
第四紀における土の堆積環境と
形成された地盤の工学的特性との関連性に関する研究

15206057

平成15年度～平成18年度科学研究費補助金
(基盤研究(A)) 研究成果報告書

平成19年3月

研究代表者 土 田 孝

広島大学大学院工学研究科教授

広島大学図書

0100453466



はしがき

人間の生活圏における地盤の多くは、洪積世、沖積世に海底や湖底の環境で数千年から数十万年の年月を経て形成され、堆積過程で波浪・潮汐、塩分濃度、生物遺骸の沈殿など各種の要因の影響を受けている。しかしながら、地盤の工学的性質を評価する観点から、これまで堆積環境や形成過程の影響は十分考慮されてきたとはいえない。本研究は、地盤の堆積環境におけるこれらの要因を、圧縮性や強度、安定性、透水性など形成された地盤の力学を中心とする工学的性質と定量的に関連づけることを目的として実施した。

本研究での検討内容は以下の通りである。

1章では、自然堆積粘土と室内再構成粘土の形成過程における相違点である沈降・堆積過程に着目した一連の実験を通じて、自然堆積粘土の間隙比が再構成正規圧密状態よりもなぜ高いのかについて考察した。ここでは、走査型電子顕微鏡(以下、SEM と呼ぶ)による骨格構造の観察ならびに水銀圧入型ポロシメータ(以下、MIP と呼ぶ)による間隙径分布の測定を通じて、形成過程に依存して現れる微視的構造の特徴について着目した。その結果、自然界の汽水域から海水域で想定される範囲では、塩分濃度の影響はほとんどなく、pH についても沈降特性に及ぼす影響は小さいこと、初期含水比 $w_0 = 1000 \sim 3000\%$ の範囲では初期含水比が小さく懸濁液の濃度が高いほどより高位な構造を有して堆積すること、自然堆積粘土の間隙比はスラリーから再構成した粘土の間隙比よりも高い状態になっており、その形成にはブロックを形成して沈降・堆積する過程が重要であることがわかった。

2章では、沖積および洪積世の粘土地盤において地質学的な堆積過程において地盤内に経時的に発現するセメンテーション(固化)が工学的な性質に大きな影響を及ぼしていることに着目し、その効果を実験室内で短時間に再現する実験手法に関する検討を行った。最初に用いた方法は、粘土スラリーを高温環境で自重圧密させる手法である。大阪湾粘土、東京湾粘土を用い高温条件(75°C)での自重圧密を実施し、圧密が長期間継続する過程でのせん断強度の発現を調べた結果、高温環境で堆積しその後常温に戻した地盤では高い含水比(間隙比)の状態での堆積し、強度も常温で堆積した地盤の1.5~3倍となるという結果が得られた。さらに、セメンテーションによる強度発現は経過時間の対数に対して直線的に増加し、東京湾粘土の場合は増加速度が促進された。しかし、高温条件下で圧密するだけでは100日間継続しても、千年から数千年を経て堆積した原位置の海成粘土の強度特性を再現するには不十分であることも判明した。なお、高温環境とともに炭酸カルシウムを添加した場合はさらに強度発現がみられたが、経時的な強度発現を促進することはできなかった。

粘土の力学特性に大きな影響を与えない少量のセメントを添加することで、自然地盤の堆積過程で発現するセメンテーションを短時間で再現する実験手法を検討した。広島港粘土を用いてセメント添加率5%を採用した場合、セメンテーションはセメントを添加しない場合に比べ時間が約4倍となるような速度で発現が起こった。セメンテーションが始まる時間を堆積後3時間後と仮定すると、セメント添加した試料の1日、10日は自然試料のそれぞれ512日、14,000年に相当する。この条件で圧密圧力の増加とセメンテーションによる固化が同時に起こるときの体積比と圧密圧力の

関係を調べた。載荷速度一定の場合、添加率が大きく載荷速度がゆっくり出あるほど体積比は大きくなり、 f - $\log p$ の勾配も緩やかになった。今回の実験では1.4cm/年で堆積としたときの自然地盤の堆積条件とセメンテーションによる強度発現を再現していると考えられ、大阪湾洪積粘土地盤のように土被り圧に対して間隙比が高い状態で堆積する状態をほぼ説明できた。ただし、圧密降伏応力を越えて急速に圧縮したときの構造の急激な低位化については十分再現できなかった。このほかに、一連の高温三軸試験より、高温環境および高温履歴が粘土のせん断特性に及ぼす影響を5つに分類することを新たに提案している。

3章では、海水面の変動によって過去に乾燥の影響を受けた土の工学的特性を解明するため、不攪乱試料と再構成試料に対して乾燥収縮試験を行って、乾燥履歴が圧密圧縮特性に及ぼす影響を定量的に把握した。その結果、乾燥収縮量と圧密降伏応力、過圧密比との関係を定量的に示した。さらに正規収縮過程における圧密特性の変化を示すとともに、正規圧密領域では、圧縮指数、圧密係数や体積圧縮係数が乾燥履歴による影響をほとんど受けないことを明らかにした。

4章では、流れの場における粘土の沈降・圧密特性について検討を行った。広島港粘土を用いて様々な速度の回転流がある場における沈降・圧密試験を行い、流速の違いによる粘土の沈降・圧密特性を調べた結果、流速が速い場合には粘土粒子の巻き上げと安定が繰り返され、地盤高さが時間とともに階段状に変化する現象を確認した。また、巻き上げ量が多い場合、巻き上げられず圧密した地盤と、流れを停止した後に沈降・堆積した地盤との二層構造になり、その境界付近では巻き上げが起きなかった地盤の含水比も上昇していることがわかった。そのため、含水比の深度分布が上層部と下層部とで不連続になり、非排水強度分布も同様に不連続となった。さらに、地盤表面に流れがある環境で沈降・圧密した地盤は、静水環境で自重圧密させた地盤よりも強度が高くなる傾向がみられた。このことから、流水環境では静水環境よりも強い構造が形成されている可能性があることが明らかになった。

5章では、造波水路を用いて波浪がある場における底泥の挙動と圧密特性を明らかにした。大きな波が作用する場では、底泥層は大きく流動化し波動運動を示す。このような条件下では、底泥の圧密が促進されて局所的に含水比が顕著に低下するとともに、せん断強度が増加する部分が現れることが実験により確認された。地盤内に作用する引張り応力による亀裂が周期的に発生し、それがドレーン効果を発揮すると仮定して、自重圧密解析を行うことにより、含水比の低下を説明することができた。また、波浪-底泥の相互作用の解析手法を新たに提案し、波高減衰、底泥の動的応答、含水比およびせん断強度の変化に関する一連の実験結果を概ね再現・評価できることを明らかにした。

6章では、5章の実験結果をさらに細かく検討した。波浪作用下において、微細な亀裂が多数発生するカオリン泥と深度方向に発達する亀裂が現れる浚渫泥について、含水比の変化を調査し、亀裂が圧密特性に与える影響について評価した。波浪作用により、亀裂がドレーン効果を持つと仮定し、亀裂発生領域の圧密係数を5倍に増加させて、数値解析を行った結果、実験で得られた含水比分布を概ね再現することができること、圧密速度を5倍に促進する効果を持つ鉛直ドレーンを正方形格子状に配置して、自重圧密実験を行った結果、波浪作用下における圧密特性を擬似的に表現することを明らかにした。以上のように、これまで解明されていなかった波浪作用

下における底泥表層の圧密促進メカニズムについて、亀裂の発生に着目し、底泥表層の破壊形態および亀裂のドレーン効果を検証することによって解明することができた。

7章では、砂に粘土を混合して作成した砂泥質土の波浪作用下における液状化と高密度化特性、および粗粒化と地形変化特性について、実験的に明らかにした。透水性の低い粘土を含有して形成された砂泥質土は、初期に過剰間隙水圧を保持し、地盤骨格が十分に形成されていない。このため、砂であれば、掃流砂や浮遊砂の漂砂形態が現れる程度の波浪条件に対して、砂泥質土では、土骨格に作用する有効応力がゼロとなる液状化が発生し、同時に土の分級が起こって粗粒化することを明らかにした。また、砂に粘土を混合して作成した砂泥質土では、液状化の発生時に、変動間隙水圧は地盤面水圧変動の3倍程度に増幅することが、実験により確認された。さらに、本研究において、初期の地盤は、未圧密地盤としての特徴を持ち、緩い骨格構造を有するため、波浪の作用により、間隙水圧が消散するとともに、顕著な高密度化現象が現れることを明らかにした。

8章では、人工的に造成した干潟の覆砂層から細粒分が流出する問題を解明することを目的として、一次元変動水圧下において砂層からの細粒分の抜けだしに関する実験を行った結果、以下のことがわかった。細粒分10%を含む砂層上に一次的に変動水圧を載荷すると、地盤内の細粒分が上昇し表層に抜け出す現象が起こることを確認した。また、移動したのは主にシルト分であった。この現象は細粒分の塑性が大きく影響し、細粒分の液性限界が40%以上の場合は移動が起きなかった。水圧が下降する過程において、砂層の表層付近では有効土被り圧を上回る間隙水圧が発生する液状化が起こっており、このことが細粒分の上方への移動の原因の一つと考えられる。粘土分を細粒分として一次元変動水圧を加えた場合、円筒土層の壁面で局所的に細粒分が上方に移動する現象が観察された。

本報告書は以上の成果を取りまとめたものである。本研究の内容は、軟弱地盤工学、海岸工学、堆積学などの境界の分野を扱っている。近年沿岸域ではミティゲーションの観点から干潟や藻場を造成し、沿岸環境を再生する事業が各地で実施されているが、本研究の成果は、造成した干潟や藻場の安定性を検討する上でも活用できると考える。

本研究の遂行にあたり、ご助力をいただいた研究分担者の先生方、実験・解析に取り組んだ池野勝哉氏（五洋建設㈱技術研究所）、湯 怡新氏（関門港湾建設㈱）、竹信正寛氏（現在(独)港湾空港技術研究所）、吉牟田卓氏（現在ニッポコーポレーション）、近井玲子氏（現在東京都）、平原毅氏、浅海綾一氏（広島大学大学院工学研究科博士前期課程）に心より感謝いたします。

平成19年3月
広島大学大学院工学研究科
土田 孝

研究組織

研究代表者：土田 孝（広島大学大学院工学研究科教授）

研究分担者：日比野 忠史（広島大学大学院工学研究科助教）

研究分担者：渡部 要一（(独)港湾空港技術研究所地盤・構造部土質研究室長）

研究分担者：大坪 政美（九州大学・大学院農学研究院生産環境科部門・教授）

研究分担者：加納誠二（広島大学大学院工学研究科助教）

（研究協力者：田中政典（独）港湾空港技術研究所地盤・構造部主任研究官）

（研究協力者：熊谷隆宏 五洋建設株式会社技術研究所）

（研究協力者：五明美智男 東亜建設工業株式会社技術開発研究センター）

所属は平成 19 年 3 月現在

研究予算（交付決定額）

（金額単位 千円）

	直接経費	間接経費	合計
平成 15 年度	10,000	3,000	13,000
平成 16 年度	6,800	2,040	8,840
平成 17 年度	4,400	1,320	5,720
平成 18 年度	1,500	450	1,950
総計	22,700	6,810	29,510

研究発表

(1) 学会誌等

土田孝・竹信正寛・森脇武夫：高温環境及び高温履歴条件下における海成粘土地盤の強度特性，第 49 回地盤工学シンポジウム論文集，Vol.49,2004,pp.55-62.

土田孝,熊谷隆宏,池野勝哉,渡部要一,五明美智男：波浪作用下の底泥の挙動に関する解析手法について，海岸工学論文集,土木学会,第 52 卷,2005,pp.451-455

土田孝,近井玲子,竹信正寛：回転流がある場における粘土の沈降・圧密特性,地盤工学シンポジウム論文集,地盤工学会,第 50 卷,2005,pp.219-224.

土田孝・吉牟田卓・浅海綾一：一次元水圧変動による海底地盤表層からの細粒分移動に関する研究,海岸工学論文集,第 53 卷,2006,pp.491-495.

熊谷隆宏・池野勝哉・土田孝：波浪作用下における砂泥質土の粗粒化および液状化特性について,海岸工学論文集,第 53 卷,2006,pp.426-430.

田中政典,谷俊博,亀井健史：乾燥収縮履歴が飽和粘土の圧密特性に及ぼす影響，地盤工学会中国支部論文報告集,地盤と建設,Vol. 24,No.1,2006,pp.89-96.

Influence of sedimentation process on microfabric of clay deposit Influence of sedimentation process on microfabric of clay deposit,13th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical

Engineering,2007(登載決定).

T. Tsuchida, K. Ichi and, R. Asami Movement and washout of fines in sand layer under one-dimensional water pressure change, 13th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering,2007 (登載決定)

(2) 口頭発表

Takashi,T. and Gomyo,M. : Stability and Consolidation of Clayey Seabed under Cyclic, Pressure Change Due to Wave, Proceedings of 3rd International Conference on Civil and Environmental Engineering 2004,Vol.3,2004, pp.27-35.

熊谷隆宏・土田 孝・池野勝哉・渡部要一：波浪作用化における底泥の圧密に関する一考察, 第40回地盤工学研究発表会,Vol.40,2005, pp.293-294..

土田孝・池野勝哉・熊谷隆宏・渡部要一・五明美智男：波浪作用下における底泥の挙動に関する実験的研究,第40回地盤工学研究発表会,Vol.40,2005, pp.295-296.

竹信正寛・土田孝・近井玲子：炭酸カルシウムの添加と高温養生による広島港粘土の年代効果の再現,第40回地盤工学研究発表会,Vol.40,2005,pp.301-302.

土田孝・吉牟田卓・中川晋太郎：造粒石炭灰地盤の一次元水圧変動下における細粒分の挙動, 第40回地盤工学研究発表会,Vol.40, 2005, pp.1185-1186.

近井 玲子・土田 孝・竹信 正寛：流れの場における粘土の沈降・圧密と堆積後の地盤特性, 土木学会第60回年次学術講演会概要集, 第Ⅲ部門, pp.215-216,2005年9月.

吉牟田卓・中川晋太郎・土田 孝：造粒石炭灰地盤の波による液状化に対する安定性, 土木学会第60回年次学術講演会概要集, 第Ⅲ部門, pp.267-268,2005年9月.

Tsuchida,T.: Structure due to cementation of Osaka Bay clay and its mathematical modeling, Proceedings of the Symposium on Geotechnical Aspects of Kansai International Airport, Sept.,2005.

竹信 正寛・土田 孝・平原 毅・湯 怡新：固化と圧密が同時に進行するときの粘土の圧縮過程とその解析, 第41回地盤工学研究発表会,Vol.40,2006,pp.225-226.

平原 毅・土田 孝・竹信 正寛：セメンテーションによる強度発現過程における粘土の圧縮特性に関する研究, 第41回地盤工学研究発表会,Vol.40,2006,pp.223-224.

吉牟田卓・土田 孝・浅海綾一：一次元水圧変動が人工干潟・藻場などの海底地盤に及ぼす影響に関する研究, 第41回地盤工学研究発表会,Vol.40,2006,pp.1111-1112.

Tsuchida,T., Yoshimuta, S. and Asa-umi, R: Upward movement of fines in sand under one-dimensional water pressure change, Proceedings of International Conference on International Symposium on Geomechanics and Geotechnics of Particulate Media, September 2006, Ube.

目 次

第1章 粘土の骨格構造形成における沈降・堆積過程の影響	1-1
1.1 はじめに	1-1
1.2 実験方法と実験内容	1-2
1.3 実験方法と実験内容	1-3
1.3.1 沈降実験の結果	
1.3.2 圧密試験の結果	
1.3.3 微視的構造の観察結果	
1.4 まとめ	1-11
参考文献	1-12
第2章 粘土地盤のセメンテーション構造の再現に関する実験的研究	2-1
2.1 はじめに	2-1
2.2 海底地盤の年代効果と形成過程に関する既往の研究	2-2
2.3 高温再圧密下で沈降・自重圧密したときの高含水比粘土スラリーの強度発現	2-13
2.3.1 実験方法	
2.3.2 実験結果	
2.3.3 室内と原位置における強度発現の比較	
2.3.4 まとめ	
2.4 炭酸カルシウムを添加し高温再圧密履歴を与えた広島港粘土スラリーの強度発現特性	2-23
2.4.1 はじめ	
2.4.2 実験に用いた試料と実験方法	
2.4.3 試験結果	
2.4.4 高温履歴と炭酸カルシウムによる強度発現	
2.4.5 炭酸カルシウム含有量と強度増加率	
2.4.6 広島港粘土のセメンテーションによる強度発現	
2.4.7 走査型電子顕微鏡による実験試料の観察と成分元素の定性評価	
2.4.8 まとめ	
2.5 少量のセメント添加による海成粘土の年代効果の再現	2-39
2.5.1 実験に用いた粘土と混合したセメント量	
2.5.2 セメント添加による年代効果の促進作用	
2.5.3 圧密とセメンテーションが同時に起こるときの $e\text{-log } p$ 関係の再現	
2.5.4 まとめ	
2.6 高温環境及び高温履歴条件下における海成粘土地盤の強度特性	2-57
2.6.1 はじめに	
2.6.2 実験に用いた試料と実験方法	

2.6.3	試験結果	・
2.6.4	粘土の圧密せん断における高温効果に関する考察	
2.6.5	遠心力載荷模型実験	
2.6.6	遠心力載荷模型実験の結果	
2.6.7	結論	
参考文献	2-69
第3章	乾燥収縮履歴が飽和粘土の圧密特性に及ぼす影響	3-1
3.1	はじめに	3-1
3.2	乾燥を受けた地盤の特徴	3-2
3.2.1	物理的性質	
3.2.2	力学的性質	
3.3	試料および試験方法	3-4
3.3.1	試料	
3.3.2	再構成試料の作製方法	
3.3.3	試験方法	
3.4	試験結果および考察	3-5
3.4.1	乾燥収縮試験	
3.4.2	圧密特性	
3.5	まとめ	3-14
参考文献	3-15
第4章	回転流がある場における粘土の沈降・圧密特性	4-1
4.1	はじめに	4-1
4.2	試験に用いた試料と試験方法	4-2
4.3	試験結果及び考察	4-3
4.3.1	水の流れによる地盤表層の巻き上げ	
4.3.2	地盤高さの経時変化	
4.3.3	流速及び底面せん断応力に関する考察	
4.3.4	含水比分布	
4.3.5	非排水強度分布	
4.3.6	強度増加率	
4.3.7	非排水強度と含水比の関係	
4.4	まとめ	4-12
参考文献	4-13
第5章	波浪条件下の底泥挙動に関する実験的および解析的検討	5-1
5.1	はじめに	5-1

5.2	水理模型実験	5-2
5.2.1	実験装置	
5.2.2	実験条件	
5.2.3	実験手順	
5.2.4	実験結果の分析	
5.3	波浪-底泥相互作用解析モデル	5-14
5.3.1	底泥の安定性	
5.3.2	波浪減衰特性および地盤動的応答の評価	
5.3.3	含水比の時間変化予測	
5.3.4	せん断強度の時間変化予測	
5.4	おわりに	5-32
	参考文献	5-33
第6章	波浪作用下における底泥表層の圧密促進メカニズム	6-1
6.1	はじめに	6-1
6.2	シルト、粘土粒子の沈降・堆積特性に関する既往の研究成果のレビュー	6-2
6.3	波浪作用下における底泥圧密実験	6-6
6.3.1	試料と実験概要	
6.3.2	粘土鉱物分析	
6.3.3	浚渫泥の含水比およびせん断強度の変化	
6.3.4	底泥の挙動および亀裂特性	
6.3.5	破壊形態と粘土鉱物	
6.3.6	亀裂発生時の圧密特性	
6.4	数値解析およびドレーン圧密実験	6-27
6.4.1	数値解析	
6.4.2	ドレーン圧密実験	
6.4.3	堆積過程における圧密促進メカニズムの考察	
6.5	おわりに	6-35
	参考文献	6-36
第7章	波浪作用下における砂泥質土の組粒化および液状化特性	7-1
7.1	はじめに	7-1
7.2	水理模型実験	7-2
7.2.1	実験装置	
7.2.2	実験条件	
7.2.3	測定項目	
7.2.4	実験結果の分析	
7.3	おわりに	7-22

参考文献	7-23
第8章 一次元圧力変動場での細粒分の抜けだし現象とそのメカニズム	8-1
8.1 波の場での細粒分の抜け出しの問題と既往の研究	8-1
8.1.1 人工干潟の覆砂における細粒分の抜けだし	
8.1.2 波による液状化による海底地盤の不安定	
8.2 一次元水圧変動下における地盤内細粒分の上方移動に関する実験	8-11
8.2.1 はじめに	
8.2.2 試験に用いた試料	
8.2.3 実験装置の概要	
8.3 実験結果	8-21
8.4 細粒分の上方移動に関する考察	8-26
8.5 浚渫粘土層から覆砂層への細粒分供給の可能性に関する検討	8-38
8.6 結論	8-40
参考文献	8-41

付録 対外発表論文等

- 1)土田孝・竹信正寛・森脇武夫：高温環境及び高温履歴条件下における海成粘土地盤の強度特性, 第49回地盤工学シンポジウム論文集, Vol.49, 2004, pp.55-62.
- 2)土田孝,熊谷隆宏,池野勝哉,渡部要一,五明美智男：波浪作用下の底泥の挙動に関する解析手法について, 海岸工学論文集,土木学会,第52巻,2005,pp.451-455
- 3)土田孝,近井玲子,竹信正寛：回転流がある場における粘土の沈降・圧密特性,地盤工学シンポジウム論文集,地盤工学会,第50巻,2005,pp.219-224.
- 4)土田孝・吉牟田卓・浅海綾一：一次元水圧変動による海底地盤表層からの細粒分移動に関する研究,海岸工学論文集,第53巻,2006,pp.491-495.
- 5)熊谷隆宏・池野勝哉・土田孝：波浪作用下における砂泥質土の粗粒化および液状化特性について,海岸工学論文集,第53巻,2006,pp.426-430.
- 6)田中政典,谷俊博,亀井健史：乾燥収縮履歴が飽和粘土の圧密特性に及ぼす影響,地盤工学会中国支部論文報告集,地盤と建設,Vol. 24,No.1, 2006,pp.89-96.
- 7)Takashi,T. and Gomyo,M. : Stability and Consolidation of Clayey Seabed under Cyclic, Pressure Change Due to Wave, Proceedings of 3rd International Conference on Civil and Environmental Engineering 2004, Vol.3, 2004, pp.27-35.
- 8)熊谷隆宏・土田孝・池野勝哉・渡部要一：波浪作用化における底泥の圧密に関する一考察,第40回地盤工学研究発表会, Vol.40, 2005, pp.293-294..
- 9)土田孝・池野勝哉・熊谷隆宏・渡部要一・五明美智男：波浪作用下における底泥の挙動に関する実験的研究,第40回地盤工学研究発表会, Vol.40, 2005, pp.295-296.
- 10)竹信正寛・土田孝・近井玲子：炭酸カルシウムの添加と高温養生による広島港粘土の年代効果の再現,第40回地盤工学研究発表会, Vol.40, 2005, pp.301-302.
- 11)土田孝・吉牟田卓・中川晋太郎：造粒石炭灰地盤の一次元水圧変動下における細粒分の挙動,第40回地盤工学研究発表会, Vol.40, 2005, pp.1185-1186.
- 12)近井玲子・土田孝・竹信正寛：流れの場における粘土の沈降・圧密と堆積後の地盤特性,

- 土木学会第 60 回年次学術講演会概要集, 第Ⅲ部門, pp.215-216,2005 年 9 月.
- 13)吉牟田卓・中川晋太郎・土田 孝: 造粒石炭灰地盤の波による液状化に対する安定性, 土木学会第 60 回年次学術講演会概要集, 第Ⅲ部門, pp.267-268,2005 年 9 月.
- 14)Tsuchida,T.: Structure due to cementation of Osaka Bay clay and its mathematical modeling, Proceedings of the Symposium on Geotechnical Aspects of Kansai International Airport, Sept.,2005.
- 15)竹信 正寛・土田 孝・平原 毅・湯 怡新: 固化と圧密が同時に進行するときの粘土の圧縮過程とその解析, 第 41 回地盤工学研究発表会,Vol.40,2006,pp.225-226.
- 16)平原 毅・土田 孝・竹信 正寛: セメンテーションによる強度発現過程における粘土の圧縮特性に関する研究, 第 41 回地盤工学研究発表会,Vol.40,2006,pp.223-224.
- 17)吉牟田卓・土田 孝・浅海綾一: 一次元水圧変動が人工干潟・藻場などの海底地盤に及ぼす影響に関する研究, 第 41 回地盤工学研究発表会,Vol.40,2006,pp.1111-1112.
- 18)Tsuchida,T., Yoshimuta, S. and Asa-umi, R: Upward movement of fines in sand under one-dimensional water pressure change, Proceedings of International Conference on International Symposium on Geomechanics and Geotechnics of Particulate Media, September 2006, Ube.

第1章 粘土の骨格構造形成における沈降・堆積過程の影響

1.1 はじめに

自然堆積粘土地盤は、河川により運ばれた土砂の粘土粒子が海水と交じることでブロックを形成して沈降・堆積した後、長い年月をかけて自重圧密が進行して形成される。完新統の粘土(沖積粘土)のように若い粘土であっても、何千年という時間を経ているものが多く、年代効果の影響を少なからず受けている。このため、練返し後に圧密して短期間に室内で作製した再構成粘土は、年代効果を再現することができず、その力学特性は自然地盤のものと著しく異なる。たとえ応力履歴的には正規圧密粘土であっても、見かけ上は過圧密粘土のような挙動をすることから「疑似過圧密粘土」と呼ばれることも多い。再構成粘土に対しても年代効果を再現するために、海成粘土スラリーを75°C程度の高温下で圧密し、セメンテーションを促進させて、疑似過圧密状態にある自然堆積粘土の力学特性に近づける方法¹⁾も提案されている。また、一般に再構成粘土は液性限界 w_L の2倍程度のスラリー状から再圧密が行われ作製されるが、完新統の粘土の土被り圧のような小さな圧密圧力の下では、スラリーの含水比が高いほど $e - \log p$ 曲線が上方(間隙比が高い方)にシフトする。しかし、自然堆積粘土の間隙比は、 $2w_L$ の高含水比スラリーから圧密された再構成粘土の間隙比よりもさらに高い。自然堆積粘土は二次圧密時間が長いため、いわゆる遅延圧密²⁾によって間隙比が小さくなると考えられる。一方で、セメンテーションによる固化の影響の方が強ければ、間隙比が高くなることもあり得るが、1mm/year程度の通常の堆積速度では考えにくい。各地の海成粘土の間隙比は再構成正規圧密のものよりも高い状態にある³⁾ことが知られており、スラリーの含水比、二次圧密、セメンテーションといったこれまでの説明とは別の視点から粘土の形成過程を考える必要があると思われる。本研究では、自然堆積粘土と室内再構成粘土の形成過程における相違点である沈降・堆積過程⁴⁾に着目した一連の実験を通じて、自然堆積粘土の間隙比が再構成正規圧密状態よりもなぜ高いのかについて考察した。加えて、走査型電子顕微鏡(以下、SEMと呼ぶ)による骨格構造の観察ならびに水銀圧入型ポロシメータ(以下、MIPと呼ぶ)による間隙径分布の測定を通じて、形成過程に依存して現れる微視的構造の特徴についてとりまとめた。

1.2 実験方法と実験内容

実験に用いた粘土は、大阪湾の海底面下 15~19m から採取した完新統の粘土であり、75 μ m のふるいによって予め砂分を除去して使用した。試料の粘土分(<5 μ m)、シルト分の含有率はそれぞれ 43.6%、56.4%で、液性限界 w_L は 75.1%、塑性指数 I_p は 43.1、土粒子密度 ρ_s は 2.68g/cm³ である。沈降実験は表-1.2.1 に示す諸条件で実施した。初期含水比(加水量で調整)は 3000%、塩分濃度(食塩の添加量で調整)は海水に相当する 3.3%、pH(硫酸の添加量で調整)は 7(中性)程度が基本ケースとなっている。沈降実験では、試料を沈降容器に移し、十分に攪拌して懸濁液とした状態を沈降開始とした。沈降実験に用いた容器は、内径 60mm、高さ 400mm(試料初期高さ 350mm)のメスシリンダーと、内径 100mm、高さ 1800mm(試料初期高さ 1500mm)の亚克力円筒である。亚克力円筒は高さ 300mm のものを 6 個連結させてある。沈降容器による実験 Case1, Case2, Case3 では、堆積物を含む容器最下部(高さ 300mm)を取り出せる構造になっており、これにピストンを取り付けておもりを載せ、徐々に圧密圧力を増加させていき、19.6kPa で予備圧密した。次いで試料を容器から取り出し、圧密試験用リングに供試体をセットし、9.8, 19.6, 39.2kPa の順に段階载荷による圧密試験を実施した。沈降終了後に沈降容器のまま 19.6kPa で予備圧密した試料を沈降・堆積粘土と呼ぶことにする。

表-1.2.1 沈降実験の条件

Code	初期含水比 w_0 (%)	塩分濃度 (%)	pH	メスシリンダー	沈降容器	圧密過程	
Case1	1000	3.30	7.93	No	Yes	Yes	
Case1'				Yes	No	No	
Case2	2000			No	Yes	Yes	
Case2'				Yes	No	No	
Case3	No			Yes	Yes		
Case3'	Yes			No			
Case4				5.59			
Case5	3000			4.50	No	Yes	
Case6				3.42			
Case7'				1.65			No
Case8'		0.83					
Case9'		0.00	7.93	Yes	No		
Case10'	30000	3.30					

1.3 実験方法と実験内容

1.3.1 沈降実験の結果

メスシリンダーによる沈降実験の様子として、(a) Case3'と(b) Case9'における界面の変化を撮影した写真を図-1.3.1に時系列に並べて示す。塩分濃度0%のCase9'では、1440 min経過しても界面が明瞭に現れないのに対して、塩分濃度3.30%のCase3'では、界面が明瞭に現れている。メスシリンダーによる沈降実験から得られた界面沈下量の経時変化を図-1.3.2に示す。Case1', Case2', Case3'を比べると、沈降開始時の含水比が低い、すなわち懸濁液の濃度が高いものの方が、粘土粒子の凝集によりフロックを形成して界面が沈下し始めるまでに時間を要している。なお、初期含水比が小さくメスシリンダー内の土粒子量が多いものほど堆積層厚が増すので、最終沈下量は小さくなっている。塩分濃度を変化させたCase3', Case7', Case8'を見ると、ほぼ同様の変化となっており、特筆すべき違いは見られなかった。しかし、図-1.3.1(b)に示したように塩分濃度0%のCase9'では、1440 min経過しても界面を観察することすらできなかった。このことから、わずかな塩分濃度(実験した範囲では0.83%)でもフロック形成に寄与するが、自然界の汽水域から海水域を想定して設定した塩分濃度の範囲0.83~3.30%に対しては、フロック形成に関する塩分濃度の影響は同程度であるといえる。図-1.3.3のCase3, Case4, Case5, Case6を比べると、pHが3.42~7.93の範囲(塩分濃度と同様に自然界であり得そうな範囲を想定)では、沈降過程に違いは見られなかった。

フロックが大量にあると均質な沈降が起きず、対流により沈降する粒子と上昇する粒子が入り乱れてしまい、沈降速度を評価することができなかった。そこで、懸濁液の初期含水比を $w = 30000\%$ とし、濃度を下げてメスシリンダーによる沈降実験を実施し、フロックが沈降する様子をデジタル顕微鏡によってビデオ撮影した(Case10')。撮影位置はメスシリンダーの中間高さとした。均質な懸濁液の状態から、約12 min程度でフロックが形成された。ビデオ映像を分析し、フロックが画面上の一定距離を通過するのに要する時間を計測して沈降速度 v を求めるとともに、フロックの大きさ(長径と短径の平均で表した平均径) D_f を測定した。平均径と沈降速度の関係を図-1.3.4に示す。両者の関係に特に相関はなく非常にばらついているが、フロックの平均径 D_f は0.15~0.3 mm、沈降速度 v は0.1~0.7 m/sの範囲に入るものが多い。フロックの形状が球であると仮定し、Stokes抵抗($3\pi\eta v D_f$)と有効重量($\gamma'_f \pi D_f^3 / 6$)が釣り合うとして導かれる次式により、浮力を差し引いたフロックの有効単位体積重量 γ'_f を算出した。

$$\gamma'_f = 18\eta v / D_f^2 \quad (1)$$

ここで、 η は水の粘性係数(0.955×10^{-3} Pa·s)である。フロックの有効単位体積重量 γ'_f と平均径 D_f の関係を図-1.3.5に示す。フロックの大きさは、 $D_f = 0.10 \sim 0.35$ mmの範囲にあることがわかる。フロックが小さく $D_f = 0.10 \sim 0.15$ mmの場合には、有効単位体積重量が0.3 kN/m³より大きなものもあるが、フロックが大きくなるほど有効単位

体積重量は小さくなる傾向にあり, $D_f = 0.15 \sim 0.35 \text{ mm}$ では $\gamma'_f = 0.05 \sim 0.15 \text{ kN/m}^3$ の範囲にある. なお, 沈降開始から 12~25 min の間にブロックの大きさを計測したが, その間にブロックの平均径が増加あるいは減少する傾向は確認されなかった.

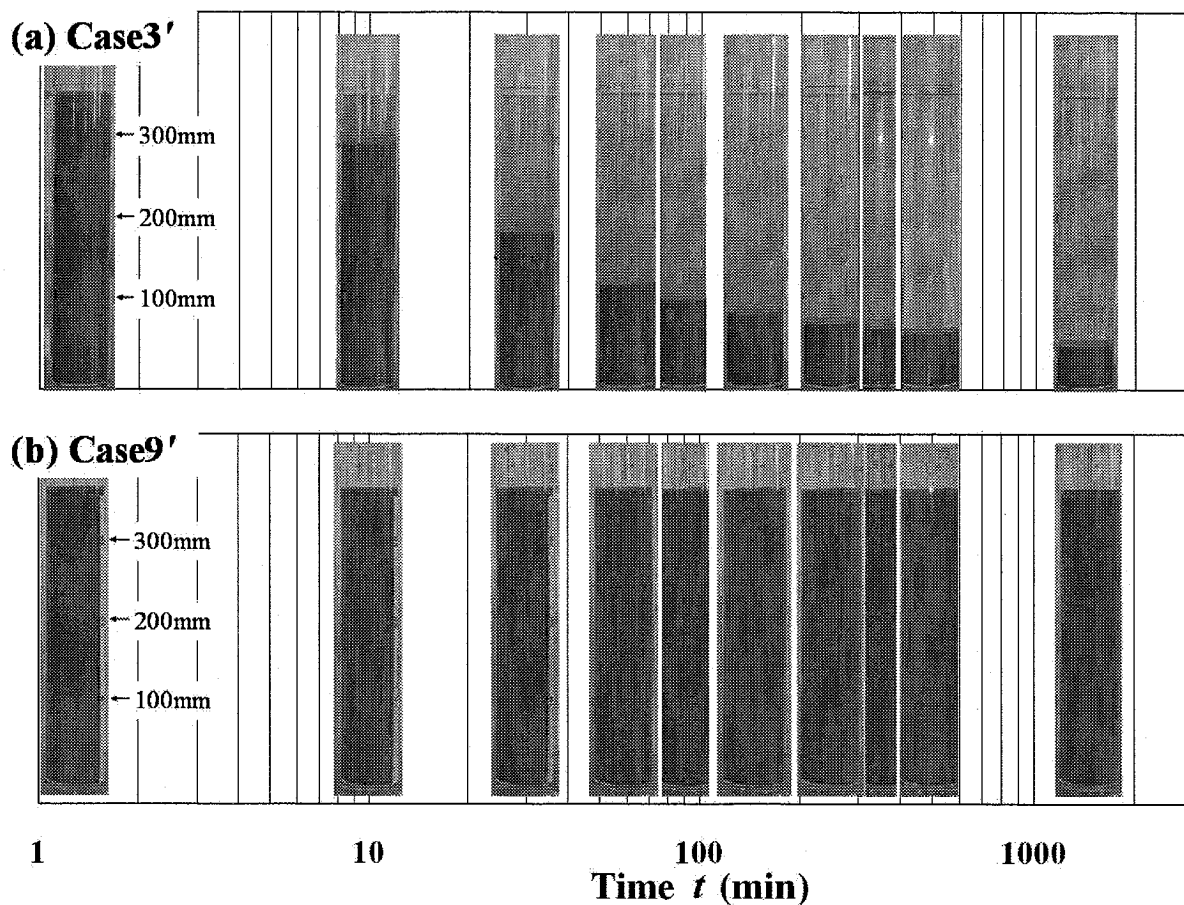


図-1.3.1 沈降試験における界面の沈下の様子

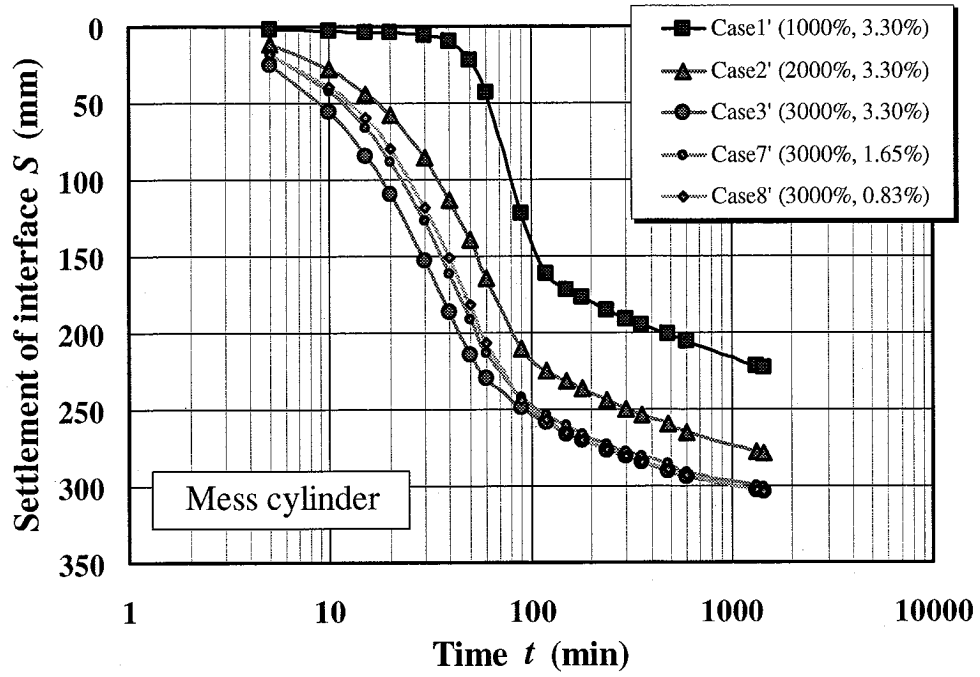


図-1.3.2 界面の沈下曲線(初期間隙比と塩分濃度の影響)

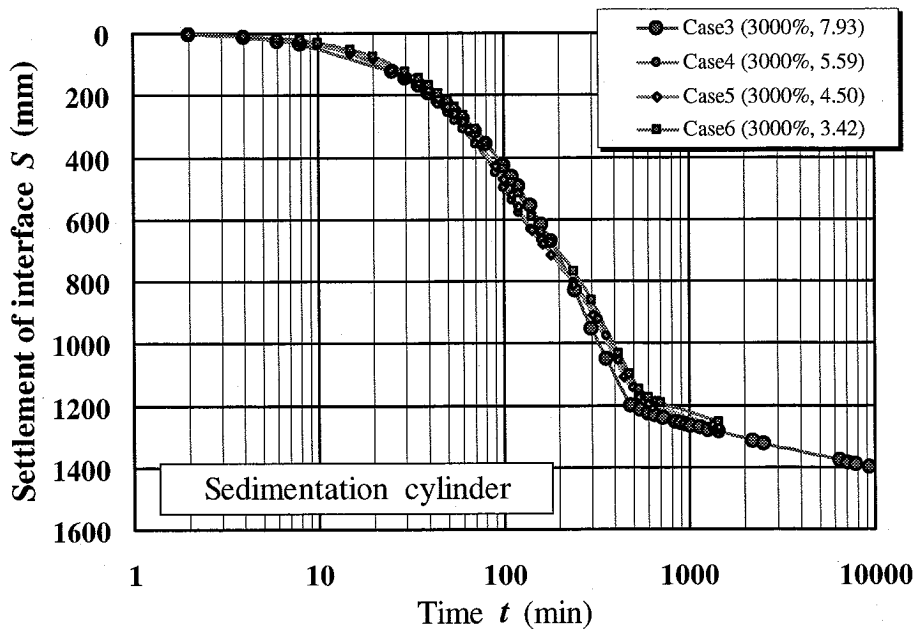


図-1.3.3 界面の沈下曲線(初期間隙比とpHの影響)

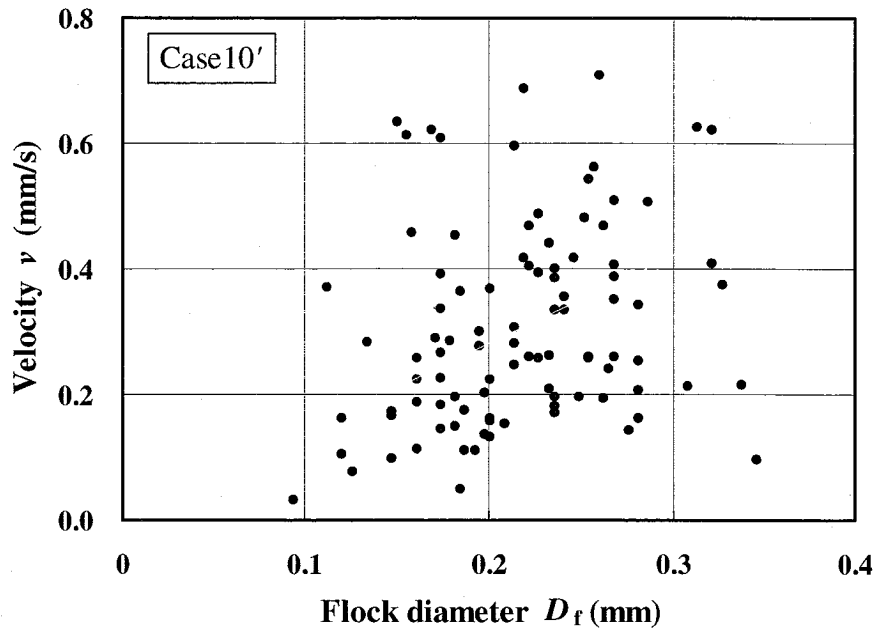


図-1.3.4 フロックの平均径と沈降速度の関係

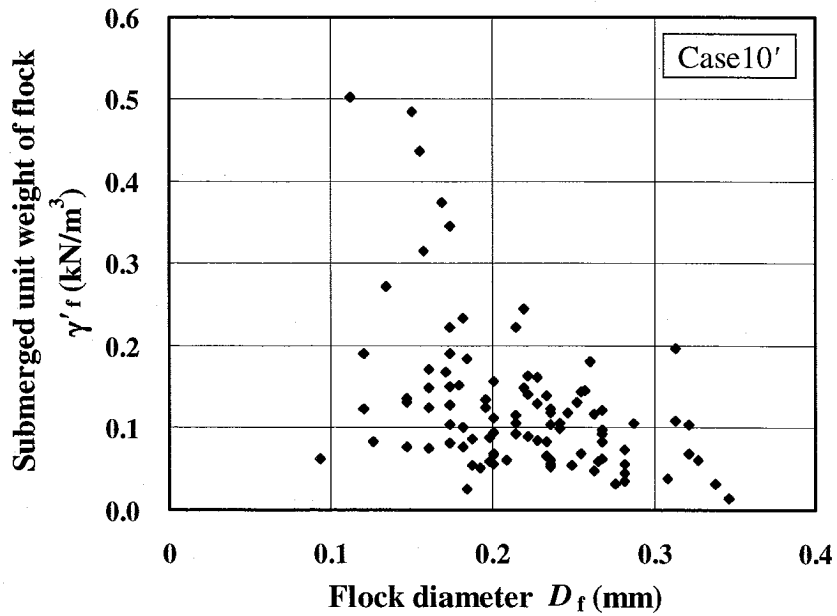


図-1.3.5 フロックの有効単位体積重量と平均径の関係

1.3.2 圧密試験の結果

19.6 kPa での予備圧密終了後の沈降・堆積粘土の試料高さ h_0 は, Case1, Case2, Case3 でそれぞれ 208, 100, 70 mm であった. 図-1.3.6 は, 圧密試験に先立ち, 試料を最下部から 25 mm ずつ分割して計測した含水比の深度分布を示している. 縦軸は堆積した試料表面からの深度 z を予備圧密終了時の試料の高さ h_0 で除して正規化したものである. 試料の表面から中央付近までは含水比が 90~100% でほぼ一定であるが, それ以深では含水比が急激に減少し, $z/h_0 = 0.9$ では 60~70% よりも小さな値になることが読み取れる.

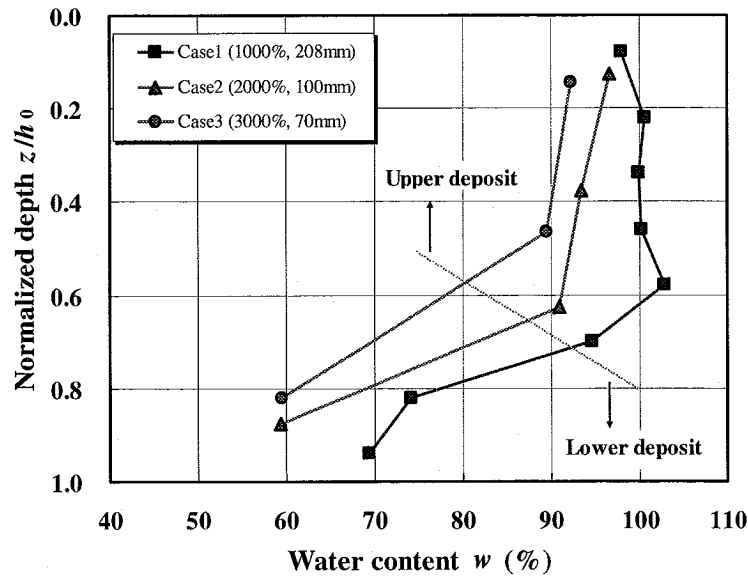


図-1.3.6 予備圧密(19.6kPa)終了時の含水比分布

次に, MIP を使って測定した間隙入口径(円形であると仮定)ごとの容積を深度別に 図-1.3.7 に示す. 初期含水比 $w_0 = 1000\%$ の Case1 では, 分割した最下部 2 試料(計 50 mm 相当分)については, シルト分を多く含み自立せず, SEM や MIP 用の試料を成形することができなかった. 初期含水比 $w_0 = 2000\%$ の Case2 と 3000% の Case3 では, 深部に向かって間隙容積が徐々に減り, 特に最深部では, 他と比べて間隙径 $0.33 \sim 1.00 \mu\text{m}$ のものが減り, やや大きな間隙径 $1.00 \sim 3.33 \mu\text{m}$ のものが増えていることがわかる. このことは, 図-1.3.6 の含水比分布と良く整合している. 一方, 初期含水比 $w_0 = 1000\%$ の Case1 で試料を成形できた 6 深度は, 他のケースの表層付近と同程度の間隙容積であるにも拘わらず, やや大きな間隙径 $1.00 \sim 3.33 \mu\text{m}$ のものが多く含まれていることが特徴的である. このことは, Case1 は他のケースと比べて内部の骨格構造が異なっていることを示唆している. これについては, 後ほど SEM 画像によってさらに詳しく考察する.

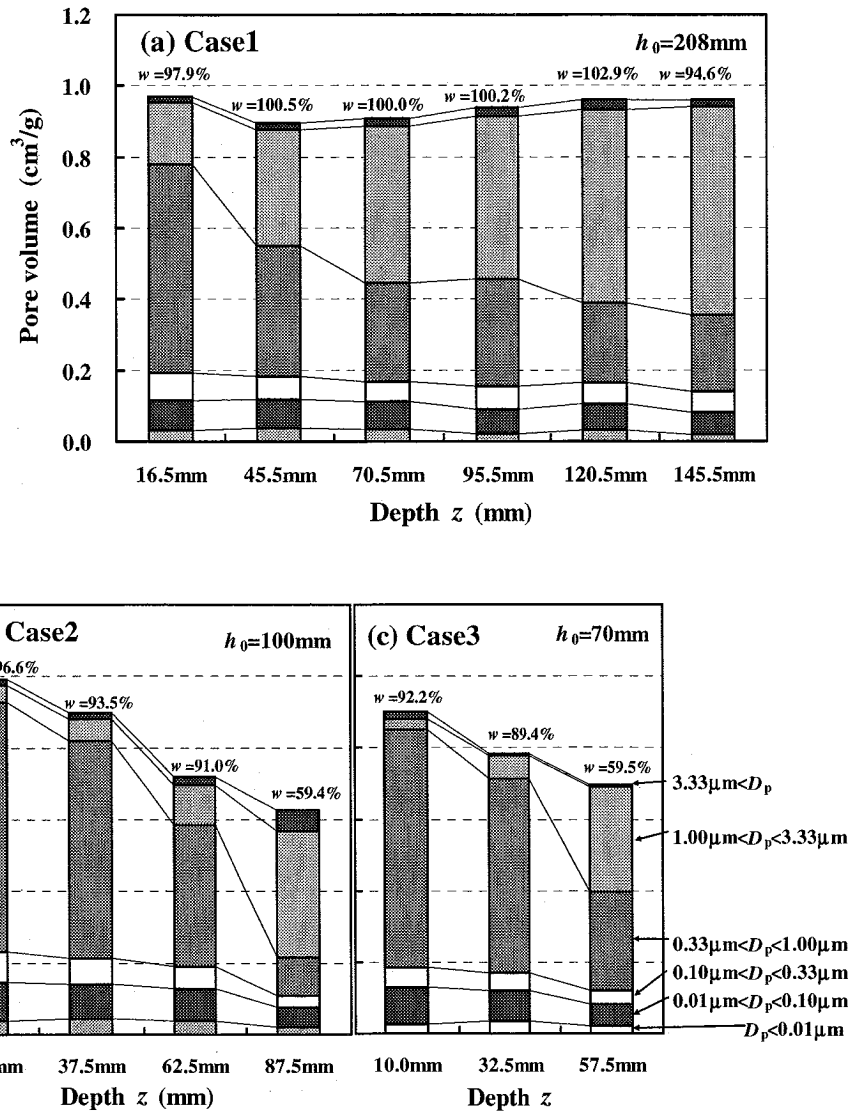


図1.3.7 深度ごとの間隙入口径分布

図-1.3.8 は、25 mm ごとに分割して圧密試験を実施した際の $e - \log p$ 関係を示している。Case1, Case2, Case3 では、それぞれ試料を成形できた 6, 4, 3 個の沈降・圧密供試体の圧密試験結果がプロットされている。定ひずみ速度(CRS)圧密試験の結果と自然堆積粘土の間隙比から、自然堆積粘土の $e - \log p$ がどの程度であるかを推測することができる。また、初期含水比 $2w_L$ のスラリーから作製した再構成粘土の結果も示してある。自然堆積粘土は再構成粘土よりも高間隙比の状態になっており、本論文冒頭の記述を支持する。沈降開始時の含水比が低い、すなわち懸濁液の濃度が濃いものほど高間隙比になっている。なお、沈降を経たものは上述のように分級しているため、堆積物を 25 mm ごとに分割して測った個々の間隙比は全体を代表していない。そこで参考値として、19.6 kPa による予備圧密終了時(沈降・堆積粘土)の含水比分布から求めた平均的な間隙比も示してある。分級によって、上部は間隙比が高くかつ間隙径が小さいのに対し、下部は間隙比が低くかつ間隙径がやや大きくになっている。しか

し、上部の高間隙比を示す部分はもちろんのこと、平均値で見ても、沈降を経ない再構成粘土より高い間隙比になっていることが読みとれる。

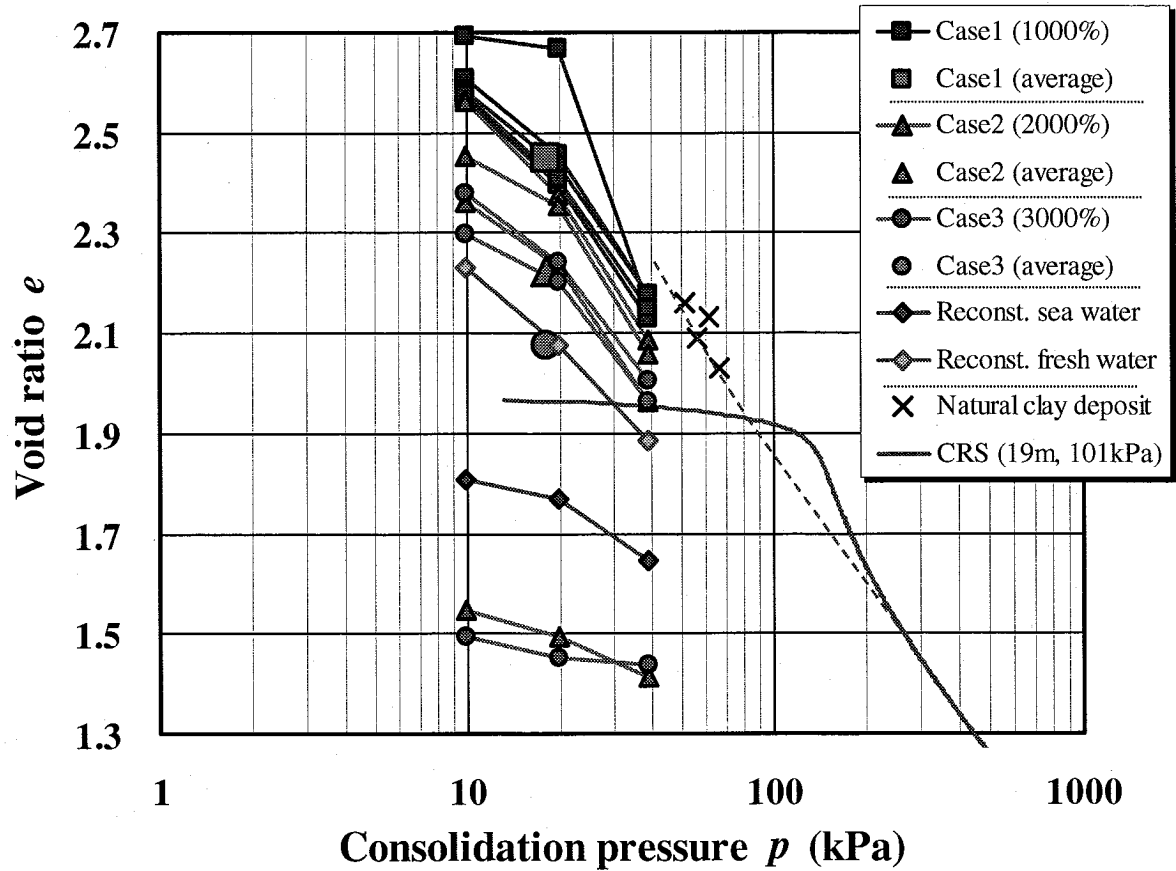


図-1.3.8 深度ごとの $e - \log p$ 関係

1.3.3 微視的構造の観察結果

図-1.3.9に沈降・堆積粘土(Case1, Case2, Case3), 再構成粘土, 自然堆積粘土(大阪湾粘土 G.L. -15m)の間隙径に対する容積頻度分布曲線を示す. 沈降・堆積粘土では, 初期含水比 $w_0 = 1000\%$ の Case1 が他の 2 ケースに比べて大きな間隙を有し, 高位な構造が発達していることがわかる. また, 自然堆積粘土の場合, 他に比べて大きな径の間隙が含まれ, 高位な構造が発達しているとともに, 広い範囲の間隙径が含まれている. 沈降・堆積粘土と再構成粘土を比べると, 前者の方がやや右側に位置している. これにより $e - \log p$ 曲線での比較と同様に, 沈降・堆積粘土の方が再構成粘土より高位な構造が発達していることがわかる. このような構造の発達には, SEM 画像の写真-1.3.1からも視覚的に確認することができる. 再構成試料は全体に小さな間隙が散らばって均質に粒子が詰まっており, 自然堆積粘土とは著しくことなつた骨格構造となっている. 沈降・堆積粘土では, 再構成粘土よりも大きな間隙が目立つ. Case2 に比べて Case1 の方がその傾向が強いことから, 初期含水比が低くなるとともに, 大きな間隙ができ, 高位な構造を有するようになるようである. 特に着目すべきは, MIP の結果から最も高位な構造を有していると推察される自然堆積粘土には大きな間隙が多く含まれ, 初期含水比が低く懸濁液の濃度が高い Case1 もこれに準ずる微視構造になっている点である. 自然堆積粘土は, 海底において浮泥のような高濃度の状態を経て堆積・圧密していることと強く関連し, 濃度が高い状態でブロックを形成して沈降することが高い間隙比の主な原因であると推察される.

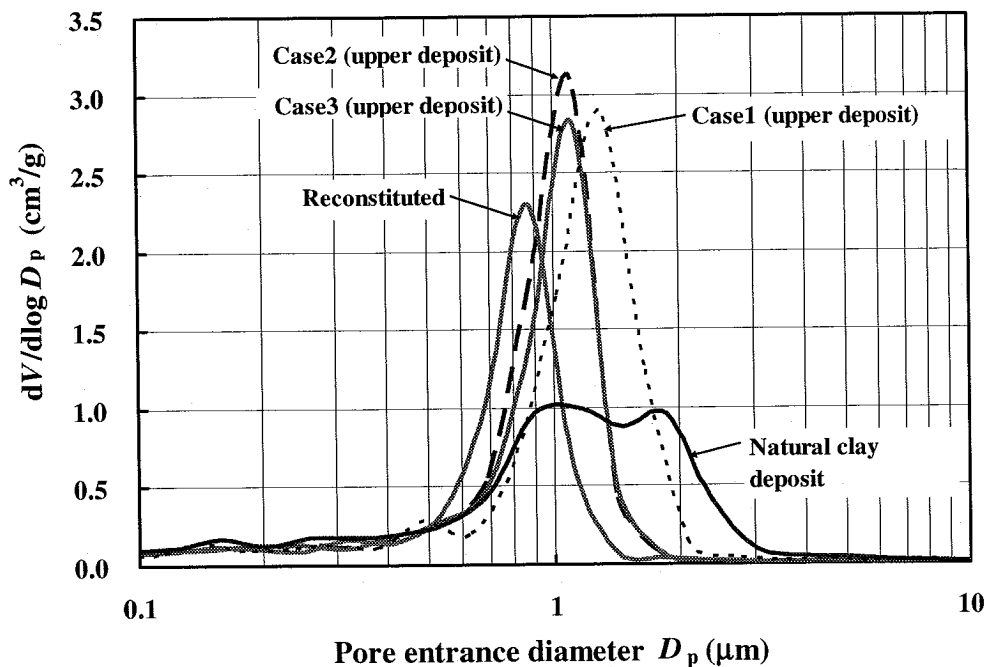


図-1.3.9 間隙入口径に対する間隙容積頻度分布

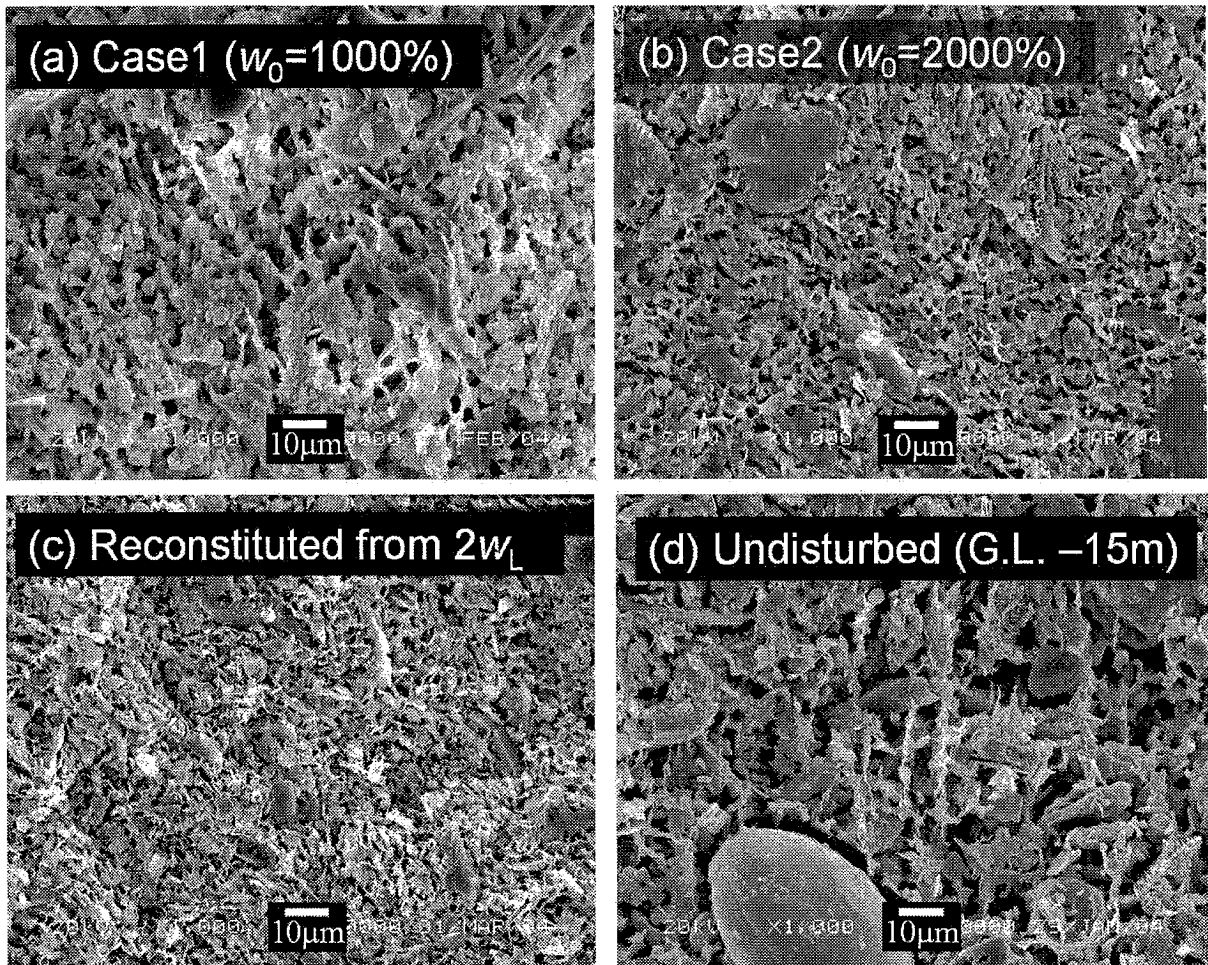


写真-1.3.1 SEM観察画像

1.4 まとめ

粘土の沈降・堆積過程において、淡水であるか海水であるかは、フロックを形成するかしないかを支配する重要な要因である。しかし、自然界の汽水域から海水域で想定される範囲では、塩分濃度の影響はほとんどなく、pHについても沈降特性に及ぼす影響は小さい。実験をした初期含水比 $w_0 = 1000 \sim 3000\%$ の範囲では、初期含水比が小さく、懸濁液の濃度が高いほど、より高位な構造を有して堆積する。スラリーを高温下で圧密して年代効果を促進することによって、自然堆積粘土の疑似過圧密状態を人工的に再現する方法¹⁾が提案されているが、見かけの力学挙動はある程度再現できたとしても、土骨格の本質的な部分、すなわち微視的な構造を再現できていない。自然堆積粘土の間隙比は、スラリーから再構成した粘土の間隙比よりも高い状態になっており、その形成には、年代効果のみならず、フロックを形成して沈降・堆積する過程が重要であることが示唆された。

参考文献

- 1) Tsuchida, T., Kobayashi, M. & Mizukami, J.: Effect of aging of marine clay and its duplication by high temperature consolidation, *Soils and Foundations*, 31(4), 133-147, 1991.
- 2) Bjerrum, L.: Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils (collapsible, expansive and others), *Proc. 8th ICSMFE*, 3, 111-159, 1973.
- 3) Watabe, Y., Tanaka, M., Tanaka, H. & Tsuchida, T.: K_0 -consolidation in a triaxial cell and evaluation of in-situ K_0 for marine clays with various characteristics, *Soils and Foundations*, 43(1), 1-20, 2003.
- 4) Imai, G.: Settling behavior of clay suspension, *Soils and Foundations*, 20(2), 61-77, 1980

第2章 粘土地盤のセメンテーション構造の再現に関する 実験的研究

2.1 はじめに

土の強度・変形特性は一般に有効応力状態によって決まるとされている。このため土質力学においては繰り返し再圧密粘土を用いた室内試験によってその力学挙動が調べられてきた。一方、非常に長い地質学的な年代を経て堆積した自然の海底地盤では、その強度や圧密・圧縮特性は、圧密時の有効応力のほか土の物理化学的性質や堆積過程の環境によっても大きく影響を受けることがわかっている。これらの影響は、主に有効応力一定のもとでの長期的な沈下である二次圧縮（遅延圧縮）と、間隙比と無関係に強度が発現するセメンテーション（凝結）効果とに分けられ、両者は年代効果（aging; エージング）と総称される¹⁾²⁾。近年、沿岸域の建設事業が沖合に展開するとともに、深部の洪積粘土の強度・変形特性の評価が問題になってきているが、これらの粘土地盤では数万年から数十年前に堆積するため年代効果の影響が工学的にも無視できないものとなっている。人間が生活している地域の表層地盤の多くは海底や湖底の環境で堆積して形成され、数千年前から数十万年の年月を経て10m～100mの厚さになっている。堆積速度は三角州や河口部で1.0～10.0cm/年、沖から離れた海域で0.01～1cm/年程度と推定されているが、堆積過程では水の流れ、と波浪、潮汐の変動、塩分濃度の変化、生物遺骸の沈殿などの様々な物理化学、生物学的要因の影響を受けていると考えられるはずである。一方、地盤を工学的に利用する土木工学や地盤工学の分野では、これらの堆積過程や堆積環境に関する情報があまりほとんど活用されてこなかった。これは、土の強度や変形特性が土骨格に働く有効応力によって決まると考えられ、室内で実験的に再構成した土を調べることで十分把握できると考えられてきたためである。

近年、地質学的な年代を経て堆積した自然地盤の力学特性と室内再構成土の特性の違い（これを年代効果という）が工学的にも重要であることが認識されている。一例として、大阪湾沿岸の深さ500m～400mに存在する洪積粘土地盤は、通常の高成粘土に比べて非常に大きな圧縮性を示すが、これは洪積粘土地盤が多量の珪藻遺骸を含みながら、ゆっくりと堆積する過程で独自の構造を発達させ、人為的な埋立によりこの構造が崩壊するためと推定されている。大阪湾洪積粘土地盤に代表されるような、特異な海底地盤の特徴と、その堆積環境・堆積過程との関連については、定性的な説明は試みられているが、因果関係は科学的に解明されていない。することはほとんど行われていない。しかしながら、年代効果の発現メカニズムはそれがきわめて長時間にわたって発生するため実験室において調べることが困難であり、土の強度・変形特性に及ぼす影響を定量的に評価することは、これまでほとんど行われていない。

本研究は、年代効果を定量的に明らかにしそれらをモデル化することを目的として実施した。研究の前半では、室内実験によってセメンテーションが卓越する超低有効応力状態での強度発現特性を調べ、その数値モデル化を試みた。後半は、海底表層から沖積層および洪積層までの堆積年数、地盤深度と強度、間隙比の関係について簡単な数値モデルによるシミュレーション

を行った。実際の原位置のせん断強度，圧密降伏応力，間隙水圧を説明しうる結果が得られた。

2.2 海底地盤の年代効果と形成過程に関する既往の研究

(1) 海成粘土の力学特性における年代効果に関する研究

海成粘土地盤では，年代効果の影響は e - $\log p$ 曲線に特徴的に表れるとされている。図-2.2.1 は年代効果によるセメンテーション構造を有すると考えられる粘土と室内で練り返した後再圧密した試料の e - $\log p$ 曲線の違いを模式的に示したものである。図のようにセメンテーション構造を有する海成粘土は構造の擬似過圧密の挙動を示し，圧密圧力が圧密降伏圧力を越えると構造の崩壊が始まって大きな圧縮性を示す。

以上の特性を定量化した指標として土田ら³⁾は，図-2.2.2 で定義する圧縮指数比 r_c を提案した。 r_c は正規圧密領域における圧縮指数 $C_c = \Delta e / \Delta (\log p)$ の最大値と圧密圧力が十分に大きくなり C_c がほぼ一定となったときの値との比である。図-2.2.3 は東京湾および錦海湾（岡山県）の不攪乱海成粘土から求めた圧縮指数比と塑性指数および粘土分含有率の関係である。図のように，圧縮指数比は高塑性性の粘土ほど大きくなる傾向がみられる。わが国の一般的な沖積粘土地盤では $r_c = 1.1 \sim 1.8$ であり，また，大阪湾洪積粘土地盤では $r_c = 3.0 \sim 4.0$ であることが報告されている。

図-2.2.4 は大阪湾洪積粘土，沖積粘土の圧縮比 $C_c/(1+e_0)$ と自然含水比の関係である⁴⁾。図中には，Lambe and Whitman の教科書⁵⁾にある圧縮比の範囲と，わが国の港湾地域の沖積粘土の範囲⁶⁾を比較のため示している。図のように大阪湾沖積粘土の圧縮比は Lambe and Whitman の範囲よりやや大きく，0.2~0.4 の範囲にあるが，洪積粘土ではそれらを大きく上回っている。

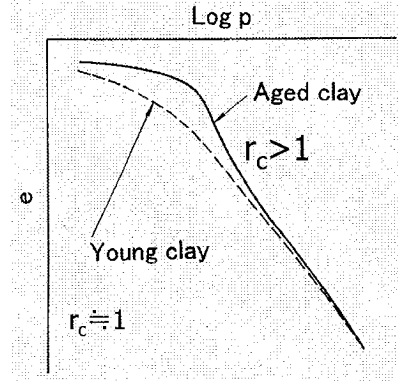


図-2.2.1 セメンテーション構造を有する粘土と練返し再圧密した試料の e - $\log p$ 曲線の違い³⁾ (模式図)

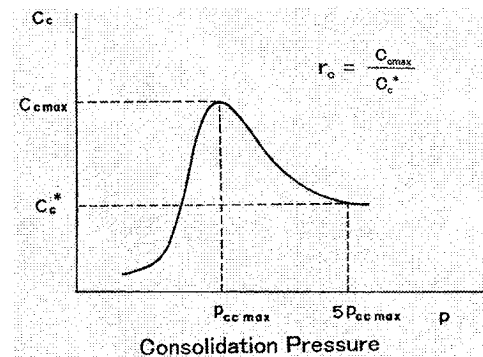


図-2.2.2 圧縮指数比 r_c の定義³⁾

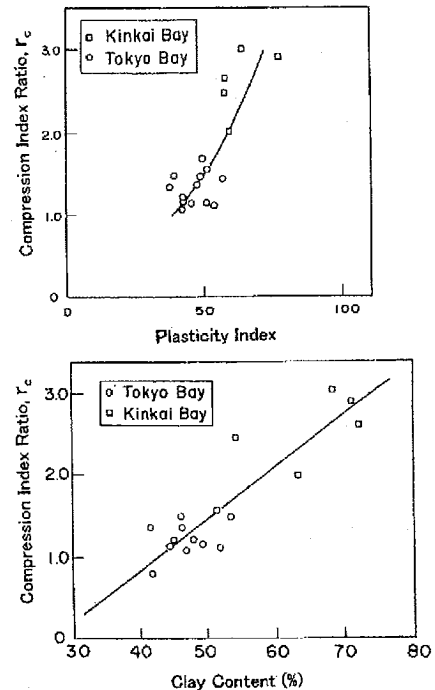


図-2.2.3 圧縮指数比と塑性指数，年度分含有量の関係³⁾

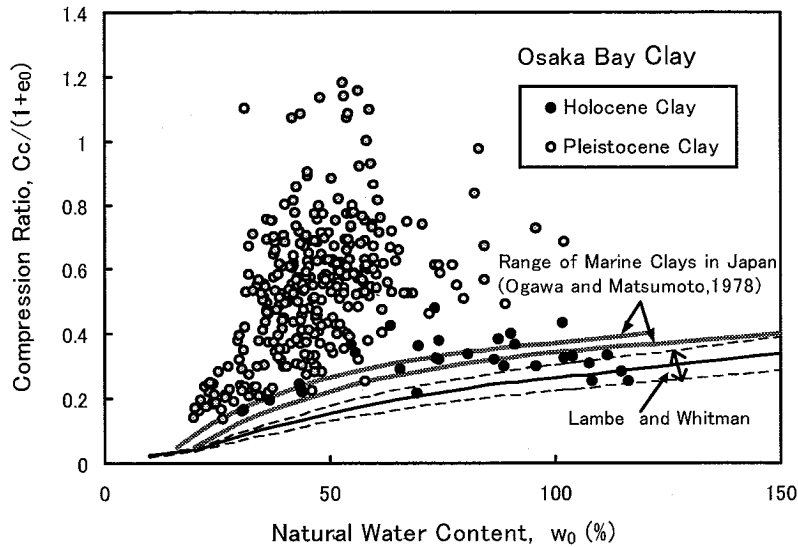


図-2.2.4 自然含水比と圧縮比 $C_c/(1+e_0)$ の関係⁴⁾
 (大阪湾沖積粘土および洪積粘土)

また、洪積粘土の二次圧縮指数 C_α について調べた結果によると、沖積粘土と同様に $C_c = 0.03 \sim 0.06 C_c$ の関係にあり、図-2.2.4 は、二次圧縮量を示す $C_\alpha/(1+e_0)$ についても、洪積粘土は通常の沖積粘土よりはるかに大きいことを意味している。

このように、大阪湾の洪積粘土は、通常の沖積粘土地盤に比べて明らかに大きな圧縮性を有しているが、土田らはその原因を堆積過程で構造が発達し、高い間隙状態で堆積しているためと考え、基準圧縮曲線 (Standard compression curve, SCC) によって大阪湾粘土の構造の定量評価を試みた⁷⁾。

基準圧縮曲線は、多数の海成粘土の圧密試験結果を解析した結果にもとづき、特定の初期間隙比で練り返した状態から圧密を開始したときの空隙比と圧密圧力の関係を定式化したものである。なお、基準圧縮曲線では空隙比のかわりに、粘土の体積比 $f (=1+e)$ を液性限界のときの体積比 f_L を用いて、次式で正規化した体積比指数 I_{sv} を用いる。

$$I_{sv} = \frac{\ln f}{\ln f_L} \dots \dots \dots (2.1)$$

基準圧縮曲線は、 I_{sv} と地盤に作用する有効圧密圧力 p の関数として、次式で与えられる。基準曲線を決定するパラメータは、粘土が海底面に堆積して自重圧密が開始するときの空隙比と体積比それぞれ e^*_0 , $f^*_0 = 1 + e^*_0$ と、液性限界の時の空隙比 e_L 、練返し状態での強度増加率 (練返し状態で粘土が保持する有効応力に対する粘着力の比) を $(s_u/p)_{REM}$ だけである。

$p \leq R \cdot 2.5 p^*$ のとき

$$I_{sv} = 1.47 - 0.27 \log_{10} p - 0.00186 (\ln R) \left\{ \frac{\ln(p/p^*)}{\ln R} - 2.5 \right\}^2$$

$p > R \cdot 2.5 p^*$ のとき

$$I_{sv} = 1.47 - 0.27 \log_{10} p$$

$$\text{ただし, } R = \frac{10^{(5.44 - 3.70 I_{sv0})} (s_u / p)_{REM}}{1.4 (e_0^* / e_L)^{-4.5}}, \quad p^* = \frac{1.4}{(e_0^* / e_L)^{4.5} (s_u / p)_{REM}}$$

$$I_{sv0}^* = \frac{\ln f_0^*}{\ln f_L}$$

(2.2)

粘土が海底に堆積して圧密を開始するときの間隙比 e_0^* は液性限界 e_L の 1.5 倍から 2.0 倍の間と考えられるので、この条件で基準圧縮曲線を計算すると、 I_{sv} と p の関係は液性限界によってそれほど変化せず、ほぼそれぞれ 1 つの線で表すことができる⁷⁾。このようにして求めた基準圧縮曲線 $SCC(e_0^*=1.5e_L)$ 、 $SCC(e_0^*=2e_L)$ は粘土の間隙比と圧密圧力との基準的な関係であり、この関係よりも間隙比が大きいときは、セメンテーションなどの化学的な作用によって高間隙比状態を維持する構造が発達している判断される。

図-2.2.5 は、沖積海底地盤の各深度における原位置での体積比指数 I_{sv0} と有効土被り圧 σ_{v0}' の関係である⁷⁾。図のように有効土被り圧 50 kN/m^2 以下では多くのデータが $e_0^*=1.5e_L$ と $e_0^*=2.0e_L$ とした時の基準圧縮曲線上にあるが、有効土被り圧が 50 kN/m^2 を越えると

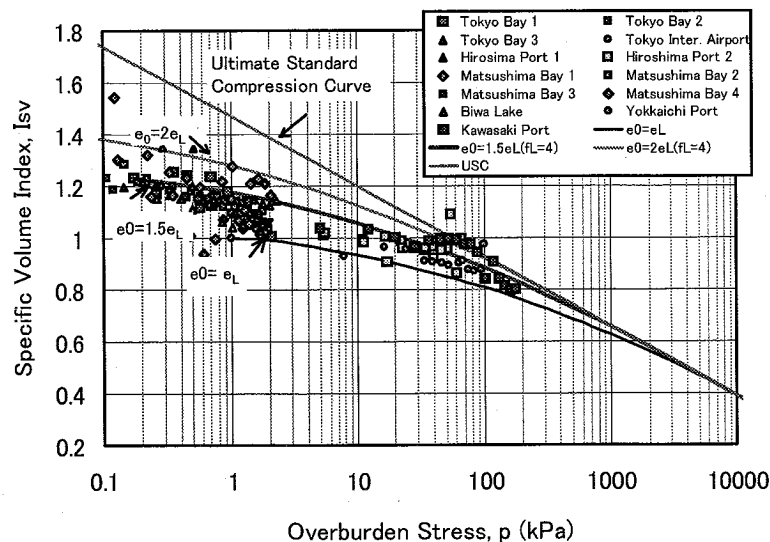


図-2.2.5 わが国の沖積海底地盤の各深度における原位置での体積比指数 I_{sv0} と有効土被り圧 σ_{v0}' の関係

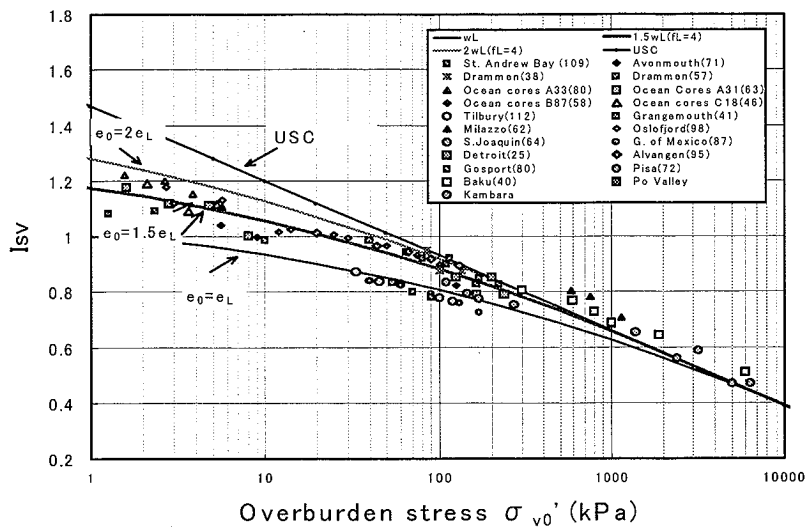


図-2.2.6 原位置での体積比指数 I_{sv0} と有効土被り圧 σ'_{v0} 関係 (Skempton, 1970 のデータ)

I_{sv0} が SCC よりも大きいデータが見られるようになる。有効土被り圧 50kN/m^2 は深度約 10m に相当するが、この深度以浅で原位置の間隙比がほぼ SCC 上にあることは年代効果を考慮しない基準圧縮曲線によって現在の間隙比の状態が説明できるということである。また、これより大きい深度で I_{sv0} が SCC より上に位置することは、堆積中に新たな構造が形成されていると考えられる。

地質学的に大きな応力履歴を受けていないと考えられる地盤について、有効土被り圧と間隙比の関係に着目した先駆的な研究としては、1970年の Skempton の論文がよく知られている⁸⁾。図-2.2.6 は、Skempton の論文にある 21 カ所のデータを基準曲線上にプロットしたものである。多くのデータで $e^*_0 = 1.5e_L$ の基準圧縮曲線上にプロットされているが、一部のデータは $e^*_0 = e_L$ の基準曲線上にある。Skempton によると干潟に堆積した粘土地盤では海底に堆積した場合よりも含水比が小さいとされており、体積比指数の小さい地点について堆積環境と関連づけた検討が必要である。また、図をみると、有効土被り圧が 500kN/m^2 を越える大深度の粘土地盤では間隙比が基準圧縮曲線よりも大きくなっており構造の発達と考えられる。

図-2.2.7 は、大阪湾泉南沖洪積粘土地盤の有効土被り圧と原位置体積比指数の関係である。図中の 56-1, 56-9, 57-30 はボーリング地点の番号であり、それぞれ海岸線から約 2km , 6km , 10km の距離にある。圧密降伏圧力 p_c と有効土被り圧 σ'_{v0} の比から求めた見かけの過圧密比 p_c/σ'_{v0} は、56-1 で $1.2\sim 3.6$ (平均 2.0)、56-9 で $1.0\sim 1.5$ (平均 1.3)、57-30 で $1.0\sim 1.5$ (平均 1.25) となっている。

図をみると、ボーリング孔 56-1 ではほとんどが 2 つの基準曲線の近傍にあるが、56-9 では原位置体積比指数の多くが基準曲線よりも大きくなり、57-30 ではさらにその傾向がはっきりしている。このことは、沖合ほど構造が発達し、有効土被り圧に対して間隙比がより大きい状態（高位）で堆積していることを示している。このような地盤に埋立等

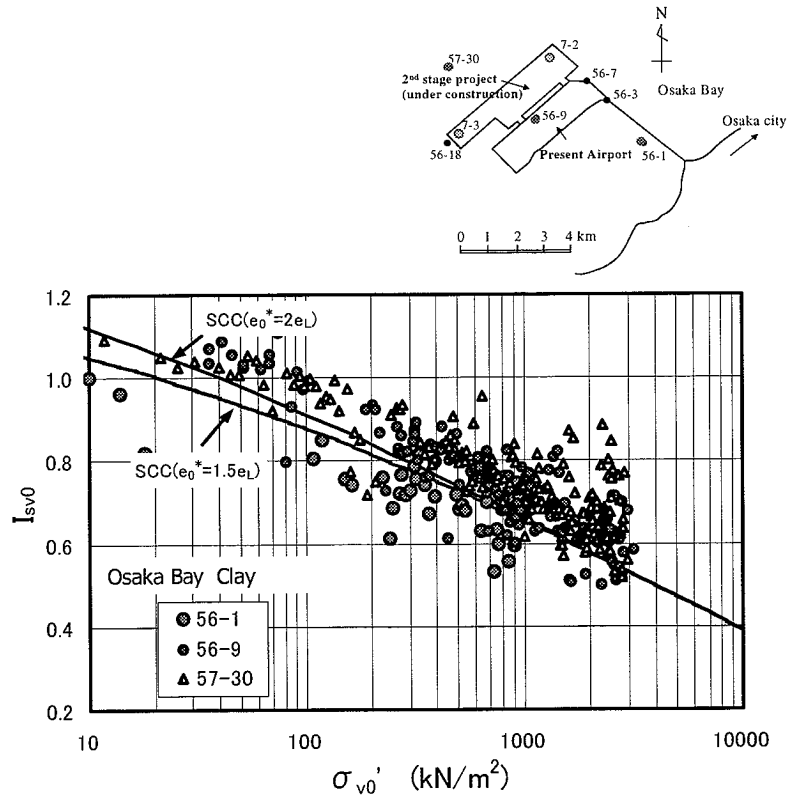


図-2.2.6 関西国際空港建設地点における原位置での体積比指数 I_{sv0} と有効土被り圧 σ_{v0}' の関係

により大きな荷重が作用すると、地盤は基準圧縮曲線の間隙状態まで圧縮しようとするため、非常に大きな圧縮性を示す。図-2.2.7 に大阪湾洪積粘土の典型的な e -log p 関係を示すが、圧密圧力が圧密降伏圧力を越えた直後に大きな圧縮性を示し、その後 e -log p 関係の勾配は小さくなってほぼ一定となる。このような特性は図-2.2.1 の模式図で示した関係が明瞭に表れており、堆積年代の古い粘土において圧縮指数比が増大するのも高位な構造で堆積していた粘土が圧密により、年代効果が消失することで低位の構造にシフトするためである。

以上のように、間隙比と圧密圧力に関する基準曲線と原位置における間隙比と有効土被り圧の関係を比較する方法により、海底地盤の年代効果を簡便に判定することができる。

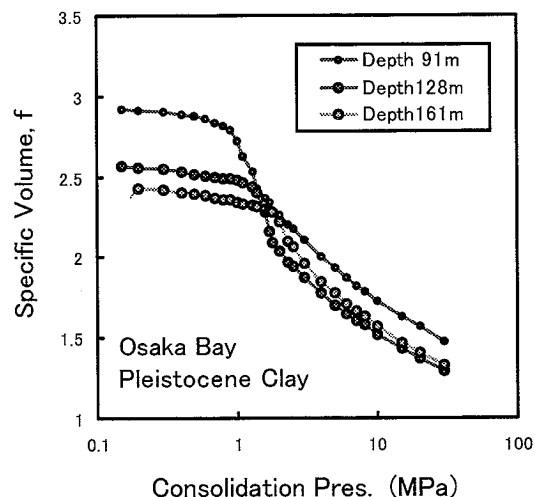


図-2.2.7 大阪湾洪積粘土の典型的な e -log p 関係

(2)セメンテーションによる粘土の強度発現機構と室内における年代効果の再現に関する研究

堆積時の年代効果が土の力学特性に及ぼす影響を調べるには、これを室内で再現する技術が必要となる。土田らは、**図-2.2.8**に示す実験装置を用いて75°Cの高温状態でスラリーから再圧密し、圧密後に20°Cの室温に戻した粘土試料の力学特性が、年代効果を有する自然沖積粘土の特性に近いことを、各種の室内力学試験の結果によって確かめた^{3),9)}。**図-2.2.9**は高温で再圧密した粘土試料(HTC)と室温で再圧密した粘土試料(RTC)の e - $\log p$ 曲線の比較である。図のように、同一の高温再圧密の条件で作成された粘土試料は再圧密後の間隙比が高く、かつ圧縮指数が大きくなって、**図-2.2.1**に示す aged 粘土の e - $\log p$ 関係に類似している。圧縮指数比 r_c は1.5~2.0であり、不攪乱沖積粘土と同等の値となっている。

五明らは、東京湾、琵琶湖、広島湾の表層の底泥の物理・化学特性と力学特性について報告を行っている¹⁰⁾。五明らは直径20cm、長さ100cmの亚克力パイプを用いて潜水土により不攪乱の柱状試料を採取し泥深5cmごとにベーンせん断試験および含水比の測定を行った。**図-2.2.10(a)**、**(b)**は東京湾における2地点のせん断強度と含水比の深度分布例である。図のようにごく表層の底泥でも0.5kPa (5gf/cm²)程度のせん断強度を有し、深度50cmの位置では20kPa程度のせん断強度を示している。また、表層の含水比は、おおむね液性限界(170~190%)の1.5~2.0倍となっている。

比較のため、五明らは採取した底泥を十分に練り返した後初期含水比を1000%に調整し直径70cmの容器に高さ80cmの試料を入れて沈降・圧密を行って人工地盤を造成した。**図-2.2.11**は、自重圧密終了後に各層のせん断強度と含水比を測定した結果である。図のように人工的に自重圧密させて形成した地盤のせん断強度は原位置で測定された値の1/10程度となっており、長時間かかって堆積した自然地盤では人

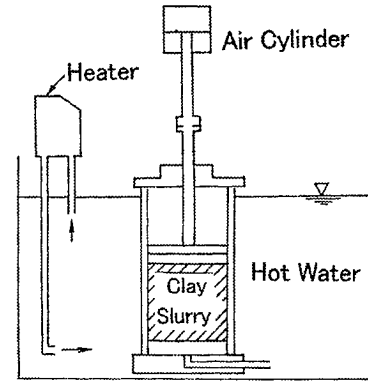


図-2.2.8 高温環境による粘土スラリーの再圧密

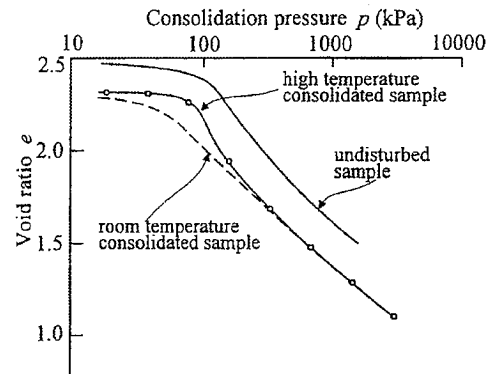


図-2.2.9 高温環境による粘土スラリーの再圧密

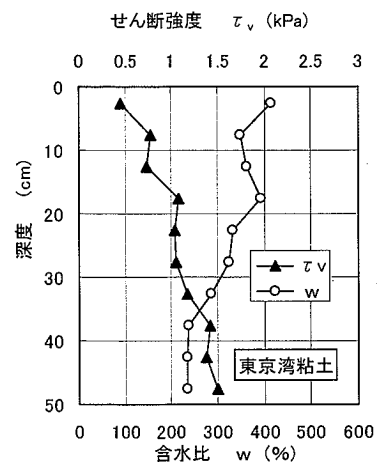


図-2.2.10(a) 海底地盤表層の粘土の含水比とベーンせん断強度

工地盤に比べはるかに大きな強度が発現していることがわかる。このことより、海底地盤表層の小さな有効応力条件のもとでは年代効果による強度増加が相対的に大きいことが推定される。

このように、地盤の堆積が長い時間を経てゆっくり進行する場合の強度発現としては、有効応力一定のもとで粘土骨格が圧縮する二次圧密によるものと、粘土骨格の接触点における凝結によるセメンテーションによるものとに分けられる。

Tan ら¹¹⁾は、圧密終了後の粘土のせん断強度の増加をせん断強度の増加を室内実験によって調べ、**図-2.2.11**の結果を得た。図より、一定の有効応力のもとでは、セメンテーションによる強度の増加は時間の対数に比例して発現することを示した。さらに、経過時間が10倍になるときのせん断強度増加 $\Delta\tau$ はそのときの有効土被り圧 p_0 の関数となっているとして、次式を提案した。

$$\frac{\Delta(\tau/p_0)}{\Delta(\log_{10} t)} = \frac{k}{\sqrt{p_0}} \quad (2.3)$$

あるいは、

$$\Delta\tau = k\sqrt{p_0} \Delta(\log_{10} t) \quad (2.4)$$

(2.3),(2.4)式は、セメンテーションによる強度発現が有効土被り圧が大きいほど大きいことを示すが、土被り圧との相対関係をみると、土被り圧が小さい場合ほど、セメンテーションによる強度発現が全体の強度の中で占める比重が大きいことを意味する。

福江¹²⁾は、土に含まれる炭酸塩の含有量に着目し、炭酸カルシウムが海底地盤形成に与える影響を調べている。福江の研究によると、海洋における炭酸塩の堆積速度は寒冷海域と熱帯海域で違いがあるもののおおよそ一定であり、約 $9\text{g/m}^2/\text{年}$ とされている。したがって、陸源

