



# HOKKAIDO UNIVERSITY

|                     |   |
|---------------------|---|
| Title               | 波浪のような繰返し力を受ける構造物・地盤系の力学挙動と破壊阻止に関する研究   |
| Author(s)           | 川村, 志麻  |
| Degree Grantor      | 北海道大学   |
| Degree Name         | 博士(工学)  |
| Dissertation Number | 乙第5624号   |
| Issue Date          | 2000-03-24  |
| DOI                 | <a href="https://doi.org/10.11501/3168851">https://doi.org/10.11501/3168851</a>   |
| Doc URL             | <a href="https://hdl.handle.net/2115/51668">https://hdl.handle.net/2115/51668</a> |
| Type                | doctoral thesis   |
| File Information    | 000000354043.pdf  |



波浪のような繰返し力を受ける構造物・地盤系の力学挙動と  
破壊阻止に関する研究

2000年3月

川村志麻

①

# 波浪のような繰返し力を受ける構造物・地盤系の力学挙動と破壊阻止に関する研究

|     |       |   |
|-----|-------|---|
| 第1章 | 緒言    | 1 |
| 1.1 | 研究の背景 | 1 |
| 1.2 | 研究の目的 | 2 |
| 1.3 | 研究の概要 | 3 |
| 1.4 | 参考文献  | 4 |

|     |                  |    |
|-----|------------------|----|
| 第2章 | 繰返し力を受ける構造物の力学挙動 | 5  |
| 2.1 | 繰返し力を受ける構造物の力学挙動 | 5  |
| 2.2 | 繰返し力を受ける構造物の破壊挙動 | 10 |
| 2.3 | 繰返し力を受ける構造物の破壊防止 | 15 |
| 2.4 | 参考文献             | 18 |

2000年3月

川村 志麻

|     |                        |    |
|-----|------------------------|----|
| 第3章 | 繰返し力を受ける構造物・地盤系の動的力学挙動 | 19 |
| 3.1 | 繰返し力を受ける構造物・地盤系の動的力学挙動 | 19 |
| 3.2 | 繰返し力を受ける構造物・地盤系の破壊挙動   | 25 |
| 3.3 | 繰返し力を受ける構造物・地盤系の破壊防止   | 30 |
| 3.4 | 参考文献                   | 35 |

|   |    |
|---|----|
| <b>第1章 序論</b>                           | 2  |
| 1. 1 研究の背景                              | 2  |
| 1. 2 既往の研究                              | 4  |
| 1. 2. 1 波浪と地盤の応答特性に関する研究                | 4  |
| 1. 2. 2 波浪・地盤・構造物系の安定性評価に関する研究          | 7  |
| 1. 2. 3 被災事例の調査に関する研究                   | 11 |
| 1. 3 研究の概要                              | 13 |
| 参考文献                                    | 15 |
| <br>                                    |    |
| <b>第2章 波浪のような外力を受ける構造物支持地盤の地盤内応力の解析</b> | 21 |
| 2. 1 概説                                 | 21 |
| 2. 2 波浪によって生じる支持地盤内の応力                  | 22 |
| 2. 2. 1 理論解による地盤内応力                     | 22 |
| 2. 2. 2 波浪条件と構造物の仕様                     | 26 |
| 2. 2. 3 実波浪場にある構造物支持地盤内の応力の解析           | 30 |
| 2. 3 模型実験における外力の載荷法と地盤内応力               | 32 |
| 2. 4 まとめ                                | 36 |
| 参考文献                                    | 37 |
| <br>                                    |    |
| <b>第3章 試験装置と試験の概要</b>                   | 39 |
| 3. 1 概説                                 | 39 |
| 3. 2 試験装置                               | 40 |
| 3. 2. 1 試験装置の設計概念                       | 40 |
| 3. 2. 2 製作した模型土槽と載荷装置及び模型構造物            | 42 |
| 3. 2. 2. 1 二次元平面ひずみ模型土槽                 | 42 |
| 3. 2. 2. 2 載荷装置及び模型構造物                  | 47 |
| 3. 2. 2. 3 計測装置と計測法                     | 47 |
| 3. 3 試験に用いた試料と模型地盤の作製法                  | 53 |
| 3. 3. 1 試料の指数的性質                        | 53 |
| 3. 3. 2 模型地盤の作製方法                       | 53 |
| 3. 4 変形量の定義                             | 59 |
| 3. 5 試験概要                               | 60 |
| 3. 6 まとめ                                | 61 |
| 参考文献                                    | 62 |
| <br>                                    |    |
| <b>第4章 繰返し荷重を受ける構造物・地盤系の動的力学挙動</b>      | 65 |
| 4. 1 概説                                 | 65 |
| 4. 2 試験方法                               | 66 |

|            |                                    |            |
|------------|------------------------------------|------------|
| 4. 2. 1    | 繰返し鉛直載荷試験                          | 66         |
| 4. 2. 2    | 繰返し水平載荷試験                          | 66         |
| 4. 2. 3    | 繰返し鉛直・水平組合せ載荷試験                    | 67         |
| 4. 3       | 試験結果と考察                            | 68         |
| 4. 3. 1    | 繰返し荷重を受ける構造物・地盤系の強度・変形特性           | 68         |
| 4. 3. 2    | 外力の作用方向が動的力学挙動に与える影響               | 83         |
| 4. 4       | まとめ                                | 85         |
|            | 参考文献                               | 86         |
| <b>第5章</b> | <b>波浪場にある構造物支持地盤内の応力状態を再現した試験</b>  | <b>88</b>  |
| 5. 1       | 概説                                 | 88         |
| 5. 2       | 試験方法                               | 89         |
| 5. 3       | 試験結果と考察                            | 92         |
| 5. 3. 1    | 地盤の強度・変形特性                         | 92         |
| 5. 3. 2    | 地盤の破壊機構とその特徴                       | 99         |
| 5. 4       | 実海域の被災事例の工学的分類                     | 100        |
| 5. 5       | まとめ                                | 104        |
|            | 参考文献                               | 105        |
| <b>第6章</b> | <b>波浪のような繰返し力を受ける構造物支持地盤の破壊防止策</b> | <b>107</b> |
| 6. 1       | 概説                                 | 107        |
| 6. 2       | 海底地盤の地盤破壊防止策                       | 108        |
| 6. 2. 1    | 構造物底部に側壁を付設する方法                    | 108        |
| 6. 2. 2    | 地盤内に矢板を設置する方法                      | 108        |
| 6. 2. 3    | 試験方法                               | 108        |
| 6. 3       | 試験結果と考察                            | 110        |
| 6. 3. 1    | 側壁付設による地盤破壊の防止効果                   | 110        |
| 6. 3. 2    | 矢板設置による地盤破壊の防止効果 —不透水性矢板—          | 117        |
| 6. 3. 3    | 矢板設置による地盤破壊の防止効果 —透水性矢板—           | 123        |
| 6. 4       | まとめ                                | 131        |
|            | 参考文献                               | 132        |
| <b>第7章</b> | <b>結 論</b>                         | <b>134</b> |
| 7. 1       | 本研究で得た結論                           | 134        |
| 7. 2       | 今後の課題                              | 137        |
|            | 付録                                 | 139        |
|            | 記号・用語                              | 147        |
|            | 謝 辞                                | 150        |

序論

本書は、戦後日本の経済発展と、その背景にある社会構造の転換を、政治経済学、社会学、心理学の観点から、総合的に考察する。戦後日本の経済成長は、戦前とは異なる社会環境の中で、国家の指導と民間企業の努力によって実現された。この過程には、政治的安定、社会主義の導入、科学技術の進歩などが大きく影響している。本書は、この複雑な現象を、多角的な視点から分析し、その本質を明らかにしようとする。

第1章 序論

本書の目的は、戦後日本の経済発展の背景にある社会構造の転換を、政治経済学、社会学、心理学の観点から、総合的に考察することである。戦後日本の経済成長は、戦前とは異なる社会環境の中で、国家の指導と民間企業の努力によって実現された。この過程には、政治的安定、社会主義の導入、科学技術の進歩などが大きく影響している。本書は、この複雑な現象を、多角的な視点から分析し、その本質を明らかにしようとする。

本書は、戦後日本の経済発展と、その背景にある社会構造の転換を、政治経済学、社会学、心理学の観点から、総合的に考察する。戦後日本の経済成長は、戦前とは異なる社会環境の中で、国家の指導と民間企業の努力によって実現された。この過程には、政治的安定、社会主義の導入、科学技術の進歩などが大きく影響している。本書は、この複雑な現象を、多角的な視点から分析し、その本質を明らかにしようとする。

# 第1章 序 論

## 1. 1 研究の背景

ウォーターフロント開発にともない、沿岸域の環境整備が盛んに進められている。このような環境下に設置される海洋構造物は、人命や沿岸域の施設を守る面から、波浪などの外力に対して高い安全性が求められている。しかしながら、防波構造物が暴風時に限らず平穏時の波浪によっても無視できない被害を受けていることが報告されている。また、海岸保全のために基礎地盤上に構築されたテトラポットや人工リーフなどの構造物においても、設計波高より小さい波浪によって沈下・埋没した事例も数多く見られる。それゆえ、従来までの静的な耐波設計のみの安定性評価だけではなく、波浪—海底地盤—構造物系の総合的な安定性の評価がこのような構造物の設計に考慮されるべきである。特に繰返し荷重の影響を考慮した設計法は、我が国では導入されておらず、早急に取り入れられる必要がある。また、北海道釧路沖地震(1993)、北海道南西沖地震(1993)、北海道東方沖地震(1994)及び兵庫県南部地震(1995)などによる港湾施設の被害事例からも明らかなように、港湾構造物の動的安定性についても詳細な検討がせまられている状況にある。

地盤の支持力問題は、実務に関わる重要な問題として多くの研究者によって調べられており、現在では静的及び繰返し荷重場にある砂地盤や粘土地盤はもとより多層地盤の変形・強度特性やその支持力特性が明らかにされてきている。この問題を解明するための多くの研究では、1g 場および遠心力載荷場による模型実験が行われ、より精度の高いデータが蓄積されている。特に、遠心力載荷装置を用いた模型実験は、実物の初期応力状態を一致させることが可能であるなどの利点を有することから多用されている。一方、1g 場の模型実験は試験方法及び実現象の把握のし易さ等、実験の本質を考える上で極めて重要な示唆を与える実験手法として認められている。このような模型実験の工学的意義は大きいですが、装置の持つ特有の誤差や信頼性などにおいていくつかの問題点があることも指摘されている。

このような背景から、本論文では海岸工学の情報を取り入れた地盤力学的視点を基本として構造物支持地盤の支持力—変形挙動について詳細に調べた。すなわち、構造物を介して伝えられた波浪のような繰返し力を受ける任意地盤内の要素点に着目し、その要素内の動的力学挙動を把握できるような解析及び実験を行っている。1g 場の模型試験では、まず構造物を介して基礎地盤に伝わる波浪力による地盤内応力を理論的に求め、その

要素に働く応力状態を模型土槽内で再現する方法を提案している。ついで、試験供試体を要素とみなして行われる繰返し三軸試験のような室内要素試験の動的力学挙動と模型土槽内の任意要素におけるその対応関係が明らかにされている。このように、本方法では大規模な造波装置を用いることなく簡便な载荷装置により構造物・地盤系の破壊のメカニズムを把握することを試みており、従来の模型実験とは異なるアプローチによって基礎地盤の動的力学挙動が解明されている。

一方、繰返し荷重場にある地盤破壊の防止策に関しては、陸上地盤では多くの工法が検討されているが、波浪場のような環境下にある地盤の破壊・流動防止策に関する研究は限られている。特に、波浪場にある構造物・地盤系の破壊は、種々の条件が複雑に組合わさるために破壊形態（図-1・1参照）が変化し、その防止策の効果が変化することから、対策法の提案は非常に難しい。本研究では、模型実験から得られた構造物・地盤系の破壊は側方流動的に進行するとの知見から、側壁工と矢板工による破壊阻止効果の検討を行った。特に地盤破壊の防止策や効果に与える諸要因の影響が調べられており、波浪のような繰返し力を受ける地盤の破壊防止策の合理的な方法を提案している。

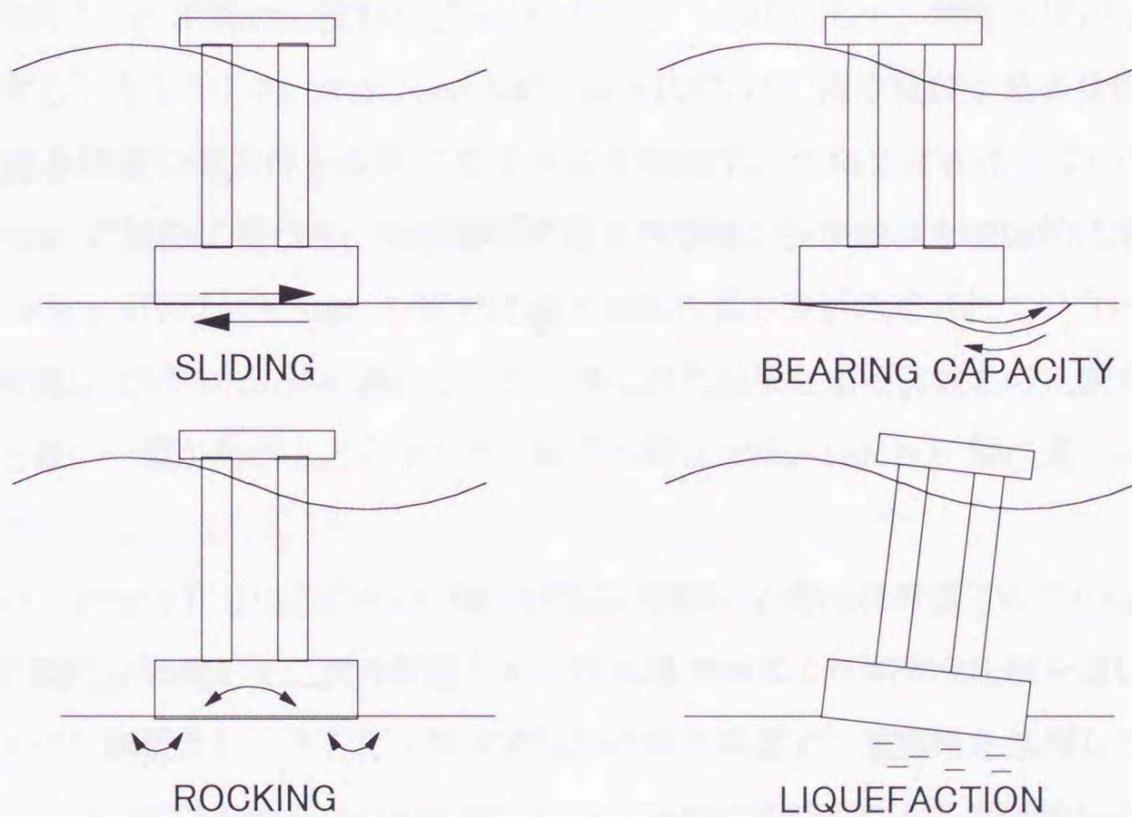


図-1・1 構造物基礎の破壊形態の一例（海洋開発委員会（1992）より）

## 1. 2 既往の研究

後述のように海底地盤の波浪応答の先駆的な研究は、Putnam(1949)によって行われた。その後 Henkel(1970)が、実際に被害が起こりうる問題として捉え、この現象に焦点を向けた。彼はミシシッピデルタの未圧密粘土からなる海底地盤のすべり破壊が、重力だけの影響ではなく、波浪によっても生じる可能性があることを指摘した。この2つの研究の後、多くの研究者によってこの問題は探求され、様々な視点から明らかにされつつある。ここでは、それらの研究を1. 波浪と地盤の応答特性に関する研究、2. 波浪・構造物・地盤系の安定性評価に関する研究、3. 被災事例の調査に関する研究に分類して以下に述べた。

### 1. 2. 1 波浪と地盤の応答特性に関する研究

波浪による地盤内の間隙水圧特性を解明することは、海底地盤の安定性を評価する上では非常に重要である。多くの研究者が理論解析的または実験的な手法により間隙水圧、さらに地盤内応力の特性を明らかにしている。ここでは、理論・解析、実験的研究に分類して述べた。

#### (a) 理論・解析的研究

Putnam(1949)は、波浪によって地盤内に伝達される間隙水圧特性を解析的に調べた。彼は流体を非圧縮性とし、間隙内の流れはダルシー則に従うものとして、間隙水圧が Laplace 方程式を満足することを示した。Reid and Kajiura (1957)は、流体及び土粒子骨格の非圧縮性ならびに透水係数の等方性を仮定することより間隙水圧分布を定式化している。Liu (1973)は、Putnam の解法に基づき、有限層厚の透水性地盤の波浪減衰を理論的に求めている。一方、Sleath(1970)は、Putnam の解では透水係数の異方性が考慮されていないことから、異方性を考慮して間隙水圧解を導いている。得られた結果と水路実験との比較では、解析値は実験値と良い一致があることを示した。以上の研究では、Laplace 解に基づいて間隙水圧解が導かれている。

Moshagen and Torum(1975)は、Sleath 解では間隙流体の圧縮性が考慮されていないことから、流体の圧縮性を考慮して二次元問題として熱伝導方程式より間隙水圧解を導いた。また、この解に基づく解析から、さらに土粒子骨格の変形を考慮する重要性を指摘している。

Yamamoto ら(1978)および Madsen(1978)は、Biot(1941)の圧密理論から間隙水圧と有効応力を求めた。Yamamoto らは、2種類の砂を用いてこの解の妥当性を水路実験により明らかにした。また、Madsen は、地盤の異方性と飽和度が地盤の有効応力に与える影響が大きいことを指摘している。これらの解は、その後、厳密解として広く用いられるようになる。Okusa

(1985)は、Yamamoto らや Madsen の解のように Biot の圧密理論を用いて二次元平面ひずみ条件の問題として、その応力解と間隙水圧変動解を導いた。厳密解のように6次の特性方程式ではなく、4次の方程式として簡便に解を求めた。その結果、飽和度が重要なパラメータになることを示した。矢富ら(1995)は、Yamamoto らの方法に基づき異方性地盤の間隙水圧解を求め、地盤力学的なパラメータが間隙水圧の伝達特性に及ぼす影響を調べている。その結果、ヤング係数、ポアソン比などの複数の力学パラメータを用いることによって相乗効果生まれ、場合によっては間隙水圧の分布に与える異方性の影響が無視できないことを明らかにしている。Jeng and Hsu(1996)は、実際の波浪場の挙動は三次元的であることから、三次元問題として海底地盤の波浪応答特性を Biot の三次元圧密方程式と貯留方程式から明らかにした。その結果、波浪—地盤の応答特性を三次元問題として取扱うことの重要性を指摘した。また、導かれた解と Yamamoto ら、Mei and Foda の解との比較を行い、解の妥当性を明らかにしている。さらに、Jeng(1998)は、異方性を考慮した三次元の応力解を導いている。上述の研究では、地盤を弾性体、間隙流体の圧縮性と仮定し、Biot の方程式から間隙水圧及び地盤内有効応力解が導かれている。

Mei and Foda(1981)は、Yamamoto らおよび Madsen らの準静的な問題のアプローチではなく、二相混合体の動的な問題としてこの問題を取り扱った。彼らが提唱した mixture theory と呼ばれる近似解法により地盤の波浪応答特性を調べている。その解析結果より、Yamamoto らの厳密解とほぼ一致することが示されている。酒井ら(1989)は Mei and Foda による近似解を用いて、波浪及び地盤に関する無次元パラメータを求め、有効応力が0以下になる(液化化する)地盤条件を示した。

Finn ら(1983)は、Fung(1965) が導いた半無限弾性体に調和荷重が載荷された場合の応力解と同様に地盤内応力を求め、この弾性解から間隙水圧を差引いて求める uncoupled analysis により地盤内有効応力特性を明らかにしている。この解を用いた解析では、Putnam 及び Liu の解と比較している。間隙水圧の増加に伴うせん断剛性と体積弾性係数の変化が液化化ポテンシャルに与える影響が大きいことを示した。

Nataraja and Gill(1983)は、海底地盤を半無限弾性体と仮定し、誘発されるせん断応力を弾性解より求めた。海底地盤の液化化現象について、地震時の液化化現象と同様に、せん断強度に基づく評価法を提案している。その方法から種々のケースの海底地盤の安定性を調べている。

Zen ら(1998)は、海底地盤の不安定機構をせん断破壊と液状化破壊に分類し、その破壊モードの変化に与える諸条件を調べている。地盤の有効応力と間隙水圧の大きさに依存して液状化またせん断破壊が起こることを示した。

### (b) 実験的研究

Ishihara and Towhata(1983), Ishihara and Yamazaki(1984)は波浪によって海底地盤に加わる繰返し载荷は、地盤内に主応力回転を引起こすと考え、中空ねじり試験機などの室内要素試験機を用いて地盤内強度に及ぼす主応力回転の影響を調べている。また、この結果に基づき、海底地盤の液状化に対する安全性を検討している。

Nago and Maeno(1984)は変動水圧下での砂地盤中の間隙水圧変動解を流体・土骨格は圧縮性、また間隙流体はダルシー則に従うという仮定から解を導き、この式の妥当性を模型実験と有限要素解析から検討している。模型実験では、模型地盤に変動水圧の圧力変動を与え、地盤内の間隙水圧を測定することによって解を検証している。

Zen and Yamazaki(1990a, 1990b, 1991)は波浪による液状化と高密度化の現象を有効応力の観点から考察し、波浪条件によって地盤が液状化したり、高密度化することを示した。また一次元の変動水圧模型実験から間隙水圧挙動を明らかにしている。この研究は、波浪による液状化現象が起るための地盤の応力条件をはじめて示したものである。併せて、砕波帯におけるフィールド実験を行い、計測された間隙水圧から地盤の液状化の可能性のあることを示唆している。

酒井ら(1990, 1991)は、前述の研究成果(1987)に基づいて、Yamamotoらの厳密解と Mei and Foda による近似解および Finn らの解との比較を行い、それぞれの解の妥当性を調べている。フィールド実験から原位置の間隙水圧を計測した。解析結果との比較から、近似解が実測データと良く対応していることを示している。

Sekiguchi ら(1998)は、波浪場を遠心力载荷実験において再現するために必要な相似則の整理及び遠心力载荷場での進行波と重複波の2種類の波を造り出すことのできる造波装置を開発し、遠心力载荷場で波浪応答の問題を研究している。その結果、波浪応答によって海底地盤が液状化することや進行性の液状化現象であることを明らかにした。

表-1・1は、前述のように理論・解析、実験に分類して示したものである。多くの研究が、波浪によって伝播される地盤内間隙水圧及び地盤内応力に関する解を Biot の圧密方程式や Laplace の方程式によって導き、力学挙動を明らかにしている。またいくつかの研究では、解析解の有効性が模型実験によって調べられている。近年、この得られた知見に基づ

いて、波浪による海底地盤の液状化という問題に焦点が向けられ、液状化の発生の可能性や液状化が発生するための条件について、検討が行われている。また、解析のみならず、現地観測からこの問題に対する有効なデータが収集されている。

### 1. 2. 2 波浪・地盤・構造物系の安定性評価に関する研究

海底地盤・構造物系の安定性を地盤力学的な視点により解明した研究は、波浪の地盤応答問題に関する研究と比較して少ない。ここでは、波浪と構造物の相互作用を受ける地盤の安定問題を取扱った研究を解析、実験に分類して述べた。

#### (a) 解析的研究

Rahman ら(1977)は、Ekofisk tank や石油掘削用プラットフォームを対象に液状化解析で用いられる Seed(1976)の間隙水圧比と繰返し回数の関係を用いて、波浪による間隙水圧の予測を行っている。また排水性を考慮した間隙水圧—繰返し回数の関係を用いた有限要素解析を行い、Ekofisk tank 支持地盤の安定性を評価した。Foss(1978)は、Rahman らと同様に有限要素法により間隙水圧挙動を求めている。彼らは室内試験により得られたせん断応力と繰返し回数の関数として表したせん断ひずみとの関係を基に解析を行っている。その結果、構造物端部におけるせん断応力は、平均せん断応力の2倍まで達することを示しており、繰返し荷重による影響の重要性を指摘した。

間瀬ら(1989, 1991)は、混成防波堤の場合について、捨石マウンド及び基礎地盤を多孔質弾性体として、有限要素法から地盤の安定性を調べた。またケーソン自体を透水性の低い多孔質弾性体とした解析も行っている。桑原・大槇(1992)は、混成堤周辺地盤の安定性を Biot の圧密方程式を基に地盤変形を非線形弾塑性挙動として有限要素法により検討している。その結果、従来の研究で行われていた弾性論によるものと異なり、せん断ひずみ、間隙水圧の蓄積それに伴う地盤強度の低下をシミュレーションできることを示した。

Sekiguchi and Ohmaki(1992)は、ケーソン混成防波堤の転倒に対する安定性について、1自由度の質点系モデルを考え、このモデルと被災事例との比較を行い、波高の大きさと構造物の安定性を評価した。

Jeng(1996)は、防波堤の先端付近の支持地盤が液状化するかどうかを過去に行われた研究成果をもとに数値解析した。その結果、波の回折は液状化に強く影響を与え、また液状化の最大深さは防波堤の前面で起こることを示した。

## (b) 実験的研究

Lee and Focht(1975)は、重力式海洋構造物の基礎地盤の波浪による繰返し荷重に対する安定性を検討した。彼らは、北海にある Ekofisk tank 支持地盤の液状化の可能性について調べている。Ekofisk tank に作用する波によって誘発されるせん断応力や繰返し回数との関係を調べ、原位置で採取された砂の繰返し三軸試験から求めた結果と解析結果を比較し、支持地盤の液状化判定を行い、地盤の相対密度が高ければ、Ekofisk tank の支持地盤は十分な安全性を有することを明らかにした。Clausen ら(1975)は、Ekofisk tank 設置後の間隙水圧を計測し、液状化発生の有無について調べた。計測された間隙水圧を基にした安定解析では、設計の安全性がわずかに下回ることから、繰返し荷重による間隙水圧上昇の対策について検討が必要であることを示した。

善ら(1984)は、構造物基礎地盤の安定性を評価するために模型実験と有限要素法によってこの問題を調べた。模型実験では、波浪による繰返し力を水平ロッドに置き換えて実験を行っている。3つの地盤形状が異なる模型実験より、地盤条件の違いによる間隙水圧の発生量の変化を調べている。また有限要素解析では、実験と同一条件で解析を行っており、構造物支持地盤の液状化現象の可能性を示唆した。

Anderson ら(1988)は、北海に設置された Gullfaks プラットフォームの繰返し荷重による支持力算定法を提案している。構造物直下の任意点の要素における応力状態(単純せん断、三軸圧縮、三軸伸張状態)を想定して、室内試験から求めた繰返しせん断応力比を基に波浪が作用した時の基礎地盤のせん断強度を算定する方法を求め、支持地盤の安定性を評価する方法を提案した。山崎ら(1989)は、防波堤を介して地盤に伝わる繰返し荷重によって、防波堤の揺込み沈下が見られることを指摘した。観測された地点の波浪統計資料から波力及び波数を算定し、有限要素法により地盤内応力を求め、室内要素試験から沈下量を推定する方法を提案した。

名合ら(1991)は、波浪による変動水圧が構造物周辺の地盤強度低下に影響を与えているものと考えた。1次元的に変動水圧を模型構造物と模型地盤に与え、間隙水圧挙動と変形挙動から、変動水圧場での構造物下の砂地盤は側方流動的に破壊が進行することを明らかにした。また名合ら(1994)は、変動水圧場でのブロック沈下阻止策を提案している。変動水圧載荷実験装置を用いた実験により、この側壁による対策法の有効性が明らかにされている。

岩垣・奥田(1995)は、変動水圧の周期と水圧振幅が構造物の沈下に与える影響を模型実験より調べ、消波ブロックの沈下現象が必ずしも液状化現象ではないことを実験的に示した。

金谷ら(1996)は、造波水路を用いたケーソン混成堤基礎地盤の支持力・変形挙動を調べた。波浪—構造物—地盤系の力学挙動において、繰返しせん断試験で得られるような繰返し荷重—回数との関係が得られることを明らかにした。Alampalli and Peddibotla(1997)は、鉛直荷重及び水平荷重を受ける open ended caisson の沈下挙動を調べるために、ケーソンの根入れ深さや直径を変化させた模型試験を行っている。Dean ら(1997a, 1997b)は、海洋ジャッキアップ式プラットフォームを支持する地盤の安定性を調べた。彼らは鉛直力、水平力およびモーメントが作用する円形スパットガンフーチングを用いて遠心力載荷実験により支持力—変形特性を明らかにした。また、スパットガン基礎の支持力モデルを提案し、実験結果との比較を行った。その結果、このモデル式が基礎の変形挙動を表現するために、良い適用性があることを示した。

佐藤ら(1997)は、海洋構造物直下の任意の土要素に着目し、その応力状態を中空ねじりせん断試験機を用いて再現し、主応力方向の違いと排水履歴が地盤の強度挙動に与える影響を調べた。その結果、排水履歴後の繰返しせん断挙動は主応力方向の変化による構造異方性に依存することなどの事実が示されている。

前述の研究を解析、実験に分類すると表-1・2のようになる。実験では、波浪によって誘発される応力状態を三軸試験のような要素試験から解明する試みも数多く行われており、地盤内要素点での力学挙動によって、構造物・地盤系の安定性が評価されている。また、波浪を受ける構造物支持地盤の液状化に対する安定性評価の研究が多く行われている。

表-1・1 波浪応答に関する研究一覧

| YEAR'S                        | THEORETICAL AND ANALYTICAL STUDIES  | EXPERIMENTAL STUDIES   |
|-------------------------------|---|--|
| 1950's~<br>1960's~<br>1970's~ | Putnam(1949)<br>Reid and Kajiwara (1957)<br>Fung(1965)  |  |
| 1980's~                       | Henkel(1970)<br>Sleath(1970)<br>Liu(1973)<br>Moshagen and Torum (1975)<br>Madsen(1978)<br>Yamamoto et al (1978)<br>Mei and Foda(1981)<br>Finn et al(1983)<br>Nataraja and Gill (1983)<br>Okusa(1985)<br>Sakai et al(1989) | Ishihara and Towhata(1983)<br>Ishihara and Yamazaki(1984)<br>Nago and Maeno (1984)     |
| 1990's~                       | Yatomi et al(1995)<br>Jeng and Hsu (1996)<br>Jeng(1998)<br>Zen et al (1998)   | Sakai et al(1990,1991)<br>Zen and Yamazaki (1990a,1990b,1991)<br>Sekiguchi et al(1998) |

表-1・2 波浪-構造物-地盤系の安定性評価に関する研究一覧

| YEAR'S  | ANALYTICAL STUDIES   | EXPERIMENTAL STUDIES  |
|---------|--|---|
| 1970's~ | Rahman et al (1977)<br>Foss et al (1978)   | Lee and Focht (1975)<br>Clausen et al (1975)  |
| 1980's~ | Maze et al (1989)  | Zen (1984)<br>Anderson et al (1988)<br>Yamazaki et al (1989)  |
| 1990's~ | Maze et al (1991)<br>Kuwahara and Ohmaki(1992)<br>Sekiguchi and Ohmaki (1992)<br>Jeng (1996) | Nago et al (1991,1994)<br>Iwagaki and Okuda (1995)<br>Kanatani et al (1996)<br>Alampalli and Peddibolta (1997)<br>Dean et al (1997a,1997b)<br>Sato et al (1997) |

### 1. 2. 3 被災事例の調査に関する研究

この問題の解明が立ち後れている1つの要因として、被災事例を詳査した研究が少ないことが指摘できる。ここでは、被災事例を調査し、その原因等を検討した研究を防波構造物と消波ブロックの被災事例に分類して紹介する。

#### (a) 防波構造物に関する被災事例

北島ら(1968)、武山・中山(1975)、服部ら(1984)及び宮井ら(1993)は、運輸省直轄の防波構造物の被災事例を調査し、気象条件、構造物の仕様及びその破壊原因を詳細にまとめている。豊島・坂本(1972)は、3地点の離岸堤の沈下被害について、その原因を詳細に調査した。その結果、海象条件のみならず、海底変動圧やボイリング現象によって沈下が誘発されていることを明らかにした。

一方、鹿島ら(1986)は、国内外の被災事例をリストアップし、破壊形態、破壊原因を統計的にまとめている。Oumeraci(1994)は、混成堤の被災事例を破壊形態ごとに分類し、防波構造物の安定性や設計に関して提言を行っている。西田ら(1985)は、新潟西海岸の埋没現象を孔間弾性波探査法により調査した。その結果、パイピング現象による砂の流失と洗掘による沈下破壊とした。

#### (b) 消波ブロックに関する被災事例

五明ら(1995)は、消波ブロック被覆堤のブロックの被災事例を調査し、被災事例を再現した模型実験からブロックの不安定性を検討している。洗掘だけではなく、液状化によっても消波ブロックの沈下散乱を誘発する可能性があることを模型実験により明らかにした。

表-1・3は、前述のように防波構造物と消波ブロックの被災事例に分類して示している。海底地盤では、外力の作用条件や構造物の設置条件に起因して破壊形態が変化するために、破壊の原因を明らかにすることは難しいようである。今後はさらにこの研究の調査が望まれよう。なお、大草(1987)は、海底地盤工学に関する文献(例えば、海底地盤の安定性に関する文献、海底地質学に関する文献など)のレビューを行っている。

表-1・3 被災事例の調査に関する文献・研究

| YEAR'S  | BREAKWATER   | DISSIPATING BLOCK  |
|---------|--|--------------------|
| 1970's~ | Kitajima et al (1968)<br>Toyoshima and Sakamoto (1972)<br>Takeyama and Nakayama (1975) |                    |
| 1980's~ | Hattori et al (1984)<br>Nishida et al (1985)<br>Kajima et al (1986)                    |                    |
| 1990's~ | Sekiguchi and Ohmaki (1992)<br>Miyai et al (1993)<br>Oumeraci (1994)                   | Goake et al (1995) |

### 1. 3 研究の概要

本研究では、既往の研究成果を踏まえかつ海岸工学の情報を取り入れた地盤力学的視点を基本として、波浪のような繰返し力を受ける構造物支持地盤の力学挙動を解析的および実験的に明らかにすることを試みた。具体的には、構造物を介して伝えられた波浪のような繰返し力を受ける任意地盤内の要素点に着目し、その要素内の動的力学挙動を把握できるような解析及び実験を行っている。特に 1g 場の模型試験では、大規模な造波装置を用いることなく簡便な載荷装置により構造物・地盤系の破壊のメカニズムを把握することを試みており、従来の模型実験とは異なるアプローチによって基礎地盤の動的力学挙動が解明されている。

また、波浪のような繰返し荷重を受ける構造物・地盤系の破壊防止法として、側壁工と矢板工による破壊阻止効果の検討を行った。特に地盤破壊の防止策や効果に与える諸要因の影響が調べられており、波浪のような繰返し力を受ける地盤の破壊防止策の合理的な方法を提案している。

本論文は、以下に示す7章から構成されている。

第1章では、関連する既往の研究をレビューし、本研究の位置付けを行った。特に波浪と地盤の応答特性、波浪・構造物・地盤系の安定性評価及び被災事例の調査に分類し、それらの研究をまとめている。

第2章では、波浪のような外力を受ける構造物支持地盤の応力条件を弾性解から調べ、その応力特性を明らかにした。また、得られた結果より波浪場にある任意要素点の応力状態を再現させるための模型試験法の具体的な提案を行った。

第3章では、地盤の塑性破壊解析に基づいて作製された試験装置と模型地盤の作製方法及び試験概要について述べている。特に模型試験を実施する上で重要な試験装置の特性や均一な地盤作製法を明らかにしている。

第4章では、波浪力のような繰返し荷重を受ける構造物・地盤系の基本的な支持力・変形特性を解明するために行った繰返し鉛直、水平載荷試験結果を示している。一連の試験結果及び考察から、繰返し荷重を受ける構造物・地盤系の破壊は側方流動的な進行性破壊を示すこと、外力の作用条件の違いが地盤の変形挙動に与える影響が大きいこと、などの重要な事実を見い出している。

第5章では、第4章で得られた結果を基に、実波浪場に近い条件にある地盤内の任意要素点の応力状態を再現した実験を行い、地盤破壊のメカニズムを詳細に調べた。これにより、

波浪場にある地盤破壊の特徴として、液状化現象ばかりではなく進行性の側方流動破壊を呈することが見い出されている。

第6章ではこのような繰返し荷重を受ける地盤を想定し、構造物底部に側壁を付設する工法及び地盤内に矢板を設置する方法について、破壊防止に関するそれらの付設・設置効果を調べた。また地盤破壊阻止効果に与える側壁や矢板の形状、透水性の影響を併せて検討し、具体的な破壊防止策の提案を行っている。一連の模型試験は、提案した方法が地盤破壊阻止に十分有効であることを示している。

第7章では、各章で得られた結論を総括し、今後の課題について述べている。

<参考文献>

- Alampalli, S. and Peddibotla, V. : Laboratory investigation on caissons-deformations and vertical load distributions, *Soils and Foundations*, Vol.37, No. 2, pp.61-69, 1997
- Anderson, K.H. and Lauritzsen, R. : Bearing capacity for foundations with cyclic loads, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol.114, No. 5, pp.540-555, 1988
- Boit, M. A. : General theory of three-dimensional consolidation, *Journal of Applied Physics*, Vol.12, pp.155-164, 1941
- Clausen, C.J.E., Dibiagio, E., Duncan, J.M. and Anderson, K.H. : Observed behaviour of the Ekofisk oil storage tank foundation, *Proc. of the 7th Annual Offshore Technology Conference*, Vol. 3, pp. 399-413, 1975
- Dean, E.T.R, James, R.G., Schofield, A. N. and Tsukamoto, Y. : Theoretical modeling of Supdcan behavior under combined load, *Soils and Foundations*, Vol.37, No. 2, pp.1-15, 1997a
- Dean, E.T.R, James, R.G., Schofield, A. N. and Tsukamoto, Y. : Numerical modeling of three-leg jackup behavior subject to horizontal load, *Soils and Foundations*, Vol. 37, No. 2, pp.17-26, 1997b
- Finn, W.D.L. , Siddharthan, R., and Martin, G.R. : Response of seafloor to ocean waves, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol.109, No. 4, pp.556-571, 1983
- Foss, I. : Foundation design for gravity structures with respect to failure in cyclic loading, *Proc. of the 10th Offshore Technology Conference*, 3114, 1978
- Fung, Y.C. : *Foundations in solid mechanics*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J, pp.195-197, 1965
- Henkel, D. J. : The role of waves in causing submarine landslides, *Geotechnique*, Vol. 20, No. 1, pp. 75-80, 1970
- Ishihara, K and Towhata, I. : Sand response to cyclic rotation of principal stress directions as induced by wave loads, *Soils and Foundations*, Vol.23, No. 4, pp.11-26, 1983
- Ishihara, K. and Yamazaki, A : Analysis of wave-induced liquefaction in seabed deposits of sand, *Soils and Foundations*, Vol.24, No. 3, pp.85-100, 1984

- Jeng, D.S. : Wave-induced liquefaction potential at the tip of a breakwater—an analytical solution—, Applied Ocean Research, Vol.18, pp.229-241, 1996
- Jeng, D.S. : Effect of cross-anisotropic behavior on wave-induced seabed response, Geotechnique, Vol.48, No.4, pp.555-561, 1998
- Jeng, D.S. and Hsu, J.R.C : Wave-induced soil response in a nearly saturated sea-bed of fine thickness, Geotechnique, Vol.46, No.3, pp.427-440, 1996
- Lee, K.L. and Focht, J.A : Liquefaction potential at Ekofisk Tank in North Sea, ASCE, Vol.101, No.GT1, pp.1-18, 1975
- Liu, P.L.F : Damping of water waves over porous bed, ASCE, Vol.99, No.HY12, pp.2263-2271, 1973
- Madsen, O.S. : Wave-induced pore pressures and effective stresses in a porous bed, Geotechnique, Vol.28, No4, pp.377-393, 1977
- Mei, C. C. and Foda, M. A. : Wave-induced stresses around a pipe laid on a poro-elastic sea bed, Geotechnique, Vol.31, No.4, pp.509-517, 1981
- Moshagen, H. and Torum, A. : Wave-induced pressures in permeable seabeds, ASCE, Vol.101, No.WW1, pp.49-58, 1975
- Nago, H. and Maeno, S. : Pore water pressure in sand bed under oscillating water pressure, Memories of School of Engineering, Okayama Univ., Vol.19, No.1, pp.13-32, 1984
- Nataraja, M. S. and Gill, H. S. : Ocean wave-induced liquefaction analysis, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.109, No.4, pp.573-590, 1983
- Okusa, S. Wave-induced stresses in unsaturated submarine sediments, Geotechnique, Vol.35, No.4, pp.517-532, 1985
- Oumeraci, H. : Review and analysis of vertical breakwater failures—lessons and learned, Coastal Engineering, Vol.22, pp.3-29, 1994
- Putnam, J. A. : Loss of wave energy due to percolation in a permeable sea bottom, Transaction of American Geophysical Union, Vol.30, pp.349-356, 1949
- Rahman, M. S., Seed, H.B. and Booker, J.R : Pore pressure development under offshore gravity structures, ASCE, Vol.103, No.GT12, pp.1419-1436, 1977
- Reid, R. O. and Kajiura, K. : On the damping of gravity waves over a permeable sea bed, Transaction of American Geophysical Union, Vol.38, pp.662-666, 1957

- Seed, H. B., Martin, P. P. and Lysmer, J. : Pore-pressure changes during soil liquefaction, ASCE, Vol.102, No. GT4, pp. 323-346, 1976
- Sekiguchi, H., Kita, K., Sassa, S. and Shimamura, T. : Generation of progressive fluid waves in a Geo-centrifuge, Geotechnical Testing Journal, ASTM, Vol.21, No.2, pp. 95-101, 1998
- Sekiguchi, H. and Ohmaki, S. : Overturning of caissons by storm waves, Soils and Foundations, Vol.32, No.3, pp.144-155, 1992
- Sleath, J.F.A. : Wave-induced pressures in beds of sand , ASCE, Vol.96, No.HY2, pp. 367-378, 1970
- Yamamoto, T., Koning, H. L., Sellmeijer, H and Hijum, E.P : On the response of a poro-elastic bed to water waves, Journal of Fluid Mechanics, Vol.87, Part1, pp. 193-206, 1978
- Zen, K., Jeng, D.S., Hsu, J. R.C., and Ohyama, T. : Wave-induced seabed instability: Difference between liquefaction and shear failure, Soils and Foundations, Vol.38, No.2, pp. 37-47, 1998
- Zen, K., and Yamazaki, H : Mechanism of wave-induced liquefaction and densification in seabed, Soils and Foundations, Vol.30, No.4, pp.90-104, 1990a
- Zen, K., and Yamazaki, H : Oscillatory pore pressure and liquefaction in seabed induced by ocean waves, Soils and Foundations, Vol.30, No.4, pp.147-161, 1990b
- Zen, K., and Yamazaki, H : Field observation and analysis of wave-induced liquefaction in seabed, Soils and Foundations, Vol.31, No.4, pp.161-179, 1991
- 岩垣雄一, 奥田雄司 : 変動水圧による水底地盤上重量構造物の沈下に関する基礎的研究, 海岸工学論文集, Vol. 42, pp. 806-810, 1995
- 大草重康 : 海底地盤工学文献目録, 東海大学海洋研究所報告, 第8号, pp. 41-67, 1987
- 鹿島遼一, 今泉正次, 戸田泰和 : 被災事例から見た防波堤・防波護岸の波浪被災特性, 海岸工学論文集, Vol. 33, pp. 626-630, 1986
- 金谷 守, 西好一, 榊山 勉, 吉田保夫, 小笠原正治 : 碎波力を受ける海底砂地盤上のケーソン基礎の安定性に関する実験的研究, 海岸工学論文集, Vol. 43, pp. 1046-1050, 1996

- 北島昭一，中野拓治，堀井修身，柿崎秀作，降旗健一，花木芳雄：被災防波堤集覧，港湾技  
研資料，No. 58，239p，1968
- 桑原久実・大槇正紀：波浪による混成防波堤周辺地盤の弾塑性挙動，海岸工学論文集，Vol. 39，  
pp. 861-865，1992
- 釧路沖地震・能登半島地震災害調査報告書，土質工学会，1993
- 五明美智男，堺 和彦，高山知司，寺内 潔，高橋重雄：消波ブロック被覆堤のブロックの安  
定性に関する現状調査，海岸工学論文集，Vol. 42，pp. 901-905，1995
- 酒井哲郎，服部明彦，間瀬馨：波浪による砕波帯海底地盤の有効応力ゼロ領域の発生，海洋  
開発論文集，Vol. 5，pp. 3-8，1989
- 酒井哲郎，畑中克也，間瀬馨：波浪による海底地盤内間隙水圧変動解の適用性と地盤の液状  
化条件，土木学会論文集，No. 417/II-13，pp. 41-49，1990
- 酒井哲郎，間瀬馨，Cox, D. T.，上田康浩：波浪による海底地盤内間隙水圧変動の現地観測，  
海岸工学論文集，Vol. 38，pp. 123-127，1991
- 笹島隆彦，水野雄三：1994年北海道東方沖地震における港湾・漁港の被害，土と基礎，Vol. 43，  
No. 4，pp. 11-14，1995
- 佐藤研一，安原一哉，吉田信夫：主応力方向に着目した密な砂の非排水繰返しせん断特性と  
再圧縮挙動，土木学会論文集，No. 561/III-38，pp. 163-174，1997
- 善 功企：海洋開発における波と海底地盤の動的問題，港湾技研技術研究所講演会講演集，  
pp. 77-133，1984
- 武山秀夫，中山種清：被災防波堤集覧（その2），港湾技研資料，No. 200，255p，1975
- 豊島 修，坂本忠彦：離岸堤の沈下について，海岸工学論文集，Vol. 19，pp. 71-75，1972
- 名合宏之，前野詩郎，西岡操：変動水圧による構造物の沈下機構に関する研究，海岸工学論  
文集，Vol. 38，pp. 826-830，1991
- 名合宏之，前野詩郎，清水雄一，山本哲雄：変動水圧場におけるブロックの沈下防止に関す  
る研究，海岸工学論文集，Vol. 41，pp. 601-605，1994
- 西田仁志，山口 豊，近藤豊次，清水謙吉：孔間弾性波探査法による離岸堤の埋没状況に関  
する考察，海岸工学論文集，Vol. 32，pp. 365-370，1985
- 服部千佳志，柴田鋼三，大堀晃一：被災防波堤集覧（その3），港湾技研資料，No. 485，281p，  
1984

平成7年度兵庫県南部地震被害調査報告書（第1報，第2報），鹿島建設株

間瀬 馨，酒井哲郎，西村喜弘，前野賀彦：多孔質弾性体理論による防波堤に作用する揚圧力および周辺地盤内の変動間隙水圧の解析，土木学会論文集，No. 411/II-12，pp. 217-225，1989

間瀬 馨，川迫郁夫，酒井哲郎：混成堤基礎地盤の波浪応答に関する研究，海岸工学論文集，Vol. 38，pp. 821-825，1991

水野雄三：釧路沖地震及び北海道南西沖地震における港湾・漁港の被害，寒地港湾技術センター，1994

宮井真一郎，大平勝司，塩見雅樹：被災防波堤集覧（その4），港湾技研資料，No. 765，248p，1994

矢富盟祥，由比政年，石田啓，廣部英一：海底地盤の波浪応答に対する地盤の異方性の影響，海岸工学論文集，Vol. 42，pp. 1011-1015，1995

山崎浩之，善 功企，渡辺篤：波浪による防波堤基礎地盤の沈下に関する研究，海洋開発論文集，Vol. 5，pp. 91-95，1989



## 第2章 波浪のような外力を受ける構造物支持地盤の 地盤内応力の解析

### 2.1 概説

波浪場にある地盤の力学挙動を調べる方法として、前述のように解析的手法と実験的手法がある。例えば、Yamamoto ら(1978)および Madsen (1978)は、Biot の圧密方程式に基づいて海底地盤内の間隙水圧及び地盤内応力を求め、波浪応答に関する厳密解を導いた。一方、構造物・地盤系の力学挙動を明らかにするために、Rahman ら (1977) は、Ekofisk Tank 支持地盤の安定性を、排水性を考慮した間隙水圧—繰返し回数を用いた有限要素解析によって評価した。また、造波装置を用いた模型実験によりこの現象を明らかにした研究が、例えば金谷ら(1996)および高橋ら(1997)によって行われている。彼らは、実波浪場を想定したケーソン混成堤を支持する地盤の力学挙動を大型造波水路を用いた実験により明らかにし、間隙水圧の上昇と地盤の変形特性との関係を調べた。一方、造波装置を用いずに波力を水平力に置換した模型実験が、善ら(1984)によって実施されている。彼らは波力によって伝播されるケーソン底端部の端趾圧が実地盤と相似条件になるように模型実験での波力を決定し、模型地盤の条件を変化させた実験を行った。一連の実験結果より、地盤の変形—間隙水圧挙動の特性を明らかにしている。このように様々な視点に立った研究が進められている。

本章では、まず波浪のような繰返し荷重を受ける構造物支持地盤の応力状態を把握するために、海底地盤を二次元等方弾性体と仮定し、弾性解より地盤内応力を算出した。ここでは海岸保全のために構築されたテトラポッドや人工リーフなどの構造物ではなく、直立堤のような構造物を想定した場合の解析を行っている。波浪のような外力によって構造物に生じる力は、鉛直力、水平力、モーメント及び変動水圧の4成分と仮定した。それらの荷重によって生じる各応力を適切に組み合わせることにより地盤内応力を求めている。なお、海底地盤に生じる変動水圧は正弦波荷重とみなしている。海底面の変動水圧によって誘発される地盤内応力は、Biot の圧密方程式に基づいた Yamamoto ら、Madsen の解、Laplace 式に基づいた Putnam(1949)、Liu (1973) の解や調和荷重が作用した下での解 (Ishihara and Towhata (1983)) 及び一次元圧密理論から求めた Zen and Yamazaki (1990) の応力解と同一条件の下で比較・検討し、地盤内の要素点に生じる応力状態を明らかにした。

また、これらの解析結果に基づいて、地盤内の任意要素点の応力状態を 1g 場の模型実験により再現するための荷重の載荷方法を提案した。

## 2. 2 波浪によって生じる支持地盤内の応力

### 2. 2. 1 理論解による地盤内応力

構造物を支持する地盤の任意点の応力状態を把握するために、以下のように地盤内応力（鉛直応力、水平応力及びせん断応力）を算出した。なお、対象とした構造物は剛体とみなし、以下の解析を行っている。

ここでは、波浪によって誘発される外力（モーメント、鉛直力、水平力、変動水圧）が構造物に作用した場合（**図-2・1**参照）を想定し、半無限等方弾性体の二次元問題として解を求めている。本研究では、外力によって誘発される地盤内応力の増分（変化）に着目していることから、地盤の変形（地盤の剛性）は考慮せず、応力解を導いている。**図-2・2**は、モーメント、鉛直力、水平力および変動水圧としての正弦波荷重によって生じる応力を示している。これらの外力より誘発された応力を組み合わせることによって、任意点の地盤内応力は次のように表される。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z &= \sigma_{z1} + \sigma_{z2} + \sigma_{z3} + \sigma_{z4} \\ \sigma_x &= \sigma_{x1} + \sigma_{x2} + \sigma_{x3} + \sigma_{x4} \\ \tau_{xz} &= \tau_{xz1} + \tau_{xz2} + \tau_{xz3} + \tau_{xz4} \end{aligned} \right\} \quad (2.1)$$

ここで、各添字番号は1：モーメントによって生じる応力、2：鉛直力によって生じる応力、3：水平力によって生じる応力、4：変動水圧を想定した正弦波荷重によって生じる応力を示している。図に示すように、モーメントは三角形分布荷重  $p_1$  が作用するものとした。また、誘発される応力は Boussinesq 解により導いている（**(a) 図**参照）。鉛直荷重及び水平荷重は、堤体に加わる鉛直荷重を  $p_2$ 、波力によって生じる荷重を  $p_3$  とし、それらによって生じる応力を Boussinesq 解（**(b) 図**参照）と Cerrutti 解（**(c) 図**参照）から求めている。変動水圧と静水圧によって誘発される応力は、変動水圧の振幅  $p_0$  を荷重振幅とし、静水圧  $h w_0$  を等分布荷重と考えて、一相の等方弾性体として算出している（**(d) 図**参照）。特に、このモーメント荷重（ $p_1$ ）、鉛直荷重（ $p_2$ ）および水平荷重（ $p_3$ ）は、後述の**図-2・6**に示す算定式により算出した。これらを**図-2・2**に示した各応力解に代入することによって、以下のような解が得られる。すなわち、実地盤内の任意点（ $x, z$ ）の鉛直応力  $\sigma_z$ ,

水平応力  $\sigma_x$  , せん断応力  $\tau_{xz}$  は以下のように表される.

$$\sigma_z = \frac{6M}{B^2} A_1 + \frac{V}{B} B_1 + \frac{Q}{B} C_1 + p_0 (1+kz) e^{-kz} \sin(kx - \omega t) + hw_0 \quad (2.2)$$

$$\sigma_x = \frac{6M}{B^2} A_2 + \frac{V}{B} B_2 + \frac{Q}{B} C_2 + p_0 (1-kz) e^{-kz} \sin(kx - \omega t) + hw_0 \quad (2.3)$$

$$\tau_{xz} = \frac{6M}{B^2} A_3 + \frac{V}{B} B_3 + \frac{Q}{B} C_3 + p_0 k z e^{-kz} \cos(kx - \omega t) \quad (2.4)$$

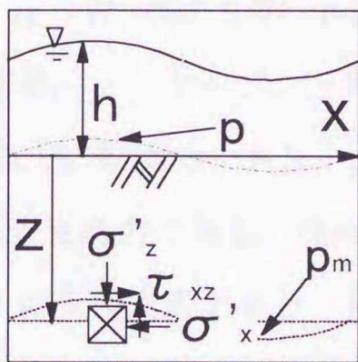
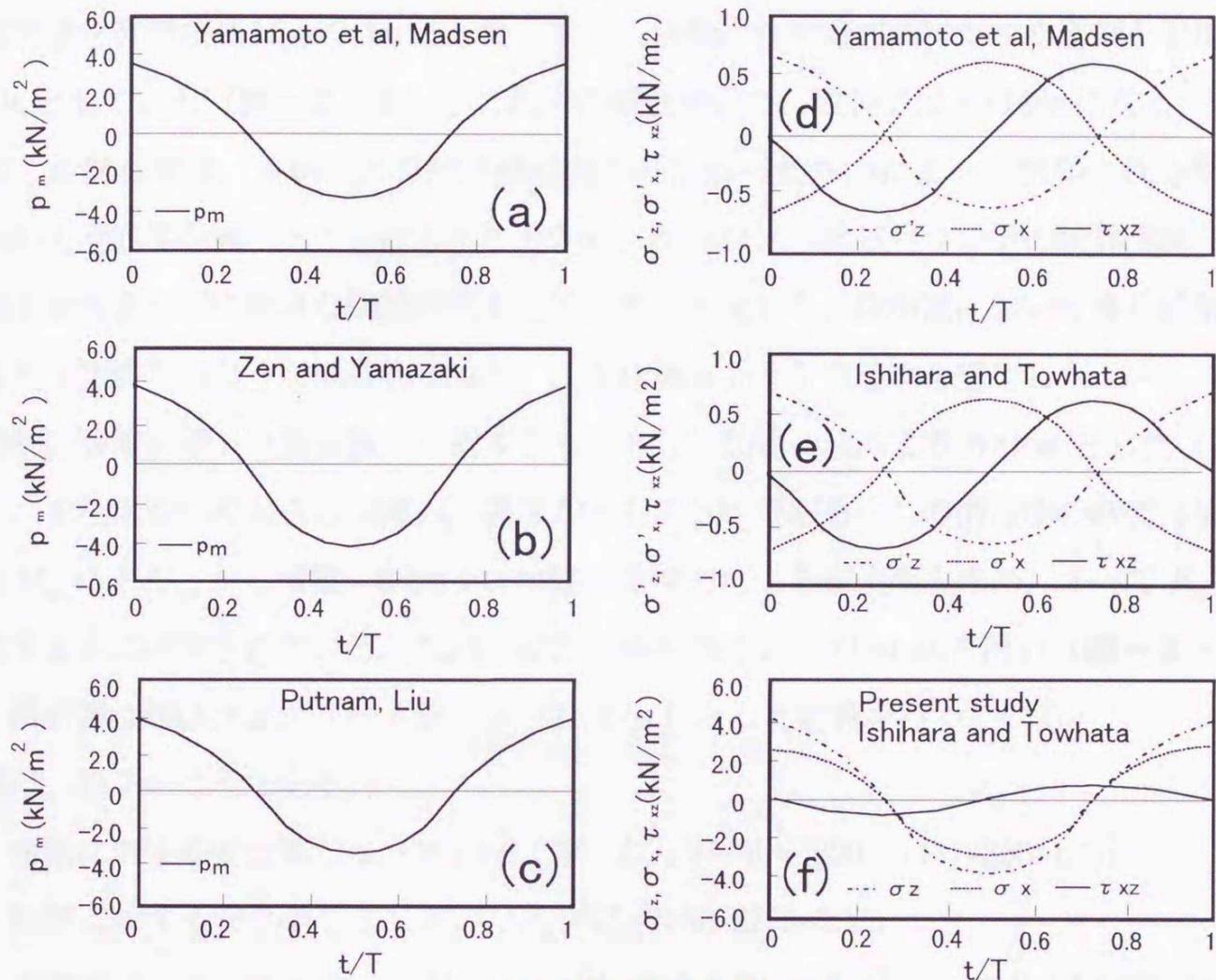
ここで,  $k$ :波数( $=2\pi/L$ ),  $\omega$ :角速度( $=2\pi/T$ ),  $w_0$ :海水の密度,  $h$ :水深,  $A_1 \sim A_3$ ,  $B_1 \sim B_3$ ,  $C_1 \sim C_3$ は Boussinesq 解及び Cerrutti 解から得られる係数である. なお, 変動水圧振幅  $p_0$  は微小振幅波理論によって求めた. 特に式(2.2), (2.3), (2.4)中の正弦波荷重による応力解(右辺第4項)は, Fung (1964) が示した解と同一であり, Yamamoto ら(1978) または Madsen (1978) が示した多孔質弾性体の有効応力(地盤厚さ無限大, 土骨格のステイフネスが水のものよりかなり小さい場合)を全応力表示した解及び Finn ら(1983)の uncoupled analysis による方法から求めた応力解と一致する.

図-2・3は, 一例として地盤内  $(x, z)$  における間隙水圧変動  $p_m$ , 地盤内鉛直応力  $\sigma_z$ , 水平応力  $\sigma_x$ , せん断応力  $\tau_{xz}$  の経時変化を, Biot の圧密理論に基づいた Yamamoto ら(1978) または Madsen (1978) の解と一次元圧密理論から得た Zen and Yamazaki (1990) の解, Laplace の方程式に基づいた Putnam (1949), Liu (1973) の解及び調和荷重が載荷された場合の Ishihara and Towhata (1983) の解で比較して示している. 海底面に作用する変動圧は  $p$  とし, 波浪条件は図中に示した. なお, 圧縮を正にしている. 例えば, Putnam, Liu の解 ((c) 図)では砂層厚を無限大に, Zen and Yamazaki の解 ((b) 図)では流体の圧縮性を無視した条件下で, 間隙変動圧  $p_m$  は Yamamoto ら, Madsen の解(地盤厚さ無限大, 土骨格のステイフネスが水のものよりかなり小さい場合) ((a) 図)と一致する. 一方, 地盤内の有効応力 ( $\sigma'_z$ ,  $\sigma'_x$ ,  $\tau_{xz}$ ) では, Ishihara and Towhata の解析値 ((e) 図)が Yamamoto らの解析値 ((d) 図)と一致している. 本研究で得られた変動水圧による解(各式第4項)は, Ishihara and Towhata の全応力の解析値 ( $\sigma_z$ ,  $\sigma_x$ ,  $\tau_{xz}$ ) と一致することになる((f) 図).



このように、変動水圧は比較的小さな値ではあるが、応力場の反転、特にせん断応力を両振り条件で誘発させることから、地盤内の力学挙動に与える影響は無視できないことが予想される。よって海底地盤のように変動水圧が作用する場合は、その影響を考慮する必要があるといえる。

次に、実波浪条件下における構造物支持地盤の地盤内応力を考察する。はじめに、波浪条件の算出法および構造物の仕様について述べる。



$$p = p_0 e^{i(\lambda x - \omega t)}$$

$$L = 148\text{m}, T = 13\text{s},$$

$$h = 15\text{m}, Z = 5\text{m}$$

図-2・3 波浪によって生じる変動水圧、地盤内応力の経時変化の比較

## 2. 2. 2 波浪条件と構造物の仕様

想定した波浪条件は、太平洋沿岸に襲来する 50 年確率波により算出した。対象海域は、砂地盤が多い太平洋沿岸域としている。図-2・4は、その太平洋沿岸域の 10 観測地点を示している。ただし、観測水深は  $h=20 \pm 7\text{m}$  の範囲内である。図-2・5は、各観測地点の有義波高  $H_{1/3}$  の非超過確率を対数正規確率紙にプロットして示したものである（荻原(1995)）。求められた各観測地点の 50 年確率波高を表-2・1に示す。本研究では、これらの平均値を有義波高  $H_{1/3}=7.5\text{m}$  とした。また、周期は各有義波高に対する周期を平均し、 $T=13\text{s}$  としている（表-2・2）。これらの値を用いて、波長  $L$  は  $L=148\text{m}$  になる。

想定した構造物は、本研究の目的が構造物から伝わった外力によって誘発される地盤内要素点の力学応答を調べることにあることから、ケーソンと捨石マウンドの境界問題など複雑な因子を考慮せずに簡易な構造形式を選択した。すなわち、我が国において多く採用されている混成防波堤のような構造物ではなく、直立堤のような構造物を想定した。

構造物の設置水深  $h$  は重複波が作用するものとし、前述の波高より  $h=15\text{m}$  とした ( $h \geq 2H_{1/3}$ )。また構造物の大きさは幅  $B$ 、高さ  $D$  ともに  $20\text{m}$  である。この構造物の断面寸法は、最高波  $H_{\max}=1.8H_{1/3}$  から滑動、転倒及び地盤の支持力による安全率を求め、すべて  $F_s \geq 1.2$  を満たすように決定されている。なお、波力、揚圧力は Sainflou 式を用い（図-2・6参照）、構造物は無筋コンクリート製 ( $\rho_c=2.3\text{t/m}^3$ ) として計算を行っている。

結果は、以下のようなものである。

$$\text{滑動に対する安全率} : F_s = \mu(W - U)/P = 0.6(920 - 114)/356 = 1.35$$

$$\text{転倒に対する安全率} : F_s = M_R/M_0 = 7250/2756 = 2.63$$

$$\text{支持力に対する安全率} : F_s = q_u/R = 247.5/71.9 = 3.44 \quad (\because R = 6M/B^2 + V/B)$$

ここで、 $P$  : 波力、 $U$  : 揚圧力、 $W$  : 重量、 $\mu$  : ケーソンと地盤の摩擦係数、 $M_R$  : 構造物の端支点の抵抗モーメント、 $M_0$  : 端支点での転倒モーメント、 $M$  : 構造物の底部中心のモーメント、 $V$  : 鉛直力、 $q_u$  : 地盤の極限支持力である。なお、地盤は豊浦砂を想定し、その内部摩擦角を  $\phi=35^\circ$  とし、Terzaghi の支持力式より  $q_u$  を算出した。

この波浪条件及び構造物を実海域の条件として以下の考察を行った。



図-2・4 観測地点(荻原(1995)より)

図-2・5 各観測地点の平均波高とその標準偏差 (荻原(1995)より)

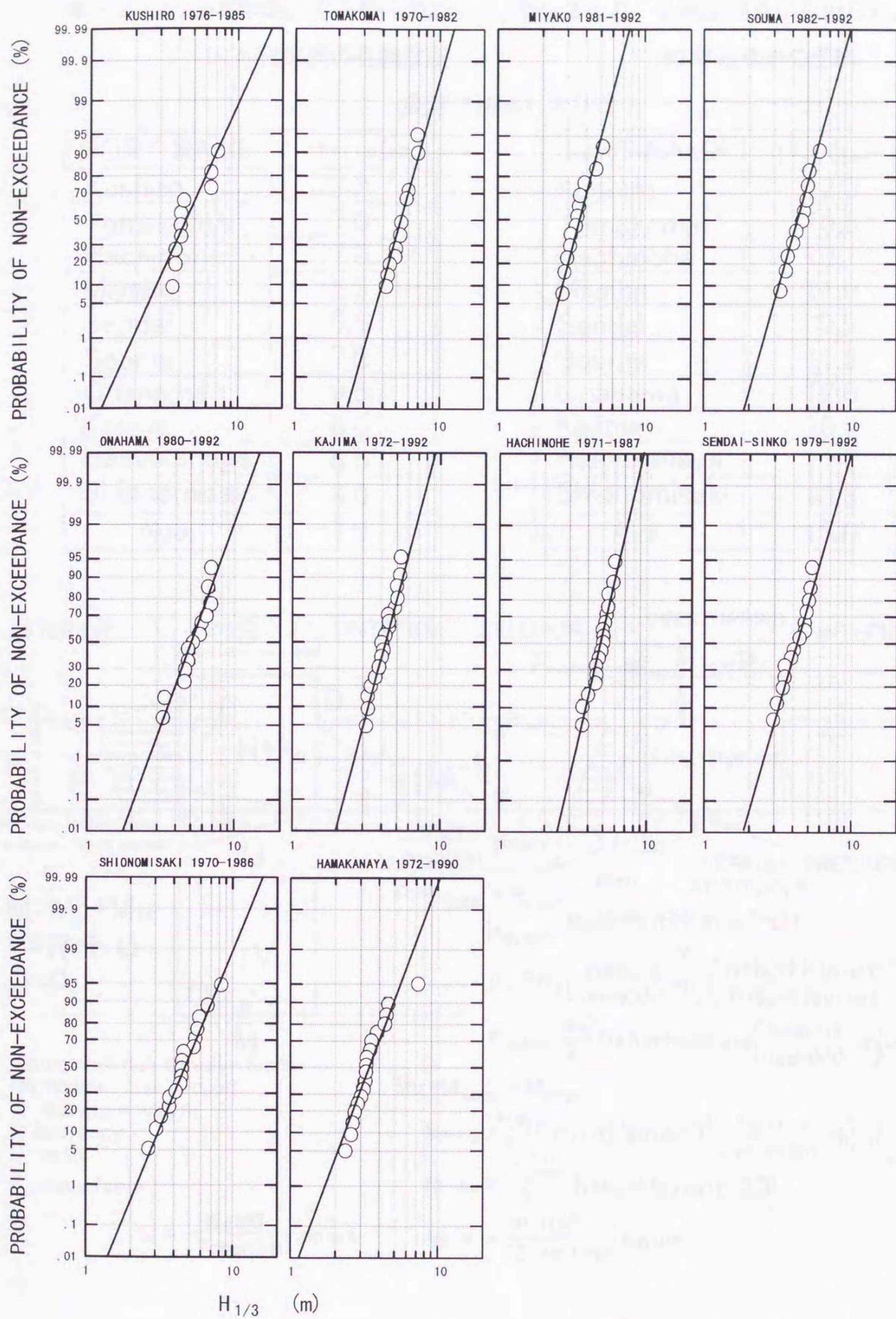


図-2・5 各観測地点の有義波高の非超過出現率 (荻原(1995)より)

表-2・1 各観測地点から得られた  
50年確率波の有義波高

| PORT NAME    | $H_{1/3}$ (m) |
|--------------|---------------|
| Kushiro      | 9.0           |
| Tomakomai    | 7.0           |
| Hachinohe    | 7.0           |
| Miyako       | 5.5           |
| Sendai       | 6.5           |
| Souma        | 7.0           |
| Onahama      | 9.5           |
| Kajima       | 8.0           |
| Hamakanaya   | 6.5           |
| Shionomisaki | 9.0           |
| Ave.         | 7.5           |

表-2・2 各観測地点から得られた  
50年確率波の周期

| PORT NAME    | $T_{1/3}$ (sec) |
|--------------|-----------------|
| Kushiro      | 12.3            |
| Tomakomai    | 15.5            |
| Hachinohe    | 13.1            |
| Miyako       | 11.0            |
| Sendai       | 9.9             |
| Souma        | 11.9            |
| Onahama      | 12.0            |
| Kajima       | 13.2            |
| Hamakanaya   | 11.7            |
| Shionomisaki | 13.3            |
| Ave.         | 13.0            |

(荻原 (1995) より)

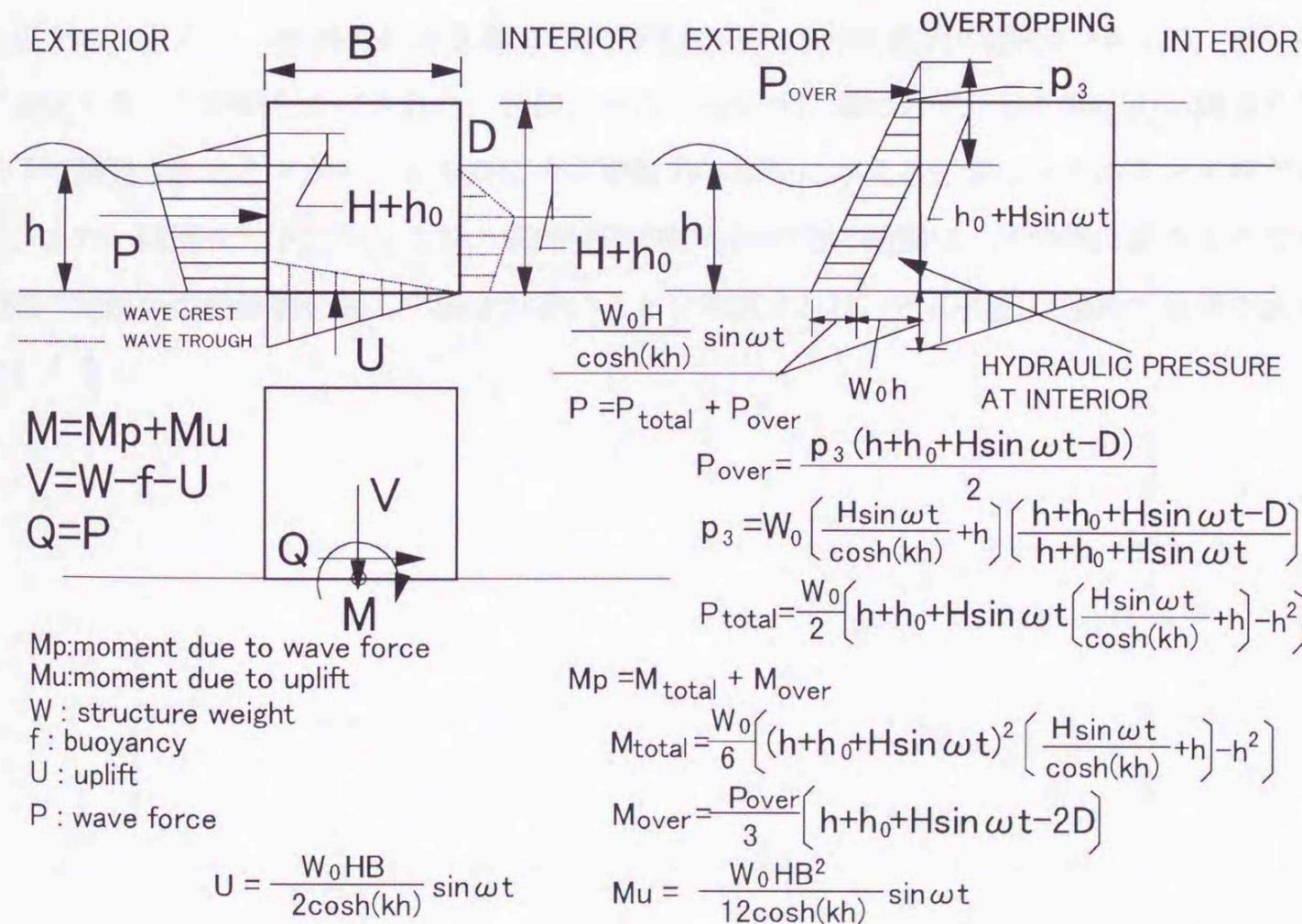


図-2・6 波浪力によって生じるモーメント, 鉛直力, 水平力の算出法

### 2. 2. 3 実波浪場にある構造物支持地盤内の応力の解析

図-2・7は、前述の解析式を用いた解析結果を示している。一例として水深  $h=15\text{m}$  に設置された幅  $B$ 、高さ  $D$  ともに  $20\text{m}$  の無筋コンクリート製のケーソン直立堤に、前述の太平洋沿岸に來襲する 50 年確率波（波高  $H=7.5\text{m}$ 、周期  $T=13\text{s}$ ）を用いて算出した構造物中心直下  $20\text{m}$  に生じる地盤内応力の経時変化を示している。なお、波浪は左側から作用させている。各地盤内応力は、鉛直応力の最大値  $\sigma_{z,\max}=358\text{kN/m}^2$  により正規化している。図より、構造物直下のせん断応力は、外力の組合せによらず両振り状態になることがまず注目される。また鉛直応力、水平応力も波浪の進行に伴って正弦的に変化していることが理解される。図-2・8は各応力の深度方向の変化を示している。図では、各地盤内応力の最大値を海底面の変動水圧振幅  $p_0=32\text{kN/m}^2$  で正規化した値と深さ  $z$  を波長  $L$  で正規化した値との関係として示している。波浪力-構造物-地盤の相互作用によって生じるせん断応力の増分は、他の応力の増分と比べて大きい。このことは、波浪との相互作用により生じる底部付近のせん断応力の評価が非常に重要であることを示唆するものである。

