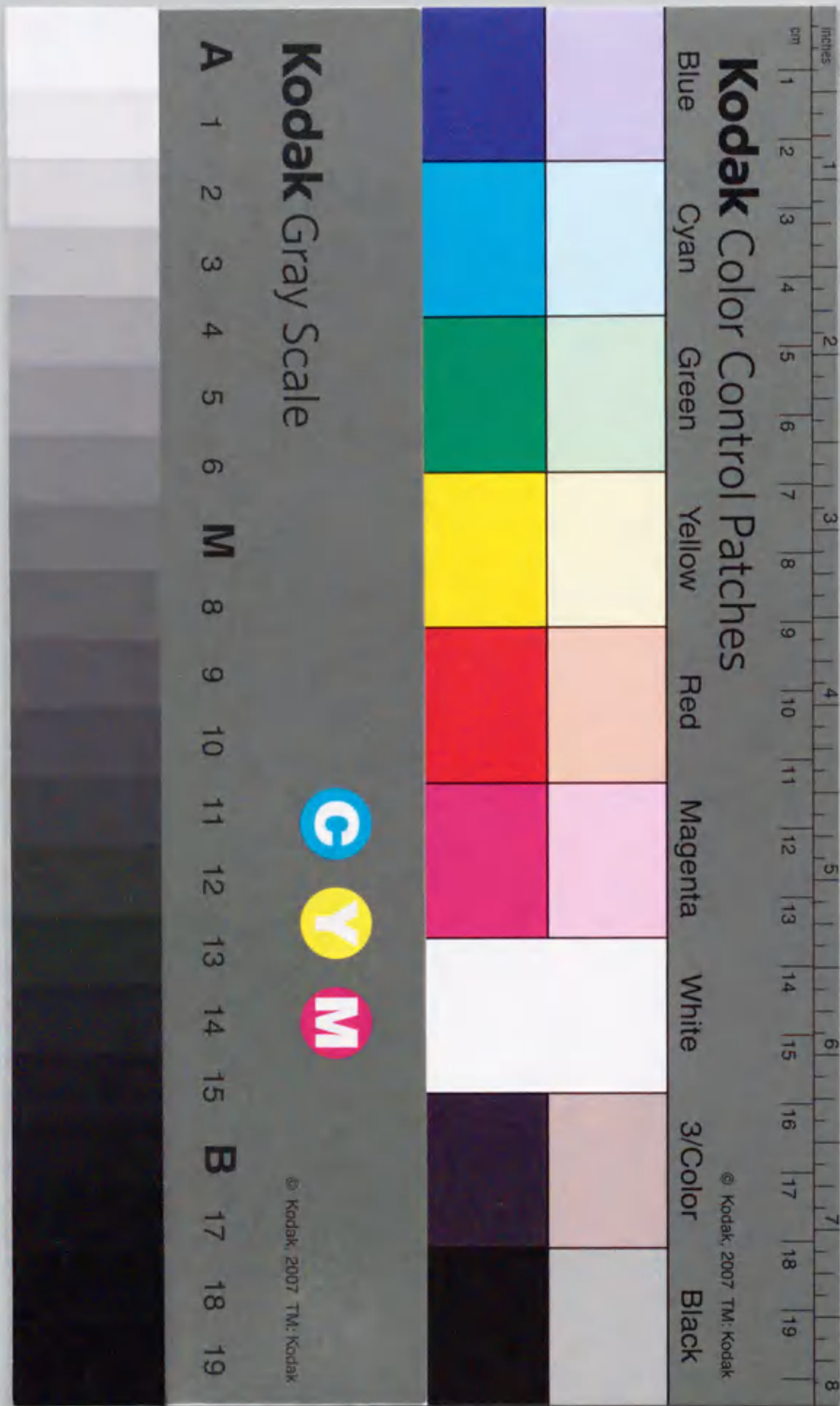


地盤の液状化発生から流動までを  
予測対象とする解析手法に関する研究

Analytical Study on the Mechanical Behavior  
and Prediction of Soil Liquefaction and Flow

2000年1月

渦岡良介





①

地盤の液状化発生から流動までを  
予測対象とする解析手法に関する研究

Analytical Study on the Mechanical Behavior  
and Prediction of Soil Liquefaction and Flow

2000年1月

渦岡良介



## 目次

|                           |     |
|---------------------------|-----|
| 第1章 序論                    | 1   |
| 1.1 研究の社会的背景              | 1   |
| 1.2 研究の目的と実施内容            | 2   |
| 1.3 本論文の構成                | 5   |
| 第2章 既往の研究                 | 9   |
| 2.1 概要                    | 9   |
| 2.2 被災事例に関する既往の研究         | 10  |
| 2.3 模型実験に関する既往の研究         | 17  |
| 2.4 要素試験に関する既往の研究         | 26  |
| 2.5 解析に関する既往の研究           | 36  |
| 2.6 まとめ                   | 43  |
| 第3章 固体力学に基づく解析手法          | 47  |
| 3.1 概要                    | 47  |
| 3.2 砂の繰返し弾塑性モデル           | 49  |
| 3.3 粘土の繰返し弾粘塑性モデル         | 77  |
| 3.4 場の方程式                 | 91  |
| 3.5 まとめ                   | 115 |
| 第4章 流体力学に基づく解析手法          | 117 |
| 4.1 概要                    | 117 |
| 4.2 液状化した土のモデル            | 118 |
| 4.3 場の方程式                 | 128 |
| 4.4 まとめ                   | 140 |
| 第5章 固体力学に基づく地盤・構造物系の解析    | 141 |
| 5.1 概要                    | 141 |
| 5.2 液状化地盤上の盛土の遠心力模型実験の解析  | 143 |
| 5.3 軟弱粘土地盤上の盛土の遠心力模型実験の解析 | 161 |



|      |                           |     |
|------|---------------------------|-----|
| 5.4  | 北海道南西沖地震における河川堤防の被災事例の解析  | 171 |
| 5.5  | 兵庫県南部地震における河川堤防の被災事例の解析   | 193 |
| 5.6  | 兵庫県南部地震における重力式岸壁の被災事例の解析  | 207 |
| 5.7  | まとめ                       | 219 |
| 第6章  | 流体力学に基づく地盤・構造物系の解析        | 223 |
| 6.1  | 概要                        | 223 |
| 6.2  | 傾斜地盤の流動を対象とした振動台実験の解析     | 224 |
| 6.3  | 側方流動地盤中の地中壁を対象とした振動台実験の解析 | 233 |
| 6.4  | 流動破壊した盛土の被災事例の解析          | 242 |
| 6.5  | まとめ                       | 252 |
| 第7章  | 結論                        | 255 |
| 7.1  | 本研究のまとめ                   | 255 |
| 7.2  | 今後の課題と展望                  | 260 |
| 参考文献 |                           | 263 |
| 謝辞   |                           | 277 |

## 第1章

### 序論

#### 1.1 研究の社会的背景

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震では、様々な構造物が被害を受け、多くの尊い人命が失われた。近代都市を襲った直下地震は、個々の構造物の破壊原因の解明などの工学的な問題から地域防災計画のあり方などの社会、政治的な問題まで数多くの問題を投げかける形となった。1923年関東地震にはじまり、1948年福井地震、1964年新潟地震、1968年十勝沖地震、1978年宮城県沖地震など過去の被害地震のたびに得られる新しい知見をもとに、各種構造物に対する耐震基準は見直されている。1995年兵庫県南部地震もこれらの例にもれず、地震後には道路橋（日本道路協会、1996）をはじめとする各種の土木構造物に対して、耐震設計基準の見直しが行われている。

兵庫県南部地震後の土木構造物の耐震基準における最も大きな変更点は、一般の土木構造物に対しても二段階設計法による耐震設計が取り入れられるようになったことである。従来より、建築構造物や原子力発電所などの重要構造物で取り入れられていた二段階設計法はレベル1地震動とレベル2地震動の二つのレベルの地震動に対して、構造物の重要度などに応じた耐震性能を満足することを目標としている。耐震設計における二つの地震動の位置付けについて、土木学会は以下のように提言している（土木学会、1995；土木学会、1996）。

1. レベル1地震動とは、構造物の供用期間内に1～2度発生する確率を有する地震動のことをいう。レベル1地震動は、原則としてそれが作用しても構造物が損傷しない水準を示す。
2. レベル2地震動とは、陸地近傍で発生する大規模なプレート境界地震や直下型地震による地震動のように供用期間中に発生する確率は低いが大規模な強度を持つ地震動のことをいう。レベル2地震動は、きわめて希であるが非常に強い地震動を定式化したもので、構造物が損傷を受けることを考慮して、その損傷過程にまで立ち入って、構造物の耐震性能を照査する水準を示す。

土木構造物は多種多様であり、各レベルの地震動に対して構造物が保有すべき耐震性は構造物により様々であるが、レベル1地震動に対しては、構造物の機能が維持されることを目標とするのが一般的である。一方、レベル2地震動に対しては、構造物の重要度に応じて保有すべき耐震性能は異



なるが、構造物が損傷しても機能に重大な支障が発生しないこと、短期間での復旧が可能な範囲内での損傷に留めることが目標とされている。したがって、レベル2地震動に対する耐震設計においては、大きな地震動が作用した場合の構造物の挙動をできるだけ忠実に再現する必要がある、地盤や構造物の塑性変形量を定量的に算定する手法が必要となっている。

また、構造物の設計と同様に液状化対策の設計においても二段階設計法が検討され始めている(建設省他, 1998)。レベル2地震動に対する液状化対策の設計においては、対策費用とのバランスを考慮し、構造物が保有すべき耐震性能を維持した対策が必要となる。このため構造物の変形をある程度許容する場合もあり、液状化対策が施された構造物がどのように変形し、どの程度の対策効果が望めるのかを把握することが重要となる。地盤の液状化が発生し、地盤が大きく変形する場合に、地盤と構造物の塑性変形を許し、液状化対策を含めた変形性能を適切に評価してレベル2地震動に対する設計を行うことができるであろうか。例えば、土構造物の場合、円弧すべり計算法に震度法を組み合わせた擬似静的な方法によって耐震性が評価されている。しかしながら、この方法は(1)盛土の変形量を直接評価できない、(2)最大加速度や卓越周期など被害量に直接影響する地震動特性の影響を震度というただ一つの値で表現することの困難さ、(3)液状化のように土の物性が極端に変化する場合の合理的な強度の設定が容易でない、などの問題を有している。現状の設計法では十分に評価できない液状化地盤と構造物の変形を定量的に評価する手法が望まれている。

地盤の液状化に対する評価も兵庫県南部地震後の新しい耐震設計基準においては様々な変更がなされている。その中でも地盤の流動に対する評価は新しく追加されたものであり、設計上重要な評価項目の一つである。地盤の流動に伴う大きな水平変位は浜田ら(1986a)の航空写真を用いた地盤変位の測定により明らかになった。その後、多くの研究者によりそのメカニズムや対策方法が検討されてきたが、時には数10メートルを超えるような地表面の水平変位を予測することは難しく、設計基準に流動が取り入れられるには至っていなかった。しかしながら、1995年兵庫県南部地震において、護岸の変形に伴う背後地盤の水平変位や橋梁基礎の水平移動が再度注目されることになり、精力的な研究の結果、設計基準でも考慮されることとなった。流動に対して構造物を設計する際には次の二つについて配慮することが必要である。一つは側方流動によって生じる地盤の永久変位量、もう一つは流動中の地盤が地中構造物に及ぼす流動力である。地中埋設管や堤防のように変形性能の高い構造物の設計においては、地盤の永久変位を予測することが重要となり、一方、杭基礎のような比較的剛性の高い構造物の設計においては、流動力の評価も重要になるとされる。液状化による流動は現在の設計基準でも考慮されているものの、液状化地盤の流動に対して、さらに合理的な構造物の設計を行うため、適切な流動変位や流動力の予測手法の開発が望まれている。

## 1.2 研究の目的と実施内容

液状化地盤における構造物の挙動や流動した地盤の変位量を予測するために、様々な研究手段を用いた研究が行われてきた(第2章参照)。これらの研究成果はいずれ実際の構造物の設計手法となることにより実を結ぶことになる。本研究では数ある研究手法のうち、数値解析手法を用いて、

液状化地盤や流動地盤における構造物の挙動を予測することを目的とする。数値解析手法は構造物の設計においても、詳細な設計手法の一つとしてそのまま利用することも可能であり、研究成果を実務に反映しやすい研究手段といえる。

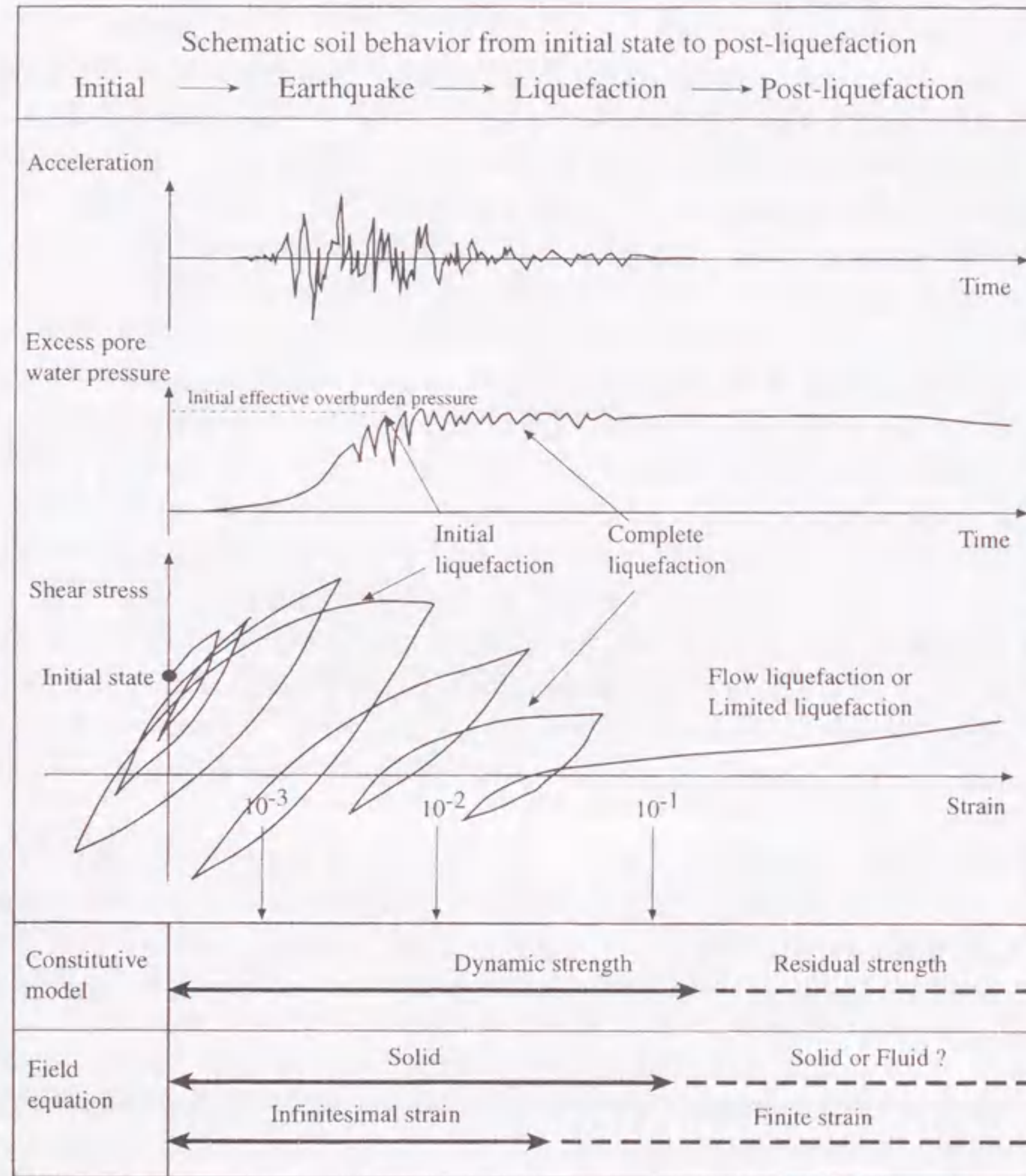
一つの解析手法を用いて、地震前の初期状態から液状化の発生、液状化後の挙動まで通して解析し、永久変形や流動力を予測することが理想的である。しかしながら、現状の液状化解析手法では一つの手法で初期状態から液状化後の大変形までを予測することは困難である(第2章2.5節参照)。現在の液状化解析手法の適用性を土の構成則や場の方程式に関してまとめたものを図1.1に示す。まず、土の構成則について、固体力学に基づいた有効応力法による液状化解析では繰返し載荷中の土の非線形履歴特性やダイレイタンス特性を再現できる構成則が広く用いられている。このような構成則はサイクリックモビリティ状態での土の挙動(せん断ひずみ10%程度)を予測することはある程度可能であるが、完全液状化に至った後の大きなひずみ領域での挙動を再現できるかどうかは十分に検証されていない。このため、地震後の大変形を扱うために、地震後の挙動のみを対象とした構成則が用いられることもある。場の方程式の扱いについては、固体力学あるいは流体力学に基づいた解析手法が考えられる。一般に液状化解析では、固体力学に基づき、微小ひずみの仮定のもとで土と間隙水の連成を考慮して定式化された場の方程式が用いられている。しかしながら、液状化に伴う流動によって発生する地盤のせん断ひずみは数10%を超えるものであり、時には100%を超える場合もある。それゆえ、微小ひずみの仮定に基づいた手法ではこのような大変形を再現することはできなくなる。また、地中構造物周辺のように変形が局所的に大きく変化する場所では、有限変形まで扱うとしても固体力学に基づくLagrange的な表現では変形に追従できない可能性もある。それゆえ、流動力などを予測するには流体力学に基づいた解析手法が必要になることも考えられる。

地盤の液状化現象は、地盤が固体から液体へ、そして再び固体へと相変化していく挙動と考えることもできる。このような相変化は空間的にも時間的にも一様に発生するものではないが、本研究では、液状化解析手法の現状を考慮して、この相変化を以下の二つの過程に分離できるものと仮定する。これら二つの過程に対して、それぞれ別の手法を提案し、いくつかの事例解析を通じて手法の検証を行う。

1. 地震前の初期状態から地震中の液状化発生の過程について、固体力学に基づいた有効応力法を適用し、特に変形予測精度を検証する。
2. 地震後の液状化した地盤の大変形過程について、流体力学に基づいた新しい流動解析手法を適用し、地盤挙動の予測精度を検証する。

まず、地震前の初期状態から地震中の液状化発生の過程、すなわち固体から液体へ変化する過程については、固体力学に基づく有効応力法を適用する。液状化の過程で土の要素は、三次元の初期状態と境界条件のもとで、せん断やダイレイタンスによる変形を伴いながら、強い非線形性を有した複雑な挙動をする。このような挙動を数値解析手法を用いて厳密に表現することは困難ではあるが、例えば平面ひずみ条件下において、水平変位の拘束された水平地盤や構造物の直下地盤のような比較的単純な挙動を表現できる可能性はある。もちろん、このためには用いる構成則が想定さ





←→ : Applicable

Initial liquefaction : an effective mean stress is zero for the first time.

Complete liquefaction : an effective mean stress is almost zero constantly.

図 1.1 液状化解析手法の適用範囲のイメージ

れる初期条件および境界条件のもとで、土の要素レベルでの挙動を再現できる必要がある。特に変形を予測するには、構成則が%オーダーのひずみの予測精度を有していることが必要である。また、構成則を含めた数値解析手法は土要素が液状化に至った場合にも、安定した解を得ることができる手法でなければならない。本研究では、既往の構成則や場の方程式を用いるが、室内土質試験結果などをもとに手法の検証を行い、変形予測精度を向上させるためいくつかの工夫を行う。次に、模型実験や実際の構造物の被災事例を対象としたシミュレーションを行い、固体力学に基づく解析手法がどの程度の変形予測能力を有しているのかを検討する。その際、地盤と構造物の地震中の変形挙動に対して、そのメカニズムを考察する。

次に地震後の液状化した地盤の大変形過程、すなわち液体から固体へ変化する過程については、流体力学に基づく新しい流動解析手法を適用する。液状化した土の粘性特性を調べた既往の室内試験結果を整理した後、その粘性特性を再現できるモデルとして Bingham モデルを用いることを提案する。次に、Bingham モデルを組み込んだ非圧縮性粘性流体の場の方程式を用いた数値解析手法を用いて、模型実験や実際の被災事例を対象にシミュレーションを行い、流体力学に基づく流動解析手法が流動地盤の挙動をどの程度表現できるか検証する。

### 1.3 本論文の構成

本論文の構成を図 1.2 に示す。以下、各章の概要について述べる。

第2章 既往の研究 本研究が対象としている液状化地盤と構造物の変形挙動に関する既往の研究を整理し、これらの研究と本研究の関係について述べる。研究の手段に応じて、以下のように分類して整理する。

2.2 節 実際の地震による被災事例を扱っている研究

2.3 節 模型実験により地盤と構造物の挙動を扱っている研究

2.4 節 要素試験により土の力学特性を扱っている研究

2.5 節 以上の研究から得られた知見をもとに解析手法を提案し、地盤と構造物の挙動を解析的に扱っている研究

第3章 固体力学に基づく解析手法 固体力学に基づく解析手法において、用いる土のモデルおよび場の方程式について述べる。

3.2 節では、砂のモデルとして用いる既往の繰返し弾塑性モデルを、室内試験結果に基づき検証する。その際、モデルのパラメータ設定を容易にすること、モデルが地盤・構造物系の解析においても数値計算上安定した挙動を与えることを目的として、モデルを一部改良する。また、液状化地盤上の構造物の変形予測を行う上で重要となる構造物直下の基礎地盤の境界条件に対応した室内試験結果をもとに改良したモデルの検証を行う。

3.3 節では、粘土のモデルとして用いる既往の繰返し弾粘塑性モデルを、室内試験結果に基づき検証する。このモデルの特徴は載荷速度に依存した粘土の挙動を再現できることであり、検証はこ



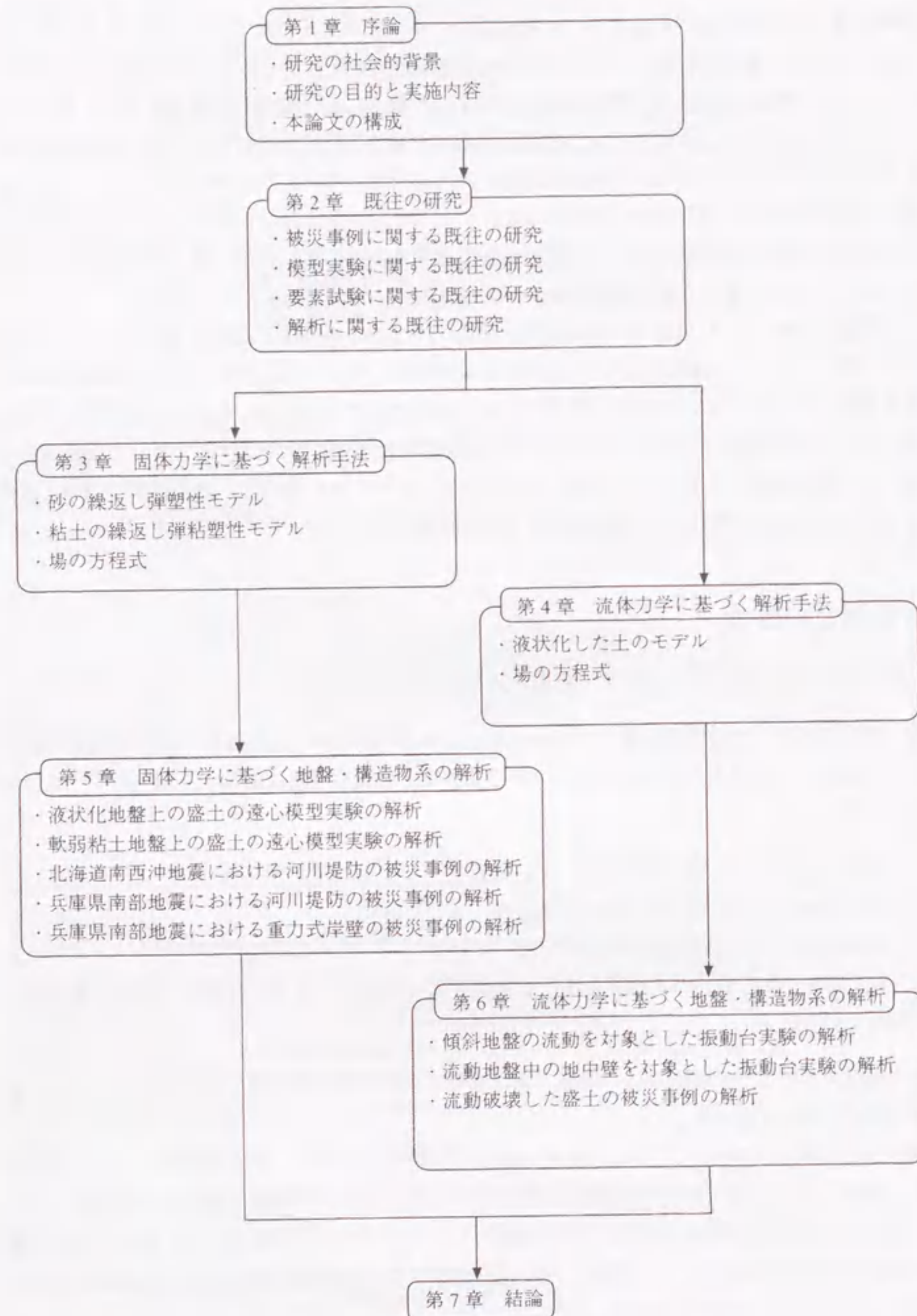


図 1.2 本論文の構成

の点に留意して行う。

3.4節では、二相混合体理論に基づき誘導された土-間隙水の連成した場の方程式を示す。離散化された場の方程式に対して、土の破壊線近傍での挙動を精度よく予測するための工夫を行う。

**第4章 流体力学に基づく解析手法** 流体力学に基づく解析手法において、用いる土のモデルおよび場の方程式について述べる。

4.2節では、液状化した砂の粘性特性を調べた既往の室内試験結果に基づき、液状化した砂のモデルとして Bingham モデルを適用することを提案する。

4.3節では、流体力学に基づき、土-間隙水を一相系として扱った非圧縮性粘性流体の場の方程式を示す。場の方程式に対して、SIMPLE 法による数値解析法を適用する。また、移動境界である地表面を表現するために VOF 法を用いる。

**第5章 固体力学に基づく地盤・構造物系の解析** 第3章で示した固体力学に基づく有効応力解析手法を用いて、地盤・構造物系の液状化を考慮した地震応答解析を行う。本章での目的は、固体力学に基づく解析手法が地盤や構造物の液状化時の変形挙動をどの程度再現できるかを検証することである。また、様々な地盤・構造物系の液状化解析を通じて、液状化地盤での構造物の変形のメカニズムを考察し、明らかにする。具体的には、以下の事例に対して、固体力学に基づく有効応力解析手法を適用し、地盤・構造物系の挙動について検討する。

5.2節 液状化地盤上の盛土の遠心力模型実験の解析

5.3節 軟弱粘土地盤上の盛土の遠心力模型実験の解析

5.4節 北海道南西沖地震における河川堤防の被災事例の解析

5.5節 兵庫県南部地震における河川堤防の被災事例の解析

5.6節 兵庫県南部地震における重力式岸壁の被災事例の解析

**第6章 流体力学に基づく地盤・構造物系の解析** 第4章で示した流体力学に基づく流動専用の解析手法を用いて、地盤・構造物系の液状化後の流動解析を行う。本章での目的は、Bingham モデルを用いた流動解析手法が地盤や構造物の流動時の挙動をどの程度再現できるかを検証することである。具体的には、以下の事例について、流体力学に基づく流動解析手法を適用し、地盤・構造物系の挙動について検討する。

6.2節 傾斜地盤の流動を対象とした振動台実験の解析

6.3節 流動地盤中の地中壁を対象とした振動台実験の解析

6.4節 流動破壊した盛土の被災事例の解析

**第7章 結論** 本研究で得られた知見をまとめ、今後の研究課題を述べる。



## 第2章

### 既往の研究

#### 2.1 概要

ここでは、本研究が対象としている液状化地盤と構造物の変形挙動に関する既往の研究を整理し、これらの研究と本研究の関係について述べる。ここでは、研究の手段に応じて、以下のように分類して整理する。

2.2 節 実際の地震による被災事例を扱っている研究

2.3 節 模型実験により地盤と構造物の挙動を扱っている研究

2.4 節 要素試験により土の力学特性を扱っている研究

2.5 節 以上の研究から得られた知見をもとに解析手法を提案し、地盤と構造物の挙動を解析的に扱っている研究

本研究では地盤の液状化による構造物の変形を対象としているが、その変形量は様々である。特に変形量が非常に大きな場合には、「流動」という「液状化」とは別の言葉で現象を扱っている場合もある。以下の各節では「液状化」と「流動」に留意しながら既往の研究を整理する。



### 2.2 被災事例に関する既往の研究

#### 2.2.1 液状化による構造物の被災パターン

1964年新潟地震以降は液状化が研究対象として注目され、地震後の調査の際にも液状化を意識した被害調査がなされるようになってきた。過去の大きな地震における液状化に起因した構造物の被害事例は数多く報告され、まとめられている(例えば、高橋ら, 1999)。地盤の液状化が発生した場合、地盤の軟化や大変形の影響を受けて、構造物の被害は大きなものになる可能性がある。図2.1

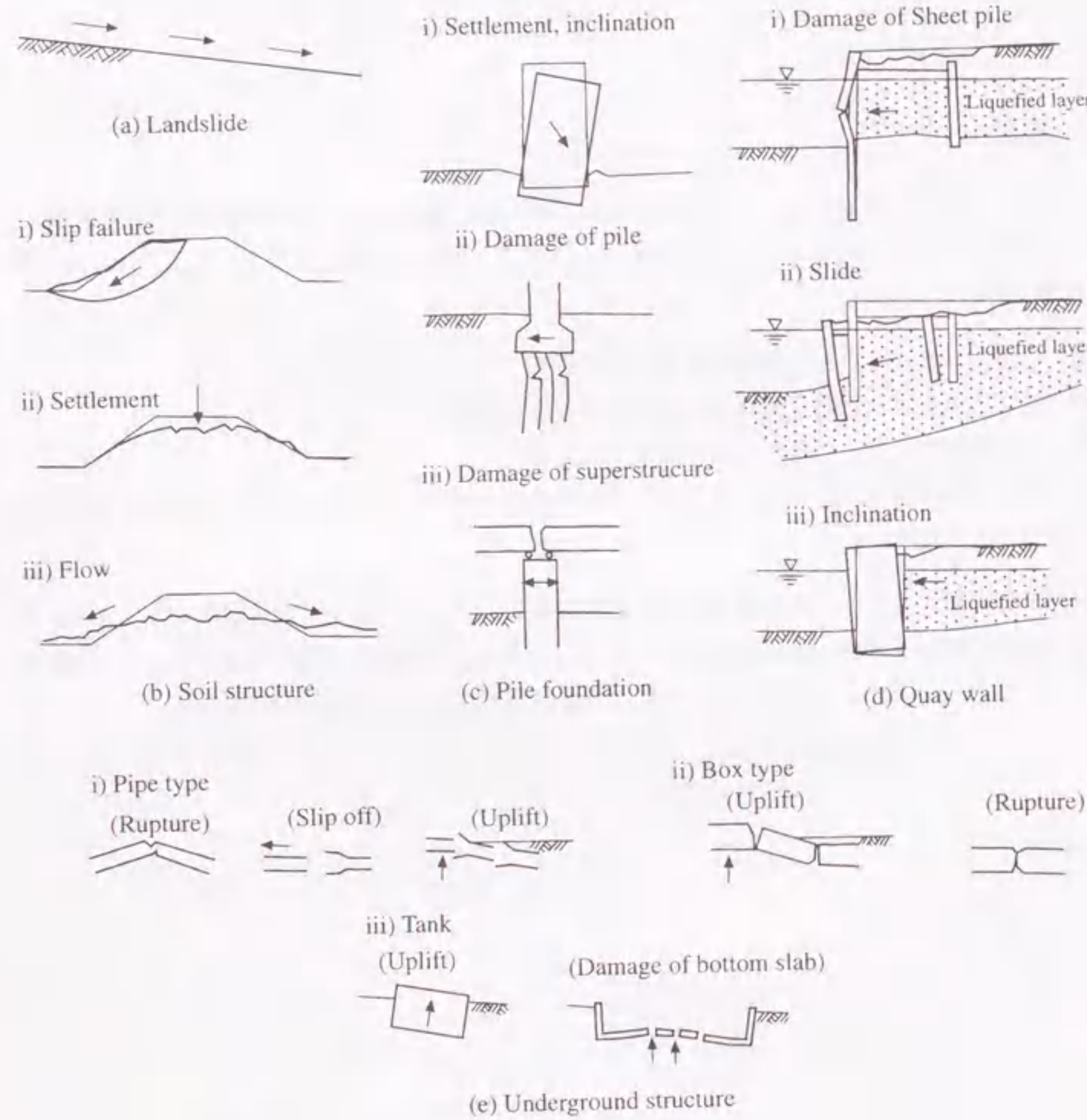


図2.1 液状化による構造物の被災パターン (安田 (1988) を一部修正)



図2.2 1964年新潟地震での地盤変状図 (浜田ら (1986a) を一部修正)

は安田 (1988) がまとめた構造物の被害パターンであるが、いずれも地盤の大変形が関係していることがわかる。

地盤の液状化は大きな変形を伴う現象であるが、ときには地表面の変位が数 m に及ぶ場合がある。この現象は、従来「側方流動」あるいは「永久変位」などと呼ばれていた現象である。この「側方流動」に関する研究は、浜田ら (1986a) の航空写真測量を用いた1964年新潟地震および1983年日本海中部地震での事例研究をきっかけとして盛んになった。ところで、「側方流動」という用語は、従来より軟弱粘性土地盤上での盛土や橋台の建設に伴う地盤の水平方向の変形を表すための言葉として用いられていた。「側方流動」では液状化による「側方流動」と液状化に無関係な水平変形を伴う「側方流動」との区別がつかないため、本研究では液状化に伴う大変形を表すための言葉として、「流動」(Ishihara, 1993) という言葉を使用することとする。流動事例の一例として、航空写真測量の結果得られた1964年新潟地震での信濃川および新潟駅周辺の地盤変位の分布 (浜田ら, 1986a) を図2.2に示す。図に示すように信濃川沿岸では河道に向かって10m近い水平変位が測定されている。また、川の影響がなく地表面がほとんど水平である新潟駅周辺でも数mの水平変位が発生している。地盤変位の生じた場所に位置する建物の建て替えに際し、基礎杭の発掘調査が行われている。その結果、流動の影響により基礎杭が大きな被害を受けていることが分かっている(例えば、森ら, 1989)。このように流動の特徴は広い範囲で大きな水平変位が発生することにある。他の地震においても、流動による被害は建物の基礎だけでなく、地中埋設管 (Hamadaら, 1988) や



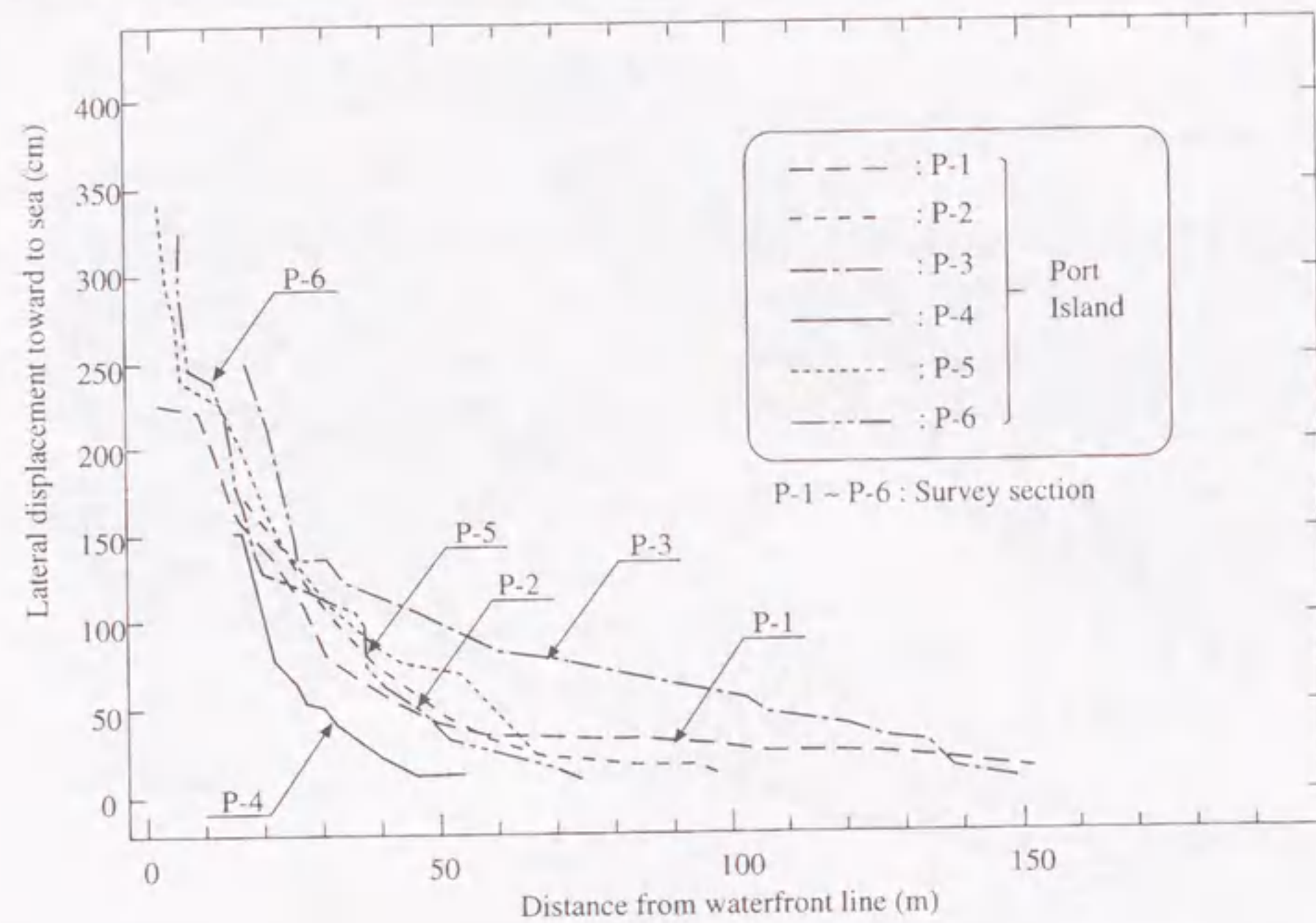


図 2.3 1995年兵庫県南部地震での岸壁背面の水平変位 (Ishihara ら (1996) を一部修正)

アースダム (Seed ら, 1975) などにもみられる。また, 1995年兵庫県南部地震では人工島において図 2.3 (Ishihara ら, 1996) に示すような岸壁の崩壊に伴う海側への流動が発生し, 橋梁基礎などの構造物が被害を受けた (Hamada ら, 1996)。図中の P-1~P-6 はポートアイランドでの岸壁法線方向の測線を示しており, 岸壁法線方向の変位は測線上のクラック幅から算出したものである。岸壁から最大 150m 離れた背後地盤において, 海側への水平変位が発生していることが分かる。

このような流動の被害事例は日米の共同研究 (Hamada and O'Rourke, 1992; O'Rourke and Hamada, 1992) や地盤工学会 (土質工学会, 1994; 古関ら, 1998) などによってまとめられている。古関ら (1998) によってまとめられた流動に関する構造物の被害パターンを図 2.4 に示す。この図には, 被害そのものが流動を引き起こす原因となっているパターン (\*印) と別の要因で発生した流動によって被害が生じるパターンが含まれている。流動は液状化に起因した現象の一つであり, 流動に関係した図 2.4 の被害パターンは図 2.1 に含まれる結果となっている。図 2.4 における傾斜地盤での基礎や地中構造物の被害は, 図 2.1 の (a) 地盤全体のすべりによる被害を構造物に対して具体的に表した形となっており, 流動に起因した被害の特徴である。一方, 図 2.1 での地中構造物の浮き上がりや過大な応答による杭や上部工の破損は図 2.4 には含まれていない。護岸構造物や盛土 (土構造物) については図 2.1 と図 2.4 のいずれにおいても同様な被災パターンとなっている。いずれの被災パターンをみても, 重力が作用する方向に変形が生じていることが分かる。流動

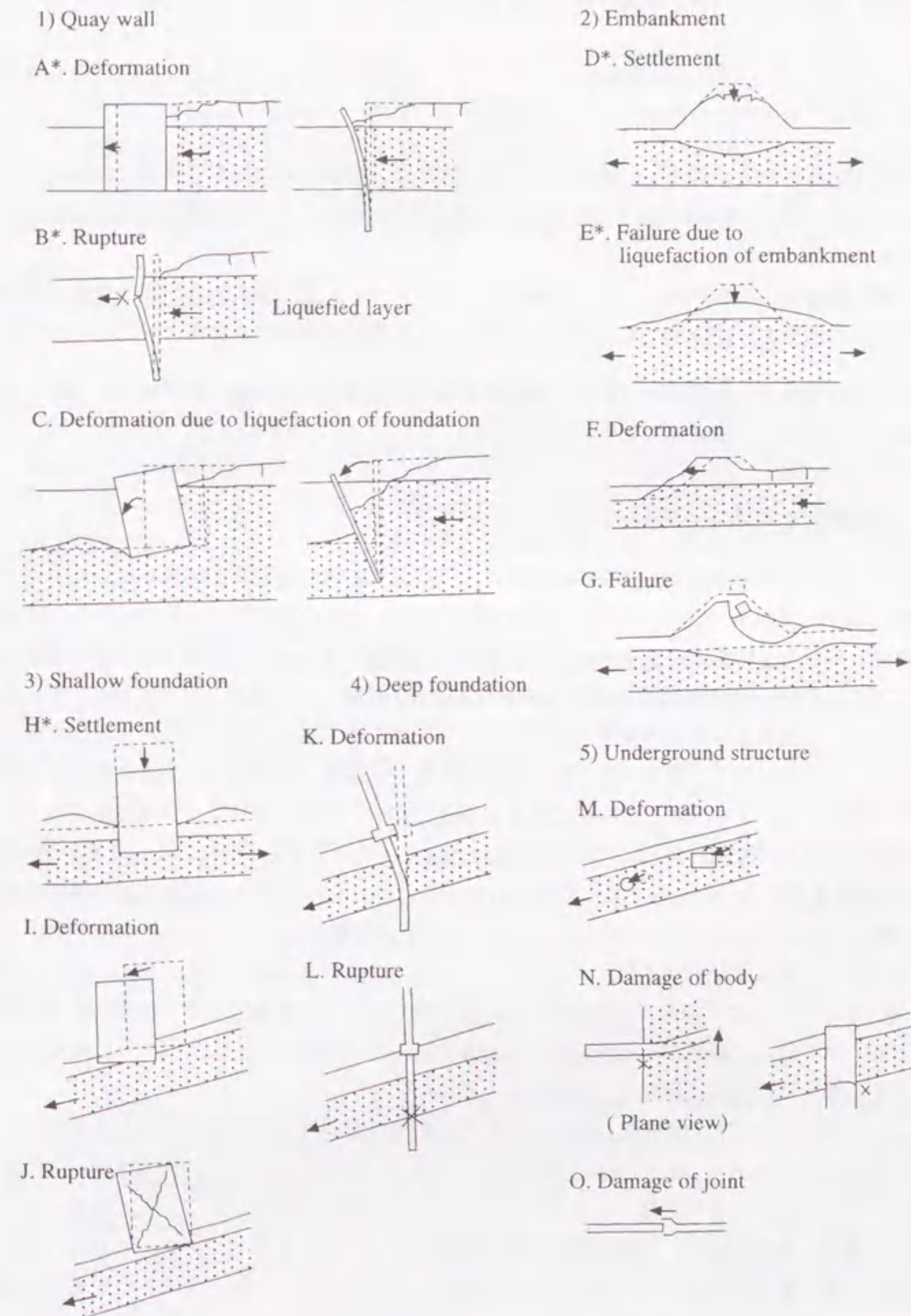


図 2.4 流動に関する構造物の被害パターン (古関ら (1998) を一部修正)



による変形を駆動させる力は、地震力よりも構造物や地盤に常に作用している自重によるものが支配的であると考えられる。

図2.4は構造物の視点で流動に関する被害パターンを整理したものであるが、流動の形態そのものに着目すると以下の二つのパターンに分類できる(吉田, 1998b)。

形態1 液状化層の上面が緩やかに傾斜しているパターン。地表面の勾配が工学的には無視できるほど小さくても、数mの水平変位が発生する。図2.2に示した新潟駅周辺の地盤変状がこれにあたる。

形態2 護岸構造物などの崩壊により解放面が生じるパターン。護岸背面の広範囲の地盤で解放面方向への水平変位が発生する。図2.3に示した人工島岸壁背後の地盤変状がこれにあたる。

形態2の場合は地盤の流動特性のほか、護岸構造物の変形量も背後地盤の水平変位に影響するため、現象はより複雑になると思われる。

## 2.2.2 被災事例を利用した既往の研究

流動による被災事例を利用した研究の代表例は、先に述べた杭の発掘調査結果を用いたもの(森ら, 1989; 吉田ら, 1990)である。1964年新潟地震で被災した杭の逆解析が行われている。杭を弾性床土上の梁と仮定し、応答変位法を用いて、流動変位の深度分布や液状化地盤のバネ値の影響が調べられている。また、1995年兵庫県南部地震でも基礎杭が流動による被害を受けており、ボアホールカメラによる目視調査や杭孔内傾斜計などにより、数多くの橋梁や建物の杭の水平変位や変状が調査されまとめられている(南荘ら, 1998; 時松ら, 1998)。図2.5は建物の杭基礎の流動被害事例をまとめて被害パターンを分類した結果である(時松, 1998)。図中のPHC-Aは高強度プレストレストコンクリート杭(A種)を、SCは外殻鋼管付きコンクリート杭を示している。また、Treated layerは地盤改良がなされた土層を示している。図中の(a)~(c)に示すように杭基礎の損傷は液状化層の上部と下部でみられるケースが多い。これは、液状化層で流動による大きなひずみが発生し、その上部の非液状化層の水平変位が基礎杭に大きな力を及ぼすためと考えられる。また、図中の(d)~(e)に示すように杭頭部に強度の高いSC杭が用いられている場合には、比較的強度の弱い下部のPHC杭において損傷がみられるケースがある。一方、図中の(f)に示すように地盤改良がなされている場合には杭体に目立った損傷はみられない。

また、被災事例を利用した研究には測定した水平変位を整理して、変位量の予測式を提案している(浜田ら, 1986b; Bartlet and Youd, 1992)ものもある。その後、濱田・若松(1998)は流動の形態毎に水平変位データを再整理し、水平変位量に与える要因を考察している。その結果、水平変位は液状化層厚、地表面勾配、液状化層のN値に関係していることを示している。さらに、液状化地盤を粘性流体と仮定して水平変位量の予測式を提案しているが、パラメータの一つである流動継続時間の決定が現状では困難であると思われる。水平変位量の簡易的かつ定量的な予測は容易ではないと思われる。

流動による変形は非常に大きく、その変形量を予測するのは困難であるとする構造物を設計す

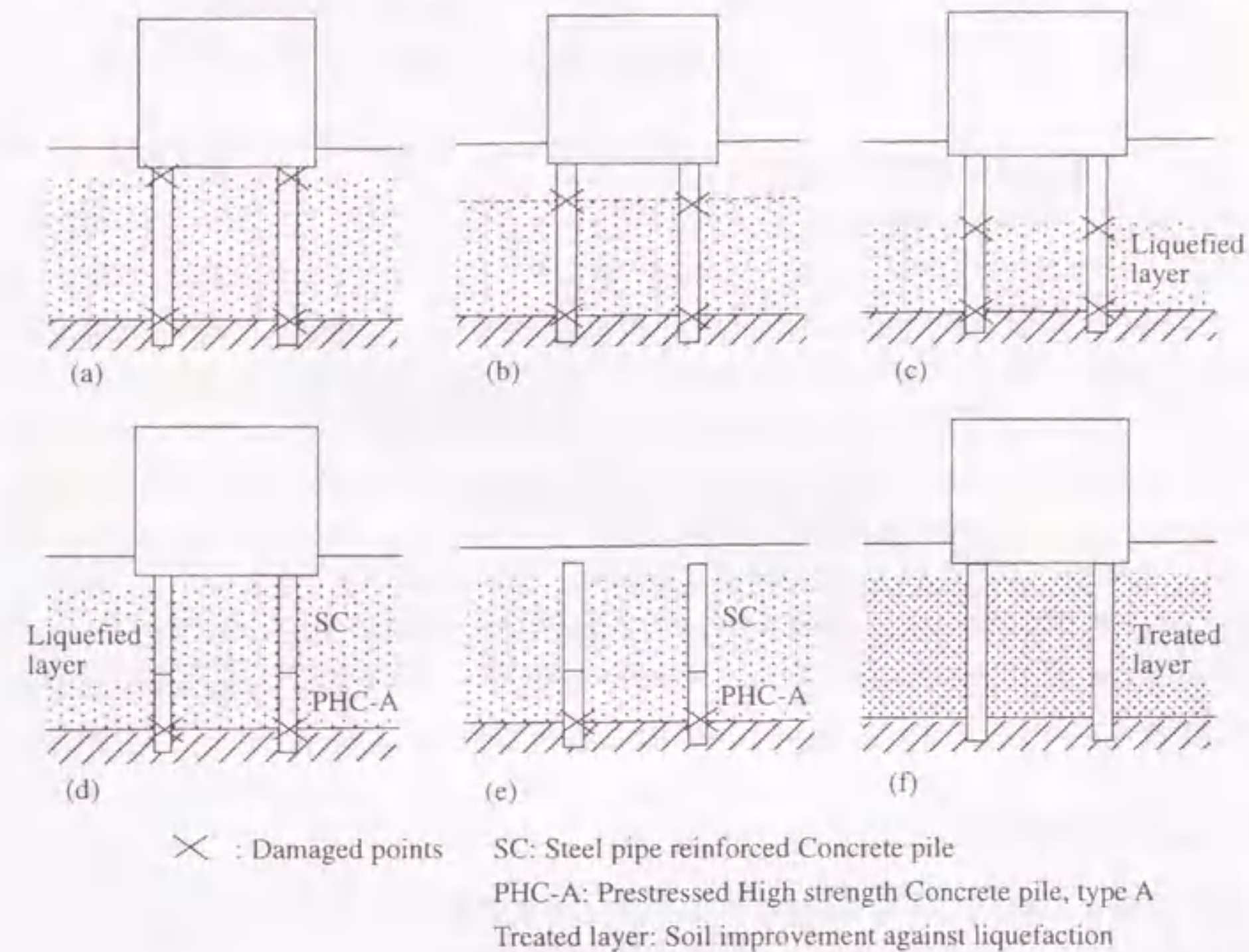


図2.5 杭基礎の被害の模式図(時松, 1998)

る上では別のアプローチも考えられる。土構造物を対象として、変形問題ではなく安定問題として流動をとらえ、流動が発生するかどうかを予測する手法が研究されている。このベースとなっているのは、被災事例から安定計算により逆算した土の残留強度である。盛土構造物や斜面に対する流動破壊の判定式は以下のように表せる(Poulosら, 1985)。

$$\begin{aligned} \tau_s \leq \tau_r & : \text{non-occurrence of flow failure} \\ \tau_s > \tau_r & : \text{occurrence of flow failure} \end{aligned} \quad (2.1)$$

ここに、 $\tau_s$ は図2.6に示すようなすべり面上での重力による駆動せん断応力、 $\tau_r$ は残留強度であり、原位置での土が有する最小非排水強度(後の2.4節で説明する)である。このタイプの判定式を利用して、液状化に起因した盛土、フィルダム、鉾津ダムなどの被災事例に対する逆解析により、残留強度が調査されている(Poulosら, 1985; De Albaら, 1988; Ishiharaら, 1990; Marcusonら, 1990; Towhata, 1995; Konrad and Watts, 1995)。このような逆解析は被災断面から推定されるある特定のすべり面に対して、一般的な静的極限釣合い解析手法を用いて行われている。流動が発生した場合は、すべり面での平均的な残留強度は最大でも重力による平均的な駆動せん断応力に等しいという仮定のもとで解析が行われるため、逆算された残留強度はすべり面上での平均的な最大値を与えていることになる。このように残留強度は流動の発生に影響する重要なパラメータと考え



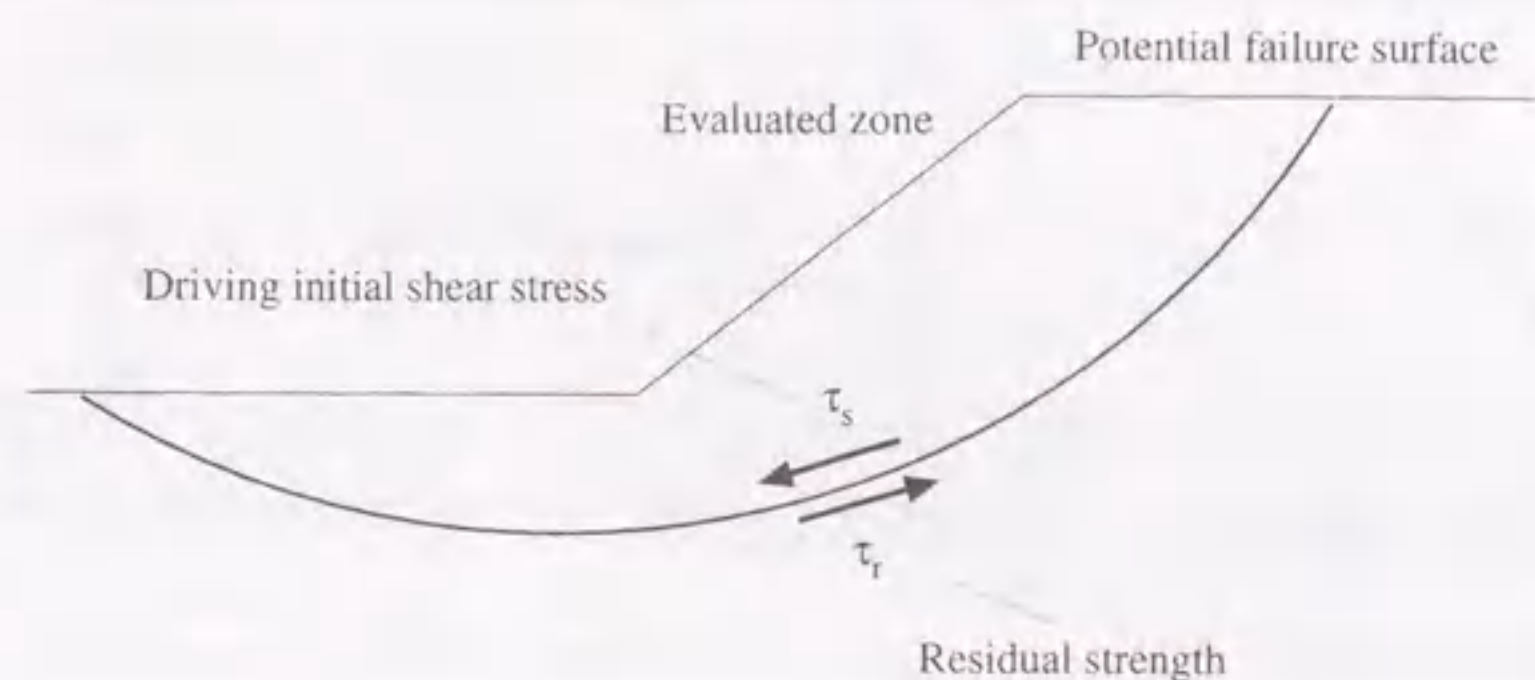


図 2.6 すべり破壊の模式図

られ、いくつかの事例をまとめて、等価  $N$  値と残留強度の関係が求められている (Seed, 1987)。今後、室内試験による残留強度の研究結果 (2.4 節参照) も併せて、残留強度の合理的な設定法を確立する必要があると思われる。

### 2.2.3 本研究の位置付け

被害事例の調査はあくまでも地盤や構造物の地震後の変状を調べたものであり、流動の発生の有無は変位量の大きさに判断するしかない。古関ら (1998) は図 2.4 をまとめるにあたって、構造物の最大残留変位が約 1m 以上、あるいはそれ以下でも周辺地盤で変状が生じたものを流動による被災事例としている。地震後の構造物や地盤の変状が大きなケースが被災事例として扱われることを考えると、護岸構造物や土構造物の被災事例に対して、その原因が流動にあるかどうかを被災パターンから決めることは難しいと思われる。護岸構造物や土構造物の変形が地震中に発生したのか、地震後の流動により長時間にわたって発生したのかを調べるには、地盤調査や解析などの検討が必要となる。原位置試験や不攪乱試料を用いた室内土質試験を実施し、地盤条件を正確に把握するとともに、被災地の近傍で地震波が観測されているような場合には、地盤・構造物系の地震応答解析を実施することにより、詳細に被災のメカニズムを検討することが可能になる。

本研究では、地盤調査や地震観測が実施されており、解析条件が比較的整っている被災事例を対象として、提案する二つの数値解析手法を適用する。第 5 章では、河川堤防 (5.4 節, 5.5 節) や岸壁 (5.6 節) の被災事例に対し、固体力学に基づく有効応力法を適用し、解析手法の検証を行うとともに、被災のメカニズムを考察する。第 6 章では、盛土が大変形を起こした実際の事例 (6.4 節) を対象として、固体力学に基づく有効応力法と流体力学に基づく流動解析手法を適用し、それぞれの手法の適用性を検討する。

## 2.3 模型実験に関する既往の研究

### 2.3.1 主に地震中の挙動を対象とした模型実験

構造物が液状化地盤においてどのように挙動するのか、あるいは液状化対策がどの程度有効であるのかなどを実際に観察できる手法として、模型実験による研究が数多く行われてきた。重力場での小型振動台を用いた実験から、最近では大型振動台や動的遠心載荷装置を用いた実験が行われている。はじめに、後の解析対象 (第 5 章参照) となる盛土構造物や岸壁構造物などの重量構造物が液状化地盤上でどのように挙動するのか調べた既往の模型実験結果について述べる。

液状化地盤上の盛土の地震時挙動を理解するため、振動台 (例えば, Koga and Matsuo, 1990) や近年では動的遠心装置 (例えば, Koseki ら, 1994) を用いて模型実験が盛んに行われている。Koga and Matsuo (1990) は大型の振動台を用いて飽和砂地盤上の模型盛土の振動台実験を行い、砂地盤中の応力とひずみの挙動について計測結果をもとに考察している。本実験では図 2.7 に示す幅 2.5m の土槽中に相対密度 70% 程度の飽和砂地盤を作成し、その上に天端幅 20cm の盛土模型を設置している。加振は正弦波や各種の不規則波を用いて、徐々に加振加速度を大きくしていく方法 (ステージ加振) により行われている。結果の一例として、正弦波加振時 (172Gal 加振) の基礎地盤内の有効応力経路を図 2.8 に示す。この図において、せん断応力は計測された地盤の加速度と地盤の密度から簡易的に算定したものである。また、有効応力は間隙水圧計測深度での初期有効上載圧から計測した過剰間隙水圧を差し引いたものである。図に示すように、水平地盤 (P8) では徐々に過剰間隙水圧が蓄積し、有効上載圧は 0 に近づくとともに、せん断応力も減少しており、液状化特有の挙動を示している。一方、盛土直下地盤 (P12) では加振開始直後は有効上載圧が減少するものの、ある時点で過剰間隙水圧の蓄積は停止し、過剰間隙水圧が初期有効上載圧まで達することはなく、有効応力経路は定常的な経路を描いている。Koga and Matsuo (1990) はこの盛土直下と水平地盤の二つの地点における土の挙動の違いは、応力状態の空間的变化に起因していると説明している。

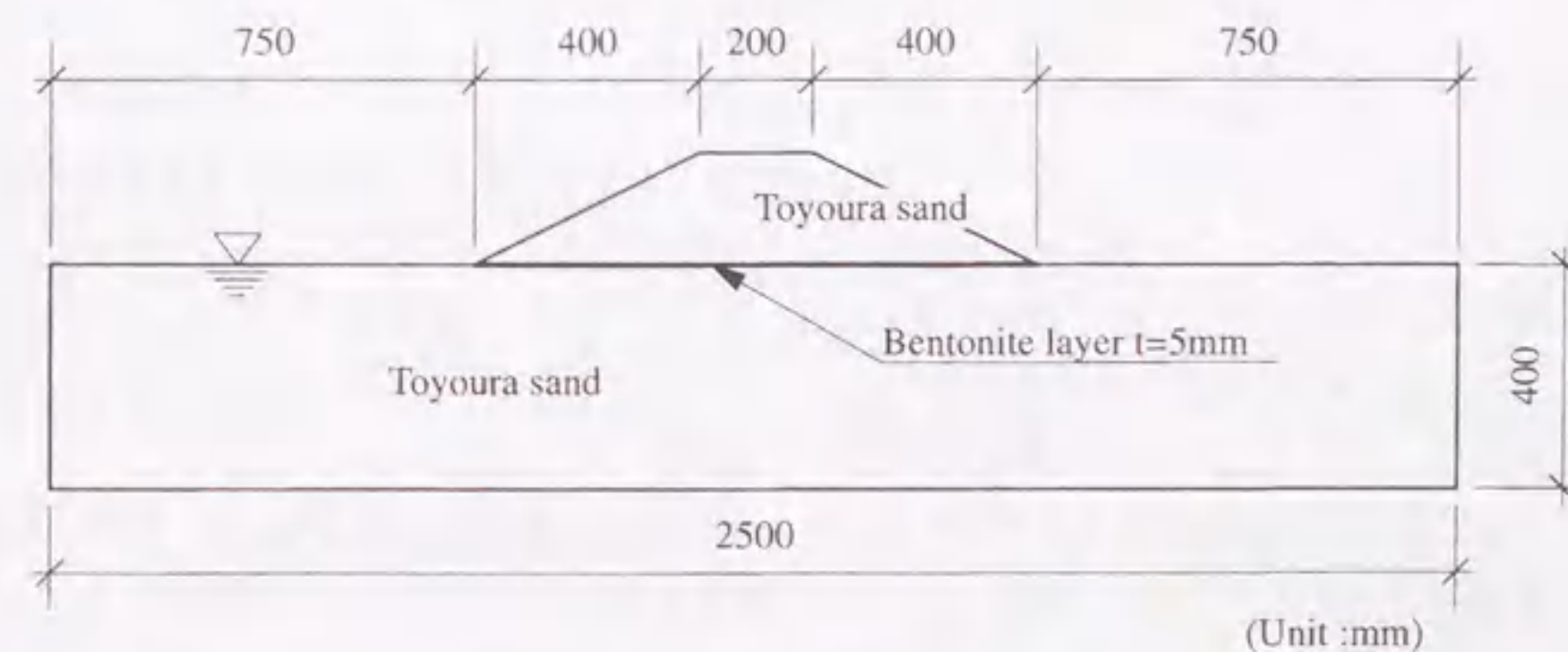


図 2.7 実験模型 (Koga and Matsuo, 1990)



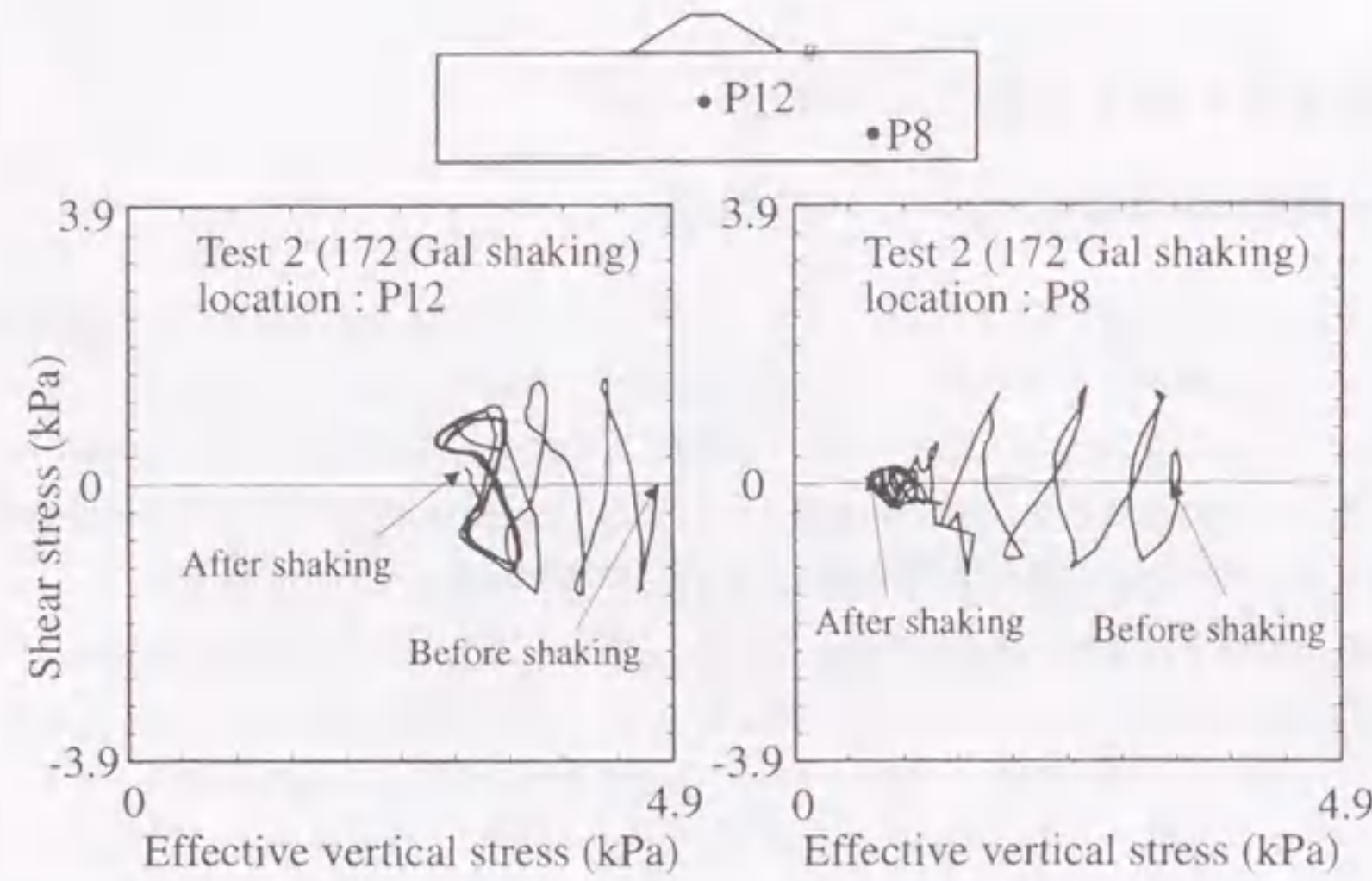


図 2.8 有効応力経路 (Koga and Matsuo, 1990)

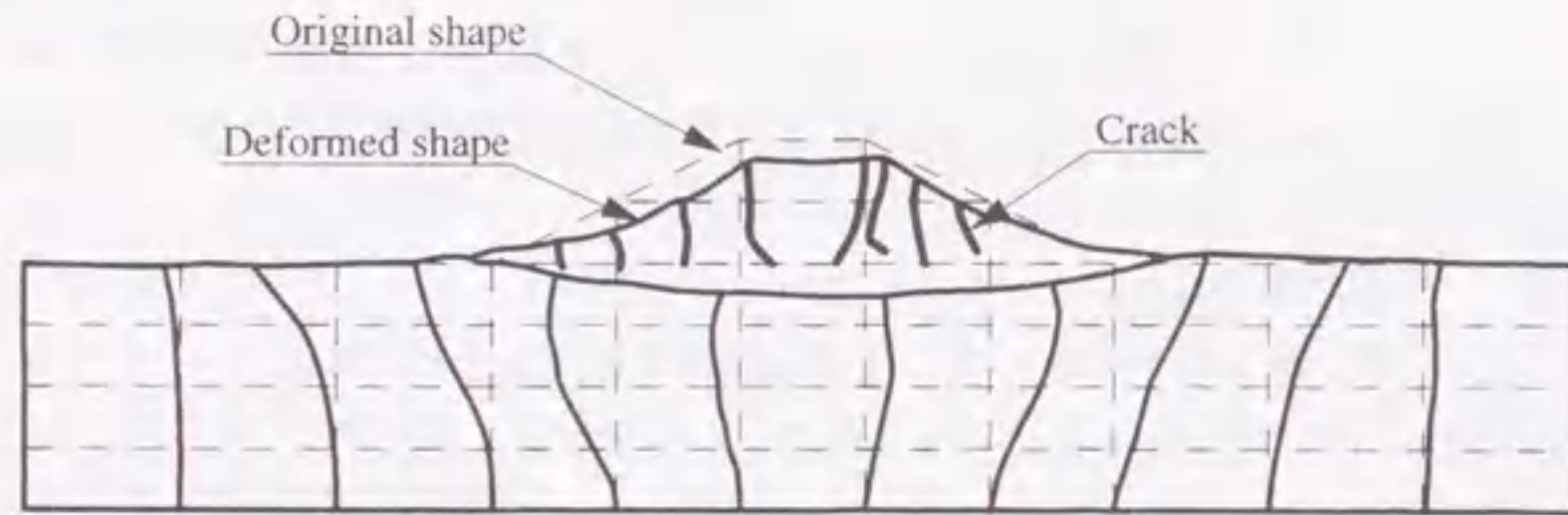


図 2.9 加振後の変形図 (Koga and Matsuo, 1990)

盛土直下ではいわゆる有効応力が0となる意味での液状化は発生していないようであるが、では盛土は変形しないかというそうではない。正弦波加振後(409Gal加振)の盛土と基礎地盤の変形図を図2.9に示す。このケースでは加振加速度が図2.8に示したケースよりも大きい、盛土直下での過剰間隙水圧は図2.8と同様に初期有効上載圧に達していない。変形モードをみると、図2.9に示すように、基礎地盤の側方への変形に伴い盛土は大きく沈下している。この様子は図2.1(b)のii)や図2.4のDに示した盛土の被害事例での沈下の変形モードに対応するものである。

このような盛土直下で過剰間隙水圧が頭打ちになる現象は他の振動台実験(例えば、阿部・草野, 1993)でも確認されている。また、盛土だけでなく直接基礎の構造物の直下でも確認されている(例えば、Yoshimiら, 1977)。さらに動的遠心模型実験(例えば、Kosekiら, 1994; 長尾ら, 1996)でも同様の実験結果が報告されている。ここでは、動的遠心模型実験の一例として、飽和砂地盤上の盛土構造物を対象とした実験結果(Kosekiら, 1994)を紹介する。遠心模型の断面図を図2.10に

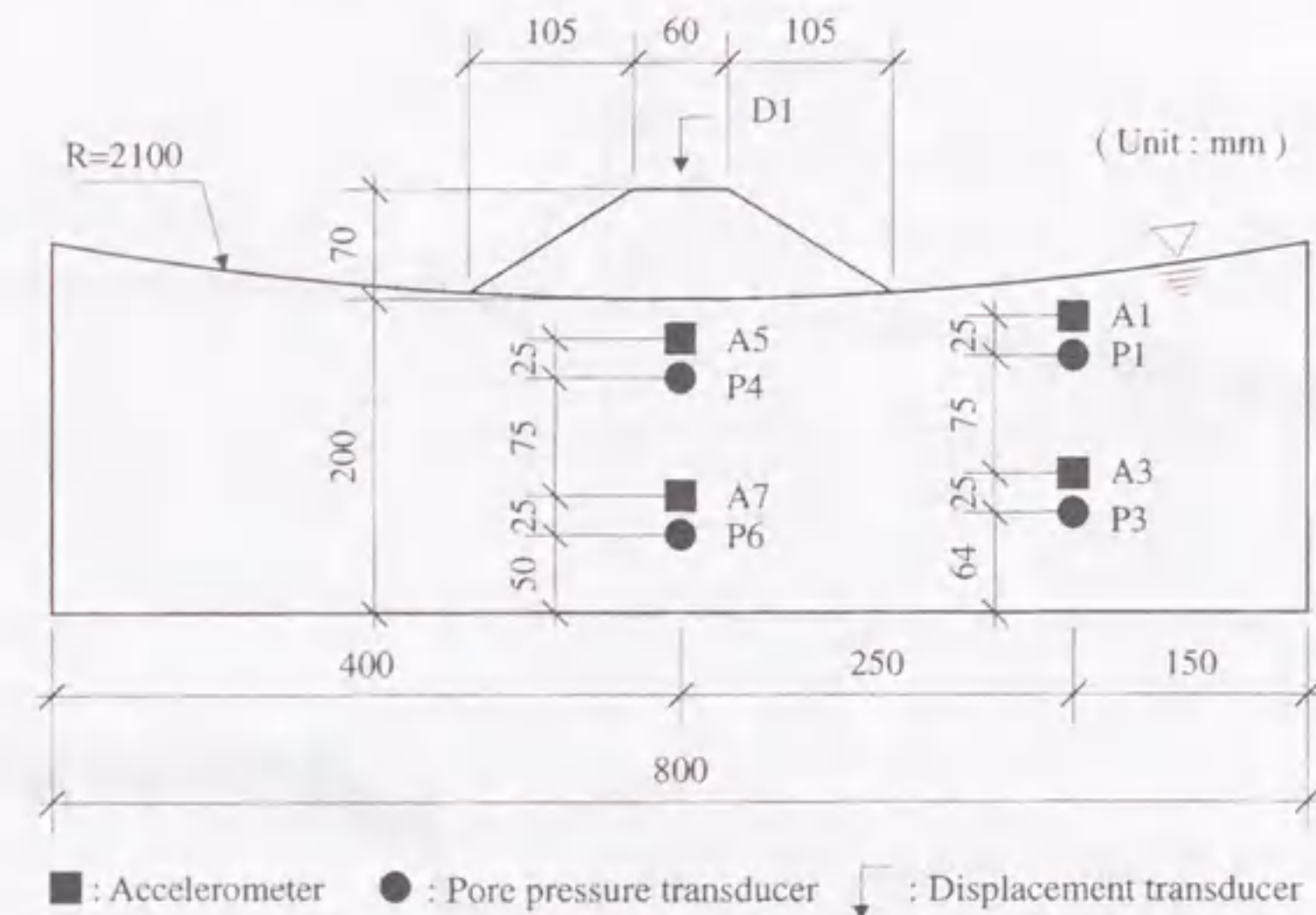


図 2.10 実験模型 (Kosekiら, 1994)

示す。基礎地盤は豊浦砂(相対密度約60%)で、間隙水には水の30倍の粘性を持つシリコンオイルを用いている。水平加振は30Gで遠心載荷した状態で行った。実験では正弦波および人工地震波を用い、それぞれ加振加速度を調整して加振を行った。結果の一例として、人工地震波により加振したケースでの各計測点における過剰間隙水圧(E.P.W.P.)の時刻歴を図2.11に示す。図に示すように不規則波による加振を行った場合でも、盛土直下地盤での過剰間隙水圧は初期有効上載圧 $\sigma'_{v0}$ に達せず頭打ちとなる傾向を示していることが分かる。

次に、岸壁構造物の模型実験の事例を紹介する。1995年兵庫県南部地震では数多くの重力式ケーソン岸壁が被災した(稲富ら, 1997)。その被災原因を調査するため、模型実験(Inagakiら, 1996)や数値解析(井合ら, 1995)による検討が精力的に行われている。また、魚崎浜のケーソン岸壁を対象として、重力場での振動台実験や動的遠心模型実験による一斉実験、有効応力法などによる一斉解析も行われている(金谷ら, 1998)。ここでは、代表的な実験例として、重力場で行われた大型振動台実験(Inagakiら, 1996)の結果を示す。実験は重力場での相似則を考慮して実物の1/17のスケールで行われている。また、できるだけ原位置での条件を再現するため、実験で用いる地盤材料は被災地で採取したものを、模型地盤の作成方法も実際の埋立工法(海中投入)を模擬している。さらに、加振波形はポートアイランドのアレー観測地点で観測されたGL-32mでの波形を用いている。ここではInagakiら(1996)が実施した3つの実験ケースのうち、典型的なケースの結果を示す。実験の結果得られた加振後のケーソン岸壁の変形図および背後地盤と捨石マウンドの変形図を図2.12に示す。図のスケールは実物スケールで描かれており、(a)には実際に被災したケーソンの変形図も併せて示している。実験はケーソン岸壁が海側へせり出し、沈下していくという実際の被災形態を定性的に再現しているだけでなく、被災量までも概ね再現している。実験での変形



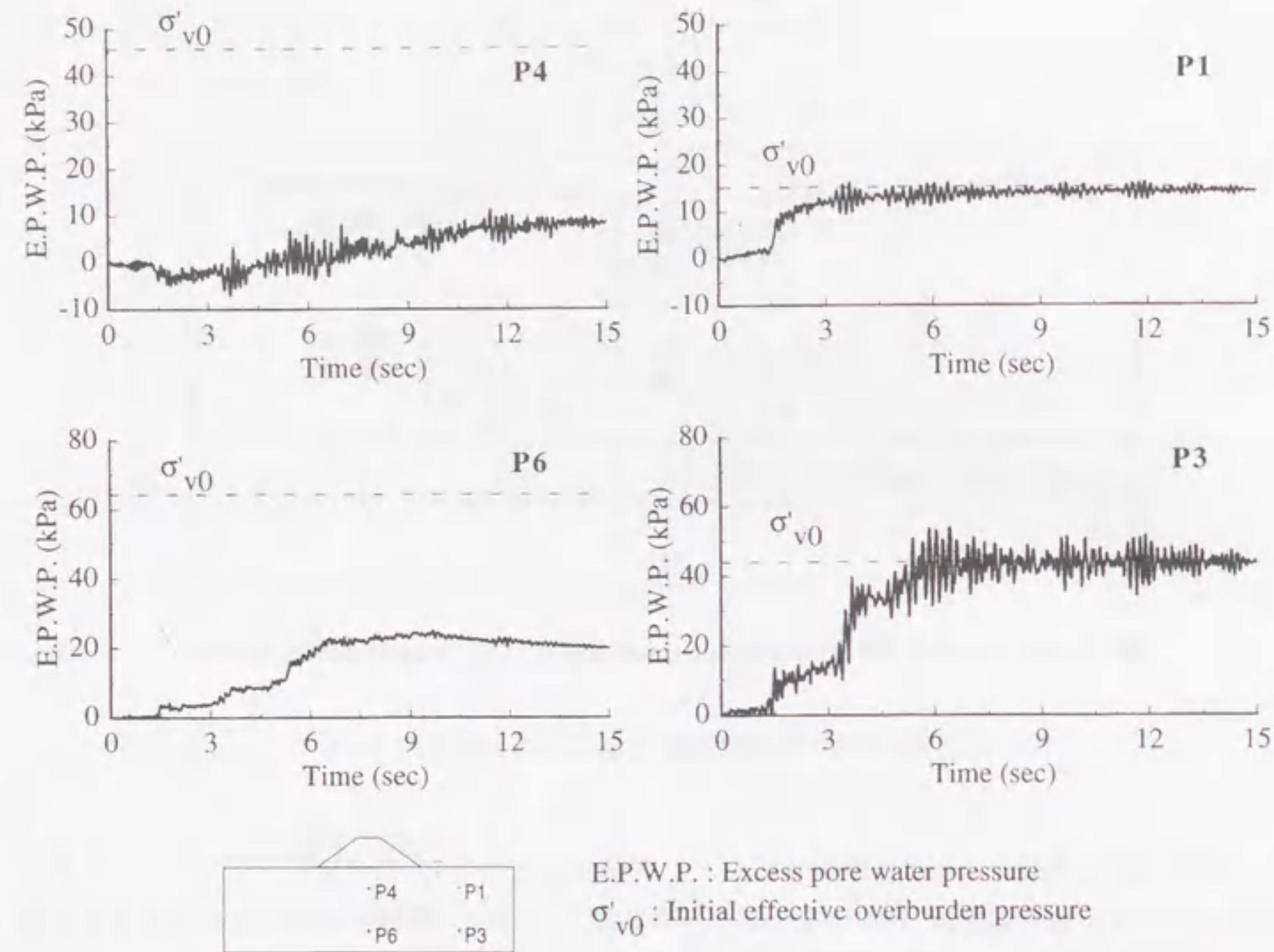
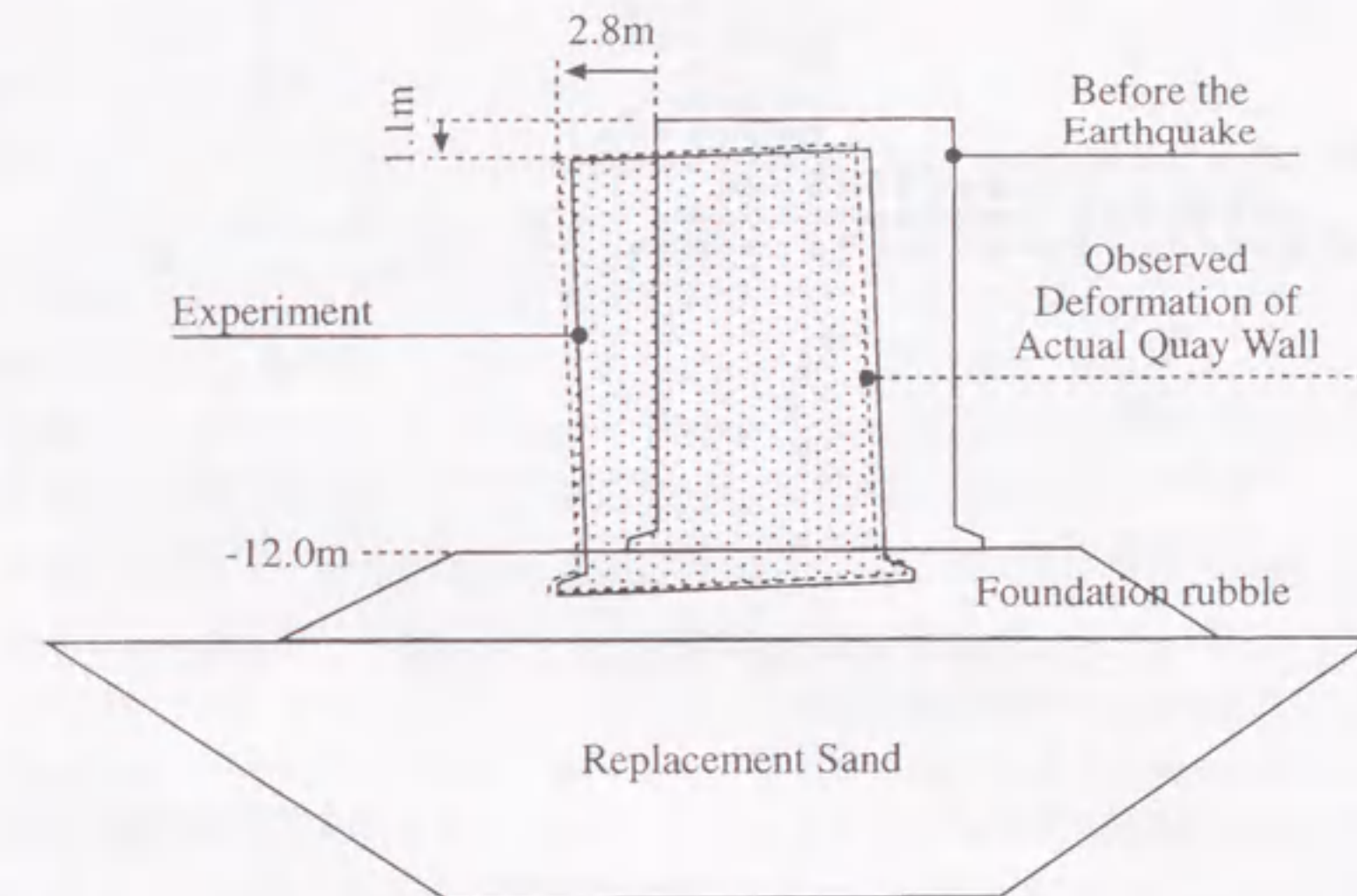
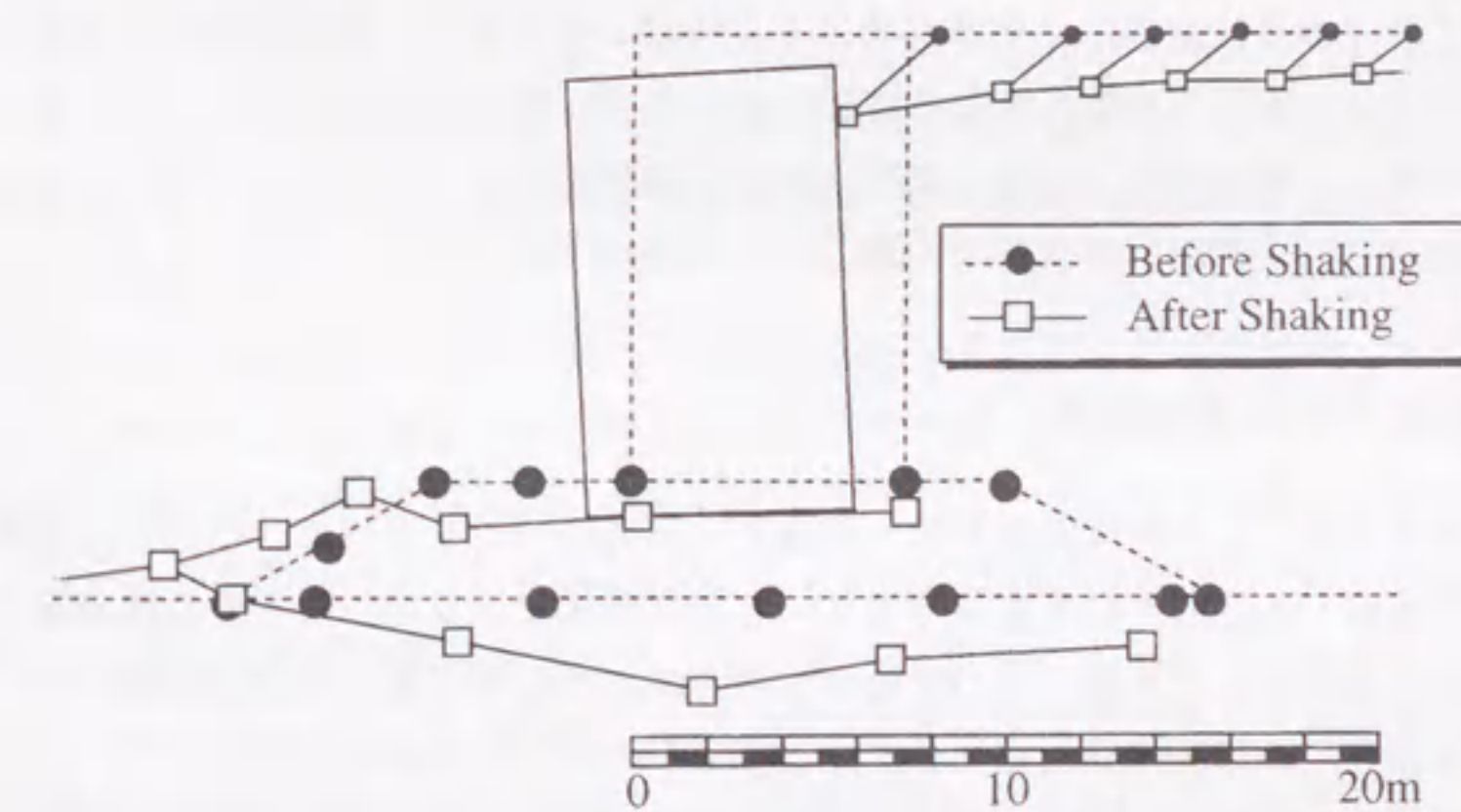


図 2.11 過剰間隙水圧 (E.P.W.P.) の時刻歴 (Koseki ら, 1994)

図によるとケーソン岸壁の沈下は、捨石マウンドの下の置換砂の変形が原因の一つとなっているようである。また、同じ実験ケースでの置換砂およびケーソン背後地盤での最大過剰間隙水圧の分布を図 2.13 に示す。ケーソン直下は前述の盛土直下の挙動と同様に過剰間隙水圧が初期有効上載圧に達していない。このように重量構造物の直下地盤では過剰間隙水圧が頭打ちになるが、変形は生じるという挙動がみられる。置換砂やケーソン岸壁のこのような挙動については、金谷ら (1998) による一斉実験でも同様の傾向がみられる。この挙動については、定性的に説明されており (吉田, 1998b), また数値解析 (Iai ら, 1998) によっても説明されている。一方、ケーソン岸壁背面の地盤の挙動はどうであろう。図 2.13 の振動台実験の結果によるとケーソン背後でも過剰間隙水圧が初期有効上載圧には達していない。この挙動はケーソンの水平移動による境界条件の変化に起因している (Inagaki ら, 1996) と考えられる。また、ケーソン背面の地盤の変形は図 2.12(b) に示すように、ケーソンの移動に追従して海側へ変形している。ケーソン背面の地盤の長さを長くとした遠心模型実験の結果 (藤原ら, 1998) によると、背後地盤の海側への水平変位および沈下はケーソンに近いほど大きく、陸側ほど小さくなるのがわかっており、これは図 2.3 に示した人工島の岸壁背面での海側への地盤変位の実測結果とも定性的には一致している。このケーソン背後地盤での地盤



(a) Displacements of caisson wall



(b) Deformation of foundation rubble

図 2.12 加振後の岸壁周辺の変形図 (Inagaki ら (1996) を一部修正)



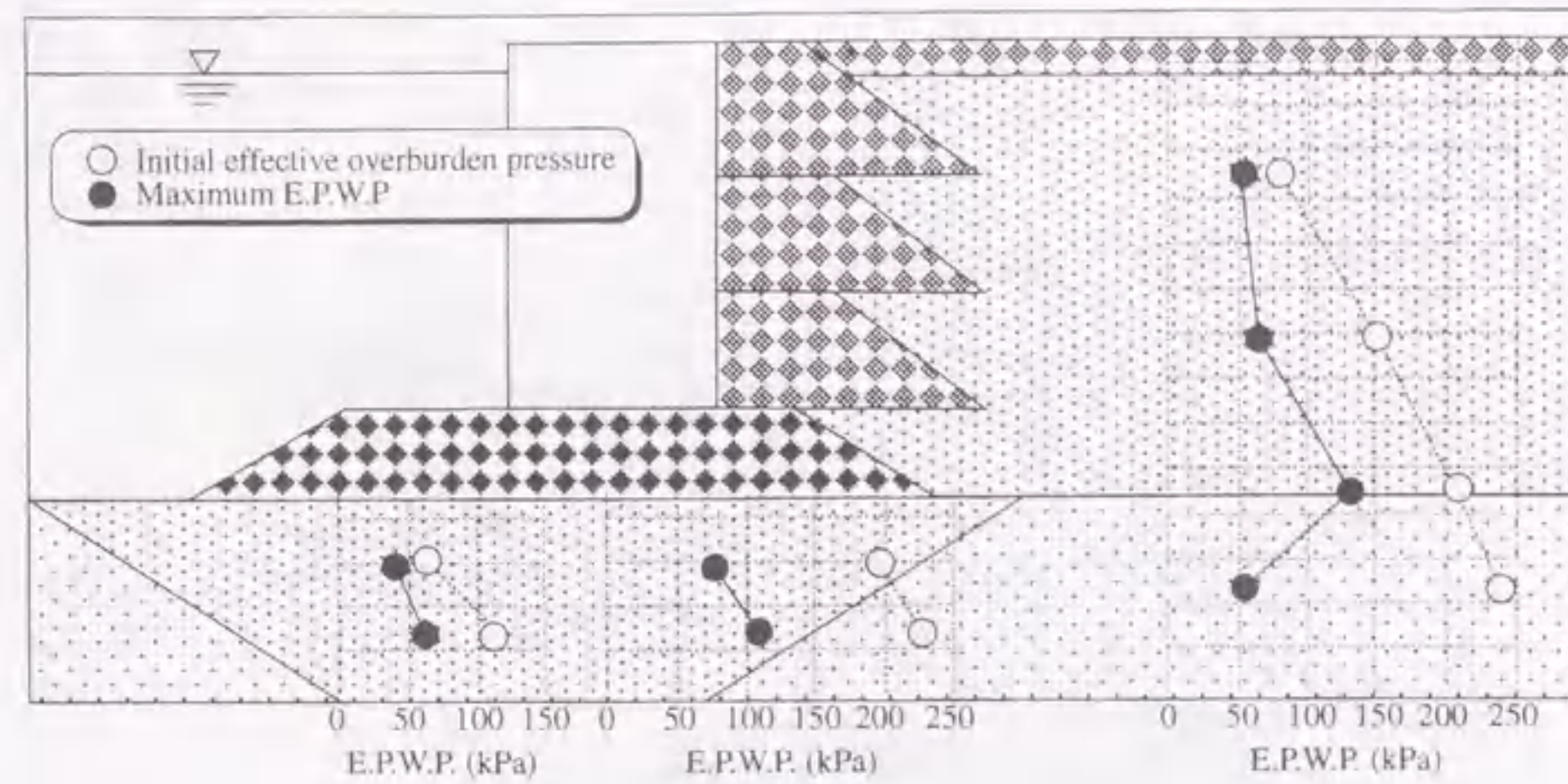


図 2.13 最大過剰間隙水圧の分布 (Inagaki ら (1996) を一部修正)

の挙動は 2.2 節で述べた流動の形態 2 に相当するものである。この形態 2 での流動量は図 2.3 や図 2.12 からわかるように、海側の変位量はケーソン岸壁の移動量に左右されることになる。よって、これを算定するには岸壁構造物と周辺地盤を含めた全体系の地震時挙動を予測する必要がある。

以上のような盛土構造物や護岸構造物の変形は地盤の流動によるものであろうか。流動は平均有効応力がほとんど 0 である完全液状化状態で発生する挙動と考えると、構造物側方の地盤はともかく、盛土直下やケーソン直下の地盤の挙動は流動とはいえ、重力が作用するもとの繰り返し載荷による変形とみることができる。実際に模型実験でも加振終了とともに変形の進行はほとんど止まっており (Inagaki ら, 1996)、繰返しせん断による変形が支配的であると思われる。

### 2.3.2 流動を対象とした模型実験

次に、流動のみを対象とした模型実験を扱った既往の研究について述べる。ただし、流動といっても模型実験が実地盤での流動挙動を再現できているかは明確ではない。ここで流動実験として紹介する事例は、完全液状化した地盤とその地盤が水平方向に変位する場合の挙動を扱っているものである。流動を対象とした模型実験には、2.2 節で述べた形態 1 の流動を対象として、流動に与える要因を調べた基本的な実験や流動地盤中の杭や埋設管などの地中構造物に作用する流動力を調べた実験などがある。これらの模型実験のうち代表的なものは土質工学会 (1994) や吉田 (1998b) によってまとめられている。傾斜地盤のみを扱った模型実験から、(1) 流動は加振方向に関係なく地表面の傾斜に沿って発生すること (松本ら, 1990)、(2) 流動はすべり面に沿って発生するのではなく、深度方向には連続的に変形すること (安田ら, 1989)、(3) 地下水位以浅の非液状化層は下部の流動する液状化層と共に変形すること (東畑ら, 1990) などがわかっている。以上は均一な砂地盤を対象とした実験結果であるが、砂とシルト層の互層地盤においては、液状化層とその上部のシ

ルト層の境界に発生する水膜が上部層の大きな水平変位を生じさせることを確認した事例 (國生, 1999) もある。

研究初期の模型実験は重力場において小型の土槽を用いたものが多い。重力場での小型模型実験では、流動を生じさせる起動力は小さく、過剰間隙水圧の消散も早い、さらに拘束圧が低いことから原位置の最小非排水強度とはギャップが大きいと考えられる。このため、流動といっても加振後も変形を継続させることは困難であった。そこで、非常に緩詰めめの砂の模型地盤に衝撃を与えて、加振なしでも流動を発生させる実験 (豊田ら, 1994) や模型地盤を液状化させた後に土槽を傾斜させる実験 (Hamada ら, 1994) などが行われている。また、高い拘束圧のもとでの実験が可能な遠心模型実験も実施され、加振後の流動が確認される (例えば、齊藤ら, 1999) ようになっている。このような実験では加振なしでも変形が進行しており、先に述べた岸壁の模型実験のような繰返しせん断による変形とは異なる変形のメカニズムに基づいていると考えられる。

一方、流動力を対象とした模型実験も盛んに行われている。特に兵庫県南部地震以降は形態 2 に対応する護岸背面の杭基礎の挙動に関する大型振動台実験 (例えば、東ら, 1997) や遠心模型実験 (例えば、小笠原, 1997) が行われている。ここでは、側方流動地盤中の杭の挙動を調べた大型振動台実験 (Hamada ら, 1992) の結果の一例を示す。流動する傾斜地盤中の杭の曲げひずみ、地盤変位および地盤速度の時刻歴を図 2.14 に示す。ひずみゲージはアクリル製の模型杭の右側側面 (流動の上流側) に張り付けられ、杭の流動方向の曲げひずみを測定している。この実験において、加振は地表面の傾斜方向と直交方向に行われており、杭に作用する地表面の傾斜方向の力は地盤の流動力のみと考えられる。図に示すように杭に発生する曲げひずみの時刻歴は地盤の変位ではなく、速度に関係していることがわかる。したがって、杭体に発生する曲げモーメントは地盤の流動速度に関係しており、杭に作用する流動力は液状化地盤を粘性流体と仮定した場合の粘性抵抗力に対応していると思われる。この結果は、流動力を評価する際には液状化地盤を粘性流体として扱うことができる可能性を示している。

液状化地盤を粘性流体として扱い、杭への流動力を評価するには液状化地盤の粘性係数を評価する必要がある。そこで、液状化地盤の粘性係数を計測する試みがなされている。土居ら (1993) は液状化地盤中の球やパイプの引張試験から粘性抵抗を測定し、その値は地盤の密度や加振の大きさに依存していることを示している。Kawakami ら (1994) は液状化地盤中の回転粘度計や球の引き上げ試験により測定した粘性係数をまとめ、その値は試験中のせん断ひずみ速度に依存していることを示している。Miyajima ら (1995) は液状化地盤中に大きさの異なる球を落下させ、その落下速度から液状化地盤の粘性係数を測定し、その値は球の大きさによって異なることを示している。Vargas and Towhata (1995) は液状化地盤中でパイプを引っ張り、その抵抗力を測定した結果、抵抗力は引っ張り速度に比例し、砂地盤の密度の増加とともに増加することを示している。東畑 (1998) は液状化地盤中でパイプの引張試験から粘性係数を測定した結果をまとめ、1964 年新潟地震で沈下した建物の時刻歴解析を試みている。

また、基礎杭の被災事例の逆解析事例 (森ら, 1989) や図 2.5 に示した基礎杭の被害パターン (時松, 1998) が示しているように、流動地盤中の杭の挙動を予測する場合、液状化層からの流動力だけでなく、表層の非液状化層が杭に作用する力についても検討する必要がある。図 2.14 と同様に傾



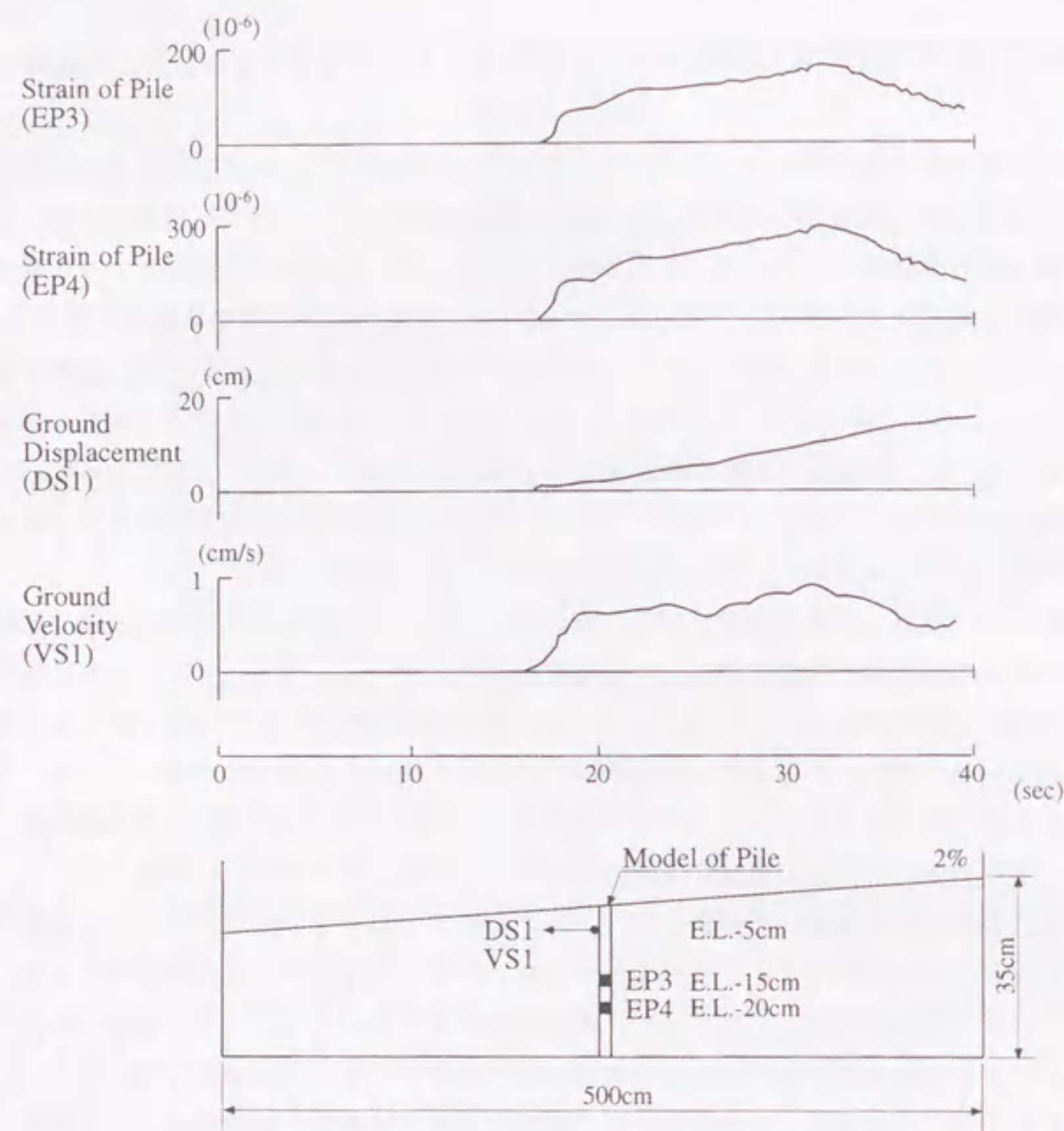


図 2.14 流動地盤中の杭の曲げひずみと地盤の速度 (Hamada ら (1992) を一部修正)

斜地盤中の杭や地中壁に対して、地下水位を下げた模型実験 (例えば、濱田ら, 1998) や流動形態 2 のパターンを模擬した動的遠心模型実験 (例えば、Horikoshi ら, 1998) が行われている。その結果、表層の非液状化層が模型杭に及ぼす力は下部の液状化層からの流動力よりも大きく、設計上はこの評価が重要であることが示されている。

### 2.3.3 本研究の位置付け

模型実験は実際の地盤や構造物の条件を単純化したものであるが、構造物が液状化地盤においてどのように挙動するのかをリアルタイムに記録できる利点がある。また、地盤や構造物の模型については、その形状や材料特性が明確であることから、数値解析手法を検証する上で、被災事例と同様に貴重なデータとなる。

本研究では、地盤や構造物の条件が比較的単純な模型実験を対象として、提案する二つの数値解析手法を適用する。第 5 章では、液状化地盤上の盛土 (5.2 節) や軟弱粘性土地盤上の盛土 (5.3 節) を扱った動的遠心模型実験に対し、固体力学に基づく有効応力法を適用し、解析手法の検証を行う。図 2.8 や図 2.11 の模型実験の結果が示すように、盛土構造物の直下地盤では、過剰間隙水圧が頭打ちになるが変形は生じるといった現象がみられる。この現象の説明は定性的 (吉田, 1998b) になされているが、本研究では解析を通じて、より定量的に説明する。第 6 章では、傾斜地盤を扱った流動実験 (6.2 節) や流動中の地中壁に作用する流動圧を測定した振動台実験 (6.3 節) を対象として、流体力学に基づく流動解析手法を適用し、解析手法の検証を行う。

流動力を測定した振動台実験の結果より、流動中の地盤は粘性流体の性質を有していることが明らかになっており、液状化した砂の粘性係数を計測する試みが数多くなされている。本研究では 4.2 節において、既往の試験から明らかになっている液状化した砂の粘性特性を表現できる流動モデルを提案し、流体力学に基づく流動解析手法を提案する。



## 2.4 要素試験に関する既往の研究

## 2.4.1 砂の繰返し载荷による非排水せん断挙動

土の要素としての基本的な液状化挙動を調べるため、1964年新潟地震以降、供試体を用いた室内試験が盛んに行われてきた。試験は飽和土を対象とし、三軸試験機やねじりせん断試験機を用いた非排水繰返しせん断試験が数多く行われ、砂質土の物理特性や応力条件など液状化に影響する要因が詳細に調べられ、まとめられている(例えば、石原, 1976; 安田, 1988; 吉見, 1991)。また、兵庫県南部地震以降は、埋立に用いられていたマサ土の液状化が注目され、細粒分や礫分を含んだ砂質土の液状化特性が改めて整理されている(時松ら, 1999)。

土の要素の液状化挙動としての典型的な一例として、きれいな砂の応力制御による繰返し三軸試験結果(山本, 1998)を図2.15に示す。相対密度を(a)30%, (b)50%, (c)70%と三通りに変化した豊浦砂の供試体(200kPaで等方圧密)に対する応力-ひずみ関係と有効応力経路を示している。いずれの密度でも繰返しせん断により、平均有効応力が0に向かい、軸ひずみが増加するという、液状化現象の典型的な挙動を示している。いずれの相対密度に対しても、1サイクルあたりの平均有効応力の減少量は同程度であるが、作用している繰返しせん断応力比は相対密度が大きいほど大きくなっており、ダイレイタンス量は相対密度に依存していることを示している。また、5サイクル以降の挙動は相対密度によってずいぶん異なっている。相対密度が30%の場合、正のダイレイタンスが発生することなく、応力経路は一気に原点に到達し、ひずみ軟化挙動を示している。このとき、軸ひずみは急増し、この試験でのひずみ領域では軸差応力は増加することはない。図2.15(a)中のCSRL(Critical effective Stress Ratio Line)は軸差応力がピーク強度を示すときの応力比一定線であり、Sladenら(1985)のcollapse surface, Vaid and Chern(1985)のcritical stress ratio lineに相当するものである。相対密度が50%の場合、相対密度が30%の場合と同様に一時的にひずみ軟化挙動がみられるが、その後は平均有効応力が増加し、ひずみ硬化挙動に転ずる。ダイレイタンスの正負が逆転するこの応力比一定線は変相線(PTL, Phase Transformation Line)と呼ばれている(Ishiharaら, 1975)。軸ひずみは平均有効応力が0に近づく時に増加しているが、正のダイレイタンスの発生により砂のせん断剛性は回復し、軸ひずみの発生に歯止めがかかっている。このとき、有効応力経路は破壊線(FL, Failure Line)に沿って移動し、一定の応力比を維持している。相対密度が80%の場合、相対密度が50%の場合の挙動と似ているが、一時的にでもひずみ軟化挙動はみられない。有効応力経路においては、変相線の存在がより明確になっている。軸ひずみは1サイクル毎に徐々に増加する傾向を示しており、いわゆるサイクリックモビリティ(cyclic mobility)挙動(Castro, 1975)を示している。

## 2.4.2 砂の単調载荷による非排水せん断挙動

図2.15に示した繰返しせん断試験において、せん断ひずみの大きさはせいぜい10%程度である。図2.15(c)に示すような比較的密な砂の場合はサイクリックモビリティ現象を示し、せん断ひずみが

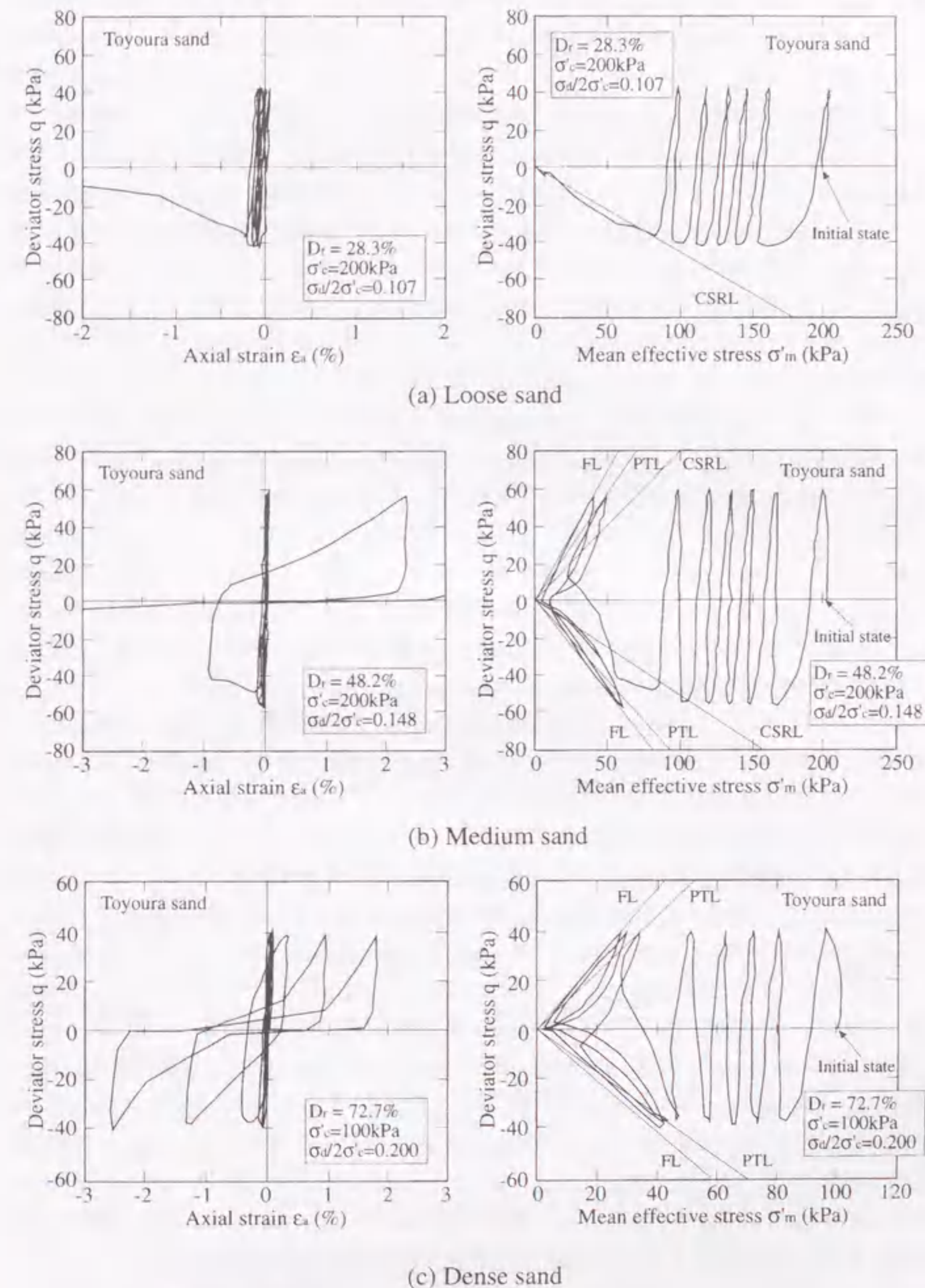
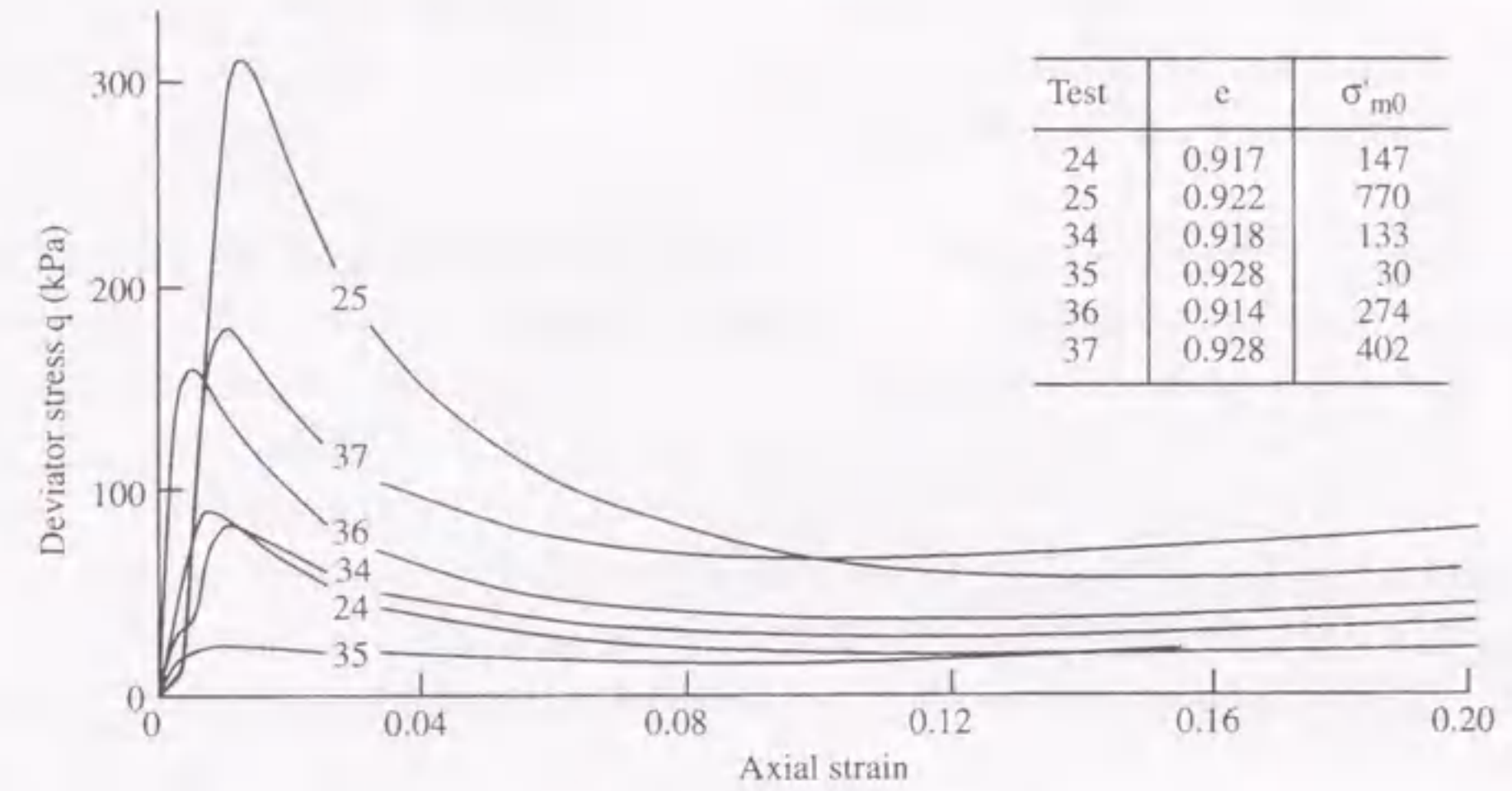


図2.15 砂の繰返し载荷による非排水せん断挙動(山本(1998)を一部修正)

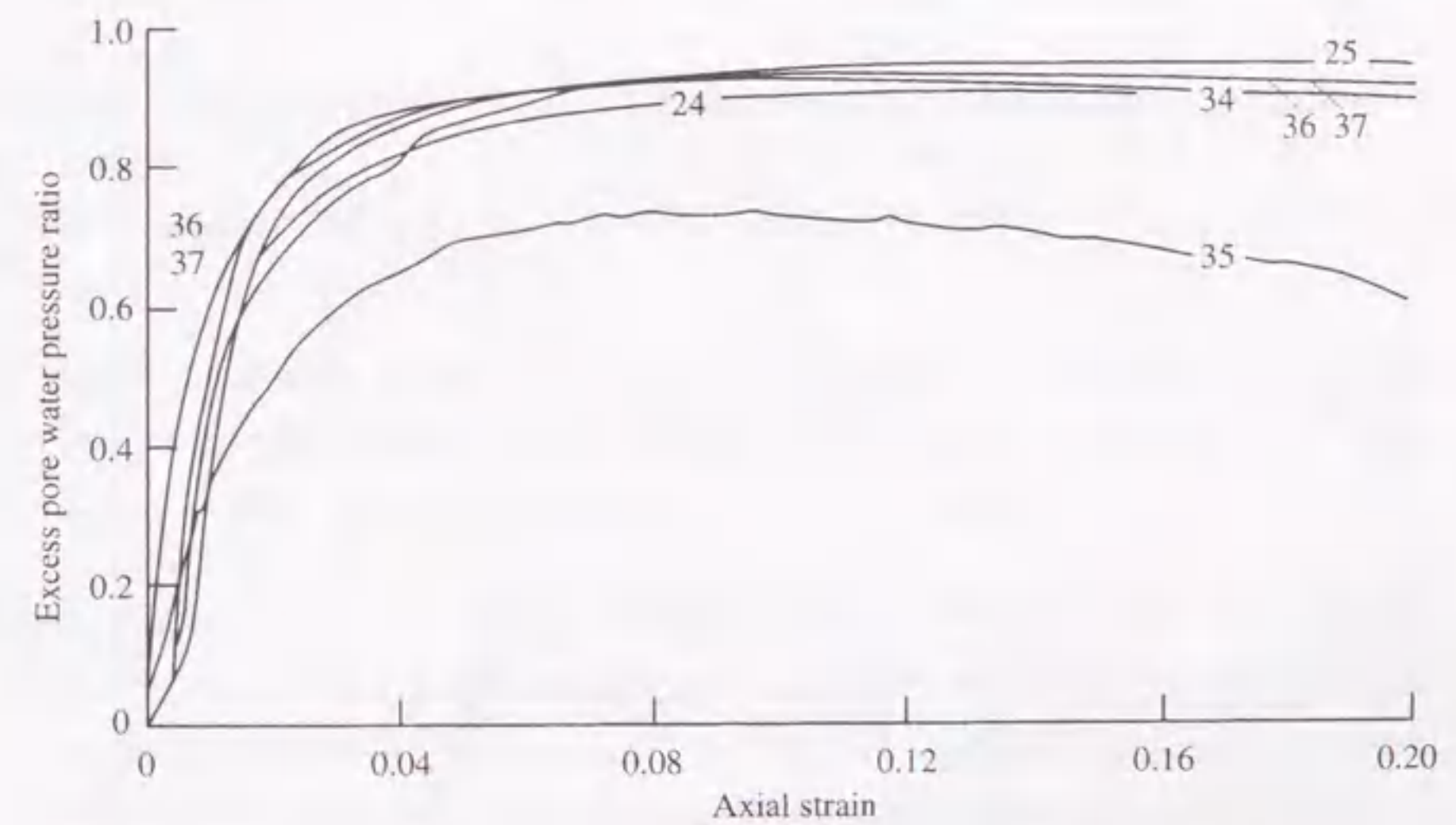


急増することはないが、図 2.15(a) に示す緩い砂の場合はさらに大きなひずみが発生する可能性がある。そこで、大ひずみ時の砂の非排水挙動に関して、ピーク強度以降の定常状態 (steady state) に着目した研究が行われている。一例として、Konrad (1993) によって行われた Hostun RF 砂を用いたひずみ制御の単調荷による非排水三軸試験結果を図 2.16 に示す。図は上から軸差応力～軸ひずみ関係および過剰間隙水圧比 (過剰間隙水圧/初期有効拘束圧)～軸ひずみ関係を示している。Hostun RF 砂は均一な細砂であり、平均粒径は 0.32mm、均等係数は 1.7 (Konrad, 1993) である。これらの結果はほぼ同じ間隙比  $e$  の供試体を用い、30～770kPa の範囲の異なる初期有効拘束圧  $\sigma'_{m0}$  のもとで単調荷を行って得られたものである。図に示すように、応力～ひずみ関係は初期有効拘束圧に強く依存し、初期有効拘束圧が高い場合にはひずみ軟化挙動を示し、逆に初期有効拘束圧が低い場合にはひずみ硬化挙動を示すことが分かる。大きなひずみ領域には、体積一定 (過剰間隙水圧の変化なし)、せん断応力一定のもとでせん断ひずみが増加していく状態が存在する。Castro (1975) はこの状態を定常状態 (steady state) と名付けた。また、定常状態で発揮されているせん断応力は定常状態強度 (steady state strength) と呼ばれる。図 2.16 の応力～ひずみ関係をみるとピーク強度以降の大きなひずみ領域でのせん断応力の値は初期有効拘束圧によって異なる値を示しており、これらのせん断応力の最小値は最小非排水強度 (minimum undrained strength) (Konrad, 1990a) と呼ばれている。この試験結果より、ピーク強度以降の状態を間隙比～有効拘束圧平面 (state diagram) 上で描くと、ある一定の幅をもったバンド状 (Konrad, 1990a; Konrad, 1990b) になる。このバンドの上限は UF 線、下限を LF 線 (Konrad, 1990a) と呼ばれ、LF 線で定義される強度が最小非排水強度 (minimum undrained strength) に対応している。

次に図 2.16 とは逆に、ほぼ同一の初期有効拘束圧に対して、間隙比の違いが砂の非排水せん断挙動に与える影響を調べた室内試験結果について述べる。豊浦砂を用いた単調荷による単純せん断試験結果 (Yoshimine ら, 1998) から得られた応力～ひずみ関係と有効応力経路を図 2.17 に示す。緩やかな傾斜地盤の地震時の応力状態は単純せん断状態に近いと考えられ、豊浦砂の単調荷による単純せん断挙動は三軸圧縮状態と三軸伸張状態との中間的な挙動を示すことが分かっている (Yoshimine ら, 1998)。図 2.17 において、間隙比 0.888～0.876 の緩い砂の応力～ひずみ関係は、せん断応力がピーク強度に達した後、ひずみ軟化挙動のみを示す。また、有効応力経路においては、平均有効応力は減少するのみであり、圧縮的挙動 (contractive) のみを示している。これは、図 2.16 の間隙比一定の試験において、初期拘束圧が高い場合の挙動に対応している。このような挙動は、液状化 (liquefaction) (Castro, 1969)、流動 (flow) (Ishihara, 1993)、流動性液状化 (flow liquefaction) (Robertson, 1994; 吉田, 1998b) などと呼ばれている。次に、間隙比 0.863～0.844 のやや緩い砂の応力～ひずみ関係についてみると、せん断応力がピーク強度に達した後、一時的なせん断応力の減少がみられる。せん断応力が極小となるこの状態は準定常状態 (quasi steady state) と呼ばれ (Alacon-Guzman ら, 1988)、この点は有効応力経路において、平均有効応力が減少から増加へ転じる点、すなわちダイレイタンスが圧縮から膨張に転ずる変相点に対応している。この供試体のような挙動は、ひずみ硬化が生じない液状化に対して、限定液状化 (limited liquefaction) (Castro, 1969)、限定流動 (flow with limited deformation) (Ishihara, 1993)、限定的流動性液状化 (limited flow liquefaction) (吉田, 1998b) などと呼ばれている。最後に、間隙比 0.841～0.804



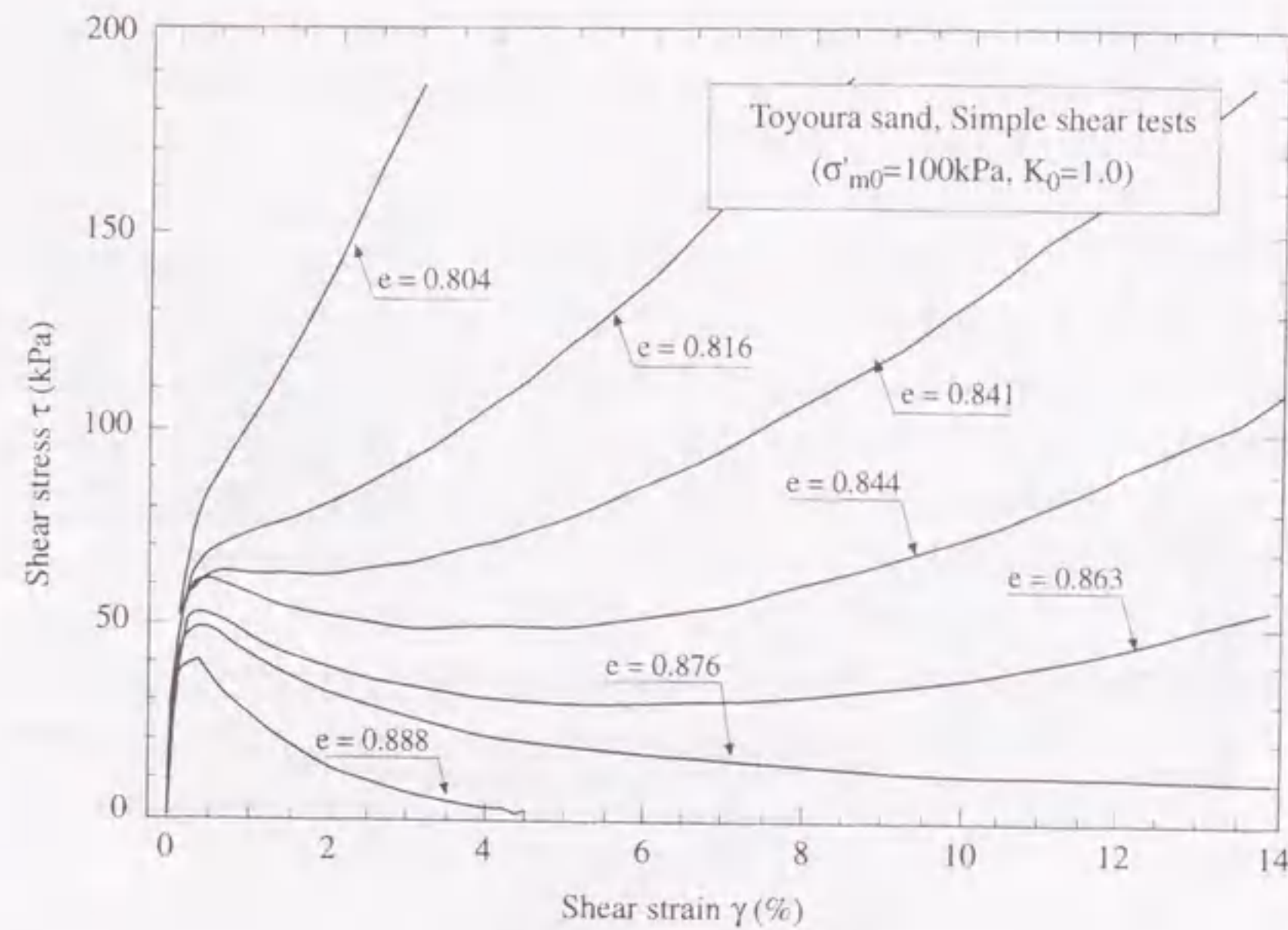
(a) Stress - strain relations



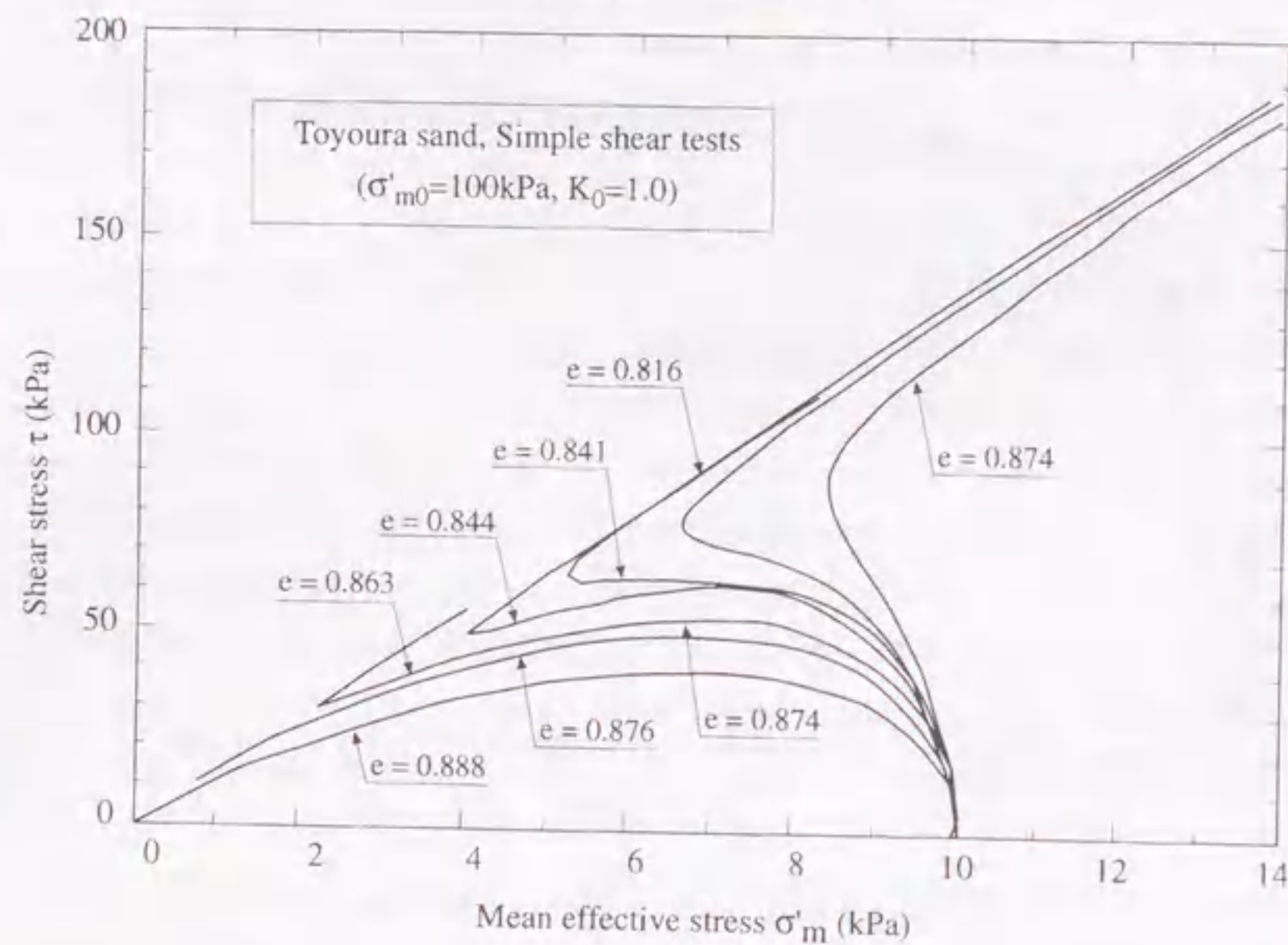
(b) Excess pore water pressure ratio - strain relations

図 2.16 同一密度の砂の単調荷による非排水せん断挙動 (Konrad (1993) を一部修正)





(a) Stress - strain relations



(b) Effective stress paths

図2.17 異なる密度の砂の単調荷重による非排水せん断挙動 (Yoshimineら (1998)を一部修正)

の密な砂の応力-ひずみ関係についてみると、せん断応力が明確なピーク強度をもたず、ひずみ硬化挙動のみを示す。また、有効応力経路においては、平均有効応力は減少するものの、せん断応力の減少はみられず、膨張的挙動が支配的である。これは、図2.16の間隙比一定の試験において、初期拘束圧が低い場合の挙動に対応している。この供試体のような挙動は、ひずみ硬化のみを示すものであり、非流動 (non flow) (Ishihara, 1993)、非流動性液状化 (no flow liquefaction) (吉田, 1998b) などと呼ばれている。

準定常状態と最終的に到達する定常状態で発揮されているせん断応力を比較すると、準定常状態でのせん断応力の方が小さいことが分かる。最終的に到達する定常状態は極限定常状態 (ultimate steady state) と呼ばれ、そこで発揮されているせん断応力は極限定常状態強度 (ultimate steady state strength) と呼ばれている (Robertson, 1994)。従来は残留強度の値として、極限定常状態でのせん断応力と準定常状態でのせん断応力が混同されていたことが指摘されており (Ishihara, 1993)、室内試験から得られた残留強度が実際の被災事例から逆算した残留強度 (2.2節参照) よりも大きい場合があった。また、準定常状態でのせん断応力は、間隙比や有効拘束圧の初期状態 (Konrad, 1990a; Konrad, 1990b; Ishihara, 1993) だけでなく最大主応力の方向、中間主応力の大きさ (Vaid, 1990; Yoshimineら, 1998) などの荷重条件にも影響される。従来よく用いられていた三軸圧縮試験では準定常状態でのせん断応力を過大に評価してしまう (Vaid, 1990; Yoshimineら, 1998) ことも、室内試験と被災事例の逆解析による残留強度の値にギャップが生じた原因の一つと考えられる。したがって、せん断応力がピーク強度に達した後の砂の残留強度としては、極限定常状態および準定常状態におけるせん断応力の最小値、すなわち最小非排水強度を用いることが適当だと思われる。

以上より、本研究では大ひずみ領域での砂の非排水せん断挙動を図2.18 (Robertson, 1994) に示す三つのタイプに分類する。

**流動 (flow)** 非排水せん断過程においてピーク強度以後は、ひずみ軟化挙動のみを示し、圧縮的挙動となる。極限定常状態強度は最小非排水強度とはほぼ等しい。実地盤において、地震力や重力による駆動力が極限定常状態強度を上回る場合、流動が発生し、地震中から地震後も大きな変形が発生する。

**限定流動 (limited flow)** 非排水せん断過程においてピーク強度以後は、ひずみ軟化挙動からひずみ硬化挙動への変化を示し、圧縮的挙動から変相線到達以後は膨張的挙動に変化する。最小非排水強度は極限定常状態強度より小さな値となる。実地盤において、地震力や重力による駆動力が最小非排水強度を上回る場合、一時的に流動が発生するが、その後は土の剛性が回復するため、流動よりは変形量は小さい。

**非流動 (no flow)** 非排水せん断過程において明確なピーク強度を示さず、ひずみ硬化挙動のみを示す。膨張的挙動が支配的であり、繰返し荷重の場合にはサイクリックモビリティ挙動となる。実地盤において、地震中の繰返し荷重による変形は発生するが、流動は発生しないため、地震後の変形は上の二つより小さい。

さて、ここまで2.2節、2.3節において、流動は液状化に伴い非常に大きな変形が発生するという意



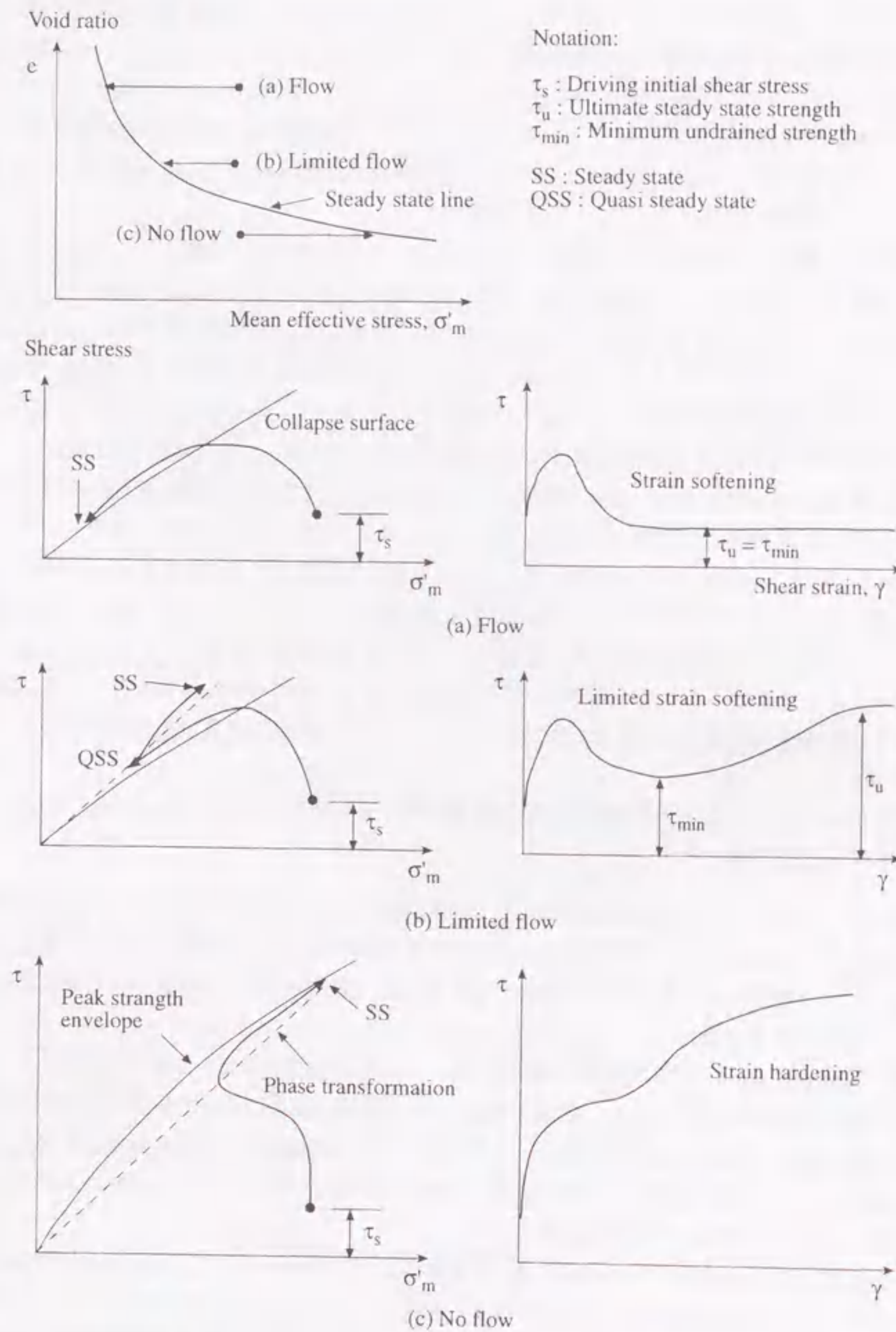


図 2.18 砂の単調荷重による非排水せん断挙動の分類 (Robertson (1994) を一部修正)

味で用いてきたが、上記に示す要素レベルでの挙動から、「流動はひずみ軟化を伴う変形」と考えれば明確な定義ができる。

2.4.3 繰返し荷重と単調荷重による砂の非排水せん断挙動の比較

ここで改めて、図 2.15 に示した繰返し荷重による非排水せん断挙動と図 2.18 にまとめた単調荷重による非排水せん断挙動を比較する。繰返し荷重による非排水せん断挙動は、せん断応力の作用方向の反転の影響を受け、Mohamad and Dobry (1986), Alacon-Guzman ら (1988), Hyodo ら (1991), Robertson (1994) などにより繰返し挙動の分類が試みられている。せん断応力の作用方向の反転が発生するかどうかは、初期せん断応力の大きさと繰返しせん断応力の大小関係に左右される。せん断応力の作用方向の反転が生じない場合、すなわち初期せん断応力が繰返しせん断応力を上回っている場合は、繰返し荷重による挙動は単調荷重による挙動と同様なものになる。初期せん断応力と繰返しせん断応力の和が最小非排水強度よりも大きければ限定流動あるいは流動が発生する。逆に小さければ、非流動となり、サイクリックモビリティ挙動を示す。一方、せん断応力の作用方向の反転が生じる場合にも上記の三つの分類は基本的には適用できる (Alacon-Guzman ら, 1988) が、その挙動は単調荷重の場合とは異なるものになる。図 2.15 に示した挙動は初期せん断応力が 0 のもとでの挙動であり、せん断応力の作用方向が繰返しに伴い反転する。単調荷重挙動との違いは、限定的流動でも非流動でも平均有効応力が 0 となりえることにある。このため発生するひずみは単調荷重を受ける場合よりも大きくなる可能性がある。最も相対密度の小さい図 2.15(a) では、ひずみ軟化挙動のみを示し、ダイレイタンスーの発生しない定常状態に至っており、流動が発生している。中間の相対密度の図 2.15(b) では、変相線に到達する前に一時的にひずみ軟化挙動を示すが、その後は変相線に到達し膨張的な挙動、すなわち限定流動の挙動を示している。単調荷重の場合と異なるのはその後の挙動である。繰返し荷重の過程で平均有効応力は一時的に 0 となり、このときには大きなひずみが発生する。その後の荷重において、ある程度のひずみに達すると正のダイレイタンスーが発生し、剛性が回復する限定流動の挙動を示す。最も相対密度の大きい図 2.15(c) では、ひずみ軟化挙動はみられず、繰返しに伴うひずみの累積がみられ、非流動の挙動を示している。サイクリックモビリティの過程では一時的に平均有効応力が 0 となり、このときに比較的大きなひずみが発生するが、図 2.15(b) ほど大きな値ではない。

このように、繰返し荷重では平均有効応力が一時的に 0 となり、このときに発生するひずみが大きくなることもある。そこで、平均有効応力が 0 となった後の挙動を対象として、液状化した土の変形特性を調べる研究が行われている。Vaid ら (1995) や Yasuda ら (1995) は、非排水繰返し荷重試験に続いて単調荷重試験を行った。試験結果の一例として、Yasuda ら (1995) による液状化後の単調荷重時のせん断応力-せん断ひずみの関係を図 2.19 に示す。図に示すように、液状化した土の剛性は大きくひずみ領域では回復し、ひずみ硬化型の挙動を示すことが明らかにされている。この挙動は図 2.15(b) での変相線到達以後の挙動と同様であり、正のダイレイタンスーに起因してせん断剛性が回復していると考えられる。Yasuda ら (1995) は剛性の非常に小さい領域 (平均有効応力が 0 付近) と剛性が回復する領域の二つの領域をバイリニアモデルでモデル化している。また、



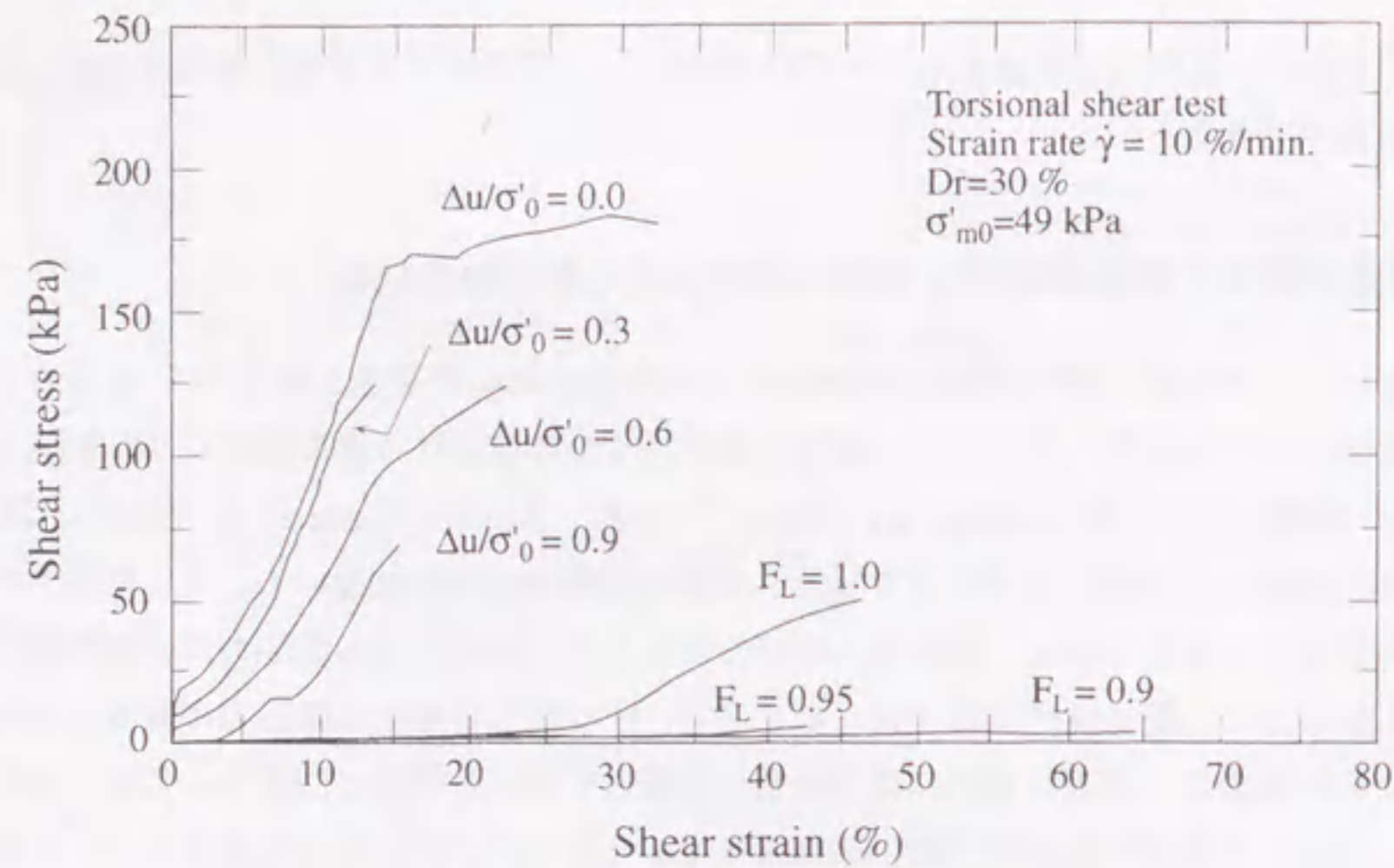


図 2.19 砂の液状化後の単調載荷による非排水せん断挙動 (Yasuda ら (1995) を一部修正)

Yasuda ら (1995) は剛性が回復するときのひずみを限界ひずみと呼び、その大きさは図 2.19 に示すように液状化抵抗率 ( $F_L$ ) に依存することを示している。液状化抵抗率は繰返しせん断強度を繰返しせん断応力で除した値であることから、限界ひずみは砂の密度や作用する繰返しせん断応力の大きさに関係していると考えられる。また、図 2.19 中のせん断剛性が非常に小さい部分 (例えば、 $F_L = 1.0$  の場合ではせん断ひずみが 0~20% の間) において、砂は流体的な性質を示すことから、2.3 節で述べたような様々な手法でその粘性係数が測定されている。

#### 2.4.4 本研究の位置付け

繰返し載荷および単調載荷時の砂の非排水せん断挙動に関する既往の研究より、砂の密度や初期拘束圧の値によって、大ひずみ時の非排水せん断挙動は「流動」、「限定流動」、「非流動」の三つのタイプの挙動を示す。これら全ての挙動を再現できる砂のモデルを構築することが理想的であるが、第 1 章で述べたように場の方程式も砂のモデルに応じて大変形に対応する必要があり、全ての挙動を一つの手法で解析することは容易ではない。

そこで本研究では、液状化発生の過程とその後の地盤の大変形過程について、異なる解析手法を適用するわけであるが、それぞれの手法は上記の三つのタイプの挙動に対して以下のような関係にある。

1. 固体力学に基づく有効応力法においては、「非流動」(繰返し載荷時にはサイクリックモビリティ) を対象として、砂の繰返し弾塑性モデルを用いる。モデルの適用性については、室内試験結果の要素シミュレーション (3.2 節) や模型実験および被災事例の解析 (第 5 章) を

通じて検討する。

2. 流体力学に基づく流動解析法においては、「流動」あるいは「限定流動」を対象として、最小非排水強度をパラメータとする流動モデルを提案する (4.2 節)。最小非排水強度は、ピーク強度以降の砂が有する残留強度に対応するものであり、2.2 節で述べたように、流動の安定問題においては重要なパラメータとなるものである。モデルの適用性については、模型実験および被災事例の解析 (第 6 章) を通じて検討する。



## 2.5 解析に関する既往の研究

### 2.5.1 有効応力解析

液状化を扱う解析といっても、簡便な手法で液状化の発生を予測するような手法から三次元有限要素法による数値解析まで範囲は広い。はじめに、有効応力に基づく土の構成則を用いた数値解析手法について既往の研究を整理する。場の方程式には Biot (1962) の二相混合体理論に基づく基礎方程式が用いられ、飽和した土を固相(土骨格)と液相(間隙水)が均質な物質で満たされている多孔質の連続体であると仮定している。その後、Biot の方程式に対して、解くべき変数の取り方による定式化の分類や有限要素法による離散化が施され (Zienkiewicz and Bettés, 1982; Zienkiewicz and Shiomi, 1984)、その成果は多くの研究者によって用いられている。場の方程式の定式化には以下の種類がある。

**full formulation** 固相の変位  $u$ 、間隙水圧  $p$ 、液相の変位  $U$  を未知数とした厳密な定式化である。自由度が多く、この定式化を実際に用いた研究例はない。既往の研究では、この定式化に対して種々の仮定を導入し、未知数を減らした定式化が用いられている。

**u-U formulation** 液相が圧縮性である場合、full formulation から水圧  $p$  が消去でき、固相の変位  $u$  と液相の変位  $U$  を未知数とした定式化が可能になる。一方、液相が非圧縮性である場合は、本来なら無限大である液相の体積弾性係数を penalty number とおくことで間隙水圧が消去できる (Zienkiewicz and Taylor, 1991)。この定式化を用いた解析には Prevost (1982)、Zienkiewicz and Shiomi (1984) のものがある。

**u-w formulation** 液相の固相に対する相対変位  $w = n(U - u)$  (ここに、 $n$  は間隙率) を用いて u-U formulation から液相の変位  $U$  を消去すれば、未知数を固相の変位  $u$  と液相の固相に対する相対変位  $w$  とする定式化が可能となる。この定式化を用いた解析には Ghaboussi and Dikmen (1978)、Kanatani ら (1988)、Zienkiewicz and Shiomi (1984) のものがある。

**u-p formulation** 液相の固相に対する相対加速度  $\dot{w}$  が固相の加速度  $\ddot{u}$  あるいは液相の加速度  $\ddot{U}$  に対して十分小さいと仮定すると、液相の固相に対する相対速度  $\dot{w}$ 、相対変位  $w$  が full formulation から消去でき、固相の変位  $u$  と間隙水圧  $p$  を未知数とする定式化ができる。この定式化の妥当性については、Zienkiewicz and Bettés (1982) らにより検討されており、地盤の透水性が低く、加振振動数が低いほど精度が良いとされている。この定式化を用いた解析には Zienkiewicz and Bettés (1982)、Finn ら (1986)、柴田ら (1990)、吉田ら (1992) のものがある。