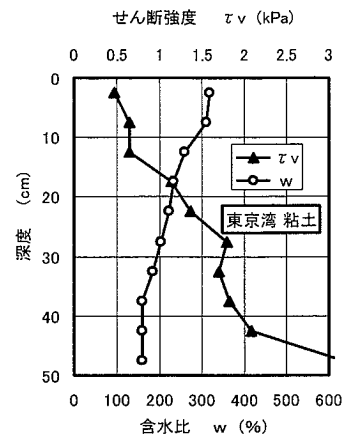


図-2.2.10(b) 海底地盤表層の粘土の含水比とベーンせん断強度

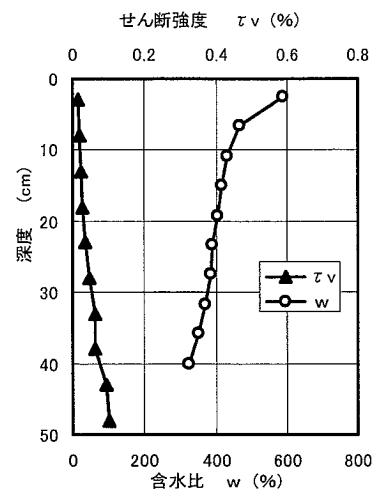


図-2.2.11 練返し自重圧密後の東京湾粘土の含水比とベーンせん断強度

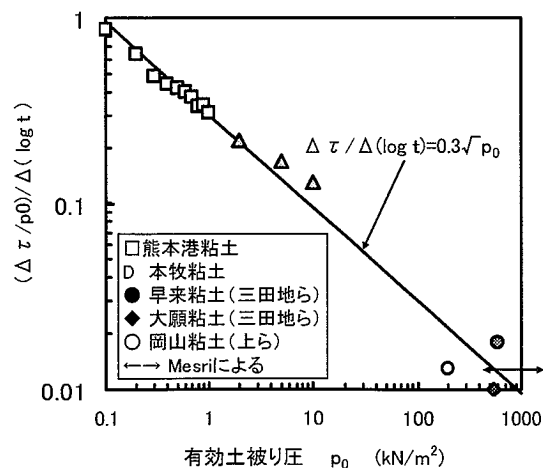


図-2.2.12 セメンテーションによる強度発現と有効応力の関係 (Tan and Tsuchida,1999)

堆積物が速く堆積する河口や沿岸部では炭酸塩の含有量は少なく、陸源物質の極めて少ない大洋底では炭酸塩の含有量が 80%を超えることも少なくない。福江は、瀬戸内海と相模湾の4ヶ所から、海底表面より 5m 程度の不攪乱試料を取り、炭酸カルシウム含有量とせん断強度および間隙比の相関関係を調べ、炭酸カルシウムが多く含まれるにつれ間隙比が減少し、せん断強度が増加していることを報告した。さらに、福江は海底地盤表層部における擬似過圧密効果の原因がプランクトンの遺骸などからなる炭酸カルシウム等による化学的結合によって生じているとし、実測結果に基づいて、炭酸カルシウム含有率 1% (重量) あたりのせん断強さの増加量を表層土で約 20kPa、深層土で約 25kPa と推定している。

(3) 海底地盤の形成過程に関する研究

粘性土地盤の $e-\log p$ 関係は、どの初期含水比から堆積 (圧縮) が始まるかによって大きく異なる。そこで、自然の海底地盤の場合に地盤が堆積したときの初期状態を考察する。海底地盤が形成されていく過程は、概ね次のようであると考えられる。

- ① 雨水・河川等による土砂の侵食と運搬
- ② 河川の沈降・堆積と河口へ移動
- ③ 塩水環境での沈降と堆積
- ④ 波浪や潮流による再移動
- ⑤ 自重圧密及びセメンテーションによる固化
- ⑥ 上部にさらに堆積することによる圧密脱水

地盤工学では、波浪や潮流の影響を受けない⑤および⑥の段階以降を地盤として考えており、含水比がさらに大きい①～④は流体の問題として取り扱われる。そこで含水比の低下によって泥水から土に変化する境界について考察する。

五明らは、造波水路上に設けたトレンチ内に厚さ 10cm の粘土スラリーを入れて波を作用させ、底泥の安定性を調べる実験を行っている¹³⁾。これによると、波の作用によって底泥の巻き上がりが見られ、その後底泥層全体の振動、波状運動、破壊へといたること、波高が底泥の運動によって低下することが観察されている。図-2.2.12 は、このときの底泥振動の振幅と波高減衰の関係であるが、波高の減衰は底泥がある特定

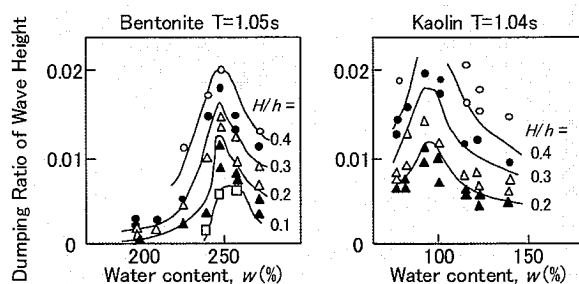


図-2.2.13 造波実験における底泥の含水比と波高減衰の関係

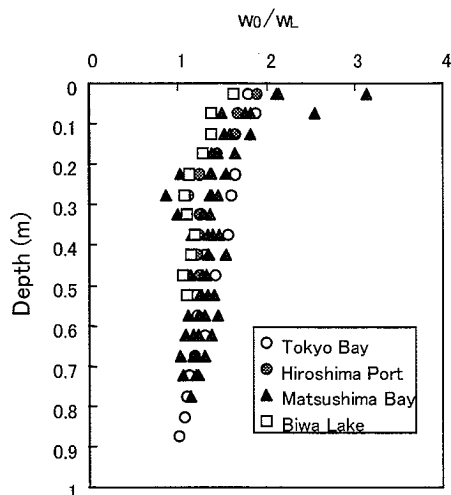


図-2.2.14 海底地盤表層の正規化含水比

の含水比のときに最大になる傾向があり、底泥含水比がこの値よりも小さい場合は底泥と波は相互にあまり影響を及ぼさず、底泥の含水比がこの値よりも大きい場合は底泥が水とほぼいっしょに動くことが観察されている。五明らが用いた底泥はカオリナイトとベントナイトであるが、波高減衰率が極大となる含水比はいずれも液性限界 w_L の 1.5 倍～2.0 倍のときであった。

五明ら^{10),14)}は、東京湾、広島湾、琵琶湖松島湾において潜水士によって底泥を直接採取し、表層から各深度における含水比を測定している。図-2.2.14は、各地点において深度 5cm ごとに平均の含水比を求め、それを液性限界で正規化して示したものである。図のように、表層付近の含水比はいずれも液性限界の 1.5 倍～2.2 倍となっており、深さとともに減少して深度 50cm では $1.1 \sim 1.5w_L$ となっている。井上らはシンガポールの海成粘土 ($w_L=87, 80\%$) を用いて高含水比状態での粘土スラリーの強度を精度よく測定し、含水比が w_L の 2 倍以下になると含水比の低下による強度増加が顕著なることを報告した。このことから井上らは $2w_L$ が液状とスラリーの境界とすることを提案している¹⁵⁾。

土田は、図-2.2.15 に示すように、さまざまな液性限界の粘土について、十分に練り返した状態での強度と含水比の関係がほぼ一定の関係にあることに着目し、粘土の含水比 w を液性限界 w_L で正規化することにより、図-2.2.16 のように、練り返した粘土の強度 s_{ur} と正規化含水比 w/w_L の関係が粘土によらず一定であることを示し、次式を提案した。

$$s_{ur} = \frac{1.4}{(w/w_L)^{4.5}} \quad (\text{単位:kN/m}^2) \quad (2.5)$$

ここに、1.4 kN/m² は液性限界の含水比で練り返したときの粘土の強度である。

以上の結果より、底泥が一箇所にほぼ落ちついて自重圧密を開始する時を海底地盤が形成される初期状態とすれば、そのときの含水比は液性限界の 1.5～2.0 倍程度であり、そのときの粘着力は 230～60 N/m² に対応していると推定される。

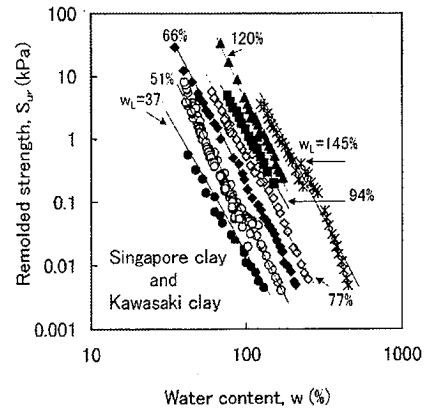


図-2.2.15 練り返した粘土の非排水強度と液性限界の関係

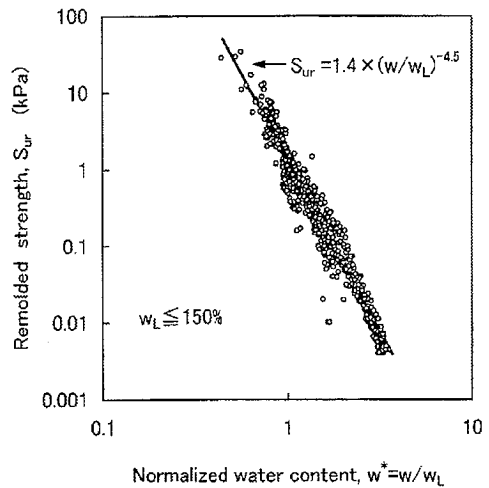


図-2.2.16 練り返した粘土の強度と正規化含水比の関係

海底地盤の年代効果を考える上で重要な情報は、地盤の堆積速度である。スケンプトンは各種の地盤の地質学的な堆積の仕方と堆積速度について調べ、表-2.2.1のようにまとめている⁸⁾。表をみると三角州や河口では1.0~10.0cm/年といった堆積速度になっているが、海域では0.01cm/年のオーダーとなっている。表-2.2.2はLocatら¹⁶⁾がまとめたものであるが、これによると湖沼および海域での堆積速度はほぼ0.01cm/年から1.0cm/年の範囲にある。わが国の海底に関する報告例を表-2.2.3に示すが、これによるとほぼ0.2cm/年~2.0cm/年となっている。堆積速度はその測定方法によって大きく変動するためこれらの数値の解釈には注意が必要であるが、これらの報告例を概観すると、海岸に近い沖積地盤においてはおおよそ0.1cm/年から1.0cm/年のオーダーであると考えられる。

東京湾、大阪湾をはじめとしてわが国の沿岸域では多くの場合、沖積粘土層が10~25mの厚さで堆積している。これらは約1万年前に最後の氷河期が終了して地球全体の温暖化が始まったことにより海水面の上昇にともなって形成されたと考えられている。沖積粘土層内に残留している貝殻や木片に含まれる放射性同位元素C¹⁴を用いて、その地層が形成されたときの年代を特定することができる。これらのデータをみても深度15~20mの粘土層は概ね3000年から6000年前に堆積しており、この間ほぼ一定の速度で堆積したとすれば、その速度は0.2~0.5cm/年と推定できる。ただしここでの粘土層厚は自重圧密が終わった現在の粘土層厚であり、堆積時にはより大きな間隙比に堆積しているので、その速度は倍以上となる。これらの数字は表-2.2.3とほぼ対応している。

表-2.2.1 堆積速度と地盤条件 (Skempton,1970)

	場 所	層厚(m)	堆積速度 cm/year)
三角州	Mississippi, 沖積	55	12.0
	Rhone, 沖積	65	1.7
	Orinoco, 沖積	40	0.8
河口	Avonmouth, 沖積	13	0.025
	Tilbury, 沖積	16	0.02
	Pisa, 沖積	10	0.025
海域	Oslofjord, 沖積	—	0.008
	Po Valley, 洪積	2000	0.012
	Kambara, 洪積	2600	0.009
深海	カリブ海	—	0.003

表-2.2.2 湖沼、海域の堆積速度 (Locat and Lefebvre,1985)

場 所	堆積速度 (cm/年)
Lake Ontario	0.020~0.111
Lake Erie 1	0.16~0.29
Lake Erie 2	0.71~1.42
Lake Matagami	0.08
Lake Michigan	0.01~0.5
Lake Quevillon	0.05
Barlow Ojibway	1.0~2.5
Goldthwait Sea	1.20~1.60
Gulf of Maine	0.09~0.18
Chincontagau Bay	0.03~0.15
Pitt Lake, B.C.	1.8
Saanich Inlet, B.C.	1.0~2.0
Djuprenna, North Sea	0.158
N.Rauoyrenna, North Sea	0.086
S.Dramsfjorden	0.060~0.255

表-2.2.3 わが国における海底地盤の堆積速度の報告例

東京港	1.6~11.4cm/年	(木村他 ¹⁷⁾ ,1985)
有明粘土層 (上部)	0.18cm/年	(Torrance and Otsubo ¹⁸⁾ ,1995)
有明粘土層 (下部)	0.18~0.75cm/年	(Torrance and Otsubo ¹⁸⁾ ,1995)
伊勢湾	1.08~1.25cm/年	(中川 ¹⁹⁾ ,1998)

2.3 高温再圧密下で沈降・自重圧密したときの高含水比粘土スラリーの強度発現

2.2 で述べたように、室内試験において粘土スラリーを高温で再圧密し、室温に戻すという履歴を与えることにより、粘土が数千年から数万年かけて堆積し沖積地盤を形成するときにゆっくりと発現するセメンテーションの効果を再現できる可能性がある。そこで、わが国の代表的な沖積粘土である東京湾粘土と大阪湾粘土について高温環境下で自重圧密試験を実施したときの海底地盤表層に発現するセメンテーションの効果について検討を行った。

2.3.1 実験方法

実験に用いた粘土試料は大阪湾粘土と東京湾粘土である。自然状態より採取した攪乱試料を 0.42mm のフルイを通過させ、自然粘土に含まれる粗粒分等を除去した。このように得られた粘土試料の物理特性を表-2.3.1 に示す。なお、塩分含有濃度が圧密過程の進行速度に影響を及ぼす可能性があるため、間隙水中の塩分濃度が 2.5~3.5% になるように塩分濃度の調整を行っている。

初期含水比を液性限界の 5 倍に相当する 400% に調整して十分練り返した大阪湾粘土を、常温(25°C)と高温(70°C, 75°C, 85°C)の条件でそれぞれ自重圧密させ、圧密時の温度が沈下特性と圧密後の強度に及ぼす影響を調べた。

図-2.3.1 に実験装置を示すが、自重圧密に用いた容器の内径は 8cm であり、試料の初期高さは 36cm とした。圧密容器は水槽に入っており、水槽内の水は循環ポンプ付きのヒーターにより一定の水温に保たれている。圧密時の排水条件は両面排水である。本実験では、常温において試料を 36cm の試料高さになるように容器に入れて直ちに自重圧密を開始させたが、高温条件の場合はこのときにヒーターを作動させた。図-2.3.2 は実験中の試料内の温度変化を測定したものである。図のように、自重圧密開始から試料内の温度が徐々に上昇し時間後にほぼ水槽内の水温と一致して安定している。

表-2.3.1 試料の物理特性

	含水比 (%)	液性限界 (%)	塑性限界 (%)	塑性指数	土粒子比重
大阪湾粘土	172	79	30	49	2.73
東京湾粘土	108	63	27	36	2.74

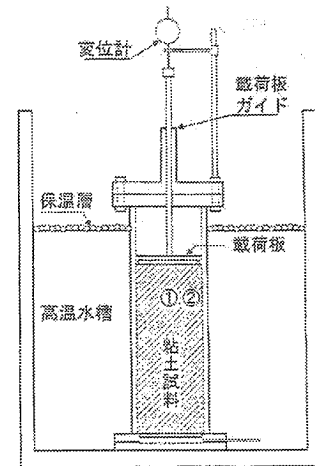


図-2.3.1 実験装置

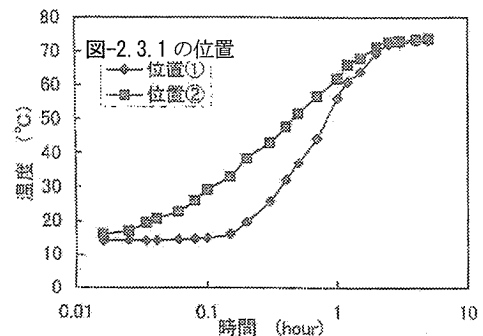


図-2.3.2 試料内の温度変化

2.3.2 実験結果

(1) 圧密後の含水比とベーンせん断強度の関係に及ぼす高温再圧密の効果

図-2.3.2 は各温度における時間沈下曲線である。図のように、自重圧密開始後数時間の温度上昇過程では試料の膨張がみられ高温条件下では圧密沈下の開始が常温条件よりも遅れている。しかし、いったん沈下が始めた後は、温度が高いほど急速に沈下し一次圧密の終了も早い。

図-2.3.2 の沈下曲線から平均の圧密係数を計算すると、常温、70°、85°でそれぞれ $65\text{cm}^2/\text{日}$ 、 $154\text{cm}^2/\text{日}$ と $196\text{cm}^2/\text{日}$ であった。このように、85°の高温下では圧密係数がほぼ3倍になっており、この原因は主として水の粘性抵抗が低下することによって透水性が増大したことによると考えられる。

次に圧密終了時の最終沈下量をみると、温度が高いほど最終沈下量は小さい値になっている。

図-2.3.3 は圧密後の含水比の分布であるが、高温条件下で圧密した場合は沈下が少ない分、含水比が高くなり、高温条件下では同じ圧密圧力に対してより高い含水比で安定している。

図-2.3.4 は自重圧密後の有効土被り圧と間隙比の関係から求めた $e-\log p$ 関係である。図のように、高温条件下で圧密したときの間隙比は同一の圧密圧力に対して常温条件の場合に比べ高いところに位置する。また、圧縮指数 C_c は常温・高温条件ともに0.95であった。

圧密終了後すべての試料の水槽内の温度を室温に戻し、24時間経過後に幅3cm、高さ1cmの小型ベーンを用いて深さ3cmごとにベーンせん断強度を測定した。ここで、ベーンせん断試験の実施時刻として次の2とおりを設定した。

- ① 自重圧密開始後の同一時刻
- ② それぞれの自重圧密試験において時間-沈下関係に3t法を適用し、圧密終了と判断された時刻

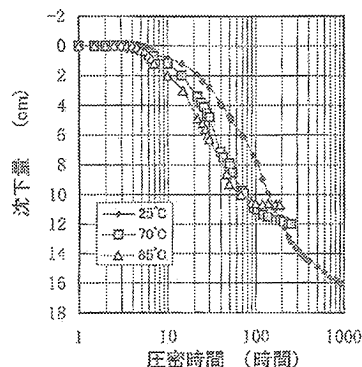


図-2.3.3 時間沈下関係

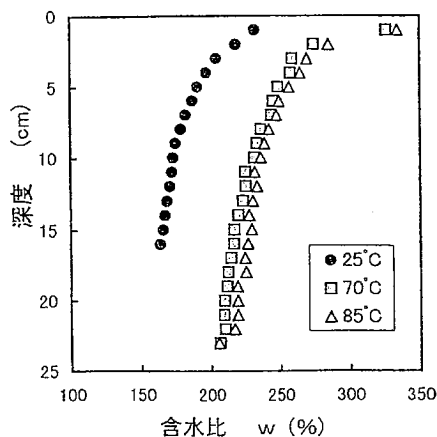


図-2.3.3 圧密後の含水比の分布

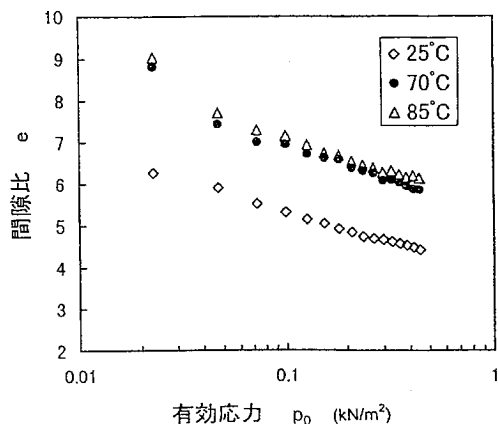


図-2.3.4 自重圧密後の有効土被り圧と間隙比の関係から求めた $e-\log p$ 関係

なお、圧密時の時間-沈下関係より $\log t$ 法で求めた一次圧密終了時間 t_p を用いて各試料におけるベーンせん断試験の実施時刻を比較すると、①の場合には高温・常温試料はそれぞれ $13 \sim 15t_p$, $3 \sim 4t_p$ であり、②の場合ではいずれも $3 \sim 4t_p$ であった。したがって、①の経過時間が同じである場合には高温条件の場合ほど一次圧密終了時間が短く、二次圧密期間が長くなっている。これに対して、②の場合には、試料が受けた相対的な二次圧密履歴は同じであり、圧密時の温度が高いほど t_p が小さいので自重圧密開始からせん断試験までの経過時間自体は短くなっている。

図-2.3.5(a), (b) に 2 つの時間において測定したベーンせん断強度の結果をそれぞれ示した。図-2.3.5(a) のように、圧密開始後の経過時間が同じ場合には高温条件で得られたせん断強度の方が常温条件よりも大きくなっている。しかし、圧密時間そのものではなく $3t$ 法で圧密をお打ち切ってせん断強度を求めた場合には、図-2.3.5(b) のように、経過時間が長い常温条件の方が強度は大きくなっている。このように、高温条件下におけるせん断強度の増加は主として一次圧密終了後の二次圧密期間におけるセメンテーション効果によるものと推定される。

図-2.3.6 は、ベーンせん断強度を含水比との関係で示したものである。図のように、高温条件で自重圧密した試料では同一含水比の常温圧密試料の 2 倍強のせん断強度を示している。このことは、粘土スラリーを高温状態で圧密することにより、粘土の微視的構造が変化したことを示唆している。

(2) 長期間高温圧密による強度発現

前項では堆積直後のもっとも高い含水状態として液性限界の 5 倍である 400% を初期含水比とする自重圧密実験を行い、高温条件下では同一の経過時間においてより大きな強度増加がみられるこ

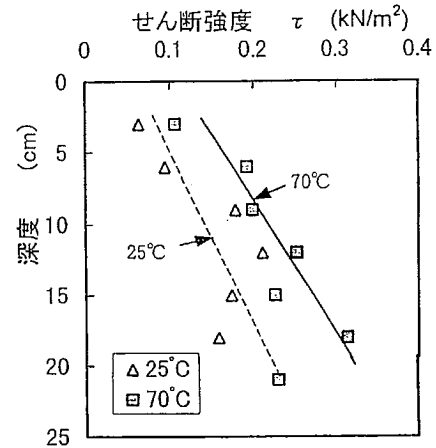
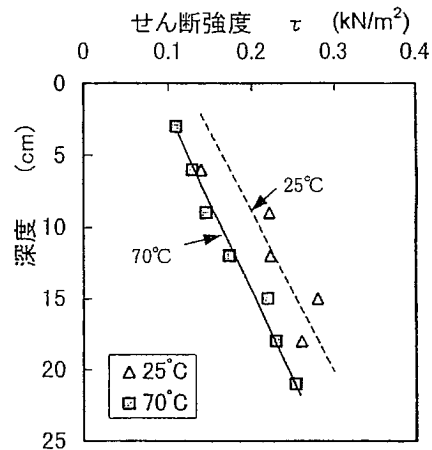


図-31(a) 500時間後の強度

(a) 500 時間経過後



(b) 圧密時間を $3t$ で打ち切ったとき

図-2.3.5 深度とベーンせん断強度の関係

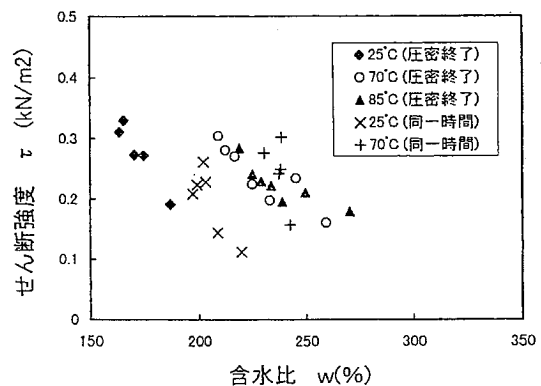


図-2.3.6 含水比とベーンせん断強度の関係

とを示した。

2.2 で述べたように、実際の海域においてはこのような高含水比の底泥は波浪や流れが作用しているために安定できず、自重圧密は液性限界の1.5~2.0倍における含水状態から開始していると考えられる⁷⁾。そこで、次に粘土試料の初期含水比が液性限界の2倍となるように調整し、75°Cの高温条件の下で長期間の圧密を行うことにより、自然の海底地盤表層における強度発現特性を再現することを試みた。また、比較のために同じ条件で常温での圧密も行った。

粘土試料の初期高さは一次圧密時間を短縮するため15cmとした。圧密期間は5日間、14日間、30日、50日である。また、地表面から50cmの深さに相当する土被り圧のもとでの強度発現を調べるため、**図-2.3.7**のように表層に1.5kPaの荷重を載荷した圧密試験を行った。この場合は、初期条件を同一にして自重圧密状態で30時間継続したあとに、1.5kPaの圧密荷重を粘土試料の上部に載せて圧密させた。以下には、上載荷重を加えた圧密試験のことを載荷圧密と呼ぶことにする。

図-2.3.8(a)、**(b)**から**図-2.3.9(a)**、**(b)**は、それぞれ大阪湾粘土の自重圧密試験後と載荷圧密試験後におけるせん断強度分布と含水比分布である。強度の深度分布をみると、圧密期間が長いほどせん断強度は大きくなっており、また高温条件で圧密した試料のせん断強度は明らかに常温圧密のそれよりも大きいことが分かる。また、含水比分布からは、常に高温で圧密した試料の方が高い含水比で安定していることが確認できる。

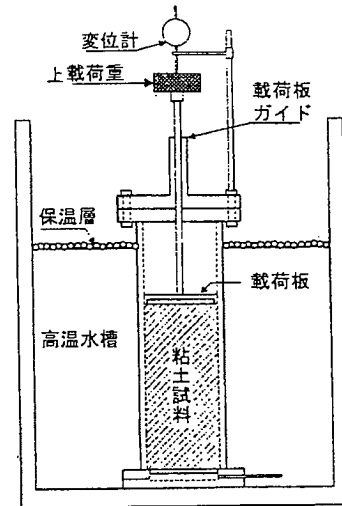


図-2.3.7 上載荷重を加えた圧密

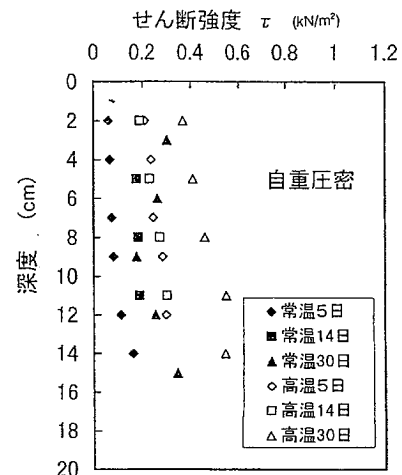


図-2.3.8(a) 自重圧密後のせん断強度分布
(大阪湾沖積粘土)

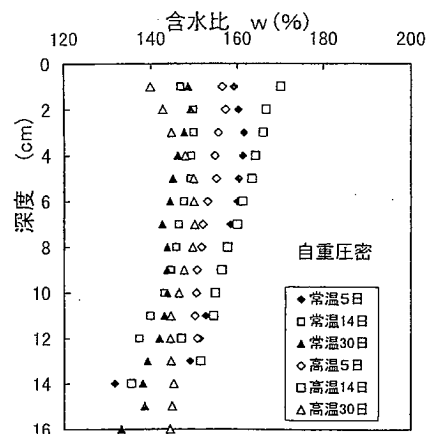


図-2.3.8(b) 自重圧密後のと含水比分布
(大阪湾沖積粘土)

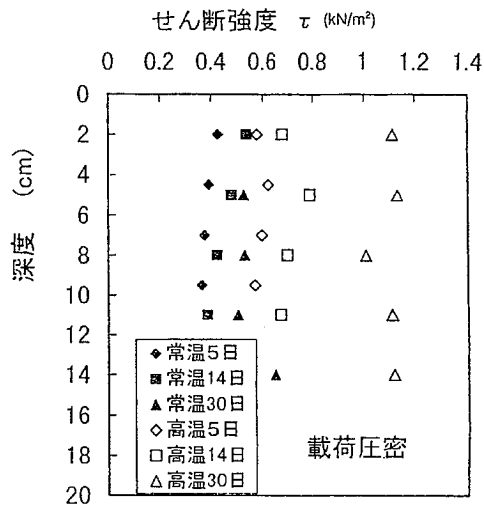


図-2.3.9(a) 载荷圧密後のせん断強度分布
(大阪湾沖積粘土)

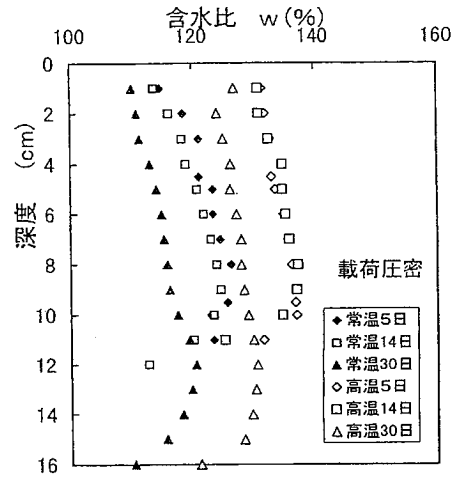


図-2.3.9(b) 载荷圧密後のと含水比分布
(大阪湾沖積粘土)

自重圧密の場合、表面から深くなるにつれせん断強度が増える傾向が認められるが、载荷圧密の結果をみると、深いところではせん断強度が逆に低下している。また、含水比分布を比較すると、自重圧密の結果では深さ方向に沿って含水比が減少する傾向にあるが、载荷圧密後の含水比分布は逆に表面に近い方が小さくなっている。

以上のように、载荷圧密実験では自重圧密試験と矛盾する結果が得られたが、シリンダー周面に働く摩擦力について検討した結果、载荷圧密試験における周面の摩擦応力は0.13~0.17kPaと推定され、この数値を用いて有効圧密圧力を補正すると、载荷試験の試料底部における実質の圧密応力は補正前の半分程度となっていることが分かった。

以上の補正を加えて図-2.3.10~図-2.3.11には東京湾粘土の自重・载荷圧密実験の一連結果を示した。図のように、東京湾粘土に対する自重・载荷圧密実験からも大阪湾粘土と同様な結果が得られている。

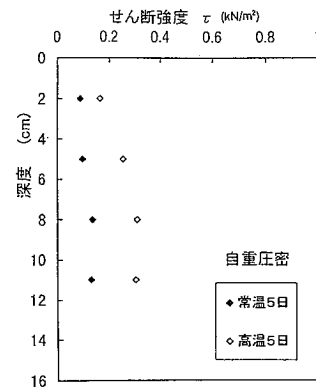


図-2.3.10(a) 自重圧密後のせん断強度分布
(東京湾粘土)

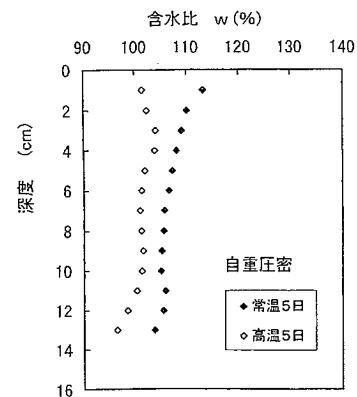


図-2.3.10(b) 自重圧密後のと含水比分布
(大阪湾沖積粘土)

図-2.3.12に東京湾粘土を高温条件下で5,10,14,20,50,100日間自重圧密したあとに測定したせん断強度をまとめて示した。圧密期間が10日間と50日間の場合、せん断強度はやや過大な結果を示しているが、全体的に圧密期間が長くなるにしたがい、せん断強度が増加する傾向にあることが分かる。

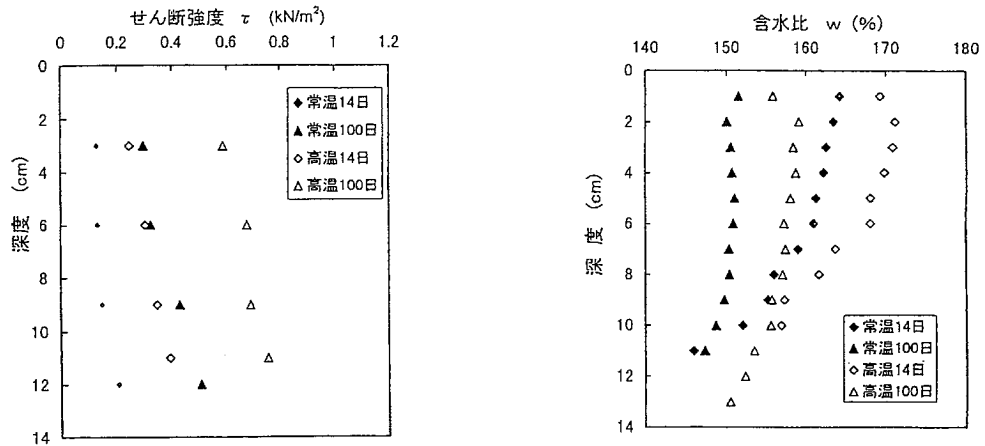


図-2.3.11(a) 載荷圧密後のせん断強度分布
(東京湾沖積粘土)

図-2.3.11(b) 載荷圧密後のと含水比分布
(東京湾沖積粘土)

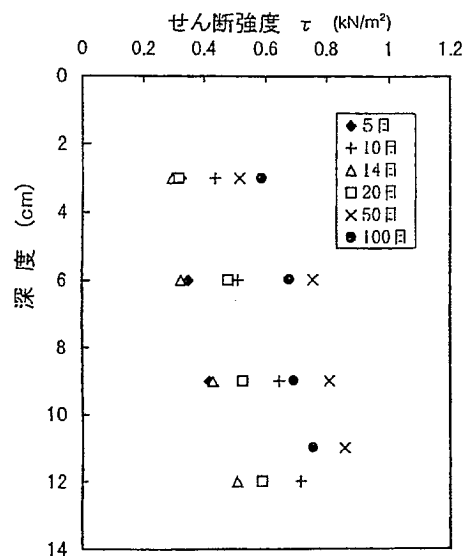


図-2.3.12 高温条件下での自重

2.3.3 室内と原位置における強度発現の比較

五明らが調べた結果をもとに、室内と原位置の強度発現特性を比較する。

図-2.3.13は自重圧密および載荷圧密後に測定した含水比を、試料の液性限界で正規化した値 w/w_L を深度方向にプロットしたものである。高温条件で圧密したものは含水比が高い状態にあり、実験ケースによってばらつきが見られるが、五明ら¹⁰⁾が測定した原位置の含水比結果（図中の破線で範囲を表す）と比較すると、室内実験と原位置における含水比分布の傾向はほぼ一致している。全体に室内試験の含水比が高めであるが、これは海底地盤の初期含水比の範囲 $1.5w_L \sim 2.0w_L$ を範囲の中から上限値の $2w_L$ を実験での初期含水比としたことによるもので、初期含水比を液性限界の $1.5 \sim 1.7$ 倍とすれば実測値とより一致した可能性がある。

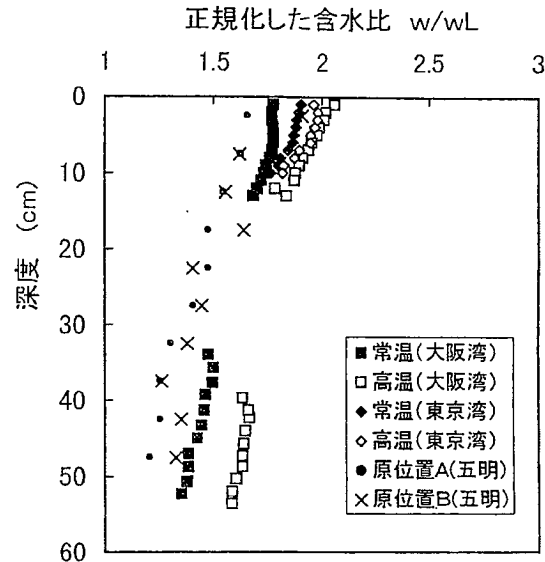


図-2.3.13 正規化含水比と深度の関係

図-2.3.14(a), (b)は、室内における常温圧密および高温圧密より得られたせん断強度と、五明らが測定した原位置のせん断強度を有効土被り圧 p_0 で正規化した τ/p_0 を示している。図中に斜線で表される $0.25 \sim 0.33$ の範囲は一般的な日本の正規圧密粘土が有する強度増加率 c_u/p_0 の値である。なお、深さ $30 \sim 50$ cm あたりの実験データは載荷圧密の結果より壁面摩擦を補正して有効土被り圧を計算し、これを深度に換算してプロットしている。

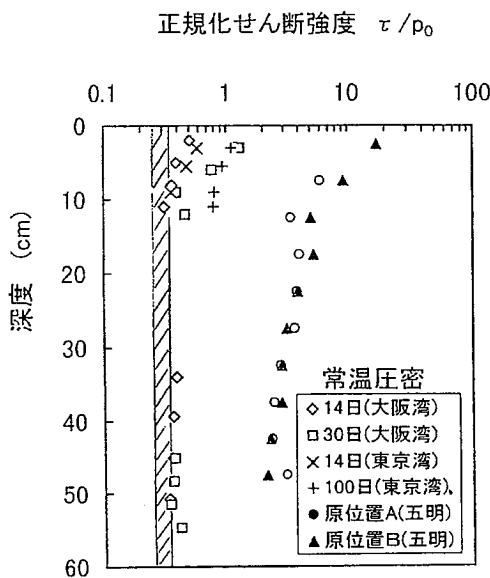


図-2.3.14(a) 正規化せん断強度と深度の関係 (常温)

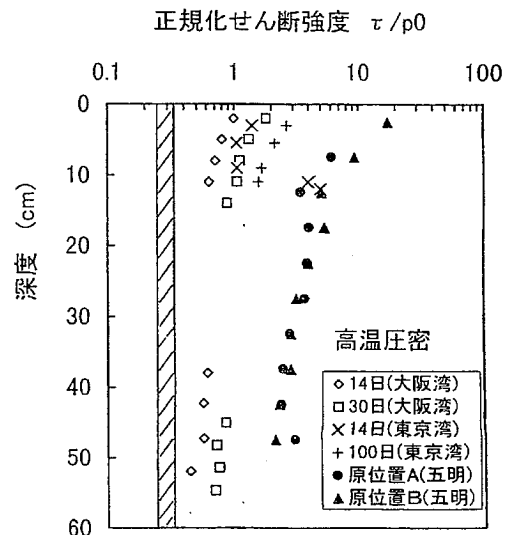


図-2.3.14(b) 正規化せん断強度と深度の関係 (高温)

図-2.3.14(a)の常温条件での結果をみると、表層より10 cm以浅においては正規化したせん断強度は正規圧密粘土の強度増加率よりも大きいものの、それ以深となるとほぼ一定となっている。また、長期間圧密により正規化強度に明らかな増加が見られるが、自重圧密が100日間程度継続しても原位置の値の1/10以下にとどまっている。一方、図-2.3.14(b)は高温条件で得られた正規化強度であるが、長期間75°Cで圧密することにより原位置の値(深度10~50cmで τ/p_0 が2.5~10)にかなり近付いているが依然として1/4~1/3である。また、図-2.3.14(a)と図-2.3.14(b)の強度を比べると、高温条件で圧密したときの τ/p_0 は常温条件の1.5~3倍となっている。

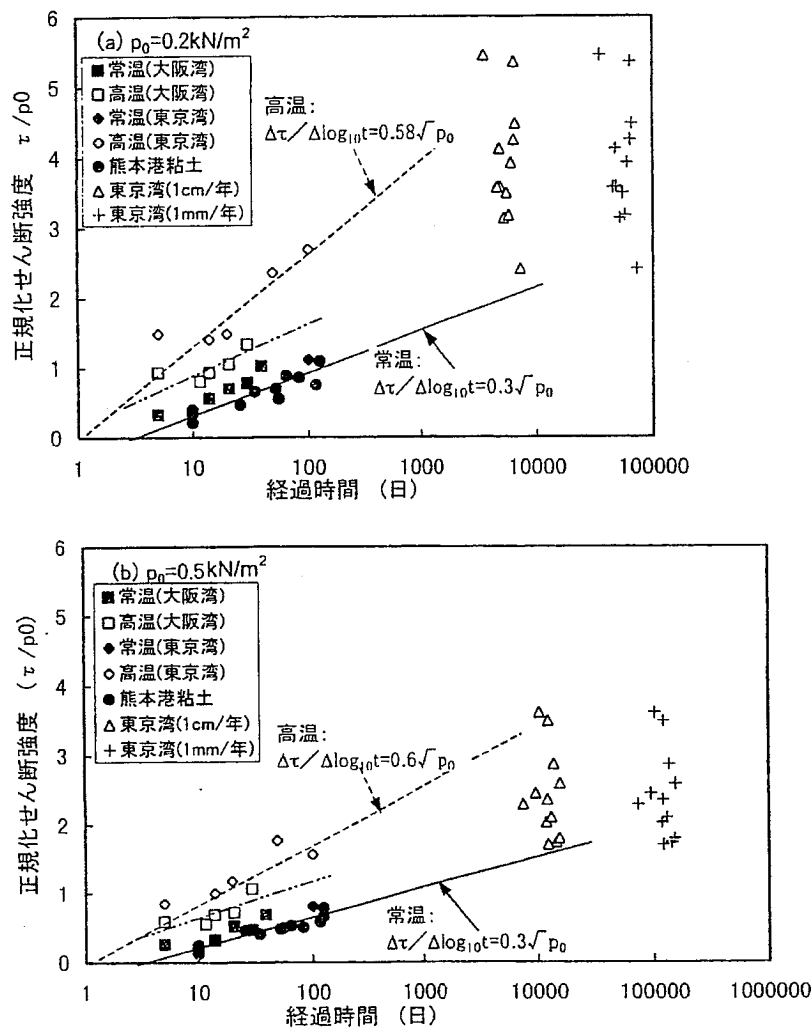


図-2.3.15 正規化せん断強度と圧密時間の関係

図-2.3.15には、圧密時間に伴う正規化強度(強度増加率)の増加を経過時間を片対数軸にとって示している。同一応力レベルでの比較を行うために、それぞれ有効土被り圧が0.2, 0.5kPaとなる深度での正規化強度を求めた。また東京湾の原位置の値も同図に加えているが、強度としては五明らが求めた値を、経過時間としては東京湾の底泥堆積速度を1mm/年および1cm/年と

仮定した堆積までのおおよその所要時間を用いている。

図中には、熊本粘土を用いた沈降・自重圧密のデータ¹¹⁾と、セメンテーションによる強度増加式である(2.4)式を示しているが、図のように沈降なしで常温自重圧密した大阪湾粘土、東京湾粘土と熊本港粘土は同様の強度発現特性を示していることがわかる。これより、初期含水比の大きさや沈降過程の有無は、せん断強度の経時的な発現特性にあまり影響を及ぼないと考えられる。また、強度増加がほぼ(2.4)式にしたがっていることから、この傾向が続けば、50年から500年で原位置の強度に到達すると推定される。

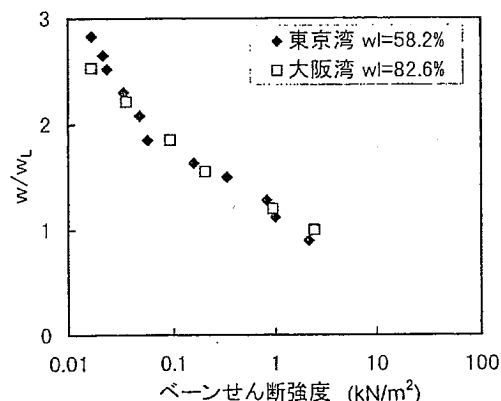


図-2.3.16 練返し状態の強度と正規化含水比の関係

次に、この図の結果において高温圧密による強度発現をみると、大阪湾粘土の場合は強度自体は大きいが経年的な増加割合は常温の場合と大きな違いがみられない。これに対して、東京湾粘土の場合は、高温条件で圧した場合、

$$\frac{\Delta(\tau/p_0)}{\Delta(\log_{10} t)} = \frac{0.6}{\sqrt{p_0}}$$

の関係が得られており、セメンテーションによる強度増加係数 k は(2.4)式の場合の約2倍となっている。ただし、東京湾粘土の場合でも、原位置の強度に到達するにはなお数年間の経過が必要と推定される。

東京湾粘土と大阪湾粘土について室温で十分に練り返した時のベーンせん断強度と正規化含水比 w/w_L の関係は、図-2.3.16 のようになる。ここで自重圧密後の強度 τ_A と同一の含水比における練り返し強度 τ_B を求め鋭敏比を求めると、常温で圧密した粘土では1~3.8であるのに対し、高温で圧密した粘土では1.8~6 と約1.5倍であった。五明らは原位置において攪乱ベーンせん断強度と不攪乱ベーンせん断強度の比を求め、鋭敏比を計算している。それによると深度10cm付近の鋭敏比は東京湾底5.5、広島湾底7.7、琵琶湖底6.6となっており、100日間高温圧密した後の粘土試料では鋭敏比が約6になっているので鋭敏比に関しては原位置の値にかなり近づいているといえる。

以上のことから、高温による温度効果と長期圧密による時間効果によって、原位置における年代効果の一部を再現することができたと考えられる。

2.3.4 まとめ

大阪湾と東京湾粘土を用い高温条件(75℃)での自重圧密を実施し、圧密が長期間継続する過程でのせん断強度の発現を調べた。高温で圧密する場合、粘土内の間隙水の粘度が低下し透水性が高まることによって、常温圧密に比べ圧密が早く進行する。本研究の実験においては、

高温条件では圧密時間が 3 倍程度早くなることが認められた。圧密が早期に終了する高温条件では、一次圧密後の二次圧密過程が長いため、同一圧密期間を置いたとき常温圧密した粘土試料よりも大きなせん断強度が発現する。高温と常温で圧密した粘土試料のせん断強度を比較すると、前者が後者の 1.5~3 倍となる結果が得られた。

高温条件下での強度発現促進効果は、二次圧密期間の延長だけではなく時間の経過にともなう強度の増加割合が大きくなる効果も考えられる。Mitchell²⁰⁾は温度が粘土のシキソトロピーに与える影響について実験的に調べているが、**図-2.3.17** は温度と強度増加速度の関係である。図のようにシキソトロピーによる強度増加速度は温度が高いほど大きくなっており、**図-2.3.15** に示した東京湾粘土の実験データとよく一致している。

以上のように、高温条件下で圧密することは、高含水比状態の粘土試料において短期間に大きなせん断強度や圧密降伏応力を発揮させる上で有効な手段であるが、今回の実験においては高温条件での圧密を 100 日間継続しても原位置の海成粘土の強度特性を再現するには不十分であった。

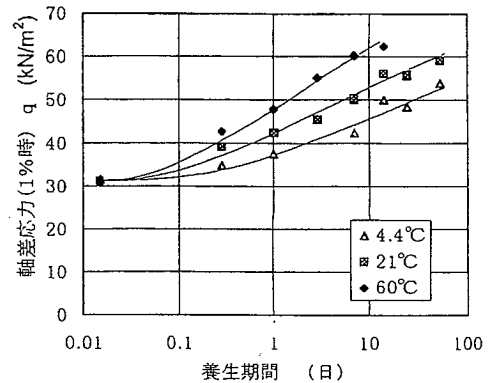


図-2.3.17 温度と強度増加速度の関係
(Mitchell²⁰⁾, 1960)

2.4 炭酸カルシウムを添加し高温再圧密履歴を与えた広島港粘土スラリーの強度発現特性

2.4.1 はじめに

2.3 では高温再圧密によって粘土スラリーの年代効果を再現することを試みたが、一部は再現されたものの、十分に再現することができなかった。本項では、年代効果を実験室内で再現することを目的として、生物遺骸成分である炭酸カルシウムを実験試料である広島港出島粘土に添加し、温度条件・炭酸カルシウム含有量・養生日数を変化させた実験を行い、その圧密強度特性について考察を行った。また、実験結果より強度増加係数 k を算出し、この値を用いて、広島港海底地盤における過圧密比の解析を行い、これまでに報告されている大阪湾、東京湾粘土と比較した。さらに、走査型電子顕微鏡を用いて実験終了後の試料を観察し、成分元素の定性的評価を行うことにより、温度条件・炭酸カルシウム含有率が粘土の微視的構造に及ぼす影響を調べた。

2.4.2 実験に用いた試料と実験方法

実験試料は初期含水比を液性限界の 1.5 倍(145%)に調整したスラリー状の広島港出島粘土を用いた。表-2.4.1 に粘土の物理特性を示す。炭酸カルシウムを添加するものに関しては、まんべんなく混合する。また、試料の塩分濃度を 3% に調整した。

実験は

A:炭酸カルシウム含有量と高温効果が粘土の圧密・強度特性に及ぼす影響

B:供試体の養生期間が粘土の強度発現に及ぼす影響の 2 つに大別される。

表-2.4.2、表-2.4.3 にそれぞれ実験 A、B の実験条件を示す。表中の炭酸カルシウム含有量は、実験試料の乾燥質量に対する炭酸カルシウムの質量比であり、C 値と定義した。

実験に用いた容器の模式図を図-2.4.1 に示す。試験試料を投入する容器の内径は 12cm、高さは 40cm であり、アクリル製である。排水条件を両面排水にするため、このアクリル容器の側面にビニールテープを用いてろ紙を貼り付け、試料底面からの排水経路を確保した。容器底面には、ろ紙とポーラスストーンを敷いた。ろ紙を湿らせた後、上記の試験試料を、極力気泡が入らないように注意しながら、試料高さが約 15cm になるように容器中に投入した。試料投入後、供試体表面を乱さないように洗淨びんを用い

表-2.4.1 試料の物理特性

液性限界 $W_L(\%)$	塑性限界 $W_p(\%)$	塑性指数 $I_p(\%)$	土粒子密度 $\rho_s(\text{g}/\text{cm}^3)$
97.1	40.7	56.4	2.653

表-2.4.2 実験 A の試験条件

温度条件	炭酸カルシウム含有量				
	常温	0%	3%	5%	10%
高温履歴					

表-2.4.3 実験 B の試験条件

温度条件	CaCO ₃ 含有量	試験期間		
		常温	10日	30日
高温履歴	0%			

て、容器側面を伝わらせながら蒸留水を静かに流し込み、供試体表面からの水位を約 10cm に調整した。

圧密期間は実験 A では 10 日間、実験 B に関しては表-2.4.3 に示す所定の日数である。高温履歴のものに関しては供試体作成後、温度を 70°C で一定に保った恒温装置中で養生させ、圧密期間が終了する 1 日前に室温に戻した。

各実験ケースとも、圧密期間中の沈下量を目測により 0.1mm 単位で読み取り、実験終了後に地盤の深度方向に対する含水比測定、ペーンせん断試験を行った。また、炭酸カルシウムを添加した試料については、液性限界試験を実施した。

2.4.3. 試験結果

(1) 液性限界試験

海成粘土に炭酸カルシウムを添加すると、粘土のコンシステンシー限界が変化するという研究が報告されている²¹⁾。これを受けて、本試験でも炭酸カルシウム添加後の液性限界 w_L を測定した。また、炭酸カルシウム添加後の初期含水比 w_0 の測定も行った。その結果を図-2.4.2 に示す。図より、 C 値の増大に伴い、 w_0 、 w_L が低下していることは明らかであり、また、炭酸カルシウム添加量とほぼ同じだけ減少した。つまり、初期含水比 w_0 が 145% の粘土試料に、同じ質

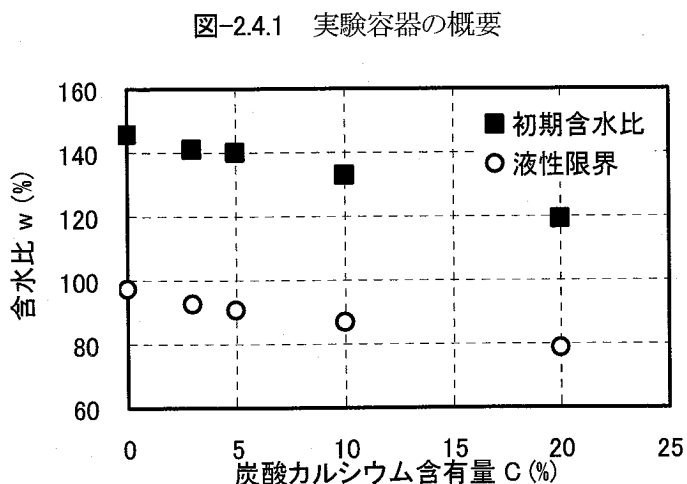
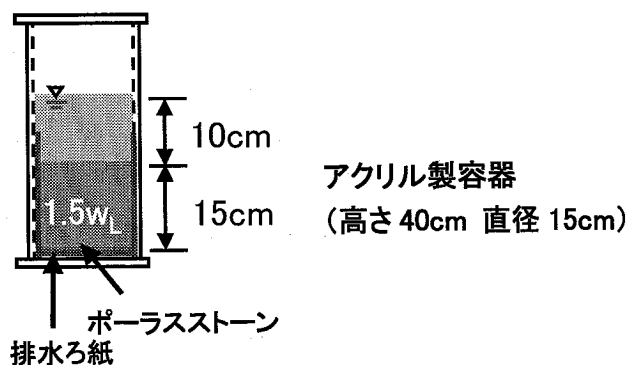


図-2.4.2 炭酸カルシウム含有量と液性限界の変化

量の乾燥粘土試料と炭酸カルシウムを添加すると、同じ割合で含水比が低下している。したがって、炭酸カルシウム添加時には水和反応等の化学反応が起こっていないと考えられる。

液性限界が低下するのは、カルシウムイオン Ca^{2+} によってイオン濃度が変化し、土粒子間相互作用が変化するためとされている²¹⁾。液性限界の定義は「練返された粘土が特定のせん断強度(1.0~1.5kPa)を発揮するときの含水比」であることから、液性限界の低下は土粒子間相互作用の低下を意味する。なお、炭酸カルシウムの添加・無添加にかかわらず、初期含水比と液性限界との比は約1.5に保たれている。

(3) 沈下特性に及ぼす高温効果と炭酸カルシウムの影響

図-2.4.3・図-2.4.4 は、 $C=0\%$ における常温及び高温の供試体の経過時間に対する相対沈下量を示している。相対沈下量とは、時刻 t における供試体高さ h を供試体初期高さ h_0 で除したものである。また、図中の凡例は左から順番に、温度(常温はL, 高温はH)- C 値(%)-圧密期間(日)を表している。図より、高温下の供試体は常温下に比べて圧密速度が速く、常温下の約2.3倍の速さで $3t$ 法による一次圧密終了に至った。これは高温効果による粘土の圧密促進のためで、圧密が速くなるのは、温度が高いと間隙水の粘性が小さくなるために、透水係数が大きくなった結果、圧密が促進したためと考えられる。

また、高温下では沈下量が少なく、常温下の供試体よりも高い間隙比状態で安定していることも図から確認できる。

次に、炭酸カルシウム含有量を変化させた場合の沈下特性について検討する。全ての供試体について、 $3t$ 法による一次圧密終了が確認された。両図に共通する傾向として、 $C=10\%$ を除いた場合、 C 値が低い順に沈下量が多くなっていることが挙げられる。これは、前項でも述べたように炭酸カルシウムの添加量に比例して供試体の初期含水比が低下することに起因する。また、炭酸カルシウムによって早期に骨格構造が固化し、沈下しにくくなったのではないかと考えられる。よって、 $C=0\%$ のときは含水比(間隙比)が

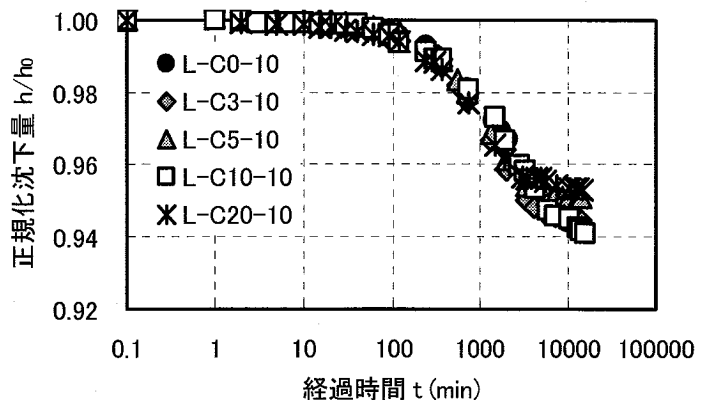


図-2.4.3 時間-正規化沈下量関係(常温)

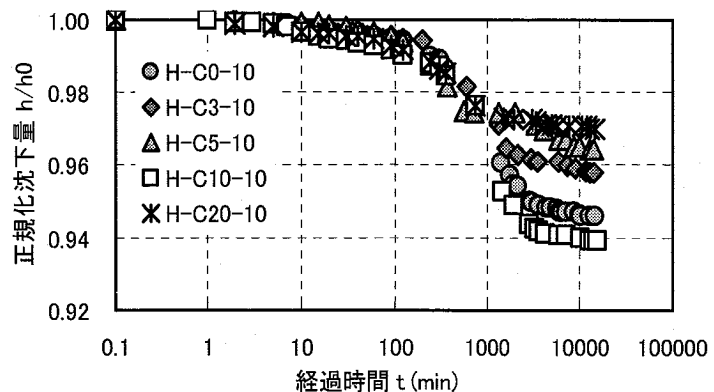


図-2.4.4 時間-正規化沈下量関係(高温履歴)

$w_0=145\%$ と高いため相対的な沈下量は大きくなり、 $C=20\%$ のときは $w_0=119\%$ と低く、初期状態から間隙が小さかったため、沈下量が小さくなった。

また、図-2.4.5・図-2.4.6 には圧密期間が 10～50 日の供試体の相対沈下量と経過時間の関係を示すが、最終沈下量は圧密期間によってばらつきがあった。これは、試料作成時の条件に影響されたと考えられる。

(4) 含水比分布

圧密期間 10 日における深度—正規化含水比 w/w_L 関係を図-2.4.7 に示す。(a)は常温下、(b)は高温履歴であるが、どちらの図からも深度の増大によって含水比が低下していることが確認できる。また、前述した高温効果により、高温下のほうが常温下よりも高含水比(間隙比)状態であることがわかる。

次に、長期圧密を行った場合の含水比分布を図-2.4.8 に示す。圧密期間が長くなるほど含水比が低下する傾向が見られるが、大きな差は無いことが確認された。

図-2.4.7 及び図-2.4.8 の中で、特に注目したいのは深度 1cm における含水比である。常温下の場合、深度 1cm では w/w_L は 1.5 前後となっているが、高温履歴を与えた場合は、どの供試体も 1.5 以上となっており、 $C=3\%$ においては 1.7 近くになっている。1.5 では、高温三軸圧縮試験機を用いて高温履歴を与えた広島港出島粘土の強度特性を調べているが、高温環境から常温に戻す過程で、粘土が吸水・膨張し、含水比が 4～5% 増加したと報告している。今回の実験においても同様の現象が起こり、表層に近い供試体表層ほど含水比(間隙比)が高くなることが考えられるが、高温圧密状態から常温に戻してせん断試験を実施するまでの 1 日間で、粘土表面高さの変化は観察されなかった。

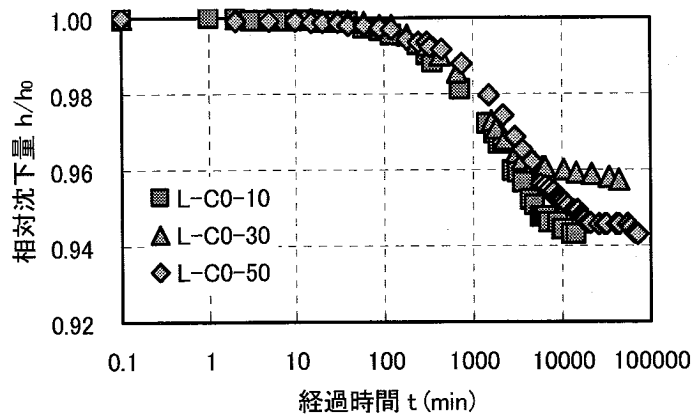


図-2.4.5 時間—正規化沈下量関係(常温)

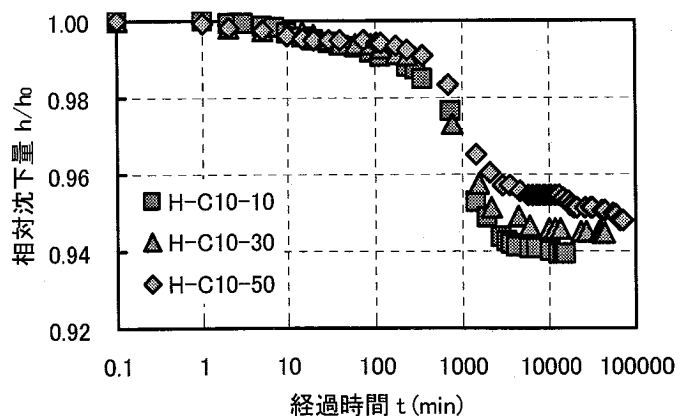


図-2.4.6 時間—正規化沈下量関係(高温履歴)

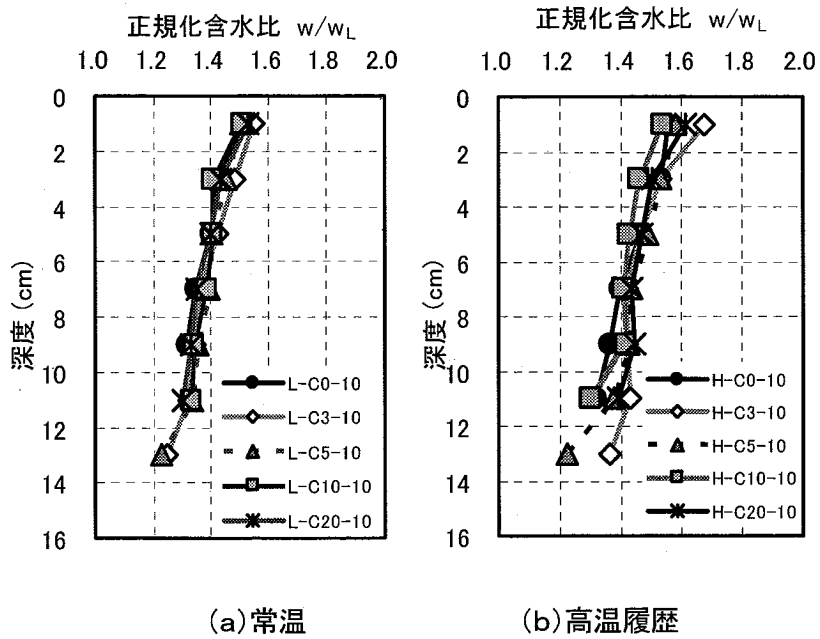


図-2.4.7 地盤深さ—正規化含水比関係(圧密期間 10 日)

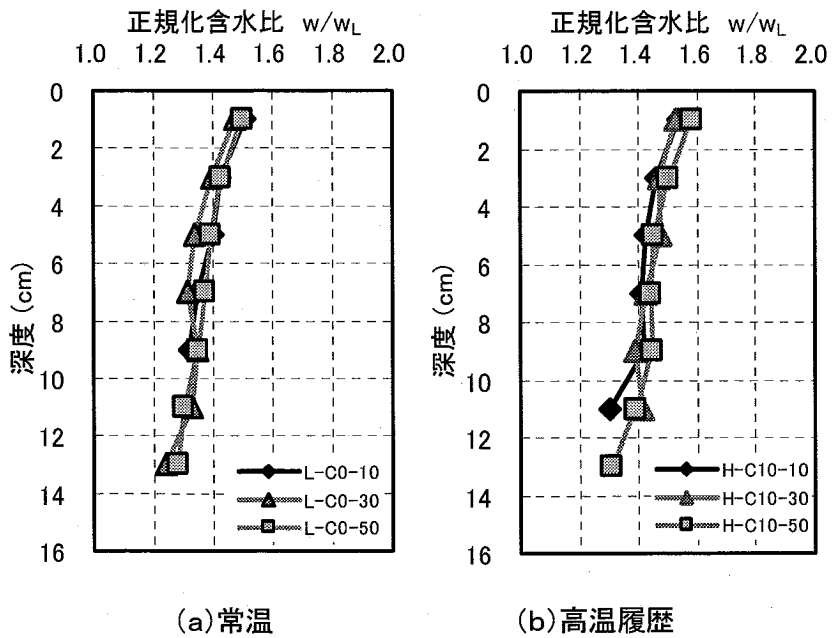


図-2.4.8 地盤深さ—正規化含水比関係(圧密期間 10 日~50 日)

2.4.4 高温履歴と炭酸カルシウムによる強度発現

(1) 高温履歴による強度発現

図-2.4.9 に温度条件の違いによる深度-非排水強度関係を示す. 図から明らかなように, 高温履歴を与えた供試体の強度が, 常温下の強度より高くなっている. 粘土に高温履歴を与えると, 含水比(間隙比)が高いにもかかわらず, 強度が高くなることについては, 粘土が高温環境に曝されることによって, 粘土粒子の凝集作用とセメンテーションによるこう結作用を受け, さらに温度低下による骨格構造の固化も受けたためであると考えられる.

(2) 炭酸カルシウム含有量の違いによる強度発現特性

炭酸カルシウムが粘土の強度発現に及ぼす影響を検討する. 図より, C 値の増大に伴って強度が高くなる傾向がみられる. 同じ温度条件内での非排水強度 C_u の差が, 炭酸カルシウムによるセメンテーション効果に起因する強度増加であると考えられるが, 常温下の場合, 全体的に強度が最も低くなった $C=0\%$ と, 最も高かった $C=20\%$ との差は $0.2\sim 0.3$ kPa 程度である. これに対して, 高温履歴を与えた場合, 強度があまり発現しなかった $C=3\%$ と, 全体的に強度が最も高くなった $C=10\%$ の差は $0.4\sim 0.6$ kPa となった. このことから, 高温履歴を与え, 炭酸カルシウムを添加することによって, セメンテーションによる強度発現が更に促進できると考えられる.

また, 炭酸カルシウムを添加した供試体を高温環境に曝すと, 供試体内部に気泡が発生したことが, アクリル容器の壁面からの観察やサンプリング時に確認できた. しかし, この現象は常温下では見られなかった. 気泡発生の原因は高温環境に関係していると考えられるが, 化学

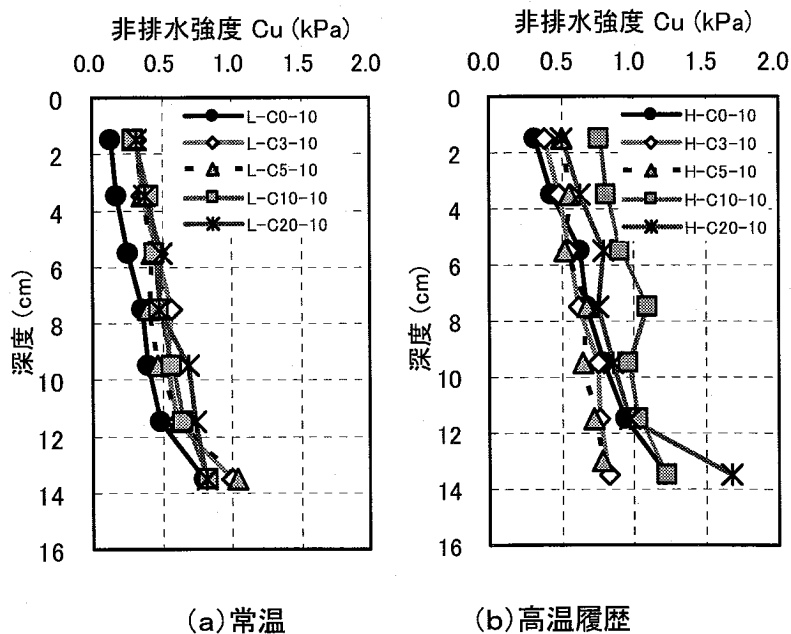


図-2.4.9 地盤深さ-非排水強度関係(圧密期間 10 日)

的に特定することはできなかった。この気泡の量は C 値が高いほど多かったが、圧密期間の長短には依存しない。気泡の発生によって粘土中の空隙が大きくなること、気泡によって試料が乱され形成されつつあった構造が破壊されることが強度発現に影響を及ぼしている可能性がある。実際、 C 値が最も高く気泡の発生量が多かった $C=20\%$ の場合には、高温履歴を与えても強度があまり増加せず、 $C=10\%$ の方が全体的に強度が高くなった。

長期圧密した供試体の強度発現特性を図-2.4.10 に示す。圧密期間が長くなると強度も大きくなっているが、高温履歴の場合には、長時間経過後でも強度の差があまりみられなかった。

以上のように、 C 値の増大によって強度が増加する傾向がみられたが、 C 値が大きくなると含水比が低下するため、単に含水比の低下による強度発現である可能性も考えられる。そこで、正規化含水比に対する非排水強度の関係を図-2.4.11・図-2.4.12 に示す。これらの図より、同じ正規化含水比(間隙比)に対して、 C 値が大きいほど強度が高く、常温時の $C=3\sim 20\%$ に対して、強度増加は $0.2\sim 0.3\text{kPa}$ である。

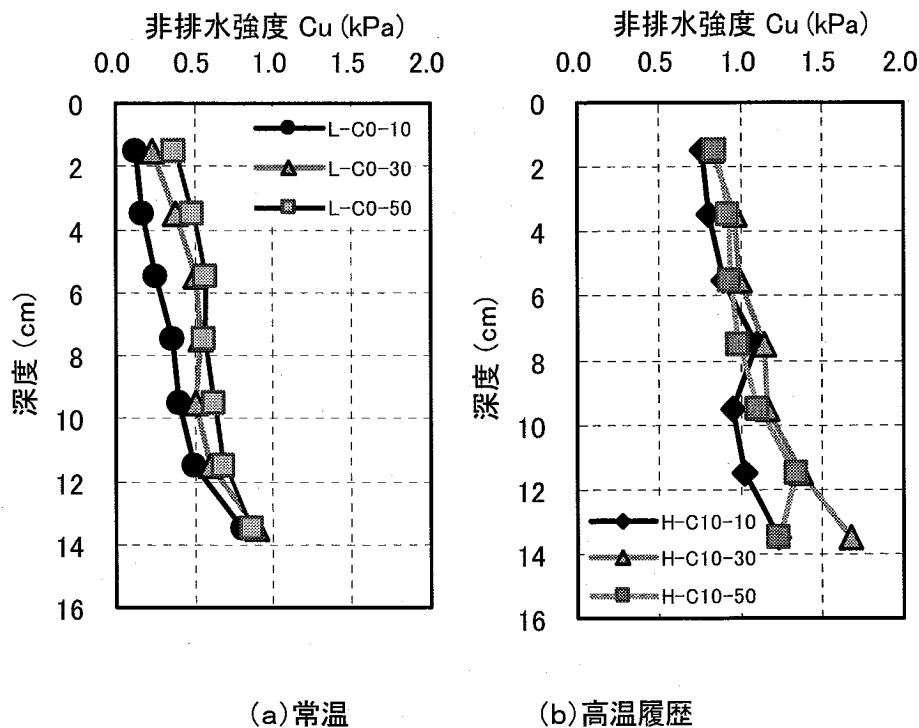


図-2.4.10 地盤深さ-非排水強度関係 (圧密期間 10 日~50 日)

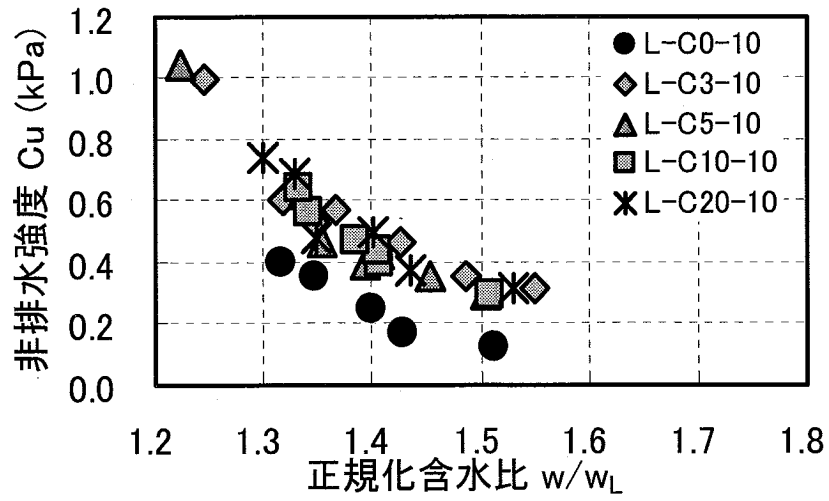


圖-2.4.11 正規化含水比—非排水強度關係(常溫)

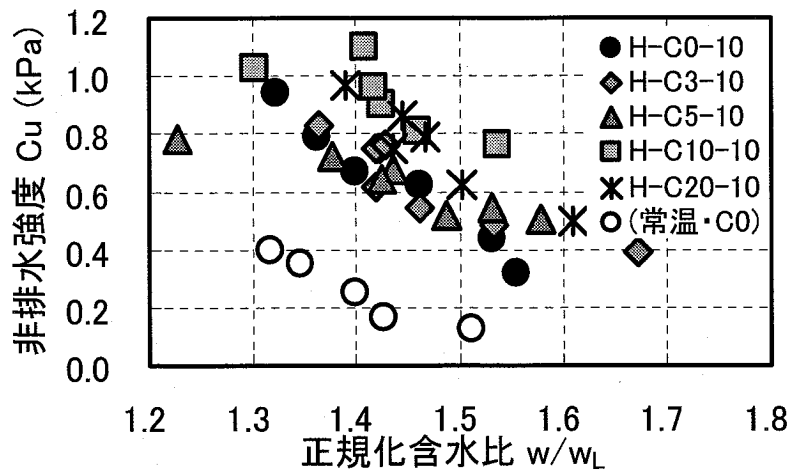


圖-2.4.12 正規化含水比—非排水強度關係(高溫履歷)

2.4.5 炭酸カルシウム含有量と強度増加率

図-2.4.13, 図-2.4.14 に地盤深さと強度増加率の関係を示す。図より、供試体表層で C_u/p' は非常に大きくなり、深度が増すにつれて一定の値に収束していることがわかる。常温下の場合、 $C=3\sim 20\%$ の C_u/p' には大きな差はみられないが、高温履歴を与えた場合、 C 値の違いによって明確な差が現れ、 C 値の増大に伴い C_u/p' も増加している。 $C=20\%$ での C_u/p' が小さくなったのは、前述したように、供試体に多くの気泡が発生したため乱れが大きかったことが一因であろう。

また、日本の海成粘土の正規圧密領域における C_u/p' は約 0.3 であるが、表層部分はセメンテーションによってこの値よりも大きくなるという結果が得られた。図中には、五明らが東京湾海底地盤の表層の強度を測定

した結果より求めた C_u/p' を示している⁴⁾が、今回の実験結果は五明らのデータに類似しているものの、深度6cm付近の強度は五明らによる実測値の半分程度で十分には再現できていない。

図-2.4.14 は、 $C=10\%$ とし、圧密期間を10日、30日、50日としたときの、深度-強度増加率関係である。図から明らかなように、圧密期間が長くなるにつれ表層部分の C_u/p' が大きくなっており、長期圧密過程のセメンテーション効果による強度の発現を表していると考えられる。

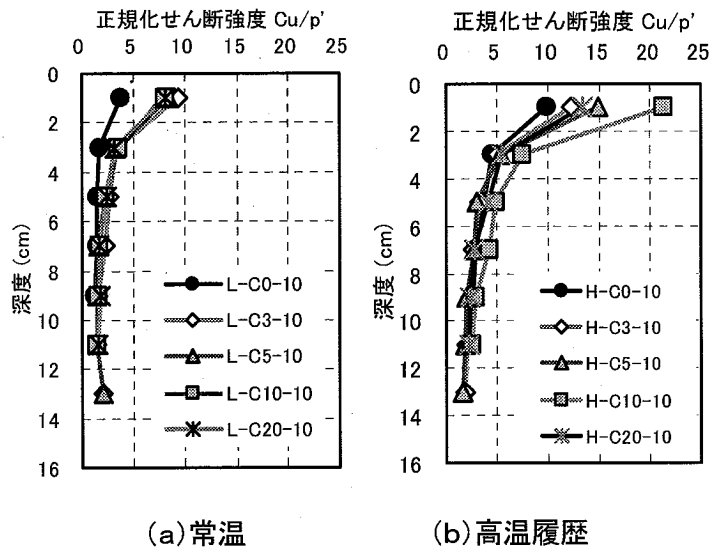


図-2.4.13 地盤深さ-正規せん断強度関係
(圧密期間10日)

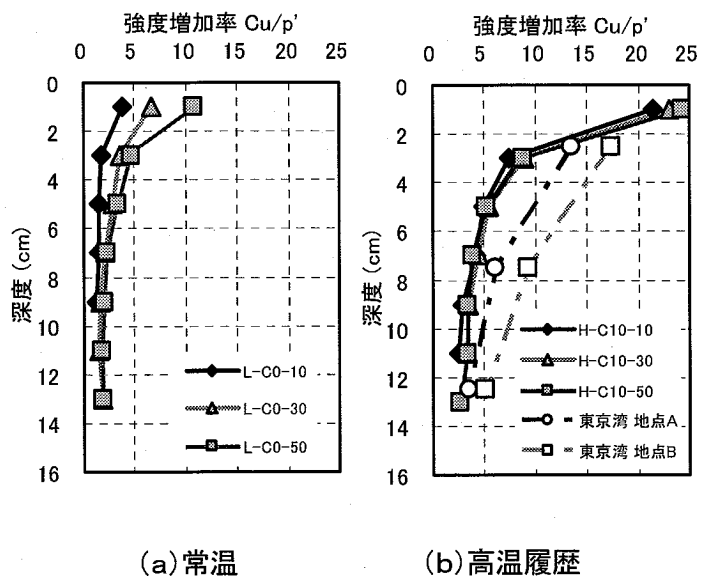


図-2.4.14 地盤深さ-正規せん断強度関係
(圧密期間10日~50日)

2.4.6 広島港粘土のセメンテーションによる強度発現

これまでに、実験室内において実施した常温・高温自重圧密試験の結果を示した。次に、これまでに報告されている原位置の土質試験結果等をもとに、室内と原位置の強度発現特性の比較を行った。

せん断強度の増加速度 $\Delta\tau/\Delta\log t$ については、土被り圧 p_0 の間に式(2.3)に示す関係が提案されている。そこで、長期間自重圧密を行った供試体の強度増加率 C_u/p' を用いて、室内試験における出島粘土のセメンテーションによる強度増加係数 $k((\text{kN/m}^2)^{0.5})$ を求める。図-2.4.15 は、土被り圧が 0.2kPa の深さにおいて、圧密時間に伴う強度増加率の増加を、経過時間を対数軸にとりて示したものである。ただし、図中の k 値は上式(2.3)を用いて算出した。

図より、炭酸カルシウムを添加して高温履歴を与えたものに関しては、直線近似の切片が大きな値を示している。経過時間が1日のときの常温と高温履歴の強度増加率 C_u/p' の差の大部分は、炭酸カルシウム添加後のせん断強度が $C=0\%$ のときとほぼ同じであったことから、炭酸カルシウム含有量の違いに因るものではなく、高温履歴を与えることによる、強度発現が原因であるといえる。

以上のように、高温履歴を与えた供試体には炭酸カルシウムが 10% 含まれていたにもかかわらず、 $C=0\%$ の常温条件の場合とほぼ同様の強度増加傾向を示した。このことから、炭酸カルシウムを添加することによって短期的な強度発現は高いが、長期的な強度発現には目立った効果がないといえる。

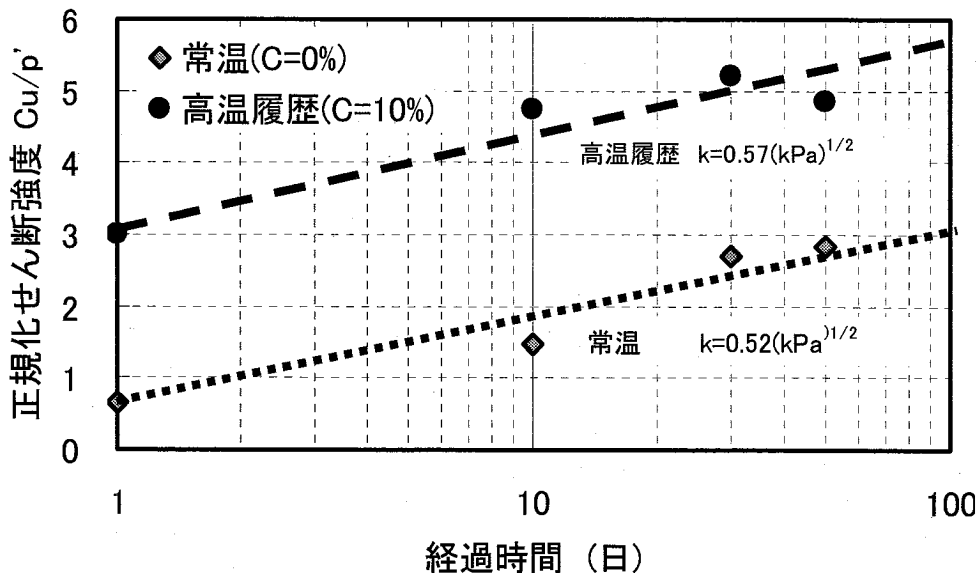


図-2.4.15 経過時間—正規化せん断強度関係
(土被り圧 0.2kPa)

表-2.4.4 強度増加係数の比較

温度条件	広島港(本実験)	大阪湾	東京湾
常温	0.52	0.40	0.30
高温履歴	0.57	0.40	0.58

ここで、室内試験結果から求められた出島粘土の強度増加係数 k と、2.3 で求めた東京湾及び大阪湾の海成粘土の k 値との比較を行う。表-2.4.4 は東京湾と大阪湾、広島湾の k 値を比較したものである。常温条件における k 値は大阪湾・東京湾よりも大きな値を示しており、広島港出島粘土は同一の有効土被り圧に対して、セメンテーションによる強度発現速度が速い傾向にあると考えられる。一方、高温履歴を与えた際の k 値は、その数値に大きな差は認められない。

以上のように、広島湾出島地区の粘土は同一の有効土被り圧に対して、東京湾・大阪湾粘土よりも強度が大きく、この原因はセメンテーションに関する強度増加係数 k が大きいためと考えられる。なお、 k 値は高温履歴を与えた場合には東京湾・大阪湾粘土とほぼ同じであった。このように常温状態では出島粘土のセメンテーションによる強度発現が、東京湾や大阪湾の粘土よりも大きいと考えられる。

次に、求めた強度増加係数 k を用いた海底地盤の形成過程におけるせん断強度、圧密降伏応力、間隙比の変化を計算した。

(2.4)のセメンテーションによる強度増加式を、再掲して以下に示す。

$$\Delta\tau/\Delta(\log_{10} t) = k \sqrt{p_0} \quad (2.6)$$

式(2.6)を用いて、海底地盤の沈降・堆積及びその後の自重圧密による強度発現過程を数値的に検討する。まず、せん断強度の発現を以下のように分類して考える。

- ① 土被り圧のもとでの一次圧密により、土の間隙が減少し発現する強度 τ_1
- ② 一次圧密後の二次圧密過程による間隙の減少によって発現する強度 τ_2
- ③ 時間の経過とともに間隙の減少とは無関係に発現する強度 τ_3

一次圧密によって発現する強度 τ_1 は、一般に有効土被り圧 p_0 に比例しており、次式で表すことができる。

$$\tau_1 = m p_0 \quad (2.7)$$

ここに、 m は圧密による強度増加率であり、日本の海成粘土では通常 0.25~0.35 である。

二次圧密による間隙比の低下によるせん断強度増加である τ_2 は、圧密圧力による間隙比の低下と同等の強度増加効果があるとする、次のように求められる。

$$\tau_2 = m p_0 \left\{ \left(t / t_p \right)^{c_a / c_c} - 1 \right\} \quad (2.8)$$

ここに、 t は一次圧密終了以降の時間、 t_p は一次圧密終了時間($t > t_p$)、 C_c 、 C_α は圧縮指数と二次圧縮指数である。

セメンテーションによるせん断強度増分 $\Delta \tau_3$ は式(4)により次式から求める。

$$\Delta \tau_3 = k \sqrt{p_0} \log_{10} (t / t_p) \quad (2.9)$$

以上の考えに基づき、海底地盤のせん断強度、圧密降伏応力、間隙比を計算した。

まず、標準的な海底地盤の堆積速度として 0.1cm/年を考える。5000 年で 10m の沖積粘土が堆積すると仮定し、最終的に形成された粘土地盤の平均密度を 1.5g/cm³ とすると、土粒子の質量で表される平均堆積速度は、0.05g/cm²/年となる。載荷重が一定の速度で増加する場合は一次圧密と二次圧密の区別が難しいため、連続的な載荷重の増加を 100 回の段階荷重に置き換えて、50 年ごとに層厚が 10cm ずつ 100 回にわたって段階的に加わるとして計算した。解析では、段階ごとに一次圧密沈下による強度増加、二次圧密による沈下と強度増加、セメンテーションによる強度増加を計算した。

日本の海成粘土地盤における標準的な圧密係数 c_v は 2.5~7m²/年であるので、堆積中の地点での排水面からの距離を H とするとき、一次圧密に要する時間 t_p を $c_v=3.0$ m²/年を代表値として $t_p = H^2/3$ で求めた。各載荷段階において、 t_p を計算し式(2.7)、(2.8)、(2.9)を用いることにより、堆積後から現在までの時間 t^* に至るまでの間に発現する強度が計算できるが、 i 番目の載荷段階における上載荷重 p_i による強度 τ_i は次式で与えられる。

$$\tau_i = m p_i \left(t_i^* / t_p \right)^{C_\alpha / C_c} + k \sqrt{p_i} \log_{10} (t / t_p) \quad (2.10)$$

載荷重が p_i で一定の場合、粘土の強度は式(6)が示すように、時間とともにゆっくりと増加する。しかし、堆積が進むことにより上載荷重が p_{i+1} に増加し、新たな上載荷重増分で圧密されて発現する強度が、前段階までの荷重で経時的に発現する強度よりも大きいときは、前段階の荷重下で二次圧密やセメンテーションにより形成された粘土の構造の一部が圧密によって消失し、その強度の一部が圧密荷重の増加による強度に置き換わると考えられる。以上のことから、各段階の圧密荷重によって発現する強度の最大値が最終的な海底地盤の強度であると考え、海底地盤の強度 τ^* を次式より求めた。

$$\tau^* = \{ \tau_i \text{ の最大値, ただし } i=1 \sim 100 \} \quad (2.11)$$

図-2.4.16 は、上述した解析手法によって得られたものに対し、広島湾出島地区の土質試験結果から求めた原位置の過圧密比 OCR をプロットした図である。原位置の OCR は、土粒子密度、自然含水比(自然間隙比)等の物理特性と、サンプリング深さから原位置における有効土被り圧 p' を求め、圧密試験から得られた圧密降伏応力 p_c を p' で割ることにより算出される($OCR=p_c / p'$)。

図より、原位置の OCR は解析結果よりも全体的に小さい傾向が見られ、深度が深くなるにつれて合わなくなっている。また、OCR が 1.0 よりも小さくなる地点も見られるが、地盤は未圧密ということになるため、このデータの粘土に関しては検討が必要である。

不攪乱試料を用いた圧密試験より得られた圧密降伏応力 p_c について若干の考察を行う。一般的に、サンプリング時に試料が乱れると p_c は低下し、このため OCR は小さくなる。しかし、海底地盤表層部では粘土はかなり軟らかく、乱れを受けると p_c は逆に増加する可能性がある。このような理由から、乱れによって、深度が浅いところでは原位置の OCR は解析結果よりも大きくなり、深度が深いところでは解析結果よりも小さくなっているのではないかと考えられる。以上を考慮すると、堆積速度が約 0.1 cm/年と想定した解析結果が現在の過圧密比とほぼ一致

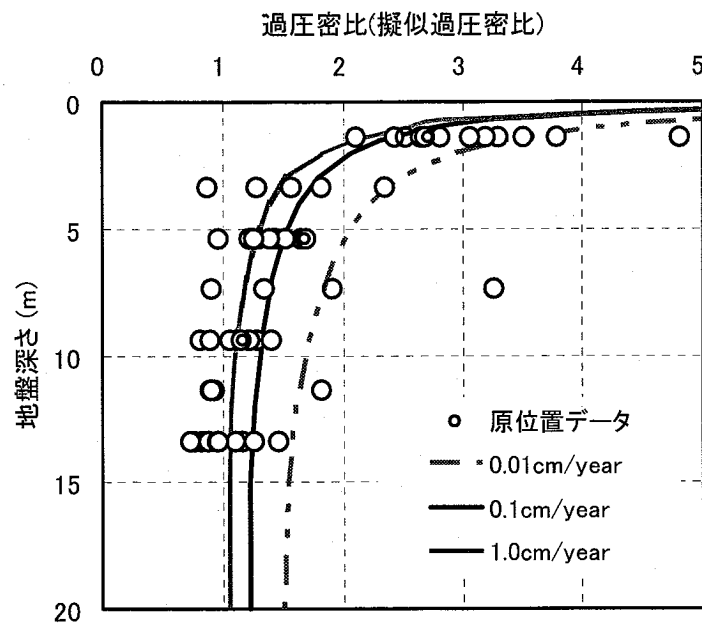


図-2.4.16 深度～過圧密比関係の実測値と計算値のの比較
(広島港粘土)

している。

2.4.7 走査型電子顕微鏡による実験試料の観察と成分元素の定性評価

温度条件・炭酸カルシウム添加量が粘土の構造に与える影響を調べるため、上記の実験終了後の試料を用いて、走査型電子顕微鏡により供試体水平断面を撮影した。ここで、水平とは地盤面に水平な面を指す。なお、撮影試料の作成に際しては、試料の体積変化を極力防ぐため、液体窒素を用いてフリーズドライ法により作成した。

写真-2.4.1～2.4.3 はそれぞれ、常温(C=0%)、高温履歴(C=0%)、高温履歴(C=10%)の試料の SEM 写真である。倍率はそれぞれ 1000 倍である。写真からわかるように、温度条件により間隙の大小に若干の差は見られるものの、全体として大きな相違は認められなかった。

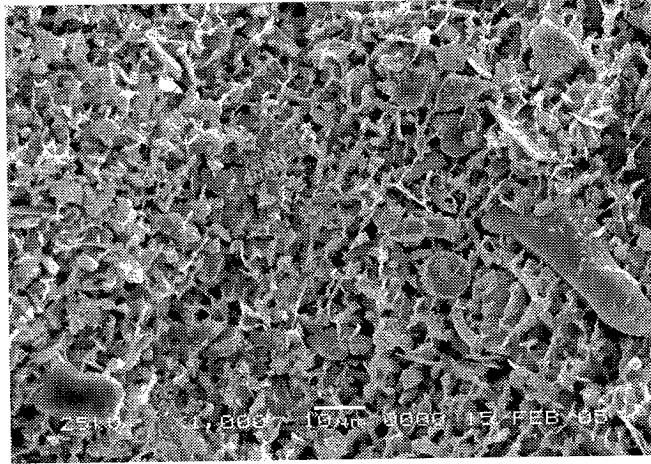


写真-2.4.1 走査型電子顕微鏡による実験試料の観察
(常温 C=0%)

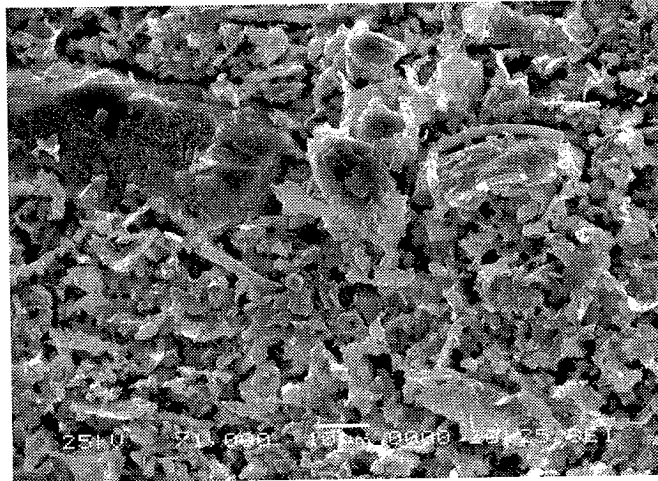


写真-2.4.2 走査型電子顕微鏡による実験試料の観察
(高温履歴 C=0%)

