20~0.25%/min 程度までは圧密降伏応



図—8.23 a m_v 特性とひずみ速度 (Mix. No. 8 試料)



図—8.23 b c_v 特性とひずみ速度 (Mix. No. 8 試料)



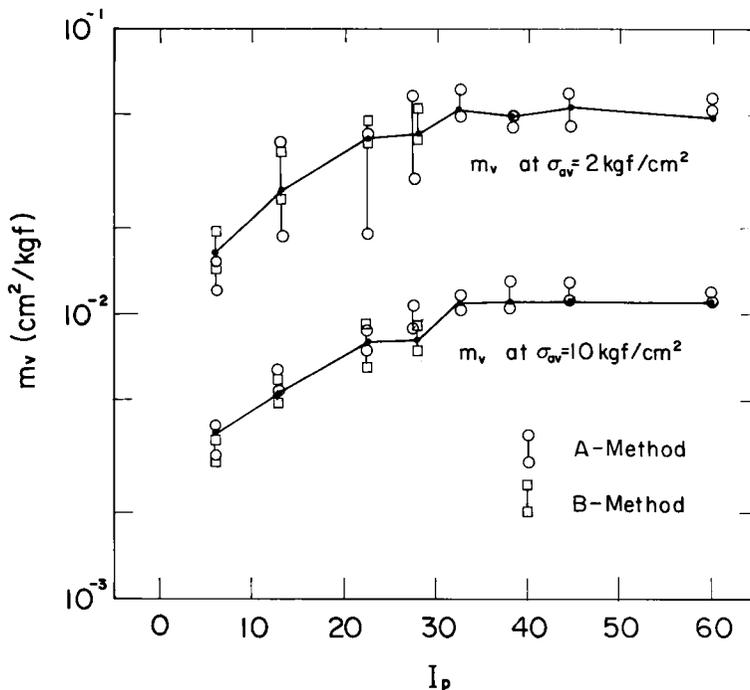
図一 8.24 圧密降伏応力比とひずみ速度の関係 (混合土試料)

力比は 1.2~1.4 程度であるが、ひずみ速度がさらに高くなると塑性指数が高い土の場合には圧密降伏応力比は急激に高くなるのに対し、塑性指数の低い土の場合には圧密降伏応力比はそれほど大きくはならない。 I_p が 10 以下の低塑性の土の場合には、圧密降伏応力比 $p_{c,CRS}/p_{c,slt}$ に及ぼす速度効果はほとんどない。このことは粘性土のせん断強度がひずみ速度により大きな影響を受けるのに対し、砂質土の場合には速度効果をほとんど受けないことと対応している。したがって、砂分が多い低塑性の土の場合には、ひずみ速度については実用可能な範囲で上限よりも下限が問題になる。すなわち、測定可能

な程度の大きさの過剰間隙水圧を発生させられるか否かということにより、ひずみ速度の下限を選定することが必要となろう。

8.7 圧密定数に及ぼす塑性変化の影響

$m_v \sim \sigma_{av}'$ 関係及び $c_v \sim \sigma_{av}'$ 関係より明らかなように m_v 及び c_v は一般には圧密応力に依存している。正規圧密領域の m_v については、 $m_v \sim \sigma_{av}'$ 関係を両対数紙上にプロットすると直線関係が存在することが知られている。また、正規圧密領域の c_v については、通常の沈下計算では圧密応力にかかわらず一定とみなされる場合が多いが一般には、正規圧密領域においても応力依存性があり、



図一 8.25 体積圧縮係数 m_v と I_p の関係

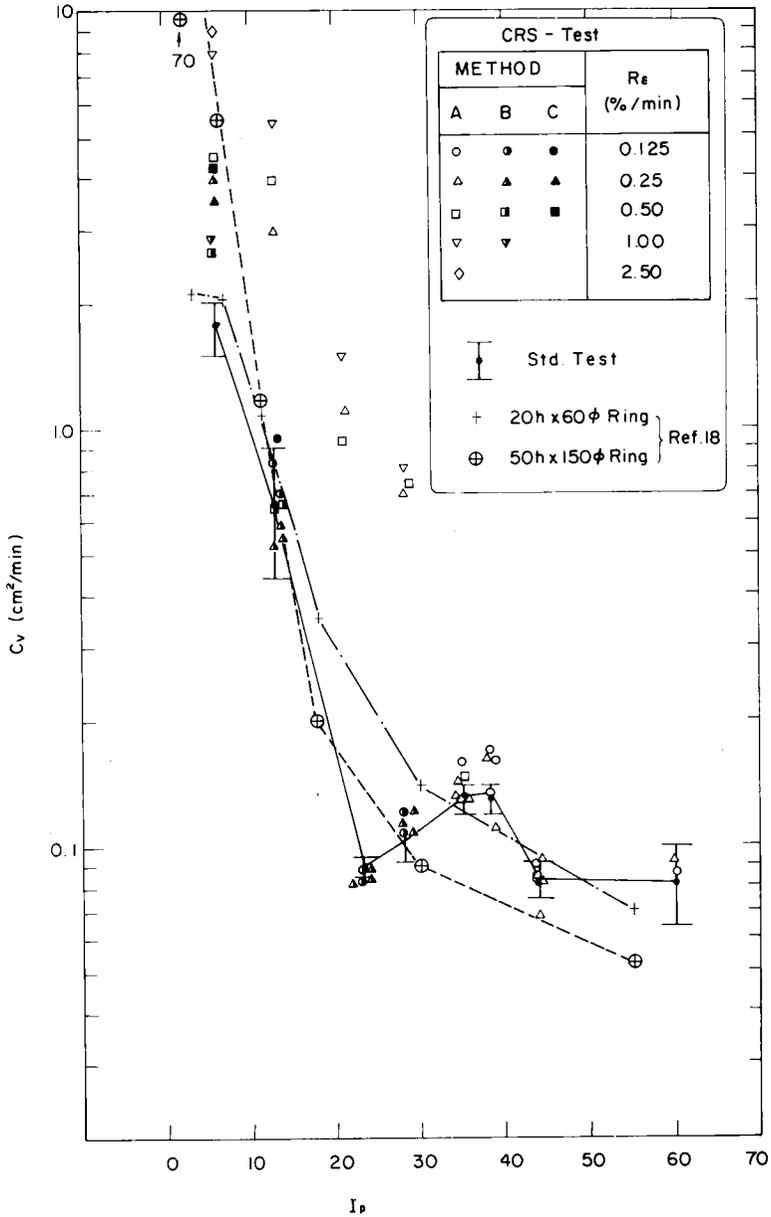


図-8.26 圧密係数 c_v と塑性指数 I_p の関係

特に、塑性が小さい場合には応力依存性が顕著になるようである。そこで、特定圧密応力に対応する m_v 及び c_v の値を選定し、 m_v 及び c_v の塑性変化に対する変化傾向を調べてみよう。

図-8.25は各混合土の $\sigma_{av}' = 2.0 \text{ kgf/cm}^2$ 及び $\sigma_{av}' = 10.0 \text{ kgf/cm}^2$ における体積圧縮係数 m_v をそれぞれの混合土試料の塑性指数 I_p に対してプロットしたものである。試験方法による区別ならびに標準圧密試験の場

合の平均値も同様に示されている。図-8.25より前述したように塑性指数 I_p の変化にかかわらず試験方法の影響はみられず、また、標準圧密試験結果とほぼ対応しているとみてよい。特定の圧密応力に対する m_v の値は I_p の値が30以上では、 I_p の変化にかかわらずほとんど一定であり、 I_p が30以下になると I_p の減少とともに半対数紙上でほぼ減少する傾向がある。このような傾向は小川・松本²¹⁾によりとりまとめられた港湾地域の粘

性土の標準圧密試験結果においても認められる。

一方、図-8.26 は各混合土試料について得られている圧密係数 c_v ~ 有効応力 σ_{av}' 関係において、 $\sigma_{av}' = 10 \text{ kgf/cm}^2$ における c_v を選定し、塑性指数 I_p に対して表示したものである。塑性指数 $I_p = 59.9$ (砂分 7.5%) の試料の圧密係数 c_v は第4章で取り扱った本牧粘土試料の結果である。図-8.26 には、それぞれの混合土試料を用いて実施した標準圧密試験結果 3~4 個のばらつき範囲が示されている。また、試験方法及びひずみ速度の区別がそれぞれ表示されている。図-8.26 には、また、中瀬ら¹⁸⁾が行った混合土試料に対する標準圧密試験及び排水距離を長くするために採用した中型圧密容器による圧密試験の c_v の値 ($\sigma_{av}' = 4.80 \text{ kgf/cm}^2$ に対する値により代表させている) がそれぞれ表示されている。

図-8.26 において、 I_p が 30 以上 (砂分 50% 以下) の混合土試料に対して、A 法により定ひずみ速度圧密試験から求めた c_v は標準圧密試験から求めた c_v と良い対応を示すのに対し、 $I_p = 13 \sim 30$ の試料の A 法による試験結果は標準圧密試験結果よりかなり大きい相違を示す。これは A 法を用いた場合、過剰間隙水圧の供試体側面からの消散等により過剰間隙水圧の実測値が過小評価され、したがって、 c_v の値を過大評価したことに問題があったことによるものと考えられる。A 法の問題点に対処して実施した B 法さらには C 法による試験の結果は $I_p = 13 \sim 30$ の範囲の試料に対しても標準圧密試験結果との対応は良好である。Mix. No. 8 試料 (砂分 79%, 推定 $I_p = 6$) に対しては、定ひずみ速度圧密試験の結果は標準圧密試験の結果よりやや高くなっている。この程度

の塑性の混合土に対しては、標準圧密試験の c_v の値は小林ら¹⁵⁾の指摘するように真の値にくらべ過小評価されている可能性が大きく、これが定ひずみ速度圧密試験結果とギャップを生じる原因であると考えられる。このことは中瀬らのほぼ同じ粒度組成を持つ試料²²⁾に対する標準圧密試験の結果が I_p の減少にかかわらずほぼ頭打ちとなっているのに対し、排水距離を長くした中型容器の場合にかなり高い c_v の値を与える¹⁸⁾ ことから推定されることである。したがって、前述した Mix. No. 8 試料 (推定 $I_p = 6$) に対する c_v のギャップは標準圧密試験の側に問題があり、定ひずみ速度圧密試験の c_v が妥当な値を与えていると考えられる。

c_v の塑性指数 I_p に対する変化の傾向は塑性指数 I_p が 20 以上では、それほど顕著ではないが I_p が 20 以下になると c_v は急増する傾向があり、注意する必要がある。

8.8 防波堤基礎地盤の安定問題への適用

8.8.1 概要

砂と粘土の中間土からなる地盤の圧密による強度増加の予測上の問題点の一例として、A 港防波堤の延長工事の際に実施された防波堤基礎地盤の安定性の検討例をとり上げる。

総延長 2850m の防波堤延長工事が 5 年間に分割実施されることになり、ある設計対象区間の検討時点では、すでに 2615m の施工が終了していた。防波堤構造形式としては、ケーソン式防波堤が採用された。防波堤の施工順序は 1 年目に捨石マウンドの施工、2 年目に堤体の施工 (暫定天端)、3 年目に上部工のかさ上げ (完成天

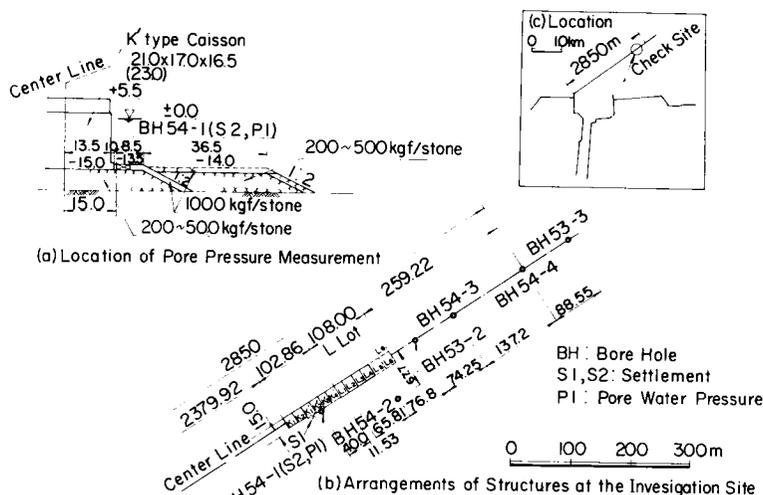


図-8.27 構造物位置図及び土質調査実施地点

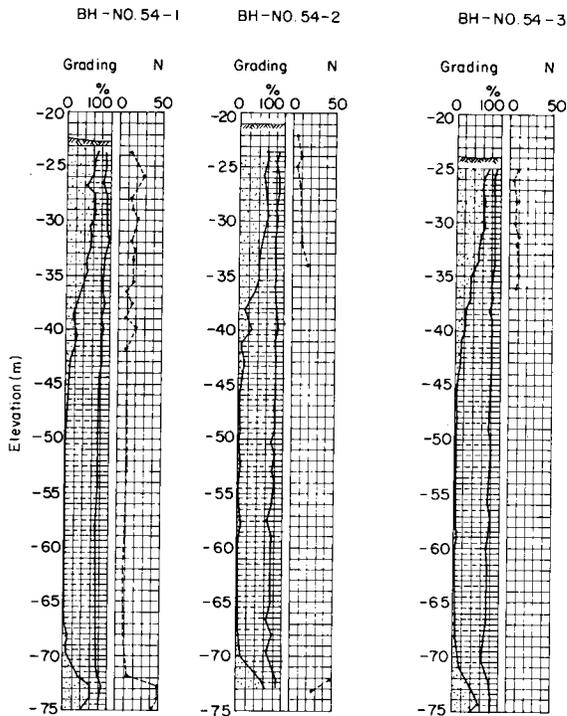


図-8.28 a 土質柱状図

端)が行われる。延長工事期間中、冬期の異常波浪により既設防波堤が基礎地盤の破壊に帰因する大きな災害を受けたため¹⁷⁾、新規の延長工事の設計・施工にあたっては細心の配慮が要請された。

防波堤建設地点の地盤は後述のように上部砂層とその下にある厚さ30~40mのシルト分の非常に多い層から構成されている。この層の強度及び圧密特性の評価が防波堤の安定性の検討上、特に重要であり、以下では土質調査結果をもとに、ある工事区間の設計・施工上の問題について述べる。

8.2.2 建設地点の土質調査及び現地計測

図-8.27 に防波堤建設地点の構造物位置図及び土質調査実施地点を示す。それぞれの数値はボーリングの実施年度を示す。BH-53-1 は前年に本体据付を完了した防波堤の港内側50m地点で実施された。BH-54-1 は前年に暫定天端(+4.5m)までの本体据付けの終了したK'区間防波堤の港内側法線直下で実施され、また、BH-54-2 は前年にマウンド施工が行われた区間の点である。その他の調査地点は未施工地点である。施工管理の一助として、本体据付け後の過剰間隙水圧の挙動を把握するため、間隙水圧の現地測定が実施された。図-8.27に測定位置を示す。同時に図-8.27に示す位置において、防波堤の沈下計測が行われた。

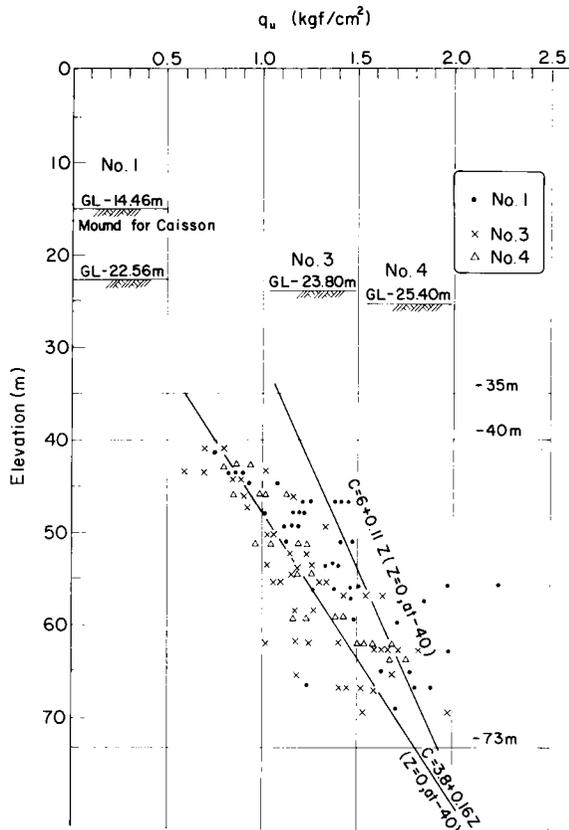


図-8.28 b q_u の深さ分布

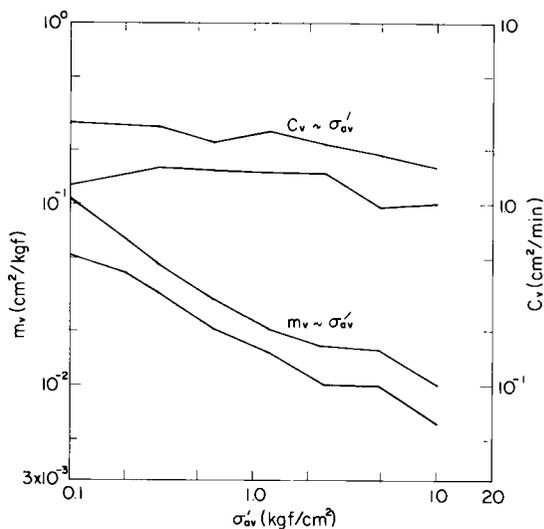


図-8.28 c 標準圧密試験による m_v と c_v

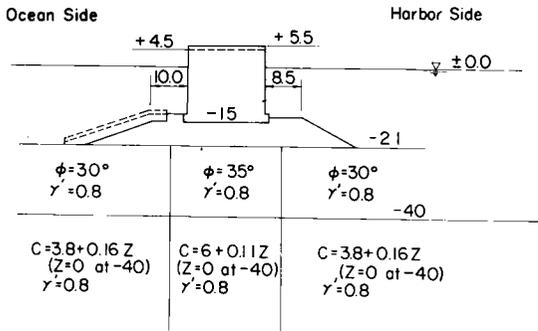


図-8.29 標準断面図

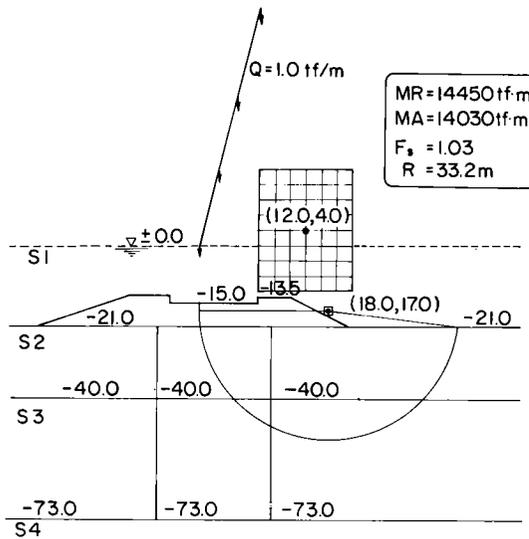


図-8.30 安定計算結果(波圧時)

図-8.28 a, 図-8.28 b 及び図-8.28 c に土質柱状図、一軸圧縮強度 q_u の深さ分布及び標準圧密試験による体積圧縮係数 m_v 、圧密係数 c_v の平均圧密応力に対する変化を示す。 q_u の分布については、実線が無載荷の場合(No.3及びNo.4の q_u 値)、一点鎖線が c/p 比を0.2として、本体載荷にともなう圧密による強度増加を見込んだ q_u の深さ分布を示す。

8.8.3 圧密による強度増加に対する検討

検討対象防波堤は、設計波高 $H=7.5$ mに対し、暫定天端高+4.5 mまで本体据付が完了している。完成天端高+5.5 mに対する基礎地盤の安定性が検討された。

図-8.29 の標準断面に対する波圧時の安定計算結果を図-8.30に示す。計算結果より、圧密による強度増加が十分見込み得る時点において、設計波高に相当する

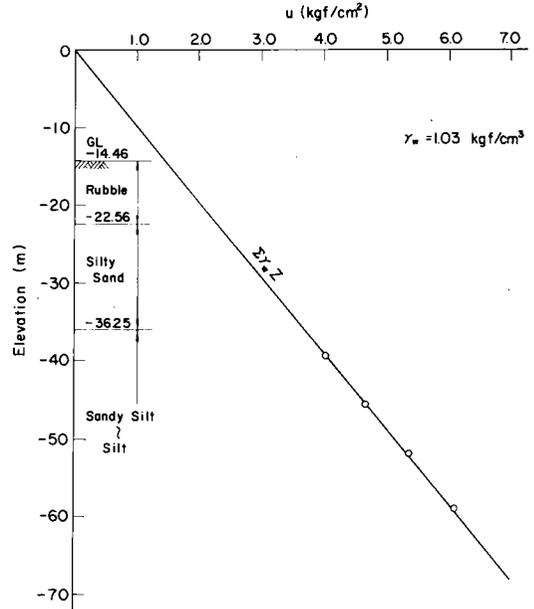


図-8.31 間隙水圧実測値の深さ方向分布

波の来襲を受けた場合、波圧時の安全率1.0は確保されていることになる。

そこで、設計波高に相当する波の来襲を受けるまでに、圧密による強度増加が十分見込み得るか否かが問題である。特に、完成天端高+5.5 mに達した直後の冬期波浪に対し、最も危険な状態となる。

図-8.28 cに示した標準圧密試験の結果から、 $c_v = 2000 \text{ cm}^2/\text{day} = 1.39 \text{ cm}^2/\text{min}$ 、 $m_v = 0.018(\sigma_{av}')^{0.4} \text{ cm}^2/\text{kgf}$ が採用された。設計に採用された c_v を用いると全層厚 $H=38$ m、両面排水条件として、圧密度 $U=80\%$ に要する時間は約2.8年となる。一方、防波堤築造にともなう圧密の進行を評価するため実施された間隙水圧の現地計測によれば、図-8.31に示すように、間隙水圧の分布は静水圧分布をしており、すでに一次圧密は終了している状態となっている。本体据付後、約1年経過した時点を対象としており、上述の結果はかなり矛盾した状態にある。そこで、季節風による大波高の波の来襲を受ける冬期までに、どの程度の強度増加が期待し得るかについて検討をすることとなり、土質条件の見直しが行われた。

