10
3.6.10

共同研究報告書
整理番号52号

耐震地盤改良工法に関する共同研究報告書（その5）

平成3年1月

建設省土木研究所
機械施工部動土質研究室
㈱　間　組
不　動　建　設　㈱
㈱　大　林　組
㈱　竹　中　工　務　店
㈱　竹　中　土　木

Copyright ©(1991)by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は，土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって，本報告書の全部又は一部の転載，複製は，土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

共同研究報告書
第52号　1991年1月

耐震地盤改良工法に関する共同研究報告書（その5）

建設省土木研究所機械施工部動土質研究室長　古賀泰之
㈱間組技術研究所第一部課長　大野睦雄
不動建設㈱特殊工法事業部研究室長　水野恭男
㈱大林組技術研究所土木第2研究室長　西林清茂
㈱竹中工務店特殊構造本部専門部長　津吉秀一
㈱竹中土木工事本部海洋技術部長　杉山一徳
（いずれも代表者のみを記す）

要　旨

本報告は，建設省土木研究所と上記5社および東急建設㈱（昭和63年度まで）との共同研究として昭和60年度から平成元年度までの期間に行った「耐震地盤改良工法に関する研究」について，平成元年度実施分の成果をとりまとめたものである。

本共同研究は，各種の地盤強化対策工法のうち，耐震対策上有効であると思われるものについて，それらの耐震対策効果を明らかにし，設計法を確立すること，および施工環境等に制約のある場合にも適応し得る新しい施工法を開発することを主な目的としている。平成元年度は，そのような耐震対策工法として，締固め工法，グラベルドレーン工法，および固化工法をとりあげ研究の対象とし，これら3工法を2つのワーキンググループに分けてそれぞれ研究を進めているが，本報告書はこれらの研究成果を一冊にとりまとめている。

キーワード：耐震対策，軟弱地盤，液状化，締固め，グラベルドレーン，固化処理，設計法，施工法，掘割道路，盛土

ま　え　が　き

世界有数の地震国である我国において，各種構造物の耐震性を向上させる方策の一環として，軟弱地盤の耐震対策工法の開発が要請されている。

本共同研究は，建設省土木研究所による共同研究公募課題「耐震地盤改良工法に関する研究」として3課題について民間企業5社の参加を受けて，昭和60年11月より開始したものである。本報告書は平成元年度に実施した2課題の成果をとりまとめたものである。

本研究の実施にあたり，数多くのご協力を賜わった建設省土木研究所企画課及び関係各位，ならびに㈶土木研究センターに対して感謝の意を表すものである。

平成3年1月

建設省土木研究所動土質研究室長　古賀泰之
㈱間組技術研究所第一部課長　大野睦雄
不動建設㈱特殊工法事業部研究室長　水野恭男
㈱大林組技術研究所土木第二研究室長　西林清茂
㈱竹中工務店特殊構造本部専門部長　津吉秀一
㈱竹中土木工事本部海洋技術部長　杉山一徳

耐震地盤改良研究会名簿（平成元年度）

氏　名	所　属	締固め排水工法 W. G.	固化工法 W. G.
古賀泰之	建設省土木研究所動土質研究室長	○	○
松尾　修	〃　主任研究員	○	○
古関潤一	〃　研究員	○	○
島津多賀夫	〃　動土質研究室		○
鷲田修三	〃　〃	○	
高橋晃浩	〃　〃	○	
大野睦雄	㈱間組技術研究所第１部課長	○	
三原正哉	〃　第１部係長	○	
松原勝己	〃　第１部係長	○	
西　邦夫	〃　第１部研究員	○	
水野恭男	不動建設㈱特殊工法事業本部研究室長		○
川上高弘	〃　機械センター所長		○
出口敏博	〃　〃　課長		○
磯田知広	〃　開発室長		○
三好朗弘	〃　開発室課長		○
深田　久	〃　開発室		○
西林清茂	㈱大林組技術研究所土木第二研究室長		○
松尾龍之	〃　土木第二研究室		○
細谷芳巳	〃　〃		○
後藤洋三	〃　土木第五研究室長		○
久保寺家光	〃　土木第五研究室		○
津吉秀一	㈱竹中工務店特殊構造本部専門部長		○
鈴木善雄	竹中技術研究所主席研究員		○
鈴木吉夫	〃　〃		○
山本光起	㈱竹中工務店特殊構造本部		○
杉山一徳	㈱竹中土木工事本部海洋技術部部長		○
下田喜一	〃　〃　課長		○
奥村良介	〃　〃　〃		○
中島秀晃	〃　〃　係長		○
西岡　成	〃　〃		○
松永正宏	〃　技術開発本部		○

目　　次

まえがき

1．研究目的 …… 1

2．研究開発の全体計画及び今年度の研究概要 …… 3
2.1　締固め・排水工法グループ …… 3
2.2　固化工法グループ …… 4
2.3　耐震地盤改良研究会 …… 6

3．締固め・排水工法グループの研究成果 …… 7
3.1　概　　説 …… 7
3.2　締固めた地盤の改良効果の評価手法に関する実験的検討（その3） …… 7
3.2.1　実験目的 …… 7
3.2.2　実験方法 …… 8
3.2.3　実験結果 …… 9
3.2.4　ま と め …… 9
3.3　締固めた地盤の改良効果の評価手法に関する実規模実験 …… 10
3.3.1　目的と概要 …… 10
3.3.2　大型土槽を用いた実験 …… 10
3.3.3　湾岸埋立地における実験 …… 16
3.3.4　ま と め …… 24
3.4　掘割道路の浮上がりに関する模型振動実験 …… 24
3.4.1　実験目的 …… 24
3.4.2　実験方法 …… 24
3.4.3　実験結果 …… 27
3.4.4　ま と め …… 51
3.5　掘割道路の地震時浮上がりに関する浸透解析 …… 51
3.5.1　解析目的 …… 51
3.5.2　解析方法 …… 51
3.5.3　解析結果 …… 56
3.5.4　ま と め …… 68
3.6　掘割道路の地震時浮上がりに関する動的応答解析 …… 70

3.6.1 解析目的 …… 70
3.6.2 解析方法 …… 71
3.6.3 解析結果 …… 84
3.6.4 まとめ …… 125
3.7 設計法の提案 …… 126
3.7.1 概要 …… 126
3.7.2 半地下構造物の場合の設計法 …… 126
3.7.3 盛土構造物の場合の設計法 …… 136
3.8 全体のまとめ …… 143
参考文献 …… 144

4．固化工法グループの研究成果 …… 145
4.1 概説 …… 145
4.2 土圧算定法に関する検討 …… 145
4.2.1 検討目的 …… 145
4.2.2 検討内容 …… 145
4.2.3 土圧算定法の定式化 …… 145
4.2.4 実大規模の盛土側方を改良した場合の試算検討 …… 148
4.2.5 模型振動実験結果との比較 …… 158
4.2.6 まとめ …… 168
4.3 固化工法を用いた動的遠心模型実験 …… 169
4.3.1 実験の概要 …… 169
4.3.2 実験内容 …… 169
4.3.3 実験結果 …… 181
4.3.4 改良体の効果に関する考察 …… 220
4.3.5 まとめ …… 239
4.4 固化工法を用いた大型振動実験 …… 241
4.4.1 実験の目的 …… 241
4.4.2 実験の内容 …… 241
4.4.3 実験結果 …… 248
4.4.4 まとめ …… 287
4.5 改良体に作用する動的外力の検討 …… 291
4.5.1 掘割モデル …… 291
4.5.2 盛土モデル …… 393
4.6 固化工法による掘割道路の液状化対策の設計法に関する検討 …… 449

4.6.1 概　　説 …… 449
4.6.2 横断方向の設計法 …… 449
4.6.3 縦断方向の設計法 …… 482
4.6.4 ま と め …… 487
4.7 固化工法による盛土の液状化対策の設計法に関する検討 …… 487
4.7.1 概　　説 …… 487
4.7.2 設計法の概要 …… 488
4.7.3 試設計による検討 …… 493
4.7.4 ま と め …… 515
4.8 砂質地盤の固化処理に関する最近の研究動向と設計に使われる静的強度に関する検討 …… 516
4.8.1 室内配合試験による固化土の静的・動的特性に関する研究 …… 516
4.8.2 モデル実験・現場実験による調査例 …… 521
4.8.3 液状化防止を目的とした固化工法の適用例 …… 523
4.8.4 設計に使われる静的強度設定のための検討因子 …… 527
4.9 全体のまとめ …… 528
参考文献 …… 530

5．ま と め …… 532
5.1 締固め・排水工法グループ …… 532
5.2 固化工法グループ …… 537

1．研究目的

過去の地震における各種構造物の地震災害の多くは，地盤強度の不足によって生じたものと見なされる。このような被害軽減・防止のための方法として，軟弱地盤の強度を改善する地盤改良工法が有効であろう。従来より軟弱粘性土地盤については，構造物施工時，完成後の常時におけるすべり，沈下，側方移動等の問題が生ずることがあるため，数多くの工法が提案・実施されてきている。しかし，それらの工法が地震時にどの程度の耐震効果を有するかは必ずしも明確ではない。一方，地震時に液状化を生ずるようなゆるい砂質地盤については，従来より主として締固めにより密度増大を図ることが，最も有効な方法として実用化されてきた。しかし，近年においては建設時の騒音・振動公害の見地から，締固め工法の適用が次第に制限されつつある。

地盤耐震対策・地盤改良工法の適用が主となるのは，構造的又は経済的に各種の基礎工法が適切でない河川堤防・道路盛土等の盛土構造物及びその土留構造物，掘割道路や共同溝等の半地下及び地中構造物等の土構造物である。

橋梁等の基礎構造に対しても通常行われているように基礎構造寸法の増加によってのみ対処するのではなく，地盤改良と併用することによって，より経済的になる場合も考えられる。本研究では，当面，盛土構造物と半地下構造物とを対象に耐震地盤対策を研究する。

又，地震時に問題となる軟弱地盤の種類は，通常，粘性地盤及び砂質地盤とに分けられる。

構造物及び地盤の種類を上のように分けることによりそれぞれの組合せにより研究すべき課題は多様なものとなる。本共同研究でとり上げる研究課題及び，それぞれの目的は以下のようである。

(A) 地盤改良工法の耐震設計・計算法の確立

(1) 例えば，砂質地盤の液状化防止のために地盤の締固めを行うことは，既に実用的に行われているが，その場合においても，構造物との位置関係において耐震効果を有する適切な施工範囲を決める合理的な方法は未だ確立したとは言えない。このような改良範囲の合理的設定の問題は，他のすべての地盤改良工法について言えることであるが，本研究では特に，締固め工法，グラベルドレーン工法等について，その適切な改良範囲を定める設計手法を確立する。

(2) 粘性地盤について，固化処理による地盤改良は近年よく行われてきているが，ブロック状に改良した場合，地震力が大きくなると受働土圧が計算できなくなるといった不合理な点があり，この改良工法についても耐震計算法を確立する必要がある。

(B) 地盤・施工環境条件を考慮した新しい耐震地盤改良工法の開発

新しい耐震地盤改良工法に要請される条件は以下のようである。

(a) 低公害型であること。したがって，振動・騒音を伴う締固め等は積極的には用いられない。

(b) 既設構造物に対しても有効に活用できるものであること。したがって，構造物周辺のみならず，構造物直下をも施工できる工法の開発が必要になる可能性もある。

これらの要件を考慮し，当面以下の工法の開発・検討を図る。

(1) 近年粘性地盤に多く適用されてきている固化処理工法を砂質地盤に用いて液状化対策とすること。こ

のためには，砂質地盤に対して固化処理工法が施工できる機械を検討すること，液状化対策として有効な改良土の配置法を確立すること等が必要である。

(2) 固化処理工法を，対象構造物周辺のみならず，既設構造物直下においても有効に実施できるように工法の拡張を図ること。

(C) 地盤の耐震性を評価するための原位置調査法の開発

地盤改良仕様の設計のためには，原地盤の動的特性を把握することが必須である。又，改良工の効果の確認のためには，出来上った改良工が設計仕様通りに施工されていること及び改良工が施工された地盤全体として必要改良水準を満たしていることの確認が必要である。この目的を達するためには，地盤特性の把握を採取試料について行うことも考えられるが，可能な限り現地で簡易・迅速かつ正確に調査・評価する手法の開発が必要とされる。

(D) 耐震地盤対策工マニュアルの作成

本共同研究の成果を「耐震地盤対策工マニュアル（仮称)」としてとりまとめる。

（建設省土木研究所）

2．研究開発の全体計画および今年度の研究概要

2.1　締固め・排水工法グループ

(1) 目　　的

盛土構造物と半地下構造物に対する液状化対策工法としての締固め工法およびグラベルドレーン工法の設計法を作成すること。

ここで，締固め工法としては，サンドコンパクションパイル工法に代表される原地盤を対象とした締固め工法を指している。

また，グラベルドレーン工法としては，ドレーン形状がパイル状のもの，マット状のもの，壁状のもの，およびそれらが組み合わされたものを対象としている。

(2) 全体計画

本グループの研究開発は，当初昭和63年度に終了することを目標としてスタートしたが，締固め地盤の改良効果の評価手法について，現場実験の必要性が議論され，今年度まで1年間延長することとなった。今年度は最終年度にあたる。

研究計画の概略を表2.1.1に示す。その主な項目は以下の通りである。

1）締固め工法・グラベルドレーン工法の効果・適用性に関する振動台実験と解析

締固め工法・グラベルドレーン工法の効果・適用性を評価するため，構造物の幅，改良工の配置，改良範囲などに着目した振動台実験と実験結果の解析を行う。

2）掘割道路に用いたグラベルドレーン工法のパラメトリックスタディ

実規模の掘割道路モデルに対し，グラベルドレーンが設置された時の道路周辺の間隙水圧分布を求め，対策効果を評価するため構造物の幅やドレーン配置，地下水位などをパラメータとした数値解析を実施する。

3）締固め地盤の原位置試験法に関する室内実験

表2.1.1　研究の全体計画（締固め・排水工法グループ）

年度 / 項目	昭和60年度	昭和61年度	昭和62年度	昭和63年度	平成元年度
1．現状の把握	↔				
2．グラベルドレーン工法・締固め工法の効果・適用性に関する振動台実験と解析	←	—	—	—	→
3．掘割道路に用いたグラベルドレーン工法のパラメトリックスタディ	←	—	—	→	
4．締固め地盤の原位置試験法に関する室内実験			←	—	→
5．締固め地盤の改良効果に関する実規模実験				←	→
6．液状化対策としての締固め工法グラベルドレーン工法の設計法の作成		←	—	—	→

締固め地盤の原位置液状化強度を求めるための基礎データを得るため，圧力土槽を用いた室内実験を実施する。

4）締固め地盤の改良効果に関する実規模実験

締固め地盤における改良効果の評価手法を検討するため，実規模試験を行い，種々の地盤特性の変化を調査する。

5）液状化対策としての締固め工法，グラベルドレーン工法の設計法の作成

1)～4)の検討結果をもとに,液状化対策としての締固め工法,グラベルドレーン工法の設計法を提案する。

(3) 平成元年度研究項目

1）締固めた地盤の改良効果の評価手法に関する実験的検討（その 3)

2）締固めた地盤の改良効果の評価手法に関する実規模実験

3）掘割道路の浮上りに関する模型実験

4）掘割道路の地震時浮上りに関する浸透解析

5）掘割道路の地震時浮上りに関する動的応答解析

6）設計法の提案

（間　　組）

2.2 固化工法グループ

(1) 目　　的

固化工法グループの研究目的は，

1）砂層の液状化対策として，固化工法を用いる場合の耐震設計法を構築すること。

2）既設の掘割道路や盛土の直下に液状化の可能性がある砂層が存在する場合に，固化工法によって地盤改良できる新しい工法を開発すること。

の 2 点である。

ここで，固化工法とはセメントを原位置で注入・攪拌混合する深層混合処理工法を指している。

(2) 全 体 計 画

共同研究開始に先立ち策定された当初の全体計画を，表 2.2.1 に示す。本グループの研究開発は，当初昭和 63 年度に終了することを目標としていた。しかし，改良地盤の設計法を組立てるにあたり，大型振動実験の必要性が議論され，1 年間延長することとなった。表 2.2.1 には，延長年月度の計画内容もあわせて示している。

この計画にもとづき，昭和 60 年度は

① 固化工法の現状調査（実験，解析，施工等）

② 改良形式（ブロック状，壁状，格子状，杭状）の相違による液状化実験

③ 掘割および盛土へ固化工法を適用した場合の効果に関する 2 次元有限要素応答解析

を実施した。

そして，昭和 61 年度は，対象を深層混合処理工法による砂地盤の液状化対策に限定し，新たに施工機械，

表2.2.1　固化工法ワーキンググループの研究計画

項目＼年度	昭和60年度	昭和61年度	昭和62年度	昭和63年度	平成1年度
（a）　既設の掘割道路・盛土の直下の地盤改良工法の開発					
1．現状の把握、新しい工法の検討	←	→			
2．基本構想の作成		←	→		
3．振動実験および解析による効果の確認			←	→	
4．模型機の設計・製作、模型機を用いた地盤改良の実施、適用性の確認　（現場実験）				←	→
5．試作機の設計・製作、試作機を用いた地盤改良の実施、適用性の確認　（現場実験）					
（b）　液状化対策あるいは軟弱粘性土の耐震対策としての深層混合処理工法による地盤改良の設計法の開発					
1．現状の把握	←	→			
2．液状化対策あるいは軟弱粘性土の耐震対策としての深層混合処理工法効果に関する振動台実験、遠心力載荷実験、および解析		←	→		←
3．液状化対策あるいは軟弱粘性土の耐震対策としての深層混合処理工法の効果に関する現場実験および解析			←	→	
4．改良地盤の動的土質定数の設定法のため、複合地盤のせん断弾性係数、減衰定数、K値等の設定法について室内実験、現場実験		←		→	
5．深層混合処理工法による地盤改良の耐震設計の作成				←	→

施工法研究のためにワーキンググループを設け，

① 格子状形式の耐震効果，および掘割・盛土模型への適用効果に関する振動実験

② 仮想実物大格子モデルの3次元有限要素地震応答解析

③ 現行の深層混合処理工法施工機の能力調査

④ 砂質改良土の力学的性質に関する調査

に主眼をおいて研究した。

昭和62年度においては

① 昭和61年度に実施した模型実験結果における数値シミュレーション解析

② 盛土へ固化工法を適用した場合の効果に関する模型振動実験

③ 地盤液状化対策工としての深層混合処理工法の設計法の検討

④ 砂質地盤に対する深層混合処理工法の施工方法の検討

を実施した。

昭和63年度においては

① 昭和61年度に実施した模型振動実験に対して，過剰間隙水圧の発生を考慮して地盤定数を設定した数値シミュレーション解析

② 昭和61年度に実施した盛土モデルに対する模型振動実験結果の詳細データ解析

③ 盛土，掘割道路に対して液状化対策工として固化工法を適用する場合の設計法の骨子の作成

④ 既設の盛土，掘割道路の基礎地盤に固化工法を適用する場合の，具体例を用いた施工方法の検討を実施した。

(3) 今年度の研究概要

前年度までの調査・実験・解析結果をもとに，今年度は最終年度として，以下のような内容について実施した。

1）盛土・掘割道路の基礎地盤の液状化防止に固化工法を用いた場合の設計法の検証と，未改良の水平地盤との比較により改良効果を確証するための動的遠心模型載荷実験

2）盛土・掘割道路の基礎地盤の液状化防止に固化工法を用いた場合の設計法の検証と，格子状改良地盤の適用効果を確証するための大型模型振動実験

3）地盤液状化対策工としての深層混合処理工の設計法に関する検討

① 液状化した砂層の土圧算定法を明らかにするために，地震時土圧公式と動水圧公式に基づいて定式化を行い，実大規模の盛土側方を改良した場合の試算を行った。また，別途実施した掘割道路に関する模型振動実験を対象として，上記提案式による計算値と実測値の比較を行った。

② 動的遠心模型載荷実験，および大型模型振動実験の結果を用いて，地震時に改良体に作用する動的外力の検討を行い，設計用外力を設定した。

③ 固化工法を盛土・掘割道路の基礎地盤に液状化対策工として適用する場合の設計法を構築した。

4）固化工法の施工法に関する検討

① 砂質地盤に固化工法を用いた場合の最近の研究動向を報文・文献を調査し検討した。

② 砂質土を改良した場合の設計強度に関する検討を行った。

（竹中土木）

2.3 耐震地盤改良研究会

耐震地盤改良研究会は，上記の締固め・排水工法グループ及び固化工法グループと排水補強杭グループ(東急建設㈱と建設省土木研究所の間で昭和60年度から昭和63年度まで共同研究を実施）の計3つのワーキンググループ間の活動の調整・情報の交換，研究成果の全体的なとりまとめを行う目的で設けている。

研究会の平成元年度における活動は以下のようであった。

(1) 平成元年度における研究計画・研究成果についての意見交換

(2) 平成元年度における研究成果の全体的なとりまとめ及び報告書の作成

(3) 各工法の設計法のとりまとめ及び報告書の作成

（土木研究所）

3．締固め・排水工法グループの研究成果

3.1 概　　説

締固め，排水工法グループでは，盛土構造物と半地下構造物に対する液状化対策工法としての締固め工法およびグラベルドレーン工法の設計法を作成することを最終目標として，昭和60年度より研究開発を進めてきた。

本年度は，以下の項目について検討を実施した。

① 締固めた地盤の改良効果の評価手法に関する実験的検討（その3）

昨年度に引き続き，圧力土槽を用いて室内動的貫入試験を実施し，砂質土の密度・応力状態と N 値の関係を調べた。実験は昨年度よりも大型の圧力土槽を用い，供試体の大きさの影響について検討を行った。

② 締固めた地盤の改良効果の評価手法に関する実規模実験

62年度より実施してきた締固めた地盤の改良効果の評価手法に関する実験的検討は室内実験に対し実施してきた。室内実験により得られた知見が実地盤を対象とした実際の工法に対しても整合がとれ，適用可能か否かを知ることを目的として実規模実験を実施した。

③ 掘割道路の浮上がりに関する模型実験

掘割道路の周辺地盤が液状化した場合の，地震終了後の掘割道路の浮上がり特性を模型振動実験により調べた。実験は，掘割道路の直下の地盤が液状化する場合と，液状化しないが周辺地盤から過剰間隙水圧が伝播する場合を設定し実施した。

④ 掘割道路の地震時浮上がりに関する浸透解析

③により確認された地盤の変形を伴わない掘割道路の浮上がりについて，実規模構造物を対象に，浸透解析を用いることにより間隙水の流入量による評価法で検討を行った。

⑤ 掘割道路の地震時浮上がりに関する動的応答解析

砕石ドレーンを掘割道路周辺地盤の液状化対策として用いた場合について，動的応答解析結果を用いた円弧すべり安全率の算定を行うことにより，その効果について検討を行った。また，浮上がり安全率で評価する簡易法について，動的解析との比較を行い，適用性の検討を実施した。

⑥ 設計法の提案

今年度までに実施した実験的，解析的研究より得られた成果，および，設計法の検討をまとめ，盛土構造物と半地下構造物を対象とする液状化対策工法としての締固め工法およびグラベルドレーン工法の設計法について，設計法（案）としてまとめた。さらに，その適用にあたっての留意事項について述べた。

（間　　組）

3.2 締固めた地盤の改良効果の評価手法に関する実験的検討（その3）

3.2.1 実 験 目 的

締固めた砂質地盤の改良効果を標準貫入試験により評価する際には，締固めに伴う地盤の静止土圧係数の

変化が N 値に及ぼす影響を明らかにする必要がある。そこで，大型の圧力土槽を用いた標準貫入試験を行い，砂質土の密度・応力状態と N 値の関係を調べた。小型の圧力土槽を用いた前々年度の結果[1]と比較して，供試体の大きさの影響を明らかにすることを目的とした。

3.2.2 実験方法

前年度までの実験と合わせた実験内容の一覧を表 3.2.1 に示す。小型の圧力土槽を用いた前々年度[1]と前年度[2]がそれぞれケース 1，2 で大型の圧力土槽を用いた今年度がケース 3 である。ケース 3 では，同じ供試体材料を用いたケース 1 に対して，供試体の寸法が約 4 倍に大きくなっている。

(1) 供試体作成方法

ケース 1 及び 2 の供試体は，それぞれ乾燥状態の豊浦砂と浅間山砂を用いて，密度が大きい場合（相対密度約 60～90%）は円形タンパーを取り付けた電動ハンマで締固めることにより，また，密度が小さい場合（相対密度約 20～50%）は多重ふるい法により作成した。

これに対してケース 3 では，乾燥状態の豊浦砂を用いて，砂まきロートとふるいを組合わせた空中落下法により，相対密度約 60% と約 90% の供試体を作成した。供試体作成法を変更したのは，できるだけ均一な供試体を短時間に作成するためであり，以下では供試体作成方法の相違の影響はないものとして比較を行っている。

(2) 測定方法

1 つの供試体について，図 3.2.1 に示すように 50 cm ずつ 4 回にわけて N 値を測定した。上部 2 回の測定

表3.2.1 実験内容

ケース名	試料の種類と状態	供試体の大きさ	密度	応力条件
ケース1	豊浦砂（乾燥及び飽和）	φ39×h60cm	3通り	各10通り
ケース2	浅間山砂（乾燥）	φ39×h60cm	3通り	各10通り
ケース3	豊浦砂　（乾燥）	φ160×h230cm	2通り	各4通り

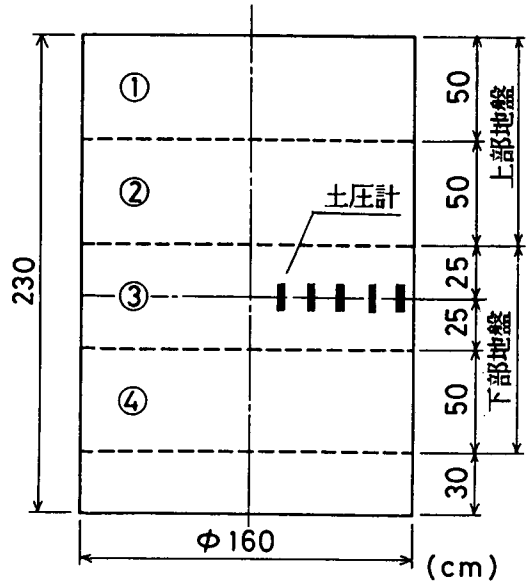


図3.2.1 ケース 3 で用いた供試体

の後に，応力条件を変えて下部2回の測定を行った。2～4回目の測定では，測定開始時の貫入深度まで鋼製のケーシングを挿入して孔壁の崩壊を防いだ。また，供試体中に埋込んだ土圧計により，貫入時の動的な土圧変化を測定した。

3.2.3 実験結果

ケース3の実験結果を表3.2.2に示す。予備打ち5 cmに対する N 値と σ_m' の関係は図3.2.2のようになり，図中に示したケース1の結果よりも大きな N 値となっている。

図3.2.3は貫入時の動的な水平土圧変化の半径方向分布の1例であるが，貫入中心軸から半径30 cm以内では，貫入時の土圧変動が大きい。この関係を供試体半径19 cmのケース1に適用すると，貫入時の土圧変動の影響が，圧力境界である供試体側面のゴムスリーブまで及んだことになる。そのために供試体の変形が生じやすくなり，ケース3よりも N 値が小さくなったと考える。

豊浦砂の地盤が実際にあると仮定した場合の N 値と σ_m' の関係は，ケース3に近いものとなることが予想される。なお，図3.2.2のように N 値と σ_m' の関係を両対数上で表した場合の傾きは，供試体の大きさによらず1.0程度となっている。

3.2.4 まとめ

圧力土槽実験においては，供試体の半径が小さいと貫入の影響が供試体側面の圧力境界まで及ぶため，実地盤よりも N 値が小さくなる。

（土木研究所）

表3.2.2 ケース3の結果

NO.	D_{ri} (%)	D_{rc} (%)	σ_v'	σ_h'	σ_m' (kgf/cm²)	K	予備打5 cmに対応するN値	予備打15cmに対応するN値
1-① 1-②	58	60	1.00	0.91	0.94	0.91	12.9 (平均) 15.4 (14.2)	15.2 (平均) 19.0 (17.1)
1-③ 1-④		61	2.00	1.86	1.91	0.93	21.9 20.6 (21.3)	26.6 23.0 (24.8)
2-① 2-②	59	60	1.00	0.50	0.67	0.50	8.9 7.5 (8.2)	10.1 9.5 (9.8)
2-③ 2-④		61	2.00	1.00	1.33	0.50	19.5 20.6 (20.1)	23.0 24.7 (23.9)
3-① 3-②	87	89	1.00	0.91	0.94	0.91	11.5 15.5 (13.5)	14.3 18.7 (16.5)
3-③ 3-④		89	2.00	1.86	1.91	0.93	30.0 37.0 (33.5)	34.5 45.5 (40.0)
4-① 4-②	89	91	1.00	0.50	0.67	0.50	13.5 18.9 (16.2)	16.8 21.3 (19.1)
4-③ 4-④		91	2.00	1.00	1.33	0.50	26.0 26.0 (26.0)	31.0 30.8 (30.9)

＊ ①～④はそれぞれ1～4回目の測定値

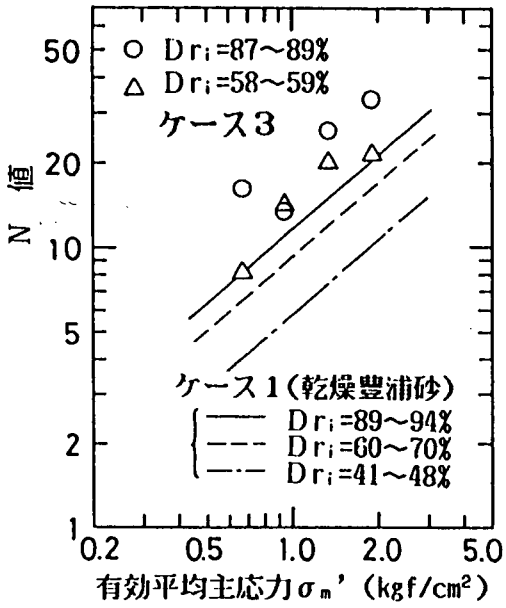


図3.2.2　N値とσm'の関係

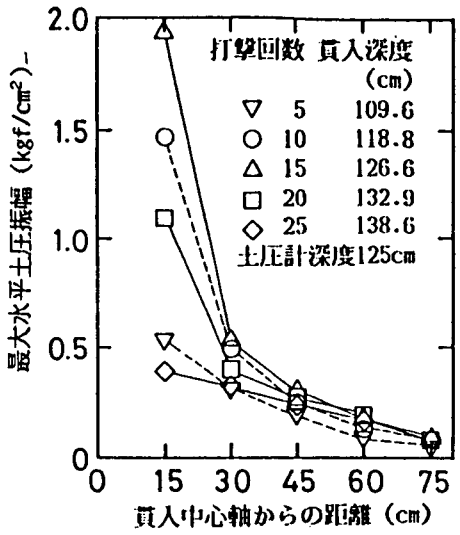


図3.2.3　貫入時の土圧振幅の例
(ケース3，NO.2-③)

3.3　締固めた地盤の改良効果の評価手法に関する実規模実験

3.3.1　目的と概要

(1) 目　　的

62年度より締固めた地盤の改良効果の評価手法に関する検討として，室内実験を実施してきた。実地盤に対する実際の施工を考えた場合，室内実験により得られた知見をそのまま実地盤に対して適用可能か，また，締固め工法が異なることによるバラツキ，あるいは，傾向の相違はどの程度か，を確認する必要があるものと考えた。そこで，室内実験の知見をもとに，実地盤に対して実用化されている締固め地盤改良工法を実施した場合の側方土圧の変化，貫入試験結果に及ぼす土圧係数の影響を調査することを目的として実規模実験を実施した。

(2) 概　　要

実規模実験としては，以下の2実験を実施した。

① 土研構内に設置されている野外土工実験施設（大型土槽）に均質な砂質土地盤を作成し，大型のバイブロフローテーション工法であるディープバイブロ工法により締固めを行った。地盤調査は，改良前後の標準貫入試験，側方土圧の測定，および，地盤密度の測定を実施した。

② 千葉県下の臨海埋立地において，サンドコンパクションパイル工法，および，上述のディープバイブロ工法により埋立地盤の締固めを行ない，改良前後の地盤調査を実施した。地盤調査は，大型土槽を用いた実験と同様，改良前後の標準貫入試験，側方土圧の測定を実施した。さらに，不攪乱試料を採取し，液状化試験を実施した。

3.3.2　大型土槽を用いた実験

(1) 実 験 概 要

1）地 盤 材 料

今回の実験に用いた砂質土の粒度分布を図 3.3.1 に示す。また，それらの物理定数を表 3.3.1 に示す。なお，同表に示す砂の最大，最小密度は JIS に従って求めた。

2）模 型 地 盤

模型地盤は，土研構内の大型土槽に砂質土を埋戻すことにより作成した。模型地盤の完成図を図 3.3.2 に示す。模型地盤は以下の方法で作成した。

(a) 土槽を空にした状態で土槽の側壁部に土圧計を 6 個設置した。土圧計の設置位置を図 3.3.3 に示す。

(b) RI 密度検層用の塩ビ管（内径 64 mm）を設置した。（図 3.3.3）

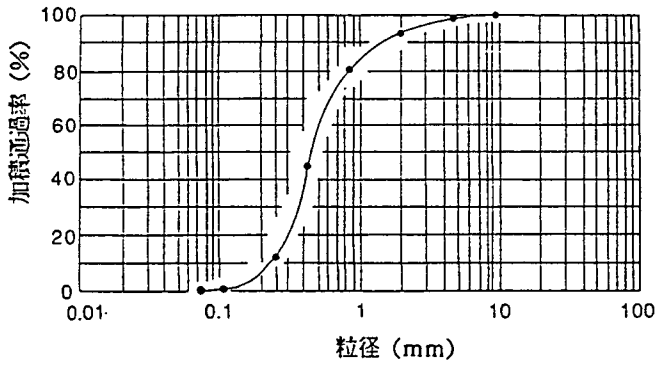
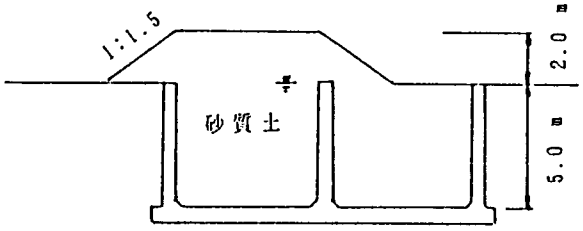


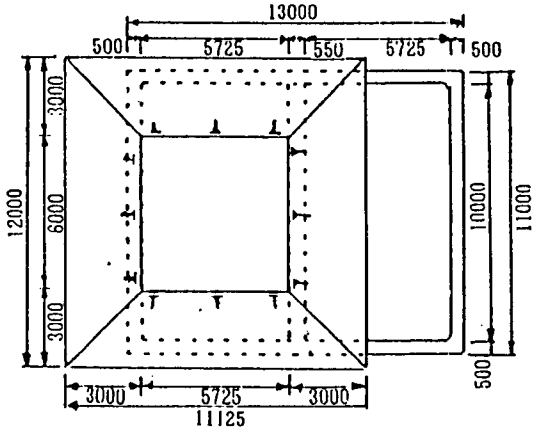
図3.3.1 試料の粒度分布

表3.3.1 試料の物理的特性

土粒子の比重		2.72
粒度特性	F．C．	2.04
	D_{50}	0.42
	Uc	2.1
最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm³)		1.602
最小乾燥密度 ρ_{dmin} (g/cm³)		1.257



(1) 断面図



(2) 平面図

図3.3.2 模型地盤の完成図

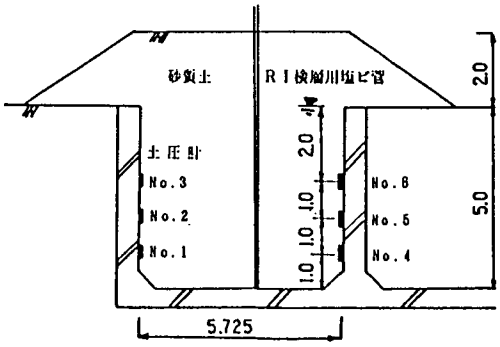


図3.3.3 土圧計，RI密度検層用塩ビ管位置図

(c) (a), (b)の作業が完了した後，水深が2mとなるように水を貯めた。

(d) 砂質土をダンプトラックから土槽に投入した。このとき土槽内の砂が均等になるよう，バックホーにより砂を敷きならした。

(e) 土槽内に砂を投入した後，1：1.5の勾配で高さ2mの盛土を作成した。

3）施工方法

模型地盤の締固めは，ディープバイブロ工法により行った。ディープバイブロ工法は，大型のバイブロフローテーション工法であり，①起振方向が水平方向であること，②起振力が従来のバイブロフローテーション工法より大きいこと(6～10倍)，貫入部先端に油圧モーターを有する先端駆動であること，に特徴がある。

使用機械構成は，通常は，バイブロフロット，パワーパックの他にベースマシンとしてクローラクレーン，材料供給用のホイールローダ及び施工管理計から構成される。また，これにエアー使用時はコンプレッサ，レシーバタンクが，ウォータージェット使用時はジェットポンプ並びに水槽の設備が付随する。バイブロフロットの概要を図3.3.4に示し，バイブロフロットの諸元を従来のバイブロフローテーション工法のものとともに表3.3.2に示す。

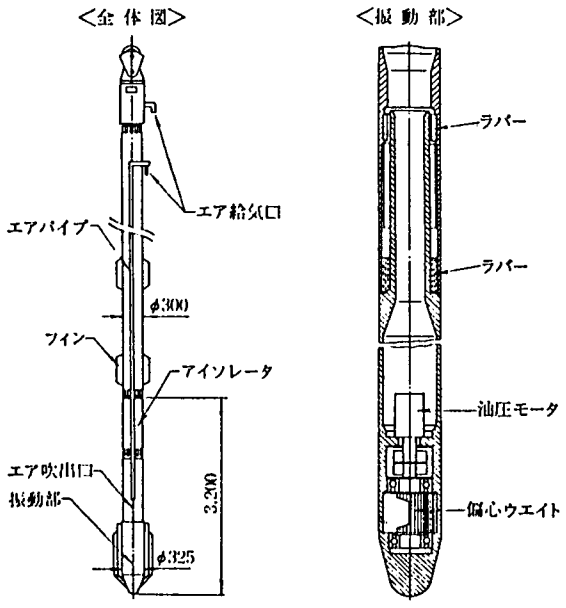


図3.3.4 バイブロフロットの概要図

表3.3.2 バイブロフロットの諸元

	バイブロ・フローテーション工法		ディープ・バイブロ工法
モータータイプ	15HP型	20HP型	150HP
電動機(kw)	11	15	118（パワーユニット）
振動数(rpm)	1420	1420	1500～max 3000
起振力(tonf)	2.5	3.4	約20
起振点振幅(mm)	4～5	4～5	14
全重量(tonf)	1.7	1.8	振動部+ｱｲｿﾚｰﾀｰ 1.3tonf 延長パイプ 0.22tonf/m
有効長(m)	7	8	実績 max 30
ケーシング外径(mm)	φ319	φ267	振動部 φ325
フィン外径(mm)	φ469	φ437	延長パイプ φ300
モーター取付位置	本体上部	同左	本体内臓下部
構造	一体式	同左	継足式

今回の土槽実験では実験範囲が狭く施工中の移動もないため，クローラクレーンの代わりにホイールクレーンを使用した。また，模型地盤への貫入もスムーズであったため，エアーやウォータージェットは使用しなかった。本実験における使用機械構成を表 3.3.3 に示す。

4）打 設 位 置

打設は，2.0 m 正三角形配置改良長 $L=7$ m，7 本とした。打設位置および改良長を図 3.3.5 に示す。

5）中 詰 め 材

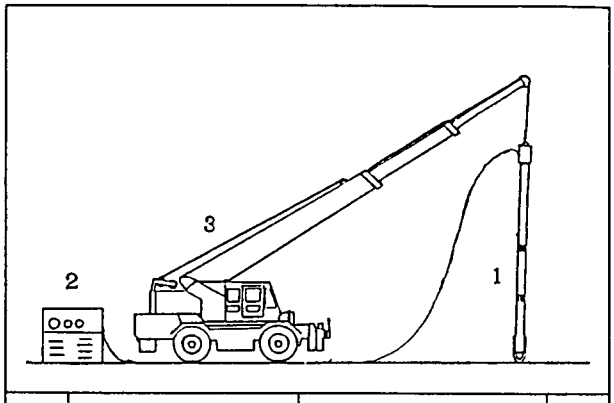
バイブロフロット貫入時に周辺地盤より砂が崩れ，フロット貫入により生じた空隙を充填するため，別途には中詰め材を用意しなかった。

6）地 盤 調 査

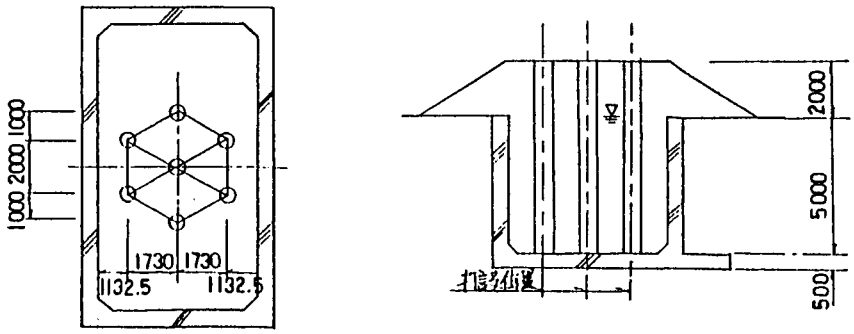
改良前後の地盤密度の測定，標準貫入試験，および，側方土圧の測定を実施した。図 3.3.6 に地盤調査位置，調査項目を示す。

(2) 地盤調査結果

表3.3.3 施工機械構成（ディープバイブロ工法）



番号	名 称	規 格	数量
1	バイブロフロット	油圧式 起振力最大25t	1基
2	パワーパック	H-180 118kw(158hp) 油圧 300kg/cm²	1基
3	ラフタークレン	50t吊	1基



(1) 平面図　　(2) 断面図

図3.3.5 打設配置図

1）地盤密度の変化

RI密度検層により求めた改良前後の地盤の単位体積重量の測定結果を図3.3.7に示す。締固め改良により地盤は改良域全体にわたり単位体積重量が，0.1 tf/m³程度増加した。

2）標準貫入試験結果

標準貫入試験結果を図3.3.8に示す。標準貫入試験は，改良前と改良後2週間後に実施した。模擬地盤は，水中落下法により作成したものであり，改良前のN値は1～6と小さく緩い地盤であったが，改良後は，改良範囲全体にわたってN値が10～18に増加している。

3）側方土圧の変化

ディープバイブロ工法によって地盤改良を行った場合の側方土圧の変化を調べるため，SBP（セルフボーリング型孔内載荷試験装置），ジオセル（円柱形の埋込み型土圧計），土圧計による調査を実施した。各調査法によって得られた改良前，および改良後約1カ月後の側方土圧（p_0，全応力），有効側方土圧（p_0'），K_0値

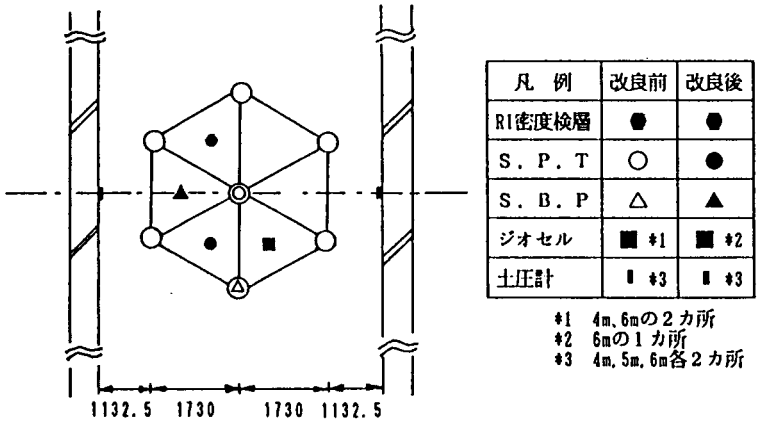


図3.3.6 地盤調査位置，調査項目

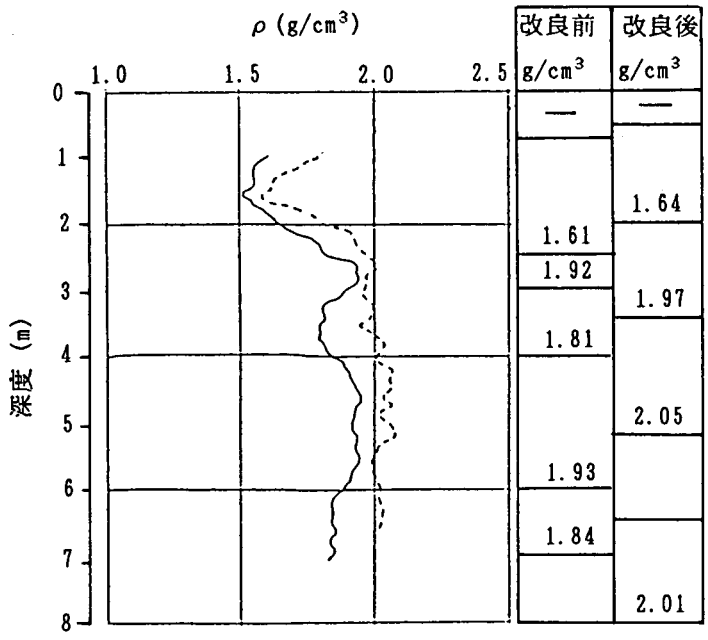


図3.3.7 RI密度検層による地盤密度測定結果

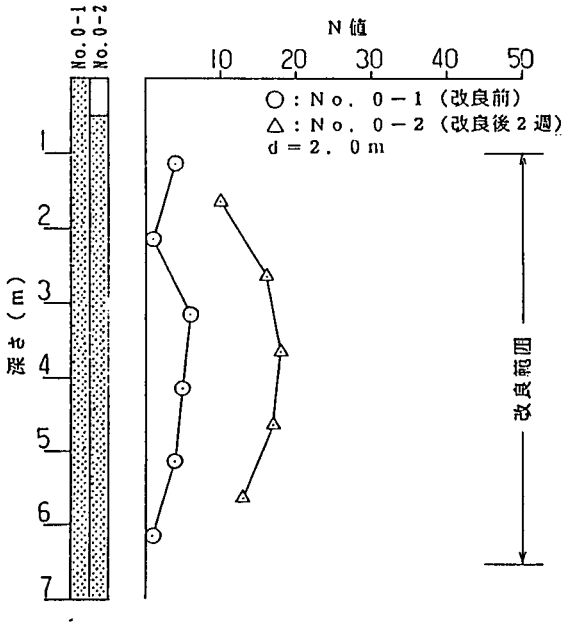


図3.3.8 標準貫入試験結果

を表3.3.4に示す。また，改良前後の p_0' および K_0 値の比較を図3.3.9に示す。改良前と比較して，改良後においては，有効側方上圧，K_0 値が増加しているが，その値は測定方法によりバラツキがあり，土圧計，ジオセル，SBPの順に指示値が大きくなる傾向があった。

(3) 考　　察

図3.3.10は，改良前後の K_0 値の比較を示したものである。全体的には，改良前と比較して改良後には，K_0 値が増加している。しかし，その値は測定方法によりバラツキがあり，土圧計，ジオセル，SBPの順に指示値が大きくなる傾向があった。また，ジオセルについては，改良前後で改良後の K_0 値が若干ではあるが減少している。

表3.3.4　土圧計，S.B.P.，ジオセルによる測定結果

(1) 改良前

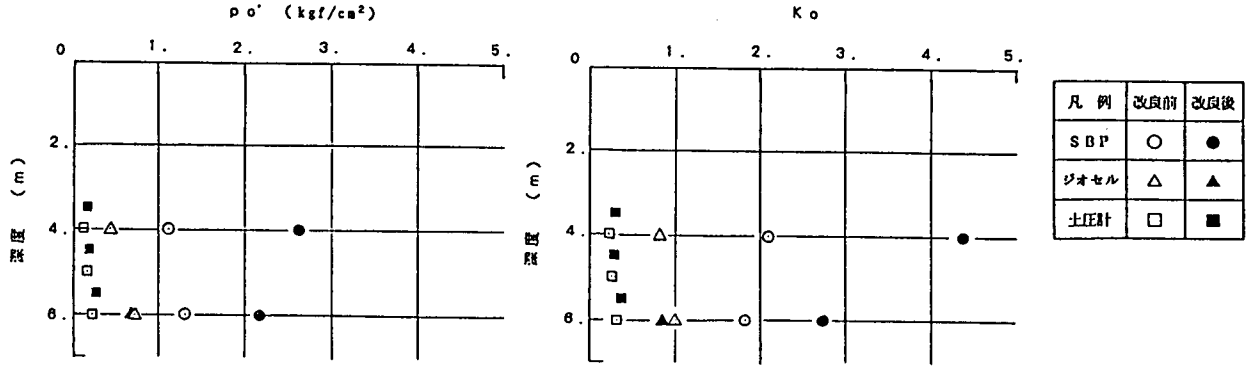
	深度 (m)	P0 (kgf/cm²)	U (kgf/cm²)	P0' (kgf/cm²)	σv*1 (kgf/cm²)	σv' (kgf/cm²)	K0 =P0'/σv'
土圧計	4.0*2	0.31	0.19*2	0.12	0.73	0.54	0.22
	5.0*2	0.45	0.29*2	0.16	0.92	0.63	0.25
	6.0*2	0.61	0.39*2	0.22	1.11	0.72	0.31
SBP	4.0	1.32	0.19*3	1.13	0.73	0.54	2.09
	6.0	1.70	0.39*3	1.31	1.11	0.72	1.82
ジオセル	4.0	0.63	0.19	0.44	0.73	0.54	0.81
	6.0	1.11	0.39	0.72	1.11	0.72	1.00

＊1：RI密度検層結果より算出
＊2：同一深度の平均
＊3：ジオセルの間隙水圧値

(2) 改良後（約1カ月後）

	深度 (m)	P0 (kgf/cm²)	U (kgf/cm²)	P0' (kgf/cm²)	σv*1 (kgf/cm²)	σv' (kgf/cm²)	K0 =P0'/σv'
土圧計	3.5*2	0.30	0.14*2	0.16	0.69	0.55	0.29
	4.5*2	0.42	0.24*2	0.18	0.89	0.65	0.28
	5.5*2	0.61	0.34*2	0.27	1.09	0.75	0.36
SBP	4.0	2.82	0.19*3	2.63	0.79	0.60	4.38
	6.0	2.57	0.39*3	2.18	1.19	0.80	2.73
ジオセル	4.0	破損	0.19	——	0.79	0.60	——
	6.0	1.06	0.39	0.67	1.19	0.80	0.84

＊1：RI密度検層結果より算出
＊2：改良前に比較し地表面50cm沈下同一深度の平均
＊3：ジオセルの間隙水圧値、および算出



(1) 改良前の p_0' の比較　　(2) 改良前後の K_0 の比較

図3.3.9　改良前の p_0'，K_0 の比較

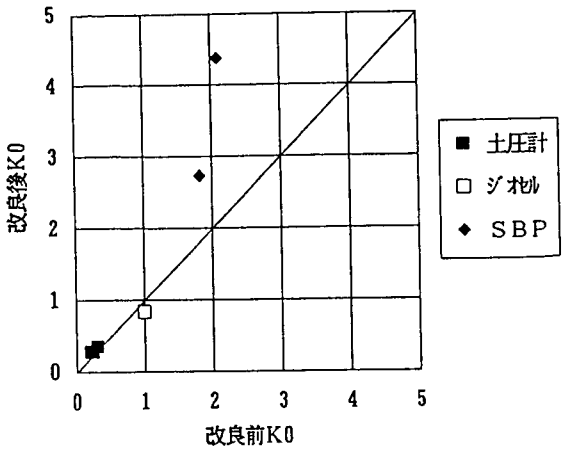


図3.3.10　改良前後のK_0の比較

3.3.3　湾岸埋立地における実験

(1)　実験概要

実験は，千葉県富津市の東京湾岸埋立地において実施した。締固め工法としては，締固め振動方向の異なるディープバイブロ工法（水平方向加振），および，サンドコンパクションパイル工法（鉛直方向加振）の2工法を用いた。

1）地盤条件

事前調査より得られた標準貫入試験結果を図3.3.11に示す。その結果，地表面部は若干N値が高いが，深度7m程度までは緩い砂層が堆積していること，7m以深はN値20以上の層が存在していることが分かった。

本実験は，改良深度が7mとやや不足していることから，周辺地盤を掘削しその砂を用いて2mの盛土を行うこととした。

なお，後述する実験時に実施した地盤調査から，図3.3.11の深度5～8mの地層はシルト分を多く含んだ地層であることが分かった。上層の砂層，およびシルト分を含んだ粘性土層の粒度分布を図3.3.12に示す。砂層は，SPu～$S-M$，SMに分類され，土粒子の比重Gsは2.715，最大乾燥密度ρ_{dmax}，最小乾燥密度ρ_{dmin}はそれぞれ1.539 t/m³，1.230 t/m³である。また，粘性土層はCHに分類される。

2）施工機械構成

(a)　ディープバイブロ工法

使用機械は，バイブロフロット，パワーパックの他にベースマシンとしてクローラクレーン，材料供給用のホイールローダ及び施工管理計により構成される。また，貫入補助装置としてエアージェットを使用したため，さらにコンプレッサ，レシーバタンクを装備した。施工機械構成を表3.3.5に示す。

(b)　サンドコンパクションパイル工法

使用機械は施工機本体としてクローラクレーン(3点式)，リーダ，ケーシングパイプ，発電機，コンプレッサ，レシーバタンク，ホイールローダおよび施工管理計より構成される。通常後部架台に搭載されるコンプレッサおよびレシーバータンクは，搬入機械の関係上地表面に下ろして施工した。施工機械構成を表3.3.6に

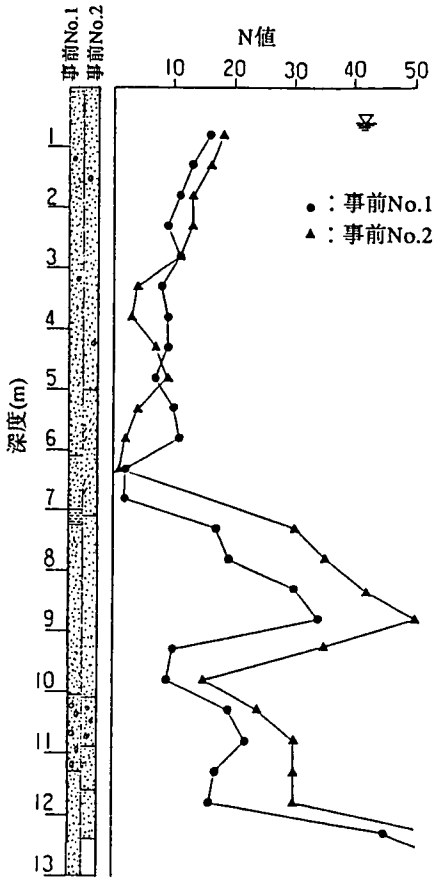
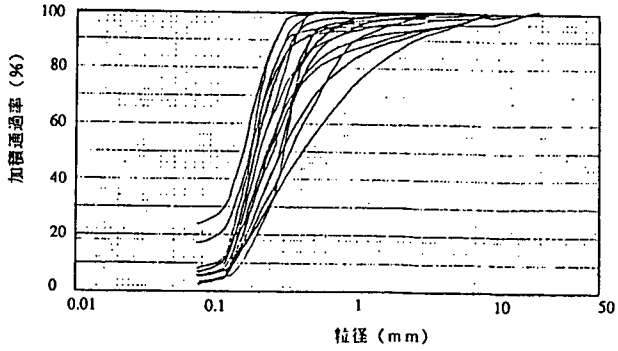
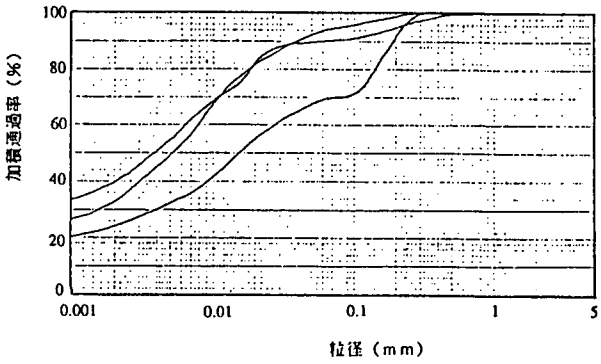


図3.3.11　標準貫入試験結果（原地盤）



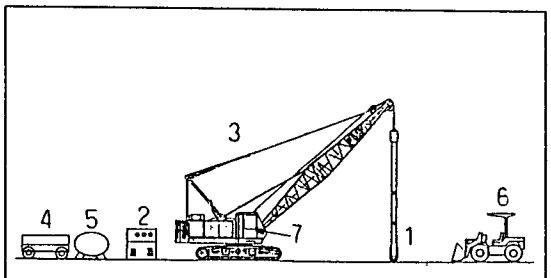
(1)　砂質土



(2)　粘性土

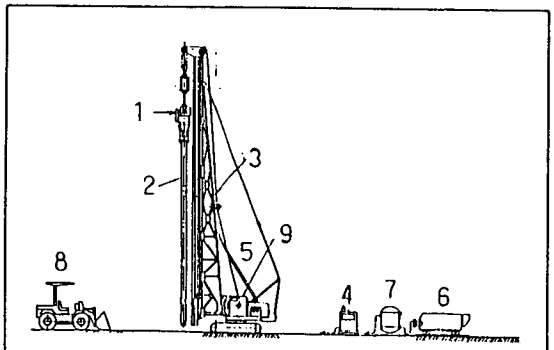
図3.3.12　粒度分布（原地盤）

表3.3.5　施工機械構成
（ディープバイブロ工法）



番号	名　称	規　格	数量
1	バイブロフロット	油圧式　起振力最大25t	1基
2	パワーパック	H-180　118kw(158hp) 油圧　300kg/cm²	1基
3	クローラクレーン	40t吊	1基
4	コンプレッサー	18.5m³/min	1基
5	レシーバタンク	5 m³	1基
6	ベイローダ	1.2m³	1台
7	施工管理計	深度　油圧　2ペン式	1基

表3.3.6　施工機械構成
（サンドコンパクションパイル工法）



番号	名　称	規　格	数量
1	バイブロ	150kw	1基
2	ケーシングパイプ	φ508×h15000	1基
3	リーダー	h30m	1基
4	発電機	400KVA/485PS	1基
5	クローラクレーン	70t吊	1基
6	コンプレッサー	18.5m³/min	1基
7	レシーバタンク	5 m³	1基
8	ベイローダ	1.2m³	1台
9	記録計	V/M　4ペン式	1台

示す。

3）打 設 配 置

本試験における打設配置は，1.8 m ピッチ，正三角形配置とした。各ケースの改良長は $L=7$ m とし改良深度は GL-9 m，表層部 2 m は空打ちとした。試験ケース一覧を表 3.3.7 に示す。

4）中 詰 め 材

中詰め材は，図 3.3.13 に示す粒度分布のパイル砂を使用した。

5）地 盤 調 査

改良前後の地盤に対し，標準貫入試験，コーン貫入試験，および，側方土圧の測定を実施した。また，トリプルチューブサンプラーにより不攪乱試料を採取し液状化試験を実施した。図 3.3.14 に地盤調査位置，調査項目を示す。

(2) 地盤調査結果

1）標準貫入試験結果

改良後の標準貫入試験はすべて杭間で測定した。各ケースにおける改良前後の標準貫入試験結果を図 3.3.15 に示す。締固め改良により，シルト分を多く含んだ層を除けば，各ケースとも N 値が 10～20 程度増加している。

2）コーン貫入試験結果

各ケースにおける改良前後のコーン貫入試験結果を図 3.3.16 に示す。なお，標準貫入試験結果同様，改良後の試験結果は，すべて杭間で測定した。両ケースにおいて，改良深度（深度 2～9 m）ではコーン抵抗 qc，周面摩擦力 Fs とも改良後の方が大きくなる傾向にあるが，標準貫入試験の場合と同様，シルト分を多く含んだ深度 8 m 付近の層ではほとんど変化のない箇所もある。また，標準貫入試験の結果（図 3.3.15）とコーン貫入試験の結果（図 3.3.16）の対応も改良前後，締固め工法にかかわらず，比較的良いものと判断できる。

表3.3.7 試験ケース

case	改良工法	打設配置	中詰め材	打設本数
case1	ｻﾝﾄﾞｺﾝﾊﾟｸｼｮﾝﾊﾟｲﾙ工法	1.8m正三角形配置	パイル砂	２４本
case2	ﾃﾞｨｰﾌﾟﾊﾞｲﾌﾞﾛ工法	1.8m正三角形配置	パイル砂	２４本

＊改良深度はGL-9mであり、表層2mは空打ち

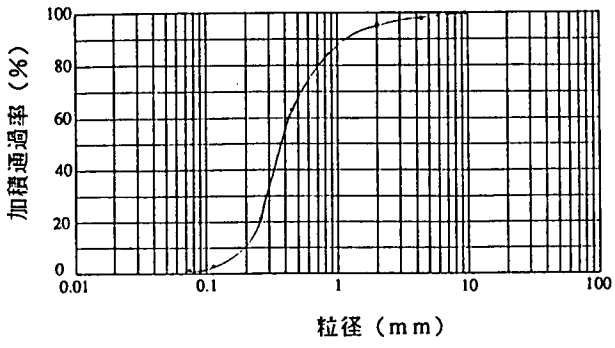
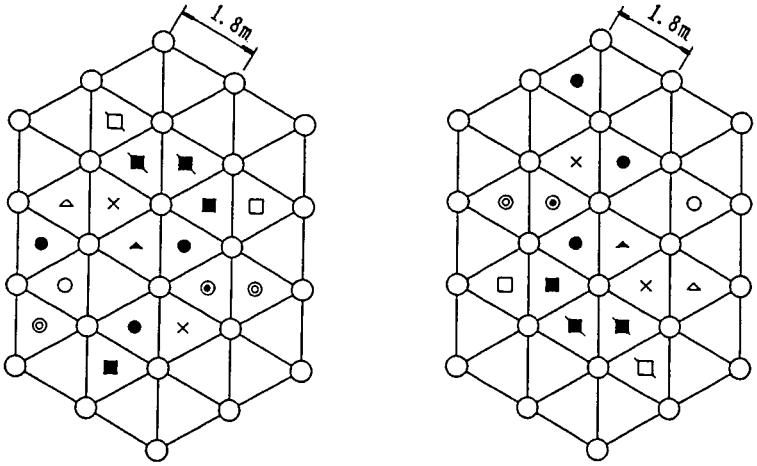


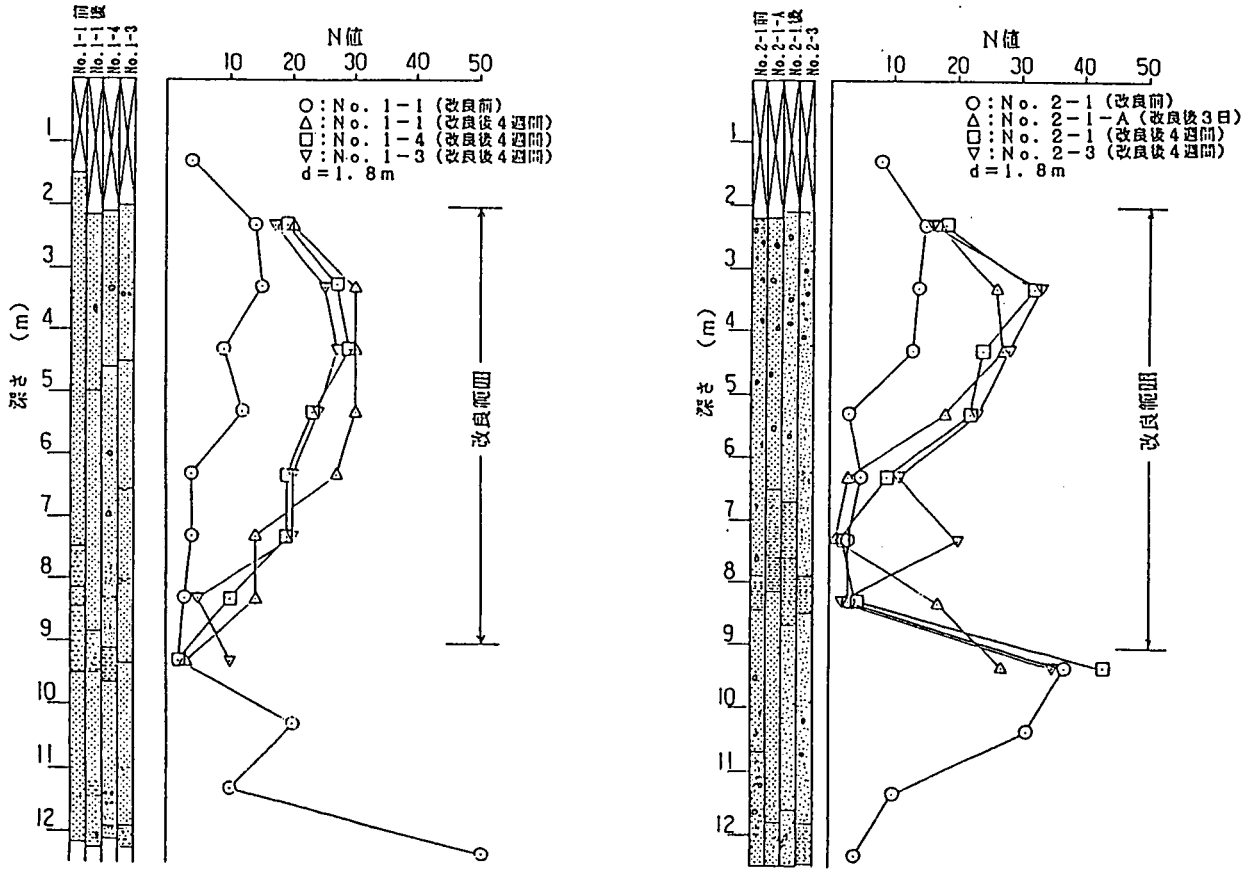
図3.3.13 粒度分布（中詰め材）



(1) サンドコンパクションパイル工法　(2) ディープバイブロ工法

調査項目、数量	標準貫入試験		コーン貫入試験		S．B．P		ダイラトメータ		ジオセル	不撹乱試料サンプリング	
凡例	改良前 ○	改良後 ●	改良前 △	改良後 ▲	改良前 □	改良後 ■	改良前 ◻	改良後 ■	兼用 ×	改良前 ◎	改良後 ◉
CASE1 サンドコンパクションパイル工法	1 (12m)	3 (12m)	1 (12m)	1 (12m)	1	2 深度別	1	2	2 (4.5, 7.0m)	2	1
CASE2 ディープバイブロ工法	1 (12m)	3 (12m)	1 (12m)	1 (12m)	1	1	1	2	2 (4.5, 7.0m)	1	1
備考	数字はカ所数 ()は深度(m)		同左 ()は深度(m)		数字は孔数 (4.5, 7.0m)		同左 0.5mピッチ測定		同左 ()は深度(m)	同左、4試料/孔 トリプルチューブ	

図3.3.14　地盤調査位置，調査項目



(1) サンドコンパクションパイル工法　(2) ディープバイブロ工法

図3.3.15　標準貫入試験結果

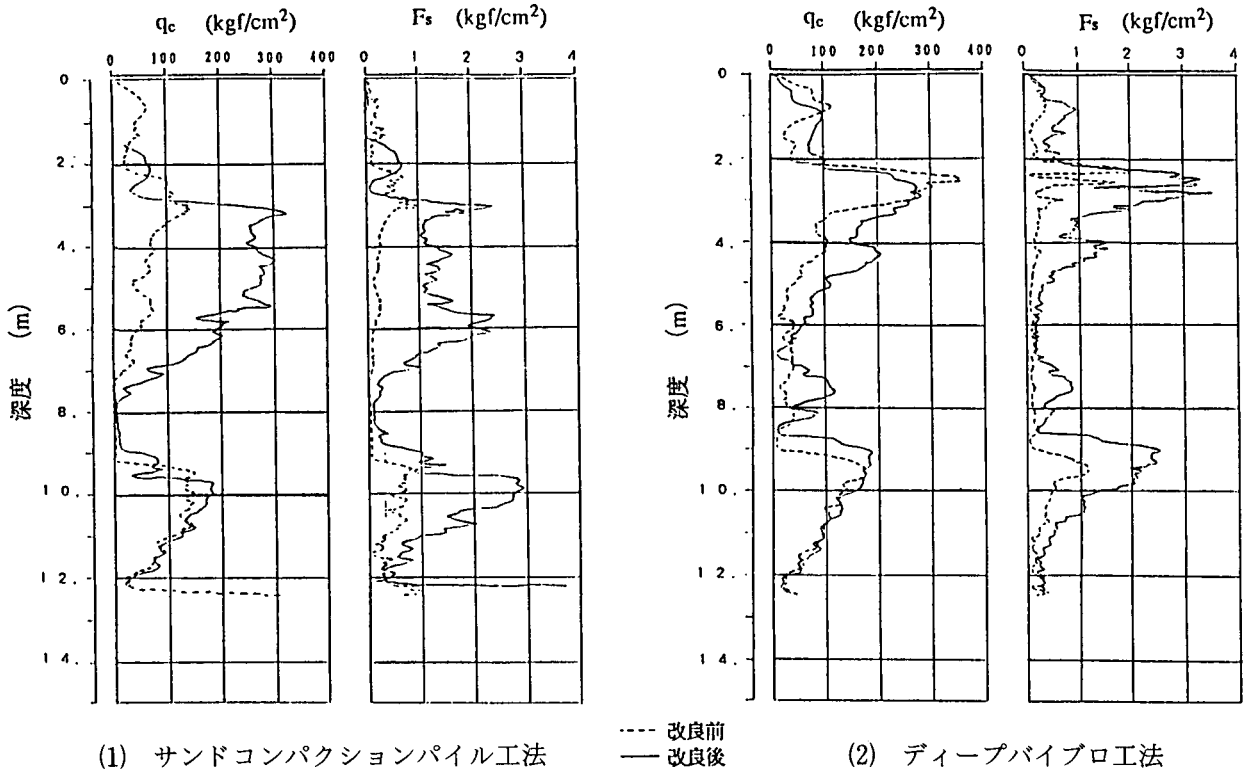


図3.3.16 コーン貫入試験結果

3）側方土圧の測定結果

地盤改良に伴う側方土圧の測定は，前述の SBP，ジオセル，およびダイアフラムのついたブレードを地盤に押込んで土圧を計測するダイラトメーターを用いて行った。ジオセルは 4 台設置したが，改良時に 3 台が破損し，改良後の値は 1 点しか測定できなかった。SBP，およびジオセルによって得られた改良前，および改良後の有効側方土圧(p_0')，K_0 値を表 3.3.8，図 3.3.17 に示す。また，ダイラトメータにより測定した改良前後の K_0 値の比較を表 3.3.9，および，図 3.3.18 に示す。なお，図 3.3.18 中，改良後の K_0 値は，2 カ所において測定した K_0 値の平均値を示した。SBP，ジオセル，ダイラトメータより求めた K_0 値を見ると，改良前と比較して，改良後においては，有効側方土圧，K_0 値が増加しているが，その値は測定方法によりバラツキがあった。SBP による改良前後の有効側方土圧を比較すると，すべてのケースにおいて改良後の側方土圧がかなり大きくなっている。K_0 値についても同様にかなり大きくなっている。ジオセルによる測定値は，比較できる測定箇所が 1 点のみであるが，改良の前後で若干増加した程度であった。SBP とジオセルの測定値を比較した場合，その関係は大型土槽における実験時の土圧の測定結果と同様の傾向を示し，SBP による測定の方が指示値が大きく改良後の測定値においてその傾向が顕著であった。ダイラトメーターによる測定値では，側方土圧，K_0 値とも SBP ほどではないが締固め改良により増加している。

4）液状化試験結果

地盤改良前および，地盤改良後（1 週間後）に原地盤から不攪乱試料を採取し，液状化試験を実施した。サンプリングは，トリプルチューブサンプラーを用い試料を採取した後，最低 2 日排水後，凍結させ運搬した。液状化試験は，試料を ϕ50 mm×h100 mm に成型し，間組技術研究所内の小型振動三軸試験機を用いて実施

表3.3.8　S.B.P.，ジオセルによる測定結果

(1)　CASE1（サイドコンパクションパイル工法）改良前

	深度 (m)	P0 (kgf/cm²)	U (kgf/cm²)	P0' (kgf/cm²)	σv*1 (kgf/cm²)	σv' (kgf/cm²)	K0 =P0'/σv'
SBP	4.5	1.25	0.16*2	1.09	0.81	0.65	1.68
	7.0	1.90	0.45*2	1.45	1.25	0.80	1.81
ジオセル	4.5	0.31	0.16	0.15	0.81	0.65	0.23
	7.0	1.06	0.45	0.61	1.25	0.80	0.76

(2)　CASE1（サイドコンパクションパイル工法）改良後

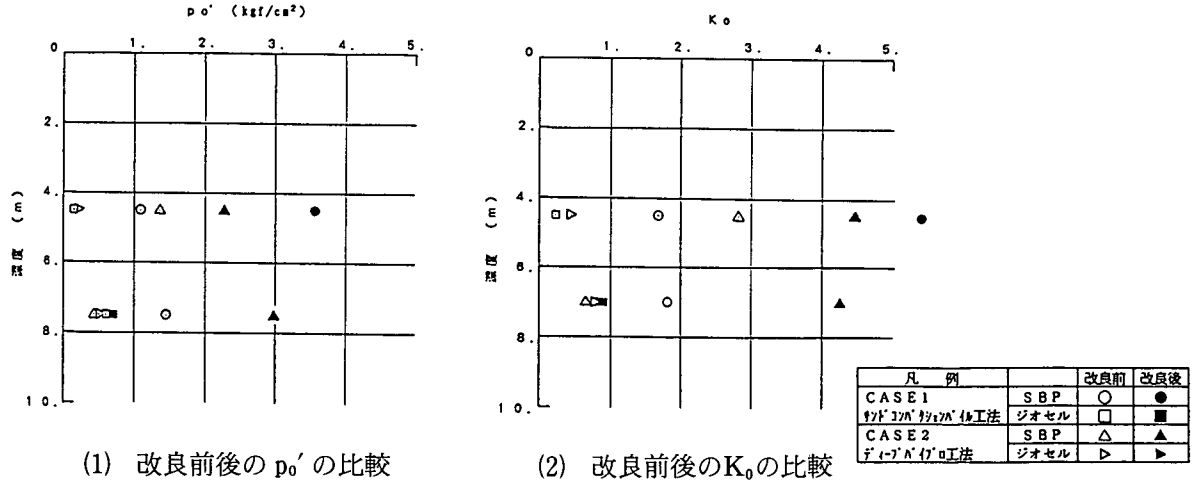
	深度 (m)	P0 (kgf/cm²)	U (kgf/cm²)	P0' (kgf/cm²)	σv*1 (kgf/cm²)	σv' (kgf/cm²)	K0 =P0'/σv'
SBP	4.5	3.78	0.19	3.57	0.85	0.66	5.40
	7.0	測定ミス	0.50	−	1.31	0.81	−
ジオセル	4.5	破損	0.19	−	0.85	0.66	−
	7.0	1.21	0.50	0.71	1.31	0.81	0.86

(3)　CASE2（ディープバイブロ工法）改良前

	深度 (m)	P0 (kgf/cm²)	U (kgf/cm²)	P0' (kgf/cm²)	σv*1 (kgf/cm²)	σv' (kgf/cm²)	K0 =P0'/σv'
SBP	4.5	1.57	0.21	1.36	0.69	0.48	2.83
	7.0	0.90	0.47	0.43	1.13	0.66	0.65
ジオセル	4.5	0.42	0.21	0.21	0.69	0.48	0.44
	7.0	0.98	0.47	0.51	1.13	0.66	0.77

(4)　CASE2（ディープバイブロ工法）改良後

	深度 (m)	P0 (kgf/cm²)	U (kgf/cm²)	P0' (kgf/cm²)	σv*1 (kgf/cm²)	σv' (kgf/cm²)	K0 =P0'/σv'
SBP	4.5	2.48	0.20	2.28	0.71	0.51	4.47
	7.0	3.43	0.45	2.98	1.15	0.70	4.26
ジオセル	4.5	破損	0.20	−	0.71	0.51	−
	7.0	破損	0.45	−	1.15	0.70	−

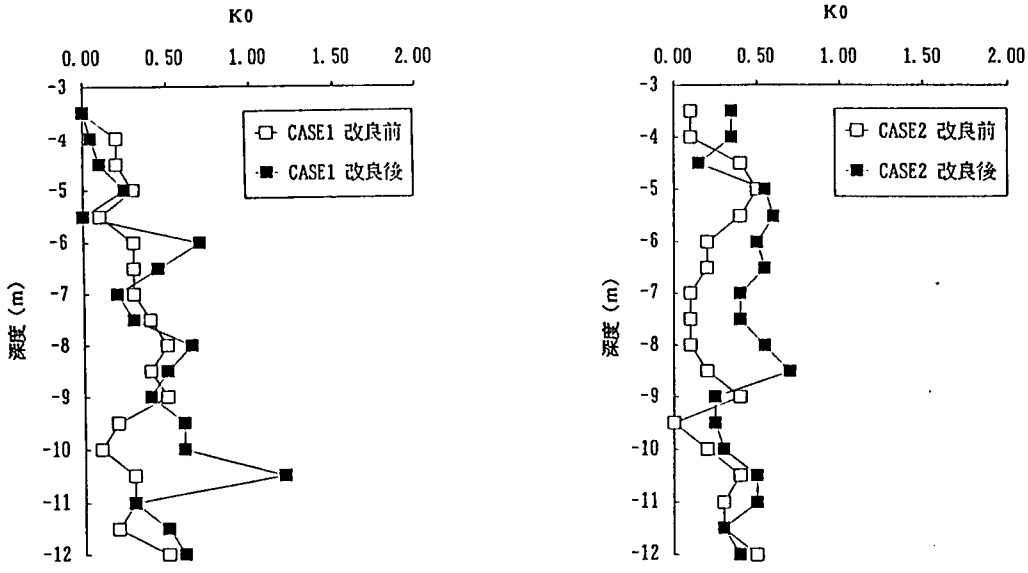


(1)　改良前後の p_0' の比較　　(2)　改良前後の K_0 の比較

図 3.3.17　改良前後の p_0'，K_0 の比較

表3.3.9　K_0値測定結果（ダイラトメータ）

	CASE1:ｻﾝﾄﾞｺﾝﾊﾟｸｼｮﾝﾊﾟｲﾙ			CASE2:ﾃﾞｨｰﾌﾟﾊﾞｲﾌﾞﾛ		
深度 (m)	改良前 K0	改良後1 K0	改良後2 K0	改良前 K0	改良後1 K0	改良後2 K0
3.5	0.00	0.00	0.00	0.10	0.30	0.40
4.0	0.20	0.00	0.10	0.10	0.60	0.10
4.5	0.20	0.10	0.10	0.40	0.30	0.00
5.0	0.30	0.00	0.50	0.50	0.80	0.30
5.5	0.10	0.00	0.00	0.40	0.70	0.50
6.0	0.30	0.50	0.90	0.20	0.60	0.40
6.5	0.30	0.40	0.50	0.20	0.80	0.30
7.0	0.30	0.10	0.30	0.10	0.40	0.40
7.5	0.40	0.30	0.30	0.10	0.40	0.40
8.0	0.50	0.50	0.80	0.10	0.50	0.60
8.5	0.40	0.20	0.80	0.20	0.80	0.60
9.0	0.50	0.30	0.50	0.40	0.50	0.00
9.5	0.20	0.50	0.70	0.00	0.50	0.00
10.0	0.10	0.50	0.70	0.20	0.50	0.10
10.5	0.30	2.10	0.30	0.40	0.50	0.50
11.0	0.30		0.30	0.30	0.50	
11.5	0.20		0.50	0.30	0.30	
12.0	0.50		0.60	0.50	0.40	



(1)　サンドコンパクションパイル工法　　(2)　ディープバイブロ工法

図3.3.18　改良前後のK_0の比較（ダイラトメータ）

した。試験結果を表3.3.10，図3.3.19に示す。図3.3.19より，今回の実験では改良前の地盤の液状化強度は，ディープバイブロ工法のヤードとサンドコンパクションパイル工法のヤードでほぼ同一でRl=0.15程度であり，改良後の地盤についても，両工法の地盤の液状化強度に顕著な差はなく，Rl=0.18程度であった。このことから，今回の実験においては両工法の締固め改良効果はほぼ等しかったものと考えられる。

(3)　考　　察

側方土圧の測定値については，大型土槽を用いた実験の場合と同様，測定方法の違いによるバラツキが大きく，SBPによる測定値がジオセル，ダイラトメーターによる測定値よりも大きな指示値を示した。大型土

表3.3.10　液状化試験結果

(1)　改良前

供試体 No.	有効拘束圧 σ_0' (kgf/cm²)	B値	初期湿潤密度 ρ_t (g/cm³)	初期乾燥密度 ρ_d (g/cm³)	含水比 w (%)	圧密後乾燥密度 ρ_{cd} (g/cm³)	応力比 $\sigma_d/2\sigma_0'$	DA=5%時 繰返し回数 (回)	圧密後相対密度 Drc (%)
0-1	0.6	97	1.764	1.384	27.5	1.386	0.206	6	67.9
0-2	0.6	94	1.713	1.334	28.4	1.335	0.096	301	53.2
0-3	0.6	97	1.680	1.347	24.7	1.350	0.148	18	57.7
0-4	0.6	99	1.734	1.401	23.8	1.405	0.420	1	73.1
0-5	0.6	98	1.699	1.371	23.9	1.372	0.302	2	64.0
平均			1.718	1.367	25.7	1.370			63.2

$\rho dmax$=1.512、 $\rho dmin$=1.178、Gs=2.710、D50=0.18、FC=5.0%

(2)　改良後（サンドコンパクションパイル工法）

供試体 No.	有効拘束圧 σ_0' (kgf/cm²)	B値	初期湿潤密度 ρ_t (g/cm³)	初期乾燥密度 ρ_d (g/cm³)	含水比 w (%)	圧密後乾燥密度 ρ_{cd} (g/cm³)	応力比 $\sigma_d/2\sigma_0'$	DA=5%時 繰返し回数 (回)	圧密後相対密度 Drc (%)
1-1	0.6	99	1.753	1.473	19.0	1.475	0.144	37	86.1
1-2	0.6	99	1.792	1.524	17.6	1.525	0.124	2190	98.4
1-3	0.6	99	1.733	1.389	24.8	1.396	0.249	6	65.1
1-4	0.6	98	1.774	1.375	29.0	1.381	0.171	78	60.8
平均			1.763	1.440	22.6	1.444			77.6

$\rho dmax$=1.532、 $\rho dmin$=1.198、Gs=2.716、D50=0.20、FC=3.0%

(3)　改良後（ディープバイブロ工法）

供試体 No.	有効拘束圧 σ_0' (kgf/cm²)	B値	初期湿潤密度 ρ_t (g/cm³)	初期乾燥密度 ρ_d (g/cm³)	含水比 w (%)	圧密後乾燥密度 ρ_{cd} (g/cm³)	応力比 $\sigma_d/2\sigma_0'$	DA=5%時 繰返し回数 (回)	圧密後相対密度 Drc (%)
2-1	0.6	99	1.841	1.461	26.0	1.466	0.149	37	84.1
2-2	0.6	99	1.796	1.522	18.0	1.527	0.127	1113	97.1
2-3	0.6	99	1.840	1.495	23.1	1.503	0.246	10	92.1
2-4	0.6	93	1.823	1.476	23.5	1.481	0.295	4	87.4
2-5	0.6	98	1.884	1.532	23.0	1.533	0.173	26	98.4
平均			1.837	1.497	22.7	1.502			91.8

$\rho dmax$=1.541、 $\rho dmin$=1.166、Gs=2.738、D50=0.17、FC=6.2%

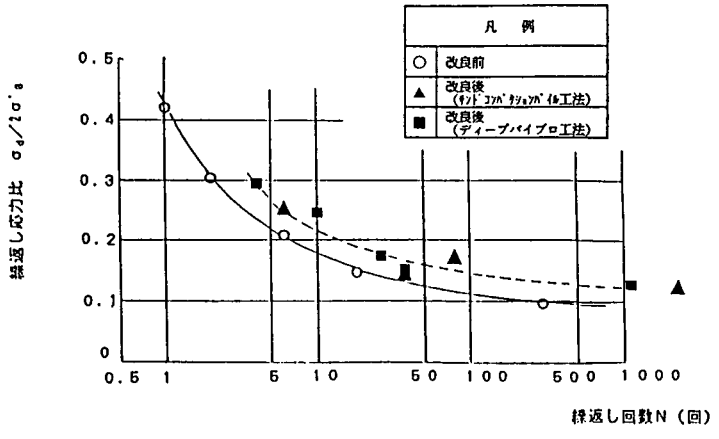


図3.3.19　液状化試験結果

槽の場合の測定結果もあわせて考えた場合，真の側方土圧がどの程度であるかは確定しがたいが，他の測定方法と比較してSBPの指示値が大きめの値を示す傾向があるものと考えられる。

今回の実験では，締固め工法による地盤改良を実施し，不攪乱試料に対し液状化試験を行い求めた液状化強度からも，標準貫入試験，コーン貫入試験の結果からも改良効果が認められた。その程度はこれらの試験の結果から判断してディープバイブロ工法とサンドコンパクションパイル工法で顕著な差は無かったものと考えられる。また，側方土圧の測定結果についても測定方法，地盤によるバラツキは大きいものの締固め工法の違いによる測定値の相違は顕著ではなかった。

側方土圧の変化と N 値，さらに液状化強度との関係について考えると，傾向として締固め改良により地盤の液状化強度が増加する場合には，N 値，および，側方土圧が増加することは確認できたものの，定量的な関係については，あまり検討できなかった。このことは，実験データ数が少なく定量的な把握が困難であったこと，側方土圧の測定値にバラツキが大きく，各測定法毎における相対的な変化は把握できても絶対値としてどの測定法による測定値が妥当であるかについては確定できなかったことに起因している。妥当な側方土圧の測定方法は，今後さらに検討を要する事項である。さらにデータを蓄積し，妥当な側方土圧の測定方法を確立するとともに，液状化強度および側方土圧の変化と N 値の関係について定量的な把握を進める必要があるものと考える。

3.3.4 ま と め

締固め地盤の改良効果の評価手法を検討するため，大型土槽，および，臨海埋立地において実規模実験を実施した。その結果をまとめると以下の通りである。

① 締固めた地盤では，未改良地盤に比較して N 値とともに静止土圧係数 K_0 も増加する傾向にあることを確認した。

② K_0 の算定に必要な側方土圧の測定値ついては，測定方法による指示値のバラツキが大きく，測定方法について今後さらに検討が必要である。また，締固め後の土圧の経時変化についても，測定方法により傾向が異なる可能性があり検討が必要である。

③ 側方土圧の変化と N 値，さらに液状化強度との関係について考えると，傾向として締固め改良により地盤の液状化強度が増加する場合には，N 値，および，側方土圧が増加することは確認できたものの，定量的な関係については，確立できなかった。

（間　　組）

3.4 掘割道路の浮上がりに関する模型振動実験

3.4.1 実 験 目 的

本実験の目的は，掘割道路の周辺地盤が地震時に液状化した場合の，地震終了後の掘割道路の浮上がり特性を，以下の場合について調べることである。

(1) 掘割道路直下の地盤が液状化する場合

(2) 掘割道路直下の地盤は液状化しないが，周辺地盤から過剰間隙水圧が伝播する場合

3.4.2 実 験 方 法

長さ 250 cm, 高さ 60 cm, 奥行き 68 cm の箱型の鋼製土槽内に図 3.4.1 に示す模型地盤を 3 種類作成した。液状化砂層は，深さ 20 cm のグリセリン水溶液中に 7 号硅砂（最大粒径 0.42 mm，最小粒径 0.074 mm，最小密度 1.273 g/cm^3，最大密度 1.631 g/cm^3，比重 2.637）をホッパーから落下させて作成した。

グリセリン水溶液を使用したのは，間隙流体の粘性を大きくすることにより砂層の見かけの透水係数を小さくして過剰間隙水圧の消散を遅らせ，加振後の模型の挙動を詳細に観察・計測するためである。グリセリンの重量濃度は，モデル 1 で 80%としたところ，過剰間隙水圧が完全に消散するのに 50 分以上かかったため，モデル 2 及び 3 では 50%としたところ，15 分程度で消散がほぼ終了した。

掘割道路模型はアクリル製で，鉛散弾を中にいれて見かけの単位体積重量 γ_{eq}（掘割道路模型の全重量を砂地盤中の体積で除した値）が所定の大きさになるように調整した。

地盤中及び掘割道路模型に設置した計測器の配置を図 3.4.2 に示す。計測器の設置方法を図 3.4.3 に示す。

各モデルの地盤密度等の条件を表 3.4.1 に示す。モデル 1 と 2 は一様な地盤であるのに対し，モデル 3 は掘割道路下方の地盤を最大粒径 40 mm 程度の切込み砕石を用いて作成した。モデル 1 と 2 が 3.4.1 の(1)の場合に対応し，モデル 3 が(2)の場合に対応する。

モデル 1 では，土槽の底部に結び付けたひもを用いて掘割道路模型が加振中に浮上がらないように拘束し，加振終了約 90 秒後にひもを切断して，加振後の浮上がりを開始させた。（実際には，切断前でも浮力によりひもが伸びて，ある程度の浮上がりが生じていた。また，ステップ 5 では拘束を行わなかった。）モデル 2 及び 3 では，このような拘束は行わず，加振継続時間を短くすることによって，加振中の浮上がりを抑えた。

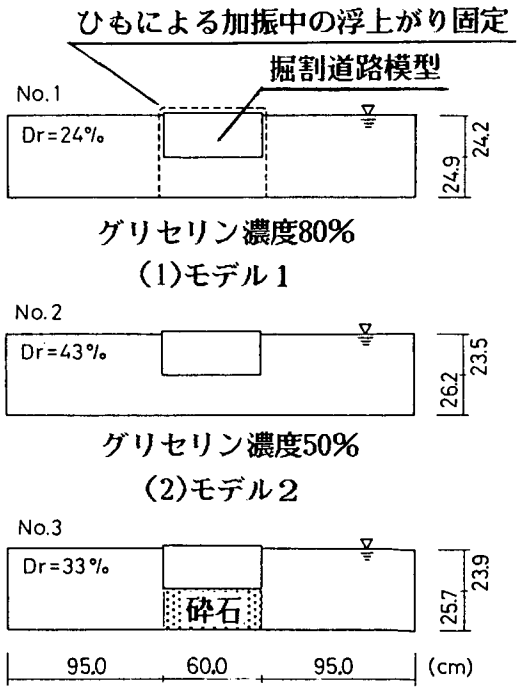
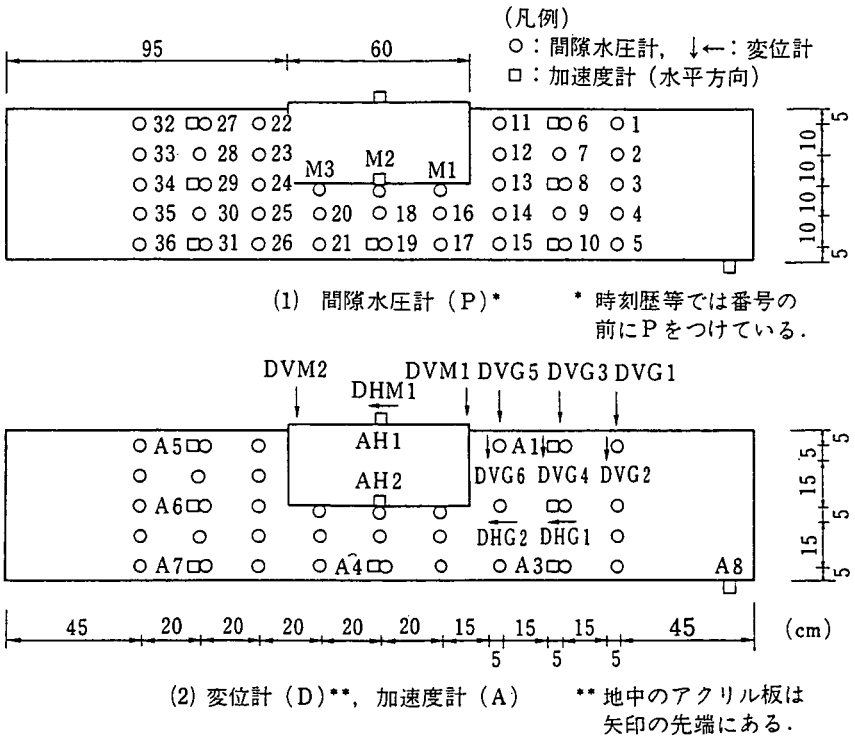


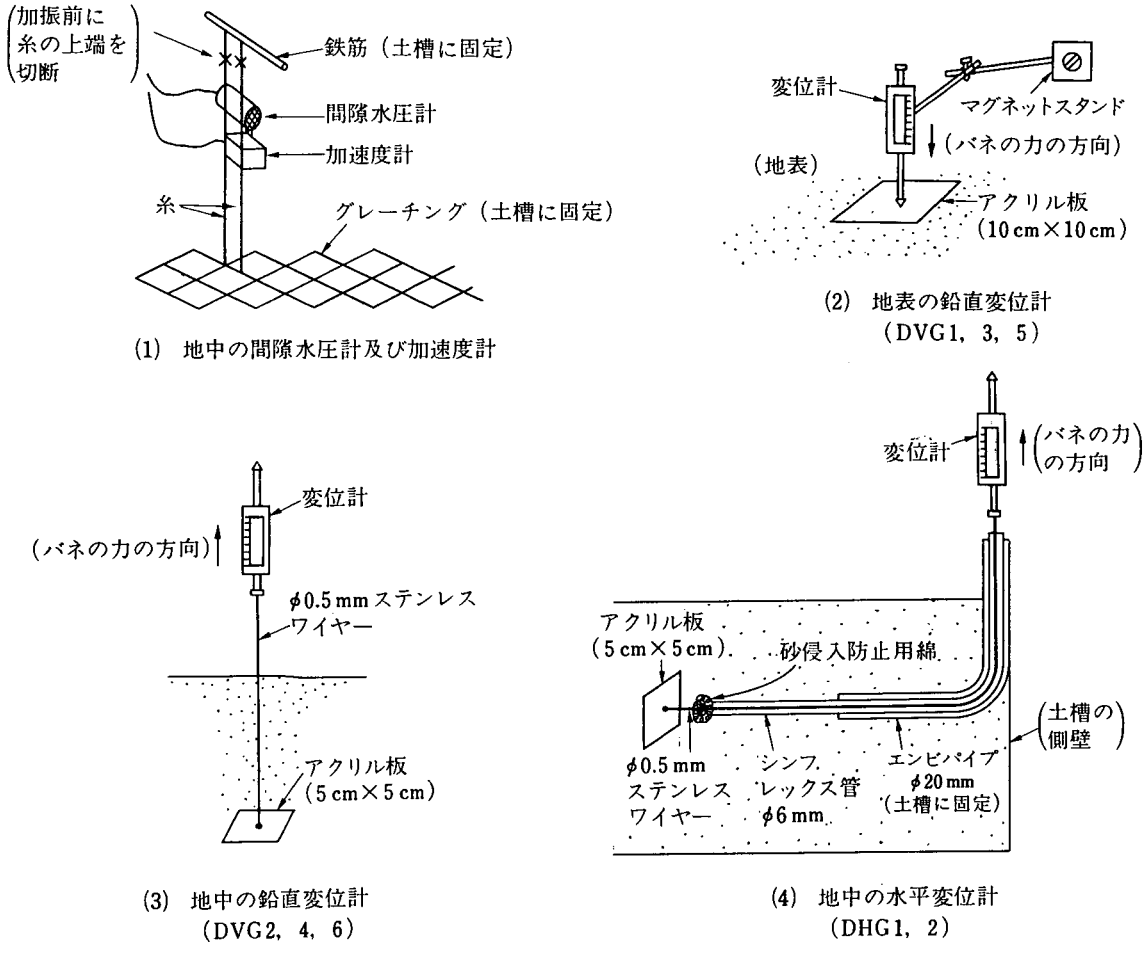
図3.4.1　実験模型（断面図）



(1) 間隙水圧計（P）*　　* 時刻歴等では番号の前にPをつけている．

(2) 変位計（D）**，加速度計（A）　　** 地中のアクリル板は矢印の先端にある．

図3.4.2　計器配置図



(1) 地中の間隙水圧計及び加速度計

(2) 地表の鉛直変位計（DVG1，3，5）

(3) 地中の鉛直変位計（DVG2，4，6）

(4) 地中の水平変位計（DHG1，2）

図3.4.3　計測器設置方法

表3.4.1　実験模型の条件

模型	グリセリン水溶液		掘割道路模型下方地盤	掘割道路模型の変位拘束	液状化砂層	
	重量濃度	比重[1]			γ_{sat}[2]	相対密度
モデル1	80%	1.200	7号硅砂	あり[3]	1.933	24%
モデル2	50%	1.117	7号硅砂	なし	1.928	43%
モデル3	50%	1.117	砕石	なし	1.910	33%

1) 実測値
2) グリセリン水溶液中での値、単位gf/cm^3
3) ステップ5は変位拘束なし

表3.4.2　加振時の条件

模型	ステップ	加振条件[1]	掘割道路模型の見かけの単位体積重量γ_{eq}
モデル1	1[2]	50gal,100波	1.50 (gf/cm^3)
	2	80gal,100波	1.50
	3	200gal, 20波	1.30
	4	200gal, 20波	1.10
	5[3]	200gal, 5波	1.10
モデル2	1	200gal, 5波	1.50
	2	200gal, 5波	1.30
	3	200gal, 5波	1.10
モデル3	1	200gal, 5波	1.50
	2	200gal, 5波	1.30
	3	200gal, 5波	1.10
	4	200gal,100波	1.10

1) 加振波形は、5Hzの正弦波
2) 計測器によるデータ測定なし
3) 標尺による変位測定なし

各モデルの加振時の条件を表3.4.2に示す。加振は5 Hzの正弦波を用いた水平加振とし，各モデルについてγ_{eq}を小さくしながら数回のステップ加振を行った。加振中及び加振後の計測器の出力を測定するとともに，図3.4.4に示す位置に設置した測点の変位を，過剰間隙水圧が完全に消散したあとに標尺を用いて測定した。また，土槽全面の透明なアクリル板に沿って染色砂によるメッシュを描いて，加振後の移動状況を記録した。

3.4.3 実験結果

(1) 過剰間隙水圧の断面内分布

加振中及び加振後の過剰間隙水圧の断面内分布の例を図3.4.5に示す。モデル3の掘割道路模型下方の砕剰間隙水圧は，周辺の液状化砂層に比べてかなり小さく，透水性の高い砕石による過剰間隙水圧の消散効果