有効応力解析において、その解析手法の妥当性を検討する上で最も重要なものは土の構成則である。場の方程式については、上記のいずれかの定式化が用いられおり大差はないが、構成則は解析手法毎に異なり、有効応力解析手法の違いは構成則の違いといっても過言ではない。これまで、弾塑性理論に基づくもの、室内試験結果をまとめた実験式に基づくものなど様々な構成則が提案され、その検証が行われている。既往の構成則については、田口 (1997)、吉田 (1998a) によりま

とめられている。また、様々な構造物を対象として有効応力解析による一斉解析が幾度も行われている (石原ら, 1989; 井合ら, 1991; Arulanandan ら, 1993; 金谷ら, 1998)。これらの一斉解析を通じて、個々の構成則の挙動が比較され、構成則のあるべき姿が議論されている。例えば、石原ら (1989) の一斉解析では構成則による単純せん断試験の要素シミュレーションが行われ、一定のせん断ひずみ振幅に到達する繰返し回数と繰返しせん断応力比の関係(液状化強度曲線)をターゲットに各構成則のパラメータが決められている。特に初期応力の異方性が構成則に与える影響を検討するために静止土圧係数が 1.0 と 0.5 の場合の要素シミュレーションが行われている。この結果、構成則によっては平均有効応力が 0 にならず、また室内試験でのせん断ひずみ両振幅 5% を再現できないものあり、発生するひずみで定義された液状化強度曲線を構成則が適切に表現できない問題が指摘されている。液状化強度曲線については、構成則から得られた曲線の勾配が実験値よりも急なものが多い。また、異方圧密状態からせん断応力が作用した場合の主応力の回転を考慮できない構成則もあり、実際の地盤への適用には課題が多いことが分かった。アースダムの動的遠心模型実験を対象に一斉解析 (石原ら, 1989) がなされているが、構成則のレベルでもひずみの再現が十分でないため地震後の変形量は解析手法によって 1 オーダー以上の隔りがある。また、構成則の違い以外の原因として、地震中の重力を適切に評価できていない手法があることが指摘されている (石原ら, 1989)。次に行われた井合ら (1991) の一斉解析でも液状化強度を目標に各構成則のパラメータが設定されている。ここでも、一部の構成則では有効応力経路が原点に到達せず、ひずみの発生が十分でないものがあるが、前回の一斉解析から構成則を改良し、ある程度のひずみ量を再現しているものもある (例えば、重野ら, 1991; 金谷ら, 1991)。一斉解析は 1964 年新潟地震で被災した川岸町のアパートを対象としている。アパートの地震後の変形量は非常に大きく、中には転倒した建物もある。各解析から得られた地震後のアパートの沈下量は 1cm~15cm であり、実際の変形量と比較すると非常に小さく、また各手法での予測値には 1 オーダーの差が生じている。各構成則は液状化強度曲線についてはある程度再現しているものの、ひずみが多く発生する破壊線付近の挙動は構成則によって異なっており、このことが変形量の評価に影響した可能性があることが指摘されている (井合ら, 1991)。

有効応力解析により液状化地盤の変形を予測するには、まず構成則が土の挙動、特に変相線到達後から破壊までの変形特性を適切に表現することが重要である。上記の一斉解析では構成則によっては、室内試験でみられる土の破壊線付近での変形特性を正確に再現できていないため、予測された変形量に大きなバラツキが発生したと考えられる。また、構造物周辺を含めた地盤の応力状態は単純ではない。水平地盤でも初期異方性を有しているし、構造物周辺では初期せん断応力も作用している。2.3 節の模型実験による既往の研究例で一例を示したように、盛土構造物の直下地盤のような特殊な境界条件の場合もある。石原ら (1989) の一斉解析で行われている異方圧密時の側方変位自由の要素シミュレーションなどのように、さらに多様な応力状態での構成則の挙動の検証が必要である。2.2 節での構造物の被災パターンにみられるように、液状化による地盤と構造物の変形は重力の影響を受けている。有効応力解析においても、初期状態から作用している重力による静的な荷重および地震による動的な荷重と内部応力とのつりあいを正確に評価する必要がある。既往の有効応力解析ではこのような点に対する配慮が必ずしも十分ではないため、液状化後の地盤と構造



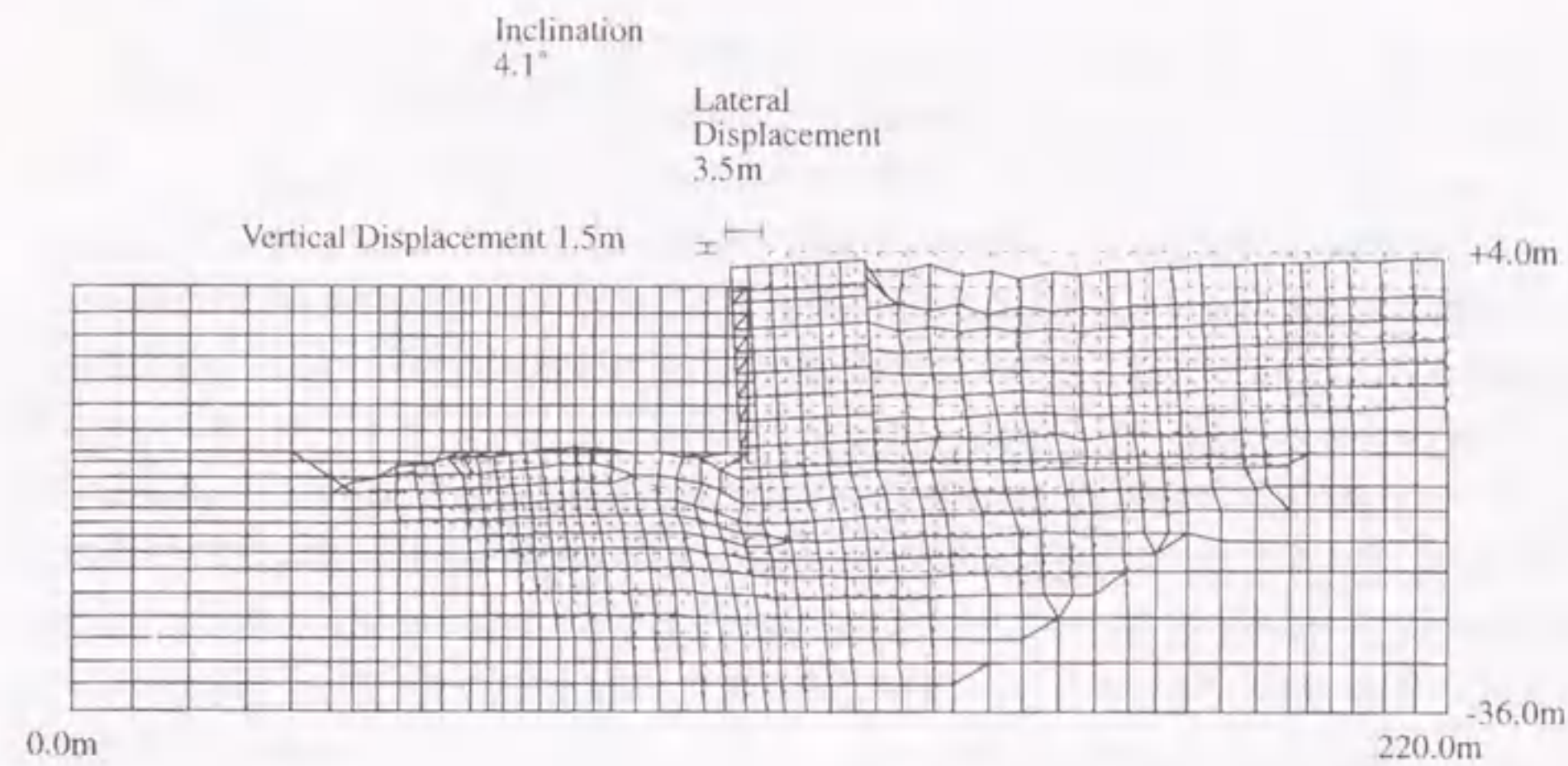


図 2.20 地震後の変形図 (Iai ら (1998) を一部修正)

物の変形に対する予測精度の検証ができなかったと考えられる。

しかしながら、1995年兵庫県南部地震以降は実務上の要請もあり、実際の被災事例に対するシミュレーションが盛んに行われ (関口ら, 1999), 変形に対する予測精度が検討されるようになってきた。Iai ら (1998) は 1995年兵庫県南部地震で被災した重力式ケーソン岸壁、橋梁のニューマチックケーソン基礎および防波堤の有効応力解析を実施し、変形予測精度や地盤と構造物の挙動を検討している。彼らの有効応力解析手法 (Iai ら, 1992a) で用いているモデルは、異方圧密された砂が主応力軸の回転を受けた場合の非排水繰返しせん断挙動を再現できるもの (Iai ら, 1992b) であり、非排水条件を仮定した二次元問題に対して適用できる。一例として、重力式ケーソン岸壁に対する解析結果を示す。解析から得られた地震後の変形図を図 2.20 に、ケーソン直下の置換砂部の有効応力経路と応力～ひずみ関係を図 2.21 にそれぞれ示す。予測されたケーソン天端での変位量は実際の変位量 (水平変位は 4～5m, 鉛直変位は 1.5～2.0m) と概ね整合するものである。また、ケーソン直下部の置換砂で平均有効応力が 0 とならない挙動も図 2.13 に示した大型振動台実験結果 (Inagaki ら, 1996) と整合している。

さて、ここまで砂の構成則を対象にしてきたが、実際に構造物を設計する場合、その基礎地盤にはしばしば粘性土層が存在する。これまでの液状化解析において、粘性土は一般的な非線形履歴特性を有する全応力モデル (例えば双曲線モデル (Fujii ら, 1998)) でモデル化されることが多かった。粘性土の場合、繰返し载荷によって有効応力が 0 になり、せん断ひずみが急増するような砂の完全液状化状態に達することはない。しかしながら、粘性土に対する非排水繰返しせん断試験結果 (例えば, Hyodo ら, 1994) によると、繰返し载荷中に供試体内の過剰間隙水圧は上昇し、平均有効応力は減少する。また、繰返し回数の増加に伴って、せん断ひずみも徐々に増加している。さらに、粘性土の動的強度は载荷速度に依存していること (例えば, Procter and Khaffaf, 1984) が一般に

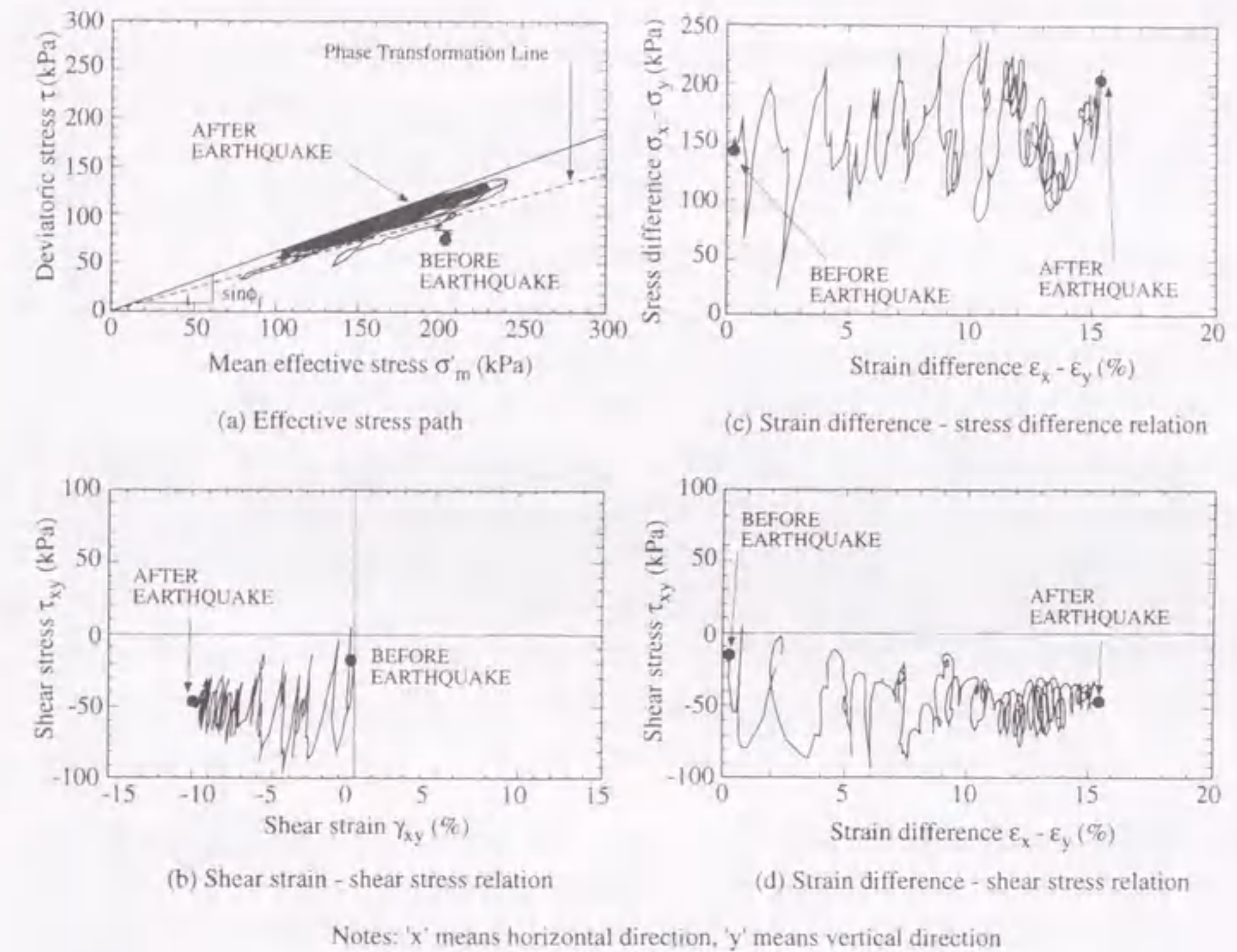


図 2.21 置換砂での有効応力経路と応力～ひずみ関係 (Iai ら (1998) を一部修正)

知られている。既往の液状化を扱った有効応力解析では、粘性土のモデル化には動的変形特性 (せん断剛性および減衰定数～せん断ひずみの関係) が用いられることが多いが、地震動が大きい場合はさらに大きなひずみレベルでの粘性土の挙動を把握しておく必要があると考えられる。粘性土に対する構成則についても、砂の構成則と同様に、動的変形特性だけでなく動的強度についても構成則が適切に再現できるかどうか、検証する必要がある。

### 2.5.2 主に流動を対象とした解析

有効応力解析法は地震前の状態から地震中そして地震後まで一貫して解析できる手法である。前述したように有効応力解析で用いる構成則は、室内繰返しせん断試験をもとに検証され、パラメータが設定されている。しかしながら、この室内試験でのせん断ひずみ振幅はせいぜい 10% であり、2.4 節で示したような大ひずみ領域での非排水せん断挙動に対する構成則の検証は十分でない。最近、ひずみ軟化まで考慮できる構成則 (例えば, Cubrinovski and Ishihara, 1998; 星川ら 1998) も提案されているが、実問題に対する検証は十分ではない。場の方程式の定式化においては、微小



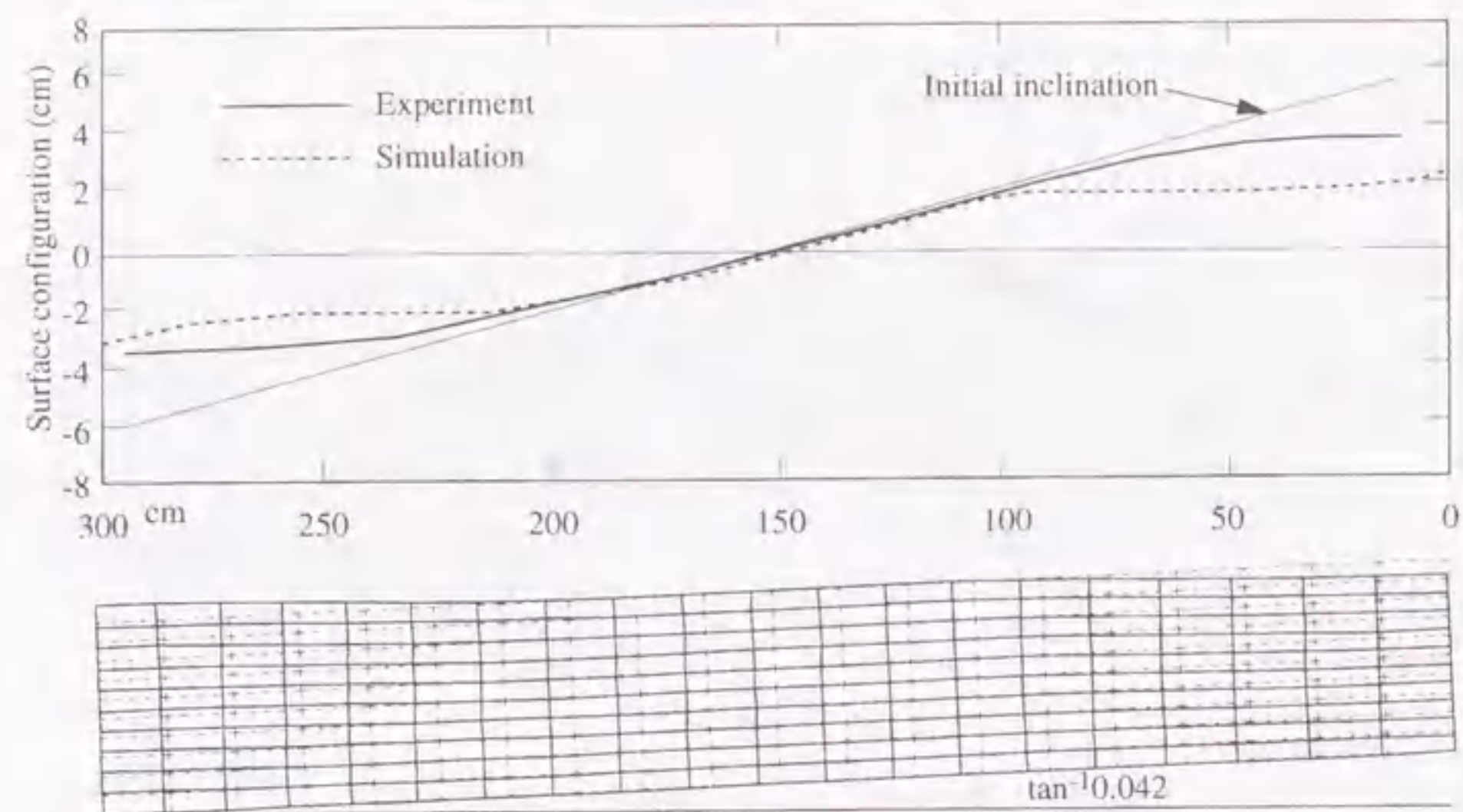


図 2.22 流動後の地表面形状 (吉田 (1994b) を一部修正)

ひずみの仮定を用いている解析手法がほとんどであり、大変形に伴う形状の変化を忠実に再現することができない。また、2.3節で示したような液状化地盤の流体的性質からすると、流体力学に基づく手法も必要かもしれない。このように現状の有効応力解析法では液状化後の流動までを統一的に扱うことが困難であることから、地震後の液状化過程のみを対象とした流動解析法が提案されている。既往の流動解析法については吉田 (1994a; 1998b) によりまとめられている。流動解析専用の解析手法は、液状化した地盤を固体として扱う方法、流体として扱う方法に分類できる。液状化地盤を固体とした解析は、主に永久変形量を予測することに使用されている。Finnら (1991) は土の残留強度を考慮した液状化後の応力-ひずみ関係を用いた有限変形解析手法を提案している。この手法により 1964 年新潟地震における新潟市内の緩傾斜地盤の永久変位を再現している。Yasudaら (1992) は液状化地盤の剛性を初期剛性の 1/1000 とし、残留強度、大変形による初期せん断応力の減少をマクロに考慮する微小変形解析手法を提案している。Guら (1994) は collapse surface を考慮した応力-ひずみ関係を用いた液状化後の自重解析手法を提案している。また、間隙水圧の消散を考慮した圧密解析も併用して、Wildlife での河川方向への永久変位の再現を試みている。吉田 (1994b) は 2.4 節で述べた限界ひずみを考慮したモデルを用いた有限変形解析手法を提案している。この手法を用いて傾斜土槽を用いた振動台による流動実験のシミュレーションを行っている。この実験は後の 6.2 節でも解析対象として取り上げるので、吉田 (1994b) の解析結果を紹介しておく。図 2.22 に流動後の地表面形状について実験結果と解析結果を示す。図に示すように限界ひずみを用いた手法は地表面形状を精度よく予測している。Aydan (1995) は液状化地盤を粘弾性体と仮定し、更新 Lagrangian 法により側方流動地盤の変形速度を算定している。このモデルは液状化土に対して弾性および粘性パラメータを決定する必要があるが、本来非線形性を有しているこれらのパ

ラメータを正確に決定することは容易でない。以上の液状化地盤を固体と仮定した解析では、流動後の最終変形量の予測を目的としており、流動中の地盤の挙動については特に着目されていない。

一方、液状化地盤を流体と仮定した解析もまた、永久変形量を予測することを目的としている場合が多い。Towhataら (1992) は最小エネルギーの原理を用いて、永久変形量の解析解を提案している。彼らは液状化地盤を Bingham 流体と仮定しているが、解析事例ではせん断強度を 0 としているため、地表面から全層が液状化した場合、流動後の地表面は水平になってしまう。実際の流動事例のように地表面が流動後にも水平にならないようにするには、地表に非液状化層を考慮する必要がある。さらに、Orense and Towhata (1998) はこの手法を発展させた三次元解析手法を提案し、平面的な永久変位予測を可能としている。中村ら (1993) は液状化層を境界要素法で、表層地盤を有限要素法で離散化する手法を提案している。液状化層は Newton 流体でモデル化しており、この解析でも表層地盤がなければ流動後の地表面は水平になってしまう。このように地震後のみを対象とし、地震動を直接考慮しない流動解析法が数多く提案されている。これらの手法は液状化地盤を固体あるいは液体として扱っているが、いずれの手法も永久変形量の予測に焦点をあてている。2.3 節で示したような液状化地盤中の構造物に作用する流動力の予測については、これまであまり解析的検討がなされていない。また、液状化地盤を流体として扱う手法について、既往の手法は 2.3 節で述べたような流体としての特性を十分に反映したものではない。

### 2.5.3 本研究の位置付け

有効応力解析により液状化地盤の変形を予測するには、まずは構成則が土の挙動、特に変相線到達後から破壊までの変形特性を適切に表現することが重要である。また、構造物周辺を含めた地盤の応力状態は単純ではないため、多様な応力状態での構成則の挙動の検証が必要である。本研究では、3.2 節において、室内試験結果に基づき砂のモデルの検証を行うが、その際、サイクリックモビリティ時のひずみ量を定量的に再現できることに留意する。また、構造物直下の基礎地盤の境界条件を模擬した室内試験結果に基づき、より一般的な応力状態でのモデルの適用性を検討する。

解析手法の変形予測精度を高めるには、粘性土に対する構成則についても、砂の構成則と同様に動的強度を適切に再現できるかどうか、検証する必要がある。本研究では、3.3 節において、できるだけ忠実に粘性土の繰返し挙動を再現するために、速度依存性を考慮できる繰返し弾粘塑性モデルを用いて粘性土をモデル化する。その挙動を載荷速度を考慮した室内試験 (3.3 節) や動的遠心模型実験 (5.3 節) のシミュレーションを通じて検証する。

液状化による地盤と構造物の変形は重力の影響を受けており、有効応力解析においても、初期状態から作用している重力による静的な荷重および地震による動的な荷重と内部応力とのつりあいを正確に評価する必要がある。特に変形が大きくなる土の破壊付近でのつりあいを保つことが変形予測の上で重要である。本研究では、3.4 節において、用いる場の方程式が土の破壊付近の挙動を精度よく予測できるよう数値解析上の工夫を提案する。以上、第 3 章で検証した固体力学に基づく有効応力法を、第 5 章では模型実験や被災事例に適用し、特に変形予測に対する精度に留意して手法の検証を行う。



一方、地震後の流動や限定流動を対象とし、地震動を直接考慮しない流動解析法が数多く提案されている。これらの手法は主に永久変形量の予測に焦点をあてており、2.3節で示したような液状化地盤中の構造物に作用する流動力の予測については、これまであまり解析的検討がなされていない。また、液状化地盤を流体として扱う手法について、既往の手法は2.3節で述べたような流体としての特性を十分に反映したものではない。本研究では、第4章において、液状化した砂の特性を室内試験結果をもとにモデル化し、流体力学に基づく流動解析手法を提案する。そして第6章では、流動後の変形量のみならず、流動地盤の流動速度(6.2節)や地中構造物に作用する流動力(6.3節)の予測を試みる。

## 2.6 まとめ

ここでは、本研究が対象としている液状化した地盤の変形挙動に関する既往の研究を整理し、これらの研究と本研究の関係を述べた。既往の研究手段が液状化過程のどの部分をカバーしているのか描いたものを図2.23に示す。

2.2節では、実際の地震による被災事例を扱っている既往の研究を整理した。液状化による構造物や地盤の被害パターンをみると、そのほとんどは重力を駆動力とした地盤の大変形と関係しており、流動による被害事例も含まれている。緩傾斜地盤や護岸背面などの流動が発生したと思われる地盤における杭の被災事例の逆解析より、地盤の大きな水平変位が被災原因となっていることを示した。土構造物などの流動破壊事例の逆解析により、液状化地盤の残留強度が流動破壊を判定する上で重要な指標となっていることを示した。

被災事例を対象とした場合、特殊な場合を除いては地震後の状況のみが情報として得られる。護岸構造物や土構造物がいつどのように変形したのかなど被災のメカニズムを明らかにするには、地盤調査や解析的な検討が必要になる。本研究では、第5章および第6章において、地盤調査や地震観測が実施され解析条件が比較的整っている被災事例を対象として、提案する二つの数値解析手法を適用し、被災のメカニズムについて考察する。

2.3節では、模型実験により地盤と構造物の挙動を扱っている既往の研究を整理した。近年では大型振動台実験や遠心模型実験が行われ、地震中から地震後の流動までを再現現象により忠実に再現できるようになってきている。特に液状化の可能性のある飽和砂地盤上の盛土の模型実験や重力式ケーソン岸壁の模型実験の結果を示し、構造物直下での飽和砂地盤の特徴的な挙動を示した。完全液状化地盤の水平方向の変形を扱ったいわゆる流動実験の結果では、流動方向は慣性力の方向とは無関係であること、流動中の地盤は粘性流体の性質を有していることなどを示した。また、液状化した砂の粘性係数を計測した事例を整理した。

模型実験において、地盤や構造物の模型については、その形状や材料特性が明確であることから、数値解析手法を検証する上で、被災事例と同様に貴重なデータとなる。本研究では、第5章および第6章において、地盤や構造物の条件が比較的単純な模型実験を対象として、提案する二つの数値解析手法を適用する。特に液状化地盤上の盛土(5.2節)の動的遠心模型実験に対する解析では、盛土構造物の直下地盤の挙動について、解析を通じて定量的に説明する。また、4.2節において、既往の試験から明らかになっている液状化した砂の粘性特性を表現できる流動モデルを提案し、流体力学に基づく流動解析手法を提案する。

2.4節では、要素試験により土の力学特性を扱っている既往の研究を整理した。繰返し載荷および単調載荷による典型的な砂の非排水せん断試験結果をもとに、砂の非排水せん断挙動を「流動」、「限定流動」、「非流動」の三つのタイプに整理した。さらに、繰返し載荷と単調載荷の挙動の違いを初期せん断応力の大きさと関係づけて整理した。

本研究では、液状化発生の過程とその後の地盤の大変形過程について、二つの異なる解析手法を適用するが、それぞれの手法は上記の三つのタイプの挙動に対して次のような関係にある。固体力



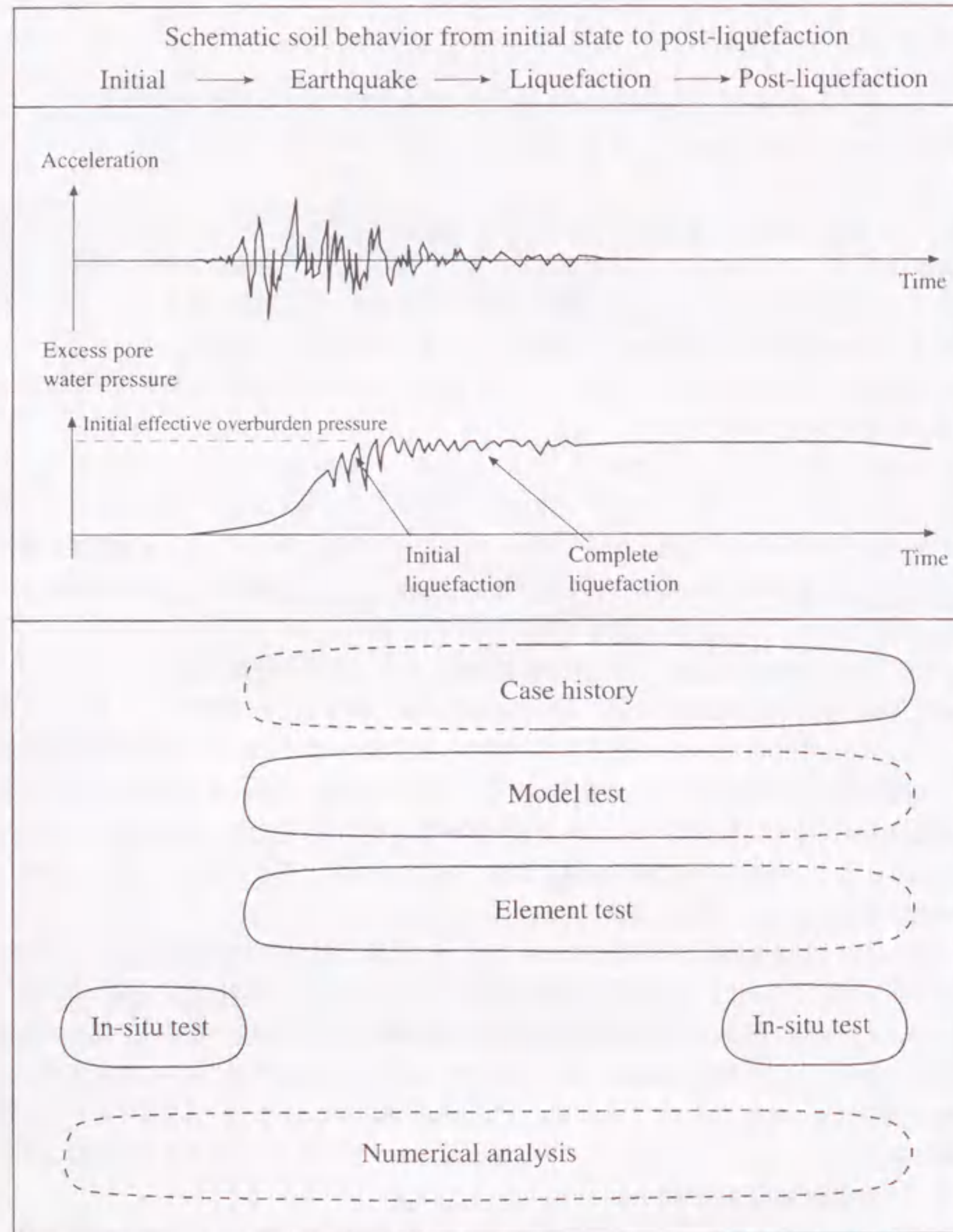


図 2.23 各研究手段の位置づけ

学に基づく有効応力法においては、「非流動」（繰返し載荷時にはサイクリックモビリティ）を対象として、砂の繰返し弾塑性モデルを用いる。流体力学に基づく流動解析法においては、「流動」あるいは「限定流動」を対象として、最小非排水強度をパラメータとする流動モデルを提案する。最小非排水強度は、ピーク強度以降の砂が有する残留強度に対応するものであり、2.2節で述べたように、流動の安定問題においては重要なパラメータとなるものである。

2.5節では、地盤と構造物の挙動を解析的に扱っている既往の研究を整理した。地盤と構造物の二次元問題に対して、有効応力解析法の変形予測に対する精度の検証はまだ十分ではない。有効応力解析により液状化地盤の変形を予測するには、(1)構成則が土の挙動、特に変相線到達後から破壊までの変形特性を適切に表現すること、(2)構成則が実際の構造物周辺を含めた地盤の多様な応力状態での砂の挙動を再現できること、(3)粘性土に対する構成則についても、砂の構成則と同様に動的強度を適切に再現できることなどが必要となる。一方、流動のような大変形に対しては、地震後の流動のみを対象とした解析手法が提案されているが、いずれの手法も永久変形量の予測に焦点をあてており、流動中の地盤の挙動や液状化地盤中の構造物に作用する流動圧の予測についてはあまり検討されていない。液状化地盤を流体として扱う手法も提案されているが、これらは2.3節で述べたような流体としての特性を十分に反映したものではない。

本研究では、第3章において上記の(1)~(3)に留意し、固体力学に基づく有効応力解析法を提案する。3.2節では、サイクリックモビリティ時のひずみ量を定量的に再現することに留意しながら、室内試験結果に基づき砂のモデルの検証を行う。さらに、構造物直下の基礎地盤の境界条件を模擬した室内試験結果に基づき、より一般的な応力状態でのモデルの適用性を検討する。3.3節では、粘性土の繰返し挙動を再現するために、速度依存性を考慮できる繰返し弾粘塑性モデルを用いて粘性土をモデル化する。第4章において、液状化した砂の粘性特性を調べた室内試験結果をもとに、流体力学に基づく流動解析手法を提案する。そして第6章では、流動後の変形量のみならず、流動地盤の流動速度(6.2節)や地中構造物に作用する流動力(6.3節)の予測を試みる。

図2.23に示す原位置試験は、地震前後の原位置の地盤の状態を知る上で解析にとって非常に重要なものである。本研究の解析では、地震前あるいは地震後に実施されたPS検層などの原位置試験結果を利用する。

本研究で用いる数値解析による研究手法は、理想的には全体の領域をカバーできる可能性があるが、一つの手法で全ての領域をカバーすることは現状では困難である。本研究では、地震中と液状化後の二つの過程に対して、異なる解析手法を適用する。その際、図2.23に示した被災事例、模型実験、要素試験および原位置試験の情報を利用し、解析手法の検証を進め、予測精度の向上を図る。



## 第3章

# 固体力学に基づく解析手法

### 3.1 概要

有効応力法を用いた固体力学に基づく解析手法について、用いる土のモデルおよび場の方程式を示すとともに、手法の変形予測性能を高めるための工夫を提案する。土のモデルとして、砂および粘土に対して、それぞれ異なる既往のモデルを用いる。ここでいう砂とは液状化する可能性があり、粘土分含有率の少ない、非粘着性の材料のことをいう。また、粘土とは液状化する可能性がなく、粘土分含有率の多い、粘着性の材料のことをいう。

3.2節では、Okaら(1999b)の砂の繰返し弾塑性モデルを示したのち、室内土質試験結果をもとにモデルの検証を行う。このモデルでは、繰返し载荷の過程で発生する塑性せん断ひずみ量に応じて、せん断剛性を低減しているが、本研究では、より簡便で数値解析上安定した解が得られる新しい低減手法を提案する。その後、従来のモデルと改良したモデルを対象として、既往の繰返し中空ねじりせん断試験結果をもとに検証を行う。特に本研究では変形量の評価に重点をおいていることから、モデルの検証においても土要素のひずみの発生量について定量的な評価ができるかどうかを留意する。また、実際に有限要素法に取り入れた際の砂のモデルの挙動を把握するため、液状化地盤上の構造物を対象とした解析を行い、改良したモデルの妥当性を検証する。最後に、液状化地盤上の構造物の変形を予測する上で不可欠となる、構造物直下の基礎地盤の境界条件に相当すると考えられる全応力一定の境界条件での、異方圧密砂の非排水繰返しせん断挙動に対して、改良したモデルの検証を行う。

3.3節では、Oka(1992)の粘土の繰返し弾粘塑性モデルを示したのち、室内土質試験結果をもとにモデルの検証を行う。このモデルは载荷速度に依存した粘土の繰返し挙動の違いを表現することが可能なものになっている。これまで、単調载荷の場合やある一つの载荷速度による繰返し载荷の場合については、モデルの検証が行われているが、载荷速度の異なる場合の繰返し挙動については検証が行われていない。そこで、このモデルの特徴である载荷速度に依存した粘土の挙動に着目して、室内試験結果をもとに検証を行う。ここでも、砂のモデルと同様に比較的大きなひずみ量を定量的に評価できるかどうかを留意して、検証を行う。加えて、同じ粘土に対して実施された単調载荷試験、動的変形試験に対してもシミュレーションを行い、モデルの挙動を確認する。



3.4節では、Okaら(1994)により誘導された土の変位と間隙水圧の連成を考慮した場の方程式を示したのち、変形予測精度を高めるため、数値解析上の工夫を提案する。固相と液相の二相からなる飽和多孔質体を扱ったBiotの二相混合体理論に基づき誘導された、固相の変位 $u$ と間隙水圧 $p$ を未知数とする $u$ - $p$  formulationを場の方程式として用いた。場の方程式に対して有限要素法と差分法を用いて空間離散化を行う。また、Newmarkの $\beta$ 法を用いて時間離散化を行う。本研究では、手法の変形予測精度に特に注目している。地盤の液状化時の変形は大きく、最低でも $10^{-2}$ オーダーのひずみを再現する必要がある。このような変形量を評価するには、特に破壊領域付近での挙動をできるだけ正確に表現することが必要である。しかしながら、破壊領域付近では非線形性が非常に強く、有限の時間増分を用いて時間積分をする過程では応力状態が破壊規準を満足しないような誤差が発生する可能性がある。本研究では、破壊領域付近での誤差を解消する方法を提案し、その効果を液状化地盤上の構造物の解析を通じて検証する。

### 3.2 砂の繰返し弾塑性モデル

砂の動的挙動を表現する構成式には様々な種類のもものが提案されている。地盤と構造物の地震時挙動を検討するには、二次元、三次元への対応が可能な客観性を有する構成則であることが必要である。また、液状化にともなうサイクリックモビリティ時の変形を再現するには、繰返し载荷中に発生するある程度のひずみレベル（ここではせん断ひずみ10%程度）までを再現できるモデルが必要である。本研究では、上記の条件を満たす砂の構成則として、Okaら(1999b)の繰返し弾塑性モデルを用いる。このモデルはOkaら(1992)のモデルをベースに、Tateishiら(1995)がより多様な砂の繰返し挙動を再現できるように、種々の拡張を行ったものである。この構成則には以下のような特徴がある。

1. 応力パラメータとして相対応力比 (Sekiguchi and Ohta, 1977) を用いており、主応力の回転などの多次元応力状態を考慮できる。
2. 硬化則として非線形移動硬化則 (Armstrong and Frederick, 1966; Chaboche and Rousselier, 1983) を用いており、繰返し载荷時において応力反転時に硬化パラメータを初期化する必要がないため、地震時の様なランダムな载荷条件に対して適用性が高い。
3. 境界曲面として過圧密境界面 (Oka, 1982) を導入し、これにより変相対応力比を決定することで、過圧密に伴うダイレイタンス量の減少などを表現できる。
4. 一般化した流動則 (Naghdi and Trapp, 1975) を用いることにより、種々の砂が有するストレス-ダイレイタンス関係を再現することができる (Tateishiら, 1995)。
5. 塑性ひずみ量に依存したせん断係数を用いることにより、せん断ひずみ10%程度までの砂の挙動を再現することができる (Tateishiら, 1995)。

ここではまず、上記の特徴を有する砂の繰返し弾塑性モデルについて述べる。次に、上記5.に示すように、このモデルではせん断係数を発生する塑性ひずみ量に応じて低減しているが、本研究では、より簡便で安定した解が得られる新しい低減手法を提案する。従来のモデルと提案したモデルを用いて、砂の非排水繰返しせん断挙動について、室内試験結果をもとに検証を行う。また、実際に有限要素法に取り入れた際の砂のモデルの挙動を把握するため、液状化地盤上の構造物を対象とした解析を行い、提案したモデルの妥当性を検証する。最後に、地盤・構造物系の解析を行う上で重要となる砂の挙動、すなわち構造物直下の境界条件に相当する全応力一定の境界条件のもとでの異方圧密砂の非排水繰返しせん断挙動に対して、提案したモデルの検証を行う。

#### 3.2.1 定式化

基本的に次の仮定に基づき誘導する。

1. 微小ひずみ
2. 弾塑性理論



3. 一般化した非関連流動則
4. 非線形移動硬化則

以下では、降伏関数、硬化則、塑性ポテンシャル、流れ則の順に塑性ひずみ増分を誘導した後、弾性ひずみ増分を誘導し、最後に実際に解析で用いる応力増分～ひずみ増分関係（弾塑性マトリックス）を示す。

■降伏関数 はじめに応力比パラメータとして現在の応力比テンソル  $\eta_{ij}$  を以下のように定める。

$$\eta_{ij} = s_{ij} / \sigma'_m \quad (3.1)$$

ここに、 $s_{ij}$  は偏差応力テンソル、 $\sigma'_m$  は平均有効応力である。偏差応力テンソルは以下のように定義される。

$$s_{ij} = \sigma'_{ij} - \sigma'_m \delta_{ij} \quad (3.2)$$

ここに、 $\sigma'_{ij}$  は有効応力テンソル、 $\delta_{ij}$  はクロネッカーのデルタである。式(3.1)で定義される応力比テンソルと同じ次元を有する移動硬化パラメータ  $\chi_{ij}$  を用いて、相対応力比を以下のように定める。

$$\bar{\eta}(\chi) = \{(\eta_{ij} - \chi_{ij})(\eta_{ij} - \chi_{ij})\}^{1/2} \quad (3.3)$$

降伏については圧密降伏とせん断降伏が考えられる。一般に液状化の解析では平均有効応力が減少し、過圧密領域内での挙動を扱うことが主になることから、ここではせん断降伏のみを取り扱い、降伏関数を応力比一定の関数として、次式のように表現する。

$$f = \bar{\eta}(\chi) - k = 0 \quad (3.4)$$

ここに  $k$  は弾性域の大きさを規定する数値パラメータである。

■硬化則 はじめに塑性ひずみのパラメータとして、現在の塑性偏差ひずみテンソル  $e_{ij}^p$  を以下のように定める。

$$e_{ij}^p = \varepsilon_{ij}^p - \frac{1}{3} \varepsilon_{ii}^p \delta_{ij} \quad (3.5)$$

ここに  $\varepsilon_{ij}^p$  は塑性ひずみテンソルである。また、塑性偏差ひずみ増分テンソル  $de_{ij}^p$  の第二不変量を以下のように定める。

$$d\gamma^p = (de_{ij}^p de_{ij}^p)^{1/2} \quad (3.6)$$

移動硬化パラメータ  $\chi_{ij}$  は以下の非線形移動硬化則に基づくものとする。

$$d\chi_{ij} = B(Ade_{ij}^p - \chi_{ij}d\gamma^p) \quad (3.7)$$

ここに、 $A$ 、 $B$  は硬化パラメータであり、破壊応力比  $M_f$ 、平均有効応力で正規化した塑性せん断係数  $G^p$  に関係している。なお、破壊応力比は破壊に達したときの  $\eta = \sqrt{\eta_{ij}\eta_{ij}}$  の値である。式(3.7)

において、右辺第二項が移動硬化の非線形性を表現する項であり、仮にこの項が0なら、式(3.7)は以下のようになり、Prager流の線形移動硬化則 (Prager, 1955) となる。

$$d\chi_{ij} = BAd e_{ij}^p \quad (3.8)$$

$A$ 、 $B$  の硬化パラメータと破壊応力比  $M_f$ 、平均有効応力で正規化した塑性せん断係数  $G^p$  の関係について、従来から硬化関数として用いられている双曲線関数 (Oka, 1982) と比較することにより考察する。一成分せん断状態 ( $\sigma_{12} \neq 0$ ,  $e_{12}^p \neq 0$ , 他の応力とひずみ成分は全て0) を仮定し、式(3.7)を変形すると以下のように変数分離が可能となる。

$$d\chi_{12} = B(A - \sqrt{2}\chi_{12})de_{12}^p \quad (3.9)$$

両辺を定積分すると以下ようになる。

$$\int_0^{\chi_{12}} \frac{d\chi_{12}}{A - \sqrt{2}\chi_{12}} = \int_0^{e_{12}^p} Bde_{12}^p \quad (3.10)$$

これを解くと、以下ようになる。

$$-\frac{1}{\sqrt{2}} \ln \frac{A - \sqrt{2}\chi_{12}}{A} = Be_{12}^p \quad (3.11)$$

これより、一成分せん断状態での硬化則は以下のような指数関数で表現できることになる。

$$\chi_{12} = \frac{A}{\sqrt{2}} \{1 - \exp(-\sqrt{2}Be_{12}^p)\} \quad (3.12)$$

ここで、 $e_{12}^p$  を無限大とすると、次式が得られる。

$$\chi_{12}|_{e_{12}^p \rightarrow \infty} = \frac{A}{\sqrt{2}} \quad (3.13)$$

また、 $\chi_{12}$  の初期勾配は、以下ようになる。

$$\frac{\chi_{12}}{e_{12}^p}|_{e_{12}^p \rightarrow 0} = AB \quad (3.14)$$

一方、双曲線関数を用いた硬化関数は以下のように表すことができる (Oka, 1982)。

$$\eta = \frac{M_f G^p \gamma^p}{M_f + G^p \gamma^p} \quad (3.15)$$

一成分せん断状態を仮定すると、式(3.15)は以下のように変形できる。

$$\eta_{12} = \frac{M_f G^p e_{12}^p}{M_f + \sqrt{2} G^p e_{12}^p} \quad (3.16)$$

ここで、 $e_{12}^p$  を無限大とすると、次式が得られる。

$$\eta_{12}|_{e_{12}^p \rightarrow \infty} = \frac{M_f}{\sqrt{2}} \quad (3.17)$$



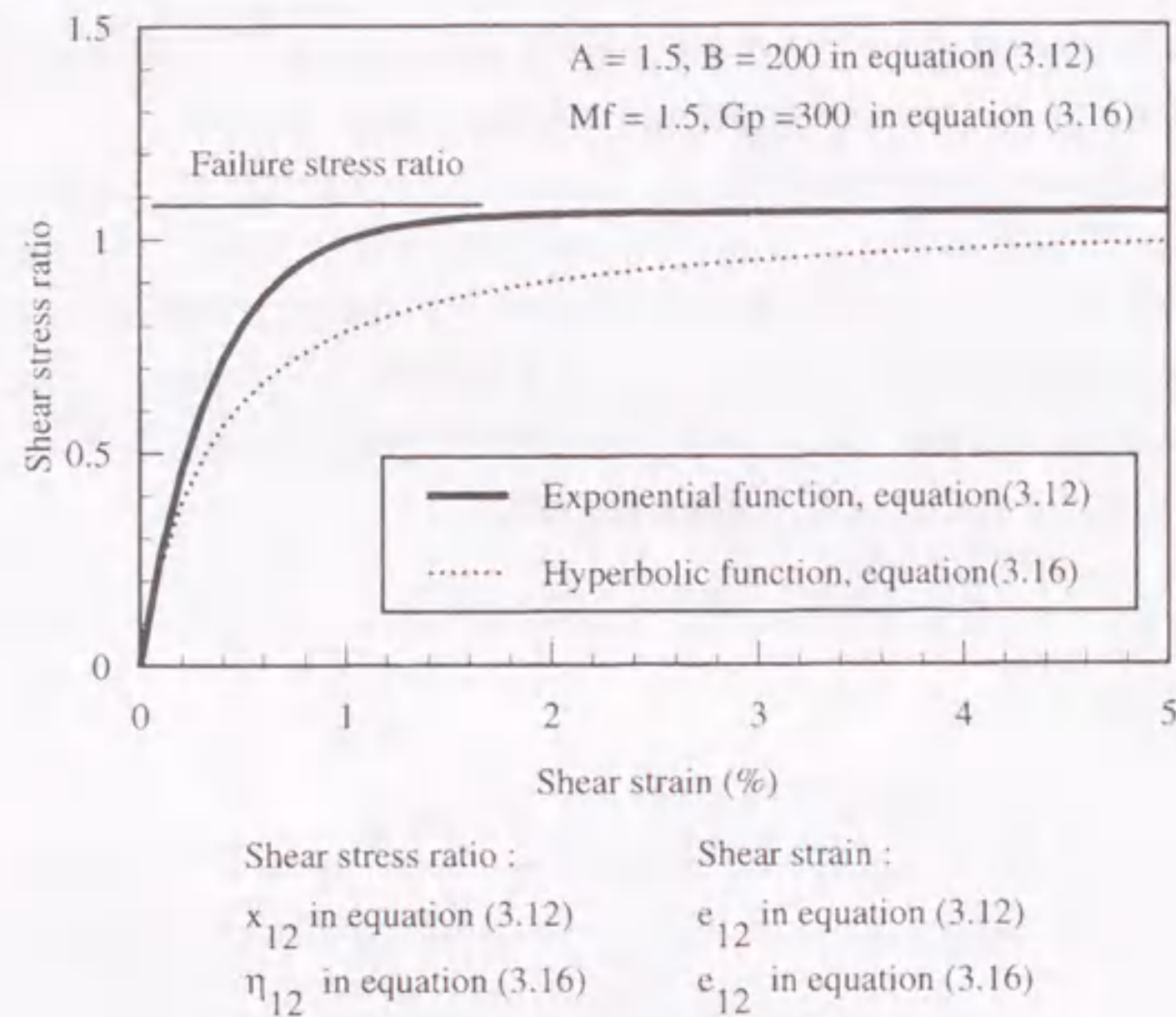


図 3.1 硬化関数

また、 $\eta_{12}$  の初期勾配は、以下ようになる。

$$\frac{\eta_{12}}{e_{12}^p} \Big|_{e_{12}^p \rightarrow 0} = G^p \quad (3.18)$$

以上より、式(3.13)と式(3.17)および式(3.14)と式(3.18)を比較することにより、以下の関係が得られる。

$$A = M_f \quad (3.19)$$

$$B = \frac{G^p}{M_f} \quad (3.20)$$

一成分せん断状態における、式(3.12)と式(3.16)の関係を図3.1に示す。式(3.12)による非線形移動硬化則による指数関数は、 $A = 1.5, B = 200$ として得られた関係である。また、式(3.16)による双曲線関数は、 $M_f = 1.5, G^p = 300$ として得られた関係である。

式3.7の硬化則を用いることにより、中ひずみ領域 ( $1.0 \times 10^{-3}$ ) までは、砂の繰返しによる挙動を概ね再現することができる。しかしながら、応力経路が変相線を越えた後、平均有効応力が0に近づき、ひずみが大ひずみ領域 ( $1.0 \times 10^{-2}$ ) に達するときの挙動を表現するには工夫が必要になる。地盤工学会による二度にわたる液状化の一斉解析(石原ら, 1989; 井合ら, 1991)でもみられるように、一般的な弾塑性理論を用いた構成則では、有効応力経路が変相線を越えた後も平均有効

応力が完全に0とならず、応力-ひずみ関係が閉じたループを描いてしまい、 $1.0 \times 10^{-2}$  を越えるようなひずみを再現できないものがある。ここで用いる非線形移動硬化則を用いたモデルでも提案された当初は同様の傾向がみられたが、岡ら(1993)によるモデルの修正により、有効応力経路が原点に到達するような挙動を再現できるようになった。岡ら(1993)は塑性せん断係数に関する硬化パラメータ  $B$  について、次式で表現されるような塑性ひずみ依存性を仮定し、より現実的な砂の挙動を再現できるように工夫している。

$$B = (B_0 - B_1) \exp(-C_f \gamma_0^p) + B_1 \quad (3.21)$$

ここに、 $B_0$  は  $B$  の初期値を示す硬化パラメータ、 $B_1$  は  $B$  の下限値を示す硬化パラメータ、 $C_f$  は  $B$  の低減量を調整するパラメータ、 $\gamma_0^p$  は初期からの  $\gamma^p$  の値(式(3.6)による  $d\gamma^p$  の初期からの累積値)である。田口(1997)は砂の繰返しねじり試験結果に基づき、式(3.21)を導入したモデルの適用性を検討している。その結果、式(3.21)の導入により、平均有効応力が0に近づく挙動を再現できるものの、発生する  $1.0 \times 10^{-2}$  オーダーのせん断ひずみを再現することは困難であることを示した。そこで、室内試験結果に基づき新しいせん断係数の低減手法(Tateishiら, 1995)を提案している。この手法では、二種類の低減手法を同時に用いている。一つは、1サイクルの繰返し載荷中に硬化パラメータ  $B$  の低減を考慮する方法であり、次式により表現される。

$$B = (B_0 - B_1) \exp(-C_f \gamma_n^p) + B_1 \quad (3.22)$$

ここに、 $\gamma_n^p$  は除荷時にリセットした  $\gamma^p$  の値(式(3.6)による  $d\gamma^p$  の除荷時からの累積値)である。もう一つは、応力経路が変相線を越えた時点から次式により硬化パラメータを評価するものである。

$$B = \frac{B_0}{1 + \gamma_{DA}^p / \gamma_f^p} \quad (3.23)$$

ここに、 $\gamma_{DA}^p$  は過去の繰返し載荷における最大の  $\gamma_n^p$  の値、 $\gamma_f^p$  は塑性せん断係数に対する規準ひずみ(塑性規準ひずみと呼ぶ)である。また、同様に弾性定数(Laméの定数  $\tilde{\lambda}$ ,  $\tilde{\mu}$  に対しても、次式で示すように同様な低減を行う。

$$\tilde{\lambda} = \frac{\tilde{\lambda}_0}{1 + \gamma_{DA}^p / \gamma_f^e} \quad (3.24)$$

$$\tilde{\mu} = \frac{\tilde{\mu}_0}{1 + \gamma_{DA}^p / \gamma_f^e} \quad (3.25)$$

ここに、 $\tilde{\lambda}_0$ ,  $\tilde{\mu}_0$  はそれぞれ式(3.54), 式(3.50)によって算定される低減前の  $\tilde{\lambda}$ ,  $\tilde{\mu}$ 、 $\gamma_f^e$  は弾性定数に対する規準ひずみ(弾性規準ひずみと呼ぶ)である。このような二種類のせん断係数に対する低減により、室内試験で観測される多様な応力状態での砂の繰返し挙動を再現することが可能となり、規準ひずみパラメータによりそのひずみの発生量を調整することが可能となる。

しかしながら、この手法にはいくつかの問題もある。まず、パラメータが非常に多いことである。もともとは硬化パラメータ  $B_0$  のみであったものが、1サイクル中の低減を表す  $B_1$ ,  $C_f$  の2つ、



さらに規準ひずみのパラメータが  $\gamma_r^p$ ,  $\gamma_r^e$  の2つを加えて、合計5つのパラメータが必要になる。また、せん断係数の低減をコントロールする塑性偏差ひずみのパラメータとして、 $\gamma_m^p$  を使っているが、この量は載荷と除荷の判断に基づき算定されるものであり、せっかく載荷除荷の判断を必要としない非線形移動硬化則を用いたメリットが損なわれることになる。そこで、次節では新しいせん断係数の低減手法を提案する。そして、室内試験や液状化地盤上の構造物を模擬した解析により、提案した手法の検証を行う。

■塑性ポテンシャル 次式で示すような Cam-clay 型の塑性ポテンシャル関数  $g$  を用いる。

$$g = \bar{\eta}(\chi) + \bar{M} \ln(\sigma'_m / \sigma'_{ma}) = 0 \quad (3.26)$$

ここに  $\sigma'_{ma}$  は、塑性ポテンシャルと移動硬化パラメータ  $\chi_{ij}$  一定線との交点における平均有効応力  $\sigma'_m$  の値である。また、 $\bar{M}$  は変相応力比であるが、この  $\bar{M}$  を決定するために次式で表現される過圧密境界曲面  $f_b = 0$  を定義する。

$$f_b = \bar{\eta}(0) + M_m \ln(\sigma'_m / \sigma'_{mb}) = 0 \quad (3.27)$$

ここに、 $\bar{\eta}(0)$  は圧密終了時と現在との相対応力比であり、以下のように定義する。

$$\bar{\eta}(0) = \{(\eta_{ij} - \eta_{ij(0)})(\eta_{ij} - \eta_{ij(0)})\}^{1/2} \quad (3.28)$$

ここに、圧密終了時の応力比テンソル  $\eta_{ij(0)}$  を以下のように定義する。

$$\eta_{ij(0)} = (s_{ij} / \sigma'_{m(0)}) \quad (3.29)$$

また、 $M_m$  はせん断変形過程における最大圧縮体積ひずみの発生する時点での応力比であり、いわゆる変相応力比に相当する。塑性ポテンシャル関数  $g$  および過圧密境界曲面  $f_b$  を模式的に描いたものを図3.2に示す。 $\sigma'_{mb}$  は過圧密境界曲面と圧密終了時の応力比一定線との交点での平均有効応力であり、圧密終了時の平均有効応力  $\sigma'_{mb}$  を用いて、以下のように表現できる。

$$\sigma'_{mb} = \sigma'_{mbi} \exp\left(\frac{1+e}{\lambda-\kappa} v^p\right) \quad (3.30)$$

ここに、 $e$  は初期間隙比、 $\lambda$  は圧縮指数、 $\kappa$  は膨潤指数、 $v^p$  は塑性体積ひずみである。このように  $\sigma'_{mb}$  は過圧密境界曲面を降伏関数と考えた場合の硬化パラメータの役割を果たしている。また、この過圧密境界曲面と  $\sigma'_m$  軸との交点  $\sigma'_{mc}$  は以下ようになる。

$$\sigma'_{mc} = \sigma'_{mb} \exp\left(\zeta \frac{\eta(0)}{M_m}\right) \quad (3.31)$$

ここに、応力比  $\eta(0)$  は以下のように定められる。

$$\eta(0) = (\eta_{ij(0)} \eta_{ij(0)})^{1/2} \quad (3.32)$$

さらに、応力比  $\eta(0)$  で表現される初期異方性は、塑性ひずみの蓄積に応じて消失していくものと仮定して、次式のような関数で表現されるパラメータ  $\zeta$  を導入している (Tateishi ら, 1995)。

$$\zeta = -C_d \gamma^p \quad (3.33)$$

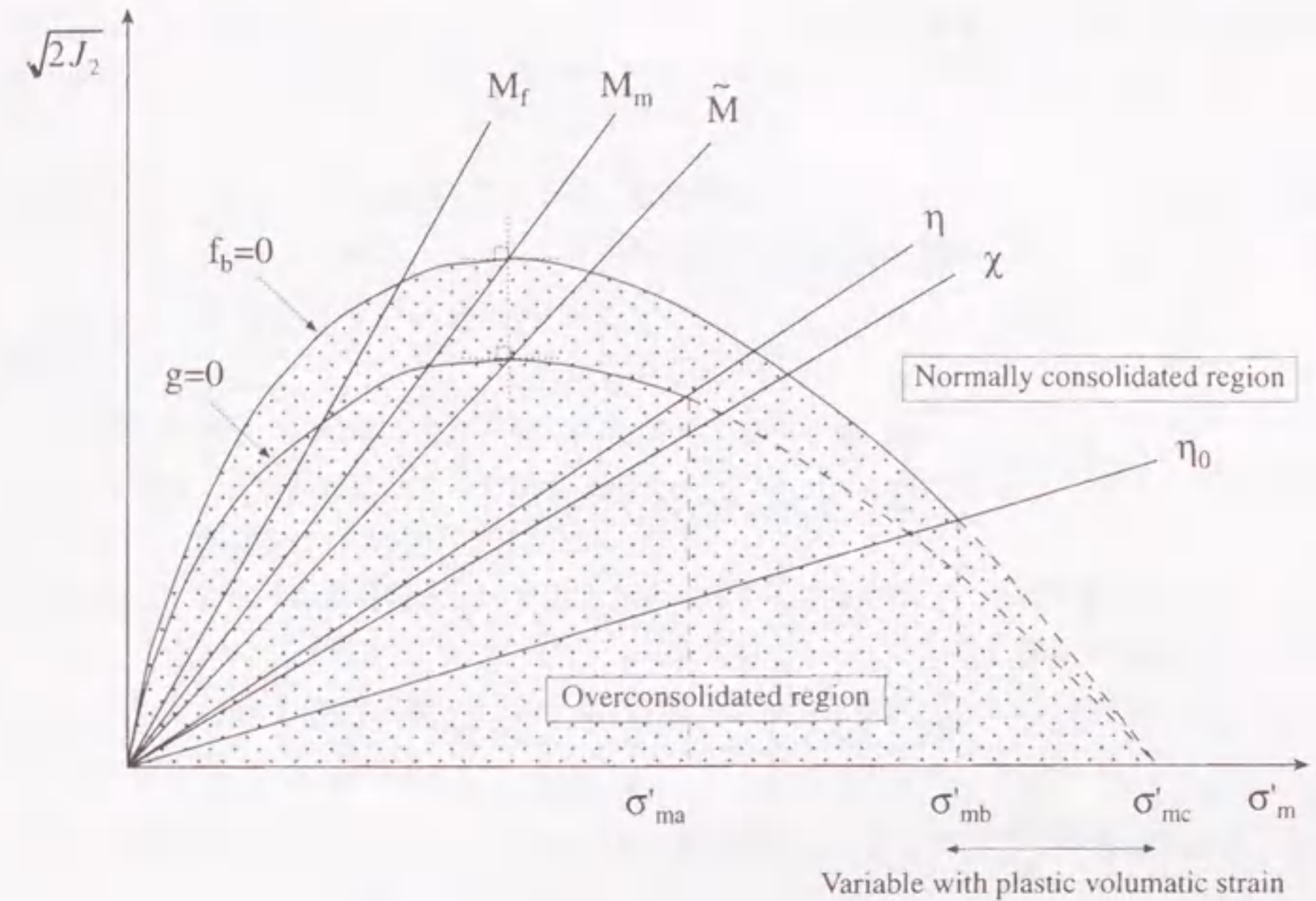


図3.2 塑性ポテンシャル関数と過圧密境界曲面

ここに、 $C_d$  は異方性消失パラメータである。

さて、ここで塑性ポテンシャル関数で用いている実際の変相応力比  $\bar{M}$  に話を戻す。変相応力比  $\bar{M}$  は過圧密境界曲面を用いて、正規圧密領域 ( $f_b \geq 0$ ) および過圧密領域 ( $f_b < 0$ ) において、以下のように定義する。

$$\bar{M} = \begin{cases} M_m & (f_b \geq 0) \\ -\frac{\eta}{\ln(\sigma'_m / \sigma'_{mc})} & (f_b < 0) \end{cases} \quad (3.34)$$

ここに、現在の応力比  $\eta$  は以下のように定める。

$$\eta = (\eta_{ij} \eta_{ij})^{1/2} = \frac{\sqrt{2J_2}}{\sigma'_m} \quad (3.35)$$

ここに、 $J_2$  は偏差応力の第二不変量である。なお、応力比  $\eta$  が変相応力比の最大値である  $M_m$  に到達した後は、過圧密境界曲面の位置に関係なく、 $\bar{M} = M_m$  と仮定する。

■流れ則 より一般的に塑性ひずみ増分量を表現するため、硬化係数に4階の等方テンソル  $H_{ijkl}$  を用いて、非関連流動則を適用する。

$$d\varepsilon_{ij}^p = H_{ijkl} \frac{\partial g}{\partial \sigma'_{kl}} \quad (3.36)$$



ここに  $H_{ijkl}$  は以下のように表現する。

$$H_{ijkl} = a\delta_{ij}\delta_{kl} + b(\delta_{ik}\delta_{jl} + \delta_{il}\delta_{jk}) \quad (3.37)$$

ここに  $a, b$  は応力やひずみの状態に依存する状態変数である。式 (3.36), (3.37) より, 塑性偏差ひずみ増分テンソル  $de_{ij}^p$  および塑性体積ひずみ増分  $dv^p$  は以下のようになる。

$$de_{ij}^p = 2b \frac{\partial g}{\partial s_{ij}} \quad (3.38)$$

$$dv^p = d\varepsilon_{kk}^p = (3a + 2b) \frac{\partial g}{\partial \sigma'_m} \quad (3.39)$$

ここで, これらの関係より, いわゆるストレス-ダイレイタンス-関係を導く。まず, 塑性ポテンシャルの応力に関する偏微分は以下のように表せる。

$$\frac{\partial g}{\partial \sigma'_{ij}} = \frac{\eta_{ij} - \chi_{ij}}{\bar{\eta}(\chi)\sigma'_m} + \left\{ \bar{M} - \frac{\eta_{mn}(\eta_{mn} - \chi_{mn})}{\bar{\eta}(\chi)} \right\} \frac{\delta_{ij}}{3\sigma'_m} \quad (3.40)$$

式 (3.6), 式 (3.38) および式 (3.40) より, 塑性偏差ひずみ増分テンソル  $de_{ij}^p$  の第二不変量は以下のように表せる。

$$d\gamma^p = 2b \frac{1}{\sigma'_m} \quad (3.41)$$

また, 式 (3.39), 式 (3.40) より, 塑性体積ひずみ増分  $dv^p$  は以下のように表せる。

$$dv^p = (3a + 2b)(\bar{M} - \bar{\eta}(\chi)) \frac{1}{\sigma'_m} \quad (3.42)$$

ここに,  $\bar{\eta}(\chi)$  は次式で定義する。

$$\bar{\eta}(\chi) = \frac{\eta_{mn}(\eta_{mn} - \chi_{mn})}{\bar{\eta}(\chi)} \quad (3.43)$$

式 (3.41), 式 (3.42) よりストレス-ダイレイタンス-関係は次式のようになる。

$$\frac{dv^p}{d\gamma^p} = D(\bar{M} - \bar{\eta}(\chi)) \quad (3.44)$$

ここに,  $D$  は以下の通りである。

$$D = \frac{3a}{2b} + 1 \quad (3.45)$$

$D$  はいわゆるダイレイタンス-係数であり, 塑性偏差ひずみ増分に対する塑性体積ひずみ増分の比率である。 $a = 0$  の場合には,  $D = 1$  となり, スカラーの硬化係数を用いた場合と同じになる。ここでは,  $D$  を以下のような応力比に応じた関数を用いて定義することとする (Tateishi ら, 1995)。

これにより, 応力比の大きさによって, ダイレイタンス-量を調整することが可能となり, 応力比とダイレイタンス-量の関係に敏感である液状化強度曲線の勾配の調整が可能になる。

$$D = D_0 \left( \frac{\bar{M}}{M_m} \right)^n \quad (3.46)$$

ここに,  $D_0, n$  はダイレイタンス-パラメータである。正規圧密領域では  $\bar{M} = M_m$  となることから, 指数  $n$  は過圧密領域のみで有効になり,  $n > 1$  かつ応力比が小さい場合には, ダイレイタンス-量は小さくなる。

一方, 塑性偏差ひずみ増分の大きさを決める  $2b$  は, 適応条件 (consistency condition) より導かれる。降伏関数は式 (3.4) に示すように有効応力テンソル  $\sigma'_{ij}$  と移動硬化パラメータ  $\chi_{ij}$  の関数であることから, 適応条件は次式のようになる。

$$df = \frac{\partial f}{\partial \sigma'_{ij}} d\sigma'_{ij} + \frac{\partial f}{\partial \chi_{ij}} d\chi_{ij} = 0 \quad (3.47)$$

式 (3.6), 式 (3.7) および式 (3.38) を式 (3.47) に代入すれば, 次式のように  $2b$  が得られる。

$$2b = \frac{\frac{\partial f}{\partial \sigma'_{ij}} d\sigma'_{ij}}{B \frac{\partial f}{\partial \chi_{mn}} \left\{ \chi_{mn} \left( \frac{\partial g}{\partial s_{kl}} \frac{\partial g}{\partial s_{kl}} \right)^{1/2} - A \frac{\partial g}{\partial s_{mn}} \right\}} = h \frac{\partial f}{\partial \sigma'_{ij}} d\sigma'_{ij} \quad (3.48)$$

ここに,  $h$  は硬化係数である。以上で塑性ひずみ増分テンソル  $de_{ij}^p$  が決定できる。

■弾性ひずみ増分 弾性偏差ひずみ増分テンソル  $de_{ij}^e$  は次式で算定する。

$$de_{ij}^e = \frac{1}{2\bar{\mu}} ds_{ij} \quad (3.49)$$

ここに, せん断弾性係数  $\bar{\mu}$  は式 (3.25) により算定される。式 (3.25) 中の  $\bar{\mu}_0$  は平均有効応力  $\sigma'_m$  に比例すると仮定し, 次式で表す。

$$\bar{\mu}_0 = \frac{G_0}{\sigma'_{m0}} \sigma'_m \quad (3.50)$$

ここに,  $G_0$  は初期せん断弾性係数,  $\sigma'_{m0}$  は初期平均有効応力である。また, 弾性体積ひずみ増分  $dv^e$  は次式で算定する。

$$dv^e = d\varepsilon_{kk}^e = \frac{\kappa}{(1+e)\sigma'_m} d\sigma'_m = \frac{1}{K} d\sigma'_m \quad (3.51)$$

ここに,  $K$  は体積弾性係数である。

以上より全てのひずみ増分成分が導かれた。全ひずみ増分テンソル  $d\varepsilon_{ij}$  は, 弾性ひずみ増分テンソル  $de_{ij}^e$  および塑性ひずみ増分テンソル  $de_{ij}^p$  の和で表されるとし, 式 (3.38), 式 (3.39), 式 (3.45), 式 (3.49) および式 (3.51) を用いると次式のようにまとめられる。

$$\begin{aligned} d\varepsilon_{ij} &= de_{ij}^e + de_{ij}^p \\ &= \frac{1}{2\bar{\mu}} ds_{ij} + \frac{1}{K} d\sigma'_m \frac{\delta_{ij}}{3} + 2b \frac{\partial g}{\partial s_{ij}} + D \cdot 2b \frac{\partial g}{\partial \sigma'_m} \frac{\delta_{ij}}{3} \end{aligned} \quad (3.52)$$



本構成式に必要なパラメータは、間隙比  $e$ 、圧縮指数  $\lambda$ 、膨潤指数  $\kappa$ 、初期せん断弾性係数  $G_0$ 、破壊応力比  $M_f$ 、体積が最も圧縮される時の応力比（変相応力比） $M_m$ 、移動硬化パラメータの初期値  $B_0$ 、移動硬化パラメータの下限値  $B_1$ 、移動硬化パラメータの低減量を調整するパラメータ  $C_f$ 、ダイレイタンシーパラメータ  $D_0$ 、 $n$ 、規準ひずみパラメータ  $\gamma_f^p$ 、 $\gamma_r^e$ 、異方性消失パラメータ  $C_d$  である。加えて、初期応力状態と先行圧密時の応力状態が必要になる。これらのパラメータのうち、間隙比  $e$ ～変相応力比  $M_m$  までのパラメータは室内試験や原位置試験から直接設定できる。硬化パラメータ  $B_0$ ～異方性消失パラメータ  $C_d$  は、前述のように物理的意味の明確なものであるが、室内試験から直接設定することは困難である場合が多い。そこで、室内試験から得られた動的変形特性（せん断ひずみとせん断剛性および減衰定数の関係）や液状化強度曲線に対するフィッティングにより、標準的な値をベースに試行錯誤で設定するものとする。

■応力増分～ひずみ増分関係 まず、弾性ひずみ増分テンソル  $d\varepsilon_{ij}^e$  に関して、等方弾性体の構成式より応力増分～ひずみ増分関係は弾性マトリックス  $D_{ijkl}^e$  を用いて、次式で与えられる。

$$\begin{aligned} d\sigma'_{ij} &= D_{ijkl}^e d\varepsilon_{kl}^e \\ &= \bar{\lambda} d\varepsilon_{kk}^e \delta_{ij} + 2\bar{\mu} d\varepsilon_{ij}^e \\ &= \left( \bar{\lambda} + \frac{2}{3}\bar{\mu} \right) d\varepsilon_{kk}^e \delta_{ij} + 2\bar{\mu} d\varepsilon_{ij}^e \end{aligned} \quad (3.53)$$

ここに、 $\bar{\lambda}$  は式 (3.24) により算定される。式 (3.24) 中の  $\bar{\lambda}_0$  は式 (3.51) の関係を考慮して次式で表せる。

$$\bar{\lambda}_0 = K - \frac{2}{3}\bar{\mu}_0 = \frac{(1+e)}{\kappa} \sigma'_m - \frac{2}{3}\bar{\mu}_0 \quad (3.54)$$

つぎに、塑性ひずみ増分テンソル  $d\varepsilon_{ij}^p$  は式 (3.38)、式 (3.39) および式 (3.45) より次式で与えられる。

$$d\varepsilon_{ij}^p = 2b \frac{\partial g}{\partial s_{ij}} + D \cdot 2b \frac{\partial g}{\partial \sigma'_m} \frac{\delta_{ij}}{3} \quad (3.55)$$

ここで改めて、塑性ポテンシャル関数の応力に関する偏微分を以下のように定める。

$$\frac{\partial g'}{\partial \sigma'_{ij}} = \frac{\partial g}{\partial s_{ij}} + D \frac{\partial g}{\partial \sigma'_m} \frac{\delta_{ij}}{3} \quad (3.56)$$

式 (3.55)、式 (3.56) より塑性ひずみ増分テンソル  $d\varepsilon_{ij}^p$  は次式のようにスカラーの硬化係数を有する非関連流動則で表せる。

$$d\varepsilon_{ij}^p = 2b \frac{\partial g'}{\partial \sigma'_{ij}} \quad (3.57)$$

この関係も弾性関係と同様に応力増分～ひずみ増分関係にする必要があるが、簡単ではないので、 $2b$  をひずみ増分関係を陽に含む形に変形する。式 (3.48)、式 (3.53) より  $2b$  は以下ようになる。

$$2b = h \frac{\partial f}{\partial \sigma'_{ij}} D_{ijkl}^e d\varepsilon_{kl}^e \quad (3.58)$$

式 (3.52) を式 (3.58) に代入すると次式が得られる。

$$2b = h \frac{\partial f}{\partial \sigma'_{ij}} D_{ijkl}^e (d\varepsilon_{kl} - d\varepsilon_{kl}^p) \quad (3.59)$$

さらに、式 (3.57) を式 (3.59) に代入すると次式が得られる。

$$2b = h \frac{\partial f}{\partial \sigma'_{ij}} D_{ijkl}^e \left( d\varepsilon_{kl} - 2b \frac{\partial g'}{\partial \sigma'_{kl}} \right) \quad (3.60)$$

この式を変形すると、 $2b$  は以下ようになる。

$$2b = \frac{\frac{\partial f}{\partial \sigma'_{ij}} D_{ijkl}^e d\varepsilon_{kl}}{\frac{1}{h} + \frac{\partial f}{\partial \sigma'_{mn}} D_{mnpq}^e \frac{\partial g'}{\partial \sigma'_{pq}}} \quad (3.61)$$

以上より、応力増分～ひずみ増分関係を導く。式 (3.53) に式 (3.52)、式 (3.57) を代入すれば、次式が得られる。

$$d\sigma'_{ij} = D_{ijkl}^e \left( d\varepsilon_{kl} - 2b \frac{\partial g'}{\partial \sigma'_{kl}} \right) \quad (3.62)$$

式 (3.62) に式 (3.61) を代入し、塑性ひずみ増分で右辺をまとめれば、次式のように応力増分～ひずみ増分関係が得られる。

$$\begin{aligned} d\sigma'_{ij} &= D_{ijkl}^{ep} d\varepsilon_{kl} \\ &= \left( D_{ijkl}^e - \frac{D_{ijmn}^e \frac{\partial g'}{\partial \sigma'_{mn}} \frac{\partial f}{\partial \sigma'_{pq}} D_{pqkl}^e}{\frac{1}{h} + \frac{\partial f}{\partial \sigma'_{mn}} D_{mnpq}^e \frac{\partial g'}{\partial \sigma'_{pq}}} \right) d\varepsilon_{kl} \end{aligned} \quad (3.63)$$

ここに、 $D_{ijkl}^{ep}$  は弾塑性マトリックスである。 $D$  マトリックスにこの弾塑性マトリックスを用いることで弾塑性モデルをつりあい式に導入することができる。

ここで、応力増分ベクトルおよびひずみ増分ベクトルが以下のように表せるとして、式 (3.63) の各成分をまとめて以下に示す。

$$d\vec{\sigma}' = \{d\sigma'_{11}, d\sigma'_{22}, d\sigma'_{33}, d\sigma'_{12}, d\sigma'_{23}, d\sigma'_{31}\}^T \quad (3.64)$$

$$d\vec{\varepsilon} = \{d\varepsilon_{11}, d\varepsilon_{22}, d\varepsilon_{33}, d\varepsilon_{12}, d\varepsilon_{23}, d\varepsilon_{31}\}^T \quad (3.65)$$

これらのベクトルに対して、弾性マトリックスは次式のように表せる。

$$[D^e] = \begin{pmatrix} \bar{\lambda} + 2\bar{\mu} & \bar{\lambda} & \bar{\lambda} & 0 & 0 & 0 \\ \bar{\lambda} & \bar{\lambda} + 2\bar{\mu} & \bar{\lambda} & 0 & 0 & 0 \\ \bar{\lambda} & \bar{\lambda} & \bar{\lambda} + 2\bar{\mu} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2\bar{\mu} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2\bar{\mu} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2\bar{\mu} \end{pmatrix} \quad (3.66)$$



降伏関数の応力に関する偏微分は式(3.4)より次式のようになる。

$$\begin{aligned} \frac{\partial f}{\partial \sigma'_{ij}} &= \frac{\partial f}{\partial s_{ij}} + \frac{\partial f}{\partial \sigma'_m} \frac{\delta_{ij}}{3} \\ &= \frac{\eta_{ij} - \chi_{ij}}{\bar{\eta}(\chi) \sigma'_m} - \frac{(\eta_{kl} - \chi_{kl}) \eta_{kl}}{\bar{\eta}(\chi)} \frac{\delta_{ij}}{3 \sigma'_m} \end{aligned} \quad (3.67)$$

また、塑性ポテンシャル関数の応力に関する偏微分は式(3.40)、式(3.56)より次式のようになる。

$$\begin{aligned} \frac{\partial g'}{\partial \sigma'_{ij}} &= \frac{\partial g}{\partial s_{ij}} + D \frac{\partial g}{\partial \sigma'_m} \frac{\delta_{ij}}{3} \\ &= \frac{\eta_{ij} - \chi_{ij}}{\bar{\eta}(\chi) \sigma'_m} + D \left( \bar{M} - \frac{(\eta_{kl} - \chi_{kl}) \eta_{kl}}{\bar{\eta}(\chi)} \right) \frac{\delta_{ij}}{3 \sigma'_m} \end{aligned} \quad (3.68)$$

さらに硬化係数の逆数  $1/h$  は式(3.48)より次式のようになる。

$$\frac{1}{h} = B \frac{\partial f}{\partial \chi_{ij}} \left\{ \chi_{ij} \left( \frac{\partial g}{\partial s_{kl}} \frac{\partial g}{\partial s_{kl}} \right)^{1/2} - A \frac{\partial g}{\partial s_{ij}} \right\} \quad (3.69)$$

### 3.2.2 セン断係数低減手法の提案

飽和砂の液状化挙動を再現するには、繰返し載荷に伴って、砂の平均有効応力が0に近づき、せん断ひずみが  $1.0 \times 10^{-2}$  を越える過程を再現することが必要である。このような挙動を再現するには、モデルに工夫が必要になることは前節でも述べた。この工夫の基本的な考え方は、室内試験での非排水繰返しせん断変形時のせん断係数の測定結果(田口, 1997)より、せん断係数を塑性偏差ひずみの発生量に応じて、低減させるものであるが、これまでに様々な考え方が提案されている。ここでは、これまでに提案されているせん断係数低減手法を整理し、パラメータ設定が簡便で数値解析上安定した解が得られる手法を新しく提案する。

■手法1(岡ら, 1993) 岡らは(1993)塑性せん断係数に関する硬化パラメータ  $B$  について、次式で表現されるような塑性ひずみ依存性を仮定し、より現実的な砂の挙動を再現できるように工夫している。

$$B = (B_0 - B_1) \exp(-C_f \gamma_0^p) + B_1 \quad (3.21 \text{ 再掲})$$

ここに、 $B_0$  は  $B$  の初期値を示す硬化パラメータ、 $B_1$  は  $B$  の下限値を示す硬化パラメータ、 $C_f$  は  $B$  の低減量を調整するパラメータ、 $\gamma_0^p$  は初期からの  $\gamma^p$  の値(式(3.6)による  $d\gamma^p$  の累積値)である。この手法では、塑性せん断係数のみを低減し、弾性せん断係数は式(3.50)で算定される値をそのまま用いる。

■手法2(Tateishiら, 1995; Okaら, 1999b) この手法では、二種類の低減手法を同時に用いている。一つは、1サイクルの繰返し載荷中に硬化パラメータ  $B$  の低減を考慮する方法であり、次式により表現される。

$$B = (B_0 - B_1) \exp(-C_f \gamma_n^p) + B_1 \quad (3.22 \text{ 再掲})$$

ここに、 $\gamma_n^p$  は除荷時にリセットした  $\gamma^p$  の値(式(3.6)による  $d\gamma^p$  の除荷時からの累積値)である。もう一つは、応力経路が変相線を越えた時点から次式により硬化パラメータを評価するものである。

$$B = \frac{B_0}{1 + \gamma_{DA}^p / \gamma_r^p} \quad (3.23 \text{ 再掲})$$

ここに、 $\gamma_{DA}^p$  は過去の繰返し載荷における最大の  $\gamma_n^p$  の値、 $\gamma_r^p$  は塑性せん断係数に対する規準ひずみ(塑性規準ひずみと呼ぶ)である。また、同様に弾性定数(Laméの定数  $\bar{\lambda}$ ,  $\bar{\mu}$  に対しても、次式で示すように同様な低減を行う。

$$\bar{\lambda} = \frac{\bar{\lambda}_0}{1 + \gamma_{DA}^p / \gamma_r^e} \quad (3.24 \text{ 再掲})$$

$$\bar{\mu} = \frac{\bar{\mu}_0}{1 + \gamma_{DA}^p / \gamma_r^e} \quad (3.25 \text{ 再掲})$$

ここに、 $\bar{\lambda}_0$ ,  $\bar{\mu}_0$  はそれぞれ式(3.54)、式(3.50)によって算定される低減前の  $\bar{\lambda}$ ,  $\bar{\mu}$ 、 $\gamma_r^e$  は弾性定数に対する規準ひずみ(弾性規準ひずみと呼ぶ)である。

これらの関係式は豊浦砂の室内試験結果をもとに設定した実験式であり、豊浦砂に対する様々な応力条件のもとでの非排水せん断挙動を定量的に再現するモデルとなっている(田口, 1997; Tateishiら, 1995; Okaら, 1999b)。また、豊浦砂以外の砂の挙動についても、このような二種類のせん断係数に対する低減により、ひずみの発生量を調整することが可能となると思われる。しかし、パラメータが多いこと、載荷除荷の判断が必要となる塑性偏差ひずみのパラメータ  $\gamma_n^p$  を使っていることが問題になる場合もある。この問題については、後の検証事例で述べる。

■手法3(新しく提案する手法) この手法は以下の点を目的として、提案するものである。

1. 手法2よりパラメータを少なくし、パラメータ設定作業を容易にすること。
2. 実際の有限要素法による解析でも数値解析上安定した解が得られること。

まず、手法2で用いた式(3.22)による1サイクルの繰返し載荷中に硬化パラメータ  $B$  の低減は考慮しない。これにより、パラメータ  $B_1$ ,  $C_f$  を減らすことができるが、変相以前の中ひずみ領域での挙動についてはパラメータ  $B_0$  のみによる制御となることから、手法2よりも予測精度は落ちる場合もある。次に、応力経路が変相線を越えた時点からのせん断係数の低減については、次式により硬化パラメータを評価する。

$$B = \frac{B_0}{1 + \gamma_{ap}^p / \gamma_r^p} \quad (3.70)$$

ここに、 $\gamma_{ap}^p$  は応力経路が変相線に到達した時点からの  $\gamma^p$  の値(式(3.6)による  $d\gamma^p$  の変相線到達以後の累積値)である。また、同様に弾性定数(Laméの定数  $\bar{\lambda}$ ,  $\bar{\mu}$ ) に対しても、次式で示すように同様な低減を行う。

$$\bar{\lambda} = \frac{\bar{\lambda}_0}{1 + \gamma_{ap}^p / \gamma_r^e} \quad (3.71)$$



$$\bar{\mu} = \frac{\bar{\mu}_0}{1 + \gamma_{ap}^p / \gamma_r^e} \quad (3.72)$$

手法2との違いはひずみのパラメータとして、変相後の $\gamma^p$  ( $\gamma_{ap}^p$ )を用いている点にあり、これによりせん断係数の低減が除荷荷の判定に左右されないことになる。また、異なるひずみのパラメータを用いることから、塑性規準ひずみや弾性規準ひずみのパラメータの値も手法2とは異なるものになる。

次節では、以上の手法を用いたモデルの挙動について、繰返しせん断試験や液状化地盤上の構造物のシミュレーションを通じて、具体的に考察する。

### 3.2.3 提案したせん断係数低減手法の検証

前節で示したせん断係数低減手法に対して、繰返しせん断試験結果および液状化地盤上の構造物をモデル化した仮想モデルの解析をもとに、新しく提案した手法の検証を行う。

■繰返しせん断試験のシミュレーション ここでは、豊浦砂に対する非排水繰返し中空ねじり試験結果（建設省土木研究所, 1998）をもとに、各せん断係数低減手法の検証を行う。この室内試験は、次節の「全応力一定境界条件での挙動の検証」で用いる試験の一ケース（ケースAに相当）であり、その詳細は次節で述べることにする。また、検証に用いたモデルパラメータの設定についても、詳細は次節で述べるので、ここではせん断係数低減に関するパラメータの設定方法についてのみ述べることにする。検討したケースの一覧を表3.1に示す。

表3.1 解析ケース

| ケース | 手法   | 変相前     | 変相後                     |
|-----|------|---------|-------------------------|
| 1   | 低減なし | -       | -                       |
| 2   | 手法1  | 式(3.21) | 式(3.21)                 |
| 3   | 手法2  | 式(3.22) | 式(3.22)+式(3.23)~式(3.25) |
| 4   | 手法3  | -       | 式(3.70)~式(3.72)         |

各ケースに対して、設定したパラメータ一覧を表3.2に示す。初期間隙比 $e_0$ から変相応力比 $M_m$ までのパラメータは豊浦砂に対する物理試験や単調荷による非排水せん断試験から直接設定したものであり、各ケース共通である。ダイレイタンシーパラメータ $D_0$ から異方性消失パラメータ $C_d$ までは、応力経路が変相線に到達するまでの試験でのダイレイタンシー量をモデルが再現できるように試行錯誤で設定したものであり、各ケースとも共通の値としている。硬化パラメータの初期値 $B_0$ についても、応力経路が変相線に到達するまでの試験でのダイレイタンシー量をモデルが再現できるように試行錯誤で設定した。ただし、ケース3では他の手法と異なり、一サイクル中の硬化パラメータの低減を考慮することから、他のケースよりやや大きめの初期値を設定している。残りの硬化パラメータ $B_1$ 、 $C_f$ および規準ひずみのパラメータ $\gamma_r^p$ 、 $\gamma_r^e$ については、応力経路が変相線

表3.2 モデルパラメータ一覧

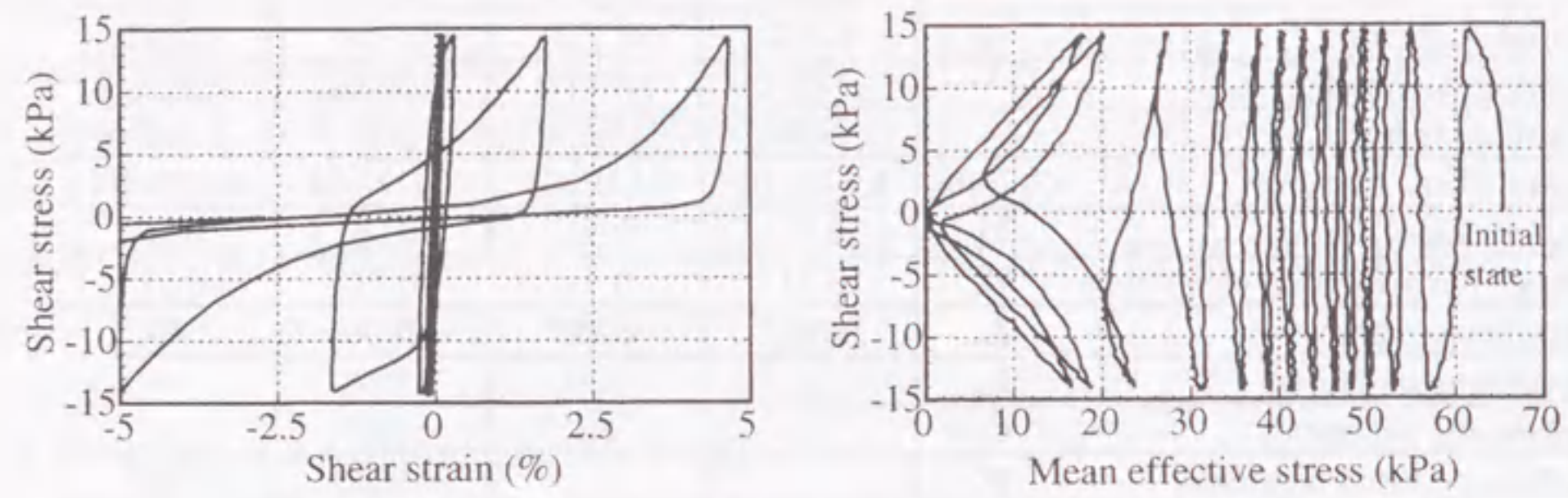
|                                         | Case 1   | Case 2   | Case 3   | Case 4   |
|-----------------------------------------|----------|----------|----------|----------|
| Initial void ratio $e_0$                | 0.752    | 0.752    | 0.752    | 0.752    |
| Compression index $\lambda$             | 2.50E-2  | 2.50E-2  | 2.50E-2  | 2.50E-2  |
| Swelling index $\kappa$                 | 2.50E-3  | 2.50E-3  | 2.50E-3  | 2.50E-3  |
| Initial Shear modulus $G_0$ (kPa)       | 8.61E+04 | 8.61E+04 | 8.61E+04 | 8.61E+04 |
| Failure stress ratio $M_f$              | 0.96     | 0.96     | 0.96     | 0.96     |
| Phase transformation stress ratio $M_m$ | 0.71     | 0.71     | 0.71     | 0.71     |
| Hardening parameter $B_0$               | 6000     | 6000     | 7000     | 6000     |
| Hardening parameter $B_1$               | -        | 120      | 700      | -        |
| Hardening parameter $C_f$               | -        | 80       | 1000     | -        |
| Reference strain parameter $\gamma_r^e$ | -        | -        | 0.0005   | 0.002    |
| Reference strain parameter $\gamma_r^p$ | -        | -        | 0.0100   | 0.020    |
| Dilatancy parameter $D_0$               | 1.0      | 1.0      | 1.0      | 1.0      |
| Dilatancy parameter $n$                 | 2.0      | 2.0      | 2.0      | 2.0      |
| Control parameter of anisotropy $C_d$   | 2000     | 2000     | 2000     | 2000     |

を越えた後のせん断ひずみの発生量を再現できるように試行錯誤で設定した。なお、表中の'-'は不要なパラメータを示している。

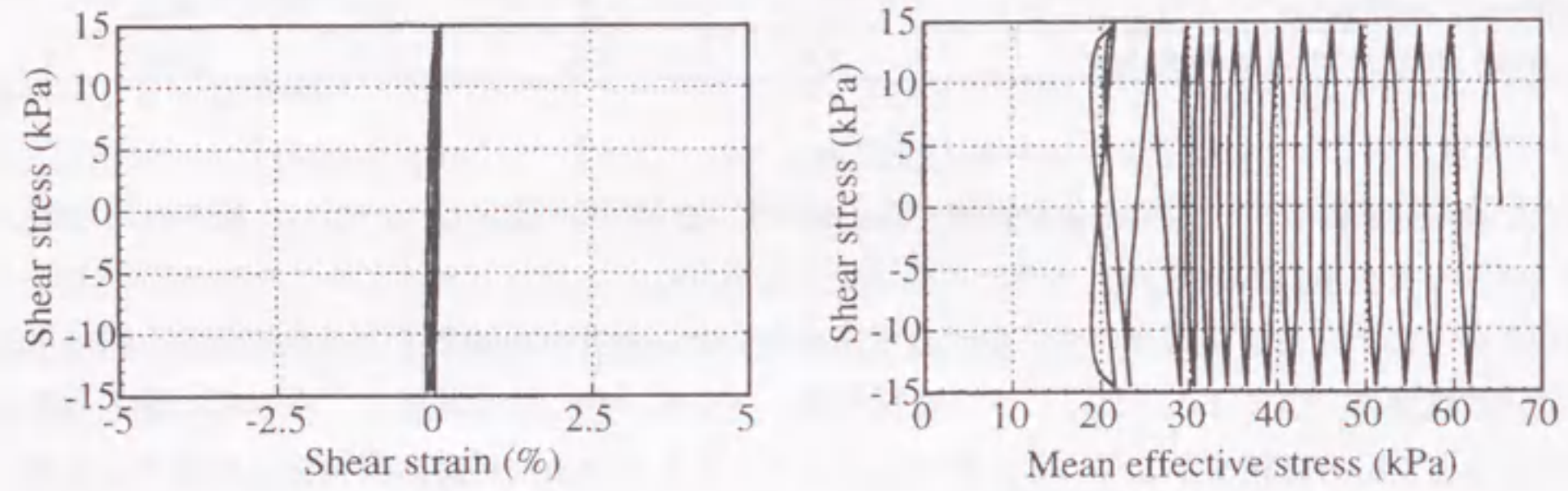
まず、ケース1および2について、要素シミュレーションを行った結果を図3.3に示す。図は上から室内試験結果、ケース1、ケース2の結果を示しており、左にはせん断ひずみ~せん断応力関係、右には有効応力経路を示している。ケース1とケース2では応力経路が変相線に到達するまでの挙動には大差はないが、変相線以降（平均有効応力が約20kPa以下）の挙動はまったく異なっている。せん断係数の低減を行わないケース1では応力経路が原点に向かわず、せん断ひずみも $1.0 \times 10^{-2}$ オーダーに達していない。この傾向は前述したように他の繰返し弾塑性モデルでも指摘されている（石原ら, 1989; 井合ら, 1991）ものである。これに対して、ケース2では変相後の挙動は試験結果により近いものとなっている。変相後は平均有効応力はほとんど0となり、せん断ひずみも約2.0%に達している。しかしながら、せん断ひずみ量は試験結果と比較すると半分以下であり、変形の予測精度は十分ではない。せん断係数の低減による効果をより明確にするために、各種のせん断係数および塑性偏差ひずみ量の時刻歴をケース1および2について、図3.4に示す。図中の左側は硬化パラメータ（塑性せん断係数に關係） $B$ 、平均有効応力で正規化したせん断弾性係数 $G_e$ 、平均有効応力で正規化した弾塑性せん断係数 $G_{ep}$ の時刻歴を示している。図中の右側は初期からの $\gamma^p$ （式(3.6)による $d\gamma^p$ の累積値）の累積値 $\gamma_0^p$ の時刻歴を示している。ケース1ではせん断係数の低減は行っていないので、硬化パラメータ $B$ および正規化せん断弾性係数 $G_e$ は初期から一定値をとっている。正規化弾塑性せん断係数 $G_{ep}$ の変動は繰返し荷の各サイクルにおける移動硬化によるものである。一方、ケース2では $\gamma_0^p$ の増加に伴い、硬化パラメータ $B$ は初期から徐々に減少し、変相線に到達した後（繰返し回数12回）、急激に減少している。これに伴い、変相後は $\gamma_0^p$ の値も急増している。

次にケース3および4について、要素シミュレーションを行った結果を図3.5に示す。図の配置

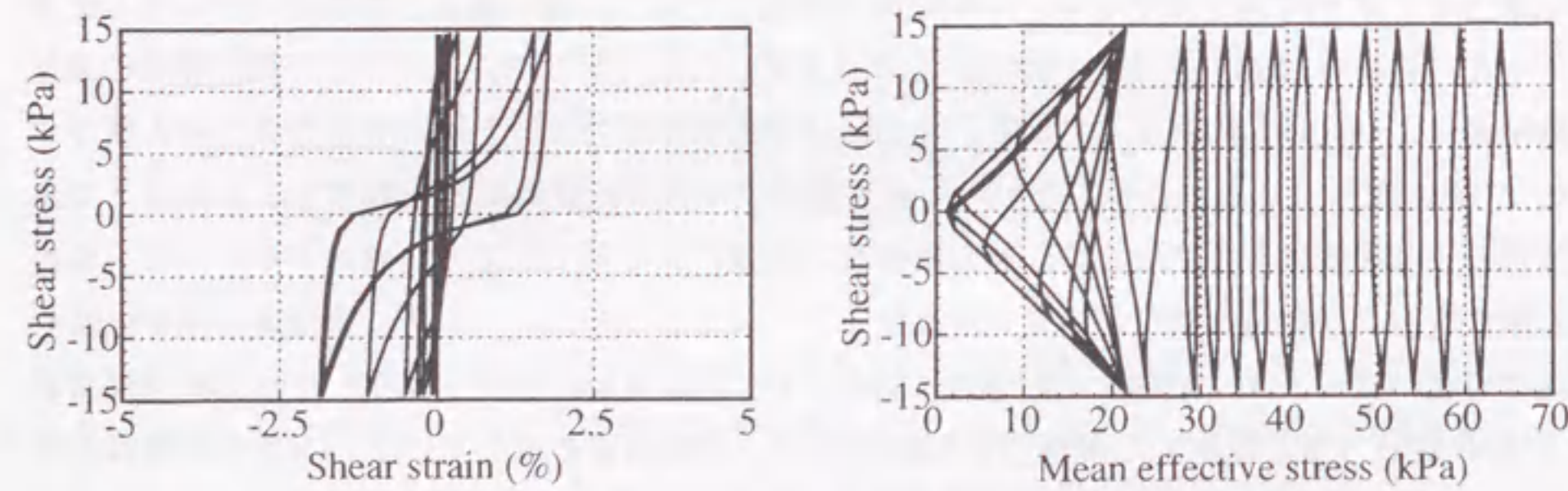




(a) Experiment

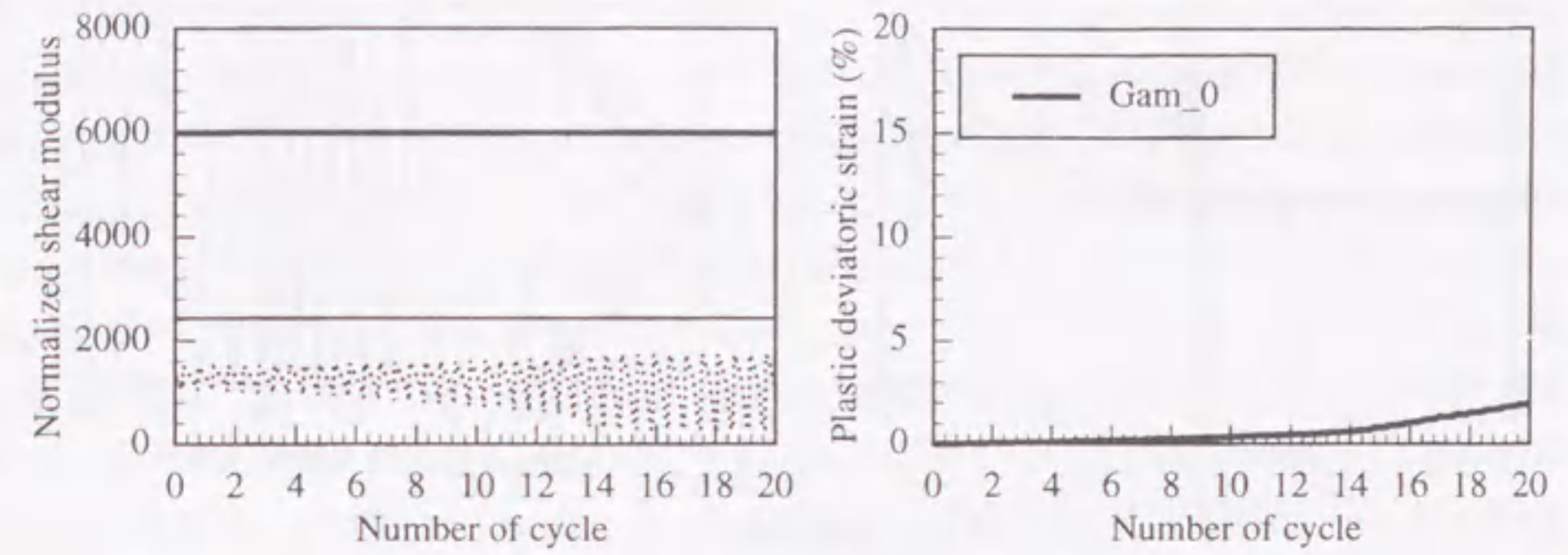


(b) Case 1 : no reduction



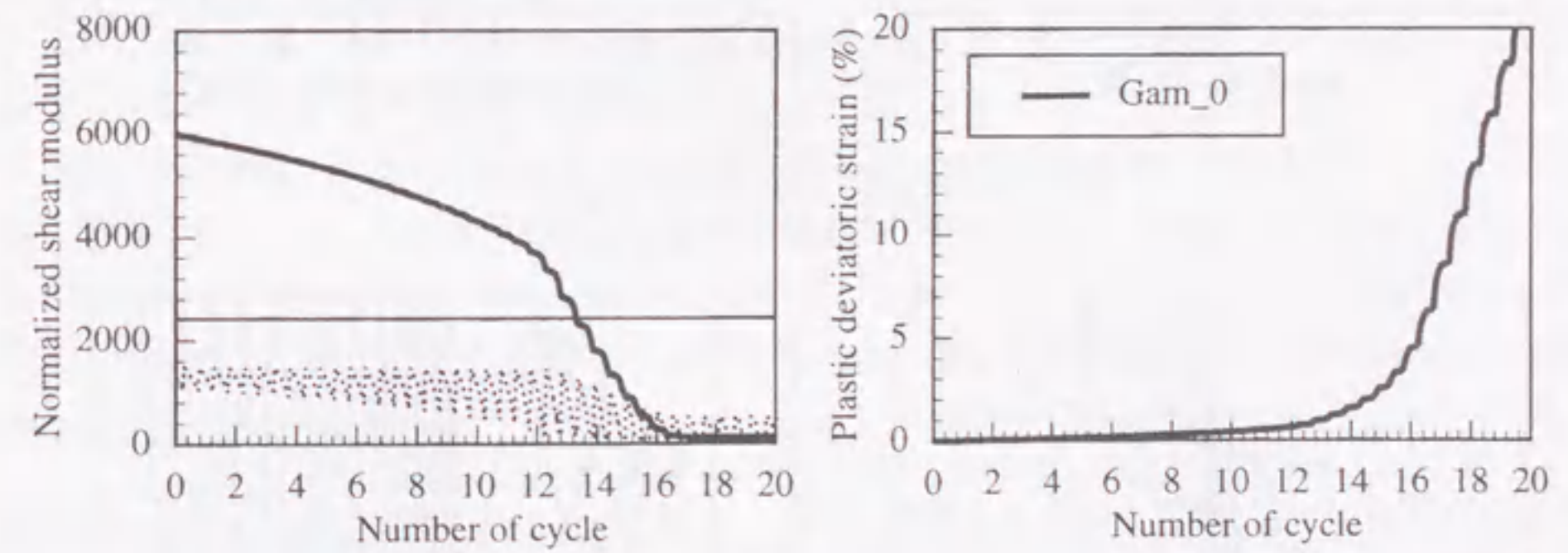
(c) Case 2 : reduction with  $\gamma_0^p$

図 3.3 応力~ひずみ関係と有効応力経路 (ケース 1,2)



— B B: Hardening parameter related to normalized plastic shear modulus  
— Ge Ge: Normalized elastic shear modulus  
⋯ Gep Gep: Normalized elasto-plastic shear modulus  
 Gam\_0:  $\gamma^p$  from initial state

(a) Case 1 : no reduction



— B B: Hardening parameter related to normalized plastic shear modulus  
— Ge Ge: Normalized elastic shear modulus  
⋯ Gep Gep: Normalized elasto-plastic shear modulus  
 Gam\_0:  $\gamma^p$  from initial state

(b) Case 2 : reduction with  $\gamma_0^p$

図 3.4 セン断係数および塑性偏差ひずみ量の時刻歴 (ケース 1,2)



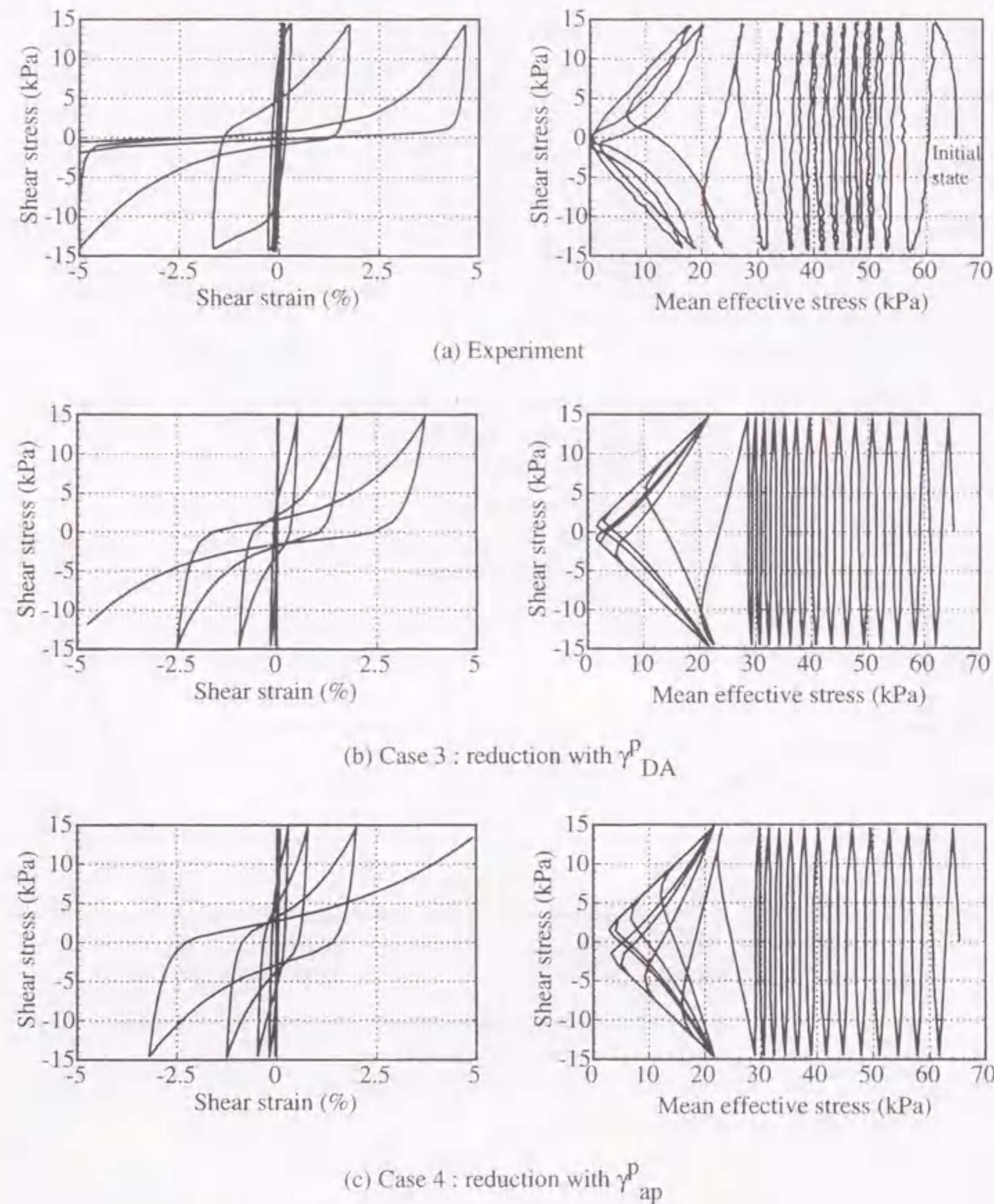


図 3.5 応力～ひずみ関係と有効応力経路 (ケース 3,4)

は図 3.3 と同様である。ケース 3 および 4 も変相後、平均有効応力が減少し 0 となり、その後せん断ひずみが急増する実験結果の傾向を概ね再現している。ケース 2 と異なり、発生しているせん断ひずみも試験結果と同程度となっている。ケース 4 ではケース 3 よりもパラメータを減らし、変相後の低減手法をコントロールするひずみのパラメータを変更しているが、ケース 3 と同様に試験結果を再現することができる。また、各種のせん断係数および塑性偏差ひずみ量の時刻歴をケース 3 および 4 について、図 3.6 に示す。図 3.5 でケース 3 と 4 がほぼ同様の結果を示しているのは、図 3.6 の左側に示す各種のせん断係数の時刻歴にみられるように、両ケースではほぼ同様なせん断係数を用いているためである。ケース 3 では変相前でも一サイクル中の硬化パラメータ  $B$  の低減を行っており、図に示すように  $B$  は繰返しの過程で増減を繰り返している。しかしながら、その増減量は変相後の減少量に比較すれば小さく、大局的には  $B$  を一定値としているケース 4 の  $B$  の変化と大差はない。変相後においては、ケース 3 では  $\gamma_{DA}^p$  (過去の繰返し載荷における最大の  $\gamma_n^p$  の値)、ケース 4 では  $\gamma_{ap}^p$  (応力経路が変相線に到達した時点からの  $\gamma^p$  の値) の変化に基づきせん断係数を低減している。この二つの塑性偏差ひずみ量の変化 (図中の右側) をみると、累積値である  $\gamma_{ap}^p$  の方が当然大きな値を示し、その変化も滑らかである。一方、 $\gamma_{DA}^p$  は応力が除荷されたときにリセットされる  $\gamma_n^p$  の最大値を用いるので、その値は小さく、その変化は階段状となっている。このため、ケース 3 とケース 4 で同様のせん断係数を得る (つまり、同様の応力～ひずみ関係を得る) には、表 3.2 に示すように規準ひずみパラメータの値はケース 3 の方が小さくなる。規準ひずみが小さいということは、塑性偏差ひずみの発生に対してせん断係数の変化が敏感であることを示している。このことは、実際の解析では問題になる場合もあり、この点については、液状化地盤上の構造物のシミュレーションを通じて後述する。

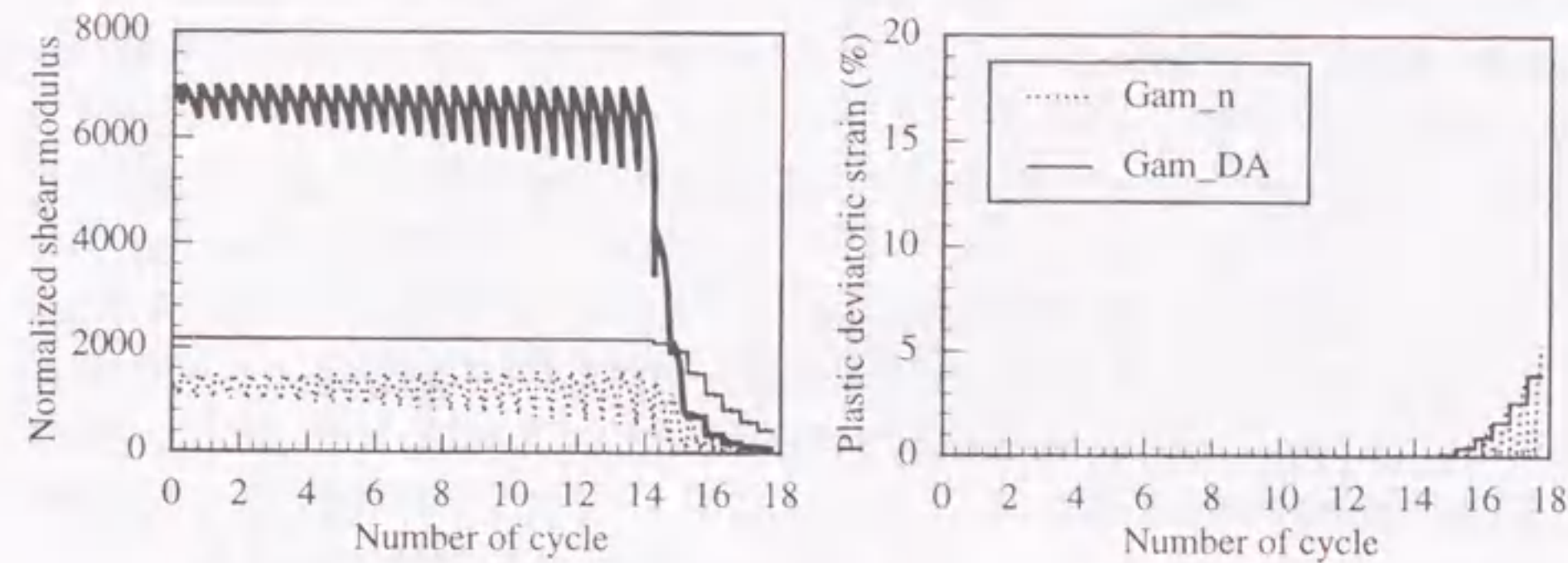
提案した手法は、手法 2 とは異なる塑性偏差ひずみによりせん断係数を低減させていることから、砂の種類によっては、手法 2 とは異なる結果を与える可能性もある。今後さらに多様な砂に対する適用性について検討する必要があるが、ここで示したケース 3 およびケース 4 の要素シミュレーションの結果によると、提案した比較的簡便な手法でも砂の非排水繰返しせん断挙動を十分に表現できるといえる。

■液状化地盤上の構造物のシミュレーション 次に、要素シミュレーションでよい結果を与えた手法 2 と新しく提案した手法 3 について、実際に場の方程式に組み込んで、その挙動を確認する。なお、場の方程式とその離散化については、3.4 節で詳しく述べる。

対象としたのは、図 3.7 に示すような液状化地盤上の構造物の二次元モデルである。このモデルは 5.2 節で解析対象とする動的遠心模型実験と同じモデルであり、遠心模型実験や解析条件については 5.2 節で詳述する。ここで解析対象としたのは、正弦波加振によるケース C-2 (5.2 節参照) であるが、ここでは基礎地盤の挙動に着目するため、盛土については弾性体 (せん断弾性係数  $54000 \text{ kPa}$ 、ポアソン比 0.2) でモデル化している。基礎地盤は飽和砂地盤であり、表 3.2 に示したケース 3 (手法 2) とケース 4 (手法 3) のパラメータをそのまま用いている。その他のモデルパラメータ (密度、透水係数) や数値解析上のパラメータについては、5.2 節で用いた値と同じ値を用いている。

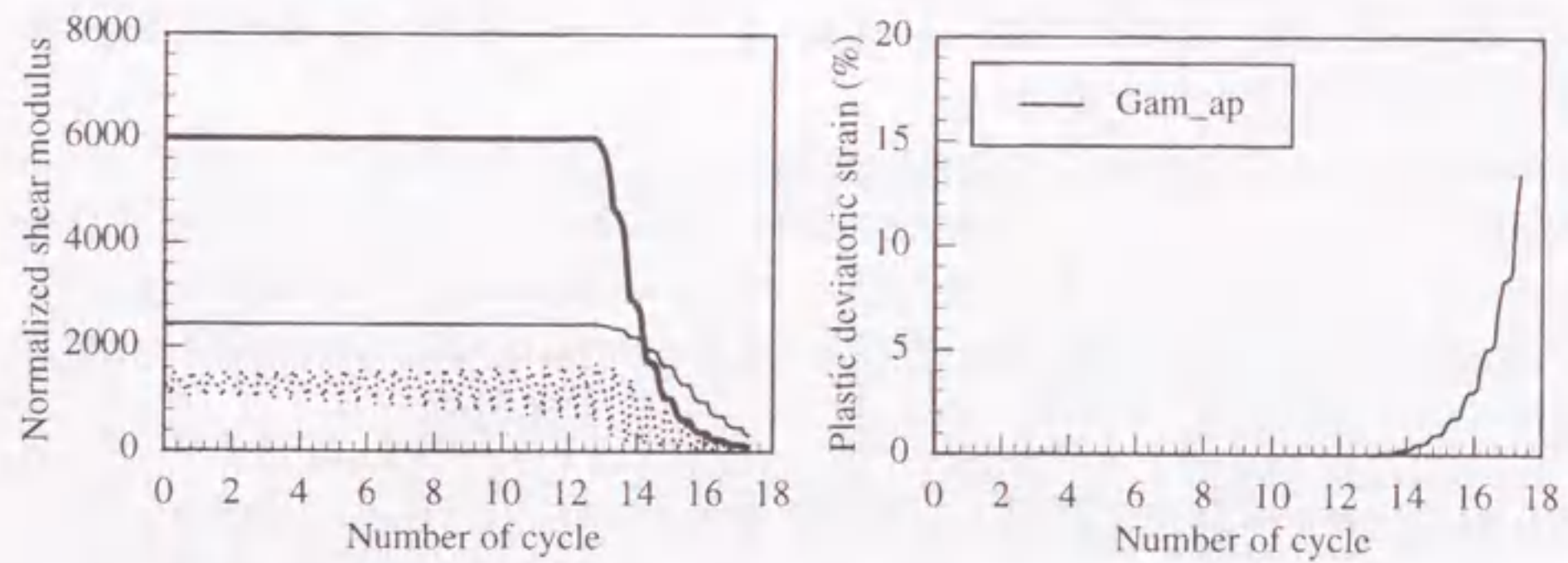
まず、手法 2 を用いた場合の解析の結果得られた加振後の平均有効応力とせん断係数の低減





— B : Hardening parameter related to normalized plastic shear modulus  
 — Ge : Normalized elastic shear modulus  
 ..... Gep : Normalized elasto-plastic shear modulus  
 Gam\_n :  $\gamma_n^p$  from unloading  
 Gam\_DA : Maximum value of Gam\_n

(a) Case 3 : reduction with  $\gamma_{DA}^p$



— B : Hardening parameter related to normalized plastic shear modulus  
 — Ge : Normalized elastic shear modulus  
 ..... Gep : Normalized elasto-plastic shear modulus  
 Gam\_ap :  $\gamma_{ap}^p$  from phase transformation

(b) Case 4 : reduction with  $\gamma_{ap}^p$

図 3.6 セン断係数および塑性偏差ひずみ量の時刻歴 (ケース 3,4)

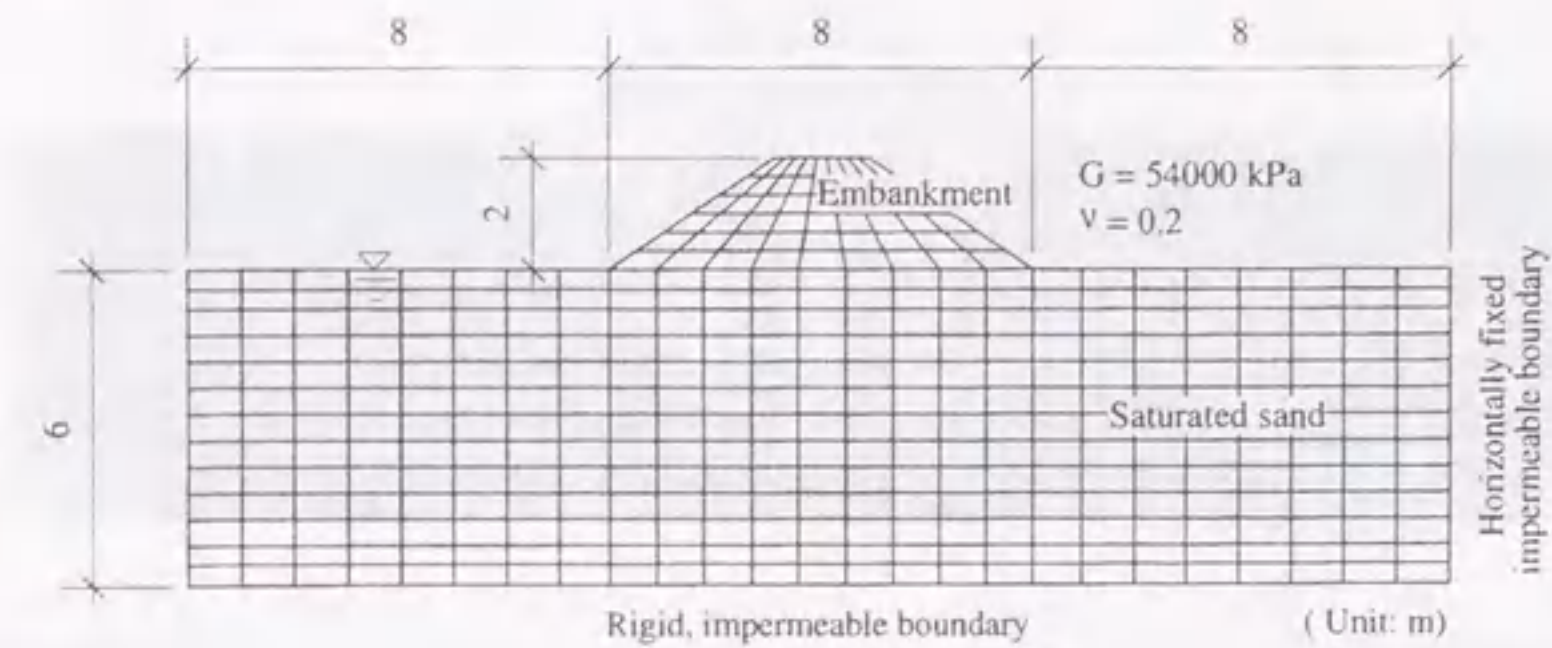


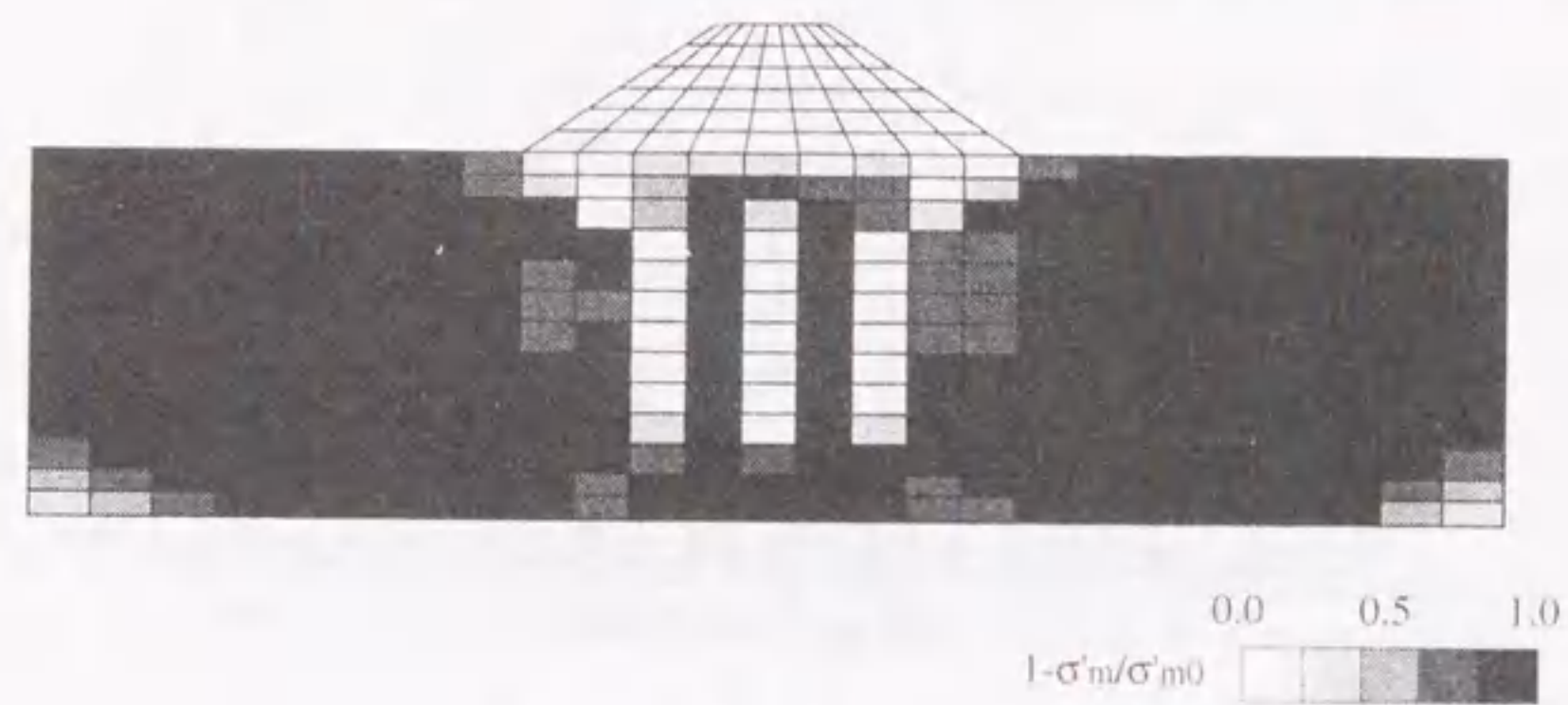
図 3.7 解析モデル

をコントロールするひずみパラメータの分布図を図 3.8 に示す。図は上から、相対有効応力比  $(1 - \sigma'_m / \sigma'_{m0})$ 、過去の繰返し載荷における最大の  $\gamma_n^p$  ( $\gamma_{DA}^p$ , Gam\_DA) の分布を示している。水平地盤部では相対有効応力比はほとんど 1 となっており、液状化に至っている。一方、構造物の直下では相対有効応力比の分布が柱状になっており、構造物の荷重がちょうど杭 (相対有効応力比が小さく健全な要素) に支えられたような状態となっている。せん断係数の低減をコントロールしている (b) の  $\gamma_{DA}^p$  の分布をみると、大局的には構造物の付近の基礎地盤において大きなひずみが発生しているが、局所的には隣り合う要素でも大きく異なっており箇所がある。実際の地盤でもひずみは局所的に変化すると考えられるが、ここでの解析条件のように一様な物性値を用いた場合、正弦波加振による理想的な条件のもとで、(b) のような分布になることは解析結果を評価する上で望ましくないとと思われる。この原因として、 $\gamma_{DA}^p$  を算定する際に用いる  $\gamma_n^p$  (除荷時にリセットした  $\gamma^p$  の値) が局所的にはばらついて評価されていることが考えられる。 $\gamma_n^p$  の算定に際しては、載荷除荷の判断に伴うため、構造物直下のような複雑な応力状態においては、局所的に  $\gamma_n^p$  のばらつきが生じる可能性がある。加えて、手法 2 では塑性規準ひずみの値が小さく、 $\gamma_{DA}^p$  の変化に対して、敏感にせん断係数が変化する。この結果、構造物の直下において、せん断係数が局所的に変化し、構造物の荷重が不均一に基礎地盤に作用し、柱状の相対有効応力比の分布が発生したと考えられる。

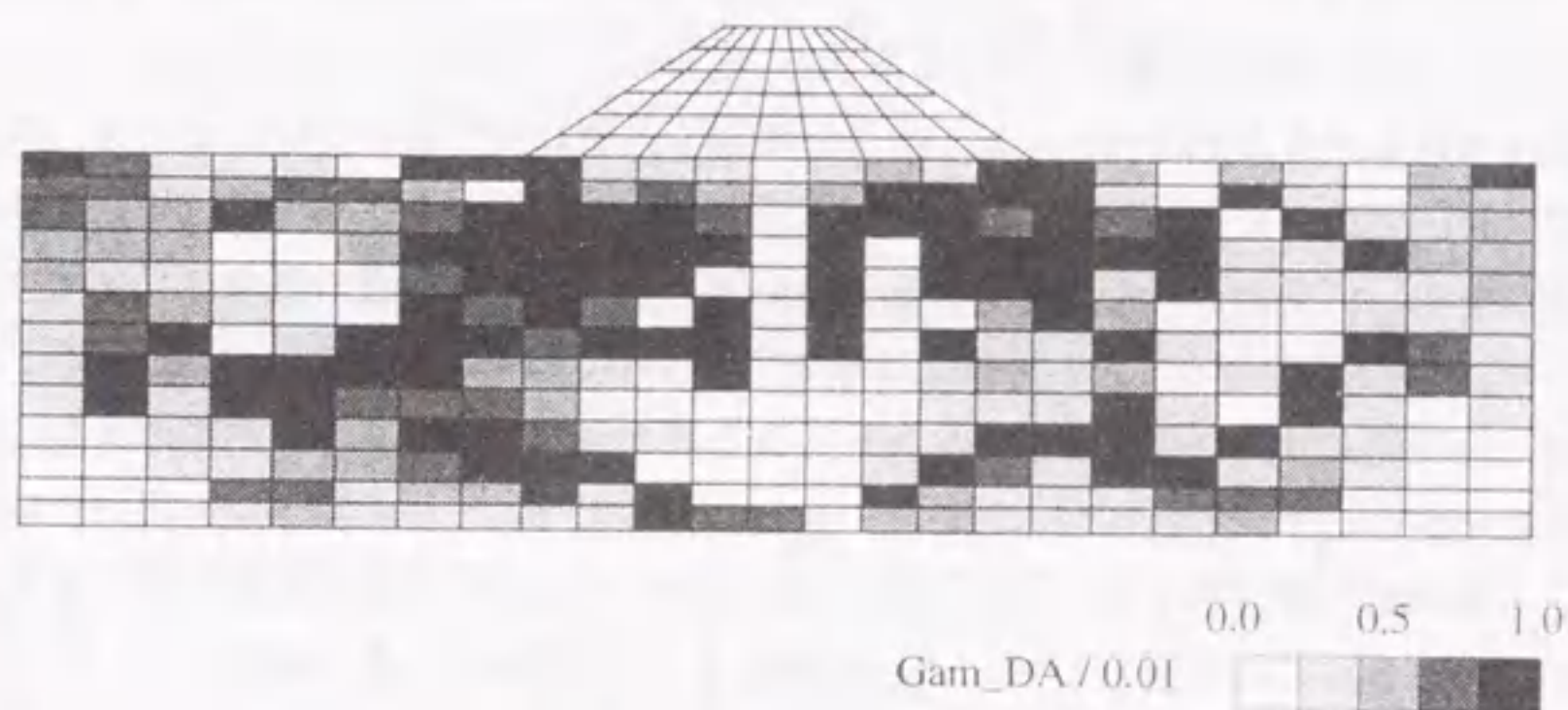
次に、新しく提案した手法 3 を用いた場合の結果得られた加振後の平均有効応力とせん断係数の低減をコントロールするひずみパラメータの分布図を図 3.9 に示す。図は上から、相対有効応力比  $(1 - \sigma'_m / \sigma'_{m0})$  および応力経路が変相線に到達した時点からの  $\gamma_n^p$  ( $\gamma_{ap}^p$ , Gam\_ap) の分布を示している。手法 2 を用いた図 3.8 とは異なり、相対有効応力比は構造物直下においても局所的に大きく変化することはなく、比較的一様な分布を示している。なお、このように構造物の直下地盤が完全液状化に至らない原因については、5.2 節で詳しく説明する。せん断係数の低減をコントロールしている (b) の  $\gamma_{ap}^p$  の分布をみると、構造物の付近の基礎地盤やモデルの両端において、大きなひずみが発生しており、局所的な不自然な変化もみられない。

液状化解析では有効応力が減少するため、せん断係数が非常に小さくなる。水平地盤ならともかく、構造物と地盤の相互作用を扱う解析では、初期応力状態や荷重の状態が局所的に異なるため、





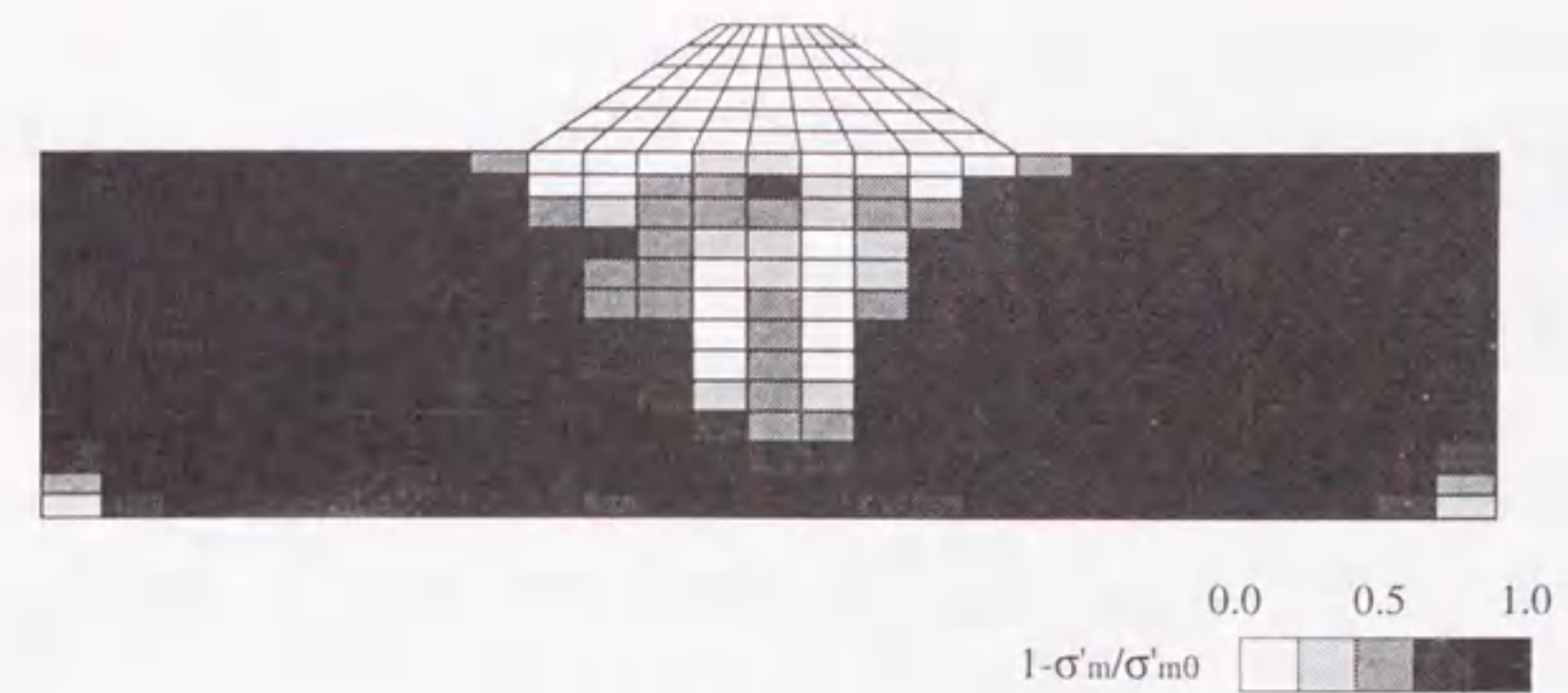
(a) Relative effective stress ratio



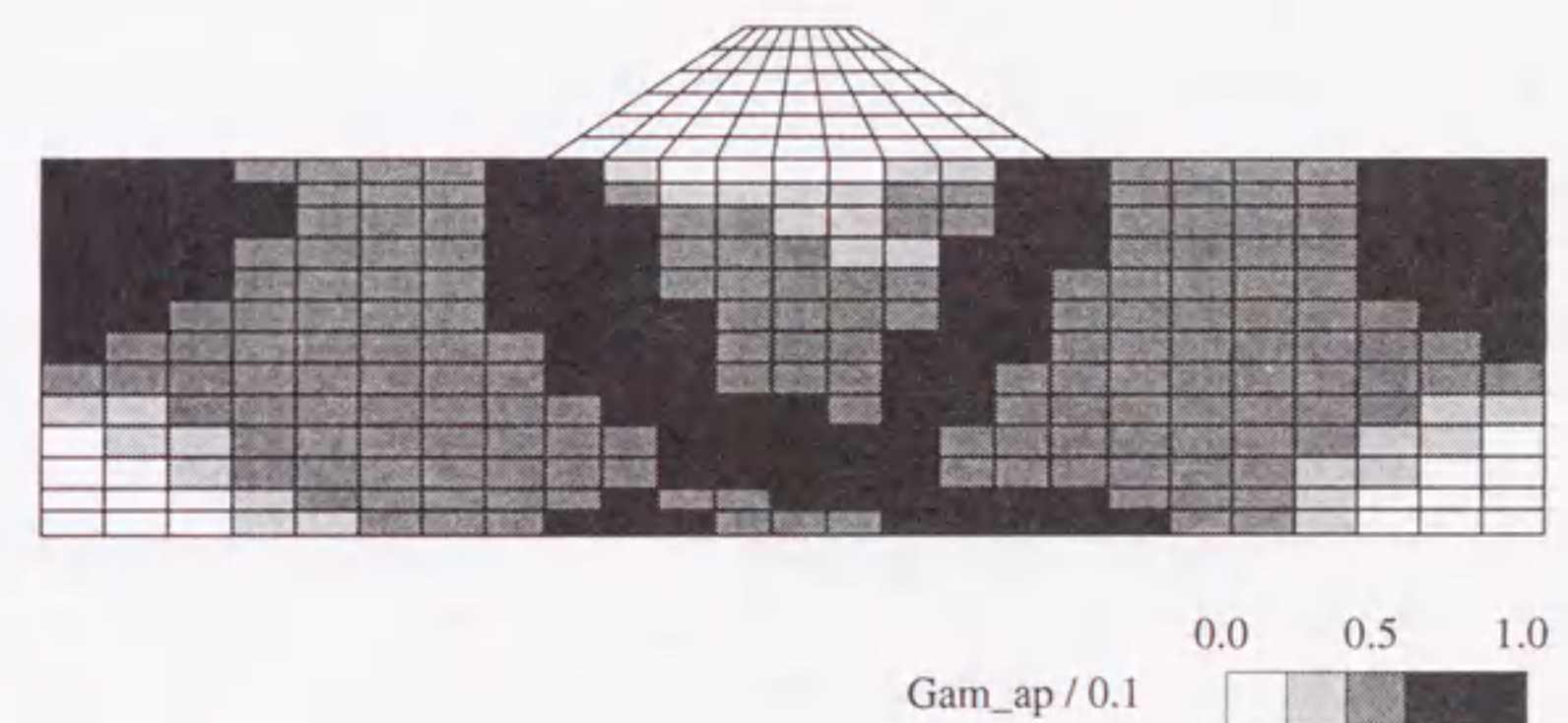
(b) Maximum plastic deviatoric strain amplitude

図 3.8 加振後の相対有効応力比と塑性偏差ひずみの分布 (手法2)

地盤中のせん断係数の減少は局所的に異なる結果となる。せん断係数が小さくなった要素にひずみが集中することはある程度は避けられない現象であるが、手法2の結果にみられるように、隣り合う要素で極端に挙動が異なることは、解析結果を評価する上で好ましくない。例えば、ある要素をみれば、平均有効応力がほとんど0となり液状化していると判定できても、その隣の要素はひずみも小さく平均有効応力も初期状態と変わらないようでは、モデル全体として適切な解が得られているのか判断が困難になる。以上の結果より、本研究では新しく提案した手法3によるせん断係数の低減手法を採用する。この手法は従来の手法よりパラメータが少ないため、より多様な砂の変形特性を厳密に再現することは困難であるが、その分パラメータ設定が容易である利点がある。また、実際の液状化地盤と構造物の解析を行う上で重要な安定性を有していることが利点と考えられる。



(a) Relative effective stress ratio



(b) Accumulated plastic deviatoric strain from phase transformation

図 3.9 加振後の相対有効応力比と塑性偏差ひずみの分布 (手法3)

### 3.2.4 全応力一定境界条件での挙動の検証

ここでは、構造物直下の境界条件に相当すると考えられる全応力一定の境界条件での異方圧密砂の非排水繰返しせん断挙動に対して、提案したモデルの検証を行う。特に、構造物の地震中の変形を予測するには、全応力一定の境界条件での異方圧密砂の繰返しせん断中の軸ひずみの累積量をモデルが再現できることが不可欠だと考えられる。構造物の基礎地盤の応力条件（水平地盤、構造物直下地盤）に対応すると考えられる二つの境界条件下で行われた室内試験（建設省土木研究所、1998）に対し、砂の繰返し弾塑性モデルを適用し、その挙動を検証する。この室内試験は非排水繰返し中空ねじり試験であり、二つの境界条件のもとで実施されている。一つは鉛直変位を拘束した



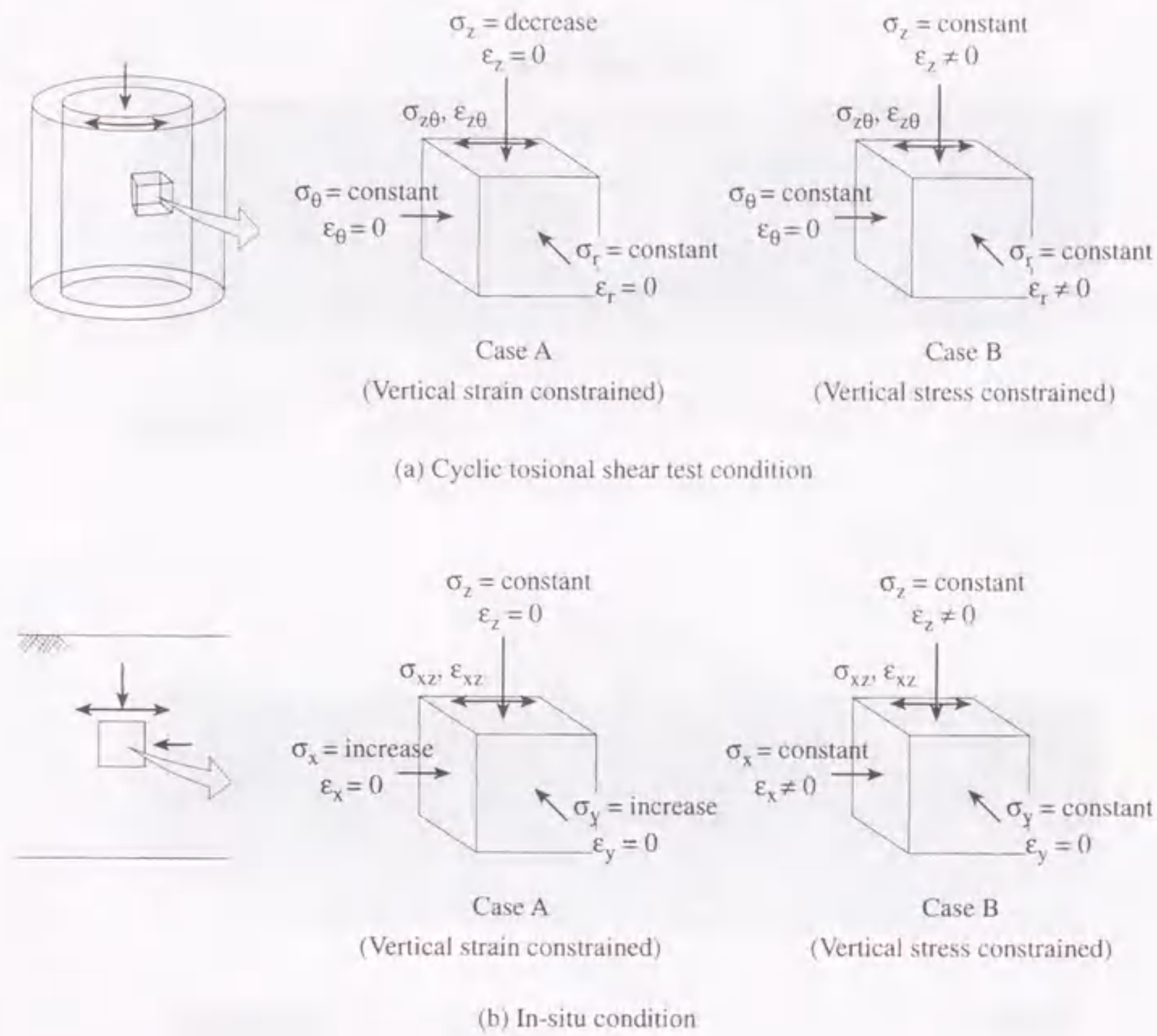


図 3.10 供試体の応力とひずみの境界条件

通常の試験（ケース A），もう一つは鉛直変位を拘束せず，鉛直全応力一定とした特殊な試験（ケース B）である。ケース A，B の供試体の応力とひずみの境界条件を図 3.10(a) に示す。なお，図中の (b) には，原位置での土要素の応力とひずみの条件も併せて示している。鉛直ひずみ  $\epsilon_z$  が 0 の場合（Case A），中空ねじり試験では鉛直全応力  $\sigma_z$  が減少するのに対し，原位置では鉛直全応力  $\sigma_z$  は一定のまま，側方全応力  $\sigma_x$ ， $\sigma_y$  が増加する。ケース A に対する結果は図 3.5 の (c) に示した通りであるが，ここではケース B との比較のため，改めてケース A の結果も示す。中空ねじり試験の供試体は外径 100mm，内径 60mm，高さ 100mm である。用いた砂は豊浦砂である。用いた豊浦砂は平均粒径  $D_{50} : 0.16\text{mm}$ ，均等係数  $U_c : 1.2$  である均一な細砂である。供試体は空中落下法で作成され，圧密後の相対密度は 56%~62% である。供試体は  $K_0 = 0.5$  で異方圧密され，初期鉛直有効応力は 98kPa，背圧 196kPa，B 値は 0.94 以上に維持されている。

モデルの挙動を検証するため，試験結果とシミュレーション結果を比較する。シミュレーション

に用いたモデルパラメータは表 3.2 のケース 4 に示した通りである。初期間隙比  $e_0$  は供試体に対する物理試験結果より決定した。圧縮指数  $\lambda$ ，膨潤指数  $\kappa$  は豊浦砂に対する既往の室内試験結果 (Pradhan ら, 1989) から設定した。変相応力比  $M_m$ ，破壊応力比  $M_f$  は同じ豊浦砂に対する非排水単調載荷せん断試験により設定した。供試体の初期せん断弾性係数  $G_0$  については直接決定できる試験が実施されていないため，次式 (Iwasaki and Tatsuoka, 1977) により算定した。

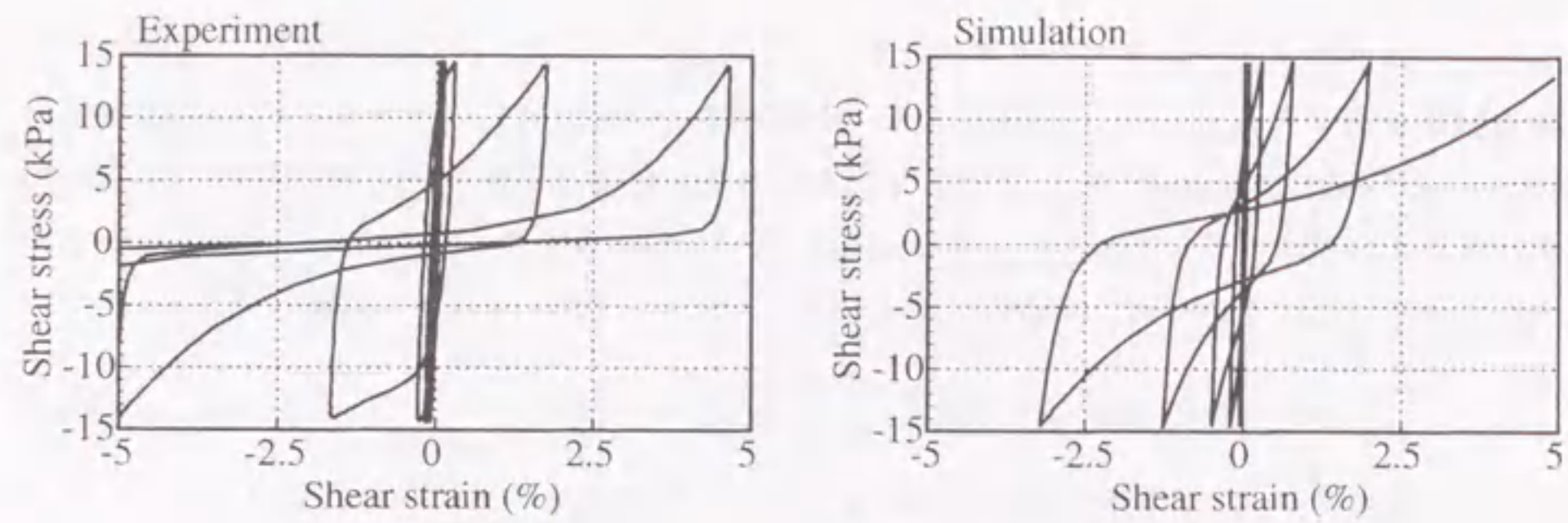
$$G_0 = 14092 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \sigma_m'^{0.4} \quad (\text{kPa}) \quad (3.73)$$

ここに， $e$  は空隙比， $\sigma_m'$  は平均有効応力である。表 3.2 の残りのパラメータはモデルがケース A の試験結果（液状化強度曲線，有効応力経路，応力～ひずみ関係）を再現できるように設定した。具体的には，まず硬化パラメータを調整してモデルのおおまかな挙動を決める。その後，規準ひずみのパラメータ ( $\gamma_r^p$ ， $\gamma_r^e$ ) やダイレイタンシーパラメータ ( $D_0$ ， $n$ ) を調整して，よりよく試験結果を再現できるようにした。規準ひずみのパラメータは応力経路が変相線に到達した後のひずみの発生量を調整するものであり，実験でのひずみの発生量をみながら調整した。ダイレイタンシーパラメータは液状化強度曲線の勾配を調整するものであり，実験での液状化強度曲線の勾配をみながら調整した。