図-8.28 aの土質柱状図に示すように対象地点の土質はシルト分が非常に多いこと、標準圧密試験による c_v の値も $1.0 \text{ cm}^2/\text{min}$ 以上の値となり、このような場合、標準圧密試験結果自体について、再検討の必要があることが指摘されている^{15), 16)}。

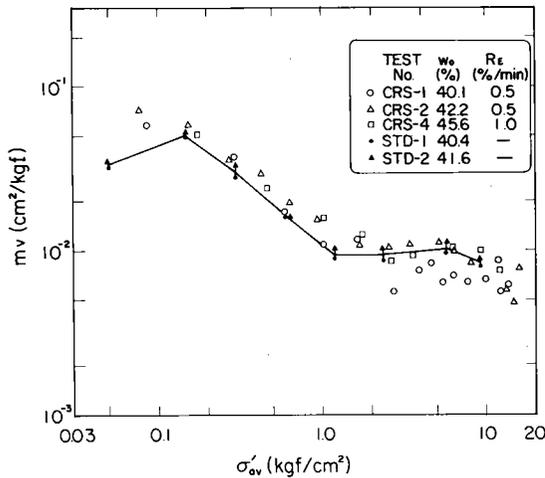


図-8.32a 定ひずみ速度圧密試験及び標準圧密試験による m_v と平均圧密応力の関係

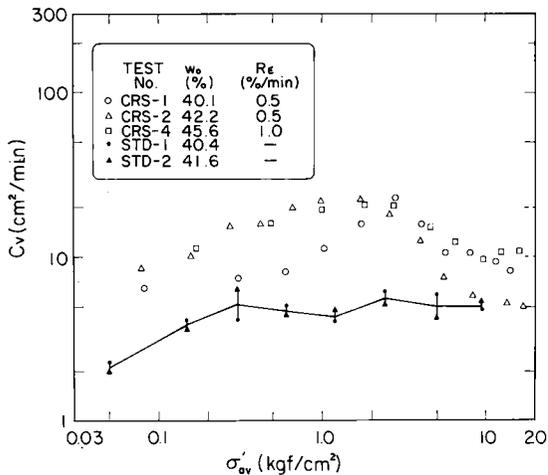


図-8.32b 定ひずみ速度圧密試験及び標準圧密試験による c_v と平均圧密応力の関係

そこで、BH-No.54-2 試料（深さ-33.5m~-34.3 m）を用いて、標準圧密試験及び定ひずみ速度圧密試験（ひずみ速度 $R_e = 0.5\%/min$ 及び $R_e = 1.0\%/min$ ）を実施した。用いた試料の物理的性質を表-8.4に示す。

図-8.32a 及び図-8.32b に定ひずみ速度圧密試験による m_v 及び c_v の平均圧密応力に対する関係を示す。また、それぞれの図には、標準圧密試験による m_v 及び c_v の値もあわせて示す。

図-8.32b の m_v の平均圧密応力に対する変化傾向は通常の粘性土にみられる傾向とはかなり異なっており、砂分あるいはシルト分の多い場合の一つの特徴のよう

表-8.4 試料の物理的性質

土粒子の比重 G_s	2.68
液性限界 w_L (%)	49.3
塑性限界 w_p (%)	36.7
塑性指数 I_p	12.6
砂分 (%)	3.7
シルト分 (%)	74.3
粘土分 (%)	22.0
分類	粘土質シルト

ある。標準圧密試験の場合の m_v も同様の傾向を示している。 m_v については、図-8.28c に示した標準圧密試験の平均的な傾向と大差がない。

一方、図-8.32b に示す c_v 特性については、定ひずみ速度圧密試験の c_v は標準圧密試験の c_v と比較して、正規圧密領域においては2~2.5倍程度大きい。図-8.32b の標準圧密試験の c_v は自動記録装置により、 $t = 2, 4, 6, 8$ 秒……と細かく読取った沈下量にもとづいて求められているが、 c_v の平均圧密応力との関係は平坦な傾向があり、8.7で述べたように、載荷初期の読み取精度に起因する c_v の頭打ちの傾向が各載荷段階の応力について現われている。定ひずみ速度圧密試験の

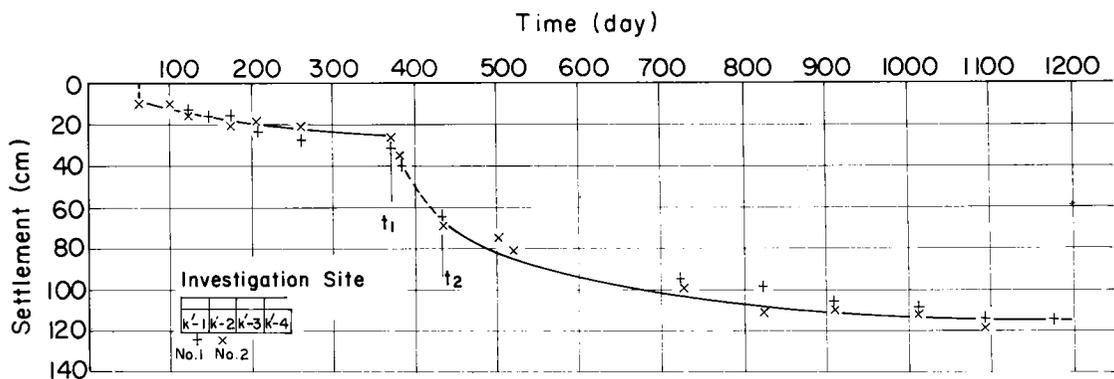


図-8.33 沈下量の実測値と計算値

c_v の値はこのような影響を受けず、したがって、妥当な値を与えていると考えられる。

図—8.28 cに示した標準圧密試験の c_v についても各載荷段階の応力に対して、ほぼ一定となっており、この傾向は載荷初期の読み取精度に起因するものである。この場合の c_v は図—8.32 bに示した標準圧密試験の c_v よりさらに小さく、 $1/2.5 \sim 1/2$ 程度である。これは図—8.28 cの c_v が6, 9, 12秒, ……の標準的な時間間隔の読み取値にもとづいて求められていることによるものであり、載荷初期の読み取精度に起因する c_v の過小評価の傾向はより強い。

以上のことから、図—8.28 cの場合の標準圧密試験の $c_v = 2000 \text{ cm}^2/\text{day} = 1.39 \text{ cm}^2/\text{min}$ をもとに推定した圧密の進行に比べ、実際の圧密の進行はかなり早いものと考えられる。したがって、間隙水圧の現場実測が開始された時期には、すでに大部分の過剰間隙水圧が消散してしまっていたものと考えると実際の現象が合理的に説明しうる。このことから、マウンド及び本体重量の載荷により圧密を受けたことによる強度増加は十分期待してよいことがわかる。

図—8.27のS1及びS2の位置において、防波堤基礎地盤の沈下量が実測されており、その時間変化を図—8.33に示す。図中の実線は応力分散を考慮し、かつ、一次元圧密沈下を仮定した計算曲線を示す。圧密係数 c_v としては、図—8.28 cの標準圧密試験の $c_v = 1.39 \text{ cm}^2/\text{min}$ より約2.5倍大きい $c_v = 3.5 \text{ cm}^2/\text{min}$ が使用されている。実際には3次元圧密となるため、厳密な理論曲線ではないが、標準圧密試験より求められる c_v よりかなり大きい c_v の値を沈下量の予測に用いる必要があることを示している。このように、標準圧密試験の c_v が $1.0 \text{ cm}^2/\text{min}$ (標準的な時間間隔による読み取り)を越えるような場合には、 c_v の値は過小評価されているとみなすべきである。どの程度過小評価されているかについては、前述したように、定ひずみ速度圧密試験の活用により明らかにされる。

8.9 結言

現実の土は設計上、砂または粘土のいずれかに分類される。その場合、砂と粘土の中間領域にある土は強度の評価や沈下予測に関連して、いろいろ問題となりやすい。本章においては、特に、沈下の問題に関連して、砂・粘土混合土の特性に注目し、定ひずみ速度圧密試験法の混合土に対する適用性について取り上げている。8.2においては、砂・粘土混合土の工学的取扱いに関する従来の成果について述べている。8.3においては、圧密沈下解析における問題点に言及し、地盤の不均一性、応力～ひずみ関係の非線形性ならびに標準圧密試験結果の解釈上

の問題点が、特に重要であることを指摘した。8.4においては、自然の土の圧密特性を土のタイプにより系統的に把握するために実施した砂・粘土混合土試料に対する実験的研究について述べている。8.5～8.7においては、混合土試料の圧密特性に影響を及ぼす要素として、試験方法、ひずみ速度、及び土のタイプを取り上げそれぞれの要因の $e \sim \log \sigma'$ 特性、圧密定数、及び圧密降伏応力などに及ぼす影響を検討した。8.8においては、設計上、砂と粘土の中間領域にある土からなる地盤上に防波堤を建設するにあたって生じた問題点を上述した混合土試料の圧密特性の適切な評価に関連して取り上げている。

以上の検討の結果、結論的に言えることは次の通りである。

(1)標準圧密試験法は砂・粘土の中間領域の土に対しては明らかに限界があり、塑性指数 $I_p = 10$ 前後の土に対してはその取り扱いに注意が必要である。

(2)試験結果に及ぼす各種の要因の影響として、ひずみ速度、試験方法、及び塑性変化の影響が明らかにされた。

(3)塑性指数 $I_p = 30$ 以上の混合土に対しては、標準圧密試験に用いられる通常の供試体作成法により作成した試料の定ひずみ速度圧密試験から求められた $e \sim \log \sigma'$ 特性及び圧密定数は標準圧密試験結果と良い対応を示す。この場合のひずみ速度としては、第4章のものを準用してよい。

(4)塑性指数 I_p が30以下の混合土に対しては、間隙水圧の測定精度を上げるための処理(リング周面からの間隙水圧消散防止のための供試体作成法、リング周面の水密性の保持、ポーラスストーンの寸法の選定等)が必要である。このような処理により、 $I_p = 13$ 程度の混合土まで標準圧密試験結果と良い対応を示す。 I_p が10以下になると上述の処理を行っても圧密係数 c_v の値と標準圧密試験による c_v との対応性は悪くなるが、これは標準圧密試験自体に適用限界があることによるものである。

(5) I_p が13以上の混合土に対しては速度効果が顕著になり、圧密降伏応力 p_c を過大に評価することになるためひずみ速度を高くしない方がよい。圧密降伏応力比 $p_{c,CRS} / p_{c,std}$ を1.2～1.4程度におさえるものとして、ひずみ速度 $R_c = 0.25 \text{ \%}/\text{min}$ 程度以下で十分である。しかし、 I_p が10以下になると速度効果はそれほど顕著ではなくなる。砂分の多い土に対するひずみ速度の上限はない。

(6)防波堤基礎地盤の安定性の検討の結果から、原地盤における砂またはシルト分の多い土の圧密特性の適切な評価が特に重要であることが確認された。

参考文献

- 1) 日本港湾協会：“港湾構造物設計基準”，1967.
- 2) 倉田進・藤下利男：“砂と粘土の混合土の工学的性質に関する研究”，運研報告，第11巻第9号，1961，pp. 1-36.
- 3) 中瀬明男・勝野 克・小林正樹：“砂分の多い粘性土の一軸圧縮強さ”，港研報告，第11巻，第4号，1972，pp. 83-102.
- 4) 網干寿夫：“圧密試験結果の適用と限界”，土と基礎，No.21-4，1973，pp. 25-31.
- 5) 中瀬明男・小林正樹：“圧密における理論と実際”土と基礎，Vol.21-11，1973，pp.17-21.
- 6) 三笠正人：“圧密試験法の問題について”，第19回土質工学シンポジウム—圧密試験法とその結果の解釈—，1974，pp.37-46.
- 7) 網干寿夫：“圧密試験結果の沈下解析への適用性について”，第19回土質工学シンポジウム—圧密試験法とその結果の解釈—，1974，pp.71-78.
- 8) 小林正樹：“非線形一次元圧密沈下の解析法とその適用”，港研報告，第21巻，第1号，1982，pp.57-79.
- 9) Palmer, L.A. and Brown, P.P.: “Settlement analysis for areas of continuing subsidence”, Proc. 4th ICSMFE, Vol. 1, 1957, pp. 395-398.
- 10) Schiffman, R.L. and Gibson, R.E.: “Consolidation of Nonhomogeneous clay layers” Proc. ASCE, Vol. 90, No. SM5, 1964, pp. 1-30.
- 11) Hansbo, S.: “Consolidation of clay with special reference to influence of vertical sand drains”, Proc. Swedish Geotechnical Inst., Stockholm, 1960.
- 12) Janbu, N.: “Consolidation of clay layers based on non-linear stress strain”, Proc. 6th ICSMFE, Vol. 2, 1965, pp. 83-87.
- 13) Davis, E.H. and Raymond, G.P.: “A non-linear theory of consolidation”, Geotechnique, Vol. 15, 1965, pp. 161-173.
- 14) Barden, L. and Berry, P.L.: “Consolidation of normally consolidated clay”, Proc. ASCE, Vol. 91, No. SM5, 1965, pp. 15-35.
- 15) 小林正樹・松本一明・奥村樹郎：“広島空港における圧密沈下現象の解析”，第19回土質工学シンポジウム論文集，1974，pp. 61-70.
- 16) 梅原靖文・松本一明・吉福 司・石井一郎：“定率ひずみ方式による急速圧密試験法の混合土への適用性”，第16回土質工学研究発表会，1981，pp. 201-204.
- 17) 梅原靖文・松本一明・石井一郎：“定率ひずみ方式による急速圧密試験法の混合土への適用性”，港研報告，第22巻，第1号，1983，pp. 43-67.
- 18) 中瀬明男・中ノ堂裕文・日下部 治・野村 浩：“混合土の圧密特性”，第13回土質工学研究発表会，1978，pp. 213-217.
- 19) 梅原靖文・善 功企：“連続載荷方式による圧密試験とその応用に関する研究”，昭和50年度港湾技術研究所講演会講演集，1975，pp. 91-121.
- 20) 梅原靖文・松本一明・成田 実・梅田裕史：“連続載荷方式による急速圧密試験”，港研報告，第12巻，第4号，1973，pp. 131-170.
- 21) 小川富美子・松本一明：“港湾地域における土の工学的諸係数の相関性”，港研報告，第17巻，第3号，1978，pp. 3-89.
- 22) 中瀬明男・日下部 治・大根田秀明：“粘性土のせん断特性に及ぼす粒度の影響”，第11回土質工学研究発表会，1977，pp. 251-254.
- 23) 森平倫生・神田勝己・国田 登：“沖合防波堤設計上の諸問題（新潟港防波堤災害の考察）”，第25回海岸工学講演会論文集，1978.

第9章 砂質土の液状化過程における圧密現象の評価

9.1 概説

埋立地の造成とその跡地利用という観点から、砂質土の場合には、特に、液状化の予測と対策に対する検討が大きな問題となる。本章においては砂質地盤の液状化の検討の際、透水の影響を考慮することが必要となることを指摘し、新たに開発した試験法を用いて、排水条件等の要因が液状化に及ぼす影響を調べ、それらの結果にもとづいて、透水の影響を考慮した液状化の予測方法を提案する。その際、砂質土の透水性及び圧縮性の評価が重要となることを明らかにし、その評価のため、定みずみ速度圧密試験をはじめとする評価手法の適用性をあわせて検討している。

9.2 排水条件を制御した液状化試験

9.2.1 地盤の液状化の予測と排水条件

地震時の液状化現象を飽和砂がほぼ非排水条件のもとで受ける繰返しせん断の結果生ずる現象として把握することにより、液状化発生条件が動的せん断試験装置を用いて定量的に評価され、液状化に及ぼす影響要素をはじめ、多くの知見が得られている。このような非排水条件のもとでの液状化試験の結果は、地震時の地盤のせん断応力の推定とあいまって、液状化の予測のために活用される。このタイプの液状化の予測方法は、Seedら¹⁾により提案され、さらに、その後、細粒分の影響や密度の高い砂のダイラタンシー効果などを考慮した予測方法があいついで提案されている^{2), 3)}。一方、液状化現象を繰返しせん断により発生した過剰間隙水圧が有効拘束圧と等しくなった時に生ずる現象としてとらえ、残留間隙水圧の大きさに基づいて判定する予測方法も提案されている⁴⁾。

これらの方法は、いずれも、完全非排水条件のもとでの動的せん断試験の結果を基礎としたものである。これは多かれ少なかれ部分排水条件となる現実の排水条件を完全非排水条件とみなすことは、安全側の処置であると考えられることによっている。しかしながら、港湾構造物基礎地盤のように表層まで完全に水浸し、かつ、比較的浅い位置にある飽和砂層の液状化の可能性を検討する場合には、完全非排水条件の仮定はあまりにも安全側すぎると考えられる。そのような場合、砂層の液状化強さにある程度の排水効果を期待しうるものと考えられる。すなわち、地震動が継続している間にも過剰間隙水圧の消散が始まっているので、地盤の排水性が液状化の発生自体を支配する場合も起こり得る。このような点を考慮

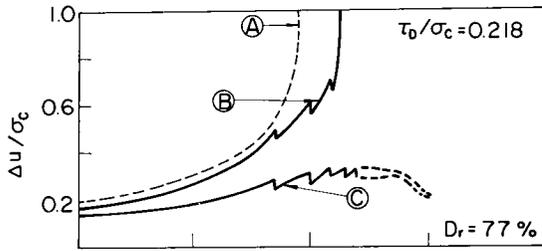
した方法としては土の要素内の過剰間隙水圧が繰返しせん断によって上昇し、浸透によって消散する過程を定量的に表わす解析モデルを設定し、それらを用いて、境界値問題として地盤内での地震時の間隙水圧の経時変化を追跡する方法がいくつか提案されている^{5), 6), 7), 8)}。これらの方法の要点は動荷重に対する砂の構成関係をどのように設定するかにあり、実験データにもとづく仮定が導入されている。ただし、砂の構成関係に関する基礎データは完全非排水条件または排水条件のもとで得られたものが使用されている。

現地盤における地震時の排水条件をより直接的に表現しようとする繰返しせん断による過剰間隙水圧の上昇と消散が同時に生じ、相互に影響しあう状態を再現することが必要であり、そのためには、試験方法自体についても再検討する必要がある。

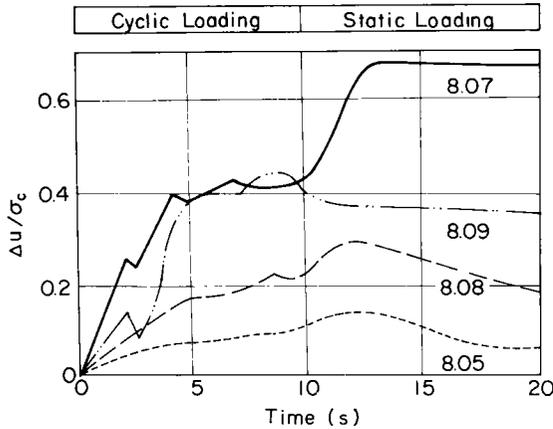
9.2.2 排水効果を考慮した従来の試験

地震時における現実の排水条件は多かれ少なかれ、不完全非排水条件となり、繰返しせん断にともなって発生し、かつ、累積していく過剰間隙水圧の大きさは浸透流の影響を受ける。室内試験によって浸透流の影響を考慮して液状化強度を定量的に評価する方法については、確立されたものはないが、波浪による繰返し荷重のもとでの基礎地盤の液状化に対する安定性の検討などに関連して、近似的な方法が用いられた例がある。すなわち、波浪の場合、繰返し荷重の波数、継続時間、周期、荷重の伝達機構が地震動の場合と異なるため、地震の場合に対する手法を若干修正した方法により、沖合大水深構造物の波浪による液状化に対する安定性が検討されている^{9), 10), 11)}。

Bjerrum¹¹⁾及びLee-Focht⁹⁾はエコフィスク(Ekofisk)のオイルタンクの波浪に対する安定性の問題に関連して間隙水圧応答を評価するための単純化された解析法を示している。Bjerrumの方法では、応力分布ならびに過剰間隙水圧の消散の影響を無視しているのに対し、Lee-Fochtは過剰間隙水圧の消散の影響を近似的な方法により考慮している。部分排水条件の効果は通常の方法で実施される非排水繰返しせん断試験において、繰返しせん断により発生する過剰間隙水圧 u の一部 Δu を一定波数ごとに除去する方法により調べられる。図-9.1に試験の一例を示す。図-9.1において、Aは完全非排水、B及びCは乾燥密度 $\gamma_d = 1.73 \text{ gf/cm}^3$ 及び $\gamma_d = 1.75 \text{ gf/cm}^3$ の試料に対し、50波ごとに10%の Δu を除去した場合の過剰間隙水圧応答を示している。除去する割合は地盤の透水性、波浪の周期により異なり、上述の例では、透水係数 $k = 1.0^{-3} \text{ cm/s}$ 体積圧縮係数 $m_v = 1.7 \times 10^{-3}$



図一 9.1 繰返し荷重強度に及ぼす部分排水の影響 (Lee-Focht, 1975)



図一 9.2 部分排水条件による液状化試験例 (Breth-Schwab, 1977)

cm²/kgf, 周期 T=10 秒として, 鉛直方向のみの浸透流を考慮したものである。

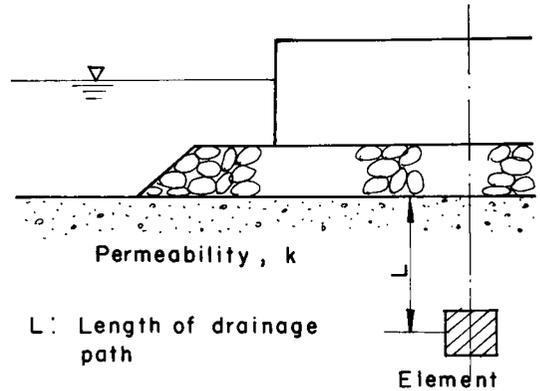
上述の方法は繰返し荷重中の途中段階において, 荷重を一時中断することにより, 発生した過剰間隙水圧の除去をはかっている。これに対して, Breth-Schwab⁽¹²⁾は部分排水条件を再現するため, 供試体頭部及び底部に排水制御システムを設け, 透水係数の異なるフィルタを取りかえることにより, 排水条件を制御する方法を用いている。図一 9.2 に部分排水条件の場合の液状化試験の例を示す。