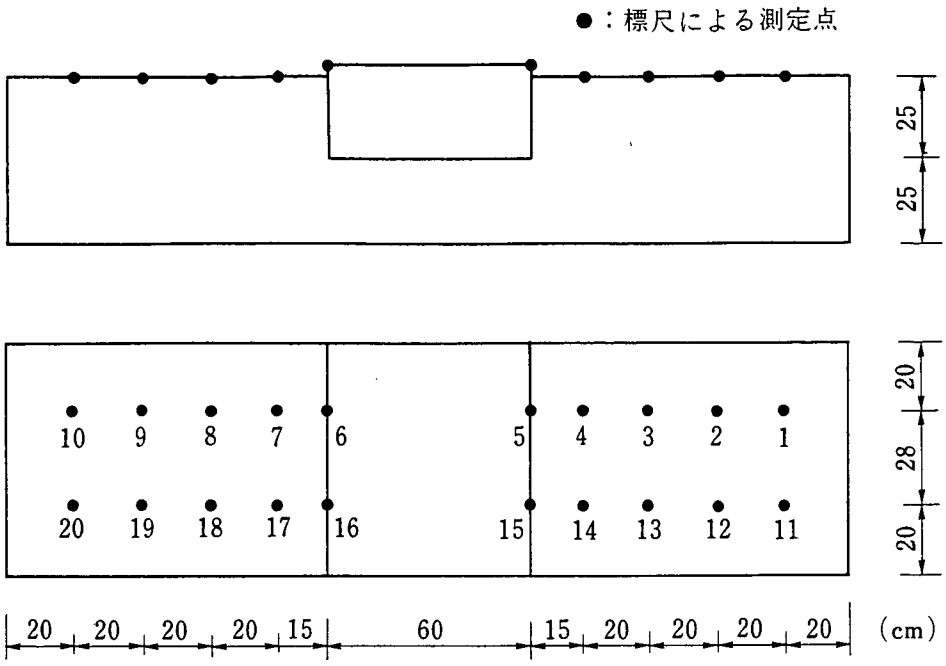


図3.4.4　標尺による変位測定位置

が現れている。

・モデル1及び2でも，掘割道路模型下方地盤の過剰間隙水圧が同深度の周辺地盤よりも小さい。これは γ_{eq} が周辺地盤よりも小さいためと考えられる。γ_{eq} の小さいステップのほうがその差が明確に現れている。

(2)　浮上がり安全率

1）浮上がり安全率の計算方法

掘割道路模型の底面に作用する過剰間隙水圧と掘割道路模型下方地盤中の過剰間隙水圧の測定値を用いて，浮上がり安全率 Fu を次式により求めた。

$$Fu=\frac{W+Q}{Us+Ud+F} \quad \cdots\cdots (3.4.1)$$

ここに，W：掘割道路模型の自重，Q：掘割道路模型側壁の摩擦抵抗（＝0とした）

Us：静水圧による浮力（各時点における掘割道路模型の浮上がりを考慮して求めた）

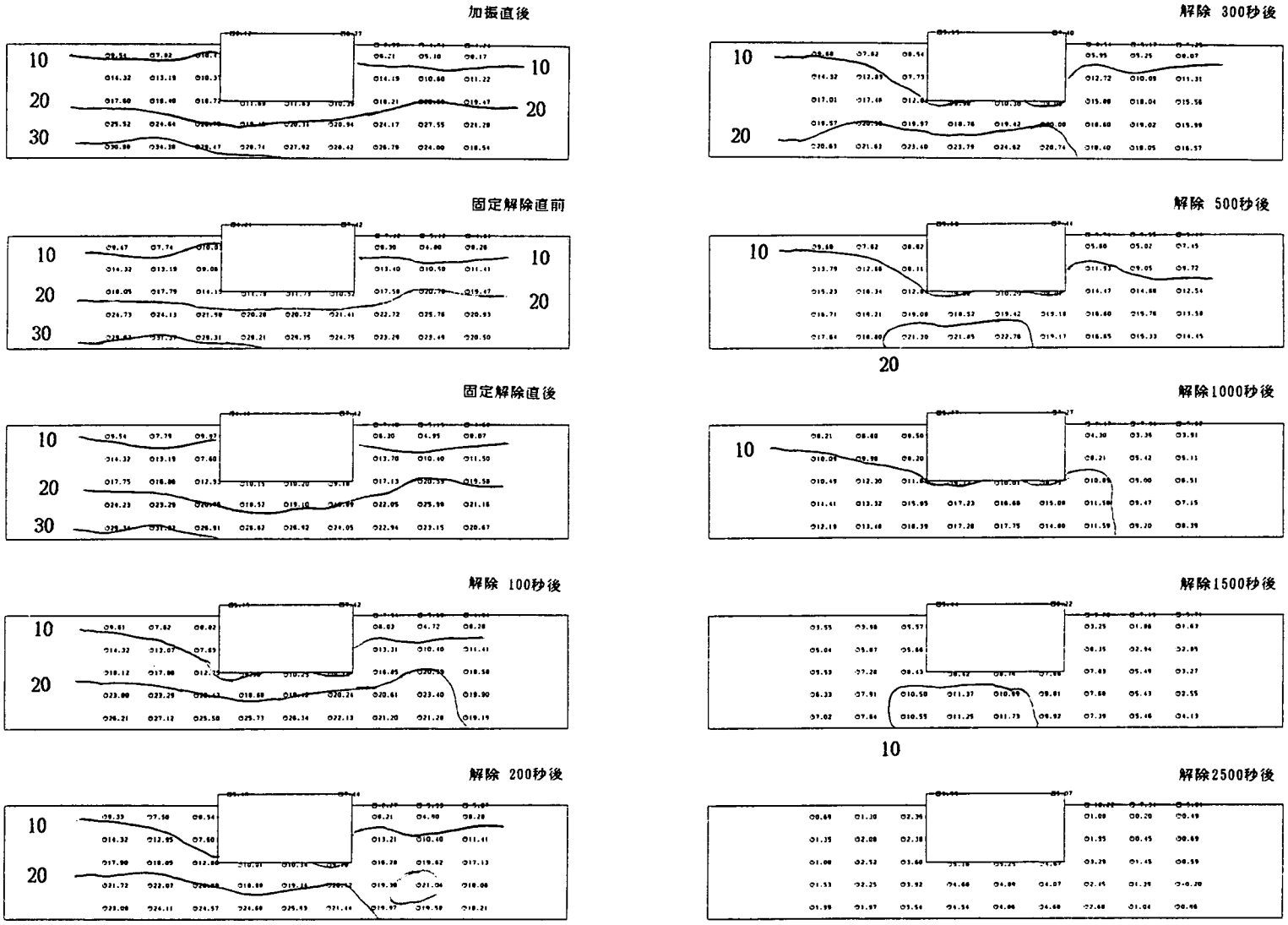
Ud：過剰間隙水圧による揚力

F：浸透水力に起因する力（計算方法は文献1）を参照。ただし，掘割道路模型下方地盤を3つのブロックに分けて計算した。）

2）浮上がり安全率と浮上がり量の関係

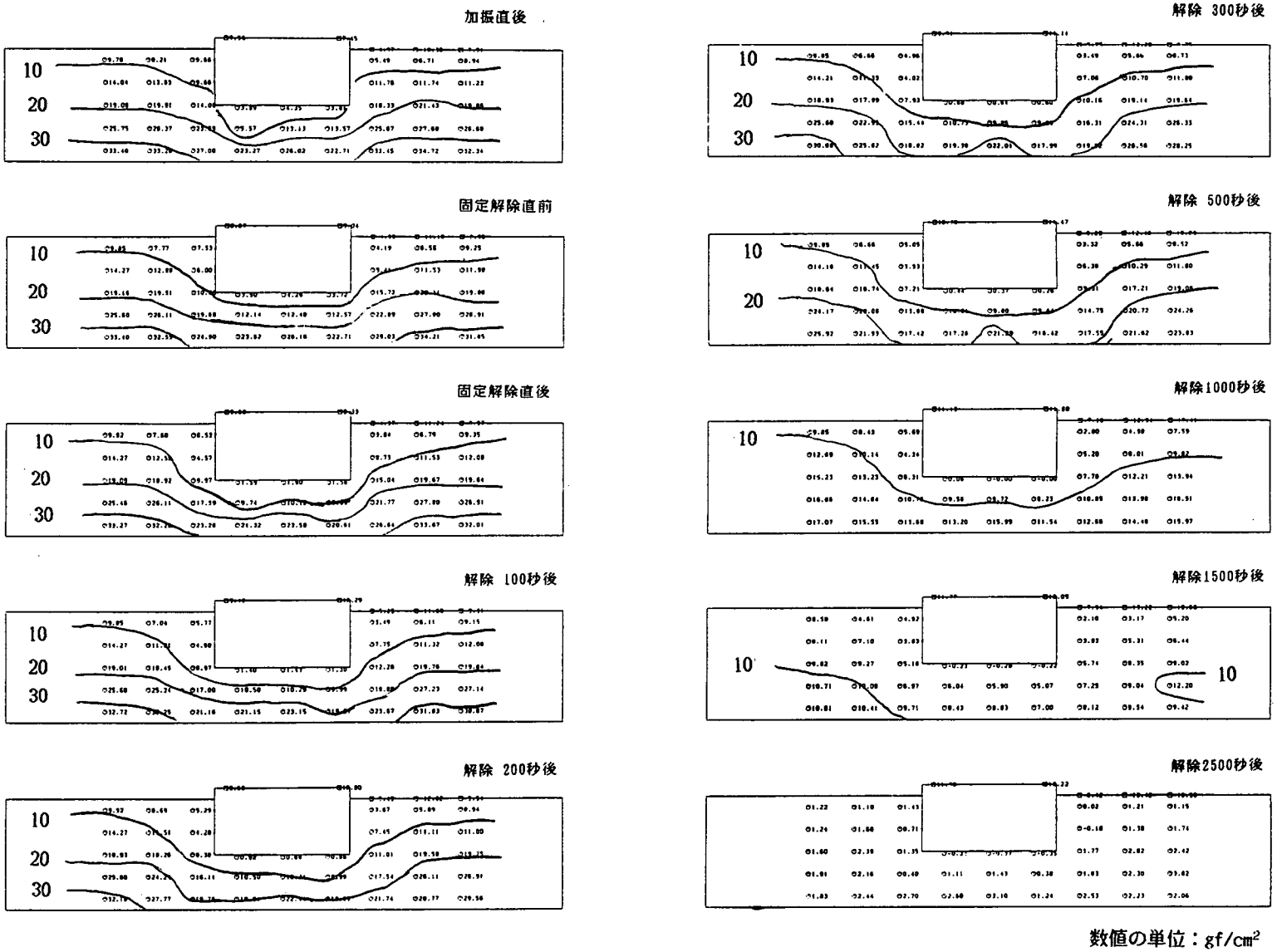
浮上がり安全率 Fu と掘割道路模型の浮上がり量（DVM 1 と DVM 2 の平均値）の時刻歴の例を図3.4.6に示す。

・Fu が1.0を下回っている場合に，掘割道路模型の浮上がりが進行する。過剰間隙水圧の消散が進んで Fu が1.0以上に回復すると，浮上がりが止まり，逆に沈下し始める。Fu は，浮上がりの有無を判定す



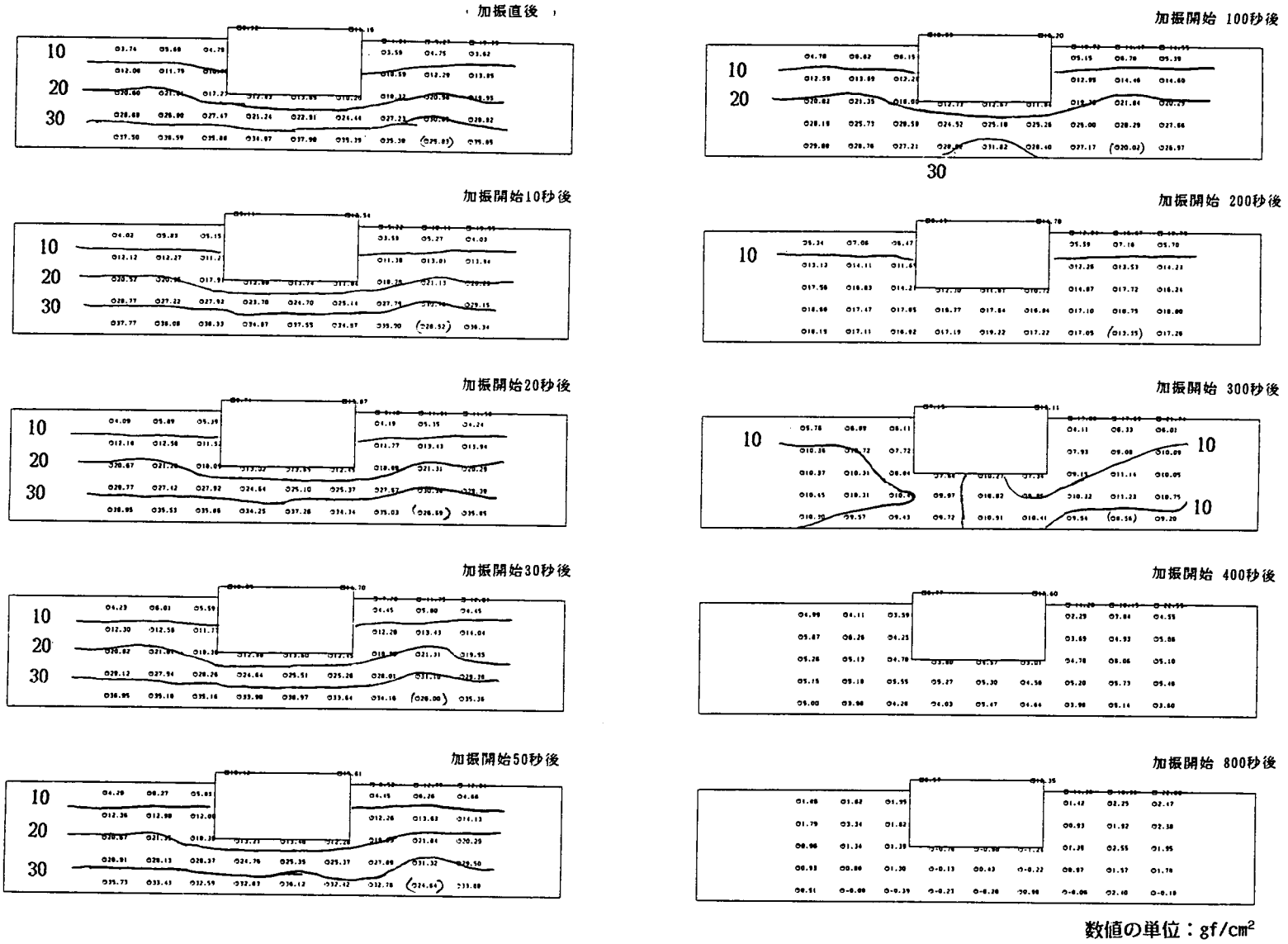
(1) モデル1，ステップ2 （γ_{eq}=1.5gf/cm³）

図3.4.5 過剰間隙水圧の断面内分布の時間変化



(2) モデル1，ステップ4 （γ_{eq}=1.1gf/cm³）

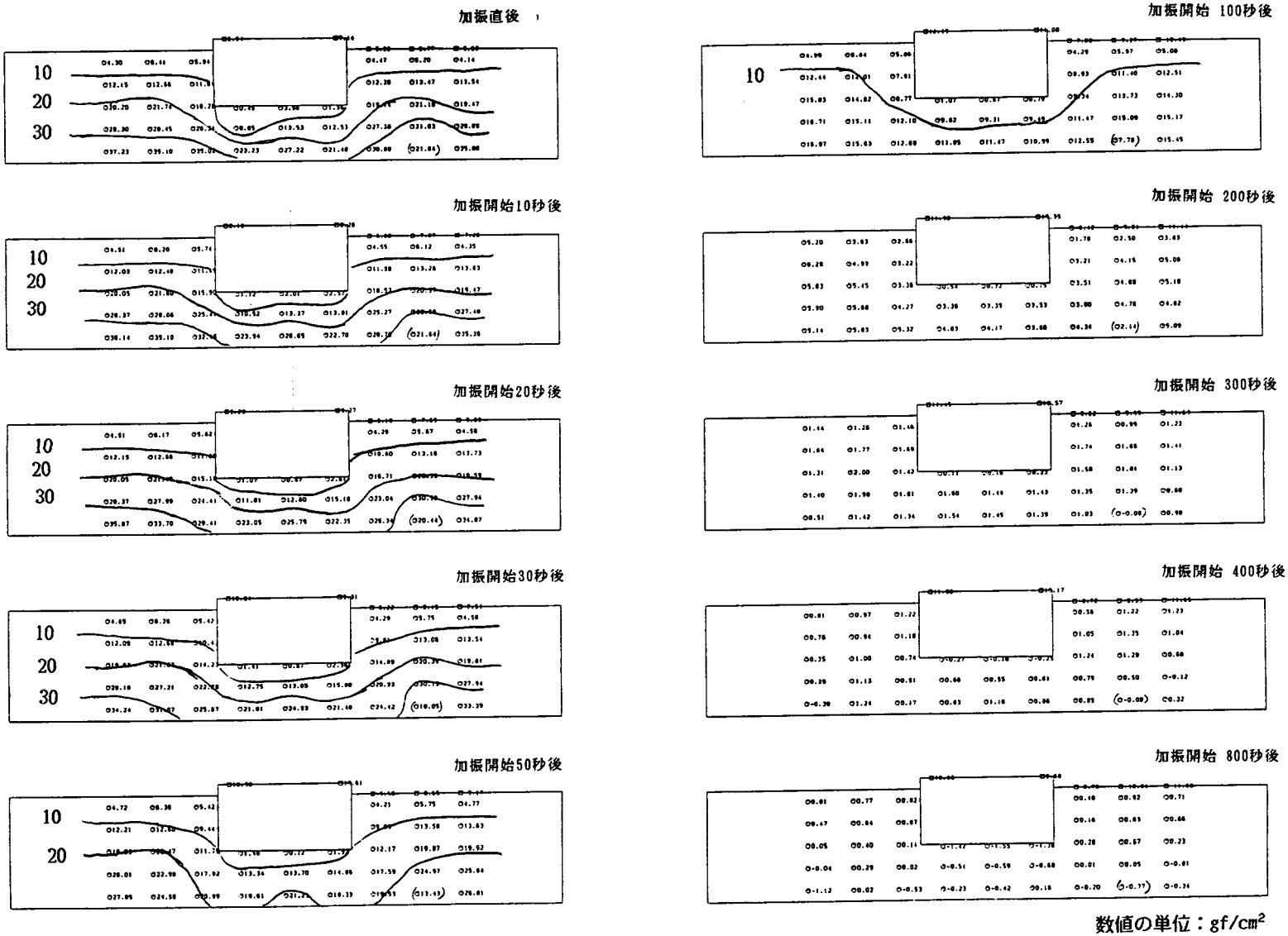
図3.4.5 過剰間隙水圧の断面内分布の時間変化



数値の単位：gf/cm²

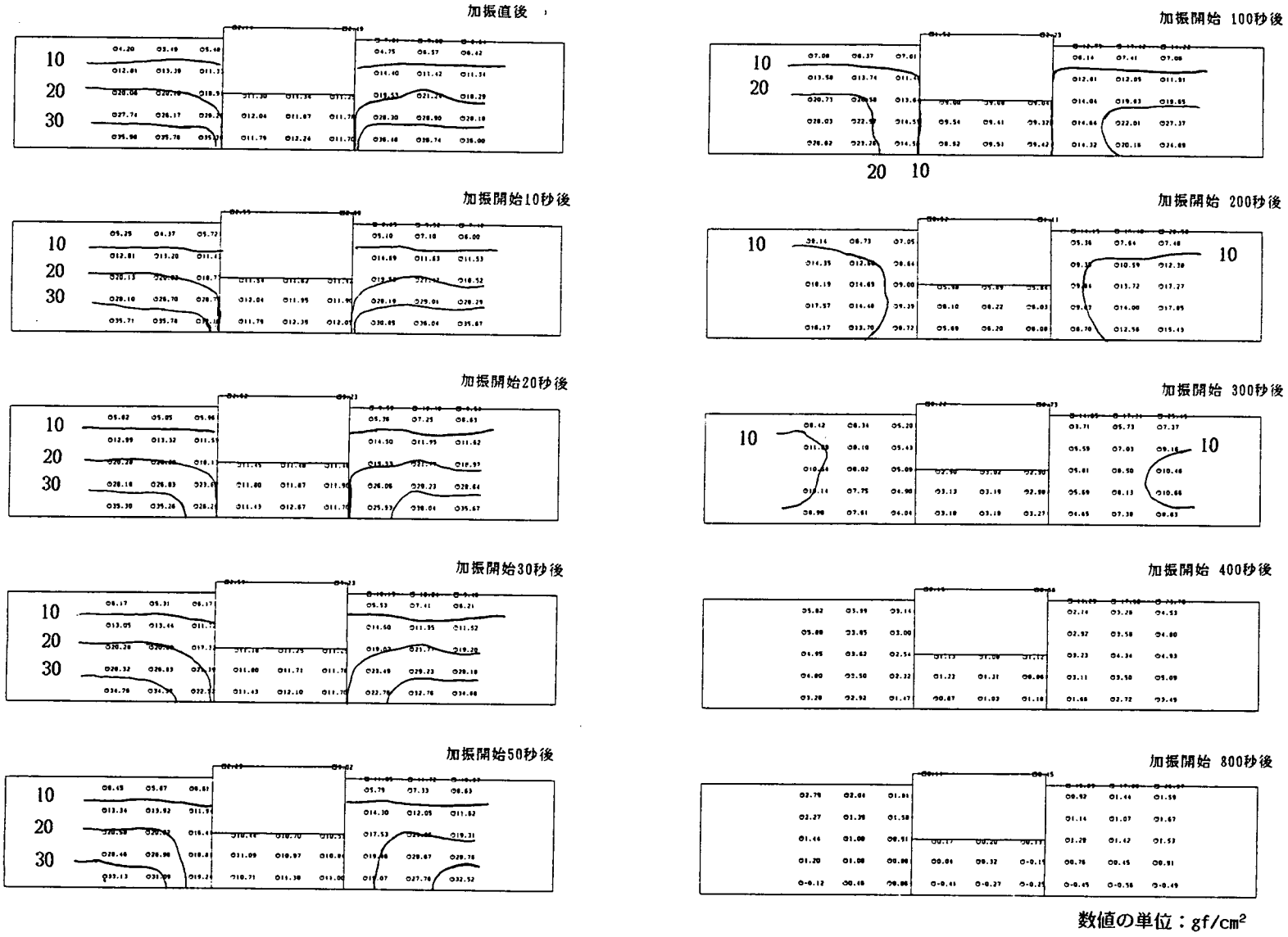
(3) モデル2，ステップ1 (γ_{eq}=1.5gf/cm³)

図3.4.5 過剰間隙水圧の断面内分布の時間変化



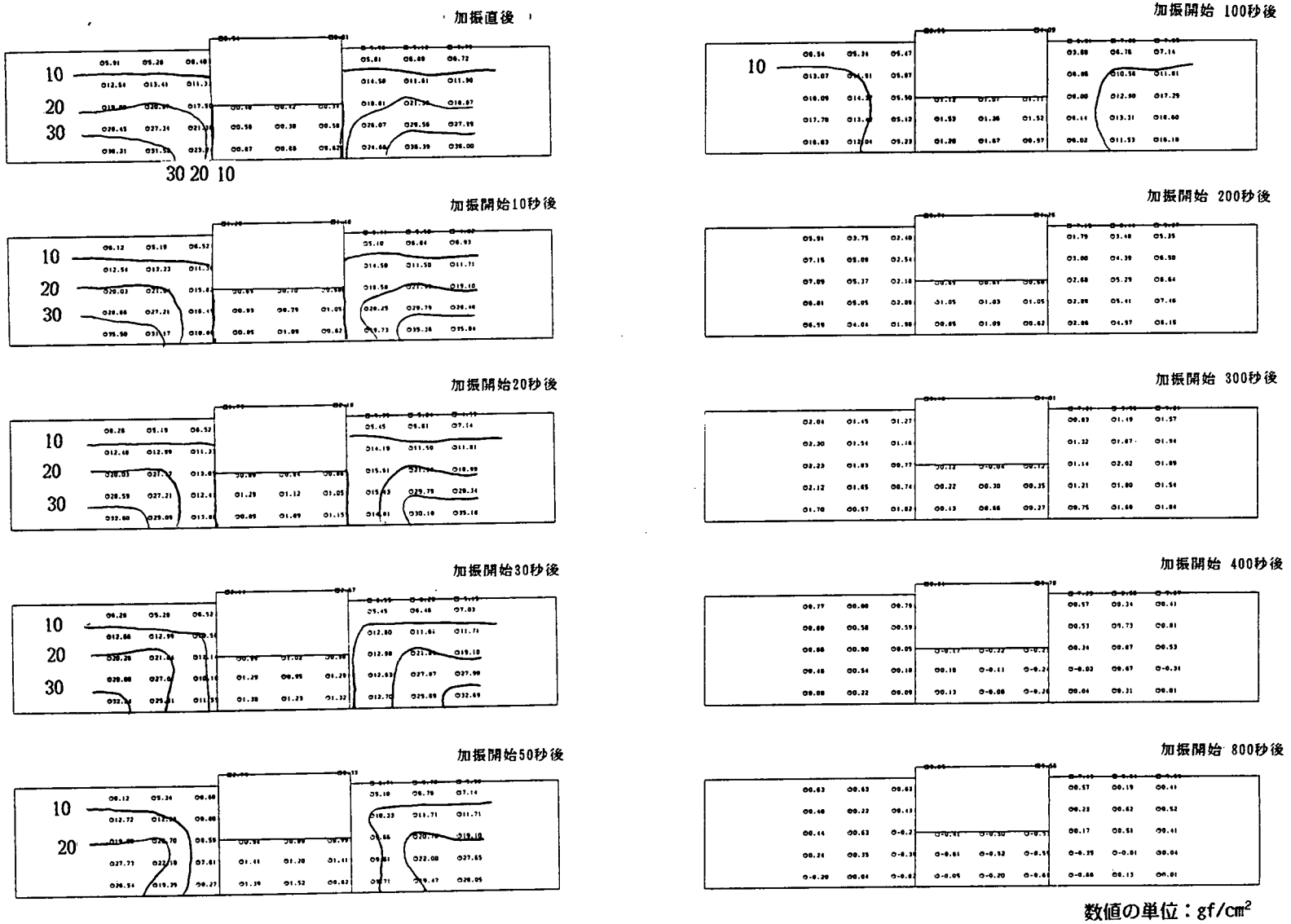
(4) モデル2，ステップ3 (γ_{eq}=1.1gf/cm³)

図3.4.5 過剰間隙水圧の断面内分布の時間変化



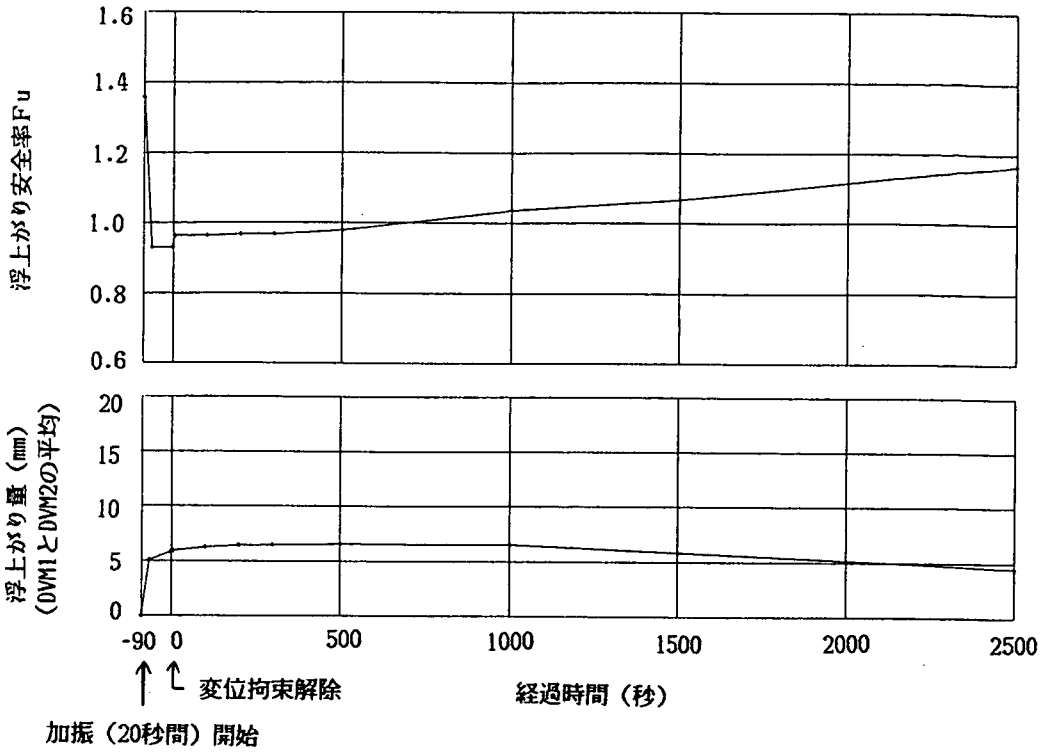
(5) モデル3，ステップ1 (γ_{eq}=1.5gf/cm³)

図3.4.5 過剰間隙水圧の断面内分布の時間変化

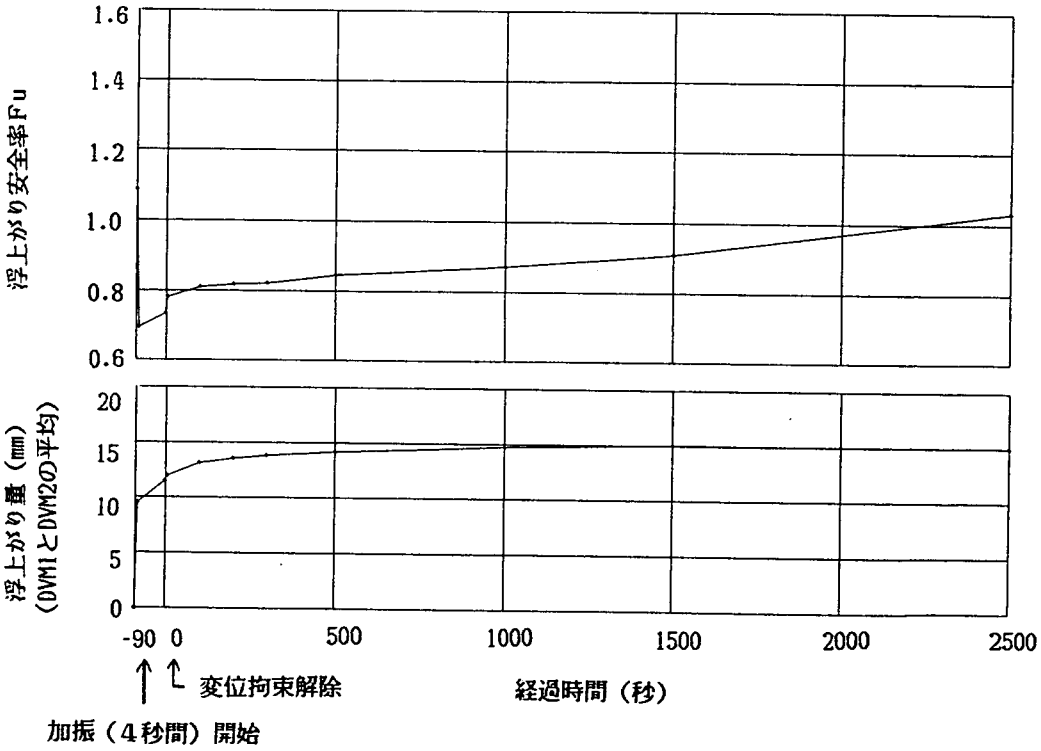


(6) モデル3，ステップ3 （γ_{eq}=1.1gf/cm³）

図3.4.5 過剰間隙水圧の断面内分布の時間変化

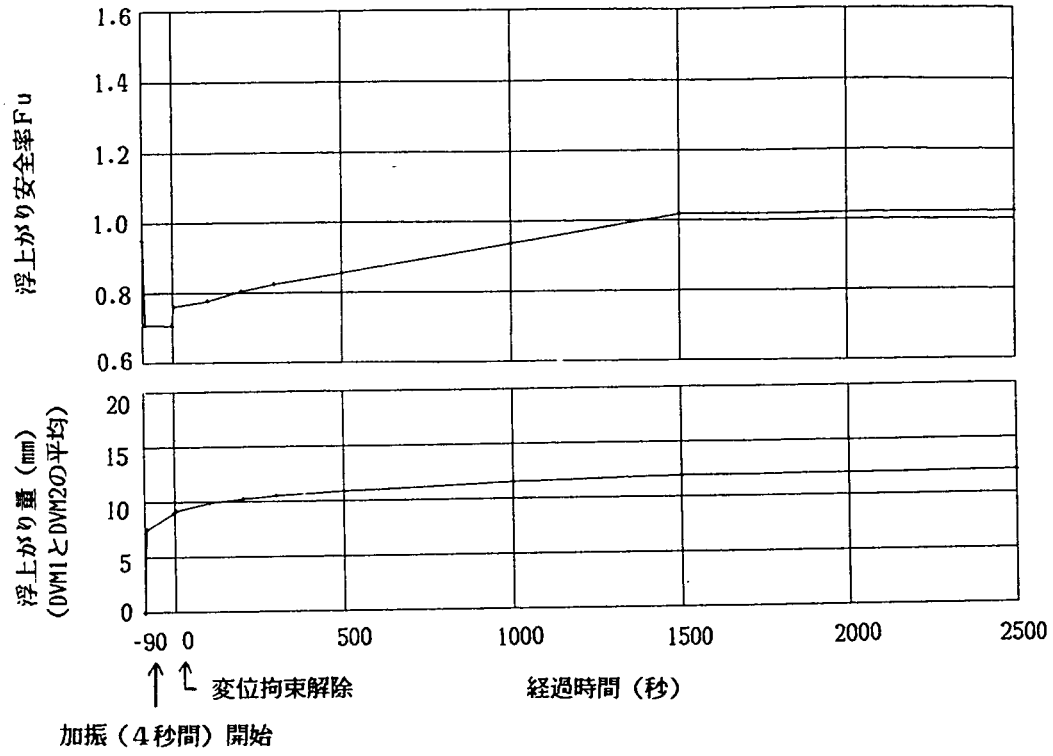


(1) モデル1，ステップ2（γ_{eq}=1.5gf/cm³）

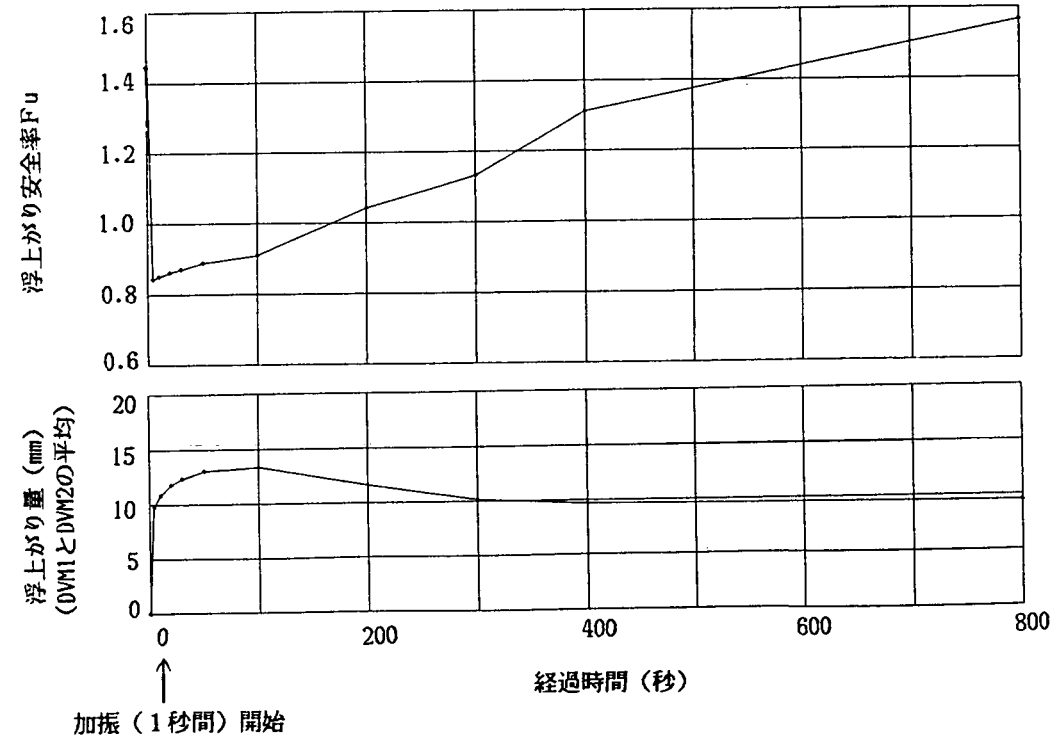


(2) モデル1，ステップ3（γ_{eq}=1.3gf/cm³）

図3.4.6 掘割道路模型の浮上がり安全率と浮上がり量の時間変化

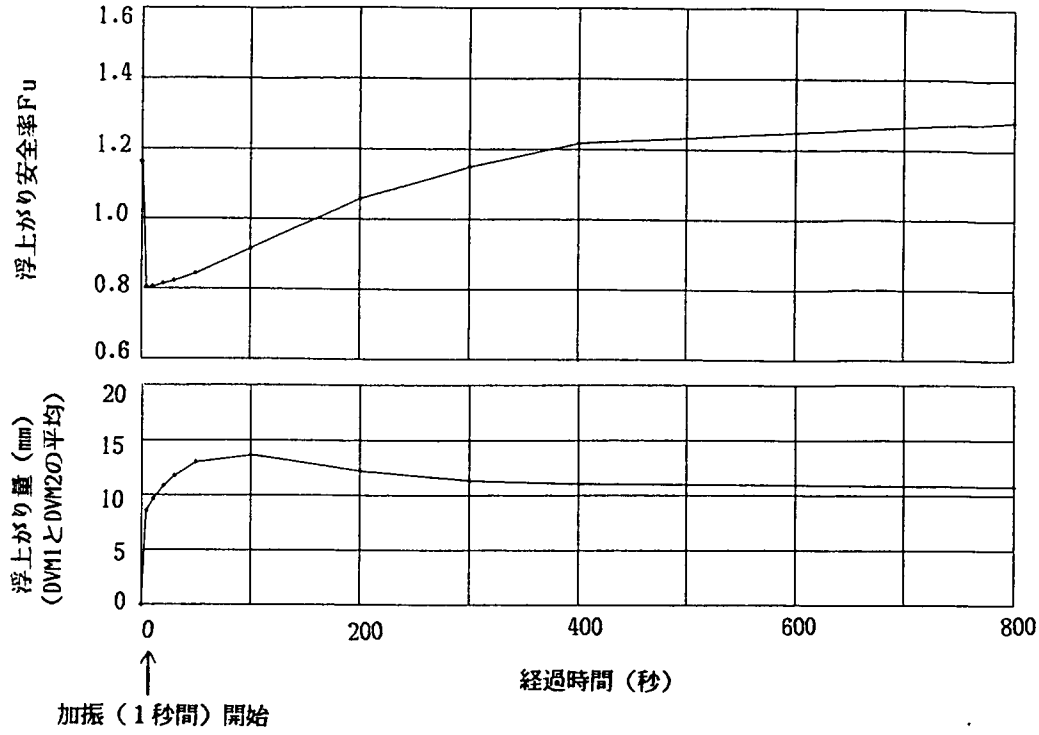


(3) モデル1，ステップ4 （γ_{eq}=1.1gf/cm³）

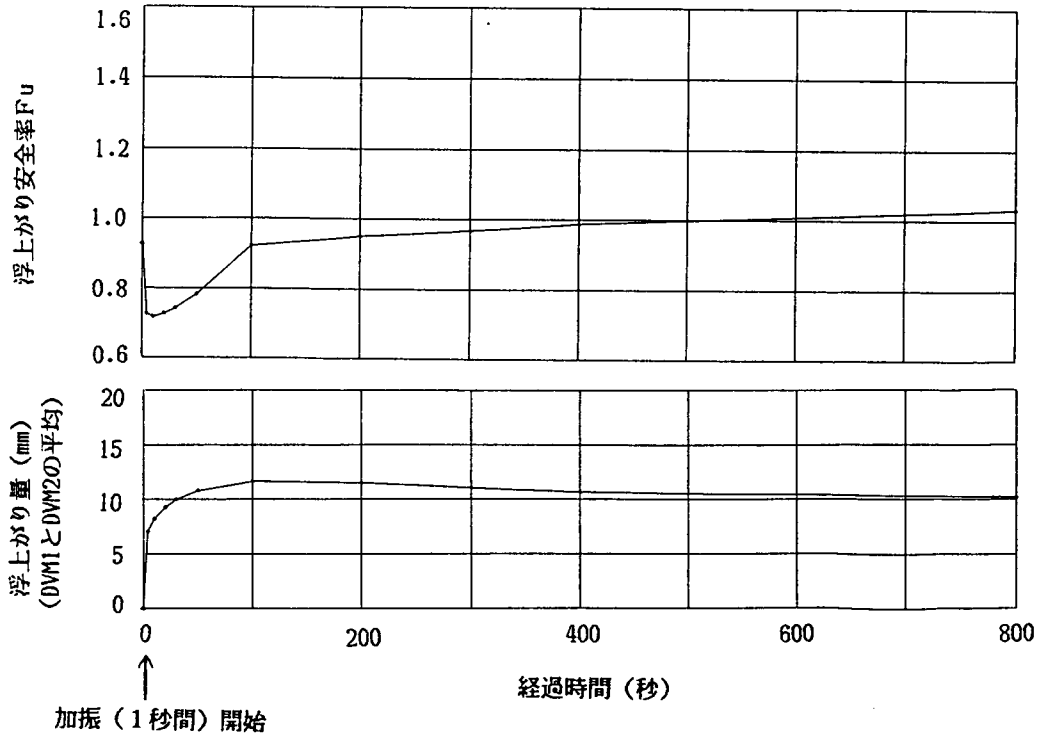


(4) モデル2，ステップ1 （γ_{eq}=1.5gf/cm³）

図3.4.6 掘割道路模型の浮上がり安全率と浮上がり量の時間変化

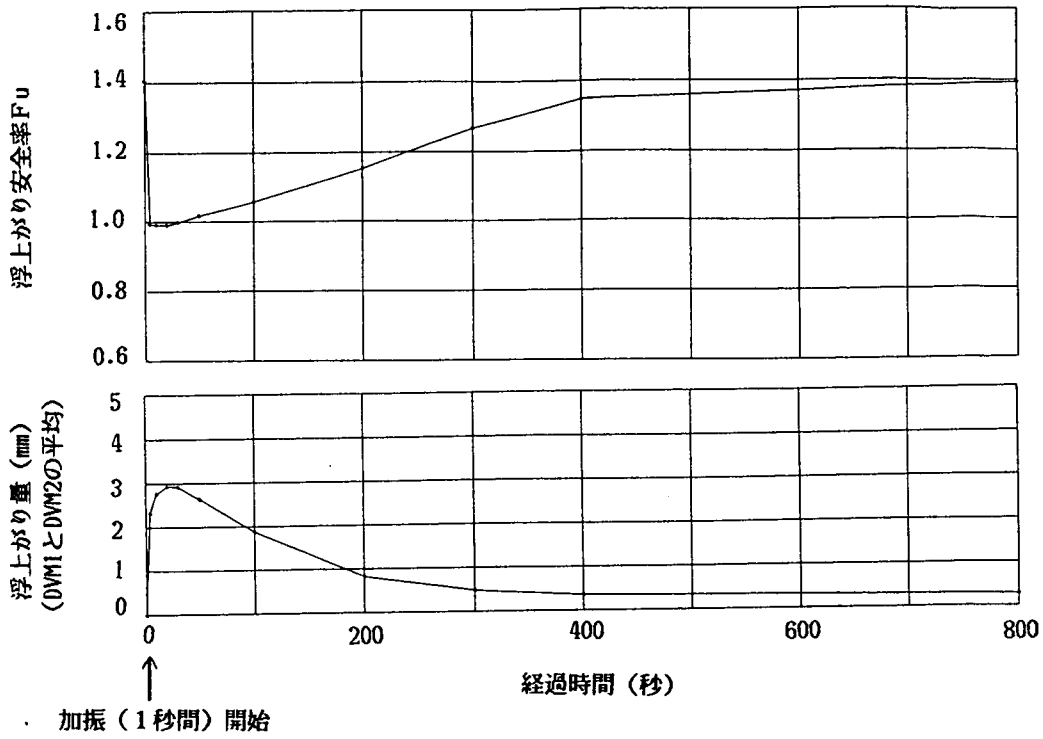


(5) モデル2，ステップ2 （γ_{eq}=1.3gf/cm³）

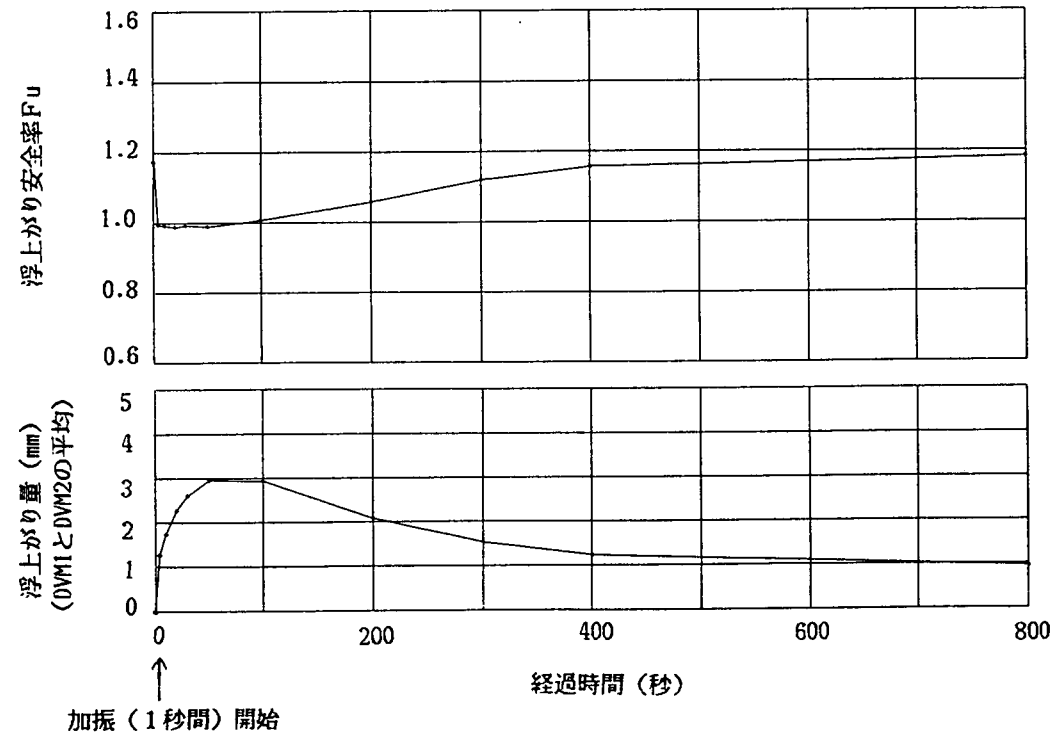


(6) モデル2，ステップ3 （γ_{eq}=1.1gf/cm³）

図3.4.6 掘割道路模型の浮上がり安全率と浮上がり量の時間変化

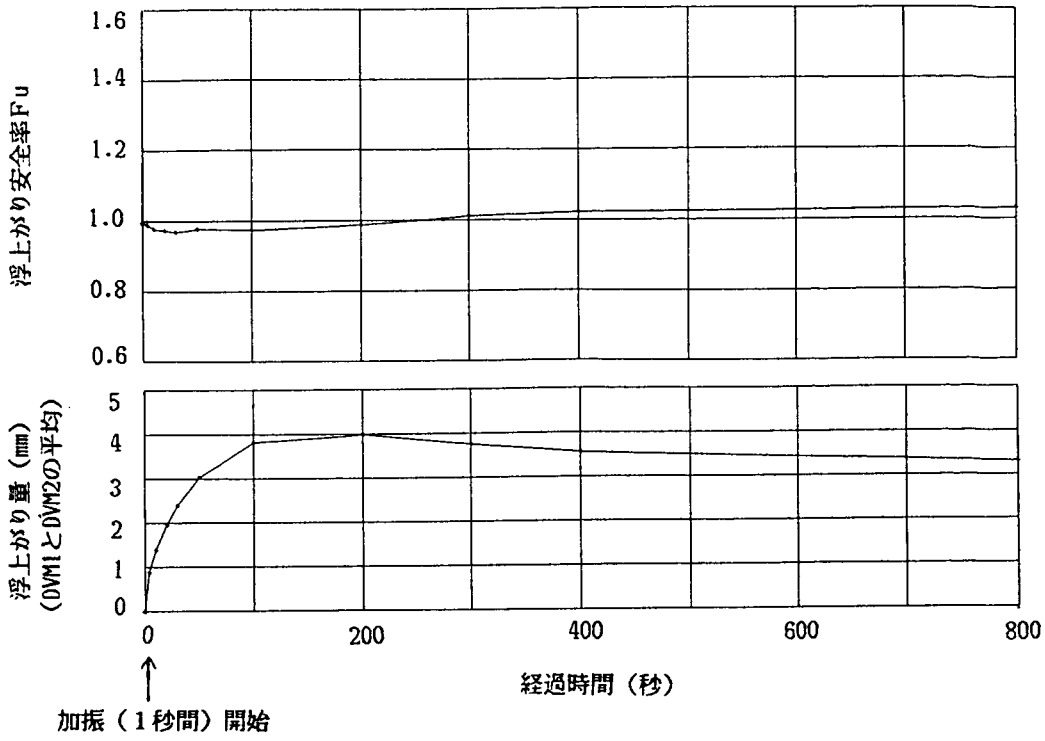


(7) モデル3，ステップ1 （γ_{eq}=1.5gf/cm³）



(8) モデル3，ステップ2 （γ_{eq}=1.3gf/cm³）

図3.4.6 掘割道路模型の浮上がり安全率と浮上がり量の時間変化



(9) モデル3，ステップ3 （γ_{eq}=1.1gf/cm³）

図3.4.6 掘割道路模型の浮上がり安全率と浮上がり量の時間変化

る指標として有効であると考えられる。

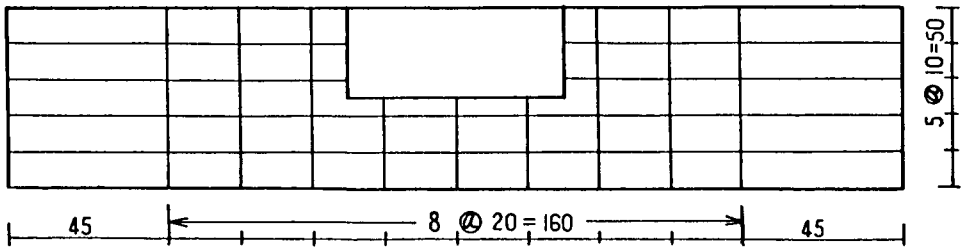
・掘割道路模型の見かけの単位体積重量 γ_{eq} が小さくなるほど，Fu が1.0以上に回復した際の沈下速度が小さく，また，沈下量が小さい。このような沈下が生じる原因として，掘割道路模型下方地盤に発生した過剰間隙水圧が消散する際の圧密沈下と，掘割道路模型と下方地盤との間にできた空隙を押しつぶすような形で掘割道路模型が沈下することの2点が考えられるが，どちらに関しても γ_{eq} が小さくなるほど沈下しにくくなることが予想され，実験結果と対応している。

・γ_{eq} が1.1 gf/cm³ の場合には，グリセリン水溶液の比重よりも掘割道路模型の見かけの比重が小さいために，Fu の計算値は加振前から1.0を若干下回っている。加振前に浮上がりが生じないのは，計算上はゼロと仮定した掘割道路模型側壁の摩擦抵抗 Q が下向きに作用しているためで，実際の Fu はほぼ1.0に等しい状態にあることが予想される。一方，加振後の過剰間隙水圧がほぼ消散した状態における Fu の計算値は1.0を若干上回っているが，これは Q が上向きに作用しているためで，実際の Fu は加振前と同様にほぼ1.0に等しい状態にあることが予想される。このように加振前後で Q の作用する向きが変わるのは，最終的には周辺地盤を引きずり込むように掘割道路模型が沈下するためと考えられる。

(3) 地盤の変形状況

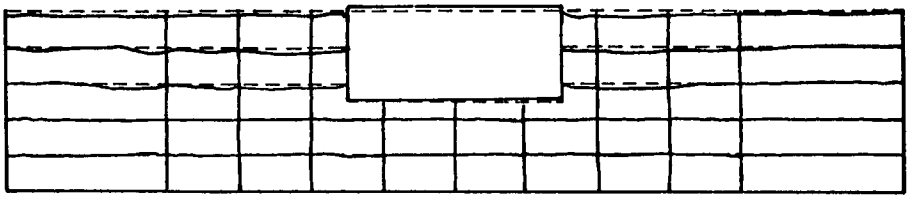
1）メッシュの変形状況

地盤内に描いたメッシュの変形状況を図3.4.7に示す。

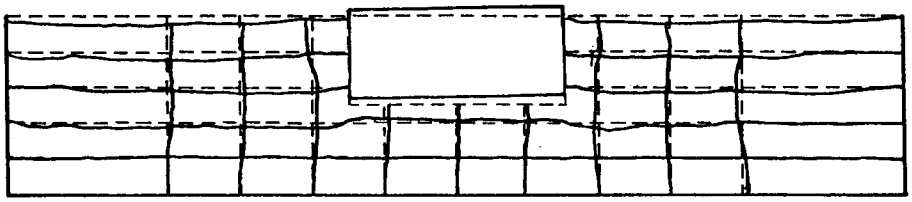


単位：cm
（1／20）

・STEP2



・STEP3



・STEP4

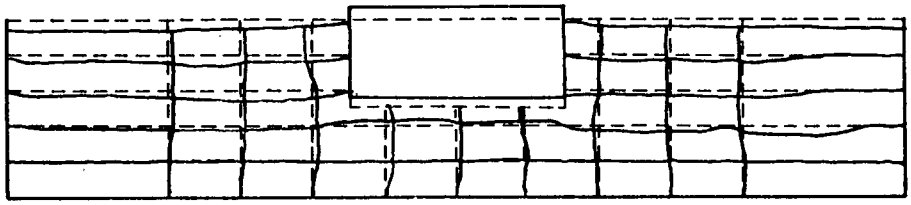
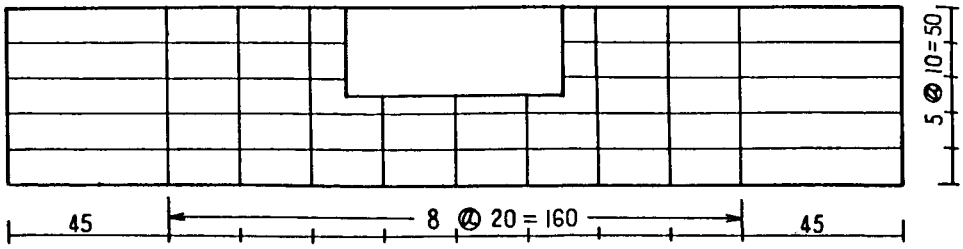
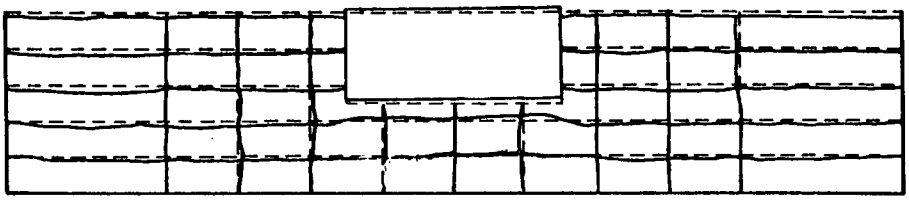


図3.4.7(1)　モデル1

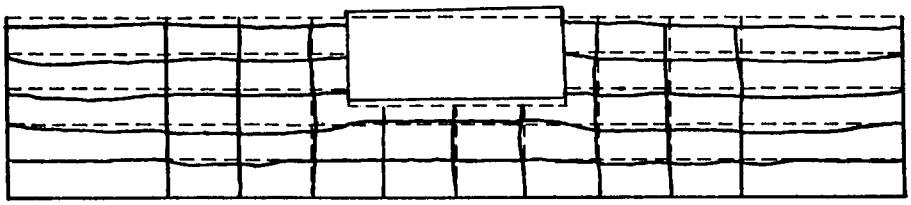


単位：cm
（1／20）

・STEP1



・STEP2



・STEP3

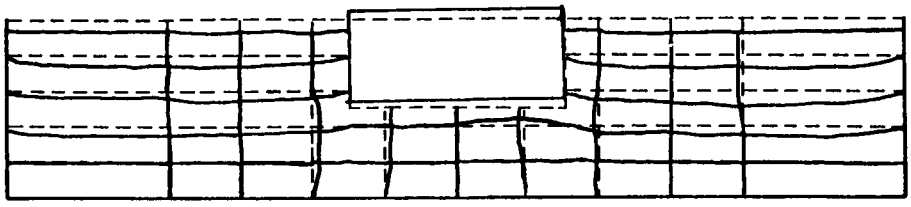
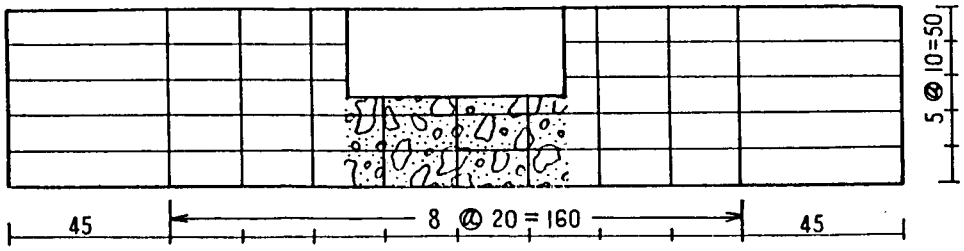
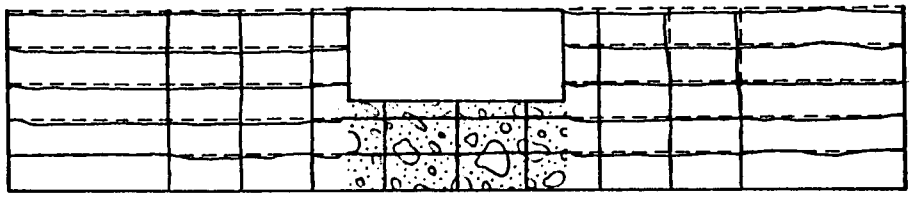


図 3.4.7(2)　モデル 2

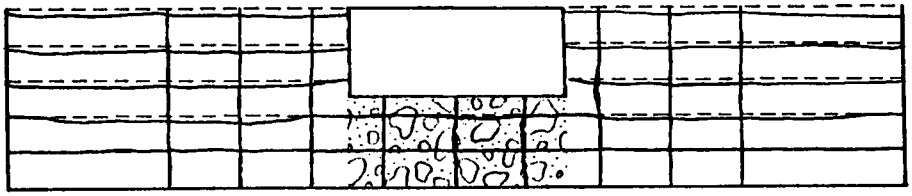


単位：cm
（1／20）

・STEP1



・STEP2



・STEP3

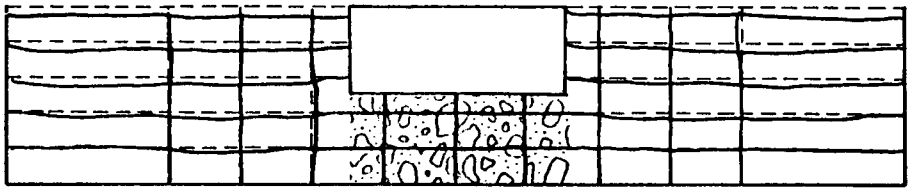


図 3.4.7(3)　モデル 3

・モデル１及び２では，掘割道路が浮上がるとともに掘割道路の下に周辺地盤がまわり込んでいる。

・モデル３では，ステップ２まではこのような周辺地盤のまわり込みはなく，水平地盤部の圧密沈下のみが生じている。ステップ３では，掘割道路模型左側の液状化砂層中の鉛直メッシュが変位しているが，他の鉛直メッシュがほとんど動いていないことから判断すると，この部分の記録にミスがあり，実際にはステップ２までと同様に周辺地盤のまわり込みは生じていないものと考えられる。

２）変位計による測定結果

加振中及び加振後の変位計による地盤の変形状況の概要を掘割道路模型の挙動とあわせて表3.4.3に示す。

・地盤の鉛直沈下量は，地中よりも地表面のほうが大きく，特に地中の変位に関しては，浮上がり方向に生じている場合もある。これらは，図3.4.3に示した変位計のバネの力が，液状化状態での地中あるいは地表の抵抗力よりも大きくなるためと考えられる。以下では，バネの影響を小さくするために，地中と地表の測定位置の差を無視して，それぞれの測定値の単純平均をとったものを地盤の鉛直沈下量としている。

・地盤中の水平変位は，モデル１ではステップ３以降の加振中と変位固定解除時に，また，モデル２ではステップ２以降の加振中に，掘割道路模型の下に地盤がまわり込む方向に生じた。一方，モデル３では

表3.4.3　掘割道路模型と地盤の変位状況

(1)　モデル１

加振ステップと模型の状態		掘割道路模型		地　盤	
		鉛直変位（平均値）	水平変位	鉛直変位	水平変位
2	加振中	4㎜浮上がり	2㎜移動した後、元に戻る 振幅0.5㎜	地表は4～7㎜、地中は1～4㎜沈下	（4～6㎜水平地盤側に移動）
	固定解除時	変化なし	変化なし	変化なし	変化なし
	固定解除後	1㎜浮上がった後、3㎜沈下	1㎜移動した後、元に戻る	地表は2～3㎜、地中は1～2㎜沈下（DVG2は浮上がり）	変化なし
3	加振中	9㎜浮上がり	1㎜移動 振幅2㎜	地表は5～9㎜、地中は3～5㎜沈下（DVG6は浮上がり）	1～3㎜掘割道路模型側に移動
	拘束解除時	1㎜浮上がり	変化なし	変化なし	1㎜さらに移動
	拘束解除後	3㎜浮上がり	1㎜さらに移動	地表は0～4㎜、地中は3～4㎜沈下（DVG2は浮上がり）	若干さらに移動
4	加振中	9㎜浮上がり	移動なし 振幅1㎜	地表は5～11㎜、地中は1～4㎜沈下	3～4㎜掘割道路模型側に移動
	拘束解除時	若干浮上がり	変化なし	変化なし	若干さらに移動
	拘束解除後	3㎜浮上がり	1㎜移動した後、元に戻る	地表は1～4㎜、地中は3～4㎜沈下（DVG2は浮上がり）	若干さらに移動
5	加振中	3㎜浮上がり	移動なし 振幅1㎜	地表は2～3㎜、地中は0～2㎜沈下	2㎜掘割道路模型側に移動
	加振後	1㎜浮上がった後、1㎜沈下	変化なし	地表は1～2㎜、地中も1～2㎜沈下（DVG2は浮上がり）	変化なし

注）ステップ１はデータなし

表3.4.3 つ づ き

(2) モデル2

加振ステップと模型の状態		掘割道路模型		地盤	
		鉛直変位（平均値）	水平変位	鉛直変位	水平変位
1	加振中	9mm浮上がり	1mm移動 振幅1.5mm	地表は4～10mm、 地中は7～10mm沈下 （DVG6は変化なし）	変化なし
	加振後	4mm浮上がった後、 4mm沈下	2mmさらに移動	地表は9～12mm、 地中は3～8mm沈下	変化なし
2	加振中	8mm浮上がり	1mm移動 振幅1.5mm	地表は6～9mm、 地中は2～6mm沈下	DHG2のみ2mm掘割道路模型側へ移動
	加振後	5mm浮上がった後、 4mm沈下	元に戻る	地表は5～8mm、 地中は3～4mm沈下	変化なし
3	加振中	6mm浮上がり	1mm移動 振幅1.5mm	地表は6～7mm、 地中は2～6mm沈下	DHG2のみ4mm掘割道路模型側へ移動
	加振後	6mm浮上がった後、 1mm沈下	変化なし	地表は3～6mm、 地中も2～3mm沈下	変化なし

(3) モデル3

加振ステップと模型の状態		掘割道路模型		地盤	
		鉛直変位（平均値）	水平変位	鉛直変位	水平変位
1	加振中	2mm浮上がり	1mm移動 振幅2mm	地表は6～9mm、 地中は3～4mm沈下	変化なし
	加振後	1mm浮上がった後、 2.5mm沈下	変化なし	地表は8～22mm、 地中は1～2mm沈下 （DVG2は浮上がり）	変化なし
2	加振中	1mm浮上がり	若干移動 振幅2mm	地表は6～7mm、 地中は2～3mm沈下 （DVG2は浮上がり）	変化なし
	加振後	2mm浮上がった後、 1mm沈下	1mm移動	地表は4～8mm、 地中は1mm程度沈下 （DVG2は浮上がり）	変化なし
3	加振中	1mm浮上がり	1mm移動 振幅2mm	地表は4～6mm、 地中は1～2mm沈下	変化なし
	加振後	3mm浮上がった後、 1mm沈下	変化なし	地表は2～6mm、 地中は1mm程度沈下 （DVG2は浮上がり）	変化なし
4	加振中	6mm浮上がり	2mm移動 振幅2mm	地表は5～13mm、 地中は1mm程度沈下 （DVG2は浮上がり）	（2mm水平地盤側に移動）
	加振後	1mm浮上がった後、 1mm沈下	変化なし	地表は3～4mm、 地中は若干沈下 （DVG2は浮上がり）	変化なし

水平変位は全く生じなかった。これらは，1)で述べたメッシュの変形状況と対応する。

3）模型解体時の状況

各モデルの解体時に，掘割道路模型とその下の地盤の状況を調べた結果を図3.4.8に示す。

・いずれのモデルでも，掘割道路模型とその下の地盤の間に空隙が浅されていた。これは，掘割道路模型が浮上がった際にできた空隙に，側方から砂が崩れ込んだためと考えられる。

(4) 地盤変形成分と空隙成分の分離

1）変位計による測定結果の信頼性

モデル2の掘割道路模型の浮上がり量と水平地盤部の沈下量の，変位計と標尺による測定値のそれぞれの平均値の比較を表3.4.4に示す。2通りの測定法による各ステップの最終値がほぼ対応していることから，変

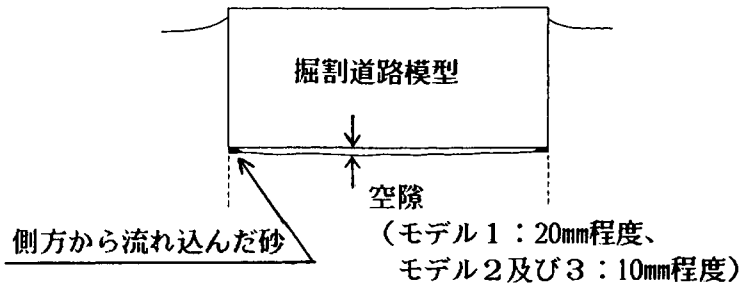


図3.4.8　模型解体時の状況

表3.4.4　変位計と標尺による測定値の比較（モデル２）

		ステップ１	ステップ２	ステップ３	備考
掘割道路模型の最終浮上がり量（mm）	変位計	9.5	10.8(20.3)	10.1(30.4)	DVM1及びDVM2の平均
	標尺	9	12 (21)	10 (31)	測点5,6,15,16の平均
水平地盤部の最終沈下量（mm）	変位計	15.3	10.8(26.1)	8.2(34.3)	DVG1～6の平均
	標尺	15	9 (24)	9 (33)	測点1～4,7～14,17～20の平均

注）カッコ内の数値は累積値

位計による鉛直変位の測定値は，途中の段階においてもほぼ信頼できるものと考えられる。

2）掘割道路模型の浮上がり量と水平地盤部の沈下量の定式化

掘割道路模型の浮上がり量 $\Delta H1$ は，地盤変形による浮上がり量 $y1$ と空隙ができることによる浮上がり量 z の和から，掘割下方の地盤の圧密沈下量 $x1$ を差し引いたものとなる。また，水平地盤部の沈下量 $\Delta H2$ は，水平地盤部の圧密沈下量 $x2$ と地盤変形による沈下量 $y2$ の和として表される。

$$\Delta H1 = -x1 + y1 + z \quad \text{（浮上がりが正）} \quad \cdots\cdots (3.4.2)$$

$$\Delta H2 = x2 + y2 \quad \text{（沈下が正）} \quad \cdots\cdots (3.4.3)$$

さらに，掘割道路模型の幅を $L1$（＝60 cm），水平地盤部の幅を $L2$（＝190 cm）とすると，地盤変形量の釣合より次式が得られる。

$$L1 \cdot y1 = L2 \cdot y2 \quad \cdots\cdots (3.4.4)$$

また，地盤の圧密沈下量が層厚に比例するものと仮定すると，掘割下方地盤の圧密沈下量 $x1$ と水平地盤部の圧密沈下量 $x2$ の比は，掘割下方地盤の層厚 $H1$（＝25 cm とする）と水平地盤部の層厚 $H2$（＝50 cm とする）の比に等しい。

$$x1/x2 = H1/H2 \quad \cdots\cdots (3.4.5)$$

$\Delta H1$ 及び $\Delta H2$ が測定値として既知の場合，5 つの未知数に対して関係式が 4 つしかないため，地盤変形成分と空隙成分を分離するためには何らかの条件を 1 つ追加する必要がある。

3）モデル 2 における地盤変形成分と空隙成分の分離

実験後の解体時に，掘割道路模型と掘割下方地盤の間に 10 mm 程度の空隙が観察された（図 3.4.8 参照）

ことを用いて，地盤変形成分と空隙成分の分離を行う。

まず，加振中あるいは加振後のある時点 T までは地盤の変形を伴う掘割道路模型の浮上がりのみが進行し，その後は地盤の変形を伴わない浮上がりのみが進行するものと仮定する。すると，時点 T において $z(T)=0$ とすることにより，式 (3.4.2)～(3.4.5) を用いて $x1(T)$，$x2(T)$，$y1(T)$，$y2(T)$ を求めることができる。また，時点 T 以降では $y1$ 及び $y2$ が変化しないことから，変位計による最終値を $\Delta H1_{FINAL}$，$\Delta H2_{FINAL}$ とし，$y1(T)$ と $i2(T)$ を $y1_{FINAL}$，$y2_{FINAL}$ として代入することにより，式 (3.4.2)，(3.4.3)，(3.4.5) を用いて最終的な空隙発生量 z_{FINAL} を求めることができる。

時刻歴によれば，掘割道路模型は加振中に急速に浮上がり，加振終了後は浮上がり速度が低下して，ある時点で浮上がり量が最大となった後，沈下が生じる。そこで，3回の加振ステップのそれぞれにおいて，上記の時点 T が加振開始後3秒（加振終了直後），20秒（掘割道路模型がゆっくり浮上がっている途中の段階），100秒（掘割道路模型の浮上がりがほぼ最大になった段階）のいずれかであったものとして z_{FINAL} を計算した結果を表3.4.5に示す。

3回の加振ステップの z_{FINAL} の和は，解体時の空隙に等しくなるはずである。時点 T が各ステップの加振開始後3秒であったとすると z_{FINAL} の和は 14.0 mm となり，20秒であったとすると 5.4 mm となる。解体時の空隙が 10 mm 程度であったことから，時点 T は，平均的には加振開始後3秒と20秒の間にあることになる。これより，地盤の変形を伴う掘割道路の浮上がりは加振中から加振終了直後にかけて比較的急速に生じ，地盤の変形を伴わない浮上がりは加振終了後に比較的ゆっくりと生じていることが予想される。

時点 T を加振開始後3秒と仮定したときの地盤変形成分と空隙成分の計算結果を表3.4.6に，これらの時間変化を図3.4.9に示す。これらによれば，いずれの加振ステップでも，浮上がり量が最大になった後の沈下過程において，空隙が 1～2 mm 程度縮小していることになる。時点 T が加振開始後20秒であったと仮定したときの計算結果を表3.4.7に示すが，この場合も同様である。空隙部分が最大になったときに側面の砂

表3.4.5　時点Tを変えた場合の地盤変計成分と空隙成分の最終値（モデル2）

	ステップ1			ステップ2			ステップ3		
仮定時点T	3秒	20秒	100秒	3秒	20秒	100秒	3秒	20秒	100秒
⊿H1(T)	9.5	11.7	13.4	8.3	10.8	13.7	6.8	9.1	11.6
⊿H2(T)	6.6	8.5	11.7	6.2	7.1	9.2	5.2	5.7	7.2
x1(T)	1.6	2.1	3.2	1.6	1.6	2.1	1.3	1.2	1.5
x2(T)	3.1	4.1	6.4	3.1	3.2	4.2	2.6	2.4	3.1
y1(T)	11.1	13.8	16.6	9.8	12.4	15.8	8.1	10.3	13.1
y2(T)	3.5	4.4	5.3	3.1	3.9	5.0	2.6	3.3	4.1
⊿H1FINAL	9.5	←	←	10.8	←	←	10.1	←	←
⊿H2FINAL	15.3	←	←	10.8	←	←	8.2	←	←
x1FINAL	5.9	5.5	5.0	3.9	3.5	2.9	2.8	2.5	2.1
x2FINAL	11.8	10.9	10.0	7.7	6.9	5.8	5.6	4.9	4.1
zFINAL	4.3	1.2	-2.1	4.9	1.9	-2.1	4.8	2.3	-0.9

注）数値の単位はmm、⊿H1及び⊿H2は変位計の平均値

表3.4.6　時点Tが加振開始後３秒と仮定した場合の地盤変形成分と空隙成分（モデル２）

	ステップ１				ステップ２				ステップ３			
計算時点	３秒	20秒	100秒	最終	３秒	20秒	100秒	最終	３秒	20秒	100秒	最終
⊿H1	9.5	11.7	13.4	9.5	8.3	10.8	13.7	10.8	6.8	9.1	11.6	10.1
⊿H2	6.6	8.5	11.7	15.3	6.2	7.1	9.2	10.8	5.2	5.7	7.2	8.2
x1	1.6	2.1	3.7	5.5	1.6	1.6	2.7	3.5	1.3	1.2	2.0	2.5
x2	3.1	4.1	7.3	10.9	3.1	3.2	5.3	6.9	2.6	2.4	3.9	4.9
y1	11.1	13.8	←	←	9.8	12.4	←	←	8.1	10.3	←	←
y2	3.5	4.4	←	←	3.1	3.9	←	←	2.6	3.3	←	←
z	0	0	3.3	1.2	0	0	4.0	1.9	0	0	3.3	2.3

注）数値の単位はmm、⊿H1及び⊿H2は変位計の平均値

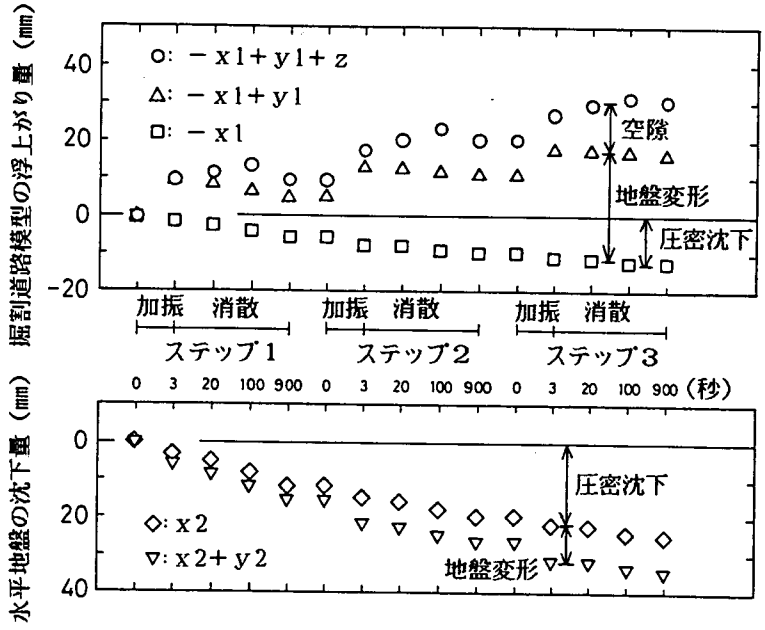


図3.4.9　時点Tが加振開始後３秒と仮定した場合の地盤変形成分と空隙成分の時間変化（モデル２）

表3.4.7　時点Tが加振開始後20秒と仮定した場合の地盤変形成分と空隙成分（モデル２）

	ステップ１				ステップ２				ステップ３			
計算時点	３秒	20秒	100秒	最終	３秒	20秒	100秒	最終	３秒	20秒	100秒	最終
⊿H1	9.5	11.7	13.4	9.5	8.3	10.8	13.7	10.8	6.8	9.1	11.6	10.1
⊿H2	6.6	8.5	11.7	15.3	6.2	7.1	9.2	10.8	5.2	5.7	7.2	8.2
x1	1.6	2.5	4.1	5.9	1.6	2.0	3.1	3.9	1.3	1.6	2.3	2.8
x2	3.1	5.0	8.2	11.8	3.1	4.0	6.1	7.7	2.6	3.1	4.6	5.6
y1	11.1	←	←	←	9.8	←	←	←	8.1	←	←	←
y2	3.5	←	←	←	3.1	←	←	←	2.6	←	←	←
z	0	3.1	6.4	4.3	0	3.0	7.0	4.9	0	2.6	5.8	4.8

注）数値の単位はmm、⊿H1及び⊿H2は変位計の平均値

がどの程度崩れ，その後掘割道路模型が沈下する際に，この崩れた部分がどの程度圧縮されるかによって，空隙の縮小量は変化するものと考えられる。

4）地盤の水平変位との対応

モデル2では，ステップ2及び3でそれぞれ2 mm，4 mm程度の掘割道路模型近傍の地盤内の水平変位（*DHG*2，掘割道路模型からの水平距離5 cm)が，加振中に生じた。これからも，3)と同様に，地盤の変形を伴う掘割道路の浮上がりは主に加振中に生じていることが予想される。

しかし，ステップ1で水平変位が生じなかったことは3)の結果と対応せず，また，ステップ2及び3で生じた水平変位の大きさも表3.4.6及び表3.4.7の地盤変形による浮上がり量 $y1$ が8～12 mm程度であったことと比べるとかなり小さい。図3.4.10の時刻歴を見ると，変位計による水平変位は滑らかでなく階段状に生じているが，これは変位計とターゲットと結ぶ糸の動きがチューブ内での摩擦により拘束されていたことによるものと考えられ，水平変位量は必ずしも正確には測定されていないことが予想される。

なお，図3.4.7(2)を見ると，掘割道路模型からの水平距離10 cmの位置の鉛直メッシュは，ステップ2及び3でそれぞれ1 cm程度掘割道路側へ水平変位している。一方，変位計による測定値は，掘割道路模型からの水平距離5 cm（*DHG*2）では先に述べたようにステップ2及び3でそれぞれ2 mm，4 mm程度で，水平距離15 cm（*DHG*1）では変位が生じていない。側面のメッシュの変形が内部の地盤の変形に等しいものとすれば，変位計による測定値は実際よりもかなり小さめになっていることになり，上記の予想と対応する。

5）モデル3の結果

モデル3の掘割道路模型の浮上がり量と水平地盤部の沈下量の，変位計と標尺による測定値の平均値の比較を表3.4.8に示す。2通りの測定法による各ステップの最終値がほぼ対応していることから，変位計による鉛直変位の測定値は，モデル2の場合と同様に途中の段階においてもほぼ信頼できるものと考えられる。

モデル3では，掘割道路模型下方の砕石に描いたメッシュには変形が見られなかったこと(図3.4.7参照)，及び砕石中の過剰間隙水圧が周辺の液状化砂層よりもかなり小さいこと（図3.4.5参照）から，掘割道路模型の浮上がりは空隙成分のみで，地盤変形成分はほとんどなかったものと考えられる。

この場合に，砕石と液状化砂層の地盤変形成分を無視して（$y1=y2=0$)，さらに砕石の圧密沈下量が無視する（$x1=0$)と，ステップ4のあとの最終的な空隙は表3.4.8より10 mm程度であったことになるが，これは，実験後の解体時に掘割道路模型と掘割下方地盤の間に10 mm程度の空隙が観察されたこと(図3.4.8参

表3.4.8　変位計と標尺による測定値の比較（モデル3）

		ステップ1	ステップ2	ステップ3	ステップ4	備考
掘割道路模型の最終浮上がり量（mm）	変位計	0.5	0.9(1.4)	3.3(4.7)	5.8(10.5)	計算方法は表3.4.4と同じ
	標尺	0	2 (2)	3 (5)	5 (10)	
水平地盤部の最終沈下量（mm）	変位計	14.0	8.2(22.2)	5.9(28.1)	7.6(35.7)	
	標尺	14	7 (21)	7 (28)	8 (36)	

注）カッコ内の数値は累積値

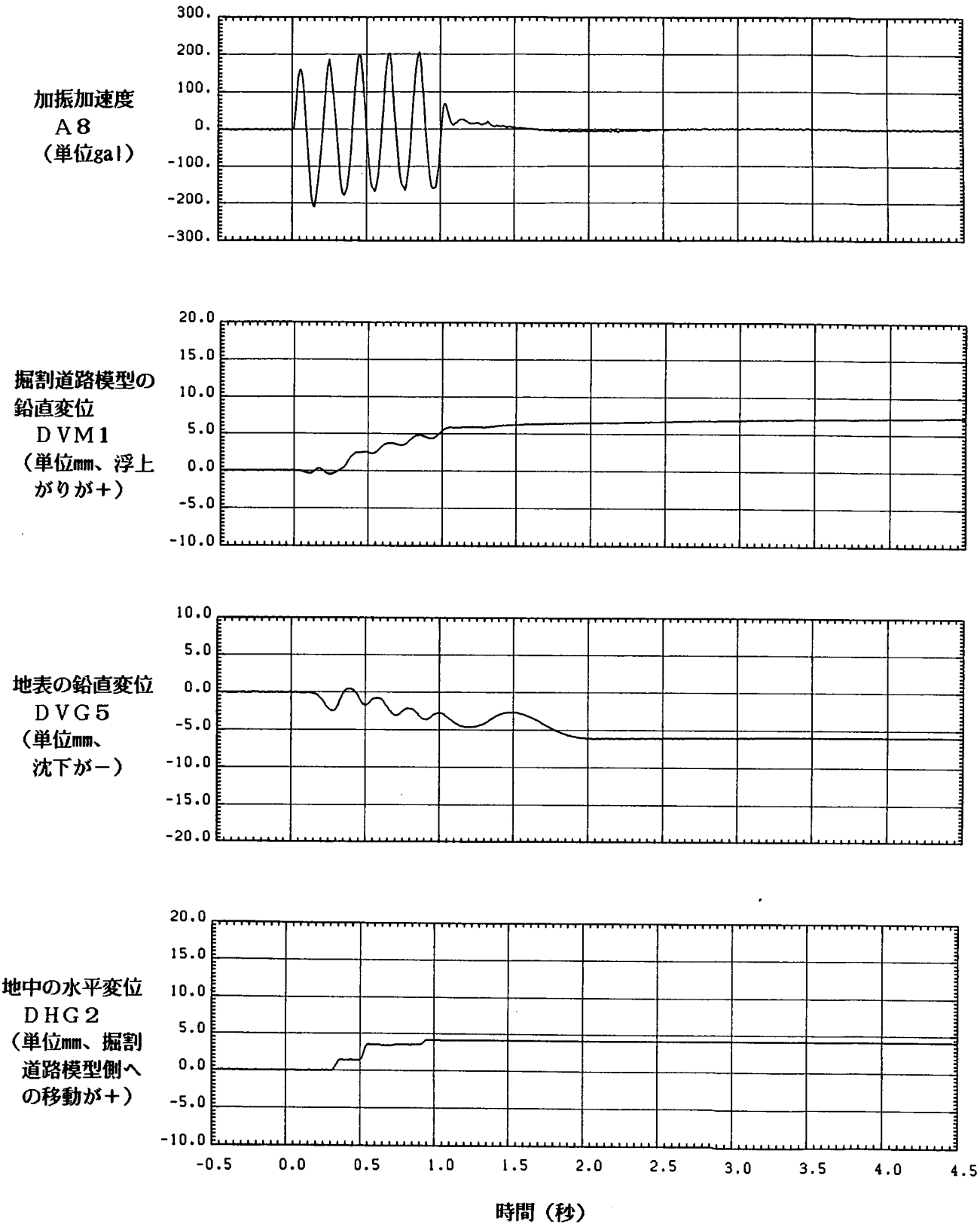


図3.4.10　変位計による測定時刻歴の例（モデル２，ステップ３）

照）と対応する。また，水平地盤部のステップ1～3の圧密沈下量は順に14，8，6 mm程度となるが，これは，モデル2において時点 T を加振開始後3秒と仮定したときの水平地盤部の圧密沈下量 $x2_{FINAL}$ が表3.4.5よりステップ1～3の順に12，8，6 mm程度であったことと対応する。

砕石に変形が生じなかったのは，砕石の透水性が高く過剰間隙水圧が発生しにくかったことによると考えられる。また，モデル2とは異なり，加振中に生じた浮上がりが地盤の変形ではなく空隙の発生によることになるが，これも，砕石の透水性が高く，間隙流体の移動が生じやすかったためと考えられる。なお，浮上がり量の絶対値は，表3.4.3と表3.4.8の比較より明らかなように，モデル3のほうがモデル2よりもかなり小さい。

6）モデル1の結果

モデル1では，グリセリンの濃度が高かったために，過剰間隙水圧が完全に消散して地盤の変形が完全に終了するまでのデータ計測を行うことができなかった。そこで，掘割道路模型の最終浮上がり量 $\Delta H1_{FINAL}$ 及び水平地盤部の最終沈下量 $\Delta H2_{FINAL}$ として標尺による測定値の平均を用いて（ステップ5では変位計による最終測定値の平均），また，3)で想定した時点 T が各ステップの加振終了直後であるものと仮定して地盤変形成分と空隙成分の最終値を計算した結果を表3.4.9に示す(ステップ1では標尺以外のデータなし)。ステップ2では，空隙成分の最終値 z_{FINAL} が負の値となるが，これは測定精度によるもので，実際の z_{FINAL} はゼロであったことが予想される。また，ステップ1はステップ2よりも加振加速度が小さいことから，ステップ2と同様に z_{FINAL} はゼロであったことが予想される。このとき，ステップ3～5の z_{FINAL} の和は16.2 mmとなり，実験後の解体時に掘割道路模型と掘割下方地盤の間に観察された20 mm程度の空隙よりも小さい。

モデル1では，加振終了後約90秒で掘割道路模型固定用のひもを切断したが，この際に，ステップ3及び4では，掘割道路模型近傍の地盤内の水平変位に若干の変化が見られた。これは，先に仮定した時点 T 以降

表3.4.9　時点Tを仮定した場合の地盤変形成分と空隙成分の最終値
（モデル1）

	ステップ1	ステップ2	ステップ3	ステップ4	ステップ5
仮定時点T	－	25秒	5秒	5秒	3秒
⊿H1(T)	－	5.2	8.6	7.2	3.0
⊿H2(T)	－	4.2	6.0	6.2	2.3
x1(T)	－	1.2	1.6	1.7	0.6
x2(T)	－	2.3	3.2	3.5	1.2
y1(T)	－	5.9	8.9	8.5	3.6
y2(T)	－	1.9	2.8	2.7	1.1
$\Delta H1_{FINAL}$	4	4	16	10	(3.1)
$\Delta H2_{FINAL}$	7	5	9	7	(3.9)
$x1_{FINAL}$	－	1.6	3.1	2.7	1.4
$x2_{FINAL}$	－	3.1	6.2	5.3	2.8
z_{FINAL}	－	-0.3	10.1	4.2	1.9

注）数値の単位はmm、－はデータなし、⊿H1及び⊿H2は変位計の平均値、
$\Delta H1_{FINAL}$ 及び $\Delta H2_{FINAL}$ は標尺の平均値（かっこ内は変位計の平均値）

でも，地盤の変形を伴う浮上がりが生じていることを示すが，これを考慮すると z_{FINAL} の和は先に求めた16.2 mmよりも小さくなり，実験後の解体時に観察された空隙量との差がさらに大きくなる。これらが一致しないのは，測定精度と計算上の簡略化した仮定に起因するものと考えられるが，概略の値としてはほぼ対応している。

3.4.4 ま と め

(1) 浮上がり安全率 Fu は，浮上がりの有無を判定する指標として有効である。

(2) 掘割道路の周辺地盤が一様に液状化した場合には，地盤の変形を伴う掘割道路の浮上がりが加振中から加振終了直後にかけて比較的急速に生じ，地盤の変形を伴わない浮上がりが加振終了後にゆっくりと生じていることが予想される。後者の場合，いったん浮上がった後，過剰間隙水圧の消散とともに，掘割道路模型と下方地盤との間にできた空隙を押しつぶすような形で掘割道路模型の沈下が生じるが，側方から砂が崩れ込むために，ある程度の空隙が取り浅される。

(3) 掘割道路下方地盤を透水性が高く液状化しない砕石で置き換えた場合には，地盤の変形を伴う掘割道路の浮上がりは生じないが，周辺地盤から過剰間隙水圧が伝播するために，地盤の変形を伴わない浮上がりが加振中から生じる。ただし，浮上がり量の絶対値は置き換える前よりもかなり小さくなる。

(4) 本実験は実大規模との相似性を考慮せずに行ったものであるため，上記の現象を説明できる解析方法を開発し，これを実大規模に適用することが今後の課題である。

（土木研究所）

3.5 掘割道路の地震時浮上がりに関する浸透解析

3.5.1 解 析 目 的

前章の実験結果より，掘割道路の周辺地盤が液状化すると，地盤が変形しなくても間隙水の移動によって掘割道路のみが浮上がる可能性のあることが明らかとなった。

本解析の目的は，実大規模の掘割道路の，間隙水の移動に起因する浮上がり量を，以下の場合について計算することである。

(1) 地盤全体が液状化する場合

(2) 掘割道路の直下及び側方の地盤が液状化しないように締固めた場合

3.5.2 解 析 方 法

(1) 地盤全体が液状化する場合

対象モデルを図3.5.1に，計算ケースを表3.5.1に示す。地盤の変形を伴わずに掘割道路のみが浮上がる場合を想定して，地盤が完全に液状化した後の過剰間隙水圧の消散過程で掘割道路の下に流れ込む水量を求めた。(以下では L シリーズと称する。)

境界条件と要素分割の例を図3.5.2，3.5.3に示す。掘割道路側方の地盤幅は各ケースとも25 mとした。初期条件として，一次元的に求めた初期有効上載圧 σ_{vo}' と等しい過剰間隙水圧を各要素に与えた。すなわち，図3.5.2中の①の領域（掘割道路の下方）では式（3.5.1），②の領域（水平地盤部）では式（3.5.2）により σ_{vo}' を求めた。この方法では，①の領域と②の領域の境界で過剰間隙水圧の初期値が不連続な分布となり，

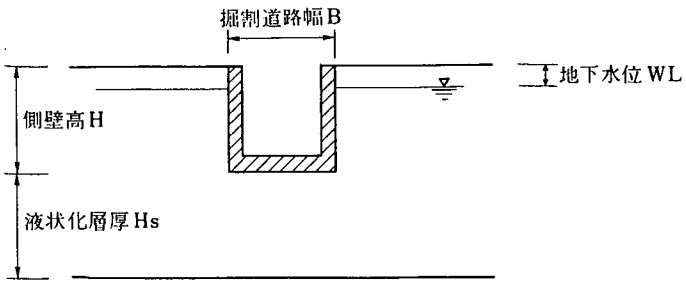


図3.5.1　対象モデル（Lシリーズ）

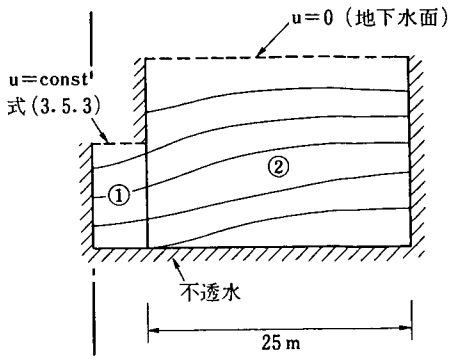


図3.5.2　境界条件（Lシリーズ）

表3.5.1　計算ケース（Lシリーズ）

ケース名	掘割道路幅 B（m）	側壁高さ H(m)	液状化層厚 Hs（m）	地下水位 WL（m）	掘割重量 W
L1－2	10	10	10	2	1.25Us
L1－2B	10	10	10	2	1.5Us
L1－2C	10	10	10	2	1.0Us
L1－2D	10	10	10	2	1.0Us
L2－2	20	10	10	2	1.25Us
L3－2	30	10	10	2	1.25Us
L4－2	10	10	5	2	1.25Us
L5－2	10	5	10	2	1.25Us

＊ Us：掘割道路の底面に作用する静水圧による浮力
＊＊ 地盤定数は表3.5.3の未改良部の値とし、L1－2Dは透水係数と体積圧縮係数をそれぞれ表3.5.3の未改良部の値の10倍とした。

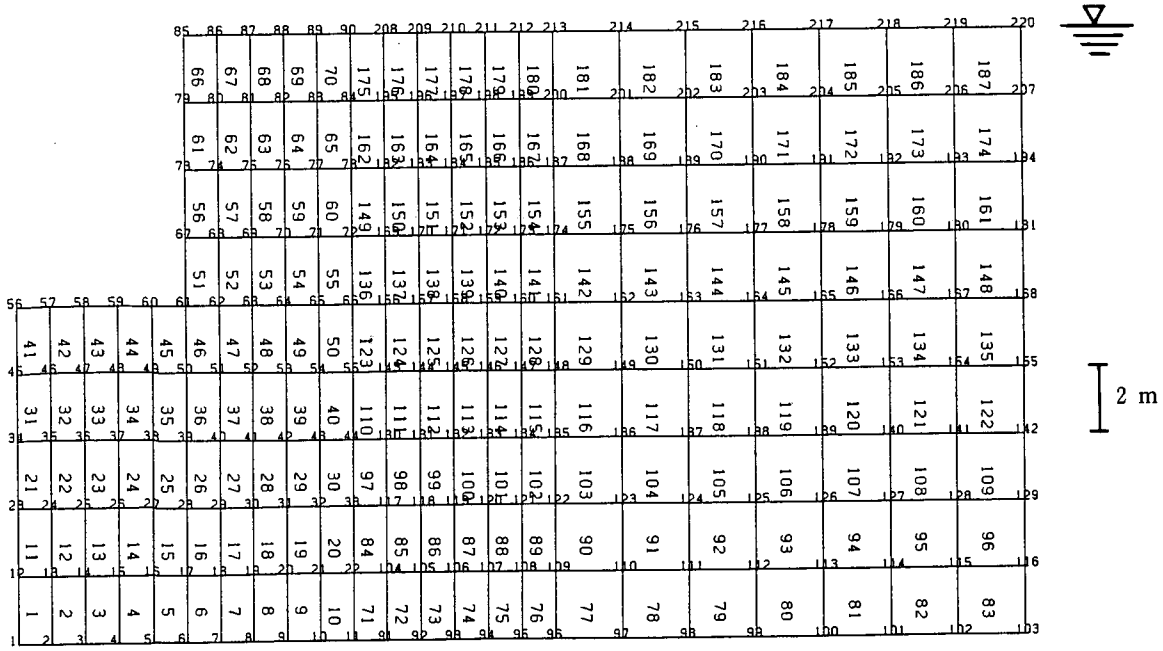


図3.5.3　要素分割の例（ケース1-2）

実際に生じると予想される連続的な過剰間隙水圧の分布とは異なるが，ここではその影響を無視した。

$$\Delta u=\sigma_{vo}'=(W-Us)/A+(z-H)\cdot\gamma' \quad \cdots\cdots (3.5.1)$$

$$\Delta u=\sigma_{vo}'=WL\cdot\gamma t+(z-WL)\cdot\gamma' \quad \cdots\cdots (3.5.2)$$

ここに，W：掘割道路の重量，Us：掘割道路の底面に作用する静水圧による浮力，

A：掘割道路の底面積，H：側壁高さ，WL：地下水位，

γ'：地下水面下の地盤の水中単位体積重量（0.9 tonf/m³ とする。），

γ_t：地下水面上の地盤の湿潤単位体積重量（1.8 tonf/m³ とする。），

z：要素中心位置の地表面からの深度

掘割道路底面は定水頭境界として，地盤から掘割道路の下へ流れ込む水量から掘割道路の浮上がり量を求めた。掘割道路の底面に作用する静水圧と過剰間隙水圧の和が掘割道路の重量とつりあった状態で浮上がりが進行していくものと考えて，定水頭の値 u_{BOTTOM} を式 (3.5.3) により設定した。これは，式 (3.5.4) による浮上がり安全率 Fu の，Q 及び F を無視した値が 1.0 となるように u_{BOTTOM} $(=(Us+Ud)/A)$ を設定していることになる。

$$u_{BOTTOM}=W/A \quad \cdots\cdots (3.5.3)$$

$$Fu=\frac{W+Q}{Us+Ud+F} \quad \cdots\cdots (3.5.4)$$

ここに，Q：掘割道路側壁の摩擦抵抗，Ud：過剰間隙水圧による揚力，

F：浸透水力に起因する力

計算上は，過剰間隙水圧の消散が進むと u_{BOTTOM} よりも周辺地盤の間隙水圧のほうが小さくなり，掘割道路側から地盤側へ水が逆流し始める。ここでは，掘割道路の底面に接する全ての要素で逆流が生じた時点で浮上がりが止まるものと考えて，掘割道路底面に接する各要素（図 3.5.3 の要素番号 41～45）ごとに逆流が生じるまでの累積流量を求め，それらの和から浮上がり量を算定した。

以上の方法により計算される浮上がり量には，過剰間隙水圧が消散して地盤が圧縮したことによる掘割道路下方の地盤の沈下量も含まれている。初期状態からの浮上がりの絶対量は，この沈下量を差し引いて求める必要がある。ここでは，掘割道路直下の地盤の過剰間隙水圧の分布が図 3.5.4 のように変化したものと仮定し，沈下量 Δh を式 (3.5.5) により求めて最終浮上がり量を補正した。

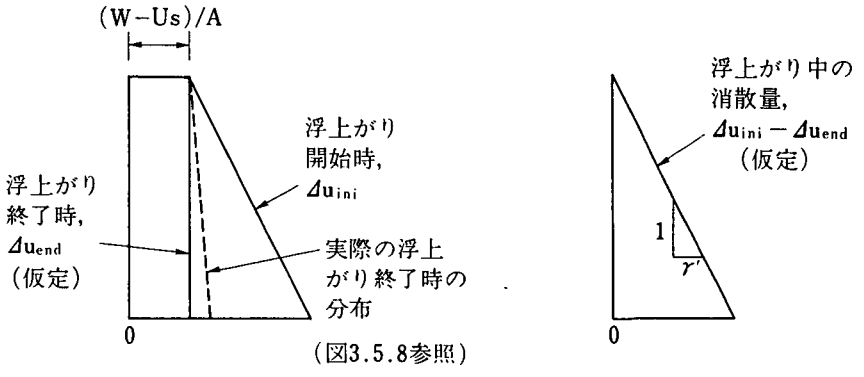


図3.5.4　掘割道路直下の地盤の過剰間隙水圧の変化

$$\Delta h = \int m_v \cdot (\Delta u_{ini} - \Delta u_{end}) \cdot dz = \frac{1}{2} Hs^2 \cdot m_v \cdot \gamma' \quad \cdots\cdots (3.5.5)$$

ここに，Δu_{ini}：過剰間隙水圧の初期値，Δu_{end}：浮上がり終了時の過剰間隙水圧

(2) 掘割道路の直下及び側方の地盤が液状化しないように締固めた場合

対象モデルを図3.5.5に，計算ケースを表3.5.2に示す。前年度の解析[1]で，同様なモデルを対象に浮上がり安全率 Fu と円弧すべり安全率 Fs の計算を行った結果，締固め改良を行っても Fu が1.0を下回り浮上がってしまうことが予想されたため，その場合の浮上がり量を計算したものである。L シリーズと同様に，地盤の変形を伴わずに掘割道路のみが浮上がる場合を想定している。(以下では C シリーズと称する。)

計算は，地震中に未改良部で過剰間隙水圧が発生し一部が締固め部に伝播する過程(ステップ1)と，地震後に掘割道路が浮上がり始めるまでの過剰間隙水圧の消散過程(ステップ2)，及び浮上がり後の過剰間隙水圧の消散過程（ステップ3）の3段階に分けて行った。

ステップ1及び2の計算方法は文献3)の非定常解析と同様である。ステップ1では，締固め部のみをモデル化し，未改良部で発生する過剰間隙水圧を境界条件として与えた。境界に作用させる過剰間隙水圧 Δu_{side}