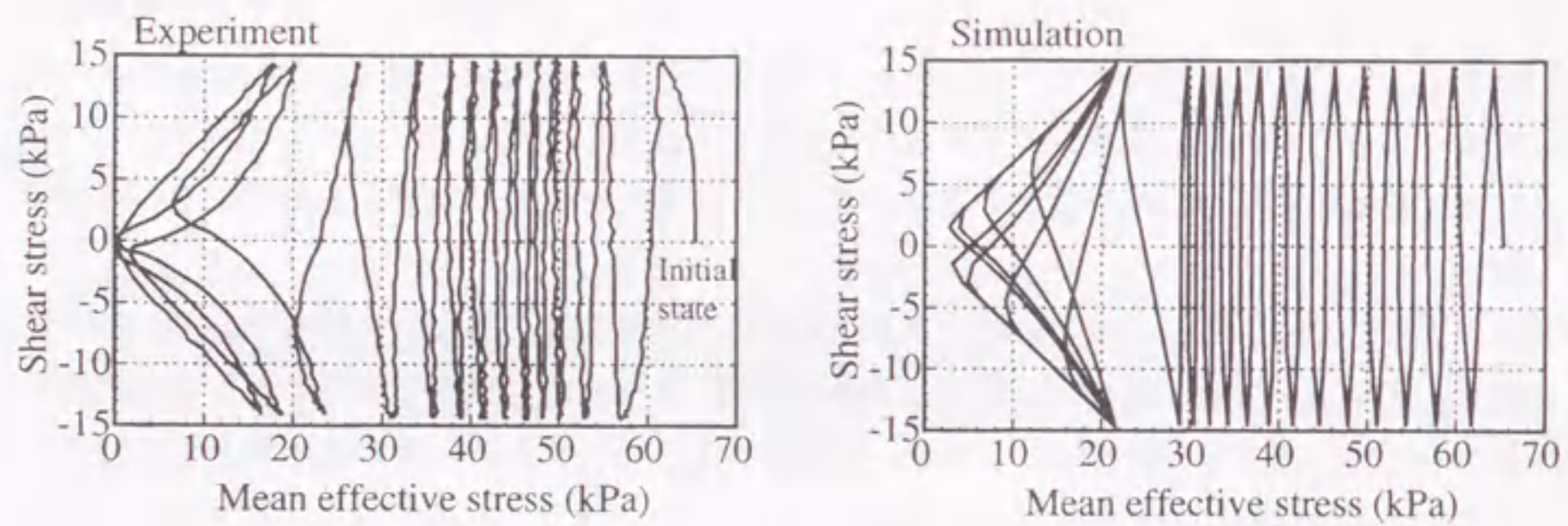
軸変位を拘束した場合（ケース A）に対するせん断応力比 0.224 の場合の試験結果を図 3.11（左側）に示す。図は上からせん断ひずみ～せん断応力関係，有効応力経路を示している。この試験の境界条件のもとで，繰返し弾塑性モデルを用いて要素シミュレーションを行った結果を図 3.11（右側）に示す。モデルは図に示すように，有効応力が減少し 0 となり，その後せん断ひずみが急増する実験結果の傾向を概ね再現している。室内試験および要素シミュレーションから得られた液状化強度曲線を図 3.12 に示す。縦軸は  $\tau_d / \sigma_{m0}'$  で定義される繰返しせん断応力比である。室内試験および要素シミュレーションとも液状化の判定基準は両振幅ひずみで 10% である。モデルは繰返し回数が 10 回以上の部分では室内試験での液状化強度をよく再現しているが，繰返し回数が少ないところでの強度を過大に評価している。モデルでは式 (3.45) によるダイレイタンシー係数を導入することにより，液状化強度曲線の勾配を調整することが可能となっているが，それでも繰返し回数が少ない場合の液状化強度に対しては室内試験結果を過大に評価する傾向がある。この場合，実際の解析では繰返し回数が少ない衝撃形の波形に対しては，液状化の発生や変形量の予測に対して誤差が生じる可能性がある。しかしながら，このような傾向も対象とする砂によって異なってくる。後の第 5 章において実際の被災事例の解析を行う際にも，原位置の不攪乱試料を用いた室内試験結果に対して，図 3.12 と同様にモデルの液状化強度を設定している。これらの結果（例えば，図 5.55 など）をみると，モデルは室内試験から得られた繰返し回数が少ない場合の液状化強度についても比較的よく再現できている。今後，幅広い土質に対して，モデルの適用性を高めることが必要だと思われるが，本研究では実際の事例において，モデルが室内試験から得られた液状化強度をよく再現していることから，このモデルを用いることとした。

次に同様な供試体を対象として，軸変位を拘束しない場合（ケース B）の試験結果および繰返し弾塑性モデルによるシミュレーション結果を図 3.13 に示す。このシミュレーション結果はケース A と同じパラメータを用いて得られたものである。図は上からせん断ひずみ～せん断応力関係，有





(a) Shear stress - shear strain relations



(b) Effective stress paths

図 3.11 応力-ひずみ関係と有効応力経路 (ケース A)

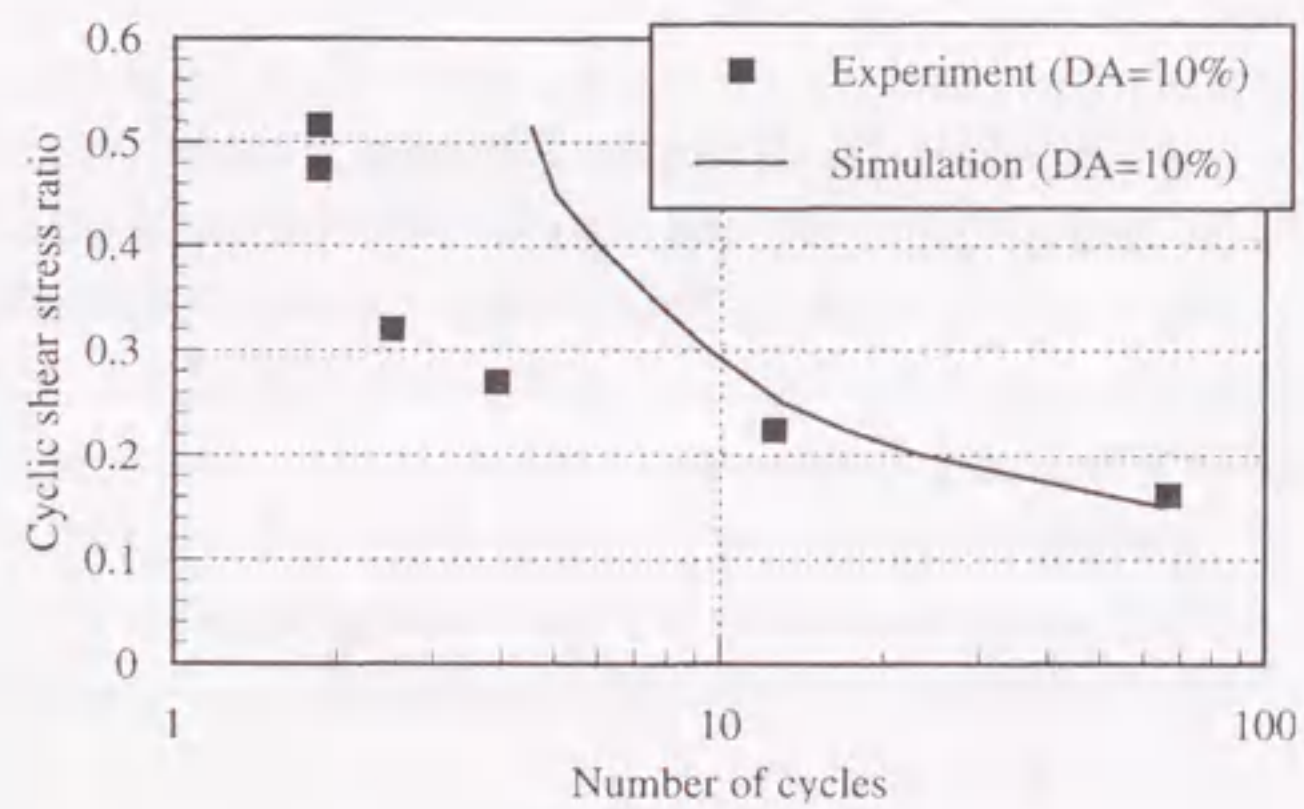
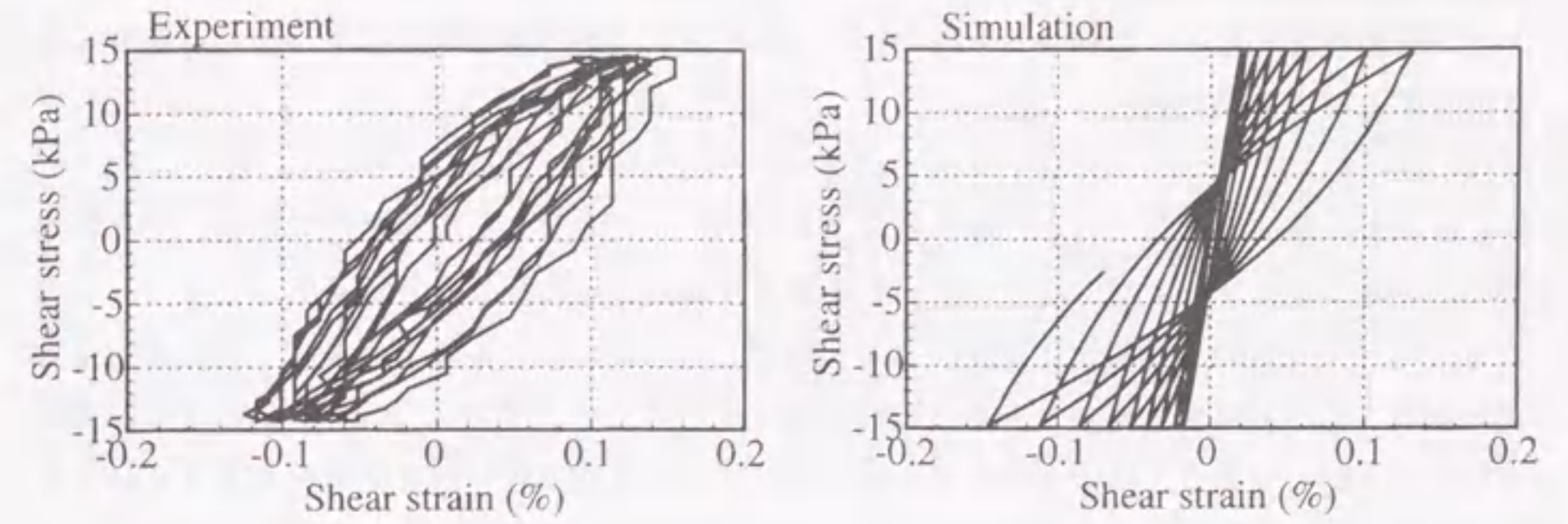
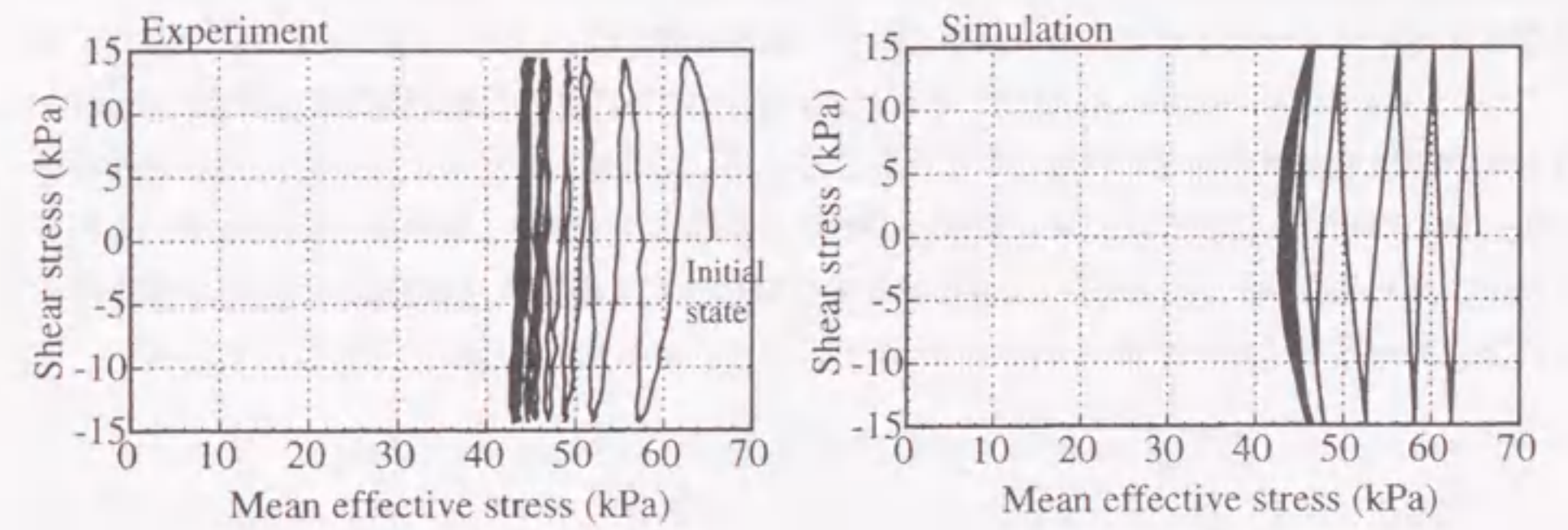


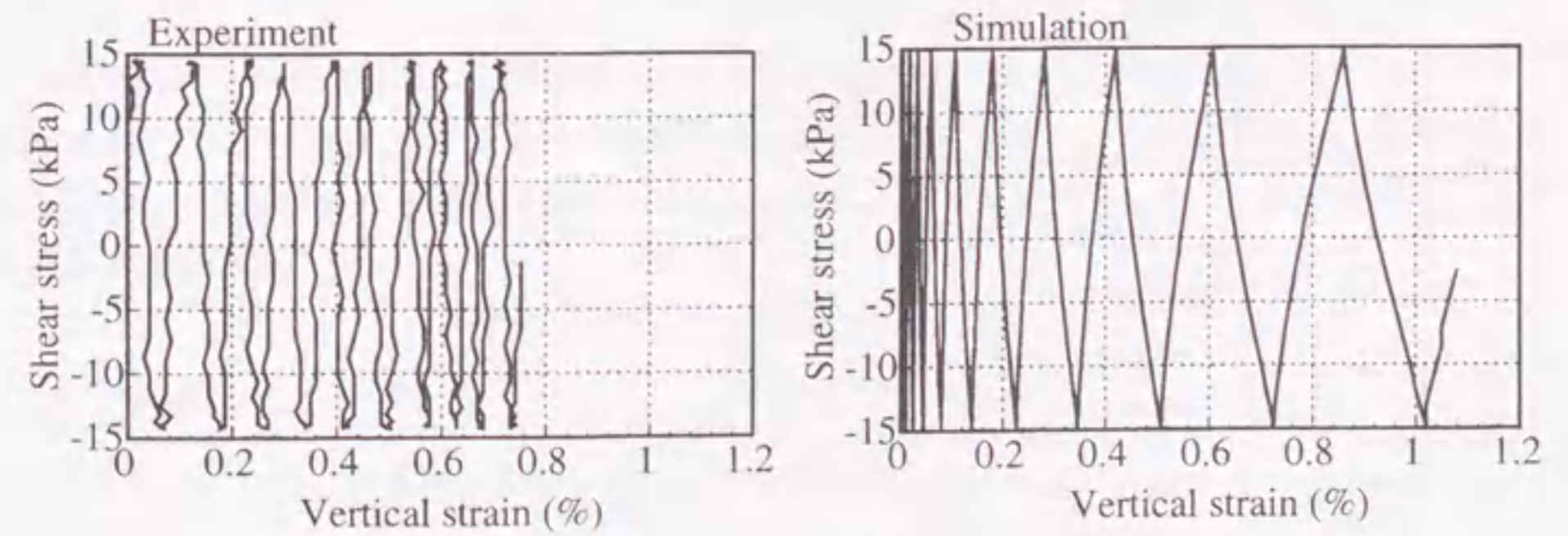
図 3.12 液状化強度曲線 (ケース A)



(a) Shear stress - shear strain relations



(b) Effective stress paths



(c) Shear stress - vertical strain relations

図 3.13 応力-ひずみ関係と有効応力経路 (ケース B)



効応力経路、軸ひずみ～せん断応力関係を示している。ケース B では鉛直および水平応力は一定となるように制御されており、初期の異方応力状態が維持され、平均有効応力は 0 に達することはなく、過剰間隙水圧の蓄積は頭打ちになっている。実験（左側）での最大せん断ひずみは 0.1% 程度で頭打ちになっており、ケース A ほど大きくはない。一方、軸ひずみは約 0.8% にまで達しており、その後も増加する傾向を示している。異方圧密された土が、このような境界条件で繰返しせん断応力を受けた場合には、土の要素の変形はせん断変形より鉛直方向の変形の方が支配的となる。このケース B での土の挙動は構造物直下地盤の挙動に類似しており、モデルがこのような挙動を定量的に再現できることが、液状化地盤上の構造物の挙動を予測する上で重要となる。5.2 節では、構造物直下地盤の挙動について、液状化地盤上の盛土の動的遠心模型実験の解析結果をふまえて詳しく述べる。改良したモデルは図の右側に示すように、過剰間隙水圧が頭打ちとなる様子やせん断ひずみ、軸ひずみ量についても定量的に試験結果を再現している。しかしながら、軸ひずみの累積傾向については実験とモデルでやや異なっている。載荷初期には 1 サイクルあたりの軸ひずみ量は実験の方がモデルよりやや大きいですが、載荷後半ではこの傾向は逆転し、モデルの軸ひずみ量が大きくなる。この違いはモデルの特性に起因している。このモデルでは応力経路が変相線に到達した後に、塑性および弾性せん断剛性を塑性偏差ひずみの累積に応じて低減している。このため、応力経路が変相線に達した繰返し回数 4 回以降にモデルの軸ひずみ増分は増加する結果となっている。このような軸ひずみの累積傾向が、実際の構造物の変形挙動に与える影響については、5.2 節の盛土構造物の沈下過程の考察において述べる。

### 3.3 粘土の繰返し弾粘塑性モデル

粘土の動的挙動を表現する構成式には様々な種類のもものが提案されている。地盤と構造物の地震時挙動を検討するには、二次元、三次元への対応が可能な客観性を有する構成則であることが必要である。また、砂のモデルと同様に、繰返し載荷中に発生するある程度のひずみレベル（ここではせん断ひずみ 10% 程度）までを再現できるモデルである必要がある。本研究では、上記の条件を満たす粘土の構成則として、Oka (1992) の繰返し弾粘塑性モデルを用いる。この構成則には以下のような特徴があるが、流れ則以外は 3.2 節で誘導した砂の弾塑性モデルと基本的に同じモデルである。

1. 応力パラメータとして相対応力比 (Sekiguchi and Ohta, 1977) を用いており、主応力の回転などの多次元応力状態を考慮できる。
2. 硬化則として非線形移動硬化則 (Armstrong and Frederick, 1966; Chaboche and Rousselier, 1983) を用いており、繰返し載荷時において応力反転時に硬化パラメータを初期化する必要がないため、地震時の様なランダムな載荷条件に対して適用性が高い。
3. 境界曲面として過圧密境界面 (Oka, 1982) を導入し、これにより変相応力比を決定することで、過圧密に伴うダイレイタンスー量の減少などを表現できる。
4. Perzyna の粘塑性理論 (Perzyna, 1963) に基づく超過応力型の流れ則を用い、粘性土のひずみ速度に依存した挙動を再現することができる。

ここではまず、上記の特性を有する粘土の繰返し弾粘塑性モデルについて述べる。このモデルは超過応力型の流れ則を用いることで、載荷速度に依存した粘土の繰返し挙動の違いを表現することが可能なものになっている。これまで、単調載荷の場合やある一つの載荷速度による繰返し載荷の場合については、モデルの検証が行われているが、載荷速度の異なる場合の繰返し挙動については検証が行われていない。そこで、このモデルの特徴である載荷速度に依存した粘土の挙動に着目して、載荷速度を変えた繰返し三軸試験結果をもとに検証を行う。ここでも、砂のモデルと同様に比較的大きなひずみの発生量を定量的に評価できるかどうか留意して、検証を行う。加えて、同じ粘土に対して実施された単調載荷試験、動的変形試験に対してもシミュレーションを行い、モデルの挙動を確認する。

#### 3.3.1 定式化

3.2 節の砂の繰返し弾塑性モデルとの大きな違いは流動則にあり、砂のモデルでの塑性ひずみは粘塑性ひずみとなっている。基本的に次の仮定に基づき誘導する。

1. 微小ひずみ
2. 弾粘塑性理論
3. 超過応力型の非関連流動則
4. 非線形移動硬化則



以下では、降伏関数、硬化則、塑性ポテンシャル、流れ則の順に粘塑性ひずみ速度を誘導した後、弾性ひずみ速度を誘導し、最後に実際に解析で用いる応力増分～ひずみ増分関係を示す。

■降伏関数 降伏については圧密降伏とせん断降伏が考えられる。一般に地震応答解析では平均有効応力が大きく増加することはないから、過圧密領域内での挙動を扱うことが主になることから、ここではせん断降伏のみを取り扱い、降伏関数を応力比一定の関数として、砂のモデルと同様に次式のように定める。

$$f = \bar{\eta}(\chi) - k = 0 \quad (3.74)$$

ここに  $\bar{\eta}(\chi)$  は式 (3.3) で定義される相対応力比、 $k$  は弾性域の大きさを規定する数値パラメータである。

■硬化則 はじめに塑性ひずみのパラメータとして、現在の粘塑性偏差ひずみテンソル  $e_{ij}^{vp}$  を以下のように定める。

$$e_{ij}^{vp} = \varepsilon_{ij}^{vp} - \frac{1}{3}\varepsilon_{ii}^{vp}\delta_{ij} \quad (3.75)$$

ここに  $\varepsilon_{ij}^{vp}$  は粘塑性ひずみテンソルである。また、粘塑性偏差ひずみ増分テンソル  $de_{ij}^{vp}$  の第二不変量を以下のように定める。

$$d\gamma^{vp} = (de_{ij}^{vp}de_{ij}^{vp})^{1/2} \quad (3.76)$$

移動硬化パラメータ  $\chi_{ij}$  は砂のモデルと同様に以下の硬化則に基づくものとする。

$$d\chi_{ij} = B(Ade_{ij}^{vp} - \chi_{ij}d\gamma^{vp}) \quad (3.77)$$

ここに、 $A$ 、 $B$  は硬化パラメータである。式 (3.77) において、右辺第二項が移動硬化の非線形性を表現する項であり、仮にこの項が 0 なら、次式に示すように Prager 流の移動硬化則 (Prager, 1955) となる。

$$d\chi_{ij} = BAd e_{ij}^{vp} \quad (3.78)$$

また、一成分せん断状態 ( $\sigma_{12} \neq 0, e_{12}^{vp} \neq 0$ , 他の応力とひずみ成分は全て 0) での硬化則は式 (3.8) と同様な手順で導かれ以下のような指数関数で表現できることになり、砂のモデルと同様に破壊応力比  $M_f$  および平均有効応力で正規化した塑性せん断係数  $G^p$  と式 (3.19), (3.20) の関係を有する。

$$\chi_{12} = \frac{A}{\sqrt{2}} \{1 - \exp(-\sqrt{2}Be_{12}^{vp})\} \quad (3.79)$$

■塑性ポテンシャル 砂のモデルと同様に次式で示すような Cam-clay 型の塑性ポテンシャル関数  $g$  を用いる (図 3.2 参照)。

$$g = \bar{\eta}(\chi) + \bar{M} \ln(\sigma'_m/\sigma'_{ma}) = 0 \quad (3.80)$$

ここに  $\sigma'_{ma}$  は、塑性ポテンシャルと移動硬化パラメータ  $\chi_{ij}$  一定線との交点における平均有効応力  $\sigma'_m$  の値である。また、 $\bar{M}$  は変相応力比であるが、この  $\bar{M}$  を決定するために、砂のモデルと同様に次式で表現される過圧密境界曲面  $f_b = 0$  を定義する。

$$f_b = \bar{\eta}_{(0)} + M_m \ln(\sigma'_m/\sigma'_{mb}) = 0 \quad (3.81)$$

ここに、 $\bar{\eta}_{(0)}$  は圧密終了時と現在との相対応力比であり、式 (3.28) のように定義される。また、 $M_m$  はせん断変形過程における最大圧縮体積ひずみの発生する時点での応力比であり、いわゆる変相応力比に相当する。 $\sigma'_{mb}$  は過圧密境界曲面と圧密終了時の応力比一定線との交点での平均有効応力であり、圧密終了時の平均有効応力  $\sigma'_{mbi}$  を用いて、以下のように表現できる。

$$\sigma'_{mb} = \sigma'_{mbi} \exp\left(\frac{1+e}{\lambda-\kappa}v^{vp}\right) \quad (3.82)$$

ここに、 $e$  は初期間隙比、 $\lambda$  は圧密指数、 $\kappa$  は膨潤指数、 $v^{vp}$  は粘塑性体積ひずみである。このように  $\sigma'_{mb}$  は過圧密境界曲面を降伏関数と考えた場合の硬化パラメータの役割を果たしている。

さて、ここで塑性ポテンシャル関数で用いている実際の変相応力比  $\bar{M}$  に話を戻す。変相応力比  $\bar{M}$  は過圧密境界曲面を用いて、正規圧密領域 ( $f_b \geq 0$ ) および過圧密領域 ( $f_b < 0$ ) において、以下のように定義する。

$$\bar{M} = \begin{cases} M_m & (f_b \geq 0) \\ \frac{\eta}{-\ln(\sigma'_m/\sigma'_{mc})} & (f_b < 0) \end{cases} \quad (3.83)$$

ここに、現在の応力比  $\eta$  は式 (3.35) のように定める。なお、応力比  $\eta$  が変相応力比の最大値である  $M_m$  に到達した後は、過圧密境界曲面の位置に関係なく、 $\bar{M} = M_m$  と仮定する。

■流れ則 Perzyna の粘塑性理論 (Perzyna, 1963) に基づき、超過応力型の非関連流動則を適用し、粘塑性ひずみ速度テンソルを定義する。

$$\varepsilon_{ij}^{vp} = \gamma \langle \Phi_{ijkl}(F) \rangle \frac{\partial g}{\partial \sigma_{kl}} \quad (3.84)$$

ここに  $\gamma \langle \Phi_{ijkl}(F) \rangle$  は以下のように表現する。

$$\gamma \langle \Phi_{ijkl}(F) \rangle = \begin{cases} \gamma \Phi_{ijkl}(F) & (F > 0) \\ 0 & (F \leq 0) \end{cases} \quad (3.85)$$

ここに、 $\Phi_{ijkl}(F)$  は  $F$  の関数であり、 $F$  は降伏関数  $f$  を用いて以下のように定める。

$$F = f = \bar{\eta}(\chi) - k \quad (3.86)$$

$F = 0$  は降伏関数に相当し、 $F > 0$  の場合に粘塑性ひずみが発生することになる。また、 $\Phi_{ijkl}(F)$  は一般的な粘塑性ひずみ速度量を表現するため、4 階の等方テンソルで表現しており、スカラー量である  $\Phi'(F)$  を用いて、次式のように仮定する。

$$\gamma \Phi_{ijkl}(F) = C_{ijkl} \Phi'(F) \quad (3.87)$$



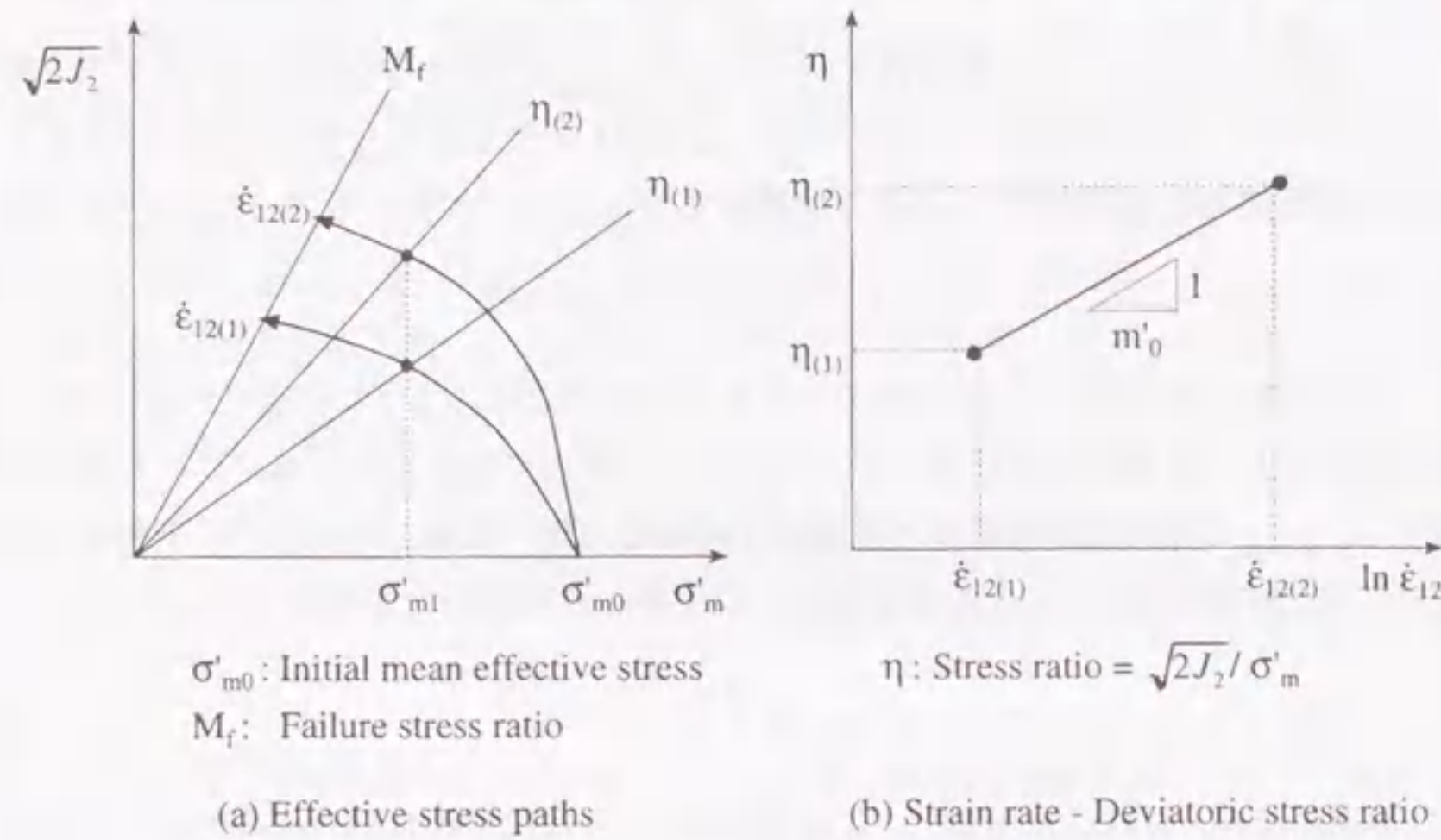


図 3.14 粘塑性パラメータ

ここに、 $C_{ijkl}$  は式 (3.37) と同様に以下のように表現する。

$$C_{ijkl} = a\delta_{ij}\delta_{kl} + b(\delta_{ik}\delta_{jl} + \delta_{il}\delta_{jk}) \quad (3.88)$$

ここに、 $a$ ,  $b$  は応力やひずみの状態に依存する状態変数である。式 (3.84), (3.88) より、 $F > 0$  の場合の粘塑性偏差ひずみ速度テンソル  $\dot{\epsilon}_{ij}^{vp}$  および粘塑性体積ひずみ速度  $\dot{v}^{vp}$  は以下ようになる。

$$\dot{\epsilon}_{ij}^{vp} = 2b\Phi'(F)\frac{\partial g}{\partial s_{ij}} = C_{01}\Phi'(F)\frac{\partial g}{\partial s_{ij}} \quad (3.89)$$

$$\dot{v}^{vp} = (3a + 2b)\Phi'(F)\frac{\partial g}{\partial \sigma'_m} = C_{02}\Phi'(F)\frac{\partial g}{\partial \sigma'_m} \quad (3.90)$$

ここに、粘塑性パラメータ  $C_{01}$ ,  $C_{02}$  は  $a$ ,  $b$  と以下の関係にある。

$$C_{01} = 2b, C_{02} = 3a + 2b \quad (3.91)$$

また、粘塑性ひずみ速度の大きさを規定する  $\Phi'(F)$  は、室内試験結果 (Adachi and Oka, 1982) に基づいて次式のように表現する。

$$\Phi'(F) = \sigma'_m \exp(m'_0 \bar{\eta}(\chi)) \quad (3.92)$$

ここに、 $m'_0$  は粘塑性パラメータである。この関係は粘塑性ひずみ速度の自然対数と超過応力である相対応力比が勾配  $m'_0$  の線形関係にあることを仮定したものである。この関係を模式的に描いたものを図 3.14 に示す。左の図は異なるひずみ速度によるせん断試験の結果得られる有効応力経路を、右の図はある平均有効応力  $\sigma'_{m1}$  での偏差応力比とひずみ速度の自然対数の関係を示している。なお、図中では簡単のため現在の応力比  $\eta$  (式 (3.35) 参照) とひずみ速度のせん断成分  $\dot{\epsilon}_{12}$  の関係を示している。

■弾性ひずみ速度 弾性偏差ひずみ速度テンソル  $\dot{\epsilon}_{ij}^e$  は次式で算定する。

$$\dot{\epsilon}_{ij}^e = \frac{1}{2\bar{\mu}} \dot{s}_{ij} \quad (3.93)$$

ここに、 $\dot{s}_{ij}$  は偏差応力速度テンソルである。せん断弾性係数  $\bar{\mu}$  は砂のモデルと同様に平均有効応力  $\sigma'_m$  に比例すると仮定し次式で表す。

$$\bar{\mu} = \frac{G_0}{\sigma'_{m0}} \sigma'_m \quad (3.94)$$

ここに、 $G_0$  は初期せん断弾性係数、 $\sigma'_{m0}$  は初期平均有効応力である。また、弾性体積ひずみ速度  $\dot{v}^e$  は次式で算定する。

$$\dot{v}^e = \dot{\epsilon}_{kk}^e = \frac{\kappa}{(1+e)\sigma'_m} \dot{\sigma}'_m = \frac{1}{K} \dot{\sigma}'_m \quad (3.95)$$

ここに、 $K$  は体積弾性係数である。

以上より全てのひずみ速度成分が導かれた。全ひずみ速度テンソル  $\dot{\epsilon}_{ij}$  は、弾性ひずみ速度テンソル  $\dot{\epsilon}_{ij}^e$  および粘塑性ひずみ速度テンソル  $\dot{\epsilon}_{ij}^{vp}$  の和で表されるとし、式 (3.89), 式 (3.90), 式 (3.93) および式 (3.95) を用いると次式のようにまとめられる。

$$\begin{aligned} \dot{\epsilon}_{ij} &= \dot{\epsilon}_{ij}^e + \dot{\epsilon}_{ij}^{vp} \\ &= \frac{1}{2\bar{\mu}} \dot{s}_{ij} + \frac{1}{K} \dot{\sigma}'_m \frac{\delta_{ij}}{3} + C_{01}\Phi'(F)\frac{\partial g}{\partial s_{ij}} + C_{02}\Phi'(F)\frac{\partial g}{\partial \sigma'_m} \frac{\delta_{ij}}{3} \end{aligned} \quad (3.96)$$

本構成式に必要なパラメータは、間隙比  $e$ , 圧縮指数  $\lambda$ , 膨潤指数  $\kappa$ , 初期せん断弾性係数  $G_0$ , 破壊応力比  $M_f$ , 体積が最も圧縮される時の応力比 (変相応力比)  $M_m$ , 移動硬化パラメータ  $B_0$ , 粘塑性パラメータ  $m'_0$ ,  $C_{01}$ ,  $C_{02}$  である。加えて、初期応力状態と先行圧密時の応力状態が必要になる。これらのパラメータのうち、間隙比  $e$  ~ 変相応力比  $M_m$  までのパラメータは室内試験や原位試験から直接設定できる。硬化パラメータ  $B_0$  ~ 粘塑性パラメータはひずみ速度を変えた非排水せん断試験から直接設定することができる。

■応力増分~ひずみ増分関係 砂のモデルと同様に応力増分~ひずみ増分関係を導く。全ひずみ増分テンソル  $d\epsilon_{ij}$  は、弾性ひずみ増分テンソル  $d\epsilon_{ij}^e$  および粘塑性ひずみ増分テンソル  $d\epsilon_{ij}^{vp}$  の和で表されるとする。また、時間増分  $dt$  を用いてひずみ速度テンソルとひずみ増分テンソルの関係は以下のようになる。

$$\begin{aligned} d\epsilon_{ij} &= d\epsilon_{ij}^e + d\epsilon_{ij}^{vp} \\ &= \dot{\epsilon}_{ij}^e dt + \dot{\epsilon}_{ij}^{vp} dt \end{aligned} \quad (3.97)$$

まず、弾性ひずみ増分テンソル  $d\epsilon_{ij}^e$  に関して、砂のモデルと同様に等方弾性体の構成式より応力増分~ひずみ増分関係は弾性マトリックス  $D_{ijkl}^e$  を用いて、次式で与えられる。

$$\begin{aligned} d\sigma'_{ij} &= D_{ijkl}^e d\epsilon_{kl}^e \\ &= \bar{\lambda} d\epsilon_{kk}^e \delta_{ij} + 2\bar{\mu} d\epsilon_{ij}^e \\ &= \left( \bar{\lambda} + \frac{2}{3}\bar{\mu} \right) d\epsilon_{kk}^e \delta_{ij} + 2\bar{\mu} d\epsilon_{ij}^e \end{aligned} \quad (3.98)$$



ここに、 $\bar{\lambda}$ は、式(3.54)の通りである。つぎに、粘塑性ひずみ増分テンソル  $d\varepsilon_{ij}^{vp}$  は式(3.84)より次式で与えられる。なお、以下では  $F > 0$  の場合に限定する。

$$d\varepsilon_{ij}^{vp} = \gamma \Phi_{ijkl}(F) \frac{\partial g}{\partial \sigma'_{kl}} dt \quad (3.99)$$

ここで改めて、塑性ポテンシャル関数の応力に関する偏微分を以下のように定める。

$$\frac{\partial g'}{\partial \sigma'_{ij}} = C_{01} \frac{\partial g}{\partial s_{ij}} + C_{02} \frac{\partial g}{\partial \sigma'_m} \frac{\delta_{ij}}{3} \quad (3.100)$$

式(3.96)、式(3.99)および式(3.100)より、粘塑性ひずみ増分テンソル  $d\varepsilon_{ij}^{vp}$  は以下のように算定できる。

$$d\varepsilon_{ij}^{vp} = \Phi'(F) \frac{\partial g'}{\partial \sigma'_{ij}} dt \quad (3.101)$$

さて、式(3.98)の逆関係および式(3.101)を式(3.97)に代入すると、次式が得られる。

$$d\varepsilon_{ij} = (D_{ijkl}^e)^{-1} d\sigma'_{kl} + \Phi'(F) \frac{\partial g'}{\partial \sigma'_{ij}} dt \quad (3.102)$$

両辺に  $D_{ijkl}^e$  をかけて、整理すると次式が得られる。

$$d\sigma'_{ij} = D_{ijkl}^e d\varepsilon_{kl} - \Phi'(F) D_{ijkl}^e \frac{\partial g'}{\partial \sigma'_{kl}} dt \quad (3.103)$$

ここに、右辺第二項は緩和応力テンソルである。式(3.103)より緩和応力テンソルを外力として扱えば、Dマトリックスには弾性マトリックスを用いて弾粘塑性モデルをつりあい式に導入することができる。

ところで、実際の数値計算において、式(3.103)の緩和応力テンソルは現在の計算ステップの一つ前の情報から算定されるものであり、式(3.103)は陽解法の形になっている。しかしながら、陽解法では時間増分を十分に小さくとらないと安定した解を得ることができない。そこで、以下では  $\Phi'(F)$  について時間に関する差分を考慮すること (Peirceら, 1984) で、より安定した解が得られる弾粘塑性マトリックス  $D_{ijkl}^{evp}$  を導く。 $\Phi'(F)$  に対して、時間増分  $dt$  の間を線形で内挿すると、次式が得られる。

$$\Phi'(F) = (1 - \theta)\Phi'(F)_t + \theta\Phi'(F)_{t+\Delta t} \quad (3.104)$$

ここに、 $\theta$  は差分係数であり、 $\theta = 0$  なら前進差分、 $\theta = 1$  なら後退差分となる。また、 $\Phi'(F)_t$  は一つ前の計算ステップ ( $t$ ) での  $\Phi'(F)$ 、 $\Phi'(F)_{t+\Delta t}$  は現在の計算ステップ ( $t + \Delta t$ ) での  $\Phi'(F)$  である。ここで、 $\Phi'(F)$  の増分量  $d\Phi'(F)$  を用いると式(3.104)は次のようにかける。

$$\Phi'(F) = \Phi'(F)_t + d\Phi'(F)\theta \quad (3.105)$$

また、 $\Phi'(F)$  は応力および移動硬化パラメータの関数であることから、その増分は次のよう表現できる。

$$d\Phi'(F) = \frac{\partial \Phi'(F)}{\partial \sigma'_{ij}} d\sigma'_{ij} + \frac{\partial \Phi'(F)}{\partial \chi_{ij}} d\chi_{ij} \quad (3.106)$$

式(3.106)を(3.105)に代入すると、次式が得られる。

$$\Phi'(F) = \Phi'(F)_t + \theta \left( \frac{\partial \Phi'(F)}{\partial \sigma'_{ij}} d\sigma'_{ij} + \frac{\partial \Phi'(F)}{\partial \chi_{ij}} d\chi_{ij} \right) \quad (3.107)$$

式(3.107)に式(3.76)、式(3.77)および式(3.103)を代入すると次式が得られる。

$$\begin{aligned} \Phi'(F) = \Phi'(F)_t + \theta & \left[ \frac{\partial \Phi'(F)}{\partial \sigma'_{ij}} D_{ijkl}^e \left( d\varepsilon_{kl} - \Phi'(F) \frac{\partial g'}{\partial \sigma'_{kl}} dt \right) \right] \\ & + \theta \left[ \frac{\partial \Phi'(F)}{\partial \chi_{ij}} B \left\{ A d\varepsilon_{ij}^{vp} - \chi_{ij} (d\varepsilon_{kl}^{vp} d\varepsilon_{kl}^{vp})^{1/2} \right\} \right] \end{aligned} \quad (3.108)$$

ここで、粘塑性偏差ひずみ増分  $d\varepsilon_{ij}^{vp}$  は式(3.89)および式(3.100)より以下のように算定できる。

$$d\varepsilon_{ij}^{vp} = \Phi'(F) \frac{\partial g'}{\partial s_{ij}} dt \quad (3.109)$$

式(3.109)を式(3.108)に代入すると次式が得られる。

$$\begin{aligned} \Phi'(F) = \Phi'(F)_t + \theta & \left\{ \frac{\partial \Phi'(F)}{\partial \sigma'_{ij}} D_{ijkl}^e \left( d\varepsilon_{kl} - \Phi'(F) \frac{\partial g'}{\partial \sigma'_{kl}} dt \right) \right\} \\ & + \theta \frac{\partial \Phi'(F)}{\partial \chi_{ij}} B \left\{ A \Phi'(F) \frac{\partial g'}{\partial s_{ij}} dt - \chi_{ij} \Phi'(F) dt \left( \frac{\partial g'}{\partial s_{kl}} \frac{\partial g'}{\partial s_{kl}} \right)^{1/2} \right\} \end{aligned} \quad (3.110)$$

式(3.110)において、左辺に  $\Phi'(F)$  を有する項を整理すると次式が得られる。

$$\begin{aligned} \Phi'(F) & \left[ 1 + \theta dt \left\{ \frac{\partial \Phi'(F)}{\partial \sigma'_{ij}} D_{ijkl}^e \frac{\partial g'}{\partial \sigma'_{kl}} - \frac{\partial \Phi'(F)}{\partial \chi_{ij}} B \left( A \frac{\partial g'}{\partial s_{ij}} - \chi_{ij} \left( \frac{\partial g'}{\partial s_{kl}} \frac{\partial g'}{\partial s_{kl}} \right)^{1/2} \right) \right\} \right] \\ = \Phi'(F)_t + \theta & \frac{\partial \Phi'(F)}{\partial \sigma'_{ij}} D_{ijkl}^e d\varepsilon_{kl} \end{aligned} \quad (3.111)$$

さらに整理すると次式が得られる。

$$\Phi'(F) = \frac{1}{1 + \xi} \left( \Phi'(F)_t + \theta \frac{\partial \Phi'(F)}{\partial \sigma'_{ij}} D_{ijkl}^e d\varepsilon_{kl} \right) \quad (3.112)$$

ここで、 $\xi$  は以下の通りである。

$$\xi = \theta dt \left[ \frac{\partial \Phi'(F)}{\partial \sigma'_{ij}} D_{ijkl}^e \frac{\partial g'}{\partial \sigma'_{kl}} - \frac{\partial \Phi'(F)}{\partial \chi_{ij}} B \left\{ A \frac{\partial g'}{\partial s_{ij}} - \chi_{ij} \left( \frac{\partial g'}{\partial s_{kl}} \frac{\partial g'}{\partial s_{kl}} \right)^{1/2} \right\} \right] \quad (3.113)$$

式(3.103)に式(3.112)を代入すると応力増分テンソル~ひずみ増分テンソル関係が次式のように得られる。

$$\begin{aligned} d\sigma'_{ij} & = \left( D_{ijkl}^e - \frac{\theta dt}{1 + \xi} D_{ijmn}^e \frac{\partial g'}{\partial \sigma'_{mn}} \frac{\partial \Phi'(F)}{\partial \sigma'_{pq}} D_{pqkl}^e \right) d\varepsilon_{kl} - \frac{\Phi'(F)_t}{1 + \xi} D_{ijkl}^e \frac{\partial g'}{\partial \sigma'_{kl}} dt \\ & = D_{ijkl}^{evp} d\varepsilon_{kl} - \frac{\Phi'(F)_t}{1 + \xi} D_{ijkl}^e \frac{\partial g'}{\partial \sigma'_{kl}} dt \end{aligned} \quad (3.114)$$



ここに、 $D_{ijkl}^{evp}$  は弾粘塑性マトリックスである。 $D$ マトリックスにこの弾粘塑性マトリックスを用い、外力項に緩和応力ベクトルを考慮することにより、弾粘塑性モデルをつりあい式に導入することができる。

ここで、応力増分ベクトルおよびひずみ増分ベクトルが以下のように表せるとして、式(3.114)の各成分をまとめて以下に示す。

$$\vec{d\sigma}' = \{d\sigma'_{11}, d\sigma'_{22}, d\sigma'_{33}, d\sigma'_{12}, d\sigma'_{23}, d\sigma'_{31}\}^T \quad (3.115)$$

$$\vec{d\varepsilon} = \{d\varepsilon_{11}, d\varepsilon_{22}, d\varepsilon_{33}, d\varepsilon_{12}, d\varepsilon_{23}, d\varepsilon_{31}\}^T \quad (3.116)$$

これらのベクトルに対して、弾性マトリックスは次式のように表せる。

$$[D^e] = \begin{pmatrix} \bar{\lambda} + 2\bar{\mu} & \bar{\lambda} & \bar{\lambda} & 0 & 0 & 0 \\ \bar{\lambda} & \bar{\lambda} + 2\bar{\mu} & \bar{\lambda} & 0 & 0 & 0 \\ \bar{\lambda} & \bar{\lambda} & \bar{\lambda} + 2\bar{\mu} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2\bar{\mu} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2\bar{\mu} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2\bar{\mu} \end{pmatrix} \quad (3.117)$$

$\Phi'(F)$  の応力に関する偏微分は式(3.92)より次式のようにになる。

$$\begin{aligned} \frac{\partial \Phi'(F)}{\partial \sigma'_{ij}} &= \frac{\partial \Phi'(F)}{\partial s_{ij}} + \frac{\partial \Phi'(F)}{\partial \sigma'_m} \frac{\delta_{ij}}{3} \\ &= \exp(m'_0 \bar{\eta}(\chi)) \left\{ \frac{m'_0 (\eta_{ij} - \chi_{ij})}{\bar{\eta}(\chi)} + \left( 1 - \frac{m'_0 (\eta_{kl} - \chi_{kl}) \eta_{kl}}{\bar{\eta}(\chi)} \right) \frac{\delta_{ij}}{3} \right\} \end{aligned} \quad (3.118)$$

また、塑性ポテンシャル関数の応力に関する偏微分は式(3.80)、式(3.100)より次式のようにになる。

$$\begin{aligned} \frac{\partial g'}{\partial \sigma'_{ij}} &= C_{01} \frac{\partial g}{\partial s_{ij}} + C_{02} \frac{\partial g}{\partial \sigma'_m} \frac{\delta_{ij}}{3} \\ &= C_{01} \frac{\eta_{ij} - \chi_{ij}}{\bar{\eta}(\chi) \sigma'_m} + C_{02} \left( \bar{M} - \frac{(\eta_{kl} - \chi_{kl}) \eta_{kl}}{\bar{\eta}(\chi)} \right) \frac{\delta_{ij}}{3 \sigma'_m} \end{aligned} \quad (3.119)$$

また、緩和応力ベクトルは式(3.117)、式(3.119)より次式のようにになる。

$$\frac{\Phi'(F)_t}{1+\xi} D_{ijkl}^e \frac{\partial g'}{\partial \sigma'_{kl}} dt = \frac{\Phi'(F)_t}{1+\xi} \left( \bar{\lambda} \frac{\partial g'}{\partial \sigma'_{kk}} \delta_{ij} + 2\bar{\mu} \frac{\partial g'}{\partial \sigma'_{ij}} \right) dt \quad (3.120)$$

### 3.3.2 挙動の検証

粘性土の構成則も砂の構成則と同様に動的変形特性や動的強度に対して、その再現性を検証する必要がある。このモデルは荷重速度に依存した粘土の繰返し挙動の違いを表現することが可能なものになっている。これまで、単調荷重の場合やある一つの荷重速度による繰返し荷重の場合については、モデルの検証が行われているが、荷重速度の異なる場合の繰返し挙動については検証が行わ

表 3.3 モデルパラメータ一覧

|                                                      |                |          |
|------------------------------------------------------|----------------|----------|
| Initial void ratio                                   | $e_0$          | 0.840    |
| Compression index                                    | $\lambda$      | 1.17E-1  |
| Swelling index                                       | $\kappa$       | 2.80E-2  |
| Initial Shear modulus                                | $G_0$ (kPa)    | 2.00E+04 |
| Failure stress ratio (compression side)              | $M_{fc}$       | 1.322    |
| Phase transformation stress ratio (compression side) | $M_{mc}$       | 1.225    |
| Failure stress ratio (extension side)                | $M_{fe}$       | 1.058    |
| Phase transformation stress ratio (extension side)   | $M_{me}$       | 0.980    |
| Hardening parameter                                  | $B_0$          | 20.0     |
| Viscoplastic parameter                               | $m'_0$         | 18.5     |
| Viscoplastic parameter                               | $C_{01}$ (1/s) | 3.0E-07  |
| Viscoplastic parameter                               | $C_{02}$ (1/s) | 7.5E-08  |

れていない。そこで、ここでは粘性土のひずみ速度に依存した動的強度をモデルが再現できるかどうか検証する。加えて、同じ粘土に対して実施された単調荷重試験、動的変形試験に対しても、ひずみ速度や荷重速度を考慮したシミュレーションを行い、モデルの挙動を確認する。具体的には、繰返しした荒川粘土を用いて実施された次の二つの室内試験結果をもとにモデルの検証を行う。

大村ら(1997)の非排水三軸試験 大村ら(1997)は一つのひずみ速度による単調荷重の非排水三軸圧縮試験および複数の荷重速度による非排水繰返し三軸試験を実施している。その結果、荷重速度の異なる場合について、所定の軸ひずみに達する場合の繰返し回数と繰返しせん断応力比の関係(動的強度曲線)を得ている。

安原ら(1997)の非排水単純せん断試験 安原ら(1997)は一つの荷重速度による非排水繰返し単純せん断試験を実施している。その結果、せん断ひずみ振幅とせん断剛性の関係を得ている。

■非排水三軸試験のシミュレーション 繰返しした荒川粘土を用いて、単調荷重の非排水三軸試験および異なる荷重速度下での非排水繰返し三軸試験が実施されている(大村ら, 1997)。荒川粘土は土粒子の密度:  $2.659t/m^3$ 、液性限界: 49.8%、塑性限界: 32.0%、塑性指数: 17.8のややシルト質な沖積粘土である。試料は攪拌後  $420\mu m$  のふるいで裏ごしした後、液性限界の2倍の含水比に調整し、再圧密装置により再圧密したものである。供試体は成形された後、 $b$  値 0.96 以上まで飽和され、拘束圧 100kPa で等方圧密されている。単調荷重試験では軸ひずみ速度 0.05%/min のひずみ速度一定で荷重が行われている。一方、繰返し試験では周波数 0.02, 0.1, 1.0Hz の3つの荷重速度で応力制御により繰返しせん断が加えられている。

シミュレーションに用いたモデルパラメータの一覧を表 3.3 に示す。初期間隙比  $e_0$ 、圧縮指数  $\lambda$ 、膨潤指数  $\kappa$ 、三軸圧縮側と三軸伸張側の変相応力比  $M_{mc}$ 、 $M_{me}$ 、三軸圧縮側と三軸伸張側の破壊応力比  $M_{fc}$ 、 $M_{fe}$  は同じ荒川粘土に対する物理試験および圧密試験、圧密非排水三軸試験(単調荷重)により設定した。供試体の初期せん断弾性係数  $G_0$  は直接決定できる試験が実施されていない



ので、次式 (Hara ら, 1974) により算定した。

$$G_0 \approx 516\tau_f \quad (3.121)$$

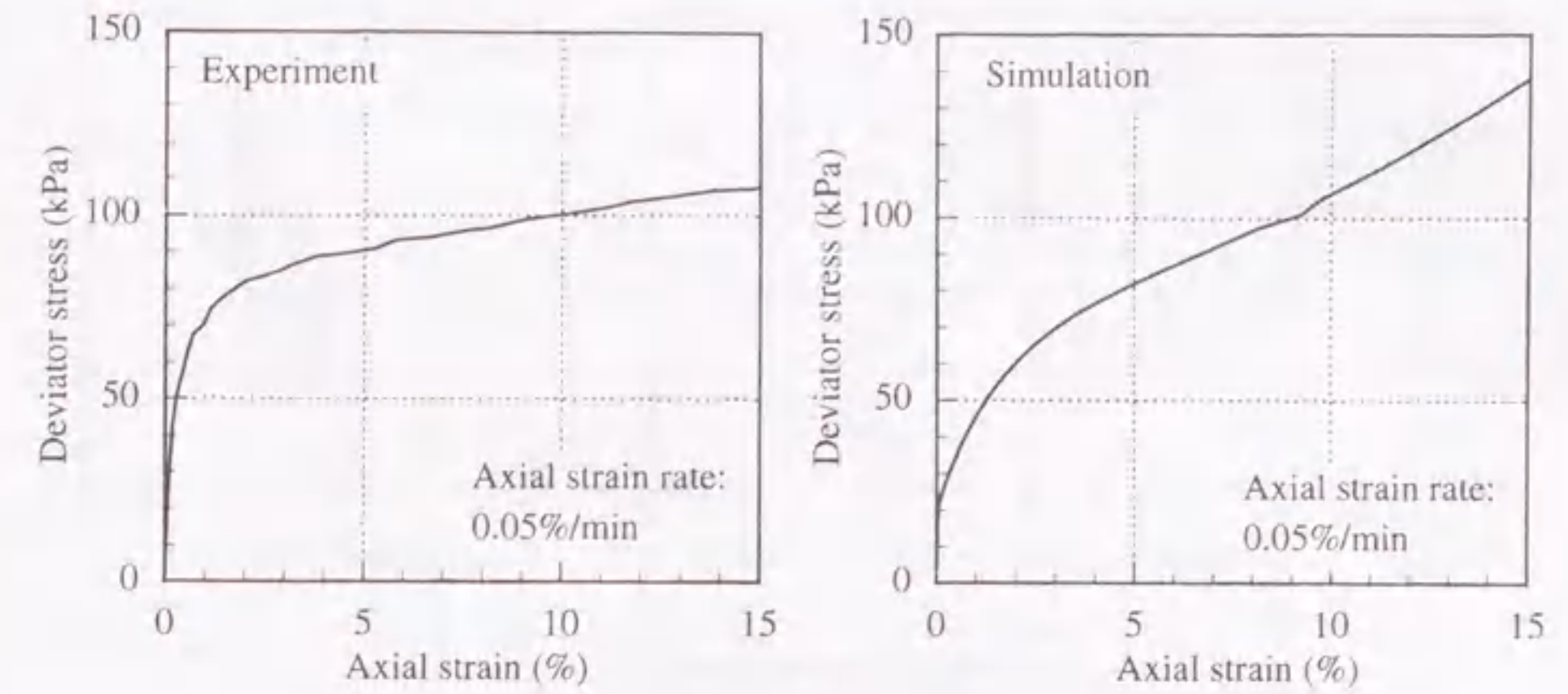
ここに、 $\tau_f$  は非排水せん断強度である。圧密非排水三軸試験より三軸圧縮側の非排水せん断強度 ( $q/2$ ) は約 40kPa であり、この値を非排水せん断強度とした。ここに  $q$  は三軸試験での軸差応力である。表 3.3 の残りのパラメータ (硬化パラメータ、粘塑性パラメータ) は異なるひずみ速度に対する圧密非排水三軸試験より直接設定することが可能であるが、単調載荷試験は一つのひずみ速度に対してのみ実施されており、ひずみ速度を変えた試験は実施されていない。そこで、ここでは砂のモデルと同様に非排水繰返し三軸試験結果 (動的強度曲線、有効応力経路、応力-ひずみ関係) を再現できるようにパラメータを調整した。具体的には、まず標準的な粘塑性パラメータのもとで、硬化パラメータを調整することによりモデルのおおまかな挙動を決定する。その後、載荷速度の異なる動的強度曲線に一致するように粘塑性パラメータを調整した。粘塑性パラメータ ( $m'_0$ ,  $C_{01}$ ,  $C_{02}$ ) とは異なるひずみ速度でのひずみの発生を制御するパラメータであり、モデルの載荷速度依存性を制御するパラメータである。

はじめに、単調載荷による非排水三軸試験および要素シミュレーションの結果を図 3.15 に示す。図には軸応力-軸ひずみ関係および有効応力経路を示している。有効応力経路については、モデルは実験結果とよく一致しており、実験でのダイレイタンス量をよく再現している。一方、モデルの軸ひずみの発生傾向は実験結果とはやや異なっている。軸ひずみが約 10% 未満において、同じ軸差応力に対する軸ひずみはモデルの方が実験値よりも大きいが、軸ひずみが 10% を越える範囲では、逆にモデルの軸ひずみの方が実験値よりも小さくなっている。結果的にモデルの方が、実験値よりも軸差応力の変化に対して、軸ひずみの発生が鈍感になっている。この原因の一つとして、硬化パラメータ  $B_0$  の設定方法の問題が考えられる。3.2 節の砂の繰返し弾塑性モデルでは、液状化に至る過程の  $1.0 \times 10^{-2}$  を越えるせん断ひずみを再現するために、硬化パラメータを塑性偏差ひずみ量に応じて低減する手法を導入した。粘土の弾粘塑性モデルについても、次式で示すように、砂と同様な手法で硬化パラメータを低減する手法が提案されている (岡ら, 1996)。

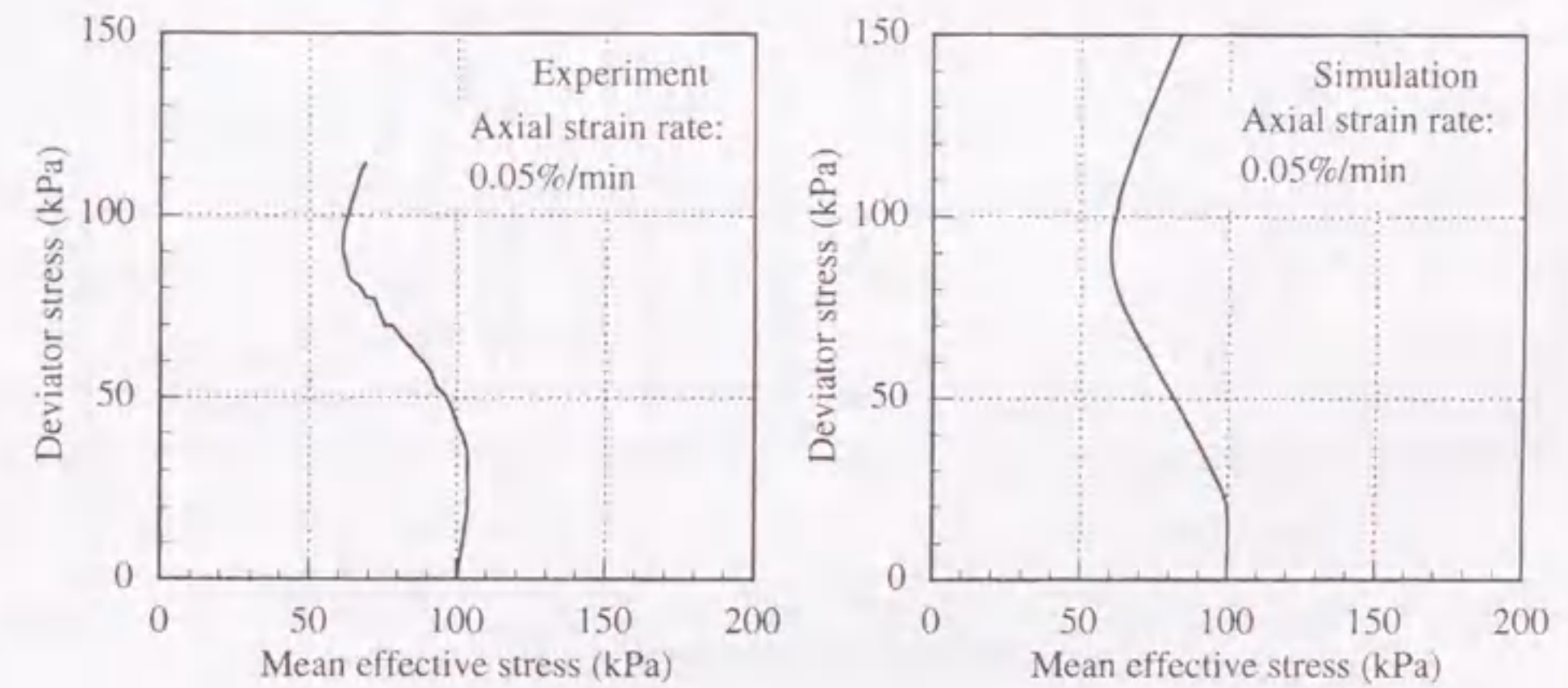
$$B = (B_0 - B_1) \exp(-C_f \gamma^{np}) + B_1 \quad (3.122)$$

ここに、 $B_0$  は  $B$  の初期値を示す硬化パラメータ、 $B_1$  は  $B$  の下限値を示す硬化パラメータ、 $C_f$  は  $B$  の低減量を調整するパラメータ、 $\gamma^{np}$  は初期からの  $d\gamma^{np}$  (式 (3.76) による) の累積値である。粘土の場合にも、式 (3.122) による硬化パラメータの低減を行えば、載荷初期の  $B$  を大きくし、載荷後期の  $B$  を小さくできることから、より実験値を忠実に再現することが可能になると考えられる。より広範囲なひずみに対するモデルの適用性については、今後さらに検討する必要があるが、粘土のモデルでは粘塑性パラメータを決定する必要があり、パラメータが非常に多くなってしまうことや、単調載荷ではなく繰返し挙動の再現を主な目的としていることを考慮して、本研究では硬化パラメータ  $B$  を一定値とした。

次に、載荷速度を変えた繰返し三軸試験の結果を示す。結果の一例として、繰返しせん断応力比 0.238、載荷周波数 0.02Hz の場合の試験および要素シミュレーションの結果を図 3.16 に示す。図



(a) Stress - strain relations



(b) Effective stress paths

図 3.15 応力-ひずみ関係と有効応力経路 (単調載荷)

3.11 に示した砂の非排水繰返しせん断挙動と比較すると、発生するせん断ひずみ量は砂と同様に %オーダーの値が発生している。しかしながら、せん断応力が 0 付近の挙動をみると、砂のように極端にせん断係数が低下しているわけではない。有効応力経路についてみると、載荷初期には繰返しせん断により有効応力の低下がみられ、砂と同様な挙動を示す。しかしながら、その後は砂の液状化とは異なり、平均有効応力が完全に 0 となる前に %オーダーのひずみが発生している。このように有効応力が完全に 0 とならなくても、%オーダーのひずみが発生する点が粘土の非排水繰返し



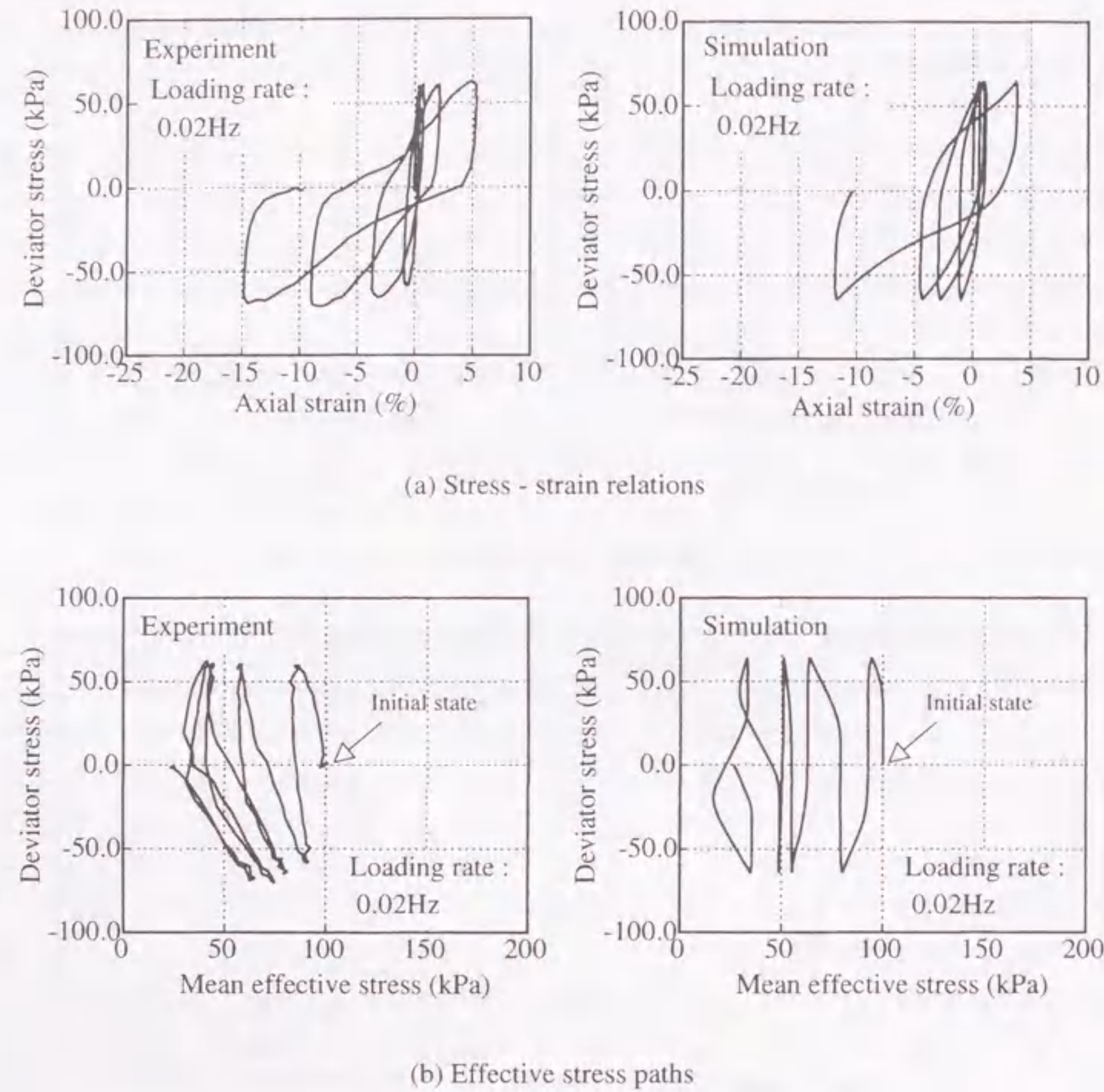


図 3.16 応力～ひずみ関係と有効応力経路 (载荷周波数 0.02Hz)

せん断挙動の特徴である。このような粘土の軸応力～軸ひずみ関係、有効応力経路ともモデルは試験結果をよく再現している。

また、異なる载荷周波数に対する試験および要素シミュレーションから得られた動的強度曲線を図 3.17 に示す。縦軸は  $q/2\sigma'_c$  で定義される繰返しせん断応力比である。ここに  $\sigma'_c$  は圧密終了時の平均有効応力である。また、室内試験および要素シミュレーションとも破壊の判定基準は両振幅ひずみで 5.0% である。粘土の動的強度の载荷速度依存性についてみると、実験では载荷周波数が高く (载荷速度が早く) なるにつれ、動的強度が大きくなる傾向を示している。このような粘土の動的強度の载荷速度依存性は他の粘土でもみられ (例えば, Procter and Khaffaf, 1984), 粘土の挙

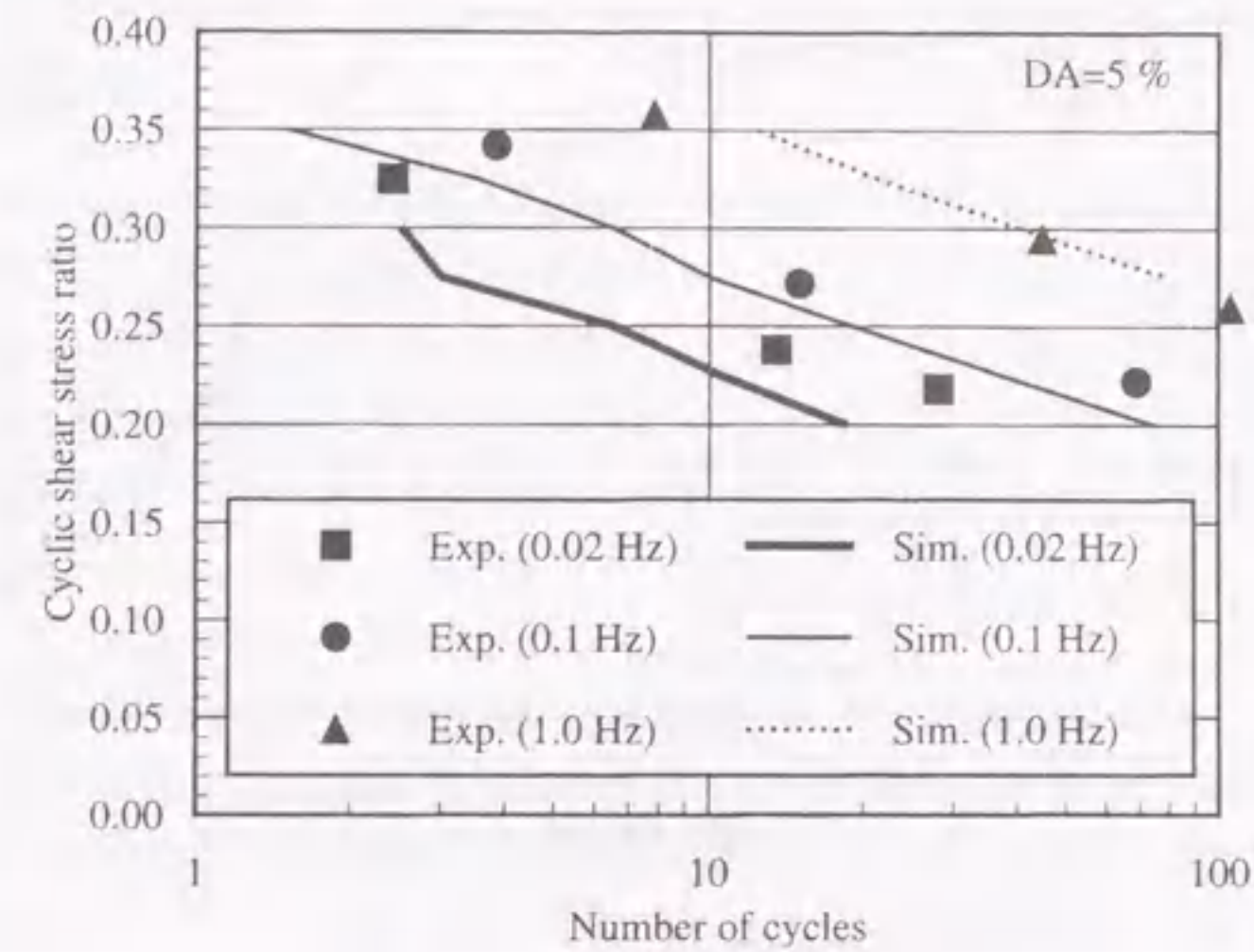


図 3.17 動的強度曲線

動の特徴の一つである。载荷周波数が小さいケースではモデルの強度は実験での強度よりもやや小さくなっているものの、モデルは実験から得られた動的強度の载荷速度依存性を定量的によく再現している。また、動的強度曲線の勾配についてもモデルは実験値の傾向をよく再現している。一般に、きれいな砂の場合は密度が大きくなり、液状化強度が大きくなると液状化強度曲線の勾配は左上がりに急になるが、ここで用いた粘土の場合は動的強度が大きくても、強度曲線の勾配は比較的緩やかであることがわかる。

■非排水単純せん断試験のシミュレーション 前節と同じ繰返した荒川粘土を用いて、非排水繰返し単純せん断試験が実施されている (安原ら, 1997; 室山ら, 1998)。荒川粘土は大村ら (1997) の用いた試料と同じものである。試験は NGI 型の単純せん断試験装置により、高さ 3cm、直径 7cm の供試体を用いて実施されている。供試体は繰返された後、ワイヤーメンブレンで側方変位を拘束し、鉛直拘束圧 196kPa で  $K_0$  圧密されている。なお、圧密後の静止土圧係数  $K_0$  は 0.4 と報告されている。繰返しせん断応力振幅を徐々に増加させ、各せん断応力振幅においては、载荷周波数 0.1Hz で応力制御により一定の繰返しせん断応力が加えられている。

シミュレーションに用いたモデルパラメータは表 3.3 に示したものと同一である。要素シミュレーションでも試験条件と同様に、繰返しせん断応力の载荷周波数 0.1Hz を考慮し、各せん断応力振幅において、繰返し回数 10 回目の履歴ループからせん断係数を算定している。なお、試験では減衰定数のひずみ依存特性は算定されていないので、ここでは検討しないこととする。試験および要素シミュレーションの結果得られた初期せん断係数で正規化したせん断係数とせん断ひずみ片振幅の関係を図 3.18 に示す。試験結果については、同様の試験条件のもとで 2 度の試験 (安原ら, 1997; 室山ら, 1998) が実施されているので、各試験で得られた結果の間を斜線で示している。なお、これ



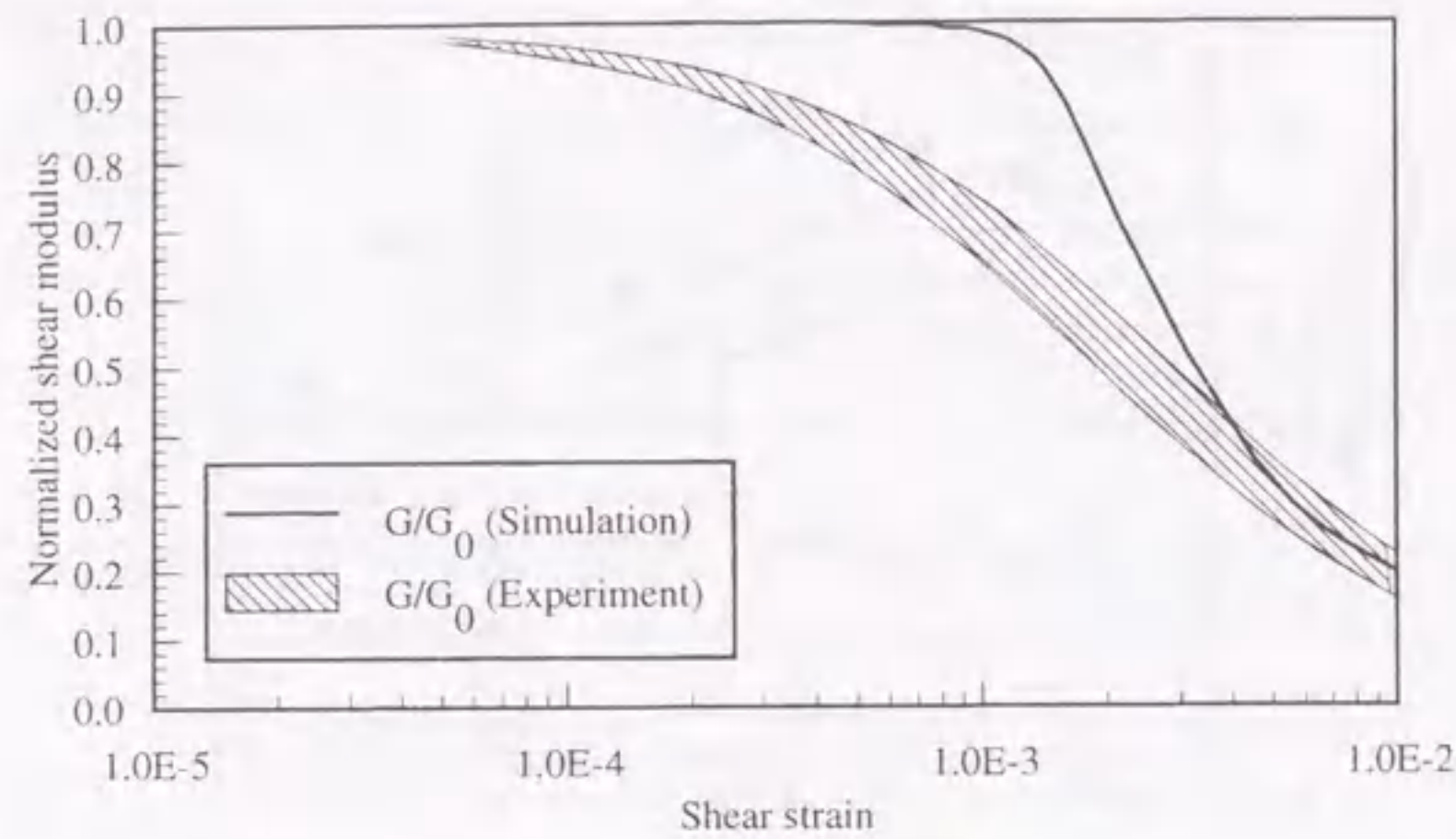


図 3.18 セン断係数のひずみ依存特性

らの試験結果は次式で示す双曲線関数 (Hardin-Drnevich モデル) により近似的に表現できる (安原ら, 1997; 室山ら, 1998) ことから, 図 3.18 でも以下の関数を用いて試験結果を示している。

$$G = \frac{G_0}{1 + \gamma/\gamma_r} \quad (3.123)$$

ここに,  $G$  はせん断係数,  $G_0$  は初期せん断係数,  $\gamma$  はせん断ひずみ片振幅,  $\gamma_r$  は規準ひずみである。なお, 図に示した試験での規準ひずみは  $1.85 \times 10^{-3} \sim 2.84 \times 10^{-3}$  の範囲にある。モデルと実験でのせん断係数のひずみ依存特性を比較すると, 小ひずみから中ひずみ領域 (規準ひずみ程度まで) では, モデルのせん断係数が実験よりも大きな値を示しているが, 大ひずみ領域では両者はよく一致している。このモデルのせん断係数がせん断ひずみの増加に伴い, 急激に減少する傾向は Oka ら (1999a) も指摘している。Oka ら (1999a) は本研究で用いている弾粘塑性モデルに粘弾性のせん断ひずみ成分を追加して, せん断ひずみの増加に伴う滑らかなせん断係数の低下を再現することを試みている。また, 式 (3.122) による硬化パラメータの低減を行えば, 前節で単調荷時の挙動を検証した場合と同様に, 中ひずみ領域での動的変形特性についてもモデルの挙動を改善できる可能性がある。前節の単調荷時による非排水三軸試験のシミュレーション結果でも述べたように, モデルの広範囲なひずみ領域への適用性を高めるには, 中ひずみ領域でのモデルの検証および改良を検討する必要がある。しかしながら, パラメータが多くなってしまうことや, 本研究では比較的大きなひずみでの粘土の挙動を対象とし, モデルが動的強度を再現できることに重点をおいていることから, ここではこのモデルをそのまま用いることとした。

### 3.4 場の方程式

固体力学に基づく土の骨格と間隙水圧の連成問題の場の方程式は, 固相と液相の二相から成る飽和多孔質体を扱った Biot の二相混合体理論 (Biot, 1962) により導くことができる。本研究では, 2.5 節で示した定式化のうち, Oka ら (1994) により誘導された固相の変位  $u$  と間隙水圧  $p$  を未知数とした  $u$ - $p$  formulation を用いる。  $u$ - $p$  formulation は他の定式化と異なり水の変位を扱わず, 従来から地盤工学で用いられてきた圧密問題の定式化ともなじみがよい。また, Christian 流 (Christian and Boehmar, 1968) に要素の重心で間隙水圧を定義すれば, 解くべき自由度の数を減らすことができ, 計算コストの面で有利となる。

次に場の方程式の離散化について述べる。空間離散化には一般に有限要素法 (FEM) が用いられるが, 本研究では, 有限要素法と差分法 (FDM) を用いて, 場の方程式の空間離散化を行う。つりあい式の空間的な離散化には有限要素法, 連続式の間隙水圧の項の空間的な離散化には差分法 (赤井・田村, 1978) を用いる。この手法では, 間隙水圧は要素内で一定値として重心で定義され, 応力とひずみもまた次数低減積分を用いて, 要素の重心で定義する。この手法により, 計算自由度の低減と非排水条件での shear locking の回避が可能となる (例えば, 久田・野口, 1995)。解析手法の精度は, 飽和した多孔質弾性体に対する過渡応答の解析解との比較により既に検証されている (Oka ら, 1994)。また, 時間離散化には Newmark の  $\beta$  法を用いる。

本研究では, 手法の変形予測精度に特に注目しているが, 地盤の液状化時の変形は大きく, 最低でも  $10^{-2}$  オーダーのひずみを再現する必要がある。このような変形量を評価するには, 特に破壊領域付近での挙動をできるだけ正確に表現することが必要である。しかしながら, 破壊領域付近では非線形性が非常に強く, 有限の時間増分を用いて時間積分をする過程では応力状態が破壊規準を満足しないような誤差が発生する可能性がある。このような破壊領域付近での誤差を解消する方法を最後に述べる。提案した手法を検証するため, 導いた場の方程式に 3.2 節で述べた砂の繰返し弾塑性モデルを組み込み, 液状化地盤上の構造物の解析を行うことにより, その効果を確認する。

#### 3.4.1 場の方程式の定式化

固相の変位  $u$  と間隙水圧  $p$  を未知数とした定式化 ( $u$ - $p$  formulation) を示す。その際に, 以下の事を仮定する。

1. ひずみは, 微小ひずみである。
2. 間隙率は, 空間に対して十分なめらかである。
3. 液相の固相に対する相対加速度は, 固相の加速度に比較して小さい。
4. 固相は非圧縮性である。

以下では, 種々の基本式をもとにつりあい式と連続式を導く。



■混合体の密度 混合体の単位体積に対する固相の見かけの密度  $\bar{\rho}^s$  および液相の見かけの密度  $\bar{\rho}^f$  は間隙率  $n$  を用いて以下のように表現できる。

$$\bar{\rho}^s = (1-n)\rho^s \quad (3.124)$$

$$\bar{\rho}^f = n\rho^f \quad (3.125)$$

ここに、 $\rho^s$  は固相の密度、 $\rho^f$  は液相の密度である。ここで混合体の密度  $\rho$  は式 (3.124)、式 (3.125) より次のように表せる。

$$\rho = \bar{\rho}^s + \bar{\rho}^f = (1-n)\rho^s + n\rho^f \quad (3.126)$$

■混合体の応力 全応力と有効応力の関係は間隙水圧を用いて、以下のように表現できる。

$$\sigma_{ij} = \sigma'_{ij} + p\delta_{ij} \quad (3.127)$$

ここに、 $\sigma_{ij}$  は全応力テンソル、 $\sigma'_{ij}$  は有効応力テンソル、 $p$  は間隙水圧である。また、全応力は固相および液相に作用する分応力の和として、以下のように表現できる。

$$\sigma_{ij} = \sigma^s_{ij} + \sigma^f_{ij} \quad (3.128)$$

ここに、 $\sigma^s_{ij}$  は固相の分応力テンソル、 $\sigma^f_{ij}$  は液相の分応力テンソルである。固相の分応力は有効応力と固相に作用する間隙水圧の和として、以下のように表現できる。

$$\sigma^s_{ij} = \sigma'_{ij} + (1-n)p\delta_{ij} \quad (3.129)$$

ここに、 $n$  は間隙率、 $\delta_{ij}$  はクロネッカーのデルタである。また、同様に液相の分応力は液相に作用する間隙水圧として、以下のように表現できる。

$$\sigma^f_{ij} = np\delta_{ij} \quad (3.130)$$

なお、応力および間隙水圧の符号は引張成分を正とする。

■変位とひずみの関係 仮定1より、固相と液相に対するひずみと変位の関係は以下のように定義できる。

$$\varepsilon^s_{ij} = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial u^s_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u^s_j}{\partial x_i} \right) \quad (3.131)$$

$$\varepsilon^f_{ij} = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial u^f_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u^f_j}{\partial x_i} \right) \quad (3.132)$$

ここに、 $\varepsilon^s_{ij}$  は固相のひずみテンソル、 $u^s_i$  は固相の変位ベクトル、 $\varepsilon^f_{ij}$  は液相のひずみテンソル、 $u^f_i$  は液相の変位ベクトルである。なお、ひずみの符号は引張成分を正とする。

■構成式 固相の応力とひずみの関係は有効応力増分テンソルと固相のひずみ増分テンソルの関係として、次式で定義できる。

$$\Delta\sigma'_{ij} = D_{ijkl}\Delta\varepsilon^s_{kl} \quad (3.133)$$

ここに、 $\Delta\sigma'_{ij}$  は有効応力増分テンソル、 $D_{ijkl}$  はDマトリックス、 $\Delta\varepsilon^s_{kl}$  は固相のひずみ増分テンソルである。弾塑性モデルの場合は  $D_{ijkl} = D^{ep}_{ijkl}$ 、弾粘塑性モデルの場合は  $D_{ijkl} = D^{evp}_{ijkl}$  となる。液相についてはせん断変形には抵抗しない材料として扱い、また粘性抵抗も考慮しないとすると、液相の構成則は次式のようになる。

$$p = K^f \varepsilon^f_{ii} \quad (3.134)$$

ここに、 $K^f$  は液相の体積弾性係数である。

■Darcy 則 間隙を流れる液相の固相に対する相対速度は動水勾配に比例すると仮定し、Darcy 則を適用すると次式が得られる。

$$\dot{w}_i = -k \frac{\partial h}{\partial x_i} \quad (3.135)$$

ここに、 $w_i$  は液相の固相に対する相対変位ベクトルで次式で定義される。

$$w_i = n(u^f_i - u^s_i) \quad (3.136)$$

また、 $h$  は全水頭であり、次式で表現できる。

$$h = h_z - \frac{p}{\gamma_w} = h_z - \left( \frac{p_s}{\gamma_w} + \frac{p_d}{\gamma_w} \right) \quad (3.137)$$

ここに、 $h_z$  は位置水頭、 $\gamma_w$  は間隙水の単位体積重量、 $p_s$  は静水圧、 $p_d$  は静水圧からの増分としての過剰間隙水圧である。間隙水の単位体積重量  $\gamma_w$  は液相の密度  $\rho^f$  と次式の関係にある。

$$\gamma_w = \rho^f g \quad (3.138)$$

ここに、 $g$  は重力加速度である。

■質量保存則 質量保存則は固相と液相に対して、それぞれ以下のように表せる。

$$\frac{\partial \bar{\rho}^s}{\partial t} + \frac{\partial(\bar{\rho}^s \dot{u}^s_i)}{\partial x_i} = \frac{D\bar{\rho}^s}{Dt} + \bar{\rho}^s \frac{\partial \dot{u}^s_i}{\partial x_i} = 0 \quad (3.139)$$

$$\frac{\partial \bar{\rho}^f}{\partial t} + \frac{\partial(\bar{\rho}^f \dot{u}^f_i)}{\partial x_i} = \frac{D\bar{\rho}^f}{Dt} + \bar{\rho}^f \frac{\partial \dot{u}^f_i}{\partial x_i} = 0 \quad (3.140)$$

ここに、 $D/Dt$  は実質微分 (Lagrange 的微分) を表す演算子であり、ある変数  $X$  に対して以下のように定義される。

$$\frac{DX}{Dt} = \dot{X} = \frac{\partial X}{\partial t} + v_i \frac{\partial X}{\partial x_i} \quad (3.141)$$

ここに、 $v_i$  は変数  $X$  に対する速度ベクトルである。右辺の第二項は移流項を表している。本章では固体力学に基づき物質の移動を Lagrange 的に扱うことから、以下では変数の時間変化は実質微分を用いて表す。



■運動量保存則 運動量保存則は固相と液相に対して、それぞれ以下のように表せる。

$$\bar{\rho}^s \ddot{u}_i^s = \frac{\partial \sigma_{ij}^s}{\partial x_j} + \bar{\rho}^s b_i - R_i \quad (3.142)$$

$$\bar{\rho}^f \ddot{u}_i^f = \frac{\partial \sigma_{ij}^f}{\partial x_j} + \bar{\rho}^f b_i + R_i \quad (3.143)$$

ここに、 $b_i$  は物体力、 $R_i$  は固相と液相の相互作用を表す項であり、次式のように表される。

$$R_i = -n \frac{\gamma_w}{k} \dot{w}_i \quad (3.144)$$

ここで、液相に対する運動量保存則と Darcy 則の関係について考察する。液相に対する運動量保存則である式 (3.143) に式 (3.136) を考慮して変形すると次式が得られる。

$$\bar{\rho}^f \ddot{u}_i^s + \frac{\bar{\rho}^f}{n} \dot{w}_i = \frac{\partial \sigma_{ij}^f}{\partial x_j} + \bar{\rho}^f b_i + R_i \quad (3.145)$$

ここで、仮定 3 より次式を考慮する。

$$\ddot{u}_i^s \gg \ddot{w}_i \quad (3.146)$$

ここで、式 (3.145) において、式 (3.146) を考慮すると次式のように近似できる。

$$\bar{\rho}^f \ddot{u}_i^s = \frac{\partial \sigma_{ij}^f}{\partial x_j} + \bar{\rho}^f b_i + R_i \quad (3.147)$$

さらに、式 (3.147) に式 (3.125)、式 (3.130) および式 (3.144) を代入すると次式が得られる。

$$n \rho^f \ddot{u}_i^s = \frac{\partial n p}{\partial x_i} + n \rho^f b_i - n \frac{\gamma_w}{k} \dot{w}_i \quad (3.148)$$

ここで、仮定 2 より間隙率は空間に対して滑らかであるとする次式が成り立つ。

$$\frac{\partial n}{\partial x_i} = 0 \quad (3.149)$$

式 (3.149) を (3.148) に代入すると次式が得られる。

$$\rho^f \ddot{u}_i^s = \frac{\partial p}{\partial x_i} + \rho^f b_i - \frac{\gamma_w}{k} \dot{w}_i \quad (3.150)$$

ここで、右辺第二項は重力による物体力とすると、静水圧  $p_s$  を用いて、動的な項を無視すれば、次式が成り立つ。

$$\frac{\partial p_s}{\partial x_i} + \rho^f b_i = 0 \quad (3.151)$$

式 (3.150) に式 (3.151) を代入し、式 (3.137) を考慮すると次式が得られる。

$$\rho^f \ddot{u}_i^s = \frac{\partial p_d}{\partial x_i} - \frac{\gamma_w}{k} \dot{w}_i \quad (3.152)$$

この式を  $\dot{w}_i$  について解くと次式が得られる。

$$\dot{w}_i = -\frac{k}{\gamma_w} \left( \rho^f \ddot{u}_i^s - \frac{\partial p_d}{\partial x_i} \right) \quad (3.153)$$

この式は式 (3.135) に示した Darcy 則の形となっており、右辺の括弧内は全水頭  $h$  から静水頭 (位置水頭と静水圧水頭の和) を差し引いた形となっている。

以上で、場の方程式を導く上での基礎式を定義した。以下では、これらの基礎式からつりあい式と連続式を導く。

■つりあい式 式 (3.142)、式 (3.143) の両辺をそれぞれ加えると混合体に対する運動量保存則が次式のように得られる。

$$\bar{\rho}^s \ddot{u}_i^s + \bar{\rho}^f \ddot{u}_i^f = \frac{\partial \sigma_{ij}^s}{\partial x_j} + \frac{\partial \sigma_{ij}^f}{\partial x_j} + \bar{\rho}^s b_i + \bar{\rho}^f b_i \quad (3.154)$$

となる。式 (3.154) に式 (3.126)、式 (3.128) および式 (3.136) を代入して整理すると、次式が得られる。

$$\rho \ddot{u}_i^s + \rho^f \ddot{w}_i = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho b_i \quad (3.155)$$

仮定 3 より、式 (3.146) を考慮すると近似的に式 (3.155) は次式のように表せる。

$$\rho \ddot{u}_i^s = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho b_i \quad (3.156)$$

この式が混合体に対するつりあい式となる。

■連続式 固相の質量保存則 (3.139) に式 (3.124) を代入し展開すると次式が得られる。

$$(1-n) \frac{\partial \rho^s}{\partial t} + \rho^s \frac{\partial(1-n)}{\partial t} + \rho^s \frac{\partial\{(1-n)\dot{u}_i^s\}}{\partial x_i} + (1-n) \dot{u}_i^s \frac{\partial \rho^s}{\partial x_i} = 0 \quad (3.157)$$

同様に質量保存則 (3.140) に式 (3.125) を代入し展開すると次式が得られる。

$$n \frac{\partial \rho^f}{\partial t} + \rho^f \frac{\partial n}{\partial t} + \rho^f \frac{\partial(n\dot{u}_i^f)}{\partial x_i} + n \dot{u}_i^f \frac{\partial \rho^f}{\partial x_i} = 0 \quad (3.158)$$

式 (3.157) に  $\rho^f/\rho^s$  を乗じて、式 (3.158) と両辺を加えると次式が得られる。

$$\begin{aligned} & \rho^f \left( \frac{\partial(1-n)}{\partial t} + \frac{\partial n}{\partial t} \right) + \rho^f \frac{\partial\{n(\dot{u}_i^f - \dot{u}_i^s)\}}{\partial x_i} + \rho^f \frac{\partial \dot{u}_i^s}{\partial x_i} + \\ & n \left( \frac{\partial \rho^f}{\partial t} + \dot{u}_i^f \frac{\partial \rho^f}{\partial x_i} \right) + (1-n) \frac{\rho^f}{\rho^s} \left( \frac{\partial \rho^s}{\partial t} + \dot{u}_i^s \frac{\partial \rho^s}{\partial x_i} \right) = 0 \end{aligned} \quad (3.159)$$

式 (3.159) において、第一項は 0 である。さらに、式 (3.131) および式 (3.136) を代入し、両辺を  $\rho^f$  で割ると次式が得られる。

$$\frac{\partial \dot{w}_i}{\partial x_i} + \varepsilon_{ii}^s + \frac{n}{\rho^f} \left( \frac{\partial \rho^f}{\partial t} + \dot{u}_i^f \frac{\partial \rho^f}{\partial x_i} \right) + \frac{(1-n)}{\rho^s} \left( \frac{\partial \rho^s}{\partial t} + \dot{u}_i^s \frac{\partial \rho^s}{\partial x_i} \right) = 0 \quad (3.160)$$



ここに、 $\varepsilon_{ii}^s$  は固相の体積ひずみである。さらに、式 (3.160) において、式 (3.141) を考慮すると移流項が消去され次式が得られる。

$$\frac{\partial \dot{w}_i}{\partial x_i} + \varepsilon_{ii}^s + \frac{n}{\rho^f} \dot{\rho}^f + \frac{(1-n)}{\rho^s} \dot{\rho}^s = 0 \quad (3.161)$$

ここで、仮定4より次式が成り立つ。

$$\dot{\rho}^s = 0 \quad (3.162)$$

式 (3.162) を式 (3.161) に代入すると、次式が得られる。

$$\frac{\partial \dot{w}_i}{\partial x_i} + \varepsilon_{ii}^s + \frac{n}{\rho^f} \dot{\rho}^f = 0 \quad (3.163)$$

これが、固相の非圧縮性を仮定した場合の連続の式である。

さらに、式 (3.163) の左辺第三項は間隙水の圧縮性を示す項であるが、この項を扱いやすくするためにさらに変形する。液相の質量保存則である式 (3.140) に式 (3.125) を代入して整理すると次式が得られる。

$$\dot{\rho}^f = -\rho^f \frac{\dot{u}_i^f}{\partial x_i} \quad (3.164)$$

式 (3.132) より左辺第二項をひずみで表すと次式が得られる。

$$\dot{\rho}^f = -\rho^f \dot{\varepsilon}_{ii}^f \quad (3.165)$$

液相の構成則である式 (3.134) を代入すると次式が得られる。

$$\dot{\rho}^f = -\frac{\rho^f}{K^f} \dot{p} \quad (3.166)$$

さらに式 (3.137) より静水圧の時間変化は0であることを考慮すると式 (3.166) は過剰間隙水圧  $p_d$  を用いて次のようになる。

$$\dot{\rho}^f = -\frac{\rho^f}{K^f} \dot{p}_d \quad (3.167)$$

式 (3.167) を式 (3.163) に代入すると連続式は以下のようになる。

$$\frac{\partial \dot{w}_i}{\partial x_i} + \varepsilon_{ii}^s - \frac{n}{K^f} \dot{p}_d = 0 \quad (3.168)$$

さて、この式には液相の固相に対する相対変位  $w_i$  が残っている。ここで、u-p formulation 特有の仮定3を用いれば、式 (3.153) に示したように、 $w_i$  を固相の変位と過剰間隙水圧で表すことができ、式 (3.168) から消去することができる。式 (3.153) を式 (3.168) に代入し整理すると次式が得られる。ただし、透水係数  $k$  は空間に対して十分滑らかであると仮定している。

$$\rho^f \frac{\partial \dot{u}_i^s}{\partial x_i} - \frac{\partial^2 p_d}{\partial x_i^2} - \frac{\gamma_w}{k} \left( \dot{\varepsilon}_{ii}^s - \frac{n}{K^f} \dot{p}_d \right) = 0 \quad (3.169)$$

ここにさらに式 (3.131) を考慮すると最終的に解くべき連続式は次式のように得られる。

$$\rho^f \dot{\varepsilon}_{ii}^s - \frac{\partial^2 p_d}{\partial x_i^2} - \frac{\gamma_w}{k} \left( \dot{\varepsilon}_{ii}^s - \frac{n}{K^f} \dot{p}_d \right) = 0 \quad (3.170)$$

以上で解くべき場の方程式であるつりあい式 (3.156) と連続式 (3.170) が導かれた。

### 3.4.2 空間離散化

場の方程式は以下のつりあい式 (3.156) と連続式 (3.170) から成り立っている。

$$\rho \ddot{u}_i^s - \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} - \rho b_i = 0 \quad (3.156 \text{ 再掲})$$

$$\rho^f \dot{\varepsilon}_{ii}^s - \frac{\partial^2 p_d}{\partial x_i^2} - \frac{\gamma_w}{k} \left( \dot{\varepsilon}_{ii}^s - \frac{n}{K^f} \dot{p}_d \right) = 0 \quad (3.170 \text{ 再掲})$$

以下では、有限要素法を用いてつりあい式と連続式の空間離散化を行う。なお、連続式の間隙水圧の自由度については差分法の概念を用いて空間離散化を行う。

■つりあい式 仮想仕事の原理より式 (3.156) に仮想変位  $\delta u_i^s$  を乗じて、領域  $V$  に対して積分すれば以下の弱形式が得られる。

$$\int_V \left( \rho \ddot{u}_i^s - \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} - \rho b_i \right) \delta u_i^s dV = 0 \quad (3.171)$$

左辺の第二項を部分積分すれば次式が得られる。

$$\int_V (\rho \ddot{u}_i^s - \rho b_i) \delta u_i^s dV - \int_S \sigma_{ij} n_j \delta u_i^s dS + \int_V \sigma_{ij} \frac{\partial \delta u_i^s}{\partial x_j} dV = 0 \quad (3.172)$$

ここに、 $n_j$  は曲面  $S$  の外向き法線ベクトルである。Cauchy の定理より、表面力  $T_i$  は以下のよう表せる。

$$T_i = \sigma_{ij} n_j \quad (3.173)$$

また、仮想ひずみテンソル  $\delta \varepsilon_{ij}$  は式 (3.131) と同様に以下のよう表せる。

$$\delta \varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial \delta u_i^s}{\partial x_j} + \frac{\partial \delta u_j^s}{\partial x_i} \right) \quad (3.174)$$

式 (3.172) の左辺第四項に式 (3.174) を代入し、応力の対称性  $\sigma_{ij} = \sigma_{ji}$  を考慮すれば、次式が得られる。

$$\sigma_{ij} \frac{\partial \delta u_i^s}{\partial x_j} = \sigma_{ij} \delta \varepsilon_{ij} \quad (3.175)$$

式 (3.175) に式 (3.127) を代入すると次式が得られる。

$$\sigma_{ij} \frac{\partial \delta u_i^s}{\partial x_j} = \sigma'_{ij} \delta \varepsilon_{ij} + p \delta \varepsilon_{ii} \quad (3.176)$$

以上より、式 (3.172) に式 (3.173) および式 (3.176) を代入し、整理すると次式が得られる。

$$\int_V \rho \ddot{u}_i^s \delta u_i^s dV + \int_V \sigma'_{ij} \delta \varepsilon_{ij} dV + \int_V p \delta \varepsilon_{ii} dV = \int_V \rho b_i \delta u_i^s dV + \int_S T_i \delta u_i^s dS \quad (3.177)$$



これが、領域  $V$  に対して得られたつりあい式である。

以下では具体的に有限要素の節点の変位ベクトル  $\vec{u}_N$  と要素重心での過剰間隙水圧  $p_{dE}$  を未知数とする方程式に展開する。要素節点の変位ベクトル  $\vec{u}_N$  と要素内の固相の変位ベクトル  $\vec{u}^s$  の関係は形状マトリックス  $[N]$  を用いて次式のように表せる。

$$\vec{u}^s = [N]\vec{u}_N \quad (3.178)$$

要素のひずみベクトル  $\varepsilon^s$  は、式 (3.131) よりマトリックス  $[L]$  を用いて以下のように表せる。

$$\varepsilon^s = [L]\vec{u}^s \quad (3.179)$$

ここに、 $[L]$  は変位をひずみに変換するマトリックスである。式 (3.179) に式 (3.178) を代入すると次式が得られる。

$$\varepsilon^s = [L][N]\vec{u}_N = [B]\vec{u}_N \quad (3.180)$$

また、仮想変位ベクトル  $\delta\vec{u}^s$  についても同様に次式が成り立つ。

$$\delta\vec{u}^s = [N]\delta\vec{u}_N \quad (3.181)$$

要素の仮想体積ひずみ  $\delta\varepsilon_{ii}^s$  は、仮想変位ベクトル  $\delta\vec{u}^s$  を用いて次式のように表せる。

$$\delta\varepsilon_{ii}^s = \delta\varepsilon_v^s = \vec{B}_v^T \delta\vec{u}_N = \delta\vec{u}_N^T \vec{B}_v \quad (3.182)$$

ここに、 $\vec{B}_v$  は要素の節点変位を要素の体積ひずみに変換するベクトルである。最後に式 (3.133) を同様の表記で書き換えると次式が得られる。

$$\Delta\vec{\sigma}' = [D]\Delta\varepsilon^s \quad (3.183)$$

以上で式 (3.177) の各成分を求める準備ができたわけであるが、式 (3.183) に示すような増分形の非線形構成則を導入するために、有効応力ベクトル  $\vec{\sigma}'$  を次のように表す。

$$\vec{\sigma}' = \vec{\sigma}'_t + \Delta\vec{\sigma}' \quad (3.184)$$

ここに、 $\vec{\sigma}'_t$  は現在の時刻  $t + \Delta t$  より 1 ステップ前の時刻  $t$  における有効応力ベクトルである。さて、式 (3.177) をベクトル表示し、式 (3.184) を代入すると次式が得られる。

$$\begin{aligned} & \int_V \rho \delta\vec{u}_N^T \vec{u}^s dV + \int_V \delta\varepsilon^s{}^T (\vec{\sigma}'_t + \Delta\vec{\sigma}') dV + \int_V p \delta\varepsilon_v^s dV \\ & = \int_V \rho \delta\vec{u}_N^T \vec{b} dV + \int_S \delta\vec{u}_N^T \vec{T} dS \end{aligned} \quad (3.185)$$

ここに、 $\vec{b}$  は物体力のベクトル、 $\vec{T}$  は表面力のベクトルである。さらに、式 (3.178)、式 (3.180)、式 (3.181)、式 (3.182)、式 (3.183) を式 (3.185) に代入すると次式が得られる。

$$\begin{aligned} & \int_V \rho \delta\vec{u}_N^T [N]^T [N] dV \vec{u}_N + \int_V \delta\vec{u}_N^T [B]^T [D] [B] dV \Delta\vec{u}_N + \int_V \delta\vec{u}_N^T \vec{B}_v p dV \\ & = \int_V \rho \delta\vec{u}_N^T [N]^T \vec{b} dV + \int_S \delta\vec{u}_N^T [N]^T \vec{T} dS - \int_V \delta\vec{u}_N^T [B]^T \vec{\sigma}'_t dV \end{aligned} \quad (3.186)$$

ここに、 $\Delta\vec{u}_N$  は節点の変位増分ベクトルである。この式は任意の仮想変位  $\delta u$  について成り立つので、式 (3.186) は次式のようになる。

$$\begin{aligned} & \int_V \rho [N]^T [N] dV \vec{u}_N + \int_V [B]^T [D] [B] dV \Delta\vec{u}_N + \int_V \vec{B}_v p dV \\ & = \int_V \rho [N]^T \vec{b} dV + \int_S [N]^T \vec{T} dS - \int_V [B]^T \vec{\sigma}'_t dV \end{aligned} \quad (3.187)$$

さて、ここで間隙水圧は Christian 流の定式化に従い、要素内で一定値として定義する。要素重心での間隙水圧  $p_E$  を用いると式 (3.187) は以下のようになる。

$$\begin{aligned} & \int_V \rho [N]^T [N] dV \vec{u}_N + \int_V [B]^T [D] [B] dV \Delta\vec{u}_N + \int_V \vec{B}_v p_E dV \\ & = \int_V \rho [N]^T \vec{b} dV + \int_S [N]^T \vec{T} dS - \int_V [B]^T \vec{\sigma}'_t dV \end{aligned} \quad (3.188)$$

ここで、各項の係数を次のように置く。

$$[M] = \int_V \rho [N]^T [N] dV \quad (3.189)$$

$$[K] = \int_V [B]^T [D] [B] dV \quad (3.190)$$

$$\vec{K}_v = \int_V \vec{B}_v dV \quad (3.191)$$

$$\vec{F} = \int_V \rho [N]^T \vec{b} dV + \int_S [N]^T \vec{T} dS \quad (3.192)$$

$$\vec{R}_t = \int_V [B]^T \vec{\sigma}'_t dV \quad (3.193)$$

これらの各マトリックスは個々の要素に対して算定した後、重ね合わせるにより算定する。要素に対する積分計算には Gauss の数値積分を用いる。その際、式 (3.190)、式 (3.193) においては積分点における応力を算定する必要がある。一般に 4 節点の 4 角形要素では 4 つの積分点を用いられるが、非排水条件下では要素のせん断剛性を過大に評価し、変形を過小評価する傾向 (shear locking) がある。ここでは、非排水条件下での shear locking を避けるため、応力を評価する積分点を要素重心の一つとする次数低減積分を用いてマトリックスを評価する。これにより、要素重心で定義した間隙水圧と応力が一対一に対応することになる。

さて、式 (3.188) において系の減衰は土の構成則の履歴減衰により表現される。しかしながら、微小な振動や高振動数領域での減衰を構成則の履歴減衰だけで再現することは困難である。そこで、節点での速度ベクトルに比例する Rayleigh 減衰マトリックス  $[C]$  を導入する。Rayleigh 減衰は質量マトリックス  $[M]$  と剛性マトリックス  $[K]$  の一次結合として次式のように表される。

$$[C] = \alpha_0 [M] + \alpha_1 [K] \quad (3.194)$$



ここに、 $\alpha_0$  および  $\alpha_1$  は定数である。これらの定数は二つの特定の振動数（例えば、一次と二次の固有振動数）に対して減衰定数を指定すれば以下の連立方程式を解くことにより決定できる。

$$\begin{cases} \alpha_0/\omega_1 + \alpha_1\omega_1 = 2h_1 \\ \alpha_0/\omega_2 + \alpha_1\omega_2 = 2h_2 \end{cases} \quad (3.195)$$

ここに、 $\omega_1, \omega_2$  は一次および二次固有円振動数、 $h_1, h_2$  は一次および二次モードに対する減衰定数である。

以上より、式(3.188)に式(3.189)～式(3.194)を代入すると最終的に次式が得られる。

$$[M]\ddot{u}_N + [C]\dot{u}_N + [K]\Delta u_N + \vec{K}_v p_E = \vec{F} - \vec{R}_t \quad (3.196)$$

ここで、外力ベクトル  $\vec{F}$  について考える。系に作用する外力は地震の前から作用している荷重と地震中に加えて作用する荷重に分けることができる。地震の前から作用している荷重は主に重力による物体力であり、地震中に作用する荷重は主に地震の慣性力による物体力である。式(3.192)に示した外力ベクトルを地震前の荷重と地震中の増分荷重に分けて記述すると以下ようになる。

$$\begin{aligned} \vec{F} &= \vec{F}_s + \vec{F}_d \\ &= \left( \int_V \rho [N]^T \vec{b}_s dV + \int_S [N]^T \vec{T}_s dS \right) + \left( \int_V \rho [N]^T \vec{b}_d dV + \int_S [N]^T \vec{T}_d dS \right) \end{aligned} \quad (3.197)$$

ここに、 $\vec{F}_s$  は地震前の荷重ベクトル、 $\vec{F}_d$  は地震により新たに作用する荷重ベクトルである。同様に物体力ベクトル  $\vec{b}$  は  $\vec{b}_s$  と  $\vec{b}_d$  に、表面力ベクトル  $\vec{T}$  は  $\vec{T}_s$  と  $\vec{T}_d$  に分割できる。さて、地震前の荷重を用いて、排水条件のもと静的なつりあい式を用いた解析（いわゆる初期応力解析）を行うことを考える。初期応力解析でのつりあい式は式(3.196)から動的な成分を取り除くことにより次式のようになる。

$$[K]\Delta u_N + \vec{K}_v p_{E|t=0} = \vec{F}_s - \vec{R}_t \quad (3.198)$$

ここに、 $p_{E|t=0}$  は静水圧である。この式は剛性マトリックスの非線形性を考慮して書かれているが、地震前の荷重が全て作用した結果得られる有効応力（初期応力）ベクトル  $\vec{\sigma}'_{|t=0}$  を用いてつりあい式を変形すると次式が得られる。

$$\int_V [B]^T \vec{\sigma}'_{|t=0} dV + \vec{K}_v p_{E|t=0} = \vec{F}_s \quad (3.199)$$

式(3.197)および式(3.199)を式(3.196)に代入し、整理すると次式が得られる。

$$[M]\ddot{u}_N + [C]\dot{u}_N + [K]\Delta u_N + \vec{K}_v p_{dE} = \vec{F}_d - \vec{R}_{d|t} \quad (3.200)$$

ここに、残差ベクトル  $\vec{R}_{d|t}$  は式(3.193)を参考にして以下のようになる。

$$\vec{R}_{d|t} = \int_V [B]^T (\vec{\sigma}'_{|t} - \vec{\sigma}'_{|t=0}) dV \quad (3.201)$$

さらに静水圧からの増加分としての過剰間隙水圧  $p_{dE}$  は以下のようになる。

$$p_{dE} = p_E - p_{E|t=0} \quad (3.202)$$

以上より、地震前の荷重を初期応力の形で取り込んだ式(3.200)をつりあい式として解析を行う。

■連続式 式(3.170)の連続式に対し、間隙水圧の項については要素の重心点を差分格子とした差分法により、その他の項についてはつりあい式の離散化で用いた方法により離散化を行う。式(3.170)中の固相の体積ひずみ  $\varepsilon_{ii}^s$  に関する項については、式(3.182)の関係と同様に節点変位ベクトル  $u_N$  を用いて次のようにかける。

$$\varepsilon_{ii}^s = \varepsilon_v^s = \vec{B}_v^T u_N \quad (3.203)$$

式(3.170)を領域  $V$  に対して積分し、式(3.203)の関係を用いると次式が得られる。

$$\int_V \rho^f \vec{B}_v^T \ddot{u}_N dV - \int_V \frac{\gamma_w}{k} \vec{B}_v^T \dot{u}_N dV - \int_V \frac{\partial^2 p_{dE}}{\partial x_i^2} dV + \int_V \frac{n\gamma_w}{kK^f} \dot{p}_{dE} dV = 0 \quad (3.204)$$

ここで、式(3.191)や間隙水圧  $p_{dE}$  が要素内で一定値であることを考慮すると、式(3.204)は次のようになる。

$$\rho^f \vec{K}_v^T \ddot{u}_N - \frac{\gamma_w}{k} \vec{K}_v^T \dot{u}_N - \int_V \frac{\partial^2 p_{dE}}{\partial x_i^2} dV + A \dot{p}_{dE} = 0 \quad (3.205)$$

ここに、係数  $A$  は以下の通りである。

$$A = \int_V \frac{n\gamma_w}{kK^f} dV \quad (3.206)$$

さらに、式(3.205)において、左辺第三項を部分積分を用いて展開すると次式が得られる。

$$\rho^f \vec{K}_v^T \ddot{u}_N - \frac{\gamma_w}{k} \vec{K}_v^T \dot{u}_N - \int_S \frac{\partial p_{dE}}{\partial x_i} n_i dS + A \dot{p}_{dE} = 0 \quad (3.207)$$

ここで、式(3.207)において、左辺第三項を差分近似する（赤井・田村, 1978）。その前に図3.19に示すような二次元場において隣り合う二つの四角形要素を考える。対象としている要素重心での間隙水圧は  $p_{dE}$ 、隣り合う要素の重心での間隙水圧は  $p_{dEi}$  である。また、対象としている要素の透水係数は  $k$ 、隣り合う要素の透水係数は  $k_i$  である。隣り合う要素と接する面の長さは  $b_i$  であり、その  $x$  方向および  $y$  方向の成分はそれぞれ  $b_{xi}$ ,  $b_{yi}$  となる。また、隣り合う要素との重心間の長さは  $s_i$  であり、その  $x$  方向および  $y$  方向の成分はそれぞれ  $s_{xi}$ ,  $s_{yi}$  となる。さらに、 $s_i$  は当該要素を通る長さ  $s_{1i}$  と隣り合う要素を通る長さ  $s_{2i}$  の和で表現される。図3.19に示すこれらの諸量を用いると式(3.207)の左辺第三項は次のように近似できる。なお、式(3.208)～式(3.210)には総和規約を適用しない。

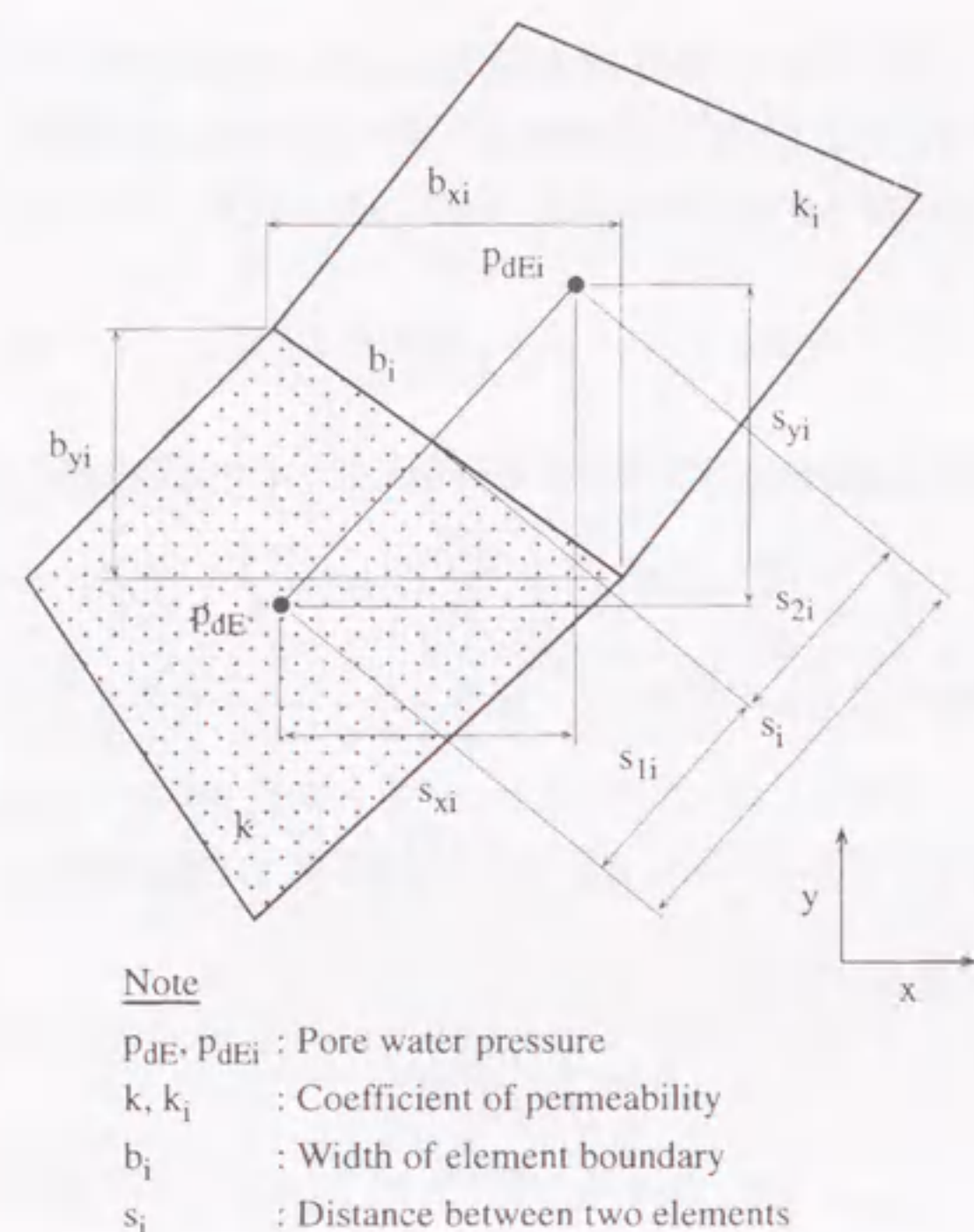
$$\int_S \frac{\partial p_{dE}}{\partial x_i} n_i dS \simeq p_{dE} \sum_{i=1}^4 \left( \frac{b_{yi}}{s_{xi}} + \frac{b_{xi}}{s_{yi}} \right) - \sum_{i=1}^4 p_{dEi} \left( \frac{b_{yi}}{s_{xi}} + \frac{b_{xi}}{s_{yi}} \right) \quad (3.208)$$

ここで、右辺の各項の係数を以下のようにおく。

$$\alpha_i = \frac{b_{yi}}{s_{xi}} + \frac{b_{xi}}{s_{yi}} \quad (3.209)$$

$$\alpha = \sum_{i=1}^4 \alpha_i = \sum_{i=1}^4 \left( \frac{b_{yi}}{s_{xi}} + \frac{b_{xi}}{s_{yi}} \right) \quad (3.210)$$





Note

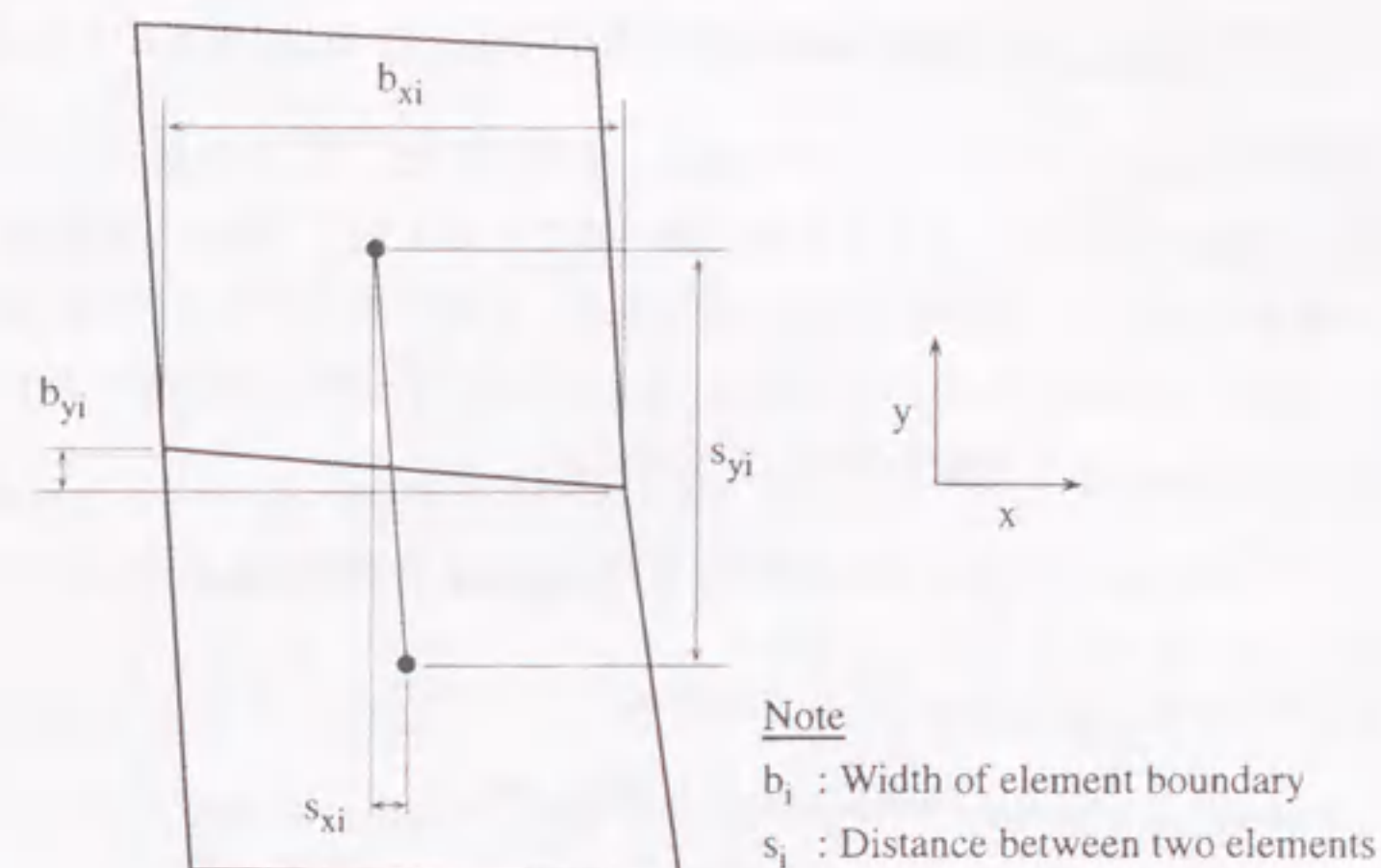
- $p_{dE}, p_{dEi}$  : Pore water pressure  
 $k, k_i$  : Coefficient of permeability  
 $b_i$  : Width of element boundary  
 $s_i$  : Distance between two elements

図 3.19 間隙水圧の差分モデル

式 (3.207) に式 (3.209), 式 (3.210) を代入すると最終的に離散化された連続式が以下のように得られる。

$$\rho^f \vec{K}_v^T \ddot{\vec{u}}_N - \frac{\gamma_w}{k} \vec{K}_v^T \dot{\vec{u}}_N - \alpha p_{dE} + \sum_{i=1}^4 \alpha_i p_{dEi} + A \dot{p}_{dE} = 0 \quad (3.211)$$

以上より空間離散化されたつりあい式と連続式が導かれた。ここで、連続式の差分に関する数値解析上の問題とその解決法について述べる。式 (3.209) にあるように、 $\alpha_i$  の各項は隣り合う要素が接する面の長さを隣り合う要素の重心間の距離で除した分数となっている。差分法では一般に直交格子を使うことが多いため、式 (3.209) の右辺のどちらかの項が 0 となり、 $\alpha_i$  は問題なく計算できる。しかしながら、本手法ではこの分数が数値計算上の問題を引き起こしてしまう場合がある。前述のように、固相の変位については有限要素法を用いて離散化しており、間隙水圧を扱う差分でも同じ有限要素の重心点を用いて離散化が行われる。地盤を扱う解析では傾斜した地層構成を有限要素でモデル化することもあるため、有限要素は長方形にならない場合もある。このとき、差分格子は直交格子とはならず、ひずんだ差分格子となる。一例として、図 3.20 に示すような要素の状態を考えてみる。図中の上下二つの要素の接触面の y 方向の長さは 0 でなく、また二つの要素の重心位置の x 座標がわずかに異なっており、直交格子からわずかにひずんだ差分格子となっている。こ



Note

- $b_i$  : Width of element boundary  
 $s_i$  : Distance between two elements

図 3.20 問題が発生する可能性のある間隙水圧の差分モデル

のような場合には、 $s_{xi}$  が極端に小さく、 $b_{yi}$  が 0 でないため、式 (3.209) の右辺第一項が極端に大きくなり、本来評価されるべきである右辺第二項が相対的に無視されてしまうことになる。そこで、本研究では以下の判定式を用いて、差分格子のひずみの悪影響を取り除いている。なお、式 (3.212) には総和規約を適用しない。

$$\frac{1}{100} < \frac{b_{yi} s_{xi}}{b_{xi} s_{yi}} < 100.0 \quad (3.212)$$

$b_{yi} s_{xi}$  と  $b_{xi} s_{yi}$  を比較して、その比が式 (3.212) の範囲にあれば、式 (3.209) の右辺のいずれの項も考慮する。一方、その比が式 (3.212) の範囲にない場合は、式 (3.209) の右辺の小さい方の項は無視することとする。

### 3.4.3 時間離散化

空間離散化されたつりあい式 (3.200) と連続式 (3.211) は現在の時刻  $t + \Delta t$  において次式のように成り立つ。

$$[M] \ddot{\vec{u}}_N|_{t+\Delta t} + [C] \dot{\vec{u}}_N|_{t+\Delta t} + [K] \vec{u}_N|_{t+\Delta t} + \vec{K}_v p_{dE}|_{t+\Delta t} = \vec{F}_d|_{t+\Delta t} - \vec{R}_d|_t \quad (3.213)$$

$$\rho^f \vec{K}_v^T \ddot{\vec{u}}_N|_{t+\Delta t} - \frac{\gamma_w}{k} \vec{K}_v^T \dot{\vec{u}}_N|_{t+\Delta t} - \alpha p_{dE}|_{t+\Delta t} + \sum_{i=1}^4 \alpha_i p_{dEi}|_{t+\Delta t} + A \dot{p}_{dE}|_{t+\Delta t} = 0 \quad (3.214)$$

時間離散化には Newmark の  $\beta$  法を用いる。現在の節点の変位ベクトルおよび速度ベクトルは以下のように表せる。

$$\vec{u}_N|_{t+\Delta t} = \vec{u}_N|_t + \Delta t \dot{\vec{u}}_N|_t + \frac{(\Delta t)^2}{2} \ddot{\vec{u}}_N|_t + \beta (\Delta t)^2 (\ddot{\vec{u}}_N|_{t+\Delta t} - \ddot{\vec{u}}_N|_t) \quad (3.215)$$



$$\ddot{u}_{N|t+\Delta t} = \ddot{u}_{N|t} + \Delta t \ddot{u}_{N|t} + \gamma \Delta t (\ddot{u}_{N|t+\Delta t} - \ddot{u}_{N|t}) \quad (3.216)$$

ここに、 $\Delta t$  は時間増分、 $\beta$ 、 $\gamma$  はパラメータである。本研究では、 $\beta$ 、 $\gamma$  の値として、それぞれ 0.3025、0.6 を全ての解析で用いた。これらの値を用いることにより、一般的な砂地盤（透水係数 0.1cm/s 未満）の解析であれば、時間増分 0.001 秒程度で、本解析手法は安定した解を与えることができる（加藤, 1995）。この関係を用いて式 (3.213)、式 (3.214) を節点加速度ベクトル  $\ddot{u}_{N|t+\Delta t}$  と要素の過剰間隙水圧  $p_{dE|t+\Delta t}$  を未知数とする式を導く。

■つりあい式 式 (3.213) に式 (3.215)、式 (3.216) を代入すると次式が得られる。

$$\begin{aligned} & [M] \ddot{u}_{N|t+\Delta t} + [C]_{|t+\Delta t} \left\{ \dot{u}_{N|t} + \Delta t \ddot{u}_{N|t} + \gamma \Delta t (\ddot{u}_{N|t+\Delta t} - \ddot{u}_{N|t}) \right\} \\ & + [K]_{|t+\Delta t} \left\{ \Delta t \dot{u}_{N|t} + \frac{(\Delta t)^2}{2} \ddot{u}_{N|t} + \beta (\Delta t)^2 (\ddot{u}_{N|t+\Delta t} - \ddot{u}_{N|t}) \right\} \\ & + \vec{K}_v p_{dE|t+\Delta t} = \vec{F}_{d|t+\Delta t} - \vec{R}_{d|t} \end{aligned} \quad (3.217)$$

未知数である節点加速度ベクトル  $\ddot{u}_{N|t+\Delta t}$  と要素の過剰間隙水圧  $p_{dE|t+\Delta t}$  を左辺に移項し整理すると次式が得られる。

$$\begin{aligned} & \{ [M] + \gamma \Delta t [C]_{|t+\Delta t} + \beta (\Delta t)^2 [K]_{|t+\Delta t} \} \ddot{u}_{N|t+\Delta t} + \vec{K}_v p_{dE|t+\Delta t} \\ & = \vec{F}_{d|t+\Delta t} - \vec{R}_{d|t} - [C]_{|t+\Delta t} \left\{ \dot{u}_{N|t} + (1-\gamma) \Delta t \ddot{u}_{N|t} \right\} \\ & - [K]_{|t+\Delta t} \left\{ \Delta t \dot{u}_{N|t} + \left( \frac{1}{2} - \beta \right) (\Delta t)^2 \ddot{u}_{N|t} \right\} \end{aligned} \quad (3.218)$$

これが時間離散化されたつりあい式である。

■連続式 式 (3.214) に式 (3.216) を代入すると次式が得られる。

$$\begin{aligned} & \rho^f \vec{K}_v^T \ddot{u}_{N|t+\Delta t} - \frac{\gamma_w}{k} \vec{K}_v^T \left\{ \dot{u}_{N|t} + \Delta t \ddot{u}_{N|t} + \gamma \Delta t (\ddot{u}_{N|t+\Delta t} - \ddot{u}_{N|t}) \right\} \\ & - \alpha p_{dE|t+\Delta t} + \sum_{i=1}^4 \alpha_i p_{dEi|t+\Delta t} + A \dot{p}_{dE|t+\Delta t} = 0 \end{aligned} \quad (3.219)$$

ここで、左辺第五項については次式で表される後退差分を適用する。

$$\dot{p}_{dE|t+\Delta t} = \frac{p_{dE|t+\Delta t} - p_{dE|t}}{\Delta t} \quad (3.220)$$

式 (3.219) に式 (3.218) および式 (3.220) を代入すると次式が得られる。

$$\begin{aligned} & \frac{\gamma_w}{g} \vec{K}_v^T \ddot{u}_{N|t+\Delta t} - \frac{\gamma_w}{k} \vec{K}_v^T \left\{ \dot{u}_{N|t} + \Delta t \ddot{u}_{N|t} + \gamma \Delta t (\ddot{u}_{N|t+\Delta t} - \ddot{u}_{N|t}) \right\} \\ & - \alpha p_{dE|t+\Delta t} + \sum_{i=1}^4 \alpha_i p_{dEi|t+\Delta t} + \frac{A}{\Delta t} (p_{dE|t+\Delta t} - p_{dE|t}) = 0 \end{aligned} \quad (3.221)$$

未知数である節点加速度ベクトル  $\ddot{u}_{N|t+\Delta t}$  と要素の過剰間隙水圧  $p_{dE|t+\Delta t}$  を左辺に移項し整理すると次式が得られる。

$$\begin{aligned} & \gamma_w \left( \frac{1}{g} - \frac{\gamma \Delta t}{k} \right) \vec{K}_v^T \ddot{u}_{N|t+\Delta t} + \left( \frac{A}{\Delta t} - \alpha \right) p_{dE|t+\Delta t} + \sum_{i=1}^4 \alpha_i p_{dEi|t+\Delta t} \\ & = \frac{\gamma_w}{k} \vec{K}_v^T \left\{ \dot{u}_{N|t} + (1-\gamma) \Delta t \ddot{u}_{N|t} \right\} + \frac{A}{\Delta t} p_{dE|t} \end{aligned} \quad (3.222)$$

これで、連続式についても時間離散化ができたが、式 (3.218) に示すつりあい式の過剰間隙水圧項の係数と式 (3.222) に示す連続式の節点加速度ベクトルの係数は異なっており、全体マトリックスは対称ではなくなる。そこで、全体マトリックスが対称となるように式 (3.222) を変形する。ただし、非関連流動則に基づいた弾塑性マトリックスを扱っているため剛性マトリックス  $[K]$  は非対称である。式 (3.222) において、次のように係数を置き換える。

$$\alpha' = \frac{1}{\gamma_w \left( \frac{1}{g} - \frac{\gamma \Delta t}{k} \right)} \alpha \quad (3.223)$$

$$\alpha'_i = \frac{1}{\gamma_w \left( \frac{1}{g} - \frac{\gamma \Delta t}{k} \right)} \alpha_i \quad (3.224)$$

$$A' = \frac{1}{\Delta t \gamma_w \left( \frac{1}{g} - \frac{\gamma \Delta t}{k} \right)} A \quad (3.225)$$

式 (3.222) に式 (3.223)、式 (3.224) および式 (3.225) を代入すると次式が得られる。

$$\begin{aligned} & \vec{K}_v^T \ddot{u}_{N|t+\Delta t} + (A' - \alpha') p_{dE|t+\Delta t} + \sum_{i=1}^4 \alpha'_i p_{dEi|t+\Delta t} \\ & = \frac{1}{k \left( \frac{1}{g} - \frac{\gamma \Delta t}{k} \right)} \vec{K}_v^T \left\{ \dot{u}_{N|t} + (1-\gamma) \Delta t \ddot{u}_{N|t} \right\} + \frac{A}{\Delta t} p_{dE|t} \end{aligned} \quad (3.226)$$

最後につりあい式 (3.218) と連続式 (3.226) をまとめると次式が得られる。

$$\begin{aligned} & \left[ \begin{array}{cc} [M] + \gamma \Delta t [C]_{|t+\Delta t} + \beta (\Delta t)^2 [K]_{|t+\Delta t} & \vec{K}_v \\ \vec{K}_v^T & A' - \alpha' \end{array} \right] \left\{ \begin{array}{c} \ddot{u}_{N|t+\Delta t} \\ p_{dE|t+\Delta t} \end{array} \right\} + \left\{ \begin{array}{c} 0 \\ \sum_{i=1}^4 \alpha'_i p_{dEi|t+\Delta t} \end{array} \right\} \\ & = \left\{ \begin{array}{c} \vec{F}_{d|t+\Delta t} - \vec{R}_{d|t} - [C]_{|t+\Delta t} \left\{ \dot{u}_{N|t} + (1-\gamma) \Delta t \ddot{u}_{N|t} \right\} \\ - [K]_{|t+\Delta t} \left\{ \Delta t \dot{u}_{N|t} + \left( \frac{1}{2} - \beta \right) (\Delta t)^2 \ddot{u}_{N|t} \right\} \\ \frac{1}{k \left( \frac{1}{g} - \frac{\gamma \Delta t}{k} \right)} \vec{K}_v^T \left\{ \dot{u}_{N|t} + (1-\gamma) \Delta t \ddot{u}_{N|t} \right\} + \frac{A}{\Delta t} p_{dE|t} \end{array} \right\} \end{aligned} \quad (3.227)$$



## 3.4.4 非線形解析

■不釣合力 つりあい式(3.213)中の $[K]$ マトリックスは式(3.190)に示すように $[D]$ マトリックスを含んでいる。この $[D]$ マトリックスは3.2節で示した弾塑性モデルの場合には $[D^{ep}]$ マトリックス、3.3節で示した弾粘塑性モデルの場合には $[D^{evp}]$ マトリックスとなり、これらはいずれも応力やひずみの関数となっている。実際の解析では、つりあい式を時間増分毎に逐次解いていく。その際、時間増分の間の $[K]$ マトリックスは線形であり、 $[K]$ マトリックスはひとつ前のステップの応力やひずみの状態をもとに作られる。したがって、当該ステップで算定した応力やひずみの値は真の応力～ひずみ関係からはずれたものになる。算定された仮の応力状態 $\bar{\sigma}'_{|t+\Delta t}$ を用い、式(3.184)や式(3.193)を考慮して、つりあい式(3.196)を現在の時刻 $t+\Delta t$ について表すと以下ようになる。

$$[M]\ddot{u}_{N|t+\Delta t} + [C]_{|t+\Delta t}\dot{u}_{N|t+\Delta t} + \int_V [B]^T \bar{\sigma}'_{|t+\Delta t} dV + \bar{K}_v p_{dE|t+\Delta t} = \bar{F}_{|t+\Delta t} \quad (3.228)$$

一方、当該ステップで算定したひずみから、真の応力～ひずみ関係を用いて算定した真の応力状態 $\bar{\sigma}'_{|t+\Delta t}$ を用いると式(3.228)のつりあいは以下のように成立しなくなる。

$$[M]\ddot{u}_{N|t+\Delta t} + [C]_{|t+\Delta t}\dot{u}_{N|t+\Delta t} + \int_V [B]^T \bar{\sigma}'_{|t+\Delta t} dV + \bar{K}_v p_{dE|t+\Delta t} \neq \bar{F}_{|t+\Delta t} \quad (3.229)$$

この場合の式(3.229)の不釣合力ベクトル $\bar{Q}_{|t+\Delta t}$ は以下のようにかける。

$$\bar{Q}_{|t+\Delta t} = \bar{F}_{|t+\Delta t} - \left( [M]\ddot{u}_{N|t+\Delta t} + [C]_{|t+\Delta t}\dot{u}_{N|t+\Delta t} + \int_V [B]^T \bar{\sigma}'_{|t+\Delta t} dV + \bar{K}_v p_{dE|t+\Delta t} \right) \quad (3.230)$$

式(3.230)に式(3.228)を代入すれば次式が得られる。

$$\bar{Q}_{|t+\Delta t} = \int_V [B]^T \bar{\sigma}'_{|t+\Delta t} dV - \int_V [B]^T \bar{\sigma}'_{|t+\Delta t} dV = \int_V [B]^T (\bar{\sigma}'_{|t+\Delta t} - \bar{\sigma}'_{|t+\Delta t}) dV \quad (3.231)$$

この不釣合力の処理の方法には一般に次の二つの方法がある。一つは繰返し計算により当該ステップで解消する方法、もう一つは次のステップにそのまま持ち越す方法である。本研究で用いる構成則は非線形移動硬化則を用いており、繰返し計算を行った場合には移動硬化パラメータの処理が煩雑になることから、ここでは後者の方法により不釣合力を解消することとする。この場合は非線形解析の精度を高めるために十分に小さい時間増分を用いる必要がある。さて、式(3.231)の不釣合力を次のステップに持ち越した場合には次のステップ $t+2\Delta t$ でのつりあい式(3.196)は以下のようなになる。

$$[M]\ddot{u}_{N|t+2\Delta t} + [C]_{|t+2\Delta t}\dot{u}_{N|t+2\Delta t} + [K]_{|t+2\Delta t}\Delta\ddot{u}_{N|t+2\Delta t} + \bar{K}_v p_{dE|t+2\Delta t} = \bar{F}_{|t+2\Delta t} - \bar{R}_{|t+\Delta t} + \bar{Q}_{|t+\Delta t} \quad (3.232)$$

ここで、式(3.196)、式(3.231)を考慮すると次式が得られる。

$$[M]\ddot{u}_{N|t+2\Delta t} + [C]_{|t+2\Delta t}\dot{u}_{N|t+2\Delta t} + [K]_{|t+2\Delta t}\Delta\ddot{u}_{N|t+2\Delta t} + \bar{K}_v p_{dE|t+2\Delta t} = \bar{F}_{|t+2\Delta t} - \int_V [B]^T \bar{\sigma}'_{|t+\Delta t} dV + \left( \int_V [B]^T \bar{\sigma}'_{|t+\Delta t} dV - \int_V [B]^T \bar{\sigma}'_{|t+\Delta t} dV \right) = \bar{F}_{|t+2\Delta t} - \int_V [B]^T \bar{\sigma}'_{|t+\Delta t} dV \quad (3.233)$$

したがって、不釣合力を次のステップで考慮するには、式(3.196)において、前ステップの応力状態 $\bar{\sigma}'_{|t}$ を真の応力状態 $\bar{\sigma}'_{|t}$ と置き換えればよいことになる。真の応力状態として、次節に示すような破壊曲面上に補正された応力状態を用いる。

■応力状態の補正 塑性負荷過程にある弾塑性体の応力状態は常に降伏曲面上にあるが、有限の荷重増分のもとで行われる弾塑性解析では、必ずしもこの条件が満たされなくなる。また、破壊についても荷重増分が大きければ応力状態が破壊曲面を飛び出してしまう可能性がある。このような場合には応力状態を降伏曲面あるいは破壊曲面上に補正し、正しい応力状態を求める必要がある。本研究では、液状化時の大変形に着目していることから、大きなひずみの発生に影響する破壊曲面への応力の補正を考慮する。また、液状化解析では平均有効応力が0に近づくが、構成則の応力パラメータとして応力比を用いているため、平均有効応力が0となると計算が破綻してしまう。そこで、平均有効応力についても下限値を設けて補正を考慮する。以上の補正が施された応力状態を真の応力状態として、式(3.233)のつりあい式を逐次解いていく。

平均有効応力の下限値と破壊曲面に対する応力の補正は図3.21に示すように5つのケースに分けて行う。これらのケースに場合分けした理由は、応力状態を補正するための補正ベクトルの方向ができるだけ、応力増分ベクトルの方向と近くなるように配慮したためである。図に示すように補正の処理はやや煩雑であり、演算量を低減するためにもこの補正方法についてはさらに検討の余地があるが、後の検証事例で示すように、この手法は構造物の基礎地盤のような多様な応力状態に対し

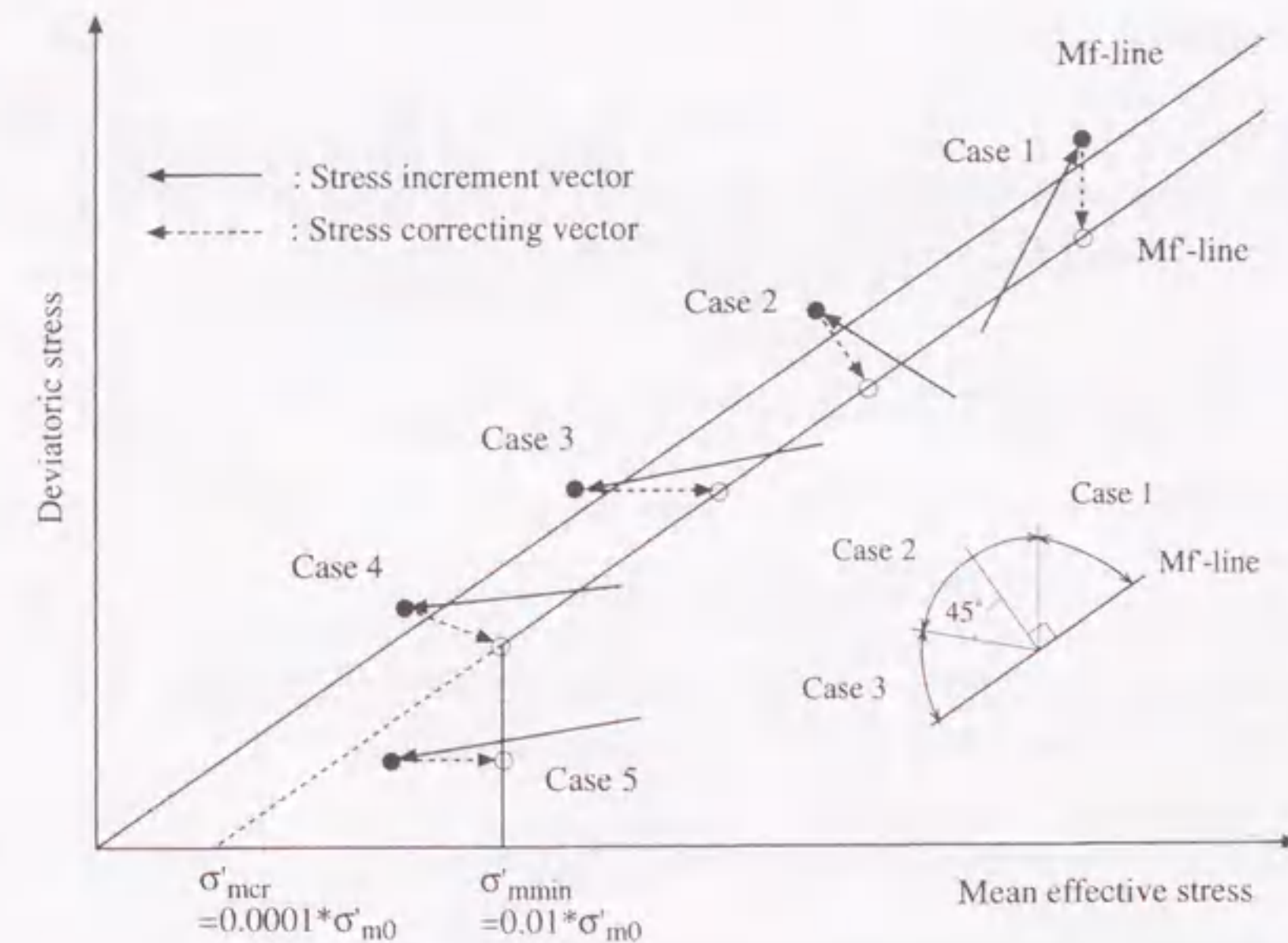


図3.21 応力補正の概念



でも正しく補正できることから、本研究ではこの手法を用いた。破壊応力比については、応力比が破壊応力比と完全に等しくなると計算が破綻するので、図に示すように限界平均有効応力  $\sigma'_{mcr}$  を設定して、破壊応力比の上限値  $M'_f$  を破壊曲面として扱っている。平均有効応力については最小平均有効応力  $\sigma'_{mmin}$  を設けて、平均有効応力がこの値を下回らないように補正を行っている。平均有効応力が最小平均有効応力  $\sigma'_{mmin}$  より大きい場合、図中の Case 1~Case 3 のような補正を行う。

- Case 1 応力増分ベクトルと平均有効応力軸とのなす角度が90度未満の場合。この場合は応力補正ベクトルを偏差応力軸方向とする。
- Case 2 応力増分ベクトルと平均有効応力軸とのなす角度が90度以上かつ応力増分ベクトルと破壊曲面法線とのなす角度が45度未満の場合。この場合は応力補正ベクトルを破壊曲面法線とする。
- Case 3 応力増分ベクトルと平均有効応力軸とのなす角度が90度以上かつ応力増分ベクトルと破壊曲面法線とのなす角度が45度以上の場合。この場合は応力補正ベクトルを平均有効応力軸方向とする。

また、平均有効応力が最小平均有効応力  $\sigma'_{mmin}$  以下の場合、図中の Case 4~Case 5 のような補正を行う。

- Case 4 応力比が  $M'_f$  より大きい場合。この場合は  $\sigma'_{mmin}$  一定線と  $M'_f$  線の交点の方向へ補正する。
- Case 5 応力比が  $M'_f$  以下の場合。この場合は応力補正ベクトルを平均有効応力軸方向とする。

さて、具体的には以下のような方法(田中, 1992)で応力状態を補正する。砂の繰返し弾塑性モデルおよび粘土の繰返し弾粘塑性モデルのいずれについても、破壊曲面  $F(\sigma'_{ij})$  は応力比一定曲面であり、以下のように表せる。

$$F(\sigma'_{ij}) = \eta - M'_f = 0 \quad (3.234)$$

ここに、 $\sigma'_{ij}$  は補正後の有効応力テンソル、 $\eta$  は式(3.35)により算定される応力比、 $M'_f$  は破壊時の応力比  $\eta$  の上限値である。補正後の有効応力テンソル  $\sigma'_{ij}$  は以下のように表せる。

$$\sigma'_{ij} = \sigma'_{ij} + d\sigma'_{ij} \quad (3.235)$$

ここに、 $\sigma'_{ij}$  は補正前の有効応力テンソル、 $d\sigma'_{ij}$  は有効応力の補正テンソルである。式(3.235)を式(3.234)に代入し、Taylor展開(一次まで)すると次式が得られる。

$$F(\sigma'_{ij} + d\sigma'_{ij}) \simeq F(\sigma'_{ij}) + \frac{\partial F}{\partial \sigma'_{kl}} d\sigma'_{kl} \simeq 0 \quad (3.236)$$

ここに、破壊曲面の応力に関する偏微分は式(3.35)および式(3.234)より次式のようになる。

$$\frac{\partial F}{\partial \sigma'_{ij}} = \frac{\eta_{ij}}{\eta \sigma'_{m'}} - \frac{\eta_{kl} \eta_{kl} \delta_{ij}}{\eta \sigma'_{m'} \cdot 3} \quad (3.237)$$

さて、ここで有効応力の補正テンソル  $d\sigma'_{ij}$  については、図3.21に示すように様々な方向が考えられる。ここで、任意の大きさの補正テンソル  $t_{ij}$  を用いて、有効応力の補正テンソル  $d\sigma'_{ij}$  をあらわすと以下ようになる。

$$d\sigma'_{kl} = a t_{ij} \quad (3.238)$$

ここに、 $a$  は大きさを決める係数である。式(3.236)の近似が成り立つとして、式(3.238)を代入し展開すると係数  $a$  は次式のように算定できる。

$$a = - \frac{F(\sigma'_{ij})}{\frac{\partial F}{\partial \sigma'_{kl}} t_{kl}} \quad (3.239)$$

よって、有効応力の補正テンソル  $d\sigma'_{ij}$  は以下ようになる。

$$d\sigma'_{ij} = - \frac{F(\sigma'_{ij})}{\frac{\partial F}{\partial \sigma'_{kl}} t_{kl}} t_{ij} \quad (3.240)$$