以上のことから、波浪場にある構造物支持地盤内の応力は波浪の進行に伴って、正弦的に変化することが明らかにされた。特に、外力の組合せに関わらず、せん断応力が両振り条件下で誘発されることから、せん断応力が地盤力学挙動に与える影響は大であると予想される。また、破壊モードにもよるが、底部付近のせん断応力の把握は、波浪場にあるような構造物・地盤が滑動破壊を起こす場合が多いことを考慮すれば、その把握は極めて重要であるといえる。



図-2・7 構造物直下20mの地盤内応力の経時変化

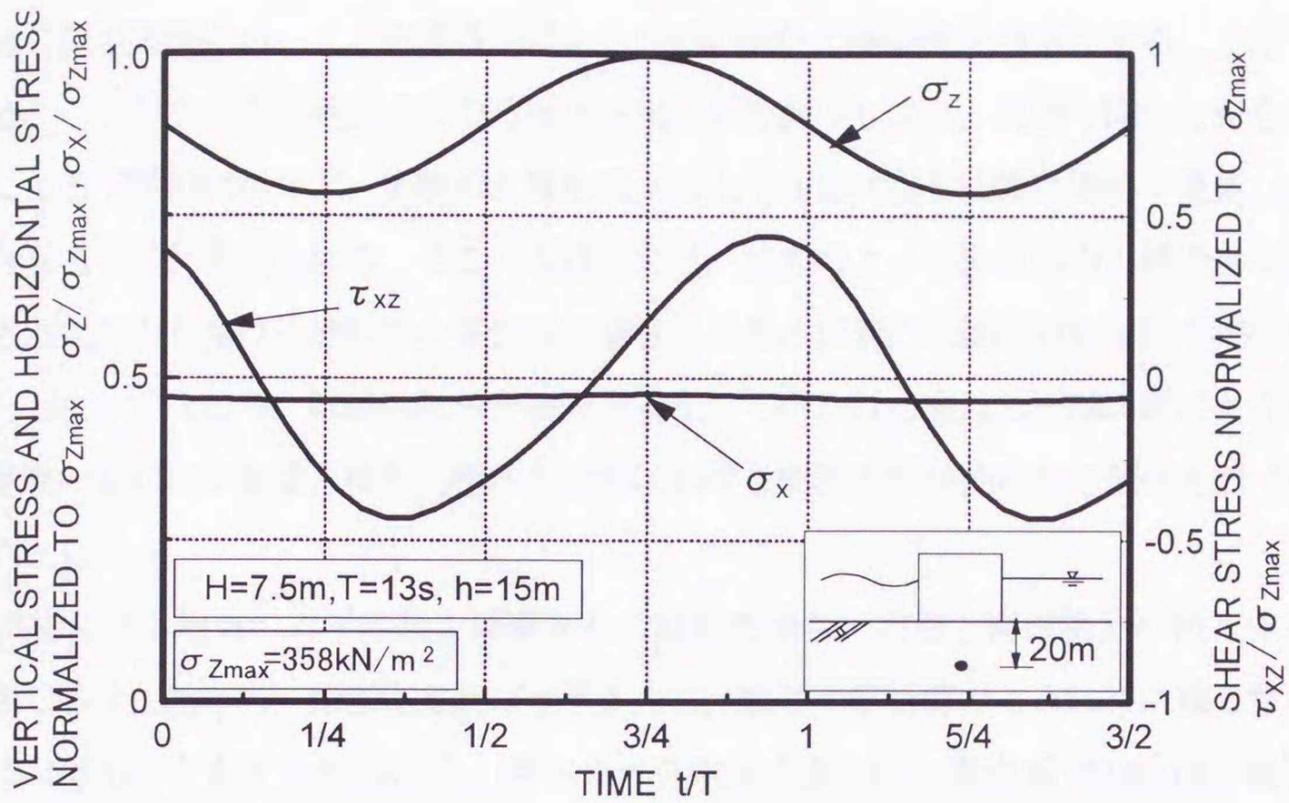


図-2・7 実海域にある構造物直下の着目要素点における地盤内応力

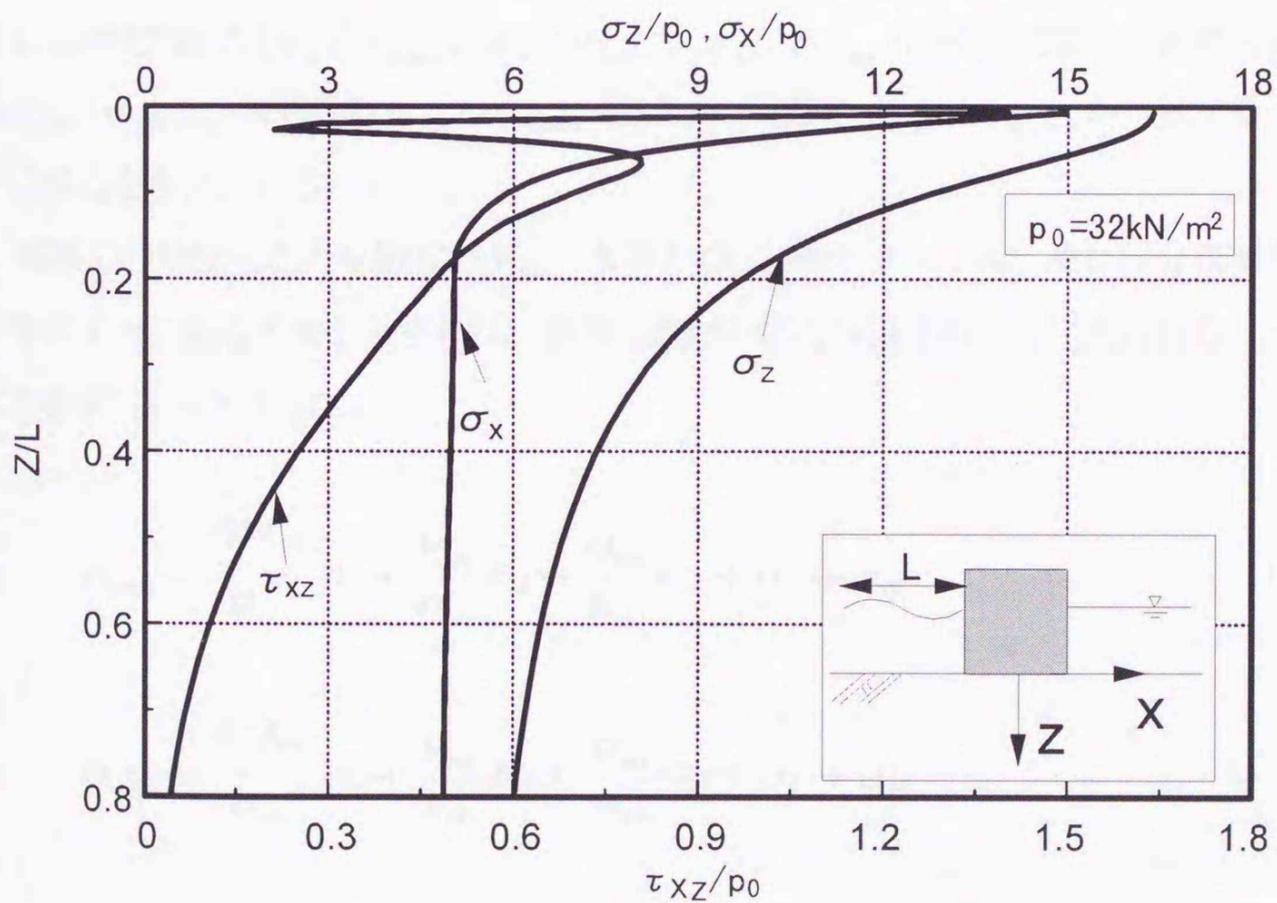


図-2・8 防波堤のような構造物直下の地盤内応力

### 2. 3 模型実験における外力の載荷法と地盤内応力

1g場の模型実験において、実波浪場にある地盤の動的力学挙動を再現させることは不可能である。しかしながら、地盤変形の可視化や現象の把握のし易さ、実物と同一材料を用いることによる工学的利点など、実験の本質を考える上で1g場の模型実験は極めて重要な力学情報を与えるものと考えられる。そこで本研究では、波浪のような繰返し力が構造物を介して伝えられた外力を受ける地盤内の要素点に着目し、その要素内の動的力学挙動の把握を試みようとした。すなわち、試験供試体を要素とみなして行われる繰返し三軸試験のような室内要素試験の動的力学挙動と模型土槽内の要素における動的力学挙動の対応関係を調べることを目的とした。

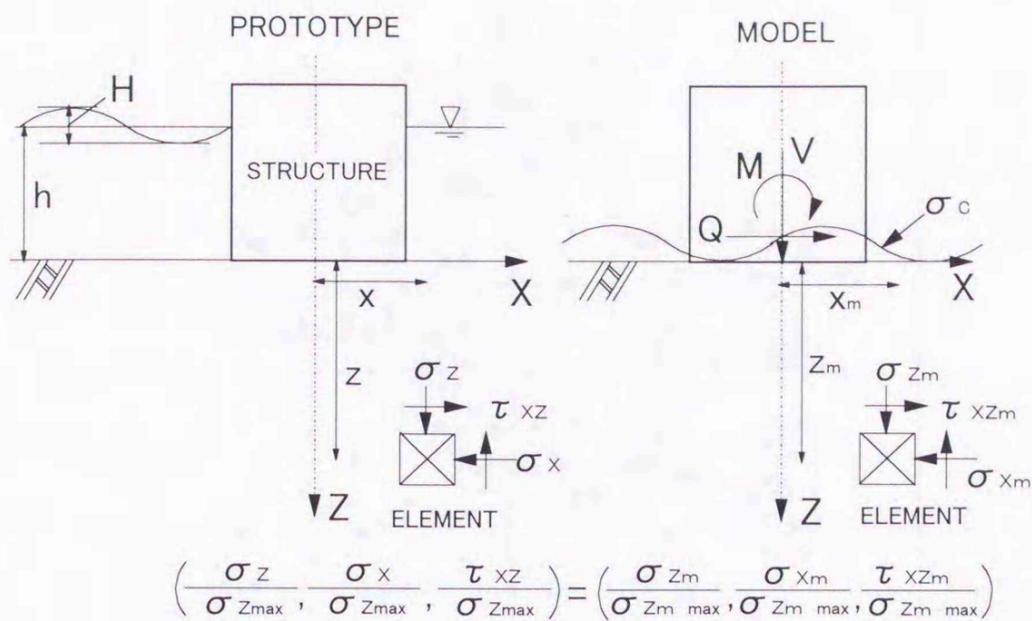
波浪場にある地盤の力学現象を要素として捉えた場合、波浪と構造物との相互作用によって生じるせん断応力、鉛直応力及び水平応力は、前述の解析値のように特に重要なパラメータになるものと考えられる。今、**図-2・9**に示すように、実海域での波浪-構造物系によって誘発される任意要素点における地盤内応力の特性を、鉛直力、水平力、モーメント及び正弦波荷重の適切な組合せを与えることによって模型地盤内の対応した要素点での応力状態と一致させようとしている。すなわち、実地盤に誘発される最大鉛直応力によって正規化した地盤内応力( $\sigma_z / \sigma_{zmax}$ ,  $\sigma_x / \sigma_{xmax}$ ,  $\tau_{xz} / \sigma_{zmax}$ )と模型地盤内の正規化した鉛直応力 $\sigma_{zm} / \sigma_{zmax}$ 、水平応力 $\sigma_{xm} / \sigma_{xmax}$ 及びせん断応力 $\tau_{xzm} / \sigma_{zmax}$ が一致するように実験での外力を与えている。

実験での地盤内応力を鉛直力 $V_m$ 、水平力 $Q_m$ 、モーメント $M_m$ 及び等分布荷重と正弦波荷重によって生じさせるとすれば、模型地盤内の応力は以下のように表される。なお、実験での表記にはmを付した。

$$\sigma_{zm} = \frac{6M_m}{B_m^2} A_1 + \frac{V_m}{B_m} B_1 + \frac{Q_m}{B_m} C_1 + \sigma_0 + \sigma_d \quad (2.5)$$

$$\sigma_{xm} = \frac{6M_m}{B_m^2} A_2 + \frac{V_m}{B_m} B_2 + \frac{Q_m}{B_m} C_2 + \sigma_0 + \sigma_d \quad (2.6)$$

$$\tau_{xzm} = \frac{6M_m}{B_m^2} A_3 + \frac{V_m}{B_m} B_3 + \frac{Q_m}{B_m} C_3 + \sigma_d \quad (2.7)$$



$\sigma_{zmax}$  denotes the maximum value of vertical stress during one period of a wave propagation

図-2・9 実波浪場と模型実験の任意要素点の応力状態とその対応関係

$\sigma_0$ と $\sigma_d$ は、静水圧と変動水圧に相当する等分布荷重と正弦波荷重である。 $A_1 \sim A_3$ ,  $B_1 \sim B_3$ ,  $C_1 \sim C_3$ は模型地盤におけるBoussinesq及びCerrutti 解から得られる係数である。地盤内の角度 $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$ (図-2・1参照)は、実地盤と模型地盤との要素が幾何学的に相似な位置関係にあれば同一の値をとることから、 $A_1 \sim A_3$ ,  $B_1 \sim B_3$ ,  $C_1 \sim C_3$ としては実地盤で得られた係数を模型地盤にも適用することができる。

これらの地盤内応力を誘発させるために、図-2・10に示したような模型構造物と外力を考えた。外力は鉛直ロッド(左側： $P_{VL}$ , 右側： $P_{VR}$ )、水平ロッド(左側： $P_{HL}$ , 右側： $P_{HR}$ )及び等分布荷重 $\sigma_0$ 、正弦波荷重 $\sigma_d$ としての変動水圧 $\sigma_c (= \sigma_0 + \sigma_d)$ によって与えている。

図-2・11には、実海域にある構造物に波高 $H = 7.5m$ 、周期 $T = 13s$ の波浪が作用した場合の構造物中心直下20mの要素に生じる地盤内応力(図-2・7参照)と、その地盤内応力を模型構造物直下100mmの要素において再現させるために必要な各ロッドの分担力と変動水圧の経時変化を示している。なお、波浪は左側から作用させている。図の $P_{Vmax}$ は、鉛直荷重ロッドによって与えられる鉛直荷重の最大値であって、変動水圧 $\sigma_c$ 以外の分担力は、この値で正規化して示した。図には実海域における水平荷重 $Q$ と鉛直荷重 $V$ の比 $Q/V$ の値も併せて示している。このように、本研究では、図-2・7に示す応力-時間関係を満たす

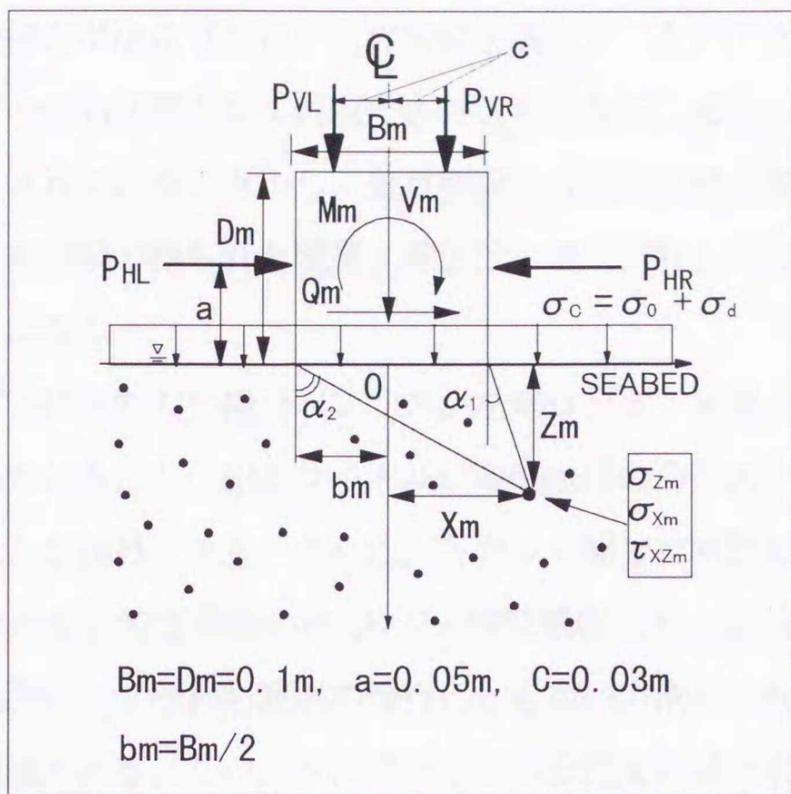


図-2・10 着目要素点の地盤内応力を再現させるための本実験における外力の載荷法

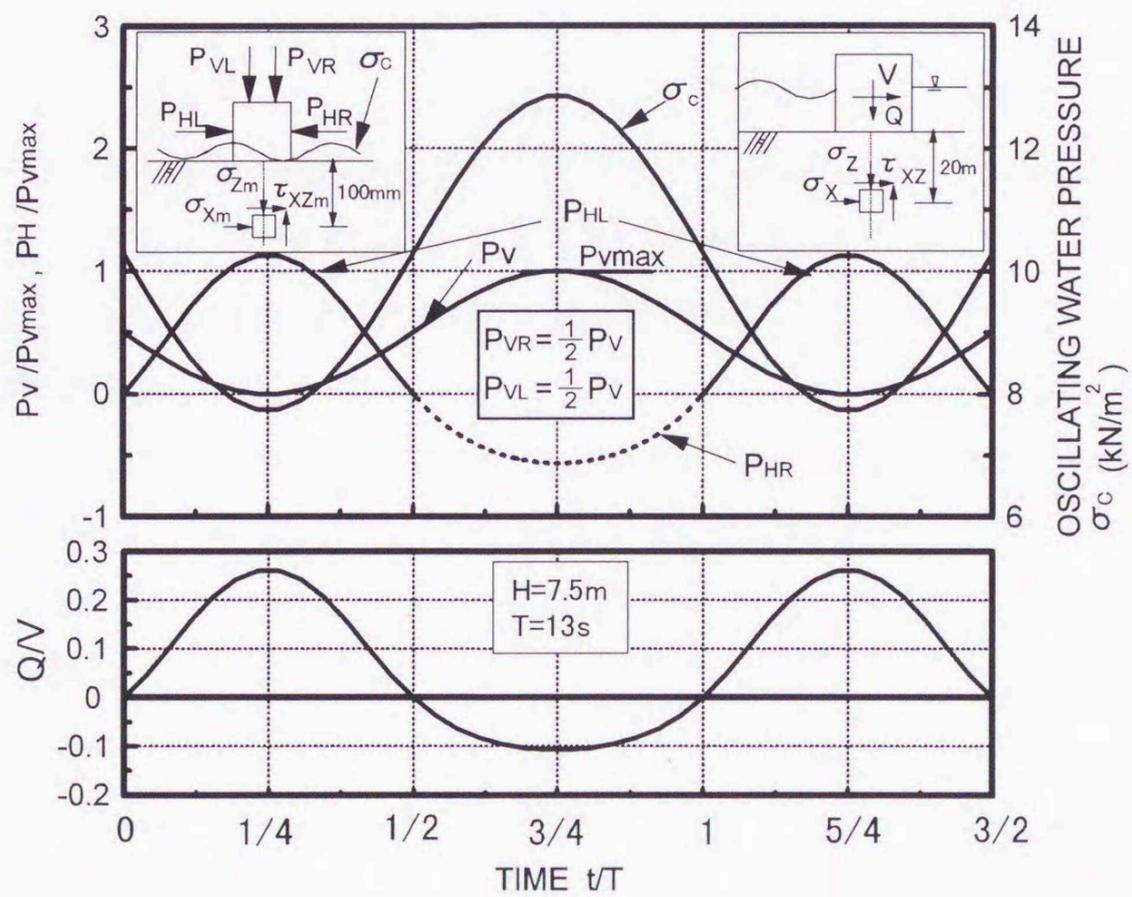


図-2・11 着目要素点の地盤内応力を生じさせるための本実験における荷重分担力

ように模型実験での分担力が決定された。この関係を満たすことができれば、着目点における地盤内応力は要素点の応力状態として再現できたことになる。また、外力として変動水圧（正弦波荷重）が載荷されていることから、着目要素には変動水圧が間隙水圧として与えられている。すなわち、本実験で得られた間隙水圧値は、要素試験と同様に、要素内に生じた間隙水圧値を示すことになる。

図より、水平ロッドでは左右の分担力（プラスが左側ロッド：実線、マイナスが右側ロッド：点線）に差が現れていること、鉛直ロッド及び変動水圧の分担力の変化は、ほぼ規則的な波形となっていることが注目できる。さらに、各ロッド間では同位相になっていることが理解される。また水平荷重と鉛直荷重の比  $Q/V$  - 時間関係より、正弦波的な変化が現れていることも非常に興味深い。すなわち波浪の進行にともない方向の反転や水平荷重の卓越が周期的であることも明確である。このように各ロッドの分担力がほぼ規則的な波形を示すこと及び同位相になることの実用上のメリットは、実験の制御のし易さ及びそれに伴う実験精度の保持を計れるところにある。

以上のように、本模型試験では地盤内の任意の要素における力学応答が調べられていることになる。

## 2. 4 まとめ

波浪力のような外力を受ける構造物・地盤系の地盤内応力を弾性解を用いて求めた。また、波浪力—構造物—地盤の任意要素点での力学挙動を 1g 場の模型実験により調べる方法について検討した。以下のような結論が得られている。

- (1) 波浪力によって生じる外力を鉛直力、水平力、モーメント及び正弦波荷重と考え、地盤内応力を弾性解により算出した。本研究で得られた正弦波応力による地盤内応力解は、Yamamoto らや Madsen の厳密解と一致している。また、応力の時間的变化では、各応力ともに正弦波的に変化する。特に、地盤の力学挙動に強い影響を与えるせん断応力が両振り条件で生じていることから、変動水圧の評価が極めて重要であることが示唆された。
- (2) 防波堤のような構造物を支持する地盤の構造物直下の応力を解析した結果、せん断応力は、外力の組合せ条件によらず、両振り状態であった。また、深さ方向の分布から、構造物底部付近のせん断応力の評価が重要であることが示された。
- (3) 波浪場にある構造物・地盤系の力学挙動を調べるために、外力から伝達される力を鉛直力、水平力、モーメント及び正弦波荷重に適確に分担させることによって、実波浪場での任意要素点の応力状態に近い条件下で模型実験より再現可能であることが示された。また、間隙水圧値は、外力として変動水圧（正弦波荷重）が載荷されていることから、着目要素には変動水圧が間隙水圧として与えられている。このことは要素試験と同様に要素内に生じた間隙水圧値を示しており、模型試験での物理的解釈を容易にする。
- (4) 外力として与える荷重は、ほぼ規則的な波形を有し、同位相になっている。このことは、実験の制御のし易さ及びそれに伴う実験精度の向上を計れる。

<参考文献>

- Finn, W.D.L., Siddharthan, R., and Martin, G.R. : Response of seafloor to ocean waves, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.109, No.4, pp.556-571, 1983
- Fung, Y.C. : Foundations in solid mechanics, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J, pp.195-197, 1965
- Ishihara, K and Towhata, I. : Sand response to cyclic rotation of principal stress directions as induced by wave loads, Soils and Foundations, Vol.23, No.4, pp.11-26, 1983
- Liu, P.L.F : Damping of water waves over porous bed, ASCE, Vol.99, No.HY12, pp.2263-2271, 1973
- Madsen, O.S. : Wave-induced pore pressure and effective stress in a porous bed, Geotechnique, Vol.28, No4, pp.377-393, 1977
- Putnam, J. A. : Loss of wave energy due to percolation in a permeable sea bottom, Transaction of American Geophysical Union, Vol.30, pp349-356, 1949
- Yamamoto, T., Koning, H. L., Sellmeijer, H and Hijum, E.P : On the response of a poro-elastic bed to water waves, Journal of Fluid Mechanics, Vol.87, Part 1, pp.193-206, 1978
- Zen, K., and Yamazaki, H : Mechanism of wave-induced liquefaction and densification in seabed, Soils and Foundations, Vol.30, No.4, pp.90-104, 1990
- 萩原淳平:波浪による海洋構造物の沈下機構の研究, 室蘭工業大学大学院修士学位論文, 1995
- 金谷 守, 西好一, 榊山 勉, 吉田保夫, 小笠原正治: 碎波力を受ける海底砂地盤上のケーソン基礎の安定性に関する実験的研究, 海岸工学論文集, Vol.43, pp.1046-1050, 1996
- 高橋重雄, 鈴木高二郎, 姜閏求, 常数浩二: 細粒砂地盤の波による液状化に関する一実験, 海岸工学論文集, Vol.44, pp.916-920, 1997
- 善 功企: 海洋開発における波と海底地盤の動的問題, 港湾技研技術研究所講演会, 1984



## 第3章 試験装置と試験の概要

### 3.1 概説

地盤の支持力問題は、多くの研究者によって様々な視点から探求されている。特に、古典解の妥当性について調べたもの（例えば、Tatsuokaら(1991)）や寸法効果の問題（例えば、De Beer (1970), Oda and Koishikawa (1979), Kimuraら(1985), Tatsuokaら(1991), Uenoら(1998)）、静的偏心荷重や傾斜荷重に対する問題（例えば、Meyerhof(1978), Perau(1997)）に関わらず、繰返し荷重を受ける場合（例えば、Truong and Moore (1995), Sawickiら(1998)）や組合せ荷重を受ける場合（例えば、Buterfield and Gottard (1994), Ukritchonら(1998)）、及び多層地盤（例えば、Okamura et al(1997, 1998)）における問題や水の有無が支持力特性に与える影響（例えば、Reddy and Manjunatha (1997)）など、様々な問題に対する支持力・変形特性が明らかにされている。しかしながら、未解明な力学現象も多く存在しており、今後はさらに調査・研究が進められるであろう。

この支持力問題を解明するために、多くの研究者が理論解析に限らず、模型実験による手法を多用している。すなわち、1g場の小型、中型、大型の模型土槽実験、遠心力載荷実験などである。このような模型実験では、実現象の把握のし易さなど工学的解明に重要な示唆を与えるものであるが、実験から得られるデータの解釈及び試験誤差などの把握のためには試験機固有の特性を把握することが重要である。

この章では、支持力—変形特性を明らかにするために必要な試験装置の設計概念について詳述した。特に、模型実験を行う上で必要な事項の整理を行った。具体的には、模型土槽の大きさ、均一な模型地盤の作製方法及び模型構造物に作用させる外力の制御法について検討している。また、本研究で行った試験の概要について併せて述べている。

### 3. 2 試験装置

#### 3. 2. 1 試験装置の設計概念

実現象を明らかにするために、模型実験を行うことは有効である。しかしながら、試験装置の特性から生じる誤差が結果にどのような影響を及ぼすかを把握する必要がある。龍岡ら(1989)は、模型実験から得られる支持力値に影響を及ぼす模型土槽の寸法条件を整理している。本研究では、龍岡ら(1988)の研究成果と塑性破壊解析に基づいて、試験装置の寸法を決定した。

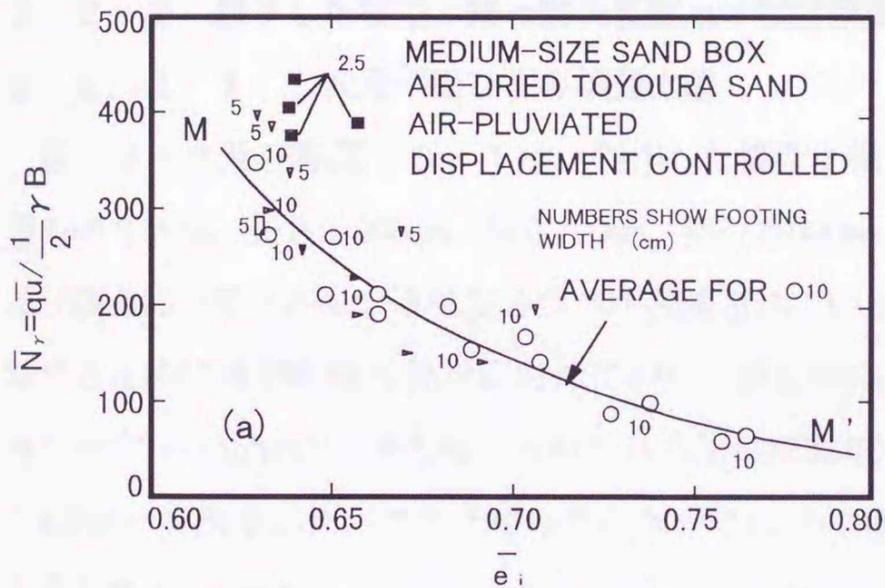
表-3・1は、龍岡ら(1989)が示した帯基礎の支持力値に与える諸要因をまとめたものである。彼らは、1g場の模型実験より支持力値を求める場合の問題点として、(1)応力レベルが小さいために地盤の圧縮性が小さすぎ、地盤破壊の進行性が原位置のものと異なる、(2)構造物の幅/砂の粒子径が大きすぎるため、破壊時の地盤の変形挙動が原位置と異なる、という2つがあることを指摘している。上記(1)の問題では、遠心力載荷実験が有効であるが1g場の模型実験でも基本的に遠心力載荷実験と類似の現象が生じるのであれば1g場での模型実験の工学的意義は大きい、(2)の問題は模型実験を行う上では解決できない点であるとしている。

上述の問題点を極力抑えるために、龍岡らは1g場の模型実験を行い、信頼のおける支持力値を得るための条件を調べた。図-3・1(a), (b)は、奥行きが40cm、長さ122cmの模型土槽を用いて模型構造物の幅 $B$ を変化させた試験結果を示している。図より、模型土槽の奥行き $W$ と構造物の幅 $B$ の比 $W/B$ を少なくとも4程度にすることによって、フーチングの応力から算出された支持力値と間隙比の関係にばらつきは少ないことが明らかである。このことから、信頼できる平面ひずみ条件の下で支持力値を得るためには、模型土槽の奥行き $W$ と構造物の幅 $B$ の比 $W/B$ を少なくとも4程度にする必要があることを指摘している。

また、彼らは模型構造物の長さ $L$ と幅 $B$ の影響を調べるために、 $L/B(=13.2\text{cm}/2.5\text{cm})=5.28$ と $L/B(=40\text{cm}/2.5\text{cm})=\infty$ の条件について試験を行っている。ここで、 $L/B=5.28$ の試験は構造物の長辺を砂槽の短辺方向に設置して行われたものである。図-3・2(a), (b)はその結果を示しており、 $L/B=5.28$ の方が $L/B=\infty$ よりも支持力値はやや小さく現れていることがわかる。これは $L/B=5.28$ の方が $L/B=\infty$ と比べて、平面ひずみ条件を満足していないことに起因している。しかし、 $L/B=5.28$ の方は側壁面の摩擦の影響を受けないことの利点を考慮すれば、支持力値の近似値を求めるだけであるなら $L/B=5.28$ の方が安全側であることを示した。これらの事実を考慮して、本研究における模型土槽を作製した。

表-3・1 帯基礎の支持力値に与える諸要因（龍岡ら(1988)より）

| 要因  | 原位置   | 室内実験<br>重力下   | 室内実験<br>遠心力場     |
|---|---|---|------------------|
| 1 地盤の一様性  | 非一様が一般的   | 一様にするように最大限の努力を払う                                       |                  |
| 2 ひずみ状態   | 3次元である。L/Bが大きくても平面ひずみ状態になっていない  | 2次元平面ひずみ状態(側壁面の膨らみ、摩擦を極少にするべく最大限の努力を払う)にすることが多い         |                  |
| 3 地盤内のφの拘束圧依存性  | 地盤内は場所場所により拘束圧が異なり、そのために内部摩擦角は変化する  |   |                  |
| 4 地盤内の平均的拘束圧  | 室内実験(重力下)と比較すると大変大きい  | 原位置と比較すると大変小さい  | 原位置と同じレベルに合わせられる |
| 5 地盤内のφの異方性   | 地盤内の最大主応力方向が変化しているために内部摩擦角は変化する   |   |                  |
| 6 進行性破壊   | ピーク荷重後に形成されるすべり面上で考えても、ピーク荷重時に(支持力発揮時)にそのすべり面上全ての場所で内部摩擦角φが発揮されていることはない。進行性破壊の程度は拘束圧(基礎)の規模が大きくなると大きくなる可能性が大きい。 |   |                  |
| 7 砂の粒子の大きさD <sub>50</sub> と基礎の大きさBの比 D <sub>50</sub> /B | ← 同一の砂を用いるとして →   |   |                  |
|   | D <sub>50</sub> /Bは大変小さい  | D <sub>50</sub> /Bは原位置と比較すると大変大きい(模型実験の砂も原位置の礫、ロック材に対応) |                  |



|           |                                       |
|-----------|---------------------------------------|
| ○ 10 M-M' | 上端を固定したテフロンシート<br>30 μmKS63G          |
| □ 5       | 上端を固定しないテフロンシート<br>30 μmKS63G         |
| ■ 2.5     |                                       |
| ▽ 5       | 200 μmラテックス+60 μmDow<br>+テフロン+KS63G   |
| ▷ 10      |                                       |
| ◀ 5       | 200 μmラテックス+60 μmKS60G<br>+テフロン+KS63G |
| ▶ 10      |                                       |

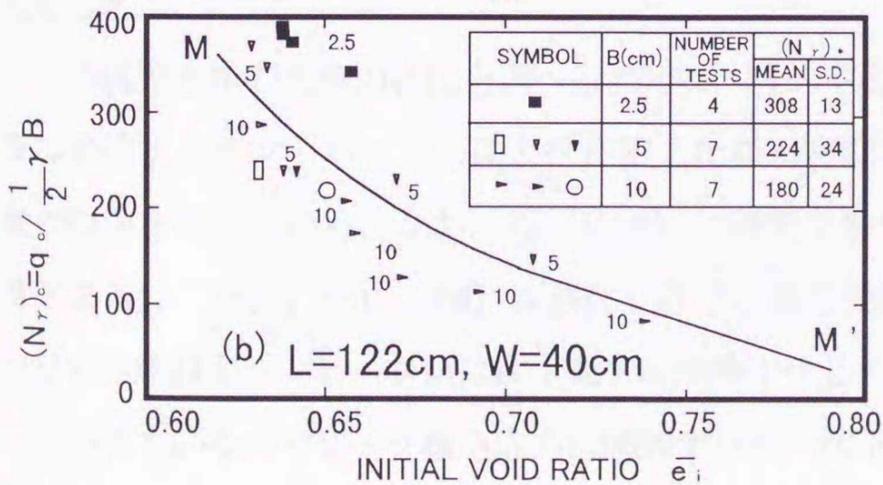


図-3・1 中型砂箱の幅W=40cmにおける支持力値N<sub>r</sub>に与える側壁条件とフーチング幅Bの影響：(a) フーチング平均値, (b) フーチング中央1/3の値（龍岡ら(1988)より）

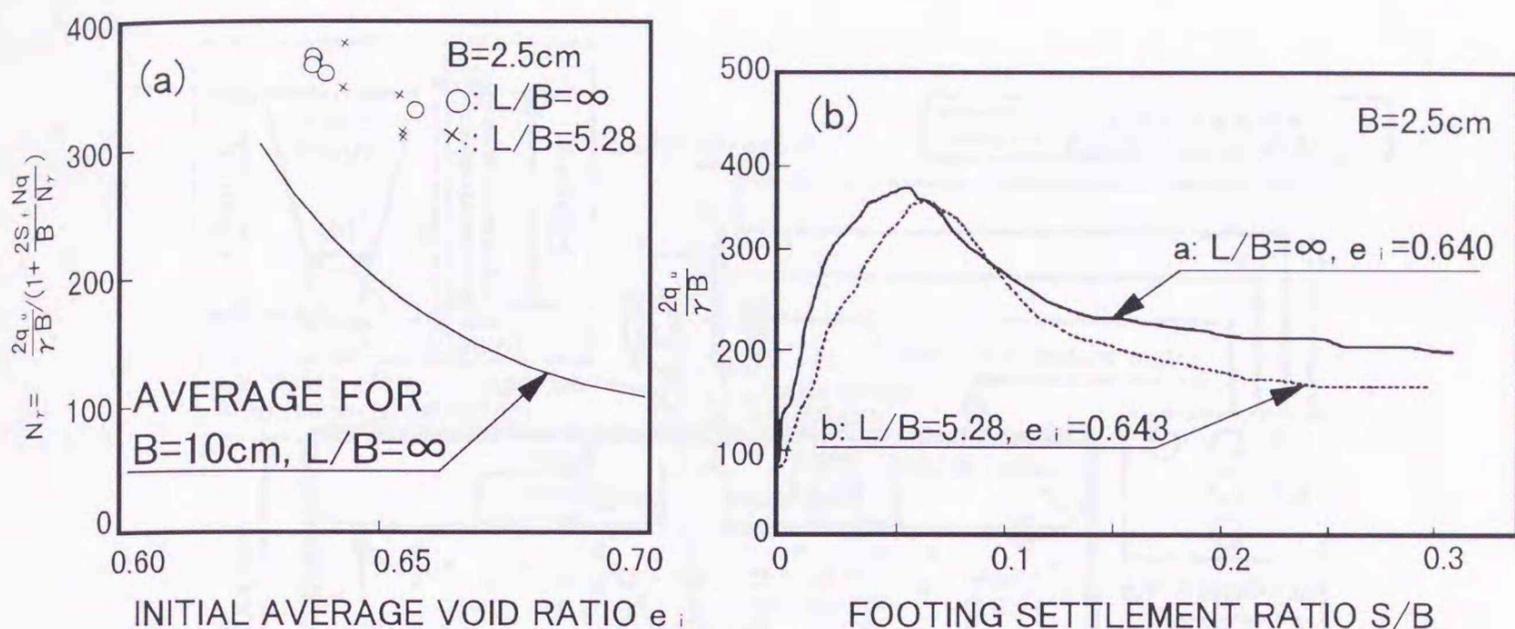


図-3・2 (a)  $L$  (フーチングの長辺) /  $B$  (フーチングの短辺)  $= \infty$  と 5.28 の場合の  $N_r$  の比較, (b)  $L/B = \infty$  と 5.28 の場合の正規化された応力-沈下量の関係の比較 (龍岡ら(1988)より)

### 3. 2. 2 製作した模型土槽と載荷装置及び模型構造物

#### 3. 2. 2. 1 二次元平面ひずみ模型土槽

図-3・3及び写真-3・1は、製作した模型土槽装置、同制御装置を示している。土槽の内寸法は、長さ2,000mm、深さ700mm、奥行き600mm、砂層の深さ400mmであり、その前面及び側面には厚さ20mmの高強度ガラスが設置されている。また、土槽の平面ひずみ条件を保証するために補強剛性外枠を取付けている。模型構造物の幅  $B=100\text{mm}$  に対して、図-3・4に示すTerzaghiの支持力解から得られる塑性流動域をカバーできるように土槽幅 (付録1a参照) を決定した。また土槽の奥行き  $W$  は前述の龍岡らの結果を考慮して、 $W=600\text{mm}$  と決定した。

この模型土槽の支持力特性を調べるために、静的中心載荷試験が行われている。図-3・5は後述するサンドホッパーにより作製した相対密度80%の模型地盤に対する応力と沈下量の関係を示している。なお、谷(1986)の研究成果も併せてプロットしている。写真-3・2(a), (b), (c), (d)は塑性くさびと塑性流動域の発生状況を示している。応力-ひずみ曲線より、ピーク値は沈下量8mm程度で生じていることがわかる。試験は応力制御で行われているのでピーク後も応力は増加するが、沈下量が8mm以降では応力の増加に伴い沈下量も増加していることから、この時点を破壊と定義した。また、データが不連続になっているのは、この点ですべり破壊を生じていることを示している。写真(a)より、沈下量10mm

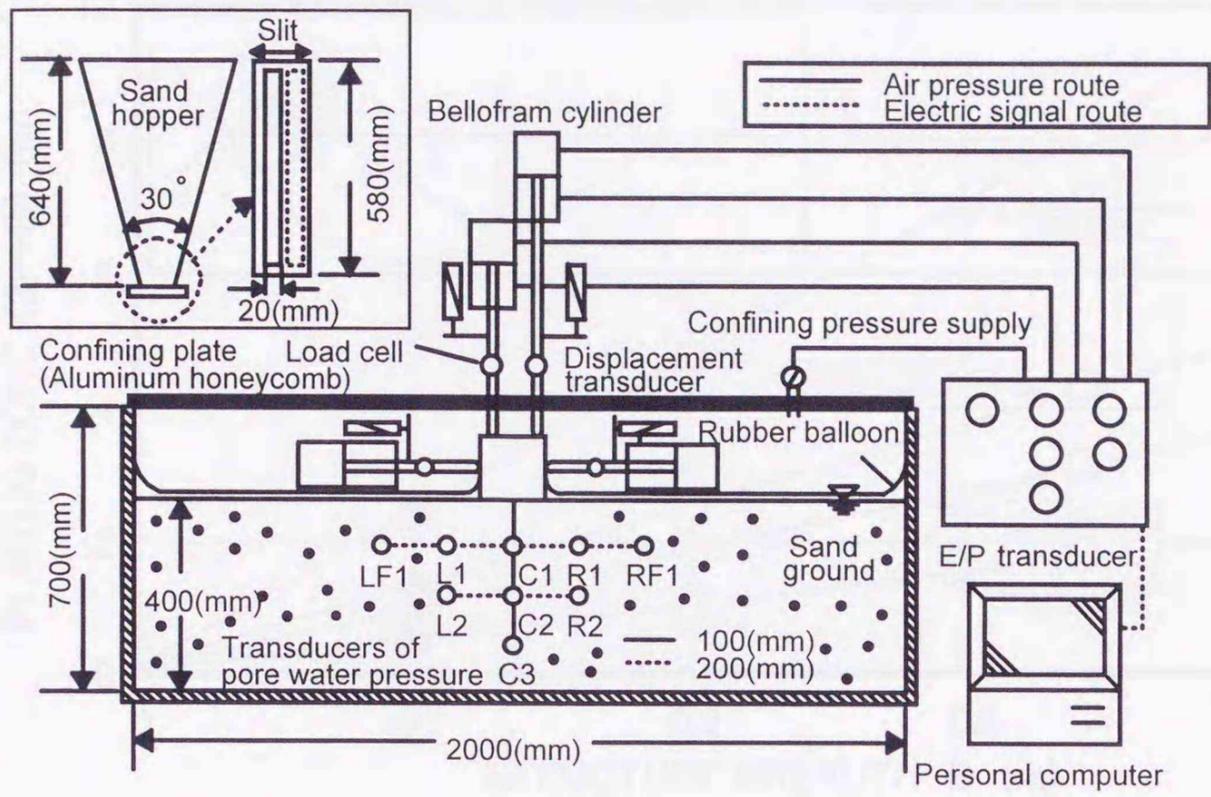


図-3・3 繰返し載荷装置と二次元平面ひずみ模型土槽

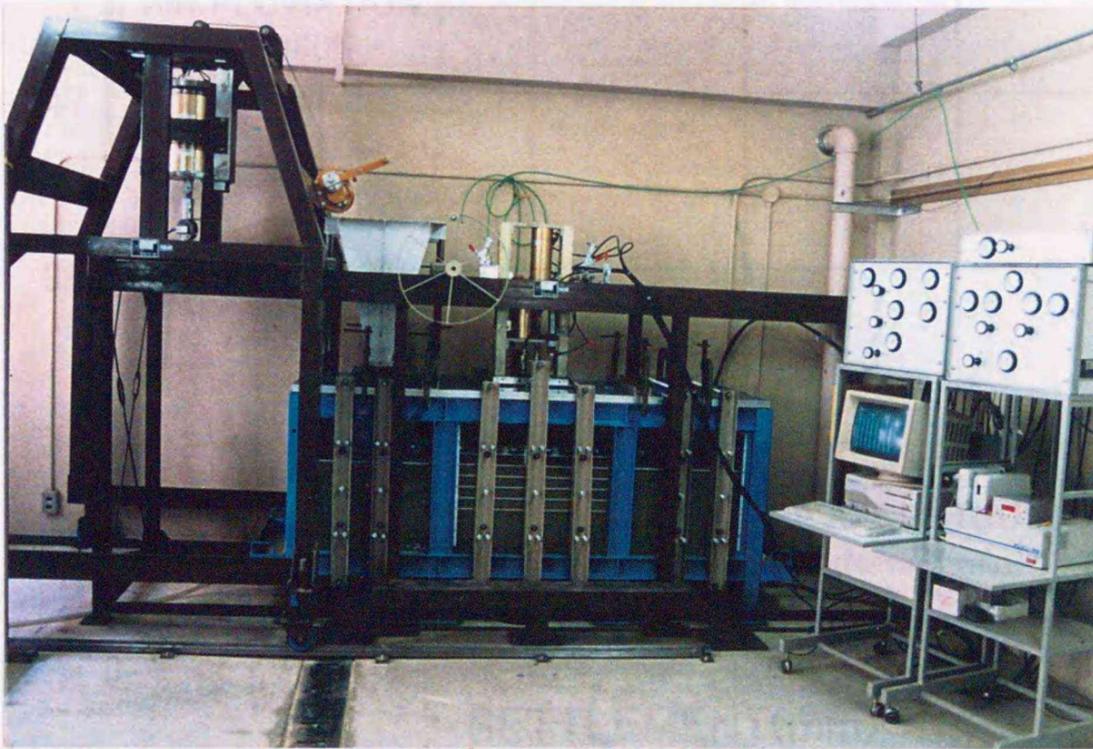


写真-3・1 二次元平面ひずみ模型土槽と載荷装置

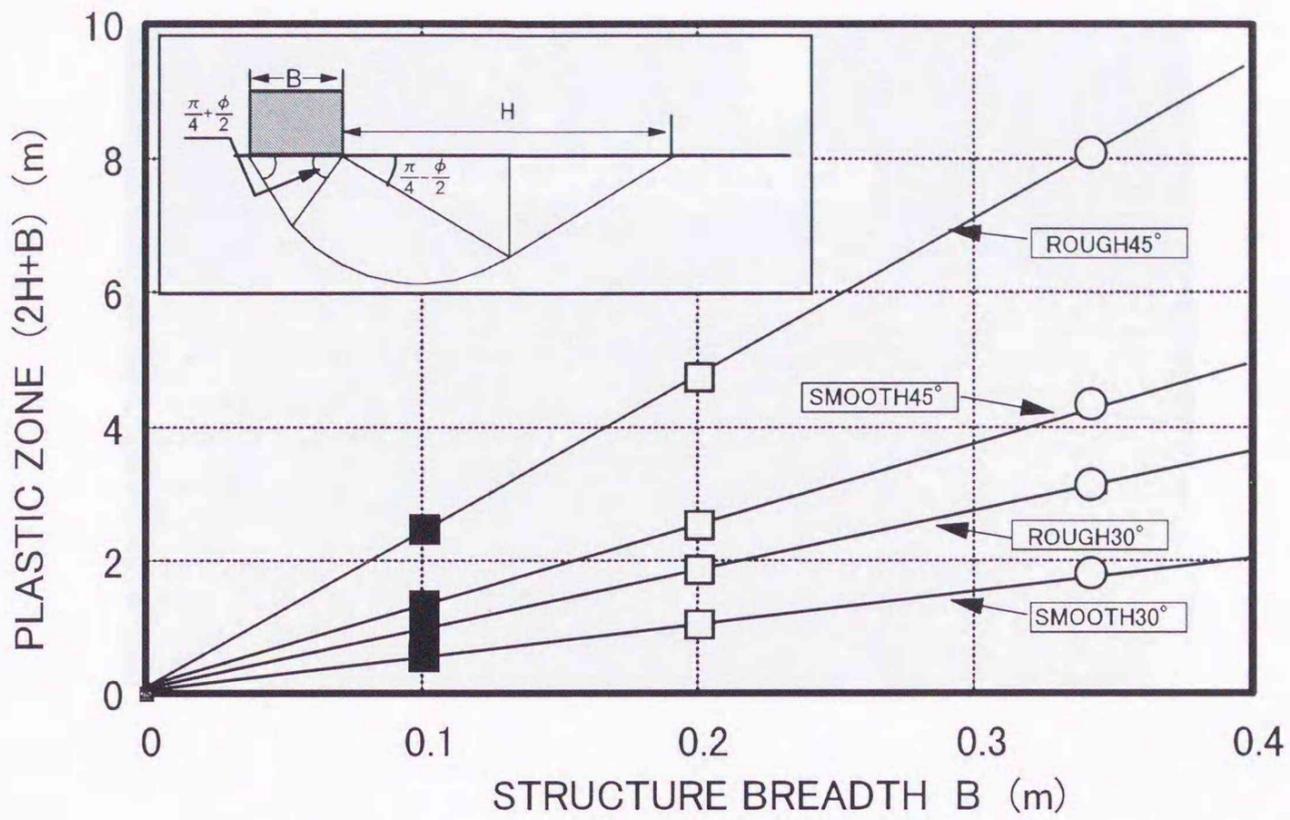


図-3・4 Terzaghiの支持力解から得られる塑性流動域

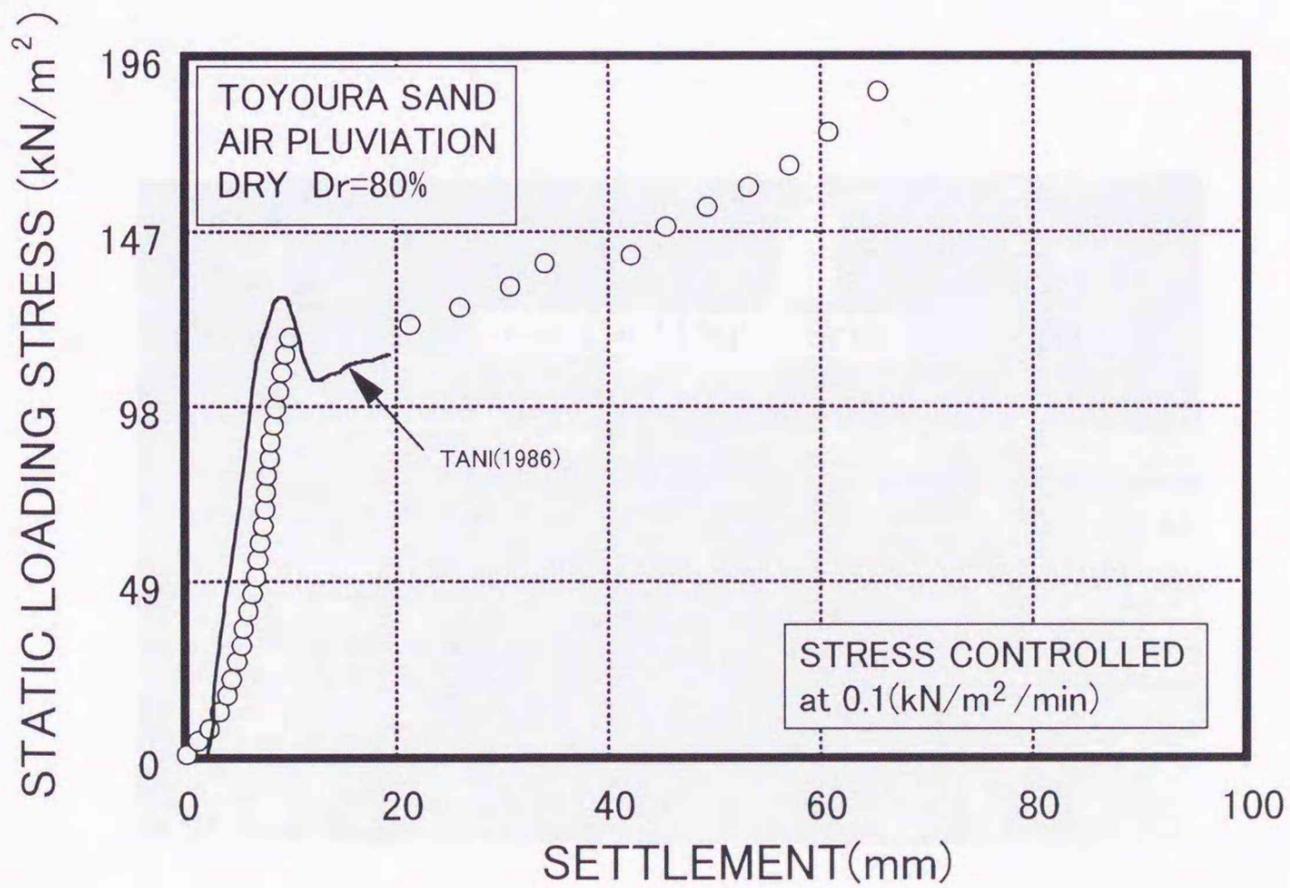


図-3・5 静的支持力試験結果

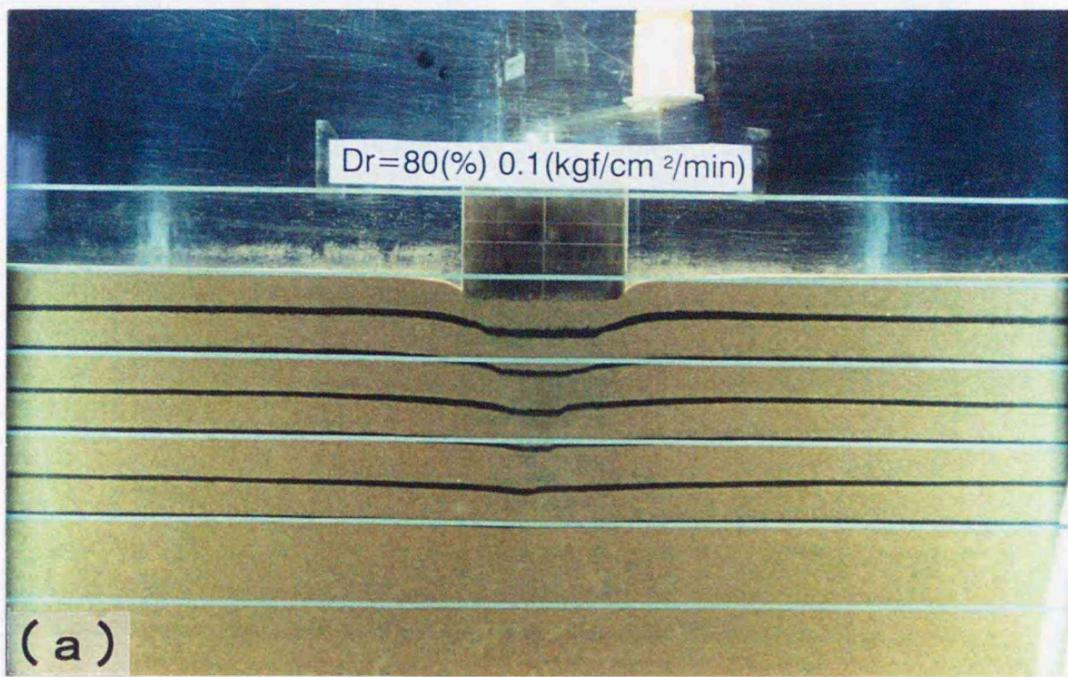


写真-3・2 (a) 静的支持力試験における塑性くさびの発生状況：沈下量 10mm

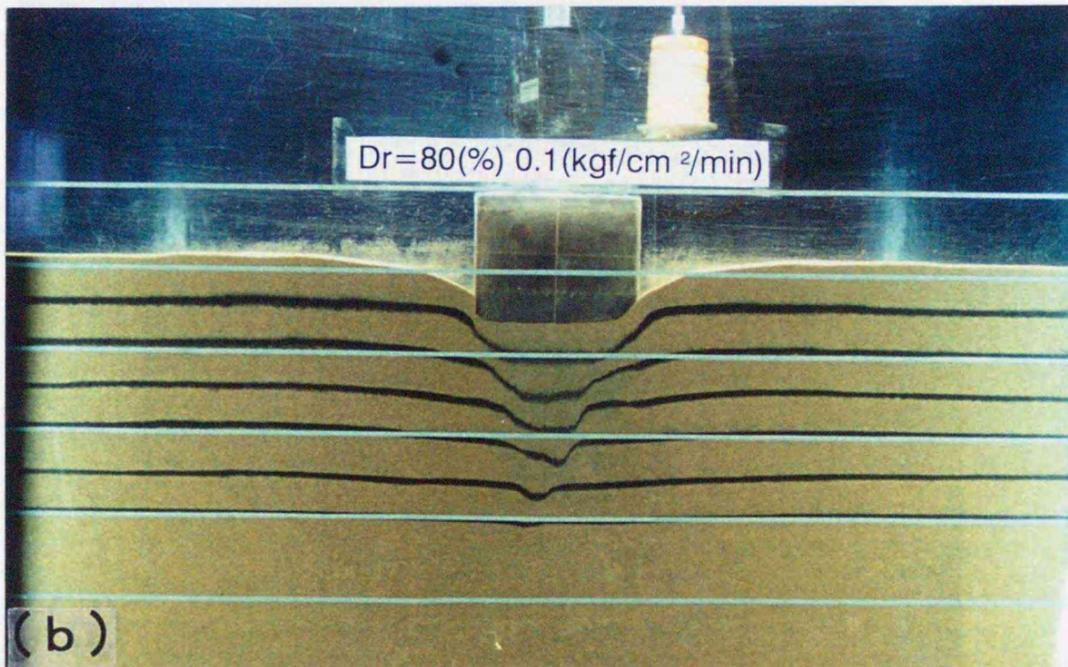


写真-3・2 (b) 静的支持力試験における塑性くさびの発生状況：沈下量 50mm

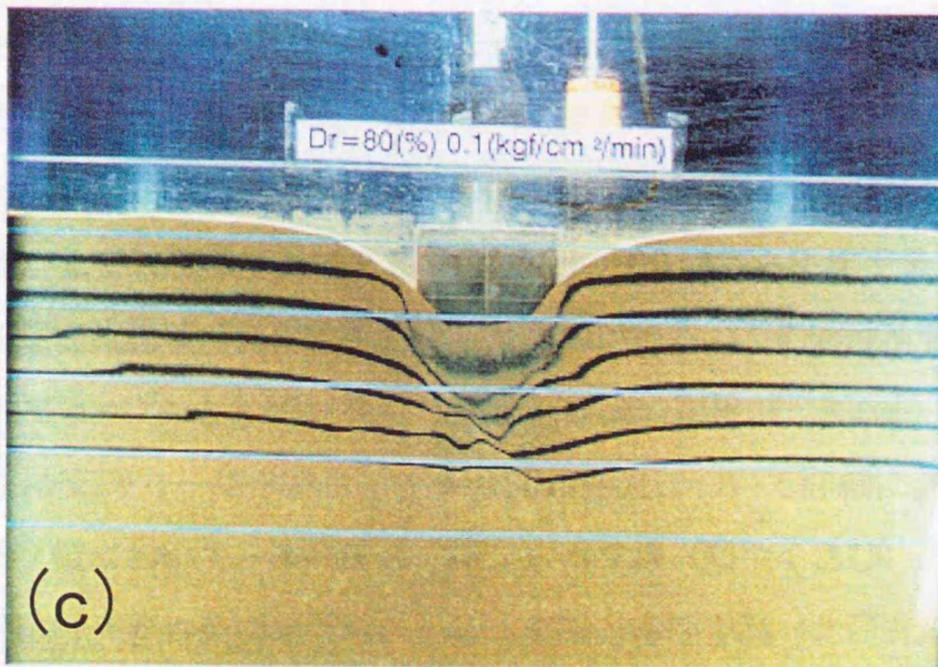


写真-3・2 (c) 静的支持力試験における塑性くさびの発生状況：沈下量 100mm

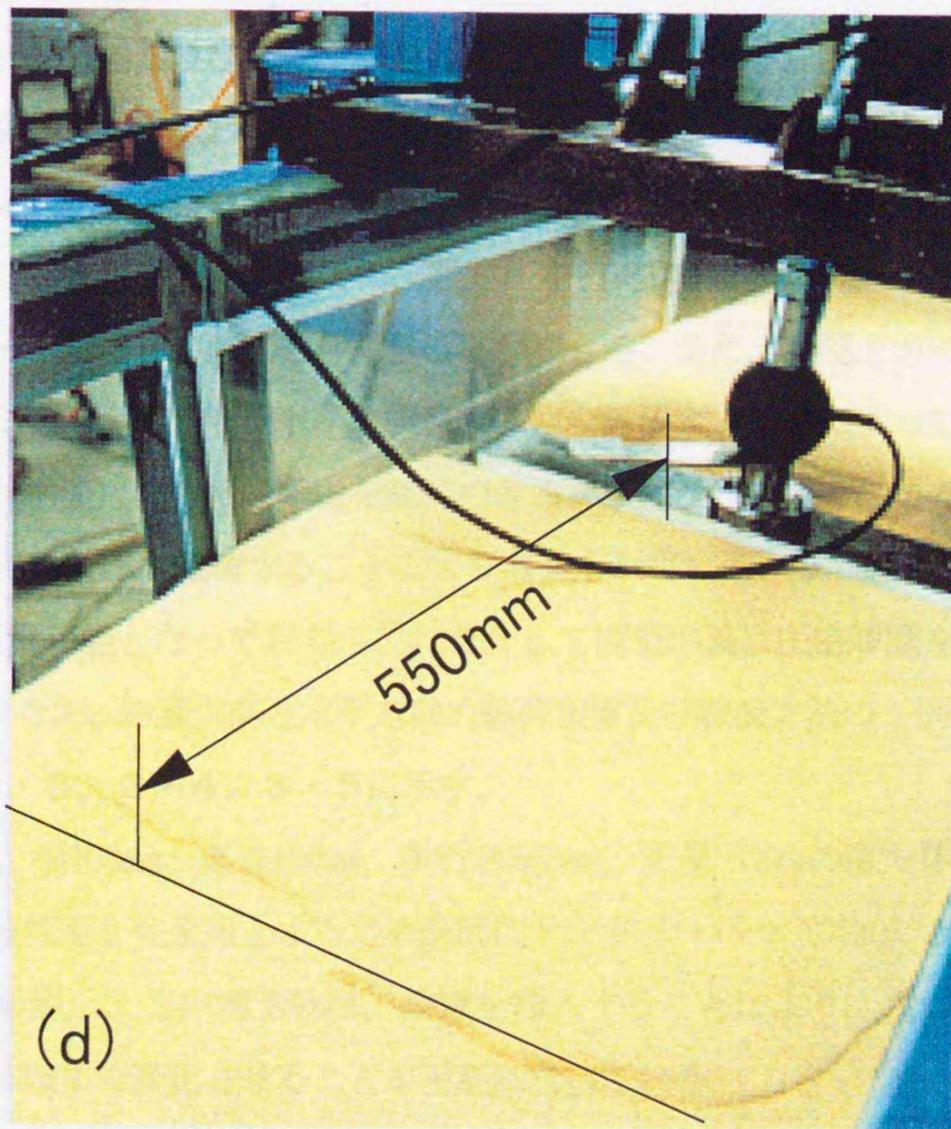


写真-3・2 (d) 静的支持力試験における塑性流動域の発生状況：沈下量 100mm

において塑性くさびの形成が明瞭に確認できる（瀧本（1994））。写真から得られた塑性くさびの発達と応力-ひずみ関係は、良い対応関係にある。写真-3・2(b)は、沈下量50mmの時の変形状況を示している。写真(a)との比較では、すべり面の方向はほぼ一致しており、さらに発達（伝播）していく様子が伺える。写真(c), (d)はさらに沈下量が100mmでの塑性くさびと地表面の塑性流動域の発生状況を示したものである。この塑性流動域は、Terzaghiの支持力解において $\phi=41^\circ$ として計算した場合（片側の塑性域：550mm）のものとはほぼ一致した。また、谷は支持力-変形特性とすべり面の発生について詳細に調べており、応力ひずみ関係のピーク値において、本研究と同様なすべり線（塑性くさび）の発生を確認している。本研究結果は、一連の豊浦標準砂における支持力特性を調べた研究結果とも良い対応がみられている。

これらのことから、本模型土槽は、地盤-構造物系の力学挙動を調べるための基本条件を満足しているものと判断した。

### 3. 2. 2. 2 載荷装置及び模型構造物

本研究では、波浪力から伝わる外力を構造物に与えるために、鉛直・水平載荷装置と正弦波荷重を与える変動圧載荷装置、および模型砂層を圧密し任意の有効応力状態にするための拘束圧装置を製作した。各載荷装置では、設定圧をE/P変換器を通してそれぞれ2個のベロフラムシリンダーから任意の荷重を与えることができる。また、土槽上面に高強度かつ軽量の拘束板（アルミ・ハニカムサンドイッチパネル）を設置することによって、土槽内を密閉し、砂層表面上（水面）に直接変動圧を載荷できるようになっている。この変動圧は、正弦波変動荷重としての空圧を載荷することにより与えられている。また、Rubber balloon（厚さ $t=1.5\text{mm}$ ）も設置可能となっており、これを介して模型地盤に圧密履歴を与えることが可能となっている。なお、鉛直方向と水平方向の載荷装置及び載荷方法の1例を図-3・6(a), (b)及び写真-3・3, 3・4, 3・5に示す。

模型構造物は、幅100mm、高さ100mm、奥行き580mm、質量13kgの直方体であって、基礎底面と砂層との接触面を完全粗とするため底面にサンドペーパー（G120）が貼付けられている（図-3・7参照）。この構造物は、鉄板を挿入することにより、重心位置を変えずに質量を6kg から15kgまで変化させることが可能になっている。

### 3. 2. 2. 3 計測装置と計測法

本研究で用いた計測装置の概要を以下に示す。

#### a) 軸荷重測定装置

軸荷重は、ロードセルによって測定している。繰返し载荷試験における鉛直载荷のロードセル (KYOWA LTZ-A) の定格負荷は4.9kN (500kgf) であり、水平载荷用は0.98kN (100kgf) である。また、鉛直方向及び水平方向のロードにそれぞれ2個、計4個のロードセルが具備されている。一方、静的载荷用のロードセルの定格負荷は、19.6kN (2tf) である。

b) 沈下量及び水平移動量の変位計測装置

変位計は、棒型変換器 (KYOWA DT-A) を用いている。通常のダイヤルゲージ同様に視読も可能になっている。またこの変位計の測定範囲は100mmである。この変位計を鉛直方向2個、水平方向2個設置して構造物の変位量を計測している。

c) 間隙水圧測定装置 (間隙水圧計)

間隙水圧計 (KYOWA PGM-G) は、定格負荷49kPa (0.5kgf/cm<sup>2</sup>) のものを用いた。模型土槽内には、この間隙水圧計が計9個設置されている (図-3・3参照)。

d) 土圧測定装置 (土圧計)

試験中に砂層内の土圧を計測できるように、土圧計も設置可能である。本研究では受圧面の直径が $\phi=30$ mmの小型のものを用いている。定格負荷は196kPa (2kgf/cm<sup>2</sup>) である。

これらの計測機器は、シグナルコンデショナー (KYOWA WGA-100A) からA/D変換ボードを介してコンピュータに接続され、各計測値を記録している。この測定データは周期0.1秒ごとに記録されている。

図-3・8は、载荷制御装置 (計測機器も含む) の系統図である。圧力系統は、Pressure Originalからオリジナルゲージへ供給され、鉛直载荷制御装置、水平载荷制御装置、拘束圧制御装置の経路に供給される。コンピュータに設定値を入力することにより、E/P変換器からベロフラムシリンダーを介して種々の波形 (サイン波、三角波、矩形波) の荷重を模型構造物に与えることが可能になっている。