9.2.3 著者の方法^{(13), (14)}

(1) 試験法の原理

動的せん断試験法による液状化試験は, 通常, 圧密終了後, 排水コックを閉じて, 完全非排水条件で実施される。与えられた土要素の排水条件が完全非排水か否かは, 地盤の透水係数 k , 考慮地点から地表面までの排水距離 L により支配されるものであり, さらに, 時間的要因, たとえば, 地震動の継続時間, 振動数または周期, 繰返し波数などにより影響される。したがって, これらの要因を再現した条件のもとで液状化試験を実施する必要がある。これらのうち, 時間的要因については, 外力とし

て与える動的荷重の特性に反映させればよい。一方, 地盤の透水性及び排水距離などの要因については, 排水系の中で考慮することが必要となる。この場合, 透水係数と排水距離に関し, 現地盤の条件を直接的に再現しようとするとは非常に長い排水回路が必要となる。そこで以下のような考え方により排水システムを制御し, 現実の排水条件を室内試験において再現することとした。



図一 9.3 地盤中の要素の排水条件

図一 9.3 に示すように, 地中の任意の深さの点の要素を考える。地震時の繰返しせん断により生じた過剰間隙水圧の消散にともなう排水過程がダルシーの法則にしたがって生ずるものとする。排水面における流速 v , 対象地点と排水面間の水頭差 H の間には, (9.1) 式の関係がある。

$$\left. \begin{aligned} v &= k \left(\frac{H}{L} \right) = \left(\frac{k}{L} \right) H = \alpha H \\ \alpha &= \frac{k}{L} \end{aligned} \right\} \quad (9.1)$$

ここに, α は排水条件の目安となるものであり, $\alpha = 0$ の時, 完全非排水条件, $\alpha = \infty$ の時, 完全排水条件となり, 現実の排水条件は両者の中間にあることとなる。

液状化試験において, 現地盤の排水条件の再現は図一 9.4 に示した排水量調節バルブとビューレット (断面積 A_b とする) よりなる系により行う。排水量調節バルブは微小な量を調節しうるコックの開閉により排水量を調節しうる構造となっている。コックの開きは (9.1) 式の α の値に応じて調節しうるよう後述のような方法によりあらかじめ較正が行われている。

(2) 排水制御システムの較正

排水条件の制御は排水回路の中に水の流れに対して抵抗となるものを入れることにより行うことができるが, 同時に, その抵抗の大きさは定量的に評価しうるもので

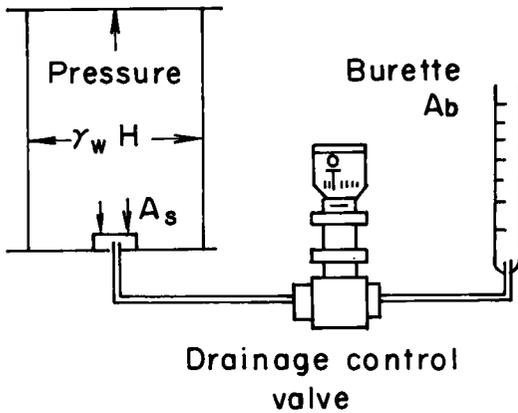


図-9.4 排水制御系模式図

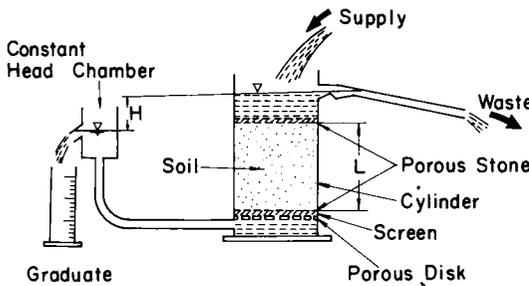


図-9.5 透水試験模式図

なければならない。供試体と底部ベDESTAL,排水チューブなども水の流れに対して,何らかの損失抵抗を生じる。しかし,ここではこれらの存在による影響がほとんど抵抗として有効とされない程度の低いオーダーのものを対象としている。

図-9.4に示した排水量調節バルブの存在は排水回路の中に抵抗を置いたことに相当し,排水コックの開きの程度により排水に対する抵抗の大きさが調節されることになる。このような抵抗の大きさを通常の透水試験における試料の長さ及び透水係数と関連させて評価することとする。

図-9.5に示した透水試験において,単位時間当りの流量 q は(9.2)式で表わされる。

$$q = vA = k i A = k \left(\frac{H}{L} \right) A = \left(\frac{k}{L} \right) H A \quad (9.2)$$

ここに,

q : 単位時間当りの流量 (cm^3/s)

v : 流速 (cm/s)

k : 透水係数 (cm/s)

i : 動水勾配

A : 試料の断面積 (cm^2)

H : 水頭差 (cm)

L : 試料の長さ (cm)

(9.2)式において k/L が一定の場合には,速度 v と水頭差 H は比例関係にある。流速 v と水頭差 H の関係を両対数紙に描くと図-9.6のように k/L をパラメータとする勾配 45° の直線群により表しうる。このような性質を利用することにより,図-9.4に示した排水量調節バルブの開きの大きさを図-9.5の k/L と関係づけることができる。図-9.4は供試体を除いた三軸セルの中に水圧 $p_w = \gamma_w H$ を加え,排水量調節バルブの排水コックをわずかに開けた時の排水量 q の時間的变化をチェックするものである。図-9.4の中の各記号はそれぞれ以下のものを示す。

H : 加えた圧力の水頭 (cm)

γ_w : 水の単位体積重量 (gf/cm^3)

A_s : 供試体の断面積 (cm^2)

A_b : ビューレットの断面積 (cm^2)

排水量 $q = A_b v_b$ に対するビューレットの水位の変化速度を読みとり,水頭 H が作用した時の変化速度 v_b を決め, $v_b \sim H$ の関係を図-9.6にフィットさせることにより, $\alpha = k/L$ を読みとることができる。この場合,想定される速度を考慮して,任意の径のビューレットを用いてもよいが,一定の排水量に対しビューレットの断面積 A_b に応じて,ビューレット内の水位の変化速度 v_b が変わり,図-9.6から求められる $\alpha = k/L$ の値が変わることに注意を要する。そこで実験時に用いられるビューレットの径に対して求められる流速を v_b ,試料径と同じ径のビューレット(断面積 A_s)を使用した場合に計測されるはずの流速を v_s とし,それぞれの場合の α の値を α_b, α_s とする。この時,流量 q 及び水頭 H はそれぞれ,(9.3)式~(9.5)式で与えられる。

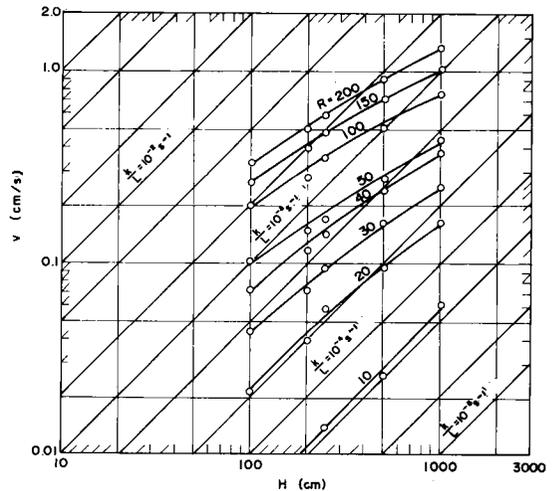
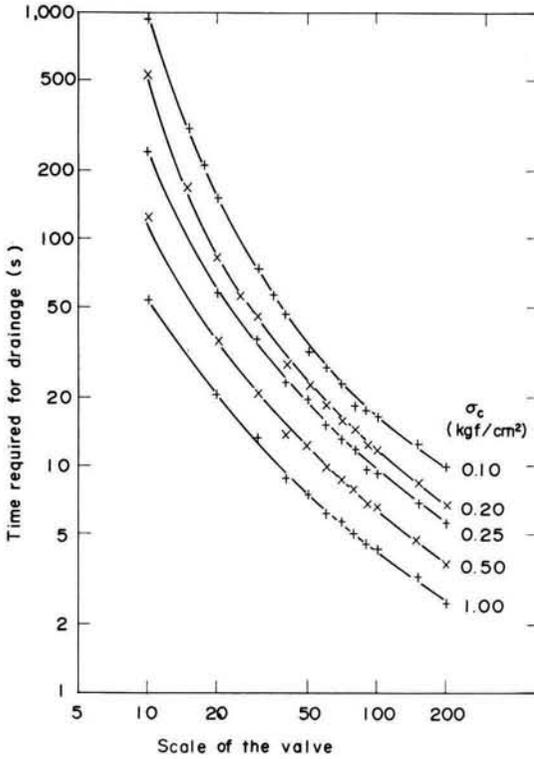


図-9.6 v, H 及び k/L の関係



図一 9.7 排水量調節バルブの開きと排水所要時間 (3 cc排水)

$$q = A_b v_b = A_s v_s \quad (9.3)$$

$$v_b = \alpha_b H \quad (9.4)$$

$$v_s = \alpha_s H \quad (9.5)$$

したがって α_b と α_s の間には、(9.6) 式の関係がある。

$$\alpha_s = \frac{A_b}{A_s} \alpha_b \quad (9.6)$$

(9.6) 式の関係を用いることにより、 α_b と α_s は相互に換算しうる。

以上のことにより、任意に設定した排水量調節バルブの排水コックの開きが透水理論で用いる数量 (透水係数 k 、排水距離 L) と関係づけられることとなる。このことから、排水コックの開きと α_b または α_s との関係をあらかじめ調べておけば排水コックによる排水量の調節が自由に行い得ることとなる。図一 9.7 は 3 cc 排水するのに要する時間と排水コックの開き (R : 目盛) の関係を示す例であり、このような関係をあらかじめ用意しておくことと速度 v_b ($v_b = 3 / (A_b t)$ による) を求めるのに便利である。

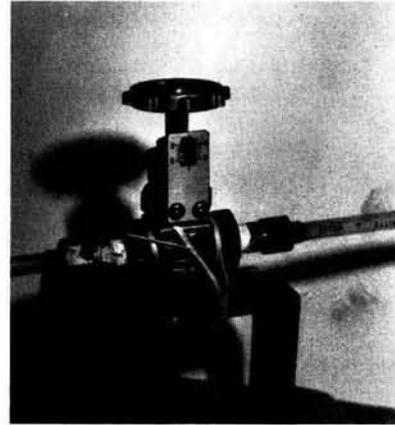
9.3 著者の実験研究

著者は現実の排水条件のもとにおける液状化強度特性を定量的に把握するため、繰り返し载荷による過剰間隙

水圧の発生とその消散を同時に生じさせるようにして、液状化試験を実施した^{13),14),15)}。試験装置、試験方法及び試験結果の概要は次のとおりである。

9.3.1 試験装置及び試料

実験に使用した装置は電気油圧サーボ方式の振動三軸試験装置¹⁶⁾に前述の原理のように排水条件を任意に制御しうる排水制御系を取りつけたものからなる。その時の模式図を図一 9.4 に示す。排水制御系は写真一 9.1 に示すように、排水コックのしぼりを微動ネジのついたマイクロメータにより調節することにより排水量の制御を可能にしたものである。



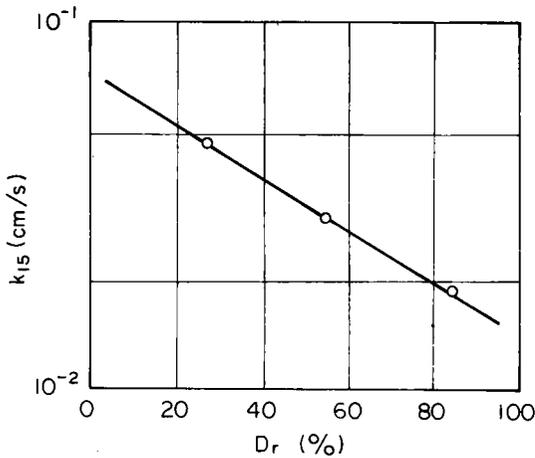
写真一 9.1 排水制御弁 (マイクロメータ付)

実験に使用した試料は新潟市万代島産の砂 (万代島砂と称する) で、1964 年新潟地震の際に激しい液状化を生じた原地盤より採取したものである。表一 9.1 に万代島砂の物理的性質を示す。

部分排水条件のもとでの液状化強度は、砂の透水性による影響を受けるため、定水位透水試験法¹⁷⁾により、万代島砂の透水係数が調べられた。図一 9.8 に透水係数 k の相対密度に対する変化を示す。

表一 9.1 万代島砂の物理的性質

粒度分布	D_{10} (mm)	0.25
	D_{50} (mm)	0.32
	D_{60} (mm)	0.48
	均等係数	1.9
土粒子比重 G_s		2.671
e_{max}		1.007
e_{min}		0.590



図一 9.8 万代島砂の透水係数

9.3.2 試験方法

上述した試料を用いて、所定の方法¹⁴⁾により作成された供試体を等方圧密した後、完全非排水条件を含む各種の排水条件のもとで、拘束圧一定、軸荷重変動タイプの液状化試験を行った。完全非排水条件の場合には、等方圧による圧密後、排水コックを閉じて非排水条件とし、それぞれ、所定の大きさの振幅の軸荷重を繰返し載荷することとした。一方、部分排水条件の場合には、等方圧による圧密終了後、排水回路を前述の排水制御系統(図一 4)に接続し、排水量調節バルブの開きを α_b の値があらかじめ定められた大きさの値となるように保ち、その後、完全非排水条件の場合と同様の繰返し載荷試験を実施した。表一 9.2 及び表一 9.3 に実験条件を示す。表一 9.2 は排水条件にかかわらず共通の条件を示す。一方、

表一 9.2 実験条件(その 1)

試験装置	振動三軸試験装置
載荷方式	側圧一定、軸圧変動方式
供試体寸法	直径: 50mm, 高さ: 125mm
ゴムスリーブ	材質: 生ゴム, 厚さ: 0.25mm
初拘束圧	1.0 kgf/cm ²
バックプレッシャー	0 kgf/cm ²
応力波形	正弦波

表一 9.3 は排水条件毎にそれぞれの試験条件を示している。

表一 9.3 において、 α_b 、 α_s は排水量調節弁の開きの程度を示す目安となるものであり、 α_b は直接求められるものであるが、排水量調節弁の開きの程度をキャリブレーションにより求める時のビューレットの直径(断面積 A_b)により異なることに注意を要する。なお、 α_b と α_s の間には(9.6)式の関係がある。

試験中の計測は、完全非排水条件の場合、軸荷重、軸変位、間隙水圧、側圧について行った。また、部分排水条件の場合には、それらのほかに、体積変化の測定を行った。軸荷重の測定には、供試体底部のペDESTAL中に埋設された荷重検出器(最大容量 100 kgf)を用いた。軸変位は載荷ロードに取り付けられた差動変位計(ストロークレンジ ± 20 mm)により測定された。間隙水圧は供試体底部の間隙水圧計(最大容量 5 kgf/cm²)により測定された。これらの値は電磁オシロにより記録され、電算処理された。

部分排水条件の場合には、上述の計測ならびに処理のほかに、繰返し載荷中の排水量すなわち体積変化を測定した。繰返し載荷中の排水量の計測には、二重管式ビューレットを用い、ケロシンと水の境界面の変動を 5 コマ/秒の連続撮影可能なカメラにより実験時の振動数と同じ速さで撮影した。

9.3.3 試験結果の概要

(1) 部分排水条件における試験記録例と破壊の定義

完全非排水条件を含む各種の排水条件のもとで液状化試験が実施された。図一 9.9 a 及び図 9.9 b は部分排水条件により繰返しせん断試験を実施した場合の記録例である。図一 9.9 a は完全非排水条件の場合と同様に液状化を生じた場合の例であり、図一 9.9 b は液状化に至らぬ場合の例である。

図一 9.9 a の場合には、部分排水により液状化に至る波数が完全非排水の場合にくらべて大きくなってはいるが、過剰間隙水圧及び軸ひずみの繰返し波数に対する変化は完全非排水条件の場合と同様の傾向を示している。

表一 9.3 実験条件(その 2)

排水条件	α_b α_s (s ⁻¹)	0	2.50×10^{-5}	2.50×10^{-5}	2.50×10^{-5}	3.85×10^{-4}	2.35×10^{-4}	3.85×10^{-4}	7.50×10^{-4}
		0	1.17×10^{-6}	1.17×10^{-6}	1.17×10^{-6}	1.78×10^{-5}	1.10×10^{-5}	1.78×10^{-5}	3.51×10^{-5}
振動数 (Hz)		3	5	3	1	5	3	3	5
初期間隙比		0.597-0.912	0.791-0.880	0.773-0.907	0.797-0.877	0.719-0.812	0.702-0.908	0.696-0.902	0.799-0.859
初期乾燥密度 (gf/cm ³)		1.673-1.397	1.491-1.421	1.506-1.401	1.486-1.423	1.554-1.474	1.569-1.400	1.575-1.404	1.485-1.439
相対密度 (%)		98.3-22.8	52.0-30.5	56.5-24.0	50.5-31.0	69.5-47.0	73.5-23.5	75.0-25.0	50.0-36.5

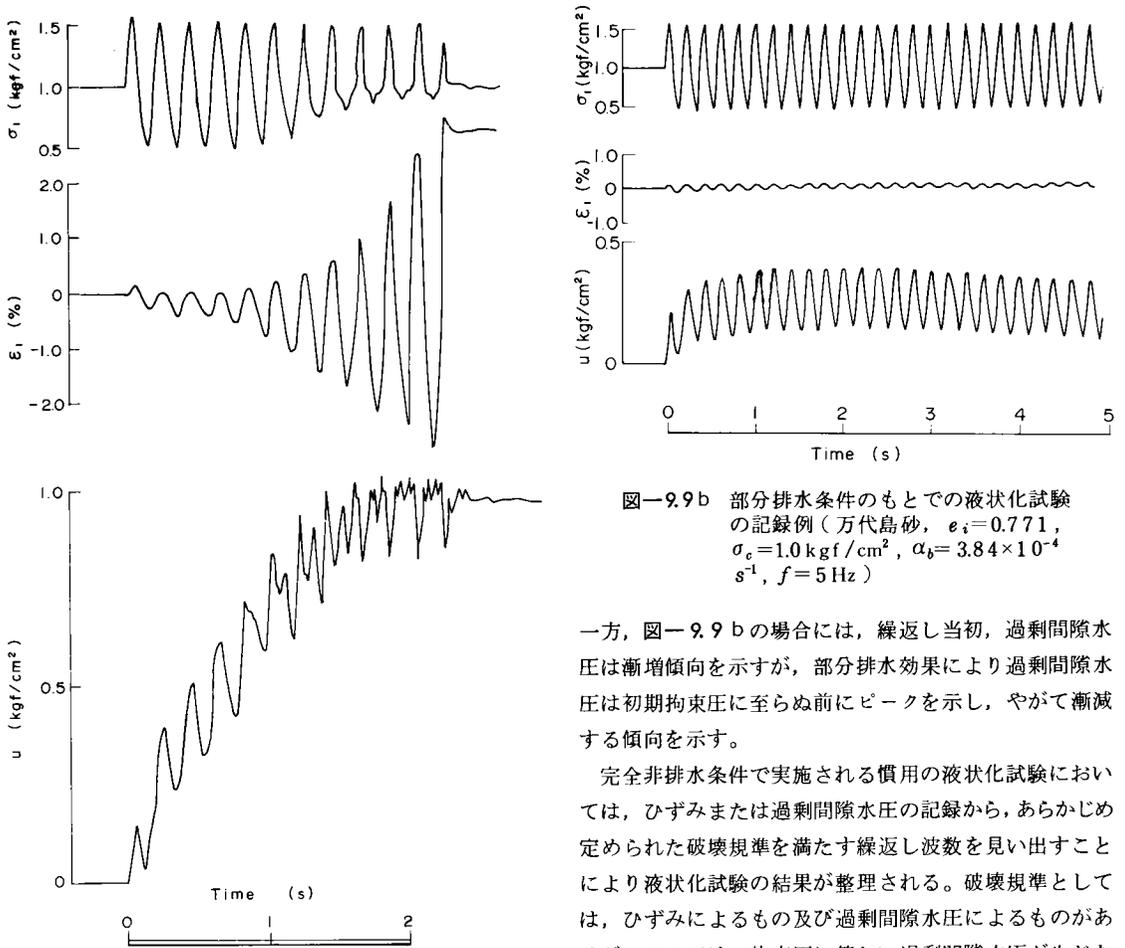


図-9.9 b 部分排水条件のもとでの液状化試験の記録例(万代島砂, $e_i=0.771$, $\sigma_c=1.0 \text{ kgf/cm}^2$, $\alpha_b=3.84 \times 10^{-4} \text{ s}^{-1}$, $f=5 \text{ Hz}$)

一方, 図-9.9 b の場合には, 繰返し当初, 過剰間隙水圧は漸増傾向を示すが, 部分排水効果により過剰間隙水圧は初期拘束圧に至らぬ前にピークを示し, やがて漸減する傾向を示す。

完全非排水条件で実施される慣用の液状化試験においては, ひずみまたは過剰間隙水圧の記録から, あらかじめ定められた破壊規準を満たす繰返し波数を見出すことにより液状化試験の結果が整理される。破壊規準としては, ひずみによるもの及び過剰間隙水圧によるものがあるが, ここでは, 拘束圧に等しい過剰間隙水圧が生じた時の波数, すなわち, $u_{\max}/\sigma_c \approx 1.0$ のときの波数を破壊規準として用いている。完全非排水条件の場合, 砂の

図-9.9 a 部分排水条件のもとでの液状化試験記録例(万代島砂, $e_i=0.781$, $\sigma_c=1.0 \text{ kgf/cm}^2$, $\alpha_b=3.85 \times 10^{-4} \text{ s}^{-1}$, $f=5 \text{ Hz}$)