この有効応力の補正テンソルを用いて、当該時間での補正した応力状態  $\sigma'_{ij}$  を算定する。

■応力補正手法の検証 液状化地盤上の構造物の解析を通じて、提案した応力補正手法の検証を行う。対象としたのは、3.2節において砂のモデルの検証でも用いた図3.7に示すような液状化地盤上の構造物の二次元モデルである。このモデルは5.2節で解析対象とする動的遠心模型実験と同じモデルであり、遠心模型実験や解析条件については5.2節で詳述する。ここで解析対象としたのは、正弦波加振によるケースC-2(5.2節参照)であるが、ここでは基礎地盤の挙動に着目するため、盛土については弾性体(せん断弾性係数  $54000 \text{ kPa}$ 、ポアソン比  $0.2$ )でモデル化している。基礎地盤は飽和砂地盤であり、表3.2に示したケース4(手法3)のパラメータをそのまま用いている。その他のモデルパラメータや数値解析上のパラメータについては、5.2節で用いた値と同じ値を用いている。

検討したケースの一覧を表3.4に示す。応力補正手法の効果は計算時間増分の影響を受けること

表3.4 解析ケース

| ケース | 応力補正手法 | 計算時間増分  |
|-----|--------|---------|
| 1   | なし     | 0.01 秒  |
| 2   | あり     | 0.01 秒  |
| 3   | なし     | 0.001 秒 |
| 4   | あり     | 0.001 秒 |

が予想されることから、表に示す二つの計算時間増分に対して、応力補正手法の有無の影響を検討した。なお、応力補正をしないケース1, 3においては、応力比が破壊応力比を越えた場合、計算が破綻しないように、破壊応力比を発生した応力比よりも大きな値となるように更新している。



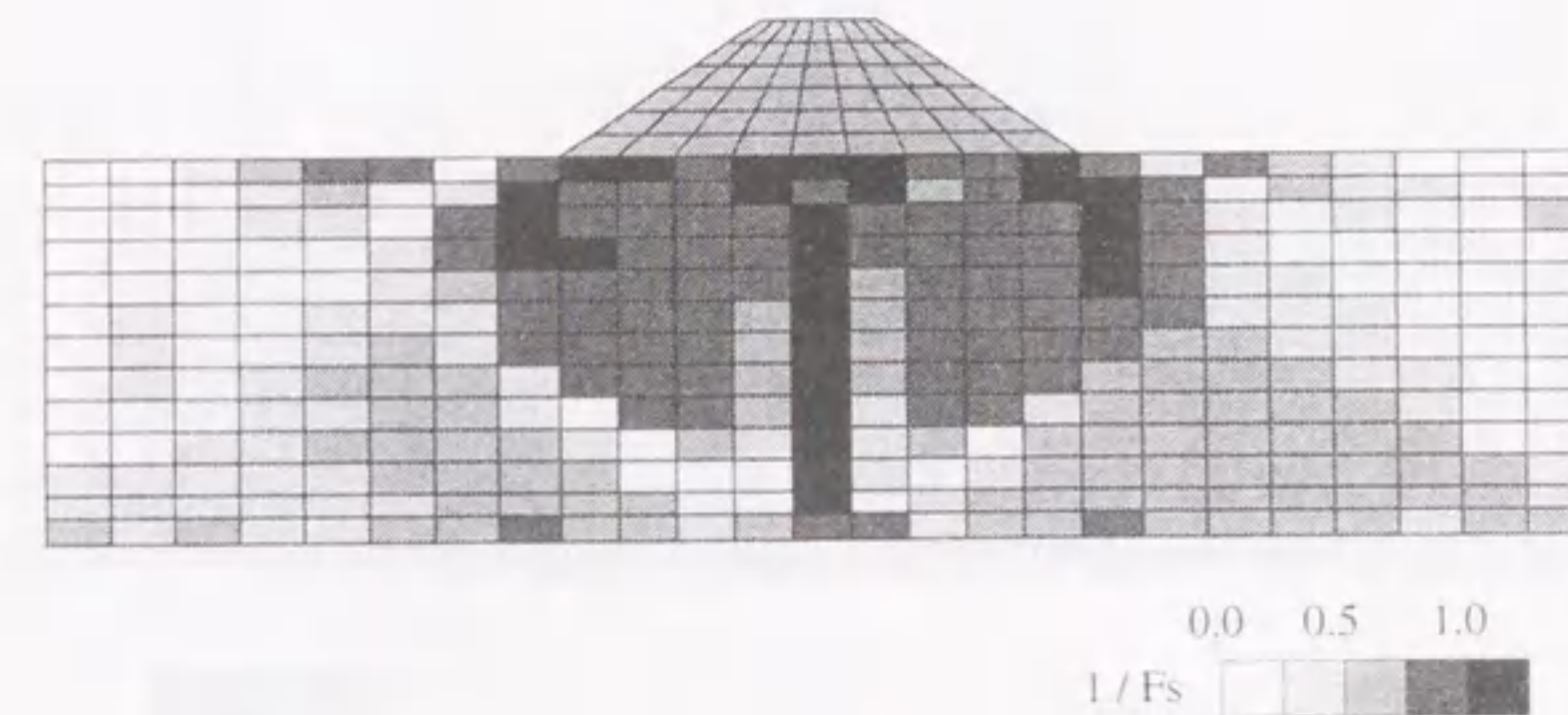
まず、計算時間増分を0.01秒としたケース1および2の解析結果を示す。加振後の要素安全率の逆数の分布と加振後の変形図をケース1および2について、それぞれ図3.22、図3.23に示す。ここで要素安全率  $F_s$  は次式で算定している。

$$F_s = M_f / \sqrt{\eta_{ij} \cdot \eta_{ij}} \quad (3.241)$$

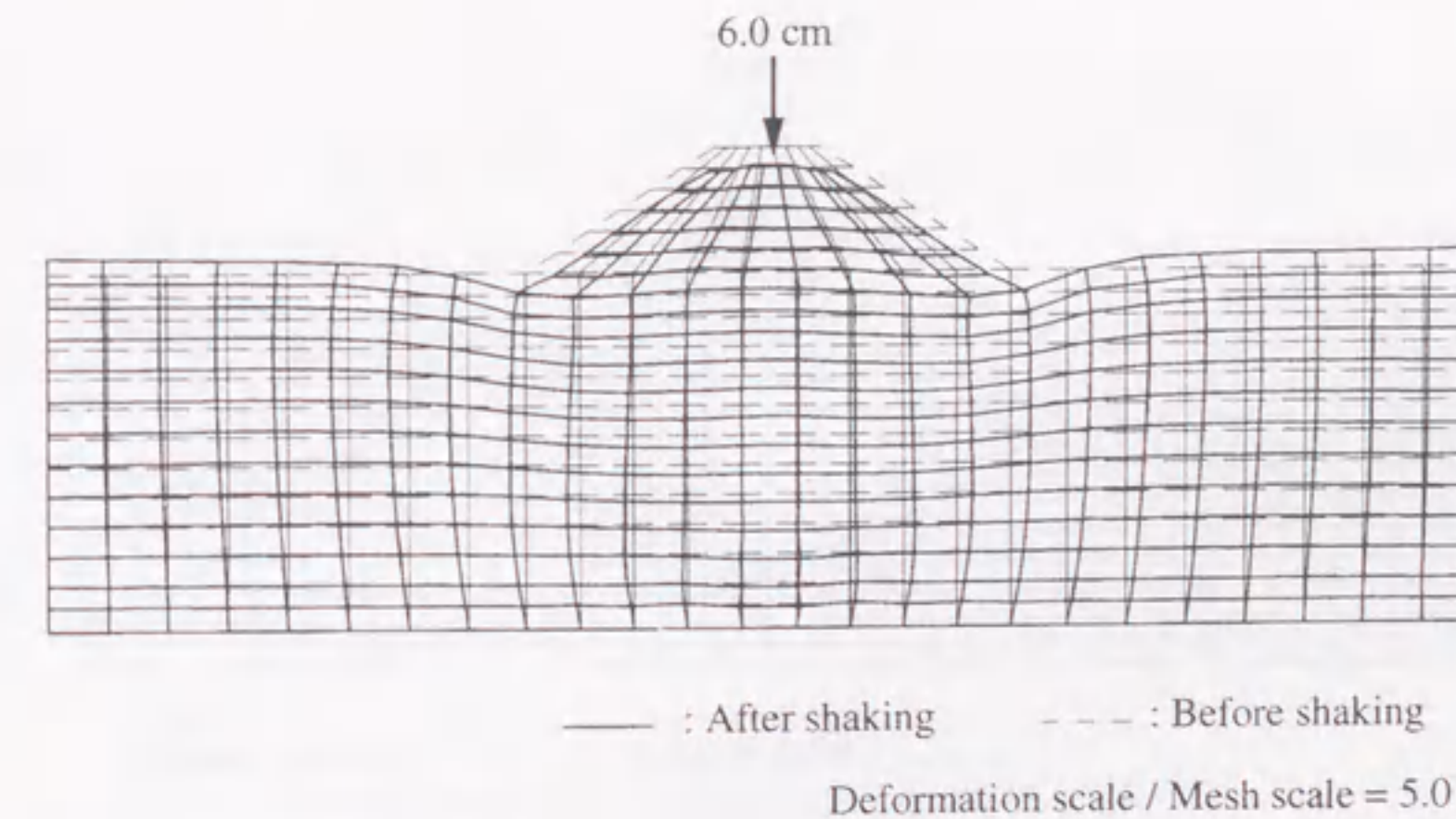
$$\eta_{ij} = s_{ij} / \sigma'_m \quad (3.242)$$

ここに、 $M_f$  は破壊応力比、 $s_{ij}$  は偏差応力比テンソル、 $\sigma'_m$  は平均有効応力である。要素安全率分布に示す黒くハッチングした要素は、応力比が破壊応力比を上回っている要素（要素安全率が1未満）であり、これらの要素では実際に負担できる力以上の力を負担してしまっている。応力補正を行ったケース2ではこのような黒い要素はみられないが、無処理のケース1では構造物周辺部に多数みられ、構造物直下には一本の柱状になって発生している。このため、ケース1では構造物の直下地盤が必要以上に構造物の荷重を支えることになり、結果的に構造物の沈下量を過小に評価することになる。実際、応力補正を施したケース2と比較すると、構造物の沈下量は2/3程度になっている。この程度の計算時間増分を用いる場合、より適切な変形予測を行うには、応力補正が不可欠といえる。

次に、計算時間増分を1オーダー小さくし、0.001秒としたケース3および4の解析結果を示す。加振後の要素安全率の逆数の分布と加振後の変形図をケース3および4について、それぞれ図3.24、図3.25に示す。計算時間増分を小さくすることで、応力補正を行っていないケース3での要素安全率が1未満の要素の数はケース1よりも減少している。また、ケース3でも応力補正を行ったケース4と同程度の構造物の沈下量となっている。このように計算時間増分を十分に小さくすれば、応力補正の有無の影響が変形予測に与える影響は少なくなるといえる。沈下量の絶対値についてみると、応力補正を行ったケース2とケース4を比較しても、約5/3倍に増加しており、計算時間増分が変形予測に与える影響が非常に大きいことを示している。液状化地盤と構造物の地震時変形量を精度よく予測するには、応力補正に加えて計算時間増分を十分に小さくすることが必要となる。



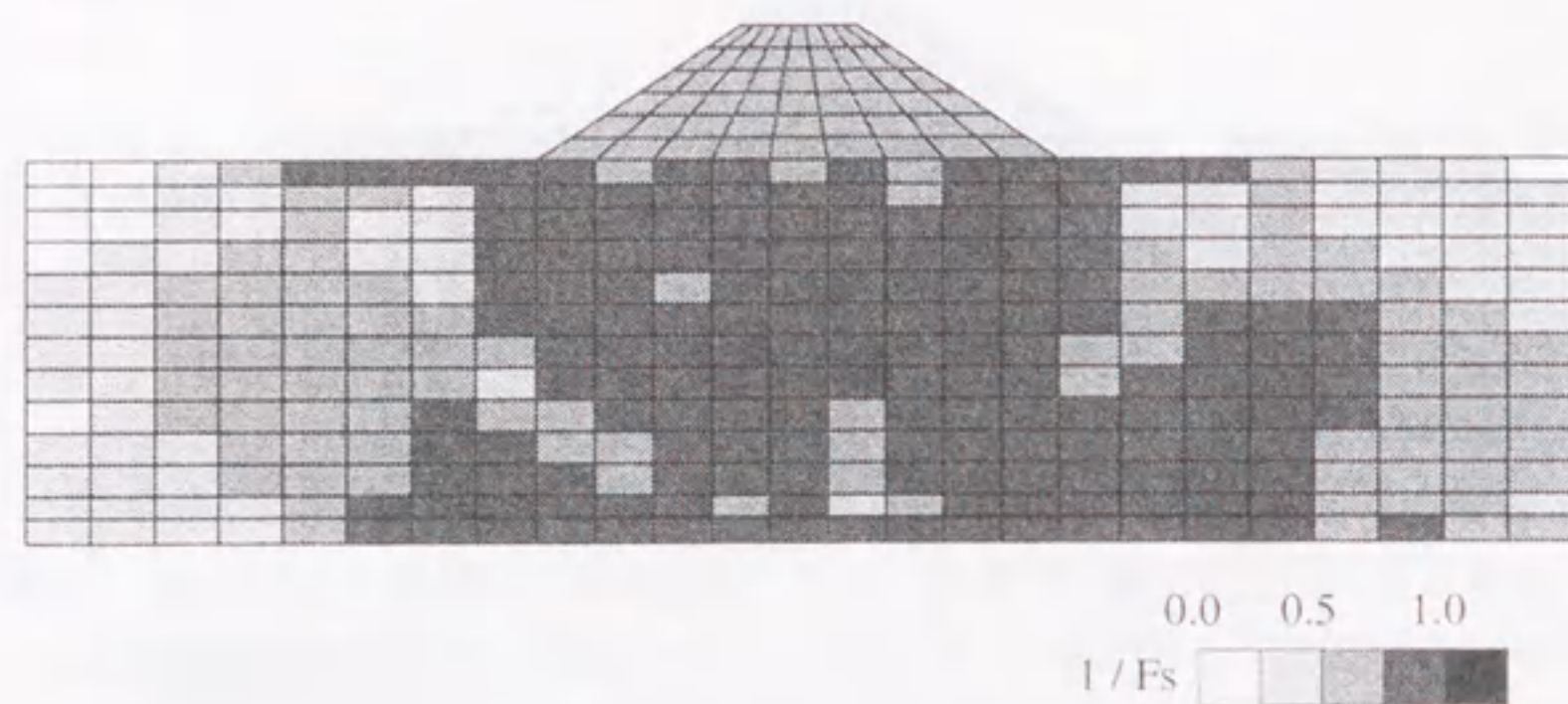
(a) Safety factor of element



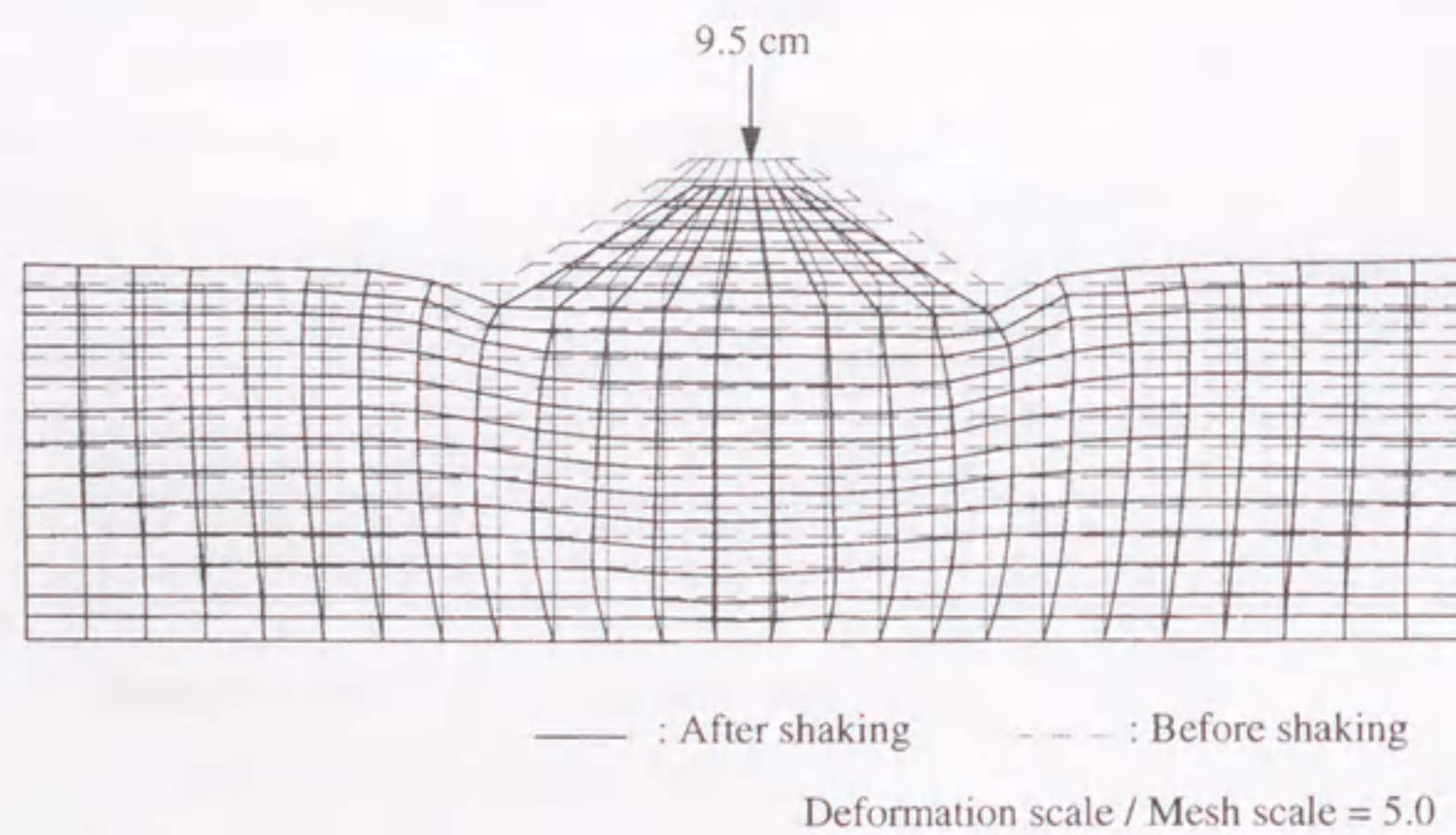
(b) Deformation after shaking

図3.22 加振後の要素安全率分布と変形図（ケース1、時間増分0.01秒、補正なし）



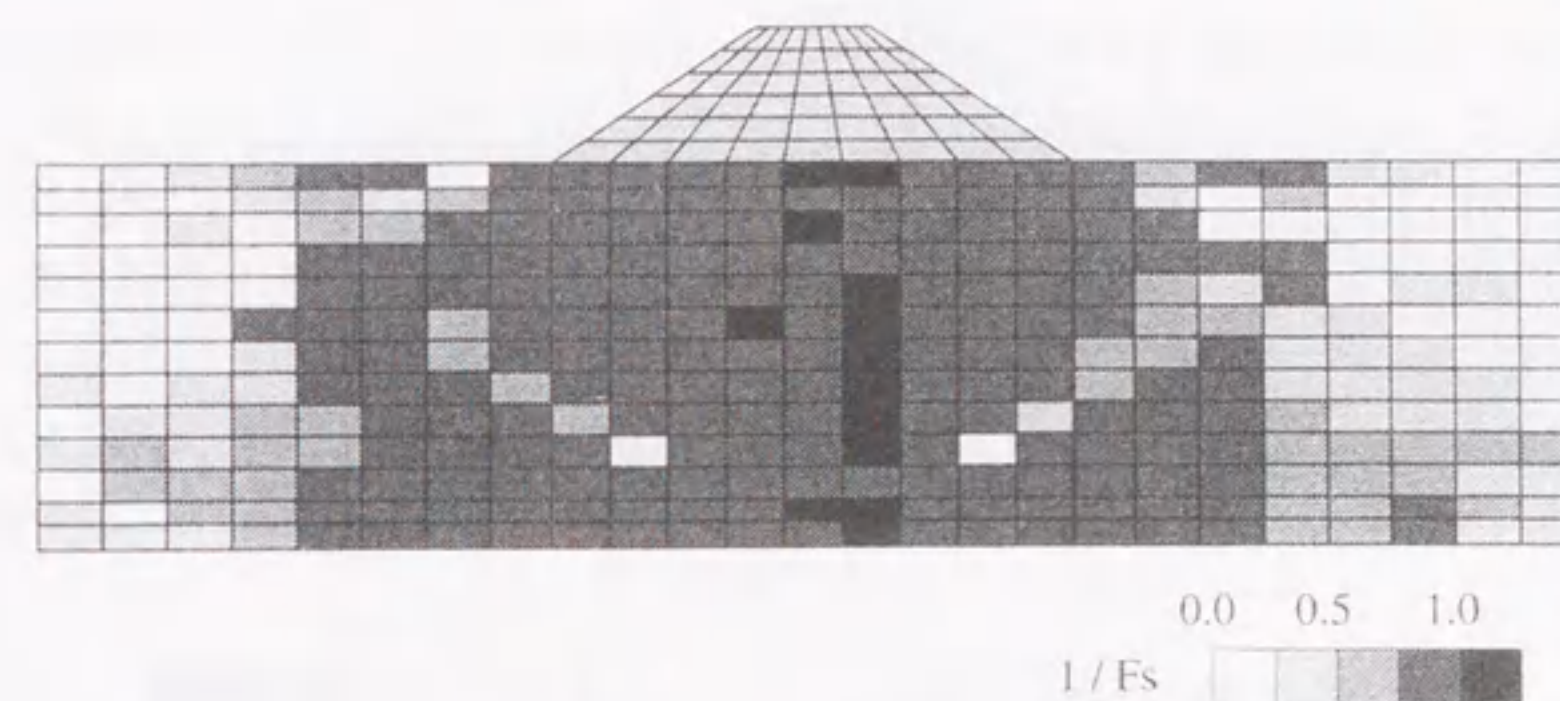


(a) Safety factor of element

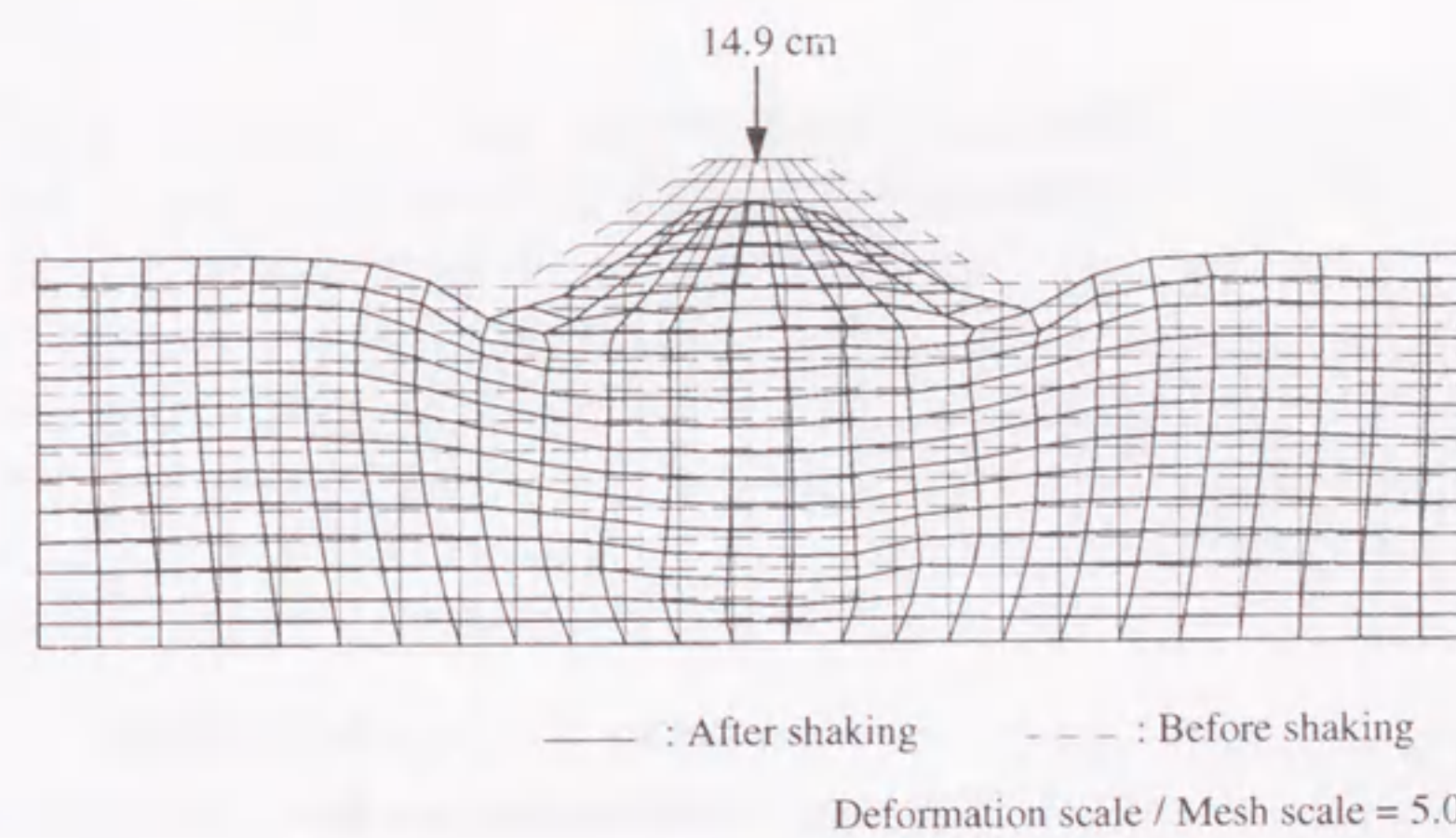


(b) Deformation after shaking

図 3.23 加振後の要素安全率分布と変形図 (ケース 2, 時間増分 0.01 秒, 補正あり)



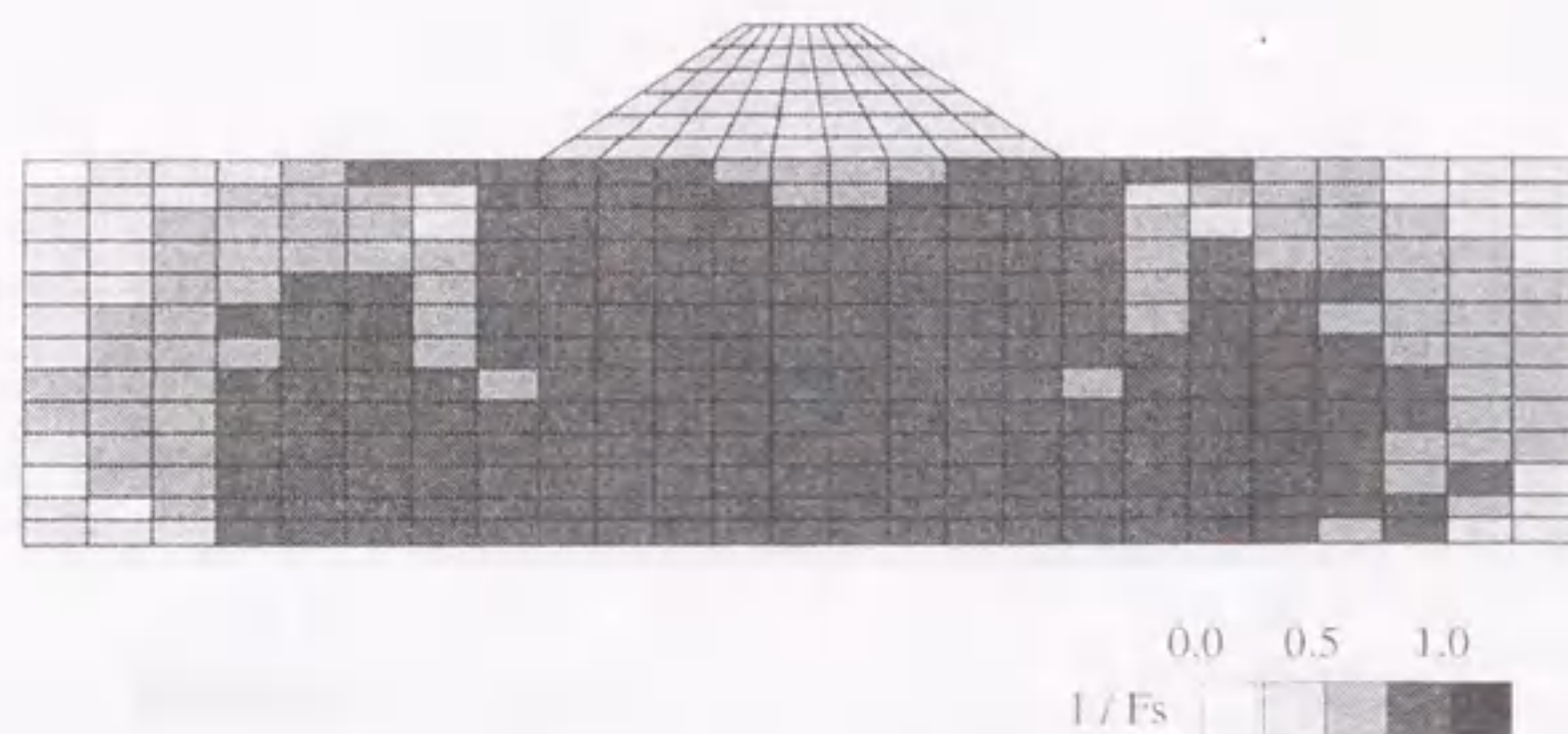
(a) Safety factor of element



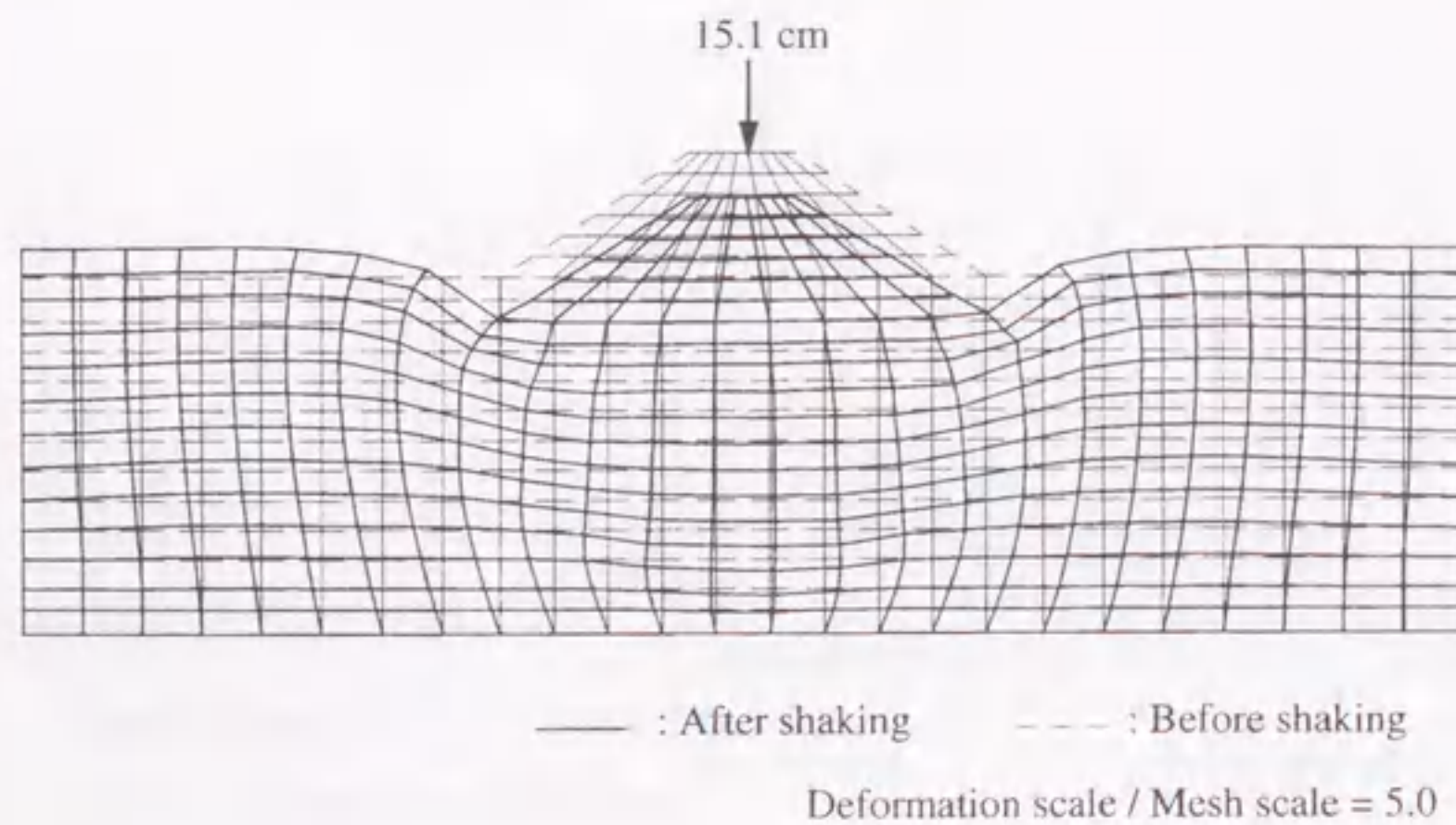
(b) Deformation after shaking

図 3.24 加振後の要素安全率分布と変形図 (ケース 3, 時間増分 0.001 秒, 補正なし)





(a) Safety factor of element



(b) Deformation after shaking

図 3.25 加振後の要素安全率分布と変形図 (ケース 4, 時間増分 0.001 秒, 補正あり)

## 3.5 まとめ

有効応力法を用いた固体力学に基づく解析手法について、用いる土のモデルおよび場の方程式を示すとともに、手法の変形予測性能を高めるための工夫を提案した。

3.2節では、Okaら(1999b)の砂の繰返し弾塑性モデルを示したのち、室内土質試験結果をもとにモデルの検証を行った。このモデルでは、せん断係数を発生する塑性ひずみ量に応じて低減しているが、本研究では、より簡便で安定した解が得られる新しい低減手法を提案した。従来のモデルと改良したモデルを対象として、ひずみの発生量について定量的な評価ができるかどうかを留意しながら、異方圧密された豊浦砂の繰返し中空ねじりせん断試験結果をもとに挙動の検証を行った。さらに、実際に有限要素法に取り入れた際の砂のモデルの挙動を把握するため、液状化地盤上の構造物を対象とした解析を行い、改良したモデルの妥当性を検証した。その結果、提案したせん断係数の低減手法を用いた砂の繰返し弾塑性モデルは、従来の手法と比較して以下の利点を有することが分かった。

1. パラメータの数を二つ減らすことができ、パラメータ設定を簡素化できる。
2. 応力の載荷および除荷の判定を必要としない塑性ひずみ量を用いるため、構造物周辺地盤内のように地震中に複雑な応力状態となる場所においても、数値解析上安定した結果を得ることができる。

また、構造物の基礎地盤(水平地盤、構造物直下地盤)の応力条件に対応すると考えられる二つの境界条件下で行われた室内試験に対し、改良した砂の繰返し弾塑性モデルを適用し、その挙動を検証した。この室内試験は非排水繰返し中空ねじり試験であり、二つの境界条件のもとで実施されている。一つは鉛直変位を拘束した通常の試験(ケースA)、もう一つは鉛直変位を拘束せず、鉛直全応力一定とした特殊な試験(ケースB)である。特に、構造物の地震中の沈下を予測するには、ケースBの全応力一定の境界条件のもとで、異方圧密された砂が繰返しせん断を受けた場合に生じる軸ひずみ量に対して、モデルの再現性を確認することが不可欠だと考えられる。両ケースに対するシミュレーションを通じて、以下の結果を得た。

1. ケースAにおいて、せん断ひずみ5%程度までのひずみの累積や有効応力の減少などの液状化挙動について、モデルは室内試験結果を定量的に再現した。
2. ケースBにおいて、ケースAと同じモデルパラメータを用いた場合、軸ひずみ1%程度までのひずみの累積や有効応力の減少の頭打ちなどの全応力一定の境界条件のもとでの繰返しせん断挙動について、モデルは室内試験結果を定量的に再現した。

3.3節では、Oka(1992)の粘土の繰返し弾粘塑性モデルを示したのち、室内土質試験結果をもとにモデルの検証を行った。このモデルは、ひずみ速度の違いによる粘土の挙動の違いを再現できるものである。これまで、単調載荷の場合やある一つの載荷速度による繰返し載荷の場合については、モデルの検証が行われているが、載荷速度の異なる場合の繰返し挙動については検証が行われ



ていない。そこで、このモデルの特徴である載荷速度に依存した粘土の挙動に着目して、繰り返した荒川粘土を用いた異なる載荷速度下での非排水繰返し三軸試験結果をもとに検証を行った。ここでも、砂のモデルと同様に比較的大きなひずみの発生量を定量的に評価できるかどうか留意して検証を行った。また、同じ粘土に対して実施された単調載荷試験、動的変形試験に対してもシミュレーションを行い、モデルの挙動を確認した。中程度のひずみ ( $1.0 \times 10^{-3}$  未満) 領域に対するモデルの適用性については、さらに検討する必要があるものの、シミュレーションを通じて以下の結果を得た。

1. 繰返し載荷による有効応力の減少や10%程度の軸ひずみの緩やかな増加について、モデルは室内試験結果を定量的に再現した。
2. 0.02Hz~1.0Hz までの載荷周波数における動的強度の載荷速度依存性について、モデルは室内試験結果を定量的に再現した。

3.4節では、Okaら(1994)により誘導された土の変位と間隙水圧の連成を考慮した場の方程式を示したのち、変形予測精度を高めるため、数値解析上の工夫を提案した。固相と液相の二相からなる飽和多孔質体を扱ったBiotの二相混合体理論に基づき誘導された、固相の変位  $u$  と間隙水圧  $p$  を未知数とする  $u$ - $p$  formulation を場の方程式として用いた。つりあい式と連続式からなる場の方程式に対し、有限要素法と差分法を用いて、空間離散化を行った。つりあい式の空間的な離散化には有限要素法、連続式の間隙水圧の項の空間的な離散化には差分法を用いた。この際、間隙水圧は要素内で一定値として重心で定義し、応力とひずみも次数低減積分を用いて、要素の重心で定義した。この手法により非排水条件での shear locking の回避が可能となっている。さらに、要素重心を差分格子とする場合の数値計算上の問題を指摘し、その解決法について述べた。

得られた場の方程式に対し、増分型の構成式を用いた場合の不釣合力の処理を検討した。また、大変形を予測する上で重要となるモデルが破壊に至る場合や平均有効応力が0となる場合の処理について、応力状態を補正する方法を提案した。その効果を液状化地盤上の構造物の解析を通じて検証した結果、計算時間増分が比較的大きい場合(0.01秒)には、応力補正手法が変形予測精度を高める上で不可欠であることが分かった。一方、計算時間増分を十分に小さくした場合(0.001秒)には、応力補正の有無が変形予測に与える影響は小さくなる。液状化地盤と構造物の地震時変形量を精度よく予測するには、応力補正に加えて計算時間増分を十分に小さくすることが必要となる。

## 第4章

# 流体力学に基づく解析手法

### 4.1 概要

地震後の流動を対象とした流体力学に基づく解析手法について、用いる土のモデルおよび場の方程式を示す。

4.2節では、液状化した砂のモデルを提案する。はじめに、液状化した砂に対して三種類の手法で測定された粘性係数のデータを整理し、粘性係数がひずみ速度依存性を有していることを示す。例えば、粘度計による測定結果によると、せん断応力~せん断ひずみ速度関係はせん断応力軸に切片を有する一次関数で近似できる。このような応力~ひずみ速度関係を表現するため、液状化した砂を Bingham 粘性 (Bingham, 1922) を用いてモデル化することを提案する。この際、2.4節で示した砂の非排水せん断挙動に関する知見をもとに、提案したモデルの適用性について考察する。また、Bingham 粘性を等価な割線粘性係数を有する Newton 流体として表現する手法について述べる。4.3節では、液状化した砂を一相系として扱う非圧縮性 Newton 流体の場の方程式を示す。3.4節で示した固体力学に基づく場の方程式が Lagrange 的記述法を用いていたのに対し、ここでは大変形に追従するため Euler 的記述法を採用している。連続式と Navier-Stokes 式からなる場の方程式に対して、SIMPLE 法 (Patanker and Spalding, 1972) による数値解析法を適用する。空間離散化には有限体積法、時間離散化には後退差分を用いて離散化を行う。また、移動境界の扱いには VOF 法 (Hilt and Nichols, 1981) を用いる。



## 4.2 液状化した土のモデル

ここでは、液状化した砂に対して三種類の手法で測定された粘性係数のデータを整理し、粘性係数がひずみ速度依存性を有していることを示す。例えば、粘度計による測定結果によると、液状化した砂のせん断応力～せん断ひずみ速度関係は、せん断応力軸に切片を有する一次関数で近似できる。この粘性係数のひずみ速度依存性が、砂の非排水せん断過程における定常状態に関係していると仮定し、流動化した砂を Bingham 粘性を用いてモデル化することを提案する。この際、2.4節で示した砂の非排水せん断挙動に関する知見をもとに、提案したモデルの適用性について考察する。また、Newton 流体を扱う場の方程式において、Bingham 粘性を等価な割線粘性係数を有する Newton 流体として表現する手法について述べる。この等価な割線粘性係数のことを本研究では、等価粘性係数と呼ぶこととする。

## 4.2.1 液状化した砂の粘性係数

液状化した土が流体として挙動するという視点に立って、液状化した土の粘性係数が様々な手法で測定されている (Hamada ら, 1994; Kawakami ら, 1994)。三つの異なる測定方法から得られた液状化した砂の粘性係数と測定時のせん断ひずみ速度の関係をまとめたものを図 4.1 に示す。これらの結果は、(1) 振動台を用いた側方流動実験における流動変位の測定結果、(2) 液状化地盤中の球引き上げ試験における球に対する抵抗力の測定結果、(3) 液状化地盤中の回転式粘度計による測定結果に基づいている。

側方流動実験は 6.2 節で示す強制傾斜土槽を用いた振動台実験である (Hamada ら, 1994)。土槽内の飽和砂を振動により液状化させた後、土槽を傾斜させることにより流動を発生させている。側方流動実験でのせん断ひずみ速度は、計測した地中変位を時間微分して得られる流動速度の最大値から算定したものである。また、粘性係数は Newton 流体の傾斜面に沿う一次元流れを仮定し、次式を用いて実験での最大流動速度から算定した。

$$\mu = \frac{1}{2} \frac{\gamma_{sat}}{V_{max}} \theta h^2 \quad (4.1)$$

ここに、 $\mu$  は粘性係数、 $\gamma_{sat}$  は飽和砂地盤の単位体積重量、 $V_{max}$  は流動速度の最大値、 $\theta$  は地盤の初期地表面の傾斜角、 $h$  は液状化層の層厚である。

液状化地盤中の球引き上げ試験は図 4.2 に示す装置を用いて行われた (Kawakami ら, 1994)。振動台の加振により地盤を液状化させたのち、球を引き上げ、その時に球に作用する引き上げ力から次式を用いて粘性係数を算定した。

$$\mu = \frac{F_{max}}{3\pi dU} \quad (4.2)$$

ここに、 $F_{max}$  は球の最大引き上げ力、 $d$  は球径、 $U$  は球の引き上げ速度である。また、球引き上げ試験でのせん断ひずみ速度は、球引き上げ速度を球表面の最大せん断ひずみ速度に換算した値である。

## 4.2 液状化した土のモデル

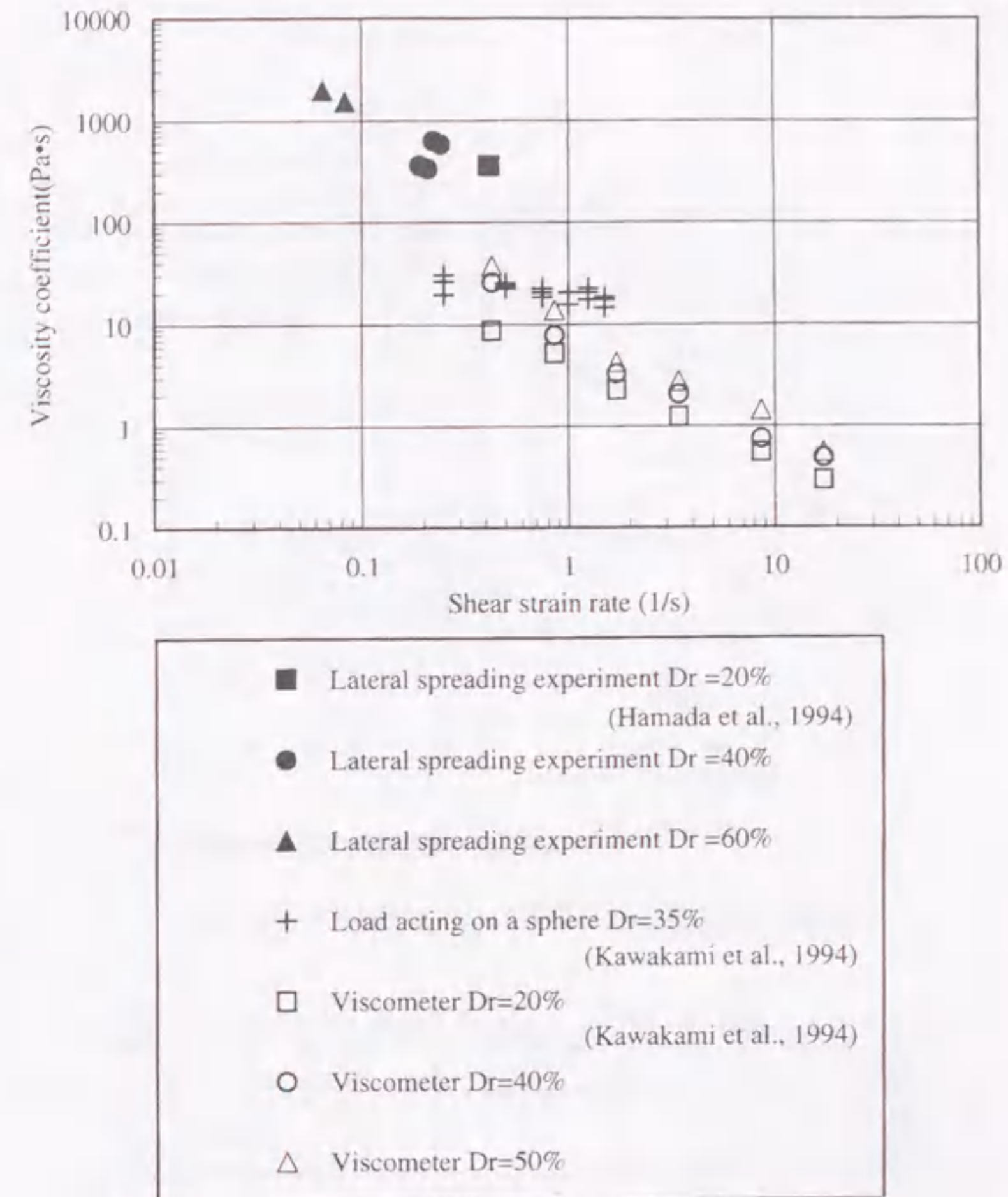


図 4.1 液状化した砂の粘性係数 (Hamada ら, 1994; Kawakami ら, 1994)

液状化地盤中の粘度計による測定装置を図 4.3 に示す (Kawakami ら, 1994)。上向きの浸透流により地盤をボイリングさせたのち、粘度計を回転させ、その時に粘度計先端のローターに作用する回転トルクから次式を用いて粘性係数を算定した。

$$\mu = K_0 \frac{M(R_1^2 - R_2^2)}{4\pi h R_1^2 R_2^2 \Omega_2} \quad (4.3)$$

ここに、 $K_0$  は補正係数 (= 0.77)、 $M$  は回転トルク、 $R_1$  は円筒土槽の半径、 $R_2$  は粘度計の半径、 $h$  は粘度計の高さ、 $\Omega_2$  は粘度計の回転角速度である。補正係数  $K_0$  の値は粘性係数が既知である標準粘度液測定結果から設定されたものである。粘度計でのせん断ひずみ速度は、ローターの回転数をローター表面の最大せん断ひずみ速度に換算した値である。



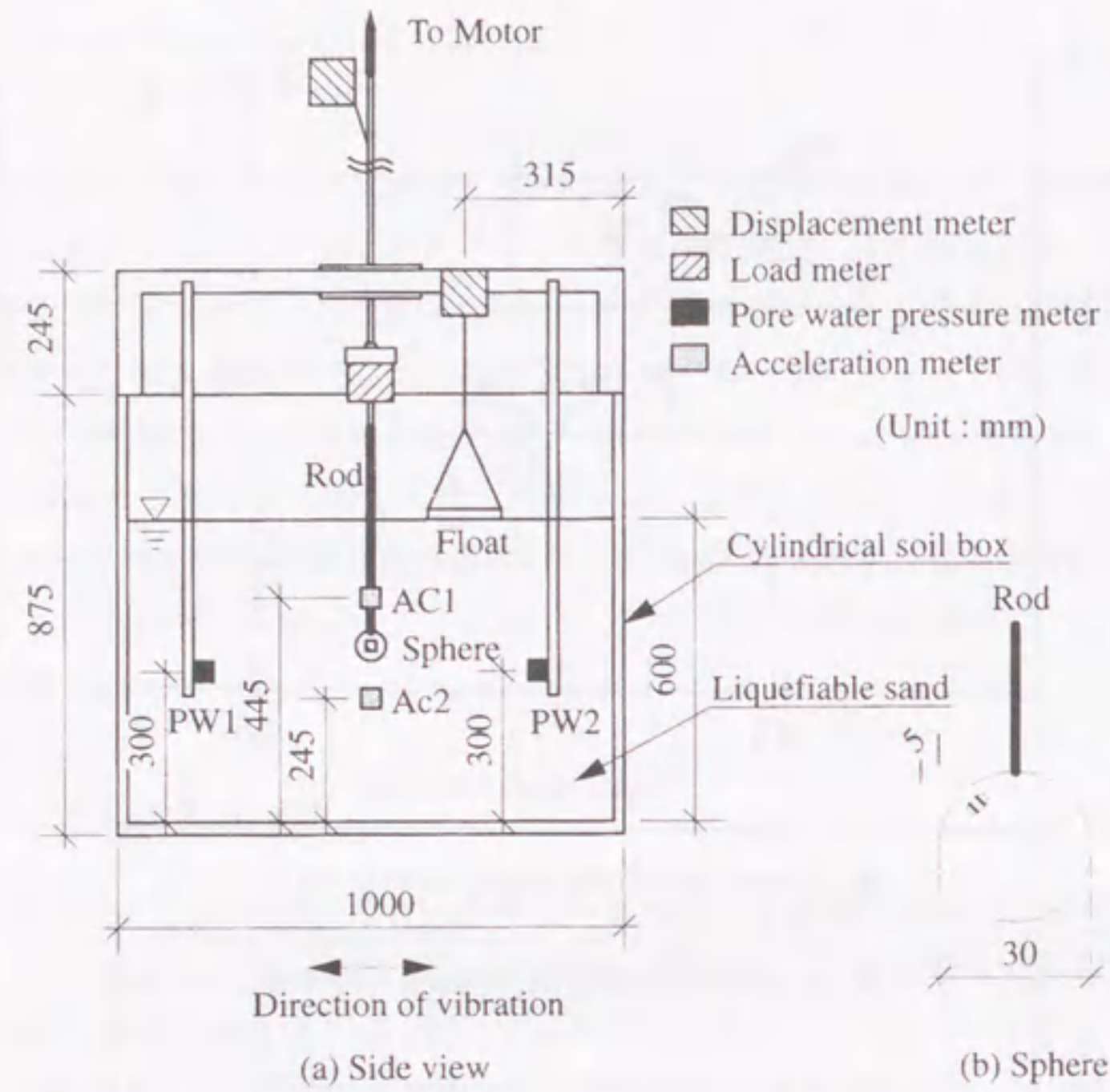


図 4.2 球引き上げ試験装置 (Kawakami ら, 1994)

表 4.1 砂の物理特性一覧 (Hamada ら, 1994; Kawakami ら, 1994)

| Sand      | $D_{50}$ (mm) | $U_c$ | $e_{max}$ | $e_{min}$ |
|-----------|---------------|-------|-----------|-----------|
| Toyoura   | 0.17          | 1.71  | 0.971     | 0.567     |
| Enshunada | 0.24          | 1.92  | 1.251     | 0.706     |

Note :

$D_{50}$  : mean grain size,  $U_c$  : uniformity coefficient =  $D_{60}/D_{10}$

$e_{max}$ ,  $e_{min}$  : maximum and minimum void ratios

いずれの試験においても、ある状態でのひずみ速度と粘性係数を測定したものであり、ここでいう粘性係数は割線粘性係数を表している。模型地盤の材料として、側方流動実験では遠州灘砂、その他の試験では豊浦砂が用いられている。用いた材料の物理特性を表 4.1 に、粒径加積曲線を図 4.4 に示す。各試験での砂の相対密度は 20%~60%の範囲にある。

図 4.1 に示すように液状化した砂の粘性係数はせん断ひずみ速度の増加とともに減少しており、明確なひずみ速度依存性を示している。粘度計による測定結果から各相対密度に対して算定したせん断応力とせん断ひずみ速度の関係を図 4.5 に示す。せん断応力はせん断ひずみ速度と非線形の関係を有しており、せん断応力軸上に切片を持ち、せん断ひずみ速度の増加に伴って、せん断応力は

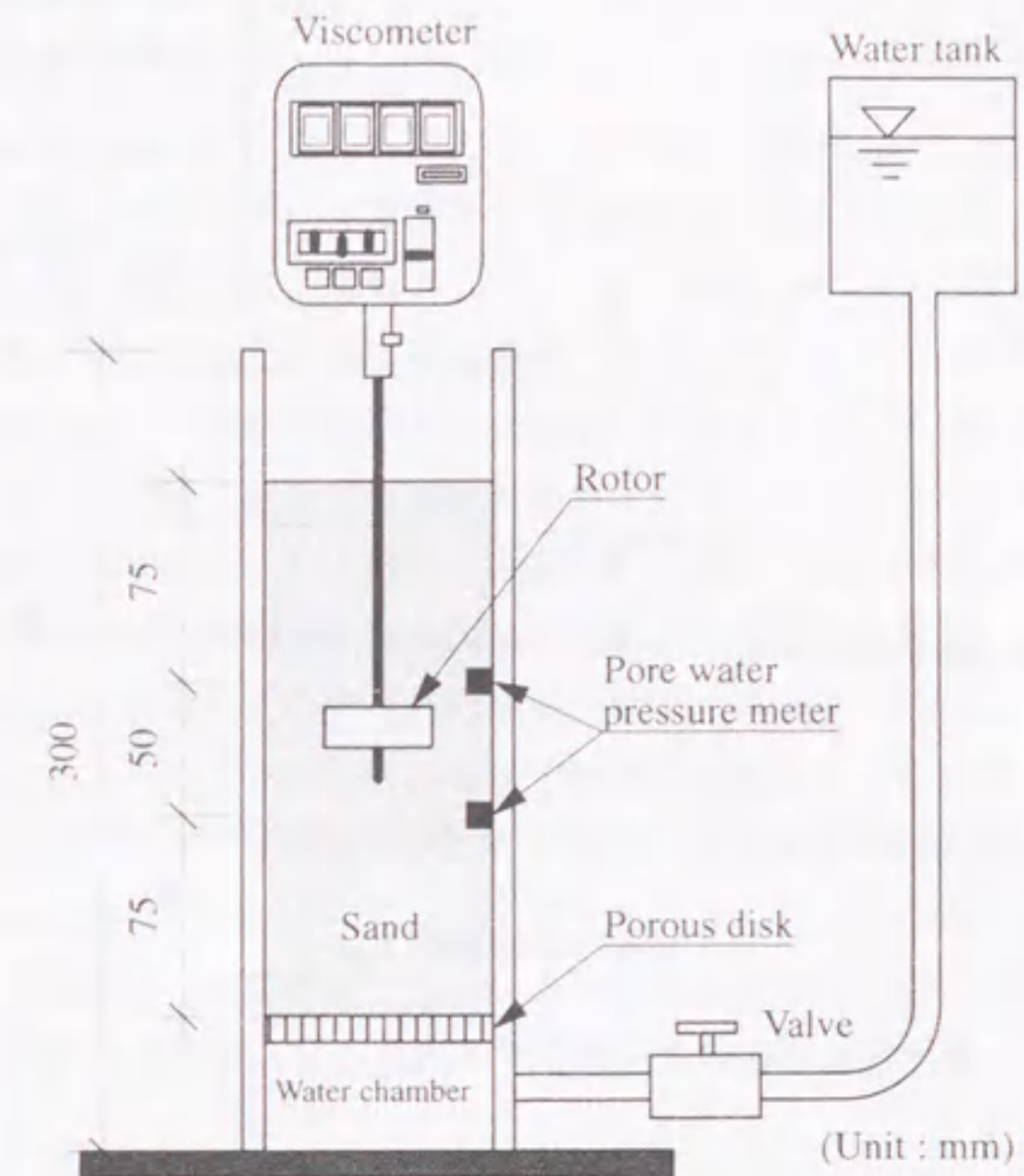


図 4.3 粘度計を用いた試験装置 (Kawakami ら, 1994)

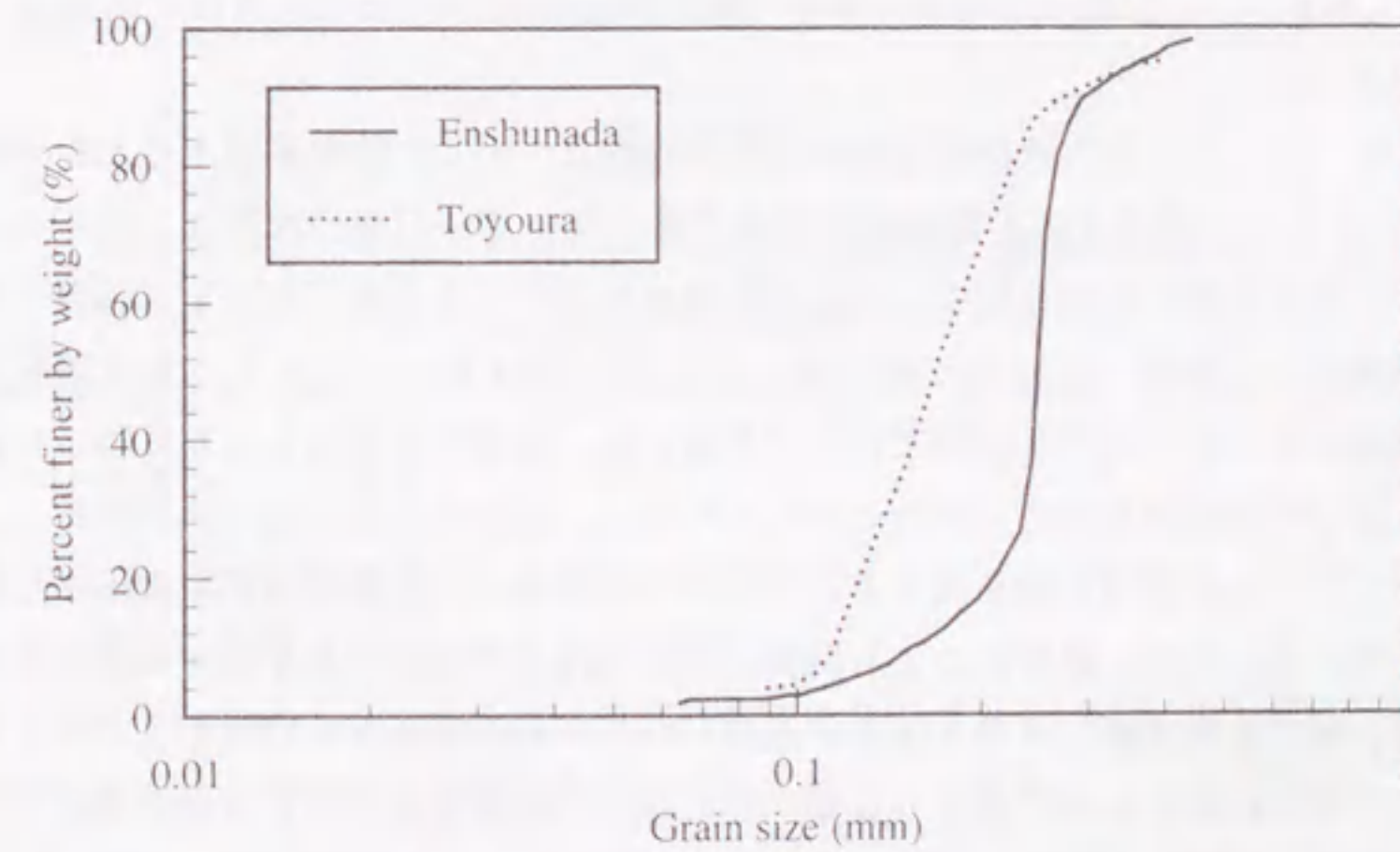


図 4.4 砂の粒径加積曲線 (Hamada ら, 1994; Kawakami ら, 1994)



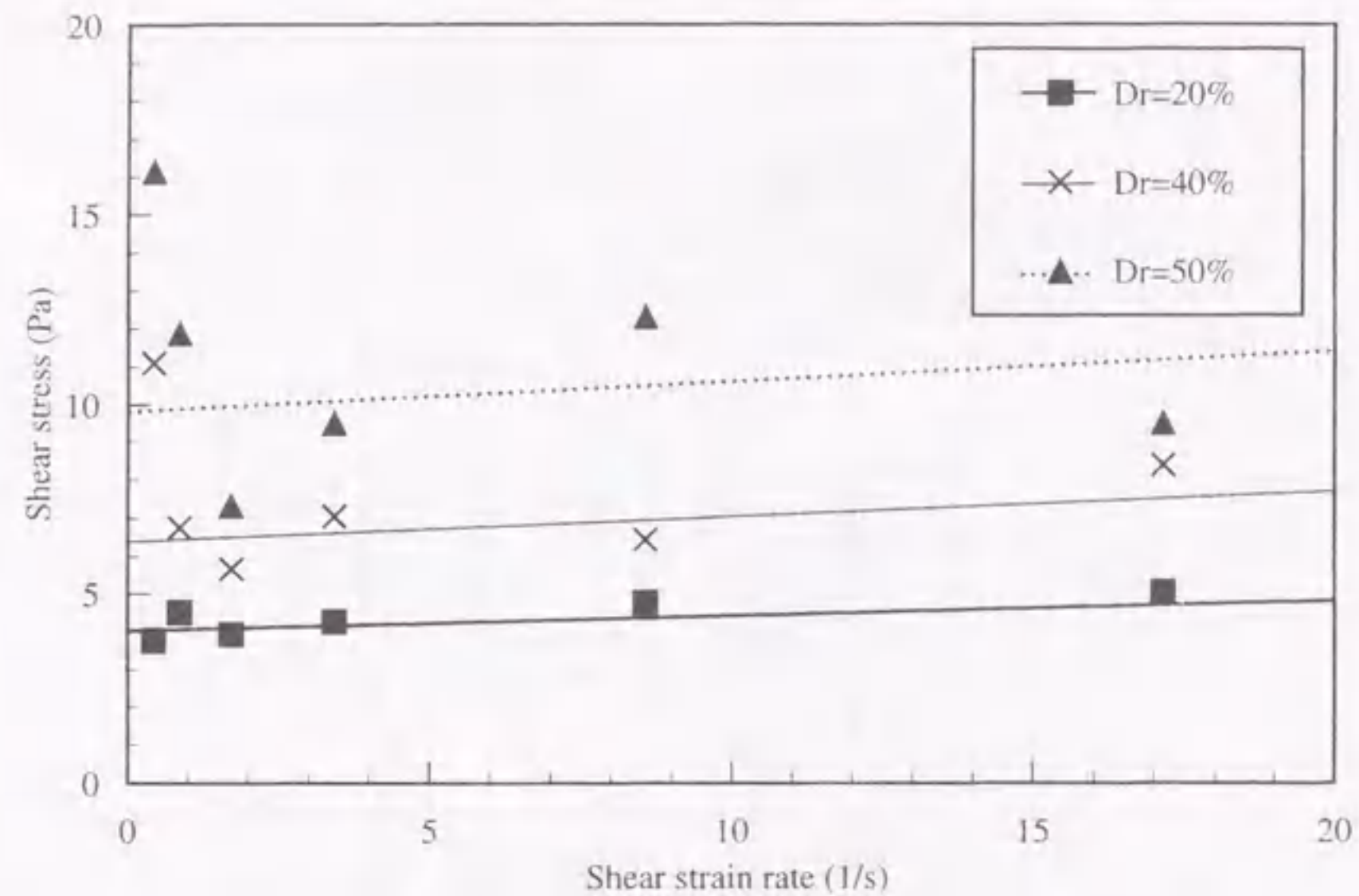


図4.5 液状化した砂のせん断ひずみ速度とせん断応力の関係

概ね直線的にわずかに増加している。これらの応力～ひずみ速度関係は、相対密度が大きくなるほどバラツキが大きくなるものの、次式で表される Bingham モデルで概ね近似することができる。

$$\tau = \eta \dot{\gamma} + \tau_y \quad (4.4)$$

ここに、 $\tau$  はせん断応力、 $\eta$  は降伏後の粘性係数（降伏粘性係数）、 $\dot{\gamma}$  はせん断ひずみ速度、 $\tau_y$  は降伏せん断応力である。

ここで、図4.5に示したような液状化した砂の粘性特性について、砂の非排水せん断挙動に関する知見（2.4節）をもとに考察する。粘度計で計測対象となっている砂の状態は、大きなせん断変形を受けた状態にあると考えられるので、ここで動員されているせん断応力は定常状態でのせん断応力（定常状態強度）に関係していると思われる。ただし、2.4節で示したような単調荷重による非排水せん断試験にみられる定常状態強度とはやや異なる。粘度計や球引き上げ試験において、粘性係数を測定している状態は有効応力がほとんど0であり、完全液状化に近い状態である。球引き上げ試験において、この状態は加振を続けることにより維持され、地盤中の間隙水圧を計測することにより確認している。また、粘度計による試験においては、浸透流により完全液状化に近い状態を維持している。側方流動実験では最大速度が発生したときの粘性係数を対象としており、この場合も完全液状化に近い状態にあると考えられる。ところが、試験中にこの完全液状化に近い状態が維持されなくなれば、比較的密な砂は限定流動の挙動を示し、粘性抵抗は非常に大きなものとなる。例えば、球引き上げ試験において、振動台による加振が継続している間は図4.1に示すような粘性係数の値を示すが、相対密度が大きく加振が継続されなければ、球の引き上げ抵抗は非常に大き

くなることを確認されている（湯浅ら、1994）。この抵抗力は正のダイレイタンスによる剛性の回復、すなわち定常状態への移行に起因していると考えられ、東畑（1998）の埋設管の引張試験でも同様な挙動が確認されている。したがって、これらの試験で動員されているせん断応力の解釈は以下のように考えられる。まず、流動の挙動を示す非常に緩い砂の場合は正のダイレイタンスを伴う剛性の回復を伴わないことから、動員されているせん断応力は定常状態強度に対応していると考えられる。限定流動の挙動を示す中密な砂の場合、動員されているせん断応力は定常状態強度を発揮する以前の状態の強度、すなわち最小非排水強度に対応していると考えられる。ただし、いずれも場合も単調荷重による挙動ではなく、繰返し荷重により、いったん完全液状化に達した後の非排水せん断挙動を対象としている。例えば、Yasudaら（1995）の示した図2.19において、限界ひずみに達する前の状態での最小非排水強度が、粘性係数測定試験で動員されているせん断応力に関係していると考えられる。図4.5でのせん断応力軸上の切片の値は、液状化した砂がわずかに有しているせん断抵抗力と考えられ、それは最小非排水強度に関係していると考えられる。この切片の値は相対密度が大きいくほど大きくなる傾向を示しており、最小非排水強度に対する既往の室内試験結果（例えば Ishihara, 1993）とも定性的には一致している。以上のことから、図4.1に示した粘性係数の非線形性は、液状化した砂が有している最小非排水強度の存在に関係していると考えられることができる。

#### 4.2.2 Bingham モデル

図4.5に示したように、液状化した砂はある降伏強度を有した粘性流体でモデル化できる。ここでは、液状化した土に対して、最小非排水強度を取り入れて、粘塑性流体の一種である Bingham 流体でモデル化する。単純せん断状態において、Bingham モデルのせん断応力～せん断ひずみ速度関係は次式のようになる。

$$\tau = \eta \dot{\gamma} + \tau_{min} \quad (4.5)$$

ここに、 $\tau_{min}$  は最小非排水強度である。式(4.4)との違いは、降伏せん断応力に最小非排水強度を用いていることである。この仮定については後に考察する。

このモデルによるせん断応力～せん断ひずみ速度関係および液状化した土の挙動を図4.6に示す。このモデルは液状化した土を次のように表現する。

1. 重力により作用するせん断応力が最小非排水強度より小さい場合は、流動は発生しない。液状化した土は変形せず、剛体として挙動する。
2. 重力により作用するせん断応力が最小非排水強度より大きい場合は、流動が発生する。液状化した土は一定の接線粘性係数を有する流体として挙動し、大きく変形する。

これまで Bingham モデルは、地すべり（Hungri, 1995）やフレッシュコンクリートの流動（Tanigawa and Mori, 1989）のように塑性流動的な挙動を示す現象の解析に用いられている。Hungri（1995）は1959年に Madison 溪谷でおきた Montana 岩石なだれの変形解析を行った。この解析では運動



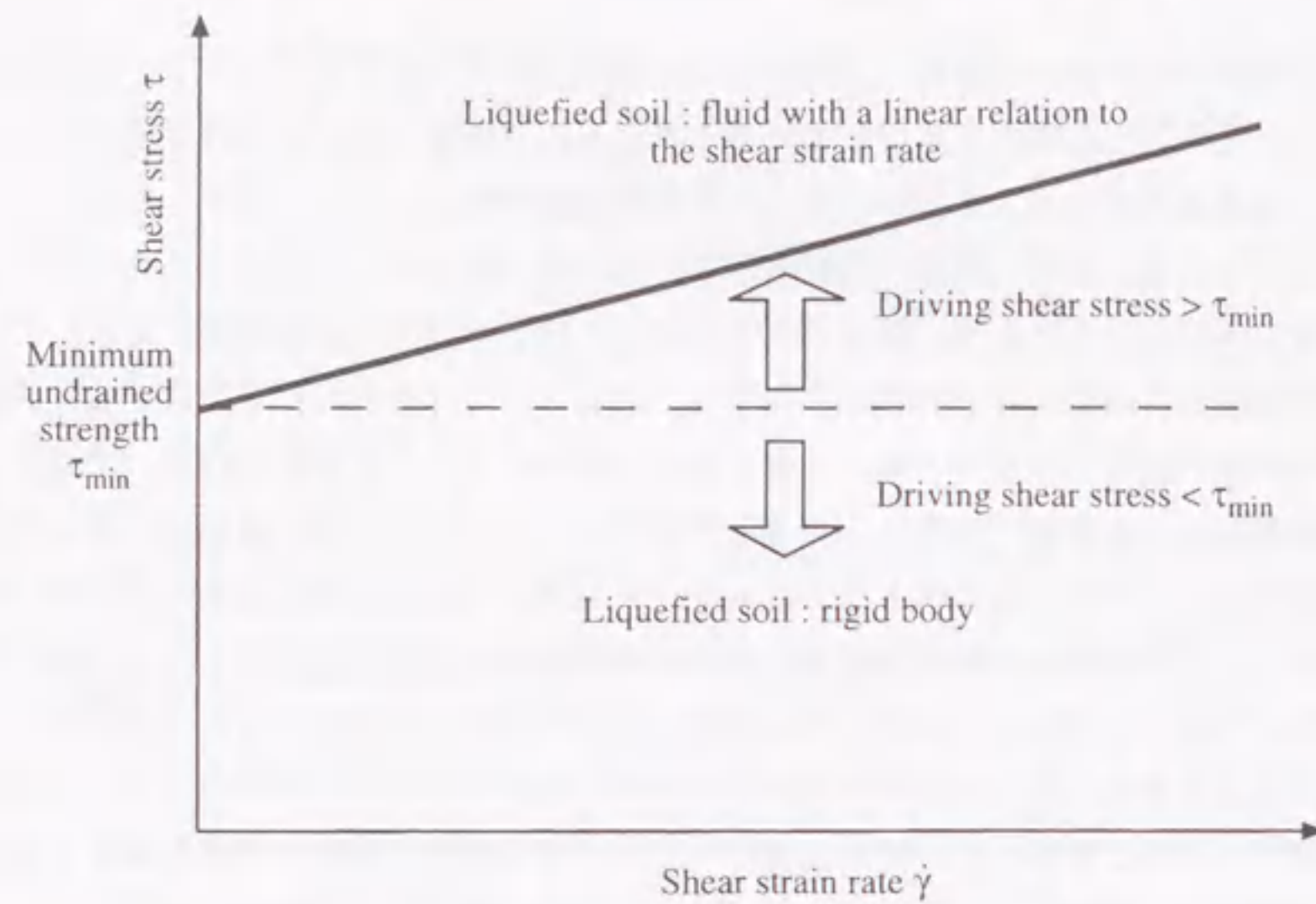


図4.6 Binghamモデルによる液状化した砂のモデル

方程式のLagrange解に基づきBinghamモデルを用いている。解析結果は実際に計測されたただれの移動量を再現しており、Bi-viscousモデルによる他の数値解析結果(Trunkら, 1986)とも整合している。Bi-viscousモデルを用いた解析とは、Binghamモデルに似たバイリニア型の粘性特性を示すモデルを用いて非定常のNewton流体解析を行ったものである。Tanigawa and Mori (1989)はフレッシュコンクリートの流動性や変形を評価するため、Binghamモデルを用いた粘塑性有限要素解析法を提案している。本手法によりスランプ試験やフロー試験の再現を行い、さらに実際に観測されたレオロジー定数と解析で用いる定数との関係を明らかにしている。

ここでBinghamモデルのパラメータの一つである降伏粘性係数について考察する。図4.1に示した粘性係数は割線粘性係数をあらわしているが、ここでいう降伏粘性係数 $\eta$ は接線粘性係数をあらわしている。図4.5の実験結果に示すようにせん断応力はせん断ひずみ速度の増加に伴って、わずかに増加する傾向を示している。仮に、液状化した砂の挙動にひずみ速度依存性がみられなければ、せん断応力はほぼ一定となると考えられるがそうではない。図4.5に示すように降伏粘性係数に相当するせん断応力の勾配は概ね $1/10 \sim 1/20 Pa \cdot s$ のオーダーであり、水の粘性係数(20℃で $1.002 \times 10^{-3} Pa \cdot s$ )よりもやや大きな値を示している。また、降伏粘性係数に対する相対密度の影響は明確でない。この降伏粘性係数がシミュレーション結果に与える影響については、第6章の各解析事例において感度解析を行い検討する。

提案したモデルは降伏粘性係数と最小非排水強度のわずか二つのパラメータを必要とするのみであり、この点は実際の設計では大きな利点になり得る。しかしながら、少ないモデルパラメータで液状化した土の挙動を完全に再現することは困難であり、ここではモデルの限界について考察する。

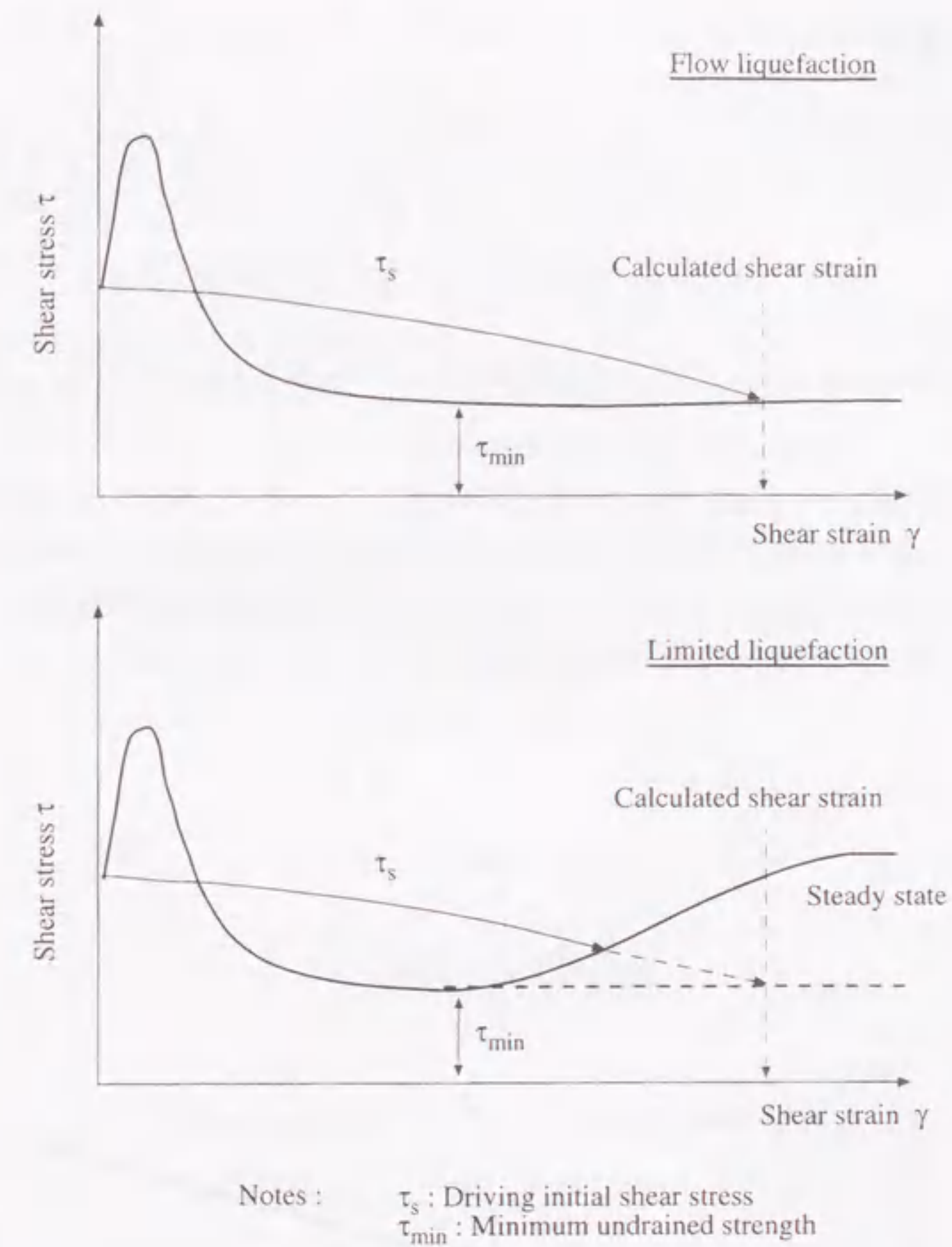


図4.7 流動と限定流動におけるBinghamモデルの挙動

流動(Flow liquefaction)と限定流動(Limited liquefaction)の場合における本モデルの挙動を図4.7に示す。ひずみ硬化が発生せず、変形が進むにつれ減少する起動せん断応力と最小非排水強度が等しくなるときに変形が停止するような流動の挙動については、本モデルでも再現することができる。しかしながら、最小非排水強度と定常状態強度が等しくない限定流動の場合には、モデルは準定常状態以降のひずみ硬化過程を再現することはできない。これは提案したモデルが大変形時の正のダイレイタンスを再現することができないためである。限定流動の場合には、せん断ひずみの増加に伴い土の剛性が回復し、定常状態に至る。この過程で起動せん断応力が最小非排水強度よりも大きい時点で流動変形は停止することになる。それゆえ、限定流動の場合、モデルは変形を過大に評価することになり、得られた変形は発生しうる最大値を与えていることになる。



## 4.2.3 等価粘性係数

粘性流体解析では Newton 粘性を扱った Navier-Stokes 方程式が広く用いられている。よって、Bingham 粘性を擬似的に Newton 粘性で表現すれば、Navier-Stokes 方程式を場の方程式としてそのまま用いることができる。ここでは、Bingham モデルを Newton 粘性として扱うために等価粘性係数を導入する。この等価粘性係数は Bingham モデルの割線粘性係数に相当するものであり、図 4.1 に示した粘性係数をあらわしている。

非圧縮性の Newton 流体の応力～ひずみ速度関係は次のように表すことができる。

$$\sigma_{ij} = p\delta_{ij} + 2\mu'V_{ij} \quad (4.6)$$

ここに、 $\sigma_{ij}$  は応力テンソル、 $p$  は圧力、 $\mu'$  は等価粘性係数、 $V_{ij}$  はひずみ速度テンソルである。なお、流体力学では一般に  $p$  の符号は圧縮を正とするが、ここでは 3.4 節にならい、引張を正とする。液状化した土を非圧縮性の Bingham 流体として扱うが、ここに Bingham 粘性は図 4.8 に示すような等価な Newton 粘性として表現する。等価粘性係数は次式のように仮定する。

$$\begin{cases} \mu' = \eta + \frac{\tau_{min}}{\dot{\gamma}} & \text{if } \dot{\gamma} \neq 0 \\ \mu' = \infty & \text{if } \dot{\gamma} = 0 \end{cases} \quad (4.7)$$

$$\tau_{min} = R_{min} \cdot p \quad (4.8)$$

$$\dot{\gamma} = 2\sqrt{\frac{1}{2}V_{ij}V_{ij}} = \sqrt{2V_{ij}V_{ij}} \quad (4.9)$$

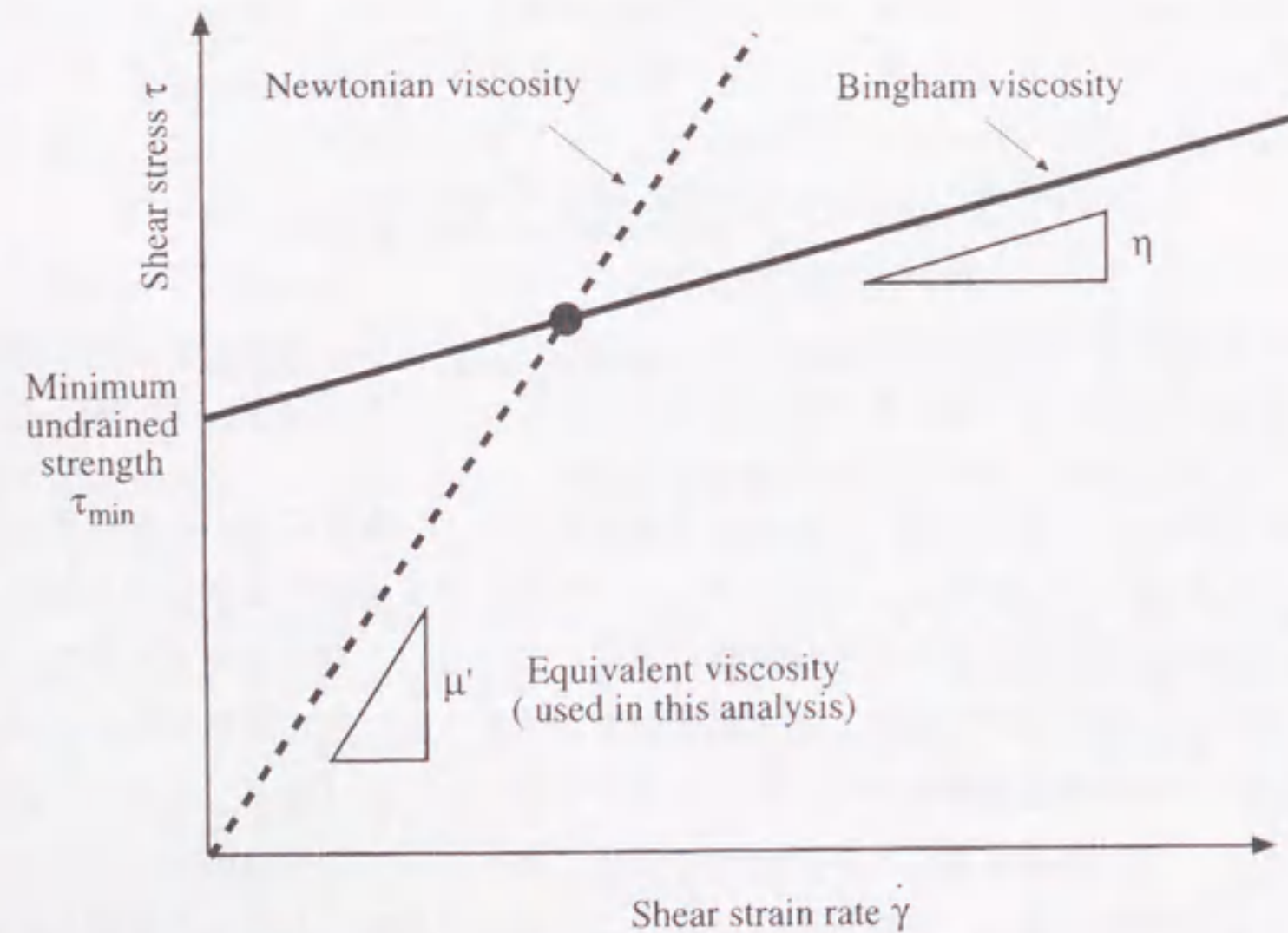


図 4.8 等価粘性係数

ここに、 $R_{min}$  は最小非排水強度比、 $\dot{\gamma}$  はひずみ速度テンソルの第 2 次不変量を 2 倍したものである。 $\dot{\gamma}$  は単純せん断状態においては、式 (4.8) 中のせん断ひずみ速度  $\dot{\gamma}$  と一致する。 $\dot{\gamma} = 0$  となる解析開始時には、等価粘性係数には大きな値 ( $\mu' = 1.0 \times 10^8 \text{ Pa} \cdot \text{s}$ ) を仮定する。非定常解析において、等価粘性係数は各計算ステップ内の収束計算では一定値として扱い、計算ステップ毎に逐次更新する。

式 (4.8) において最小非排水強度そのものではなく最小非排水強度比を用いた理由は、最小非排水強度の拘束圧依存性を考慮するためである。例えば Ishihara (1993) が示したように最小非排水強度は初期有効拘束圧に依存するので、ここでは等価粘性係数を拘束圧に独立した最小非排水強度比を用いて定義することにした。ただし、式 (4.8) において最小非排水強度比は全拘束圧に対する最小非排水強度の比で定義されることに注意が必要である。流体解析においては液状化した土は土と水の二相系ではなく、流体としての一相系材料と仮定するため、有効応力の概念はなく、水圧が液状化した土の全拘束圧に対応することになる。



## 4.3 場の方程式

3.4節では物質の移動を Lagrange 的記述法により表現したが、ここでは大変形に対応できる Euler 的記述法により、物質の移動を表現する。Lagrange 的記述法では物体を表現する格子が物体の変形に追従していくため、保存則は自然に満足される利点を有している。しかしながら、変形を忠実に表現するには格子を更新していく必要があり、大変形を扱う場合には格子がひずんで計算が破綻してしまう欠点がある。一方、Euler 的記述法では格子は物体とともに移動せず、ある固定点において物体がどのように時間的に変化していくかを対象とする。このため、保存則を満足するためには移流項を扱う必要があり、計算が複雑になる欠点はあるが、大変形にも容易に追従できる利点もある。

また、3.4節では地盤を土と水の二相系材料として扱ったが、ここでは流動化している状態を考慮して、土と水が一体となった一相系材料として扱う。粘性流体解析では Newton 粘性を扱った Navier-Stokes 方程式が広く用いられている。大規模な計算が可能である汎用の数値流体解析コードも数多く提案されている。4.2節で提案した等価粘性係数を用いることで、このような既存の数値解析コードを利用することが可能になる。ここでは、既存の Newton 粘性解析コード STREAM (ソフトウェアクレイドル, 1990) を改良して、解析に使用した。

以下では、質量保存則と Navier-Stokes 方程式からなる非圧縮性 Newton 流体の場の方程式を示す。この場の方程式の数値解析手法として、SIMPLE 法 (Semi Implicit Method for Pressure Linked Equation) (Patankar and Spalding, 1972) を用いる。この方法では、空間離散化には差分法の一つである有限体積法 (Fletcher, 1988) を用い、時間離散化には後退差分を用いて離散化を行う。また、流動地盤の地表面の変位を予測するためには、Euler 表示を用いる流体解析において自由表面の扱いに留意する必要がある。自由表面のように異種流体が接する境界は移動境界と呼ばれている。ここでは、移動境界を表現するため VOF 法 (Hirt and Nichols, 1981) を用いる。

## 4.3.1 場の方程式の定式化

流体の速度  $v$  と圧力  $p$  を未知数とした定式化を行う。その際に、以下の事を仮定する。

1. 流体は非圧縮性である。
2. 流体は Newton 流体とする。
3. 流体の温度変化は考慮しない。

場の方程式は質量保存則、運動量保存則、エネルギー保存則からなる。本研究が対象としているような流体が非圧縮性であり温度の影響を受けない場合はエネルギー保存則は不要となる。以下では、基本式をもとに質量保存則 (連続式) と Navier-Stokes 方程式からなる場の方程式を示す。

## 4.3 場の方程式

■速度とひずみ速度の関係 ひずみ速度と速度の関係は以下のように定義できる。

$$V_{ij} = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial v_i}{\partial x_j} + \frac{\partial v_j}{\partial x_i} \right) \quad (4.10)$$

ここに、 $V_{ij}$  はひずみ速度テンソル、 $v_i$  は速度ベクトルである。なお、ひずみの符号は引張成分を正とする。

■構成式 仮定2より流体の構成則として Newton 流体を扱う。Newton 流体の応力-ひずみ速度関係は一般に次のように表すことができる。

$$\sigma_{ij} = p\delta_{ij} + D'_{ijkl}V_{kl} \quad (4.11)$$

ここに、 $\sigma_{ij}$  は応力テンソル、 $p$  は圧力、 $\delta_{ij}$  はクロネッカーの  $\delta$ 、 $D'_{ijkl}$  は粘性係数テンソルである。この式と 3.4節の固体力学で用いた全応力テンソル (式(3.127)) と比較すると、右辺第二項が混合体の有効応力テンソルに相当していることがわかる。すなわち、混合体での土骨格の剛性に関する有効応力は流体力学では粘性抵抗力を表現している。流体が等方であるとする等方弾性体と同様に、粘性係数テンソルは次式で示すように二つの定数で表すことができる。

$$\sigma_{ij} = p\delta_{ij} + 2\mu'V_{ij} + \lambda'V_{kk}\delta_{ij} \quad (4.12)$$

ここに、 $\mu'$  は粘性係数 (式(4.7)の等価粘性係数  $\mu'$ )、 $\lambda'$  は第二粘性係数である。さらに、ここでは仮定1より、体積ひずみ速度は次式で示すように0となる。

$$V_{kk} = 0 \quad (4.13)$$

式(4.12)に式(4.13)を代入すれば、次式が得られる。

$$\sigma_{ij} = p\delta_{ij} + 2\mu'V_{ij} \quad (4.14)$$

■質量保存則 質量保存則は 3.4節で用いた式(3.139)と同様に、流体に対しても以下のように表せる。

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{\partial(\rho v_i)}{\partial x_i} = \frac{D\rho}{Dt} + \rho \frac{\partial v_i}{\partial x_i} = 0 \quad (4.15)$$

ここに、 $D/Dt$  は実質微分 (Lagrange 的微分) を表す演算子であり、式(3.141)のように定義される。ここで、仮定1より、流体の密度は一定に保たれることから、次式が成り立つ。

$$\frac{D\rho}{Dt} = 0 \quad (4.16)$$

式(4.15)に式(4.16)を代入すれば、次式が得られる。

$$\frac{\partial v_i}{\partial x_i} = 0 \quad (4.17)$$

これが、非圧縮性流体の連続式である。



■運動量保存則 運動量保存則は流体に対して以下のように表せる。

$$\rho \frac{Dv_i}{Dt} = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho b_i \quad (4.18)$$

ここに、 $b_i$  は物体力である。また、式(3.141)により以下のようにもかける。

$$\frac{\partial v_i}{\partial t} + v_j \frac{\partial v_i}{\partial x_j} = \frac{1}{\rho} \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + b_i \quad (4.19)$$

3.4節で用いた混合体のつりあい式(3.156)との違いは、式(4.18)の左辺の慣性項が物質微分で表現されていることである。これは、ここでは物質の移動に対して Euler の記述法を用いていることによる。式(4.19)の左辺の第二項は物質の移流項を表している。

■Navier-Stokes 方程式 以上の基礎式から非圧縮性粘性流体のつりあい式である Navier-Stokes 方程式を導く。式(4.18)に構成則(4.14)を代入すると次式が得られる。

$$\rho \frac{Dv_i}{Dt} = \frac{\partial p}{\partial x_i} + \frac{\partial (2\mu' V_{ij})}{\partial x_j} + \rho b_i \quad (4.20)$$

粘性係数  $\mu'$  が場所によらない定数とすると次式が得られる。

$$\rho \frac{Dv_i}{Dt} = \frac{\partial p}{\partial x_i} + 2\mu' \frac{\partial V_{ij}}{\partial x_j} + \rho b_i \quad (4.21)$$

さらに、式(4.10)を代入すると次式が得られる。

$$\rho \frac{Dv_i}{Dt} = \frac{\partial p}{\partial x_i} + \mu' \frac{\partial}{\partial x_j} \left( \frac{\partial v_i}{\partial x_j} \right) + \mu' \frac{\partial}{\partial x_j} \left( \frac{\partial v_j}{\partial x_i} \right) + \rho b_i \quad (4.22)$$

ここで、右辺第三項は仮定1から得られた式(4.13)より0となる。したがって、式(4.22)は以下のようなになる。

$$\rho \frac{Dv_i}{Dt} = \frac{\partial p}{\partial x_i} + \mu' \frac{\partial}{\partial x_j} \left( \frac{\partial v_i}{\partial x_j} \right) + \rho b_i \quad (4.23)$$

この方程式が非圧縮性流体に対する運動方程式すなわち Navier-Stokes 方程式である。さらに、両辺を  $\rho$  で除すると次式が得られる。

$$\frac{Dv_i}{Dt} = \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x_i} + \nu \frac{\partial}{\partial x_j} \left( \frac{\partial v_i}{\partial x_j} \right) + b_i \quad (4.24)$$

ここに、 $\nu$  は動粘性係数であり次式で表す。

$$\nu = \frac{\mu'}{\rho} \quad (4.25)$$

### 4.3.2 離散化

誘導した連続式(4.17)と Navier-Stokes 方程式(4.24)について、三次元場を想定し、ベクトル量を展開した形で表す。まず、連続式を以下のように表す。

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (4.26)$$

ここに、 $u$  は  $x$  方向の速度、 $v$  は  $y$  方向の速度、 $w$  は  $z$  方向の速度である。また、Navier-Stokes 方程式は  $x$ ,  $y$ ,  $z$  の三方向それぞれについて、左辺の移流項も展開し、以下のように表す。

$$\frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial u^2}{\partial x} + \frac{\partial uw}{\partial y} + \frac{\partial uw}{\partial z} = \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + \nu \left( \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) + b_x \quad (4.27)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial uv}{\partial x} + \frac{\partial v^2}{\partial y} + \frac{\partial vw}{\partial z} = \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} + \nu \left( \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} \right) + b_y \quad (4.28)$$

$$\frac{\partial w}{\partial t} + \frac{\partial uw}{\partial x} + \frac{\partial vw}{\partial y} + \frac{\partial w^2}{\partial z} = \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} + \nu \left( \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} \right) + b_z \quad (4.29)$$

連続式と Navier-Stokes 方程式からなる場の方程式に対する数値解析手法はこれまで数多く提案されている。3.4節では連続式とつりあい式を直接法で解いたが、流体力学では反復法が用いられることが多い。ここでは、反復法の一つである SIMPLE 法 (Semi Implicit Method for Pressure Linked Equation) (Patanker and Spalding, 1972) を用いる。SIMPLE 法では離散化した Navier-Stokes 方程式を、連続式を満たすように圧力補正を行いながら、繰返し解いていく。SIMPLE 法での空間離散化ではスタガード格子に対して適用される有限体積法を用いている。場の方程式の積分形をそのまま離散化するのが有限差分法であるのに対して、有限体積法は場の方程式の積分形を離散化する手法である。ただし、有限要素法とは異なり、要素内の未知数を多項式で補間することは行わない。有限体積法は以下に示す定数の重み関数を使用しており、いいかえれば0次の形状関数を仮定した有限要素法ともいえる。コントロールボリュームに対する積分形は重み付き残差法を用いて得られる。ここで用いる重み関数は次式のように定義する。

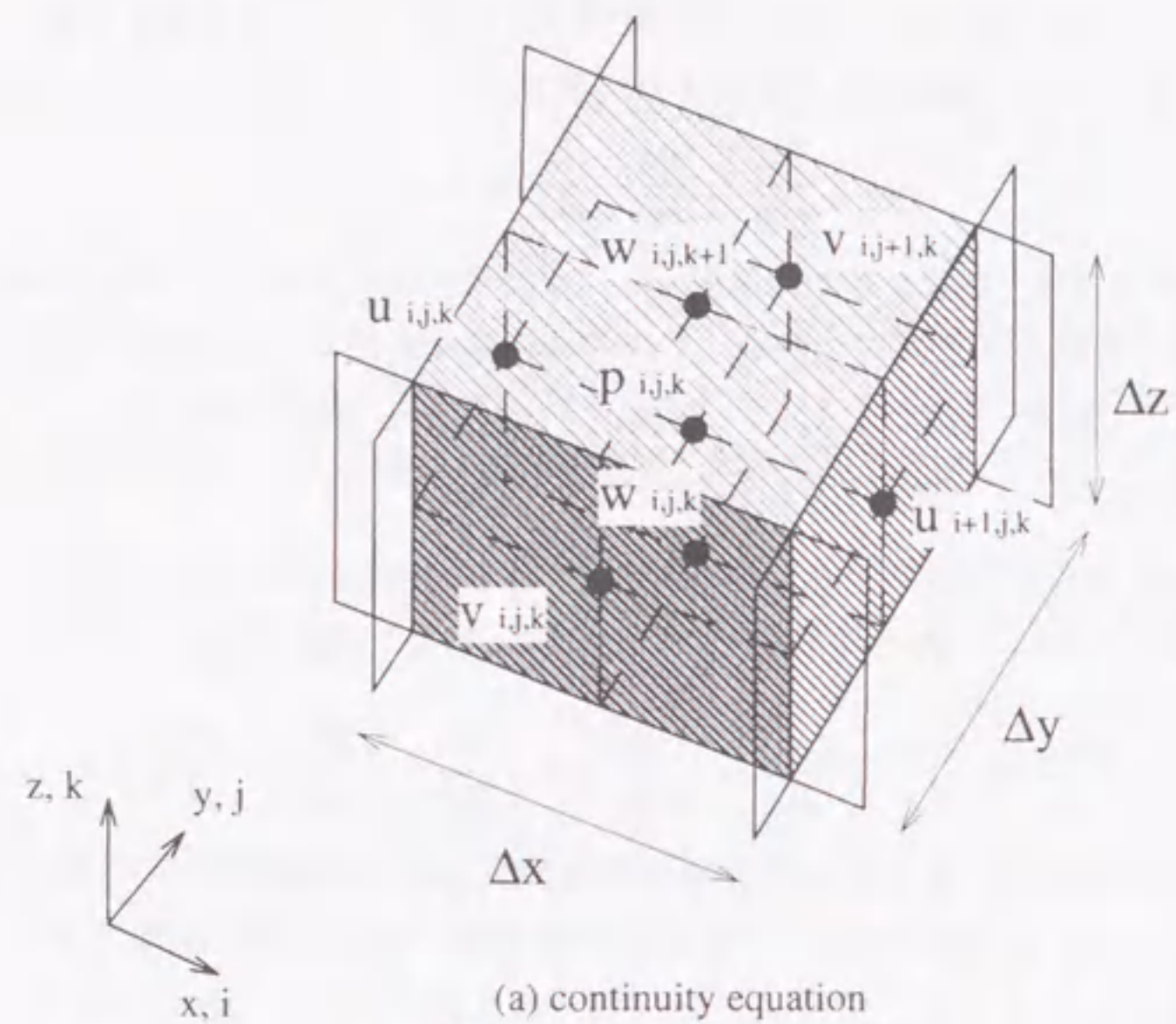
$$\begin{cases} W(x) = 1 & \text{in } V_c \\ W(x) = 0 & \text{outside } V_c \end{cases} \quad (4.30)$$

ここに、 $W(x)$  は重み関数、 $V_c$  はコントロールボリュームの領域を示している。この重み関数を用いて、連続式(4.26)および Navier-Stokes 式(4.27), 式(4.28), 式(4.29)を有限体積法により空間離散化する。

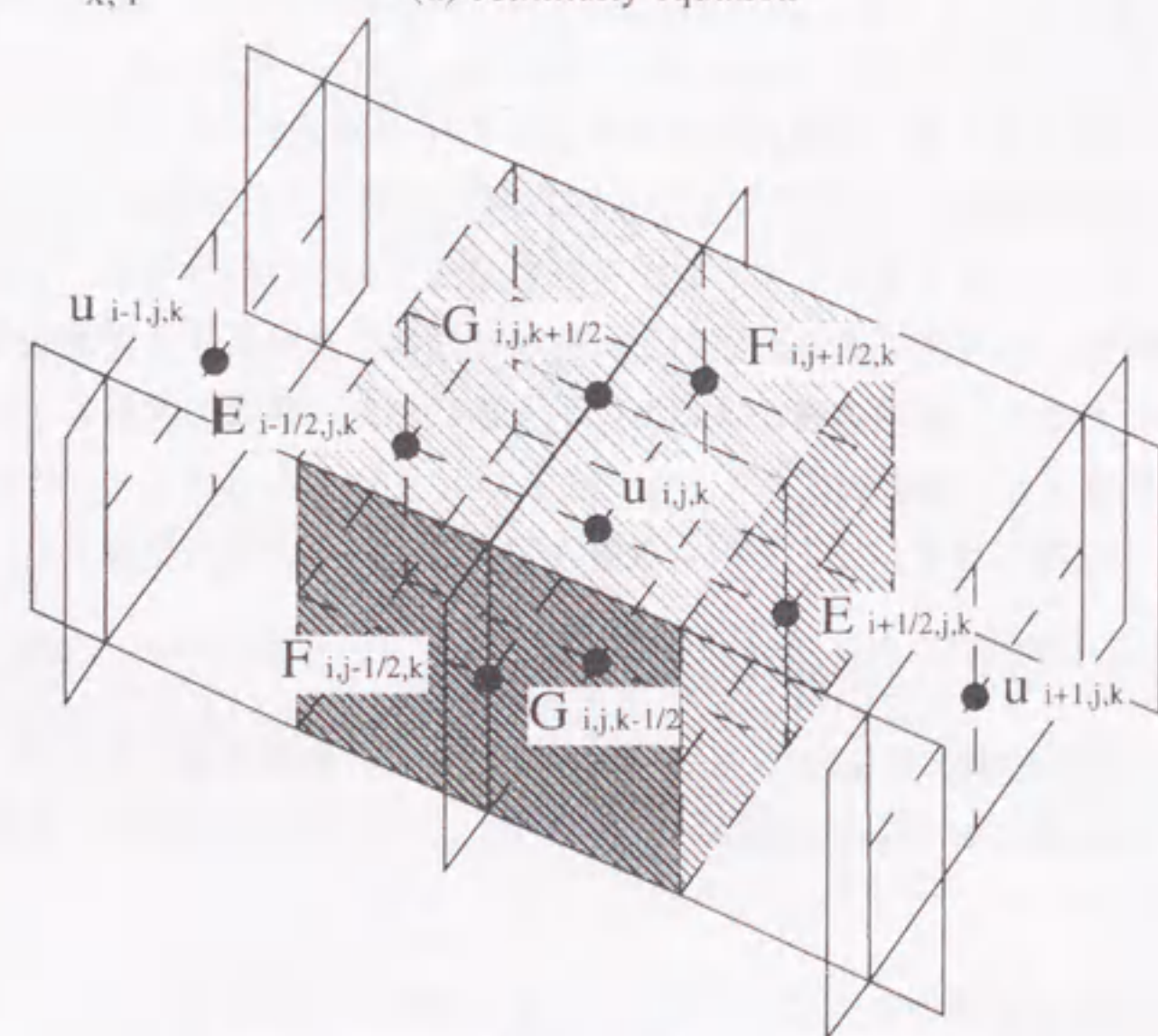
■連続式 図4.9(a)に示すコントロールボリュームに対して、連続式(4.26)に有限体積法を適用する。図に示すように圧力と速度の定義位置をずらしたスタガード格子を用いる。圧力は要素の重心に速度は要素面の重心に定義されている。重み関数  $W(x)$  を用いて重み付き残差法を式(4.26)に適用すると、次式が得られる。

$$\int_{V_c} 1 \cdot \left( \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} \right) dV_c = 0 \quad (4.31)$$





(a) continuity equation



(b) x-momentum balance equation

図4.9 コントロールボリュームとスタガード格子

式(4.31)に部分積分を施すと次式が得られる。

$$\int_{S_c} (u n_x + v n_y + w n_z) dS_c = 0 \quad (4.32)$$

ここに、 $S_c$ はコントロールボリュームを囲む面であり、 $n_i$ は $S_c$ 面の法線方向ベクトルである。式(4.32)の表現は、3.4節における連続式(3.207)の間隙水圧項(左辺第三項)の表現と同じものである。図4.9(a)に示すように、コントロールボリュームの各面に対して各方向の速度を定義する。これらの速度を用いると式(4.32)は次のようにかける。

$$(u_{i+1,j,k} - u_{i,j,k})\Delta y \Delta z + (v_{i,j,k+1} - v_{i,j,k})\Delta z \Delta x + (w_{i,j,k+1} - w_{i,j,k})\Delta x \Delta y = 0 \quad (4.33)$$

ここに、 $\Delta x, \Delta y, \Delta z$ はコントロールボリュームにおける $x, y, z$ 方向の差分格子間隔である。これが、離散化された連続式である。

■Navier-Stokes 方程式 図4.9(b)に示すコントロールボリュームに対して、Navier-Stokes 方程式(4.27)~式(4.29)に有限体積法を適用する。連続式のコントロールボリュームは要素そのものであったが、ここでは要素面の重心がコントロールボリュームの重心となっており、連続式のコントロールボリュームを当該方向へずらした形となっている。まず、 $x$ 方向のNavier-Stokes 方程式に対して、連続式で行った同じ方法により離散化を行う。そこで、まず式(4.27)を以下のようにおく。

$$\frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial E}{\partial x} + \frac{\partial F}{\partial y} + \frac{\partial G}{\partial z} - b_x = 0 \quad (4.34)$$

ここに、 $E, F, G$ は以下の通りである。

$$E = u^2 - \frac{1}{\rho} p - \nu \frac{\partial u}{\partial x} \quad (4.35)$$

$$F = uv - \nu \frac{\partial u}{\partial y} \quad (4.36)$$

$$G = uw - \nu \frac{\partial u}{\partial z} \quad (4.37)$$

さて、重み関数 $W(x)$ を用いて重み付き残差法を式(4.34)に適用すると、次式が得られる。

$$\int_{V_c} 1 \cdot \left( \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial E}{\partial x} + \frac{\partial F}{\partial y} + \frac{\partial G}{\partial z} - b_x \right) dV_c = 0 \quad (4.38)$$

式(4.38)に部分積分を施し、整理すると次式が得られる。

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_{V_c} u dV_c + \int_{S_c} (E n_x + F n_y + G n_z) dS_c - \int_{V_c} b_x dV_c = 0 \quad (4.39)$$

図4.9(b)に示すように、コントロールボリュームの各面に対して各方向の変数 $E, F, G$ を定義する。これらの変数は要素の重心(圧力の定義位置と同じ)で定義されている。これらの変数を用い



ると式(4.39)は次のようにかける。

$$\begin{aligned} & \frac{du}{dt} \Delta x \Delta y \Delta z + (E_{i+1/2,j,k} - E_{i-1/2,j,k}) \Delta y \Delta z \\ & + (F_{i,j+1/2,k} - F_{i,j-1/2,k}) \Delta z \Delta x + (G_{i,j,k+1/2} - G_{i,j,k-1/2}) \Delta x \Delta y \\ & - b_x \Delta x \Delta y \Delta z = 0 \end{aligned} \quad (4.40)$$

ここに、各変数  $E, F, G$  は図 4.9 の速度および圧力を用いて以下のように表現される。なお、要素重心位置での速度の値は要素面の平均値を用いる。まず、 $x$  方向に関して変数  $E$  は以下のように表現される。

$$E_{i+1/2,j,k} = \frac{(u_{i,j,k} + u_{i+1,j,k})(u_{i,j,k} + u_{i+1,j,k})}{2} - \frac{1}{\rho} p_{i,j,k} - \nu \frac{u_{i+1,j,k} - u_{i,j,k}}{\Delta x} \quad (4.41)$$

$$E_{i-1/2,j,k} = \frac{(u_{i-1,j,k} + u_{i,j,k})(u_{i-1,j,k} + u_{i,j,k})}{2} - \frac{1}{\rho} p_{i-1,j,k} - \nu \frac{u_{i,j,k} - u_{i-1,j,k}}{\Delta x} \quad (4.42)$$

次に、 $y$  方向に関して変数  $F$  は以下のように表現される。

$$F_{i+1/2,j,k} = \frac{(u_{i,j,k} + u_{i,j+1,k})(v_{i-1,j+1,k} + v_{i,j+1,k})}{2} - \nu \frac{u_{i,j+1,k} - u_{i,j,k}}{\Delta y} \quad (4.43)$$

$$F_{i-1/2,j,k} = \frac{(u_{i,j-1,k} + u_{i,j,k})(v_{i-1,j,k} + v_{i,j,k})}{2} - \nu \frac{u_{i,j,k} - u_{i,j-1,k}}{\Delta y} \quad (4.44)$$

最後に、 $z$  方向に関して変数  $G$  は以下のように表現される。

$$G_{i+1/2,j,k} = \frac{(u_{i,j,k} + u_{i,j,k+1})(w_{i-1,j,k+1} + w_{i,j,k+1})}{2} - \nu \frac{u_{i,j,k+1} - u_{i,j,k}}{\Delta z} \quad (4.45)$$

$$G_{i-1/2,j,k} = \frac{(u_{i,j,k-1} + u_{i,j,k})(w_{i-1,j,k} + w_{i,j,k})}{2} - \nu \frac{u_{i,j,k} - u_{i,j,k-1}}{\Delta z} \quad (4.46)$$

つぎに、空間離散化した式(4.40)において、左辺第一項に対して後退差分により時間離散化を行うと次式を得る。

$$\begin{aligned} & \frac{u_{i,j,k} - u_{i,j,k|t}}{\Delta t} \Delta x \Delta y \Delta z + (E_{i+1/2,j,k} - E_{i-1/2,j,k}) \Delta y \Delta z \\ & + (F_{i,j+1/2,k} - F_{i,j-1/2,k}) \Delta z \Delta x + (G_{i,j,k+1/2} - G_{i,j,k-1/2}) \Delta x \Delta y \\ & - b_x \Delta x \Delta y \Delta z = 0 \end{aligned} \quad (4.47)$$

ここに、 $u_{i,j,k|t}$  は一ステップ前の  $u_{i,j,k}$ 、 $\Delta t$  は時間増分である。また、 $|t$  の添え字のない変数は現在のステップでの変数である。ここで、式(4.47)に式(4.41)~式(4.46)を代入して整理すると次式を得る。

$$\begin{aligned} a_{i,j,k} u_{i,j,k} & = a_{i-1,j,k} u_{i-1,j,k} + a_{i+1,j,k} u_{i+1,j,k} + a_{i,j-1,k} u_{i,j-1,k} \\ & + a_{i,j+1,k} u_{i,j+1,k} + a_{i,j,k-1} u_{i,j,k-1} + a_{i,j,k+1} u_{i,j,k+1} \\ & - \frac{\Delta x \Delta y \Delta z}{\Delta t} u_{i,j,k|t} + \frac{\Delta y \Delta z}{\rho} (p_{i-1,j,k} - p_{i,j,k}) + b_x \Delta x \Delta y \Delta z \end{aligned} \quad (4.48)$$

ここに、各速度成分の係数  $a$  はそれぞれ以下のようになる。

$$\begin{aligned} a_{i,j,k} & = \frac{\Delta x \Delta y \Delta z}{\Delta t} \\ & + \frac{\Delta y \Delta z}{4} u_{i+1,j,k} + \frac{\Delta y \Delta z}{4} u_{i,j,k} - \frac{\Delta y \Delta z}{4} u_{i-1,j,k} - \frac{\Delta y \Delta z}{4} u_{i,j,k} + \nu \frac{2 \Delta y \Delta z}{\Delta x} \\ & + \frac{\Delta z \Delta x}{4} v_{i-1,j+1,k} + \frac{\Delta z \Delta x}{4} v_{i,j+1,k} - \frac{\Delta z \Delta x}{4} v_{i-1,j,k} - \frac{\Delta z \Delta x}{4} v_{i,j,k} + \nu \frac{2 \Delta z \Delta x}{\Delta y} \\ & + \frac{\Delta x \Delta y}{4} w_{i-1,j,k+1} + \frac{\Delta x \Delta y}{4} w_{i,j,k+1} - \frac{\Delta x \Delta y}{4} w_{i-1,j,k} - \frac{\Delta x \Delta y}{4} w_{i,j,k} + \nu \frac{2 \Delta x \Delta y}{\Delta z} \end{aligned} \quad (4.49)$$

$$a_{i-1,j,k} = \frac{\Delta y \Delta z}{4} u_{i-1,j,k} + \frac{\Delta y \Delta z}{4} u_{i,j,k} + \nu \frac{\Delta y \Delta z}{\Delta x} \quad (4.50)$$

$$a_{i+1,j,k} = -\frac{\Delta y \Delta z}{4} u_{i+1,j,k} - \frac{\Delta y \Delta z}{4} u_{i,j,k} + \nu \frac{\Delta y \Delta z}{\Delta x} \quad (4.51)$$

$$a_{i,j-1,k} = \frac{\Delta z \Delta x}{4} v_{i-1,j,k} + \frac{\Delta z \Delta x}{4} v_{i,j,k} + \nu \frac{\Delta z \Delta x}{\Delta y} \quad (4.52)$$

$$a_{i,j+1,k} = -\frac{\Delta z \Delta x}{4} v_{i-1,j+1,k} - \frac{\Delta z \Delta x}{4} v_{i,j+1,k} + \nu \frac{\Delta z \Delta x}{\Delta y} \quad (4.53)$$

$$a_{i,j,k-1} = \frac{\Delta x \Delta y}{4} w_{i-1,j,k} + \frac{\Delta x \Delta y}{4} w_{i,j,k} + \nu \frac{\Delta x \Delta y}{\Delta z} \quad (4.54)$$

$$a_{i,j,k+1} = -\frac{\Delta x \Delta y}{4} w_{i-1,j,k+1} - \frac{\Delta x \Delta y}{4} w_{i,j,k+1} + \nu \frac{\Delta x \Delta y}{\Delta z} \quad (4.55)$$

ここで、表記を簡単にするため各変数に対する添え字を以下のようにおく。

$$\begin{aligned} (i, j, k) & = 0 \\ (i-1, j, k) & = 1 \\ (i+1, j, k) & = 2 \\ (i, j-1, k) & = 3 \\ (i, j+1, k) & = 4 \\ (i, j, k-1) & = 5 \\ (i, j, k+1) & = 6 \end{aligned} \quad (4.56)$$

式(4.56)の表現を用いると式(4.48)は以下のようになる。

$$a_0 u_0 = \sum_{i=1}^6 a_i u_i - \frac{\Delta x \Delta y \Delta z}{\Delta t} u_{0|t} + \frac{\Delta y \Delta z}{\rho} (p_1 - p_0) + b_x \Delta x \Delta y \Delta z \quad (4.57)$$

さて、他の  $v$  方向の式(4.28)および  $w$  方向の式(4.29)についても、同様な手法で離散化すると次式が得られる。

$$b_0 v_0 = \sum_{i=1}^6 b_i v_i - \frac{\Delta x \Delta y \Delta z}{\Delta t} v_{0|t} + \frac{\Delta z \Delta x}{\rho} (p_3 - p_0) + b_y \Delta x \Delta y \Delta z \quad (4.58)$$



$$c_0 w_0 = \sum_{i=1}^6 c_i w_i - \frac{\Delta x \Delta y \Delta z}{\Delta t} w_{0|t} + \frac{\Delta x \Delta y}{\rho} (p_5 - p_0) + b_z \Delta x \Delta y \Delta z \quad (4.59)$$

ここに、 $b_i, c_i$  は  $a_i$  と同様な手法で算定される係数である。

Navier-Stokes 方程式を離散化して得られた速度の三成分に対する式 (4.57), 式 (4.58), 式 (4.59) は適当な圧力を仮定することにより、解くことができる。その際、SIMPLE 法では反復計算を用いて、連続式を満足するような圧力の補正を繰返し行うことにより、Navier-Stokes 方程式と連続式を満足するような速度と圧力を求めることができる。ここで、連続式を満足する真の圧力を  $\bar{p}$ 、真の速度をそれぞれ  $\bar{u}, \bar{v}, \bar{w}$  とする。また、反復計算の過程での仮の圧力  $p$  に対する補正量を  $p'$  とする。同様に速度についても仮の値を  $u, v, w$ 、補正量を  $u', v', w'$  とするとこれらの関係は以下のようにかける。

$$\begin{aligned} \bar{p} &= p + p' \\ \bar{u} &= u + u' \\ \bar{v} &= v + v' \\ \bar{w} &= w + w' \end{aligned} \quad (4.60)$$

真の値は式 (4.57), 式 (4.58), 式 (4.59) を満足することから、式 (4.60) を式 (4.57), 式 (4.58), 式 (4.59) に代入し、得られた式から式 (4.57), 式 (4.58), 式 (4.59) をそれぞれ差し引くと補正量に対する次式が得られる。

$$a_0 u'_0 = \sum_{i=1}^6 a_i u'_i + \frac{\Delta y \Delta z}{\rho} (p'_1 - p'_0) \quad (4.61)$$

$$b_0 v'_0 = \sum_{i=1}^6 b_i v'_i + \frac{\Delta z \Delta x}{\rho} (p'_3 - p'_0) \quad (4.62)$$

$$c_0 w'_0 = \sum_{i=1}^6 c_i w'_i + \frac{\Delta x \Delta y}{\rho} (p'_5 - p'_0) \quad (4.63)$$

ここで、式 (4.61), 式 (4.62), 式 (4.63) において、右辺第一項の周辺格子点での速度補正量は右辺第二項の圧力補正量よりも小さいと仮定し、無視すると速度補正量は次式のようになる。

$$u'_0 = \frac{\Delta y \Delta z}{\rho a_0} (p'_1 - p'_0) \quad (4.64)$$

$$v'_0 = \frac{\Delta z \Delta x}{\rho b_0} (p'_3 - p'_0) \quad (4.65)$$

$$w'_0 = \frac{\Delta x \Delta y}{\rho c_0} (p'_5 - p'_0) \quad (4.66)$$

この仮定は仮に収束解が得られれば、どの項も 0 となることから、収束解が得られることを前提とすれば妥当なものである。この仮定が SIMPLE 法の特徴であり、式 (4.61), 式 (4.62), 式 (4.63) において速度補正項を無視していることから、半陰解的 (Semi-Implicit) 方法と名前が付けられている。式 (4.64), 式 (4.65), 式 (4.66) を式 (4.60) に代入すると真の速度は以下のようになる。

$$\bar{u}_0 = u_0 + \frac{\Delta y \Delta z}{\rho a_0} (p'_1 - p'_0) \quad (4.67)$$

$$\bar{v}_0 = v_0 + \frac{\Delta z \Delta x}{\rho b_0} (p'_3 - p'_0) \quad (4.68)$$

$$\bar{w}_0 = w_0 + \frac{\Delta x \Delta y}{\rho c_0} (p'_5 - p'_0) \quad (4.69)$$

さて、ここで離散化した連続式 (4.33) を式 (4.56) の表記を用いて書き直し、真の速度値に対して成り立つとすると次式のようになる。

$$(\bar{u}_2 - \bar{u}_0) \Delta y \Delta z + (\bar{v}_4 - \bar{v}_0) \Delta z \Delta x + (\bar{w}_6 - \bar{w}_0) \Delta x \Delta y = 0 \quad (4.70)$$

速度成分  $u_2, v_2, w_2$  についても、式 (4.67), 式 (4.68), 式 (4.69) の格子をひとつずらせば、以下の式が得られる。

$$\bar{u}_2 = u_2 + \frac{\Delta y \Delta z}{\rho a_2} (p'_0 - p'_2) \quad (4.71)$$

$$\bar{v}_4 = v_4 + \frac{\Delta z \Delta x}{\rho b_4} (p'_0 - p'_4) \quad (4.72)$$

$$\bar{w}_6 = w_6 + \frac{\Delta x \Delta y}{\rho c_6} (p'_0 - p'_6) \quad (4.73)$$

式 (4.67), 式 (4.68), 式 (4.69) および式 (4.71), 式 (4.72), 式 (4.73) を連続式 (4.70) に代入すると次式が得られる。

$$\begin{aligned} & \left\{ u_2 + \frac{\Delta y \Delta z}{\rho a_2} (p'_0 - p'_2) - u_0 - \frac{\Delta y \Delta z}{\rho a_0} (p'_1 - p'_0) \right\} \Delta y \Delta z \\ & + \left\{ v_4 + \frac{\Delta z \Delta x}{\rho b_4} (p'_0 - p'_4) - v_0 - \frac{\Delta z \Delta x}{\rho b_0} (p'_3 - p'_0) \right\} \Delta z \Delta x \\ & + \left\{ w_6 + \frac{\Delta x \Delta y}{\rho c_6} (p'_0 - p'_6) - w_0 - \frac{\Delta x \Delta y}{\rho c_0} (p'_5 - p'_0) \right\} \Delta x \Delta y = 0 \end{aligned} \quad (4.74)$$

この式を圧力補正量  $p'$  に関して整理すると次式が得られる。

$$\begin{aligned} & \left\{ \frac{(\Delta y \Delta z)^2}{\rho a_0} + \frac{(\Delta y \Delta z)^2}{\rho a_2} + \frac{(\Delta z \Delta x)^2}{\rho b_0} + \frac{(\Delta z \Delta x)^2}{\rho b_4} + \frac{(\Delta x \Delta y)^2}{\rho c_0} + \frac{(\Delta x \Delta y)^2}{\rho c_6} \right\} p'_0 \\ & = \frac{(\Delta y \Delta z)^2}{\rho a_0} p'_1 + \frac{(\Delta y \Delta z)^2}{\rho a_2} p'_2 + \frac{(\Delta z \Delta x)^2}{\rho b_0} p'_3 + \frac{(\Delta z \Delta x)^2}{\rho b_4} p'_4 + \frac{(\Delta x \Delta y)^2}{\rho c_0} p'_5 + \frac{(\Delta x \Delta y)^2}{\rho c_6} p'_6 \\ & \quad + (u_0 - u_2) \Delta y \Delta z + (v_0 - v_4) \Delta z \Delta x + (w_0 - w_6) \Delta x \Delta y \end{aligned} \quad (4.75)$$

この式を解くことにより圧力補正量が得られ、式 (4.60) から補正後の速度と圧力を算定する。この計算過程は以下のようになる。



1. 前ステップの水圧  $p$  を用いて、式 (4.57), 式 (4.58), 式 (4.59) より仮の速度  $u, v, w$  を求める。
2. 圧力補正式 (4.75) より、連続式を満足するような圧力補正量  $p'$  を求める。
3. 式 (4.60) より補正した速度  $\bar{u}, \bar{v}, \bar{w}$  および圧力  $\bar{p}$  を求める。
4. 再び補正した速度  $\bar{u}, \bar{v}, \bar{w}$  および圧力  $\bar{p}$  を用いて、式 (4.57), 式 (4.58), 式 (4.59) より改めて速度  $u, v, w$  を求める。
5. 2~4 を繰り返して、補正量が十分小さくなった時点で反復を終了し、次の時間ステップへ進む。

なお、各時間ステップでの反復計算の過程では、等価粘性係数は前ステップのひずみ速度の不変量から算定した一定値を用いている。

### 4.3.3 移動境界の扱い

流動地盤の地表面の変位を予測するためには、Euler 表示を用いる流体解析において自由表面の扱いに留意する必要がある。ここでは、自由表面を表現するため VOF 法 (Hilt and Nichols, 1981) を用いる。VOF 法の特徴を説明するため、流体解析での自由表面の取り扱い手法として古くから用いられている MAC 法 (Harlow and Welch, 1965) との違いを説明する。MAC 法は流体中の質量のないマーカー粒子の動きを利用して、自由表面を追跡する方法である。マーカー粒子は流速場とともに移動し、あるセル内にマーカー粒子を含んでいればそのセルは液体、マーカー粒子を含んでいなければそのセルは気体とみなされる。例えば、流体表面のセルはマーカー粒子を含んでいるが、その気体側の隣のセルはマーカー粒子は含まない空のセルとなる。一方、VOF 法は MAC 法でのマーカー粒子の代わりに、セルが液体なら 1、気体なら 0 となる状態関数を用いる。この状態関数により MAC 法よりも自由表面の形状を滑らかにとらえることができる。

状態関数  $F$  の支配方程式は次のように表される。

$$\frac{\partial F}{\partial t} + v_i \frac{\partial F}{\partial x_i} = 0 \quad (4.76)$$

具体的には、あるセルの現在の状態関数  $F|_{t+\Delta t}$  は次のように算定される。

$$F|_{t+\Delta t} = F|_t + \frac{1}{V} \sum_{i=1}^k f_i \quad (4.77)$$

ここに、 $F|_t$  は前ステップでの状態関数  $F$ 、 $V$  はセルの体積、 $k$  はセル面の数、 $f_i$  は各セル面を通じてセルに流入する流量である。 $f_i$  はセルへの流入に対して正の符号をとる。式 (4.77) 中の  $f_i$  の計算においては、明確な自由表面形状を保つため、上流側と下流側の VOF 値を考慮した donor-acceptor 法 (Hilt and Nichols, 1981) と呼ばれる手法を用いる。液体で満たされたセルの状態関数  $F$  は 1 となり、自由表面上のセルの状態関数は、液面の動きとともに変化することになる。自由表面上にあるセル内の液体の平均高さ  $\bar{h}$  は次式で算定される。

$$\bar{h} = F|_{t+\Delta t} \Delta h \quad (4.78)$$

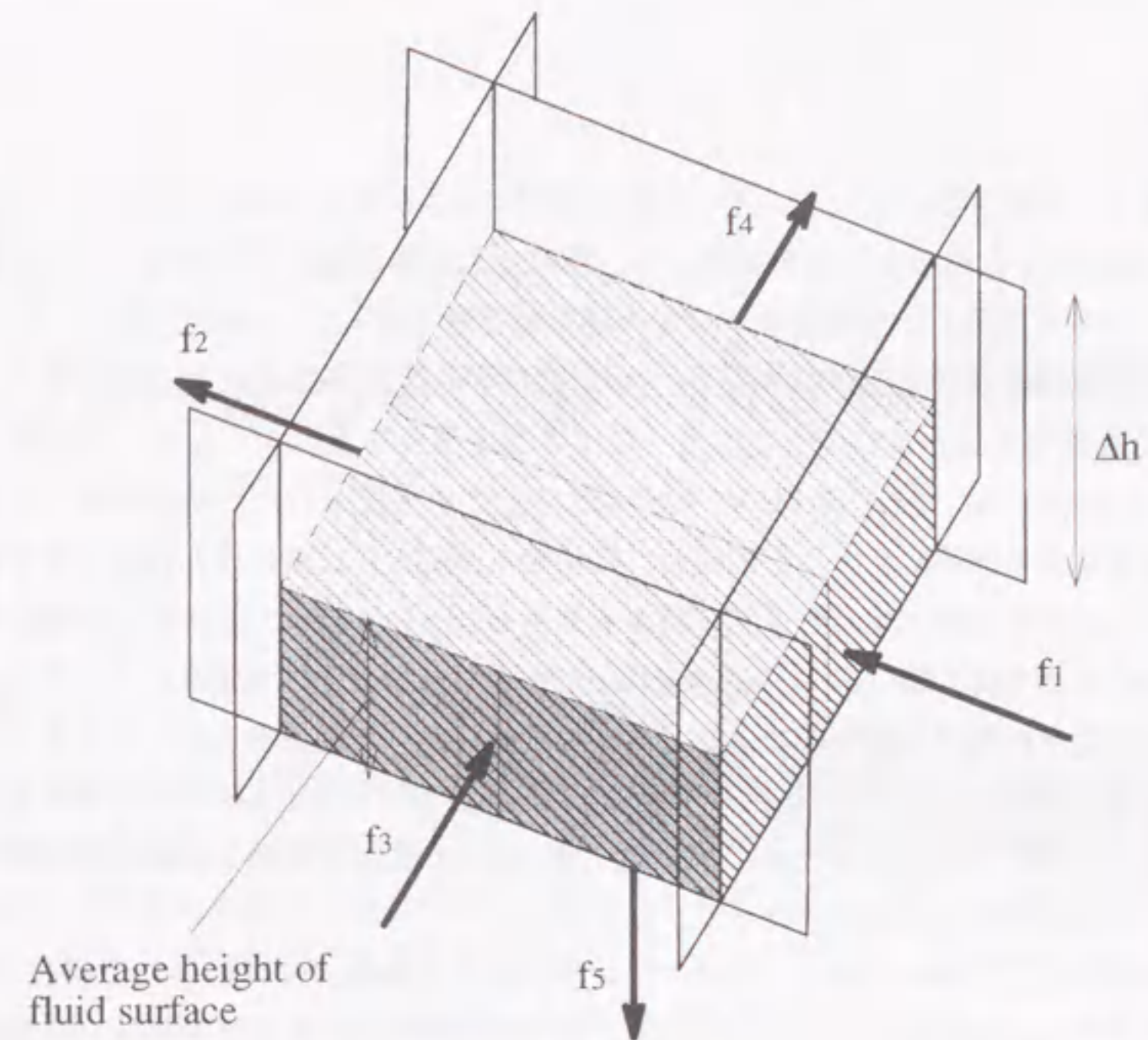


図 4.10 VOF 法による自由表面

ここで、 $\Delta h$  は図 4.10 に示すセルの高さである。このように VOF 法では自由表面上での連続条件を満足する流体の体積のバランスによって、自由表面を表現する。一方、MAC 法では運動力学的条件を満足するマーカー粒子の動きによって自由表面を表現している。



#### 4.4 まとめ

流体力学に基づく解析手法について、用いる土のモデルおよび場の方程式を示した。

4.2節では、液状化した砂のモデルを提案した。液状化した砂に対して三種類の手法で測定された粘性係数のデータを整理し、粘性係数がひずみ速度依存性を有していることを示した。例えば、粘度計による測定結果によると、せん断応力～せん断ひずみ速度関係はせん断応力軸に切片を有する一次関数で近似できる。このような応力～ひずみ速度関係を表現するため、液状化した砂を Bingham 粘性 (Bingham, 1922) を用いてモデル化することを提案した。粘性係数のひずみ速度依存性が砂の定常状態に関係していると仮定し、降伏せん断応力には液状化した砂の最小非排水強度を用いた。また、砂の非排水せん断挙動に関する知見をもとに、提案したモデルの適用性について考察した。このモデルは流動 (Flow liquefaction) すなわち最小非排水強度に達した後、ひずみ硬化を示さない挙動を再現できるものであり、ダイレイタンスーを考慮することはできない。限定流動 (Limited liquefaction) のように大ひずみ領域でせん断剛性の回復がみられる挙動については、変形を過大に評価する可能性がある。最後に、Bingham 粘性を等価な割線粘性係数を有する Newton 流体として扱う等価粘性係数の考え方を示した。

4.3節では、連続式と Navier-Stokes 式からなる非圧縮性 Newton 流体の場の方程式を示した。場の方程式の解法には SIMPLE 法を用いた。ここで、空間離散化には有限体積法、時間離散化には後退差分を用いている。この手法は離散化した場の方程式を、連続式を満足するような圧力補正を行いながら、繰返し計算により解く方法である。また、流動した地盤の地表面形状を把握するため、移動境界の扱いには VOF 法を用いた。

## 第5章

### 固体力学に基づく地盤・構造物系の解析

#### 5.1 概要

本章では第3章で提案した固体力学に基づく有効応力解析手法を用いて、地盤・構造物系を対象として地震応答解析を行う。本章での目的は、固体力学に基づく解析手法が地盤や構造物の液状化時の変形挙動をどの程度再現できるかを検証することである。また、様々な地盤・構造物系の液状化解析を通じて、液状化地盤での構造物の変形のメカニズムを考察し、明らかにする。

本章では以下の事例について、固体力学に基づく有効応力解析手法を適用し、地盤・構造物系の挙動について述べる。

#### 5.2節 液状化地盤上の盛土の遠心力模型実験の解析 (Matsuo ら, 1997; Matsuo ら, 2000b)

5.2節では、飽和砂地盤上の盛土の動的遠心模型実験を対象とする。正弦波や不規則波による加振時の盛土構造物の加速度応答、基礎地盤内の過剰間隙水圧、地震中および地震後の変形量に関して、解析結果と実験結果を比較し、3.2節で示した砂の繰返し弾塑性モデルを用いた解析手法の検証を行う。解析を通じて、盛土構造部直下の地盤挙動や盛土構造物の変形のメカニズムについて考察する。

#### 5.3節 軟弱粘土地盤上の盛土の遠心力模型実験の解析 (渦岡ら, 1998a)

5.3節では、軟弱粘性土地盤上の盛土の動的遠心模型実験を対象とする。正弦波加振時の盛土構造物の加速度応答、基礎地盤内の過剰間隙水圧、地震中および地震後の変形量に関して、解析結果と実験結果を比較し、3.3節で示した粘土の繰返し弾粘塑性モデルを用いた解析手法の検証を行う。この際、特に粘土の動的強度の載荷速度依存性に着目し、遠心力場と重力場を対象とした解析を行う。

#### 5.4節 北海道南西沖地震における河川堤防の被災事例の解析 (松尾ら, 1998a; 八嶋ら 1999)

5.4節では、1993年北海道南西沖地震で被災した後志利別川の河川堤防を対象とする。比較的近距离にありながら被災程度の大きく異なった二つの断面を対象として、実際の盛土天端の沈下量と解析結果を比較し、解析手法の検証を行う。ここでの解析では5.2節および5.3節で検証した砂の繰返し弾塑性モデルと粘土の繰返し弾粘塑性モデルを用いている。解析を



通じて、盛土の破壊形状や粘土層が盛土構造物の変形に与える影響について考察する。また、軟弱粘性土地盤上の盛土の安定管理手法を応用し、液状化層の水平変位に着目した盛土の地震時安定性評価手法を提案する。

#### 5.5 節 兵庫県南部地震における河川堤防の被災事例の解析 (松尾ら, 1998b; Matsuo ら, 2000a)

5.5 節では、1995 年兵庫県南部地震で被災した淀川の河川堤防を対象とする。比較的近距离にありながら被災程度の大きく異なった二つの断面を対象として、実際の盛土天端の沈下量と解析結果を比較し、解析手法の検証を行う。ここでの解析では 5.2 節および 5.3 節で検証した砂の繰返し弾塑性モデルと粘土の繰返し弾粘塑性モデルを用いている。パラメトリックスタディを通じて、液状化層に挟まれた中間粘土層や高水敷きなどの有無が被災程度に与える影響について考察する。

#### 5.6 節 兵庫県南部地震における重力式岸壁の被災事例の解析 (渦岡・三原, 1998)

5.6 節では、1995 年兵庫県南部地震で被災した重力式岸壁を対象とする。実際のケーソン岸壁の変位量や岸壁背面の埋土地盤の水平変位量と解析結果を比較し、解析手法の検証を行う。ここでの解析では 5.2 節および 5.3 節で検証した砂の繰返し弾塑性モデルと粘土の繰返し弾粘塑性モデルを用いている。解析を通じて、岸壁構造物の変形のメカニズムについて考察する。

## 5.2 液状化地盤上の盛土の遠心力模型実験の解析

ここでは、飽和砂地盤上の盛土の動的遠心模型実験を検証の対象とする。正弦波や不規則波による加振時の盛土構造物の加速度応答、基礎地盤内の過剰間隙水圧、地震中および地震後の変形量に関して、解析結果と実験結果を比較し、砂の繰返し弾塑性モデルを用いた解析手法の検証を行う。解析を通じて、盛土構造部直下の地盤挙動や盛土構造物の変形のメカニズムについて考察する。

### 5.2.1 飽和砂地盤上の盛土の動的遠心模型実験

本検討の対象とした動的遠心模型実験は、建設省土木研究所で行われた一連の実験 (Koseki ら, 1994) の中の一つである。盛土のある地盤の液状化時の挙動に及ぼす地盤密度・盛土形状などの地盤条件と、加振波形・周波数などの加振条件、及び加振履歴の影響を明らかにすることを目的として行われている。模型実験の断面図および計測器の配置を図 5.1 に示す。基礎地盤は豊浦標準砂を用いて、剛な土槽中に空中落下法により作成され、その相対密度は約 60% である。盛土は豊浦標準砂とシルト質砂を重量比 4 対 1 の割合で混合し、含水比 15% に調整したもので作成した。土槽を真空箱に入れた後、地盤を水の 30 倍の粘性を持つシリコンオイルを用いて飽和させた。水平加振は 30G で遠心载荷した状態で行った。解析対象とした試験ケースおよび試験条件を表 5.1 に示す。ケース C-1, C-2, C-3 では 100Hz20 波の正弦波加振を行い、ケース C-4, C-5, C-6 では人工地震波を用いて加振を行った。実験で用いた入力動をプロトタイプのスケールで図 5.2 に示す。実験結

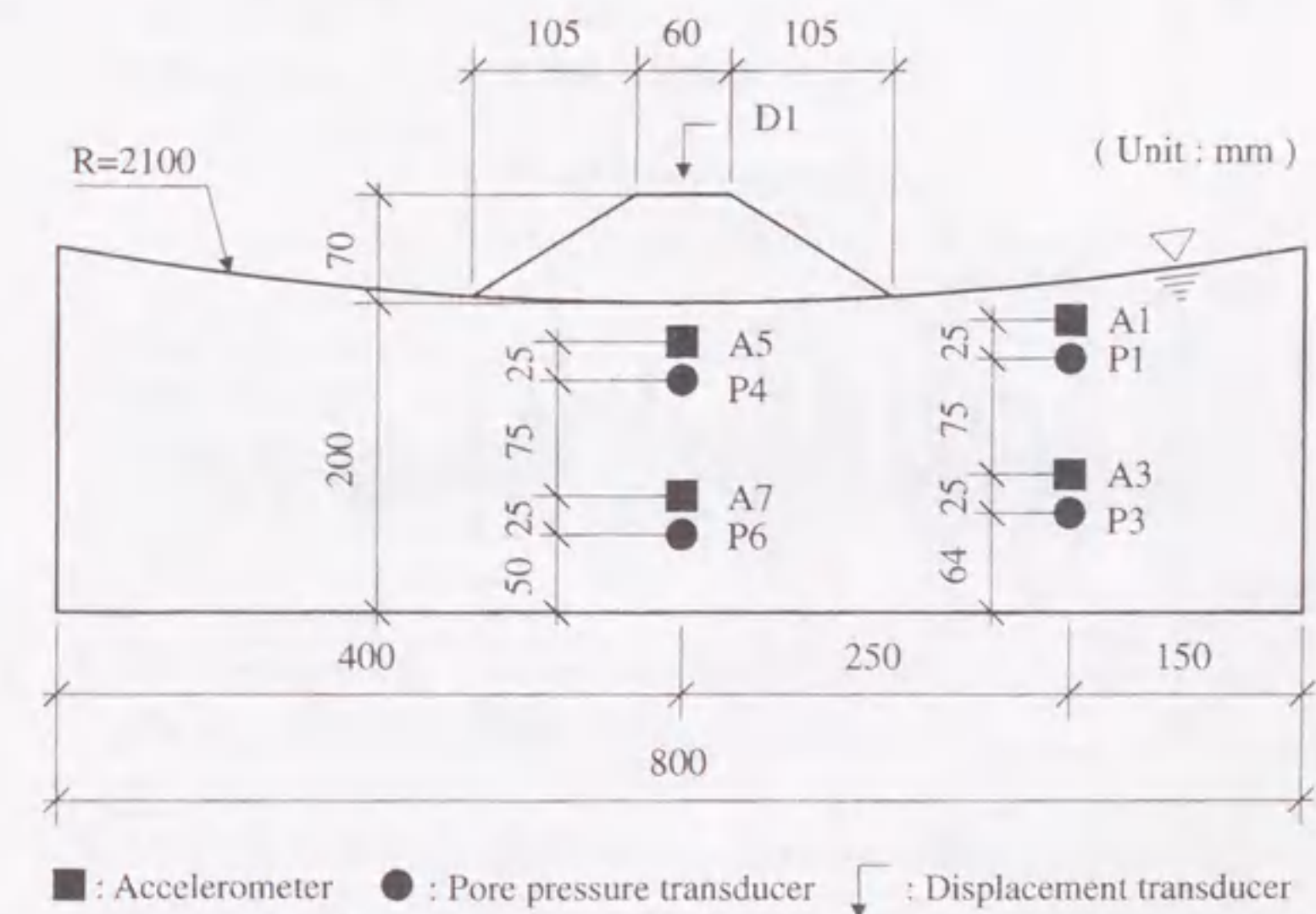
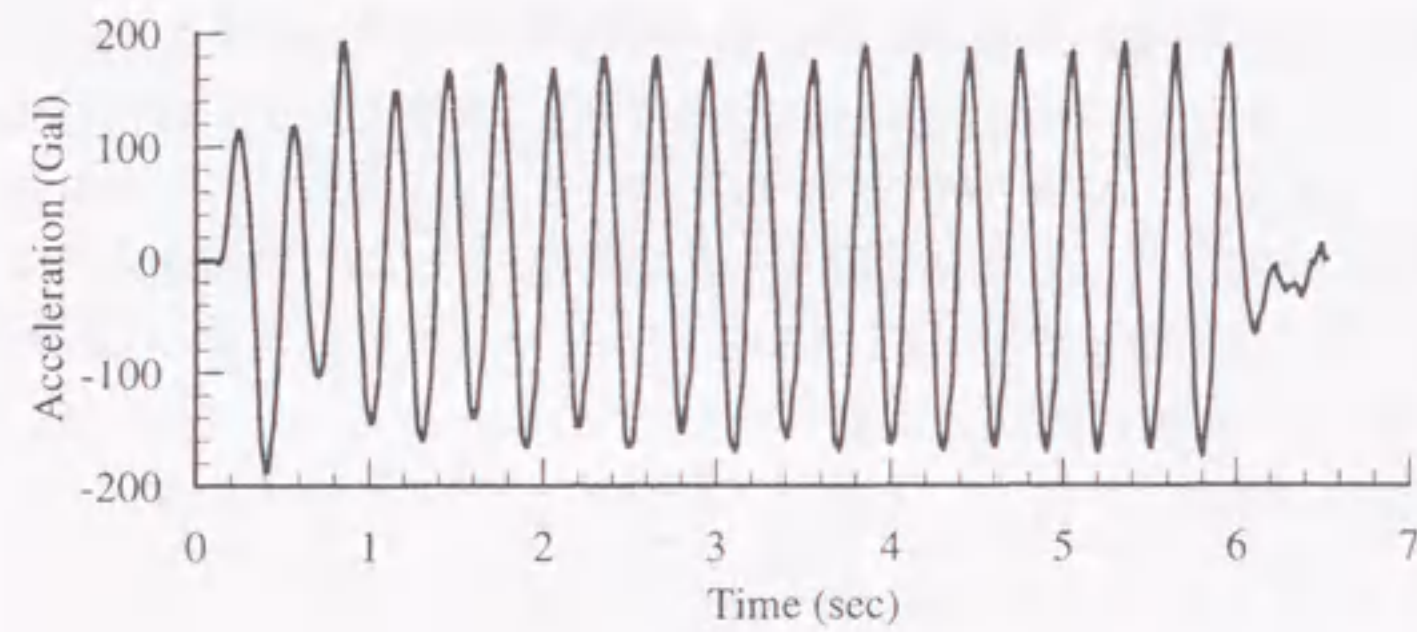


図 5.1 動的遠心模型 (Koseki ら, 1994)

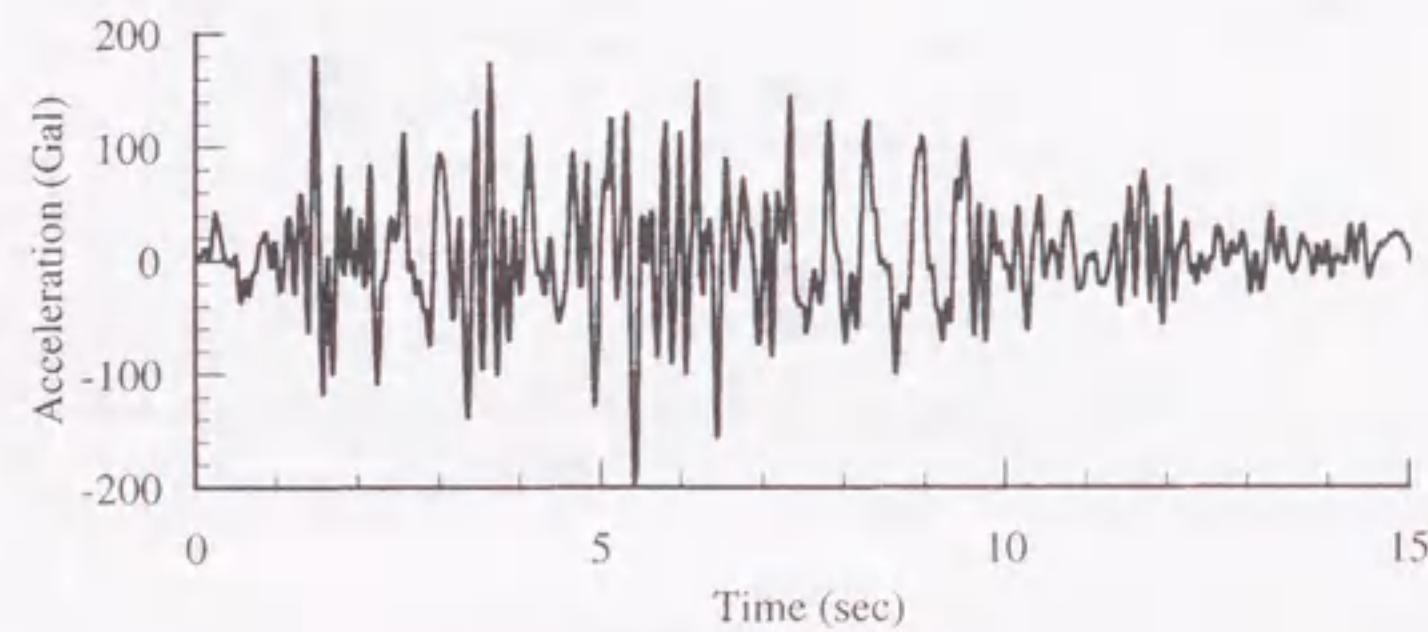


表 5.1 実験ケース一覧

| case | Centrifuge acc. (G) | Shaking wave                    | Input maximum acc.(G) | Dr of sand layer (%) |
|------|---------------------|---------------------------------|-----------------------|----------------------|
| C-1  | 30                  | Sinusoidal<br>100Hz<br>20cycles | 4.0                   | 57.3                 |
| C-2  | 30                  |                                 | 5.4                   | 62.2                 |
| C-3  | 30                  |                                 | 8.9                   | 59.6                 |
| C-4  | 30                  | Earthquake<br>wave<br>(0.5sec)  | 6.0                   | 60.2                 |
| C-5  | 30                  |                                 | 8.3                   | 60.9                 |
| C-6  | 30                  |                                 | 4.3                   | 62.9                 |



(a) Sinusoidal wave in Case C-2



(b) Earthquake wave in Case C-4

図 5.2 入力動

果の詳細については、後の解析結果との比較の中で述べるが、要点のみを示すと以下ようになる (Koseki ら, 1994)。

1. 水平地盤では有効応力がゼロとなる状態となったが、盛土下の地盤ではそのような状態には至らなかった。
2. 盛土天端の沈下量と加振加速度の最大値との関係は、加速度波形に依存する。最大加速度が同じ場合でも正弦波加振の場合の方が地震波加振の場合よりも沈下量が大きい値を示した。

5.2.2 解析条件

飽和砂地盤と盛土の両者に砂の繰返し弾塑性モデルを適用した。用いた材料パラメータの一覧を表 5.2 に示す。これらの材料パラメータは模型地盤作成時の測定値および同一材料に対する室内土質試験結果から決定した。遠心模型実験での模型地盤と砂の構成則の検証で取り上げた室内試験は、いずれも材料として豊浦砂を使用しており、相対密度も 60%程度ではほぼ同じであることから、ここでは砂の構成則の検証で取り上げた室内試験結果をもとに材料パラメータを決定した。表 5.2 において、密度から硬化パラメータまでのパラメータは一般的な弾塑性モデルで用いられているパラメータであるが、それ以外のパラメータは本モデル固有のパラメータである。密度、間隙比は模型地盤作成時に計測された材料の重量、土槽のサイズから決定した。透水係数は豊浦砂に対する既往の室内試験結果 (松原・三原, 1987) から設定した。圧縮指数  $\lambda$ 、膨潤指数  $\kappa$  は豊浦砂に対する既往の室内試験結果 (Pradhan ら, 1989) から設定した。変相応力比  $M_m$ 、破壊応力比  $M_f$  は同じ豊浦砂に対する非排水単調荷せん断試験により設定した。圧縮指数  $\lambda$ 、膨潤指数  $\kappa$ 、変相応力比  $M_m$  および破壊応力比  $M_f$  は砂の構成則の検証 (3.2 節参照) で用いたパラメータと同じ値を用

表 5.2 モデルパラメータ一覧

|                                   |                            | embankment | ground   |
|-----------------------------------|----------------------------|------------|----------|
| Density                           | $\rho$ (t/m <sup>3</sup> ) | 1.954      | 1.926    |
| Initial void ratio                | $e_0$                      | 0.752      | 0.752    |
| Coefficient of permeability       | $k$ (m/s)                  | -          | 1.00E-04 |
| Compression index                 | $\lambda$                  | 2.50E-2    | 2.50E-2  |
| Swelling index                    | $\kappa$                   | 2.50E-3    | 2.50E-3  |
| Initial Shear modulus ratio       | $G_0/\sigma'_m$            | 2.62E+03   | 2.62E+03 |
| Failure stress ratio              | $M_f$                      | 0.96       | 0.96     |
| Phase transformation stress ratio | $M_m$                      | 0.71       | 0.71     |
| Hardening parameter               | $B_0$                      | 8000       | 8000     |
| Control parameter of anisotropy   | $C_d$                      | 2000       | 2000     |
| Reference strain parameter        | $\gamma_r^e$               | -          | 0.001    |
| Reference strain parameter        | $\gamma_r^i$               | -          | 0.002    |
| Dilatancy parameter               | $D_0$                      | 1.0        | 1.0      |
| Dilatancy parameter               | $n$                        | 3.0        | 3.0      |