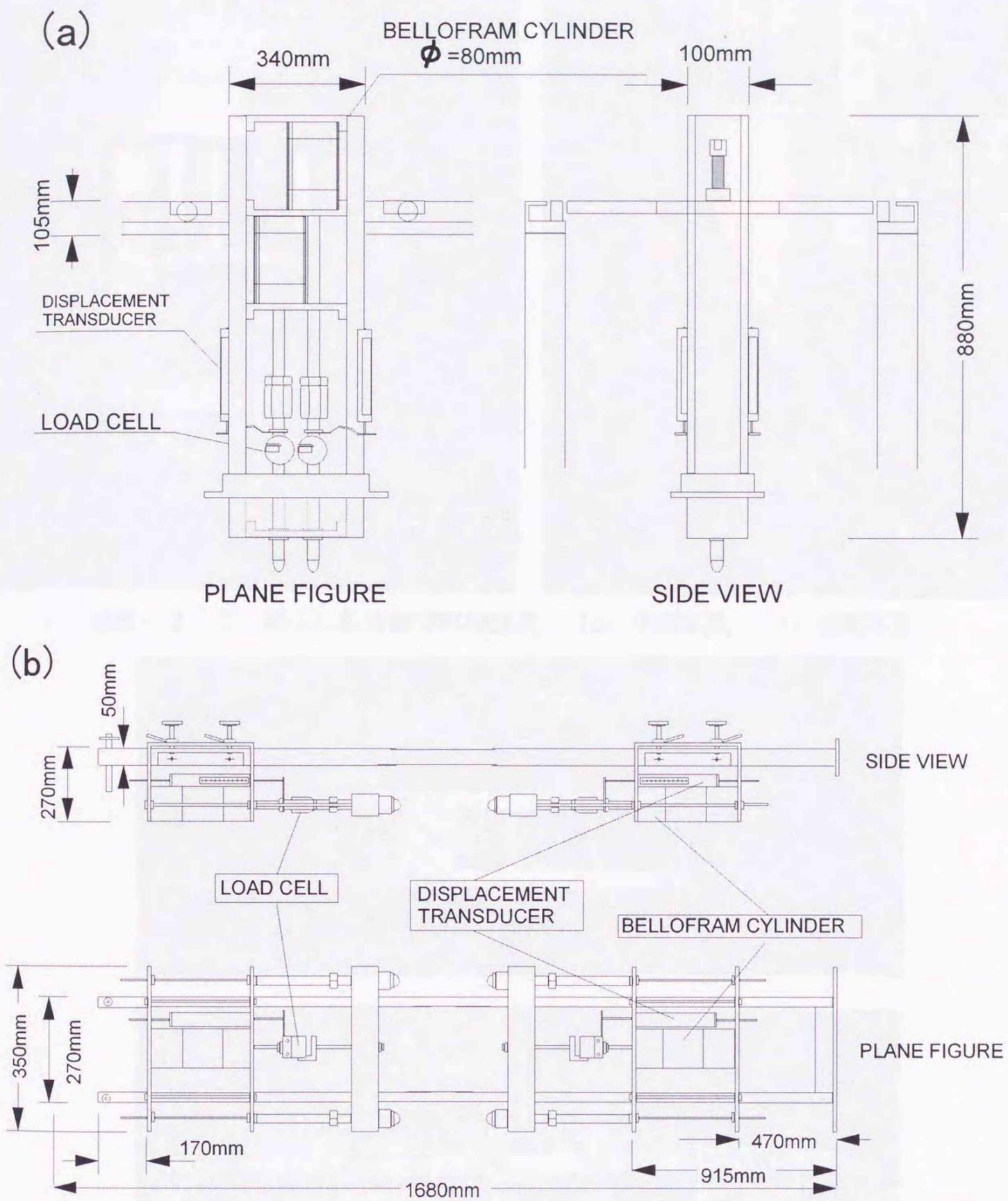


図-3・6 繰返し载荷装置：(a)鉛直载荷装置，(b)水平载荷装置

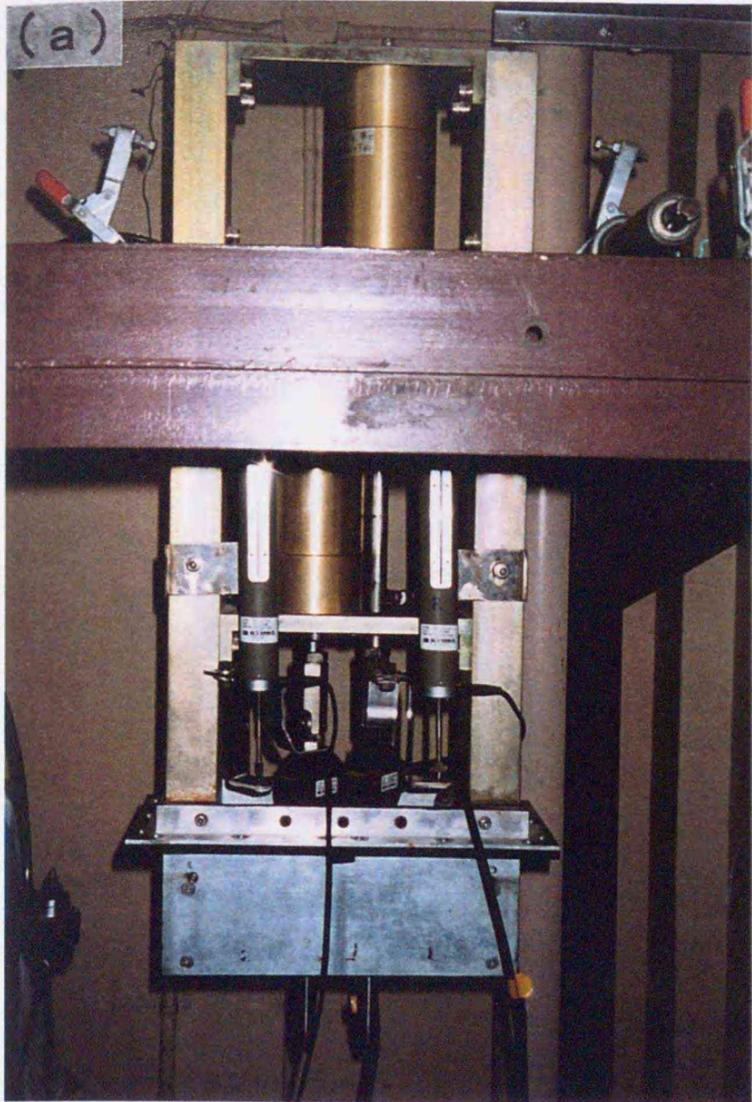


写真-3・3 繰返し鉛直载荷試験装置：(a) 平面写真，(b) 側面写真

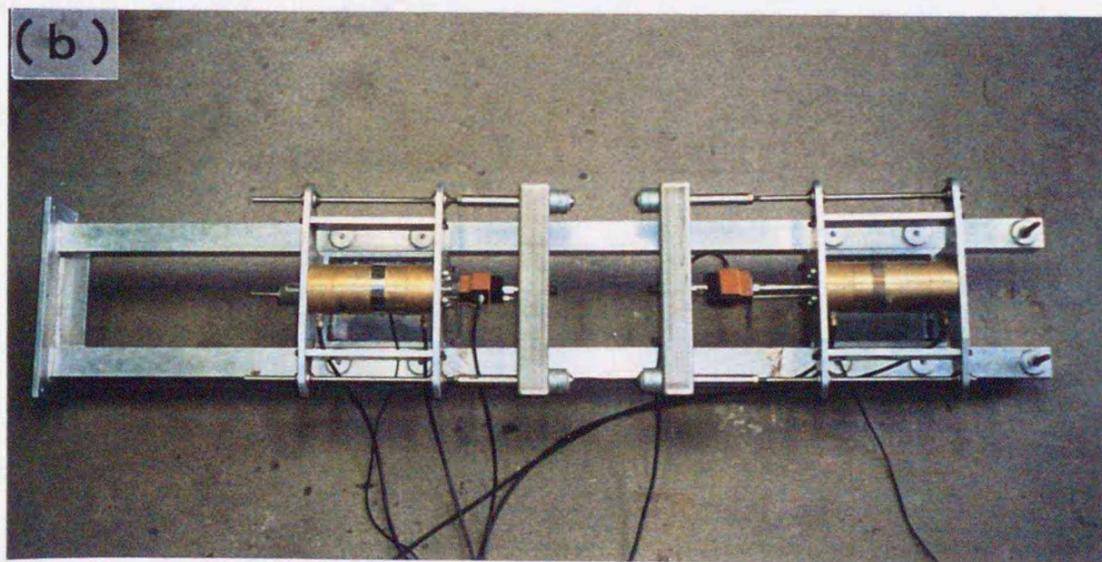
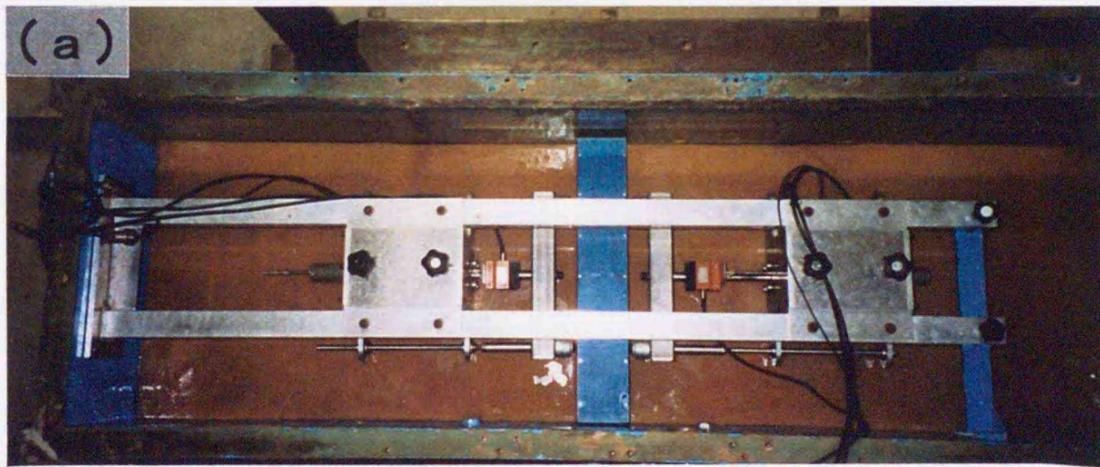


写真-3・4 繰返し水平载荷試験装置：(a) 砂層上部より撮影，(b) 装置下部より撮影

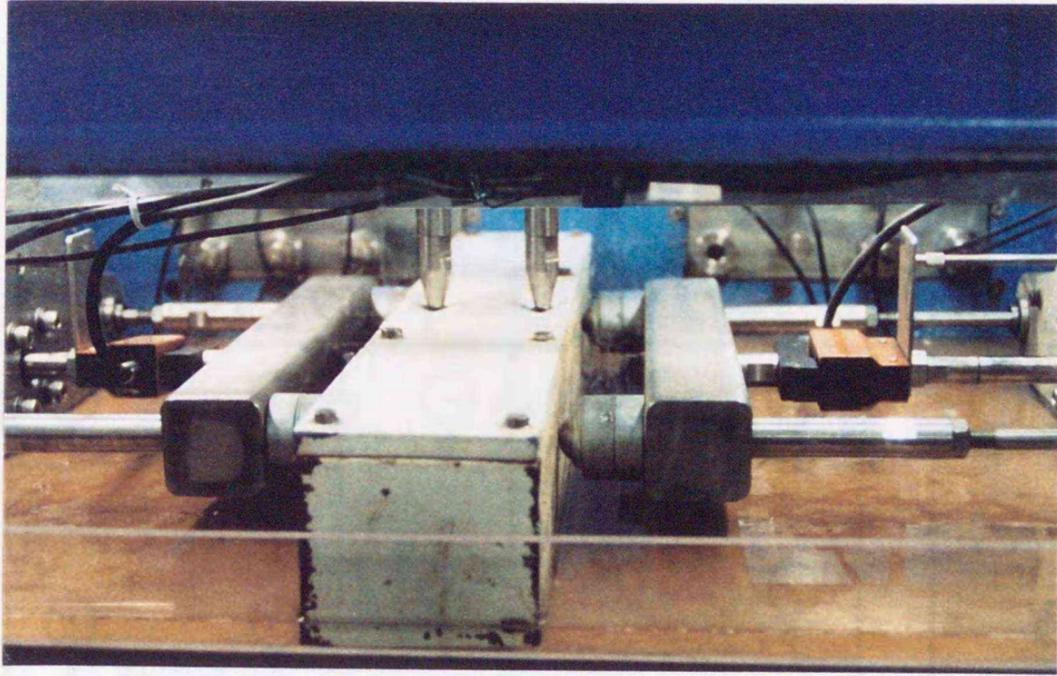


写真-3・5 構造物の載荷方法の1例 (鉛直ロッド及び水平ロッドによる載荷)

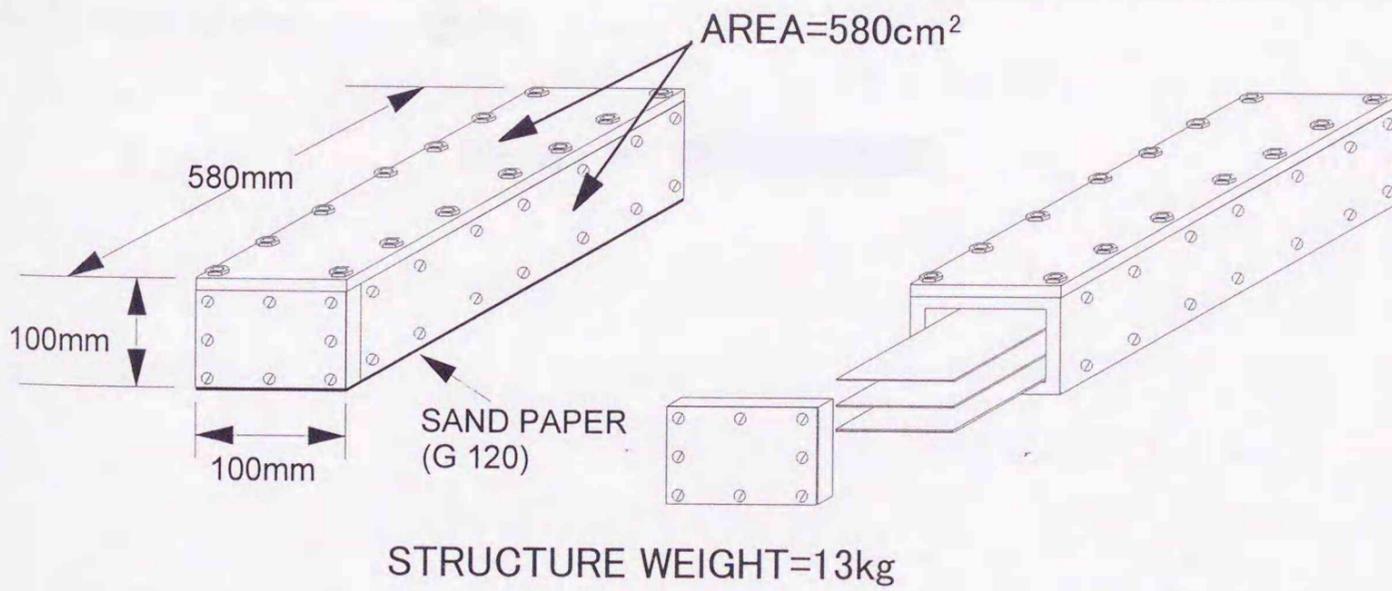


図-3・7 用いた模型構造物の仕様

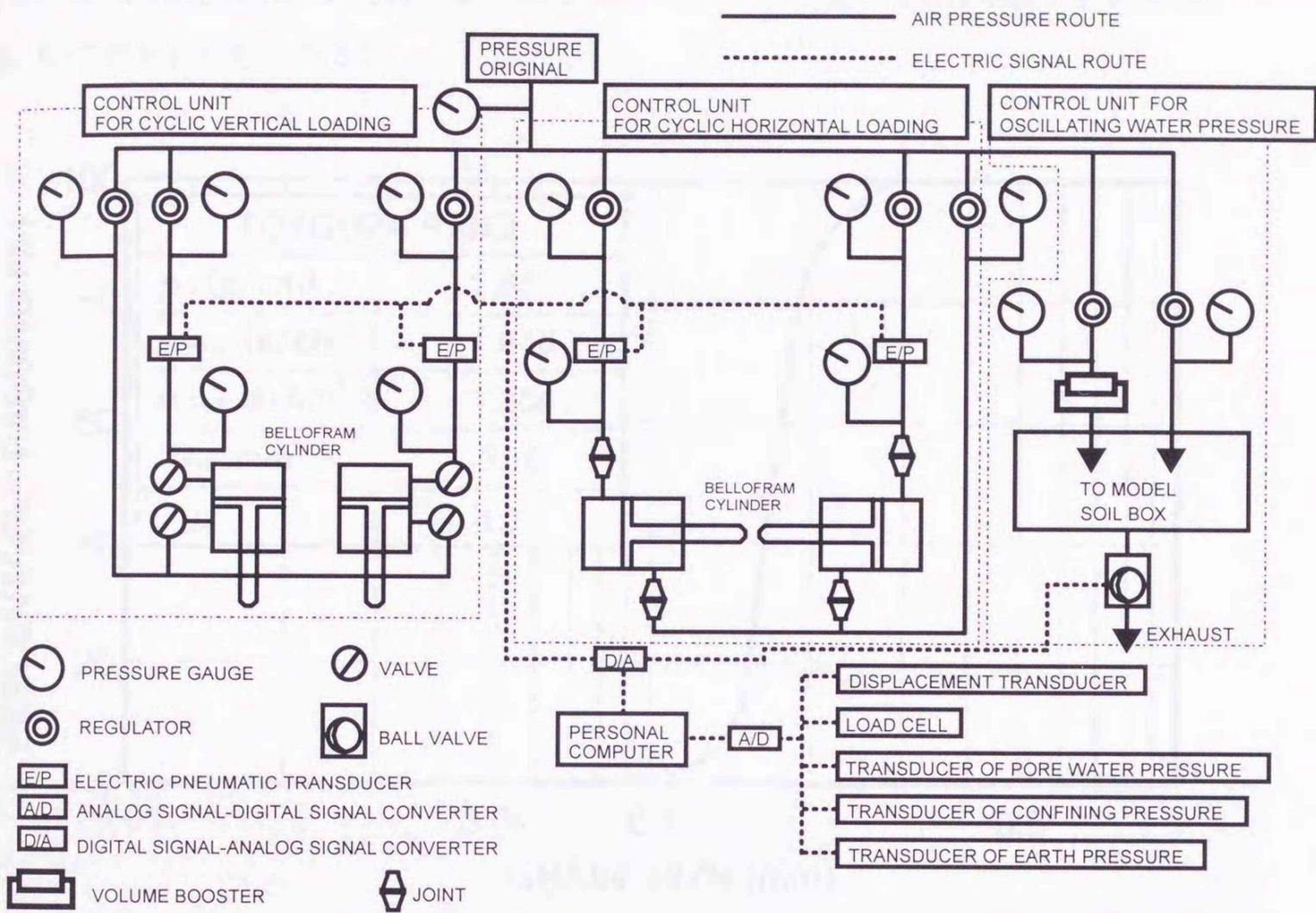


図-3・8 載荷制御系統図

### 3. 3 試験に用いた試料と模型地盤の作製法

#### 3. 3. 1 試料の指数的性質

試験に用いた試料は、豊浦標準砂である。水洗い後、乾燥させて使用した。試料の指数的性質および粒径加積曲線を図-3・9に示す。なお、各指数的性質は地盤工学会規準に基づいて得られたものである。

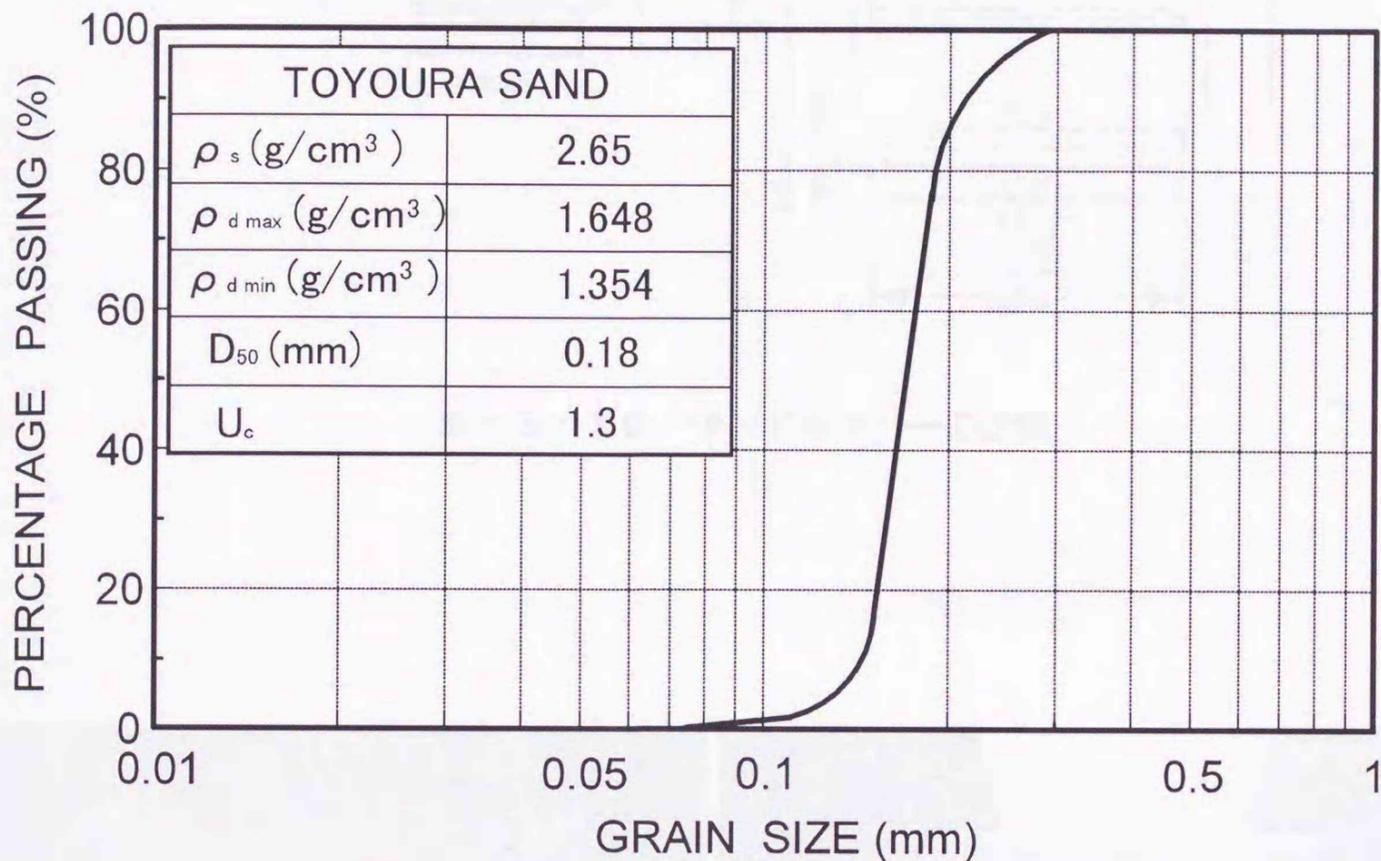


図-3・9 指数的性質および粒径加積曲線

#### 3. 3. 2 模型地盤の作製方法

模型地盤は、豊浦標準砂を、頂角30°、高さ640mmのサンドホッパー（図-3・10、写真-3・6参照）から落下させる方法で作製している。この空中落下法では、砂層上面からサンドホッパーのスリット底部までの距離を800mm、移動速度を20cm/sに保ちながら、スリット幅を調整することにより約25~95%の相対密度 $D_r$ を有する均一な地盤を得ることが可能になっている（図-3・11参照）。Miuraら（1988）はサンドポッパーを用いた均質な模型土槽の作製法を示している。彼らはコーン貫入試験により地盤内の均一性を確かめた。本試験で用いたサンドホッパーは、Miuraらの研究に基づいて作製したものであり、砂粒子が滑り落ちる表面は摩擦低減のためにステンレスを用いた。また地盤の均一性は、地盤内の任意点に密度測定用のモールド（直径25mm、高さ40mm）を設置して所定の精度内（±5%）

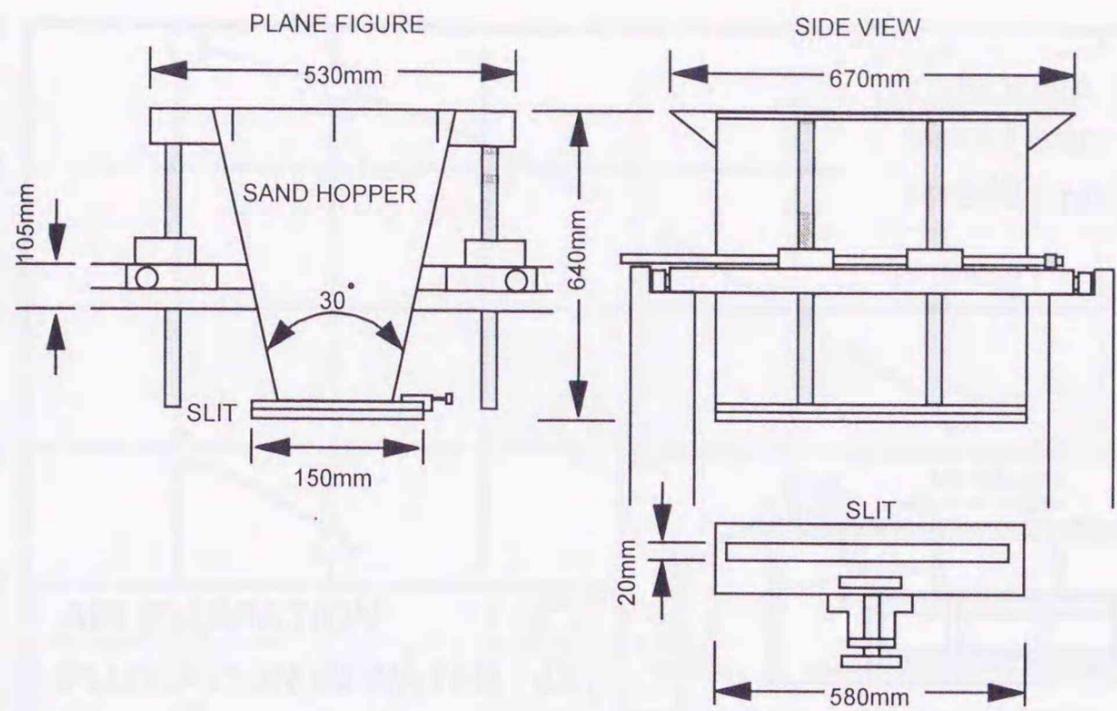


図-3・10 サンドホッパーの仕様

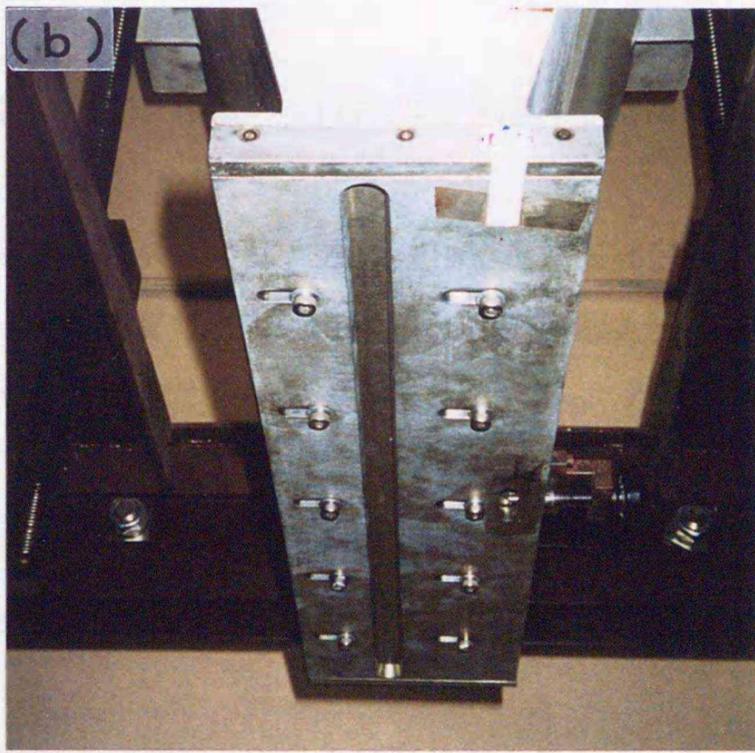
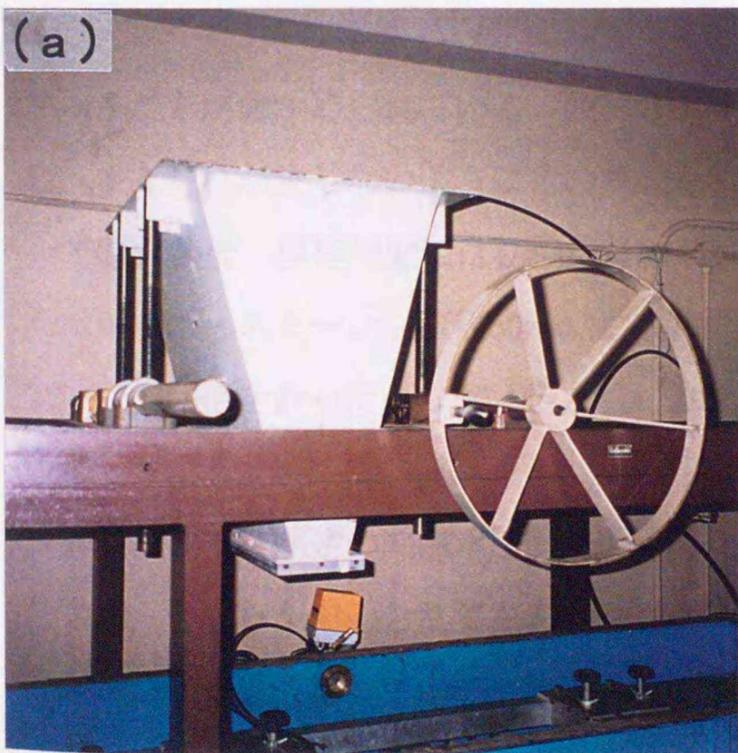


写真-3・6 サンドホッパー：(a)全体写真，(b)スリット部

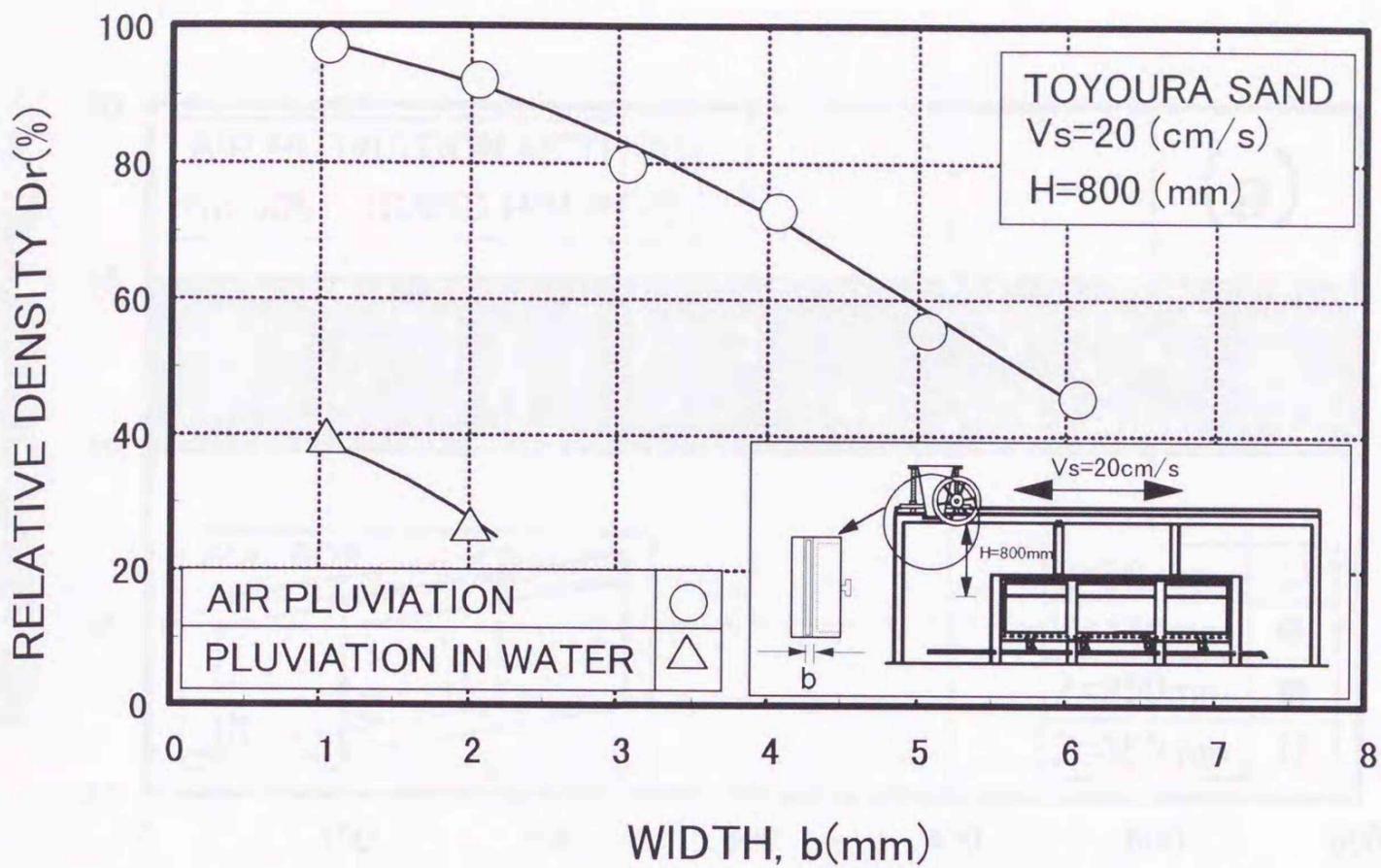


図-3・11 スリット幅と相対密度の関係

になることが確かめられている (図-3・12 参照) . 地盤の表面は水平を確保するために、また乱れが生じないようにその表面を整えている。

地盤作製後、模型地盤には初期構造の乱れが生じないように、水頭差1mで土槽底部8個のポーラス・ストーン (直径50mm) から $10^{-5}$  cm/sの速度で所定の時間通水 (8時間以上) を行い、飽和化を計った。なお、通水後の水面の高さは模型地盤の表面より、+5mmになるようにしている。

砂層作製中、前述の間隙水圧計を図-3・3に示すように、模型構造物直下に100mm間隔で3個、それらを中心として左右対称に200mm間隔で6個、計9個設置し、間隙水圧挙動の追跡が行えるようにしている。

写真-3・7, 3・8は、一連の模型地盤作製及び間隙水圧計の設置状況を示している。

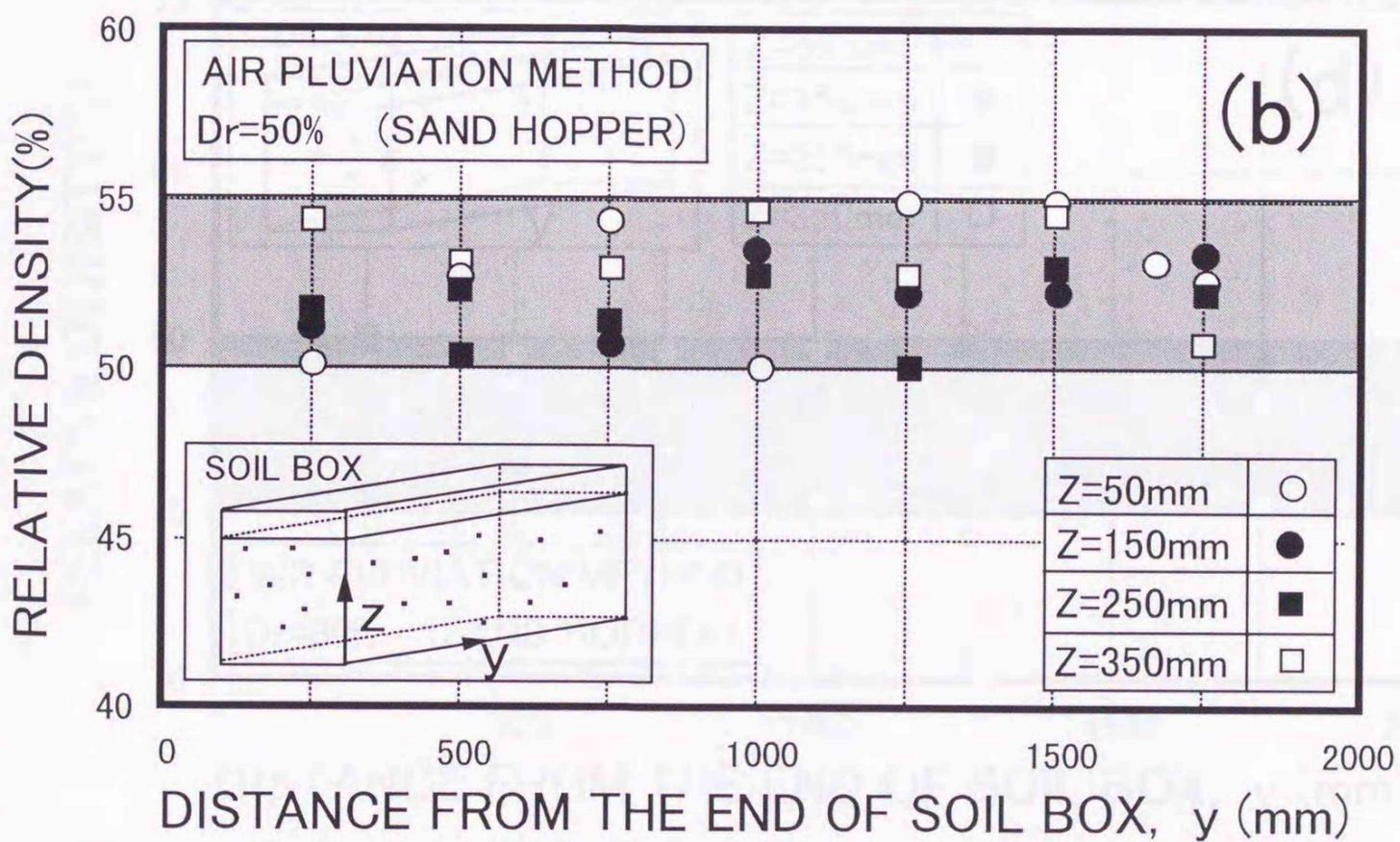
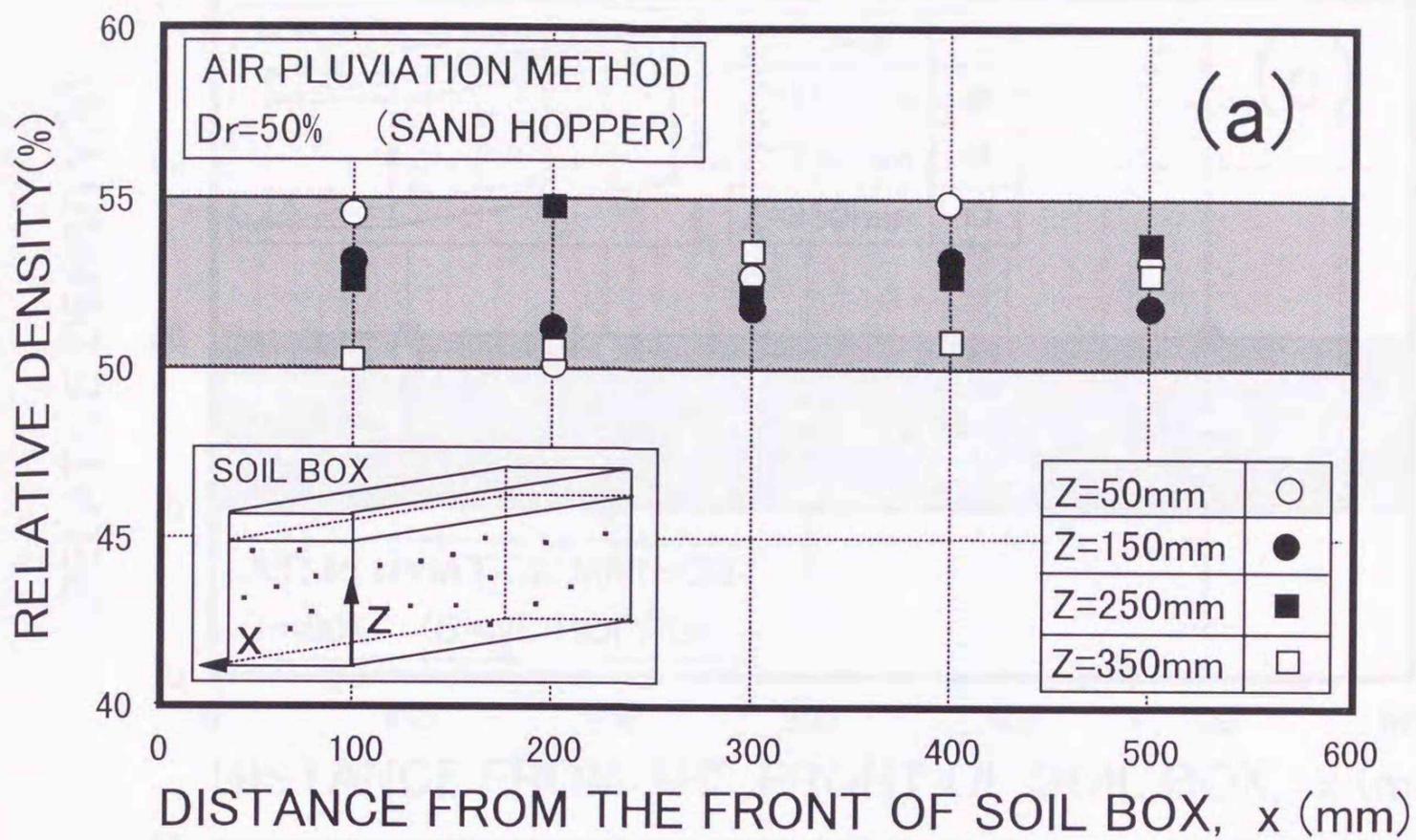


図-3・12 模型地盤内の密度分布 (目標相対密度 $D_r=50\%$ ) : (a) 奥行き方向の密度分布, (b) 長さ方向の密度分布

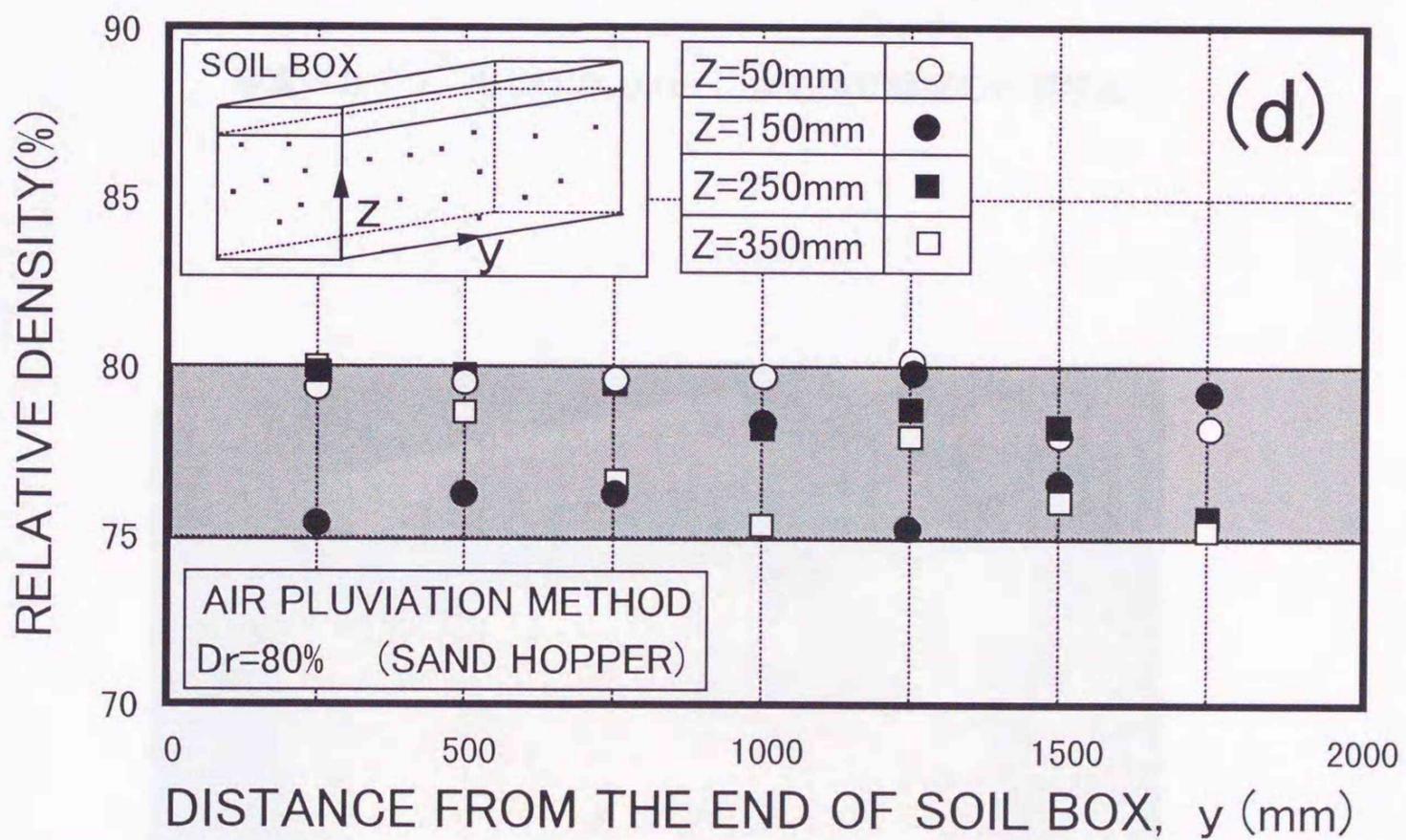
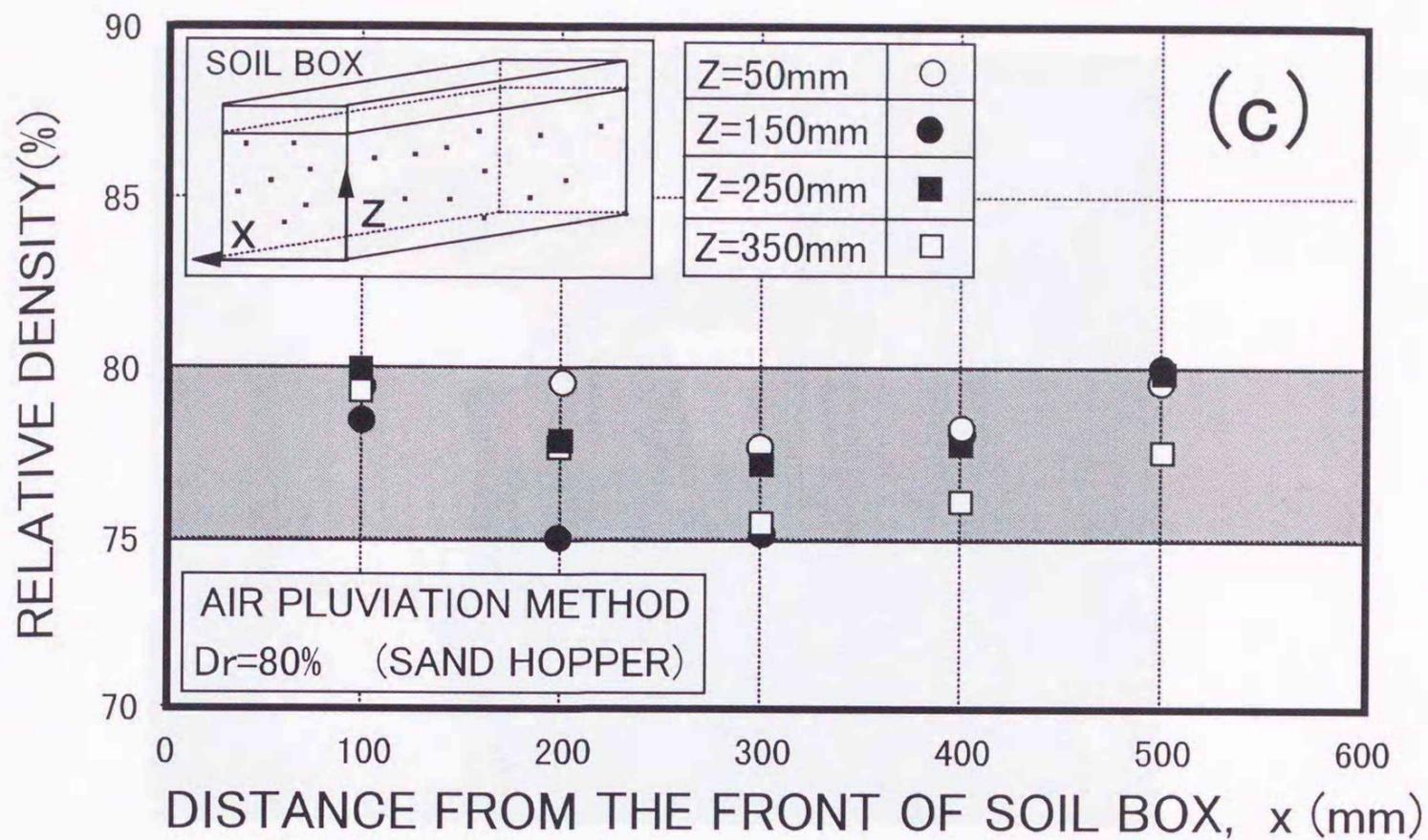


図-3・12 模型地盤内の密度分布 (目標相対密度 $Dr=80\%$ ) : (c) 奥行き方向の密度分布, (d) 長さ方向の密度分布

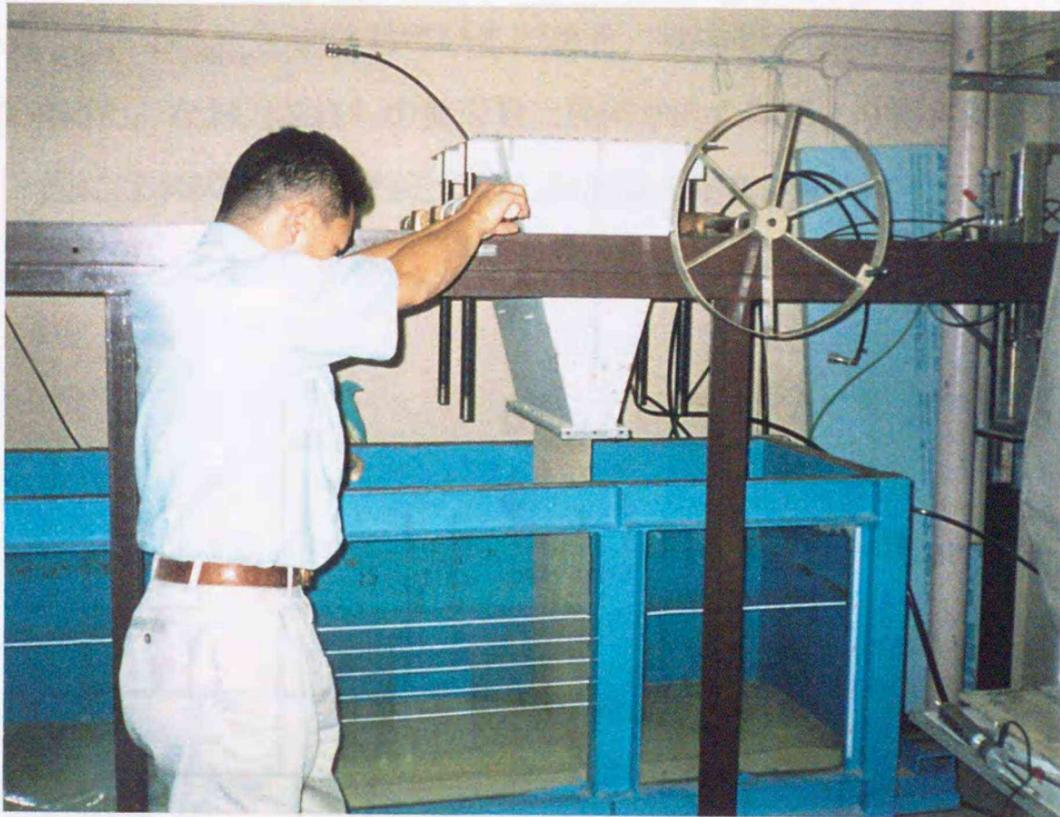


写真-3・7 サンドホッパーによる模型地盤の作製状況

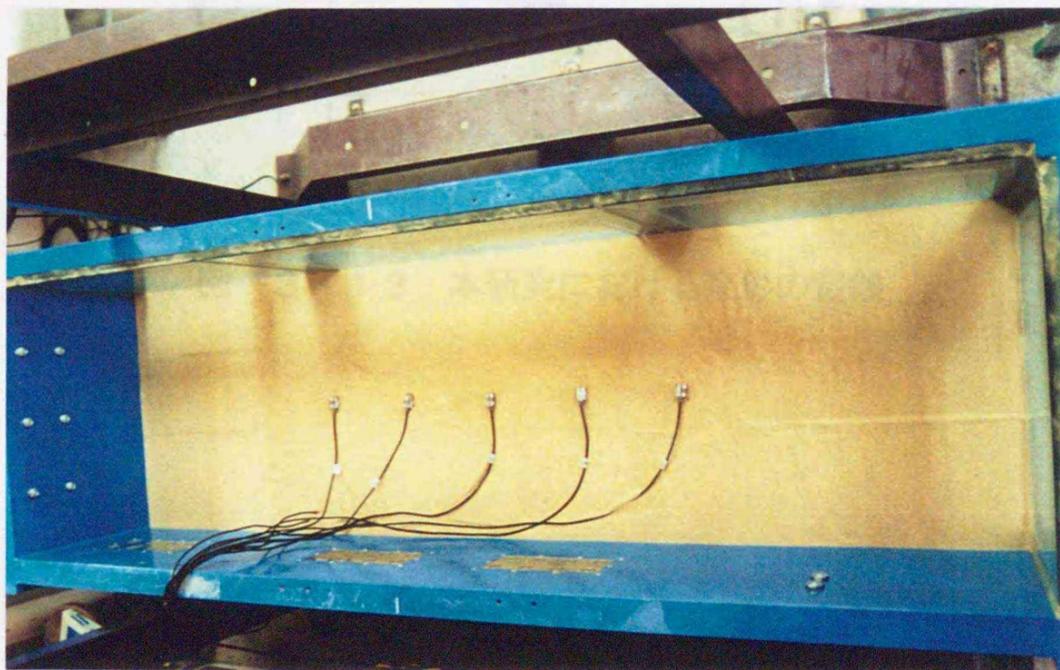


写真-3・8 間隙水圧計の設置状況（砂層の深さ100mm地点）

### 3. 4 変形量の定義

変位は左右の沈下量  $S_{VL}$ ,  $S_{VR}$  及び水平移動量  $S_{HL}$ ,  $S_{HR}$  であり, それぞれ卓越する方の変位量を  $S_{Vmajor}$ ,  $S_{Hmajor}$  と定義している. また, 構造物の回転角は図-3・13に示す算定式により求めた. なお, これらの変形量は幾何学的な関係より得られたものである (付録1b参照). 図には本試験で用いたその他の計測値の定義を示している.

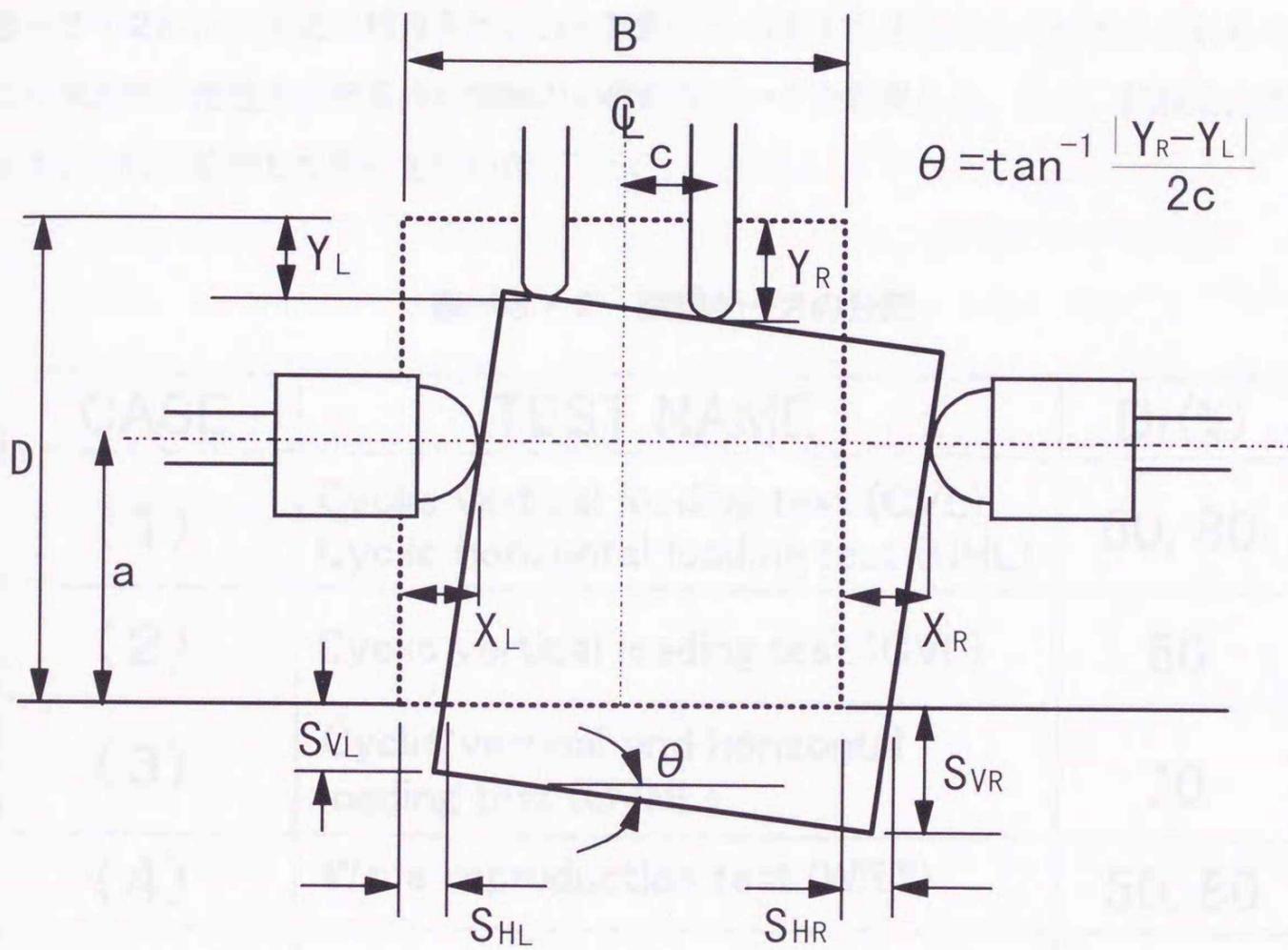


図-3・13 本研究における変形の定義

### 3. 5 試験概要

本研究では、次の項目を調べるために、一連の繰返し荷重試験を行った。

- (1) 基本的な繰返し荷重を受ける構造物・地盤系の動的力学挙動
- (2) 繰返し強度に与える荷重周期の影響
- (3) 外力の荷重方向が動的力学挙動に与える影響
- (4) 波浪場にある構造物・地盤系の動的力学挙動
- (5) 繰返し荷重を受ける構造物・地盤系の地盤破壊阻止策の検討

表-3・2には、上述の項目と行われた試験ケースをまとめて示している。これらの試験より構造物・地盤系の相互作用問題の基礎的なデータを収集した。なお、試験名は括弧内に示すように、略称したものをを用いた。

表-3・2 試験ケースの分類

| CASE | TEST NAME  | Dr(%)  |
|------|--|--------|
| (1)  | Cyclic vertical loading test (CVL)<br>Cyclic horizontal loading test (CHL) | 50, 80 |
| (2)  | Cyclic vertical loading test (CVL)   | 50     |
| (3)  | Cyclic vertical and horizontal<br>loading test (CVHL)                      | 70     |
| (4)  | Wave reproduction test (WRT)   | 50, 80 |
| (5)  | Cyclic vertical loading test (CVL)<br>Cyclic horizontal loading test (CHL) | 50, 80 |

### 3.6 まとめ

本試験で用いた模型試験装置と模型地盤の作製法について、既往の研究に基づいて検討した。特に模型土槽の大きさや模型地盤の作製法及び模型実験での外力の載荷法を確立した。以下の結論が得られている。

- (1) 信頼できる支持力値を得るために、龍岡らの研究成果と模型構造物100mmに対する塑性破壊解析の結果に基づいて模型土槽を作製した。この土槽の試験特性を明らかにするために静的中心載荷試験を行った結果、応力-沈下関係におけるピーク値とくさびの発生する沈下量がほぼ等しく現れることが確認された。このことから、本模型土槽は支持力試験を行うための試験条件を満たしているものと考えられる。
- (2) Miuraらの研究に基づいて製作したサンドホッパーにより模型地盤を作製した。この方法は、サンドホッパーの移動速度、落下高さ及びスリット幅を調整することで任意の相対密度の地盤を作製可能である。また、地盤内の任意点の相対密度を測定した結果、測定したすべての地点で所定の精度内 ( $\pm 5\%$ ) にあった。このことから模型地盤の均一性が確かめられた。

<参考文献>

- Buterfield, R. and Gottard, G. : A complete three-dimensional failure envelope for shallow footings on sand, *Geotechnique*, Vol. 44, No. 1, pp. 181-184, 1994
- De Beer, E. E. : The scale effect on the phenomenon of progressive rupture in cohesionless soils, *Proc. of 6th ICSMFE*, Vol. 2, 1965
- Kimura, T., Kusakabe, O. and Saito, K. : Geotechnical model tests of bearing capacity problems in centrifuge, *Geotechnique*, Vol. 35, No. 1, pp. 33-45, 1985
- Meyerhof, G. G. : The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads, *Proc. of 3th ICSMFE*, Vol. 1, pp. 440-445, 1953
- Miura, S., Toki, S. and Tanizawa, F. : Cone penetration characteristics and its correlation to static and cyclic deformation - strength behaviors of anisotropic sand, *Soils and Foundations*, Vol. 24, No. 2, pp. 58-74, 1984
- Oda and Koishikawa : Effect of strength anisotropy on bearing capacity of shallow footing in a sand, *Soils and Foundations*, Vol. 19, No. 3, pp. 15-28, 1979
- Okamura, M., Takemura, J. and Kimura, T. : Centrifuge model tests on bearing capacity and deformation of sand layer, *Soils and Foundations*, Vol. 37, No. 1, pp. 73-88, 1997
- Reddy, A. S. and Manjunatha, K. : Influence of water table on bearing capacity of adjacent strip footings on sand exhibiting anisotropy, *Soils and Foundations*, Vol. 37, No. 1, pp. 53-64, 1997
- Okamura, M., Takemura, J. and Kimura, T. : Bearing capacity prediction of sand overlying clay based on limit equilibrium methods, *Soils and Foundations*, Vol. 38, No. 1, pp. 181-194, 1998
- Perau, E. W. : Bearing capacity of shallow foundations, *Soils and Foundations*, Vol. 37, No. 4, pp. 77-83, 1997
- Sawicki, A., Swidzinski, W. and Zadroga : Settlement of shallow foundation due to cyclic vertical force, *Soils and Foundations*, Vol. 38, No. 1, pp. 35-44, 1998
- Tatsuoka, F., Okahara, M., Tanaka, T., Tani, K., Morimoto, T. and Siddiquee, M. S. A. : Progressive failure and particle size effect in bearing capacity of a footing on sand, *Geotechnical Engineering Congress Special Publication*, ASCE, No. 27, Vol. II, pp. 788-802, 1991

- Truong, H. V. P. and Moore, P. J. : Permanent displacements and tilting angle of small footing on sand, Proc. of 3th International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Vol. 3, pp. 1105-1110, 1995
- Ukritchon, B., Whittle, A. J., Sloan, S. W. : Undrained limit analysis for combined loading of strip footing on clay, Geotechnical and Geoenvironmental engineering, ASCE, Vol. 124, No. 3, pp. 265-276, 1998
- Ueno, K., Miura, K. and Maeno, Y: Prediction of ultimate bearing capacity of surface footing with regard to size effect, Soils and Foundations, Vol. 38, No. 3, pp. 165-178, 1998
- 瀧本聖吾 : 繰返し荷重を受ける飽和砂層の支持力・変形に関する研究, 室蘭工業大学大学院修士学位論文, 1994
- 龍岡文夫, 生原修, 福島伸二, 川村大蔵 : 模型砂地盤の浅い基礎の支持力と要素試験強度の関係について, 砂質土及び砂地盤の変形・破壊強度の評価に関するシンポジウム発表論文集, pp. 141-148, 1984
- 谷 和夫 : 砂地盤上の浅い基礎の支持力機構, 東京大学大学院修士学位論文, 1986

## 第4章 繰返し荷重を受ける構造物・地盤系の動的力学挙動

### 4.1 目 次

4.1.1 繰返し荷重を受ける構造物・地盤系の動的力学挙動の概要  
繰返し荷重を受ける構造物・地盤系の動的力学挙動は、静的な状態と異なり、時間とともに変化する。この変化する状態を動的挙動と呼ぶ。動的挙動は、構造物の応力・変位、地盤系の応力・変位、および構造物と地盤系との相互作用を考慮して解析される。動的挙動の解析には、線形動的解析と非線形動的解析がある。線形動的解析は、構造物と地盤系の応力・変位が線形関係にあることを仮定して解析される。非線形動的解析は、構造物と地盤系の応力・変位が非線形関係にあることを考慮して解析される。動的挙動の解析には、実験と解析の両方が用いられる。実験は、構造物と地盤系の動的挙動を実験的に観察するための手段である。解析は、構造物と地盤系の動的挙動を数値的にシミュレーションするための手段である。動的挙動の解析は、構造物と地盤系の設計に重要な役割を果たしている。

## 第4章 繰返し荷重を受ける構造物・地盤系の動的力学挙動

本章では、まず、繰返し荷重を受ける構造物・地盤系の動的力学挙動の概要を説明する。次に、(1) 繰返し荷重を受ける構造物・地盤系の動的力学挙動の解析方法、(2) 繰返し荷重を受ける構造物・地盤系の動的力学挙動の実験結果、(3) 繰返し荷重を受ける構造物・地盤系の動的力学挙動の解析結果について説明する。

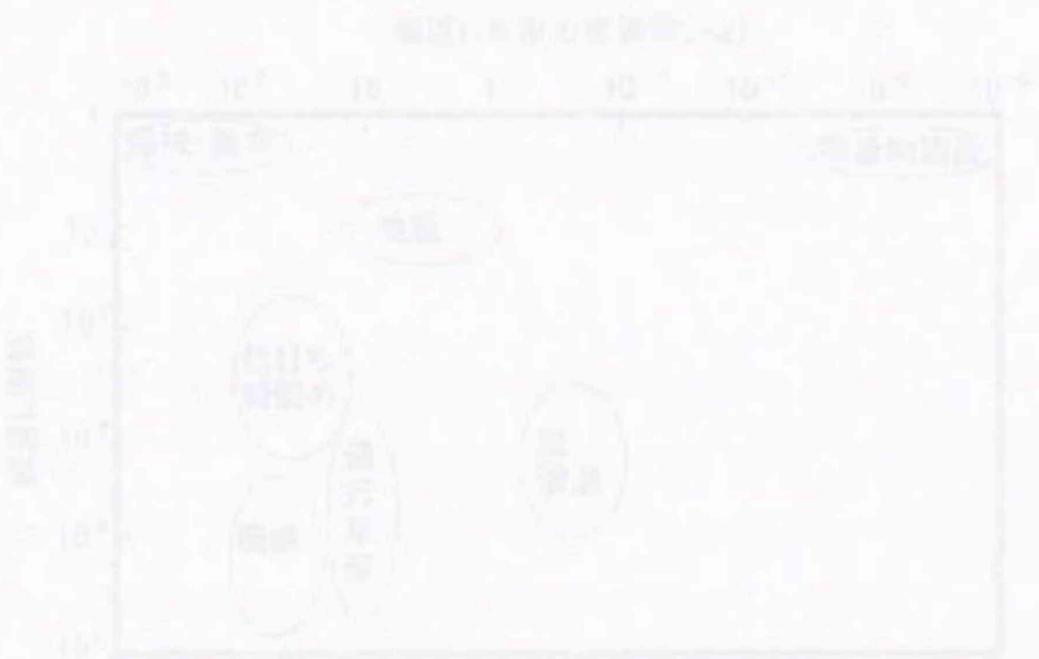


図4-1 繰返し荷重を受ける構造物・地盤系の動的力学挙動 (石原ら(1978)より)

## 第4章 繰返し荷重を受ける構造物・地盤系の動的力学挙動

### 4.1 概説

繰返し荷重のような外力を受ける土の動的力学挙動は、新潟地震（1964）で注目された液状化破壊のように破局的な破壊をもたらす場合が多いことから、工学的に最重要問題として多くの研究者によって調べられてきた。その結果、土の破壊のメカニズムやその力学挙動に及ぼす諸要因など、多くの現象が明らかにされている。現在、得られた知見を基に、道路橋および港湾構造物の設計指針（道路橋示方書・同解説、港湾の施設の技術上の規準・同解説など）において、地震時の動的安定性（液状化対策）を考慮した設計法が取り入れられている。一方、波浪のような繰返し荷重が構造物に加わり、地盤に伝播されることによる支持力低下が我が国でも問題視されるようになってきている。現在、このような繰返し荷重の影響について言及しているものはノルウェー船級協会（DnV）の規準のみであり（海洋開発委員会（1992））、我が国においても早急に解明し、設計法に取り入れる必要がある。また、この問題は外力の周期が通常の動的問題の載荷周期よりかなり高いために動的問題と静的問題にまたがる現象（石原ら（1976）：図-4・1参照）として把握しなければならない点も多く存在する。

この章では、まず、繰返し荷重を受ける構造物・地盤系の基本的な力学挙動を明らかにするために、1) 鉛直荷重または水平荷重を受ける構造物・地盤系の動的力学挙動、2) 鉛直と水平荷重が組合された条件下での構造物・地盤の動的力学挙動を一連の模型実験より明らかにした。

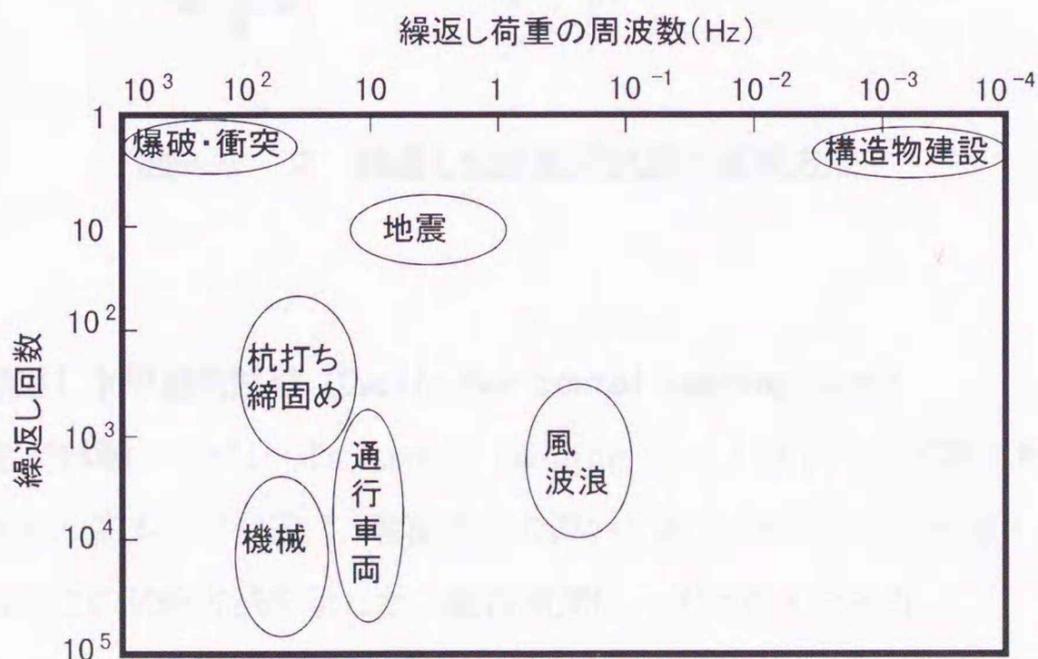


図-4・1 動的荷重の繰返し回数と周波数の関係（石原ら（1976）より）

## 4. 2 試験方法

行った試験は、①繰返し鉛直載荷試験 (Cyclic Vertical Loading Test) , ②繰返し水平載荷試験 (Cyclic Horizontal Loading Test) 及び③繰返し鉛直・水平組合せ載荷試験 (Cyclic Vertical and Horizontal Loading Test) である。①の試験では、載荷周期が地盤の動的力学挙動に与える影響についても併せて調べている。以下、これらの試験方法について述べる。

### 4. 2. 1 繰返し鉛直載荷試験 (Cyclic Vertical Loading Test)

図-4・2は、この試験方法を示している。具体的な手順を以下に示す。繰返し鉛直載荷試験 (Cyclic Vertical Loading Test : 以下 CVL試験と略称) では模型構造物に繰返し鉛直荷重を2本の鉛直ロッド ( $P_{VL}$ ,  $P_{VR}$ ) から半正弦波として左右交互に与えた。すなわち、模型構造物中心直下にせん断応力が両振り条件の下で生じるように荷重を与えている。載荷周期は、 $T = 4$  s である。また、載荷周期の影響を調べるために載荷周期  $T = 2 \sim 20$  s のCVL試験も併せて実施している。

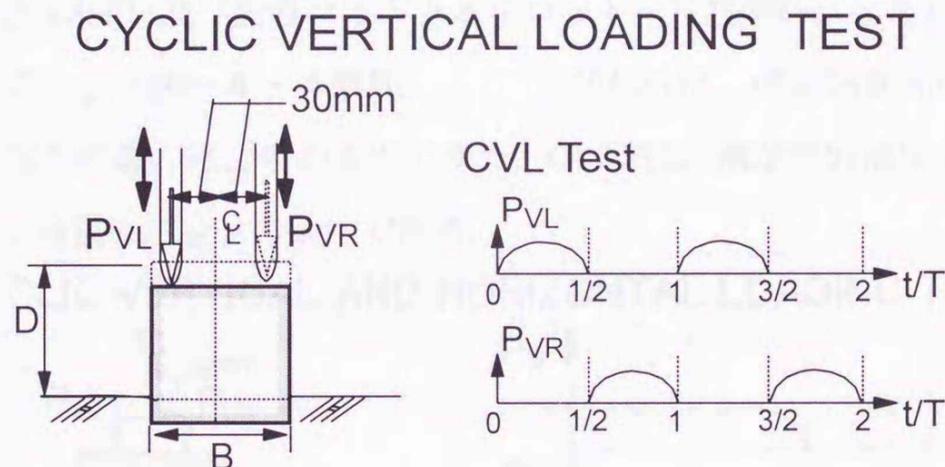


図-4・2 繰返し鉛直載荷試験の載荷方法

### 4. 2. 2 繰返し水平載荷試験 (Cyclic Horizontal Loading Test)

繰返し水平載荷試験 (Cyclic Horizontal Loading Test : 以下 CHL試験と略称) と繰返し鉛直載荷試験との基本的な相違は、載荷方向の違いである (水平方向の荷重 :  $P_{HL}$ ,  $P_{HR}$ )。図-4・3には、この試験方法を示した。載荷周期は、 $T = 4$  s である。

## CYCLIC HORIZONTAL LOADING TEST

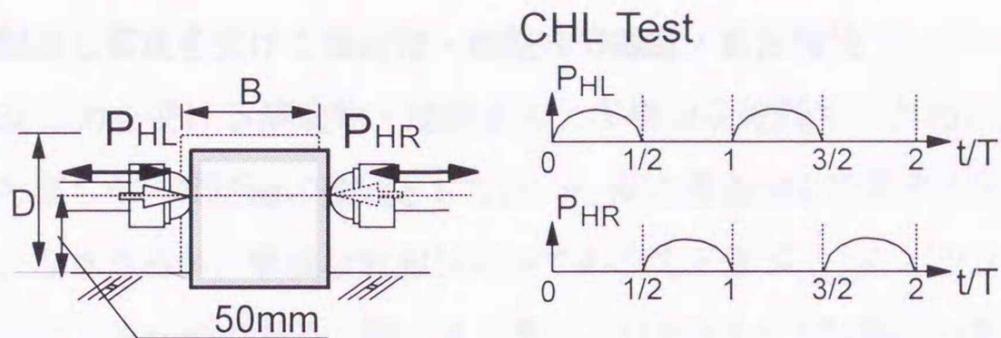


図-4・3 繰返し水平載荷試験の載荷方法

### 4. 2. 3 繰返し鉛直・水平組合せ載荷試験 (Cyclic Vertical and Horizontal Loading Test)

外力の組合せの違いが地盤の動的力学挙動に及ぼす影響を調べるために、繰返し鉛直・水平組合せ載荷試験(Cyclic Vertical and Horizontal Loading Test : 以下CVHLと略称)を行った。載荷周期は  $T = 4s$  である。この試験では、鉛直ロードと水平ロードの位相を半周期変化させた場合(CASE1)及び鉛直ロードと水平ロードを左右同時に与えた場合(CASE2)について試験を行っている(図-4・4参照)。ここでCASE1は、構造物底部中心に生じるモーメントが最大になる荷重の組合せの条件であり、CASE2は、構造物底部中心に生じるモーメントが最小になる荷重の組合せの条件である。