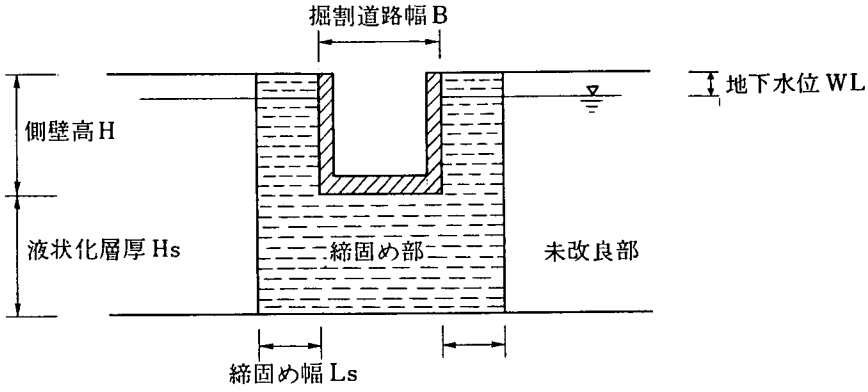


図3.5.5 対象モデル（Cシリーズ）

表3.5.2 計算ケース（Cシリーズ）

ケース名	掘割道路幅 B（m）	側壁高さ H(m)	締固め幅 Ls（m）	液状化層厚 Hs（m）	地下水位 WL（m）	掘割重量 W
C1－1	10	10	2.5	10	2	1.25Us
C1－1B	10	10	2.5	10	2	1.5Us
C1－2	10	10	5	10	2	1.25Us
C1－2B	10	10	5	10	2	1.5Us
C1－2C	10	10	5	10	2	1.0Us
C1－3	10	10	10	10	2	1.25Us
C1－3B	10	10	10	10	2	1.5Us
C2－2	20	10	5	10	2	1.25Us
C2－2B	20	10	5	10	2	1.5Us
C3－2	30	10	5	10	2	1.25Us
C3－2B	30	10	5	10	2	1.5Us

＊ Us：掘割道路の底面に作用する静水圧による浮力

は，地震動を一定振幅の正弦波に置き換えて次式[4]により徐々に上昇させた。締固め部は十分に液状化強度が高く，繰返しせん断による過剰間隙水圧の発生はないものとして扱っている。ステップ2では，締固め部はステップ1の終了時の結果を初期値とし，未改良部は完全に液状化したものとして式(3.5.2)による値を初期値として与えた。

$$\Delta u_{side}=\frac{2}{\pi}\sin^{-1}\left\{\left(\frac{f\cdot t}{N_l}\right)^{1/2\alpha}\right\}\sigma_{v0}'\quad\left(t\leqq\frac{N_l}{f}\text{のとき}\right)\quad\cdots\cdots(3.5.6)$$

$$\Delta u_{side}=\sigma_{v0}'\quad\left(\frac{N_l}{f}<t\leqq t_d\text{のとき}\right)\quad\cdots\cdots(3.5.7)$$

ここに，N_l：液状化が生じるまでの繰返し回数（＝10回とした。），

f：正弦波の周波数（＝2 Hzとした。），

α：過剰間隙水圧の上昇のしやすさを表す定数（0.7とした。），

t_d：地震動継続時間（10秒とした。），

σ_{v0}'：初期有効上載圧（式（3.5.2）を用いた。）

ステップ2において掘割道路の底面に作用する静水圧と過剰間隙水圧の和が掘割道路の重量とつりあう時刻を求め，その後をステップ3としてLシリーズと同様な方法により掘割道路の下方に流れ込む水量を計算した。以上の境界条件を図3.5.6に，要素分割の例を図3.5.7に示す。また，計算に用いた地盤定数と時間

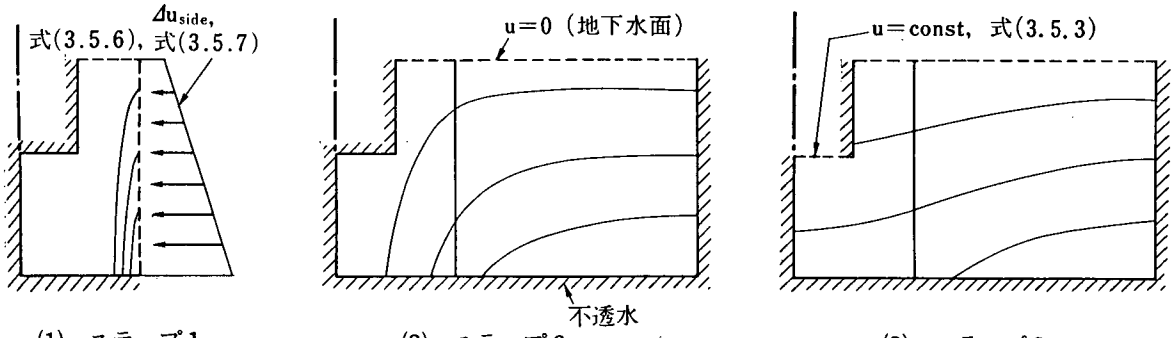


図3.5.6 境界条件（Cシリーズ）

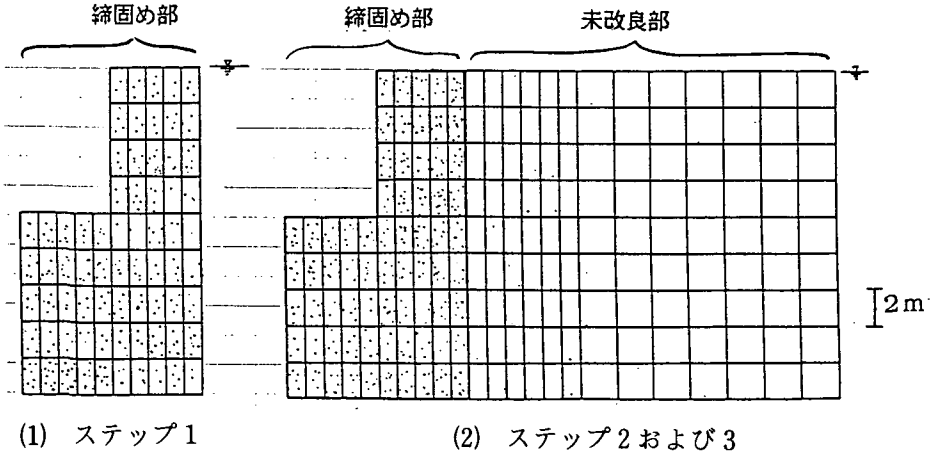


図3.5.7 要素分割の例（ケースC1-2）

刻みを表3.5.3，3.5.4に示す。文献1)の解析で設定した条件のもとでは，過剰間隙水圧の消散が著しく遅くなり非現実的であることがわかったため，今回は体積圧縮係数 m_v を文献1)の1/10とした。

それぞれのシリーズの浮上がり開始直後と終了直前の過剰間隙水圧分布の例を図3.5.8，3.5.9に示す。Lシリーズの過剰間隙水圧の減少量に比べれば，Cシリーズの減少量はかなり小さい。このため，Cシリーズでは浮上がり量に及ぼす地盤の圧縮沈下の影響は少ないと考えて，Lシリーズの式(3.5.5)のような補正は行っていない。

3.5.3 解析結果

(1) Lシリーズの結果

過剰間隙水圧分布の時間変化の例として，ケースL1-2の結果を図3.5.10に示す。また，対応する流速ベ

表3.5.3 地盤定数（Cシリーズ）

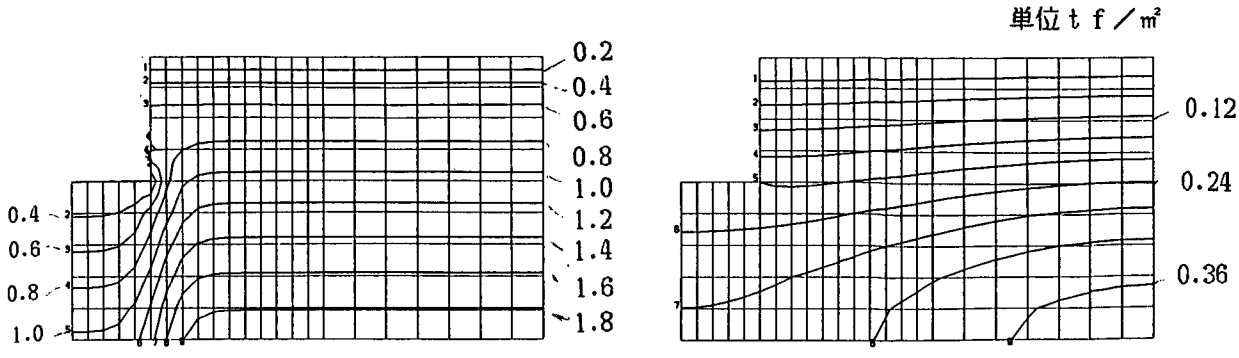
	締固め部	未改良部
γ_{sat} (tonf/m³) *	2.1	1.9
γ_t (tonf/m³) **	2.0	1.8
透水係数 (cm/sec)	0.5×10^{-2}	1.0×10^{-2}
体積圧縮係数 (m²/tonf)	0.0002	0.001

* 地下水面以下，** 地下水面以上で用いた。

表3.5.4 計算に用いた時間刻み（Cシリーズ）

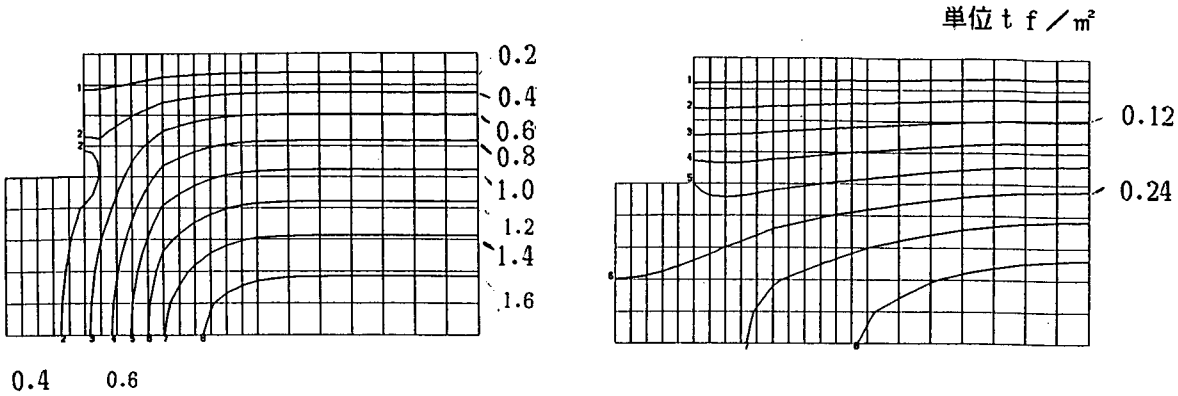
ステップ	計算時刻 (sec)
ステップ1	0.5, 1, 2, 3, 4, 4.2, 4.4, 4.6, 4.8, 5, 10
ステップ2	0, 5, 10～200(10間隔), 200～400(20間隔) [浮上がり開始まで]
ステップ3	0, 5, 10, 20～100(20間隔), 100～200(50間隔), 200～3000(200間隔)

* Lシリーズの時間刻みは上記ステップ3と同じ。（L1－2Cは8000secまで）
** C1－2Cはステップ2はなし。



(1) 浮上がり開始直後（t＝10sec）　(2) 浮上がり終了直前（t＝1800sec）

図3.5.8 過剰間隙水圧の分布（ケースL1-2）



(1) 浮上がり開始直後（ステップ3， t＝10sec)　(2) 浮上がり終了直前（ステップ3， t＝1800sec)

図3.5.9 過剰間隙水圧の分布（ケースC1-2)

クトルの変化を図 3.5.11 に示す。消散開始直後は，掘割下方地盤よりも水平地盤部のほうが過剰間隙水圧が高い状態にあるため，水平地盤部から掘割下方地盤への過剰間隙水圧のまわり込みが生じ，境界付近の流速ベクトルが水平方向にかなり傾いている。消散が進むにつれて，過剰間隙水圧の差が小さくなるため，鉛直方向の過剰間隙水圧の消散が支配的になる。2400 sec 後には，掘割底面に接する一部の要素で逆流が生じ，3000 sec 後には，これが掘割底面に接する全ての要素に広がっている。(実際には，300 sec のような状態は生じ得ない。また，ケース L1-2C およびケース L1-2D では，式 (3.5.3) による u_{BOTTOM} が静水圧と等しくなるように掘割道路の重量を設定しているため，計算上の逆流は生じない。)

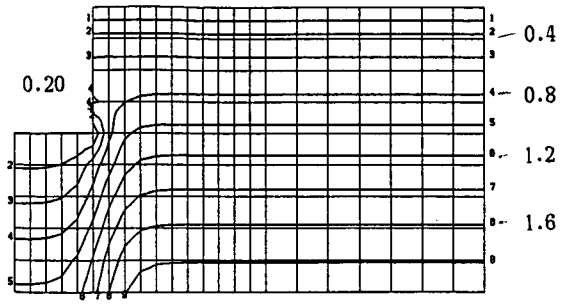
ケース L1-2 の，掘割道路の下へ流れ込む水の流量とその累積値の要素毎の時間変化を図 3.5.12 に示す。このケースでは，2400 sec 前後で各要素の流量が負になる(逆流が生じる)が，浮上がり量の計算は正の流量のみを用いて行うため，負になってからの値は示していない。計算上の浮上がりは 2400 sec 前後で終了する。各要素の流量を比較すると，掘割道路の中心線に近い（要素番号の小さい）要素ほど流量が少なく，また，流量が最大になる時間が遅い。これは，掘割道路の中心線に近くなるほど水平地盤部からの過剰間隙水圧のまわり込みが少なくなり，また，その影響が現れる時間が遅れるためと考える。

条件を変えた場合の流量の時間変化の例を図 3.5.13 に示す。図 3.5.12 と比較すると，各条件の影響について以下のことが考えられる。

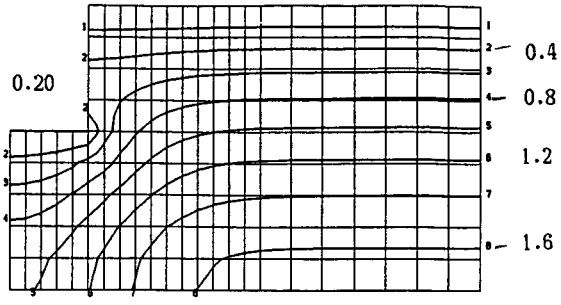
- W/Us を大きくすると，式 (3.5.3) による u_{BOTTOM} が大きくなるため，逆流が早く生じる。
- 掘割道路幅を大きくすると，水平地盤部からの過剰間隙水圧が内側までまわり込みにくくなるため，掘割道路の中心線に近い要素と遠い要素の流量の差が大きくなる。図 3.5.13 (2)の中心線に近い要素番号 41 と 42 の要素はほぼ同様の結果となっており，過剰間隙水圧のまわり込みの影響をほとんど受けていないものと考えられる。
- 液状化層厚を小さくすると，過剰間隙水圧の鉛直方向の消散が速いため，浮上がりが早く終了する。
- 側壁高さを小さくすると，水平地盤の各部から掘割道路の底面までの距離が地下水面までの距離と比べて相対的に大きくなるため，過剰間隙水圧のまわり込みが生じにくくなって流量が全体的に小さくなる。

各ケースの最終浮上がり量の計算結果を表 3.5.5 に示す。また，補正前の浮上がり量の時間変化の比較を

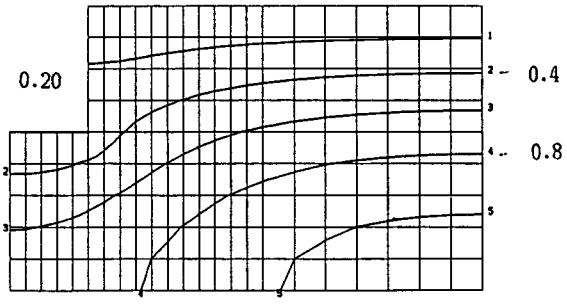
単位ｔｆ／㎡



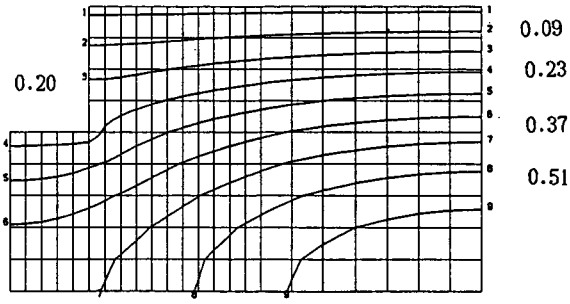
（1）10ｓｅｃ



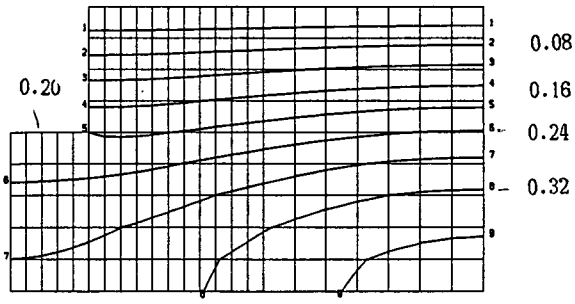
（2）100ｓｅｃ



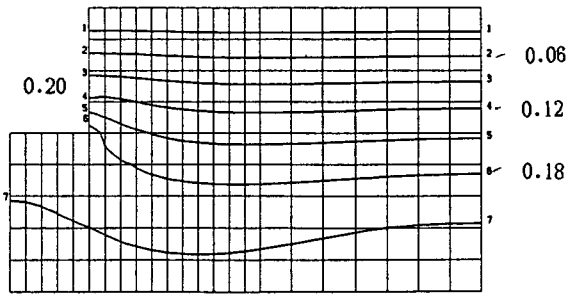
（3）600ｓｅｃ



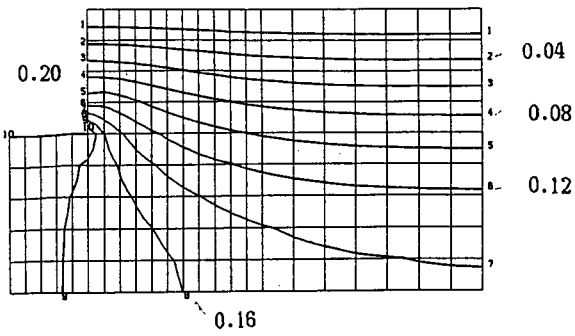
（4）1200ｓｅｃ



（4）1800ｓｅｃ



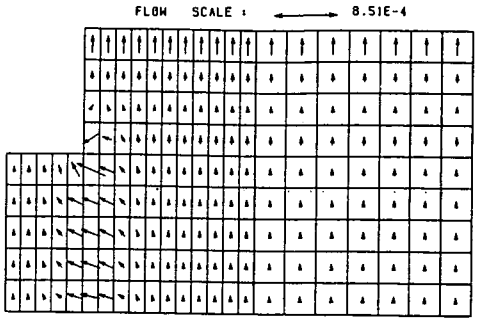
（5）2400ｓｅｃ



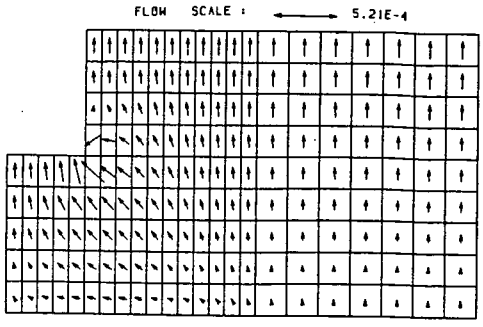
（8）3000ｓｅｃ

図3.5.10　過剰間隙水圧分布の時間変化
（ケースＬ-2）

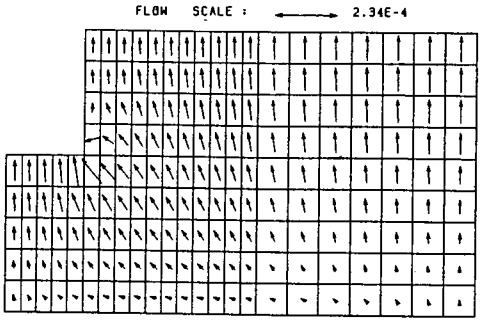
単位m／sec



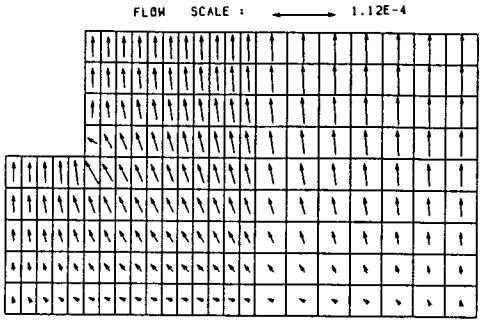
(1) 10sec



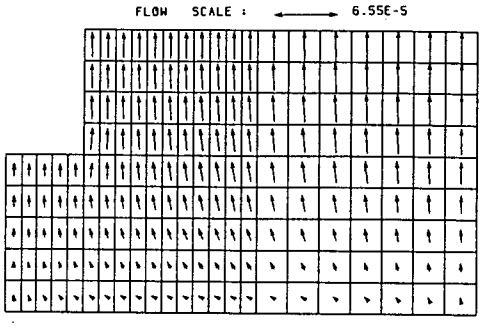
(2) 100sec



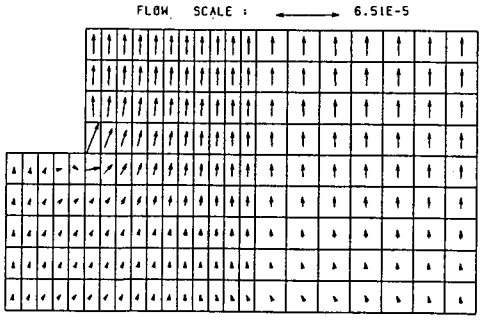
(3) 600sec



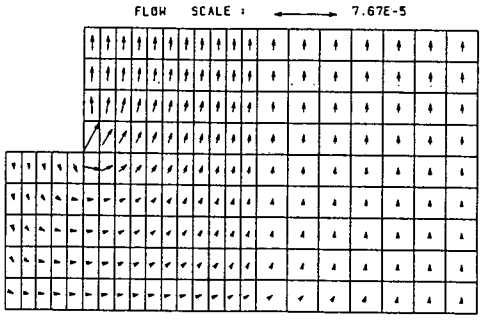
(4) 1200sec



(5) 1800sec



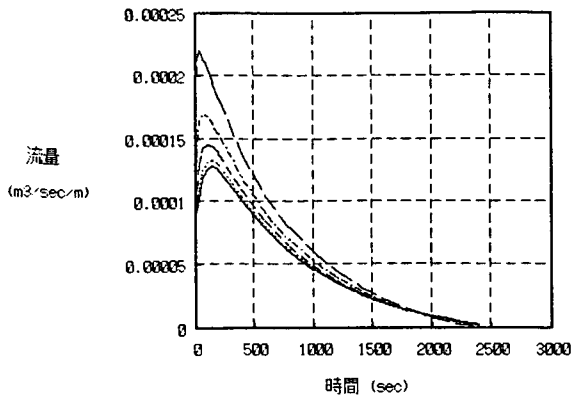
(6) 2400sec



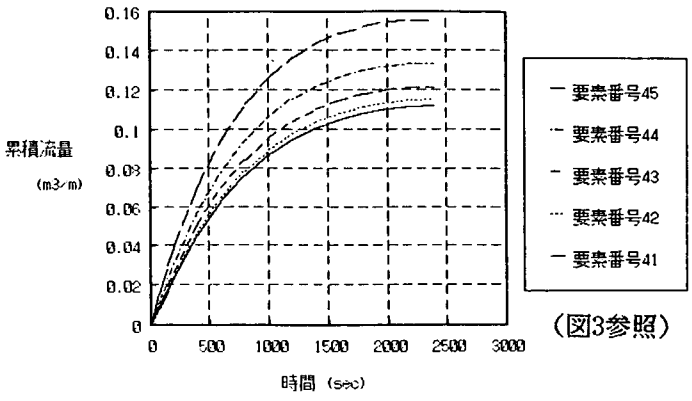
(7) 3000sec

図3.5.11 流速ベクトル分布の時間変化

(ケースL1-2)



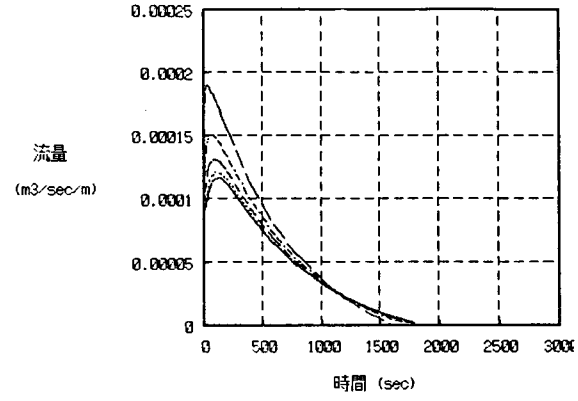
(1) 流量



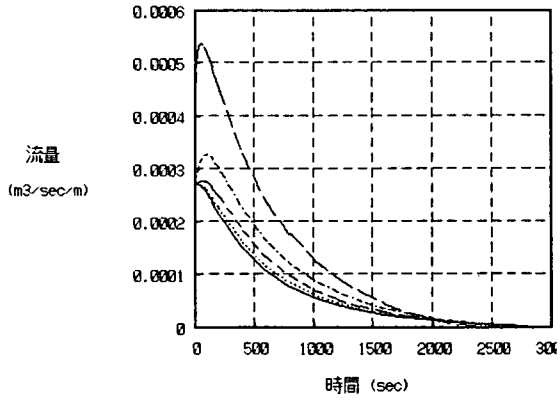
(図3参照)

(2) 累積流量

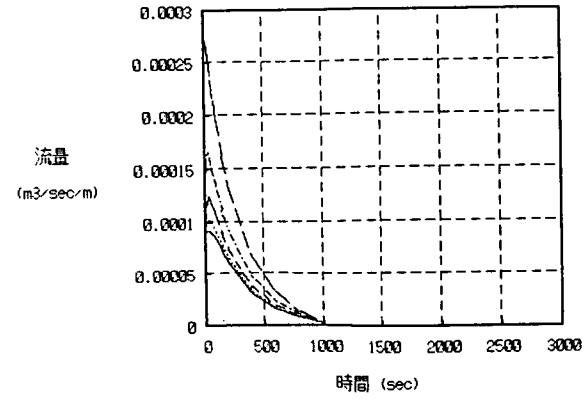
図3.5.12 ケースL1-2の流量及び累積流量の時間変化



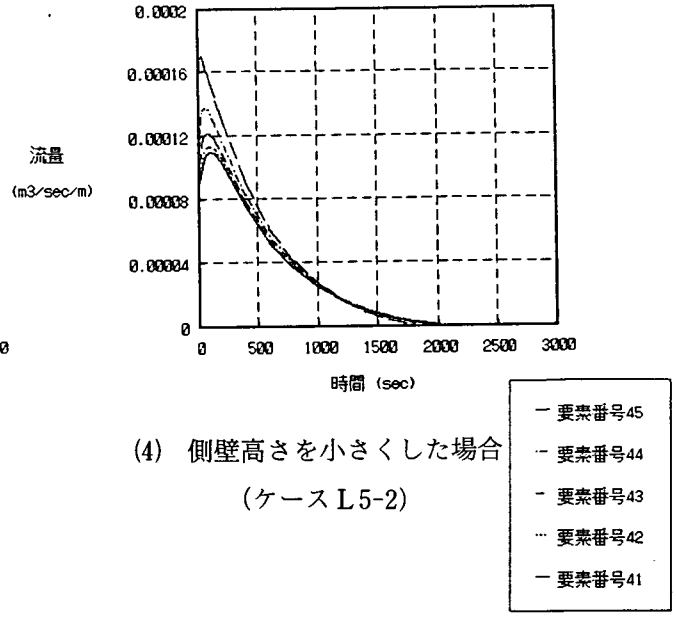
(1) W/U_sを大きくした場合
(ケースL1-2B)



(2) 掘割道路幅を大きくした場合
(ケースL3-2)



(3) 液状化層厚を小さくした場合
(ケースL4-2)



(4) 側壁高さを小さくした場合
(ケースL5-2)

図3.5.13 条件を変えた場合の流量の時間変化

表3.5.5　浮上がり量の計算結果（Lシリーズ）

ケース名	最終浮上がり量（m）	浮上がり終了時刻（sec）	地盤沈下量（m）*	補正後浮上がり量（m）
L1－2	0.127	2400	0.045	0.082
L1－2B	0.094	1800	0.045	0.049
L1－2C	(0.173)**	(3000)	0.045	(0.128)**
L1－2D	(1.734)**	(3000)	0.450	(1.284)**
L2－2	0.092	2600	0.045	0.047
L3－2	0.077	2800	0.045	0.032
L4－2	0.044	1000	0.013	0.031
L5－2	0.079	2000	0.045	0.034

* (3.5.5)式により求めた。
** 3000sec時の値。

図3.5.14に，補正後の最終浮上がり量の比較を図3.5.15に示す。図3.5.15より，補正後の最終浮上がり量が小さくなる要因として以下のことが挙げられる。

- W/Us が大きい。
- 掘割道路幅が大きい。
- 液状化層厚が小さい。
- 側壁高さが小さい。

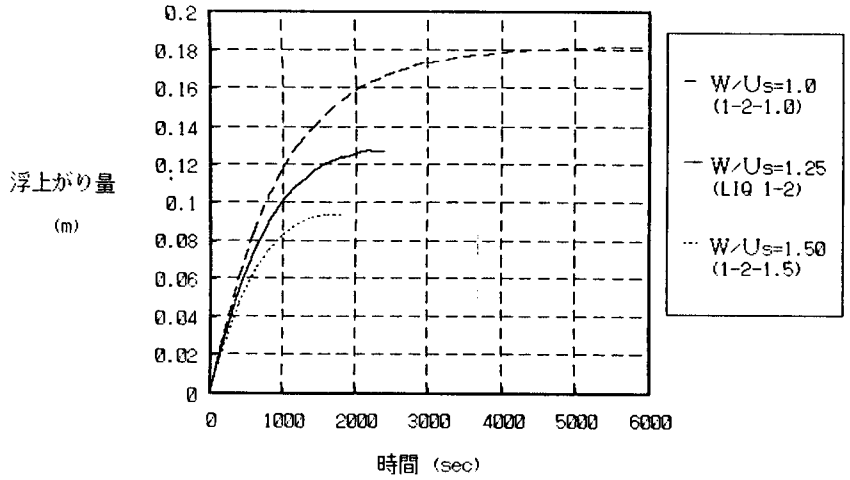
これらの理由として以下のことが考えられる。

- W/Us が大きいと，掘割下方地盤と水平地盤部の過剰間隙水圧の初期値の差が小さいためにまわり込み量が少なく，また，u_{BOTTOM} が大きいために逆流が生じにくい。
- 掘割道路幅が大きいと過剰間隙水圧のまわり込みが相対的に生じにくい。
- 液状化層厚が小さいと水平地盤の深部からの過剰間隙水圧のまわり込みが生じなくなる。(過剰間隙水圧の消散にともなう地盤の圧縮量も小さいが，この影響は式（3.5.5）により補正されていると考える。)
- 側壁高さが小さいと，水平地盤の各部から掘割道路の底面までの距離が地下水面までの距離と比べて相対的に大きくなるため，過剰間隙水圧のまわり込みが生じにくい。

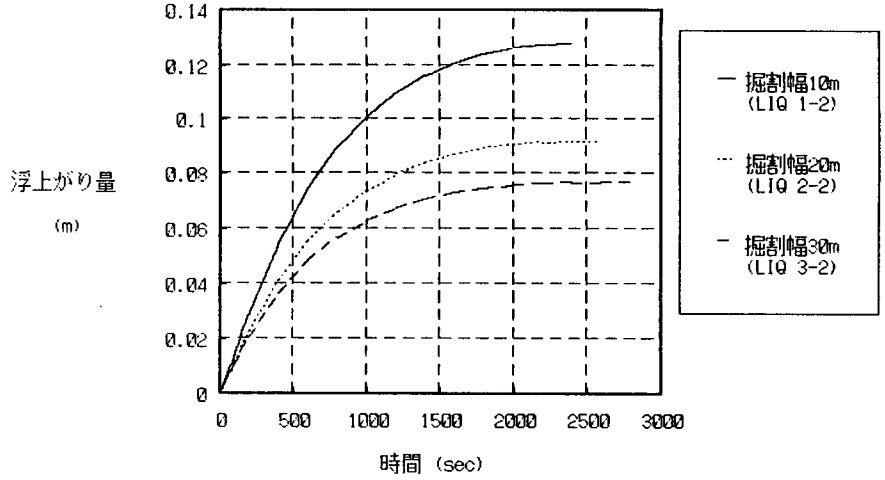
ケース $L1_{\epsilon}$-2D は，透水係数と体積圧縮係数をそれぞれケース L1-2B の10倍としたケースであるが，浮上がり量も表3.5.5より10倍となっている。これは，計算上の流量が体積圧縮係数に比例するためで，この計算法を実際に適用する際には，体積圧縮係数の評価が重要となる。

(2)　Cシリーズの結果

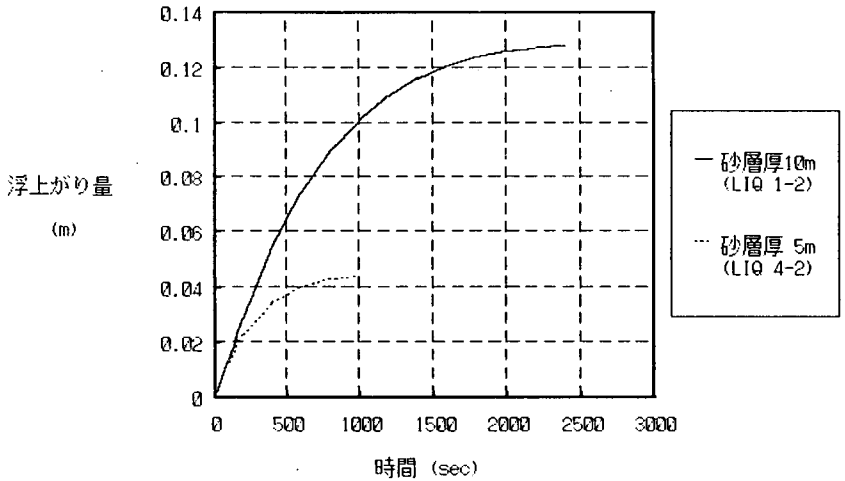
ステップ2の過剰間隙水圧分布の時間変化の例として，ケース C1-2B の結果を図3.5.16に示す。また，流速ベクトルの変化を図3.5.17に示す。未改良部から掘割道路下方の締固め部へ過剰間隙水圧のまわり込みが生じ，締固め部の流速ベクトルはほぼ水平になっている。このケースでは，90 sec後に掘割道路の底面に作用する静水圧と過剰間隙水圧の和が1.5 Us（Us は静水圧による浮力）となり，設定した掘割道路の重量とつりあったため，この時点で浮上がり始めるものとして，その後の浮上がり量をステップ3で計算した。なお，掘割道路の重量を1.25 Us としたケース C1-2 では，50 sec後に掘割道路が浮上がり始めるが，それまでの過



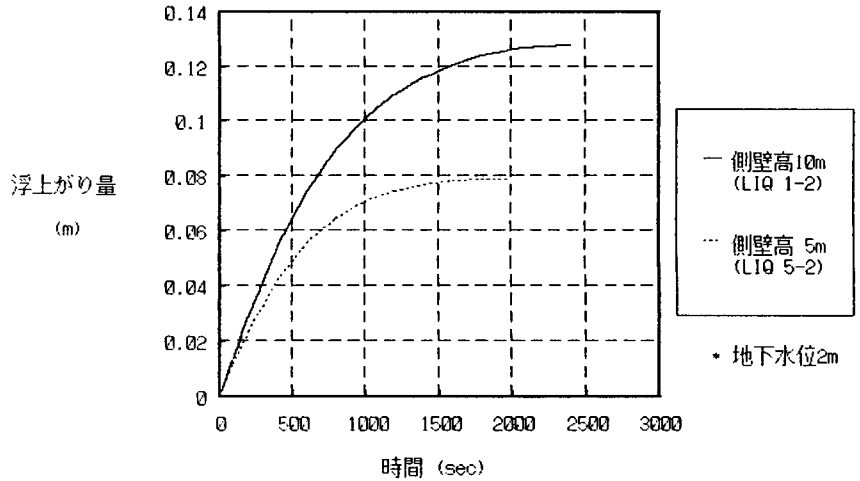
(1) W/Usの影響



(2) 掘割道路幅の影響

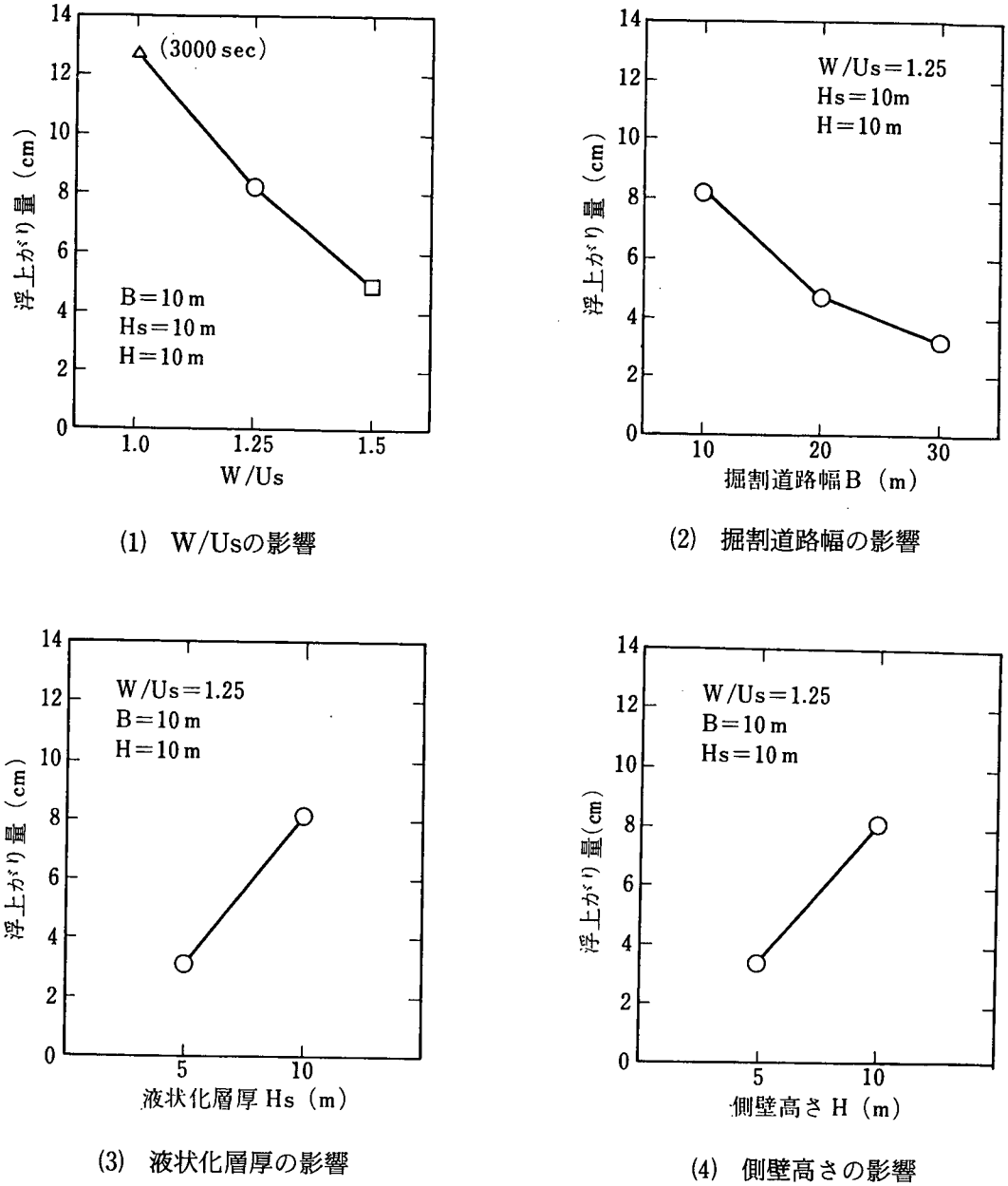


(3) 液状化層厚の影響



(4) 側壁高さの影響

図3.5.14 浮上がり量の時間変化の比較



(1) W/Usの影響　(2) 掘割道路幅の影響

(3) 液状化層厚の影響　(4) 側壁高さの影響

図3.5.15 補正後の最終浮上がり量の比較

剰間隙水圧分布は図 3.5.16 と同じである。また，掘割道路の重量を 1.0 *Us* としたケース C1-2C では，はじめから掘割道路の重量と静水圧がつりあっているため，ステップ 2 は行わず，ステップ 1 のあとすぐにステップ 3 の計算を行っている。

ケース C1-2 のステップ 3 の過剰間隙水圧分布の時間変化と流速ベクトルの変化を図 3.5.18，3.5.19 に示す。全体的には，図 3.5.10，3.5.11 のケース L1-2 の結果とよく似ているが，掘割下方地盤での流速はケース C1-2 のほうが小さい。これは，L シリーズでは掘割下方地盤が液状化するものとして扱っているのに対し，C シリーズでは掘割下方地盤を含む締固め部で繰返しせん断による過剰間隙水圧が発生しないものとして扱っていることによるものと考える。

ケース C1-2 の，掘割道路の下へ流れ込む水の流量とその累積値の要素毎の時間変化を図 3.5.20 に示す。

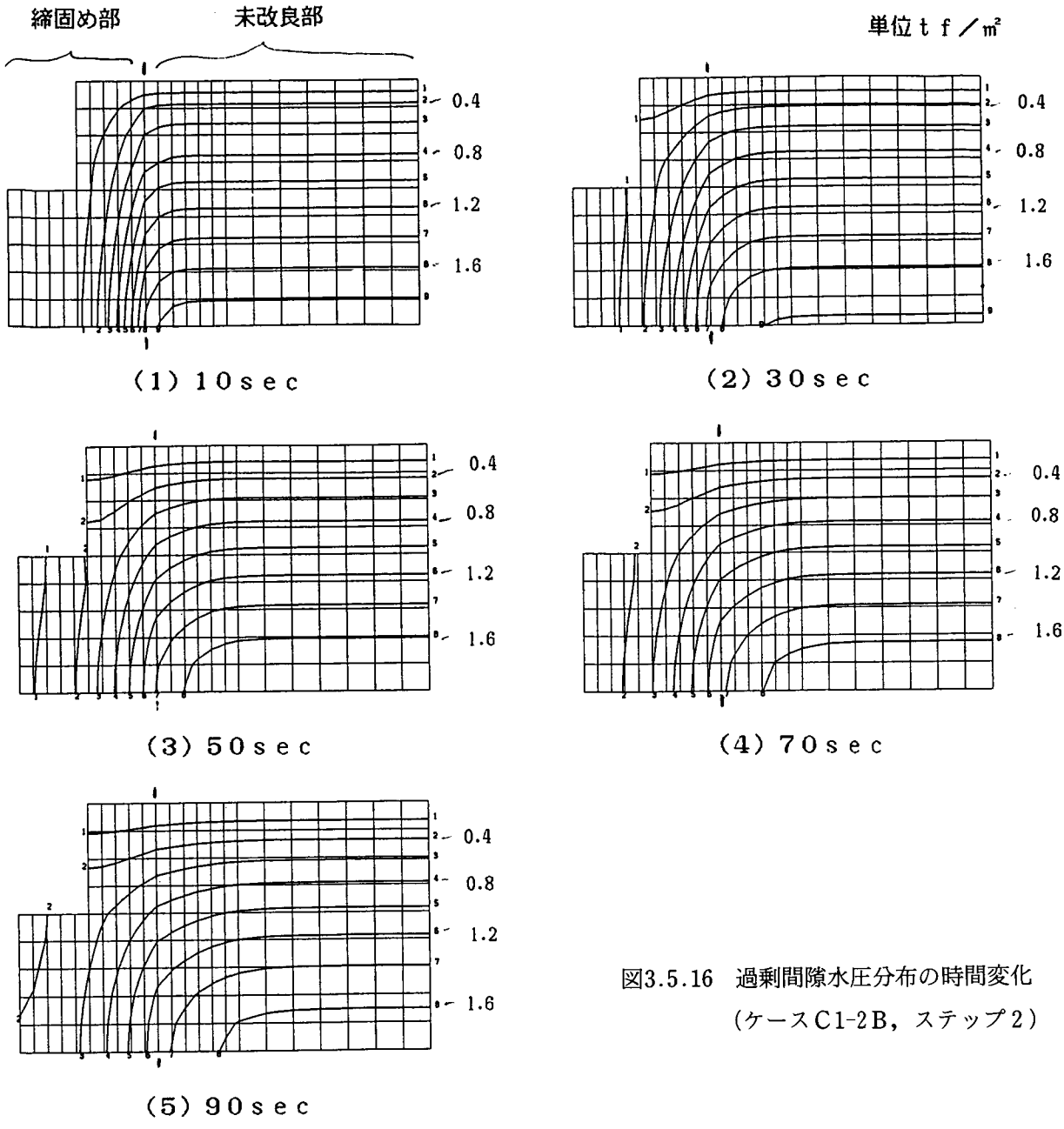


図3.5.16　過剰間隙水圧分布の時間変化
（ケースC1-2B，ステップ2）

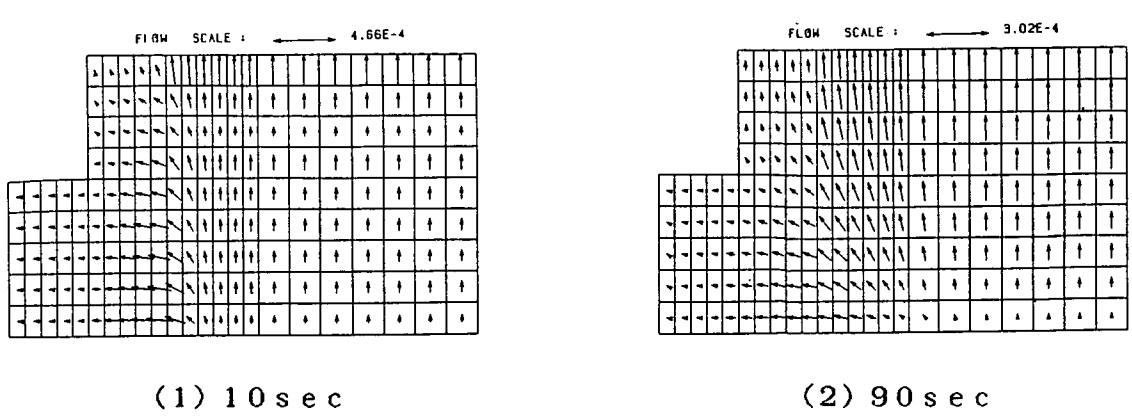


図3.5.17　流速ベクトル分布の時間変化（ケースC1-2B，ステップ2）

各要素間の関係と流量曲線の形状は図 3.5.12 のケース L1-2 の結果とよく似ているが，流量の値はケース C1-2 のほうが小さい。これは，上記の掘割下方地盤での流速の違いに起因するものである。

締固め幅と掘割道路幅を変えた場合の流量の時間変化の例を図 3.5.21 に示す。図 3.5.20 と比較すると，これらの条件の影響について以下のことが考えられる。

・締固め幅を大きくすると，未改良部からの過剰間隙水圧のまわり込み量が少なくなるため，流量が小さくなる。

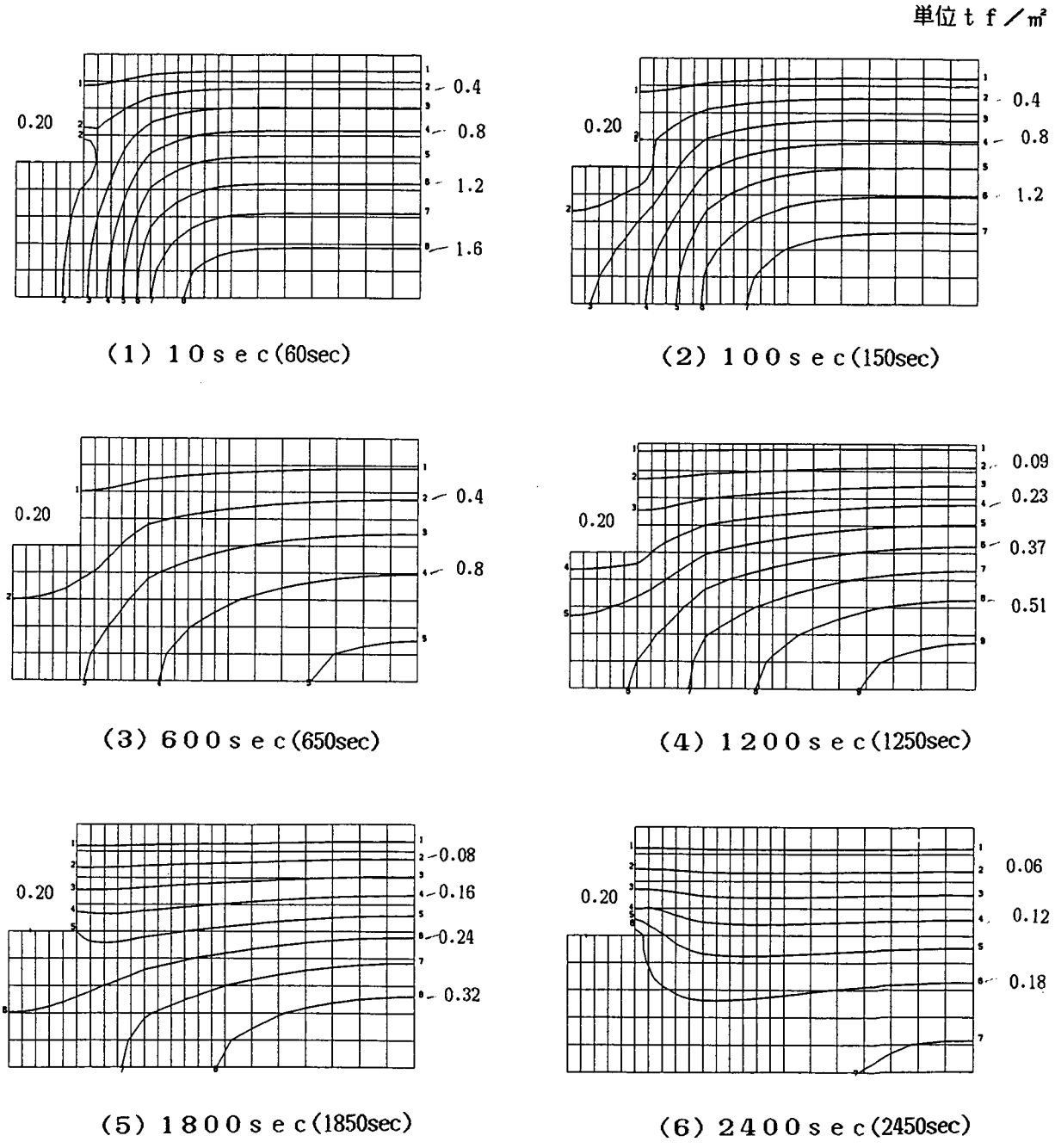
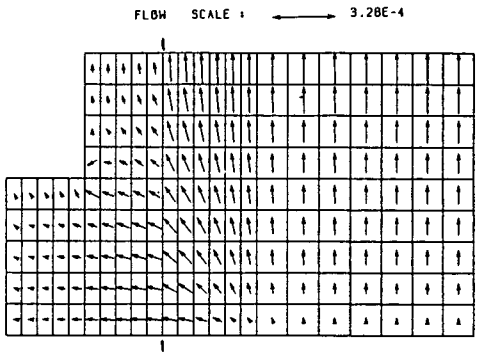


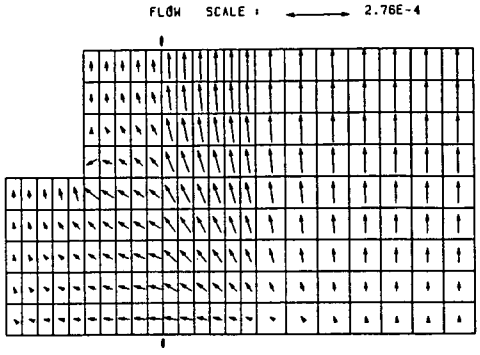
図3.5.18　過剰間隙水圧分布の時間変化（ケースC1-2，ステップ3）

・掘割道路幅を大きくすると，未改良部からの過剰間隙水圧が内側までまわり込みにくくなるため，掘割道路の中心線に近い要素と遠い要素の流量の差が大きくなる。(図3.5.21(2)の要素番号44と45の要素の流量は，はじめのうち急激に減少している。これは，ステップ2の最後では中心線に近くなるほど掘割道路底面の過剰間隙水圧が小さくなっていたものを，ステップ3の最初で同じ大きさの定水頭境界に置き換えた影響が，掘割道路幅が大きくステップ2の最後で過剰間隙水圧の差が大きい場合に現れたものと考える。)

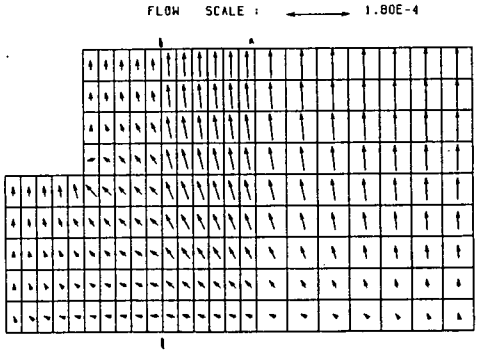
単位m／sec



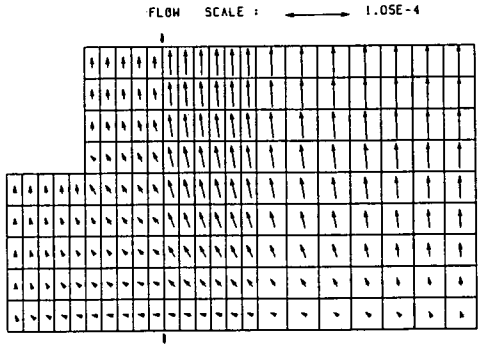
(1) 10sec(60sec)



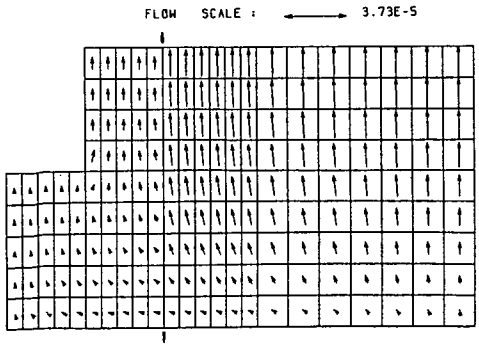
(2) 100sec(150sec)



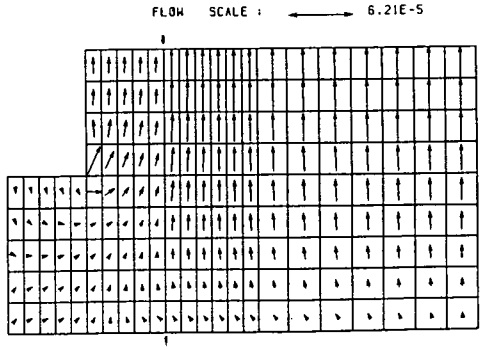
(3) 600sec(650sec)



(4) 1200sec(1250sec)



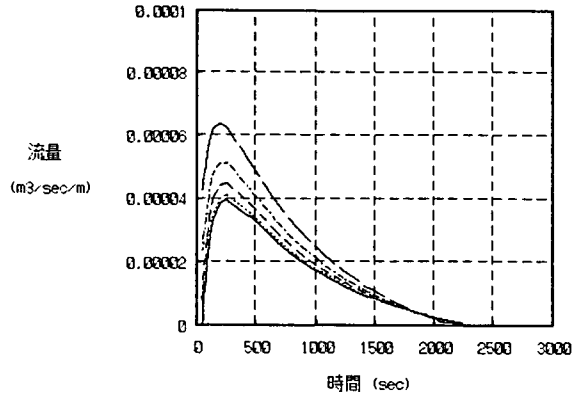
(5) 1800sec(1850sec)



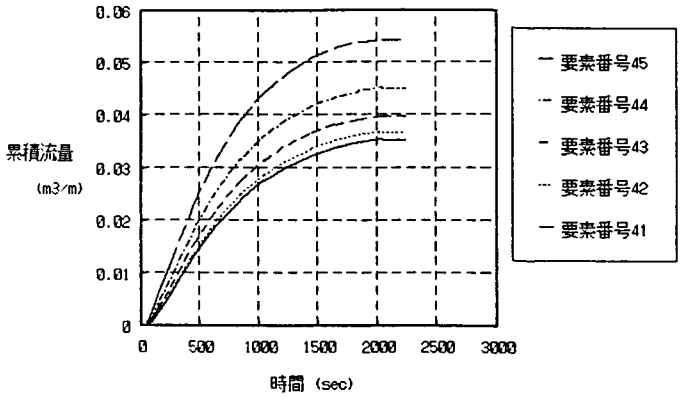
(6) 2400sec(2450sec)

※ ( ) 内の時間は，ステップ2の開始時点からの時間

図3.5.19 流速ベクトル分布の時間変化（ケースC1-2，ステップ3）



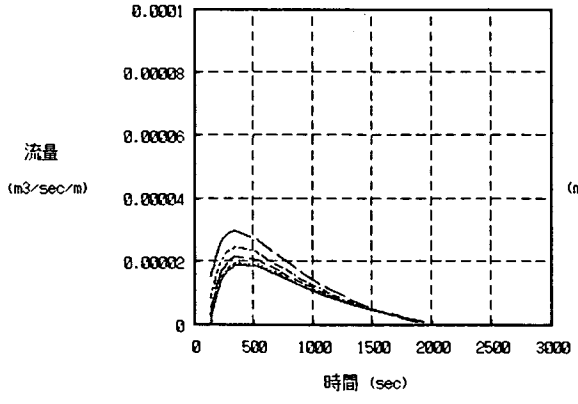
(1) 流量



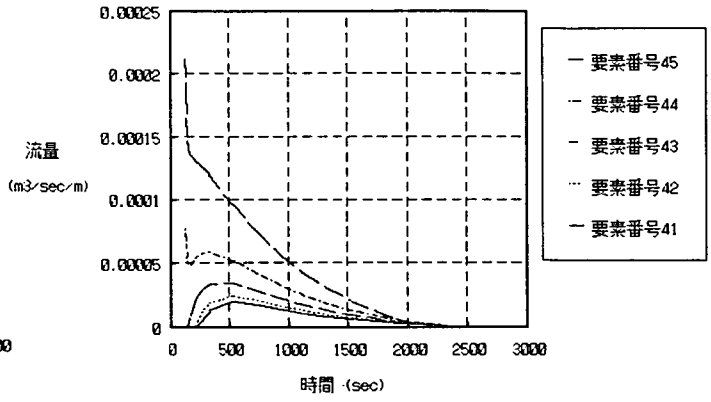
(2) 累積流量

※（ ）内の時間は，ステップ２の開始時点からの時間

図3.5.20 ケースC1-2流量及び累積流量の時間変化



(1) 締固め幅を大きくした場合
(ケースC1-3)



(2) 掘割道路幅を大きくした場合
(ケースC3-2)

※時間は，ステップ２の開始時点からの時間

図3.5.21 流量を変えた場合の流量の時間変化

表3.5.6 浮上がり量の計算結果（Cシリーズ）

ケース名	最終浮上がり量 (m)	浮上がり開始時刻 (sec) *	浮上がり終了時刻 (sec) *
C1－1	0.058	20	2220
C1－1B	0.036	40	1440
C1－2	0.042	50	2250
C1－2B	0.023	90	1490
C1－2C	(0.070)**	0	(3000)
C1－3	0.020	140	1940
C1－3B	0.007	280	1280
C2－2	0.024	80	2280
C2－2B	0.011	180	1580
C3－2	0.015	130	2330
C3－2B	0.006	340	1540

* ステップ２の開始時点（地震動終了時）をゼロとした。
** 3000sec時の値。

各ケースの最終浮上がり量の計算結果を表3.5.6に示す。また，浮上がり量の時間変化の比較を図3.5.22に，最終浮上がり量の比較を図3.5.23に示す。図中にはLシリーズの結果を一部示しているが，図3.5.22は補正前の浮上がり量で，図3.5.23は補正後の浮上がり量である。図3.5.23より，最終浮上がり量が小さくなる要因として以下のことが挙げられる。

・締固め幅が大きい。

・W/Us が大きい。

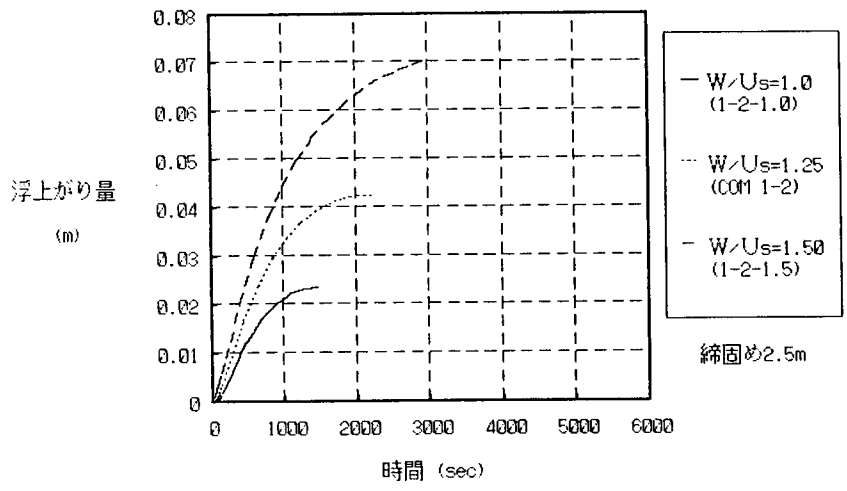
・掘割道路幅が大きい。

締固め部が未改良部からの過剰間隙水圧のまわり込みを抑える効果が，この計算方法でうまく考慮できるものと考える。W/Us と掘割道路幅の影響に関しては，Lシリーズと同様の理由が考えられる。

3.5.4 ま と め

過剰間隙水圧の伝播によって掘割道路のみが浮上がる場合の浮上がり量と，締固めの規模に応じた掘割道路の浮上がり対策効果は，浸透解析を用いた方法により計算することができる。妥当な m_v の設定と，実際の浮上がり時の地盤変形の有無の検討が今後の課題である。

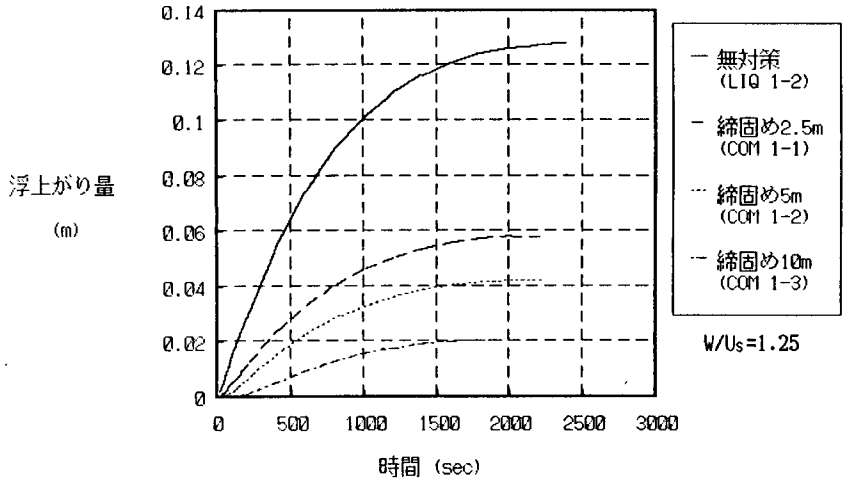
（土木研究所）



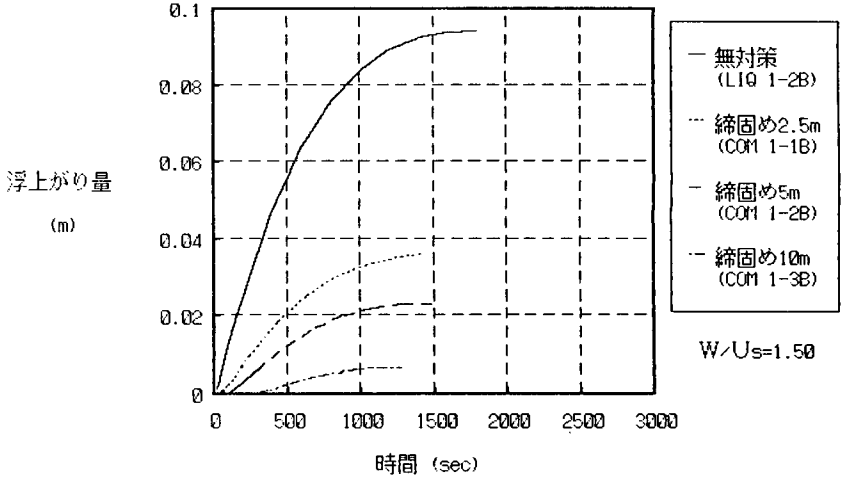
(1) W/Usの影響

※時間は，ステップ2の開始時点からの時間

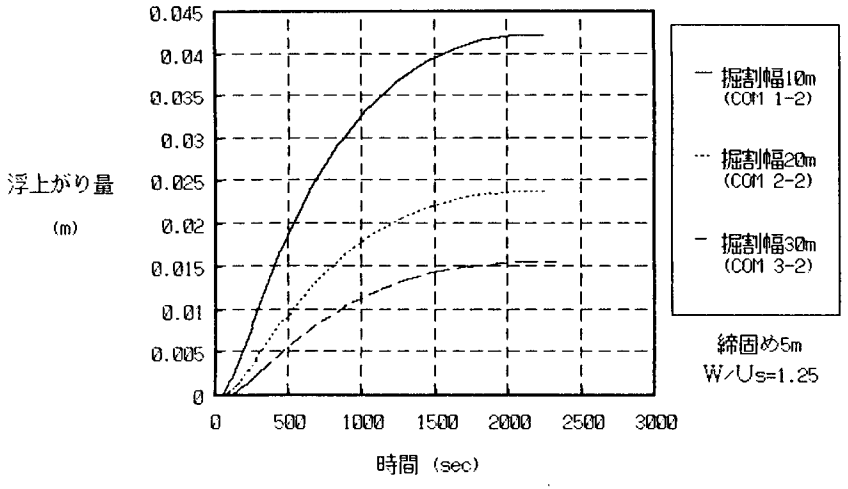
図3.5.22 浮上がり量の時間変化の比較



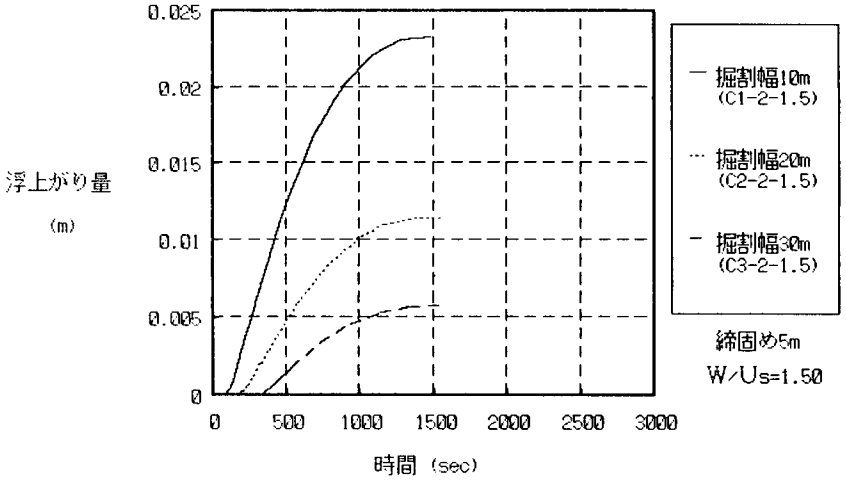
（2）締固め幅の影響(W/Us=1.25)



（3）締固め幅の影響(W/Us=1.5)

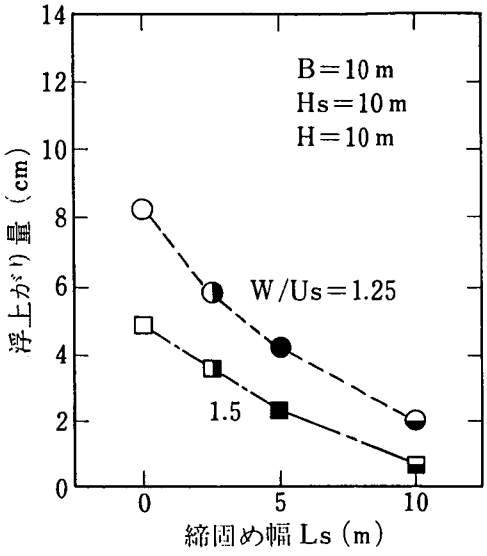


（4）掘割道路幅の影響(W/Us=1.25)

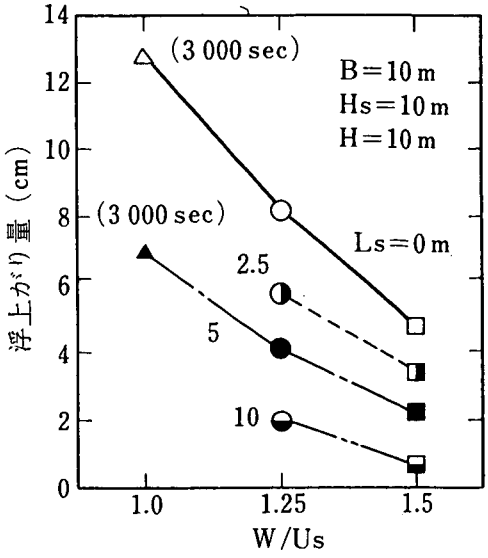


（5）掘割道路幅の影響(W/Us=1.5)

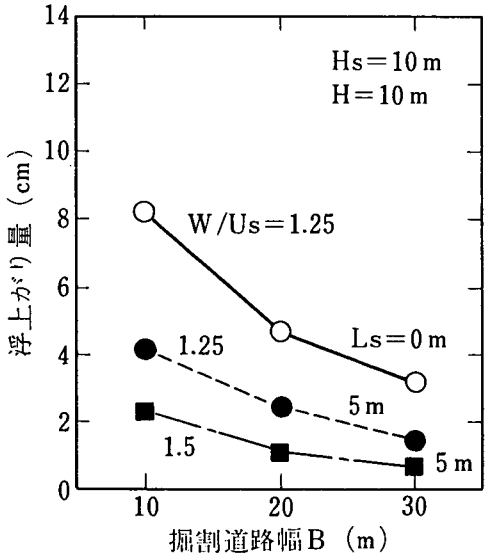
図3.5.22　（つづき）



(1) 締固め幅の影響



(2) W/Usの影響



(3) 掘割道路幅の影響

※Ls＝0mは，Lシリーズの補正後の結果

図3.5.23 最終浮上がり量の比較

3.6 掘割道路の地震時浮上がりに関する動的応答解析

3.6.1 解析目的

周辺地盤が液状化したときの掘割道路底面への土砂のまわり込みやすさを考慮するために，前年度は，模型振動実験を対象とした円弧すべり安全率の適用性の検討[3]と，締固め改良を行った場合の浸透解析結果を用いた円弧すべり安全率の算定[5]を実施した。

ここでは，砕石ドレーンを掘割道路周辺地盤の液状化対策として用いた用いた場合の効果を明らかにするために，動的応答解析結果を用いた円弧すべり安全率の算定を行った。

また，周辺地盤が無対策の状態における掘割道路の浮上がりに対する安定性を簡易的に評価する方法として，共同溝設計指針に準じて浮上がり安全率を算定すること[6]が考えられるが，その適用性を明らかにするために，動的応答解析結果との比較を行った。

3.6.2 解析方法

解析フローを図3.6.1に示す。周辺地盤が無対策の場合について動的応答解析と共同溝設計指針に準じた

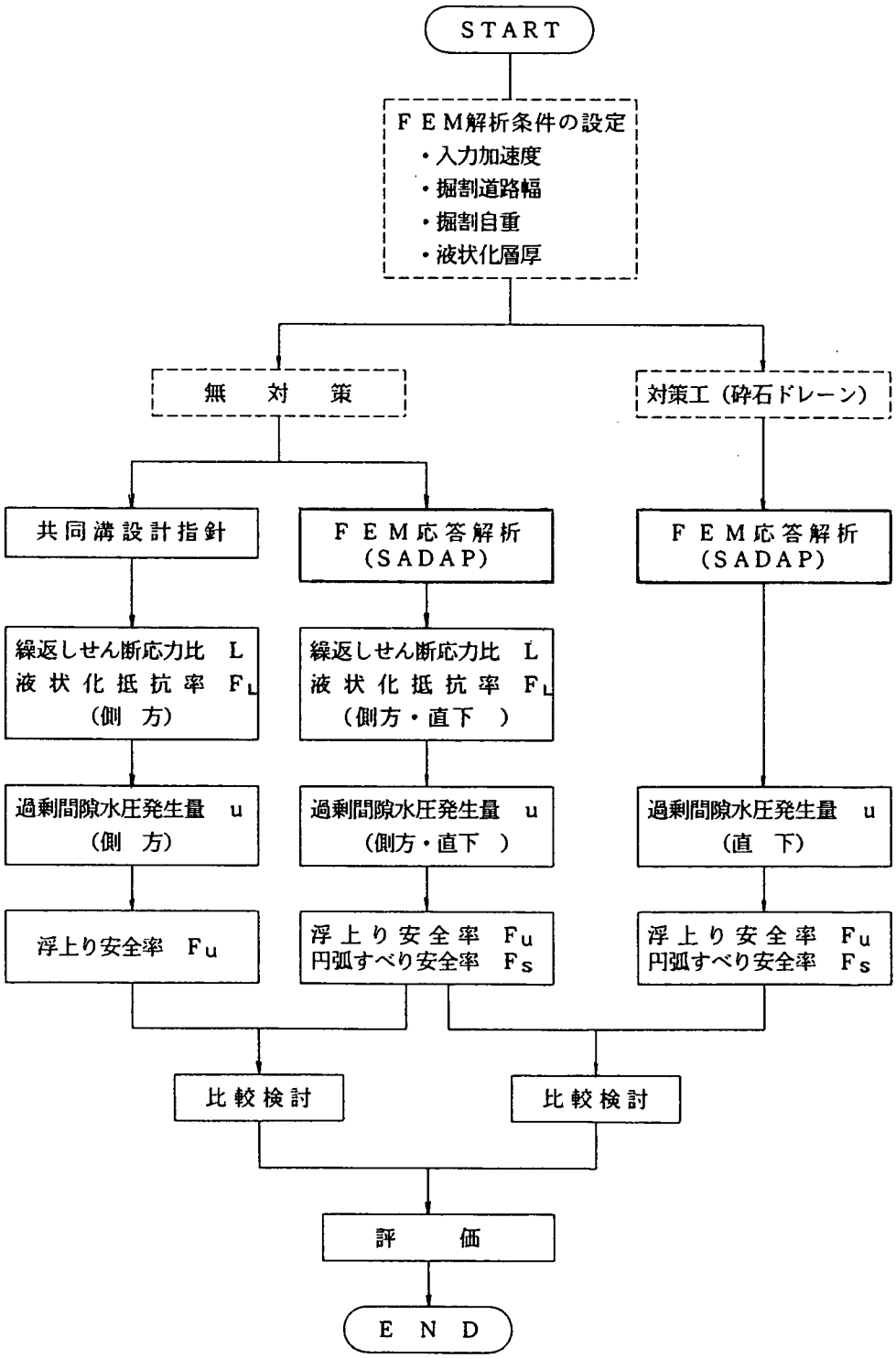


図3.6.1　解析フロー

簡易計算を行い，周辺地盤に砕石ドレーンを打設した場合について動的応答解析を行った。動的応答解析では浮上がり安全率と円弧すべり安全率を，簡易計算では浮上がり安全率を算定した。

(1) 動的応答解析

動的応答解析は，前年度まで[7]と同様に，建設省土木研究所所有の有限要素解析プログラム“SADAP”を用いて行った。

1）対象モデル

対象モデルを表3.6.1に示す。無対策の場合について入力加速度，掘割道路幅，掘割道路の自重，及び液状化層厚を変えて，砕石ドレーンを打設した場合について入力加速度と掘割道路幅を変えて解析を行った。モデル64—2及びモデル64—2′は，それぞれ文献7)のモデル62—2及び62—2′と同一である。また，モデル64—4及び64—5は，それぞれ文献4)のモデル62—3及び62—4の入力加速度振幅を，70 galから110 galに大きくしたものである。

掘割道路幅が12，22，32 mのときの要素分割図をそれぞれ図3.6.2(1)，(2)，(3)に示す。判断面モデルとしてモデル化し，砕石ドレーンのある場合もない場合も，同じ要素分割図を用いた。砕石ドレーンのある場合は，0.4 m幅の砕石パイルを掘割道路の下方と側方に1.48 mピッチ（中心間隔）で配置し，また，掘割道路の底面に0.8 m厚の砕石マットを，側面に1.6 m厚の砕石ウォールを配置した。側方の砕石パイルは片側2本とした。

ここで，実際には3次元的な広がりをもつ砕石パイルを，解析では2次元モデルに置き換えていることに留意する必要がある。例えば，砕石パイルが正方形配置である場合に，解析で用いた配置と面積比が等しくなるようなパイル半径 a を求めると，次式より $a=0.77$ (m) となる。

$$\frac{\pi \cdot a^2}{\pi \cdot b^2}=\frac{a'}{b} \quad \cdots\cdots (3.6.1)$$

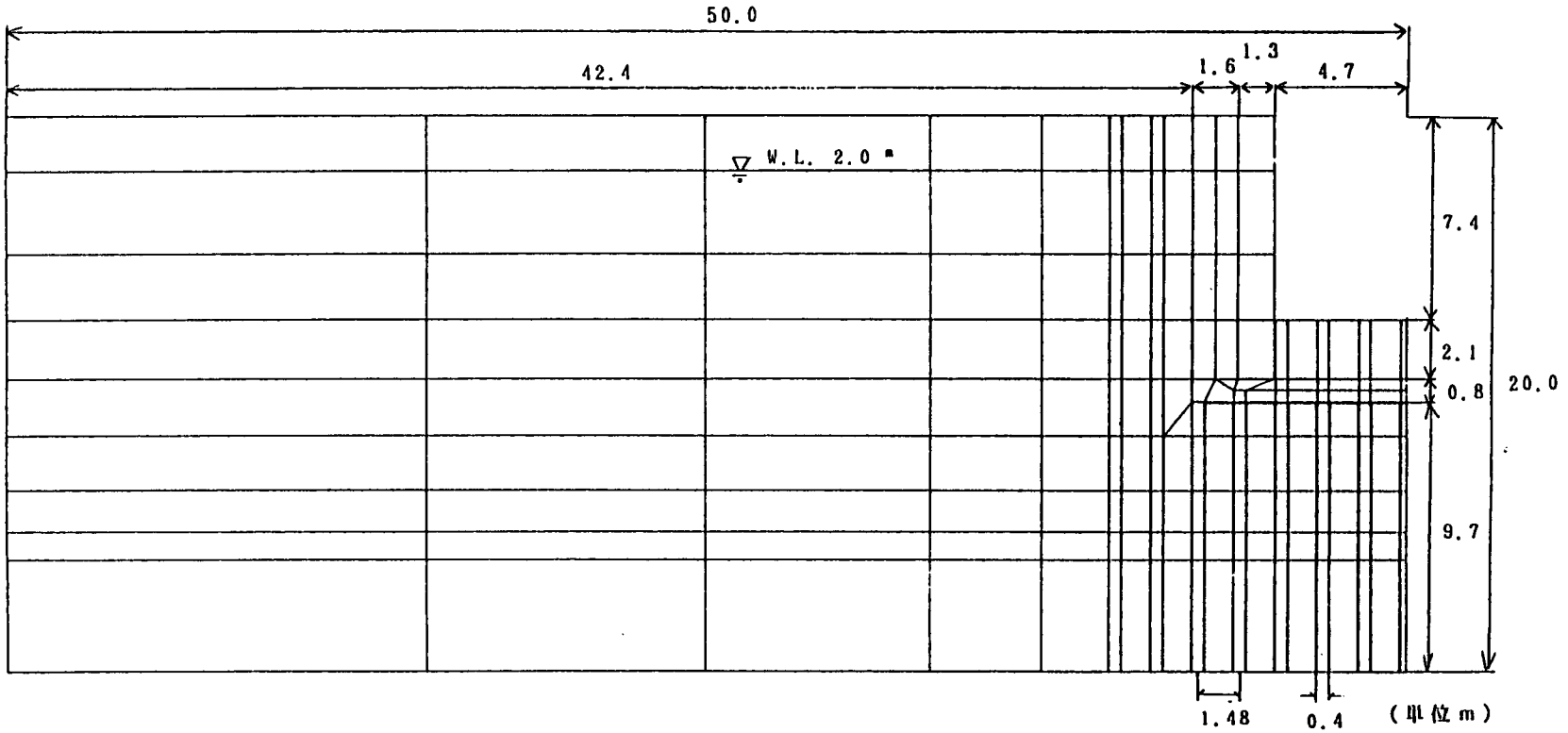
ここに，b：砕石パイルのピッチ（=1.48 m），

a'：2次元モデルに置き換えたときの砕石パイルの幅（=0.4 m），π：円周率

表3.6.1 解析モデル

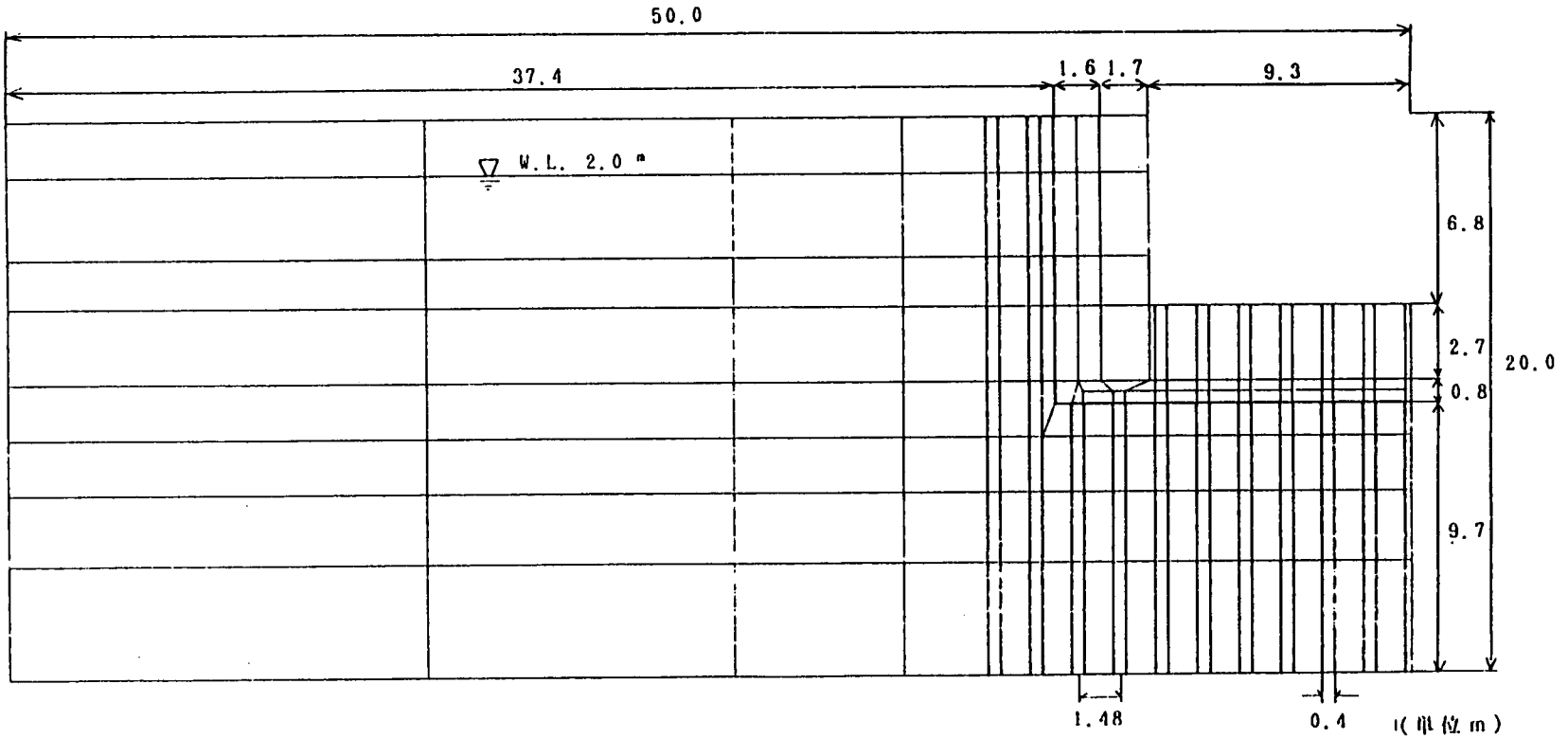
モデル名	砕石ドレーン	入力加速度 (gal)	掘割道路幅 (m)	掘割自重*	液状化層厚 (m)
64－1	なし	30	12	1.2Us	10.5
64－2	〃	70	〃	〃	〃
64－3	〃	110	〃	〃	〃
64－4	〃	〃	22	〃	〃
64－5	〃	〃	32	〃	〃
64－6	〃	〃	12	1.5Us	〃
64－7	〃	〃	〃	1.2Us	5.5
64－2’	あり	70	〃	〃	10.5
64－3’	〃	110	〃	〃	〃
64－4’	〃	〃	22	〃	〃

＊ Usは掘割道路の底面に作用する静水圧による浮力。



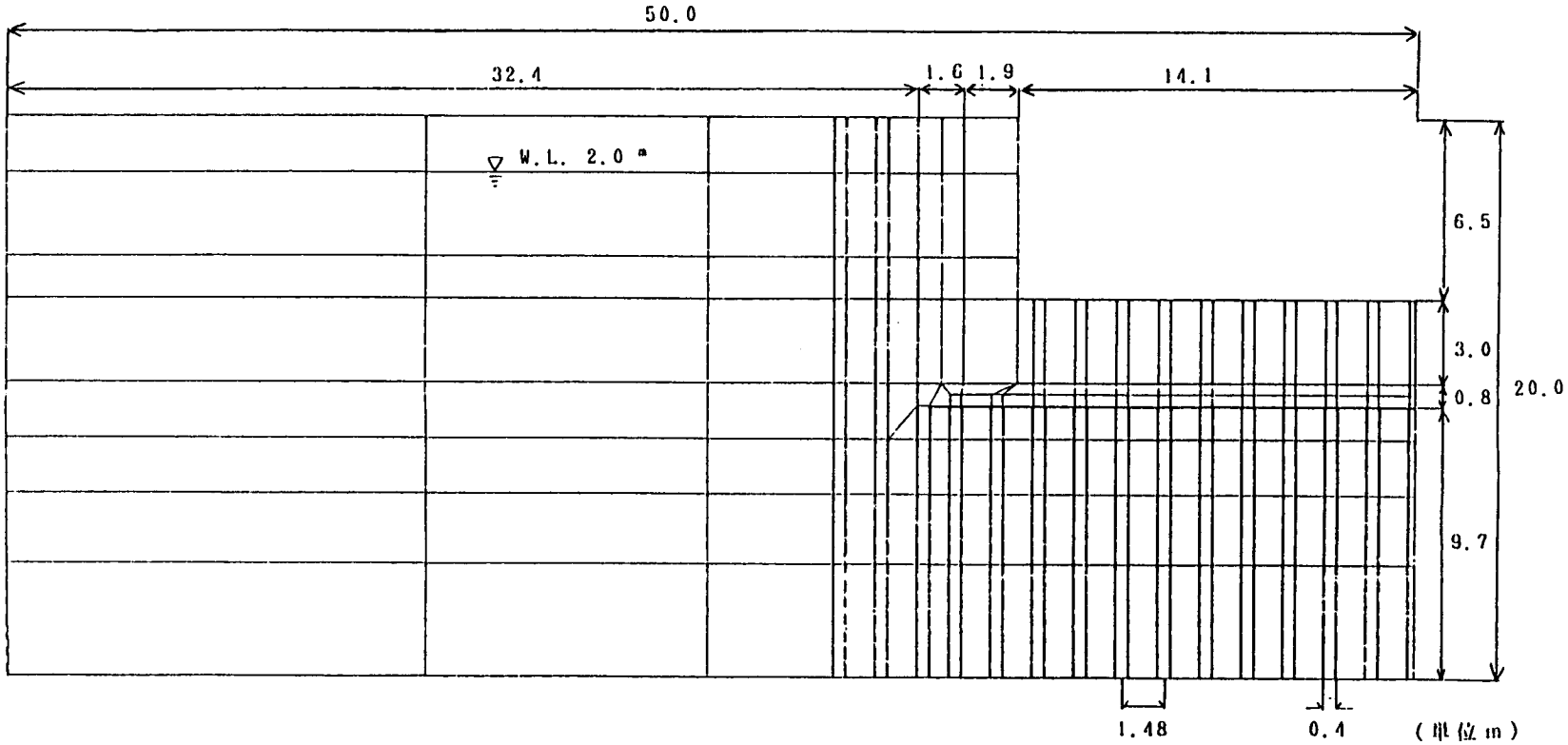
(1) 掘割道路幅12m

図3.6.2 要素分割図



(2) 掘割道路幅22m

図3.6.2 要素分割図



(3) 掘割道路幅32m

図3.6.2 要素分割図

2）解析手順

動的応答解析は，以下の手順で行った。詳細については文献8）を参照のこと。

① 静的応力解析により，各地盤要素の初期応力を求める。掘割道路の築造過程を考慮して，3ステップに分けて応力解析を行った。

② 動的応力解析により，各地盤要素の地震時の応力状態の経時変化を求める。応答解析は全応力法による逐時解析で，地盤はHardin-Drnevichモデルと Masing則を組み合わせて，履歴減衰をもつ非線形材料として扱った。

③ ①及び②の結果をもとに，各地盤要素の地震時の過剰間隙水圧の発生・消散に関する浸透解析を行い，地震中及び地震後の過剰間隙水圧の経時変化を求める。過剰間隙水圧は，地下水面以下の砂地盤要素のせん断応力波形が反転する際に発生するものとし，水平面上のせん断応力 τ_{xy} の動的振幅を用いて求めた[8]。

④ 掘割道路の浮上がり安全率 Fu（図3.6.3参照，算定法は文献5）の砕石ドレーンのある場合に準じた方法で浸透水力に起因する力 F を考慮した。），円弧すべり安全率 Fs（図3.6.4参照，算定法は文献2）と同じ。）と，次式による掘割道路の底面に作用する平均的な過剰間隙水圧 Δu_1 を求める。

$$\Delta u_1 = \frac{Ud + F}{B} \quad \cdots\cdots (3.6.2)$$

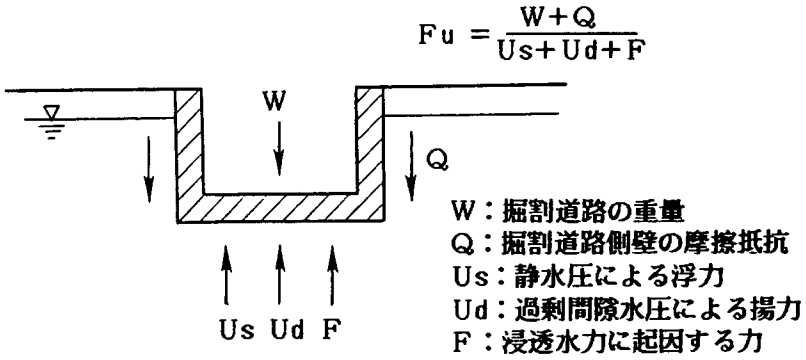


図3.6.3 浮上がり安全率Fuの定義

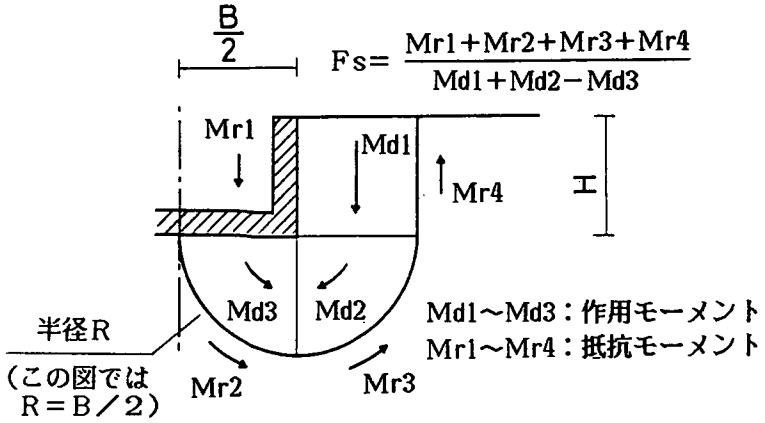


図3.6.4 円弧すべり安全率Fsの定義

ここに，Ud：掘割道路底面に作用する過剰間隙水圧による浮力，

F：浸透水力に起因する力（掘割道路の下方で発生した過剰間隙水圧によって生じる力であるため考慮する。以上は単位奥行き当りの値。）

B：掘割道路の幅

⑤ 砕石ドレーンのないケースでは，簡易計算法との比較を行うために，掘割道路底面に接する地盤の平均的な繰返しせん断応力比 L_1 と液状化に対する抵抗率 F_{L1}（図 3.6.5 に示す掘割道路直下の各要素の単純平均とする。），掘割道路底面と同じ深さの水平地盤内で生じる過剰間隙水圧 Δu_2（図 3.6.6 に示す要素の最大値とする。），及び水平地盤部における平均的な繰返しせん断応力比 L_2 と液状化に対する抵抗率 F_{L2}（図 3.6.5 に示す水平地盤部の各要素の単純平均とする。）を求める。

$$L=\frac{\tau_{xy}}{\sigma_v'} \quad \cdots\cdots (3.6.3)$$

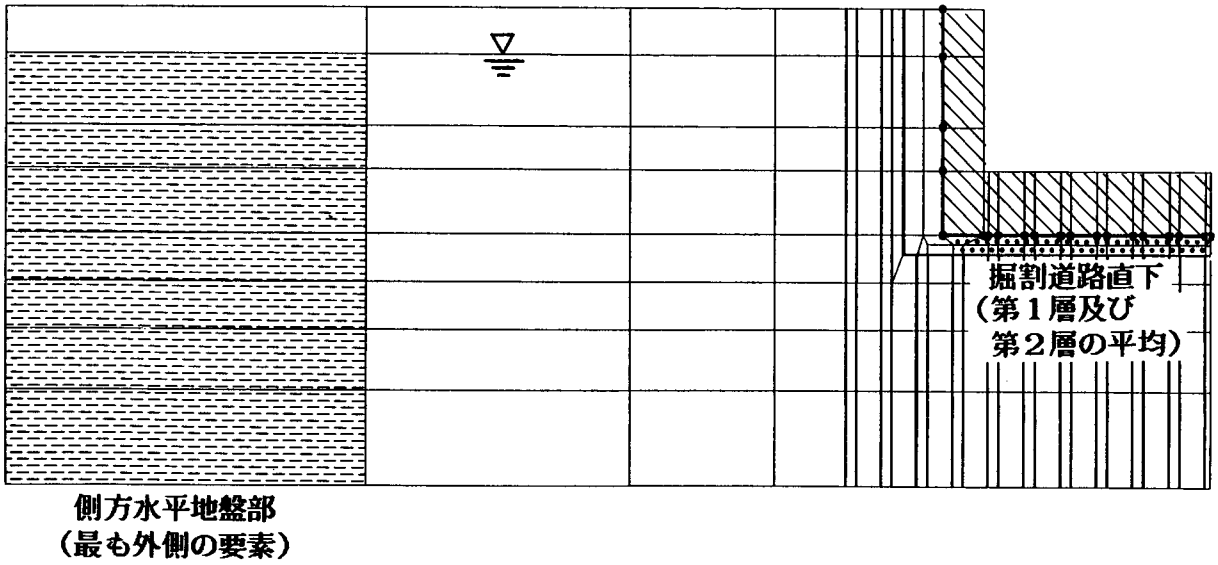


図3.6.5　繰返しせん断応力比と液状化抵抗率の算定位置（動的応答解析）

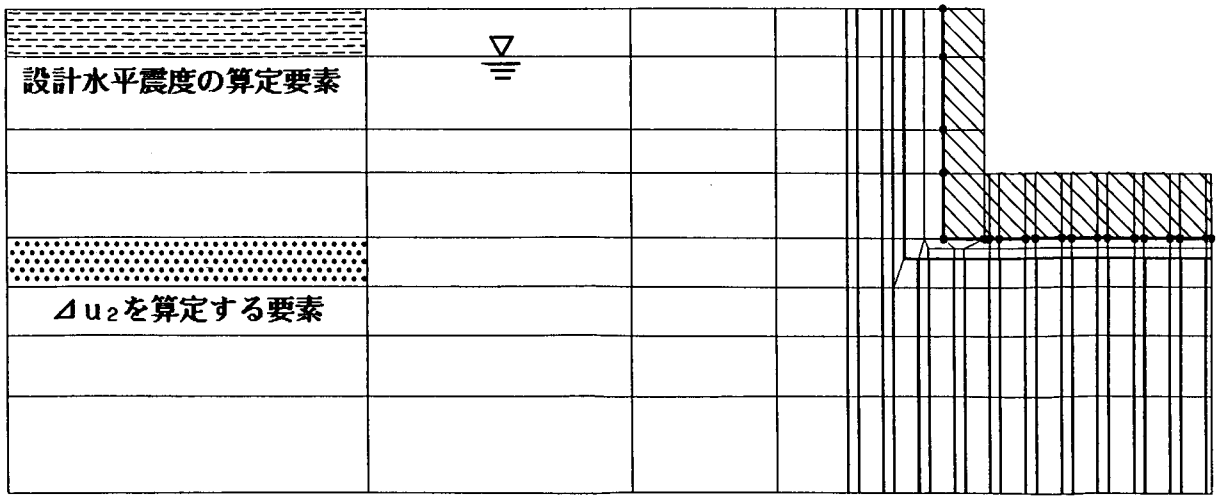


図3.6.6　側方過剰間隙水圧（Δu_2）の算定位置

$$\tau_{xy}=\frac{\tau_{xy(+)}+\tau_{xy(-)}}{2} \quad \cdots\cdots (3.6.4)$$

$$F_L=\frac{R_{L15}}{L} \quad \cdots\cdots (3.6.5)$$

ここに，σ_v'：静的応力解析により計算された各要素の初期有効上載圧，

τ_{xy}：水平面上のせん断応力の動的振幅，

$\tau_{xy(+)}$ 及び $\tau_{xy(-)}$：動的応答解析により計算された水平面上のせん断応力の＋側及び－側最大値の絶対値，

R_{L15}：15回の繰返し回数に対応する繰返しせん断強度比(本計算では，$R_{L15}=0.286$ となる。詳細は(3)参照)

3）地盤条件

地盤の材料定数を表3.6.2に示す。地下水面より上の部分の湿潤単位体積重量 γ_t は，下の部分の飽和単位体積重量 γ_{sat} と等しいものとした。

砂地盤の過剰間隙水圧の発生量を決める定数を表3.6.3に示す。N 値10程度の地盤に対応する定数とした[7]。定数の意味，及び簡易法との対応については，(3)で後述する。

4）掘割道路の条件

掘割道路はコンクリート製とし，十分に大きな剛性をもつ不透水性の線形材料としてモデル化した。表3.6.1の掘割道路の自重の条件を満たすように単位体積重量を設定した。

5）入力波

動的応答解析時の入力波として，表3.6.1に示した加速度振幅をもつ2 Hzの正弦波15波をモデルの底面に水平方向に入力した。

6）境界条件

静的応力解析時は，モデル底面の水平方向及び鉛直方向の変位と，側面の水平方向の変位を固定した。また，動的応答解析時は，モデルの底面の水平方向及び鉛直方向の変位と，側面の鉛直方向の変位を固定した。