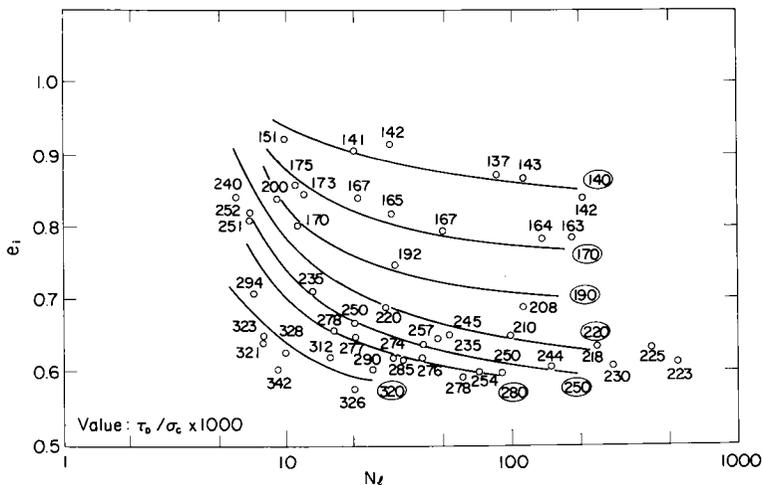


図-9.10 $e_i \sim N_f \sim \tau_b/\sigma_c$ 関係 (完全非排水条件, $\alpha_b=0$)

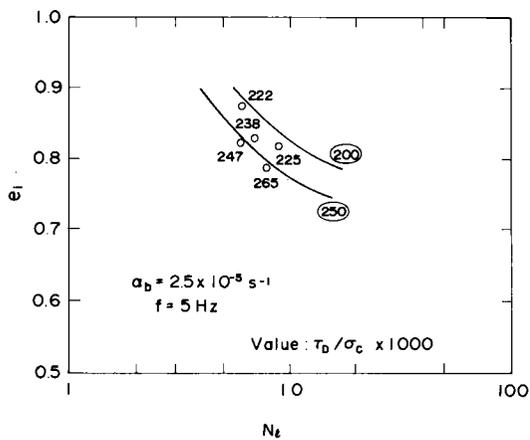


圖-9.11 a $e_i \sim N_i \sim \tau_D / \sigma_c$ 關係
 $(\alpha_b = 2.5 \times 10^{-5} \text{ s}^{-1}, f = 5 \text{ Hz})$

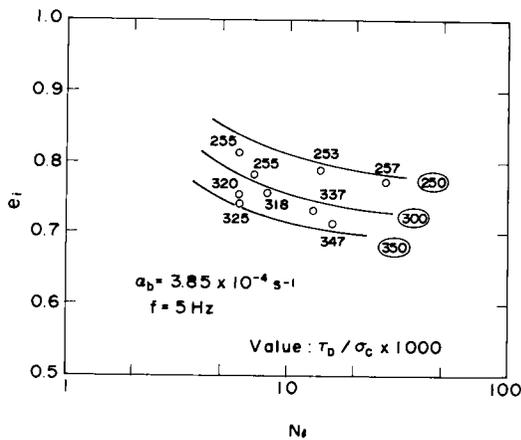


圖-9.11 d $e_i \sim N_i \sim \tau_D / \sigma_c$ 關係
 $(\alpha_b = 3.85 \times 10^{-4} \text{ s}^{-1}, f = 5 \text{ Hz})$

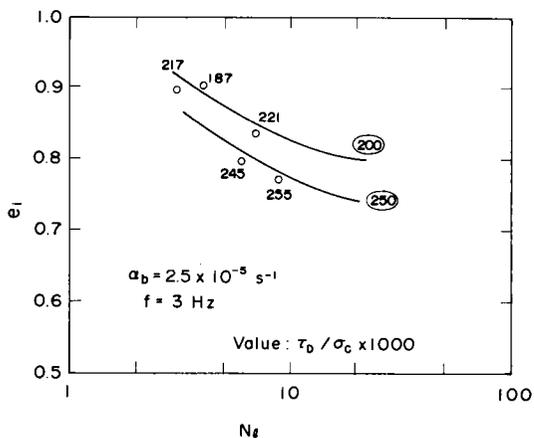


圖-9.11 b $e_i \sim N_i \sim \tau_D / \sigma_c$ 關係
 $(\alpha_b = 2.5 \times 10^{-5} \text{ s}^{-1}, f = 3 \text{ Hz})$

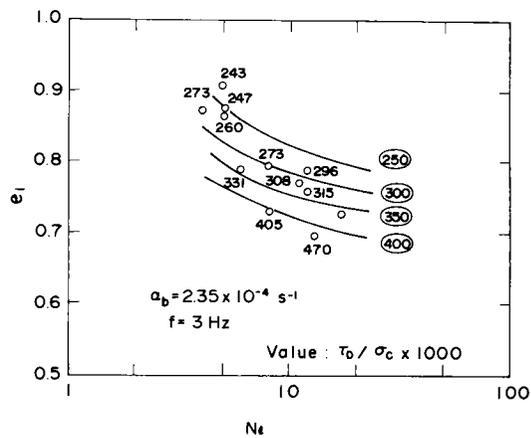


圖-9.11 e $e_i \sim N_i \sim \tau_D / \sigma_c$ 關係
 $(\alpha_b = 2.35 \times 10^{-4} \text{ s}^{-1}, f = 3 \text{ Hz})$

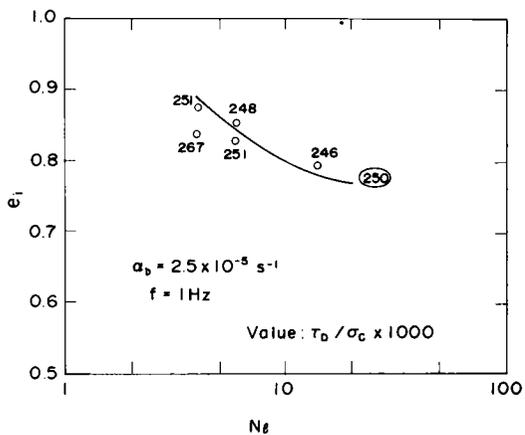


圖-9.11 c $e_i \sim N_i \sim \tau_D / \sigma_c$ 關係
 $(\alpha_b = 2.5 \times 10^{-5} \text{ s}^{-1}, f = 1 \text{ Hz})$

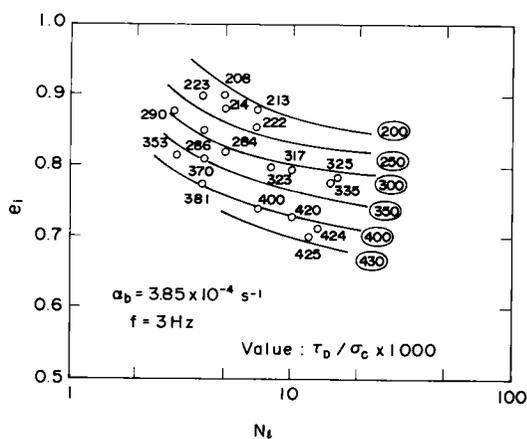
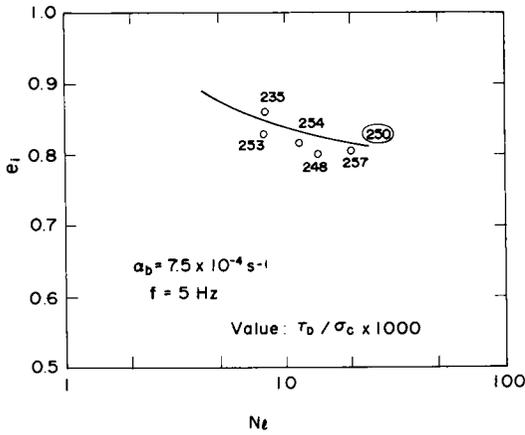


圖-9.11 f $e_i \sim N_i \sim \tau_D / \sigma_c$ 關係
 $(\alpha_b = 3.85 \times 10^{-4} \text{ s}^{-1}, f = 3 \text{ Hz})$



図一 9.11g $e_i \sim N_f \sim \tau_D / \sigma_c$ 関係
($\alpha_b = 7.5 \times 10^{-4} \text{ s}^{-1}$, $f = 5 \text{ Hz}$)

透水性 k は液状化抵抗に無関係であり、また、地震時において想定される通常の範囲の振動数の場合には、振動数 f も液状化抵抗に影響を及ぼさないとされている¹⁸⁾。したがって、完全非排水条件の場合の実験においては、 $f = 3 \text{ Hz}$ を採用しており、この結果を $0.5 \sim 10 \text{ Hz}$ の範囲の代表値とみなしてもよいと考えられる。

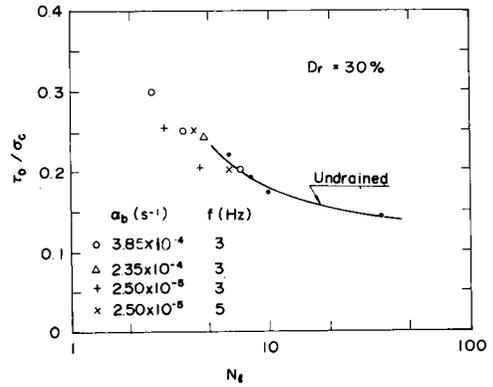
部分排水条件の場合においても破壊規準として、完全非排水条件の場合と同様、間隙水圧比 $u_{\max} / \sigma_c = 1.0$ の時の波数を採用することとしている。したがって、最大過剰間隙水圧 u_{\max} が有効拘束圧 σ_c に達する前にピークを示すものについては、整理の対象から除外されている。

(2) 各排水条件における初期間隙比 e_i 、液状化波数 N_f 及び応力比 τ_D / σ_c の関係

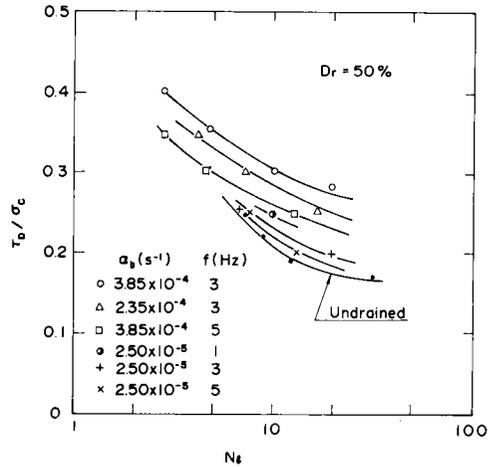
完全非排水条件の場合及び各種の部分排水条件 (α_b 及び振動数 f の組み合わせにより異なる条件を与える) の場合について、初期間隙比 e_i 、応力比 τ_D / σ_c (τ_D : せん断応力振幅であり、軸荷重振幅 σ_D の $\frac{1}{2}$ に等しい、 σ_c : 拘束圧) と液状化に至る波数 N_f の関係がそれぞれ求められる。完全非排水条件の場合について、 $e_i \sim \tau_D / \sigma_c \sim N_f$ の関係を直接プロットしたものを図一 9.10 に示す。また、部分排水条件の場合についても同様の関係を図一 9.11a ~ 図一 9.11g に示す。各図の中の数値は応力比 τ_D / σ_c の小数点以下 3 ケタの値であり、これらのプロットから白丸で囲んだ値を持つ $\tau_D / \sigma_c \times 1000$ の等値線を実線で示した。

(3) 各種の排水条件における液状化強度

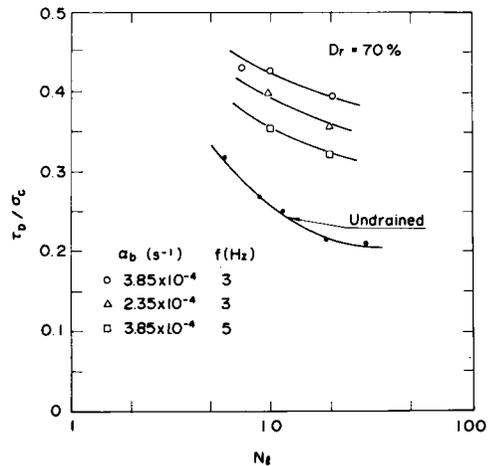
図一 9.6 及び図一 9.11a ~ 図一 9.11g に示す各排水条件における $e_i \sim \tau_D / \sigma_c \sim N_f$ 関係より相対密度 $D_r =$



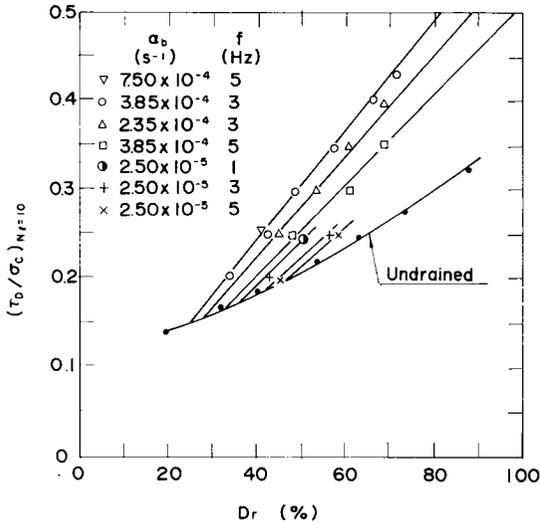
図一 9.12a 各排水条件に対する応力比と液状化波数 ($D_r = 30\%$)



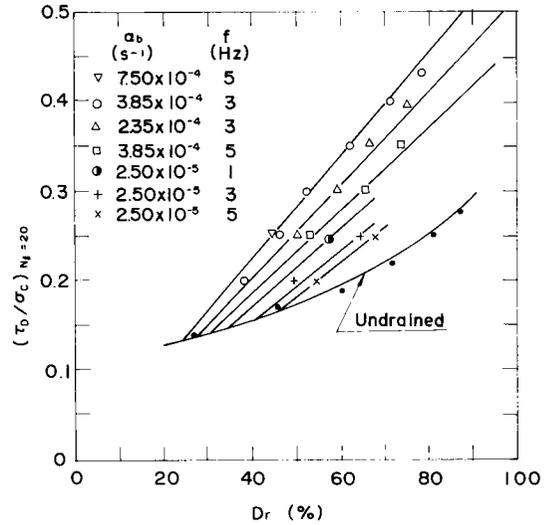
図一 9.12b 各排水条件に対する応力比と液状化波数 ($D_r = 50\%$)



図一 9.12c 各排水条件に対する応力比と液状化波数 ($D_r = 70\%$)



図一9.13 a $N_i=10$ で液状化を生ずる応力比と相対密度の関係



図一9.13 b $N_i=20$ で液状化を生ずる応力比と相対密度の関係

30, 50, 70%に相当する間隙比 $e_i=0.882, 0.800, 0.717$ の場合の応力比と液状化波数 N_i の関係を読み取り、図一9.12 a, 図一9.12 b 及び図一9.12 c に示す。完全非排水条件の場合の液状化強度（ある波数で液状化を生ずるに要する応力比をいう）は、通常の地震波において想定される範囲の振動数の影響を受けないとされており¹⁸⁾、図一9.12 a, 図一9.12 b 及び図一9.12 c の各図における非排水条件の $\tau_D/\sigma_c \sim N_i$ 関係 ($f=3\text{ Hz}$) は他の振動数に対しても不変と考えてもよい。一方、部分排水条件の場合の $\tau_D/\sigma_c \sim N_i$ 関係（液状化強度）は α_b と振動数 f の組み合わせからなる各シリーズの実験条件をパラメータとして表示されている。

図一9.12 a～図一9.12 c の各図より、応力比～液状化波数関係におよぼす排水条件及び振動数の影響には、相対密度により相当異なった様相が見られる。図一9.12 a はかなり緩詰め ($D_r=30\%$) の場合であるが、応力比～液状化波数の関係は排水条件や振動数の影響をほとんど受けず、ほぼ完全非排水条件の場合の応力比～液状化波数の関係と実用上大差のない傾向を示す。すなわち、 $D_r=30\%$ 程度の緩詰め砂の場合には、用いた実験条件の範囲では液状化強度に排水効果はほとんど期待できないとみられる。図一9.12 b は中詰め ($D_r=50\%$)、図一9.12 c は密詰め ($D_r=70\%$) の場合である。これらの場合には、部分排水条件において、ある波数で液状化を生ずるに要する応力比は完全非排水条件の場合よりかなり大きく、したがって、排水効果が現われている。その傾向は相対密度が大きい場合により顕著となる。さらに、

これら両者の場合について、 α_b と f の影響はそれぞれ以下のである。すなわち、 f が同一の場合には、 α_b が大きいほどある波数で液状化を生ずるに要する応力比は大きく、また、 α_b が同一の場合には f が大きいほどある波数で液状化を生ずるに要する応力比は小さくなる。

つぎに、繰返し波数を限定した時の各排水条件における液状化強度について調べる。不規則な波形の地震波動を等価な規則波に置き換えた場合、地震動のマグニチュード M と等価波数 N_e の間にはある相関関係があることが指摘されており、 $M=7, 7.5, 8$ に対して $N_e=10, 20, 30$ 波程度が対応するものとされる¹⁾。 $N_e=10$ 及び $N_e=20$ の場合について考える。図一9.10 及び図一9.11 a～図一9.11 g に示した完全非排水条件及び部分排水条件の場合について $N_i=10$ 及び $N_i=20$ で液状化を生ずるに要する応力比と初期間隙比 e_i の関係を求め、相対密度により表示したものを図一9.13 a 及び図一9.13 b にそれぞれ示す。すなわち、図一9.13 a 及び図一9.13 b は、ある相対密度を持つ砂の各排水条件における $N_i=10$ 及び $N_i=20$ に対する液状化強度を表すものと考えることができる。

図一9.13 a 及び図一9.13 b から、部分排水条件における $N_i=10$ 及び $N_i=20$ の時の液状化強度は α_b 及び f 、さらに相対密度の影響を受けることが示されている。また、相対密度の小さい場合には、 α_b 及び f による影響は小さく、完全非排水条件の場合とほとんど変わらないが、相対密度の増大とともに、完全非排水条件の場合にくらべて飛躍的に大きくなることが示されている。

(4) 完全非排水条件及び部分排水条件における液状化強度の比較

図-9.13 a及び図-9.13 bにおいて、部分排水条件における $N_l=10$ 及び $N_l=20$ に対する液状化強度は完全非排水条件における液状化強度よりも一般に大きい。後者は $f=3 H_z$ の振動数のもとでの液状化試験より求められたものであるが、完全非排水条件の場合の液状化強度は振動数の影響を受けないことが報告されており^{18),19)}、 $f=3 H_z$ のデータは、実地震動の場合の実用上の範囲（1~10 H_z 程度とみられる）において、任意の振動数の時の液状化強度を表わしているとみなすことができる。一方、部分排水条件における液状化強度は α_b 及び f の影響を受けるが、 α_b が小さいほど、また、 f が大きいほど、完全非排水条件の場合の液状化強度に近づく。したがって、部分排水条件の場合の液状化強度は完全非排水条件の場合の液状化強度を基準に表わすのが便利である。図-9.13 a及び図-9.13 bにおいて、ある相対密度に注目すると部分排水条件における液状化強度の完全非排水条件における液状化強度に対する比率は α_b 及び f の関数である。ただし、パラメータ α_b の値は排水量調節バルブの存在により生ずる排水抵抗の目安を与えるものであるが、絶対的なものではなく、断面積 A_b のビューレットを用いて流速 v_b を計測した場合に得られる計測手法上の便宜的な値である。したがって、排水量調節バルブの抵抗は同じであるにもかかわらず、 α_b の値は排水抵抗の較正に用いるビューレットの断面積 A_b の値により異なる。本実験の場合の α_b の値は $A_b=0.909 \text{ cm}^2$ のビューレットを用いて得られたものである。

上述のような室内試験で得られる排水抵抗を原地盤の透水係数 k 、排水距離 L を用いて表わすため以下のように考える。断面積 A_b のビューレットのかわりに供試体の断面積 A_s ($\phi=50 \text{ mm}$, $A_s=19.6 \text{ cm}^2$) と等しい断面積のビューレットにより流速 v_s を計測したものとし、この時得られる α を α_s とすると前述の(9.6)式、すなわち、

$$\alpha_s = \frac{A_b}{A_s} \alpha_b \quad (9.6)$$

が得られる。この α_s が原地盤の透水係数 k の排水距離 L に対する比 k/L に等しい、すなわち、 $\alpha_s = k/L$ とする。このように考えることにより、排水量調節バルブによる排水抵抗が原地盤の透水係数 k と排水距離 L の比 k/L により表示される。

ここで、任意の相対密度 D_r について、部分排水条件及び完全非排水条件における液状化強度の比 $\text{SR}(N_l)$ を液状化強度比と呼び(9.7)式で定義することとする¹⁴⁾。

$$\text{SR}(N_l) = \frac{(\frac{\tau_D}{\sigma_c})_p}{(\frac{\tau_D}{\sigma_c})_u} \quad (9.7)$$

ここに、 $(\tau_D/\sigma_c)_p$ は部分排水条件における液状化強度、 $(\tau_D/\sigma_c)_u$ は完全非排水条件における液状化強度である。

また、 α_s と f について、無次元パラメータ $\bar{\alpha}$ を(9.8)式で定義する¹⁴⁾。

$$\bar{\alpha} = \frac{\alpha_s}{f} = \frac{k}{fL} \quad (9.8)$$

図-9.13 a及び図-9.13 bにおいて、 $D_r=40, 50, 60, 70\%$ の場合について、 $N_l=10$ 及び $N_l=20$ に対する液状化強度比 $\text{SR}(N_l)$ を求め、無次元パラメータ $\bar{\alpha}$ に対してプロットすると図-9.14 a及び図-9.14 bが得られる。

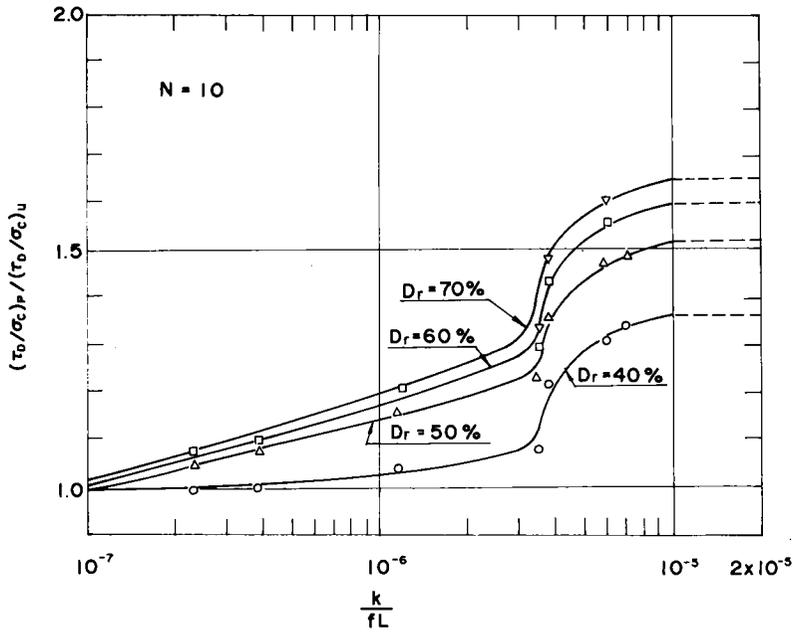
無次元パラメータ $\bar{\alpha} = k/(fL)$ を排水効果係数と称するものとする、図-9.14 a及び図-9.14 bは $N_l=10$ 及び $N_l=20$ の場合について、液状化強度比 $\text{SR}(N_l)$ が排水効果係数 $\bar{\alpha} = k/(fL)$ 及び相対密度により表し得ることを示している。