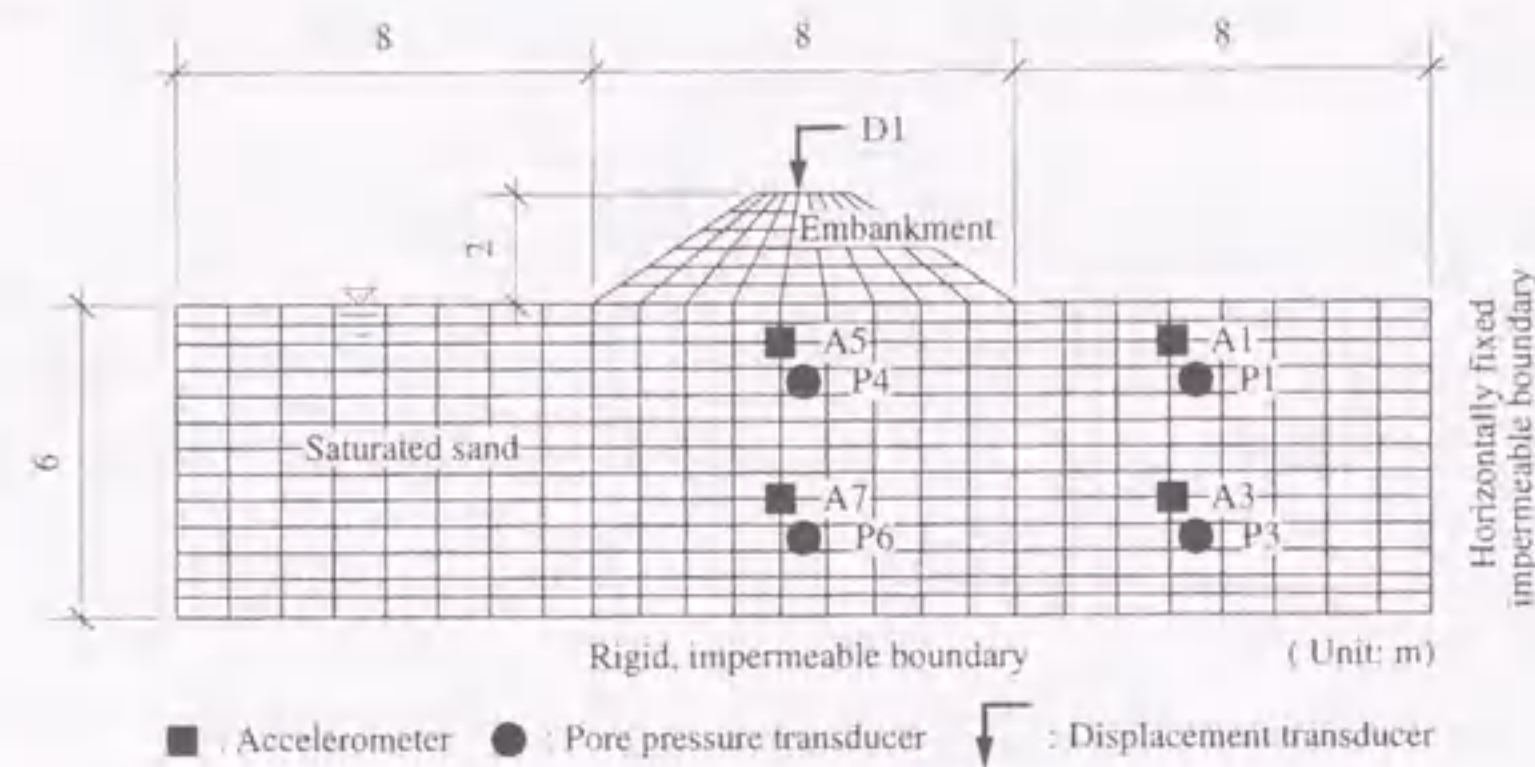


図 5.3 FEM モデル

いている。模型地盤の初期せん断弾性係数については、せん断波速度等の測定結果がないため次式 (Iwasaki and Tatsuoka, 1977) により算定した。

$$G_0 = 14092 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \sigma_m^{0.4} \quad (kPa) \quad (5.1)$$

ここに  $e$  は間隙比、 $\sigma_m$  は平均有効応力である。平均有効応力として模型地盤の水平地盤における中心深度での値を用いた。表 5.2 の残りのパラメータはモデルが砂の構成則の検証 (3.2 節参照) でのケース A の試験結果 (液状化強度曲線、有効応力経路、応力-ひずみ関係) を再現できるように設定した。具体的にはまず、硬化パラメータを調整してモデルのおおまかな挙動を決めた後、規準ひずみのパラメータ ( $\gamma_p^e$ ,  $\gamma_p^c$ ) やダイレイタンスパラメータ ( $D_0$ ,  $n$ ) を調整して、よりよく試験結果を再現できるようにした。

盛土材料については、パラメータ設定の参考となるような室内試験がほとんど実施されていないことから、材料パラメータは密度と規準ひずみ以外は豊浦砂と同じパラメータを用いた。密度は模型盛土作成時の計測結果より決定した。また、模型盛土は不飽和材料であり粘性土も含んでいることから液状化のように急激な軟化は生じないと考え、規準ひずみには大きな値を設定し、変相線到達後の軟化を考慮していない。

遠心模型実験の解析は 1G 場に換算したプロトタイプスケールのモデルを対象として実施した。解析に用いた FEM モデルを図 5.3 に示す。境界条件は、実験模型と同様に、底面は固定、側方は水平固定、鉛直ローラーである。排水条件は、飽和砂地盤上面を排水とし、その他の境界は全て非排水である。初期応力状態は外力として重力のみを考慮した初期応力解析専用の逐次弾塑性解析により算定した。初期応力解析では土の破壊規準に砂の繰返し弾塑性モデルと同じタイプである Drucker-Prager タイプの破壊曲面を用い、破壊後は完全塑性とした。せん断弾性係数は式 (5.1) により地盤内応力に応じて逐次更新した。ポアソン比は一般的な値として 0.33 を用いた。また、破壊応力比  $M_f$  は動的解析と同様に 0.96 とした。初期応力解析時における境界条件は図 5.3 に示すとおりであるが、完全排水を仮定しており、排水境界条件については初期応力解析には無関係である。

動的解析では数値解析上の安定性を確保するため、時間刻みを 0.001 秒とした。減衰としては、構成則による履歴減衰を基本としているが、特に高周波領域での数値安定を確保するため、剛性比例型の Rayleigh 減衰を用いた。非線形解析では初期剛性あるいは現在の接線剛性に比例した Rayleigh 減衰が用いられているが、液状化解析に対して適用性のある手法については十分に検討されていないのが現状である。そこで、ここでは便法として、減衰定数を 5% と仮定して、モデルの 1 次固有周期から算定した初期剛性比例型の Rayleigh 減衰を用いることとした。動的遠心模型地盤の初期状態での 1 次固有周期から算定した初期剛性比例型の Rayleigh 減衰係数は 0.001 となる。なお、後の解析では接線剛性比例型の Rayleigh 減衰を用いた場合の結果も示し、Rayleigh 減衰のタイプの違いが結果に与える影響を考察する。解析はプロトタイプを対象としており、振動台で計測された加振波形を 1G 場に換算して、入力動として用いた。解析結果との比較をしやすいように、以下では実験結果も 1G 場に換算した値で示す。

### 5.2.3 解析結果と考察

実験および解析の結果を加速度応答、過剰間隙水圧、盛土天端の沈下量の各項目について比較する。

■ 加速度応答 ケース C-2 (正弦波入力) について地盤の応答加速度の時刻歴を図 5.4 に示す。盛土下部の A5, A7 での応答加速度の解析結果は実験結果と非常によく一致している。一方、水平地盤の A1, A3 においては、1.5 秒以降応答加速度が減衰していることは定性的には表現できているが、減衰の程度は異なっている。過剰間隙水圧の項で述べるように、水平地盤においては実験結果、解析結果とも 1.5 秒時点で液状化している。このことから、解析において応答加速度があまり下がらないのは、完全液状化地盤の応答を解析では過大に評価していることが原因と考えられる。実験では剛な土槽を用いており、土槽の剛な側壁がこのような応答に影響している可能性があるため、水平地盤のみの計算や側壁の拘束条件を非拘束に変更して再計算を行った。その結果、剛な側壁が液状化後の地盤の加速度応答に及ぼす影響はわずかであった。むしろ、この液状化後の過大な加速度応答の主な原因は、完全液状化地盤を伝播してくる模型底面からのせん断波に対する応答を過大に評価していることに起因していると考えられる。このような過大な応答は Rayleigh 減衰係数を小さくしたり、接線剛性比例型にすることにより、改善される。一例として、逐次更新される接線剛性比例型の Rayleigh 減衰を用いた場合の加速度応答の時刻歴を図 5.5 に示す。図に示すように水平地盤の A1, A3 での液状化後の過大な応答は小さくなっているが、逆に液状化前の応答や盛土直下地盤での挙動が実験値と乖離してしまう。ここで用いた初期剛性比例型の Rayleigh 減衰では、完全液状化以後の加速度応答の再現については、不都合を起している。しかしながら、盛土構造物の挙動を把握する上で重要なのは、盛土直下地盤の挙動を再現することである。水平地盤部の液状化の発生の子測はもちろん重要であるが、完全液状化後の水平地盤では剛性がほとんど失われていることから、その加速度応答が盛土直下地盤へ与える影響は少ないと考えられる。その意味では採用した Rayleigh 減衰でも盛土直下地盤の挙動を再現していることから、沈下予測への適用は可



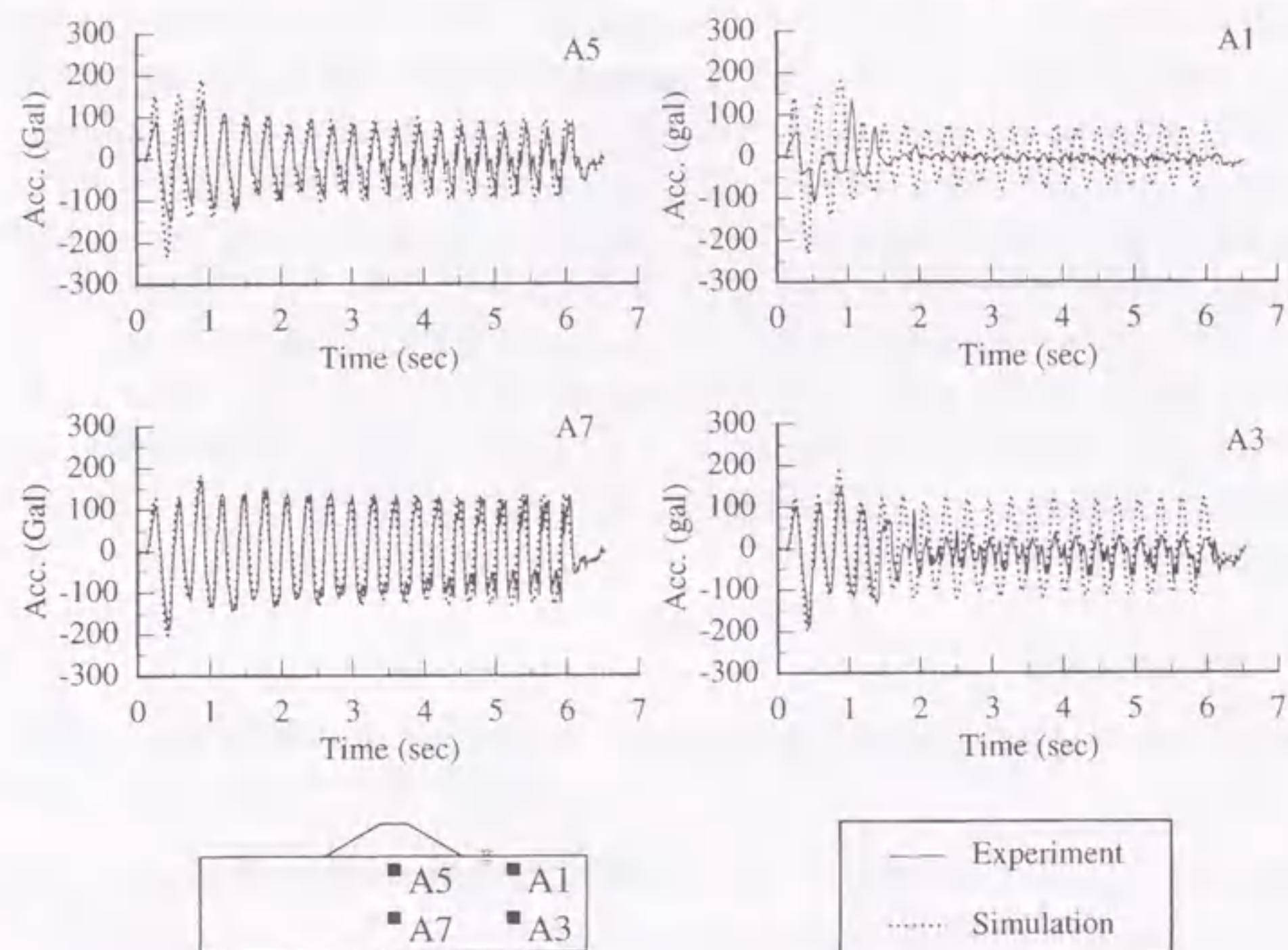


図 5.4 加速度応答の時刻歴 (ケース C-2, 初期剛性比例型更新なし)

能だと思われる。より精度の高い予測のためにはさらに合理的な Rayleigh 減衰の検討が必要だと考えられる。なお、解析結果と実験結果の関係については、全てのケースでおおむね同様の傾向を示していた。

■過剰間隙水圧 ケース C-2(正弦波入力)の過剰間隙水圧の時刻歴を図 5.6 に示す。ここでの過剰間隙水圧 (E.P.W.P) とは初期間隙水圧からの加振中の増分値を示している。図には初期応力解析により求めた各計測点での初期鉛直有効応力  $\sigma'_{v0}$  を示している。水平地盤部 (P1, P3) において実験値と計算値は概ね一致しているが、解析値の過剰間隙水圧の上昇は実験値よりもやや早い傾向がある。この傾向は他の加振ケースでもみられる傾向である。この原因として、材料パラメータ設定に用いた室内試験での供試体の液状化強度よりも模型地盤の液状化強度が大きい可能性があることが考えられる。同じ遠心模型実験を対象として、水平地盤部での液状化強度を逆算した結果 (古関と松尾, 1995) によると、繰返し回数 20 回でせん断ひずみの両振幅が 7.5% となる時の繰返しせん断応力比は 0.29 となっている。この値はここで用いたせん断応力比 (約 0.20, 図 3.12 参照) よりも大きな値となっており、この室内試験での液状化強度と遠心模型での液状化強度の違いが解析で過剰間隙水圧の上昇をやや早めに評価した一因と考えられる。また、P1 の測定値が  $\sigma'_{v0}$  まで上がりきっていない。この P1 での過剰間隙水圧が正しいとすると、まだ有効応力が十分に残っている

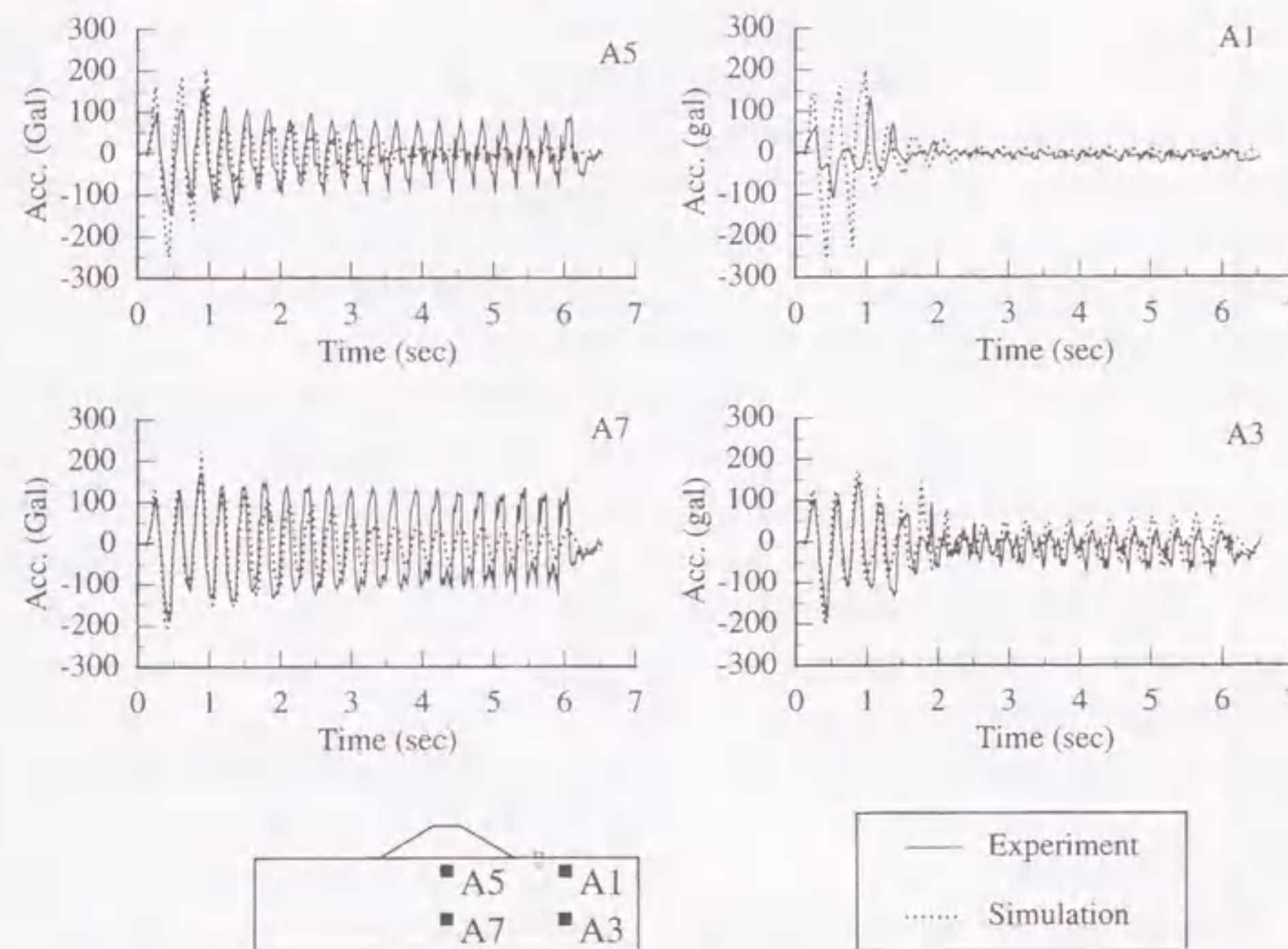


図 5.5 加速度応答の時刻歴 (ケース C-2, 接線剛性比例型更新あり)

ことになり、図 5.4 に示した A1 のように加速度応答がほとんどなくなるということにはならないと考えられる。また、他の加振ケースでは同一箇所で  $\sigma'_{v0}$  まで達していることから、間隙水圧計に不都合があったか、その設置深度が実際にはやや浅くなっていた可能性がある。

一方、盛土直下に注目すると、間隙水圧の計測値 (P4, P6) は、初期鉛直有効応力まで上昇していない。解析でもこの現象を概ね再現しているが、水平地盤と同様に解析での過剰間隙水圧の上昇は実験値よりも早い傾向がある。この原因として、前述した室内試験と模型地盤との間の液状化強度の違いの他に、構成則の特性が考えられる。この構成則では応力経路が変相線に到達した後に、塑性偏差ひずみの累積に応じて、塑性および弾性剛性を低減させている (式 (3.70)~式 (3.72) 参照)。このため、初期応力の偏差応力比が高く変相線に近い場合 (P6)、もしくは越えている場合 (P4) には、加振により応力経路がすぐに変相線に到達するため、加振初期の段階で剛性が低下していくことになる。この結果、負のダイレイタンス量も多くなり、急激に水圧が発生する結果になると考えられる。このように初期の偏差応力が破壊線に近い場合での構成則の検証は十分ではなく、今後の課題である。このような過剰間隙水圧の挙動は、他の全ての加振ケースにおいてもみられた。なお、盛土直下部の基礎地盤の挙動については後に詳しく述べる。

■盛土天端の沈下 ケース C-2 における盛土天端の沈下の時刻歴を図 5.7 に示す。解析での沈下量



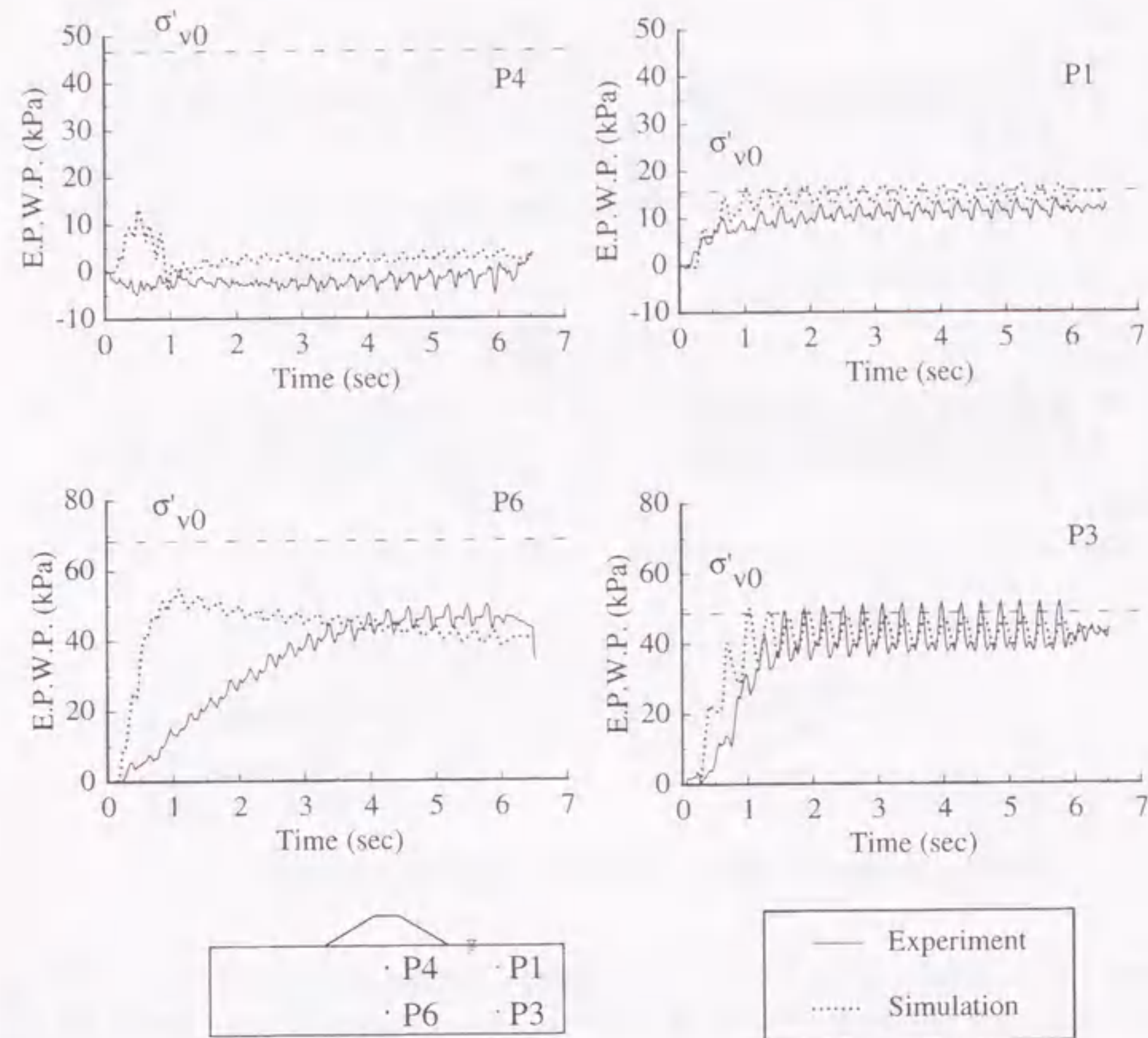


図 5.6 過剰間隙水圧の時刻歴 (ケース C-2)

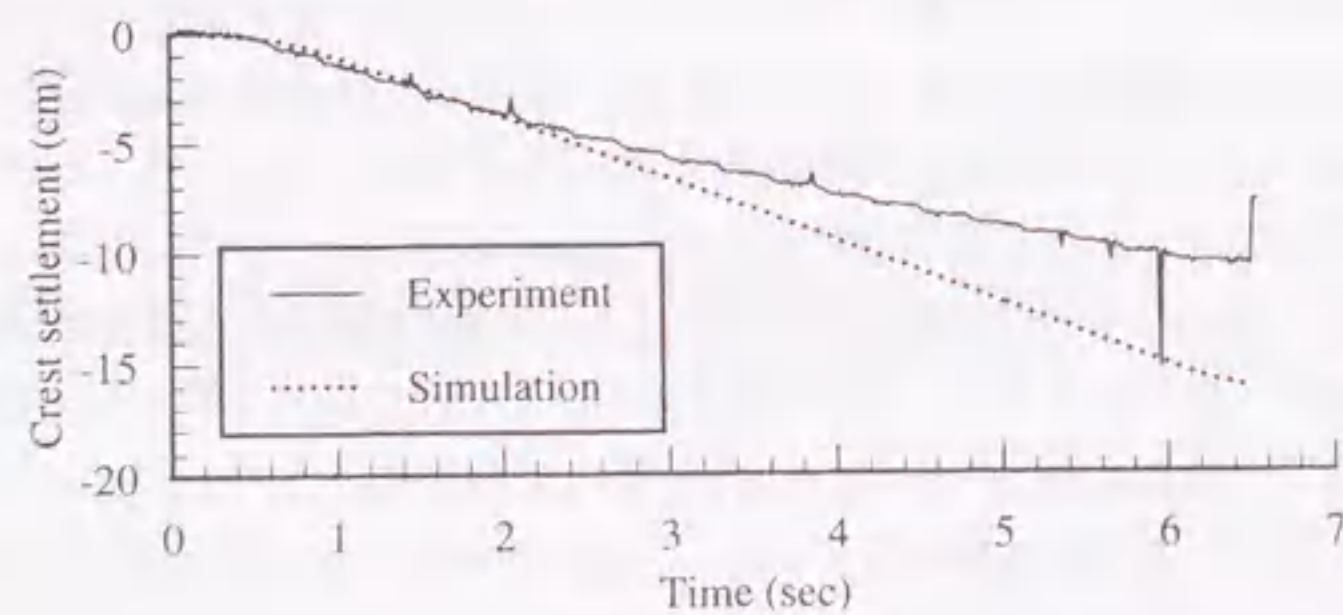


図 5.7 盛土天端沈下の時刻歴 (ケース C-2)

は実験よりもやや大きく、また沈下の時刻歴の傾向も実験とはやや異なっている。約3秒までは、解析は実験よりもやや遅く沈下が発生するが、その後解析値は実験値よりも過大となっている。この原因として、前述のように室内試験と模型地盤との間の液状化強度の違いが考えられるが、他にも以下のような理由が考えられる。砂の構成則の検証例(3.2節参照)で取り上げた鉛直変位を非拘束とした繰返し中空ねじり試験(ケースB)は後にも述べるように、盛土直下地盤の挙動に対応していると考えられる。その場合、盛土の沈下はケースBにおいて軸ひずみに関係していることになる。図3.13(c)に示した軸ひずみの増加傾向を室内試験と弾塑性モデルと比較すると、荷重初期には室内試験の方が弾塑性モデルより大きな軸ひずみを示している。一方、荷重終盤には、室内試験の1サイクル当たりの軸ひずみ量は徐々に頭打ちになっているが、弾塑性モデルでの1サイクル当たりの軸ひずみ量は逆に増加傾向にあることが分かる。このような軸ひずみの発生傾向の違いが、盛土の沈下の時刻歴の違いとなって表れていると考えられる。

表5.2に示した全てのケースについて、沈下量と最大入力加速度の関係を整理したものを図5.8に示す。実験では最大加速度が同一でも定常波加振による沈下量は、地震波加振による沈下量よりも大きい値となっており、両者の違いは入力加速度が大きい場合に縮まる傾向にある。解析結果はこの実験での入力加速度と沈下量の関係を定性的には再現しているが、解析値は実験値を上方へスライドさせたような結果になっている。沈下を過大に評価した原因として、前述のように室内試験と模型地盤との間の液状化強度の違いが考えられる。さらに詳しくみると、正弦波加振の場合には、解析値は実験値の最大でも1.5倍程度であるが、不規則波加振の場合には特に加振加速度の小さい部分で解析値は実験値の10倍程度になっている。不規則波の加振加速度がもっとも小さいケースC-6では実験での間隙水圧記録(Kosekiら, 1994)によると、水平地盤は完全液状化に至っていない。しかしながら、解析での過剰間隙水圧は有効上載圧に達しており、液状化の発生の有無は沈下量に大きく影響することから、この結果沈下量を過大に評価したものと考えられる。この原因として、上記の液状化強度の問題の他に、繰返し応力振幅が非常に小さい場合の負のダイレイタンス量がモデルでは過大に評価されている可能性がある。本研究ではモデルの弾性域を考慮していないため、小さな応力振幅でも塑性域に入り、ダイレイタンスが発生してしまう。しかしながら、実際には、ある一定の繰返しせん断応力比以下ではダイレイタンスがほとんど発生しないような、閾値のようなせん断応力比が存在することが振動台実験で報告されている(森・池田, 1991)。このモデルでは一般化した流れ則を用いて、適切なダイレイタンス量を再現できるような工夫がなされている(式(3.46)参照)が、より小さな応力振幅に対するダイレイタンス量を表現するには、さらに検討の余地があると思われる。

また、図中には解析値については盛土直下の基礎地盤面での沈下量も示している。天端沈下量と基礎地盤面での沈下量の差は、盛土自体の圧縮量に相当するものである。解析では盛土にも繰返し弾塑性モデルを適用しており、盛土自体にも塑性変形が発生する。その量は加振加速度が大きくなるにつれ大きくなっており、天端沈下量全体の約2割程度であることが分かる。しかしながら、遠心模型実験の結果では、盛土自体の沈下量は明確ではない。加振前後のスケッチにより盛土自体の沈下量を測定し、天端沈下量に占める比率を算定したが、精度が十分でないため盛土自体の沈下量を把握することはできなかった。したがって、解析で得られている盛土自体の圧縮量を検証すること



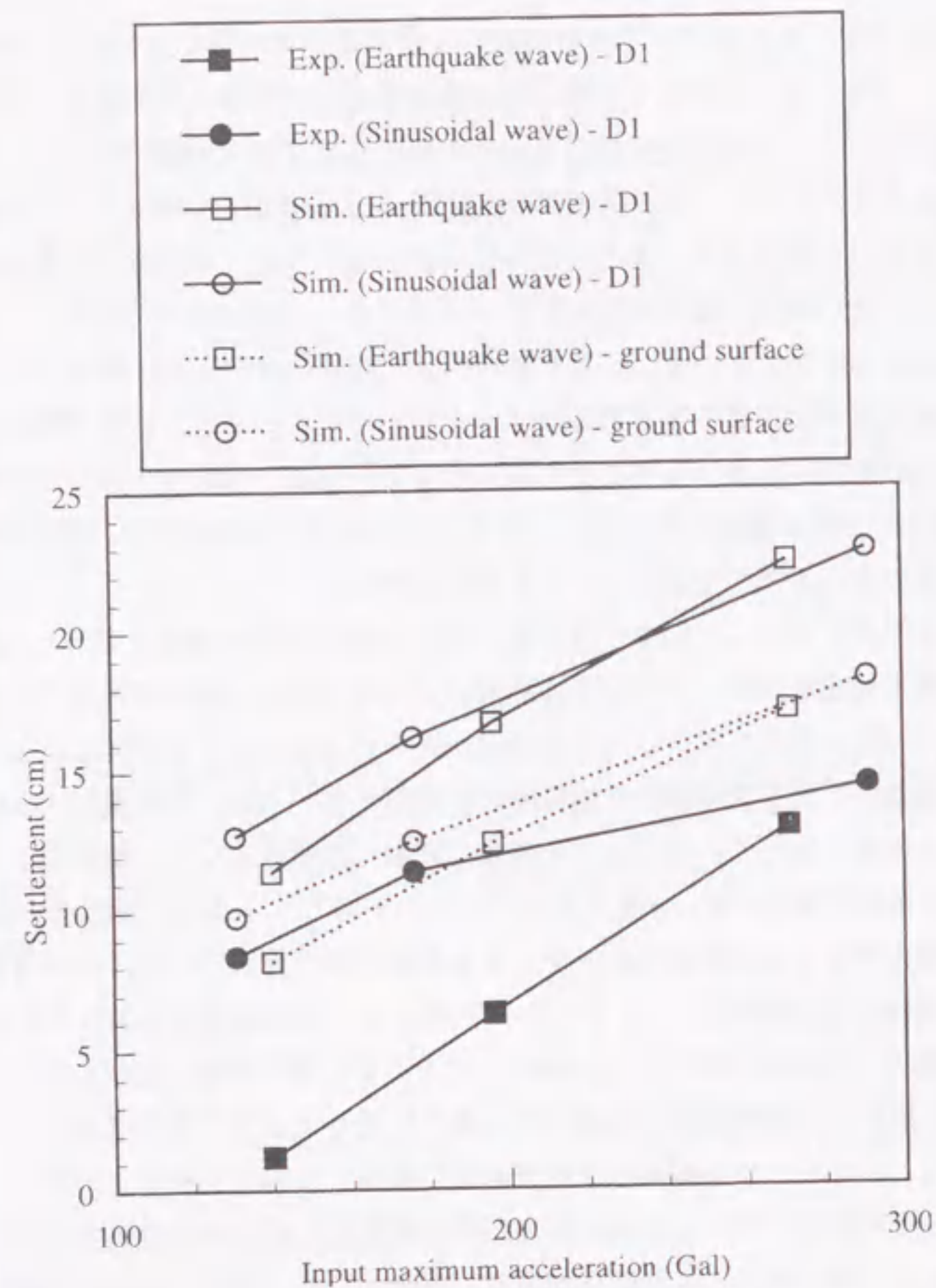


図 5.8 加振加速度と沈下量の関係

はできてない。本解析では不飽和土である盛土体の力学特性が不明であったため、基礎地盤とはほぼ同じモデルを盛土体に適用しており、盛土自体の圧縮量の解析値にはかなり誤差が含まれていることが考えられる。そこで、盛土のモデル化が解析結果に与える影響を調べるため、盛土のパラメータスタディーを実施した。その結果、盛土のせん断剛性が沈下量に影響し、せん断剛性を大きくすると天端沈下量が小さくなる傾向が得られた。一例として、盛土を線形弾性体によりモデル化した場合の解析結果を示す。線形弾性体の盛土のせん断弾性係数は表 5.2 に示した値を用い、ポアソン比を 0.2 とした。正弦波加振に対する加振加速度の最大値と盛土天端での沈下量の関係を図 5.9 に示す。図では実験値および盛土を弾塑性体でモデル化した前述の結果も併せて示している。盛土を弾性体とした場合は盛土自体の変形量は小さく、天端沈下量は実験値に近い値となる。一方、基礎地盤面での沈下量は、盛土を弾塑性とした場合よりわずかに大きくなるがほとんど差はない。ケー

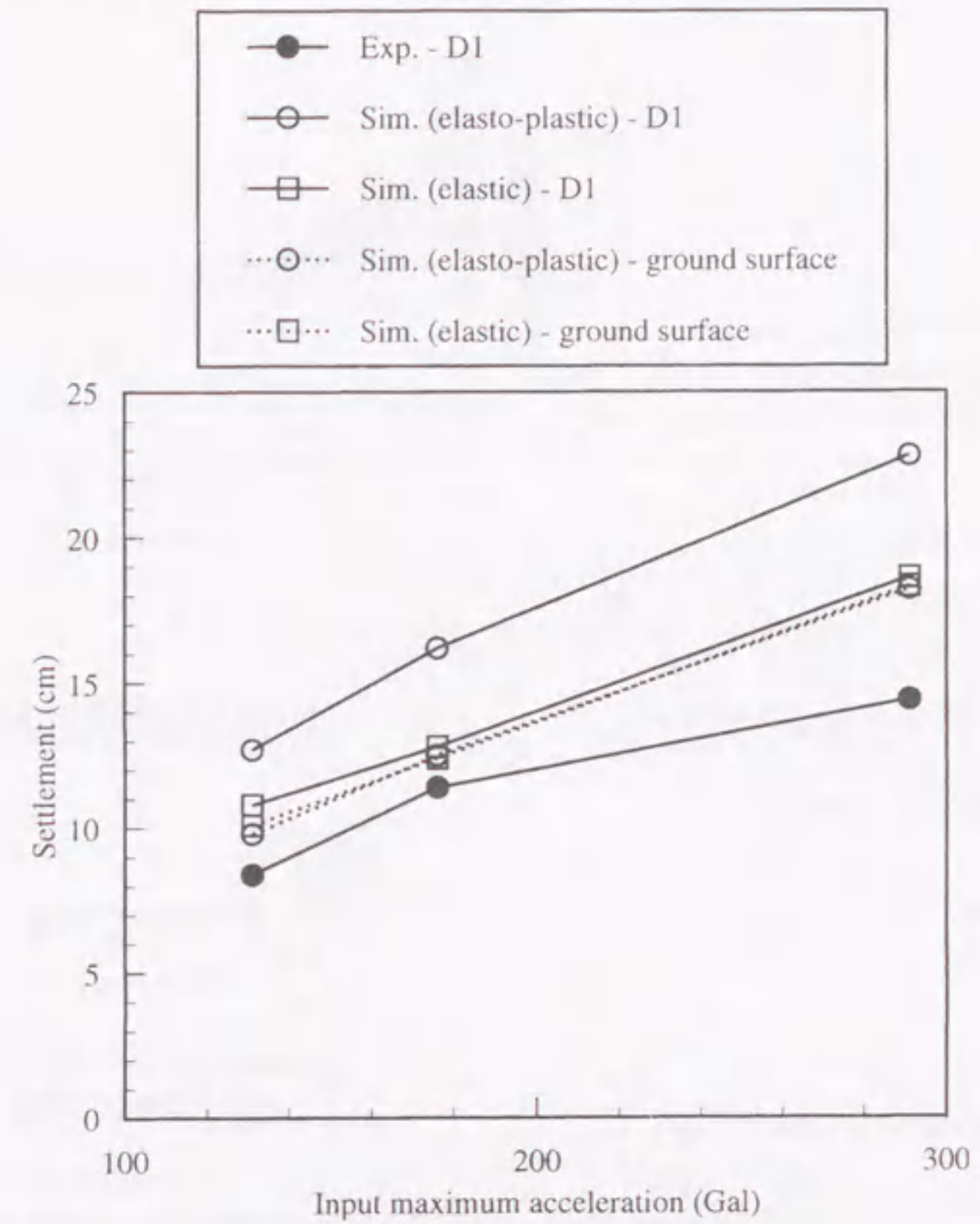


図 5.9 加振加速度と沈下量の関係（弾性盛土）

ス C-2 に対して、各計測点における過剰間隙水圧の時刻歴を図 5.10 に示す。水平地盤での応答は盛土を弾塑性体とした場合と大差ないが、盛土に近い P4 での過剰間隙水圧は加振初期においてやや大きくなっている。この原因として、盛土の応答が変化したこと、盛土の剛性が大きくなったことにより基礎地盤の水平方向の変形が抑制されたことなどが考えられる。このように盛土のモデル化の違いは、盛土自体の変形量、盛土直下部の挙動に影響する。盛土の天端沈下量を予測するには、その割合からしても基礎地盤の変形量の予測が重要であることには違いないが、より正確に盛土の天端沈下量を予測するには、盛土自体の変形量にも留意する必要があるといえる。

#### 5.2.4 盛土構造物の変形のメカニズム

図 5.6 にみられるように水平地盤 (P1, P3) では実験、解析とも過剰間隙水圧が初期鉛直有効応力に等しくなるが、一方、盛土直下地盤 (P2, P4) では実験、解析とも過剰間隙水圧が初期鉛直有



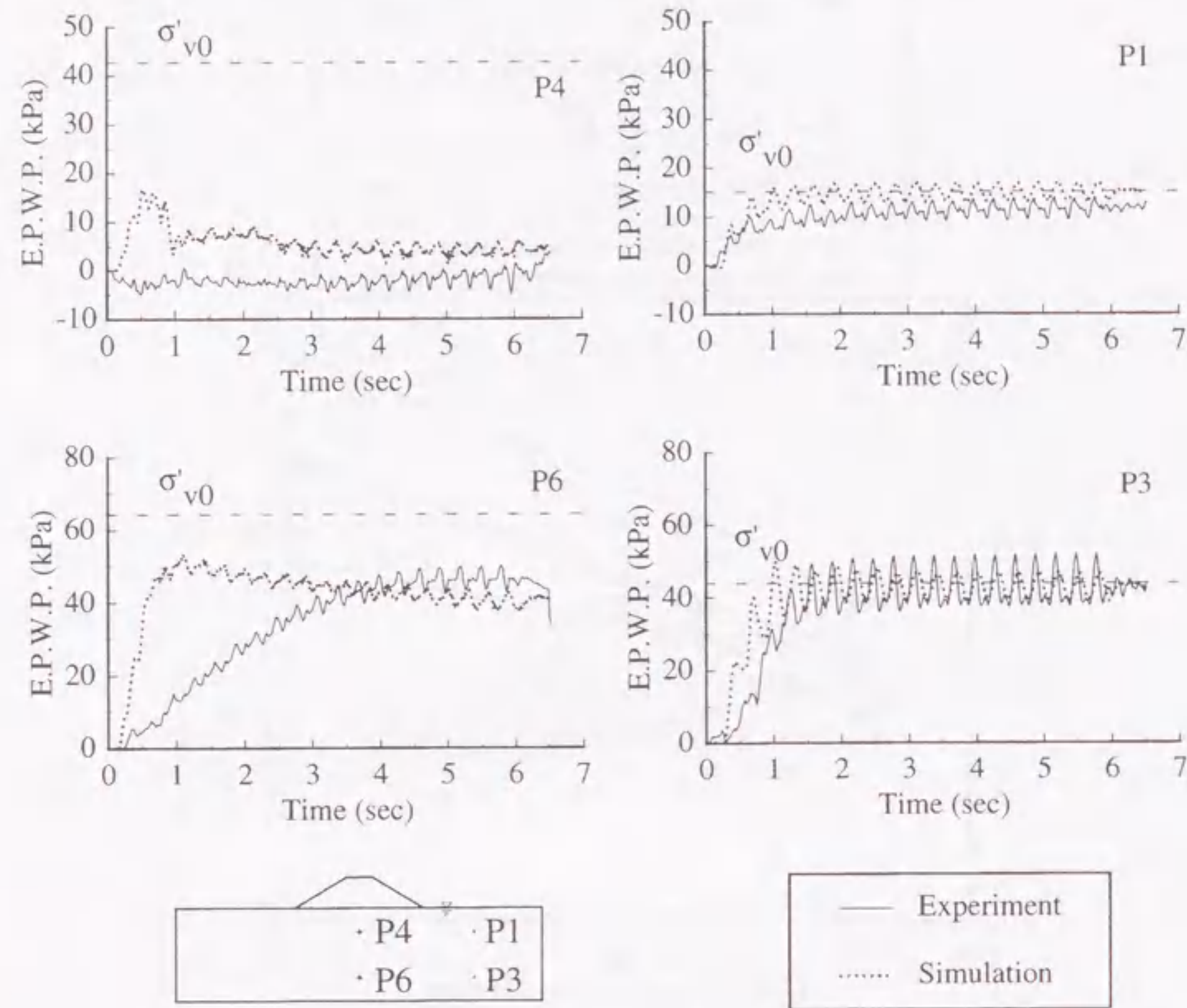
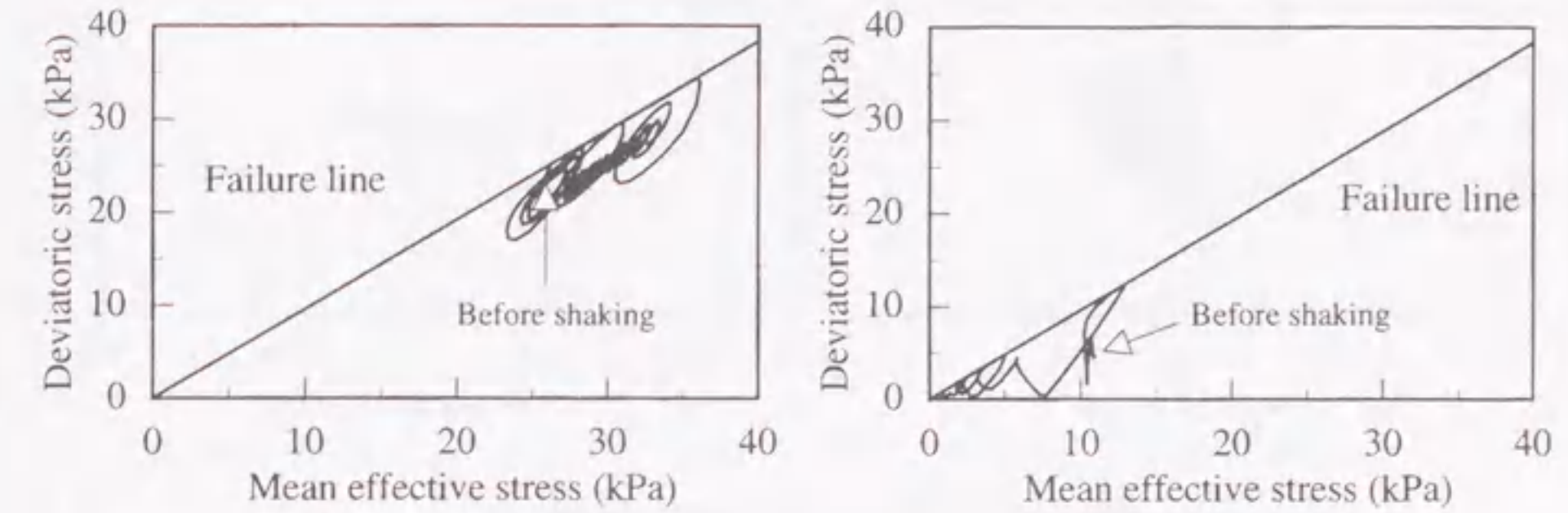


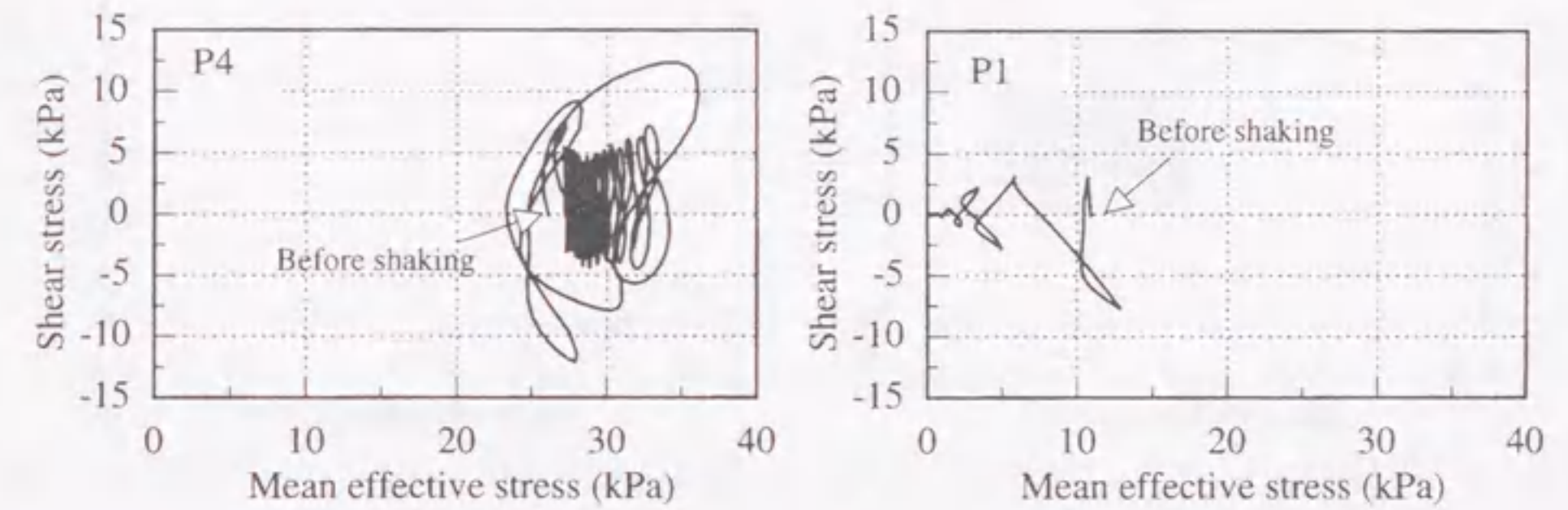
図 5.10 過剰間隙水圧の時刻歴 (ケース C-2, 弾性盛土)

効応力に達することなく頭打ちとなっている。同様な現象は振動台実験結果 (Koga and Matsuo, 1990) や他の振動台実験 (阿部・草野, 1993) また他の動的遠心模型実験 (長尾ら, 1996) でも確認されている。さらに同様な砂の挙動はケーソン岸壁直下の置換砂においても、振動台実験で観測されている (Inagakiら, 1998)。Iaiら (1998) は有効応力解析を用いて置換砂の繰返し挙動のメカニズムを説明している。吉田 (1998b) はより一般的かつ平易にケーソン岸壁やその他の直接基礎構造物の直下の砂の挙動のメカニズムを説明している。ここでは、解析結果に基づいて水平地盤と盛土直下地盤との挙動の違いについて考察する。

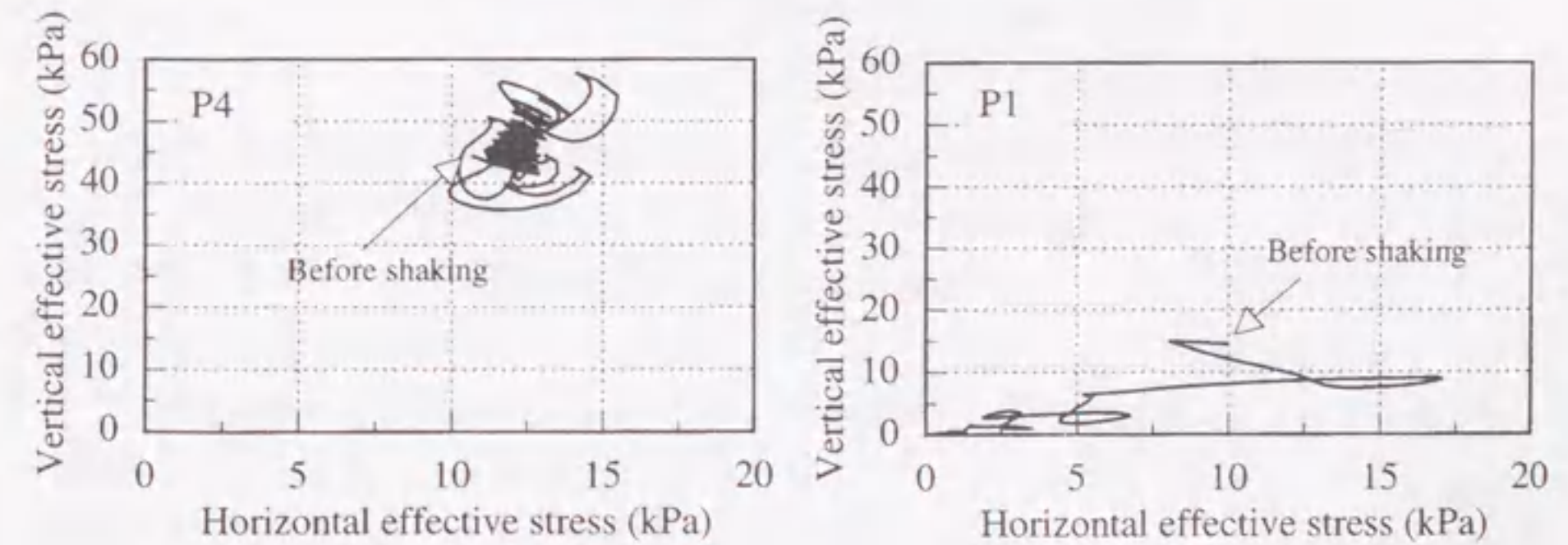
ケース C-2 での水平地盤部 (P1) と盛土直下部 (P4) での有効応力経路を図 5.11 に示す。図は上から平均有効応力と偏差応力の不変量 ( $\sqrt{s_{ij}s_{ij}}$ ,  $s_{ij}$  は偏差応力テンソル) の関係, 平均有効応力とせん断応力の関係, 水平有効応力と鉛直有効応力の関係を示している。水平地盤部では、応力経路は加振に伴い原点に向かい、作用するせん断応力や初期の軸差応力は徐々に減少し、有効応力はほとんど 0 となり、液状化に至っている。一方、盛土直下地盤では盛土荷重のため鉛直応力、平



(a) Effective mean stress - deviatoric stress relations



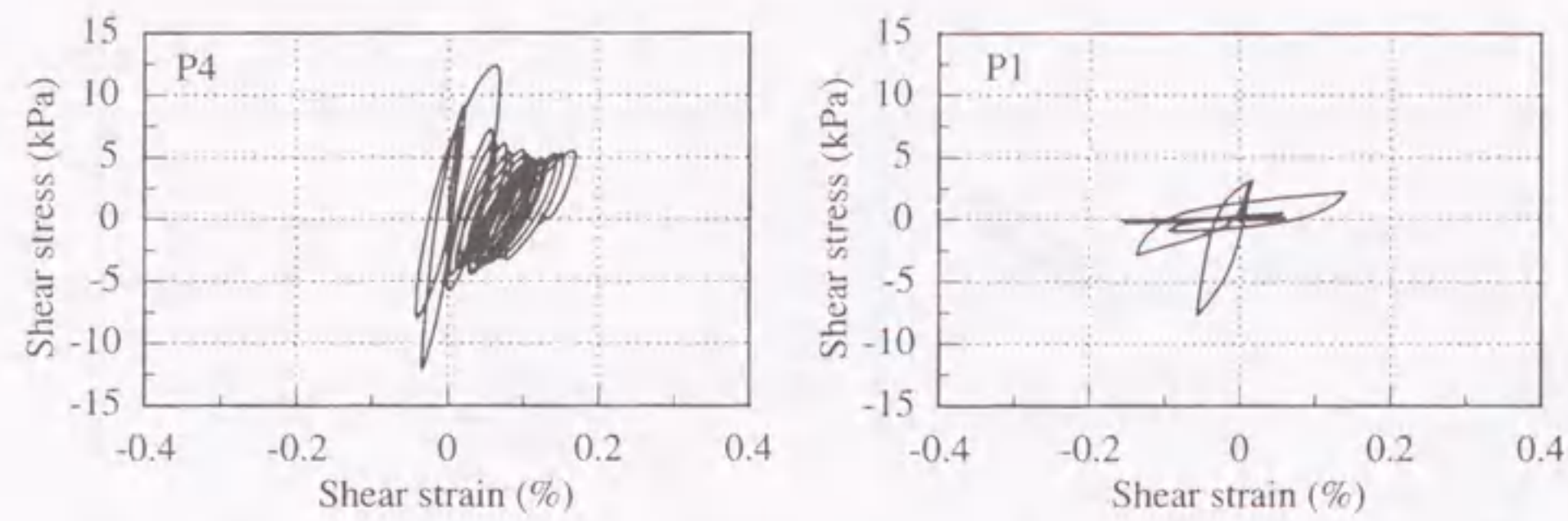
(b) Effective mean stress - shear stress relations



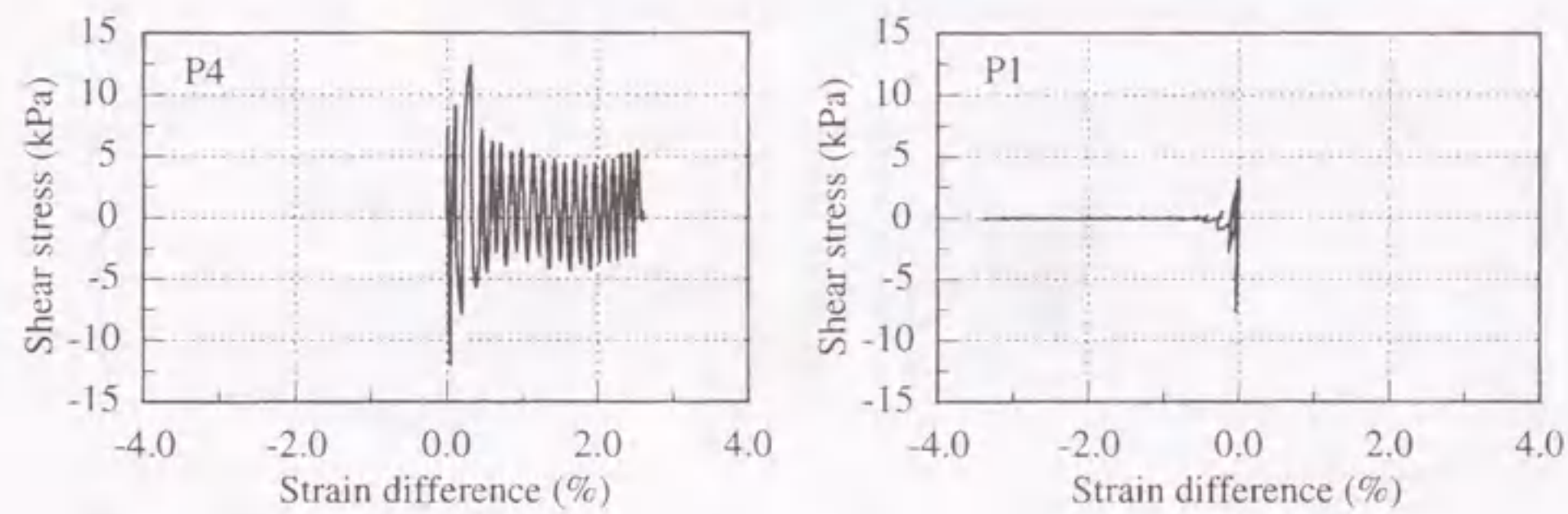
(c) Horizontal effective stress - vertical effective stress relations

図 5.11 有効応力経路 (ケース C-2)





(a) Shear strain - shear stress relations



(b) Strain difference - shear stress relations

図 5.12 応力～ひずみ関係 (ケース C-2)

均応力とも大きな値となっており、初期応力状態において既に破壊線に近い状態にある。加振により水平地盤よりも大きなせん断応力が作用しているにも関わらず、偏差応力や平均有効応力は加振とともに大きく減少することはなく、応力経路は初期状態の周辺で振動するのみである。また、同じケース C-2 での水平地盤部 (P1) と盛土直下部 (P4) の応力～ひずみ関係を図 5.12 に示す。図は上からせん断ひずみとせん断応力の関係、軸差ひずみ ( $\epsilon_v - \epsilon_h$ ) とせん断応力の関係を示している。水平地盤ではせん断剛性が徐々に減少し、せん断ひずみの増加とともに、最後はほとんど剛性を失い液状化に至っている。その後、盛土直下地盤の変形の影響を受けて、負の軸差ひずみ (要素が鉛直方向に伸びる方向) が発生している。一方、盛土直下地盤では水平地盤とは対照的にせん断剛性が大きく減少することなく、せん断ひずみが急増する傾向はみられない。履歴ループがせん断ひずみが正の方向へスライドしているが、これは入力波形が正負非対称であることに起因している。図 2.21 に示したケーソン直下の置換砂の挙動 (Tai ら, 1998) と比較すると、盛土構造物は左右対称であるため、盛土直下では水平面に作用する初期せん断応力 (軸差成分によるせん断ではない) が小さくなり、せん断ひずみ振幅は小さな値となっている。一方、軸差ひずみは水平地盤とは

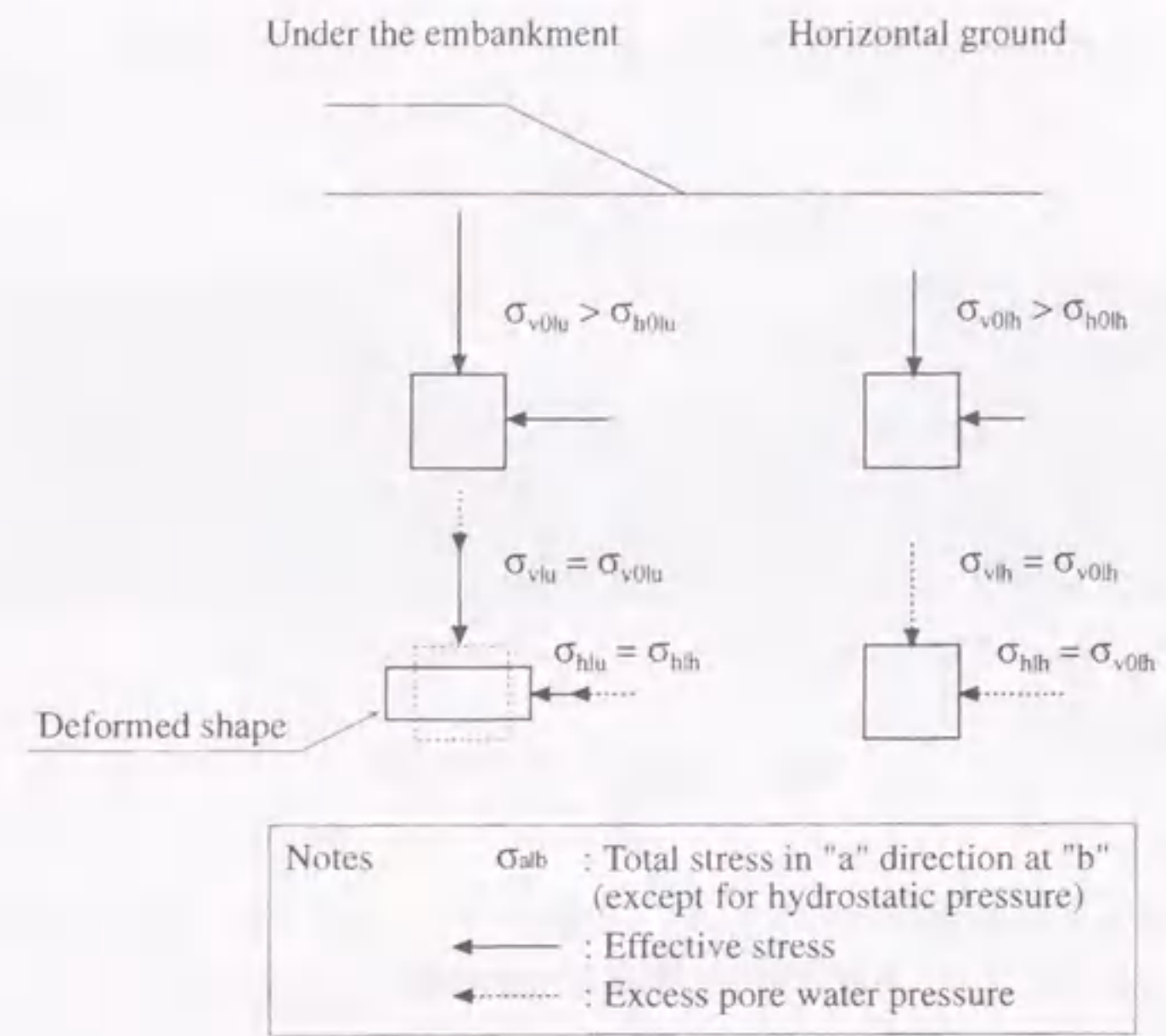


図 5.13 応力状態の模式図

異なり加振初期から正の値 (要素が鉛直方向に縮む方向) が発生しており、この鉛直ひずみの蓄積が盛土の沈下を引き起こしている。

これらの解析結果に基づく盛土直下地盤の挙動は以下のように説明できる。水平地盤と盛土直下地盤の応力状態を模式的に描いたものを図 5.13 に示す。地盤内の初期応力は鉛直成分の方が水平成分よりも大きいのが一般的である。図では水平地盤において静止土圧係数 0.5 程度を仮定している。加振により地盤内の過剰間隙水圧が上昇するが、水平地盤では水平方向の変形が拘束されているため、鉛直全応力はほぼ一定のまま、水平全応力が増加することになる。液状化に至った状態で応力は等方的となり、水平全応力は鉛直全応力と等しくなる。一方、盛土直下地盤では初めのうちは水平地盤と同様な挙動を示すが、水平地盤が液状化により徐々に軟化してくると、その挙動は異なるものになる。液状化した水平地盤は盛土直下地盤を水平方向に拘束することができないため、盛土直下地盤での水平全応力は水平地盤での水平全応力 (=鉛直全応力) よりも大きくなることのできる。図 5.6 に示すように、水平地盤が液状化に至る約 1.0 秒までは盛土直下部でも過剰間隙水圧が上昇しているが、その後の上昇はみられない。この時、盛土直下地盤において鉛直方向は土被り圧、水平方向は水平地盤の水平全応力の応力境界条件となり、このときの軸差応力が維持されたまま、等方応力状態になることはない。この結果、盛土直下地盤では減少しない軸差応力成分と加振によるせん断応力成分およびダイレイタンスーによる平均有効応力の減少によってせん断破壊に至り、その時点で過剰間隙水圧の蓄積は停止することになる。P4 では図 5.11 に示したように初期状態が破壊に近い状態にあるため、水平地盤の液状化とはほぼ同時期に盛土直下地盤は破



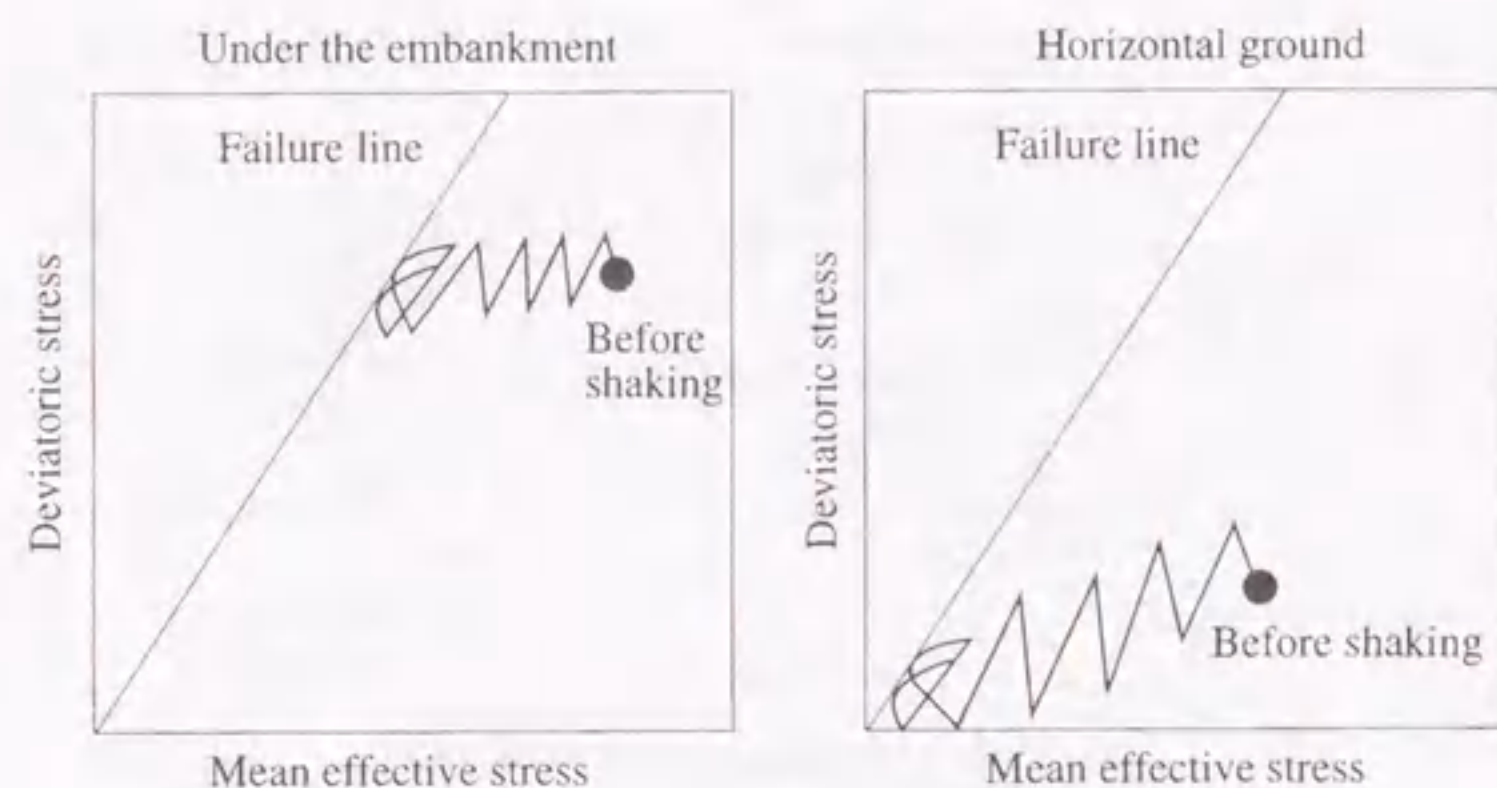


図 5.14 有効応力経路の模式図

壊に至り、過剰間隙水圧の上昇は停止している。初期状態が P4 ほど破壊に近くない状態である場合について、水平地盤と盛土直下地盤の様子を偏差応力を縦軸とする有効応力経路で模式的に示したのが図 5.14 である。水平地盤では側方変位が拘束されているため応力は等方的になることができ、応力経路は原点に向かうが、盛土直下地盤では水平地盤の液状化により、側方変位の拘束がなくなり、応力境界条件となるため、その時の軸差応力がその後も保たれることになる。その結果、応力経路は原点には向かわず、破壊線に到達し、有効応力の減少は停止する。このように考えると、盛土直下地盤の挙動は初期の異方応力状態や水平地盤の液状化の時期に左右されることになる。すなわち、盛土直下地盤では初期の軸差応力が大きく、破壊状態に近いほど早く破壊に至ることから、過剰間隙水圧の蓄積量は小さくなり、逆に等方的であれば過剰間隙水圧の上昇量は大きくなる。また、水平地盤が液状化に至る時期が遅ければ、その間水平方向の拘束が維持されることになり、盛土直下地盤の過剰間隙水圧の蓄積量は大きくなる。

盛土直下地盤は軸差応力を保ったまま、水平加振により主応力が回転する状態となり、このような応力状態のもとでは、図 5.12 に示すように大きな鉛直方向の圧縮ひずみが発生することになる。この鉛直ひずみの蓄積が盛土の沈下を引き起こす一因になっていると考えられる。このような盛土直下部の地盤の挙動は、構成則の検証 (3.2 節参照) での鉛直変位を非拘束とした繰返し中空ねじり試験 (ケース B) での土の挙動によく似ていることが分かる。盛土の沈下は、ケース B のような応力状態にある盛土直下地盤において発生する鉛直ひずみ量に関係しているといえる。

以上の議論は P1 と P4 の二つの点に限定したものであるが、実際には盛土基礎地盤の応力状態は水平地盤から盛土直下へ連続的に変化している。それゆえ、基礎地盤での過剰間隙水圧比は空間的に変化すると考えられる。ケース C-2 での基礎地盤の過剰間隙水圧比の分布を図 5.15 に示す。ここでの過剰間隙水圧比は過剰間隙水圧を初期有効上載圧  $\sigma'_{v0}$  で正規化したものである。図に示すように盛土直下部には過剰間隙水圧比が 1 未満であるくさび型の領域が存在しており、そこから水平地盤に近づくにつれ過剰間隙水圧比は徐々に 1 となる。

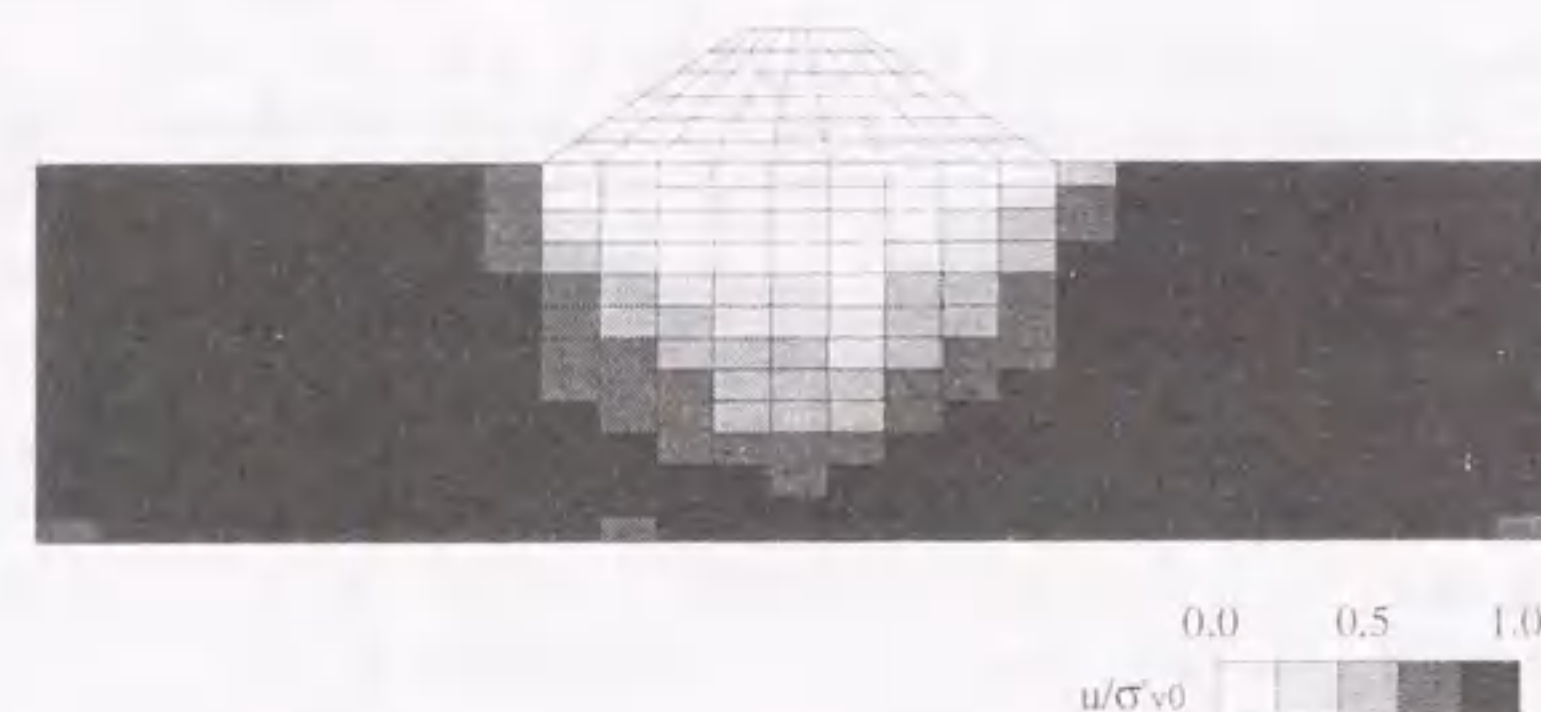


図 5.15 加振後の過剰間隙水圧比の分布 (ケース C-2)

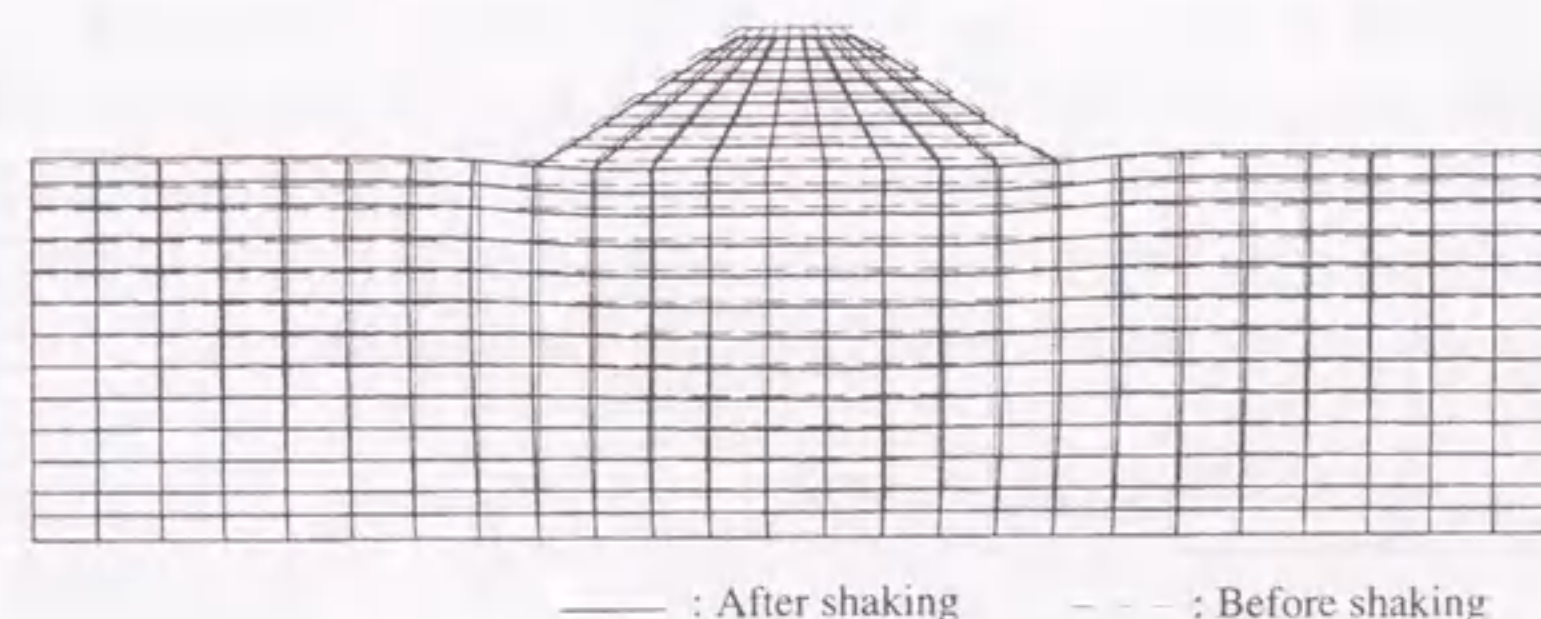


図 5.16 加振後の変形図 (ケース C-2)

ケース C-2 について、加振後の変形図を図 5.16 に示す。加振後と加振前のメッシュスケールは同じである。盛土直下地盤は水平方向に広がり、鉛直方向に圧縮されている。一方、水平地盤は水平方向に圧縮され、地表面は図 5.12 の軸差ひずみでも分かるように上昇している。また、盛土は全体的に沈下し、その底面は基礎地盤の側方変形に追従して広がっている。実験では加振後の水平地盤はほぼ水平であるが、解析でも加振後の過剰間隙水圧の消散まで考慮すれば地表面は沈下すると考えられる。

動的遠心模型実験のシミュレーションを通じて、液状化地盤上の盛土の挙動や盛土直下地盤の挙動について考察した。3.2 節での二つのタイプの中空ねじり試験での土要素の挙動と盛土直下地盤および水平地盤での挙動を比較すると、ケース A は水平地盤、ケース B は盛土直下地盤に対応し



ていることが分かる。ただし、実際の地盤では鉛直全応力が一定であるのに対し、中空ねじり試験では水平全応力が一定である点が異なっている(図3.10参照)。盛土直下地盤で有効上載圧が0とならない現象は、水平地盤の液状化により盛土直下地盤が全応力一定の境界条件となり、大きな軸差応力のもとでせん断破壊に至るために生じると考えられる。盛土直下地盤の挙動は初期の偏差応力の空間的变化、水平地盤の液状化時期などに影響され、全応力一定の境界条件のもとで繰返しせん断を受け、鉛直方向の圧縮ひずみを生じる。この鉛直ひずみの蓄積が盛土の沈下を引き起こす一因となっている。変形予測を目的とした数値解析においては、用いる砂のモデルが鉛直および水平全応力一定かつ側方変位を非拘束とした状態(鉛直変位を非拘束とした繰返し中空ねじり試験(3.2節参照)に相当)で、繰返しせん断が応力が作用した場合の土の変形挙動を再現できることが重要であると考えられる。

### 5.3 軟弱粘土地盤上の盛土の遠心力模型実験の解析

ここでは、軟弱粘土地盤上の盛土の動的遠心模型実験を対象とする。正弦波加振時の盛土構造物の加速度応答、基礎地盤内の過剰間隙水圧、地震中および地震後の変形量に関して、解析結果と実験結果を比較し、粘土の繰返し弾粘塑性モデルを用いた解析手法の検証を行う。この際、特に弾粘塑性モデルの速度依存性挙動に着目して、重力場と遠心力場を対象とした解析を行う。

#### 5.3.1 軟弱粘土地盤上の盛土の動的遠心模型実験

本検討の対象とした動的遠心模型実験は、建設省土木研究所で行われた一連の実験(松尾ら, 1997)の中の一つである。この一連の実験の目的は、(1)粘性土地盤上の盛土構造物の地震時破壊機構を把握すること、(2)固化体による部分改良の耐震対策効果を把握すること、(3)円弧すべり計算法や動的有限要素法等の耐震設計手法の適用性を検討する際の基礎資料を得ることなどである。模型実験の断面図および計測器の配置を図5.17に示す。箱形の鋼製土槽は幅80cm、高さ30cm、奥行き20cmである。盛土は高規格堤防を想定しており、天端幅の広いモデルとなっている。このため、盛土は水平地盤部をある程度確保するために、片盛土の形状となっている。基礎地盤には基盤層として珪砂3号、軟弱粘性土層として練り返した荒川粘土を使用している。この材料は繰返し弾粘塑性構成則の検証(3.3節参照)で用いた材料と同じものである。盛土は珪砂3号とシルト質砂を重量比2対1の割合で混合し、含水比12.5%に調整したもので作成した。盛土材の下部が基礎地盤の水分を吸収して軟化することを防ぐため、盛土底面には珪砂3号を用いて層厚5mmの遮断層を設けている(田本ら, 1997)。基礎地盤に砂を用いた5.2節での実験と比較すると、基礎地盤に粘性土を

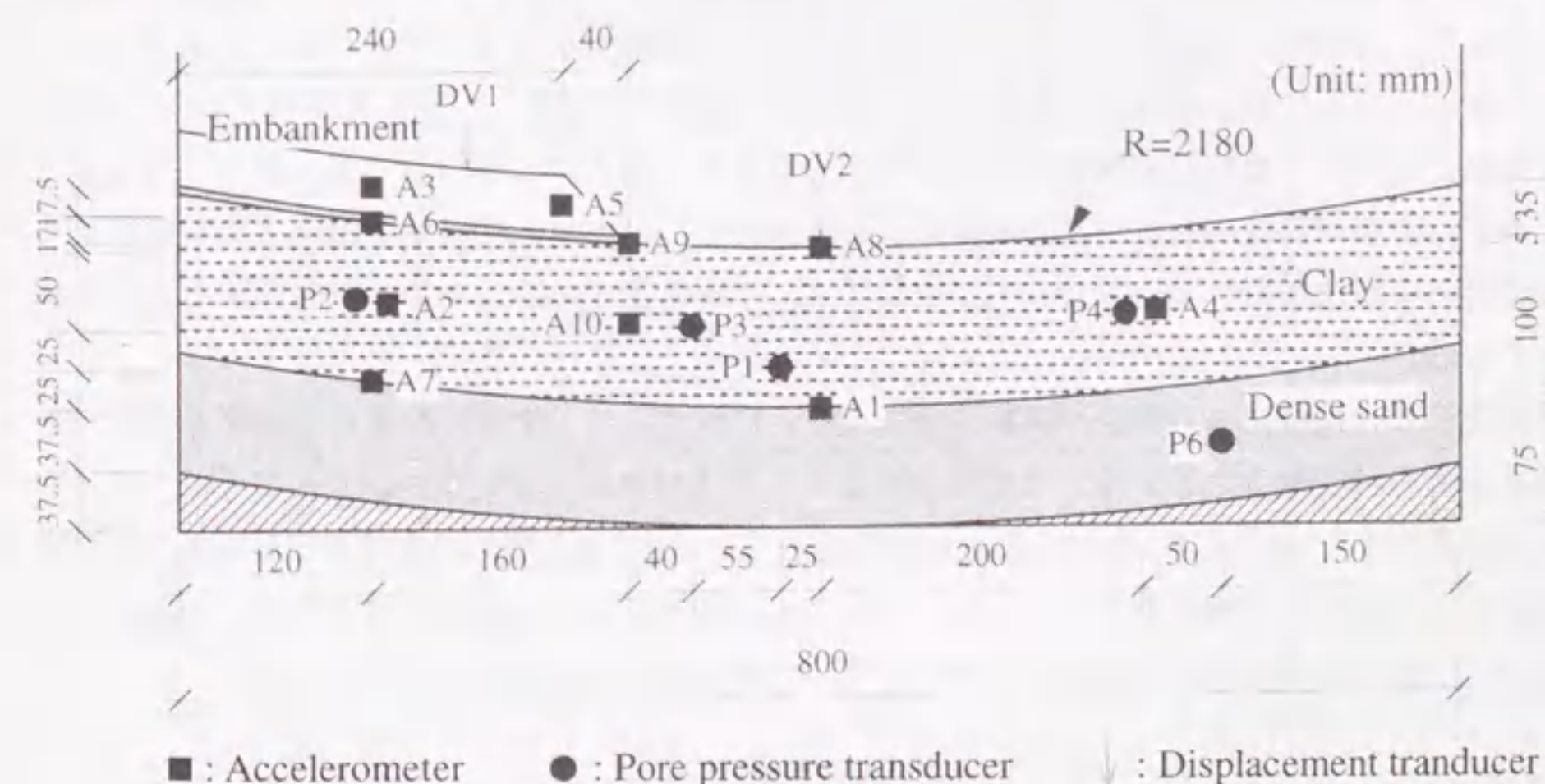


図5.17 動的遠心模型(松尾ら, 1997)



表 5.3 実験ケース一覧

| case | Centrifuge acc. (G) | Shaking wave | Input maximum acc.(G) |
|------|---------------------|--------------|-----------------------|
| C-1  | 50                  | Sinusoidal   | 5.3                   |
| C-2  | 50                  | 60Hz         | 11.1                  |
| C-3  | 50                  | 20cycles     | 13.7                  |
| C-4  | 50                  |              | 15.3                  |

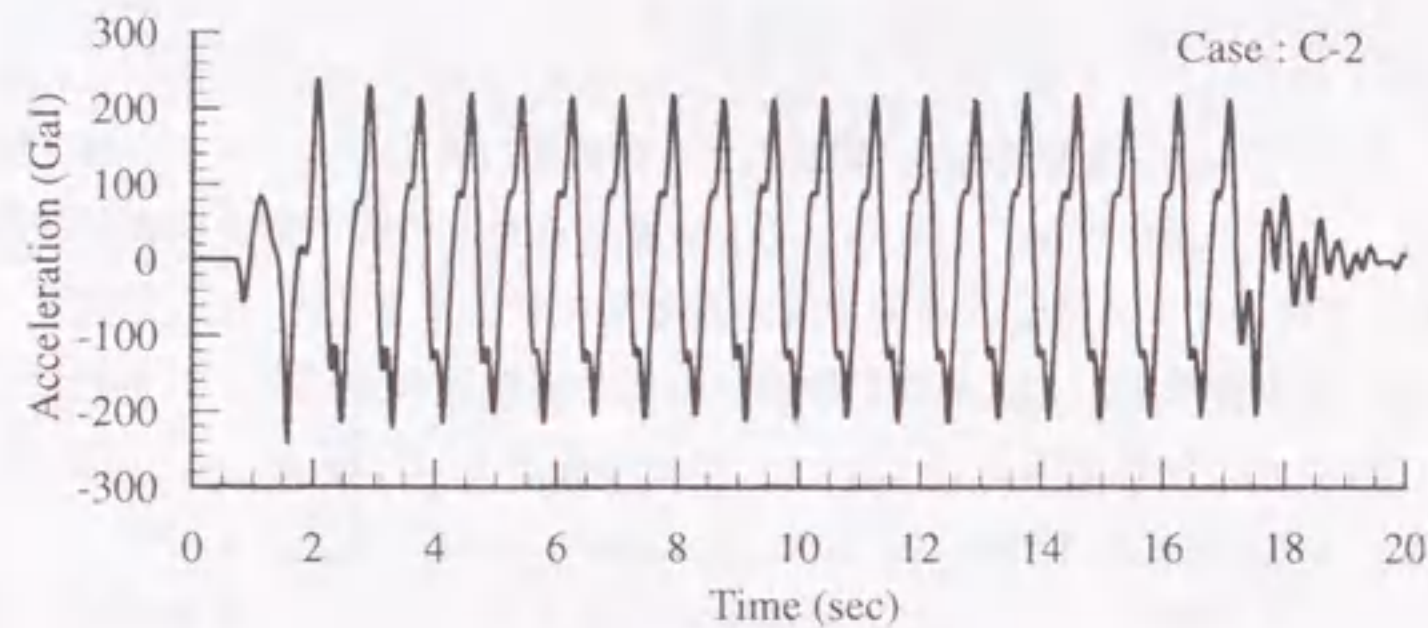


図 5.18 入力動 (C-2)

用いることから、遠心载荷中の圧密を考慮する点が異なっている。模型は以下のような手順で作成された。圧密時に両面排水を行うため、土槽底面に珪砂3号を用いて十分に締め固めた層を作成した。その後、含水比80%でスラリー化した粘土を土槽に投入し、遠心力場(50G)で圧密して粘土層を作成した。この際、圧密終了の判断は間隙水圧がほぼ静水圧になっていることを確認することによって行っている。粘土地盤の圧密終了後、盛土下に遮断層を設置し、盛土を作成する。この際、盛土の荷重により粘土地盤が破壊することを防止するため、盛土は4層に分けて、盛り立てと遠心载荷を繰り返しながら作成した。盛土荷重による圧密終了の判断は、間隙水圧計による判断に加えて、変位計および沈下計による変位が $\sqrt{t}$ 法にて $t_{90}$ の時の変位に達したことを確認することによって行っている。

解析対象とした試験ケースおよび試験条件を表5.3に示す。ここでは、粘土の弾粘塑性モデルの基本的な挙動を検証することから、改良体のあるケースは対象としていない。ケースC-1~C-4のいずれのケースでも60Hz、20波の正弦波加振を行っているが、5.2節での実験とは異なり、同じ模型を対象としたステップ加振を行っている。ケースC-2で用いた入力動をプロトタイプスケールで図5.18に示す。実験結果の詳細については、後の解析結果との比較の中で述べる。

## 5.3.2 解析条件

動的遠心模型実験では60Hzという非常に高周波数の正弦波を用いて加振している。この周波数は重力場では1.2Hzに相当するものであり、両者の加振周波数には50倍の開きがある。粘土の動的強度は図3.17に示したように、加振周波数によって変化し、一般に载荷速度が速いほど、動的強度は大きくなる傾向を示す。したがって、粘性土を対象とした動的遠心模型実験ではモデルとプロトタイプで動的強度が異なる可能性がある。粘土の弾粘塑性モデルの検証(3.3節参照)で対象とした荒川粘土の繰返し三軸試験では、最大でも载荷速度は1.0Hzである。これ以上の载荷速度では、供試体内の間隙水圧の測定精度の問題等から試験は行われていない。しかしながら、模型実験のシミュレーションを実施する前に、50倍の载荷速度の違いが弾粘塑性モデルの挙動に与える影響を把握することは重要なことである。そこで、仮想的に60Hzの周波数で繰返し三軸試験を行った場合の、弾粘塑性モデルの動的強度を算定した。得られた動的強度曲線を図5.19に示す。図には粘土の弾粘塑性モデルの検証(3.3節参照)で示した試験から得られた動的強度も併せて示している。重力場での加振周波数は1.2Hzであり、室内試験での载荷周波数1.0Hzと同じ値ではないが、両者の動的強度が同程度であると仮定すると、重力場での動的強度は図5.19中の1.0Hzの結果に相当すると考えられる。粘土の繰返し弾粘塑性モデルを用いた場合、同じ荒川粘土でも重力場(载荷周

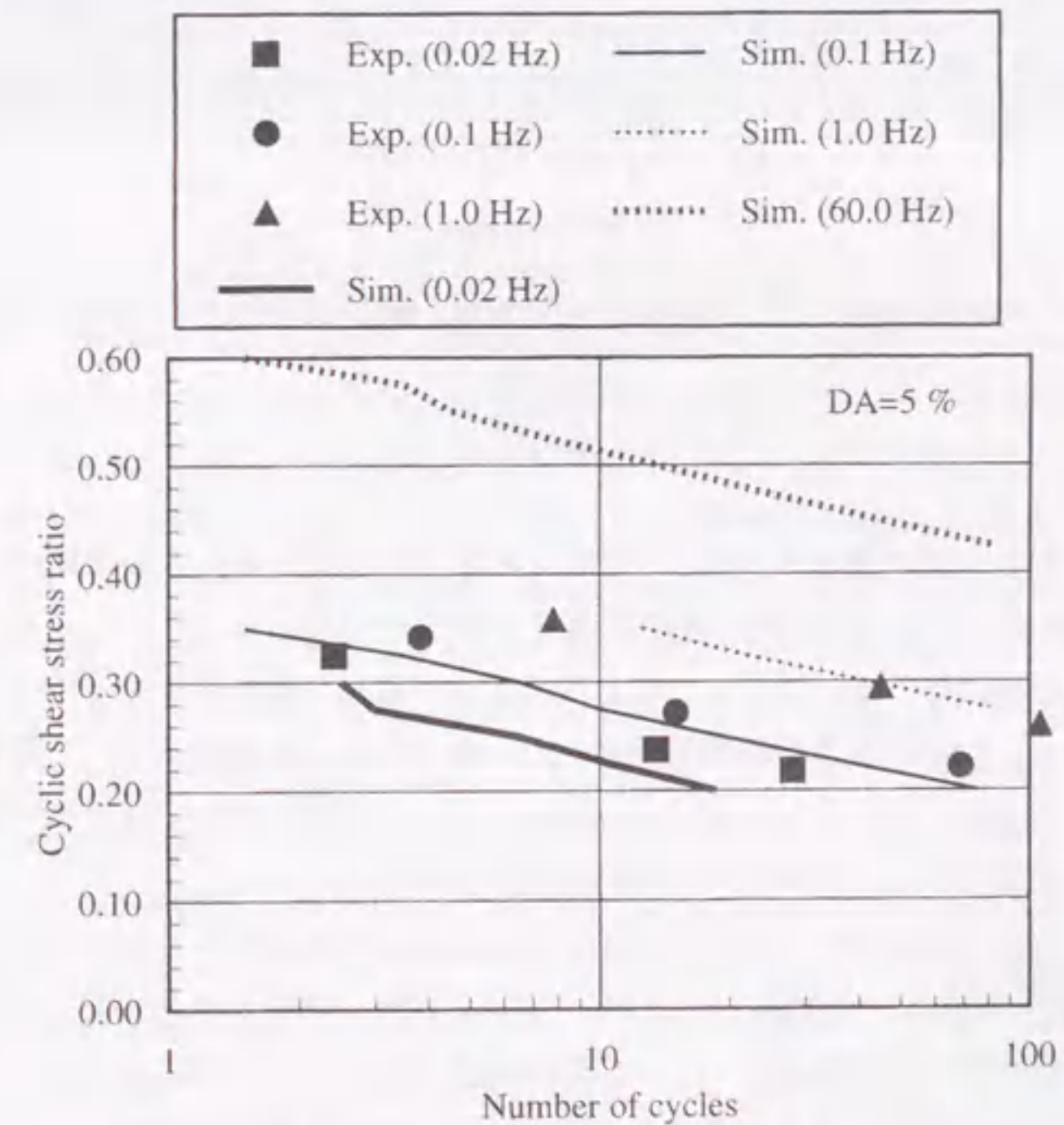


図 5.19 動的強度曲線



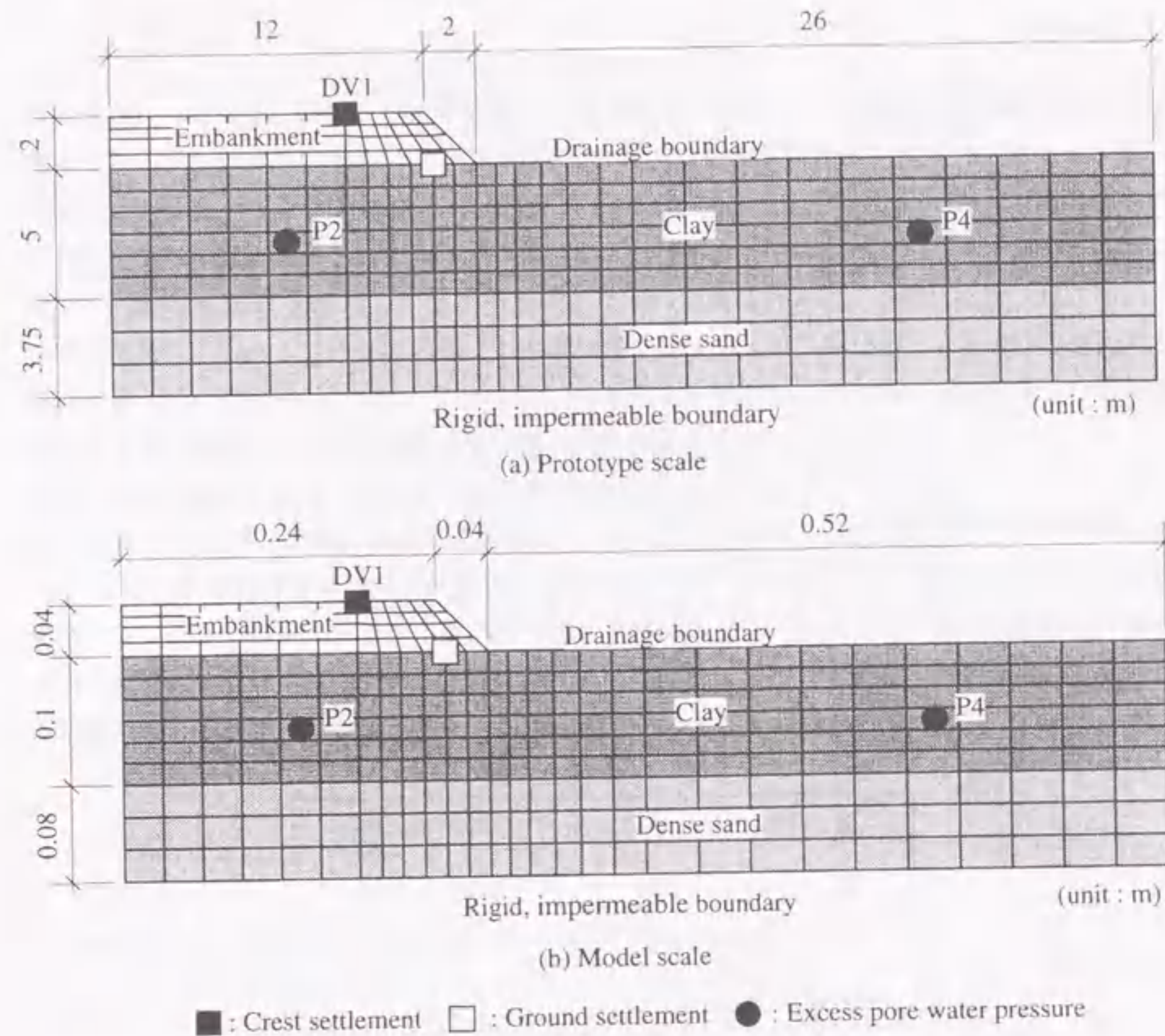


図 5.20 解析モデル

波数 1.2Hz) と遠心力場 (載荷周波数 60Hz) では、載荷速度の速い遠心力場の動的強度 (繰返し回数 20 回の場合の強度) は重力場の動的強度の約 1.4 倍となっていることがわかる。そこで、ここでは表 5.3 に示した実験ケースに対して、重力場モデルと遠心力場モデルを対象とした二つの解析ケースを対象として、加振周波数の影響を検討した。以下では、重力場モデルを対象としたケースにはケース名に添え字 p をつけてケース C-1p~C-4p と示す。同様に遠心力場モデルを対象としたケースにはケース名に添え字 m をつけてケース C-1m~C-4m と示す。

遠心力場での実験模型およびスケールを 50 倍した重力場でのモデルを対象とした FEM モデルを図 5.20 に示す。境界条件は、実験模型と同様に、底面は固定、側方は水平固定、鉛直ローラーである。排水条件は、粘土層上面を排水とし、その他の境界は全て非排水である。なお、盛土下部のサンドマットは、盛土の一部としてモデル化はしていないが、その透水性を考慮して、盛土下についても地表面を排水面とした。盛土および砂層は砂の繰返し弾塑性モデル、粘土層は粘土の繰返し弾粘塑性モデルでモデル化した。

表 5.4 パラメータ一覧

| Name of soil profile              |                            | Embankment | Clay    | Dense sand |
|-----------------------------------|----------------------------|------------|---------|------------|
| Density                           | $\rho$ (t/m <sup>3</sup> ) | 1,800      | 1,746   | 2,000      |
| Initial void ratio                | $e_0$                      | 0.606      | 1.228   | 0.700      |
| Coefficient of permeability       | $k$ (m/s)                  | -          | 1.0E-08 | 1.0E-04    |
| Compression index                 | $\lambda$                  | 0.200      | 0.117   | 0.015      |
| Swelling index                    | $\kappa$                   | 0.010      | 0.028   | 0.002      |
| Initial shear modulus ratio       | $G_0/\sigma'_m$            | 638        | 242     | 1906       |
| Failure stress ratio              | $M_f$                      | 1.072      | 1.322   | 1.511      |
| Phase transformation stress ratio | $M_m$                      | 1.072      | 1.225   | 1.378      |
| Hardening parameter               | $B_0$                      | 1790       | 20      | 3870       |
| For sandy soils                   |                            |            |         |            |
| Control parameter of anisotropy   | $C_d$                      | 2000       |         | 2000       |
| Reference strain parameter        | $\gamma_r^p$               | -          |         | -          |
| Reference strain parameter        | $\gamma_r^c$               | -          |         | -          |
| Dilatancy parameter               | $D_0$                      | 0.0        |         | 0.0        |
| Dilatancy parameter               | $n$                        | 0.0        |         | 0.0        |
| For cohesive soils                |                            |            |         |            |
| Viscoplastic parameter            | $m'_0$                     |            | 18.5    |            |
| Viscoplastic parameter            | $C_{01}$ (1/s)             |            | 3.0E-07 |            |
| Viscoplastic parameter            | $C_{02}$ (1/s)             |            | 7.5E-08 |            |

各材料に対して設定した材料パラメータの一覧を表 5.4 に示す。荒川粘土を用いた粘土層には粘土の弾粘塑性モデルの検証 (3.3 節参照) で設定したパラメータを用いた。ただし、繰返し三軸試験とは有効拘束圧が異なるため、初期間隙比や密度は遠心模型作成時の計測結果をもとに設定した。砂層については、微小ひずみでのせん断弾性係数推定式 (式 (5.1)) を用いて、模型地盤作成時に計測された間隙比から、初期せん断弾性係数を算定した。破壊応力比は密な砂を想定した内部摩擦角 (45 度) から算定した。また、密な砂地盤であり過剰間隙水圧の発生はほとんどないと考え、ダイレイタンスに関するパラメータは 0.0 とし、過剰間隙水圧の発生しないモデルとしている。盛土材の力学特性は不明であるため、類似の材料 (豊浦砂:シルト質砂 = 4:1, 含水比 15%) で作成した盛土材に対する既存の解析事例 (Matsuo ら, 1997) でのパラメータを用いた。初期応力は、Drucker-Prager 型の降伏曲面をもつ弾完全塑性モデルを用いて、自重静的解析により別途算定した。この場合、各土層の破壊角は表 5.4 に示した値を用いた。入力加速度として、遠心力場の解析では実験で計測された台加振加速度をそのまま用い、重力場の解析では振幅、振動数を 1/50 にしたものをを用いた。実験では同一の模型に対して、徐々に加振加速度を上げていくステップ加振を行っているが、解析では各加振ステップを処女加振として扱った。時間増分は遠心力場では 0.00005 秒、重力場では 0.0025 秒とした。また、初期剛性比例型の Rayleigh 減衰を用い、その係数は減衰定数 1% を仮定し、モデルの固有周期から算定した。ここで仮定した減衰定数は 5.2 節で用いた値 (5%)



とは異なっているが、これは同じ遠心模型実験を対象とした既往の解析事例(若井ら, 1997)を参考に設定したためである。その結果, Rayleigh 減衰係数は遠心力場では 0.00002, 重力場では 0.001 とした。解析時間は重力場では 20.0 秒, 遠心力場では 0.4 秒である。

### 5.3.3 解析結果と考察

■時刻歴応答 加振加速度 104gal に対するケース C-1 の各計測点での時刻歴を実験, 重力場および遠心力場の解析について図 5.21 に示す。出力した項目は, いずれも実験での計測点に対応しており, 盛土天端での沈下量 DV1, 盛土直下および水平地盤内の過剰間隙水圧 (E.P.W.P.) P2, P4 である。なお, 結果はいずれも重力場に換算した値で示している。盛土天端の沈下量はいずれの解析結果も実験値と概ね整合する結果を示している。盛土の沈下量に影響すると思われる過剰間隙水圧 P2 においても, 累積成分については実験値は増加, 解析値は減少しているものの, 振動成分が卓越

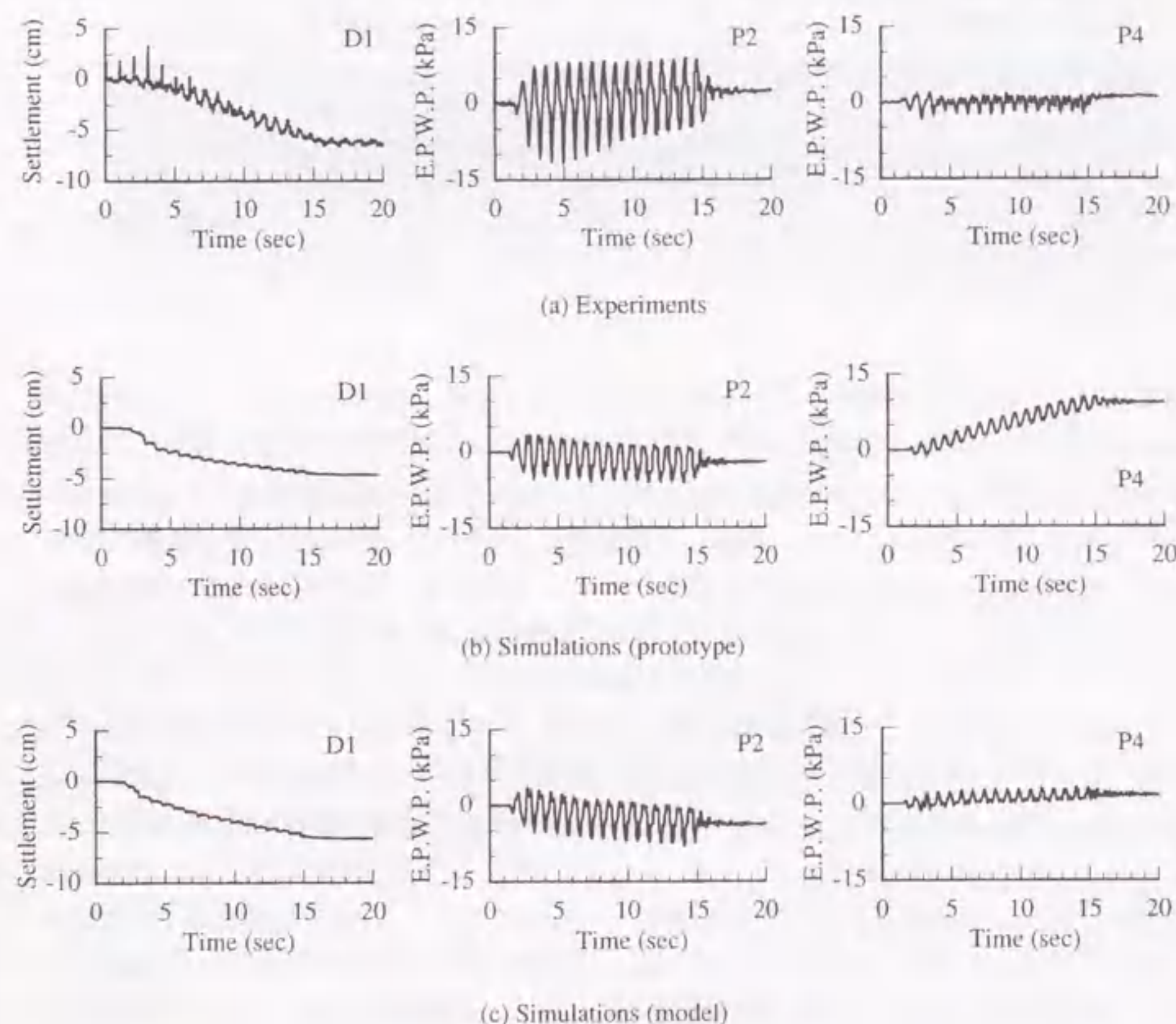


図 5.21 時刻歴応答 (ケース C-1)

している点では両者は同様の結果を示しており, 重力場と遠心力場の解析結果に大きな差がみられない。一方, 水平地盤部の過剰間隙水圧 P4 では重力場での解析値の方が遠心力場よりも大きな値を示している。これは, 盛土下のせん断応力比よりも水平地盤のせん断応力比が大きい分, 動的強度の載荷速度依存性の影響が表れ易くなっているためと考えられる。この水平地盤での応答の結果によると, 遠心力場の解析結果の方が, 実験結果と比較的よい一致を示しているといえる。

■加振加速度と沈下量 最大加振加速度と盛土天端での累積沈下量の関係を実験, 重力場および遠心力場の解析について図 5.22 に示す。また, 同様に最大加振加速度と盛土直下基礎地盤での累積沈下量の関係について図 5.23 に示す。なお, 実験および遠心力場での解析結果の沈下量は重力場に換算した値である。盛土天端および盛土直下基礎地盤の沈下量のいずれの関係についても, 概ね以下のような傾向を示している。正弦波加振のケースでは, 104gal 以上の加振加速度の場合, 重力場の解析値は遠心力場の解析値より 2 倍~5 倍程度の沈下量を示している。これは弾粘塑性モデルの動的強度特性, すなわち載荷周波数が小さい方が強度が低下する傾向を反映したものである。また, いずれの解析値も大きな加振加速度では, 実験値より大きな沈下量を示している。この原因として, 解析は各加振加速度において処女加振としており, 各加振後の圧密(実験では加振後の間隙水圧消散を待つて次の加振を実施)の影響が考慮されていないことが考えられる。また, 後に示すように地盤が大きく変形し, 微小変形解析では追従できなくなっていることなどが考えられる。若井ら(1997)は同じ遠心模型実験を対象として応答解析では微小変形解析と有限変形解析を行っている。その結果, 大きな加振加速度においては, 有限変形解析から得られた盛土天端の沈下量の方が微小変形解析による沈下量よりも小さく, 実験結果との整合性がよいことが分かっている。後の加振後の変形図に示すように, 盛土の沈下により盛土のり尻周辺の水平地盤部は逆に盛り上がる結果となっている。この盛り上がった部分は押え盛土となり沈下量を抑制する効果を発揮すると考えられるが, 微小変形解析では有限要素の形状変化を考慮しないため, 盛土の沈下量を過大に評価したものと考えられる。また, 図 5.22 の盛土天端沈下量と図 5.23 の盛土直下基礎地盤の沈下量を比較すると, 解析値と実験値の比率は同程度である。このことから, 解析は盛土体自身の圧縮量についても過大に評価していると考えられる。盛土材料の力学特性は不明であるため, 精度の高い変形量の予測は困難であり, 5.2 節での液状化地盤上の盛土の遠心模型実験の解析と同様に, 盛土天端の沈下量を精度よく予測するには盛土材料のモデル化にも留意する必要がある。

■加振後の変形モード 各加振ケースのうち 2 ステップ目の加振ケースについて, 重力場でのケース C-2p, 遠心力場でのケース C-2m に対する加振後の変形図を図 5.24 に示す。また, 実験で得られた 2 ステップ目の加振ケースにおける加振後の変形図を図 5.25 に示す。この図は加振後の模型地盤のスケッチをもとに描いたものであり, 遠心力場のスケールとなっている。ケース C-2p では盛土のり尻付近の変形が非常に大きくなっている。このため, 前述したように微小変形解析では水平地盤の盛り上がり部分の押え盛土効果を考慮できないため, 変形を過大に評価している可能性がある。いずれのケースでも変形は盛土のり尻周辺に集中していることがわかる。実際, 図 5.25 に示した実験結果でも変形は盛土のり尻周辺に集中しており, 解析は実験結果の変形モードを再現している。この傾向は, 5.2 節で示した水平地盤全体が液状化により軟化する飽和砂地盤上の盛土の



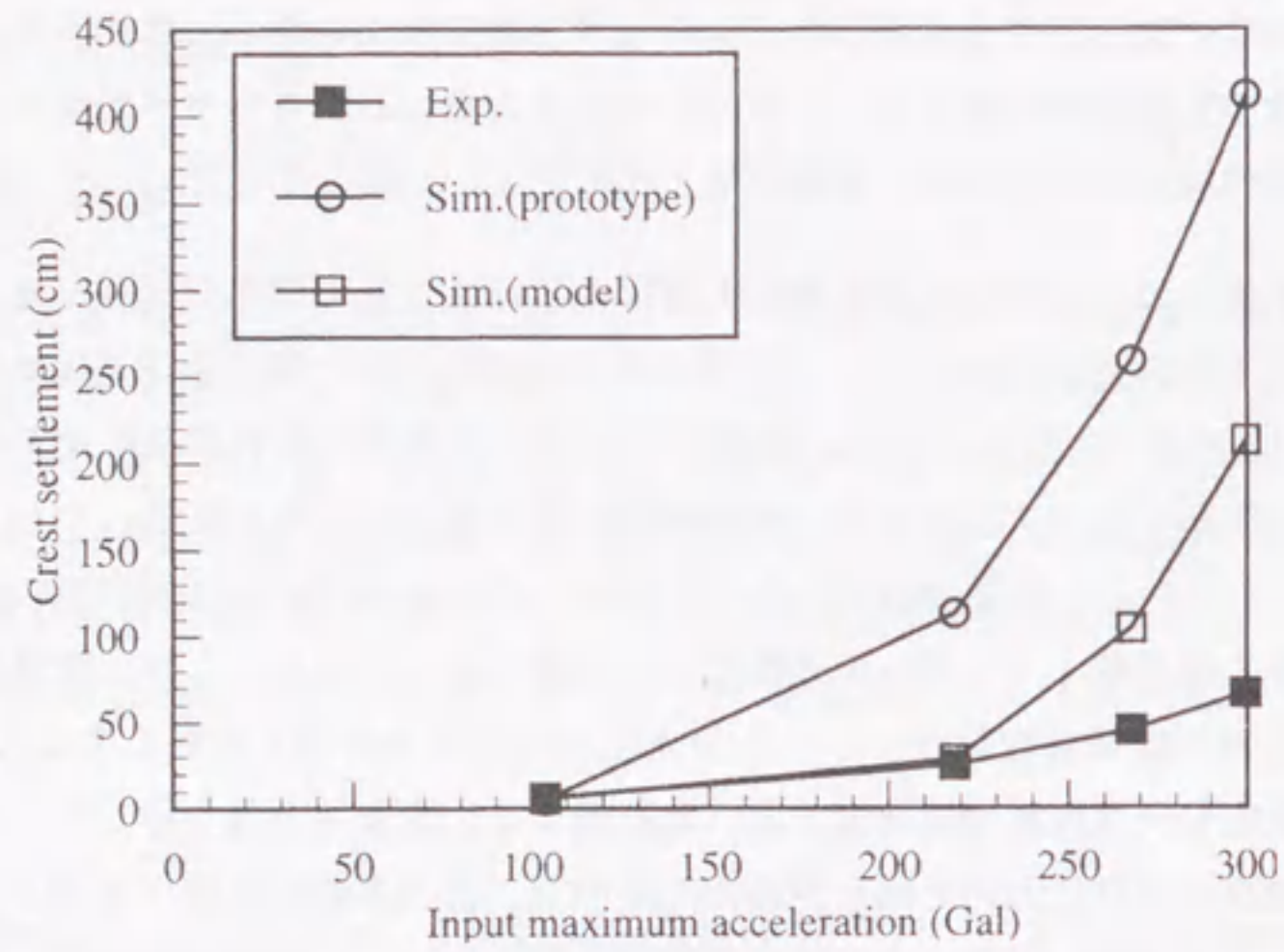


図 5.22 最大加振加速度と盛土天端沈下量の関係

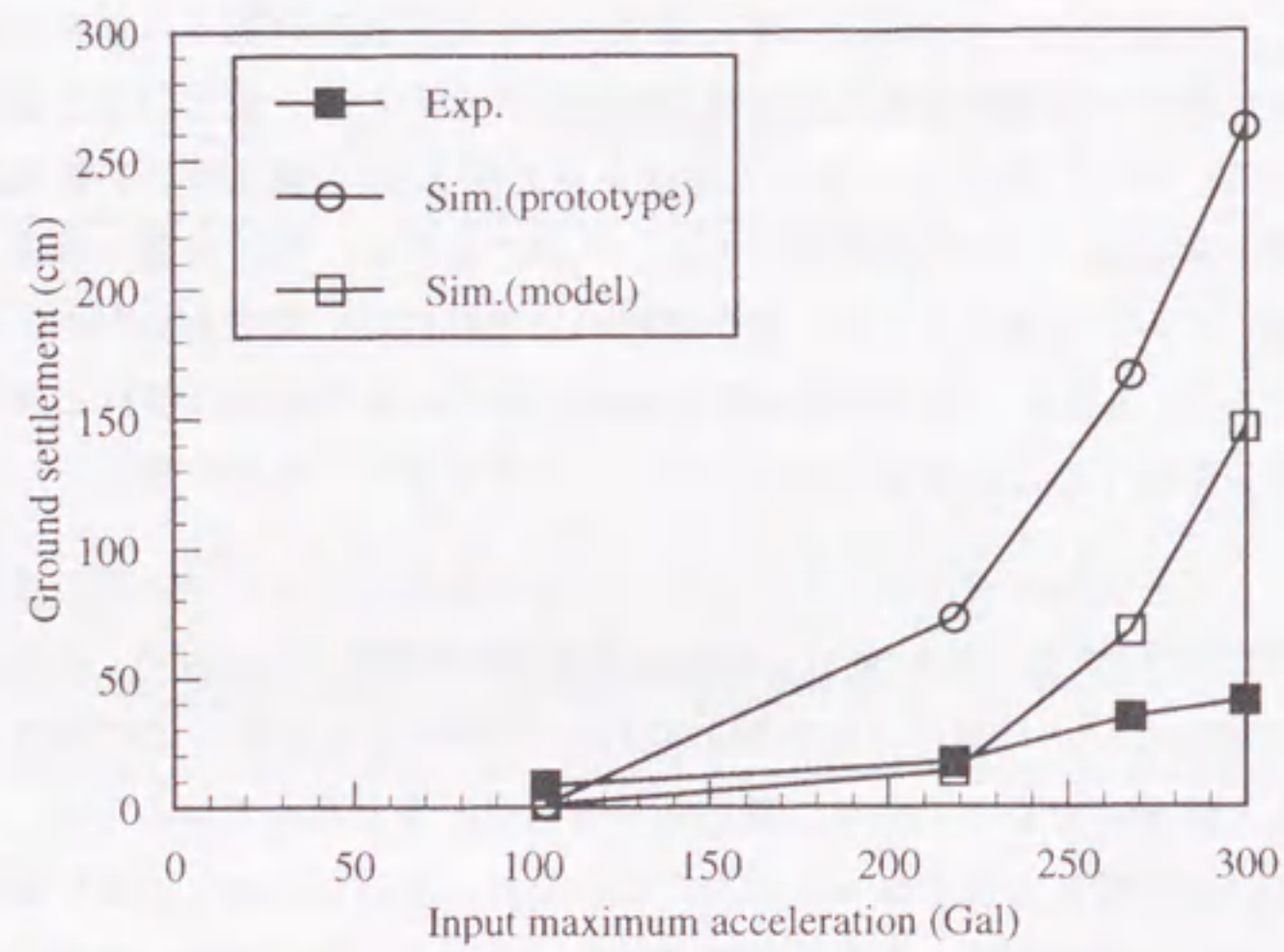


図 5.23 最大加振加速度と基礎地盤沈下量の関係

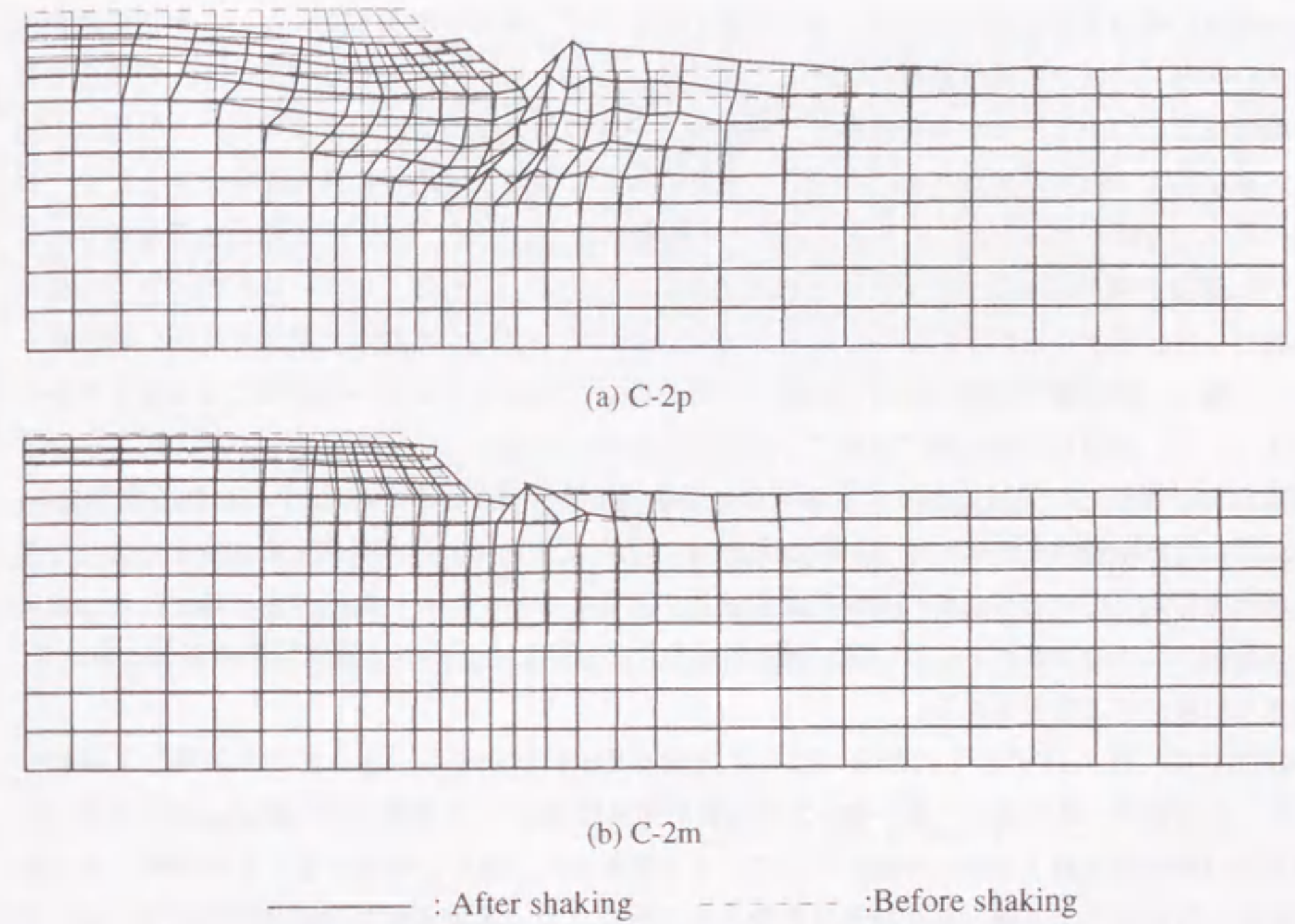


図 5.24 解析による加振後の変形図

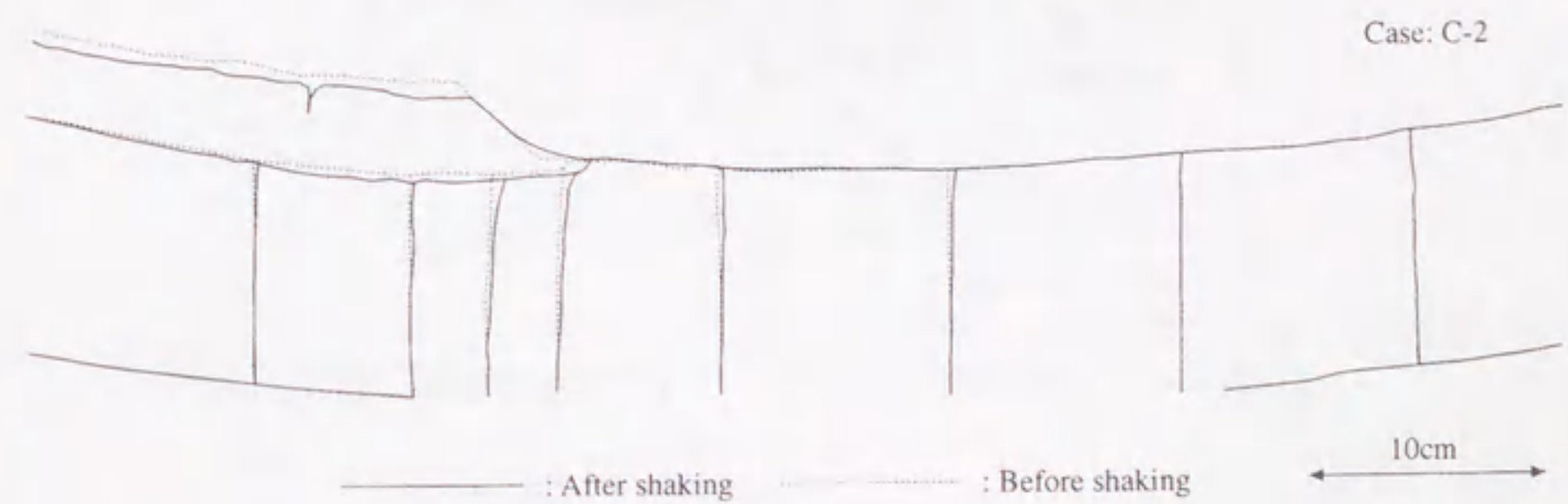


図 5.25 実験による加振後の変形図 (松尾ら, 1997)



変形モードとは異なるものである。

■動的強度の荷速度依存性の影響 遠心力場の解析では、荷周波数 60Hz という非常に荷速度の速い状態での粘土の変形挙動を扱うことになる。しかしながら、荷周波数 60Hz の場合の粘土の動的強度について、モデルの繰返し三軸結果との比較による検証はできていない。粘性土の繰返し三軸試験では荷周波数が高くなると、荷に対して間隙水圧応答に遅れが発生するため、供試体に発生する間隙水圧を正しく測定することが困難となる。実際、図 5.19 の動的強度曲線で示した 1.0Hz 程度の荷周波数が限界といわれている。このため、これ以上の高い荷周波数での粘性土の動的強度に関する室内試験結果はほとんど報告されていない。実際の地震波には高い周波数も含まれており、構造物や地盤の応答に影響する周波数は 1.0Hz よりも高い周波数となる場合も多いと考えられる。繰返し三軸試験において、間隙水圧応答の測定については目をつぶり、応力-ひずみ関係のみに着目した試験により、さらに高い荷周波数で繰返し試験を行うことが必要である。一方、用いた弾粘塑性モデルでは 3.3 節の図 3.14 に示したように、ひずみ速度の対数と応力比の関係に線形を仮定している。このため、荷周波数が大きくなるにつれ、動的強度は無限に増加することになる。この関係がどのくらい高い荷周波数まで適用できるのか、室内試験の実施と併せて、今後さらに検討する必要がある。

本研究では、図 3.14 に示した関係が荷周波数 60Hz においても、成り立つと仮定して解析を行った。その結果、荷速度の速い遠心力場（荷周波数 60Hz）の動的強度（繰返し回数が 20 回）は重力場（荷周波数 1.2Hz）の動的強度の約 1.4 倍もあり、遠心力場を対象とした解析と重力場を対象とした解析では、得られた結果は異なるものとなった。基礎地盤中の間隙水圧応答、盛土天端および基礎地盤の沈下量そして模型全体の変形モードのどれをみても、実際の現象をそのまま再現した遠心力場を対象とした解析の方が実験結果をよりよく再現できることが分かった。

## 5.4 北海道南西沖地震における河川堤防の被災事例の解析

ここでは、1993 年北海道南西沖地震で被災した後志利別川の河川堤防を対象とする。比較的距離にありながら被災程度の大きく異なった二つの断面を対象として、実際の盛土天端の沈下量と解析結果を比較し、解析手法の検証を行う。ここでの解析では 5.2 節および 5.3 節で検証した砂の繰返し弾塑性モデルと粘土の繰返し弾粘塑性モデルを用いている。解析を通じて、盛土の破壊形状や粘土層が盛土構造物の変形に与える影響について考察する。また、軟弱粘性土地盤上の盛土の安定管理手法を応用し、液状化層の水平変位に着目した盛土の地震時安定性評価手法を提案する。

### 5.4.1 被災堤防

北海道南西沖地震（1993 年）で被災を受けた後志利別川の震央との位置関係（金子ら、1994）を図 5.26 に示す。震央からは 100km 圏内にあり、付近で観測された最大加速度から推定すると、地表面での最大加速度は 200gal 以上であったと思われる。本河川の堤防は堤高が 3.0~6.0m、法勾配が 1:1.8~2.0 程度の盛土である。被害形態は写真 5.1(北海道開発局、1994) に示すように堤体縦断方

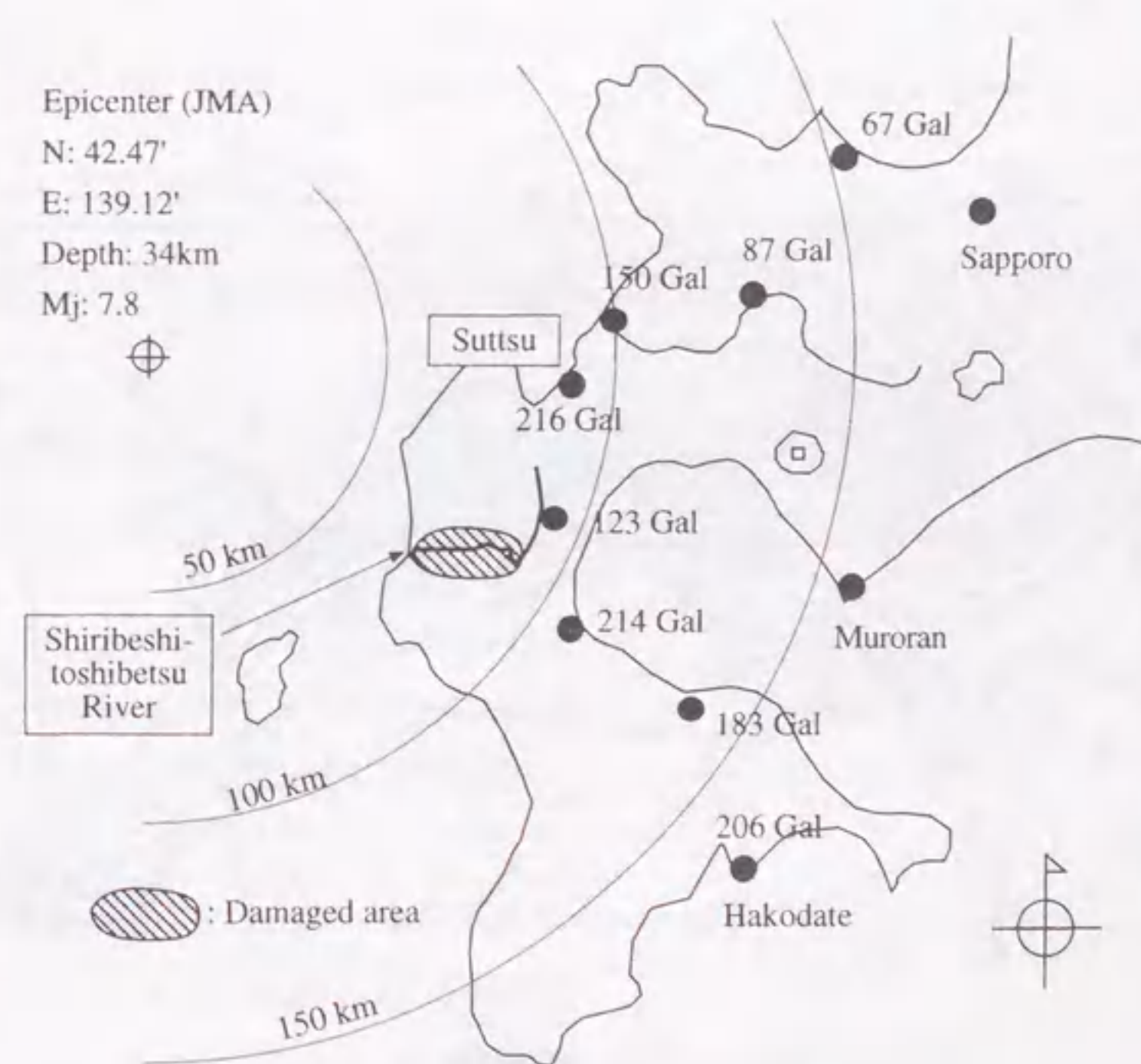


図 5.26 後志利別川と地表面の最大加速度（金子ら、1994）





写真5.1 被災堤防付近の様子 (北海道開発局, 1994)

向のクラック、天端部分の大きな陥没であり、天端の沈下量が2.0mを越えるような地点もある。  
 解析対象は図5.27に示す真栄橋左岸上流地先 KP4.44 (No.1) および真栄橋左岸上流地先 KP5.00 (No.2) の2地点である。図には旧河道の位置および地震後の噴砂の跡 (Isoyama, 1994) も示している。No.1 地点は旧河道に位置しており、三日月湖周辺では噴砂が確認されている。両地点の地盤状況および堤体の形状を図5.28に示す。断面 No.1 では写真5.1 (北海道開発局, 1994) に示す

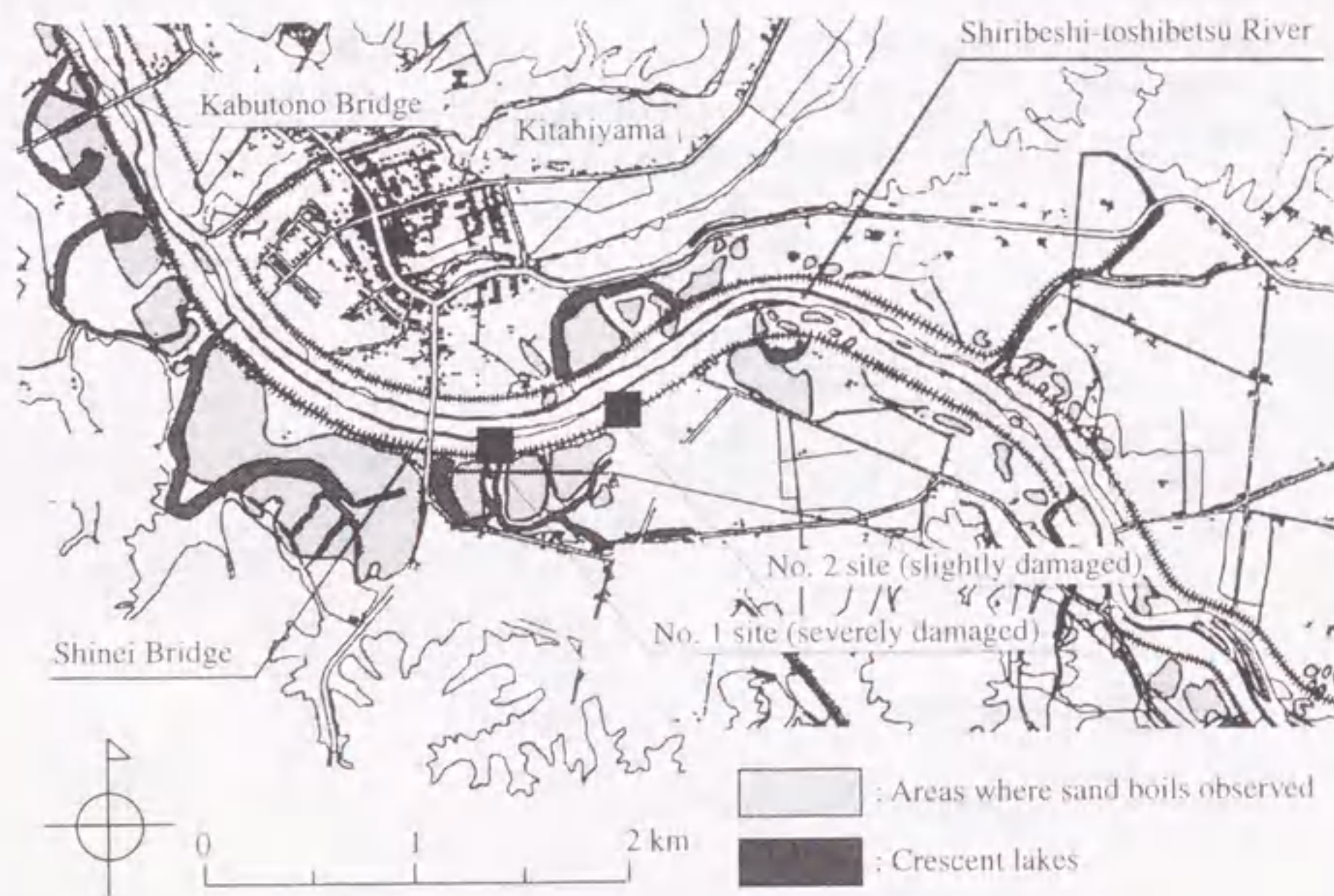
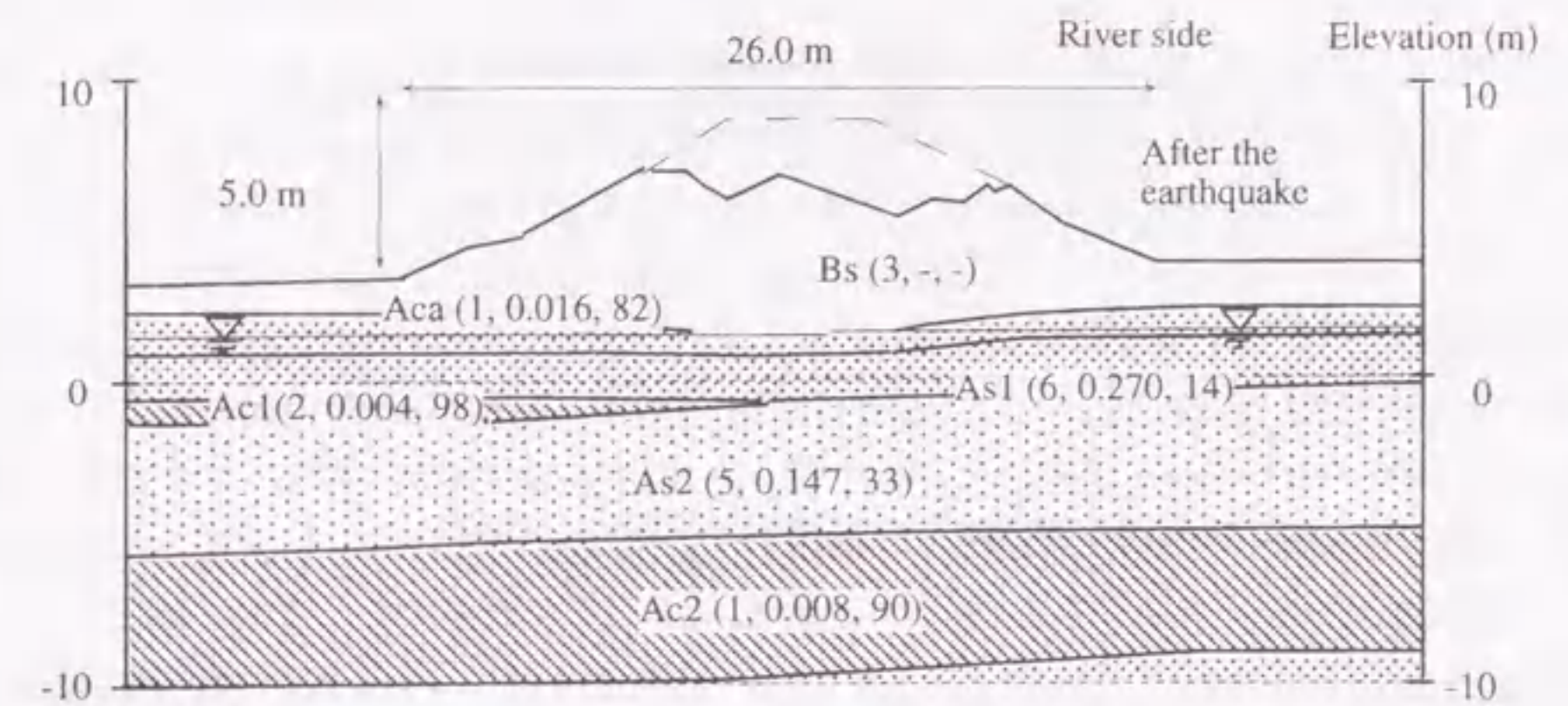
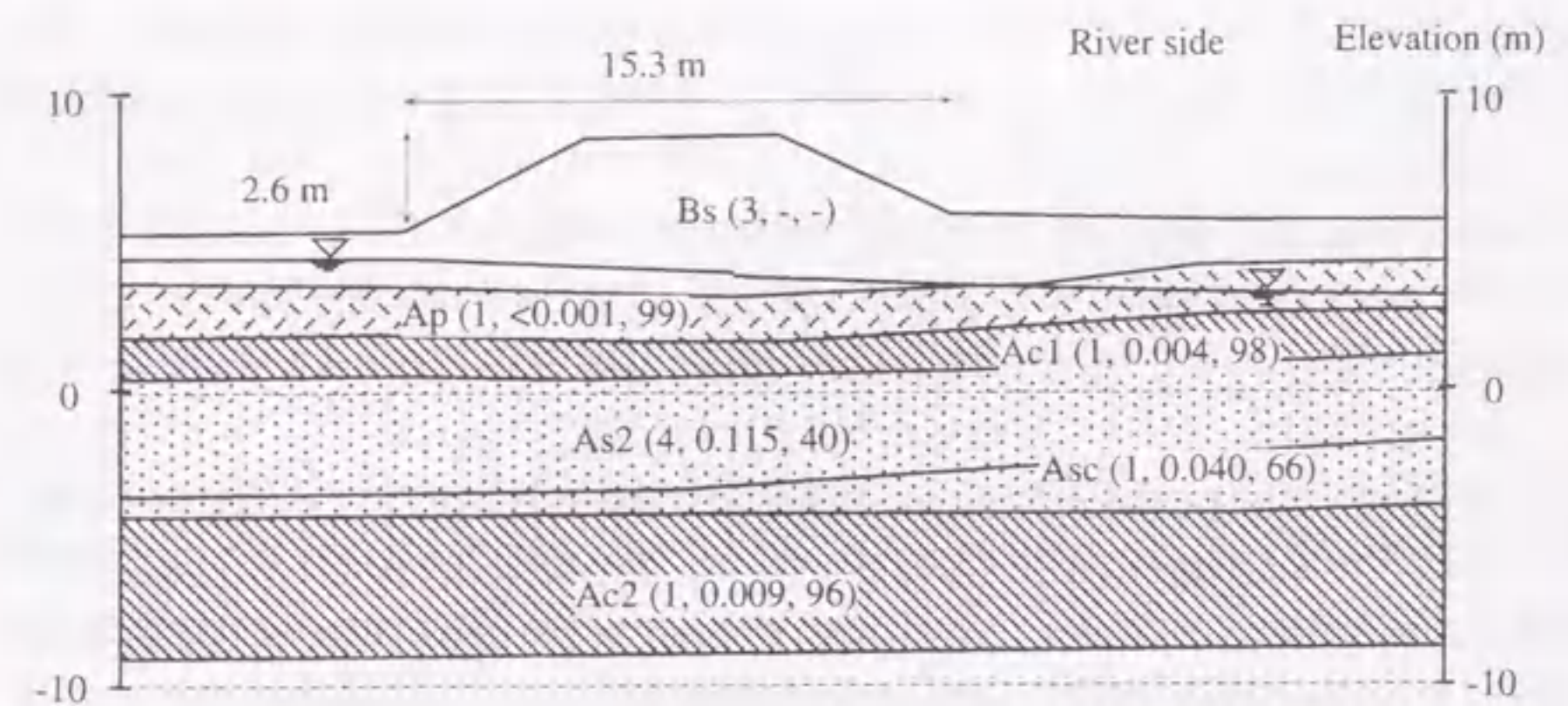


図5.27 被災堤防の付近の微地形 (Isoyama, 1994)



(a) at No.1 site



(b) at No.2 site

: Sandy soil layers   
 : Clay layers   
 : Peat layers

Notes (N, D<sub>50</sub>, F<sub>c</sub>)

N : Averaged SPT N-values (blows/0.3m), D<sub>50</sub> : Averaged mean grain size (mm),

F<sub>c</sub> : Averaged fines content (%)

図5.28 被災堤防の土層構成



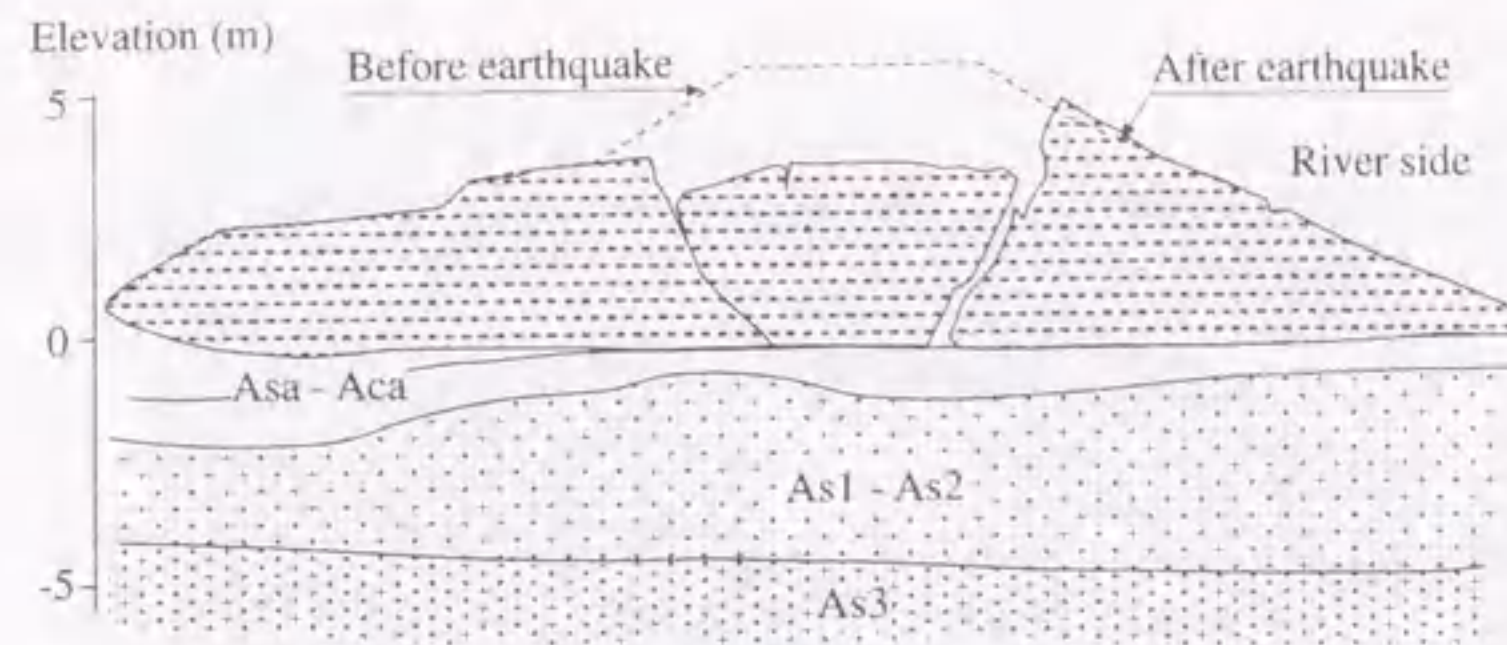


図 5.29 被災堤防の開削断面 (佐々木, 1998)

ような大きな被害を受けており、堤防天端の沈下量は約 2.7m である。一方、No.2 地点では目立った被害は観測されておらず、堤防沈下量はほとんど 0 である。この両地点は約 500m しか離れていないにもかかわらず、被災量に大きな隔たりがみられる。No.1 地点では地表面付近から緩い砂質土層が 8m 程度堆積している。一方、No.2 では地表面付近から粘性土層が 4.5m 程度堆積し、その下に緩い砂質土層が 5.0m 程度堆積している。このように、両地点では地表面付近の土層構造が異なることに特徴がある。

また、当地点では地震後の地盤の永久変形量が航空写真を用いて測量されている (Isoyama, 1994)。この結果によると旧河道に位置する No.1 付近では堤防の尻部で堤中央から堤内方向に約 1.5 メートルの水平変位が発生しており、微地形に依存した広範囲な地盤の側方流動も大きな被災量の一因となっている可能性もある。

当該地点より下流側でも後志利別川流域の河川堤防は大きな被害を受けており、KP0.865 地点での兜野築堤において、被災堤防の開削調査が行われている。兜野築堤 (KP0.865) での被災堤防の開削断面図 (佐々木, 1998) を図 5.29 に示す。堤防天端の沈下量は約 2m であり、解析対象断面 No.1 と同オーダーの沈下が生じている。堤防天端の両側ののり肩付近に大きな縦断方向のクラックが入り、天端を含む盛土中央部が陥没するように沈下している。そのクラックは逆ハの字型で基礎地盤まで達している。また、堤防ののり先付近では噴砂が観測されている。盛土直下の As1~As2 層は N 値が 15 未満の砂層であり、これらの層の液状化が被害の原因となっていると思われる。この断面での地層構成や盛土形状は、解析対象である断面 No.1 地点と類似しており、また、写真 5.1 や図 5.28 に示した被災後の堤防天端の様子とも類似している。解析対象地点では開削調査は行われていないが、地層構成や盛土形状から推測すると、おそらく図 5.29 に示すような破壊形態であったと思われる。