浸透解析時は，モデル底面及び側面と掘割道路を不透水境界とした。

(2) 簡易計算

1）対象モデル

表3.6.1に示した動的応答解析の対象モデルのうち，砕石ドレーンのないケース（ケース64-1～64-7）を対象に簡易計算を行った。

2）計算手順

簡易計算は，共同溝設計指針に準じて以下の手順で行った。

① 動的応答解析における各ケースの地表面の最大応答加速度を用いて，動的応答解析に対応した設計水平震度 k_s を設定する。

$$k_s=\frac{\alpha_{max}}{g} \quad \cdots\cdots (3.6.6)$$

表3.6.2　地盤の材料定数

	砂	砕石	支持層[2]
飽和単位体積重量 γ_{sat} (tf/m³)	1.93	1.90	1.93
湿潤単位体積重量 γ_t (tf/m³)	1.93	1.90	1.93
内部摩擦角 ϕ (°)	36.6	45.0	36.6
粘着力 c (tf/m²)	0	0	0
静的ポアソン比 ν_s	0.33	0.33	0.33
動的ポアソン比 ν_d	0.49	0.49	0.49
$Go=K\cdot(\frac{\sigma_1'+\sigma_2'}{2})^n$ を決める定数[1]	K=2200 n=0.5	K=5200 n=0.5	K=2200 n=0.5
Hardin-Drnevichモデルの定数α	1.0	1.0	1.0
静的応力解析時の1ステップ目の初期せん断弾性係数 G_t (tf/m²)	5800	5800	5800
静的応力解析時の1ステップ目の静止土圧係数 Ko	0.5	0.5	0.5
透水係数 k (cm/sec)	1.0×10^{-2}	10.0	1.0×10^{-6}
体積圧縮係数 m_v (m²/tf)	0.001	0.001	0.001

1) Goは初期せん断弾性係数、Goとσ'の単位はtf/m²。
2) モデル64－7において、液状化砂層の下にある過剰間隙水圧の発生しない層として用いた。また、モデル64－5の円弧すべり安全率の計算時にも用いた。

表3.6.3　砂地盤の過剰間隙水圧の発生量を決める定数

	液状化強度特性 $\log(L)=A\cdot\log(N_L)+B$	過剰間隙水圧の発生特性 $\Delta u=\frac{2}{\pi}\sin^{-1}\{(\frac{N}{N_L})^{1/2\alpha}\}\sigma_v'$
設定値	A=-0.123 B=-0.399	α=1.0

ここに，α_{max}：掘割道路から最も離れた水平地盤部の地表面の水平方向最大応答加速度（図3.6.6参照），

g：重力加速度

② 水平地盤部の地下水位以下の深さ2m毎の中間深度における繰返しせん断応力比 L_3 を求める。

$$L_3 = r_d \cdot k_s \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma_v'}, \quad \cdots\cdots (3.6.7)$$

$$r_d = 1.0 - 0.015 \cdot z \quad \cdots\cdots (3.6.8)$$

$$\sigma_v = \gamma_t \cdot WL + \gamma_{sat} \cdot (z - WL) \quad \cdots\cdots (3.6.9)$$

$$\sigma_v' = \gamma_t \cdot WL + \gamma' \cdot (z - WL) \quad \cdots\cdots (3.6.10)$$

ここに，r_d：繰返しせん断応力比の深さ方向の低減係数，

z：地表面からの深さ（m），

WL：地表面から地下水面までの深さ（=2m），

σ_v：全上載圧，

σ_v'：初期有効上載圧，

γ_t：地下水面より上の地盤の湿潤単位体積重量，

γ_{sat}及びγ'：地下水位より下の地盤の飽和単位体積重量及び有効単位体積重量（表3.6.2参照）

③ L_3 を用いて水平地盤部の各深度における液状化に対する抵抗率を式(3.6.5)により求め，その単純平均として F_{L3} を求める。

④ 水平地盤内で生じる平均的な過剰間隙水圧比 L_{u3} を求める。

$$\left.\begin{aligned} L_{u3} &= F_{L3}^{-7} \quad (F_{L3} \geqq 1) \\ L_{u3} &= 1 \qquad (F_{L3} < 1) \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (3.6.11)$$

⑤ 掘割道路底面と同じ深さの水平地盤内で生じる過剰間隙水圧 Δu_3 が掘割道路の底面にまわり込むものとして，以下の式を用いて掘割道路の浮上がり安全率 Fu（図3.6.3参照）を算定する。

$$Ud = \Delta u_3 \cdot B \quad \cdots\cdots (3.6.12)$$

$$\Delta u_3 = L_{u3} \cdot \sigma_{vB}' \quad \cdots\cdots (3.6.13)$$

$$Q = 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot K_0 \cdot \gamma_t \cdot (WL)^2 \cdot \tan\phi' \quad \cdots\cdots (3.6.14)$$

$$F = 0 \quad \cdots\cdots (3.6.15)$$

ここに，Ud：掘割道路底面に作用する過剰間隙水圧による浮力，

Q：掘割道路側面の摩擦抵抗（地下水位よりも上の部分について考慮した。動的応答解析の場合も同じ。），

F：浸透水力に起因する力（以上は単位奥行き当りの値。），

B：掘割道路の幅，

σ_{vB}'：掘割道路底面と同じ深さの水平地盤の有効上載圧（本計算では式（3.6.10）において $z=9.5$ m としたときの値。），

K_0：地盤の静止土圧係数（$=0.5$ とした。），

ϕ'：掘割道路側面に接する地盤の内部摩擦角（表 3.6.2 参照）

(3) 地盤の液状化強度と過剰間隙水圧の発生特性の設定

1）動的応答解析における設定

動的応答解析では，非排水条件下における地盤の液状化強度特性と過剰間隙水圧の発生特性として①及び②に示す式を用いている。過剰間隙水圧の発生量は，これらの特性と累積損傷度理論を組み合わせて算定している。動的応答解析で用いた各定数の設定値は表 3.6.3 に示したとおりである。

これらをもとに，液状化に対する抵抗率 F_L と過剰間隙水圧比 L_u の関係が③のように求められる。式（3.6.23）を図示すると図 3.6.7 のようになる。図中には定数を若干変えた場合，及び式（3.6.11）の関係も合わせて示した。また，式（3.6.11）と式（3.6.23）より F_L を消去して得られる，動的応答解析と簡易法の過剰間隙水圧比の関係を図 3.6.8 に示す。

① 液状化強度特性

$$\log(R_L)=A\cdot\log(N)+B \quad \cdots\cdots (3.6.17)$$

ここに，N：繰返し回数，

R_L：N 回の繰返しで液状化が生じる繰返しせん断応力比，

A 及び B：液状化強度曲線の勾配と高さを示す定数（図 3.6.9 参照，一般に A も B も負の値をとる。）

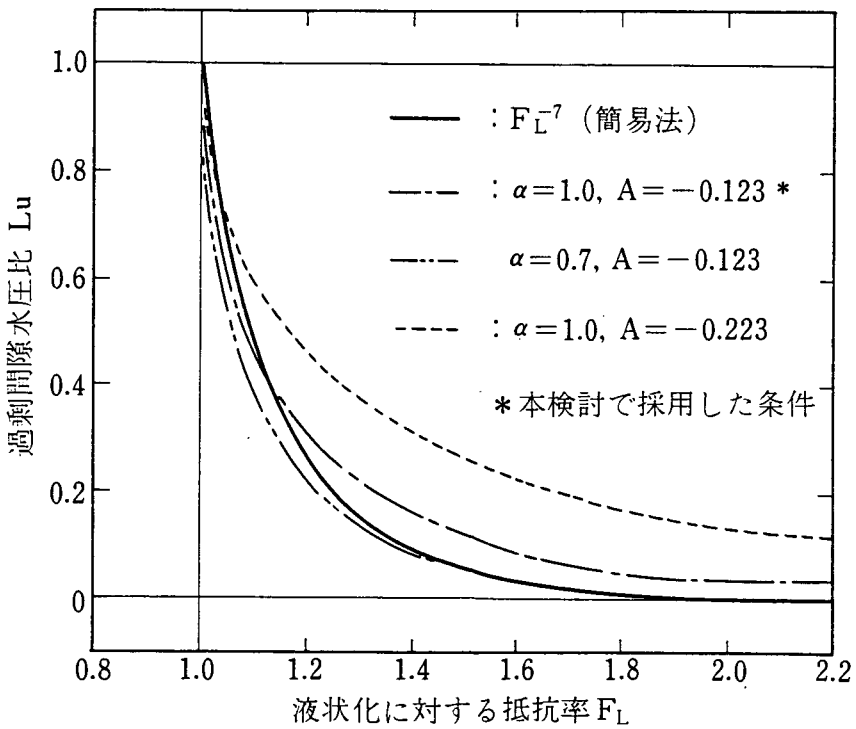


図3.6.7 過剰間隙水圧の発生特性の比較（その 1）

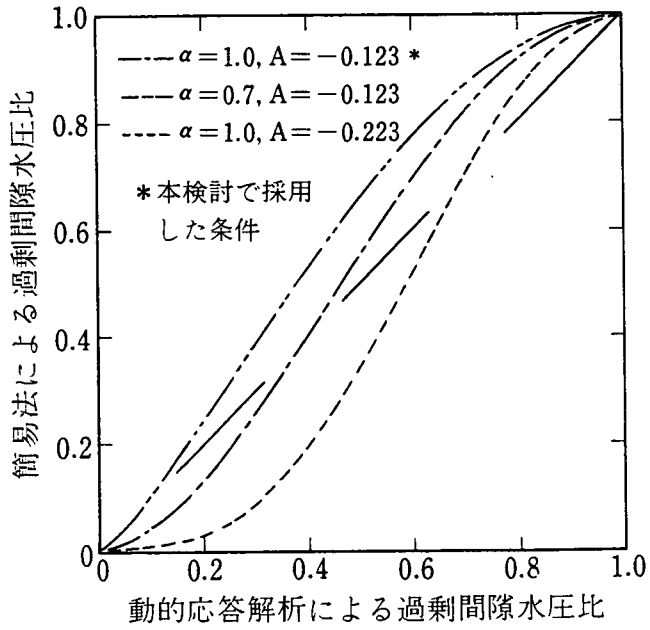


図3.6.8　過剰間隙水圧の発生特性の比較（その２）

② 過剰間隙水圧の発生特性（図 3.6.10 参照）

$$\Delta u=\frac{2}{\pi}\sin^{-1}\left\{\left(\frac{N}{N_L}\right)^{1/2\alpha}\right\}\sigma_v' \quad (N\leqq N_L \text{ のとき}) \quad \cdots\cdots (3.6.18)$$

$$\Delta u=\sigma_v' \quad (N>N_L \text{ のとき}) \quad \cdots\cdots (3.6.19)$$

ここに，Δu：一定振幅 L のせん断応力比が N 回作用したときの過剰間隙水圧，

N_L：一定振幅 L のせん断応力比が繰返し作用するときの液状化が生じるまでの繰返し回数，

α：過剰間隙水圧の上昇のしやすさを表す定数，

σ_v'：初期有効上載圧

式（3.6.17）より N_L は次式で表される。

$$\log(L)=A\cdot\log(N_L)+B \quad \cdots\cdots (3.6.20)$$

③ 液状化に対する抵抗率 F_L と過剰間隙水圧比 Lu の関係

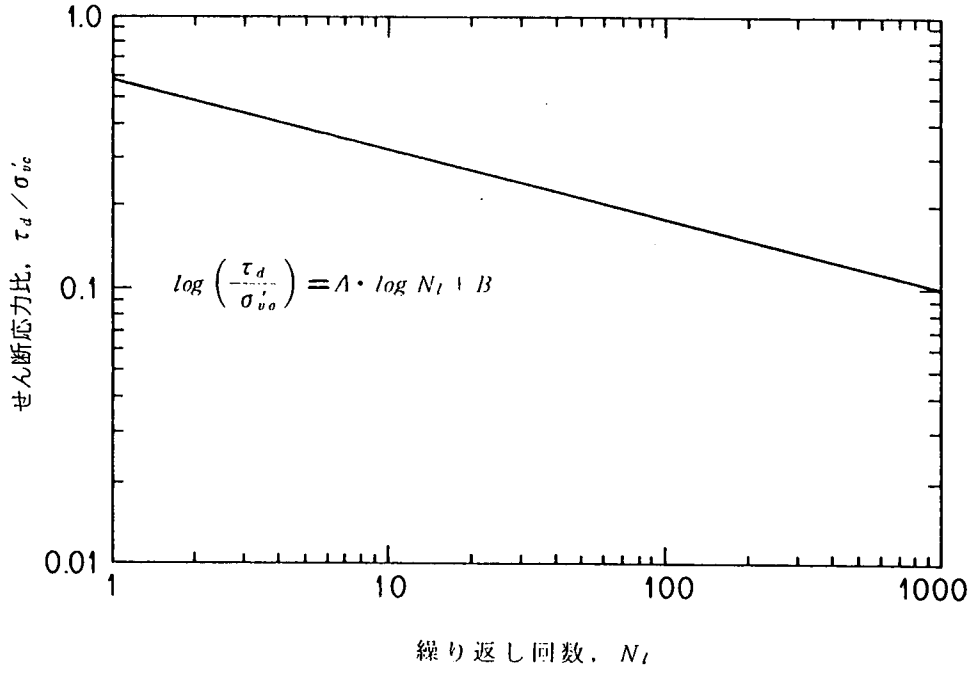
一定振幅 L のせん断応力比が N 回作用するときの F_L は次式で表される。

$$F_L=\frac{R_L}{L} \quad \cdots\cdots (3.6.21)$$

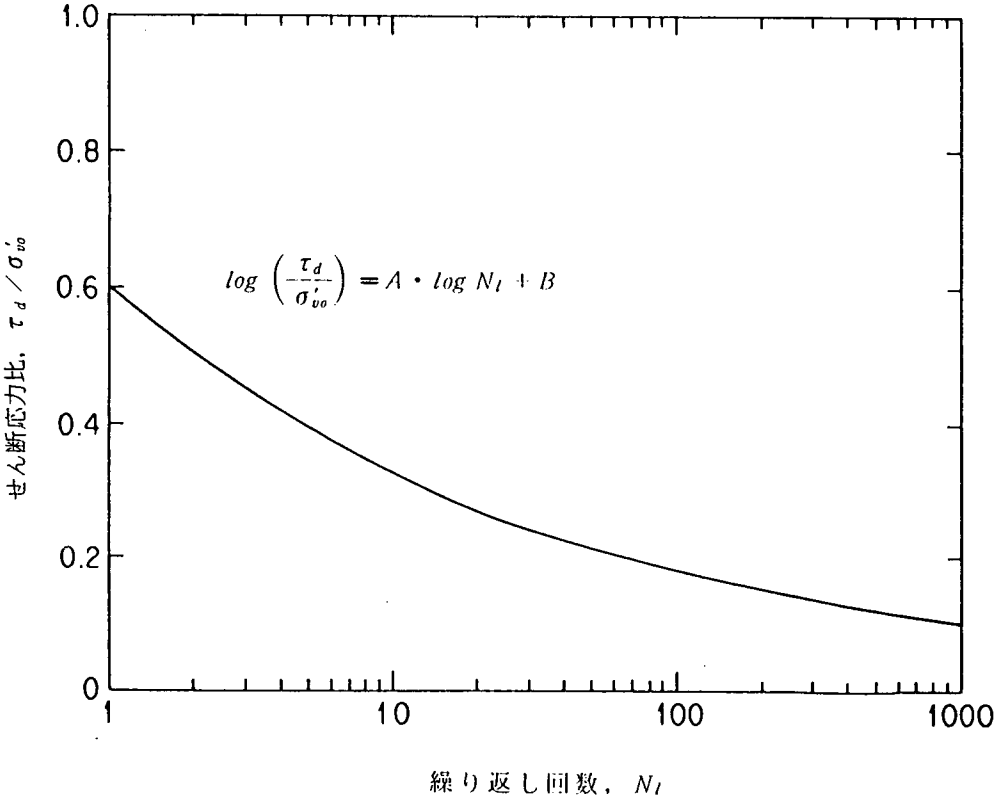
式（3.6.17）と式（3.6.20）を上式に代入すると次式が得られる。

$$F_L=\left(\frac{N}{N_L}\right)^A \quad \cdots\cdots (3.6.22)$$

$F_L\geqq 1.0$ のとき，A は一般に負の値をとるから $N\leqq N_L$ となる。そこで上式を式（3.6.18）に代入すると，次式のような F_L と L_u の関係が得られる。



(1) 両対数目盛の場合



(2) 片対数目盛の場合

図3.6.9 液状化強度曲線

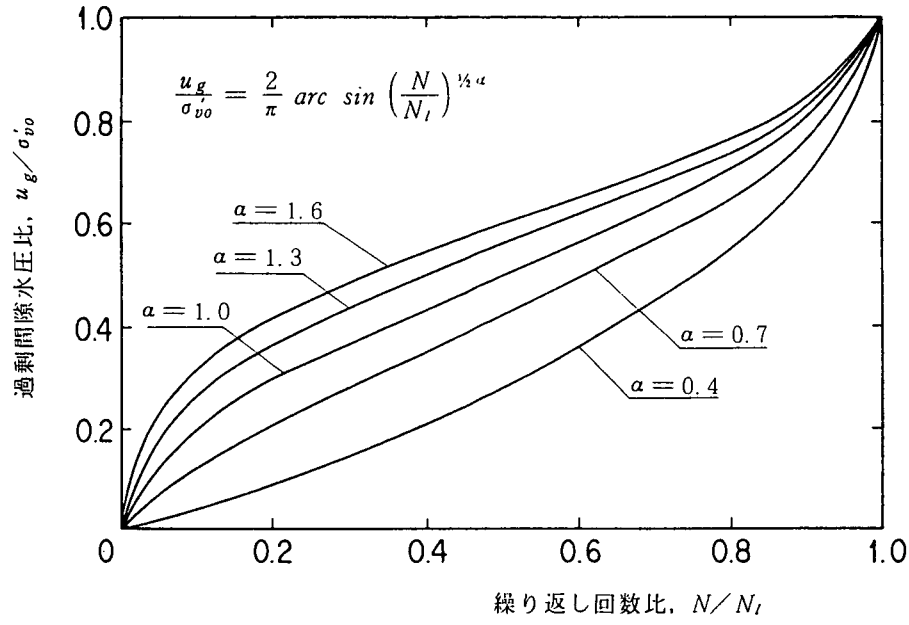


図3.6.10　過剰間隙水圧の発生特性

$$L_u = \frac{\Delta u}{\sigma_u'} = \frac{2}{\pi} \sin^{-1} \{(F_L)^{1/(2\cdot\alpha\cdot A)}\} \quad (F_L \geqq 1.0 \text{ のとき}) \quad \cdots\cdots (3.6.23)$$

同様に $F_L < 1.0$ のとき，$N > N_L$ となるから式（3.6.19）より次式が得られる。

$$L_u = 1.0 \quad (F_L < 1.0 \text{ のとき}) \quad \cdots\cdots (3.6.24)$$

2）簡易法における設定との比較

簡易法では，液状化に対する抵抗率 F_{L3} を算定する際に式（3.6.5）を用いているが，分母として用いた繰返しせん断強度比 R_{L15} は，式（3.6.17）において $N=15$ としたときの値である。すなわち，簡易法で用いた地盤の液状化強度は，動的応答解析で用いたものと一致している。

また，簡易法では過剰間隙水圧比 Lu_3 を算定する際に式（3.6.11）を用いているが，過剰間隙水圧の発生特性も，図 3.6.7 及び図 3.6.8 より動的応答解析で用いた条件（$\alpha=1.0$，$A=-0.123$）と簡易法はほぼ対応している。

3.6.3　解 析 結 果

(1)　動的応答解析による計算結果

動的応答解析による各ケースの円弧すべり安全率 Fs，浮上がり安全率 Fu，掘割道路の底面に作用する平均的な過剰間隙水圧 Δu_1（式（3.6.2）参照），及び掘割道路底面と同じ深さの水平地盤内で生じる過剰間隙水圧 Δu_2（図 3.6.6 参照）の算定結果を表 3.6.4，表 3.6.5 に示す。

また，砕石ドレーンのないモデルの掘割道路底面に接する地盤の平均的な繰返しせん断応力比 L_1 と液状化に対する抵抗率 F_{L1}，及び水平地盤部における平均的な繰返しせん断応力比 L_2 と液状化に対する抵抗率 F_{L2} の算定結果を表 3.6.6，表 3.6.7 に示す。

(2)　簡易法による計算結果

表3.6.4　動的応答解析の計算結果

(1)　モデル64-1

時間 (sec)	円弧すべり ※1								浮上がり ※2						底面 Δu_1 (tf/m^2)	側方 Δu_2 (tf/m^2)
	抵抗力			作用力				安全率	抵抗力		作用力			安全率	$=\frac{U_d+F}{B}$	要素 302
	M_{d1}	M_{d2}	M_{d3}	M_{r1}	M_{r2}	M_{r3}	M_{r4}	F_s	W	Q	U_s	U_d	F	F_u		
常時	330.0	250.2	250.2	161.9	171.5	465.6	131.4	2.82	53.98	1.43	45.00	0.000	0.00	1.231	0.00	
7.5	330.0	250.2	250.2	161.9	112.6	440.0	129.1	2.56	53.98	1.43	45.00	20.940	0.00	0.840	3.490 MAX	0.66 MAX
20									53.98	1.43	45.00	18.273	0.00	0.876	3.046	0.64
50									53.98	1.43	45.00	14.368	0.00	0.933	2.395	0.59
100									53.98	1.43	45.00	10.850	0.00	0.992	1.808	0.53
200									53.98	1.43	45.00	8.010	0.00	1.045	1.335	0.46
500									53.98	1.43	45.00	5.487	0.00	1.098	0.915	0.34
1000									53.98	1.43	45.00	3.165	0.00	1.150	0.527	0.24
2000									53.98	1.43	45.00	2.422	0.00	1.169	0.404	0.13
4000									53.98	1.43	45.00	1.471	0.00	1.192	0.245	0.52
※3									53.98	1.43	45.00	21.684	0.00	0.831	3.614	0.66

※1 Md1～Mr4は半断面の値、単位tf・m/m
※2 W～Qは半断面の値、単位tf/m
※3 各要素の最大値を用いた場合

表3.6.4　動的応答解析の計算結果

(2)　モデル64-2

時間 (sec)	円弧すべり ※1								浮上がり ※2						底面⊿u1 (tf/m²)	側方⊿u2 (tf/m²)
	抵抗力			作用力				安全率	抵抗力		作用力			安全率	$=\frac{U_d+F}{B}$	要素 302
	M_{d1}	M_{d2}	M_{d3}	M_{r1}	M_{r2}	M_{r3}	M_{r4}	F_S	W	Q	U_S	U_d	F	F_U		
常時	330.0	250.2	250.2	161.9	171.5	465.6	131.4	2.82	53.98	1.43	45.00	0.000	0.000	1.231	0.00	
7.5	330.0	250.2	250.2	161.9	45.1	380.4	122.0	2.15	53.98	1.43	45.00	24.026	0.498	0.797	4.087	2.13 MAX
20	330.0	250.2	250.2	161.9	48.4	376.8	118.9	2.14	53.98	1.43	45.00	24.588	0.000	0.796	4.098 MAX	2.06
50	330.0	250.2	250.2	161.9	60.6	374.7	114.7	2.16	53.98	1.43	45.00	24.038	0.000	0.803	4.006	1.92
100	330.0	250.2	250.2	161.9	71.4	376.3	112.9	2.19	53.98	1.43	45.00	21.396	0.000	0.835	3.566	1.72
200	330.0	250.2	250.2	161.9	79.8	381.6	114.1	2.23	53.98	1.43	45.00	17.910	0.000	0.881	2.985	1.45
500	330.0	250.2	250.2	161.9	98.0	396.0	118.3	2.35	53.98	1.43	45.00	13.380	0.000	0.949	2.230	1.05
1000	330.0	250.2	250.2	161.9	118.7	414.1	121.9	2.45	53.98	1.43	45.00	9.477	0.000	1.017	1.579	0.73
2000	330.0	250.2	250.2	161.9	143.8	435.3	126.0	2.63	53.98	1.43	45.00	5.073	0.000	1.107	0.845	0.39
4000	330.0	250.2	250.2	161.9	164.0	453.2	129.0	2.75	53.98	1.43	45.00	1.485	0.000	1.192	0.245	0.14
									53.98	1.43	45.00	27.414	0.346	0.762	4.627	2.13

※1 Md1～Mr4は半断面の値、単位tf・m/m
※2 W～Qは半断面の値、単位tf/m
※3 各要素の最大値を用いた場合

表3.6.4　動的応答解析の計算結果

(3)　モデル64-3

時間 (sec)	円弧すべり ※1								浮上がり ※2						底面 Δu_1 (tf/m^2)	側方 Δu_2 (tf/m^2)
	抵抗力			作用力				安全率	抵抗力		作用力			安全率	$=\frac{U_d+F}{B}$	要素 302
	M_{d1}	M_{d2}	M_{d3}	M_{r1}	M_{r2}	M_{r3}	M_{r4}	F_S	W	Q	U_S	U_d	F	F_U		
常時	330.0	250.2	250.2	161.9	171.5	465.6	131.4	2.82	53.98	1.43	45.00	0.000	0.000	1.231	0.00	
7.5	330.0	250.2	250.2	161.9	21.9	313.0	110.0	1.84	53.98	1.43	45.00	24.893	1.152	0.780	4.341	3\64 MAX
20									53.98	1.43	45.00	28.053	0.000	0.759	4.676	3.31
50									53.98	1.43	45.00	29.526	0.000	0.744	4.921 MAX	3.31
100									53.98	1.43	45.00	28.555	0.000	0.753	4.759	2.98
200									53.98	1.43	45.00	25.652	0.000	0.784	4.275	2.52
500									53.98	1.43	45.00	19.997	0.000	0.853	3.333	1.81
1000									53.98	1.43	45.00	14.484	0.000	0.932	2.414	1.26
2000									53.98	1.43	45.00	7.826	0.000	1.049	1.304	0.66
4000									53.98	1.43	45.00	2.228	0.000	1.173	0.371	0.24
※3									53.98	1.43	45.00	31.247	0.000	0.727	5.208	3.65

※1 Md1～Mr4は半断面の値、単位tf・m/m
※2 W～Qは半断面の値、単位tf/m
※3 各要素の最大値を用いた場合

表3.6.4　動的応答解析の計算結果

(4)　モデル64-4

時間 (sec)	円弧すべり ※1								浮上がり ※2						底面⊿u1 (tf/m²)	側方⊿u2 (tf/m²)
	抵抗力			作用力				安全率	抵抗力		作用力			安全率		
	M_{d1}	M_{d2}	M_{d3}	M_{r1}	M_{r2}	M_{r3}	M_{r4}	F_S	W	Q	U_S	U_d	F	F_u	$=\frac{U_d+F}{B}$	要素 349
常時	916.8	1132.6	1132.6	544.3	706.5	1523.6	219.0	3.27	98.96	1.43	82.500	0.000	0.000	1.217	0.000	
7.5	916.8	1132.6	1132.6	544.3	356.0	1273.9	192.4	2.58	98.96	1.43	82.500	34.828	0.021	0.856	3.168	3.32 MAX
20									98.96	1.43	82.500	39.214	0.000	0.825	3.565	3.30
50									98.96	1.43	82.500	43.136	0.000	0.799	3.921	3.22
100									98.96	1.43	82.500	44.590	0.000	0.790	4.054 MAX	3.05
200									98.96	1.43	82.500	43.671	0.000	0.796	3.970	2.67
500									98.96	1.43	82.500	38.087	0.000	0.833	3.462	1.88
1000									98.96	1.43	82.500	30.522	0.000	0.888	2.775	1.20
2000									98.96	1.43	82.500	19.464	0.000	0.985	1.769	0.54
4000									98.96	1.43	82.500	7.262	0.000	1.118	0.660	0.88
※3									98.96	1.43	82.500	49.721	0.000	0.759	4.520	3.32

※1 Md1～Mr4は半断面の値、単位tf・m/m
※2 W～Qは半断面の値、単位tf/m
※3 各要素の最大値を用いた場合

表3.6.4　動的応答解析の計算結果

(5)　モデル64-5

時間 (sec)	円弧すべり ※1								浮上がり ※2						底面Δu_1 (tf/m²)	側方Δu_2 (tf/m²)
	抵抗力			作用力				安全率	抵抗力		作用力			安全率		
	M_{d1}	M_{d2}	M_{d3}	M_{r1}	M_{r2}	M_{r3}	M_{r4}	F_S	W	Q	U_S	U_d	F	F_U	$=\frac{U_d+F}{B}$	要素 443
常時	1549.3	2562.3	2562.3	1151.6	1485.8	2866.6	284.6	3.74	143.94	1.43	120.000	0.000	0.000	1.211	0.00	
7.5	916.8	1132.6	1132.6	1151.6	366.8	1283.7	190.6	3.26	143.94	1.43	120.000	50.398	0.000	0.853	3.150	3.17 MAX
20									143.94	1.43	120.000	56.614	0.000	0.823	3.538	3.13
50									143.94	1.43	120.000	52.518	0.000	0.797	3.907	3.04
100									143.94	1.43	120.000	65.286	0.000	0.785	4.080 MAX	2.91
200									143.94	1.43	120.000	64.785	0.000	0.787	4.049	2.65
500									143.94	1.43	120.000	59.272	0.000	0.811	3.705	2.06
1000									143.94	1.43	120.000	52.374	0.000	0.843	3.274	1.43
2000									143.94	1.43	120.000	38.124	0.000	0.919	2.383	0.79
4000									143.94	1.43	120.000	20.039	0.000	1.038	1.252	0.31
※3									143.94	1.43	120.000	71.502	0.000	0.759	4.469	3.17

※1 Md1～Mr4は半断面の値、単位tf・m/m
※2 W～Qは半断面の値、単位tf/m
※3 各要素の最大値を用いた場合

表3.6.4　動的応答解析の計算結果

(6)　モデル64-6

時間 (sec)	円弧すべり ※1								浮上がり ※2						底面 Δu_1 (tf/m^2)	側方 Δu_2 (tf/m^2)
	抵抗力			作用力				安全率	抵抗力		作用力			安全率		
	M_{d1}	M_{d2}	M_{d3}	M_{r1}	M_{r2}	M_{r3}	M_{r4}	F_S	W	Q	U_S	U_d	F	F_u	$=\frac{U_d+F}{B}$	要素 302
常時	330.0	250.2	250.2	202.5	242.4	465.6	131.4	3.16	67.49	1.43	45.00	0.000	0.000	1.532	0.000	
7.5	330.0	250.2	250.2	202.5	55.0	324.9	114.9	2.11	67.49	1.43	45.00	32.876	0.351	0.881	5.538	3.76 MAX
20									67.49	1.43	45.00	33.881	0.000	0.874	5.647 MAX	3.65
50									67.49	1.43	45.00	32.958	0.000	0.884	5.493	3.38
100									67.49	1.43	45.00	30.062	0.000	0.918	5.010	3.03
200									67.49	1.43	45.00	26.006	0.000	0.971	4.334	2.55
500									67.49	1.43	45.00	20.144	0.000	1.058	3.357	1.84
1000									67.49	1.43	45.00	14.670	0.000	1.155	2.445	1.27
2000									67.49	1.43	45.00	7.991	0.000	1.301	1.332	0.66
4000									67.49	1.43	45.00	2.360	0.000	1.455	0.393	0.23
※3									67.49	1.43	45.00	36.857	0.000	0.841	6.151	3.77

※1 Md1～Mr4は半断面の値、単位tf・m/m
※2 W～Qは半断面の値、単位tf/m
※3 各要素の最大値を用いた場合

表3.6.4　動的応答解析の計算結果

(7)　モデル64-7

時間 (sec)	円弧すべり ※1								浮上がり ※2						底面 Δu_1 (tf/m²)	側方 Δu_2 (tf/m²)
	抵抗力			作用力				安全率	抵抗力		作用力			安全率		
	M_{d1}	M_{d2}	M_{d3}	M_{r1}	M_{r2}	M_{r3}	M_{r4}	F_S	W	Q	U_S	U_d	F	F_U	$=\frac{U_d+F}{B}$	要素 302
常時	330.0	250.2	250.2	161.9	171.5	465.6	131.4	2.82	53.98	1.43	45.00	0.000	0.000	1.231	0.000	
7.5	229.2	140.9	140.9	161.9	3.1	197.5	91.6	1.98	53.98	1.43	45.00	22.969	2.786	0.783	4.293	3.65 MAX
20									53.98	1.43	45.00	27.708	0.000	0.762	4.618	3.56
50									53.98	1.43	45.00	28.340	0.000	0.756	4.723 MAX	3.39
100									53.98	1.43	45.00	27.615	0.000	0.763	4.602	3.19
200									53.98	1.43	45.00	25.021	0.163	0.790	4.197	2.84
500									53.98	1.43	45.00	19.620	0.019	0.857	3.273	2.06
1000									53.98	1.43	45.00	12.452	0.000	0.965	2.075	1.25
2000									53.98	1.43	45.00	4.928	0.000	1.110	0.821	0.60
4000									53.98	1.43	45.00	0.832	0.000	1.209	0.139	0.34
※3									53.98	1.43	45.00	30.277	0.000	0.736	5.046	3.65

※1 Md1～Mr4は半断面の値、単位tf・m/m
※2 W～Qは半断面の値、単位tf/m
※3 各要素の最大値を用いた場合

表3.6.4　動的応答解析の計算結果

(8)　モデル64-2′

時間 (sec)	円弧すべり ※1								浮上がり ※2						底面 Δu_1 (tf/m^2)	側方 Δu_2 (tf/m^2)
	抵抗力			作用力				安全率	抵抗力		作用力			安全率	$=\frac{U_d+F}{B}$	要素 302
	M_{d1}	M_{d2}	M_{d3}	M_{r1}	M_{r2}	M_{r3}	M_{r4}	F_S	W	Q	U_S	U_d	F	F_U		
常時	328.8	249.3	248.6	161.9	188.1	490.3	131.4	2.95	53.98	1.90	45.00	0.000	0.000	1.242	0.000	
2.5	328.8	249.3	248.6	161.9	92.5	450.9	126.7	2.53	53.98	1.90	45.00	3.806	9.963	0.951	2.295	1.25
5.5	328.8	249.3	248.6	161.9	59.7	429.7	121.9	2.35	53.98	1.90	45.00	5.240	14.616	0.862	3.309	1.97
7.5	328.8	249.3	248.6	161.9	52.0	416.5	118.2	2.27	53.98	1.90	45.00	5.676	15.050	0.850	3.454 MAX	2.39 MAX
20	328.8	249.3	248.6	161.9	93.9	439.8	122.7	2.48	53.98	1.90	45.00	2.328	9.411	0.985	1.957	2.32
50	328.8	249.3	248.6	161.9	127.2	448.2	125.2	2.62	53.98	1.90	45.00	0.854	5.215	1.094	1.011	2.15
100	328.8	249.3	248.6	161.9	141.8	449.4	126.4	2.67	53.98	1.90	45.00	0.384	3.237	1.149	0.604	1.92
※3									53.98	1.90	45.00	5.689	15.936	0.839	3.604	2.39

※1 Md1～Mr4は半断面の値、単位tf・m/m
※2 W～Qは半断面の値、単位tf/m
※3 各要素の最大値を用いた場合

表3.6.4　動的応答解析の計算結果

(9)　モデル64-3′

時間 (sec)	円弧すべり *1								浮上がり *2						底面⊿u1 (tf/m²)	側方⊿u2 (tf/m²)
	抵抗力			作用力				安全率	抵抗力		作用力			安全率		
	M_{d1}	M_{d2}	M_{d3}	M_{r1}	M_{r2}	M_{r3}	M_{r4}	F_S	W	Q	U_S	U_d	F	F_u	$=\frac{U_d+F}{B}$	要素 302
常時	328.8	249.3	248.6	161.9	188.1	490.3	131.4	2.95	53.98	1.90	45.00	0.000	0.000	1.242	0.000	
2.5	328.8	249.3	248.6	161.9	55.8	428.0	122.9	2.33	53.98	1.90	45.00	5.382	13.979	0.868	3.227	2.12
5.5	328.8	249.3	248.6	161.9	37.9	391.6	114.2	2.14	53.98	1.90	45.00	7.030	15.278	0.830	3.718	3.37
7.5	328.8	249.3	248.6	161.9	35.1	360.6	108.0	2.02	53.98	1.90	45.00	7.613	15.786	0.817	3.900 MAX	4.16 MAX
20									53.98	1.90	45.00	2.905	9.498	0.973	2.067	4.05
50									53.98	1.90	45.00	0.927	4.931	1.099	0.976	3.78
100									53.98	1.90	45.00	0.702	2.952	1.148	0.609	3.40
*3									53.98	1.90	45.00	7.640	16.559	0.808	4.033	4.17

*1 Md1～Mr4は半断面の値、単位tf・m/m
*2 W～Qは半断面の値、単位tf/m
*3 各要素の最大値を用いた場合

表3.6.4　動的応答解析の計算結果

(10)　モデル64-4′

時間 (sec)	円弧すべり ※1								浮上がり ※2						底面 Δu_1 (tf/m^2)	側方 Δu_2 (tf/m^2)
	抵抗力			作用力				安全率	抵抗力		作用力			安全率	$=\frac{U_d+F}{B}$	要素 349
	M_{d1}	M_{d2}	M_{d3}	M_{r1}	M_{r2}	M_{r3}	M_{r4}	F_S	W	Q	U_S	U_d	F	F_U		
常時	1108.4	1517.2	1510.6	544.3	977.6	1928.2	240.9	3.31	98.96	1.90	82.500	0.000	0.000	1.223	0.000	
2.5	915.9	1131.3	1126.2	544.3	481.1	1435.7	204.8	2.89	98.96	1.90	82.500	18.412	8.354	0.923	2.433	1.93
5.5	915.9	1131.3	1126.2	544.3	424.7	1353.0	185.5	2.72	98.96	1.90	82.500	21.956	9.047	0.889	2.818	3.18
7.5	915.9	1131.3	1126.2	544.3	419.1	1307.4	176.1	2.66	98.96	1.90	82.500	21.698	9.813	0.885	2.865 MAX	3.99 MAX
20									98.96	1.90	82.500	8.364	7.865	1.022	1.475	3.97
50									98.96	1.90	82.500	1.888	5.134	1.127	0.638	3.87
100									98.96	1.90	82.500	1.002	3.646	1.157	0.423	3.64
									98.96	1.90	82.500	22.173	10.010	0.879	2.926	3.99

※1 Md1～Mr4は半断面の値、単位tf・m/m
※2 W～Qは半断面の値、単位tf/m
※3 各要素の最大値を用いた場合

表3.6.5　動的応答解析の計算結果（まとめ）

モデル名	円弧すべり安全率 Fs	浮上がり安全率 Fumin	直下の過剰間隙水圧 Δu_{1max} (tf/m²)	側方の過剰間隙水圧 Δu_{2max} (tf/m²)
64－1	2.56	0.840 (7.5)	3.49 (7.5)	0.66 (7.5)
64－2	2.15	0.796 (20)	4.10 (20)	2.13 (7.5)
64－3	1.84	0.744 (50)	4.92 (50)	3.64 (7.5)
64－4	2.58	0.790 (100)	4.05 (100)	3.32 (7.5)
64－5	3.26	0.785 (100)	4.08 (100)	3.17 (7.5)
64－6	2.11	0.874 (20)	5.65 (20)	3.76 (7.5)
64－7	1.98	0.756 (50)	4.72 (50)	3.65 (7.5)
64－2'	2.27	0.850 (7.5)	3.45 (7.5)	2.39 (7.5)
64－3'	2.02	0.817 (7.5)	3.90 (7.5)	4.16 (7.5)
64－4'	2.66	0.885 (7.5)	2.87 (7.5)	3.99 (7.5)

＊ Fsは地震終了時（7.5秒後）、その他は最小値あるいは最大値（カッコ内は時間;sec）。

表3.6.7　砕石ドレーンのないモデルの動的応答解析結果（まとめ）

モデル名	掘割道路底面直下		側方水平地盤	
	繰返しせん断応力比 L_1	液状化に対する抵抗率 F_{L1}	繰返しせん断応力比 L_2	液状化に対する抵抗率 F_{L2}
64－1	0.354	0.823	0.152	1.891
64－2	0.408	0.719	0.209	1.375
64－3	0.419	0.701	0.240	1.197
64－4	0.484	0.616	0.246	1.172
64－5	0.481	0.613	0.241	1.191
64－6	0.375	0.777	0.237	1.210
64－7	0.418	0.702	0.240	1.197

表3.6.8　簡易法の設計水平震度

モデル名	最大応答加速度 α_{max} (gal)	設計水平震度 k_s
64－1	113.5	0.116
64－2	156.8	0.160
64－3	184.7	0.188
64－4	178.8	0.182
64－5	176.7	0.180
64－6	187.2	0.191
64－7	184.7	0.188

簡易法の各ケースで設定した設計水平震度 k_s を表 3.6.8 に示す。これに基づいた繰返しせん断応力比 L_3，水平地盤部における液状化に対する抵抗率 F_{L3}，掘割道路底面と同じ深さの水平地盤内で生じる過剰間隙水圧 Δu_3，及び浮上がり安全率 Fu の算定結果を表 3.6.9，表 3.6.10 に示す。

表3.6.6　砕石ドレーンのないモデルの動的応答解析結果

(1)　モデル64-1

掘割道路直下第１層					掘割道路直下第２層					側方水平地盤				
要素 No.	σ_{v0}' (tf／m²)	τ_d (tf／m²)	$L_{15}=\frac{\tau_d}{\sigma_{v0}'}$	$F_L=\frac{R_{15}}{L_{15}}$	要素 No.	σ_{v0}' (tf／m²)	τ_d (tf／m²)	$L_{15}=\frac{\tau_d}{\sigma_{v0}'}$	$F_L=\frac{R_{15}}{L_{15}}$	要素 No.	σ_{v0}' (tf／m²)	τ_d (tf／m²)	$L_{15}=\frac{\tau_d}{\sigma_{v0}'}$	$F_L=\frac{R_{15}}{L_{15}}$
90	1.928	0.549	0.285	1.004	91	2.354	0.859	0.365	0.784	87	5.256	0.734	0.140	2.048
92	2.023	0.667	0.330	0.867	93	2.383	0.853	0.358	0.799	88	7.788	1.244	0.160	1.790
94	2.006	0.590	0.294	0.972	95	2.485	0.900	0.362	0.790	89	9.895	1.621	0.164	1.746
96	2.236	0.770	0.344	0.831	97	2.591	0.927	0.358	0.799	302	11.811	1.916	0.162	1.763
98	2.313	0.758	0.328	0.872	99	2.812	1.022	0.364	0.787	303	13.676	2.154	0.158	1.816
100	2.631	1.011	0.384	0.744	101	2.945	1.059	0.360	0.795	304	15.305	2.312	0.151	1.893
102	2.402	0.981	0.408	0.700	103	2.975	1.190	0.400	0.715	305	16.465	2.402	0.146	1.960
104	1.705	0.841	0.493	0.580	105	5.261	1.744	0.331	0.863	306	18.777	2.543	0.135	2.112
106	6.411	2.239	0.349	0.819	107	7.979	2.085	0.261	1.094					
		平　均	0.357	0.821			平　均	0.351	0.825			平　均	0.152	1.891
													L_2	F_{L2}

第１層，第２層平均　$L_1=$ 0.354 ，　$F_{L1}=0.823$

＊ $R_{15}=$ 0.286

表3.6.6　砕石ドレーンのないモデルの動的応答解析結果

(2)　モデル64-2

掘割道路直下第１層					掘割道路直下第２層					側方水平地盤				
要素 No.	σ_{v0}' (tf／m²)	τ_d (tf／m²)	$L_{15}=\frac{\tau_d}{\sigma_{v0}'}$	$F_L=\frac{R_{15}}{L_{15}}$	要素 No.	σ_{v0}' (tf／m²)	τ_d (tf／m²)	$L_{15}=\frac{\tau_d}{\sigma_{v0}'}$	$F_L=\frac{R_{15}}{L_{15}}$	要素 No.	σ_{v0}' (tf／m²)	τ_d (tf／m²)	$L_{15}=\frac{\tau_d}{\sigma_{v0}'}$	$F_L=\frac{R_{15}}{L_{15}}$
90	1.928	0.573	0.297	0.962	91	2.354	1.038	0.441	0.649	87	5.256	1.011	0.192	1.487
92	2.023	0.700	0.346	0.827	93	2.383	1.021	0.428	0.668	88	7.788	1.710	0.220	1.303
94	2.006	0.623	0.311	0.921	95	2.485	1.073	0.432	0.662	89	9.895	2.208	0.223	1.282
96	2.236	0.815	0.364	0.785	97	2.591	1.101	0.425	0.673	302	11.811	2.619	0.222	1.290
98	2.313	0.809	0.350	0.818	99	2.812	1.234	0.439	0.652	303	13.676	2.955	0.216	1.324
100	2.631	1.085	0.412	0.694	101	2.945	1.337	0.454	0.630	304	15.305	3.186	0.208	1.374
102	2.402	1.060	0.441	0.648	103	2.975	1.471	0.494	0.578	305	16.465	3.317	0.201	1.420
104	1.705	0.922	0.541	0.529	105	5.261	2.216	0.421	0.679	306	18.777	3.536	0.188	1.519
106	6.411	2.680	0.418	0.684	107	7.979	2.598	0.326	0.878					
		平　均	0.387	0.763			平　均	0.429	0.674			平　均	0.209	1.375
													L_2	F_{L2}

第１層，第２層平均　$L_1=$ 0.408 ，　$F_{L1}=$ 0.719

＊ $R_{15}=$ 0.286

表3.6.6　砕石ドレーンのないモデルの動的応答解析結果

(3)　モデル64-3

掘割道路直下第１層					掘割道路直下第２層					側方水平地盤				
要素 No.	σ_{v0}' (tf／m²)	τ_d (tf／m²)	$L_{15}=\frac{\tau_d}{\sigma_{v0}'}$	$F_L=\frac{R_{15}}{L_{15}}$	要素 No.	σ_{v0}' (tf／m²)	τ_d (tf／m²)	$L_{15}=\frac{\tau_d}{\sigma_{v0}'}$	$F_L=\frac{R_{15}}{L_{15}}$	要素 No.	σ_{v0}' (tf／m²)	τ_d (tf／m²)	$L_{15}=\frac{\tau_d}{\sigma_{v0}'}$	$F_L=\frac{R_{15}}{L_{15}}$
90	1.928	0.580	0.301	0.951	91	2.354	1.063	0.452	0.633	87	5.256	1.217	0.232	1.235
92	2.023	0.714	0.353	0.810	93	2.383	1.064	0.446	0.641	88	7.788	2.045	0.263	1.089
94	2.006	0.636	0.317	0.902	95	2.485	1.116	0.449	0.637	89	9.895	2.555	0.258	1.108
96	2.236	0.831	0.372	0.770	97	2.591	1.148	0.443	0.645	302	11.811	2.959	0.251	1.142
98	2.313	0.823	0.356	0.804	99	2.812	1.285	0.457	0.626	303	13.676	3.319	0.243	1.178
100	2.631	1.103	0.419	0.682	101	2.945	1.374	0.467	0.613	304	15.305	3.575	0.234	1.224
102	2.402	1.075	0.448	0.639	103	2.975	1.526	0.513	0.558	305	16.465	3.718	0.226	1.267
104	1.705	0.936	0.549	0.521	105	5.261	2.295	0.436	0.656	306	18.777	4.028	0.215	1.333
106	6.411	2.780	0.434	0.660	107	7.979	2.596	0.325	0.879					
		平　均	0.394	0.749			平　均	0.443	0.654			平　均	0.240	1.197
													L_2	F_{L2}

第１層，第２層平均　$L_1=$ 0.419 ，　$F_{L1}=$ 0.701

＊ $R_{15}=$ 0.286

表3.6.6　砕石ドレーンのないモデルの動的応答解析結果

(4)　モデル64-4

掘割道路直下第１層					掘割道路直下第２層					側方水平地盤				
要素 No.	σ_{v0}' (tf／m²)	τ_d (tf／m²)	$L_{15}=\frac{\tau_d}{\sigma_{v0}'}$	$F_L=\frac{R_{15}}{L_{15}}$	要素 No.	σ_{v0}' (tf／m²)	τ_d (tf／m²)	$L_{15}=\frac{\tau_d}{\sigma_{v0}'}$	$F_L=\frac{R_{15}}{L_{15}}$	要素 No.	σ_{v0}' (tf／m²)	τ_d (tf／m²)	$L_{15}=\frac{\tau_d}{\sigma_{v0}'}$	$F_L=\frac{R_{15}}{L_{15}}$
41	11.354	2.470	0.218	1.315	65	7.067	2.528	0.358	0.800	346	5.263	1.347	0.256	1.117
44	0.341	0.195	0.572	0.500	66	4.071	1.958	0.481	0.595	347	7.525	2.075	0.276	1.037
45	2.140	0.672	0.314	0.911	67	2.275	1.163	0.511	0.559	348	9.644	2.512	0.260	0.098
46	2.368	0.955	0.403	0.709	68	2.611	1.229	0.471	0.608	349	11.852	2.933	0.247	1.156
47	2.091	0.802	0.384	0.746	69	2.527	1.186	0.469	0.609	350	13.722	3.262	0.238	1.203
48	1.943	0.831	0.428	0.669	70	2.303	1.084	0.471	0.608	351	15.812	3.608	0.228	1.253
49	1.713	0.732	0.427	0.669	71	2.154	1.051	0.488	0.586	352	18.805	4.014	0.213	1.340
50	1.643	0.774	0.471	0.607	72	2.005	0.994	0.496	0.577					
51	1.504	0.729	0.485	0.590	73	1.923	0.986	0.513	0.558					
52	1.477	0.770	0.521	0.549	74	1.838	0.959	0.522	0.548					
53	1.397	0.748	0.535	0.534	75	1.800	0.964	0.536	0.534					
54	1.391	0.778	0.559	0.511	76	1.754	0.951	0.542	0.527					
55	1.346	0.764	0.568	0.504	77	1.740	0.958	0.551	0.519					
56	1.353	0.770	0.569	0.503	78	1.718	0.949	0.552	0.518					
57	1.333	0.759	0.569	0.502	79	1.715	0.947	0.552	0.518					
		平　均	0.468	0.655			平　均	0.501	0.578			平　均	0.246	1.172
													L_2	F_{L2}

第1層，第2層平均　$L_1=$ 0.484 ，　$F_{L1}=$ 0.616

＊ $R_{15}=$ 0.286

表3.6.6　砕石ドレーンのないモデルの動的応答解析結果

(5)　モデル64-5

掘割道路直下第１層					掘割道路直下第２層					側方水平地盤				
要素 No.	σ_{v0}' (tf／m²)	τ_d (tf／m²)	$L_{15}=\frac{\tau_d}{\sigma_{v0}'}$	$F_L=\frac{R_{15}}{L_{15}}$	要素 No.	σ_{v0}' (tf／m²)	τ_d (tf／m²)	$L_{15}=\frac{\tau_d}{\sigma_{v0}'}$	$F_L=\frac{R_{15}}{L_{15}}$	要素 No.	σ_{v0}' (tf／m²)	τ_d (tf／m²)	$L_{15}=\frac{\tau_d}{\sigma_{v0}'}$	$F_L=\frac{R_{15}}{L_{15}}$
55	6.398	2.500	0.391	0.732	84	7.573	2.468	0.326	0.878	440	5.266	1.286	0.244	1.171
56	5.118	2.197	0.429	0.666	85	5.244	2.120	0.404	0.707	441	7.393	1.945	0.263	1.087
57	0.959	0.548	0.571	0.501	86	3.405	1.692	0.497	0.576	442	9.522	2.423	0.254	1.124
58	3.130	0.805	0.257	1.112	87	2.665	1.172	0.440	0.650	443	11.877	2.894	0.244	1.174
59	2.698	0.960	0.356	0.804	88	3.033	1.193	0.393	0.727	444	13.749	3.304	0.240	1.190
60	2.452	0.906	0.369	0.774	89	2.862	1.154	0.403	0.709	445	15.835	3.643	0.230	1.243
61	2.281	0.924	0.405	0.706	90	2.645	1.092	0.413	0.693	446	18.799	3.992	0.212	1.347
62	2.059	0.843	0.409	0.699	91	2.482	1.071	0.432	0.663					
63	1.957	0.871	0.445	0.643	92	2.321	1.023	0.441	0.649					
64	1.803	0.828	0.459	0.623	93	2.210	1.013	0.458	0.624					
65	1.733	0.851	0.491	0.582	94	2.098	0.985	0.469	0.609					
66	1.625	0.826	0.508	0.563	95	2.020	0.982	0.486	0.588					
67	1.573	0.840	0.534	0.536	96	1.939	0.967	0.499	0.573					
68	1.495	0.822	0.550	0.520	97	1.883	0.965	0.512	0.558					
69	1.455	0.821	0.564	0.507	98	1.823	0.954	0.523	0.547					
70	1.398	0.789	0.564	0.507	99	1.781	0.953	0.535	0.534					
71	1.369	0.772	0.564	0.507	100	1.738	0.936	0.539	0.531					
72	1.329	0.749	0.564	0.507	101	1.710	0.923	0.540	0.530					
73	1.312	0.739	0.563	0.508	102	1.682	0.912	0.542	0.527					
74	1.287	0.725	0.563	0.508	103	1.666	0.906	0.544	0.526					
75	1.282	0.723	0.564	0.507	104	1.654	0.901	0.545	0.525					
76	1.274	0.722	0.567	0.505	105	1.650	0.899	0.545	0.525					
		平　均	0.486	0.614			平　均	0.477	0.611			平　均	0.241	1.191
													L_2	F_{L2}

第１層，第２層平均　$L_1=$ 0.481 ，　$F_{L1}=0.613$

＊ $R_{15}=$ 0.286

表3.6.6　砕石ドレーンのないモデルの動的応答解析結果

(6)　モデル64-6

掘割道路直下第１層					掘割道路直下第２層					側方水平地盤				
要素 No.	σ_{v0}' (tf／m²)	τ_d (tf／m²)	$L_{15}=\frac{\tau_d}{\sigma_{v0}'}$	$F_L=\frac{R_{15}}{L_{15}}$	要素 No.	σ_{v0}' (tf／m²)	τ_d (tf／m²)	$L_{15}=\frac{\tau_d}{\sigma_{v0}'}$	$F_L=\frac{R_{15}}{L_{15}}$	要素 No.	σ_{v0}' (tf／m²)	τ_d (tf／m²)	$L_{15}=\frac{\tau_d}{\sigma_{v0}'}$	$F_L=\frac{R_{15}}{L_{15}}$
90	3.261	0.949	0.291	0.983	91	3.690	1.446	0.392	0.730	87	5.258	1.167	0.222	1.289
92	3.358	1.081	0.322	0.888	93	3.723	1.427	0.383	0.746	88	7.782	1.936	0.249	1.150
94	3.348	1.005	0.300	0.953	95	3.831	1.498	0.391	0.731	89	9.886	2.510	0.254	1.126
96	3.593	1.217	0.339	0.844	97	3.953	1.529	0.387	0.739	302	11.800	2.962	0.251	1.139
98	3.693	1.226	0.332	0.861	99	4.200	1.680	0.400	0.715	303	13.664	3.334	0.244	1.172
100	4.064	1.532	0.377	0.759	101	4.406	1.811	0.411	0.696	304	15.293	3.597	0.235	1.216
102	3.981	1.586	0.398	0.718	103	4.517	2.109	0.467	0.613	305	16.454	3.741	0.227	1.258
104	3.782	1.839	0.486	0.588	105	7.117	2.783	0.391	0.731	306	18.771	4.036	0.215	1.330
106	8.407	3.275	0.390	0.735	107	10.062	2.998	0.298	0.960					
		平　均	0.359	0.814			平　均	0.391	0.740			平　均	0.237	1.210
													L_2	F_{L2}

第１層，第２層平均　$L_1=0.375$ ，　$F_{L1}=0.777$

＊ $R_{15}=0.286$

表3.6.6　砕石ドレーンのないモデルの動的応答解析結果

(7)　モデル64-7

掘割道路直下第１層					掘割道路直下第２層					側方水平地盤				
要素 No.	σ_{v0}' (tf／m²)	τ_d (tf／m²)	$L_{15}=\frac{\tau_d}{\sigma_{v0}'}$	$F_L=\frac{R_{15}}{L_{15}}$	要素 No.	σ_{v0}' (tf／m²)	τ_d (tf／m²)	$L_{15}=\frac{\tau_d}{\sigma_{v0}'}$	$F_L=\frac{R_{15}}{L_{15}}$	要素 No.	σ_{v0}' (tf／m²)	τ_d (tf／m²)	$L_{15}=\frac{\tau_d}{\sigma_{v0}'}$	$F_L=\frac{R_{15}}{L_{15}}$
90	1.928	0.580	0.301	0.951	91	2.354	1.063	0.452	0.633	87	5.256	1.217	0.232	1.235
92	2.023	0.714	0.353	0.810	93	2.383	1.049	0.440	0.650	88	7.788	2.045	0.263	1.089
94	2.006	0.636	0.317	0.902	95	2.485	1.116	0.449	0.637	89	9.895	2.555	0.258	1.108
96	2.236	0.831	0.372	0.770	97	2.591	1.148	0.443	0.645	302	11.811	2.959	0.251	1.142
98	2.313	0.823	0.356	0.804	99	2.812	1.285	0.457	0.626	303	13.676	3.319	0.243	1.178
100	2.631	1.103	0.419	0.682	101	2.945	1.374	0.467	0.613	304	15.305	3.575	0.234	1.224
102	2.402	1.075	0.448	0.639	103	2.975	1.526	0.513	0.558	305	16.465	3.718	0.226	1.267
104	1.705	0.936	0.549	0.521	105	5.261	2.295	0.436	0.656	306	18.777	4.028	0.215	1.333
106	6.411	2.780	0.434	0.660	107	7.979	2.596	0.325	0.879					
		平　均	0.394	0.749			平　均	0.442	0.655			平　均	0.240	1.197
													L_2	F_{L2}

第１層，第２層平均　$L_1=0.418$ ，　$F_{L1}=0.702$

＊ $R_{15}=0.286$

表3.6.9　簡易法の計算結果

（1）モデル64－1

中間深度（m）	繰返しせん断応力比　L	液状化に対する抵抗率　F_L
3	0.134	2.136
5	0.156	1.837
7	0.165	1.735
9	0.168	1.702
11	0.168	1.701
13	0.166	1.720
15	0.163	1.753
17	0.159	1.796
19	0.155	1.850
平均値	L_3=0.159	F_{L3}=1.803

Lu_3=0.016、Δu_3=0.173（tf/m²）
W=53.98、Q=1.43、Us=45.0、F=0
Ud=1.04（以上は半断面の値,単位tf/m）
浮上がり安全率　Fu=1.204

（2）モデル64－2

中間深度（m）	繰返しせん断応力比　L	液状化に対する抵抗率　F_L
3	0.185	1.548
5	0.215	1.332
7	0.227	1.258
9	0.232	1.234
11	0.232	1.233
13	0.229	1.247
15	0.225	1.271
17	0.220	1.302
19	0.213	1.341
平均値	L_3=0.220	F_{L3}=1.307

Lu_3=0.153、Δu_3=1.658（tf/m²）
W=53.98、Q=1.43、Us=45.0、F=0
Ud=9.95（以上は半断面の値,単位tf/m）
浮上がり安全率　Fu=1.008

（3）モデル64－3

中間深度（m）	繰返しせん断応力比　L	液状化に対する抵抗率　F_L
3	0.217	1.318
5	0.252	1.133
7	0.267	1.071
9	0.272	1.050
11	0.273	1.050
13	0.269	1.061
15	0.264	1.081
17	0.258	1.108
19	0.251	1.141
平均値	L_3=0.258	F_{L3}=1.113

Lu_3=0.474、Δu_3=5.136（tf/m²）
W=53.98、Q=1.43、Us=45.0、F=0
Ud=30.82（以上は半断面の値,単位tf/m）
浮上がり安全率　Fu=0.731

（4）モデル64－4

中間深度（m）	繰返しせん断応力比　L	液状化に対する抵抗率　F_L
3	0.210	1.361
5	0.244	1.171
7	0.259	1.106
9	0.264	1.085
11	0.264	1.084
13	0.261	1.096
15	0.256	1.117
17	0.250	1.145
19	0.243	1.179
平均値	L_3=0.250	F_{L3}=1.149

Lu_3=0.377、Δu_3=4.085（tf/m²）
W=98.96、Q=1.43、Us=82.5、F=0
Ud=44.94（以上は半断面の値,単位tf/m）
浮上がり安全率　Fu=0.788

表3.6.9　簡易法の計算結果

(5) モデル64－5

中間深度 (m)	繰返しせん断応力比　L	液状化に対する抵抗率　F_L
3	0.208	1.376
5	0.242	1.184
7	0.256	1.118
9	0.261	1.097
11	0.261	1.096
13	0.258	1.108
15	0.253	1.130
17	0.247	1.158
19	0.240	1.192
平均値	$L_3=0.247$	$F_{L3}=1.162$

$Lu_3=0.349$、$\Delta u_3=3.781$ (tf/m²)
W=143.94、Q=1.43、$U_S=120.0$、F=0
Ud=60.50 (以上は半断面の値,単位tf/m)
浮上がり安全率 Fu=0.805

(6) モデル64－6

中間深度 (m)	繰返しせん断応力比　L	液状化に対する抵抗率　F_L
3	0.220	1.297
5	0.256	1.116
7	0.271	1.054
9	0.277	1.033
11	0.277	1.033
13	0.274	1.045
15	0.269	1.064
17	0.262	1.091
19	0.255	1.123
平均値	$L_3=0.262$	$F_{L3}=1.095$

$Lu_3=0.529$、$\Delta u_3=5.732$ (tf/m²)
W=67.49、Q=1.43、Us=45.0、F=0
Ud=34.39 (以上は半断面の値,単位tf/m)
浮上がり安全率 Fu=0.868

(7) モデル64－7

中間深度 (m)	繰返しせん断応力比　L	液状化に対する抵抗率　F_L
3	0.217	1.318
5	0.252	1.133
7	0.267	1.071
9	0.272	1.050
11	0.273	1.050
13	0.269	1.061
15	0.264	1.081
17	0.258	1.108
19	0.251	1.141
平均値	$L_3=0.258$	$F_{L3}=1.113$

$Lu_3=0.474$、$\Delta u_3=5.136$ (tf/m²)
W=53.98、Q=1.43、Us=45.0、F=0
Ud=30.82 (以上は半断面の値,単位tf/m)
浮上がり安全率 Fu=0.731

表3.6.10　簡易法の計算結果（まとめ）

モデル名	繰返しせん断応力比　L_3	液状化に対する抵抗率　F_{L3}	過剰間隙水圧　Δu_3（tf/m²）	浮上がり安全率　Fu
64－1	0.159	1.803	0.173	1.204
64－2	0.220	1.307	1.658	1.008
64－3	0.258	1.113	5.136	0.731
64－4	0.250	1.149	4.085	0.788
64－5	0.247	1.162	3.781	0.805
64－6	0.262	1.095	5.732	0.868
64－7	0.258	1.113	5.136	0.731

(3)　砕石ドレーンの効果に関する考察

1）時間変化特性

モデル64—2と64—2′のそれぞれの浮上がり安全率 Fu と円弧すべり安全率 Fs の時間変化を図3.6.11に示す。砕石ドレーンのないモデル64—2では，地震終了直後(表3.6.4によれば20 sec時)に Fu と Fs が最小値をとり，その後のそれぞれの値の上昇傾向はほぼ対応している。砕石ドレーンのあるモデル64—2′では，地震終了時（7.5 sec時）に Fu と Fs が最小値をとるが，この場合も Fu と Fs の時間的な変化特性はほぼ対応している。

モデル64—2～64—4及び64—2′～64—4′の Fu と，掘割道路の底面に作用する平均的な過剰間隙水圧 Δu_1 の時間変化の比較を図3.6.12に示す。砕石ドレーンの効果は Fu の最小値，あるいは Δu_1 の最大値にはあまり現れず，過剰間隙水圧の消散速度の違いとして現れることがわかる。例えば Fu が1.0以下になる継続時間は，砕石ドレーンのある場合は数十秒，砕石ドレーンのない場合は1000秒程度である。このような違いを定量的な改良効果として表すために，3.5で用いた浮上がり量算定手法を適用することが考えられ，この点に関する検討を行うことが今後の課題である。

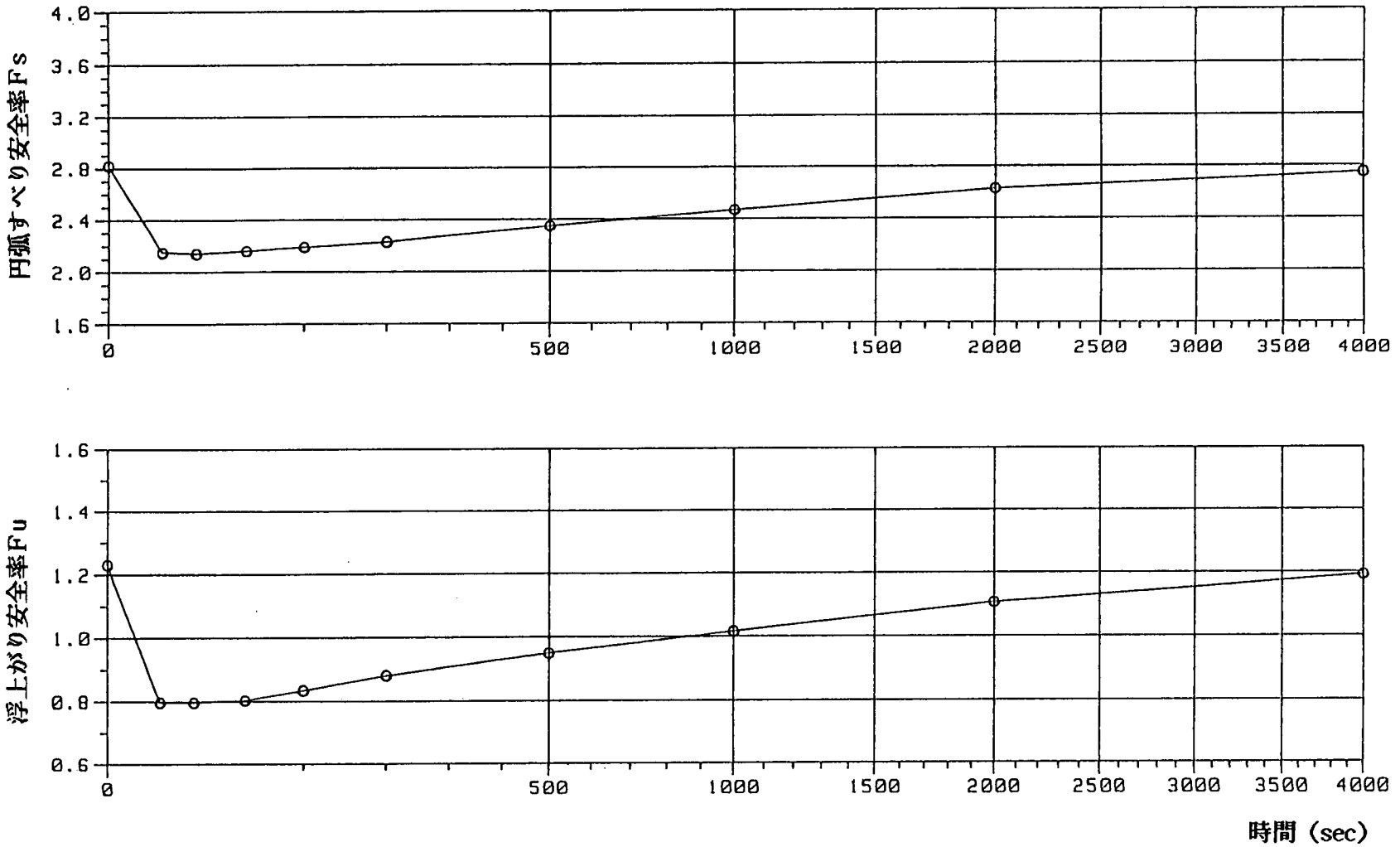
なお，3.4の実験結果によれば，地盤の変形を伴う掘割道路の浮上がりが地震中から地震終了直後にかけて比較的急速に生じ，地盤の変形を伴わない浮上がりが地震終了後にゆっくりと生じていることが予想された。Fs は地盤の変形を伴う浮上がりを想定した指標であるため，以下では地震終了時(7.5 sec時)について計算した Fs を用いて比較を行う。一方，Fu は掘割道路の鉛直方向に作用する力のバランスを直接的に示すものであり，地盤の変形の有無によらない指標と考えられるため，以下では地震中及び地震終了後の Fu の最小値を用いて比較を行う。

2）入力加速度の影響

入力加速度振幅と Fu，Fs 及び Δu_1 の関係を図3.6.13に示す。入力加速度振幅が大きくなると Δu_1 が増加し，Fu と Fs が減少するが，これらに及ぼす砕石ドレーンの相対的な効果は70 galの場合も110 galの場合もあまり変わらない。

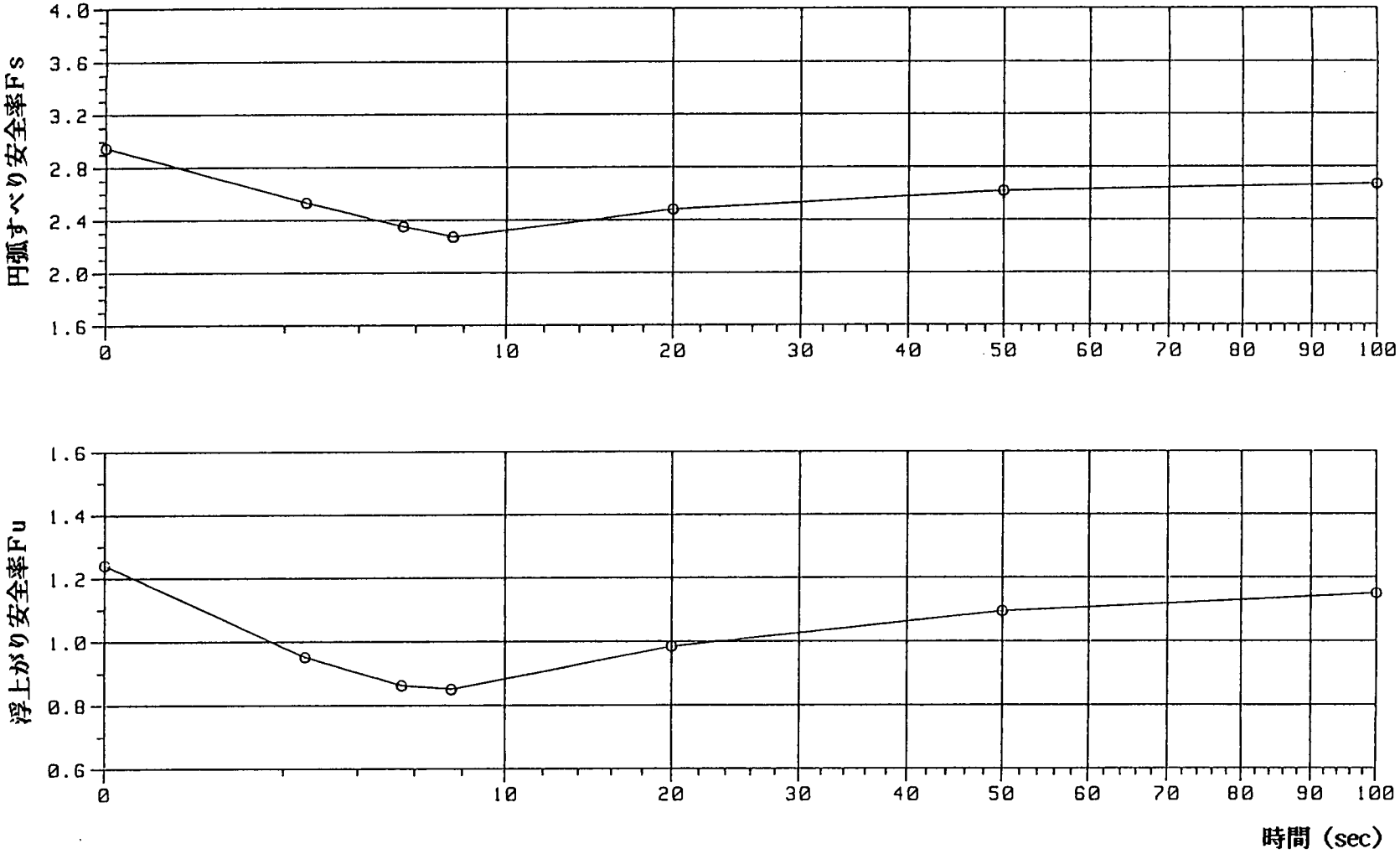
3）掘割道路幅の影響

掘割道路幅と Fu，Fs 及び Δu_1 の関係を図3.6.14に示す。掘割道路幅が大きくなると Δu_1 が減少し，Fu と Fs が増加するが，これらに及ぼす砕石ドレーンの相対的な効果は掘割道路幅が12 mの場合も22 mの場



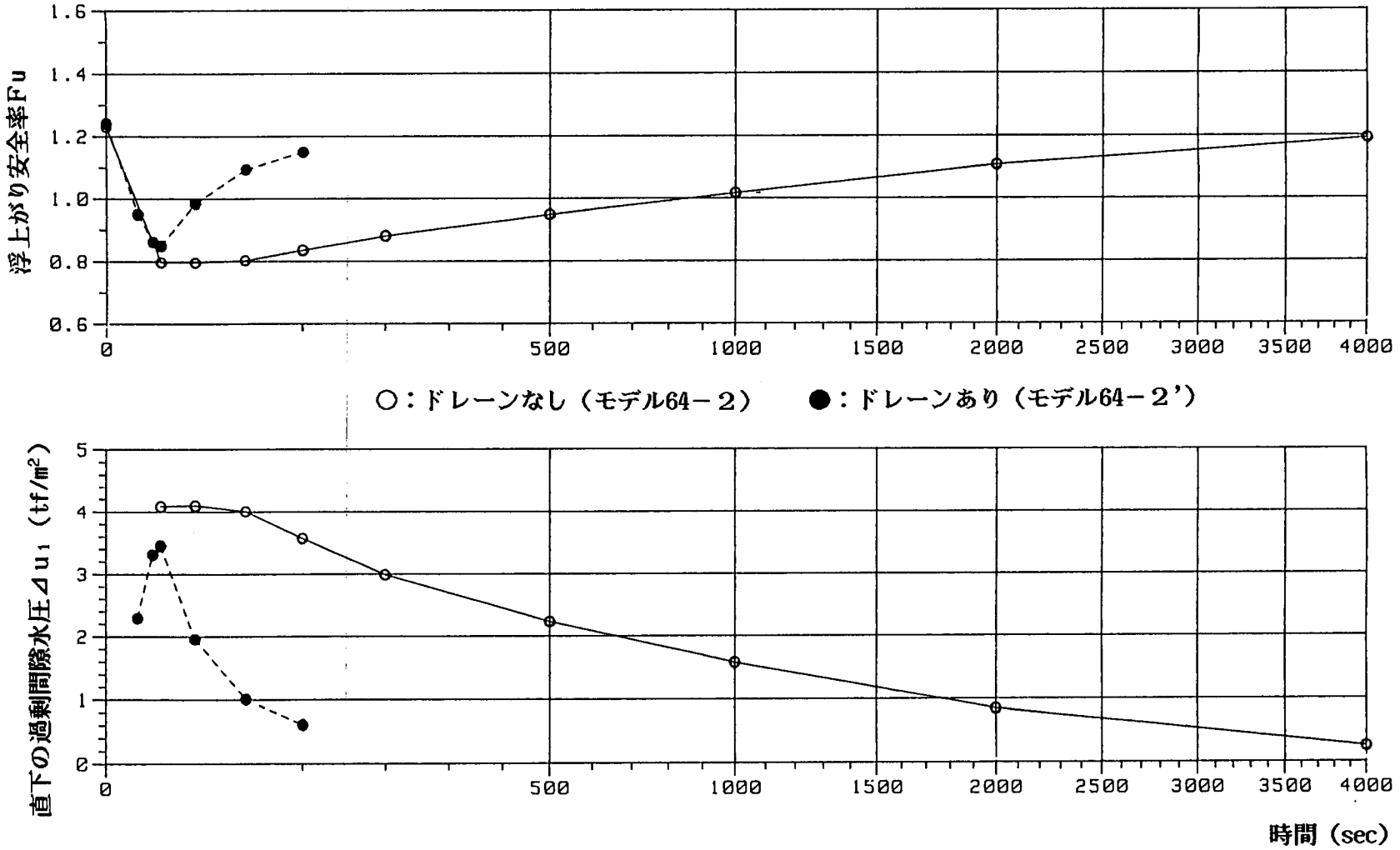
（1）モデル64－2

図3.6.11　浮上がり安全率と円孤すべり安全率の時間変化



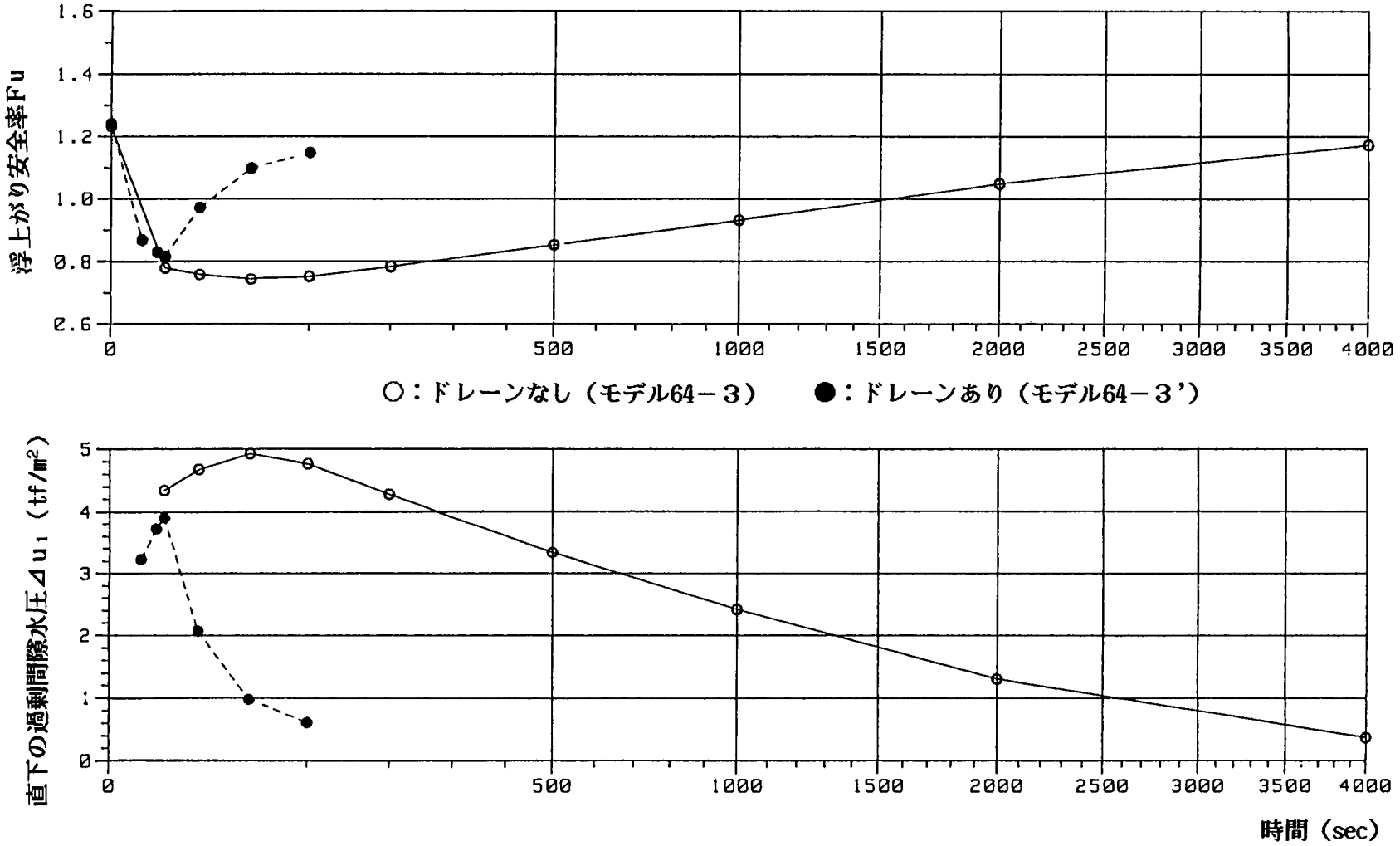
(2) モデル64－2'

図3.6.11　浮上がり安全率と円孤すべり安全率の時間変化



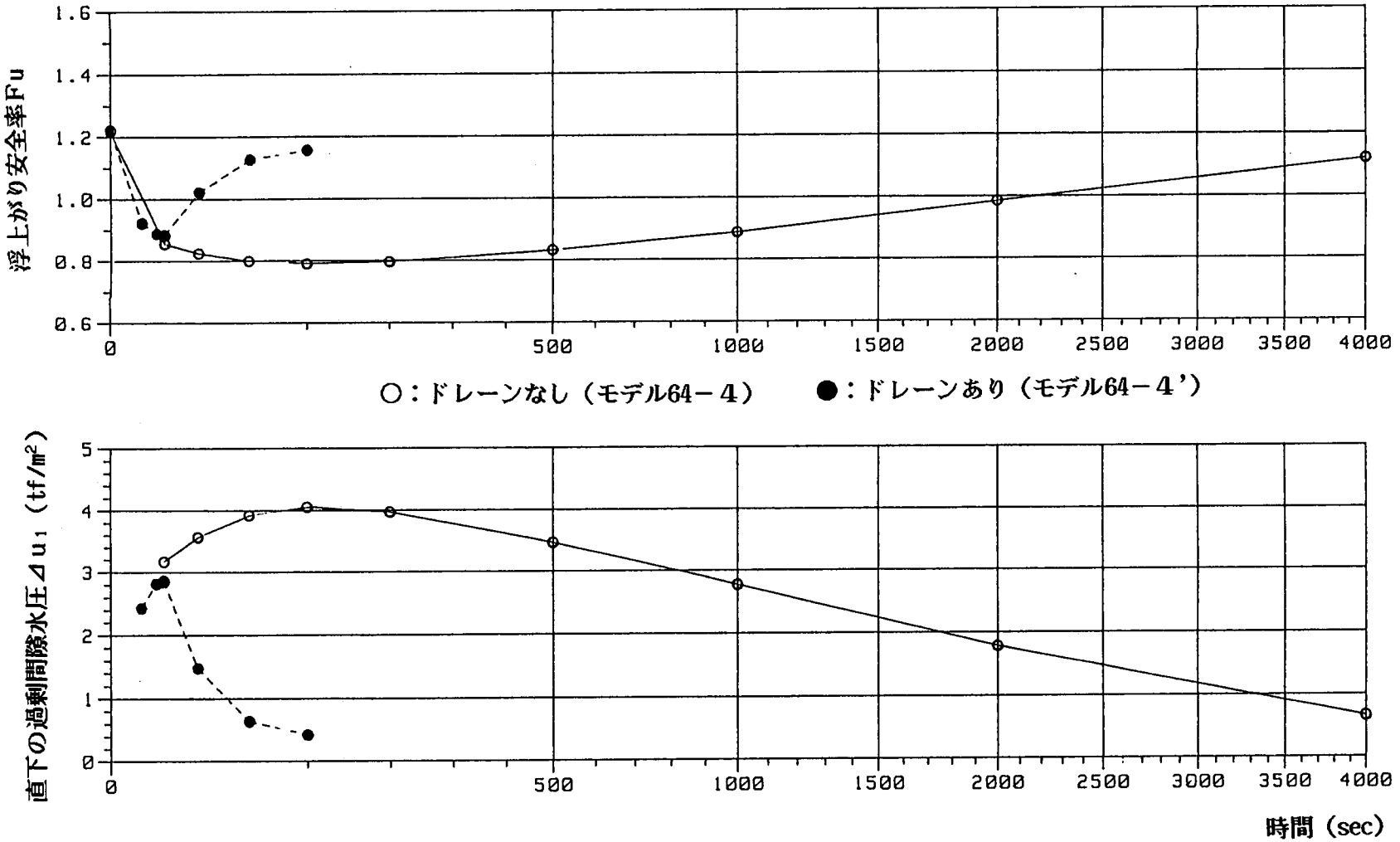
(1) モデル64－2及び64－2'

図3.6.12　浮上がり安全率と過剰間隙水圧Δu_1の時間変化



(2) モデル64－3及び64－3’

図3.6.12　浮上がり安全率と過剰間隙水圧Δu_1の時間変化



(3) モデル64－4及び64－4'

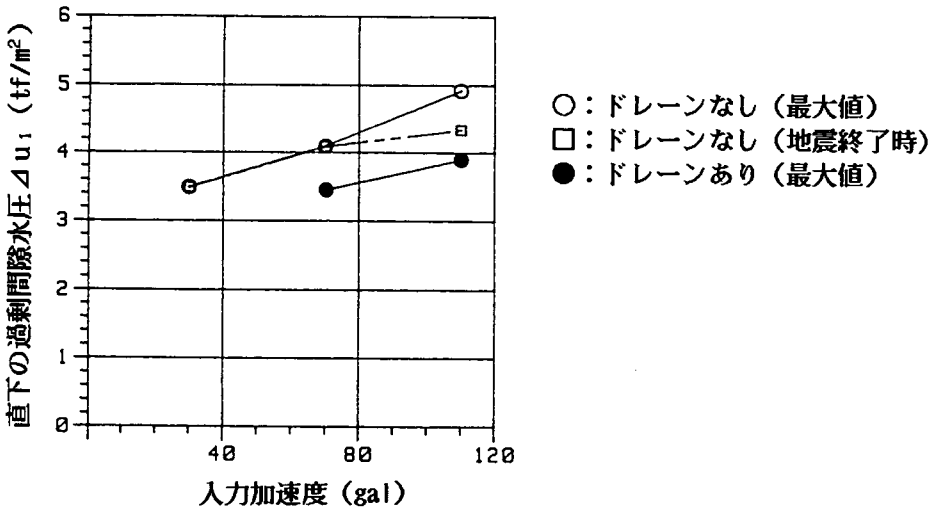
図3.6.12　浮上がり安全率と過剰間隙水圧Δu_1の時間変化

合もあまり変わらない。

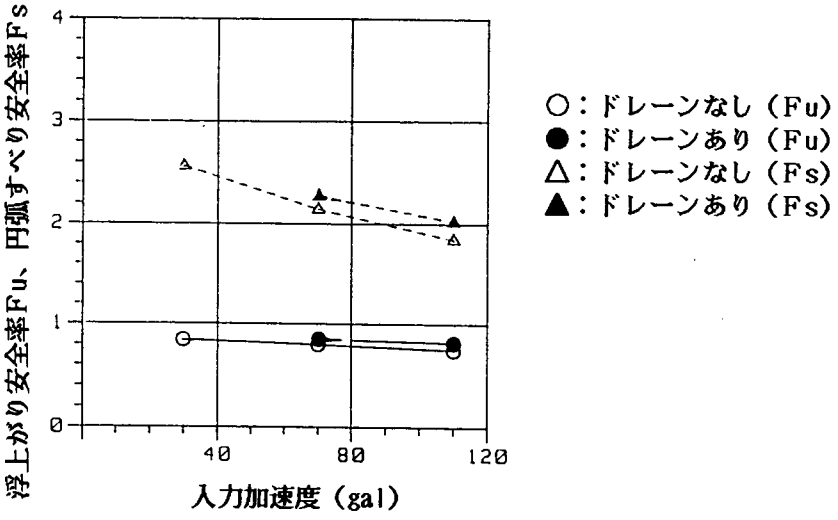
4）円弧すべり安全率の適用性

全モデルの Fu と Fs の関係を図3.6.15に示す。砕石ドレーンを打設することにより Fu は0.05～0.1程度，Fs は0.1～0.2程度増加するが，打設前の値に対する増加率はどちらも5～10%程度であまり差は見られない。砕石ドレーンの効果の評価する際には，Fs を算定しなくても，計算が容易な Fu を算定することにより，Fs の増加量もある程度予測できると考えられる。

ただし，1)で述べたように，砕石ドレーンの効果は過剰間隙水圧の消散速度の違いとして大きく現れるため，この違いを定量的な改良効果として表す手法を開発することが今後の課題である。



（1）過剰間隙水圧



（2）浮上がり安全率と円弧すべり安全率

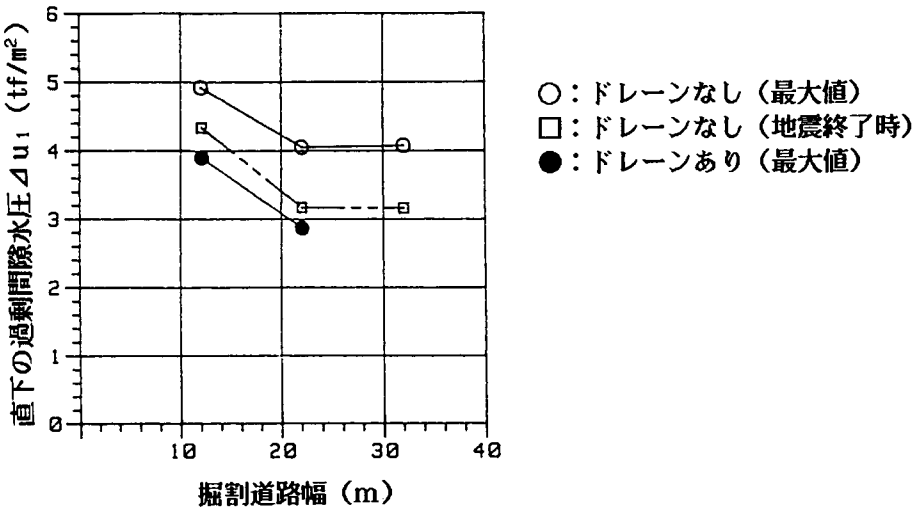
図3.6.13　入力加速度を変えた場合の砕石ドレーンの効果
（動的応答解析結果）

(4) 動的応答解析と簡易法の比較

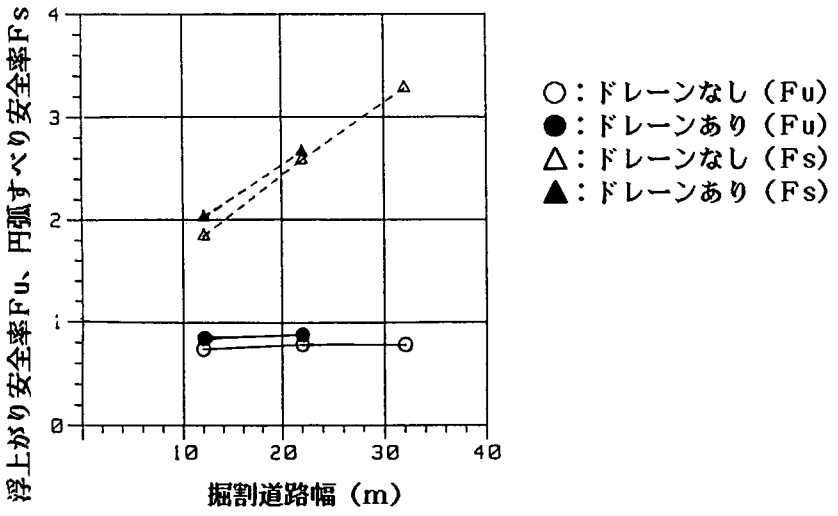
1) 入力加速度の影響

入力加速度振幅と繰返しせん断応力比 L，液状化抵抗率 F_L，過剰間隙水圧 Δu（Δu_1 については地震終了後の最大値と地震終了時の値を合わせて示した。以下では特に断わらない限り Δu_1 は地震終了後の最大値を意味する。），Fu 及び Fs の関係を図 3.6.16 に示す。また，入力加速度振幅が 30 gal の場合の動的応答解析による Fu の時間変化を図 3.6.17 に示す。(70 gal 及び 110 gal の場合については図 3.6.12 (1)及び(2)参照)

① 図 3.6.16 より，水平地盤部の繰返しせん断応力比 L_2（動的応答解析）と L_3（簡易法）は入力加速度振幅によらずほぼ一致する。これにより，液状化抵抗率 F_{L2}（動的応答解析）と F_{L3}（簡易法）もほぼ一



(1) 過剰間隙水圧



(2) 浮上がり安全率と円弧すべり安全率

図3.6.14 掘割道路幅を変えた場合の砕石ドレーンの効果
(動的応答解析結果)

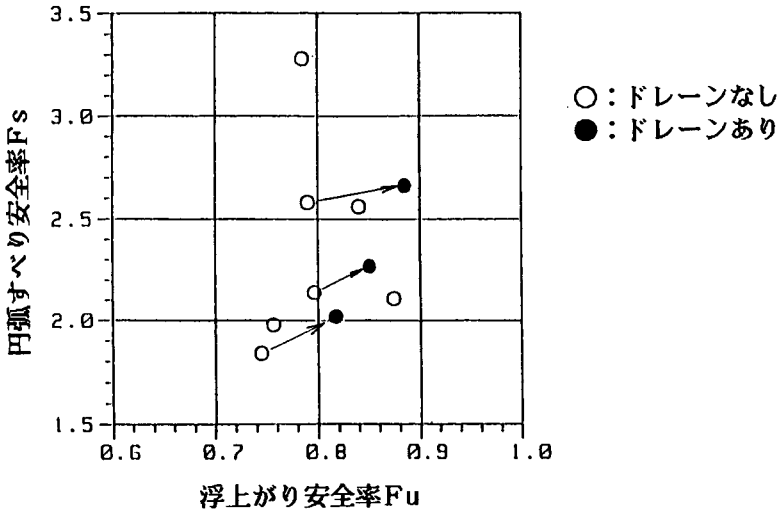


図3.6.15　浮上がり安全率と円弧すべり安全率の関係
（動的応答解析の全ケースの結果を対象）

致する。

② 掘割道路底面に接する地盤の平均的な繰返しせん断応力比 L_1 は，いずれの入力加速度振幅においても，水平地盤部の L_2 及び L_3 よりも大きい。このため，液状化抵抗率 F_{L1} は水平地盤部よりも小さい。例えば1次元的な状態においては，掘割道路の見かけの単位体積重量は周辺地盤よりも小さいので，繰返しせん断応力比 L を示す式 (3.6.7) 中の全上載圧 σ_v と初期有効上載圧 σ_{v0}' はともに水平地盤部よりも掘割道路の下方地盤のほうが小さい。このとき分母の σ_{v0}' の変化の影響のほうが大きいため，結果として L は掘割道路の下方地盤のほうが大きくなる。2次元的な状態においても同様の影響が現れたものと考えられる。

③ 掘割道路底面と同深度での水平地盤部の過剰間隙水圧 Δu_2（動的応答解析）と Δu_3（簡易法）は，入力加速度が小さいと Δu_2 のほうが大きく，入力加速度が大きいと逆に Δu_3 のほうが大きい。これらは，図3.6.7及び図3.6.8において，F_L が大きいときの過剰間隙水圧比 Lu は動的応答解析で用いた特性のほうが大きく，F_L が小さいときの Lu は簡易法で用いた特性のほうが逆に大きいことと対応している。

④ 動的応答解析による掘割道路底面に作用する過剰間隙水圧 Δu_1 は，掘割道路底面位置における初期有効上載圧よりも大きい。これは，下方及び側方から過剰間隙水圧が伝播したためと考えられる。また，Δu_1 は同深度の水平地盤部の Δu_2 よりも大きい。これは，掘割道路の近傍地盤のほうが側方の水平地盤部よりも F_L が小さく，過剰間隙水圧が発生しやすかったためと考えられる。

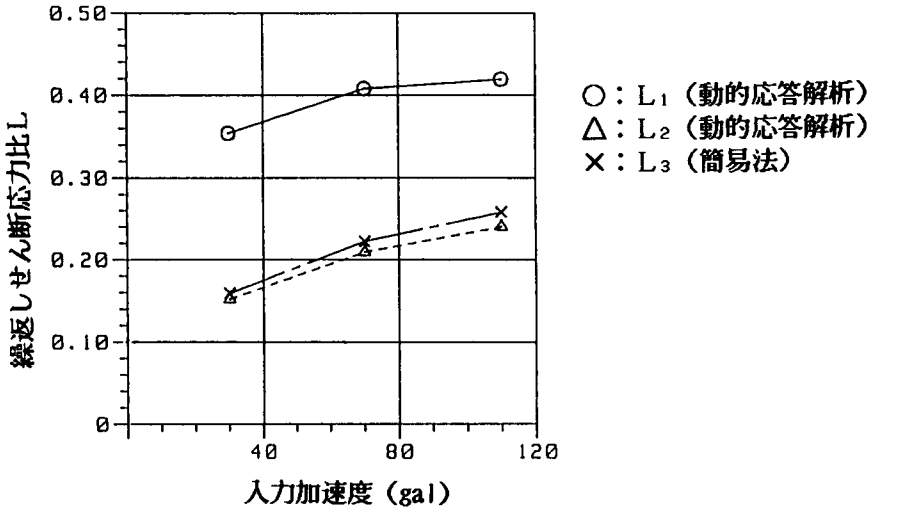
⑤ Δu_1 は入力加速度が小さいと Δu_3 よりも大きく，入力加速度が大きくなると Δu_3 とほぼ一致する。そのため Fu は，入力加速度が小さいと簡易法のほうが大きく，入力加速度が大きくなると簡易法と動的応答解析はほぼ一致する。

⑥ 図3.6.17及び図3.6.12(1), (2)より，入力加速度が大きくなると，地震終了後に Fu が増加し始める時点が遅くなり，Fu の低下した状態が長時間継続するようになる。Fu が最小値をとる時点は，入力加速度30 galの場合は7.5秒程度，70 galの場合は20秒程度，110 galの場合は50秒程度である。（表

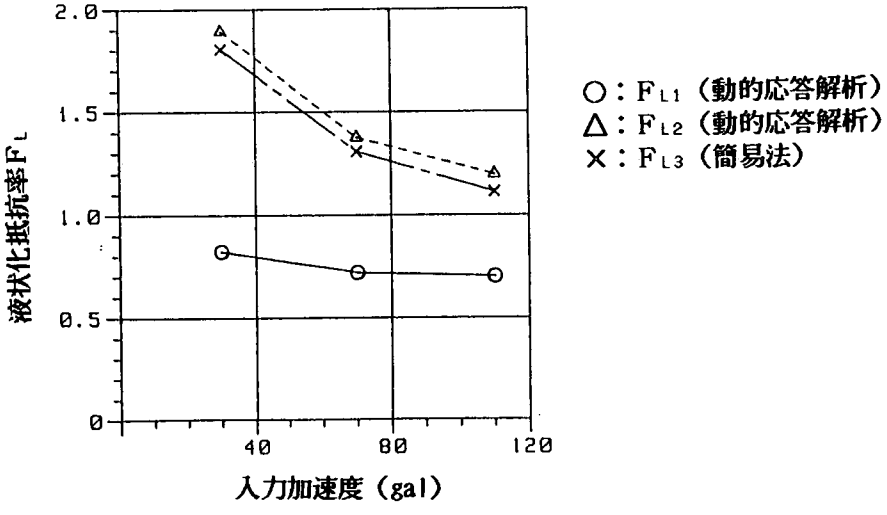
3.6.5 参照）また，Fu が 1.0 以下になる継続時間は，30 gal の場合は 100 秒程度，70 gal の場合は 900 秒程度，110 gal の場合は 1500 秒程度である。これらは，入力加速度が大きくなると地盤内での過剰間隙水圧の発生量が全体的に多くなるため，側方及び下方からの過剰間隙水圧のまわり込みが長時間継続することによると考えられる。図 3.6.16 において入力加速度が 70 gal の場合に，Δu_1 の地震終了時の値と地震終了後の最大値の差が大きいのも同じ理由によると考えられる。

2）掘割道路幅の影響

掘割道路幅と L，F_L，Δu，Fu 及び Fs の関係を図 3.6.18 に示す。また，掘割道路幅が 32 m の場合の動的応答解析による Fu の時間変化を図 3.6.19 に示す。（掘割道路幅が 12 m 及び 22 m の場合については図 3.6.12 (2)及び(3)参照）