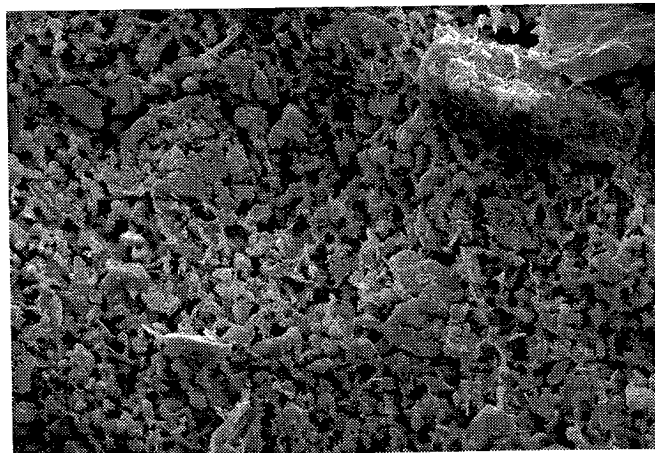
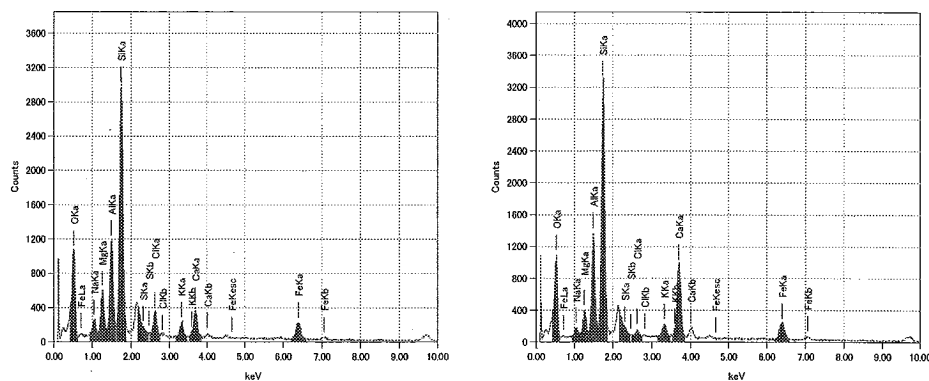


写真-2.4.3 走査型電子顕微鏡による実験試料の観察
(高温履歴 C=10%)

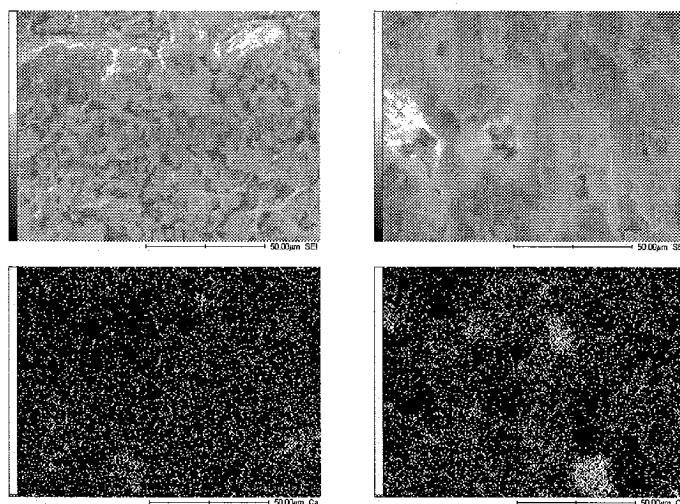
次に撮影した粘土試料を用いて、成分元素の定性評価を行った。図-2.4.17(a),(b)は、それぞれ常温条件 C=0%、高温履歴 C=10%の試料に含まれる元素の多少を相対的な量としてグラフに示したものである。全体的に Si, Al, O などの元素が多くを占めているということが判断でき、また炭酸カルシウムを添加したことから図-2.4.17(b)において Ca の相対量が多くなっている。しかし、高温履歴を与えたことによる他の構成元素についての変化は見られなかった。



(a) 常温・炭酸カルシウム無し

(b) 高温・炭酸カルシウム 10%添加

図-2.4.17 成分定性評価



(a) 常温 C=0%

(b) 高温履歴 C=10%

図-2.4.18 Ca の分布状況

図-2.4.18 は SEM 画像と画像に対応した位置での Ca の分布を示したものである。分布においては、相対量が多くなるにつれ緑⇒青⇒白と表示される。このように炭酸カルシウムを添加し

たものに関しては、その分布量も多くなることが分かるが、 $C=0\%$ の状態においても既にある程度のCa量が分布している。ただし、両図において、Caが網目状に分布して何らかの構造をなしているのではなく、ある特定の場所に分布していることが観察された。今回の実験では粉末の炭酸カルシウムを粘土に混合して添加したが、地盤がゆっくりと堆積する過程における炭酸カルシウムの混合形態を十分再現していないと考えられ、今後さらに添加の方法を工夫する必要があると考えられる。

2.4.8 まとめ

本項で得られた結論を示すと以下のようになる。

- 1) 粘土に高温履歴を与えると、粘土粒子の凝集作用とセメンテーションによるこう結作用、骨格構造の固化を受け、常温時よりも強度が増加する。また、炭酸カルシウム含有量が多くなるほど高強度になる傾向があるが、高温履歴を与えることにより更なる強度増加傾向を示す。ただしその効果は表層から数cmの範囲にとどまった。
- 2) 広島港で出島粘土のセメンテーションによる強度増加係数は、温度条件が異なっても大きな差は見られず、 $k=0.53\sim 0.57 \text{ (kPa)}^{1/2}$ であった。炭酸カルシウム添加と高温履歴を与えた効果は短期的には大きいですが、長期的には炭酸カルシウム無添加の場合とほぼ同程度である。
- 3) 炭酸カルシウムを添加することで強度増加することは実験から確認できたものの、それが粘土の構造に与える影響は、SEM画像・成分元素の定性的評価からは明瞭には判断できなかった。また、自然堆積粘土中にはある程度カルシウム元素が存在している。

2. 5 少量のセメント添加による海成粘土の年代効果の再現

2.3 および 2.4 項では高温再圧密と炭酸カルシウムの添加により，海成粘土地盤表層における年代効果を再現する可能性について検討を行った．これらにより，年代効果の一部は再現できるが，原位置の高い強度特性あるいは過圧密特性は十分に再現できなかった．本項では，粘土に少量のセメントを添加することにより，自然粘土地盤の年代効果を再現する方法について実験的に検討を行った．

2.5.1 実験に用いた粘土と混合したセメント量

実験においては，広島港出島粘土と市販の普通ポルトランドセメントを用いた．セメントを混合する目的は粘土のセメンテーション効果を早期に発現させることであり，セメントを添加することで本来の粘土の性質をできるだけ変化させないことが重要である．宮崎らによると，固化処理土の一軸圧縮強度 q_u とセメント含有量 C の関係は以下のように表わすことができる．

$$q_u = k(C - C_0) \quad (2.12)$$

式 (2.12) における k はグラフの傾き， C_0 は最低セメント量と呼ばれるものである．この式は，浚渫土にセメントを混合した際に C_0 値を超えなければ，改良効果が期待できないということを示すものであるが，ここではこの C_0 値付近のセメント添加量を用いることとした．

図-2.5.1 はセメント添加量と上式で求めた一軸圧縮強度の関係を，養生日数ごとに整理したものである．図のようにセメントの効果が発現し始める添加量が存在し，広島港出島粘土の場合

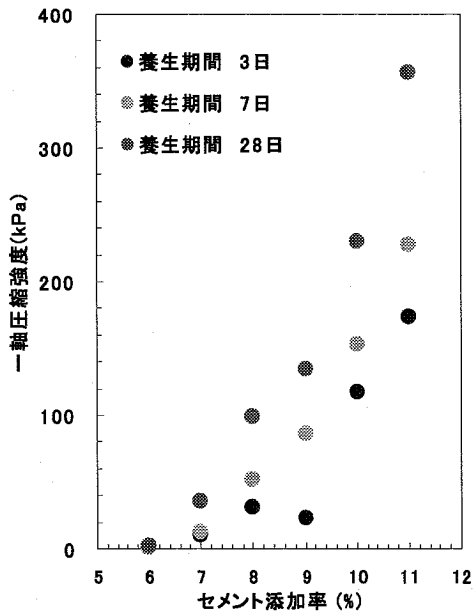


図-2.5.1 セメント添加量と一軸圧縮強度

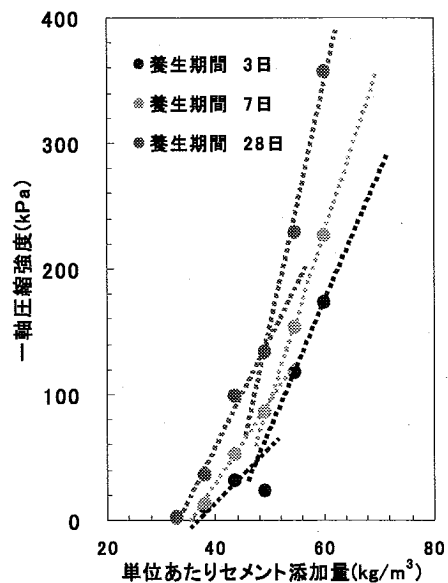


図-2.5.2 1 m³あたりセメント量と一軸圧縮強度

合は、養生日数に関係なく約6~7%に相当している。図-2.5.2は図-2.5.1の横軸を1m³あたりの添加量(kg)に換算して示したものである。

図を見ると、それぞれのセメント添加量に対して一軸圧縮強度が単純な直線近似、あるいは指数関数的に増加するのではなく、

①強度が発現し始めるセメント添加量からある傾きを持って強度が増加

②更に添加すると途中から別の傾きを持って強度が増加(①の傾きより大)

という傾向を持つことが分かる。

ここでは上記のように、セメント添加量と一軸圧縮強度の関係を2本の直線で表現することを試みた。図中の点線はその近似直線である。近似は(2.13)式を参考にし、それぞれの養生日数について直線の傾きとx軸の切片を求めた。

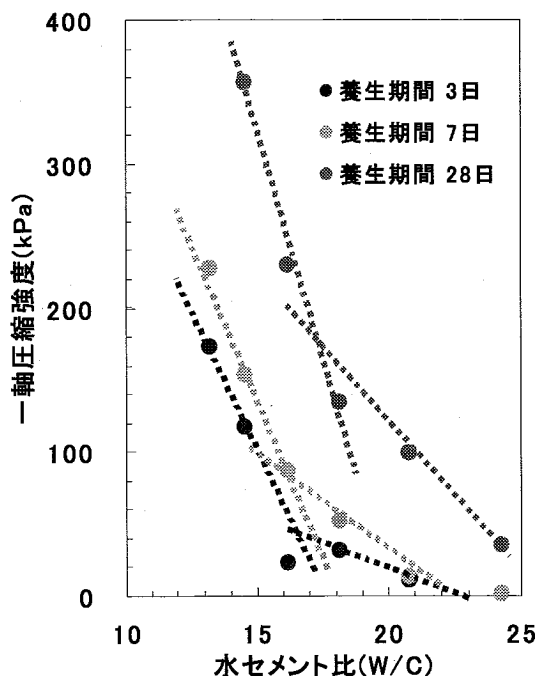


図-2.5.3 水セメント比と一軸圧縮強度

$$\left. \begin{aligned} q_u &= k_0(C - C_0) : \text{傾き小} \\ q_u &= k_1(C - C_1) : \text{傾き大} \end{aligned} \right\} \quad (2.13)$$

表-2.5.1は上式で得られたそれぞれの k_0 , k_1 , C_0 , C_1 の値を整理したものである。表より、養生日数により強度が発現する割合(傾き k_0)は変化するものの、x軸の切片 C_0 、即ち最低セメント量はほとんど変化しないことがわかる。得られた3つの C_0 の平均値を取ると、広島港出島粘土の場合1m³あたり約35.1kg程度(本実験のセメント添加率の定義では6.4%)のセメントを添加することでその効果が発現し始めると考えられる。なお、傾きが増大するもう一方の直線の切片 C_1 も養生日数によらずほぼ一点に集中する傾向がみられる。

コンクリートの分野では、強度は水セメント比(W/C)と大きな相関性を持っているとされる。そこで水セメント比と一軸圧縮強度の関係についても整理を行い、図-2.5.3に示した。図-2.5.2の関係と同様に、両者の関係が2つの直線で表されると考えられる。水セメント比で換算した場合はW/C=25程度から強度が発現し始め、W/C=16付近から強度が急激に増加する傾向にある。これは実験開始前の水セメント比が高い状態でも、圧密などの脱水現象によりこの付近の水セメント比で急激に圧縮強度が上昇する可能性を示している。

表-2.5.1 養生日数と各強度増加係数

養生日数	3day	7day	28day
k_0	3.79	6.76	9.03
C_0	35.45	36.19	33.74
k_1	10.20	12.89	20.39
C_1	43.06	42.50	42.79

ただし、本実験における水セメント比は湿潤単位体積重量を γ_v 、乾燥単位体積重量を γ_d 、セメント添加率を C として、以下のように算出した。式中の各値については供試体作成時の初期含水比より計算を行っている。

$$W/C = \frac{\gamma_v(t/m^3) - \gamma_d(t/m^3)}{C(kg/m^3)} \times 1000 \quad (2.14)$$

表-2.5.2 にセメント添加率と $1m^3$ あたりの添加量、水セメント比を整理して示す。

図-2.5.1 と図-2.5.2 をみると通常の配合試験により、強度が発現する最小のセメント量は添加率で 7%、添加量で $38kg/m^3$ である。通常のセメント処理土の場合、地盤の強度として最低でも現場で一軸圧縮強度 $200kN/m^2$ が求められるので、室内配合ではその 2~3 倍、したがって、添加量として 11%程度が用いられる。しかし、自然粘土地盤の年代効果を再現する場合は、そのような強度は必要ではなく、むしろ粘土本来の力学特性が大きく変化することになる。そこで、本研究では添加量として強度発現が開始する 7%から 8%,9%,10%と変化させ、さらに 7%よりも大幅に減じた 5%の添加量を用いて、浚渫土の改良効果について実験的な検討を行った。

表-2.5.2 セメント添加率と $1m^3$ あたりの添加量および水セメント比

セメント添加率 (%)	6	7	8	9	10	11
セメント添加量 (kg/m^3)	32.74	38.20	43.66	49.12	54.57	60.03
水セメント比 (W/C)	24.25	20.79	18.19	16.17	14.55	13.23

2.5.2 セメント添加による年代効果の促進作用

(1) 実験方法

2.5.2 においてセメント添加率を 7%とすることで、セメンテーションの発現を短時間で再現でき、かつ粘土の性質を大きく変化させない材料を作成できる可能性が示された。そこで初期含水比を 145%に設定した広島港出島粘土を用い、セメントを粘土に対する乾燥質量比で 7%添加したものを実験試料として圧密を行った。本試験は、一定の圧密圧力下において所定の日数養生した後試料を容器から取り出した後、急速圧密を行うことにより、養生時間と圧密降伏応力の関係を求めた。

表-2.5.3 実験パターン

表 2.5.3 は本実験での実験パターンである。圧密圧力は $49 \cdot 98 \cdot 196kPa$ を設定し、それぞれ養生日数を 1~14 日の間で変化させた。写真-2.5.1、図-2.5.4 にそれぞれ実験で用

養生日数	圧密圧力		
1day	49kpa	98kPa	196KPa
3day			
7day			
14day			

いた予圧密容器とその概要図を示す。圧密容器は高さ 25cm、直径は 12cm であり、圧密中の荷重は空気圧で制御できる。

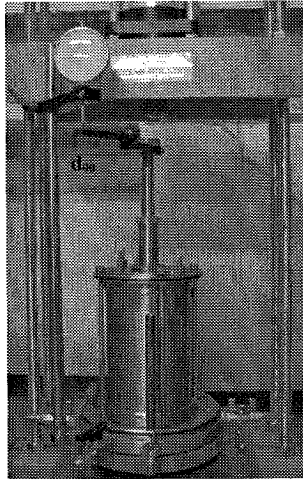


写真-2.5.1 予圧密容器

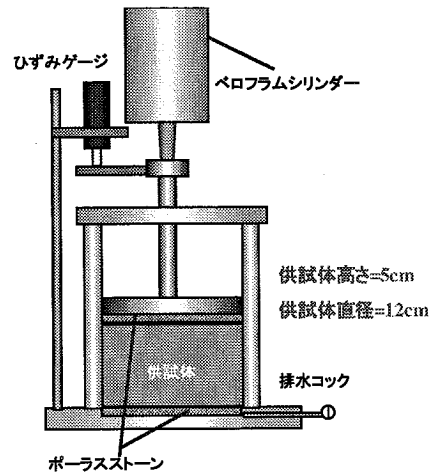


図-2.5.4 圧密容器概要図

ここで予圧密と養生日数について説明する。実験試料を容器にセットし、すぐに所定の圧密圧力に圧力をかけてしまうとスラリーが容器中からはみ出す恐れがあるため、所定の圧まで徐々に上昇させる必要がある。今回は載荷板→12.3kPa→24.5kPa→49kPa (→98kPa→196kPa) と段階を踏んで所定の圧力まで上昇させた。

図-2.5.5 は予圧密中の $d-\sqrt{t}$ 曲線の代表例である。このように、セメントを添加した粘土は通常と異なり、初期の直線部分が終了し曲線が出現した後は、時間が経過しても沈下量がほとんど変化しないという性質を示す。一般的には一次圧密終了を示す d_{100} を確認後に圧力を上昇させるが、この方法を採用すると予圧密にかかる時間がかかってしまうだけでなく、必要以上にセメントの水和反応を進行させてしまう恐れがある。そのため、圧密圧力を上昇させる際には、現在の圧力において \sqrt{t} 法によって 90% 沈下量 d_{90} を確認した後に上昇させた。

図-2.5.6 に養生日数に関する概要図を示す。本実験では養生日数を設定圧密圧力における 90% 圧密終了時刻を $t=0$ とし、例えば養生日数 3 日であれば、この瞬間から 3 日間を養生日数と定義した。つまり、予圧密中の時間は養生日数として考慮されていない。なお、予圧密に要す

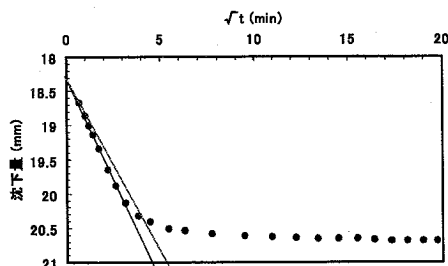


図-2.5.5 予圧密中の $d-\sqrt{t}$ 曲線

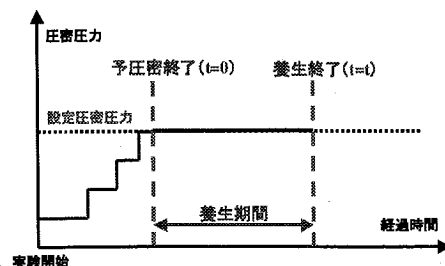


図-2.5.6 養生期間の概要図

る時間は圧密圧力 49kPa で約 4.5 時間程度、196kPa で約 6 時間程度である。

所定の養生期間経過後、予圧密容器から供試体を引き上げ、圧密試験を行うために、トリマーなどを用いて直径 6cm、高さ 2cm の圧密用供試体を作成した。載荷圧力は標準圧密試験に準じ、9.8kPa～1254kPa まで荷重増分 $\Delta p/p=1$ で載荷を行った。

載荷時間については、圧密中のセメントによる強度増加の影響を防ぐため、各載荷段階において \sqrt{t} 法によって d_{100} （一次圧密終了）を確認後、即座に次段階の載荷段階に移行する急速載荷圧密試験とした。

図-2.5.7 は圧密圧力 196kPa・養生期間 7 日の供試体を用いた圧密試験から得られた体積比と圧密圧力の関係である。この図からわかるように、養生期間 7 日で既にかなりの強度が発現しており、圧密圧力が最大の状態でも供試体は擬似過圧密状態のままに圧密降伏応力が算出できなかった。

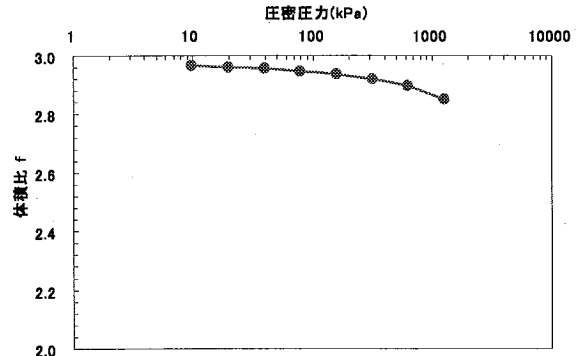


図-2.5.7 圧密圧力と体積比の関係(196kPa・7day)

前項で、『セメント添加の効果力学的に示され、かつ粘土の性質をさほど変化させない材料を作成できる』セメント添加率を一軸圧縮試験・圧密試験より 7%と決定し、この値を本実験で用いた。この結果は、スラリー状から何も上載圧・拘束圧がない状態（一軸圧縮試験）から導いたものであった。一方で本実験では、圧密による脱水作用で供試体の含水比は低下しており、圧密圧力 49kPa・養生期間 1 日の供試体について実験開始前に測定した含水比を元に水セメント比を計算すると、その値は約 12.1 であった。図-2.5.3 を用いて単純比較を行うと、水セメント比 12.1 では一軸圧縮強度でも相当の強度が出現する領域に達している。以上のことから、以降では実験試料作成時のセメント添加量を 5%に低下させて実験を行うこととした。セメント添加率以外の実験条件は全て同様である。

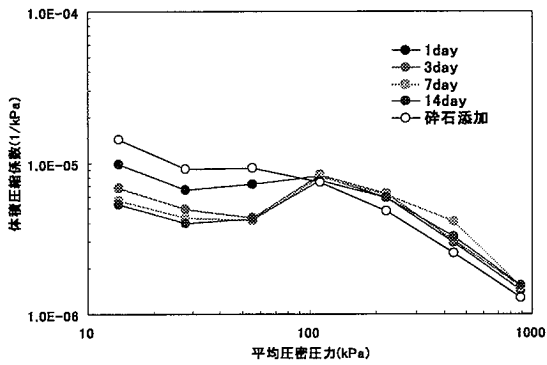
(2) セメント添加率 5%の試料の養生期間・圧密圧力と物理特性

図-2.5.8(a)～(c)はそれぞれ圧密圧力を 49,98,196kPa の場合の圧密圧力と体積圧縮係数の関係を整理したものである。図のように、各圧密圧力において養生日数が長くなるほど、体積圧縮係数の減少、即ち供試体の硬化が進んでいることがわかる。図-2.5.8(c)の例のように 1 日養生したものと、3 日以上養生したものでは、圧縮性に大きな違いがあることから、セメントによる硬化はこの間に大きく発達することが予想される。また、圧密圧力が大きくなれば m_v が上昇し始める圧密圧力も大きくなるが、どの養生日数においても圧密圧力と体積圧縮係数の関係がほぼ一つの直線に収束することが図からわかる。これは、圧密降伏応力より大きな荷重がかかった場合に、供試体の固結物質が破壊されることによって、材齢の影響がなくなった結果であると考えられる。実際、セメントを添加したものにおいても、最終的には碎石を添加したケースの圧縮性とほぼ等しくなるか、若干大きくなる。

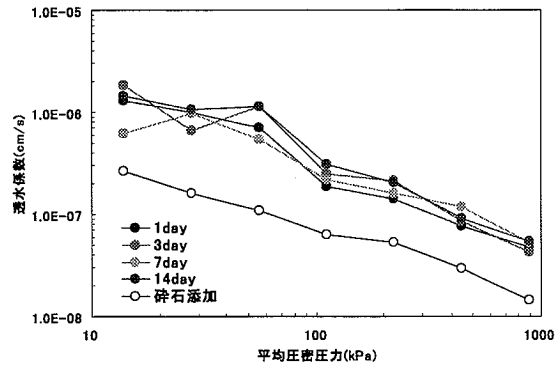
圧密圧力と透水係数の関係を養生日数ごとに図-2.5.9 に示す。

図のように、透水係数に関しては圧密圧力にかかわらず、圧密降伏応力以降の圧力場では体積圧縮係数と同様に一本の線に収束する。しかし、碎石添加したパターン（図中の白丸）の透水係数と比較すると、体積圧縮係数に関する傾向とは異なり、圧力が高い状態でも1オーダー近い差が生じていることがわかる。次節で述べるが、これはセメントを添加した試料については、圧密圧力に対して間隙比が高い状態で安定していることと関係がある。

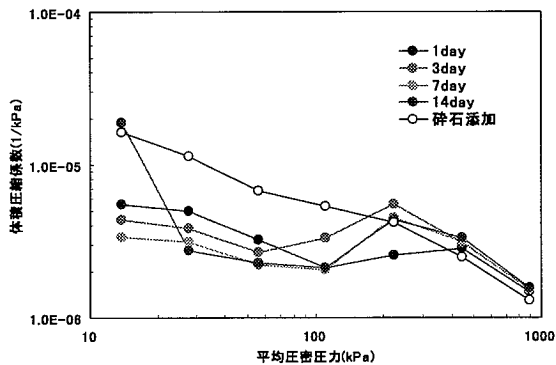
(3)セメントを添加した粘土における f-logp 曲線の特徴



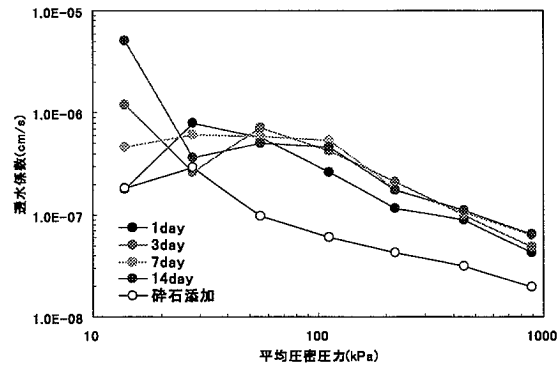
(a) 圧密圧力 49kPa



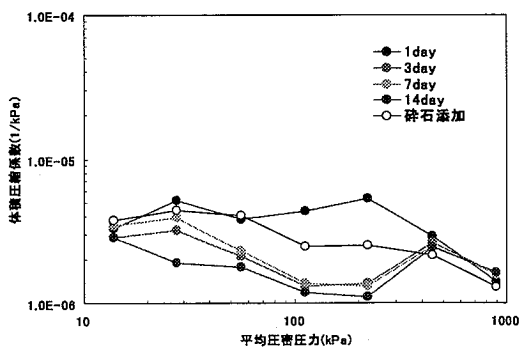
(a) 圧密圧力 49kPa



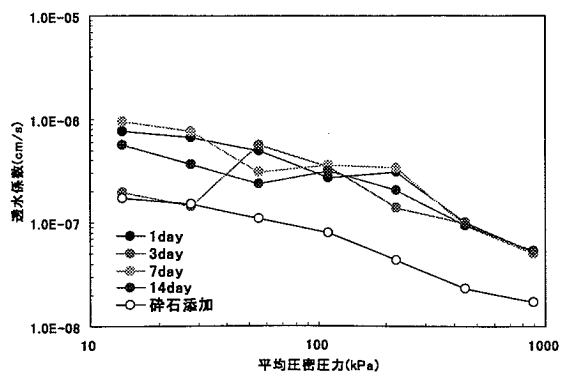
(b) 圧密圧力 98kPa



(b) 圧密圧力 98kPa



(c) 圧密圧力 196kPa



(c) 圧密圧力 196kPa

図-2.5.8 圧密圧力と体積圧縮係数の関係

図-2.5.9 圧密圧力と透水係数の関係

図-2.5.10(a)～(d)は体積比 f と $\log p$ の関係である。図中には比較のために、水和反応を起こさない砕石（比重 2.63）を、本実験のセメント添加率と同じく 5%添加した場合の f - $\log p$ 関係についても掲載した。なお、(d)には(a)～(c)のグラフを一つにまとめ、連続的な線で示し h 比較を行った。

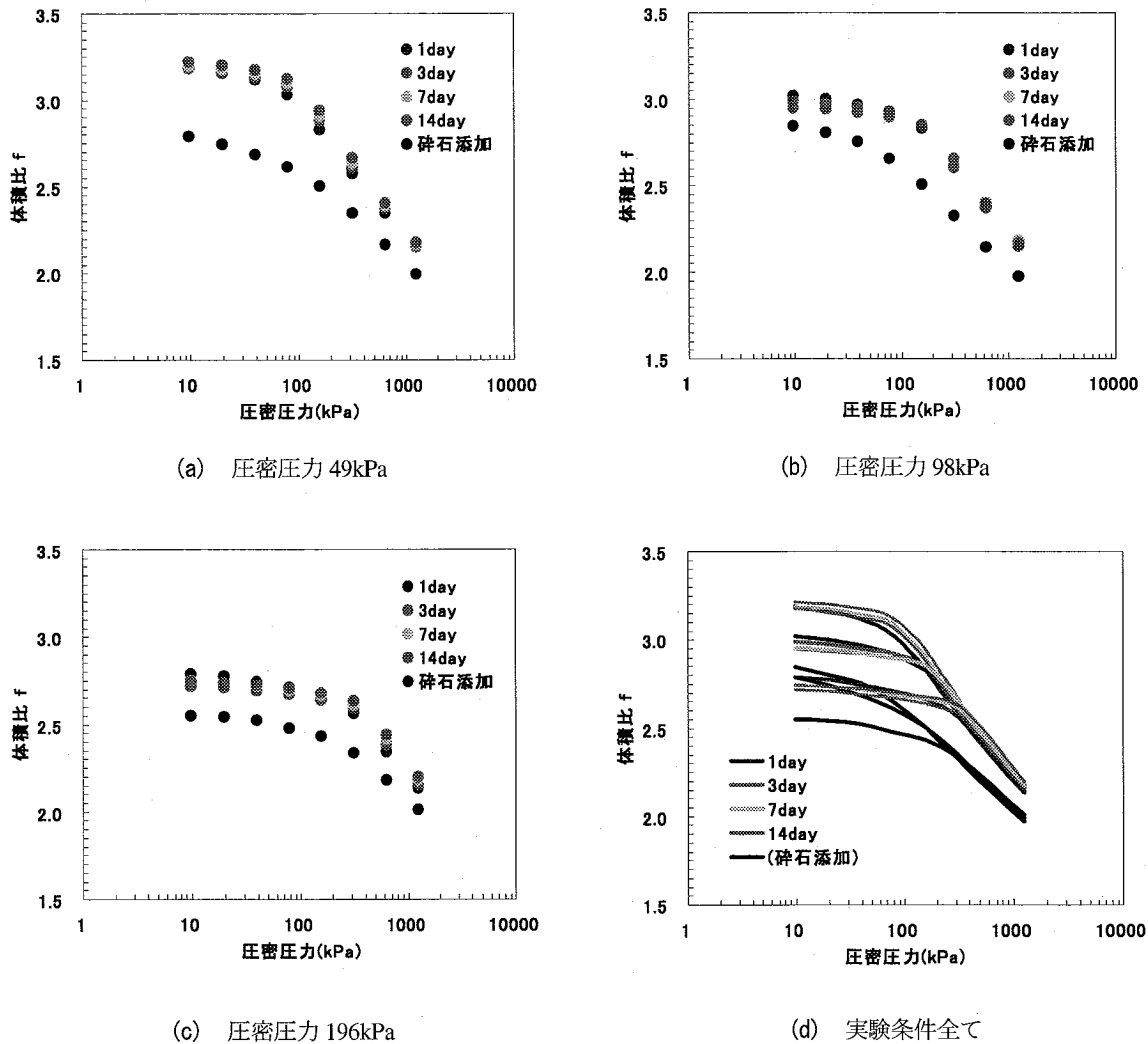


図-2.5.10 圧密圧力・養生日数と f - $\log p$ の関係

砕石を添加した場合の実験方法についてはセメントを添加した場合と同様であるが、通常の粘土では、一次圧密終了後の二次圧密による圧縮量が無視できないほど大きい場合がある。このため、砕石を添加したものに関しては養生期間は設けず、3t 法による一次圧密終了確認後、すぐに急速載荷圧密試験に移行した。

図のように、セメントを添加した場合、水和反応を起こさない材料に比べて f - $\log p$ の形状は明らかに上にシフトすることがわかる。これは養生中にセメントが粘土中の水分と水和反応し、供試体の強度が増加することで予圧密終了後の供試体が高間隙比状態になった事を意味す

る。

また、図 2.5.10 (d) より圧密圧力が異なる場合でも、養生期間が同じ供試体については、 f - $\log p$ の関係は一本の線に収束することが分かる。即ち、セメントを 5% 添加させた場合の正規圧密状態での圧縮特性は、養生期間が同程度ならば圧密圧力によらずほぼ同じである。さらに、養生期間が長くなるほど最終的に収束する線は

f - $\log p$ 曲線の上方へ徐々に移動することが図から読み取れるが、上記の体積圧縮係数からも判断できるように、養生によって粘土粒子が固結することで供試体が圧縮されにくい性質へ変化したためであると考えられる。

図-2.5.11 は年代効果を持つ不攪乱の粘土とスラリーから再構成した粘土の e - $\log p$ 関係を定性的に図化したものである。この図と今回の実験結果である図-2.5.10 を比較すると、セメントを添加した場合の f - $\log p$ 曲線

の形状は、不攪乱試料の e - $\log p$ 曲線と非常に類似していることがわかる($f=1+e$ であるのでその形状は相似)。このように、少量のセメントを添加した粘土試料を作成することで、セメントの固結が進行するため体積比（間隙比）が大きくなるという性質を示すものの、定性的には年代効果を受けた不攪乱試料の性質を再現できる可能性がある。

表-2.5.4 は圧密降伏応力が出現するまでの f - $\log p$ の傾き C_a と圧密降伏応力出現以降の傾き

C_c について、各実験パターンごとに整理したものである。なお、 C_a は条件を満たす最小値、 C_c は最大値として定義した。

表に示すように、同じ圧密圧力で比較すると、養生日数を長く取ったことで固化が進行し、 C_a の値が徐々に小さくなる傾向が見られるほかに、 C_c についても経時変化と共に値が大きくなることがわかる。一般に年代効果を受けた不攪乱試料の e - $\log p$ 曲線の特徴として、圧密降伏応力以降の e - $\log p$ 曲線の傾き（圧縮指数 C_c ）が大きくなるという性質が知られている。表から

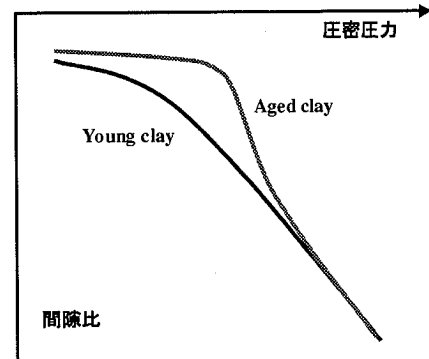


図-2.5.11 e- $\log p$ 曲線の比較

表-2.5.4 実験パターンごとの C_a , C_c の比較

圧密圧力	養生日数	C_a	C_c
49kPa	碎石添加	0.133	0.606
	1day	0.101	0.844
	3day	0.070	0.902
	7day	0.059	0.910
	14day	0.056	0.921
98kPa	碎石添加	0.151	0.589
	1day	0.071	0.758
	3day	0.043	0.801
	7day	0.032	0.834
	14day	0.032	0.880
196kPa	碎石添加	0.032	0.567
	1day	0.050	0.729
	3day	0.025	0.751
	7day	0.032	0.776
	14day	0.026	0.795

数値を読み取ると、セメントを5%添加することで、圧縮指数 C_c は通常の再構成試料の1.3~1.5倍の数値を示し、圧密降伏応力直後の沈下量が大きくなるという年代効果を有する粘土の特徴が、少なくとも圧縮性という視点からは再現できたことを意味する。この特徴はどの圧密圧力においても見られるが、相対的には圧密圧力が小さいほど顕著に現れるようである。

なお今回用いた圧密試験機では、これ以上の圧密圧力で実験できないため、詳細は不明であるものの、図2.5.10(d)から判断すると、セメントを添加したときの $e\text{-log}p$ 曲線は、究極的には供試体中の骨格構造が圧密によって破壊され、反応性を示さない砕石を添加した場合の $e\text{-log} p$ 曲線に漸近していくと考えられる。

(4) 圧密降伏応力の経時変化とセメンテーションを持つ粘土の再現

図-2.5.12は横軸に養生日数、縦軸に圧密降伏応力をとったものである。圧密降伏応力は図-2.5.10から三笠法によって求めた。図より、養生日数の変化に伴って圧密降伏応力が増加することがわかる。セメントを添加した場合の粘土では一次圧密終了後の二次圧密沈下が小さいため圧密降伏応力の増加はセメントの固結のみによるものと考えてよい。3つの圧密圧力全てにおいて強度は増加しているが、その増加割合は圧密圧力49kPaの条件では、他の2ケースよりも小さくなっている。上に示したように、この増加はセメントの固結のみによるものと考えてよい。

経過時間と過圧密比の関係を図-2.5.13に示す。過圧密比は圧密降伏応力を圧密圧力で除したものである。養生1日目での過圧密比は3つの圧密圧力で異なるものの、その後の経過時間に

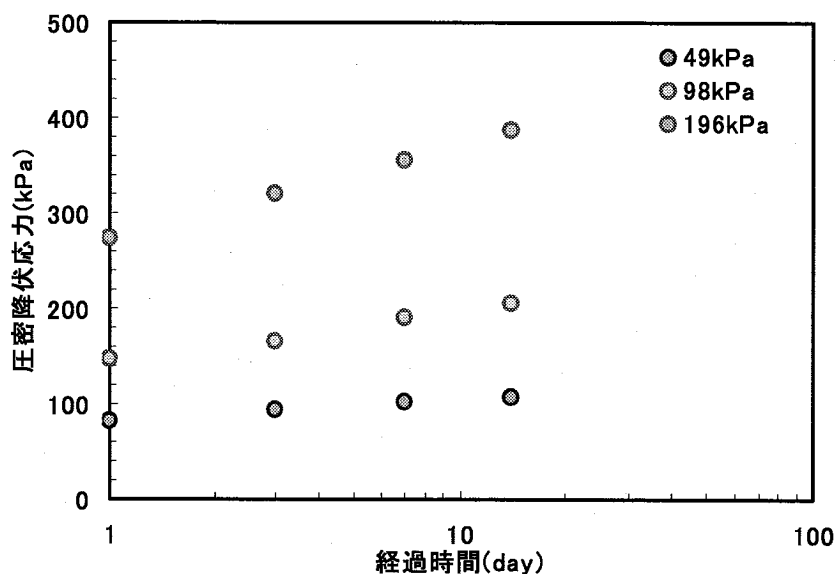


図-2.5.12 経過時間と圧密降伏応力の関係

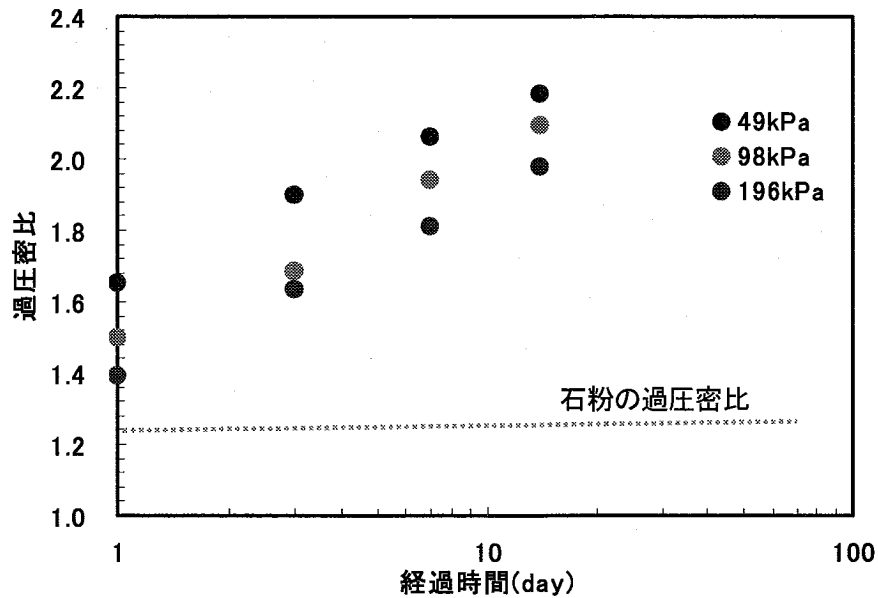


図-2.5.13 経時変化と過圧密比の変化

伴う過圧密比の増加割合はほぼ同程度であると考えられる。

そこで図-2.5.13を用いて、今回の実験条件において、どの程度の養生期間で原地盤の過圧密比が再現できるかを算出することとした。図より判断すると、グラフの傾きは圧密圧力によらずほぼ一定であり、またグラフの位置は養生期間 1 日における切片で評価可能であると考えられることから、過圧密比 OCR は養生時間と圧密圧力の関数として、

$$OCR = a(\log t) + f(W/C_{p0}) \quad (2.15)$$

という式形で表すことが可能であると考えられる。

a はグラフの傾きであり、 $f(W/C_{p0})$ は圧密圧力・水セメント比で変化する切片を示す。図 4.26 から判断すると、 a の値は圧密圧力の小さいほうからそれぞれ 0.464, 0.529, 0.505 となり、ほとんど変化が見られず、圧密圧力によらず a の値は 0.5 としてよいと見られる。

また、石粉を添加した場合の経過時間と過圧密比の関係についても図中に示した。一般的に粘土を圧密する際に、ひずみ速度が速い状態で圧密を行うと、圧密降伏応力が大きくなることが知られている。今回の実験では急速载荷圧密試験を行っているため、ひずみ速度は通常の 24 時間载荷の圧密試験よりはるかに速い。図-2.5.13 では、石粉を添加した場合において、反応性のない材料であるにもかかわらず、過圧密比が 1 を超えていることが分かるが、これはひずみ速度に起因したものである。

この考え方を基に、基準となる過圧密比が石粉を添加した場合の養生 1 日における過圧密比で代表されるとすると、過圧密比の増加は時間の対数(1 スパン分)に依存し、下のように表すこ

とができる。

$$\Delta OCR = a(\Delta \log t) \quad (2.16)$$

さらに、 $\Delta OCR = (\tau/p_0)$ であり、強度増加率 C_u/p を用いると次のように変形できる。

$$\begin{aligned} \Delta OCR &= \Delta(p_c/p_0) = \Delta(\tau/p_0)/(c_u/p) \\ &= a(\Delta \log t) \end{aligned} \quad (2.17)$$

ここに、 τ/p_0 は正規化せん断強度である。

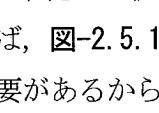
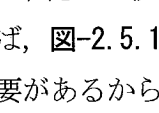
式(2.17)から、圧密圧力 $98\text{Pa} \cdot \Delta \log t$ の1スパン分の正規化せん断強度の増加値 $\Delta(\tau/p_0)$ を算出すると、0.20と計算される。強度増加率は0.40とした。

さて、前述したセメンテーションによる強度発現を表す式

$$\Delta(\tau/p_0) = \frac{k}{\sqrt{p_0}}(\Delta \log t) \quad (2.18)$$

が全断面において有効であると仮定した場合、広島港出島粘土における $k=0.5$ を用いて、上で得られた $\Delta(\tau/p_0)=0.20$ を代入すると式(2.17)の $(\Delta \log t)$ と、式(2.18)の $(\Delta \log t)$ では約4.0倍異なる。つまり、常温の場合の約4乗のスピードで強度発現が起こっていることになる。セメンテーションが始まる時間を堆積後3時間後と仮定すると、セメント添加した試料の1日、10日は自然試料のそれぞれ512日、14,000年に相当する。

今回設定した圧密圧力は平均水中単位体積重量 $\gamma' = 5\text{kN/m}^3$ と仮定すると、それぞれ海底面から約10、20、40mの深度に相当する。過去に得られた原位置データによると、大阪湾洪積粘土においては深度40mの地点においても、過圧密比（ここでは圧密降伏応力と有効土かぶり圧の比）が1.5を超える地点が存在することが知られているが、上記の方法をとることでこのような地盤を作り出すことができる可能性を示している。

ただし、今回の実験では式(2.17)、(2.18)を単純に比較することはできない。セメントを添加したものについても式(2.18)が成立するならば、において経過時間に対する傾きは、圧密圧力 p_0 が大きいものほど小さくなる必要があるからである。のようなグラフ形状を説明するためには、水セメント比などセメントの水和反応による強度発現について更に詳細に検討する必要がある。

2.3、2.4で示したように、高温履歴と炭酸カルシウムの効果を組み合わせることによって表層部での年代効果の一部を再現できるが、一定の深度以上ではその効果は発揮されにくいという欠点があった。しかし以上のような議論により、スラリー状の粘土にセメントを添加するという方法を用いることで、地盤深層部においても年代効果の性質を比較的短時間で再現できるという可能性があることがわかる。

2.5.3 圧密とセメンテーションが同時に起こるときの e - $\log p$ 関係の再現

通常の段階載荷圧密試験においては、荷重増加率($\Delta p/p$)を一定にして実験することが一般的である。しかし、海底に粘土が堆積していく過程を考えると荷重増分一定で上載圧が変化するよりも、むしろ速度一定で上載荷重が増加する状況が近いと考えられる。そこで、荷重増分を変化させたときの圧密特性の違いについて比較を行った。

実験ではセメント添加率を7%, 8%, 9%, 10%とし、それぞれの添加率において、荷重の与え方による圧密挙動を調べるために、

- ①荷重増加率を一定にしたもの ($\Delta p/p=1.368$, 荷重が等比数列的に増加)
- ②載荷速度を一定にしたもの ($\Delta p=27:7\text{kPa}$, 荷重が等差数列的に増加) の2種類を設定した。

セメントによる固化の進行は圧密圧力の載荷速度によって異なるので、一段階あたりの圧密時間を3時間として実験を行った。

図-2.5.14は荷重増加率一定にした場合の圧密圧力と体積比の関係である。図のように、セメント添加率が多いものほど f - $\log p$ 関係は上方に位置し、圧密降伏応力も明瞭に現れる。この図をもとに正規圧密領域での圧縮指数 C_c 、圧密降伏応力前の圧密領域(実際には正規圧密)の傾き C_s 、圧密降伏応力 p_c を求め、表-2.5.5に整理した。ただし、圧密降伏応力 p_c は三笠の方法により求めたが添加率9%と10%では、圧縮指数 C_c を決定できなかったため、表中には>の記号で示した。図のように、各添加率において擬似過圧密効果が見られ、セメント添加率が多くなればなるほど圧密降伏応力が大きくなり、降伏応力を迎えた後の沈下が大きくなる傾向がある。

表-2.5.5 セメント添加率と圧縮に関する諸定数

セメント添加率(%)	C_c	C_s	p_c (kPa)
7	0.093	1.082	45
8	0.063	1.386	80
9	0.015	1.002>	300
10	0.019	0.907>	300

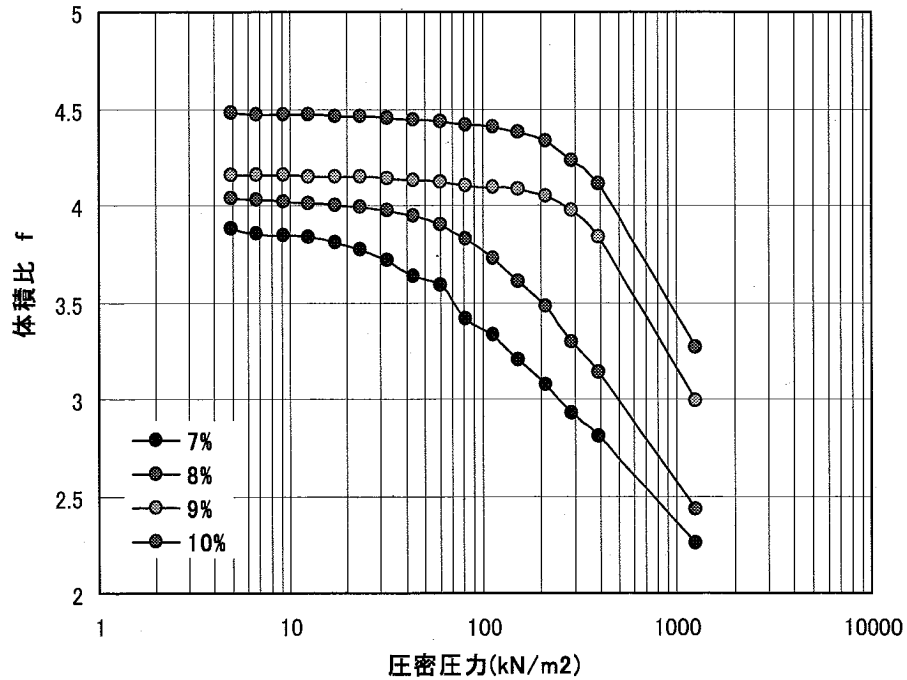


図-2.5.14 段階載荷圧密試験結果

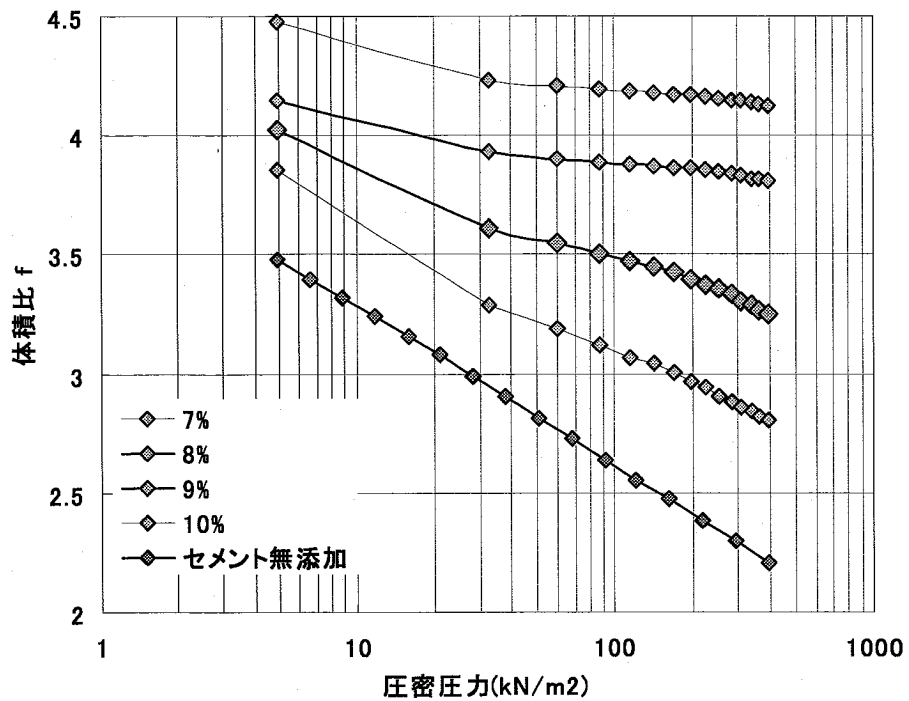


図-2.5.15 圧密圧力と体積比の関係 (載荷速度一定)

図-2.5.15 に荷重速度が一定の場合における体積比 $f (=1+e)$ と圧密圧力の関係を示す。図中で f が最小の点はセメントを加えていない場合の f - $\log p$ 関係である。荷重速度一定条件でも、セメント添加率が大きいものほど間隙比が大きくなる。また、セメント無添加の試料の場合は f と $\log p$ がほぼ直線の関係になっているが、セメントを添加した場合、 f と $\log p$ の勾配が、1段階目の荷重から2段階目の荷重で大きく生じた後、徐々に傾きが小さくなり、圧密圧力が大きくなるとともに再び増加するという共通した傾向を示した。

次にセメント量7%の場合と、セメント量5%として、各段階の荷重時間を3時間、6時間、12時間として圧密試験を行った。

図-2.5.16 は、荷重増加率一定段階荷重のときの f - $\log p$ 関係である。セメント添加量が5%では f - $\log p$ 関係はほぼ直線であり、間隙比は全体として大きくなるが、圧縮性に関してはセメント添加の効果は認められない。添加量7%の場合は、圧密圧力が小さい範囲で圧縮性の低下がみられ、各段階の荷重時間が長いほど、すなわち荷重速度がゆっくりであるほど圧縮性が低下する圧力範囲が大きくなる。これはセメントによる固化が荷重荷重の増加よりも早く進むことによると考えられる。

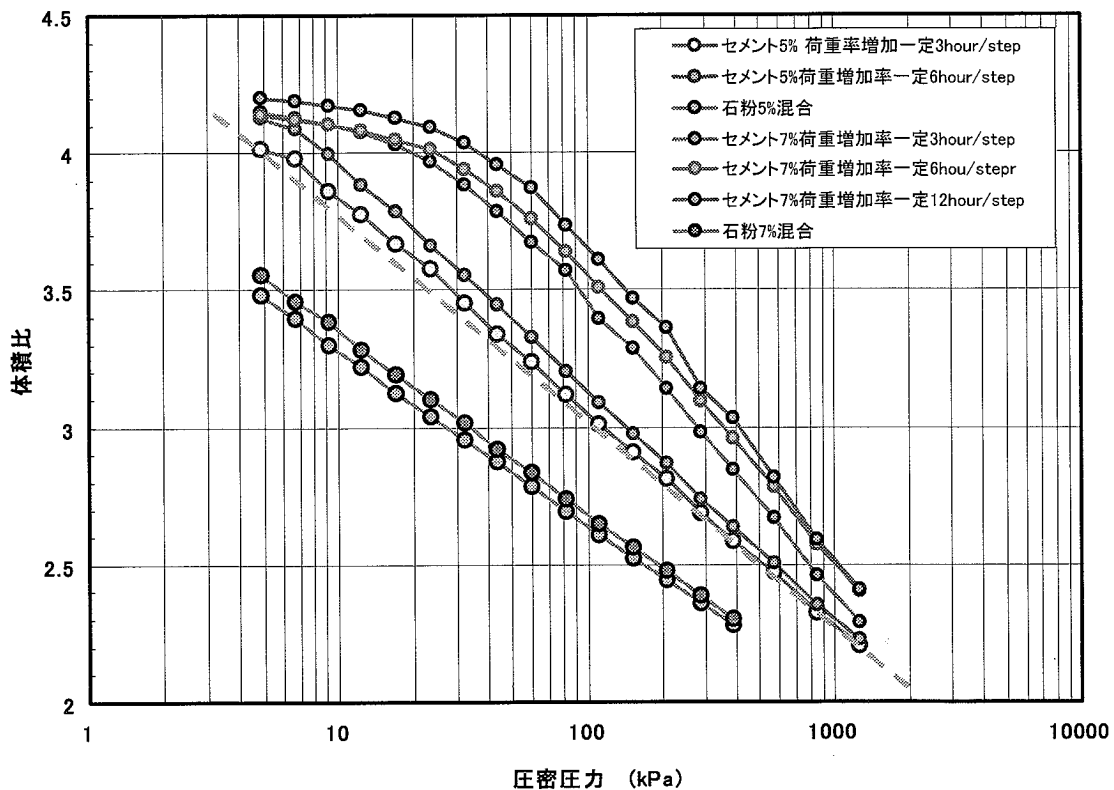


図-2.5.16 圧密圧力と体積比の関係 (荷重増加率一定)

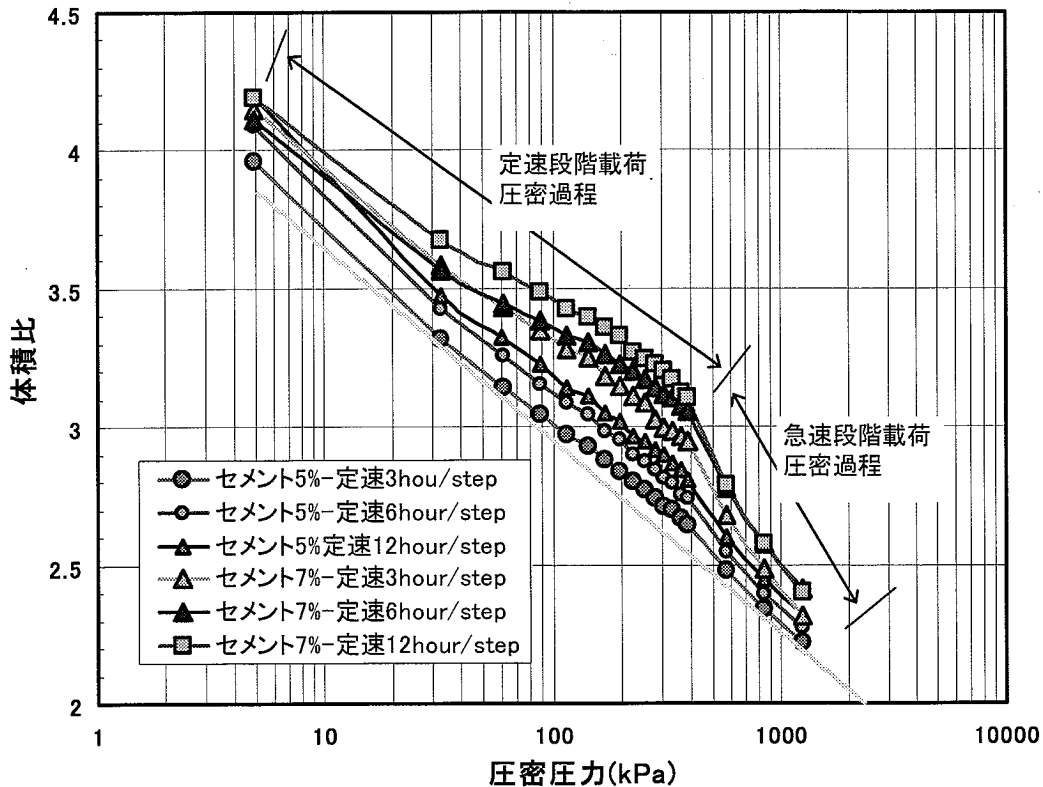


図-2.5.17 圧密圧力と体積比の関係(载荷速度一定)

このように、セメントによる固化と圧力の増加による圧縮・圧密が同時に進行する場合、間隙比の低下は両者の効果が相殺した結果として表れるので、セメント添加量と圧力の载荷速度によって $f \cdot \log p$ 関係は大きく変化する。海底における粘土の堆積過程を考えると、セメント添加量に相当するのは粘土内に含まれる生物遺骸起因の炭酸カルシウムなどのセメンテーション物質であり、载荷速度に相当するのは海底地盤の堆積速度である。一般に海底地盤の堆積速度は 1 mm/年から 1.0cm/年と推定されており、大きくみれば载荷速度一定条件に近いと考えられる。

载荷速度一定条件での圧密（圧密圧力 400kN/m²まで）を行った図-2.5.17 をみると、いずれの条件でも固化が進んでいない最初の载荷においてもっとも大きな圧縮性を示し、その後の载荷では、セメント添加量が多く、载荷速度がゆっくりであるほど間隙比の低下量と圧縮性が小さくなっている。特に、セメント量が 5%と少量の場合でも、各段階の载荷時間が 6 時間、12 時間と長くなるにつれて圧縮性が低下しており、この傾向は载荷速度がよりゆっくりである場合にはさらに効果が現れる可能性を示唆している。2.5.2 でセメント添加率 5%のときの過圧密比からみたセメンテーションの速度を計算したところ、1 日および 10 日がそれぞれ 512 日、14,000 年に相当した。この速度を用いると、最終圧密圧力 400kN/m² はほぼ層厚 80m であるので、1 段階 3 時間（2 日間で载荷）、6 時間（4 日間で载荷）、12 時間（8 日間で载荷）の载荷速度は、356cm/年、22cm/年、1.4cm/年に相当する。このように考えると、実際の海底地盤の堆積速

度である 0.1~1.0cm/年を少量のセメント添加により再現できる可能性があるといえる。

荷重速度一定試験では圧密圧力 400kN/m²に達した後に、 \sqrt{t} 法で一次圧密終了後直ちに次の段階の圧密圧力を加える急速圧密試験を行った。図をみると、急速圧密試験の直後に体積比は大きく低下するが、その低下量はセメント量が多く、荷重速度がゆっくりで構造の高位化が進んでいた試料ほど大きくなっている。このため、圧密圧力の増加とともに各試料の間隙比の差は縮小していくが今回の実験の範囲では、差が最終的に無くなるかどうかは判断できなかった。

図-2.5.18 はセメント添加量 7%のときの加重増加率一定試験と荷重増加速度一定試験の比較である。図のように、荷重直後には $f\text{-log } p$ 曲線の形は異なるが圧密圧力が大きい領域では両者はほぼ一致している。また、圧密圧力 400kPa 以降に急速圧密試験を行うと、 $f\text{-log } p$ の勾配は増加し、セメント添加後の液性限界から推定される関係（セメンテーションのない通常の粘土）に漸近する傾向を示す。しかし、図より推定してもセメンテーションが無いときの関係に達するまでには 4000kPa 以上の圧密圧力が必要であり、関西国際空港の洪積粘土層のように、圧密降伏圧力 p_c を越えたときに大きく圧縮し、 p_c の 2~3 倍の圧密圧力でセメンテーション効果がない $f\text{-log } p$ の基準曲線に戻るような圧縮特性は再現できなかった。

長期的な沈下を予測する上で、セメンテーションが作用するときに二次圧密係数が、重要な問題となる。図-2.5.19 は段階荷重圧密を行ったときの時間と沈下量の関係である。図-2.5.20 にはこの間の二次圧密係数の変化を示している。今回は圧密時間が 720 分と短かったため、セメンテーションによる二次圧密係数の長期的な傾向はとらえることができなかったが、全体として二次圧縮指数は圧縮指数の 2~3%であり、セメンテーションによる圧縮性の低下とともに二次圧縮指数は低下すると考えられる。

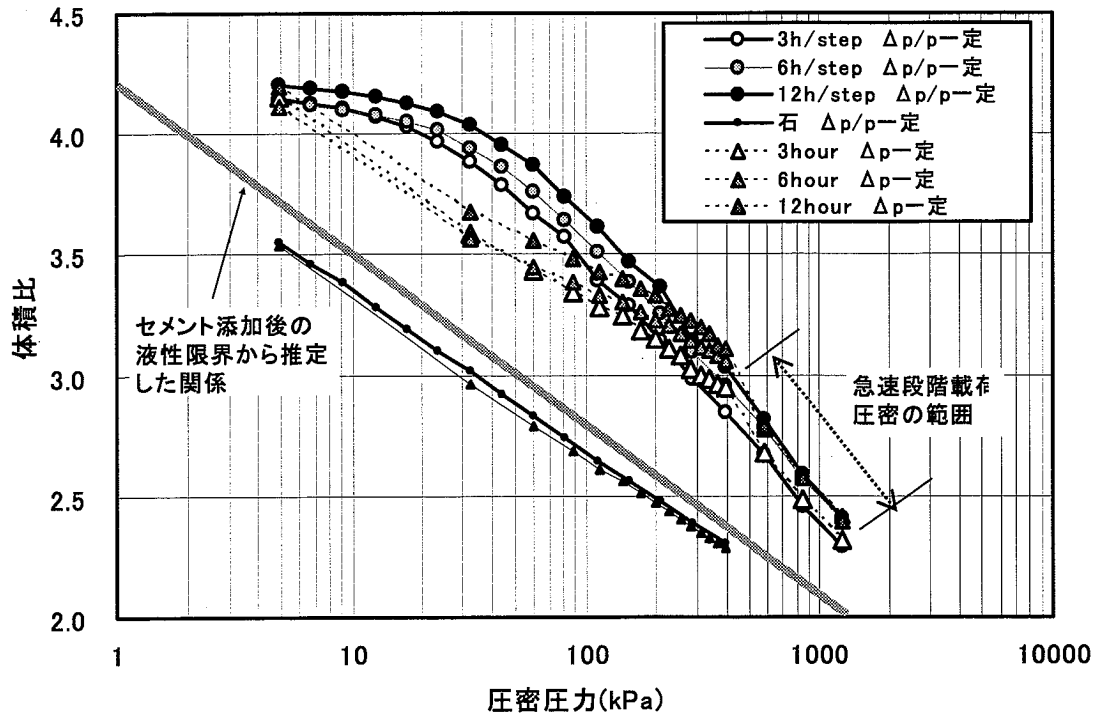


図-2.5.18 荷重増加率一定の場合と荷重増加速度一定の比較 (セメント添加量 7%)

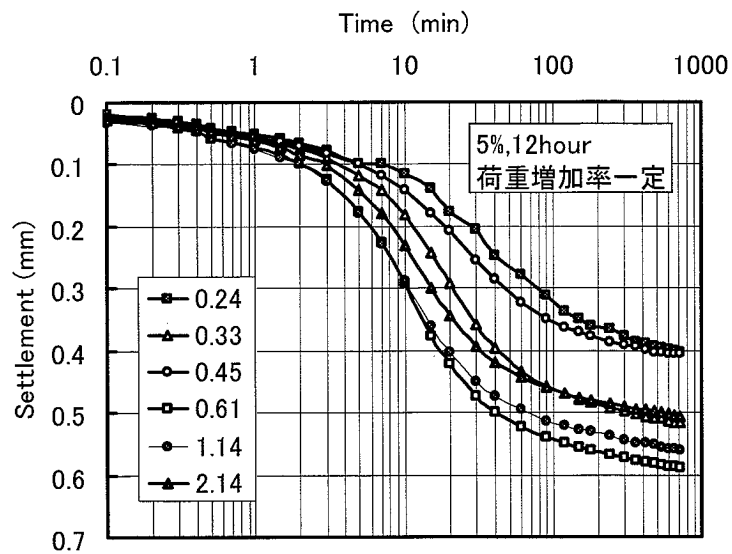


図-2.5.19 時間沈下曲線

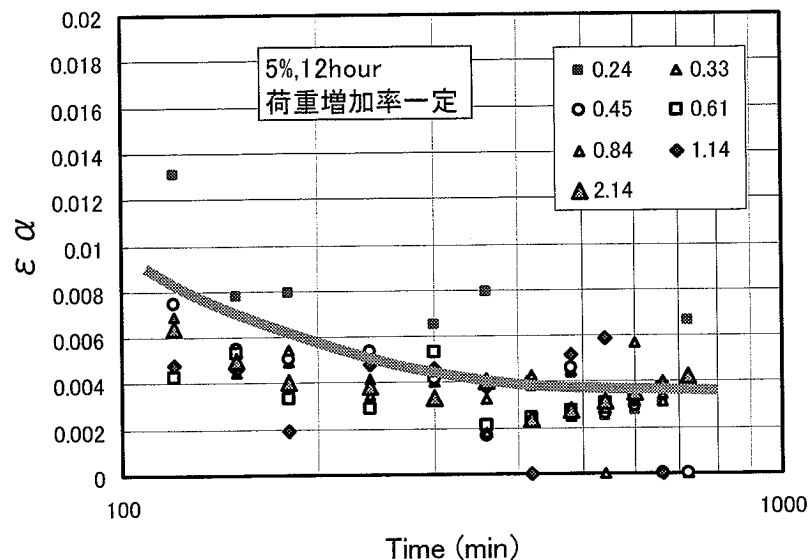


図-2.5.20 二次圧縮指数の変化

2.5.4 まとめ

原位置で高い間隙比を有しながら堆積している大阪湾洪積粘土の堆積過程を検討するため、土の力学特性に大きな影響を与えない少量のセメントを添加することで、自然地盤の堆積過程に発現する年代効果を室内において短時間で再現する実験手法を検討した。一連の試験の結果、以下のことがわかった。

- 1) 粘土の力学特性に大きな影響を与えない少量のセメントを添加することで、自然地盤の堆積過程に発現する年代効果を室内において短時間で再現する実験手法を検討した。セメントを添加し一軸圧縮強度が発現しない限界の添加量として求めたセメント添加率 7%の場合は、圧密によって載荷間隔とともに圧密降伏応力が年代効果の影響をはるかに超えて大きくなった。
- 2) セメント添加率 5%の場合、一定の圧密圧力のもとで圧密降伏圧力は時間の対数とともに増加する。圧密降伏圧力の増加傾向からセメンテーションの促進効果を求めると、常温の場合の約 4 乗のスピードで強度発現が起こっており、セメンテーションが始まる時間を堆積後 3 時間後と仮定すると、セメント添加した試料の 1 日、10 日は自然試料のそれぞれ 512 日、14,000 年に相当する。
- 3) 少量のセメントを添加した試料において圧密圧力の増加とセメンテーションによる固化が同時に起こるときの体積比と圧密圧力の関係を調べた。荷重増加率一定で圧密すると圧密応力の対数と体積比が直線的な関係を示すが、間隙比はセメント添加率が大きく載荷速度がゆっくりである場合ほど大きくなる。載荷速度一定の場合も添加率が大きく載荷速度がゆっくり出あるほど体積比は大きくなり、 $f-\log p$ の勾配も緩やかになる。圧密降伏圧力の像から求めた促

進効果を考慮すると、セメント添加率 5%で、載荷速度は 1.4cm/年で堆積とセメンテーションによる強度発現が起こっている状態を再現していると考えられる。セメンテーションにより大阪湾洪積粘土地盤のように土被り圧に対して間隙比が高い状態で堆積する状態をほぼ説明できる。

- 4) 大阪湾洪積粘土では、圧密降伏応力を越えて急速に圧密することにより、間隙比は大きく減少し、年代効果のないときの値に漸近する。しかし、今回の実験結果ではこのような構造の急激な低位化については十分再現できなかった。

2. 6 高温環境及び高温履歴条件下における海成粘土地盤の強度特性

2.6.1 はじめに

既に述べたように、高温で再圧密された粘土試料の力学特性は、自然地盤に見られるような擬似過圧密効果がみられたり、せん断圧縮挙動においても自然堆積地盤に見られるようなひずみ軟化傾向が見られるなど、自然堆積粘土の力学特性に類似するということが知られている。また、高温条件下での粘土の挙動についても種々の知見が得られている (Tan ら²²⁾, 東畑ら²³⁾, 足立ら²⁴⁾ 森脇ら²⁵⁾)。

東畑らは横浜港粘土を室温で圧密し、圧密終了後に排水条件のまま 90℃まで上昇させた後に非排水状態でせん断を行っている。その結果、間隙比と非排水せん断強度の関係には温度の影響が見られず、強度はほぼ間隙比のみによって決まっていることを報告しているが、この結果は高温条件下での圧密により間隙比が大きくなるという土田らの報告と異なっている。一方、足立らは不攪乱東京沖積粘土を用いて圧密を室温、非排水せん断を高温 (75℃) という条件で強度を求め、高温時の方が強度が小さいという結果を報告している。

これらの実験では温度上昇時の排水条件や高温継続期間、せん断時の温度条件等がまちまちであり、高温効果が粘土の圧密・せん断特性に与える影響の全体像は必ずしも明確にされていない。特に、高温条件下で圧密した後にせん断を常温まで温度を下げてから行うか、あるいは高温のままで行うかによって強度特性は大きく異なってくる。また、高温の圧密も、スラリー状態から高温条件とするのか、常温下である程度圧密してから温度を圧密するかで、高温の効果は異なると考えられる。

本研究では高温条件下における粘土の圧密・せん断特性と高温履歴を受けた粘土の圧密・せん断特性を区別して検討し、高温の影響が粘土の強度変形特性に及ぼす影響を統一的に解釈することを試みた。

次に高温履歴効果が地盤特性に与える影響を積極的に利用する観点から、遠心載荷模型実験により地盤の強度増加について検討を行った。高温を利用した圧密促進に関する室内実験としては、永澤ら²⁶⁾ がカオリン粘土地盤の中心にドレーンを想定した砂柱を設け、その中に棒状の熱源を挿入して地盤を 60℃から 200℃に加熱して圧密荷重を載荷する実験を行っている。本研究ではわが国の海成粘土地盤のとしての一般的な特徴を有する広島港粘土を用い、遠心場で高温履歴を与えたときに形成される地盤の含水比と強度増加特性に注目した。

2.6.2 実験に用いた試料と試験方法

表-2.6.1 に試験に使用した広島湾粘土の物理特性を示す。試験に用いた供試体は液性限界の 1.5 倍の含水比で繰り返したスラリーを 49kPa の圧密圧力で再圧密した試料である。

(1) 高温条件下の段階載荷圧密試験

最初に高温履歴が圧密特性に及ぼす影響を調べるため高温での段階載荷による圧密試験を行った。載荷荷重は、4.9kPa から 314kPa まで荷重増分比 1 で段階的に増加させ、一次圧密終了を確認後、次段階の載荷を開始した。

本実験は温度条件を変化させた3パターン(常温, 高温履歴, 高温環境)で行った。高温履歴を与えるものについては 39.2kPa の載荷終了後、一次圧密の終了を確認し、荷重は変化させず 2 時間のみ高温状態にした。その直後、供試体を常温に戻して通常の段階載荷を行った。また、高温環境下のもものでは 39.2kPa の載荷終了後、荷重をそのままの状態にして 1 時間高温状態にし、さらに高温状態のまま荷重増分比 1 で 314kPa まで 1 時間ずつの段階載荷を行った。

(2) 高温条件下の三軸圧縮試験

本研究では、広島大学が開発した高温高背圧型の三軸試験機²⁷⁾を用いて圧密非排水三軸圧縮試験を行った。本装置では温度上昇の方法は三軸セルの周囲にラバーヒーターを配し、これによってセル内部の供試体の温度を上昇させている。温度管理は三軸セル内に設置した熱電対によりセル水(シリコンオイル)の温度を計測して実施した。

実験時の圧力条件と温度条件を表-2.6.2 に示す。温度条件として以下の 5 ケースを行った。ここでは温度を 80°C にした後その温度でせん断する場合を高温環境、いったん 80°C にした温度を 20°C に下げてせん断する試験条件を高温履

表-2.6.1 広島湾粘土の物理特性

W_L (%)	W_P (%)	I_p	ρ_s (g/cm ³)
98.2	40.6	57.6	2.621

表-2.6.2 三軸圧縮試験の実験条件

温度条件	最終圧密圧力 (kPa)	圧密時の温度 (°C)	せん断時の温度 (°C)
常温	80	20	20
	160	20	20
高温環境1	80	80	80
	160	80	80
高温環境2	80	20→80	80
高温履歴1	80	80	20
	160	80	20
高温履歴2	160	20→80	20

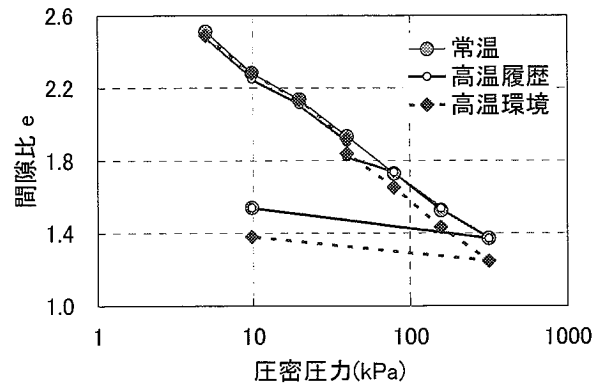


図-2.6.1 高温圧密試験における e-logp 曲線

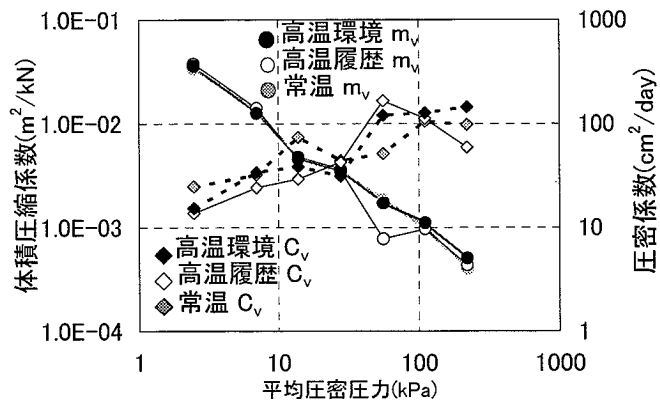


図-2.6.2 高温圧密試験における m_v と c_v

歴と呼ぶ。

室温環境：圧密と非排水せん断を 20℃で行う。

高温環境 1：供試体を三軸室にセットした後直ちに温度を 80℃まで上昇し、圧密と非排水せん断を 80℃で行う。

高温環境 2：圧密を 20℃で行い圧密終了後温度を 80℃まで上昇させる。排水が落ち着いた後にせん断を行う。

高温履歴 1：供試体を三軸室にセットした後直ちに温度を 80℃まで上昇し 80℃の環境で圧密が終了した後に非排水せん断を 20℃で行う。

高温履歴 2：圧密を 20℃で行った後、温度を 80℃まで上昇させる。排水が落ち着いた後に、温度を 20℃まで低下させて非排水せん断を行う。

温度を上昇する過程、温度低下の過程は常に排水条件とした。また、実験結果の解釈においては間隙の低下に起因する強度増加と間隙の低下によらない強度増加とを区別し、後者をセメンテーションによる強度増加と呼ぶこととする。

2.6.3 試験結果

(1) 圧密試験結果

図-2.6.1 は今回の実験で得られた e -log p 曲線である。

高温履歴を与えた供試体の圧縮特性をみると、温度を低下させた後の载荷段階で常温条件のものよりも間隙比の減少が小さくなっており、圧縮指数も小さくなっている。また、初期間隙比が常温条件のものと比較して小さかったにもかかわらず、高温履歴を与えた後では間隙比が大きくなったこと、その後の状態において若干ではあるが常温条件での e -log p 曲線からの飛び出しが見られたことから、セメンテーションの作用による圧密降伏応力の増加があったと考えられる。

高温環境下での実験パターンで得られた e -log p 曲線は、常温のものと比較してかなり下方にシフトする結果であった。しかし、高温履歴を与えたときのように、圧縮曲線が常温のものに漸近するという事は認められず、間隙比が小さいまま推移する。

図-2.6.2 は平均圧密応力 p' と体積圧縮係数 m_v 、圧密係数 c_v の関係である。図より、高温環境下での実験では c_v の値が大きいまま推移し、 m_v も他の実験条件と比較して大きくなっていることから、変形しやすく、かつ圧密も早く進行することがわかる。高温履歴を与えたものに関しては、供試体の温度を常温に戻した直後の段階では m_v は小さく、 c_v が大きくなったことから変形量が小さくなった上で圧密進行スピードが速くなったことが伺われる。なお、高温履歴を与えた直後における c_v の常温、高温環境下との差は約 2.4 倍であった。

(2) 三軸試験結果

高温環境下における粘土の圧密・せん断特性を検討するために室温環境と高温環境 1 の結果について考察する。

図-2.6.3 は圧密過程における間隙比変化量である。図に示すように高温環境1の方が室温環境よりも間隙比変化量が小さい。既往の研究では一次圧密終了後に粘土の温度を上昇させると二次圧密が進行することが知られているが、高温環境1では、供試体セット後に直ちに80℃としているので段階的に圧密圧力を上昇させていく過程で二次圧密（間隙比の低下）とセメンテーション（間隙比の変化と関係ない骨格の固化）の2つの効果が打ち消しあったと考えられる。

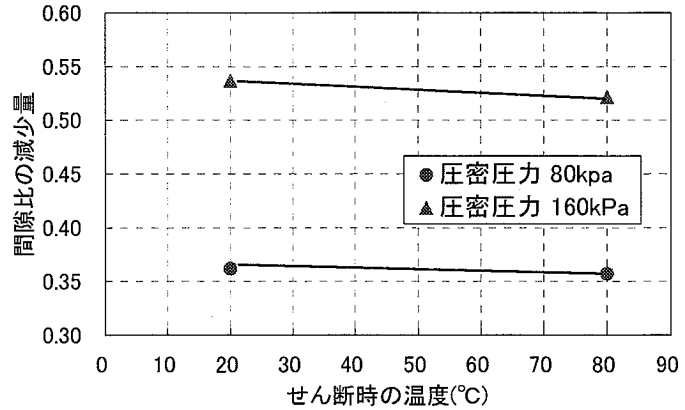


図-2.6.3 圧密過程における間隙比の減少

図-2.6.4 は、室温環境と高温環境1の主応力差-軸ひずみ関係である。この図では高温環境1はややひずみ軟化型を示しているが最大主応力差にはほとんど差がなく、温度効果がほとんどわからない。

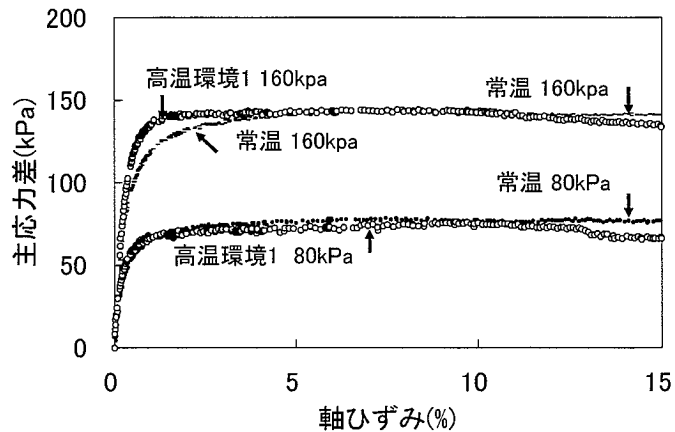


図-2.6.4 軸差応力-ひずみ関係

図-2.6.5 は軸ひずみ1%時の主応力差-間隙比関係であるが、同一間隙比で強度を比較すると高温環境1の方が大きい。同じ初期条件で圧密された粘土において、大きな間隙比で同じ強度を発現していることは、高温環境1におけるセメンテーション物質による構造の固化（こう結作用）が起こっていたと考えられる。

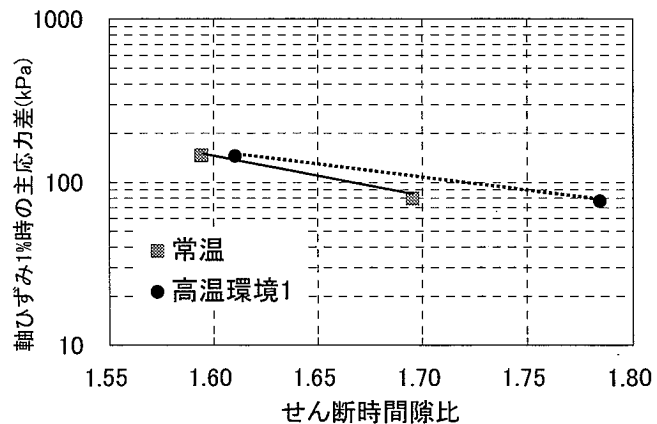


図-2.6.5 間隙比と最大軸差応力の関係

次に高温履歴を受けた粘土のせん断特性について考察する。図-2.6.6 は全試験ケースの主応力差-軸ひずみ関係であるが、高温履歴1は他の試験と異なり明瞭なひずみ軟化型を示している。また、強度増加量に関しては高温履歴2が最大であった。

図-2.6.7 は最大主応力差と間隙比の関係である(図の推定値は異なる圧密圧力の値を圧力で

正規化して推定). この図によると室温環境における強度と間隙比の関係は高温環境 2 の関係とほぼ重なっており, 高温環境 2 の強度増加は二次圧密の進行による間隙比の低下によるものであると解釈できる. 一方, 高温履歴 2 は強度増加率で評価すると最も強度が増加していたが, 同一の間隙比で強度評価すると高温履歴 1 が最も強度が大きく室温の約 2 倍になった.

高温履歴 2 の強度増加の原因について考察してみる. 図-2.6.8 は室温環境 (圧密圧力 160kPa) と高温履歴 2 (圧密圧力 160kPa) の $e-\log p$ 曲線である. 高温履歴 2 は, 高温の効果によって, 圧密後の間隙比が室温では圧密圧力 200kPa に相当する値まで小さくなった. 室温条件での強度増加率 0.48 を用いて圧密圧力 200kPa の非排水強度を算出すると 96kPa であり, 高温履歴 2 の非排水強度 114kPa はこれよりも約 16% 大きい.