#### 5.4.2 解析条件

堤体 (図 5.28 中の Bs)、砂質土層 (図 5.28 中の Aca, As1, As2, Asc) には砂の繰返し弾塑性モデル、粘性土層およびピート層 (図 5.28 中の Ac1, Ac2, Ap) には粘土の繰返し弾粘塑性モデルを用いてモデル化する。各地点での各土層に対して設定したパラメータを表 5.5 に示す。表 5.5 において、密度から硬化パラメータまでのパラメータは一般的な弾塑性モデルで用いられているパラメータであるが、それ以外のパラメータは本モデル固有のパラメータである。密度、間隙比、変相応力比および破壊応力比は各土層の物理試験および不攪乱試料を用いた非排水三軸試験の結果から設定した。透水係数は物理試験から得られた 20% 粒径より Creager の図表 (Creager ら, 1944) を用いて推定した。初期せん断弾性係数は各地点で行われた PS 検層の結果から得られたせん断波速度と密度より算定した。ただし、Bs 層についてはせん断波速度の計測データがないため、平均 N 値より道路橋示方書 (日本道路協会, 1996) の算定式を用いて初期せん断弾性係数を推定した。圧縮指数および膨潤指数については土質試験結果が不足しているため、膨潤指数については砂質土 0.0025、粘性土 0.05 とし、圧縮指数はそれぞれ 10 倍の値とした。これらの値が当該地盤での土質に対して適切な値であるかどうかは不明であるが、後の要素シミュレーションにおいて、これらのパラメータ値を用いてモデル全体の挙動を室内試験結果をもとに検証することから、このような経験的な値を用いることとした。ただし、砂質土でも細粒分含有率の多い土層 (Aca, Asc) については粘土層 (Ac1, Ac2, Ap) と同じ値を設定した。表 5.5 の硬化パラメータ以下のパラメータについては、直接設定するための土質調査が十分ではないため、ここでは要素シミュレーションにより設定した。その際、砂質土層については振動三軸試験から得られた液状化強度、粘性土層については振動三軸試験から得られた動的変形特性 (載荷速度を考慮) を再現できるようにパラメータを設定した。砂質土については、まず標準的なダイレイタンシーパラメータ、規準ひずみの値を用い、硬化パラメータを調整してモデルの大まかな挙動を設定した。その後、モデルの液状化強度曲線が室内試験結果と一致するようにダイレイタンシーパラメータを調整した。また、変相線到達後のひずみの発生傾向が室内試験結果を再現できるように規準ひずみを調整した。一方、粘性土については、粘塑性パラメータを設定できる室内試験結果がないため、標準的な粘塑性パラメータの値を用い、モデルが室内試験結果を再現できるように、硬化パラメータを調整した。この動的変形試験のシミュレーションでは、室内試験での載荷速度を考慮しているため、標準的な粘塑性パラメータを使用しているものの、動的変形試験での粘土のひずみ速度依存性を考慮した形で硬化パラメータは設定されることになる。堤体については、不飽和土であり液状化のような急激な剛性低下はみられないことから、変相線到達後の剛性低下は無視した。また、ダイレイタンシーも無視した。No.1、No.2 の砂質土層に対する室内試験で得られた液状化強度および弾塑性モデルにより設定した液状化強度を図 5.30 に示す。室内試験、シミュレーションとも破壊基準は両振幅ひずみ 5% である。用いた砂の繰返し弾塑性モデルは設定したパラメータのもとで室内試験で得られた液状化強度曲線をよく再現している。

解析モデルは図 5.28 の堤体形状および土層構成をもとに、Ac2 層下面を剛基盤として作成した。両地点の FEM モデルを図 5.31 に示す。モデル両端には要素幅 100m の要素 (要素の両端を等変位

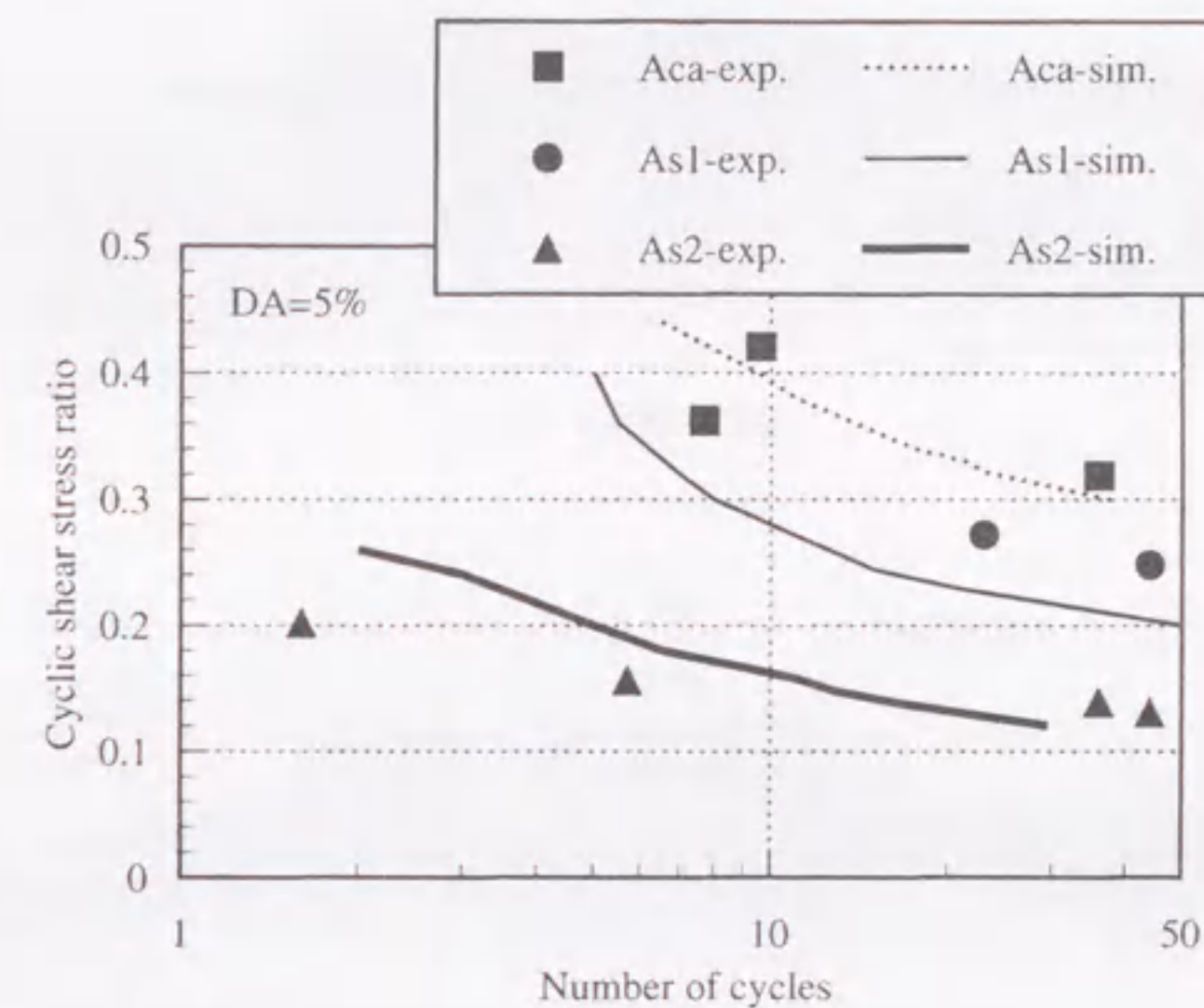


表5.5 モデルパラメータ一覧  
(a) No.1 site

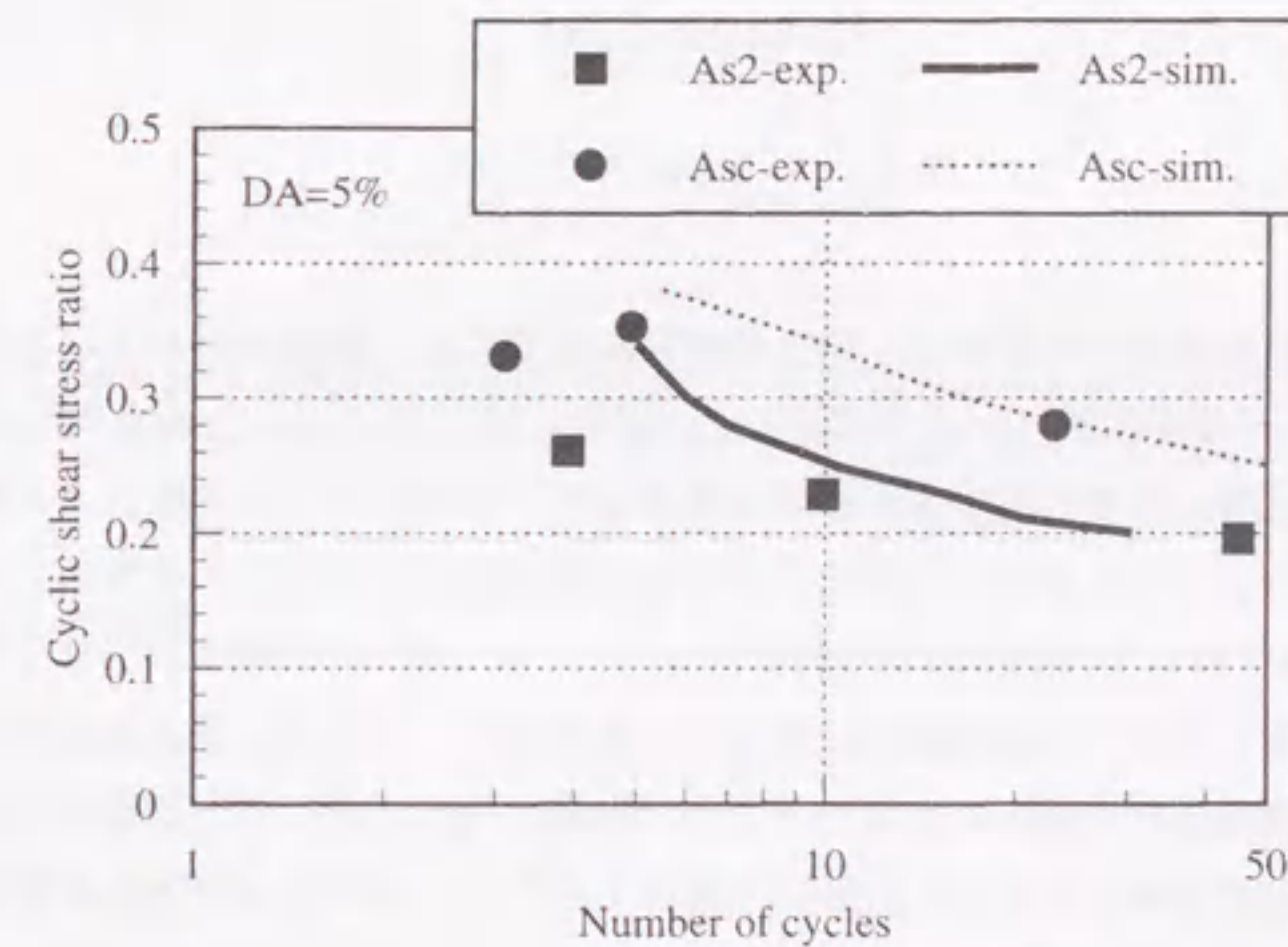
| Name of soil profile              |                            | Bs     | Aca     | As1     | Ac1     | As2     | Ac2     |
|-----------------------------------|----------------------------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Density                           | $\rho$ (t/m <sup>3</sup> ) | 1.6    | 1.55    | 1.65    | 1.15    | 1.7     | 1.45    |
| Initial void ratio                | $e_0$                      | 0.8    | 2.1     | 1.0     | 4.6     | 1.1     | 2.6     |
| Coefficient of permeability       | $k$ (m/s)                  | -      | 1.0E-08 | 2.0E-06 | 1.0E-08 | 2.0E-06 | 1.0E-08 |
| Compression index                 | $\lambda$                  | 2.5E-2 | 5.0E-1  | 2.5E-2  | 5.0E-1  | 2.5E-2  | 5.0E-1  |
| Swelling index                    | $\kappa$                   | 2.5E-3 | 5.0E-2  | 2.5E-3  | 5.0E-2  | 2.5E-3  | 5.0E-2  |
| Initial shear velocity            | $V_s$ (m/s)                | 115    | 120     | 150     | 120     | 250     | 150     |
| Initial shear modulus ratio       | $G_s/\sigma'_m$            | 571    | 1170    | 1498    | 693     | 2542    | 563     |
| Failure stress ratio              | $M_f$                      | 0.98   | 1.49    | 1.3     | 1.83    | 1.31    | 0.92    |
| Phase transformation stress ratio | $M_m$                      | 0.91   | 1.26    | 0.98    | 1.83    | 0.98    | 0.92    |
| Hardening parameter               | $B_0$                      | 2331   | 1000    | 5000    | 1500    | 1000    | 2000    |
| For sandy soils                   |                            |        |         |         |         |         |         |
| Control parameter of anisotropy   | $C_d$                      | 2000   | 2000    | 2000    |         | 2000    |         |
| Reference strain parameter        | $\gamma_r^p$               | -      | 0.2     | 0.002   |         | 0.005   |         |
| Reference strain parameter        | $\gamma_r^e$               | -      | 0.2     | 0.02    |         | 0.005   |         |
| Dilatancy parameter               | $D_0$                      | 0.0    | 1.0     | 1.0     |         | 1.0     |         |
| Dilatancy parameter               | $n$                        | 0.0    | 4.0     | 5.0     |         | 2.0     |         |
| For cohesive soils                |                            |        |         |         |         |         |         |
| Viscoplastic parameter            | $m'_0$                     |        |         |         | 18.5    |         | 18.5    |
| Viscoplastic parameter            | $C_{01}$ (1/s)             |        |         |         | 3.0E-07 |         | 3.0E-07 |
| Viscoplastic parameter            | $C_{02}$ (1/s)             |        |         |         | 7.5E-08 |         | 7.5E-08 |

(b) No.2 site

| Name of soil profile              |                            | Bs     | Ap      | Ac1     | As2     | Asc     | Ac2     |
|-----------------------------------|----------------------------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Density                           | $\rho$ (t/m <sup>3</sup> ) | 1.6    | 1.1     | 1.15    | 1.7     | 1.65    | 1.45    |
| Initial void ratio                | $e_0$                      | 0.8    | 10.4    | 4.6     | 1.3     | 1.4     | 2.5     |
| Coefficient of permeability       | $k$ (m/s)                  | -      | 1.0E-08 | 1.0E-08 | 2.0E-06 | 5.0E-08 | 1.0E-08 |
| Compression index                 | $\lambda$                  | 2.5E-2 | 5.0E-1  | 5.0E-1  | 2.5E-2  | 5.0E-1  | 5.0E-1  |
| Swelling index                    | $\kappa$                   | 2.5E-3 | 5.0E-2  | 5.0E-2  | 2.5E-3  | 5.0E-2  | 5.0E-2  |
| Initial shear velocity            | $V_s$ (m/s)                | 115    | 100     | 120     | 250     | 150     | 150     |
| Initial shear modulus ratio       | $G_s/\sigma'_m$            | 1039   | 675     | 934     | 3660    | 1677    | 667     |
| Failure stress ratio              | $M_f$                      | 0.98   | 1.83    | 1.83    | 1.3     | 1.38    | 1.38    |
| Phase transformation stress ratio | $M_m$                      | 0.91   | 1.83    | 1.83    | 0.98    | 0.98    | 1.38    |
| Hardening parameter               | $B_0$                      | 4242   | 1500    | 1500    | 4500    | 600     | 2000    |
| For sandy soils                   |                            |        |         |         |         |         |         |
| Control parameter of anisotropy   | $C_d$                      | 2000   |         |         | 2000    | 2000    |         |
| Reference strain parameter        | $\gamma_r^p$               | -      |         |         | 0.002   | 0.2     |         |
| Reference strain parameter        | $\gamma_r^e$               | -      |         |         | 0.02    | 0.2     |         |
| Dilatancy parameter               | $D_0$                      | 0.0    |         |         | 1.0     | 1.0     |         |
| Dilatancy parameter               | $n$                        | 0.0    |         |         | 4.0     | 4.0     |         |
| For cohesive soils                |                            |        |         |         |         |         |         |
| Viscoplastic parameter            | $m'_0$                     |        | 18.5    | 18.5    |         |         | 18.5    |
| Viscoplastic parameter            | $C_{01}$ (1/s)             |        | 3.0E-07 | 3.0E-07 |         |         | 3.0E-07 |
| Viscoplastic parameter            | $C_{02}$ (1/s)             |        | 7.5E-08 | 7.5E-08 |         |         | 7.5E-08 |



(a) at No.1 site



(b) at No.2 site

図5.30 砂質土の液状化強度



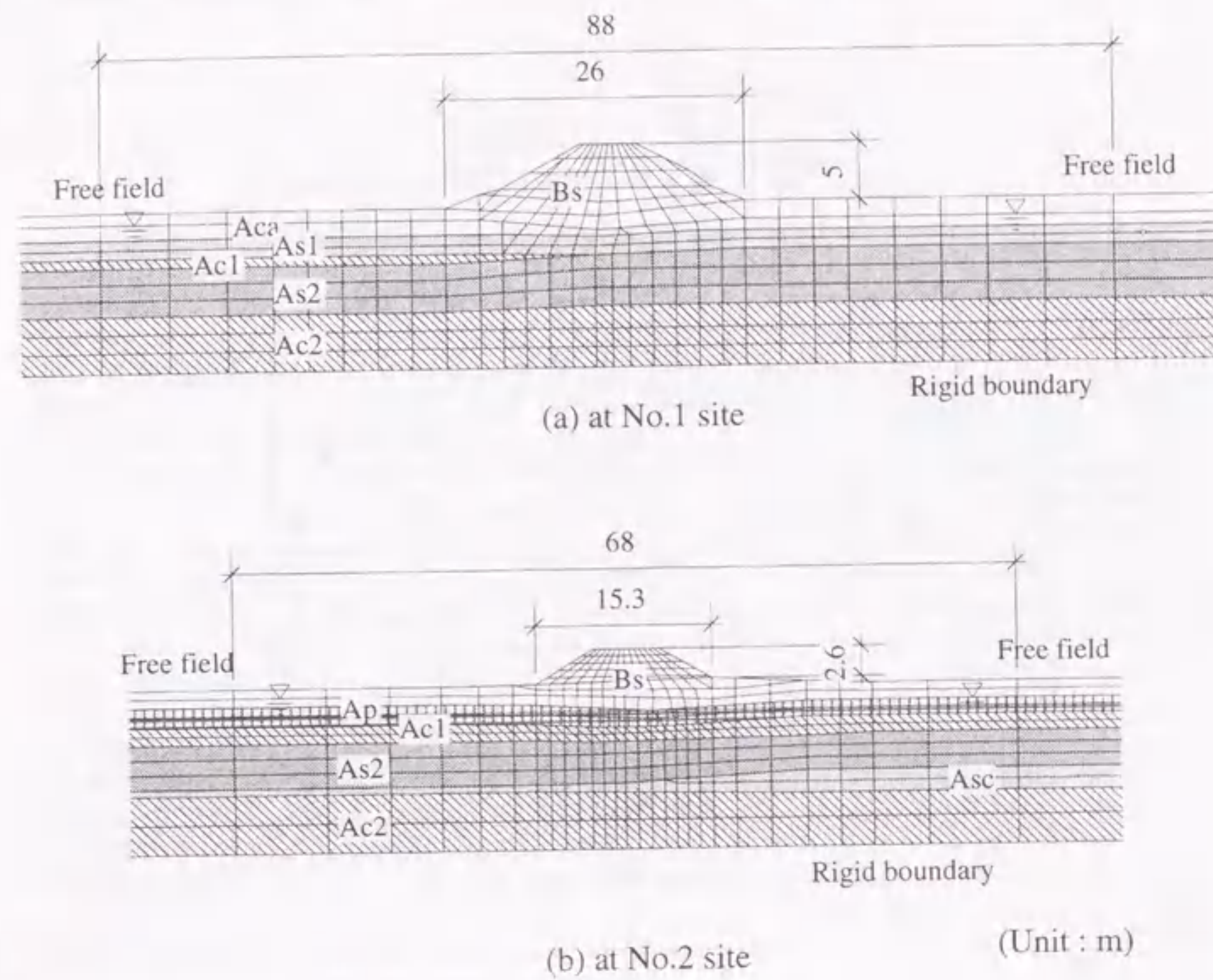


図 5.31 FEM モデル

として自由地盤に近似させた) を設けて、側方の影響を低減した。基礎地盤および堤体の初期応力状態は、5.2 節で用いた手法と同じ手法で算定した。解析には、Drucker-Prager 型の降伏曲面をもつ弾完全塑性モデルを用いた静的自重解析専用の解析コードを用いた。この際、せん断弾性定数は初期せん断弾性係数の 1/2 としたものを採用し、ポアソン比は 0.333 とした。破壊角には動的解析と同じ値を設定した。5.2 節の遠心模型実験の解析において、せん断弾性係数は式 (5.1) により地盤内応力に応じて逐次更新したが、当該地盤では様々な土層が存在しており、各土層に対して平均有効応力とせん断弾性係数の適切な関係式を用いることは困難である。そこで、初期応力解析過程における、せん断弾性係数の拘束圧依存性を簡易的に表現するため、初期せん断弾性係数の 1/2 の値を用いて初期応力解析を行った。

入力動には、共通の工学的基盤をもつ両地点の地盤モデルを用いて次元重複反射理論により Ac2 層下面で抽出した波形 (E+F) を用いた。この工学的基盤での入力地震動には、寿都 (図 5.26 参照) での観測波形 (石川, 1993) を工学的基盤面まで引き戻した波形に距離減衰を考慮したものを採用している。No.1, No.2 の解析に用いた入力動の波形を図 5.32 に示す。解析時間ステップ増分は 0.001 秒とし、解析は 80 秒間行った。5.2 節での解析と同様に、粘性減衰として剛性比例型の

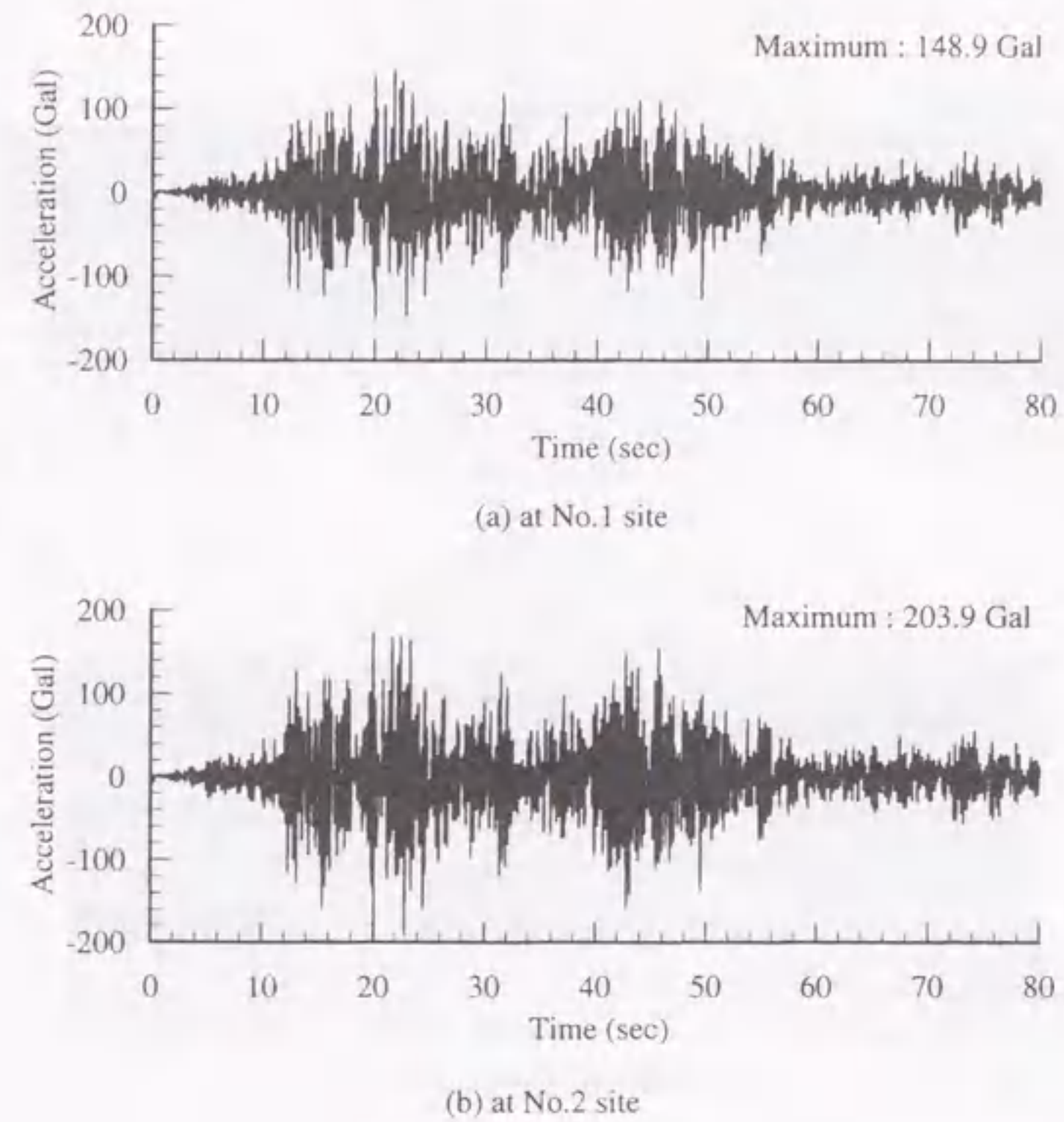


図 5.32 入力地震動

Rayleigh 減衰を採用し、その係数は減衰を 5% として各断面の初期状態での 1 次固有周期から算定した。

#### 5.4.3 解析結果と考察

No.1, No.2 のモデルの一部について最大応答加速度分布を図 5.33 に示す。いずれの地点でも最大加速度は Ac2 層で増幅し、砂質土層で減衰する傾向を示している。この減衰は後で示すように砂質土層の液状化に起因していると考えられる。No.1, No.2 について地震後の過剰間隙水圧比分布 (過剰間隙水圧を初期有効上載圧  $\sigma'_{v0}$  で正規化したもの) を図 5.34 に示す。No.1 地点では Aca 層の一部, As1 層および As2 層では、盛土直下部を除いて過剰間隙水圧比が 1 に達しており、液状化に至っている。堤体直下部の As1, As2 層では、5.2 節での動的遠心模型実験のシミュレーション結果と同様に、水平地盤の液状化に伴う側方変形の影響のため、過剰間隙水圧比が 1 に達していない部分もみられる。しかしながら、非液状化領域は盛土ののり尻直下部や盛土直下部の As1 層でみられ、その分布は図 5.15 に示した動的遠心模型実験のシミュレーション結果のように一様で明



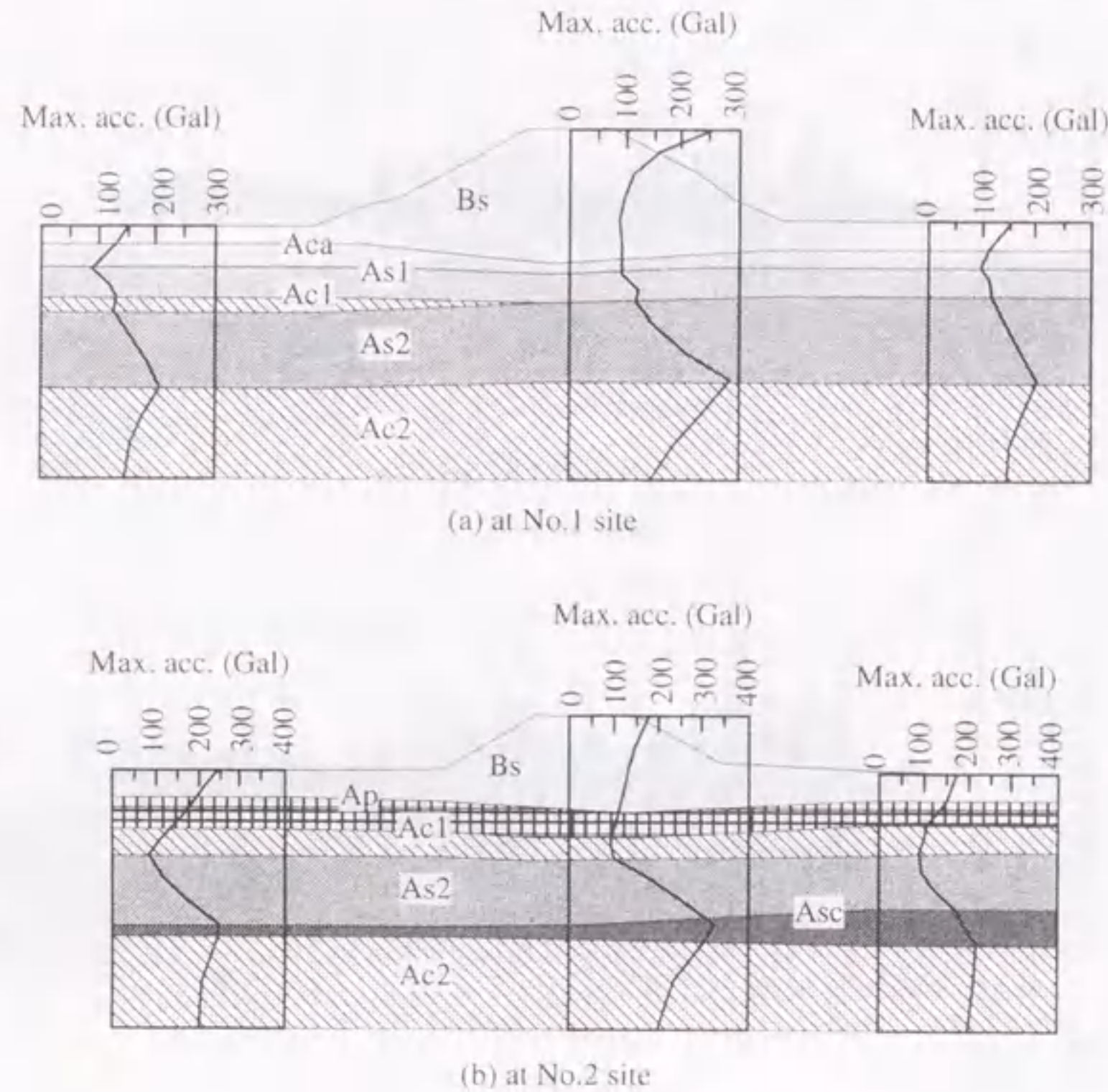


図5.33 最大応答加速度分布

確なものとは異なっている。実際の地盤では液状化強度の異なる複数の上層が存在しており、また盛土のスケールが動的遠心模型実験よりも大きい。非液状化領域の発生は初期応力状態や水平地盤の液状化の程度に影響されることから、実際の地盤と動的遠心模型実験では非液状化領域の分布が異なる結果になったと考えられる。No.2 地点では As2 層が液状化に至っているが、シルト分の多いため液状化強度の大きな Asc 層では完全液状化には至っていない。盛土直下部の過剰間隙水圧比は No.1 とは対照的に大部分で 1.0 に達している。これは堤体直下部の As2 層では Ap, Ac1 層が側方変形を拘束していること、入力加速度が No.1 地点よりもやや大きいことによると考えられる。No.1, No.2 について地震終了後の変形図を図 5.35 に示す。図中の数字は矢印の先端の節点での、矢印方向の変位量を示している。変形後と変形前のメッシュスケールは同一である。盛土直下地盤の土要素は鉛直方向に圧縮され、盛土から水平地盤方向へ側方変位が発生している。このような基礎地盤の変形に伴い盛土が沈下する結果となっている。5.2 節での動的遠心模型実験のシミュレーション結果と比較すると、変形量の大きさは模型実験よりもかなり大きなものであるが、液状化層の変形モードは模型実験と似ていることが分かる。No.1 地点では、実際の被災量（天端沈下量 2.7m）と比較すると、変形量の絶対値は小さいものの、1メートルを超える天端沈下量が再現され

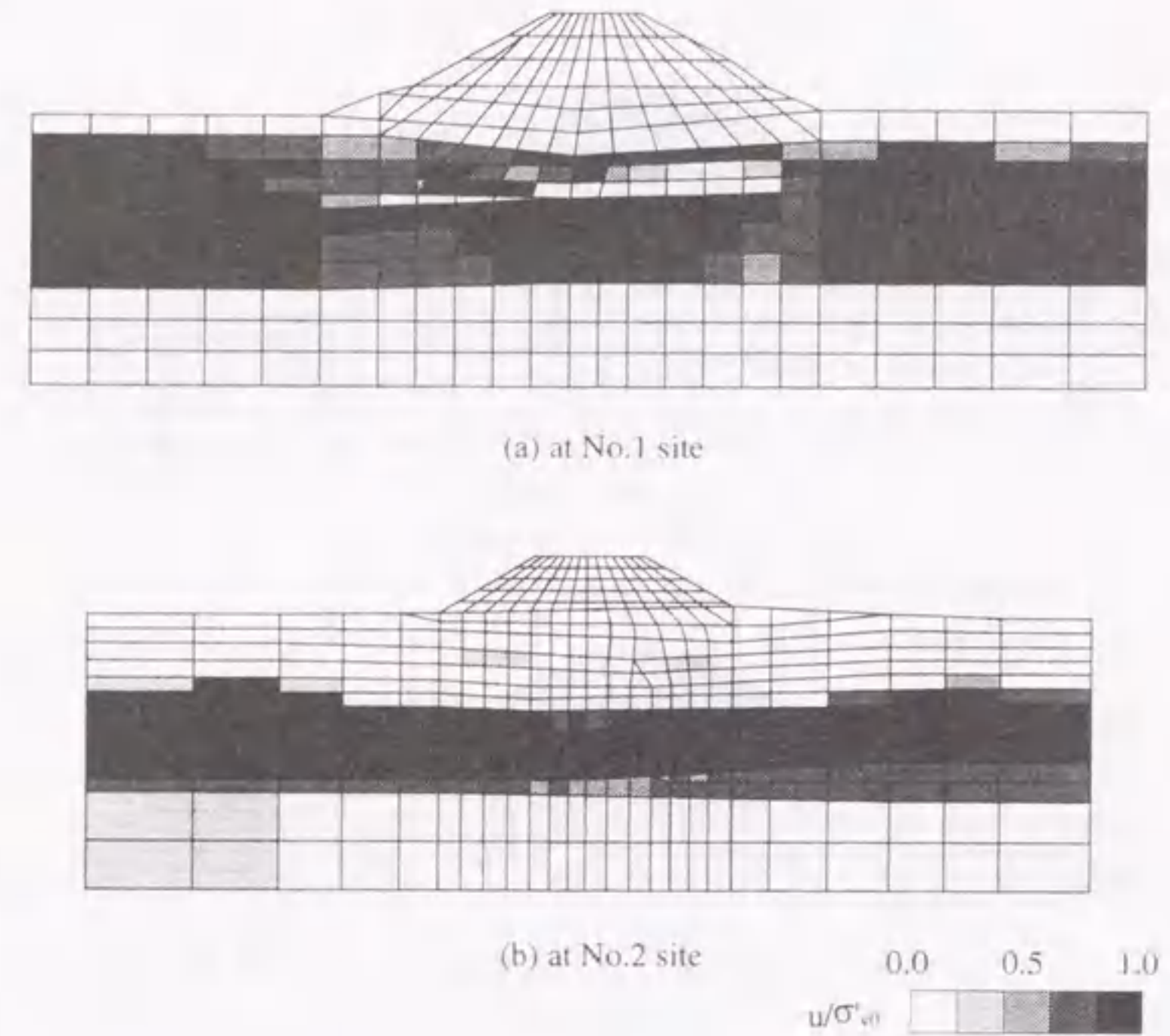


図 5.34 地震後の過剰間隙水圧比分布

ている。一方、No.2 地点では実際の被災量はほとんど計測されていないが、解析では約 20cm の天端沈下量が発生している。このように、解析結果は実際の被災量のように極端な差はないものの、両地点の被災量の差を定性的に表現できている。

No.2 地点において、解析は実際の堤防天端沈下量を過大評価する結果となっている。解析では粘性土層の下 As2 層が液状化に至っており、いくらかの変形が発生することは避けられないものと思われる。しかしながら、堤体自体の変形に着目すると、のり尻の水平変位や堤体自体の圧縮量は No.1 よりもかなり小さく、堤体の健全性は保たれている。砂質土層 (As2) は盛土直下部で液状化に至っているものの、その上部にある粘性土層 (Ap, Ac1) はわずかに変形しているのみである。地表面付近の Ap, Ac1 層は軟弱であるが、液状化のように極端な軟化は示さない。このため、粘土層は図 5.35 に示すように下部の As2 層の側方変形を抑制するような働きをすることになる。このような地表面付近の粘土層の存在が、No.2 での被災量を小さくした原因の一つであると思われる。したがって、No.2 での被災量の評価では、この Ap, Ac1 層の変形特性を適切に評価することが重要であると考えられる。

被害の大きかった No.1 地点において、解析で得られた盛土天端の沈下量は実際に計測された沈下量の半分程度であった。そこで、ここでは盛土の材料定数が盛土の沈下量に与える影響について検討する。堤体の材料に対する土質試験結果によると、場所によって粘土分や砂分の含有率はかな



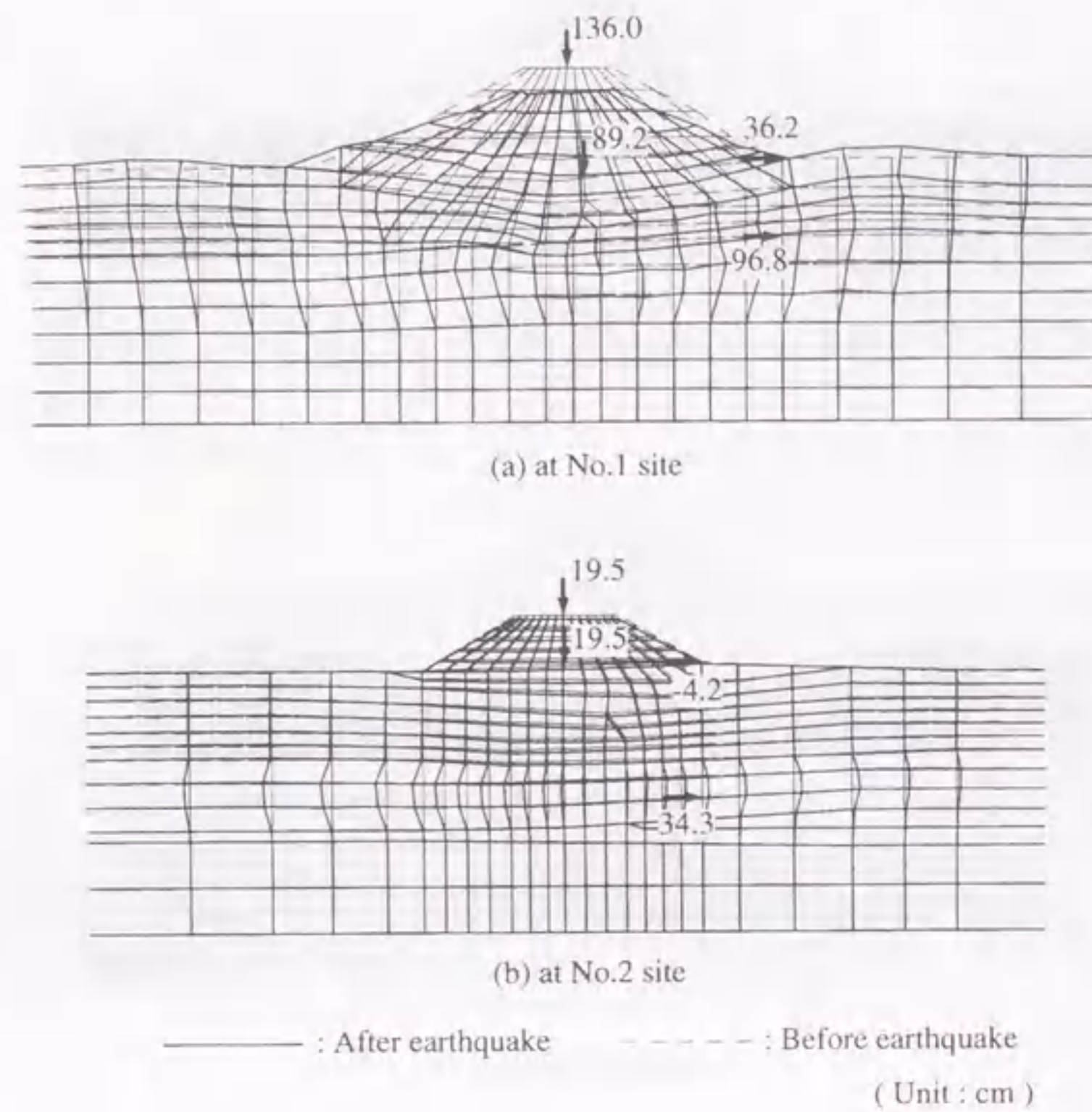


図 5.35 地震後の変形図

りばらついており、堤体材料の力学特性については不明な点が多い。解析において盛土は一様な物性値を有していると仮定したが、実際の盛土の変形特性を正確に再現することは困難である。盛土の材料定数は盛土の破壊形態や変形量に影響することが考えられる。そこで、盛土の剛性を変えたパラメトリックスタディを実施した。初期せん断波速度を表 5.5 に示したものの半分にした場合の地震後の変形図を図 5.36 に示す。図 5.35 と比較すると、堤体のり尻の水平変位や堤体の圧縮量は大きくなっているが、盛土天端の沈下量や全体的な変形モードは図 5.35 と大差のない結果となっている。さらに、盛土の内部摩擦角を小さくしたケースも解析を行ったが、天端沈下量はやや増加するものの、実際の被災量を再現するには至らなかった。このように、この被災堤防を対象としたシミュレーション結果では、盛土の剛性が基礎地盤も含めたモデル全体の変形に与える影響はさほど大きくないといえる。堤体の剛性を小さくしても、実際の大きな被災量や堤体のクラックを再現することは困難であり、より大きな変形を再現するにはより大きな基礎地盤の変形を再現する必要があると思われる。実際、堤防のり尻の水平変位の値(図 5.35 中では 47.9cm)は航空写真測量による値(約 1.5m)の 1/3 程度の値となっている。基礎地盤でさらに大きな変形が発生する場合には、盛

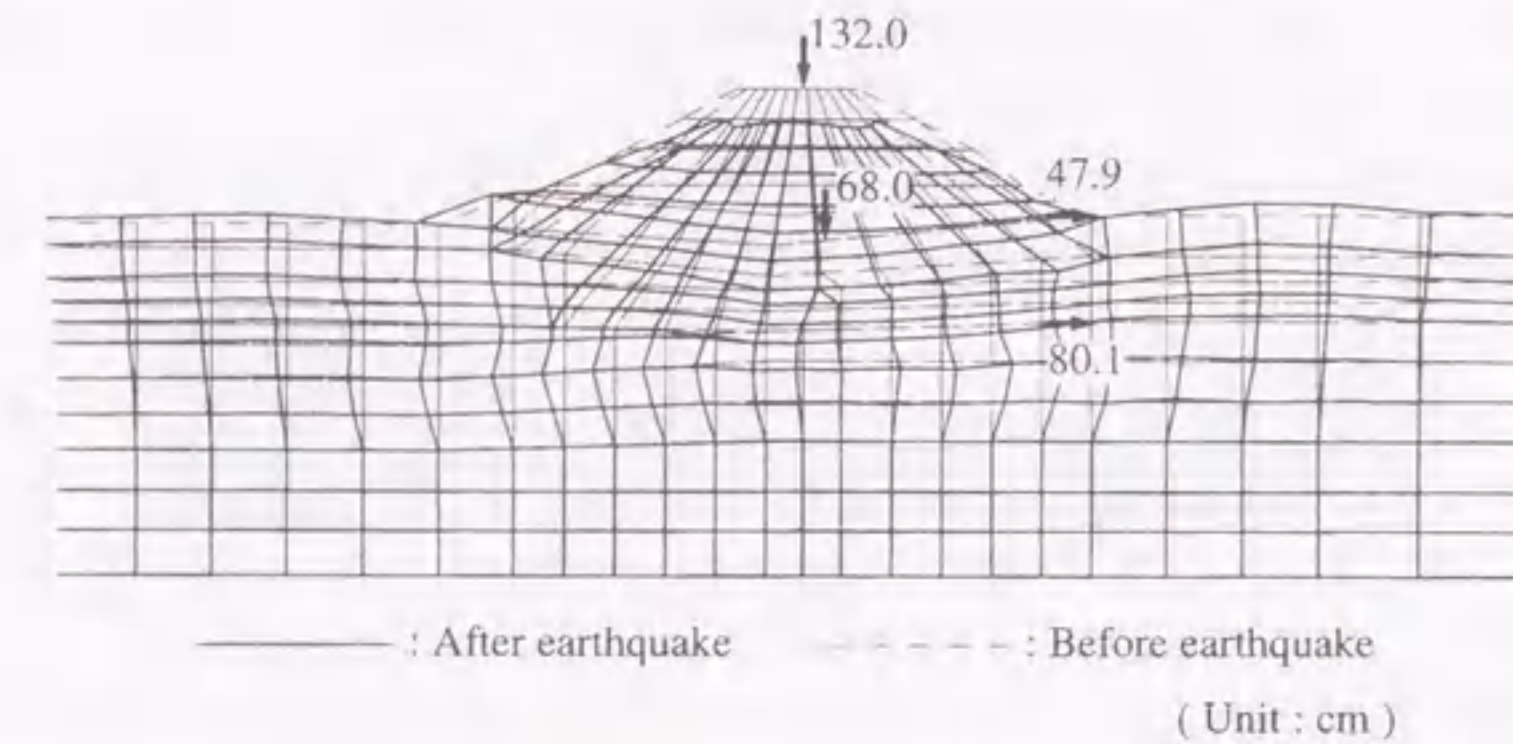


図 5.36 地震後の変形図(盛土の剛性小)

土の破壊領域(5.4.4 で詳述)に沿った不連続的な変形を再現する工夫も必要になると考えられる。

ここでは、実際の現象を再現するために、盛土の剛性を変えたパラメトリックスタディを実施したが、さらに他の要因についても検討の余地がある。模型実験のシミュレーションと比較すると、実際の被災堤防の解析ははるかに複雑であり、用いるデータにも多くの不確実性を含んでいる。例えば、入力地震動については、近傍での観測記録がなかったことから、被災堤防から約 50km も離れた地点での波形をもとに作成した。ここで用いた入力地震動は、解析地点での本来の入力地震動とは異なっていた可能性もある。なお、後に示す 5.5 節、5.6 節での解析では、解析地点近傍での波形を入力地震動として用いることで、入力地震動に対する不確実性を低減している。また、No.1 地点における盛土直下の砂質土層の鉛直ひずみは 20% を越えており、模型実験と比較するとかなり大きなものとなっている。模型実験での盛土直下地盤の鉛直ひずみは 5% 未満であり、この程度のひずみ領域における相対密度 60% 程度の豊浦砂の挙動については、用いたモデルは室内試験結果を定量的に再現することができる。被災事例の解析において、モデルは両振幅軸ひずみ 5% で定義された液状化強度を再現しているが、それ以上の大きなひずみをどのように表現するかについては、室内試験結果が十分でないこともあり、検討していない。基礎地盤の変形予測精度をさらに高めるには、今後、5% 以上の大ひずみ領域でのモデルの検証を進める必要があるものの、ここでの解析のように両振幅軸ひずみ 5% で定義された液状化強度を再現できるモデルを用いれば、No.1 と No.2 地点の異なる被災程度を定性的に再現することは可能であると思われる。

#### 5.4.4 盛土の破壊のメカニズム

被害の大きかった No.1 地点において、堤体には写真 5.1 に示すようにクラックが入り破壊に至っている。ここでは盛土の破壊形態に着目して、盛土のモデル化や基礎地盤(特に表層付近)の液状



化強度が盛土の破壊形態に与える影響などを考察し、盛土が破壊に至るメカニズムを考察する。

■盛土の破壊形態 No.1 地点における実際の堤体の破壊形態は、写真 5.1 に示すように堤防天端に大きな縦断方向のクラックが入り、天端部分が陥没するようにのり面よりも大きく沈下している。また、盛土の内部は図 5.26 に示すように逆ハの字型のクラックが発生している可能性がある。盛土直下地盤の挙動が動的遠心模型実験での挙動と同様であると仮定すると、この現象のメカニズムは以下のように説明することができる。盛土直下の基礎地盤は水平地盤の液状化の進行に伴い、水平方向に広がりながら鉛直方向に圧縮される。盛土は基礎地盤の変形に伴い沈下しながら側方へ広がっていくが、いずれは基礎地盤の変形に追従できなくなった部分が破壊に至る。盛土の部分的な破壊によりすべり線が発生し、分離した部分が陥没する。Sasaki ら (1997) はこの特徴的な堤体の破壊形態に着目し、その発生原因を解析的に検討している。解析は盛土のみを対象とし、自重のみを考慮した弾塑性 FEM 解析により行われている。この際、盛土直下地盤は完全液状化に至ると仮定し、盛土底面は水平方向には拘束せず、鉛直方向のみを拘束した境界条件のもとで解析を行っている。この解析の結果、盛土底面の水平方向の抵抗が失われることにより、盛土内の応力の再配分が生じ、その結果として盛土のり肩付近にクラックが発生することを示している。また、そのクラックの発生位置は盛土の強度定数や形状に依存することを示している。

このような盛土の破壊のプロセスについて、解析結果を通じて考察する。解析の結果得られた盛土および基礎地盤（盛土周辺のみ）の応力状態の変化を図 5.37 に示す。図は解析開始から 20、40 および 80 秒後の結果を示している。盛土を含めた地下水位（図中の破線）以浅の要素については要素安全率、地下水位以深の要素については相対有効応力比の分布を示している。ここで要素安全率  $F_s$  は次式で算定している。

$$F_s = M_f / \sqrt{\eta_{ij} \cdot \eta_{ij}} \quad (5.2)$$

$$\eta_{ij} = s_{ij} / \sigma'_m \quad (5.3)$$

ここに、 $M_f$  は破壊応力比、 $s_{ij}$  は偏差応力比テンソル、 $\sigma'_m$  は平均有効応力である。また、相対有効応力比  $R$  は次式で算定している。

$$R = 1 - \sigma'_m / \sigma'_{m0} \quad (5.4)$$

ここに、 $\sigma'_{m0}$  は初期平均有効応力であり、 $R$  が 1.0 に近づくほど要素は平均有効応力が失われ、液状化の状態に近づくことになる。先の図 5.34 では過剰間隙水圧比で表示したが、ここでは地盤の有効応力の変化をみるために相対有効応力比で表示した。基礎地盤の砂質土層においては、入力加速度が最大となる約 20 秒（図 5.32 参照）以降に液状化の範囲が拡大していることから、図 5.37 ではそれ以降の結果を示している。盛土に着目すると、20 秒後では要素安全率が 1.05 を下回る要素が所々に発生し、盛土内の応力状態に変化が見え始める。20 秒以降は盛土側方の基礎地盤の液状化により、盛土直下の基礎地盤は徐々に盛土側側へ広がるように変形し、同時に盛土は沈下し始める。このような基礎地盤の変形に伴い、40 秒後には盛土内にすべり線（要素安全率の小さい要素のつな

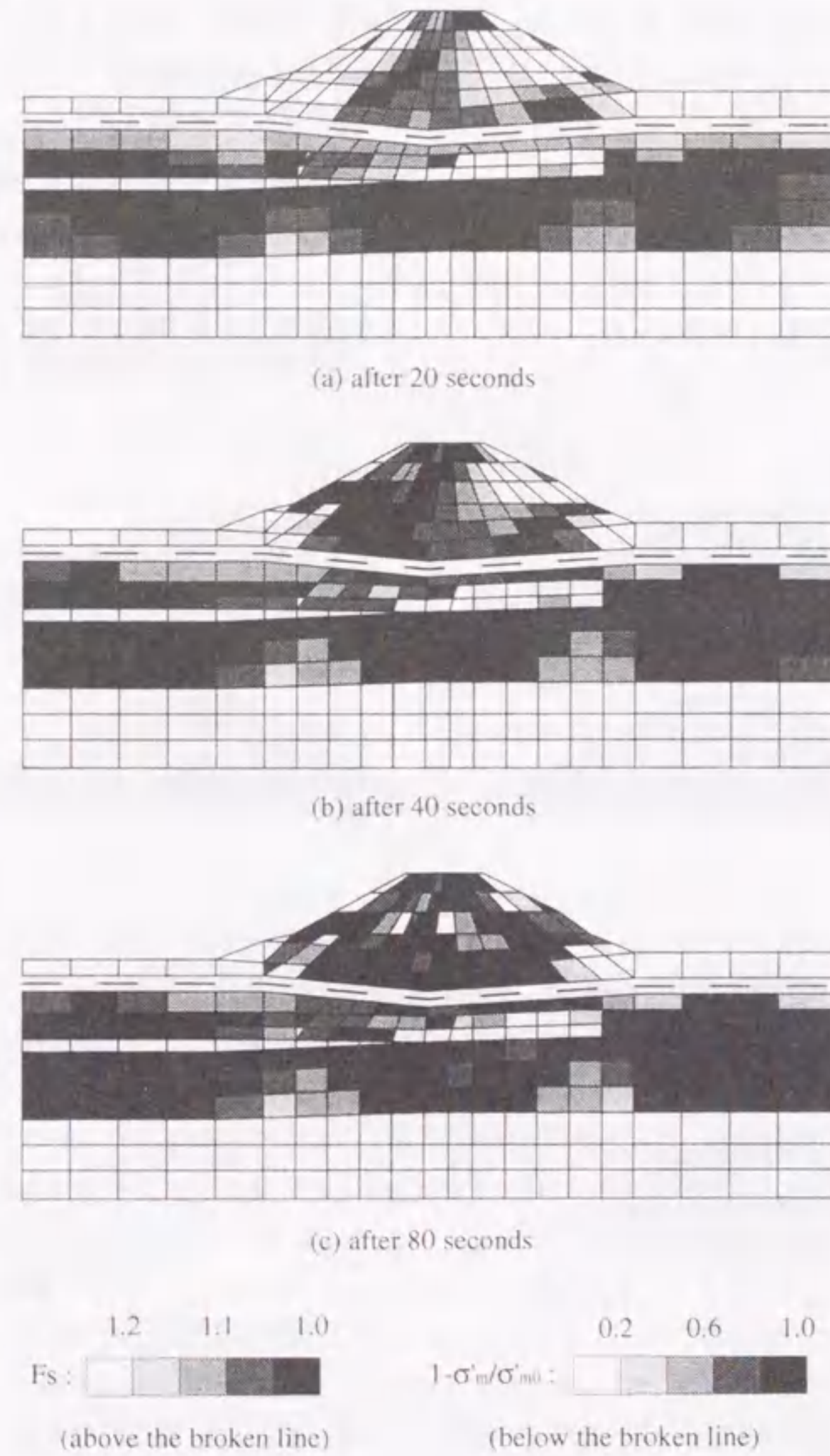


図 5.37 地震中の盛土および基礎地盤の応力状態



がり)のようなものが発生する。このすべり線には盛土底面から両側のり面に向かって伸びるものと盛土底面から天端中央に向かって伸びるものがある。さらに、変形が進んだ80秒後には要素安全率の小さい要素が増加する結果となっている。解析で図5.29にみられるような盛土の破壊領域に沿った大きな変形を再現するためには、さらに大きな基礎地盤の変形を追跡し、かつ盛土を不連続体として扱う工夫が必要となる。しかしながら、本解析手法でも破壊領域の発生を再現することはできることがわかる。

■盛土の破壊形態に影響する要因 図5.29に示すように被災時の盛土のクラックはのり肩部分にみられる。しかしながら、解析での破壊領域は図5.36に示すように盛土のり面の中腹より低い位置にみられ、実際のクラック位置よりも低い位置にある。そこで、盛土内の破壊領域に対して、盛土のモデル化や基礎地盤の条件を変えたパラメトリックスタディを実施した。検討したケースの一覧を表5.6に示す。これまでに結果を示した基本となるケースはケース1に相当する。ケース2~4

表5.6 解析ケース

| ケース | 盛土                  | 基礎地盤        |
|-----|---------------------|-------------|
| 1   | 弾塑性モデル              | 標準          |
| 2   | 弾性モデル               | 標準          |
| 3   | 弾性モデル (Non-Tension) | 標準          |
| 4   | 弾塑性モデル (剛性小)        | 標準          |
| 5   | 弾塑性モデル              | Aca層の液状化強度小 |

では盛土のモデル化について検討した。ケース2ではケース1と同等の初期剛性を有する弾性体で盛土をモデル化した。ケース3ではケース2と同様の弾性剛性を用いているが、最小主応力が引張になったときに剛性を初期の1/100として、引張時の剛性を考慮しない解析(Non-Tension解析)を行っている。ケース4は前節(図5.36)に結果を示したものであり、盛土の初期せん断弾性波速度をケース1の1/2としたものである。一方、ケース5は基礎地盤のモデル化について検討したものである。もっとも表層に近いAca層は図5.28に示すようにシルト分が多く、このため図5.30に示すように液状化強度 $R_{f20}$ は0.34と比較的大きな値となっている。ケース5では液状化強度 $R_{f20}$ をその下のAs1層と同程度の0.24と小さく設定し、かつAs2層を非液状化層とすることにより、表層付近でのみ液状化が発生することを想定したものである。各ケースについて、解析開始後20および40秒後の盛土内の要素安全率の分布を図5.38に示す。要素安全率は式(5.2)で定義されている。なお、ここでは省略しているが、基礎地盤の相対有効応力比はケース5以外のケースについてはケース1とはほぼ同様な結果となっている。ケース5では表層のAca層の液状化強度を小さくしたことにより、図5.34とは異なり盛土直下のAca層でも平均有効応力がほとんど0となっている。図5.38において、盛土を弾性体でモデル化したケース2および3では、弾塑性体でモデル化したケースよりも過大なせん断応力が作用し、全体的に要素安全率が小さくなっている。この要素安全率はもとの弾塑性体の有している強度から算定したものである。盛土を弾性体でモデル化すると、

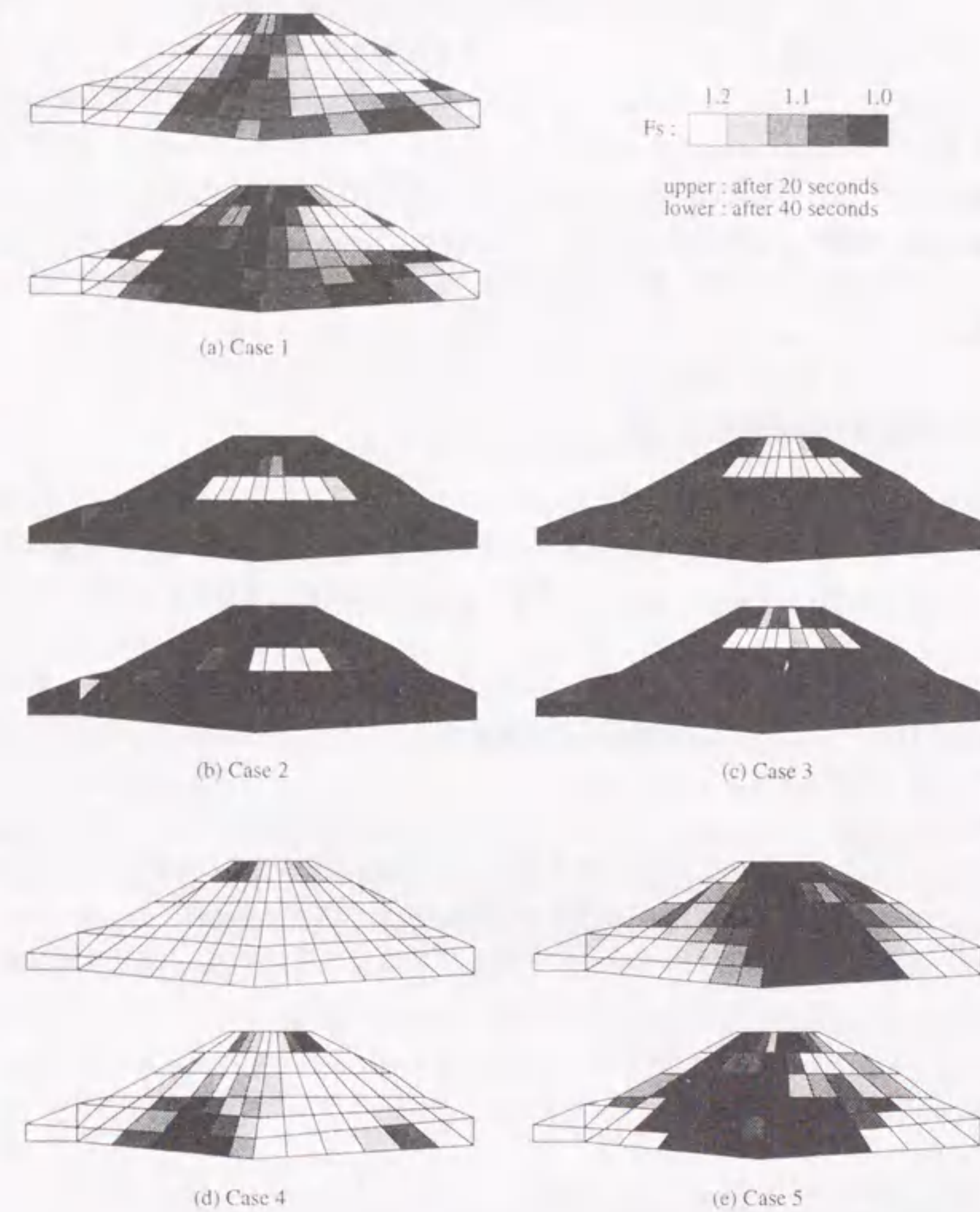


図5.38 地震中の盛土の要素安全率



実際よりも大きな応力を盛土体が負担してしまうことから、このように小さな要素安全率を示す結果となる。Non-Tension 材料でモデル化したケース3でも同様であるが、盛土の天端付近は健全な要素が残っている。これは基礎地盤が側方に広がることにより発生するせん断応力が盛土底面から作用することにより、盛土底面から要素安全率が小さくなるためと思われる。逆に剛性を落とした弾塑性体でモデル化したケース4では全体的に要素安全率は大きな値となっているが、すべり線はケース1と同様な位置に発生する傾向にある。一方、基礎地盤の条件を変えたケース5は、ケース1とは異なる傾向を示している。20秒後(上段)において、ケース1と比較すると要素安全率は盛土中央部から盛土のり肩部分において小さな値となっていることがわかる。Sasakiら(1997)の解析条件と比較すると、彼らの解析は静的解析であり、比較的単純な境界条件のもとで行われたものであるが、盛土直下地盤のせん断抵抗を0としている点で、ケース5の条件に近いと考えられる。盛土直下部における表層付近の砂質土層の強度消失が、盛土のり肩付近のクラックを引き起こした可能性があるといえる。

#### 5.4.5 盛土の地震時の安定性評価手法

盛土の破壊形態は盛土のモデル化や基礎地盤の条件によって異なるものになる。ここでは、表5.6に示した解析ケースについて、盛土や基礎地盤の代表点での変位に着目し、盛土と基礎地盤の地震時挙動について考察する。また、これらの結果から盛土の地震時の安定性を評価する手法について考察する。

盛土および基礎地盤の変形について、図5.39に示した出力点の変位をもとに考察する。図において、 $\rho_1$ 、 $\rho_2$ はそれぞれ盛土天端、基礎地盤の沈下量を示している。また、 $\delta_1$ 、 $\delta_2$ はそれぞれ盛土のり尻、液状化層中央の水平変位を示している。はじめに、各ケースについて各出力点での変位の時刻歴を図5.40に示す。ここに、沈下量 $\rho$ は下向きを正、水平変位 $\delta$ は右向きを正としている。盛土天端沈下量 $\rho_1$ についてみると、変形は基礎地盤の過剰間隙水圧が上昇し始める10秒過ぎから増加し始め、入力加速度のピークがある20秒や40秒過ぎにやや急増する傾向を示している。盛土が弾塑性体をベースとしてモデル化されているケース2、3では沈下量が少なく、盛土を弾塑性体とし

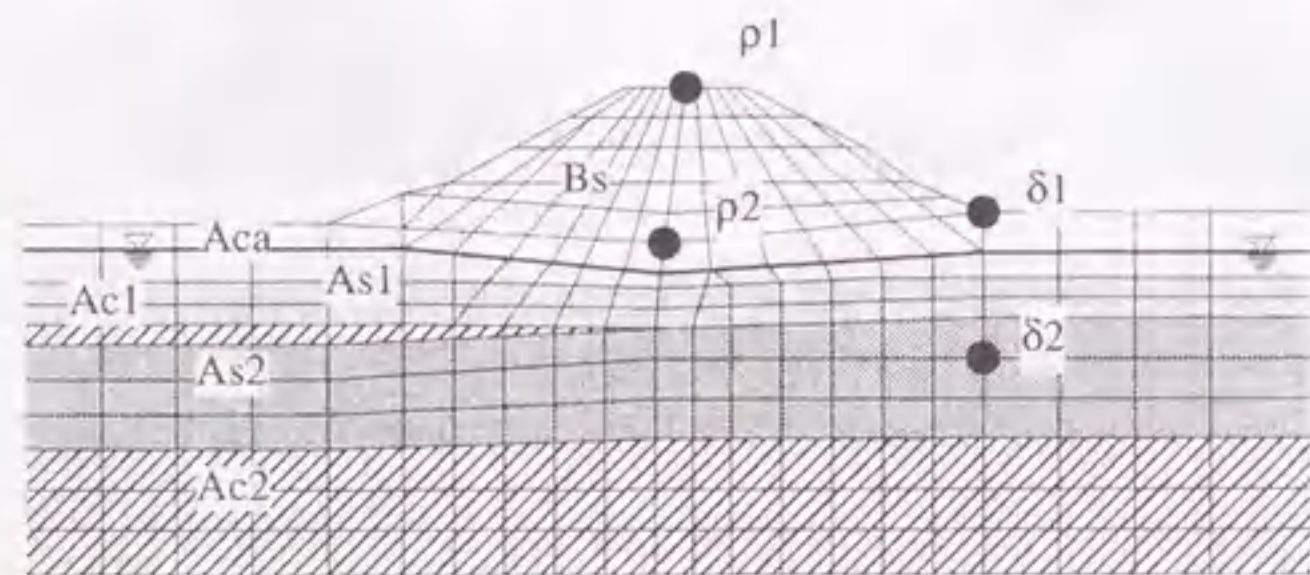


図5.39 変位の出力点

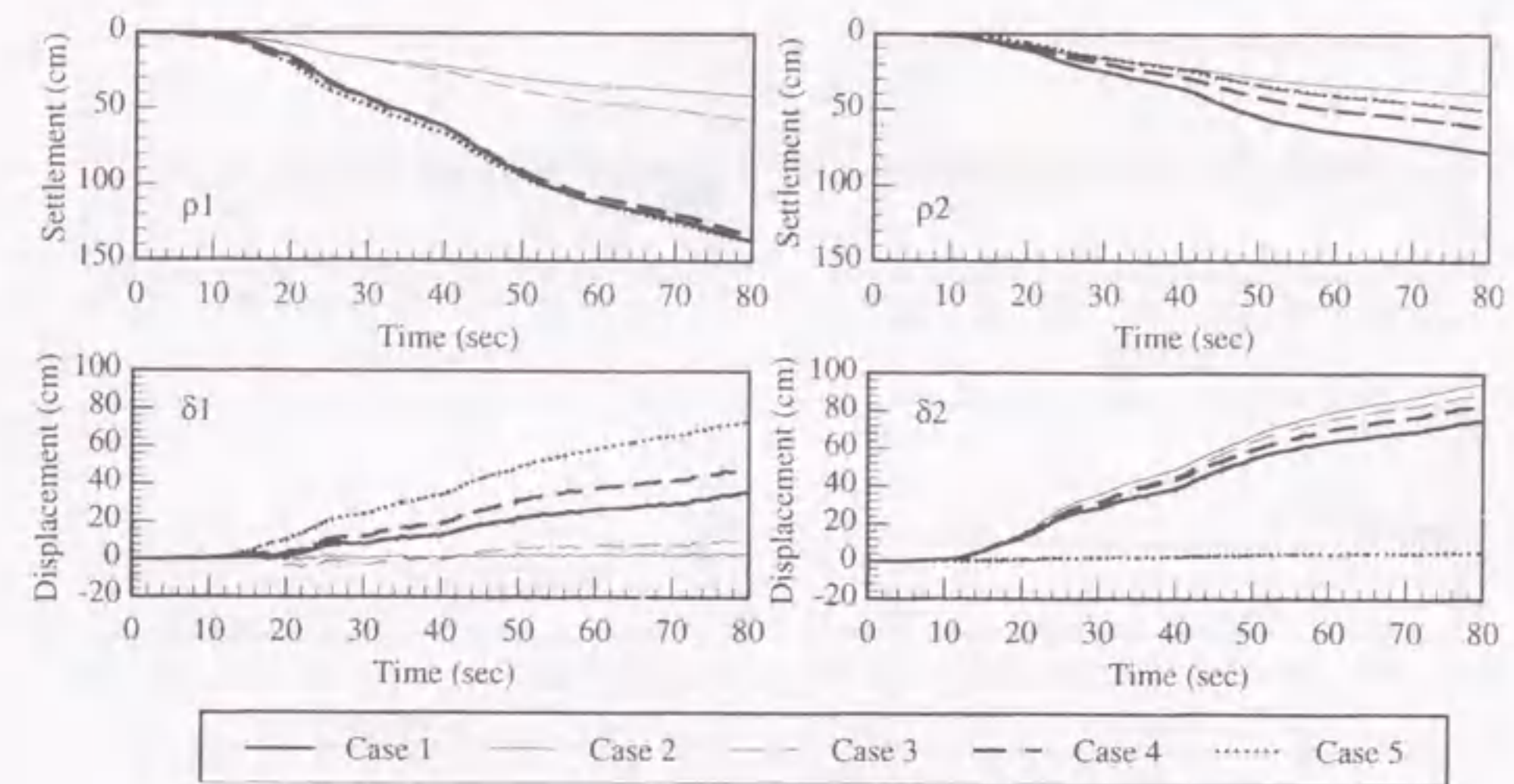


図5.40 出力点での変位の時刻歴

て扱うと、盛土天端の沈下量を過小に評価する可能性がある。なお、ケース3のNon-Tension材料を用いた場合は、ケース2の弾塑性体の場合よりもやや沈下量は増加しているが、引張領域は盛土底面部分に限られており、盛土全体の剛性低下には至っていないため、沈下量が小さくなったものと考えられる。また、基礎地盤の条件を変えたケース5はケース1、4とほぼ同等の沈下量が発生している。一方、基礎地盤での沈下量 $\rho_2$ は、盛土天端の沈下量ほど盛土のモデル化の影響を受けないが、盛土を弾塑性体とした方がより大きな沈下が発生していることがわかる。ケース1より盛土の剛性を落としたケース4の盛土天端の沈下量は、ケース1と大差のない結果となっているが、基礎地盤の沈下量はケース4の方が小さくなっており、盛土自体の変形量は剛性の小さいケース4がケース1よりも大きな値を示していることがわかる。盛土のり尻での水平変位 $\delta_1$ についてみると、表層付近の液状化強度の弱いケース5において、もっとも大きくなっている。また、同じ基礎地盤の条件でもケース1と4の比較でわかるように、盛土の剛性が小さいほど、水平変位量は大きくなっている。一方、液状化層であるAs2層中央深度での水平変位 $\delta_2$ は盛土のモデル化の影響をさほど受けていない。なお、ケース5ではAs2層は非液状化層と仮定しているため、水平変位は極端に小さくなっている。

次に盛土が破壊に至るパターンを把握するため、軟弱地盤上での盛土施工時に用いられる安定管理手法を用いて、上記の各出力点での変位量を整理してみる。ここで用いた手法は、松尾・川村(Matsuo and Kawamura, 1977)による $\rho \sim \delta/\rho$ 関係を用いる安定管理手法である。本来、この整理方法は粘性土地盤上での盛土の安定管理に用いられる手法であるが、粘性土地盤上の盛土の動的な安定問題にも適用されている(玉島, 1998)。4通りの $\delta/\rho$ の組み合わせに対して、その時刻歴を各ケース毎にまとめた結果を図5.41に示す。基礎地盤で液状化が発生し、盛土の沈下が発生し始



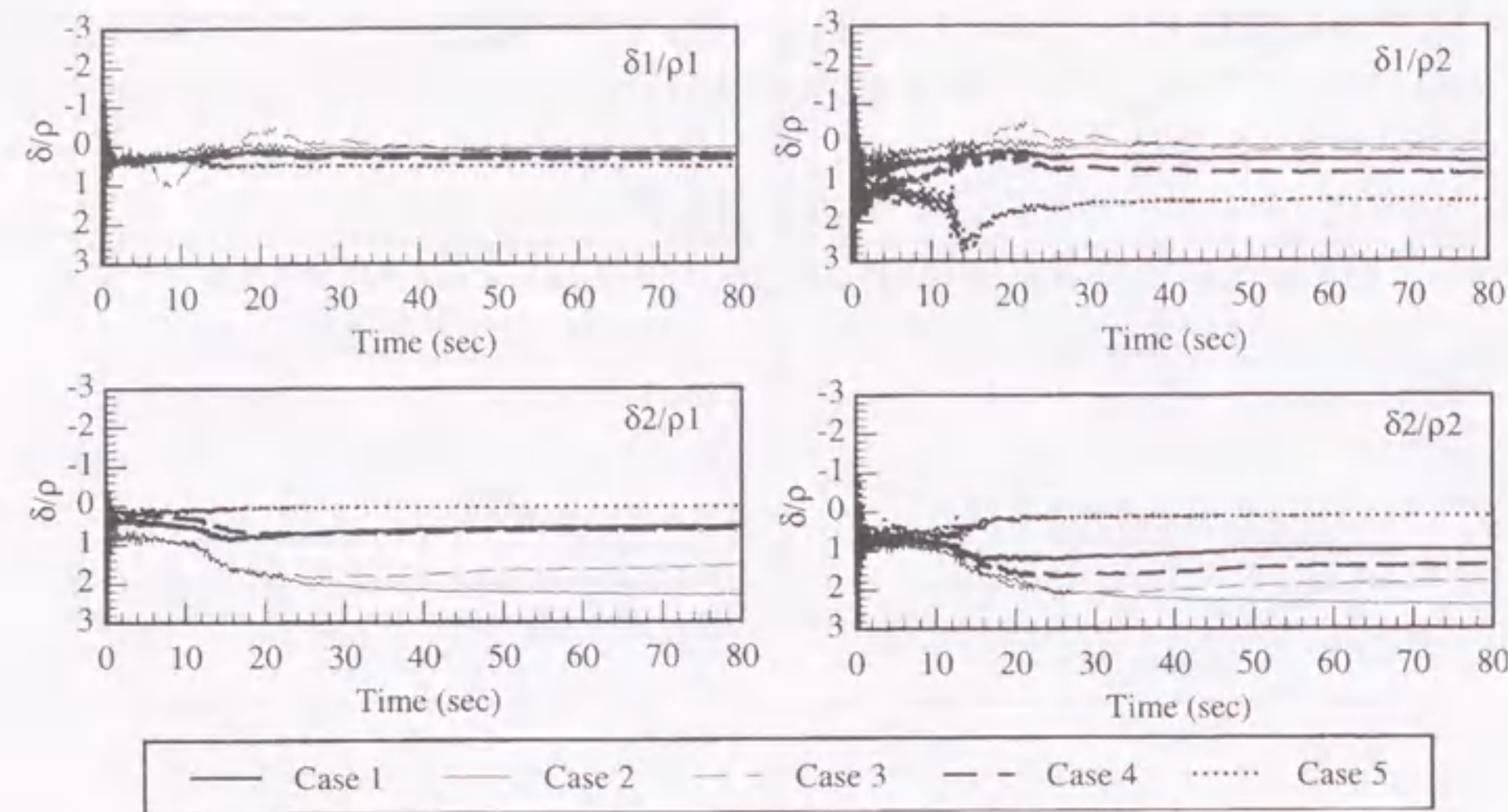


図5.41 出力点での  $\delta/\rho$  の時刻歴

める10秒過ぎまでは地震動の影響による振動成分がみられるが、その後は単調に変化し、40秒以降は大きく変動することはない。  $\delta$  と  $\rho$  はほぼ一定の比率を保って、変形が進行している。  $\delta 2$  が極端に小さいケース5以外のケースでは、  $\delta/\rho$  の時刻歴は定性的に似た傾向を示している。盛土が弾性体ベースのケース2、3では、盛土の変形 ( $\rho 1, \delta 1$ ) が基礎地盤の変形 ( $\rho 2, \delta 2$ ) に対して小さいため、ケース1、4と比較して  $\delta 2/\rho 1$  が大きく、逆に  $\delta 1/\rho 2$  が小さくなっている。

次に  $\rho \sim \delta/\rho$  関係を図5.42に示す。参考として図中には、粘性土地盤上での盛土の安定管理に用いられている管理曲線(日本道路公団, 1989)を示した。この曲線は盛土が破壊に至っているかどうかのおよその判定に利用できるものと思われる。図において  $\rho \sim \delta/\rho$  曲線が管理曲線に近づくほど、盛土は破壊状態に近づくことを示している。この堤防は実際には被災して大きく変形したことから、その挙動を解析が再現できているとすると、管理曲線を超えるような  $\rho \sim \delta/\rho$  関係が得られると予想される。ケース1~4においては、細線で示している  $\rho 1 \sim \delta 2/\rho 1, \rho 2 \sim \delta 2/\rho 2$  曲線 ( $\delta 2$  ベース) が管理曲線に到達する傾向を示している。この管理曲線が適用可能であるとする、液状化地盤上の盛土の安定性を評価するには、盛土のり尻の水平変位  $\delta 1$  ではなく液状化層の水平変位  $\delta 2$  を用いた方が実際の被害を説明するには都合がよいことになる。盛土が弾性体ベースのケース2、3では盛土体の変形が過小に評価されるため、  $\rho 1 \sim \delta 1/\rho 1$  および  $\rho 2 \sim \delta 1/\rho 2$  曲線 ( $\delta 1$  ベース) で盛土の破壊を評価することはできないが、管理曲線を外挿すれば  $\delta 2$  ベースでの盛土の安定性の評価が可能ともいえる。一方、表層の液状化が顕著であるケース5では、ケース1~4とは逆に  $\rho 1 \sim \delta 1/\rho 1$  および  $\rho 2 \sim \delta 1/\rho 2$  曲線が管理曲線に到達する傾向を示している。このケース5では  $\delta 1$  ベースでの盛土の安定性の評価の方が、実際の被害を説明するには都合がよいことになる。このように、液状化地盤上での盛土の安定性には、液状化層の水平変位量が深く関係しており、そ

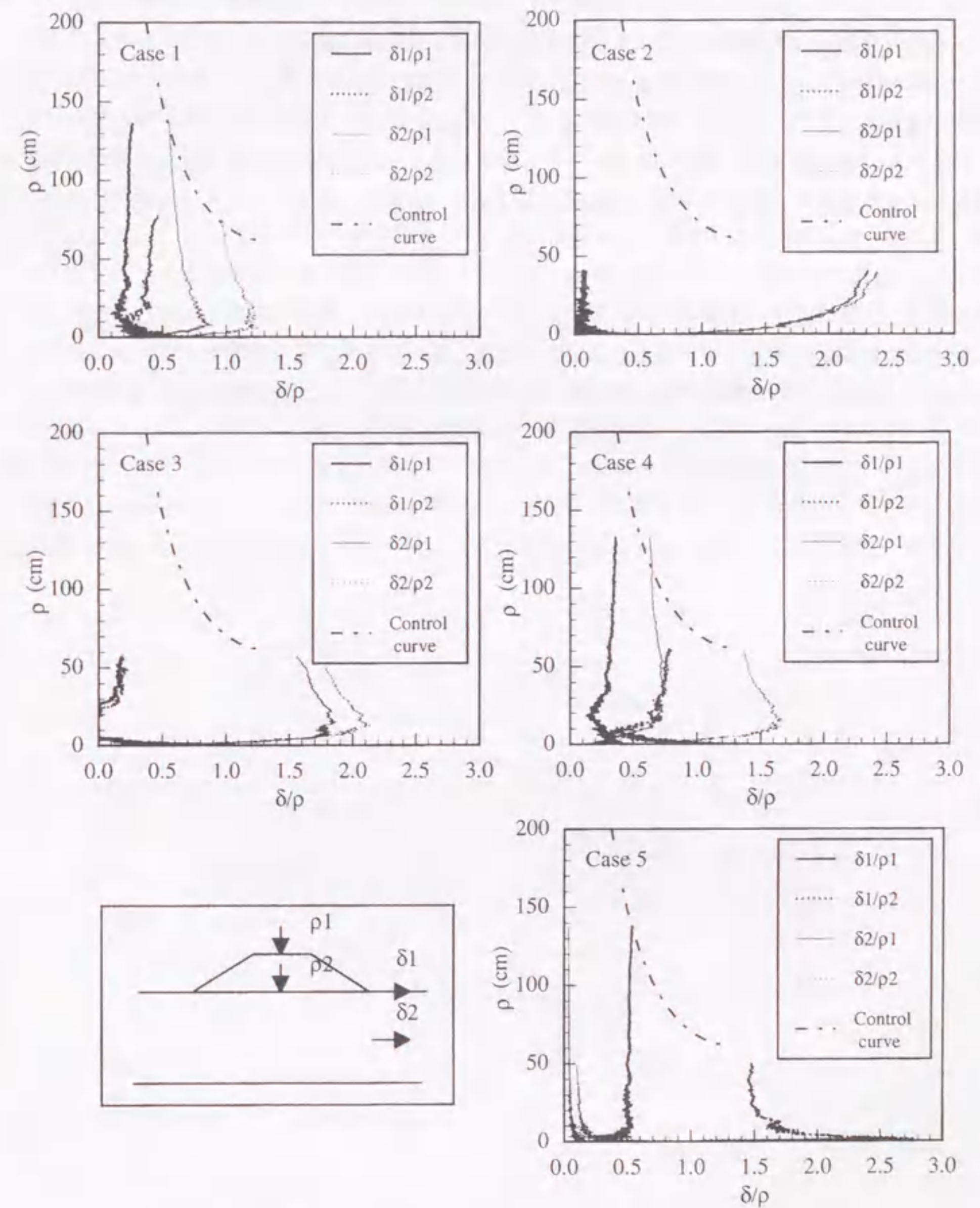


図5.42  $\rho \sim \delta/\rho$  曲線



の評価が重要であると思われる。

実際の被災堤防には大きなクラックが発生し、破壊後は不連続体として挙動していると考えられるが、本研究で用いた解析手法でそのような挙動を再現するにはさらに工夫が必要である。しかしながら、もし仮に  $\rho \sim \delta/\rho$  関係により、液状化地盤上の盛土の安定性評価（沈下量の評価ではない）が可能であるとすると、ケース1~4に関しては、いずれの  $\delta$ 2 ベースの関係も管理曲線に到達していることから、基礎地盤さえ適切に評価すれば、盛土のモデル化に関わらず盛土の安定性の評価が可能になるとも考えられる。つまり、図5.38に示すように、盛土のモデル化によって盛土体自体の挙動は異なり、盛土天端の沈下量も異なる結果となるが、液状化層の水平変位  $\delta$ 2 をベースにした評価手法によれば、盛土のモデル化が多少異なっても、盛土の安定性を評価することができる可能性がある。実際に盛土の土質データは不足していることが多く、実務では盛土の物性の評価にあまり敏感でない安定性評価手法が望まれている。今後、さらに多くの被災事例および無被災事例に対して本手法を適用し、天端沈下量に限らない安定性評価手法の一つとして検討を行う必要がある。

## 5.5 兵庫県南部地震における河川堤防の被災事例の解析

ここでは、1995年兵庫県南部地震で被災した淀川の河川堤防を対象とする。比較的近距離にありながら被災程度の大きく異なった二つの断面を対象として、実際の盛土天端の沈下量と解析結果を比較し、解析手法の検証を行う。ここでの解析では5.2節および5.3節で検証した砂の繰返し弾塑性モデルと粘土の繰返し弾粘塑性モデルを用いている。また、パラメトリックスタディを実施し、液状化層に挟まれた中間粘土層、止水壁および高水敷きの有無が被災程度に与える影響について考察する。

### 5.5.1 被災堤防

1995年兵庫県南部地震において淀川堤防は大きな被害を受けた(Matsuo, 1996)。図5.43(Shibataら(1996)に加筆)に示すように被災堤防は震央から約40km離れた位置にあり、当該地点での地表面加速度は付近で観測された最大加速度から推定すると、200gal以上であったと思われる。淀川下流域の被害地域を図5.44(阪神・淡路大震災調査報告編集委員会(1998)に加筆)に示す。図中には解析対象となる二つの地点や解析で用いる強震記録が観測された地点(大淀観測所)も併せて

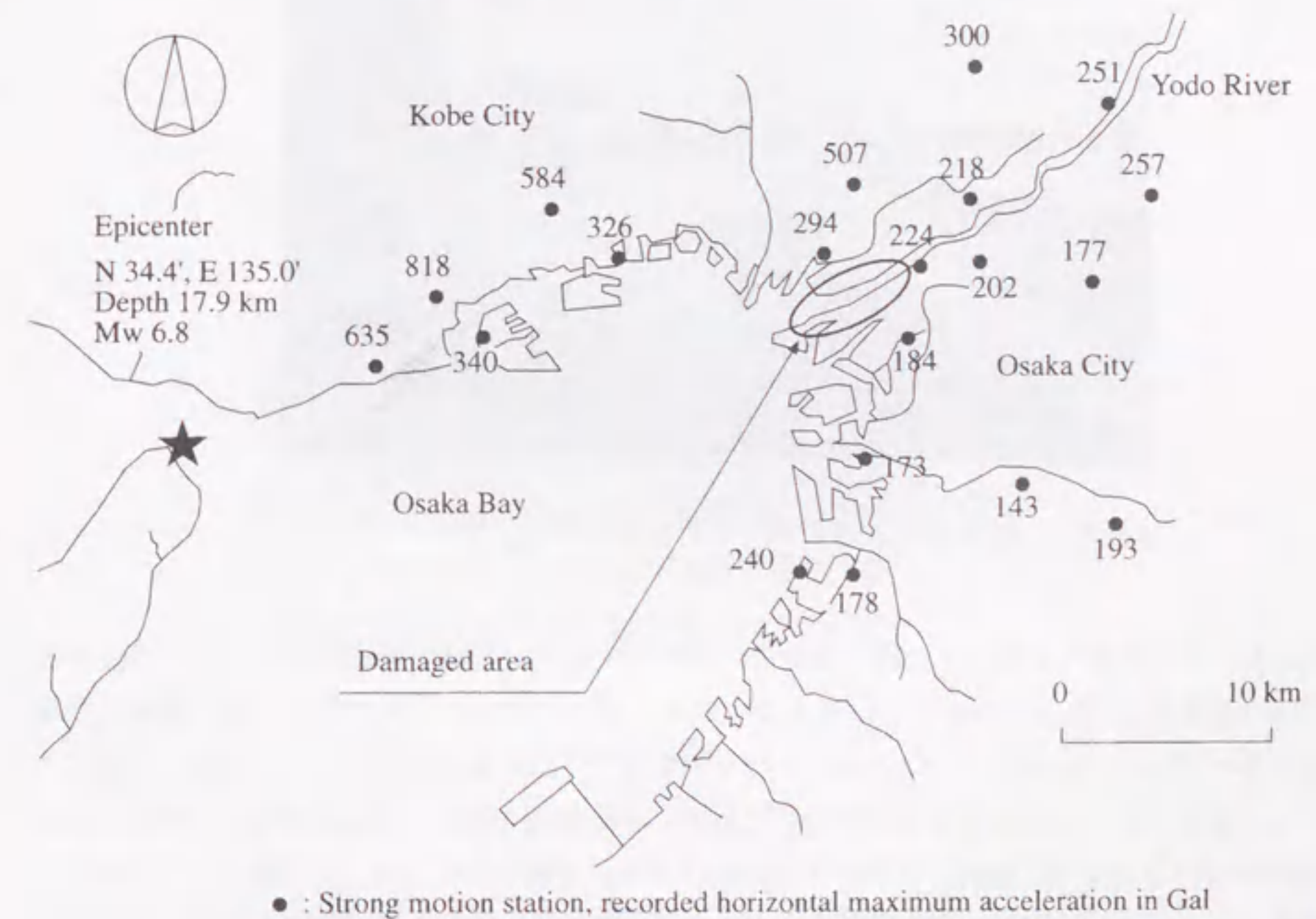


図5.43 淀川 (Shibataら(1996)に加筆)



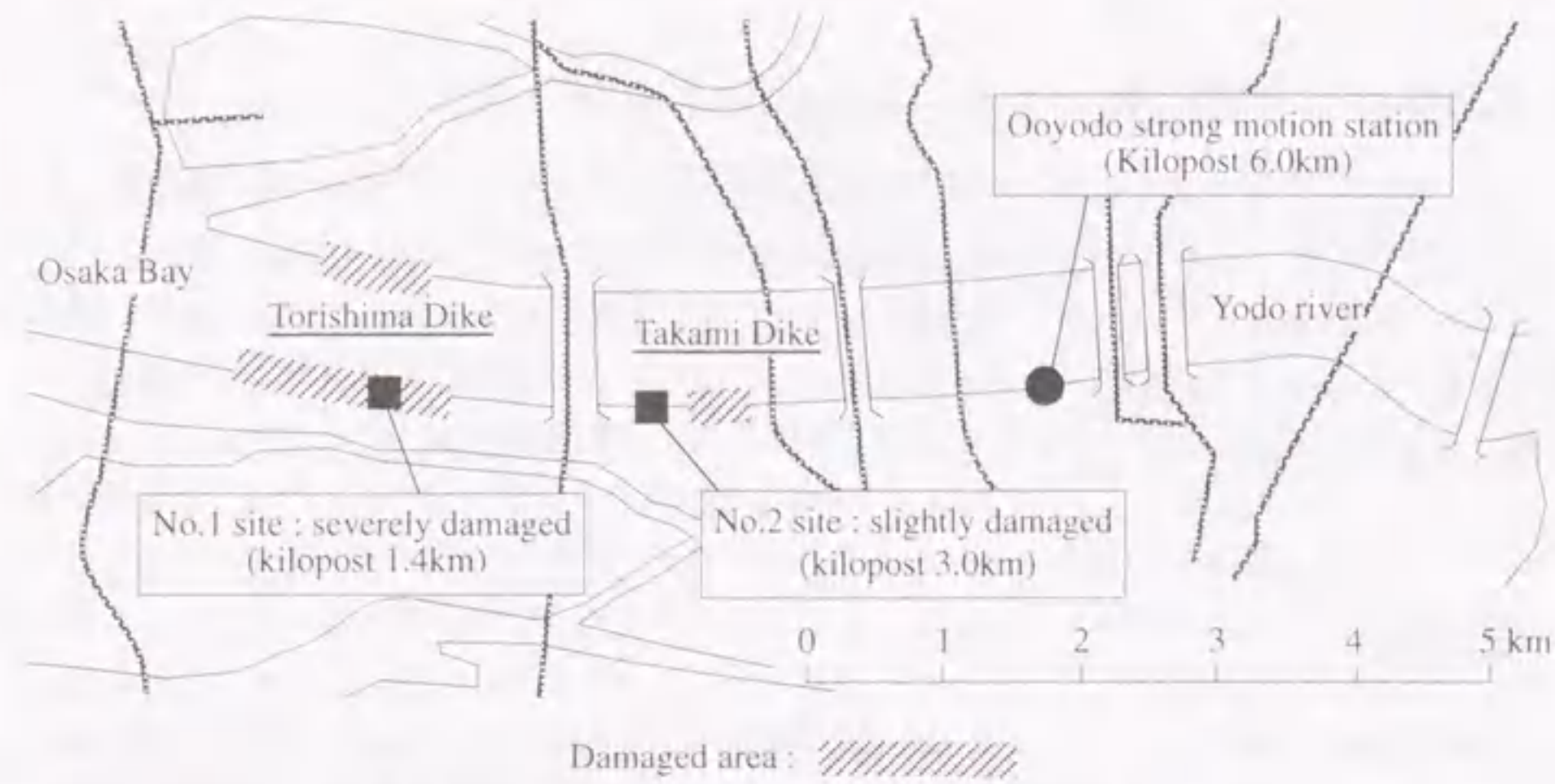


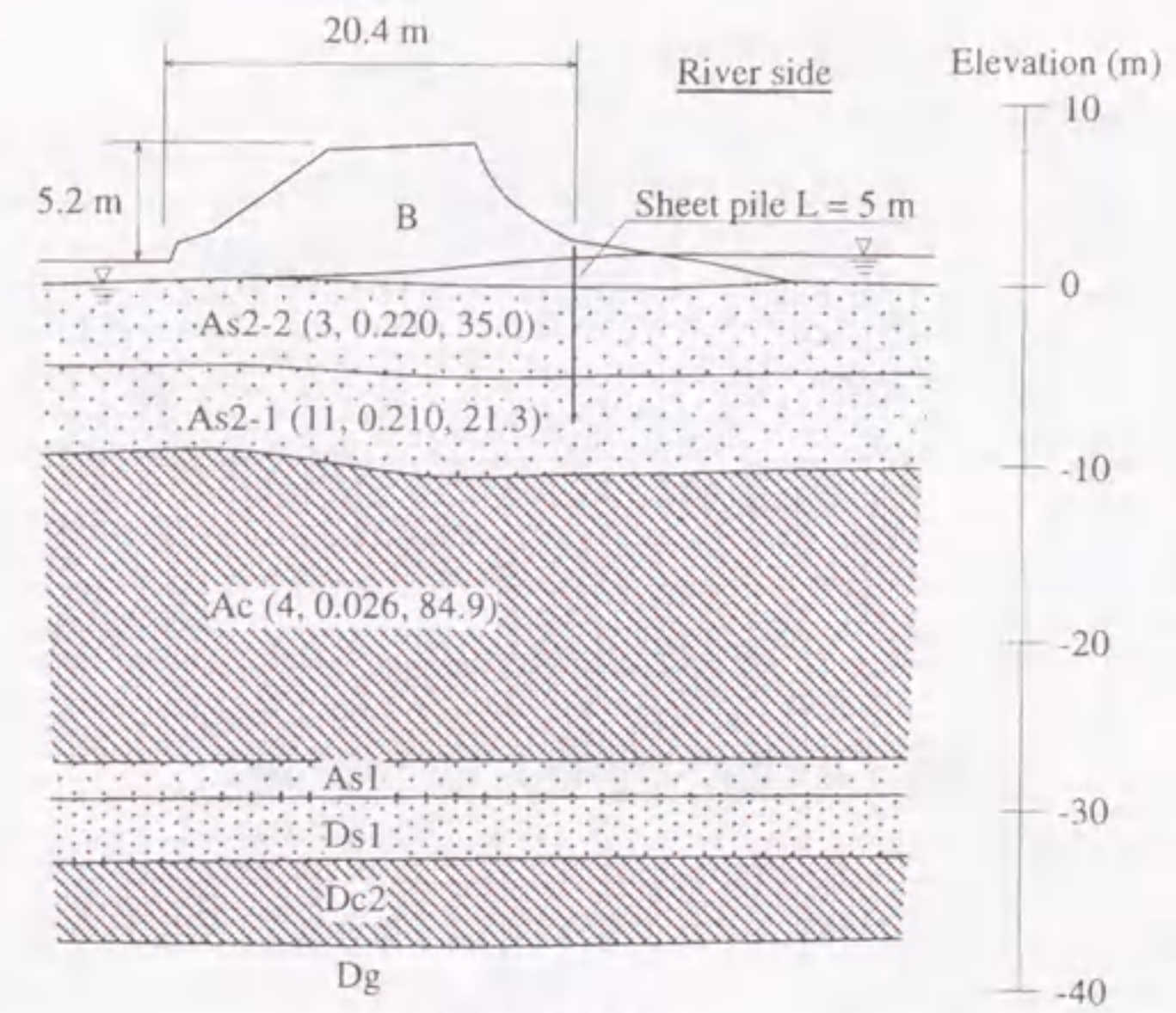
図 5.44 被災箇所 (阪神・淡路大震災調査報告編集委員会 (1998) に加筆)



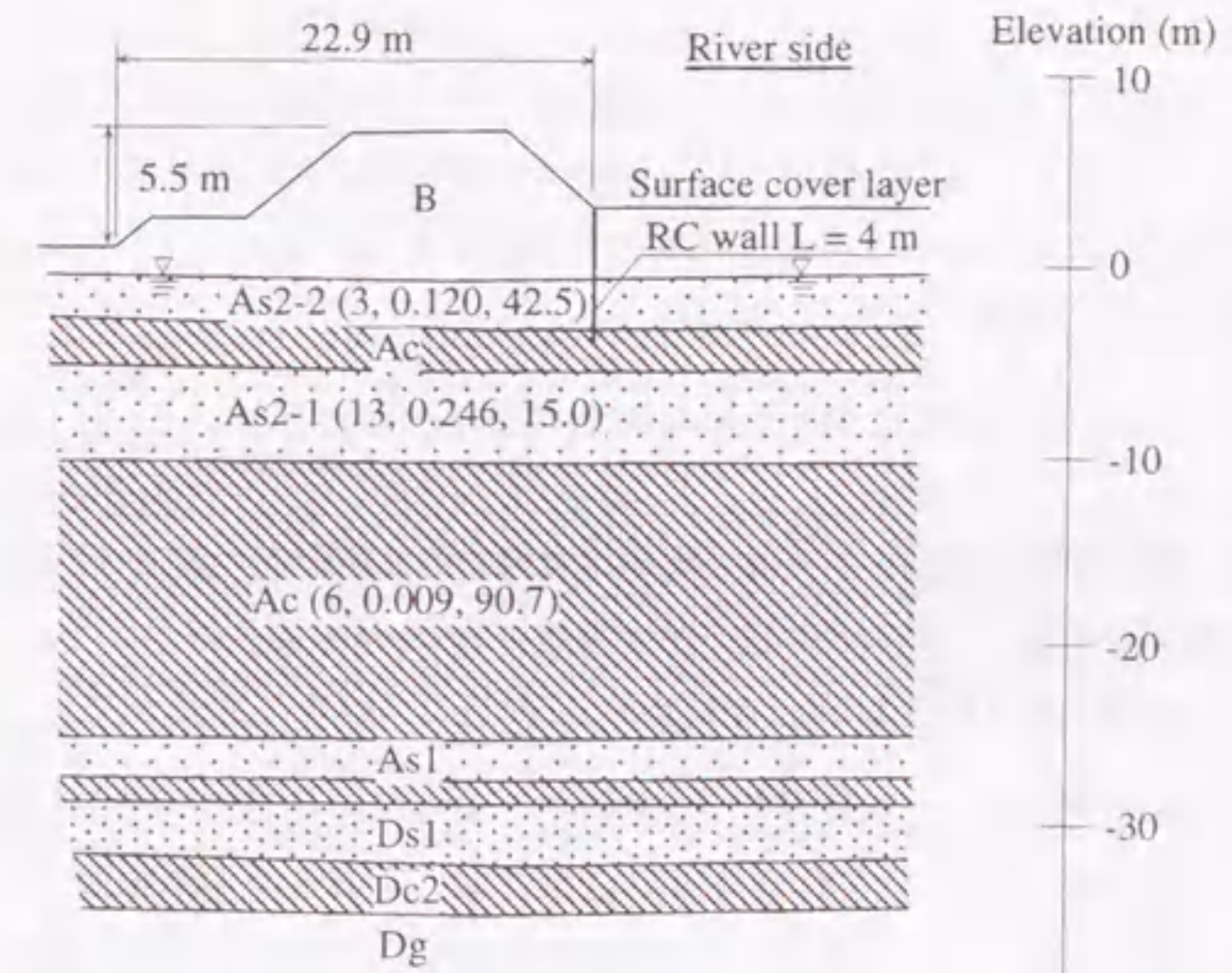
写真 5.2 被災堤防付近の様子 (日本建築学会・土木学会, 1995)

示している。淀川堤防の被害は主に河口部付近に集中しており、右岸の西島地区で0.2~1.5mの沈下、左岸の西島地区(0.2~2.2km)では最大3mの沈下が生じている。淀川河口付近の堤防は特殊堤構造になっており、波返し工のついたパラベットを有し、のり面はコンクリート構造、天端はアスファルト舗装、裏のり面はコンクリートブロックにより被覆されている。西島地区では写真5.2(日本建築学会・土木学会, 1995)に示すように堤体天端に縦断方向のクラックが発生し、パラベットや被覆コンクリートは川側へずり落ちるように崩壊している。被害を受けた地点では、地表面で噴砂の痕跡が確認されており、基礎地盤の液状化が被害の大きな原因となっていると思われる。

解析では図5.44中のNo.1(西島地区左岸1.4km)およびNo.2(高見地区3.0km)を対象とする。



(a) at No.1 site



(b) at No.2 site

☐ : Sandy soil layers ☐ : Clay layers

Notes (N, D<sub>50</sub>, F<sub>c</sub>)  
 N : Averaged SPT N-values (blows/0.3m), D<sub>50</sub> : Averaged mean grain size (mm)  
 F<sub>c</sub> : Averaged fines content (%)

図 5.45 土層構成



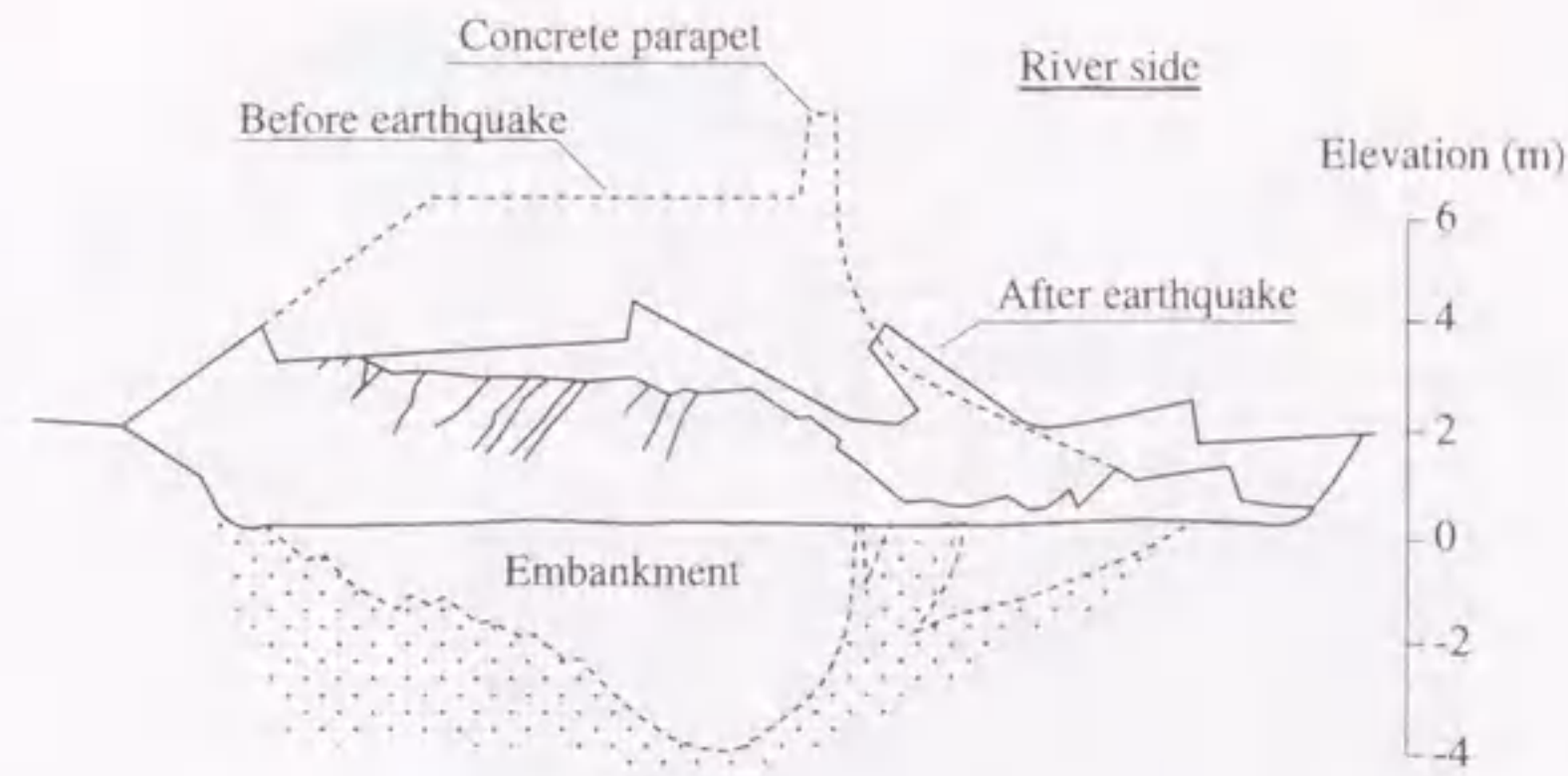


図 5.46 被災堤防の開削断面 (佐々木, 1998)

No.1 (西島地区左岸 1.4km) での堤防天端の沈下量は約 2.7m であるが、約 1.6km 離れた No.2 (高見地区 3.0km) での沈下量はほとんど 0 であり、この両地点の間には被災量に大きな隔たりがみられる。両地点の地盤状況および堤体の形状を図 5.45 に示す。両地点の地盤状況は、概ね類似しており、地表面から順に沖積砂質土層 (As2, 層厚約 8m)、沖積粘性土層 (Ac, 層厚約 15m)、洪積砂質土層 (Ds1)、洪積粘性土層 (Dc2)、そして N 値 50 以上の砂礫層 (Dg) となっている。なお、As2 層は N 値が小さく細粒分の多い上部の As2-2 層と、やや N 値が大きい下部の As2-1 層に区分される。また、堤内地からの堤防の高さも両地点で大きな差はみられない。しかしながら、両地点の地盤状況および構造条件には以下のような相違点がある。

1. No.2 では、沖積砂質土層内に層厚約 2m の粘性土層が存在しているが、No.1 には存在しない。
2. 両地点では、異なる構造形式の止水壁が堤防川表側ののり尻付近に設置されている。No.1 での鋼矢板の曲げ剛性は No.2 の RC 壁の曲げ剛性の約 10 倍である。
3. No.2 では、高水敷き (OP+3.0m) が幅 40m にわたって存在している。

また、淀川でも被害の大きかった西島地区で堤防の開削調査 (佐々木, 1998) が実施されている。この結果得られた堤体の断面図を図 5.46 に示す。開削断面によると堤体本体はブロック状の形状を保ちながら大きく陥没したように見える。5.4 節での後志利別川の被災堤防でも図 5.29 に示したように堤体の中央部が基礎地盤に陥没するような被災形態がみられ、実際の被害では堤体や基礎地盤において局所的に大きな変形が生じていることが分かる。

5.5.2 解析条件

堤体 (図 5.45 中の B)、砂質土層 (図 5.45 中の As2, Ds) には砂の繰返し弾塑性モデル、粘性土層 (図 5.45 中の Ac, Dc) には粘土の繰返し弾粘塑性モデルを用いてモデル化する。各地点での

表 5.7 モデルパラメータ一覧  
(a) No.1 site

| Name of soil profile              |                            | B      | As2-2   | As2-1   | Ac      | Ds1     | Dc2     |
|-----------------------------------|----------------------------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Density                           | $\rho$ (t/m <sup>3</sup> ) | 1.80   | 1.90    | 1.95    | 1.65    | 1.95    | 1.80    |
| Initial void ratio                | $e_0$                      | 0.72   | 0.61    | 0.71    | 1.67    | 0.60    | 0.75    |
| Coefficient of permeability       | $k$ (m/s)                  | -      | 5.2E-06 | 1.3E-05 | 4.8E-09 | 1.3E-05 | 4.7E-08 |
| Compression index                 | $\lambda$                  | 2.5E-2 | 2.5E-2  | 2.5E-2  | 3.7E-1  | 2.5E-2  | 1.3E-1  |
| Swelling index                    | $\kappa$                   | 2.5E-3 | 2.5E-3  | 2.5E-3  | 5.5E-2  | 2.5E-3  | 2.3E-2  |
| Initial shear velocity            | $V_s$ (m/s)                | 130    | 120     | 180     | 135     | 200     | 200     |
| Initial shear modulus ratio       | $G_0/\sigma'_m$            | 1050   | 658     | 702     | 201     | 536     | 289     |
| Failure stress ratio              | $M_f$                      | 1.16   | 1.09    | 1.30    | 1.26    | 1.34    | 1.26    |
| Phase transformation stress ratio | $M_m$                      | 0.98   | 0.98    | 0.98    | 1.26    | 0.98    | 1.26    |
| Hardening parameter               | $B_0$                      | 3628   | 3000    | 2500    | 953     | 1606    | 1372    |
| For sandy soils                   |                            |        |         |         |         |         |         |
| Control parameter of anisotropy   | $C_a$                      | 2000   | 2000    | 2000    |         | 2000    |         |
| Reference strain parameter        | $\gamma_r^s$               | -      | 0.002   | 0.002   |         | -       |         |
| Reference strain parameter        | $\gamma_r^c$               | -      | 0.02    | 0.02    |         | -       |         |
| Dilatancy parameter               | $D_0$                      | 0.0    | 1.0     | 1.0     |         | 0.0     |         |
| Dilatancy parameter               | $n$                        | 0.0    | 4.0     | 4.0     |         | 0.0     |         |
| For cohesive soils                |                            |        |         |         |         |         |         |
| Viscoplastic parameter            | $m^c$                      |        |         |         | 17.0    |         | 17.0    |
| Viscoplastic parameter            | $C_{m1}$ (1/s)             |        |         |         | 3.0E-07 |         | 3.0E-07 |
| Viscoplastic parameter            | $C_{m2}$ (1/s)             |        |         |         | 7.5E-08 |         | 7.5E-08 |

(b) No.2 site

| Name of soil profile              |                            | B      | As2-2   | Ac      | As2-1   | Ac      | Ds1     | Dc2     |
|-----------------------------------|----------------------------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Density                           | $\rho$ (t/m <sup>3</sup> ) | 1.80   | 1.90    | 1.65    | 1.95    | 1.65    | 1.95    | 1.80    |
| Initial void ratio                | $e_0$                      | 0.72   | 0.88    | 1.33    | 0.80    | 1.33    | 0.60    | 0.75    |
| Coefficient of permeability       | $k$ (m/s)                  | -      | 5.2E-06 | 4.8E-09 | 1.3E-05 | 4.8E-09 | 1.3E-05 | 4.7E-08 |
| Compression index                 | $\lambda$                  | 2.5E-2 | 2.5E-2  | 3.2E-1  | 2.5E-2  | 3.2E-1  | 2.5E-2  | 1.3E-1  |
| Swelling index                    | $\kappa$                   | 2.5E-3 | 2.5E-3  | 4.7E-2  | 2.5E-3  | 4.7E-2  | 2.5E-3  | 2.3E-2  |
| Initial shear velocity            | $V_s$ (m/s)                | 130    | 120     | 135     | 180     | 135     | 250     | 200     |
| Initial shear modulus ratio       | $G_0/\sigma'_m$            | 904    | 767     | 589     | 681     | 206     | 874     | 317     |
| Failure stress ratio              | $M_f$                      | 1.16   | 1.09    | 1.26    | 1.30    | 1.26    | 1.34    | 1.26    |
| Phase transformation stress ratio | $M_m$                      | 0.98   | 0.98    | 1.26    | 0.98    | 1.26    | 0.98    | 1.26    |
| Hardening parameter               | $B_0$                      | 3124   | 4000    | 2795    | 2500    | 978     | 2616    | 1505    |
| For sandy soils                   |                            |        |         |         |         |         |         |         |
| Control parameter of anisotropy   | $C_a$                      | 2000   | 2000    |         | 2000    |         | 2000    |         |
| Reference strain parameter        | $\gamma_r^s$               | -      | 0.002   |         | 0.002   |         | -       |         |
| Reference strain parameter        | $\gamma_r^c$               | -      | 0.02    |         | 0.02    |         | -       |         |
| Dilatancy parameter               | $D_0$                      | 0.0    | 1.0     |         | 1.0     |         | 0.0     |         |
| Dilatancy parameter               | $n$                        | 0.0    | 4.0     |         | 4.0     |         | 0.0     |         |
| For cohesive soils                |                            |        |         |         |         |         |         |         |
| Viscoplastic parameter            | $m^c$                      |        |         |         | 17.0    |         | 17.0    | 17.0    |
| Viscoplastic parameter            | $C_{m1}$ (1/s)             |        |         |         | 3.0E-07 |         | 3.0E-07 | 3.0E-07 |
| Viscoplastic parameter            | $C_{m2}$ (1/s)             |        |         |         | 7.5E-08 |         | 7.5E-08 | 7.5E-08 |

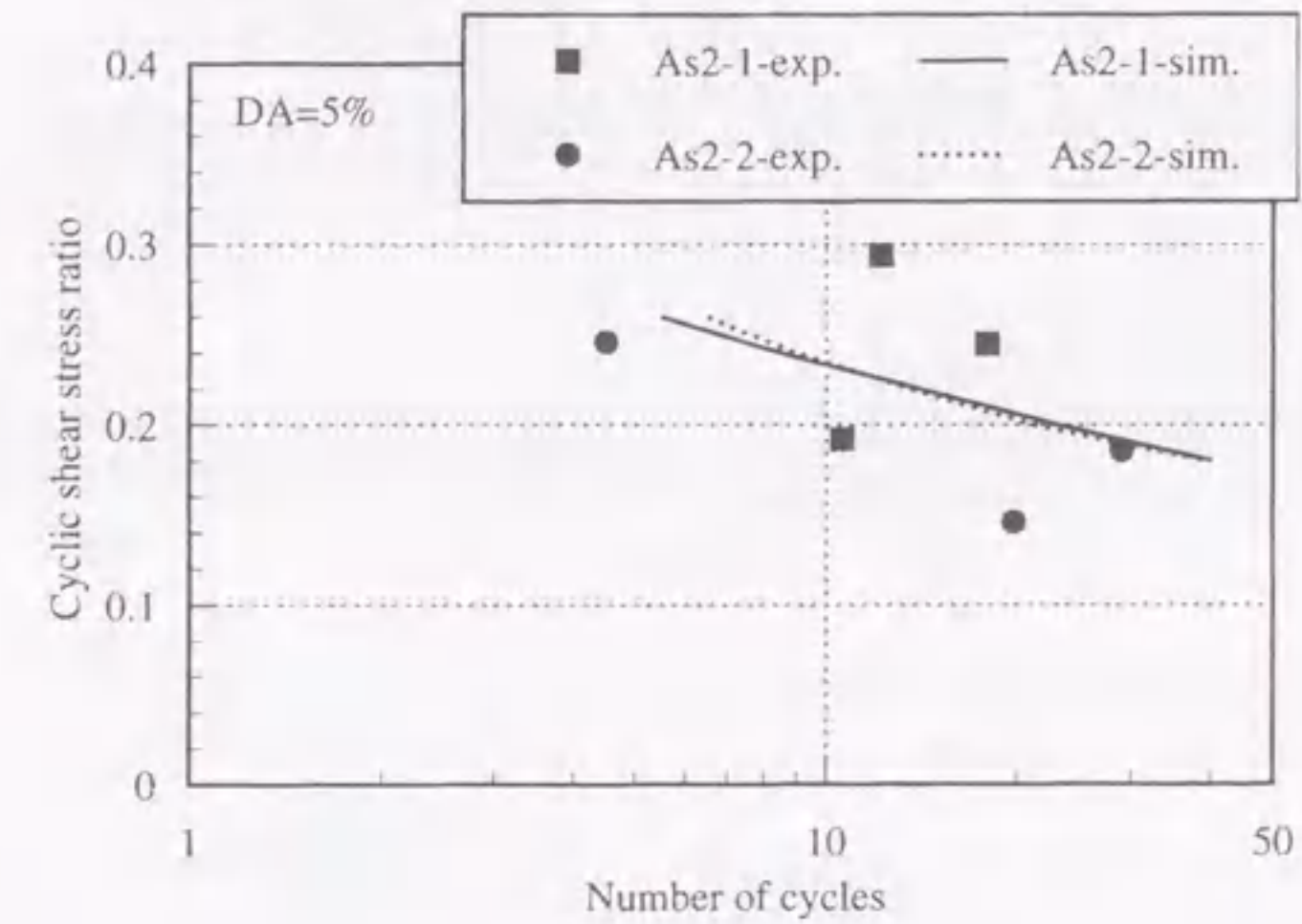
各土層に対して設定したパラメータを表 5.7 に示す。表 5.7 において、密度から硬化パラメータまでのパラメータは一般的な弾塑性モデルで用いられているパラメータであるが、それ以外のパラメータは本モデル固有のパラメータである。密度、間隙比、変相応力比および破壊応力比は各土層の物理試験および不攪乱試料を用いた非排水三軸試験の結果から設定した。ただし、粘性土については非排水三軸試験は実施されているものの有効応力表示の内部摩擦角が不明であったため、一軸圧縮強度より定常状態応力比を推定する手法 (太田ら, 1998) を用いて破壊応力比を推定した。透水係数は物理試験から得られた 20% 粒径より Creager の図表 (Creager ら, 1944) を用いて推定



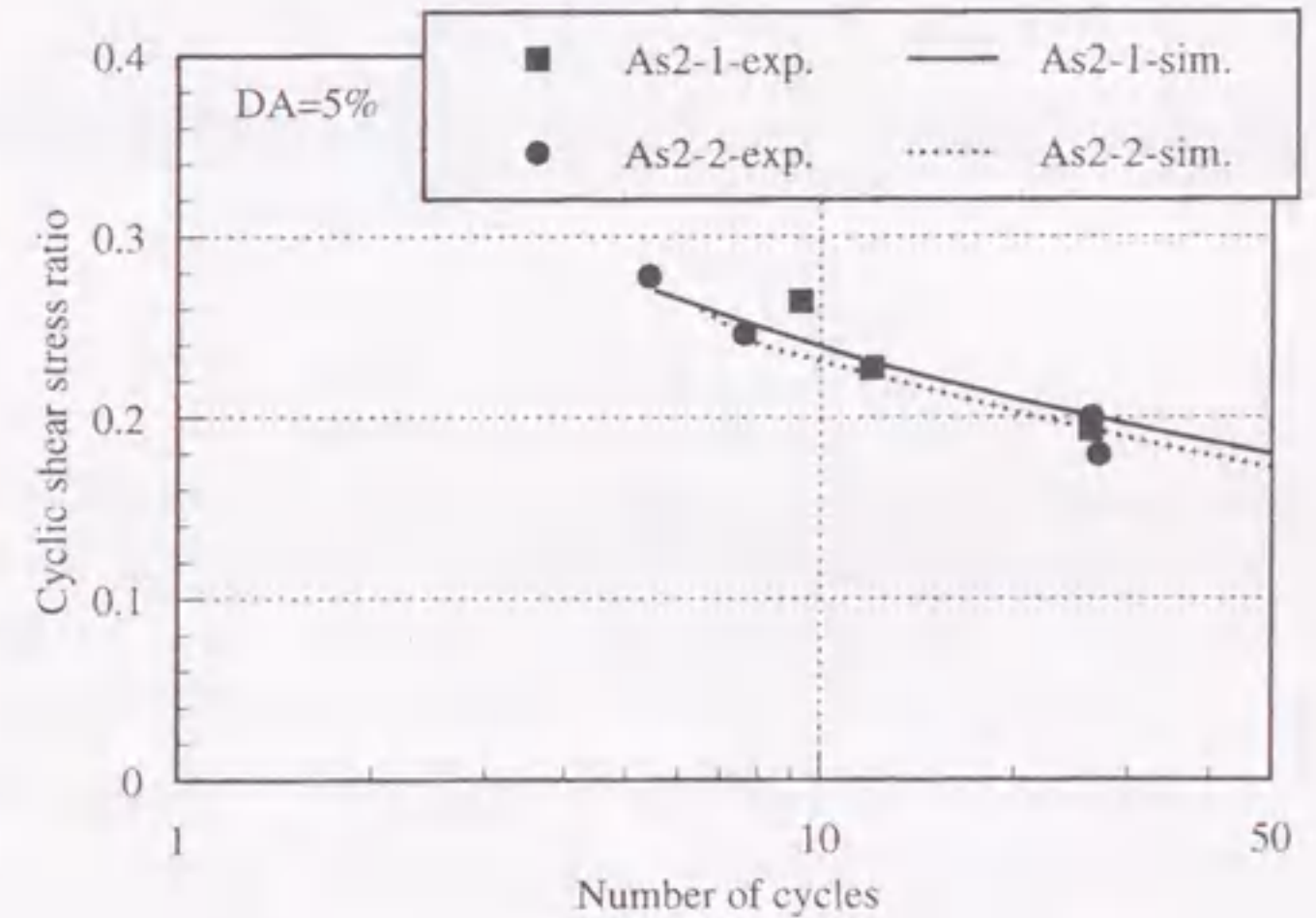
した。初期せん断弾性係数は各地点で行われたPS検層の結果から得られたせん断波速度と密度より算定した。砂質土層の圧縮指数および膨潤指数については土質試験結果が不足しているため、膨潤指数については砂質土0.0025とし、圧縮指数はその10倍の値とした。これらの値が当該地盤での土質に対して適切な値であるかどうかは不明であるが、後の要素シミュレーションでこれらのパラメータ値を用いてモデル全体の挙動を検証することから、ここではこのような経験的な値を用いた。粘性土層の圧縮指数および膨潤指数については、圧密試験の結果から設定した。表5.7の硬化パラメータ以下のパラメータについては、直接設定するための土質調査が十分ではないため、ここでは要素シミュレーションにより設定した。その際、砂質土層については振動三軸試験から得られた液状化強度、粘性土層については振動三軸試験から得られた動的変形特性（載荷速度を考慮）を再現できるようにパラメータを設定した。砂質土については、まず標準的なダイレイタンスパラメータ、規準ひずみの値を用い、硬化パラメータを調整してモデルの大まかな挙動を設定した。その後、モデルの液状化強度曲線が室内試験結果と一致するようにダイレイタンスパラメータを調整した。また、変相線到達後のひずみの発生傾向が室内試験結果を再現できるように規準ひずみを調整した。一方、粘性土については、粘塑性パラメータを設定できる室内試験結果がないため、標準的な粘塑性パラメータの値を用い、モデルが室内試験結果を再現できるように、硬化パラメータを調整した。この動的変形試験のシミュレーションでは、室内試験での載荷速度を考慮しているので、標準的な粘塑性パラメータを使用しているものの、動的変形試験での粘土のひずみ速度依存性を考慮した形で硬化パラメータは設定されることになる。堤体については不飽和土であり、液状化のような急激な剛性低下はみられないことから、変相線到達後の剛性低下は無視した。また、ダイレイタンスも無視した。No.1, No.2の砂質土層に対する室内試験で得られた液状化強度および弾塑性モデルにより設定した液状化強度を図5.47に示す。室内試験、シミュレーションとも破壊規準は両振幅ひずみ5%である。No.1については、室内試験から得られた強度にかなりばらつきがみられることから、試験値の平均的な強度を再現した。その結果、両地点の沖積砂層（As2）のモデルはほぼ同程度の液状化強度を有する結果となっている。

解析モデルは図5.45の堤体形状および土層構成をもとに、砂礫層の上面、Dc層の下面を剛基盤として作成した。両地点のFEMモデルを図5.48に示す。なお、沖積粘性土層（Ac）下部にある沖積砂質土層As1については、層厚が薄く、深度も深いためこのAs1層が堤防の変形挙動に与える影響は小さいと考え、Ac層と同じ物性としモデル化はしていない。モデル両端には要素幅100mの要素（要素の両端を等変位として自由地盤に近似させた）を設けて、側方の影響を低減した。また、No.2では、高水敷き（幅40m）を考慮している。堤外側の堤防の尻部分には、No.1では鋼矢板II型（L=5.0m）、No.2ではRC矢板（B=10cm, L=4.0m）の止水壁が打設されており、これらを線形の梁要素でモデル化した。堤防天端のアスファルト舗装、パラベット、裏のり面被覆コンクリートはモデル化していない。

基礎地盤および堤体の初期応力状態は、5.2節で用いた手法と同じ手法で算定した。解析には、Drucker-Prager型の降伏曲面をもつ弾完全塑性モデルを用いた静的自重解析専用の解析コードを用いた。解析時の条件として、側方境界条件は鉛直ローラー、底面境界条件は固定とし、間隙水は考慮していない。この際、せん断弾性定数は初期せん断弾性係数の1/2としたものを用い、ポアソ



(a) at No.1 site



(b) at No.2 site

図5.47 砂質土の液状化強度



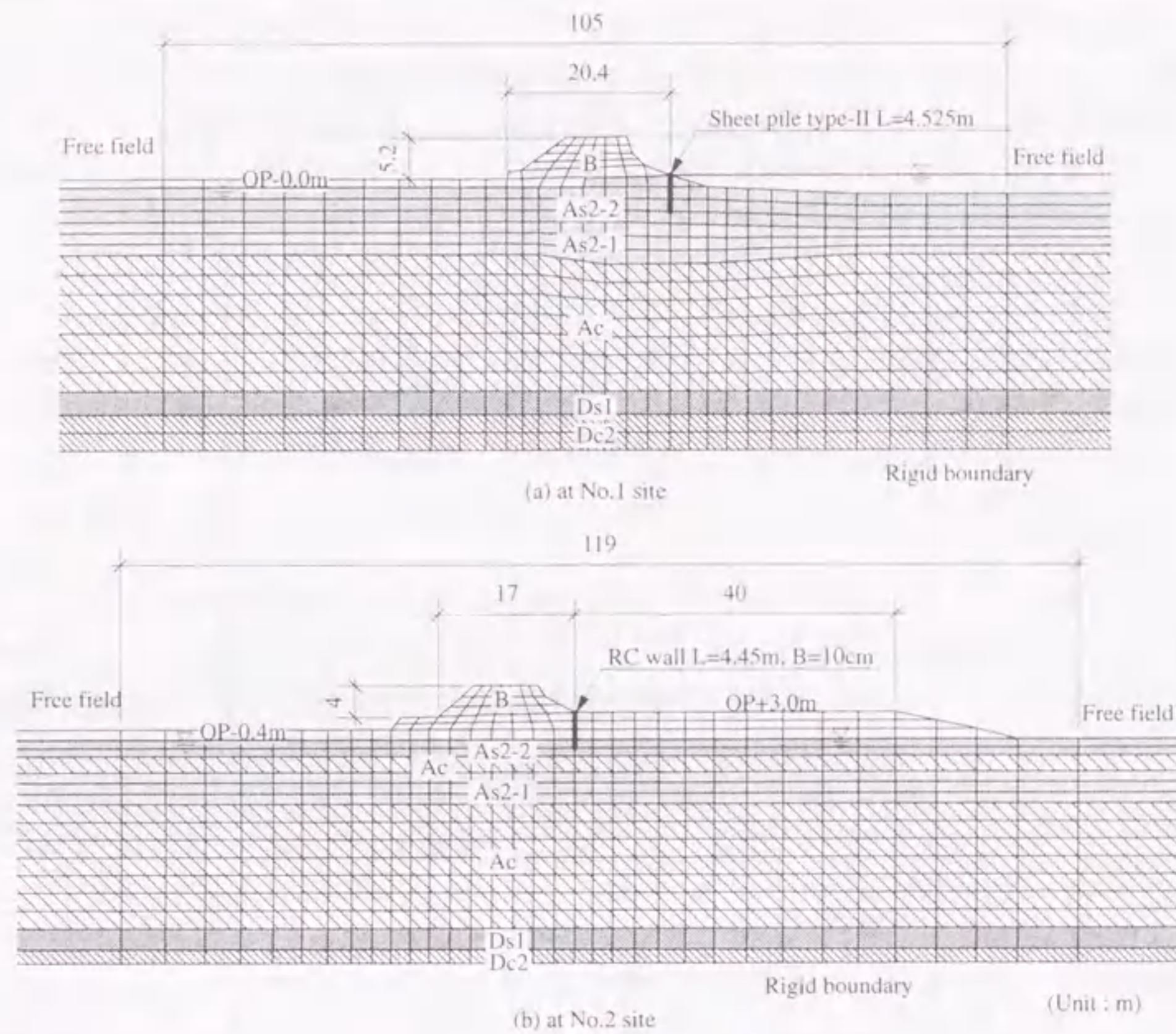
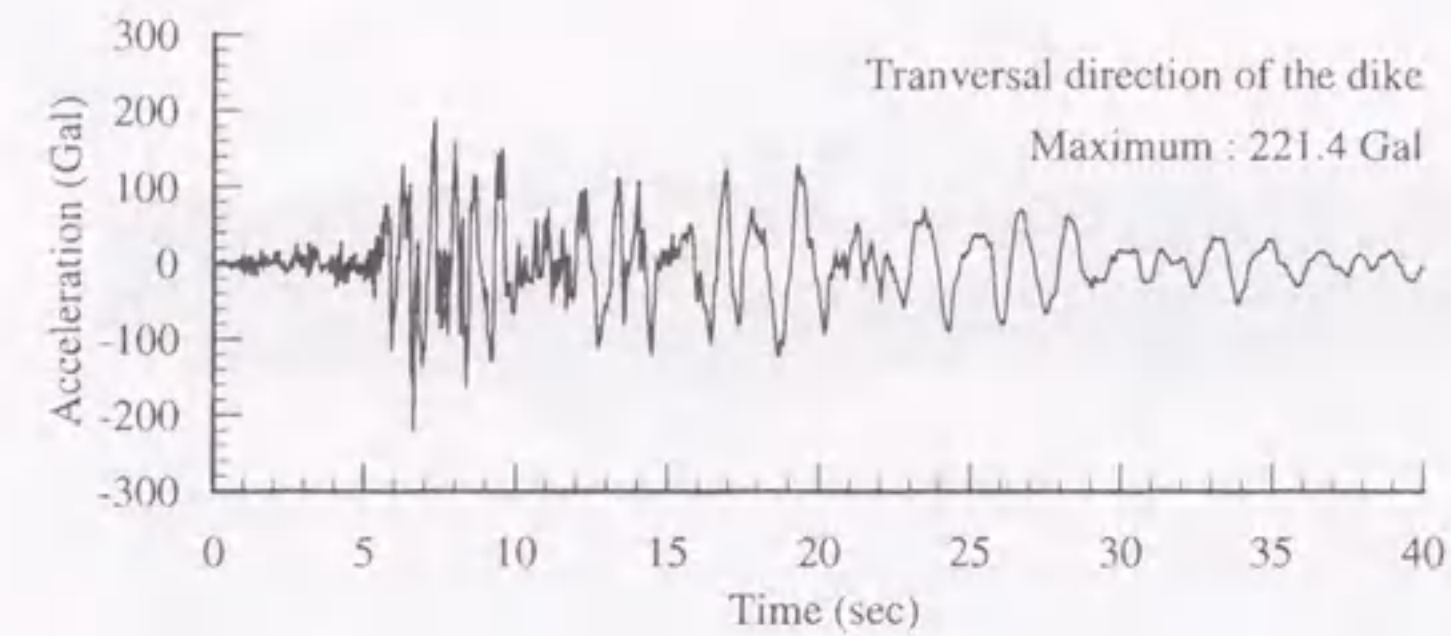


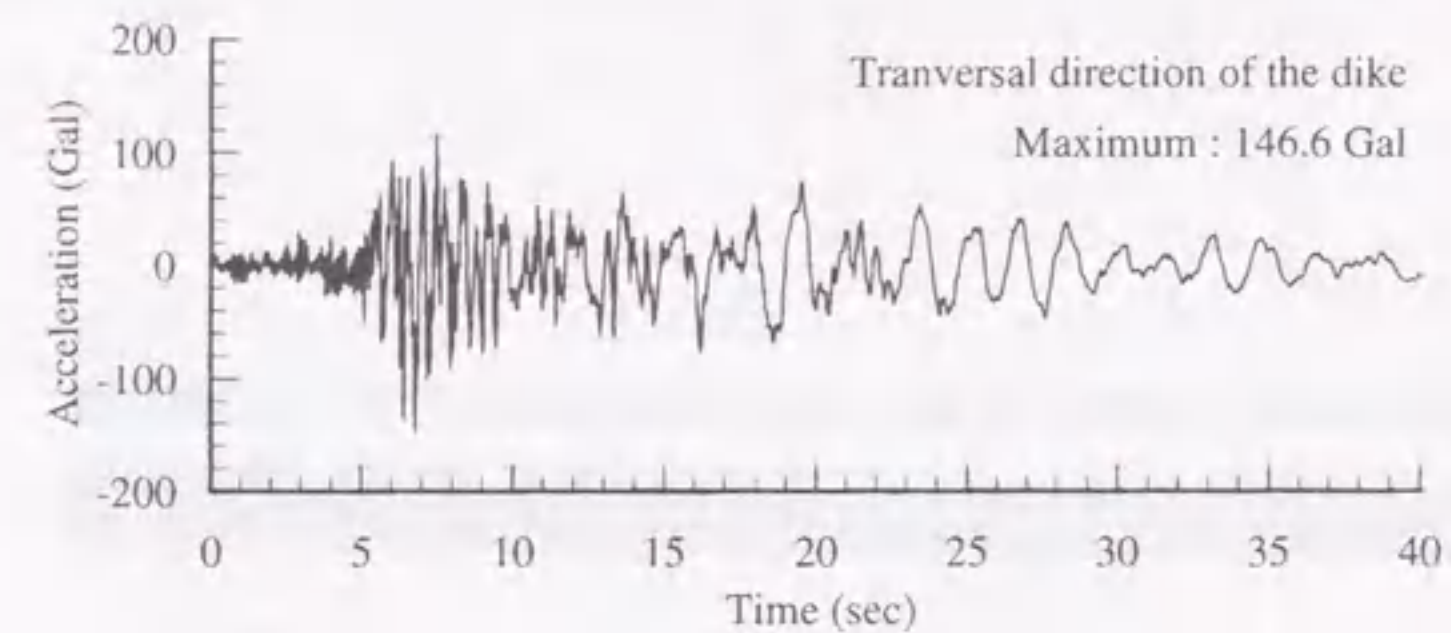
図 5.48 FEM モデル

ン比は0.333とした。破壊角には動的解析と同じ値を設定した。5.2節の遠心模型実験の解析において、せん断弾性係数は式(5.1)により地盤内応力に応じて逐次更新したが、当該地盤では様々な土層が存在しており、各土層に対して平均有効応力とせん断弾性係数の適切な関係式を用いることは困難である。そこで、初期応力解析過程における、せん断弾性係数の拘束圧依存性を簡易的に表現するため、初期せん断弾性係数の1/2の値を用いて初期応力解析を行った。

両地点での入力地震動は、大淀観測所(左岸6km, 図5.44参照)で記録された観測波形をもとに、次元重複反射理論を用いて砂礫層上面GL-29.1mの基盤面まで引き戻した地震動波形を用いた。当該地点は解析対象地点から最大で約4.6km程度離れているが、淀川下流域では工学的基盤面とみなせる洪積砂礫層が一様に分布していると考えられることから、大淀でのGL-29.1mの砂礫層と解析対象地点での砂礫層(No.1ではOP-32.8m, No.2ではOP-28.5m)を同一地層とみなして、大淀での基盤引き戻し波形を解析地点での入力地震動とした。大淀での地盤面観測波(堤防軸直交方向)とGL-29.1mの砂礫層上面に引き戻した波(合成波)を図5.49に示す。解析時間ステップ増



(a) Recorded motion at Surface



(b) Calculated motion at base

図 5.49 入力地震動

分は0.001秒とし、解析は40秒間行った。粘性減衰として剛性比例型のRayleigh減衰を採用し、その係数は以下のように設定した。大淀地点での次元重複反射理論計算から得られた加速度応答と本解析による水平地盤部の応答(ただし、砂質土層のダイレイタンスーを無視)を比較し、地表面の最大加速度の値が両者ではほぼ一致するように、剛性比例型の係数を0.001と設定した。例えばNo.1の場合、水平地盤部の1次固有周期は0.9秒程度であるので、式(3.195)より剛性比例型を仮定して減衰定数を算定すれば、0.4%程度となる。結果的に、この減衰定数の値は5.4節の後志利別川の河川堤防の解析で用いた減衰定数よりも小さい値となっているが、ここでは上記のように水平地盤部の加速度応答と実際の観測記録との整合性を重視し、Rayleigh減衰係数を設定した。

### 5.5.3 解析結果と考察

両地点について地震後の過剰間隙水圧比を図5.50に示す。ここに過剰間隙水圧比は地震中に発生した過剰間隙水圧を初期有効上載圧で正規化した値である。両地点ともに地下水位面以深の沖積



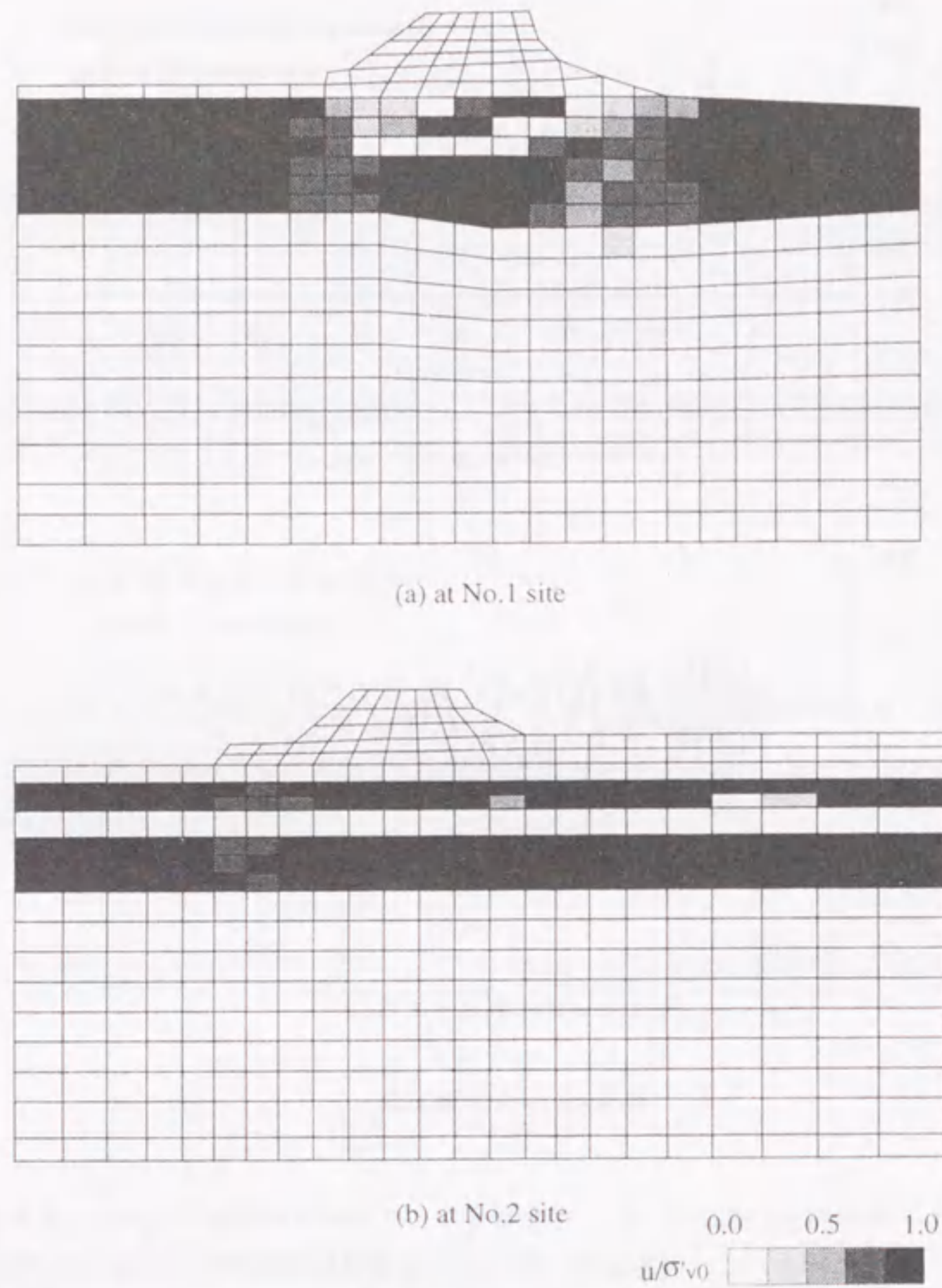


図 5.50 地震後の過剰間隙水圧比の分布

砂層のほぼ全域で過剰間隙水圧比が約 1.0 に達し液状化しているが、沖積砂層内でも盛土直下では 5.4 節でもみられたように過剰間隙水圧比が低くなっている。また、No.2 地点での中間粘土層にはほとんど正の過剰間隙水圧が発生していない。次に、地震後の地盤の変形図を図 5.51 に示す。図中の数字は矢印の先端の節点での矢印方向の変位量を示している。No.1 では実際の被災量（天端沈下量 2.7m）と同等の沈下が発生している。一方、No.2 では実際の被災量はほとんど計測されていないが、解析では約 70cm の天端沈下量が発生している。このように、5.4 節での後志利別川の被災堤防事例と同様に、解析結果は両地点の被災量の差を定性的に表現できている。解析から得られた No.1 地点と No.2 地点の沈下量の比は 4.7 であり、この値は No.1 地点の液状化層厚と No.2 地

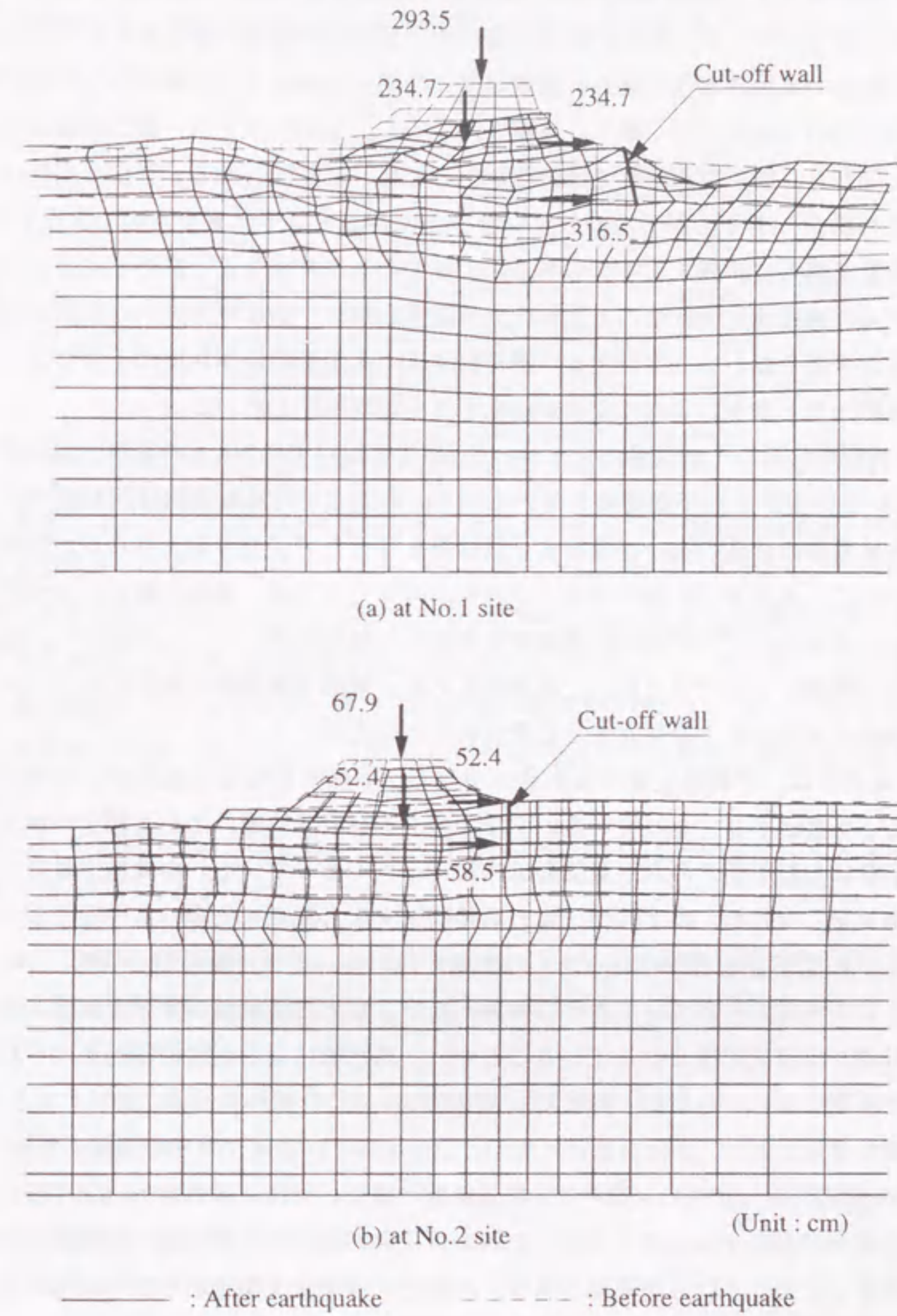


図 5.51 地震後の変形図



点での上部液状化層厚の比にはほぼ等しい。このことから、盛土の沈下量と盛土直下液状化層厚との間に強い相関があることがわかる。

変形モードに着目すると、No.1地点では、盛土直下のAs2層が水平に絞り出されるように変形し、盛土が大きく沈下している。また、液状化層の水平変位量は深度が小さくなるにつれて単調に増加している。実際の被災のように盛土と基礎地盤との間に明確なすべり線はみられないが、盛土自体が基礎地盤にのめり込んで行く様子は再現されている。しかしながら、盛土周辺ではメッシュがかなりひずんでおり、微小変形解析では精度が十分でない可能性もある。形状の変化に追従しない微小変形解析の場合、盛り上がったのり尻付近の土の押さえ盛土効果を考慮できないため、5.3節のように変形量を過大に評価する場合もある。大変形の予測精度をより高めるには、大ひずみ領域での砂のモデルの適用性を検証するとともに、有限変形解析や第4章で述べた流体力学に基づく手法の適用を検討する必要があるといえる。解析結果は、大変形の予測精度は十分でない可能性はあるものの、基礎地盤と盛土に大きな変形が発生する可能性を示している。

5.4節の後志利別川において被災量の大きかったNo.1と淀川でのNo.1の変形予測精度を比較すると、淀川のNo.1の方がよい予測結果を与えている。両地点での地盤情報は同程度であることから、用いた入力地震動の精度の違いが異なる予測結果を与えた可能性も考えられる。解析で用いた入力地震動について、淀川では比較的近傍での波形が利用できたが、後志利別川では解析地点から約50kmも離れた観測地点での記録に距離減衰を考慮して解析に用いた。したがって、後志利別川では入力地震動の精度が十分ではなかった可能性もある。地盤や構造物の条件だけでなく、外力としての入力地震動の設定にも十分留意する必要があるといえる。

一方、No.2地点では、中間粘土層の変形量は小さく、下部液状化層の変形が上部液状化層と盛土の変形に与える影響が小さくなっている。すなわち、下部液状化層にはある程度の水平変位が見られるが、上部液状化層下面での水平変位量は非常に小さくなっている。中間粘土層が上下液状化層の変形の縁切りをしたため、盛土の沈下量と直接関係する上部液状化層の水平変位量が小さくなり、その結果盛土の沈下量も小さくなったものと考えられる。また、堤外側の変形はNo.1と比較すると高水敷きにより抑えられているようにもみえるが、盛土周辺地盤の水平変位量は盛土を中心に堤内側と堤外側ではほぼ同程度となっていることから、高水敷きによる変位抑制効果はそれほど顕著ではないものと推測できる。さらに、止水矢板(図中の太線)の変形モードに着目すると、No.1では液状化層の側方変形により、足元を払われた形となっており、頭部がやや堤内側に傾斜している。一方、No.2での止水矢板(図中の太線)は、周辺地盤の変形と同様に堤外側へほぼ平行に移動している。この止水矢板の挙動をみる限りでは、止水矢板は両地点の被災量の違いの要因にはなっていないと考えられる。このように互層地盤の場合、中間粘土層が盛土構造物の変形に与える影響は大きく、粘性土層の変形特性を適切に評価することが重要であると考えられる。

#### 5.5.4 被災程度に影響する要因

前節に示したように、解析により二つの地点の被災量の違いを定性的に再現することができた。また、両地点での被災程度の違いは、No.2のAs2層の中間に位置する沖積粘性土層に関係している

可能性を指摘した。ここでは、被災程度に影響すると推定される要因に対して、パラメトリックスタディを実施し、さらに具体的に両地点の被災要因について検討する。検討の対象とする項目は、液状化層に挟まれた中間粘土層、止水壁および高水敷きの有無である。検討したケースの一覧を表5.8に示す。表中の「-」はオリジナルの解析モデルと同じ条件であることを示している。前節で結

表5.8 解析ケース

| ケース | 止水壁 | 中間粘土層 | 高水敷き |
|-----|-----|-------|------|
| 0   | -   | -     | -    |
| 1   | なし  | -     | -    |
| 2   | -   | なし    | -    |
| 3   | -   | -     | なし   |
| 4   | -   | なし    | なし   |

果を示した基本となるケースはケース0に相当する。ケース1では堤防の川表側ののり尻に設置されている止水壁をモデル化していない。ケース2以降はNo.2地点にのみ関係しており、No.1のモデル化はケース0と同じである。ケース2ではNo.2地点にみられるAs2層の中間に位置する粘性土層をモデル化せず、上部のAs2-2層と同じ物性値としている。ケース3ではNo.2地点の川表側にみられる高水敷きをモデル化せず、地下水位以浅の要素を削除している。ケース4ではケース2とケース3の処理を同時に施したケースであり、No.2地点の中間粘性土層および高水敷きをモデル化していない。

各ケースに対する解析の結果得られた堤防天端での地震後の沈下量をまとめて図5.52に示す。これらの結果より以下のことが分かる。

1. ケース1ではいずれの地点でも沈下量が増加しており、止水壁が多少の変形抑制効果を有していることがわかる。しかしながら、止水壁の構造形式の違いは両地点の被災程度の違いを説明できるものではない。
2. ケース2ではNo.2地点において、No.1に近い沈下量が発生している。中間粘性土層が沈下量に与える影響は非常に大きいといえる。
3. ケース3ではNo.2地点において、わずかに沈下量が増加している。高水敷きの存在がNo.2地点での被災量を軽減した可能性は小さいと思われる。
4. ケース4ではNo.2地点において、もっとも大きな沈下量が発生している。ケース2に対するケース4の沈下の増加量は、ケース0に対するケース3の増加量よりも大きくなっている。よって、中間粘土層がない場合には、高水敷きの存在が被災量に与える影響は大きくなると思われる。