## CYCLIC VERTICAL AND HORIZONTAL LOADING TEST

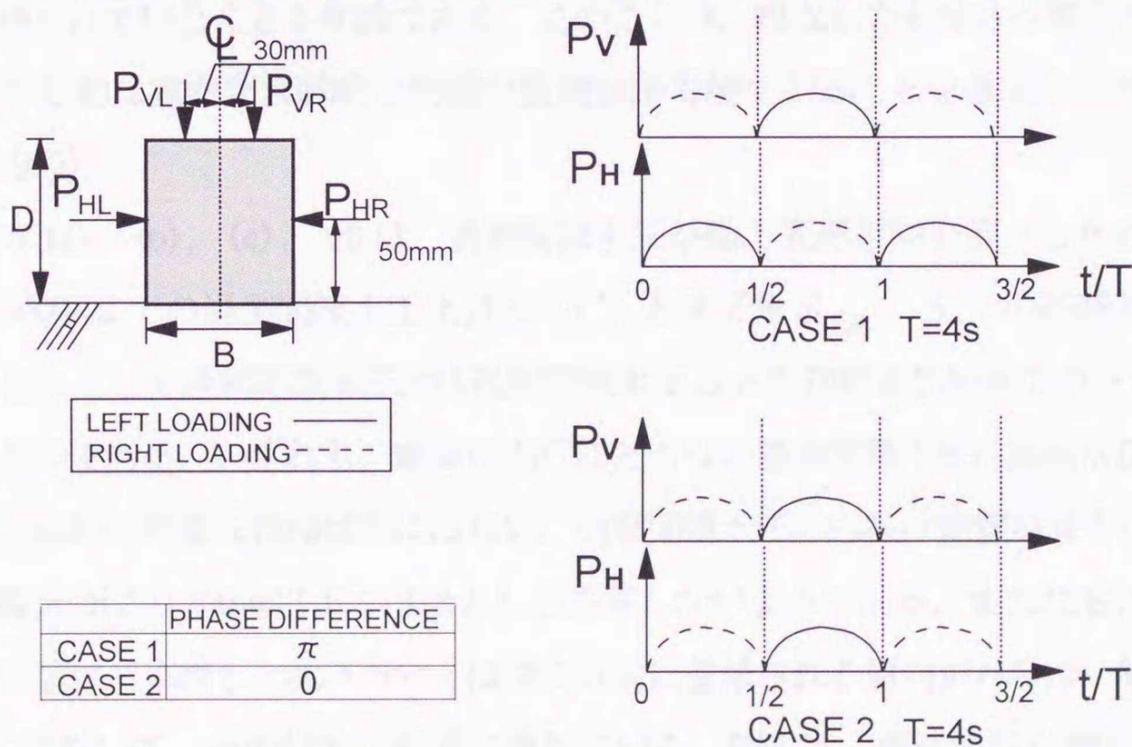


図-4・4 繰返し鉛直・水平組合せ載荷試験の載荷方法

### 4. 3 試験結果と考察

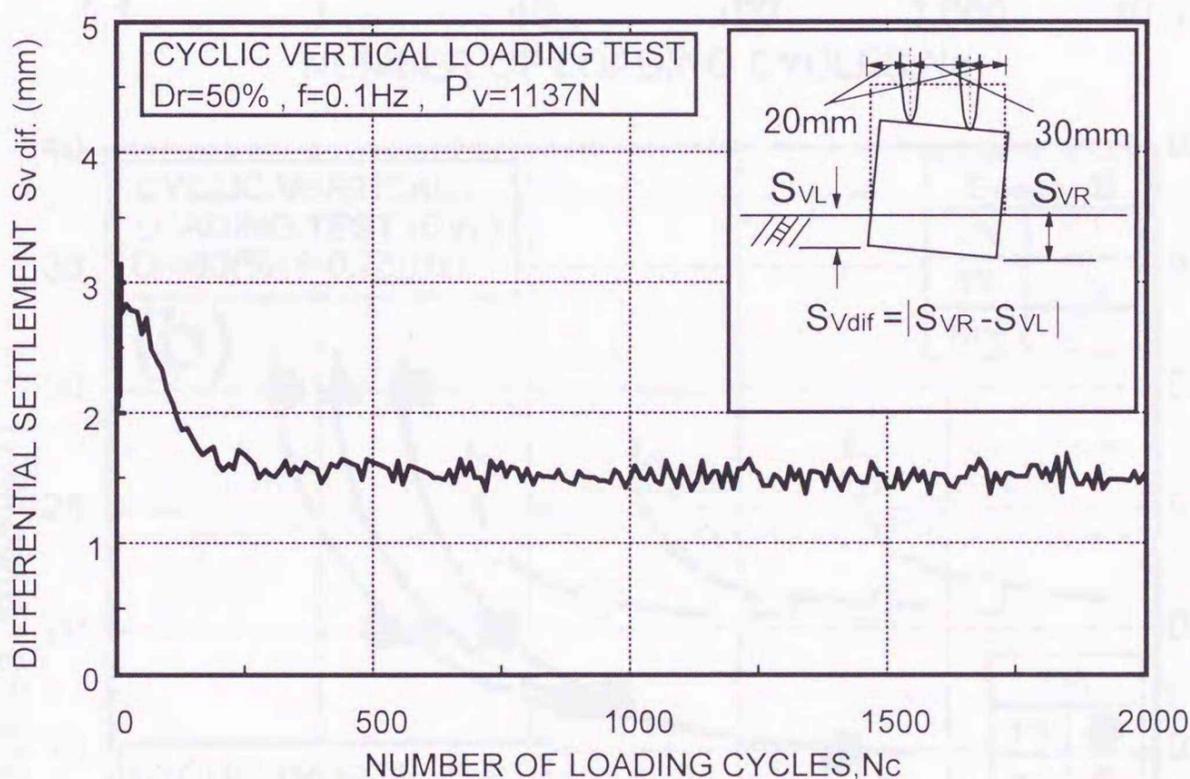
#### 4. 3. 1 繰返し荷重を受ける構造物・地盤系の強度・変形特性

基本的な繰返し力を受ける構造物・地盤系の力学現象を把握するために、CVL試験とCHL試験について考察した。変形量の整理としては、一般に構造物を設計する上では不同沈下量が重要な指標となりうるが、簡便な計測が可能である沈下量  $S_{V_{major}}$  をパラメータとした。これは以下の理由によるものである。図-4・5は、代表的なCVL試験の結果を、不同沈下量  $S_{V_{diff}}$  と繰返し回数の関係について示したものである。変形の進行にともなって不同沈下量は増加→減少から定値に落ち着くような変形挙動を示している。また、2本のロッドに具備された変位計により算出される左右の沈下量は、計測点から近いために（挿入図参照）、不同沈下量としては比較的小さな値になる。最大でも構造物の高さに対して3%程度の値しか示さなかった。それゆえ、本構造物に対しては卓越沈下量が有効なパラメータになるものと考え、このパラメータを用いて、以下の考察を行っている（川村（1997））。

図-4・6(a), (b)は相対密度  $D_r$  が50と80%におけるCVL試験結果を示している。整理は、繰返し鉛直応力  $\sigma_v$  と所定の沈下量比  $S_{V_{major}}/B$  に至るのに必要な繰返し回数  $N_c$  との関係に基づいている。なお指標は異なるが、繰返し三軸試験の結果（軸ひずみが1%に至るまでの平均せん断応力比と繰返し回数の関係：土質試験の方法と解説（1990））も併せてプロットしている。ここで、沈下量比とは構造物の沈下量  $S_{V_{major}}$  を構造物の幅  $B$  により正規化したものである。図より、相対密度に関わらず、繰返し三軸試験のような室内要素試験と同様な傾向が得られていることが明確である。このことは、繰返し力を受ける構造物支持地盤内の動的力学挙動は室内要素試験と同様な整理法が可能であることを示唆するものである（川村ら（1999））。

図-4・7(a), (b), (c), (d)は、過剰間隙水圧挙動と変形挙動を調べるために、載荷回数  $N_c=2,000$  回までの過剰間隙水圧比  $\Delta u/\sigma'_{v0}$  と沈下量  $S_{VR}$ ,  $S_{VL}$  の経時変化を示したものである。ここで過剰間隙水圧比は過剰間隙水圧  $\Delta u$  を初期有効鉛直応力  $\sigma'_{v0}$  により正規化したものである。いずれも、載荷の進行にともない過剰間隙水圧は敏感な反応を示しているが、全体的に明確な蓄積傾向にはない。過剰間隙水圧の応答は地盤が深くなるほど鈍くなり、地盤表面より200mm以下ではほとんど応答しないようである。また左右に設置した間隙水圧計の値は、卓越した沈下方向とは逆の方向に蓄積される傾向がみられ、特に相対密度  $D_r$  が80%において、その傾向が顕著に現れている。例えば、構造物が右側に卓越して沈下している(c)図では、沈下に追従してL1の過剰間隙水圧が上昇し、逆にR1では

負の過剰間隙水圧が蓄積している。これは、**図-4・8**に示すように構造物の沈下に伴って、L1地点で側方に圧縮が作用し（平均主応力増加）、その結果過剰間隙水圧が増加するものと推測できる。一方、R1点では、側方に膨張する（あるいは変化がない）ような挙動を示す（平均主応力減少）ものと考えられ、過剰間隙水圧は減少する傾向になったものと思われる。なお、C1地点の過剰間隙水圧はL1と同様に圧縮が作用することから増加する傾向にある。ここでは、土被り圧と構造物の自重を加えた鉛直応力により正規化していることから、過剰間隙水圧比としてはL1より小さな値となっている。このように沈下の進行にともなう過剰間隙水圧の発生は、側方流動にともなう砂地盤内のダイレイタンシー特性をよく説明したものとなっている。このことから、このような繰返し荷重と構造物の相互作用によって誘発される地盤の破壊は、沈下が卓越する方向に流動する形式（側方流動型）をとるものと思われる。



**図-4・5** CVL試験における不同沈下量と繰返し回数との関係

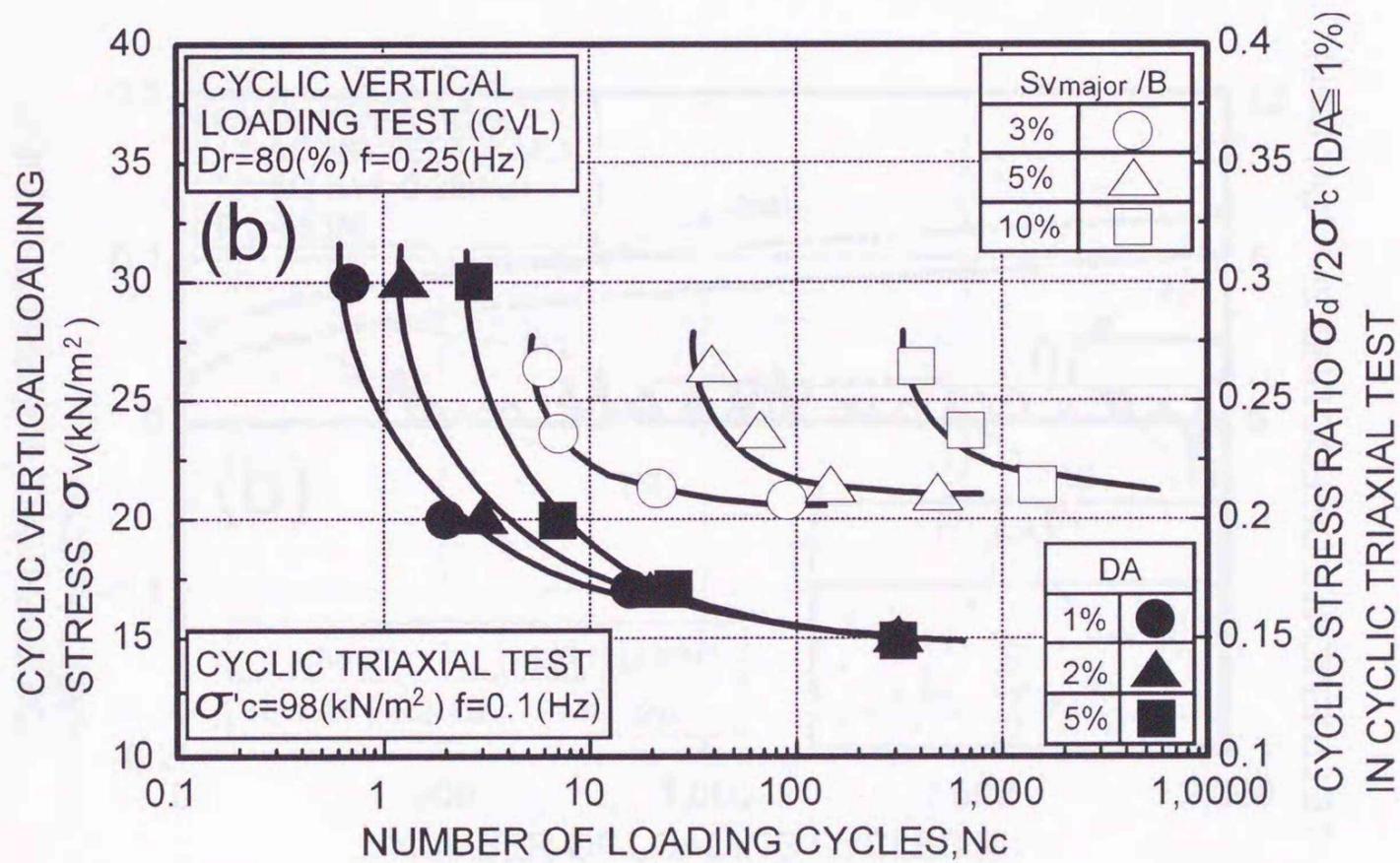
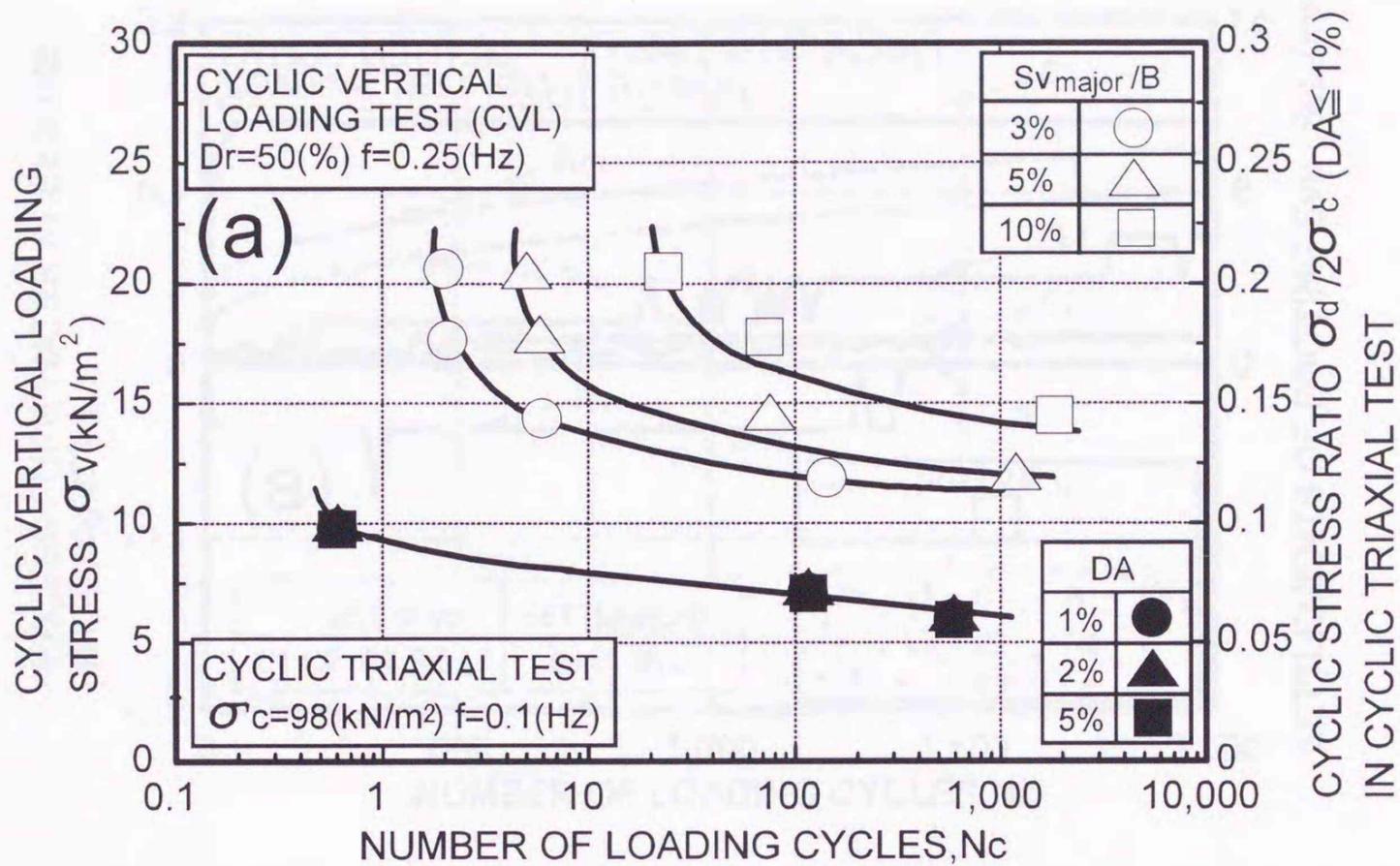


図-4・6 繰返し鉛直載荷 (CVL) 試験における繰返し応力と繰返し回数との関係 :

(a) Dr=50%, (b) Dr=80%

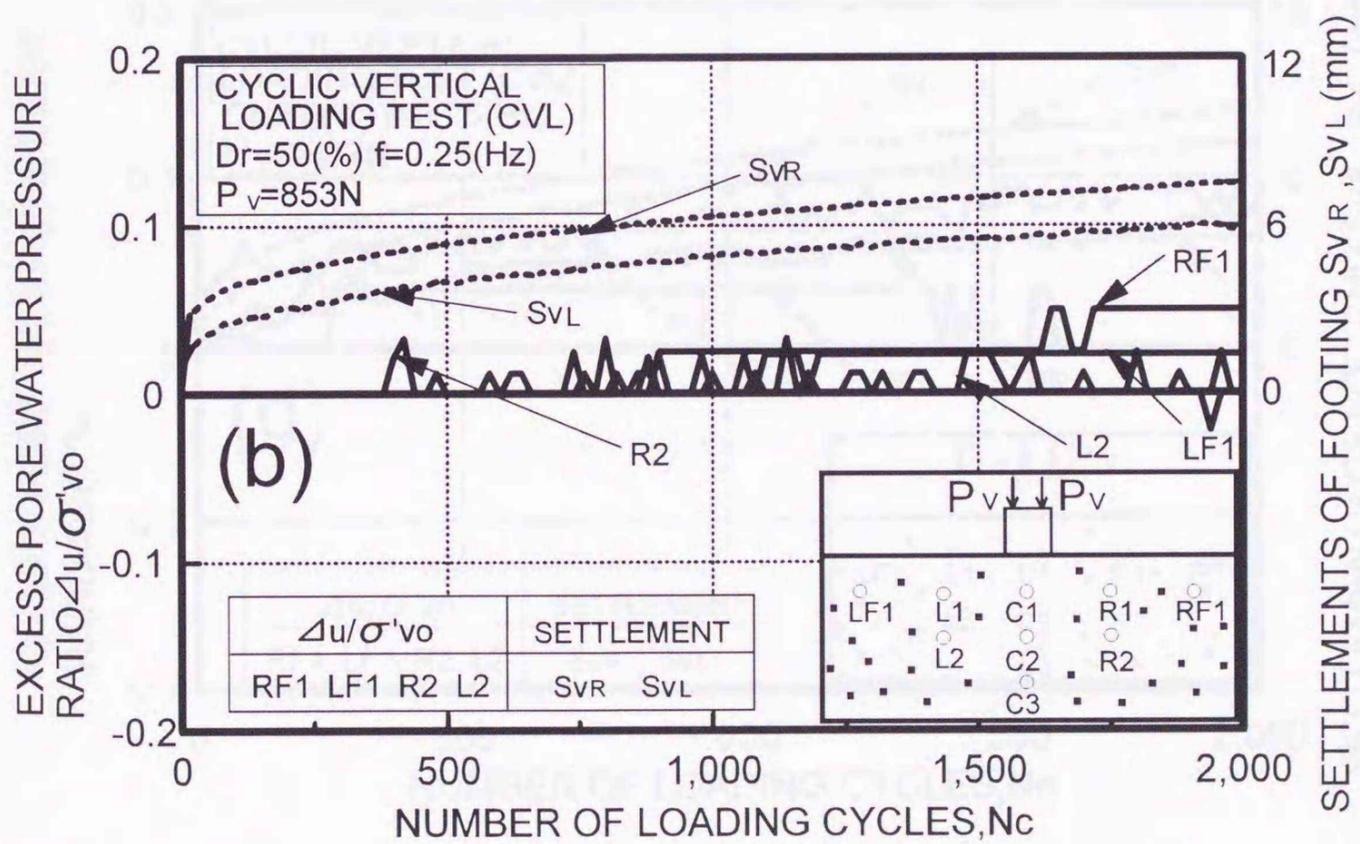
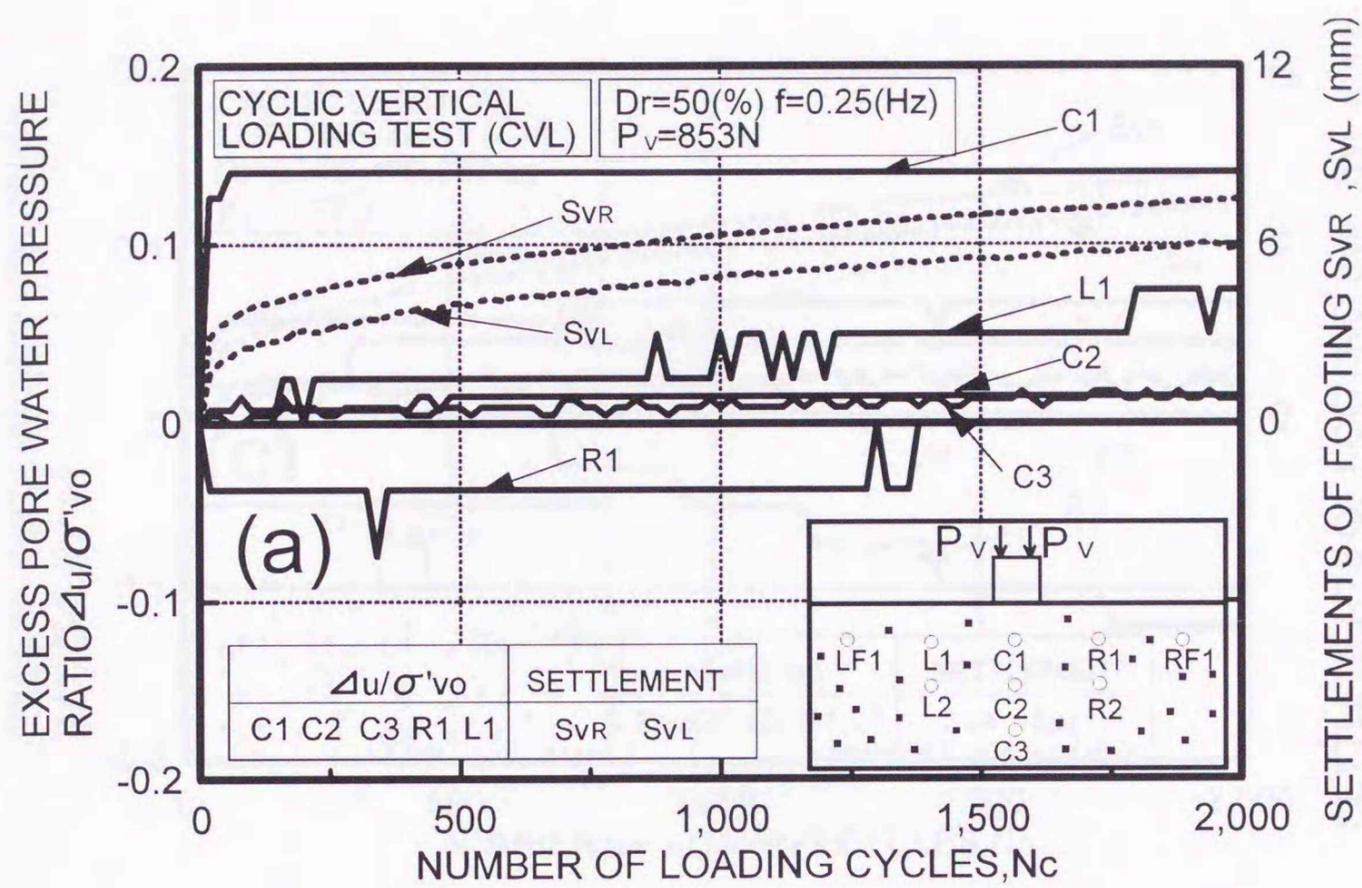


図-4・7 CVL試験における過剰間隙水圧挙動と沈下量との関係  $D_r=50\%$  :

(a) C1, C2, C3, R1, L1地点, (b) RF1, LF1, R2, L2地点

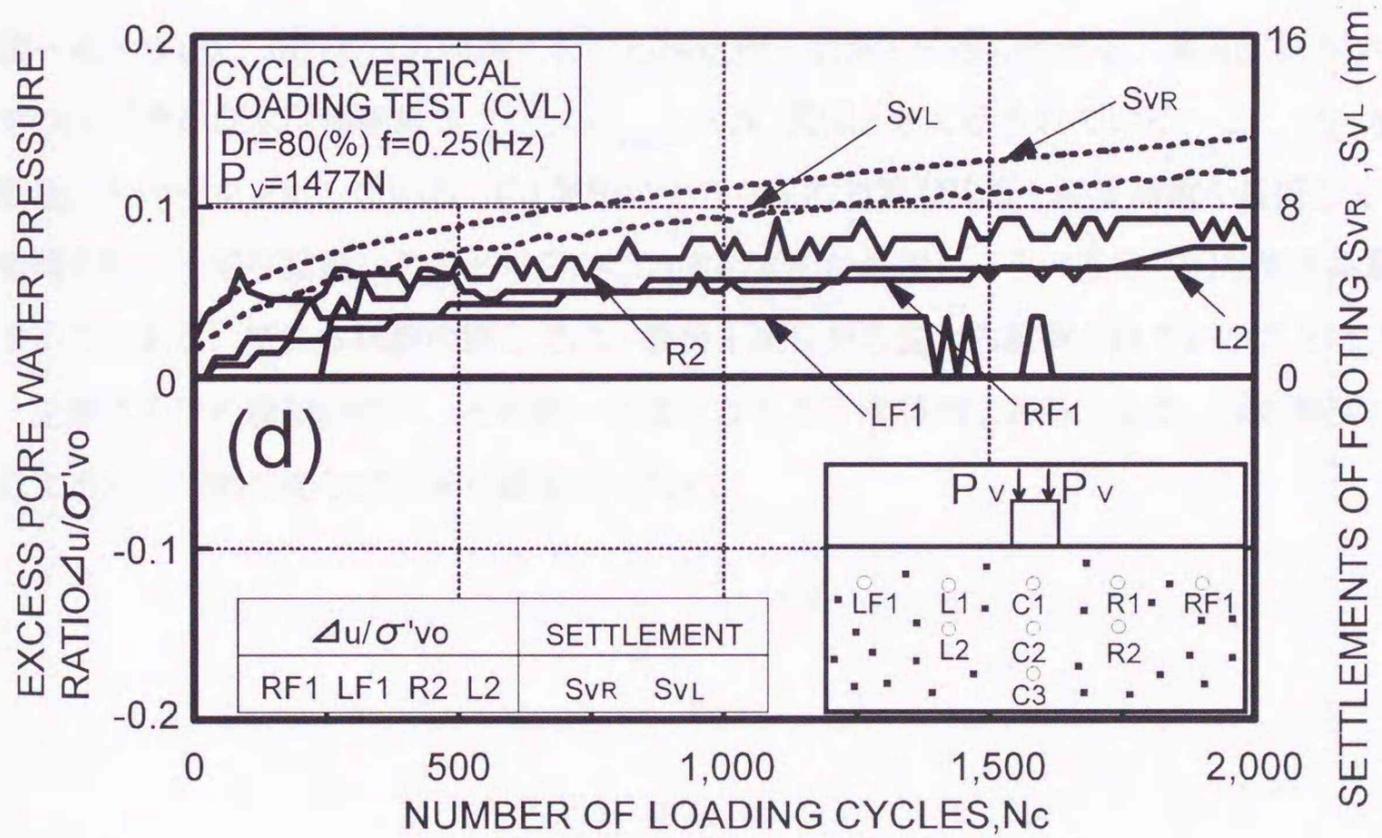
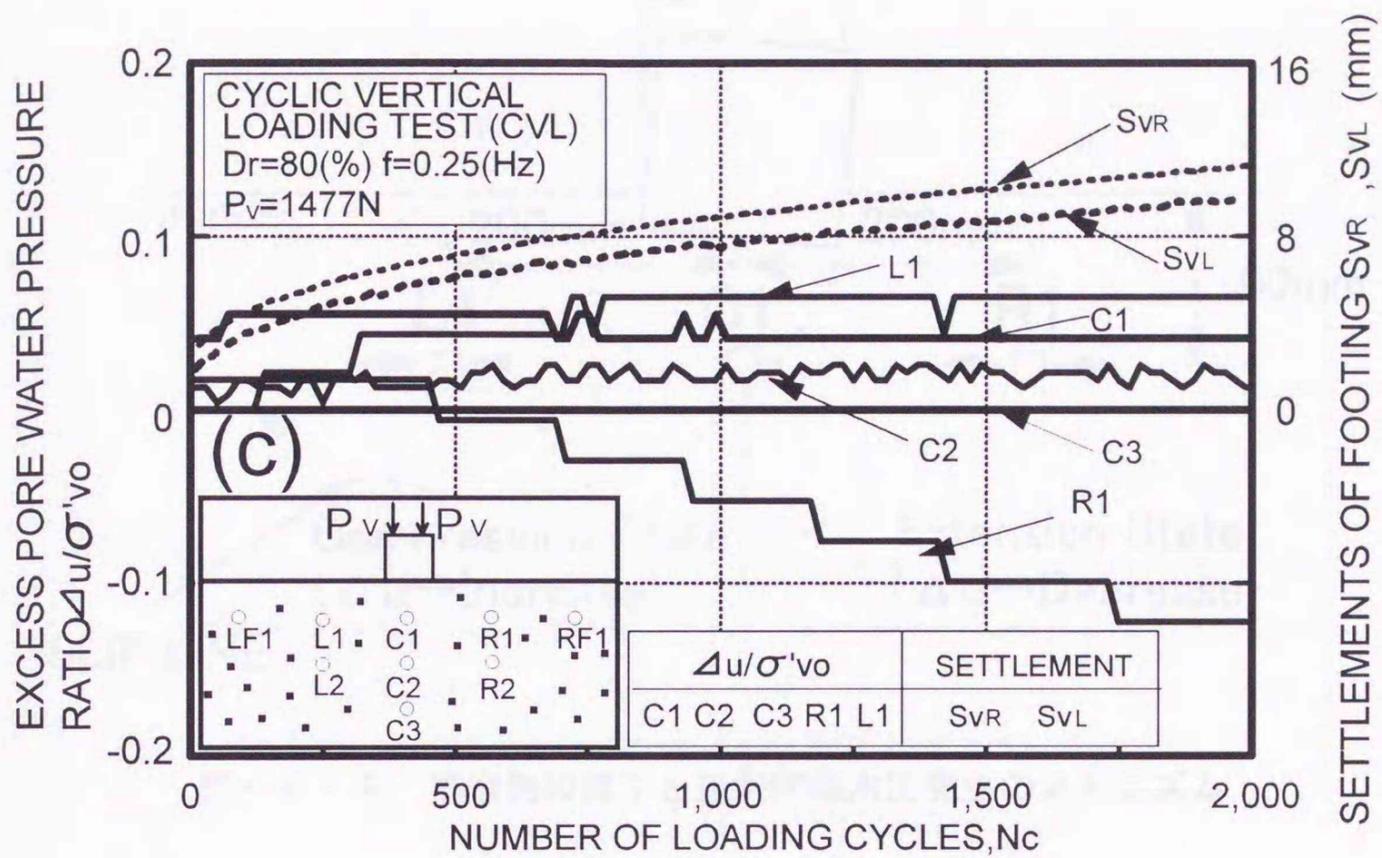


図-4・7 CVL試験における過剰間隙水圧挙動と沈下量との関係  $D_r=80\%$  :

(c) C1, C2, C3, R1, L1地点, (d) RF1, LF1, R2, L2地点

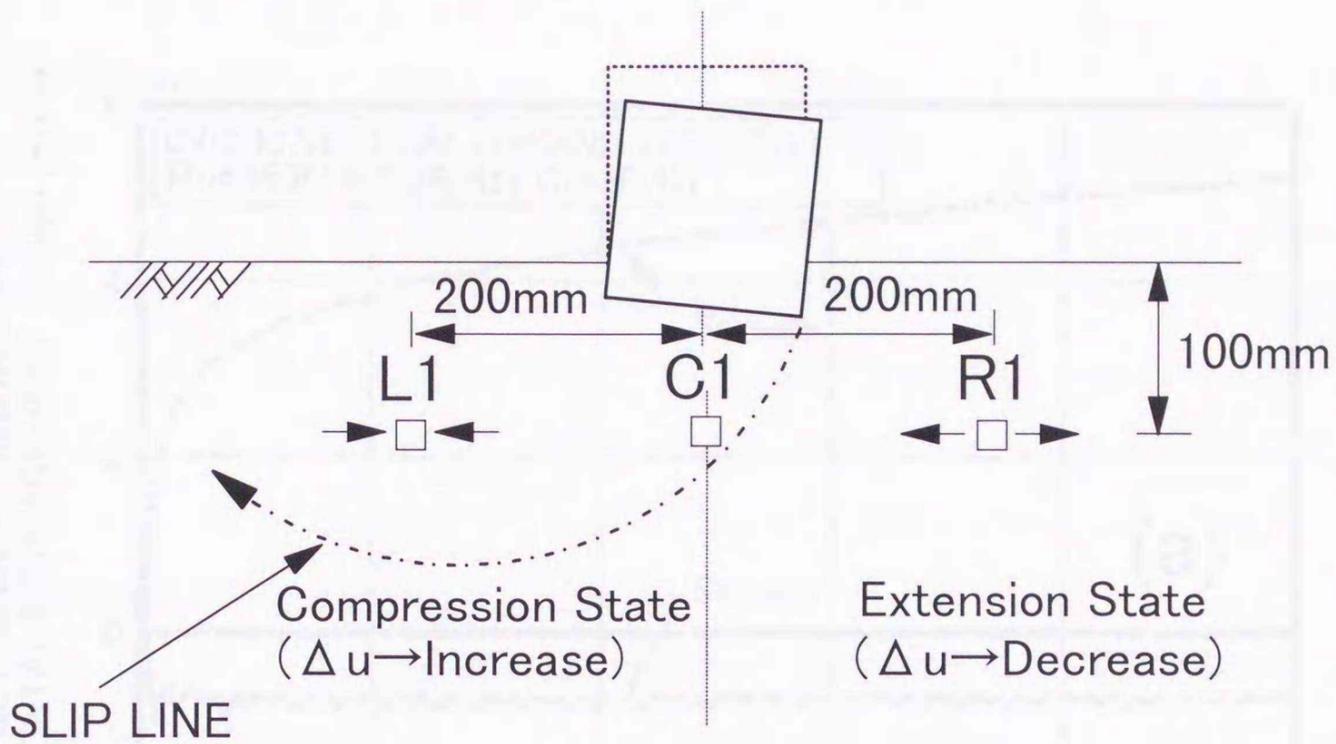


図-4・8 構造物の沈下と過剰間隙水圧発生メカニズム

図-4・9 (a), (b)は, CVL試験における構造物-地盤の変形の特徴を, 載荷回数  $N_c=100$  までの沈下量及び水平移動量  $S_{V_{major}}$ ,  $S_{H_{major}} - N_c$  関係として示されている. ここで, 水平移動量は右向きを正にしている. CVL試験のような左右対称な繰返し鉛直荷重を載荷しても, 模型構造物の水平移動量は必ずどちらかの方向に変形が卓越し, その後定常的な変形挙動を示すようである. 特に本試験の場合では, 載荷1波目が右側から載荷されていることにより, 左側に変形の履歴が残り, その後一定値になるような傾向にある. また, 相対密度の違いによる変形挙動の変化はあまり顕著ではない.

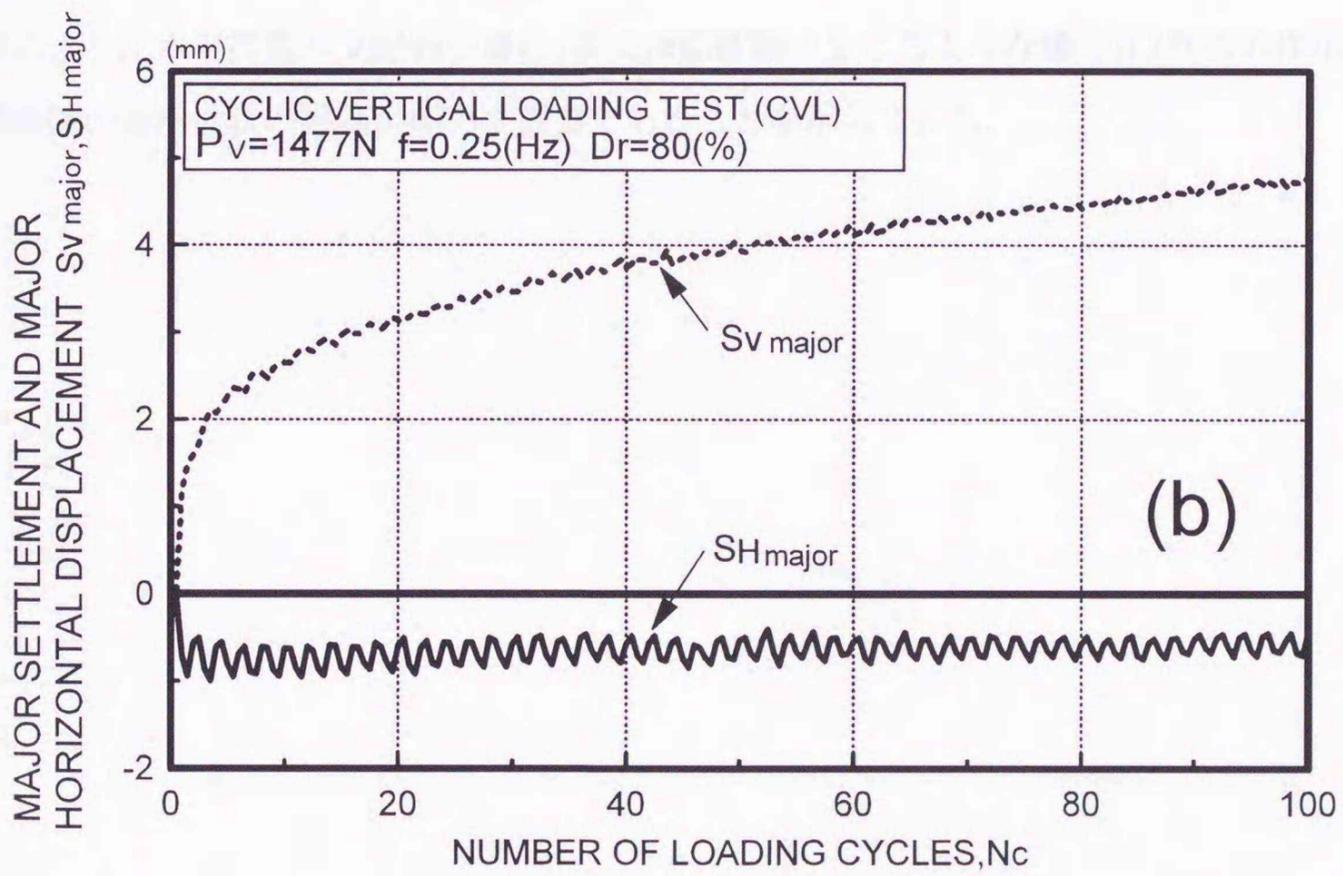
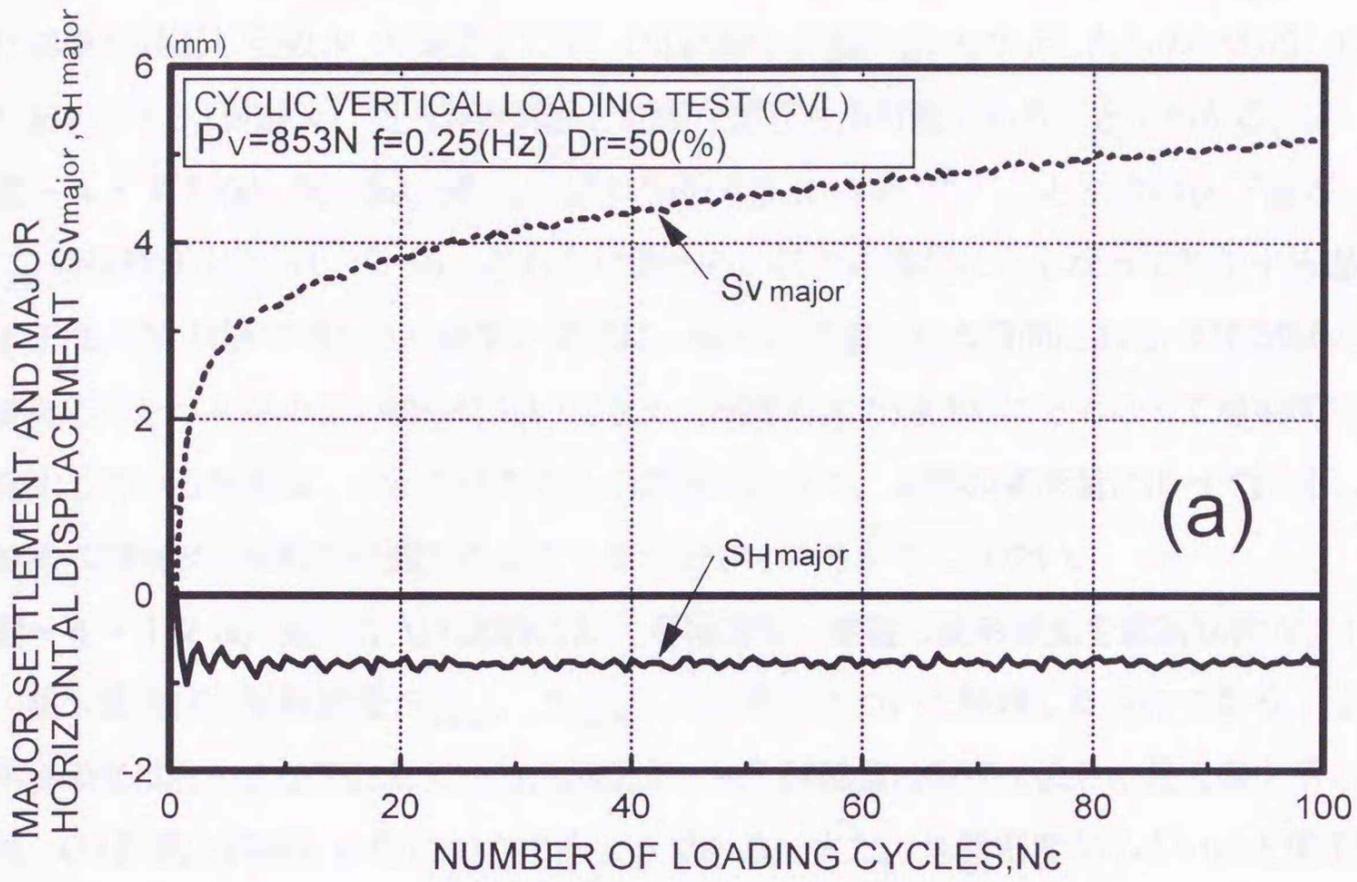
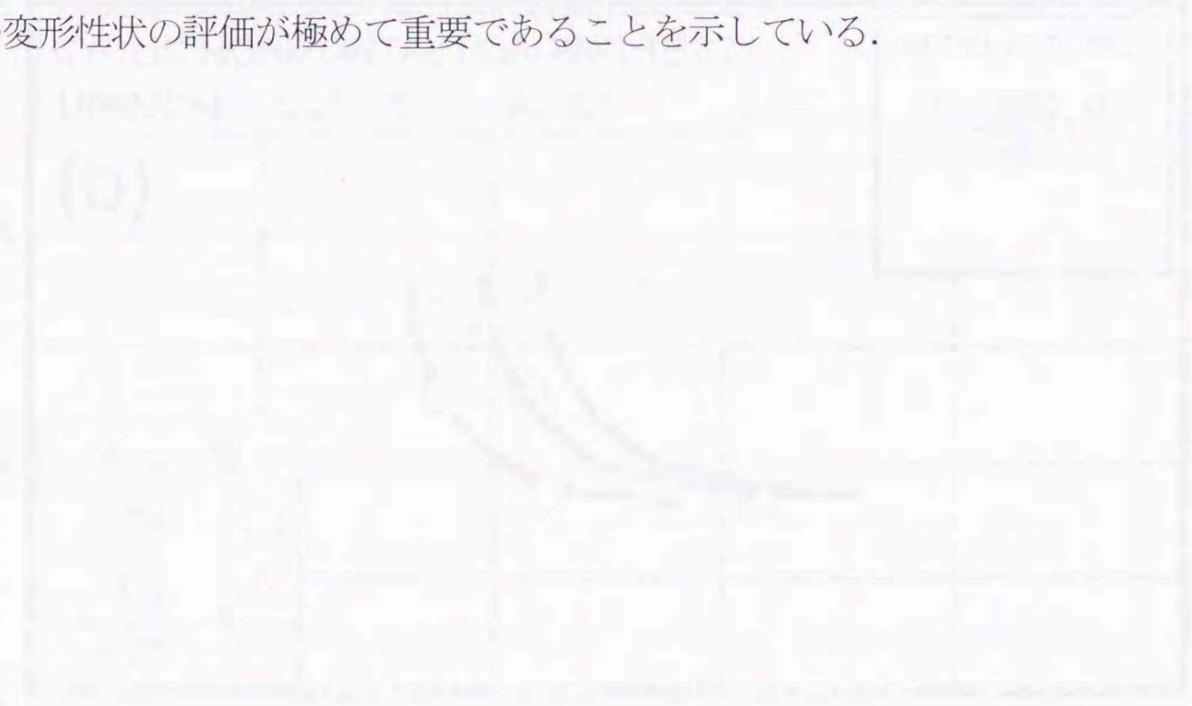


図-4・9 CVL試験における水平移動量と沈下量の経時変化：  
 (a)  $Dr=50\%$ , (b)  $Dr=80\%$

図-4・10 (a), (b)は, CHL試験結果を繰返し応力 $\sigma_{H1}$ と所定の沈下量比 $S_{Vmajor}/B$ に至るに必要な繰返し回数 $N_c$ の関係として, CVL試験と同様な形式で示したものである. CHL試験においてもCVL試験及び室内要素試験と同様な整理法が可能であることがわかる.

図-4・11 (a), (b), (c), (d)は, 過剰間隙水圧比 $\Delta u / \sigma'_{v0}$ と左右の沈下量 $S_{VL}$ ,  $S_{VR}$ の経時変化を示している. これらの図から, 沈下の進行にともなって発生する過剰間隙水圧は, CVL試験で得られた結果と同様に, 徐々に蓄積される傾向にある. CHL試験のような载荷応力レベルが小さい場合においてさえ, 地盤の沈下(変形)にともなって過剰間隙水圧が発生している事実は, 加わる外力のみの評価ではなく, 地盤の変形量によって評価した方が敏感に間隙水圧挙動を把握できることを示唆しているかもしれない.

図-4・12 (a), (b)は, CHL試験における構造物-地盤の変形挙動を载荷回数 $N_c=100$ までの沈下量及び水平移動量 $S_{Vmajor}$ ,  $S_{Hmajor} - N_c$  関係について整理したものである. なお, 水平移動量は右向きを正にしている. 図より, 水平移動量は载荷1波目に最大値を示し, その後, CVL試験と同様に定値におさまるようである. また, 地盤密度が小さいほど変形履歴の影響は大きく, 1波目の変形挙動の影響をかなり強く受けるようである. このことは, 波浪場のように水平荷重が支配的な場合(特に滑動破壊が生じるような場合)は外力の作用した初期段階の変形性状の評価が極めて重要であることを示している.



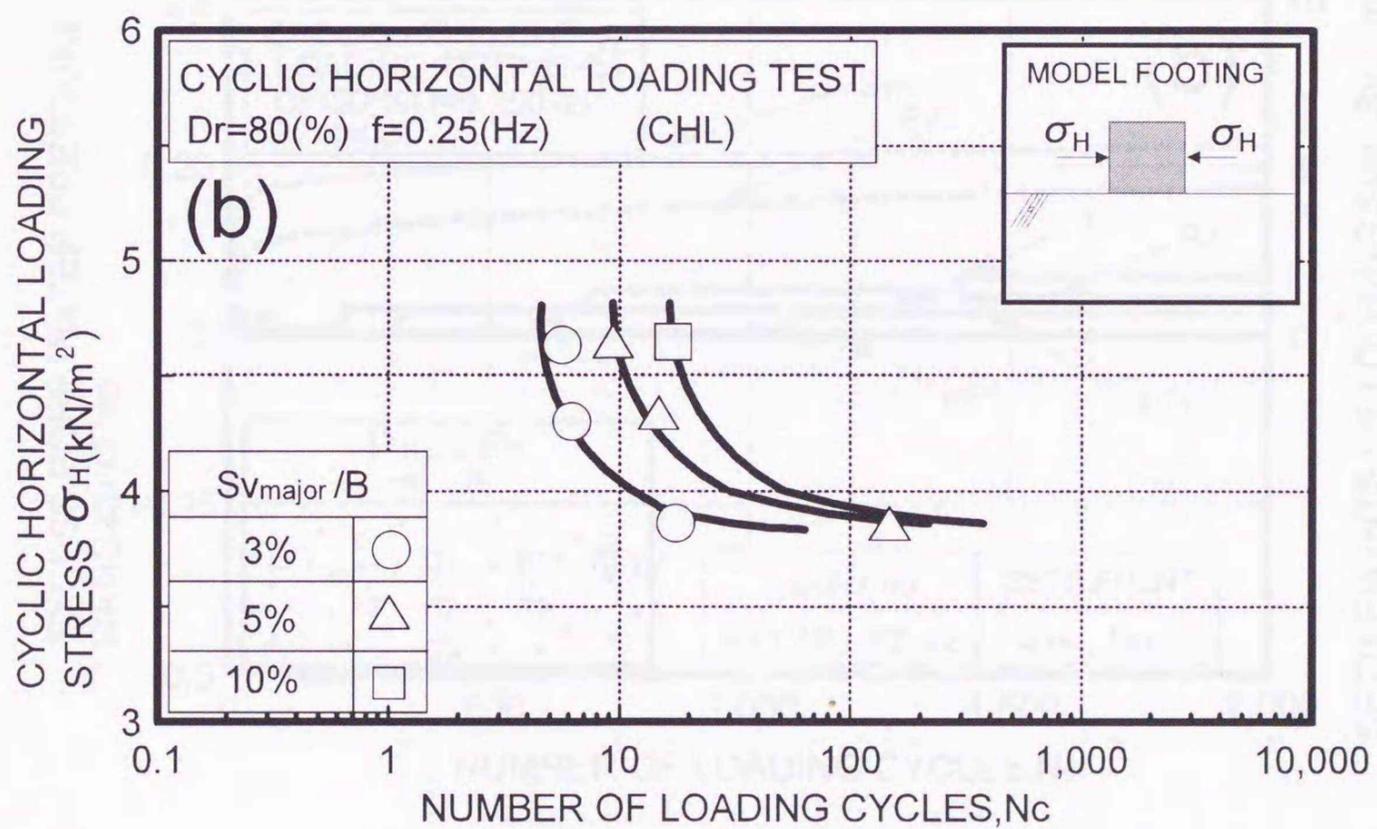
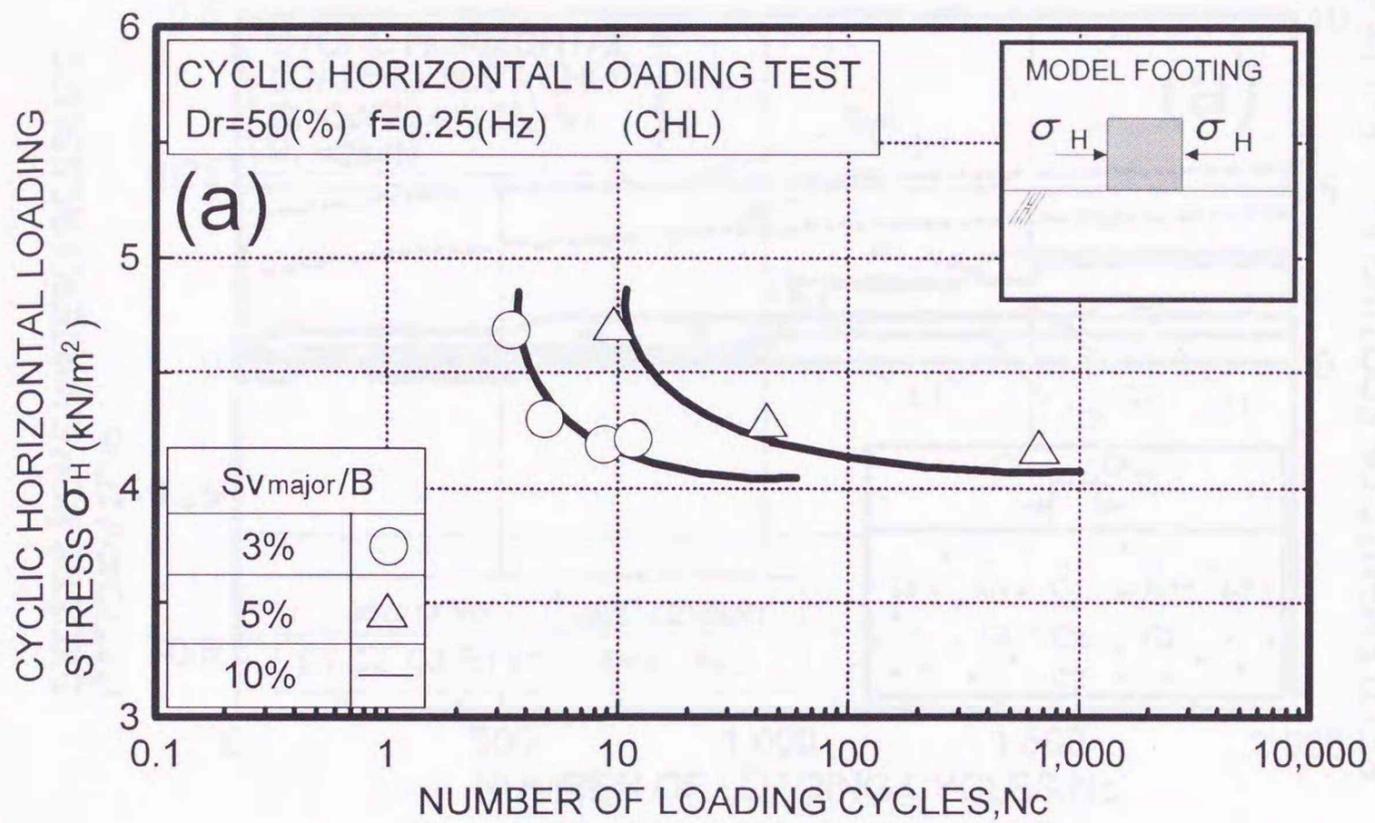


図-4・10 繰返し水平載荷(CHL)試験における繰返し応力と繰返し回数との関係:

(a) Dr=50%, (b) Dr=80%

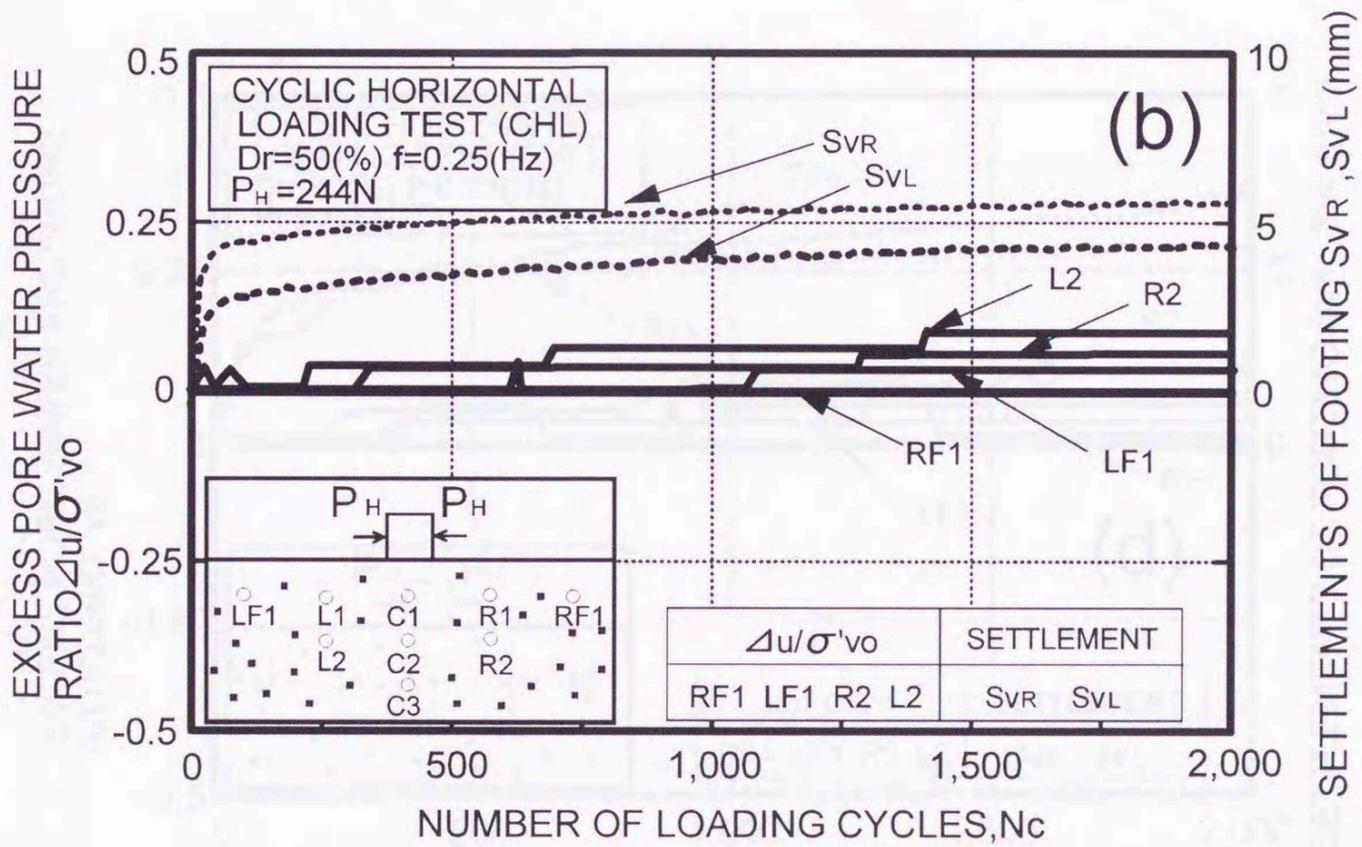
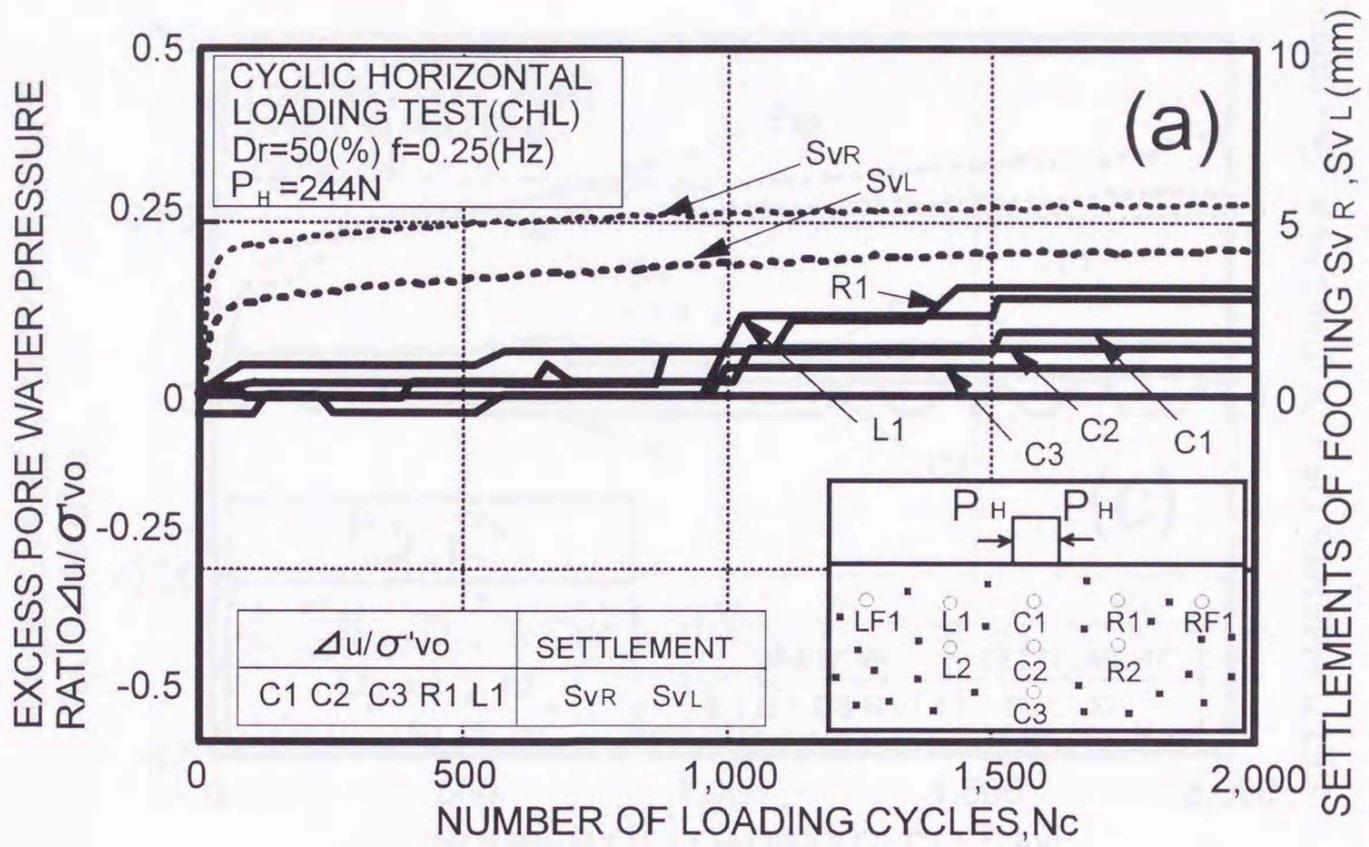


図-4・11 CHL試験における過剰間隙水圧挙動と沈下量との関係  $D_r=50\%$  :

(a) C1, C2, C3, R1, L1地点, (b) RF1, LF1, R2, L2地点

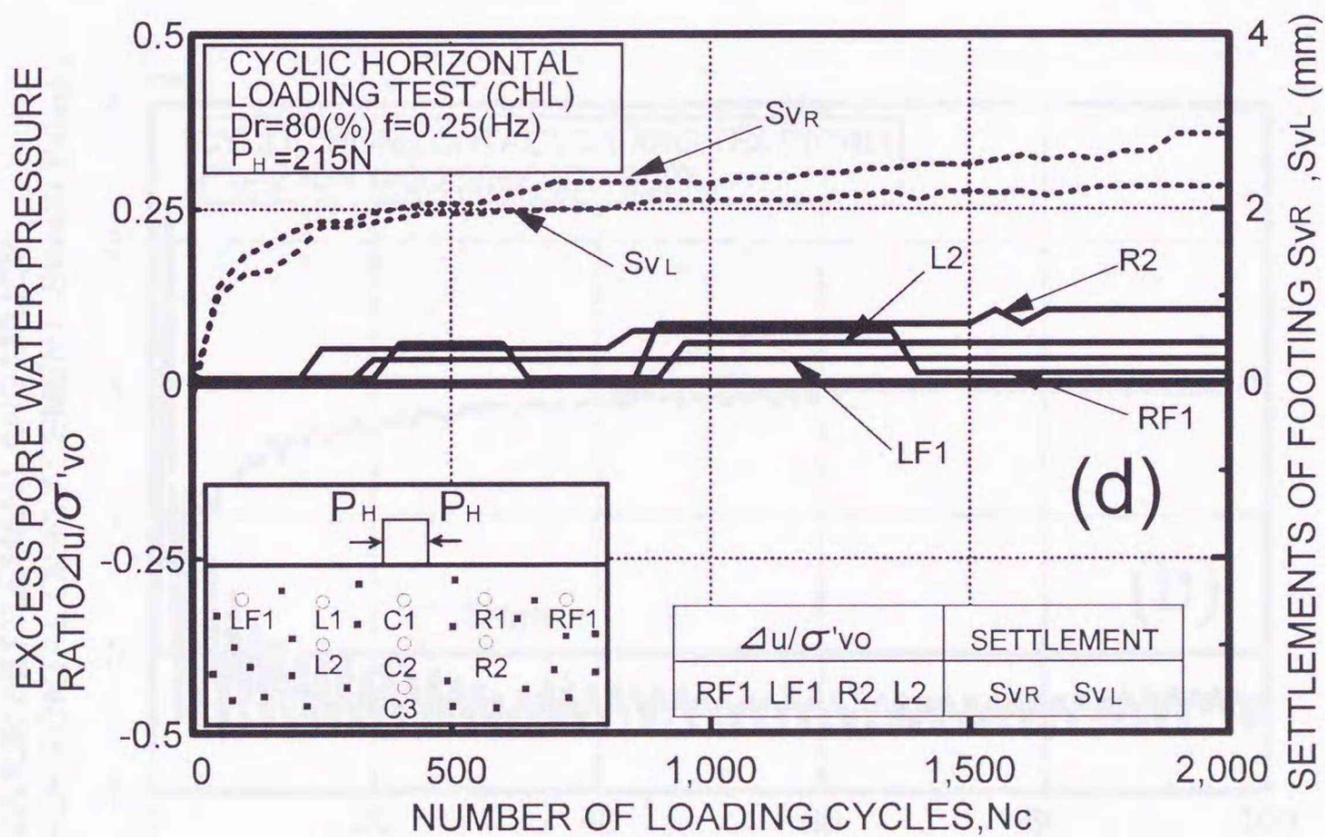
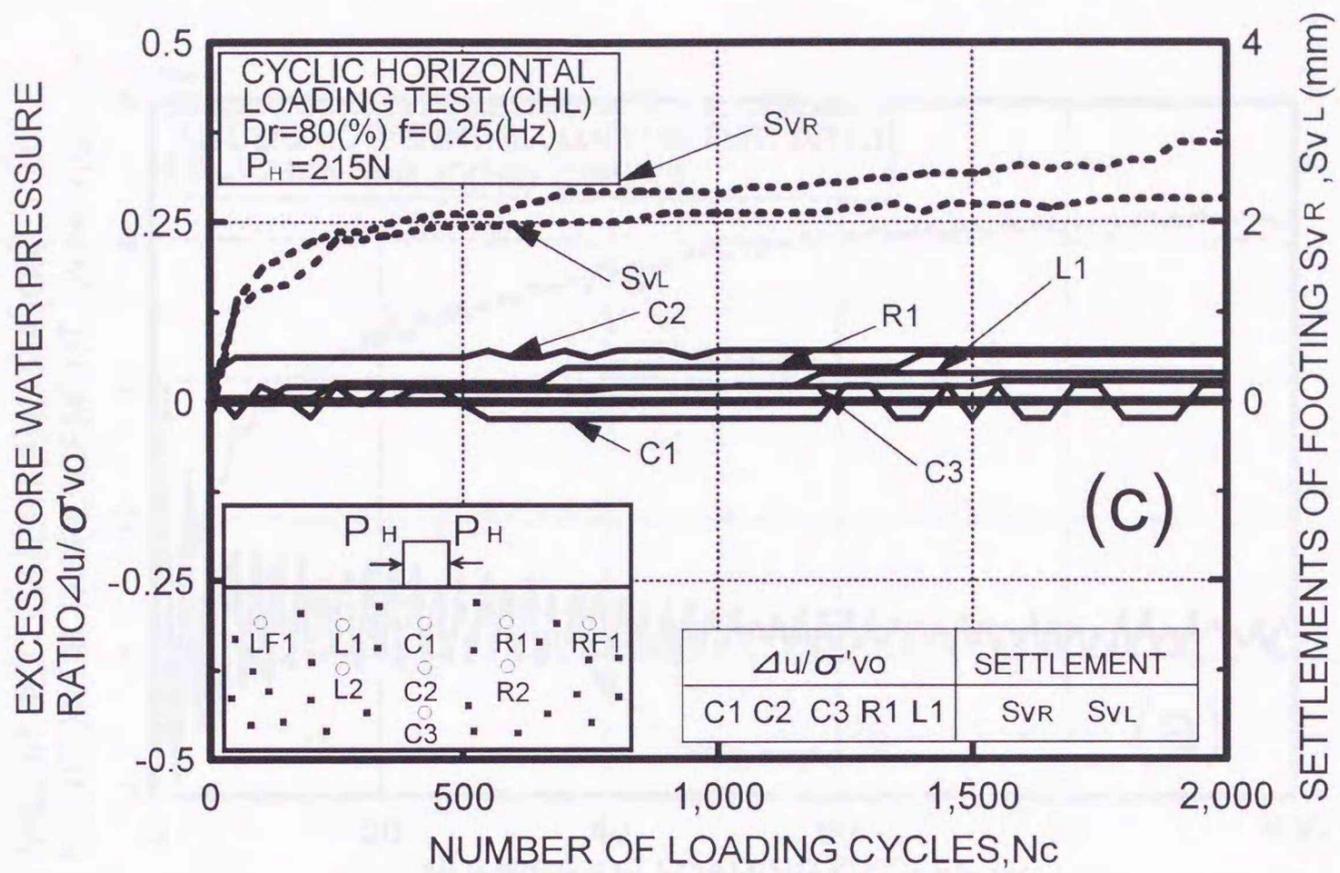


図-4・11 CHL試験における過剰間隙水圧挙動と沈下量との関係  $Dr=80\%$  :