（1）繰返しせん断応力比

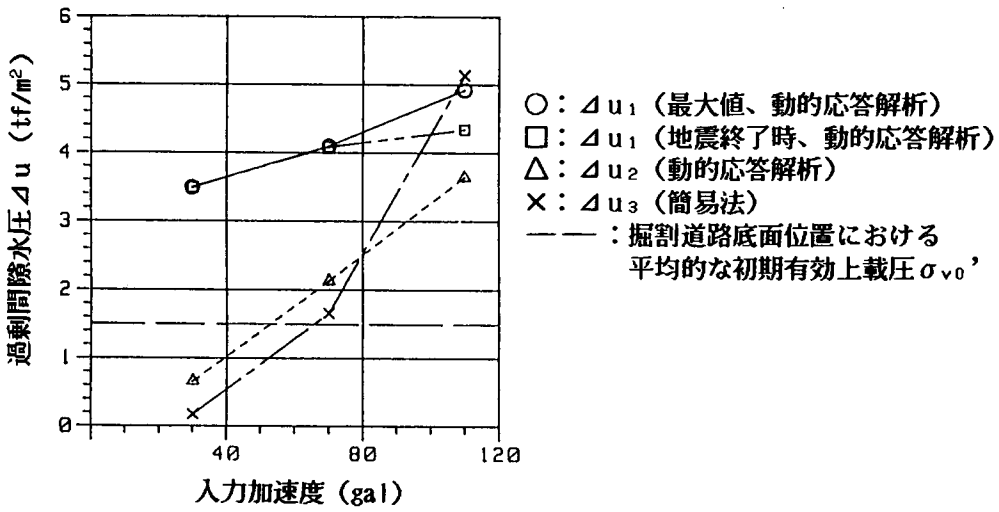


（2）液状化抵抗率

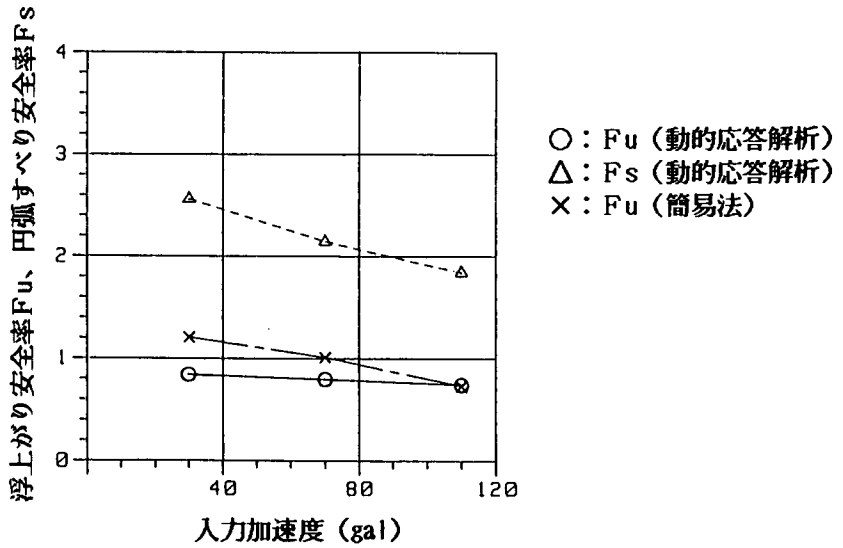
図3.6.16　入力加速度振幅を変えた場合の動的応答解析と簡易法の比較

① 図 3.6.18 より，L_1～L_3 と，F_{L1}～F_{L3} に及ぼす掘割道路幅の影響は小さい。これらの間の定性的な関係は，1）の①及び②で述べたとおりである。

② 掘割道路幅が大きくなると，Δu_1～Δu_3 は小さくなる傾向がある。簡易法による Δu_3 が減少するのは，表 3.6.8 に示した設計水平震度が減少していることによる。動的応答解析による水平地盤部の Δu_2 が減少するのも，同様に応答特性の変化の影響を受けたものと考えられる。(水平地盤部の平均的な繰返しせん断応力比 L_2 には掘割道路幅の影響が明確には現れていないが，表 3.6.6 (3)～(5)によれば，掘割道路底面と同深度での水平地盤部の繰返しせん断応力比 L は，掘割道路幅が大きくなるにしたがって若干減少している。)一方，動的応答解析による掘割道路底面の Δu_1 が減少するのは，側方からの過剰間隙水圧のまわり込みが生じにくくなることによるものと考えられる。(応答特性の変化だけを考慮すると，掘割道



（3）過剰間隙水圧



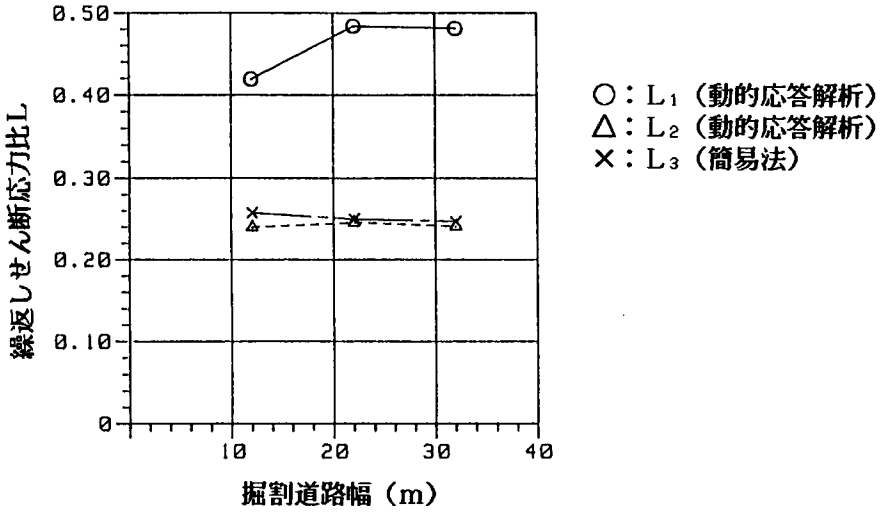
（4）浮上がり安全率と円弧すべり安全率

図3.6.16　入力加速度振幅を変えた場合の動的応答解析と簡易法の比較

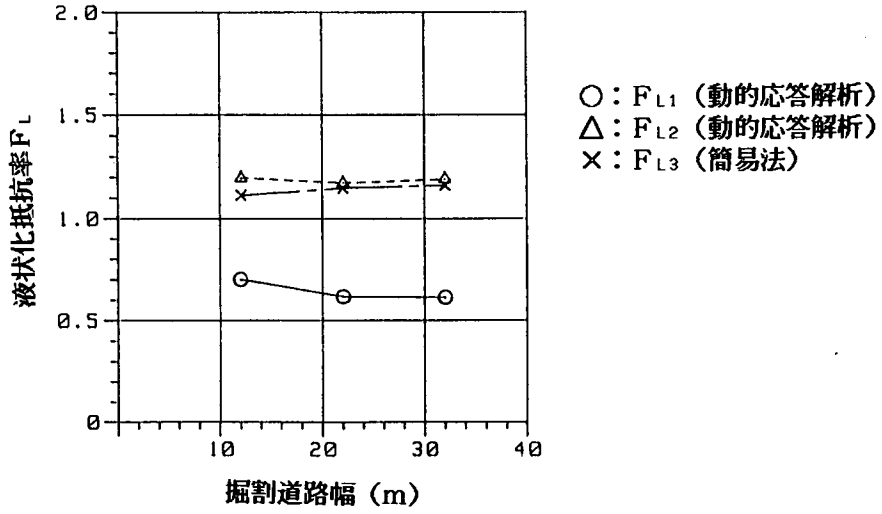
路底面に接する地盤の平均的な繰返しせん断応力比 L_1 は掘割道路幅の大きい場合のほうが大きいため，Δu_1 も掘割道路幅の大きい場合のほうが大きくなることになり，解析結果と対応しない。）

③ 簡易法による Δu_3 と動的応答解析による Δu_1 は，上記のような影響要因の相違はあるものの，値自身は掘割道路幅によらずほぼ一致する。そのため，簡易法と動的応答解析による Fu もほぼ一致する。

④ 図 3.6.19 及び図 3.6.12 (2), (3)より，掘割道路幅が大きくなると地震終了後の Fu の増加速度が低下し，Fu の低下した状態が長時間継続するようになる。Fu が 1.0 以下になる継続時間は，掘割道路幅 12 m の場合は 1500 秒程度，22 m の場合は 2200 秒程度，32 m の場合は 3300 秒程度である。これは，掘割道路幅が大きくなると，側方からの過剰間隙水圧のまわり込みとその消散に時間がかかるようになることによると考えられる。



（1）繰返しせん断応力比



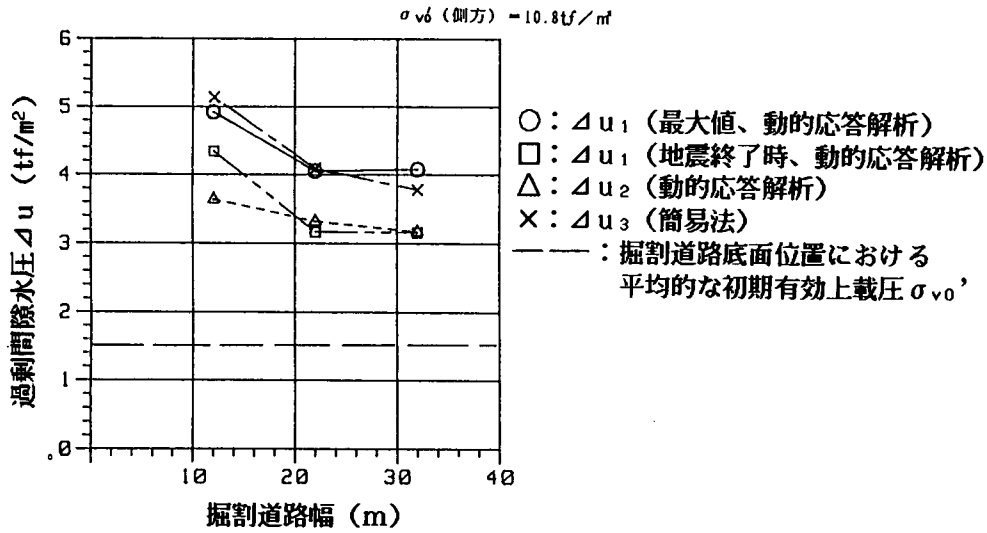
（2）液状化抵抗率

図3.6.18　掘割道路幅を変えた場合の動的応答解析と簡易法の比較

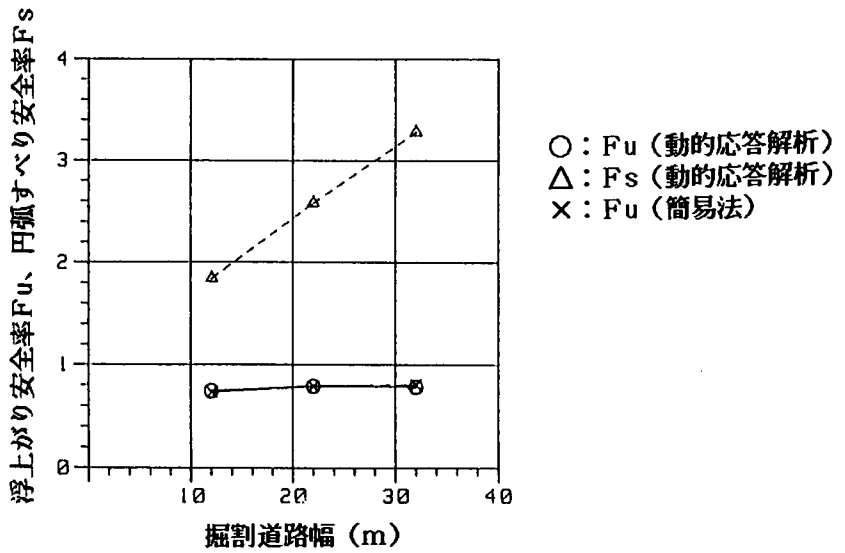
3）掘割重量の影響

掘割重量と L，F_L，Δu，Fu 及び Fs の関係を図 3.6.20 に示す。また，掘割重量が 1.5 Us の場合の動的応答解析による Fu の時間変化を図 3.6.21 に示す。(掘割重量が 1.2 Us の場合については図 3.6.12 (2)参照)

① 図 3.6.20 より，掘割重量の大きい場合のほうが，掘割道路底面に接する地盤の平均的な繰返しせん断応力比 L_1 が小さく，F_{L1} が大きい。これは，掘割道路の見かけの単位体積重量が周辺地盤よりも小さいために掘割道路の下方地盤の L が水平地盤部よりも大きくなる効果(1)の②参照) が，掘割重量が大きくなると低下してしまうことによると考えられる。



(3) 過剰間隙水圧



(4) 浮上がり安全率と円弧すべり安全率

図3.6.18　掘割道路幅を変えた場合の動的応答解析と簡易法の比較

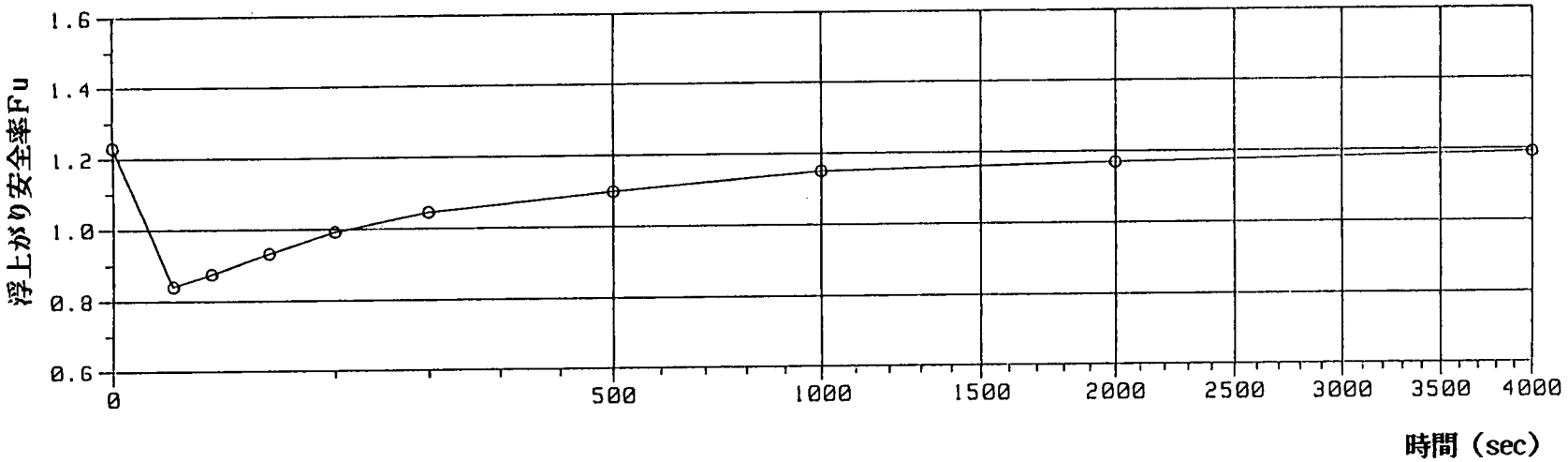


図3.6.17　浮上がり安全率の時間変化（モデル64-1）

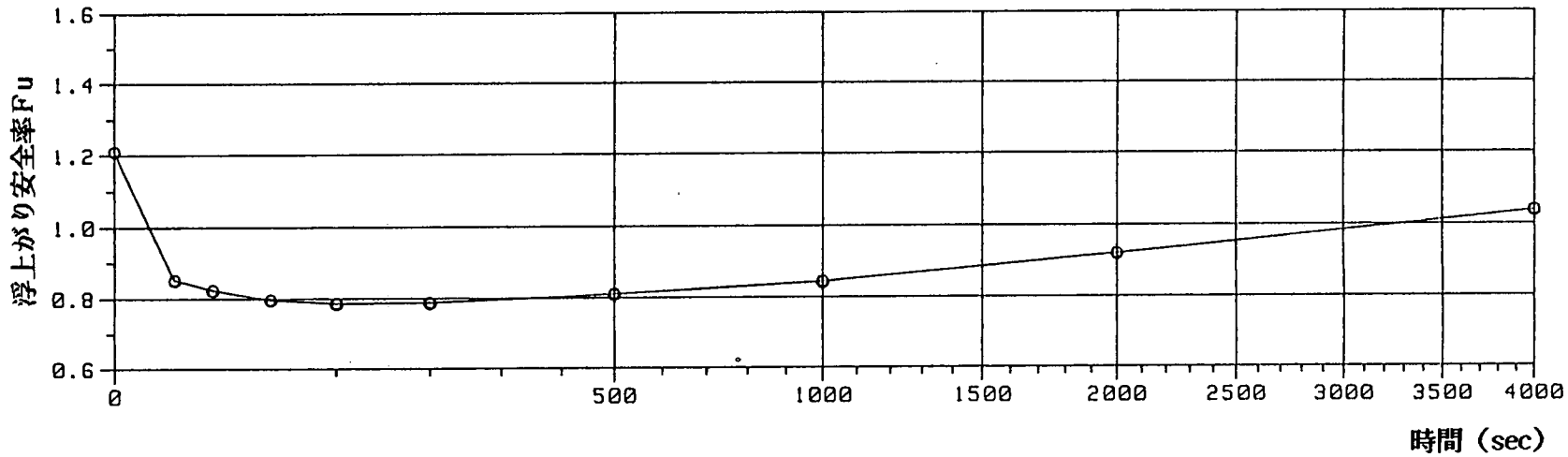
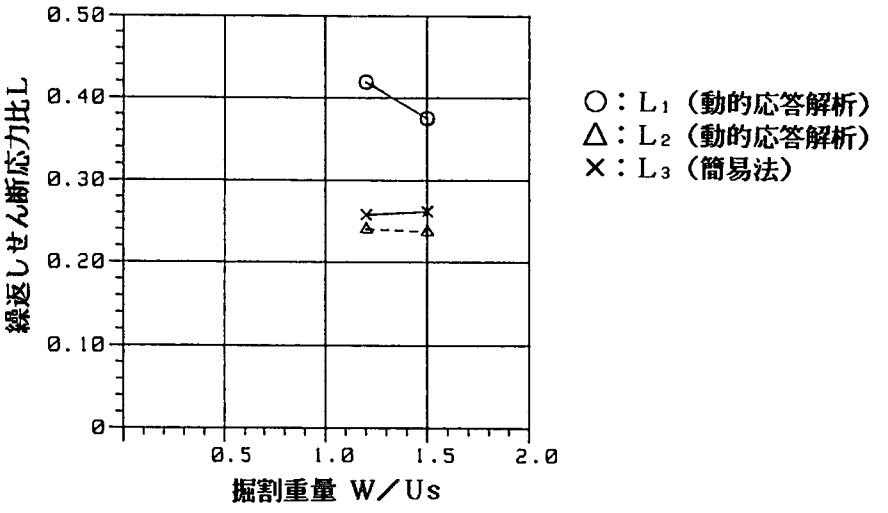


図3.6.19　浮上がり安全率の時間変化（モデル64-5）

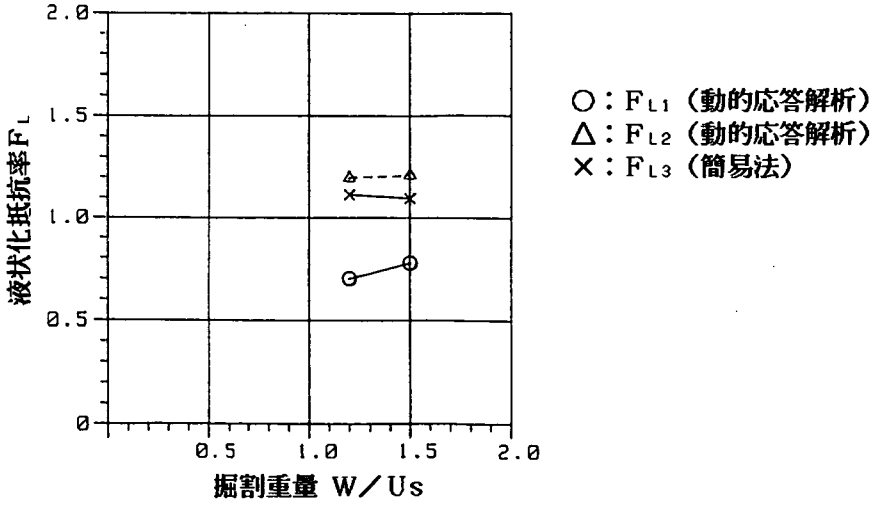
② 動的応答解析による掘割道路直下の Δu_1 は，掘割重量が大きくなると増加する。これは，過剰間隙水圧の最大発生量（$=\sigma_{v0}'$）が増加したことによると考えられる。掘割重量が増加して F_{L1} が増加しても，最終的には完全に液状化したために，F_{L1} の変化の影響は現れなかったものと考えられる。なお，掘割重量の大きい場合のほうが Δu_1 の地震終了時の値と地震終了後の最大値の差が小さいが，これは，掘割道路の下方地盤の σ_{v0}' と側方水平地盤部の σ_{v0}' の差が小さくなったことによると考えられる。

③ 動的応答解析による側方水平地盤部の Δu_2 は掘割重量の影響をあまり受けない。また，簡易法による Δu_3 は掘割重量が大きくなると増加するが，これは設計水平震度が若干変化したことによる。

④ 簡易法による Δu_3 と動的応答解析による Δu_1 は，上記のような影響要因の相違はあるものの，値自身は掘割道路幅によらずほぼ一致する。そのため，簡易法と動的応答解析による Fu もほぼ一致し，掘割



（1）繰返しせん断応力比

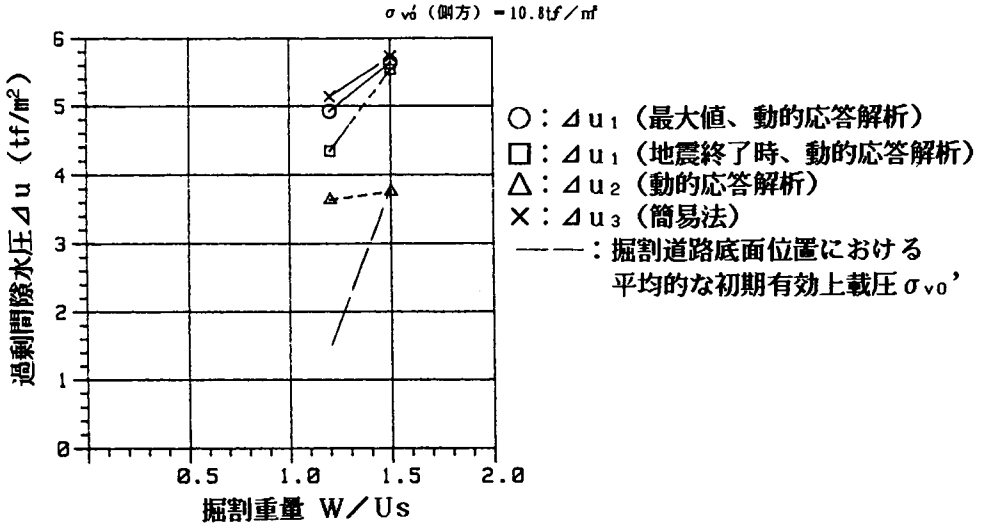


（2）液状化抵抗率

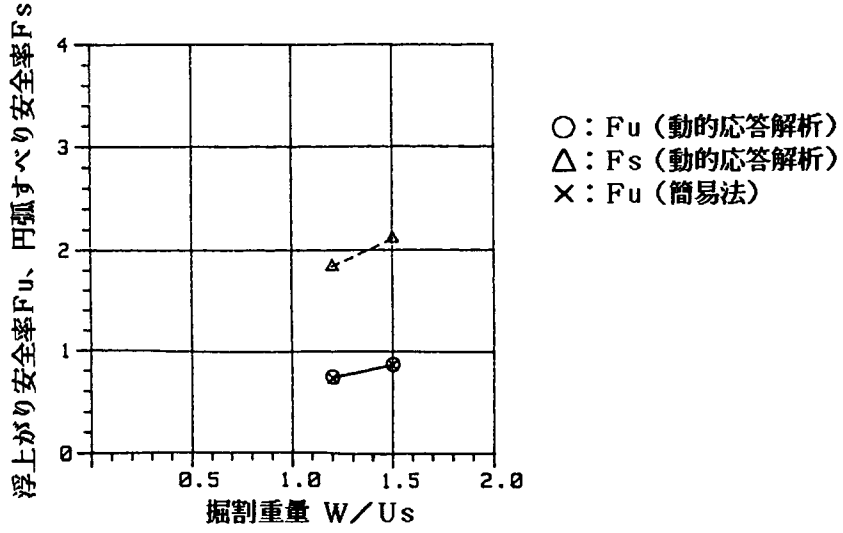
図3.6.20　掘割重量を変えた場合の動的応答解析と簡易法の比較

重量が大きくなるとともに増加する。Fu が増加するのは，Fu を算定する式中（図 3.6.3 参照）において，掘割重量 W が増加する影響が，過剰間隙水圧による浮力 Ud の増加の影響よりも大きいことによる。

⑤ 図 3.6.21 及び図 3.6.12(2)より，掘割重量が小さい場合のほうが，地震終了後に Fu が増加し始める時点が遅く，Fu の低下した状態が長時間継続する。Fu が 1.0 以下になる継続時間は，掘割重量が 1.5 Us の場合は 300 秒程度，1.2 Us の場合は 1500 秒程度である。これは，掘割重量が小さい場合のほうが掘割道路の下方地盤の σ_{v0}' と側方水平地盤部の σ_{v0}' の差が大きく，完全に液状化した状態における過剰間隙水圧の差が大きいため，側方からの過剰間隙水圧のまわり込みが増加することによると考えられる。



（3）過剰間隙水圧



（4）浮上がり安全率と円弧すべり安全率

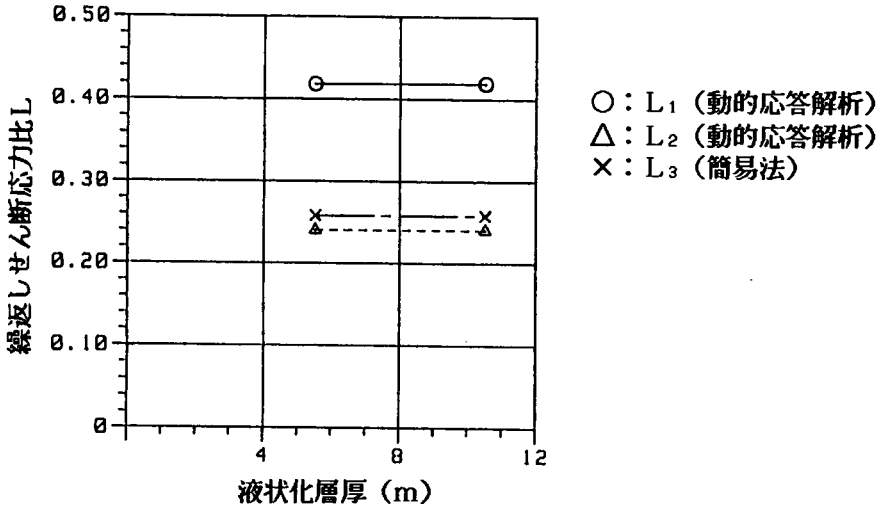
図3.6.20　掘割重量を変えた場合の動的応答解析と簡易法の比較

4）液状化層厚の影響

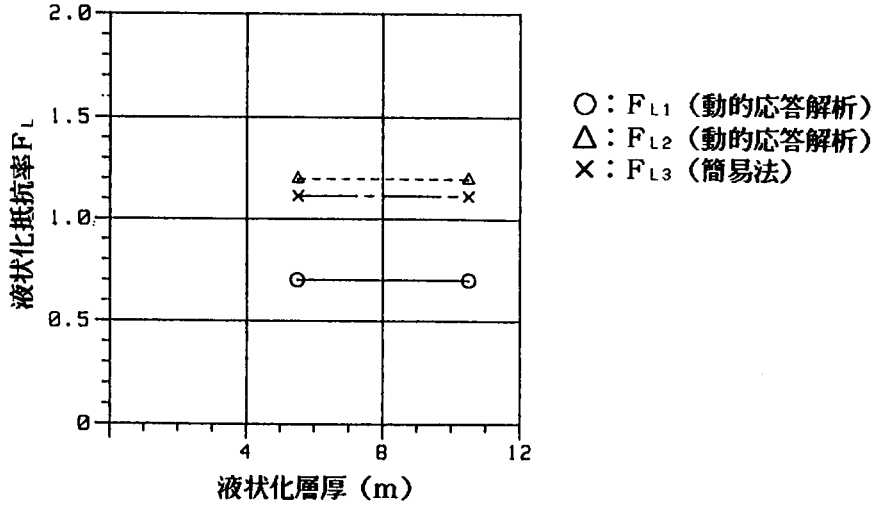
液状化層厚と L，F_L，Δu，Fu 及び Fs の関係を図 3.6.22 に示す。また，液状化層厚が 5.5 m の場合の動的応答解析による Fu の時間変化を図 3.6.23 に示す。(10.5 m の場合については図 3.6.12 (2)参照)

① 図 3.6.22 より，液状化層厚が L，F_L，Δu 及び Fu に及ぼす影響は動的応答解析においても簡易法においてもほとんど見られず，両者の結果はほぼ一致する。ただし，動的応答解析による掘割道路直下の Δu_1 は，液状化層厚が大きい場合のほうが若干大きくなっており，下方からの過剰間隙水圧の伝播の影響が現れている。

② 図 3.6.23 及び図 3.6.12 (2)より，液状化層厚が Fu の時間変化に及ぼす影響はほとんど見られない。



(1) 繰返しせん断応力比



(2) 液状化抵抗率

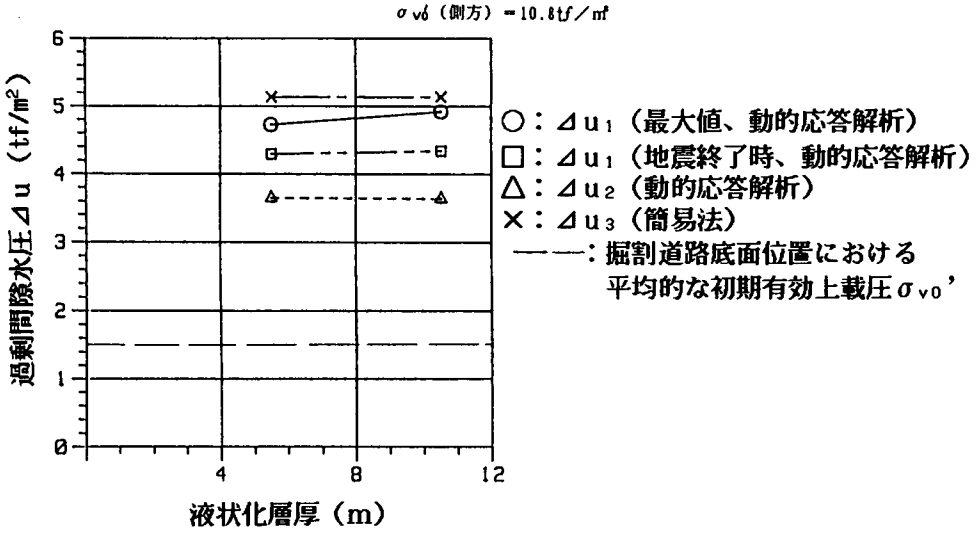
図3.6.22　液状化層厚を変えた場合の動的応答解析と簡易法の比較

5）簡易法の適用性

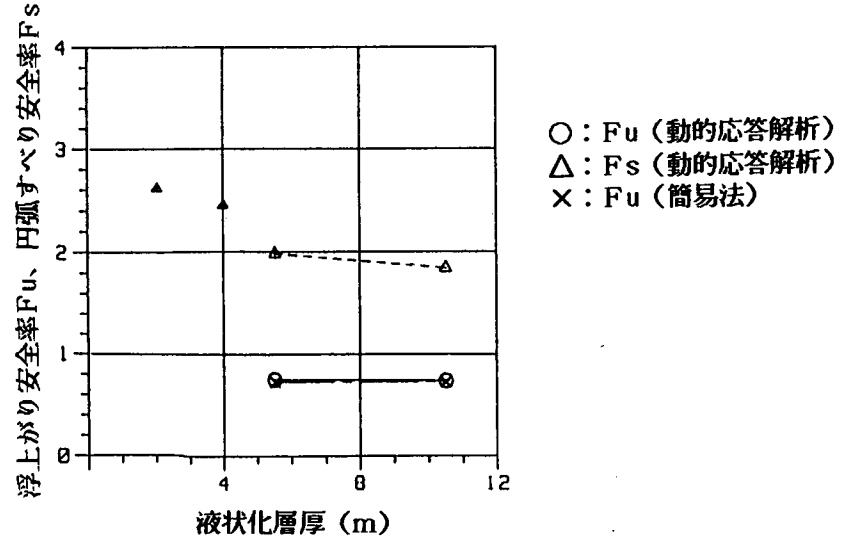
簡易法では，掘割道路底面と同じ深さの水平地盤内で生じる過剰間隙水圧（Δu_3）が掘割道路の底面にまわり込むものとしている。この仮定の妥当性の検討を行うために，動的応答解析と簡易法による Δu を比較したものを図 3.6.24(1)～(3)に，両者による Fu を比較したものを図 3.6.25 に示す。

図 3.6.24(1)より，動的応答解析においては，掘割道路直下の Δu_1 のほうが，同深度の水平地盤部の Δu_2 よりも全般的に大きめになっている。これは，掘割道路直下の L_1 のほうが水平地盤部の L_2 よりも大きくなることによると考えられる。(1)の②参照）

図 3.6.24(2)より，水平地盤部の Δu は，入力加速度が小さいと動的応答解析（Δu_2）のほうが大きく，入力



（3）過剰間隙水圧



（4）浮上がり安全率と円弧すべり安全率

図3.6.22　液状化層厚を変えた場合の動的応答解析と簡易法の比較

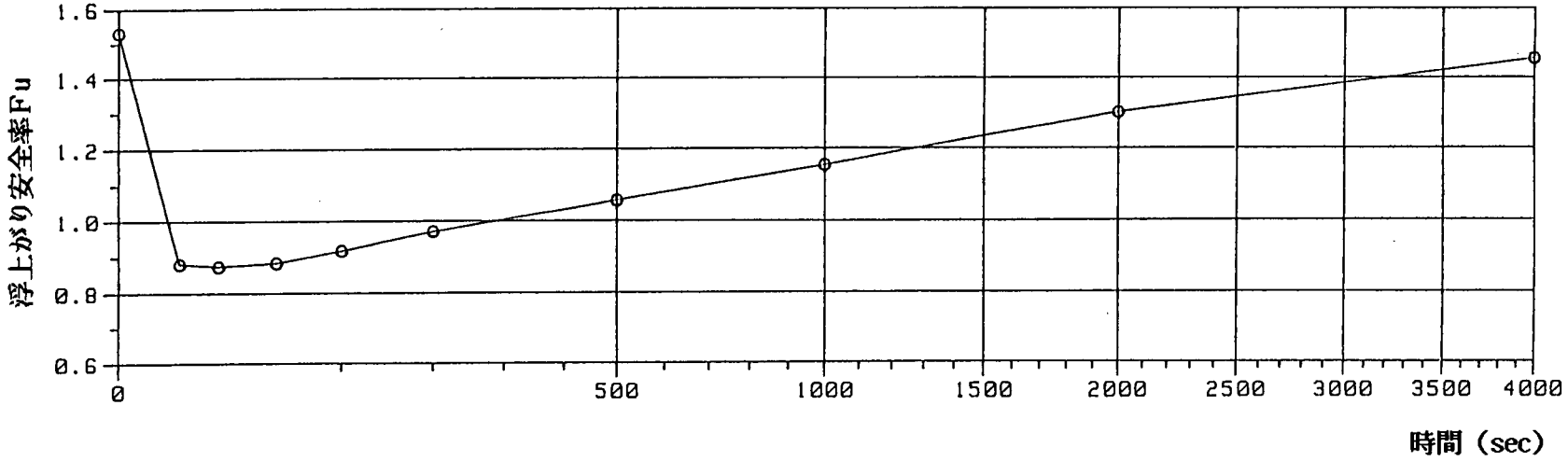


図3.6.21　浮上がり安全率の時間変化（モデル64-6）

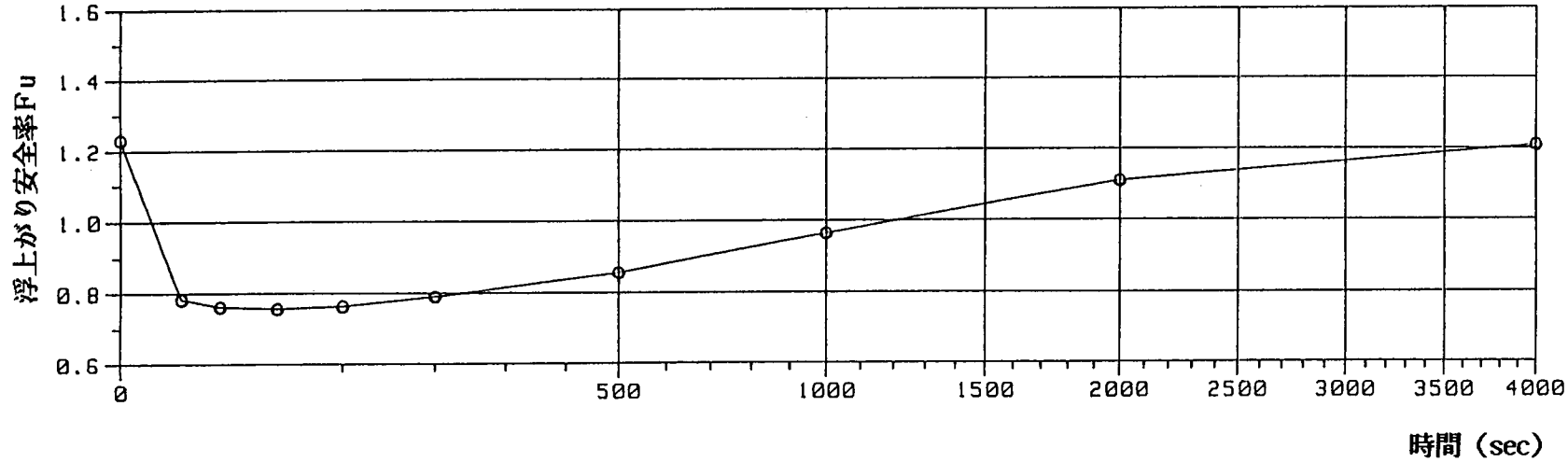
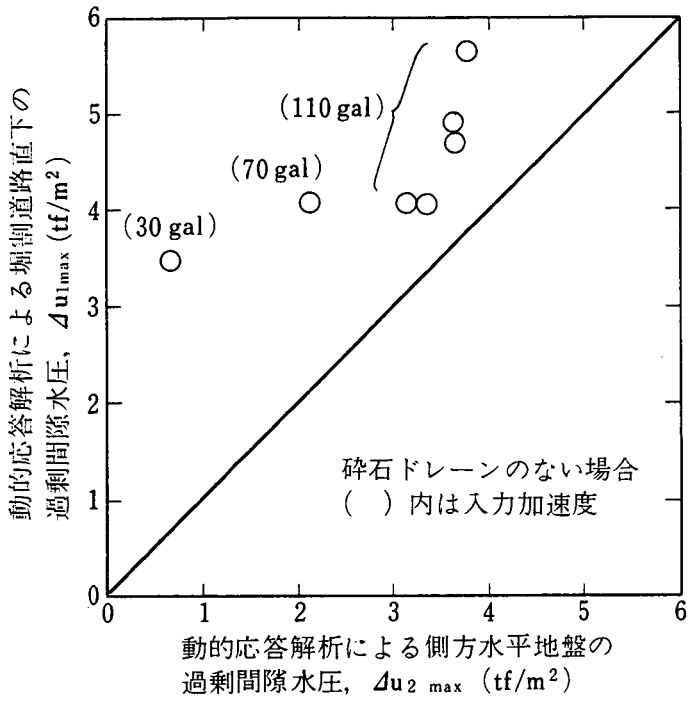
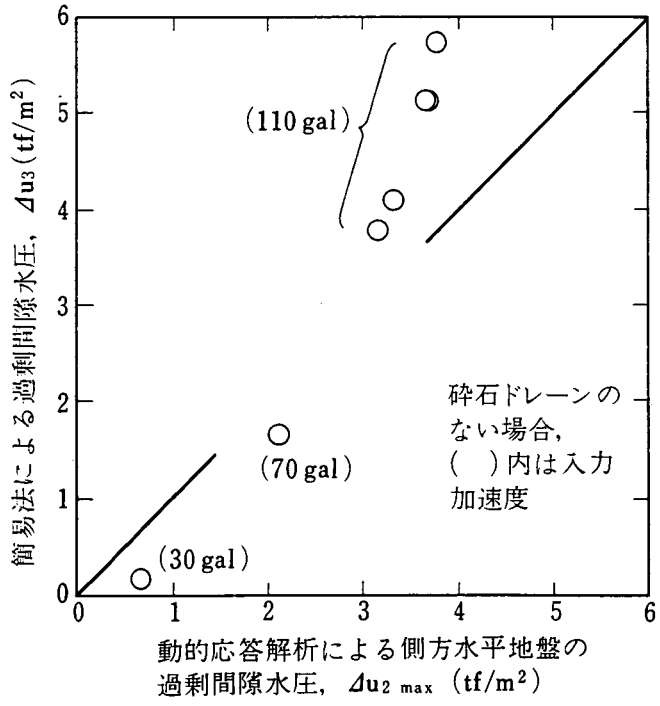


図3.6.23　浮上がり安全率の時間変（モデル64-7）

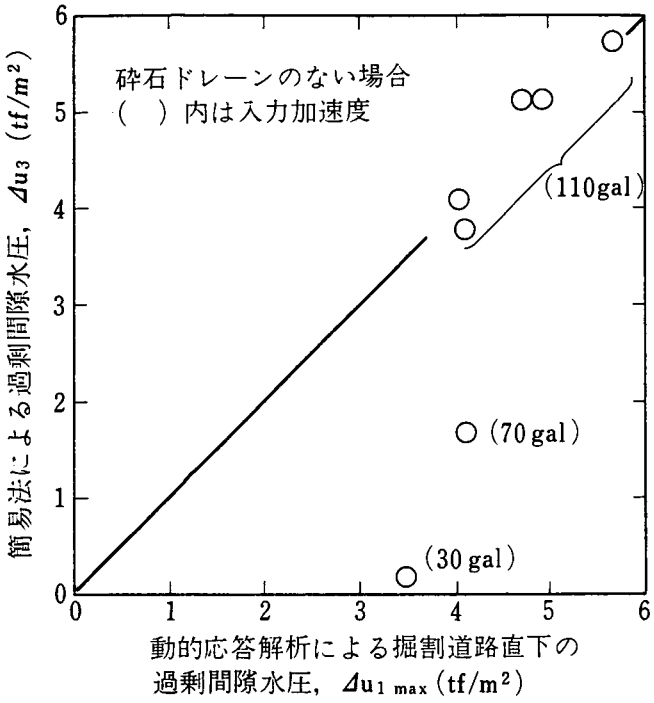


(1) Δu_1 と Δu_2



(2) Δu_2 と Δu_3

図3.6.24　過剰間隙水圧の比較



(3) Δu_1 と Δu_3

図3.6.24　過剰間隙水圧の比較

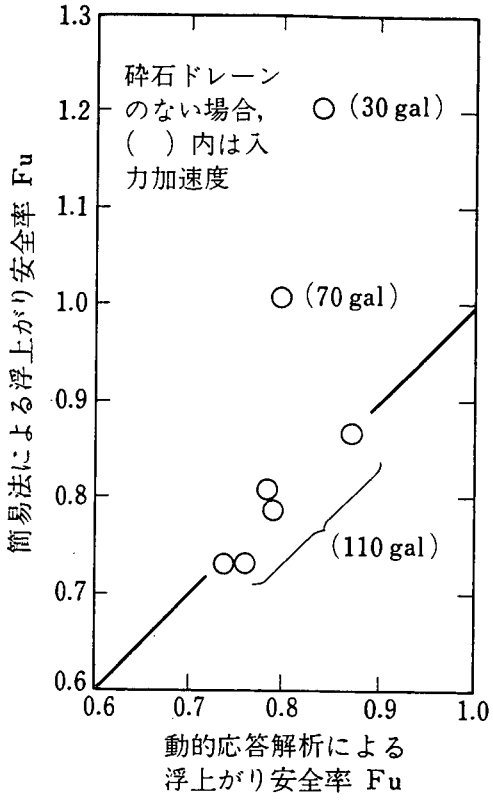


図3.6.25　浮上がり安全率の比較

加速度が大きいと逆に簡易法（Δu_3）のほうが大きい。これは，両者で用いた過剰間隙水圧の発生特性の違いによると考えられる。(1)の③参照)

図 3.6.24(3)より，Fu の算定に用いる Δu は，入力加速度が小さいと動的応答解析（Δu_1）のほうが大きく，入力加速度が大きいと簡易法（Δu_3）と動的応答解析の結果はほぼ一致する。そのため，図 3.6.25 では，入力加速度が小さいと簡易法のほうが Fu が大きく，入力加速度が大きいと簡易法と動的応答解析の Fu はほぼ一致する。本検討条件のもとでは，入力加速度が小さいと簡易法のほうが危険側の評価であることがわかる。

3.6.4　ま　と　め

以上をまとめると，以下のようになる。

- 円弧すべり安全率と浮上がり安全率に及ぼす諸条件の影響はほぼ同様に現れるため，砕石ドレーンの効果の評価する際には，計算が容易な浮上がり安全率を算定することにより，円弧すべり安全率の増加量をある程度予測することができる。
- 本検討条件のもとでは，入力加速度が大きいと簡易法と動的応答解析の浮上がり安全率はほぼ一致するが，入力加速度が小さいと簡易法のほうが浮上がり安全率が大きくなり危険側に評価される。

今後の課題として以下の点が挙げられる。

- 砕石ドレーンがある場合について 3.5 と同様な計算を行い，ドレーンの効果が間隙水の移動量の違いとして現れるかどうかを明らかにする。
- 不均一な地盤に対する簡易法の適用性を明らかにする。

（土木研究所）

3.7 設計法の提案

3.7.1 概　　要

盛土構造物と半地下構造物に対する液状化対策工法としての締固め工法およびグラベルドレーン工法の設計法を作成することを最終目標とし，研究を実施してきた。ここでは，今年度までに実施した実験的，解析的研究より得られた成果，および，設計法の検討をまとめ，現在考えている設計法（案）について述べるとともに，その適用にあたっての留意事項について述べる。

以下，半地下構造物の場合と盛土構造物の場合に分けて記述する。なお，本文中「(その×：×.×)」とあるのは，今年度までの研究報告書（その×）の×.×章を参照したか，あるいは，参考となる記述があることを示している。

3.7.2 半地下構造物の場合の設計法

(1) グラベルドレーン工法

掘割道路に代表される半地下構造物では，構造物自重を静水圧による浮力で除した常時の浮上がり安全率が1.2～1.3程度の場合が多い。従って，地震時に支持地盤が初期液状化あるいは完全液状化に至らない場合でも，過剰間隙水圧がある程度蓄積した場合には浮上がる可能性があり，地震時の浮上がりに関する評価が第一に必要となる。

しかしながら，浮上がり安全率のみを用いる方法では，構造物の被害程度を考慮した設計法とはなっておらず，構造物の重要度や被災後の使用の可否を考えた場合，被害度を表す指標が考慮された設計法であることが望ましい。その場合の指標として，浮上がり量を考え，構造物の重要度およびエレメント間の変形能力などを考慮した許容値を定める方向で設計法を考えた。浮上がり量を考えることにより，浮上がり安全率が許容浮上がり安全率以下であっても対策の必要がない場合もありうることになる。これまでの実験においても，浮上がり安全率が1以下の場合でもそれが短時間の場合などでは，ほとんど浮上がりが生じていなかったり，液状化層厚によって浮上がり量が異なるなどの結果が得られており，浮上がり量は周辺地盤の回り込みが大きく影響していることが明らかとなった(その3：3.5)。現在考えている設計法では，浮上がり量を予測することが重要な位置を占めている。これまでの実験結果から，浮上がり量は，浮上がり安全率が1を下回っている時間，液状化層厚，周辺地盤から構造物直下への水や土砂の流入しやすさなどに関係していることが明らかとなっている（その3：3.5)。

また，これらの因子を考慮した場合，1つの方法として，直接的にではないが浮上がり量を反映する指標として円弧すべり安全率 Fs が簡便で有効であることを明らかにした（その4：3.2)。

ここでは，半地下構造物の地震時安定性の評価は，浮上がり安全率および浮上がり量の2点から評価することとし，まず，第1ステップとして浮上がり安全率の評価，そして浮上がり安全率が許容値を下まわる時，第2ステップとして浮上がり量の評価を行う手順とした。

半地下構造物の地震時安定性の評価の全体フローを図3.7.1に示す。全体フローとしては，まず無対策時の地震時安定性の評価を行い，対策工が必要な場合には，無対策時の検討結果を考慮してグラベルドレーン

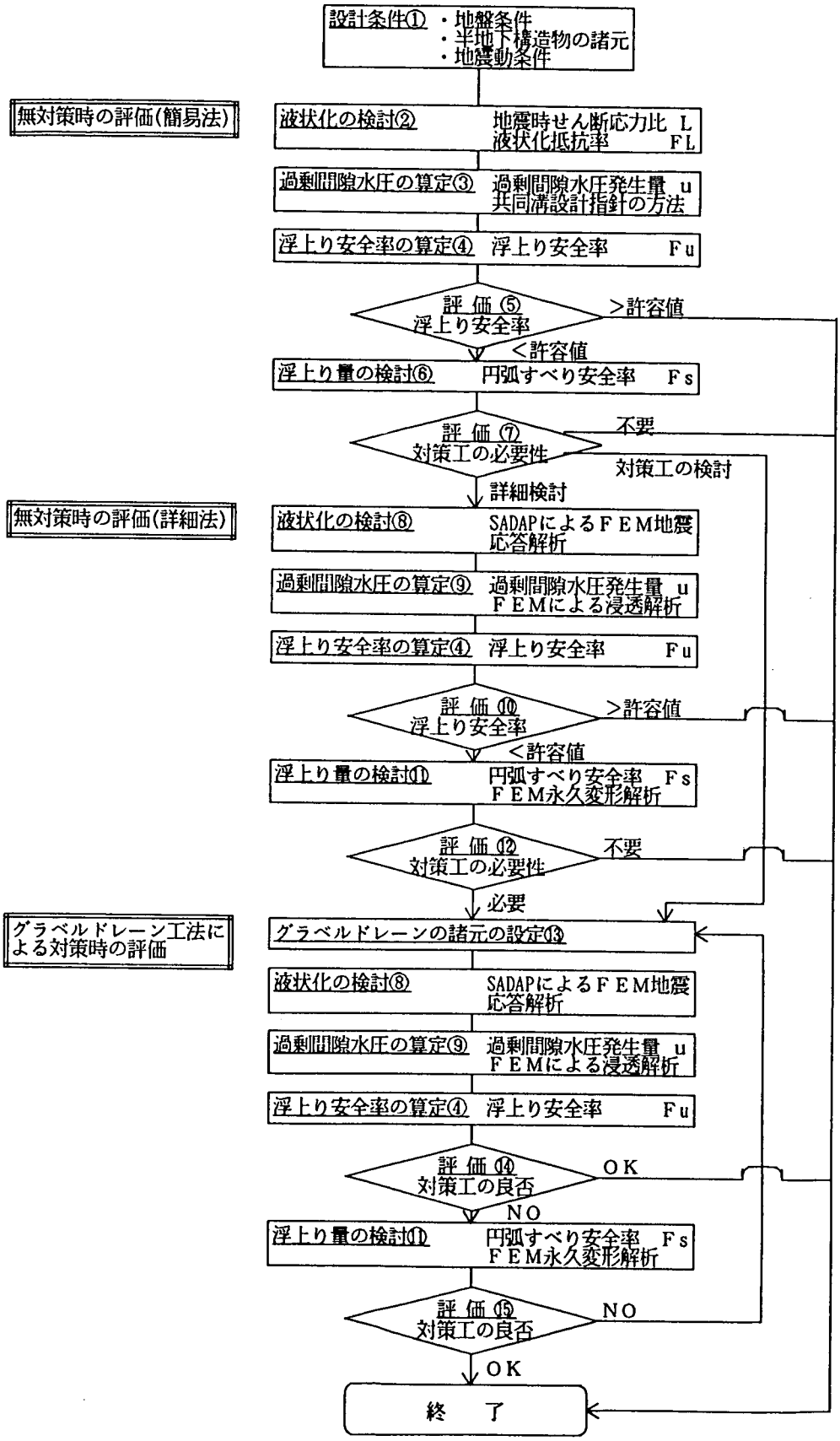


図3.7.1 グラベルドレーン工法による液状化対策工の検討フロー
(半地下構造物の場合)

工法を用いた対策工の設計を行うという手順になっている。なお，図 3.7.1 に示す無対策時の詳細法は，簡易法では判断が困難な場合，あるいは構造物の重要度に応じて用いるものである。

各項目について以下に述べる。

① 設 計 条 件

・地盤条件

設計に必要な地盤条件，特に土質物性の種類は，設計手法により異なる。簡易法の場合には，液状化の可能性のある地盤の地盤条件のみが必要であるが，詳細法の場合には，液状化の可能性のある地盤を含めた全体の状況を把握する必要があり，変形特性，強度特性等の地盤条件がさらに必要となる。したがって，詳細法を実施するにあたり詳細な地盤データが不足している場合には，追加の地盤調査を実施する必要がある(その 2：3.5)。表 3.7.1 に本研究で用いた解析法に対する地盤物性を示す。

・半地下構造部の諸元

設計に必要な半地下構造物の諸元としては，構造物の寸法・形状，構造物の構成材の単位体積重量，変形特性，強度特性等が必要となる。

・地震動条件

地震動条件についても設計に必要な条件は，設計手法により異なる。簡易法の場合には，地震動の震度が

表3.7.1 設計に用いる地盤物性

		無対策時の評価					対策時の評価			
		簡易法	詳細法							
			初期応力解析	地震応答解析	浸透解析	永久変形解析	初期応力解析	地震応答解析	浸透解析	永久変形解析
原地盤	単位体積重量	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	N値	○								
	粒度分布(F.C, D_{50}など)	○								
	静止土圧係数	△	○				○			
	せん断強度特性(ϕ', C')	○	△	△			△	△		
	静的せん断変形特性		○				○			
	動的せん断変形特性			○		○		○		○
	液状化強度特性				○				○	
	透水係数				○				○	
	体積圧縮係数				○				○	
ドレーン部	単位体積重量						○	○	○	○
	静止土圧係数						○			
	せん断強度特性(ϕ', C')						△	△		
	静的せん断変形特性						○			
	動的せん断変形特性							○		○
	透水係数								○	
	体積圧縮係数								○	

△：用いる場合もあるもの

必要であり，FEMによる地震応答解析を行う詳細法においては，地震動の時刻歴が必要となる。

②、③　液状化の検討（簡易法），過剰間隙水圧の算定

浮上がり安全率を求めるときに必要となる構造物周辺の間隙水圧については，無対策の場合には，「共同溝設計指針」で採用されている液状化に対する抵抗率 F_L から推定する方法が簡便であり，浮上がり安全率に対し，安全側の評価を与えると考えられる。

簡易法においては，まず，道路橋示方書の方法に従い，作用荷重として地震時せん断応力比を求め，動的せん断強度比と比較することにより，液状化抵抗率 F_L を算定する。過剰間隙水圧の発生量 u_g は，液状化抵抗率 F_L から共同溝設計指針の方法（式3.7.1）に従い算定する（その3：3.7)。

$$u_g = F_L^{-7} \times \sigma_v' \tag{3.7.1}$$

ここに，σ_v'：有効上載圧

④　浮上がり安全率 Fu（その4：3.2)

浮上がり安全率 Fu は，式（3.7.2）より求められる。

$$Fu = \frac{W+Q}{Us+Ud+F} \tag{3.7.2}$$

ここに，W：構造物の自重

Q：構造物側壁の摩擦抵抗

Us：静水圧による浮力

Ud：過剰間隙水圧による揚力

F：浸透力に起因する力

なお，「共同溝設計指針」では，浮上がり安全率 Fu を算定する場合，上記の浸透力に起因する力 F が考慮されていないが，例えばグラベルマットとグラベルウォールのみを設けた場合などにおける実験結果の検討より，F を考慮する必要性が明らかになった（土研資料No. 2741)。

⑤　浮上がり安全率の評価

浮上がり安全率に対する許容値としては，これまでの多くの模型振動実験より，1.1が過大な浮上がりを生じるか否かの分かれ目となっていることが得られており，この値が妥当と考えている（その3：3.7)。

⑥　円弧すべり安全率 Fs（その4：3.2)

円弧すべり安全率 Fs は，図3.7.2に示すようなすべり面を仮定し，式（3.7.3）より求められる。

$$Fs = \frac{Mr1+Mr2+Mr3+Mr4}{Md1+Md2-Md3} \tag{3.7.3}$$

ここに，$Md1 \sim Md3$：作用モーメント

$Mr1 \sim Mr4$：抵抗モーメント

$Md1 \sim Md3$ と $Mr1$ はそれぞれ土塊の自重と構造物の自重より求め，$Mr2 \sim Mr4$ はすべり面上でのせん断抵抗応力 τf が次式（式3.7.4）で表されるものとして求める。

$$\tau_f = (1-Ru)\sigma'_{n0} \cdot \tan\phi' \tag{3.7.4}$$

ここに，Ru：過剰間隙水圧比

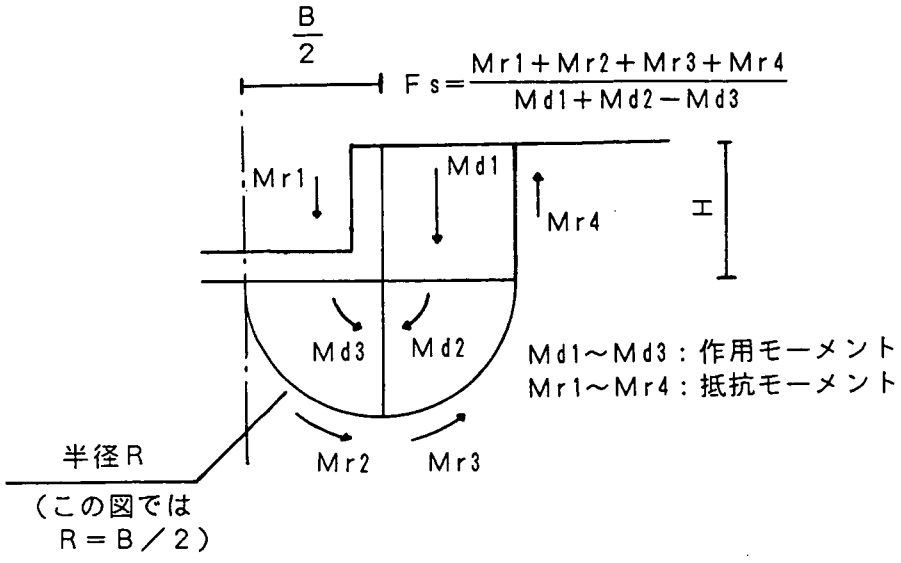


図3.7.2　円弧すべり安全率Fsの算定法

σ'_{no}：すべり面に対して法線方向の初期有効直応力

ϕ'：地盤の内部摩擦角

模型振動実験の結果から判断すると，半地下構造物が過大な浮上がりを生じる場合，周辺地盤は構造物直下に移動する方向ですべりが生じている。すべり面の形状はかならずしも上図で仮定した形状でない場合もあるが，ここでは，計算の簡便さ，および実用上差し支えないとの判断から上式を用いるものとした。

浮上がり量の評価手法については，現在確立されたものはないが，地震時の円弧すべり安全率でその大小をある程度評価できるものと思われる。すべり安全率に対する許容値としては，模型振動実験より 1.1 が過大な浮上がりを生じるか否かの分かれ目となっていることが得られているが(その 4：3.2)，この値についてはさらに実験データや実構造物の被害調査などからデータを蓄積し定める必要があると考える。

⑦　評価（対策工の必要性）

簡易法により求めた浮上がり安全率および円弧すべり安全率を許容値と比較し，対策工の必要性の有無を判断する。検討の結果，浮上がり安全率，円弧すべり安全率が許容値を下まわった場合であっても，必要に応じて対策工の設計を行う前に，以下に述べる詳細法により再度，無対策の場合の検討を行ってもよい。

⑧　液状化の検討（詳細法）

全応力による FEM 地震応答解析を行う（その 4：3.5)。

これまでの解析的な検討より，半地下構造物周辺の地震時間隙水圧分布は，地盤と構造物の応答特性の影響を受けることが知られており，より厳密な評価が必要となる場合には，構造物を含めた応答解析を実施し，間隙水圧値を求めるのが適当と思われる(その 3：3.8)。また，実際の設計で用いることを考え，地震応答解析は全応力法によるものとした。なお，本研究では，⑨の浸透解析も含めて，解析プログラムとしては，建設省土木研究所所有の有限要素解析プログラム SADAP を使用した。

⑨　過剰間隙水圧の算定

地震応答解析結果の地盤のせん断応力履歴から Seed の過剰間隙水圧発生モデルを用いて各要素に発生す

る過剰間隙水圧 u_g の時刻歴を求める。さらに，地盤の過剰間隙水圧の発生を考慮した浸透解析により構造物周辺の過剰間隙水圧分布を算定する。

⑩ 浮上がり安全率の評価（詳細法）

詳細法は，検討対象としている構造物・地盤条件を直接的に反映したものであり，簡易法による検討結果よりもより厳密な結果を与えていると考えられる。したがって，詳細法により求めた浮上がり安全率が許容値を上まわった場合には，簡易法による評価で対策工が必要と評価されていても，構造物の地震時安定性は確保されているものとして，特別な対策を施す必要はない。

⑪ 浮上がり量の検討

詳細法により求めた過剰間隙水圧を用い，簡易法と同様に，円弧すべり安全率で間接的に浮上がり量を評価する方法と，FEM による永久変形解析で直接的に浮上がり量を算定する方法の 2 方法が考えられる。

本研究では，永久変形解析手段として，地震荷重を受けた後のひずみの蓄積現象を変形係数の低下という形で評価し，この変形係数を用いた静的な変形解析による変形状態と，初期応力解析による変形状態との差より残留変形を求める方法を用いた。

⑫ 評価（対策工の必要性）

詳細法により求めた過剰間隙水圧をもとに算定した円弧すべり安全率を許容値と比較するか，FEM 永久変形解析で算定した浮上がり量を許容値と比較して，対策工の必要性の有無を判断する。

⑬ グラベルドレーンの諸元の設定

掘割道路構造物におけるグラベルドレーンの諸元としては，グラベルパイルの径，配置(ピッチ)，グラベルマットおよびグラベルウォールの厚さ，ドレーン材の種類を検討する必要がある。グラベルドレーンの諸元の設定は，構造物を考慮しない場合のグラベルドレーンの簡易設計図表あるいは既存の類似構造物に対する対策工の実積を参考にして設定する。既存の模型振動実験結果から判断すると，グラベルドレーンの配置としては図 3.7.3 に示すように，構造物直下のみでなく，側壁部外側にもグラベルパイルを打設することが望ましい。また，グラベルパイルの諸元のうち，敷地条件，ドレーン径やグラベルの透水性能は施工機械や材料の入手可能性により制約を受け，それらと配置パターンを仮定してグラベルパイルの打設ピッチを決定する必要がある。

グラベルパイルのピッチの概略の算定方法は，構造物を考慮しない場合のグラベルドレーンの設計法を参考にすることができ，以下の手順で算定する。

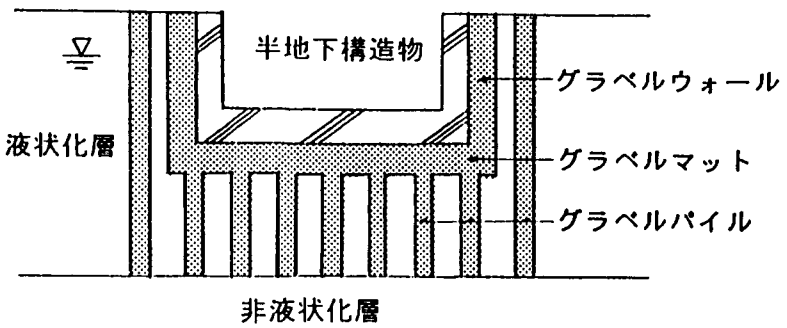


図3.7.3 グラベルドレーンの配置（半地下構造物の場合）

i）構造物の浮上がり安全率が許容値を満たすような過剰間隙水圧の許容発生量を求める。

ii）構造物を考慮しない場合のグラベルドレーンの簡易設計図表をもとに，i）により求めた過剰間隙水圧の許容発生量を上まわらないようグラベルドレーンのピッチを算定する。(その2：3.2)

上記の方法では，グラベルマット，グラベルウォールの影響を考慮していないため，最終的には図3.7.1に示すフローに従い，浮上がり安全率あるいは浮上がり量を算定し，決定する必要がある。

⑭ 浮上がり安全率の評価（対策工の良否）

グラベルドレーン工法による対策時の構造物の浮上がり安全率を評価する。浮上がり安全率が許容値を上まわる場合には，仮定したグラベルドレーンの諸元を設計値として採用する。浮上がり安全率が許容値を下まわる場合には，構造物の浮上がり量について検討を行う。

⑮ 浮上がり量の評価（対策工の良否）

詳細法により求めた円弧すべり安全率を許容値と比較するか，FEM永久変形解析で求めた浮上がり量を許容量と比較して，対策工の良否を判断する。

検討の結果，円弧すべり安全率，あるいは，浮上がり量が許容値を下まわる場合，グラベルドレーンの諸元を設定しなおし，再度，構造物の地震時安定性の評価を行う。ただし，円弧すべり安全率，あるいは浮上がり量が，大幅に許容値を下まわり，グラベルドレーンの施工条件が非現実的となると予想される場合には，構造物の諸元にまでさかのぼって検討しなおす。

(2) 締固め工法

掘割道路に代表される半地下構造物を対象として，締固め工法を用いた対策を実施する場合の設計法は，基本的な設計法の考え方，および，設計のフローに関しては，グラベルドレーン工法の場合と同様である。すなわち，i)全体フローとしては，まず無対策時の地震時安定性の評価を行い，対策工が必要な場合には，無対策時の検討結果を考慮して締固め工法を用いた対策工の設計を行うこと，ii）浮上がり安全率 Fu を第一の評価基準とし，浮上がり量の検討との2段構えの基準で評価すること，においては，グラベルドレーン工法による対策工の場合の設計法と同じである。

半地下構造物の地震時安定性の評価の全体フローを図3.7.4に示す。なお，図3.7.4に示す無対策時の詳細法は，簡易法では判断が困難な場合，あるいは構造物の重要度に応じて用いるものである。

各項目について以下に述べる。

①～⑫

無対策時の検討は，グラベルドレーン工法の場合と同様である。表3.7.2に本研究で用いた解析法に対する地盤物性を示す。

⑬ 締固め工法の諸元の設定

締固め工法において設定しなければならない諸元としては，締固めた地盤の地盤物性，および改良範囲がある。これらについては，既存の類似構造物に対する対策工の実績などを参考にして設定する。

地盤物性としては，単位体積重量，強度特性，変形特性，液状化強度特性などが上げられるが，これらの物性は，原地盤の特性や締固め工法の種類によって影響されるため，過去の施工実績を参考にし，達成可能な値とする必要がある。一般に，締固め工法の設計では，締固め後の地盤の特性値として N 値を用い，N 値

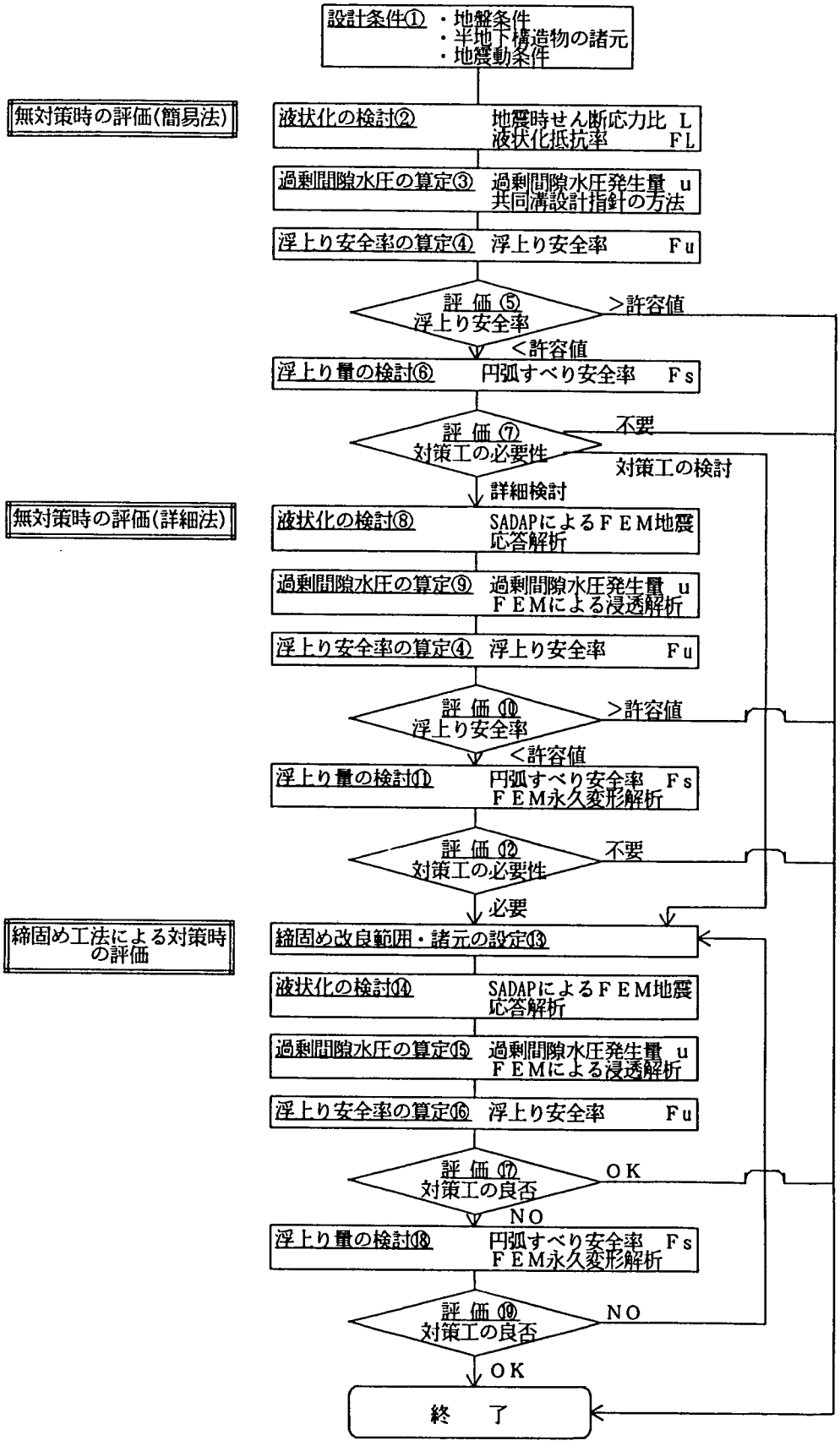


図3.7.4 締固め工法による液状化対策工の検討フロー
(半地下構造物の場合)

表3.7.2　設計に用いる地盤物性

		無対策時の評価					対策時の評価			
		簡易法	詳細法							
			初期応力解析	地震応答解析	浸透解析	永久変形解析	初期応力解析	地震応答解析	浸透解析	永久変形解析
原地盤	単位体積重量	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	N値	○								
	粒度分布(F.C, D_{50}など)	○								
	静止土圧係数	△	○				○			
	せん断強度特性(φ', C')	○	△	△			△	△		
	静的せん断変形特性		○				○			
	動的せん断変形特性			○		○		○		○
	液状化強度特性				○				○	
	透水係数				○				○	
	体積圧縮係数				○				○	
締固め部	単位体積重量						○	○	○	○
	静止土圧係数						○			
	せん断強度特性(φ', C')						△	△		
	静的せん断変形特性						○			
	動的せん断変形特性							○		○
	液状化強度特性								○	
	透水係数								○	
	体積圧縮係数								○	

△：用いる場合もあるもの

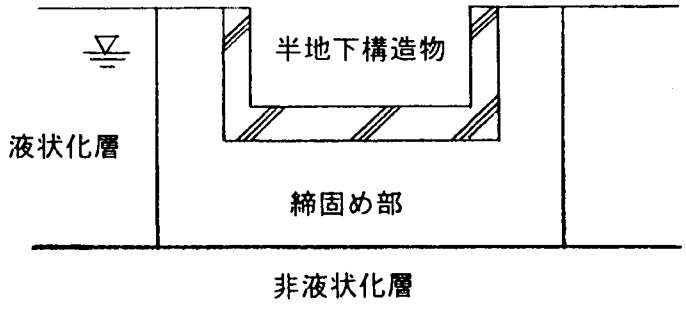


図3.7.5　締固め改良範囲

から他の特性を推定することがよく行われている。また，本研究では，締固めた地盤では静止土圧係数 K_0 が増加する傾向にあり N 値は静止土圧係数の影響を受けていることを明らかにしたが，N 値から他の特性を推定する場合，この点に留意する必要がある。

改良範囲については，模型振動実験の結果から判断すると，図 3.7.5 に示すように構造物直下，および側方部とするのが望ましい。また，半地下構造物では常時の浮上がり安全率が 1.2～1.3 程度の場合が多いため，構造物直下での間隙水圧のわずかな上昇でも地震時の浮上がり安全率を満足することが難しくなることがある。したがって，締固め部については過剰間隙水圧の発生を抑えるよう十分な締固めを行うこと，および未

改良部からの間隙水圧の伝播に対応できる範囲まで改良することを考える必要がある。

⑭ 液状化の検討（詳細法）

全応力法による FEM 地震応答解析を行う（その 4：3.5)。

これまでの解析的な検討より，半地下構造物周辺の地震時間隙水圧分布は，地盤と構造物の応答特性の影響を受けることが知られており，より厳密な評価が必要となる場合には，構造物を含めた応答解析を実施し，間隙水圧値を求めるのが適当と思われる。(その 3：3.8)

ただし，締固め工法による改良効果が高く，液状化強度を十分に大きく設定でき，締固め部の地震時の過剰間隙水圧の発生が無視できる場合には，地震応答解析を省略し，液状化領域を水圧境界とした浸透解析(その 4：3.3) のみを行い，⑮の過剰間隙水圧の算定とすることもできる。

⑮ 過剰間隙水圧の算定

FEM による地震応答解析を行った場合は，解析結果の地盤のせん断応力履歴から Seed の過剰間隙水圧発生モデルを用いて各要素に発生する過剰間隙水圧 u_g の時刻歴を求める。さらに，地盤の過剰間隙水圧の発生を考慮した浸透解析により構造物周辺の過剰間隙水圧分布を算定する。

⑯ 浮上がり安全率の算定

浮上がり安全率の算定方法は，無対策時の算定方法の場合と同様である。

⑰ 浮上がり安全率の評価（対策工の良否）

締固め工法による対策時の構造物の浮上がり安全率を評価する。浮上がり安全率が許容値を上まわる場合には，仮定した締固め工法の改良範囲，および，諸元を設計値として採用する。浮上がり安全率が許容値を下まわる場合には，構造物の浮上がり量について検討を行う。

詳細法により求めた浮上がり安全率が許容値を上まわった場合には，簡易法による評価で対策工が必要と評価されていても，構造物の地震時安定性は確保されているものとして，特別な対策は施さなくてよい。

⑱ 浮上がり量の検討

浮上がり量の検討方法も，無対策時の算定方法の場合と同様，詳細法により求めた過剰間隙水圧を用い円弧すべり安全率を算定する方法と，FEM による永久変形解析で直接的に浮上がり量を算定する方法の 2 方法が考えられる(その 3：3.5)。また，締固め工法による改良効果が高く，締固め部の地震時の過剰間隙水圧の発生が無視できるような場合においては，地震時の地盤の変形による浮上がりは少ないが，主に地震後に未改良部から間隙水が浸透し改良域内の過剰間隙水圧が上昇することにより構造物が浮き上がる形態が考えられる。このような場合には，地盤の変形を伴わない浮上がりが主体であり，液状化領域を水圧境界とした浸透解析（その 4：3.3）を行い，地盤から構造物底版部へ流入する水量を算定することにより浮上がり量を算定とすることもできる（その 5：3.5)。

⑲ 評価（対策工の良否）

仮定した締固め工法の諸元のもとで，詳細法により求めた浮上がり量の検討結果を許容値と比較し，対策工の良否を判断する。検討の結果，円弧すべり安全率，あるいは，浮上がり量が許容値を下まわる場合，締固め工法の諸元を設定しなおし，再度，構造物の地震時安定性の評価を行う。ただし，円弧すべり安全率あるいは，浮上がり量が大幅に許容値を下まわり，締固め工法の施工条件が非現実的となると予想される場合

には，構造物の諸元（重量化など）にまでさかのぼって検討しなおす必要がある。

3.7.3 盛土構造物の場合の設計法

(1) グラベルドレーン工法

盛土構造物の地震時安定性の検討は，地震時の盛土構造物のすべりに対する安定について検討を行う。盛土構造物のすべりは，地震による震度を考慮した円弧すべり面解析法を用い，円弧すべり安全率として評価する。

盛土構造物の地震時安定性の評価の全体フローを図3.7.6に示す。全体フローとしては，まず無対策時の地震時安定性の評価を行い，対策工が必要な場合には，無対策時の検討結果を考慮してグラベルドレーン工法を用いた対策工の設計を行う。無対策時の検討は，地震時に基礎地盤の過剰間隙水圧が上昇し，せん断強

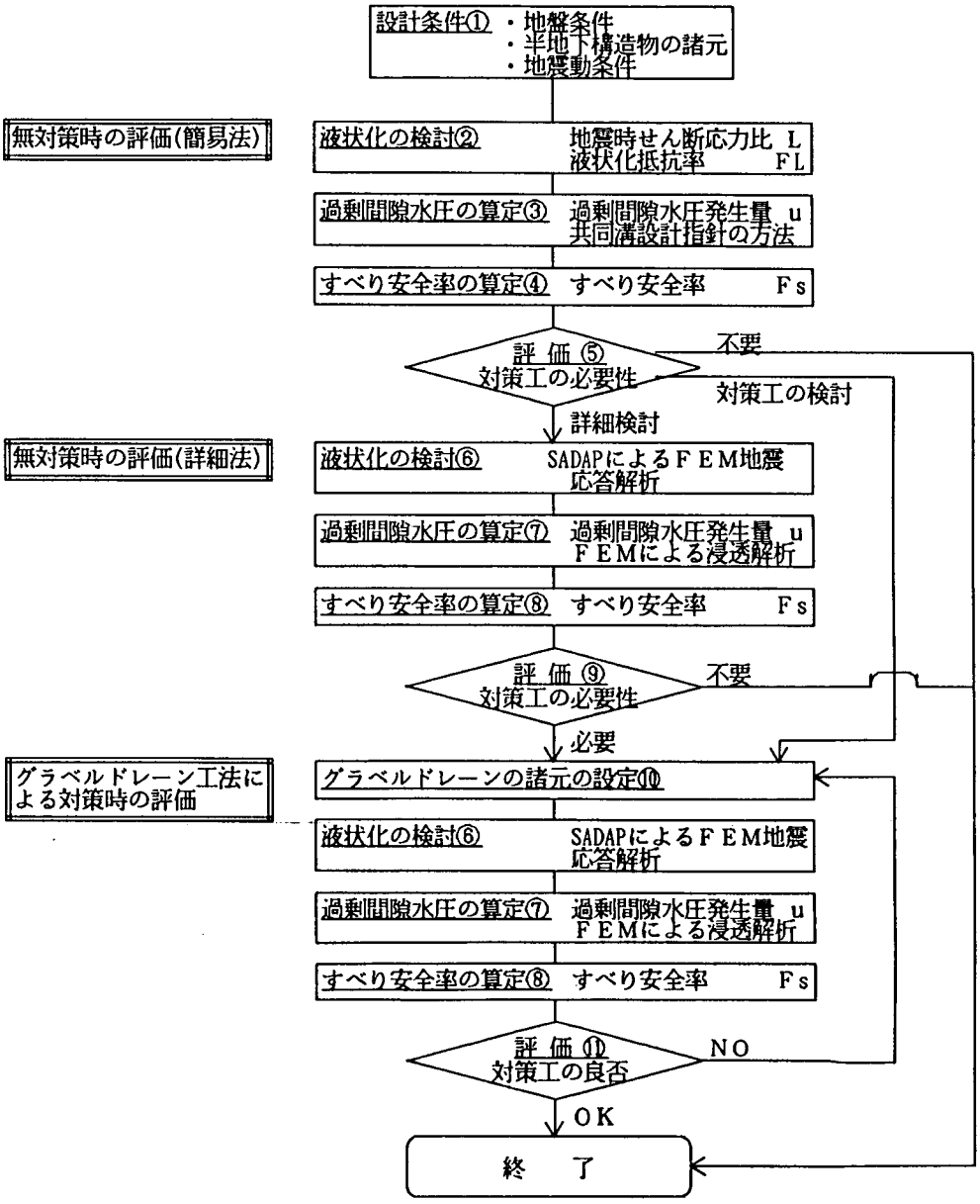


図3.7.6 グラベルドレーン工法による液状化対策工の検討フロー
（盛土構造物の場合）

度が低下することを考慮して円弧すべり安全率を算定する。また，対策時の検討は，グラベルドレーンにより，基礎地盤中に発生した過剰間隙水圧が消散され，地盤のせん断強度の低下が抑止されることを考慮し円弧すべり安全率を算定する。

なお，図3.7.6に示す無対策時の詳細法は，簡易法では判断が困難な場合，あるいは構造物の重要度に応じて用いるものである。

各項目について以下に述べる。

① 設計条件

・地盤条件

設計に必要な地盤条件，特に土質物性の種類は，設計手法により異なる。簡易法の場合には，液状化の可能性のある地盤の地盤条件のみが必要であるが，詳細法の場合には，液状化の可能性のある地盤を含めた全体の状況を把握する必要があり，変形特性，強度特性等の地盤条件がさらに必要となる。したがって，詳細法を実施するにあたり詳細な地盤データが不足している場合には，追加の地盤調査を実施する必要がある(その2：3.5)。表3.7.3に本研究で用いた解析法に対する地盤物性を示す。

表3.7.3 設計に用いる地盤物性

		無対策時の評価					対策時の評価			
		簡易法	詳細法							
			初期応力解析	地震応答解析	浸透解析	永久変形解析	初期応力解析	地震応答解析	浸透解析	永久変形解析
盛土部	単位体積重量	○	○	○		○	○	○		○
	せん断強度特性(φ',C')	○	△	△			△	△		
	静的せん断変形特性		○				○			
	動的せん断変形特性			○		○		○		○
原地盤	単位体積重量	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	N値	○								
	粒度分布(F.C,D_{50}など)	○								
	静止土圧係数	△	○				○			
	せん断強度特性(φ',C')	○	△	△			△	△		
	静的せん断変形特性		○				○			
	動的せん断変形特性			○		○		○		○
	液状化強度特性				○				○	
	透水係数				○				○	
	体積圧縮係数				○				○	
ドレーン部	単位体積重量						○	○	○	○
	静止土圧係数						○			
	せん断強度特性(φ',C')						△	△		
	静的せん断変形特性						○			
	動的せん断変形特性							○		○
	透水係数								○	
	体積圧縮係数								○	

△：用いる場合もあるもの

・盛土構造物の諸元

設計に必要な盛土構造物の諸元としては，盛土の寸法・勾配，盛土材の単位体積重量，変形特性，強度特性等が必要となる。

・地震動条件

地震動条件についても設計に必要な条件は，設計手法により異なる。簡易法の場合には，地震動の震度が必要であり，FEM による地震応答解析を行う詳細法においては，地震動の時刻歴が必要となる。

②，③　液状化の検討（簡易法），過剰間隙水圧の算定

円弧すべり安全率を求めるときに必要となる構造物周辺の間隙水圧については，無対策の場合には，「共同溝設計指針」で採用されている液状化に対する抵抗率 F_L から推定する方法が簡便であり，円弧すべり安全率に対し，安全側の評価を与えると考えられる。

簡易法においては，まず，道路橋示方書の方法に従い，作用荷重として地震時せん断応力比を求め，動的せん断強度比と比較することにより，液状化抵抗率 F_L を算定する。過剰間隙水圧の発生量 u_g は，液状化抵抗率 F_L から共同溝設計指針の方法（式 3.7.5）に従い算定する（その 3：3.7）。

$$u_g = F_L^{-7} \times \sigma v' \quad \cdots\cdots (3.7.5)$$

④　円弧すべり安全率 Fs（その 4：3.2）

円弧すべり安全率 Fs は，式（3.7.6）より求められる。

$$Fs = \frac{\sum\{C' \cdot l + (W - u_o \cdot b - u_e \cdot b) \cdot \cos\alpha \cdot \tan\phi'\}}{\sum\left(W \cdot \sin\alpha + k_h \cdot W \cdot \frac{h}{R}\right)} \quad \cdots\cdots (3.7.6)$$

ここに，C'，ϕ'：有効応力に関する土の粘着力（tf/m²），およびせん断抵抗角（°）

W：分割細片の全重量（tf/m）

l：細片の底面の長さ（m）

b：細片の幅（m）

u_o：常時地下水によって発生する間隙水圧（tf/m²）

u_e：地震によって発生する過剰間隙水圧（tf/m²）

k_h：設計震度

R：すべり円半径（m）

h：細片の重心からすべり円の中心までの高さ（図 3.7.7）

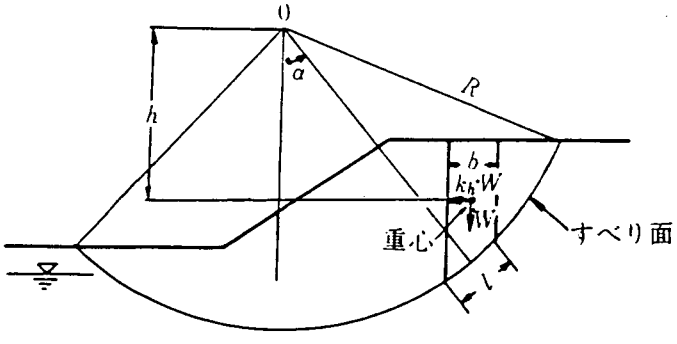


図3.7.7　分割法による安定計算[9]

式（3.7.6）の適用にあたっては，地震動（加速度）のピーク時と過剰間隙水圧のピーク時とが一致しないと考え，以下の2方法によって円弧すべり安全率を算定し，両者に対してそれぞれに設定された許容値と比較することとする。

i）過剰間隙水圧 u_e の発生を考慮しないが，震度は地震応答解析の応答加速度の最大値より換算したものを用いて円弧すべり安全率を算定する。この場合の円弧すべり安全率に対する許容値は，最大加速度発生時の荷重状態が短時間しか継続しないことから1.0とする。

ii）震度を考慮しないが，過剰間隙水圧 u_e の発生を考慮し，基礎地盤部において発生したそれぞれの箇所における過剰間隙水圧の最大値を採用し，円弧すべり安全率を算定する。この場合の円弧すべり安全率に対する許容値は，いったん発生した過剰間隙水圧は一定時間継続するため，常時と同様の値1.2を設定する。

⑤ 評価（対策工の必要性）

簡易法により求めた円弧すべり安全率を許容値と比較し，対策工の必要性の有無を判断する。検討の結果，円弧すべり安全率が許容値を下まわった場合であっても，必要に応じて対策工の設計を行う前に，詳細法により再度，無対策の場合の検討を行ってもよい。

⑥ 液状化の検討（詳細法）

特に詳細な検討をする場合には，基礎地盤を含めた盛土の地震応答解析を全応力法によるFEMを用いて行う。

半地下構造物の場合と同様，盛土周辺の基礎地盤の地震時間隙水圧分布は，地盤と盛土の応答特性の影響を受けるものと考えられ，より厳密な評価が必要となる場合には，基礎地盤を含めた応答解析を実施し，間隙水圧値を求めるのが適当と思われる。また，実際の設計で用いることを考え，地震応答解析は全応力法によるものとした。なお，解析プログラムは，⑦の浸透解析を含め，建設省土木研究所所有の有限要素解析プログラムSADAPを使用した。

⑦ 過剰間隙水圧の算定

地盤応答解析結果の地盤のせん断応力履歴からSeedの過剰間隙水圧発生モデルを用いて各要素に発生する過剰間隙水圧 u_g の時刻歴を求める。さらに，地盤の過剰間隙水圧の発生を考慮した浸透解析により基礎地盤の過剰間隙水圧分布を算定する。

⑧ 円弧すべり安全率 Fs

詳細法においても円弧すべり安全率 Fs は，式（3.7.6）により求める。

また，盛土天端の沈下に対して検討が必要な場合には，掘割道路に対する浮上がり量の算定方法と同様な永久変形解析手法を，盛土構造物に対して適用することにより沈下量を算定し評価することも考えられる。

⑨ 評価（対策工の必要性）

詳細法により求めた円弧すべり安全率を許容値と比較し，対策工の必要性の有無を判断する。求めた円弧すべり安全率が許容値を上まわった場合には，簡易法による評価で対策工が必要と評価されていても，構造物の地震時安定性は確保されているものとして，特別な対策は施さない。

⑩ グラベルドレーンの諸元の設定

盛土構造物におけるグラベルドレーンの諸元としては，グラベルパイルの径，配置(ピッチ)，グラベルマットの厚さ，ドレーン材の種類を検討する必要がある。グラベルドレーンの諸元の設定は，構造物を考慮しない場合のグラベルドレーンの簡易設計図表あるいは既存の類似構造物に対する対策工の実績を参考にして設定する。グラベルドレーンの配置としては，半地下構造物の場合と同様，図 3.7.8 に示すように，構造物直下のみではなく側方下側にも配置し，グラベルマットを併用することが必要と考えられる。また，グラベルパイルの諸元のうち，敷地条件，ドレーン径やグラベルの透水性能は施工機械や材料の入手可能性により制約を受け，それらと配置パターンを仮定してグラベルパイルの打設ピッチを決定する必要がある。

グラベルパイルのピッチの概略の算定方法は，構造物を考慮しない場合のグラベルドレーンの設計法を参考にすることができ，以下の手順で算定する。

i）簡易法において盛土の円弧すべり安全率が許容値を満たすような過剰間隙水圧の許容発生量を求める。

ii）構造物を考慮しない場合のグラベルドレーンの簡易設計図表をもとに，i）により求めた過剰間隙水圧の許容発生量を上まわらないようグラベルドレーンのピッチを算定する。(その 2：3.2)

上記の方法では，グラベルマットの影響を考慮していないため，最終的には図 3.7.6 に示すフローに従い，円弧すべり安全率を算定し，決定する必要がある。

⑪ 円弧すべり安全率の評価（対策工の良否）

グラベルドレーン工法による対策時の盛土の円弧すべり安全率を評価する。

検討の結果，円弧すべり安全率が許容値を上まわる場合には，仮定したグラベルドレーンの諸元を設計値として採用する。逆に，円弧すべり安全率が許容値を下まわる場合，グラベルドレーンの諸元を設定しなおし，再度，盛土の地震時安定性の評価を行う。ただし，円弧すべり安全率が大幅に許容値を下まわり，グラベルドレーンの施工条件が非現実的となると予想される場合には，盛土側での対策も併用する等，盛土構造物の諸元にまでさかのぼって検討しなおす。

(2) 締固め工法

盛土構造物を対象として，締固め工法を用いた対策を実施する場合の設計法は，基本的な設計法の考え方，および，設計のフローに関しては，グラベルドレーン工法の場合と同様である。すなわち，i）全体フローとしては，まず無対策時の地震時安定性の評価を行い，対策工が必要な場合には，無対策時の検討結果を考

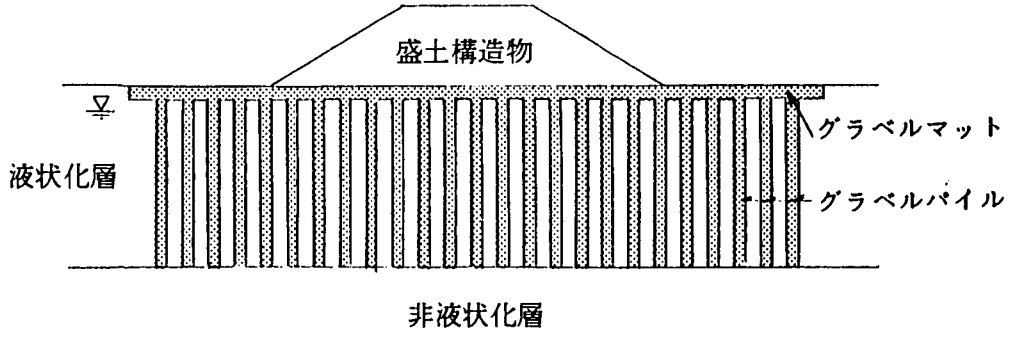


図3.7.8 グラベルドレーンの配置（盛土構造物の場合）

慮して締固め工法を用いた対策工の設計を行うこと，ii）円弧すべり安全率により盛土構造物の地震時の安定性を評価すること，においては，グラベルドレーン工法による対策工の場合の設計法と同じである。

盛土構造物の地震時安定性の評価の全体フローを図3.7.9に示す。なお，図3.7.9に示す無対策時の詳細法は，簡易法では判断が困難な場合，あるいは構造物の重要度に応じて用いるものである。

各項目について以下に述べる。

①～⑨

無対策時の検討は，グラベルドレーン工法の場合と同様である。表3.7.4に本研究で用いた解析法に対する地盤物性を示す。

⑩　締固め工法の諸元の設定

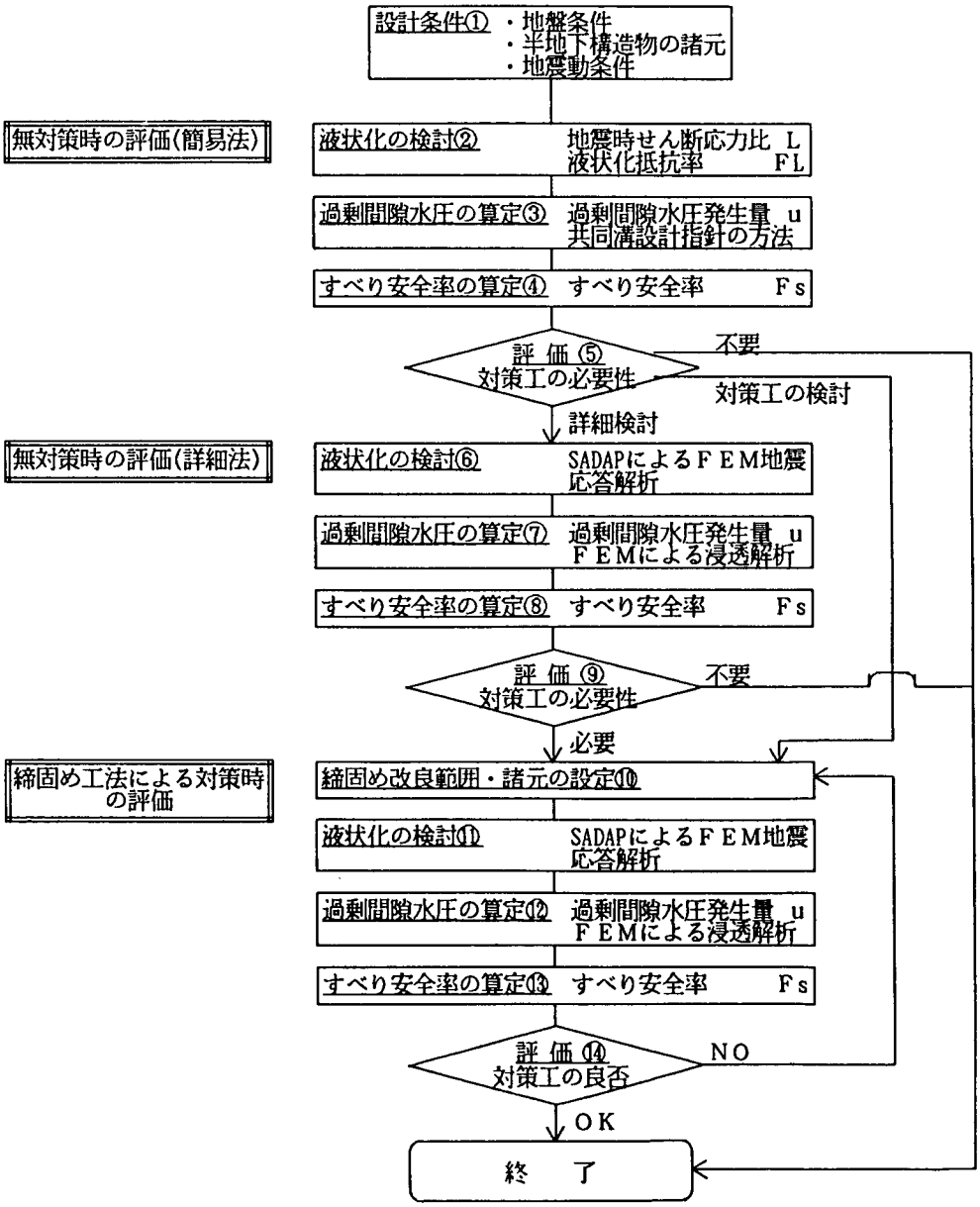


図3.7.9　締固め工法による液状化対策工の検討フロー
（盛土構造物の場合）

表3.7.4　設計に用いる地盤物性

		無対策時の評価					対策時の評価			
		簡易法	詳細法							
			初期応力解析	地震応答解析	浸透解析	永久変形解析	初期応力解析	地震応答解析	浸透解析	永久変形解析
盛土部	単位体積重量	○	○	○		○	○	○		○
	せん断強度特性(φ',C')	○	△	△			△	△		
	静的せん断変形特性		○				○			
	動的せん断変形特性			○		○		○		○
原地盤	単位体積重量	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	N値	○								
	粒度分布(F.C,D_{50}など)	○								
	静止土圧係数	△	○				○			
	せん断強度特性(φ',C')	○	△	△			△	△		
	静的せん断変形特性		○				○			
	動的せん断変形特性			○		○		○		○
	液状化強度特性				○				○	
	透水係数				○				○	
	体積圧縮係数				○				○	
締固め部	単位体積重量						○	○	○	○
	静止土圧係数						○			
	せん断強度特性(φ',C')						△	△		
	静的せん断変形特性						○			
	動的せん断変形特性							○		○
	液状化強度特性								○	
	透水係数								○	
	体積圧縮係数								○	

△：用いる場合もあるもの

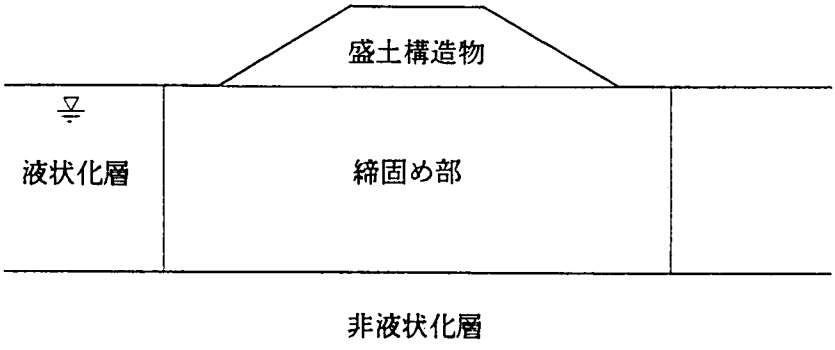


図3.7.10　締固め改良範囲（盛土構造物の場合）

締固め工法において設定しなければならない諸元としては，締固めた地盤の地盤物性，および改良範囲がある。これらについては，既存の類似構造物に対する対策工の実績などを参考にして設定する。締固め工法による盛土構造物に対する対策工の例を図 3.7.10 に示す。図 3.7.10 に示すように改良範囲は，グラベルドレーン工法による対策工の場合と同様，構造物直下のみではなく，側方下部まで広く改良範囲を設定する方