このように, 高温履歴 2 の強度増加は高温環境下での二次圧密の促進に伴う間隙比低下だけでは説明ができない¹⁾. 他の強度増加の原因としては, 温度低下にともなう骨格構造の強化が挙げられる. すなわち, 高温条件下では間隙水の粘性が低下するため土粒子をコーティングしている吸着水層が薄くな

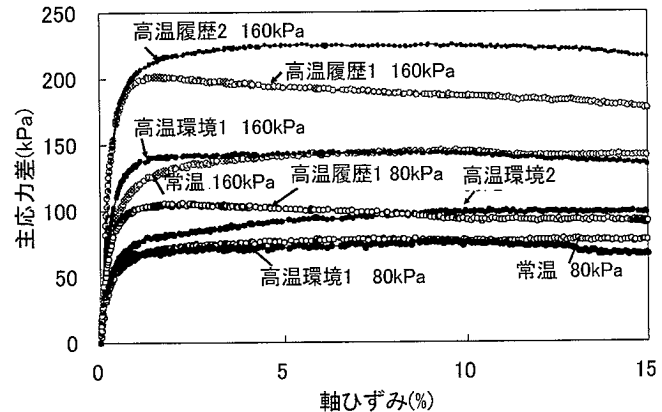


図-2.6.6 軸差応力-軸ひずみ関係 (全試料)

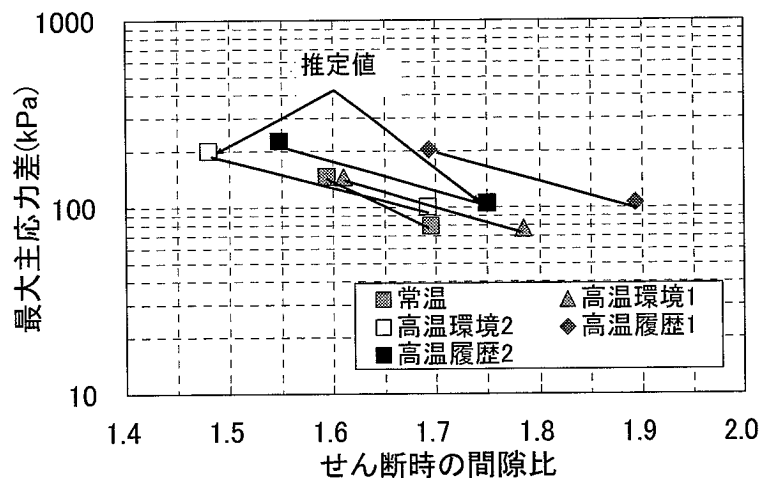


図-2.6.7 間隙比と最大軸差応力の関係

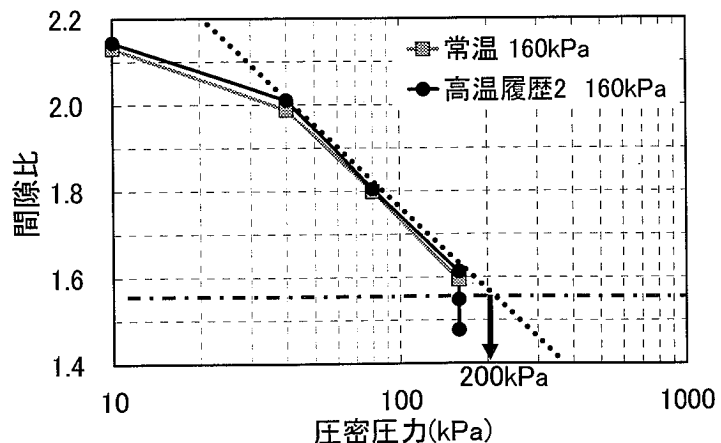


図-2.6.8 室温環境と高温履歴 2 の $e-\log p$ 曲線

りこれが二次圧密促進の原因と考えられるが、温度が常温に戻る過程では吸着水層がもとの厚さに戻ると推定される。これらの吸着水層の変化が、同一の間隙比において、より強固な骨格構造を形成させている可能性がある。

森脇らはカオリン粘土を用いて高温環境1の実験を行っている。カオリン粘土では高温圧密後の試料の間隙比は室温試料よりも低下した。また、図-2.6.9に軸ひずみ15%時の間隙比と軸差応力の関係を示すが、同一の間隙比では室温環境に対して高温環境の強度が小さくなっており、図-2.6.3、図-2.6.5と異なった結果が得られている。

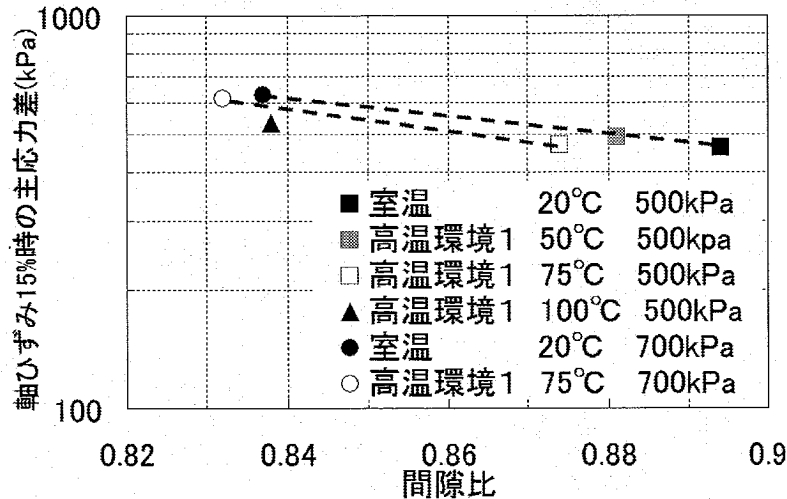


図-2.6.9 カオリン粘土の軸ひずみ15%時の間隙比と軸差応力の関

2.6.4 粘土の圧密せん断における高温効果に関する考察

本研究で実施した三軸試験結果に基づいて、高温効果が粘土の強度に与える影響を以下の5つに分類し、図-2.6.10のようにまとめることを試みる。

- A1: 高温環境による圧密による骨格構造の固化であり、セメンテーション物質によるものと考えられる。
- A2: A1に、高温圧密後の温度低下によって生じる骨格構造の固化あるいは強化が加わった効果である。温度低下の過程で試料は吸水膨張するが強度は増加する。この原因は、高温条件下で薄かった吸着水層が再び形成されるためと考えられる。
- B: 高温環境の圧密による含水比低下効果（二次圧密促進効果）。高温環境で含水比が低下するのは、間隙水の粘性の低下により土粒子周辺の吸着水層が減少して自由水に変化するためと考えられる。
- C: 低い圧密圧力から高い圧密圧力まで段階的に圧密したときに見られ、A1とBが同時に発現する過程で粘土の圧縮が妨げられ、同一の圧密圧力に対して間隙比が大きくなる効果である。
- D: 高温でせん断する効果。一般に土を高温条件でせん断すると強度は低下する。

本研究での各温度条件における高温効果を上記の分類で表すと、以下ようになる。

①高温環境1 : A1+B+D

(広島港粘土ではCの効果により B=0)

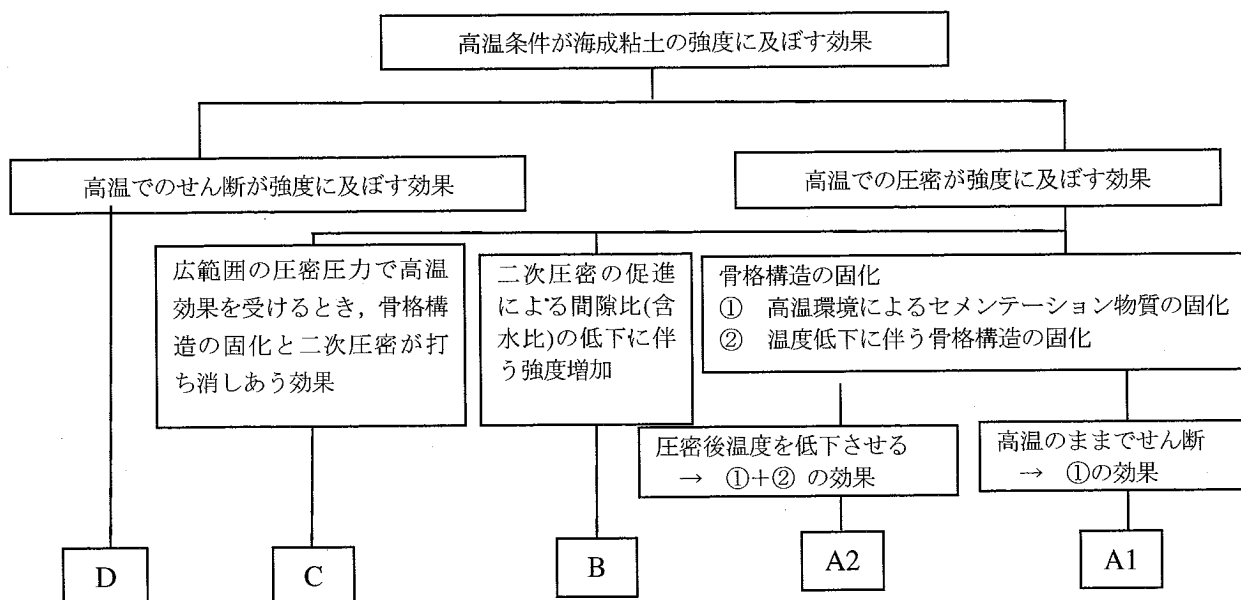


図-2.6.10 高温条件が粘土の強度に及ぼす効果の分類

②高温環境2 : A1+B+D

③高温履歴1 : A2+B

(広島港粘土ではCの効果により B=0)

④高温履歴2 : A2+B

次にそれぞれの実験における強度と室温の強度との比較を行い考察する。

高温環境1 : 広島港粘土の場合、強度は室温の強度とほぼ同じであったが、同じ圧密圧力下での間隙比が室温条件の試料よりも大きくBの含水比低下効果が見られなかった。これは圧密過程におけるCの効果と考えられる。このことから、強度がほぼ等しくなったのは、A1による強度増加効果と、Cにより間隙比の減少が抑制された効果及びDの効果とが相殺したためと考えられる。カオリン粘土の場合、高温環境1の試料の含水比は室温試料よりも低下しており、Bの効果が認められCの効果は見られなかった。強度は室温試料よりも大きくなったが、同一の含水比のときの室温試料に比べると強度は小さかった。これは低塑性のカオリン粘土ではA1の効果小さく、Dによる強度低減が現れたと考えられる。

高温環境2 : 室温で圧密終了後に高温環境にしているため、温度上昇過程で明瞭にBの効果が現れている。一方、高温環境の時間は短いのでA1の効果は小さいと考えられ、高温条件下ですせん断しているためDの効果による強度低下もある。間隙比と強度をみるとほぼ室温

の結果と一致していることから、A1 と D の効果が相殺し、結果的にこの条件における強度増加は B の間隙比低下効果によるものと同等になっていると考えられる。

高温履歴 1：高温環境 1 と同様に同一の圧密圧力において含水状態は室温試料よりも大きくなった。これは圧密過程における C の効果によると考えられる。室温に戻してせん断するので A2 の効果が加わっている。

高温履歴 2：室温で圧密終了後に高温にしているため、温度上昇過程で B の効果が明瞭に現れた。さらに、その後室温に戻してからせん断するので A2 の効果も加わっている。結果的にもっとも大きな強度が得られている。

高温が粘土の強度に及ぼす効果に関する以上の考察を東畑らと足立らの研究報告と比較して検討してみる。

東畑らは再構成横浜港粘土（液性限界 63.1%、塑性限界 31.4%）を用いて、本研究における高温環境 2 の温度条件、すなわち所定の圧力での圧密を室温で行い圧密終了後温度を 80℃まで上昇させて排水が落ち着いた後にせん断を行うという条件で試験を行った（ただし試験温度は 90℃）。東畑らによると高温状態の試料の強度が 40～60%程度大きくなったが、「この強度増加は間隙比の低下によるものであり、同一の間隙比では室温試料と高温試料の強度はほぼ等しい」と報告されている。この結果は本研究の高温環境 2 の結果と一致しており、東畑らが用いた横浜港粘土の場合も、強度増加に関して二次圧密を促進して含水比を低下させる効果 B が主として現れ、A1 は D と相殺していると考えられる。

足立らは東京の再構成及び不攪乱有楽町層下部粘土（液性限界 36.8%、塑性限界 25.8%）を用いて、高温環境 2 の温度条件で試験を行った（試験温度は 75℃）。その結果、再構成試料では高温試料が室温試料よりも 5～20%大きくなるが、不攪乱の場合は高温試料が室温試料よりも強度が 10%小さくなったと報告している。このことは、試料の種類によって A1、B、D の効果の大きさの相対的な関係が一定でなく、A1 と B に比べて D が大きい場合は、高温試料が室温試料よりも強度が小さくなる場合もあり得ると考えられる。

2.6.5 遠心力載荷模型実験の方法

広島港粘土の一連の三軸試験結果では、室温で圧密した後に 80℃の高温履歴を与え、室温に戻してせん断する高温履歴 2 によってもっとも大きな強度が得られ、このときの強度増加率は 0.71（室温では 0.48）であった。このように強度増加率が大幅に増加することは、高温履歴を軟弱な沖積粘土地盤への改良に用いる可能性を示している。そこで、実地盤の応力レベルが再現できる遠心載荷装置を用いることによって、高温履歴を与えた際の地盤の強度特性を調べた。

図-2.6.11 は本実験に用いた模型地盤容器の概要図である。実験中に地盤に熱を与えるため、地盤容器の内側に断熱用のゴムを貼り、ヒーター挿入用の溝を 3ヶ所設けた。模型地盤は初期含水比を液性限界の 1.5 倍(145%)に調整したスラリー状の広島港粘土で作成した。

試験試料を模型容器中に注入後、遠心場で模型地盤を作成し、パネルヒーターを図-2.6.11 のように模型地盤中に挿入した。その後載荷装置を再び回転させて模型地盤を再圧密し、100G 場

でヒーターを ON にした。実験は次の 2 ケースを行った。

ケース 1 : 地盤全体を高温にするパターン(地盤温度は室温, 50°C, 70°C の 3 パターン)

ケース 2 : 実施工を想定した, 地盤を部分的に高温(60°C)にするパターン

ケース 2 ではパネルヒーターを地盤中央部に 1 枚のみ挿入し, ヒーター周辺の排水を促進させるため, パネルヒーターにドレーンペーパーを巻いた。なお, 地盤を高温にした場合に地盤面の乾燥を極力防止するため, ケース 1, ケース 2 共に模型地盤の表面にラップを敷いた。地盤を所定の温度に保った後, ヒーターを OFF にし, 地盤の温度が室温になるまで回転を続け, 温度が室温に戻った後に回転を止め, 沈下量, 含水比の測定, ベーンせん断試験を実施した。

2.6.6 遠心力载荷模型実験の結果

(1) 地盤全体に高温履歴を与える実験。(ケース 1)

各温度条件で 5 時間加熱し 100G の遠心载荷を行った。

図-2.6.12 は沈下量に関する結果であり, 予圧密後の地盤高さに対する実験終了後の地盤高さの比で整理したものである。室温状態で実験したものに関しても, ある程度の沈下が認められるが, これはパネルヒーター設置の際の地盤内の攪乱, 二次圧密によると考えられる。これを考慮に入れて他の実験パターンについて整理すると, 模型地盤中央部では 50°C, 70°C 共に, 高温を与えたことに起因する地盤の沈下がはっきりとわかる。しかし, 50°C と 70°C では, 模型地盤中央部での沈下量に関する大きな差は見られなかった。

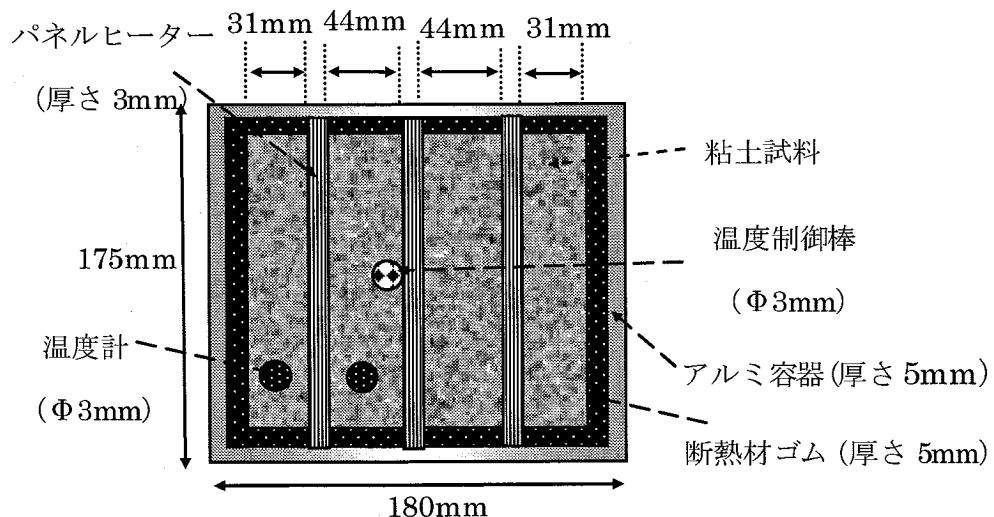


図-2.6.11 模型地盤容器の概要図

図-2.6.13 は各地盤温度における含水比分布(地盤内の3ヶ所の平均)である。この図から、地盤温度が高温のものほど含水比、間隙比が減少することがわかる。グラフの形状としては、室温時では右に大きなカーブを描いており、正規圧密地盤の特性を示しているが、温度を上昇させるにつれ表面付近の含水比は深度と直線に近い関係を示している。この原因として、表面付近では一部から蒸発によるサクションが発生していた可能性がある(粘土層表面は蒸発防止のためラップで覆ったがヒーターとの接続部分との隙間から蒸発が観察された)。

図-2.6.14 は有効土かぶり圧とベンセン断試験機で測定した非排水強度(地盤内の3ヶ所の平均)の関係である。地盤温度が70°Cの場合の強度増加率 c_u/p は常温と比較して約1.48倍になる等 h_i 、高温条件のものほど、強度増加率が大きくなる。三軸 CIU 試験による高温履歴2における強度増加率 c_u/p と室温条件(圧密圧力160kPa)での c_u/p を、図-2.6.14より求めた c_u/p の平均値とともに表-2.6.3に示した。(ただし70°Cにおける地盤表面に近いデータは除いている。)表よりわかるように、遠心模型増加実験で得られた強度増加率は三軸圧縮試験による値とほぼ対応した。

(2) 地盤を部分的に高温にする実験 (ケース2)

ケース2は、実施工を想定した実験である。そのため、地盤を高温に保つ時間を短縮し、ヒーターの表面温度が60°Cに達した後、10分後にスイッチをオフにした。熱伝導の方程式を用い、粘土地盤の温度拡散率(圧密における圧密係数に相当)を比熱と熱伝導率から求めて模型実験における時間をプロトタイプに換算すると、10分は約2ヶ月半に相当する。

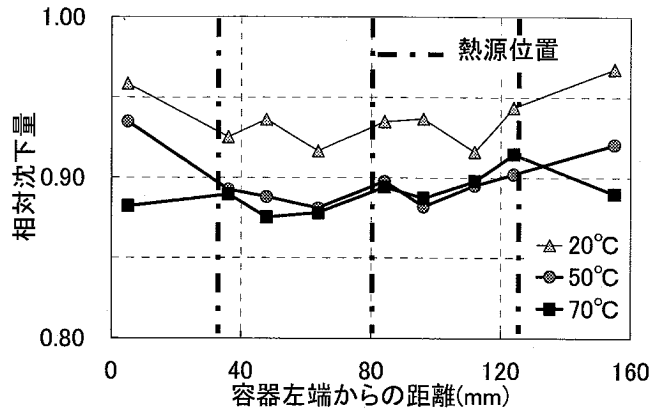


図-2.6.12 各温度条件における沈下量 (ケース1)

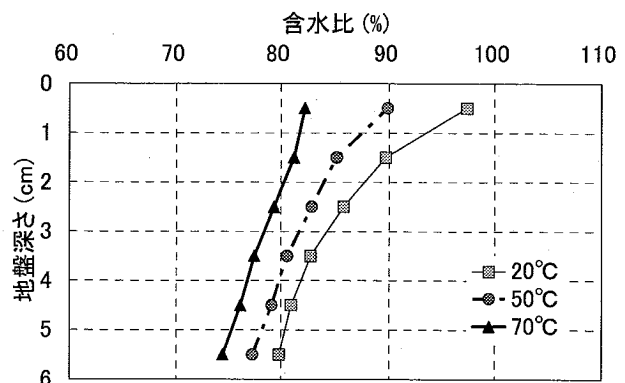


図-2.6.13 含水比分布 (ケース1)

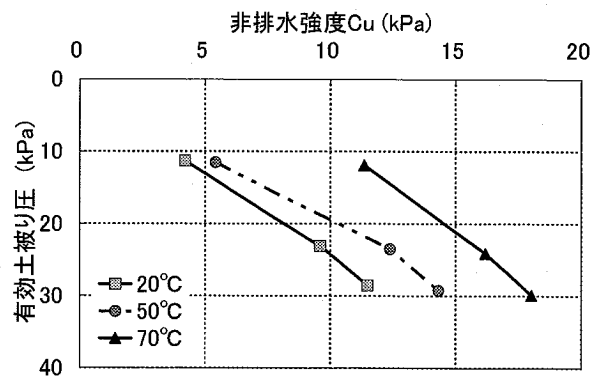


図-2.6.14 土被り圧と非排水強度の関係 (ケース1)

図-2.6.15 はこの実験パターンにおける沈下量を示したものである。図のように、ヒーター近傍では明瞭な沈下が生じている。この理由は、地盤が高温になったことによる、間隙水圧の上昇と透水係数の増加に起因するドレーンからの排水であると考えられる。また、図-2.6.16 は縦軸に有効土被り圧、横軸に非排水強度を示したものであり、この図から、熱源に近いものほど非排水強度も小さくなっていることがわかる。図-2.6.17 は地表面からの深度と含水比の関係であるが、図のように、各深度で熱源に近いほど含水比が小さく強度は大きい。

ヒーターの表面温度が60°Cに達して10分後の模型地盤の温度分布(容器外周は常に20°Cと仮定)を、実測による温度の測定値に一致するように熱伝導解析を行って推定した結果を図-2.6.18に示す。図-2.6.18と図-2.6.16、図-2.6.17を比較すると、強度増加と含水比の低下が地盤の温度分布に対応していると考えられる。

以上の結果をみると、ドレーン材と棒状の熱源を組み合わせることで排水促進と高温効果を併用することにより、地盤内の特定の箇所の沈下を促進させ強度を増加することが可能であると考えられる。ただし、沈下を制御する際には、地盤内に熱源を入れた場合の温度分布と、ドレーンからの排水速度を考慮する必要がある。

(3) コスト面・施工方法に対する考察

実際に高温を利用して地盤改良を進めるとすれば、地盤にどのように熱を与えるかという施工面と加熱のコストが大きなポイントとなる。そこで現地盤の温度を20°Cとし、地盤の温度を70°Cに上昇させた場合の1m³あたりの電気量を温度上昇に必要な熱量から算出してみる。

粘土の比重Gsを2.6、比熱C(J/g・K)を2.5と仮定すると、1m³の粘土を50°C温度上昇(ΔT)に

表-2.6.3 強度増加率の比較

	温度条件	強度増加率(c_u/p)
	三軸CIU試験	室温
	高温履歴	0.71
遠心模型実験	室温	0.40
	50°C	0.49
	70°C	0.80

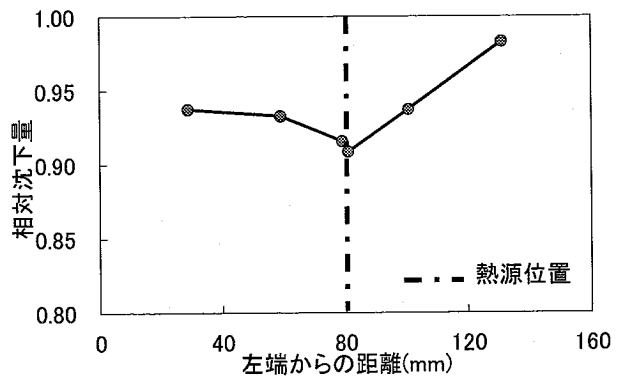


図-2.6.15 実験終了後の沈下の様子(ケース2)

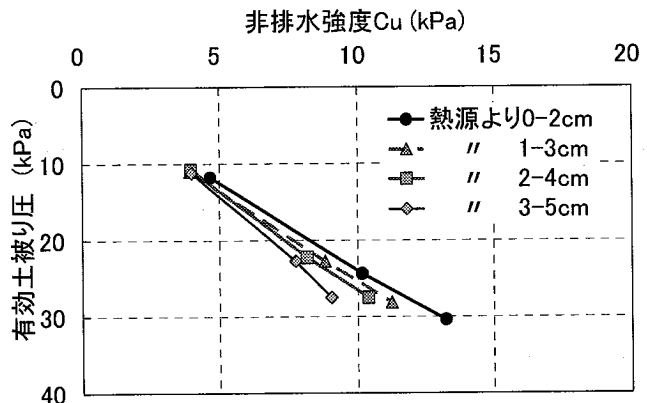


図-2.6.16 土被り圧と非排水強度の関係(ケース2)

要する熱量 $Q(J)$ は、 $Q=G_s \times C \times \Delta T \times 1000000$ より、 $Q=3.25 \times 10^8 (J)$ となる。さらに、 $1\text{cal}=4.19J$ 、 $1\text{kWh}=860\text{kcal}$ の換算式を用いると、この熱量は約 88.3kWh の電力量に相当し、電気代として $1\text{kWh}=\text{約 } 17\text{円}$ を仮定し熱効率を $1/3$ とすると、電気代は約 $5,000$ 円前後と予想される。

以上の結果から、広範囲の改良地盤に対して、地盤に熱源を入れて高温履歴を与える工法を単独で採用することはあまり合理的でないと思われる。しかし、本研究の模型のようにバーチカルドレーンの機能を有する熱源を挿入し圧密促進工法と併用するならば、高温による圧密後の強度増加率の増加とともに透水係数の増加による圧密時間の短縮効果が期待されるため、条件によっては実用的な工法として成立する可能性があると考えられる。

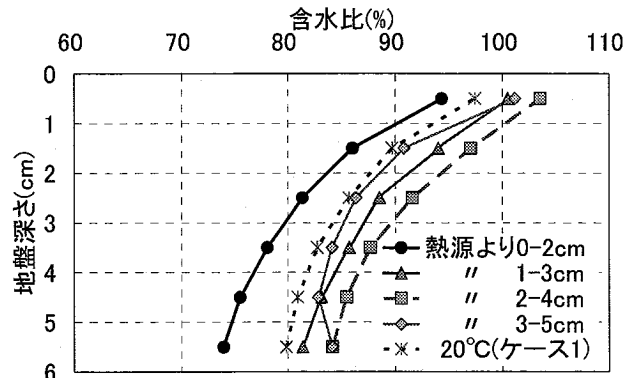


図-2.6.17 含水比分布 (ケース2)

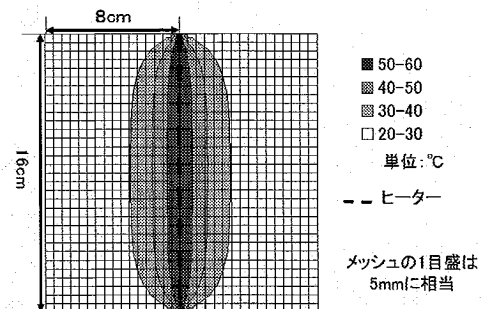


図-2.6.18 温度分布の推定値 (ケース2)

2.6.7 結論

温度上昇時の排水条件や高温継続期間さらにせん断時の温度条件等が異なる場合において、高温効果が粘土の圧密・せん断特性に与える影響は明確でない。本研究では、さまざまな高温条件下における粘土の圧密・せん断特性を検討し、高温の影響が粘土の強度変形特性に及ぼす影響を統一的に解釈することを試みた。次に遠心載荷模型実験により地盤の強度増加について検討を行った。本研究の主な結論をまとめると以下ようになる。

- 1) 広島港粘土を用いた高温条件下における一連の三軸圧縮試験結果によると、高温が圧密とせん断に及ぼす効果は以下のように整理できると考えられる。
 - A1: 高温圧密中のセメンテーションによる骨格構造の固化
 - A2: 高温圧密後に温度を常温まで低下することによる骨格構造の固化。
 - B: 二次圧密の促進による含水比 (間隙比) の低下。
 - C: A1 と B が同時に発現する過程で粘土の圧縮が妨げられる効果。
 - D: 高温条件下のせん断による強度低下効果
- 2) 広島港粘土の試験結果では、圧密とせん断ともに 80°C で実施したときに C の骨格構造の固化

と二次圧密が打ち消し合う効果がみられ、強度は室温環境とほぼ同じであった。一方、圧密を 20℃で行った後 80℃まで温度を上昇して圧密を続け、その後温度を 20℃まで下げてせん断した場合は、高温圧密中のセメンテーションと温度低下による骨格構造の固化和二次圧密の促進の2つの効果があらわれ、最も強度が大きくなった。

- 3) 遠心力場で高温履歴を与える実験を行った結果、高温履歴を与えた際の温度が高いものほど非排水強度が増加し、地盤温度が 70℃では常温時の最大約 1.5 倍である 0.60 まで強度増加率が上昇した。

参考文献

- 1) Bjerrum, L. (1973): Problems of Soil mechanics and construction of soft clays, states-of-the-art report, Proceedings of 8th ICSNFE, Vol.3, pp.111-159.
- 2) Bjerrum (1967): Engineering geology of Norwegian normally consolidated marine clays as related to settlements of buildings, Geotechnique, Vol.17, pp.83-118.
- 3) 土田孝・小林正樹・水上純一・田中正典(1989): 高温再圧密による海生粘土の年代効果の再現, 港湾技術研究所研究報告, 第28巻, 第1号, pp. 121-147.
- 4) 土田孝: 総説 圧密における理論と実際—洪積粘土地盤の沈下予測問題を例にとって—, 土と基礎, 第49巻, 第6号, 2001年6月, pp.1-4.
- 5) Lambe and Whitman (1969): Soil Mechanics, John Wiley & Sons, Inc. pp.320.
- 6) 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, 港湾技術研究所報告, 第17巻第3号, 1978年, pp.7-20.
- 7) 土田孝(2001): 海成粘土地盤の自然間隙比と土被り圧の関係に関する統一的な解釈, 地盤工学会論文報告集, Vol.41, No.1, pp.127-143.
- 8) Skempton, A.W.(1970): The consolidation of clays by gravitational compaction, Q.J.Geol.Soc. London, Vol.125, pp. 373-412.
- 9) Tsuchida, T., Kobayashi, M. and Mizukami, J. : Effect of aging of marine clays and its duplication by high temperature consolidation : *Soils and Foundations*, Vol.31, No.4, pp.133-147, 1991.12.
- 10) 五明美智男, 三村信男(1992): 現地不攪乱底泥の強度特性, 第39回海岸工学講演会, pp.501-505.
- 11) Tan, Y. X. and Tsuchida, T. : The development of shear strength for sedimentary soft clay with respect to aging effect, *Soils and Foundations*, Vol.39, No.6, pp.13-24, 1999.12.
- 12) Fukue, M. , Nakamura, T. , Kato, Y. : Cementation of soils due to calcium carbonate, *Soils and Foundations*, Vol.39, No.6, pp.55~64, 1999.
- 13) 五明美智男, 矢内栄二, 堺和彦, 大槻忠(1985): 波と底泥の相互干渉に及ぼす物性の影響について, 第33回海岸工学講演会, pp.322-326.
- 14) 五明美智男, 雨貝信治, 半沢秀郎(1994): 底泥のせん断強度と覆砂厚の評価, 第1回環境地盤工学シンポジウム, pp.109-114.
- 15) Inoue, T., Tan, T. S. and Lee S.L. (1990): "An investigation of shear strength of slurry clay", *Soils and Foundations*, Vol.30, No.4, pp.1-10.
- 16) Locat, J. and Lefebvre, G.: The Compressibility and sensitivity of an artificially sedimented clay soil: The Grande-Baleine Marine Clay, Quebec, Canada, *Marine Geotechnology*, Vol.6, No.1, 1985.
- 17) Torrance J.K. and Otsubo M. (1995) : Ariake Bay Quick Clay: A Comparison with the General Model, *Soils and Foundations*, Vol.35, No.1, pp.11-19.
- 18) 木村辰三・長沼哲夫・和野信市: 東京港の運が武における汚泥堆積調査解析, 第12回有害底質の処理処分に関する日米専門家会議論文集, 1985年.
- 19) 中川康之: 内湾域における泥質物の堆積過程に関する研究, 港湾技術研究所報告, 第37巻,

第4号, 1998年12月, pp.113-134.

- 20) J. K. Mitchell : Fundamental Aspects of Thixotropy in Soils. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, SM3, pp.19-52, 1960.
- 21) 小林孝成, 福江正治, 中村隆昭, 村井靖浩, 村田浩一 : 木節粘土の圧縮特性に及ぼす CaCO_3 の影響, 第25回土質工学研究発表会, pp.297~298. 1990.
- 22) 清水正喜・赤木寛一・上俊二・風間秀彦・園田紘史・土田孝・東畑郁夫(1997) : 高温環境が粘性土の諸特性に及ぼす影響の解明, 高温環境と土シンポジウム発表論文集, 地盤工学会, pp1-28.
- 23) 東畑郁夫・大石幹太(1997) ; 自然堆積粘土の高温非排水せん断試験, 高温環境と土シンポジウム 発表論文集, 地盤工学会, pp.173-178.
- 24) 足立格一郎・荒木大介・森芳樹(1997) : 高温環境がせん断強さのひずみ速度依存性に与える影響とその背景, 高温環境と土一粘土の微視的構造から廃棄物の地中処分問題まで—シンポジウム論文集, 地盤工学会, pp.179-184.
- 25) 森脇武夫・木下洋樹・松本賢弥(2002) : 高温条件下での粘土の変形・強度特性, 第37回地盤工学研究発表会, pp.273-274.
- 26) 永澤毅・菱沼登・堀内晴夫・坂英昌(1992) : 加熱による圧密促進に関する研究, 第27回土質工学研究発表会, pp.433-434.
- 27) 森脇武夫・木下洋樹・井上豊美 (2001) : 高温履歴を受けた粘性土の変形・強度特性, 土木学会中国支部第53回研究発表会, III-112, pp.471-472.

第3章 乾燥収縮履歴が飽和粘土の圧密特性に及ぼす影響

3.1 はじめに

沿岸域には、海水準の変動によって陸化し、再び海中に没した地盤が存在する。筆者らは地盤の工学的性質と調査法に関する研究の一環として、海外の土を採取し我が国の土との工学的特性の比較検討を行い、地盤の地域特性に関する研究を行っている。この研究過程においてシンガポールの海底から得られたある層は、有効土被り圧に対して非常に大きなせん断強さが得られた。また、放射線炭素法(^{14}C)による年代測定から、この層が氷河期には海水準の低下によって乾燥の影響を受けた可能性のあることが明らかになった。Kaizuka et al.¹⁾は、今から約2万年前の最終氷期(主ウルム氷期)には海水準が現在の海水準より約140mも低下していたことを指摘し、その後、海水準は上昇や下降を繰り返しながら上昇し、現在に至っている、と報告している。このような海水準の変動によって沿岸域に堆積した地盤には、ある時期に同様な条件で堆積したのにも関わらず、乾燥履歴を受けた地盤と受けない地盤とが存在しており、それぞれの工学的性質は大きく異なっているものと考えられる。このため、本論文では乾燥過程に伴う飽和粘土の圧密特性の変化を明らかにする。

土の乾燥収縮に関する研究として、Haines²⁾は土の収縮現象を土粒子、水および空気の体積変化に着目し、水分の減少と体積の減少が同量である正規収縮、水分の減少量に対して体積の減少が少ない残留収縮および水分が減少しても体積が減少しない無収縮状態が存在することを明らかにした。また、Yong & Warkentin³⁾は、土の配列構造から乾燥過程における土の体積変化等の挙動を明らかにしようと試みた。我が国における土の乾燥収縮に関する研究は、比較的新しく、土の乾燥収縮を土の物理的性質として扱った綿引⁴⁾や風間・高橋⁵⁾などの研究がある。最近では、土の乾燥収縮が工学的特性に与える影響について、伊藤・田中⁶⁾や谷・田中⁷⁾によって残留有効応力、圧密特性や過圧密比に着目した研究が行われている。田中ら^{8),9)}はこれら一連の研究結果から、供試体内部の水分変化を精度良く捉えるため、磁気共鳴映像法(MRI)による可視化を試みた。

しかしながら、土の乾燥収縮に伴う工学的性質の変化を議論した研究は未だ少なく、未解明な点が多い。そこで本研究では、乾燥に伴う収縮履歴が圧密特性に及ぼす影響について、従来の定性的な概念から定量的な評価へと進展させることを目的としている。

3.2 乾燥を受けた地盤の特徴

3.2.1 物理的性質

図-3.2.1 にシンガポール，Tekong 地区の地盤調査で得られた土質概要を示す¹⁰⁾。図中には ^{14}C から得られた年代測定結果も併せて示す。本調査地点の水深は約 15m であり，過去に -7m の航路浚渫がなされている。土質柱状図より，海底面から -10m までは完新世に堆積した地盤，-10m 以深の地盤は更新世に堆積している。-10m 以深の地盤は現在より，およそ 24,600 年以前に堆積した地盤であり，Kaizuka et al.¹⁾ が指摘した年代から推察すると，海水準の低下によって，乾燥の影響を受けた可能性があることが示唆される。土粒子密度(ρ_s)は $2.64 \sim 2.75 \text{ Mg/m}^3$ の間に分布しており，我が国の沿岸域に分布する平均的な ρ_s の値である 2.65 Mg/m^3 よりもやや大きな値を示している¹¹⁾。粒度分布は，一部に砂分やシルト分が卓越する箇所もあるが，全体的には粘土分の多い地盤である。液性限界(w_L)と塑性限界(w_p)は深度-11m 付近を除けば， w_L は 80%~110%， w_p は 30%~40% の値を示している。塑性指数(I_p)は 40~70 を示し，塑性の高い粘性土に分類される。湿潤密度(ρ_t)は深度-10~-15m の試料を除き， $15.5 \sim 16.7 \text{ kN/m}^3$ にあり，我が国の沿岸域に堆積している海成粘性土よりもその値は大きな傾向にある。コーン貫入試験から得られた先端抵抗(q_t)は，深度-5~-10m および深度-15~-20m の層では深さ方向にその値が直線的に増加する傾向が見られるが，深度-10~-15m 付近層では大きなばらつきが認められる。

深度-10~-15m 付近では砂分が急激に増加している箇所見られ，その箇所では w 値は減少し ρ_t 値が増加している。また，この層の q_t 値に大きなばらつきが見られることから，この深度において堆積環境が変化していることは明らかである。

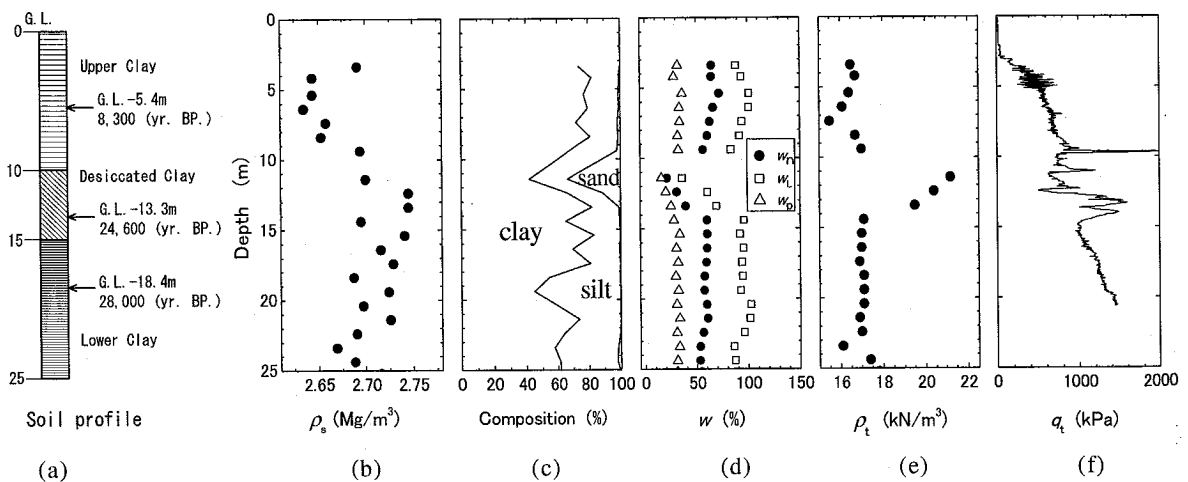


図-3.2.1 土質概要(シンガポール，Tekong 地区)¹⁰⁾

3.2.2 力学的性質

図-3.2.2(a)と図-3.2.2(b)に当地区でサンプリングされた試料の一軸圧縮強さ(q_u)と圧密降伏応力(p_c)の深度分布を示す。 p_c はひずみ速度0.02%/minとして、定ひずみ速度圧密試験(CRS)から求めた値である。なお、図-3.2.2(b)には有効土被り圧(σ'_{v0})、 $3 \cdot \sigma'_{v0}$ (OCR=3に相当する p_c)および $6 \cdot \sigma'_{v0}$ (OCR=6に相当する p_c)のラインも併せて示す。ここに、OCRは過圧密比である。図-3.2.2(a)より q_u 値は深さ方向に増加する傾向にある。 q_u/σ'_{v0} 値は上層部で約2.3、下層部で約1.1であり、小川・松本¹¹⁾が示した我が国の港湾地域で得られる過圧密粘土の q_u/σ'_{v0} の平均値である0.81と比較すると大きな値を示している。図-3.2.2(b)から、OCR値は上部層で6前後、下部層では3程度を示した。また、 p_c 値は上部層や下部層で深さが増大するのに従って増加する傾向にあるが、乾燥を受けた土と考えられる層の p_c 値は深さの増大に対する増加が小さい。

以上、乾燥収縮の影響を受けたと考えられる地盤についてその特徴を述べた。本論文では乾燥収縮を受けた地盤の特性がどのように変化するかを明らかにするため、CRSによる室内実験を行い、乾燥収縮に伴う粘土の圧密特性の変化を調べた。

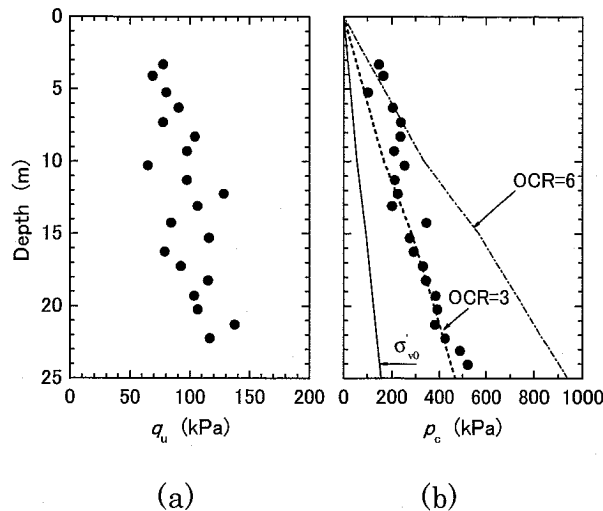


図-3.2.2 q_u と p_c の深度分布

3.3 試料および試験方法

3.3.1 試料

本実験で用いた試料はシンガポール粘土の他に南本牧粘土および有明粘土を用いた。シンガポール粘土は深度-13m 付近の不攪乱試料および再構成試料を使用した。物理的性質を表-3.3.1に示す。表中の w_s は収縮限界を、 A_c は活性度を示す。

表-3.3.1 試料の物理試験結果

試料名	ρ_s (Mg/m ³)	sand (%)	silt (%)	clay (%)	w_L (%)	w_p (%)	w_s (%)	A_c
シンガポール粘土	2.692	1.2	28.8	70.0	85	31	20	0.99
南本牧粘土	2.650	5.4	44.1	50.5	118	39	-	1.88
有明粘土	2.640	2.0	31.0	67.0	120	48	48	1.19

3.3.2 再構成試料の作製方法

本実験では乾燥過程における土の構造変化を知るため、不攪乱試料と再構成試料を用いた。再構成試料の作製は 425 μ m のフルイで裏ごしした後、 w_L の約 2 倍の含水比 (w) となるよう調整し、よく攪拌して $\phi=80$ mm または $\phi=200$ mm の予圧密容器に入れ、98kPa で圧密した。圧密時間は \sqrt{t} 法における圧密度 90% に対する時間 (t_{90}) を基準として $4 \cdot t_{90}$ とした。 $\phi=80$ mm の予圧密容器で作製した再構成試料は、圧密終了高さが 12cm となるよう試料の投入量を調整して乾燥収縮試験に、 $\phi=200$ mm の予圧密容器で作製したそれは、圧密終了高さが 3cm となるように調整して圧密試験に使用した。

3.3.3 試験方法

a) 乾燥収縮試験

乾燥収縮試験は不攪乱試料と再構成試料を直径 3.5cm、高さ 8cm に成形した後、室温を約 20 $^{\circ}$ C 程度に保った実験室で自然乾燥させ、直径、高さおよび質量を測定した。測定を行った時間 (t) は供試体切り出し後、10, 100, 200, 500, 1150, 1630, 2000, 3000, 4700, 6000, 7500, 8900, 10000min である。

b) 圧密試験

圧密試験は $\phi=200$ mm、高さ 3cm の再構成試料を 4 分割して室温約 20 $^{\circ}$ C で自然乾燥させ、目標の含水比となったところで $\phi=60$ mm、 $h=20$ mm に成形した。圧密試験は JIS A 1227「土の定ひずみ速度載荷による圧密試験方法」によった。ひずみ速度は 0.02%/min とした。なお、本実験では試料が飽和している状態、いわゆる水分量の低下と体積変化が同量である正規収縮状態で試験を行った。

3.4 試験結果および考察

3.4.1 乾燥収縮試験

図-3.4.1にシンガポール粘土(再構成試料)の w と体積変化(V/V_0), 飽和度(S_r)ならびに ρ_t の関係を示す. w は, 初期含水比(w_0)から供試体の土粒子質量(m_{s0})および初期含水量(m_{w0})を求め, m_{w0} から自然乾燥によって減少した含水量を差し引き, m_{s0} で除して求めた. また, V_0 は供試体の初期体積, V は t min後の供試体体積である.

V/V_0 と w の関係についてはHaines²⁾の考え方が理解しやすいので, この考え方を明らかにした上で本実験結果の説明を行うこととする.

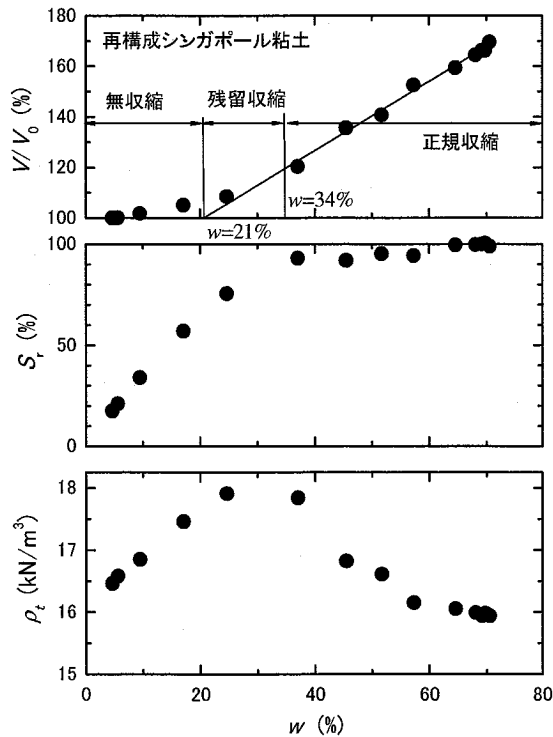


図-3.4.1 乾燥収縮試験結果

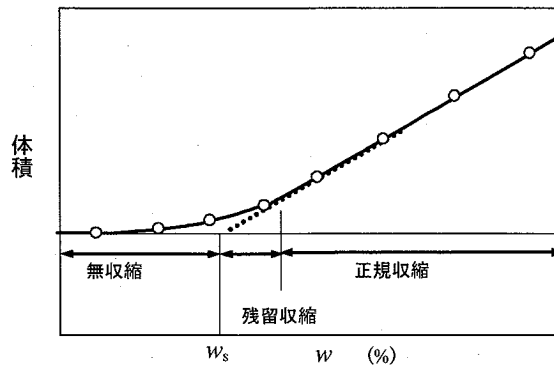


図-3.4.2 乾燥収縮時の体積変化

図-3.4.2に土の乾燥収縮時の体積変化と含水比との関係を示す。Haines²⁾によれば、土の乾燥収縮は飽和粘性土をゆっくり乾燥させると、供試体の水分の減少量と体積変化が同量生ずる正規収縮過程、さらに乾燥が進み、水分の減少量よりも体積変化が小さくなる残留収縮過程、さらに乾燥が進み、水分量が減少しても体積変化の生じない無収縮過程に分類される。

図-3.4.1における V/V_0 と w の関係から、 V/V_0 値は w 値が 34% 付近まで、 w 値の減少に対して直線的に低下しており、正規収縮状態を呈している。 w 値が 34% よりも小さくなると V/V_0 値の減少傾向は、正規収縮状態よりも小さくなり、残留収縮状態を示す。 w 値が 21% よりも小さくなると、 V/V_0 値はあまり変化せず無収縮状態となる。 w 値が 5% よりも小さくなると、土試料はほとんど収縮しなくなる。JIS A 1209「土の収縮定数試験方法」による収縮限界は 19.8% であった。無収縮になる含水比は本論文で用いた方法と JIS A 1209 の方法とを比較してもほとんど変わらなかった。 S_r と w の関係では、正規収縮状態において供試体はほぼ飽和しているが、残留収縮状態になると S_r 値は明らかに低下する。無収縮状態になると S_r 値は、残留収縮状態よりも著しい低下を示す。 ρ_t 値は w 値が 60% 程度まではあまり変化は認められないが、 w 値が 60% から収縮限界に至るまでは増大していき、これを過ぎると減少に転ずる。この現象は、乾燥によって水分量が少なくなるものの、供試体の体積収縮と同程度であり、供試体は飽和状態で m_{s0} は変化していないので、 m_{s0} が V に対して相対的に大きな値となり、結果として ρ_t は初期の状態よりも収縮限界付近まで大きく現れる。

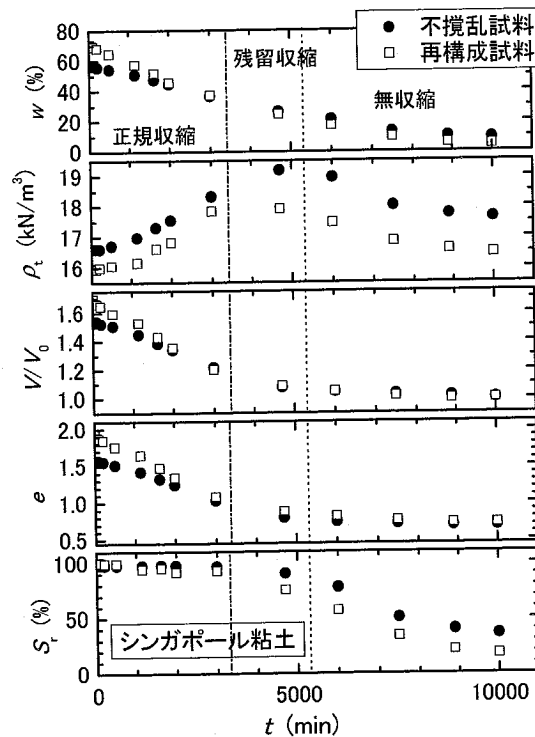


図-3.4.3 代表的な土質定数値の経時変化

次にシンガポール粘土の不攪乱試料と再構成試料の乾燥収縮過程の違いを比較することとする。図-3.4.3に t に対する w , ρ_t , V/V_0 , e , および S_r の関係を示す。図中の一点鎖線は正規収縮から残留収縮に、点線は残留収縮から無収縮に移行する時間の目安を示したものである。 w と t との関係の比較から、不攪乱試料および再構成試料ともに時間の経過とともに w 値は減少していく。正規収縮から残留収縮に移る付近まで、再構成試料の w 値は不攪乱試料のそれよりも減少傾向が大きく現れている。これは、本実験に用いたシンガポール試料は過圧密粘土であったため、不攪乱試料と同じ σ'_{v0} で圧密して作製しても、再構成試料の w 値は不攪乱試料のそれよりも大きな値となり、その減少傾向も大きく現れたものと考えられる。 ρ_t と t の関係の比較から、不攪乱試料および再構成試料の ρ_t 値は、正規収縮過程から残留収縮過程にかけて徐々に増加し、4,000~5,000minにかけて最大値を示す。その後、さらに乾燥が進むと水分量の減少によって ρ_t 値は徐々に減少していく。この時、再構成試料の ρ_t 値は不攪乱試料のそれよりもいくぶん早く最大値を示す。この理由について、再構成試料は配向構造であり、不攪乱試料はランダム構造になっているためと考えられる。本実験のように乾燥が主に供試体周面方向からゆっくりと進んでいく場合には、供試体内部の水分は円周方向に移動していく。再構成試料のように構造が水平方向に卓越している場合には、再構成試料はランダム構造の不攪乱試料より早く含水比の低下が進むものと考えられる⁸⁾。また、不攪乱試料の ρ_t 値は全体に再構成試料のそれより大きな値を示す。理由は前述したとおりである。次に、 V/V_0 と t の関係を示す。不攪乱試料と再構成試料の V/V_0 値は、 t 値の増加に伴って乾燥が進み、徐々に減少していく。特に、正規収縮過程における V/V_0 値の減少傾向は残留収縮過程や無収縮過程よりも大きい。 e と t の関係についても、当然のことながら V/V_0 値と t 値の関係と同様な傾向を示す。 S_r と t の関係では、 t 値の増加に伴って、 S_r 値は減少していくが、正規収縮過程においてはほぼ飽和状態である。

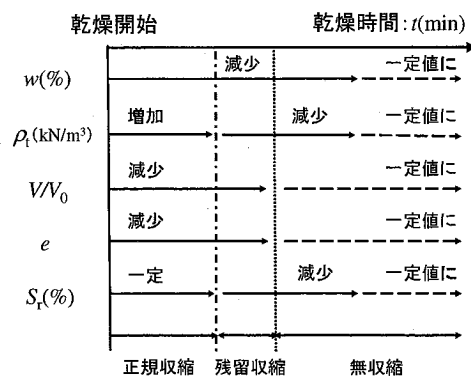


図-3.4.4 乾燥収縮課程における土の物性変化

これらの乾燥収縮に伴う土の物性変化を Haines²⁾が提案した乾燥過程と関連づけ、まとめて図-3.4.4に示す。 w 値は乾燥の進行に伴って収縮限界となってもさらに減少を続け、自由水がなくなるまで減少する。 ρ_t 値は、乾燥の進行に伴って正規収縮状態においては増加し、残留収縮状態から無収縮状態にかけては減少し一定値となる。

V/V_0 値および e 値は乾燥に従って収縮限界になるまで減少し、その後一定値となっていく。 S_r 値は正規収縮状態においてはほぼ一定の値を示す。さらに乾燥が進むと S_r 値は減少し始めゼロに近づく。なお、残留収縮状態になると供試体内の含水状態は一様ではなくなる⁸⁾。

3.4.2 圧密特性

図-3.4.5はシンガポール粘土の乾燥に伴う $e \sim \log p$ 曲線の変化を示す。図中の p_{c63} は初期含水比が63%供試体の圧密降伏応力を示す。以下、同様な表記とする。乾燥が進行することによって、供試体の初期間隙比は減少し、 p_c 値は増大していくことがわかる。乾燥を受けていない63%供試体の $e \sim \log p$ 曲線は、 p 値が50~130kPa付近の領域では、 p 値が大きくなるのに従って e 値はなだらかに減少する。 p 値が130kPaを越すと e 値はやや大きく減少し、その後一定の勾配になり減少していく。その他の供試体においても同様な傾向が見られ、乾燥に伴う C_c 値の変化はほとんど認められない。このような傾向が他の粘土においても認められるのかを確認するため、南本牧粘土および有明粘土を用いてさらに検討を行うこととする。

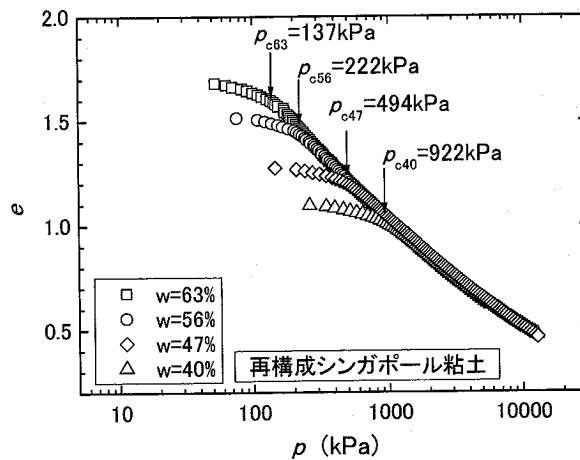


図-3.4.5 乾燥収縮に伴うシンガポール粘土の $e \sim \log p$ 曲線の変化

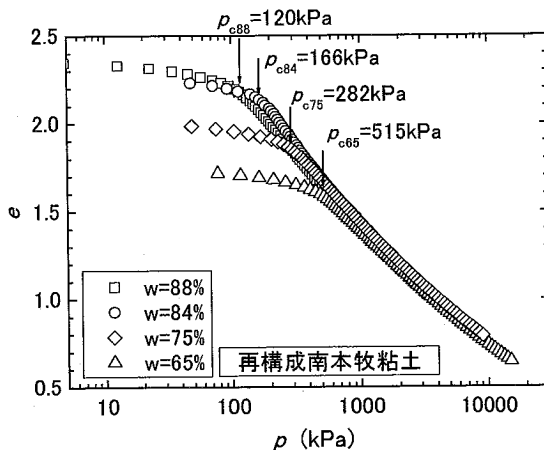


図-3.4.6 南本牧粘土

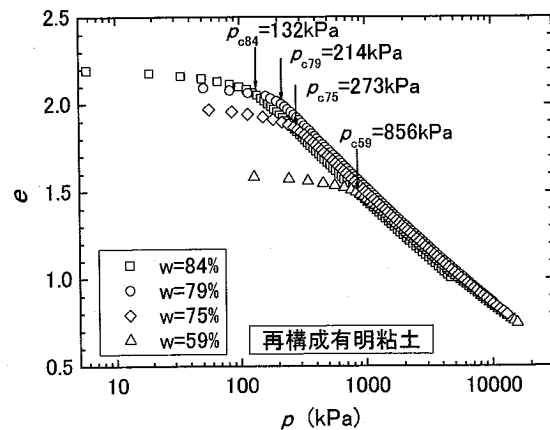


図-3.4.7 有明粘土

図-3.4.6および図-3.4.7に南本牧粘土と有明粘土の乾燥に伴う $e \sim \log p$ 曲線の変化を示す。南本牧粘土および有明粘土ともに乾燥収縮が進行することによって、初期間隙比の減少や p_c 値の増加など図-7に示したシンガポール粘土と同様な傾向を示し、乾燥収縮を受けた粘土は土の種類によらずほぼ同様の挙動を示すことがわかる。

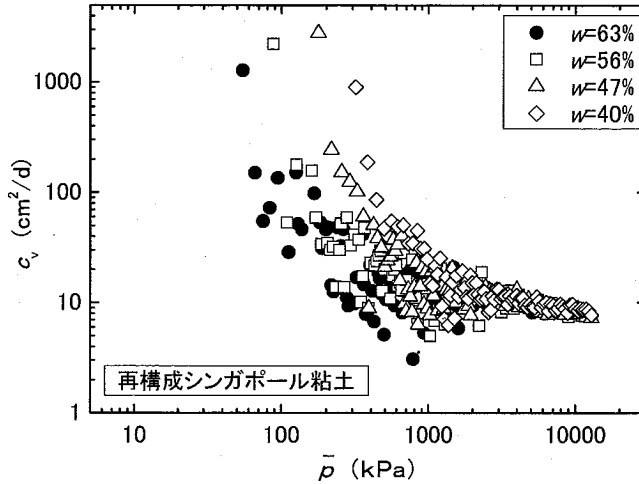


図-3.4.8 シンガポール粘土

図-3.4.8に乾燥に伴うシンガポール粘土の c_v 値の変化を示す。63%供試体の c_v 値は、 \bar{p} 値の増加に伴って、 \bar{p} 値が1,000kPa程度まで減少を続ける。その後、 c_v 値は \bar{p} 値の増加に伴って、一旦増加するものの \bar{p} 値が2,500kPa程度を越すと僅かではあるが再び減少に転ずる。乾燥の影響を受けた供試体では、乾燥の進行に伴って間隙比が減少するため、圧縮圧力の増分に対する圧縮ひずみ量が小さくなり、 $\log c_v \sim \log \bar{p}$ 曲線は右側に移動していく。また、これらの $\log c_v \sim \log \bar{p}$ 曲線は、 \bar{p} 値が大きな領域において乾燥を受けていない63%供試体の $\log c_v \sim \log \bar{p}$ 曲線上に近似していく。

図-3.4.9および図-3.4.10に南本牧粘土および有明粘土の $\log c_v \sim \log \bar{p}$ 曲線の変化を

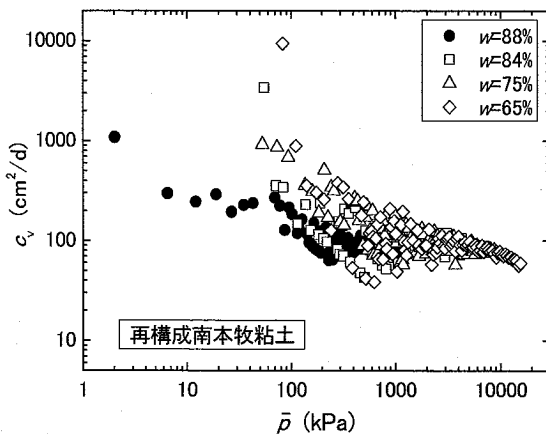


図-3.4.9 南本牧粘土

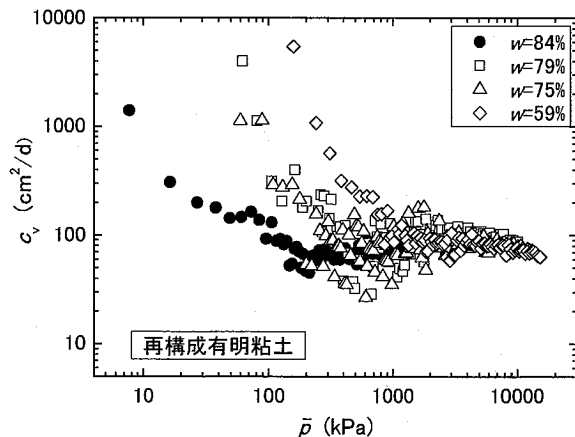


図-3.4.10 有明粘土

示す。これらの曲線についても \bar{p} 値が大きくなってくると、乾燥を受けていない供試体の $\log c_v \sim \log \bar{p}$ 曲線上に近似してくる。両粘土ともに \bar{p} 値が大きな領域では c_v 値はほぼ同じ値を示し、シンガポール粘土と同様な傾向が見られる。 c_v 値にはばらつきも見られるが、乾燥を受けた土の c_v 値は、 \bar{p} 値が大きな領域においてほぼ同じ値を示している。

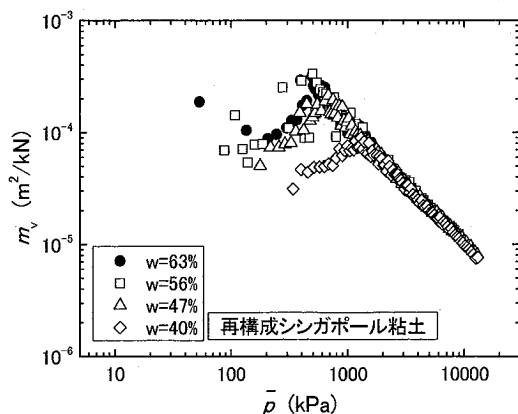


図-3.4.11 シンガポール粘土

図-3.4.11に乾燥に伴うシンガポール粘土の $\log m_v \sim \log \bar{p}$ 曲線の変化を示す。63%供試体の m_v 値は、 \bar{p} 値が増加するのに従ってやや大きくなり、600kPa付近で最大値を示す。 \bar{p} 値がさらに大きくなると m_v 値は減少をはじめ、その傾きは一定となる。乾燥の影響を受けた供試体もほぼ同様な傾向を示しており、 \bar{p} 値が十分大きな領域では、 m_v 値はすべての供試体で同じ傾きを示す。

図-3.4.12および図-3.4.13に南本牧粘土と有明粘土の $\log m_v \sim \log \bar{p}$ 曲線の変化を示す。これらの曲線についても、 \bar{p} 値が大きくなってくると、その傾きは乾燥を受けていない供試体の $\log m_v \sim \log \bar{p}$ 曲線に近似してくる。これらの傾向はシンガポール粘土と同様であり、乾燥を受けた供試体の $\log m_v \sim \log \bar{p}$ 曲線は、乾燥を受けていない供試体の同曲線とほぼ一致する。

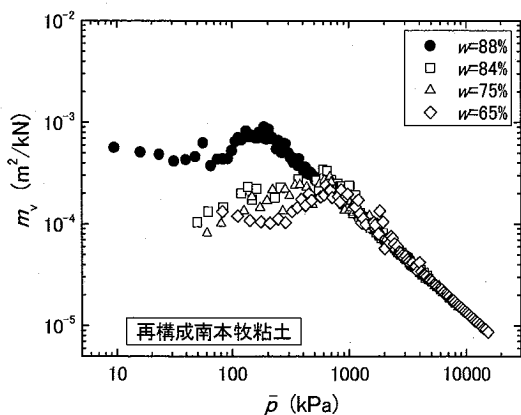


図-3.4.12 南本牧粘土

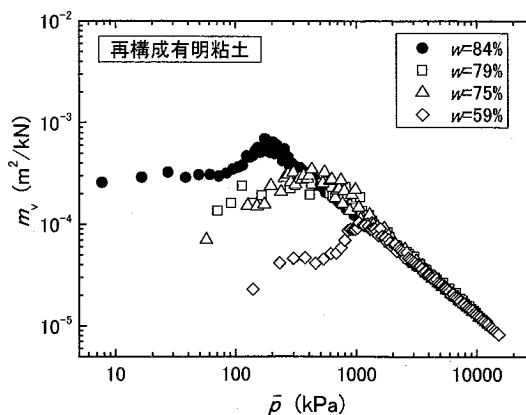


図-3.4.13 有明粘土

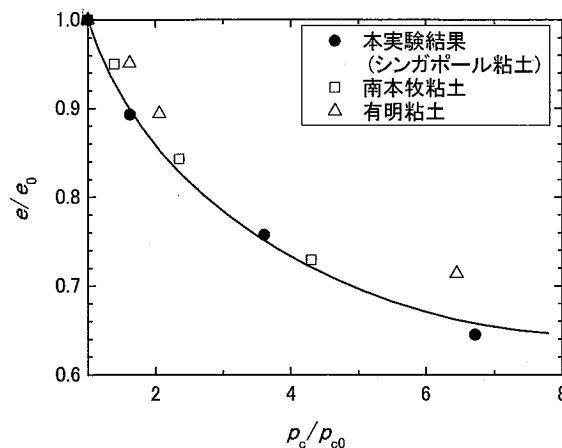
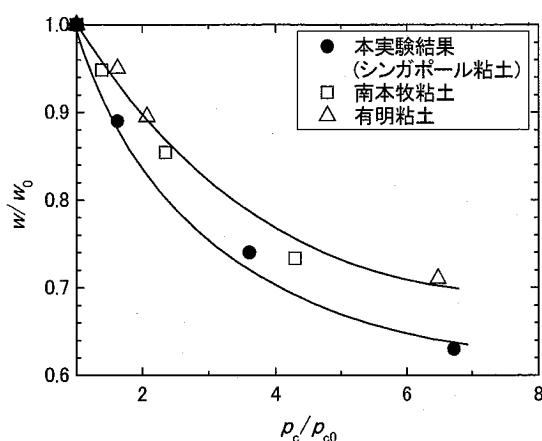


図-3.4.14 含水比の減少に伴う p_c の変化 図-3.4.15 間隙比の減少に伴う p_c の変化

図-3.4.14にシンガポール粘土の含水比の変化と圧密降伏応力の変化との関係を南本牧粘土および有明粘土の結果とともに示す。縦軸は乾燥後の含水比 w を乾燥を受ける前の含水比 w_0 で除してあり、各試料の w 値の変化割合を示す。横軸は乾燥を受ける前の p_c 値 (p_{c0}) を基準として、乾燥収縮に伴う p_c/p_{c0} の変化を示す。シンガポール粘土の p_c/p_{c0} 値は w/w_0 値の減少に伴って、著しく増加する傾向にある。 w/w_0 値が 0.89, 0.74, 0.63 へと減少することに伴って、 p_c/p_{c0} 値は 1.62, 3.61, 6.73 とそれぞれ増加していく。また、 w/w_0 値の変化割合がほぼ同じであっても、 p_c/p_{c0} 値の増加傾向は、 w/w_0 値によって大きく異なっている。特に、 w/w_0 値が小さな領域において、 w/w_0 値の減少に対する p_c/p_{c0} 値の増加は著しい。土試料の水分が 30% 程度減少すると p_c/p_{c0} 値は乾燥を受けていない試料の約 5 倍となっている。南本牧粘土および有明粘土についても同様な関係が見られ、 w/w_0 値の減少に伴って p_c/p_{c0} 値は著しく増加する傾向を示している。ここに示した 3 種類の粘土試料から、乾燥収縮の進行に伴って、 p_c/p_{c0} 値は増大していき、水分が 3 割程度減少すると p_c/p_{c0} 値は乾燥を受けていない試料の 5 倍程度に増加することが予測される。

図-3.4.15にシンガポール粘土の e と p_c/p_{c0} との関係を南本牧粘土および有明粘土の結果とともに示す。縦軸は乾燥後の間隙比 e を粘土が乾燥を受ける前の間隙比 e_0 で除してあり、乾燥に伴う各供試体の e の変化割合を示している。横軸は図-3.4.14に示した定義と同様で p_c/p_{c0} を示す。 p_c/p_{c0} 値は e/e_0 値が小さくなるのに従って増加する。特に e/e_0 値が小さな領域では、 e/e_0 値の大きな領域と比較して、 e/e_0 値の増分に対する p_c/p_{c0} 値の増加は著しい。この結果は本質的に w/w_0 値と p_c/p_{c0} 値の関係と同じである。

以上、正規収縮過程におけるシンガポール粘土の圧密特性の変化をまとめて表-3.4.1に示す。ここに、 c_v 値は \bar{p} 値が 2,000~3,000kPa における平均値、 m_v 値は \bar{p} 値が 2,000kPa における値、すなわち正規圧密領域における圧密特性の変化を示した。乾燥収縮が進行することに伴って、 w 値や e 値は減少し、 p_c 値や p_c/p_{c0} 値は増大する。また、 C_c 値、 c_v 値および m_v 値は、乾燥収縮に伴う影響をほとんど受けていないことがわかる。

表-3.4.1 乾燥に伴う正規圧密領域における圧密特性の変化

試料名	w (%)	e	S _r (%)	p _c (kPa)	p _c /p _{co}	C _c	c _v (cm ² /d)	m _v (m ² /kN)
63%供試体	63.4	1.69	99.5	137	1.00	0.51	13	5.46 × 10 ⁻⁵
56%供試体	56.3	1.51	100.7	222	1.62	0.50	12	5.38 × 10 ⁻⁵
47%供試体	47.2	1.28	99.5	494	3.61	0.51	12	5.66 × 10 ⁻⁵
40%供試体	40.2	1.09	99.0	922	6.73	0.51	10	5.55 × 10 ⁻⁵

次に、このような傾向が、実地盤にも当てはまるのか検討を行うこととする。なお、実地盤から得られている土質パラメーターは限られているので、 ρ_t とOCRならびに e とOCRの関係について検討を行うこととする。

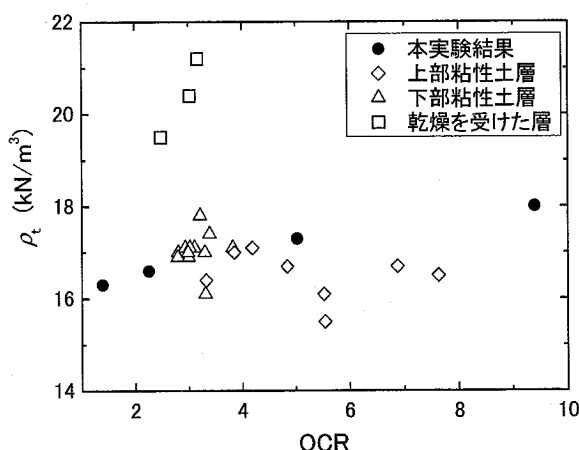


図-3.4.16 シンガポール粘土の ρ_t とOCRとの関係

図-3.4.16に ρ_t とOCRとの関係を実地盤の結果とともに示す。乾燥収縮試験によって得られるOCRは p_c を予圧密圧力98.1kPaで除した値とした。また、実地盤については、図-3.2.1の土質柱状図を参考に上部粘性土層、下部粘性土層および乾燥を受けた層の三層に分類して示した。多くの ρ_t 値はOCR値の大きさによらず15.5~18.0kN/m³の間に分布している。実験結果から得られた ρ_t 値(黒丸)はOCR値の増加にともない16から18kN/m³へと増加している。乾燥を受けた層から得られた ρ_t 値は、わずかなOCR値の増加であっても著しく増加する傾向が見られる。一方、上部粘性土層から得られた ρ_t 値はOCR値が大きくなっても増加する傾向はほとんど見られない。また、下部粘性土層から得られた ρ_t 値は、OCR値がほとんど変化していないのにその値は変化しており、それぞれの層によって、 ρ_t 値とOCR値の関係は大きく異なっている。これらの違いは堆積環境に大きく依存しているものと考えられる。乾燥を受けた層については海水準が上昇と下降を繰り返していた時期と考えられ、この層には砂分が多く含まれていることから、 ρ_t 値は大きく現れ、かつ、OCR値はあまり変化していないものと考えられる。上部粘性土層については完新世に堆積した層ではあるが、セメンテーションなどの発達によって ρ_t 値はそれほど変化していないのに、OCR値は大きく変わっている。下部粘性土層は、図-3.2.2に示したように、ほぼOCR=3を示す一様な層が連続してい

ることから、更新世に、ある一定の条件下で均一に堆積したものと考えることができる。この層ではOCR値はほとんど変わらないのに、 ρ_i 値のみが変動しているように現れている。本検討から、乾燥を受けた土の ρ_i 値はOCR値の増加によって増加傾向を示し、 20kN/m^3 よりも大きな値を示すこともあることがわかった。

図-3.4.17に e とOCRとの関係を実地盤の結果とともに示す。OCRの定義は前述したとおりであり、図-3.4.16と同様に上部粘性土層、下部粘性土層および乾燥を受けた層の三層に分類して示した。 e 値はOCR値の増加によって減少する傾向が見られる。多くのデータは e 値が1.3~2.2の間にあり、OCR値は2~8を示している。これらの実地盤データと実験結果を比較すると、同じ e 値であっても、実地盤では大きなOCRを有するデータが多い。特に e 値が大きな領域ではこの傾向が際だっている。これは、実地盤の土は構造を持っており、同じ e 値であっても p_c 値が大きく測定されるためである。すなわち、同じ e 値であっても実地盤の圧縮性は小さいことを示している。一方、乾燥を受けたとされる試料は、 e 値が1.0以下であり、OCR値は2~3程度と小さく現れている。実地盤のデータと実験結果とを比較すると、 e 値の減少に伴ってOCR値は増加する傾向にある。しかしながら、実地盤では e 値が小さいからといってOCR値が指数的に増加することはなさそうである。

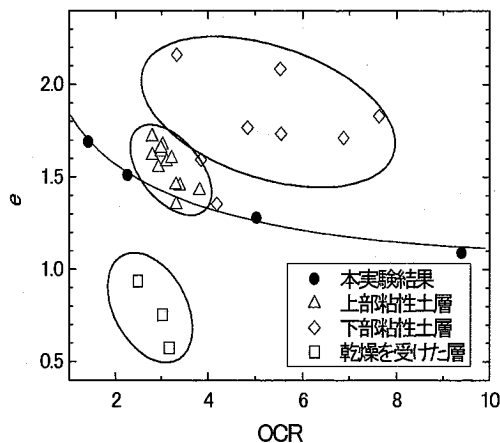


図-3.4.17 シンガポール粘土の e と OCR の関係

3.5 まとめ

海水面の変動によって過去に乾燥の影響を受けた土の工学的特性を解明するため、不攪乱試料と再構成試料に対して乾燥収縮試験を行った。また、乾燥履歴によって圧密特性がどの程度変化するのか、正規収縮領域において定量的な把握を試みた。本研究から得られた主要な知見を以下に述べる。

- 1) 乾燥履歴を受けることによって、土の含水比や間隙比は減少し、逆に圧密降伏応力は増大していき、その結果過圧密比(OCR)は大きくなる。また、乾燥収縮量と圧密降伏応力との関係を定量的に示した。
- 2) 乾燥収縮の進行に伴って、土の OCR 値は増大していき、水分が 3 割程度減少すると OCR 値は乾燥を受けていない試料の 5 倍程度に増加することを示した。同様の結果を間隙比についても示した。
- 3) 正規収縮過程における圧密特性の変化を定量的に把握することができた。また、正規圧密領域では、圧縮指数、圧密係数や体積圧縮係数は、乾燥履歴による影響をほとんど受けないことが明らかとなった。

参考文献

- 1) Kaizuka, S., Naruse, Y. and Matsuda, I.: Recent Formations and Their Basal Topography in and around Tokyo Bay, Central Japan, *Quaternary Research*, 8, pp.32-50, 1977.
- 2) Haines, W. B.: The volume-changes associated with variation of water content in soil. *Jour. Agric. Sci.*, Vol. 13, pp.296-310, 1923.
- 3) Yong, R. N. and Warkentin, B. P.: Soil properties and behavior, *Elsevier Scientific Publishing Company*, 1975, 山内豊聡, 竹中肇, 東山勇, 前田隆監訳: 新編土質力学の基礎<土の性質と挙動>, 鹿島出版会, pp.117-140, 1978.
- 4) 綿引恵一: 収縮限界に影響を与える因子の検討(その1), 第24回地盤工学研究発表会講演集, pp.287-288, 1994.
- 5) 風間秀彦, 高橋玲子: 粘性土の乾燥収縮過程における体積変化の挙動, 第33回地盤工学研究発表会講演集, pp.375-376, 1998.
- 6) 伊藤康成, 田中政典: シンガポール硬質粘性土の圧密特性, 土木学会第57回年次学術講演会, 第III部門, pp.717-718, 2002.
- 7) 谷俊博, 田中政典: 残留有効応力と過圧密比の関係, 第38回地盤工学研究発表会講演集, pp.225-226, 2003.
- 8) 田中政典, 永嶋一臣, 亀井健史, 安藤慶彦, 辻岡孝彦: 磁気共鳴映像法(MRI)による土の乾燥過程における水分変化の観察, 土木学会論文集, No.788/III-69, pp.173-181, 2004.
- 9) Tanaka, M., Kamei, T. and Ando, Y.: Magnetic resonance imaging observation of changes in water content during the drying and water absorption processes of soil, *Proceedings of the 15th International Offshore and Polar Engineering Conference*, pp.436-441, 2005.
- 10) 篠井隆之, 田中洋行, 田中政典, 三島理: シンガポール(Tekong 島)の地盤調査結果について, 第36回地盤工学研究発表会講演集, pp.81-82, 2001.
- 11) 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, Vol. 17, No.3, pp.70-76, 1978.

第4章 回転流がある場における粘土の沈降・圧密特性

4.1 はじめに

海底の地盤は河川から運搬された土が海底で堆積して形成される。今日の軟弱地盤を構成する沖積粘土層や砂層は、海面上昇期とその後の安定期に形成されたものである。この過程において、海水中で沈降し堆積した土は、波浪や潮流によって攪乱されたり運搬されたりしながら最終的にある場所に落ち着き、圧密されて地盤となっていくと考えられる¹⁾。

流れや波による海底地盤の底泥の応答について、巻き上げ、波高減衰、質量輸送などの視点から多くの実験が行われている。しかし、その多くは海岸工学の視点から取組まれており、底泥の圧密や強度に着目した地盤工学的研究は少ない。五明ら²⁾は、波の作用下における底泥の挙動を調べる実験を行っている。波の作用によって底泥は巻き上げられ、その後底泥層全体の振動、波状運動、破壊へといたること、波高が底泥の運動によって低下することが確認されている。さらに、このときの底泥運動の振幅と波高低下の割合は、底泥がある特定の含水比のときに最大になる傾向があり、底泥含水比がこの値より小さい場合は、底泥が十分なせん断強度をもっているため波による影響をあまり受けない。一方、底泥含水比がこの値より大きい場合は、底泥は水とほぼ一緒に動く。五明らを用いた底泥はカオリナイトとベントナイトであるが、波高減衰率が極大となる含水比はいずれも液性限界 w_L の 1.5~2.0 倍であった。また、五明・三村³⁾は東京湾、広島湾、琵琶湖、松島湾において底泥を直接採取し、表層から各深度における含水比とベーン強度を測定しているが、表層付近の含水比は液性限界の 1.5~2.0 倍であった。以上より、海底で粘土が地盤として挙動する際の含水状態は、ほぼ 1.5~2.0 w_L であると考えられる。

本研究では、わが国の海成粘土地盤としての一般的な特徴を有する広島港粘土を用い、初期含水比を液性限界の 1.5 倍に調整したうえで、内径 12cm の円筒容器に入れ、地盤表面に一定速度の回転流水を与える条件で沈降・圧密試験を行った。回転速度を変化させることにより、流速の違いが粘土の圧密・強度特性に及ぼす影響を検討し、堆積時の流水環境と地盤の工学的特性を関連付けることを目的としている。

4.2 試験に用いた試料と試験方法

試験には、海底地盤の表層付近の含水状態を想定して、初期含水比を液性限界の約1.5倍(145%)に調整したスラリー状の広島港粘土を用いた。表-4.2.1に広島港粘土の物理特性を示す。また、塩分濃度が圧密過程の進行速度に影響を与えることが考えられるので、間隙水中の塩分濃度を約3%に調整した。図-4.2.1に示すように、アクリル円筒容器に初期高さが8cmとなるように試験試料を投入し、その上から水深(地盤表面からの高さ)が10cmとなるように静かに蒸留水を注いだ。蒸留水を用いることにより流れによって巻き上がった後に堆積する地盤の塩分濃度は約半分に低下したが、塩分濃度の低下による圧密挙動の影響はなかった。

排水条件は、水の流れによる影響のみに着目するため、表層からの片面排水とし、常温(20℃)一定で行った。粘土表面に水の流れを与えるために、プロペラがついた攪拌機を用いた。プロペラが地盤表面から5cm上方に位置するように設置し、流れの場で3日間、その後攪拌機を停止させて静水下で7日間沈降・圧密試験を行った。表-4.2.2に試験パターンを示す。ここで、回転数(rpm)とは、1分間あたりのプロペラ回転回数のことである。試験中に地盤高さはほぼ均等に変化しており、代表点1点において沈下量を目測により測定した。試験終了後には地盤の深度方向に対する含水比測定、ベーンせん断試験を行った。

表-4.2.1 広島港粘土の物理特性

液性限界 w_L (%)	塑性限界 w_P (%)	塑性指数 I_P	土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)
97.1	40.7	56.4	2.653

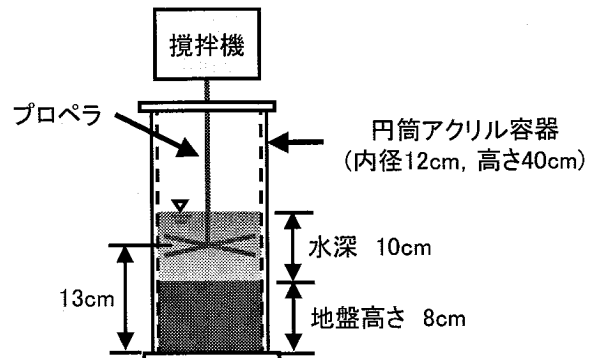


図-4.2.1 実験装置概要

表-4.2.2 試験パターン

回転数 (rpm)	地盤表面の環境
10	流れ場 → 静水場 (3日間) → (7日間)
30	
50	
75	
100	
150	
200	

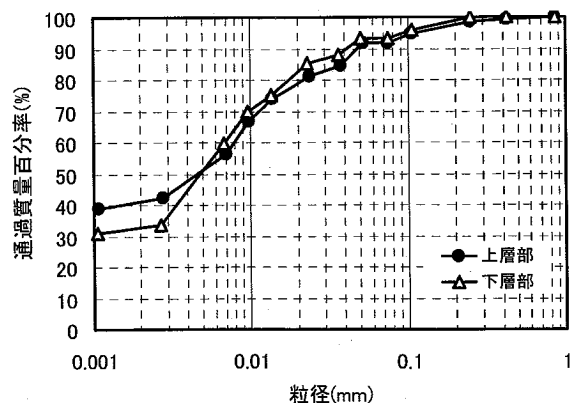


図-4.3.1 粒径加積曲線の比較(150rpm)

4.3 試験結果及び考察

4.3.1 水の流れによる地盤表層の巻き上げ

表-4.3.1 に各回転数における地盤表面の観察を行った結果を示す。回転数が 30rpm 以上の場合には、地盤表面から粘土粒子が浮遊し巻き上がる現象がみられた。また、流速が速くなるほど巻き上げ量が多くなる傾向があった。特に、回転数が 100rpm 以上になると激しく巻き上げが起こり、100rpm、150rpm は表層数 cm が巻き上げられ、200rpm においては地盤が完全に水と攪拌された。

プロペラ回転停止後、巻き上がった粘土粒子は徐々に沈降し堆積した。地盤表面数 cm が巻き上げられた 100、150rpm では、巻き上げられずに安定した地盤層と、巻き上げられた後に沈降・堆積した地盤層との境界が鮮明に現れ二層構造になった。試験終了後の 150rpm の地盤の回転停止後に堆積した層(上層部)と、それよりも下の層(下層部)から粘土試料を採取し、沈降分析による粒度試験を実施した結果を図-4.3.1 に示す。上層部も下層部も組成はほとんど同じであるが、上層部のほうが細かい粘土粒子が多く、わずかに分級が生じていると考えられる。

表-4.3.1 各回転数における地盤表面の目視観察結果

回転数 (rpm)	目視による観察
10	粘土粒子の浮遊・巻き上がりはほとんど見られず、供試体は常に落ち着いていた。回転停止後も、そのまま圧密していった。
30	非常に細かい粒子が供試体表面から浮遊し、流れながら中心に溜まっていった。回転停止後は、浮遊していた粒子がゆっくりと沈降・堆積した。
50	少し粒径の大きい粒子も浮遊し始め、上記と同様に中心に溜まっていった。回転停止後、粒径が大きい粒子から沈降し始め、その後小さい粒子が堆積した。
75	
100	回転開始から徐々に浮遊していき、しばらくすると供試体の表層数cmが流れによって削られ、水と混ざって攪拌された。回転中の沈降は見られず、回転停止後に沈降・堆積したが、中心がくぼむ傾向が見られた。
150	
200	回転開始直後から粘土粒子は巻き上がり、供試体は水とともに完全に攪拌された。回転中の沈降は見られず、回転停止後、粒径が大きい粒子から順に、平らに堆積した。

4.3.2 地盤高さの経時変化

図-4.3.2は全試験期間における地盤高さの経時変化である。また、図中には比較のために10日間静水環境下で圧密させたときの地盤高さの経時変化を示す。粘土粒子の巻き上げ量が比較的少なかった10~75rpmでは、最終的な地盤高さの変化量は静水環境下のものとほぼ同じである。また、巻き上げ量が多かった100rpm以上では、回転を開始してある程度の時間が経過した後に、急激に地盤高さが増加している。200rpmの場合は、回転を開始した直後から激しく地盤全体が攪拌された。そのため、地盤高さの変化量は一気に全地盤高さ(8cm)に達した。次に、地盤表面に回転流を与えた直後の地盤高さの変化を詳しくみるために、試験開始から1500分間の地盤高さの経時変化を図-4.3.3に示す。図から明らかなように、流速が速くなるにつれて、地盤高さの変化量が多くなっている。50rpm以下では、地盤高さの変化は静水環境の場合と大きな差はみられない。しかし、75rpm以上では、地盤高さが粘土粒子の巻き上げと安定(圧密)が繰り返されて階段状に変化していることが観察された。この巻き上げと安定が繰り返し生じる場合を境界領域と呼ぶことにする。

境界領域では地盤高さは階段状に変化し、ある程度の時間が経過した後に最終的に巻き上げは終了している。また、図-4.3.2より、100, 150rpmにおいては境界領域が現れた後、一気に巻き上げが起こり地盤高さが減少した。

なお、回転数が大きい150rpmよりも100rpmの方が、巻き上げが早期に開始し巻き上げ量も多かった。この原因としては、100rpmにおいて水を注ぎ入れる際に地盤表面に若干の不整が生じたため、流れによるせん断力の影響を受けて巻き上げが発生しやすくなったことが考えられる。

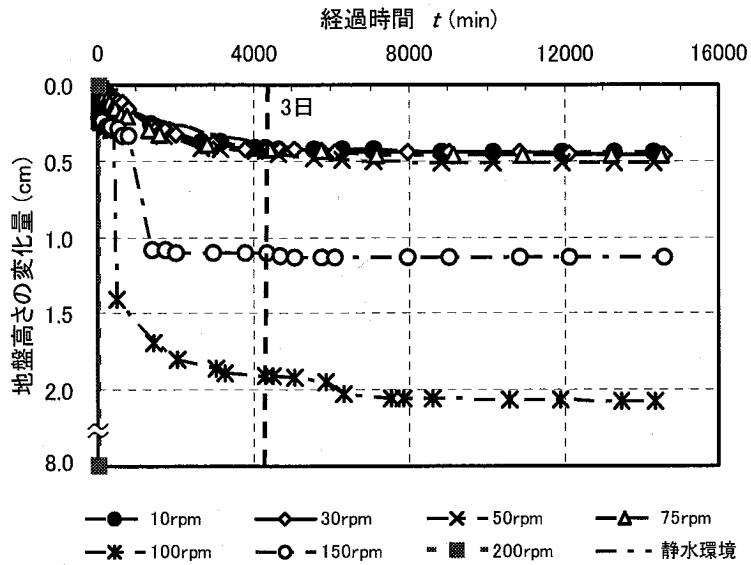


図-4.3.2 地盤高さの変化量 - 経過時間関係 (全試験期間)

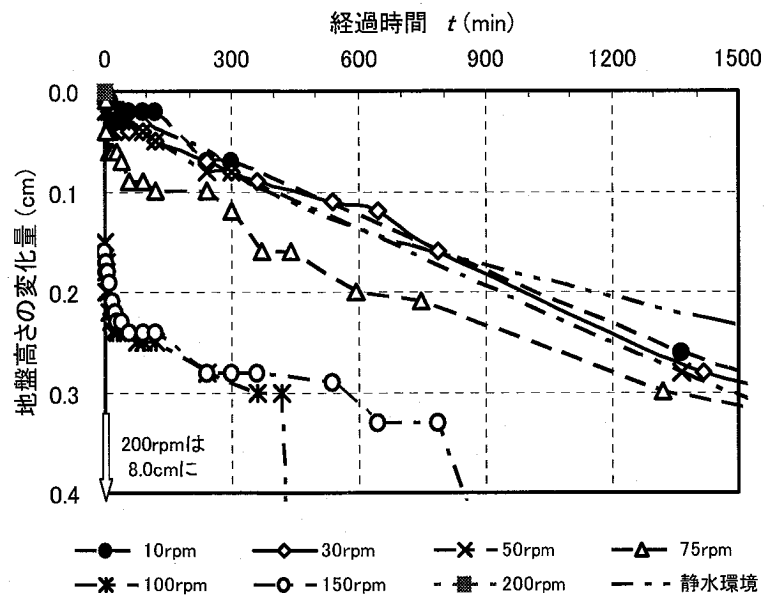


図-4.3.3 地盤高さの変化量 - 経過時間関係 (試験開始から 1500 分間)

4.3.3 流速及び底面せん断応力に関する考察

水の流速 v がプロペラの回転速度に等しいとすると、 $v=r\omega$ となる。ここに、 r は回転中心からの距離、 ω は角速度である。一般に流れの場での底面せん断応力を τ とすると、 $\tau = f\rho v^2$ となる。ここに、 f は摩擦係数(単位：無次元)で0.001~0.01の値をとるとされている⁴⁾。 $f=0.01$ として10, 50, 100, 200rpmにおける中心からの距離と流速及び底面せん断応力を計算すると図-4.3.4のようになる。図及び計算結果より、底面せん断応力の最大値は100, 150, 200rpmでそれぞれ3.95, 8.88, 15.8Paであり、粘土のせん断強さ120Paよりもはるかに小さい。巻き上げが発生し始めるのは回転数が75rpm以上のときであり、これは底面せん断応力が1Pa以上になるときに对应している。

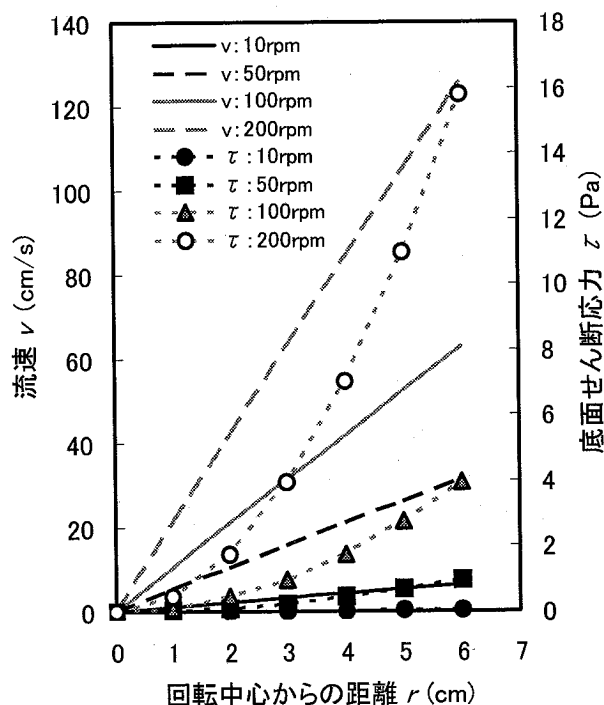


図-4.3.4 回転中心からの距離と流速及び底面せん断応力

4.3.4 含水比分布

水の流れが地盤の含水比に与える影響について、流速が地盤中心からの距離によって異なることから、地盤中心から2cmと4cmの位置でサンプリングを行った。各深度で得られた含水比 w を液性限界 w_L で除し、正規化含水比 w/w_L として整理すると、10~75rpm 及び静水環境の正規化含水比分布は図-4.3.5、100~200rpm の正規化含水比分布は図-4.3.6のように表される。図中の破線は初期正規化含水比 ($w_0/w_L=1.5$) を示している。

両図において、深度の増加に伴って含水比が低下していることが確認できる。まず、図-4.3.5に示した10~75rpmの場合、地盤中心から同じ距離における回転数の違いで比較すると、深度1cmで含水比に差が現れ、回転数が大きくなるほど、つまり、流速が速くなるほど含水比が低くなる傾向がみられる。一方、同じ回転数で地盤中心からの距離の違いで比較すると、明瞭な含水比の差はほとんどみられない。しかし、静水環境のものと比較すると正規化含水比分布はほぼ同じであり、水の流れによる影響はみられない。一方、図-4.3.6に示すように回転数が100rpm以上になると、巻き上げられた粘土粒子が回転停止後にゆっくりと沈降・堆積したため、地盤表層では高含水比状態となった。さらに、100rpm以上では地盤中心から離れるほど表層での含水比が高くなっている。

以上の結果より、今回実施した試験パターンにおいて、巻き上げが発生しない場合は、流速の違いによる試験終了後(圧密後)の地盤の含水比には大きな差はないといえる。また、巻き上げが発生した場合には、巻き上がった粘土粒子が水と混合することによって含水比が上昇し、流れを止めた後の静水環境下ではその含水比状態から沈降・堆積する

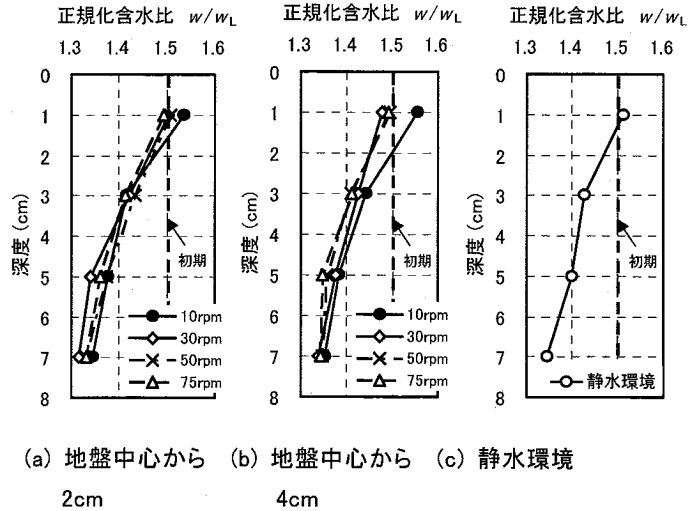


図-4.3.5 深度 - 正規化含水比関係
(10~75rpm, 静水環境)

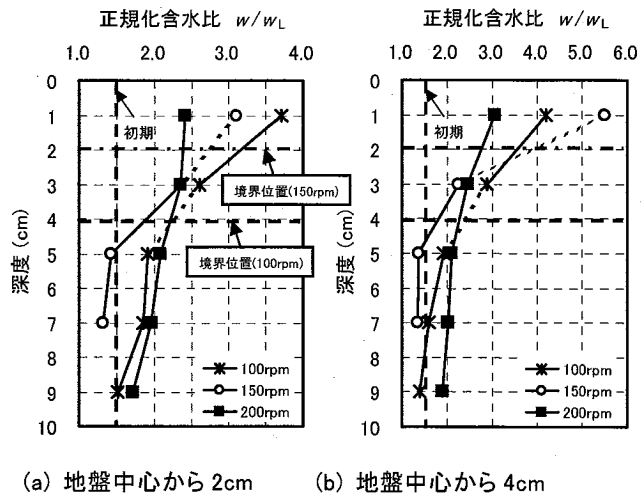


図-4.3.6 深度 - 正規化含水比関係
(100~200rpm)

ので、巻き上がり攪拌された土が再堆積した地盤と、流れによって乱されずに安定していた地盤の二層構造になり、不連続な深度 - 含水比分布が形成される。このときの上層と下層の円筒面で観察した境界位置を図-4.3.6の中に示した。ここで、境界位置の下の地盤の含水比に注目すると、境界下の地盤は回転流を与えている間安定していたとみられるにもかかわらず、含水比が上昇している。これは、境界面付近では巻き上げに至らない場合でも粘土の吸水膨張が起こっていることを意味する。この原因としては、回転により大きな流速が発生したことによる水圧の低下あるいは明瞭な巻き上げに至る前に流れによって境界層付近の土に上向きの力が作用していることが考えられるが、現段階では明確な理由はわからなかった。

以上の結果より考察すると、①流れによって地盤表面が膨張し含水比が上昇して強度が低下する②強度低下した粘土が流れによるせん断力によって巻き上げられる、③次にその直下の地盤が同様に膨張し再び巻き上げが生じるというサイクルで、前述したように地盤高さが階段状に変化する傾向が現れたと考えられる。

4.3.5 非排水強度分布

次に、地盤中心から 2cm と 4cm の位置でベーンせん断試験を行い、非排水強度 C_u を求めた。10~75rpm の結果を図-4.3.7 に、100, 150rpm の結果を図-4.3.8 に示す。図中に破線で示したのは、スラリー状(初期含水比 $w_0=145\%$)のときのせん断強度(約 0.12kPa)である。深度の増大に伴う含水比の低下により、非排水強度は増加している。流れの影響が最も大きいと思われる深度 1.5cm でのせん断強度を比較すると、同じ回転数では、地盤中心からの距離によって含水比が変化しないにもかかわらず、強度がわずかに高くなる傾向が見られた。

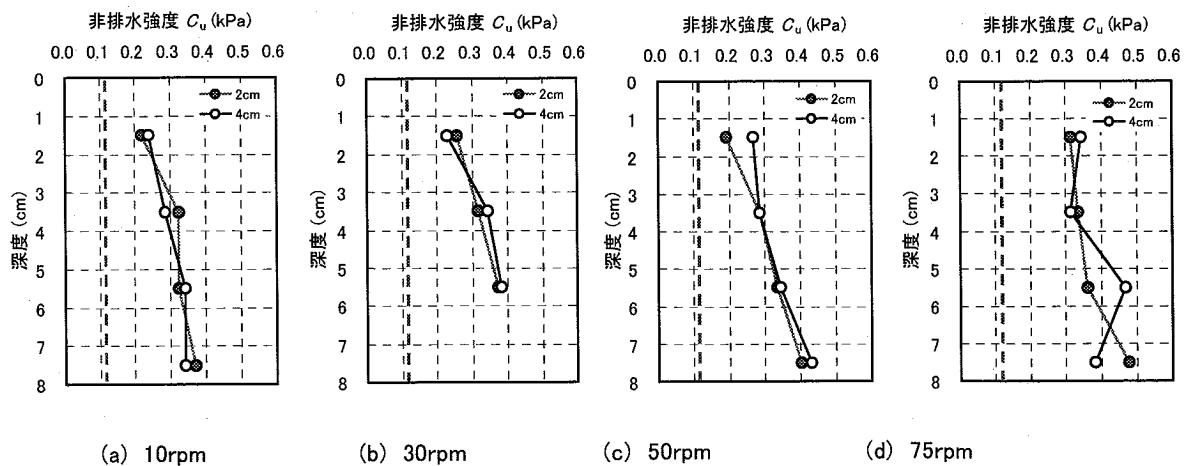
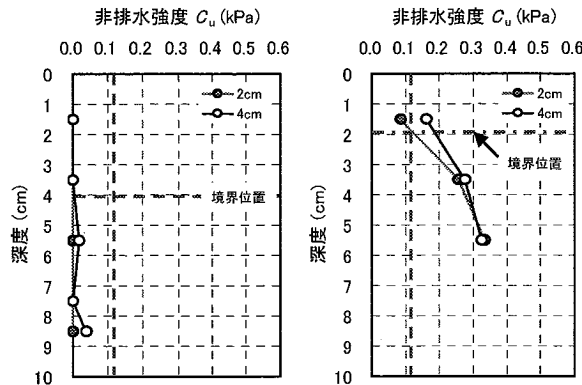


図-4.3.7 深度 - 非排水強度関係(10~75rpm)



(a) 100rpm

(b) 150rpm

図-4.3.8 深度 - 非排水強度関係(100, 150rpm)

次に、回転数の違いによる強度発現を比較すると、流れが速くなるにつれて強度がわずかに高くなっている。しかし 150rpm において、地盤表層部分は攪拌されてその後堆積したので含水比が高くなり、強度はかなり低くなった。しかし、巻き上げが生じなかった深度では、75rpm 以下の場合と同程度の強度を示している。また、今回の実験においては図-4.3.2 に示したように、100rpm の場合には 150rpm よりも巻き上げ量が多く、巻き上げが生じなかった深度でも初期含水比 ($w_0=145\%$) が最大で 190% まで上昇した。この部分の強度は、図-4.3.8 に示すようにほとんど測定できないほど小さかった。さらに、地盤全体が完全に攪拌された 200rpm においては、せん断強度が 0kPa となり、スラリー状のときのせん断強度にも達しなかった。

以上の結果より、流れが地盤表層の強度発現に及ぼす影響として、巻き上げが発生しない場合には、流速が速いほど地盤表層部の強度が高くなる傾向が見られた。しかし、巻き上げが発生した場合は、地盤表層部の含水比が非常に高くなり、不連続な含水比分布が形成されるため、せん断強度に関しても表層部では低くなる。流れの影響がほとんど及ばないと考える下層部では圧密による強度が発現し、不連続な深度 - せん断強度関係となった。

4.3.6 強度増加率

深度 - 非排水強度関係においては、回転速度が速いほどせん断強度が高くなるという結果が得られたが、強度の増加はわずかなものであった。そこで、ここでは非排水強度 C_u を含水比から求めた有効土被り圧 p' で除した強度増加率 C_u/p' を用いて、流れの場で堆積した粘土の強度の違いについて検討する。なお、有効土被り圧 p' は試験終了後のものである。

回転数が 10, 30, 50, 75, 150rpm について、深度と C_u/p' の関係を表したのが図-4.3.9 である。(a), (b) は地盤中心からそれぞれ 2, 4cm の位置での深度 - 強度増加率関係であるが、表層部では地盤中心から離れるほど C_u/p' の値が大きくなっていることがわかる。また、回転数が大きくなり、流速が速くなるにつれて C_u/p' が大きくなる傾向がみられる。また、100, 200rpm についてはせん断強度が非常に小さく測定できなかったため C_u/p' を求めることができなかった。

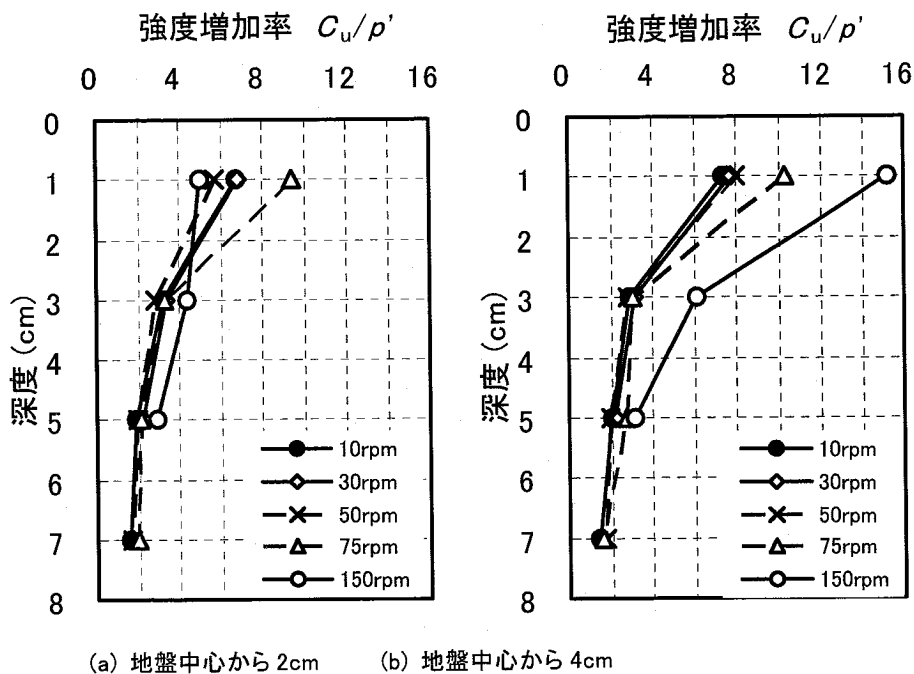


図-4.3.9 深度 - 強度増加率関係

4.3.7 非排水強度と含水比の関係

前述したように、水の流れがある環境下で圧密した場合の地盤表層付近では、含水比(間隙比)が高い状態にもかかわらず、非排水強度が発揮される傾向がみられた。そこで、激しい巻き上げが発生しなかった 10~75rpm 及び 100, 150rpm における非排水強度と正規化含水比の関係を図-4.3.10 に示す。また、図-4.3.11 はベーンせん断試験から得られた残留強度と正規化含水比の関係である。ここで残留強度はベーンせん断を繰り返した後で得られた強度であり C_{ur} で表した。また、図-4.3.10 と図-4.3.11 には、10 日間静水環境のもとで自重圧密試験を行った結果も合わせて示している。ただし、100rpm の場合は C_{ur} 、200rpm の場合は C_u 、 C_{ur} とともに測定できなかった。

図-4.3.10 をみると、静水環境の場合と比べ流れ場のほうが含水比(間隙比)に対する強度が高く、特に表層部 (w/w_L が 1.5 付近) においては C_u の差が非常に大きくなっている。ただし、激しい巻き上げが起こった 100rpm においては強度が小さくなっており、流れが非常に大きくなった場合は傾向が異なる。一方、図-4.3.11 より残留強度 C_{ur} と w/w_L の関係を見ると、静水環境の強度との差がほぼ無くなっている。このことから、図-4.3.10 における静水環境との非排水(ピーク)強度 C_u の差は、流れの場によって形成された土粒子間構造の発達による強度であることが考えられる。

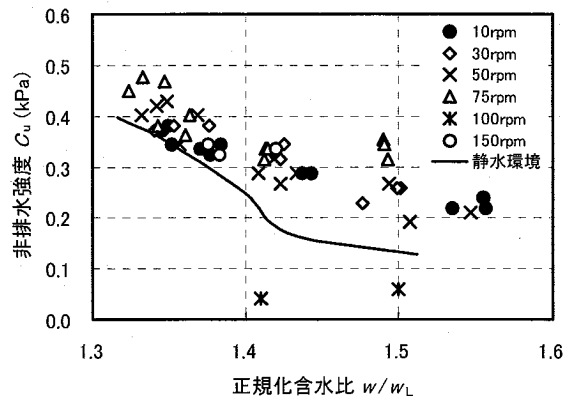


図-4.3.10 非排水強度 - 正規化含水比関係

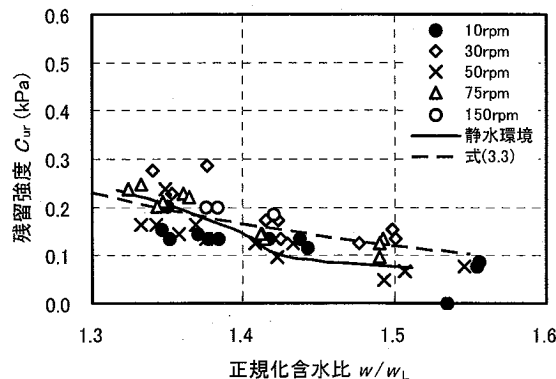


図-4.3.11 残留強度 - 正規化含水比関係

土田ら⁵⁾は粘土の練返し強度 S_{ur} (kN/m²) と正規化含水比 w/w_L の関係について次式を提案している。

$$S_{ur} = \frac{1.4}{(w/w_L)^{4.5}} \dots\dots\dots (4.1)$$

ここに、分子の 1.4 kN/m² という値は液性限界のときの粘土の強度である。しかし、今回用いた広島港粘土においてキャサグランデ法で液性限界を求めた直後にベーンセン断試験を行った結果、液性限界の強度は 0.75 kN/m² であった。このことから、式(4.1)を次式に変更し図-4.3.11 に示した。

$$C_{ur} = \frac{0.75}{(w/w_L)^{4.5}} \dots\dots\dots (4.2)$$

図をみると式(4.2)はほぼ実験結果に当てはまっており、図-4.3.10 に示す強度と式(4.2)による強度の差が流水環境、静水環境における土構造に起因する付加的な強度であると考えられる。

4.4 まとめ

本研究では、広島港粘土を用いて様々な速度の回転流がある場における沈降・圧密試験を行い、流速の違いによる粘土の沈降・圧密特性を調べた。本研究の主な結論をまとめると以下のとおりである。

- 1) 流速が速い場合には粘土粒子の巻き上げと安定が繰り返され、地盤高さが時間とともに階段状に変化する現象が見られた。
- 2) 巻き上げ量が多い場合、巻き上げられず圧密した地盤と、流れを停止した後に沈降・堆積した地盤との二層構造になり、その境界付近では巻き上げが起きなかった地盤の含水比も上昇した。そのため、含水比の深度分布が上層部と下層部とで不連続になり、非排水強度分布も同様に不連続となった。
- 3) 巻き上げが激しくない場合に、地盤表面に流れがある環境で沈降・圧密した地盤は、静水環境で自重圧密させた地盤よりも強度が高くなる傾向がみられた。また、練返し時の強度は流れがある場で圧密した場合と静水環境で圧密した場合でほぼ一致した。このことから、流水環境では静水環境よりもより強い構造が形成されている可能性がある。

参考文献

- 1) 土田 孝(1994)：海の波や流れと海底地盤，土と基礎，Vol.42, No.6, pp.11～16.
- 2) 五明美智男・矢内栄二・小島 洋・大槻 忠・糸刈長敬(1985)：波と底泥の相互干渉に及ぼす物性の影響について，第33回海岸工学講演会論文集，pp.322～326.
- 3) 五明美智男・三村信男(1992)：現地不攪乱底泥の強度特性，海岸工学論文集，第39巻，pp.501～505.
- 4) 土木学会：水理公式集[平成11年版]，pp.87～138.
- 5) Tsuchida,T., Watabe,Y. and Kang,M.S. (2002)：Evaluation of structure and mechanical properties of Pleistocene clay in Osaka Bay, Report of the Port and Airport Research Institute, Vol.41, No.2, pp.45～92.