図-9.14 a及び図-9.14 bは原地盤の透水係数 k 、排水距離 L 及び地盤の卓越振動数 f が与えられた場合に、液状化強度に排水効果を考慮しうるか否か、考慮しうるとすれば、完全非排水条件の場合の液状化強度にくらべてどの程度大きいかを判定するのに用いられる。なお、点線については後述する。

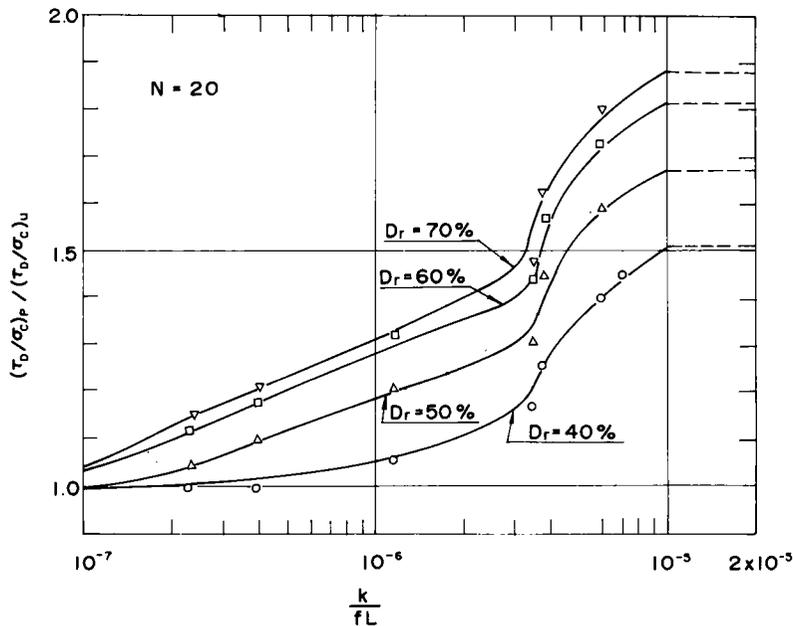
(5) 排水効果係数 $\bar{\alpha} = k/(fL)$ の特性

部分排水条件における液状化強度の完全非排水条件における液状化強度に対する比率、すなわち、液状化強度比 $\text{SR}(N_l)$ が排水効果係数 $\bar{\alpha} = k/(fL)$ により表示されることが示された。ここでは、排水効果係数 $\bar{\alpha}$ について検討する。

繰返しせん断により液状化が生ずる場合には、過剰間隙水圧が最大値に達するまでにある時間が経過する。この間、排水が許容されている場合には、過剰間隙水圧の消散が同時に進行する。部分排水条件のもとでの液状化はこのように過剰間隙水圧の発生と消散が併存する過程において生ずる現象である。地震時の繰返しせん断がある等価波数の周期波により与えられるものとする、過剰間隙水圧の発生量は、振動継続時間 t_d 内の繰返し波数に依存する。特に、完全非排水条件の場合については、De Albaらの研究²⁰⁾がある。一方、発生した過剰間隙水圧は繰返しせん断の各サイクルごとにその一部が消散し、継続時間 t_d 内にはその差が残留していくことにな



図—9.14 a 液状化強度比と $k/(fL)$ の関係 ($N_i = 10$)



図—9.14 b 液状化強度比と $k/(fL)$ の関係 ($N_i = 20$)

る。このような繰返し载荷の継続時間 t_d は (9.9) 式のように表すと便利であり、排水効果を考慮した地盤の解析に採用されている^{18), 21)}。

$$T_d = \frac{k t_d}{m_v \rho_w g L^2} \quad (9.9)$$

ここに、 k は透水係数、 t_d は振動継続時間、 m_v は体積圧縮係数、 ρ_w は水の密度、 g は重力の加速度、 L は排水距離である。

上式は振動継続時間 t_d を圧密排水過程とみなした場合の無次元時間係数となっている。 t_d 時間内には同時

に繰返し波数に応じた過剰間隙水圧が発生している。そこで、この間の振動数を f 、等価な繰返し回数を N_s とすると

$$t_d = \frac{N_s}{f} \quad (9.10)$$

の関係があるので、(9.9)式は(9.11)式のように変形しうる。

$$\begin{aligned} T_d &= \frac{k t_d}{L} \times \frac{1}{\rho_w g m_v L} \\ &= \left(\frac{k}{f L} \right) \left(\frac{N_s}{\rho_w g m_v L} \right) \\ &= \bar{\alpha} \left(\frac{N_s}{\rho_w g m_v L} \right) \end{aligned} \quad (9.11)$$

したがって、

$$\bar{\alpha} = \left(\frac{\rho_w g m_v L}{N_s} \right) T_d \quad (9.12)$$

(9.12)式の $\rho_w g m_v L / N_s$ は1サイクル当りのひずみ量を表わす無次元量、一方、 T_d は排水過程の無次元時間係数であり、無次元パラメータ $\bar{\alpha}$ は両者の積の型で与えられる。

図-9.14 aにおいて、 $N_s = N_l = 10$ 、図-9.14 bにおいて、 $N_s = N_l = 20$ であり、液状化強度比が排水効果係数 $\bar{\alpha}$ に対してプロットされている。無次元量として、(9.11)式の時間係数 T_d を用いると体積圧縮係数 m_v を与える必要があるが、体積圧縮係数 m_v は繰返し載荷中一定値をとらないため与えにくい。無次元量として、(9.8)式に定義した排水効果係数を用いる場合には、 m_v の影響を含む $\rho_w g m_v L / N_s$ の項は図-9.14 a及び図-9.14 bにおいてパラメータとして示されている相対密度に暗に含まれているものと考えられる。

9.4 排水効果を考慮した液状化の予測

9.4.1 液状化予測のための基本的考え方

液状化予測手法については、従来から、いくつかの方法が提案されており、次の3つに大別される¹⁸⁾。すなわち、①過去の液状化例との比較、または原位置試験^{22), 23)} ②解析によって推定した地盤内の地震時せん断応力と実験によって求めた非排水条件での液状化抵抗とを比較する方法¹⁾、③土の要素内の過剰間隙水圧が繰返しせん断によって上昇し、浸透によって消散する過程を定量的に表わす解析モデルを設定し、それを用いて地盤内での地震時の間隙水圧の経時変化を追跡する方法がある^{5), 6), 7), 8)}。

部分排水条件における液状化試験は③の方法の持つ意義を直接的に反映させようとするものであるが、得られた結果の活用にあたっては、排水効果を考慮した液状化

の予測を行うにあたり、②の方法の持つ簡便さに着目することとする。

②の方法は、基本的には、地震時の地盤内の応力 τ_{av} と地盤の強度 $\tau_{l,N}$ を求め両者を比較するものである。この場合、 $F_l = \tau_{l,N} / \tau_{av}$ により定義される安全率により、液状化の可能性を判定することも行なわれる。 $\tau_{l,N}$ としては完全非排水条件における液状化抵抗が用いられる。

著者らは上述した基本的な考え方を活用し、排水効果を考慮した液状化の予測方法を提案した¹⁴⁾。この場合に用いる地震時の地盤内せん断応力及び部分排水条件における液状化強度はそれぞれ以下のように与えられるものとする。

9.4.2 地震時の地盤内せん断応力

地震時の地盤内のせん断応力は、重複反射理論、多質点系振動応答計算、有限要素法などの手法による応答計算法によって求めることができ、各種の実用的な計算プログラム (SHAKE²⁴⁾, DESRA²⁵⁾, CHARSOIL⁷⁾, MASH²⁶⁾ など) が開発されている。地震基盤への入力地震波を与えることにより、地盤内の任意の深さでの動的せん断応力を求めることができる。

一方、地盤を剛体と考え、水平地盤内に水平振動によって発生する最大せん断応力の深さ分布を求め、実際には、地盤が剛体でないことを動的せん断応力低減係数を用いて補正する方法が簡便法として有力な方法となっている。¹⁾

排水効果を考慮した液状化の予測を行うにあたり、動的せん断応力分布の計算には、次の仮定を設けるものとする。

①土は地震時間間隙水圧の発生につれて非線形性が著しくなるが、せん断応力の計算には線形弾性理論が適用できるものとする。

②地震時のせん断応力は地盤の透水性の影響を受けないものとする。粘性土の場合と異なり、間隙水圧の消散が生ずる砂質土層に対してはせん断応力の大きさは、完全非排水条件の場合よりも小さくなる。しかし、地震の継続時間に比べ波の周期は短いため、応力計算に関するかぎり、完全非排水条件の仮定は十分合理的であると考えられる。

上述の仮定により、地震時せん断応力については、排水条件の影響を受けないものと考え、(9.13)式で与えられるせん断応力¹⁾を採用するものとする。

$$\tau_{av} = 0.65 (\tau_d \cdot r_z \cdot \frac{a_{max}}{g}) \quad (9.13)$$

ここに、 r は土の単位体積重量、 z は深さ、 g は重力

の加速度、 a_{max} は地表面における最大加速度、 r_d は深さに対する応力低減係数である。Seed-Idriss¹⁾はいろいろな土質条件に対し、 r_d の範囲を与えている。また、岩崎ら²⁾は r_d のかわりに、 $r_d' = 1 - 0.015z$ を与えている。

9.4.3 部分排水条件における液状化強度

排水条件を考慮した液状化強度は完全非排水条件における液状化強度をもとに、図-9.14 a及び図-9.14 bを利用して求める。すなわち、考慮地点より上方地盤の透水係数 k 、地盤の卓越振動数 f 、考慮地点から排水面までの排水距離 L が与えられた場合、排水効果係数 $\bar{\alpha} = k / (fL)$ を求め、図-9.14 aまたは図-9.14 bを用いて $N_i = 10$ または $N_i = 20$ に対する液状化強度比 $SR(N_i)$ が求められる。

以上により、部分排水条件を考慮した原地盤での液状化強度 $\tau_{l,N}$ は、(9.14)式で与えられるものとする。

$$\begin{aligned} \tau_{l,N} &= SR(N_i) \{ \tau_{l,N} \}_u \\ &= SR(N_i) \left(\frac{\tau_D}{\sigma_c} \right)_u \cdot c_r \sigma_v' \quad (9.14) \end{aligned}$$

ここに、 $SR(N_i)$ は液状化強度比で完全非排水条件の場合、1.0、部分排水条件の場合1.0以上である。

$\{ \tau_{l,N} \}_u$ は完全非排水条件における原位置での液状化強度、 $(\tau_D / \sigma_c)_u$ は完全非排水条件において、振動三軸試験により求められた N_i 波で液状化を生ずるに要する応力比、 c_r は振動三軸試験と原位置の拘束条件の相違を補正するための係数 σ_v' は有効鉛直応力である。

係数 c_r については、Seedら¹⁾は相対密度の関数として与えており、また、Finnら²⁷⁾は $c_r = (1 + 2K_0) / 3$ として与えている。ただし、 K_0 は静止土圧係数である。

9.4.4 部分排水条件における液状化強度の評価にあたっての留意事項

(1) 完全非排水条件における液状化強度 $(\tau_D / \sigma_c)_u$ の評価

排水効果を考慮した液状化強度の評価にあたっては、液状化強度比 $SR(N_i)$ に応じて完全非排水条件における液状化強度を補正する方式をとっている。完全非排水条件における液状化強度 $(\tau_D / \sigma_c)_u$ は一般的には、振動三軸試験を実施することにより個々の砂について求めることができる。

また、液状化強度に関する簡易的な情報が振動三軸試験を実施しないで、何らかの方法により既往の調査試験の結果を用いて推定することにより得られる。それらの代表的な方法として標準貫入試験の結果を用いて推定する方法が提案されている^{1), 2), 28)}。

一方、完全非排水条件における液状化強度は静的せん断試験（荷重制御方式またはひずみ制御方式）の結果と相関性があることが指摘されており、それらから液状化強度の適当な推定値が得られる可能性がある^{29), 30)}。著者ら¹⁴⁾は慣用のひずみ制御型排水せん断試験の場合の応力～ひずみ曲線及び体積ひずみ～軸ひずみ曲線より求められる圧縮に関する指数から液状化強度を推定しうる

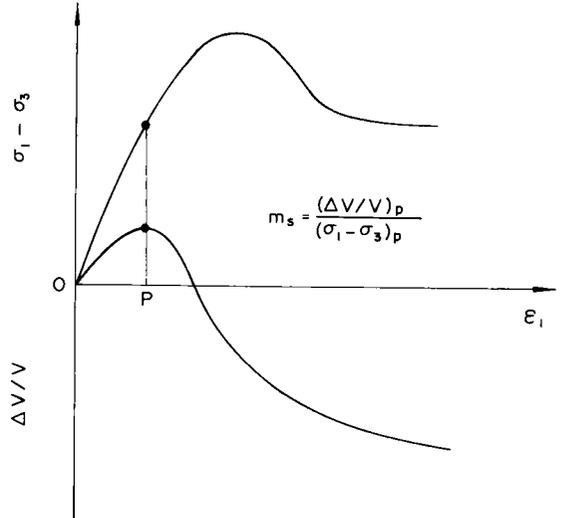


図-9.15 排水せん断試験模式図

ことを報告した。すなわち、図-9.15に定義した圧縮指数 m_s を用いると図-9.16 a及び図-9.16 bに示すように、液状化強度が相対密度にかかわらず圧縮指数により表わし得る。ただし、図-9.16 a及び図-9.16 bの関係は、 $\sigma_c \leq 2.0 \text{ kgf/cm}^2$ でかつ細粒分の少ない土に対して成立するものである。

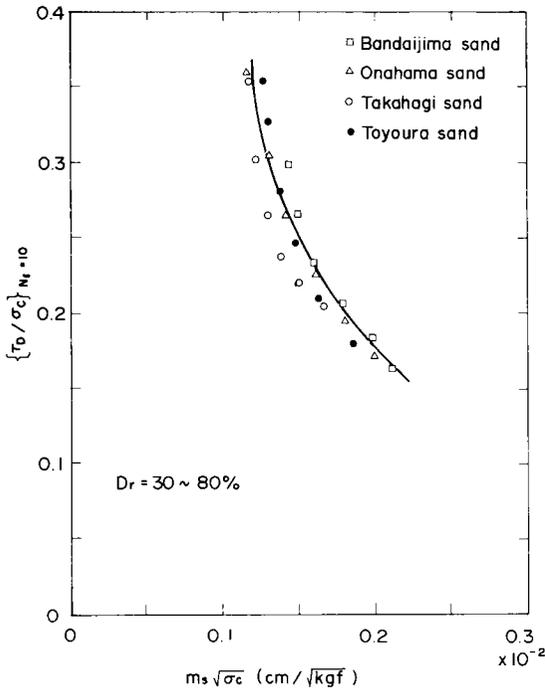
(2) 液状化過程中的間隙水圧の挙動

部分排水条件における飽和砂層の液状化強度は、繰返しせん断により生じた過剰間隙水圧が圧密現象により一部消散する結果、液状化に至る過程が遅らされる、すなわち、より多くの繰返し波数が必要であることにより、完全非排水条件の場合の強度より一般には大きくなる。

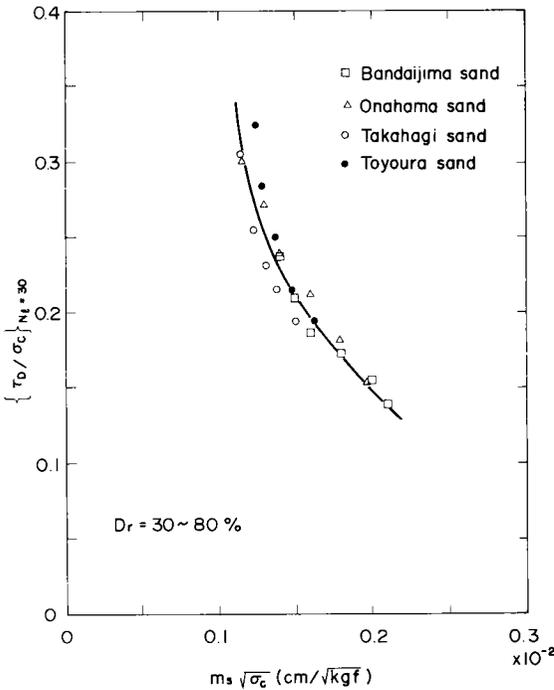
過剰間隙水圧の発生と消散を考慮した解析をする場合の基本的な仮定は、土要素の過剰間隙水圧の変化、 Δu は非排水繰返しせん断により生じた過剰間隙水圧の増分、 Δu_g と土要素に対し、流出または流入する間隙水の流れによる間隙水圧の変化、 Δu_d の合計と考えることである³¹⁾。すなわち、

$$\Delta u = \Delta u_d + \Delta u_g \quad (9.15)$$

一次元条件（水の流れ：鉛直方向のみ、水平方向の土



図一9.16 a $N_f = 10$ で液状化を生ずる応力比と $m_s \sqrt{\sigma_c}$ の関係



図一9.16 b $N_f = 20$ で液状化を生ずる応力比と $m_s \sqrt{\sigma_c}$ の関係

の変形：拘束）に対して、間隙水の流れは(9.16)式により土要素の体積変化 $\Delta \varepsilon_v$ と関係づけられる。

$$\Delta u_d = -\Delta \sigma' = -\frac{1}{m_v} \Delta \varepsilon_v \quad (9.16)$$

ここに、 m_v は体積圧縮係数、 $\Delta \sigma'$ は有効応力の増分である。

時間 Δt の間の体積変化 $\Delta \varepsilon_v$ はダルシーの法則により、(9.17)式で表わされる。

$$\Delta \varepsilon_v = -\frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} \right) \Delta t \quad (9.17)$$

ここに、 k は透水係数、 γ_w は水の単位体積重量である。

(9.15)、(9.16)及び(9.17)式から、堆積層内の過剰間隙水圧の発生及び再配分に関する基本式は(9.18)式で与えられる。

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{1}{m_v \gamma_w} \frac{\partial}{\partial z} \left(k \frac{\partial u}{\partial z} \right) + \frac{\partial u_d}{\partial t} \quad (9.18)$$

(9.18)式は熱発生項 $-\frac{\partial u_d}{\partial t}$ を有する熱伝導の式と同じ型の式であり、その解である残留間隙水圧 u は(9.18)式を差分式に直して求められる。その場合、 $\frac{\partial u_d}{\partial t}$ の項は非排水条件のもとで繰返しせん断試験の繰返し波数と応力比関係を使用するか³¹⁾、または、排水条件での繰返し試験の体積ひずみ特性^{29), 32)}を利用して求められる。

地震時における繰返しせん断応力が作用した場合の変化は一次元状態に対しては(9.18)式を境界条件及び初期条件を与えて解くことにより得られる。得られた過剰間隙水圧の深さ方向の分布は初期有効応力 σ'_0 との比較、すなわち、間隙水圧比 u/σ'_0 の型で液状化の程度の判定に用いられる。

振動継続時間 t_d に対し、この間の排水による効果は粘性土地盤の圧密の場合にならって、前述の(9.9)式による時間係数 T_d により表示される。すなわち、

$$T_d = \frac{k t_d}{m_v \rho_w g L^2} = \frac{c_v t_d}{L^2} \quad (9.19)$$

$$c_v = \frac{k}{\rho_w g m_v} \quad (9.20)$$

ただし、 c_v は圧密係数である。

粘性土の場合には、 m_v 及び k は圧密応力に対して変化するが、その変化の割合が同程度である結果、正規圧密領域においては比較的一定となる性質がある。一方、砂質土の場合には、 k が応力により比較的影響を受けないと考えられるのに対して、 m_v の変化が大きくなるため、 c_v は応力により大きい影響を受ける。したがって、排水効果を T_d の型で評価する場合には、 c_v の選定、したがって、 m_v の選定が困難になることに注意する必要がある。

(3) 透水係数 k と体積圧縮係数 m_v の評価と定ひずみ速度圧密試験法の活用

排水効果を評価するにあたって、一般的には、透水係数 k と体積圧縮係数 m_v の評価が必要になる。粘性土の場合、 m_v と k は標準圧密試験により同時に求まるが、砂質土については、前述のように、透水性が大きいため標準圧密試験を用いることは不可能である。砂の圧密定数のうち、 m_v については標準圧密試験により求められるが、 k については別途、透水試験で求める必要がある。この場合、通常の透水試験は拘束圧のない状態で実施されるため、拘束圧の影響を検討する場合には、特別な装置が必要になる。図-9.17 は著者ら³³⁾ が試作した拘束圧をかけた状態での透水試験の可能な装置である。