これらの結果に示すように、No.2地点での被災がほとんどみられなかった要因の一つとして、液状化層の中間に位置する粘土層の存在が考えられる。5.4節での後志利別川の被災堤防の解析にお



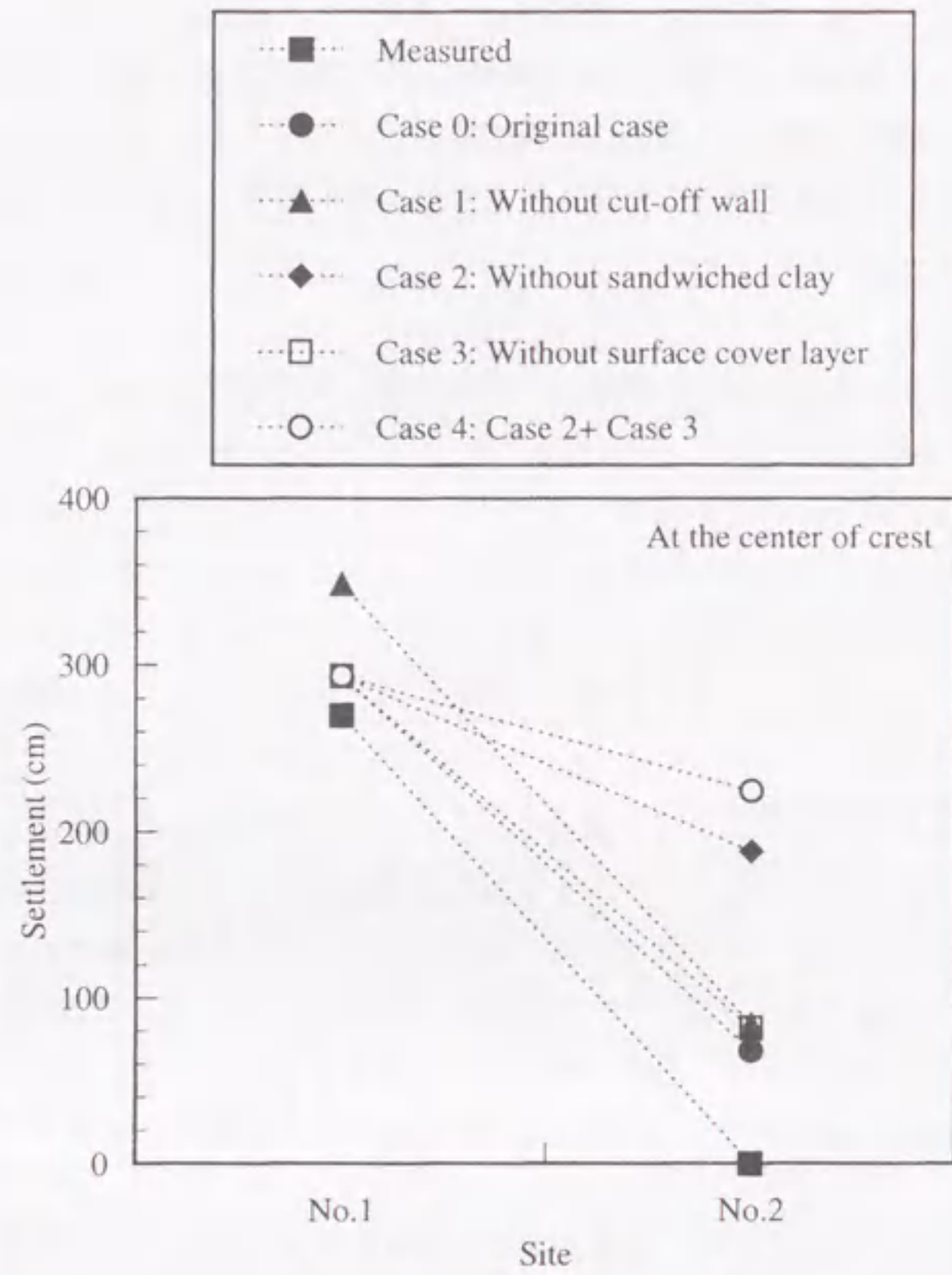


図 5.52 パラメトリックスタディにおける堤防天端の地震後の沈下量

いても、被災程度の小さかった地点では、表層付近に粘性土層が存在しており、この粘土層が下部液状化層の変形の影響を低減した可能性を指摘した。淀川の場合は液状化層の中間に粘性土層が存在する形となっているが、この場合も粘土層が下部の液状化層の変形が上部の液状化層に与える影響を低減している。河川流域での沖積平野部では、砂質土と粘性土との互層地盤となっている場合が多い。このような互層地盤の場合、液状化層の上部にある粘性土層が、盛土構造物などの直接基礎構造物の地震時変形量に与える影響は大きく、粘性土層の変形特性を適切に評価することが耐震設計上重要であると考えられる。

5.6 兵庫県南部地震における重力式岸壁の被災事例の解析

ここでは、1995年兵庫県南部地震で被災した重力式ケーソン岸壁を対象とする。実際のケーソン岸壁の変位量や岸壁背面の埋土地盤の水平変位量と解析結果を比較し、解析手法の検証を行う。ここでの解析では5.2節および5.3節で検証した砂の繰返し弾塑性モデルと粘土の繰返し弾粘塑性モデルを用いている。また、解析を通じて岸壁構造物の変形のメカニズムについて考察する。

5.6.1 被災岸壁

解析対象とした岸壁は、兵庫県南部地震の際、神戸港の中でも特に著しい被害を受けた六甲アイランド南側の大型ケーソン岸壁(-14m)である。被災岸壁の平面位置(井合ら, 1995)および構造断面(Iaiら, 1999)をそれぞれ図5.53, 図5.54に示す。ケーソンの基礎地盤は軟弱な沖積粘土であるため、置換砂により地盤改良されている。また、ケーソン背面の荷揚げ用クレーンの基礎部は振動締固めにより地盤改良が施されている。また、図5.54には地震後の計測から得られた岸壁の被災状況も示している。図に示すように、ケーソン岸壁は基礎碎石にのめり込むようにして、前面に傾斜する変形モードを示している。同様な岸壁構造を有する六甲アイランド南側の岸壁は総じて、ケーソンの天端水平変位は4~5m, 同鉛直変位は1.5~2.0m, 傾斜角は4%程度となっている(稲富ら, 1997)。

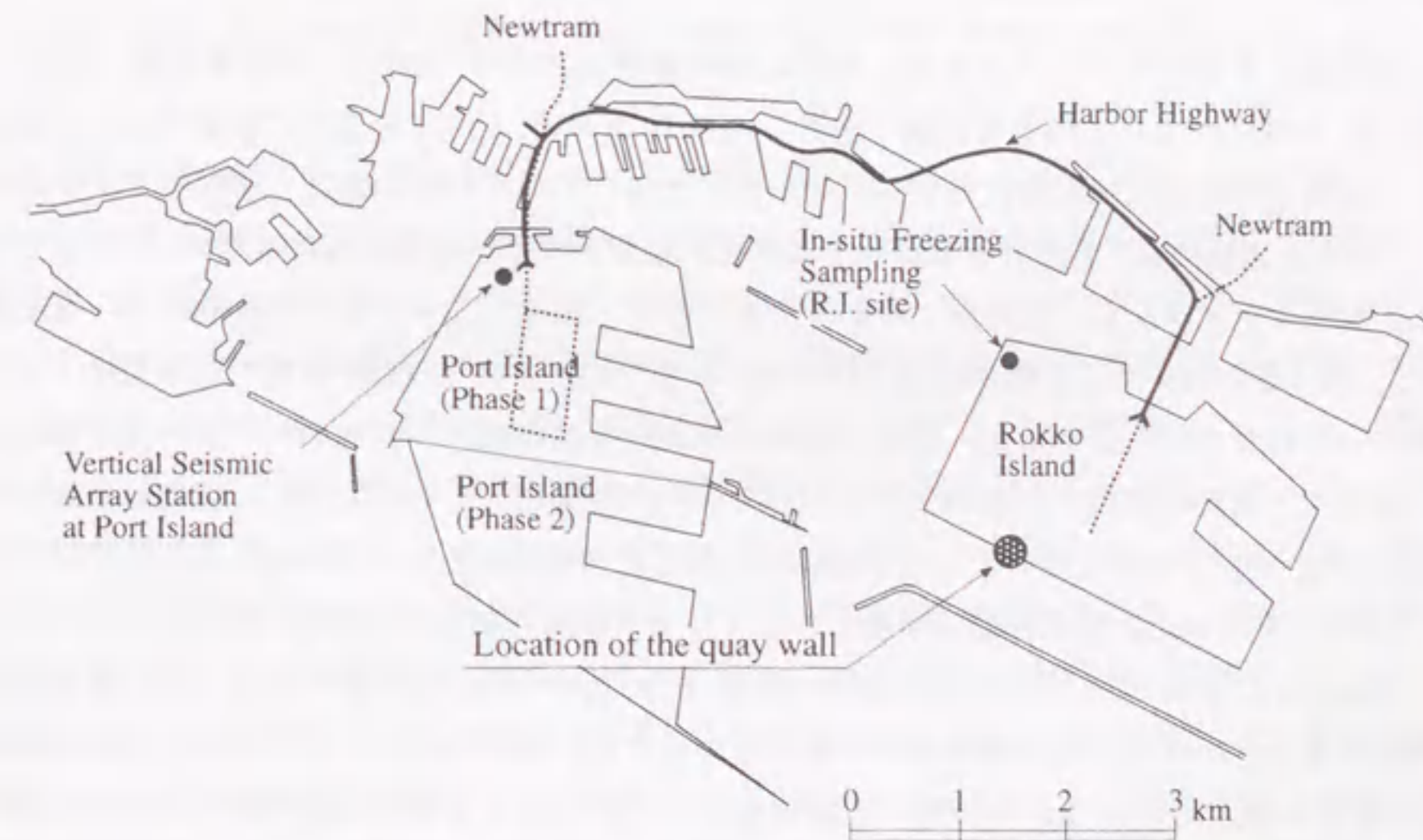


図 5.53 岸壁の平面位置 (井合ら, 1995)



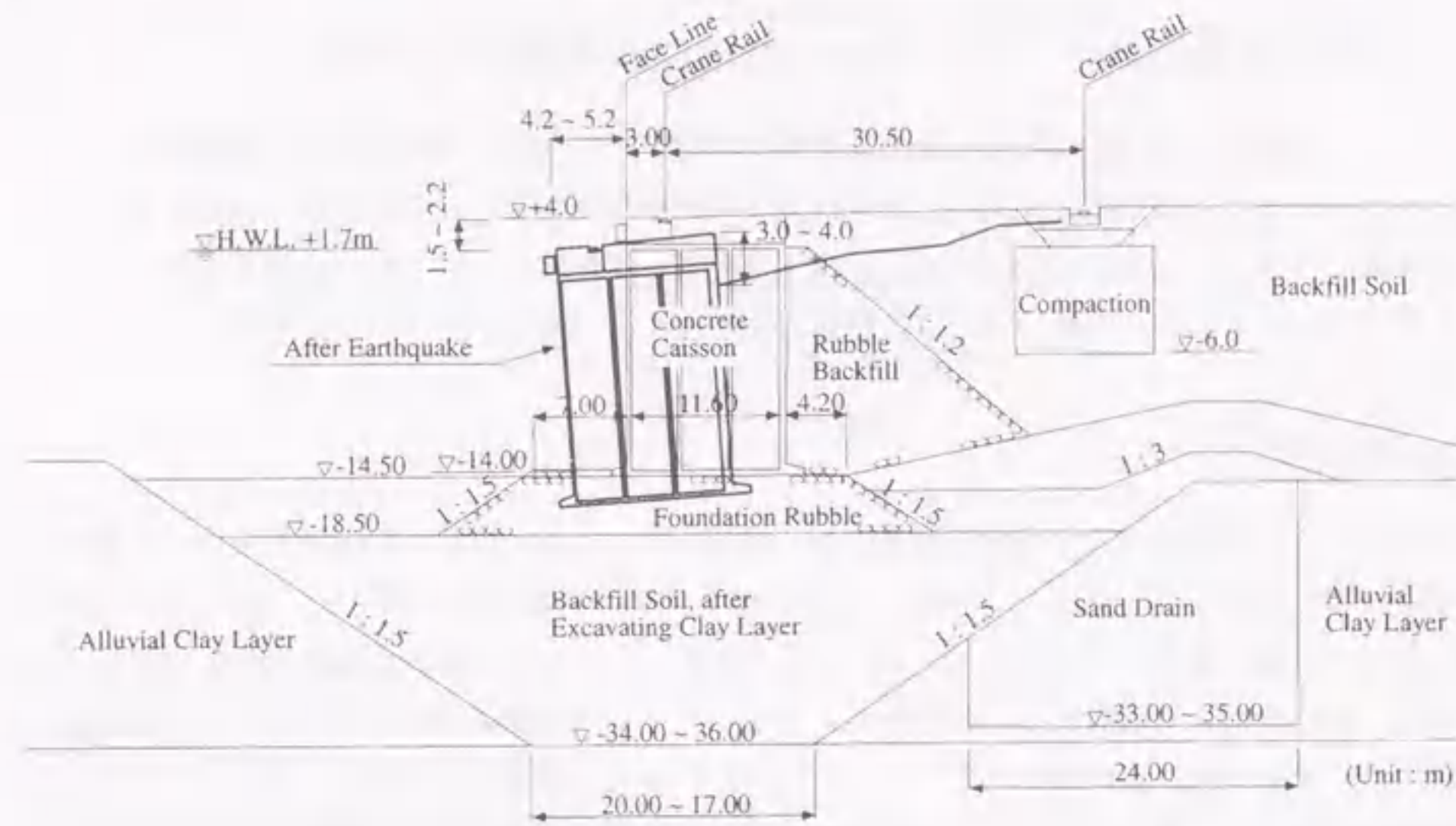


図 5.54 岸壁の構造断面と被災状況 (Tai ら, 1998)

## 5.6.2 解析条件

砂および粘土のモデルのパラメータは、既存の解析事例 (井合ら, 1995), 原位置試験 (稲富ら, 1997; 神戸市, 1995) および室内土質試験 (稲富ら, 1997; 神戸市, 1995) を参考に設定した。沖積粘土については粘土の繰返し弾粘塑性モデル, その他の土質については砂の繰返し弾塑性モデルを適用した。ただし, 裏込め石, 基礎砕石については液状化強度が大きいと考えられるため, パラメータの調整によりダイレイタンスを考慮しないモデルとした。設定したモデルパラメータの一覧を表 5.9 に示す。表 5.9 において, 密度から硬化パラメータまでのパラメータは一般的な弾塑性モデルで用いられているパラメータであるが, それ以外のパラメータは本モデル固有のパラメータである。

まず, 埋立土, 置換砂に用いた砂のモデルのパラメータ設定法について述べる。密度は既存の解析事例 (井合ら, 1995) の値を用いた。初期間隙比は原位置の凍結試料から得られた間隙比の平均値 (稲富ら, 1997) を用いた。透水係数は多数のサンプリング試料の粒度分析結果 (稲富ら, 1997) をもとに, Creager による 20% 粒径と透水係数の関係 (Creager ら, 1944) から推定した。圧縮指数および膨潤指数については土質試験結果が不足しているため, 膨潤指数については 0.0025, 圧縮指数はその 10 倍の値とした。これらの値が当該地盤での土質に対して適切な値であるかどうかは不明であるが, 後の要素シミュレーションでこれらのパラメータ値を用いてモデル全体の挙動を検証することから, このような経験的な値を用いた。変相応力比, 破壊応力比は既存の解析事例 (井合ら, 1995) の値を参考に設定した。初期せん断弾性係数は, PS 検層から得られたせん断波速度 (井合ら, 1995) と密度から算定した。表 5.9 の硬化パラメータ以下のパラメータについては, 直接設定

表 5.9 モデルパラメータ一覧

| Name of soil profile                        | Backfill soil | Replaced sand | Alluvial clay | Rubble backfill<br>Foundation rubble |
|---------------------------------------------|---------------|---------------|---------------|--------------------------------------|
| Density $\rho$ (t/m <sup>3</sup> )          | 1.80          | 1.80          | 1.70          | 2.00                                 |
| Initial void ratio $e_0$                    | 0.45          | 0.32          | 1.75          | 0.40                                 |
| Coefficient of permeability $k$ (m/s)       | 1.8E-06       | 8.9E-05       | 1.0E-08       | 1.0E-02                              |
| Compression index $\lambda$                 | 0.0100        | 0.0100        | 0.3900        | 0.0100                               |
| Swelling index $\kappa$                     | 0.0025        | 0.0025        | 0.0500        | 0.0025                               |
| Initial shear velocity $V_s$ (m/s)          | 210           | 180           | 210           | 300                                  |
| Initial shear modulus ratio $G_0/\sigma'_m$ | 765           | 688           | 472           | 1837                                 |
| Failure stress ratio $M_f$                  | 1.20          | 1.23          | 0.98          | 1.36                                 |
| Phase transformation stress ratio $M_m$     | 0.91          | 0.91          | 0.89          | 0.91                                 |
| Hardening parameter $B_1$                   | 2000          | 2500          | 20            | 5000                                 |
| For sandy soils                             |               |               |               |                                      |
| Control parameter of anisotropy $C_a$       | 2000          | 2000          |               | 2000                                 |
| Reference strain parameter $\gamma^p_r$     | 0.005         | 0.005         |               | -                                    |
| Reference strain parameter $\gamma^c_r$     | 0.02          | 0.02          |               | -                                    |
| Dilatancy parameter $D_0$                   | 1.0           | 1.0           |               | -                                    |
| Dilatancy parameter $n$                     | 6.0           | 3.0           |               | -                                    |
| For cohesive soils                          |               |               |               |                                      |
| Viscoplastic parameter $m'_0$               |               |               | 17.0          |                                      |
| Viscoplastic parameter $C_{01}$ (1/s)       |               |               | 3.0E-07       |                                      |
| Viscoplastic parameter $C_{02}$ (1/s)       |               |               | 7.5E-08       |                                      |

Caisson: Elastic body (Density: 2.1 t/m<sup>3</sup>, Shear modulus: 1.05e+7 kPa, Poisson's ratio: 0.167)

するための土質調査が十分ではないため, ここでは要素シミュレーションにより設定した。これらのパラメータは凍結試料の振動三軸試験から得られた液状化強度 (稲富ら, 1997) を満足するように設定した。要素シミュレーションでは, 標準的なダイレイタンスパラメータ, 規準ひずみの値を用い, 硬化パラメータを調整してモデルの大まかな挙動を設定した。その後, モデルの液状化強度曲線が室内試験結果と一致するようにダイレイタンスパラメータを調整した。また, 変相線到達後のひずみの発生傾向が室内試験結果を再現できるように規準ひずみを調整した。

次に沖積粘土に用いた粘土のモデルのパラメータ設定法について述べる。密度は既存の解析事例 (井合ら, 1995) の値を用いた。初期間隙比は, 不攪乱試料の室内試験 (神戸市, 1995) から得られた間隙比の値を用いた。透水係数は多数のサンプリング試料の粒度分析結果 (稲富ら, 1997) をもとに, Creager による 20% 粒径と透水係数の関係 (Creager ら, 1944) から推定した。圧縮指数, 膨潤指数については既存の圧密試験データ (神戸市, 1995) から設定した。変相応力比, 破壊応力比は既存の解析事例 (井合ら, 1995) の値を参考に設定した。初期せん断弾性係数は, PS 検層から得られたせん断波速度 (井合ら, 1995) と密度から算定した。表 5.9 の硬化パラメータ以下のパラメータについては, 直接設定するための土質調査が十分ではないため, ここでは要素シミュレーションにより設定した。これらのパラメータは, ポートアイランド地震計設置地点で固定ピストン式サン



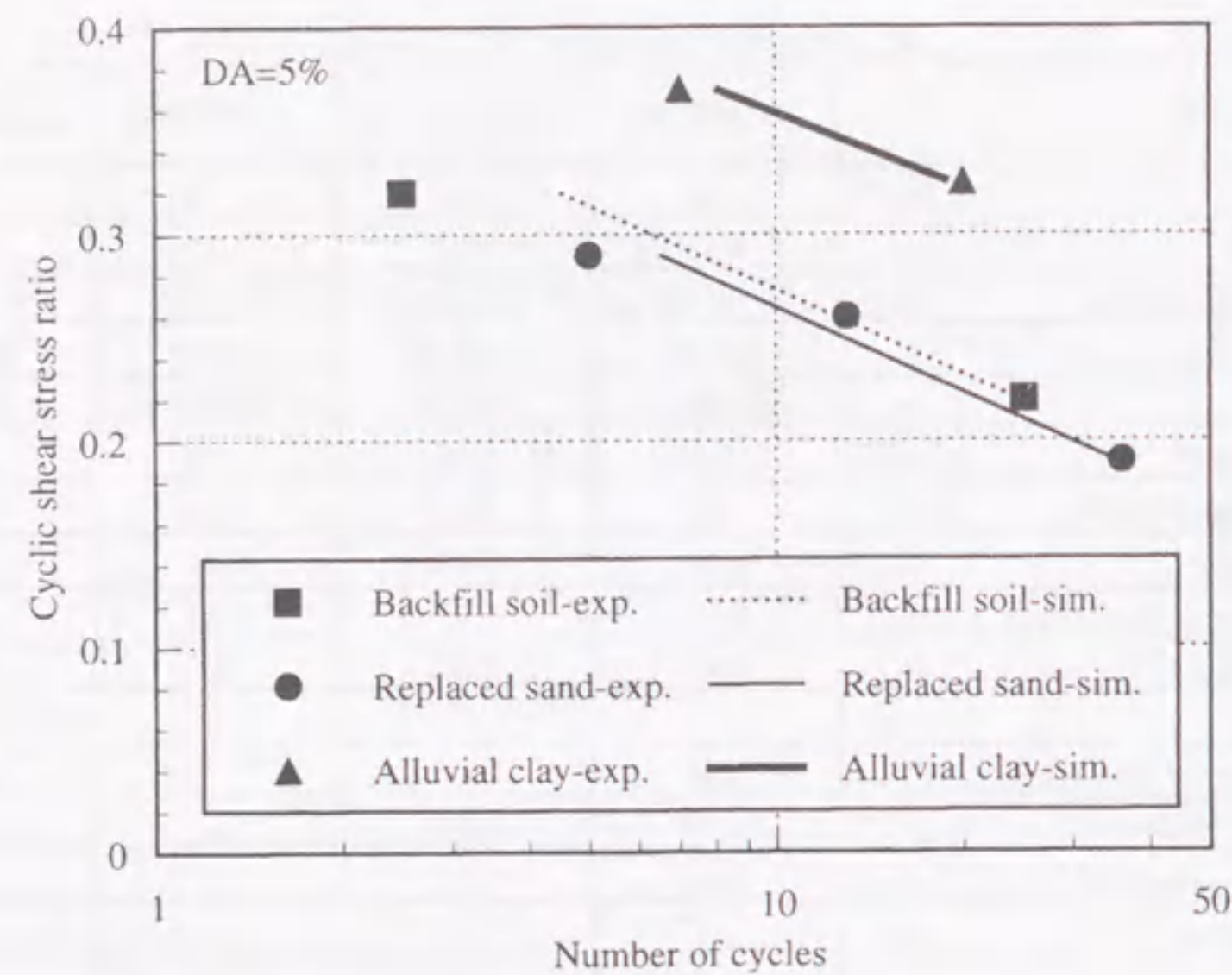


図 5.55 動的強度

プラーによりサンプリングされた試料の振動三軸試験から得られた動的強度（神戸市，1995）を満足するように設定した。要素シミュレーションでは，標準的な粘塑性パラメータの値を用い，モデルが室内試験結果を再現できるように，硬化パラメータを調整した。要素シミュレーションでは，室内試験での載荷速度を考慮しているの，標準的な粘塑性パラメータを使用しているものの，粘土の動的強度のひずみ速度依存性を考慮した形で硬化パラメータは設定されることになる。要素シミュレーションの結果得られた埋立土，置換砂および沖積粘土に対するモデルおよび室内試験の動的強度曲線を図 5.55 に示す。室内試験およびモデルとも軸ひずみの両振幅が 5% となるときの強度曲線を示している。

その他の土層について，前置土および裏埋土は置換砂と同じ物性値を設定した。裏込石および基礎捨石はダイレイタンスを無視し，非線形履歴特性のみを考慮したモデル化を行い，その初期せん断弾性係数は既存の解析事例（井合ら，1995）から設定した。ケーソン本体は弾性体とし，密度  $2.1t/m^3$ ，ポアソン比 0.167，せん断弾性係数  $1.05E+7kPa$  とした。

解析に用いた有限要素モデルを図 5.56 に示す。ケーソン底面と背面にはジョイント要素を配置した。ケーソン背面およびケーソン底面の摩擦角は既存の解析事例（井合ら，1995）に基づき，それぞれ 15 度，31 度とした。なお，ジョイント要素の剥離は考慮せず，すべりのみを考慮した。本来，ケーソン前面には海水が存在するが，本解析では海水からの動水圧が地震時変形に与える影響を無視して，海水はモデル化していない。解析モデルの底面は沖積粘土層下面に設定し，固定境界とした。この底面より入力動を E+F 波として入力した。モデルの側方には幅の広い（500m）要素を設け，この要素の両端を等変位とすることにより，モデル側方での自由地盤的な挙動を模擬した。地

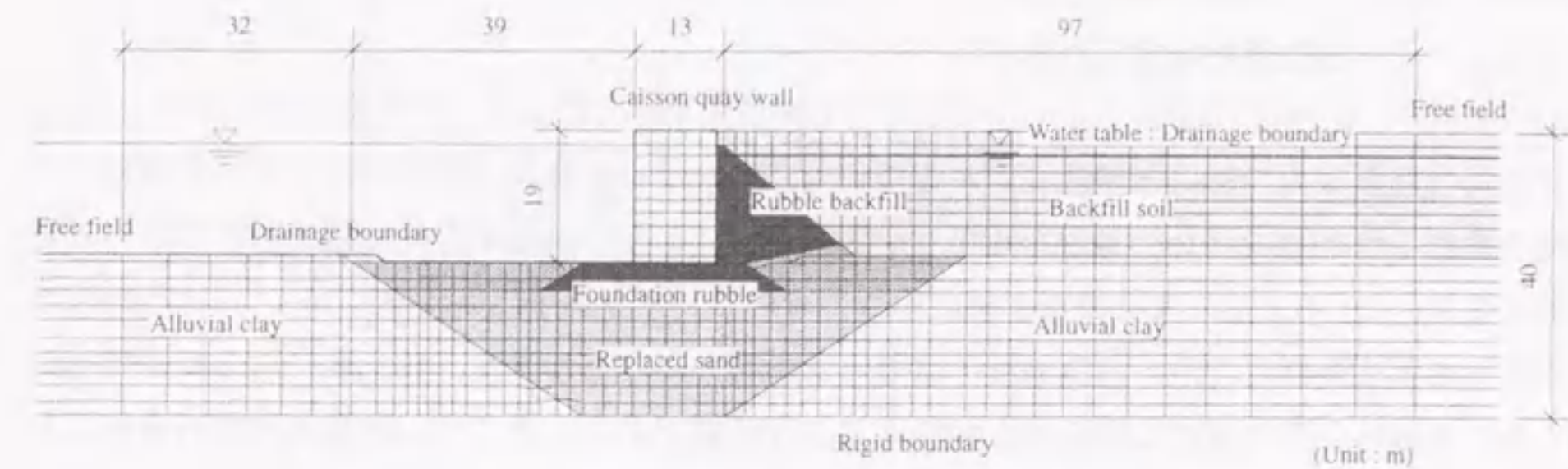
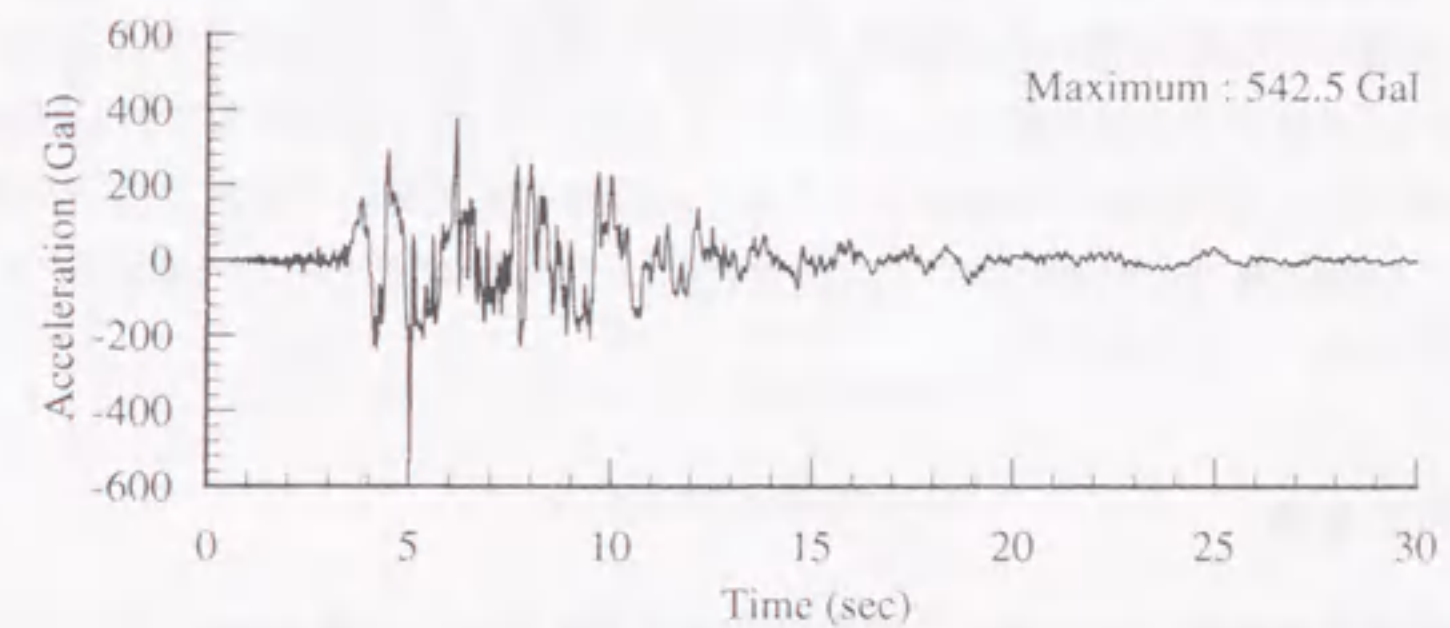
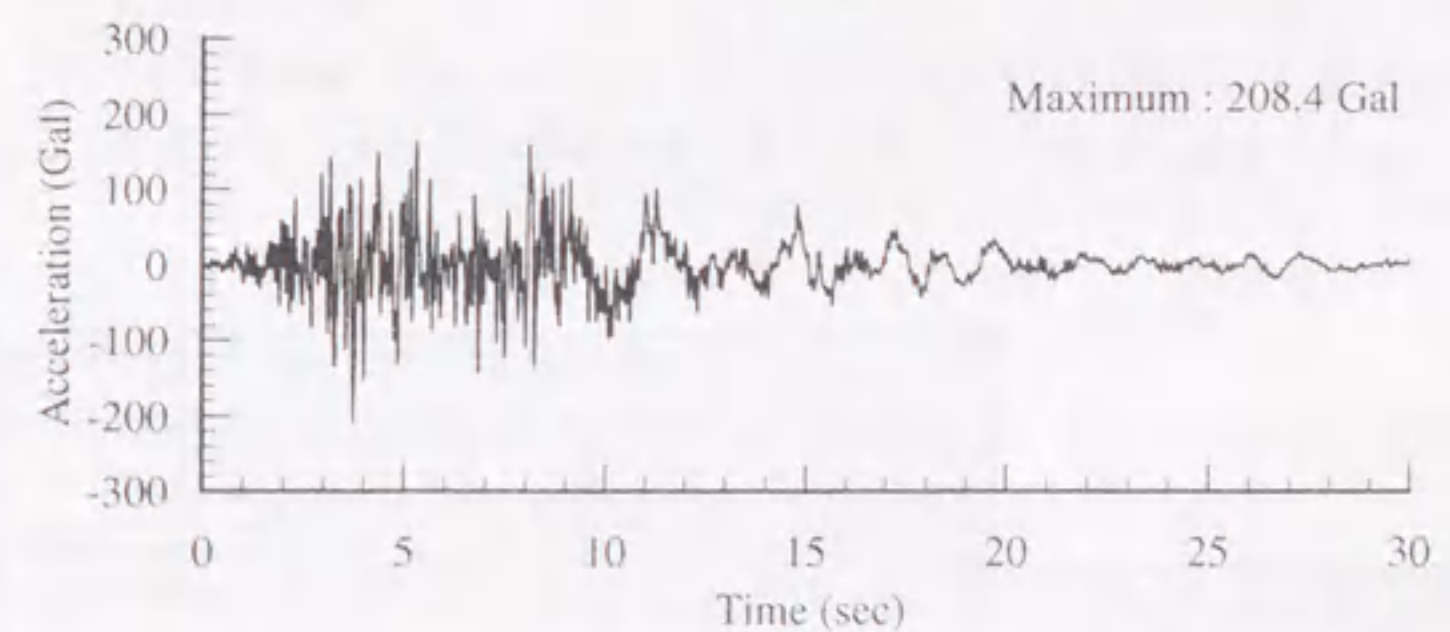


図 5.56 FEM モデル



(a) N-S direction



(b) U-D direction

図 5.57 入力地震動



下水位面は地表面から3.4mとし、この面を排水境界とした。また、ケーソン左側の海底面も排水境界とした。その他の境界は全て非排水境界である。

地盤の初期応力状態は、5.2節で用いた手法と同じ手法で算定した。この解析ではDrucker-Pragerタイプの降伏曲面をもつ弾完全塑性モデルを用いた。せん断弾性係数は動的解析で用いる初期せん断弾性係数の1/2の値を用い、地盤のポアソン比は0.333とし、破壊応力比は動的解析で用いる値をそのまま用いた。5.2節の遠心模型実験の解析において、せん断弾性係数は式(5.1)により地盤内応力に応じて逐次更新したが、当該地盤では様々な土層が存在しており、各土層に対して平均有効応力とせん断弾性係数の適切な関係式を用いることは困難である。そこで、初期応力解析過程における、せん断弾性係数の拘束圧依存性を簡易的に表現するため、初期せん断弾性係数の1/2の値を用いて初期応力解析を行った。

基盤への入力地震動は、ポートアイランドで記録された地震動波形のうち、GL-32m（沖積粘性土下面、洪積砂礫層上面）での地震動を補正したもの（関口ら、1996）である。入力には岸壁の方向性を考慮し、NS成分と上下動成分を用い、両成分を同時入力した。解析には補正波形の9.5秒から39.5秒の主要動30秒間を用いた。解析に用いたNS成分、上下動成分の波形を図5.57に示す。解析時間ステップ増分は0.001秒とし、解析は30秒間行った。粘性減衰として剛性比例型のRayleigh減衰を採用し、その係数は経験的に5.5節での淀川の被災堤防の解析で用いた値と同じ値(0.001)とした。岸壁背面の水平地盤部の1次固有周期は0.76秒程度であるので、式(3.195)より減衰定数を算定すれば、0.5%程度となる。

### 5.6.3 解析結果と考察

■岸壁および地盤の変形挙動 はじめに、節点および要素の出力点を図5.58に示す。ケーソン天端（節点A）での水平および鉛直方向の加速度の時刻歴を図5.59に、変位の時刻歴を図5.60に示す。水平加速度は入力動と比較して、高周波成分がなくなっており、最大加速度は小さくなっている。一方、鉛直加速度は入力動とはほぼ同様な傾向を示しており、やや増幅がみられる。水平変位、鉛直変位とも入力動の主要動が到達するあたりから、変位が増加し始め、その後若干の振幅を繰り返しながら、単調に増加している。いずれの変位も加振終了時点に近くなると収束する傾向を示しており、変形の大部分は主要動の間に発生していることがわかる。なお、本解析では水平、鉛直同時入力を行ったが、事前実施した水平のみの入力でも鉛直加速度の最大値が200gal程度に減少することを除いて、変位量はほぼ同程度の結果となった。本事例では、鉛直動がケーソンの変形に与える影響はさほど大きくないと考えられる。

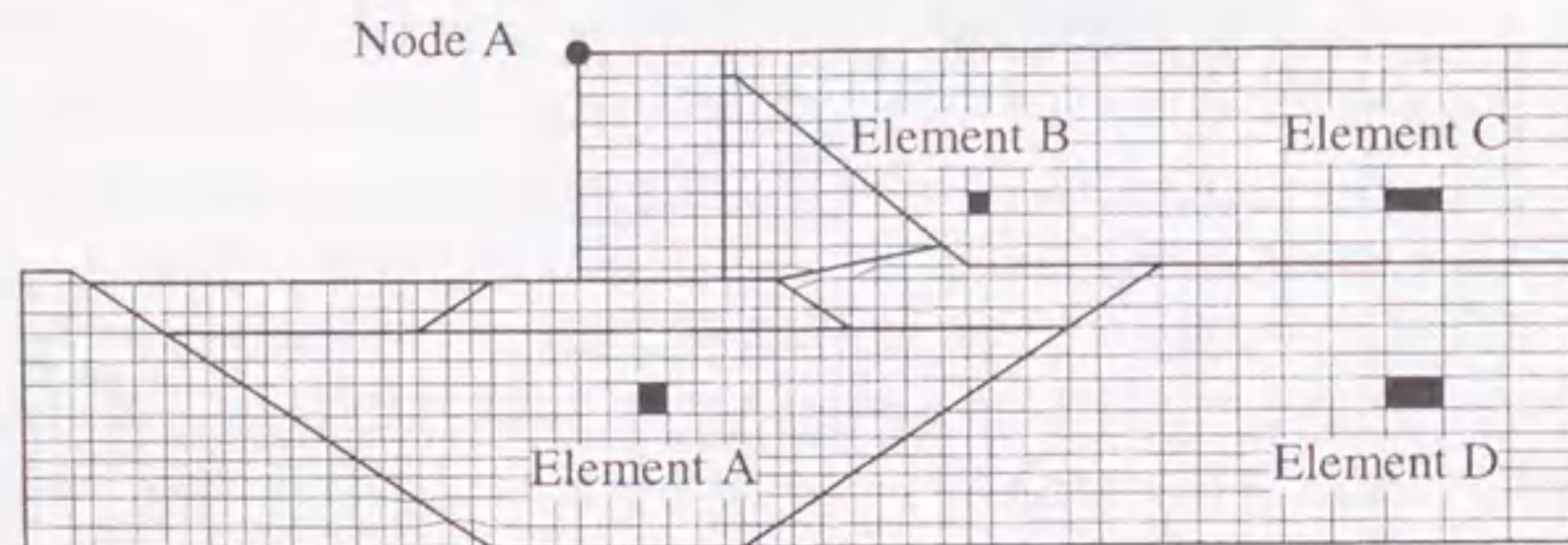
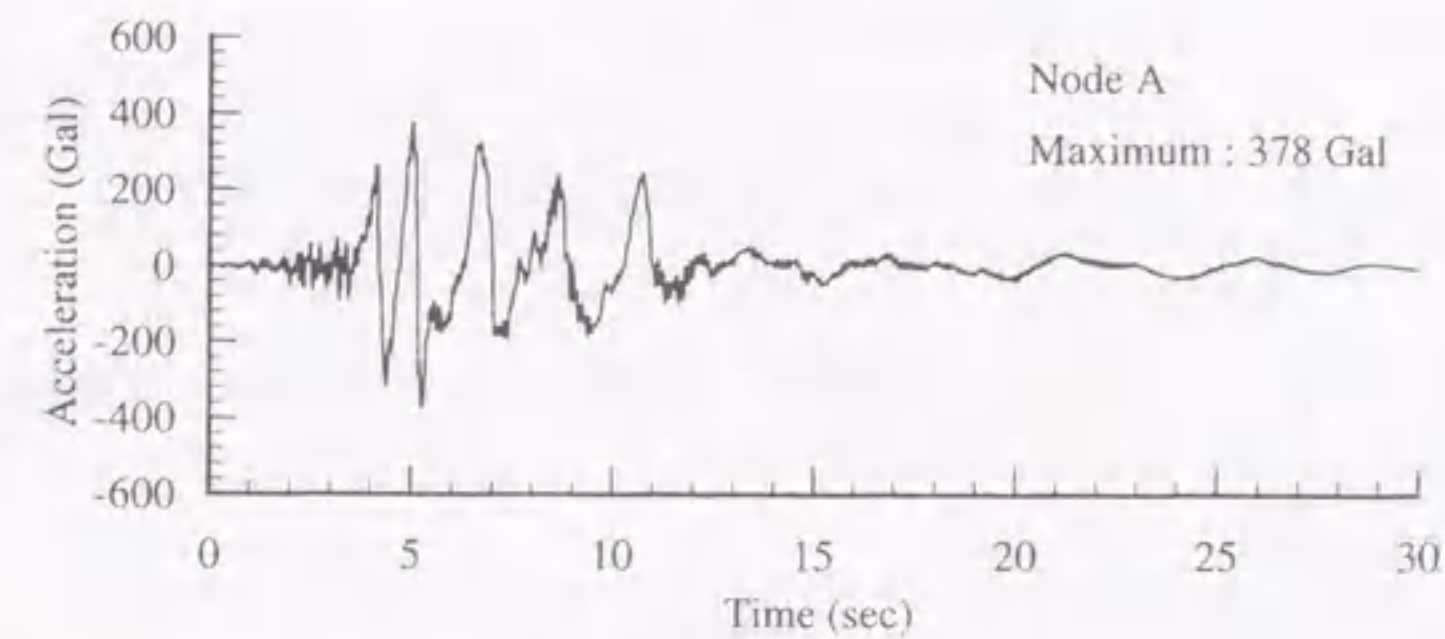
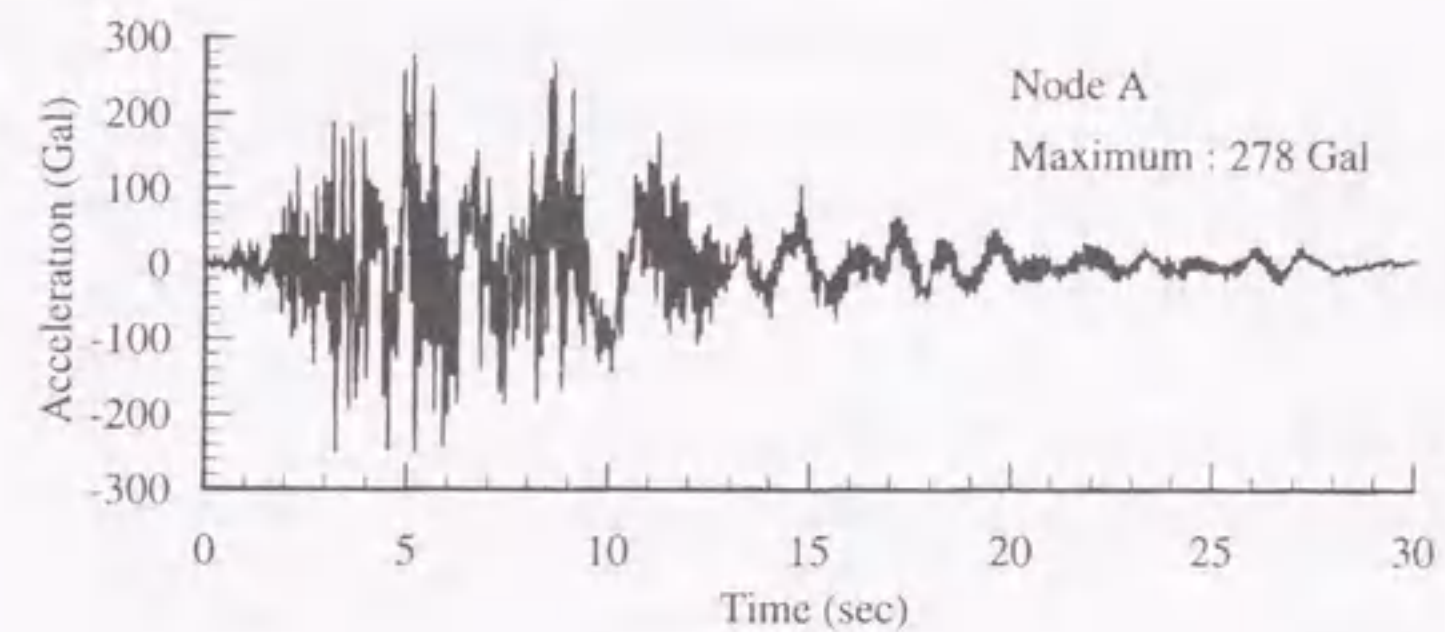


図5.58 出力節点と出力要素



(a) Horizontal acceleration

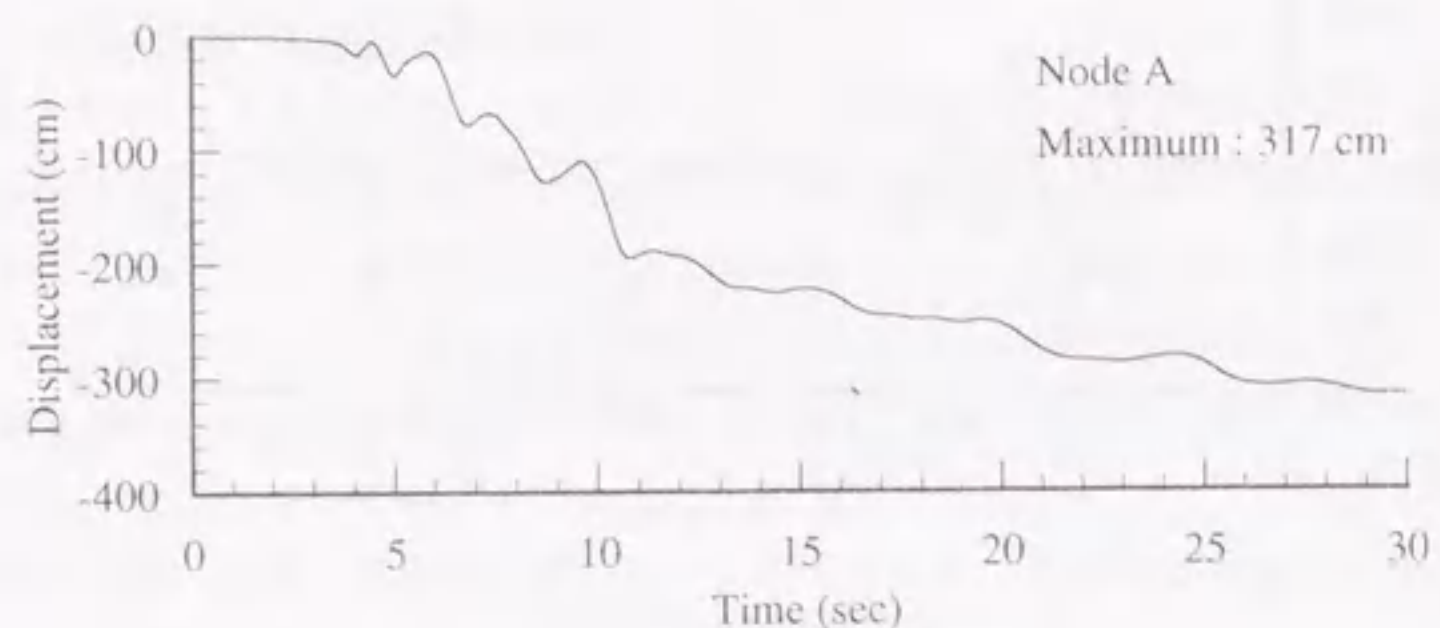


(b) Vertical acceleration

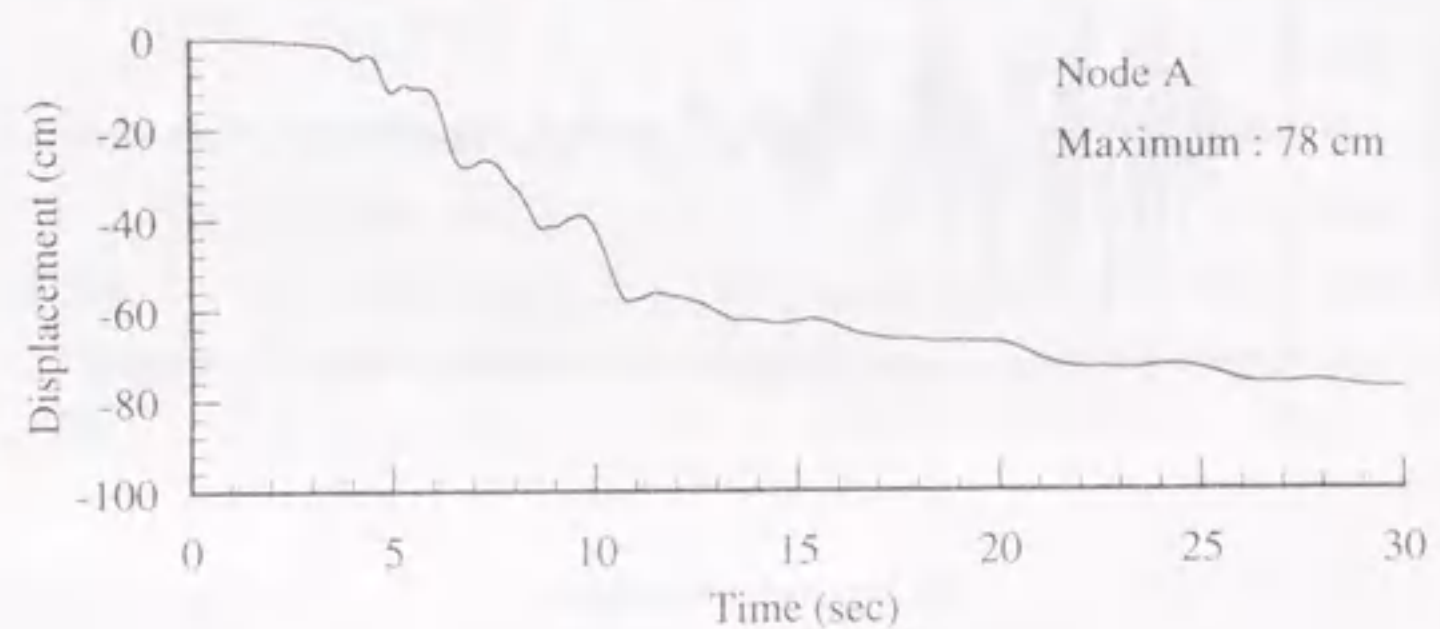
図5.59 ケーソン天端での応答加速度の時刻歴

次に加振終了後の残留変形図を図5.61に示す。実線は加振後、破線は加振前の有限要素メッシュである。ケーソン天端の水平および鉛直変位量は、それぞれ3.2m、0.8mとなっており、傾斜角は約2%である。この値はわずかに小さめであるものの、六甲アイランド南側岸壁の計測結果（稲富ら、1997）（天端水平変位4~5m、同鉛直変位1.5~2.0m、傾斜角4%程度）とオーダー的にはほぼ整合するものである。また、水際線から背後地盤へ変形の影響が及ぶ範囲は約60mであり、図2.3に示したケーソン背後地盤のクラック幅より算定した地表面変位の実測結果（Ishiharaら、1996）とも概ね整合する結果となっている。変形のモードに着目するとケーソン背面ではジョイント要素にすべりが発生しているものの、ケーソン底面ではほとんどすべりが発生していない。また、ケーソ





(a) Horizontal displacement



(b) Vertical displacement

図 5.60 ケーソン天端での応答変位の時刻歴

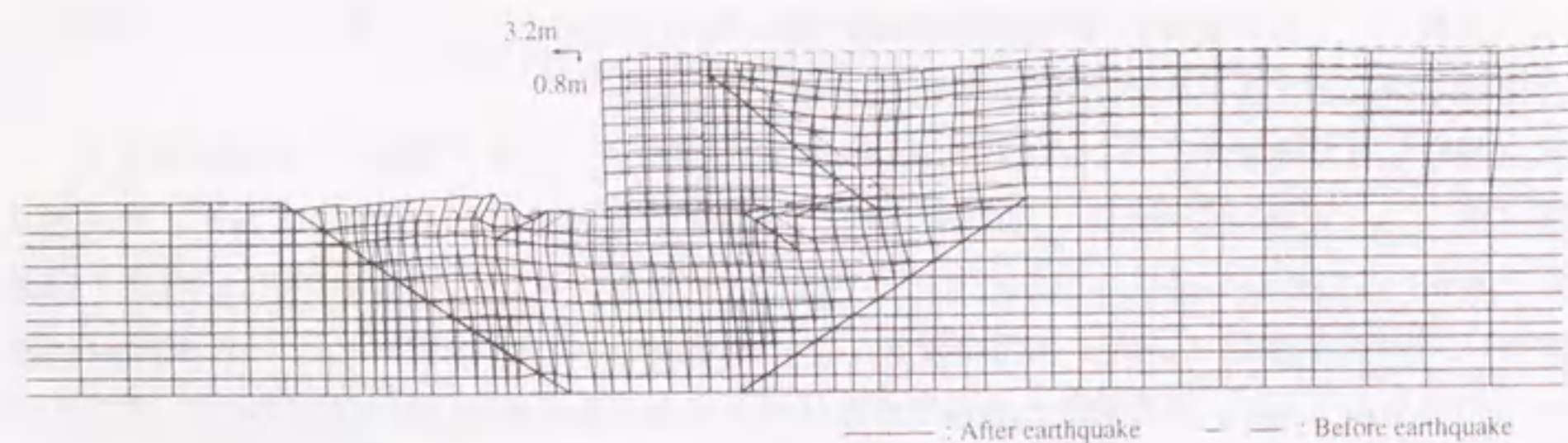
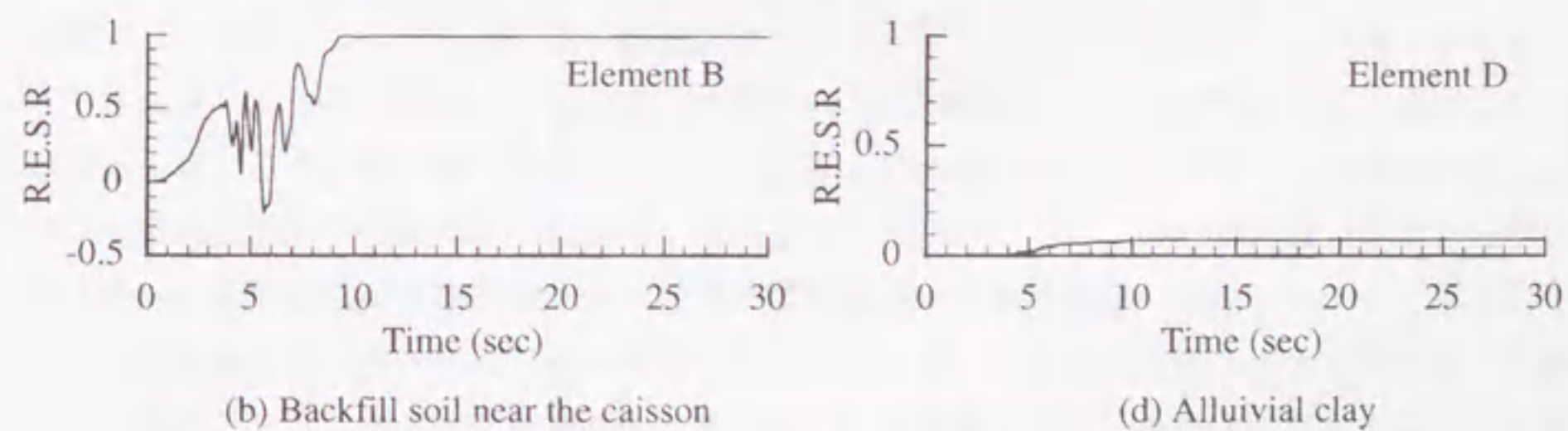
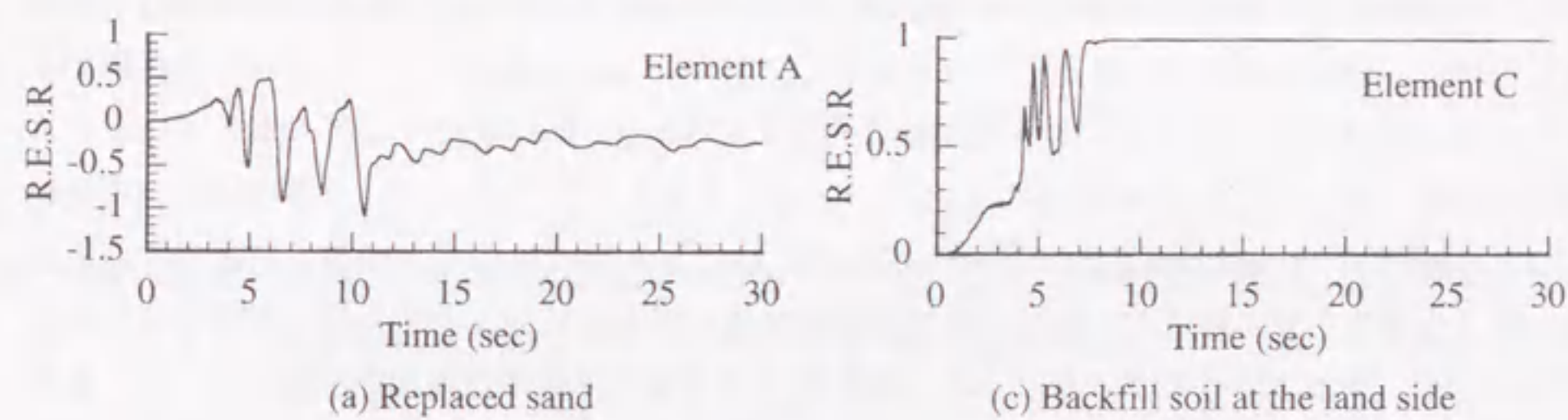


図 5.61 地震後の変形図

ンは基礎捨石にめり込むように前倒しになっており、前置土が盛り上がるように変形している。この変形モードは図 5.54 に示した実際の変形モードをよく再現できている。ただし、本解析では地震後の圧密解析までは実施していないため、実際には過剰間隙水圧の消散により、前置土の盛り上がり量は少なくなるものと思われる。

■地盤内の過剰間隙水圧挙動 ケーソン直下部の置換砂（要素 A）、ケーソン背後での埋立土（要素 B）、ケーソンから離れた埋立土（要素 C）および沖積粘土（要素 D）の代表要素における相対有効応力比（R.E.S.R.）の時刻歴を図 5.62 に示す。これらの出力要素の位置は図 5.58 に示した通りである。なお、相対有効応力比は式 (5.4) で算定される。置換砂では 0.5 程度の過剰間隙水圧比に達したあとは、ほぼその値を保っており、完全液状化には至っていない。埋立土ではケーソンから離れた陸側の要素では、加振に伴い単調に過剰間隙水圧が上昇し、1.0 に達しているが、ケーソン背面ではその上昇は比較的遅くなっている。これは、ケーソンが海側へ変形することにより、ケーソン背後地盤が側方に引っ張られ、過剰間隙水圧の上昇が遅くなったものと思われる。沖積粘土では、加振中は正負の過剰間隙水圧が発生し、過剰間隙水圧が蓄積していく傾向はみられないが、主要動が終了するあたり（約 10 秒）から若干の残留水圧がみられる。地震後の相対有効応力比の分布を図 5.63 に示す。図に示すように、埋立土ではほぼ完全液状化に至っていると考えられる。また、置換砂ではケーソン直下では完全液状化に至っていないが、前置土や裏埋土では完全液状化に至っている。このようなケーソン直下の置換砂での挙動は、盛土直下地盤での挙動とほぼ同様なメ



R.E.S.R. : Relative effective stress ratio

図 5.62 相対有効応力比の時刻歴



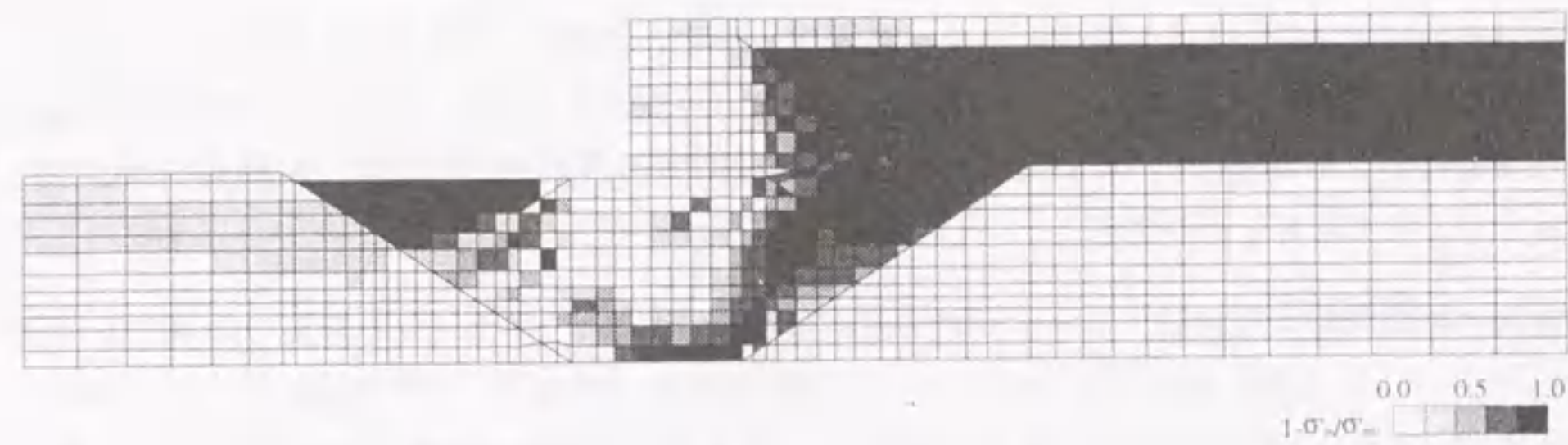


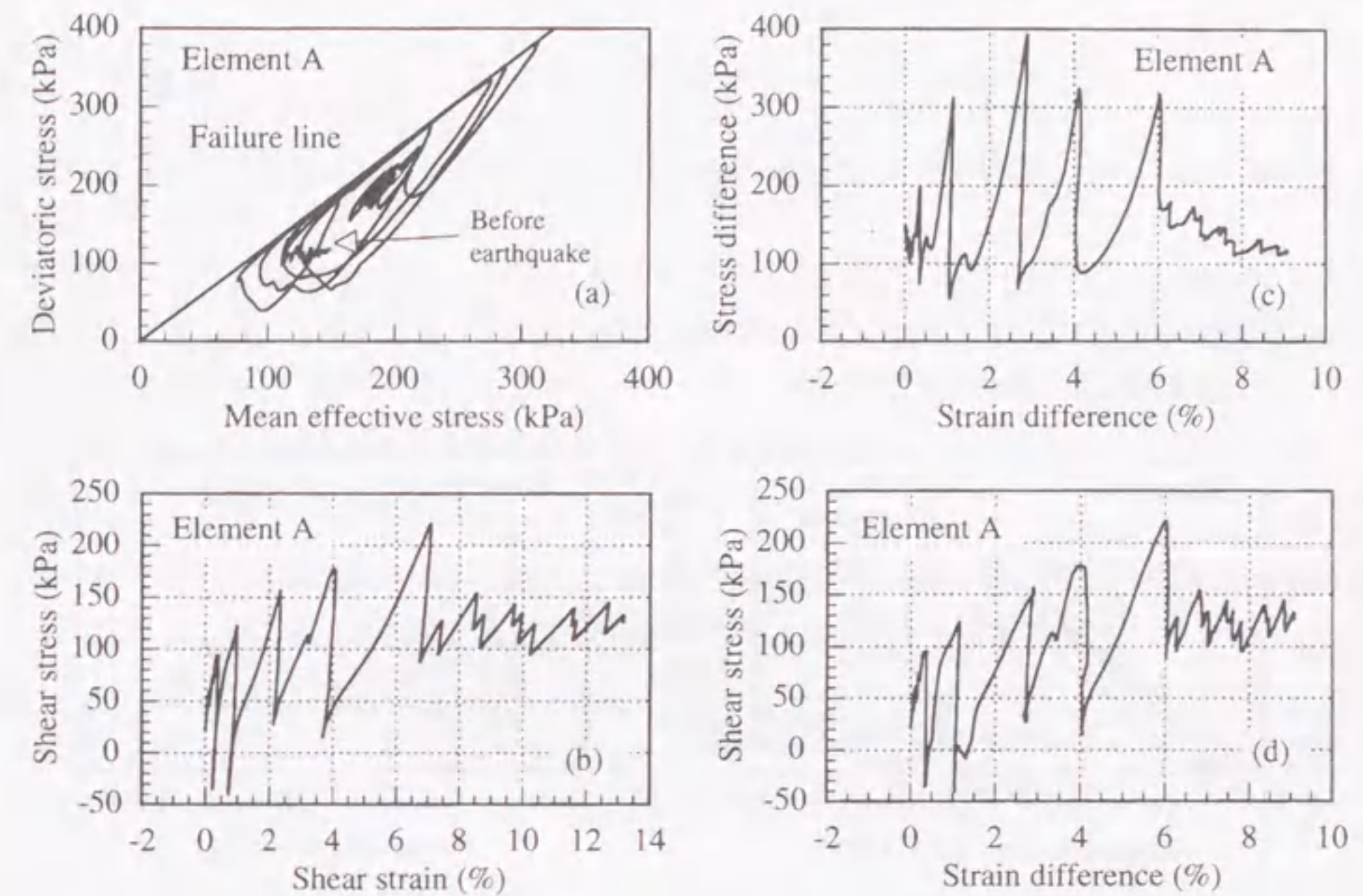
図 5.63 地震後の相対有効応力比の分布

カニズムに基づくものであり、次節で詳しく説明する。

#### 5.6.4 岸壁の変形のメカニズム

5.2節の飽和砂地盤上の盛土の動的遠心模型実験で考察したように、ここでも構造物直下の置換砂部と埋立土の水平地盤に近い部分での挙動の違いを示し、岸壁および置換砂の変形のメカニズムについて述べる。

図 5.60 に示した要素のうち、置換砂（要素 A）および陸側の埋立土（要素 C）における有効応力経路および応力～ひずみ関係をそれぞれ図 5.64、図 5.65 に示す。図 (a)（左上）は有効応力経路を示しており、平均有効応力と偏差応力の不変量 ( $\sqrt{s_{ij}s_{ij}}$ ,  $s_{ij}$  は偏差応力テンソル) の関係で表示している。図 (b)～(d) は応力～ひずみ関係を示しており、図 (b)（左下）はせん断ひずみとせん断応力の関係、図 (c)（右上）は軸差ひずみ ( $\epsilon_v - \epsilon_h$ ) と軸差応力 ( $\sigma'_v - \sigma'_h$ ) の関係そして図 (d)（右下）は軸差ひずみとせん断応力の関係を示している。要素 C では、応力経路は加振に伴い原点に向かい、作用するせん断応力や初期の軸差応力は徐々に減少している。その後、有効応力はほとんど 0 となり、液状化に至っている。一方、要素 A では岸壁の荷重のため初期状態において、鉛直応力、平均応力とも大きな値となっており、既に破壊線に近い状態にある。加振により水平地盤よりも大きなせん断応力が作用しているにも関わらず、応力経路は原点に達することはなく、初期状態の周辺で振動するのみである。この挙動は 5.2 節で述べた盛土直下の挙動と同じように説明できる。埋立土や置換砂部におけるケーソン海側の上載圧が小さい部分や岸壁の裏込め石の直下部分は盛土の場合の水平地盤に相当し、これらの部分では図 5.63 に示すように有効応力はほとんど 0 となる。このとき、ケーソン直下の置換砂部では周辺地盤の軟化により側方の変位拘束が失われてしまう。側方の変位拘束が失われた状態では、ケーソン直下の置換砂部は応力一定の境界条件のもとで挙動することになる。このため、初期の軸差応力が減少せず、地震時のせん断により加振後まもなくせん断破壊に至り、その後は有効応力が完全に 0 となることはなく、その意味での液状化は発生しないことになる。しかしながら、土の要素としてはせん断破壊に達しているため、図 5.64 に示すように、大きなひずみが発生することになる。水平地盤での液状化の挙動とは異なり、軸差応力が存在するため、特に大きな軸差ひずみが発生することになる。また、盛土直下の挙動とは異なり、

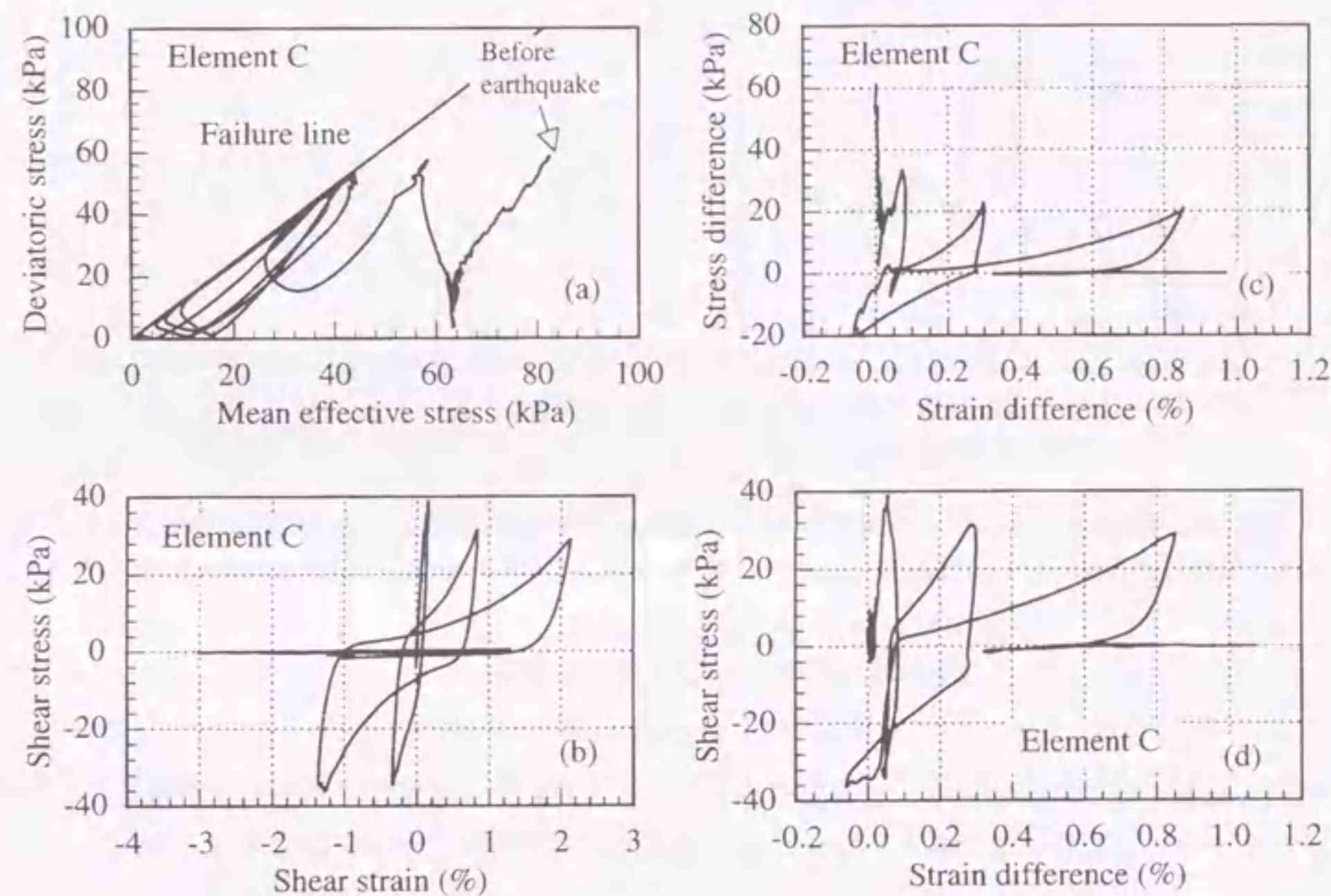


(a) Mean effective stress - deviatoric stress relation, (b) Shear strain - shear stress relation, (c) Strain difference - stress difference relation, (d) Strain difference - shear stress relation

図 5.64 応力～ひずみ関係（要素 A）

埋土側から海側に向かって初期せん断応力が作用しているため、せん断ひずみも大きな値を示している。このような置換砂の変形がケーソン岸壁の変形の原因の一つとなっていると考えられる。





(a) Mean effective stress - deviatoric stress relation, (b) Shear strain - shear stress relation, (c) Strain difference - stress difference relation, (d) Strain difference - shear stress relation

図 5.65 応力～ひずみ関係 (要素 C)

## 5.7 まとめ

砂の繰返し弾塑性モデルおよび粘土の繰返し弾粘塑性モデルを用いた固体力学に基づく解析手法の適用性を検討した。

5.2節では、飽和砂地盤上の盛土の動的遠心模型実験を対象とした。正弦波や不規則波による加振時の盛土構造物の加速度応答、基礎地盤内の過剰間隙水圧、地震中および地震後の変形量に関して、実験値と比較し、解析手法の検証を行った。また、解析手法が定性的に実験値を再現することを確認した後、盛土構造部直下の地盤挙動や盛土構造物の変形メカニズムについて考察した。その結果、以下の結論を得た。

1. 解析手法は基礎地盤内の応答加速度、過剰間隙水圧、盛土の沈下に関して実験結果を定性的に再現した。定量的には、解析で得られた盛土天端の沈下量は実験値の1.5～3.0倍程度であった。
2. 盛土直下地盤で有効上載圧が0とならない現象は、水平地盤の液状化により盛土直下地盤が全応力一定の境界条件となり、大きな軸差応力のもとでせん断破壊に至るために生じることを示した。
3. 盛土直下地盤の挙動は初期の偏差応力の空間的变化、水平地盤の液状化時期などに影響され、全応力一定の境界条件のもとで繰返しせん断をうけ、鉛直方向の圧縮ひずみを生じる。この鉛直ひずみの蓄積が盛土の沈下を引き起こす一因となっている。変形予測を目的とした数値解析においては、用いる砂のモデルが鉛直・水平方向の全応力一定かつ水平方向変位非拘束の境界条件のもとで繰返しせん断応力が作用する場合の土の変形挙動を再現できることが重要であることを示した。

5.3節では、軟弱粘性土地盤上の盛土の動的遠心模型実験を対象とした。正弦波による加振時の盛土構造物の加速度応答、基礎地盤内の過剰間隙水圧、地震中および地震後の変形量に関して、解析結果と実験結果を比較し、粘土の繰返し弾粘塑性モデルを用いた解析手法の検証を行った。この際、特に粘土の動的強度の載荷速度依存性に着目して検討を行った。解析では実験でのステップ加振を厳密に再現できておらず、遠心力場のような高い載荷周波数でのモデルの検証は十分ではないものの、解析の結果、以下の結論を得た。

1. 解析手法は粘性土地盤上の盛土の沈下に関して実験結果を定性的に再現した。定量的には、解析で得られた盛土天端の沈下量は実験値の1.0～3.0倍程度であった。
2. 遠心力場と重力場を対象としたシミュレーションの結果、粘土のひずみ速度依存性を考慮した弾粘塑性モデルを用いたことにより、遠心力場を対象としたシミュレーションの方が実験結果をよりよく再現できることが分かった。

5.4節では、1993年北海道南西沖地震で被災した後志利別川の河川堤防を対象とした。比較的距離にありながら被災程度の大きく異なった二つの断面を対象として、実際の盛土天端の沈下量と



解析結果を比較し、解析手法の検証を行った。また、解析を通じて、盛土の破壊形状や粘土層が盛土構造物の変形に与える影響について考察した。さらに、軟弱粘性土地盤上の盛土の安定管理手法を応用し、液状化層の水平変位に着目した盛土の地震時安定性評価手法を提案した。その結果、以下の結論を得た。

1. 解析手法は被災量の異なる2地点の盛土天端の沈下量の大小関係を定性的に再現した。定量的には、被災程度の大きいNo.1に対して、解析で得られた盛土天端の沈下量は実測値の半分程度であった。一方、被災程度の小さいNo.2に対して、実際には盛土天端の沈下量はほとんど観測されていないものの、解析で得られた盛土天端の沈下量は約20cmであった。
2. 2地点の被災量が異なる一因として、被災量の小さいNo.2のみに存在する地表面付近の粘性土層が基礎地盤の変形を抑制した可能性があることを示した。
3. 解析手法は実際の盛土の破壊形態に対して、盛土内の破壊領域の発生を定性的に再現した。盛土の破壊形態は盛土直下の基礎地盤、とりわけ表層付近の挙動に影響されることを示した。
4. 液状化層の水平変位に着目して、松尾・川村の安定管理手法を適用すれば、盛土のモデル化が多少異なっても、盛土の安定性を評価できる可能性があることを示した。

5.5節では、1995年兵庫県南部地震で被災した淀川の河川堤防を対象とした。比較的近距离にありながら被災程度の大きく異なった二つの断面を対象として、実際の盛土天端の沈下量と解析結果を比較し、解析手法の検証を行った。また、液状化層に挟まれた中間粘土層、止水壁および高水敷きの有無が被災程度に与える影響について、パラメトリックスタディにより考察した。被災程度の大きいNo.1では実際の堤防の破壊モードを厳密に再現するには至っていないものの、解析の結果、以下の結論を得た。

1. 解析手法は被災量の異なる2地点の盛土天端の沈下量の大小関係を定性的に再現した。定量的には、被災程度の大きいNo.1に対して、解析で得られた盛土天端の沈下量は実測値と同程度であった。一方、被災程度の小さいNo.2に対して、実際には盛土天端の沈下量はほとんど観測されていないものの、解析で得られた盛土天端の沈下量は約70cmであった。
2. 2地点の被災量の違いに最も影響を与えた要因は、止水壁の種類や高水敷きの有無ではなく、被災量の小さいNo.2のみに存在する砂質土層の中間粘性土層である可能性を示した。

5.4節での後志利別川の被災堤防の解析においても、被災程度の小さかった地点では、表層付近に粘性土層が存在しており、この粘土層が下部液状化層の変形の影響を低減した可能性を指摘した。淀川の場合は液状化層の中間に粘性土層が存在する形となっているが、この場合も下部の液状化層の変形が上部の液状化層に与える影響を低減している。河川流域での沖積平野部では、砂質土と粘性土との互層地盤となっている場合が多い。このような互層地盤の場合、液状化層の上部にある粘性土層が、盛土構造物の地震時変形量に与える影響は大きく、液状化層だけでなく粘性土層の変形特性を適切に評価することが耐震設計上重要であると考えられる。

5.6節では、1995年兵庫県南部地震で被災した重力式岸壁を対象とした。実際のケーソン岸壁の変位量や岸壁背面の埋土地盤の水平変位量と解析結果を比較し、解析手法の検証を行った。その結

果、以下の結論を得た。

1. 解析手法は被災したケーソン式岸壁や背後地盤の変形モードを定性的に再現した。また、定量的にもケーソン天端の地震後の変位量や背後地盤への影響については、実際の測定値とはほぼ整合する結果であった。
2. ケーソン直下の置換砂の挙動は、盛土直下の基礎地盤の挙動に類似しており、同様のメカニズムで変形が生じていることを示した。

以上の結果より、固体力学に基づく手法の変形予測精度について、全ての事例を対象としてまとめたものを図5.66に示す。図中の変形量は、5.2節～5.6節の各事例について、次のような値を示している。5.2節の事例については、図5.8に示した加振後の盛土天端沈下量の実験値と予測値を示している。5.3節の事例については、図5.22に示した加振後の盛土天端沈下量の実験値と遠心力場を対象とした解析による予測値を示している。なお、5.2節および5.3節の事例については、全て重力場に換算した沈下量の値を示している。5.4節および5.5節の事例については、地震後の盛土天端沈下量の被災事例での測定値と予測値を示している。5.6節の事例については、地震後のケーソン岸壁天端の水平変位および鉛直変位の実測値と予測値をそれぞれ示している。また、下段の図は上段の図の軸目盛り0cm～50cmの部分拡大したものである。例えば5.2節の遠心模型実験の解析事例において入力加速度が大きい場合、解析値は実験値の1.7倍程度である。また、5.4節の被災堤防の解析事例では解析値は実測値の1/2程度となっている。このように固体力学に基づく手法の変形予測精度は、実測された変形量がほとんど0である場合を除いて、倍半分程度であり、定性的にはよい変形予測結果を示している。これは実際の現象において、発生したひずみが微小変形理論をもとにした土と空隙水の二相系の場の方程式で追従できる程度であったこと、かつ、地盤の要素の挙動が用いた砂と粘土のモデルが再現できる挙動、すなわちひずみ軟化を伴わない「非流動」時の繰返し変形挙動（サイクリックモビリティ挙動）の範囲にあったことが要因であると思われる。したがって、固体力学に基づく手法は、せん断ひずみレベル10%程度までの現象については定量的な変形予測が可能であり、条件が整えば定量的な変形予測も可能になるとと思われる。



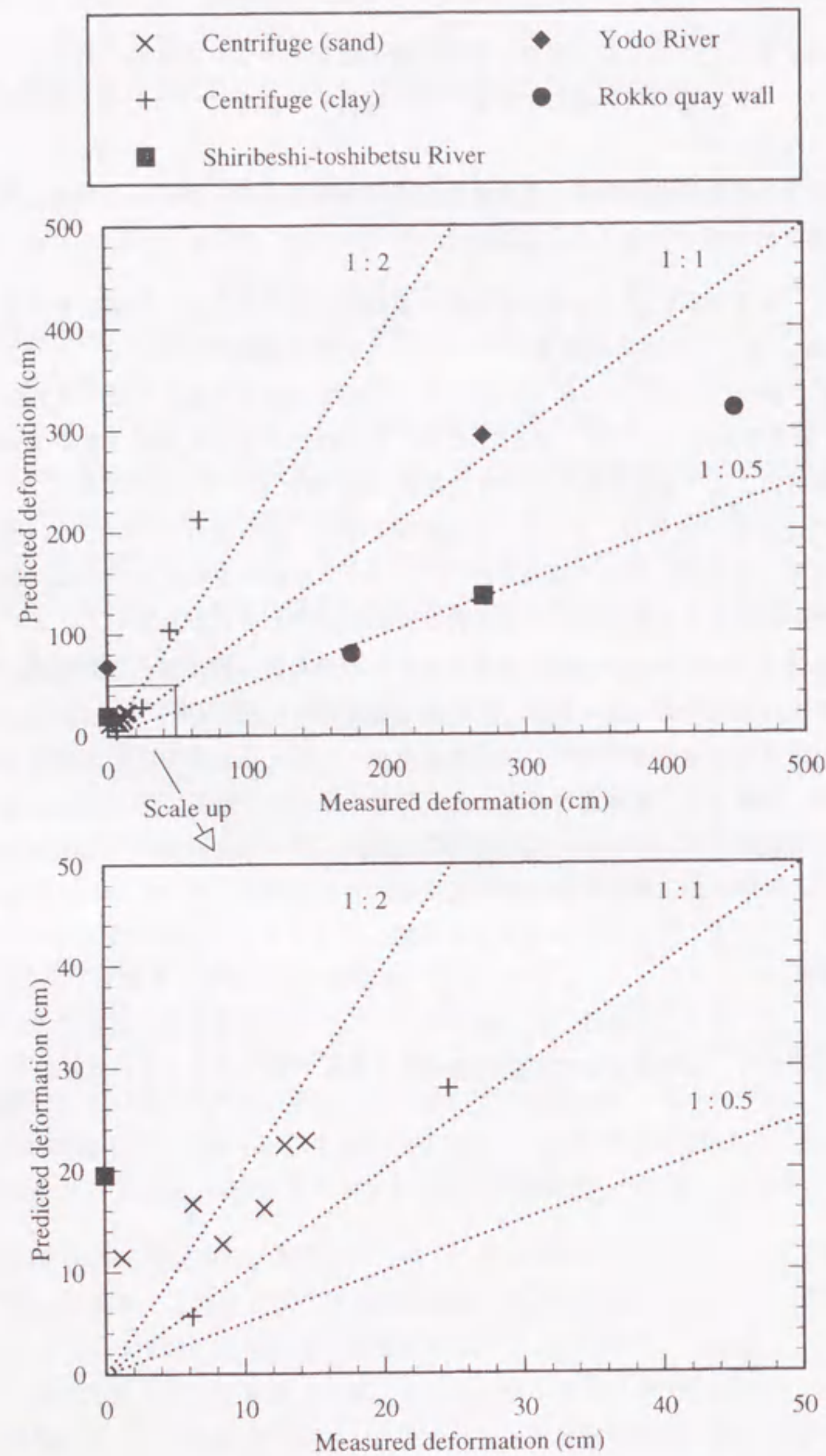


図 5.66 地震後変形量の測定値と予測値

## 第6章

## 流体力学に基づく地盤・構造物系の解析

## 6.1 概要

本章では第4章で提案した流体力学に基づく流動解析手法を用いて、地盤・構造物系の液化後の流動解析を行う。本章での目的は、Binghamモデルを用いた流動解析手法が地盤や構造物の流動時の挙動をどの程度再現できるかを検証することである。

本章では以下の事例について、流体力学に基づく流動解析手法を適用し、地盤・構造物系の挙動について述べる (Uzuoka ら, 1998)。

## 6.2 節 傾斜地盤の流動を対象とした振動台実験の解析 (Uzuoka ら, 1997)

6.2節では、飽和砂を振動台で加振したのち、強制的に土槽を傾斜させて流動を発生させた実験を対象とする。液化地盤の流動速度や流動後の地表面形状などに関して、解析結果と実験結果を比較し、Binghamモデルを用いた解析手法の検証を行う。

## 6.3 節 流動地盤中の地中壁を対象とした振動台実験の解析 (渦岡ら, 1998b; Uzuoka ら, 1999)

6.3節では、流動地盤中に地中壁を設置した傾斜地盤の振動台実験を対象とする。地中壁に作用する流動圧に関して、解析結果と実験結果を比較し、Binghamモデルを用いた解析手法の検証を行う。

## 6.4 節 流動破壊した盛土の被災事例の解析 (Yashima ら, 1997)

6.4節では、盛土天端の路面補修中に流動破壊を起こした道路盛土を対象とする。固体力学に基づく有効応力解析手法により盛土内の液化化予測を行ったのち、流動破壊した盛土の変形量の再現を試みる。



## 6.2 傾斜地盤の流動を対象とした振動台実験の解析

ここでは、飽和砂を振動台で加振したのち、強制的に土槽を傾斜させて流動を発生させた実験を対象とする。液状化地盤の流動速度や流動後の地表面形状などに関して、解析結果と実験結果を比較し、Bingham モデルを用いた解析手法の検証を行う。

## 6.2.1 強制傾斜土槽を用いた振動台実験

解析の対象とする実験は、東海大学で行われた強制傾斜土槽を用いた振動台実験 (Hamada ら, 1994) である。この実験の特徴は、地盤を液状化させたあとに振動を止め、土槽を強制的に傾斜させる点にある。実験装置の全体図を図 6.1 に示す。模型地盤には遠州灘浜砂を使用しており、その諸元を表 6.1 および図 6.2 に示す。なお、表 6.1 および図 6.2 には比較のために豊浦砂の諸元も示している。模型地盤の作成時には、土槽底面から水を急激に注入することによりボイリングを起こし、緩詰め均質な地盤となるようにしている。計測項目は、最終変位量 (地盤中のターゲットによる)、流動中の変位 (巻き込み型変位計による)、流動中の過剰間隙水圧 (間隙水圧計による) である。間隙水圧計および巻き込み型変位計の配置図は図 6.1 に示す通りである。

実験は模型地盤の相対密度、土槽の傾斜角、非液状化層の有無、載荷圧の有無をパラメータとして数ケース行われている。この実験の結果、以下のことが確認されている (Hamada ら, 1994)。

1. 液状化後は加振がなくても、土槽の傾斜により流動が発生する。
2. 流動後の地表面は、水平にならず、傾斜部が残る。
3. 変位量、流動速度は地盤の相対密度に依存する。
4. 変位量、流動速度は土槽の傾斜角の影響をあまり受けない。

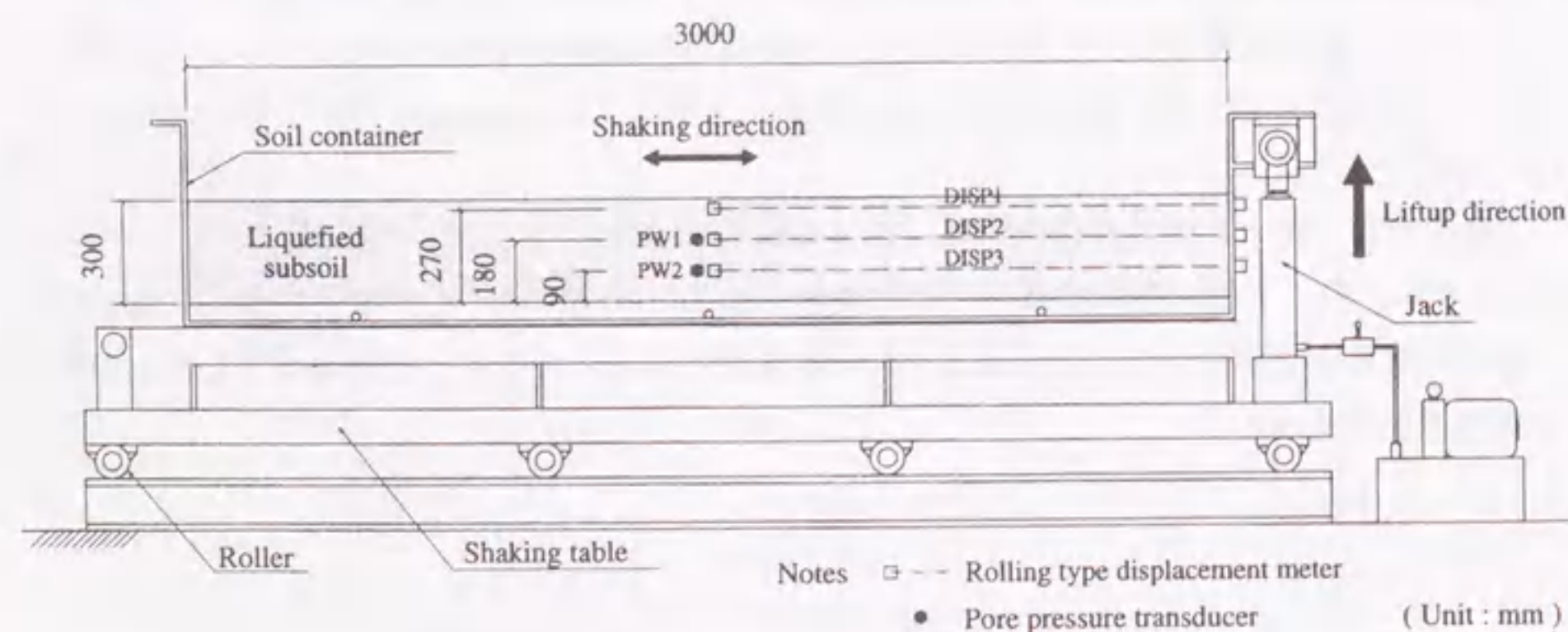


図 6.1 振動台模型 (Hamada ら, 1994)

表 6.1 材料特性 (Hamada ら, 1994)

| Sand      | D <sub>50</sub> (mm) | U <sub>c</sub> | e <sub>max</sub> | e <sub>min</sub> |
|-----------|----------------------|----------------|------------------|------------------|
| Toyoura   | 0.17                 | 1.71           | 0.971            | 0.567            |
| Enshunada | 0.24                 | 1.92           | 1.251            | 0.706            |

Note :

D<sub>50</sub> : mean grain size, U<sub>c</sub> : uniformity coefficient = D<sub>60</sub>/D<sub>10</sub>

e<sub>max</sub>, e<sub>min</sub> : maximum and minimum void ratios

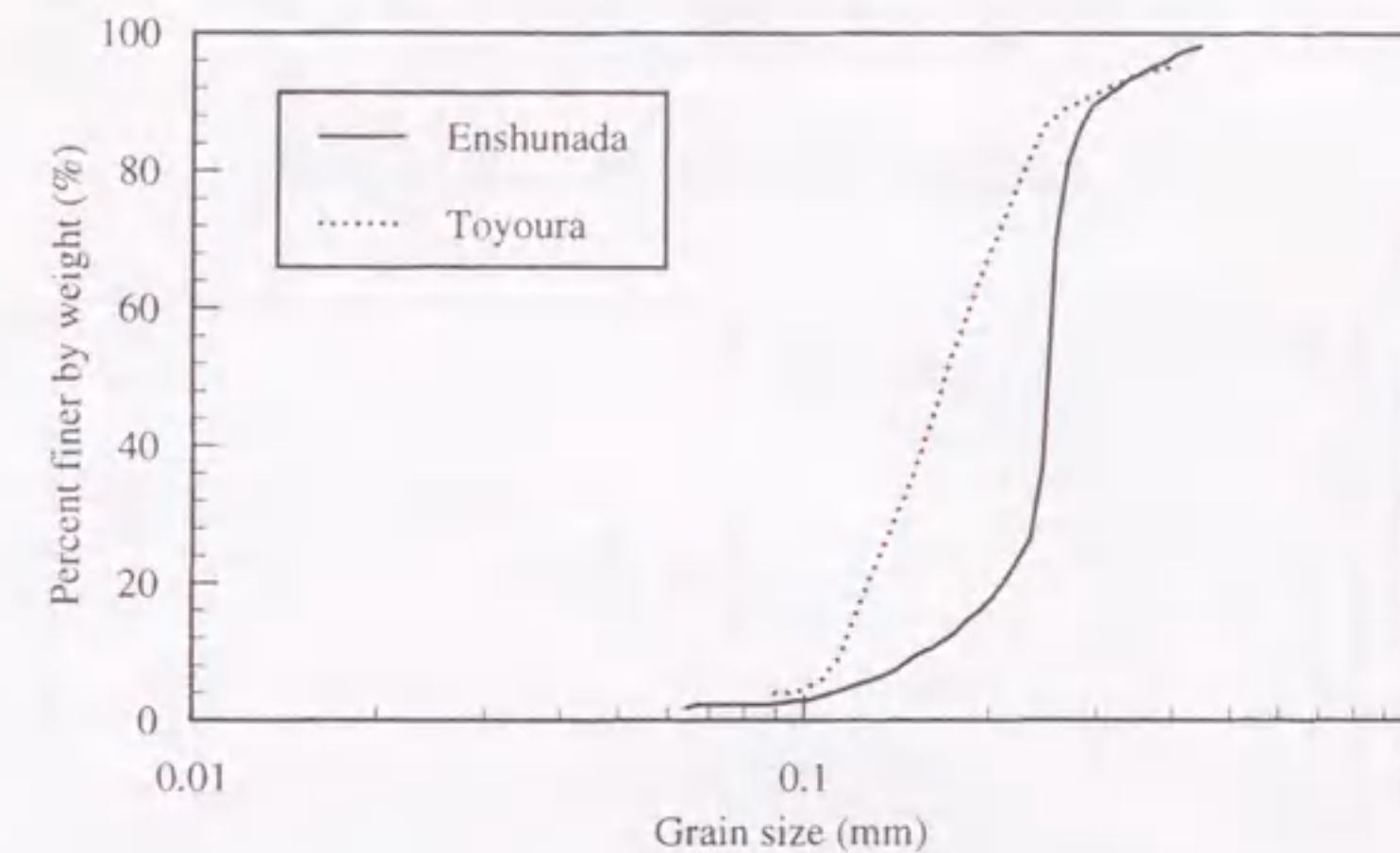


図 6.2 粒径加積曲線 (Hamada ら, 1994)

ここでは、模型地盤の相対密度 41%、最大土槽傾斜 4.2%、非液状化層なし、載荷圧なしの実験ケースを対象とし解析を行う。本ケースでの過剰間隙水圧、巻き込み型変位計の時刻歴をそれぞれ図 6.3、図 6.4 に示す。地盤内の過剰間隙水圧は土槽傾斜開始 (約 9 秒) と同時に、徐々に減少していく傾向を示しており、地盤の流動がほぼ停止する時 (約 10 秒) には、PW2 (深度 12cm) で急減している。なお、傾斜による水位の変動分を差し引いても過剰間隙水圧は減少することが確認されている。また、地中変位は土槽傾斜開始後約 0.7 秒後に発生し、約 3 秒後には収束している。

## 6.2.2 解析条件

はじめに Bingham モデルのパラメータの一つである模型地盤の最小非排水強度比について考察する。液状化後の土槽の傾斜により起動されるせん断応力が、最小非排水強度を超えたときに側方流動が生じると仮定すると、実験中の地中変位および土槽傾斜高さの時刻歴 (図 6.4) から最小非排水強度比が次式で算定できる。

$$R_{min} = \sin \theta \cos \theta \quad (6.1)$$



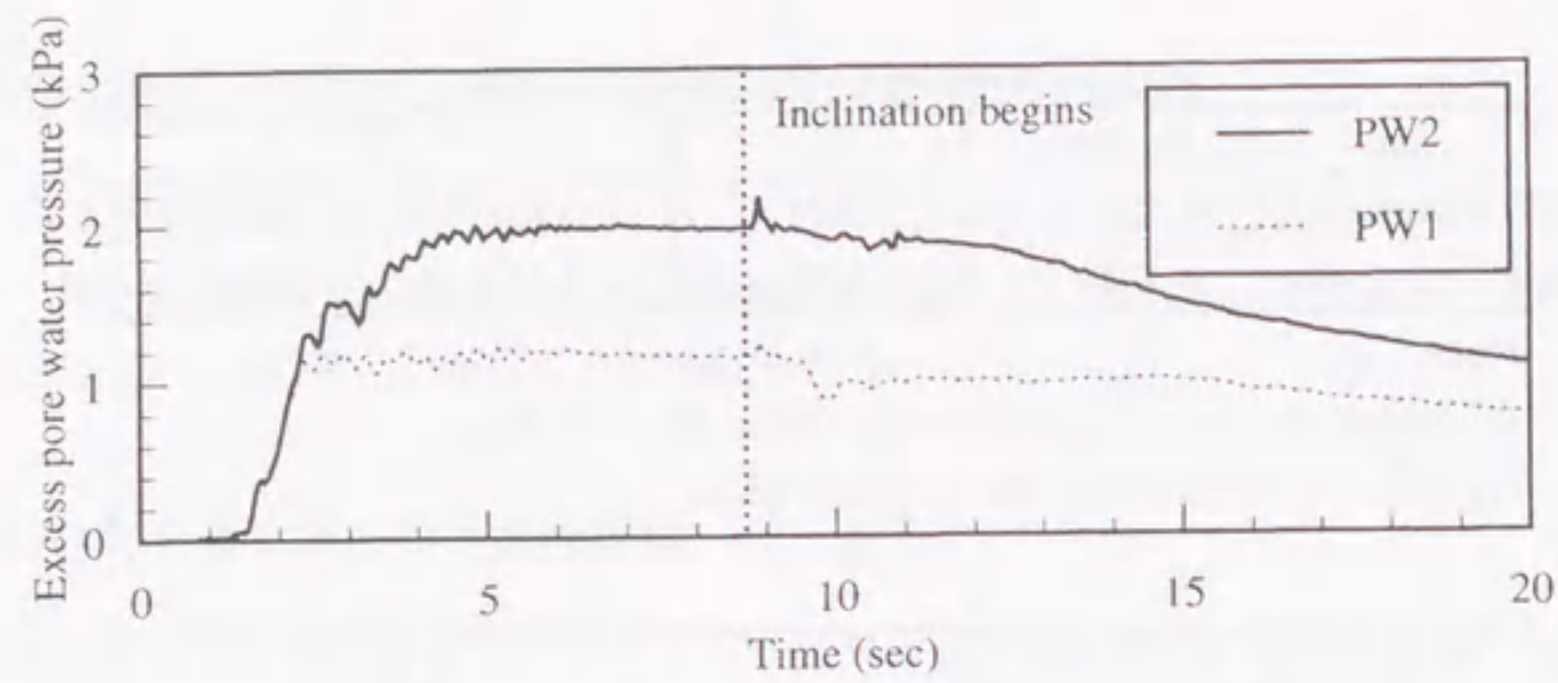


図 6.3 過剰間隙水圧の時刻歴 (Hamada ら, 1994)

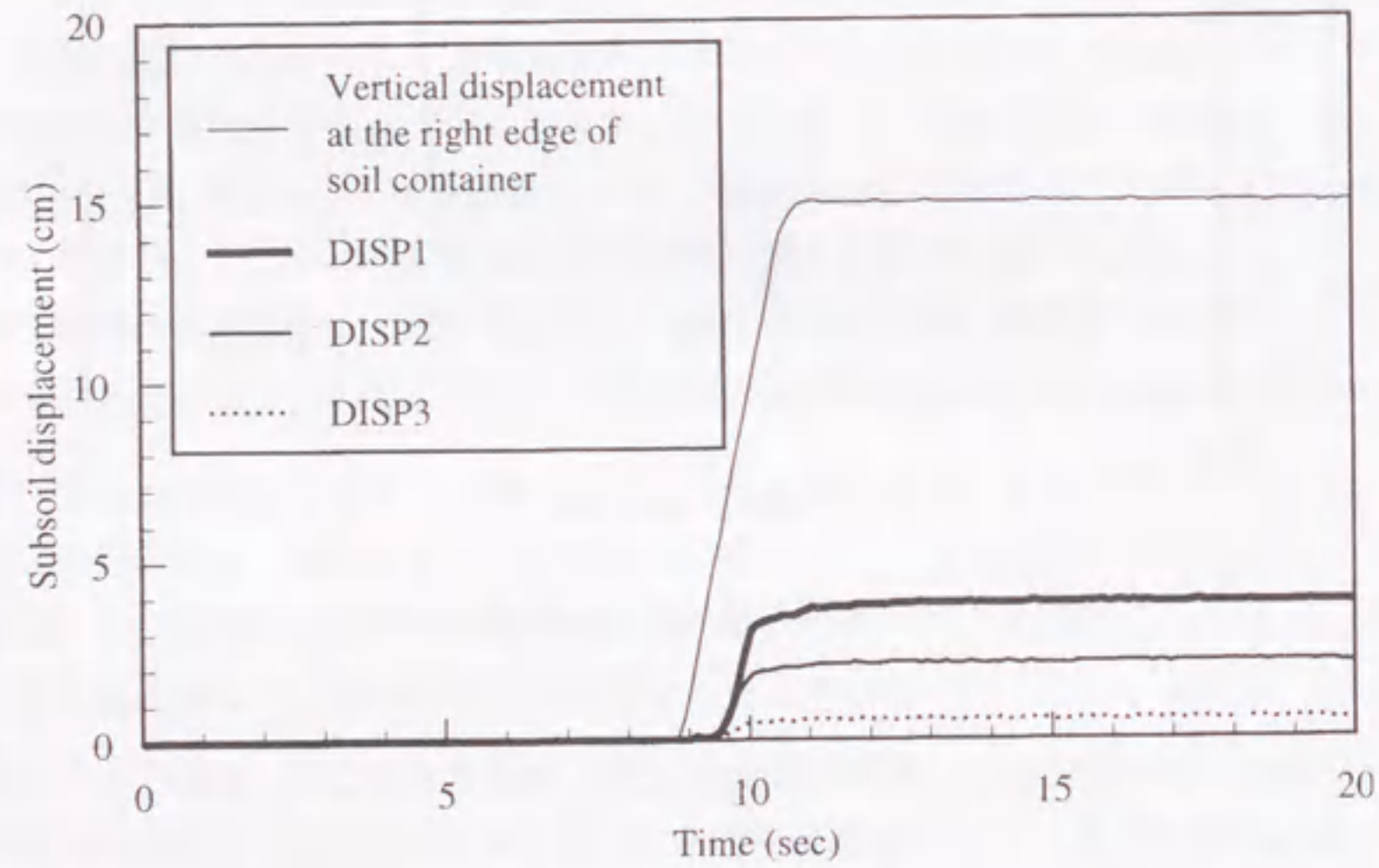


図 6.4 地中変位の時刻歴 (Hamada ら, 1994)

ここに、 $\theta$  は土槽傾斜角である。図 6.4 より、地中変位が発生する時の土槽端部の鉛直変位は約 5.5cm であるので、最小非排水強度比は  $0.018 (= \arctan(5.5/300))$  となる。

解析は等価粘性係数 (4.2 節参照) の解析結果に与える感度、Bingham モデルの特性を把握するため、4 ケースについて行った。各ケースに対する降伏粘性係数  $\eta$ 、最小非排水強度比  $R_{min}$  の値を表 6.2 に示す。また、各ケースのせん断ひずみ速度と等価粘性係数の関係を図 6.5 に示す。ケース 1 は振動台実験から推定される最小非排水強度比を用いたケースである。ケース 2 はややケース 1 より大きな最小非排水強度比を用いたケースである。ケース 3 はケース 2 より小さい降伏粘性係数を用いたケースである。ケース 4 は粘性係数をせん断ひずみ速度に依存しない形すなわち Newton 粘性を用いたケースである。降伏粘性係数  $\eta$  は図 6.5 に示すように等価粘性係数の下限値を示す値

表 6.2 解析ケース

| ケース | $\eta(Pa \cdot s)$ | $R_{min}$ | 備考              |
|-----|--------------------|-----------|-----------------|
| 1   | 1.0                | 0.018     | Bingham fluid   |
| 2   | 1.0                | 0.025     | Bingham fluid   |
| 3   | 0.1                | 0.025     | Bingham fluid   |
| 4   | 300.0              | 0.0       | Newtonian fluid |

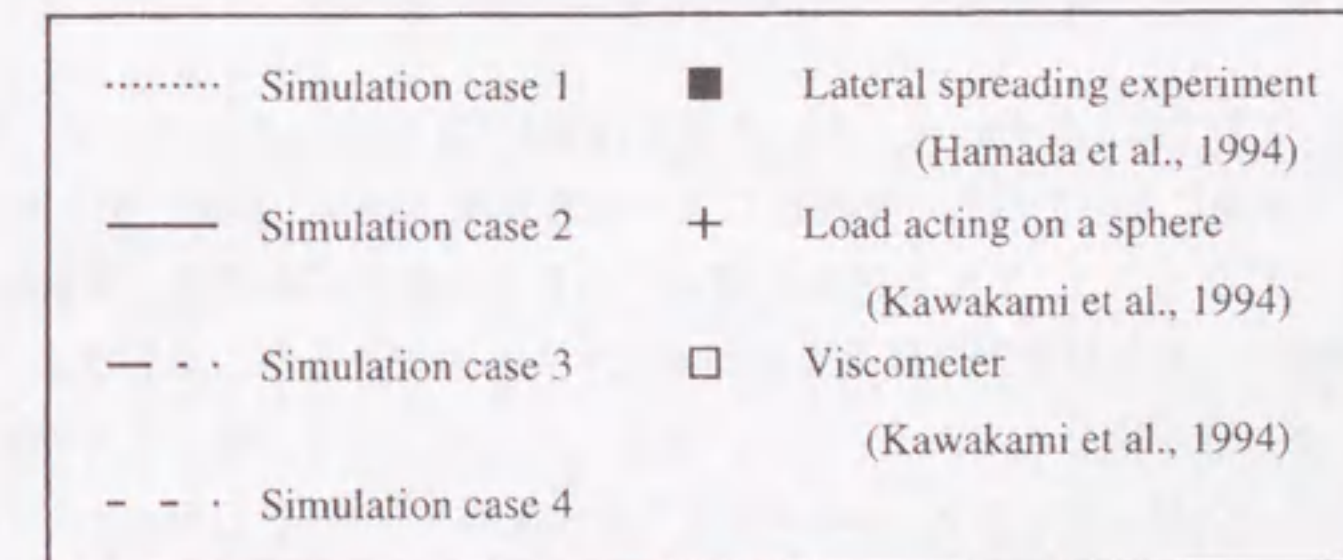
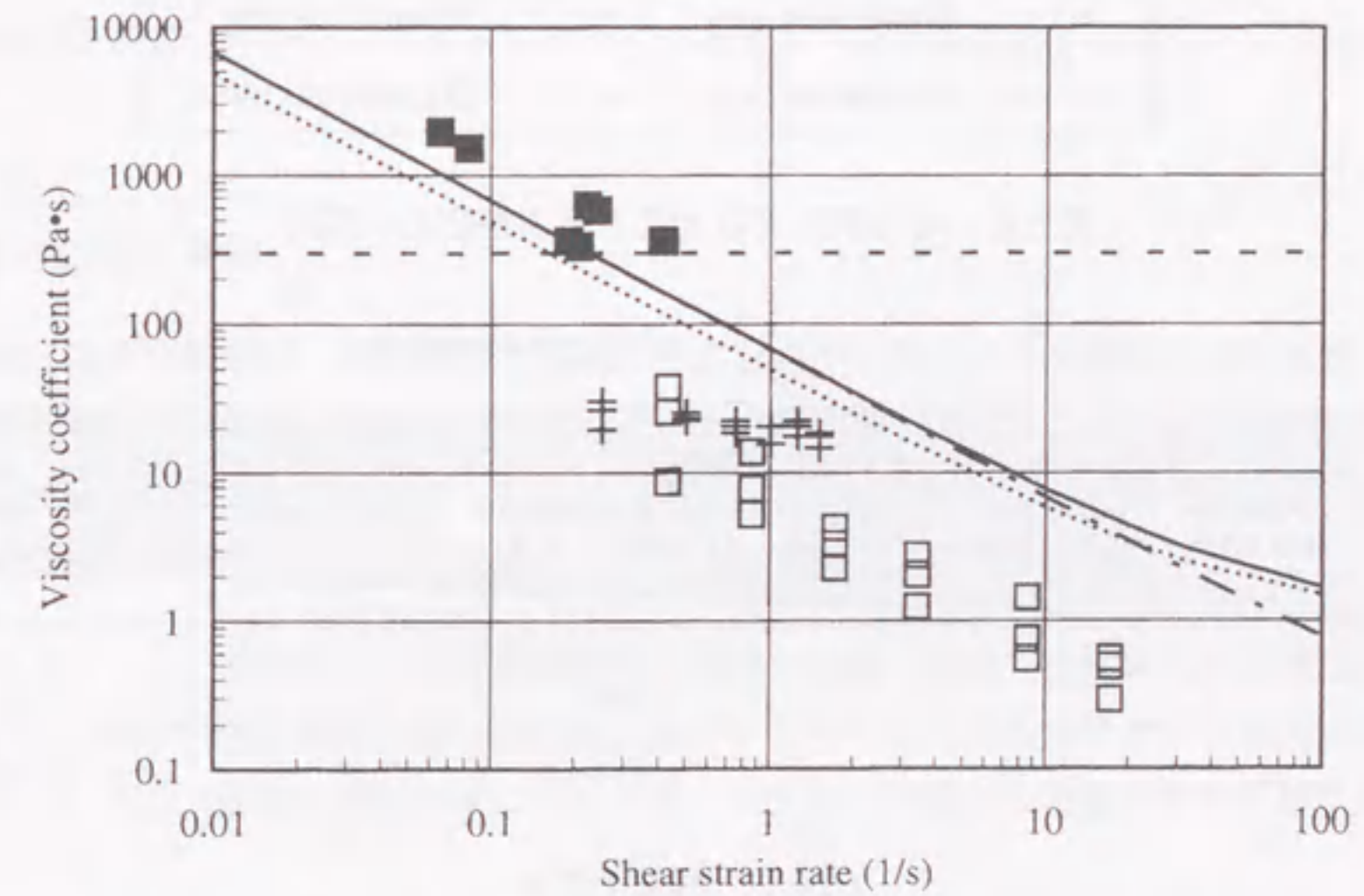


図 6.5 解析に用いた粘性係数



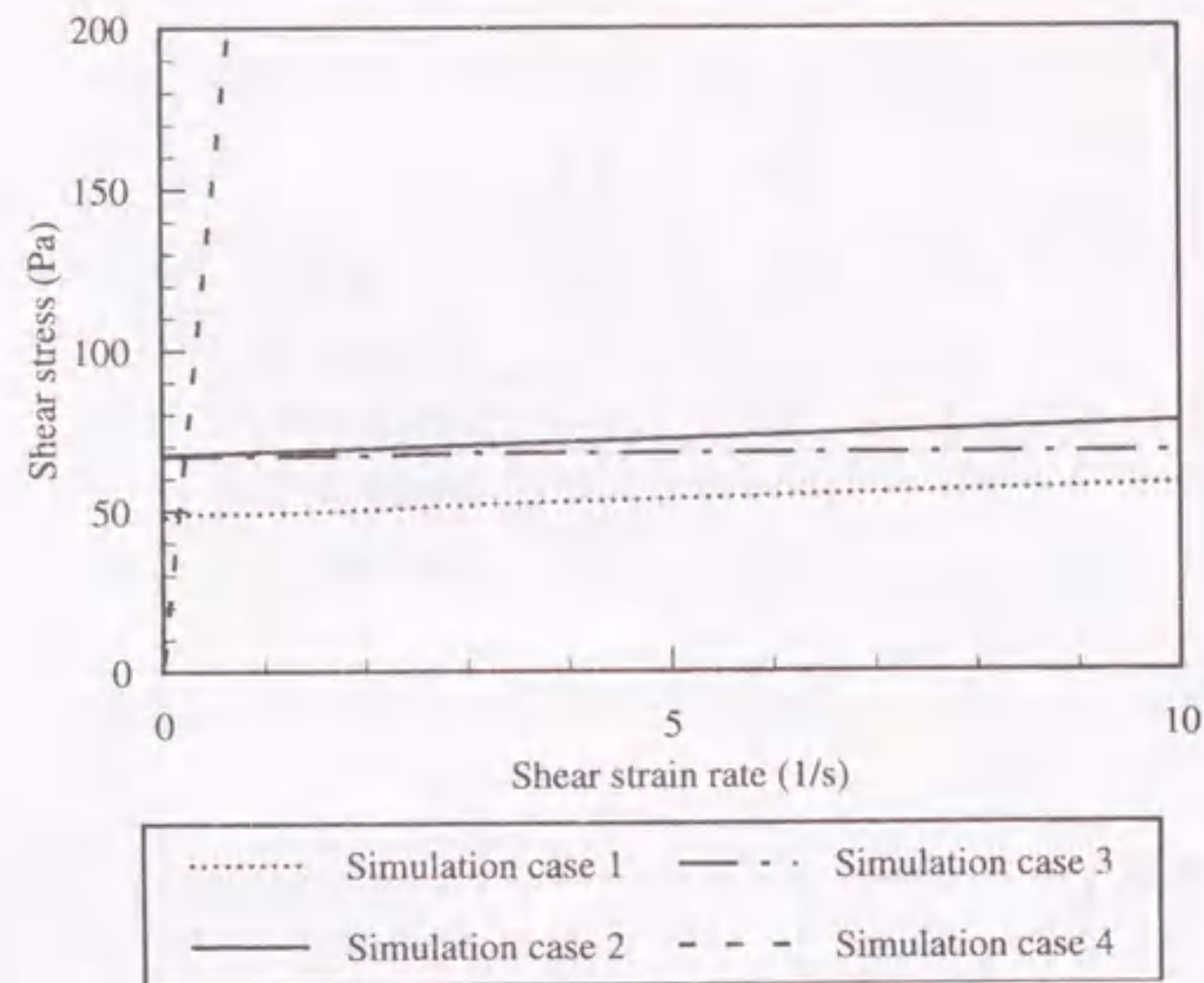


図 6.6 セン断ひずみ速度とせん断応力の関係

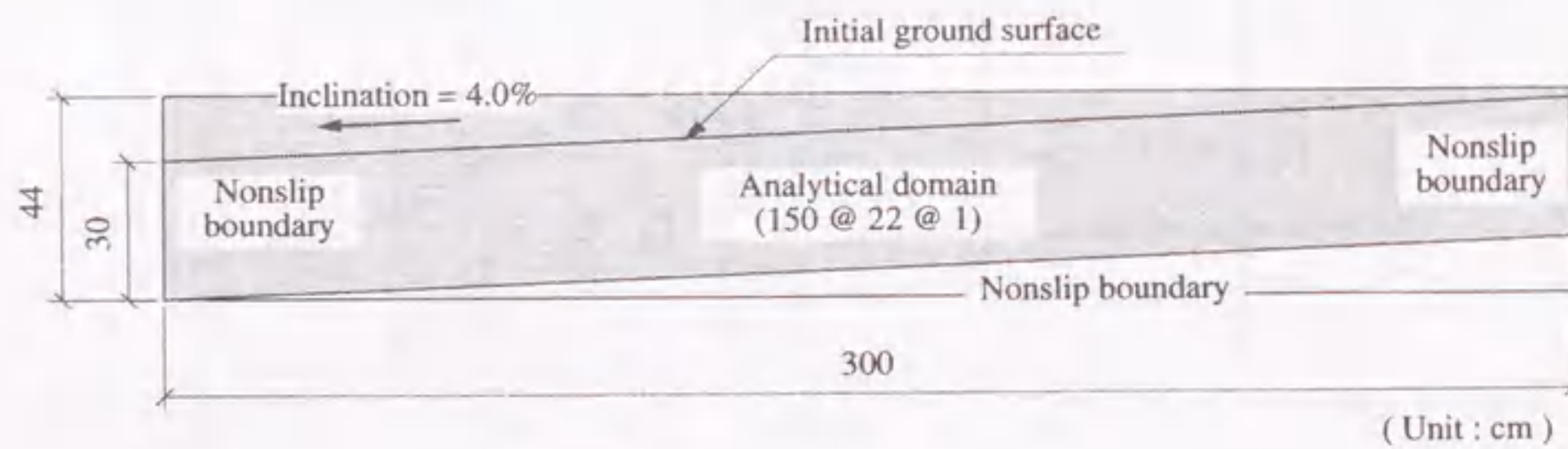


図 6.7 解析モデル

である。ケース 1, 2 では  $1.0 \text{ Pa}\cdot\text{s}$  , ケース 3 では  $0.1 \text{ Pa}\cdot\text{s}$  とした。ここで、降伏粘性係数  $0.1 \text{ Pa}\cdot\text{s}$  の値は、4.2 節において示した粘度計による計測結果 (図 4.5 参照) から設定した値である。図 6.5 に示すようにケース 1, 2 および 3 で用いているせん断ひずみ速度～等価粘性係数の関係は同じ側方流動実験での粘性係数測定結果を概ね再現するものであるが、球引き上げ試験、粘度計の値よりは 1 オーダー程度大きめである。また、各ケースに対するせん断ひずみ速度～せん断応力関係を図 6.6 に示す。なお、ケース 1, 2 および 3 の値は土槽中央深度 (15cm) での値である。

二次元解析モデルを図 6.7 に示す。差分格子は水平、鉛直方向とも 2.0cm 間隔である。セルの総数は 3,300 ( $= 150 \times 22$ ) であり、水圧の自由度は 3,300、速度の自由度は 6,772 ( $= 151 \times 22 + 150 \times 23$ )、全自由度 10,072 となっている。実験では、加振そして液状化後に土槽を傾斜 (4.2%) させている

が、解析上この現象を厳密にシミュレートするのは困難であるので、解析モデルは傾斜土槽中のはじめから傾斜している地盤 (4.0%) とした。この傾斜地盤に対して、1.0 の VOF 値が割り当てられている。境界条件として、土層壁面 (左右面、底面) は nonslip 境界 (壁面との相対速度が 0) とした。

解析で考慮する外力は自重のみであり、地盤が完全液状化していると仮定して飽和単位体積重量 ( $17.93 \text{ kN/m}^3$ ) により物体力を算定している。初期応力状態は解析の開始時に大きな等価粘性係数 ( $\eta' = 1.0 \times 10^8 \text{ Pa}\cdot\text{s}$ ) を用いて算定している。解析時間は流動停止時間を考慮して傾斜開始後の 11 秒間とした。解析時間増分は計算が安定となるように、各計算ステップで自動的に設定している。用いた安定条件は各セルの各方向に対して、次式で表される。

$$\frac{v_i \cdot \Delta t}{\Delta x_i} \leq 0.1 \quad (6.2)$$

ここに、 $v_i$  は  $i$  方向の速度、 $\Delta t$  は解析時間増分、 $\Delta x_i$  はセルの  $i$  方向の間隔である。この条件を満たすような解析時間増分をすべてのセルに対して算定し、その最小値を次のステップの解析時間増分とする。

### 6.2.3 解析結果と考察

■地盤の流動速度の時刻歴 模型地盤中の地中変位記録から算定した流動速度の時刻歴および解析より得られた同一点での流動速度の時刻歴を各ケースについて図 6.8 に示す。なお、解析開始時刻と実験での流動発生時刻を同時刻としている。また、実験での流動速度は図 6.4 に示した地中変位の時刻歴を微分して得られたものである。これらの結果より、以下のことがわかる。

1. ケース 1 では、解析結果は傾斜開始後約に流動が急激に発生し、収束する実験結果の傾向をほぼシミュレートできている。しかし、解析から得られた速度の絶対値は実験値よりかなり大きい。また、速度の深度分布についても、より深い深度での流動速度を解析は過大に評価している。
2. ケース 2 でも、ケース 1 と同様の傾向を示しているが、解析結果の速度の絶対値は減少しており、実験値により近づいている。
3. ケース 3 でも、解析結果はケース 2 とほぼ同じ結果を示しており、降伏粘性係数は流動速度に対して敏感ではないことが分かる。
4. ケース 4 では、解析による速度の絶対値は実験値に近いが、時間的な変化はやや異なる傾向を示している。流動速度が最大値に達した約 10 秒以降、解析による流動速度は実験値よりもゆっくり減少しており、約 15 秒で流動が停止している。このように Newton 流体も用いたケースでは、流動の収束が遅く、実験結果のように凸状の速度変化とは違った傾向を示している。

解析結果が全体的に流動速度を過大に評価している原因の一つとして、解析条件と実験条件の差が考えられる。実験では徐々に土槽を傾斜させているが、解析では、はじめから最終傾斜角で土槽



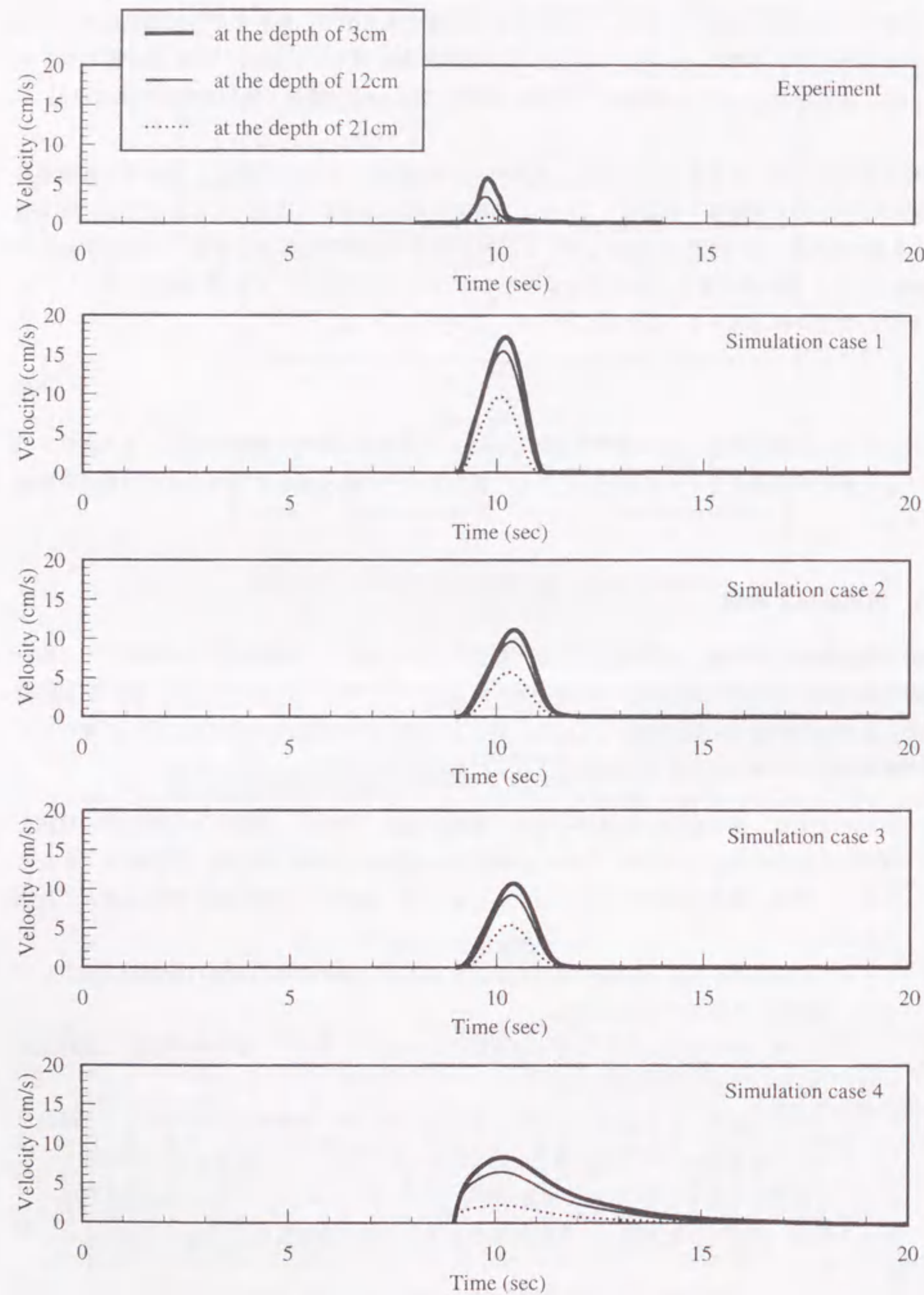


図 6.8 流動速度の時刻歴

が傾斜している。したがって、解析の方が起動せん断応力が大きく、流動速度が大きくなる傾向にあると思われる。このように、解析では実験条件を正確に再現できていないため、ここでは流動速度の定量的な評価は十分に行うことができていない。

■最終地表面形状 振動台実験および各解析ケースの最終地表面形状を図 6.9 に示す。これらの結果より、以下のことがわかる。

1. ケース 1 では、解析終了後に地表面はほぼ水平となっており、図 6.8 に示したように流動速度が大きすぎたことを反映している。
2. ケース 2 では、解析終了後に地表面に少し傾斜が残っている。しかし、その形状は実験のように中央部に傾斜が残るのではなく、全体的に一定の傾斜角となっている。
3. ケース 3 では、解析終了後の地表面形状はケース 2 とほぼ一致しており、降伏粘性係数は地表面形状に対しても敏感ではないことが分かる。
4. ケース 4 では、解析終了後に地表面はほぼ水平となっている。Newton 粘性では最小非排水強度が 0 であるため、流動終了後には必ず地表面は水平になってしまう。

ケース 1, 2 を比較すると、最小非排水強度比はわずかな差しかないが、解析結果は大きく異なるものとなっている。本解析手法において、最小非排水強度比は最も重要なパラメータであり、今後データを蓄積し、設定法法を確立する必要がある。

実験結果では図 6.3 に示したように、流動後の地盤内の過剰間隙水圧は減少傾向にあり、この水圧変化に伴い地盤剛性は徐々に回復すると考えられる。このような過剰間隙水圧の減少の原因として、間隙水の地表面からの消散によるもの、大ひずみでの正のダイレイタンスによるものが考え

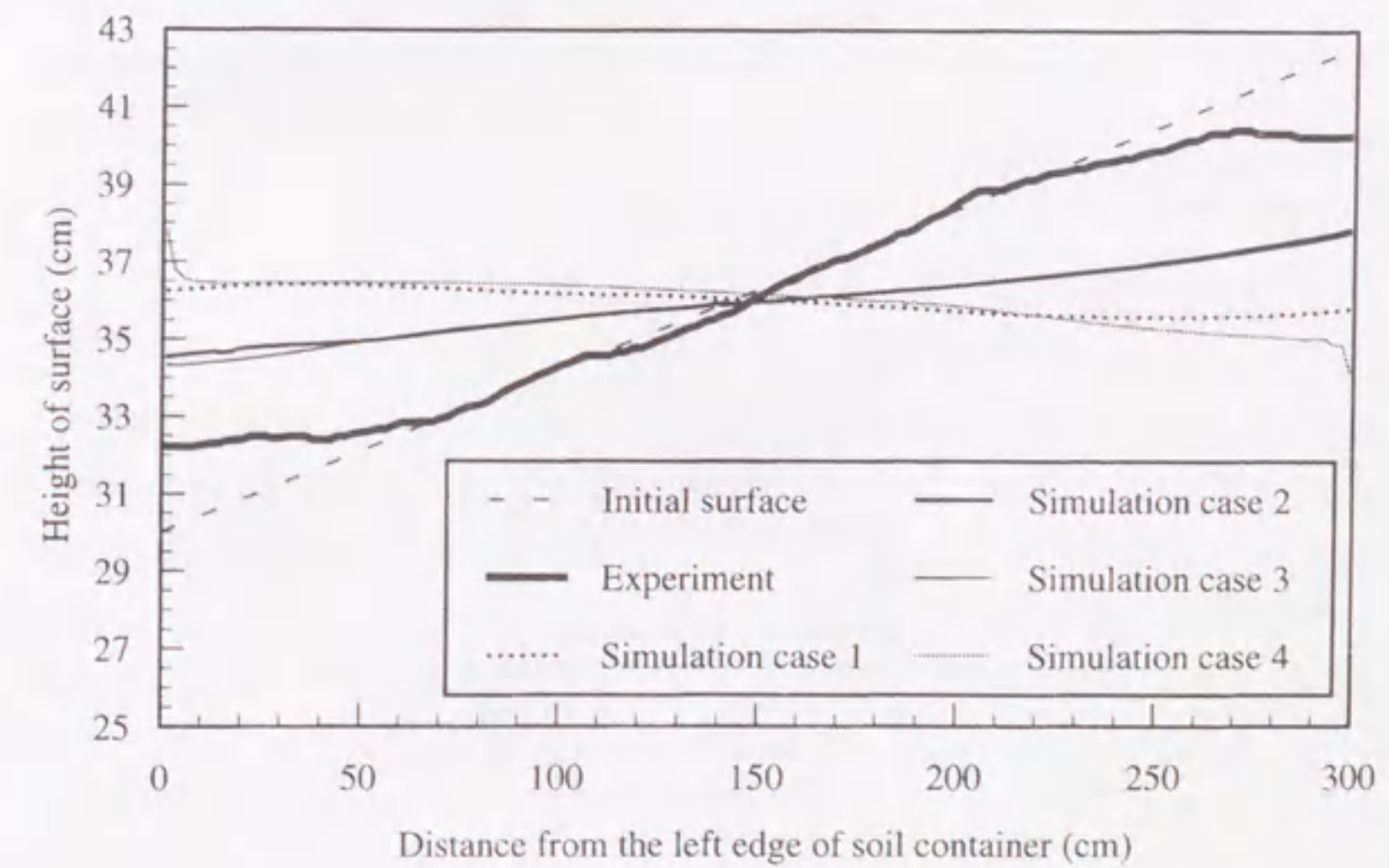


図 6.9 最終地表面形状



られる。しかしながら、いずれの効果も本手法では考慮されておらず、本手法は地盤剛性の回復を再現することはできない。このことが実験での最終地表面形状を再現できなかった一因と考えられる。より正確に最終地表面形状を予測するには、流動中の地盤剛性の回復に関してモデルの改良が必要である。液状化地盤を固体として扱った流動解析では、流動中の地盤剛性の回復をモデルに取り込む試みがなされている。このモデルを用いて、本節で扱った振動台実験のシミュレーション(吉田, 1994b)が行われており、図 2.22 に示したように地表面中央部に傾斜が残存する形状をよく再現できている。

流動速度および地表面形状について、最もよい予測結果を与えたのはケース 2 である。解析から得られた流動速度の最大値や地表面の傾斜角は、実験値と完全に一致しているわけではないが、ケース 2 の結果は実験結果を定性的に再現しており、Bingham モデルが液状化地盤の流動挙動を表現できる可能性を示している。

### 6.3 側方流動地盤中の地中壁を対象とした振動台実験の解析

ここでは、流動地盤中に地中壁を設置した傾斜地盤の振動台実験を対象とする。地中壁に作用する流動圧に関して、解析結果と実験結果を比較し、Bingham モデルを用いた解析手法の検証を行う。

#### 6.3.1 強制傾斜土槽を用いた振動台実験

解析対象とする実験は、液状化地盤中の地中壁に作用する流動圧を測定した振動台実験(Kawakami, 1996; 濱田・川上, 1997)である。この実験では、加振により傾斜地盤を液状化させ側方流動を起こし、流動中の地盤から地中壁に作用する土圧を測定している。実験装置を図 6.10 に示す。振動台装置は図 6.1 に示した装置と同じものであるが、加振方向が異なっているため、本実験では振動台の下のローラーを地盤の傾斜方向と直交方向に配置している。地中壁模型を用いた実験土槽の平面

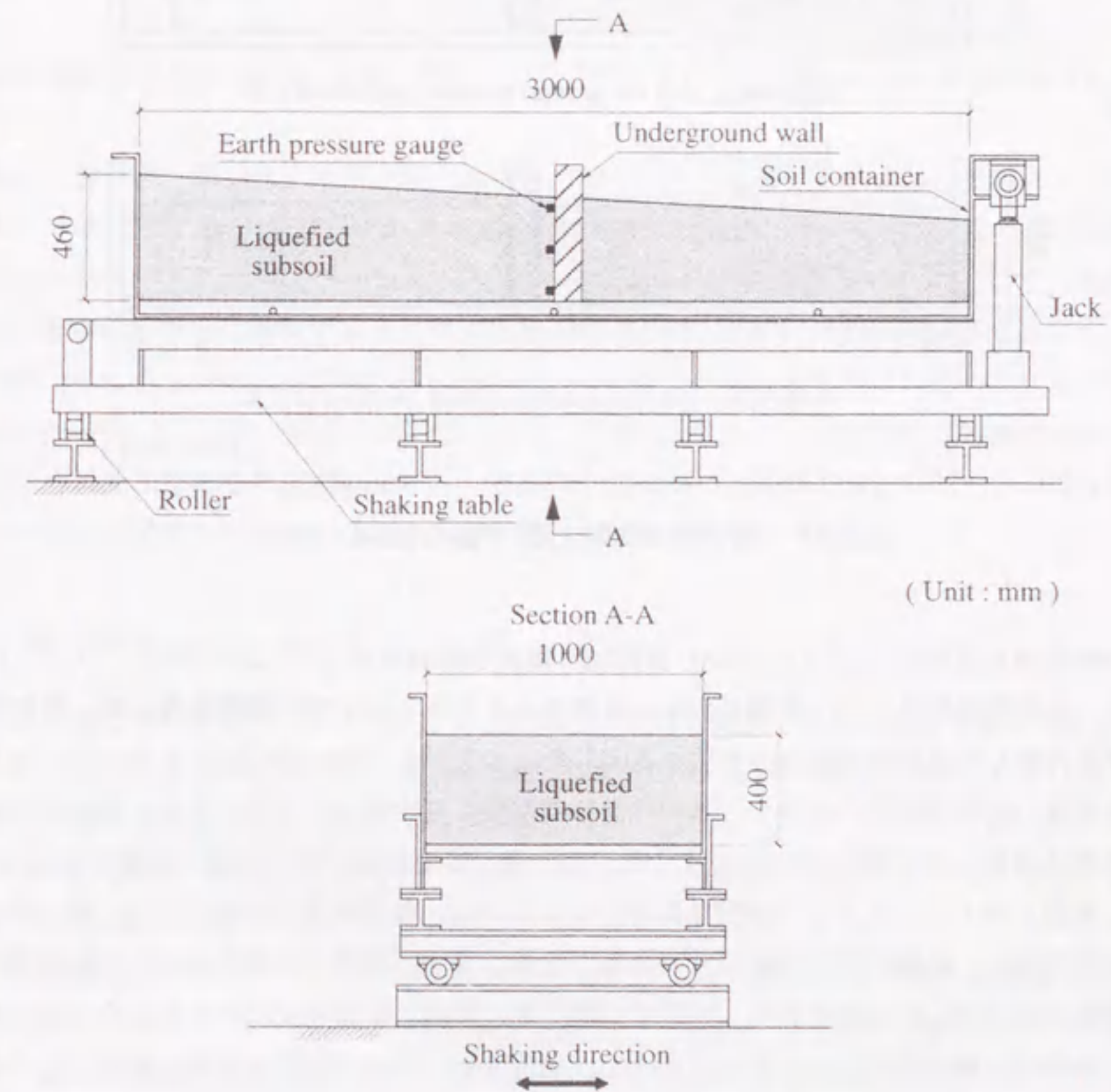


図 6.10 振動台 (Kawakami, 1996)



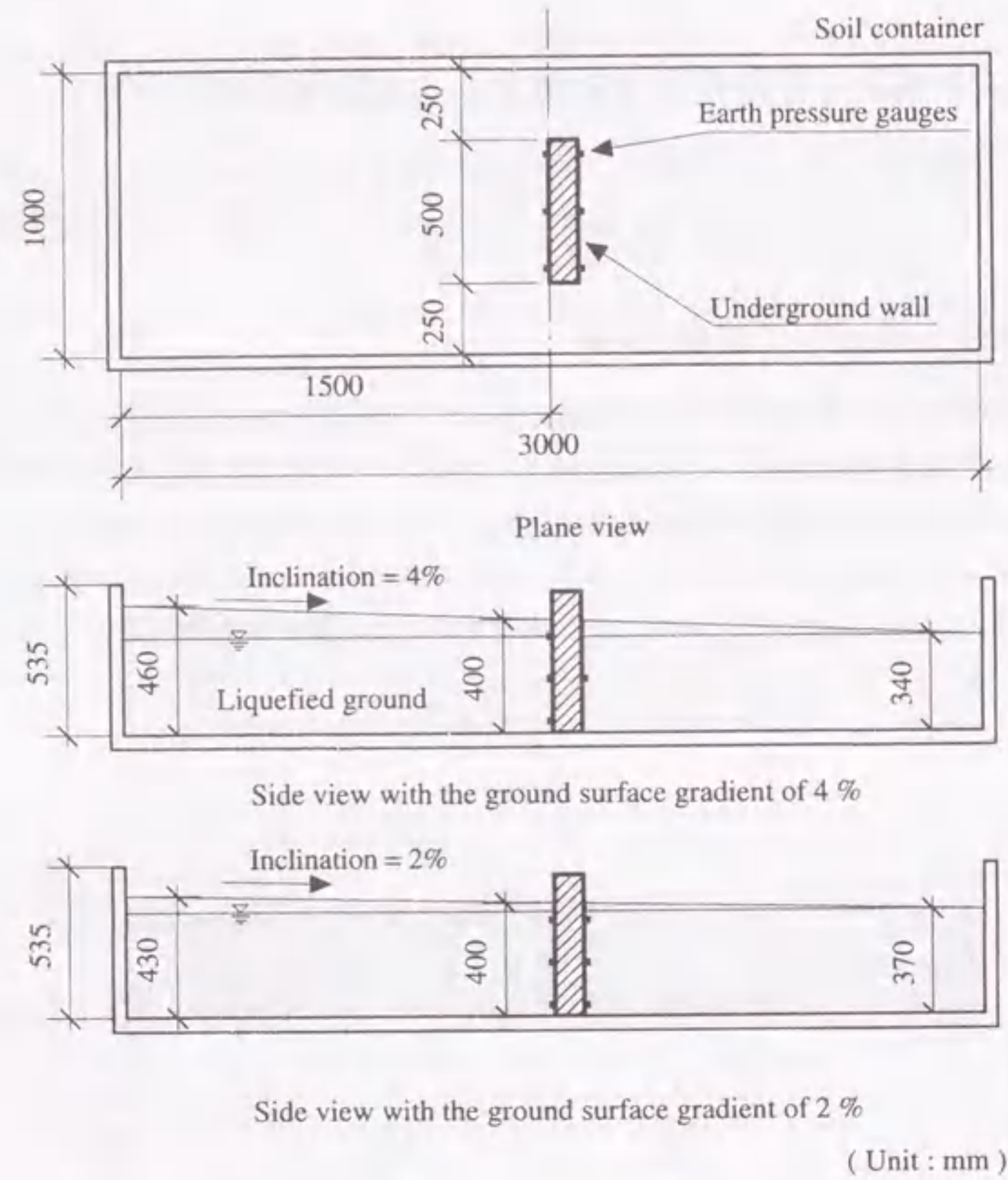


図 6.11 地中壁と実験土槽 (Kawakami, 1996)

図および側面図を図 6.11 に示す。図中の側面図は地表面傾斜角が 4% と 2% の両ケースについて示している。地中壁は塩化ビニール製である。計測された土圧と地中壁の剛性を用いて、地中壁を片持ちばりとし、地中壁天端での変位を算定したところ、約  $1.0 \times 10^{-4} \text{ cm}$  となった。本実験条件では地中壁の変形は非常に小さく、地中壁はほぼ剛体と見なせることができる。地表面の傾斜した模型地盤は傾斜した土槽の中で作成される。この際、模型地盤が均一な緩い状態となるように、いったん地盤をボーリングさせて模型地盤を作成している。模型地盤の材料には 6.2 節と同じく遠州灘浜砂を使用し、地盤の相対密度は 50% 前後である。また、液状化を発生させるための加振加速度は土槽底部で 200Gal 前後であり、加振は土槽の短辺方向に地盤の表面が水平になるまで継続している。加振は土槽の短辺方向であることから、地盤流動に対する加振の影響は無視できると考えられる。計測項目は地中壁に作用する流動圧、地表面変位量、地盤中の過剰間隙水圧などである。地中壁の上流側と下流側に設置した土圧計の配置図を図 6.12 に示す。地中壁に設置した土圧計の深

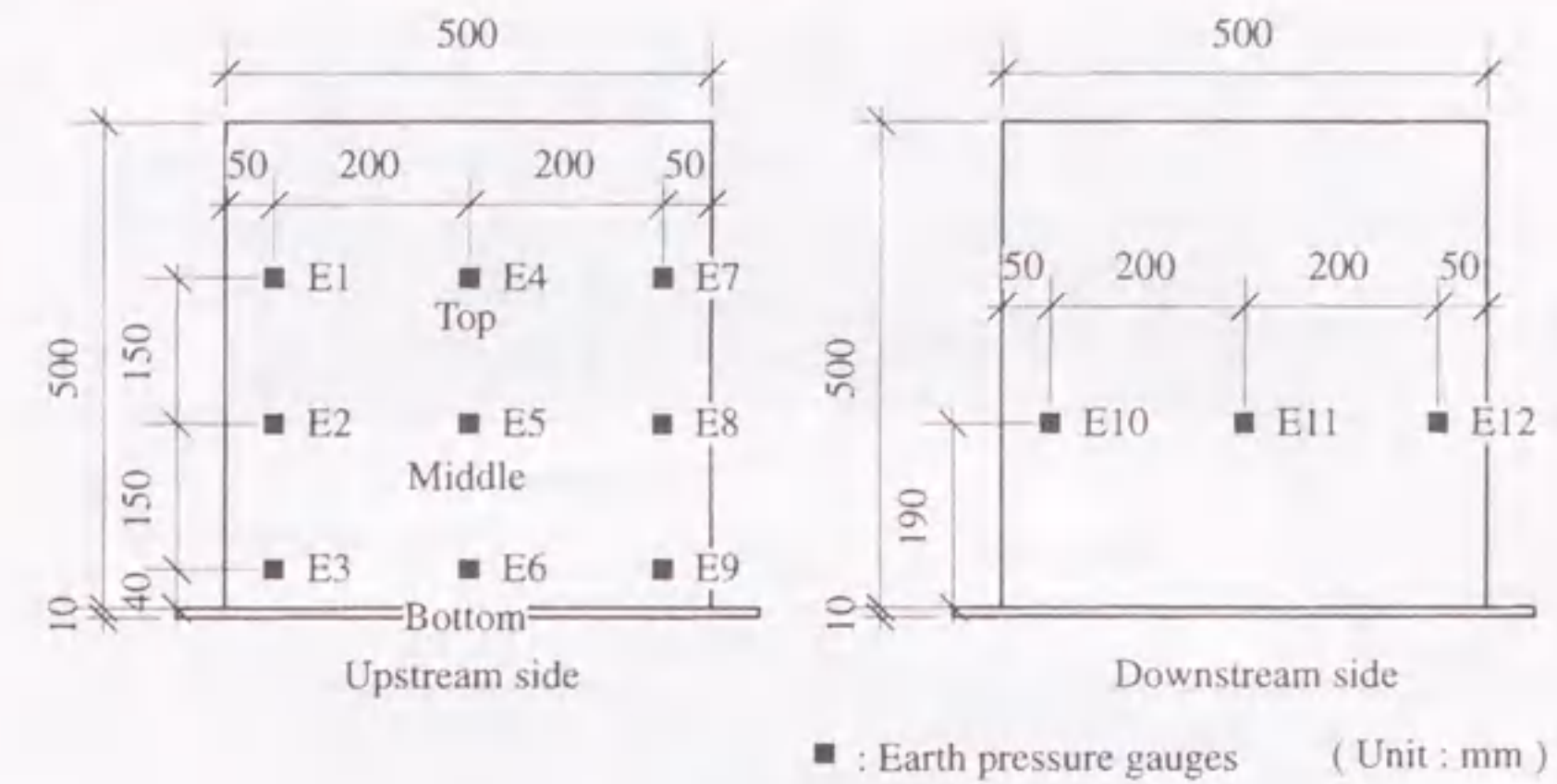


図 6.12 土圧計配置図 (Kawakami, 1996)

度は地表面傾斜が 4% の場合、上段、中段、下段でそれぞれ GL-50mm, GL-200mm, GL-350mm となる。

実験では地表面の傾斜角、地下水位、地中壁の幅などを変えて、いくつかの実験ケースを実施している。本研究では図 6.11 に示す地下水位が土槽右端の地表面に設定されている地表面傾斜 4% および 2% の 2 ケースについてシミュレーションを実施する。実験結果の一例として、地表面傾斜が 4% の場合の地中壁に作用する土圧の時刻歴を図 6.13 に示す。土圧の時刻歴は地中壁の上流側の中央列 (E4, E5, E6) について示している。図中の全応力を示す線は地盤の飽和単位体積重量 ( $18.03 \text{ kN/m}^3$ ) と土圧計の深度の積の値である。各深度において、模型地盤は加振開始から約 5 秒後に完全液状化状態となり流動し始める。その後、数秒後に土圧は最大となり、その後は徐々に減少する。他の実験結果については後の解析結果との比較の中で述べる。

### 6.3.2 解析条件

本解析手法では、地盤のパラメータとして流動後の粘性係数および最小非排水強度が必要となる。ここでは、解析対象の振動台実験と同様な地盤条件 (材料、密度) で行われた 6.2 節の側方流動実験の解析 (地中壁のない流動実験) で設定したパラメータセット (ケース 2) を用いた。このパラメータは流動地盤中の流動速度を再現できるものであり、流動後の粘性係数は  $1.0 \text{ Pa} \cdot \text{s}$ 、最小非排水強度比は 0.025 である。

地表面傾斜角が 4% のケースの三次元解析モデルを図 6.14 に示す。差分格子間隔は水平、鉛直、奥行き方向とも 2.5cm である。セルの総数は 96,000 ( $= 120 \times 40 \times 20$ ) であり、水圧の自由度は 96,000、速度の自由度は 296,000 ( $= 121 \times 40 \times 20 + 120 \times 41 \times 20 + 120 \times 40 \times 21$ )、全自由度は 392,000 となっている。解析領域は土槽内部全体 ( $3000 \text{ mm} \times 1000 \text{ mm} \times 500 \text{ mm}$ ) であり、4% あるいは 2% の傾斜を持つ初期地盤領域に 1.0 の VOF 値が割り当てられている。地中壁は計算領域



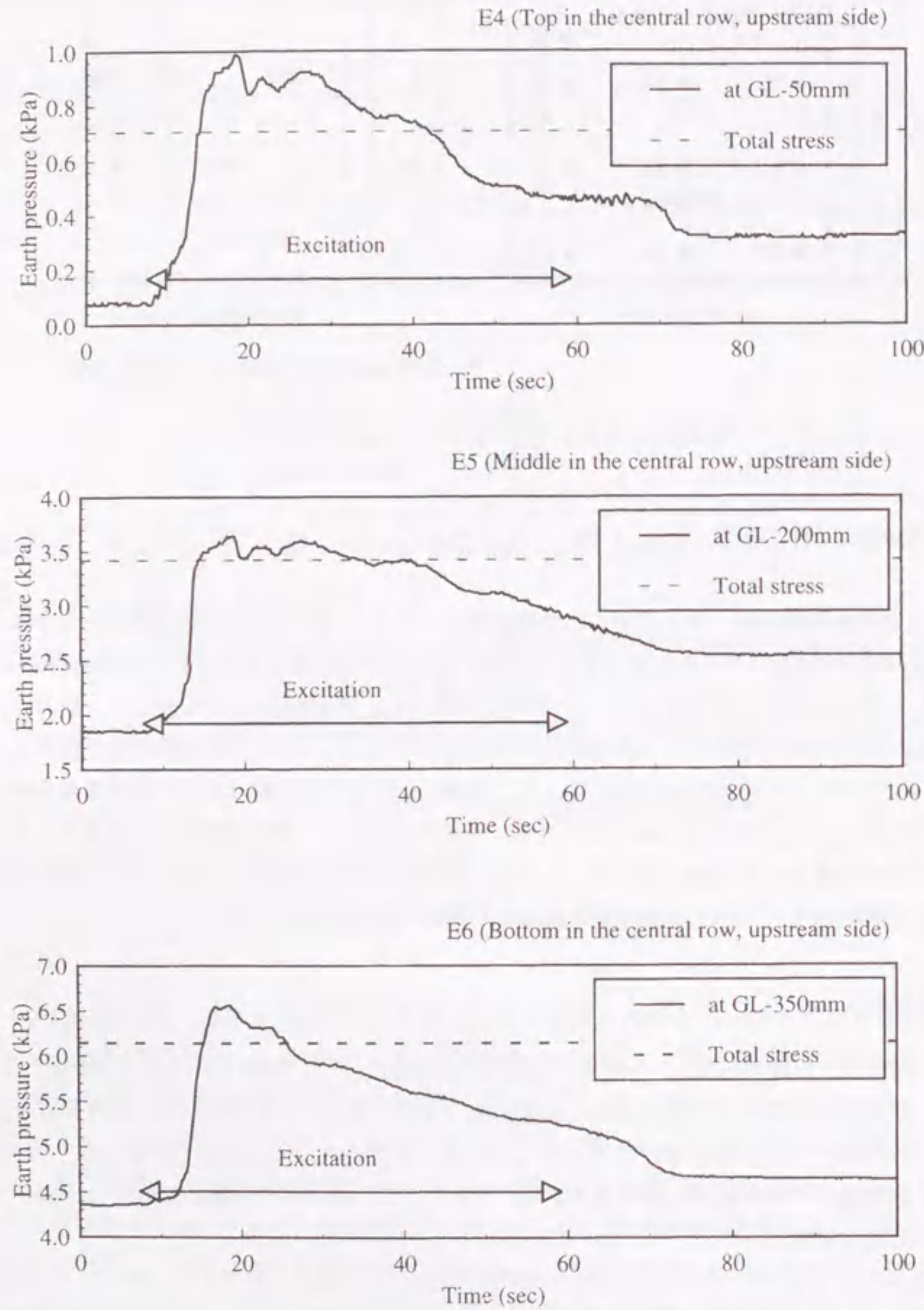


図 6.13 計測された地中壁上流側の土圧の時刻歴 (Kawakami, 1996)