(c) C1, C2, C3, R1, L1地点, (d) RF1, LF1, R2, L2地点

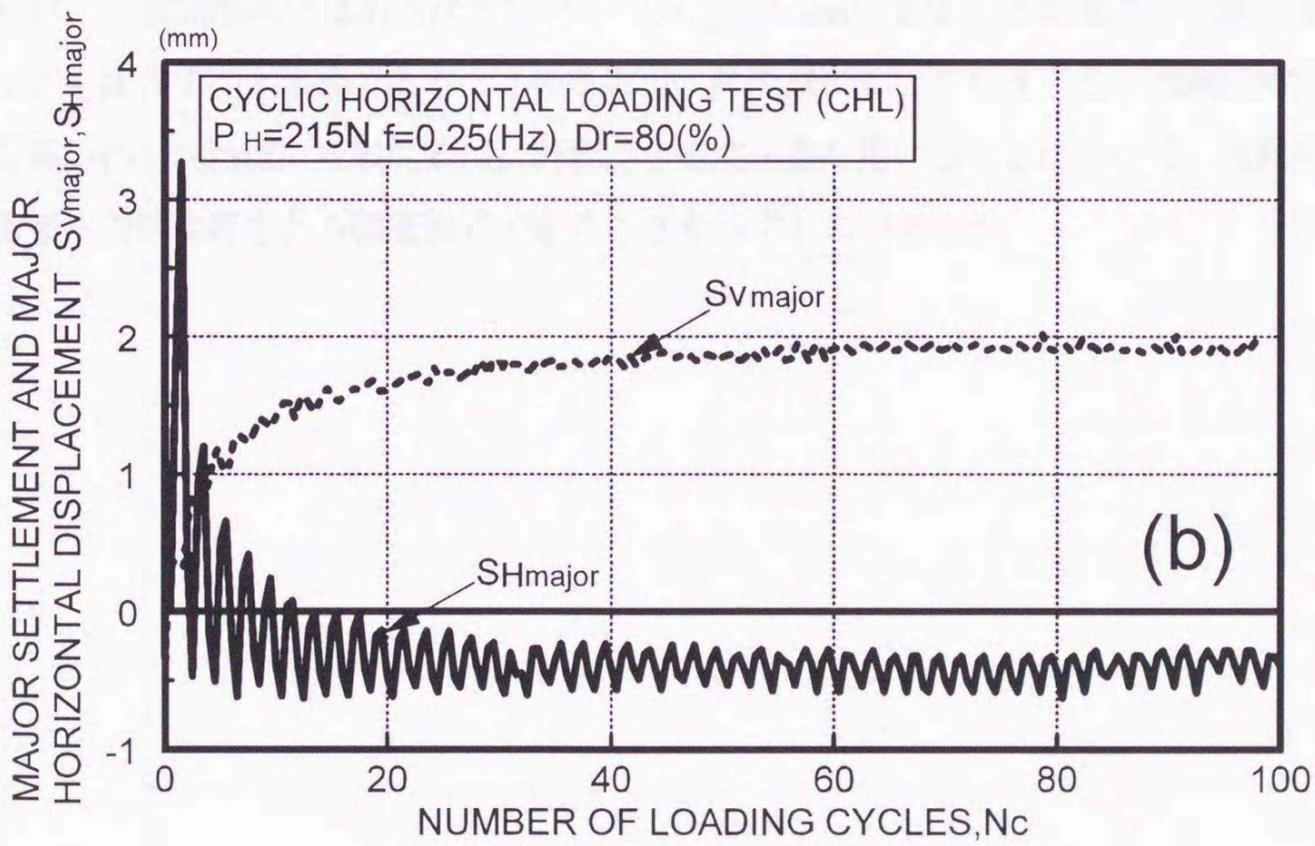
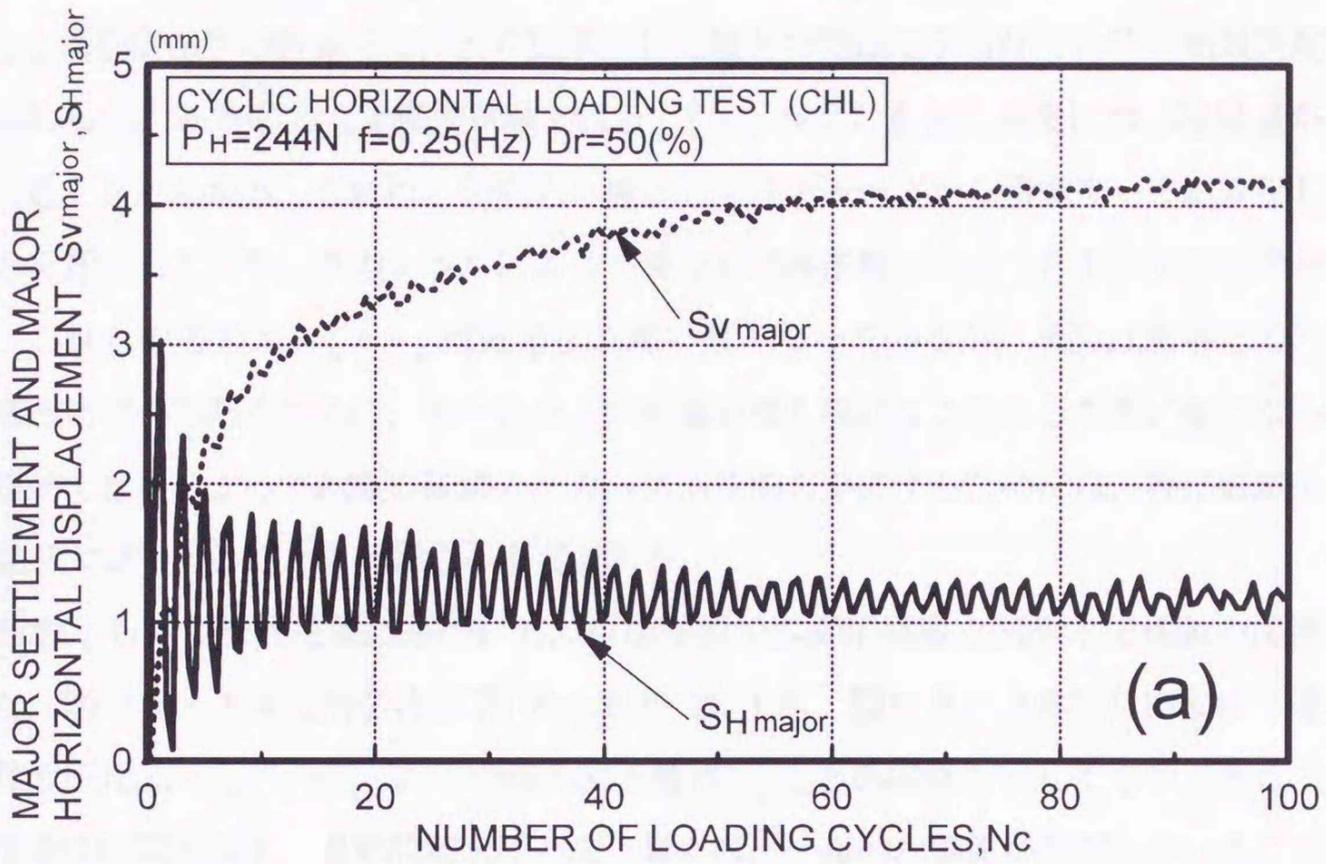
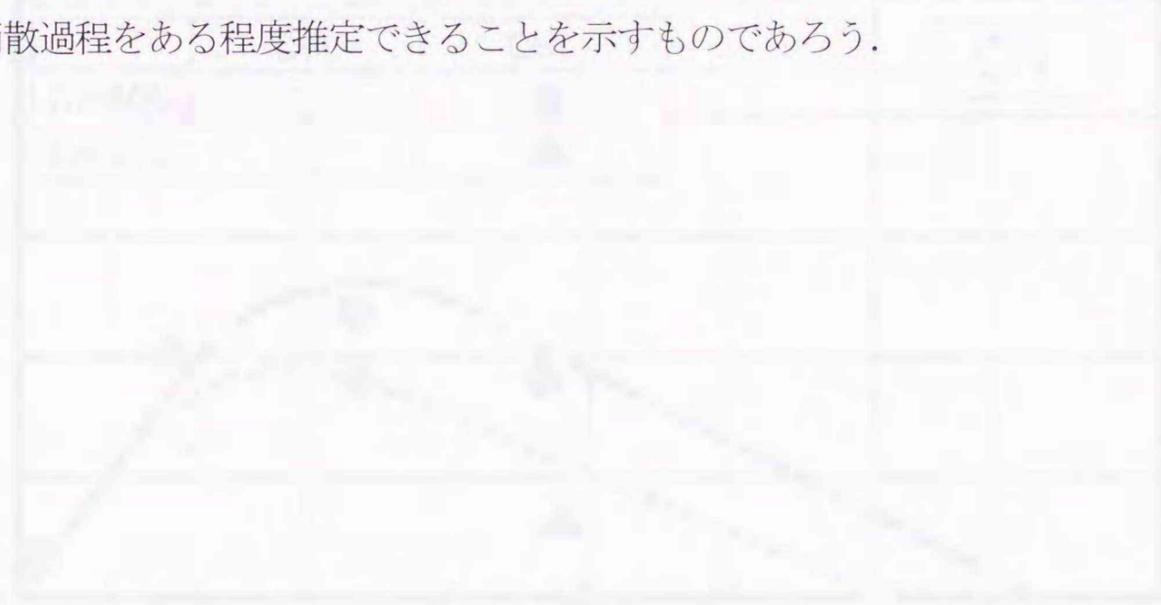


図-4・12 CHL試験における水平移動量と沈下量の経時変化：(a)  $Dr=50\%$ , (b)  $Dr=80\%$

図-4・13は、地盤の破壊形態をさらに詳細に調べるために、CHL試験における $N_c=2,000$ 回までの最大水平移動量( $S_{H_{major}})_{max}$ )をその時の沈下量 $S_{V_{major}}$ で正規化した値と繰返し水平応力 $\sigma_H$ を模型構造物の自重 $\sigma_w$ により正規化した値との関係で示されている。相対密度の違いに関わらず、ある応力(本模型試験では $\sigma_H/\sigma_w \doteq 2$ )を境に急激に水平移動量が卓越していることがわかる。これはこの応力を境として沈下モードから滑動モードに変化していることを意味しており、外力レベルによって異なる破壊形態になることを示すものである。なお、これらの応力比 $\sigma_H/\sigma_w$ は通常より高い値となっているが、それは水平応力の載荷点が構造物中心であるために、モーメントの影響が強くて現れてこのような高い値になったものと推測できる。よって地盤の破壊のメカニズムを明らかにするためには、特に破壊モードの把握が大切であることを示唆する事実である。

両試験から得られた結果に基づいて、模型地盤での変形挙動と間隙水圧挙動の関連性を調べた。図-4・14は構造物直下100mm地点(C1点:図-3・3参照)における最大過剰間隙水圧比 $\Delta u_{max}/\sigma'_{v0}$ とその時の沈下量 $S_{V_{major}}$ との関係を示したものである。外力の作用条件に関わらず、過剰間隙水圧と沈下量には、一義的な関係が存在していることがわかる。また、相対密度により多少の変化は見られるが、ほぼ同様な傾向が得られるようである。なお、過剰間隙水圧はある沈下レベル( $S_{V_{major}} \doteq 6\text{mm}$ )を境に増加傾向から減少傾向になることも注目すべき事実である。このことは、原位置においても沈下量-過剰間隙水圧の相関関係が得られれば、比較的簡便に計測できる沈下量を用いることによって、過剰間隙水圧の蓄積-消散過程をある程度推定できることを示すものであろう。



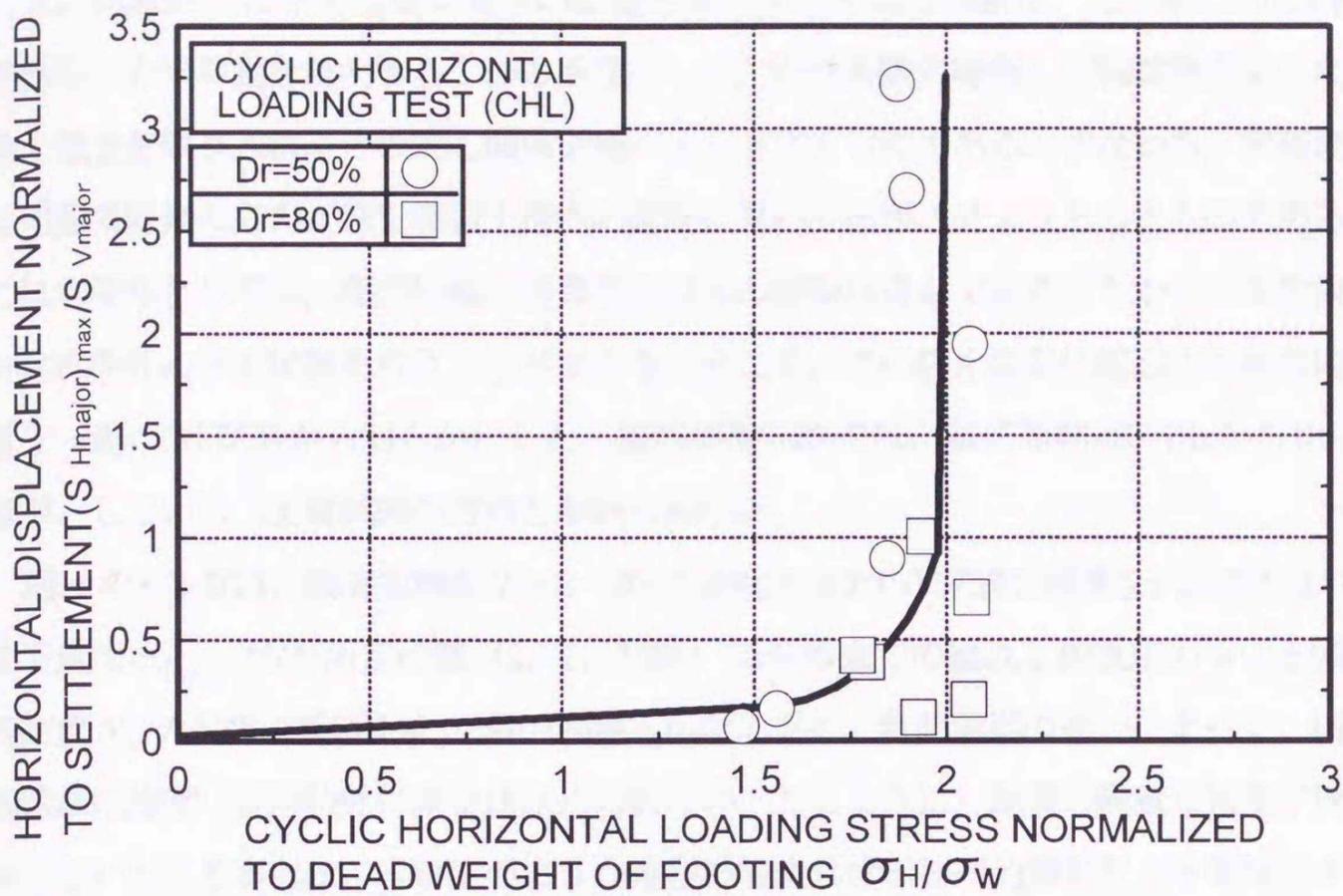


図-4・13 荷重レベルの違いによる破壊形態の変化

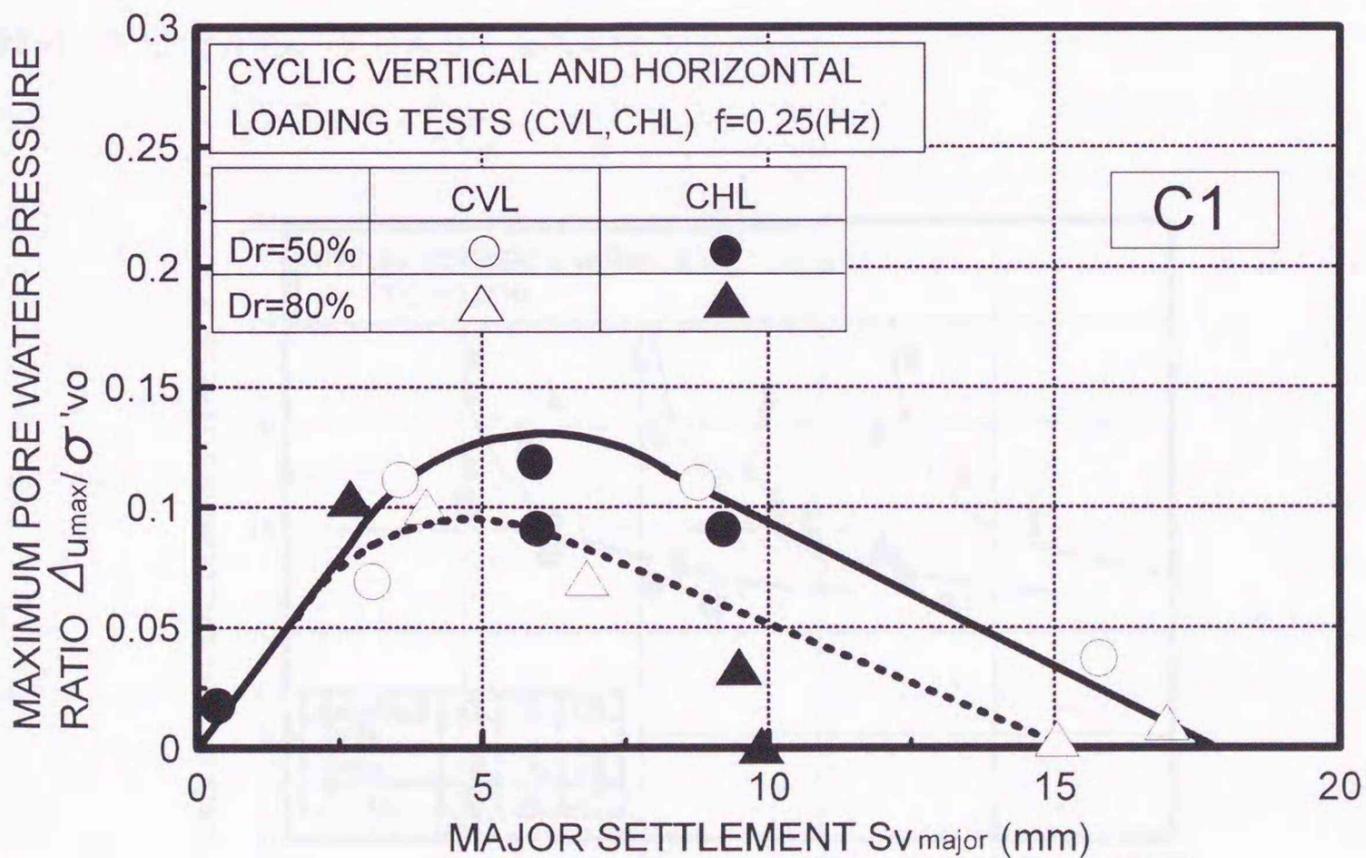


図-4・14 CVL, CHL試験における過剰間隙水圧と沈下量との関係

次に試験結果に与える載荷周期の影響を調べた。本模型試験は、波浪場にある構造物・地盤系の力学挙動を解明する1つの手段として、模型実験に繰返し三軸試験のような要素試験の概念を取り入れ、その対応関係を調べようとするものである。すなわち、実波浪場にある地盤内要素の応力状態を模型土槽内の要素において再現させようとしたものである。ここで排水条件としては、模型地盤の要素内では水の移動は自由であることから、実波浪場に近しい排水条件の下で試験を行うことができる。そこで、この排水効果に起因する載荷周期の影響を一連のCVL試験から明らかにした。室内要素試験では、載荷周期は0.1Hzから1Hzまでを標準としている（土質試験の方法と解説(1990)）。

図-4・15は、載荷周期を  $T=2\sim 20s$  に変化させたCVL試験の結果を示したものである。沈下量比  $S_{vmajor}/B$  が所定の値（3, 5, 10%）に至るまでの繰返し鉛直応力  $\sigma_v$  と繰返し載荷回数  $N_c$  の関係で整理した。図から明らかなように、載荷周期の違いによって、構造物・地盤系の強度-変形特性に変化は認められない。このように、地盤の繰返し強度が周期に依存しないとする事実は、本研究のような模型試験における物理的解釈をより明解にするものであろう。

なお、各試験における載荷周期は、想定される実波浪場の載荷周期が  $T=4\sim 20s$  であること、及び上述のように本研究の載荷周期の範囲では、繰返し強度に与える載荷周期の影響が小さいことから、 $T=4s$  としている。

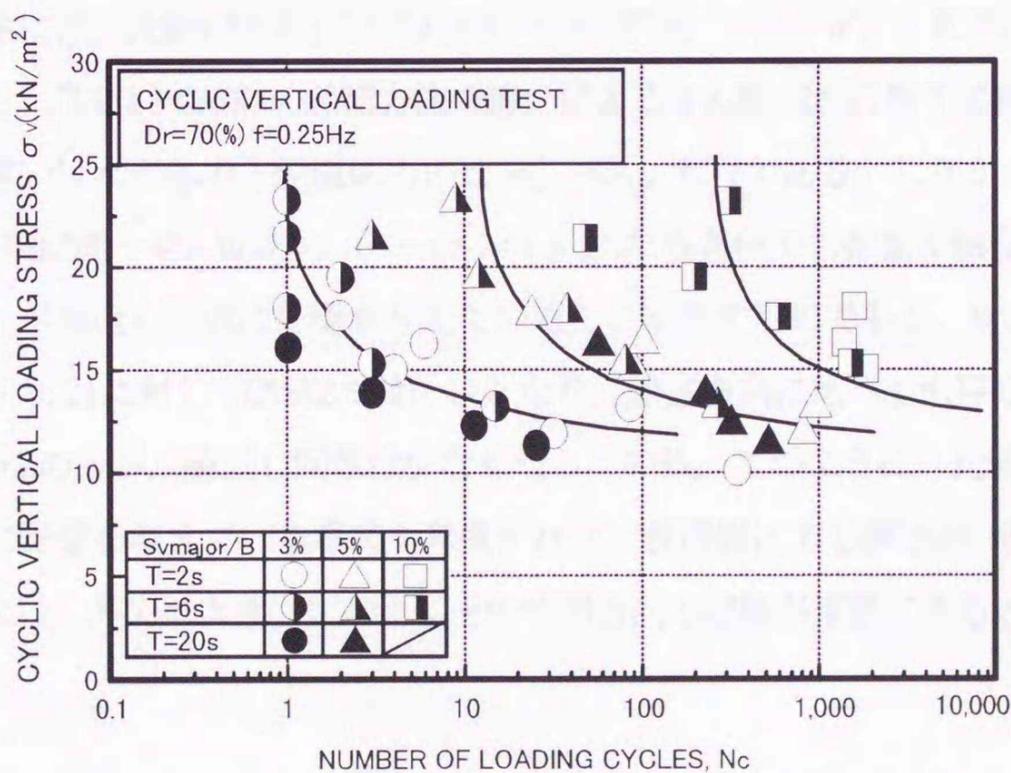


図-4・15 載荷周期の相違が動的強度に与える影響

#### 4. 3. 2 外力の作用方向が動的力学挙動に与える影響

図-4・16(a)は、外力の作用方向と大きさが動的強度に与える影響を調べるために、繰返し鉛直・水平組合せ载荷(CVHL)試験(図-4・4参照)で得られた結果を示している。ここでは、構造物底部中心に生じるモーメント $M$ と所定の沈下量比 $S_{V_{major}}/B$ に至るのに必要な繰返し回数 $N_c$ の関係で整理している。なお、モーメントは鉛直ロッドと構造物中心までの距離(=30mm)と水平ロッドと模型地盤までの距離(=50mm)から算出された载荷荷重値( $P_V = \sigma_V \cdot A$ ,  $P_H = \sigma_H \cdot A$ ,  $A$ は模型構造物の底面積及び側面積である(図-3・7参照))により求めた。相対密度 $D_r$ は70%である。図にはモーメントに対応した構造物直下100mm地点に生じるせん断応力(Boussinesq及びCerrutti解から算出)を初期有効鉛直応力 $\sigma'_{v0}$ で正規化した値も併せて表記している。CASE1及びCASE2は、前述のように構造物に生じるモーメントが各々最大及び最小の組合せとなるように、鉛直応力 $\sigma_V = 13\text{kN/m}^2$ または $24\text{kN/m}^2$ を正弦波で与え、水平応力 $\sigma_H$ を種々変化させて実施したものである。図より、CASE1ではモーメントが増加すれば所定の沈下に至るに必要な繰返し回数は減少することがわかる。これはCVLとCHL試験の場合と同様である。しかしながら、CASE1の $\sigma_V = 13\text{kN/m}^2$ の場合とCASE2の $\sigma_V = 24\text{kN/m}^2$ の場合では、モーメントが同一( $M = 30\text{Nm}$ )であるが、繰返し回数に明確な差が生じている。

このことを調べるために、図-4・16(b)はCASE1の $\sigma_V = 13\text{kN/m}^2$ の場合とCASE2の $\sigma_V = 24\text{kN/m}^2$ における構造物直下100mm地点のせん断応力振幅 $\tau_d/\sigma'_{v0}$ を経時変化で示したものである。図中には、比較のためにCASE1の $M = 60\text{N}\cdot\text{m}$ ,  $\sigma_H/\sigma_V = 0.26$ の $\tau_d$ -時間関係を示している。CASE1とCASE2の载荷方法の違いによるせん断応力の発生に相違は認められない。両者の違いは水平応力と鉛直応力の比 $\sigma_H/\sigma_V$ だけである。したがって、図-4・16(a)の結果は同一せん断応力(モーメント)になる条件でも荷重の組合せの違い(作用方向の違い)が繰返し回数に影響を与えていることを示すものである。例えば、CASE1では $\sigma_H/\sigma_V$ が0.21に対してCASE2では0.17となり、鉛直方向に比べて水平方向の応力の貢献が少ないCASE2の方が、繰返し回数は少なくなっている。このように、比較的小さな外力差が強度挙動に影響を与えている事実を考慮すれば、波浪場にある構造物-地盤系の破壊を評価するためには、外力の大きさに加えてその作用方向の把握が重要であるといえよう。

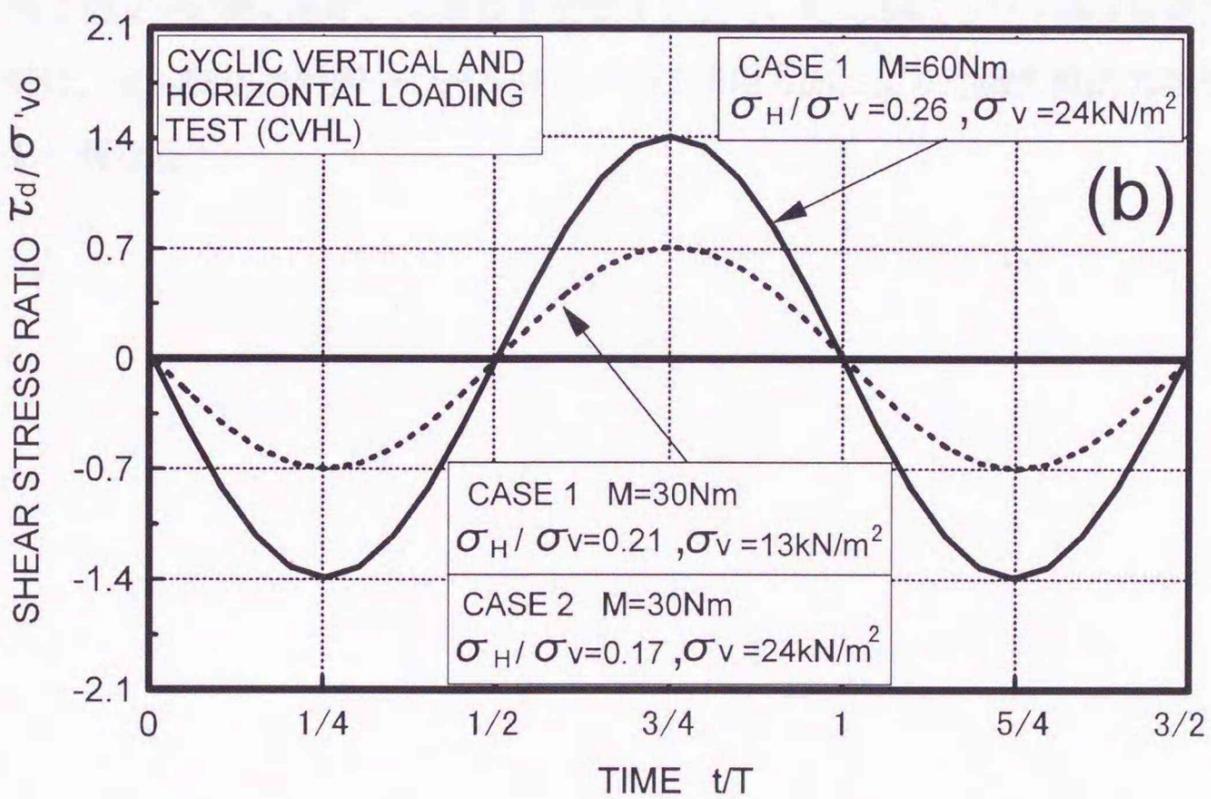
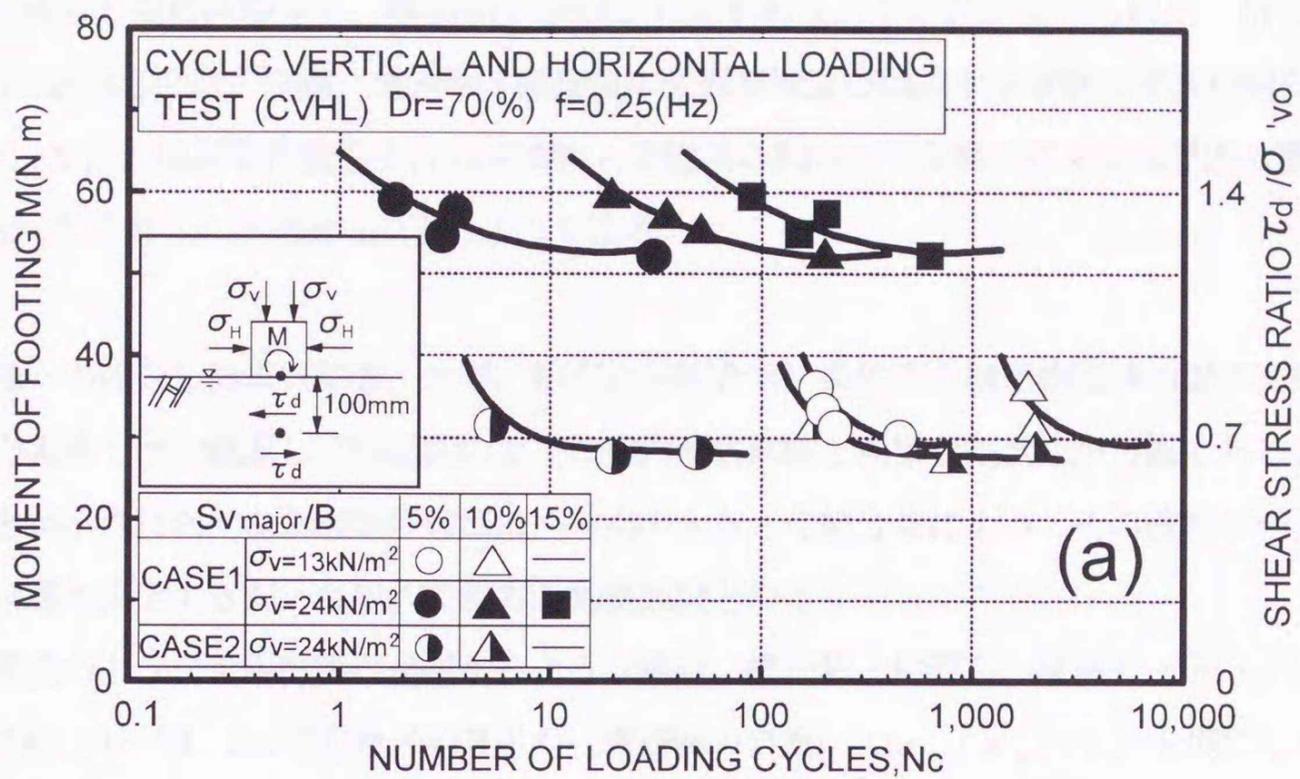


図-4・16 繰返し鉛直・水平組合せ載荷(CVHL)試験における、(a)繰返し応力と繰返し回数との関係、(b)せん断応力振幅の経時変化

#### 4. 4 まとめ

一連の繰返し載荷試験から、構造物・地盤系の基本的な力学挙動が調べられた。特に繰返し応力と繰返し回数との関係、構造物・地盤系の变形特性及び間隙水圧挙動の特徴が明らかにされた。また、繰返し荷重を受ける構造物・地盤系の動的力学挙動に与える諸要因の影響が調べられた。得られた結論は以下のようである。

- (1) 種々の繰返し荷重（鉛直，水平，鉛直水平組合せ）条件下の構造物支持地盤の支持力実験では，繰返し三軸試験のような室内要素試験と同様な整理法が可能であることが示された。なお地盤の破壊は，外力の大きさや組合せによってその破壊モードは種々変化するが，基本的に側方流動型破壊となる。
- (2) 波浪のような水平荷重が卓越するような場合，構造物・地盤系の破壊モードは，ある外力レベル（水平応力／鉛直応力（構造物の自重）： $\sigma_H / \sigma_w \approx 2$ ）を境にして，沈下が卓越するモードから滑動が卓越するモードに移行するようである。
- (3) 構造物支持地盤の動的力学挙動を把握する上で，せん断応力の評価は重要である。特に，せん断応力が同一レベルでも，その作用方向により地盤の動的力学挙動は著しく異なる。

<参考文献>

石原研而：土質動力学の基礎，鹿島出版社，1976

川村志麻，三浦清一，横浜勝司，萩原義雄：波浪を受ける地盤構造物系の変形挙動と評価，  
第31回地盤工学研究発表会発表講演集，pp. 945-946，1997

川村志麻，三浦清一，横浜勝司，宮浦征宏：波浪のような繰返し力を受ける構造物・地盤系  
の動的力学挙動，土木学会論文集，No. 624/III-47，pp. 65-76，1999

港湾の施設の技術上の規準・同解説改訂版：運輸省港湾局監修 日本港湾協会，1989

道路橋示方書・同解説：（社）日本道路協会，1980

土質試験の方法と解説：土質工学会，pp. 421-450，1990

沿岸域の開発における海底地盤の波浪応答：土木学会海洋開発委員会，1992

## 第5章 波浪場にある構造物支持地盤内の応力状態を再現した試験

## 第5章 波浪場にある構造物支持地盤内の応力状態を 再現した試験

### 5.1 概説

前述の解析結果及び基本的な繰返し載荷試験結果から、波浪力-構造物の相互作用により誘発される構造物直下の地盤内せん断応力が、外力の組合せによらず両振り条件にある、などの事実が示された。本章では、波浪力-地盤-構造物系の破壊機構の詳細を探るために、構造物直下の要素点における地盤内応力の特性を再現させた1g場の模型試験(Wave Reproduction Test: WRT試験)を実施し、得られた結果について考察を行った。

実現象を解明するための手段として、模型実験は多くの研究で多用され、その工学的意義は大きい。特に、1g場の模型実験は試験方法及び実現象の把握のし易さ等、実験の本質を考える上で極めて重要な示唆を与える実験手法として認められている。また、遠心力載荷装置を用いた模型実験では、実物の初期応力状態を一致させることが可能であるなどの利点を有することから、今後益々、利用される傾向にあるといえる。近年では、遠心力載荷装置を用いて波浪応答問題を解明しようとする研究も進んでいる。特に、Sekiguchiら(1998)は、波浪場を遠心力載荷実験において再現するために必要な相似則の整理及び遠心力載荷場での進行波と重複波の2種類の波を造り出すことのできる造波装置を開発し、遠心力載荷場で波浪応答の問題を研究している。その結果、波浪応答によって海底地盤が液状化することや進行性の液状化現象であることを明らかにした。

本研究では、従来の1g場模型実験の考え方とは若干異なり、要素試験の考え方を模型実験に取り入れ研究を行っている(川村ら(1999))。波浪場の構造物・地盤系の力学挙動を明らかにするために通常用いられる造波装置を使わずに、前述した簡便な実験装置から地盤内要素点での力学応答を調べている。造波装置を用いた方法では、構造物支持地盤の任意要素の応力状態を再現させることは不可能である。そこで、造波装置を用いたような直接的な手法ではなく、間接的な方法により力学現象を把握することを試みている。得られた模型土槽内の要素の力学応答から、室内要素試験と模型実験の対応関係、および地盤の破壊のメカニズムが調べられている。

## 5. 2 試験方法

この実験では、波浪力-構造物-地盤系の連成問題について、実海域で想定される外力を前述の図-2・1のように仮定している。すなわち、構造物には波浪力によるモーメント $M$ 、鉛直力 $V$ 及び水平力 $Q$ と変動水圧 $\sigma_c$ が作用している。これらの外力を鉛直成分、水平成分及び変動水圧成分に分け、それらの力を適確に組合せることによって構造物直下の要素点での地盤内応力を再現している。すなわち、WRT試験では、実波浪場にある構造物直下の要素点に生じる地盤内鉛直、水平及びせん断応力 $(\sigma_z, \sigma_x, \tau_{xz})$ を鉛直応力の最大値 $\sigma_{zmax}$ によって正規化した値 $(\sigma_z / \sigma_{zmax}, \sigma_x / \sigma_{zmax}, \tau_{xz} / \sigma_{zmax})$ が模型地盤内の要素での正規化した応力 $(\sigma_{zm} / \sigma_{zmm}, \sigma_{xm} / \sigma_{zmm}, \tau_{xzm} / \sigma_{zmm})$ と一致するように実験での载荷荷重(分担力)を決定した。ここでWRT実験での地盤内応力には $m$ を付している。例えば、図-5・1(a), (b)には、水深 $h=15m$ の海底地盤に設置された高さ $D$ と幅 $B$ が $20m$ の構造物に波高 $H=7.5m$ 、周期 $T=10s$ の波浪が作用した場合の構造物中心直下 $20m$ の要素における地盤内応力と、その応力特性を再現させるための本模型実験における各ロッドの分担力(左右の鉛直ロッド: $P_{VL}, P_{VR}$ 、左右の水平ロッド: $P_{HL}, P_{HR}$ )と変動水圧 $\sigma_c$ の経時変化を示している。この例では構造物中心直下 $20m$ の要素と模型構造物直下 $100mm$ の要素が対応している。なお、波浪は左側から作用させている。ここで波力と揚圧力はSainflou式により算出しており、地盤内応力はBoussinesqとCerrutti解を用いて算出した(第2章;式(2.2)~(2.4)参照)。なお、(a)図の地盤内応力は最大鉛直応力 $\sigma_{zmax}$ により正規化している。上述の波浪条件では $\sigma_{zmax} = 350 \text{ kN/m}^2$ になる。また(b)図の変動水圧以外の分担力は、鉛直ロッドにより与えられる鉛直荷重の最大値 $P_{Vmax}$ で正規化されている。ここで、(b)図の分担力は初めに変動水圧 $\sigma_c$ を決定し、その後(a)図に示した関係を満たすように载荷荷重値を決定した。(b)図より、水平ロッドでは左右の分担力(プラスが左側ロッド(実線)、マイナスが右側ロッド(点線))に差が現れていることがわかる。また、各ロッド間では同位相になっていることも注目したい。

図-5・1(c)は、さらに一般的な再現法を得るために必要な波高 $H$ と模型構造物直下 $100mm$ 地点に生じるせん断応力の関係を示している。ここでは海底地盤においても陸上の地盤と同様に、せん断応力の評価が重要であるという事実から、波高 $H$ とせん断応力 $\tau_{xzm}$ の関係により整理している。なおこの関係は、任意の波高に対する実地盤内応力を(a)図のように求め、その波高に対する模型実験での最大鉛直応力を算出して得ることができる。図より波高とせん断応力の関係にはユニークな関係があることがわかる。また図-5・1(d)は、

(c) 図と同様に各波高に対する実地盤の応力を求め、(b) 図のような関係を整理することによって得られたものである。すなわち、この図は各分担力と変動水圧  $\sigma_c$  ( $=\sigma_0 + \sigma_d$ ,  $\sigma_0$ : 静水圧,  $\sigma_d$ : 変動圧), 波高  $H$  との具体的な関係を示すものである。この分担力の相互関係を満足させることができれば、任意の波高に対する地盤内要素の再現が可能であるものと考えられる。本論文における波浪場にある地盤内の任意要素点を再現した試験(WRT試験)とは、このような考え方による試験を指している。

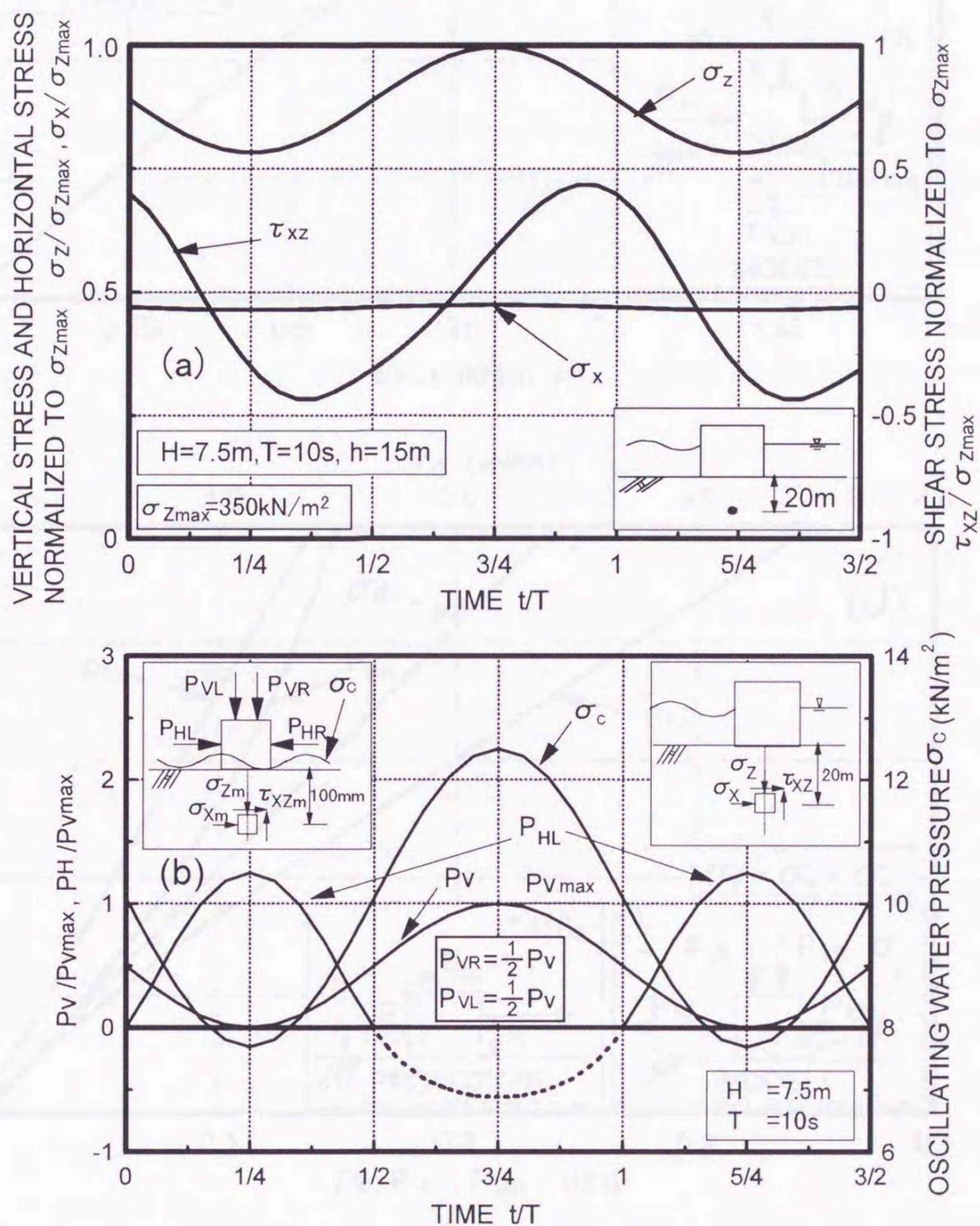


図-5・1 構造物直下の着目要素点に生じる地盤内応力と本実験での分担力：  
(a) 実地盤内応力の経時変化, (b) 各分担力の経時変化

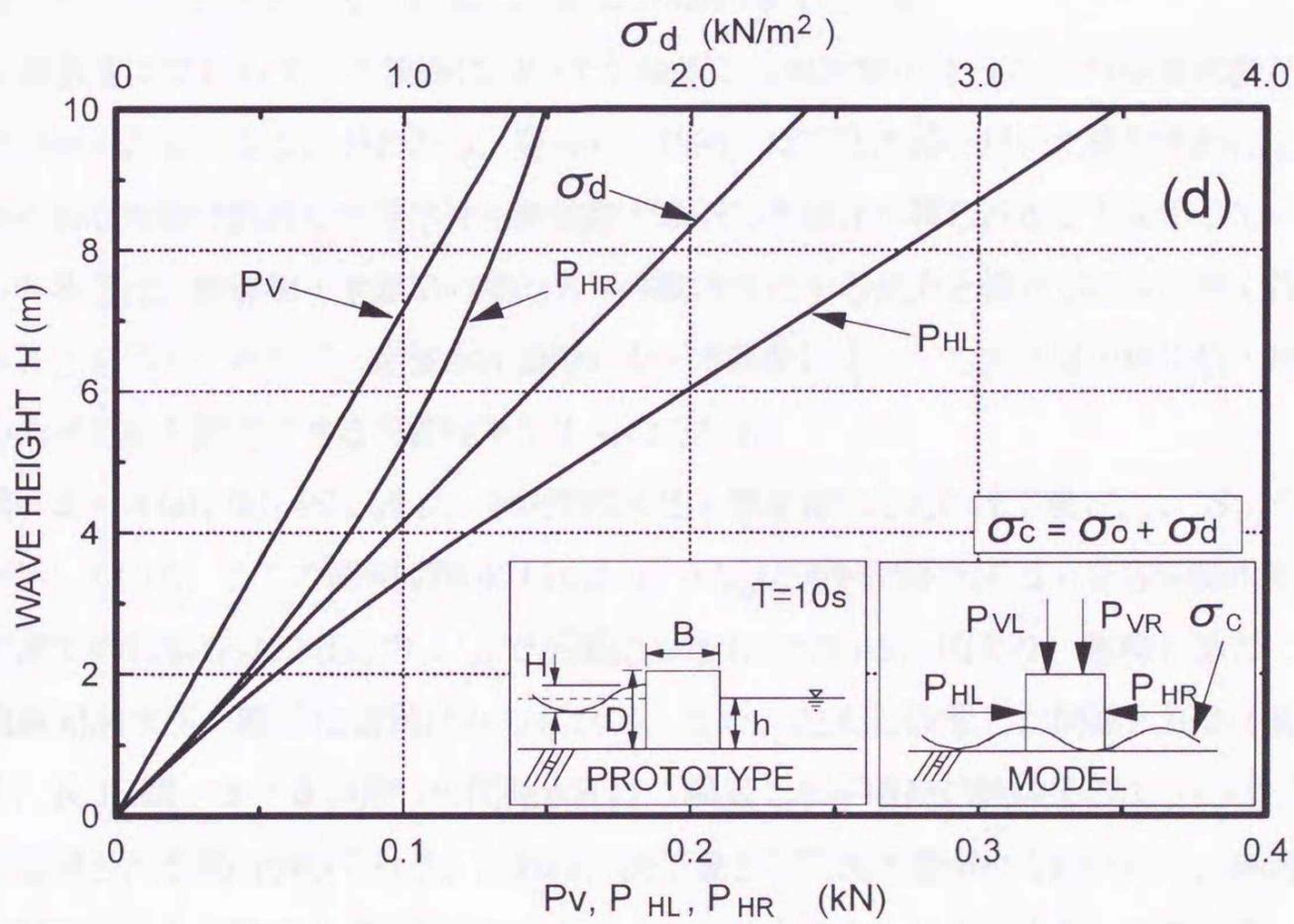
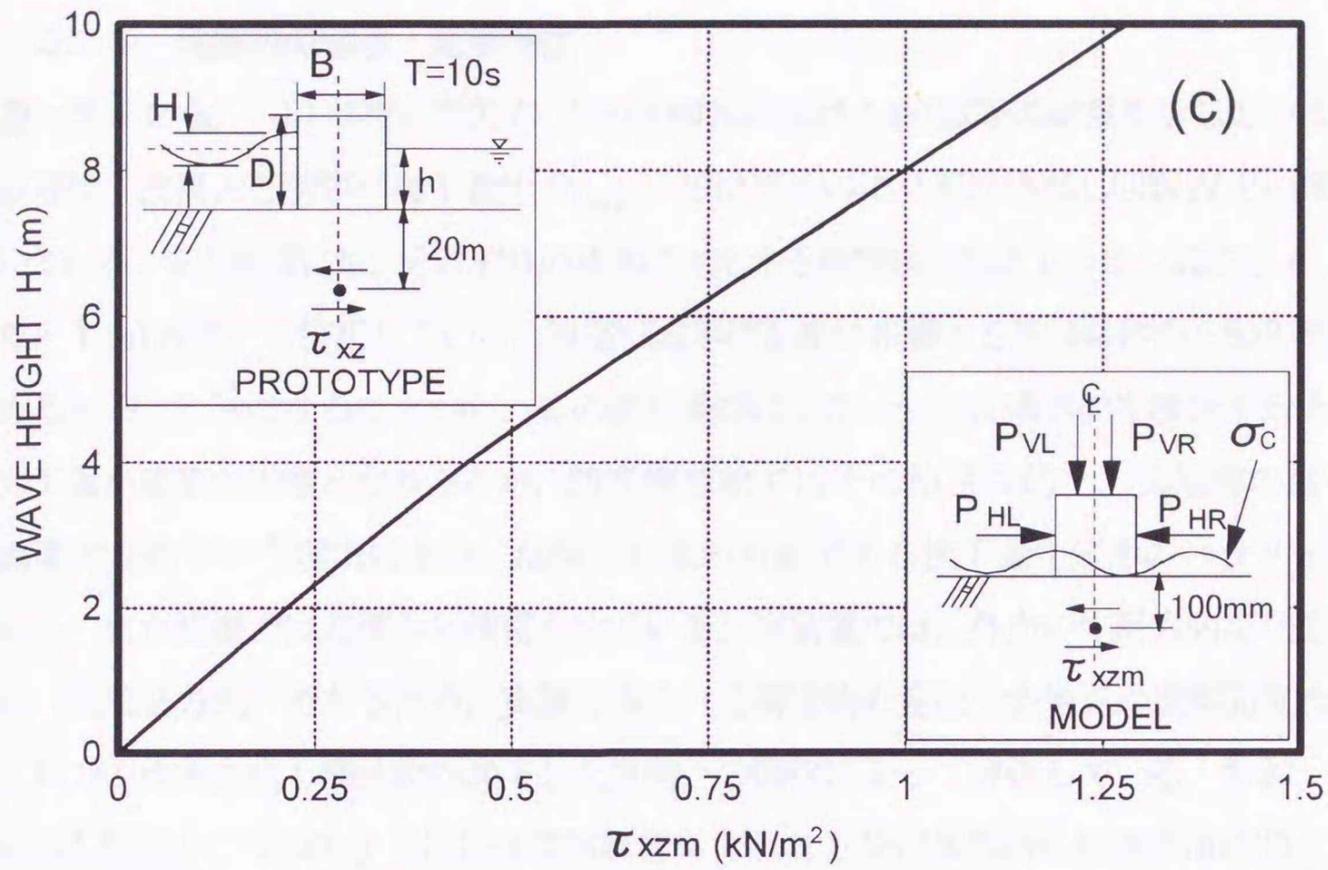


図-5・1 構造物直下の着目要素点に生じる地盤内応力と本実験での分担力：  
 (c) 波高と模型地盤内のせん断応力の関係， (d) 波高と各分担力の関係

### 5. 3 試験結果と考察

#### 5. 3. 1 地盤内の強度・変形特性

図-5・2 (a), (b)は相対密度 $D_r$ が50と80%におけるWRT試験の結果を示している。結果の整理は、波高 $H$ と所定の沈下量比 $S_{v_{max}}/B$ に至るのに必要な繰返し回数 $N_c$ との関係に基づいている。また同図には、それぞれの波高に対応する模型構造物直下のせん断応力 $\tau_{xzm}$  (図-5・1 (c)参照)も併記している。波高は太平洋沿岸に來襲する波浪条件から50年確率波を求めると $H=7.5\text{m}$ になることから、この値を基準にした。一般に構造物を設計する上では不同沈下量が重要な指標となりうるが、防波構造物ではその使用目的上、天端高の変化が特に重要であるという理由により、簡便な計測が可能である沈下量を変形のパラメータとしている。また波浪力は右側から作用させている。本装置では、外力の作用方向を任意に設定可能(左右2方向)であるため、実験で得られる構造物の変位や各地点の過剰間隙水圧挙動は、外力の作用方向と構造物の沈下した方向との関係によって評価している。なお、沈下量が繰返し回数 $N_c=2,000$ までにはほぼ定常状態になること及び暴風時の波浪作用時間を10時間程度と想定したことにより、繰返し回数は2,000回までとした。

相対密度に関わらず、本実験においても繰返し三軸試験のような室内要素試験と同様な傾向が得られていることがわかる。金谷ら(1996)は造波水路を用いた模型実験により、波浪場にある地盤は繰返し非排水せん断強度と類似した関係が得られることを示している。これらの事実は、構造物-地盤系の動的力学挙動は作用する波力と繰返し回数に強く依存していることを示すとともに、造波水路装置のない本実験によっても波浪場の構造物・地盤系の動的力学挙動を把握できる可能性を示すものである。

図-5・3 (a), (b), (c), (d)は、過剰間隙水圧と構造物の左右の沈下量 $S_{VR}$ ,  $S_{VL}$ の経時変化を示している。ここで過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma'_{v0}$ は過剰間隙水圧 $\Delta u$ を各間隙水圧計の設置位置での初期有効鉛直応力 $\sigma'_{v0}$ で正規化したものである。図より、载荷の進行にともなう過剰間隙水圧の顕著な蓄積はみられない。また、左右に設置した間隙水圧計(例えば、L1, R1(図-3・3参照))の間隙水圧は、繰返し水平载荷試験結果のようにほぼ左右対称に蓄積される傾向がみられる。これは、沈下量と不同沈下量が小さいために、繰返し鉛直载荷試験のような間隙水圧挙動にならなかったものと考えられる。また、密度の違いにより幾何学的対応点での過剰間隙水圧発生挙動に差が現れているが、これは、塑性流動域の発達の相違に起因していると考えられる。いずれにしても、急激な間隙水圧の上昇にともなう地盤の破壊がもたらされるというよりは、徐々に破壊が進行していく、いわゆる進行

性破壊のパターンを示すようである。このような構造物の沈下にともなうゆるやかな間隙水圧の上昇は、前述の図-4・8で示したような沈下-側方流動をともなう地盤のダイレイタンス挙動をよく反映したものであり、波浪力-構造物-地盤系の破壊が側方流動型破壊を呈

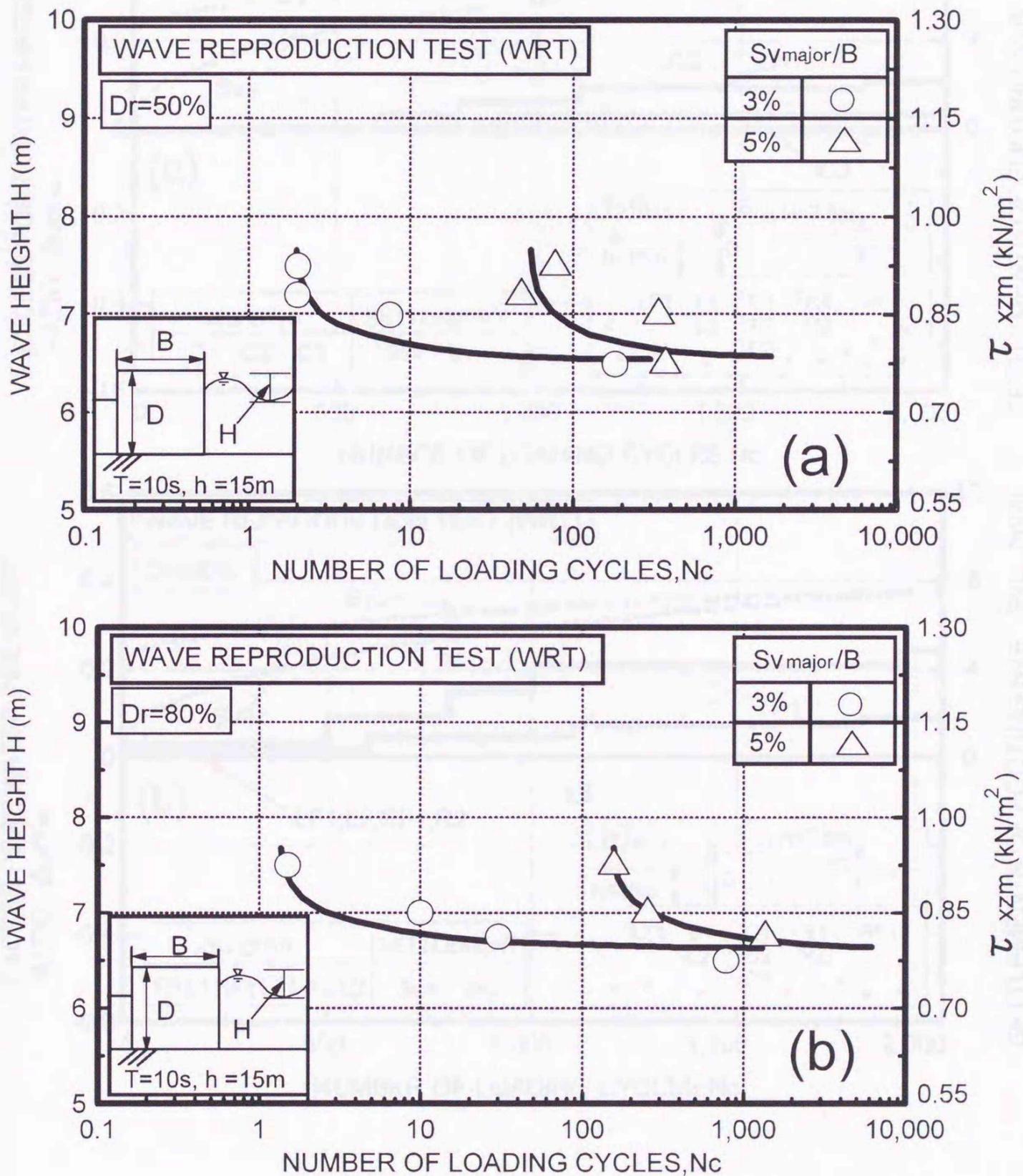
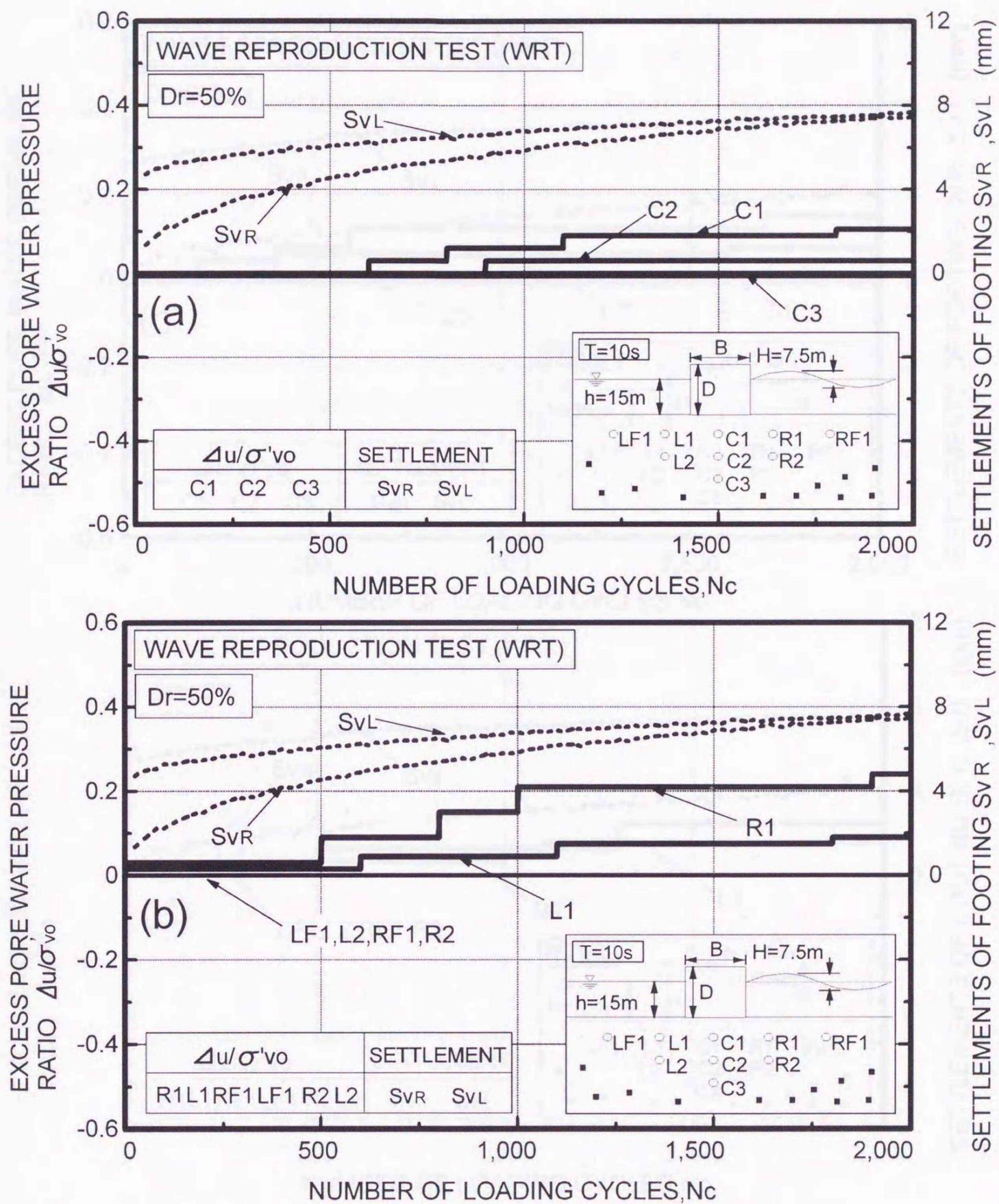


図-5・2 波浪場にある地盤内の要素点の応力状態を再現した試験(WRT)における波高及び模型構造物直下のせん断応力と繰返し回数との関係：(a)  $Dr=50\%$ 、(b)  $Dr=80\%$



図一五・三 WRT試験における過剰間隙水圧と沈下量との関係  $Dr=50\%$  :

(a) C1, C2, C3地点, (b) R1, L1, RF1, LF2, R2, L2地点

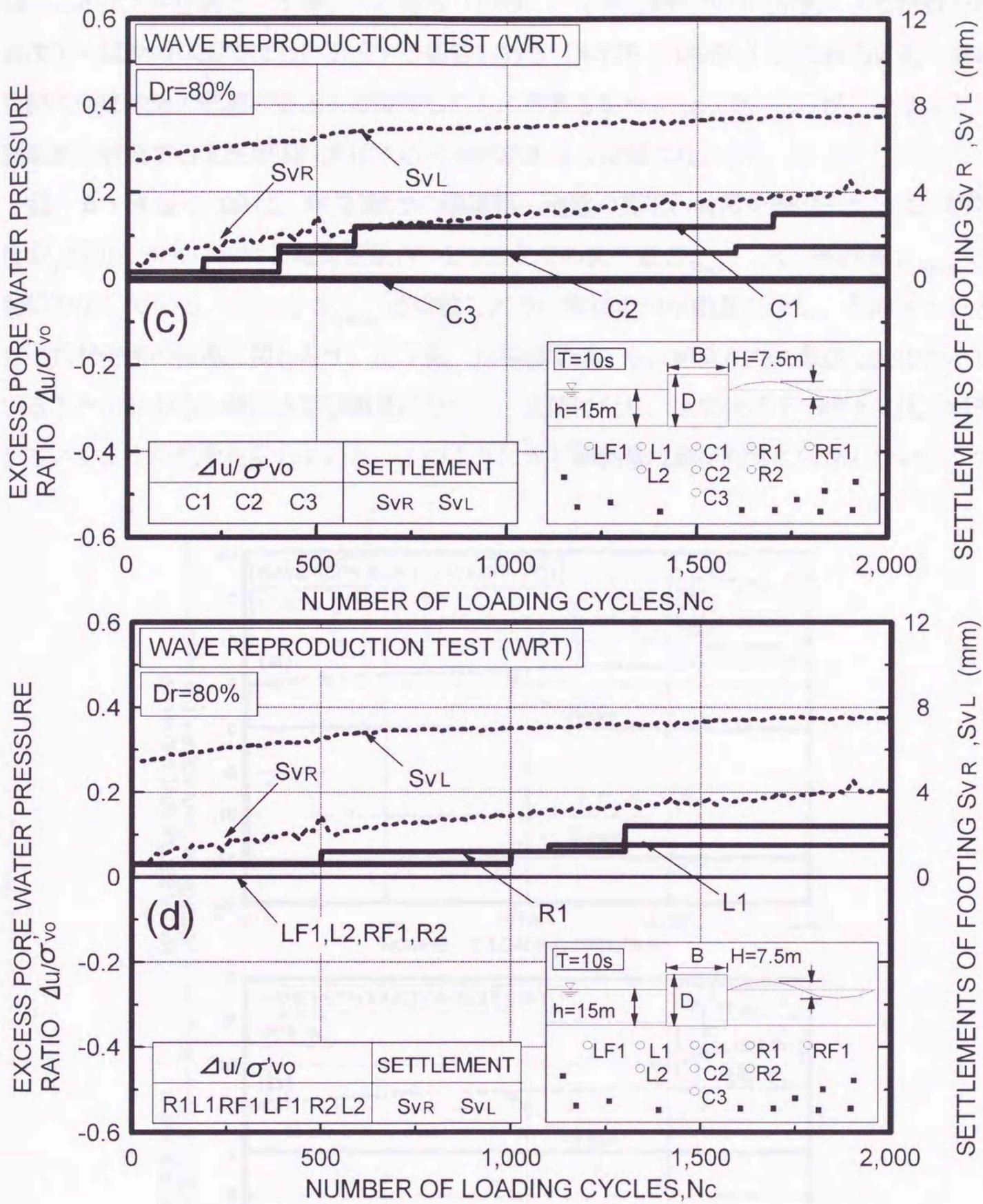


図-5・3 WRT試験における過剰間隙水圧と沈下量との関係  $Dr=80\%$  :

(c) C1, C2, C3地点, (d) R1, L1, RF1, LF1, R2, L2地点

している可能性が高いことを示すものであろう。一方、このような地盤破壊の一要因として、揺り込み沈下が原因とする報告（山崎ら（1989））や構造物近傍の局所流による洗掘が地盤の沈下・流動の原因ではないかとする報告もある（木村ら（1996））。これらの食い違いは実際の海底地盤の破壊の要因を直接探ることの困難さを示すものであろうが、少なくとも地盤破壊を誘発する支配要因は変化する可能性がある」と指摘されよう。

図-5・4 (a), (b) は、WRT試験での構造物-地盤の変形の特徴を調べるために、相対密度  $D_r$  が50と80%における載荷回数  $N_c = 2,000$  までの沈下量  $S_{V_{major}}$ 、水平移動量  $S_{H_{major}} - N_c$  関係を示している。ここで  $S_{H_{major}}$  は卓越した方の構造物の滑動量を示し、右向きを正とした。相対密度の相違に関わらず、沈下量、水平移動量ともに載荷初期に急激な変化を示していることがわかる。特に水平移動量はその後一定値になり、定常状態下で徐々に沈下が進行していくような現象を呈している。このように水平移動量は載荷回数に依存しないようであ

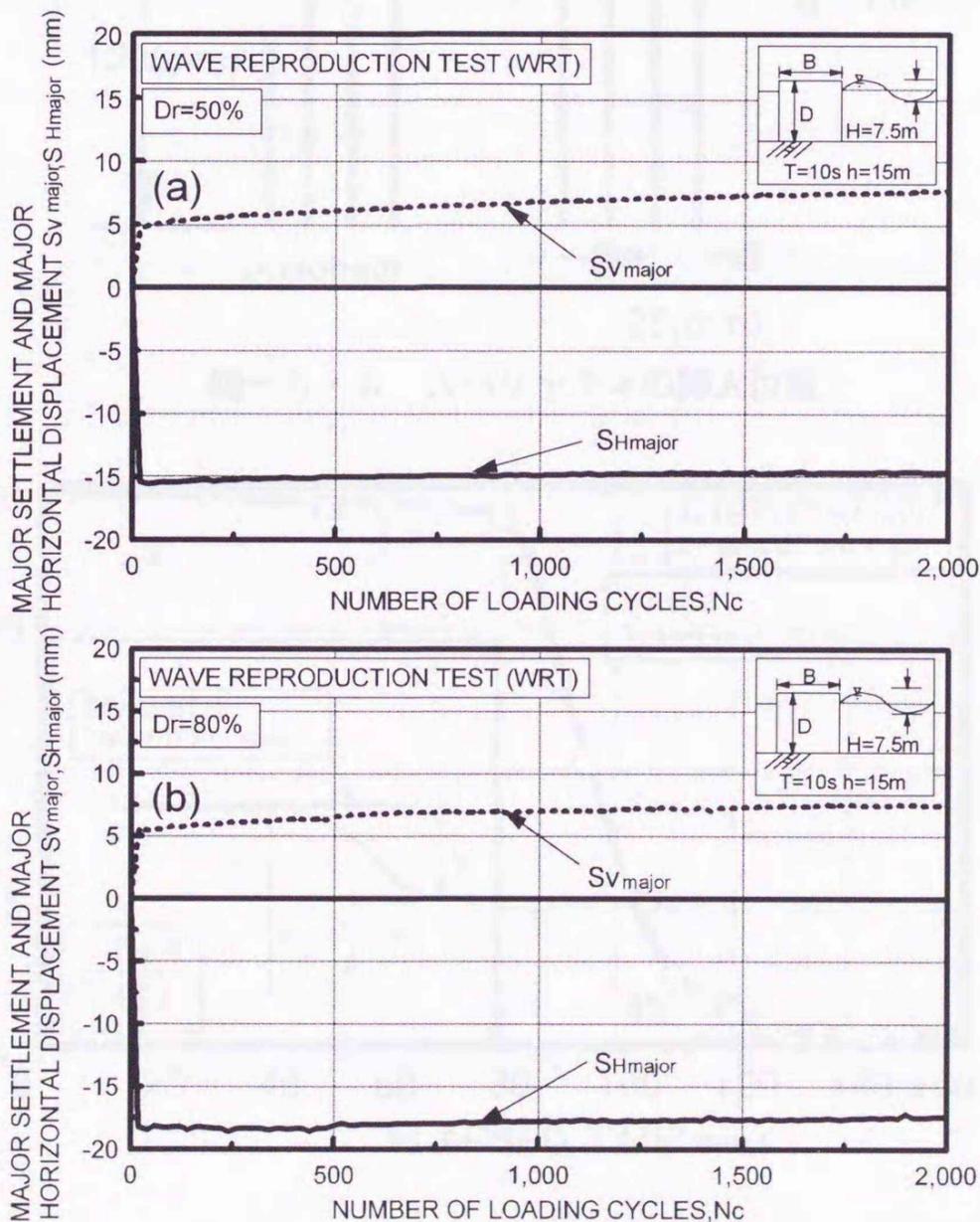


図-5・4 WRT試験における水平移動量と沈下量の経時変化：(a)  $D_r = 50\%$ , (b)  $D_r = 80\%$

るが、これは波高がかなり高いために载荷初期段階で水平方向に変形の履歴が残り、このような現象になったものと考えられる。

このことをさらに調べるために、地盤内にスパゲッティを挿入し、側方流動変形特性を調べた。模型地盤内には図-5・5に示すような長さ150mm、直径1.9mmのスパゲッティ (Taniら(1990), 川村ら(1999)) を25mm間隔で左右対称に8本挿入して側方変形量を計測した。スパゲッティは初期剛性の4%になった時点 (図-5・6参照) から試験を開始している。