が望ましいものと考えられる。

地盤物性としては，単位体積重量，強度特性，変形特性，液状化強度特性などが上げられるが，これらの特性は，原地盤の特性や締固め工法の種類によって影響されるため，過去の施工実績を参考にし，達成可能な値とする必要がある。一般に，締固め工法の設計では，締固め後の地盤の特性値として N 値を用い，N 値から他の特性を推定することがよく行われている。また，本研究では，締固めた地盤では静止土圧係数 K_o が増加する傾向にあり N 値は静止土圧係数の影響を受けていることを明らかにしたが，N 値から他の特性を推定する場合，この点に留意する必要がある。

⑪，⑫ 液状化の検討（詳細法），間隙水圧の算定

特に詳細な検討をする場合には，グラベルドレーン工法の場合と同様，基礎地盤を含めた盛土の地震応答解析を全応力法による FEM を用いて行うとともに，地盤のせん断応力履歴から Seed の過剰間隙水圧発生モデルを用いて各要素に発生する過剰間隙水圧 u_g の時刻歴を求め，さらに，浸透解析により構造物周辺の過剰間隙水圧分布を算定する。

ただし，締固め工法による改良効果が高く，液状化強度を十分に大きく設定でき，地震中の過剰間隙水圧の発生が無視できる場合には，掘割道路の場合と同様に，地震応答解析を省略し，液状化領域を水圧境界とした浸透解析（その 4：3.3）を用いて過剰間隙水圧分布を算定する方法も考えられる。

⑬ 円弧すべり安全率の算定

円弧すべり安全率の算定方法は，無対策時の算定方法の場合と同様である。

⑭ 円弧すべり安全率の評価（対策工の良否）

締固め工法による対策時の盛土の円弧すべり安全率を評価する。

検討の結果，円弧すべり安全率が許容値を上まわる場合には，仮定した締固め工法の改良範囲，および，諸元を設計値として採用する。逆に，円弧すべり安全率が許容値を下まわる場合，締固め工法による改良範囲，諸元を設定しなおし，再度，盛土の地震時安定性の評価を行う。ただし，円弧すべり安全率が大幅に許容値を下まわり，締固め改良の施工条件が非現実的となると予想される場合には，盛土側での対策も併用する等，盛土構造物の諸元にまでさかのぼって検討しなおす。

（間　　組）

3.8 全体のまとめ

液状化対策としての締固め工法，グラベルドレーン工法について，今年度は，(i)締固めた地盤の改良効果の評価手法に関する実験的検討（その 3），(ii)締固めた地盤の改良効果の評価手法に関する実規模実験，(iii)掘割道路の浮上がりに関する模型実験，(iv)掘割道路の浮上がりに関する浸透解析，(v)掘割道路の地震時浮上がりに関する動的応答解析，の 5 つの項目を中心に，研究を進めた。さらに，今年度までに実施した研究により得られた成果，および，設計法の検討をまとめ，(vi)設計法の提案，としてまとめた。

今年度の検討により得られた成果を以下に示す。

① 大きさの異なる圧力土槽を用いて，締固めた地盤の応力状態と N 値に関する実験を実施した結果，供試体の半径が小さいと貫入の影響が供試体側面の圧力境界までおよぶため，実地盤より N 値が小さく

なることがわかった。

② 実規模の地盤締固め実験を実施した結果，締固めた地盤では，未改良地盤と比較して，N 値とともに静止土圧係数 K_o も増加することを確認した。しかし，K_o の算定に必要な側方土圧は測定方法によりバラツキが大きく，妥当な値の算定方法については今後さらに検討する必要がある。また，起振方向の異なる 2 工法により同程度の効果の改良を行った結果では，両者の間で地盤の N 値，側方土圧の増加に顕著な差は見られなかった。

③ 掘割道路の浮上がりに関する模型実験を実施し，浮上がり安全率 Fu は，浮上がりの有無を判定する指標として有効であることを確認した。また，掘割道路の周辺地盤が液状化すると，地盤が変形しなくても間隙水の移動によって掘割道路のみが浮き上がる可能性のあることが明らかとなった。

④ 実規模の掘割道路の浮上がりに対する検討を浸透解析により実施し，過剰間隙水圧の伝播によって掘割道路のみが浮上がる場合の浮上がり量と，締固め対策を行った場合のその規模に応じた掘割道路の浮上がり対策効果は，浸透解析を用いた方法により計算できることがわかった。

⑤ 砕石ドレーンを掘割道路周辺地盤の液状化対策として用いた場合の円弧すべり安全率を動的応答解析の実施により算定し，簡易的に評価する浮上がり安全率との比較を行った。その結果，円弧すべり安全率と浮上がり安全率に及ぼす諸条件の影響はほぼ同様に表れるため，砕石ドレーンの効果の評価には，簡易な浮上がり安全率で円弧すべり安全率の増加量をある程度予測できることがわかった。ただし，今回の検討条件では，入力加速度が大きいと簡易法と動的応答解析の浮上がり安全率はほぼ一致するが，入力加速度が小さいと簡易法の方が浮上がり安全率が大きくなり危険側に評価された。

⑥ 今年度までに実施した実験的，解析的研究より得られた成果，および，設計法の検討をまとめ，盛土構造物と半地下構造物を対象とする液状化対策工法としての締固め工法およびグラベルドレーン工法の設計法について，設計法（案）としてまとめた。さらに，その適用にあたっての留意事項について述べた。

（間　　組）

参考文献

1）建設省土木研究所ほか：耐震地盤改良工法に関する共同研究報告書（その 3），pp. 40～59，1988

2）建設省土木研究所ほか：耐震地盤改良工法に関する共同研究報告書（その 4），pp. 44～48，1989

3）文献 2）と同じ，pp. 10～22

4）De Alba ら：Sand Liquefaction in Large-scale Simple Shear Tests, ASCE, Vol. 102, GT9, 1976

5）文献 2）と同じ，pp. 22～44

6）日本道路協会：共同溝設計指針，pp. 58～68，1986

7）文献 1）と同じ，pp. 49～87

8）古賀泰之，古関潤一，谷口栄一，森下　義：掘割道路の液状化対策としての砕石ドレーンの利用に関する解析的検討，土木研究所資料第 2741 号，1989

9）道路土工―軟弱地盤対策工指針，日本道路協会，pp. 280-286，昭和 61 年 11 月

4．固化工法グループの研究成果

4.1 概　　説

固化工法グループは，掘割道路や河川堤防などの盛土に対する耐震対策工法として固化工法を実用化するための研究を実施している。すなわち，構造物下部あるいは周辺の軟弱地盤にセメントを注入・攪拌混合して固化する深層混合処理工法（共同研究ではこれを「固化工法」と呼んでいる）の耐震対策工としての設計法，特に液状化対策工としての設計法の確立と施工法の開発を目的として，1985年11月から一連の研究を進めてきている。今年度は5年目であり，最終年度にあたり，動的遠心模型載荷実験，および大型模型振動実験を実施し，結果の詳細なデータ解析を行ない，液状化対策効果の確認と，盛土，掘割道路の基礎地盤の液状化対策のための設計法の検討とその構築を行なった。また，砂質地盤に固化工法を用いた場合の最近の研究動向を調査検討した。

以下に固化工法グループが今年度実施した研究成果を報告する。

（竹中土木）

4.2 土圧算定法に関する検討

4.2.1 検討目的

砂地盤の液状化対策として用いた深層混合処理工法による改良体には，液状化した砂層からの土圧が作用する。本検討の目的は，このような場合の土圧の算定法を明らかにすることである。

4.2.2 検討内容

土圧算定法として，地震時土圧公式と動水圧公式に基づく2通りの方法を定式化し，実大規模の仮想盛土の側方を改良した場合の試算と，模型振動実験結果との比較を行なった。

4.2.3 土圧算定法の定式化

文献1)には，「外部安定の滑動，転倒の検討においては抵抗する力がどの程度余裕があるかを調べるものであるかを調べるものであるから，該当する外力の値は取り得る最大，あるいは最小の極限状態における値で検討しなければならない(例えば，主働側であれば主側土圧，受働側であれば受働土圧)。一方，支持力の検討に必要な改良体底面の地盤反力，あるいは内部応力の算出においては，改良体に作用する外力は釣り合っている状態で検討しなければならない。また，地震時の場合の外力の性質は常時と異なる。」と述べられている。

この考え方に準じて，極限状態における主働側及び受働側の土圧（以下，“極限土圧”と称する）と，外力が釣り合っている状態での主働側の土圧（以下，“作用土圧”と称する）の算定法について検討した。また，盛土の両脇を改良した場合の，盛土の自重と慣性力の考慮のしかたについても検討した。なお，外力が釣り合っている状態での受働側の抵抗土圧は，特殊な場合を除いて，力の釣合条件から極限土圧を超えない範囲で求めることになる。

砂層が地震時に液状化する場合には，砂層中で発生した過剰間隙水圧が等方的に作用することに起因する

土圧の漸増成分と，土粒子及び間隙水に慣性力が作用することに起因する土圧の振幅成分をあわせて考慮する必要がある。ここでは，見かけの内部摩擦角を低下させて地震時土圧公式に適用する方法[2](以下では，“拡張した物部・岡部式”と称する。）と液体に準じた取扱いをして動水圧公式を拡張する方法[3]（“拡張した動水圧公式”）の2通りを考えた。計算方法の詳細を以下に示す。

(1) 拡張した物部・岡部式

1）極限土圧

過剰間隙水圧 Δu の発生による砂の強度低下を考慮した内部摩擦角を，式 (4.2.1) のようなみかけの内部摩擦角 ϕ_e として表し，物部・岡部式による地震時主働・受働土圧に適用する。飽和地盤中であるので，水平震度として式 (4.2.2) によるみかけの震度を用いる。

$$\tan\phi_e=(1-R_u)\cdot\tan\phi \quad \cdots\cdots (4.2.1)$$

$$k_h'=\frac{\gamma_{sat}}{\gamma'}\cdot k_h \quad \cdots\cdots (4.2.2)$$

ここに，R_u：過剰間隙水圧比 ($=\Delta u/\sigma_{v0}'$)，

ϕ：常時の砂の内部摩擦角，k_h'：みかけの震度，

k_h：水平震度，γ_{sat}：砂層の飽和単位体積重量，

γ'：砂層の有効単位体積重量

また，物部・岡部式は，土くさびの力の釣合から求められたものであるから，本来は土圧合力の算定に用いるべきであるが，ここでは土圧の深度方向分布が三角形になっているものとして式 (4.2.3)，(4.2.4) により各深度での主働土圧 σ_{hA} と受働土圧 σ_{hP} を求めるものとする。

$$\sigma_{hA}=K_{EA}'\cdot\sigma_{v0}'+u_s \quad \cdots\cdots (4.2.3)$$

$$\sigma_{hP}=K_{EP}'\cdot\sigma_{v0}'+u_s \quad \cdots\cdots (4.2.4)$$

ここに，K_{EA}' 及び K_{EP}'：拡張した物部・岡部式による地震時主働・受働土圧係数（水平成分），

σ_{v0}'：砂層の初期有効上載圧，

u_s：静水圧

地表面が水平で，改良体の側面が鉛直な場合の K_{EA}' と K_{EP}' は次式で表される。

$$K_{EA}'=\frac{\cos^2(\phi_e-\theta)\cdot\cos\delta}{\cos\theta\cdot\cos(\delta+\theta)\left\{1+\sqrt{\left(\dfrac{\sin(\phi_e+\delta)\cdot\sin(\phi_e-\theta)}{\cos(\delta+\theta)}\right)}\right\}^2} \quad \cdots\cdots (4.2.5)$$

$$K_{EP}'=\frac{\cos^2(\phi_e-\theta)\cdot\cos\delta}{\cos\theta\cdot\cos(\delta-\theta)\left\{1-\sqrt{\left(\dfrac{\sin(\phi_e-\delta)\cdot\sin(\phi_e-\theta)}{\cos(\delta-\theta)}\right)}\right\}^2} \quad \cdots\cdots (4.2.6)$$

ここに，δ：壁面摩擦角（符号は図4.2.1参照），

θ：地震合成角 ($=\tan^{-1}k_h'$)

この方法では，R_u と k_h' が大きくなると，式 (4.2.5)，(4.2.6) 中の根号の中の値が負になり，本来の適用範囲を超えてしまう場合が生じる。この場合には，便宜的に根合内をゼロに置き換えるものとする[4]。

2）作用土圧

過剰間隙水圧が発生した場合の σ_v' と σ_h' の比が常時（過剰間隙水圧が発生する前）と変わらないものとして，動的振幅を除いた水平土圧を式（4.2.7）で表す。第1項が有効応力，第2項が過剰間隙水圧である。ただし，K として静止土圧係数（0.5とする）を用いる。

$$\sigma_{ho}+\sigma_{hs}=K\cdot\sigma_{v0}'\cdot(1-R_u)+\sigma_{v0}'\cdot R_u+u_s \quad \cdots\cdots (4.2.7)$$

ここに，σ_{ho}：常時の土圧，

σ_{hs}：過剰間隙水圧の発生に起因する土圧の漸増成分，

σ_{v0}'：砂層の初期有効上載圧，

R_u：過剰間隙水圧比，

K：土圧係数，

u_s：静水圧

主働側の土圧の動的振幅は，便宜的に式（4.2.8）で計算する。

$$\sigma_{hd}=(K_{EA}'-K_A')\cdot\sigma_{v0}' \quad \cdots\cdots (4.2.8)$$

ここに，K_{EA}'：拡張した物部・岡部式による地震時主働土圧係数（水平成分），

K_A'：見かけの内部摩擦角を低下させた常時の主働土圧係数（水平成分）

主働側の作用土圧は，式（4.2.7）と，式（4.2.8）の和となる。

3）盛土の影響

盛土の自重と慣性力の影響は，盛土を等価な上載荷重 W に置き換えて式（4.2.3），（4.2.4），（4.2.7），（4.2.8）中の σ_{v0}' を増加させることにより考慮することができる。この場合の盛土の影響を考慮したみかけの震度として，例えば二建の提案式[5]を用いることができる。また，試行くさび法を用いれば，盛土の形状や反対側の改良地盤の影響を，より合理的に考慮することができる。

(2) 拡張した動水圧公式

1）極限土圧

完全に液状化した砂の土圧の動的振幅は，流体の単位体積重量を γ_{sat} として Westergaard の動水圧公式で計算した値とよく一致する[3]ことより，土圧の動的振幅を式（4.2.9）で計算する。

$$\sigma_{hd}=\pm\frac{7}{8}\cdot k_h\cdot\sqrt{H\cdot z}\cdot(\gamma_w+R_u\cdot\gamma') \quad \cdots\cdots (4.2.9)$$

ここに，k_h：水平震度，H：砂層厚，z：砂層上面からの深度，

γ_w：水の単位体積重量

さらに，動的振幅を除いた水平土圧を式（4.2.7）で表す。ただし，K として内部摩擦角を低下させない常時の主働土圧係数 K_A または受働土圧係数 K_P を用いる。

全土圧は式（4.2.7）と式（4.2.9）の和となるが，地盤に作用する慣性力と動水圧の位相を考慮して，主働側では動的振幅をプラス側に，受働側ではマイナス側にとる。

構造物の両側の地盤を改良する場合で，改良地盤の間隙が液状化層厚に対して相対的に小さいときには，改良地盤にはさまれた砂層から作用する土圧を求める際に，式（4.2.9）による動的振幅に補正係数[6]を乗ずることができる。

2）作用土圧

主働側の作用土圧は，式（4.2.7）中の K として静止土圧係数（0.5とする）を用いることにより，極限土圧と同様な方法で求める。完全に液状化して $R_u=1.0$ となった場合には，式（4.2.7）の値が K に無関係になり，主働側の極限土圧と作用土圧が一致する。この場合に限り，外力が釣り合っている状態での受働側の抵抗土圧も，極限土圧と一致するものとして主働側と同様にして求めることができる。

3）盛土の影響

盛土の自重の影響は，盛土を等価な上載荷重 W に置き換えるか，あるいは地盤を弾性体として仮定したOsterbergの方法により σ_{v0}' を求めて式（4.2.8）に用いることにより考慮することができる。一方，盛土の慣性力の影響は，式（4.2.7）の中ではうまく考慮することができない。便宜的には，盛土の慣性力が地盤表面に一様な水平せん断応力として作用するものとして，弾性論により盛土の慣性力に起因する振動土圧成分を求めることができる。

4.2.4 実大規模の盛土側方を改良した場合の試算検討

4.2.3で定式化した2通りの土圧の算定方法の特性を調べるために，実大規模の盛土側方を固化改良した場合を想定し，極限土圧を用いて滑動に対する安定性の試算を行なった。

(1) 対　　象

対象モデルを図4.2.1に示す。2mの表層，8mの飽和砂層，及びその下の粘性土層からなる水平地盤上に高さ3mの盛土があり，その側方に粘性土層に着底する形式で改良体を設けた場合を対象としている。

(2) 計算条件

水平震度 k_h として0，0.05，0.1，0.15，0.2の5通り，飽和砂層中の一様な過剰間隙水圧比 R_u として0，0.3，0.6，0.9，1.0の5通り（拡張した物部・岡部式による場合は1.0を除く4通り），改良体の幅 B として4，8，12，16，20（m）の5通り，及び壁面摩擦角 δ として0，$\pm 1/3\cdot\phi_e$，$\pm 1/2\cdot\phi_e$ の3通り（“＋”は主働側計算時，“－”は受働側計算時，符号は図4.2.1を参照。）の条件を設定した。

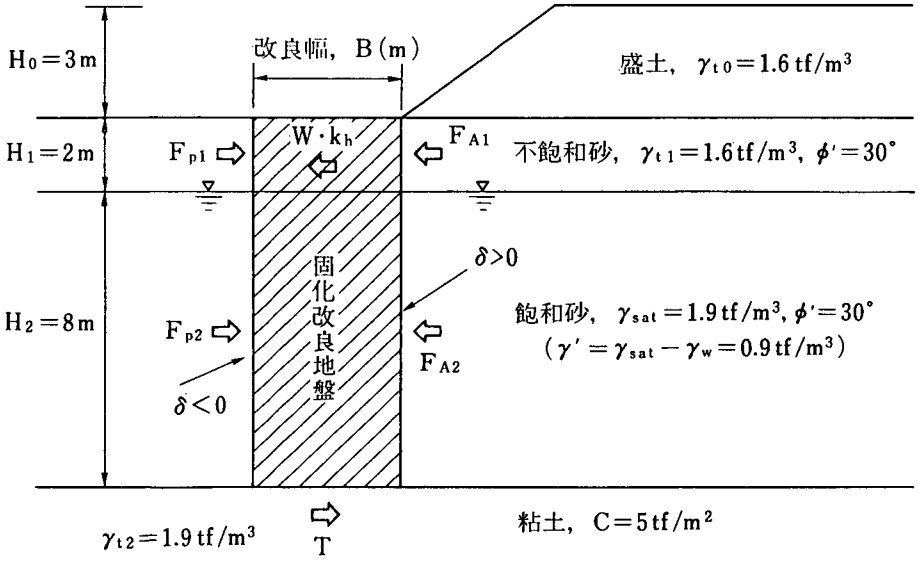


図4.2.1　対象モデル

地盤の単位体積重量と強度定数は図 4.2.1 中に示した通りである。改良体の強度は十分に大きいものとして扱っている。

(3) 拡張した物部・岡部式による土圧係数

1）主働土圧係数

$\delta = \pm 1/3 \cdot \phi_e$ としたときの拡張した物部・岡部式による主働土圧係数 K_{EA}'（水平成分）と k_h 及び R_u の関係を図 4.2.2, 4.2.3 に示す。また，$k_h=0$, 0.2 としたときの K_{EA}' と δ の関係を図 4.2.4(1), (2)に示す。

図中で“不飽和部分”とあるのは，水平震度を見かけの震度に換算しないで表層の土圧係数を求めた結果

図4.2.2～図4.2.25の凡例

過剰間隙水圧比 Ru	水平震度 kh 0	0.05	0.1	0.15	0.2
0	○	◑	◐	◒	●
0.3	△	▲	▲	▲	▲
0.6	▽	▼	▼	▼	▼
0.9	□	◨	◧	◘	■
（注）	◇	◆	◆	◆	◆

（注）拡張した物部，岡部式では，不飽和の場合
拡張した動水圧公式では，$R_u=1.0$の場合

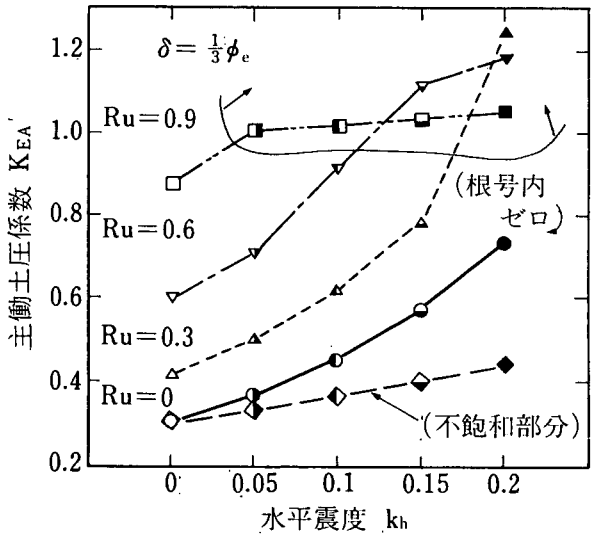


図4.2.2 拡張した物部・岡部式による主働土圧係数と水平震度の関係

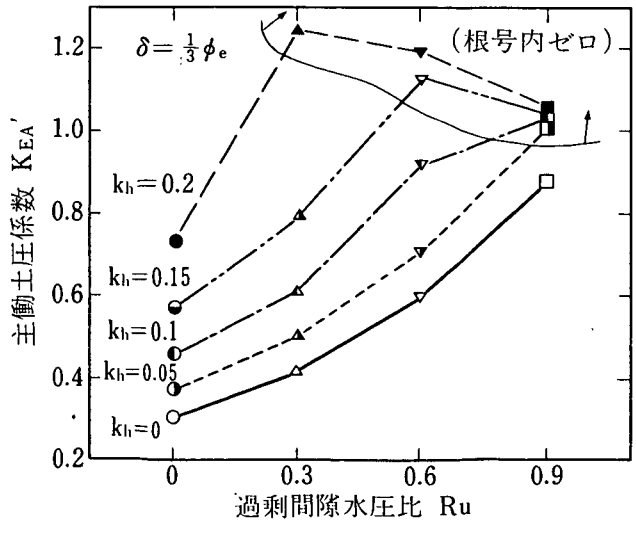


図4.2.3 拡張した物部・岡部式による主働土圧係数と過剰間隙水圧比の関係

である。また，“根号内ゼロ”とあるのは，k_h と R_u が十分大きくなって主働土圧係数の式中の根号の中の値が負になり，便宜的に根号内をゼロに置き換えた範囲を示す。

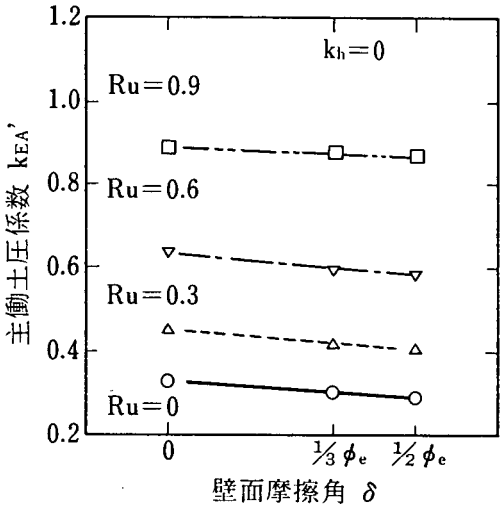
これらの図より，以下のことがわかる。

・k_h と R_u が大きくなるほど K_{EA}' が増加する。ただし，根号内をゼロに置き換えるようになると，K_{EA}' は増加しにくくなり，最終的には K_{EA}' は 1.0 に近づく。

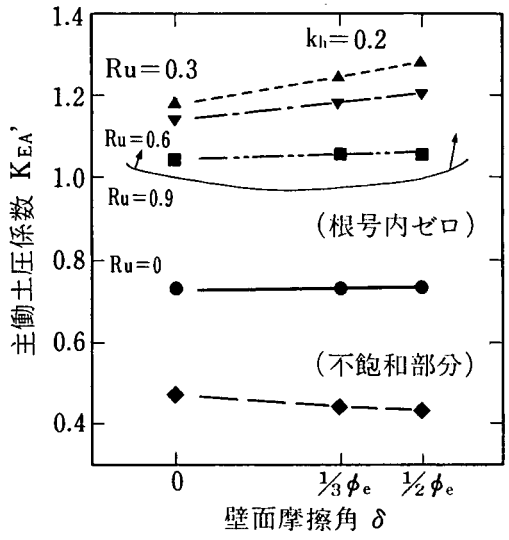
・δ の影響は小さい。

2）受働土圧係数

拡張した物部・岡部式による受働土圧係数 K_{EP}'（水平成分）を主働土圧係数と同様に整理した結果を図4.2.5～4.2.7に示す。



(1) 水平震度 k_h＝0 のとき



(2) 水平震度 k_h＝0.2 のとき

図4.2.4 拡張した物部・岡部式による主働土圧係数に及ぼす壁面摩擦角の影響

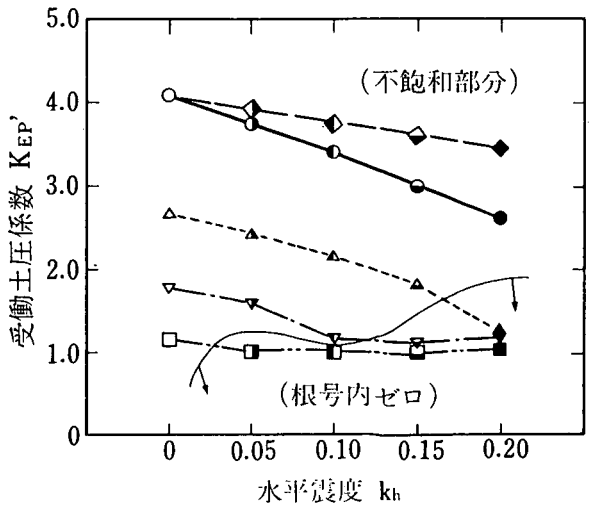


図4.2.5 拡張した物部・岡部式による受働土圧係数と水平震度の関係

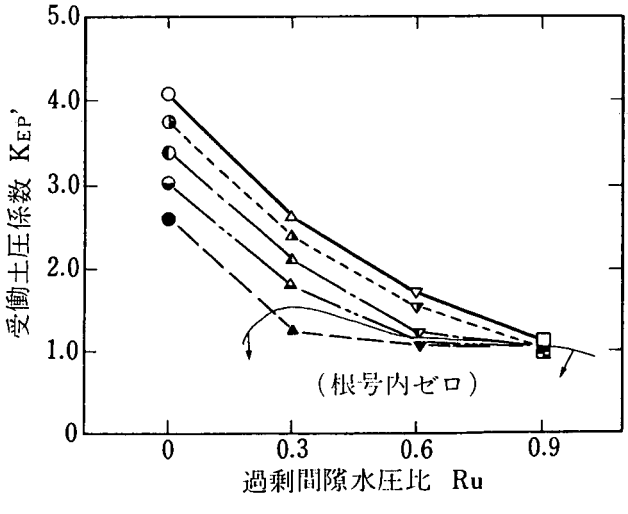


図4.2.6 拡張した物部・岡部式による受働土圧係数と過剰間隙水圧比の関係

これらの図より，以下のことがわかる。

- k_h と R_u が大きくなるほど K_{EP}' が減少する。ただし，根号内をゼロに置き換えるようになると，K_{EP}' は減少しにくくなり，最終的には K_{EP}' は 1.0 に近づく。
- δ の影響は R_u が小さいときに大きい。

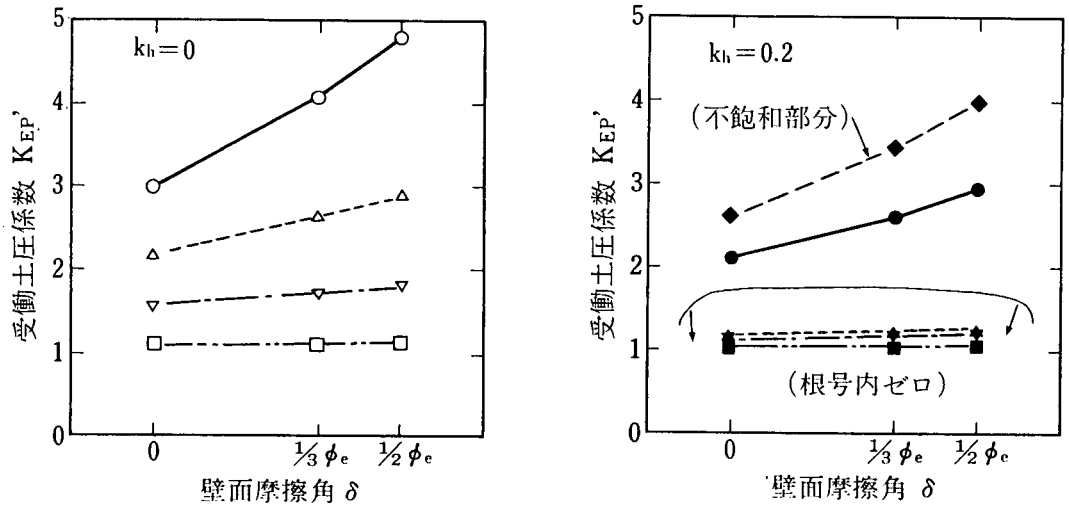
3）問　題　点

図 4.2.3 及び 4.2.6 より，R_u=0.9 のときの主働・受働土圧係数はいずれも 1.0 程度となり，完全に液状化すると土中の応力状態が等方に近づくことが結果としては表現されていることになるが，根号内をゼロに置き換えることの物理的な意味が明確でない。また，この場合には，等方状態に近づいてからの動的な振動成分が表現されないことが問題点として挙げられる。

(4) 拡張した動水圧公式による換算土圧係数

1）換算土圧係数の計算方法

拡張した動水圧公式による土圧の動的振幅（式（4.2.9））の深度方向分布は放物線状となり，全土圧に含まれる動的振幅の割合は，図 4.2.8 に示すように深度が大きくなるほど低下する。また，この割合は，地下



(1) 水平震度 k_h=0 のとき　　(2) 水平震度 k_h=0.2 のとき

図4.2.7　拡張した物部・岡部式による受働土圧係数に及ぼす壁面摩擦角の影響

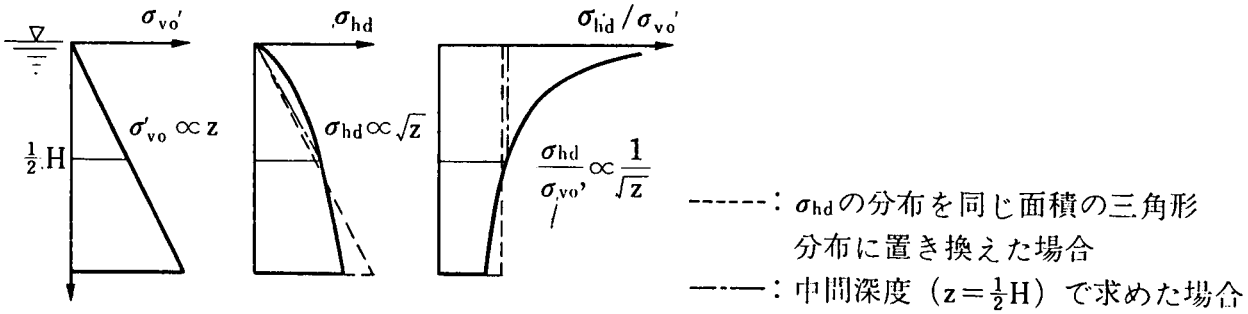


図4.2.8　拡張した動水圧公式による土圧の動的振幅の深度方向分布

水位が深く，あるいは上載荷重が大きくなるほど低下する。

ここでは，拡張した物部・岡部式による土圧係数と比較するために，地下水位が地表面と一致し，上載荷重のない場合を対象に，中間深度における土圧の動的振幅を用いて，主働側及び受働側の換算土圧係数 K_{EA}'' 及び K_{EP}'' を，式（4.2.7）及び（4.2.9）をもとにした式（4.2.10），（4.2.11）により求めた。

$$K_{EA}''=K_A\cdot(1-R_u)+R_u+\frac{\sigma_{hd(z=1/2\cdot H)}}{\sigma_{v0}'_{(z=1/2\cdot H)}} \quad \cdots\cdots (4.2.10)$$

$$K_{EP}''=K_P\cdot(1-R_u)+R_u-\frac{\sigma_{hd(z=1/2\cdot H)}}{\sigma_{v0}'_{(z=1/2\cdot H)}} \quad \cdots\cdots (4.2.11)$$

ここに，K_A 及び K_P：ϕ を用いた常時の主働及び受働土圧係数，

$\sigma_{hd(z=1/2\cdot H)}$：式（4.2.9）で $z=1/2\cdot H$ とした土圧の動的振幅，

$\sigma_{v0}'_{(z=1/2\cdot H)}$：$z=1/2\cdot H$ の深度における初期有効上載圧（$=1/2\cdot H\cdot\gamma'$）

2）土圧係数の変動成分

式（4.2.10），（4.2.11）の右辺第3項は，拡張した動水圧公式による土圧係数の変動成分と考えることができる。この土圧係数の変動成分と k_h 及び R_u の関係を図4.2.9，4.2.10に示す。

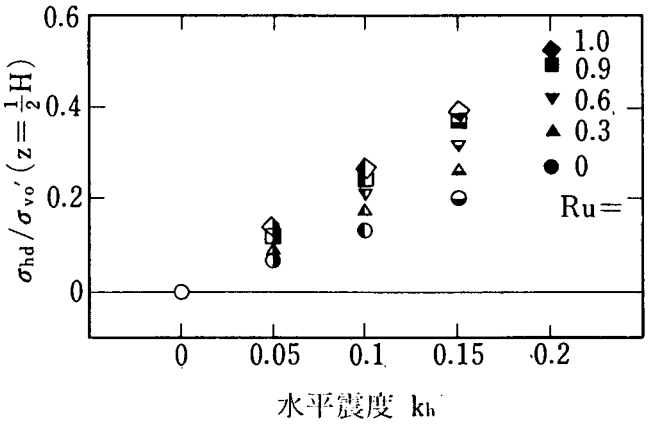


図4.2.9　拡張した動水圧公式による土圧の動的振幅と水平震度の関係

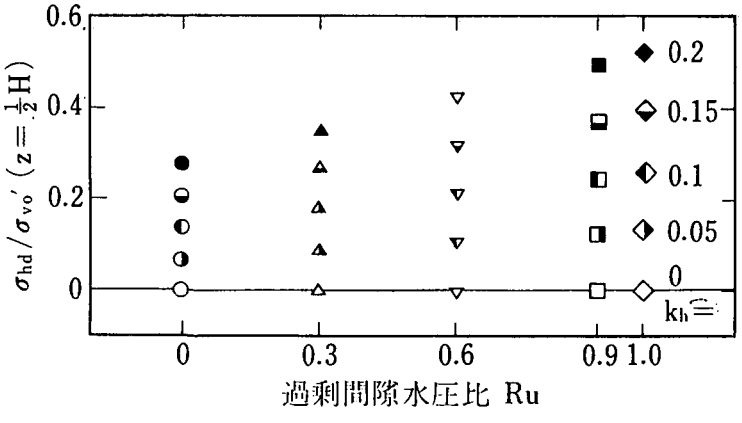


図4.2.10　拡張した動水圧公式による土圧の動的振幅と過剰間隙水圧比の関係

・k_h と R_u が大きくなるほど変動成分も大きくなり，R_u=0.9～1.0 とほぼ液状化して k_h=0.2 程度の場合には，土圧係数が 0.5 程度も変動することになる。

3）主働側の換算土圧係数

拡張した動水圧公式による主働側の換算土圧係数 K_{EA}'' と k_h 及び R_u の関係を図 4.2.11，4.2.12 に示す。

・K_{EA}'' は，k_h 及び R_u に対してほぼ直線的に増加する。これらの直線の傾きは，K_{EA}' と k_h 及び R_u の関係（図 4.2.2，4.2.3）で，根号内がゼロにならない領域における平均的な傾きとほぼ一致する。

4）受働側の換算土圧係数

拡張した動水圧公式による受働側の換算土圧係数 K_{EPeo} と k_h 及び R_u の関係を図 4.2.13，4.2.14 に示す。

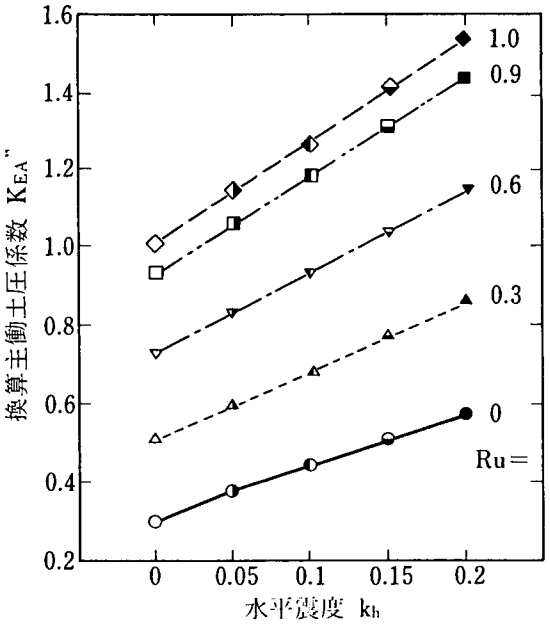


図4.2.11　拡張した動水圧公式による換算主働土圧係数と水平震度の関係

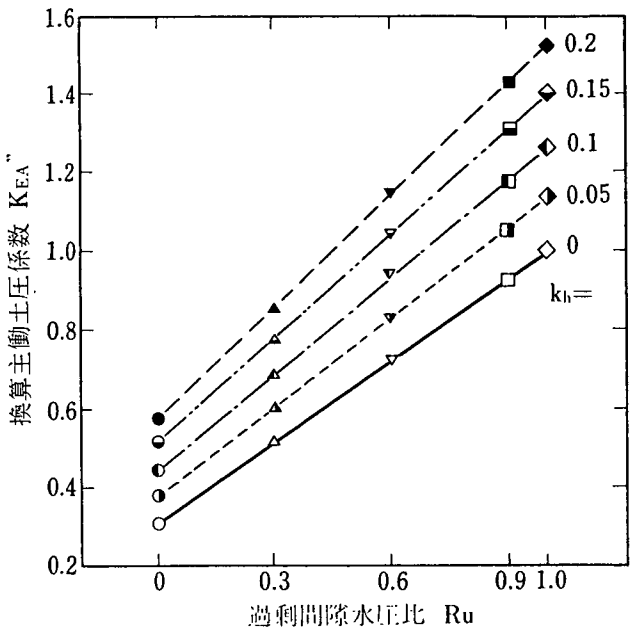


図4.2.12　拡張した動水圧公式による換算主働土圧係数と過剰間隙水圧比の関係

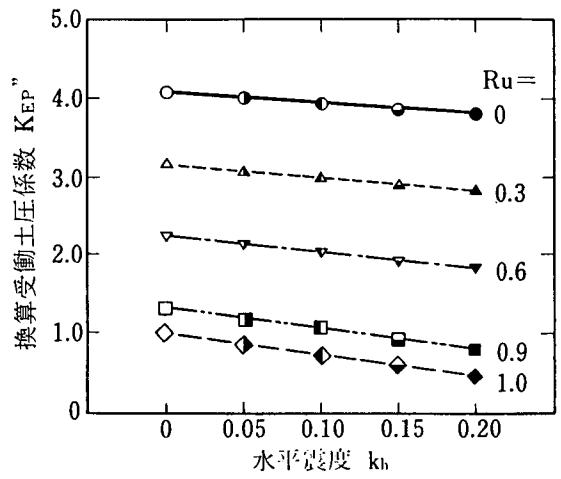


図4.2.13　拡張した動水圧公式による換算受働土圧係数と水平震度の関係

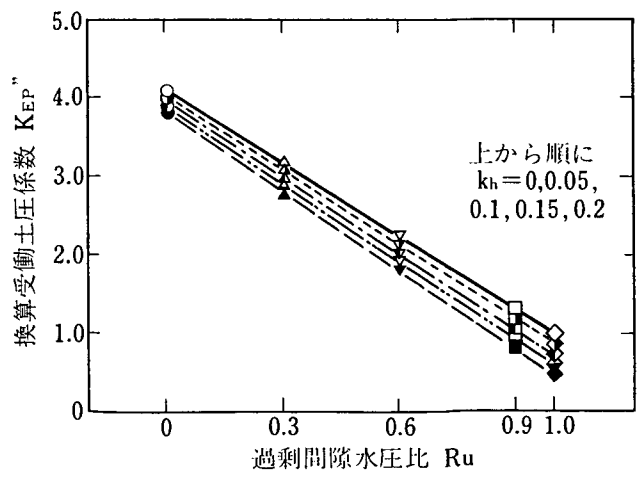


図4.2.14　拡張した動水圧公式による換算受働土圧係数と過剰間隙水圧比の関係

・K_{EP}'' は，k_h 及び R_u に対してほぼ直線的に減少する。これらの直線の傾きは，K_{EP}' と k_h 及び R_u の関係（図 4.2.5，4.2.6）で，根号内がゼロにならない領域における平均的な傾きとほぼ一致する。

5）拡張した物部・岡部式との比較

拡張した物部・岡部式による主働土圧係数 K_{EA}' と K_{EA}'' を，同じ k_h 及び R_u に対して比較したものを図 4.2.15 に示す。また，受働土圧係数について同様に比較したものを図 4.2.16 に示す。

・K_{EA}'' と K_{EA}' の大小関係は，$R_u=0$ の場合には全般的に K_{EA}' のほうが大きく，k_h が大きくなるほどその差が大きくなる。一方，$R_u=0.9$ の場合には全般的に K_{EA}'' のほうが大きく，k_h が大きくなるほどその差が大きくなる。また，$R_u=0.3$，0.6 の場合には，k_h が小さいと K_{EA}'' のほうが大きく，k_h が大きくなるとその差が小さくなる。

・K_{EP}'' と K_{EP}' の大小関係は，$R_u=0\sim0.6$ の場合には全般的に K_{EP}'' のほうが大きく，k_h が大きくなるほどその差が大きくなる。$R_u=0.9$ の場合には，K_{EP}'' と K_{EP}' の差は小さいが，k_h が大きくなるほど K_{EP}'' のほうが若干小さくなる。

(5) 滑動に対する安全率

1）安全率の計算方法

滑動に対する安全率 F_s は，式（4.2.12）を用いて計算した。

$$F_s=\frac{T+F_{P1}+F_{P2}}{W\cdot k_h+F_{A1}+F_{A2}} \quad \cdots\cdots (4.2.12)$$

ここに，T：改良体底部でのせん断抵抗力（$=B\cdot C$，B：改良幅，C：粘性土層の粘着力），

W：改良体の重量（$=\gamma_{t2}\cdot B\cdot(H_1+H_2)$，

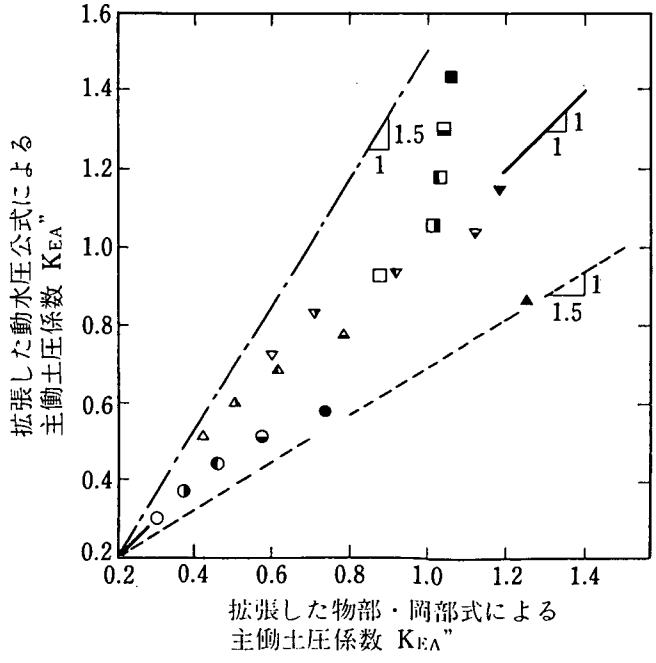


図4.2.15 拡張した物部・岡部式と拡張した動水圧公式の主働側土圧係数の比較

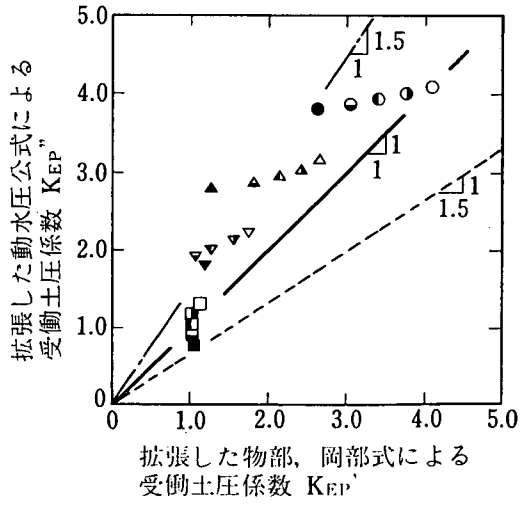


図4.2.16 拡張した物部・岡部式と拡張した動水圧公式の受働側土圧係数の比較

γ_{t2}：改良体の単位体積重量，H_1：表層厚，H_2：飽和砂層厚)，

F_{A1} 及び F_{P1}：表層の盛土側の主働土圧合力及び水平地盤側の受働土圧合力，

F_{A2} 及び F_{P2}：飽和砂層の盛土側の主働土圧合力及び水平地盤側の受働土圧合力

表層の土圧合力は，従来の物部・岡部式を用いて求めた。飽和砂層の土圧合力として，拡張した物部・岡部式($\delta=\pm 1/3\cdot\phi_e$ とする。)を用いた場合の安全率を F_s'，拡張した動水圧公式を用いた場合の安全率を F_s'' とする。

なお，盛土の影響を考慮するために，式 (4.2.13) により上載荷重 w を求め，盛土側の砂層の初期有効上載圧 σ_{v0}' の計算に用いた。

$$w=\gamma_{t0}\cdot H_0 \quad \cdots\cdots (4.2.13)$$

ここに，γ_{t0}：盛土の単位体積重量，

H_0：盛土の高さ（盛土の全重量/底面積として平均化することもできるが，ここでは大きめの値をとった。）

拡張した物部・岡部式では，式 (4.2.3) 及び (4.2.4) の右辺第1項に σ_{v0}' と k_h の変化の影響が同時に現れるため，w を用いることにより盛土の自重と慣性力の影響を同時に考慮していることになる。一方，拡張した動水圧公式では，σ_{v0}' と k_h の変化の影響が式 (4.2.7) と式 (4.2.9) に別々に現れるため，この方法では盛土の自重の影響のみを考慮していることになる。(拡張した動水圧公式を用いる際に盛土の慣性力の影響を考慮する方法については，4.2.3(2)，3) を参照。)

2）安全率の計算結果

改良幅 $B=12$ m の場合の，拡張した物部・岡部式による滑動に対する安全率 F_s' と k_h 及び R_u の関係を図 4.2.17，4.2.18 に示す。同様に，拡張した動水圧公式による安全率 F_s' と k_h 及び R_u の関係を図 4.2.19，

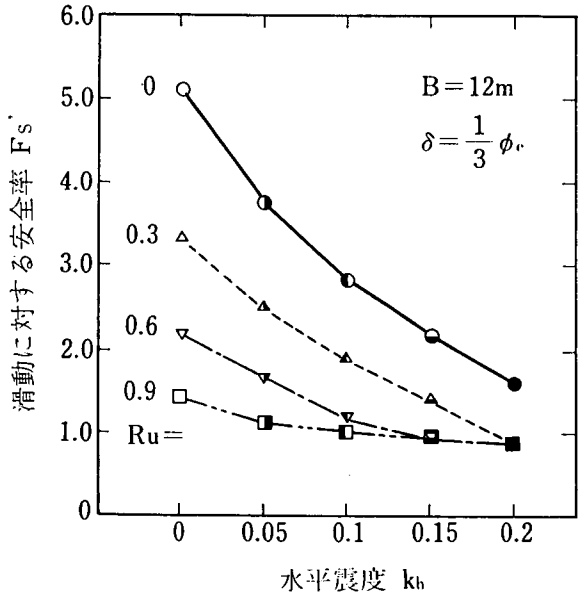


図4.2.17　拡張した物部・岡部式による滑動に対する安全率Fs′と水平震度の関係

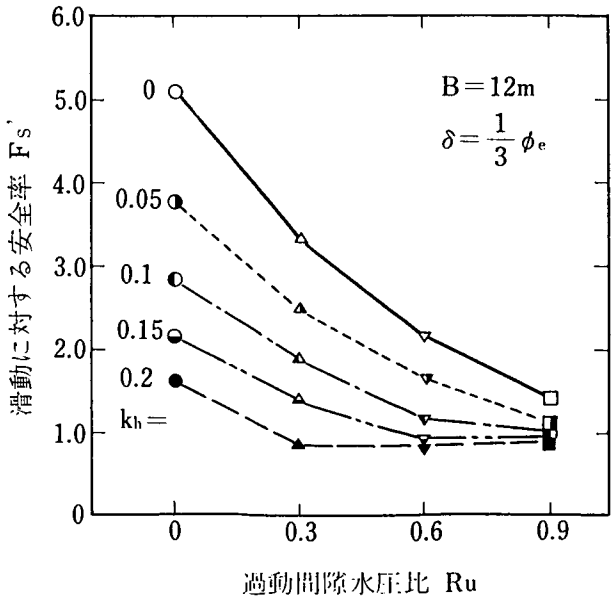


図4.2.18　拡張した物部・岡部式による滑動に対する安全率Fs″と過剰間隙水圧比の関係

4.2.20 に示す。また，k_h=0 と 0.2 のそれぞれに対して，B を変化させた場合の F_s と F_s' を図 4.2.21, 4.2.22 に示す。

- k_h と R_u が大きくなるほど，F_s' も F_s'' も減少する。F_s'' は単調に減少するが，F_s' は k_h と R_u がある程度以上大きくなると減少しなくなる。これは，拡張した物部・岡部式による主働土圧係数 K_{EA}' 及び受働土圧係数 K_{EP}' の特性（4.2.3(3)参照）に起因するものである。

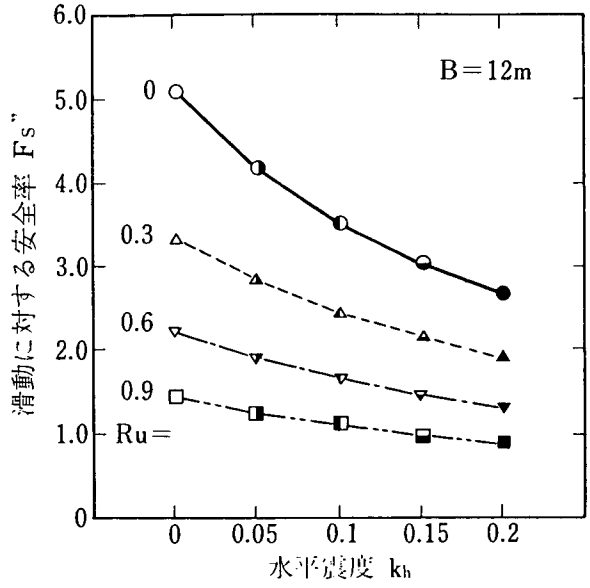


図4.2.19　拡張した動水圧公式による滑動に対する安全率 Fs″と水平震度の関係

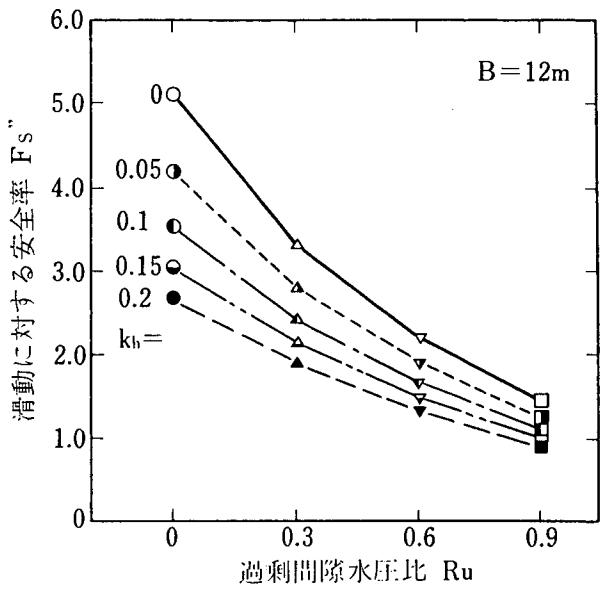
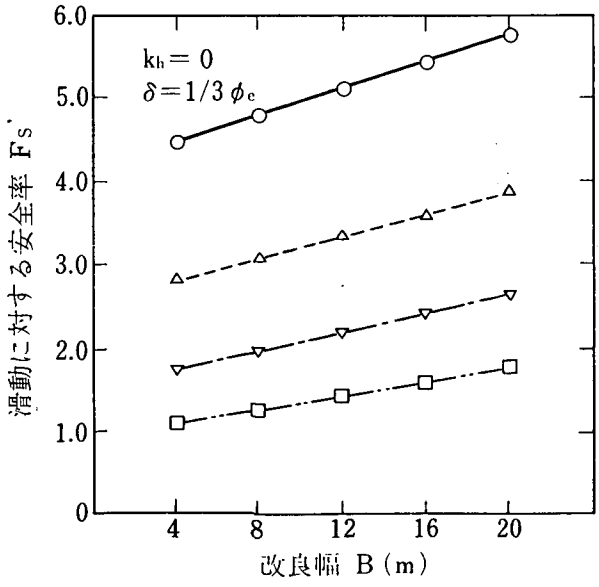
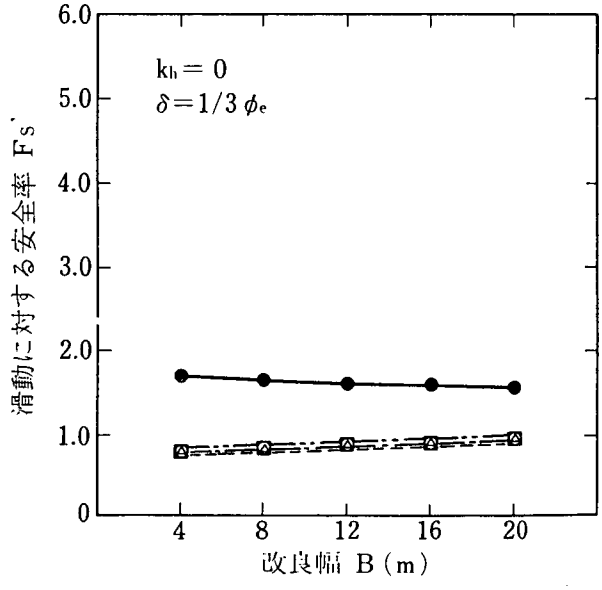


図4.2.20　拡張した動水圧公式による滑動に対する安全率Fs″と過剰間隙圧比の関係



(1)　水平震度 k_h=0 のとき



(2)　水平震度 k_h=0.2 のとき

図4.2.21　拡張した物部・岡部式による滑動に対する安全率と改良幅の関係

・k_h=0 の場合には，B が大きくなるほど F_s' も F_s'' も増加し，改良規模を大きくした効果が現れる。一方，k_h=0.2 の場合には，B を大きくしても，F_s' も F_s'' もあまり増加しなくなり，ある程度以上小さい R_u に対しては逆に減少してしまう。これは，安全率を与える式（4.2.12）において，右辺の分母第1項と分子第1項が B に比例しているが，k_h が大きく R_u が小さいと，他の項に比べて分母第1項の影響が相対的に大きくなるためと考えられる。このような場合には，滑動に対する安全率からは必要な改良幅が設定できないことになる。

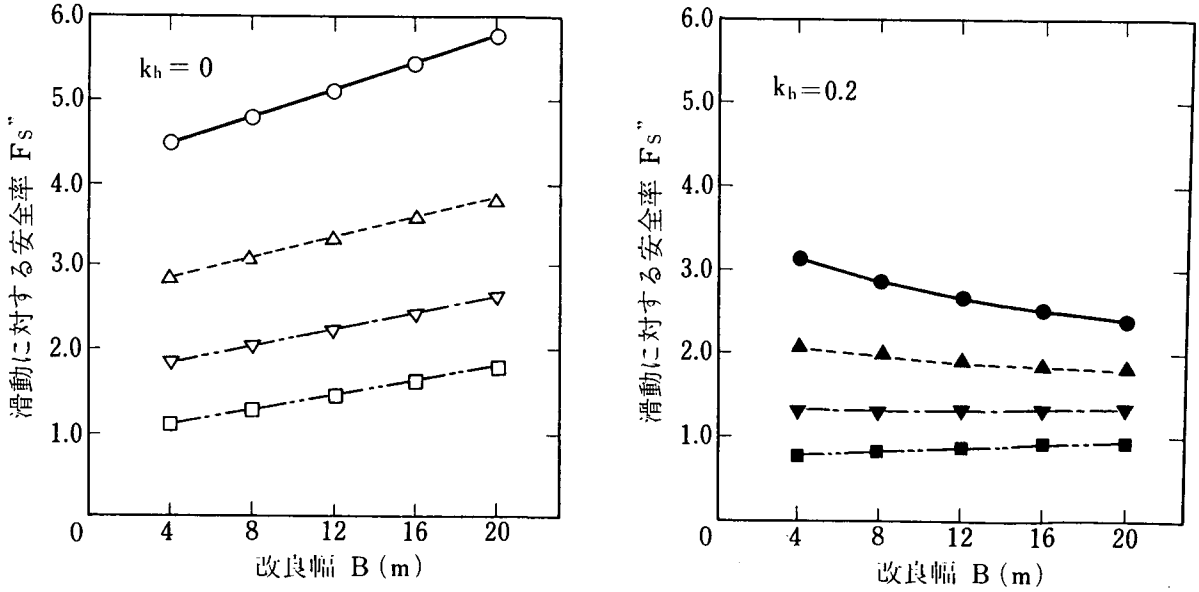
3）安全率及び土圧合力の比較

拡張した物部•岡部式による安全率 F_s' と拡張した動水圧公式による安全率 F_s'' の比較を図 4.2.23 に，また，両者による飽和砂層中の主働側土圧合力 F_{A2} 及び受働側土圧合力 F_{P2} の比較を図 4.2.24，4.2.25 に示す。

・R_u=0～0.6 では，k_h が大きくなるほど，F_s'' よりも F_s' のほうが小さくなる。R_u=0.9 では，F_s' と F_s'' はほぼ一致する。

・R_u=0～0.6 では，k_h が大きくなるほど，拡張した動水圧公式によるほうが，主働側の土圧合力が小さくなり，受働側の土圧合力は大きくなる。R_u=0.9 では，主働側も受働側も計算方法による差は小さい。前記の安全率の傾向は，これらの特性が反映されたものである。

・R_u=0.9 の場合の受働側の土圧合力の計算方法による差が小さいことは，土圧係数を比較した際の傾向と対応する（図 4.2.16 参照）。一方，R_u=0.9 の場合の主働側の土圧合力の計算方法による差が小さいことは，土圧係数を比較した際に拡張した動水圧公式のほうが大きめであったことと対応しない（図 4.2.17 参照）。これは，主働側の土圧合力の計算では，1）で述べたように拡張した動水圧公式において盛土の慣性力の影響が考慮されておらず，これによって土圧係数の差の影響が相殺されたためと考えられる。



(1) 水平震度 k_h=0 のとき　　(2) 水平震度 k_h=0.2 のとき

図4.2.22　拡張した動水圧公式による滑動に対する安全率と改良幅の関係

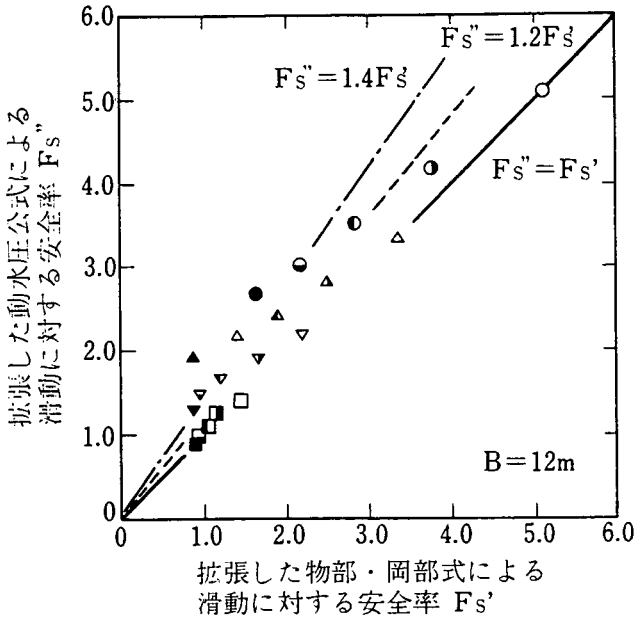


図4.2.23　拡張した物部・岡部式と拡張した動水圧公式の滑動に対する安全率の比較

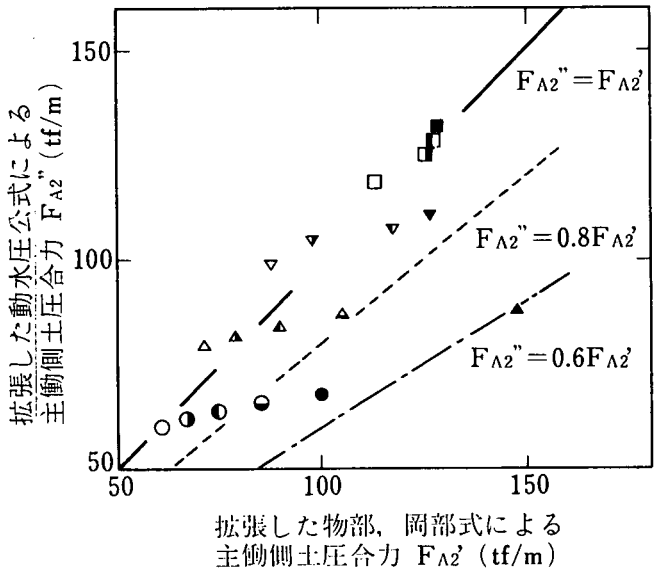


図4.2.24　拡張した物部・岡部式と拡張した動水圧公式による主働側土圧合力の比較

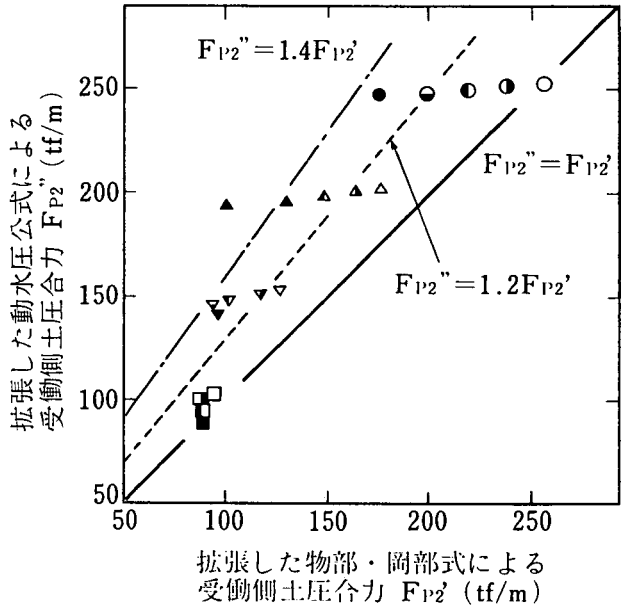


図4.2.25　拡張した物部・岡部式と拡張した動水圧公式による受働側土圧合力の比較

4.2.5　模型振動実験結果との比較

昭和63年度に実施した掘割道路に関する模型振動実験を対象として，4.2.3で定式化した2通りの方法による土圧の計算値と実測値の比較を行なった。

実験では，滑動や転倒のような極限状態には至っていないため，土圧の実測値は計算上の作用土圧に対応

するものとして比較を行っている。

(1) 実験方法

実験模型を図4.2.26に，実験ケースを表4.2.1に示す。加振条件を表4.2.2に示す。

砂層は気乾状態の豊浦砂を用いてホッパーによる空中落下法で作成した。掘割道路模型は鋼製で，片側の受圧板に作用する土圧合力を荷重計で測定できるようになっている。反対側には土圧計と間隙水圧計を設置した。また，掘割道路模型の加振中の浮上がりあるいは沈下を抑えるために，鉛散弾を中にいれて見かけの単位体積重量（掘割模型重量/地盤中に埋め込まれた部分の体積）が周辺地盤と同等の1.9 gf/cm³となるように調節した。

(2) 静止土圧

地盤作成時と加振時の静止土圧係数K_oの測定値を表4.2.3に示す。ばらつきはあるが，K_oは0.5前後とみて良さそうである。

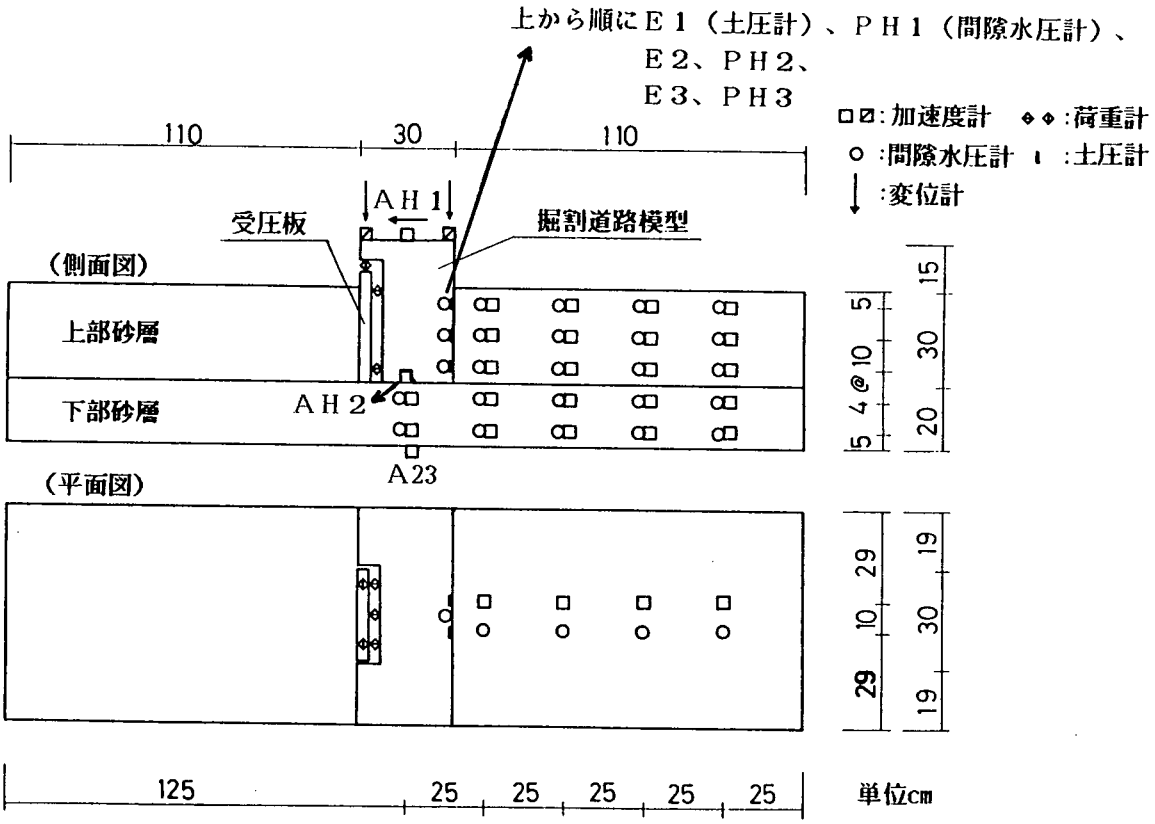


図4.2.26 実験模型

表4.2.1 模型条件

模型番号	上部砂層（Dr）	下部砂層（Dr）	掘割模型の重心位置（底面からの高さ）
モデル２	ゆる詰め(60%)	ゆる詰め(60%)	低い（14.5cm）
モデル３	密詰め（79%）	密詰め（79%）	低い（14.5cm）
モデル４	ゆる詰め(46%)	密詰め（90%）	低い（14.5cm）
モデル５	ゆる詰め(59%)	ゆる詰め(59%)	高い（33.8cm）

表4.2.2 加振条件

加振波形	正弦波
周波数	5Hz
加振時間	4秒
加振加速度	80,100,120,150,180gal

表4.2.3　静止土圧係数K_oの測定結果

		地盤作成時		加振時			
		水浸前	水浸後	100gal	120gal	150gal	180gal
模型２	土圧計Ｅ１	－	－		0.55	0.14	0.50
	土圧計Ｅ２	－	－			0.73	0.75
	土圧計Ｅ３	－	－			0.64	0.23
	荷重計合力	－	－	＊	＊	＊	＊
模型３	土圧計Ｅ１	0.38	0.51			0.57	0.68
	土圧計Ｅ２	0.69	0.56			0.52	0.25
	土圧計Ｅ３	0.38	0.19			0.41	0.24
	荷重計合力	0.20	0.43	＊	＊	＊	＊
模型４	土圧計Ｅ１	0.50	0.65			0.26	0.29
	土圧計Ｅ２	0.32	0.57			0.67	0.76
	土圧計Ｅ３	0.37	0.41			0.65	0.37
	荷重計合力	0.40	0.65	＊	＊	＊	＊
模型５	土圧計Ｅ１	0.57	0.43	0.66	0.58	＊	＊
	土圧計Ｅ２	0.57	0.54	0.60	0.42	＊	＊
	土圧計Ｅ３	0.66	0.33	0.55	0.34	＊	＊
	荷重計合力	0.32	0.31	＊	＊	＊	＊

注）－：計測ミス、＊：未計算、空欄は液状化せず。

なお，加振時の K_o は，加振終了直後の完全に液状化した状態における土圧計と間隙水圧計の測定値から式(4.2.16)により逆算した。

$$\sigma_h' = \sigma_{h0}' + (\text{土圧計出力}) - (\text{間隙水圧計出力}) \quad \cdots\cdots (4.2.14)$$

$$\sigma_v' = \sigma_{v0}' - (\text{間隙水圧計出力}) \quad \cdots\cdots (4.2.15)$$

完全液状化時は $\sigma_h' = \sigma_v' = 0$ であるから，

$$K_o = \frac{\sigma_{h0}'}{\sigma_{v0}'} = \frac{(\text{完全液状化時の間隙水圧計の測定値}) - (\text{完全液状化時の土圧計の測定値})}{(\text{完全液状化時の間隙水圧計の測定値})} \quad \cdots (4.2.16)$$

(3)　土圧の漸増成分

土圧計と間隙水圧計の測定値から次式により計算した加振中の σ_v' と σ_h' の関係の例を図4.2.27に示す。過剰間隙水圧が発生する過程では σ_v' と σ_h' の比があまり変化せず，式（4.2.7）がほぼ成立する。

$$\sigma_v' = \sigma_{v0}' - (2\,\text{Hz のローパスフィルターをかけた間隙水圧計の測定値}) \quad \cdots\cdots (4.2.17)$$

$$\sigma_h' = K_o \cdot \sigma_{v0}' + (2\,\text{Hz のローパスフィルターをかけた土圧計の測定値}) - (2\,\text{Hz のローパスフィルターをかけた間隙水圧計の測定値}) \quad \cdots\cdots (4.2.18)$$

(4)　土圧の動的振幅

1）時刻歴の比較

拡張した動水圧公式による土圧の動的振幅の計算値と実測値の時刻歴の比較の例を図4.2.28に示す。それぞれ次のような処理を行っている。

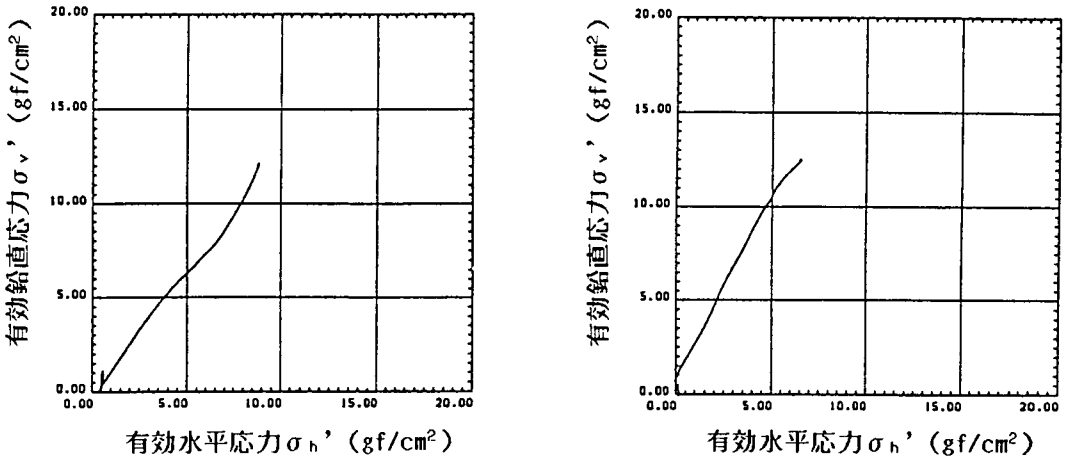
実測値：土圧計の測定値に2 Hzのハイパスフィルターをかけた。

計算値：式(4.2.7)において，k_h の台加速度または掘割道路模型の応答加速度から，R_u を 2 Hz のローパスフィルターをかけた間隙水圧計の測定値から求めた。

・1.5～2.0 秒の間にいったん振幅が大きくなり，その後減少している点で，実測値と計算値は定性的に一致する。

2）各方法の適用性の検討

図 4.2.28 の E 2 の動的振幅について，4.2.3 の方法により作用土圧振幅を計算した結果を表 4.2.4 に示す。$\sigma_{hd}1$ と $\sigma_{hd}2$ は拡張した物部・岡部式によるもので，$\sigma_{hd}2$ は式(4.2.8)により，また，$\sigma_{hd}1$ は同式で K_A' の代わりに K_A(ϕ を用いた常時の主働土圧係数)を用いることにより求めた。$\sigma_{hd}3$ は拡張した動水圧公式によるもので，式 (4.2.9) により求めた。いずれも，過剰間隙水圧比を間隙水圧計による測定値から，水平震



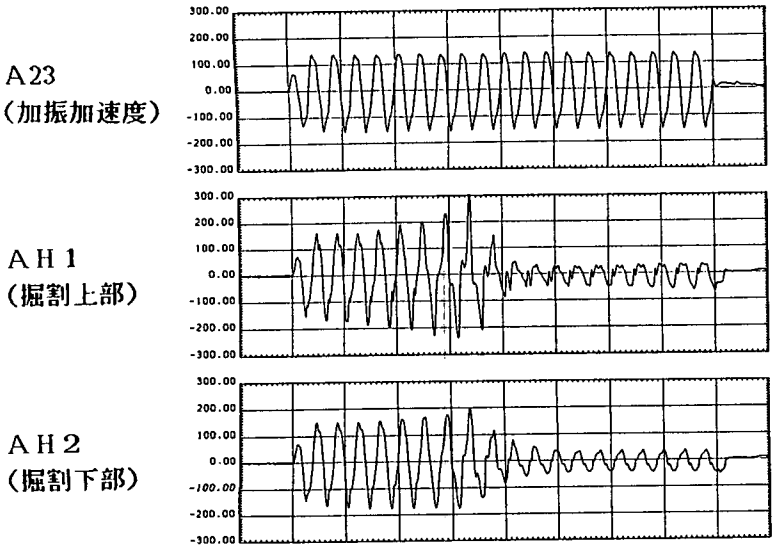
（1）モデル２，150gal，Ｅ２　　（2）モデル３，150gal，Ｅ２

図4.2.27　液状化時の有効鉛直応力と有効水平応力の関係

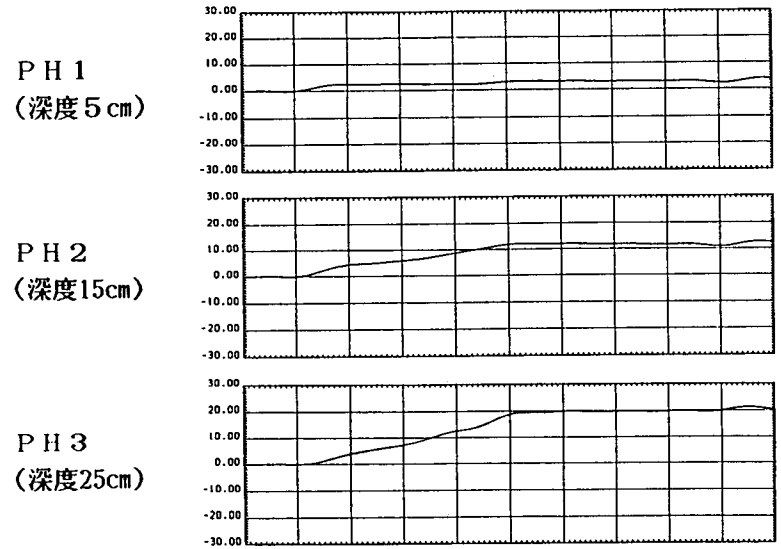
表4.2.4　土圧振幅の計算値と実測値
（昭和63年度モデル２，150gal加振時のE2を対象）

波数	R_u	応答加速度	**拡張した物部・岡部式(K_A=0.197)				拡張した動水圧公式、$\sigma_{hd}3$	実測値
			K_A'	K_{EA}	$\sigma_{hd}1$	$\sigma_{hd}2$		
２波	.175	161	0.249	0.506	4.36	3.62	3.55	3.8
４波	.417	160	0.356	0.695	7.03	4.77	4.22	4.0
６波	.508	190	0.413	*1.053	12.08	9.02	5.32	3.2
８波	.683	230	0.556	*1.242	14.74	9.67	7.15	3.4
９波	.825	321	0.718	*1.223	14.47	7.12	10.79	4.2
10波	.942	148	0.894	*1.034	11.80	1.97	5.28	3.0
12波	1.00	32 (gal)	*1.0	*1.0	11.32 (gf/cm²)	0.0 (gf/cm²)	1.18 (gf/cm²)	1.5 (gf/cm³)

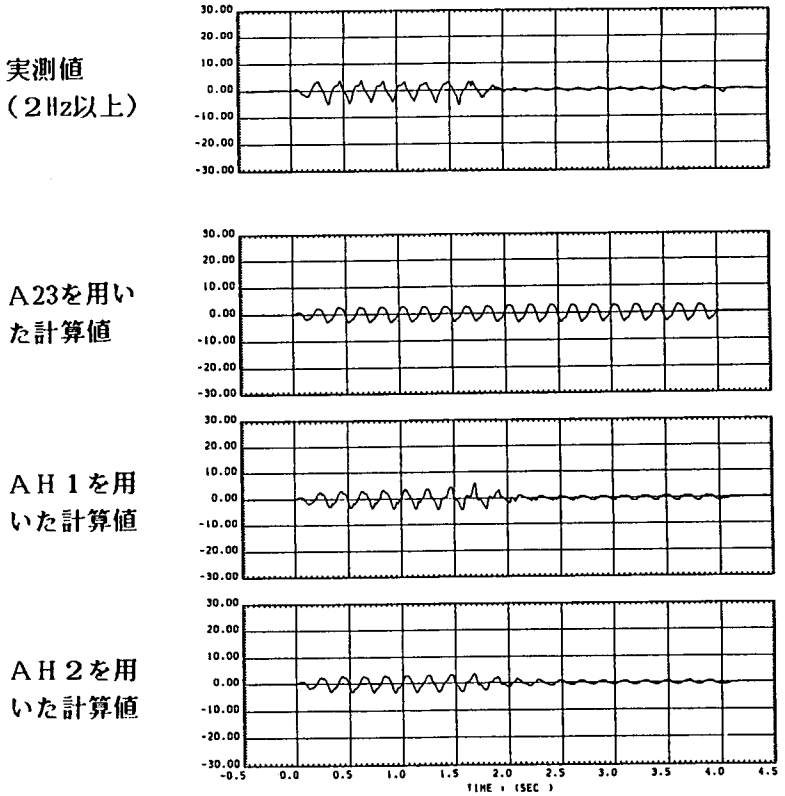
注）*：物部・岡部式において根号の中が負になり、これをゼロとして計算した値。
**：ϕ＝40°、δ＝1/3・ϕ_e、γ'＝0.94 gf/cm³、H＝30 cm、z＝15 cm とした。



（1）応答加速度（単位gal）

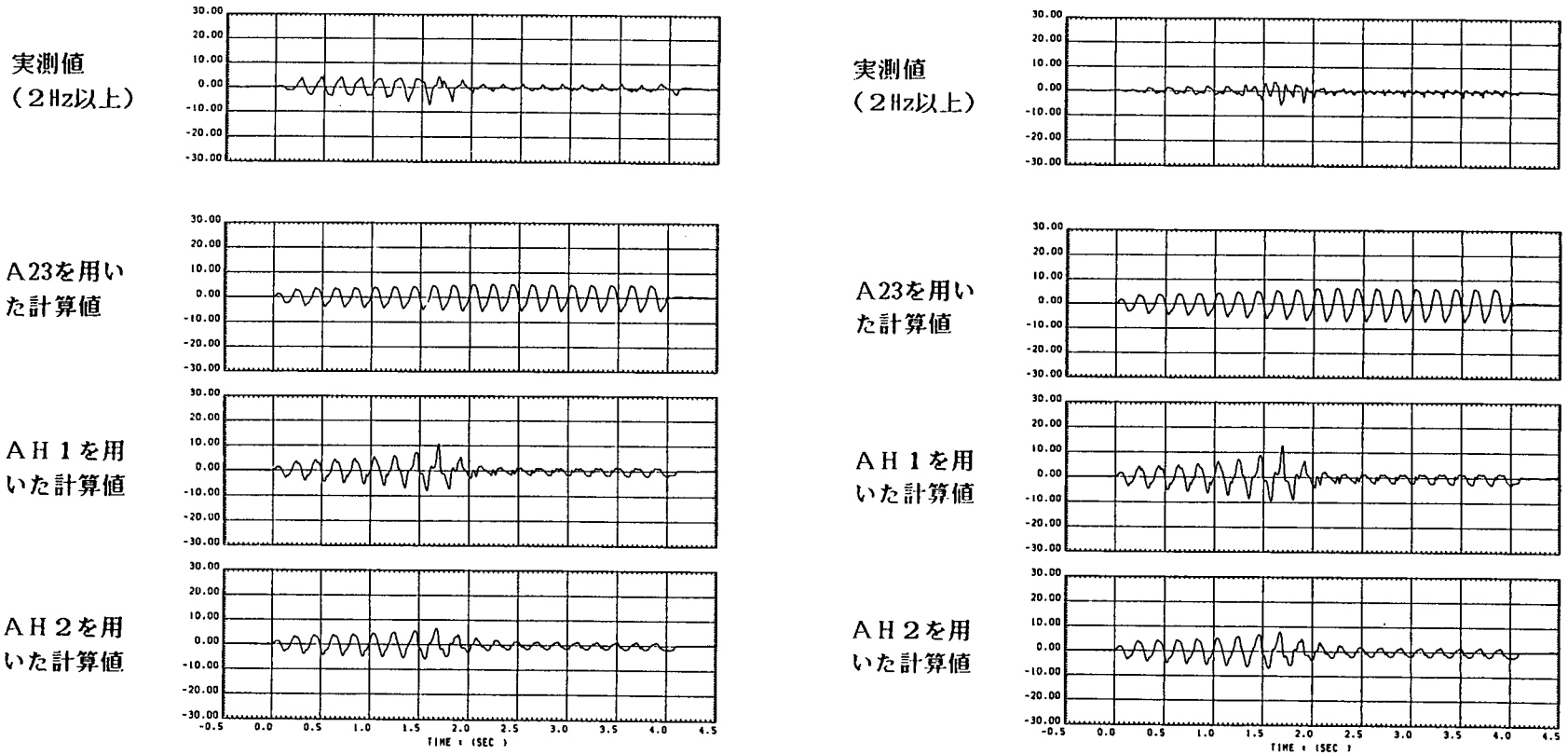


（2）過剰間隙水圧（２Hz以下、単位gf/cm²）



（3）土圧Ｅ１（深度５cm、単位gf/cm²）

図4.2.28　拡張した動水圧公式による土圧の動的振幅の計算値と実測値の比較（モデル2.150gul）（つづく）



（4）土圧Ｅ２（深度15cm、単位gf/cm²）

（5）土圧Ｅ３（深度25cm、単位gf/cm²）

図4.2.28　拡張した動水圧公式による土圧の動的振幅の計算値と
実測値の比較（モデル2.150gul）

度を掘割道路模型の応答加速度の測定値から求めて用いた。

以上の計算値と実測値の比較を図4.2.29に，また，(計算値/実測値) と R_u の関係を図4.2.30に示す。

- R_u が0.5以下では，$\sigma_{hd}1 > \sigma_{hd}2 > \sigma_{hd}3$ となるが，これらの差はあまり大きくない。
- R_u が0.5以上になると，K_{EA}' の計算中に根号の中が負になり，厳密な意味では $\sigma_{hd}1$ と $\sigma_{hd}2$ は適用範囲外となる。計算上は根号の中をゼロとしているが，その結果 K_{EA}' が1.0以上となり，$\sigma_{hd}1$ と $\sigma_{hd}2$ は実測値よりもかなり大きくなっている。$\sigma_{hd}1$ は，特に大きめの値となる。また，$\sigma_{hd}2$ は，完全に液状化した $R_u=1.0$ の場合に，$K_{EA}'=K_A'=1.0$ で常に $\sigma_{hd}2=0$ となる点が実際とあわない。

3) 土圧の比較

過剰間隙水圧が発生した場合の実測値との対応は，拡張した動水圧公式による $\sigma_{hd}3$ が最もよいと考えられるため，以下では，この方法の適用性について検討を続ける。

各加振時の土圧計による実測値と，拡張した動水圧公式による計算値の比較を図4.2.31，4.2.32に示す。図4.2.31では圧縮側の最大動的片振幅について，図4.2.32では最大動的両振幅について比較した。計算値は，式(4.2.9)において，k_h を掘割道路模型の応答加速度から次式により求め，R_u を2 Hzのローパスフィルターをかけた間隙水圧計の測定値の最大値から求めた。

$$k_h=\frac{(AH1\text{の最大両振幅})+(AH2\text{の最大両振幅})}{4\cdot(\text{重力加速度})} \quad \cdots\cdots (4.2.19)$$

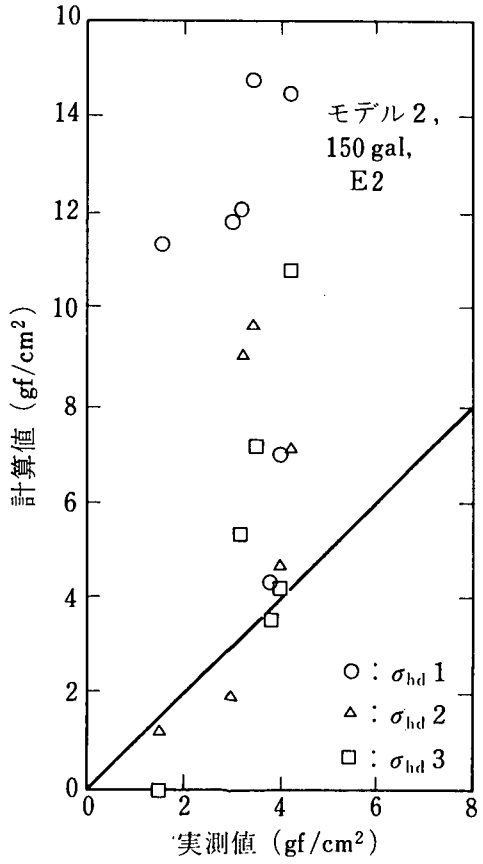


図4.2.29　土圧の圧縮側動的振幅の比較

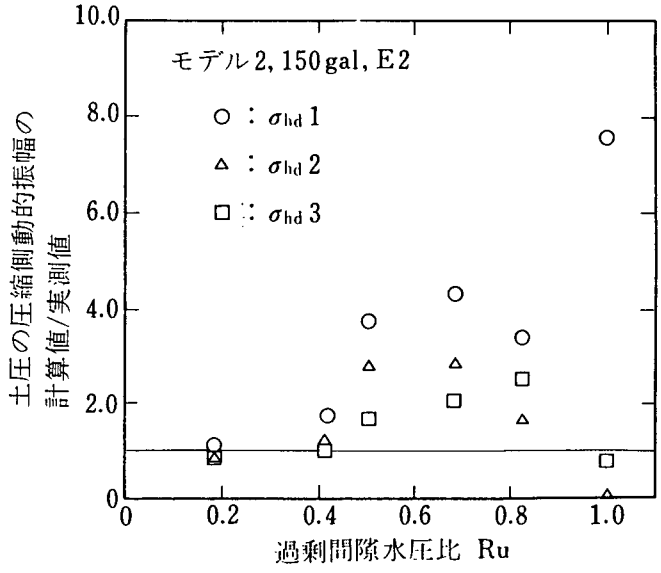
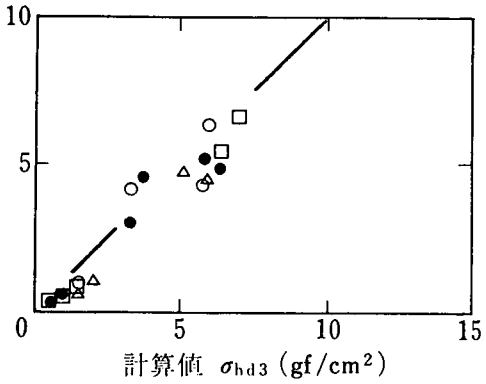
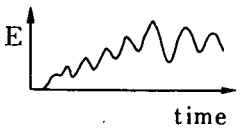


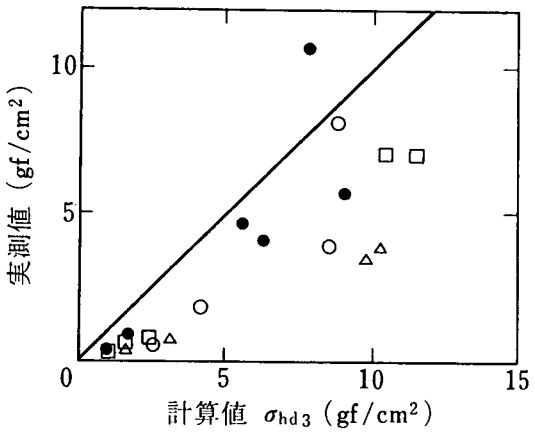
図4.2.30　土圧の動的振幅の計算値/実測値と過剰間隙水圧比の関係



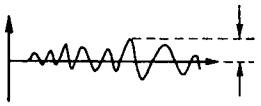
凡例
○：モデル2
△：モデル3
□：モデル4
●：モデル5



(1) E1（深度5cm）

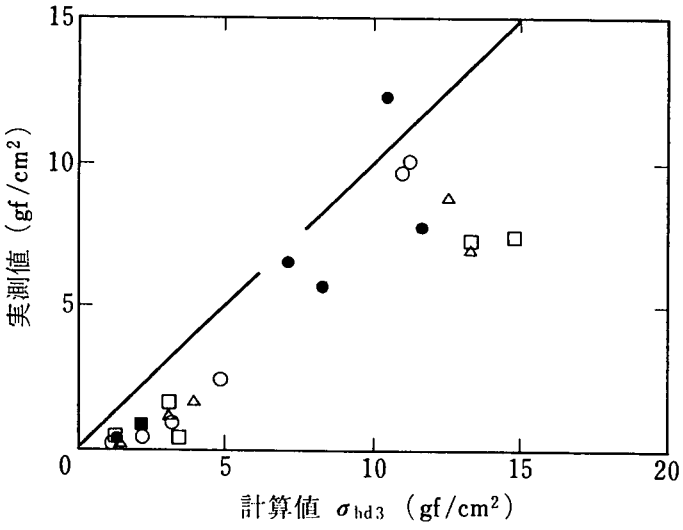


2Hzハイパス
フィルター



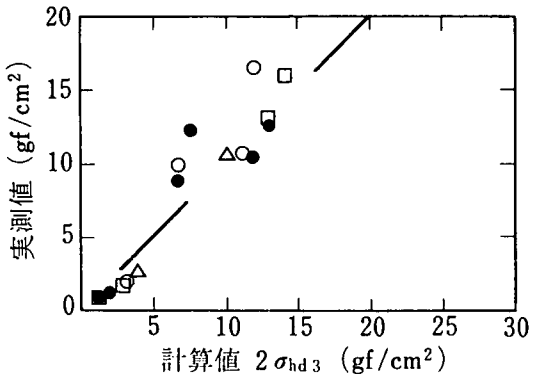
圧縮側最大
動的片振幅

(2) E2（深度15cm）

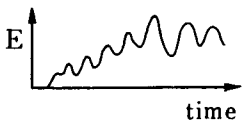


(3) E3（深度25cm）

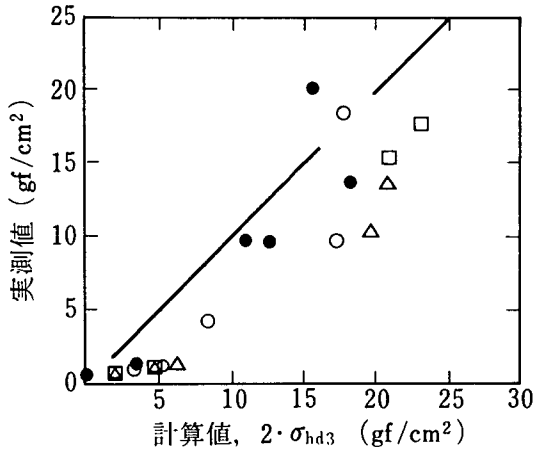
図4.2.31　土圧の圧縮側最大動的片振幅の比較



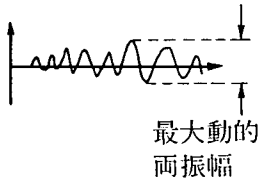
凡例
○：モデル2
△：モデル3
□：モデル4
●：モデル5



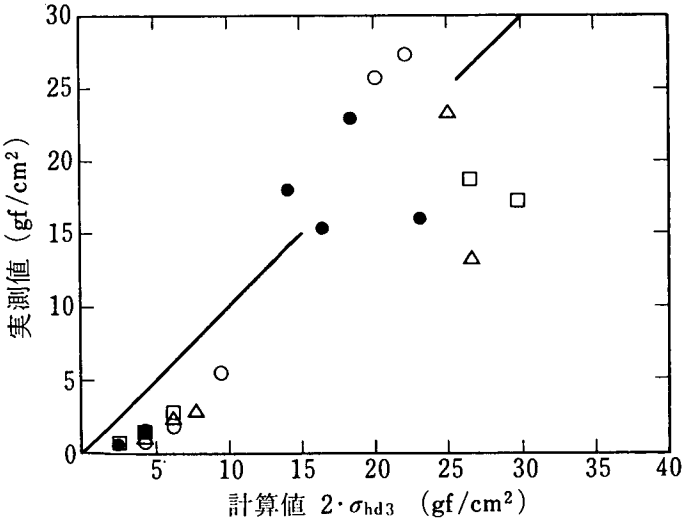
(1) E1（深度5cm）



2Hzハイパス
フィルター



(2) E2（深度15cm）



(3) E3（深度25cm）

図4.2.32 土圧の最大動的両振幅の比較

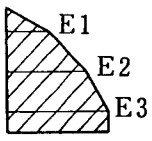
・図 4.2.31 では，ほとんどの場合は計算値のほうが実測値よりも大きい。一方，図 4.2.32 では，実測値のほうが大きい場合が増えている。これは，実測値において，圧縮側の最大片振幅よりも引張側の最大片振幅のほうが大きいことによる。部材応力のような内部安定では圧縮側の片振幅を用いて，滑動・転倒のような外部安定では両振幅を用いて検討を行うことになるが，実測値と計算値の比較は両振幅に関して行っておけば十分であることがわかる。

4）土圧合力の比較

土圧計の時刻歴を足しあわせて計算した水平土圧合力の最大動的両振幅と，拡張した動水圧公式による計算値の比較を図 4.2.33 に示す。また，荷重計で測定した水平土圧合力の最大両振幅と，計算値の比較を図 4.2.34 に示す。計算値は，式 (4.2.9) において，k_h を式 (4.2.19) により求め，R_u を間隙水圧計の各深度の最大値の平均から求めた。

・いずれの図でも，計算値のほうが実測値よりも大きい。また，土圧計と荷重計のそれぞれによる実測値を比べると，荷重計によるもののほうが，土圧計によるものよりも大きい。後者は，それぞれの測定精度と合力の計算方法の違いに起因するもので，合力に関して比較する場合には，荷重計のほうが信頼性が高いと考えられる。

・図 4.2.32 では，土圧計による実測値が計算値よりも大きい場合があったが，図 4.2.33 のような合力にすると計算値のほうが大きくなった。これは，各深度の土圧の最大値が同時には生じないためと考えられる。例えば，モデル 2 の 150 gal 加振時の各深度の土圧の最大値が同時に生じるものとして土圧合力の



仮定した
土圧分布

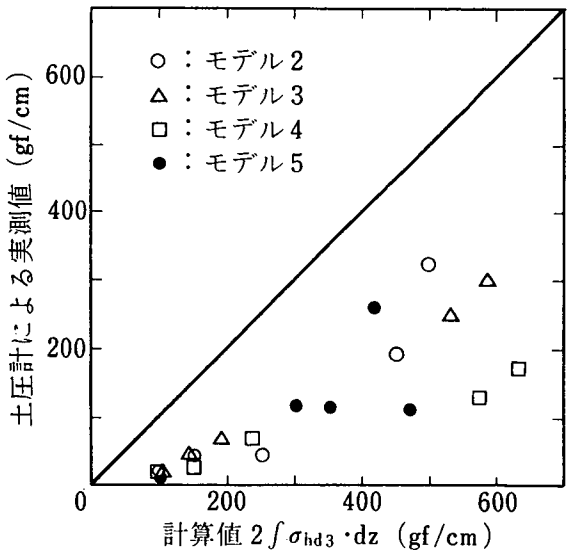


図4.2.33　土圧計による土圧合力の
最大動的両振幅の比較

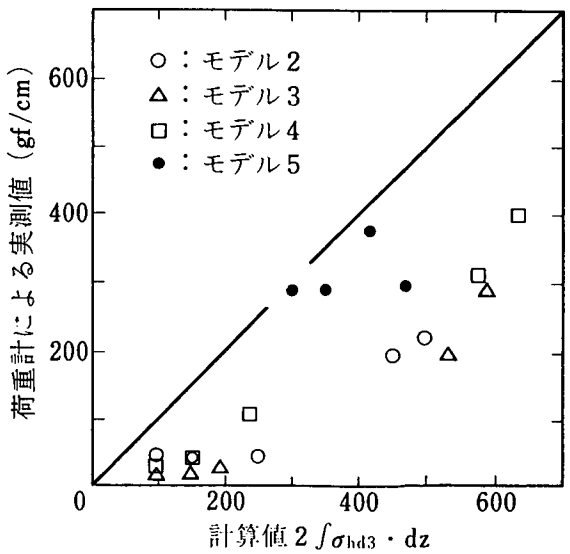


図4.2.34　荷重計による土圧合力の
最大動的両振幅の比較

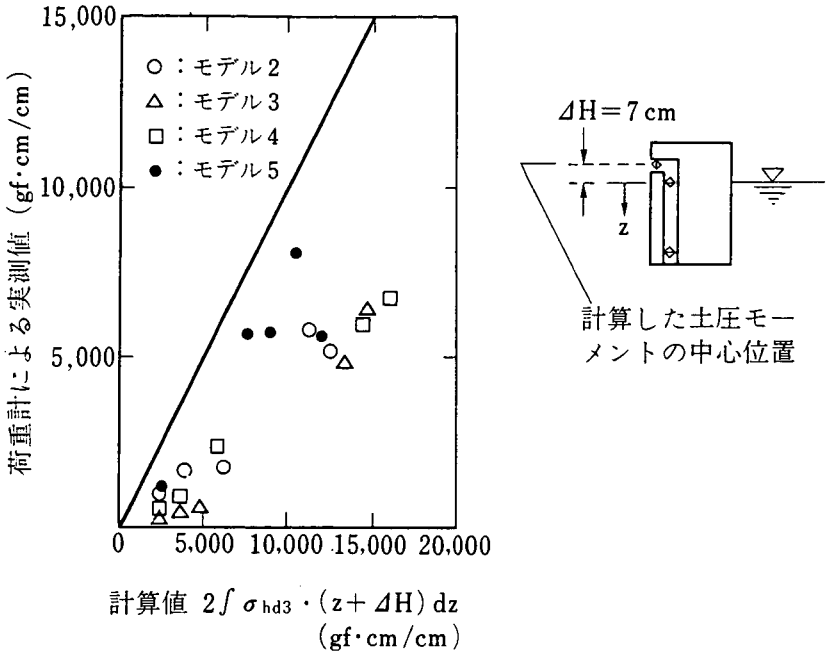


図4.2.35　荷重計による土圧モーメントの最大動的振幅の比較

最大値を計算すると 202 gf/cm となるが，時刻歴を足しあわせて計算した土圧合力の最大値は 157 gf/cm で，80%程度に減少する。

5）土圧モーメントの比較

荷重計による土圧モーメントの実測値と計算値の比較を図 4.2.35 に示す。モーメントの中心は，図中に示したように地表面の上方 7 cm（鉛直荷重計の設置位置）としている。