第5章 波浪条件下の底泥挙動に関する実験的 および解析的検討

5.1 はじめに

近年、地質学的な年代を経て堆積した自然地盤の力学特性と室内再構成土の特性の違い（年代効果）が、工学的にも重要であることが認識されてきた。

現在までに、粘性土地盤の堆積環境・堆積過程とその工学的特性との関連について、定性的な説明は試みられているが、因果関係を科学的に解明することはほとんど行われていない。

粘性土地盤の堆積・形成過程では、波浪の作用、潮汐の変動、塩分濃度・水温の変化、生物遺骸の沈殿など各種の複雑な環境の影響を受けている。粘性土地盤の堆積・形成過程を明らかにすることは、その地盤が有する工学的、力学特性を把握する上で重要であると考えられる。

粘性土地盤の堆積・形成過程における影響因子のうち、波浪に着目した研究として、土田・五明（1999）は、波浪作用に対して底泥が安定する条件を地盤の安定解析の手法を用いて誘導するとともに、水理実験を行い、波浪作用により底泥層が大きく流動する場合に、底泥層内に局所的に含水比が顕著に低下し、せん断強度が増加する部分が現れることを報告している。また、姜ら（2000）は、水理実験により、波浪作用による底泥のせん断強度の変化、および地盤の安定性に対する波浪作用の履歴効果に関する基本的特性を明らかにしている。

既往の研究成果により、底泥上を進行する波浪は、粘性を有する底泥に波動運動を生じさせることによって減衰する一方、波浪作用により底泥の流動化が発生するような顕著な底泥応答を示す場所では、含水比が大きく低下するとともに強度が増加することが分かっている。しかしながら、このような波浪－底泥の相互作用現象に関して、定性的な特性が分かっているものの、定量的な評価手法の確立には至っていない。波浪外力作用場で、自然に堆積して形成される粘性土地盤の特性を把握するためだけでなく、例えば、失われた海域環境の再生を目的として、浚渫粘土を用いた人工干潟の適切な造成方法等を検討するためには、波浪－底泥の相互作用の問題に対する定量的な評価手法が必要不可欠であると考えられる。

本研究では、波浪－底泥の相互作用として生じる波の減衰特性、および波による粘土地盤の動的応答や圧密特性を明らかにすることを目的として、水理模型実験を実施した。さらに、水理実験で得られた結果を用いて、波高減衰、底泥の動的応答、および底泥内の含水比やせん断強度の時間的変化を定量的に評価する波浪－底泥の相互作用解析手法を提案する。

5.2 水理模型実験

実験は、浚渫粘土の初期含水比を液性限界の1.8倍に調整し、十分に練り返した試料泥に規則波を作用させ、波と底泥の相互作用によって生じる波高減衰、変動水圧・土圧をはじめとする動的応答、底泥内部における実験前後の含水比・せん断強度の深度分布を広く計測している。

5.2.1 実験装置

波浪場の実験では、長さ10m、幅0.3m、高さ0.4m（土槽部は0.7m）の凹型アクリル製の二次元水槽を使用し、土槽部に底泥試料を0.3mの厚さで投入した。水深を0.15mとし、水路の一方の端にはピストン型の造波装置を、他端には波の反射を除去するために消波材を設置した。また、底泥の挙動を把握するために、間隙水圧計および土圧計を土槽内に設置するとともに、底泥上を進行する波浪の減衰特性を調査するために、波高計を沖側部、土槽部にそれぞれ設置した。実験装置を図-5.2.1に示す。

また、波浪を作用させない条件と比較するため、図-5.2.2に示す直径0.3mのアクリル円筒を用いた静水圧密実験を同時に実施した。

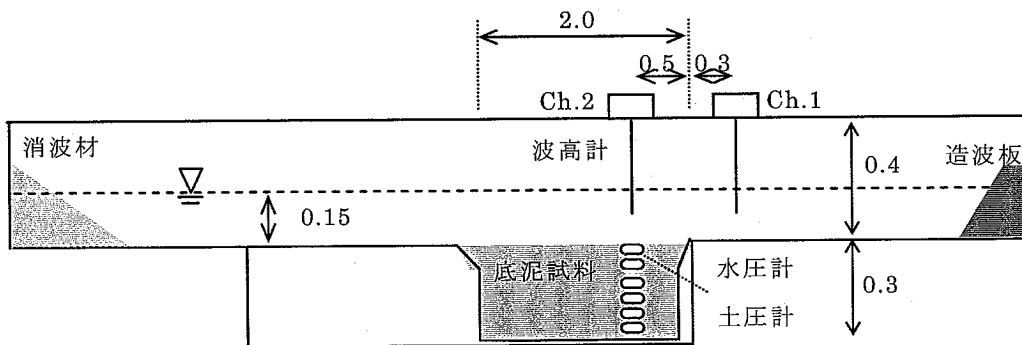


図-5.2.1 実験模型（波浪場）

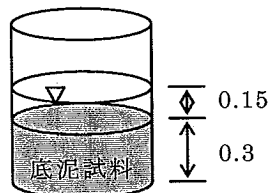


図-5.2.2 実験模型（静水圧密場）

【単位：m】

5.2.2 実験条件

(1) 波浪条件

波浪条件を表-5.2.1に示す。周期1秒の規則波を波高2cmあるいは3cmで一定にし、作用時間を48時間、72時間とした2ケース、波高が2cmから3cmに途中段階で発達するケース、波高が3cmから2cmに途中段階で減衰するケースの計4ケースで実験を行った。なお、実験には中水に並塩を溶解させた人工海水（塩分濃度3%）を用いた。

表-5.2.1 波浪条件

ケース名	波高 (H)	波長 (L)	波形勾配 (H/L)	作用時間	備考
Case1	2.0cm	1.1m	0.018	48h	波高一定
Case2	3.0cm	1.1m	0.027	72h	波高一定
Case3	2.0cm→3.0cm	1.1m	0.018→0.027	72h	36h後に変化
Case4	3.0cm→2.0cm	1.1m	0.027→0.018	72h	36h後に変化

(2) 底泥特性

実験には宇部港の浚渫粘土を底泥試料として用い、実験前にふるい分けをして小石等を取り除いた後、人工海水（塩分濃度3%）を用いて、初期の含水比を液性限界の1.8倍に相当する190%に調整した。

3.3.1節に後述するように、波浪作用下において、底泥粒子の巻き上がりとともに底泥の流動化が大きく生じる条件で実験を行っている。

表-5.2.2に実験で用いた主な物性値を示すとともに、図-5.2.3に粒径加積曲線を、図-5.2.4に含水比-せん断強度特性を示す。

表-5.2.2 試料物性値

土粒子の密度		ρ_s (g/cm ³)	2.59
自然含水比		w_o (%)	122.1
粒度組成	砂分	(%)	7.5
	シルト分	(%)	41.2
	粘土分	(%)	51.3
コンシステンシー	液性限界	w_L (%)	111.6
	塑性限界	w_P (%)	45.4
	塑性指数	I_P	66.2
強熱減量		L_1 (%)	10.3

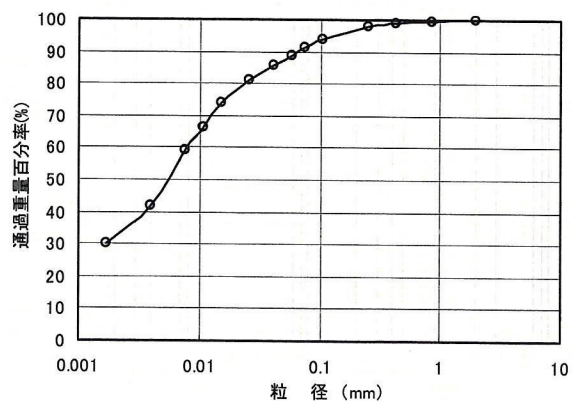


図-5.2.3 粒径加積曲線

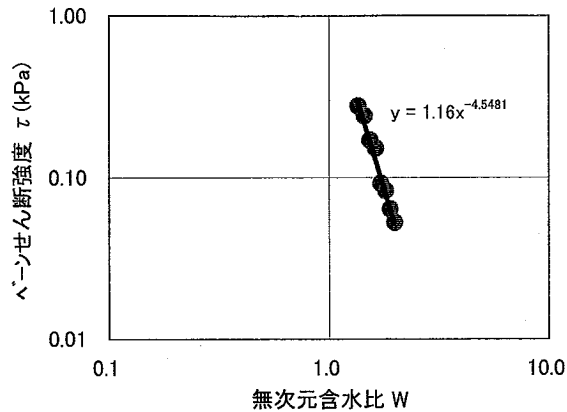


図-5.2.4 含水比 - せん断強度特性

5.2.3 実験手順

(1) 実験フロー

実験手順について、以下に示す。

- 1) 人工海水（塩分濃度 3%）を用いて、底泥試料の含水比（190%）を調整し、攪拌機を用いて十分に練り混ぜる。
- 2) 底泥試料の実験前の含水比およびせん断強度を計測する。
- 3) 作成した底泥試料を波浪場実験用の二次元水槽（写真-5.2.1）および静水実験用の円筒に、材料分離が生じないように注意しながら投入し（写真-5.2.2）、最終的に底泥表面をゴムへらで成形する。
- 4) 二次元水槽および円筒に、底泥試料が乱れないように注意しながら、所定の水深（15cm）が確保されるまで、人工海水を注水する。
- 5) 波浪場実験では、各ケースに対応する波浪条件で入射する。一方、静水場では、自重圧密のために放置する。

実験終了後、波浪場実験を行った二次元水槽および静水実験を行った円筒において、所定の深度地点における含水比、せん断強度の深度分布を計測する（写真-5.2.4）。

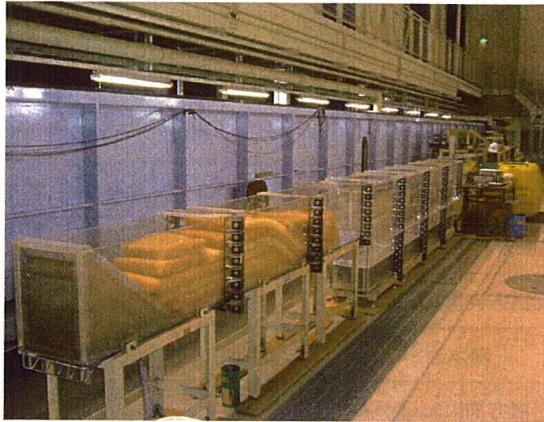


写真-5.2.1 実験模型



写真-5.2.2 底泥試料投入



写真-5.2.3 実験状況



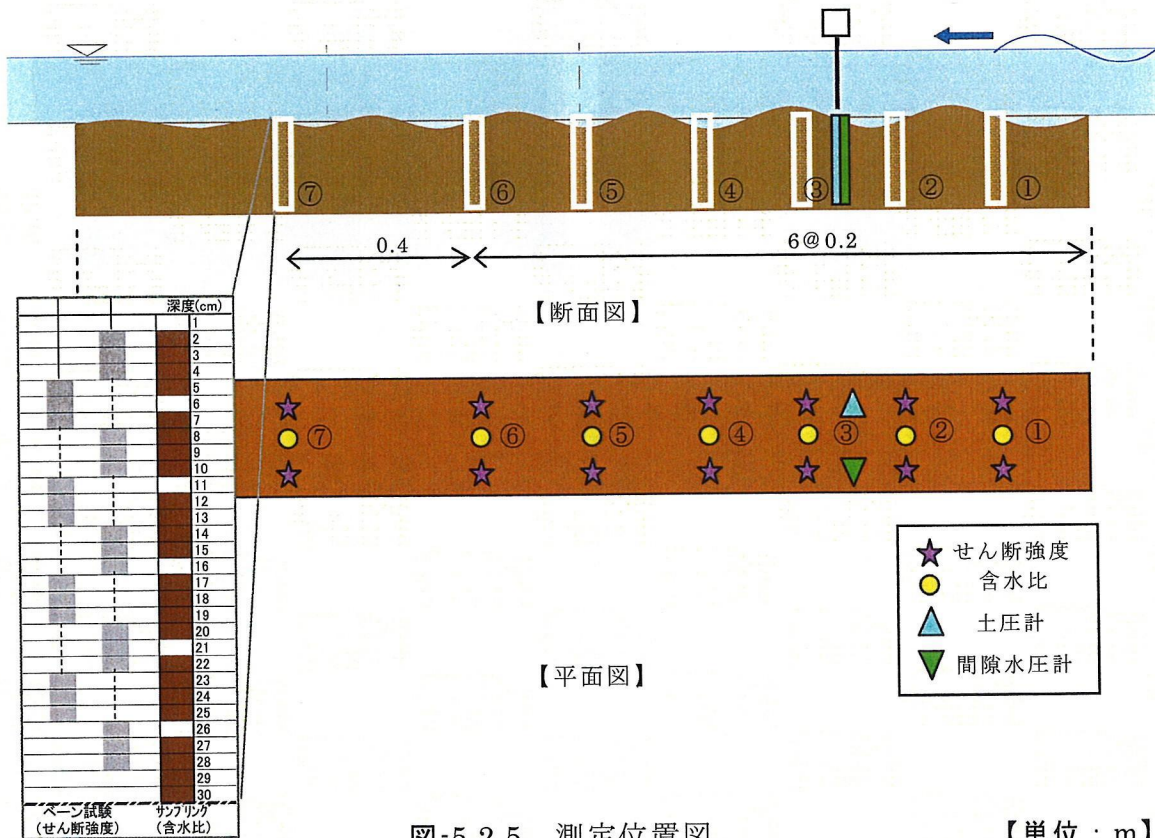
写真-5.2.4 サンプルング状況

(2) 測定項目

測定項目を表-5.2.3 に、測定位置図を図-5.2.5 に示す。

表-5.2.3 測定項目

項目	計測器	個数	計測位置	サンプリング間隔	備考
泥面変動	デジタルビデオ	2台	側面, 底泥表面	-	CANON社製
変動間隙水圧	間隙水圧計	3個	鉛直方向に7.5cm間隔	0.05s	KYOWA社製 20kPa(±0.5%)
変動土圧	土圧計	5個	鉛直方向に5cm間隔	0.05s	KYOWA社製 20kPa(±0.5%)
波高	サーボ式波高計	2台	海水面	0.05s	KENEK社製
せん断強度	ハンドベーン(羽(3×3))	1台	鉛直方向に3cm間隔	-	誠研社製 FTD2CN-S
含水比	サンプリング	1本	鉛直方向に5cm間隔	-	直径3cm



5.2.4 実験結果の分析

(1) 波高減衰

波浪が十分な強度を持たない底泥上を進行するとき、底泥表面に作用する動圧力が底泥を流動化させ波動運動を引き起こすと同時に、相互干渉として波浪のエネルギー減衰が生じる。

ここでは、Case1（波高 2cm）および Case2（波高 3cm）について土槽沖側より 0.5m の位置で計測された時系列データを 10 分毎の平均波高として求め、沖波波高に対する対象地点の波高比で定義した波高伝達率を **図-5.2.6** に示す。なお、Case1' は 4m の土槽を用いて、土槽沖側より 2m の位置で計測したものである。

いずれのケースにおいても、底泥上を進行する波浪は、粘性を有する底泥に波動運動を生じさせるとともに減衰しており、波高の伝達率は 0.75~0.80 程度であることから、波浪の減衰は周期に依存することになる。

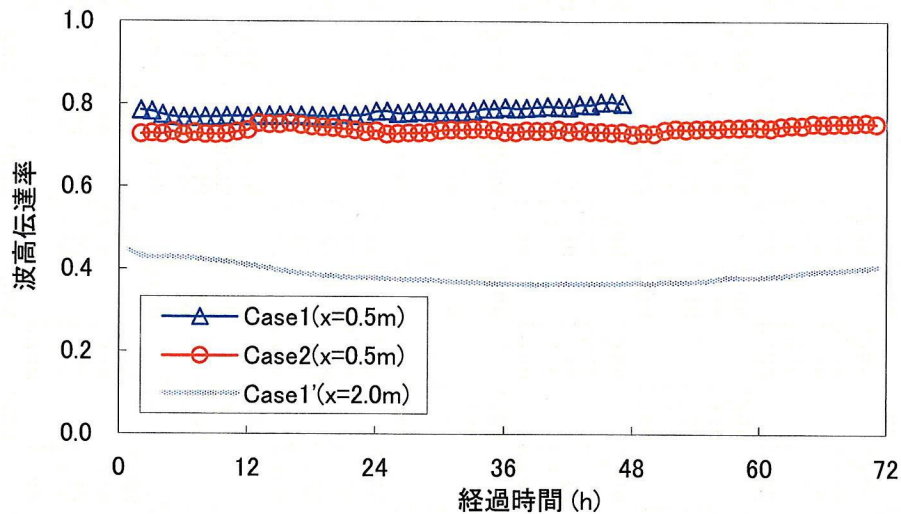
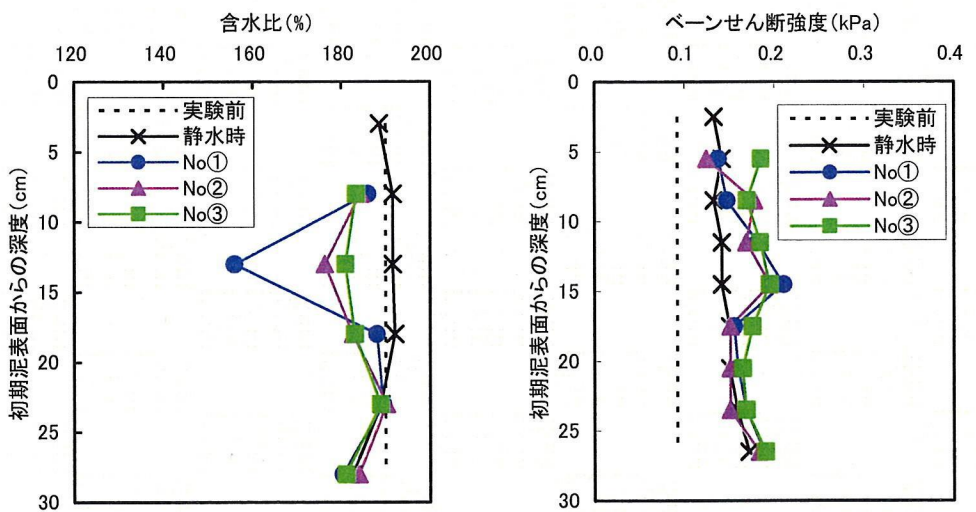


図-5.2.6 波高伝達率の時間変化

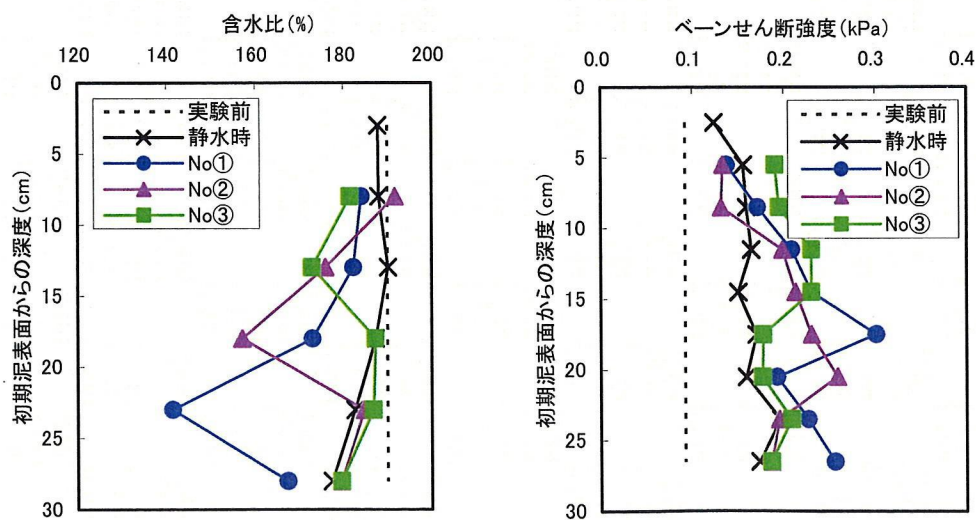
(2) 底泥の含水比およびせん断強度の変化

実験前後において計測された、含水比およびせん断強度の深度分布を 図-5.2.7～5.2.8 に示す。

土田・五明 (1999)と同様に、波浪作用により底泥の巻き上がりが生じる等の顕著な地盤応答を示す領域では、含水比が明瞭に低下するとともに、せん断強度が増加することが確認された。特に、入射波高の異なる Case1 と Case2 を比較すると、波高の大きな Case2 において、含水比の低下およびせん断強度の増加の極値を示す深度が、より深くなっていることが分かる。さらに、各ケースにおいて、沖から岸に波浪が進行する際、そのような極値を示す深度が上昇する傾向にあることから、含水比およびせん断強度の空間的变化は、底泥上で減衰していく波浪に深く関係があると考えられる。

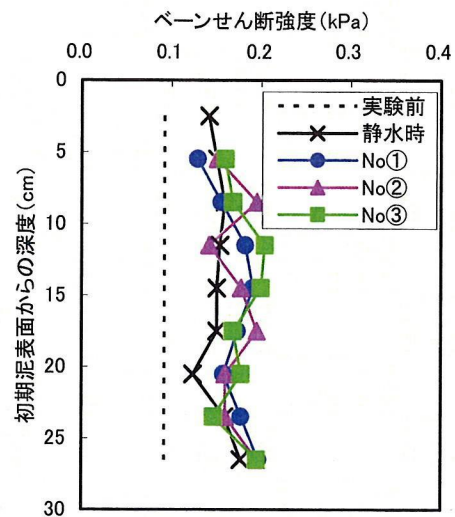
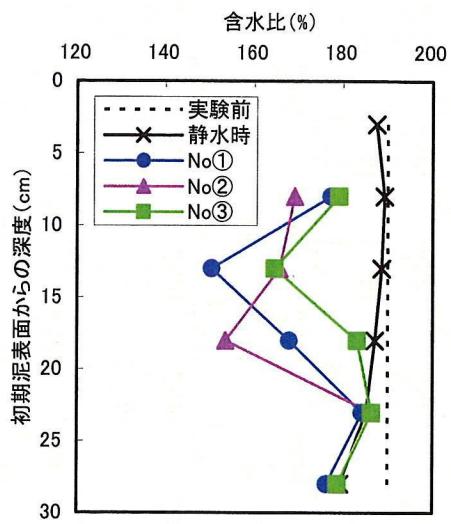


【Case1】

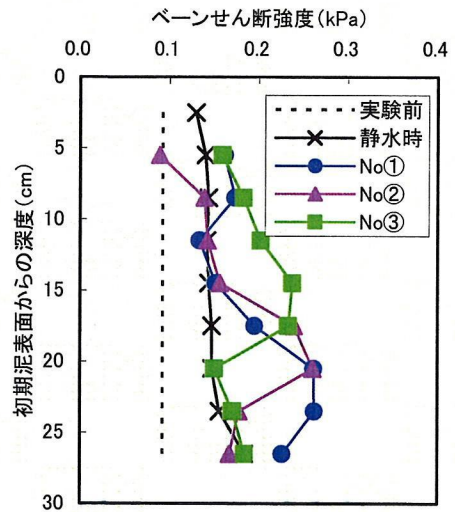
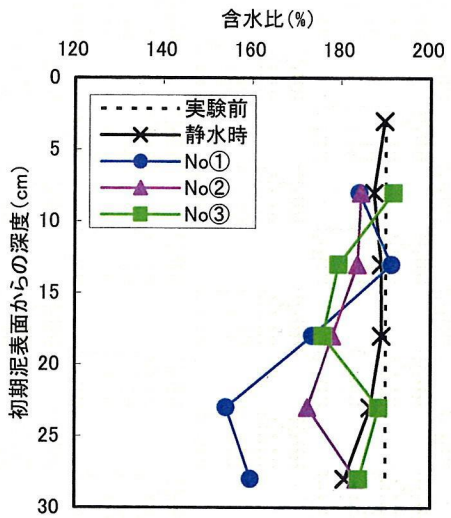


【Case2】

図-5.2.7 含水比とせん断強度の深度分布



【Case3】



【Case4】

図-5.2.8 含水比とせん断強度の深度分布

(3) 細粒分含有率の変化

波浪が進行し、底泥が流動化するとともに、底泥の巻き上がりが顕著に生じる沖側地点では、表層部に亀裂が生じることが観察された。Case1の実験終了後における表層面の亀裂状況を写真-5.2.5に示す。

また、Case2について、代表的な沖側・岸側における表層、深度-10cm、深度-20cmの各深度の細粒分含有率を調査した。本調査では、レーザー回折式粒度分析器を用いて、150 μ m以下の粒子を分析の対象とした。

粒度試験結果を図-5.2.9に示す。この結果より、底泥の流動化とともに顕著な地盤応答を示し、大きく含水比が低下する沖側地点において、深度-20cmの深い位置で、有意な細粒分含有率の低下が確認される。このような地盤内部からの細粒分の流出は、底泥の流動化に伴う波動運動や、発生する亀裂と関係があることが推測される。

また、岸側の表層部で細粒分が増加しているのは、巻き上がった粒子が比較的波浪作用の小さい沖側で沈殿したためと考えられる。

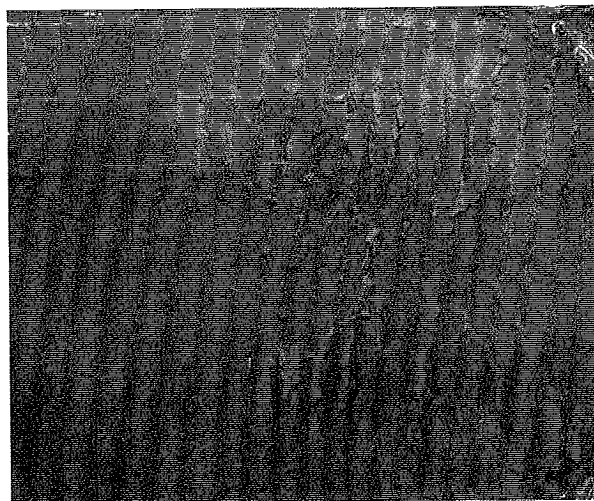


写真-5.2.5 実験後の亀裂状況

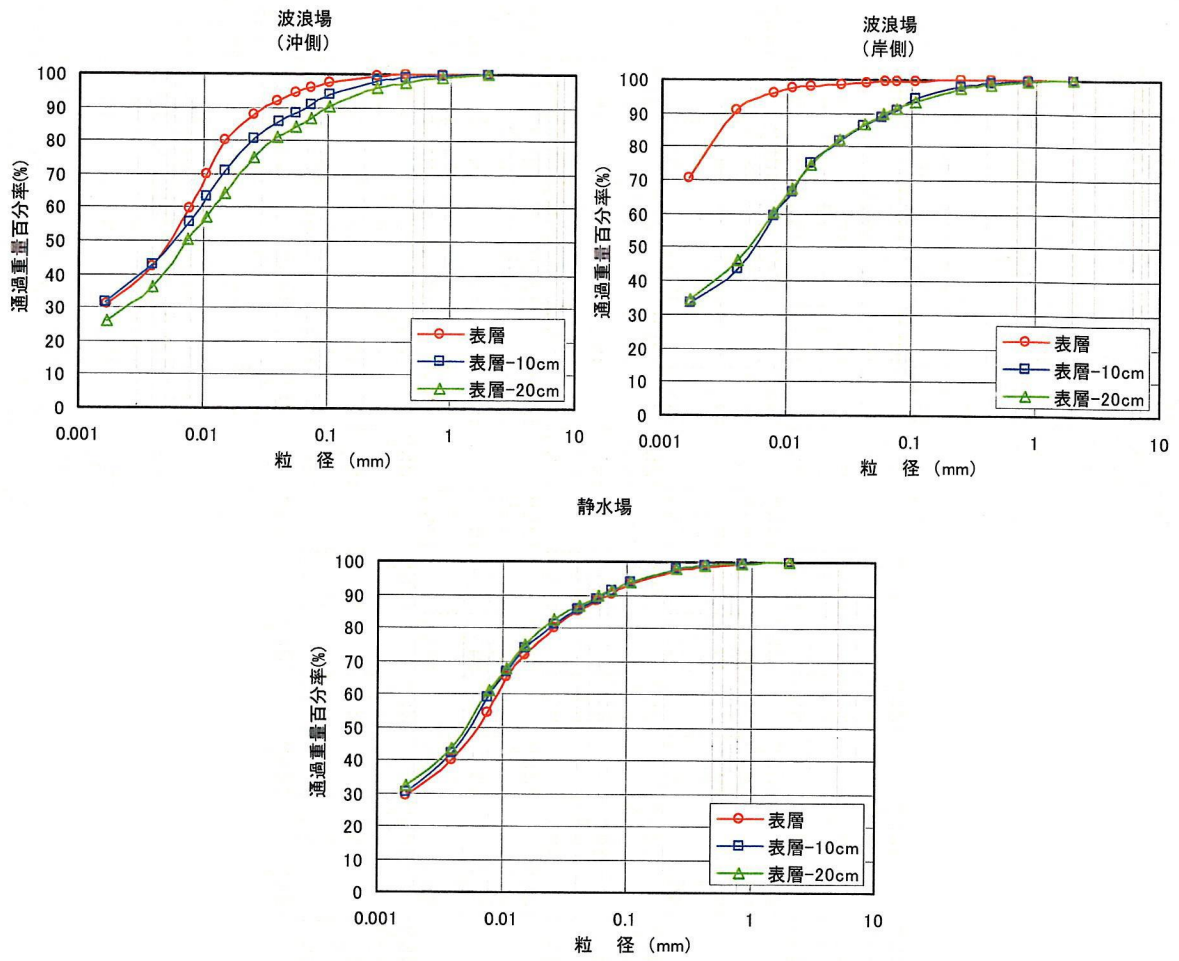


図-5.2.9 Case2 の粒度試験結果

(4) 地盤骨格の形成

せん断強度を増加させる要因として、含水比の低下と間隙の変化に無関係なセメンテーションが考えられる。Case3の波高が発達するケースでは、含水比の低下は他のケースと同様に見られるものの、実験終了時におけるせん断強度は、顕著に増加していない。これは、波高の発達過程において、底泥が練り返しを受けるため、セメンテーションによる強度増加が発現されにくいためと考えられる。一方、波高が一定あるいは減衰するケースでは、そうした再流動化現象は発生しないため、時間の経過とともにセメンテーションが進行し、強度増加が顕著に現れる傾向にある。また、Case2において計測された変動土圧および変動間隙水圧振幅の時間変化を図-5.2.10に示す。実験後の含水比が明瞭に低下した深度22.5cmの変動水圧振幅は、時間が経過すると、含水比の低下に伴って地盤骨格が形成されていく影響を受けて、若干、低下する傾向が見られる。一方、変動土圧振幅は、含水比が明瞭に低下した深度において、若干、増加する傾向がある。

以上のことから、顕著な底泥応答を示す沖側地点では、波浪の周期的な圧縮あるいは引張り作用によって、亀裂が発生するとともに、亀裂が水みちとなってドレーン効果を生じ、細粒分が流出している可能性が高い。5.3.3節で後述するように、亀裂発生部における透水係数を5倍に設定することで含水比の低下を概ね説明することができる。

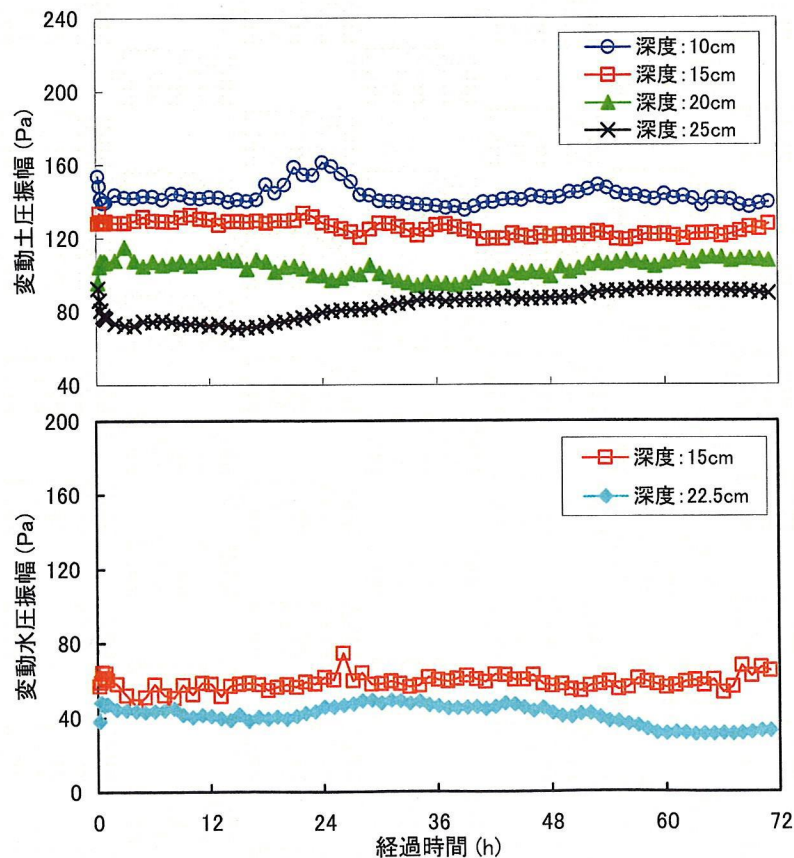


図-5.2.10 変動土圧および変動間隙水圧の時間変化

(5) まとめ

実験の結果、波浪作用下における底泥のせん断強度が増加するメカニズムとして、以下のように推定される（**図-5.2.11**）。

- ① 波浪が軟弱な底泥上を進行する。
- ② 底泥表面に作用する動圧力が底泥を流動化させ波動運動を引き起こすと同時に、相互干渉として波浪のエネルギー減衰が生じる
- ③ 底泥表面において、波動運動が顕著に生じる領域では、引張りによる亀裂が生じる。
- ④ 亀裂部および表面からの細粒分の巻き上がりにより、底泥内部から細粒分が流出し、粗粒化現象が生じる。
- ⑤ 粗粒化現象により透水性が増加する効果と、亀裂部分が水みちとなって、ドレーン効果が発揮されることによって、波浪による動水圧作用時の自重圧密の進行が促進され、含水比が著しく低下する。
- ⑥ 含水比の低下およびセメンテーション（時間経過に伴う強度増加）により、底泥内のせん断強度が増加する。

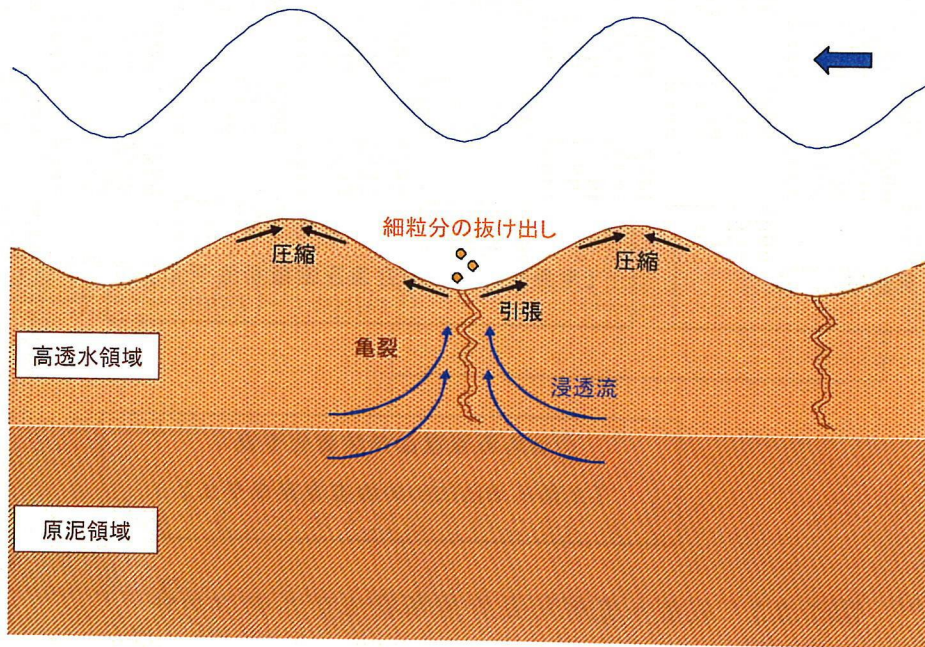


図-5.2.11 含水比が低下するメカニズム

5.3 波浪－底泥相互作用解析モデル

本章では、十分な強度を持たない底泥上を進行する波浪の減衰と同時に、底泥の動的応答、底泥内の含水比およびせん断強度の時間的变化を定量的に評価する波浪－底泥の相互作用解析モデルを提案する。

図-5.3.1 にフローを示す。

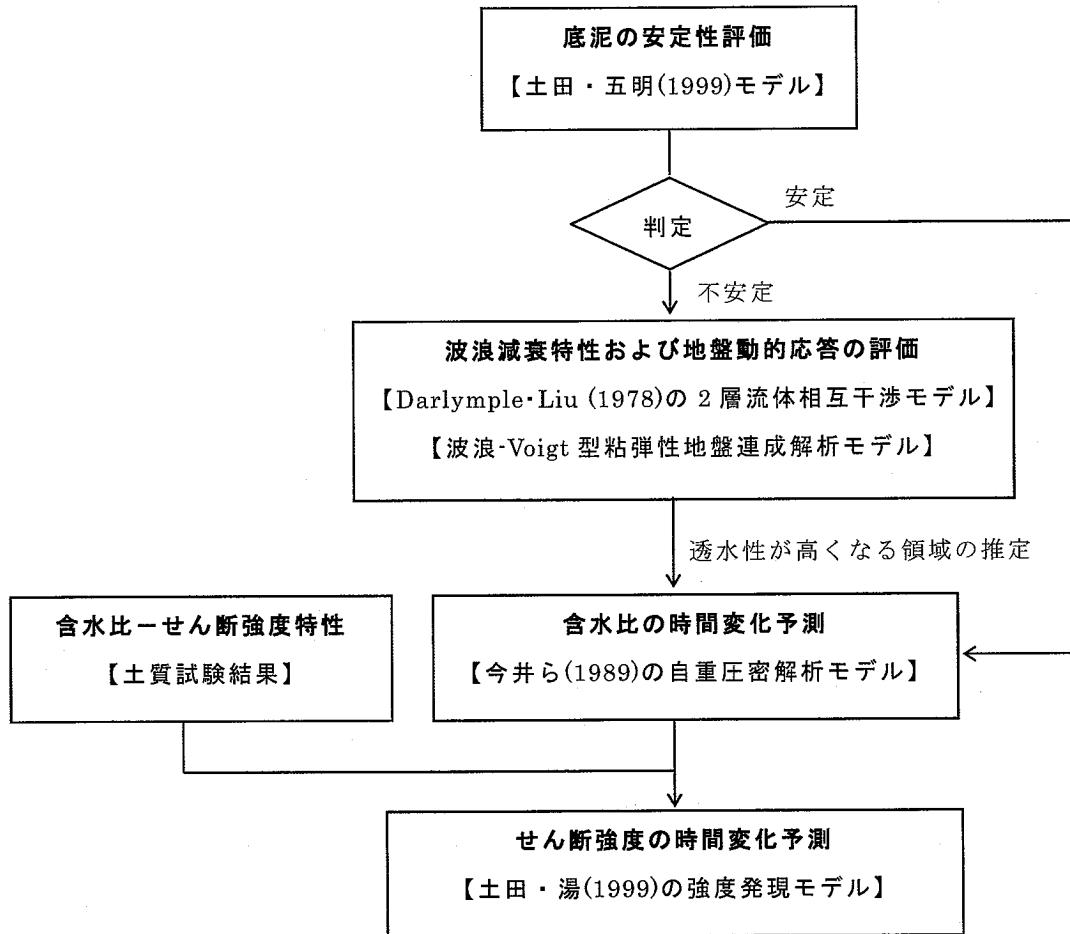


図-5.3.1 波浪－底泥相互作用解析モデルのフロー

5.3.1 底泥の安定性

(1) 波浪による圧力変動と底泥安定の条件

図-5.3.2 に示すように、土田・五明（1999）は波による圧力変動に対して海底の底泥が安定する条件を、地盤の安定解析の手法を用いて説明している。

以下にその概要を示す。

波が海底地盤の表面に及ぼす水圧変動 p を微小振幅波理論で表現すると次式で与えられる。

$$p = \gamma_w \frac{H}{2 \cosh kh} \cos\left(\frac{2\pi}{T}t\right) \quad \dots\dots\dots (5.1)$$

ここに、 $k = 2\pi/L$ は波数、 L : 波長、 H : 波高、 T : 周期、 h : 水深、 γ_w : 水の単位体積重量、 t : 時間である。

図-5.3.2 に示すように、海底地盤に作用する水圧変動によって円弧すべりが発生すると仮定する。 d は底泥内でのすべり深さ、 c は底泥粘着力であり深度によらず一定と仮定すると、抵抗モーメント M_R とすべりモーメント M_S は以下のようなになる。

$$M_R = c \left(\frac{y^2}{d} + d \right) \tan^{-1} \left(\frac{2dy}{y^2 - d^2} \right) \quad \dots\dots\dots (5.2)$$

$$M_S = \frac{LH^*}{2\pi} \gamma_w \left\{ \frac{L}{2\pi} \sin(ky) - y \cos(ky) \right\} \quad \dots\dots\dots (5.3)$$

ここで、 $H^* = H/\cosh kh$ である。

このとき、すべりに対する安全率 F は以下のようなになる。

$$F = \frac{M_R}{M_S} = \frac{\pi c}{H^* \gamma_w} K \quad \dots\dots\dots (5.4)$$

ここに、

$$K = \frac{(y^2/d + d)^2}{2 \{ \sin(ky)/k^2 - y \cos(ky)/k \}} \tan^{-1} \left(\frac{2dy}{y^2 - d^2} \right) \quad \dots\dots\dots (5.5)$$

ある底泥深度 d に対し円弧通過点 C の位置 y を変化させて K の最小値 K_{\min} を求めると、すべりの最小安全率となる円弧を求めることができる。

$$K_{\min} = 0.152(L/d) + 0.5 \quad \dots\dots\dots (5.6)$$

(5.4) 式で $F=1$ とし、(5.6) 式を用いると、底泥層のすべりが発生する限界のせん断強度 c_{dyn}^* が以下のように求められる。

$$c_{dyn}^* = \frac{H^* \gamma_w}{\pi \{0.152(L/d) + 0.5\}} \quad \dots\dots\dots (5.7)$$

波長 L が底泥深度 d よりも十分に大きい条件では、式(5.7)は、次式のように近似される。

$$c_{dyn}^* = \frac{2.1H^* d \gamma_w}{L} \quad \dots\dots\dots (5.8)$$

ここで、上式に用いられるせん断強度は、波浪による繰り返し荷重に対する底泥の動的強度であり、ベーンせん断試験などで測定される静的な強度と異なっていることに注意する。

静的強度に対する動的強度の比を μ で表すと、 μ は一般に 1.0 より小さく、繰り返し回数が増加するとともに小さくなることが知られている。

静的強度 c_{sta}^* と強度比 μ を用いて、式(5.7)を表現すると次式のようなになる。

$$c_{sta}^* = \frac{H^* \gamma_w}{\pi \mu \{0.152(L/d) + 0.5\}} \quad \dots\dots\dots (5.9)$$

また、波長 L が底泥深度 d よりも十分に大きいときは、以下のようなになる。

$$c_{sta}^* = \frac{2.1H^* d \gamma_w}{\mu L} \quad \dots\dots\dots (5.10)$$

上式より、すべりに対する底泥の限界強度は底泥深度と波形勾配 H^*/L に比例し、底泥の動的強度の静的強度に対する係数 μ に反比例するといえる。

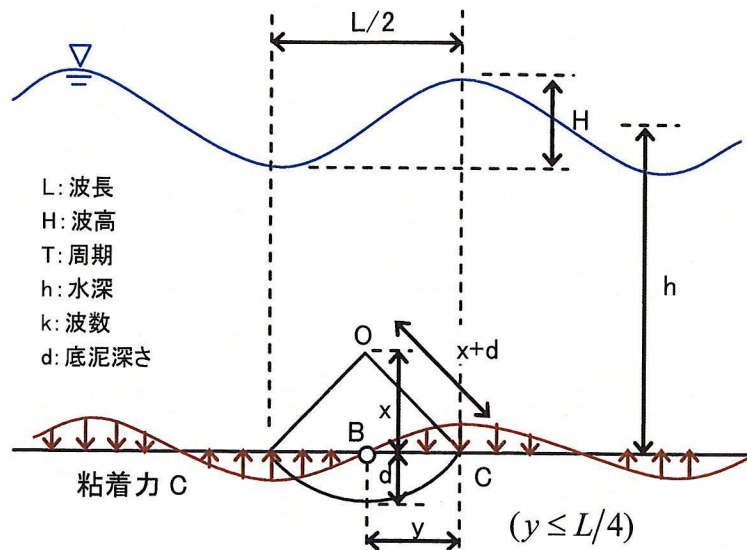


図-5.3.2 波動によるすべりに対する底泥の安定

波浪条件での底泥の安定性について、式(5.9)を用いて評価した。ここで、ベーン試験による静的強度に対する波浪下での動的強度の比を示す μ については、土田・五明(1999)にならい、0.1で与えた。

表-5.3.1, 表-5.3.2に示すように、本実験で用いた波浪条件に対し、底泥は十分な強度を有さず、底泥安定性に関する安全率が0.2と、非常に不安定であることが分かる。このような軟弱な底泥条件においては、波浪の作用によって、底泥の流動化が生じるとともに、底質の巻き上げや亀裂が顕著に発生する。

表-5.3.1 Case1 (波高 2cm) の底泥の安定性

単位体積重量	$\gamma_w =$	10.10 kN/m ³
波高	H=	0.02 m
周期	T=	1.0 s
重力加速度	g=	9.8 m/s ²
海底水圧	P=	1.58 kPa
波長	L=	1.0 m
水深	h=	0.15 m
波数	k=	6.28
	H*	0.0135 m
スベリ深さ	d=	0.3 m

限界せん断強度	$C_{dvn}'(\text{Pa})$	43.22
ひずみレベル	$\varepsilon =$	
	$\mu =$	0.1
限界せん断強度	$C_{sta}'(\text{Pa})$	432.2
安全率	F	0.2
不安定		

表-5.3.2 Case2 (波高 3cm) の底泥の安定性

単位体積重量	$\gamma_w =$	10.10 kN/m ³
波高	H=	0.03 m
周期	T=	1.0 s
重力加速度	g=	9.8 m/s ²
海底水圧	P=	1.62 kPa
波長	L=	1.0 m
水深	h=	0.15 m
波数	k=	6.28
	H*	0.0203 m
スベリ深さ	d=	0.3 m

限界せん断強度	$C_{dvn}'(\text{Pa})$	64.82
ひずみレベル	$\varepsilon =$	
	$\mu =$	0.1
限界せん断強度	$C_{sta}'(\text{Pa})$	648.2
安全率	F	0.2
不安定		

5.3.2 波浪減衰特性および地盤動的応答の評価

初期含水比を液性限界以上の値に調整した本実験の底泥は、大坪 (1983) が示す粒径と含水比を基準にした底泥の流動形態の分類によれば、粘弾性体に分類される。また、土圧および間隙水圧変動の計測結果を **図-5.2.10** に示したように、底泥は土骨格と間隙水の 2 相混合体としての挙動を示す。底泥の挙動を精度良く評価するには、底泥を多孔質粘弾性体として扱うモデルが適切であると考えられるが、Newton 粘性流体として簡便的に扱うモデルについても、あわせて適用性を検証する。

(1) 底泥を Newton 粘性流体としてモデル化する手法

Darlymple・Liu(1978)は、粘性流体領域に対して境界層近似を行い、水領域との相互干渉を理論的に解析する 2 層流体相互干渉モデルを提案している。以下に基礎式を示す。

分散関係式

$$\frac{\omega^2}{g\lambda} = \frac{[-m_0 + (m_0^2 - 4n_0l_0)^{1/2}]}{2l_0} \dots\dots\dots (5.11)$$

ここに、 $l_0 = \frac{\rho_2}{\rho_1} + \tanh(\lambda h) \tanh(\lambda d)$,

$$m_0 = -\frac{\rho_2}{\rho_1} [\tanh(\lambda d) + \tanh(\lambda h)],$$

$$n_0 = \left(\frac{\rho_2}{\rho_1} - 1 \right) \tanh(\lambda h) \tanh(\lambda d), \quad \omega : \text{角周波数}, \quad \lambda : \text{波数である.}$$

波高減衰算定式

底泥上を進行する波の波高減衰は、式(5.12)と(5.13)に基づいて評価することができる。

$$a = a_0 \exp(-\lambda_i x) \dots\dots\dots (5.12)$$

ここに、 a : 対象地点の波高, a_0 : 入射波高, x : 波の進行距離, λ_i : 減衰パラメタである。

$$\lambda_i = \frac{(\omega\nu_1)^{1/2} \{D_1^2 + (\rho_2/\rho_1)(\nu_2/\nu_1)^{1/2} D_2^2\}}{2gC_g \left\{ 1 + \left(\frac{\rho_2}{\rho_1} - 1 \right) \cosh^2 \lambda h \left(\frac{g\lambda}{\omega^2} \right)^2 \left(\frac{\omega^2}{g\lambda} - \tanh \lambda h \right)^2 \right\}} \quad \dots\dots\dots (5.13)$$

ここに、 ω ：角周波数、 λ ：波数、 h ：水深、 ρ_1, ρ_2 ：水および粘性流体の密度、 ν_1, ν_2 ：水および粘性流体の動粘性係数である。また、

$$D_1 = - \frac{\omega \cosh \lambda h \left(\frac{g\lambda}{\omega^2} - 1 \right) (1 + \tanh \lambda h)}{1 + \frac{\rho_1}{\rho_2} \left(\frac{\nu_1}{\nu_2} \right)^{1/2}}$$

$$D_2 = - \frac{\rho_1}{\rho_2} \sqrt{\frac{\nu_1}{\nu_2}} D_1$$

である。

底泥内動圧力

$$p = \frac{a \cosh \lambda h}{\lambda} \{ A \cosh \lambda z + B \sinh \lambda z \} e^{i((\lambda x - \omega t))} \quad \dots\dots\dots (5.14)$$

ここに、

$$A = \rho_1 (g\lambda - \omega^2 \tanh \lambda h) + (\rho_2 - \rho_1) \frac{g\lambda}{\omega^2} B,$$

$$B = \rho_2 (\omega^2 - g\lambda \tanh \lambda h)$$

である。

実験条件に対して、底泥の動粘性係数を変化させ、波高伝達率を評価した結果を **図-5.3.3** に示す。本実験条件では、動粘性係数を 0.25m²/s に設定することにより、底泥上の波高減衰を精度よく評価できることが分かる。

また、**図-5.3.4** に上式から底泥内動圧力を評価した解析結果と、実測値との比較を示す。解析モデルは、地盤応答としての変動水圧を精度よく評価できており、底泥を Newton 粘性流体として扱うモデルで、波高減衰および変動水圧を簡便的に評価できるものと考えられる。

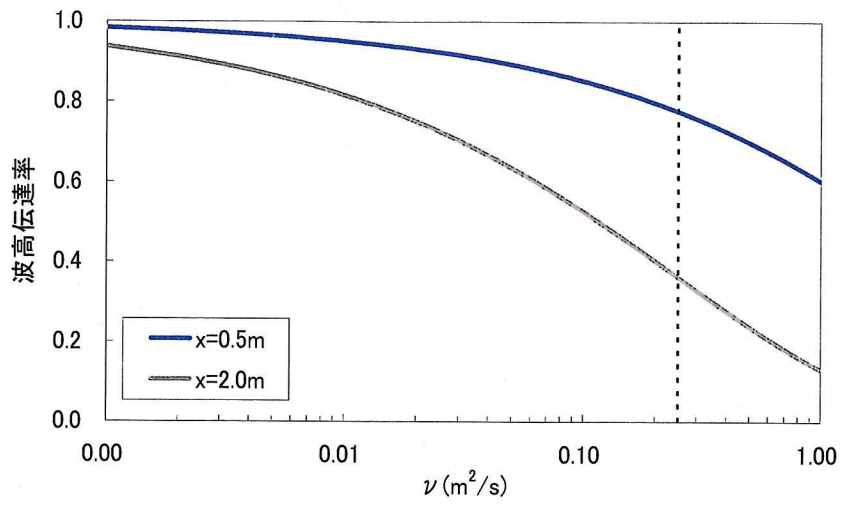


図-5.3.3 波高伝達率解析結果

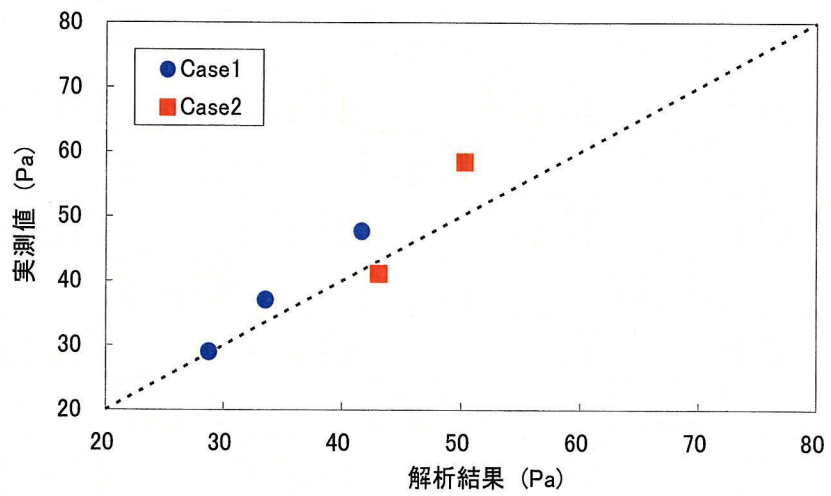


図-5.3.4 動圧力解析結果と実測値との比較

(2) 底泥を粘弾性体としてモデル化する手法

底泥を Newton 粘性流体としてモデル化する手法は、土粒子骨格と水粒子の各相に分けて表現することができない。特に、含水比が低下して流動的挙動が小さくなる場合には、評価誤差が大きくなる問題が生じるため、底泥の挙動を精度良く評価するには、底泥を土と間隙水の 2 相より構成される多孔質粘弾性体として扱うモデルが適切であると考えられる。

そこで、蔣ら(2000)の手法にならい、波動場を解析する数値波動水路 (CADMAS-SURF) と地盤部を解析する Voigt 型粘弾性体 (FEM モデル) を連成した波浪-底泥の動的挙動を解析する。

波動場と地盤部を連成させる手法として、水理部と地盤部の接続境界における速度および圧力の連続性を用いる。

(a) 波動場の数値波動水路 (CADMAS-SURF)

水理部の解析には、複雑な自由水面の運動が追跡可能な VOF 法からなる数値波動水路 (磯部ら, 1999) を用いる。数値波動水路は、多孔質中の流れに拡張した Navier-Stokes 方程式に基づいているため、捨石傾斜堤、マウンド等の透過構造物内の波動、流動を同時に解析することが可能である。以下に、数値波動水路の基礎方程式である 2 次元非圧縮性流体を対象とした連続式、および Navier-Stokes 方程式をポーラスモデルに基づいて拡張した式を示す。

連続式

$$\frac{\partial \gamma_x u}{\partial x} + \frac{\partial \gamma_z w}{\partial z} = 0 \quad \dots \dots \dots (5.15)$$

運動方程式

$$\lambda_v \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial \lambda_x u u}{\partial x} + \frac{\partial \lambda_z w u}{\partial z} = -\frac{\gamma_v}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x} - R_x + \frac{\partial}{\partial x} \left(\gamma_x \nu_e \left[2 \frac{\partial u}{\partial x} \right] \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\gamma_z \nu_e \left[\frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \right] \right) \quad (5.16)$$

$$\lambda_v \frac{\partial w}{\partial t} + \frac{\partial \lambda_x u w}{\partial x} + \frac{\partial \lambda_z w w}{\partial z} = -\frac{\gamma_v}{\rho} \frac{\partial P}{\partial z} - \gamma_v g - R_z + \frac{\partial}{\partial x} \left(\gamma_x \nu_e \left[\frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} \right] \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\gamma_z \nu_e \left[2 \frac{\partial w}{\partial z} \right] \right) \quad (5.17)$$

ここで、 x, z : 水平, 鉛直座標, u, w : 流速の水平, 鉛直成分, P : 圧力, ν_e : 渦動粘性係数, γ_v : 空隙率, γ_x, γ_z : 水平, 鉛直方向面積透過率であり, C_M を慣性力

係数として $\lambda_v = \gamma_v + (1 - \gamma_v)C_M$, $\lambda_x = \gamma_x + (1 - \gamma_x)C_M$, $\lambda_z = \gamma_z + (1 - \gamma_z)C_M$ である.

また, 抵抗係数を C_D として抗力 R_x , R_z は以下のように流速の 2 乗に比例する形でモデル化している.

$$R_x = \frac{1}{2} \frac{C_D}{\delta x} (1 - \gamma_x) u \sqrt{u^2 + w^2} \dots\dots\dots (5.18)$$

$$R_z = \frac{1}{2} \frac{C_D}{\delta z} (1 - \gamma_z) w \sqrt{u^2 + w^2} \dots\dots\dots (5.19)$$

乱流モデルには, 実用性が高く様々な分野に適用されている高 Re 型 k-ε2 方程式モデルを採用している. これにより算定された乱流の効果を, 渦動粘性係数および圧力に取り入れて, Navier-Stokes 方程式にフィードバックする.

(b) 地盤部の Voigt 型粘弾性体 (FEM モデル)

地盤部は, 地盤骨格と気泡の混入を考慮した圧縮性間隙水より構成される多孔質の 2 相混合体として取り扱う. 一般にこのような土・水連成モデルとして, Biot (1941) のモデルがよく知られているが, 地盤を線形弾性体として扱うため, 地盤の変形が大きく塑性状態が現れる条件, あるいは, 地盤の粘性抵抗が顕著な条件では, 適用性に限界がある.

本研究では, 蔣ら (2000) にならい, 地盤の粘性抵抗を考慮できる Voigt 型粘弾性体モデルを用いた解析を行う.

Voigt 型粘弾性体において, 有効応力に対する構成式は, 次式で表される.

$$\sigma'_{ij} = E_{ijkl} \varepsilon_{kl} + \eta_{ijkl} \dot{\varepsilon}_{kl} \dots\dots\dots (5.20)$$

ここで, σ'_{ij} は地盤の有効応力, ε_{ij} はひずみ, E_{ijkl} は弾性係数テンソル, 粘性係数テンソル η_{ijkl} は, 弾性係数に比例する形で,

$$\eta_{ijkl} = \beta^i E_{ijkl} \dots\dots\dots (5.21)$$

このとき, Biot (1941) の多孔質弾性体理論を拡張した形で, 地盤の運動方程式と連続式を式(5.22)-(5.24)のように表現することができる.

応力釣合い式

$$G \left[\left(\frac{\partial^2 u_s}{\partial x^2} + \beta' \frac{\partial^2 \dot{u}_s}{\partial x^2} \right) + \left(\frac{\partial^2 u_s}{\partial y^2} + \beta' \frac{\partial^2 \dot{u}_s}{\partial y^2} \right) \right] + \frac{1}{(1-2\nu)} \frac{\partial}{\partial x} \left[\left(\frac{\partial u_s}{\partial x} + \beta' \frac{\partial \dot{u}_s}{\partial x} \right) + \left(\frac{\partial v_s}{\partial y} + \beta' \frac{\partial \dot{v}_s}{\partial y} \right) \right] + \frac{\partial p}{\partial x} = 0 \quad \dots\dots\dots (5.22)$$

$$G \left[\left(\frac{\partial^2 v_s}{\partial x^2} + \beta' \frac{\partial^2 \dot{v}_s}{\partial x^2} \right) + \left(\frac{\partial^2 v_s}{\partial y^2} + \beta' \frac{\partial^2 \dot{v}_s}{\partial y^2} \right) \right] + \frac{1}{(1-2\nu)} \frac{\partial}{\partial y} \left[\left(\frac{\partial u_s}{\partial x} + \beta' \frac{\partial \dot{u}_s}{\partial x} \right) + \left(\frac{\partial v_s}{\partial y} + \beta' \frac{\partial \dot{v}_s}{\partial y} \right) \right] + \frac{\partial p}{\partial y} = 0 \quad \dots\dots\dots (5.23)$$

質量保存則

$$\frac{k}{\rho_w g} \left(\frac{\partial^2 p}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 p}{\partial y^2} \right) - \frac{n}{\beta} \frac{\partial p}{\partial t} - \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\partial u_s}{\partial x} + \frac{\partial v_s}{\partial y} \right) = 0 \quad \dots\dots\dots (5.24)$$

ここで、 n ：間隙率、 ν ：ポアソン比、 G ：せん断弾性係数、 β ：水の体積弾性率、 k ：透水係数、 u_s 、 v_s ：土粒子の水平および鉛直変位、 p ：間隙水圧である。

Case1（波高 2cm）および Case2（波高 3cm）の実験ケースについて、波動・粘弾性地盤連成解析を行い、その適用性について検証を行った。
解析に用いた地盤物性パラメタを表-5.3.3 に示す。

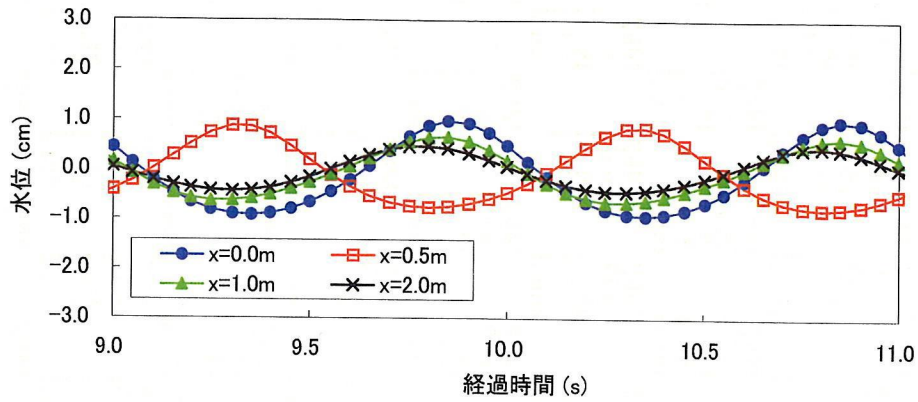
表-5.3.3 解析で与えるパラメタ

空隙率 n	ポアソン比 ν	地盤弾性係数 E (N/m ²)	水の体積弾性率 β (m ² /N)	透水係数 k (cm/s)	粘性パラメタ β'
0.8	0.33	3.00E+03	1.00E-08	1.00E-07	0.1

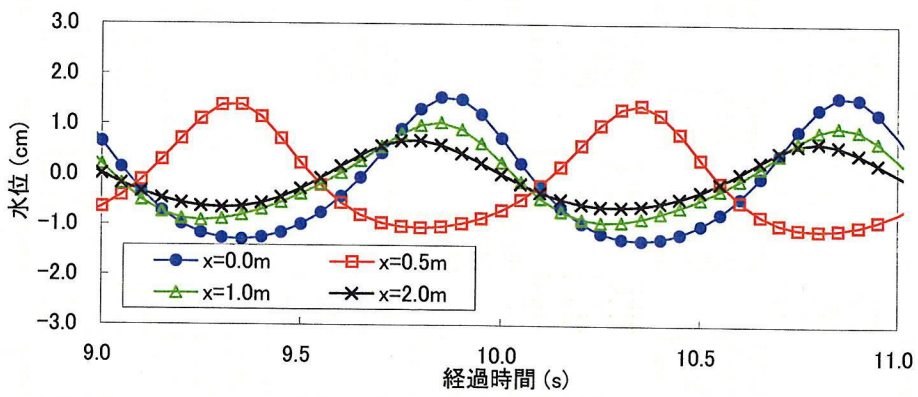
解析結果について、土槽沖側より $x=0.0, 0.5, 1.0, 2.0\text{m}$ の位置における水位の時系列波形を図-5.3.5 に示すとともに、波高伝達率について実測値と比較した結果を表-5.3.4 に示す。

また、図-5.3.6 に波動場および底泥内の変動水圧水頭分布のコンター図を示し、図-5.3.7 に変動水圧および変動土圧に関する実測値と比較した結果を示す。波の進行方向に波高が減衰し、変動水圧が減少していく現象がよく表現されており、実測値との対応もよい。

以上より、底泥を粘弾性体としてモデル化した本手法は、波高減衰、および間隙水と土骨格より構成される地盤の動的挙動の評価に関して適用性が高いと言える。



(1) Case1



(2) Case2

図-5.3.5 水位時系列波形の解析結果

表-5.3.4 波高伝達率の比較

	Case1	Case2	備考
実測値	0.79	0.74	x=0.5m
解析結果	0.79	0.81	x=0.5m

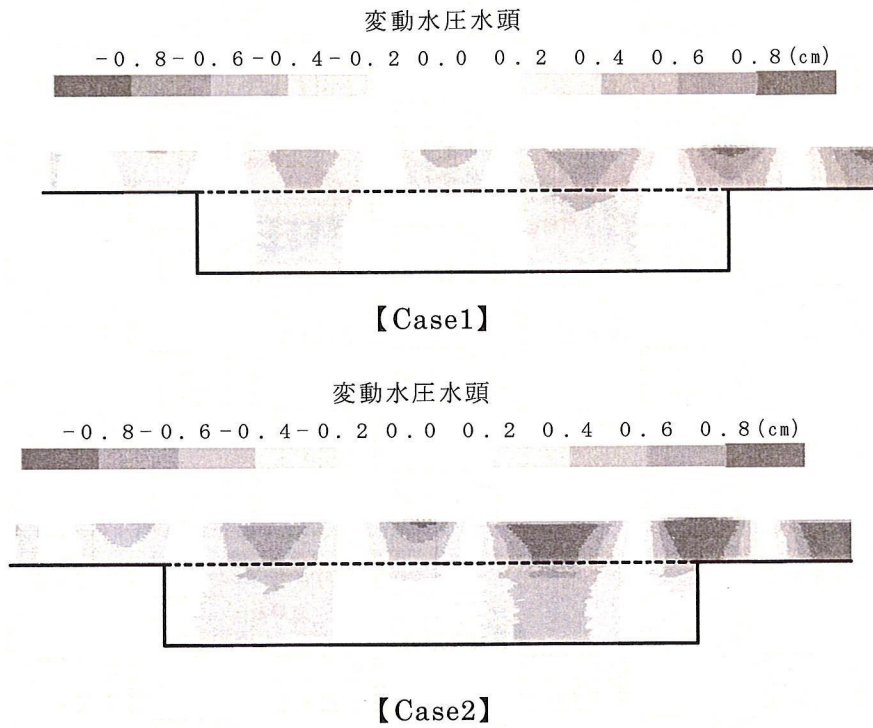


図-5.3.6 波動-粘弾性地盤連成モデルの解析結果（動圧力コンター）

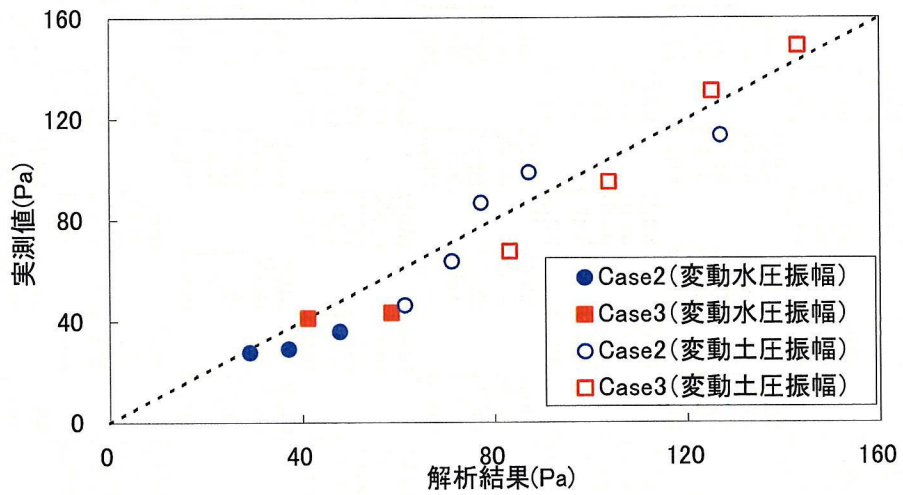


図-5.3.7 動圧力解析結果と実測値との比較

3.3.3 含水比の時間変化予測

実験の結果、波浪の作用により地盤面で巻き上がりが生じるなどの顕著な地盤応答を示す領域では、含水比が明瞭に低下することが確認された。波浪によって地盤上面に発生する亀裂がドレーン効果を持つと仮定し、上層部の透水係数を増加させて（高透水性の上層部と原泥状態の下層部の2層モデル）、地盤をモデル化し、自重圧密解析を行うことで、波浪作用下における含水比の時間的変化の評価を試みる。

自重圧密解析は一階の微分方程式を連立させた差分近似による今井ら(1989)の手法を用いる。以下に基礎式を示す。

質量保存則

$$\frac{\partial e}{\partial t} = -\frac{\partial v}{\partial z_r} \quad \dots \dots \dots (5.25)$$

透水則および力の釣合い式

$$v = \frac{k}{(1+e)\gamma_w} \left[\frac{\partial \sigma'}{\partial z_r} + (\gamma_s - \gamma_w) \right] \quad \dots \dots \dots (5.26)$$

構成式

$$\dot{e} = f(e, \sigma') \quad \dots \dots \dots (5.27)$$

ここに、 z_r ：縮小座標、 e ：間隙比、 v ：浸透流速、 σ' ：有効応力である。
式(28)の $e \sim \log \sigma'$ の関係式、また、透水係数と間隙比の関係式として、(29)を用いる。

$$e = -C_c \log \sigma' + a_1 \quad \dots \dots \dots (5.28)$$

$$e = C_{k1} \log k + c_1 \quad \dots \dots \dots (5.29)$$

ここに、 C_c ：圧縮指数、 a_1 、 C_{k1} 、 c_1 は定数である。

波浪の作用により、底泥内において、流動化し、波動運動が顕著に生じる領域では、亀裂が発生するとともに、細粒分の抜け出しが生じることが確認されている。

ここで、周期的な波圧作用によって、底泥が流動化し、波動運動する中で、地盤内に生じるせん断応力が初期せん断強度を超える深度まで亀裂が進行し、ドレーン効果が現れて実質的に透水性が増加すると仮定する。そして、透水性が高い上部領域（厚さ： d_l ）と、原泥状態の透水係数を持つ2層地盤を想定し、自重圧密解析を行う（**図-3.3.8**）。

実験条件の中で、実験を通して波高が一定の条件で、波高の異なる Case1, Case2 の 2 ケースを選定し、沖側を代表した No.②, ③の実測平均値 (図-5.2.7 および図-5.2.8) を用いて解析モデルとの比較を行った。

静水時の自重圧密実験により底泥の圧密特性を適切に評価し、解析に用いる物性パラメタを $e_0 = 4.9$, $C_c = 0.73$, $a_1 = 2.6$, $C_k = 1.45$, $b_1 = 8.1$ に設定した。なお、この条件では、圧密開始時の圧密係数は標準圧密試験の低応力域を外挿する形で、 $0.42\text{cm}^2/\text{day}$ に設定される。

亀裂のドレーン効果を考慮しない条件と、ドレーン効果を考慮して上層部の圧密係数を原泥の 5 倍に設定した条件で、それぞれ解析した結果を図-5.3.9 に示す。亀裂のドレーン効果を考慮する条件では、波高 2cm と 3cm のそれぞれの作用ケースで、亀裂の影響深さをそれぞれ 12cm と 22cm に設定した。

図-5.3.9 から、亀裂のドレーン効果を考慮することで、亀裂発生時における明瞭な含水比の低下特性を概ね再現することができるが、実測に比べて若干低下特性の評価が小さい結果となっている。この原因については、第 4 章で考察する。

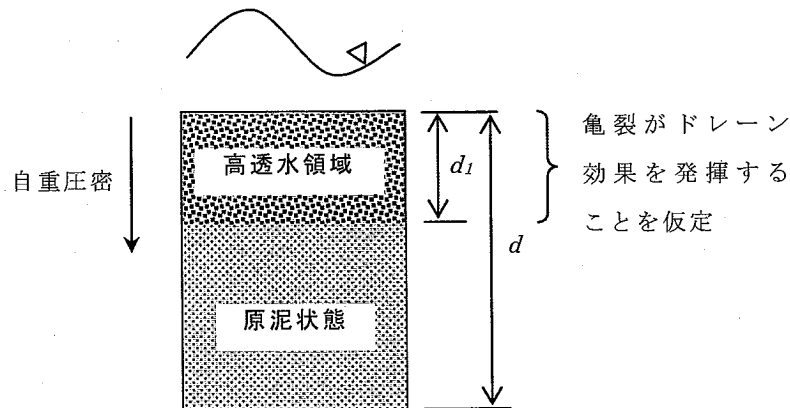
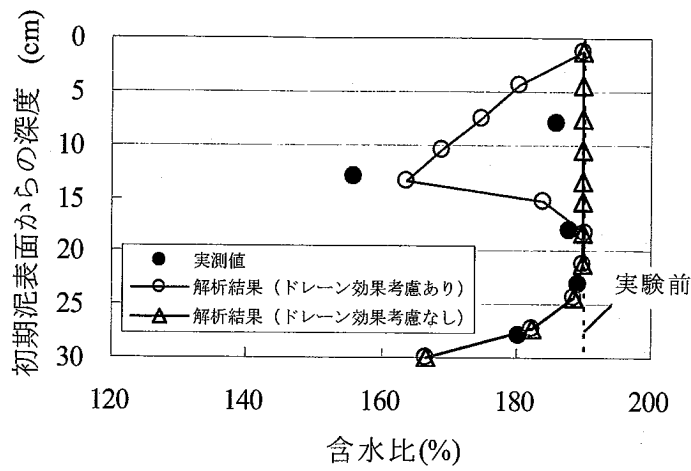
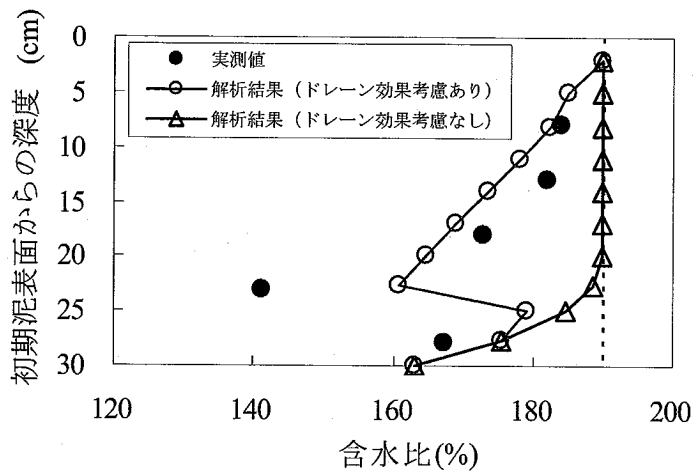


図-5.3.8 解析領域のモデル化



(1) Case 1



(2) Case 2

図-5.3.9 含水比低下に関する自重圧密モデルの検証

3.3.4 せん断強度の時間変化予測

土田・湯 (1999)によれば、底泥内のせん断強度発現は次の3つの成分から構成されている。

- ・ 土被り圧のもとでの一次圧密により、土の間隙が減少し発現する強度
- ・ 一次圧密後の二次圧密過程による間隙の減少によって発現する強度
- ・ 間隙の減少とは無関係に、時間の経過とともに発現する強度 (セメンテーション)

ここでは、含水比の低下だけでは説明できないせん断強度の増加分をセメンテーションとして考慮する。以下に土田・湯 (1999)による強度増加発現モデルを示す。

$$\tau = \tau_0 + \Delta\tau_w + \Delta\tau_c \dots \dots \dots (5.30)$$

ここで、 τ_0 : 初期せん断強度、 $\Delta\tau_w$: 含水比変化に伴うせん断強度変化、 $\Delta\tau_c$: セメンテーションによるせん断強度増加

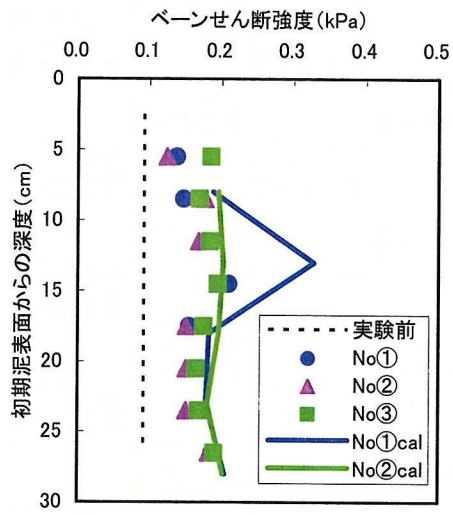
$$\Delta\tau_c = \kappa \sqrt{p_0} \Delta \log t \dots \dots \dots (5.31)$$

ここで、 κ : 強度増加係数で、土田・湯 (1999) では $0.3 \sim 0.4$ ($\text{m/kN}^{0.5}$) の範囲で提案されている、 p_0 : 有効土被り圧 (kN/m^2)、 t : 堆積時間

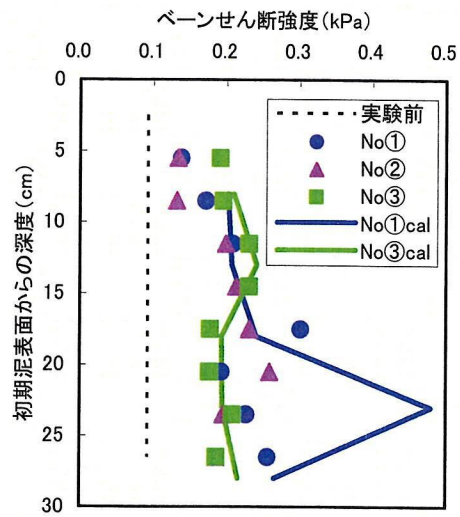
本項では、セメンテーションによるせん断強度の増加を考慮して、本実験条件での底泥内のせん断強度分布を評価し、その適用性について述べる。各ケースの代表的な比較対象測点として、側方境界の影響を受けにくい沖側 (No②, ③) および岸側 (No⑤, ⑥) の2測点を選定し、それぞれの平均値と解析モデルとの比較を行う。

ここで、モデル自体の適用性を検証するため、 $\Delta\tau_w$ を評価する際、含水比の変化を自重圧密モデルによる解析結果ではなく、**図-5.2.7** および **図-5.2.8** で得られている実測値により与える。また、有効土被り圧としては、未圧密地盤を想定し、底泥の初期練り返し時のせん断強度 (0.09kPa) に等しいと仮定して与え、強度増加係数 κ については、パラメトリックスタディの結果、 0.15 ($\text{m/kN}^{0.5}$) に設定した。

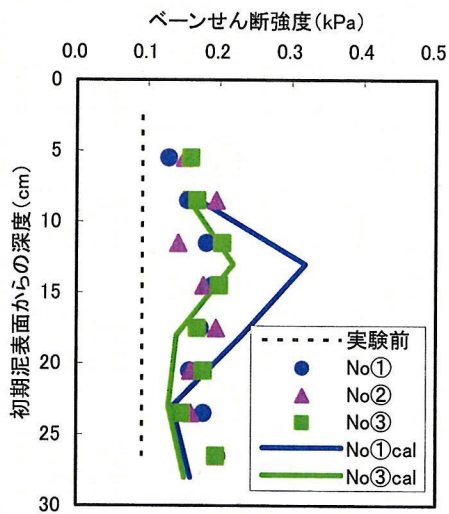
せん断強度の実験結果と解析結果との比較を **図-5.3.10** に示す。せん断強度の時間変化は、解析モデルによって定性的によく再現されており、特に岸側については定量的にも再現性が高い。ただし、地盤応答の顕著な沖側では、せん断強度が極大値を示す深度の近傍で、予測値に対して実測値の方が小さい。これは、波浪作用下において生じた底泥の亀裂を通して、あるいは粗粒化によって粘着性を有する細粒分が内部から抜け出すことに伴い、底泥の液性限界が同時に低下し、相対含水比が有意に変化しないことに起因すると考えられる。



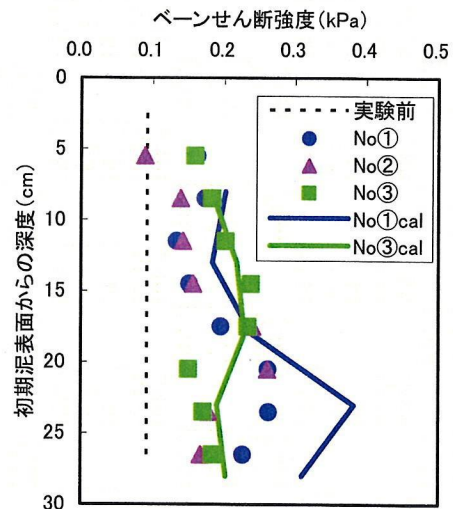
【Case1】



【Case2】



【Case3】



【Case4】

図-5.3.10 せん断強度変化に関する評価手法の検証

3.4 おわりに

本研究において、波浪－底泥の相互作用として生じる波の減衰特性、波による粘土地盤の動的応答、圧密特性を明らかにするため水理実験を行った。さらに、実験で得られた結果を用いて、波高減衰、底泥の動的応答、および底泥内の含水比およびせん断強度の時間的変化を定量的に評価する波浪－底泥の相互作用解析手法を提案した。本研究の成果を次のようにまとめることができる。

1. 波の作用により底泥層が大きく流動化し、波動運動を示すような条件下では、底泥の圧密が促進されて、局所的に含水比が顕著に低下するとともに、せん断強度が増加する部分が現れることが確認された。各実験ケースにおいて、沖から岸に波浪が進行する際、そのような局所的な値を示す深度が上昇する傾向にあることから、含水比およびせん断強度の空間的変化は、底泥上で減衰していく波浪に深く関係があると考えられる。
2. 波によって、地盤内に作用する引張り応力による亀裂が周期的に発生し、それがドレーン効果を発揮すると仮定して、自重圧密解析を行うことにより、含水比の低下を説明することができる。ただし、底泥内の亀裂がドレーン効果を有することは実験的に検証されておらず、今後の課題とする。
3. 本研究で提案した波浪－底泥の相互作用解析手法により、波高減衰、底泥の動的応答、含水比およびせん断強度の変化に関する一連の実験結果を概ね再現・評価できる。

参考文献

- 1)今井五郎・藤森賢・小久保裕・林裕三(1989)：粘性が一次元圧密挙動に及ぼす影響，土質工学研究発表会，pp399-402.
- 2)大坪国順(1983)：底泥の物性及び流送特性に関する実験的研究，国立公害研究所報告，第42号，pp.1-177.
- 3)姜閏求・高橋重雄・野々村治・高野忠志・黒田豊和（2000）：人工干潟地盤の耐波安定性に関する基礎実験，海工論文集，47巻，pp.526-530.
- 4)蔣勤・高橋重雄・村西佳美・磯部雅彦(2000)：波・地盤・構造物の相互作用に関するVOF-FEM予測モデルの開発，海工論文集，47巻，pp.51-55.
- 5)土田孝・五明美智男(1999)：波による水圧変動に対する底泥層の安定について，海工論文集，46巻，pp.596-600.
- 6)土田孝・湯怡新(1999)：粘土のセメンテーションによる強度発現メカニズム，港研報告，38巻第2号，pp.99-129.
- 7)Biot, M. A (1941)：General Theory of three dimensional Consolidation, J. Appl. Phys., 12, pp.155-164.
- 8)Darlymple, A. R. and P. L.-F. Liu (1978)：Wave over soft muds, A two-layer fluid model, J. Phys. Ocean. 8, pp.1121-1131.