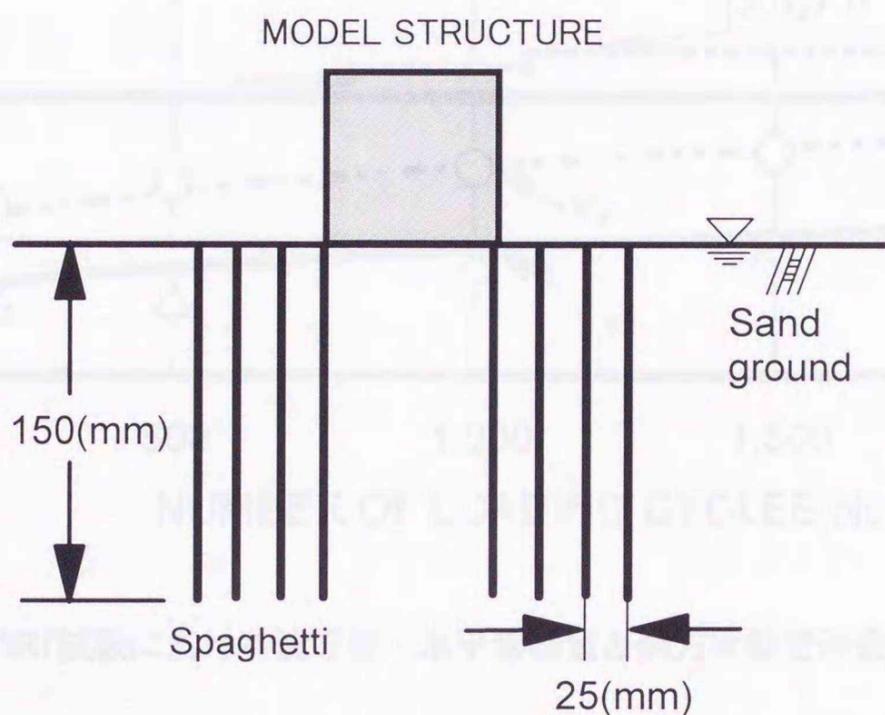


図-5・5 スパゲッティの挿入位置

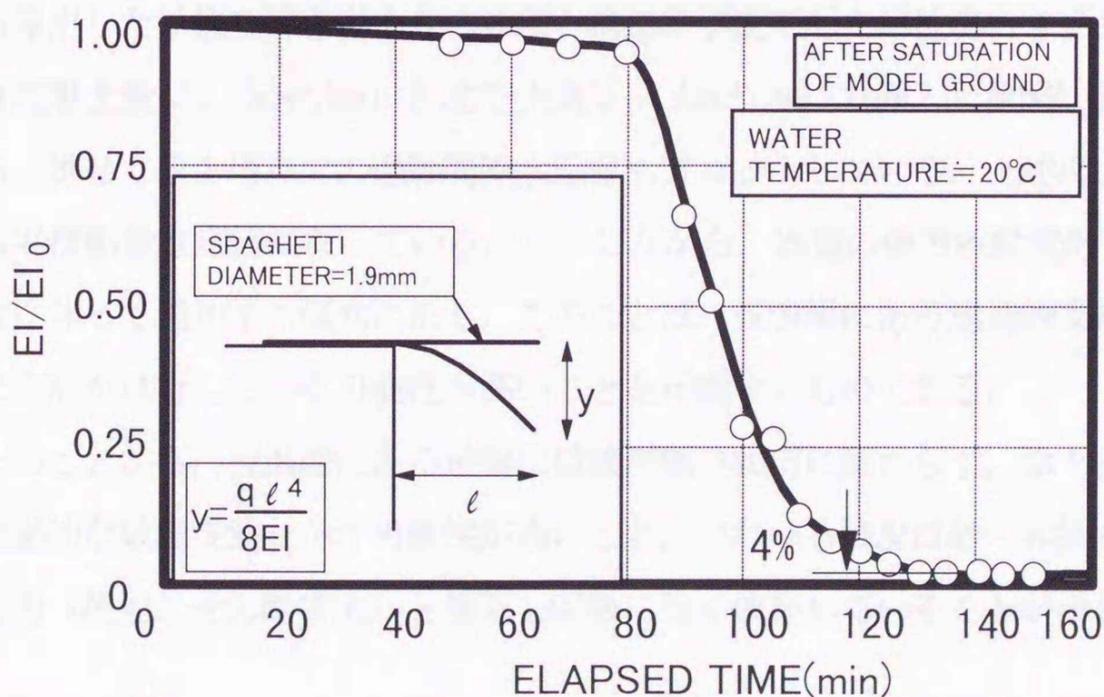


図-5・6 スパゲッティの剛性の時間的变化

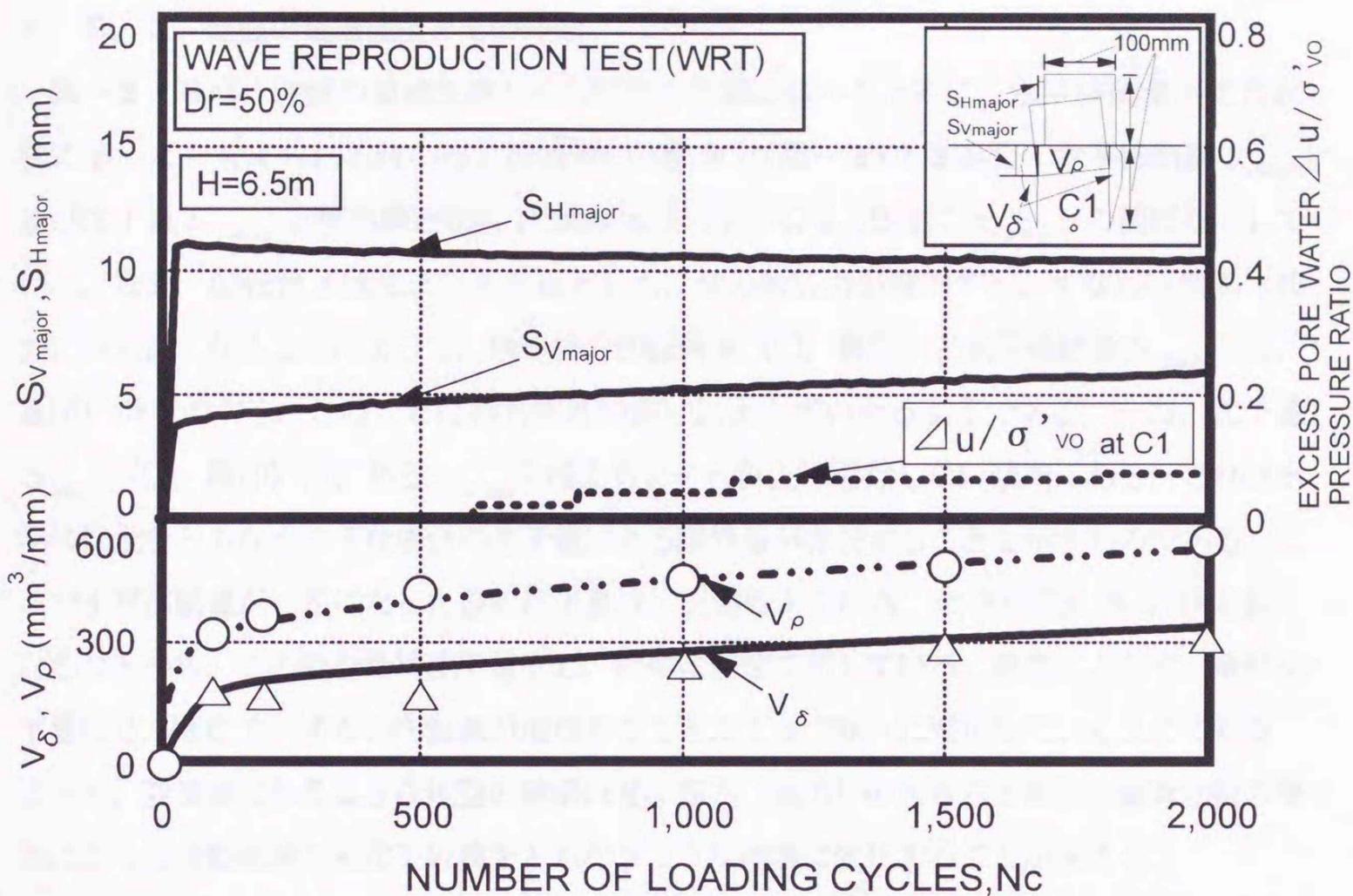


図-5・7 WRT試験における沈下量・水平移動量と側方流動変形量の時間的変化

図-5・7は沈下量・水平移動量と地盤内の変形特性をスパゲッティの側方変位した面積から算出した単位奥行き当たりの体積と構造物が沈下した単位奥行き当たり体積をそれぞれ側方流動土量 $V_{\delta}$  ( $\text{mm}^3/\text{mm}$ )と沈下土量 $V_{\rho}$  ( $\text{mm}^3/\text{mm}$ ) (挿入図参照)として示したものである。併せてC1地点での過剰間隙水圧値もプロットしている。上述のように载荷初期段階に水平移動量は定値になっている。しかしながら、地盤の側方流動変形量 $V_{\delta}$ は载荷回数が増加に伴って増加する傾向にある。このことは、波浪場にある構造物支持地盤では側方流動的に変形が進行している可能性が高いことを示唆するものである。

以上のことから、波浪場にある地盤は破壊形態の如何に関わらず、徐々に進行するような側方流動的な破壊現象を示す可能性が高いこと、いわゆる強度は砂の非排水せん断強度と同様に波力(繰返しせん断応力)と繰返し回数に強く依存していることが示された。

### 5. 3. 2 地盤の破壊機構とその特徴

図-5・8は、地盤の破壊機構とその特徴を詳細に調べるために、水平移動量が定常状態に至ったと考えられる時の模型構造物の回転角  $\theta$  (図-3・13参照)、水平移動量  $S_{Hmajor}$  及び沈下量  $S_{Vmajor}$  と模型構造物直下100mm地点に生じるせん断応力  $\tau_{xzm}$  との関係を示している。なお、回転角  $\theta$  は左まわりを正とした。せん断応力が増加する、すなわち波高(波力)が大きくなることによって、構造物の回転角  $\theta$  (□, ■印) と水平移動量  $S_{Hmajor}$  (△, ▲印) が増加する。このことは相対密度の違いによらずいえるようである。一方、沈下量  $S_{Vmajor}$  (○, ●印) は、ある  $\tau_{xzm}$  を越えるとそれ以上は進行しない傾向にある。これは水平移動量をとまなうような場合の沈下量にある限界値が存在することを示すものである。ここで水平移動量が一定になった後の沈下量は、上述のように  $N_c=2,000$  回までにはほぼ定値になることから、この値を最終沈下量とし、図中に併せて示している。密度によらず、最終沈下量はせん断応力、すなわち波高が増加することによって徐々に増加していくようである。よって、波浪場にあるような地盤の破壊はせん断力(波力)の大きさと波浪の载荷回数の増加によって滑動破壊から沈下破壊をとまなうような破壊に変化することが伺える。

以上のことから、地盤の破壊は、外力の条件によって、滑動破壊から沈下をとまなうような破壊形態に移行するようであり、その破壊モードを適切に把握することは波浪場にある地盤破壊を調べる上で極めて重要であるといえる。

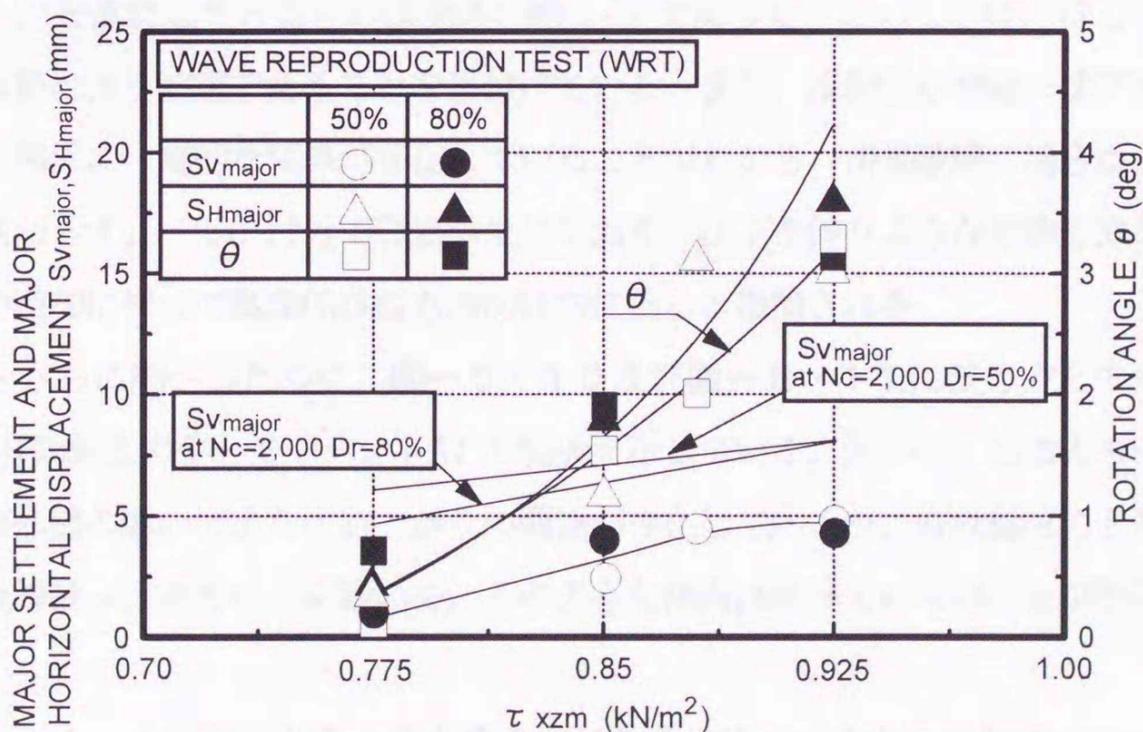


図-5・8 WRT試験における地盤内せん断応力の相違による変位量の変化

#### 5. 4 実海域の被災事例の工学的分類

ここでは、被災事例に基づいて実波浪場にある構造物・地盤系で起こる破壊の工学的特徴を調べた。すなわち、ケーソン混成堤の被災事例から工学的な分類を試みた(川村ら(1997))。我が国では、直立堤のような防波構造物は少ないことから、データ数の多い混成堤に焦点を向けた。

本研究で調査した被災事例は、運輸省港湾技術研究所により紹介されているケーソン混成堤の被災例のうち、比較的資料の整っている41ケースである(北島ら(1968)、武山・中山(1975)、服部ら(1984)、宮井ら(1993):付録2参照)。これらのデータを用いて被災形態を4つの破壊モード(滑動、滑動-沈下、滑動-傾斜、滑動-転倒)に分類し、波力と有効鉛直力及びモーメントの関係を調べた。また、このような波浪場にある地盤・構造物系の破壊は波浪力/地盤/構造物の相互作用が非常に複雑なことより、ケーソンが港内側に被災したものに限定し分類を行っている。図-5・9は、4つの破壊モードを基に被災時の構造物底部中心に生じるモーメント $M$ をケーソンの幅 $B$ により正規化した値と波力 $P$ を有効鉛直力 $V$ により正規化した値との関係を示している。いわゆる摩擦係数 $\mu$ との関係で整理している。ここで、算出に用いた波力及び揚圧力は合田式(1977)により求めた。また、有効鉛直力 $V$ は構造物の自重 $W$ から揚圧力 $U$ を差し引いたものである。なお、図中には通常の消波構造物の設計で用いられている摩擦係数( $\mu=0.6$ )の値(運輸省港湾局監修(1977))も併せてプロットしている。図より全被災事例において通常的设计条件〔 $P/(W-U)<\mu$ 〕を満たしているものは全体の約1/3であった。このことは、ほとんどの破壊モードが滑動を伴う被害であることを裏付けている。また、滑動及び滑動-沈下モードでは、それらの関係に一義的な関係が存在していることがわかる。滑動破壊の場合はモーメントの増加に関わらず $\mu=0.6$ 付近で破壊が生じており、沈下を伴うような破壊形態の場合はモーメントの増加に伴って摩擦係数値も増加傾向にあると指摘される。

このことをさらに調べるために、図-5・10及び図-5・11に波力 $P$ とモーメント $M$ の関係、有効鉛直力 $V$ とモーメント $M$ の関係を示している。図から、波力とモーメントの間には破壊形態の違いによらず右上がりの関係が存在しているが、有効鉛直力とモーメントの関係では滑動-沈下モードを除いて、そのような傾向は現れていないことが明らかである。

以上のことから、沈下が生じるような場合には外力によってもたらされるモーメントの評価、滑動が主たる被災の場合はモーメントの大きさに左右されず、ケーソン底部に生じる

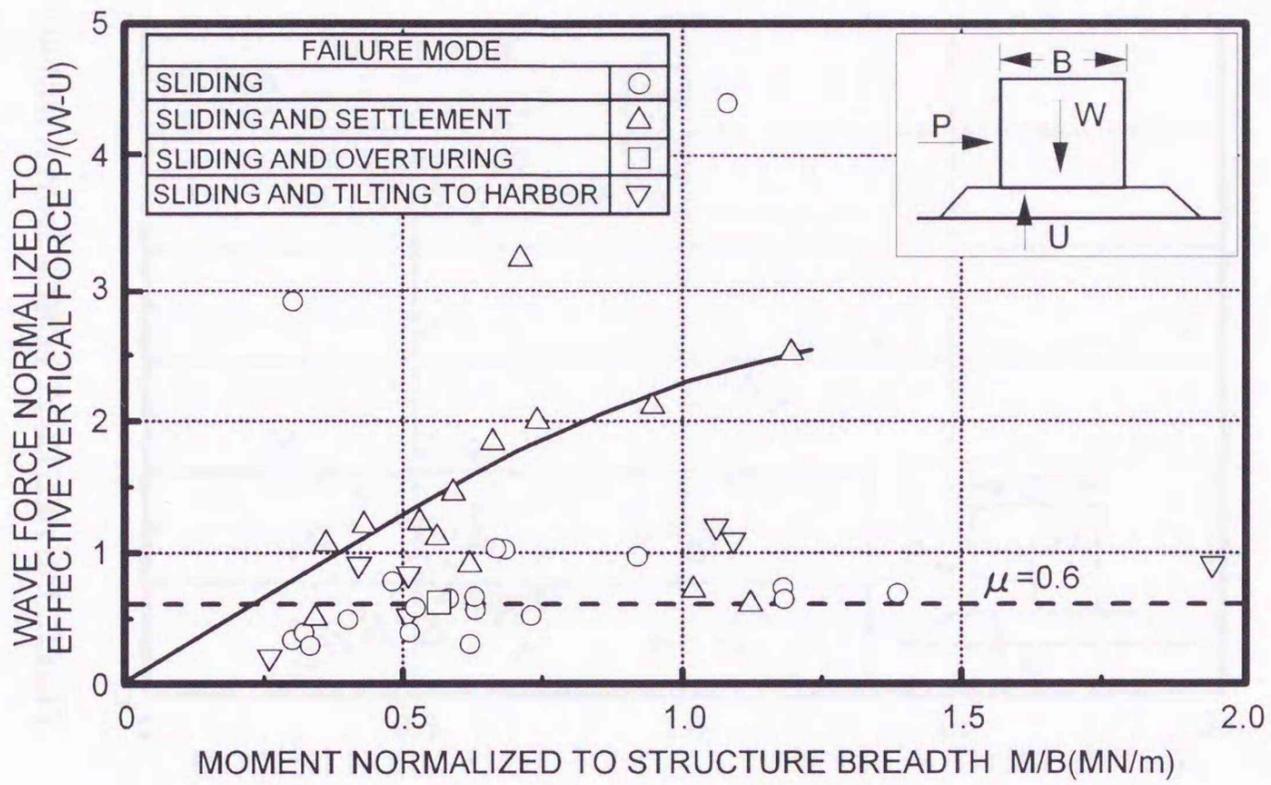


図-5・9 被災事例におけるモーメントと摩擦係数の関係

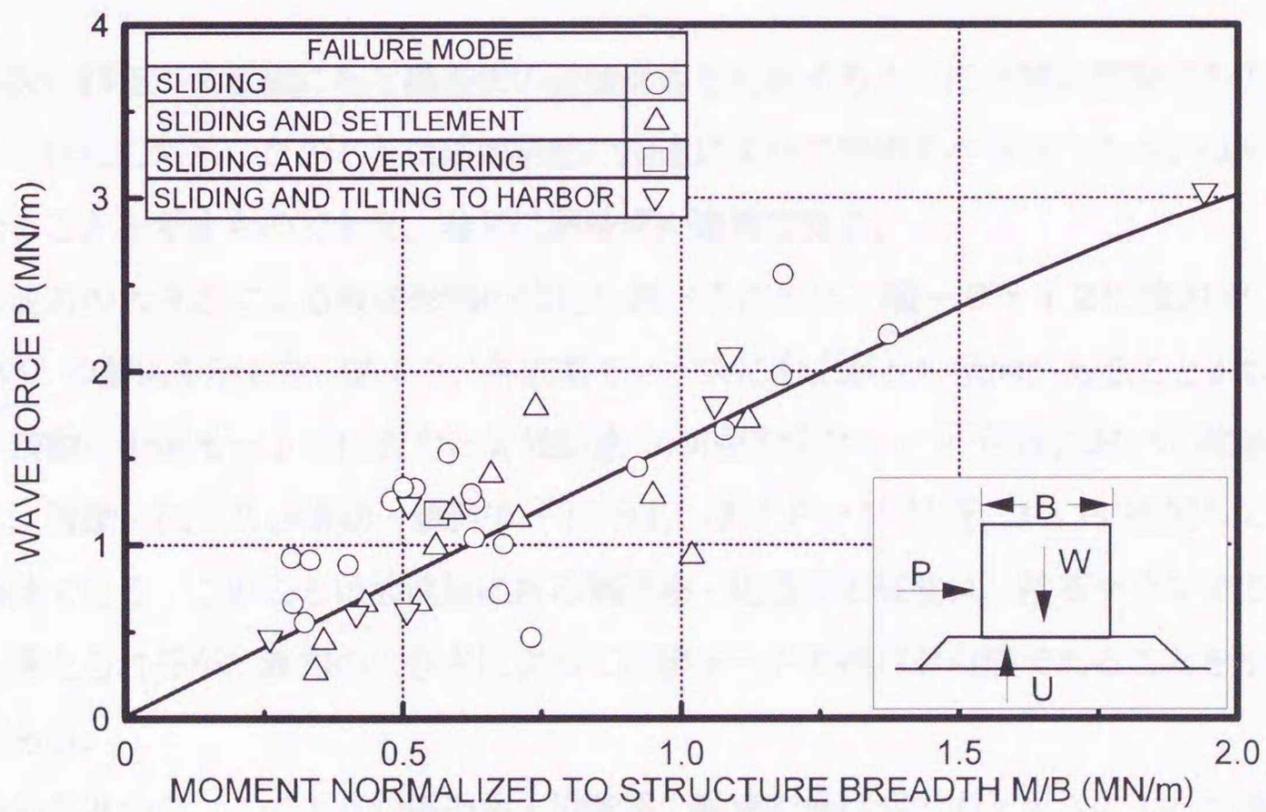


図-5・10 被災事例におけるモーメントと波力の関係

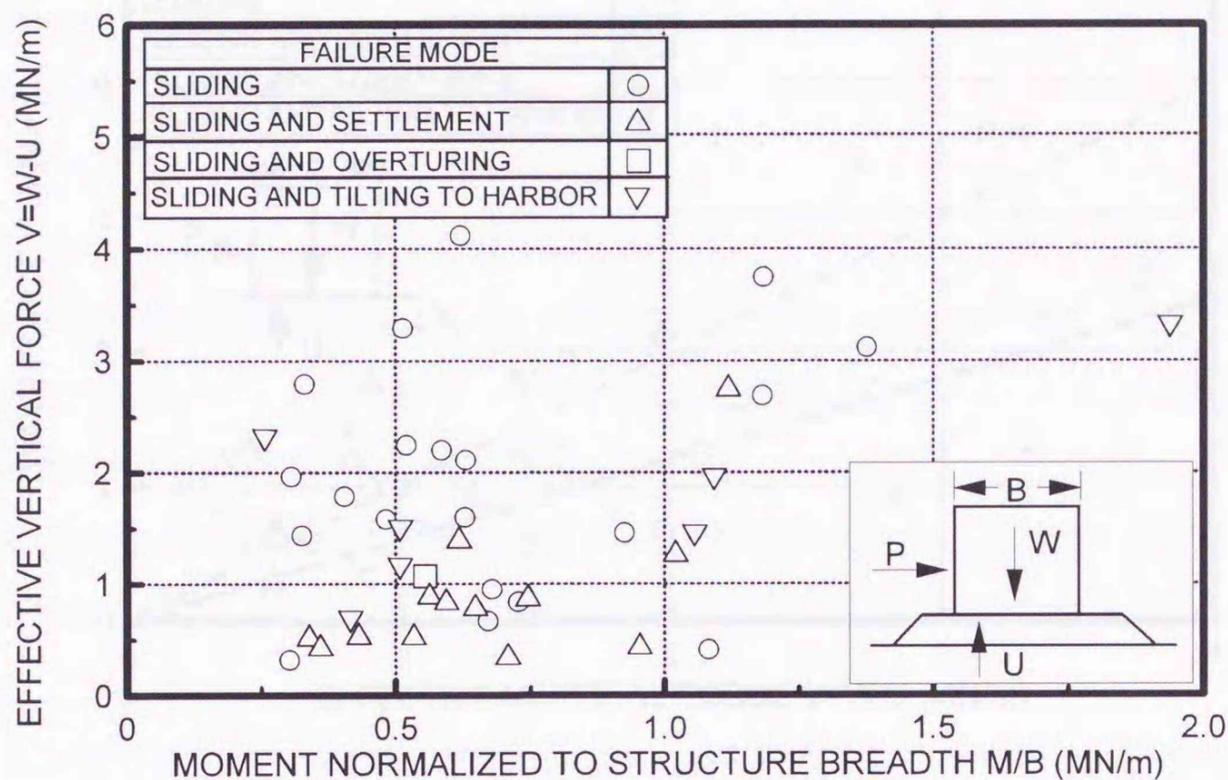


図-5・11 被災事例におけるモーメントと有効鉛直力の関係

摩擦係数の評価が波浪場にある構造物の破壊形態を把握する上では非常に重要になるといえる。いずれにしても、このことは破壊形態の相違によって評価すべき外力あるいはその形式が異なることを示すものであり、非常に興味深い事実である。

次に波力の大きさによる破壊形態の変化を調べるために、図-5・12に波力  $P$  と有効鉛直力  $V$  の関係を示した。図より、各破壊モード共に右上がりの傾向があることがわかる。滑動、滑動-転倒モードでは波力と有効鉛直力の関係が  $P = \mu V$  付近において破壊に至っており、滑動-沈下及び滑動-傾斜モードでは、ほぼ  $P = V$  付近において被災していることが明確である。このことは波浪場にある構造物・地盤系の破壊は、捨石マウンドの剛性の影響も考えられるが、波力の大きさによって破壊モードの推定が可能であることを示唆するものである。

以上のことから、このような構造物・地盤系の破壊形態は波力の大きさによって滑動が主たる破壊であるものから沈下を伴うような破壊に変化するようであり、破壊形態を把握するためには、基本的な3力の評価が非常に重要であることが示された。なお、データ(付録2)

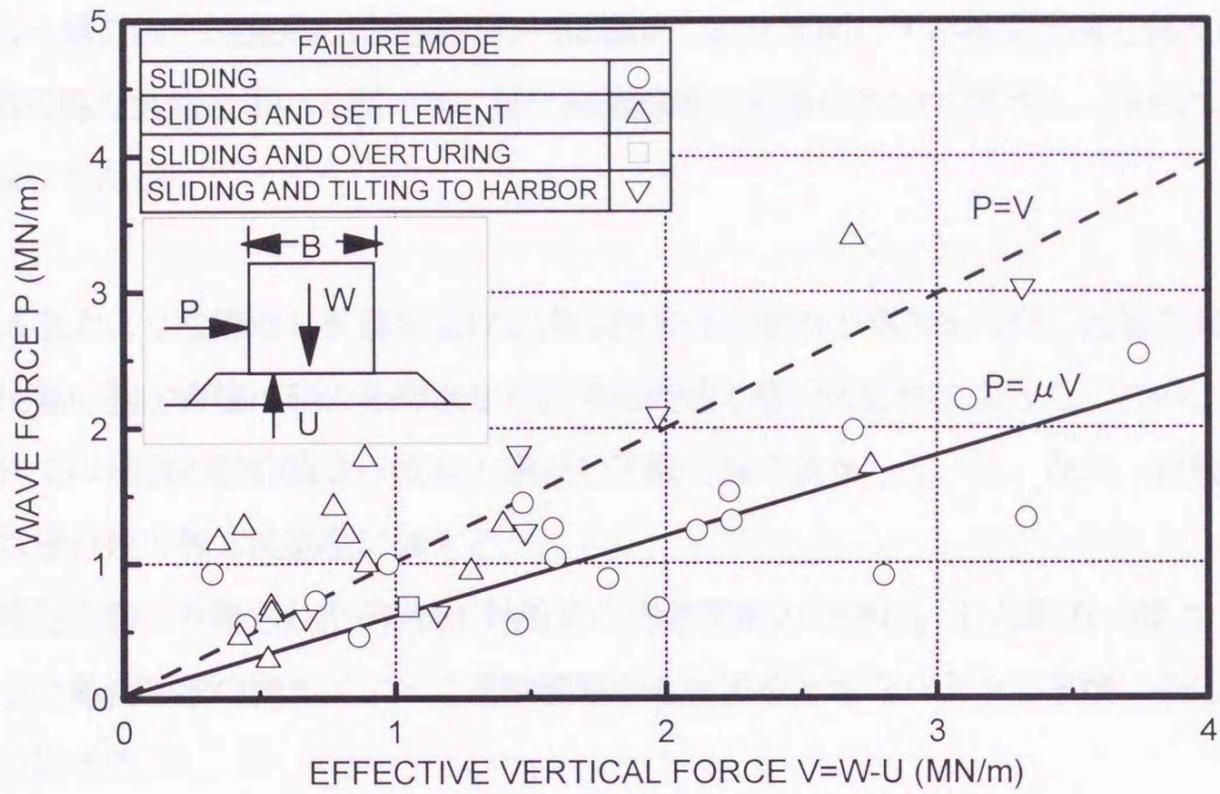


図-5・12 被災事例における波力と有効鉛直力の関係

では、地盤情報が明らかにされているものについて、基礎地盤の土質分類も記載している。情報が少ないために地盤の土質分類による整理はできないが、少なくとも地盤条件によって上述した破壊の傾向が変わる可能性がある。今後さらなる検討が必要である。

## 5. 5 まとめ

波浪力-構造物-地盤系の動的相互作用問題を二次元平面ひずみ模型土槽と種々の繰返し力を載荷可能な装置を用いて調べた。特に破壊機構の特徴について調べた。得られた結論は以下の通りである。

- (1) 波浪力ような繰返し荷重を受ける構造物支持地盤内の要素を再現した模型実験では、地盤の強度特性は砂の非排水せん断強度特性と類似の傾向であった。このような条件での地盤の動的強度は波高と繰返し回数に強く依存している。なお、地盤の破壊は進行性の側方流動型に属する。
- (2) 模型実験より得られた構造物-地盤系の力学変形の特徴は、せん断力（波力）の大きさと載荷回数の増加によって滑動破壊から沈下をともなうような破壊に変化する違いにある。
- (3) 被災事例を基に力学的な分類を行った結果、波浪場にある構造物・地盤系の破壊形態は波力の大きさによって、滑動が主たる破壊または沈下を伴うような破壊に変化することが示された。実海域における破壊形態を把握するためには、基本的な3力（モーメント、鉛直力、水平力）の組合せや大きさの評価が重要であることが示された。

<参考文献>

- Sekiguchi, H., Kita, K., Sassa, S. and Shimamura, T. : Generation of progressive fluid waves in a Geo-centrifuge, Geotechnical Testing Journal, ASTM, Vol.21, No.2, pp95-101, 1998
- Tani, K. :Stability of skirted gravity foundations on very soft clay, Ph. D. Thesis, Dept. of Engineering, Manchester Univ., 1990
- 運輸省港湾局監修:港湾施設の技術上の基準・同解説,改訂版,日本港湾協会,第七編, pp. 28-29, 1977
- 金谷守, 西好一, 榊山勉, 吉田保夫, 小笠原正治: 砕波力を受ける海底砂地盤上のケーソン基礎の安定性に関する実験的研究, 海岸工学論文集, Vol. 43, pp. 1046-1050, 1996
- 川村志麻, 三浦清一, 横浜勝司: 消波構造物・地盤系の破壊とその評価に関する実験的研究, 海岸工学論文集, Vol. 44, pp. 936-940, 1997
- 川村志麻, 三浦清一, 横浜勝司, 宮浦征宏: 繰返し力を受ける構造物支持地盤の破壊とその防止策に関する実験, 土木学会論文集, No. 624/III-47, pp. 77-89, 1999
- 北島昭一, 中野拓治, 堀井修身, 柿崎秀作, 降旗健一, 花木芳雄: 被災防波堤集, 港湾技研資料, No. 58, 239p, 1968
- 木村克俊, 水野雄三, 須藤賢哉, 桑原信司, 林倫史: 混成堤堤頭部のマウンド被災特性と被覆材の安定重量算定法, 海岸工学論文集, Vol. 43, pp. 806-810, 1996
- 合田良實: 港湾構造物の耐波設計, 鹿島出版社, 1977
- 武山秀夫・中山種清: 被災防波堤集覧(その2), 港湾技研資料, No. 200, 255p, 1975
- 服部千佳志・柴田鋼三・大堀晃一: 被災防波堤集覧(その3), 港湾技研資料, No. 485, 281p, 1984
- 宮井真一郎, 大平勝司, 塩見雅樹: 被災防波堤集覧(その4), 港湾技研資料, No. 765, 248p, 1993
- 山崎浩之, 善 功企, 渡辺篤: 波浪による防波堤基礎地盤の沈下に関する研究, 海洋開発論文集, Vol. 5, pp. 91-95, 1989

第5章 波浪のような繰返し力を受ける構造物支持地盤

の破壊防止策

（1）基礎の破壊  
基礎の破壊は、基礎の支持力に達したとき、基礎の周囲の土が剪断破壊を受けることによる。基礎の支持力は、基礎の面積と土の単位面積あたりの支持力の積である。基礎の面積は、基礎の形状と寸法によって決まる。土の単位面積あたりの支持力は、土の種類と状態によって決まる。基礎の破壊防止策は、基礎の支持力を高めることである。基礎の支持力を高めるためには、基礎の面積を大きくすること、土の種類と状態を改善すること、基礎の形状を工夫することなどが考えられる。

## 第6章 波浪のような繰返し力を受ける構造物支持地盤の破壊防止策

（2）基礎の破壊  
基礎の破壊は、基礎の支持力に達したとき、基礎の周囲の土が剪断破壊を受けることによる。基礎の支持力は、基礎の面積と土の単位面積あたりの支持力の積である。基礎の面積は、基礎の形状と寸法によって決まる。土の単位面積あたりの支持力は、土の種類と状態によって決まる。基礎の破壊防止策は、基礎の支持力を高めることである。基礎の支持力を高めるためには、基礎の面積を大きくすること、土の種類と状態を改善すること、基礎の形状を工夫することなどが考えられる。



図 5・1 基礎地盤における繰返し力に対する基本的な概念 (岩村(1997)より)

## 第6章 波浪のような繰返し力を受ける構造物支持地盤の破壊防止策

### 6.1 概説

従来、陸上の地盤破壊の阻止法として数多くの工法が提案され（液状化対策の調査・設計から施工まで、土質工学会（1993））、現場でもそれらの適用性が検討されている。例えば、地震時の埋設構造物の浮き上がり防止対策としての鋼矢板締切工法（西谷ら（1993））や軟弱粘土層地盤の沈下対策（石井ら（1996））、液状化地盤の流動抑止対策（東畑（1996））が提案され、その効果が模型実験などによっても調べられている。

しかしながら、波浪場にある地盤破壊の防止策は、陸上地盤と比べて立遅れているのが現状である。善ら（1987）は、波浪場にある地盤が液状化に起因した破壊形態である場合の対策法を提案している。彼らは、捨石などによって有効応力を増大させる方法、地盤の締固め法やジオテキスタイルを敷設する方法、さらに杭などの構造物を地盤内に設置するなどの液状化対策に対する基本的な概念を示した（図-6・1参照）。一方、名合ら（1994）は、消波ブロック下の地盤の破壊が側方流動的破壊であるとして模型ブロックに透水性の側壁を付設した対策を検討している。

本研究では、先に示した模型実験から得られた結果より、地盤が側方流動的に破壊するという実験的事実に基づいて、側壁と矢板を用いた防止策を検討し、その適用性に関する基礎資料の収集を目的とした一連の模型実験を行った。

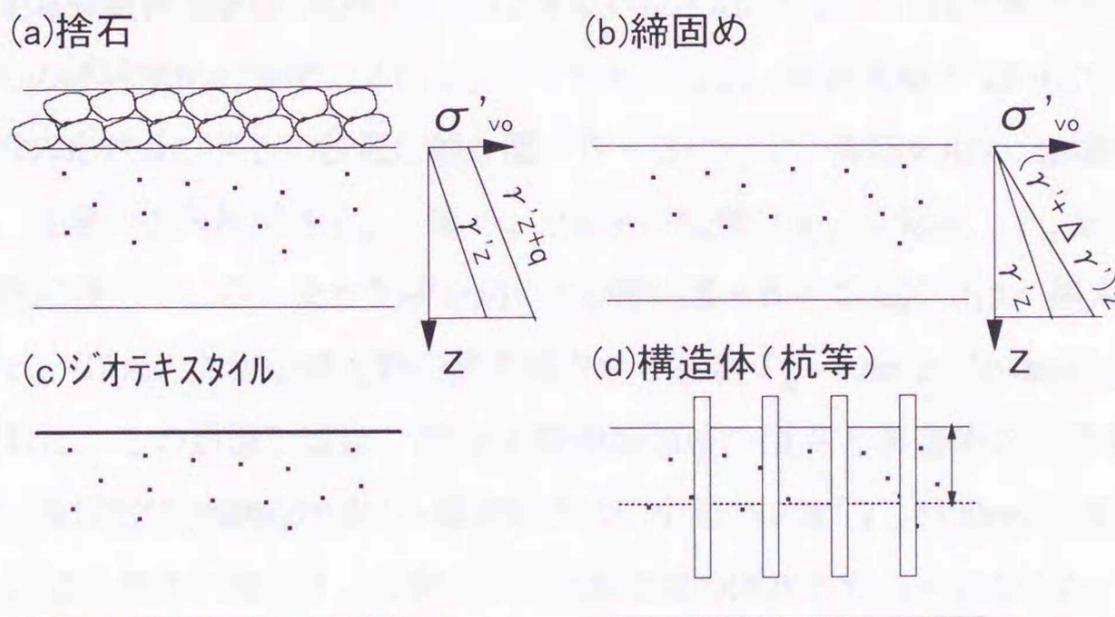


図-6・1 波浪場における液状化対策に対する基本的な概念（善ら（1987）より）

## 6. 2 海底地盤の地盤破壊防止策

### 6. 2. 1 構造物底部に側壁を付設する方法

地盤破壊防止策として構造物底部の形状を工夫する方法が提案されている。例えば、T型基礎やこま型基礎（例えば、能登(1989)、安田ら(1991)）のような基礎形状を有する構造物がある。このような背景から、本研究においても構造物基礎に側壁を設ける方法を採用した。名合ら(1994)は、構造物基礎に側壁を付設し、沈下阻止に与える影響を透水性のものと不透水性のものとで比較し、沈下挙動に与える影響を調べている。ここでは、側壁の大きさ（根入れ深さ、根入れ幅）及びそれらの形状が破壊阻止に与える影響について詳細に調べた。

### 6. 2. 2 地盤内に矢板を設置する方法

構造物—海底地盤の相互作用で生じる破壊が徐々に側方流動的に進行するのであれば、陸上地盤と同様に矢板構造物による阻止効果が期待できると考えるのは自然である。上述の側壁を付設する方法とは別の対策法として、矢板工による破壊防止策を考えた(三浦ら(1997)、川村(1999))。矢板の設置による効果として、矢板を地盤内に設置することによる地盤の強度増加や不透水性、透水性矢板の違いによる過剰間隙水圧消散効果が定量的に調べられている。

### 6. 2. 3 試験方法

これらの2つの方法による付設・設置効果は、CVL試験とCHL試験により調べられている。図-6・2は、CVL、CHL試験の具体的な载荷法を示している。CVL試験では、模型構造物に繰返し荷重を鉛直ロッド2本から半正弦波として左右交互に与え、CHL試験では水平ロッド2本により半正弦波荷重をCVL試験と同様な方法で与えた。同図には模型構造物直下に生じるせん断応力の経時変化も併せてプロットしている。なお、载荷周期  $T$  は4sである。

用いた側壁の形状及び矢板の設置位置を図-6・3に示す。側壁を用いた試験(図-6・3(a))では、任意の根入れ深さ  $l_w$  と幅  $t_w$  を有する側壁 ( $l_w \leq 50\text{mm}$ ,  $t_w \leq 18\text{mm}$ ) を模型構造物底部に設けている。また矢板を用いた試験(図-6・3(b))では、根入れ深さ  $l_w = 200\text{mm}$ 、幅  $t_w = 12\text{mm}$  の矢板を構造物の両底端点から距離  $T_w = 70\text{mm}$  及び  $190\text{mm}$  の位置に左右対称に設置した。この設置位置は、塑性流動過渡領域の頂点と構造物のほぼ中間の位置 ( $T_w = 70\text{mm}$ )、及び塑性流動域の端部と構造物のほぼ中間の位置 ( $T_w = 190\text{mm}$ ) に相当する(付録1a参照)。また根入れ深さ  $l_w$  は塑性流動過渡領域の頂点をカバーするため、200mmに決定した。なお、矢板面の排水効果を調べるために面積開口率(透水孔の面積/矢板の面積)が5%の透水性矢板(図-6・3(b)-2参照)も併せて用いた。本研究では矢板自身が沈下

及び水平移動しないように、矢板の長軸方向の両端4点を固定して実験を行っている。なお、側壁と矢板の表面には砂との接触面を完全粗とするためにサンドペーパー（G120）が貼付けられている。

側壁及び矢板厚は、本試験の目的が沈下阻止効果を調べることにあることから、試験中に側壁、矢板が変形（たわみ量1/100mm）を起こさないような剛性を確保できるように決定されている。

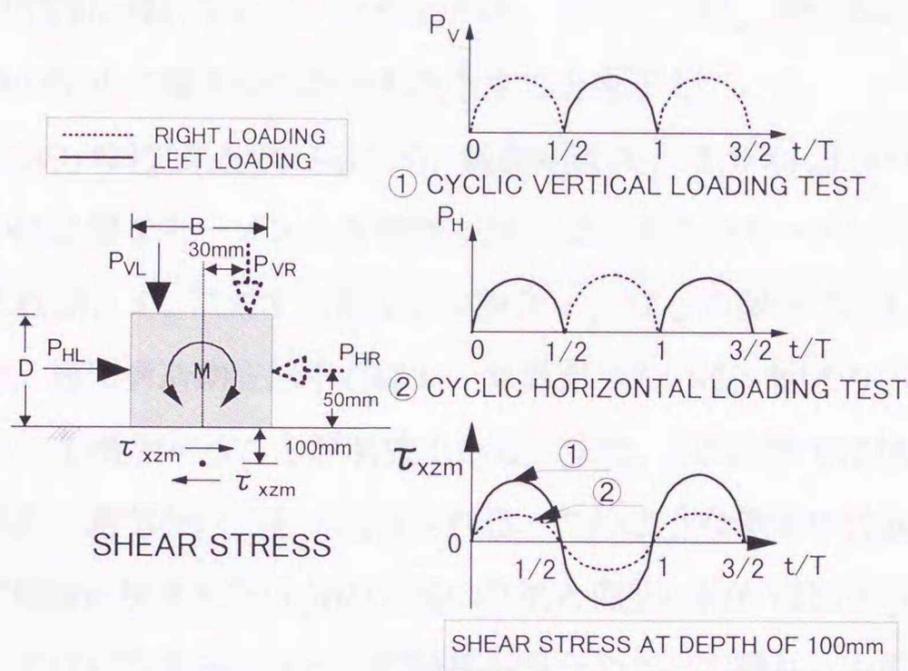


図-6・2 繰返し鉛直載荷 (CVL) 試験及び繰返し水平載荷 (CHL) 試験の載荷方法

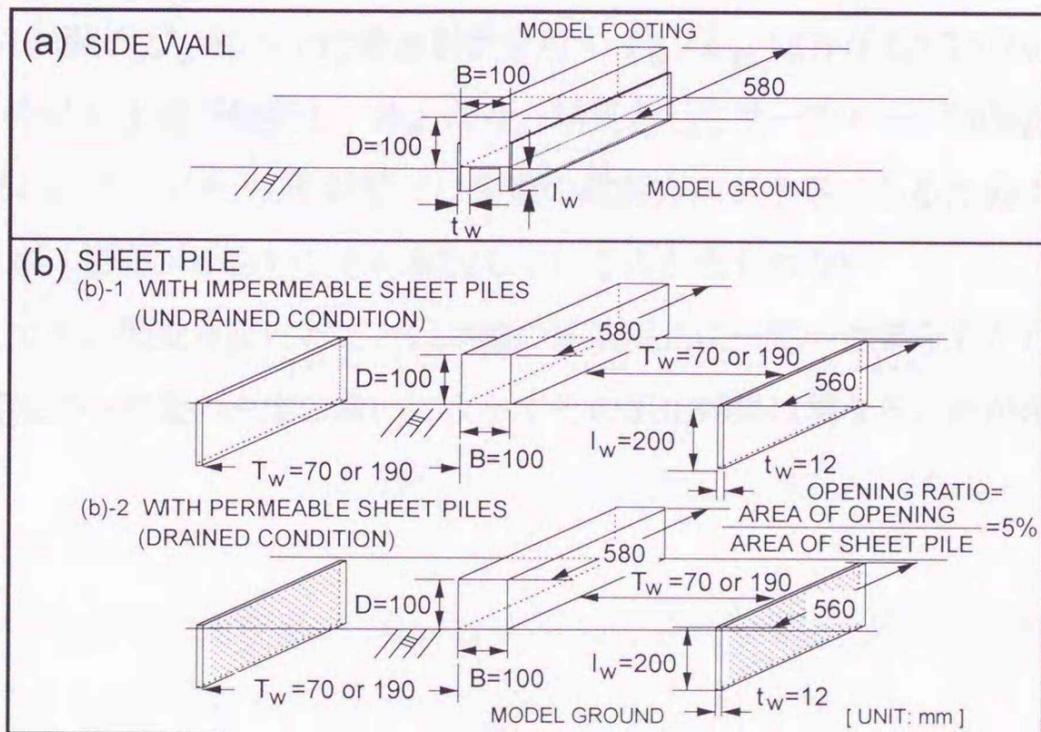


図-6・3 試験で用いた地盤破壊防止策：(a) 側壁の形状、(b) 矢板の形状と矢板設置位置

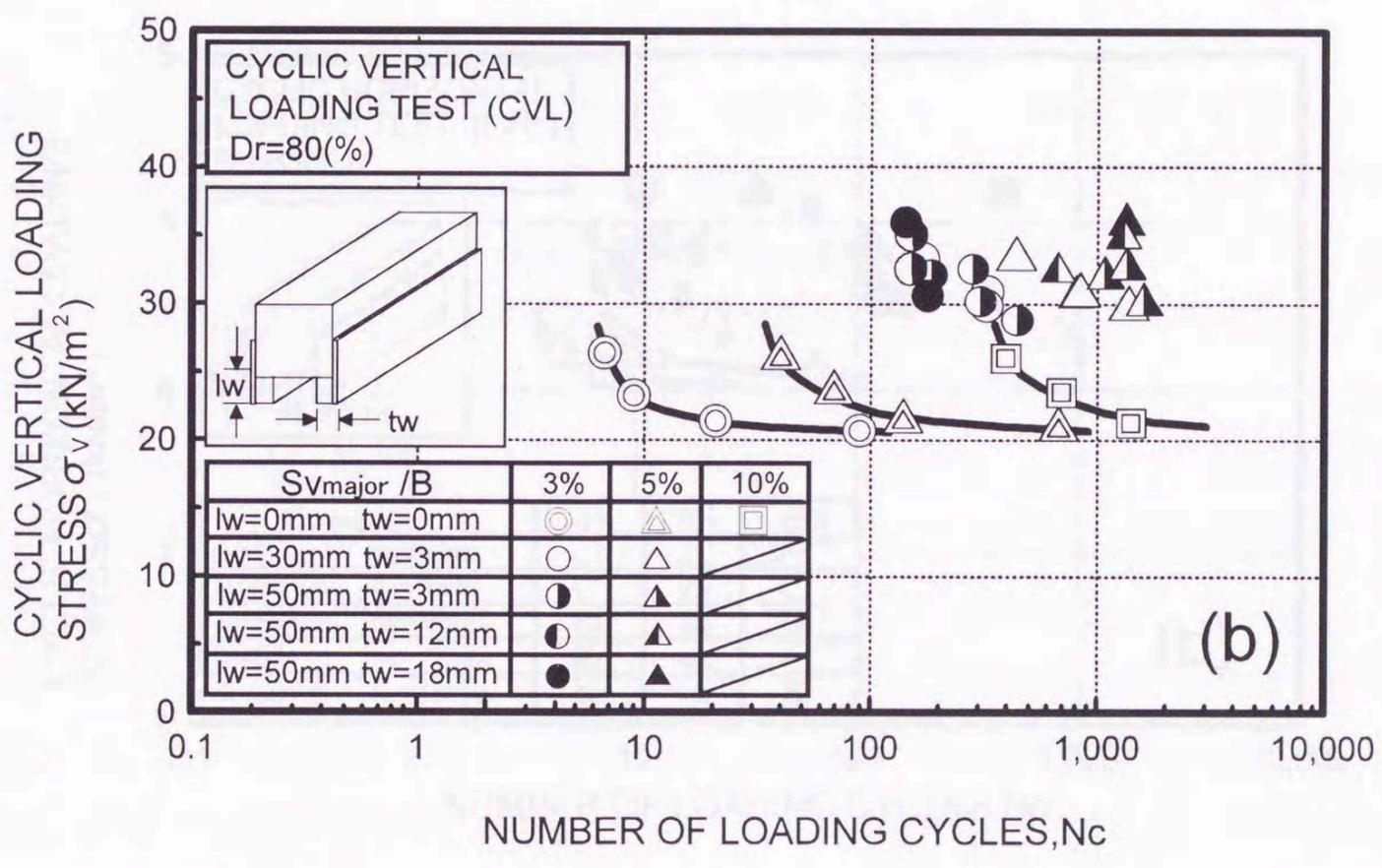
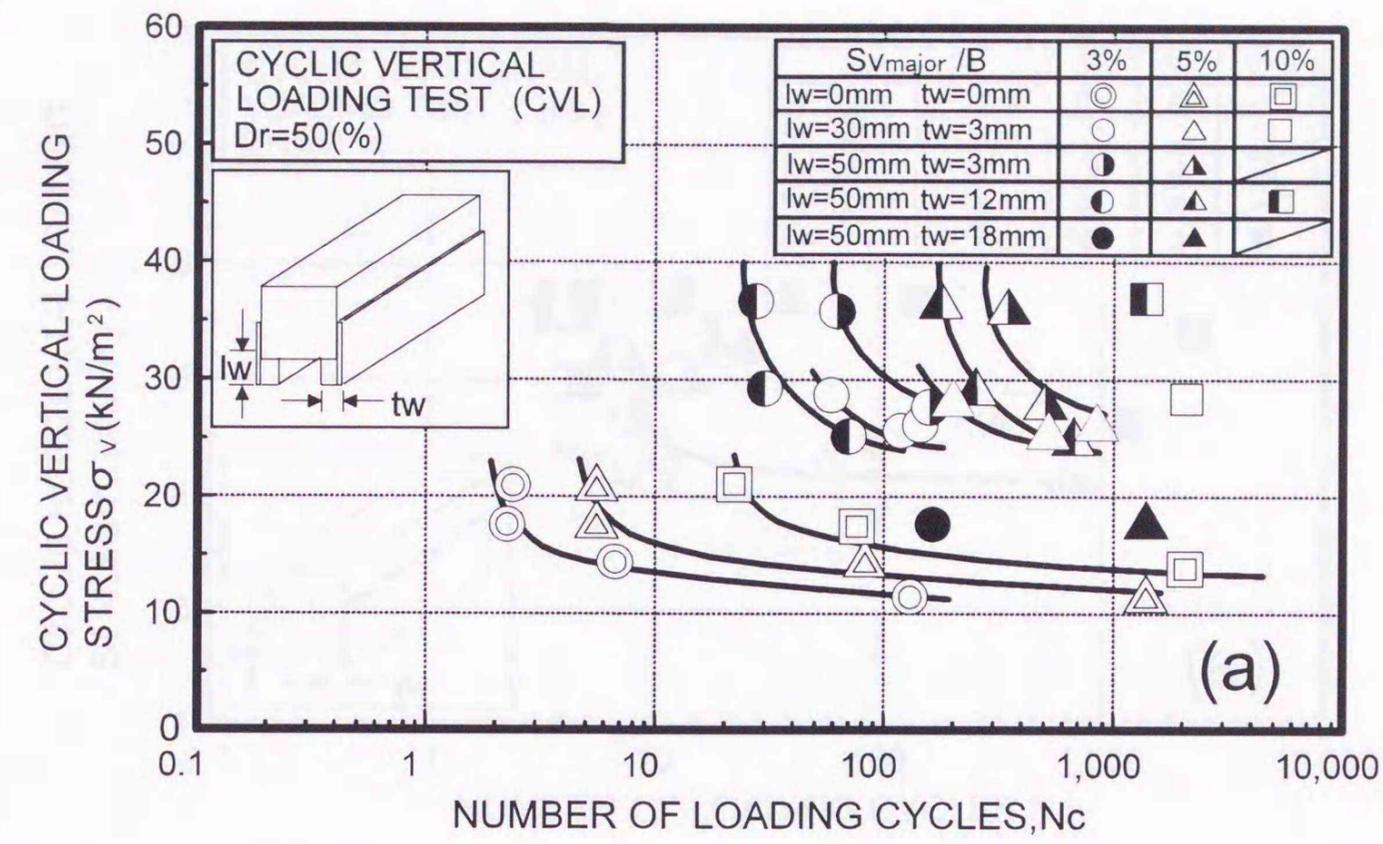
## 6. 3 試験結果と考察

### 6. 3. 1 側壁付設による地盤破壊の防止効果

図-6・4(a), (b)と図-6・5(a), (b)は, 相対密度 $D_r=50, 80\%$ で行われた側壁を用いたCVL, CHL試験結果を繰返し応力 $\sigma_v, \sigma_H$ と所定の沈下量比 $S_{V_{major}}/B$ に至るのに必要な繰返し回数 $N_c$ の関係として示したものである. なお, 用いた側壁の大きさは $l_w \leq 50\text{mm}$ ,  $t_w \leq 18\text{mm}$ である. 図より, 相対密度によって違いがあるが, 側壁を付設することによる繰返し強度の変化が明瞭に現れていることがわかる. このことは, 構造物の底部に側壁を設けることは地盤破壊の阻止に確実な効果をもたらすことを示している.

図-6・6は, この付設効果を調べるため, 載荷回数 $N_c=1,000$ において沈下量比 $S_{V_{major}}/B$ が3%に至るのに必要なモーメントを側壁を設けない場合のモーメントで正規化した値 $M/M_0$ と側壁の根入れ深さ $l_w$ に対する幅 $t_w$ の割合 $t_w/l_w$ の関係で示したものである. ここでモーメントは, 模型構造物底部中心において算出している. 図より, 繰返し強度は側壁を設けることによって増加することが明確である. また, CHL試験では地盤密度の差によらず, 強度変化の傾向に差がないことが注目される. このような側壁の付設効果は, 根入れをすることによって側壁に挟まれた部分の土塊の抵抗と側壁の幅が増加することによる塑性域の下方への移行, すなわちサーチャージ的效果が合わさって現れたものと推測できる. 特にCVL試験の $D_r=50\%$ では,  $t_w/l_w=(0.05\sim 0.1)$ 付近でピーク値が存在しているが, これは側壁で阻まれた土塊による阻止効果とサーチャージ効果が重ね合さって現れたものであろう. 一方, CVL試験の $D_r=80\%$ では最適形状を示す $t_w/l_w$ は存在していないが, これは地盤強度が高いために土塊が側壁と一体となり, 結果としてサーチャージ効果が強く現れたためであると思われる. また, CHL試験では荷重の載荷方向が水平であるために, 強度増加に与える根入れ幅の影響が小さいことに起因しているのかもしれない.

いずれにしても, 側壁を設けることは地盤の破壊阻止に一定の効果をもたらすことが示されたが, 載荷条件や地盤の密度の違いによってその阻止効果は異なることが示された.



図一六・四 側壁を設けた場合のCVL試験における繰返し応力と繰返し回数との関係：  
(a) Dr=50%, (b) Dr=80%

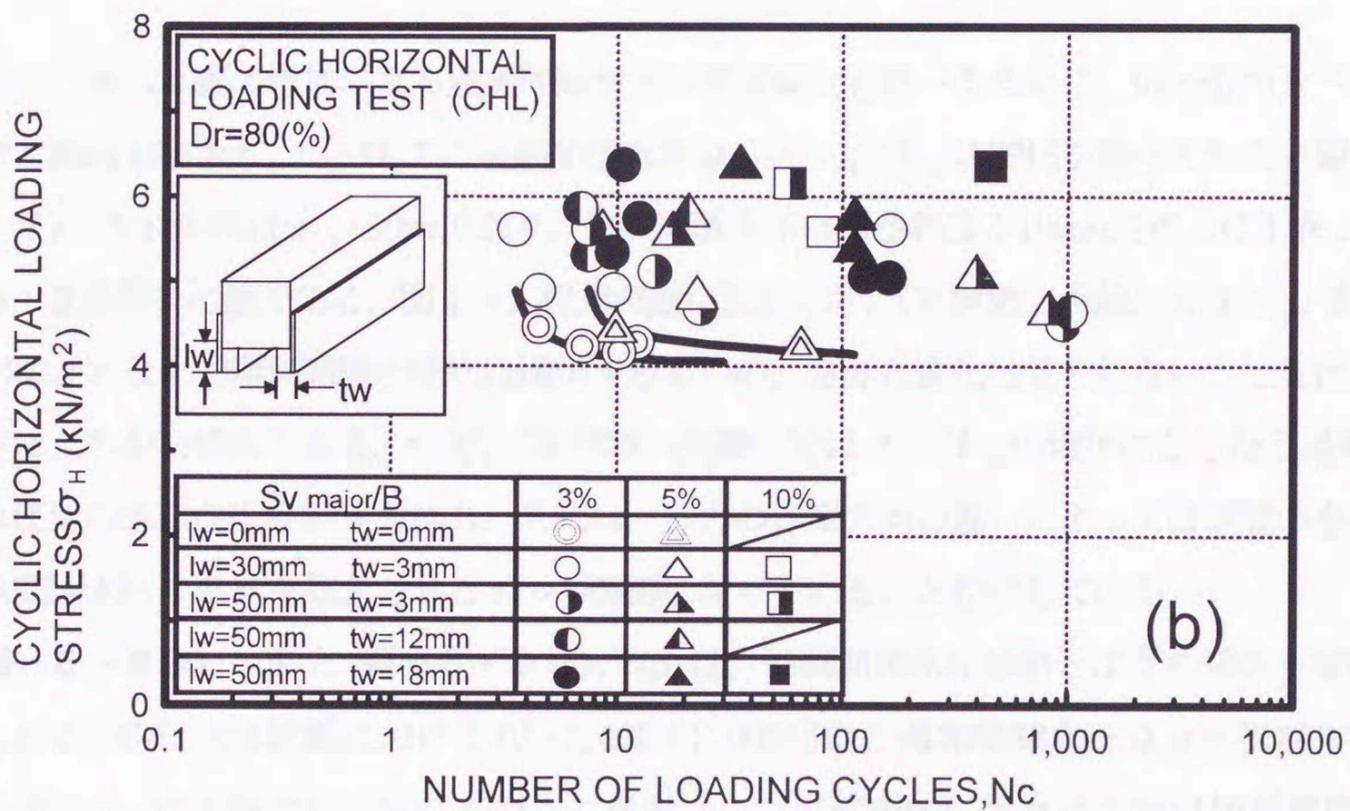
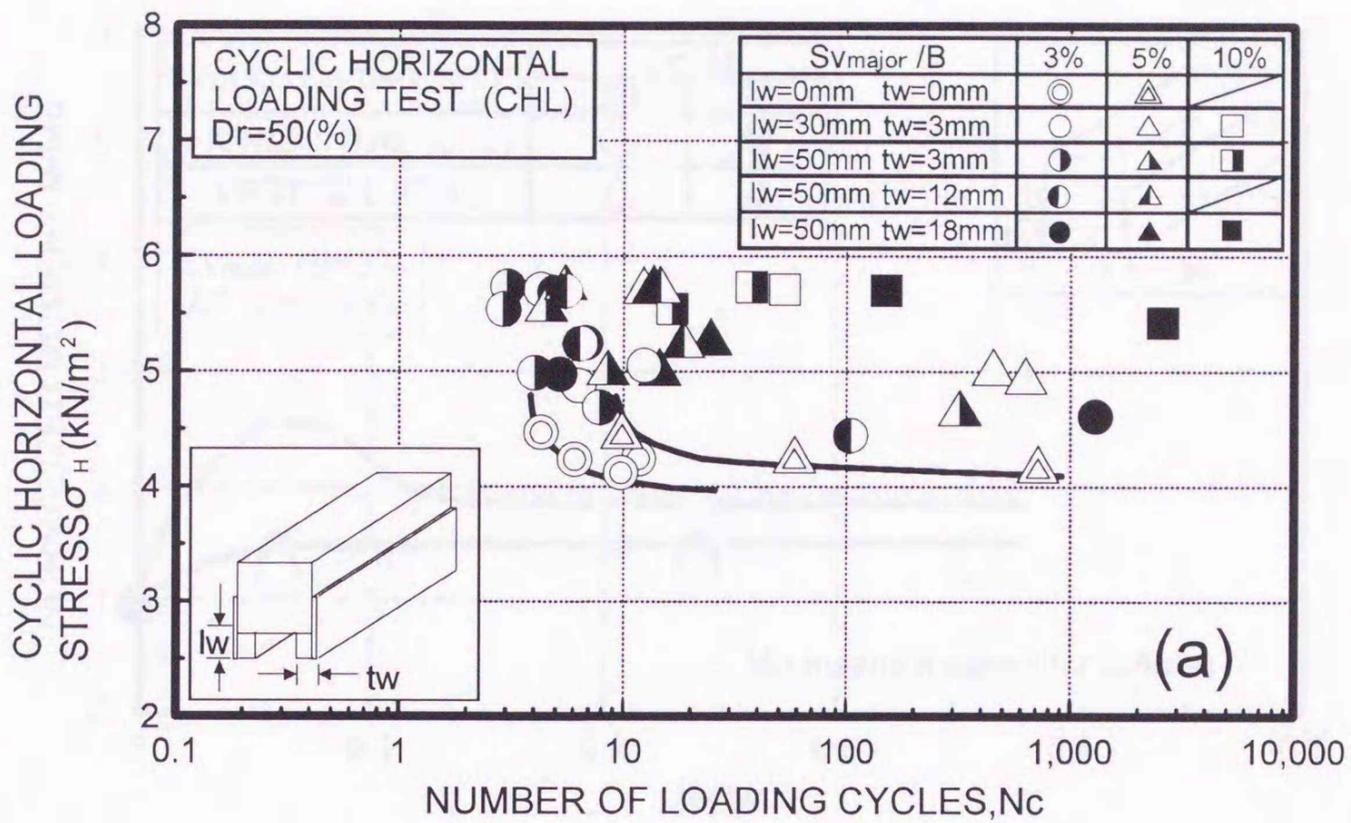


図-6・5 側壁を設けた場合のCHL試験における繰返し応力と繰返し回数との関係：

(a) Dr=50%, (b) Dr=80%

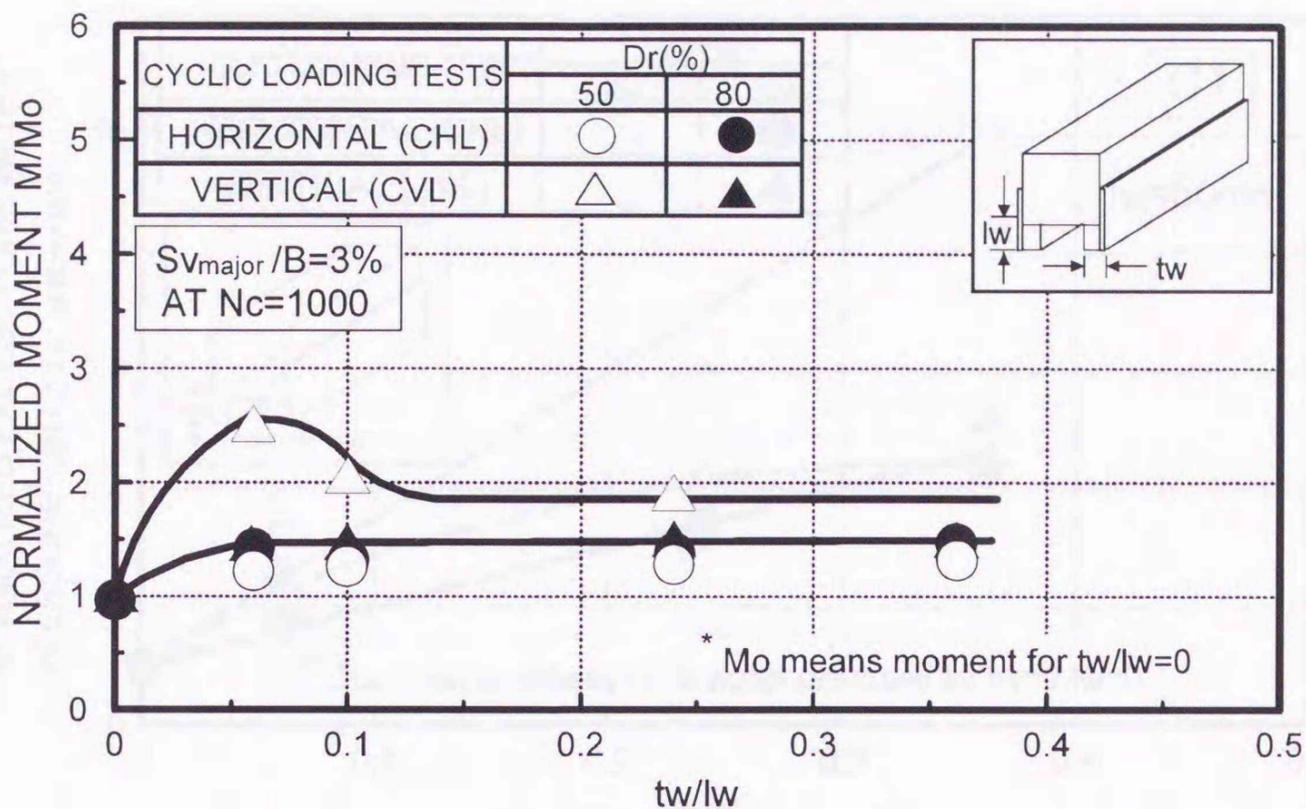


図-6・6 側壁設置によるモーメントの増加率

次に、根入れ幅の増加による過剰間隙水圧の増加傾向を調べるために、同一応力レベルにおける繰返し回数  $N_c=2,000$  での過剰間隙水圧  $\Delta u$  と  $t_w/l_w$  の関係を調べてみた (図-6・7)。なお側壁は  $l_w=50\text{mm}$  であり、過剰間隙水圧は構造物直下100mm地点 (C1点: 図-3・3参照) の値である。図より、相対密度に関わらず、CVL試験 (点線) では  $t_w/l_w$  の増加にともなって過剰間隙水圧比は増加するものの、急激な変化は見られない。これは地盤密度によらない傾向である。一方、CHL試験 (実線) では  $t_w/l_w$  の増加にともなう過剰間隙水圧比の急激な上昇がみられる。これは、外力の作用方向の違いによっては側壁の存在が過剰間隙水圧の上昇を急変させる1つの要因になっていることを示している。

図-6・8 (a), (b) と 図-6・9 (a), (b) は、過剰間隙水圧挙動と沈下の関係を検討するために、CVL, CHL試験における  $N_c=1,000$  と  $2,000$  回での過剰間隙水圧  $\Delta u$  を初期有効鉛直応力  $\sigma'_{v0}$  で正規化して示している。なお、ここに代表的に示された値は相対密度  $D_r=50, 80\%$  における  $l_w=50\text{mm}$ ,  $t_w=3\text{mm}$  のケースである。同図より、相対密度に関わらず、不同沈下が大きく現れるCVL試験のような場合 ((a)図参照) では、変形が卓越する方向の過剰間隙水圧に比べて沈下の少ない方向の過剰間隙水圧が高くなっていることが注目される。一方、CHL試験では不同沈下量が大きく現れないために、ほぼ左右対称の蓄積挙動を呈するようである。

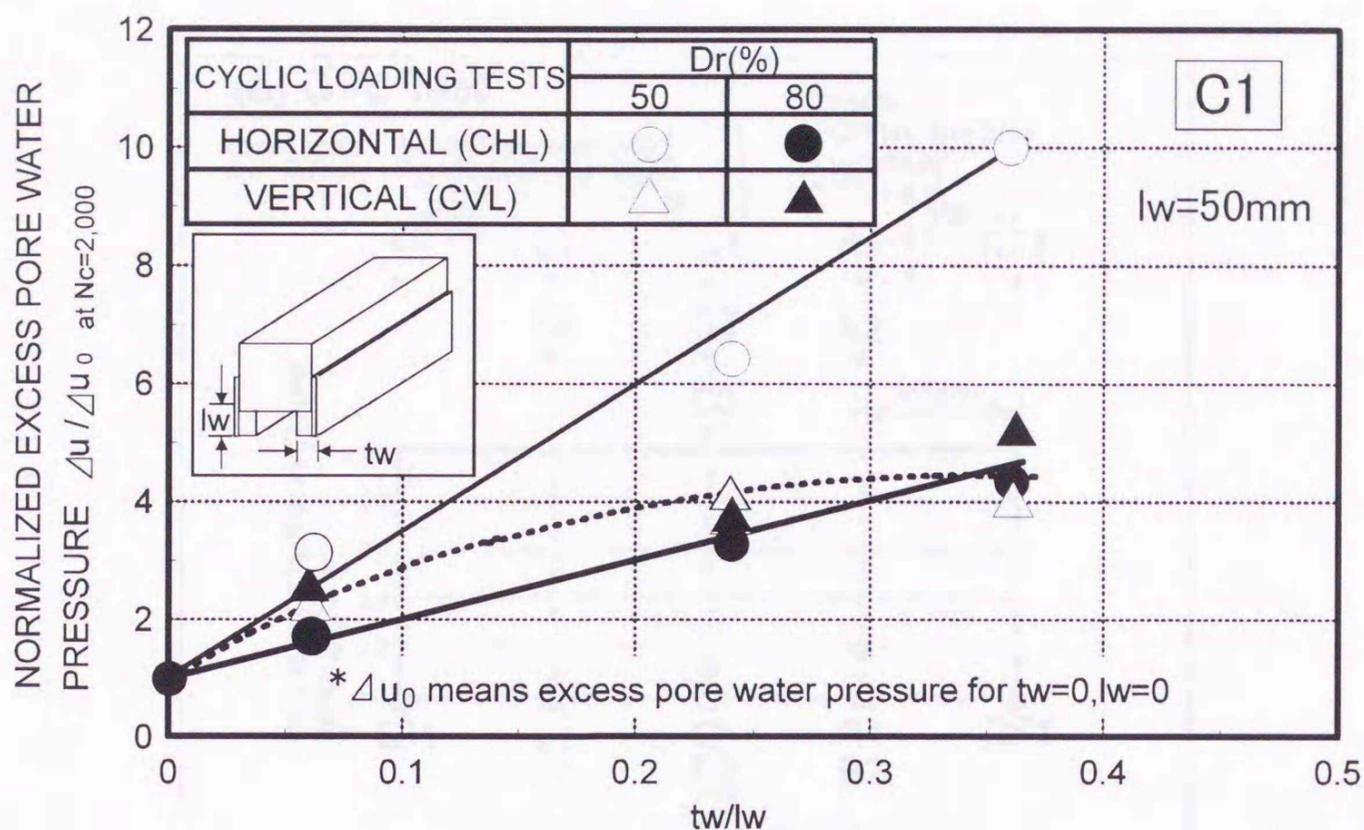


図-6・7 側壁設置による過剰間隙水圧 (C1点) の増加率

前述のWRT試験で見られたように、これらは塑性流動域の発達にともなう地盤のダイレイタンスー挙動の変化を良く反映した結果になっている。

過剰間隙水圧と地盤のダイレイタンスー挙動の対応関係をさらに検討するために、C1点における  $N_c=2,000$  回までの最大過剰間隙水圧  $\Delta u_{max}$  とその時の沈下量  $S_{V_{major}}$  との関係を調べた(図-6・10)。過剰間隙水圧と沈下の対応関係は側壁の形状によって明らかに異なっているが、載荷法による違いはあまり受けないようである。また、側壁の体積の増加 ( $l_w, t_w$  の増加) は変形レベルの小さいところで急激な過剰間隙水圧の上昇をもたらす、引続き急激な低下を導く傾向にある。なお、全ての側壁形状において、 $S_{V_{major}}=5\sim 10\text{mm}$  付近にて過剰間隙水圧が消散する傾向があることは興味深い。

このように、構造物に側壁を設けることは外力の作用方向によらない地盤破壊阻止効果をもたらすことが示された。しかしながら、側壁の体積の増加にともなって、構造物直下の過剰間隙水圧の上昇が危惧されることから、側壁を透水性にするなどの対策が必要かも知れない。