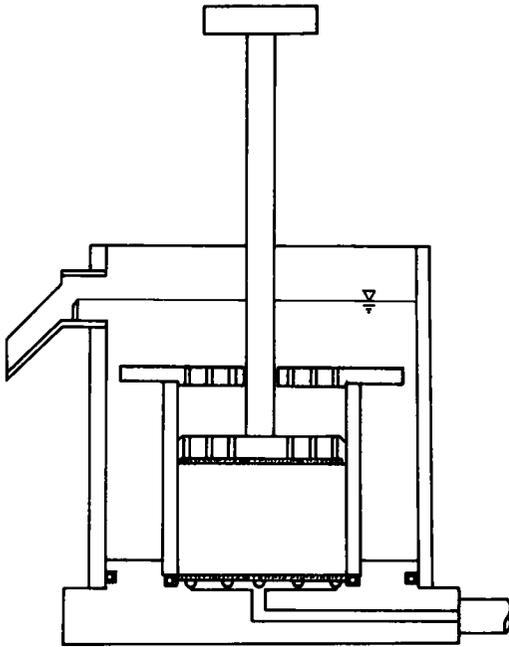


図-9.17 加圧透水型透水試験容器

砂の m_v と k の評価を標準圧密試験と透水試験（上載圧荷条件）により行うかわりに定ひずみ速度圧密試験法の活用が砂質土に対しても有効と考えられる。定ひずみ速度試験の場合の m_v と k は第3章で述べたように、それぞれ、(9.21)式及び(9.22)式で与えられる。

$$m_v = \frac{\Delta \varepsilon}{\Delta \sigma'} = \frac{R}{H} \left(\frac{\Delta t}{\Delta \sigma_v} \right) \quad (9.21)$$

$$k = \frac{\gamma_w R H}{2 u_b} \quad (9.22)$$

$$\sigma' = \sigma_v - \alpha u_b \quad (9.23)$$

ここに、 R は変位速度 (cm/min)、 H は供試体の高さ (cm)、 u_b は供試体底面の過剰間隙水圧 (kgf/cm²)、

γ_w は水の単位体積重量 (gf/cm³)、 $\Delta \varepsilon$ は鉛直ひずみ、 σ' 、 $\Delta \sigma'$ は有効応力及びその増分 (kgf/cm²)、 σ_v 、 $\Delta \sigma_v$ は鉛直全応力及びその増分 (kgf/cm²)、 α は定数である。

標準圧密試験では沈下の初期部分の記録より図解法を用いて、 c_v さらには k の決定を行っている。透水性の大きい土に対しては第8章において取上げたように、 c_v の値、したがって、 k の値を必然的に過小評価してしまう傾向があり、砂質土の場合には、その傾向は一そう顕著となる。定ひずみ速度圧密試験の場合には、図解法を必要とせず、(9.21)式ならびに(9.22)式を用いて、 m_v 及び k を直接評価することができる。

砂質土に定ひずみ速度圧密試験を適用するにあたって配慮すべき点は測定可能な量の過剰間隙水圧を発生させるか否かである。(9.22)式から明らかなように、 k の値は u_b の精度に直接支配される。このことは、 u_b の値が相当小さい値であってもその精度が維持されておれば、求められた k の値は信頼性のあるものと考えてよいということでもある。

上述のことから、 k の値の大きい砂質土に対し、(9.22)式を用いて k の値を求めた時、その値が信頼性のあるものとするための対処の方法として、次の3つの方法がある。

- ① 変位速度 R の値を大きくする。
- ② 供試体の高さ H を大きくする。
- ③ 供試体底部で計測される過剰間隙水圧 u_b の精度を上げる。

これらのうち、 H を大きくすることには限界がありそれほど効果的ではない。有効な方法としては、 R の値を大きくすることと微小な値の想定される u_b の精度を上げることである。第8章の混合土試料についての検討によると高塑性の土に対しては、ひずみ速度 R_e を大きくする（変位速度 $R = 100 H R_e$ (cm/min) を大きくする）ことは速度効果のため好ましくないが、低塑性の土に対しては速度効果は顕著でなくなることが明らかになっている。したがって、砂質土の場合に変位速度 R を大きくすることについての理論的な制約はない。一方、過剰間隙水圧 u_b の計測精度を上げるためには低容量（例えば最大容量 0.1 kgf/cm² の間隙水圧計を用いるものとする）の間隙水圧計を用いればよい。バックプレッシャーをかける必要がある場合には、容量の大きいバックプレッシャー分をキャンセルでき、かつ、定ひずみ速度試験中の微小な過剰間隙水圧を計測できる低容量の差圧計を使用する³⁴⁾。

9.5 排水効果を考慮した液状化の予測法の適用例

9.5.1 概要

9.4では部分排水条件により実施した液状化試験の結果を用い、排水効果を考慮した液状化の簡便な予測法を提案した。前述の方法は直接的には置換地盤、裏込め、あるいは埋立地盤等の人工造成地盤の液状化の検討を行なう際、人工造成地盤の上層部について、その排水効果を評価することを想定したものである。このような予測法を用いて、2つのケースについて液状化の検討を行った^{14), 33)}。

その一つは1964年の新潟地震の際、液状化を生じた

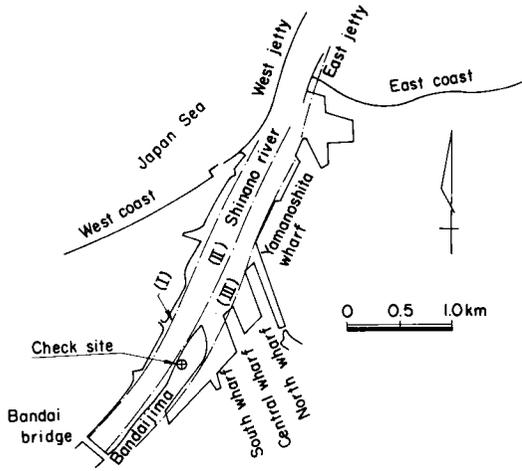


図-9.18 a 新潟港の土質断面位置図³⁵⁾

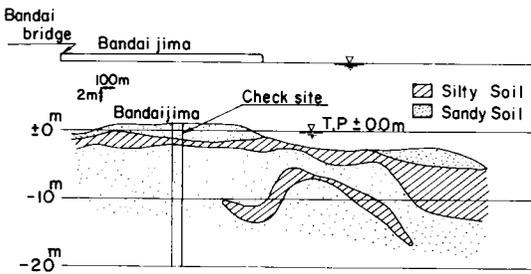


図-9.18 b 信濃川右岸の土質断面図³⁵⁾

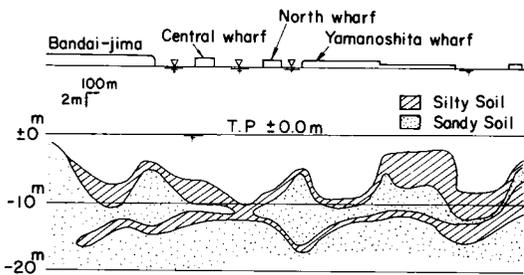


図-9.18 c 万代島棧橋～臨港間土質断面図³⁵⁾

砂質地盤において、表層部のシルト層の存在が特に排水効果という観点から下部砂層の液状化にどのような影響を与えるかということを検討したものであり、他の一つは大水深津浪防波堤の建設計画に関し、耐震設計の一環としての液状化に対する検討を特に排水の影響を考慮して実施したものである。以下では以上の2つの適用例について述べる。

9.5.2 新潟地震時の液状化地盤の解析

(1) 検討地点の土質及び地震条件

1964年の新潟地震の際、液状化にともなう大きな災害を生じた万代島地域(図-9.18a)の土質条件は図-9.18b及び図-9.18cに示すように、一般的には砂分が支配的であるが比較的表層部、すなわち、海水面から-2m~-3mの所に厚さ1~2mのシルト分の多い土の存在が全域的に認められる³⁵⁾。この地盤の地震前後の平均N値は図-9.19のようである。図-9.19に示した平均N値の深

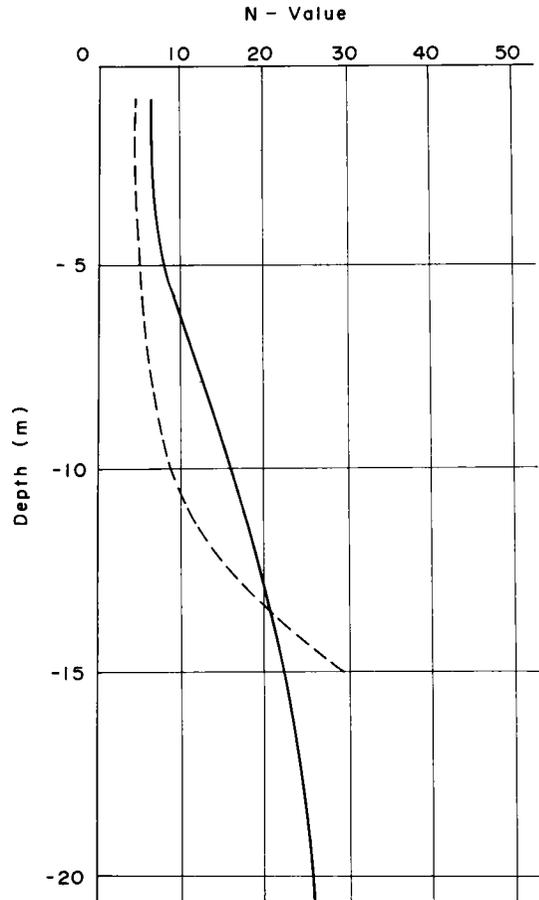


図-9.19 検討対象地点の地震前後の平均N値の深さ方向分布(実線:地震前, 破線:地震後)

さ方向分布を見ると-13m以浅では N 値が地震後に減少している。一方、-13m以深では N 値は逆に増大している。一般に N 値の地震前後の増減の傾向は一定していないので N 値の傾向から地盤の液状化領域を推定することはできないが、 N 値の変動から液状化が発生したであろうことは十分推定される状況にある。

図-9.18bに示した地点において、排水効果を考慮した液状化の検討を行うにあたっては、地盤の圧縮性と透水性に関する情報が必要とされる。そのため、原位置より採取した乱した砂について、定水位透水試験、加圧透水試験(上載圧を作用させた状態での透水試験)ならびに定ひずみ速度圧密試験を実施した。加圧透水試験については、前述の図-9.17の透水試験装置を用いた。また砂質土の定ひずみ速度圧密試験は前述した注意事項に配慮して行われた。

図-9.20に砂質土の定ひずみ速度圧密試験結果の一例を示す。砂質土の場合、圧縮係数 c_v の圧密応力による変化は非常に大きい。これは k の圧密応力による減少にくらべ、 m_v の減少が相対的に大きいことに起因している。

図-9.21は定水位透水試験、加圧透水試験(PUAP Test)及び定ひずみ速度圧密試験(CRS Test)から求められた透水係数 k の初期間隙比 e_i との関係を示す。加圧透水試験の k は載荷重 $p=0 \text{ kgf/cm}^2$ 及び $p=1.0 \text{ kgf/cm}^2$ に対する値である。一方、定ひずみ速度圧密試験については、平均圧密応力 0.1 kgf/cm^2 及び 1.0 kgf/cm^2 に対する値が示されている。

図-9.22には、定ひずみ速度圧密試験により求められた平均圧密応力 $\sigma_{av}'=1.0 \text{ kgf/cm}^2$ に対する体積圧縮係数 m_v と相対密度 D_r の関係を示す。

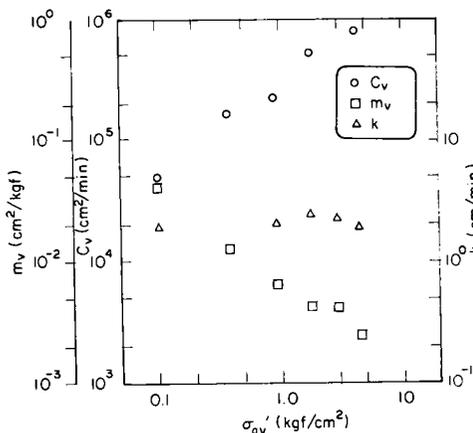


図-9.20 砂質土の定ひずみ速度圧密試験結果の一例 ($R=3.55 \text{ cm/min}$, $H_i=4.29 \text{ cm}$, $e_i=0.795$)

N 値の深さ方向分布をもとに、地盤の透水係数の深さ方向の分布を以下のようにして求めた。

相対密度 D_r と標準貫入試験の N 値の関係がGibbs-Holzの実験をもとに(9.24)式をより与えられている。

$$D_r = 21 \sqrt{\frac{N}{\frac{\sigma_v'}{10} + 0.7}} \quad (9.24)$$

ここに、 σ_v' は有効上載圧 (tf/m^2) である。

図-9.19に示した地震前の N 値の深さ方向分布から、

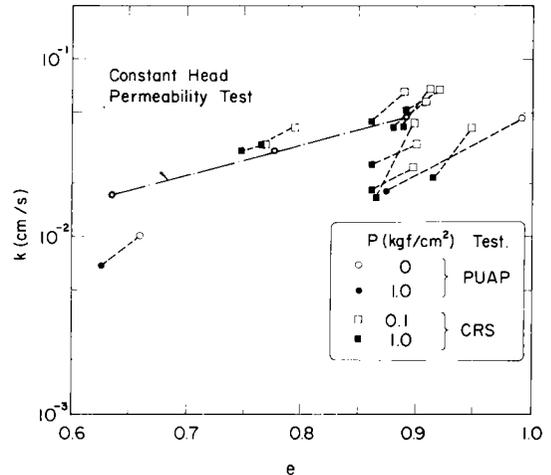


図-9.21 3種類の試験による k と初期間隙比の関係(PUAP:加圧透水試験, CRS:定ひずみ速度圧密試験)

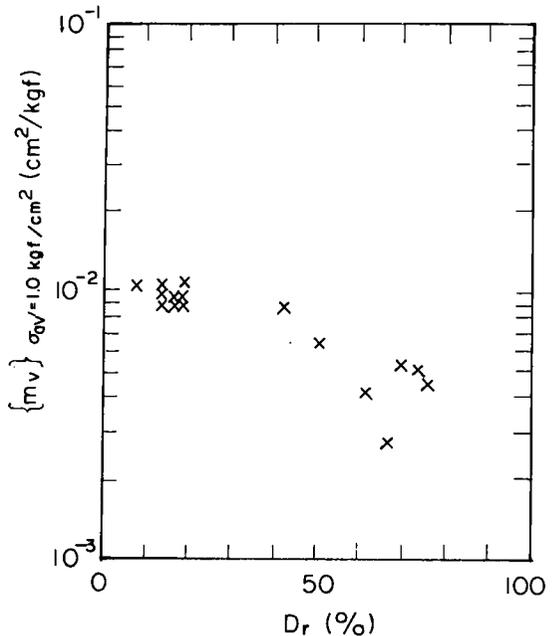
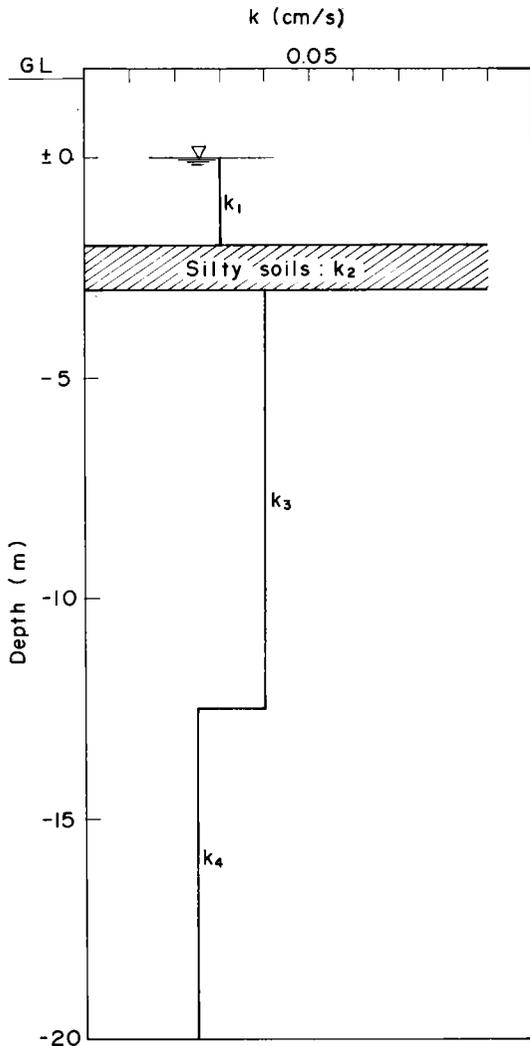


図-9.22 定ひずみ速度圧密試験による m_v と相対密度の関係

図一9.21の $k \sim e_s$ 関係及び(9.24)式の $D_r \sim N$ 関係から、透水係数 k の深さ方向分布を求める。図一9.21に示すように、 $k \sim e_s$ の関係は試験法により3種類のものが得られている。透水係数に及ぼす拘束圧の影響が問題



図一9.23 k の深さ分布

になるが、とりあえず定水位透水試験の結果を用いることとする。このようにして求めた k の深さ方向分布を図一9.23に示す。

(9.24) 式の関係は砂に対して成立するものであり、図一9.18 bに示した表層部シルト層に対しては適用できない。表層部のシルト層は非常に薄い層であり、通常の解析を行う場合には無視されることになる。しかし、透水性を考慮した解析を行う場合には、透水層の相対的に低いシルト層の存在は、たとえ、ある程度薄い層であっても、連続して存在する場合には、何らかの影響を及ぼすことが予想される。図一9.18 b 及び図一9.18 c のシルト層の透水係数については、正確な値が得られていないため、 $k = 10^{-4}, 10^{-3}, 10^{-2}$ cm/s の各オーダーの場合について検討することとし、これらの値は図一9.23 では k_2 として示されている。

つぎに、検討対象地点の地震条件については、新潟地震時の強震記録によれば、地表面における最大加速度 $a_{max} = 0.17 g^{35)}$ とされており、また、地盤の卓越振動数は $f = 2 H_s^{36)}$ と推定される。

(2) 地震時のせん断応力と液状化強度の計算

地震時せん断応力 τ_{av} は(9.13)式により計算する。ただし、単位体積重量は、海面上では $\gamma = 1.8 \text{ tf/m}^3$ 、海水面下 $\gamma' = 1.0 \text{ tf/m}^3$ とした。計算結果を表一9.4に示す。

液状化強度については、完全非排水条件における強度と部分排水条件における強度を求めた。

図一9.19に示した地震前の N 値分布から相対密度 D_r を(9.24)式により推定する。各深さの相対密度に対し、波数 N_i において液状化を生ずるに要する応力比

表一9.4 地震時せん断応力の計算

深度 (m)	γz (tf/m ²)	τ_d	τ_{av} (tf/m ²)
+ 1.8	0	-	0
± 0	3.24	0.99	0.35
- 5	13.24	0.94	1.38
-10	23.24	0.85	2.18
-15	33.24	0.66	2.42
-20	43.24	0.55	2.63

表一9.5 完全非排水条件における液状化強度の計算過程

深度 (m)	N 値	有効載圧 (tf/m ²)	相対密度 (%)	c_r	$(\tau_D / \sigma_c)_w$		$(\tau_{i,N})_w$ (tf/m ²)	
					$N_i = 10$	$N_i = 20$	$N_i = 10$	$N_i = 20$
+ 1.8	7	0	66	0.62				
± 0	7	3.24	54	0.58	0.220	0.180	0.413	0.338
- 2	7	5.24	50.2	0.57	0.210	0.170	0.627	0.508
- 3	7	6.24	48.3	0.57	0.183	0.143	0.667	0.509
- 5	8	8.24	48.0	0.57	0.187	0.142	0.878	0.667
-10	15.5	13.24	58.0	0.59	0.235	0.190	1.836	1.484
-15	22	18.24	62.0	0.61	0.245	0.197	2.726	2.192
-20	26	23.24	62.0	0.61	0.245	0.197	3.473	2.793

は完全非排水条件の液状化試験の結果を用いて求められた。計算過程の例を表-9.5に示す。

つぎに、与えられた条件に対し、排水効果が期待しうるか否かの判定は、排水効果係数 $\bar{\alpha} = k / (fL)$ と図-9.14aまたは図-9.14bにより行う。

図-9.23に与えられた透水条件の場合、砂層部分については、図-9.23に与えられたものとし、表層部シルト層については、 $k_2 = 10^{-4}, 10^{-3}, 10^{-2}$ cm/s の3条件について検討する。

上述の3ケースについて、各ケースの透水係数 k の深さ方向分布に対し、各検討要素の深さより上方の k の分布から等価透水係数 \bar{k} を求める。その点より排水面までの排水距離 L 、卓越振動数 $f = 2$ Hz とともに、各深さにおいて、排水効果係数 $\bar{\alpha} = \bar{k} / (fL)$ を求め、図-9.14aまたは図-9.14bから $N_1 = 10$ または $N_1 = 20$ に対する液状化強度比 $SR(N_1)$ を求める。 $\bar{\alpha}$ が図-9.14aまたは図-9.14bの上限をこえる場合には、 $\bar{\alpha} = 10^{-5}$ s⁻¹の値を用いる。(これは安全側の仮定である。)

部分排水条件における液状化強度 $\tau_{l,N}$ は前出の(9.14)式、すなわち次式により求める。

$$\tau_{l,N} = SR(N_1) (\tau_{l,N})_u \quad (9.25)$$

ここに、 $(\tau_{l,N})_u$ は完全非排水条件における原位置での液状化強度である。

表-9.6a, 表-9.6b及び表-9.6cに、それぞれ、 $k_2 = 10^{-4}$ cm/s, $k_2 = 10^{-3}$ cm/s 及び $k_2 = 10^{-2}$ cm/s の場合の液状化強度の計算過程の例を示す。

(3) 液状化の検討

各深さの点における液状化の可能性は、地震時のせん断応力 τ_{av} と原地盤での液状化強度 $\tau_{l,N}$ との比較により検討される。前述のようにして求められた地震時のせん断応力 τ_{av} 、ならびに各排水条件における液状化強度 $\tau_{l,N}$ を用いて、液状化に対する安全率 $F_l = \tau_{l,N} / \tau_{av}$ を求め、各深さの点についてプロットすると各排水条件に対する安全率の深さ分布が図-9.24の型で表示される。

図-9.24から排水効果の影響を考慮して液状化解析を行なった場合、表層部シルト層の存在が下部砂層の液状化につきのような影響を及ぼすことが明らかにされる。

- 1) 厚さ1 m程度の薄いシルト層であっても広範囲に存在する場合には、排水性という観点から下部砂層に大きい影響を及ぼす可能性がある。
- 2) シルト層の透水係数 k_2 が 10^{-4} cm/sより小さいものとする完全非排水条件として解析した場合とほとんど等しい。