第6章 波浪作用下における底泥表層の 圧密促進メカニズム

6.1 はじめに

河川により運搬されたシルト，粘土粒子が河口に達すると，粒子は海水の影響によりフロック（凝集体）を形成して沈降する．このように沈降した微細粒子は，波や流れの攪乱作用により巻き上がり，浮遊移動した後，沈降する過程を繰り返す．高波浪が発生することが少ない閉鎖性水域では，粒子が巻き上がる量に比べて沈降する量が大きく，海底に高含水比の浮泥（底泥）が堆積していくとともに，長期的に圧密されて地盤が形成される．

波によるシルト，粘土粒子の巻き上げ特性の解明に向けて，例えば，五明ら（1986）は，異なる特徴を持つカオリン泥とベントナイト泥について，含水比が液性限界以上にある場合の巻き上げ時の挙動，および含水比に応じた波高減衰特性を明らかにしている．また，三村ら（1989）は，カオリン泥とベントナイト泥について，同様に含水比が液性限界以上にある場合の底面せん断応力と巻き上げ・沈降フラックスの関係を調査し，それぞれのグループに対して，巻き上げフラックスの評価式を提案している．

一方，海底に堆積したシルト，粘土粒子は，波や流れの作用，塩分濃度・水温の変化，生物遺骸の沈殿など各種の複雑な環境の影響の下で，長期的に圧密されて，地盤が形成される側面を持つ．粘性土地盤の形成過程における影響因子のうち，波浪に着目した研究として，土田・五明（1999）は，波浪作用に対して底泥が安定する条件を地盤の安定解析の手法を用いて誘導するとともに，水理実験を行い，波の作用により底泥層が，亀裂の発生を伴いながら流動化する場合に，底泥層内に局所的に含水比が大きく低下し，せん断強度が増加する特性が現れることを報告している．

このように，亀裂の発生を伴う底泥の流動化現象は，地盤の形成過程における圧密特性に影響を与える要因として考えられるが，圧密特性に与える影響について，これまで解明されていない．本研究では，浚渫泥およびカオリン泥を用いて，底泥の流動化時における亀裂の発生に着目し，そのドレーン効果を実験的に検証するとともに，圧密特性を明らかにする．

6.2 シルト，粘土粒子の沈降・堆積特性に関する既往の研究成果のレビュー

一般に，高含水比で，シルト，粘土より構成される軟弱層は浮泥と呼ばれ，原位置における浮泥は，ボーリングデータによれば， $N=0$ （自沈）と記されるものである。

奥村・梅原（1978）は，神戸港，尼崎港における既往の浮泥調査結果より，浮泥の含水比は，深さ 1cm 程度の極表層では 400-500% で非常に高く，そこから深度方向に著しく低下する一方，10cm 以深（30cm 以浅）では，150-250% 程度の範囲に分布し，深度方向への低下が小さいことを示している。また，浮泥の単位体積重量は，表層では， $1.1-1.2\text{t/m}^3$ 程度，10cm 以深（30cm 以浅）では $1.2-1.4\text{t/m}^3$ 程度に分布していることを示している。

また，奥村・梅原（1978）は，浮泥粒子群の沈降状態は，含水比と凝集性により支配され，沈降過程が次の 4 領域段階に分けられることを示している（図-6.2.1）。

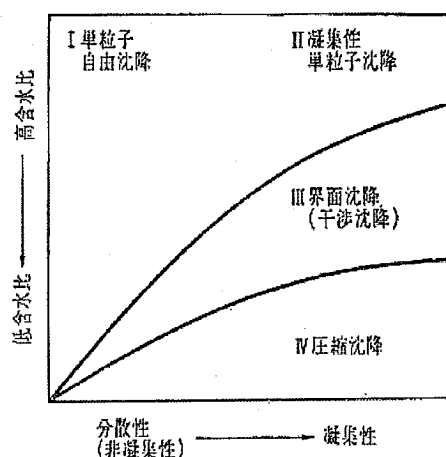


図-6.2.1 沈降過程模式図（奥村・梅原，1978）

領域①：他粒子に影響を受けず，自由沈降する。

領域②：粒子相互が関連し凝集しあって自由沈降する。

領域③：粒子相互の干渉が強く，自由沈降ができなくなり，水と明瞭な界面を作って一体となり沈降する。

領域④：界面沈降が進み，含水比が低下するに従って，堆積層は上方粒子の重量により間隙にある水を排除して含水比の低下が進行する（自重圧密）。

領域①と②の沈降に関連して，個々に分かれた粒子は，一次粒子，凝集によってできる粒子の集合体の各々は，フロックと呼ばれる。粘土フロックの形成能は，粒子間に作用するファンデルスワールス力による引力エネルギーと電気的な斥力エネルギーに依存する。

大坪・茨木（1990）は，塩水中の粘土フロックの形成特性に関する実験を行い，塩濃度が高いほど，より大きい径のフロックが形成されることを明らかにしている。また，Burbanら（1990）は，フロックの沈降実験を行い，粒子濃度と流れのせん断力

が沈降速度に大きな影響を与えることを示している。すなわち、せん断力と濃度の増大が、生成されるフロックの密度を大きくし、沈降速度を増大させることが示唆される。

谷本・星加 (1994)の現地調査結果によれば、大阪湾で 0.2-15mm/s、江田内湾で 0.01-1.2mm の沈降速度を得ている。また、川西・田原 (2003)は、広島湾北部域の観測により、0.7-2.7mm/s 程度のフロック沈降速度を得ている。また、谷本ら(1990)の燧灘におけるセディメントトラップによる測定によれば、沈降フラックスは、179-513g/m²/day 程度、また、川西・田原 (2003)の観測では、沈降フラックスは、259-778g/m²/day 程度の大きさである。

ただし、実海域においては、全沈降粒子は、ただちに堆積物に移行するわけではなく、波や流れの作用により、再浮上(巻き上がり)と沈降を繰り返している。実質の堆積フラックスは、半減期の非常に短い放射性鉛 ²¹⁰Pb を用いる年代測定法で算定されており(例えば、塩沢ら, 1985; 谷本・星加, 1994), 1-20g/m²/day 程度の値が観測されている。このような値は、沈降フラックスの数十分の 1 程度の大きさであり、非常に小さいことが知られている。

領域③の界面沈降については、矢野ら (1977)によれば、はじめの一定時間では、粒子は等速沈降する。ただし、懸濁している粒子が凝集し、等速沈降するまでには、若干の時間が必要であり、初期含水比が高いほど、これに要する時間は長いことが示されている。

領域④の自重圧密過程は、沈降過程の後に支配的となるものである。初期含水比がある程度以下であれば、沈降過程は生じず、直ちに自重圧密過程が始まる。

藤原ら (1994)は、界面沈降および自重圧密が発生する含水比について、沈降実験による検討を行い、鉱物組成が異なる 4 種類の粘土(錦海湾, 金沢港, 八代港, 熊本港)に対して調査し、沈降過程が現れない限界(自重圧密状態に移行する限界)の初期含水比は、粘土の鉱物組成に関わらず、液性限界の 3-4 倍程度であることを明らかにしている。

以上のようなシルト、粘土粒子の沈降過程を踏まえた場合、形成される高含水比の軟弱な浮泥層には、界面沈降過程が支配的な領域と自重圧密過程が支配的な領域がそれぞれ存在すると考えられる。Odd・Cooper (1989), 鶴谷ら (1994)は、非ニュートン流体的な挙動を示す高濃度な流動層を Fluid mud とし、その下の圧密する層を Consolidating bed と区別している (図-6.2.2)。

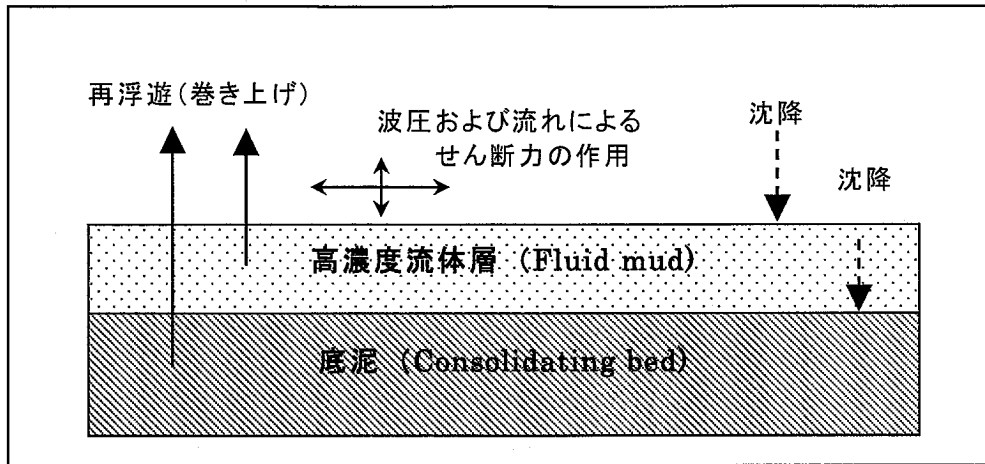


図-6.2.2 軟弱な浮泥の沈降過程の違いによる領域分類

また、鶴谷ら (1994)は、高濃度流体層 (Fluid mud) から沈降して形成される自重圧密する層 (Consolidating bed) を底泥と定義している。中川ら (2004)は、粒子密度や含水比の違いから、挙動の異なる Fluid mud, Consolidating bed の各形成領域を分類した既往の研究成果をまとめている (図-6.2.3)。Fluid bed と Consolidating bed の各形成領域の境界は、文献により見解は若干異なるが、湿潤密度では、 $1.1-1.2\text{g/cm}^3$ 、含水比では、300-800%程度に存在すると考えられる。

流体的な性質を持つ Fluid mud について、鶴谷ら (1994)は、Fluid mud は特に高波浪時に形成され、これが流動的に輸送されて航路・泊地に堆積するいわゆるシルテーション問題が発生することを指摘している。

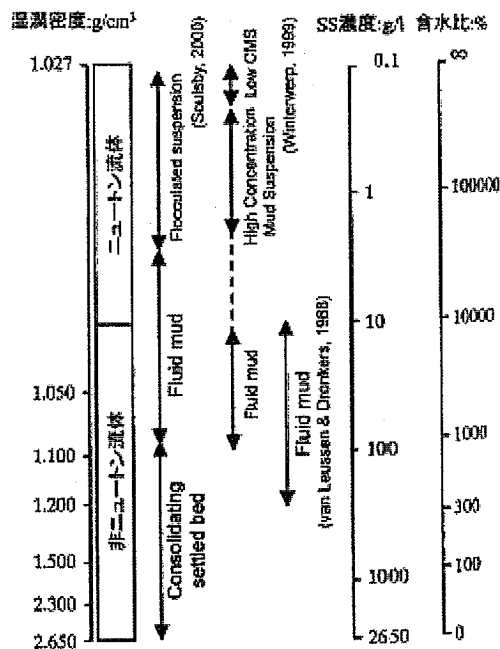


図-6.2.3 密度による底泥の分類 (中川ら, 2004)

中川ら (2004)は、周防灘西部に位置する中津港航路内において、浮泥の密度の鉛直分布を計測した (図-6.2.4)。そして、前日に冬季波浪による時化が発生していた状況では、密度 1.1g/cm^3 程度以下の高濃度流体層の下において、約 50cm の深さにわたり、密度が 1.2g/cm^3 程度でほぼ一様に分布する結果を得ている。また、得られた密度の鉛直分布は、鉛直方向に一様な密度分布の状態から静水中を浮泥が沈降する過程を追った実験 (Dyer, 1986) に類似していることを指摘している。大坪・茨木 (1990)の粘土粒子の沈降実験においても同様に、粘土粒子が沈降して形成された堆積物の表層では、間隙比が非常に高く (密度が低く)、深さとともに急激に変化する一方、堆積物の下層では、変化が非常に小さいことが示されている。

中川ら (2004)は、高波浪の影響により、浮泥が巻き上がり、鉛直に混合された状態の後に、海象条件の静穏化とともに浮泥の沈降が生じて、上記の実験結果と同様な密度分布が形成されたことを推定している。

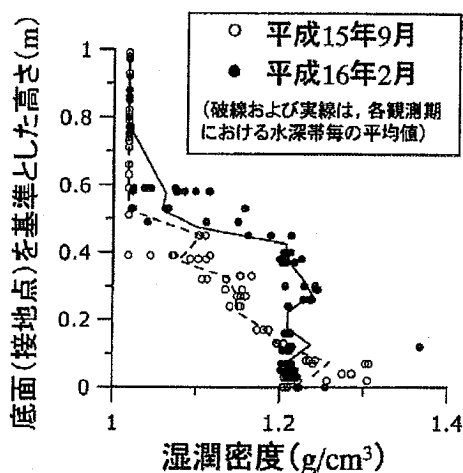


図-6.2.4 底泥密度分布観測結果例 (中川ら, 2004)

本研究では、鶴谷ら (1994)と同様に、高濃度流体層 (Fluid mud) の下の自重圧密する層 (Consolidating bed) を底泥と定義する。そして、河川から供給されて浮遊移動した粘土粒子、あるいは、高波浪時の攪乱による巻き上がり後に浮遊移動した粘土粒子が、海底に沈降・堆積して形成された高含水比の軟弱な底泥を想定し、時化とは異なり、常時的な波浪が作用する条件下における底泥の圧密挙動を解明することを目的とする。

特に、本研究では、粘土粒子の沈降・堆積後に形成されて間もない状態、すなわち、自重圧密が進行していない状態の底泥の圧密挙動に着目する。

6.3 波浪作用下における底泥圧密実験

6.3.1 試料と実験概要

底泥試料として、宇部港の浚渫粘土を用いた。ただし、実験では、浚渫粘土から小石や貝殻等を取り除いた後、人工海水を用いて初期含水比を液性限界の1.8倍に相当する190%に試料を調整した。

実験に用いた試料の主な物性値を表-6.3.1に示すとともに、図-6.3.1および図-6.3.2に標準圧密試験より得られた圧密特性を示す。さらに、図-6.3.3にハンドペーン試験による含水比-せん断強度特性を示す。

また、鉱物組成の異なる底泥の挙動を調査するため、カオリン粘土を試料として用いて実験を行った。カオリン粘土のコンシステンシーを表-6.3.2に示すとともに、図-6.3.4および図-6.3.5に、標準圧密試験より得られた圧密特性を示す。波浪作用に対して、浚渫泥と同様の流動形態が現れるように含水比を調整し、含水比を液性限界の2.0倍に相当する150%としたカオリン泥を用いた。

表-6.3.1 浚渫粘土物性値

土粒子密度 ρ_s		2.59g/cm ³
自然含水比 w_0		122.1%
粒度組成	砂分	7.5%
	シルト分	41.2%
	粘土分	51.3%
コンシステンシー	液性限界 w_L	111.6%
	塑性限界 w_P	45.4%
	塑性指数 I_p	66.2
強熱減量 L_i		10.3%

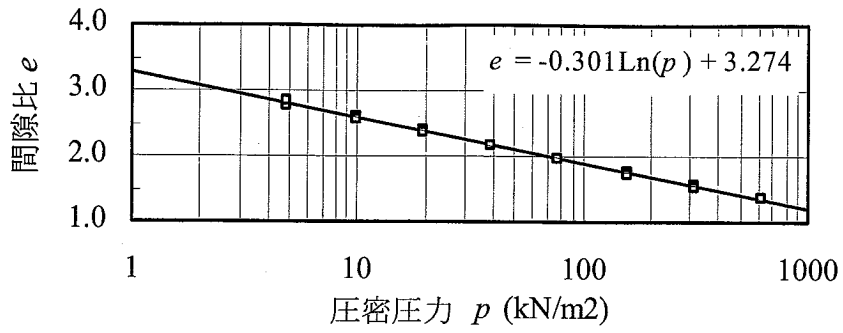


図-6.3.1 浚渫泥の $e - \log p$ 関係

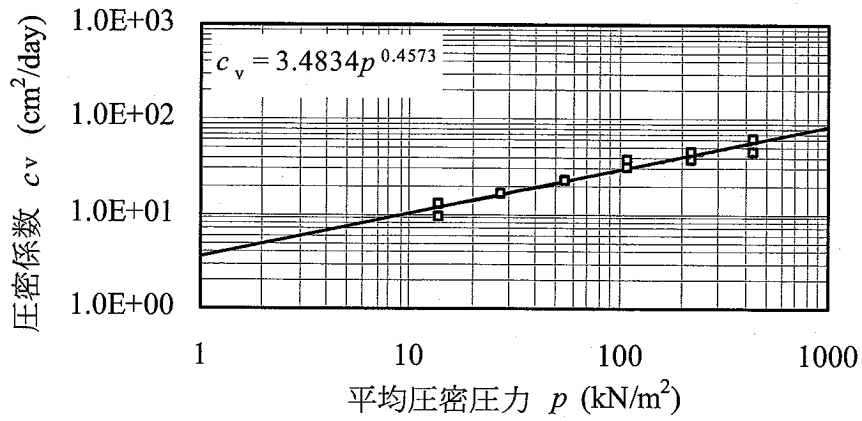


図-6.3.2 浚渫泥の $c_v - p$ 関係

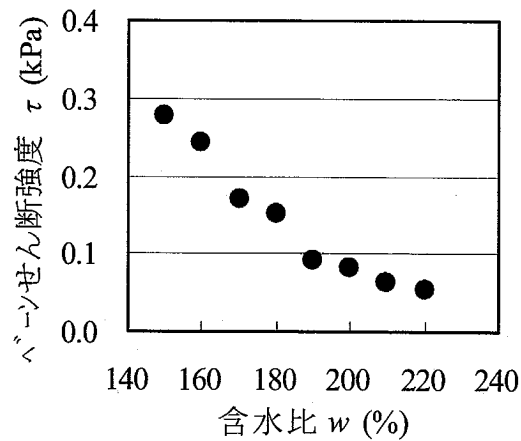


図-6.3.3 浚渫泥の含水比-せん断強度特性

表-6.3.2 カオリン粘土の
コンシステンシー

液性限界 w_L	73.2%
塑性限界 w_P	38.5%
塑性指数 I_p	34.7

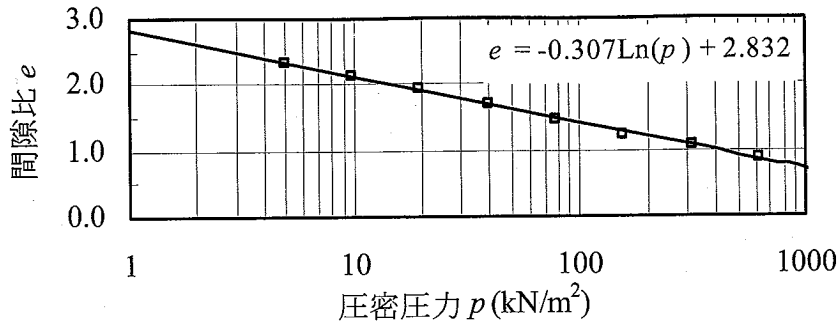


図-6.3.4 カオリン泥の $e - \log p$ 関係

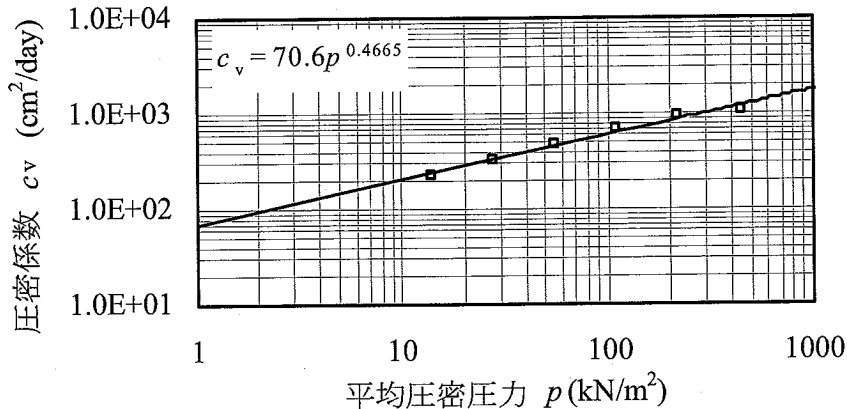


図-6.3.5 カオリン泥の $c_v - p$ 関係

図-6.3.6 に示すように、長さ 10m、幅 0.3m、高さ 0.4m の造波機能を持つ水槽に、長さ 2m、深さ 0.3m の土槽を取り付けた実験装置を用いた（第 5 章参照）。

土槽内には、先述の高含水比（ $w = 190\%$ ）に調整した試料を均一に投入した。そして、底泥の投入が完了した直後の自重圧密が進行していない状態を波浪作用の初期状態としている。初期の底泥の密度は、 1.27g/cm^3 であり、中川ら(2004)がまとめた挙動の異なる Fluid mud, Consolidating bed の各形成領域を分類した既往の研究成果によれば、実験に使用する底泥は、Consolidating bed が形成されて間もない状態に相当すると考えられる。

すなわち、本研究は、粘土粒子の沈降・堆積後に形成されて間もない状態、すなわち、自重圧密が進行していない状態の底泥の圧密挙動に着目している。

波浪条件として、水深を 0.15m に設定し、周期 1.0s の規則波を作用させた。波高については、表-6.3.3 に示すように、2cm と 3cm にそれぞれ固定する 2 ケース、2cm から 3cm および 3cm から 2cm に途中段階で波高を変化させる 2 ケースの計 4 ケースを設定し、最大で 72 時間にわたる波浪作用下の圧密実験を行った。

また、波浪作用がない条件と比較するため、直径 0.3m のアクリル円筒を用いて、静水中における圧密実験を併せて実施した。

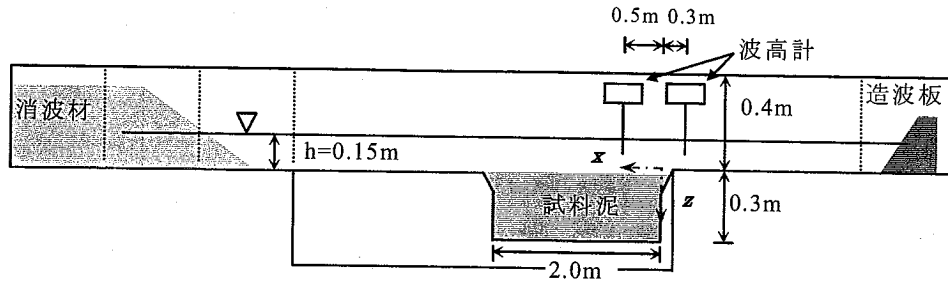


図-6.3.6 実験装置概要

浚渫泥のケースにおいて、与えられる波浪作用（底泥表面に作用する波圧作用）に対して、底泥が不安定になり、流動化が生じる限界せん断強度 c_{sta}^* を、土田・五明(1999)の手法に基づいて評価すると $c_{sta}^* = 4.3 \times 10^2 \text{Pa}$ となる。一方、実験に用いた浚渫泥の初期せん断強度は、 $9.2 \times 10^1 \text{Pa}$ であり、限界せん断強度に比べて十分に小さく、底泥の流動化が顕著に発生する条件であった。第5章で述べたように、波浪が、このように柔らかい底泥上を進行するとき、底泥表面に作用する波圧が底泥を流動化させ波動運動を引き起こすと同時に、相互干渉として波浪のエネルギー減衰が生じる。

実験では、波浪作用による底泥の含水比およびせん断強度の変化を調査するために、実験の前後で、図-6.3.7に示す計測地点において、せん断強度および含水比の深度分布をそれぞれ3cm, 5cmごとに計測した。

表-6.3.3 波浪条件

ケース名	波高	作用時間	備考
Case1	2.0cm	48h	—
Case2	3.0cm	72h	—
Case3	2.0cm	72h	H=2.0cm 36h
	→3.0cm		H=3.0cm 36h
Case4	3.0cm	72h	H=3.0cm 36h
	→2.0cm		H=2.0cm 36h

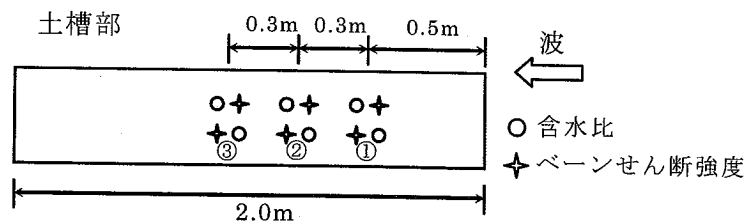


図-6.3.7 含水比およびせん断強度測定地点

6.3.2 粘土鉱物分析

粘土鉱物組成がカオリン泥と異なる浚渫泥に対して、粘土鉱物分析を実施した。粘土分($< 2 \mu\text{m}$)の鉱物の同定は、X線回折法により行った(和田, 1968; 江頭ら, 1999)。

X線回折用の定方位粉末試料は、次のように調製した。まず、粘土50mgを含む粘土ゾルを、2本の10mlガラス製遠沈管に取り、1M酢酸ナトリウム(pH 5) - 1M塩化ナトリウム混液で、2回遠沈洗浄した。続いて、一方の遠沈管には、0.5M塩化マグネシウム、他方には1M塩化カリウムを加え、それぞれ、3回遠沈洗浄し、2回目の洗浄の際、一夜放置した。マグネシウムとカリウムをそれぞれ加えた両方の遠沈管に水を加えて遠沈洗浄し、試料より脱塩した。そして、水1mlを加えて懸濁し、その0.4ml(粘土約20mg)をスライドガラス(28×48mm)の2/3を覆うように、滴下、風乾して、X線回折用の試料を調製した。

X線回折の対象として、マグネシウム飽和粘土については、風乾試料およびグリセロール処理試料を使用し、カリウム飽和粘土については、風乾、300°C加熱、および550°C加熱試料を使用した。なお、X線回折には、理学ディフラクトメータを用い、以下の条件で行った。線源: $\text{CoK}\alpha$; 管電圧-管電流: 30kV-10mA; スケールレンジ: 2,000あるいは1,000cps; 時定数1あるいは2s; 走査速度: $2^\circ/\text{mm}$; チャート速度: 1cm/min; スリット系: $1^\circ\text{-}0.3\text{mm}\text{-}1^\circ$; 走査範囲 2θ : $3^\circ\sim 35^\circ$ 。

X線回折図を図-6.3.8に示す。Mg飽和 - 風乾処理における1.47nmのピークが、グリセロール処理により1.81nmに変化する結果は、鉱物がスメクタイトであることを示している。また、Mg飽和 - 風乾処理における1.0nmのピークは、その他の処理によって変化しないので、イライトを表す。Mg飽和 - 風乾処理における0.72nmのピークは、Mg飽和 - グリセロール処理およびK飽和 - 風乾処理では変化せず、550°Cで消失するので、カオリナイトを表す。K飽和 - 風乾処理における1.42nmのピークは、クロライトとスメクタイトの混合層鉱物を示す。

以上の結果から、浚渫粘土の構成粘土鉱物は、表-6.3.4のようにまとめられる。

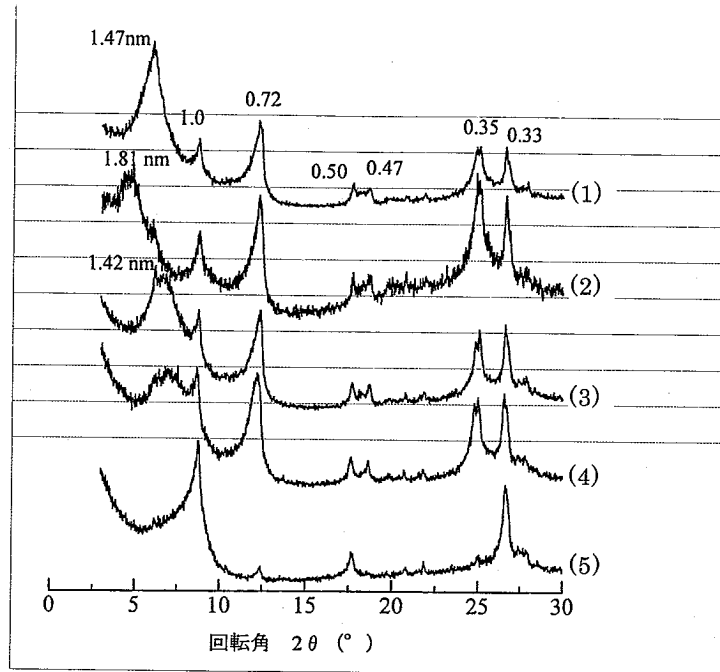


図-6.3.8 粘土画分 (< 2 μ m) のX線回折図
 (1) Mg 飽和-風乾 ; (2) Mg 飽和-グリセロール処理 ;
 (3) K 飽和-風乾 ; (4) K 飽和, 300℃ ; (5) K 飽和, 550℃

表-6.3.4 浚渫粘土の構成粘土鉱物分析結果

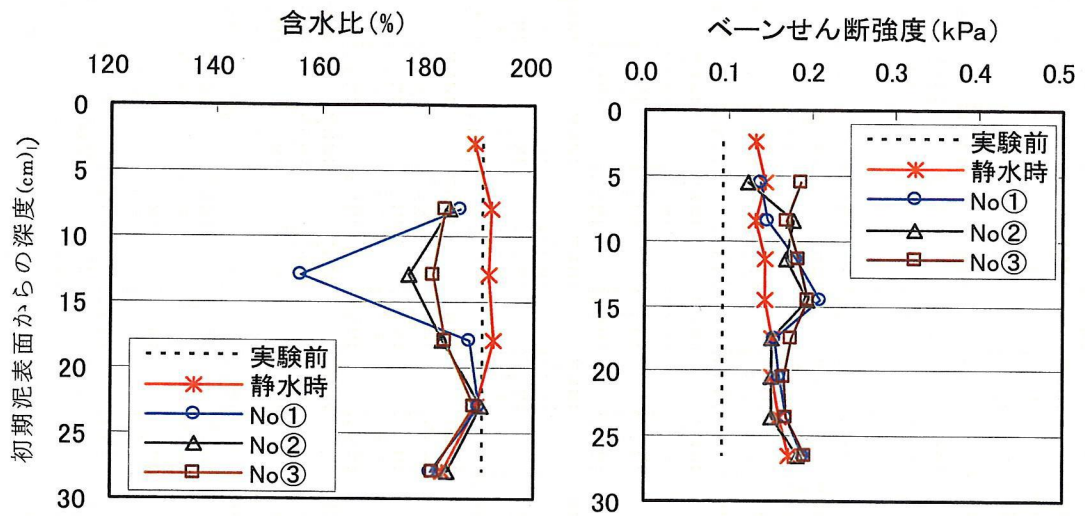
主要粘土鉱物	スメクタイト, イライト, カオリナイト
その他の粘土鉱物	クロライトとスメクタイト の混合層鉱物

6.3.3 浚渫泥の含水比およびせん断強度の変化

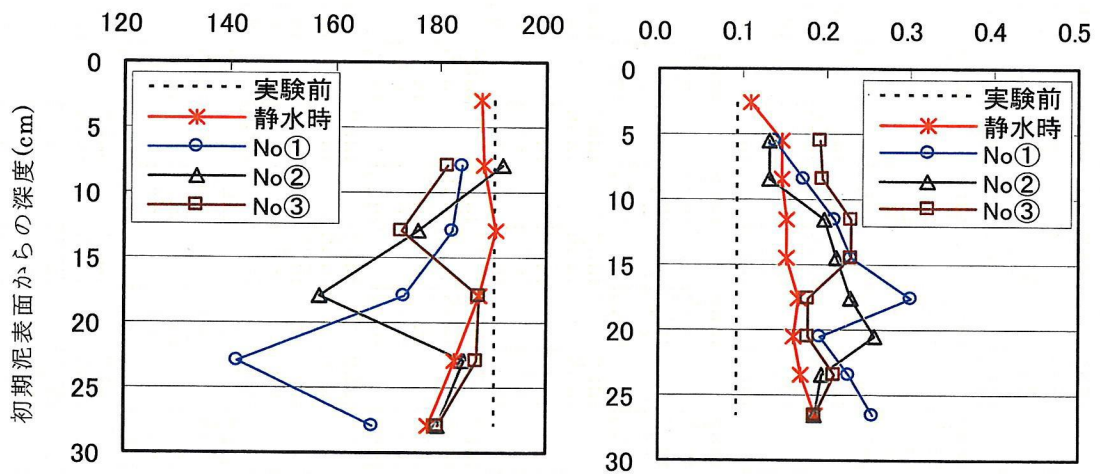
表-6.3.3 に示す Case1～Case4 の波浪作用条件を用いて、浚渫泥の圧密実験を行った（第3章参照）。実験後のせん断強度および含水比の深度分布を図-6.3.9 に示す。ここに示す結果は、図-6.3.6 に示す①～③の測点において、それぞれ2点で計測した値の平均値を測点の代表値として用いたものである。また、波浪作用時の圧密と比較するために、波浪を作用させない静水時の自重圧密実験結果を併せて示す。

前述したように、実験に用いた浚渫泥の初期せん断強度は、作用波浪条件に対して流動化が発生する限界せん断強度に比べて、十分に小さく、底泥の流動が大きく発生する条件であった。波浪は進行とともに減衰していくが、図-6.3.6 に示す x 座標系における $x \leq 1.0\text{m}$ 程度の領域では、波の作用により、底質が巻き上がるとともに、亀裂の発生を伴って流動するような底泥挙動が現れた。このような領域では、土田・五明（1986）と同様に、含水比が明瞭に低下するとともに、せん断強度が増加することが確認された。写真-6.3.1 に、Case1 の実験終了後における $x = 0.5\text{m}$ の位置の亀裂発生状況を示す。

入射波高の異なる Case1 と Case2 を比較すると、波高が大きく、底泥の流動化を大きく引き起こす Case2 において、含水比とせん断強度が最も大きく変化する位置が、より深くなっている。さらに、各ケースにおいて、沖側（No①）から岸側（No③）に向かって波が進行し、波高が減衰していく際、含水比とせん断強度の最大変化を示す深度が浅くなる傾向になることから、含水比および強度の変化は、波浪が底泥上で減衰していくことに伴って底泥の流動化が小さくなることに深く関係があると考えられる。

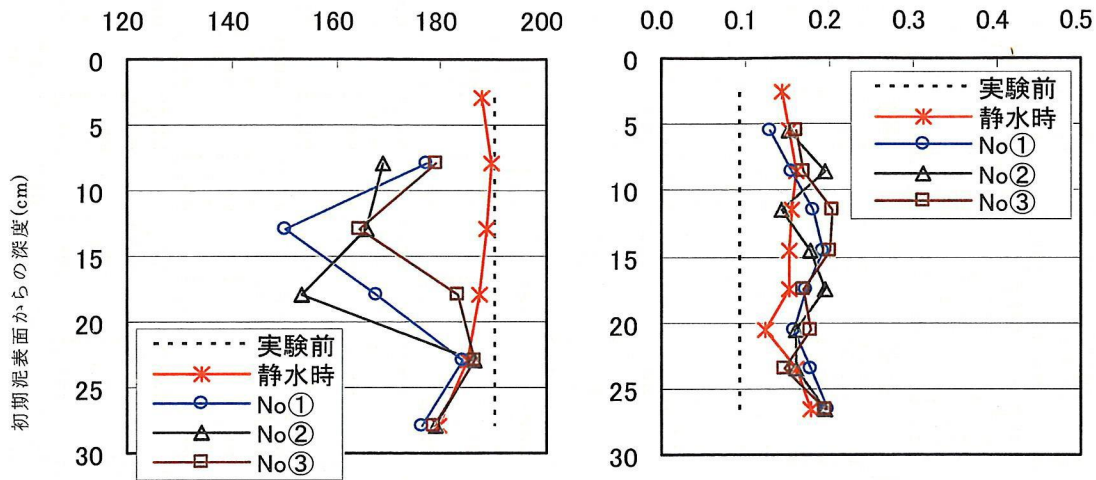


(1) Case 1

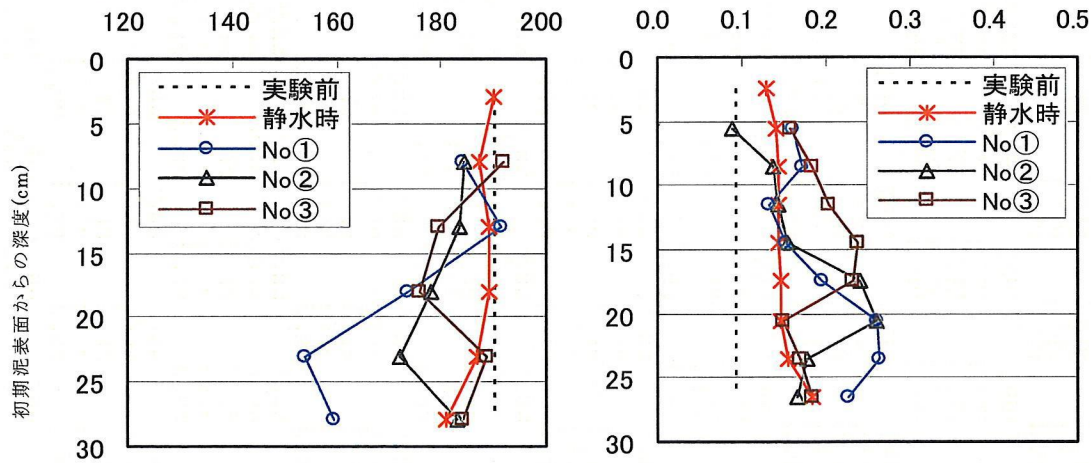


(2) Case 2

図-6.3.9(a) 含水比とせん断強度の深度分布



(1) Case 3



(2) Case 4

図-6.3.9(b) 含水比とせん断強度の深度分布



写真-6.3.1 実験後の亀裂状況 (Case1:48時間後)

以上のことから、底泥の含水比と強度の著しい変化には、流動化とともに、発生する亀裂が水みちとなって発揮するドレーン効果の影響があると推定される。

せん断強度を増加させる要因として、含水比の低下と、間隙比の変化に無関係なチキソトロピーが考えられる。Case3の波高が発達する過程では、含水比の低下は明瞭に見られるものの、他のケースと異なり、含水比の変化に比べて、強度の増加が小さいことがわかる。これは、途中の波高増大時に底泥が練り返され、チキソトロピーによる強度増加が発現しにくい影響を受けたためと考えられる。

一方、波高が一定、または減衰する過程では、そうした再流動化現象は発生しないため、時間の経過とともにチキソトロピーが進行し、含水比の変化に対応して顕著な強度増加が現れる傾向がある。

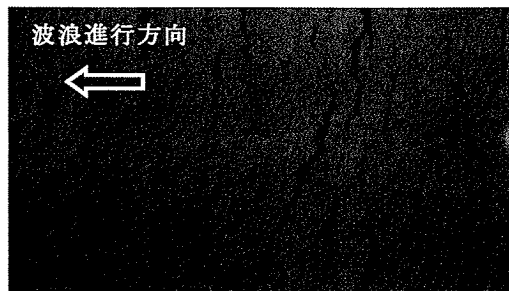
6.3.4 底泥の挙動および亀裂特性

波浪作用下において、液性限界の1.8倍の高含水比を持つ浚渫泥の圧密実験を行った結果、亀裂の発生を伴って流動化するような底泥挙動を示す領域（**図-6.3.6**に示す x 座標系における $x \leq 1.0\text{m}$ 程度の領域）では、含水比が明瞭に低下するとともに、せん断強度が増加することが確認された。このような圧密特性には、亀裂の発生が大きく影響していると推定し、本節では、亀裂の発生を含む底泥の挙動および亀裂特性について、詳細に調査する。

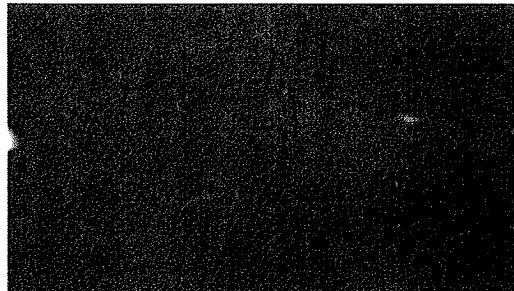
図-6.3.6に示す実験装置のうち、土槽を長さ1.0m、深さ0.15mに変更するとともに、波浪条件をCase2の波高3cmの条件に固定し、時間経過とともに変化する底泥の挙動および亀裂特性を詳細に調査するための実験を行った。

波浪の作用により、底泥は直ちに流動化し、底泥表面が上昇・下降を周期的に繰り返す波動運動が現れるとともに、波峰線と平行に亀裂が発生した。底泥の周期的な波動運動の中で、亀裂は、底泥に引っ張り応力が作用する下降時に開口し、圧縮応力が作用する上昇時に閉口する挙動を示した。

写真-6.3.2は、浚渫泥における波浪作用開始直後の開口時と閉口時の亀裂の挙動を示す。波浪作用開始から約30分間、亀裂が発達していく様子が目視で観察された。また、底泥表面では、波の軌道流速に起因する底面せん断力により、底泥粒子が巻き上がるとともに、亀裂の閉口時、亀裂の間に進入していた水が、底泥粒子とともに噴出する現象が現れた。



(1) 亀裂開口時



(2) 亀裂閉口時

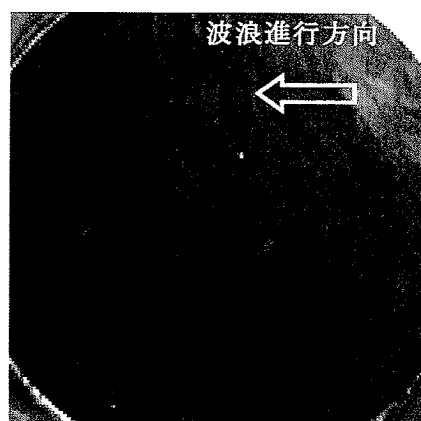
写真-6.3.2 亀裂の挙動（波浪作用開始直後）

底泥の表面部が時間的に変化する状況を写真-6.3.3に示す。写真-6.3.2に示す波浪作用開始直後と比較すると、0.5時間後には、亀裂が発達した状況がわかる。波浪作用の3時間後には、波浪の繰り返し作用により、表面は細かく砕けた状態になった。さらに、24時間後には、粘土が時間とともに強度を回復するチキソトロピー効果が加わり、底泥の表面部が塊状になり、断層化している状態、または、かき混ぜられた豆腐に似た形態で、波峰線に平行に、マウンド状に盛り上がっている状態が確認された。

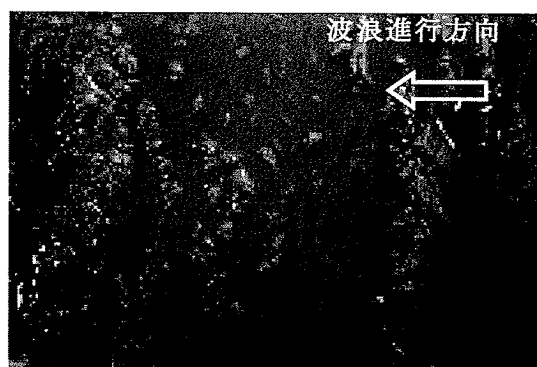
なお、24時間後には、巻き上がった粘土粒子が一部沈降・堆積し、密度 1.06g/cm^3 、厚さ 5mm 程度の高濃度流体層が形成されていた。これは、6.2節で述べたFluid mudと呼ばれるものである。



(1) 波の作用開始から 0.5 時間後



(2) 3 時間後



(3) 24 時間後 (高濃度流体層除去後)

写真-6.3.3 底泥表面部の時間変化状況 (浚渫泥)

また、石膏スラリーを用いて、亀裂深度の調査を行った。以下に、亀裂深度の調査方法を示す。

- ① 石膏粉を水に溶いて、石膏スラリーの含水比を200%に調整し、ピストン式注入器に充填する。
- ② ピストン式注入器に、内径3mm程度（先端部は1mm程度に縮径）のゴム製チューブを接続し、波浪作用条件下で、亀裂の上部から、石膏スラリーを滴下させる（写真-6.3.4）。
- ③ 底泥の周期的な波動運動の中で、亀裂は、周期的に開閉を繰り返す。滴下した石膏スラリーは、亀裂の開口時に亀裂内部に侵入する。
- ④ 波浪作用を約5分間、継続させて、亀裂の周期的な開閉の中で、石膏スラリーを亀裂深部に侵入させる。その後、波浪の作用を止めて静置状態にし、約1時間後に固化した石膏を抽出する。

波浪作用開始から0.5時間後、3時間後、24時間後の3段階の状態において、上記の亀裂深度の調査を行った。

写真-6.3.5に抽出した石膏片を示すとともに、抽出した石膏片の長さを表-6.3.5にまとめた。底泥表面から視認することができない亀裂の深さを、抽出した石膏片より推測することができる。深度方向に長さ5～10cm程度の石膏片は、底泥の運動から想定される以上に、亀裂が底泥の深部に達していることを示している。

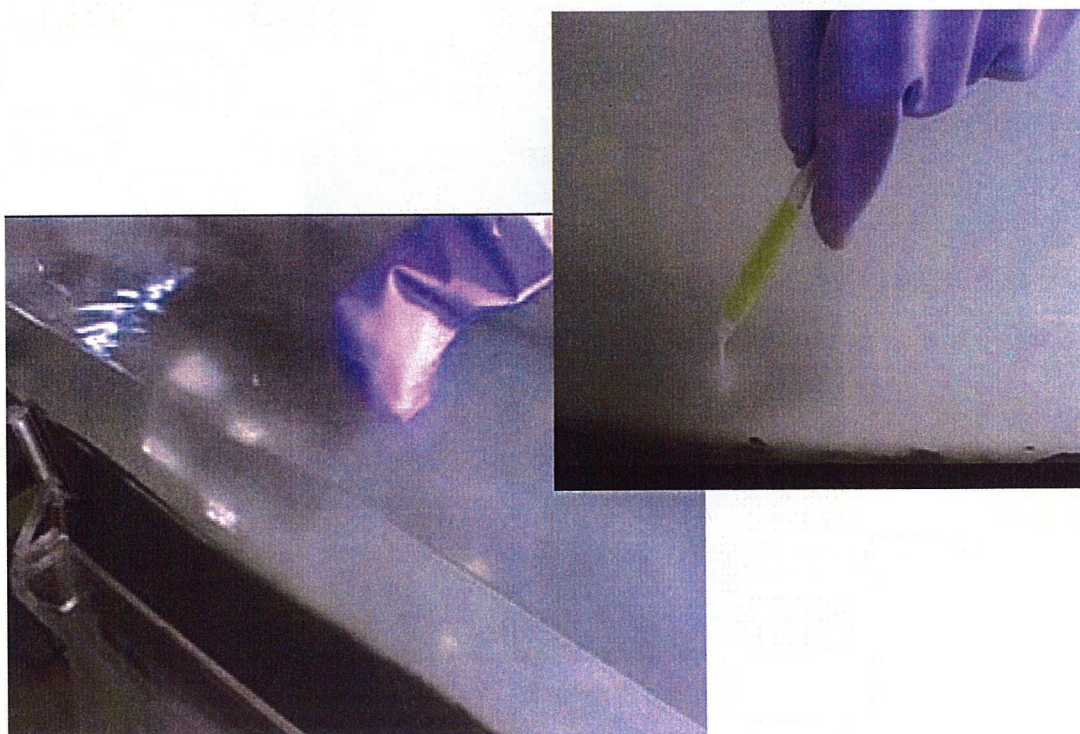
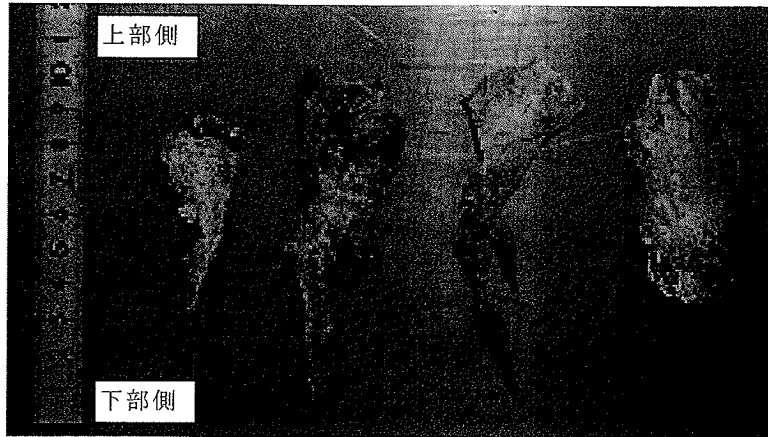
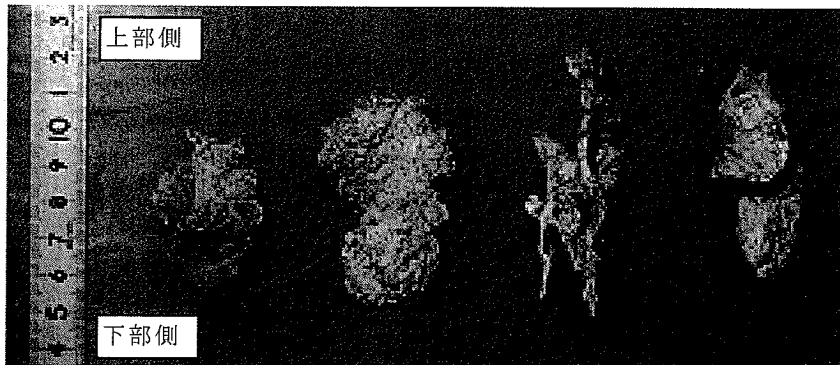


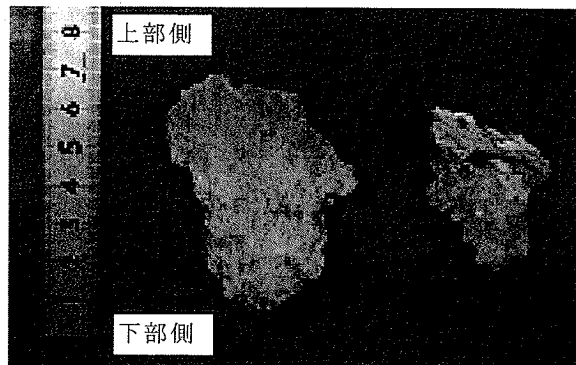
写真-6.3.4 石膏スラリー滴下状況



(1) 波浪作用開始から 0.5 時間後



(2) 3 時間後



(3) 24 時間後

写真-6.3.5 抽出した石膏の例

表-6.3.5 抽出した石膏片の長さ

	波浪作用開始から 0.5 時間後	3 時間後	24 時間後
石膏長さ	6.5-10.0cm	5.1-7.5cm	4.5-6.3cm

次に、浚渫泥と鉱物組成の異なるカオリン泥の波浪作用下の挙動を調査した。

底泥が流動化し、波動運動するような条件において、カオリン泥では、浚渫泥と異なり、周期的に開閉を繰り返すような明瞭な亀裂は発生しなかった。カオリン泥では、主応力の回転に伴う繰り返しのせん断変形を受け、**写真-6.3.6**に示すように、多数の微小なせん断すべりを生じ、底泥表面はしわ状に変化した。

また、**写真-6.3.7**に示すように、6時間後に底泥の表面をすくうと、多数の小さな亀裂が縦横に入っている中で、特に波峰線と平行方向には、深さ5mm程度まで亀裂が進行していることが確認された。

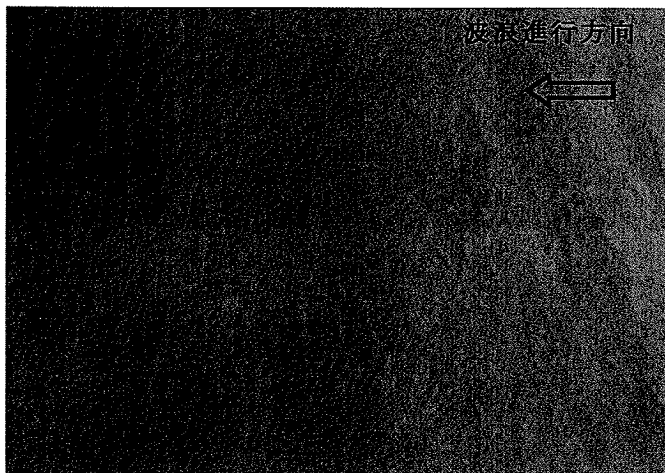


写真-6.3.6 カオリン泥の表面状況 (0.5 時間後)

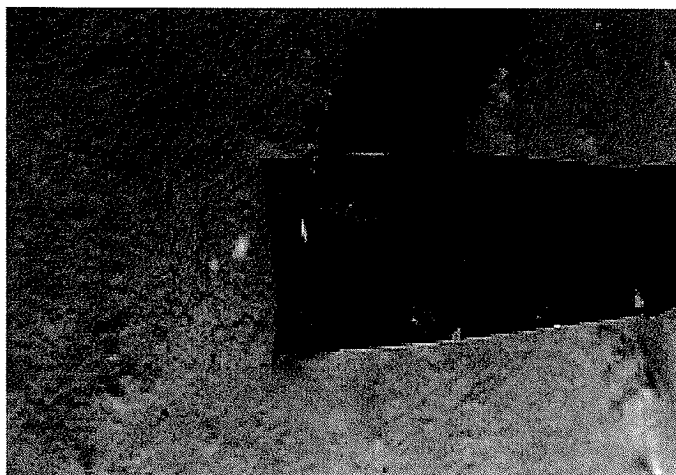


写真-6.3.7 カオリン泥の亀裂状況 (6 時間後)

6.3.5 破壊形態と粘土鉱物

前節で述べた亀裂の発生状況から、浚渫泥とカオリン泥では、底泥の破壊形態に著しい相違のあることがわかった。すなわち、カオリン泥では、表面に多数の微小なせん断すべりまたは亀裂が生じ、容易に破砕する傾向のある脆性的な破壊形態が現れた。同様の報告が五明ら（1986）、三村ら（1989）によってなされている。これに対し、浚渫泥では、粘土粒子の変形抵抗力が強く、亀裂が発生すると、周囲の粘土部の性状は保持されたまま、発生した亀裂が深度方向に発達していく延性的な破壊形態が現れた。

また、同程度の強度を持つカオリン泥の破壊特性を観察した結果、浚渫泥における亀裂の発生および深度方向への発達には、粘土粒子を分離させる引っ張り応力の作用だけでなく、主応力の回転に伴うずれ変形を引き起こすせん断応力の作用が影響していると推測した。

以上に述べた底泥の破壊形態を、底泥に含まれる粘土鉱物との関連で論じる。カオリンの主要鉱物であるカオリナイトは、長石を含む岩石の風化やハロイサイトの変質などによって生成された鉱物である。粒子は、重量あたりの表面積が小さく、界面作用が小さいため、粒子が保持する吸着水は少ない。吸着水は、粒子間のずれ変形に対する抵抗力として働くため（例えば、山口，1984；岡，2003）、吸着水の少ないカオリンは、ずれ変形に対する抵抗力が弱いという特性を持つ。そして、このような特性が、繰り返しの波浪作用下で生じるカオリン底泥表面の微小なせん断すべりや亀裂、底泥の脆性的な破壊を引き起こす。

一方、浚渫泥の主要鉱物であるスメクタイトは、重量あたりの表面積が大きい構造を持ち、界面作用が著しく吸着水が多い。吸着水の粘性は、粒子間のずれ変形に対して、抵抗力をもたらすため、吸着水の多いスメクタイトは延性的な変形特性を示す。そして、浚渫底泥において亀裂が発生したとき、周囲の粘土部の性状は保持されたまま、亀裂が深度方向に発達する現象は、スメクタイトの存在と密接に関係している。

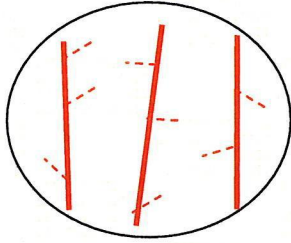
図-6.3.10に、主要粘土鉱物と亀裂の発生形態の関係をまとめる。

なお、本研究では、粘土粒子の沈降・堆積後に形成されて間もない状態、すなわち、自重圧密が進行していない状態の底泥の圧密挙動に着目し、均一の含水比に調整した試料を用いた実験を実施した。本実験における亀裂の発生形態を観察すると、自重圧密が若干進行し、含水比の鉛直分布が生じている条件においても、底泥表面に作用する波圧変動によって、底泥が流動化し、波動運動するような条件では、粘土粒子を分離させる引っ張り応力や、主応力の回転に伴うずれ変形を引き起こすせん断応力の作用により、亀裂が発生することが推定される。

ただし、この自重圧密が進行した状態における亀裂の発生特性については、今後の研究課題である。

浚渫泥

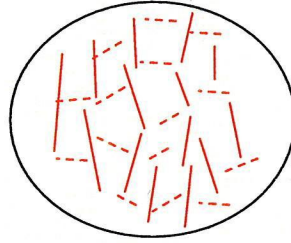
スメクタイト粒子は、重量あたりの表面積が大きい構造を持ち、界面作用が著しく吸着水が多く、ずれ変形に対する抵抗力が強い



粘土粒子の変形抵抗力が強く、亀裂が発生すると、周囲の粘土部の性状は保持されたまま、発生した亀裂が深度方向に発達していく形態

カオリン泥

カオリナイト粒子は、重量あたりの表面積が小さく、界面作用が小さいため、保持する吸着水は少なく、ずれ変形に対する抵抗力が弱い



表面に多数の微小なせん断すべり、または亀裂が生じ、容易に破砕する形態

図-6.3.10 亀裂発生形態のまとめ

6.3.6 亀裂発生時の圧密特性

本節では、波浪作用により亀裂が発生する条件における浚渫泥とカオリン泥の圧密特性の違いを明らかにするために、実験を行う。図-6.3.6に示す実験装置のうち、土槽を長さ1.0m、深さ0.15mに変更するとともに、波浪条件をCase2の波高3cmに固定し、亀裂発生時の圧密特性を明らかにするための実験を行った。実験時間として、浚渫泥のケースでは24時間、カオリン泥のケースでは6時間に設定した。

浚渫泥を用いたケースにおいて、明瞭な亀裂が発生していた位置と、その周辺位置を選び、実験後の含水比の深度分布を計測した(図-6.3.11)。含水比の計測位置を示す図中の x 座標は、図-6.3.6に示す座標系に対応している。明瞭な亀裂が発生していた $x=18\text{cm}$ の位置では、6cm程度の深度に、局所的に著しい含水比の低下を示しながら、含水比が低下している。一方、周辺位置では、含水比の低下量が小さいことがわかる。

6.2.4節で行った実験と同一の実験条件である本実験において、亀裂の深度は、5~10cmと推定されることから、発生した深い亀裂が水みちとなり、ドレーン効果を発揮した結果、亀裂先端部を中心として、含水比が著しく低下したことが考えられる。

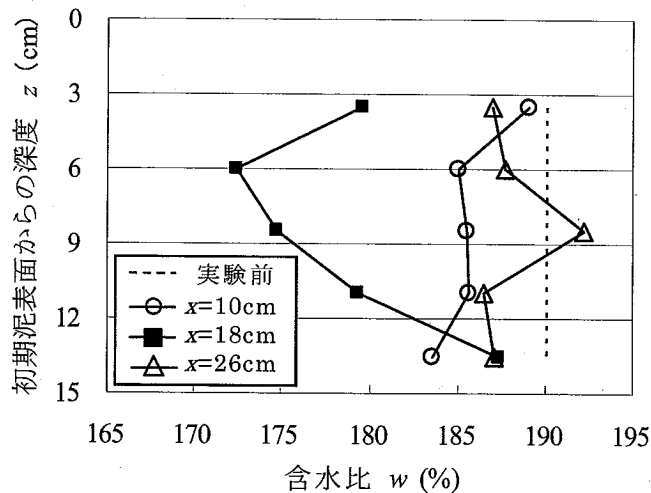
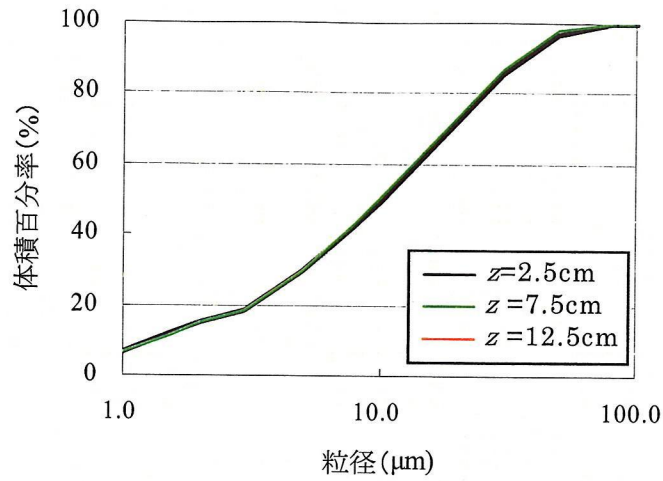


図-6.3.11 浚渫泥における含水比の深度分布
(亀裂周辺部, 24時間後)

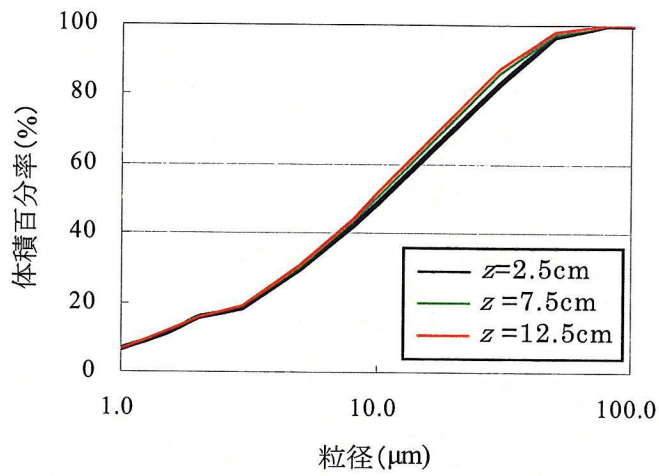
図-6.3.12に示すように、明瞭な亀裂が発生していた $x=18\text{cm}$ の位置では、 $5\sim 30\ \mu\text{m}$ のシルト分が10%程度、表層部より、抜け出していることが確認された。実験中、亀裂の隙間に進入していた水が、亀裂の閉口時に、底泥粒子とともに噴出する現象が観察された。このように、底泥粒子が亀裂内部から間欠的に放出される巻き上げ現象に伴って、粘着力のない細粒分が選別的に流出したと考えられる。

波浪作用下における底泥の巻き上げに関して、従来の研究では、例えば、三村ら(1989)のように、底泥表面からの巻き上げに着目し、底泥表面に作用する流れのせん断応力と巻き上げ限界せん断応力の比を用いて巻き上げ量の評価を行っている。本実験結果は、底泥表面からの巻き上げだけでなく、亀裂発生条件に応じて、亀裂内部からの巻き上げを考慮することが重要であることを新たに示唆するものである。

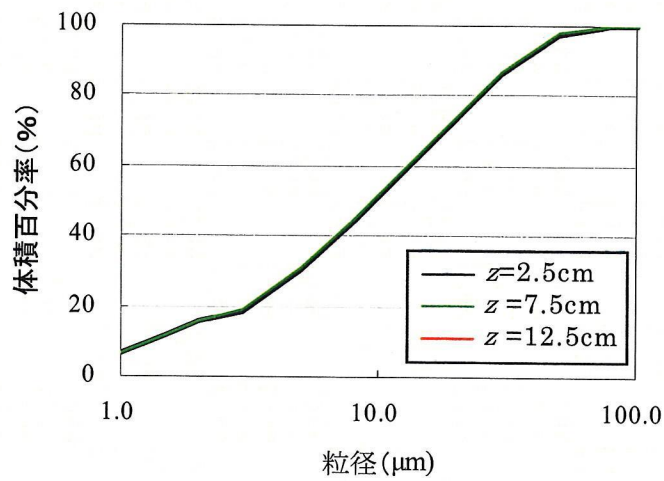
カオリン泥を用いたケースにおいても、同様に含水比の変化を計測した結果を図-6.3.13に示す。深い亀裂が生じる浚渫泥と異なり、表層に微細な亀裂のみが生じるカオリン泥では、地盤内部に局所的な含水比の低下が現れず、亀裂が圧密特性に与える影響が小さいことがわかる。



(1) $x=10\text{cm}$



(2) $x=18\text{cm}$



(3) $x=26\text{cm}$

図-6.3.12 亀裂部周辺における粒度分析結果(24時間後)

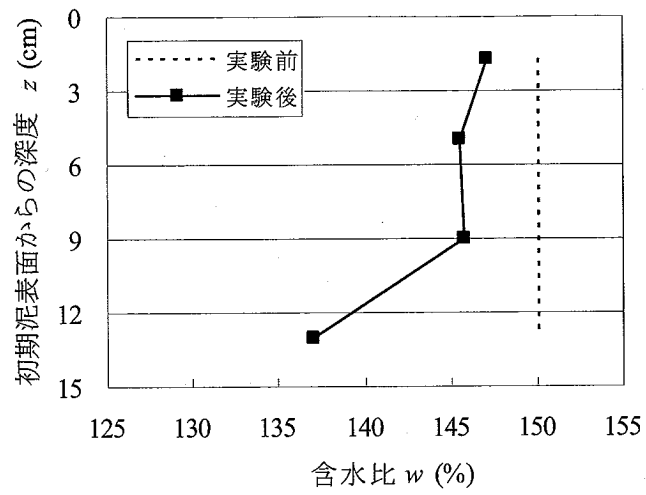


図-6.3.14 カオリン泥における含水比の深度分布
(12 時間後)

6.4 数値解析およびドレーン圧密実験

6.4.1 数値解析

波浪作用下における底泥の圧密実験から、波浪作用により深い亀裂が生じる場合、含水比が明瞭に低下することが確認された。本研究では、亀裂がドレーン効果を持つと仮定し、亀裂が達している上層部の圧密係数を増加させ、自重圧密解析を行うことにより、波浪作用下における含水比の時間的変化を評価する。なお、亀裂が達していない下層部の圧密係数については、原泥状態として扱う。このような2層モデルの解析に、式(6.1)～(6.5)に基づく今井ら(1989)の手法を用いた。

質量保存則

$$\frac{\partial e}{\partial t} = -\frac{\partial v}{\partial z_r} \quad (6.1)$$

透水則および力の釣り合い式

$$v = \frac{k}{(1+e)\gamma_w} \left[\frac{\partial \sigma'}{\partial z_r} + (\gamma_s - \gamma_w) \right] \quad (6.2)$$

構成式

$$e = f(\sigma') \quad (6.3)$$

ここに、 z_r ：縮小座標、 e ：間隙比、 v ：浸透流速、 σ' ：有効応力である。式(3)の $e \sim \log \sigma'$ の関係式、また、透水係数と間隙比の関係式として、式(4)、(5)を用いる。

$$e = -C_c \log \sigma' + a_1 \quad (6.4)$$

$$e = C_k \log k + b_1 \quad (6.5)$$

ここに、 C_c は圧縮指数、 a_1 、 C_k 、 b_1 は定数である。

波浪の作用により、底泥内において、流動化し、波動運動が顕著に生じる領域では、亀裂が発生するとともに、細粒分の抜け出しが生じることが確認されている。

ここで、周期的な波圧作用によって、底泥が流動化し、波動運動する中で、地盤内に生じるせん断応力が初期せん断強度を超える深度まで亀裂が進行し、ドレーン効果が現れて実質的に透水性が増加すると仮定する。そして、透水性が高い上部領域(厚さ： d_i)と、原泥状態の透水係数を持つ2層地盤を想定し、自重圧密解析を行う(図-6.4.1)。

また、亀裂が持つドレーン効果を仮定した数値解析による再現性の検証のために、無作為の2点で計測した値の平均値を測点の代表値として用いた図-6.3.9の実験結果を用いる。

静水時の自重圧密実験により浚渫泥の圧密特性を適切に評価し、解析に用いる物性パラメタを $e_0=4.9$, $C_c=0.73$, $a_1=2.6$, $C_k=1.45$, $b_1=8.1$ に設定した。なお、この条件では、圧密開始時の圧密係数は、標準圧密試験の低応力域を外挿する形で、 $0.42\text{cm}^2/\text{day}$ に設定される。

亀裂のドレーン効果を考慮しない条件と、ドレーン効果を考慮して上層部の圧密係数を原泥の5倍に設定した条件で、解析した結果を図-6.4.2に示す。亀裂のドレーン効果を考慮する条件では、波高2cmと3cmのそれぞれの作用ケースで、亀裂の影響深さをそれぞれ12cmと22cmに設定した。図をみると、亀裂のドレーン効果を考慮することで、亀裂発生時における明瞭な含水比の低下特性を概ね再現することができるが、実測された最も低い含水比は、圧密促進による値よりもさらに小さくなっていることがわかる。

一方、表面に微細な亀裂のみが生じるカオリン泥に対して、物性パラメタを $e_0=4.0$, $C_c=0.74$, $a_1=2.8$, $C_k=1.52$, $b_1=6.2$ に設定して解析を行った。なお、この条件では、標準圧密試験の低応力域を外挿する形で、初期の圧密係数は、 $11.2\text{cm}^2/\text{day}$ に設定される。

浚渫泥と同様に、亀裂のドレーン効果を考慮しないケースと、ドレーン効果を考慮して、圧密係数を原泥の5倍に設定したケースで、解析した結果を図-6.4.3に示す。亀裂のドレーン効果を考慮するケースでは、亀裂の影響深さを1.5cmに設定した。表面部で亀裂のドレーン効果を考慮することにより、特に、表層部において、含水比の変化の再現性が向上することがわかる。この結果より、カオリン泥では、深い亀裂が発生する浚渫泥と比較して、亀裂の影響深さは小さいものの、同様に亀裂の圧密促進効果が現れると考えられる。

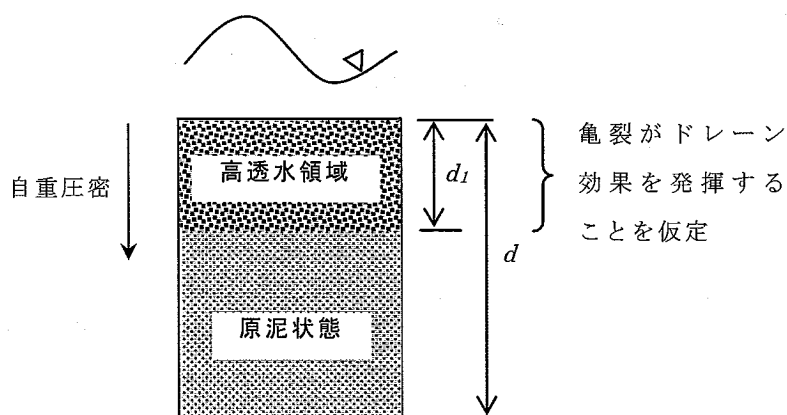
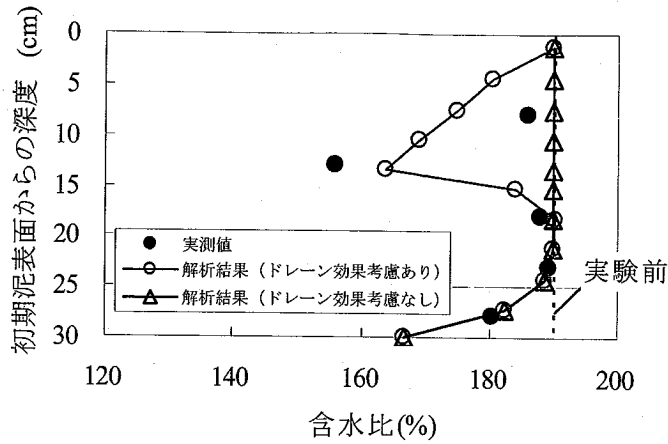
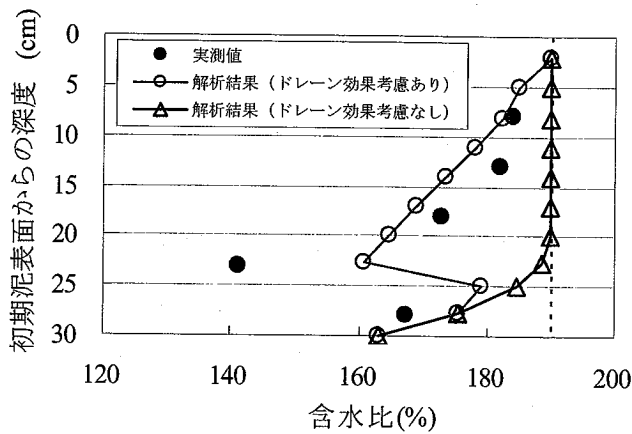


図-6.4.1 解析領域のモデル化



(1) 波高 2cm 作用時 (48 時間後)



(2) 波高 3cm 作用時 (72 時間後)

図-6.4.2 数値解析による含水比の変化の再現
(浚渫泥使用, 土槽深 30cm のケース)

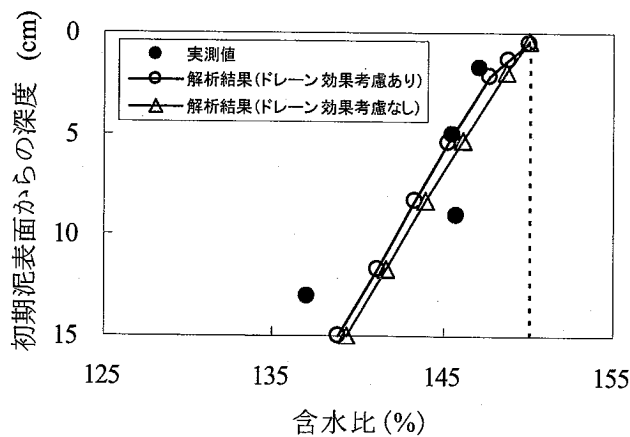


図-6.4.3 数値解析による含水比の変化の再現
(カオリン泥使用, 土槽深 15cm のケース)

6.4.2 ドレーン圧密実験

前節では、波浪作用により発生した亀裂が、圧密速度を5倍に促進させるドレーン効果を発揮すると仮定し、圧密解析を行った結果、浚渫泥およびカオリン泥の両ケースで、含水比の低下特性を概ね再現することができた。特に、深い亀裂が発生する浚渫泥のケースにおいて、地盤内部で局所的に著しく含水比が低下する現象を説明することができた。本節では、浚渫泥に対して鉛直ドレーンを設置した静水中の自重圧密実験を行い、亀裂の圧密促進効果を実験的に検証する。

実験装置として、直径30cmの亚克力製円筒を用いた。波浪作用下における圧密実験の条件に一致するよう、底泥の初期含水比を190%に調整し、円筒内に厚さ30cmで投入するとともに、水深を15cmに設定した。さらに、Barronの理論に基づき、圧密速度を5倍に促進する効果を持つ鉛直ドレーンを配置して、自重圧密実験を行った。ドレーン材料として、針によって側面に多数の通水孔を設けた5mm径、10cm長の市販のプラスチック製ストローを用い、正方形格子上に5cm間隔で配置した。

図-6.4.4に実験概要、写真-6.4.1にドレーン配置状況をそれぞれ示す。なお、ドレーン材として用いたストローには、側面および下面からの粘土の進入を防ぐため、厚さ0.1mm程度の非常に薄い繊維で被覆した。

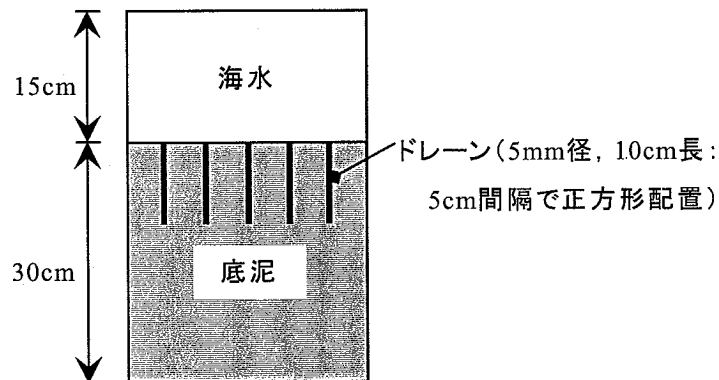


図-6.4.4 ドレーン圧密実験概要

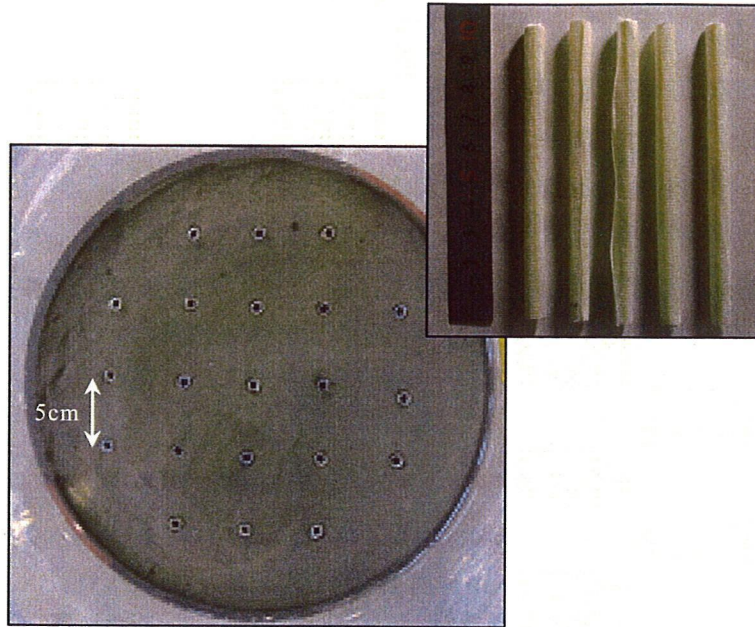


写真-6.4.1 静水実験におけるドレーン配置状況

48 時間におわたる自重圧密実験を行い，含水比分布に関して，波浪作用下の圧密実験結果との比較を図-6.4.4 に示す．

波浪作用による亀裂発生時の含水比の変化と比較すると，概ね，含水比の低下傾向が再現されているが，実験における含水比の低下はドレーンによるものよりも 15% 程度大きく，この傾向は解析結果と比較した図-6.4.1 と同様である．図-6.4.1 および図-6.4.5 では，圧密に寄与する外力として底泥の自重のみを考えているが，波浪下では波による圧力の一部が圧密に寄与する外力として作用し，それが含水比を大きく低下させている可能性がある．このメカニズムについては今後さらに検討する必要がある．

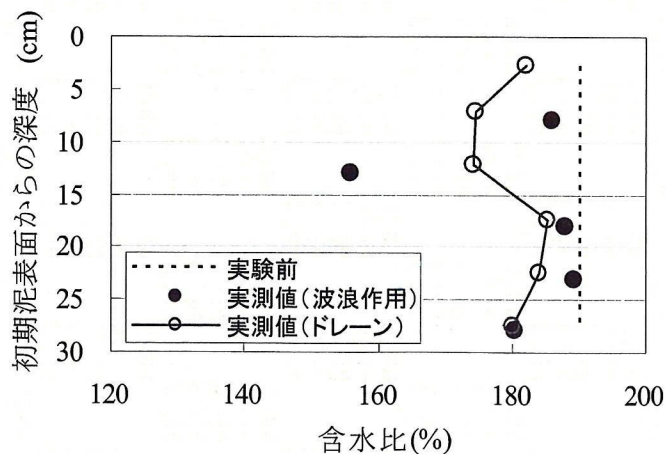


図-6.4.5 ドレーン圧密実験による波浪作用下の圧密特性の再現

6.4.3 堆積過程における圧密促進メカニズムの考察

これまで解明されていなかった波浪作用下における底泥表層の圧密促進メカニズムについて、亀裂の発生に着目し、底泥表層の破壊形態および亀裂のドレーン効果を検証することによって解明することができた。

実海域における沈降・堆積特性に関して、6.2節で述べたように、谷本ら(1990)の燧灘におけるセディメントトラップによる測定によれば、沈降フラックスは、179-513g/m²/day程度、また、川西・田原(2003)の大阪湾と江田内湾における観測では、沈降フラックスは、259-778g/m²/day程度の大きさである。ただし、実海域においては、全沈降粒子は、ただちに堆積物に移行するわけではなく、波や流れの作用により、再浮遊(巻き上がり)と沈降・堆積を繰り返している。

波や流れによって、再浮遊することのない実質の堆積フラックスは、半減期の非常に短い放射性鉛²¹⁰Pbを用いる年代測定法で算定されており(例えば、塩沢ら, 1985; 谷本・星加, 1994), 1-20g/m²/day程度の値が観測されている。

すなわち、波や流れによって、再浮遊することのない実質の堆積フラックスは、沈降フラックスの数十分の1程度の大きさであり、非常に小さいことが知られている。

本研究では、粘土粒子が、海底に沈降・堆積して形成されて間もない状態、すなわち、自重圧密が進行していない状態の軟弱な底泥を想定し、時化とは異なり、常時的な波浪が作用する条件下における底泥の圧密挙動を解明することを目的としている。そして、研究の成果として、波浪作用時における亀裂の発生に伴う底泥表層の圧密促進特性を明らかにすることができた。

実海域における粒子の浮遊過程、沈降・堆積過程、圧密過程を含む一連の地盤形成過程について、本研究の成果を取り入れて推定される過程を図-6.4.6に示すとともに、以下にその概要をまとめる。

① 静穏時

河川より供給される粒子、または巻き上がって海域を浮遊する粒子の沈降が、フロックを形成しながら沈降することにより、高濃度流体層(Fluid mud)および高含水比の底泥層(Consolidating bed)が形成される。このとき、常時的な波浪の作用により、底泥表層において亀裂が発生し、自重圧密が促進される。また、高濃度流体層は、時間の経過とともに、自重圧密過程に移行する。

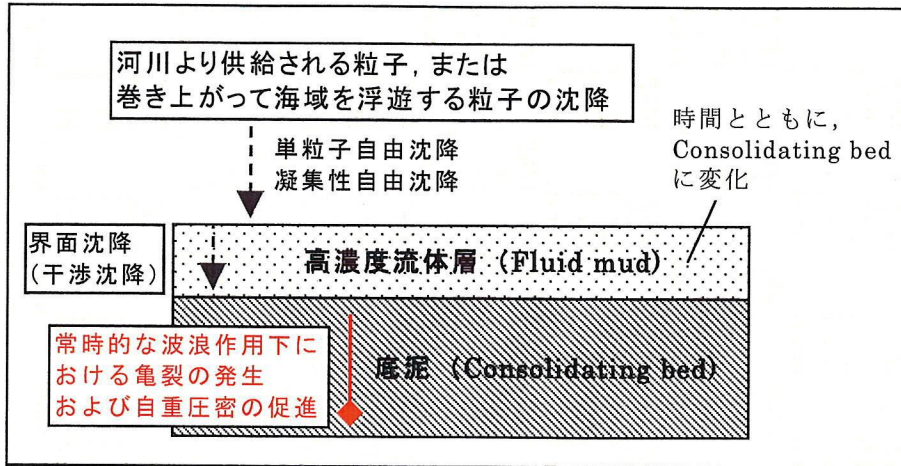
② 時化時

時化による高波浪により、高濃度流体層および底泥を形成していた粒子は、巻き上げられることにより、地盤の一部が消失する。常時的波浪によって圧密促進されていた底泥の一部は、波浪作用に対して十分な抵抗力を持ち、消失しない。

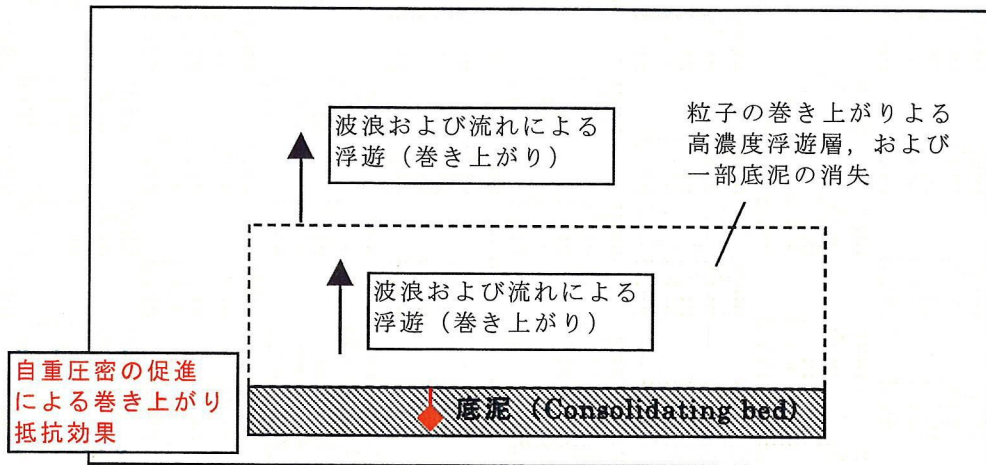
③ 時化後

波浪作用により、再浮遊していた粒子が、時化の後に再沈降する。このとき、新たに高濃度流体層および底泥層が形成されるとともに、底泥層においては、①の過程に

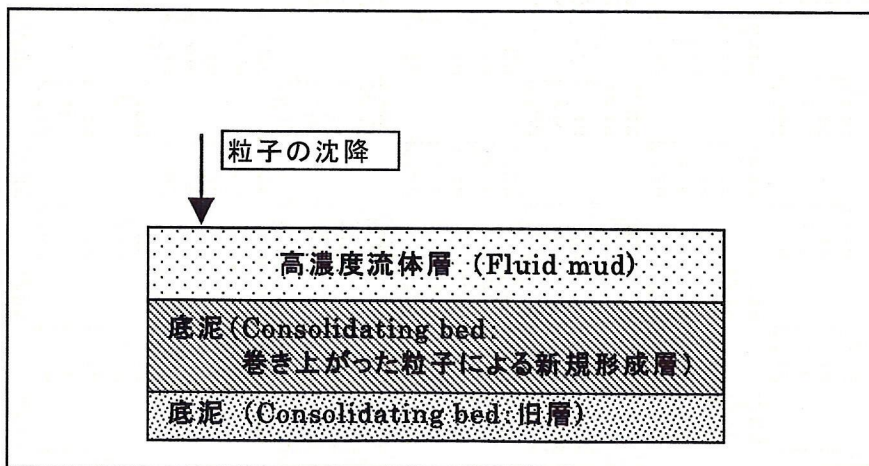
おける圧密が進行する。



(1) 静穏時



(2) 時化時



(3) 時化後

図-6.4.6 粒子の浮遊過程, 沈降・堆積過程, 圧密過程を含む一連の地盤形成過程の推定模式図

図-6.4.7 に、五明・三村 (1992)が、東京湾、広島港、琵琶湖において物理・強度特性を調査した例を示す。いずれの調査においても、底泥に含まれるシルト、粘土分が80%以上であるとともに、底泥の自然含水比は、液性限界より大きい。

図中に破線で示したように、広島港では、深度:約38cmの位置、また琵琶湖では、深度:約31cmの位置に、ベーンせん断強度が局所的に大きくなっていると見られる測点が存在する。このような強度特性は、本研究における実験で得られた特性と同一であり、実際の海域においても、亀裂の発生による圧密促進効果が現れる可能性があることを示唆している。

ただし、現地底泥の強度に関する鉛直分布観測例は少なく、今後、詳細な観測を行い、現地における強度特性をより詳細に調査することが重要である。

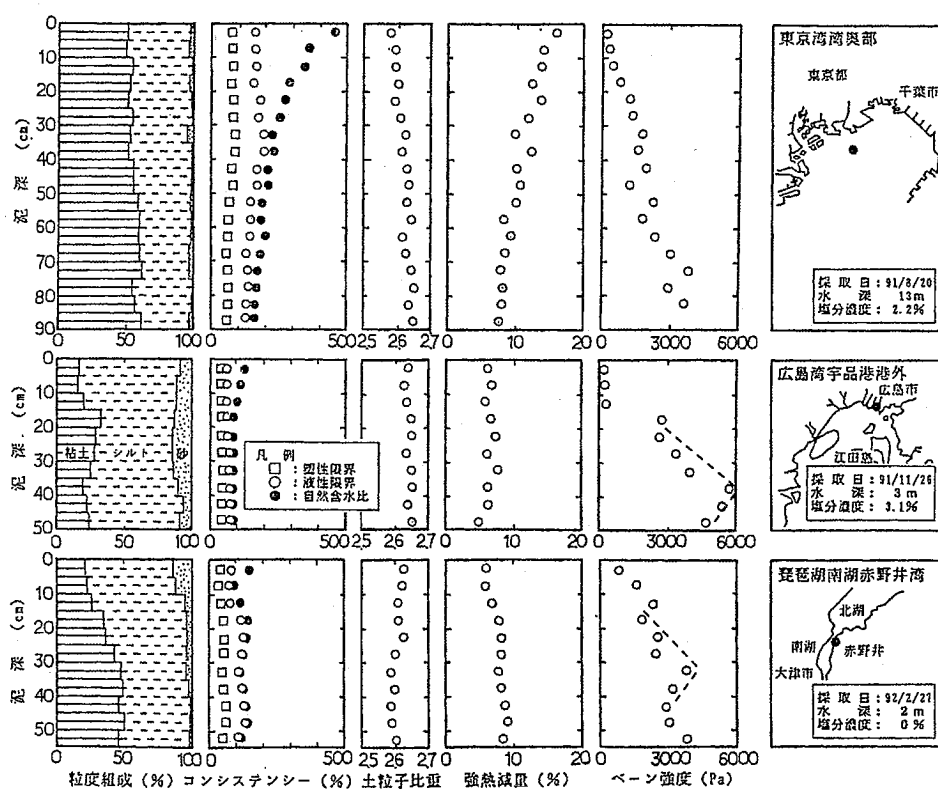


図-6.4.7 現地不攪乱底泥の物理強度特性
(五明・三村, 1992)

6.5 おわりに

本研究では、液性限界の2倍程度の含水比を持つ軟弱な底泥が、波の作用により、底質が大きく巻き上がるとともに、亀裂の発生を伴って流動化するような底泥挙動を示す場合、含水比が明瞭に低下するとともに、せん断強度が増加することを確認した。そして、底泥の含水比と強度の著しい変化には、流動化とともに発生する亀裂が大きく影響を及ぼすと推定し、構成粘土鉱物の違いによる亀裂の発生、破壊形態の違いを明らかにした。特に、スメクタイトを含有する浚渫泥では、亀裂が発生すると、周囲の粘土部の性状は保持されたまま、亀裂が深度方向に発達していく延性的な破壊形態が現れることを明らかにするとともに、これまで調査されていない亀裂の深さを実験的に検証した。

さらに、波浪作用下において、微細な亀裂が多数発生するカオリン泥と深度方向に発達する亀裂が現れる浚渫泥について、含水比の変化を調査し、亀裂が圧密特性に与える影響について評価した。波浪作用により、亀裂がドレーン効果を持つと仮定し、亀裂発生領域の圧密係数を5倍に増加させて、数値解析を行った結果、実験で得られた含水比分布を概ね再現することができた。また、圧密速度を5倍に促進する効果を持つ鉛直ドレーンを正方形格子上に配置して、自重圧密実験を行った結果、波浪作用下における圧密特性を擬似的に表現することができた。

このように、これまで解明されていなかった波浪作用下における底泥表層の圧密促進メカニズムについて、亀裂の発生に着目し、底泥表層の破壊形態および亀裂のドレーン効果を検証することによって解明することができた。

延性的な破壊形態を示す場合の亀裂が持つドレーン効果として、本研究では、圧密速度を原泥の5倍に促進するという結果が得られたが、底泥の含水比や種類、および波の条件によって、効果が異なると考えられ、今後の研究課題である。

また、底泥の一部領域では、底泥の自重による圧密促進で説明できる以上に、含水比が低下している。この原因の1つとして、底泥表面に作用する波圧の空間分布に起因して発生する地盤内透水力が、圧密圧力として現れることが考えられる。このメカニズムについても、今後、検討する必要がある。

さらに、本研究では、粘土粒子の沈降・堆積後に形成されて間もない状態、すなわち、自重圧密が進行していない状態の底泥の圧密挙動に着目し、均一の含水比に調整した試料を用いた実験を実施した。自重圧密が若干進行し、含水比の鉛直分布が生じている条件においても、底泥表面に作用する波圧変動によって、底泥が流動化し、波動運動するような条件では、粘土粒子を分離させる引っ張り応力や、主応力の回転に伴うずれ変形を引き起こすせん断応力の作用により、亀裂が発生することが推定される。ただし、この自重圧密進行時における亀裂の発生と圧密特性の解明とともに、実海域における沈降・堆積と再浮遊過程を含む一連の地盤形成過程の解明については、今後の研究課題である。

参考文献

- 1) 今井五郎・藤森賢・小久保裕・林裕三 (1989):「粘性が一次元圧密挙動に及ぼす影響」, 土質工学研究発表会, pp.399-402.
- 2) 江頭和彦・宮崎真行・山田惣平・山下大輔・磯田雅子・安部友子・稲葉剛 (1999):「有明海北岸低地第四期堆積物の粘土鉱物と堆積環境及び陸上風化環境との関係」, Vol.39, pp. 65-75.
- 3) 大坪政美・茨木希 (1990): 塩水中でのフロック形成と粘土の沈積物特性, 第25回土質工学研究発表会, pp. 295-296.
- 4) 岡二三生 (2003): 土質力学, 朝倉出版, 309p.
- 5) 奥村樹郎・梅原靖文 (1978): 海底浮泥の基本的性質, 土と基礎, 26-1, No1045, pp. 25-32.
- 6) 川西澄・田原敏博 (2003): 内湾の海底境界層に存在するフロック沈降速度の現地測定, 海岸工学論文集, pp. 956-960.
- 7) 五明美智男・三村信男 (1992): 現地不攪乱底泥の強度特性, 海岸工学論文集, Vol.39, pp. 501-505.
- 8) 五明美智男・矢内栄二・堺和彦・大槻忠・糸淵長敬 (1986): 波と底泥の相互干渉に及ぼす物性の影響について, 海岸工学論文集, Vol.33, pp. 322-326.
- 9) 塩沢孝之・川名吉一郎・星加章・谷本照己 (1985): 瀬戸内海における懸濁物質と底質, 沿岸海洋研究ノート, 22巻, 2号, pp. 149-156.
- 10) 谷本照己・川名吉一郎・塩沢孝之・星加章 (1990): 海底境界域における沈降・再懸濁, 沿岸海洋研究ノート, 28巻, 1号, pp. 25-33.
- 11) 谷本照己・星加章 (1994): 大阪湾と江田内湾における懸濁粒子の沈降速度, 海の研究, 3巻, 1号, pp. 13-20.
- 12) 土田孝・五明美智男 (1999), 波による水圧変動に対する底泥層の安定について, 海岸工学論文集, Vol.46, pp. 596-600.
- 13) 鶴谷広一・村上和男・入江功・笹嶋博・糸井正夫 (1994): Fluid Mud を考慮した3次元シルテーション予測モデルについて, 海岸工学論文集, 第41巻, pp. 1011-1015.
- 14) 中川康之・渡邊和重・谷川晴一・黒田祐一 (2004): 海底面近傍における底泥密度の鉛直分布特性の把握, 海岸工学論文集, pp. 986-990.
- 15) 藤原敏弘・鈴木敦巳・北園芳人 (1994): 粘性土の沈降過程に及ぼす初期含水比の影響, 土質工学研究発表会, pp. 231-232.
- 16) 三村信男・田口智・加藤始 (1989): 底泥の波に対する応答と巻き上げ・沈降フラックス, 海岸工学論文集, Vol.36, pp. 309-313.
- 17) 矢野弘一郎・今井五郎・鶴谷和夫 (1977): 粘土の沈降実験, 第12回土質工学研究発表会.
- 18) 山口柏樹 (1984), 土質力学 (全改定), 技報堂出版, 415p.
- 19) 和田光史 (1968), 粘土鉱物の同定および定量法, 日本土壤肥料学雑誌, Vol.37, pp.9-17.