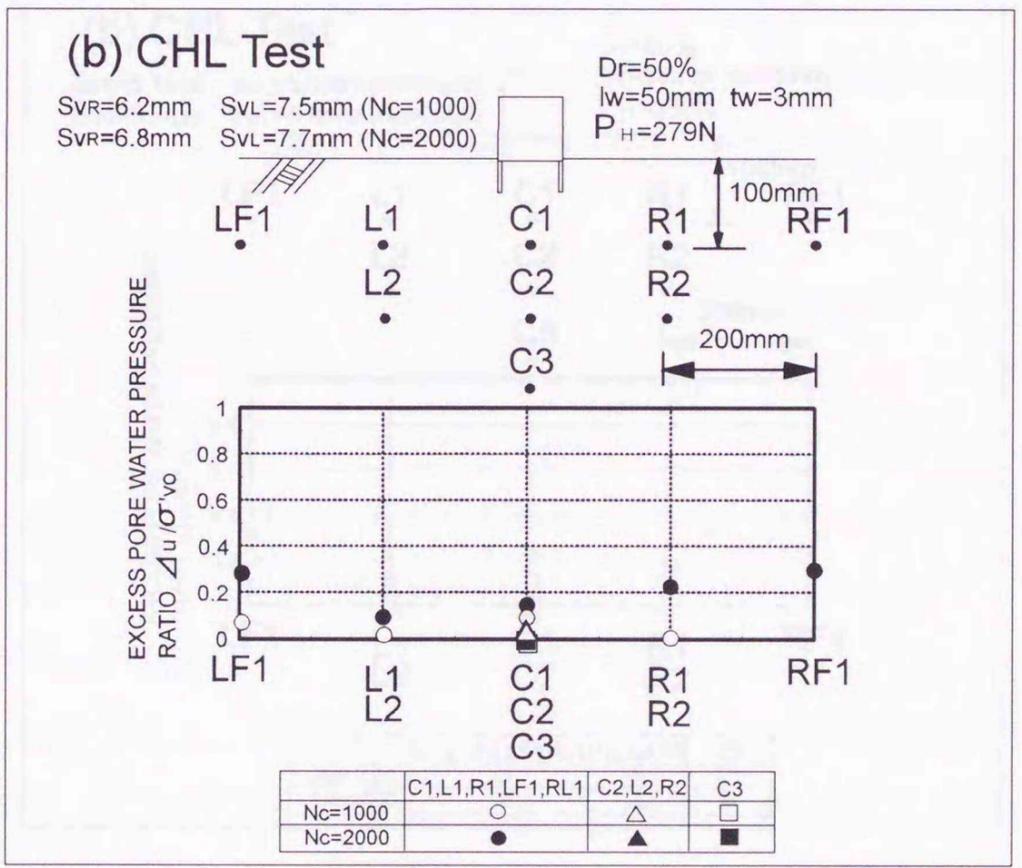
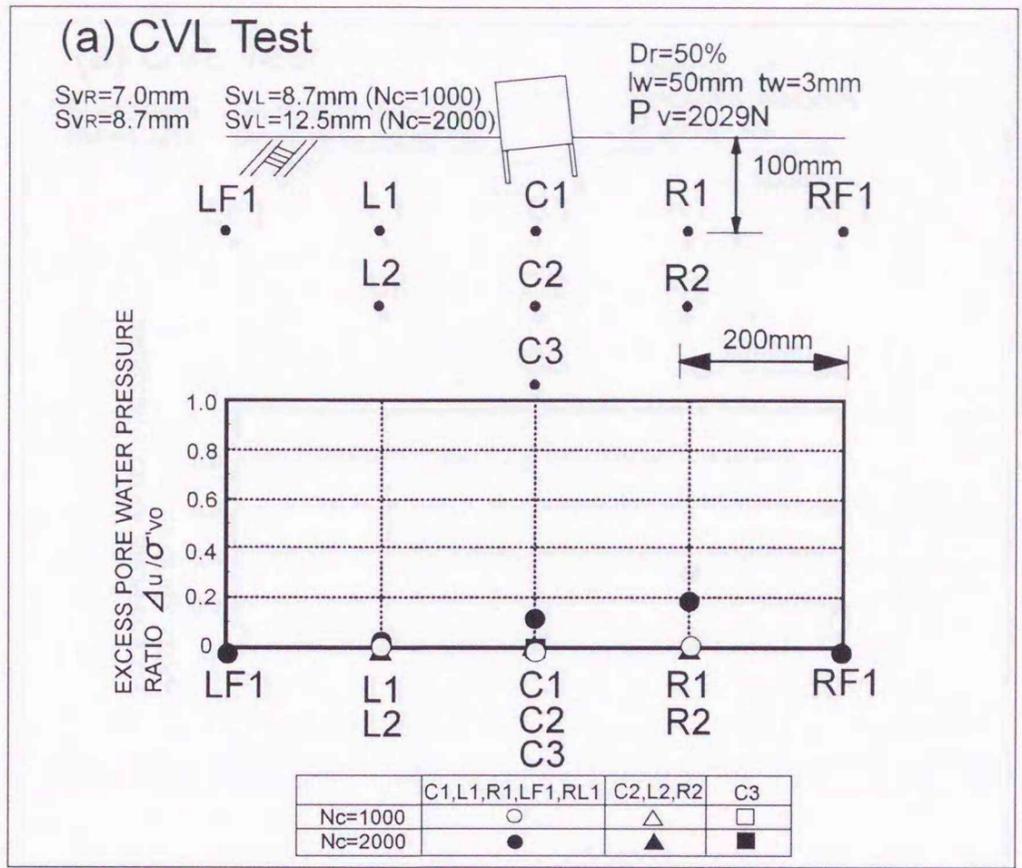


図-6・8 過剰間隙水圧挙動と沈下との関係 Dr=50% : (a)CVL試験, (b)CHL試験

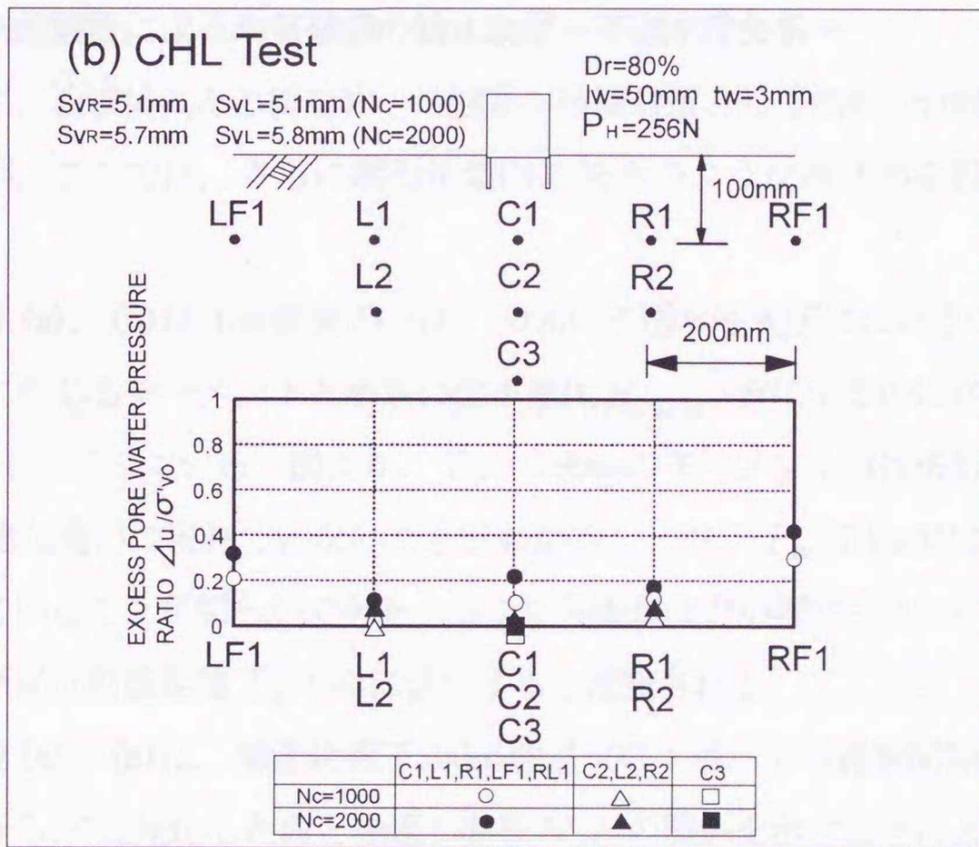
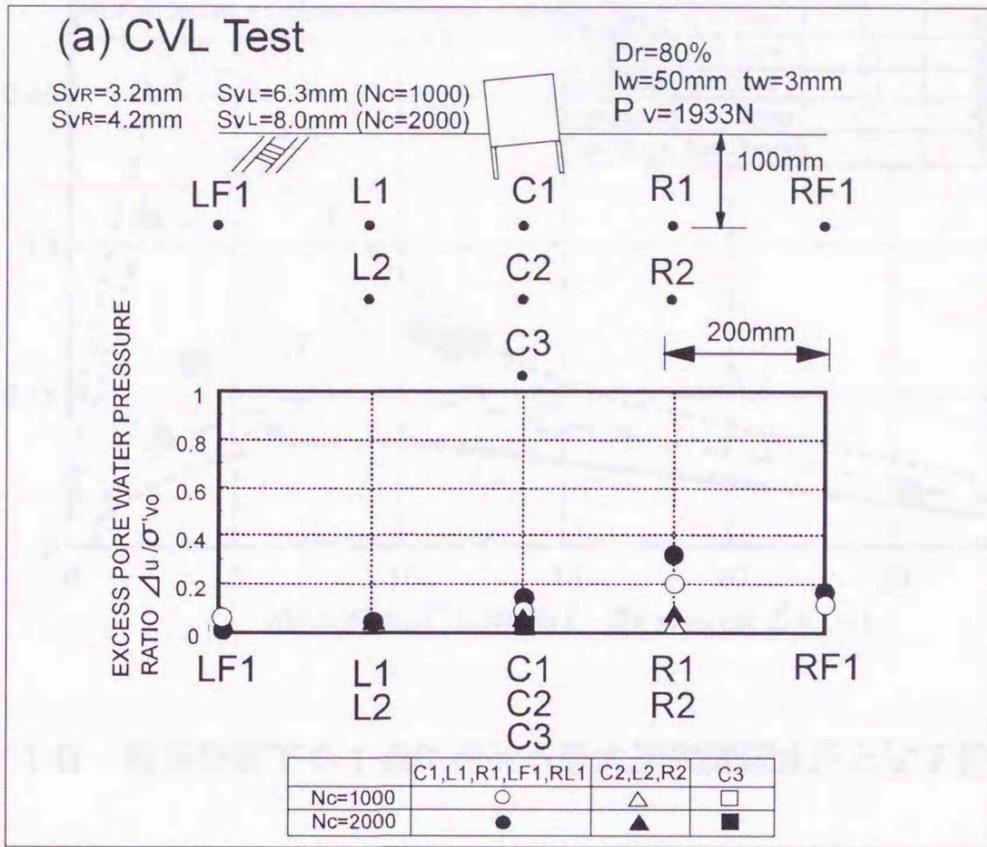


図-6・9 過剰間隙水圧挙動と沈下との関係  $D_r=80\%$  : (a) CVL 試験, (b) CHL 試験

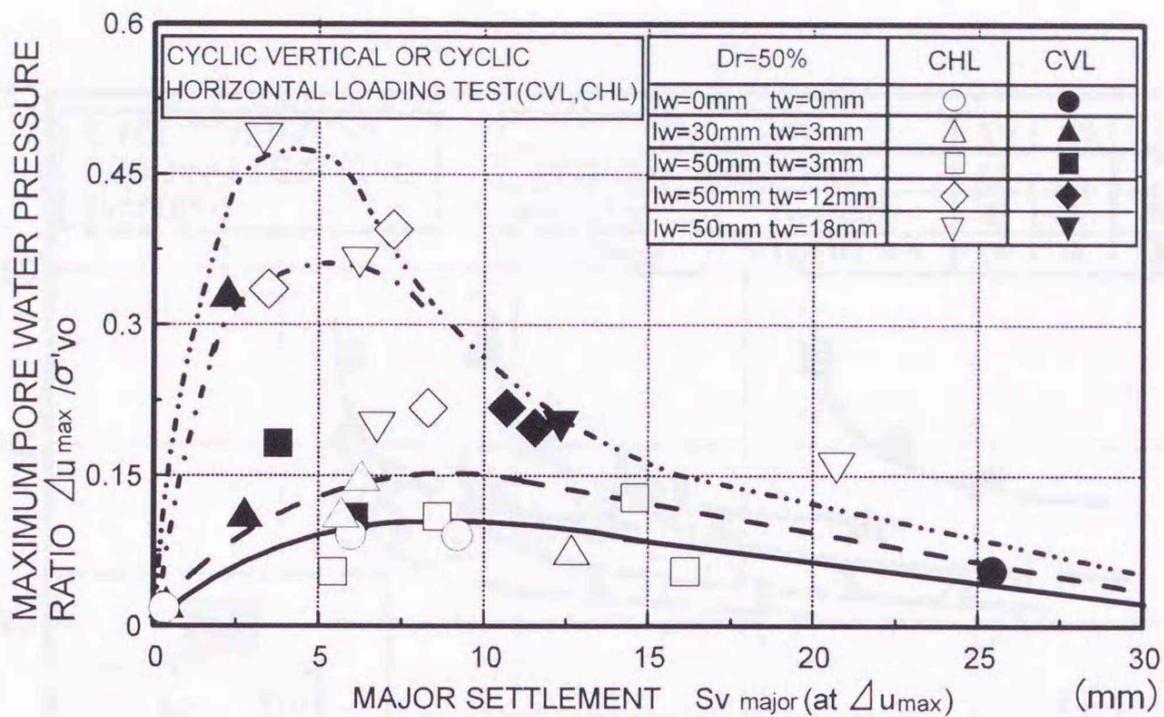


図-6・10 構造物直下C1点における最大過剰間隙水圧と沈下量との関係

### 6. 3. 2 矢板設置による地盤破壊の防止効果—不透水性矢板—

上述のように、波浪場にある構造物—地盤系の破壊対策として側壁の付設は効果があることが示されたが、ここでは、さらに模型地盤内に矢板のような構造物を設置することの効果調べた。

図-6・11 (a), (b)は相対密度  $D_r=50, 80\%$  の不透水性矢板におけるCVL試験結果を構造物底部中心に生じるモーメントと所定の沈下量比  $S_{v major} / B$  に至るのに必要な繰返し回数  $N_c$  との関係として示している。図より、 $T_w=190\text{mm}$  のモーメント値は矢板を設置しない場合のものと明確な違いは現れていないことがわかる。一方、 $T_w=70\text{mm}$  ではモーメント値は顕著に増加していることが明らかである。つまり矢板長などが固定されている条件では、地盤強度の増加傾向は設置距離  $T_w$  のみに依存すると指摘される。

図-6・12 (a), (b)は、構造物直下100mm地点 (C1点) での過剰間隙水圧  $\Delta u$  を初期有効鉛直応力  $\sigma'_{v0}$  で正規化した値と繰返し回数  $N_c$  との関係を示すことにより過剰間隙水圧の挙動を明らかにしようとしたものである。図より、相対密度の違いによらず、 $T_w=70\text{mm}$  の場合では過剰間隙水圧は初期段階で急激に蓄積されている。一方、 $T_w=190\text{mm}$  では、矢板がない場合と同様に、過剰間隙水圧の顕著な上昇は現れていない。このことから、矢板の設置位置によっては過剰間隙水圧の消散が妨げられる可能性があるといえる。

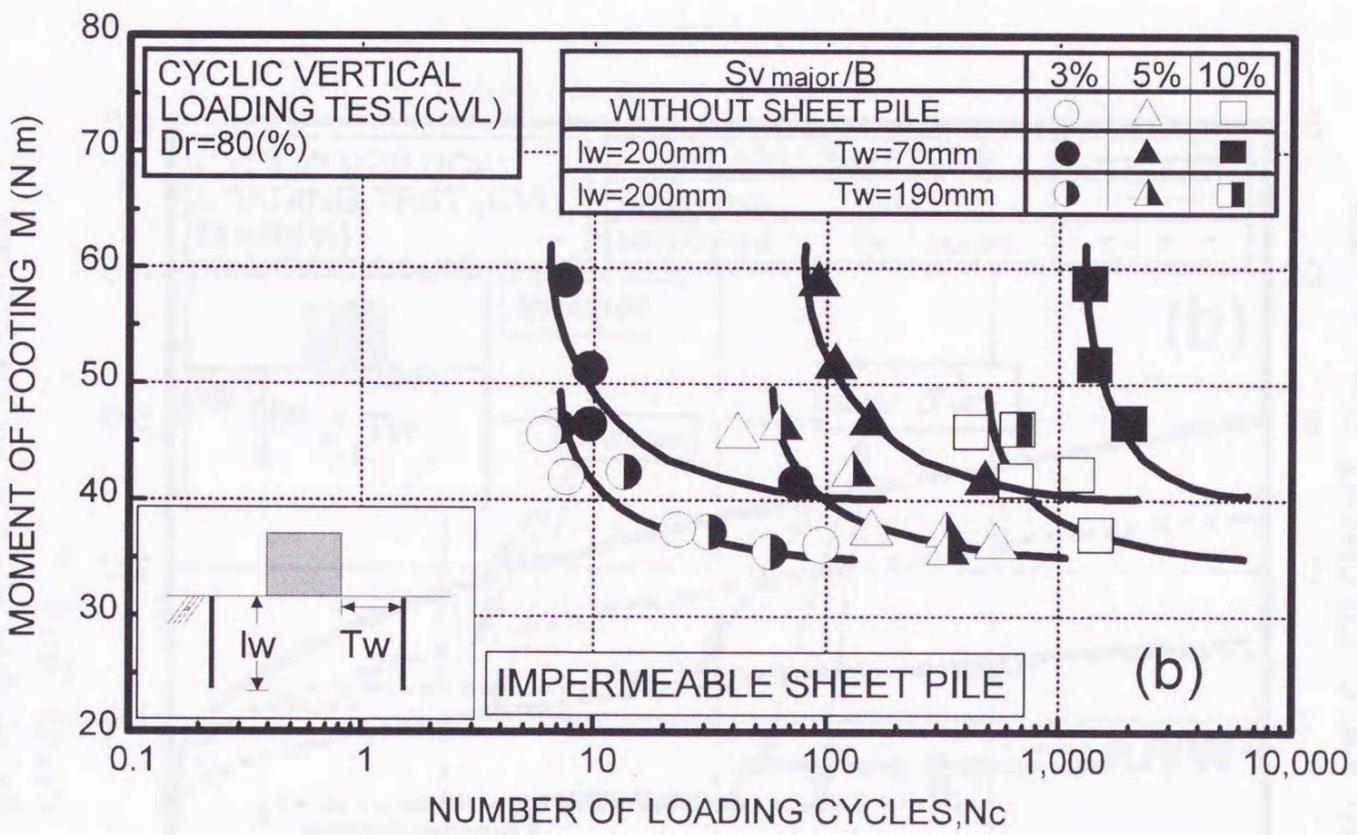
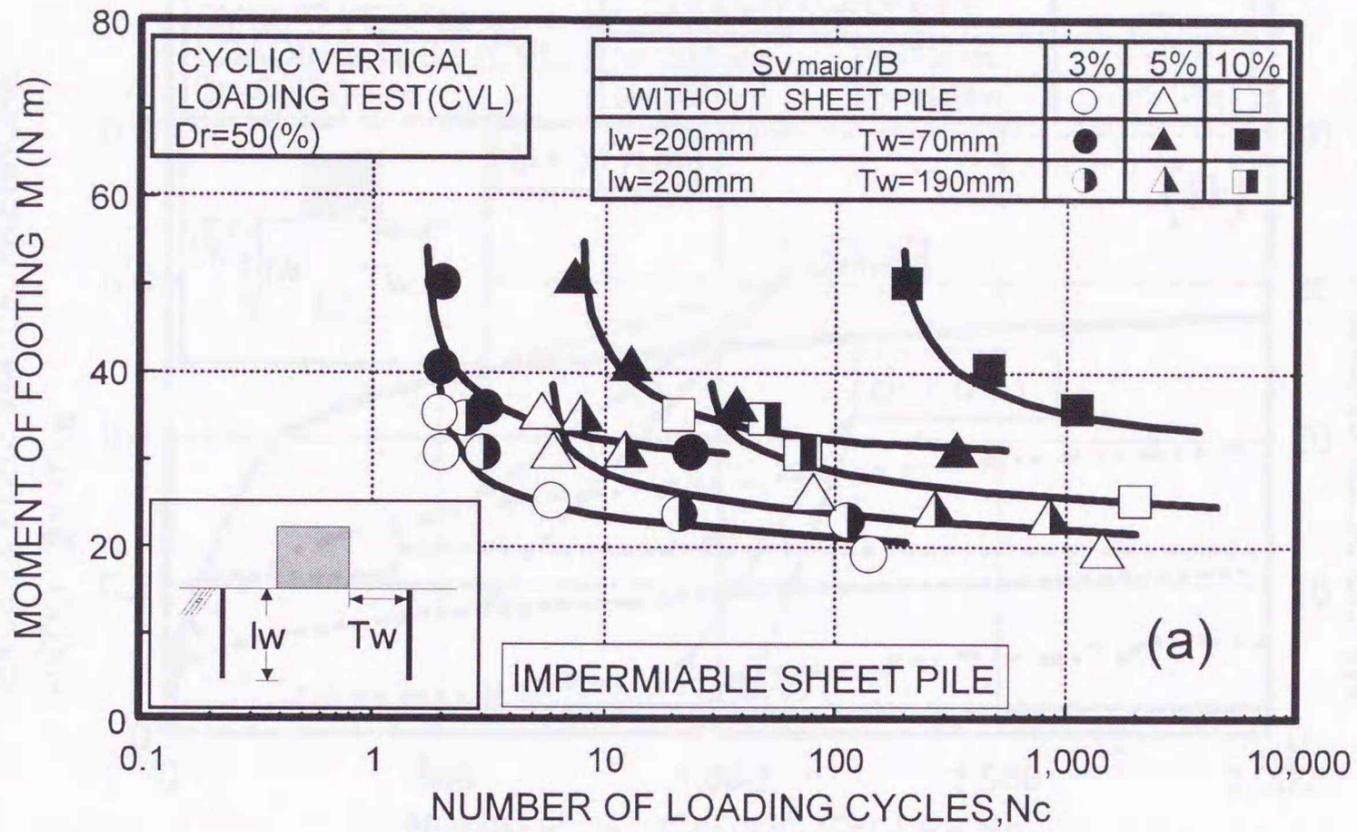


図-6・11 矢板を設置した場合のCVL試験における繰返し強度と繰返し回数との関係：

(a) Dr=50%, (b) Dr=80%

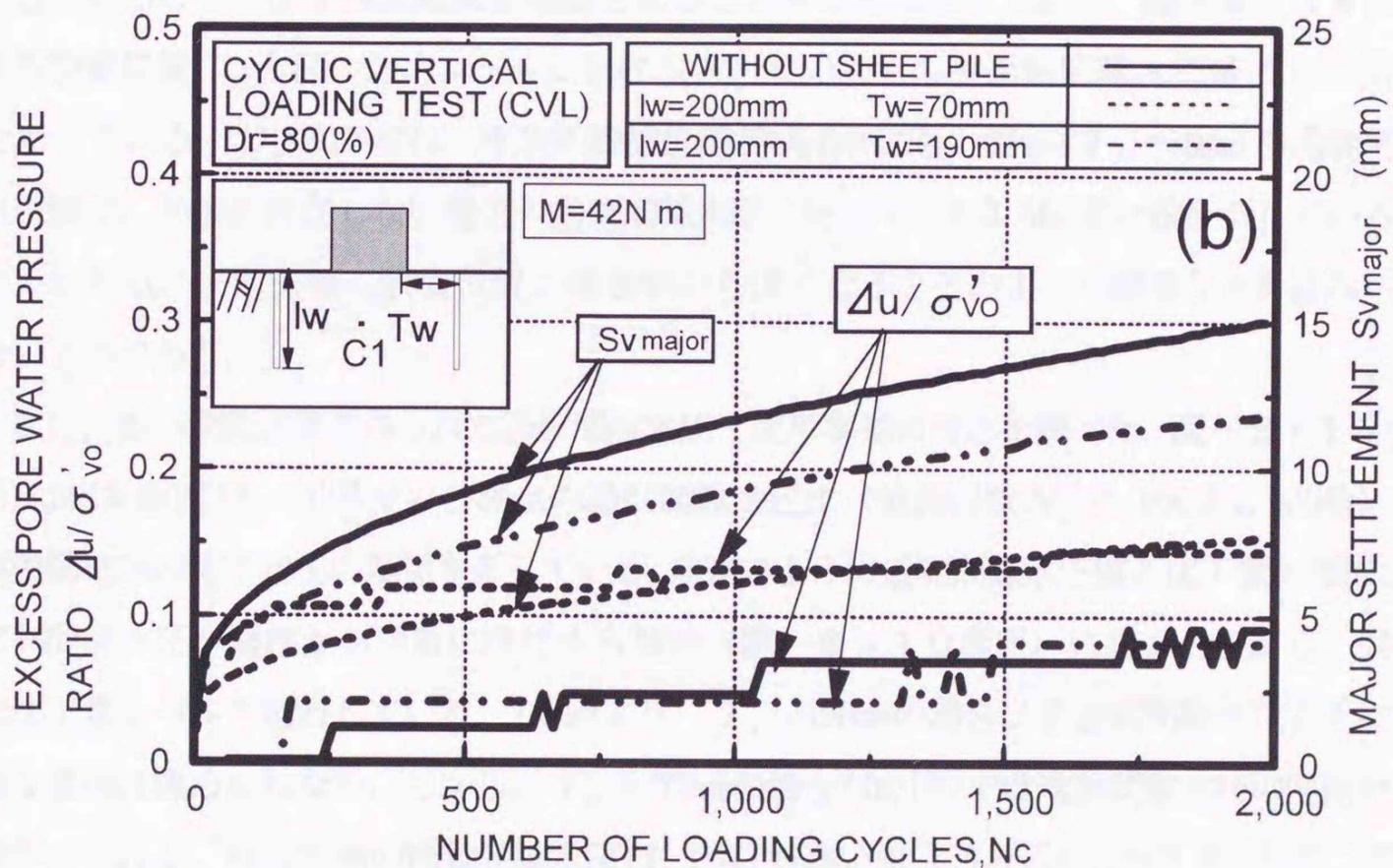
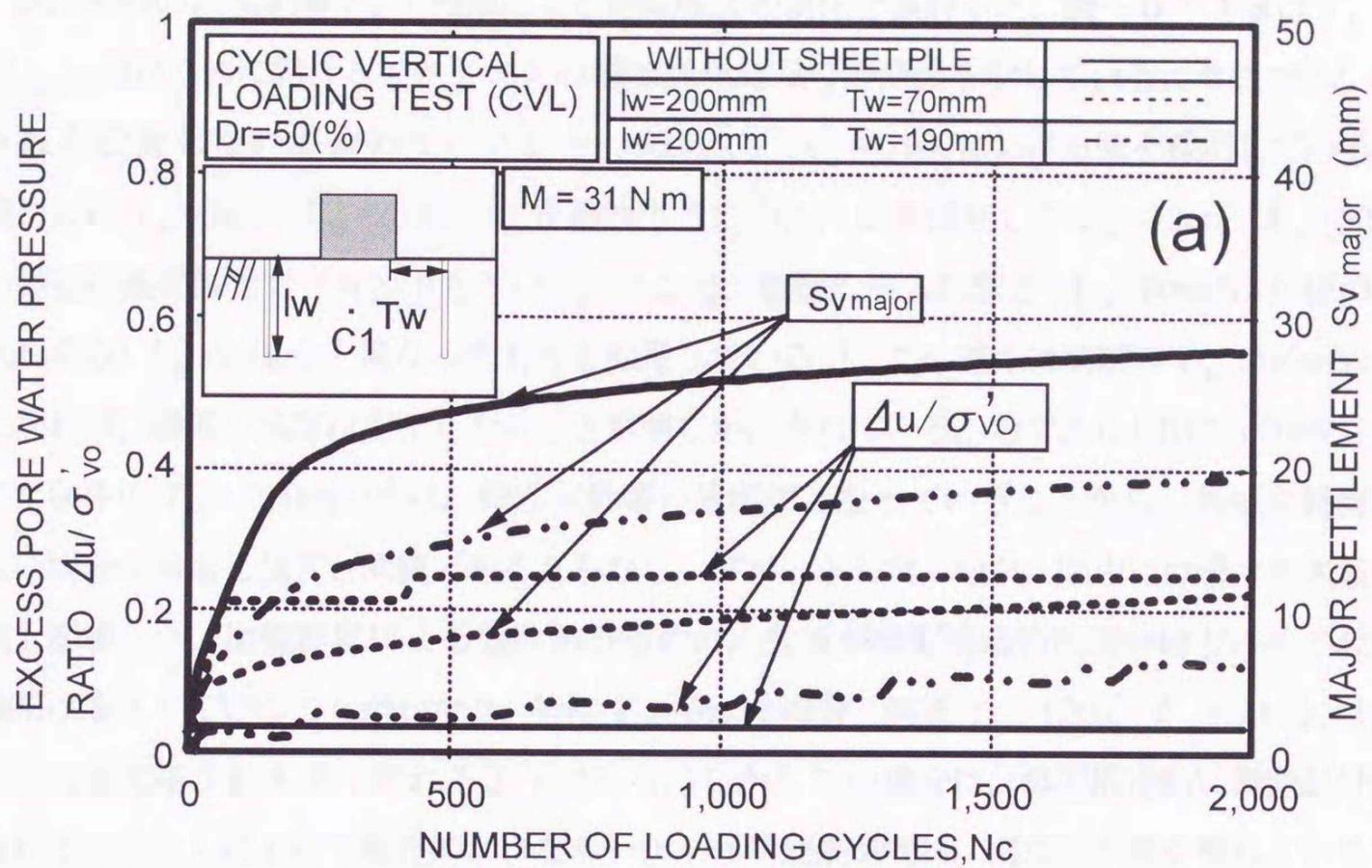


図-6・12 不透水性矢板の過剰間隙水圧挙動と沈下挙動：(a)Dr=50%，(b)Dr=80%

次に矢板の設置距離  $T_w$  の相違による地盤強度の変化を検討した。図-6・13は  $T_w$  と  $S_{V_{major}}/B$  が3%におけるモーメントの増加割合  $M/M_0$  の関係を示している。ここで  $M_0$  は矢板を設置しない場合のモーメントであって、 $N_c=1,000$ における値を採用している。図中には  $T_w=0\text{mm}$ ,  $l_w=200\text{mm}$ の値を検討するために、参考値として  $t_w=12\text{mm}$ ,  $l_w=50\text{mm}$ の側壁の値を併せてプロットしている。ここで、側壁の根入れ深さ ( $l_w=50\text{mm}$ ) は矢板の根入れ深さ ( $l_w=200\text{mm}$ ) と異なったものを採用しているが、この理由は側壁の  $l_w$  が50mm以上になれば、繰返し強度は変化しないことが明らかにされているからである(川村ら(1999))。また図中の  $T_w=360\text{mm}$ の点は、塑性流動域の最端部となっていることから、矢板を設置しない場合の繰返し強度と同値であるとみなし、プロットした。なお、図中には透水性矢板の値も記載した。地盤密度による差はあるものの、矢板が模型構造物に近いほど、その設置効果は増大していることがわかる。特に  $T_w=0\text{mm}$ の場合(側壁  $t_w=12\text{mm}$ ,  $l_w=50\text{mm}$ )は、強度の増加率が最も高く現れるようである。しかしこの場合は、模型構造物に側壁が付設されていることによって前述のようなサーチャージ効果が現れ、増加率が高く現れている可能性がある。少なくとも、矢板工のような対策の場合は、その設置位置をできる限り構造物に近づけることで沈下阻止効果を増幅させることができるようである。図-6・14は、矢板設置位置  $T_w$  と同一応力レベルにおける  $N_c=2,000$ での各過剰間隙水圧値  $\Delta u$  の関係を示している。 $D_r=50\%$ では、矢板の設置位置が構造物に近い場合( $T_w=70\text{mm}$ )の過剰間隙水圧値は、矢板が存在しない場合の過剰間隙水圧に比べて、約3.5倍高い値を示していることがわかる。また矢板の設置位置が構造物から遠くなるとそのような顕著な上昇はみられないようである。

次に、他の設置位置で得られた過剰間隙水圧と変形挙動の対応を調べた。図-6・15(a), (b)は相対密度  $D_r=50\%$ での各測点の過剰間隙水圧比(载荷回数  $N_c=1,000$ と2,000時)と模型構造物の沈下状況の関係を示している。前述のように過剰間隙水圧値と沈下量の間には、過剰間隙水圧が蓄積から消散に移行する関係(図-6・10参照)にあることから、同一の沈下量レベルで比較している。(a)図より、 $T_w=190\text{mm}$ の場合は各過剰間隙水圧ともに顕著な蓄積は認められない。しかし、 $T_w=70\text{mm}$ の場合(b)図では過剰間隙水圧の明確な蓄積がみられる。特に左側の過剰間隙水圧(L1点)が高い値( $\Delta u/\sigma'_{v0} \approx 0.9$ )を示している。これは構造物の傾斜した方向に塑性流動域が発達し、その発達過程で矢板付近に圧縮応力が生じ、過剰間隙水圧の消散が妨げられ、高い値になったものと推定される。このことから、矢板設置の際にも側壁と同様に間隙水圧挙動に十分な検討が必要であるといえよう。

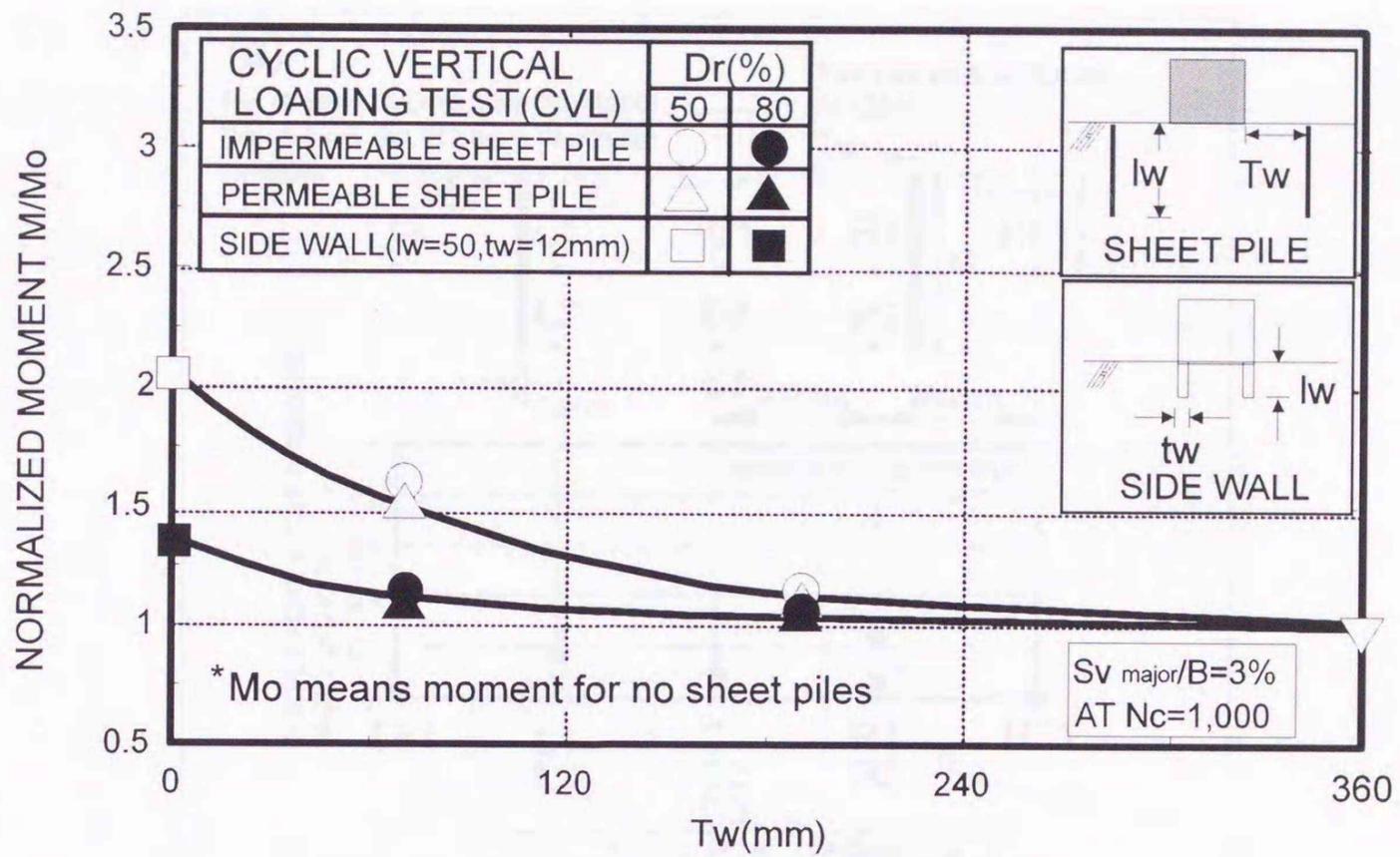


図-6・13 矢板設置によるモーメントの増加率

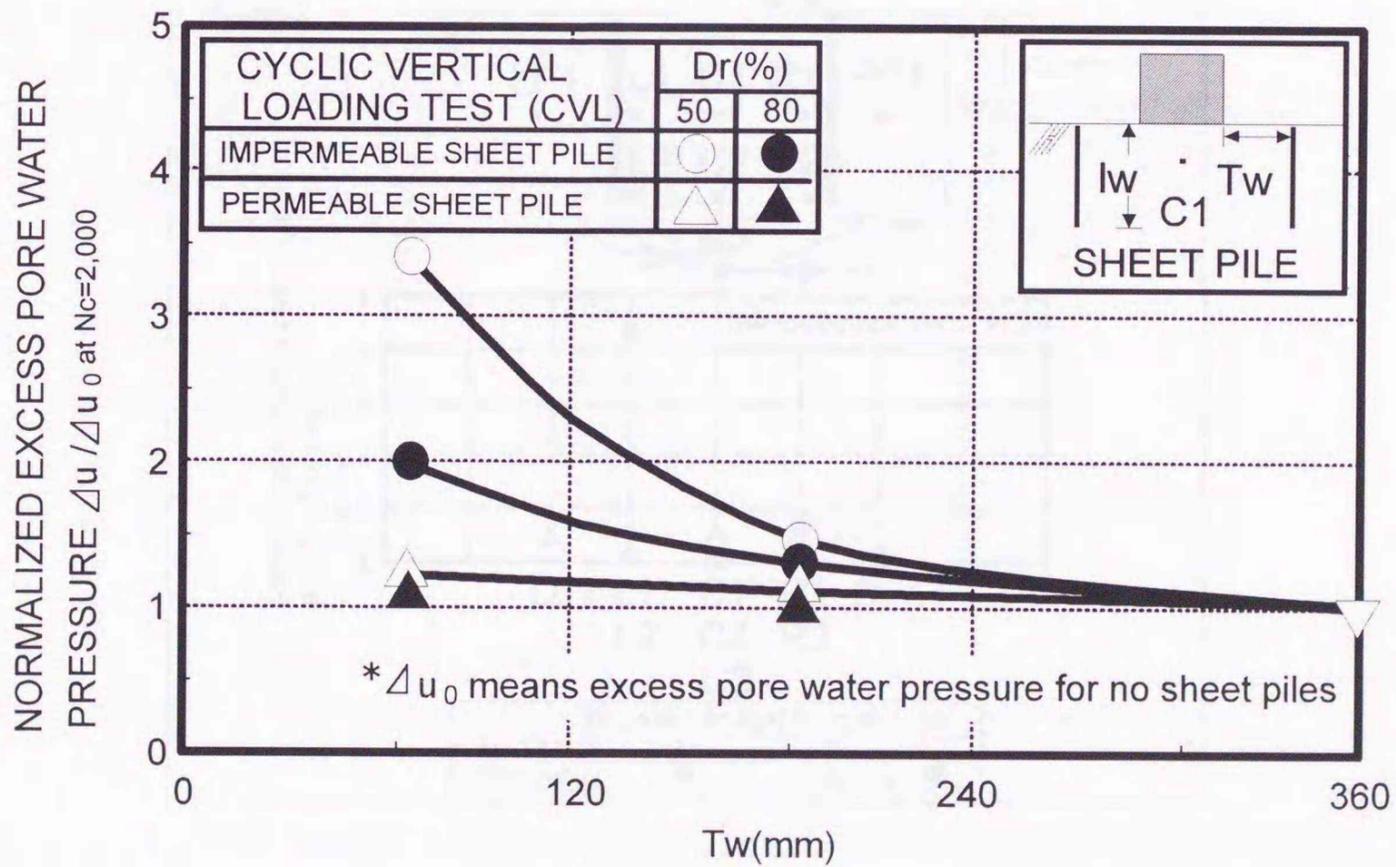


図-6・14 矢板設置による過剰間隙水圧 ( $N_c=2,000$ ) の増加率

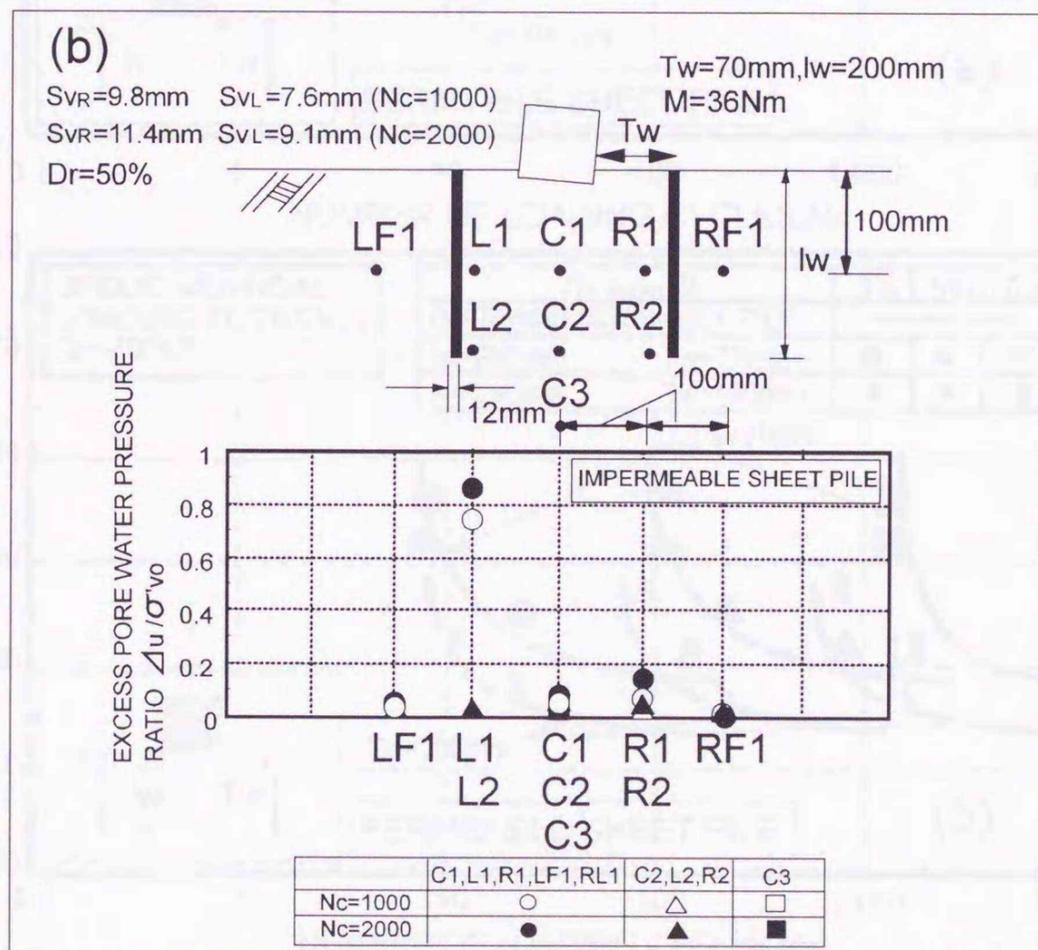
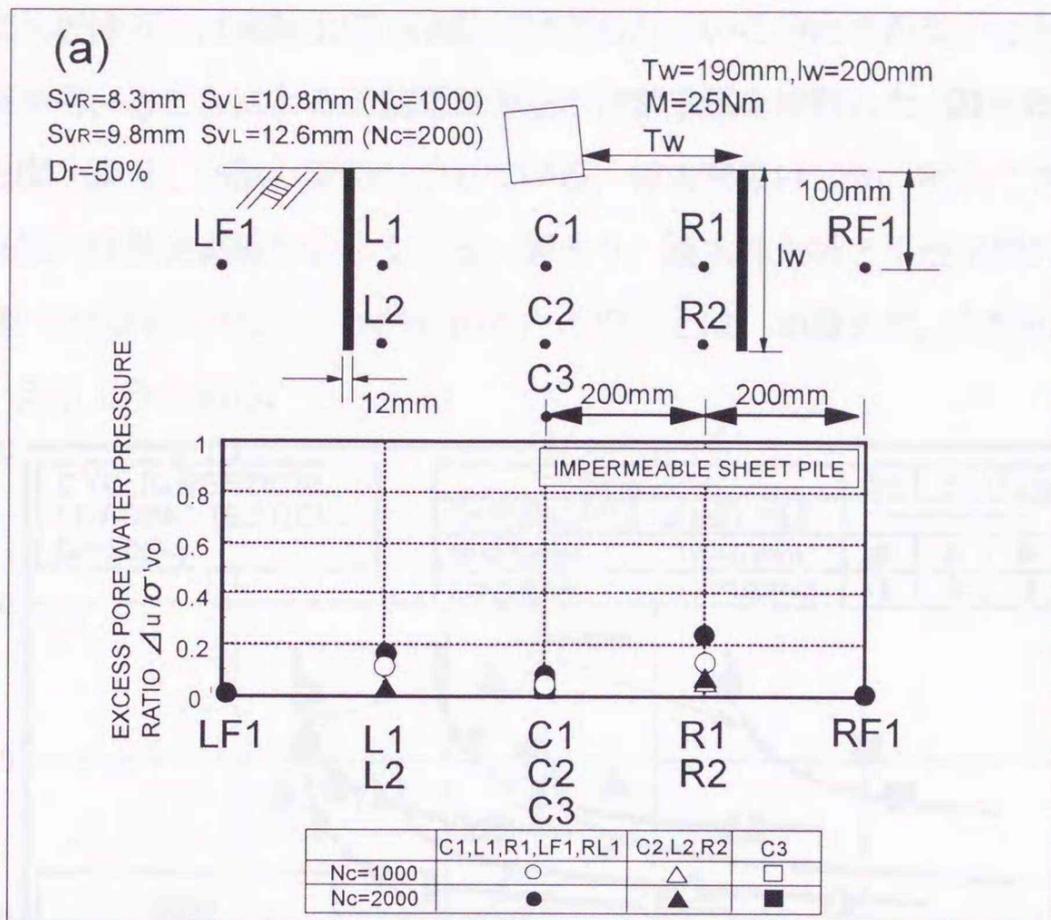


図-6・15 不透水性矢板の過剰間隙水圧と沈下形態 : (a)  $T_w=190\text{mm}$ , (b)  $T_w=70\text{mm}$

### 6. 3. 3 矢板設置による地盤破壊の防止効果—透水性矢板—

このように矢板付近では間隙水圧の消散が妨げられている可能性が高いことから、ここでは透水性矢板を用いることによる過剰間隙水圧の消散効果を検討した。図-6・16(a), (b)は、繰返し強度と繰返し回数との関係を示している。相対密度は50%, 80%である。比較のため不透水性矢板の結果を実線で示している。図より、透水性矢板と不透水性矢板の間には繰返し強度の違いは現れていないことがわかる。このことは、地盤密度、矢板の設置位置の違いによらずいえるようである。

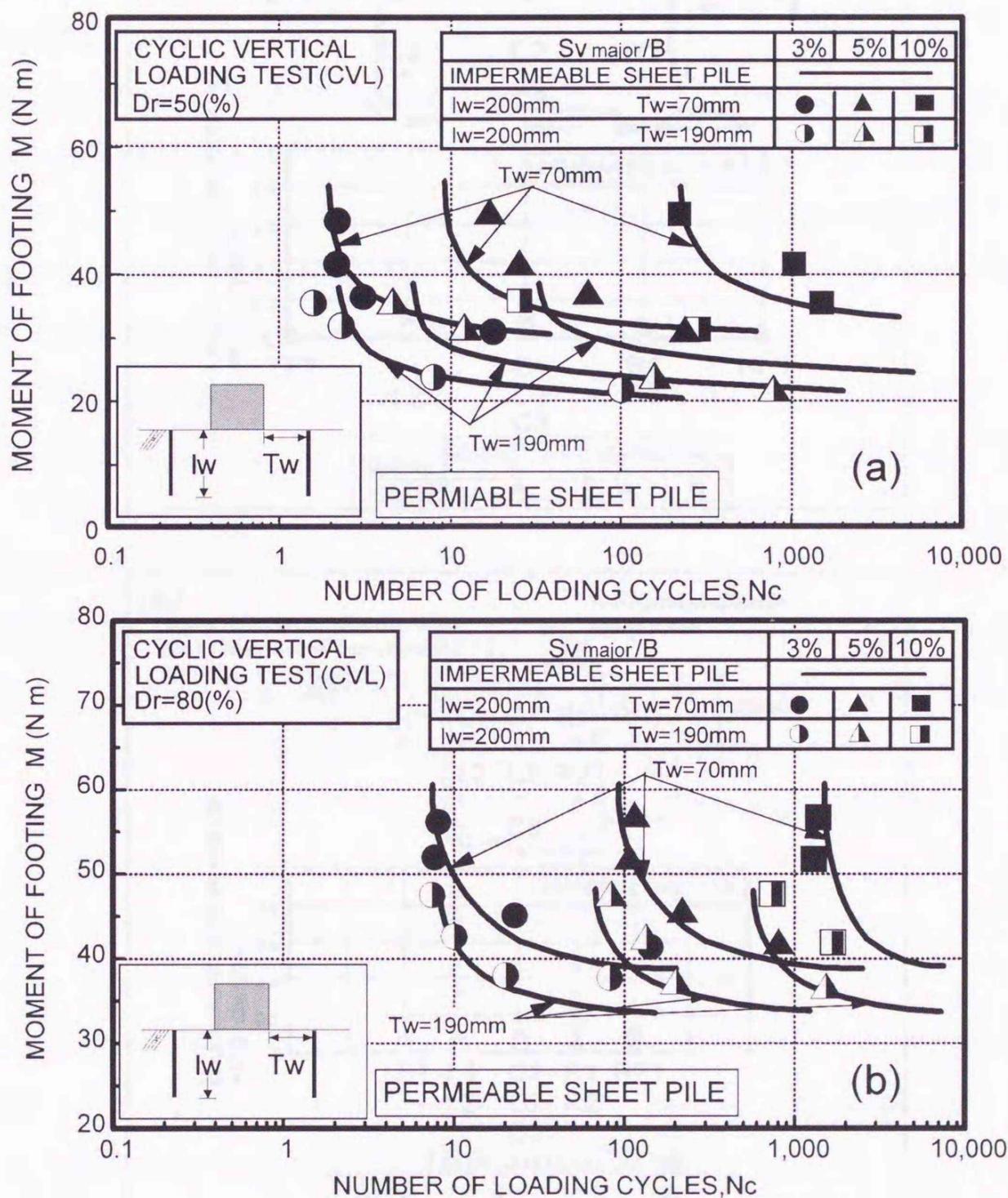


図-6・16 矢板を設置した場合のCVL試験における繰返し強度と繰返し回数との関係：  
(a)  $Dr=50\%$ , (b)  $Dr=80\%$

次に間隙水圧挙動と構造物の沈下挙動の関係を調べた。図-6・17(a), (b)には相対密度50%の透水性矢板を設置した場合の模型構造物の沈下状況と各測点の過剰間隙水圧を  $N_c=1,000$  と  $2,000$  回で示している。図より、不透水性矢板から得られた間隙水圧挙動と異

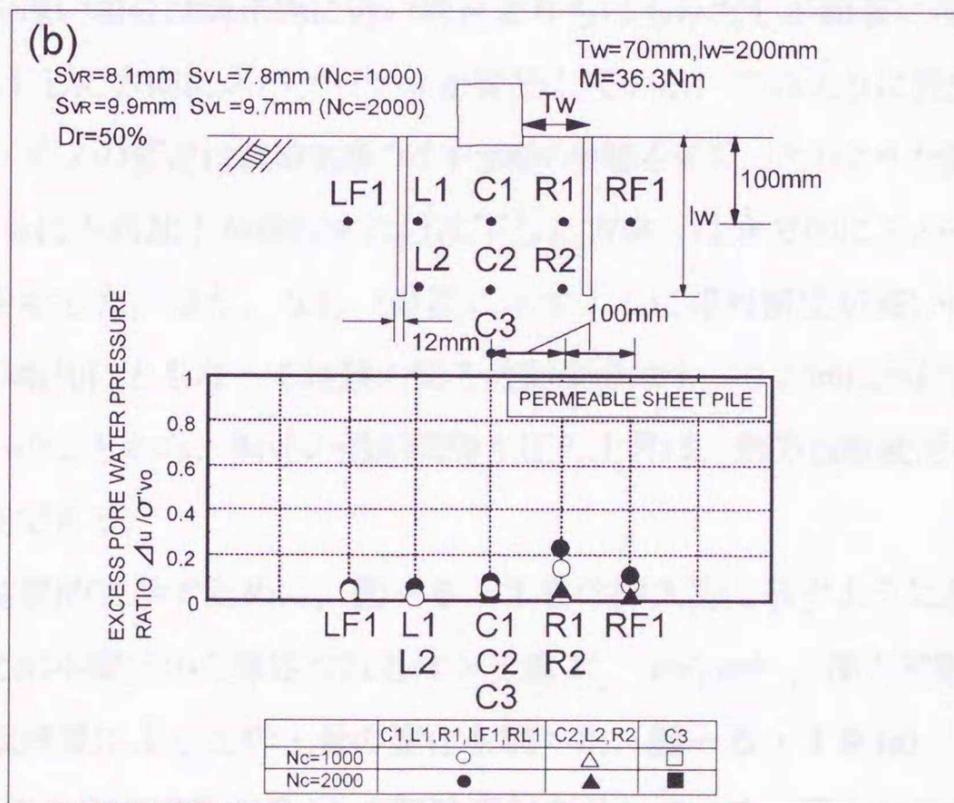
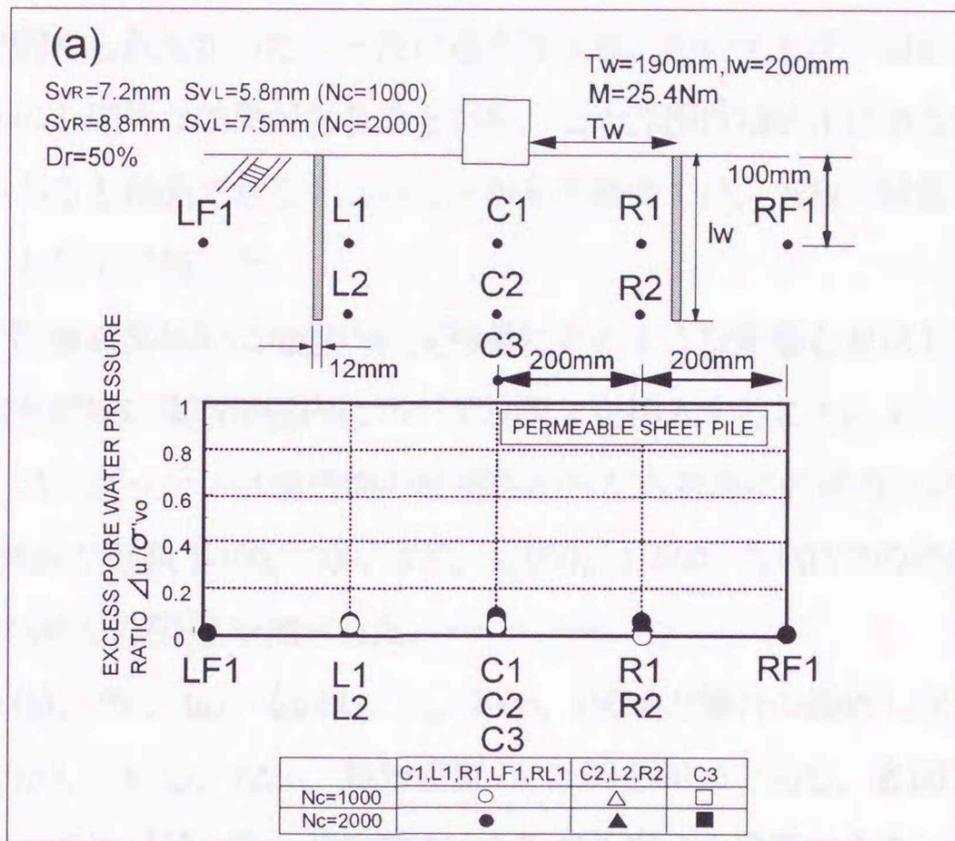


図-6・17 透水性矢板の過剰間隙水圧と沈下形態 : (a)  $T_w=190\text{mm}$ , (b)  $T_w=70\text{mm}$

なり、透水性矢板にすることで過剰間隙水圧発生の抑止効果がもたらされていることが明らかである。矢板を透水性にすることに一定の効果を認めることができる。

以上のことから、矢板の設置は地盤破壊阻止に効果があるが、一方では過剰間隙水圧を蓄積させることがわかった。過剰間隙水圧が高い値を示しているにもかかわらず、矢板付近では液状化現象は認められなかったこと及び透水性矢板においても沈下阻止に対する効果は不透水性矢板のものと同様な効果があることから、この原因は液状化に至る前に間隙水圧が消散されたことにあると推測できる。このことから本研究では、矢板の設置効果は沈下阻止効果（強度増加）として評価した。

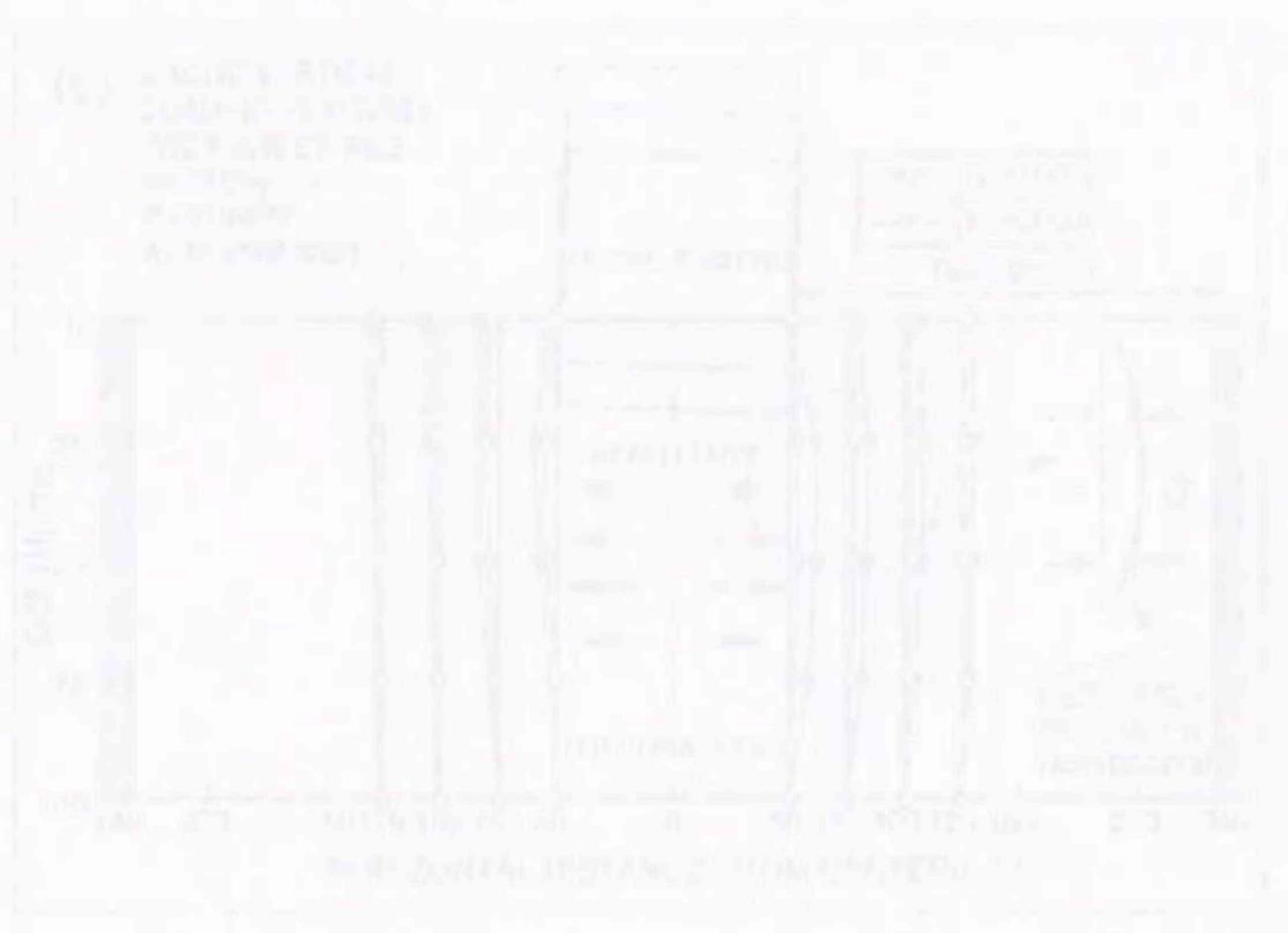
次に、矢板の設置が具体的に地盤内の変形量にどのような影響を及ぼしているかを検討するために、前述と同様に模型地盤内にスパゲッティを挿入することによって地盤の側方流動特性を調べた。スパゲッティは構造物の底端部から左右対称に鉛直方向25mm間隔に4本または8本挿入し、繰返し回数が100, 200, 500, 1,000, 1,500, 2,000での地盤内水平変位量  $\delta$  (図-6・18の挿入図参照)を測定した。

図-6・18(a), (b), (c), (d)は、 $T_w=70\text{mm}$ ,  $190\text{mm}$ の場合の繰返し回数が100及び2,000での変形状態を示している。なお、相対密度 $D_r$ は50と80%である。各図ともに繰返し回数の増加にともなってスパゲッティが外側にはらみでる様子を確認できる。当然のように、矢板が構造物から遠い場合は構造物に近い場合よりもはらみだしが顕著に現れている。(a), (b)図では、沈下した方向にスパゲッティが変形している。このように地盤密度が低い場合では、スパゲッティの変位は載荷初期の沈下挙動の影響を受け、このような変形性状になったと考えられる。さらに不同沈下が進行すれば沈下した方向とは逆方向にスパゲッティの変位が卓越する傾向を示した。また、(c), (d)図に示すように相対密度が高い場合では、構造物の不同沈下量の増加にともなって地盤の側方流動変形はすべり方向に卓越して生じることがわかる。これらのことから、前述の過剰間隙水圧の上昇は、側方流動変形によってもたらされていると推測できる。

このことを定量的に示すために、図-6・19の挿入図に示すように模型地盤の沈下量及び測定された水平変位から算定される沈下土量 $V_p$  ( $\text{mm}^3/\text{mm}$ )、側方流動土量 $V_s$  ( $\text{mm}^3/\text{mm}$ )に基づいて矢板設置による変形土量の変化を調べた。図-6・19(a), (b)は矢板有無による沈下土量 $V_p$ と側方流動土量 $V_s$ の経時変化を示している。図より、各土量は繰返し回数 $N_c$ が比較的初期段階で急増し、その後徐々に増加する傾向にあることがわかる。このことは、ゆるい地盤においてより顕著のようである。また、矢板を設置することによって

発生する沈下土量，側方流動土量は確実に減少しているようである．このことから，**図-6・13**に示されたような繰返し強度の増加は，矢板設置によって地盤内の側方流動が抑えられてもたらされていると指摘できる．

**図-6・20**は，同一応力レベルにおける各矢板の最大側方変位量  $\delta_{max}$  と矢板設置距離  $T_w$  との関係を示している．図中の  $T_w = 360\text{mm}$  の点は，前述のように繰返し強度に影響を及ぼす範囲ではないことから，この位置を矢板を設置しない場合(CVL試験)の値として，プロットされている．図より，相対密度の違いによる差はあるものの，矢板の設置距離  $T_w$  が増えるにつれて側方流動変位は大きくなり，その後一定になることがわかる．特に  $T_w$  が  $190\text{mm}$  では，矢板を設置しない場合とほぼ同等の値になるようである．また， $T_w = 70\text{mm}$  の場合と  $190\text{mm}$  の場合の比較では， $T_w = 70\text{mm}$  の  $\delta_{max}$  は  $T_w = 190\text{mm}$  の  $\delta_{max}$  の75%まで抑えられている．このことは，**図-6・13**に示されたモーメントの増加率と同様に，**図-6・14**，**図-6・15**に示した間隙水圧挙動に良く対応したものであろう．このことから，沈下-側方流動が生じる場合では，地盤の側方変形の進行を阻止することができれば，地盤の破壊阻止効果が期待できるといえる．



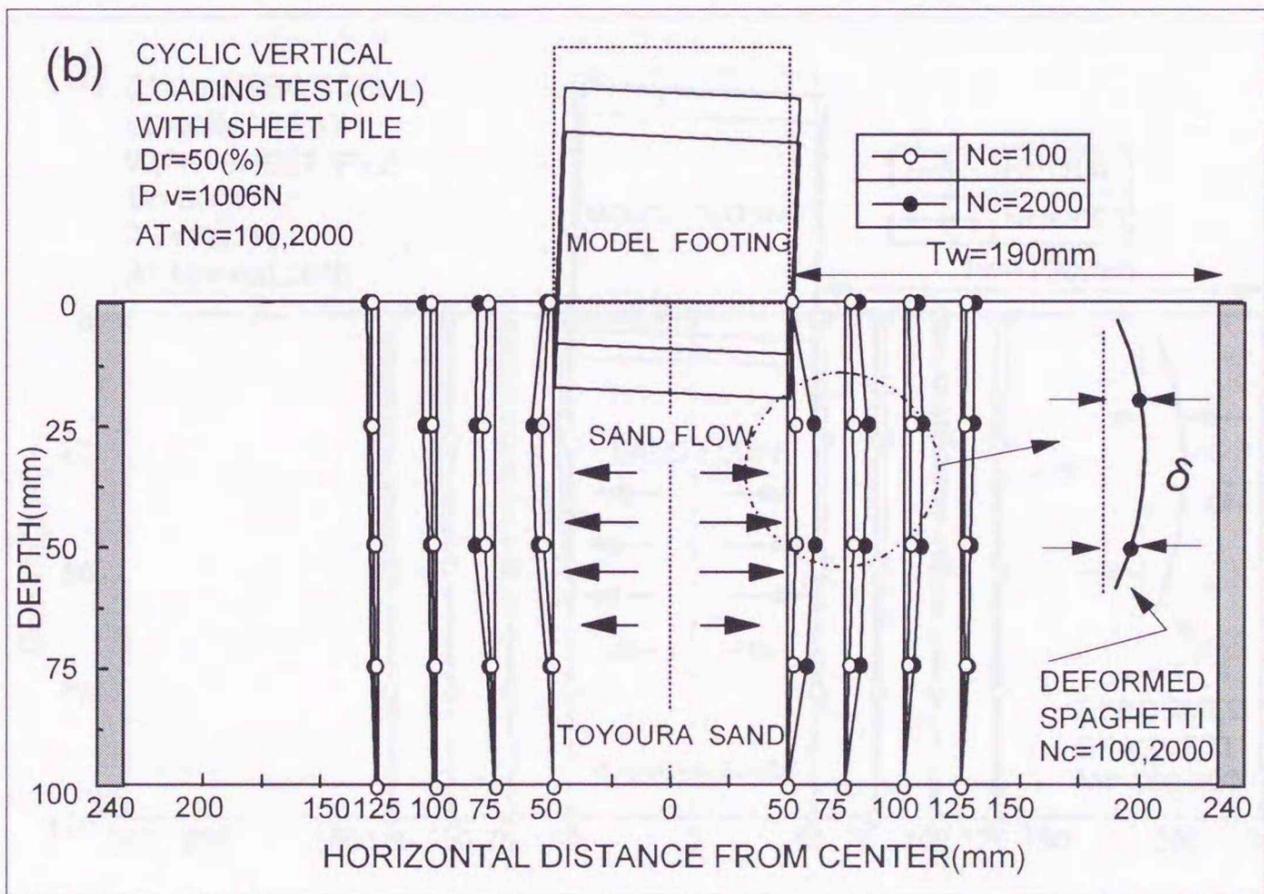
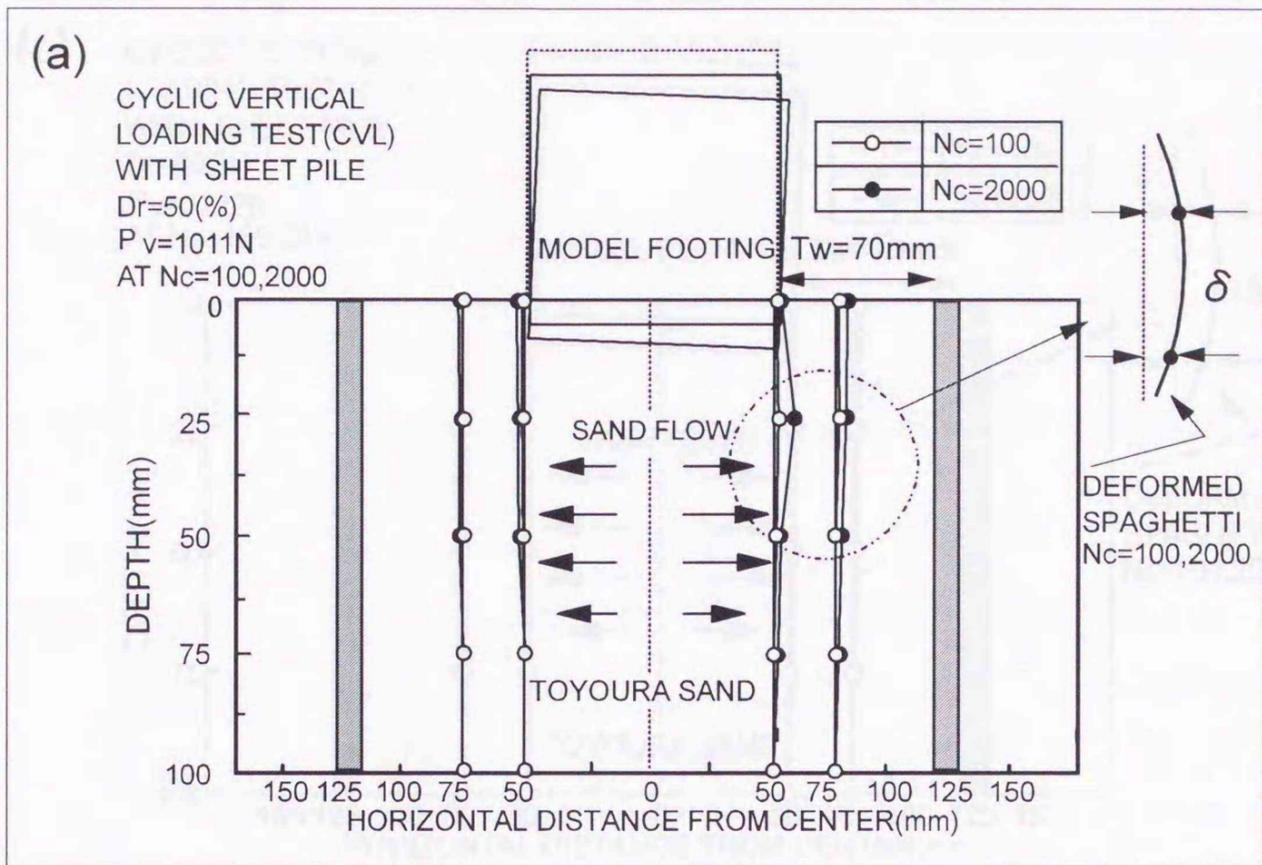