・土圧合力の場合と同様に，計算値のほうが実測値よりも大きい。水平合力とモーメントのいずれについても，拡張した動水圧公式による計算値は実際よりも安全側の値となることがわかる。

4.2.6 ま と め

(1) 実大規模の盛土側方を改良した場合の試算

1）過剰間隙水圧比 R_u が小さい場合，水平震度 k_h が大きくなるほど，拡張した物部・岡部式によるほうが受働側の土圧係数が小さくなる。主働側の土圧係数は，$R_u=0$ の場合には拡張した物部・岡部式によるほうが大きく，$R_u=0.3$，0.6 の場合には拡張した動水圧公式によるほうが大きい。

2）R_u が大きくなり液状化に近づくと，拡張した物部・岡部式は本来の適用範囲を超えてしまう。この場合には，拡張した物部・岡部式で根号の中を便宜的にゼロに置き換えて計算するよりも，拡張した動水圧公式によるほうが主働側の土圧係数が大きくなる。受働側の土圧係数は，計算方法による差は小さいが，k_h が大きくなるほど拡張した物部・岡部式によるほうが若干小さくなる。

3）改良体の滑動に対する安全率は，$R_u=0$～0.6 では，k_h が大きくなるほど拡張した物部・岡部式によるほうが小さくなり，$R_u=0.9$ では，計算方法による差は小さい。ただし，これらの比較において，拡張した動水圧公式では盛土の慣性力の影響を考慮していない。

4）改良幅を大きくすると，$k_h=0$ のときにはいずれの計算方法でも滑動に対する安全率が大きくなり

効果が現れるが，k_h=0.2 のときにはこのような効果が現れない。後者の場合には，滑動に対する安全率からは必要な改良幅が設定できないことになる。

(2) 模型振動実験結果との比較

1）過剰間隙水圧が発生する場合の土圧の漸増成分は，有効水平応力 σ_h' と有効鉛直応力 σ_v' の比が常時と変わらないものとして算定することができる。完全に液状化した状態における測定結果から求めた σ_h' と σ_v' の比は 0.5 程度であった。

2）過剰間隙水圧が発生する場合の土圧の動的振幅は，拡張した物部・岡部式よりも拡張した動水圧公式のほうが，実測値との対応がよい。拡張した動水圧公式による計算値は実測値よりも大きめで，設計でこれを用いることは安全側の評価となる。

（土木研究所）

4.3 固化工法を用いた動的遠心模型実験

4.3.1 実験の概要

格子状固化工法を用いた液状化対策工の実地盤と同程度の応力場における効果の確認と耐震設計法に盛り込まれる設定外力の算定に関する資料の取得を目的に，遠心実験装置による模型振動実験を実施した。

実験ケースとしては，

・地盤のみ　2 ケース

・格子模型　1 ケース（B/H=1.0，0.75，0.5，0.25）

・盛土模型　7 ケース（無改良と両脇改良の比較）

・掘割模型　2 ケース

の計 12 ケースを実施した。この他に，遠心実験装置の基本特性の調査および模型地盤作成に関わる予備実験を実施している。

遠心模型実験の実験条件は，遠心模型実験装置の大きさ，性能，これまでの実績等を考慮して，最大 30 G の遠心力を作用させ，60 Hz で加振した。これは 1 G 場では，層厚約 3～5 m 程度の砂地盤が 2 Hz の正弦波を受ける場合に相当する。

4.3.2 実験内容

(1) 模型の種類

表 4.3.1 に示すように 6 種類の模型地盤を設定し実験を実施した。

(2) 相似則と実験装置の概要

1）相　似　則

遠心模型実験における相似則を表 4.3.2 に示す。

2）実験装置

実験に用いた建設省土木研究所の遠心模型実験装置の概念図を図 4.3.1 に示す。このうち，動的な載荷装置については図 4.3.2 にその構成を示す。また実験装置の仕様を表 4.3.3 に示す。図 4.3.3 はこの装置の動的加振限界を示すものであるが，この実験では 10 G を最大加振加速度振幅とした。

表4.3.1 実験内容

地盤の種類	実験番号	センサー種類				
		加速度計	水圧計	土圧計	変位計	改良体の歪
水平地盤	①	○	○			
	②	○	○			
盛土地盤	③	○	○		○	
	④	○	○		○	
盛土地盤（改良体有り）	⑤	○	○	○	○	○
	⑥	○	○	○	○	○
	⑦	○	○	○	○	○
堀割模型（改良体有り）	⑧	○	○		○	
	⑨	○	○		○	
格子模型	⑩	○	○			
盛土地盤 10G場（改良体有り）	⑪	○	○		○	
	⑫	○	○		○	

表4.3.2 相似則

項目	実物	模型
長さ	1	1／N
加速度		
（遠心加速度）	1	N
（加振加速度）	1	N
密度	1	1
質量	1	$1／N^3$
力	1	$1／N^2$
応力	1	1
ひずみ	1	1
変位	1	1／N
時間		
（動的現象）	1	1／N
（浸透）	1	$1／N^2$

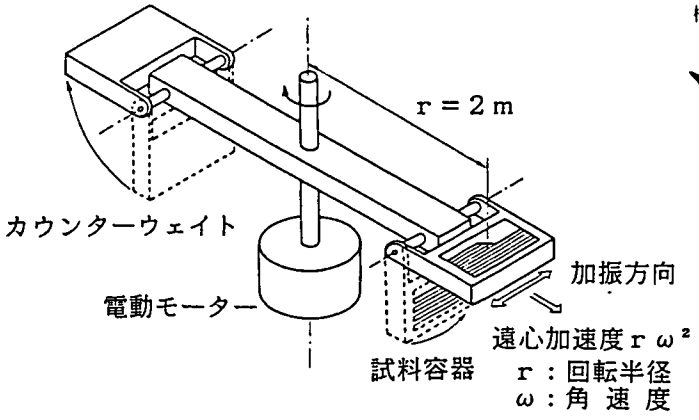


図4.3.1 動的遠心模型実験装置の概念図

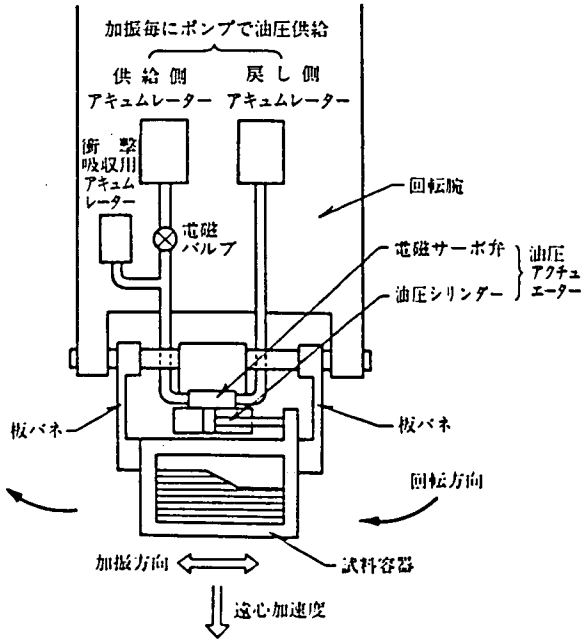


図4.3.2 動的載荷装置

表4.3.3　装置の仕様

装置本体	有効回転半径	2.0 m	
	最大遠心加速度	200 G　（動的加振時は50G）	
	最大回転速度	300 rpm （動的加振時は150rpm）	
	電動機出力	75 kW	
	試料容器	内寸（長さ×高さ×奥行）	重量
		500 ×300 ×100 mm	83 kg
		800 ×300 ×100 mm	
	最大模型重量	30 kg	
加振システム	加振方式	油圧アクチュエーター方式 （電磁サーボ弁と油圧シリンダー）	
	最大加振力	±2000 kgf	
	最大加振加速度	±20G（負荷100kgfのとき）	
	最大加振変位	± 1 mm	
	加振周波数	50～400 Hz	
	加振波形	正弦波，ランダム波	
	加振時間	約 0.5 秒	
計測システム	電気的計測	計測用スリップリング６４極 （収録システム側は16ch）	
	画像計測	写真計測システム （カメラ，ストロボ）	

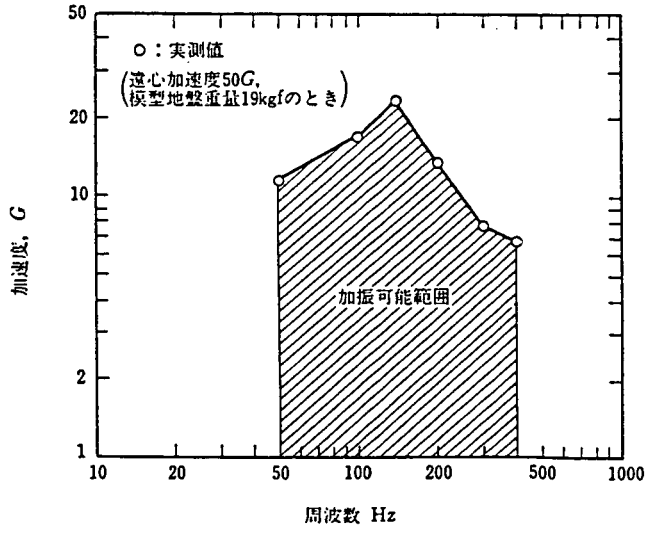


図4.3.3　動的加振限界

(3) 計測計器

実験で用いた計測計器の概要を表4.3.4に示す。

(4) 実験手順

図4.3.4に実験の実施フローを示す。

(5) 実験材料

1) 地盤材料

豊浦標準砂を用いた。物理特性は下記の通りである。

G_s; 2.635

γ_{dmin}; 1.331 g/cm^3

γ_{dmax}; 1.654 g/cm^3

2) 間隙水

2種類のシリコンオイルを用いた。

粘性: 30ストークス（遠心加速度30G場用）

粘性: 10ストークス（遠心加速度10G場用）

γ_w; 0.955 g/cm^3

3) 盛土材

標準砂＋粘性分（カオリン）の混合体で作製した。

4) 改良体

板厚6mmの鋼箱製で，見掛けの比重を2.05として用いた。側壁との隙間は，スポンジにグリスを塗ったもので詰めた（図4.3.5)。

5) 掘割

アクリル製の箱で作製し見掛けの比重を1.5とした。しかし，実験中にシリコンオイルが入り込み，その分見掛けの比重が増えてしまった。実験終了後に測定した結果は平均で1.7となっていた（図4.3.6)。

表4.3.4 計測計算の種類

種類	測定項目	
加速度計	地盤、改良体の応答加速度	感度 10 mV/g ENDEVCO社 2250A-10
間隙水圧計	間隙水圧	容量 3 bar、感度 3bar/100mV DRUCK社 PDCR81
土圧計	改良体に作用する壁面土圧	容量 5 kgf/cm^2 SSK社 P306S
変位計	盛土体の沈下、および改良体の変位	容量 25 mm EMIC 社
歪ゲージ	改良体に作用するせん断応力	FCA-3 形 ロゼッタゲージ

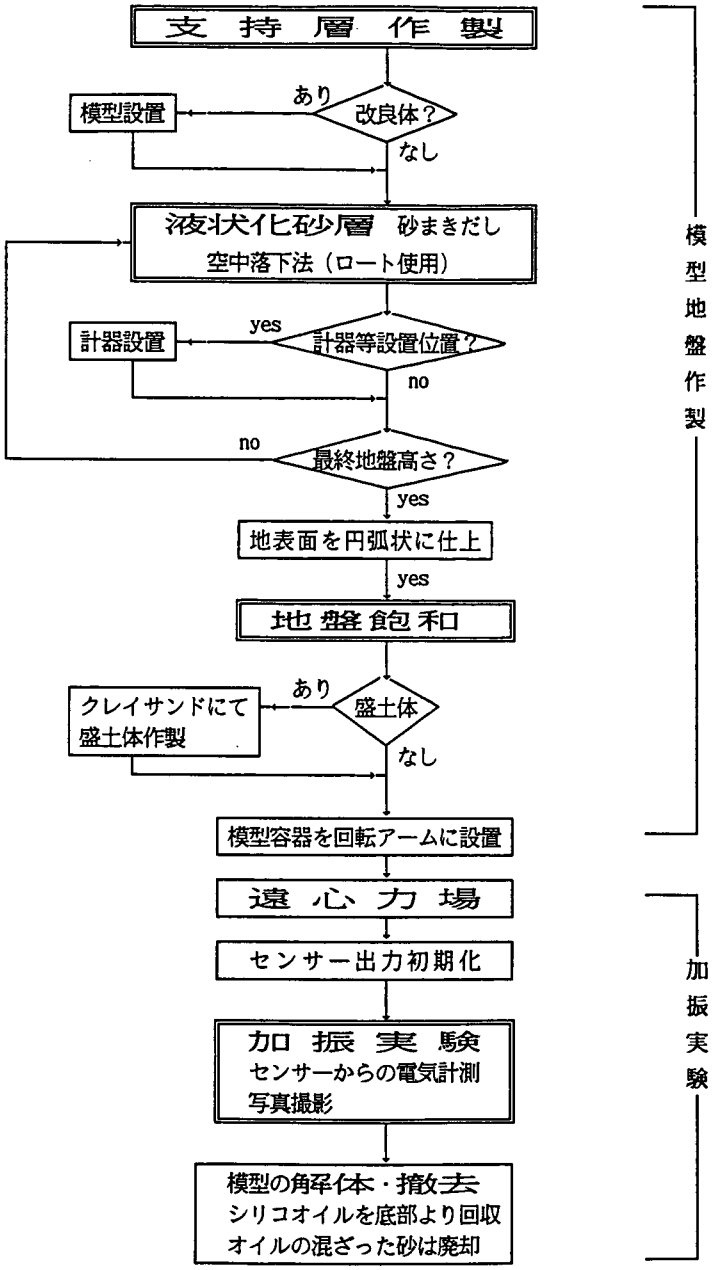


図4.3.4 実験実施フロー

6）格子模型

板厚9mmの鋼製で作製した（図4.3.7）。

(6) 模型地盤と盛土体の作製方法

1）支持層作製方法

以下の手順で作製した。

① 標準砂投入

② $Dr=100\%$を目標に締固め

・締固めは，木製のヤットコと足踏みにより行なった。

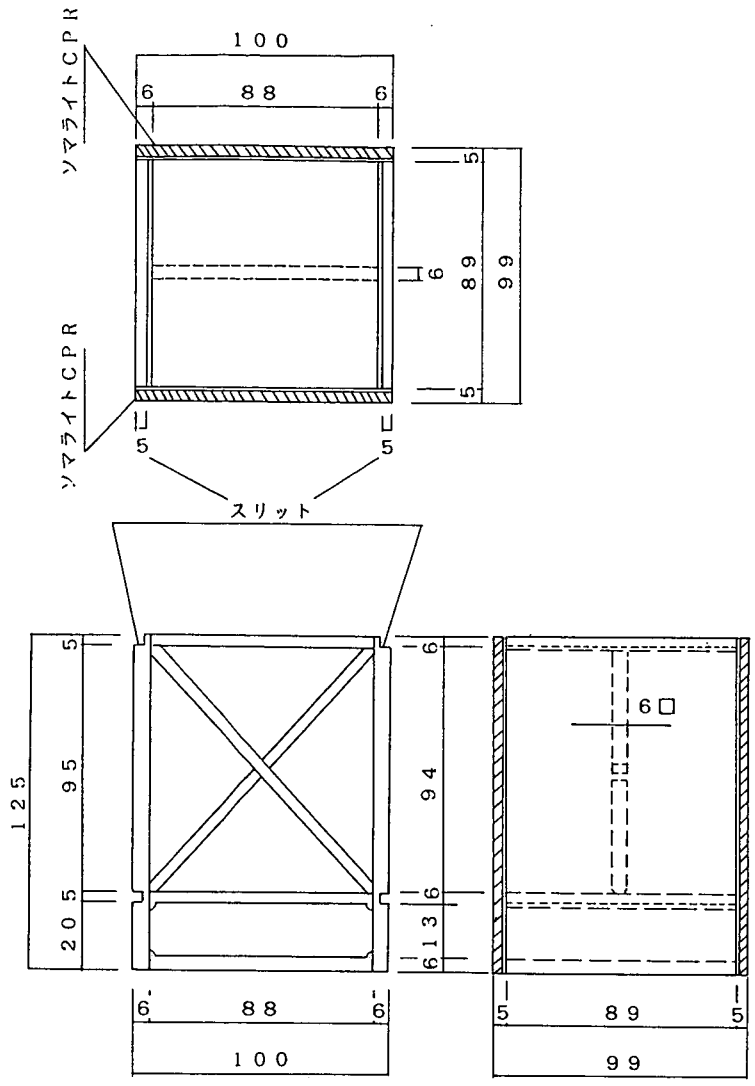


図4.3.5　改良体模型

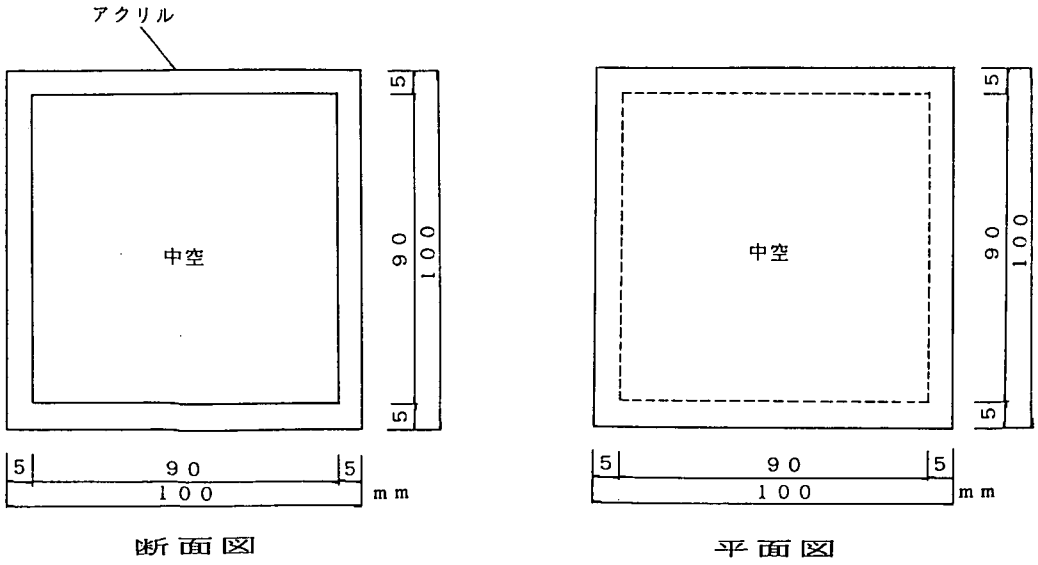
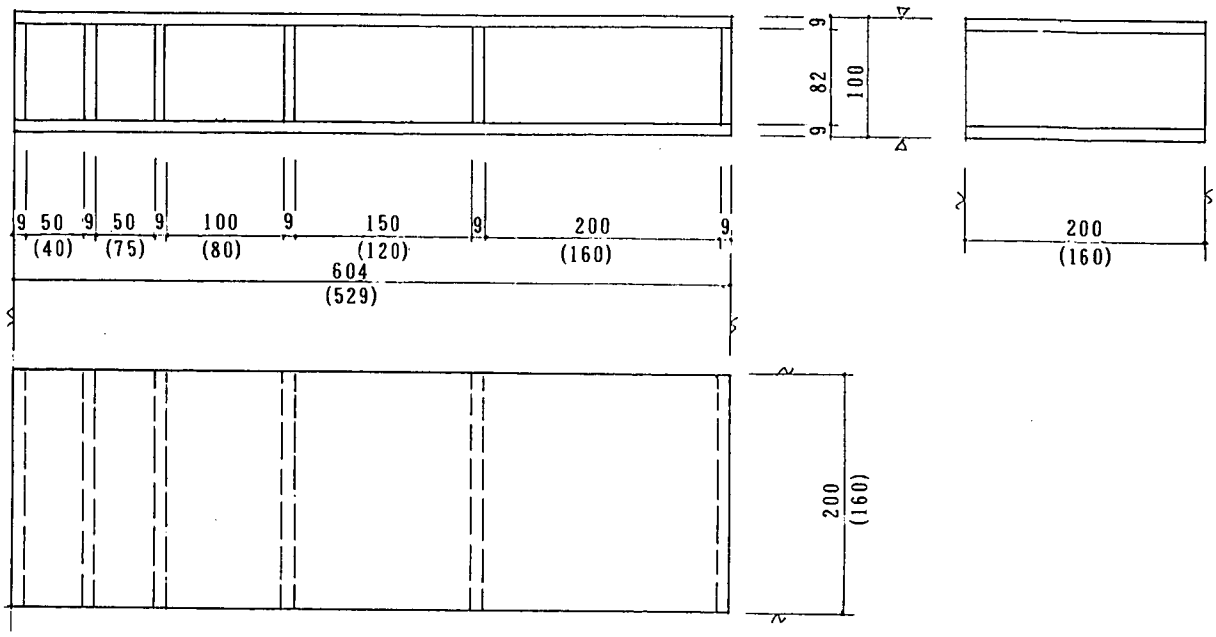


図4.3.6　アクリル製掘割模型



③ 格子モデル 図面通り1台 SI－30G用

③A 格子モデル（ ） 寸法通り1台 s＝1／5

図4.3.7 格子模型

表4.3.5 落下高さと相対密度との関係

落下高さ(cm)	30	40	50
密度 (g/cm³)	1.457	1.491	1.516
相対密度(%)	51	58	65

・密度管理は，投入砂重量と体積とから換算される総体的な単位体積重量で行なった（γ_d＝1.654 g/cm³）。

③ 上部境界に色砂敷き

2）液状化砂層作製方法

以下の手順で作製した。

① 標準砂投入

・口径1 cmのロートを用い，Dr＝60％を目標にまきだした。

・落下高さ ＝40 cm

予備実験で求めた落下高さと相対密度との関係を表4.3.5に示す。

・密度管理は，投入砂重量と体積とから換算される総体的な単位体積重量で行なった（γ_d＝1.497 g/cm³）。

② 地表面に色砂敷き

③ 地表面整形

・半径 R＝2.1 mの円弧状とした。

3）盛土体作製方法

以下の手順で作製した。

① クレイサンド混練り

・カオリン：砂 ＝1：4 の重量比で含水比 15%にて混練りを行なった。

② 材料の重量計測

・盛土体体積 $V=781\ cm^3$，密度＝$1.9\ g/cm^3$，盛土体重量＝1483 gr

③ 整　　形

・法面勾配＝1：1 および底面幅＝20 cm を規定し，②の重量分の材料を盛立て，整形した。

(7) 測定方法

1）測定システム

図 4.3.8 に測定システムの概要図を示す。遠心力載荷実験における各変換器の電気信号は，スリップリングを介して計測室に導かれ，オン・ラインで A—D 変換されてメモリーに一時記憶される。

振動実験終了後，制御パソコンにより，GPIB インターフェースを使用してメモリー中のデータを呼出し，データ保管用フロッピー上に記憶した。データ保管用フロッピー上に記憶したデータは，大型計算機により処理し，レーザープロッターで波形を出力した。また MT を使用して波形ファイルを作成した。

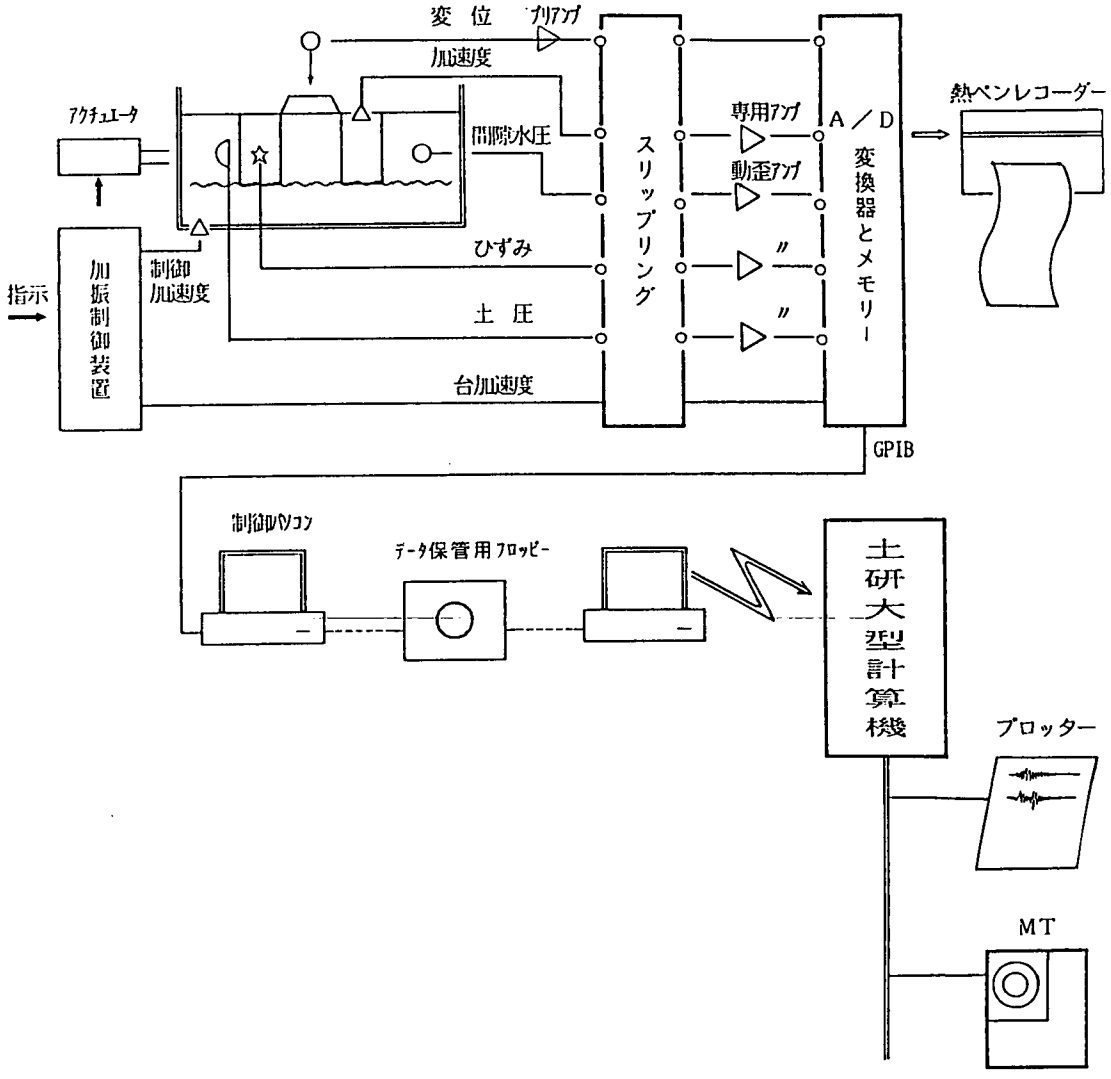


図4.3.8　計測システム概要図

2）実施モデルおよび計測項目

実施モデルを表 4.3.6 に計測項目を表 4.3.7 に示す。

3）変換器配置

図 4.3.10～12 に変換器配置を示す。固定上の都合から，加速度計はプラスチック板にのせ設置した。また，間隙水圧計は容器にあらかじめ施された変換器取付け用穴を介して設置した。土圧計は接着剤を使って改良体の所定の位置にはり付け，非接触型の変位計は，本体を土槽に取り付け，ターゲット板にプラスチック製のゲタをはかせて設置した。

4）画像計測システム

加振前後の模型の状態は，回転と同期したカメラ・ストロボにより写真撮影を行なった。そのシステム図を図 4.3.9 に示す。

(8) 遠心力載荷方法と加振方法

1）遠心力載荷方法

遠心加速度は下記の 2 ケースに設定した。

表4.3.6 実施モデル

構造物モデル	改良体		備　　考
	あり	なし	
地盤のみ	○	○	格子型改良体使用
掘　　割	○		アクリル製模型使用
盛　　土	○	○	盛土体＝クレイサンド使用

▲ 実験名称　(例)　M － 30G － (名称)

M　：盛土のみ
MI：盛土＋改良体
HI：掘割＋改良体
S　：地盤のみ
SI：格子型改良

遠心加速度
[G単位]
・30G
・10G

表4.3.7 計測項目

位置	計　測　項　目	検　討　項　目
容器	加速度	容器の挙動及び入力加速度をチェック
地盤	加速度，間隙水圧	地盤の深さ方向の加速度分布，間隙水圧分布
盛土	加速度，鉛直変位	盛土沈下量 地震時の盛土挙動
改良体	加速度，土圧，内部ひずみ，水平変位	改良体内外の土圧挙動

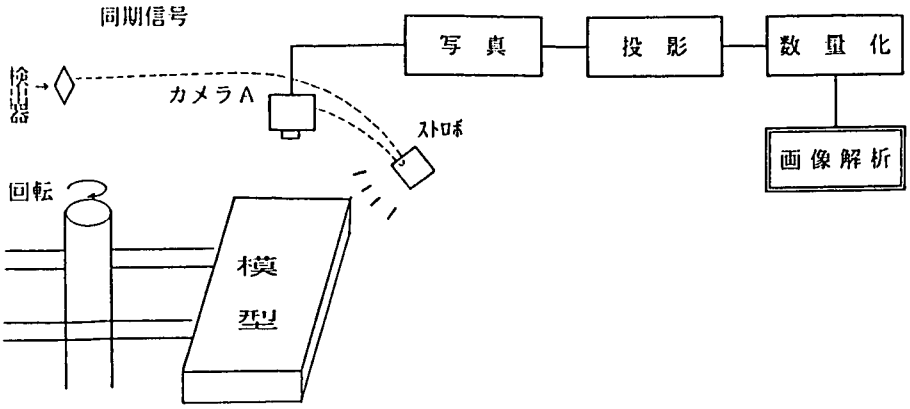
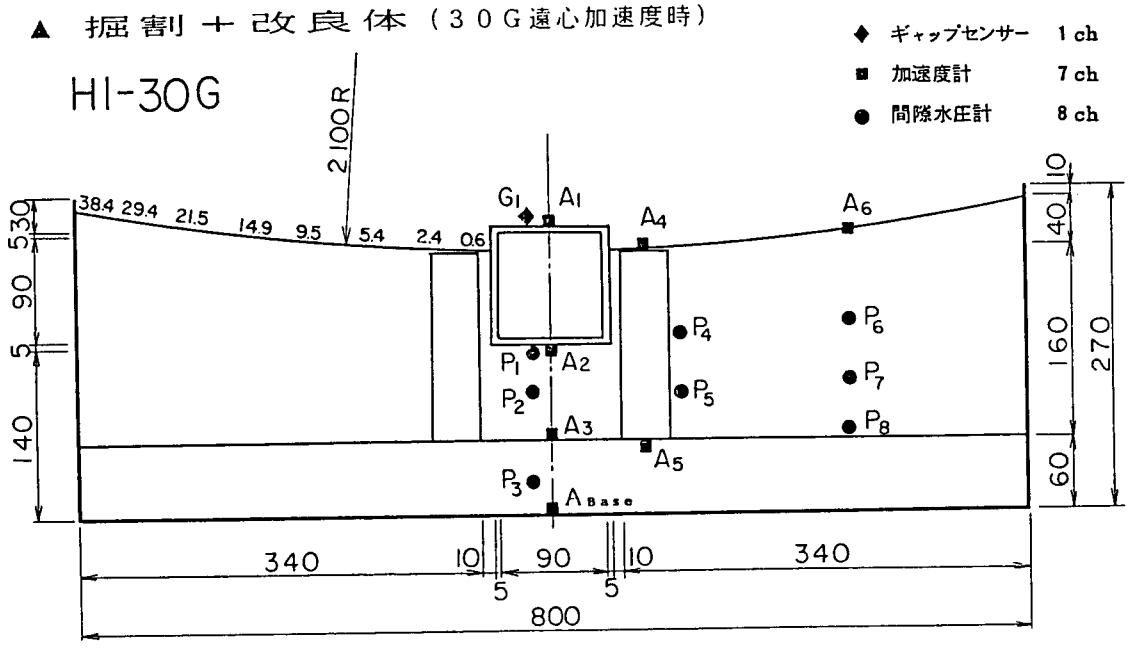


図4.3.9　画像計測システム



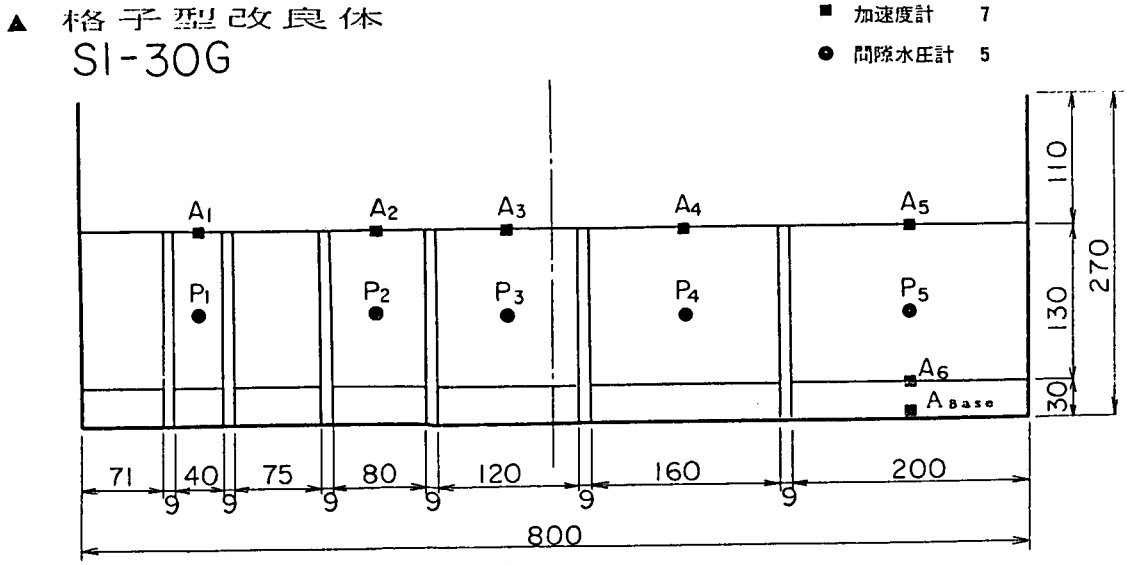
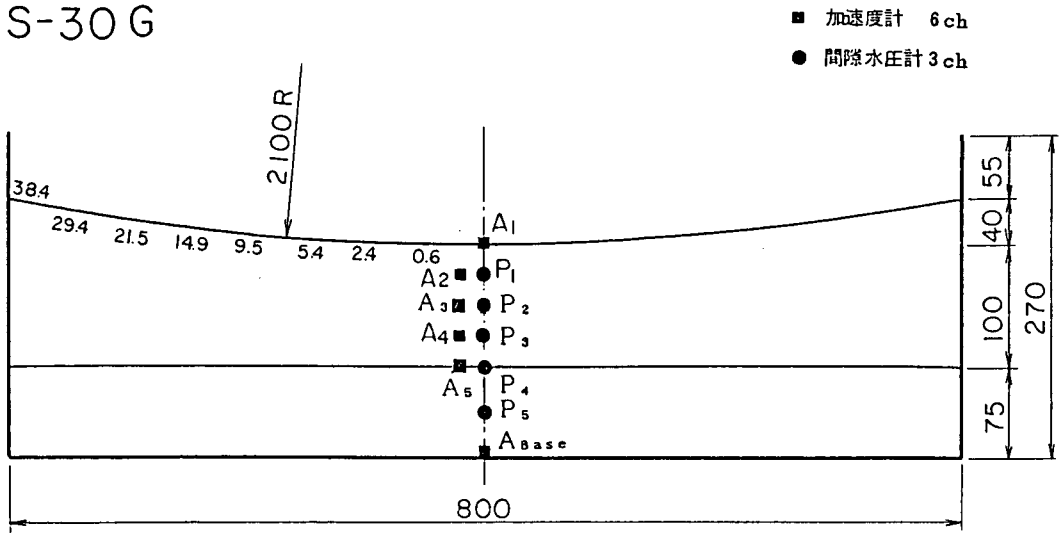


図4.3.10　変換器配置図

▲ 地盤のみ

S-30G



▲ 盤土体＋改良体（10G遠心加速度時）

MI-10G

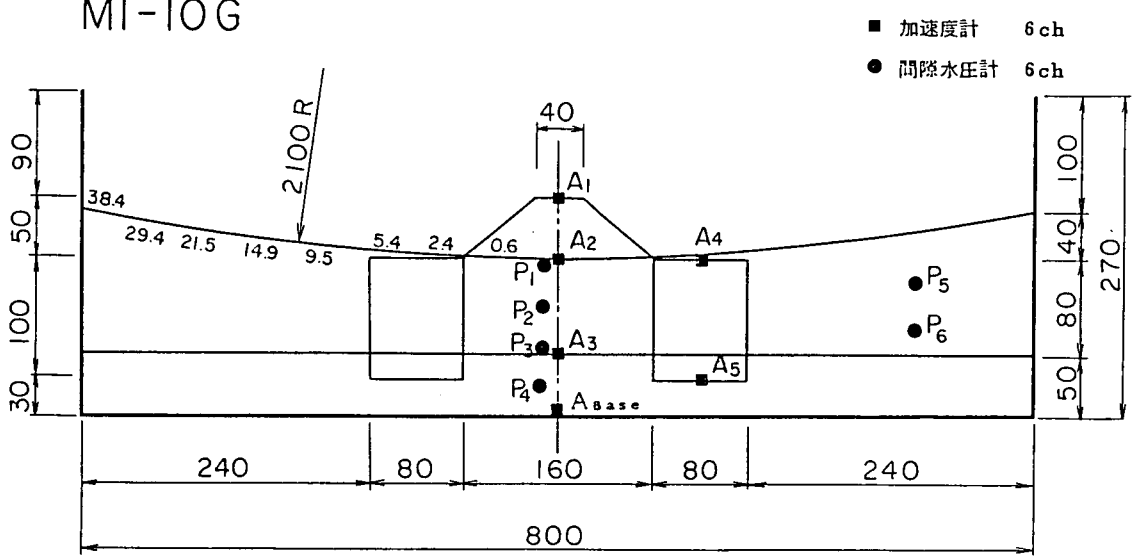


図4.3.11　変換器配置図

遠心加速度 …… 10G（大型模型振動実験との比較を目的として）

遠心加速度 …… 30G（本加振用として行なった）

2）加振方法

入力波形 …… 正弦波

入力波数 …… 20波

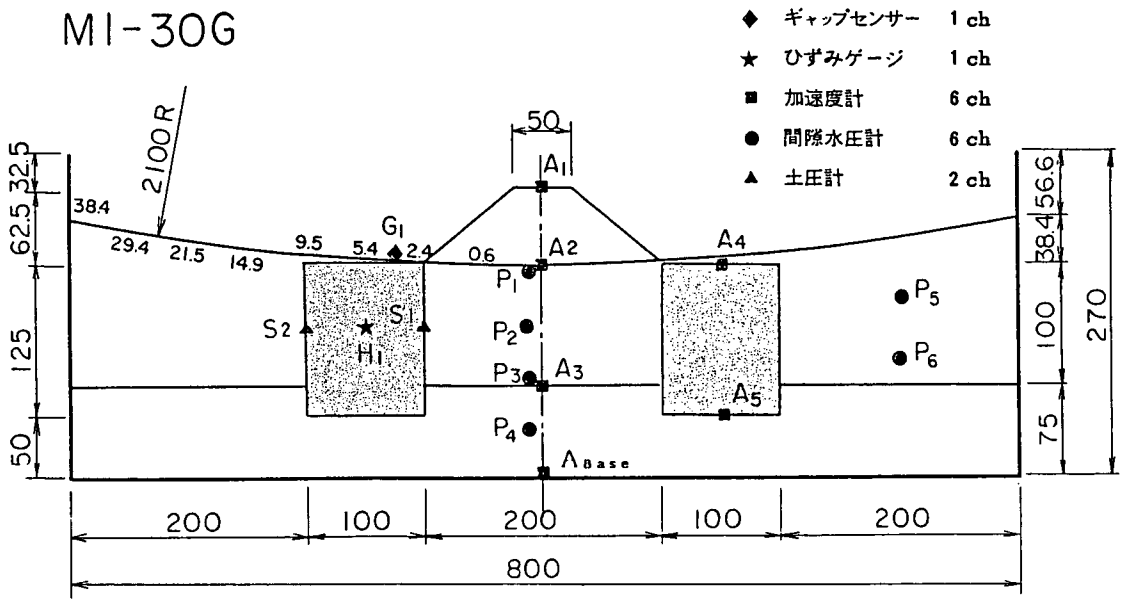
加振周波数 …… 60 Hz

入力加速度振幅 …… 5G（目標値）：30G場

入力加速度振幅 …… 1.67G（目標値）：10G場

目標とする入力加速度振幅は(6)で述べた液状化砂層が液状化し，支持層が液状化しない範囲に設定するこ

▲ 盛土体＋改良体（３０G遠心加速度時）



▲ 盛土体（３０G遠心加速度時）

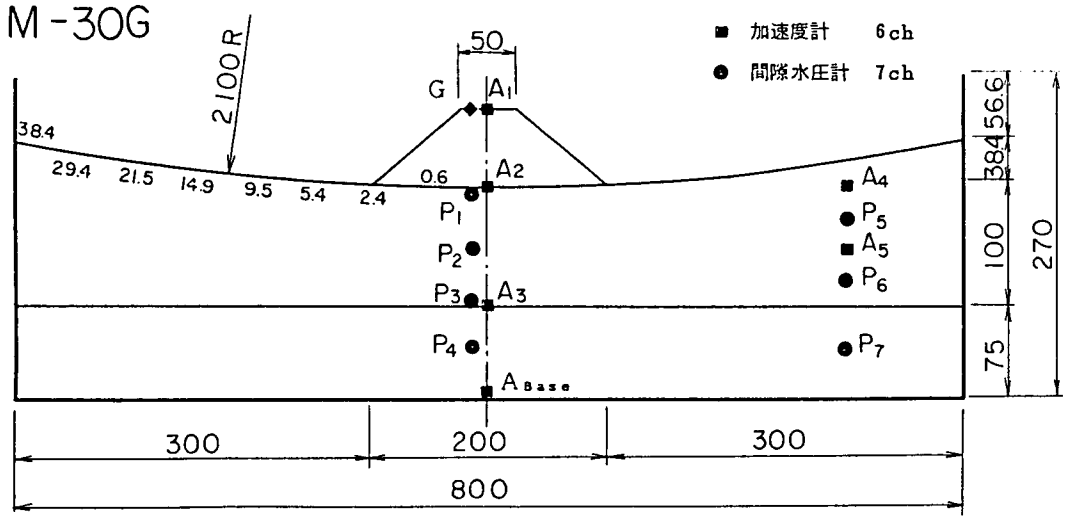


図4.3.12　変換器配置図

表4.3.8　加振条件

項目 重力場	加振周波数 (60Hz)	動的載荷 所定入力	動的載荷 9.5Gのとき	加振時間
１０G	6Hz	160gal	930gal	3sec
３０G	2Hz	160gal	310gal	9sec

：基本的な実施ケースの場合の対応

ととし，地盤のみの加振実験を行って決定した。

各重力場における加振条件を遠心力実験での相似則から実地盤レベルに当てはめると表4.3.8のようになる。

4.3.3 実験結果

(1) 波形と最大値の読み取り方法

加速度応答波形に関しては，加振中（経過時間 0.5 sec まで）の記録を図 4.3.19～4.3.30に示した。過剰間隙水圧比，土圧，変位に関しては，加振中（経過時間 1 sec まで）を図 4.3.19～4.3.20 に示し，加振終了後（経過時間 10 sec まで）の経時変化を図 4.3.31～4.3.42 に示した。改良体内のひずみに関しては，加振中（経過時間 1 sec）の経過変化を図 4.3.23～4.3.25 に示した（盛土側にひずんだ場合がプラス）。以下に各測定値の最大値の読み取り方法と図中の略号の説明を示す。

1）加速度応答波形

応答現象全体に与える影響が小さいことを考慮して，スパイク（高い振動数のヒゲ）は切って読み取った。最大値は絶対値で示した（図 4.3.13)。

2）過剰間隙水圧比経時変化

2.1) 動的振幅の範囲に最大値がある場合

動的振幅の平均値に線を引き，その最大値を読み取った。図に示した最大値は，変換器位置の有効上載圧で除した過剰間隙水圧比の最大値である（図 4.3.14)。

2.2) 負圧が発生している波形

負圧が発生している波形については，負圧は無視した（図 4.3.15)。

3）土圧経時変化

負圧分は無視した（図 4.3.16)。

4）ひずみ経時変化

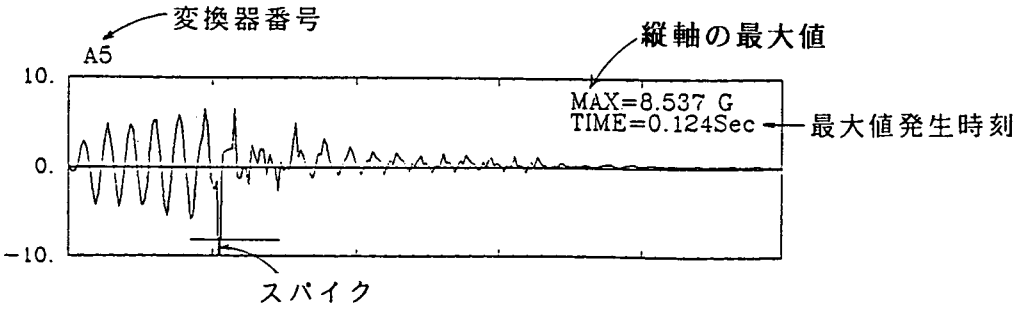


図4.3.13 加速度応答波形

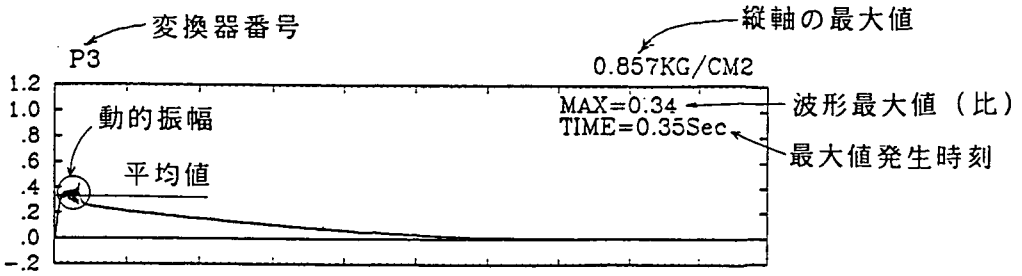


図4.3.14 過剰間隙水圧比経時変化

改良体内に取り付けたひずみゲージの値。改良体が盛土方向にせん断力を受けた場合がプラスである（図4.3.17)。

5）変位経時変化

波形に見られるスパイクは無視した（図4.3.18)。

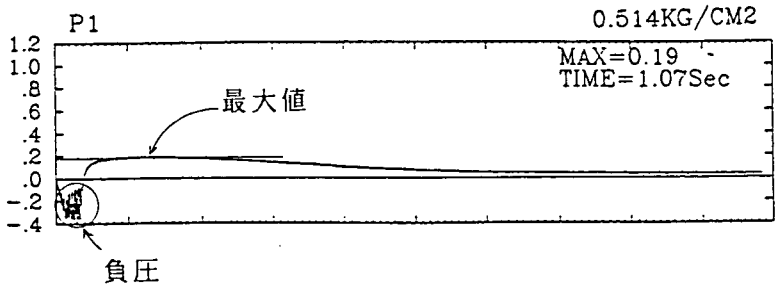


図4.3.15　過剰間隙水圧比経時変化

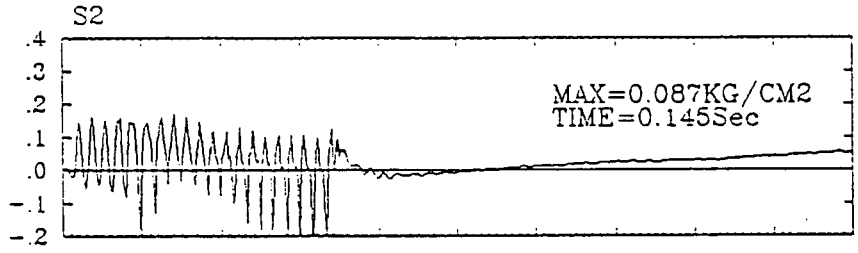


図4.3.16　土圧経時変化

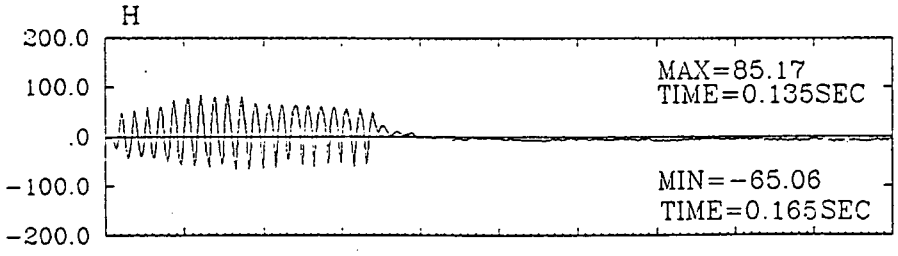


図4.3.17　ひずみ経時変化

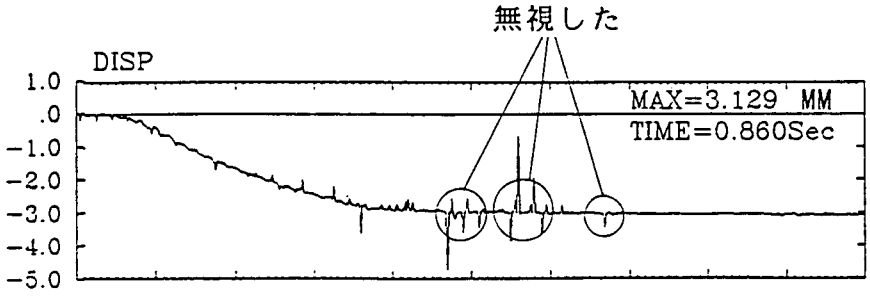
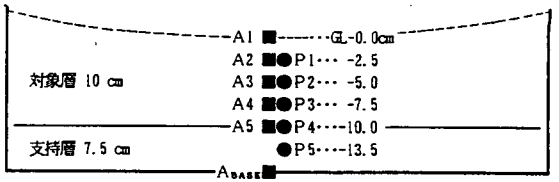


図4.3.18　変位経時変化

実験ケース:① S－３０G（水平地盤）
（加振加速度：6.617G）

■：加速度計　6
●：間隙水圧計　5



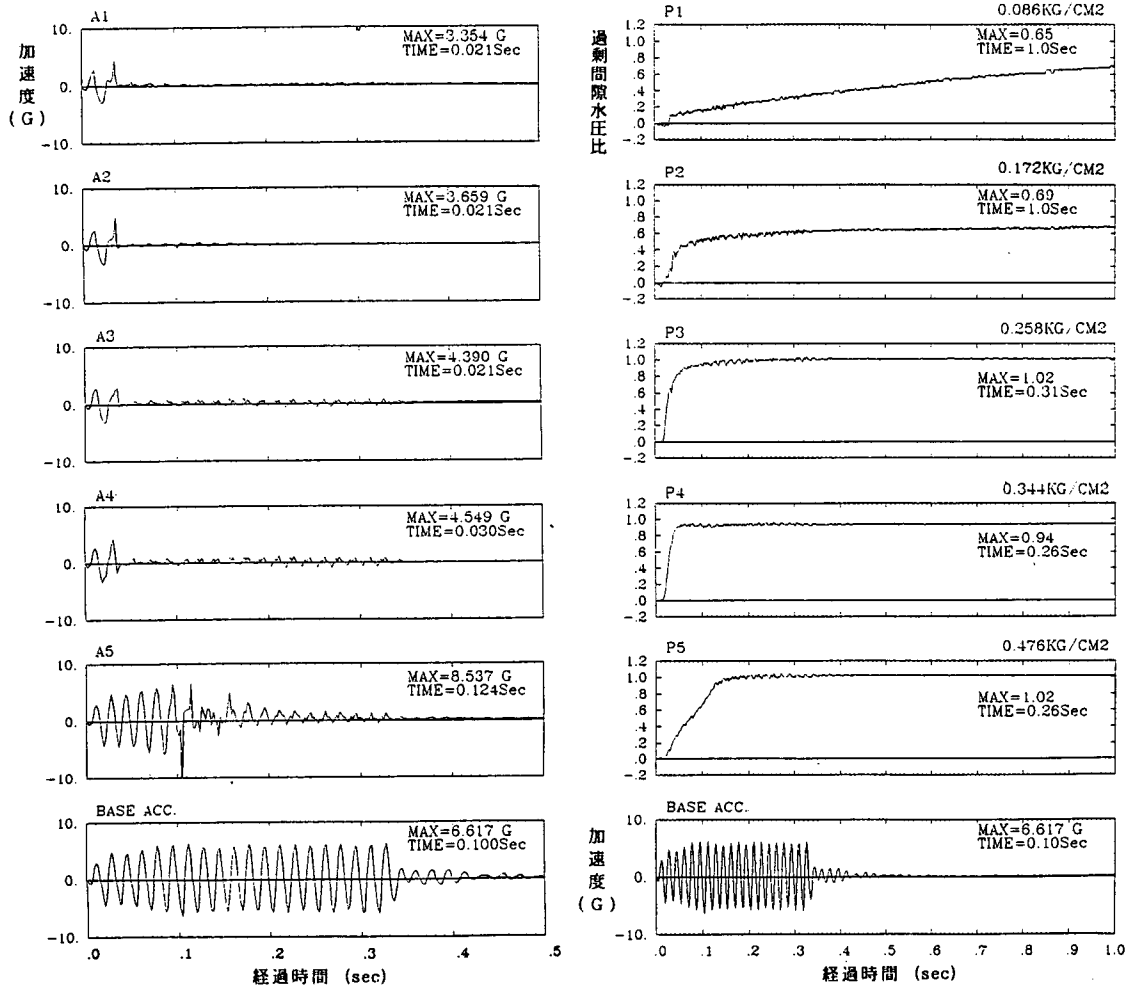
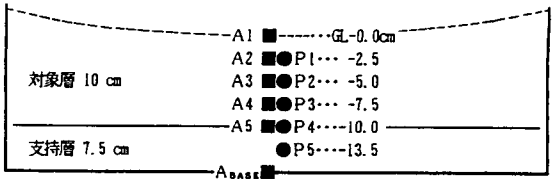


図4.3.19　応答波形と経時変化

実験ケース:② S－30G（水平地盤）
〈加振加速度：5.299G〉

■：加速度計　6
●：間隙水圧計　5



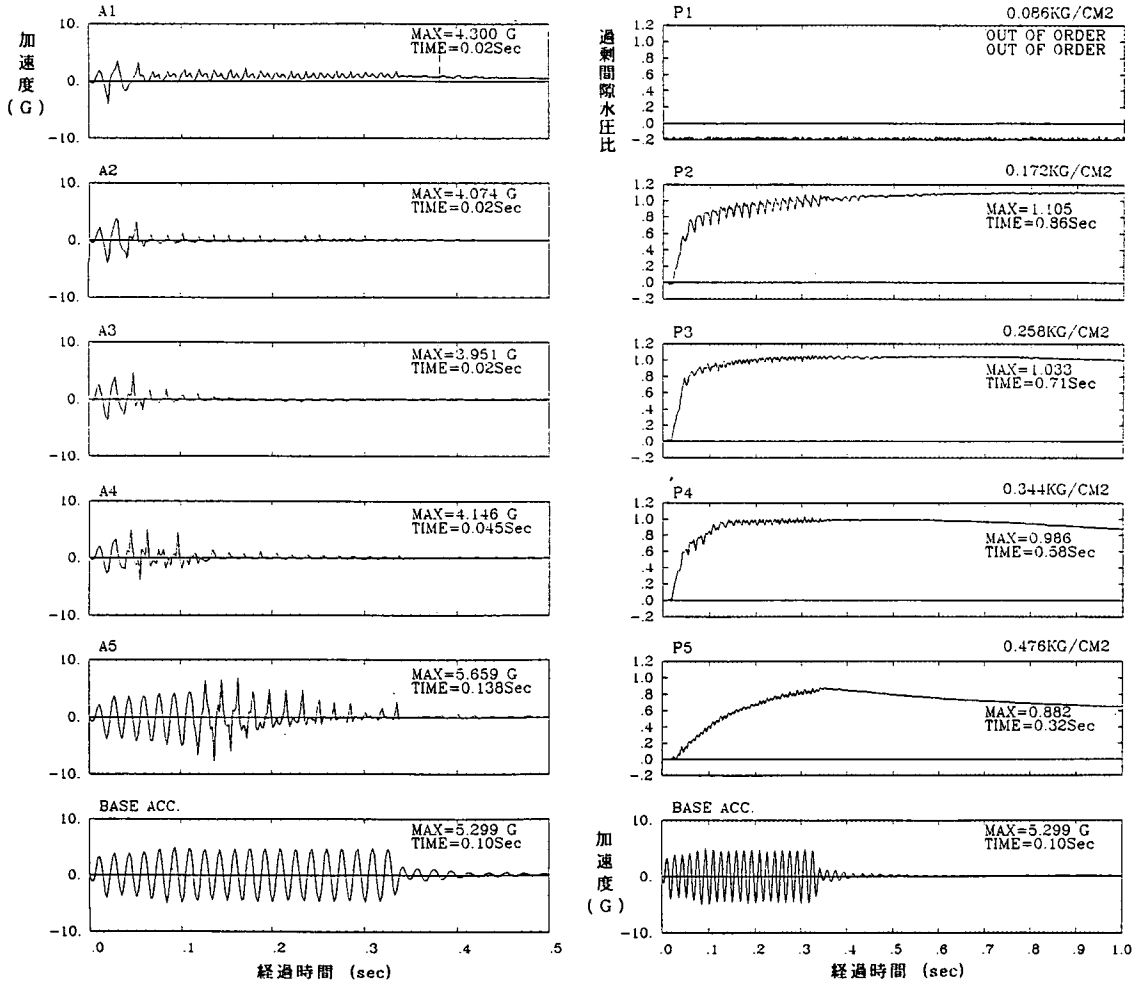


図4.3.20　応答波形と経時変化

実験ケース:③ M－３０G（盛土地盤）
〈加振加速度：5.297G〉

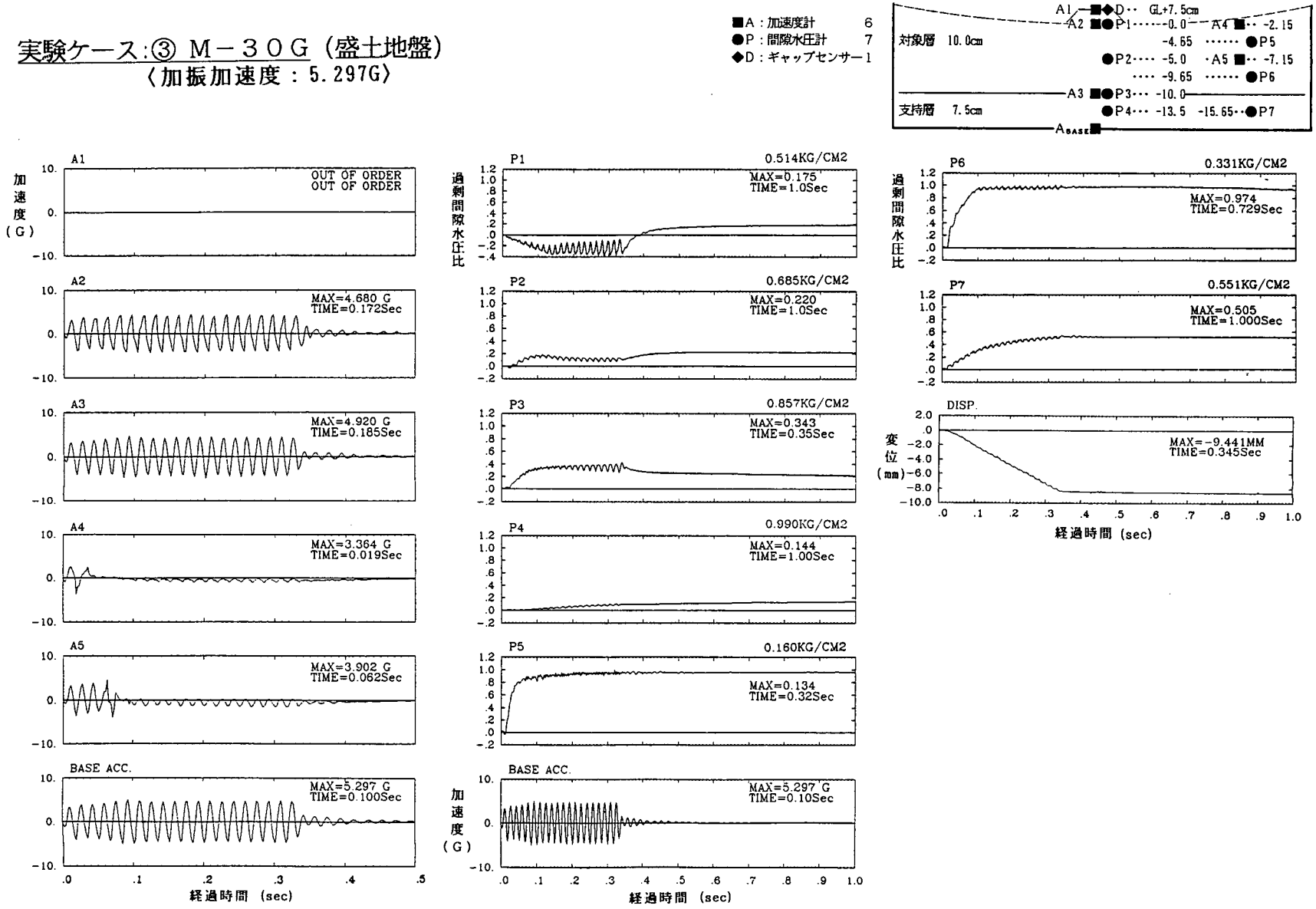


図4.3.21 応答波形と経時変化

実験ケース:④ M－３０G（盛土地盤）
〈加振加速度：5.706G〉

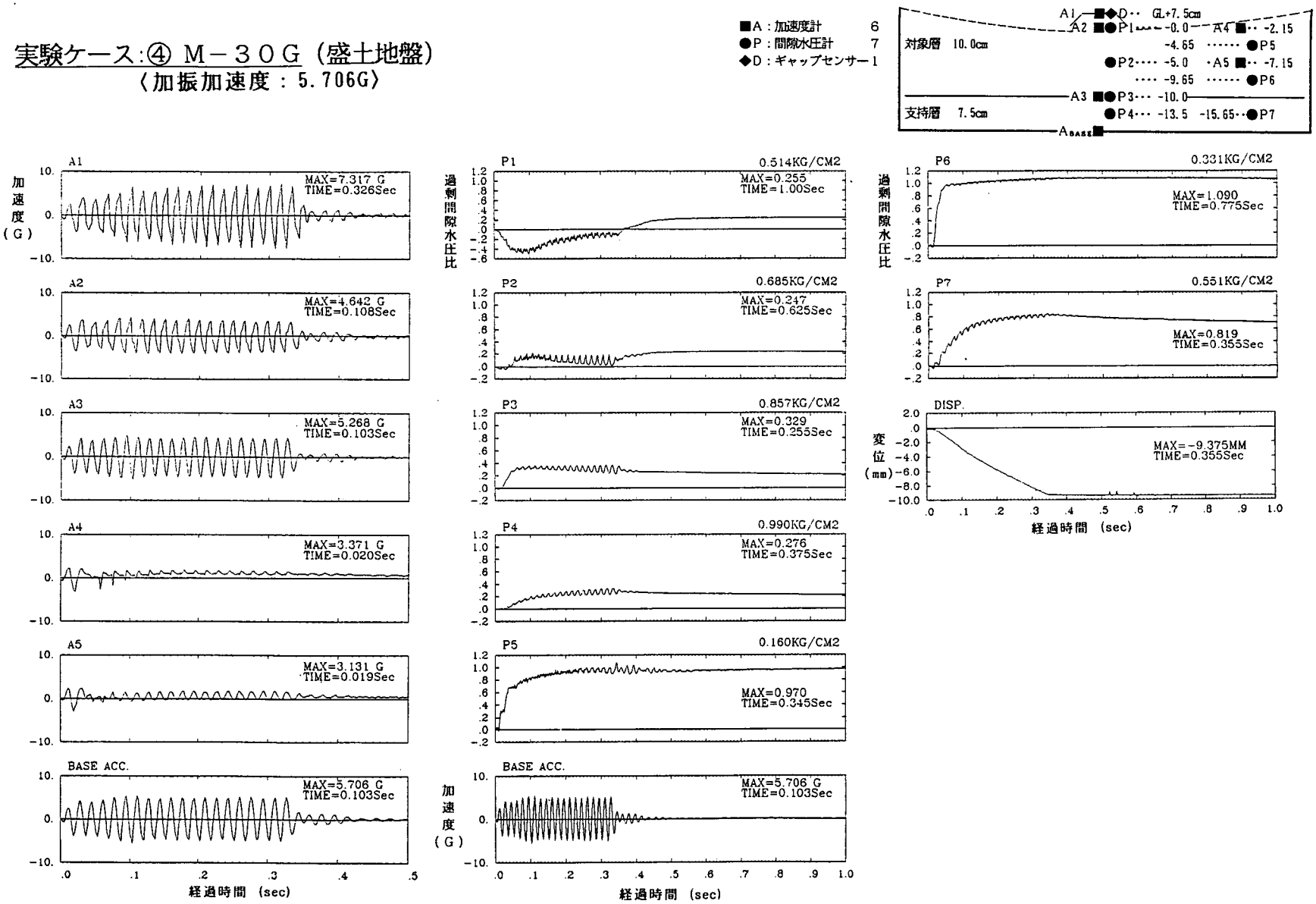
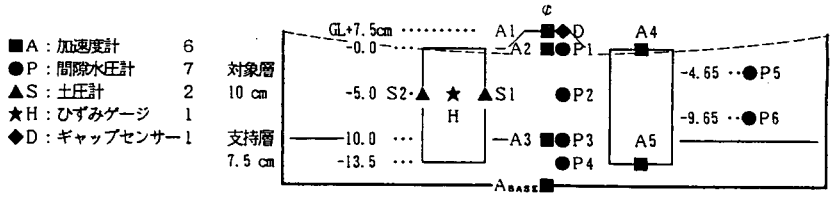


図4.3.22 応答波形と経時変化

実験ケース:⑤ ＭＩ－３０Ｇ（盛土地盤＋改良体）
〈加振加速度：5.797G〉



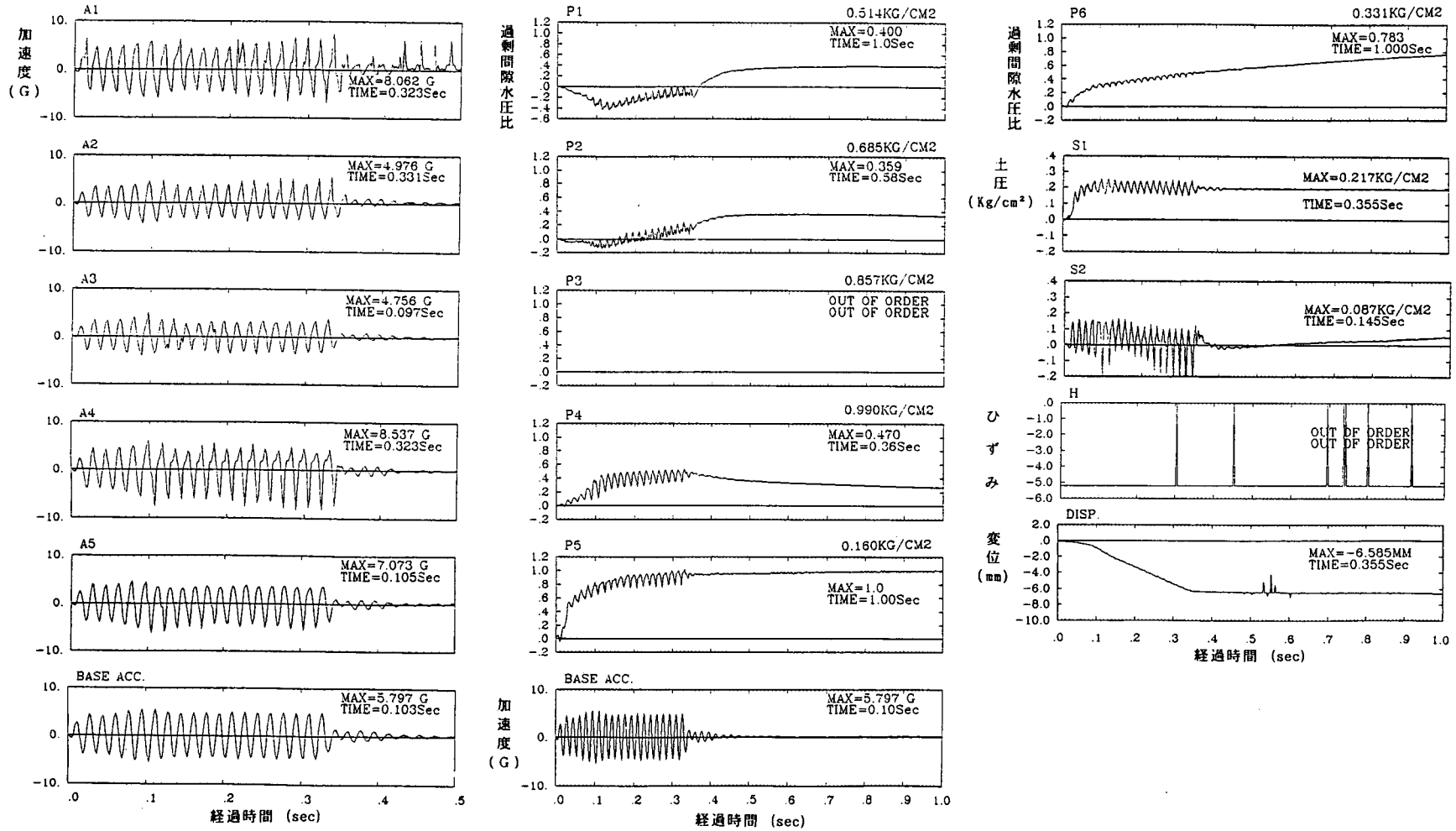


図4.3.23　応答波形と経時変化

実験ケース:⑥ ＭＩ－３０Ｇ（盛土地盤＋改良体）

〈加振加速度：5.386G〉

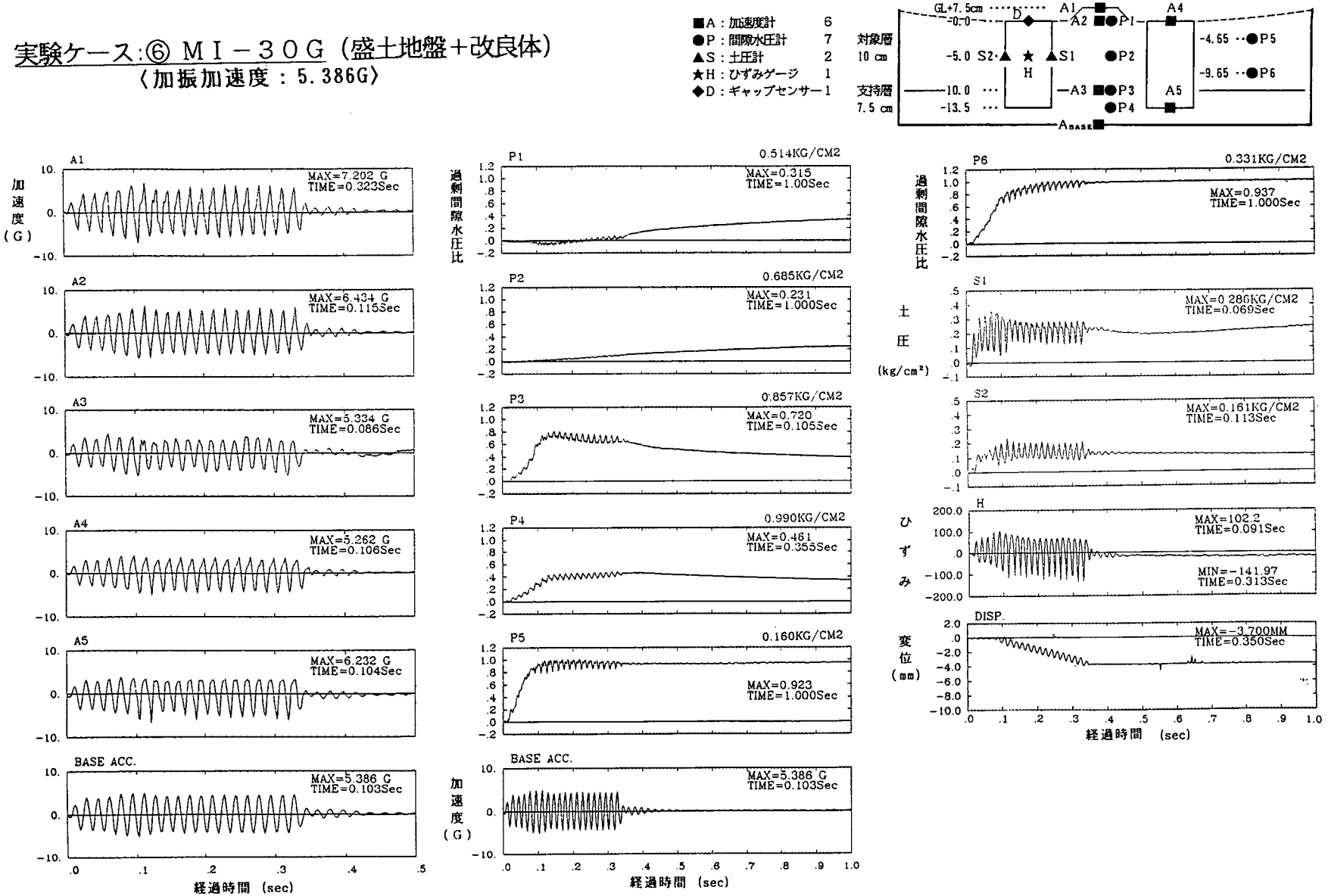


図4.3.24　応答波形と経時変化

実験ケース:⑦ ＭＩ－３０Ｇ（盛土地盤＋改良体）
〈加振加速度：5.250G〉

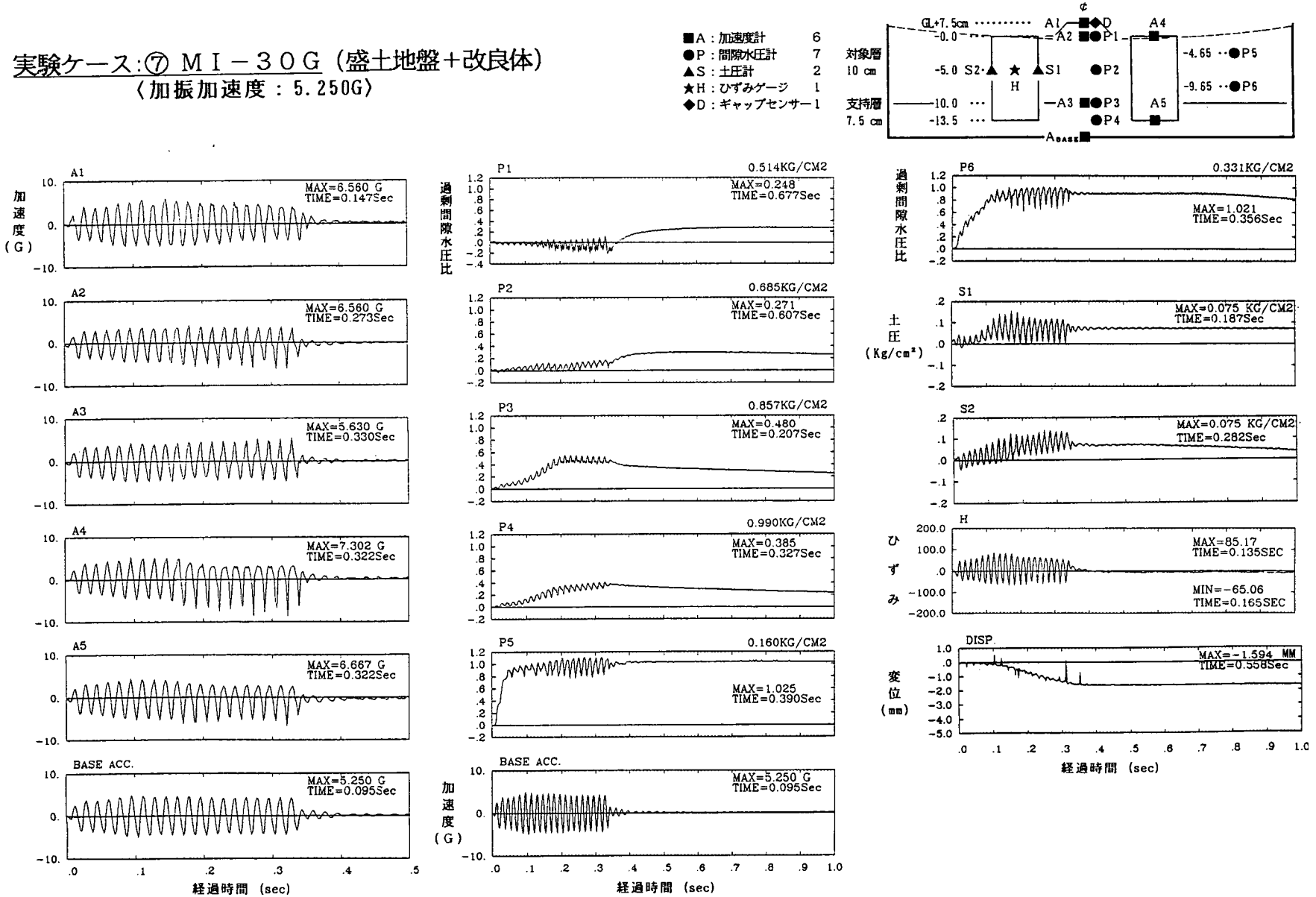


図4.3.25　応答波形と経時変化

実験ケース:⑧ ＨＩ－３０Ｇ（掘割＋改良体）

〈加振加速度：4.878G〉

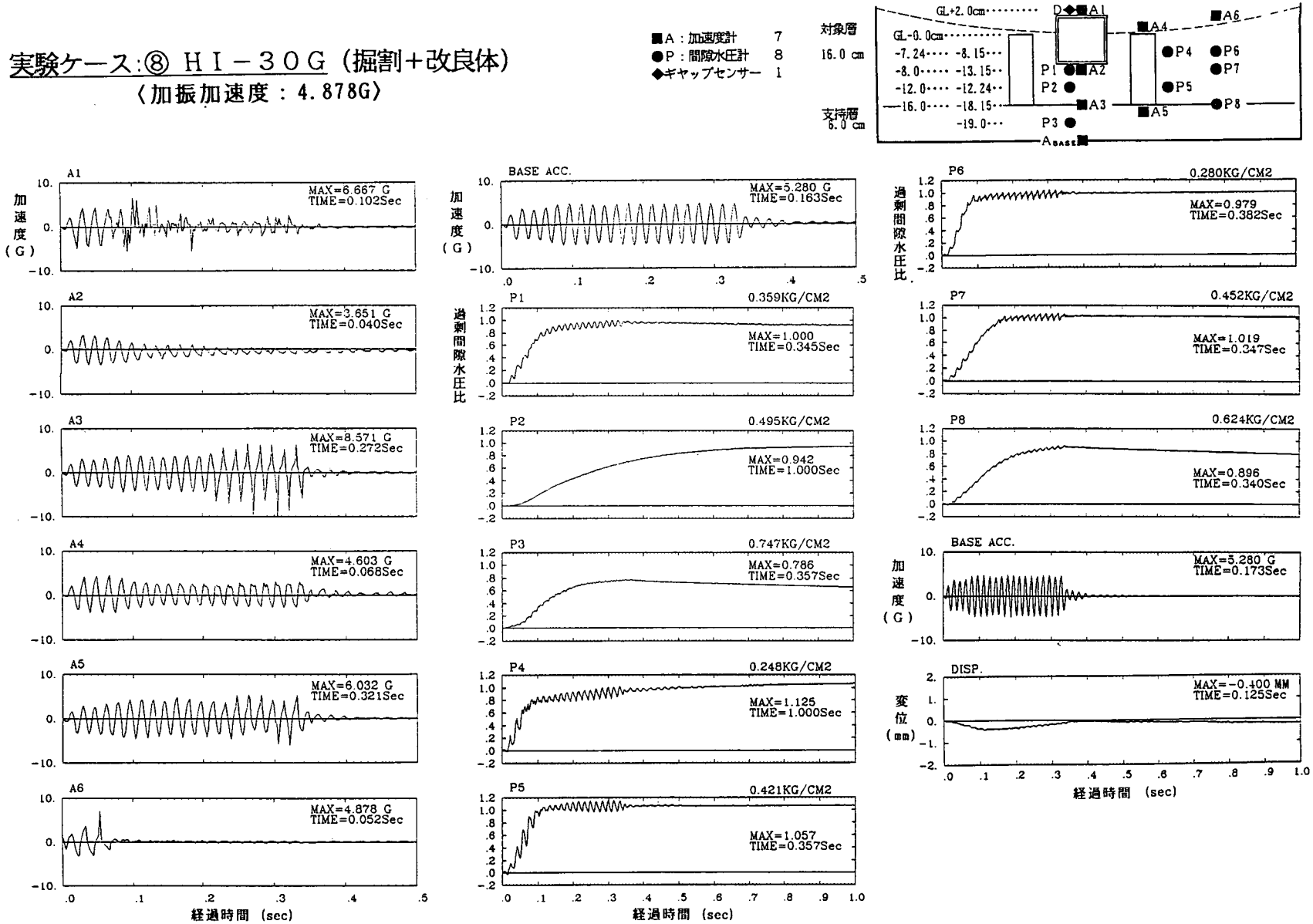


図4.3.26　応答波形と経時変化

実験ケース:⑨ ＨＩ－３０Ｇ（掘割＋改良体）
〈加振加速度：3.412G〉

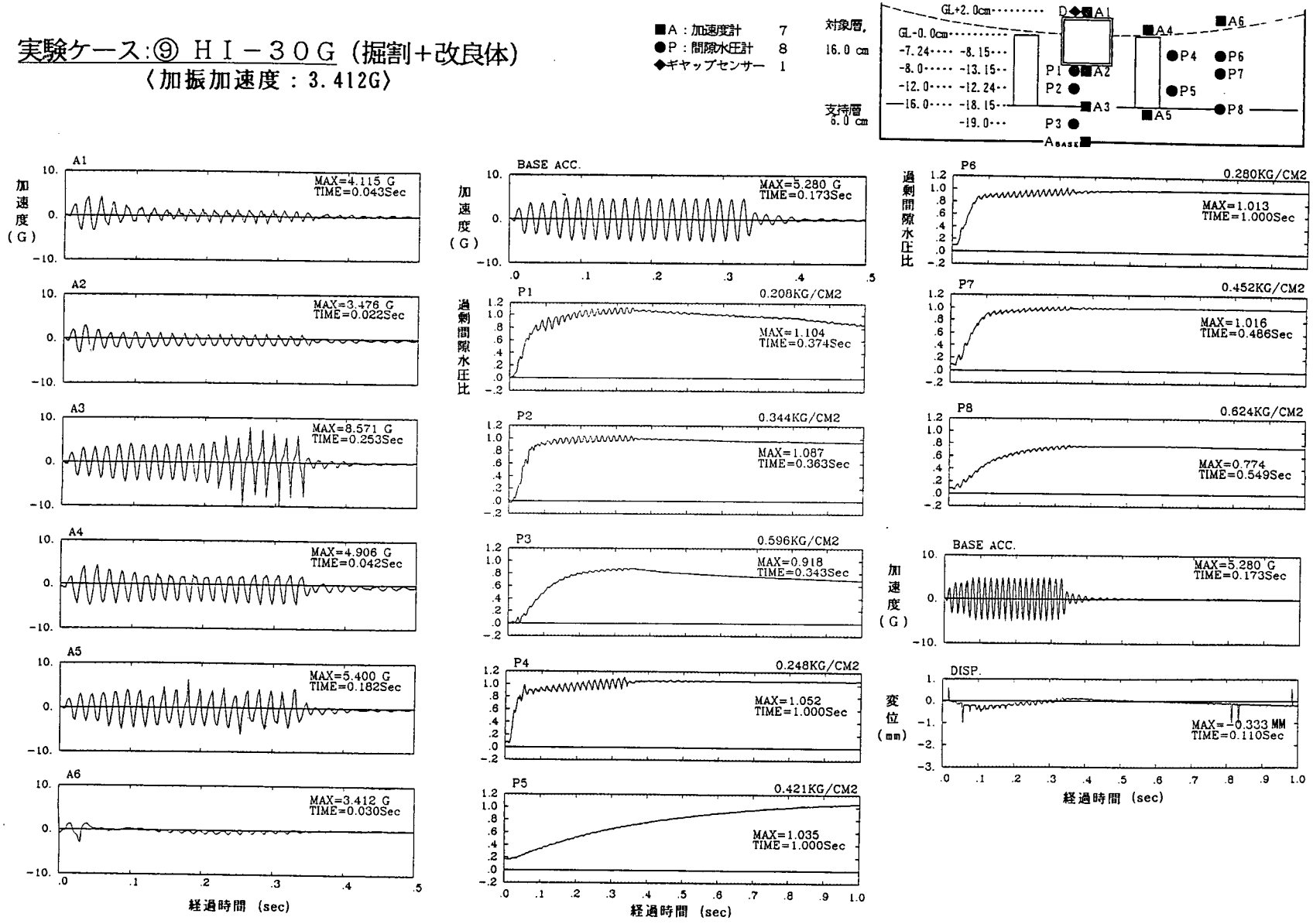
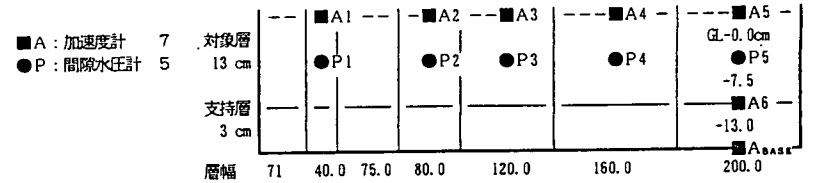


図4.3.27　応答波形と経時変化

実験ケース:⑩ ＳＩ－３０Ｇ（格子模型）
〈加振加速度：5.572G〉



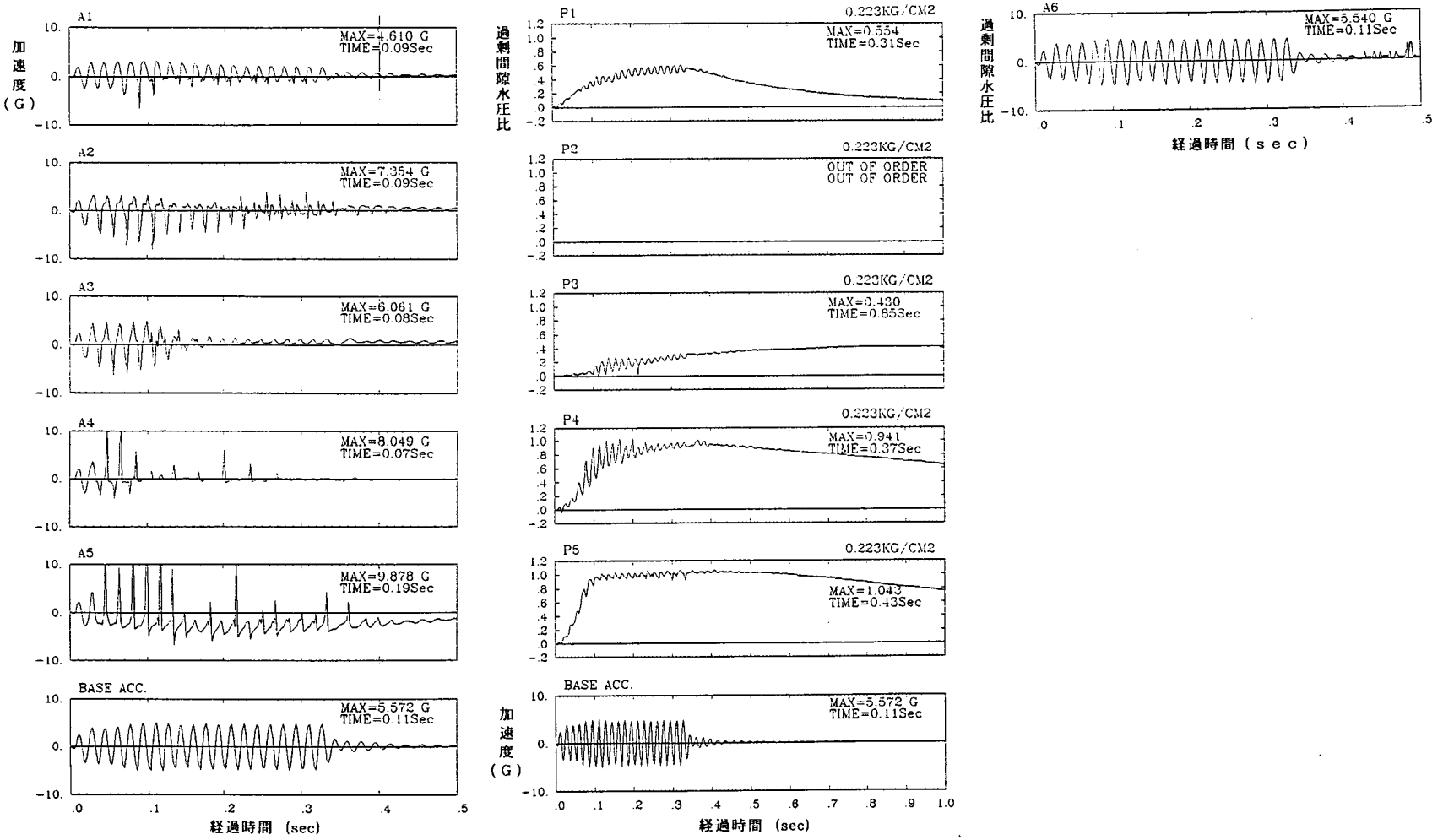


図4.3.28　応答波形と経時変化

実験ケース:⑪ ＭＩ－１０Ｇ（盛土地盤＋改良体）
〈加振加速度：1.410G〉

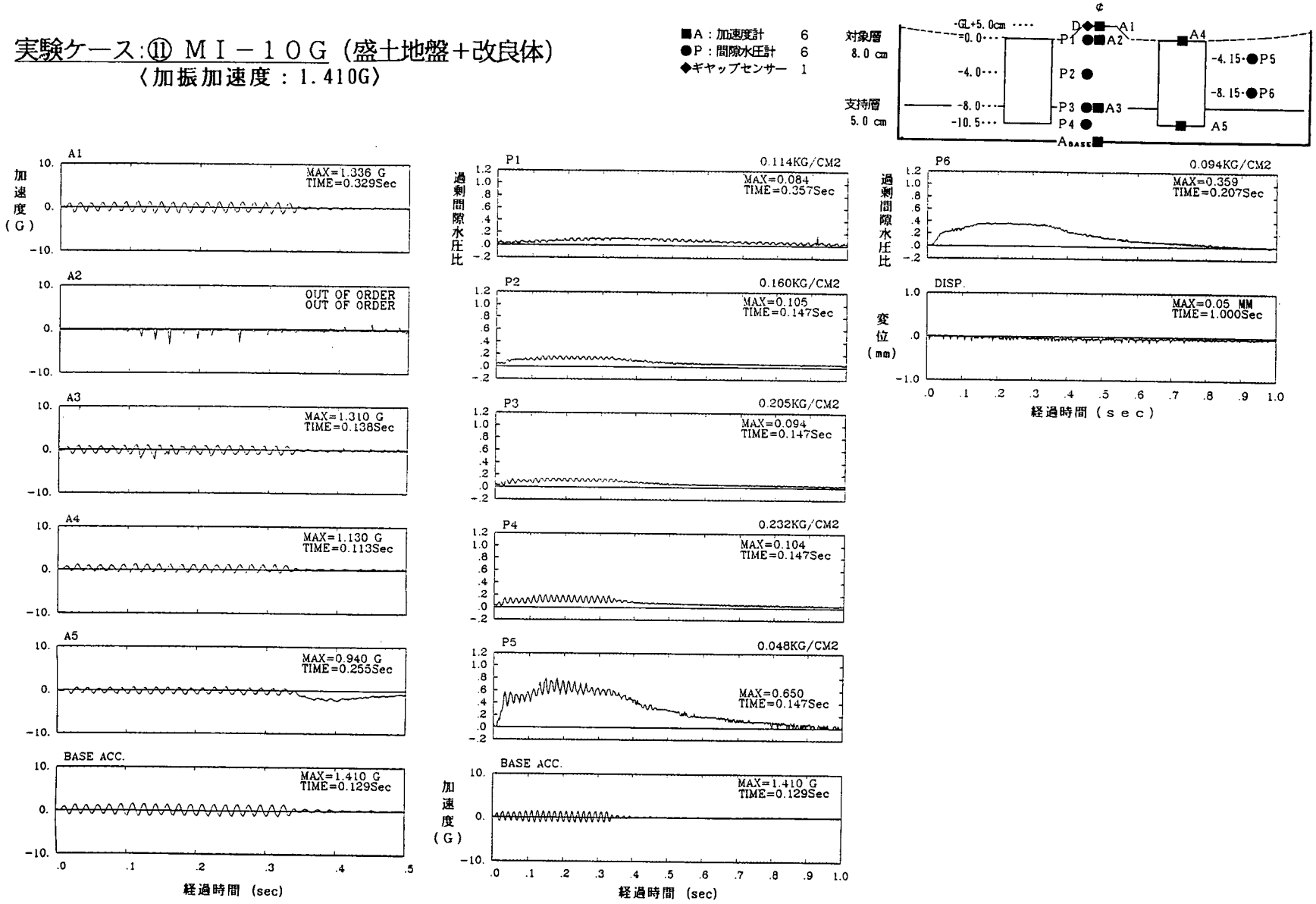
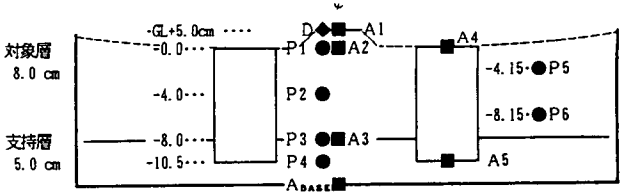