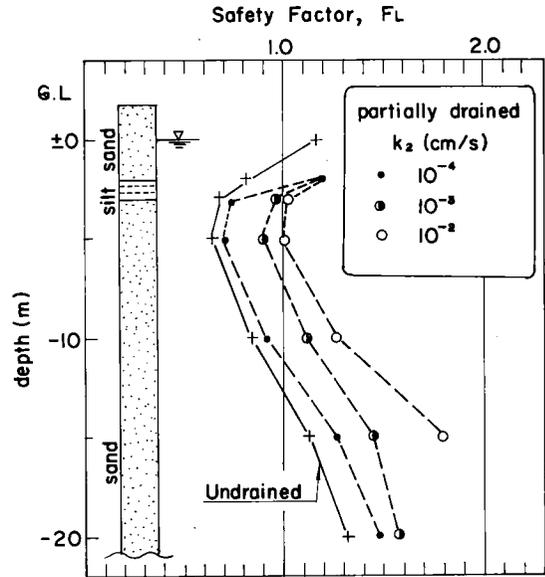


図-9.24 液状化に対する安全率の深さ方向分布

3) シルト層の存在している部分にかなり透水性の大きい層が存在していた($k_2 = 10^{-2}$ cm/s 程度の層)ものと仮定して、排水効果を考慮した検討を行うと液状化強度はかなり大きく、したがって、液状化の可能性はかなり小さかったものと推定される。

上述のような検討により万代島地域の地盤には、上部部に薄いシルト層が全域的に存在していることから、排水効果がほとんど考慮し得ず、結果的には、完全非排水条件とほぼ等しい条件により液状化を生じたものと考えられる。

ここで行った検討においては、シルト層など細粒分を含む層の存在が下部砂層の液状化を促進させるような働きをすることになる。一方、細粒分を含む層が厚い場合には、液状化の可能性は小さいという報告がある³¹⁾。このことは、一見、矛盾するようであるが、上述のことはシルト層など細粒分を含む層の下方に存在する砂層の液状化を対象としたのに対し、後者では、細粒分を含む層自体の液状化を問題としていることに注意する必要がある。

9.5.3 大水深湾口防波堤建設地点の液状化の検討

(1) 概要

水深60mに及ぶ大水深地点に津波防波堤の建設が計画され、その耐震性の検討の一環として、液状化に対する検討が必要となった。このため、大水深地点において、海底着座型土質調査機-MAS78による乱さない試料の採取、ボーリング孔を利用したPS検層ならびに室内動

表一 9.6 a 部分排水条件における液状化強度の計算 ($k_2=1 \times 10^{-4}$ cm/sの場合)

深度 (m)	相対密度 (%)	$(\tau_{l,N})_u$ (tf/m ²)		k_i (cm/s)	d_i (cm)	\bar{k} (cm/s)	$\frac{\bar{k}}{fL}$	SR (N_i)		$\tau_{l,N}$ (tf/m ²)	
		$N_i=10$	$N_i=20$					$N_i=10$	$N_i=20$	$N_i=10$	$N_i=20$
+1.8	66.0										
± 0	54.0	0.413	0.338								
- 2	50.2	0.627	0.508	3.0×10^{-2}	200	3.0×10^{-2}	7.5×10^{-5}	1.52	1.68	0.953	0.853
- 3	48.3	0.667	0.509	1.0×10^{-4}	300	2.98×10^{-4}	4.96×10^{-7}	1.09	1.11	0.740	0.565
- 5	48.0	0.878	0.667	4.0×10^{-2}	500	4.94×10^{-4}	4.94×10^{-7}	1.08	1.10	0.948	0.734
-10	58.0	1.836	1.484	4.0×10^{-2}	1,000	9.76×10^{-4}	4.88×10^{-7}	1.08	1.10	1.983	1.632
-15	62.0	2.726	2.192	2.5×10^{-2}	1,500	1.44×10^{-3}	4.80×10^{-7}	1.12	1.20	3.053	2.630
-20	62.0	3.473	2.793	2.5×10^{-2}	2,000	1.88×10^{-3}	4.70×10^{-7}	1.12	1.20	3.889	3.353

表一 9.6 b 部分排水条件における液状化強度の計算 ($k_2=1 \times 10^{-3}$ cm/sの場合)

深度 (m)	相対密度 (%)	$(\tau_{l,N})_u$ (tf/m ²)		k_i (cm/s)	d_i (cm)	\bar{k} (cm/s)	$\frac{\bar{k}}{fL}$	SR (N_i)		$\tau_{l,N}$ (tf/m ²)	
		$N_i=10$	$N_i=20$					$N_i=10$	$N_i=20$	$N_i=10$	$N_i=20$
+1.8	66.0										
± 0	54.0	0.413	0.338								
- 2	50.2	0.627	0.508	3.0×10^{-2}	200	3.0×10^{-2}	7.5×10^{-5}	1.51	1.68	0.947	0.853
- 3	48.3	0.667	0.509	1.0×10^{-3}	300	2.81×10^{-3}	4.68×10^{-6}	1.43	1.51	0.950	0.769
- 5	48.0	0.878	0.667	4.0×10^{-2}	500	4.48×10^{-3}	4.48×10^{-6}	1.42	1.49	1.242	0.994
-10	58.0	1.836	1.484	4.0×10^{-2}	1,000	8.05×10^{-3}	4.03×10^{-6}	1.32	1.47	2.427	2.181
-15	62.0	2.726	2.192	2.5×10^{-2}	1,500	1.0×10^{-2}	3.33×10^{-6}	1.29	1.42	3.516	3.113
-20	62.0	3.473	2.793	2.5×10^{-2}	2,000	1.2×10^{-2}	3.0×10^{-6}	1.19	1.40	4.132	3.910

表一 9.6 c 部分排水条件における液状化強度の計算 ($k_2=1 \times 10^{-2}$ cm/sの場合)

深度 (m)	相対密度 (%)	$(\tau_{l,N})_u$ (tf/m ²)		k_i (cm/s)	d_i (cm)	\bar{k} (cm/s)	$\frac{\bar{k}}{fL}$	SR (N_i)		$\tau_{l,N}$ (tf/m ²)	
		$N_i=10$	$N_i=20$					$N_i=10$	$N_i=20$	$N_i=10$	$N_i=20$
+1.8	66.0										
± 0	54.0	0.413	0.338								
- 2	50.2	0.627	0.508	3.0×10^{-2}	200	3.0×10^{-2}	7.5×10^{-5}	1.51	1.68	0.947	0.853
- 3	48.3	0.667	0.509	1.0×10^{-2}	300	1.8×10^{-2}	3.33×10^{-5}	1.50	1.65	1.001	0.840
- 5	48.0	0.878	0.667	4.0×10^{-2}	500	2.3×10^{-2}	2.30×10^{-5}	1.50	1.65	1.317	1.101
-10	58.0	1.836	1.484	4.0×10^{-2}	1,000	2.93×10^{-2}	1.47×10^{-5}	1.50	1.65	2.754	2.449
-15	62.0	2.726	2.192	2.5×10^{-2}	1,500	2.76×10^{-2}	9.20×10^{-6}	1.59	1.81	4.334	3.968
-20	62.0	3.473	2.793	2.5×10^{-2}	2,000	2.69×10^{-2}	6.72×10^{-6}	1.57	1.75	5.453	4.888

表一 9.7 試料の物理的特性

Sample No.	D 22 1-1	D 22 1-2	D 22 2-1	D 22 2-2	D 22 3-1	D 22 3-2	D 1 2-1,2	D 3 1-1	D 3 1-2	D 3 3-1,2
Depth (m)	1.50	1.50	3.50	3.50	6.30	6.30	7.50	2.50	2.50	6.50
G_s	2.77	2.74	2.71	2.75	2.76	2.78	2.74	2.75	2.75	2.76
Gravel (%)	4.5	3.9	1.4	2.1	6.6	1.3	8.9	0.5	0.9	0.5
Sand (%)	80.8	81.7	26.4	53.5	48.1	64.6	83.3	41.8	45.2	47.6
Silt (%)			58.2					43.4	39.6	39.6
Clay (%)	14.7	14.4	14.0	44.4	45.3	34.1	7.8	14.3	14.3	12.3
三角座標分類	S-F	S-F	F	SF	SF	SF	S-F	F	F	F

的試験が実施された³³⁾。このうち、液状化に対しては、マウンド法尻附近の排水効果の評価が問題となり、9.4に提案した方法により検討を行った。

(2) 検討地点の土質及び地震条件

図一 9.25 aに示した地点において、海底着座型土質調査機-MAS 78による土質調査が実施され、さらに、一

部、ボーリング孔を利用したPS検層が実施された。津波防波堤建設地点の地盤条件は大まかには図一 9.25 bのように想定された。図一 9.25 aのいくつかの地点において採取された試料を用いて、動的物性試験、液状化試験が実施された。通常の完全非排水条件における液状化試験の結果、液状化強度のかなり大きいシルト分の多い部

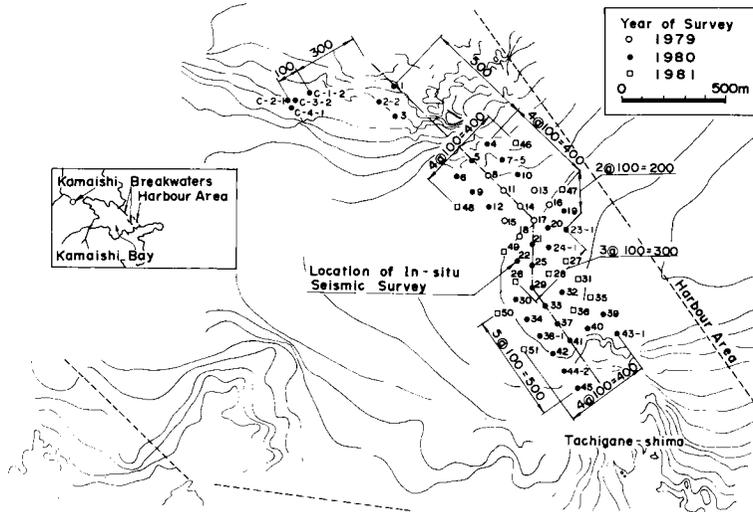


図-9.25 a 対象地点位置図

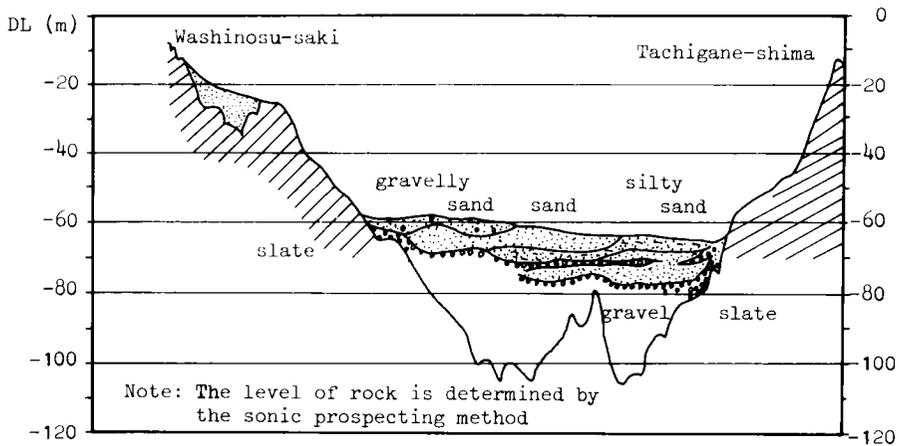


図-9.25 b 土質断面図

分と液状化強度の相対的に小さい砂質土の部分が表層部に存在することが判明している。この砂層部分の取扱いに関し、排水効果を考慮した検討を行うこととなった。表-9.7に代表的試料の物理的性質を示す。

地盤の透水の影響を考慮した液状化の検討を行うにあたり、原地盤の透水性及び圧縮性に関する情報が必要となる。限られた数の不攪乱砂試料を用い、地盤の透水条件を求めることを前提として、1) 定みずみ速度圧密試験、2) 定水位透水試験、及び3) 加圧型透水試験等の活用を検討した³³⁾。今回の検討においては3)の方法により評価された透水係数の結果を用いている。加圧型透水試験は図-9.17に示した透水試験装置を用いて行った。

図-9.26に透水係数 k と間隙比の関係を示す。図-9.26には前述の新潟の万代島砂について、透水係数があわせて示されている。透水係数の大きい万代島砂については、透水容器自体による水頭損失分を補正する必要が生じたが、釜石砂については透水容器による水頭損失は無視できた。

つぎに、津波防波堤建設地点の想定地震の卓越振動数は $f=3\text{Hz}$ とされた。

(3) 液状化時の排水効果の検討

原位置より採取された不攪乱試料 ($G_s=2.75$, $e_{\max}=1.15$, $e_{\min}=0.57$) について、通常的手法により、完全非排水条件における液状化試験が実施された。この時の

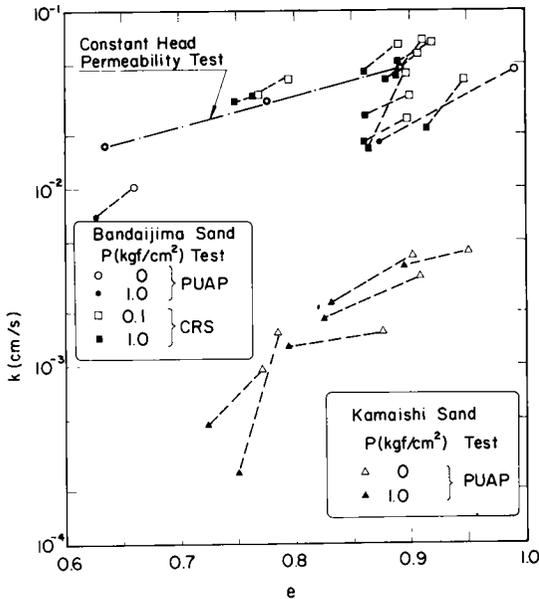


図-9.26 透水係数 k と間隙比 e の関係
(PUAP: 加圧透水試験, CRS: 定みずみ速度圧密試験)

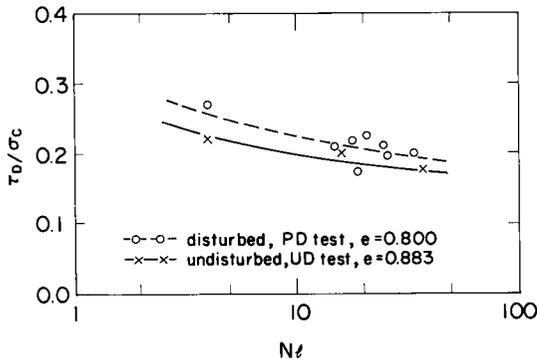


図-9.27 排水条件が異なる場合の τ_D/σ_c ~ N_f 関係 ($\bar{\alpha}=0$ の場合と $\bar{\alpha}=1.85 \times 10^{-6}$ の場合)

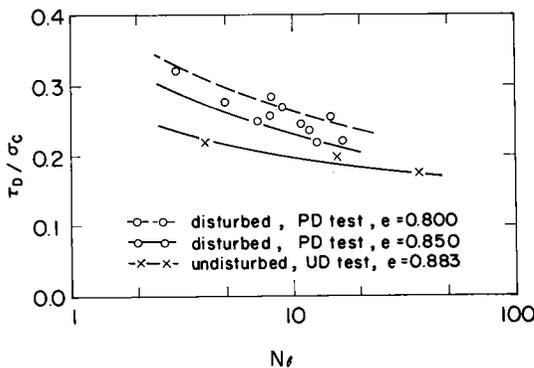


図-9.28 排水条件が異なる場合の τ_D/σ_c ~ N_f 関係 ($\bar{\alpha}=0$ の場合と $\bar{\alpha}=7.0 \times 10^{-6}$ の場合)

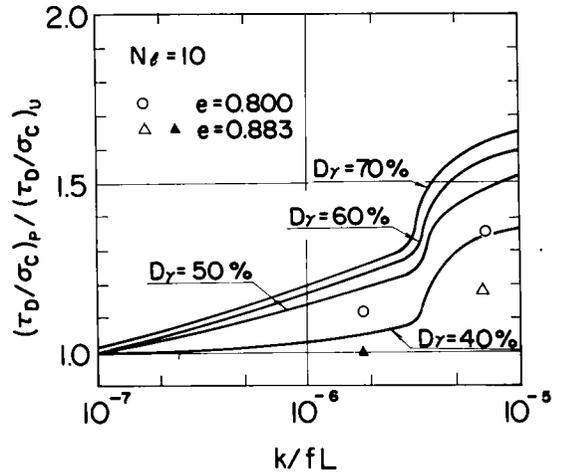


図-9.29 液状化強度比と排水効果係数の関係の比較例

試料の平均の間隙比は $\bar{e} = 0.885$ ($D_r = 46\%$) である。図-9.26 より釜石砂の原位置の間隙比、 $\bar{e} = 0.883$ ($D_r = 46\%$) に対応する透水係数を $k = 1.67 \times 10^{-3}$ cm/s と見積った。

原地盤における地表面下 3 m の地点における排水効果を考慮した液状化強度を卓越振動数 $f = 3$ Hz に対して求めた。この場合の部分排水条件の再現は次のようにして行なった。 $k = 1.67 \times 10^{-3}$ cm/s, $L = 300$ cm, $f = 3$ Hz に対応する排水効果係数 $\bar{\alpha} = k/(fL) = 1.85 \times 10^{-6}$ より $\alpha_s = k/L = f\bar{\alpha}$ を求め、さらに、(9.6)式より α_b を決定し、排水コックの開きを調整することにより所定の排水条件を設定した。なお、部分排水条件における試験は試料数に限度があったため、乱した砂の間隙比を再調整した試料を用いている。

図-9.27 に完全非排水条件の場合 (UD test) と部分排水条件 ($\bar{\alpha} = 1.85 \times 10^{-6}$) の場合 (PD test) の液状化試験結果の比較を示す。図-9.28 には $\bar{\alpha} = 0.7 \times 10^{-6}$ とした場合の同様の比較を示す。

部分排水条件の場合の液状化における排水効果は相対密度 D_r をパラメータとして、排水効果係数に対する関数として、図-9.14 a または図-9.14 b の型で与えられる。

図-9.29 は $N_f = 10$ の場合に対して、釜石砂の排水効果を万代島砂の場合と対比して示したものである。ただし、 $\bar{\alpha} = 1.85 \times 10^{-6}$ の場合の原位置間隙比 $e = 0.883$ ($D_r = 46\%$) に対応する強度は $e = 0.800$ ($D_r = 60\%$) の強度を相対密度に応じて補正したものである。又攪乱砂の液状化強度は不攪乱砂の強度にくらべ、若干小さくなるということが報告されていることを考慮すると $\bar{\alpha} = 7.0 \times$

10^{-6} の場合の $e = 0.853$ ($D_r = 52\%$) の強度は原位置間隙比に対応するものと考えてもよい。

図一 9.29 より、釜石砂の液状化強度比は相対密度をパラメータとして得られている万代島砂の液状化強度比にくらべかなり小さい。釜石砂についての相対密度は細粒分含有量の多さにより便宜的なものとなっているが、万代島砂にくらべ排水効果による液状化強度の増加をあまり期待できないと考えられる。

9.6 結 言

本章においては、砂質地盤の液状化の予測に関連し、砂質土の圧密現象の評価を取り上げている。9.2においては、排水条件を制御した液状化試験について、その意義と背景、従来の方法を検討し、原位置における透水条件の再現性を考慮に入れた著者らの方法を述べた。9.3においては、新たに開発した試験法を用いて実験的研究を行い、地盤の排水条件ならびに地震の振動数などの要因が砂質土の液状化強度に及ぼす影響を明らかにした。9.3の結果をもとに、透水の影響を考慮した液状化の予測方法を提案した。また、その際、砂質土の圧縮性ならびに透水性の合理的評価方法について言及した。9.5においては透水の影響を考慮した液状化の予測方法の適用例について述べた。以上の内容から結論的に言えることの本質的な点を記せば以下のようなものである。

1) 振動三軸試験装置の排水回路に排水量調節バルブを含む排水制御回路を接続することにより、地震時の現実の排水条件を再現した液状化試験の実施が可能である。

2) 各種の部分排水条件のもとでの液状化試験の結果から、液状化強度に及ぼす各種要素の影響が明らかにされた。すなわち、部分排水条件における液状化強度は完全非排水条件における液状化強度より一般に大きく、両者の比率として定義される液状化強度比 $SR(N_1)$ は $\bar{\alpha} = k/(fL)$ で定義される排水効果係数と相対密度により与えられる。

3) 上述の結果を考慮して、浸透流の影響を考慮した液状化の予測方法を提案した。この際、完全非排水条件の強度は一つの指標と考え、その簡易的推定法を示すとともに、砂質土の圧縮性及び透水性の評価手法としての定ひずみ速度圧密試験法の活用方法を示した。

4) 浸透流の影響を考慮した液状化の予測方法を2つの事例に適用し、液状化過程での圧密現象の正確な評価が重要であることを示した。

参考文献

1) Seed, H.B. and Idriss, I.M.: "Simplified procedure for evaluating soil liquefaction

potential", ASCE, Vol. 97, No. SM9, Sept., 1971, pp. 1249~1273.

- 2) 岩崎敏男・龍岡文夫・常田賢一・安田 進: "砂質地盤の地震時流動化の簡易判定法と適用例", 第5回日本地震工学シンポジウム講演集, 1978, pp. 465-468.
- 3) Seed, H.B.: "Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes", ASCE, Vol. 105, No. GT2, 1979, pp. 201-255.
- 4) 石原研而: "土質動力学の基礎", 鹿島出版会, 1976.
- 5) Seed, H. B., Martin, P.P. and Lysmer, J.: "Pore water pressure changes during soil liquefaction", ASCE, Vol. 102, No. GT4, 1976, pp. 323-346.
- 6) Finn, W. D. L., Lee, K.W. and Martin, G.R.: "An effective stress model for liquefaction", ASCE, Vol. 103, No. GT6, 1977, pp. 517-532.
- 7) Liou, C.P., Streeter, V.L. and Richart, F.E.: "Numerical model for liquefaction", ASCE, Vol. 103, No. GT6, 1977, pp. 589-605.
- 8) Yoshimi, Y. and Tokimatsu, K.: "Two-dimensional pore pressure changes in sand deposits during earthquakes", Proc. of the Second International Conference on Microzonation for Safer Construction Research and Application, Vol. 2, 1978, pp. 853-863.
- 9) Lee, K.L. and Focht, J.A.: "Liquefaction potential at Ekofisk Tank in North Sea", ASCE, Vol. 101, No. GT1, 1975, pp. 1-18.
- 10) Rahman, M.S., Seed, H.B. and Booker, J.R.: "Pore pressure development under offshore gravity structures", ASCE, Vol. 103, No. GT2, 1977, pp. 1419-1436.
- 11) Bjerrum, L.: "Geotechnical problems involved in foundations of structures in the North Sea", Geotechnique Vol. 23, No. 3, 1973, pp. 319-358.
- 12) Breth, H. and Schwab, H.H.: "Liquefaction of a fully saturated sand under anisotropic initial states of stress in a controlled drainage system", Proc. of DMSR 77, Vol. 2, 1977, pp. 149-159.
- 13) Umehara, Y., Zen, K. and Hamada, K.: "Liquefaction test under a partial drainage condition", 7th World Conference on Earthquake Engineering, Turkey, 1980, pp. 253-256.