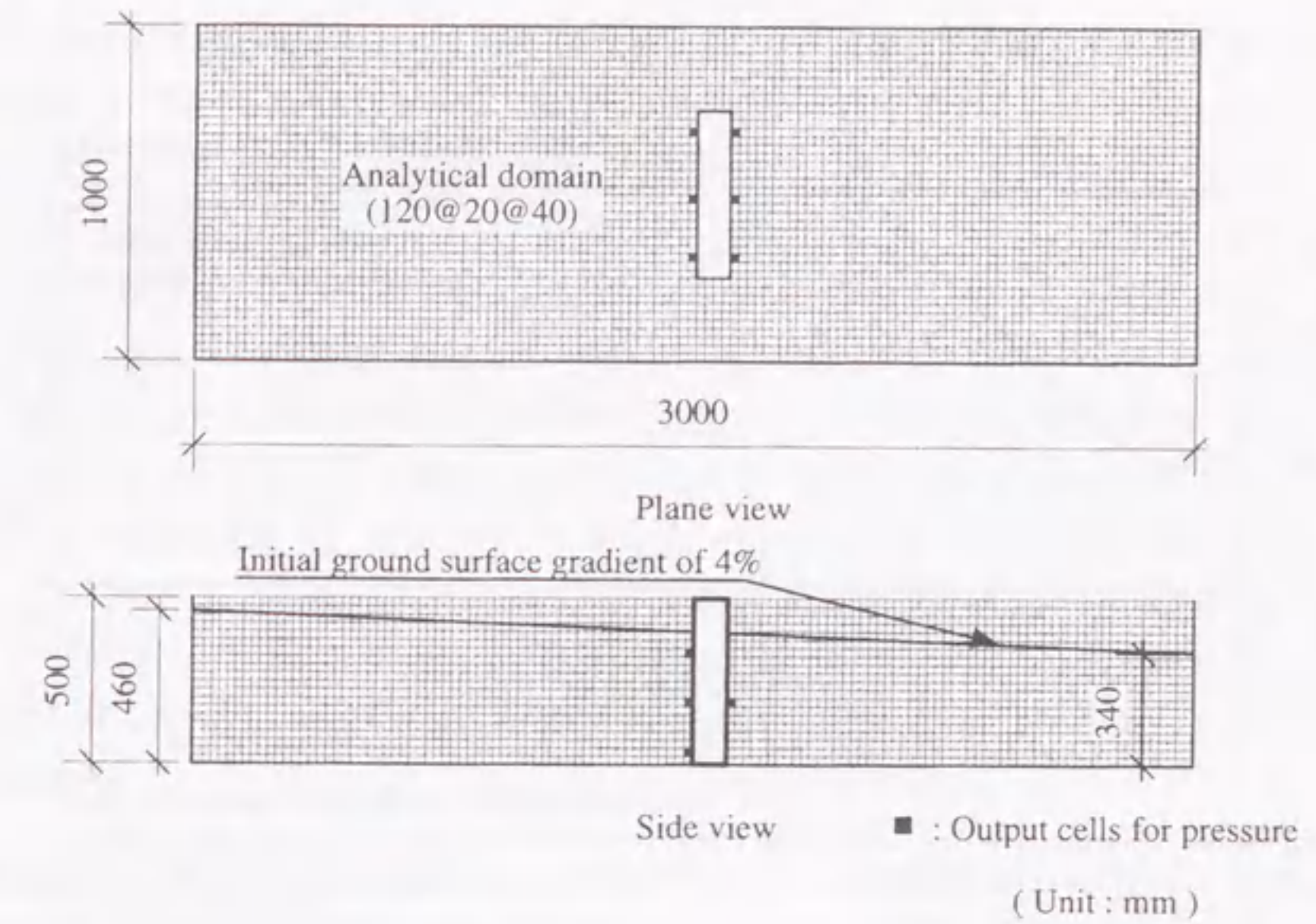


図 6.14 解析モデル

外とし、解析上剛体として扱っている。また、図中の圧力を出力するセルは実験での土圧計の位置に概ね対応している。境界条件として、土層壁面、地中壁面は nonslip 境界（壁面との相対速度が 0）とした。

本解析は地盤が完全液状化に至った後の挙動（図 6.13 中の約 15 秒以降）を対象としている。解析時間は完全液状化後の 5 秒間とし、過剰間隙水圧の消散過程は対象としない。解析時間増分は 6.2 節の地中壁のない振動台実験のシミュレーションと同じ手法で設定している。解析で考慮する外力は自重のみであり、実験での土槽短辺方向の加振力は考慮していない。解析では地下水位以浅の部分も飽和していると仮定し、地盤全体が完全液状化しているとして、飽和単位体積重量 ( $18.03 \text{ kN/m}^3$ ) により物体力を算定している。初期応力状態は解析の開始時に大きな等価粘性係数 ( $\eta' = 1.0 \times 10^8 \text{ Pa} \cdot \text{s}$ ) を用いて算定している。

### 6.3.3 解析結果と考察

■地中壁に作用する流動圧の時刻歴（地表面傾斜 4%） 地表面傾斜 4% のケースについて、解析の結果得られた E4, E5 および E6 での圧力の時刻歴を図 6.15 に示す。図において、0 秒での圧力は液状化地盤の初期全応力に対応している。それゆえ、この圧力は図 6.13 における全応力線を超える部分の土圧の変化に相当している。各深度において、圧力は解析開始後約 1.7 秒（図 6.13 では約 16.7 秒）で最大となっている。実験では図 6.13 に示したように約 18 秒で土圧が最大となっており、解析結果は概ね実験結果を再現している。これらの実験および解析結果より、側方流動による流動圧



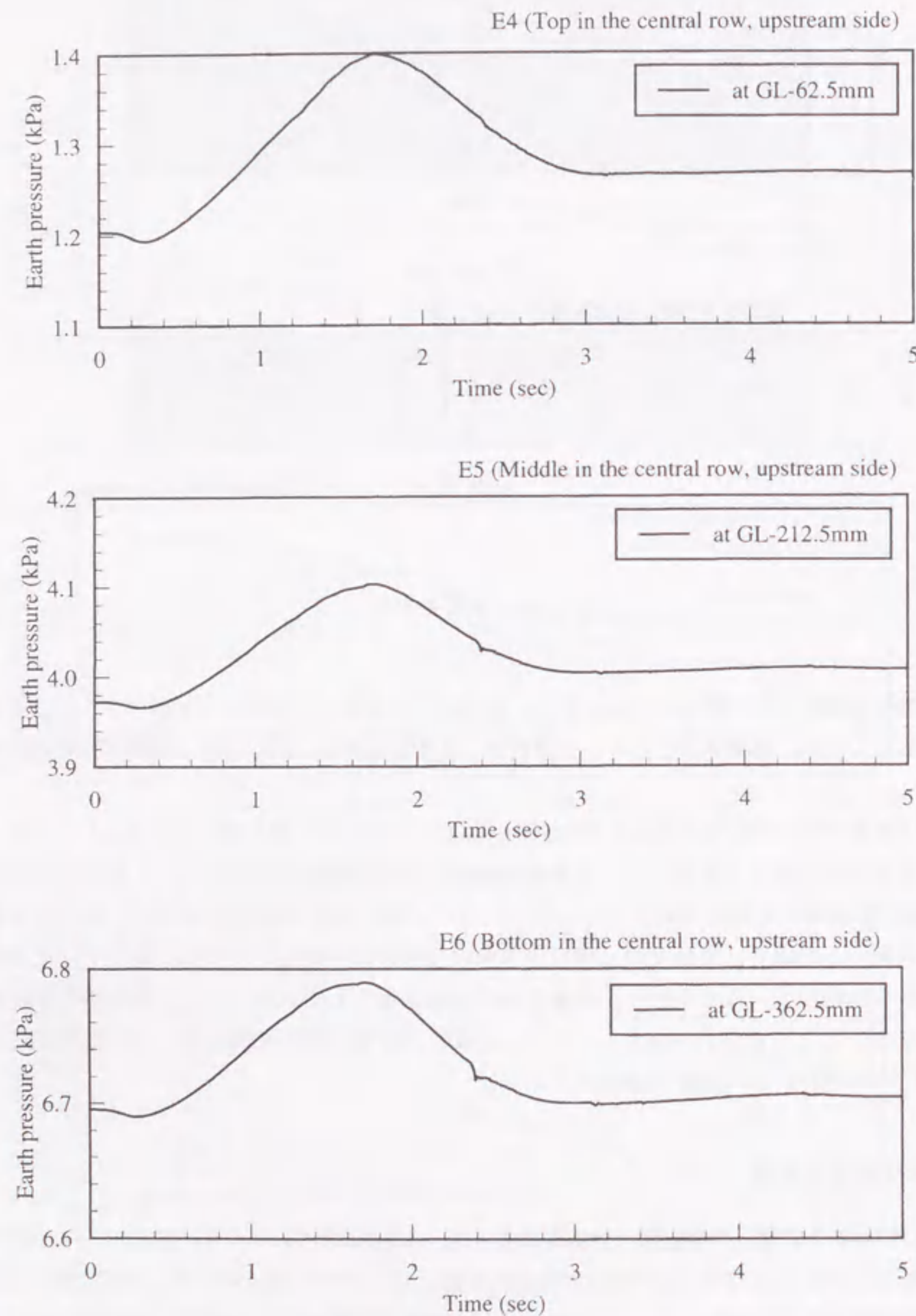


図 6.15 地中壁上流側の土圧の時刻歴 (解析値)

は側方流動開始後数秒で最大となることから、6.2節で示したように、流動速度が流動開始から数秒で最大値となることに対応していると思われる。

解析結果において、圧力は最大値に到達した後、すぐに減少し、地盤流動が止まる約3.0秒時点では一定値となっている。一方、実験では図6.13に示したように、土圧は最大値に達した後もすぐに減少することなく、数秒間は全応力線を越えた値を維持している。この傾向はとくに地中壁の上部で顕著にみられる。実験においては、地中壁上流側の地中壁中央部付近(土圧計E4付近)の砂は、他の場所よりも比較的早くから固体的な挙動を示していたことが観察されている。また、地表面をビデオレコーダーにより観測した結果によると、地表面の動きは約20秒ではほぼ停止している。これらの観測結果から、実験においては流動が停止した後も、全応力線を越えた土圧が継続していることになる。4.2節で述べたように、ここで用いたモデルでは流動中の剛性の回復を再現することができない。このように流動が停止する際の流動圧を再現するには、モデルの改良が必要になるとと思われるものの、解析手法は流動開始直後の流動圧についてはよく再現していることを後の結果でも示す。

■地中壁周辺の流動速度と地表面形状(地表面傾斜4%) 地表面傾斜4%のケースについて、流動速度が最大となる時刻(解析開始後約2.0秒)における地中壁周辺の砂の挙動を図6.16に示す。図には流動速度の大きさと向きを示したベクトルおよび地表面の相対高さを示した等値線を示している。地表面の相対高さについて、1.00は土槽底面からの高さ412.5mm、0.00は土槽底面からの高さ387.5mmを表している。地中壁の背面(上流側)では地表面は盛り上がり、地中壁の前面(下

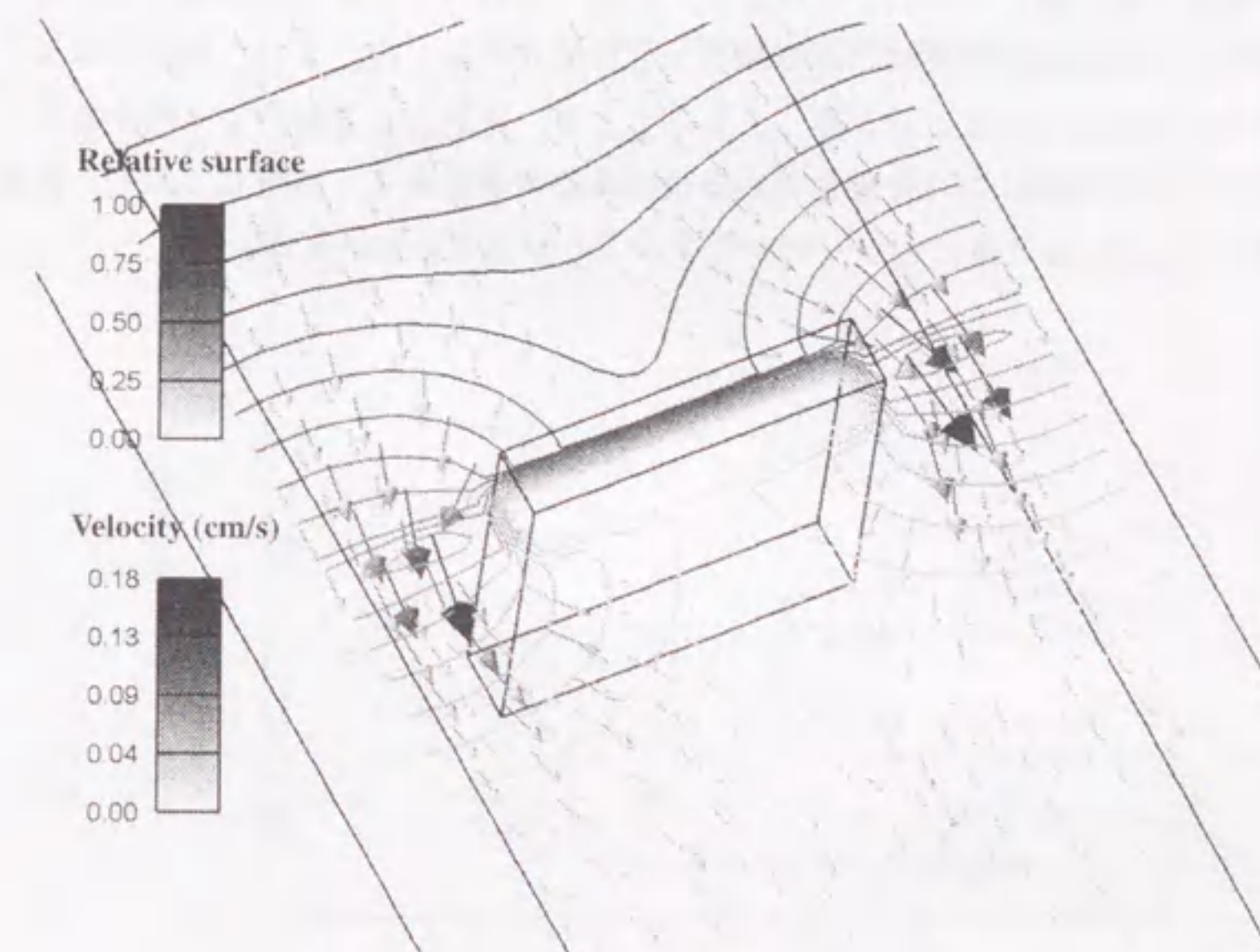


図 6.16 地中壁周辺の流動速度と地表面高さ



流側)では逆に沈下している様子がわかる。また、流動中の砂は地中壁と土槽の壁の間へ流れ込んでおり、最大速度は地中壁と土槽壁の間で発生している。この様子は前述した実験中の観察結果とも定性的に一致している。

■流動圧の深度分布 地表面傾斜4%のケースについて、実験および解析の結果得られた上流側の最大流動圧の全応力(飽和単位体積重量×深度)に対する比を図6.17に示す。実験結果の最大流動圧は、同条件で行われたいくつかの実験ケースで得られた最大土圧の平均値である。解析結果の最大流動圧は地中壁中央でのセル重心での圧力の最大値である。図に示すように解析結果は実験結果をよく再現している。深度が深くなるにつれて、最大流動圧の全応力に対する比が減少し、液状化層の底面では最大流動圧は全応力とほぼ等しくなっている。

同様に地表面傾斜2%のケースについて、実験および解析の結果得られた上流側の最大流動圧の理論液状化圧(飽和単位体積重量×深度)に対する比を図6.18に示す。このケースでも解析結果は実験結果をよく再現している。最大流動圧は地表面の傾斜角すなわち地盤の初期せん断応力に依存しており、地表面傾斜角が大きいほど最大流動圧は大きくなるのがわかる。

以上の解析結果に示すように、流動圧の継続時間を除いて、解析は実験での流動圧の傾向をよく再現している。流動圧の継続時間の予測を行うには、実験の観測において上流側の地中壁中央付近の砂は他の場所よりも早く固体的な挙動に戻っていることから、モデルがせん断剛性の回復を考慮できる必要がある。一方、流動開始直後については、実験および解析とも、流動を開始してから数秒後に流動圧が最大値に達する結果となっている。このことは、6.2節で示したように、流動速度が流動開始から数秒で最大値となることに対応していると思われる。最大速度発生時において、解析による地中壁周辺の流動状況は実験の観測結果と定性的に一致した。また、流動圧は深さとともに減少し、液状化層の底面では全応力と等しくなることも、実験および解析より明かとなった。このように、本解析手法は実験における流動開始直後の地盤の挙動をよく再現しており、流動開始直後の液状化地盤はBingham流体によりモデル化することができるといえる。

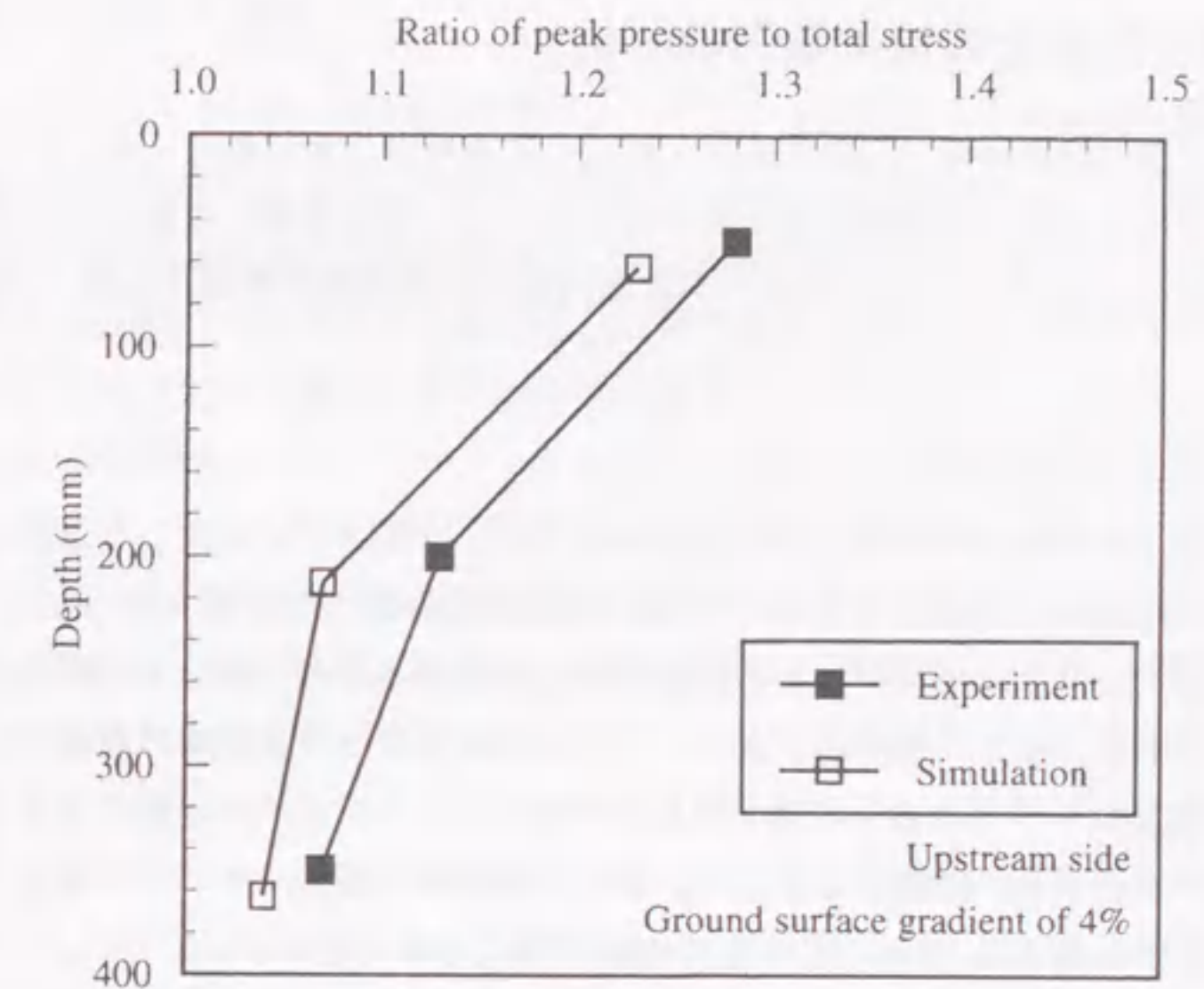


図6.17 最大流動圧の深度分布(地表面傾斜4%)

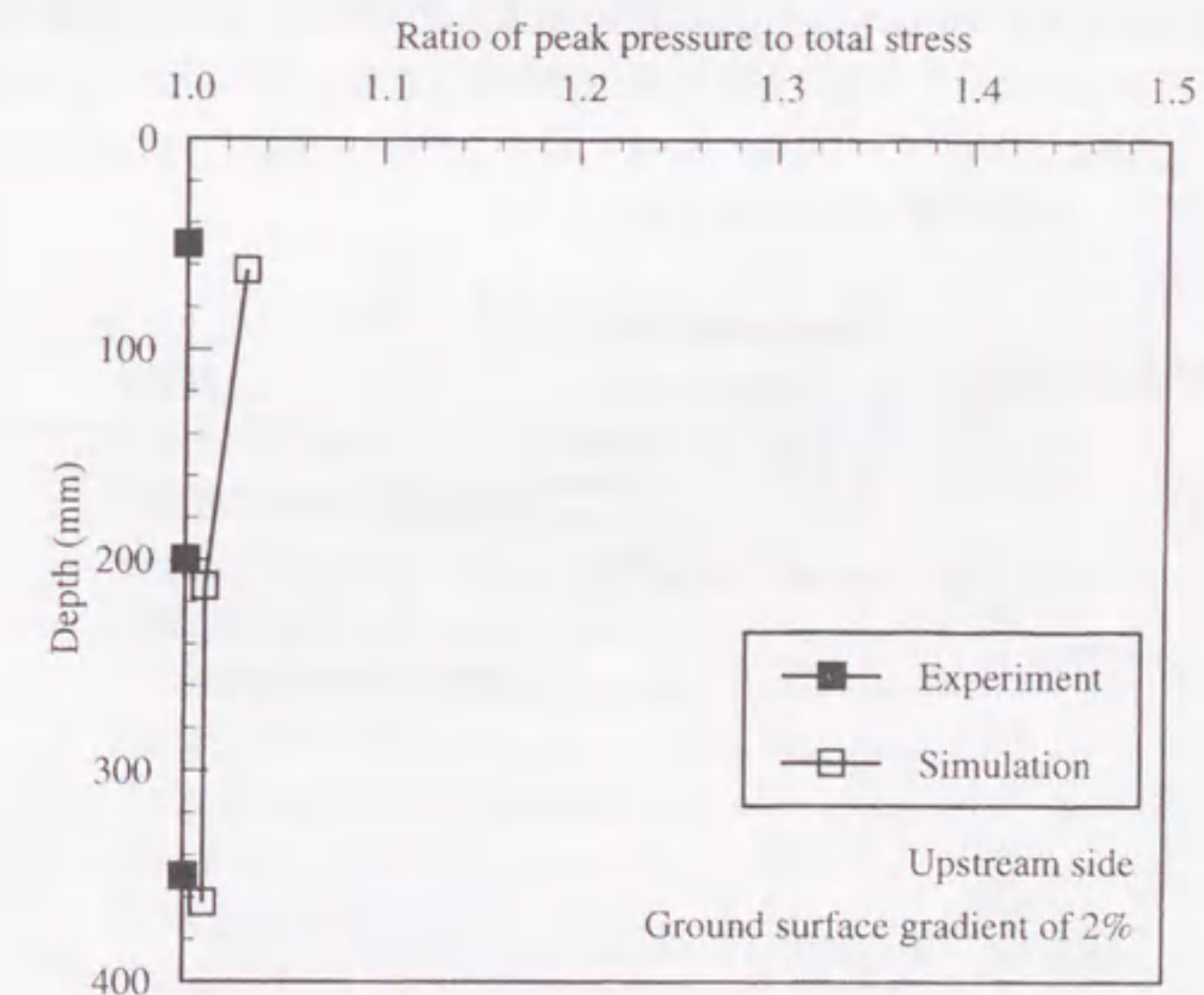


図6.18 最大流動圧の深度分布(地表面傾斜2%)



## 6.4 流動破壊した盛土の被災事例の解析

ここでは、盛土天端の路面補修中に流動破壊を起こした道路盛土を対象とする。固体力学に基づく有効応力解析手法により盛土内の液状化予測を行ったのち、流動破壊した盛土の変形量の再現を試みる。その際、Bingham モデルのパラメータは室内試験結果や逆解析結果に基づき設定する。

## 6.4.1 被災盛土

1983年10月4日、スウェーデンのAsele付近のハイウェイ351号で発生した道路盛土の破壊事例 (Ekstrom and Oloffson, 1985) を対象とする。破壊前後の盛土の断面を図6.19に示す。この破壊が発生したのは、付近の河川沿いにある新設の水力発電所のため、隣接する貯水池の水位を上昇させている途中で、盛土は部分的に水浸している状態であった。破壊の直接の引き金になったのは牽引式3.3t振動ローラーの盛土天端での振動であった。ローラーは水位の上昇により発生した盛土天端舗装面のクラックの補修中であった。盛土の破壊後、振動ローラーと牽引していたトラクターはもとの位置から約60m離れた貯水池の底面で発見されている。

盛土の材料は粒子の細かい氷礫土である。盛土は施工時に湿潤状態で締められたが、施工時期は冬期であったことから材料が凍結していたとすると不十分な締めになっていた可能性もある。氷礫土は多少の長石を含み、角張った石英の粒子で成り立っている。これは氷礫土は氷河の活動による摩擦を受けているためである。材料の平均粒径は0.11mm、均等係数は17.0である。最小および最大単位体積重量はそれぞれ $14.7kN/m^3$ および $19.8kN/m^3$ であり、土粒子密度は $2.75t/m^3$ である。

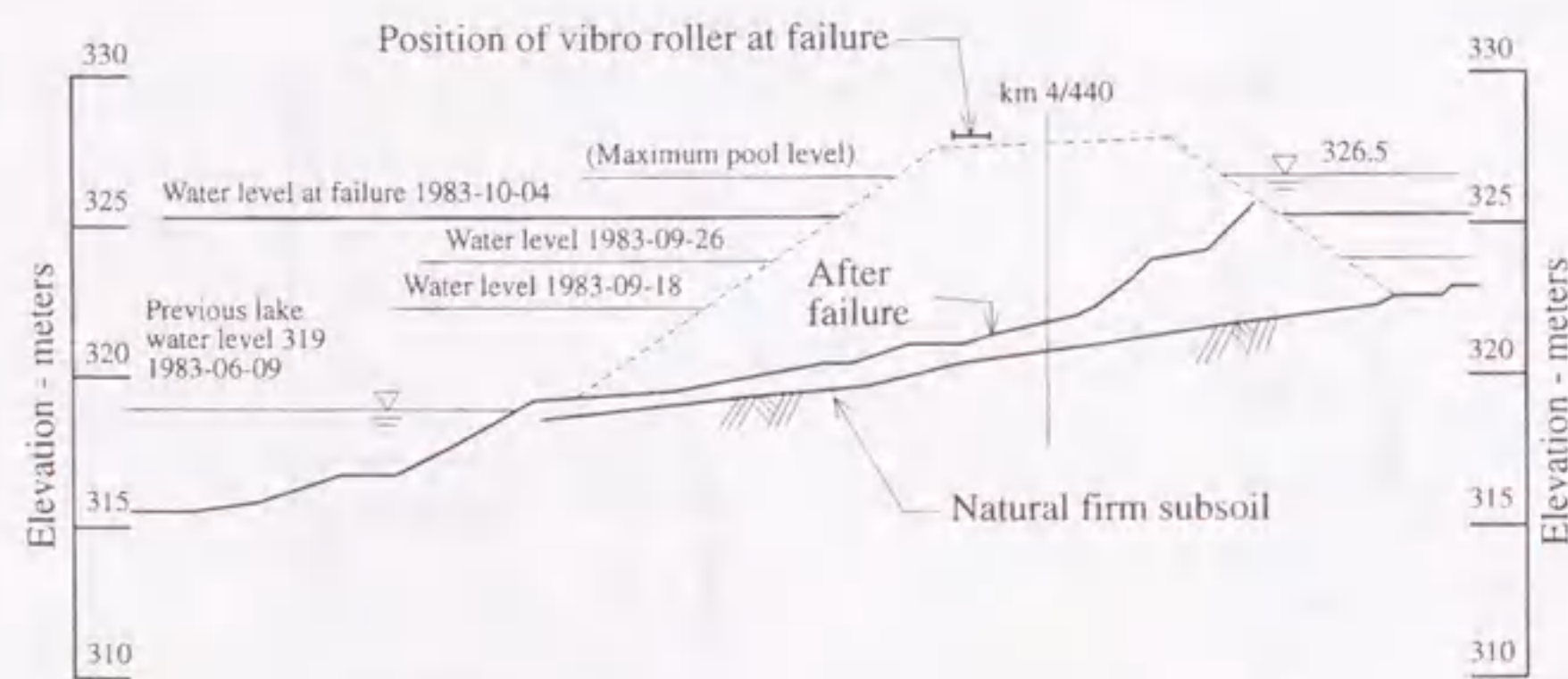


図6.19 盛土断面 (Ekstrom and Oloffson, 1985)

## 6.4.2 固体力学に基づく解析

Konrad and Yashima (1996) は盛土の破壊メカニズムを調査するため液状化解析と極限安定解析を行っている。液状化解析の目的は水浸した盛土内において、振動ローラーの振動により、いつ、どの程度の過剰間隙水圧が発生するかを調べることで、どの程度の変形を再現することができるかを検証することである。液状化解析は3.2節で述べた砂の繰返し弾塑性モデルおよび3.4節で述べた場の方程式を用いた固体力学に基づく有効応力法である。

解析に用いた砂の弾塑性モデルのパラメータを表6.3に示す。表中の密度 $\rho$ から変相応力比 $M_m$ までのパラメータについては、既存の解析事例 (Konrad and Yashima, 1996) で用いた値をそのまま用いている。これらのパラメータは破壊した道路盛土からサンプリングした試料を用いて行われた物理試験、単調載荷による非排水三軸試験、非排水繰返し三軸試験などの室内試験結果 (Konrad and Yashima, 1996) から設定されている。パラメータ設定の重要なよりどころである三軸試験では、原位置での盛土の施工過程をできるだけ忠実に再現するために、供試体は湿潤締めにより作成されている。単調載荷による非排水三軸試験で得られた応力-ひずみ関係によると、ピーク強度以降はひずみ軟化しか示さない流動 (flow liquefaction) の挙動を示している。表6.3に示したモデルパラメータのうち室内試験から直接決定できない硬化パラメータ $B_0$ 以下のパラメータについては、非排水繰返し三軸試験から得られた液状化強度をモデルが再現するように要素シミュレーションを行い、試行錯誤で設定した。室内試験および要素シミュレーションの結果得られた液状化強度曲線を図6.20に示す。図6.20での試験値は流動が発生するときの繰返し回数を示している。非排水繰返し三軸試験では、ピーク強度以降はひずみ軟化挙動を示し、軸ひずみが急増する。このため、ある繰返しせん断応力において、通常の液状化の判断基準 (軸ひずみの両振幅が5%) による繰返し回数とピーク強度に達し流動が発生するときの繰返し回数とは、ほとんど同じであると考えられ

表6.3 モデルパラメータ一覧

|                                   |                    |          |
|-----------------------------------|--------------------|----------|
| Density                           | $\rho$ ( $t/m^3$ ) | 1.76     |
| Initial void ratio                | $e_0$              | 0.6      |
| Coefficient of permeability       | $k$ (m/s)          | 1.00E-6  |
| Compression index                 | $\lambda$          | 3.00E-2  |
| Swelling index                    | $\kappa$           | 5.00E-3  |
| Initial Shear modulus             | $G_0$ (kPa)        | 1.76E+04 |
| Failure stress ratio              | $M_f$              | 1.40     |
| Phase transformation stress ratio | $M_m$              | 1.35     |
| Hardening parameter               | $B_0$              | 1000     |
| Control parameter of anisotropy   | $C_a$              | 2000     |
| Reference strain parameter        | $\gamma_r^p$       | 0.01     |
| Reference strain parameter        | $\gamma_r^c$       | 0.01     |
| Dilatancy parameter               | $D_0$              | 1.00     |
| Dilatancy parameter               | $n$                | 0.25     |



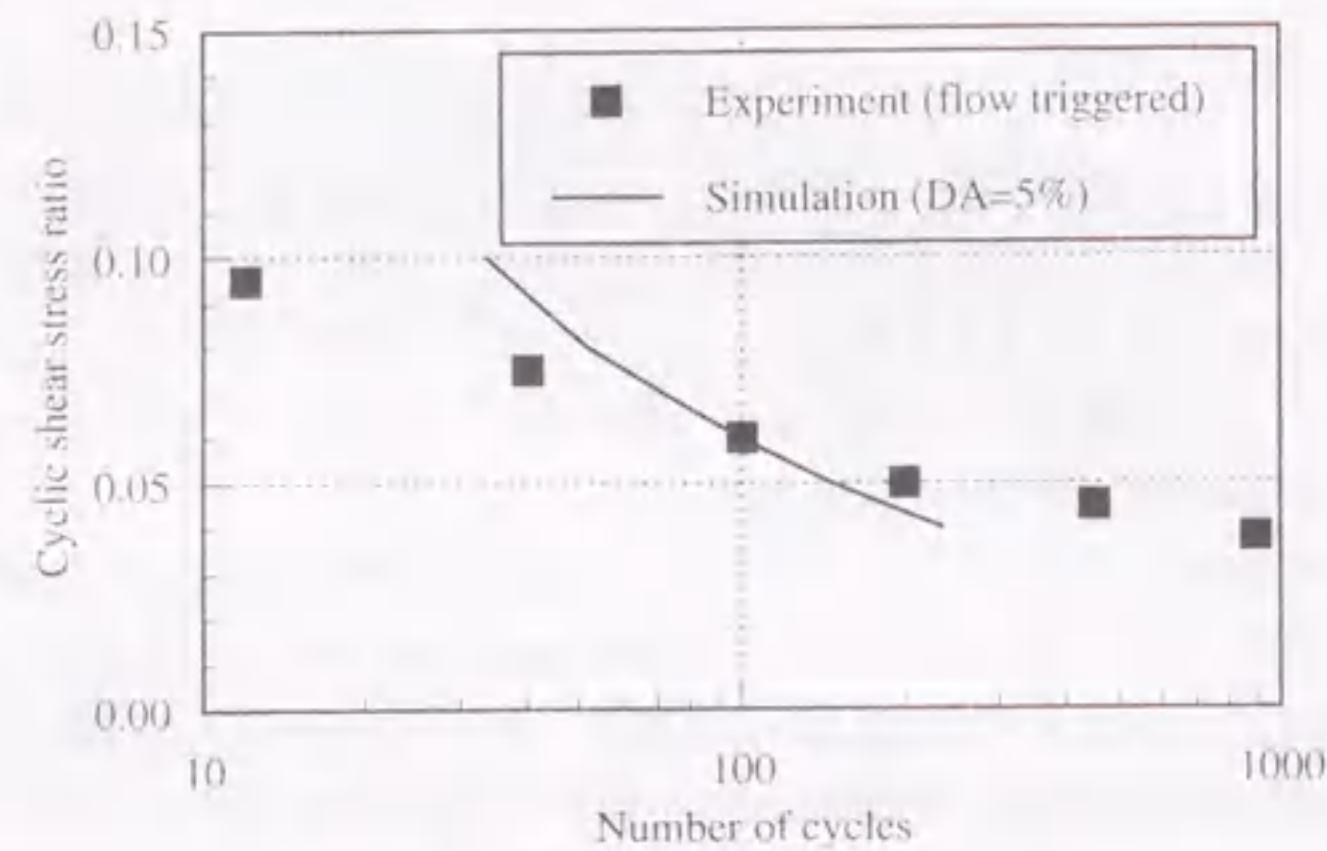


図 6.20 液状化強度曲線 (液状化解析)

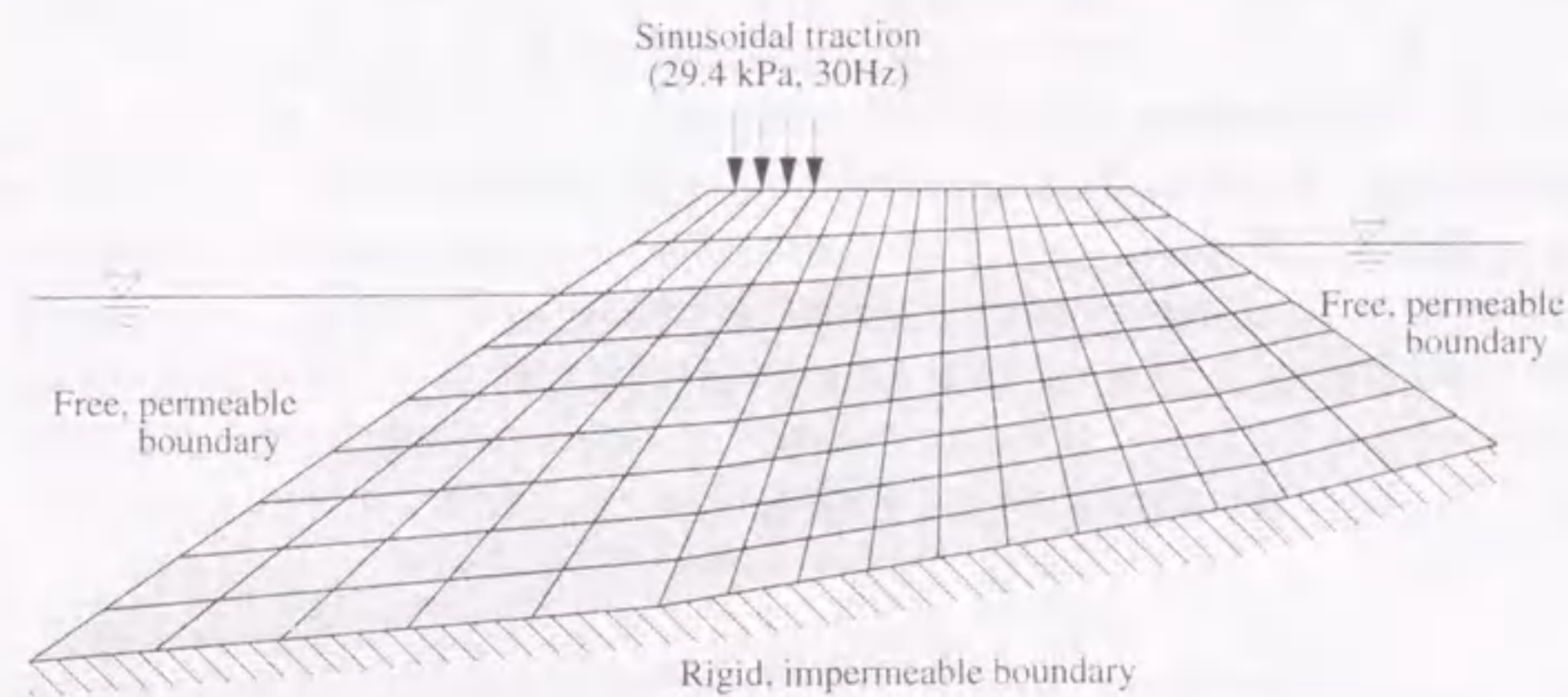


図 6.21 解析モデル (液状化解析)

る。要素シミュレーションでも、破壊後はひずみが急増するようにパラメータを調整しているが、流動の挙動を再現することは困難であることから、図 6.20 での解析値は通常の液状化の判断基準 (軸ひずみの両振幅が 5%) による繰返し回数を示している。

液状化解析に用いた二次元解析モデルを図 6.21 に示す。モデルの底面は盛土と原地盤との境界面であり、底面は固定、非排水境界とした。盛土のり面および地下水位面は排水境界である。盛土内の初期応力は、自重のみを考慮した静的逐次非線形解析により別途算定した。盛土天端における振動ローラーによる荷重は、周波数 30Hz、最大振幅 29.4kPa の正弦波によりモデル化した。実際には振動ローラーは移動しながら、振動を発生していると思われるが、ここでは図 6.21 に示す一定の位置に荷重を作用させている。

解析の結果得られた盛土内の過剰間隙水圧比の分布を加振開始後 4、8 および 12 秒後について図 6.22 に示す。ここでの過剰間隙水圧比は発生した過剰間隙水圧を初期有効上載圧  $\sigma'_{v0}$  で正規化したものである。加振から 4 秒後では、振動ローラー下の地下水位面の直下やのり面に近い部分で既に高い過剰間隙水圧比が発生しているが、完全液状化にはまだ至っていない。加振から 8 秒後では、振動ローラー下の地下水位面の直下で部分的に過剰間隙水圧比が 1.0 に達しており、完全液状化に至っている。さらに加振から 12 秒後には、盛土全体の過剰間隙水圧比が上昇している。実際の現象では、盛土は加振開始後約 10 秒で崩壊が始まっており、解析結果は実際よりも過剰間隙水圧の上昇を早く評価している。この原因として、(1) 締め作業中の振動ローラーはある一定の速度で移動しているが、解析では一定の位置で加振を行っていること、(2) 解析は平面ひずみ解析であり、加振による振動エネルギーの盛土軸方向への逸散は考慮されていないことなどが考えられる。次に、盛土内の要素安全率分布を加振開始後 4、8 および 12 秒後について図 6.23 に示す。要素安全率は式 (5.2) により算定している。加振から 4 秒後では、振動ローラーに近い左側のり面で既に 1.0 に近い値を示している。加振から 8 秒後では、左側のり面付近の要素は広い範囲で破壊に近づいている。図 6.22 によると、左側のり面付近の要素の過剰間隙水圧比はせいぜい 0.5 程度であり、まだ有効応力を十分に有しているが、要素安全率は 1.0 近くになっており、液状化ではなく、せん断破壊に至っていると考えられる。最後に、加振開始後 4、8 および 12 秒後の変形図を図 6.24 に示す。加振開始後 12 秒後の盛土天端の左端の変位は、水平方向に 120cm、鉛直方向に 52.3cm であるが、この変形のほとんどは地下水位以浅の要素に集中しており、盛土全体の変形を表した値ではない。変位量の絶対値、盛土全体の変形モードのいずれをとっても、実際の盛土の被災形態とは大きく異なっている。せん断破壊に近い状態にある左側のり面付近の要素では、本来より大きな変形が発生するはずであるが、解析では再現できていない。この原因として、以下のようなことが考えられる。地下水以浅に変形が集中し、振動ローラーの荷重が地下水位以浅の部分で吸収されてしまった可能性がある。解析では地下水以浅も下の飽和部と同じ物性値を用いているが、地下水位以浅の不飽和部の力学特性の把握が十分ではなかったことが考えられる。また、飽和部では非排水三軸試験にみられるように、ピーク強度以降はひずみ軟化挙動が支配的になると考えられるが、ここで用いたパラメータによる繰返し弾塑性モデルではひずみ軟化挙動は再現できない。このため、飽和部の変形量を過小に評価したと考えられる。

以上、固体力学による解析を用いて、盛土天端での振動ローラーによる動的な荷重を再現することにより、盛土内の過剰間隙水圧が上昇し、液状化に至る可能性があることを示した。しかしながら、この解析では図 6.19 に示すような液状化後の大変形までを予測するには至っていない。また、図 6.23 の要素安全率の分布が示すようにせん断破壊の発生点の予測は可能であるが、その後の変形まで予測するには、パラメータやモデルの再検討が必要である。そこで、以下では Bingham モデルによる流体解析を用いて、流動破壊した盛土の変形量の再現を試みる。



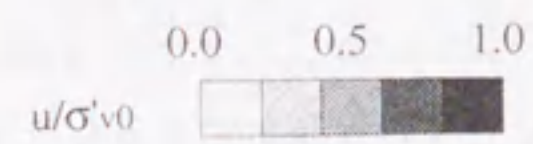
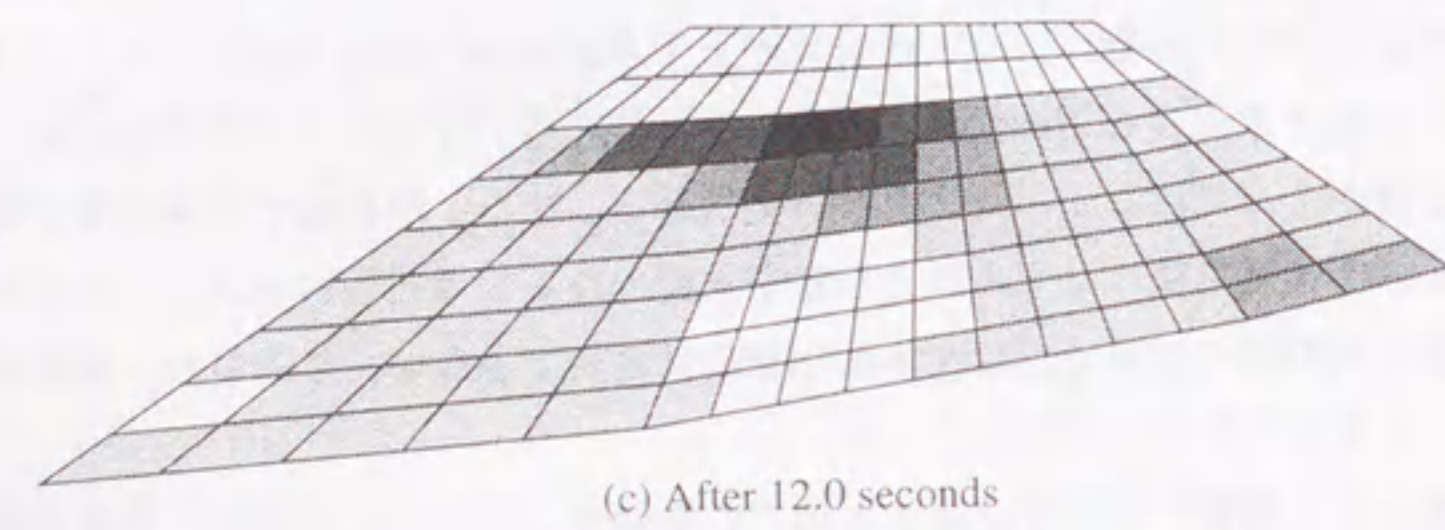
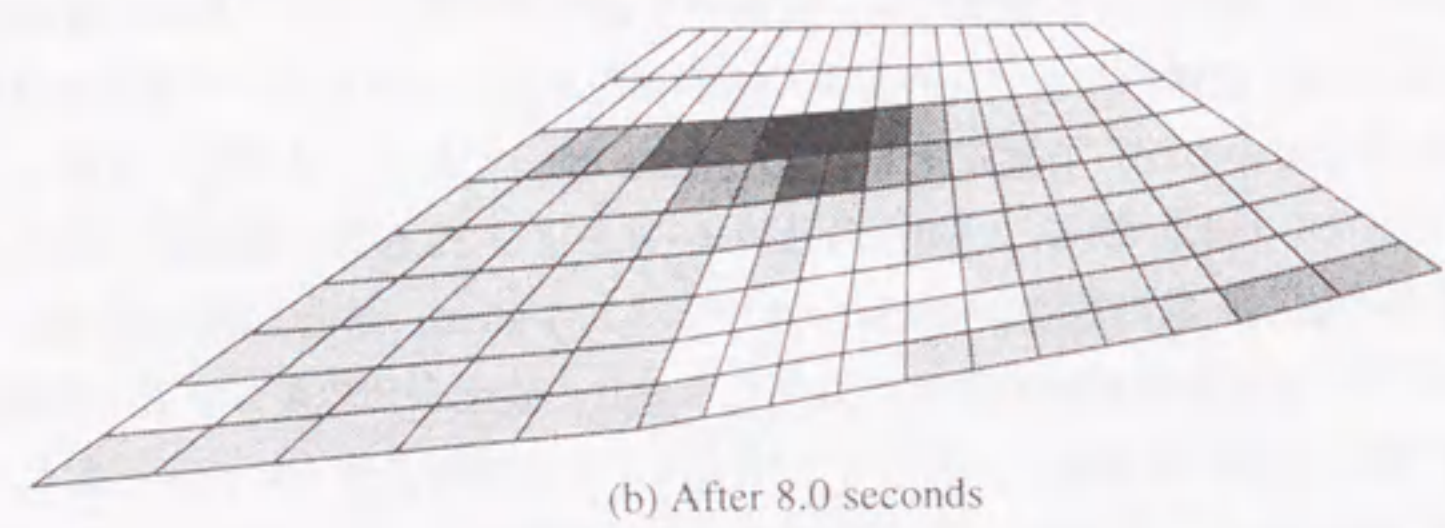
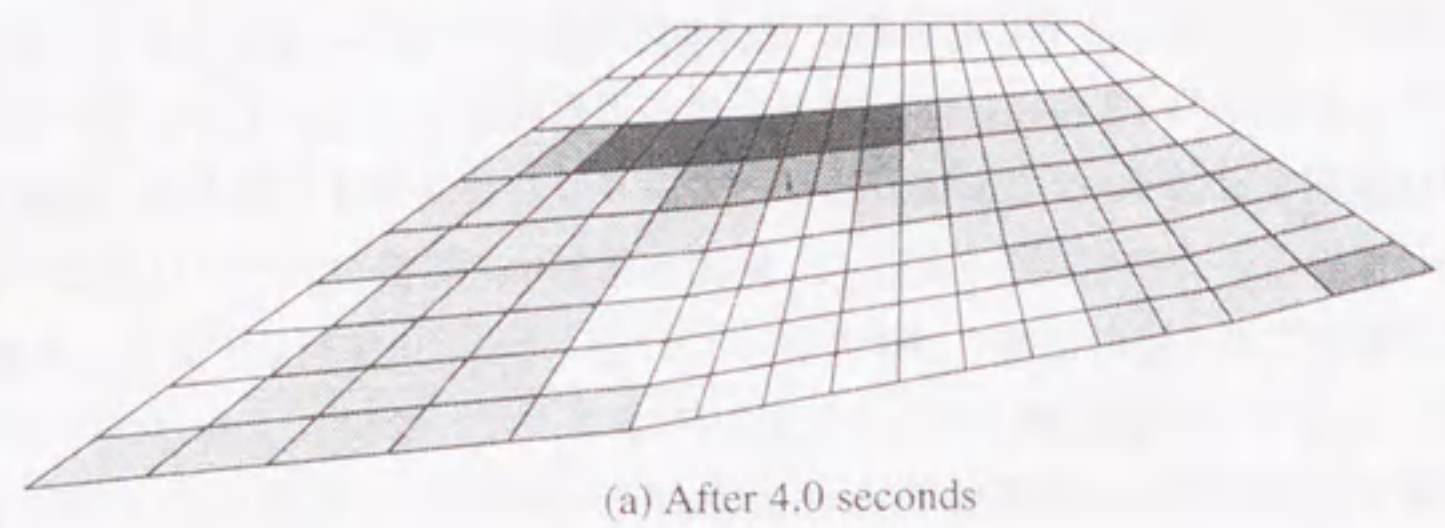


図 6.22 過剰間隙水圧比の分布 (液状化解析)

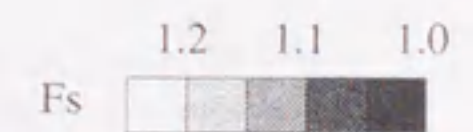
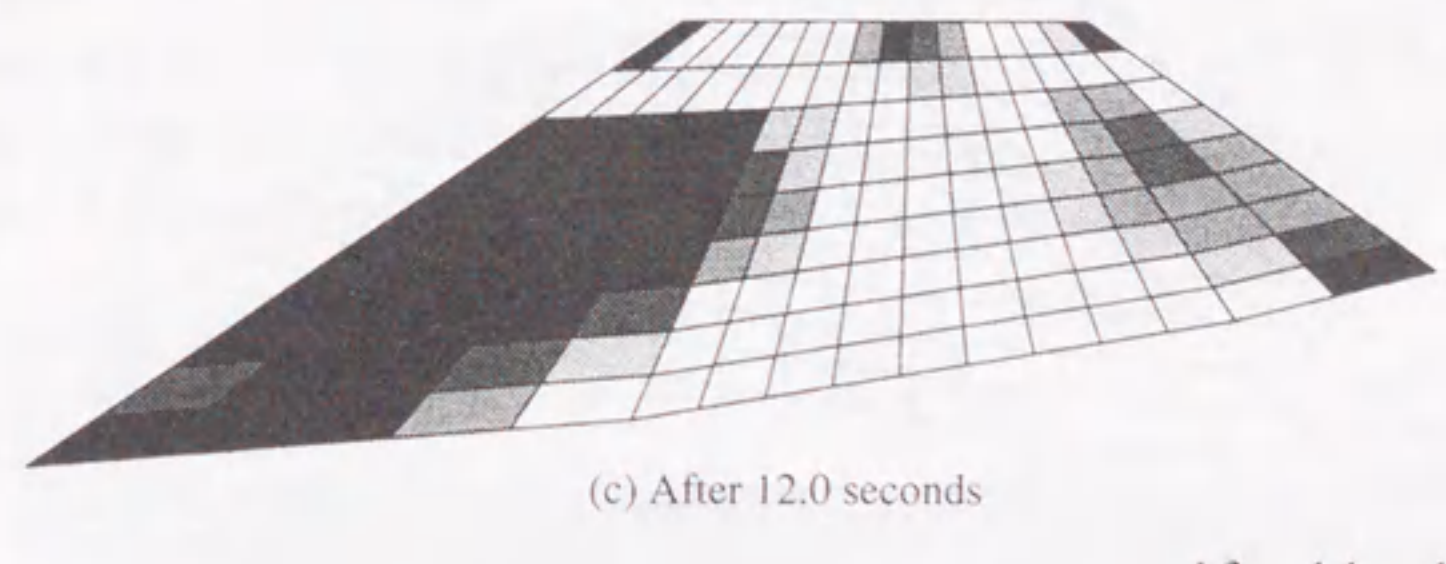
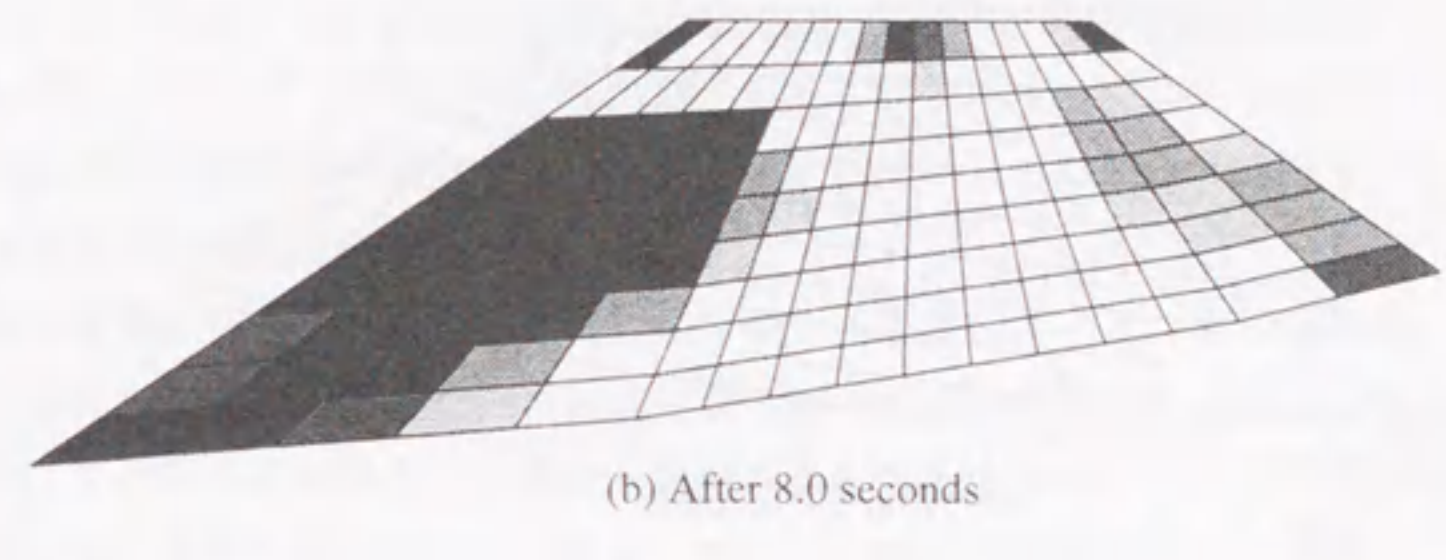
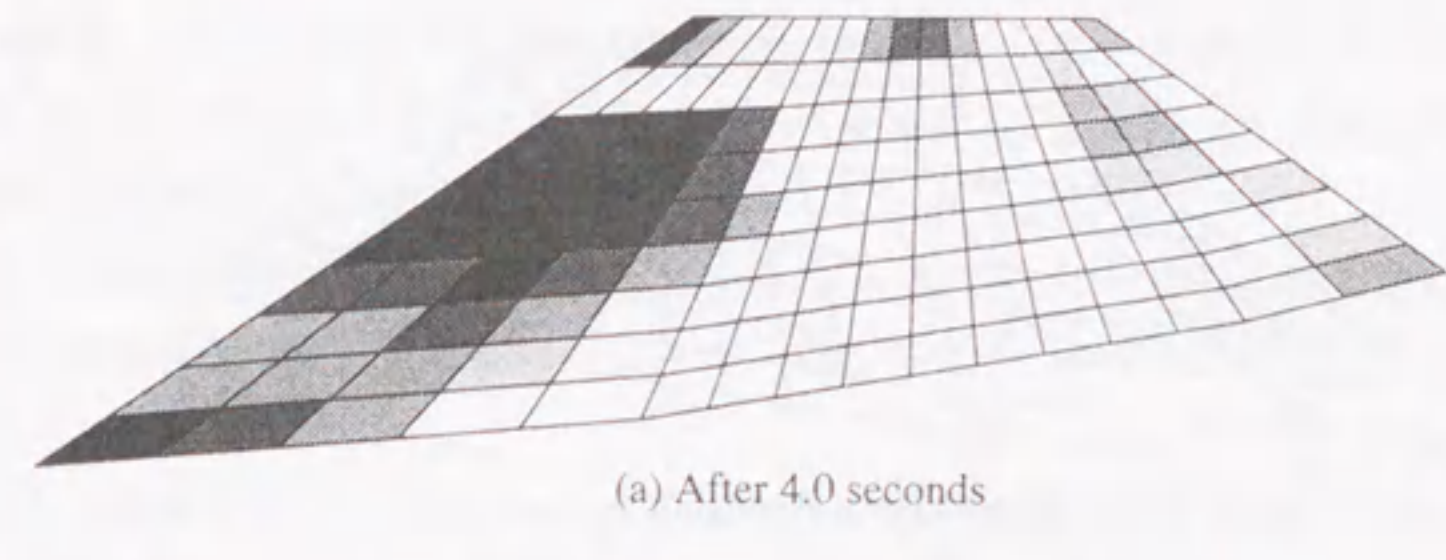


図 6.23 要素安全率の分布 (液状化解析)



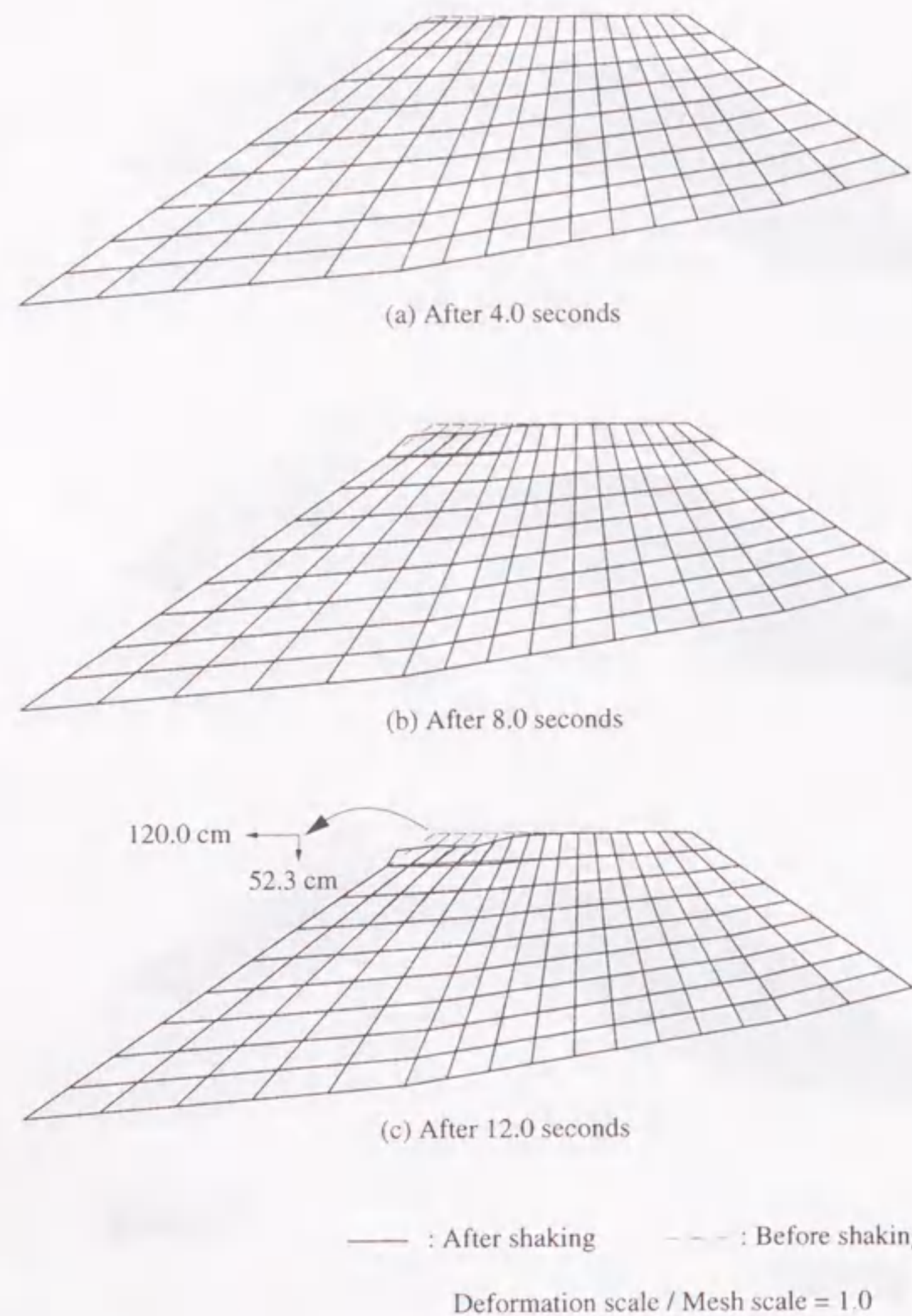


図 6.24 変形図 (液状化解析)

6.4.3 解析条件

盛土材料の最小非排水強度はすべり安定計算により逆算された値 (Konrad and Watts, 1995) を参考に設定する。盛土破壊後のトラクターの位置がすべり領域の先端であると仮定し, Lucia の安定計算手法 (Lucia, 1981) を用いて逆解析から得られた最小非排水強度は 5.0~7.5kPa の範囲であった。ここでは逆解析で得られた強度をそのまま尊重し, 最小非排水強度比ではなく, 最小非排水強度の平均値として 6.25kPa をそのまま用いた。降伏粘性係数については十分な情報がないため, 前述の振動台実験での値を参考にして小さな値 (0.1Pa·s) を用いた。なお, 降伏粘性係数を 1 オーダー程度変化させた計算結果によると, このパラメータが解析結果に与える影響は少ないことが分かっている。

Asele 盛土に対する二次元解析モデルを図 6.25 に示す。差分格子間隔は水平, 鉛直とも 1.0m である。セルの総数は 2,025 (= 135 × 15) であり, 水圧の自由度は 2,025, 速度の自由度は 4,200 (= 136 × 15 + 135 × 16), 全自由度は 6,225 となっている。解析領域は図に示すモデル全体であり, 初期盛土形状に対して 1.0 の VOF 値が割り当てられている。破壊後の盛土の形状を考慮して, 盛土の右下の部分に非液状化領域を設定している。貯水池の水はモデル化せず, 空気として扱っており, 原地盤面は nonslip 境界とした。

本解析は地盤が完全液状化に至った後の挙動を対象としている。有限要素法による過剰間隙水圧の発生予測結果によると, 盛土内の液状化は天端での振動開始後約 6 秒後に発生している。ここでの解析は, この液状化が発生した振動開始後 6 秒を開始時刻として, 30 秒間行っている。解析時間増分は 6.2 節の事例と同様な手法で決定している。解析で考慮する外力は重力のみであり, 液状化後を対象としていることから振動ローラーの振動は考慮していない。解析では液状化領域が完全液状化していると仮定して飽和単位体積重量により物体力を算定している。盛土の飽和単位体積重量は計測値の平均値 (17.25kN/m<sup>3</sup>) (Konrad and Yashima, 1996) を用いた。初期応力状態は解析の開始時に大きな等価粘性係数 ( $\eta^l = 1.0 \times 10^8 Pa \cdot s$ ) を用いて算定している。

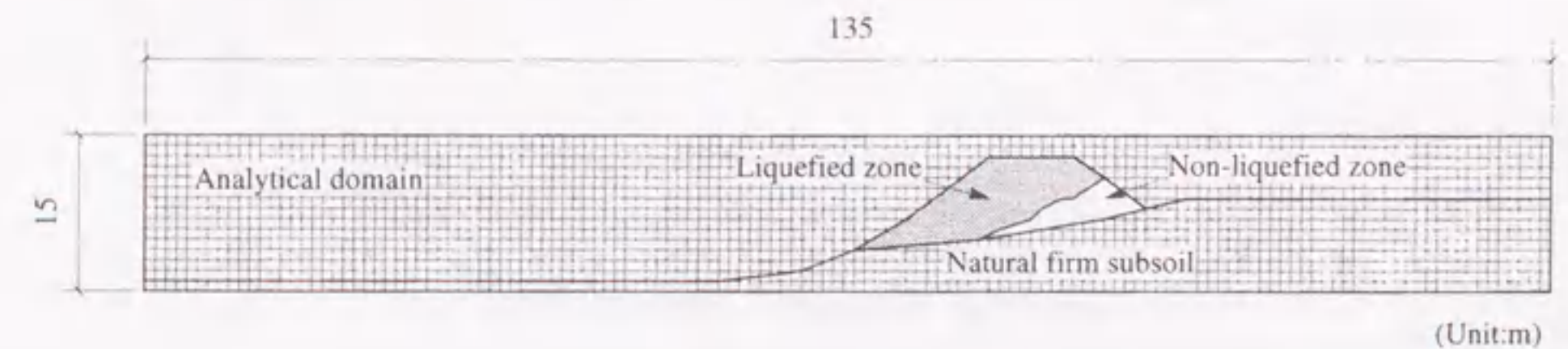


図 6.25 解析モデル (流体解析)



## 6.4.4 解析結果と考察

解析の結果得られた完全液状化から1.5, 3.0, 15.0, 30.0秒後の時点における盛土形状を図6.26に示す。流動破壊は解析開始直後に発生し、15.0秒後には変形はほとんど収まっており、30秒後の盛土形状も15.0秒後のものとはほぼ同一である。盛土材料の側方への移動量は盛土中心から約75mである。盛土破壊後の振動ローラーの位置が流動範囲を示しているとする、実際の盛土の移動距離は60mとなる。盛土材料の粘性特性に関する情報は十分ではないが、解析結果は実際の盛土の移動距離をよく再現しているといえる。

6.2節での振動台実験と本事例での地表面形状の予測結果と比較すると、モデルのスケールや精度は異なるものの、提案したモデルは最終地表面形状についてよりより予測結果を与えている。この理由として、まず、本事例での土の挙動が流動 (flow liquefaction) に近いと考えられ、本モデルでも適用性が高いことが考えられる。盛土からサンプリングされた試料を用いた三軸試験結果によると、土の挙動はピーク強度以降はひずみ軟化挙動しか示さないものであり、これは流動 (flow liquefaction) が起こり得ることを意味している。また、解析対象の盛土部分は常に水位以下にあり、流動中の地盤は水中で挙動している。このため、流動地盤は非常に緩い状態が維持されることになり、流体モデルの特性により近いものになることもより予測結果を与えた一因と考えられる。

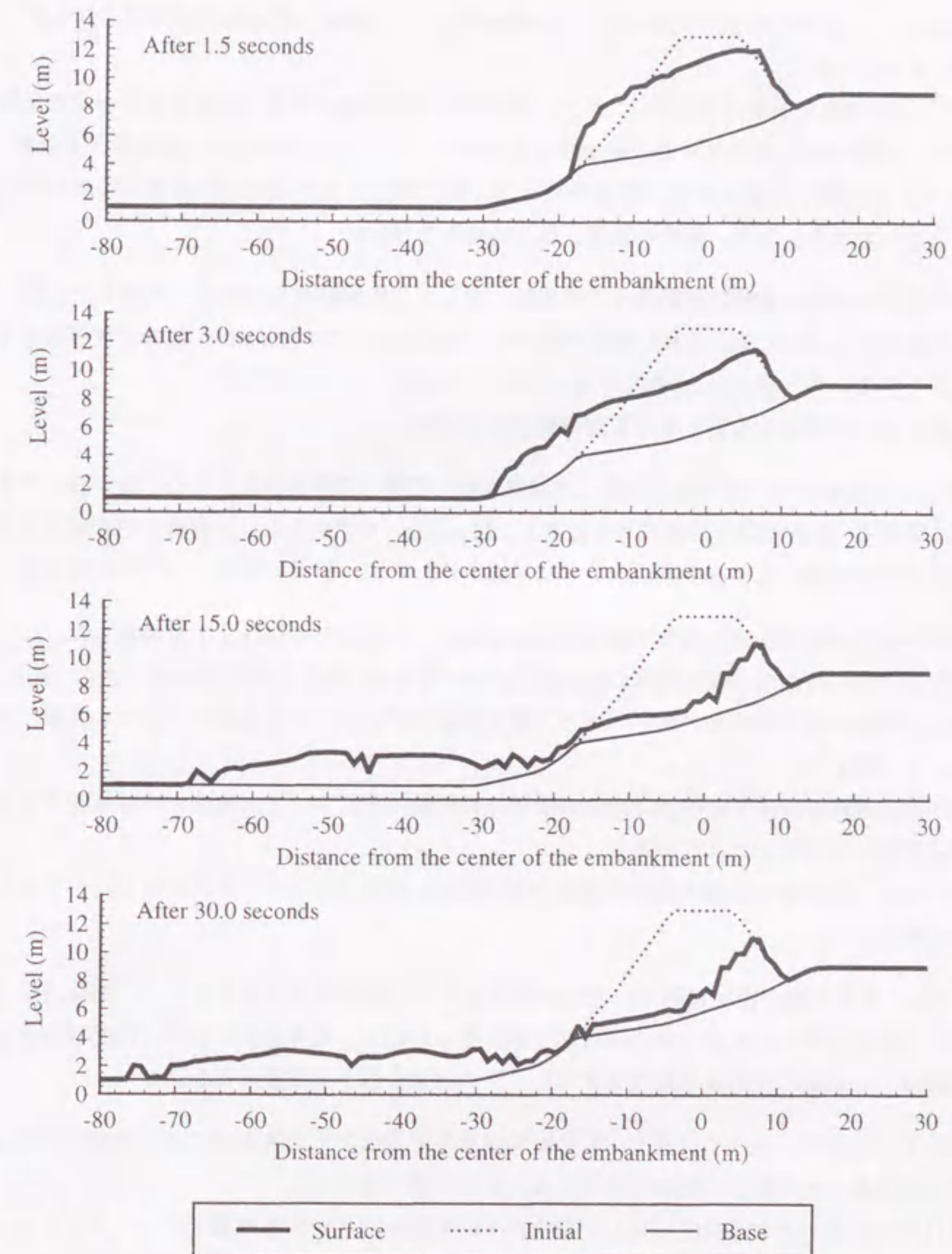


図 6.26 流動中の地表面形状 (流体解析)



## 6.5 まとめ

Bingham モデルを用いた流体力学に基づく流動解析手法が地盤や構造物の流動時の挙動をどの程度再現できるか検証した。

6.2節では、飽和砂を振動台で加振したのち、強制的に土槽を傾斜させて流動を発生させた実験を対象とした。流動地盤の速度や流動後の地表面形状などに関して、解析結果と実験結果を比較し、Bingham モデルを用いた解析手法の検証を行った。最大流動速度や流動後の地表面傾斜角の定量的な予測は不十分であったが、解析の結果、以下の結論を得た。

1. 解析手法は液状化地盤の流動速度の時刻歴に関して、実験結果を定性的に再現した。特に最大流動速度に達した後、急激に速度が減少する傾向については Newton 粘性では再現することができないが、Bingham 粘性を用いることで再現することができた。
2. 解析手法は流動後も傾斜を有する地表面形状を再現した。

6.3節では、流動地盤中に地中壁を設置した傾斜地盤の振動台実験を対象とした。地中壁に作用する流動圧に関して、解析結果と実験結果を比較し、Bingham モデルを用いた解析手法の検証を行った。流動圧の継続時間に対する予測については課題を残したが、解析の結果、以下の結論を得た。

1. 解析手法は流動開始後に数秒で最大流動圧が発生する実験での傾向をよく再現した。
2. 解析から得られた地中壁に作用する流動圧の最大値および深度分布は実験値とよく一致した。また、地盤の初期傾斜角が大きいほど、最大流動圧が大きくなる傾向についても実験と解析はよく一致した。
3. 最大流動速度が発生する時点での地中壁周辺の流動状況について、実験での観測結果を解析は定性的に再現することができた。
4. 以上より、流動開始直後の液状化地盤は Bingham 流体によりモデル化することができるといえる。

6.4節では、盛土天端の路面補修中に流動破壊を起こした道路盛土を対象とした。固体力学に基づく有効応力解析手法により盛土内の液状化予測を行ったのち、流体力学に基づく流動解析手法により流動破壊した盛土の変形量の再現を試みた。その結果、以下の結論を得た。

1. 固体力学に基づく手法では盛土内の過剰間隙水圧の発生やせん断破壊に至る領域の予測は可能であるが、その後の大変形を再現することは困難であった。
2. 流体力学に基づく手法は液状化した盛土の流動破壊後の大変形を再現することができた。盛土材は非常に緩く、ひずみ硬化挙動を示さない流動 (flow liquefaction) の挙動を示すこと、流動が水中で発生していることなどがよい予測結果を与えた一因と思われる。

これらの事例解析において、Bingham モデルを用いた流体力学に基づく流動解析手法は、地盤条件や構造物が比較的単純な事例において、流動開始直後の挙動や流動 (flow liquefaction) を示

す土の挙動を再現できた。これらの限られた状態において、土の挙動は流体的であり、流体力学に基づいた手法の適用性は高いと思われる。



## 第7章

### 結論

#### 7.1 本研究のまとめ

1995年兵庫県南部地震以降、土木構造物の耐震設計では二段階設計法が採用され、レベル2地震動に対し、構造物の塑性域での変形性能を照査することが重要になっている。このため、実務では液状化地盤あるいは流動地盤中の構造物の変形を定量的に評価する手法が望まれている。そこで、本研究では詳細な設計法としても利用できる数値解析手法を用いて、液状化過程における地盤と構造物の挙動を予測することを目的とした。

液状化の過程において、初期状態の地盤は固体的な性質を示すが、地震中の液状化、地震後の流動の過程で地盤は液体的な性質を示すようになり、そして流動が停止した後は再び固体的な性質となる。このように地盤の液状化過程は固体から液体そして固体へと相変化していく挙動と考えることもできる。一つの解析手法を用いて、このような液状化過程を予測することが理想的であるが、現状の液状化解析手法では一つの手法で初期状態から液状化後の大変形までを予測することは困難である。このような相変化は空間的にも時間的にも不均一に発生する現象であるが、本研究では、相変化を以下の二つの過程に分離できるものと仮定し、それぞれの過程に対して、別の手法を提案し、いくつかの事例解析を通じて手法の検証を行った。

1. 地震前の初期状態から地震中の液状化発生の過程について、固体力学に基づいた有効応力法を適用し、特に変形予測精度を検証した。
2. 地震後の液状化した地盤の大変形過程について、流体力学に基づいた新しい流動解析手法を適用し、地盤挙動の予測精度を検証した。

まず、地震前の初期状態から地震中の液状化発生の過程、すなわち地盤が固体から液体へ変化する過程については、固体力学に基づく有効応力法を適用した。

第3章では、固体力学に基づく手法について、用いる土のモデルおよび場の方程式を示した。はじめに、土のモデルとして用いる砂の繰返し弾塑性モデル(3.2節)と粘土の繰返し弾粘塑性モデル(3.3節)について、室内試験結果をもとにモデルの検証を行った。砂のモデルについて、本研究では応力経路が変相線に到達した後、せん断係数を低減させる手法について改良を加えた。室内試



験の要素シミュレーションや液状化地盤上の構造物をモデル化した解析を行った結果、改良したモデルは従来の手法と比較して、パラメータ数を二つ減らすことができること、数値解析上安定した結果を得ることができることなどの利点を有することが分かった。また、直接基礎構造物の基礎地盤（水平地盤、構造物直下地盤）の応力条件に対応すると考えられる二つの境界条件下で行われた非排水繰返し中空ねじり試験に対し、改良したモデルを適用し、その挙動を検証した。その結果、モデルはせん断ひずみ5%程度、軸ひずみ1%程度のひずみ量および平均有効応力の低下量について、室内試験結果を定量的に再現することができた。粘土のモデルについては、載荷速度に依存した粘土の挙動に着目して、室内試験結果をもとに検証を行った。また、砂のモデルと同様に比較的大きなひずみの発生量を定量的に評価できるかどうかには留意して検証を行った。その結果、モデルはせん断ひずみ10%程度の発生量や0.02Hz~1.0Hzまでの異なる載荷周波数のもとでの動的強度の載荷速度依存性について、室内試験結果を定量的に再現することができた。場の方程式(3.4節)として、固相と液相の二相からなる飽和多孔質体を扱ったBiotの二相混合体理論に基づき、誘導された固相の変位 $u$ と間隙水圧 $p$ を未知数とした $u$ - $p$  formulationを用いた。つりあい式と連続式からなる場の方程式に対する空間離散化には、有限要素法と差分法を用いている。得られた場の方程式に対し、増分型の土のモデルを用いた場合の不釣合力の処理を検討し、特に、大変形を予測する上で重要となるモデルが破壊に至る場合や平均有効応力が0となる場合について、応力状態が破壊規準を満足するように応力を補正する方法を提案した。液状化地盤上の構造物の解析を通じて、提案した手法を検証した結果、計算時間増分が比較的大きい場合(0.01秒)には、応力補正手法が変形予測精度を高める上で不可欠であることが分かった。

第5章では、提案した固体力学に基づく解析手法を用いて、模型実験や実際の構造物の被災事例を対象としたシミュレーションを行い、解析手法がどの程度の変形予測能力を有しているのかを検討した。その際、地盤と構造物の地震中の変形挙動に対して、そのメカニズムを考察した。

飽和砂地盤上の盛土の動的遠心模型実験(5.2節)、軟弱粘性土地盤上の盛土の動的遠心模型実験(5.3節)を対象とした解析の結果、以下の結論を得た。

1. 解析手法は基礎地盤内の応答加速度、過剰間隙水圧、盛土の沈下に関して実験結果を定量的に再現した。定量的には、解析で得られた盛土天端の沈下量は実験値の1.0~3.0倍程度であった。
2. 飽和砂地盤上の盛土のシミュレーション結果に基づき、盛土直下地盤で有効上載圧が0とならない現象を説明した。盛土直下地盤の挙動は初期の偏差応力の空間的变化、水平地盤の液状化時期などに影響され、全応力一定の境界条件のもとで繰返しせん断をうけ、鉛直方向の圧縮ひずみを生じる。この鉛直ひずみの蓄積が盛土の沈下を引き起こす一因となっており、変形予測を目的とした数値解析においては、用いる砂のモデルが鉛直・水平方向の全応力一定かつ水平方向変位非拘束の境界条件のもとで繰返しせん断応力が作用する場合の土の変形挙動を再現できることが重要であることを示した。
3. 軟弱粘性土地盤上の盛土の遠心力場と重力場を対象としたシミュレーションの結果、粘土のひずみ速度依存性を考慮した弾粘塑性モデルを用いたことにより、遠心力場を対象としたシ

ミュレーションの方が実験結果をよりよく再現できることが分かった。

1993年北海道南西沖地震で被災した後志利別川の河川堤防(5.4節)、1995年兵庫県南部地震で被災した淀川の河川堤防(5.5節)を対象とした解析では、比較的近距离にありながら被災程度の大きく異なった二つの断面を対象として、地震後の盛土天端の沈下量と解析結果を比較し、解析手法の検証を行った。その結果、以下の結論を得た。

1. 解析手法は被災量の異なる2地点の盛土天端の沈下量の大小関係を定量的に再現した。定量的には、被災量の大きな地点において、解析で得られた盛土天端の沈下量は淀川では実測値とはほぼ一致し、後志利別川では実測値の半分程度であった。
2. 被災量の小さい地点では、地表面付近(後志利別川)あるいは砂質土層の中間(淀川)に粘性土層が存在する。このような砂質土と粘性土の互層地盤の場合、液状化層の上部にある粘性土層が、盛土構造物の地震時変形量に与える影響は大きく、液状化層だけでなく粘性土層の変形特性を適切に評価することが耐震設計上重要であることを示した。
3. 後志利別川の解析において、解析手法は実際の盛土の破壊形態に対して、盛土内の破壊領域の発生を定量的に再現した。盛土の破壊形態は盛土直下の基礎地盤、とりわけ表層付近の挙動に影響されることを示した。
4. 液状化層の水平変位に着目して松尾・川村の安定管理手法を適用すれば、盛土のモデル化が多少異なっても、盛土の安定性を評価できる可能性があることを示した。

1995年兵庫県南部地震で被災した重力式岸壁(5.6節)を対象とした解析では、地震後のケーソン岸壁の変位量や岸壁背面の埋土地盤の水平変位量と解析結果を比較し、解析手法の検証を行った。その結果、以下の結論を得た。

1. 解析手法は被災したケーソン式岸壁や背後地盤の変形モードを定量的に再現した。また、定量的にもケーソン天端の地震後の変位量や背後地盤への影響については、実際の測定値とはほぼ整合する結果であった。
2. ケーソン直下の置換砂の挙動は、盛土直下の基礎地盤の挙動に類似しており、同様のメカニズムで変形が生じていることを示した。

次に地震後の完全液状化した地盤の大変形過程、すなわち液体から固体へ変化する過程については、流体力学に基づく新しい流動解析手法を適用した。

第4章では、流体力学に基づく解析手法について、用いる土のモデルおよび場の方程式を示した。はじめに、液状化した土のモデル(4.2節)を、既往の室内試験結果をもとに提案した。液状化した土の粘性特性を調べた室内試験結果を整理し、粘性係数がひずみ速度依存性を有していることを示した。例えば、粘度計による測定結果によると、せん断応力-せん断ひずみ速度関係はせん断応力軸に切片を有する一次関数で近似できる。このような応力-ひずみ速度関係を表現するため、液状化した砂をBingham粘性を用いてモデル化することを提案した。さらに、BinghamモデルをNewton粘性を扱う汎用の数値解析手法へ組み込むための等価粘性係数の考え方を示した。場



の方程式(4.3節)として、流体力学に基づいた連続式と Navier-Stokes 方程式からなる非圧縮性 Newton 流体の場の方程式を用いた。場の方程式の解法には反復法の一つである SIMPLE 法を用いた。空間離散化には有限体積法、時間離散化には後退差分を用いた。また、流動した地盤の地表面形状を把握するため、移動境界の扱いには VOF 法を用いた。

第6章では、提案した流動解析手法を用いて、模型実験や実際の被災事例を対象にシミュレーションを行い、流体力学に基づく流動解析手法が流動地盤の挙動をどの程度表現できるか検証した。

飽和砂を振動台で加振したのち、強制的に土槽を傾斜させて流動を発生させた実験(6.2節)、流動地盤中に地中壁を設置した傾斜地盤の振動台実験(6.3節)を対象とした解析の結果、以下の結論を得た。

1. 解析手法は液状化地盤の流動速度の時刻歴に関して、実験結果を定性的に再現した。特に最大流動速度に達した後、急激に速度が減少する傾向については Newton 粘性では再現することができないが、Bingham 粘性を用いることで再現することができた。
2. 解析手法は地中壁に作用する最大流動圧の発生時刻や深度分布に関して、実験結果を定量的に再現した。以上より、流動開始直後の液状化地盤は Bingham 流体によりモデル化することができるといえる。

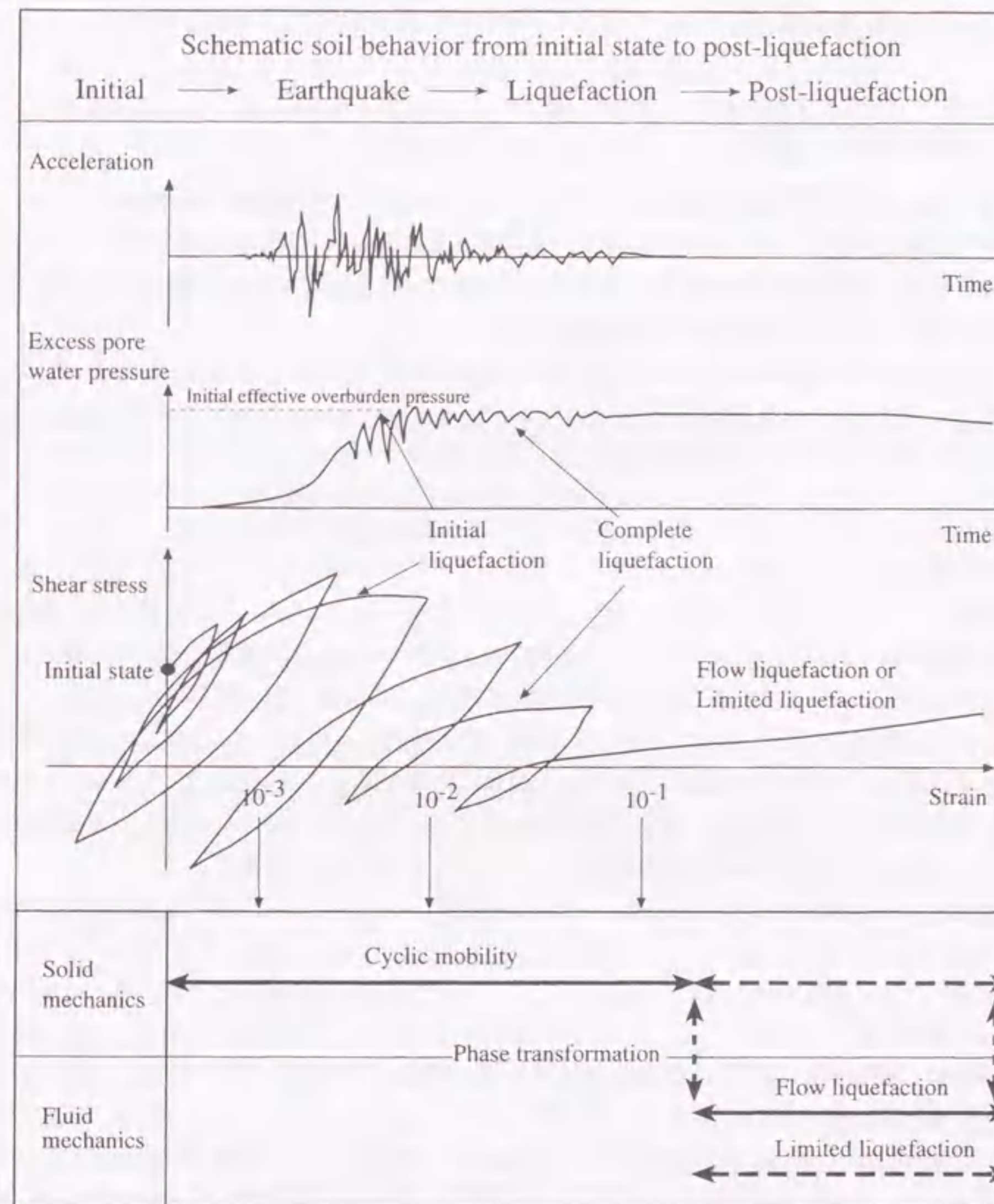
盛土天端の路面補修中に流動破壊を起こした道路盛土(6.4節)を対象とした解析では、固体力学に基づく有効応力解析手法により盛土内の液状化予測を行ったのち、流体力学に基づく流動解析手法により流動破壊した盛土の変形量の再現を試みた。その結果、以下の結論を得た。

1. 固体力学に基づく手法では盛土内の過剰間隙水圧の発生やせん断破壊に至る領域の予測は可能であるが、その後の大変形を再現することは困難であった。
2. 流体力学に基づく手法は液状化した盛土の流動破壊後の大変形を再現することができた。盛土材は非常に緩く、ひずみ硬化挙動を示さない流動(flow liquefaction)の挙動を示すこと、流動が水中で発生していることなどがよい予測結果を与えた一因と思われる。

これら二つの手法の検証の結果を図 1.1 に示した液状化過程において、時系列で整理したものを図 7.1 に示す。ただし、本研究で取り上げた検証事例の地盤条件、構造物の種類は限られたものであり、図 7.1 は手法の汎用的な適用性を示しているものではないことに留意する必要がある。

固体力学に基づく手法の変形予測精度は倍半分程度であるが、少なくとも定性的にはよい変形予測結果を示している。これは実際の現象において、発生したひずみが微小変形理論をもとにした土と間隙水の二相系の場の方程式で追従できる程度であったこと、かつ、地盤の要素の挙動が用いた砂と粘土のモデルが再現できる挙動、すなわちひずみ軟化を伴わない「非流動」時の繰返し変形挙動(サイクリックモビリティ挙動)の範囲にあったことが要因であると思われる。したがって、図 7.1 に示すように固体力学に基づく手法はせん断ひずみレベル 10%程度(図中の  $10^{-1}$ )までの現象については定性的な予測が可能であり、条件が整えば定量的な変形予測も可能になるとと思われる。

一方、Bingham モデルを用いた流体力学に基づく流動解析手法は、地盤条件や構造物が比較的単純な事例に対して、流動開始直後の挙動や流動(flow liquefaction)を示す土の挙動を再現で



Initial liquefaction : an effective mean stress is zero for the first time.  
 Complete liquefaction : an effective mean stress is almost zero constantly.

図 7.1 各解析手法の適用範囲のイメージ



きた。これらの限られた状態において、土の挙動は流体的であることから、流体力学に基づいた手法の適用性は高いと思われる。

## 7.2 今後の課題と展望

本研究では、地盤の液状化過程に対して、二つの手法を提案し、模型実験や被災事例などの解析を通じて手法の検証を行った。まず、地震前の初期状態から地震中の液状化発生の過程に対して、固体力学に基づいた有効応力法を適用した。次に、地震後の液状化した地盤の流動過程に対して、流体力学に基づいた新しい流動解析手法を適用した。

固体力学に基づく手法はサイクリックモビリティ挙動に対し、少なくとも定性的にはよい変形予測結果を示しているが、予測精度をさらに向上させ、設計実務への展開を図るには以下のような課題がある。

1. 砂の繰返し弾塑性モデルに関して、新しく提案したせん断係数低減手法では、パラメータの数を減らしたことで、従来の手法とは異なる塑性ひずみ量を制御に用いていることから、砂の種類によっては、従来の手法とは異なる結果を与える可能性もある。室内試験はある相対密度の豊浦砂を対象としたものであり、既往の検証事例もほとんどが豊浦砂の室内試験結果を対象としている。今後は密な砂から緩い砂まで対象とする密度の幅を広げて検証を進めるとともに、細粒分や礫分を含んだ砂など、多様な砂の種類についてもさらに検証を行う必要がある。また、モデルは初期応力比が高く、変相応力比を越えている場合や、微小なせん断応力振幅が作用する場合には、載荷初期の負のダイレイタンスを過大に評価する可能性がある。今後、さらに多様な応力状態のもとで、モデルの検証を行う必要がある。
2. 粘土の繰返し弾粘塑性モデルに関して、特に中程度のひずみ ( $1.0 \times 10^{-3}$  未満) 領域における粘土の変形特性の再現については今後、モデルの改良も含めて検討する必要がある。また、本研究では一種類の繰返し粘土について、モデルの適用性を検討したが、砂と同様に今後は多様な粘土を対象として、さらにモデルの検証を進める必要がある。さらに、載荷周波数に関して、検証に用いた室内試験結果はもっとも載荷速度の速いケースでも 1.0Hz であるが、実際の地震では 1.0Hz 以上の振動数が工学的に重要になることも予想される。今後はさらに載荷速度の速い場合の挙動についても検証を行う必要がある。砂質土と粘性土の互層地盤の場合、液状化層の上部にある粘性土層が、盛土構造物などの直接基礎構造物の地震時変形量に与える影響が大きいことから、今後、粘性土モデルの確立が耐震設計上重要であると考えられる。
3. 後志利別川の解析では、基礎地盤の変形予測精度が十分でなく、実際の被災量を過小に評価した。また、淀川の被災堤防の解析においては大きな被災量をほぼ再現したが、実際の堤防の変形モードを完全に再現できているわけではない。図 7.1 中の固体力学において破線で示している部分については、さらに大きなひずみ領域 (10%以上) での砂のモデルの適用性を検証するとともに、大変形を再現できる構成則や有限変形解析など他の解析手法の適用を検

討する必要がある。また、基礎地盤が大きく変形した場合、後志利別川の被災堤防のように盛土体が不連続体として挙動することが考えられる。このような場合には盛土体の不連続体的な挙動を再現できるような工夫も必要になるとと思われる。

4. 本研究の結果、数値解析手法は少なくとも定性的にはよい変形予測結果を示しているが、本手法が設計実務で使われる場合には、技術者にとってさらに定量的予測が必要となると思われる。本研究で対象とした事例はいずれも解析に必要な情報が比較的豊富なものであるが、それでも盛土天端の沈下量に対する予測精度は倍半分程度である。設計実務においては、必要な土質試験が十分でない場合もあり、数値解析手法による変形予測精度はさらに低下する可能性があると考えられる。今後、このような数値解析手法が設計実務で広く受け入れられるようになるには、手法の適用限界、予測精度について、詳細な情報を実務者に示していく必要があると思われる。
5. 数値解析手法を設計実務に適用する際には、変形量の予測精度と同時に構造物に求められている変形量の設計基準値の設定にも配慮する必要がある。変形量の設計基準値となる盛土構造物の許容沈下量は、構造物の機能や考慮する地震動の大きさなどの様々な設計要因に応じて設定されるべき値と考えられる。しかしながら、現状の設計基準では耐震設計法として円弧すべり法を主に用いているため、設計震度と対応する許容すべり安全率が定義されているが、それが盛土の耐震性能としてどの程度であるか、つまり許容沈下量がどの程度であるかは不明である。よって、今後は数値解析手法の予測精度の向上とともに、地震後の許容沈下量の設定方法の確立が重要だと考えられる。このような現状において、倍半分程度の沈下量予測精度を有する手法が適用されるのは、絶対量の予測ではなく、むしろ相対量の予測にあると思われる。例えば、基礎地盤に対する液状化対策の効果を確認する場合、盛土の物性に含まれる不確実性の影響は対策前後の沈下量の相対量を比較する上では、沈下量の絶対値を予測する場合よりも小さいと考えられる。よって、対策工法の選定や対策工法の仕様の決定において、対策前後の変形解析に数値解析を適用することにより、対策工の効果を確認することができ、より経済的で効果的な対策工の設計が可能になるとと思われる。

流体力学に基づく流動解析手法は、地盤条件や構造物が比較的単純な事例に対して、流動開始直後の挙動や流動 (flow liquefaction) を示す土の挙動を再現できた。これらの限られた状態において、土の挙動は流体的であり、流体力学に基づいた手法の適用性は高いと思われるが、さらに手法の適用範囲を広げ、設計実務への展開を図るには以下のような課題がある。

1. 限定流動 (Limited liquefaction) のようなダイレイタンスによるせん断剛性の回復や、流動中の過剰間隙水圧の消散に伴うせん断剛性の回復などは、土の挙動が固体的な性質に逆戻りしていく過程で起こる現象である。提案した手法は流動 (Flow liquefaction)、すなわちひずみ硬化を示さない挙動のみを再現できるものであり、ダイレイタンスや過剰間隙水圧の消散を考慮していない。6.2 節の流動後の地表面形状や 6.3 節の流動圧の継続時間の予測においては、図 7.1 中の流体力学において破線で示している部分に対して、流体から固体への相変化を表現できるようなモデルの改良が必要である。



2. 提案した解析手法はさらに複雑な構造物と液状化地盤との相互作用についても三次元解析が可能であり、群杭に対する流動圧の評価など、より実務的な問題に適用することができる。しかし、実際の地中構造物の設計へ適用するには、次のような検討事項が残されている。本研究で扱った事例では、地盤は全層完全液状化と仮定したが、実際の地盤では地下水位以浅の非液状化層の流動圧を評価することも重要となる。実際、2.2節で紹介した杭の被災事例の逆解析結果が示すように、地下水位以浅の非液状化層の変位が杭の被災原因と推定されている場合もある。さらに汎用的な解析手法を確立するには、非液状化層や完全液状化には至らないが過剰間隙水圧が上昇する層などに対するモデル化の手法をさらに検討する必要がある。

本研究では液状化の過程を図7.1に示すような二つの過程に分離できるものと仮定し、それぞれの過程に別の手法を用いて、液状化現象を再現することを試みた。第6章におけるいずれの解析事例も、ある時刻において、土層のほぼ全域で完全液状化状態が仮定できるような特殊な事例であり、流体のみを扱った手法でも地盤挙動を予測することが可能であったと思われる。しかしながら、実際の地盤の地震時の現象はさらに複雑な場合もある。図7.1に示した液状化過程は一つの土要素に着目した理想的なものであり、実際の現象ではこのような液状化過程が空間的にも時間的にも不均一に発生する。したがって、ある時刻においては、固体的な性質を持つ領域と液体的な性質を持つ領域が混在することになる。このような問題に対応するには、固体力学と流体力学で表現可能な領域の間の遷移領域を考慮した解析手法を検討する必要がある。具体的にはそれぞれの手法について、以下のような検討が必要になると思われる。

固体力学に基づく手法については、液状化以後の大変形や液状化した砂の流体的性質を表現する工夫が必要である。最近では、有限変形理論に基づいた二相系の場の方程式に砂の繰返し弾塑性モデルを取り入れた解析手法(岡ら, 1999)が提案され、大変形を再現する試みがなされている。また、液状化後の砂のせん断ひずみを粒状体(固体)の性質による成分と不安定な砂粒子と水の混合体(擬塑性流体)の性質による成分の和で表現する砂のモデル(Shamotoら, 1997)が提案され、液状化地盤の残留変形の予測に適用されている。一方、流体力学に基づく手法については、固体力学の範疇である固体から液体への液状化の発生過程や、逆に液体から固体へせん断剛性が回復する過程を表現する工夫が必要になる。最近では、後者に対して、過剰間隙水圧の消散に伴う剛性の回復を、金属の凝固解析で用いられている固相率を用いて表現する試み(渦岡ら, 1999)も行われている。今後、それぞれの手法について、個々の領域での検証・改良を進めるとともに、適用範囲を広める必要がある。そして、お互いの手法を補完・統合し、液状化の発生から流動までを統一的に予測できる手法を確立することが望まれる。

## 参考文献

- [1] 阿部博, 草野郁: 盛土を含む砂地盤の液状化振動台実験, 第28回地盤工学研究発表会, pp.1205-1206, 1993.
- [2] Adachi, T. and Oka, F.: Constitutive equations for normally consolidated clay based on elasto-plasticity, *Soils and Foundations*, Vol.22, No.4, pp.57-70, 1982.
- [3] 赤井浩一, 田村武: 弾塑性構成式による多次元圧密の数値解析, 土木学会論文報告集, 第269号, pp.98-104, 1978.
- [4] Alacon-Guzman, A.: Leonards, G.A. and Chameau, J.L., Undrained monotonic and cyclic strength of sands, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol.114, No.GT10, pp.1089-1109, 1988.
- [5] Armstrong, P.J. and Frederick, C.O.: *A mathematical representation of the multiaxial Bauschinger effect*, C.E.G.B. Report RD/B/N 731, 1966.
- [6] Arulanandan, K., Scott, R.F. and Zeng, X.: Verification of procedures for the analysis of soil liquefaction problems, *Proceedings of the International Conference on the Verification of Numerical Procedures for the Analysis of Soil Liquefaction Problems*, Davis, California, USA, 2000p., 1993.
- [7] Aydan, O.: Mechanical and numerical modeling of lateral spreading of liquefied soil, *Proceedings of First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, IS-TOKYO'95, pp.881-886, 1995.
- [8] 東拓生, 田村敬一: 流動化に伴う地盤変位及び橋梁基礎に作用する力に関する研究, 第24回地震工学研究発表会講演論文集, pp.557-560, 1997.
- [9] Bartlett, S. and Youd, T.L.: Empirical prediction of lateral spread displacement, *Proceedings from the Fourth U.S.-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures Against Soil Liquefaction*, Technical Report NCEER-92-0019, Vol.1, pp.351-365, 1992.
- [10] Bingham, E.C.: *Fluidity and plasticity*, McGraw-Hill, New York, 1922.
- [11] Biot, M.A.: Mechanics of deformation and acoustic propagation in porous media, *Journal of Applied Physics*, Vol.33, No.4, pp.1482-1498, 1962.
- [12] Castro, G.: *Liquefaction of sands*, Harvard Soil Mechanics Series, No.81, Cambridge, Massachusetts, 1969.



- [13] Castro, G.: Liquefaction and cyclic mobility of saturated sands, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol.101, No.GT6, pp.551-569, 1975.
- [14] Chaboche, J.L. and Rousselier, G.: On the plastic and viscoplastic constitutive equations Part I and Part II, *Journal of Pressure Vessel Technology, Transactions of the ASME*, Vol.105, pp.153-164, 1983.
- [15] Christian, J.T. and Boehmar, J.W.: Plane strain consolidation by finite elements, *Journal of Soil Mechanics, ASCE*, Vol.96, No.SM4, pp.1435-1457, 1968.
- [16] Creager, W.P., Justin, J.D. and Hinds, J.: *Engineering for dams*, Vol.III, Earth, Rock-Fill, Steel and Timber Dams, John Wiley & Sons, p.649, 1944.
- [17] Cubrinovski, M. and Ishihara, K.: State concept and modified elastoplasticity for sand modelling, *Soils and Foundations*, Vol.38, No.4, pp.213-225, 1998.
- [18] De Alba, P.A., Seed, H.B., Retamal, E. and Seed, R.B.: Analysis of dam failures in 1985 Chilean earthquake, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol.114, No.GT12, pp.1414-1434, 1988.
- [19] 土木学会: 土木構造物の耐震基準等に関する提言(第一次提言), 1995.
- [20] 土木学会: 土木構造物の耐震基準等に関する提言(第二次提言), 1996.
- [21] 土居賢彦, 佐藤博, 濱田政則, 湯浅明: 液状化している砂の物性に関する実験的研究, 第28回土質工学研究発表会, pp.1187-1190, 1993.
- [22] 土質工学会: 土質基礎工学ライブラリー, 地盤の側方流動, pp.211-236, 1994.
- [23] Ekstrom, A. and Oloffson, T.: Water and frost-stability risks for embankments of fine grained soils, *Proceedings of Symposium on Failures in Earthworks*, ICE, London, Thomas Telford Pub., pp.155-166, 1985.
- [24] Finn, W.D.L., Yogendrakumar, M., Yoshida, N. and Yoshida, H.: *TARA-3, a program for nonlinear static and dynamic effective stress analysis*, Soil Dynamic Group, University of British Columbia, Vancouver, 1986.
- [25] Finn, W.D.L., Yogendrakumar, M., Ledbetter, R. and Yoshida, N.: Analysis of liquefaction induced displacements, *Proceedings of Seventh International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics*, pp.913-921, 1991.
- [26] Flecher, C.A.J.: *Computational techniques for fluid dynamics*, Volume 1: Fundamental and General Techniques, Springer, pp.105-116, 1988.
- [27] Fujii, S., Isemoto, N., Satou, Y., Kaneko, O., Funahara, H., Arai, T. and Tokimatsu, K.: Investigation and analysis of a pile foundation damaged by liquefaction during the 1995 Hyogoken-Nambu earthquake, *Soils and Foundations*, Special Issue on Geotechnical Aspects of the January 17 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake, No.2, pp.179-192, 1998.
- [28] 藤原育郁, 堀越研一, 末岡徹: 護岸構造物の模型振動実験—その2 大成建設における遠心力載荷装置を用いた実験—, 地震時の地盤・土構造物の流動性と永久変形に関するシンポジウ

- ム発表論文集, 地盤工学会, pp.235-240, 1998.
- [29] Ghaboussi, J. and Dikmen, S.U.: Liquefaction analysis of horizontally layered sands, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol.104, No.GT3, pp.341-356, 1978.
- [30] Gu, W.H., Morgenstern, N.R. and Robertson, P.K.: Post earthquake deformation analysis of Wildlife site, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol.120, No.2, pp.274-289, 1994.
- [31] 濱田政則, 安田進, 磯山龍二, 恵本克利: 液状化による地盤の永久変位の測定と考察, 土木学会論文集, No.376, III-6, pp.211-220, 1986a.
- [32] 濱田政則, 安田進, 磯山龍二, 恵本克利: 液状化による地盤の永久変位と地震被害に関する研究, 土木学会論文集, No.376, III-6, pp.221-229, 1986b.
- [33] Hamada, M., Saito, K., Yasuda, S. and Isoyama, R.: Earthquake damage by liquefaction-induced permanent ground displacement, *Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering*, Vol.VIII, pp.213-218, 1988.
- [34] Hamada, M. and O'Rourke, T.D.: *Case studies of liquefaction and lifeline performance during past earthquakes*, Volume 1: Japanese case studies, National Center for Earthquake Engineering Research, Technical Report NCEER-92-0001, 341p., 1992.
- [35] Hamada, M., Ohtomo, K., Sato, H. and Iwatate, T.: Experimental study of effects of liquefaction-induced ground displacement on in-ground structures, *Proceedings from the Fourth U.S.-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures Against Soil Liquefaction*, Technical Report NCEER-92-0019, pp.481-492, 1992.
- [36] Hamada, M., Sato, H. and Kawakami, T.: A consideration of the mechanism for liquefaction-related large ground displacement, *Proceedings from the Fifth U.S.-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures Against Soil Liquefaction*, Technical Report NCEER-94-0026, pp.217-232, 1994.
- [37] Hamada, M., Isoyama, R. and Wakamatsu, K.: Liquefaction-induced ground displacement and its related damage to lifeline facilities, *Soils and Foundations*, Special Issue on Geotechnical Aspects of the January 17 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake, pp.81-97, 1996.
- [38] 濱田政則, 川上哲太郎: 軟弱地盤の地震時挙動とライフライン施設の耐震性に関する研究平成7年度調査・研究報告書, 地震予知総合研究振興会, pp.30-61, 1997.
- [39] 濱田政則, 若松加寿江: 液状化による地盤の水平変位の研究, 土木学会論文集, No.596, III-43, pp.189-208, 1998.
- [40] 濱田政則, 北村健, 大野政弘, 小松宏至: 非液状化土が杭に及ぼす流動外力の実験, 第33回地盤工学研究発表会, pp.995-996, 1998.
- [41] 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会: 6.6 盛土・斜面の挙動解析, 阪神・淡路大震災調査報告 土木構造物の被害原因の分析 地盤・土構造物, pp.156-166, 1998.



- [42] Hara, A., Ohta, T., Niwa, M., Tanaka, S. and Banno, T.: Shear modulus and shear strength of cohesive soils, *Soils and Foundations*, Vol.14, No.3, pp.1-12, 1974.
- [43] Harlow, H. and Welch, J.E.: Numerical calculation of time-dependent viscous incompressible flow of fluid with free surface, *Physics Fluids*, Vol.8, pp.2182-2189, 1965.
- [44] Hilt, C.W. and Nichols, B.D.: Volume of fluid method for the dynamics of free boundaries, *Journal of Computer Physics*, Vol.39, pp.201-225, 1981.
- [45] 久田俊明, 野口裕久: 非線形有限要素法の基礎と応用, 丸善, pp.161-175, 1995.
- [46] 北海道開発局函館開発建設部: 北海道南西沖地震 あれから1年, 1994.
- [47] Horikoshi, K., Tateishi, A. and Fujiwara, T.: Centrifuge modeling of a single pile subjected to liquefaction-induced lateral spreading, *Soils and Foundations*, Special Issue on Geotechnical Aspects of the January 17 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake, No.2, pp.193-208, 1998.
- [48] 星川拓哉, 中井照夫, 檜尾正也: 密度および拘束応力の変化を考慮した砂の構成モデル, 土木学会論文集, No.596, III-43, pp.153-162, 1998.
- [49] Hungr, O.: A model for the runout analysis of rapid flow slides, debris flows, and avalanches, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.32, pp.610-623, 1995.
- [50] Hyodo, M., Murata, H., Yasufuku, N. and Fujii, T.: Undrained cyclic shear strength and residual shear strain of saturated sand by cyclic triaxial tests, *Soils and Foundations*, Vol.31, No.3, pp.60-76, 1991.
- [51] Hyodo, M., Yamamoto, Y. and Sugiyama, M.: Undrained cyclic shear behaviour of normally consolidated clay subjected to initial shear stress, *Soils and Foundations*, Vol.34, No.4, pp.1-11, 1994.
- [52] 井合進他: 液状化に関する一斉解析, 地盤の液状化対策に関するシンポジウム, 土質工学会, pp.77-190, 1991.
- [53] Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T.: Strain space plasticity model for cyclic mobility, *Soils and Foundations*, Vol.32, No.2, pp.1-15, 1992a.
- [54] Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T.: Analysis of undrained cyclic behavior of sand under anisotropic consolidation, *Soils and Foundations*, Vol.32, No.2, pp.16-20, 1992b.
- [55] 井合進, 一井康二, 森田年一: 兵庫県南部地震による港湾施設の被害考察(その7) ケーソン式岸壁の有効応力解析, 港湾技研資料, No.813, pp.253-279, 1995.
- [56] Iai, S., Ichii, K., Liu, H. and Morita, T.: Effective stress analyses of port structures, *Soils and Foundations*, Special Issue on Geotechnical Aspects of the January 17 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake, No.2, pp.97-114, 1998.
- [57] Inagaki, H., Iai, S., Sugano, T., Yamazaki, H. and Inatomi, T.: Performance of caisson type quay walls at Kobe, *Soils and Foundations*, Special Issue on Geotechnical Aspects of the January 17 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake, pp.119-136, 1996.
- [58] 稲富隆昌他: 1995年兵庫県南部地震による港湾施設等被害報告: 港湾技研資料, No.857,

- pp.49-1351, 1997.
- [59] Ishihara, K., Tatsuoka, F. and Yasuda, S.: Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses, *Soils and Foundations*, Vol.15, No.1, pp.29-44, 1975.
- [60] 石原研而: 土質力学の基礎, 鹿島出版会, pp.231-294, 1976.
- [61] 石原研而他: 地盤および土構造物の有効応力解析, 地盤と土構造物の地震時挙動に関するシンポジウム発表論文集, 土質工学会, pp.50-136, 1989.
- [62] Ishihara, K., Yasuda, S. and Yoshida, Y.: Liquefaction-induced flow failure of embankments and residual strength of silty sands, *Soils and Foundations*, Vol.30, No.3, pp.69-80, 1990.
- [63] Ishihara, K.: Liquefaction and flow failure during earthquakes, *Geotechnique*, Vol.43, No.3, pp.351-415, 1993.
- [64] Ishihara, K., Yasuda, S. and Nagase, H.: Soil characteristics and ground damage, *Soils and Foundations*, Special Issue on Geotechnical Aspects of the January 17 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake, pp.109-118, 1996.
- [65] 石川有三: 北海道南西沖地震特集 1.2 強震記録(1), 地震工学振興会ニュース, No.133, pp.6-8, 1993.
- [66] Isoyama, R.: Liquefaction-induced ground failures and displacement along the Shiribeshi-toshibetsu River caused by the 1993 Hokkaido Nansei-oki Earthquake, *Proceedings from the Fifth U.S.-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures Against Soil Liquefaction*, Technical Report NCEER-94-0026, pp.217-232, 1994.
- [67] Iwasaki, T. and Tatsuoka, F.: Effects of grain size and grading on dynamic shear moduli of sands, *Soils and Foundations*, Vol.17, No.3, pp.19-35, 1977.
- [68] Kanatani, M., Nishi, L., Kawakami, M. and Ohnami, M.: Two-dimensional non-linear response analysis during earthquake based on the effective stress method, *Proceedings of Sixth International Conference on Numerical Methods in Geomechanics*, Vol.3, pp.1749-1754, 1988.
- [69] 金谷守, 西好一, 大波正行: NAFSSによる解析, 地盤の液状化対策に関するシンポジウム, 土質工学会, pp.155-164, 1991.
- [70] 金谷守, 吉田望: 委員会報告 6.護岸構造物の地震時挙動に関する一斉実験・解析, 地震時の地盤・土構造物の流動性と永久変形に関するシンポジウム発表論文集, 地盤工学会, pp.159-280, 1998.
- [71] 金子正之, 田村圭司, 佐々木康, 勝山明雄, 佐藤謙司: 平成5年北海道南西沖地震による河川堤防被害について, 第29回土質工学研究発表会, pp.971-972, 1994.
- [72] 加藤満: 多次元液状化解析法とその応用に関する研究, 岐阜大学博士論文, pp.45-53, 1995.
- [73] Kawakami, T., Suemasa, N., Hamada, M., Sato, H. and Katada, T.: Experimental study on mechanical properties of liquefied sand, *Proceedings from the Fifth U.S.-Japan*



- Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures Against Soil Liquefaction*, Technical Report NCEER-94-0026, pp.285-299, 1994.
- [74] Kawakami, T.: Experimental study on countermeasures against liquefaction-induced lateral ground movement by in-ground wall, *Proceedings from the Sixth U.S.-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures Against Soil Liquefaction*, Technical Report NCEER-96-0012, pp.477-486, 1996.
- [75] 建設省土木研究所: 動土質研究室資料 No.58, 253p., 1988.
- [76] 建設省土木研究所他: 液状化対策工法設計・施工マニュアル(案), 共同研究報告書, 第186号, 建設省土木研究所, 478p., 1999.
- [77] 神戸市開発局: 兵庫県南部地震による埋立地地盤変状調査(ポートアイランド, 六甲アイランド), 119p., 1995.
- [78] Koga, Y. and Matsuo, O.: Shaking table tests of embankment resting on liquefiable sandy ground, *Soils and Foundations*, Vol.30, No.4, pp.162-174, 1990.
- [79] 國生剛治, 澤野珠輝, 故島哲朗, 野中のぞみ: 液状化砂層の水膜現象と側方流動メカニズム, 液状化メカニズム・予測法と設計法に関するシンポジウム, 地盤工学会, pp.561-568, 1999.
- [80] Konrad, J.-M.: Minimum undrained strength of two sands, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol.116, No.GT6, pp.932-947, 1990a.
- [81] Konrad, J.-M.: Minimum undrained strength versus steady-state strength of sands, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol.116, No.GT6, pp.948-963, 1990b.
- [82] Konrad, J.-M.: Undrained response of loosely compacted sands during monotonic and cyclic compression tests, *Geotechnique*, Vol.43, No.1, pp.69-89, 1993.
- [83] Konrad, J.-M. and Watts, B.D.: Undrained shear strength for liquefaction flow failure analysis, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.32, pp.783-794, 1995.
- [84] Konrad, J.-M. and Yashima, A.: Analysis of a liquefaction flow failure in a compacted till, *Proceedings of Seventh International Symposium on Landslides*, pp.797-802, 1996.
- [85] Koseki, J., Koga, Y. and Takahashi, A.: Liquefaction of sandy ground and settlement of embankments, *Proceedings of International Conference CENTRIFUGE 1994*, pp.215-220, 1994.
- [86] 古関潤一, 松尾修: 液状化性土盛土の動的遠心模型実験を対象とした永久変形解析, 第29回土質工学研究発表会, pp.1053-1056, 1995.
- [87] 古関潤一, 遠藤修, 川井田実, 佐藤博, 佐藤正義, 堤達也, 安中正美, 若松加寿江: 委員会報告1.被害事例と被害パターン分類, 地震時の地盤・土構造物の流動性と永久変形に関するシンポジウム発表論文集, 地盤工学会, pp.1-52, 1998.
- [88] Lucia, P.C.: *Review of experiences with flow failures of tailings dams and waste impoundments*, Ph.D. dissertation, University of California at Berkeley, Calif., 1981.
- [89] Marcuson, III.W.F., Hynes, M.E. and Franklin, A.G.: Evaluation and use of residual strength in seismic safety analysis of embankments, *Earthquake Spectra*, Vol.6, No.3,

- pp.529-572, 1990.
- [90] 松原勝巳, 三原正哉: グラベルドレーンの設計法に関する研究, ハザマ研究年報, Vol.19, pp.51-66, 1987.
- [91] 松本秀鷹, 常田賢一, 佐谷祥一: 液状化による地盤流動に関する模型実験, 第25回土質工学研究発表会, pp.1045-1046, 1990.
- [92] Matsuo, M. and Kawamura, K.: Diagram for construction control of embankment on soft ground, *Soils and Foundations*, Vol.17, No.3, pp.37-52, 1977.
- [93] Matsuo, O.: Damage to river dike, *Soils and Foundations*, Special Issue on Geotechnical Aspects of the January 17 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake, pp.235-240, 1996.
- [94] Matsuo, O., Nishi, K. and Uzuoka, R.: Numerical simulation of seismic failure of embankments founded on liquefied soil, *Proceedings of Ninth International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics*, Wuhan, pp.1807-1812, 1997.
- [95] 松尾修, 島津多賀夫, 田本修一: 粘性土地盤上の堤防の耐震性に関する検討, 土木技術資料, Vol.39, No.9, pp.56-61, 1997.
- [96] 松尾修, 島津多賀夫, 渦岡良介, 三原正哉: 北海道南西沖地震で被災した河川堤防の変形量に関する解析的考察, 第10回日本地震工学シンポジウム, pp.1545-1550, 1998a.
- [97] 松尾修, 岡村未対, 島津多賀夫, 西邦夫: 地盤液状化問題における弾塑性有限要素解析法の適用, 土木技術資料, Vol.40, No.8, pp.50-55, 1998b.
- [98] Matsuo, O., Okamura, M., Uzuoka, R. and Mihara, M.: Numerical analyses of the damaged dikes in the 1995 Hyogo-ken Nanbu earthquake, *Proceedings of Twelfth World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, 2000a. (投稿中)
- [99] Matsuo, O., Shimazu, T., Uzuoka, R., Mihara, M. and Nishi, K.: Numerical analysis of seismic behavior of embankments founded on liquefiable soils, *Soils and Foundations*, 2000b. (投稿中)
- [100] Miyajima, M., Kitamura, M., Koike, T. and Hasegawa, M.: Experimental study on characteristics of liquefied ground flow, *Proceedings of First International Symposium on Earthquake Geotechnical Engineering*, IS-TOKYO'95, pp.969-974, 1995.
- [101] Mohamad, R. and Dobry, R.: Undrained monotonic and cyclic triaxial strength of sand, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol.112, No.10, pp.941-958, 1986.
- [102] 森伸一郎, 清水勝美, 鈴木信久, 高木政美, 中村晋: 液状化による地盤の永久変位に起因する杭基礎の被害と解析, 第20回地震工学研究発表会講演概要集, pp.25-28, 1989.
- [103] 森伸一郎, 池田隆明: 緩い飽和砂地盤上における過剰間隙水圧の応答に対する実験と解析の比較, 第26回土質工学研究発表会, pp.953-956, 1991.
- [104] 室山拓生, 安原一哉, 村上哲, 加々美智博: 粘土地盤上の盛土の動的遠心模型実験(その11) -単純せん断試験による荒川粘土の繰返し履歴後の変形特性-, 第33回地盤工学研究発表会, pp.785-765, 1998.
- [105] 長尾和之, 殿垣内正人, 別井智行: 地震時の液状化による高速道路盛土の挙動に関する模型



- 実験, 日本道路公団試験研究所報告, 第33巻, pp.1-10, 1996.
- [106] Naghdi, P.M. and Trapp, J.A.: Restrictions on constitutive equations of finitely deformed elasto-plastic materials, *Quarterly Journal of Mechanics and Applied Mathematics*, Vol.28, Pt.1, pp.25-46, 1975.
- [107] 中村孝明, 佐藤博, 土居賢彦: BEM・FEM 結合モデルによる液状化側方流動解析, 境界要素法論文集, No.10, pp.53-58, 1993.
- [108] 南莊淳, 安田扶律, 藤井康男, 丹波寛夫: 兵庫県南部地震による埋立地盤の変状と橋梁基礎構造物の損傷, 地震時の地盤・土構造物の流動性と永久変形に関するシンポジウム発表論文集, 地盤工学会, pp.281-286, 1998.
- [109] 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V 耐震設計編, 228p., 1996.
- [110] 日本道路公団: 土工施工管理要領, pp.52-54, 1989.
- [111] 日本建築学会, 土木学会編: 1995年阪神・淡路大震災スライド集, 丸善, II-13, 1995.
- [112] O'Rourke, T.D. and Hamada, M.: *Case studies of liquefaction and lifeline performance during past earthquakes*, Volume 2: United States case studies, National Center for Earthquake Engineering Research, Technical Report NCEER-92-0002, 512p., 1992.
- [113] 小笠原政文, 角田浩, 牧田篤弘, 五瀬伸吾, 佐藤正義, 宮田和: 液状化に伴う流動化に関する遠心模型実験, 第24回地震工学研究発表会講演論文集, pp.605-608, 1997.
- [114] 太田秀樹, 鍋谷雅司, 藤井信二, 山本松生: 弾・粘塑性有限要素解析の入力パラメータ決定における一軸圧縮強度の利用, 土木学会論文集, No.400/III-10, pp.702-711, 1988.
- [115] Oka, F.: Constitutive equations for granular materials in cyclic loading, *Proceedings of IUTAM Conference on Deformation and Failure Materials of Granular Materials*, Delft, pp.297-306, 1982.
- [116] Oka, F., Yashima, A., Kato, M. and Sekiguchi, K.: A constitutive model for sand based on the non-linear kinematic hardening rule and its application, *Proceedings of Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, Madrid, pp.2529-2534, 1992.
- [117] Oka, F.: A cyclic elasto-viscoplastic constitutive model for clay based on the non-linear hardening rule, *Proceedings of Fourth International Symposium on Numerical Models in Geomechanics*, Swansea, pp.105-114, 1992.
- [118] 岡二三生, 八嶋厚, 加藤満, 後藤宇: 非線形移動硬化則を用いた砂の繰返し弾塑性構成式の拡張, 第28回土質工学研究発表会講演集, pp.489-490, 1993.
- [119] Oka, F., Yashima, A., Shibata, T., Kato, M., and Uzuoka, R.: FEM-FDM coupled liquefaction analysis of a porous soil using an elasto-plastic model, *Applied Scientific Research*, Vol.52, pp.209-245, 1994.
- [120] 岡二三生, 八嶋厚, 安田克博, 保泉篤史, 片岡基晃: 粘性土の繰返し弾粘塑性構成式の定式化, 第31回地盤工学研究発表会, pp.805-806, 1996.
- [121] Oka, F., Kodaka, T. and Kim, Y.S.: The simulation of a cyclic behavior of clay using the viscoelastic-viscoplastic constitutive model based on the non-linear kinematic

- hardening rule, 第34回地盤工学研究発表会, pp.567-568, 1999a.
- [122] Oka, F., Yashima, A., Tateishi, A., Taguchi, Y. and Yamashita, S.: A cyclic elasto-plastic constitutive model for sand considering a plastic-strain dependence of the shear modulus, *Geotechnique*, Vol.49, No.5, pp.661-680, 1999b.
- [123] 岡二三生, 小高猛司, 大島貴充: 有限変形理論に基づく砂地盤の3次元液状化解析法, 第34回地盤工学研究発表会, pp.2107-2108, 1999.
- [124] 大村祥平, 兵動正幸, 松尾修, 島津多賀夫: 粘土地盤上の盛土の動的遠心模型実験(その3) - 粘性土の単調および繰返し三軸試験 -, 第32回地盤工学研究発表会, pp.783-784, 1997.
- [125] Orense, R.P. and Towhata, I.: Three dimensional analysis on lateral displacement of liquefied subsoil, *Soils and Foundations*, Vol.38, No.4, pp.1-15, 1998.
- [126] Patanker, S.V. and Spalding, D.B.: A calculation procedure for heat, mass and momentum transfer in three-dimensional parabolic flows, *International Journal of Heat Mass Transfer*, Vol.15, pp.1787-1806, 1972.
- [127] Peirce, D., Shih, C.F. and Needleman, A.: A tangent modulus method for rate dependent solids, *Computers and Structures*, Vol.18, No.5, pp.875-887, 1984.
- [128] Perzyna, P.: The constitutive equations for work hardening and rate sensitive plastic materials, *Proceedings of Vibration Problems*, Vol.3, No.4, pp.281-290, 1963.
- [129] Poulos, S.J., Castro, G. and France, J.W.: Liquefaction evaluation procedure, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol.111, No.6, pp.772-792, 1985.
- [130] Pradhan, T.B.S., Tatsuoka, F. and Sato, Y.: Experimental stress-dilatancy relations of sand subjected to cyclic loading, *Soils and Foundations*, Vol.29, No.1, pp.45-64, 1989.
- [131] Prager, W.: The theory of plasticity - A survey of recent achievement, *Proceedings of Institution of Mechanical Engineer*, Vol.169, pp.41-47, 1955.
- [132] Prevost, J.H.: Nonlinear transient phenomena in saturated porous media, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, Vol.30, No.1, pp.3-18, 1982.
- [133] Procter, D.C. and Khaffaf, J.H.: Cyclic triaxial tests on remoulded clays, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol.110, No.GT10, pp.1431-1445, 1984.
- [134] Robertson, P.K.: Design considerations for liquefaction, *Proceedings of Thirteenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, New Delhi, Vol.5, pp.185-188, 1994.
- [135] 齊藤由起子, 松尾修, 佐々木哲也: 傾斜地盤の地震時流動に関する動的遠心模型実験, 第34回地盤工学研究発表会, pp.2083-2084, 1999.
- [136] Sasaki, Y., Moriwaki, T. and Ohbayashi, J.: Deformation process of an embankment resting a liquefiable soil layer, *Proceedings of International Symposium on Deformation and Progressive Failure in Geomechanics*, IS-NAGOYA'97, pp.553-558, 1997.



- [137] 佐々木康: 河川堤防の地震被害例, 地震時の地盤・土構造物の流動性と永久変形に関するシンポジウム, 地盤工学会, pp.293-298, 1998.
- [138] Seed, H.B., Lee, K.L., Idriss, I.M. and Makdisi, F.I.: The slides in the San Fernando Dams during the Earthquake of February 9, 1971, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol.101, No.GT7, pp.651-688, 1975.
- [139] Seed, H.B.: Design problems in soil liquefaction, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol.113, No.8, pp.827-845, 1987.
- [140] 関口宏二, 杉戸真太, 岡二三生, 八嶋厚, 田口洋輔, 加藤要一: 兵庫県南部地震における鉛直アレー強震記録に基づく地震動非線形増幅特性と地盤震動解析法の検討, 阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, pp.109-116, 1996.
- [141] 関口宏二他: 委員会報告 第1編 3.被害シミュレーション, 液状化メカニズム・予測法と設計法に関するシンポジウム, 地盤工学会, pp.8-13, 1999.
- [142] Sekiguchi, H. and Ohta, H.: Induced anisotropy and time dependency in clay, *Proceedings of Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Tokyo, Specialty Session No.9, Constitutive equations of soils, pp.163-175, 1977.
- [143] Shamoto, Y., Zhang, J.-M. and Goto, S.: Mechanism of large post-liquefaction deformation, *Soils and Foundations*, Vol.37, No.2, pp.71-80, 1997.
- [144] 柴田徹, 佐藤忠信, 渦岡良介, 岡二三生, 八嶋厚, 加藤満: FEM-FDM 液状化解析手法とその適用性, 第8回日本地震工学シンポジウム, pp.807-812, 1990.
- [145] Shibata, T., Oka, F. and Ozawa, Y.: Characteristics of ground deformation due to liquefaction, *Soils and Foundations*, Special Issue on Geotechnical Aspects of the January 17 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake, pp.65-79, 1996.
- [146] 重野喜政, 塩見忠彦: MuDIAN による解析, 地盤の液状化対策に関するシンポジウム, 土質工学会, pp.145-154, 1991.
- [147] Sladen, J.A., D'Hollander, R.D. and Krahn, J.: The liquefaction of sands, a collapse surface approach, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.22, pp.1-7, 1985.
- [148] (株) ソフトウェアクレイドル: 3次元熱流体解析プログラム STREAM, 1994.
- [149] 田口洋輔: 液状化による地盤・基礎構造物の3次元挙動に関する研究, 岐阜大学博士論文, pp.9-90, 1997.
- [150] 高橋嘉樹他: 委員会報告 第1編 2.被害調査, 液状化メカニズム・予測法と設計法に関するシンポジウム, 地盤工学会, pp.2-7, 1999.
- [151] 玉島進吾: 軟弱地盤上のスーパー堤防の地震時安定性評価, 平成9年度茨城大学卒業論文, 1998.
- [152] 田本修一, 松尾修, 島津多賀夫, 横川青児: 粘土地盤上の盛土の動的遠心模型実験(その2), 第32回地盤工学研究発表会, pp.1021-1022, 1997.
- [153] 田中忠次: 有限要素法による変形・安定解析, わかりやすい土質力学原論(第一回改訂版), 土質工学会, 1992.

- [154] Tanigawa, Y. and Mori, H.: Analytical study on deformation of fresh concrete, *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, Vol.115, No.3, pp.493-508, 1989.
- [155] Tateishi, A., Taguchi, Y., Oka, F. and Yashima, A.: A cyclic elasto-plastic model for sand and its application under various stress conditions, *Proceedings of First International Symposium on Earthquake Geotechnical Engineering, IS-TOKYO'95*, pp.399-404, 1995.
- [156] 時松孝次, 大岡弘: 兵庫県南部地震における側方流動による杭基礎の被害, 地震時の地盤・土構造物の流動性と永久変形に関するシンポジウム発表論文集, 地盤工学会, pp.287-282, 1998.
- [157] 時松孝次: 側方流動による基礎被害, 第10回日本地震工学シンポジウム, パネルディスカッション資料集, pp.135-140, 1998.
- [158] 時松孝次他: 委員会報告 第2編 礫を含む粗砂および細粒分を含む砂の液状化特性, 液状化メカニズム・予測法と設計法に関するシンポジウム, 地盤工学会, pp.197-274, 1999.
- [159] 東畑郁生, 溜幸生: 変分原理を用いた液状化地盤の永久変位量の計算法, 第25回土質工学研究発表会, pp.55-58, 1990.
- [160] Towhata, I., Sasaki, Y., Tokida, K., Matsumoto, H., Tamari, Y. and Yamada, K.: Prediction of permanent displacement of liquefied ground by means of minimum energy principle, *Soils and Foundations*, Vol.32, No.3, pp.97-116, 1992.
- [161] Towhata, I.: Liquefaction and associated phenomenon, *Proceedings of First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Special, Keynote and Theme Lectures, IS-TOKYO'95, pp.185-207, 1995.
- [162] 東畑郁生: 委員会報告 3.地盤流動が地中構造物に与える影響, 地震時の地盤・土構造物の流動性と永久変形に関するシンポジウム発表論文集, 地盤工学会, pp.71-86, 1998.
- [163] 豊田浩史, 東畑郁生, 今村晋一, 工藤健一: 液状化した地盤の側方流動挙動に関する研究, 第29回土質工学研究発表会, pp.1057-1060, 1994.
- [164] Trunk, F.J., Dent, J.D. and Lang, T.E.: Computer modeling of large rockslides, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol.112, No.GE3, pp.348-360, 1986.
- [165] Uzuoka, R., Yashima, A. and Kawakami, T.: An analysis of lateral spreading of liquefied subsoil based on Bingham model, *Proceedings of Sixth International Symposium of Numerical Models in Geomechanics*, Montreal, pp.685-690, 1997.
- [166] 渦岡良介, 三原正哉: 重力式岸壁の地震時変形解析, 第33回地盤工学研究発表会, pp.99-100, 1998.
- [167] 渦岡良介, 三原正哉, 松尾修, 島津多賀夫: 粘土地盤上の盛土の動的遠心模型実験(その14) - 弾粘塑性モデルを用いた動的遠心模型実験のシミュレーション -, 第33回地盤工学研究発表会, pp.1027-1028, 1998a.
- [168] 渦岡良介, 八嶋厚, 川上哲太郎: 液状化地盤の流体的挙動に関する解析的考察, 地震時の地盤・土構造物の流動性と永久変形に関するシンポジウム, 地盤工学会, pp.417-420, 1998b.



- [169] Uzuoka, R., Yashima, A., Kawakami, T. and Konrad, J.-M.: Fluid dynamics based prediction of liquefaction induced lateral spreading, *Computers and Geotechnics*, Vol.22, No.3/4, pp.243-282, 1998.
- [170] Uzuoka, R., Yashima, A. and Kawakami, T.: Fluid dynamics based prediction of liquefaction induced lateral spreading load, *Proceedings from the Seventh U.S.-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures Against Soil Liquefaction*, 1999. (投稿中)
- [171] 渦岡良介, 久保哲夫, 三原正哉, 足立有史: 金属凝固の概念を応用した液状化地盤の流動予測, 第24地震工学研究発表会, pp.357-360, 1999.
- [172] Vaid, Y.P. and Chern, J.C.: Cyclic and monotonic undrained response of saturated sand, *Advances in the Art of Testing Soils Under Cyclic Conditions, ASCE Convention*, Detroit, pp.120-147, 1985.
- [173] Vaid, Y.P., Chung, E.K.F. and Kuerbis, R.H.: Stress path and steady state, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.27, pp.1-7, 1990.
- [174] Vaid, Y.P. and Thomas, J.: Liquefaction and postliquefaction behavior of sand, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol.121, No.GT2, pp.163-173, 1995.
- [175] Vargas, W. and Towhata, I.: Measurement of drag exerted by liquefied sand on buried pipe, *Proceedings of First International Symposium on Earthquake Geotechnical Engineering*, IS-TOKYO'95, pp.975-980, 1995.
- [176] 若井明彦, 鶴飼恵三, 松尾修, 島津多賀夫: 粘土地盤上の盛土の動的遠心模型実験(その9) -弾塑性有限要素法による地震応答解析-, 第32回地盤工学研究発表会, pp.1029-1030, 1997.
- [177] 山本陽一: 粘性土および砂質土地盤の地震時挙動とその評価に関する研究, 山口大学博士論文, pp.53-61, 1988.
- [178] Yashima, A., Oka, F., Konrad, J.-M., Uzuoka, R. and Taguchi, Y.: Analysis of a progressive flow failure in an embankment of compacted till, *Proceedings of International Symposium on Deformation and Progressive Failure in Geomechanics*, IS-NAGOYA'97, pp.599-604, 1997.
- [179] 八嶋厚, 佐々木康, 渦岡良介: 液状化性土地盤上の盛土構造物の挙動に関する解析的考察, 液状化メカニズム・予測法と設計法に関するシンポジウム, 地盤工学会, pp.451-456, 1999.
- [180] 安田進: 液状化の調査から対策工まで, 鹿島出版会, p.30, 1988.
- [181] 安田進, 中島良二, 規矩大義: 液状化による地盤の永久変位の模型実験と解析, 地盤と土構造物の地震時の挙動に関するシンポジウム発表論文集, 土質工学会, pp.189-196, 1989.
- [182] Yasuda, S., Nagase, H., Kiku, H. and Uchida, Y.: The mechanism and a simplified procedure for the analysis of permanent ground displacement due to liquefaction, *Soils and Foundations*, Vol.32, No.1, pp.149-160, 1992.
- [183] Yasuda, S., Yoshida, N., Masuda, T., Nagase, H., Mine, K., and Kiku, H.: Stress-

- strain relationships of liquefied sands, *Proceedings of First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, IS-TOKYO'95, pp.811-816, 1995.
- [184] 安原一哉, 村上哲, 横川青児, 喜渡基弘, 室山拓生, 松尾修, 島津多賀夫: 粘土地盤上の盛土の動的遠心模型実験(その4) -単調及び繰返し単純せん断試験-, 第32回地盤工学研究発表会, pp.785-765, 1997.
- [185] 吉田望, 小林恒一, 中村晋: 1964年新潟地震で被害を受けたS建物の基礎杭の調査, 土と基礎, Vol.38, No.6, pp.39-44, 1990.
- [186] 吉田望, 辻野修一: 有効応力に基づく総合地盤解析プログラム「STADAS」の開発-その1基礎式-, 佐藤工業(株)技術研究所報, No.18, pp.107-115, 1992.
- [187] 吉田望: 2.液状化に伴う地盤の側方流動に関する解析的研究, 軟弱地盤の地震時挙動とライフライン施設の耐震性に関する研究, 地震予知総合研究振興会, pp.25-38, 1994a.
- [188] 吉田望: 地盤の液状化以後の挙動に関する検討, 佐藤工業(株)技術研究所報, No.20, pp.83-89, 1994b.
- [189] 吉田望: 4.有効応力解析は実挙動をどれだけシミュレートできるか, 液状化地盤における基礎設計の考え方, 日本建築学会構造委員会, 基礎構造運営委員会, pp.47-92, 1998a.
- [190] 吉田望: 委員会報告 2.液状化に伴う流動のメカニズム, 地震時の地盤・土構造物の流動性と永久変形に関するシンポジウム発表論文集, 地盤工学会, pp.53-70, 1998b.
- [191] Yoshimi, Y. and Tokimatsu, K.: Settlement of buildings in saturated sand during earthquake, *Soils and Foundations*, Vol.17, No.1, pp.23-38, 1977.
- [192] 吉見吉昭: 砂地盤の液状化(第二版), pp.19-68, 1991.
- [193] Yoshimine, M., Ishihara, K. and Vargas, W.: Effects of principal stress direction and intermediate principal stress on undrained shear behavior of sand, *Soils and Foundations*, Vol.38, No.3, pp.179-188, 1998.
- [194] 湯浅明, 佐藤博, 土居賢彦, 川上哲太郎, 濱田政則: 液状化砂の流動特性に関する実験的研究, 第9回日本地震工学シンポジウム, pp.877-882, 1994.
- [195] Zienkiewicz, O.C. and Bettles, P.: Soils and other saturated media under transient, dynamic conditions. General formulation and the validity of various simplifying assumptions, *Soil Mechanics-Transient and Cyclic Loads*, New York, John Wiley & Sons, pp.1-16, 1982.
- [196] Zienkiewicz, O.C. and Shiomi, T.: Dynamic behavior of saturated porous media; The generalized Biot formulation and its numerical solution, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.8, No.1, pp.71-96, 1984.
- [197] Zienkiewicz, O.C. and Taylor, R.L.: *The Finite Element Method (fourth edition)*, McGraw-Hill, Vol.2, pp.518-522, 1991.



## 謝辞

本論文は、京都大学大学院工学研究科に在学していた修士課程から、株式会社間組を経て、現職（理化学研究所地震防災フロンティア研究センター）に至るまでの研究成果をまとめたものです。この間、約11年間にわたって、いつも暖かく、厳しいご指導をいただきました皆様に深く感謝いたします。

岐阜大学工学部八嶋厚教授には、研究全般にわたり、熱心にご指導いただきました。修士課程では京都大学防災研究所の地盤災害部門において、当時助手であった先生から液状化解析プログラムのいろはを教えていただきました。そのときの財産が現在では、本研究の一つの柱である固体力学に基づく有効応力解析法の基礎となっています。また、兵庫県南部地震以降、液状化地盤の流動現象が注目されるようになったおり、先生から流体力学に基づく解析法のアイディアをいただきました。本研究のもう一つの柱である流体力学に基づく流動解析法はこのアイディアをもとに具体化し、検証を進めたものです。さらに、本論文をまとめる際には、一字一句に至るまで、きめ細かいご指導をいただきました。

本論文の審査にあたり、岐阜大学工学部宇野尚雄教授、杉戸真太教授には誠に注意深く拙稿を読んでいただきました。宇野尚雄教授には、論文の書き方に至るまで、親身になってご指導いただきました。杉戸真太教授には、論文審査だけでなく、日頃から地震応答解析や入力地震動の設定方法などについて、幅広くご指導をいただきました。

京都大学大学院岡二三生教授には、数値解析法から土の構成則に至るまで解析に関して、幅広くご指導をいただきました。特に、本研究で用いた砂の繰返し弾塑性モデルや粘土の繰返し弾粘塑性モデルについては、モデルの基本的挙動やパラメータ設定のあり方など、丁寧にご指導いただきました。

本研究のはじまりは、京都大学防災研究所の地盤災害部門において、修士論文としてまとめた「二相混合体理論に基づく二次元液状化解析」にあります。当時の研究室の柴田徹教授（現福山大学教授、京都大学名誉教授）、関口秀雄助教授（現京都大学防災研究所教授）には、このテーマを与えていただくとともに、暖かいご指導をいただきました。また、その後も柴田徹教授には、液状化研究会（現LIQCA研究会）を通じて、液状化の問題に関して、数多くの貴重なアドバイスをいただきました。関口秀雄助教授には、液状化地盤が有する粘性特性について、議論していただきました。

現在、在籍している理化学研究所地震防災フロンティア研究センターにおいて、亀田弘行センター長（兼京都大学防災研究所教授）、久保哲夫チームリーダー（兼名古屋工業大学教授）、李康寧副チームリーダー、谷口仁士研究主幹には、研究を行うにあたり最良の環境を与えていただきました。



本研究のほとんどは株式会社間組に在職中に実施したものです。とりわけ、技術設計部三原正哉課長には、多忙な中でご自分のことのように研究のバックアップをしていただきました。実務から研究に至るまで幅広い問題について、終電の時間を忘れるほど熱心に議論していただきました。技術管理部大橋幹生課長には、入社当時から耐震設計の実務だけでなく、研究を続けていくことの重要性を教えてくださいました。技術研究所西邦夫氏（現大阪支店）とは、氏が建設省土木研究所に出向されている期間中、飽和砂地盤上の盛土の動的遠心模型実験のシミュレーション（5.2節）をともに実施しました。この間、数値解析上の問題などについて、貴重な議論をしていただきました。技術研究所松原勝己氏（現東電設計株式会社）には、地震応答解析など耐震に関わる幅広い分野について、ご指導をいただきました。技術設計部本田陽一氏には、数値流体力学について、基礎的なことから丁寧にご指導をいただきました。退職時に在籍していた技術設計部の古部浩部長、脇田和試課長には、研究に対してご理解をいただき、様々な面でサポートしていただきました。

まことにありがとうございました。

第3章の固体力学に基づく有効応力解析法は、柴田徹教授が座長をされている液状化研究会（現LIQCA研究会）で開発されてきた手法をベースにしています。幹事役の京都大学防災研究所佐藤忠信教授をはじめとして、本研究会を長きにわたり継続されてきた研究会のメンバーの皆様のご努力に深く感謝いたします。研究会発足当時のメンバーであるNKK 関口宏二氏、株式会社日建設計角南進氏、株式会社鴻池組加藤満氏には、解析から対策まで液状化の問題に関して幅広くご指導をいただきました。大成建設立石章氏、田口洋輔氏、古池章紀氏には、砂の繰返し弾塑性モデルの改良、非線形解析における不釣合力の処理の方法、破壊規準を満足するような応力状態の補正方法などについて、貴重なアドバイスをいただきました。

第3章、第5章では土のモデルや解析手法の検証を実施していますが、このためには室内土質試験、模型実験、被災事例などの生のデータが不可欠になります。これらの生データなしでは、本研究の実施は不可能であり、データを提供していただいた皆様に深く感謝いたします。

建設省土木研究所耐震技術研究センター動土質研究室松尾修室長、岡村未対主任研究員、島津多賀夫研究員（現大成基礎設計株式会社）、田本修一研究員には、第3章、第5章において、多くの事例の貴重なデータをご提供いただきました。松尾修室長には、いつも無理難題を聞いていただき、まことにありがとうございました。また、解析結果の解釈についても、いつもの確なご指摘をいただき、手法の改良に大いに役立ちました。砂の繰返し弾塑性モデルの検証（3.2節）では、砂の中空ねじり試験結果をご提供いただきました。液状化地盤上の盛土の遠心力模型実験の解析（5.2節）および軟弱粘土地盤上の盛土の遠心力模型実験の解析（5.3節）では、実験データをご提供いただきました。北海道南西沖地震における河川堤防の被災事例の解析（5.4節）および兵庫県南部地震における河川堤防の被災事例の解析（5.5節）では、被災箇所の土質データや観測された地震動データをご提供いただきました。なお、これらの建設省土木研究所のデータを基にした研究は、株式会社間組に在籍中に建設省土木研究所と民間企業17社の官民共同研究「液状化対策工法に関する共同研究」の一環として実施したものです。この共同研究を通じて、液状化地盤の変形予測の必要性を強く感じることができ、解析手法の検証を進めることができたことは、本研究にとってまことに幸

運であったと思います。この共同研究では建設省土木研究所の方々はもちろん、数多くの民間企業の方々にお世話になりました。特に、不動建設株式会社桑原正彦氏、株式会社復建調査設計福田直三氏、日本技術開発株式会社真鍋進氏、東亜建設工業株式会社辻清氏、前田建設工業株式会社石黒健氏には、液状化対策の設計から施工に至る技術について、議論をしていただきました。

山口大学工学部兵動正幸教授、茨城大学工学部安原一哉教授には、粘土の繰返し弾粘塑性モデルの検証（3.3節）において、荒川粘土を用いた室内試験結果をご提供いただきました。また、モデルの挙動や軟弱粘土地盤上の盛土の遠心力模型実験の解析（5.3節）での解析結果についても、貴重な議論をしていただきました。

群馬大学工学部鶴飼恵三教授、若井明彦講師には、軟弱粘土地盤上の盛土の遠心力模型実験の解析（5.3節）での解析に関して、数値解析条件から解析結果の解釈まで幅広く議論していただきました。

広島大学工学部佐々木康教授には、北海道南西沖地震における河川堤防の被災事例の解析（5.4節）において、盛土の破壊形態に関する解析結果について、議論をしていただきました。

群馬工業高等専門学校阿部博教授には、兵庫県南部地震における河川堤防の被災事例の解析（5.5節）において、入力地震動の設定に際して、貴重なアドバイスをいただきました。

また、第3章での固体力学に基づく有効応力解析法の全般について、富士通エフ・アイ・ピー株式会社の塩見和利氏には、不釣合力の処理や連続式の離散化に関して、貴重な議論とアドバイスをいただきました。

まことにありがとうございました。

第4章の流体力学に基づく流動解析手法の研究でも、モデルを提案する際の基礎データや解析手法の検証用データとして、室内試験や被災事例の貴重なデータをご提供いただきました。これらの生データなしでは、本研究の実施は不可能であり、データを提供していただいた皆様に深く感謝いたします。

早稲田大学理工学部濱田政則教授、東海大学海洋学部川上哲太郎助教授には、4.2節においてBinghamモデルを提案する際の基礎データとなった液状化した砂の粘性係数測定試験のデータをご提供いただきました。また、傾斜地盤の流動を対象とした振動台実験の解析（6.2節）および流動地盤中の地中壁を対象とした振動台実験の解析（6.3節）では、振動台実験の貴重なデータをご提供いただきました。さらに、解析結果の解釈についても、実験での観測結果をもとに貴重なアドバイスをいただきました。

Laval大学Jean-Marie Konrad教授には、流動破壊した盛土の被災事例の解析（6.4節）において、被災事例の土質データをご提供いただきました。また、砂の非排水せん断挙動における最小非排水強度の重要性を指摘していただき、提案した流動モデルについて、その適用性について議論していただきました。

東京電気大学理工学部安田進教授には、委員長をされていた地盤工学会の「地震時の地盤・土構造物の流動性および永久変形に関する研究委員会」において、話題提供として本研究を紹介させていただく機会を与えていただきました。研究委員会では、東京大学工学部東畑郁生教授、東京大学生産技術研究所古関潤一助教授、佐藤工業株式会社吉田望氏から、解析手法について熱心な議論と



アドバイスをいただきました。

京都大学防災研究所佐々恭二教授には、地すべり問題における変形予測手法の現状について、貴重な資料をご提供いただきました。

岐阜大学工学部藤田裕一郎教授には、流体力学に関する数値解析手法に関して、貴重な資料をご提供いただくとともに、提案した手法について、的確なアドバイスをいただきました。

まことにありがとうございました。

本研究を実施するにあたり、以上のお名前をあげた方以外にも、たくさんの方々の暖かいご支援とご指導をいただきました。特に京都大学防災研究所の地盤災害部門（1987.4～1990.3）、株式会社間組（1990.4～1998.12）、理化学研究所地震防災フロンティア研究センター（1999.1～現在）に在学・在籍した期間は、それぞれの関係部署の皆様大変お世話になりました。京都大学防災研究所の地盤災害部門においては、当時研究室に在籍されていた三村衛助手（現京都大学防災研究所助教授）、北勝利氏（現東海大学海洋学部講師）をはじめとする研究室の皆様には大変お世話になりました。株式会社間組在籍中は、所属部署だけでなく、技術研究所から関連会社の方々まで、数多くの方のお世話になりました。現職である理化学研究所地震防災フロンティア研究センターにおきましても、破壊脆弱性評価チームの皆様だけでなく、センターの皆様のお世話になりました。また、八嶋厚教授の研究室の皆様には、張鋒助教授、沢田和秀助手、重松宏明技官をはじめとして、大変お世話になりました。

まことにありがとうございました。今後、本研究の成果が耐震設計の実務に生かされ、少しでも地震被害を低減することができるように、さらに研究を進めたいと思います。

最後に元気な体に育ててくれた両親に感謝します。ありがとうございました。