- 20) Burban, P.-Y, Y.-J. Xu, J. McNeil and W. Lick (1990): Settling speeds of flocks in fresh water and seawater, *J. Geo-phys. Res.*, Vol. 95, No. C10, pp.18213-18220.
- 21) Dyer, K. R (1986): *Coastal and estuarine sediment dynamics*, John Wiley & Sons Ltd., 342p.
- 22) Odd, N. V. M. and A. J. Cooper (1989): A Two-dimensional model of the movement of Fluid Mud in a high energy turbid estuary, *J. of Coastal Res.*, Special Issue No.5, High Concentration Cohesive Sediment Transport, pp.185-193.
- 23) Soulsby, R. L (2000): *Methods for predicting suspensions of mud*, HR Wallingford Report TR104.
- 24) Winterwerp, J.C. (1999): *On the dynamics of high-concentrated mud suspension*, Ph.D thesis published as Report No.99-3, *Communications on hydraulic and geotechnical engineering*, Delft University of Technology, Faculty of Civil Engineering and Geosciences 172p.

第7章 波浪作用下における砂泥質土の粗粒化 および液状化特性

7.1 はじめに

干潟は多様な生物相を育み、豊かな生態系を形成するとともに、底生動物や海藻、プランクトン等の生物による水質浄化能が高く、自然環境の保全機能を有している。近年、干潟の諸機能および価値が再評価され、開発等に伴う埋立によって失われた干潟の修復・再生を目的とした環境創造事業の一環として、人工干潟の造成が各地で行われている。

干潟生態系の形成に重要な影響を及ぼす要因の1つとして、底質環境が挙げられる。李ら(1998)は、自然および人工干潟の調査により、底質にシルト・粘土の細粒分が少ない場合、マクロベントスの出現種類、個体数等が少ないことを示している。また、西嶋・岡田(1998)によれば、細粒分含量の高い砂泥質土壌では、低い透水性により、大型生物を支える細菌の生息に必要な還元層の形成が促進される。このため、人工的に造成される干潟において自然に近い生態系が形成されるためには、シルト・粘土を含有する底質環境を創出するとともに、その環境を長期的に維持することが重要であると考えられる。

混合粒径砂の漂砂特性に関する研究として、例えば、鈴木ら(1994)は、砂漣形成状態およびシートフロー状態における混合砂の移動形態を実験的に明らかにするとともに、既往の漂砂量モデル(Dibajnia・Watanabe, 1992)に細砂含有率を加味して、混合砂の漂砂量を評価する手法を提案している。また、張ら(1995)は、侵食性と堆積性の波浪の各作用時における混合砂の岸沖方向の分級機構を実験的に明らかにしている。このように、混合砂の漂砂特性の解明に向けて多くの研究が行われているが、シルト・粘土分を多く含む砂泥質土の波浪作用下の安定性に着目した研究は少ない。

本章では、自然干潟に倣って人工的に創出する底質環境の安定性を調査するため、砂泥質土の細粒分が遊離して抜け出す粗粒化特性、地形変化特性、および液状化特性の解明を目的として、水理模型実験を実施し考察を行う。

7.2 水理模型実験

実験は粒径の揃った砂質土（相馬珪砂）に、細粒分として浚渫粘土を土粒子重量換算で 10～20%混合して作成した砂泥質土を土層内に設置し、最大 3 時間にわたる規則波を作用させる移動床実験である。

7.2.1 実験装置

実験装置として、長さ 50m、幅 0.6m、高さ 1.2m の断面二次元水路を用いた。勾配 1/50 の斜面と接続する一様水深部には、長さ 2.0m、深さ 0.2m の土層を設置し、水路の一方の端には無反射装置付きの造波装置を、他端には消波材を設置した。

図-7.2.1 に実験模型を示す。

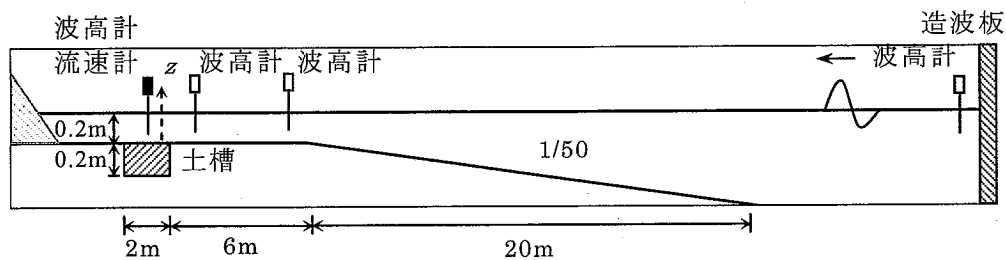


図-7.2.1 実験装置概要

7.2.2 実験条件

(1) 波浪条件

入射波浪に関して、底質として砂を用いた場合に、掃流砂と浮遊砂の漂砂形態が生じる条件を設定した。実験に用いた波浪および底質条件を表-7.2.1に示す。

表-7.2.1 波浪および底質条件

ケース名	波浪条件				底質条件		
	波高 (cm)	周期 (s)	水深 (m)	シールズ数	砂粒径 (mm)	含泥率 (%)	含水比 (%)
Case 1-1	7.0	1.5	0.2	0.25	0.12	0	-
Case 1-2	9.0	1.7		0.31			
Case 1-3	7.0	1.5		-		10	30
Case 1-4	9.0	1.7		-			
Case 1-5	9.0	1.7		-		20	30
Case 1-6	9.0	1.7		-			
Case 2-1	7.0	1.5	0.2	0.10	0.30	0	-
Case 2-2	9.0	1.7		0.13			
Case 2-3	7.0	1.5		-		10	30
Case 2-4	9.0	1.7		-			

(2) 底質条件

木村 (1994) の調査によれば、全国における自然干潟の多くは、シルト・粘土の細粒分含有率が 20%未満であり、また平均すると約 15%である。

本実験では、底質として、粒径の揃った砂質土として相馬珪砂 ($D_{50} = 0.12\text{mm}$, 0.3mm) と、細粒分として小石等の雑物を取り除いた浚渫粘土を土粒子重量換算で 10-20%混合した砂泥質土を用いた。また、細粒分を含む砂泥質土は、作成できる低い含水比 (30-40%) を設定した。表-7.2.2 に細粒分として混合した粘土の土質物性値を示す。

表-7.2.2 土質物性値

土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)		2.59
自然含水比 w_0 (%)		122.1
粒度組成	砂 (%)	7.5
	シルト (%)	41.2
	粘土 (%)	51.3
コンシステンシー	液性限界 w_L (%)	111.6
	塑性限界 w_p (%)	45.4
	塑性指数 I_p	66.2
強熱減量 Li (%)		10.3

7.2.3 測定項目

測定項目を表-7.2.3に示すとともに、測定位置図を図-7.2.2に示す。

計測装置として、沖側に波高計を3台、土層中央部に波高計および流速計を各1台設置した(図-7.2.1参照)。また、20cm厚の土層内部には、間隙水圧計を地盤面から-10cmおよび-15cmの深度に2台設置した。実験中、波高、流速および地盤内間隙水圧をサンプリング周波数20Hzで連続的に計測した。

また、実験後において、底質の粒度変化、密度変化、地形変化について調査した。

表-7.2.3 測定項目

項目	位置	本数	時期
波高	土槽中央その他	4台	実験中(3h)
流速	土槽中央	1台	実験中(3h)
水圧	地盤面から-10cm, -15cm	2基	実験中(3h)
地形	地盤面	-	実験後
粒度	地盤面から0,-3,-6,-9cm	4深度×4本	実験後
密度	沖側, 岸側	各2本を3分割	実験後

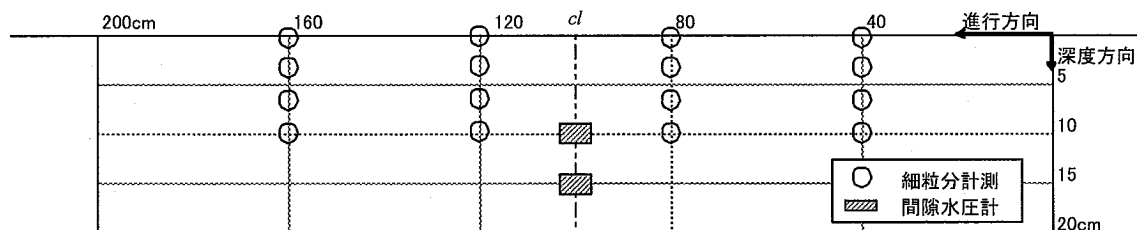


図-7.2.2 土槽部の測定位置図

7.2.4 実験結果の分析

波浪作用下において、砂泥質土では地盤の液状化と高密度化現象、および細粒分が遊離して抜け出す粗粒化現象等を経て、安定地形が形成されることが確認された。

以下に、砂泥質土の液状化と高密度化特性、および粗粒化と地形変化特性について基礎的な特性を示す。

(1) 液状化および高密度化特性

海底地盤が液状化する要因には、大きく分けて二つある。一つはよく知られているように、波浪による繰り返しのせん断変形によって、負のダイレイタンスが生じ、過剰間隙水圧が地盤の有効土被り圧もしくは初期平均有効主応力以上になったとき生じる。もう一つは、地盤内に上向きの浸透力が発生することで、いわゆるボーリングやクイックサンドとして知られている。ただし、後者は、浸透力が海底地盤中に発生する水圧の時間的、空間的な分布から生じることから、両者とも過剰間隙水圧の概念で統一的に説明できる。

本研究では、過剰間隙水圧 u を静水圧からの偏差分として定義し、地盤面の水圧変動 p_b に対して弾性的に応答する成分（変動過剰間隙水圧） p_m と、波浪の繰り返し作用によって地盤内に徐々に残留する成分（残留過剰間隙水圧） u_r に分離して評価する。また、地盤内に働く実質的な過剰間隙水圧 u_e は、ここで定義した過剰間隙水圧 u から地盤面に作用する圧力変動 p_b を差し引いた水圧で評価される。すなわち、実質的な過剰間隙水圧 u_e が、初期有効土被り圧 σ_v' を超えて有効応力がゼロになると液状化する。

図-7.2.3 に過剰間隙水圧の概念図を示す。

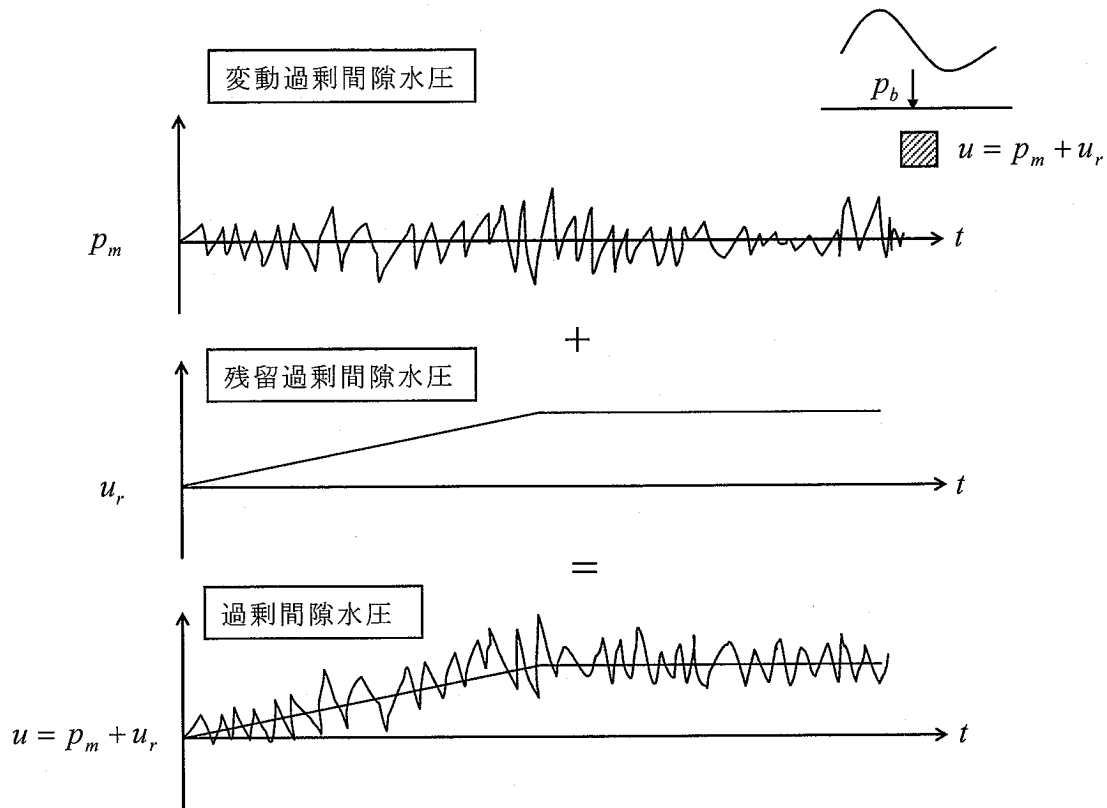


図-7.2.3 過剰間隙水圧の概念図

本実験において、透水性の低い粘土を含有して形成された砂泥質土は、波浪による動圧力作用時には未圧密状態であり、初期において有意な過剰間隙水圧が残留している。これは、初期地盤骨格が十分に形成されていないことを意味しており、波浪作用直後より、底質は容易に流動化し波動運動する。

砂泥質土を用いた代表的なケース (Case1-3, Case1-4, Case2-3, Case2-4) について、過剰間隙水圧と波高伝達率の時間変化を図-7.2.4～図-7.2.7に示す。

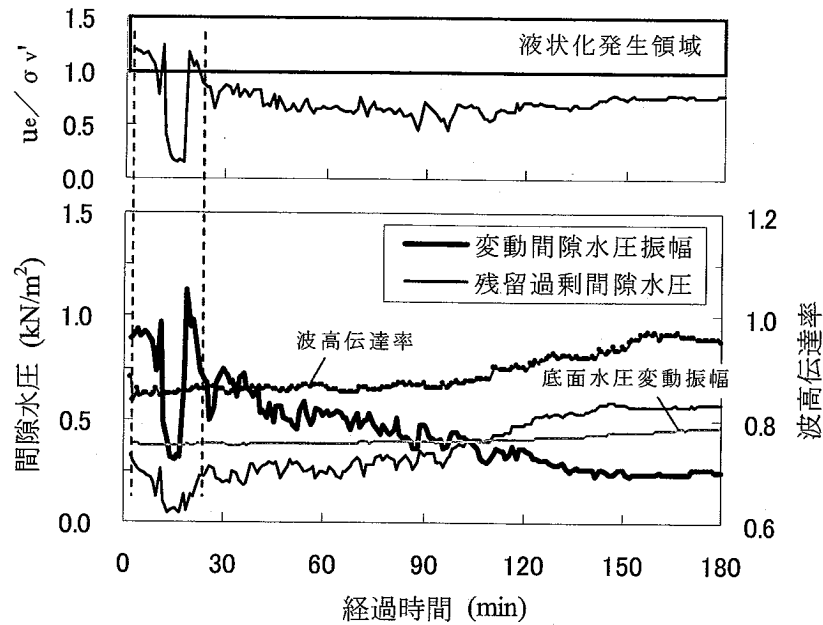
なお、本ケースに関連して、底質が砂の場合、Case1-3, Case1-4に対応する条件では浮遊の漂砂形態が現れ、また、Case2-3, Case2-4に対応する条件では掃流と浮遊の漂砂形態が現れている。

u_e が初期鉛直有効応力 σ_v' を超えて有効応力がゼロになるときに液状化が発生し、変動水圧が増幅することが知られている (例えば, Foda・Tzang, 1994); Sassa・Sekiguchi, 1999)。本実験では、波高9cmのケース (Case1-4, Case2-4) および波高7cmで砂の粒径が0.3mmのケース (Case2-3) において、深度10cmで液状化の発生が確認された。波高9cmの液状化時において、変動間隙水圧は地盤面水圧変動の3倍程度に増幅し、Foda・Tzang (1994)に示されるような完全液状化による共振流動応答が現れている。

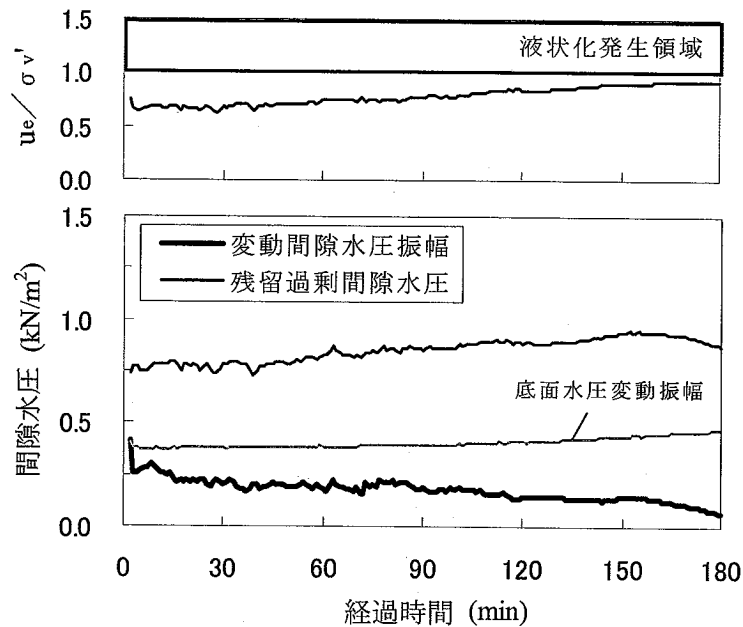
また、液状化発生時に、地盤内の残留過剰間隙水圧が大きく解放される現象が現れ

た。これは、液状化により、土粒子骨格が崩れて、透水性が非常に高くなったことに伴い、過剰間隙水圧が解放されたものと考えられる。

また、砂の粒径が 0.3mm のケースでは、底質の透水性が高いため、繰り返しせん断変形時に蓄積される残留過剰間隙水圧は、実験開始から 3 時間後には、深度-15cm の位置においても概ね消散することがわかる。



(1) $z = -10\text{cm}$



(2) $z = -15\text{cm}$

図-7.2.4 過剰間隙水圧と波高伝達率の時間変化 (Case 1-4)

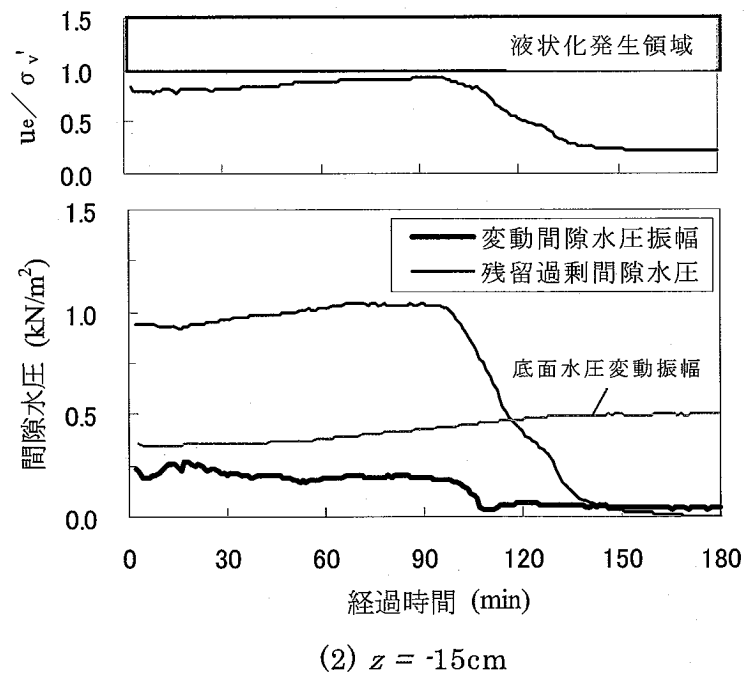
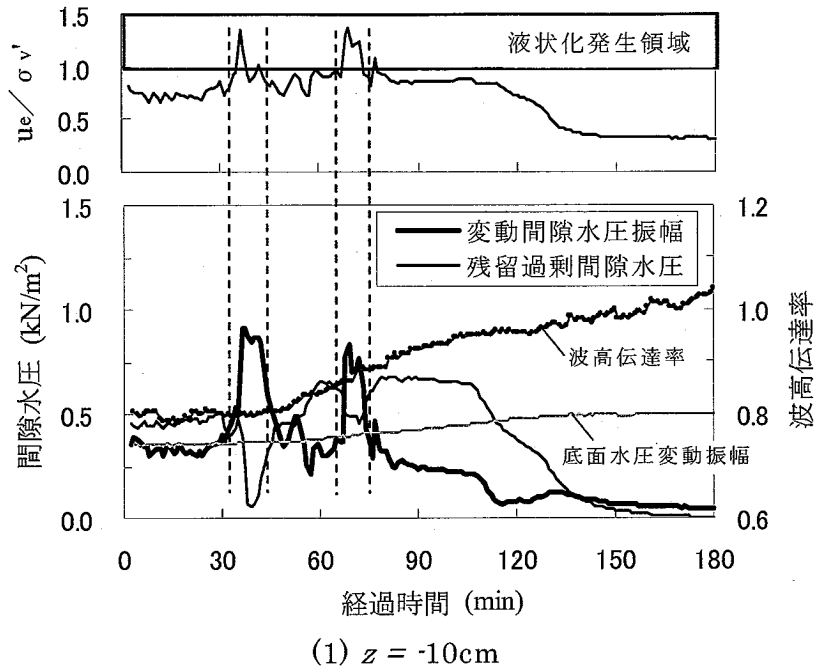
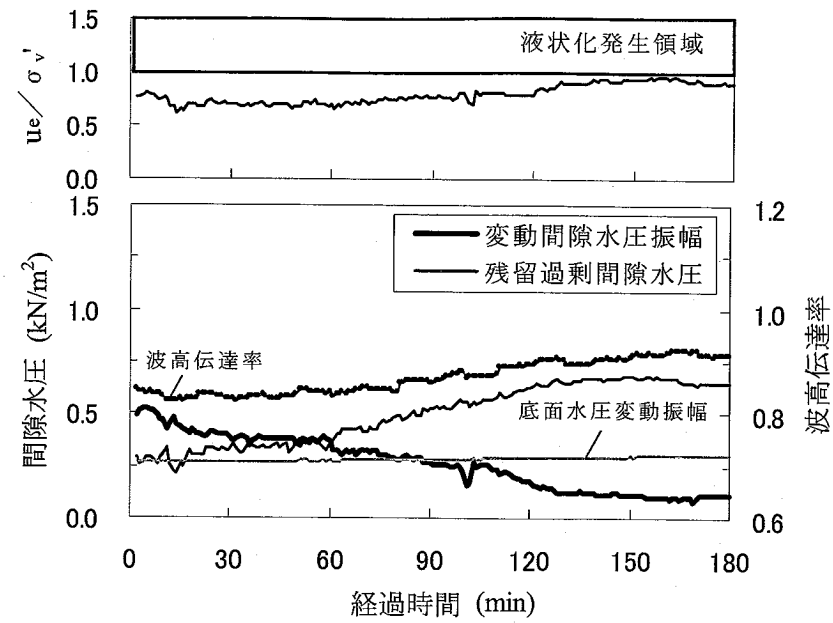
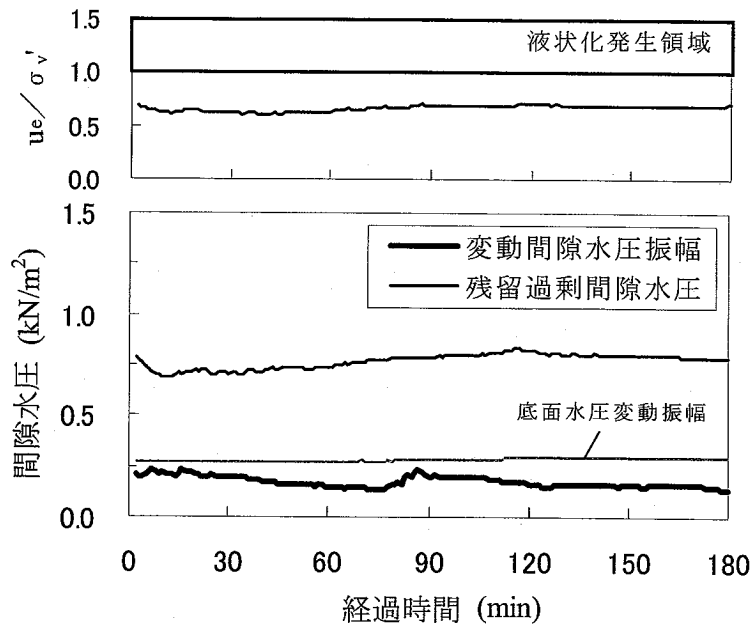


図-7.2.5 過剰間隙水圧と波高伝達率の時間変化 (Case 2-4)

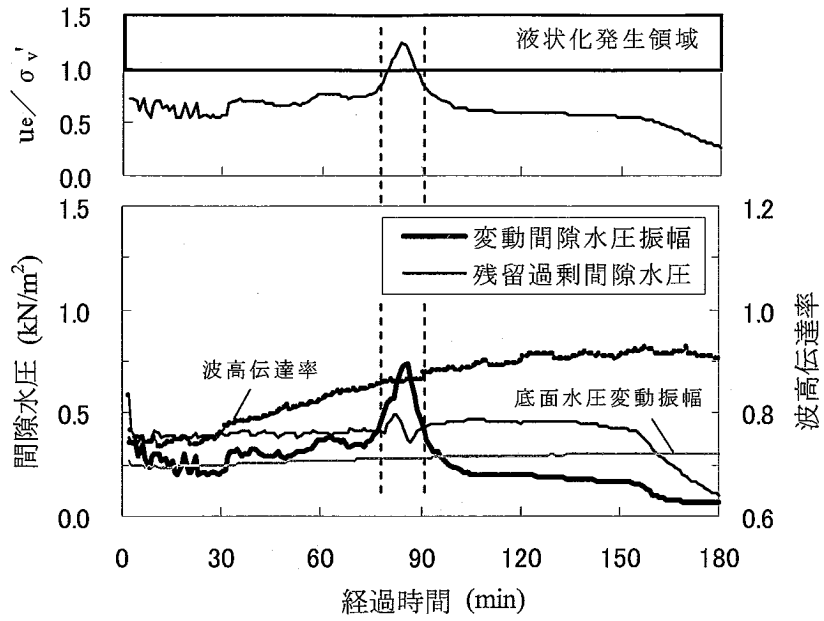


(1) $z = -10\text{cm}$

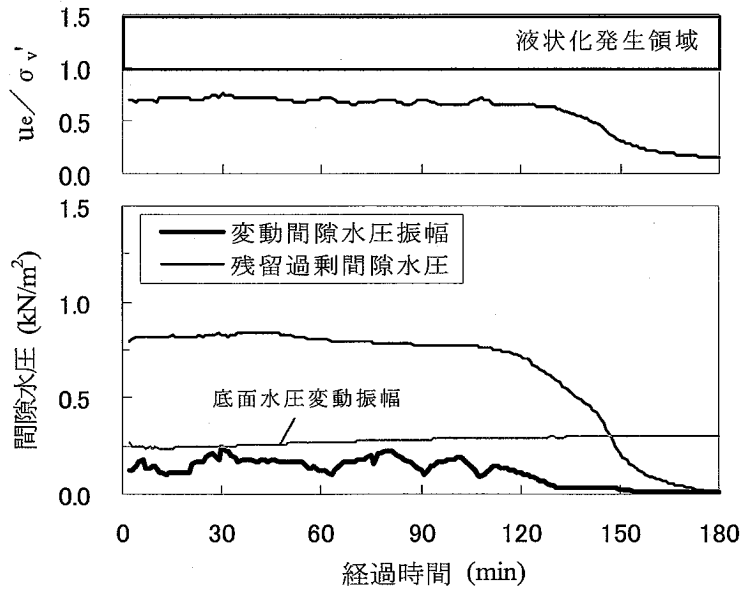


(2) $z = -15\text{cm}$

図-7.2.6 過剰間隙水圧と波高伝達率の時間変化 (Case 1-3)



(1) $z = -10\text{cm}$



(2) $z = -15\text{cm}$

図-7.2.7 過剰間隙水圧と波高伝達率の時間変化 (Case 2-3)

本研究では、砂に粘土を混合して作成した砂泥質土において、液状化が発生した場合、変動間隙水圧は地盤面水圧変動の 3 倍程度に増幅することが確認された。このような現象に関して、Foda・Tzang (1994)は、波浪作用によって地盤が液状化する場合、初期の地盤条件によっては、このように大きく変動間隙水圧が増幅する共振流動応答 (Resonant fluidization response) が現れることを示している。

図-7.2.8 と 図-7.2.9 に、Foda・Tzang (1994)の実験結果例を示す。

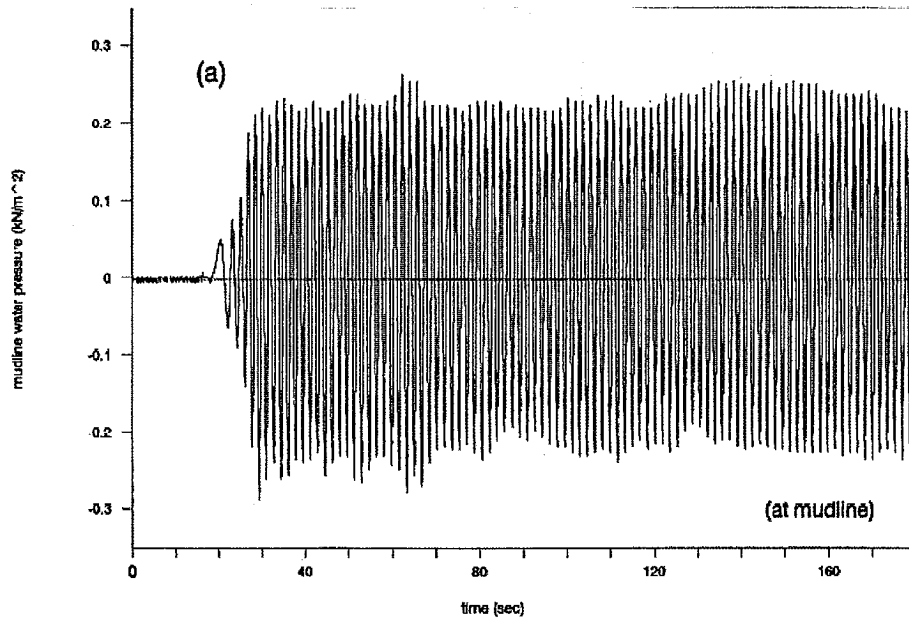
Foda・Tzang (1994)は、シルト質土に波浪を作用させる実験を行い、初期の地盤条件により、①液状化に伴う共振流動応答 (図-7.2.8(2))、②液状化に伴う非共振流動応答 (Nonresonant fluidization response, 図-7.2.9(1))、③非液状化応答 (Unfluidization response) の 3 形態が現れることを示している。ここで、液状化に伴う共振流動応答では、初期状態、平衡状態、共振遷移状態が存在する。

このうち、共振遷移状態では、変動間隙水圧は、地盤面作用圧の最大 4 倍程度にまで増幅し、また、その後の平衡状態では、地盤面作用圧の 2 倍程度に増幅した状態で間隙水圧変動が継続する。一方、非共振流動応答では、変動間隙水圧は、底面作用圧と同程度であり、増幅は見られない。

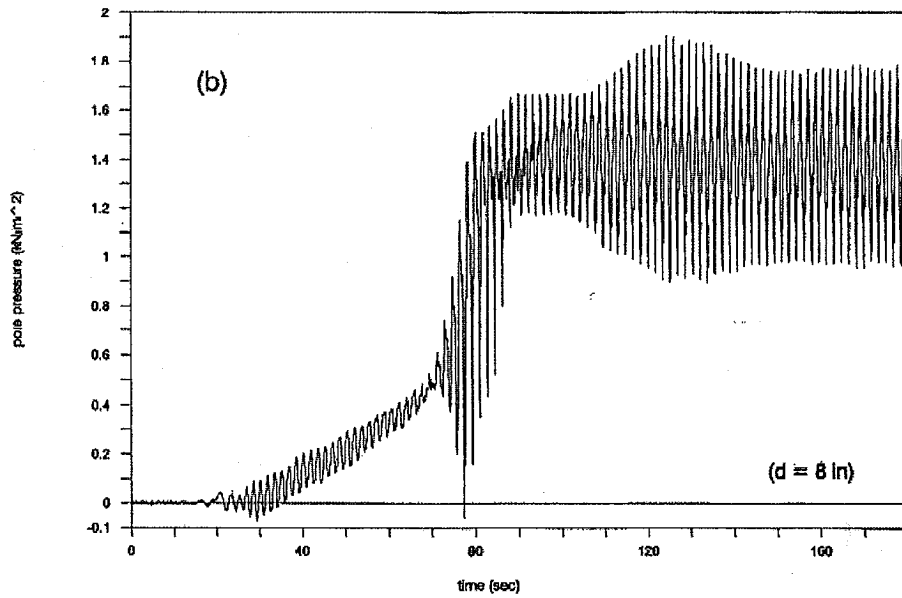
このような液状化時の共振流動応答および非共振流動応答の発生形態は、初期の地盤条件によって異なる。緩い状態で作成され、地盤骨格が形成されていない未圧密状態の地盤は、液状化に伴って共振流動応答を示す一方、このような完全液状化の後、24 時間程度の圧密期間を経て、波浪を再作用させる条件では、非共振流動応答を示すことが明らかにされている。

本実験において、透水性の低い粘土を含有して形成された砂泥質土は、初期に未圧密状態であり、地盤骨格が十分に形成されていない。砂泥質土の実験において、液状化に伴う共振流動応答が現れることは、緩い堆積条件において、液状化に伴う共振流動応答が現れることを示す Foda・Tzang (1994)の実験結果と定性的に一致する。

ただし、波浪作用開始後、共振流動応答が現れるまでに、粘着性のないシルトを用いた Foda・Tzang (1994)の実験では、70~100s 程度の短時間であるのに対し、同程度の波浪作用に対する砂泥質土の本実験では、最大で 80min 程度と、要する時間が長いケースが見られる。これらの特性の違いについては、砂泥質土に含まれる粘着性の細粒分の影響に起因するものと考えられ、詳細なメカニズムについては、今後の研究課題である。

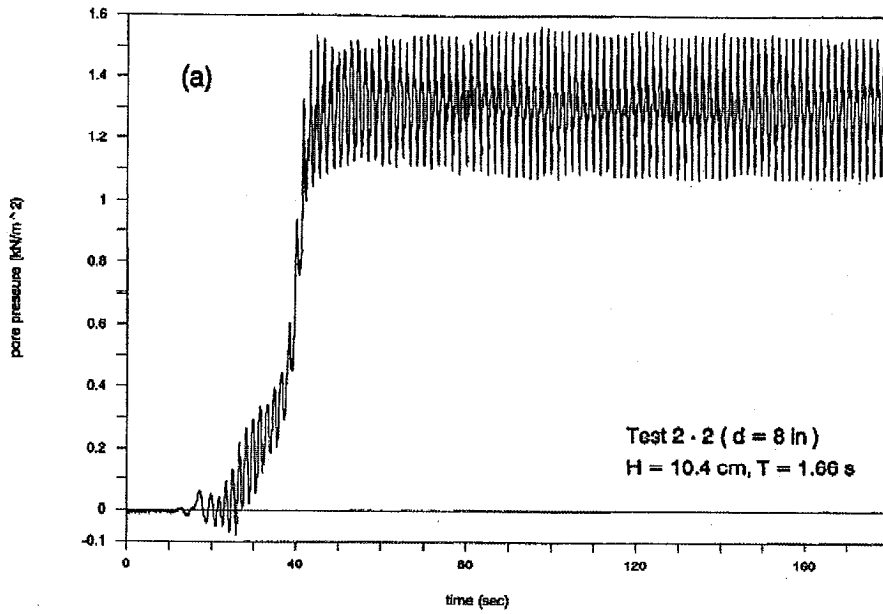


(1) 底面作用圧

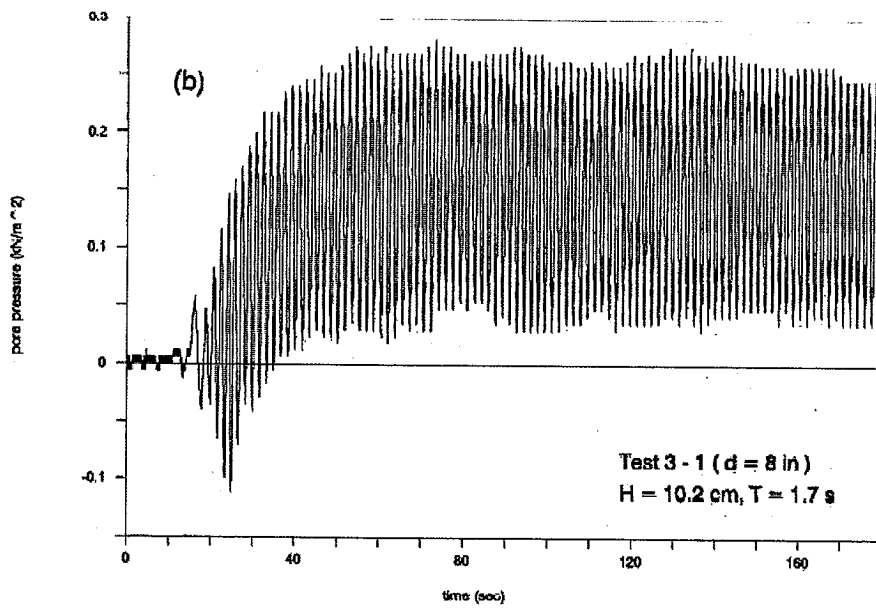


(2) 地盤内間隙水圧

図-7.2.8 共振流動応答発生時における
間隙水圧の観測結果例 (Foda・Tzang, 1994)



(1) 非共振流動応答における間隙水圧



(2) 非流動応答における間隙水圧

図-7.2.9 非共振的間隙水圧の観測結果例 (Foda・Tzang, 1994)

液状化時における共振流動応答の発生メカニズムについて、Foda (1994)は、地盤内に、亀裂状の細い流路を振動する浸透流 (Channeled seepage flow) が発生するという仮説を立てて理論的に説明している。

図-7.2.10 に、通常の一様な地盤状態 (図-7.2.10(a)) と、亀裂発生時の地盤状態 (図-7.2.10(b)) を示す。ここで、細い流路を通過する浸透流が存在する状態では、地盤内に強い浸透流速勾配が生じる。

Foda (1994)は、地盤骨格内に形成されたこのような亀裂状の細い流路を振動する浸透流を波動理論によりモデル化するとともに、周囲の地盤挙動を弾性理論によりモデル化し、これらの相互干渉を理論解析して、浸透流の波動運動に関する分散関係式を得ている。そして、細い流路内を波動運動する浸透流が、流路区間内で反射し、形成される重複波が共振により増幅されることで、液状化時の共振流動応答を説明している。

また、Foda (1994)は、表面波の周期が 1.5s の条件において、浸透流路の幅を 1mm と仮定したときに、浸透流の波動運動の波長が、約 30cm になることを試算している。

最も短波長の共振モードは、半波長区間で発生する。実験に用いた土槽厚は 20cm であり、Foda (1994)の理論によって試算される浸透流の波動運動の半波長の長さ以上に厚さを有している。このことは、実験において、共振の原因となる振動浸透流の流路が形成されていた可能性があることを示す。

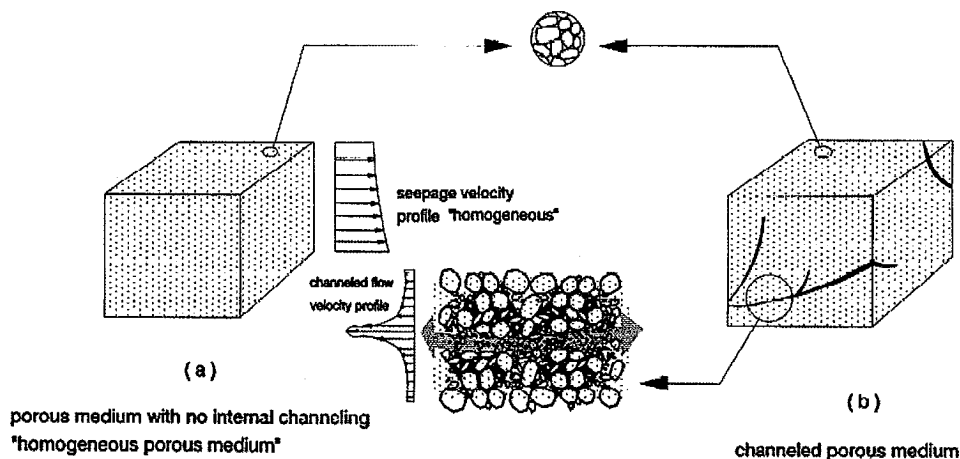


図-7.2.10 通常の一様な地盤状態、亀裂発生時の地盤状態の模式図 (Foda, 1994)

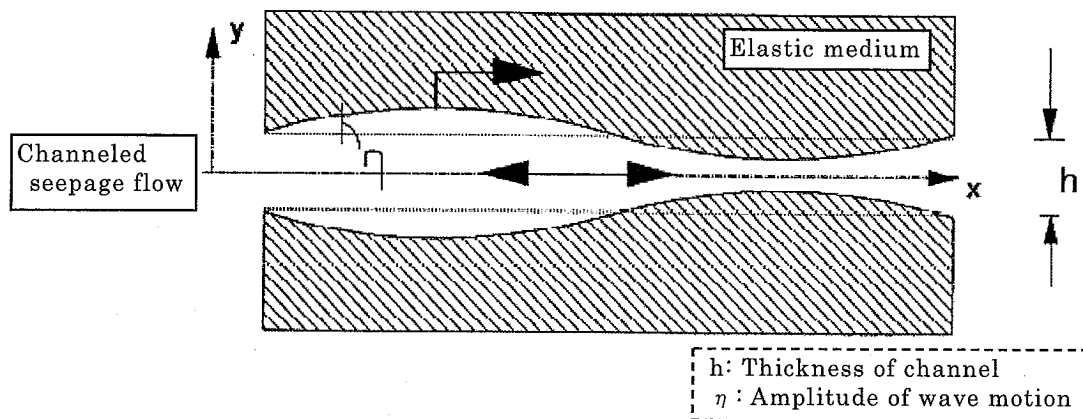


図-7.2.11 亀裂内を振動する浸透流のモデル化 (Foda, 1994)

また，砂泥質土の液状化発生メカニズムは，次のように考えられる。

1. 透水性の低い粘土を含有して形成された底質は，初期状態において有意な過剰間隙水圧を保持し，未圧密状態である．このとき，地盤骨格が十分に形成されていない．
2. 波浪作用において，地盤の繰り返しせん断変形にともなう体積収縮（負のダイレイタンス）に起因して，残留過剰間隙水圧 u_r が徐々に地盤内に蓄積される．
3. 地盤面の水圧変動に対して，地盤内の動的な間隙水圧応答は遅れをとめない，周期的に正負の過剰間隙水圧が発生する（善ら，1987）．
4. 周期的な波浪作用の中で，残留過剰間隙水圧に正の過剰間隙水圧が加わり，地盤の有効応力がゼロになると液状化が発生する．あるいは，有効応力がゼロに近づくとともに，増幅を始める変動間隙水圧に起因する過剰間隙水圧の影響を受けて，液状化が発生する．

また，波浪が十分な強度を持たない地盤上を進行するとき，地盤に波動運動を引き起こすため波高減衰が生じる．入射波高に対する波高比で定義した波高伝達率は，波浪作用直後では 0.8 程度であり，時間とともに 1.0 に漸近していく．実験の結果，波高伝達率の変化と液状化等の地盤内部の応答に明確な相関がないことと，砂粒子が粗く，高透水性である方が波高伝達率の回復傾向が強いことから，波高伝達率は地盤表層における過剰間隙水圧の消散にともなう骨格の形成および強度増加に依存すると考えられる．

なお，実験中の目視により，地盤面の変動が減少するにともない，波高伝達率が回復することが確認されている．

波浪による地盤面の水圧変動に応答する変動過剰間隙水圧が液状化の発生に及ぼす影響を評価するため、Biot (1941)の多孔質弾性体理論を拡張した 3.3.2 の粘弾性体モデル（土田ら，2005）を用いて，砂泥質土のケース（Case1-4，Case2-4）を対象にした地盤の動的応答解析を実施する．物性パラメータを表-7.2.4 に示す．

地盤面に負の動圧力が作用する（地盤内に上向きの浸透力が作用する）波の谷の位相時に，有効応力が減少し，液状化が発生しやすい．液状化発生の可能性を論ずるため，このような波の谷の位相時における地盤内変動過剰間隙水圧を解析した結果例を図-7.2.12 に示す．

地盤中の変動過剰間隙水圧は，深度方向に遅れを伴って生じるため，動水勾配（過剰間隙水圧勾配）に起因する透水力が発生する．そして，波の周期的作用の中で，透水力が鉛直上向きに作用するとき，有効応力が減少すると同時に，地盤骨格が緩む．

図-7.2.12 により，砂粒径 0.12mm の細かい砂を用いた条件（Case1-4）では，透水性が低いことにより，変動過剰間隙水圧の深度方向への伝播性が小さく，透水力が強く発生することがわかる．ただし，このような変動過剰間隙水圧に，残留過剰間隙水圧が付加されていない場合，初期有効応力に対する過剰間隙水圧は小さく，過剰間隙水圧比として 0.3 程度であり，液状化の発生に至らないことがわかる．

したがって，実験で現れた砂泥質土の液状化現象には，前述した液状化メカニズムの中で，初期の過剰間隙水圧の影響およびせん断変形時の負のダイレイタンスに伴って蓄積される残留過剰間隙水圧の影響が大きいことが推定される．

また，実験において，細かい砂を用いた Case1-4 では，波浪作用直後に液状化が発生している．これは，砂が細かく透水性が低い底質条件では，変動過剰間隙水圧に起因する過剰間隙水圧が大きく発生し，残留過剰間隙水圧の蓄積を待たずに，液状化が発生しやすいことを示唆している．

表-7.2.4 解析で与える物性パラメータ

	間隙率 n	ポアソン比 ν	弾性係数 E (N/m ²)	水の体積弾性率 β (m ² /N)	透水係数 k (cm/s)	粘性パラメタ β'
Case1-4	0.5	0.33	5.0E+05	1.0E-08	1.0E-04	0.1
Case2-4					1.5E-02	

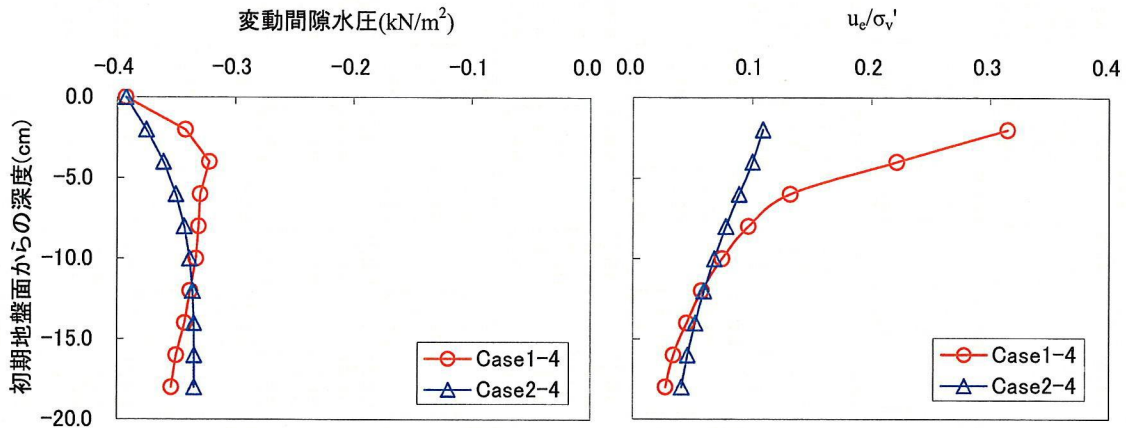


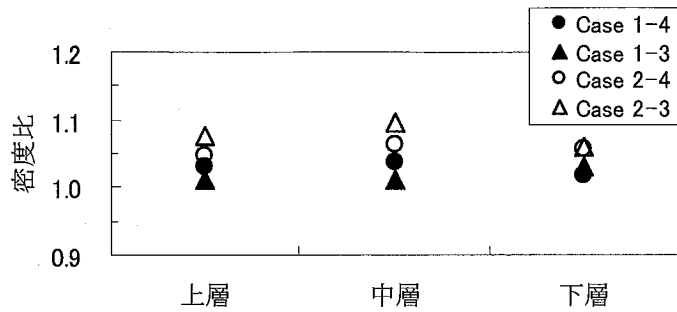
図-7.2.12 変動間隙水圧の解析結果（波が谷のとき）

本実験において、粘土を含有して形成された砂泥質土は、初期に過剰間隙水圧を保持し、未圧密地盤としての特徴を持つとともに、緩い骨格形状を有している。

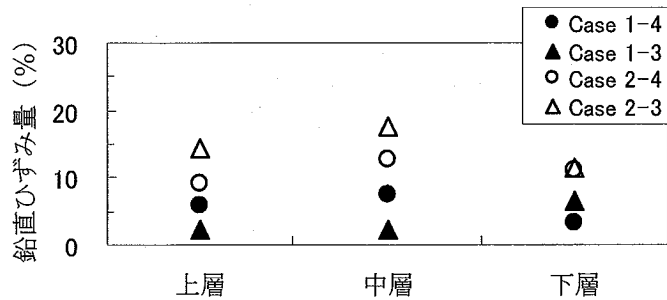
波浪の作用により、過剰間隙水圧の消散とともに生じる間隙水の排水、または液状化後の粒子の再配列に伴い、初期に緩い状態であった底質が、高密度化する現象が現れた。

実験前に対する実験後の密度比、および密度変化より換算されるひずみ量を図-7.2.7 に示す。実験後に、5%程度の密度増加が生じるとともに、高密度化に伴い圧縮ひずみが5~15%程度生じている。

特に、液状化が大きく生じたケース（Case1-4, 2-4, 2-3）、また、粗い砂を用いた条件で、高密度化現象が明瞭に現れることがわかる。



(1) 密度比



(2) 鉛直ひずみ量

図-7.2.13 実験後の底質密度および鉛直ひずみ

(2) 粗粒化および地形変化特性

底質の粗粒化および地形変化特性について、前述で明らかになった液状化および高密度特性を踏まえて考察する。

砂泥質土を用いて液状化が発生したケース (Case1-4, 2-4) の実験後における底面状況を写真-7.2.1 に示す。底面では、粘土・シルト分が巻き上げによって抜け出した結果、粗粒化が生じるとともに、漂砂現象が現れ、砂漣が形成された。砂漣の頂部では、細粒分が完全に抜け出し、底質が砂に変化していたのに対し、谷部では初期の状態から若干、細粒分が抜け出した粘土混じり砂の底質になっていた。また、そのような粘土混じり砂の底質は、流れに対して、強い移動抵抗力を持つことが確認された。これらのケースにおいて、地盤内部の底質粒度を分析した結果を図-7.2.14 に示す。

ここでは、150 μ m 以下の粒子を分析の対象とした。粗い砂を用いた Case2-4 では、地盤内部からも細粒分が抜け出す粗粒化が生じている。特に、液状化深さ (10cm 程度) にあたる位置の近傍において粗粒化が顕著である。このケースにおける実験後の底質断面を写真-7.2.2 に示す。液状化発生時の噴砂により、粗粒化が生じている状況を確認できる。一方、細かい砂を用いた Case1-4 では、液状化の発生にも関わらず、地盤内部において有意な粗粒化は生じていない。

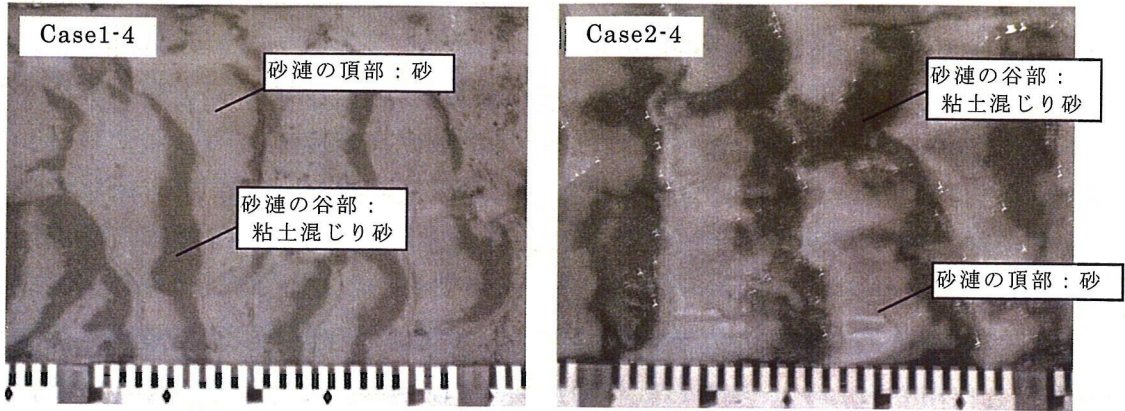


写真-7.2.1 実験後の底面状況

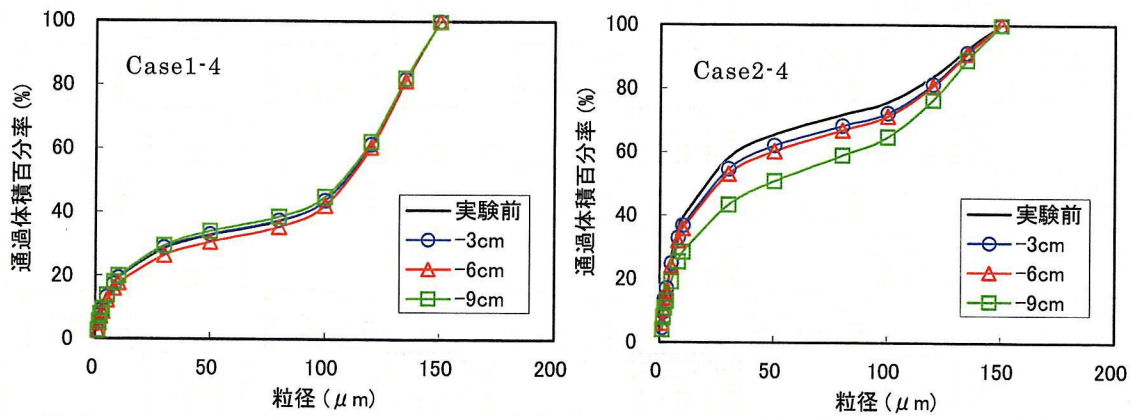


図-7.2.14 粒度分析結果



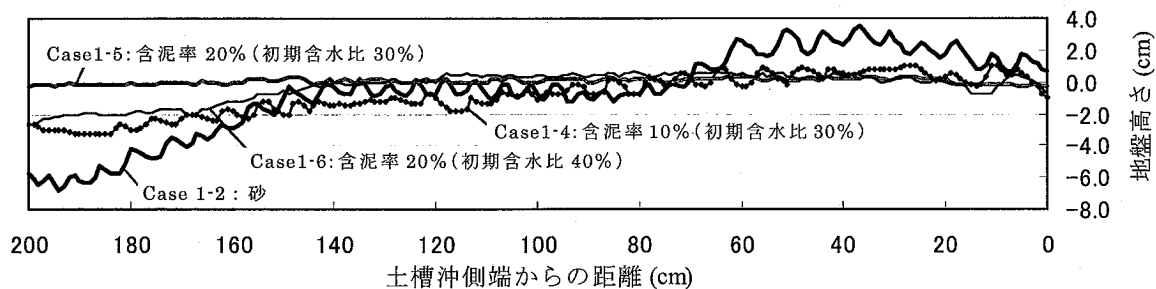
写真-7.2.2 実験後の底面断面 (Case2-4)

地盤内部の粗粒化は、液状化と密接な関係があり、細粒分と砂粒子との粒径差が大きい場合、粒子相互に作用する引力（ファンデルスワールス力）が弱いため液状化が発生すると、細粒分が遊離しやすく、顕著な粗粒化が発生するものと考えられる。一方、液状化が発生しない場合には、粗粒化が発生する領域は、表面部に限られる。

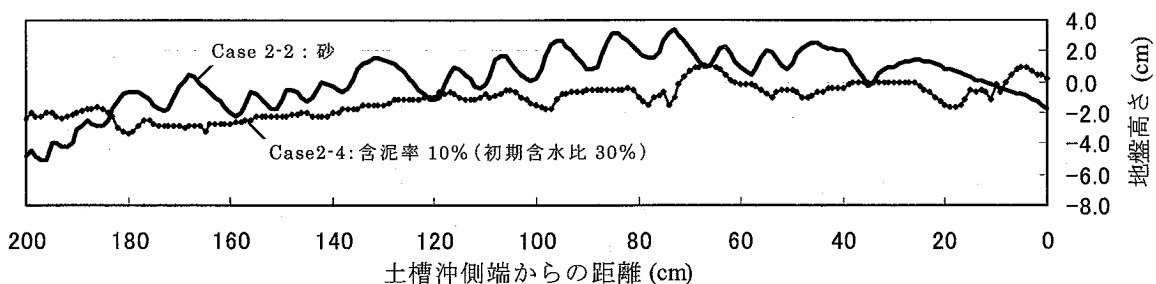
また、粗い砂を用いた条件では、砂粒子間に存在する細粒分の流出に伴って空隙が増加するため、前述で確認したように、高密度化が現れやすいと考えられる。

次に、砂泥質土の地形変化特性を評価する。底質の移動および応答が大きい波高 9cm の波を作用させたケースにおける地形変化観測結果を、**図-7.2.15** に示す。粒径が 0.12mm の細かい砂を使用したケースにおいて、細粒分を含有しない砂質の条件と比較すれば、砂泥質の条件では、砂漣の形成が小さいと同時に、地形変化が抑えられる傾向にあることがわかる。特に、細粒分含有率が 20% と高く、かつ、含水比が小さい砂泥質条件の Case1-5 では、地形変化がほとんど生じていない。

なお、細粒分含有率が 20% のケースでは、表面に有意な粗粒化は現れないと同時に、漂砂現象が現れず、砂漣は形成されていない。



(1) $D_{50}=0.12\text{mm}$ の砂使用のケース



(2) $D_{50}=0.3\text{mm}$ の砂使用のケース

図-7.2.15 砂と砂泥質土の地形変化（波高 9cm のケース）

砂泥質土において、地形変化が抑えられる原因としては、次のように考えられる。

1. 砂粒子の重量に加えて、含有する粘土分が持つ粘着力が底質の移動・巻き上げに対する抵抗力として働く。特に、含水比が小さく、粘土粒子の粒子間距離が短い条件のときに、粘着力が強く発揮される。
2. 波浪作用に応答して、底質が流動化し、波動運動を示す場合、底質は、波浪とほぼ同位相で運動するため、底質表面に作用する水粒子速度が相対的に減少するとともに、底質の移動・巻き上げの外力となる底面せん断力が減少する。
3. 底面の粗粒化が生じて、形成される砂漣が小さいため、砂漣部で底質を浮遊させる渦の発生が抑制される。

砂の粒径が 0.3mm の砂泥質土の条件では、砂質土の条件と比較して、形成される砂漣が小さいものの、地形変化が抑制される傾向については、明瞭には認められない。この原因として、粗い砂を用いた条件で液状化が発生した場合、同時に、底質の高密度化に伴って地盤の沈下が大きく現れることが挙げられる。

すなわち、粘土を含有して形成された砂泥質土は、漂砂による地形変化は小さいが、初期に過剰間隙水圧を保持し、未圧密地盤としての特徴を持つため、波浪作用による高密度化に伴って、圧密沈下による地形変化が有意に現れやすいことが示される。

なお、ここでは、波高 9cm の実験結果例を示したが、波高 7cm の波を作用させたケースにおいても、同様の粗粒化および地形変化特性が確認されている。

7.3 おわりに

本研究では、砂に粘土を混合して作成した砂泥質土の波浪作用下における液状化と高密度化特性、および粗粒化と地形変化特性について、実験的に明らかにした。

透水性の低い粘土を含有して形成された砂泥質土は、初期に過剰間隙水圧を保持し、地盤骨格が十分に形成されていない。このため、砂であれば、掃流砂や浮遊砂の漂砂形態が現れる程度の波浪条件に対して、砂泥質土では、土骨格に作用する有効応力がゼロとなる液状化が発生し、同時に土の分級が起こって粗粒化する。

砂に粘土を混合して作成した砂泥質土では、液状化の発生時に、変動間隙水圧は地盤面水圧変動の 3 倍程度に増幅することが、実験により確認された。このような現象は、緩い堆積条件において、液状化に伴う共振流動応答が現れることを示す Foda・Tzang (1994)の実験結果と定性的に一致する。ただし、波浪作用開始後、液状化に伴う共振流動応答が現れるまでに、粘着性のないシルトを用いた Foda・Tzang (1994)の実験に比べて、本実験では、要する時間が長いケースが見られる。これらの特性の違いについては、砂泥質土に含まれる粘着性の細粒分の影響に起因するものと考えられる。

地盤内間隙水圧の共振的な増幅現象は、一様な物性を持つ土と間隙水の 2 相混合地盤に基づく限りでは、説明が困難である。共振流動応答の発生メカニズムについて、Foda (1994)は、地盤内に、亀裂状の細い流路を波動運動する浸透流 (Channeled seepage flow) が発生するという仮説を立てて理論的に説明している。この仮説により、理論的な説明はできるものの、液状化発生時において、このような浸透流の存在が実際に確認された事例はない。このため、亀裂状の細い流路を波動運動する浸透流の存在の実証、共振流動応答特性に及ぼす粘着性粒子の影響の解明等により、共振的流動応答特性を解明することは、今後の重要な研究課題である。

また、本研究において、初期の地盤は、未圧密地盤としての特徴を持ち、緩い骨格構造を有するため、波浪の作用により、間隙水圧が消散するとともに、顕著な高密度化現象が現れることを明らかにした。

本研究では、細粒分として、粘土分を多く含有する底質を対象にしたが、粘着力を持たないシルト分を多く含有する場合、今回明らかになった特性と異なる特性を示すことが考えられる。細粒分の組成が与える影響について、今後の研究課題として重要であると考えられる。

参考文献

- 1) 木村賢史 (1994) : 人工干潟 (海浜) の水質浄化機能, ヘドロ, No.60, pp.59-81.
- 2) 鈴木高二朗・渡辺晃・磯部雅彦・M. Dibajnia (1994) : 振動流作用下における混合粒径底質の移動現象について, 海工論文集, Vol.41, pp.356-360.
- 3) 善功企・山崎浩之・渡辺 篤 (1987) : 海底地盤の波浪による液状化および高密度化, 港研報告 第26巻 第4号, pp.125-180.
- 4) 土田孝・熊谷隆宏・池野勝哉・渡部要一・五明美智男 (2005) : 波浪作用下の底泥の挙動に関する解析手法について, 海工論文集, Vol.52, pp.451-445.
- 5) 張達平・山本幸次・佐藤慎司・田中茂信 (1995) : 混合砂の分級過程に関する実験的研究, 海工論文集, Vol.42, pp.481-485.
- 6) 西嶋渉・岡田光正 (1998) : 人工干潟における生態系の創出・保全, 土木学会誌, Vol.83, pp.34-35.
- 7) 李正奎・西嶋渉・向井徹雄・瀧本和人・清水徹・平岡喜代典・岡田光正 (1998) : 自然及び人工干潟の有機物分解能の定量化と広島湾の浄化に果たす役割, 水環境学会誌, 21-3, pp.149-156.
- 8) Biot, M. A (1941) : General theory of three-dimensional consolidation, *J. Appl. Phys.*, Vol.12, pp.155-164.
- 9) Dibajnia, M. and A. Watanabe (1992) : Sheet Flow under nonlinear waves and currents, *Proc.23rd Int. Conf. on Coast Eng.*, 2015 -2028.
- 10) Foda (1994) : Inertial (non-Darcian) channeled seepage flow, *J. Geophys. Res.*, Vol.99, No.C10, pp.20,477-20,485.
- 11) Foda, M. A. and S.-Y. Tzang (1994) : Resonant fluidization of silty soil by water waves, *J. Geophys. Res.*, Vol.99, No.C10, pp.20,463-20,475.
- 12) Sassa, S. and H. Sekiguchi (1999) : Wave-induced liquefaction of beds of sand in a centrifuge, *Geotechnique*, Vol.49, No.5, 621-638.

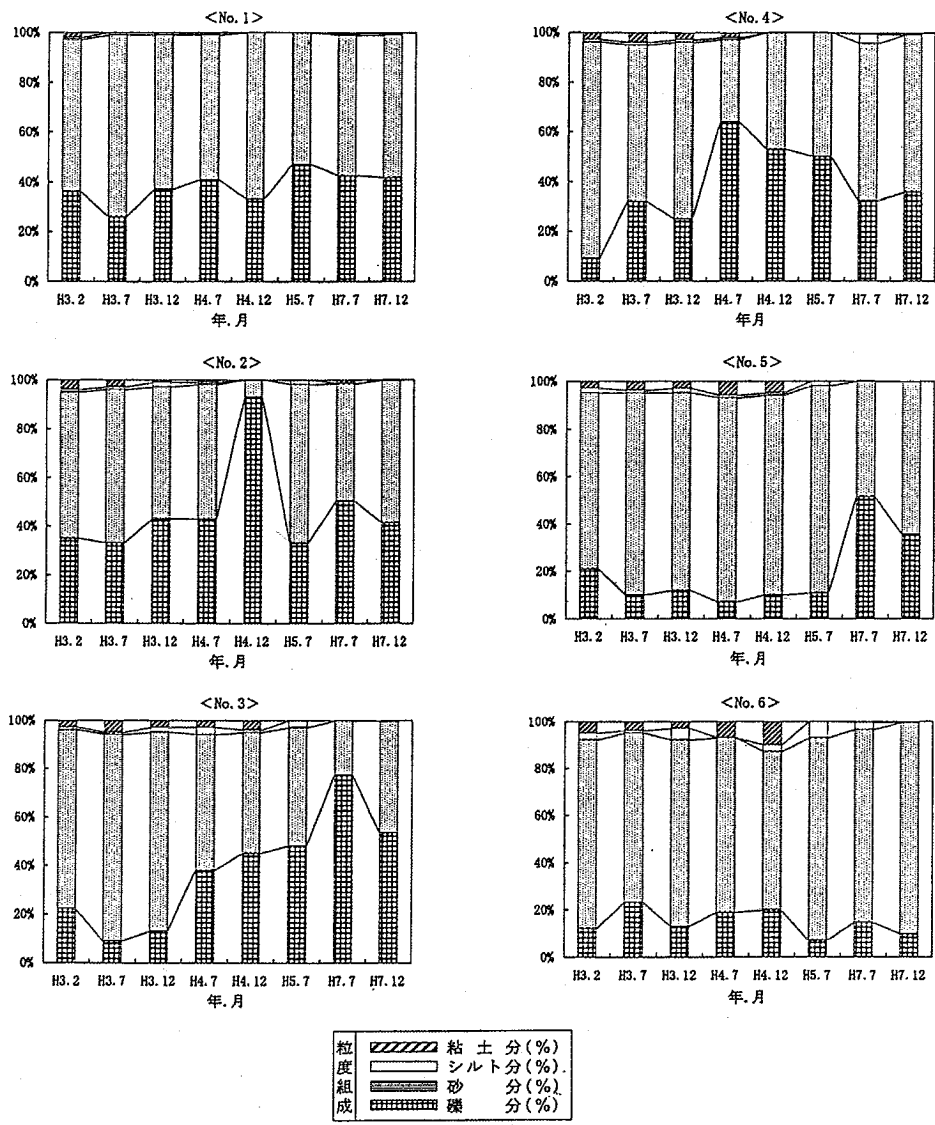


図-8.1.2 広島港五日市人工干潟における干潟地盤表層の細粒分含有率推移³⁾

に維持されているものの、干潟中部、高部では粒度の変化によって水分が保持されにくくなり、干潟生物の生息が困難になっていると報告されている³⁾。

一方、人工的に造成された干潟においても長期間にわたり、良好な生物生息状況が確認されている干潟に尾道系崎港における人工干潟がある。この干潟は、地元からのアサリが生息する干潟を造成してほしいという要望地元に応え、国土交通省中国地方整備局が浚渫した土砂を活用して、昭和59年から平成8年にかけて系崎港周辺の3箇所合計約60haの人工干潟を造成したものである^{4),5)}。

写真-8.1.1に尾道系崎港海老地区の人工干潟を示す。図-8.1.3は同地区の平面形状と断面形状である。図のように、造成の方法は広島港五日市地区とほぼ同じであるが、覆砂は層厚50cmの山砂が使用されている。

この干潟では、造成後に自然再生の状況を確認するため、干潟の地形変化、底質

環境，生物の生息状況やアマモ場の分布等について昭和 59 年から平成 14 年にかけて継続的なモニタリングが実施された．その結果，自然干潟に近い多様性のある生物相の発現と多くの貴重種の生息，さらに 8ha にも及ぶアマモ場の再生が確認された．自然干潟に近い人工干潟が造成された要因としては，以下に示す 3 つのことが挙げられている．

- 1) 圧密沈下が造成後約 3 年程度と，比較的早期に終息し，その後，波浪の影響を受けやすい前浜頂付近を除いては地形が安定した．
- 2) 多様な底質とシルト・粘土分の適度な存在により，自然干潟にみられる土壤環境の特徴である低い透水係数の干潟面が多く存在していた．
- 3) 定期的に干潟表面を整地することにより覆砂表層の人為的攪拌が行われた．

最近，中国地方整備局では以上の事例より，海老地区人工干潟において自然環境の再生が成功した原因について詳細な調査を行い，覆砂下位の中詰材として活用された浚渫土砂が，覆砂中へのシルト・粘土分の供給源として機能している可能性が高いことを指摘している⁶⁾．ただし，この調査結果では，底生生物が構築した巣穴によって覆砂層下部の粘土層からシルト・粘土分が覆砂層に供給されていると推定しているが，そのメカニズムは十分確認されていない．

以上のように，覆砂層における細粒分の存在は人工干潟の造成に重要な要因であり，細粒分が抜け出す原因とその対策が望まれている．従来細粒分が流出する原因としては覆砂層表面の流れによるせん断力により，細粒分が運ばれることが考えられてきた⁷⁾が，まだ十分説明されていない．本研究は，荒天時に覆砂層に作用する一次元水圧変動に着目し，水圧変動により覆砂層が液状化し細粒分が流出するメカ

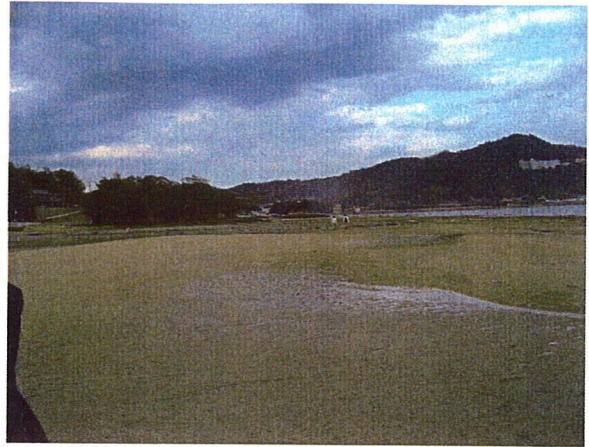
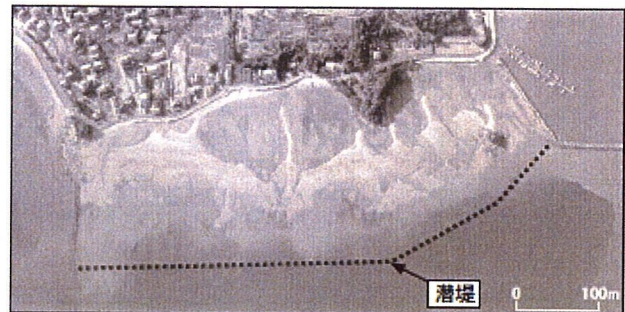
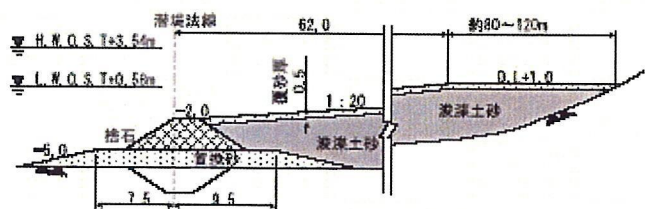


写真-8.1.1 尾道海老地区人工干潟



(a) 平面形状



(b) 断面形状

図-8.1.3 尾道糸崎港海老地区造成干潟の平面形状と断面形状⁶⁾

ニズムについて検討した。

8.1.2 波による液状化による海底地盤の不安定化⁸⁾

波浪が海底地盤に及ぼす力学的な影響として、水平方向の流れによって作用するせん断力と鉛直方向の水深変動によって生じる水圧分布の変動が考えられる。ここでは、今回行った鉛直一次元方向の変動水圧実験に関係の深い、鉛直方向の水圧分布の変化によって生じる地盤の液状化について、善らによる論文から引用して説明する。

波浪による水位の変動に伴って海底地盤表面に作用する水圧が変動する。ここでは、簡単のために

地盤を一次元空間において取り扱うものとして、鉛直方向の水圧分布のみを考える事とする。

潮汐などのように周期の長い水位変動に対しては、水圧変化が伝達されるのに十分な時間があるため、地盤中の間隙水圧は静水圧的に変動する。このため、極めて長周期の水圧変動では地盤の有効応力は変化しないので地盤の変形には影響を及ぼさない。逆に、波浪のような潮汐などに比べて周期の短い水位変動、

すなわち、水圧の変動速度が速い場合には水圧の変化が瞬間的に伝達されない。海底地盤が飽和地盤ではなく、土粒子間に間隙空気が存在している場合、間隙圧の変動に応じて間隙空気の体積変化が生じ、そのため間隙水の移動が生じる。間隙水の移動は瞬時には起こらず、結果的に圧力の伝達遅れが生じると考えられる。

短時間で水圧が変動する波浪においても、その周期の速さで地盤の応答も変化する。図-8.1.4に示すように水位変動速度が速い場合と遅い場合を比較した場合に、水位変動速度が速い場合において、地盤中に顕著な不安定化が確認されている。そこで、破線で示す水位（初期状態）が実線の位置まで急速に変化したときの状態を考える。初期状態における深さ z における有効応力 σ'_{v0} は、全応力で表した鉛直応力 σ_{v0} から、初期有効応力 u_0 を引いた値で、 $\sigma'_{v0} = \sigma_{v0} - u_0$ と表すことができる。(a)は水位低下速度が遅く、水位低下に伴う水圧変動が瞬間的に伝達される場合である。有効鉛直応力 σ'_{vs} は、水位低下量を h_d 、水の単位体積重量を γ_w とすると、

$$\sigma'_{vs} = (\sigma_{v0} - \gamma_w \cdot h_d) - (u_0 - \gamma_w \cdot h_d) = \sigma'_{v0} \quad (8.1)$$

となる。一方、(b)は水位低下速度が速く、水圧変化が瞬間的に伝達されない場合で

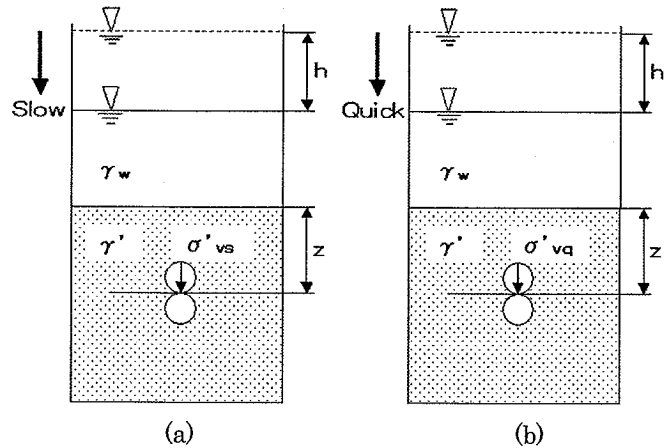


図-8.1.4 一次元水圧変動速度と地盤の不安定化

あり，有効鉛直応力 σ'_{vq} は伝達される水圧の遅れ分を $\gamma_w \cdot \Delta h_d$ とすると，

$$\sigma'_{vq} = (\sigma'_{v0} - \gamma_w \cdot h_d) - \{u_0 - \gamma_w \cdot (h_d - \Delta h_d)\} = \sigma'_{v0} - \gamma_w \cdot \Delta h_d \quad (8.2)$$

と表される．ここで， σ'_{vs} と σ'_{vq} を比較すると，

$$\sigma'_{vq} < \sigma'_{vs} = \sigma'_{v0} \quad (8.3)$$

となる．式における $\gamma_w \cdot \Delta h_d$ は，見かけ上，過剰間隙水圧と同じ働きをしており，理論上は， $\gamma_w \cdot \Delta h_d$ が σ'_{v0} よりも大きい場合には，その位置における有効鉛直応力が負となる．実際には，有効鉛直応力は負にはなりえないので，有効鉛直応力がゼロになったときに液状化が発生すると考えられる．

以上の概念を海底地盤に適用する．**図-8.1.5(a)**は波の谷と峰の状態を想定し，静水状態からの地盤中の水圧の変化を深度分布として表したものである．ここで， p_0 は，海底面上の水圧変動振幅を表し， p_m は，地盤中の水圧の静水圧状態からの変化量(変動間隙水圧)を表す．この p_0 と p_m は，

$$p_0 - p_m = \gamma_w \cdot \Delta h_d \quad (8.4)$$

の関係があり，水圧伝達の時間的遅れを表している．前述したように，水圧が瞬間的に伝達される場合には地盤中の水圧の変化量はどの深さにおいても同じであり，位相も等しいため $p_m = p_0$ となり，地盤中の有効応力の変化は生じない．しかし，水圧が瞬間的に伝達されない場合， p_0 が減少する局面では $p_m > p_0$ となり， $(p_m - p_0)$ の分は過剰間隙水圧となって地盤中の有効応力は減少する．このような考え方から，地盤中の有効応力は，

$$\sigma'_v = \sigma'_{v0} - (p_m - p_0) \quad (8.5)$$

と表すことができ， σ'_v は変動間隙水圧 p_m に依存する事になる．

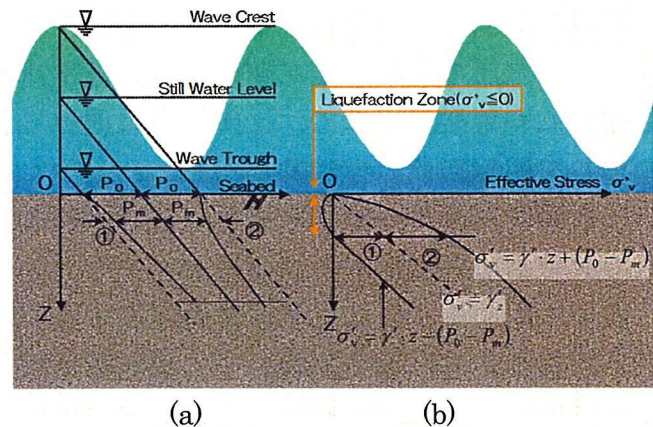


図-8.1.5(a) 波の変動による海底地盤の液状化概念図

図-8.1.5(b)は地盤中の水圧が図-8.1.5(a)に示した①と②の分布をなすときの σ'_v を、 $\sigma'_{v0} = \gamma' \cdot z$ として概念的に示したものである。ここで、 γ' は、土の水中単位体積重量である。図-8.1.5(b)によると①の分布に対応する σ'_v は、ある深さで負となっており、その深さで浅の地盤は有効応力を失って液状化が発生している事を意味する。一方、②に対応する σ'_v は、静水状態の σ'_{v0} よりも大きくなっており、 $\sigma'_v - \sigma'_{v0}$ の分だけ有効鉛直応力が増加しているので、地盤は、この増加応力によって高密度化している。このように、波浪の変動に伴う地盤中の水圧の応答がある減衰と位相差をもって伝達されるという前提にたてば、 $\sigma'_v - \sigma'_{v0} (= p_m - p_0)$ の大きさによって、地盤は液状化と高密度化を繰り返していることになる。善らは実際の海底地盤において、波浪時の地盤内の間隙水圧を測定し液状化と高密度化が起こっている事を確認している。

次に、 p_m を解析的に求めるための理論について述べる。図-8.1.6に示されるような深さ z で面積 A 、長さ Δz の土要素を想定し、一次元の浸透流を考える。地盤の透水係数を k 、水の単位体積重量を γ_w とし、微小時間 Δt における土要素への水の流入量 Δq_w において Darcy の法則が成り立つと仮定すると、

$$\Delta q_w = \frac{k}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 p_w}{\partial z^2} \cdot A \cdot \Delta z \cdot \Delta t \quad (8.6)$$

となる。また、 Δt 時間における土要素の間隙水の流出量 Δq_m を、変動過剰間隙水圧 $(p_m - p_0)$ に起因する有効鉛直応力 σ'_v の変化による土粒子骨格の圧縮(間隙水の流出)成分と、変動間隙水圧 p_m の変化による間隙水の圧縮成分からなるとすると、間隙率を n 、土の体積圧縮係数を m_v 、間隙水の圧縮率を m_w として、

$$\Delta q_m = \left(-m_v \cdot \frac{\partial \sigma'_v}{\partial t} + n \cdot m_w \cdot \frac{\partial p_m}{\partial t} \right) \cdot A \cdot \Delta z \cdot \Delta t \quad (8.7)$$

で表される。ここで、質量保存則が成り立つとすると、 $\Delta q_w = \Delta q_m$ とおける。また、海底面の水圧を p_b とすると有効鉛直応力 σ'_v は $\sigma'_v = \sigma'_{v0} + (p_b - p_m)$ で表される。このことを考慮すると、

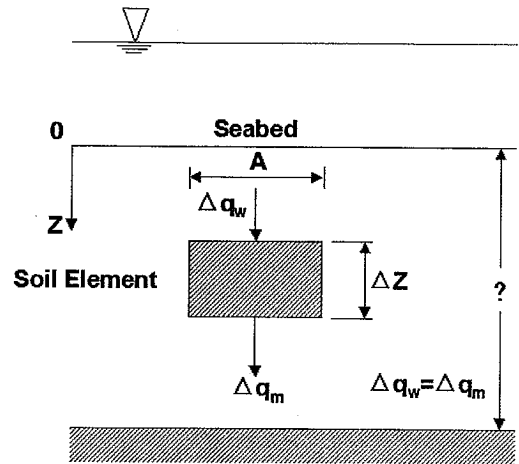


図-8.1.5(b) 土要素内の流れ

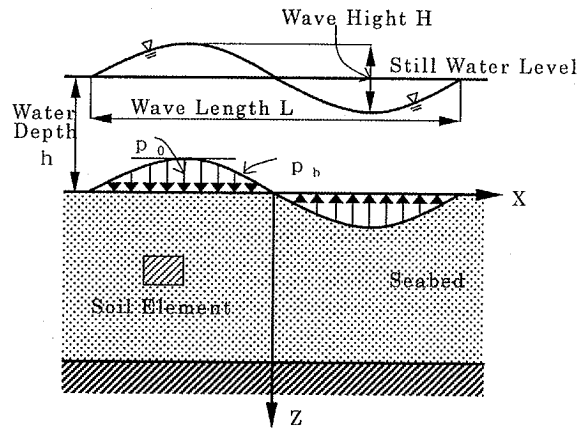


図-8.1.6 海底面の水圧変動

$$\frac{\partial \sigma'_{v0}}{\partial t} = 0, \quad \frac{\partial \sigma'_v}{\partial t} = \frac{\partial (p_b - p_m)}{\partial t} \quad (8.8)$$

となり，変動間隙水圧に関する基礎方程式

$$\frac{k}{\gamma_w \cdot m_v} \cdot \frac{\partial^2 p_m}{\partial z^2} = \left(1 + \frac{n \cdot m_w}{m_v}\right) \cdot \frac{\partial p_m}{\partial t} - \frac{\partial p_b}{\partial t} \quad (8.9)$$

を得る．ここで， $C_v = \frac{k}{\gamma_w \cdot m_v}$ ， $\alpha = 1 + \frac{n \cdot m_w}{m_v}$ とおくと，

$$C_v \cdot \frac{\partial^2 p_m}{\partial z^2} = \alpha \cdot \frac{\partial p_m}{\partial t} - \frac{\partial p_b}{\partial t} \quad (C_v : \text{圧密係数}, \alpha : \text{伝達係数}) \quad (8.10)$$

また，初期条件は静水状態における変動間隙水圧が0であることを考えると，

$$t=0 \text{で}, \quad p_m = 0 \quad (8.11)$$

となる．

海底地盤表面における境界条件を与える必要があるため，微小振幅波理論に基づき海底表面に作用する水圧を以下のように求める．**図-8.1.6**のように x , z 座標をとり， t : 時間， p_0 : 海底面の水圧変動振幅， H : 波高， γ_w : 水の単位体積重量， h : 水深， L : 波長， T : 周期， λ : 波数 ($2\pi/L$)， ω : 角振動数 ($2\pi/T$) とすると，海底面の変動水

圧 p_b は，

$$p_b = p_0 \cdot \sin(\lambda x - \omega t) \quad (8.12)$$

ここに，

$$p_0 = \frac{\gamma_w \cdot H}{2 \cos(\lambda h)} \quad (8.13)$$

で表される．ここでは一次元問題を取り扱っているため，上式は，

$$p_b = p_0 \cdot \sin(\omega t) \quad (8.14)$$

で与えられる．

式(8.14)から得られる p_b を海底地盤表面の水圧とすると，海底面での境界条件は，

$$z=0 \text{で}, \quad p_m = p_b \quad (8.15)$$

一方，不透水面の境界条件は，不透水層までの距離を1として，浸透水圧が0であるから，

$$z=l \text{ で, } \frac{\partial p_m}{\partial z} = 0 \quad (8.16)$$

となる。

次に式(8.10)の基礎方程式の差分解を求めるため、無次元化を行う。

$$C = \frac{C_v \cdot T}{l^2} \quad (C: \text{排水係数}) \quad (8.17)$$

$$\bar{Z} = \frac{z}{l}, \bar{T} = \frac{t}{T} \quad (8.18)$$

$$\bar{P} = \frac{p_m}{p_0} \quad (8.19)$$

とおき、式(8.14)を用いると、式(8.10)は次式のように無次元化される。

$$C \cdot \frac{\partial^2 \bar{P}}{\partial \bar{Z}^2} = \alpha \cdot \frac{\partial \bar{P}}{\partial \bar{T}} + 2\pi \cos(2\pi \bar{T}) \quad (8.20)$$