- 14) 梅原靖文・善 功企・浜田浩二：“排水効果を考慮した飽和砂の液状化強度”，港研報告，第20巻，第1号，1981. pp.3-33.
- 15) 梅原靖文・善 功企：“部分排水条件における飽和砂の液状化試験法とその適用”，第14回土質工学研究発表会，1979，pp.543-596.
- 16) 梅原靖文・善 功企・浜田浩二：“振動三軸試験装置による飽和砂の液状化特性”，港研報告，第15巻，第4号，1976，pp.49-74.
- 17) 土質工学会：“土質試験法”，1979.
- 18) 吉見吉昭：“砂地盤の液状化”，技報堂，1980.
- 19) 吉見吉昭・桑原文夫・橋場友則：“液状化した砂地盤における構造物の挙動と被害防止対策”，土と基礎，Vol.23, No.6, 1975, pp.17-22.
- 20) De Alba, P., Seed, H.B. and Chan, C.K.：“Sand liquefaction in large-scale simple shear tests”，ASCE, Vol.102, No.GT9, 1976, pp.909-927.
- 21) Seed, H.B. and Booker, J.R.：“stabilization of potentially liquefiable sand deposits using gravel drains”，ASCE, Vol.103, No.GT7, 1977, pp.757-768.
- 22) 土田 肇：“砂質地盤の流動化の予測と対策”，昭和45年度港湾技術研究所講演会，1970，pp.3-1~33.
- 23) Ishihara, K. and Mitsui, S.：“Field measurements of dynamic pore pressure during pile driving”，Proc. International Conference on Microzonation, Vol.2, 1972, pp.529-544.
- 24) Schnabel, P.B., Lysmer, J. and Seed, H.B.：“SHAKE—a computer program for earthquake response analysis of horizontal layered sites”，Report No.EERC 72-12, University of California, Berkeley, 1972.
- 25) Finn, W.D.L., Byrne, P.M. and Martin, G.R.：“Seismic response and liquefaction of sands”，ASCE, Vol.102, No.GT8, 1976, pp.841-856.
- 26) Martin, P.P. and Seed, H.B.：“Simplified procedure for effective stress analysis of ground response”，ASCE, Vol.105, No. GT6, 1979, pp.739-758.
- 27) Finn, W.D.L., Pickering, D.J. and Bransby, P.L.：“Sand liquefaction in triaxial and simple shear tests”，ASCE, Vol.97, No. SM4, 1971, pp.639-659.
- 28) 柴田 徹：“飽和砂地盤の地震時液状化抵抗と標準貫入試験のN値”，京都大学防災研究所年報，第24号 B-2, 1981, pp.47-55.
- 29) 八木則男：“繰り返しせん断による砂の体積変化と過剰間隙水圧”，第7回土質工学研究発表会，1972，pp.297-300.
- 30) 今井五郎・川原靖雄：“砂の圧縮性と液状化強度の関係”，第10回土質工学研究発表会，1975，pp.333-336.
- 31) Seed, H.B., Martin, P.P., and Lysmer, J.：“Pore-water pressure changes during soil liquefaction”，ASCE, Vol.102, No.GT4, 1976, pp.323-346.
- 32) Ohno, H.：“Drained and undrained stress-strain behavior of sands subjected to cyclic shear stress under nearly plane strain conditions”，Soils and Foundations, Vol.16, No.3, 1976, pp.19-31.
- 33) 梅原靖文・大根田秀明・樋口嘉章・松本一明：“大水深海底地盤の調査と動力学特性の評価”，海洋土質調査に関するシンポジウム，土質工学会，1982，pp.327-336.
- 34) 土質部動土質研究室内部資料
- 35) “新潟地震港湾被害報告 第2部”，運輸省港湾局，港湾技術研究所，第一港湾建設局，1965.
- 36) 土木学会：“新潟地震震害調査報告”，1966.
- 37) 佐藤弘行・岩崎敏男・常田賢一：“流動化履歴地点の地盤特性(その4)”，第35回土木学会年次学術講演会講演概要集，第3部，1980，pp.149-150.

第10章 結 論

本研究は埋立地の造成とその跡地利用の合理的推進のため要請される土質工学上の問題点の解明に関し、特に、埋立地盤における沈降現象、自重及び載荷重による圧密現象ならびに液状化過程の砂地盤の圧密現象を対象とし、定ひずみ速度圧密試験法を活用し、定ひずみ速度条件下の土の特性を把握することにより、合理的な評価手法のない実際上の諸問題に対処することを検討したものである。各章で得られた成果を結論的に述べると以下のとおりである。

第2章においては、一次元圧密とその評価方法について取り上げ、標準圧密試験法の適用上の制約とそれに対処するための手段としての観点から連続載荷方式による圧密試験法の有用性に関する検討を行った。その結果、連続載荷方式による圧密試験法はいずれも自動制御、自動記録が容易であるという点で将来性が高いこと、中でも、定ひずみ速度条件で実施する試験法は試験装置の簡易性、操作の容易さという点で有用性が高く、かつ、各種の目的への用途が広いことを指摘した。

第3章においては、定ひずみ速度条件下の圧密試験の理論的側面を微小ひずみ理論と大ひずみ理論にもとづくものについて取り上げ、その特徴と活用方法について検討を行った。微小ひずみ理論にもとづく定ひずみ速度圧密の理論については、Smith-Wahlsの方法、Byrne-Aokiの方法ならびにWissaらの方法について検討を行い、それらの間の相互的な関係を明らかにした。また、大ひずみ理論にもとづく圧密理論として、三笠の方法、Gibsonらの方法ならびにMonte-Krizekの方法について検討を行い、三者の特徴を明らかにするとともに、三笠の圧密理論を利用して、定ひずみ速度条件下の圧密に関する理論的取扱いを行った。その過程において、圧密定数の決定のために便利な図表を基本式の差分計算結果にもとづいて作成した。

第4章においては、粘性土の圧密定数を短期間に合理的に決定するための急速圧密試験の問題に関し、定ひずみ速度圧密試験法の活用を取り上げた。急速圧密についての従来の研究動向を概観した結果、定ひずみ速度方式及び定載荷速度方式にもとづくものの優位性が認められた。そこで、共通の試料を用い、両方式の急速圧密試験及び標準圧密試験を行い、その妥当性、適用方法ならびに適用限界について詳細な検討を行った。その結果、これらの試験においては、供試体底部における過剰間隙水圧の測定精度が非常に重要であり、高い測定精度を維持するためには、予圧密よりもバックプレッシャーをかけ

る方がよく、かつ、その場合、静水圧の75~100%程度のバックプレッシャーをかけることが望ましいこと、過圧密領域では圧密定数は載荷条件の影響を受け、遅い載荷条件のものが標準圧密試験結果との対応が良いのに対し、正規圧密領域では載荷条件の影響をほとんど受けないことが明らかにされた。これらの結果は圧密降伏応力の決定の際、直接的に現われ、定ひずみ速度方式または定載荷速度方式により決定された圧密降伏応力は標準圧密試験の圧密降伏応力 p_e より一般に大きく、その比率はひずみ速度または載荷速度の増大とともに大きくなる。ひずみ速度または載荷速度の実用上の限界の選定にあたっては、試験所要時間、圧密降伏応力比及び間隙水圧比 u_b/p_e が判定基準として活用されることを示した。一般的には、ひずみ速度 $R_e \leq 0.1 \sim 0.2\%/min$ 、載荷速度 $R_\sigma \leq 0.04 \text{ kgf/cm}^2/min$ を使用上の目安として提案した。

第5章においては、超軟弱地盤の圧密沈下計算に関連し、超軟弱土の圧密定数の決定法として定ひずみ速度圧密試験法の活用を提案した。その場合の試験結果の解釈方法として、第3章の大ひずみ理論にもとづく定ひずみ速度圧密理論を適用すること、応力及び間隙水圧検出器の最大容量の選定により、実用上問題となる範囲の応力領域をカバーした試験の実施が可能であることを指摘した。

第6章においては、第5章において提案した定ひずみ速度圧密試験法により、我国の代表的な港湾より採取した海成粘土スラリーの圧密特性を調べた。その際、沈降試験結果の活用により、微小応力状態における特性との連続性を検討した。その結果、沈降現象の著じるしい超低応力下における圧縮性 ($e \sim \log \sigma'$ 関係) は初期含水比により影響を受け、初期含水比が大きいほど圧縮曲線は $e \sim \log \sigma'$ 図上において、上方に位置するが、圧密応力の大きい領域では初期含水比の影響は消えること、自重圧密が支配的となる含水比以下の超軟弱土に対しては広範囲の応力領域において $e \sim \log \sigma'$ 関係の直線性が認められることなどが明らかにされた。また、 $e \sim \log \sigma'$ 関係の正しい選定のためには、 c_v の選定とも関連して、想定される応力領域において、圧密試験を行うべきことを指摘した。超軟弱土の圧密係数 c_v については、一般に応力依存性があり、塑性指数 I_p との関係が明らかにされた。

第7章においては第5章で提案した超軟弱粘土の圧密定数決定法の適用の場として、自重圧密現象の問題を取り上げ、模型槽における自重圧密現象の実測値と定ひずみ速度圧密試験により決定された定数を用いた計算値との比較・検討を行った。その結果、自重圧密の予測には実際に想

定される応力領域に対応した圧密定数の選定が必要であること、特に圧密係数 c_v の応力依存性の大きい土の場合には、そのことがより重要であることが指摘された。さらに、原位置における超軟弱地盤の沈下予測にあたっての検討方法の一般的手順を提案した。

第8章においては、標準圧密試験法の適用に問題のある砂と粘土の中間土の圧密特性の評価に関連し、粒度組成の広範囲に変化する砂と粘土の混合土の圧密特性を定ひずみ速度圧密試験及び標準圧密試験法により系統的に調べ、試験法の選定、ひずみ速度の選定、土のタイプ（粒度組成または塑性指数）などの諸条件の影響を検討した。特に、低塑性の混合土に対しては、適用上制約のある標準圧密試験法の代用としての観点から定ひずみ速度圧密試験法の混合土への適用性に検討を加えた。その結果、供試体底面における過剰間隙水圧の測定精度の維持に配慮した供試体作成法及びセットの方法を採用することにより、塑性指数 I_p が13程度以上の混合土に対して、定ひずみ速度圧密試験の結果は標準圧密試験の結果と実用上良い対応を示し、急速圧密試験法としての観点からの有用性が確認された。その場合のひずみ速度の選定基準としては、第4章の結果を準用してよいことが指摘された。塑性指数 I_p がさらに小さくなると標準圧密試験による圧密係数 c_v の決定上の制約が明らかとなり、図解法を用いなくて c_v を直接決定できる定ひずみ速度圧密試験法の有効性が一そう顕著となることが明らかにされた。さらに、シルト分の非常に多い地盤に防波堤を建設する場合の圧密による強度増加の推定に関連し、標準圧密試験結果の適用上の問題点とその解決手段としての定ひずみ速度圧密試験結果の活用例を示した。

第9章においては、砂質地盤の液状化の予測に関し、砂質土の圧密現象の評価を取り上げている。地震時の現実の排水条件を考慮した液状化試験方法を開発し、その手法を適用して、地盤の排水条件、地震時の振動数などの要因が砂質土の液状化強度に及ぼす影響を定量的に評価した。それらの結果から、部分排水条件における液状化強度は完全非排水条件における液状化強度より一般に大きく、両者の比率として定義される液状化強度比 $SR(N_t)$ は $\bar{\alpha} = k / (fL)$ で定義される排水効果係数 $\bar{\alpha}$ と相対密度 D_r により与えられることを明らかにした。ただし、 k は透水係数、 f は地震時の振動数、 L は検討対象地点から排水面までの排水距離である。その結果から浸透流の影響を考慮した液状化の予測方法を提案した。その際、完全非排水条件における液状化強度を一つの指標と考え、その簡易的推定法を示すとともに、砂質土の圧縮性及び透水性の評価手法としての定ひずみ速度圧密試験法の活用

法を提示した。さらに、浸透流の影響を考慮した液状化の予測方法を2つの事例に適用し、液状化過程中的の圧密現象の正確な評価が重要であることを示した。

以上述べた各種の問題への活用を通じ、定ひずみ速度圧密試験法を各種の状態の土に適用することの有用性が明らかにされた。（1983年6月30日受付）

謝 辞

本研究は港湾技術研究所土質部土質調査研究室及び土性研究室における土の圧密に関する研究課題を主体に、一部動土質研究室における成果を補足することにより取りまとめたものである。

まず、土質調査試験法の改良に関する研究計画の一環として、圧密試験の急速化についての研究に着手し、定ひずみ速度圧密試験を主体に定載荷速度圧密試験、標準圧密試験を土質試験課松本一明元技官、成田 実元技官、梅田裕史元技官の協力を得て実施した。その後、浚渫土砂の埋立処分に関連し、超軟弱土の圧密定数の決定法に関する課題が提起され、土性研究室善 功企元技官とともに、定ひずみ速度圧密試験法の超軟弱土への活用方法について検討した。実験の実施については元研修生山本邦雄氏（日本国土開発KK）の協力を得た。松並仁茂前土質部長から提案した試験法を汎用化する上での示唆を受け、定ひずみ速度圧密試験結果の解釈のため、理論式を無次元表示するとともに図表化をはかった。また、透水性の大きい土に対しては標準圧密試験の適用が不適当であることが、小林正樹土性研究室長らの研究により明らかにされ、それに代わる試験法として定ひずみ速度圧密試験法がクローズアップされた。このことを確認するため、松本一明前土質調査研究室長の協力を得て混合土に関する一連の系統的な実験を実施することとした。実験の実施にあたっては、土質調査研究室石井一郎技官、元豊橋技術科学大学実習生吉福 司氏の協力を得た。さらに、砂質土の液状化過程における圧密現象の評価にあたっては、動土質研究室善 功企元技官、浜田浩二元技官の協力を得た。上述したそれぞれの研究実験における土の物理試験の実施にあたっては土質調査研究室小川富美子技官の協力を得た。この間、港湾技術研究所奥村樹郎土質部長より本文とりまとめにあたって適切な助言を受けた。

本論文をまとめるにあたっては、京都大学、柴田 徹教授、足立紀尚教授の両先生に懇切な指導を受けた。

以上の諸氏に著者は深甚なる謝意を表する次第である。

記号表

A : 断面積 (cm^2)	i_o : 間隙水の流動が生じ始める最小の動水勾配
A_b : ビューレットの断面積 (cm^2)	j : 浸透水圧 ($\text{gf}/\text{cm}^2/\text{cm}$)
A_s : 供試体の断面積 (cm^2)	K_o : 静止土圧係数
a : 加速度 (cm/s^2)	k : 透水係数 (cm/s)
a_{\max} : 最大加速度 (cm/s^2)	k_o : 地表面の透水係数 (cm/s)
a_v : 圧縮係数 (cm^2/kgf)	L : 試料の長さ (cm), 排水距離 (cm)
B : 間隙水圧係数	m_v : 体積圧縮係数 (cm^2/kgf)
B_p : パックプレッシャー (kgf/cm^2)	m_{vo} : 地表面の体積圧縮係数 (cm^2/kgf)
c : 粘着力 (kgf/cm^2)	N : 標準貫入試験の 30 cm 当りの打撃回数
C_c : 圧縮指数	N_e : 等価波数
c_r : 補正係数	N_l : 液状化に至るまでの繰返し波数
c_v : 圧密係数 (cm^2/min)	n : 定数, 分割数
D : 変位 (cm)	$p, \Delta p$: 軸荷重, 軸荷重増分 (kgf/cm^2)
D_r : 相対密度 (%)	p : 指数
d : 変位 (cm)	p_o : 再圧密圧力 (kgf/cm^2)
e : 間隙比	p_c : 圧密降伏応力 (kgf/cm^2)
e_o : 初期間隙比	$p_{c,CLR}$: 定載荷速度圧密試験における圧密降伏応力 (kgf/cm^2)
e_1 : 基準応力 σ'_r に対応する間隙比	$p_{c,CRS}$: 定ひずみ速度圧密試験における圧密降伏応力 (kgf/cm^2)
\bar{e} : 平均間隙比	$p_{c,std}$: 標準圧密試験における圧密降伏応力 (kgf/cm^2)
e_{av} : 平均間隙比	q : 流量 (cm^3)
e_B : 供試体頭部における間隙比	q : 指数
e_i : 初期間隙比, 沈降開始前の間隙比	q_u : 一軸圧縮強度 (kgf/cm^2)
e_i : 第 i 番目のスライスの間隙比	R : 供試体半径 (cm)
e_T : 供試体底部における間隙比	R : 変位速度 (cm/min)
e_o^* : fluid limit に対応する間隙比	R : 圧密係数比
F, F_3 : 供試体下端部のひずみ \bar{e}_B と上端部のひずみ \bar{e}_T の比, \bar{e}_B/\bar{e}_T	R_e : ひずみ速度 (%/min)
F_l : 液状化に対する安全率	R_o : 載荷速度 ($\text{kgf}/\text{cm}^2/\text{min}$)
F_M : 最大まさつ力 (kgf)	r : ひずみ速度 (s^{-1})
F_s : 安全率	r_d, r_d' : せん断応力の低減係数
f : 振動数 (Hz)	S, S' : 全沈下量 (cm)
G_f : 海水の比重	S_o : 最終沈下量 (cm)
G_s : 土粒子比重	S_t : 時間 t の時の沈下量 (cm)
g : 重力の加速度 (cm/s^2)	SR (N_l) : 液状化強度比
H : 供試体の高さ (cm), 排水距離 (cm), 水頭差 (cm)	T_d, T_v : 時間係数
\bar{H} : 供試体の平均高さ (cm)	$T', \Delta T'$: 時間係数
H_o : 供試体の初期高さ (cm), 換算層厚 (cm)	t, t_d : 時間 (min)
H_i : 予圧密開始前の供試体の初期高さ (cm)	U : 圧密度
H_s : 土粒子実質部分の高さ (cm)	u : 間隙水圧 (kgf/cm^2)
h_s : 土粒子実質部分の高さ (cm)	\bar{u} : 平均間隙水圧 (kgf/cm^2)
I_L : 液性指数	u_b : 供試体底部における過剰間隙水圧 (kgf/cm^2)
I_P : 塑性指数	Δu_d : 過剰間隙水圧の消散分 (kgf/cm^2)
i : 動水勾配	

- Δu_g : 過剰間隙水圧の発生分 (kgf/cm²)
 V : 体積 (cm³)
 v : 速度 (cm/s)
 v_o : 定常状態における速度 (cm/s)
 v_b : ビューレット内の水の流速 (cm/s)
 v_s : 供試体と同径のビューレットを用いた時の水の流速 (cm/s)
 w : 含水比 (%)
 w_d : 乾燥重量 (gf)
 w_i : 初期含水比 (%), i 番目のスライスの真の含水比 (%)
 w_m : 塩分が土の重量に含まれるとした時の含水比 (%)
 w_L : 液性限界 (%)
 w_P : 塑性限界 (%)
 Z_o : オイラー座標系 (無次元表示)
 z : 座標
 z_o : オイラー座標系
 Δz_j : 第 i 番目のスライスの厚さ (cm)
 α : 供試体底部の過剰間隙水圧 u_b で正規化した間隙水圧比, u/u_b
 α : k/L (s⁻¹)
 α_b : 面積 A_b のビューレットで流速を測定した時の k/L (s⁻¹)
 α_s : 供試体の断面積 A_s に相当する面積のビューレットにより流速を測定した時の k/L (s⁻¹)
 β : 塩分重量の真水重量に対する比
 γ_d : 土の乾燥単位体積重量 (gf/cm³)
 γ_f : 流体の単位体積重量 (gf/cm³)
 γ_s : 土の単位体積重量 (gf/cm³)
 γ_t : 土の湿潤単位体積重量 (gf/cm³)
 γ_w : 水の単位体積重量 (gf/cm³)
 γ' : 土の有効単位体積重量 (gf/cm³)
 γ'_j : 第 i 番目のスライスの有効単位体積重量 (gf/cm³)
 $\varepsilon, \Delta\varepsilon$: ひずみ及びひずみ増分
 $\bar{\varepsilon}$: オイラー座標系で表わしたひずみ
 $\bar{\varepsilon}_B, \bar{\varepsilon}_T$: 供試体の底部及び頭部におけるひずみ
 $\varepsilon_v, \Delta\varepsilon_v$: 体積ひずみ及び体積ひずみ増分
 $\sigma, \Delta\sigma$: 全応力及び全応力増分 (kgf/cm²)
 $\sigma', \Delta\sigma'$: 有効応力及び有効応力増分 (kgf/cm²)
 σ'_o : 初期状態における有効応力 (kgf/cm²)
 σ'_{av} : 平均有効応力 (kgf/cm²)
 σ_B, σ_T : 供試体の底部及び頭部の全応力 (kgf/cm²)
 σ'_B, σ'_T : 供試体の底部及び頭部の有効応力 (kgf/cm²)
 σ'_f : 最終状態の有効応力 (kgf/cm²)
 σ'_i : 初期状態の有効応力 (kgf/cm²)
 $\bar{\sigma}'_i$: 第 i 番目のスライスの平均有効応力 (kgf/cm²)
 σ'_s : 基準応力 (kgf/cm²)
 σ_v : 鉛直応力 (kgf/cm²)
 ξ, ξ_o : 座標系
 ζ : 圧密比 $(1+e_o)/(1+e)$
 μ : 摩擦係数
 ρ_w : 水の密度
 τ : 供試体円周まわりの接線応力 (kgf/cm²)
 τ_{av} : 平均せん断応力 (kgf/cm²)
 τ_D : 繰返しせん断応力振幅 (kgf/cm²)
 $\tau_{L,N}$: N 波の繰返し波数で液状化を生ずるせん断応力振幅 (kgf/cm²)
 $(\tau_D/\sigma_C)_p$: 部分排水条件における応力比
 $(\tau_D/\sigma_C)_u$: 完全非排水条件における応力比
 ϕ : 内部摩擦角 (度)