図-6・18 矢板設置による地盤の側方流動特性  $D_r=50\%$  : (a)  $T_w=70mm$ , (b)  $T_w=190mm$

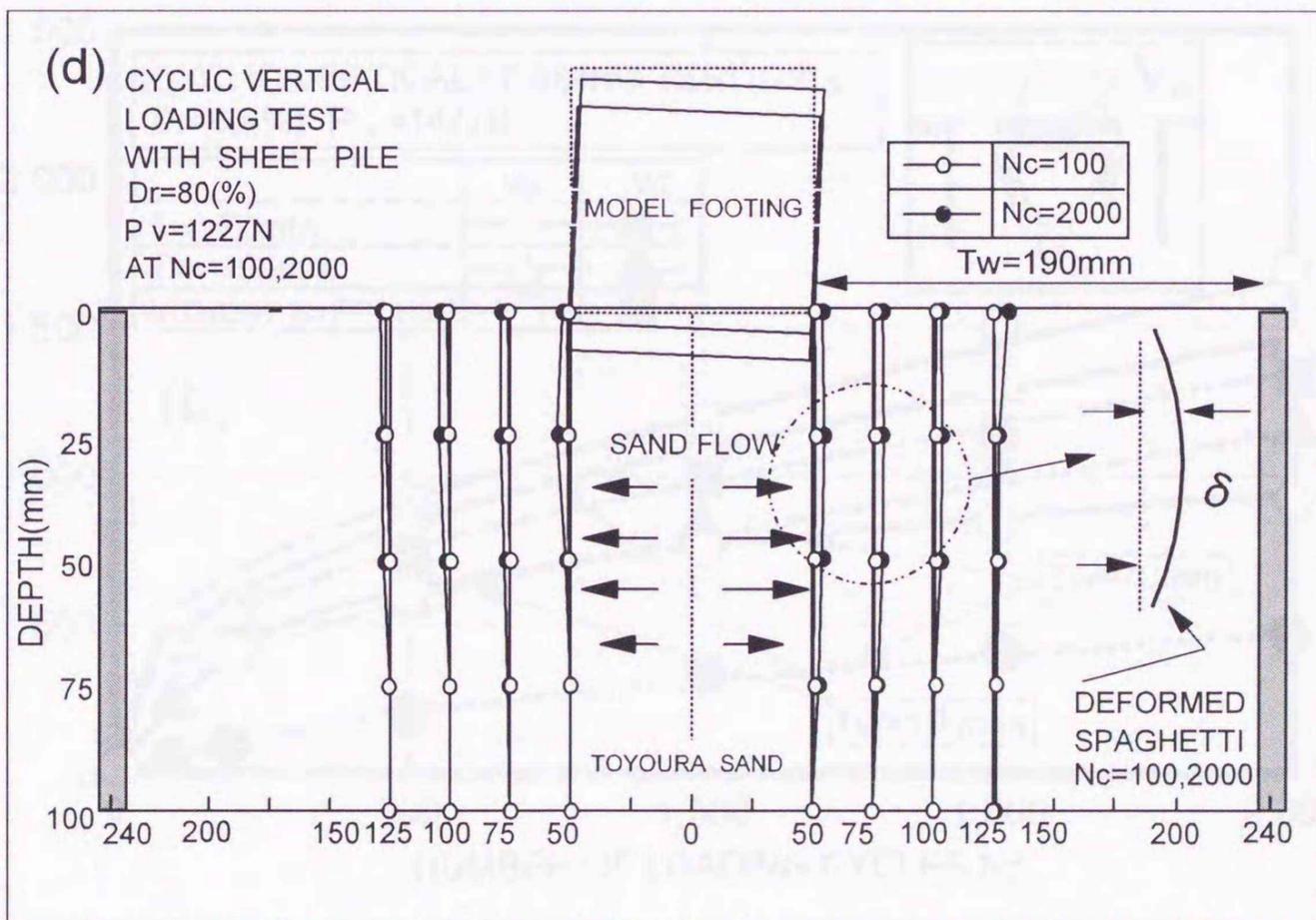
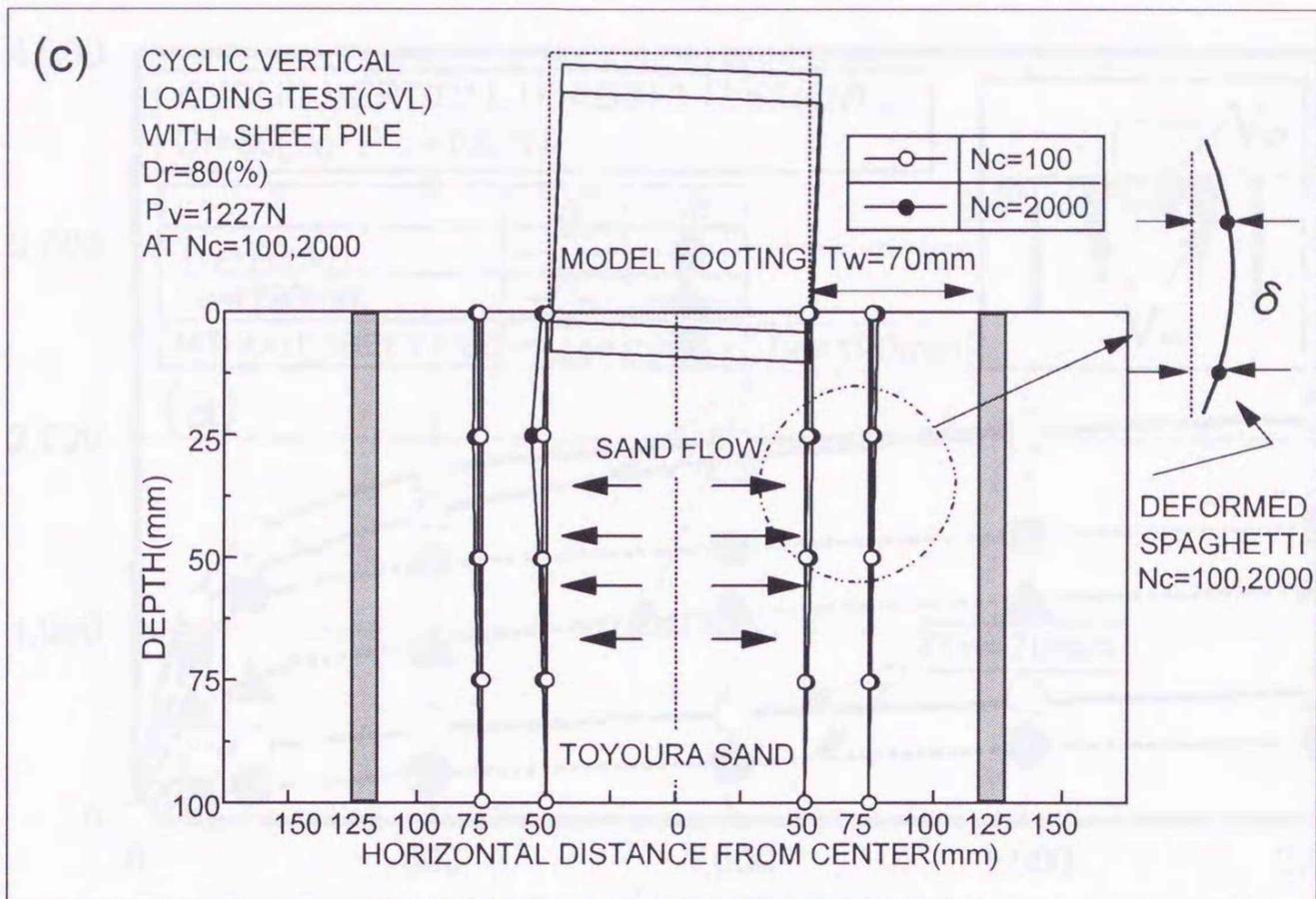


図-6・18 矢板設置による地盤の側方流動特性  $Dr=80\%$  : (a)  $T_w=70mm$ , (b)  $T_w=190mm$

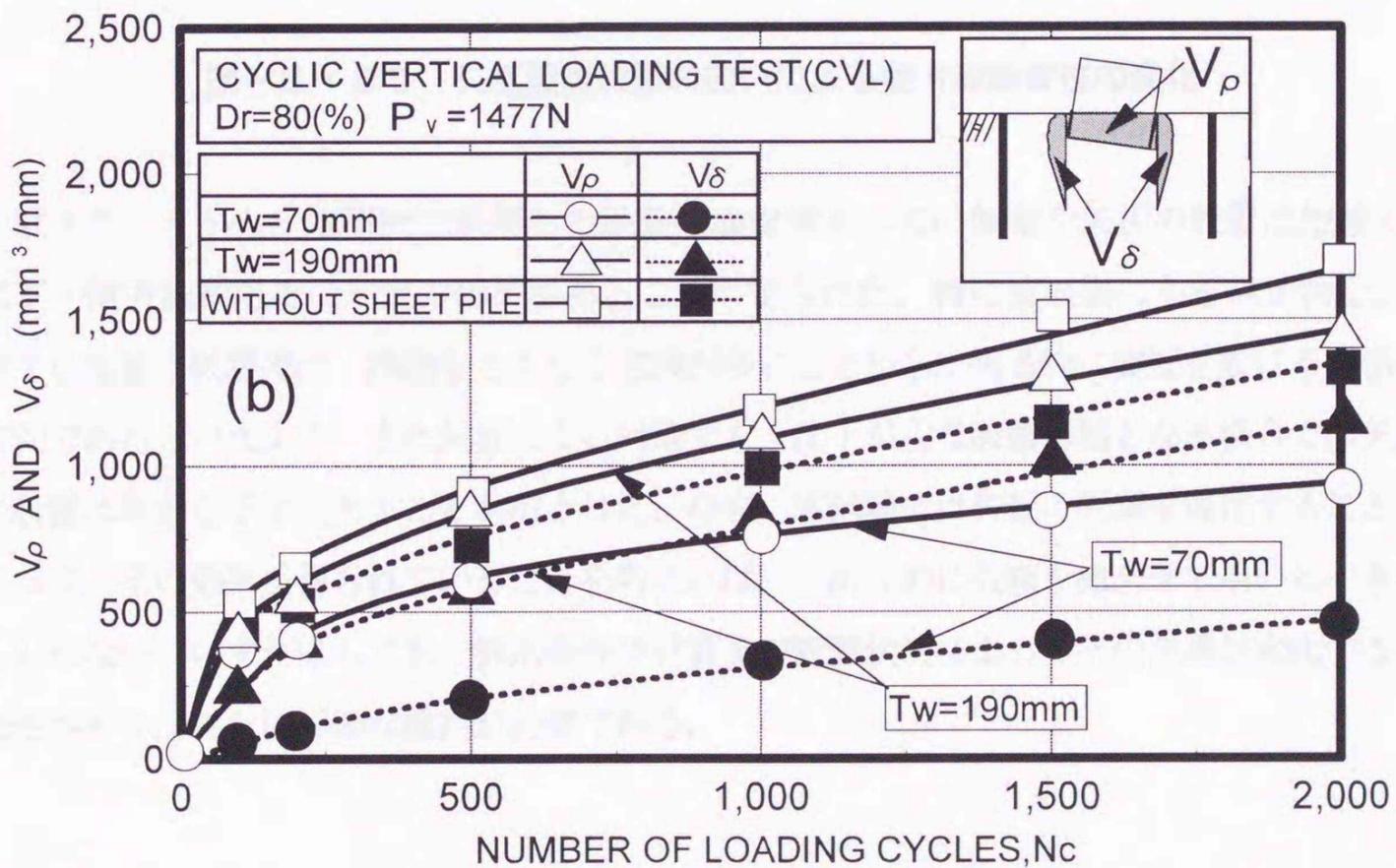
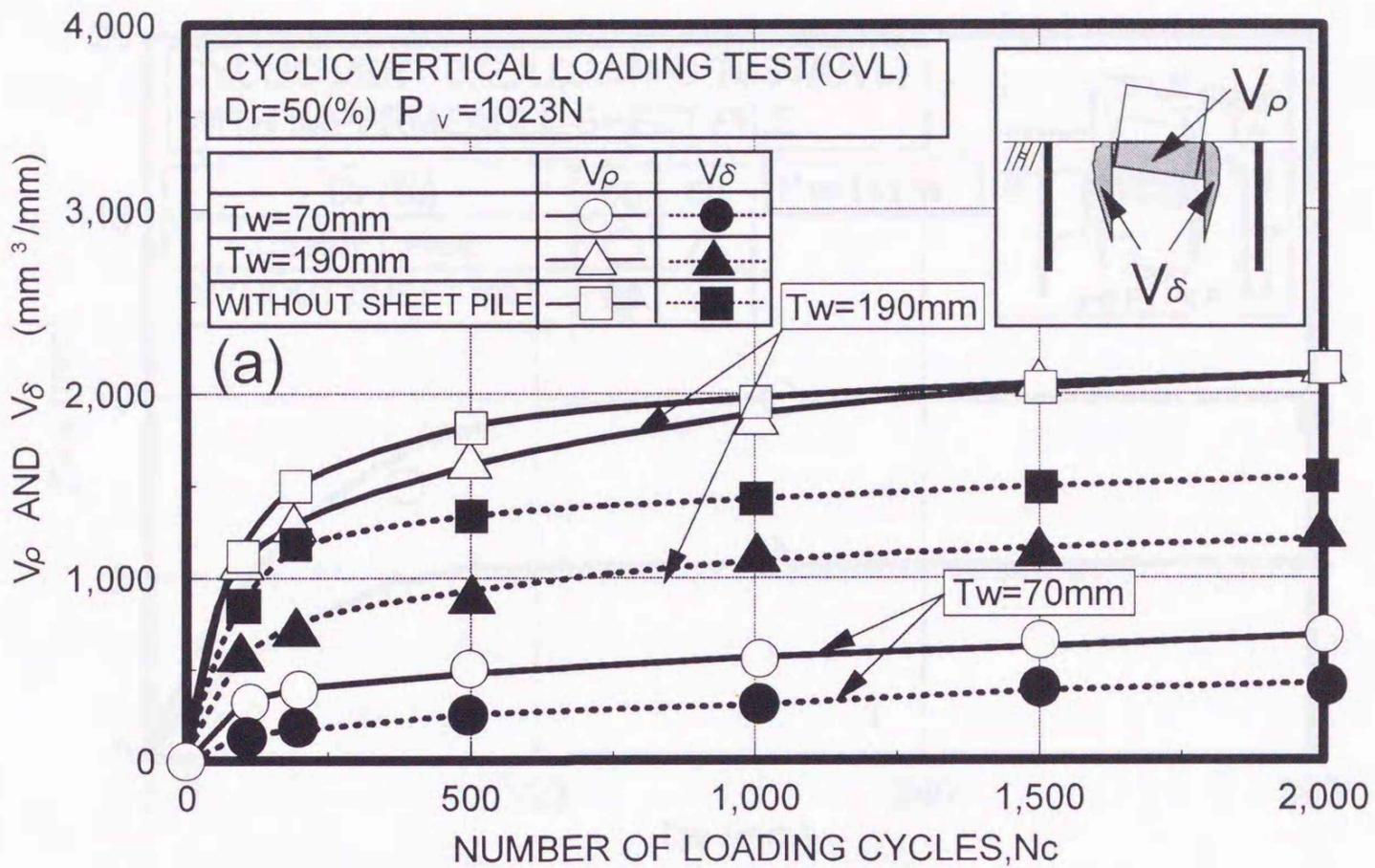


図-6・19 矢板有無による沈下土量及び側方流動土量の変化 : (a) Dr=50%, (b) Dr=80%

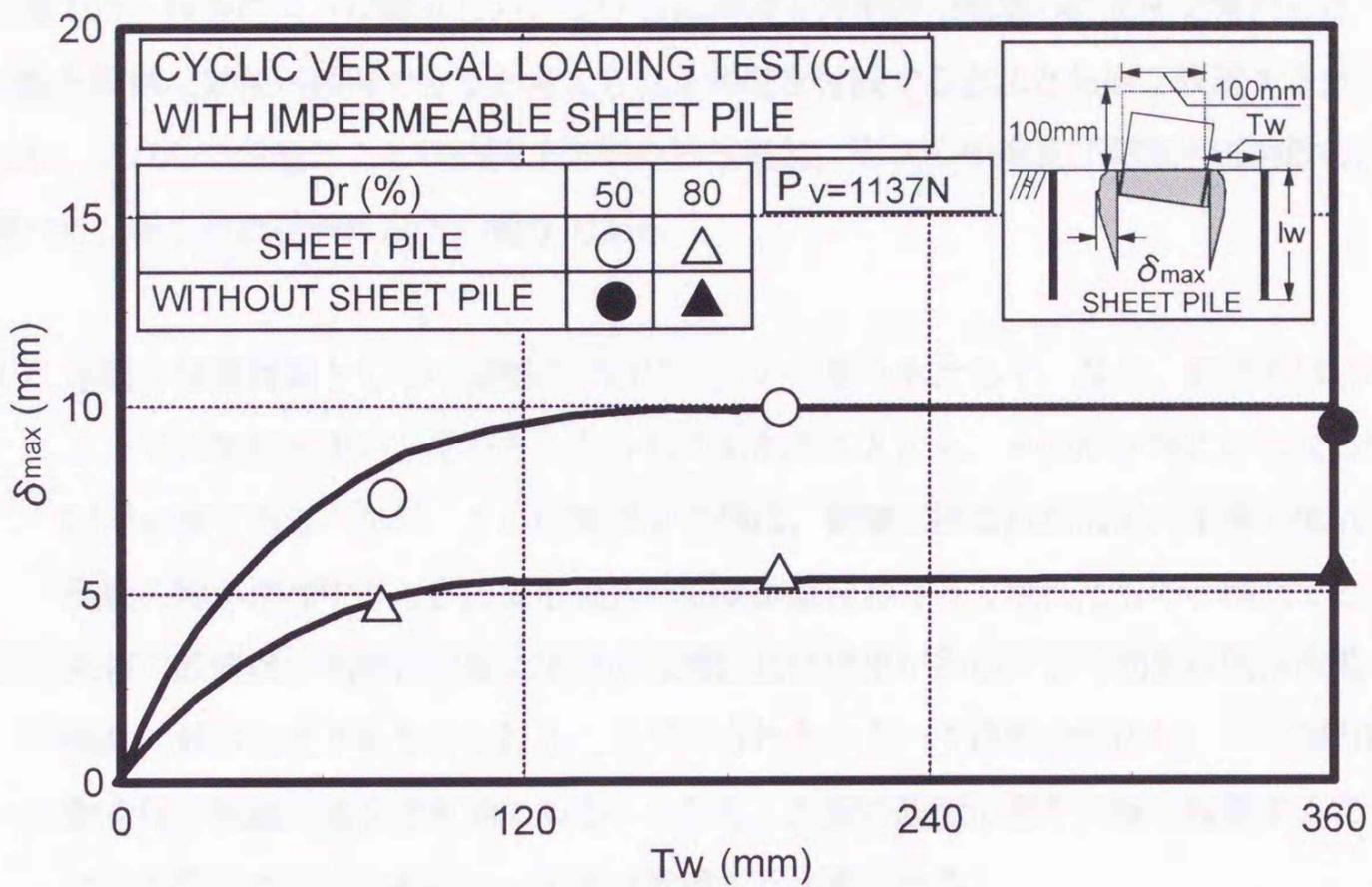


図-6・20 矢板設置位置の違いによる側方流動変位の変化

以上のことから、本研究で採用した地盤破壊対策としての側壁や矢板の設置は地盤の沈下・側方流動阻止に一定の効果があることが示された。特に波浪場にある構造物を支持する地盤の破壊では、滑動をともなう破壊が多いことから、構造物に側壁を設ける工法が有利であるといえよう。また矢板による対策でも、沈下が主な破壊形態となる場合には矢板の設置は有効な手法であることが示された。なお、本試験では矢板の両端を固定することによって、その効果が得られていることを考えれば、三次元的に矢板を組合せて用いるべきかもしれない。いずれにしても、排水条件や材質及び設置状況によってその効果が変わる可能性があり、さらに詳細な検討が必要である。

#### 6. 4 まとめ

本章では、波浪のような繰返し力を受ける構造物支持地盤の破壊の防止法を検討した。陸上地盤と同様な効果が期待できると考えられる側壁を付設する方法と矢板を設置する方法を考えた。それらの設置による破壊防止効果を強度増加、形状の相違及び間隙水圧消散の点から調べた。得られた結論は以下の通りである。

- (1) 地盤の破壊対策としての側壁の付設は一定の効果をもたらす。なお、側壁の形状によっては間隙水圧の上昇をともなうものもあることから、その形状等にさらなる検討が必要である。なお、この破壊防止効果は、側壁に挟まれた部分の土塊の抵抗と側壁の幅が増加することによる根入れ効果が合わさって現れたものと推測できる。
- (2) 矢板の設置は、側壁と同様に地盤の破壊阻止に効果がある。この効果は側方流動の発生を減少によりもたらされることが示された。よって海底地盤においても側方流動を伴う破壊の場合は有効である。ただし、矢板の設置位置や矢板を設置することによる間隙水圧の上昇について充分考慮する必要がある。
- (3) 2つの対策法を検討した結果、波浪場にある構造物を支持する地盤の破壊では、滑動をともなう破壊が多いことから、構造物に側壁を付設する方法が有利である。ただし、それらの効果は排水条件や材質及び設置状況によって変化する可能性があり、さらに詳細な検討が必要である。

<参考文献>

- 石井裕泰, 岡村未対, 木村孟, 竹村次郎: 盛土荷重を受ける軟弱粘土地盤の沈下対策としての矢板工の効果, 土木学会第51回年次学術講演会発表講演集, pp. 476-477, 1996
- 液状化対策の調査・設計から施工まで, 土質工学会, 現場技術者のための土と基礎シリーズ, No. 20, pp. 422-433, 1993
- 川村志麻, 三浦清一, 横浜勝司, 宮浦征宏: 繰返し力を受ける構造物支持地盤の破壊とその防止策に関する実験, 土木学会論文集, No. 624/III-47, pp. 77-89, 1999
- 善功企, 山崎浩之, 渡辺篤: 海底地盤の波浪による液状化と高密度化, 港湾技術研究所報告, 第26巻, 第4号, pp. 125-180, 1987
- 東畑郁生: 地中矢板壁による液状化地盤の流動抑止効果, 土木学会第51回年次学術講演会発表講演集, pp. 300-301, 1996
- 名合宏之, 前野詩朗, 清水雄一, 山本哲雄: 変動水圧場におけるブロックの沈下防止に関する研究, 海岸工学論文集, Vol. 41, pp. 601-605, 1994
- 西谷道暢, 喜田浩, 飯田毅: 排水機能付き鋼矢板による埋設構造物の液状化対策に関する振動台実験, 第26回土質工学研究発表会発表講演集, pp. 1021-1022, 1993
- 能登繁幸: 消波ブロックの沈下防止にこま型基礎, 土と基礎, Vol. 37, No. 11, pp. 91, 1989
- 三浦清一, 横浜勝司, 川村志麻, 田中則男: 波浪場にある消波構造物を支持する砂地盤の流動特性とその防止に関する研究, 海岸工学論文集, Vo. 44, pp. 921-925, 1997
- 安田進, 伯野元彦, 小林正二郎, 永瀬英生, 吉田剛: こま型基礎による液状化対策効果の検討, 地盤の液状化対策に関するシンポジウム発表論文集, pp. 285-290, 1991



## 第7章 結 論

### 7. 1 本研究で得た結論

本論文では、海岸工学の情報を取り入れた地盤力学的視点を基本として、構造物支持地盤の支持力—変形挙動について詳細に調べた。すなわち、波浪のような繰返し力を受ける構造物支持地盤の要素点での動的力学挙動を解析及び模型実験によって明らかにした。特に、基礎地盤に伝わる波浪力による地盤内応力を弾性解から求め、解析及び塑性破壊論に基づいて開発された模型実験装置により、地盤の動的力学挙動を調べた。模型実験では、従来の模型実験のアプローチとは異なり、要素試験の概念を模型実験に取り入れ、波浪場にある地盤内要素点の力学挙動を明らかにした。また、このような荷重場にある構造物・地盤系の破壊のメカニズムとその破壊防止策について検討を行い、具体的な地盤破壊の防止策を提案した。

本章では各章で得られた結論をとりまとめ、本論文の結論とする。

第1章では、波浪場の力学挙動を把握するに当たり、関連する既往の研究の調査を行った。特に①波浪と地盤の応答特性に関する研究、②波浪・地盤・構造物系の安定性評価に関する研究及び③被災事例の調査に関する研究に分類した。多くの研究者が海底地盤の力学特性について、様々なアプローチからその挙動を調べている。その中でも②の研究では、波浪・構造物・地盤の相互作用が複雑なために、未だ解明には至っていないことを明らかにした。さらに、波浪場における構造物・支持地盤の力学挙動解明の1つの手段として、模型実験の有用性を示した。

第2章では、波浪のような外力を鉛直力、水平力、モーメント及び正弦波荷重と考え、Boussinesq 及び Cerrutti 解を用いて任意点の地盤内応力を求めた。波浪力は太平洋沿岸に襲来する50年確率波に基づいて算出している。一連の解析では、構造物直下のせん断応力は外力の組合せ条件によらず両振り状態であり、深さ方向の応力分布では、構造物底部付近のせん断応力の評価が重要であることが明らかにされている。また、波浪力—構造物—地盤系の地盤内の任意要素点での力学挙動を1g場の模型実験により調べる方法も併せて検討した。外力から伝達される力を鉛直力、水平力、モーメント及び正弦波荷重に適確に分担させることによって、実波浪場での地盤内任意要素点の応力状態を模型実験において再現する方法を確立した。

第3章では、本試験で用いた模型土槽装置と模型地盤の作製法を示した。信頼できる構造物・地盤系の力学挙動を得るために、模型土槽装置は龍岡らの研究成果と塑性破壊解析に

基づいて製作した。地盤の支持力特性を明らかにするために、本土槽を用いた静的載荷試験を行った。その結果より、応力-ひずみ関係におけるピーク値と塑性くさびの発生する沈下量はほぼ等しく現れていることが確認された。それゆえ、本模型土槽において、構造物・地盤系の力学挙動を調べるために必要な試験条件を満たしていることが確認された。また、サンドホッパーを用いた模型地盤作製法では、移動速度、落下高さ及びスリット幅を調整することによって、任意の相対密度を有する均一な地盤を作製可能であることが示された。

第4章では、一連の繰返し載荷試験から、地盤・構造物系の基本的な力学現象が調べられた。特に、繰返し応力と繰返し回数との関係、間隙水圧挙動及び構造物・地盤系の変形の特徴が明らかにされている。各試験で得られた結果より、繰返し三軸試験のような室内要素試験と同様な整理が可能であること、また、その地盤の破壊は、外力の大きさや組合せによって破壊モードは種々変化するが、基本的に側方流動型破壊となることが示された。

第5章では、波浪力-構造物-地盤系の動的相互作用問題を二次元平面ひずみ模型土槽と種々の繰返し力を載荷可能な装置を用いて調べた。特に破壊機構の特徴について調べている。波浪力のような繰返し荷重を受ける地盤内要素の応力状態を再現した試験から、地盤の動的強度は波高と繰返し回数に強く依存し、地盤の破壊は進行性の側方流動型に属することが見出された。破壊機構の特徴としては、波力の大きさと繰返し載荷の増加にともなって滑動破壊から沈下破壊に移行するような挙動を示すことが模型実験より明らかにされた。また、被災事例を基にした力学的な分類から、波浪場にある構造物・地盤系の破壊形態は波力の大きさによって、滑動が主たる破壊または沈下を伴うような破壊に変化することが示され、基本的な3力（モーメント、波力、有効鉛直力）の評価が重要であることが示された。

第6章では、波浪のような繰返し力を受ける地盤破壊の防止法を検討した。陸上地盤と同様に効果が期待できると考えられる側壁を付設する方法と地盤内に矢板を設置する対策法を提案した。地盤の破壊対策としての側壁工法では、地盤の破壊阻止に一定の効果をもたらすことが明らかにされた。しかしながら、側壁の形状によっては間隙水圧の上昇をともなうものもあることから、その形状等にさらなる検討が必要であることが示された。また、矢板の設置は、側壁の付設と同様に地盤破壊の阻止に効果があることが確認された。ただし、矢板の設置位置および矢板の設置による間隙水圧の上昇について充分考慮する必要があることを明らかにしている。

以上の成果から、波浪のような繰返し力を受ける構造物・地盤系の力学挙動を一連の解析及び模型実験によって明らかにした。また、このような荷重条件下にある地盤の破壊阻止策を提案し、地盤破壊阻止効果に与える諸要因の影響が明らかにされた。

このように、構造物の振動と地盤との相互作用を考慮して、構造物の振動と地盤の振動とを同時に解析する必要がある。このためには、構造物の振動と地盤の振動とを同時に解析する必要がある。

## 7. 2 今後の課題

一連の解析と模型実験より、波浪のような繰返し力を受ける構造物・地盤系の力学挙動を解明し、さらに地盤破壊阻止策を提案した。本研究において、構造物の設置条件や境界条件などに関して実海域の条件と合致していない事項がいくつかあるのは、地盤・構造物系の力学挙動に関する基礎データの収集を第一の目的として研究が行われたためである。

例えば、考慮はされていない事項として以下のようなものがある。

- (1) 捨石マウンドの設置効果
- (2) 地盤の種類や地盤の剛性の評価
- (3) 被災事例における地盤条件の評価

実海域の波浪—構造物—地盤系の力学挙動を完全に把握するためには、このような多くの検討項目があり、詳細な研究の積重ねが必要である。

今後の具体的な研究課題は以下のように整理される。

本研究によって、構造物支持地盤の力学挙動を評価できる基礎データを得ることができたことから、実海域の構造物・地盤系の安定性をこれらの結果を取り入れた数値解析により評価・検討する必要がある。具体的には、(1) 本研究によって要素としての海底地盤の力学挙動がとらえられたことにより、地盤全体としての支持力・変形特性を有限要素法などの解析手法によって明らかにする必要がある。ついで、(2) 混成堤のようにマウンドがある場合の構造物・地盤系の変形特性や間隙水圧特性を明らかにするとともに、(3) 地盤破壊に対する防止策に関して、側壁や矢板など構造物自身の剛性の問題と実海域への適用性、及び側壁の付設や矢板設置による間隙水圧の蓄積—消散過程を解析によって明示することが求められる。また、(4) 現在問題となってきた波浪以外の外力、例えば、氷荷重が作用した場合の構造物・地盤系の力学的相互作用によって誘発される地盤破壊のメカニズムを研究する必要がある。さらに、(5) 港湾構造物の維持管理面から、被災中の構造物支持地盤内の変形挙動を推定する方法や地盤破壊の予測法を確立することが急務である。

以上のように、検討すべき項目は少ないとはいえないが、本研究で得た地盤の力学特性に関する情報が各課題の解決に有用な基礎資料として利用されると考えている。

# 付録1、各種試験用紙に基づく修正・印刷と天長の混同の修正方法

この付録は、各種試験用紙（JIS規格）に基づき、修正・印刷と天長の混同を防止するための方法を説明する。特に、試験結果の正確性を確保するために、試験官が試験用紙の仕様を確認し、印刷と天長の混同を防止するための方法を説明する。

試験用紙の仕様は、JIS規格に基づき、試験官が試験結果を確認する際に、試験用紙の仕様を確認し、印刷と天長の混同を防止するための方法を説明する。

試験用紙の仕様は、JIS規格に基づき、試験官が試験結果を確認する際に、試験用紙の仕様を確認し、印刷と天長の混同を防止するための方法を説明する。

## 付 録

試験用紙の仕様は、JIS規格に基づき、試験官が試験結果を確認する際に、試験用紙の仕様を確認し、印刷と天長の混同を防止するための方法を説明する。

試験用紙の仕様は、JIS規格に基づき、試験官が試験結果を確認する際に、試験用紙の仕様を確認し、印刷と天長の混同を防止するための方法を説明する。

試験用紙の仕様は、JIS規格に基づき、試験官が試験結果を確認する際に、試験用紙の仕様を確認し、印刷と天長の混同を防止するための方法を説明する。

試験用紙の仕様は、JIS規格に基づき、試験官が試験結果を確認する際に、試験用紙の仕様を確認し、印刷と天長の混同を防止するための方法を説明する。

## 付録 1 a 塑性破壊解析に基づく模型土槽幅と矢板の設置幅の算定方法

模型土槽幅は、Terzaghi の支持力解析に基づいて決定された。すなわち、図 1a のような塑性域を考慮して模型土槽を設計している。ここに示したものは、1 例として基礎底部を粗とした場合のすべり面である。

今、すべり面の最も深い部分が存在する塑性過渡領域 (Ⅲ領域) の  $r$  を  $\theta$  の関数として以下のように表わす。

$$r=r_0 \exp(-\theta \tan \phi) \quad (1a-1)$$

ここで  $\phi$  は砂の内部摩擦角である。また、境界条件は以下の式で与えられる。

$$\theta=0 \rightarrow r=r_0=H_1 \operatorname{cosec}(\pi/4-\phi/2) \quad (1a-2)$$

$$\text{ただし } H_1=(B/2) \exp[(\pi/2) \tan \phi]$$

図中の  $H_2$  は、 $H_2=(B/2) \tan(\pi/4+\phi/2)$  である。

式(1a-1)に式(1a-2)を代入して、次式を得る。

$$\begin{aligned} r &= H_1 \operatorname{cosec}(\pi/4-\phi/2) \exp(-\theta \tan \phi) \\ &= (B/2) \exp[(\pi/2) \tan \phi] \operatorname{cosec}(\pi/4-\phi/2) \exp(-\theta \tan \phi) \\ &= (B/2) \operatorname{cosec}(\pi/4-\phi/2) \exp[(\pi/2-\theta) \tan \phi] \end{aligned} \quad (1a-3)$$

式(1a-3)から、深さ  $D$  を求めると、

$$\begin{aligned} D &= r \cdot \sin(\theta+\pi/4-\phi/2) \\ &= (B/2) \operatorname{cosec}(\pi/4-\phi/2) \exp[(\pi/2-\theta) \tan \phi] \sin(\theta+\pi/4-\phi/2) \end{aligned} \quad (1a-4)$$

また、式(1a-4)を  $\theta$  で偏微分し境界条件を与えると、最深部における  $\theta$  が求められる。

すなわち、以下の関係が得られる。

$$\tan \phi = \cot(\theta+\pi/4-\phi/2) \quad (1a-5)$$

ここで、 $\phi$  を変化させて  $\theta$  を求め、式(1a-4)に代入すると塑性流動域の深さ  $D$  が求まる。このようにして土槽幅  $L=2000\text{mm}$  と土槽の高さ  $H=400\text{mm}$  に決定された。

また、繰返し載荷試験のように、偏心荷重が作用する場合には、Meyerhof の偏心荷重による支持力式を用いて算出した。これは、偏心荷重が加わることによって構造物の有効幅が減少することによって導かれたものである。矢板の幅は、次のように求められている。

繰返し載荷試験の場合  $e/B=0.3$  より  $B'=B-2e=40\text{mm}$

$$\phi=40^\circ \text{ の時 } \dots \dots \dots \theta=0.524(\text{rad})$$

$$\phi=42^\circ \text{ の時 } \dots \dots \dots \theta=0.540(\text{rad})$$

塑性流動域 X は

$$X = 2H_1 \cot(\pi/4 - \phi/2) = 320\text{mm} (\phi = 40^\circ \text{ の時})$$

$$X = 2H_1 \cot(\pi/4 - \phi/2) = 360\text{mm} (\phi = 42^\circ \text{ の時})$$

これらの結果により、矢板幅は構造物と塑性域最端部のほぼ中間の地点である  $T_w = 190\text{mm}$  と構造物と塑性流動過渡領域のほぼ中間点  $T_w = 70\text{mm}$  に決定した。また、矢板深さは式(1a-4)式を用いて計算すると  $D \doteq 200\text{mm}$  になることから、 $200\text{mm}$  に決定している。

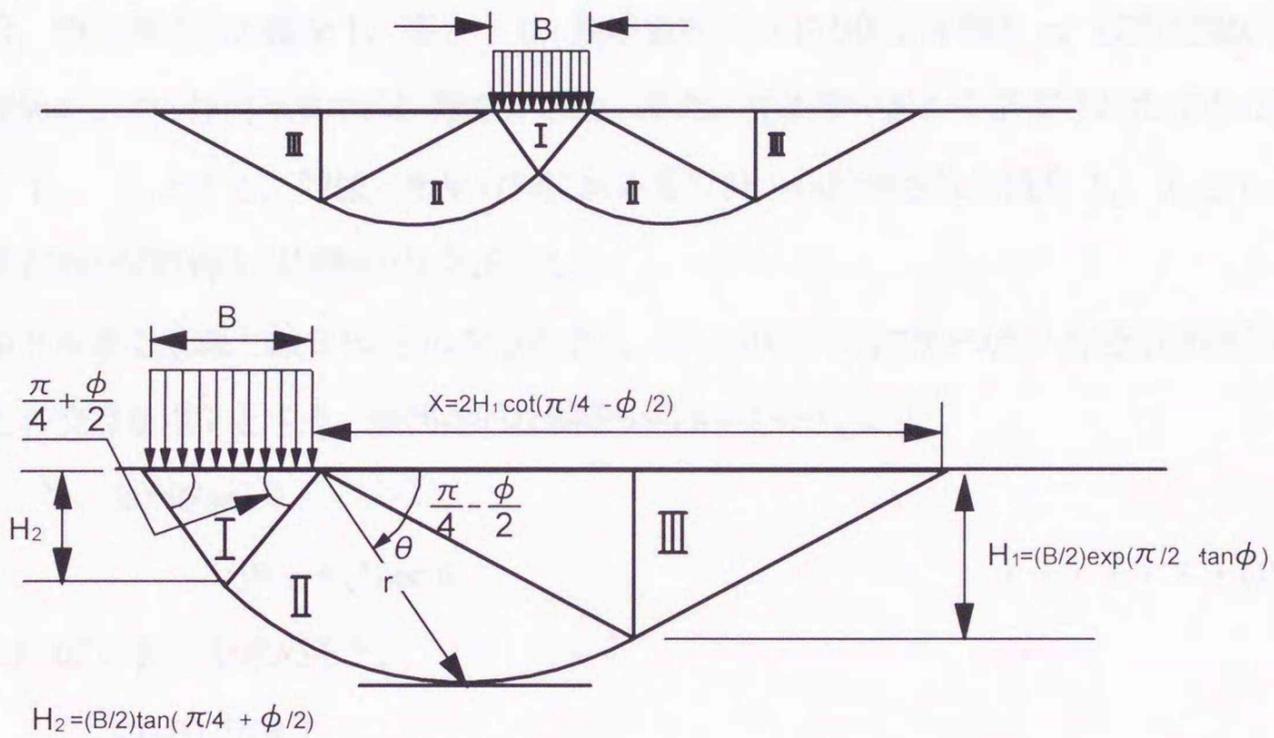


図-1a 塑性流動域の計算

## 付録 1b 構造物・地盤系の沈下量と水平移動量の算出方法

### 構造物・地盤系の変位量の定義

構造物の変形を把握するために、左右の卓越した方の沈下量  $S_{V_{major}}$  および左右の卓越した方の水平移動量  $S_{H_{major}}$  を用いて変形挙動の整理を行っている。以下、これらの算出方法について述べる。

### 模型構造物の沈下量及び水平移動量の算定式

#### 《 鉛直および水平载荷ロッドが模型構造物に接している場合 》

図-1b-1 は、模型構造物が鉛直载荷ロッド及び水平载荷ロッドにより荷重を受けて移動した様子を模式的に示したものである。

今、模型構造物の幅を  $B$ 、高さを  $D$ 、鉛直载荷ロッドの偏心距離を  $c$ 、模型地盤から水平载荷ロッドの作用点までの距離を  $a$  とし、また、鉛直変位計から計測された左右の変位量を  $Y_L$ 、 $Y_R$  とする。同様に水平方向にある変位計から計測された値を  $X_L$ 、 $X_R$  とし、模型構造物の傾斜角  $\theta$  は時計回りを正とした。

点  $R$  を通る直線と線分  $PQ$  との交点を点  $S$ 、線分  $RO$  に平行でかつ点  $P$  を通る直線と線分  $RQ$  との交点を点  $T$  とする。幾何学的な関係から  $RS=B-a-Y_R$  より

$$\begin{aligned} RQ &= RS \sec \theta \\ &= (B-a-Y_R) \sec \theta \quad \dots \dots \dots (1b-1) \end{aligned}$$

また  $QT$  の長さを求めると、

$$\begin{aligned} QT &= PQ \sin \theta \\ &= \{(B-a-Y_R) \tan \theta + B/2 - c + X_R\} \sin \theta \quad \dots \dots \dots (1b-2) \end{aligned}$$

図より以下の関係も成り立つ。

$$\begin{aligned} OP &= RT \\ &= RQ - QT \quad \dots \dots \dots (1b-3) \end{aligned}$$

ここで式(1b-3)に、式(1b-1)および式(1b-2)を代入すると、

$$\begin{aligned} OP &= (B-a-Y_R) \sec \theta - \{(B-a-Y_R) \tan \theta + B/2 - c + X_R\} \sin \theta \\ &= (B-a-Y_R) \cos \theta - (D/2 - c + X_R) \sin \theta \quad \dots \dots \dots (1b-4) \end{aligned}$$

また、 $(S_{VR}+a) \sec \theta + OP = D$  という幾何学的関係から以下のようなになる。

$$S_{VR} = (D - OP) \cos \theta - a \quad \dots \dots \dots (1b-5)$$

模型構造物の左側の沈下量は

$$S_{VL} = S_{VR} - B \sin \theta \quad \dots \dots \dots (1b-6)$$

また、模型構造物の水平移動量は次のようになる。

$$S_{HR} = X_R - a \cdot \tan \theta \quad (\text{右側の水平移動量}) \quad \dots \dots \dots (1b-7)$$

$$S_{HL} = X_L - a \cdot \tan \theta \quad (\text{左側の水平移動量}) \quad \dots \dots \dots (1b-8)$$

$$\text{ただし, } \theta = \tan^{-1} ( | Y_R - Y_L | / 2c ) \quad \dots \dots \dots (1b-9)$$

《 鉛直载荷ロッドのみが模型構造物に接している場合 》

水平変位 ( $X_R$  および  $X_L$ ) の計測ができない場合、以下の仮定の下で幾何学的に計算し、変位量を求めた。なお、この計算式は繰返し鉛直载荷試験のデータ整理に用いられている。

仮定・・・鉛直力のみが载荷されるため模型構造物の重心は鉛直方向のみに移動する。

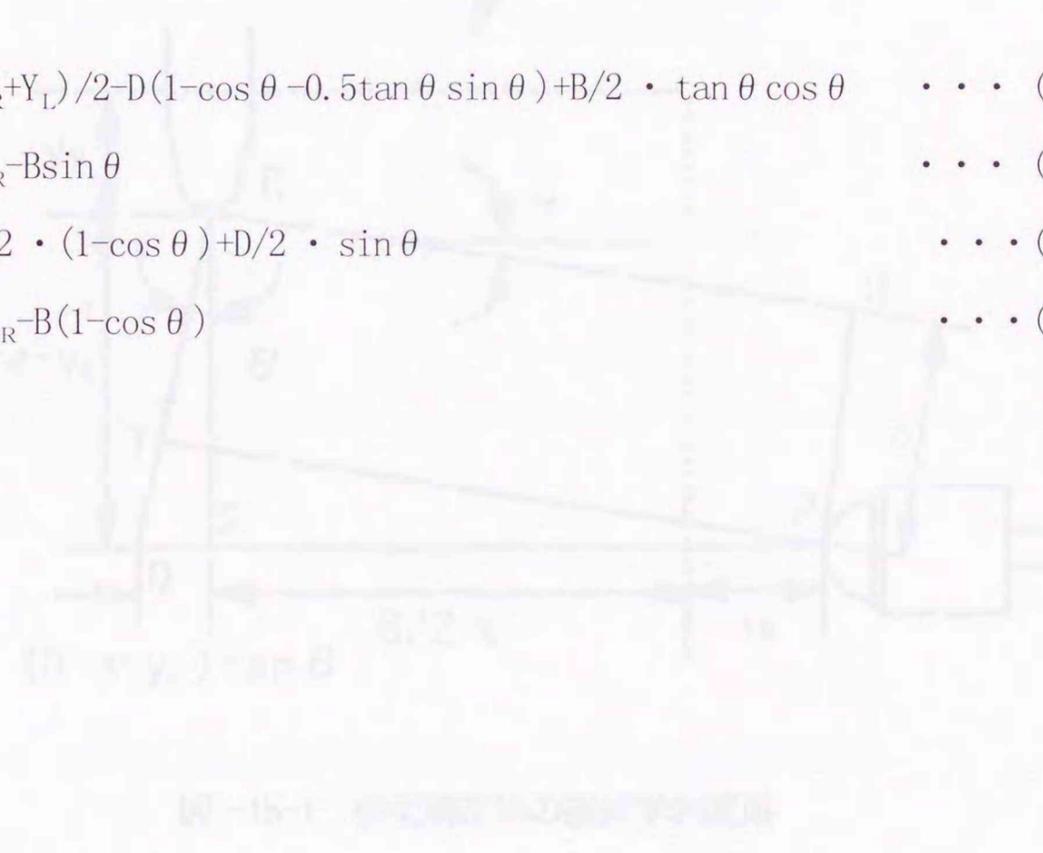
変位量の算定式の誘導は、前述の幾何学的関係を参考に行うことができる (図-1b-2 参照)。

$$S_{VR} = (Y_R + Y_L) / 2 - D(1 - \cos \theta - 0.5 \tan \theta \sin \theta) + B/2 \cdot \tan \theta \cos \theta \quad \dots \dots (1b-10)$$

$$S_{VL} = S_{VR} - B \sin \theta \quad \dots \dots (1b-11)$$

$$S_{HR} = D/2 \cdot (1 - \cos \theta) + D/2 \cdot \sin \theta \quad \dots \dots (1b-12)$$

$$S_{HL} = S_{HR} - B(1 - \cos \theta) \quad \dots \dots (1b-13)$$



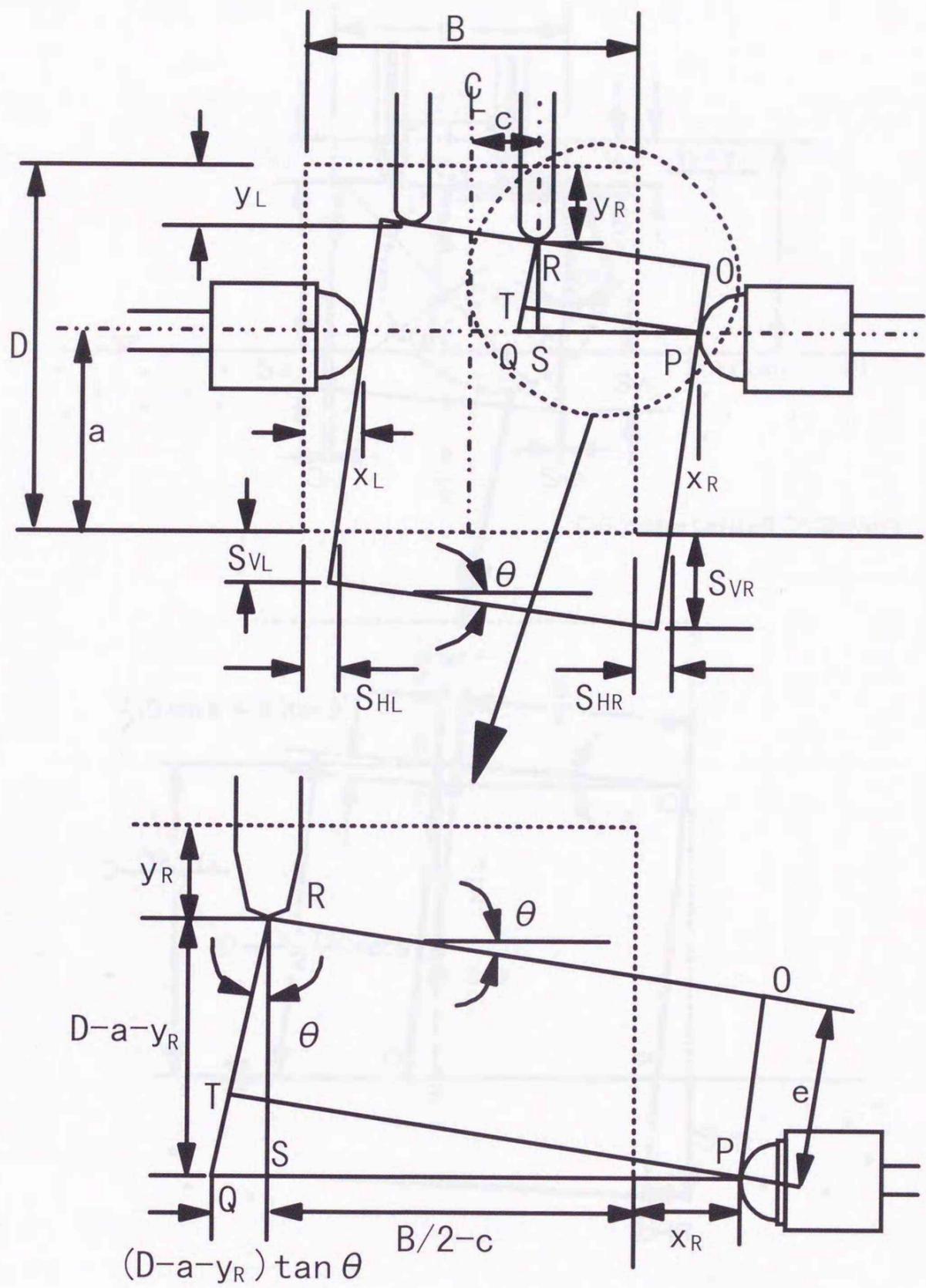


図 -1b-1 模型構造物の幾何学的関係

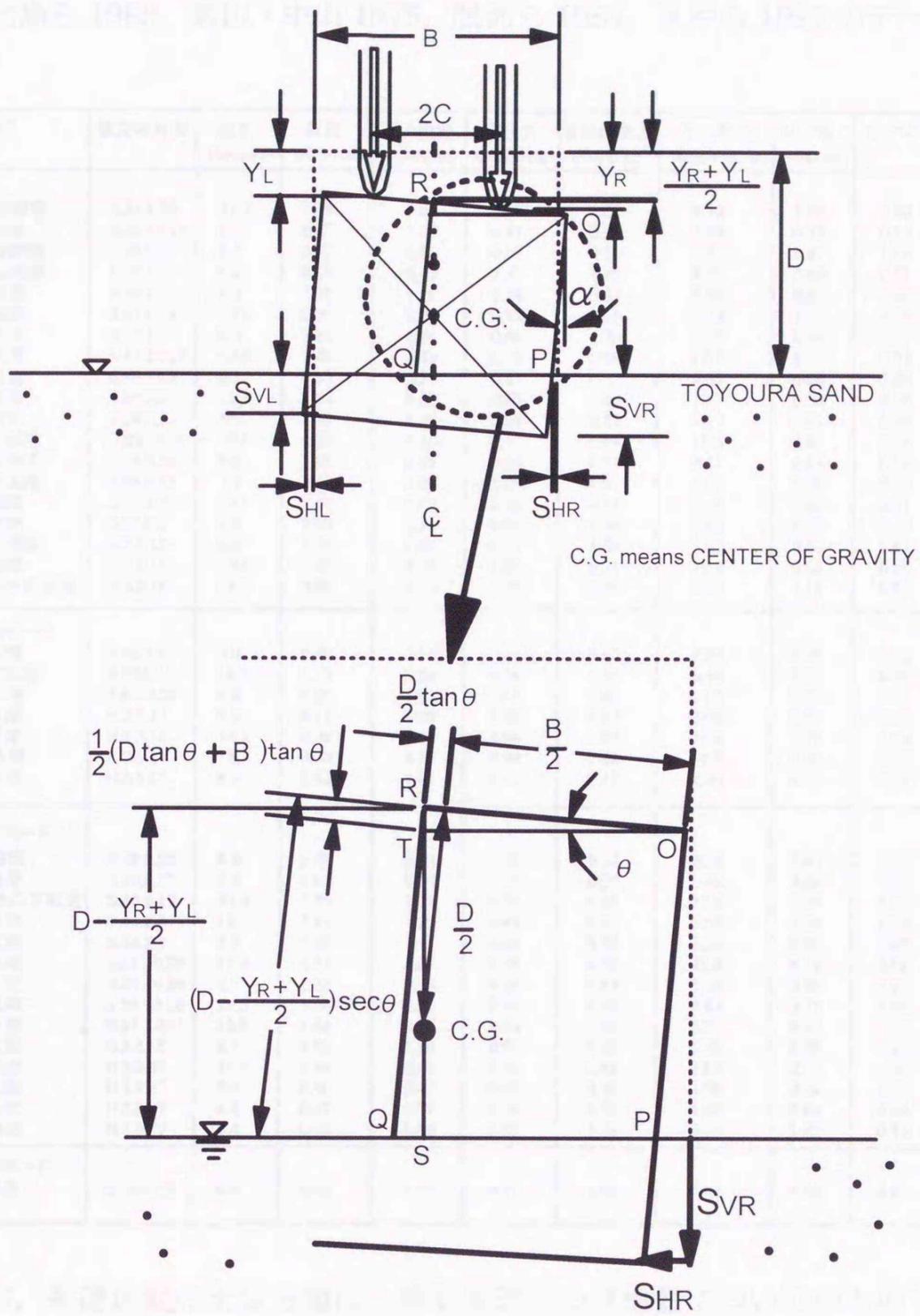


図 -1b-2 模型構造物の幾何学的な関係 (繰返し鉛直載荷試験)

## 付録2 波力, 鉛直力, 水平力及びモーメントの計算例

(北島ら 1968, 武山・中山 1975, 服部ら 1984, 宮井ら 1993 のデータより)

| 港名         | 被災年月日      | 波高<br>Hmax(m) | 波力<br>P(MN/m) | 堤体重量<br>W(MN/m) | 揚圧力<br>U(MN/m) | 有効鉛直力<br>V(MN/m) | モーメント<br>M(MN・m/m) | M/B<br>(MN/m) | P/V  | 基礎地盤の<br>土質分類 |
|------------|------------|---------------|---------------|-----------------|----------------|------------------|--------------------|---------------|------|---------------|
| 滑動モード      |            |               |               |                 |                |                  |                    |               |      |               |
| 1. 榎法華港    | S.34.9.26  | 11.7          | 1.66          | 1.04            | 0.49           | 0.55             | 8.13               | 1.08          | 3.00 | 砂礫地盤          |
| 2. 岩内港     | S.40.12.15 | 9.0           | 0.47          | 1.33            | 0.47           | 0.86             | 8.43               | 0.73          | 0.53 | 砂質地盤          |
| 3. 尻屋岬港    | S.42.9.21  | 8.1           | 0.73          | 0.87            | 0.17           | 0.70             | 4.22               | 0.67          | 1.04 | -----         |
| 4. 小名浜港    | S.45.1.31  | 9.0           | 0.89          | 2.15            | 0.37           | 1.78             | 5.96               | 0.40          | 0.51 | -----         |
| 5. 宮古港     | S.46.1.16  | 8.3           | 1.00          | 1.21            | 0.24           | 0.97             | 6.46               | 0.68          | 1.03 | 軟弱地盤          |
| 6. 鹿島港     | S.47.1.12  | 12.6          | 2.21          | 3.93            | 0.83           | 3.10             | 23.3               | 1.37          | 0.70 | -----         |
| 7. 八戸港     | S.47.1.13  | 8.3           | 1.26          | 2.24            | 0.66           | 1.58             | 7.65               | 0.48          | 0.79 | -----         |
| 8. 鹿島港     | S.47.12.24 | 12.6          | 1.98          | 3.43            | 0.75           | 2.68             | 20.1               | 1.18          | 0.74 | -----         |
| 9. 増毛港     | S.49.10.31 | 8.7           | 0.93          | 0.97            | 0.65           | 0.32             | 4.35               | 0.30          | 2.90 | -----         |
| 10. 深浦港    | S.54.3.31  | 10.1          | 1.33          | 3.22            | 0.98           | 2.24             | 10.7               | 0.52          | 0.59 | -----         |
| 11. 深浦港    | S.54.3.31  | 10.1          | 1.33          | 4.30            | 0.98           | 3.32             | 10.7               | 0.51          | 0.30 | -----         |
| 12. 宮之浦港   | S.55.10.31 | 10.6          | 1.45          | 1.38            | 0.47           | 0.91             | 10.6               | 0.92          | 0.98 | 砂質地盤          |
| 13. 小名浜港   | S.56.8.26  | 9.0           | 1.24          | 2.65            | 0.54           | 2.11             | 9.41               | 0.63          | 0.58 | -----         |
| 14. 金華山港   | S.56.8.27  | 7.1           | 0.67          | 2.26            | 0.29           | 1.97             | 4.56               | 0.30          | 0.34 | -----         |
| 15. 深浦港    | S.57.1.19  | 10.2          | 1.31          | 4.72            | 0.58           | 4.14             | 12.8               | 0.62          | 0.31 | -----         |
| 16. 新宮港    | S.57.8.1   | 6.0           | 0.92          | 2.70            | 0.61           | 2.09             | 7.03               | 0.33          | 0.32 | -----         |
| 17. 宮之浦港   | H.2.9.19   | 9.0           | 1.05          | 1.96            | 0.37           | 1.59             | 7.87               | 0.63          | 0.67 | 砂質地盤          |
| 18. 久慈港    | H.3.2.15   | 10.6          | 1.53          | 1.62            | 0.91           | 0.71             | 10.4               | 0.58          | 0.65 | 砂質地盤          |
| 19. むつ小川原港 | H.3.2.16   | 14.7          | 2.55          | 5.12            | 1.38           | 3.74             | 28.3               | 1.18          | 0.68 | -----         |
| 滑動-傾斜モード   |            |               |               |                 |                |                  |                    |               |      |               |
| 20. 紋別港    | S.40.1.8   | 5.0           | 0.46          | 1.14            | 0.21           | 0.93             | 2.33               | 0.26          | 0.20 | -----         |
| 21. 志布志港   | S.55.9.10  | 10.1          | 1.23          | 2.24            | 0.76           | 1.48             | 9.46               | 0.51          | 0.83 | -----         |
| 22. 勝本港    | S.61.8.28  | 9.4           | 1.80          | 1.94            | 0.45           | 1.49             | 11.5               | 1.06          | 1.20 | 基礎岩           |
| 23. 由良港    | H.2.9.17   | 6.2           | 0.61          | 0.89            | 0.22           | 0.67             | 3.09               | 0.42          | 0.91 | 屑石(置換)        |
| 24. 八戸港    | H.3.2.16   | 13.2          | 2.09          | 2.93            | 0.96           | 1.97             | 18.5               | 1.09          | 1.06 | -----         |
| 25. 川内港    | H.3.9.27   | 15.7          | 3.03          | 4.26            | 0.94           | 3.32             | 32.9               | 1.94          | 0.91 | -----         |
| 26. 小木港    | H.3.9.27   | 8.1           | 0.63          | 1.31            | 0.14           | 1.17             | 4.60               | 0.51          | 0.53 | -----         |
| 滑動-沈下モード   |            |               |               |                 |                |                  |                    |               |      |               |
| 27. 姫路港    | S.39.9.25  | 6.8           | 0.65          | 0.73            | 0.20           | 0.53             | 3.24               | 0.43          | 1.22 | 砂地盤(置換)       |
| 28. 姫路港    | S.39.9.25  | 6.8           | 0.67          | 0.70            | 0.16           | 0.54             | 3.42               | 0.53          | 1.24 | 砂地盤(置換)       |
| 29. 和歌山下津港 | S.40.9.10  | 11.3          | 1.79          | 1.52            | 0.53           | 0.99             | 10.3               | 0.74          | 2.00 | -----         |
| 30. 杵形港    | S.44.2.6   | 10.3          | 1.41          | 1.25            | 0.48           | 0.77             | 6.56               | 0.66          | 1.83 | -----         |
| 31. 焼尻港    | S.44.2.5   | 9.0           | 1.20          | 1.11            | 0.29           | 0.82             | 5.32               | 0.59          | 1.46 | -----         |
| 32. 新潟港    | S.51.10.28 | 10.0          | 1.71          | 3.37            | 0.62           | 2.75             | 16.8               | 1.12          | 0.62 | -----         |
| 33. 酒田港    | S.55.10.26 | 9.2           | 1.28          | 0.73            | 0.29           | 0.44             | 6.20               | 0.95          | 2.91 | -----         |
| 34. 酒田港    | S.55.10.26 | 10.3          | 1.16          | 0.66            | 0.31           | 0.35             | 4.61               | 0.71          | 3.30 | -----         |
| 35. 熱海港    | S.57.7.31  | 10.5          | 1.30          | 1.94            | 0.54           | 1.40             | 8.73               | 0.62          | 0.92 | -----         |
| 36. 宮古港    | H.3.2.15   | 8.7           | 0.99          | 1.26            | 0.37           | 0.89             | 5.03               | 0.56          | 1.11 | -----         |
| 37. 川内港    | H.3.9.27   | 15.7          | 3.40          | 3.48            | 0.80           | 2.68             | 38.8               | 2.98          | 1.27 | -----         |
| 38. 高島港    | H.3.9.27   | 5.0           | 0.45          | 0.47            | 0.05           | 0.42             | 1.69               | 0.36          | 1.07 | -----         |
| 39. 本島港    | H.3.9.27   | 4.4           | 0.27          | 0.57            | 0.04           | 0.53             | 1.56               | 0.64          | 0.50 | -----         |
| 40. 脇岬港    | H.3.9.27   | 6.4           | 0.94          | 1.48            | 0.20           | 1.28             | 8.09               | 1.02          | 0.73 | 砂質・粘性土        |
| 滑動-転倒モード   |            |               |               |                 |                |                  |                    |               |      |               |
| 41. 神戸港    | S.39.9.25  | 6.8           | 0.68          | 1.22            | 0.17           | 1.05             | 4.47               | 0.56          | 0.56 | 砂・礫(置換)       |

なお、基礎地盤の土質分類は、捨石基礎下の原地盤についてのものである。  
資料中に明らかにされているものについて、ここでは記載した。

記号・用語

記号・用語の定義と説明。記号の意味、用語の定義、およびその使用法について詳しく説明されている。

記号・用語

記号・用語の定義と説明。記号の意味、用語の定義、およびその使用法について詳しく説明されている。

記号・用語の説明

|  |                                     |
|--|-------------------------------------|
| $H$                                    | : 波高                                |
| $h$                                    | : 水深                                |
| $H_{\max}$                             | : 最大波高                              |
| $H_{1/3}$                              | : 有義波高                              |
| $F_s$                                  | : 安全率                               |
| $\mu$                                  | : ケーソンと地盤の摩擦係数                      |
| $P$                                    | : 波力                                |
| $U$                                    | : 揚圧力                               |
| $k$                                    | : 波数( $=2\pi/L$ )                   |
| $\omega$                               | : 角速度( $=2\pi/T$ )                  |
| $w_0$                                  | : 海水の密度                             |
| $B$                                    | : 構造物の幅                             |
| $D$                                    | : 構造物の高さ                            |
| $W$                                    | : 構造物の重量                            |
| $M, M_m$                               | : 実波浪場と模型の構造物の底部中心のモーメント            |
| $V, V_m$                               | : 実波浪場と模型の鉛直力                       |
| $Q, Q_m$                               | : 実波浪場と模型の水平力                       |
| $M_0$                                  | : 構造物の端支点の転倒モーメント                   |
| $M_R$                                  | : 構造物の端支点の抵抗モーメント                   |
| $q_u$                                  | : 地盤の極限支持力                          |
| $\sigma_z, \sigma_x, \tau_{xz}$        | : 実地盤の地盤内鉛直応力, 水平応力, せん断応力          |
| $\sigma_{zm}, \sigma_{xm}, \tau_{xzm}$ | : 模型地盤の地盤内鉛直応力, 水平応力, せん断応力         |
| $A_1 \sim A_3,$                        |                                     |
| $B_1 \sim B_3, C_1 \sim C_3$           | : Boussinesq 解及び Cerrutti 解から得られる係数 |
| $z$                                    | : 地盤深さ                              |
| $P_0$                                  | : 微小振幅波理論から得られる変動水圧振幅               |
| $\sigma_0$                             | : 模型地盤に載荷した等分布荷重 (一定水圧)             |
| $\sigma_d$                             | : 模型地盤に載荷した変動水圧振幅                   |

|                            |  |
|----------------------------|--|
| $\sigma_c$                 | : 模型地盤に載荷した正弦波荷重(変動水圧= $\sigma_0 + \sigma_d$ ) |
| $P_{VL}, P_{VR}, \sigma_V$ | : 模型構造物に載荷した左右の鉛直力, 鉛直応力                       |
| $P_{HL}, P_{HR}, \sigma_H$ | : 模型構造物に載荷した左右の水平力, 水平応力                       |
| $T$                        | : 周期   |
| $L$                        | : 波長   |
| $D_r$                      | : 相対密度   |
| $\rho_s$                   | : 土粒子の密度                                       |
| $\rho_{dmax}$              | : 砂の最大密度                                       |
| $\rho_{dmin}$              | : 砂の最小密度                                       |
| $D_{50}$                   | : 平均粒径   |
| $\alpha_1, \alpha_2$       | : Boussinesq 解, Cerrutti 解の地盤内の角度              |
| $\theta$                   | : 構造物の回転角 (傾斜角)                                |
| $2c$                       | : 鉛直ロッド間の距離                                    |
| $a$                        | : 模型地盤から水平ロッドまでの距離                             |
| $Y_L, Y_R$                 | : 鉛直変位量の左右の計測値                                 |
| $X_L, X_R$                 | : 水平変位量の左右の計測値                                 |
| $S_{VL}, S_{VR}$           | : 構造物の左右の沈下量                                   |
| $S_{HL}, S_{HR}$           | : 構造物の左右の水平移動量                                 |
| $S_{Vmajor}$               | : 構造物の左右の卓越した方の沈下量                             |
| $S_{Hmajor}$               | : 構造物の左右の卓越した方の水平移動量                           |
| $N_c$                      | : 繰返し回数  |
| $\Delta u, \Delta u_{max}$ | : 過剰間隙水圧, 最大過剰間隙水圧                             |
| $\tau_d$                   | : せん断応力振幅                                      |
| $\sigma'_{v0}$             | : 地盤内の初期鉛直応力                                   |
| $l_w$                      | : 側壁の根入れ深さ                                     |
| $t_w$                      | : 側壁の根入れ幅                                      |
| $T_w$                      | : 構造物の底端点から矢板までの距離                             |
| $\delta, \delta_{max}$     | : 側方変位量, 最大側方変位量                               |
| $V_\rho, V_\delta$         | : 沈下土量, 側方流動土量                                 |



## 謝 辞

著者が、室蘭工業大学 工学部 土木工学科 地盤力学研究室に配属になり、地盤力学に興味を持つようになってから、10年の歳月が過ぎようとしています。それ以来、室蘭工業大学大学院 工学研究科 博士前期課程、専修大学北海道短期大学 土木科、そして現在の室蘭工業大学 工学部 建設システム工学科において、周囲の方々から多くのことを学ぶことができました。この10年間に著者をご指導して下さった多くの方々、そして研究を進める上での環境を整えて下さいました多くの方々に感謝の意を表して本論文を結びたいと思います。

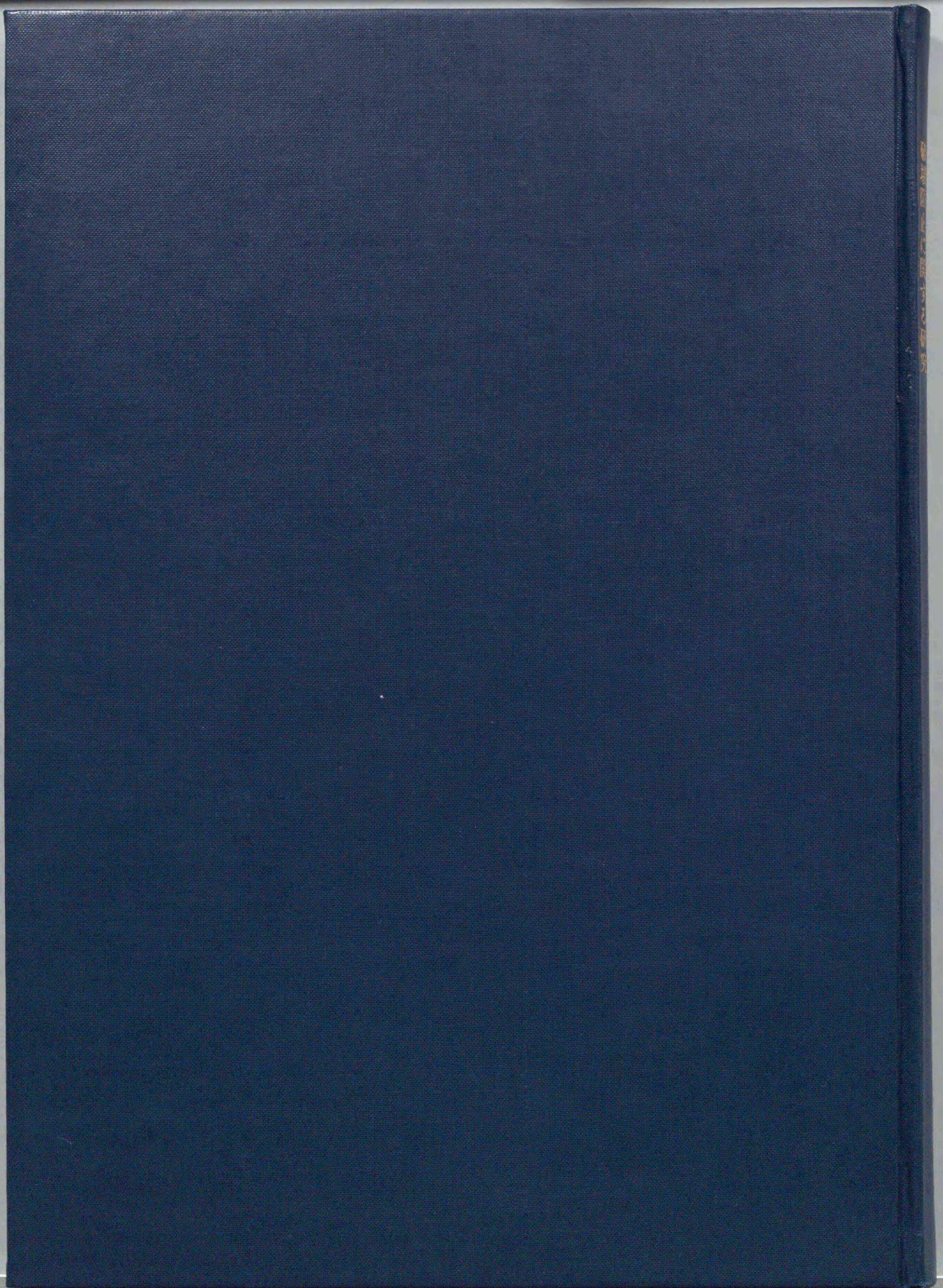
本論文は、過去8年間にわたった研究成果をとりまとめたものです。このテーマに取り組み始めてから、一貫してご指導、ご鞭撻を賜り、また論文の方向付けだけではなく論文作成についても懇切丁寧なご助言を頂きました北海道大学大学院 工学研究科 教授 三浦 清一先生には、大変お世話に相成りました。ここに心より御礼申し上げます。また、先生には、学部在籍時から現在に至るまで地盤力学の面白さや大切さ、そして難しさをご教授頂きました。さらに、未熟ながらも研究者として仕事に従事できる礎を作って頂いたのも先生のご支援の賜と深く感謝しております。また、北海道大学大学院 工学研究科 教授 佐伯 浩先生、同 三田地 利之先生、同 三上 隆先生には、論文草稿に目を通して頂いただけでなく、今後の研究の考え方や整理法など様々な面からご指導頂きました。ここに深く感謝申し上げます。

また、室蘭工業大学 工学部 教授 近藤 俣郎先生、(株)エコー 副社長 田中 則男 氏には研究の取り組みから、沿岸海洋工学分野における知見や情報についてご教示いただきました。厚く御礼申し上げます。

さらに、本研究に係わる実験・解析を遂行するに当たって、多大なるご協力を頂きました室蘭工業大学 卒業生の瀧本 聖吾氏 ((株)テトラ)、萩原 淳平氏 (北海道電力(株))、萩原 義雄氏 (鉄建建設(株))、横浜 勝司先生 (専修大学北海道短期大学)、宮浦 征宏氏 (北海道大学大学院 博士後期課程)、長谷 一矢氏 (北海道開発局)、および室蘭工業大学 地盤力学研究室 卒業生一同の皆様方に感謝申し上げる次第であります。深夜まで実験や討論を行えたことによって、本論文をまとめることができました。ここに報告申し上げます。

室蘭工業大学 工学部 助手として勤務する中で、室蘭工業大学 建設システム工学科の諸先生から終始暖かいご支援を頂きました。ここに深甚なる感謝の意を表します。

最後に、研究者としてのあるべき姿を多くの方々にご教授頂きましたことを深く感謝申し上げますとともに、ご教授頂きましたことを今後の糧として切磋琢磨していきたいと思っております。



新編 國語 文法 講義

inches 1 2 3 4 5 6 7 8  
cm 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19

# Kodak Color Control Patches

© Kodak, 2007 TM: Kodak



Blue Cyan Green Yellow Red Magenta White 3/Color Black

# Kodak Gray Scale



© Kodak, 2007 TM: Kodak

A 1 2 3 4 5 6 M 8 9 10 11 12 13 14 15 B 17 18 19