深度および時間の差分間隔をそれぞれ $\Delta \bar{Z}$, $\Delta \bar{T}$ とすると、式(8.10)の差分解は、

$$\begin{aligned} \bar{P}(\bar{Z}, \bar{T} + \Delta \bar{T}) = & \left[\left(\frac{\Delta \bar{T}}{(\Delta \bar{Z})^2} \right) \cdot \left(\frac{C}{\alpha} \right) \right] \cdot [\bar{P}(\bar{Z} + \Delta \bar{Z}, \bar{T}) - 2\bar{P}(\bar{Z}, \bar{T}) + \bar{P}(\bar{Z} - \Delta \bar{Z}, \bar{T})] \\ & - \left(\frac{2\pi \Delta \bar{T}}{\alpha} \right) \cos(2\pi \bar{T}) + \bar{P}(\bar{Z}, \bar{T}) \end{aligned} \quad (8.21)$$

となる。

また、境界条件および初期条件は、式(8.11), (8.15), (8.16)より、

$$\bar{P}(0, \bar{T}) = \sin(2\pi \bar{T}) \quad (8.22)$$

$$\bar{P}(1, \bar{T}) = \bar{P}(1 + \Delta \bar{Z}, \bar{T}) \quad (8.23)$$

$$\bar{P}(\bar{Z}, 0) = 0 \quad (8.24)$$

となるので、任意の時間 $\bar{T} + \Delta \bar{T}$, 任意の深度 \bar{Z} における $\bar{P}(\bar{Z}, \bar{T} + \Delta \bar{T})$ が計算される。

善らはこれらの液状化理論を用いて、実際に解析結果を示し、また地盤内への水圧の伝達し難さを示す定数 α , 地盤の排水のしやすさを示す定数 C に関して値の妥当性を検討している。

以上が、海底地盤に波浪による一次元水圧変動が载荷されたときの地盤の液状化メカニズムである。これらの理論は透水性が良く、土粒子間の粘着力の低い砂質土地盤に適用される。

本研究では、この波浪による砂質土地盤の液状化理論を足がかりに、変動水圧載荷時に見られる地盤中の細粒分の移動を、変動水圧によって地盤内に発生する過剰間隙水圧や粘土粒子の持つ粘着力に着目して検証する。

8.2 一次元水圧変動下における地盤内細粒分の上方移動に関する実験

8.2.1 はじめに

現在の人工干潟における問題の一つとして、造成後しばらくすると細粒分が表層の土から抜け出すため、5~15%程度の細粒分を含む土壌に生息する底生生物が減少する、アマモが定着しないなど、干潟生態系の基盤となる土質環境が安定しないことがある。実際に、8.1.1 節でも述べたように、広島港五日市人工干潟では造成時に細粒分含有率 5%前後で調整した覆砂で干潟を造成したところ、造成直後は細粒分含有率を維持し、多様な生物相を形成したものの、7年後には細粒分が抜け出し、底生生物の生息が困難な環境になっている。このため、人工干潟において生物の生息環境を維持するためにはどういったメカニズムで干潟の覆砂が粗粒化してしまったのか解明する必要がある。五日市人工干潟で地盤中の細粒分がなくなってしまった原因として考えられるのは、波浪や潮汐などの海水の流れに伴って細粒分がさらわれてしまったこと、また河川などからの細粒分の供給が何らかの理由で遮断されてしまったことなどが考えられる。

ここで、波浪が海底地盤に及ぼす力学的な影響として考えられるのが、せん断力（潮汐など）と水深の変動による水圧変動、砕波による衝撃などである。覆砂層における細粒分の移動現象に関しては、これまでに潮汐、波浪による海浜流などによる底質の移動として研究が行われているが、鉛直方向の水圧変動による影響は評価されていない。

本研究では、一次元圧力変動のもとでの地盤中の細粒分が表層部へ移動する現象について実験的に検討を行った。

8.2.2 試験に用いた試料

一次元変動水圧载荷による細粒分の抜け出し特性を把握するために、5号珪砂、碎石粉、出島粘土を使用した。ベースとなる試料は造粒石炭灰と5号珪砂で、この試料に対して細粒分として碎石粉、出島粘土を細粒分として添加した。

粒度分布が類似している試料でもその物理的性質が異なる場合がある。今回の実験では、細粒分の粘性の違いによる細粒分の移動特性を調べるために、粘土鉱物含有しない粘性の低い細粒分と粘土を混合した試料で実験を行った。粘土鉱物含有しない細粒分としては、採石場で排出される碎石粉を用いた。粘土は広島港出島で採取された浚渫粘土を用いた。以下にこれらの試料の物理的性質をしめす。

(1) 碎石粉

碎石粉は碎石や砕砂を乾式方法で製造する際に副産される石の粉で、現在この碎石粉の有効な再生利用法が模索されている。有効に利用できると処理費用の軽減ができ、碎石砕砂の製造が乾式方法へ転換されることによって環境にやさしい形態になる。そこで、本研究では主に鉛直方向の水圧変動に対する安定性に着目して、碎石粉の干潟材料としての適用性を検討した。

砕石粉は岩石由来の細粒分で粘土鉱物を含有しないため、粘性が極めて低い。このため、加水して練り混ぜてもすぐに排水してしまうため、液性限界は測定できない状態であった。図-8.2.1に粒度組成を、表-8.2.1に砕石粉の物理的性質を示す。

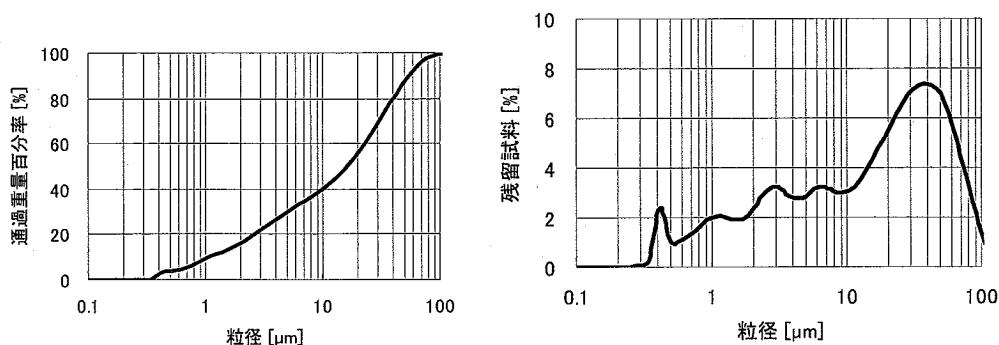


図-8.2.1 砕石粉（75 μ m 以下）の粒度組成

表-8.2.1 砕石粉の物理特性

土粒子の密度 ρ_s	g/cm^3	2.63
細粒分含有率	%	61.51

(2) 出島粘土

人工干潟造成の多くは港湾の浚渫工事と同時に実施されており、干潟造成は浚渫土の有効利用における方法の一つとなっている。特に瀬戸内海においては埋め立てが厳しく規制されているため、浚渫土の有効利用が重要となる。今回試験に用いた粘土は、広島湾宇品港で海底の地盤改良の際に排出された粘土で、試料の混合には2mmふるい通過試料を用いた。物理特性試験用に425 μ mふるいで裏ごしした試料の物理特性を表-8.2.2に、粒度組成を図-8.2.2に示した。

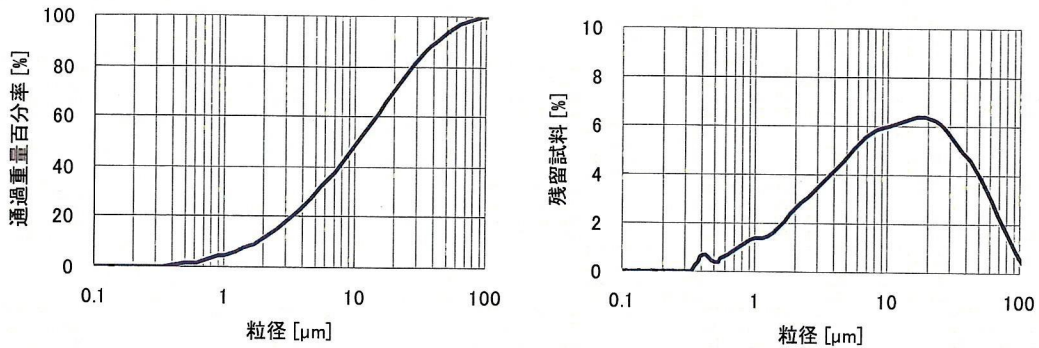


図-8.2.2 出島粘土 (75 μ m 以下) の粒度組成

表-8.2.2 出島粘土の物理特性

土 粒 子 の 密 度 ρ_s	g/cm ³	2.62
細 粒 分 含 有 率	%	91.15

(3) 混合試料の作製

あらかじめ、碎石粉と出島粘土の細粒分含有率を調べておき、混合する直前にそれぞれの試料の含水比を電子レンジで測定する。測定した含水比をもとに細粒分の乾燥重量比で混合量を決定する。同時に珪砂の混合量も計算しておく。このとき、珪砂に含まれる細粒分は0.1%程度とごく僅かであるため、今回の試料混合においては無視することとした。それぞれの試料の混合は、まず碎石粉と出島粘土とを混合した後、碎石粉を混合した。碎石粉と出島粘土の混合の際には碎石粉がほぼ乾燥状態であったため、加水しながら混合した。すべての試料を混合後、粘土の塊が目立った試料は均一に混ざるように2mmふるいを通して再び混ぜ合わせた。混合した試料は確認のために細粒分含有率を測定した。試料作製時に測定したそれぞれの試料の細粒分含有率は表-8.2.3に示すとおりである。

表-8.2.3 混合試料の初期細粒分含有率

	細粒分含有率[%]
0-100(碎石粉のみ)	7.9
10-90(出島粘土+碎石粉)	10.5
30-70(出島粘土+碎石粉)	10.5
50-50(出島粘土+碎石粉)	9.8
100-0(出島粘土のみ)	12.6



図-8.2.3 細粒分混合比の簡易表記

(4) 碎石粉・出島粘土を混合した試料の物理特性

本研究では、細粒分の移動現象を細粒分がもつ粘性に着目した比較を行うために出島粘土，碎石粉の混合比が異なる 3 種類の試料を用いた。混合比は碎石粉，出島粘土の細粒分の乾燥重量を元に決定した。混合比はそれぞれの試料に含まれる細粒分の乾燥重量比が 10:90，30:70，50:50 となるものを用いた。簡易的に表記するために図-8.2.3 に示すような表記法を定義する。図-8.2.4 は混合試料の液性限界，図-8.2.5 に粒度分布を示した。

地盤内部の細粒分の移動現象が間隙水の浸透水によるものであるとするならば，供試体の透水係数が関連していると考えられる。また，善らによると変動間隙水圧に関する基礎方程式に組み込まれた排水係数 C は透水係数などのパラメータにより決定されるとされている。これのことより，水圧変動による地盤の液状化と細粒分の移動現象の関係性を調べるためには地盤の透水係数との関係を確認する必要がある。

透水試験は地盤工学会による「土の透水試験」(JIS A 1218) により測定を行った。透水試験実施の際には試験前の試料の含水比と供試体重量，また供試体のサイズより，透水試験用試料の間隙比を求めた。土粒子間の間隙と透水性は密接に関係しており，これまでに間隙比または間隙率の関数と透水係数が比例関係にあることが，実験的に確認されている。今回はコゼニー(Kozenny)により求められた，透水係数と間隙比関数 $e^3/1+e$ の比例関係を用いて，変動水圧载荷実験の模型地盤条件である相対密度 50% の地盤に相当する透水係数を算出した。これらの試験により図-8.2.6 に示す結果を得た。

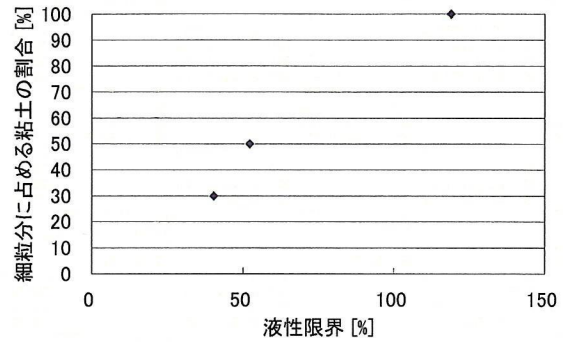


図-8.2.4 混合試料の液性限界

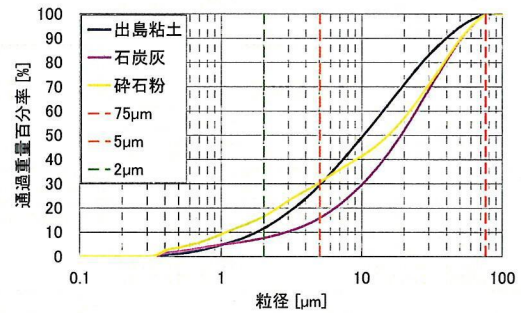


図-8.2.5 細粒分の粒度組成

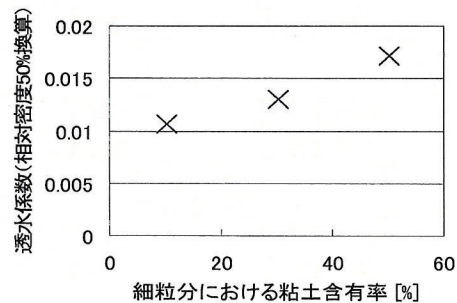


図-8.2.6 透水係数 (相対密度 50%) 換算

8.2.3 実験装置の概要

(1) 変動水圧载荷装置 1

波浪によって海底面に水圧変動が作用する場合の地盤の挙動を調べるために、**図-8.2.7**に示すような変動水圧载荷装置で実験を行った。この装置は高さ 10cm または 20cm のアクリル製の円筒セルを所定の高さまで組み替えて使用できるため、深さの異なる地盤を状況に応じて再現することができる。今回の細粒分移動実験では 10cm の円筒セルを 3 つ積み上げた上に、水圧载荷時に流入する水の影響を減らすために 20cm の円筒セルを積み上げて使用した。円筒セルのサイズは内径 210mm，外径 230mm で、円筒端部の外周に外径 290mm のフリンジが溶接されており、円筒セル同士はゴムパッキンを挟み、フリンジ円周の 6 つのボルトナットで固定されるようになっている。それぞれの円筒セル中央部の側壁にはネジ穴が切られており、このネジ穴に間隙水圧計を取り付け、各層での水圧をとっている。間隙水圧計の取り付け穴と円筒セル内部の試料の間にはポーラスストーンが配されており、間隙水圧計に直接土粒子が接触しないようになっている。変動する圧力の制御は E/P 変換機によって行っており、変換機から送出された空気圧は**写真-8.2.1**に示したバルーンに流れ込み、水圧に変換される。



写真-8.2.1 空圧・水圧変換タンク

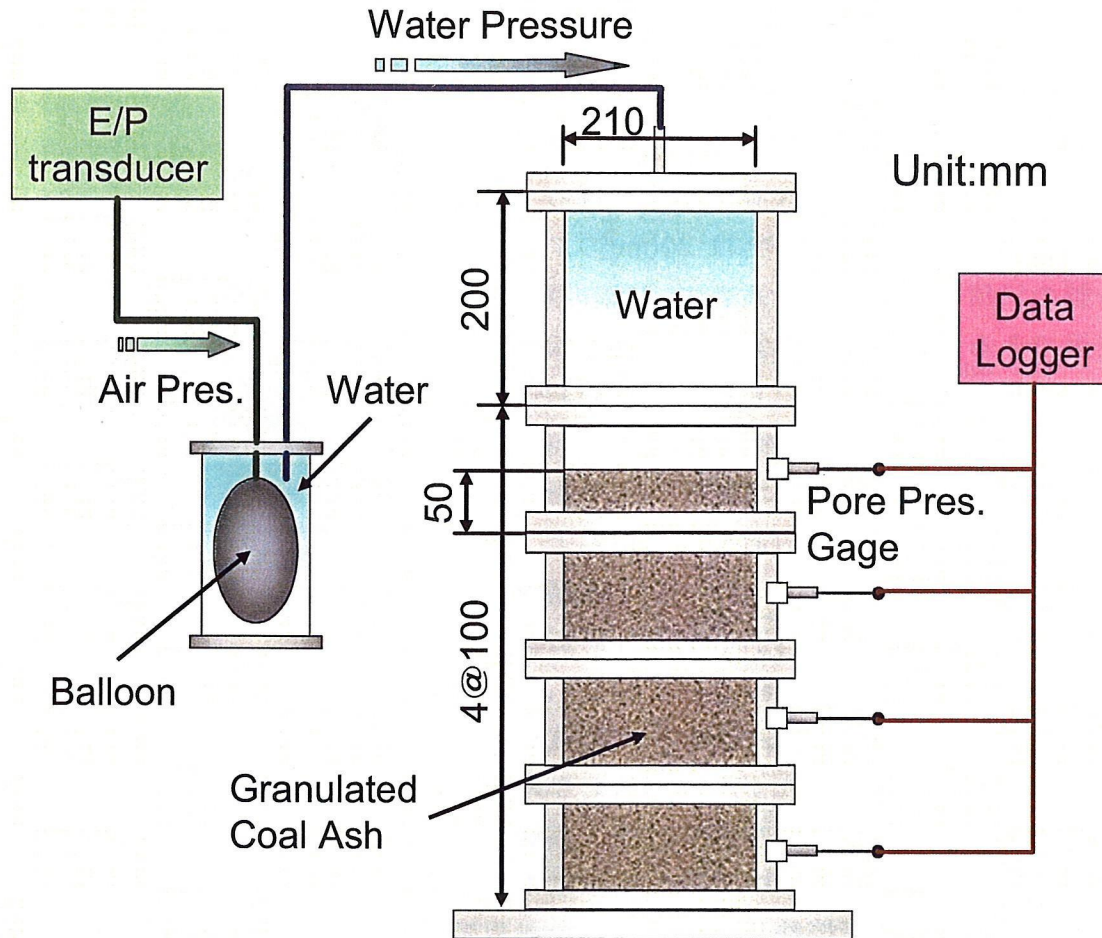


図-8.2.7 変動水圧载荷装置(模式図)

(2) 変動水圧载荷装置 2

珪砂で行った一部の変動水圧载荷実験では深度方向の間隙水圧分布をより細かい刻み幅で測定するために、**図-8.2.8**の試験装置を使用した。**図-8.2.7**の実験装置と異なる点は深さ方向に1cm刻みで間隙水圧の分布を測定できる点である。今回の実験では2cm刻みで表層部から10cmの深さまでの間隙水圧を測定した。また、**図-8.2.7**の実験装置では、供試体表面の間隙水圧を測定していたが、この実験装置では円筒セル側面からストロー状のニードル(**図-8.2.9**)を差込み、間隙水圧を測定できるため、円筒セルと地盤の境界部の水圧ではなく、地盤内部の間隙水圧を測定することができる(**図-8.2.10**)。変動水圧の载荷・制御部と、間隙水圧計・データロガーは**図-6.2.7**と共通のものを使用した。

間隙水圧計は共和電業のPGM-5KCを使用した。PGM-5KCの定格容量、分解能は500kPa、0.3kPaである。過剰間隙水圧を10波の平均値で算出し、間隙水圧計の測定誤差は相殺されたものとして評価を行っている。

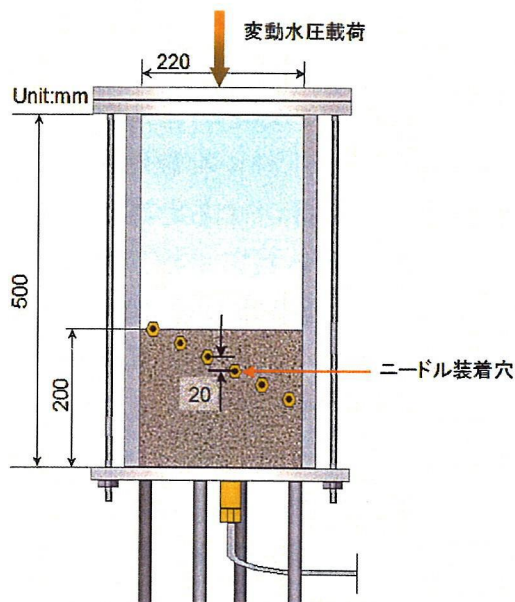


図-8.2.8 変動水圧载荷装置(模式図)

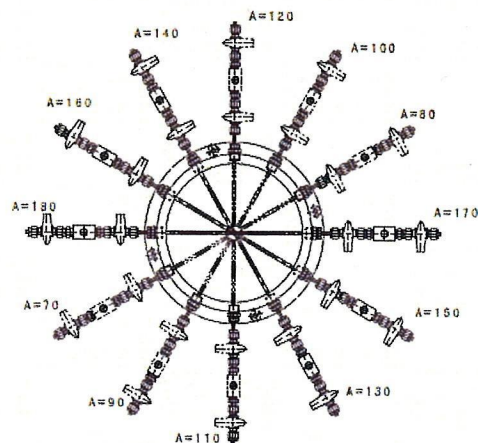


図-8.2.9 間隙水圧計取り付け図(横断面)

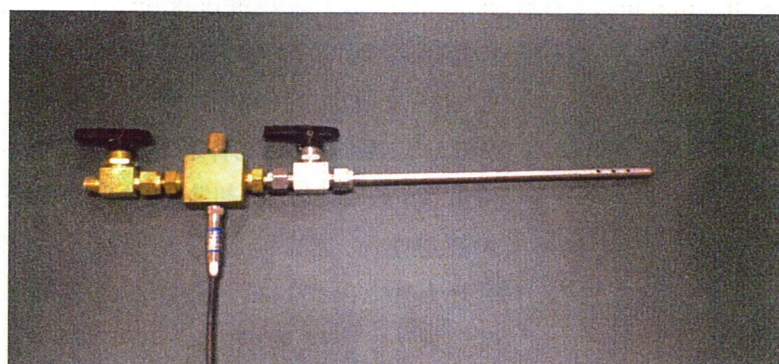


図-8.2.10 間隙水圧計取付用ニードル

(3) 模型地盤供試体の作製

模型地盤はすべての実験を通して相対密度 50%になるように作製した。はじめに試料の含水比，目標とする間隙比から層厚 5cm に相当する試料を量り取り，締め固めながら円筒セルへ詰め込んだ。層厚は円筒セル側面 4 箇所 に貼り付けたメジャーを目安に調整した。試料はコテで均一にしながら敷き詰め，層厚 5cm 分を円筒セルに投入ごとにタンピングを加えて所定の高さにくるように調整した。締め固めた後はコテで表面を乱し，試料が連続したものになるようにした。

層厚の設定には水圧変動の影響範囲，境界部の影響などを考慮する必要がある。今回の層厚の設定は，覆砂層として一般的な 50cm よりも薄い 20cm の設定とした。これは変動水圧载荷時に円筒セル内の供試体が圧縮・膨張を繰り返すことで，地盤と円筒セルの境界の隙間に浸透流が発生するのを避けるためである。実際，これま

での試験では円筒セル内外周の可視部において局所的に浸透流が発生し、細粒分が抜け出す現象が確認された。これは変動水圧载荷に伴って供試体が体積の圧縮・膨張を繰り返すために円筒セルと供試体の間が攪乱されるためであると考えられる。局所的に浸透流が発生すると円筒セル外周に取り付けた間隙水圧計で有意なデータが取れない可能性がある。そこで、今回の実験では層厚を 20cm とすることで変動水圧载荷時の供試体の体積圧縮による上下動を抑え、実験を行った。また、干潟において生物が多く生息するのは地表面から深さ 20cm 程度までであるため今回の試験では層厚を 20cm とした。

(4) 変動水圧の载荷と载荷後の処理

以下に、変動水圧载荷実験の手順を示す。

- ① 静水圧を確認後、地盤高さを計 8 箇所スケールによって測定し、その平均値を初期高さとする。また、試料が石炭灰の場合はマーカの位置を読み取る。以上の準備が終了後、水圧変動载荷装置により所定の変動水圧を载荷する。
- ② 振幅、周期は実験ケースにより変化させ、各ケースにつき、数段階の変動水圧を加える段階载荷試験を実施している。各载荷段階で 500 回の水圧変動を加えた。
- ③ 試験途中、間隙水圧の計測、また粒子の移動を観測するために CCD での撮影を行った。
- ④ 変動水圧载荷後、徐々に円筒セル内を減圧したのちに供試体上部の水を上方から排出し、装置下部のポーラスストーンを介した排水口から、供試体内の試料を乱さないように供試体間隙に残った水をゆっくりと排出した。

(5) 試料のサンプリング

供試体内の間隙水を排出した後に、細粒分含有率の深さ方向の分布を調べるために、模型地盤から試料のサンプリングを行った。サンプリングは**写真-8.2.2**に示す塩ビ管を加工して作製したサンプラーで行った。塩ビ管は厚さ 2mm、内径 5cm のものを用いた。サンプラーの貫入の際には**写真-8.2.3**に示すガイドを用いた。サンプラーにより採取した試料を表面から 1cm, 2cm, 3cm, 5cm, 7cm, 10cm, 14cm, 18cm の位置で区切ってサンプリングした。**写真-8.2.4**にサンプリング中の様子を示す。

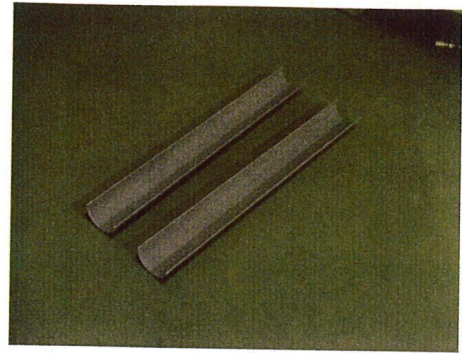


写真-8.2.2 サンプラー

(6) 試料の分析

24 時間の変動水圧載荷終了後に、深さごとにサンプリングした試料の粒度組成を調べた。

サンプラーから採取した試料を十分に混ぜた後に、そこから含水比測定用の試料をシャーレに採取した。このときの試料重量と含水比から粒度分布測定用試料の重量を算出する。重量を測定した試料は、 $75\mu\text{m}$ ふるいにかけて蒸留水と共に流しながらふるった。ふるいに残った試料はビーカーに移し取って、乾燥炉で 24 時間乾燥したあとでふるい分析にかけた。ふるいを通じた懸濁液はトレイで受けて、攪拌容器に移し替えて分散剤を添加して攪拌した後、分析用試料として 200ml 程度を採取した。分散剤には 100ml の蒸留水に 20g のヘキサメタリン酸ナトリウムを混ぜて作った飽和溶液を使用した。分散剤は懸濁液 1000ml に対して 10g 添加した。

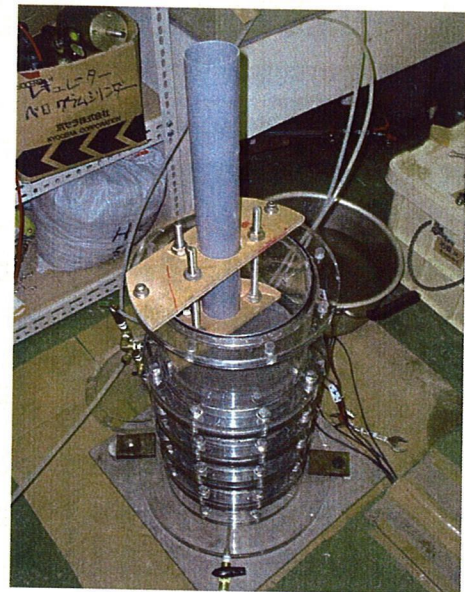


写真-8.2.3 サンプラーの貫入

a) 粒径 $75\mu\text{m}$ 以上の試料 (ふるい試験)

粒径 $75\mu\text{m}$ 以上の試料はふるい目が $425\mu\text{m}$, $250\mu\text{m}$, $106\mu\text{m}$ のふるいによる粒度分布測定を行った。

b) 粒径 $75\mu\text{m}$ 以下の試料(レーザー回折式粒度分布測定装置 : SALD-2000J, **写真-8.2.5**)

$75\mu\text{m}$ のふるい目を通じた試料はレーザー回折式粒度分布測定装置 (SALD-2000J)によって粒度組成を分析した。



写真-8.2.4 サンプリングの様子

分析に用いる試料は、分析用として採取した懸濁液をスターラーで攪拌しながら注射器で回分セルに適量を移し取って使用した。測定は1種類の試料につき3回行い、平均値をとった。

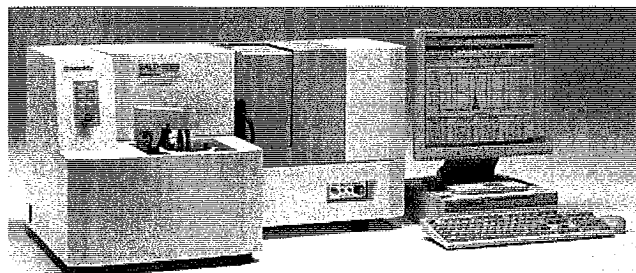


写真-8.2.5 レーザー回折式粒度分布測定装置

今回、沈降分析ではなく、レーザー回折式の粒度分布

測定装置を用いたことによって、過去のデータとの比較の際に互換などの問題があるが、今回の試験に関しては、試験パターンと一回の試験で多くのサンプルを分析する必要があるため、今回行った試験結果の相互の比較を行うために短期間で多くの試料を分析できる回折式を用いることにした。

(7) 地盤内の間隙水圧と地盤高の変動

変動水圧载荷時に間隙水圧の伝達状況を把握するために、深さ方向の間隙水圧分布を測定した。造粒石炭灰地盤での間隙水圧測定は地表面から10cm刻みで40cmの深さまで、5号珪砂に細粒分を混合して行った試験では一部の試験を除いて地表面から2cm刻みで10cmの深さまでの間隙水圧分布を測定した。

模型地盤作成後に円筒セルを水で満たし、水深5m相当の水圧を载荷して、間隙水圧計で水圧が一様に伝達したのを確認した後に初期地盤高を測定した。同様に試験終了後にも変動水圧载荷後の地盤高を測定した。

8.3 実験結果

(1) 珪砂に混合した細粒分の一次元水圧変動による移動

本研究で行った変動水圧载荷試験の波浪条件を表-8.3.1示すとおりである。この波浪条件は広島港五日市地区人工干潟の設計波高を参考に決定している。

図-8.3.1に示したのは細粒分として碎石粉を珪砂に混合した試料の変動水圧载荷後の細粒分の地盤表面からの深さ方向の細粒分含有率分布を測定した結果である。

表-8.3.1 波浪条件

Test No	両振幅 $2p_0$ [kN/m ²]	周期 T[s]	相対密度 D_{r0} [%]
1	11.76	3	50
2	5.88	3	50
3	11.76	5	50
4	5.88	5	50

図-8.3.1 (a), (c)に示した、波高 1.2m で周期が 3 秒, 5 秒の波浪条件において細粒分が移動する現象が確認された。一次元水圧変動による

海底地盤の液状化に関しては、これまでに周期の短い波浪において液状化しやすいという結果が得られている。波浪による液状化は水圧が地盤中に伝達される際の伝

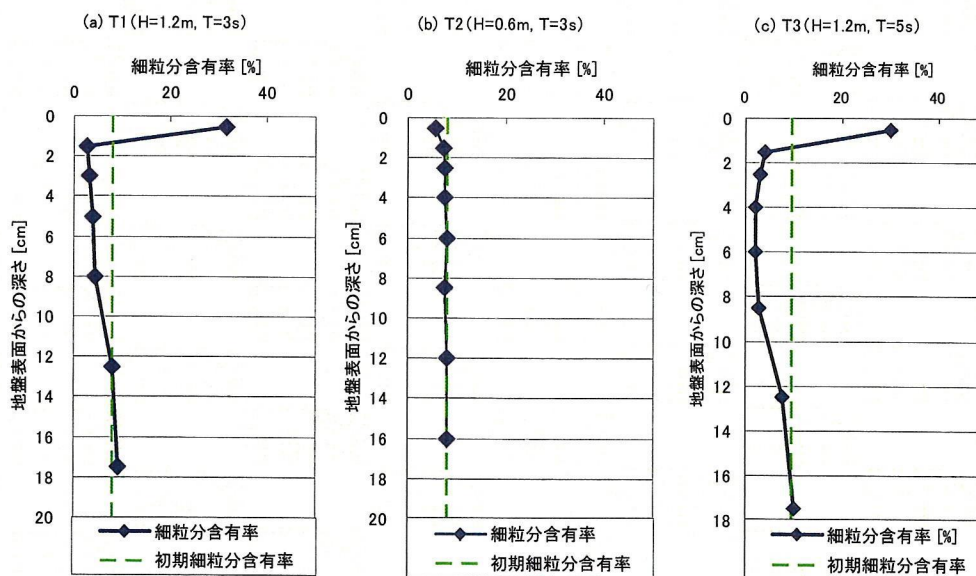


図-8.3.1 変動水圧载荷後の地盤深さ方向の細粒分含有率分布 (試料: 0-100)

達遅れが大きな原因であるとされているため、直感的には周期の短い波の方が水圧の伝達に遅れが生じやすく、よって液状化しやすいものと考えられる。しかし、細粒分の移動に関してはその通りではないという結果が得られた。最も細粒分の移動が著しかったのは図-8.3.1 (a)に示した Test No.1(H=1.2m, T=3s)であったが、それと同様に細粒分の抜け出しが顕著だったのは図-8.3.1(c)の Test No.3(H=1.2m, T=5s)の場合においてであった。図-8.3.1 (b)に示した Test No.2(H=0.6m, T=3s)に関してはほぼ細粒分の移動が起こらないという結果であった。この結果より、細粒分の抜け出

しに関しては、波高の影響が大きかったものと考えられる。Test No.2 の波浪条件は周期 3 秒と速いが、波高は 0.6m のものであり、一方 Test No.3 の波浪条件は周期 5 秒だが波高が Test No.1 と同等の 1.2m のものである。これまでの試験結果から、細粒分の移動現象が地盤中に存在する間隙空気が波浪による水圧変動によって圧縮・膨張することに起因する浸透流が原因なのではないかと言う仮説を立てた。

実際に、変動水圧载荷中の円筒セル内の試料を観察すると、地盤間隙中に浸透流が発生しているのが伺える。この仮説を元にするると、波高が高い方が間隙空気の圧縮量が増加するため、より多くの浸透流が発生する事になる。

図-8.3.2 に示したのは、先ほどとは逆の条件で、細粒分として出島粘土のみを添加した試料 (100-0) による変動水圧载荷試験後の細粒分含有率分布である。波浪条件は 1 パターンのみで試験を行った。0-100 の試料を用いた結果との違いは明確で、100-0 の試料に対する変動水圧载荷試験では細粒分の移動はまったく見られなかった。結果としては、造粒石炭灰試料に対する試験の結果と類似した結果となった。やはり、細粒分の粘着力がその波浪による移動に関係していることが伺える。

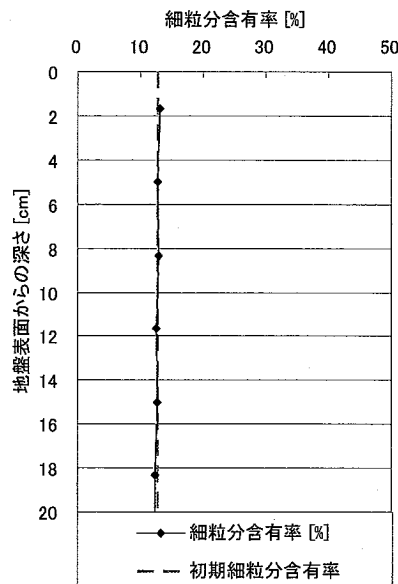


図-8.3.2 細粒分含有率分布 (Test No.1 : 試料 100-0)

ここまでに述べた結果をふまえた上で、珪砂に混合する細粒分の粘着力を変化させて変動水圧载荷試験を行った。方法としては、粘着力のない碎石粉と粘着力を有する出島粘土を、混合比を変化させて混ぜ合わせるというものである。

混合比は先に述べた 10-90 (粘土 : 10%, 碎石粉 : 90%), 30-70 (粘土 : 30%, 碎石粉 : 70%), 50-50 (粘土 : 50%, 碎石粉 : 50%) の 3 通りで、細粒分に占める粘土の割合と液性限界の関係を図-8.3.3 にプロットした。なお、10-90 は試料の性質上、液性限界試験を行うのは困難であったため、NP とした。次項にはその実験結果を示す。

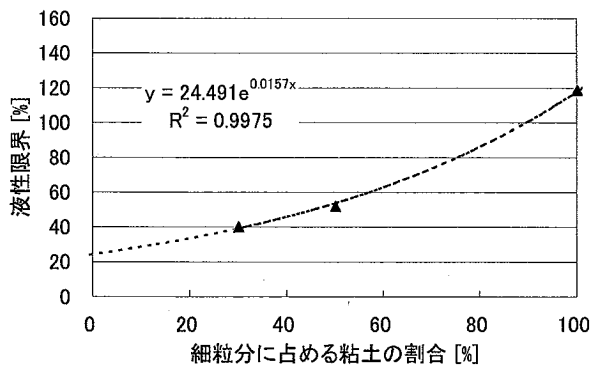


図-8.3.3 液性限界と粘土含有率の関係

(2) 細粒分の粘着力と変動水圧による移動の関係

図-8.3.4に Test No.1(H=1.2m, T=3s)の変動水圧载荷後の細粒分含有率分布測定結果を示した。(a)から(d)の順に地盤中の細粒分に占める出島粘土の割合が多くなる, すなわち, 細粒分の粘着力が大きくなる並びとなっている。この図を見ると細粒分の成分の差によって明確な違いが表れる結果となった。10-90(粘土:10%, 碎石粉:90%)と30-70(粘土:30%, 碎石粉:70%)を境にほとんど細粒分の移動が見られなくなっている。この結果より, 細粒分の成分によって水圧変動による細粒分の移動に対する抵抗力が変化し, その抵抗力の基になるのが細粒分のもつ粘着力であることが推察できる。

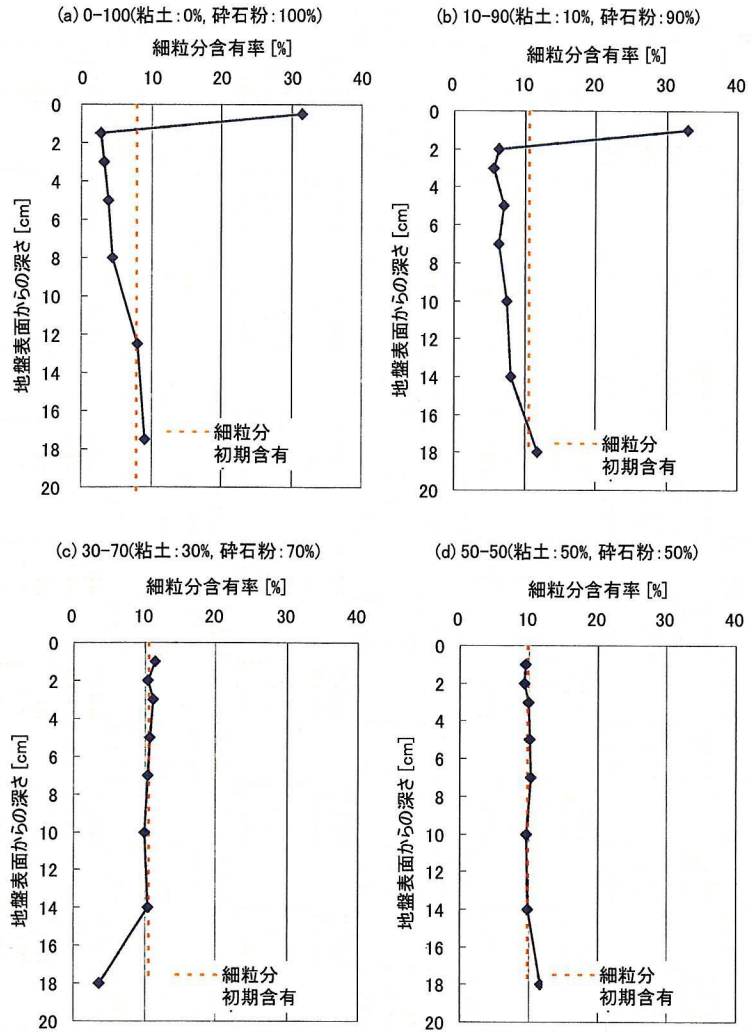


図-8.3.4 地盤深度方向の細粒分含有率分布 Test No.1 (H=1.2m, T=3s)

ここで, 10-90(粘土:10%, 碎石粉:90%)と50-50(粘土:50%, 碎石粉:50%)の変動水圧载荷

後の粒度分布から, 各粒度帯(粗砂, 細砂, シルト, 粘土)の深さ方向の含有率分布を図-8.3.5で比較してみる。

まず, 図の説明をすると, 横軸に各粒度帯の含有率を, 縦軸にそれぞれの成分の含有率を記しており, 各粒度帯の含有率は深さ方向と初期値を比較できるようになっている。凡例の数値は地表面からの深度(cm)を示す。また, シルト分と粘土分の分類法には学会, 国によって $5\mu\text{m}$ 以下を粘土分とするものと $2\mu\text{m}$ 以下を粘土分とする方法があるため, 両方の基準で表記した。

図-8.3.5(b)に示した 50-50(粘土:50%, 碎石粉:50%)の粒度分布はほぼ初期値と変わらず, 深度方向にも変化が見られない。これは細粒分含有率の深さ方向分布

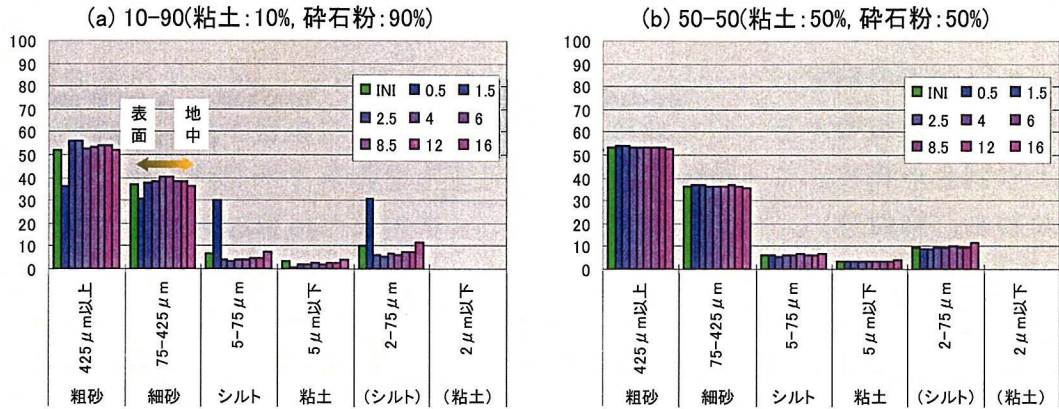


図-8.3.5 各粒度帯の深さ方向分布 Test No.1 (H=1.2m, T=3s)

(図-8.3.4(d))と同様の結果で、波浪による影響をほとんど受けていないことがわかる。反対に10-90(粘土:10%, 碎石粉:90%)に関しては移動した細粒分の成分はほぼ知ると分であり、粘土分はほとんど移動していない。

むしろ逆に粘土分に関しては減少している。これは、粘土の微細な粒子が変動水圧によって生じた地盤の液状化によって攪拌され、懸濁状態となって水中に流出したためであると考えられる。実際に、ほぼすべての実験において変動水圧载荷後に水が濁る現象が確認されており、この原因が先に述べた粘土粒子の流出によるものであると推察される。

同様に波浪条件 Test No.3(H=1.2m, T=5s)の結果を図-8.3.6, 図-8.3.7に示した。

結果としては、細粒分の移動量に若干の差が見られたものの、

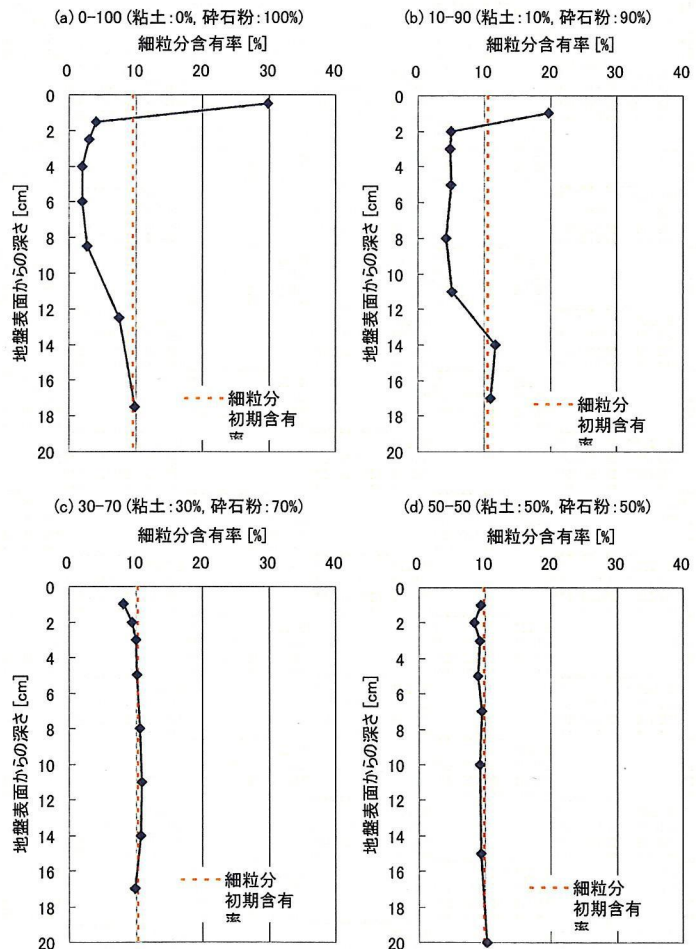


図-8.3.6 地盤深度方向の細粒分含有率分布 Test No.3(H=1.2m, T=5s)

概ね Test No.1(H=1.2m, T=3s)と類似した結果が得られた。これまでの結果より、細粒分の中でもシルト分の含有量がその移動に影響を及ぼしていると考えら

れる。そこで、**図-8.3.8**に出島粘土、石炭灰、碎石粉に含まれる細粒分の粒度組成を示した。この図を見ると、細粒分移動の主要素と考えられたシルト分(5 μ m~75 μ m)の粒子をもっとも含んでいるのは変動水圧による粒子の移動が起こりにくい出島粘土であり、石炭灰、碎石粉中のシルト分は出島粘土よりも低い値を示している。

以上の結果より、シルト分は粘土の粘着力によって固定されており、粘着力が弱い場合、シルト分が移動し、それが結果として細粒分の移動として深さ方向の細粒分含有率分布に表れていたものと考えられる。

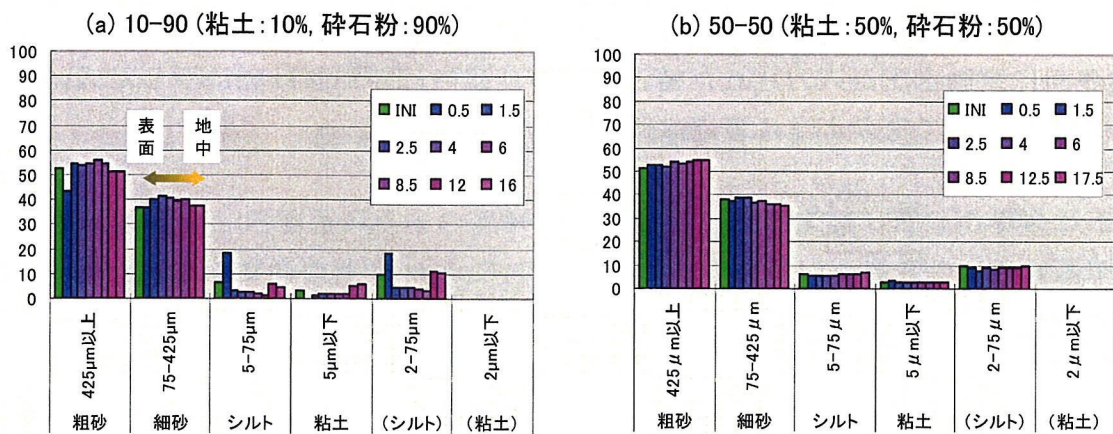


図-8.3.7 各粒度帯の深さ方向分布 Test No.3(H=1.2m, T=5s)

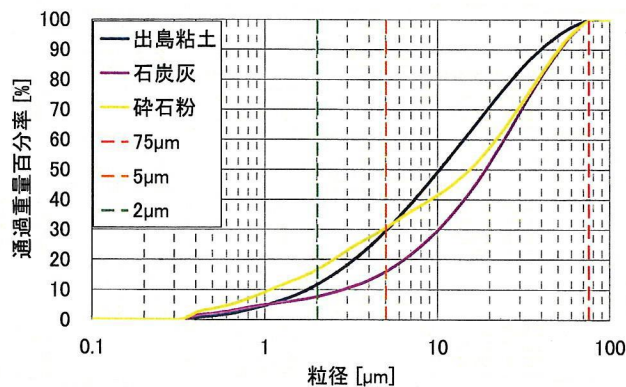


図-8.3.8 細粒分の粒度組成

8.4 細粒分の上方移動に関する考察

変動水圧载荷中の現象の観察から、以下のような仮説を立て、検証を行った。

- a) 細粒分の地盤表面への流出は水圧減少過程で発生する。
- b) 水圧減少過程では地盤の有効応力が減少し、地盤面は上昇する。
- c) 水圧が減少するとき、土粒子骨格は有効応力の低下によって膨張する。このとき地盤表面から地盤面の変動速度より速いスピードで間隙水が地盤表面に流出する。
- d) 細粒分の抜け出しは、c)の浸透流によって起こっている。

a)～d)に示すように細粒分の移動が変動水圧によって発生する間隙流体の動きによって起こるという仮定の下、間隙圧の変動による間隙の圧縮・膨張、また、土粒子骨格の変形による相対的な間隙の移動量がどの程度の大きさなのかを算出し、仮説との整合性を検証した。

地盤表面に変動水圧が入力された場合、その地盤内部の応答は先に示した式(6.7)に示した式によって次のように考慮される。

$$\Delta q_m = \left(\underbrace{-m_v \cdot \frac{\partial \sigma'_v}{\partial t}}_{\text{①有効応力の変動による土粒子骨格の変形項}} + \underbrace{n \cdot m_v \cdot \frac{\partial p_m}{\partial t}}_{\text{②変動水圧による間隙の圧縮項}} \right) \cdot A \cdot \Delta z \cdot \Delta t$$

上式は、地盤要素に図-8.4.1に示されるような深さ z で面積 A 、長さ Δz の土要素を想定し、一次元の浸透流を考えたときの地盤の透水係数を k 、水の単位体積重量を γ_w とし、微小時間 Δt における土要素への水の流入量 Δq_w があつたときの変動過剰間隙水圧 $(p_m - p_0)$ に起因する有効鉛直応力 σ'_v の変化による土粒子骨格の圧縮(間隙水の流出)成分と、変動間隙水圧 p_m の変化による間隙水の圧縮成分を考慮した地盤要素からの流出量を表す。

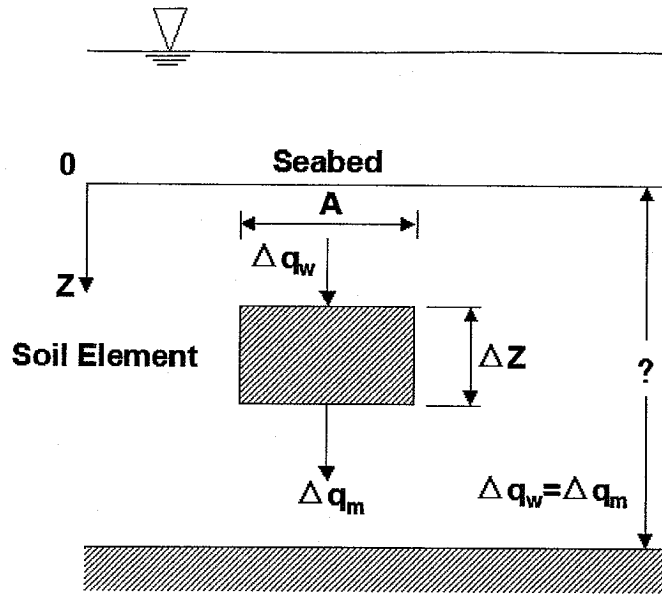


図-8.4.1 地盤内要素の間隙水の収支

変動水圧载荷中，地盤面が水圧の変動にあわせて上下に変動している現象が確認された．図-8.4.2 に波浪条件 Test No.3 で試料は 0-100 を用いた場合の，任意基準面からの地盤面の変動を示した．変動量は 1mm 程度で水圧変動と共に上下動を繰り返している．この地盤面の変動は，先ほど述べた地盤内部の有効応力の変動による土粒子骨格の変形，もしくは水圧変動によって間隙が圧縮・膨張を繰り返しているためであると考えられる．

そこで，①変動水圧で間隙空気が圧縮・膨張を繰り返す事による地盤面の変動，また，②水圧変動の伝達遅れによる有効応力の変動が原因で起こる土粒子骨格の体積変化に着目し，理論的に与えられる変形量と図-8.4.2 に示した実際の変動量を比較した．

地盤内への変動水圧の伝達を考える場合に，地盤が不飽和である場合，波浪による水圧変動によって間隙に存在する空気の体積変化が起こり，間隙水に流れが生じることが考えられる．このとき，水は非圧縮であると仮定して間隙空気の圧縮量に着目し，間隙水の流量を考える．

圧力 P と間隙空気の体積 V の関係は次式で表される．

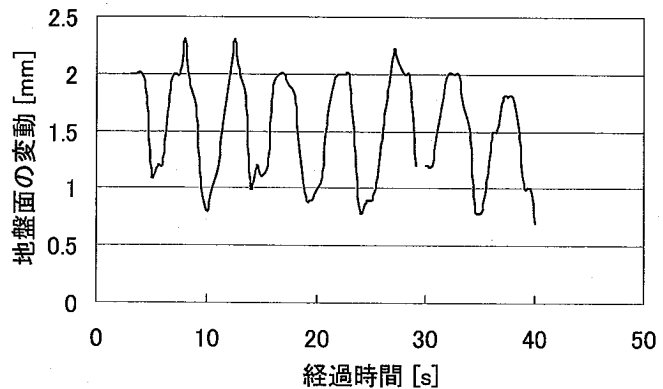


図-8.4.2 地盤面の変動 (Test No.3:0-100)

$$PV = P'V' \quad (8.25)$$

P' , V' はそれぞれ変動後の値を示す。

変動水圧は地盤内に伝達される際、位相遅れや減衰を伴うので、各層ごとに計算を行うために、**図-8.4.3** に示すように層別の間隙空気圧縮量を算出する。 h_N , e_N , L_N , Sr_N , p_N は各層の代表値で、それぞれ各層の層厚中心位置までの水深、間隙比、層厚、飽和度、変動水圧である。ここに、各水深における静穏時の静水圧を 0 とし、この値からのずれを変動水圧とした。これらの値から、間隙空気圧縮率 m_{aN} 、各層の間隙体積 V_{aN} を求め、各層、各位相の間隙空気の圧縮量を求めたのが **図-8.4.3** である。

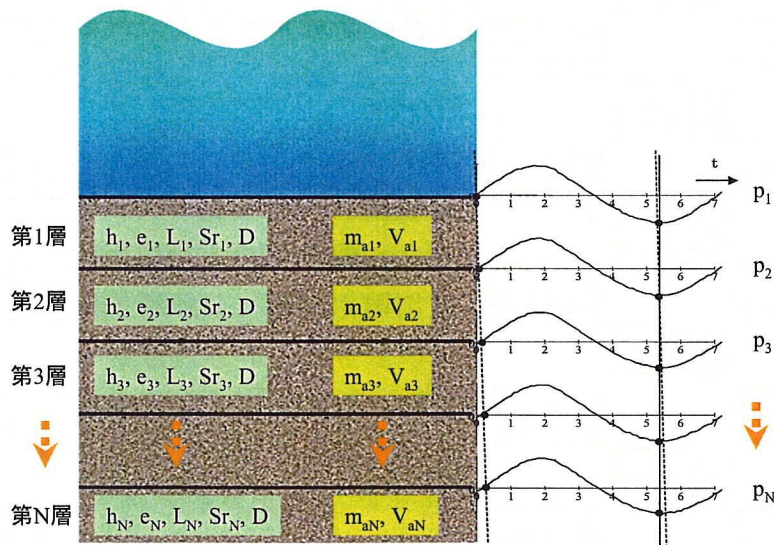


図-8.4.3 層別の間隙空気圧縮量

N 層目の変動水圧 p_N 、水深 h_N のとき、大気圧 P_0 、水の単位体積重量 γ_w をとすると、空気の体積変化率 m_{aN} は、

$$m_{aN} = \frac{p_N}{P_0 + \gamma_w h_N} \quad (8.26)$$

ここで、 $P_0 = 101.325 \text{ kPa}$, $\gamma_w = 9.81 \text{ kN/m}^3$

となる。

また、各層の間隙比 e_N 、飽和度 Sr_N のとき直径 $D \text{ cm}$ 、高さ $L_N \text{ cm}$ の層内に存在する間隙空気の体積 V_{aN} は、

$$V_{aN} = \frac{e_N}{1+e_N} (1 - Sr_N) \frac{\pi \cdot D^2 L_N}{4} \quad (8.27)$$

で表されるので、水を非圧縮と仮定すると、各層、各位相における間隙空気の体積圧縮量 ΔV_{aN} は式(26), (27)より $m_{aN} \cdot V_{aN}$ と等しいと考えられる。

ここで、Test No.1(H=1.2m, T=3s), 10-90 (粘土 : 10%, 碎石粉 : 90%)の試験での水圧測定結果を例にとって間隙の圧縮量を算出する。図-8.4.4 に示したのは変動水圧に対する間隙水圧(a)と過剰間隙水圧(b)を示したものである。図-8.4.4(a)に示す、各位相における変動水圧による間隙空気の圧縮量を層別に求め、鉛直方向の変位量に換算した上で、地盤内部から表層へ向かって累積沈下量を算出し、各層の鉛直変位量とした。その結果を図-8.4.5 に示す。凡例の数値は地盤表面からの深さを表している。

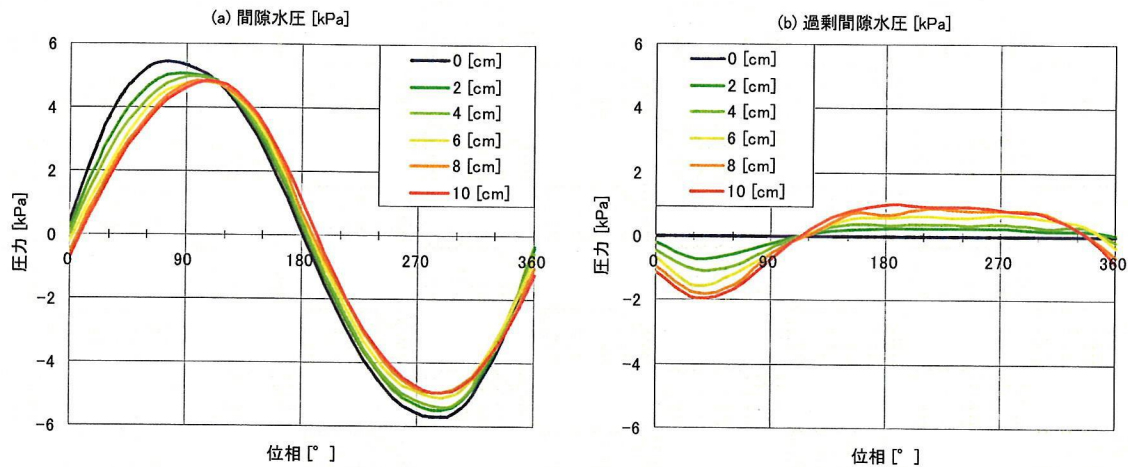


図-8.4.4 地盤内の変動水圧と過剰間隙水圧

これは鉛直一次元的な波圧変動による地盤内の間隙の圧縮を考えた場合のものであり、水平方向の土粒子、間隙水の動きは考慮していないため、この解がそのまま適用できるわけではないが、事象を単純化して考えることができる。

水圧はこの浸透速度によって地盤内へ伝達されることが考えられるが、透水性がこの浸透速度を許容できるものでなければ波の周期内で水圧を伝達するのは不可能である。

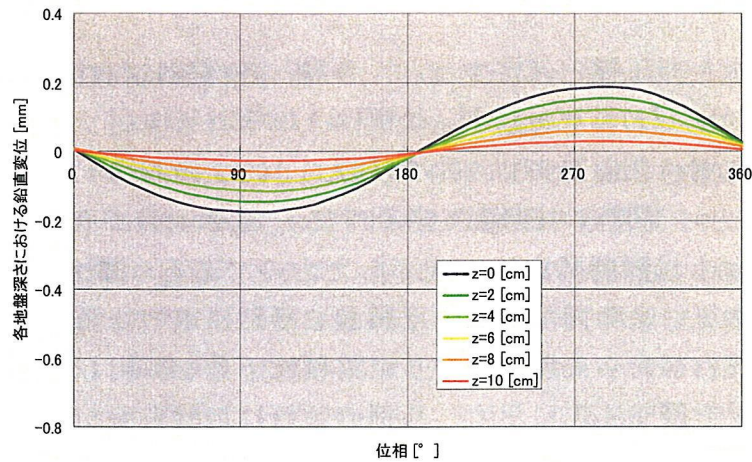


図-8.4.5 地盤各層の鉛直変位

全応力 σ は有効応力 σ' と間隙水圧 u の和で表される.

$$\sigma = \sigma' + u \quad (8.28)$$

変動水圧が伝達される場合もこの式が成り立つと考えられ、変動水圧によって地盤内部に間隙水圧が伝達されるとき、間隙空気の存在によって発生する伝達の遅れによって過剰間隙水圧が変動し、有効応力、間隙水圧間の応力の伝達がなされる。図-8.4.4(b)に示したのが地盤内部での過剰間隙水圧の様子である。

透水性が低い場合は伝達される変動水圧に減衰が起こる。著しい波圧の減衰が起こる場合、すなわち地盤の透水性が低い場合はこれまでに定義されていた基準で過剰間隙水圧を算出すると過剰間隙水圧が有効応力を大幅に上回り、結果として土粒子間に引っ張り力が発生しているような状態になる。この場合は波高変動速度に対して透水性が低すぎるために間隙で物質の移動が行われないものとして無視することにする。この浸透流は水圧の変動に着目した場合だが、変動水圧伝達の遅れによって生じる過剰間隙水圧は地盤の有効応力に転換されるため、次に有効応力の変動に着目してみる。

変動水圧载荷実験中に地盤表面を観察すると、地盤面が変動水圧周期に連動して上下していることが確認できた。珪砂を砂分とする試験では 0.5mm～

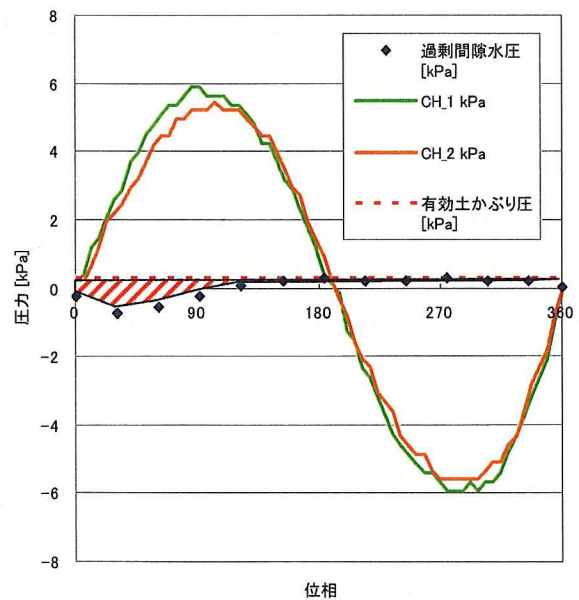


図-8.4.6 有効応力と過剰間隙水圧

1.5mm 程度のオーダーで地盤面の上下動が発生していた。これは変動水圧によって供試体に体積変化が起きている事を示す。体積変化は有効応力の変化によって生じるため、水圧変動によって周期的な有効応力変動が起こっていると推察できる。周期的な変動水圧下においては、これまでに述べてきた水圧の伝達遅れに伴う過剰間隙水圧によって有効応力の変動が起こっていると考えるのが妥当である。

ここで、細粒分が粘着力を持たない、細粒分が碎石粉由来の試料 (0-100) での変動水圧载荷実験時の結果を例にとり、この現象を検証してみることにする。図-8.4.6 に示したのは载荷変動水圧 (CH_1)、地盤深さ 2cm の位置での変動水圧 (CH_2) と、これら 2 つの値から算出される過剰間隙水圧である。赤斜線部は過剰間隙水圧を考慮した場合の各位相での有効応力である。0° ~90° 付近では有効応力が増加し、地盤は高密度化していると考えられる。また、150° ~300° の位相では有効応力と過剰間隙水圧が等しくなり、地盤は不安定化していると考えられる。このときの有効応力と水圧の関係は次式で表される。

$$\sigma' = \sigma'_0 - (p_m - p_0) \quad (8.29)$$

ここで、 σ'_0 は初期有効応力である。この式より各深さにおける有効応力の変動を求めたものを図-8.4.7 に示した。この有効応力の変動に連動して、試験中の地盤面の振動が起こっているという仮定のもと、以下に地盤面の変動と有効応力の関係の定式化を行った。

有効応力の変動量 $\Delta\sigma'$ と、ひずみ ε の関係は体積圧縮係数 m_v を用いて次式で表される。

$$\varepsilon_v = m_v \Delta\sigma' \quad (8.30)$$

ここで、 $\Delta\sigma' = p_m - p_0$ なので、式(8.30) は、

$$\varepsilon = m_v (p_m - p_0) \quad (8.31)$$

となる。これより、変動水圧測定結果を利用して地盤の変動量を算出する。

図-8.3.4 に示した 0-100 の試料を用いた Test No.1(H=1.2m, T=3s) では、深さ方向に 2cm の刻み幅で 10cm の深さまで間隙水圧を測定している。今回は簡単のために間隙空位の圧縮量の計算と同様に、層ごとに変動有効応力による体積ひずみを算出し、最後に足し合わせる方法で全体の圧縮量を算出することにした。図

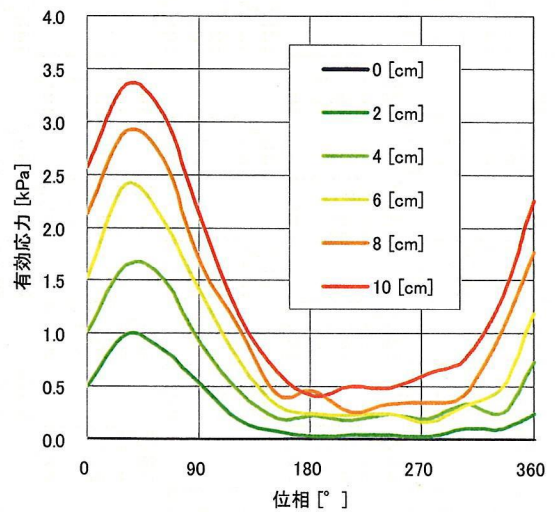


図-8.4.7 変動する有効応力

-8.4.8 に示すように層を分割し、それぞれの層で変数を設定した。

式(8.31)によると変動有効応力による地盤の圧縮量を算出するためには体積圧縮係数 m_v が必要となるので、以下の方法で m_v を求めた。

$$m_v = \frac{\varepsilon_v}{\Delta P} \quad (8.32)$$

である。 ε_v は ΔP の荷重増加によって生じるひずみである。また、 ε_v は

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta e}{1+e} \quad (8.33)$$

と表せる。ここで Δe は ΔP の荷重増加によって生じる間隙比の変化なので、

$$\Delta e = C_s \cdot \log \frac{P_0 + \Delta P}{P_0} \quad (8.34)$$

C_s は、過圧密領域での e - $\log P$ 曲線の傾きであるが、実際の地盤上での荷重範囲における C_s の測定は難しいため、標準的な圧密載荷荷重によって e - $\log P$ 曲線を描き、 C_s を求めた。

式(8.32)、(8.33)、(8.34)より、

$$m_v = \frac{\varepsilon_v}{\Delta P} = \frac{0.434 \cdot C_s}{(1+e)P_0} \quad (8.35)$$

式(8.35)により、表-8.4.1 に示す値を用いて変動有効応力による各層の体積変化量を位相ごとに算出した。結果を図-8.4.9 に示す。

表-8.4.1 変動有効応力による体積変化量の計算に用いた値

Layer No.	深さ [cm]	膨張指数 C_s	間隙比 e_N	土粒子の比重 G_s	乾燥単位体積重量 γ_d [kN/m ³]	上載圧 P_0 [kPa]	体積圧縮係数 m_v [m ² /kN]	層厚 L_N [cm]
L1	2	0.01	0.815	2.66	8.97	0.179	0.01333	2
L2	4	0.01	0.815	2.66	8.97	0.359	0.00667	2
L3	6	0.01	0.815	2.66	8.97	0.538	0.00444	2
L4	8	0.01	0.815	2.66	8.97	0.718	0.00333	2
L5	10	0.01	0.815	2.66	8.97	0.897	0.00267	2

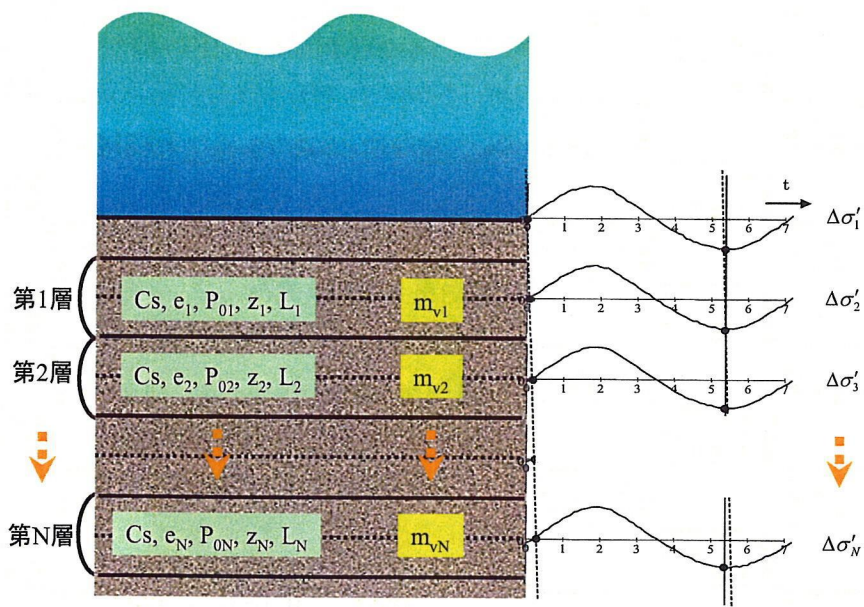


図-8.4.8 層別の有効応力による体積変化

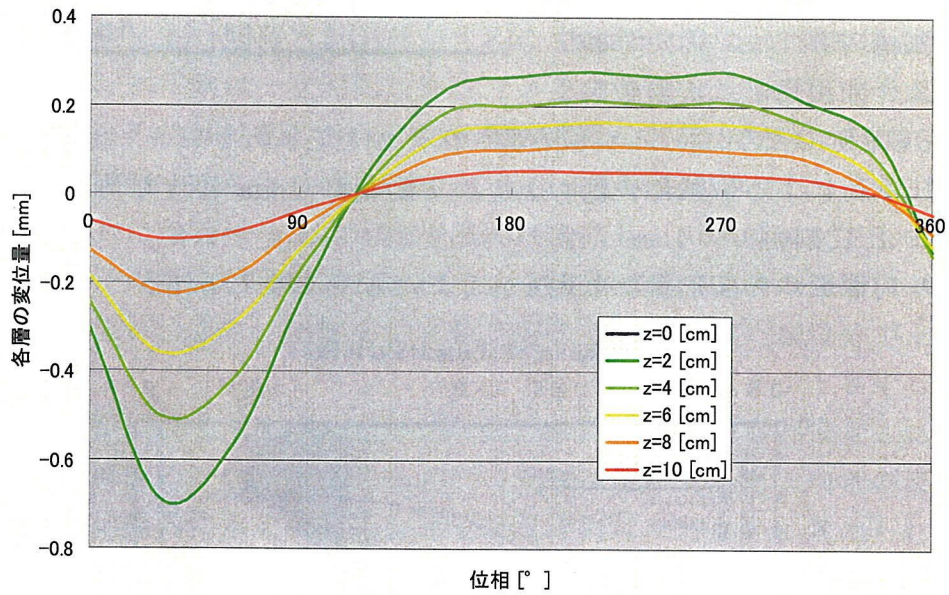


図-8.4.9 地盤各層の鉛直変位

図-8.4.9を見ると、水圧の減少過程（180~360°）において、変形が頭打ちとなっているが、これは地盤が液状化して、有効応力が0になり、全応力を間隙水圧が負担している状態であるといえる。地盤面の変位量(図-8.4.2は1.5mm程度であり、図-8.4.9に示した計算結果と比較しても、その値に大きな差が見られないため、今回、

地盤の変動量を算出する際に地盤内の変動応力に関して設けた仮定が妥当であったことを示している。

有効応力をもっとも減少する位相での深度方向の過剰間隙水圧の測定値を、過剰間隙水圧比 $\Delta u^*/\sigma_{v0}'$ として図-8.4.10(a),(b)に示した。それぞれ試料は 10-90(粘土 10%, 砕石粉 90%), 50-50(粘土 50%, 砕石粉 50%) である。 $\Delta u^*/\sigma_{v0}' > 1$ の場合には過剰間隙水圧が有効応力を上回り、液状化ないしはボイリングに近い状態が起きていることを意味する。

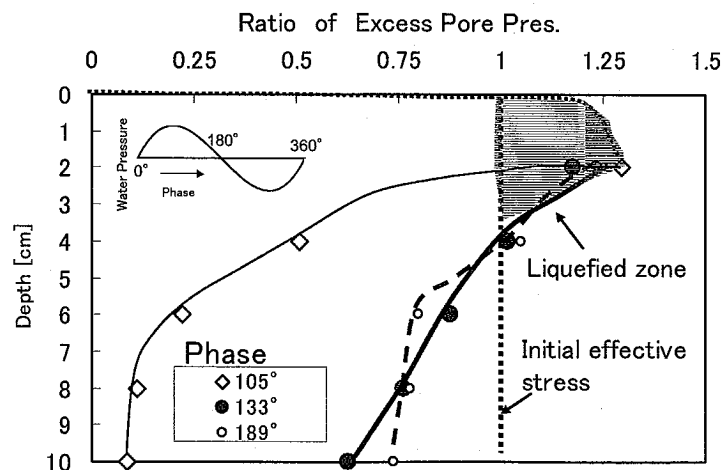
細粒分の移動が起きている場合である図-8.4.10(a)をみると、表層から深度約 4cm までの範囲で $\Delta u^*/\sigma_{v0}' > 1$ となり深度 2cm で $\Delta u^*/\sigma_{v0}'$ が約 1.3 となっている。細粒分の移動が起きなかった 50-50 のケースである図-8.4.10(b)をみると、 $\Delta u^*/\sigma_{v0}'$ が 1 を上回った部分がみられるがその範囲は小さく、上回った程度は 10-90 の場合よりも小さい。このように、細粒分の移動は表層付近において過剰間隙水圧が有効上載圧を上回っていることが原因のひとつと考えられる。

変動水圧の载荷によって、アクリル円筒セルをはじめとする実験装置の各部にひずみが生じ、供試体の変形に影響を及ぼす可能性が考えられるために、水のみを入れた実験装置で载荷による液面の変動量を計測した。結果を表-8.4.2 に示す。今回使用した実験装置

表-8.4.2 水圧による実験装置の変形

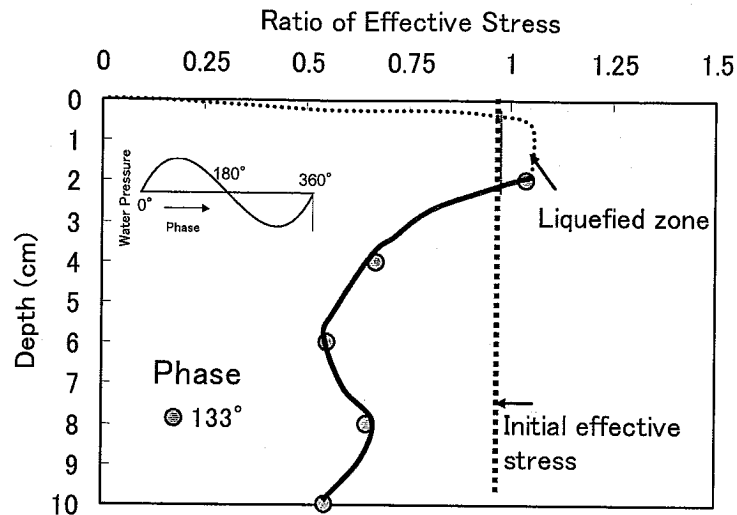
水圧 [kPa]	初期値からの液面変動量 [mm]		
0	(初期値)	0.00	0.01
0.5	0.04	0.03	0.04
1	0.08	0.09	0.10

では、変動水圧载荷による目立った実験容器の変形は見られなかった。振幅が 10kPa 程度の変動水圧载荷による供試体表面の上下の変動量が 1mm 程度であるのに対して、100kPa の水圧変動幅で 0.1mm 程度の液面変動であったために、変動水圧载荷によるアクリル円筒セルの変形量は無視してよいものと考えられる。



(a) 10-90 (Clay 10%, Stone Flour 90%)

図-8.4.10(a) 一次元水圧変動過程において地盤中に発生する過剰間隙水圧



(b) 50-50(Clay 50%, Stone Flour90%)

図-8.4.10(b) 一次元水圧変動過程において地盤中に発生する過剰間隙水圧

写真-8.4.1 は C0-SF10 の試料における Test No.3 において水圧が減少したときの表層付近の状況である。図のように水圧の低下とともに地盤面は上昇するが、細粒分はこの過程で地盤内を相対的に上に移動した。地盤は水中で飽和しているの、地盤面が上昇する場合には地盤内に水が入る必要がある。しかし、観察によるとこのときに細粒分は上向きに移動している。図-8.4.10(a),(b)に示すように、水圧下降過程では地盤中に高い間隙水圧が残留するので、この間は上向きの動水勾配が存在する。しかし、本実験は一次元的な現象であるため、質量保存則を考えると地盤内から地盤の外への流れは起こりえず、地盤の骨格の膨張と同時に起こる細粒分の上向きの移動を説明することはできない。

写真-8.4.1 には珪砂の比較的大きな粒子に着目して黒くマークして示している。図のように粒子の動きは地盤表面の変動量と一致せず、粒子の間隙において細粒分を巻き込んだ流れにより、地盤面が上昇する速度よりも早く細粒分が上方へ移動する様子が観察された。このことから、水圧下降過程で地盤面が上昇するときに、大きい粒子と細かい粒子間で相対移動（分級）が起こっていると推定され、細粒分が上に移動する原因の一つと考えられる。しかし、観察された上向きの流れが存在するためには、地盤内に水を吸い込む部分がなければならないと考えられるが、今回の実験では確認できなかった。また、図-8.3.4, 8.3.6 のように表層からの深さ 10cm で液状化が発生しない深度でも細粒分の上への移動が起こっており、このメカニズムも明かでない。これらのメカニズムを明らかにするためには、さらに検討が必要である。

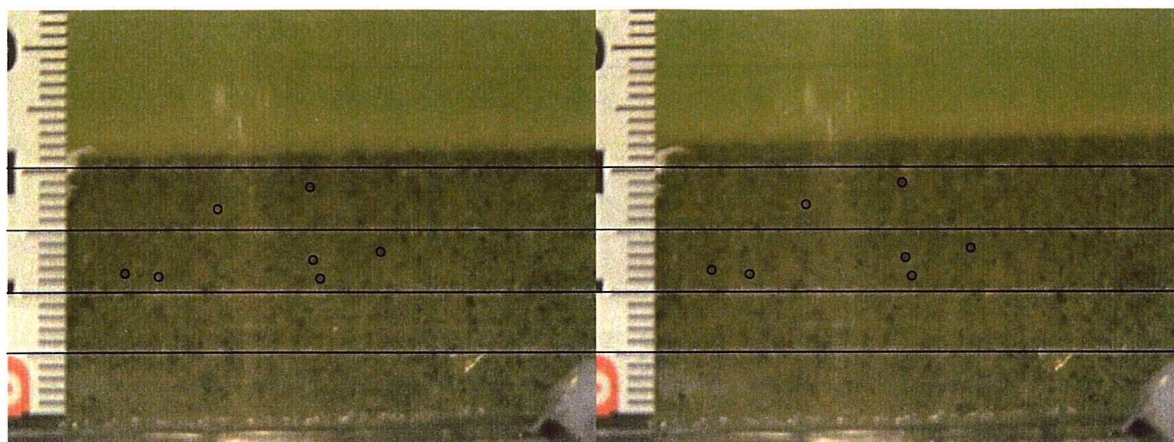


写真-8.4.1 珪砂のトレース

写真-8.4.2(a)は、浪条件 Test No.1(H=1.2m, T=3s)で細粒分として海成粘土を用いた試料を使用した実験の変動水圧载荷後の供試体表面の状況である。図のよう円筒セルと供試体の境界部に粒子の細かい粘土分が堆積しているのがわかる。また、**写真-8.4.2 (b)**に示したのは、供試体を解体する際に上から二段目（深度 10~20cm）の円筒セルの断面を撮影したものである。使用した試料が珪砂と粘土の混合試料であることから、**写真-8.4.2 (b)**に示した部分の粘土分が変動水圧载荷によって**写真-8.4.2 (a)**に示す表層に移動したと考えられる。このように、細粒分が粘土の場合、粘土層の中央では細粒分の移動は全く見られなかったが、円筒セルの壁面では局所的に細粒分の上への移動が発生した。したがって、細粒分の移動が局所的に発生しやすくなる条件やメカニズムが存在すると考えられ、今後更に検討する必要がある。

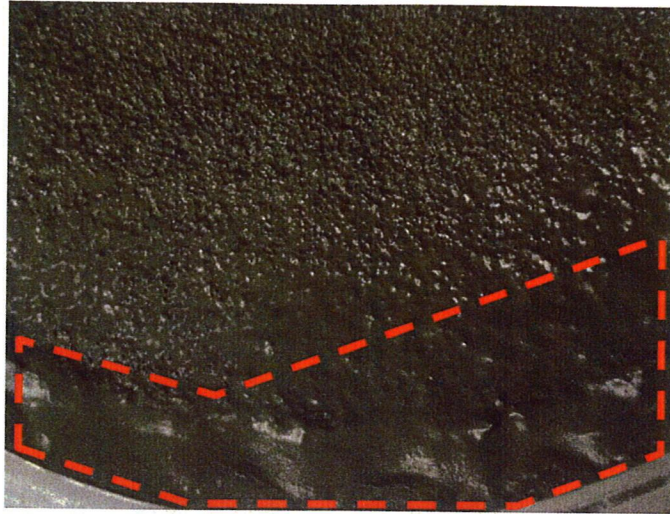


写真-8.4.2(a) 変動水圧载荷後の供試体（地盤表面）

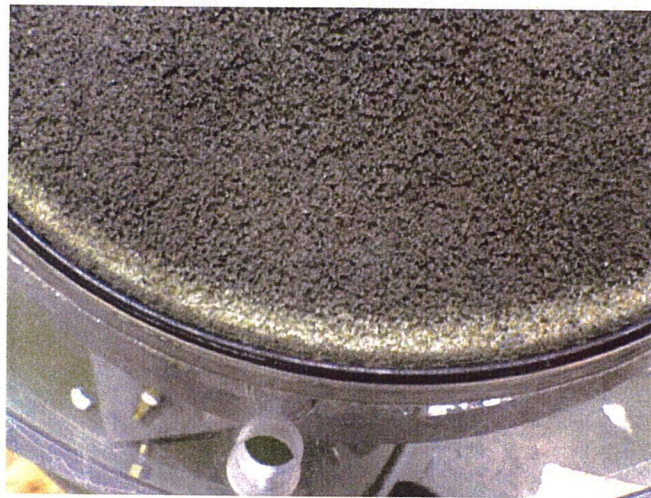


写真-8.4.2(b) 変動水圧载荷後の供試体（2段目）

8.5 浚渫粘土層から覆砂層への細粒分供給の可能性に関する検討

ここまで、一次元変動水圧による覆砂層からの細粒分の流出を中心に議論してきたが、ここでは浚渫土層から細粒分が供給される可能性はないのか、実験による検討を行った。

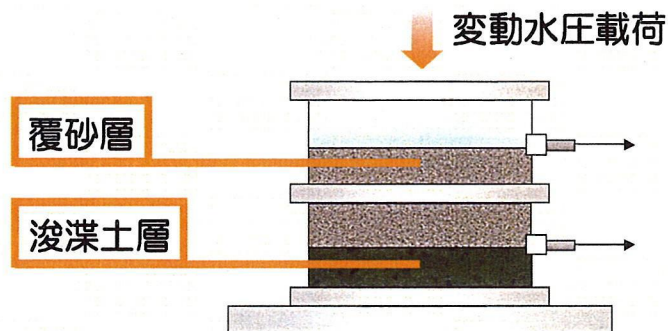


図-8.5.1 に示したのは、浚渫土層を有する地盤への変動水圧载荷実験に用いた模型地盤の概略図である。浚渫土層の層厚は 50mm で、その上に 100mm の層厚の覆砂層を再現した。図に示すように、覆砂層表面と、覆砂層と浚渫土層の境界部で水圧を記録した。

図-8.5.2 に出島粘土の浚渫土層の上に 5 号珪砂の覆砂を想定した模型地盤による変動水圧载荷試験終了後の深さ方向の細粒分分布を測定した結果を示した。図を見ると明らかなように、浚渫土層からの覆砂層への細粒分の供給は見られなかった。浚渫土層として、2mm ふるいを通過した、透水性が極めて低い浚渫粘土を用いたことにより、浚渫土層に波浪による影響が及ばなかった事によると考えられる。

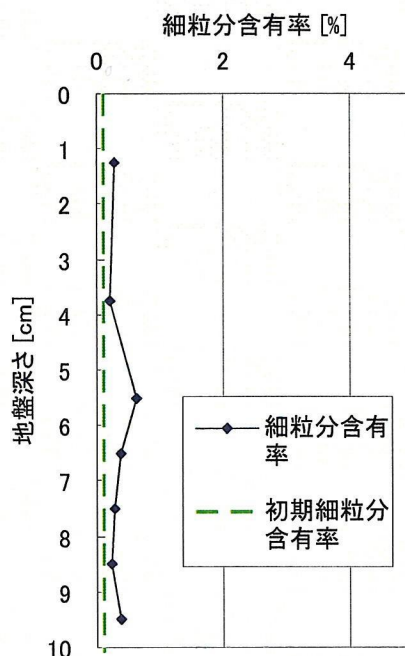
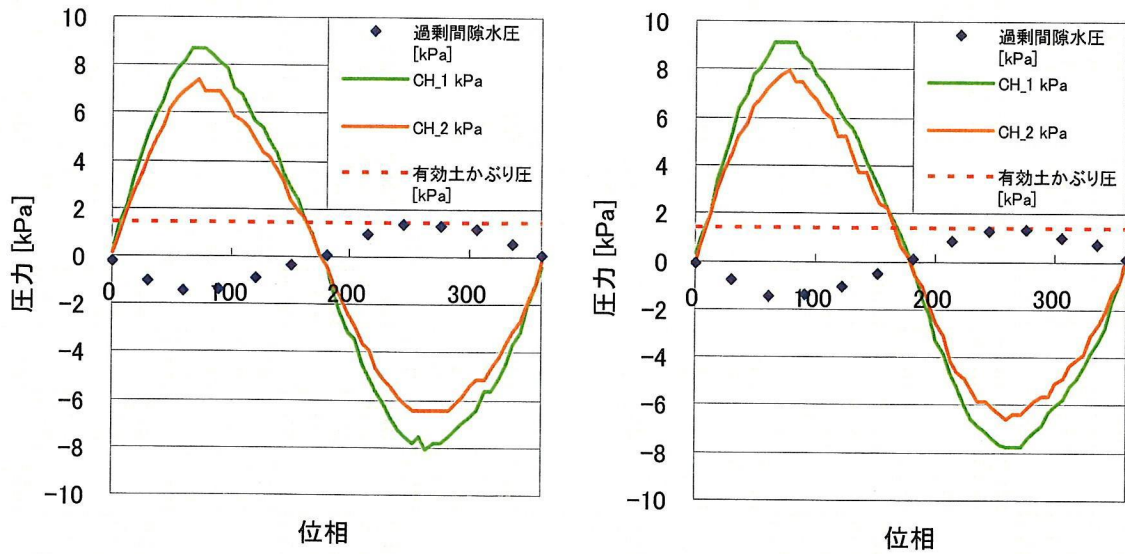


図-8.5.2 浚渫土を有する地盤での変動水圧载荷実験結果 (T1 : H=1.2, T=3s)

図-8.5.3 は、地盤表面に作用する変動水圧 (CH_1), 覆砂層と浚渫土層の境界部における間隙水圧 (CH_2), これら 2 点の水圧差から算出される過剰間隙水圧を示している。過剰間隙水圧が有効土かぶり圧 (赤色点線) より大きい値を示した場合に、地盤が不安定化し、懸濁状態になった浚渫土層の細粒分が上方へ移動すると考えられたが、今回の試験でそういった現象は確認できなかった。



(a) 変動水圧载荷直後

(b) 変動水圧载荷 24 時間経過後

図-8.5.3 水圧変動と過剰間隙水圧

8.6 結論

人工的に造成した干潟の覆砂層から細粒分が流出する問題を解明することを目的として、一次元変動水圧下において砂層からの細粒分の抜けだしに関する実験を行った結果、以下のことがわかった。

- 1) 細粒分 10%を含む砂層上に一次元的に変動水圧を載荷すると、地盤内の細粒分が上昇し表層に抜け出す現象が起こることを確認した。また、移動したのは主にシルト分であった。この現象は細粒分の塑性が大きく影響し、細粒分の液性限界が40%以上の場合は移動が起きなかった。
- 2) 水圧が下降する過程において、砂層の表層付近では有効土被り圧を上回る間隙水圧が発生した。このことが細粒分の上方への移動の原因の一つと考えられる。
- 3) 水圧が下降するとき、砂層の砂粒子の間隙において細粒分を巻き込んだ流れがあり、地盤面が上昇する速度よりも早く細粒分が上方へ移動する様子が観察された。
- 4) 粘土分を細粒分として一次元変動水圧を加えた場合、円筒土層の壁面で局所的に細粒分が上方に移動する現象が観察された。
- 5) 一次元水圧変動により浚渫粘土層から覆砂層への細粒分の供給の可能性を検討した結果、今回実施した範囲では細粒分の移動はみられなかった。

参考文献

- 1) 海の自然再生ワーキンググループ：海の自然再生ハンドブック，第2巻干潟編，干潟の設計，pp.58-67，国土交通省港湾局監修，株式会社ぎょうせい発行，2003.
- 2) 広島県・復建調査設計株式会社：広島港五日市地区人口干潟工事誌，pp1-86，平成8年3月，1996.
- 3) 広島県：広島県五日市地区人工干潟 環境モニタリング記録，平成13年3月，2001.
- 4) 大山洋志：浚渫土を用いた干潟・藻場再生事業，土木施工44巻7号 p.38~43，2003.
- 5) 春日井康夫ほか：広島県尾道系崎港における干潟再生事業，海洋開発論文集，Vol.19 p.107~112.
- 6) 篠崎孝・羽原浩史・山本裕規・明瀬一行・竹口はや人・吉武理恵・土田孝：造成干潟における機能発揮要因に関する研究，第53回海岸工学論文集,2006.
- 7) 李正奎・鄭正朝・西嶋渉・岡田光正・馬場栄一：干潟の土壌構造に及ぼす海水の流動の影響，水環境学会誌，第22巻，第8号，pp.677-682，1999.6
- 8) 善功企，山崎浩之，渡辺 篤：海底地盤の波浪による液状化および高密度化，港湾技術研究所報告 第26巻 第4号，pp125-180，1987.