図4.3.29 応答波形と経時変化

実験ケース:⑫ ＭＩ－１０Ｇ（盛土地盤＋改良体）
〈加振加速度：不明〉

■A：加速度計　6
●P：間隙水圧計　6
◆ギャップセンサー　1



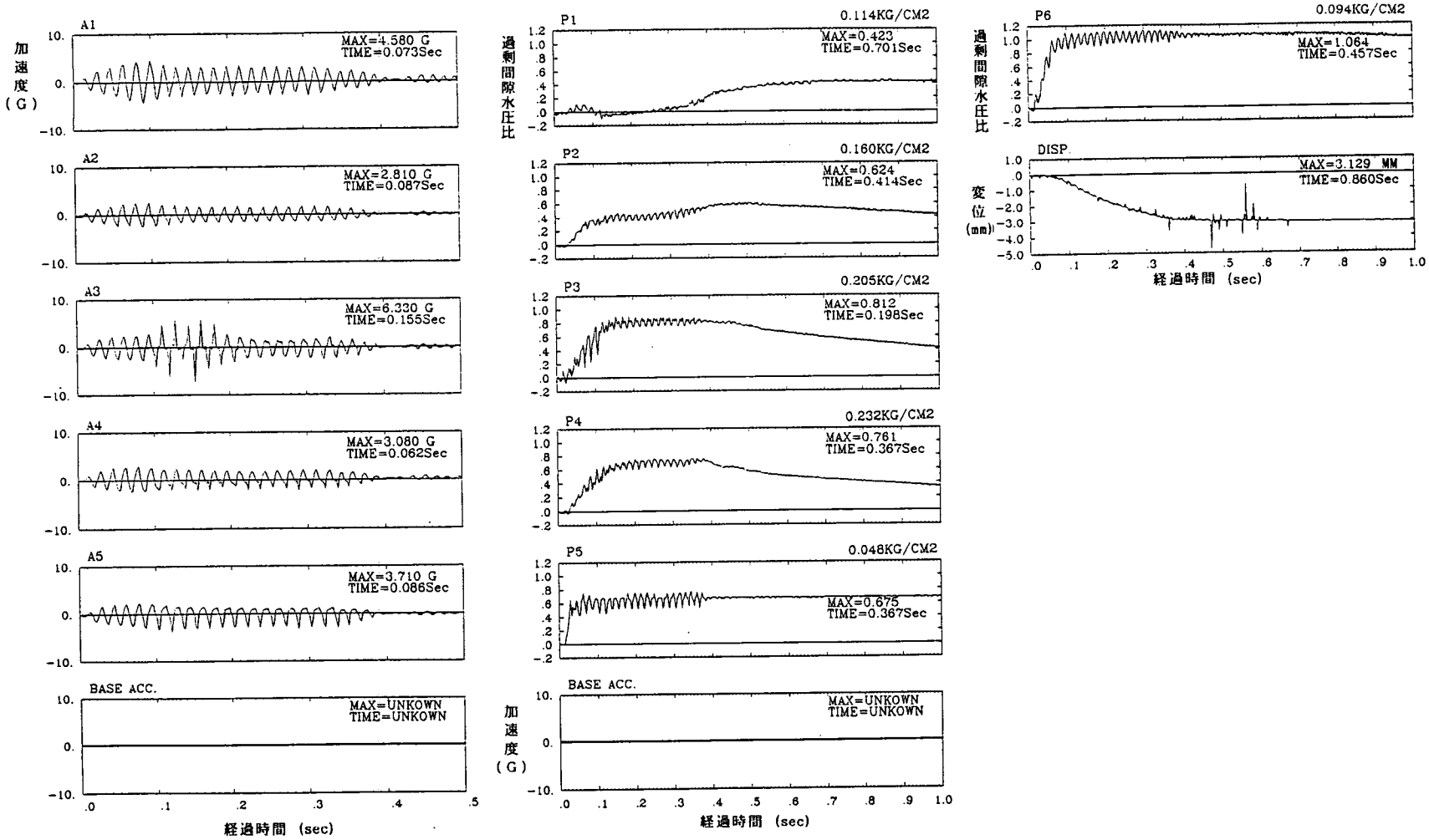


図4.3.30　応答波形と経時変化

実験ケース:① S－30G（水平地盤）
〈加振加速度：6.617G〉



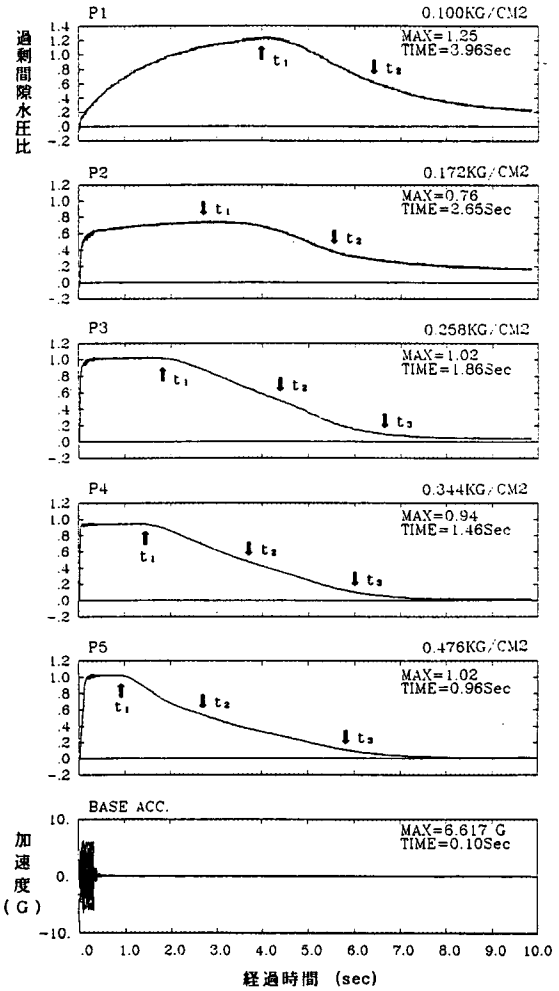


図4.3.31 応答波形と経時変化

実験ケース:② S－３０G（水平地盤）
〈加振加速度：5.299G〉



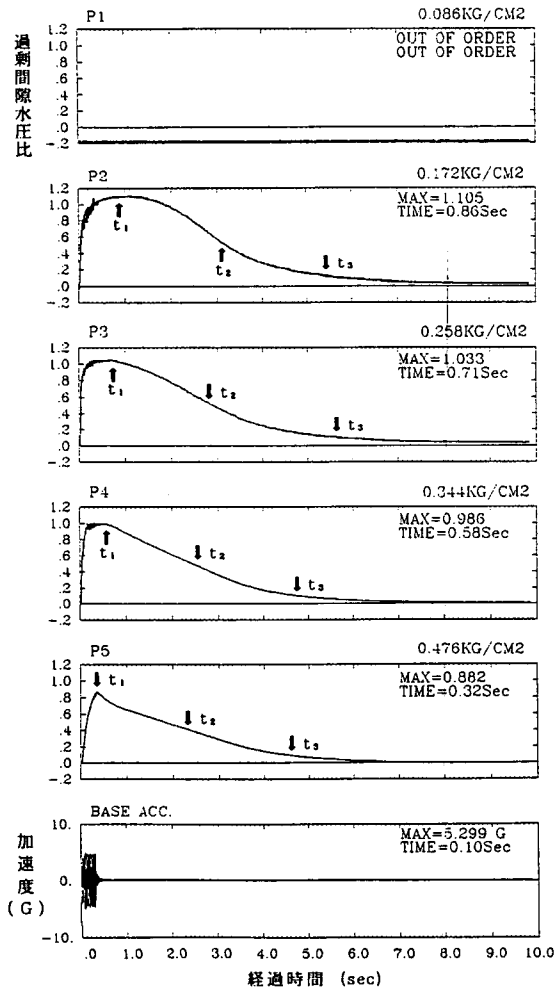


図4.3.32 応答波形と経時変化

実験ケース:③ M－３０G（盛土地盤）
〈加振加速度：5.297G〉

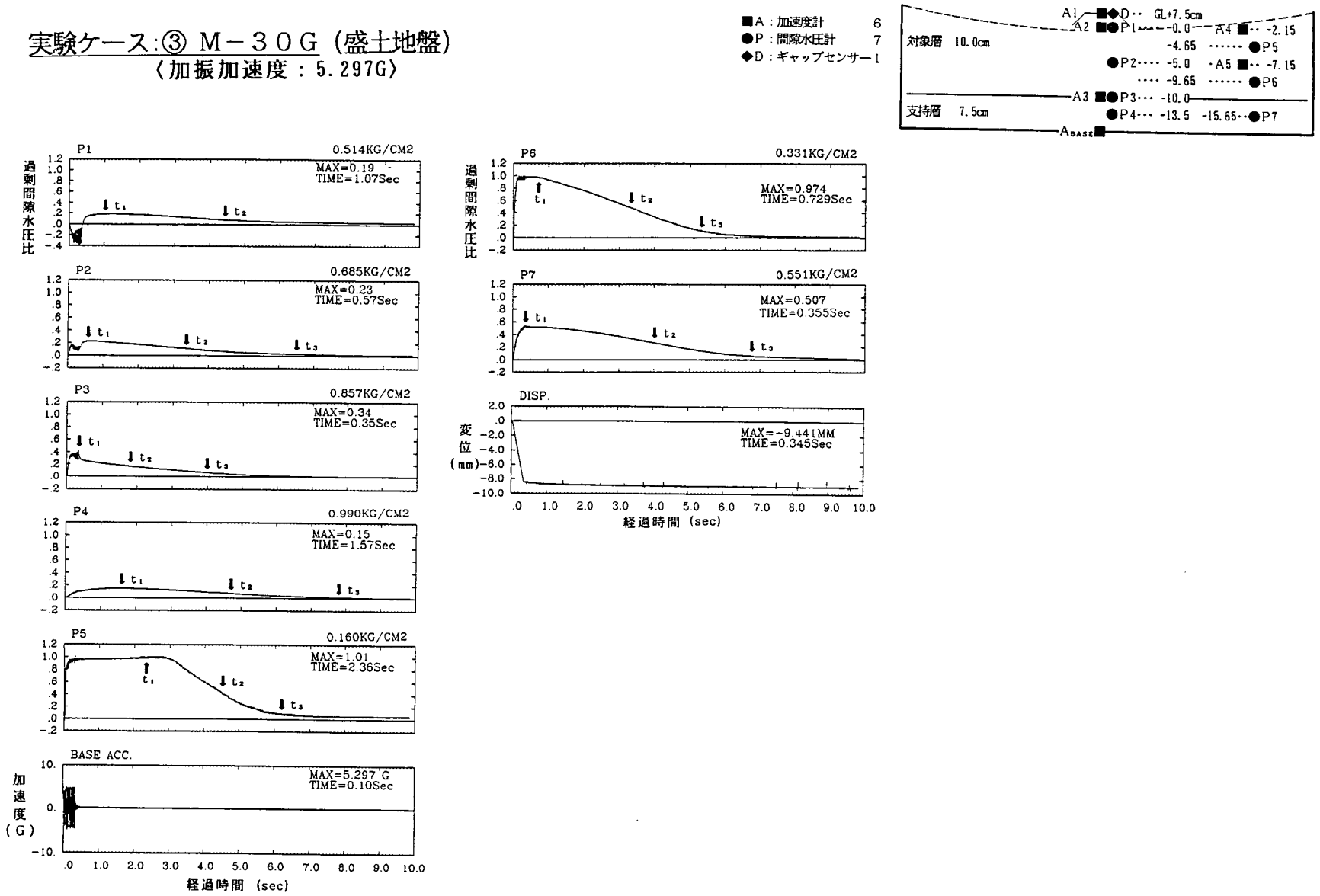
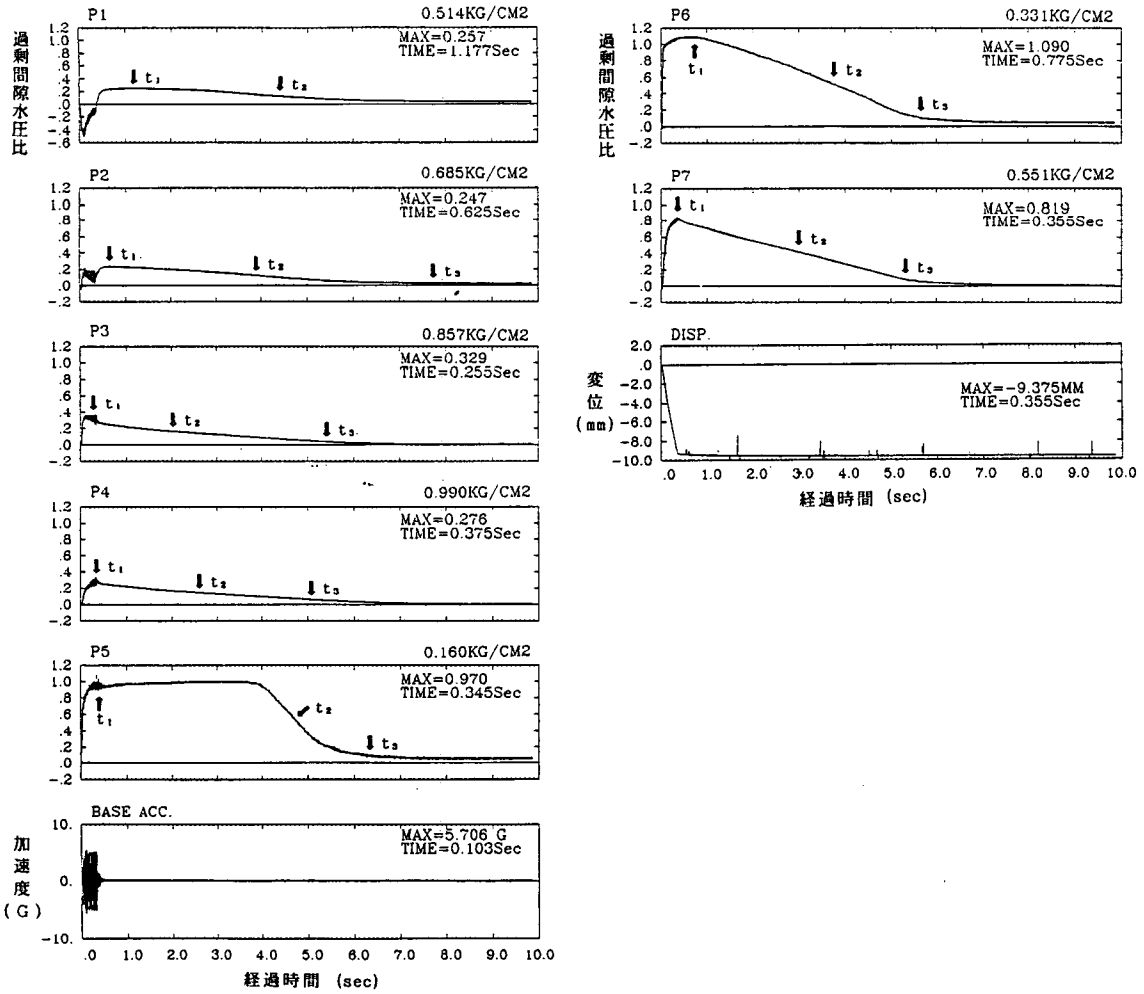


図4.3.33 応答波形と経時変化

実験ケース:④ M－３０G（盛土地盤）
〈加振加速度：5.706G〉



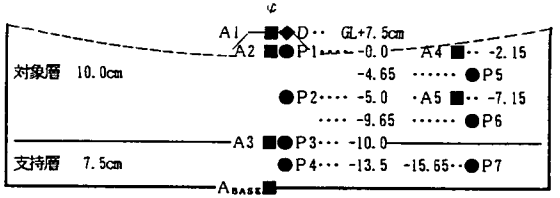
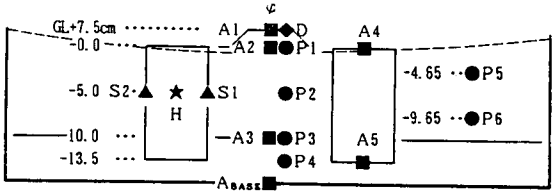


図4.3.34　応答波形と経時変化

実験ケース:⑤ ＭＩ－３０Ｇ（盛土地盤＋改良体）
〈加振加速度：5.797G〉

■A：加速度計 6
●P：間隙水圧計 7
▲S：土圧計 2
★H：ひずみゲージ 1
◆D：ギャップセンサー 1



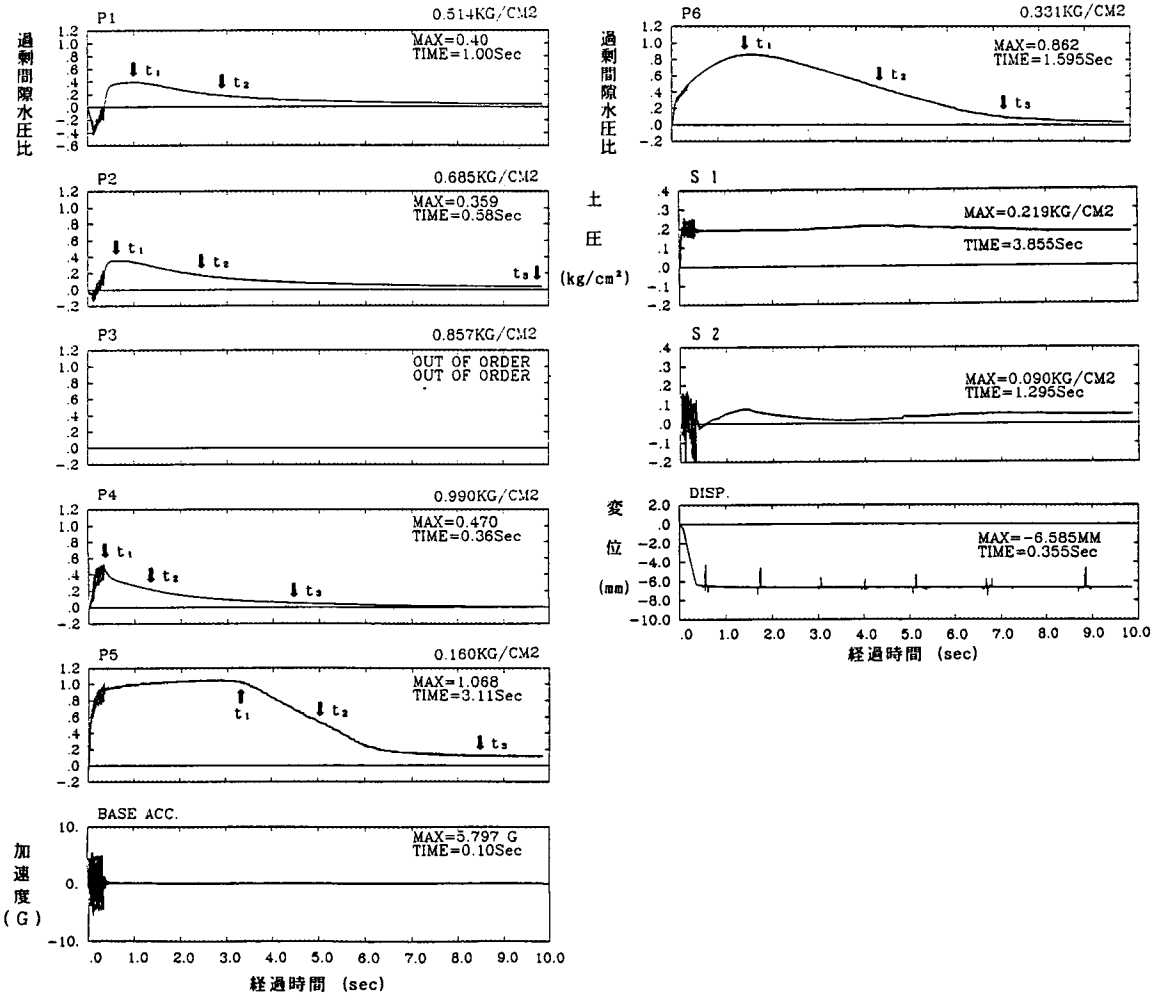
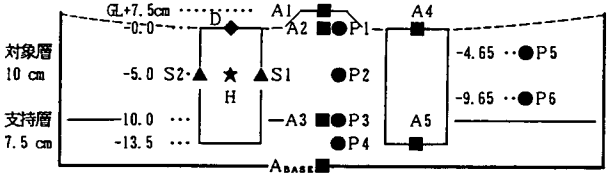


図4.3.35　応答波形と経時変化

実験ケース:⑥ ＭＩ－３０Ｇ（盛土地盤＋改良体）
〈加振加速度：5.386G〉

■A：加速度計 6
●P：間隙水圧計 7
▲S：土圧計 2
★H：ひずみゲージ 1
◆D：ギャップセンサー 1



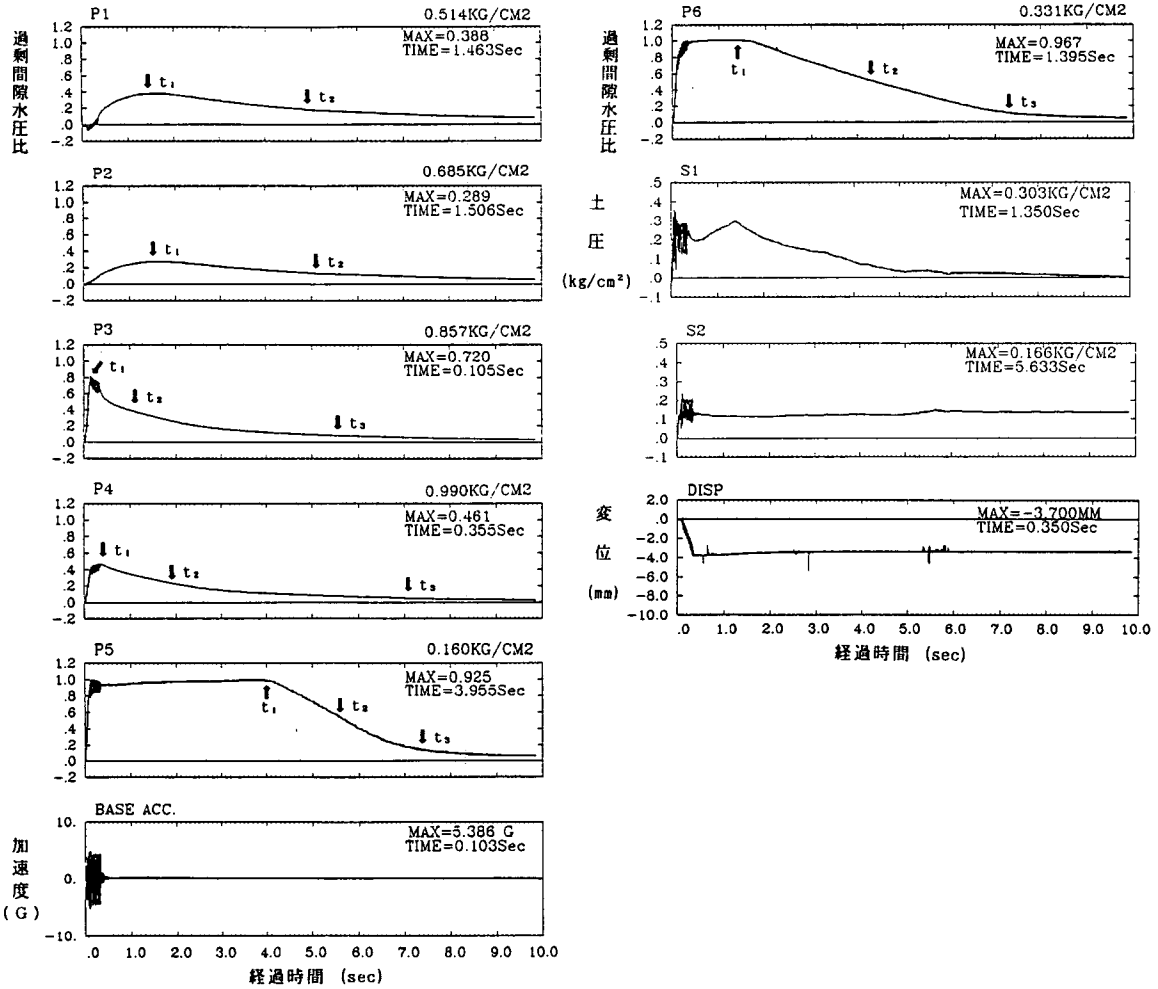
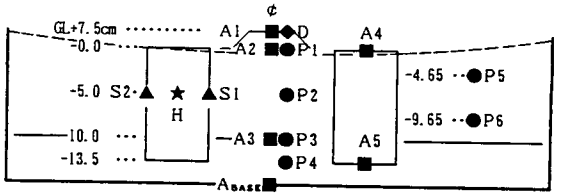


図4.3.36　応答波形と経時変化

実験ケース:⑦ ＭＩ－３０Ｇ（盛土地盤＋改良体）

〈加振加速度：5.250G〉



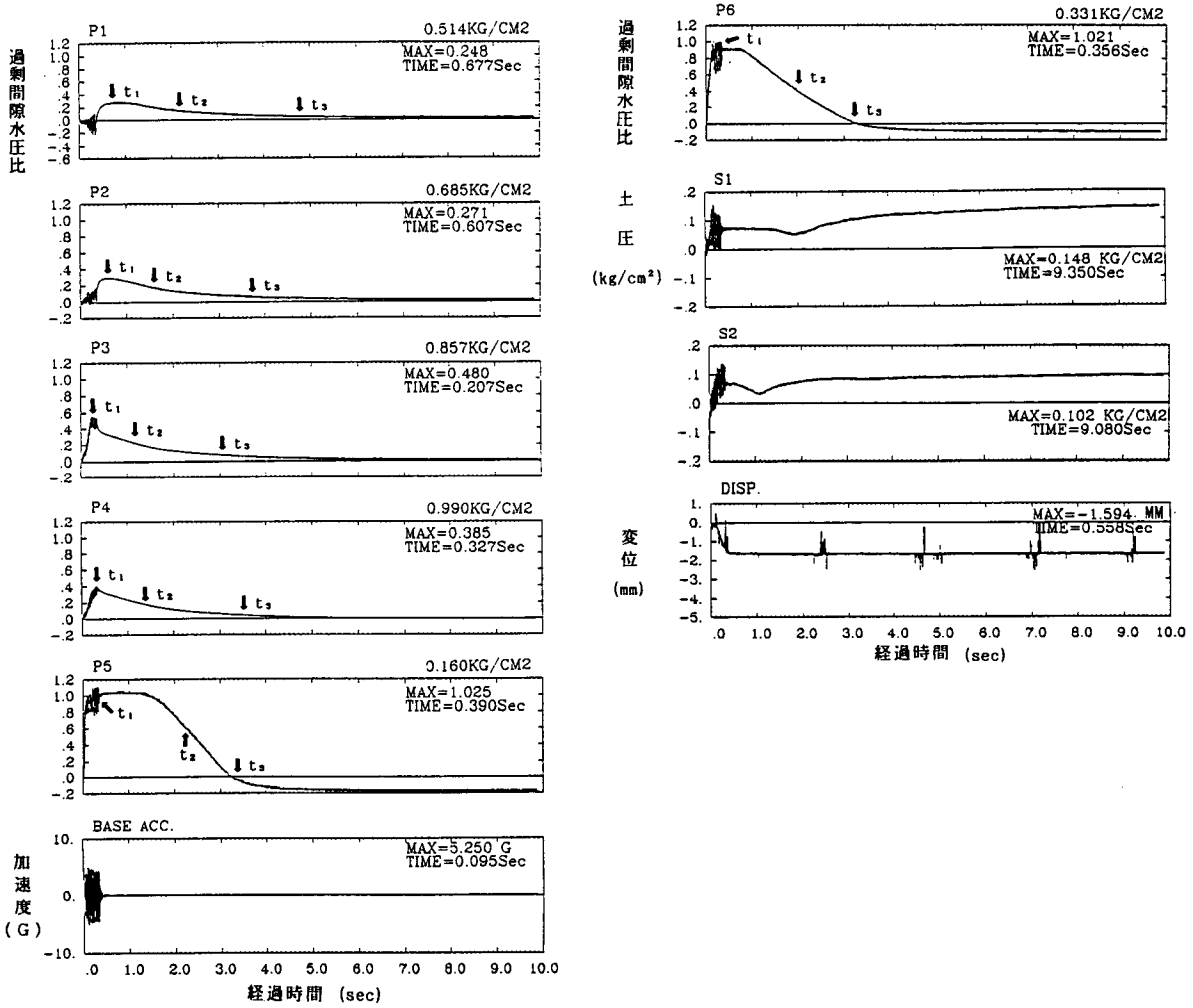
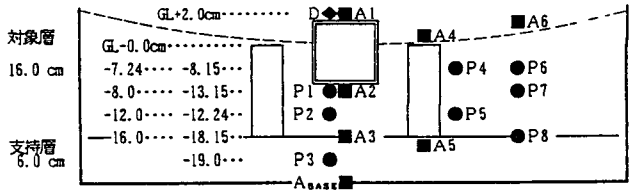


図4.3.37　応答波形と経時変化

実験ケース:⑧ ＨＩ－３０Ｇ（掘割＋改良体）
〈加振加速度：5.062G〉



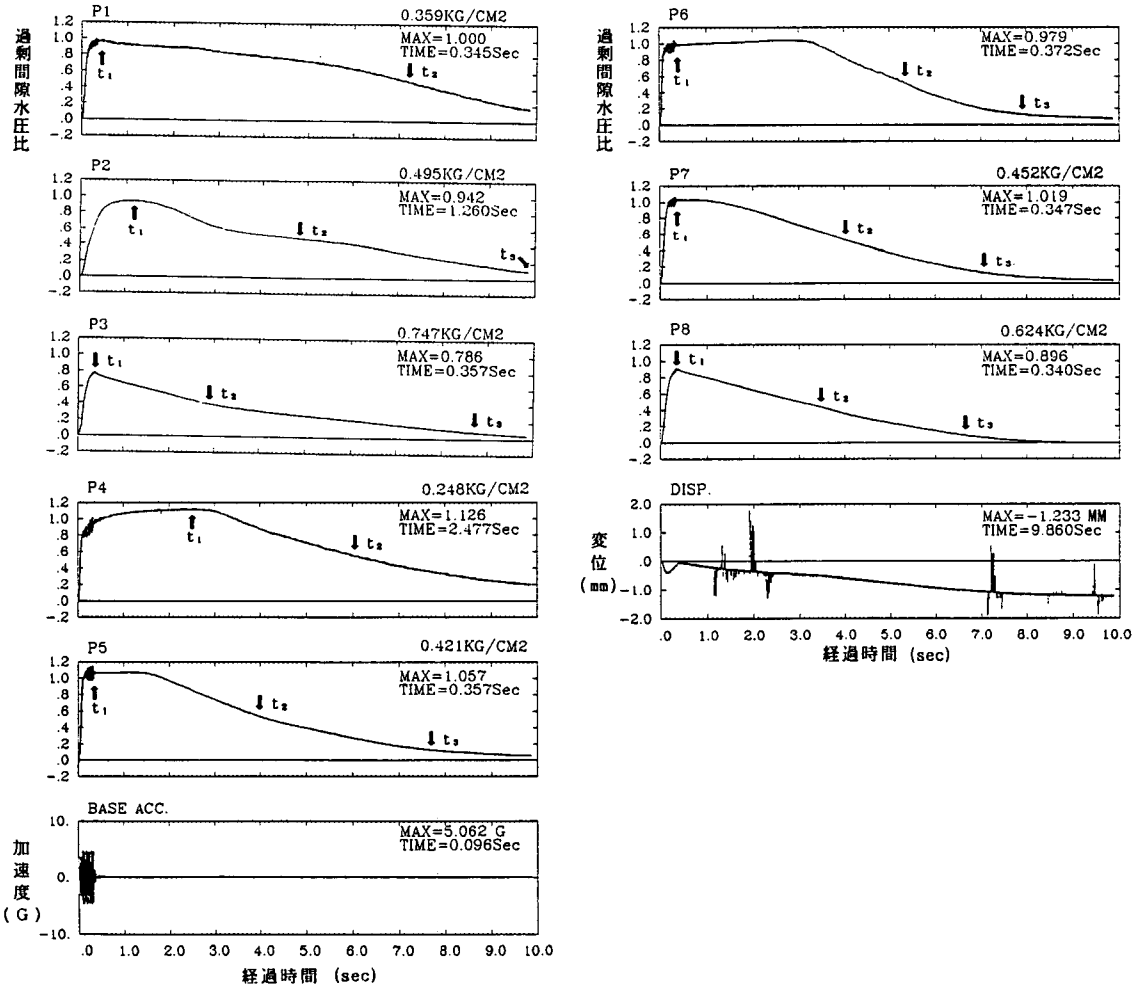


図4.3.38　応答波形と経時変化

実験ケース:⑨ ＨＩ－３０Ｇ（掘割＋改良体）
〈加振加速度：5.280G〉

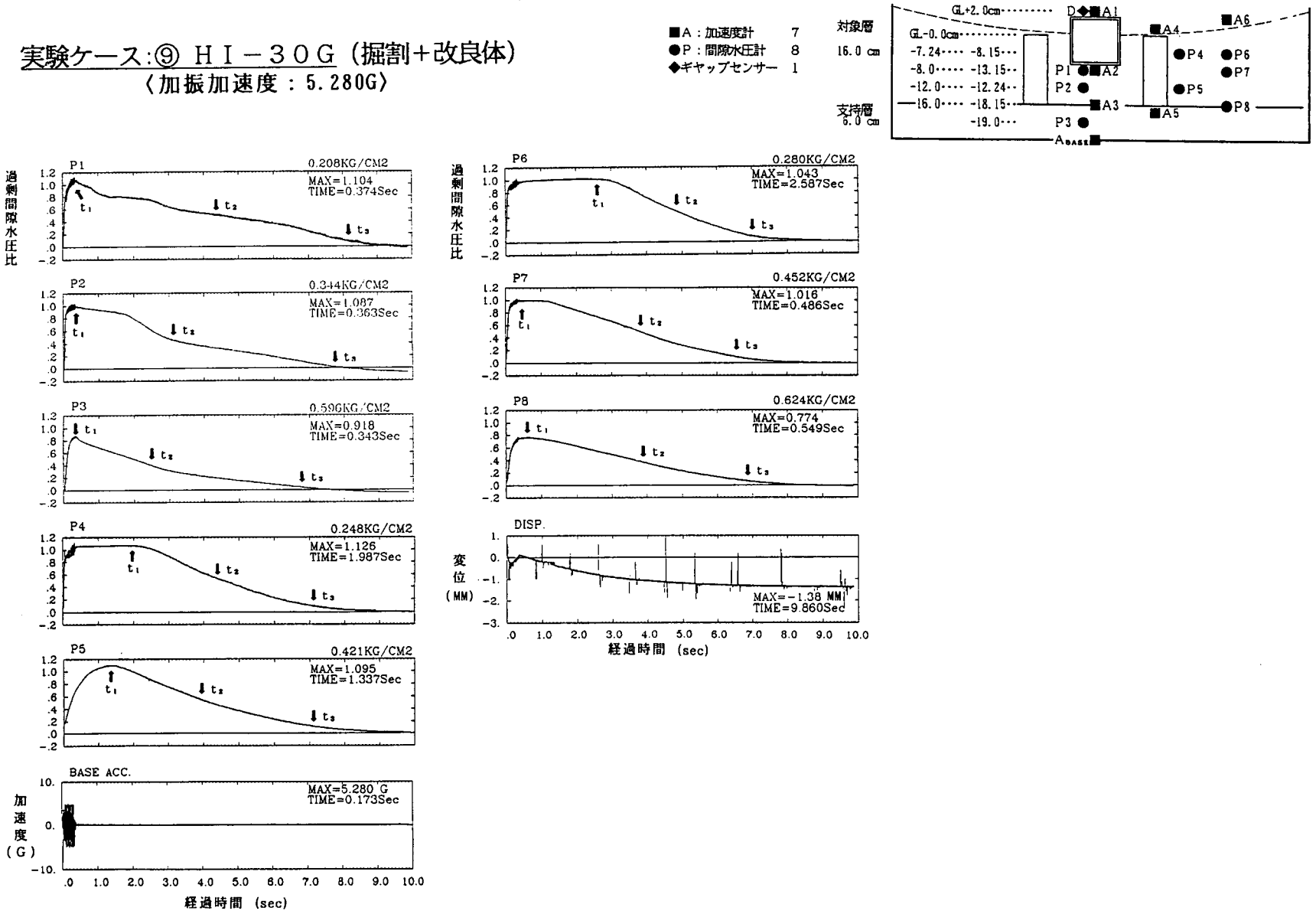
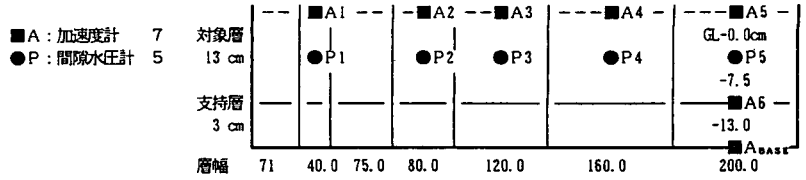


図4.3.39　応答波形と経時変化

実験ケース:⑩ ＳＩ－３０Ｇ（格子模型）
〈加振加速度：5.572G〉



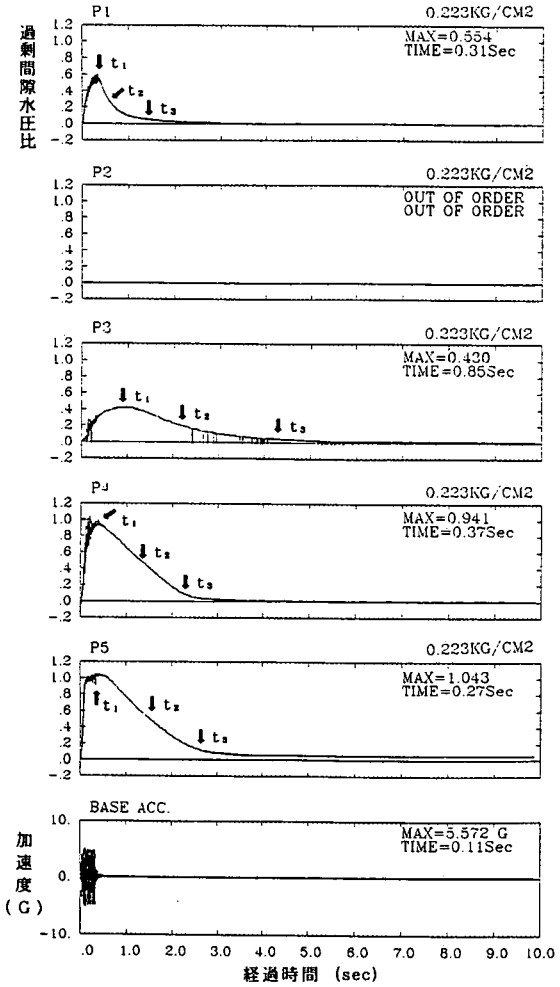
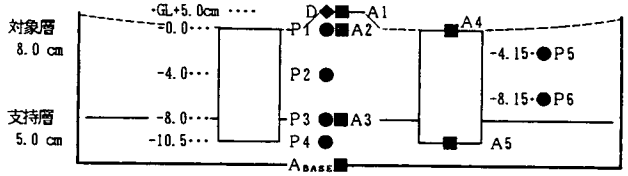


図4.3.40　応答波形と経時変化

実験ケース:⑪ ＭＩ－１０Ｇ（盛土地盤＋改良体）
〈加振加速度：1.410G〉

■A：加速度計 6
●P：間隙水圧計 6
◆ギャップセンサー 1



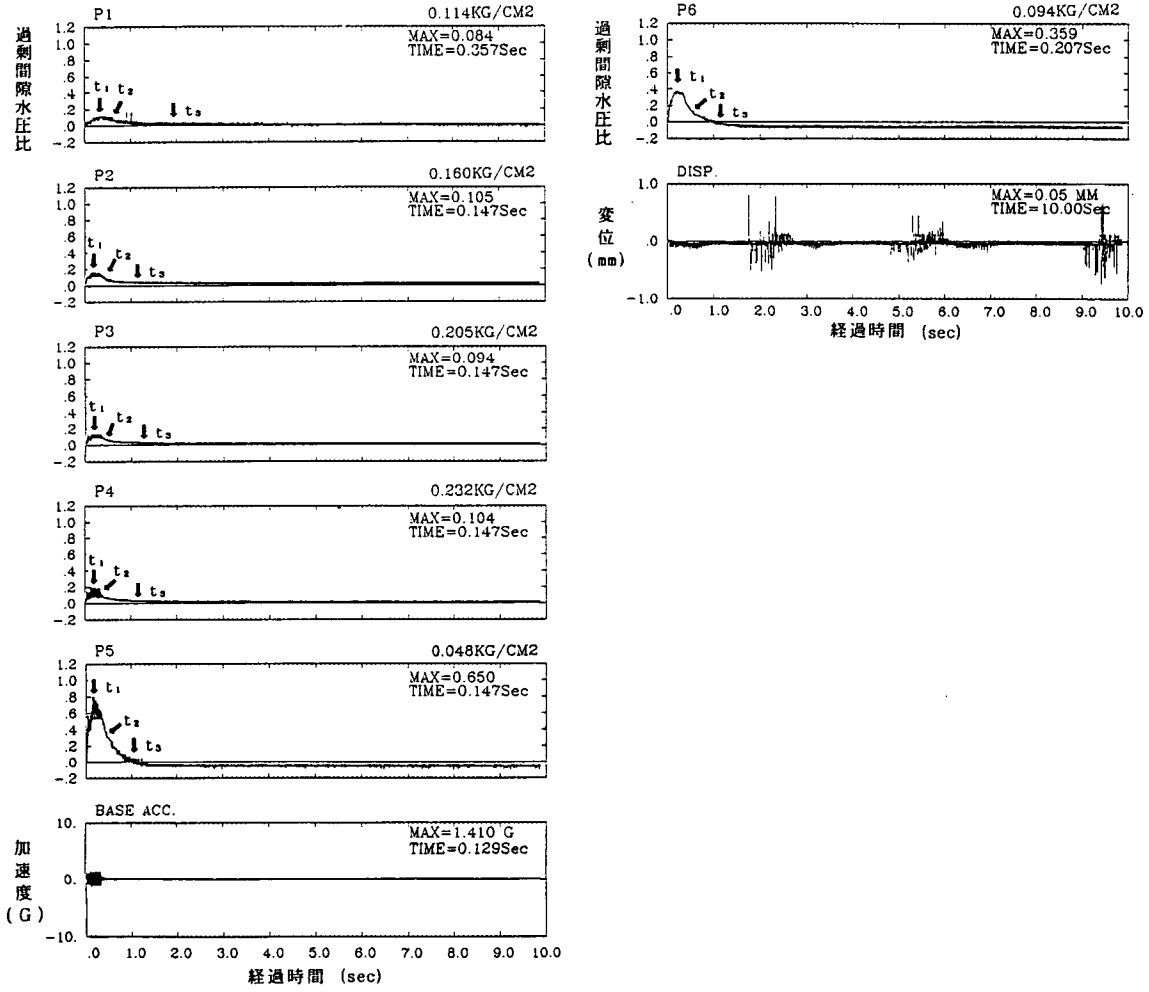
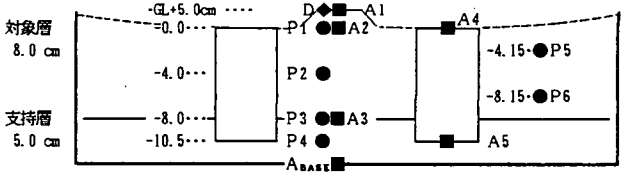
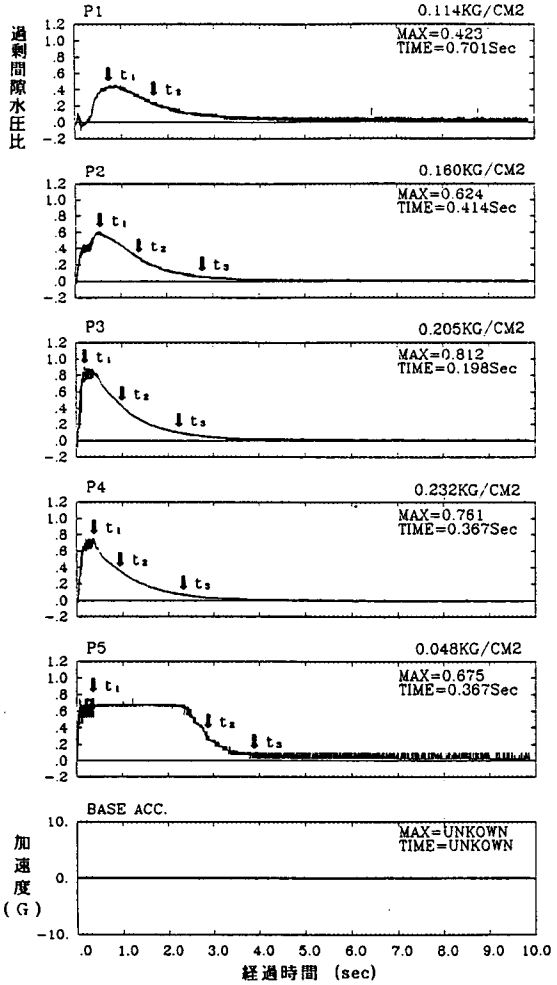


図4.3.41　応答波形と経時変化

実験ケース:⑫ ＭＩ－１０Ｇ（盛土地盤＋改良体）
〈加振加速度：不明〉

■A：加速度計 6
●P：間隙水圧計 6
◆ギャップセンサー 1





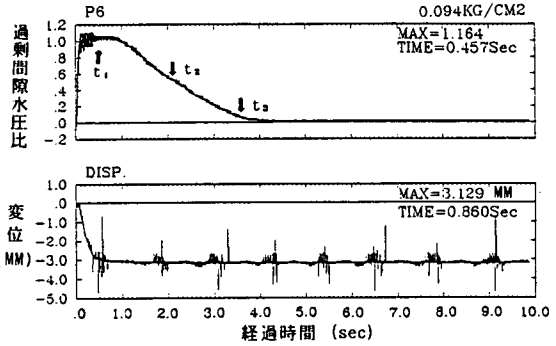


図4.3.42　応答波形と経時変化

(2) 有効上載圧一覧表

各実験ケースで間隙水圧計の配置位置における有効上載圧を表 4.3.9 に示す。

(3) 最大値一覧表

応答加速度倍率の最大値一覧表を表 4.3.10，11 に，過剰間隙水圧比の最大値一覧表を表 4.3.12，13 に，土圧，ひずみ，変位の最大値一覧表を表 4.3.14 に示す。

ここで，実験ケース⑫MI-10 G（盛土 + 改良体）では，台加速度計の断線のためアクチュエーターのサーボ機能が働かず，所定の入力ができなかった。したがって実験ケース⑫については以降参考値として扱う。

(4) 応答波形の特徴

実験ケースを水平地盤，盛土地盤，盛土地盤 + 改良体，掘割 + 改良体，格子，盛土地盤 + 改良体(10 G 場）に分け，それぞれの実験結果の特徴を以下の表 4.3.15～4.3.21 にまとめた。

(5) 最大値の深度分布

加速度応答倍率，過剰間隙水圧比の最大値を深度分布にまとめ，図 4.3.43～図 4.3.54 に示し，表 4.3.22，23 にその考察をまとめた。ただし，これらの図は最大値を包絡するものであり，同時刻における深度分布ではない。

表4.3.9 有効上載圧一覧表

	水平地盤 30G ①，②	盛土地盤 30G ③ ， ④	盛土＋改良体 30G ⑤，⑥，⑦	＊掘 割 30G ⑧	掘 割 30G ⑨	格 子 30G ⑩	盛土＋改良体 10G ⑪，⑫
P 1	0.07	0.428	0.428	0.299	0.173	0.186	0.095
P 2	0.14	0.571	0.571	0.413	0.287	0.186	0.133
P 3	0.21	0.714	0.714	0.623	0.497	0.186	0.171
P 4	0.28	0.825	0.825	0.207	0.207	0.186	0.193
P 5	0.39	0.133	0.133	0.351	0.351	0.186	0.040
P 6		0.276	0.276	0.233	0.233		0.078
P 7		0.459		0.377	0.377		
P 8				0.520	0.520		

＊注意：実験ケース⑧の掘割下有効上載圧（P1, P2, P3）は実験終了時の掘割重量から算出した掘割比重から計算したものを用いると、以降で取り扱う掘割下過剰間隙水圧比が1.6 程になり信じ難い。それ故、掘割直下（P1）の過剰間隙水圧比が1.0 となるように掘割下有効上載圧（P1, P2, P3）を調整した。

表4.3.10　加速度応答倍率一覧表

	① 30G 水平地盤	② 30G 水平地盤	③ 30G 盛　土	④ 30G 盛　土	⑤ 30G盛土 (改良体)	⑥ 30G盛土 (改良体)
入力加速度	6.617 0.100	5.299 0.100	5.297 0.100	5.706 0.103	5.797 0.103	5.386 0.103
A_1	3.354 0.51 0.021	4.300 0.81 0.020	不良	7.317 1.28 0.326	8.062 1.39 0.323	7.202 1.34 0.323
A_2	3.659 0.55 0.021	4.074 0.77 0.020	4.680 0.88 0.172	4.642 0.81 0.108	4.976 0.86 0.331	6.434 1.19 0.115
A_3	4.390 0.66 0.021	3.951 0.75 0.020	4.920 0.93 0.185	5.268 0.92 0.103	4.756 0.82 0.097	5.334 0.99 0.086
A_4	4.549 0.69 0.030	4.146 0.780 0.045	3.364 0.64 0.019	3.371 0.59 0.020	8.537 1.47 0.323	5.262 0.98 0.106
A_5	8.537 1.29 0.124	5.659 1.07 0.138	3.902 0.74 0.062	3.131 0.55 0.019	6.439 1.11 0.105	6.232 1.16 0.104

注　上段：最大加速度（絶対値：G）
　　中段：応答倍率
　　下段：最大値発生時刻（sec ）

表4.3.11　加速度応答倍率一覧表

	⑦ 30G盛土 (改良体)	⑧ 30G 掘　割	⑨ 30G 掘　割	⑩ 30G 格　子	⑪ 10G 盛土 (改良体)	⑫ 10G 盛土 (改良体)
入力加速度	5.250 0.095	5.280 0.163	5.280 0.173	5.572 0.110	1.410 0.129	不　明 不　明
A_1	6.560 1.250 0.147	6.667 1.263 0.102	4.115 0.779 0.043	4.610 0.827 0.090	1.336 0.948 0.329	4.580 ----- 0.073
A_2	6.560 1.250 0.273	3.651 0.691 0.040	3.476 0.658 0.022	7.354 1.320 0.090	不良	2.810 ----- 0.087
A_3	5.630 1.072 0.330	8.571 1.623 0.272	8.571 1.623 0.253	6.061 1.088 0.080	1.310 0.929 0.138	6.330 ----- 0.155
A_4	7.302 1.391 0.322	4.603 0.872 0.068	4.906 0.929 0.042	8.049 1.445 0.070	1.130 0.801 0.113	3.080 ----- 0.062
A_5	6.667 1.270 0.322	6.032 1.142 0.321	5.400 1.023 0.182	9.878 1.773 0.190	0.940 0.667 0.255	3.710 ----- 0.086
A_6		4.878 0.924 0.052	3.412 0.646 0.030	5.540 0.994 0.110		

注　上段：最大加速度（絶対値：G）
　　中段：応答倍率
　　下段：最大値発生時刻（sec ）

表4.3.12　過剰間隙水圧一覧表

	① 30G 水平地盤	② 30G 水平地盤	③ 30G 盛　土	④ 30G 盛　土	⑤ 30G 盛土 (改良体)	⑥ 30G 盛土 (改良体)
入力加速度	6.617 0.100	5.299 0.100	5.297 0.100	5.706 0.103	5.797 0.103	5.386 0.103
P_1	＊0.090 ＊1.250 ＊3.960	不良	0.080 0.190 1.070	0.110 0.257 1.177	0.171 0.400 1.000	＊0.166 ＊0.388 ＊1.463
P_2	0.108 0.760 2.650	＊0.158 ＊1.105 ＊0.860	0.129 0.230 0.570	0.141 0.247 0.625	0.205 0.359 0.580	＊0.165 ＊0.289 ＊1.506
P_3	0.220 1.02 1.860	0.222 1.033 0.710	0.245 0.340 0.350	0.235 0.329 0.255	＊不良 ＊ ＊	0.514 0.720 0.105
P_4	0.269 0.940 1.460	0.283 0.986 0.580	＊0.125 ＊0.150 ＊1.570	0.228 0.276 0.375	0.388 0.470 0.360	0.380 0.461 0.355
P_5	0.406 1.020 0.960	0.350 0.882 0.320	0.134 1.010 2.360	0.129 0.970 0.345	＊ 0.142 ＊ 1.068 ＊ 3.110	0.133 0.925 3.955
P_6			0.269 0.974 0.729	0.301 1.090 0.775	＊ 0.238 ＊ 0.862 ＊ 1.590	0.267 0.967 1.395
P_7			0.233 0.507 0.355	0.376 0.819 0.355		

注　　上段：最大過剰間隙水圧値（kg/cm²）
　　中段：最大過剰間隙水圧比
　　下段：最大値発生時刻（sec ）
　　＊印を付してあるものはセンサーが故障していたと思われる。

表4.3.13　過剰間隙水圧一覧表

	⑦ 30G盛土 (改良体)	⑧ 30G (掘　割)	⑨ 30G (掘　割)	⑩ 30G (格　子)	⑪ 10G盛土 (改良体)	⑫ 10G盛土 (改良体)
入力加速度	5.250 0.095	5.280 0.163	5.280 0.173	5.572 0.110	1.410 0.129	不明 不明
P_1	0.106 0.248 0.677	0.299 1.000 0.345	0.191 1.104 0.374	0.103 0.554 0.310	0.008 0.084 0.357	0.040 0.423 0.701
P_2	0.155 0.271 0.607	*0.389 *0.942 *1.265	0.312 1.087 0.363	不良	0.014 0.105 0.147	0.083 0.624 0.414
P_3	0.343 0.480 0.207	0.490 0.787 0.357	0.456 0.918 0.343	*0.080 *0.430 *0.850	0.016 0.094 0.147	0.139 0.812 0.198
P_4	0.318 0.385 0.327	0.233 1.126 2.477	0.233 1.126 1.987	0.175 0.941 0.370	0.020 0.104 0.147	0.147 0.761 0.367
P_5	0.136 1.025 0.390	0.371 1.057 0.357	*0.384 *1.095 *1.337	0.194 1.043 0.270	0.026 0.650 0.147	0.027 0.675 0.367
P_6	0.281 1.021 0.356	0.228 0.979 0.372	0.243 1.043 2.587		0.028 0.359 0.207	0.091 1.164 0.457
P_7		0.384 1.019 0.347	0.383 1.016 0.967			
P_8		0.466 0.896 0.340	0.402 0.774 0.549			

注　上段：最大過剰間隙水圧値 (kg/cm²)
中段：最大過剰間隙水圧比
下段：最大値発生時刻（sec ）
＊印を付してあるものはセンサーが故障していたと思われる。

表4.3.14　土圧，ひずみ，変位最大値一覧表

	③ 30G 盛　土	④ 30G 盛　土	⑤ 30G 盛土 改良体	⑥ 30G 盛土 改良体	⑦ 30G 盛土 改良体	⑧ 30G 掘割	⑨ 30G 掘割	⑪ 10G 盛土 改良体	⑫ 10G 盛土 改良体
入　力 加速度	5.297G 0.100 sec	5.706G 0.103 sec	5.797G 0.103 sec	5.386G 0.103 sec	5.250G 0.095 sec	5.280G 0.163 sec	5.280G 0.173 sec	1.410G 0.129 sec	不明 不明
土　圧 盛土側			0.219 kg/cm² 3.855 sec	0.174 kg/cm² 1.430 sec	0.148 kg/cm² 9.350 sec				
土　圧 自由側			0.090 kg/cm² 1.295 sec	0.154 kg/cm² 1.320 sec	0.102 kg/cm² 9.080 sec				
ひずみ			不良 不良	102.2μ 0.234 sec -141.9μ 0.460 sec	85.2 μ 0.273 sec -65.1μ 0.317 sec				
変　位	-9.441 mm 0.345 sec	-9.375 mm 0.355 sec	-6.585 mm 0.355 sec	＊-3.70 ＊　mm ＊0.350 ＊　sec	-1.594 mm 0.558 sec	-1.233 mm 9.860 sec	-1.380 mm 9.860 sec	-0.05 mm 10.00 sec	-3.129 mm 0.860 sec

注：実験ケース⑥の変位のみ改良体水平変位でその他のケースは盛土、掘割の鉛直変位である。

表4.3.15　加速度応答

実験ケース	ケース番号	入力強度（G）	特　　徴
水平地盤	①	6.617	・A_1～A_4までの波形は、２波目以降の応答が著しく鈍くなっている。これは地盤液状化に伴うせん断剛性の低下の影響と思われる。 ・A_5の波形に関しては７波目以降に応答の低下が見られる。
	②	5.299	
盛土地盤	③	5.297	・盛土天端，盛土下の波形には応答の低下は見られない。 ・盛土下液状化対象層，支持層境界付近の加速度記録には応答の低下が見られず、液状化に至っていないと思われる。 ・自由地盤の加速度（A_4，A_5）は２波目以降に応答の低下が生じている。
	④	5.706	
盛土地盤＋改良体	⑤	5.797	・盛土天端，盛土下の波形には応答の低下は見られない。 ・改良体がない場合のケースと比べて、目立った違いは見られない。ただし、盛土直下（A_1，A_2）の波形がスパイク状のものが多くなる。 ・改良体（A_4，A_5）の波形は同位相であり、ロッキングよりスウェイが卓越している。
	⑥	5.386	
	⑦	5.250	

表4.3.16　加速度応答

実験ケース	ケース番号	入力強度(G)	特　　徴
掘割＋改良体	⑧	5.28	・掘割上下に設置した水平成分(A_1,A_2) の波形に、２波目以後に応答の低下が見られる。 ・両者の波形は振動中に位相が逆転している。すなわち加振直後はスウェー的な振動モードを示し、その後ロッキング的なモードに移行することがわかる。 なお、実験ケース⑧の掘割上部の加速度計(A_1)の記録に波形の乱れが見られるが、これは、取付け状態の不良のためと思われる。 ・掘割下、液状化対象層と支持層境界面に取付けた加速度計(A_3) の記録には、１４波目以降、スパイクが見られる。 ・自由地盤地表面に取付けた加速度計の波形は、２波目以降に応答が著しく低下している。 ・改良体上下に設置した水平成分（A_4,A_5 ）の加速度応答は振動中に位相が逆転している。
	⑨	5.28	
格　子	⑩	5.572	・A_1～A_5の波形の全てにスパイク成分の発生や応答の低下が見られる。特に応答の著しい低下が見られるのはA_4,A_5 の波形である。 ・格子幅20cmの液状化対象層と支持層の境界に取付けた加速度計(A_6)の波形には、応答の低下、乱れは見られない。
盛土地盤＋改良体（10G場）	⑪	1.410	・実験ケース⑪の波形にはスパイク成分の発生や応答の低下が見られない。 ・実験ケース⑫の波形には波形の乱れが見られる。特に盛土下、液状化対象層と支持層の境界に取付けた加速度計(A_3)の波形は顕著にその傾向が見られる。 ・改良体上下に設置した水平成分（A_4,A_5 ）の加速度応答は同位相である。
	⑫	不　明	

表4.3.17　過剰間隙水圧比経時変化

実験ケース	ケース番号	入力強度(G)	特　　徴
水平地盤	①	6.617	・上層付近の波形の上昇勾配の方が、支持層近くのそれより急である。 ・実験ケース②の方が動的な振幅が顕著である。
	②	5.299	
盛土地盤	③	5.297	・盛土下に配置した(P_1～P_4)の最大値は、どれも水圧比で1.0に達しず液状化には至っていない。 ・盛土と液状化対象層の境界に配置した(P_1)の値は、加振と同時に負圧を示し、後に正圧となる。 ・盛土下のP_2の値は、加振と同時に上昇し、一度下降してまた上昇する。 ・自由地盤に配置した(P_5,P_6)の最大値がほぼ1.0であることから、自由地盤の液状化対象層は液状化に至っていることがわかる。 ・③のP_1，P_5，④のP_1，P_5，P_6の値は加振10秒後に至ってもゼロにもどらない。これはセンサーが加振後に少し沈んだことが原因であろう。ただし、③のP_4のセンサーは不良と思われる。
	④	5.706	
盛土地盤＋改良体	⑤	5.797	・盛土のみの実験と傾向は同じである。 ・盛土下の地盤は液状化に至っていない。 ・自由地盤はほぼ液状化に至っている。 ・盛土直下(P_1)の値は加振と同時に負圧を示している。実験ケース⑤ではP_2の値も同様の傾向を示している。 ・実験ケース⑤のP_6は不良と思われる。
	⑥	5.386	
	⑦	5.250	
掘割＋改良体	⑧	5.062	・掘割下の液状化対象層の過剰間隙水圧比は、ほぼ1.0であり液状化に至った。
	⑨	5.280	・P_4～P_8の値がほぼ1.0になっていることから、自由地盤はほぼ液状化に至っている。
格子	⑩	5.572	・P_4とP_5を含む格子間隔が広い場所では液状化に至っており、それ以外では至っていない。 ・P_4を含む層とP_5を含む層とでは、幅の狭いP_4の方が早く消散している。

表4.3.18　過剰間隙水圧比経時変化

実験ケース	ケース番号	入力強度(G)	特　　徴
盛土地盤＋改良体(10G)	⑪	1.410	・実験ケース⑪では、30G場での傾向と違って、盛土直下(P_1)に負圧は生じていない。 ・実験ケース⑪の結果から10G場でこの入力では、液状化に至らなかったと思われる。 ・実験ケース⑫は入力強度は不明であるが、自由地盤は液状化に至ったと思われる。
	⑫	不　明	

表4.3.19　土圧経時変化

実験ケース	ケース番号	入力強度(G)	特　　徴
盛土地盤＋改良体(30G)	⑤	5.797	・改良体の外側に配置した土圧計(S_2)の波形は一旦負圧を示す。(実験ケース⑦は除く) ・盛土側と自由地盤側とでは位相が逆転している。
	⑥	5.386	
	⑦	5.250	

表4.3.20　ひずみ経時変化

実験ケース	ケース番号	入力強度(G)	特　　徴
盛土地盤＋改良体(30G)	⑤	5.797	・実験ケース⑤はセンサー不調のため計測出来なかった ・実験ケース⑥では盛土側から受けるひずみ成分が多く実験ケース⑦では自由地盤側から受けるひずみ成分が多い。
	⑥	5.386	
	⑦	5.250	

表4.3.21　変位経時変化

実験ケース	ケース番号	入力強度(G)	特　　徴
盛土地盤	③	5.297	・加振とほぼ同時に盛土が沈下し始め、加振終了と共に沈下もおさまる。 ・沈下量は③、④とも同程度である。
	④	5.706	
盛土地盤＋改良体	⑤	5.797	・実験ケース⑥のみ改良体側方変位を計測した。ﾏｲﾅｽ値は改良体が盛土側から離れていくことを示す。 ・加振とほぼ同時に盛土が沈下し始め、加振終了と共に沈下もおさまる。 ・沈下量は⑤が6.585mm,⑦が 1.594mmと両者の差は5mm程度もあった。
	⑥	5.386	
	⑦	5.250	
掘　割＋改良体	⑧	1.233	・掘割は加振と同時に沈下するが、加振中に一旦浮上し、加振終了後にまた、沈下していく。 ・沈下量は⑧、⑨とも同程度であった。
	⑨	1.380	
盛土地盤＋改良体(10G)	⑪	1.410	・実験ケース⑪ではほとんど沈下していない。 ・実験ケース⑫では入力強度は不明であるが、3mm 程度沈下した。0.5secまで急激に沈下してそのあと一定した値を示している。
	⑫	不　明	

Ｃａｓｅ１　Ｓ－３０Ｇ 水平地盤

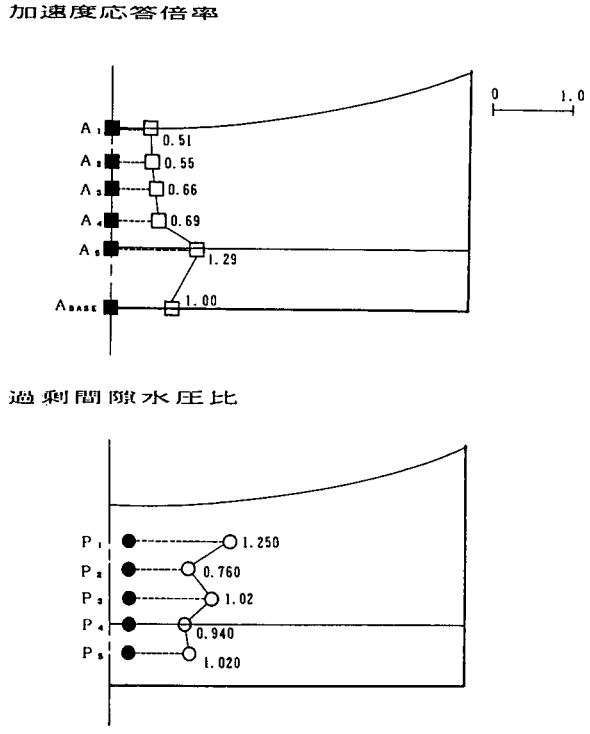


図4.3.43　加速度応答倍率，過剰間隙水圧比の最大値深度分布

Ｃａｓｅ２　Ｓ－３０Ｇ 水平地盤

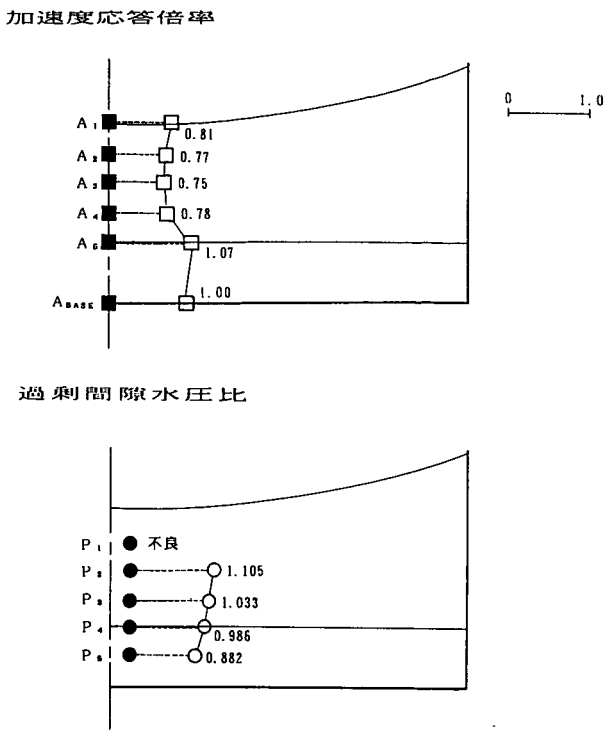


図4.3.44　加速度応答倍率，過剰間隙水圧比の最大値深度分布

Ｃａｓｅ３　Ｍ－３０Ｇ　盛土地盤

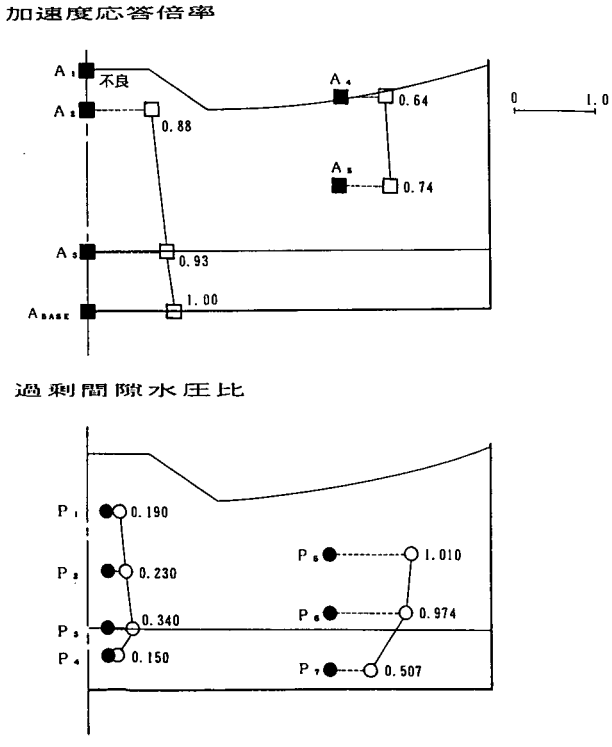


図4.3.45　加速度応答倍率，過剰間隙水圧比の最大値深度分布

Ｃａｓｅ４　Ｍ－３０Ｇ　盛土地盤

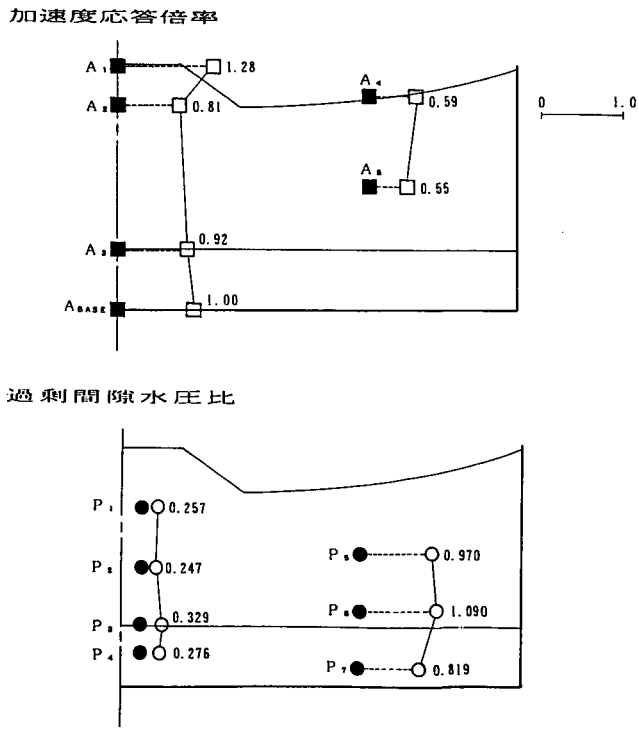
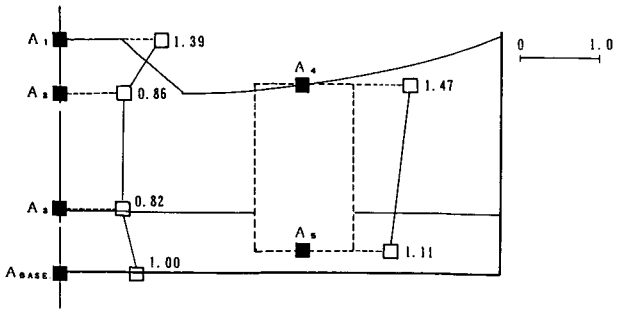


図4.3.46　加速度応答倍率，過剰間隙水圧比の最大値深度分布

Ｃａｓｅ５　Ｍ－３０Ｇ 盛土地盤（改良体）

加速度応答倍率



過剰間隙水圧比

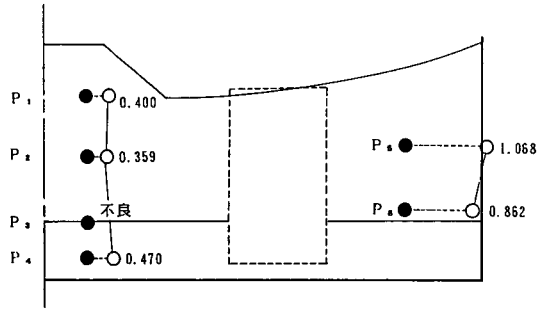
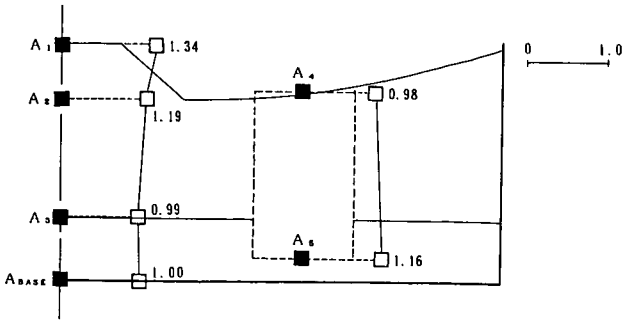


図4.3.47　加速度応答倍率，過剰間隙水圧比の最大値深度分布

Ｃａｓｅ６　Ｍ－３０Ｇ 盛土地盤（改良体）

加速度応答倍率



過剰間隙水圧比

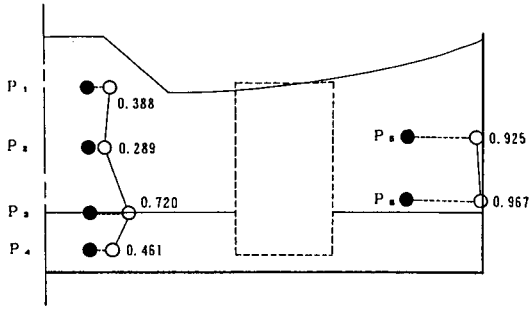
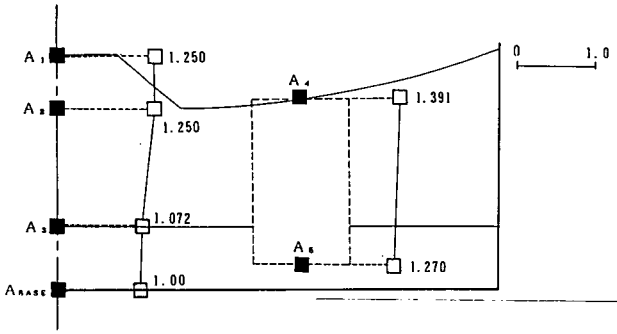


図4.3.48　加速度応答倍率，過剰間隙水圧比の最大値深度分布

Ｃａｓｅ７ ＭＩ－３０Ｇ 盛土地盤（改良体）

加速度応答倍率



過剰間隙水圧比

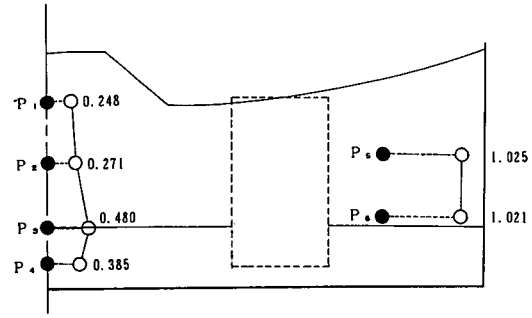
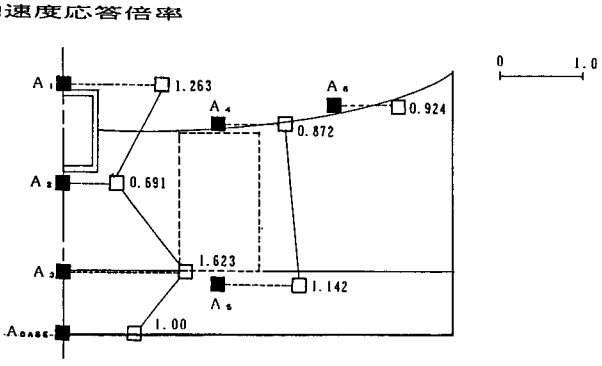


図4.3.49　加速度応答倍率，過剰間隙水圧比の最大値深度分布

Ｃａｓｅ８ ＨＩ－３０Ｇ 堀割

加速度応答倍率



過剰間隙水圧比

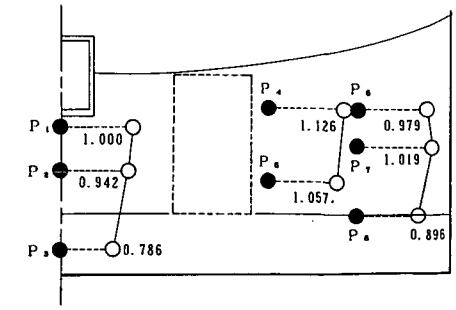
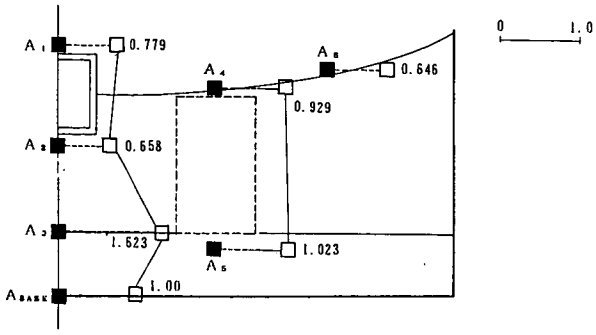


図4.3.50　加速度応答倍率，過剰間隙水圧比の最大値深度分布

Ｃａｓｅ９　ＨＩ－３０Ｇ　掘　割

加速度応答倍率



過剰間隙水圧比

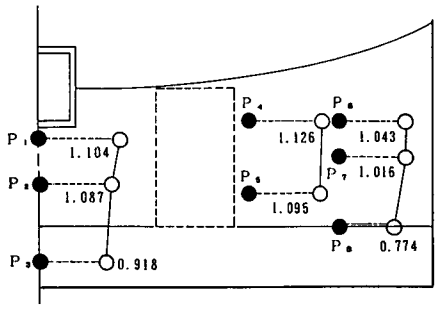
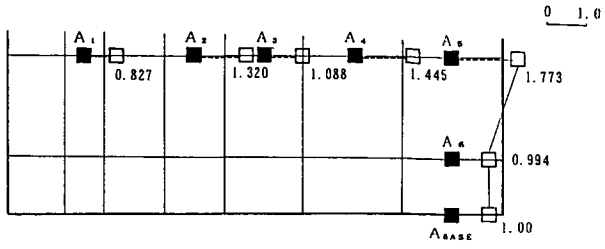


図4.3.51　加速度応答倍率，過剰間隙水圧比の最大値深度分布

Ｃａｓｅ１０　ＳＩ－３０Ｇ格子

加速度応答倍率



過剰間隙水圧比

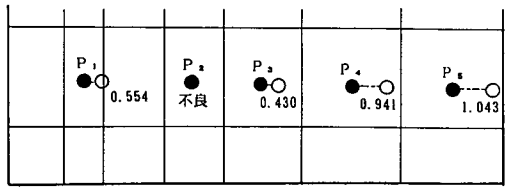
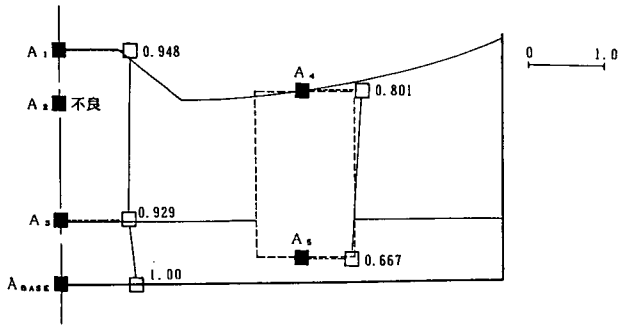


図4.3.52　加速度応答倍率，過剰間隙水圧比の最大値深度分布

Ｃａｓｅ１１　ＭＩ－１０Ｇ盛土地盤（改良体）

加速度応答倍率



過剰間隙水圧比

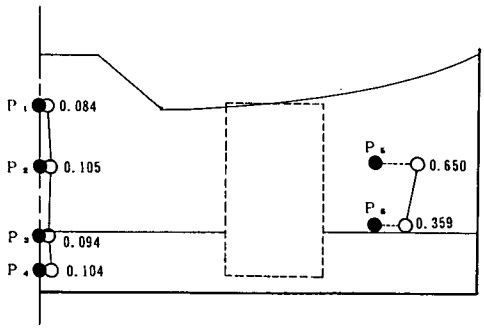
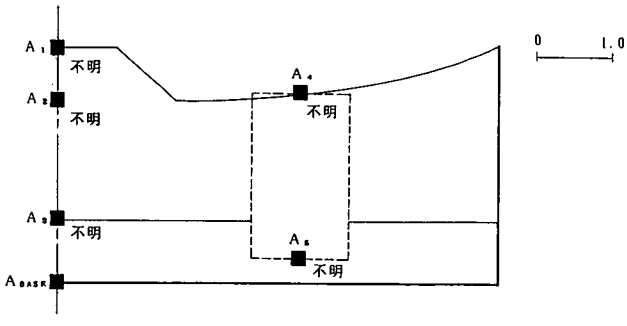


図4.3.53　加速度応答倍率，過剰間隙水圧比の最大値深度分布

Ｃａｓｅ１２　ＭＩ－１０Ｇ盛土地盤（改良体）

加速度応答倍率



過剰間隙水圧比

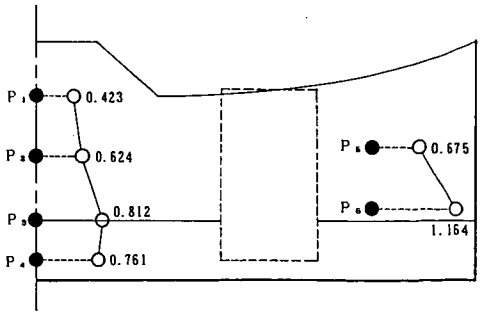


図4.3.54　加速度応答倍率，過剰間隙水圧比の最大値深度分布

表4.3.22　加速度応答倍率深度分布

実験ケース	図番号	ケース番号	考察
水平地盤	4.25	①	・液状化対象層と基盤層の応答倍率を比較すると、液状化対象層の応答が1以下であることがわかる。
	4.26	②	
盛土地盤	4.27	③	・自由地盤、盛土下地盤ともに液状化対象層の応答倍率は1以下である。 ・盛土天端の応答は大きくなっている。
	4.28	④	
盛土地盤＋改良体	4.29	⑤	・全般的な傾向は盛土地盤のケースと同様であるが、盛土下地盤の応答は盛土地盤のケースのそれと比較して大きくでている。 ・改良体はロッキングよりスウェーが卓越しているようである。
	4.30	⑥	
	4.31	⑦	
掘割＋改良体	4.32	⑧	・掘割は上部の方が揺れが大きくロッキング的である。 ・改良体の上下位置での差は少ない。
	4.33	⑨	
格子	4.34	⑩	・格子間隔が広い程、地表面の加速度応答が大きい。
盛土地盤＋改良体（10G場）	4.35	⑪	・実験ケース⑫は入力強度が不明であるため応答倍率も不明である。 ・実験ケース⑪では盛土天端ならびに盛土下地盤は剛体的に動いていたようである。
	4.36	⑫	

表4.3.23　過剰間隙水圧比深度分布

実験ケース	図番号	ケース番号	考　　察
水平地盤	4.25	①	・液状化対象層はどの深度位置も過剰間隙水圧比がほぼ1.0であり、全面が液状化したものと思われる。 ・支持層では1.0に達しず、液状化には至らなかったものと思われる。
	4.26	②	
盛土地盤	4.27	③	・自由地盤については、水平地盤のケースと同様に液状化対象層は液状化し、支持層は液状化には至らなかった。 ・盛土下地盤は、盛土上載圧による押えの効果により、液状化には至らなかった。 ・盛土下の液状化対象層の境界の水圧比は、他の盛土下地盤より高めである。
	4.28	④	
盛土地盤＋改良体	4.29	⑤	・盛土地盤のケースとほぼ同様の傾向である。盛土下対象層と支持層境界の水圧比が高いのは、この境界面が排水経路になっているからと思われる。S字型の水圧比分布になっている。
	4.30	⑥	
	4.31	⑦	
掘割＋改良体	4.32	⑧	・自由地盤はほぼ全面液状化している。 ・掘割下地盤は液状化した。
	4.33	⑨	
格子	4.34	⑩	・格子間隔が広い程、過剰間隙水圧比が高くなる傾向にある。 ・P_4, P_5 では液状化に至っている。
盛土地盤＋改良体（10G場）	4.35	⑪	・ケース⑪に注目すると、自由地盤，盛土下地盤共に液状化には至っていない。 ・ケース⑫では地盤の深度が深い方が水圧比が高くなっている。
	4.36	⑫	

4.3.4 改良体の効果に関する考察

ここでは，主に過剰間隙水圧比と上載構造物（盛土，掘割）の沈下量に注目して改良体設置の効果を考察する。

(1) 過剰間隙水圧比に対する影響

図 4.3.55～4.3.57 に水平地盤（実験ケース①，②），盛土地盤（同③，④）と盛土地盤＋改良体（同⑤，⑥，⑦），掘割＋改良体（同⑧，⑨）の過剰間隙水圧比深度分布を示す。

これらの図からわかることを以下に示す。

① 設定入力（実験：約 5 G，実物レベル：160 gal）が作用すると自由地盤の液状化対象層は液状化した。

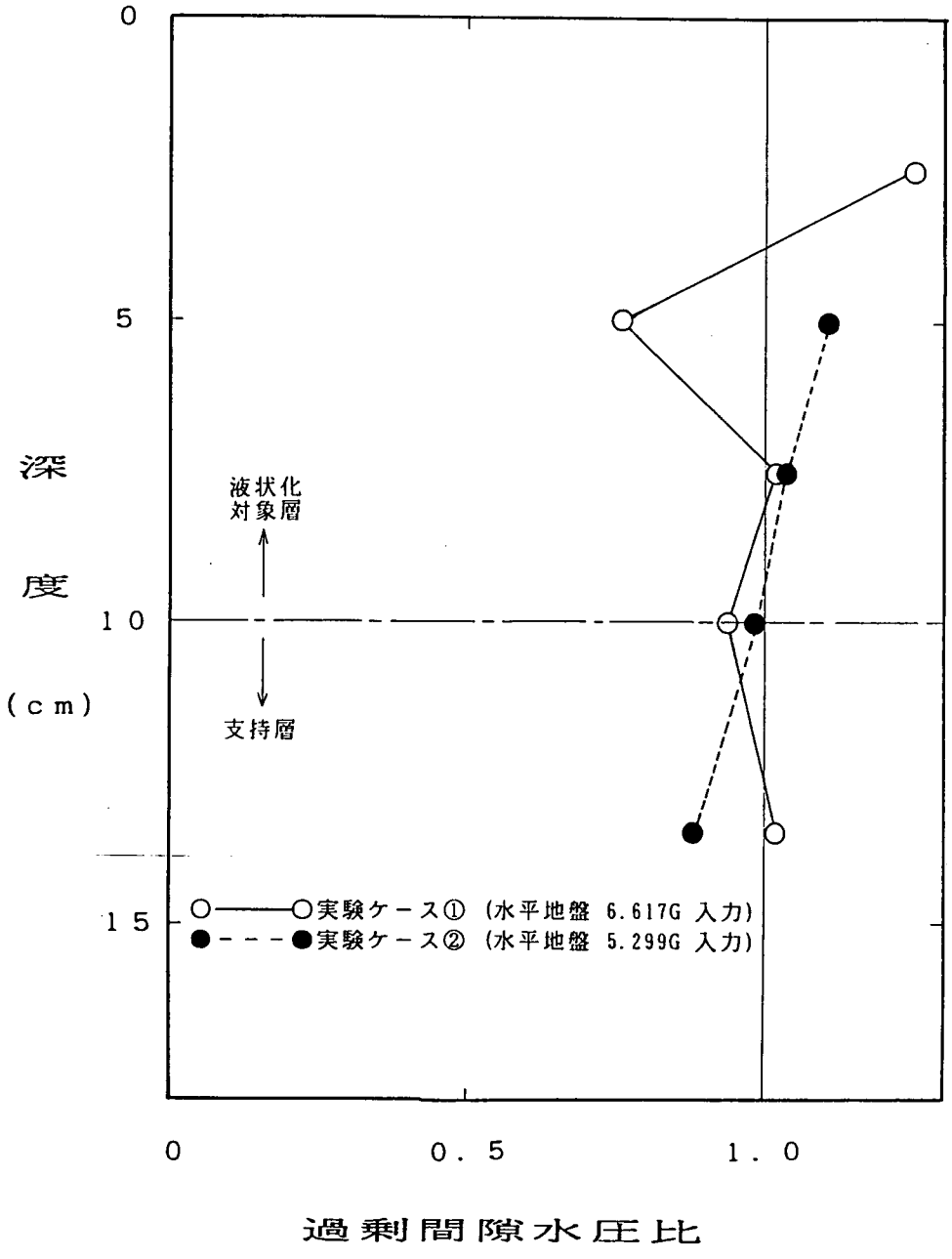


図4.3.55 実験ケース①～②の過剰間隙水圧比深度分布（水平地盤

② 設定入力では支持層は液状化しなかった（ただし，ケース①は 6.6G 入力されたので除く)。

③ 盛土下の地盤は液状化対象層であっても液状化に至らなかった。

④ 掘割下の地盤は液状化した。

⑤ 掘割 + 改良体のケースで改良体近傍の自由地盤の水圧比は改良体から距離をおいた自由地盤の水圧比より高めである。

まず③に関連して盛土直下の過剰間隙水圧について，改良，未改良の比較を行なう。

改良，未改良とも盛土重量による地盤の押え効果(有効拘束圧の上昇)により盛土下の地盤は液状化に至っていない。ただし，改良体を施したケースの方が，図 4.3.56 に示すように未改良よりも若干大きな過剰間隙

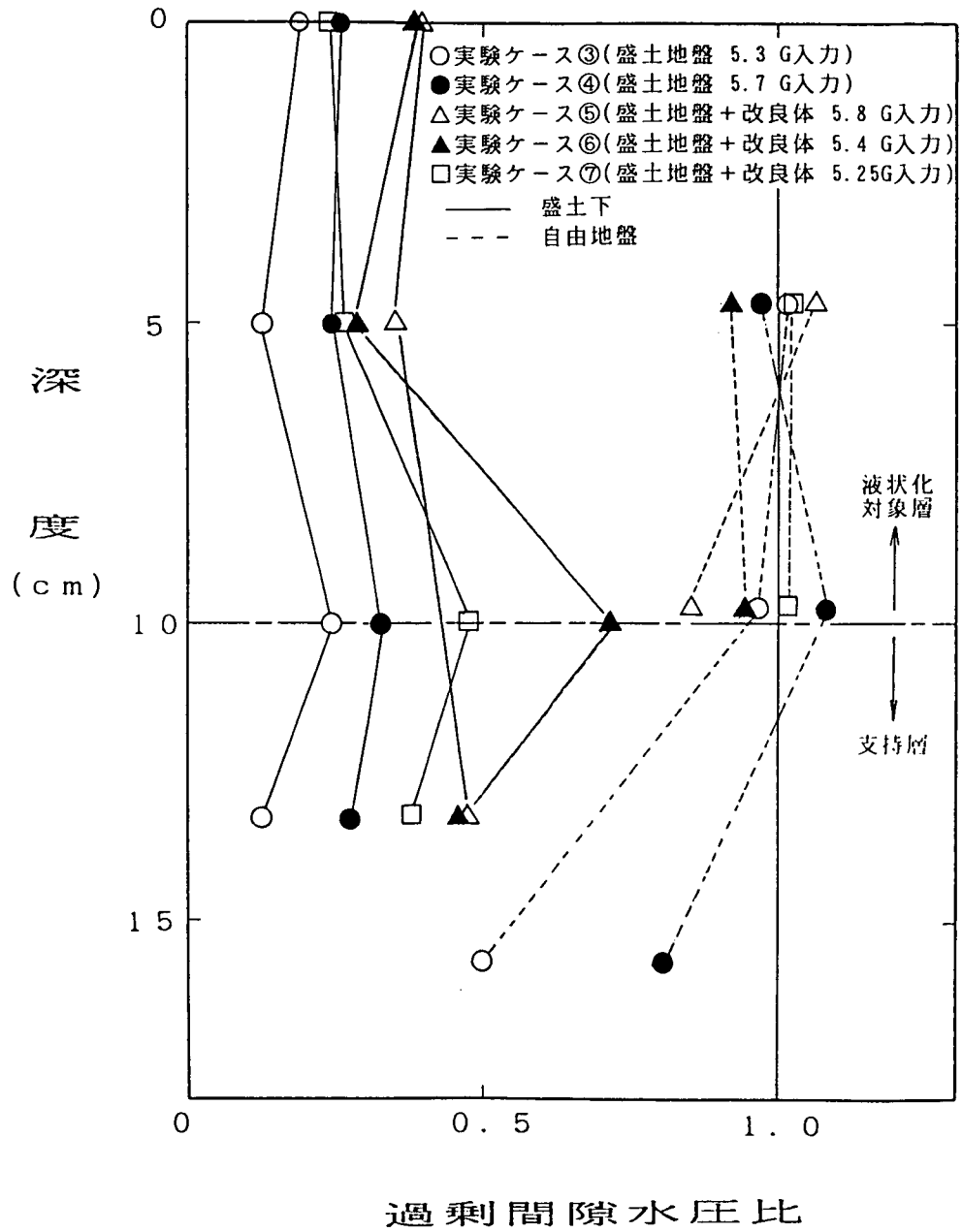


図4.3.56 実験ケース③～⑦の過剰間隙水圧比深度分布（盛土地盤，盛土地盤＋改良体)

水圧比を示している。

次に盛土地盤＋改良体（③），掘割＋改良体（④）の両実験ケースを比較する。盛土地盤＋改良体の実験ケースでは，改良体を支持層下2 cm(実物レベルで60 cm)まで根入し，改良体に拘束されている地盤(以降，拘束地盤）の上に盛土体を上載している。したがって改良体による地盤拘束効果の上に盛土体による押えの効果も加えている形になっている。それに対して，掘割＋改良体の実験ケースでは，拘束地盤に模型地盤（飽和単位体積重量 $\gamma=1.91\ g/cm^3$）より軽い掘割模型（見掛けの比重約 $\gamma=1.7\ g/cm^3$）が埋め込まれて

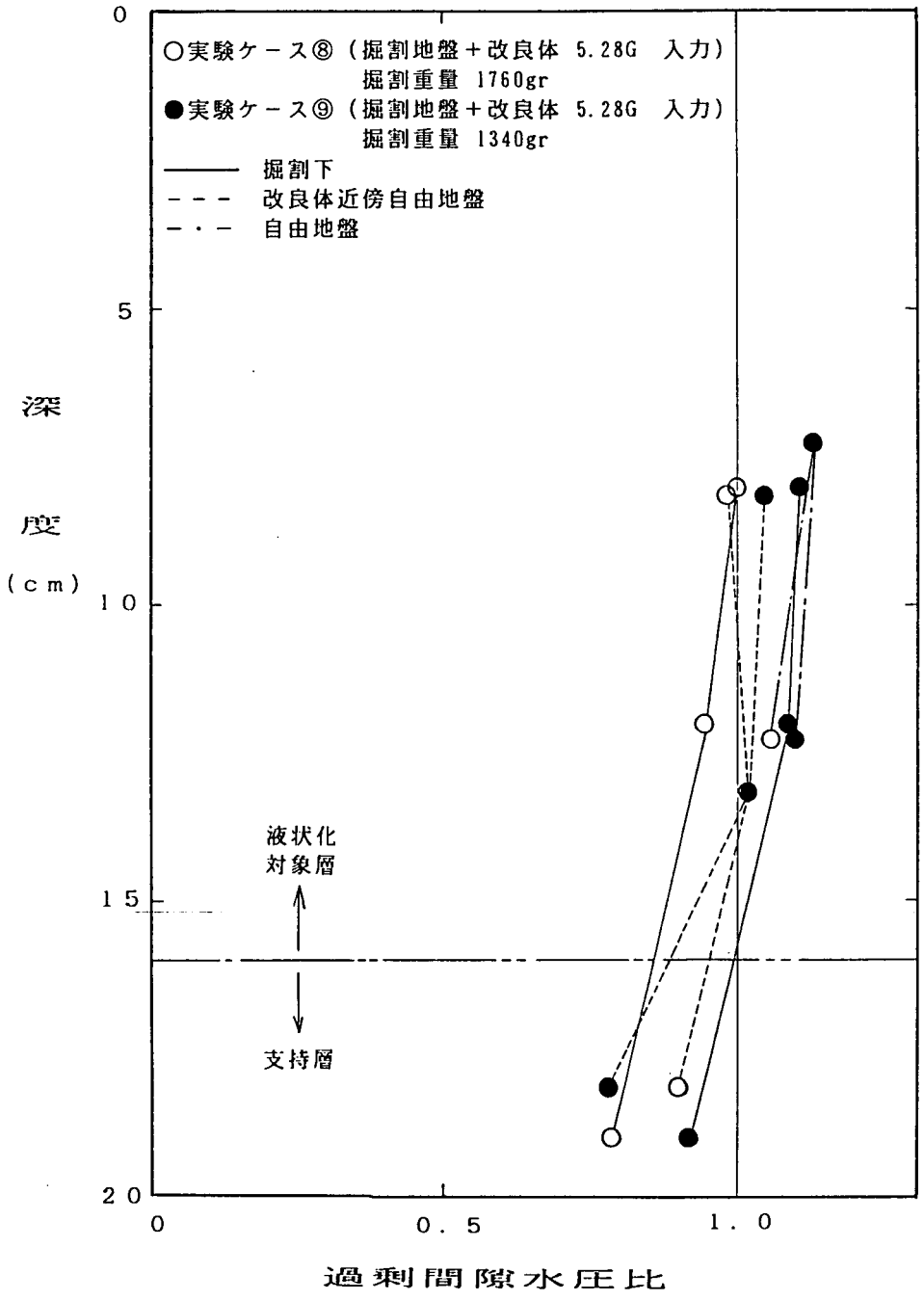


図4.3.57　実験ケース⑧～⑨の過剰間隙水圧比深度分布（掘割＋改良体）

いる。したがって掘割下地盤は有効応力が低い分，液状化しやすい状態になっていたと考えられる。

また4.3.3(4)で述べた通り掘割＋改良体のケースでは，改良体が振動中にロッキング運動していた事より，改良体が拘束地盤のせん断変形を抑制する効果が小さかったと推定される。

⑤で述べた改良体の近傍においては，地震波の入力による地盤のせん断変形に伴う過剰間隙水圧の他に改良体の振動により地盤との相対変位が生じ，これに起因した体積変化からくる水圧も加味されているものと思われる。

(2) 過剰間隙水圧の消散

地盤内に生ずる過剰間隙水圧の消散の速さ，すなわち，間隙水の流出速度は土の透水係数に大きく依存する。透水係数は圧密係数と比例的な関係にあるから，ここでは，拡散方程式の解を使って振動後の地盤の圧密係数を求め，それにより地盤内に生ずる過剰間隙水圧の消散のしやすさを考察する。なお，ここで求める圧密係数は，一次元でしかも考える微小厚さに働く圧密荷重は一定として得られるものである。さらに，地盤の改良体による側方からの拘束，摩擦等の影響は考慮していない。したがって，厳密な過剰間隙水圧の消散は言及できないが傾向については述べることができるであろう。以下にその手順を示す。

$$\frac{\partial u}{\partial t}=C_v\cdot\frac{\partial^2 u}{\partial z^2}\quad(\text{拡散方程式})$$

ここで，u：過剰間隙水圧（kg/cm²）

$C_v=k/(m_v\cdot\gamma_w)$：圧密係数（cm²/sec）

k：透水係数（cm/sec）

m_v：体積圧縮係数（cm²/g）

γ_w：水の単位体積重量（g/cm³）

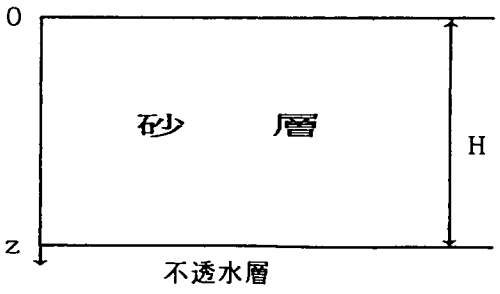
◆初期条件および境界条件は

$t=0,\quad 0\leqq z\leqq H:\ u=\gamma_w z$

$0\leqq t\leqq\infty,\quad z=0\ :\ u=0$

$0\leqq t\leqq\infty,\quad z=H\ :\ \frac{\partial u}{\partial t}=0$

$t=\infty,\quad 0\leqq z\leqq H:\ u=0$



上記の条件のもと拡散方程式を解くと

$$u=\frac{4p_0}{\pi}\sum_{n=0}^{\infty}\frac{(-1)^n}{2n+1}\times\exp\left\{\left(\frac{2n+1}{2}\pi\right)^2\frac{C_v t}{H^2}\right\}\cos\frac{2n+1}{2H}\pi z$$

$$=\frac{4}{\pi}p_0\exp\left(-\frac{\pi^2 C_v}{4H^2}t\right)\cos\frac{\pi z}{2H}$$

$$-\frac{4}{3\pi z}p_0\exp\left(-\frac{9\pi^2 C_v}{4H^2}t\right)\cos\frac{3\pi z}{2H}$$

$$+\frac{4}{5\pi}p_0\exp\left(-\frac{25\pi^2C_v}{4H^2}t\right)\cos\frac{5\pi z}{2H}+ \quad \cdots\cdots (4.3.1)$$

第2項以下を無視すると（第2項は第1項の 10^{-4} 程度）

$u \fallingdotseq Ae^{-Bt}$ と表される。

ここで，

$$A=\frac{4}{\pi}p_0\cos\frac{\pi z}{2H},\quad B=\frac{\pi^2C_v}{4H^2} \quad \cdots\cdots (4.3.2)$$

である。ここで加振終了後の消散過程における間隙水圧計の波形から，u がその初期値である最大値(100)，最大値の50%（50），最大値の10%（10）となる時刻を t_1，t_2，t_3 と読み取るとすると

$$u_{100}=Ae^{-Bt1}$$

$$u_{50}=Ae^{-Bt2}=0.5u_{100}$$

$$u_{10}=Ae^{-Bt3}=0.1u_{100}$$

$u_{100}/A=u_s$ とし，両辺に自然対数を執ると

$$l_nu_s=-Bt_1 \quad \cdots\cdots (4.3.3)$$

$$l_nu_s+0.5l_n=-Bt_2 \quad \cdots\cdots (4.3.4)$$

$$l_nu_s+0.1l_n=-Bt_3 \quad \cdots\cdots (4.3.5)$$

式（4.3.4）－式（4.3.3）より

$$0.5l_n=-B(t_2-t_1)$$

$$\therefore\quad B=\frac{0.5l_n}{t_1-t_2}=\frac{0.693}{t_2-t_1}$$

式（4.3.5）－式（4.3.3）より

$$0.1l_n=-B(t_3-t_1)$$

$$\therefore\quad B=\frac{0.1l_n}{t_1-t_3}=\frac{2.303}{t_3-t_1}$$

これより B が求まるので，u が100%から50%，50%から10%の時のそれぞれの

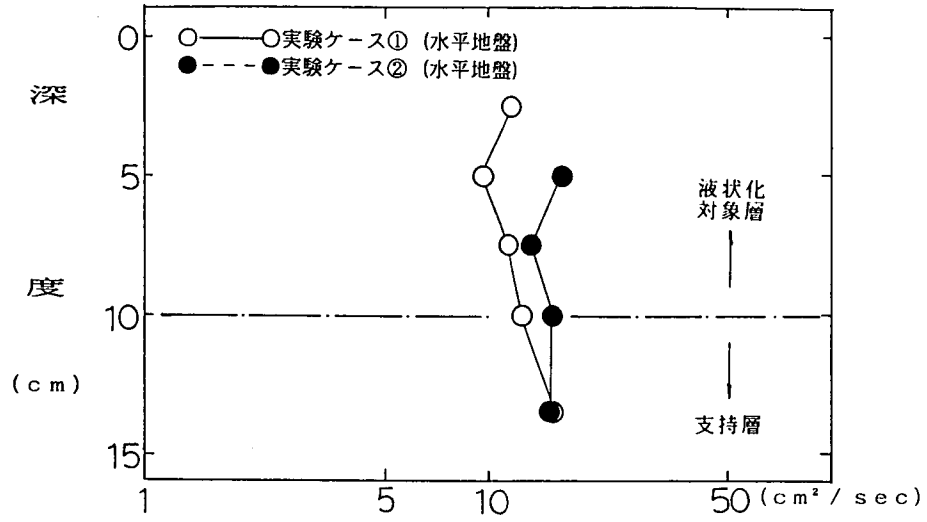
$$C_v=4H^2\cdot B\cdot\frac{1}{\pi} \quad \cdots\cdots (4.3.6)$$

が得られる。

ここで，各間隙水圧計ごとに，あくまでその点の間隙水圧の挙動すなわち t_1，t_2，t_3 の関係が全層の挙動を代表しているものとして式（4.3.6）の解に当てはめた場合に全層一様の圧密係数として求められる値を，その点における圧密係数と仮にすることにした。そのようにして作成した圧密係数分布を図4.3.58～4.3.62に示す。ただし，横軸は対数である。

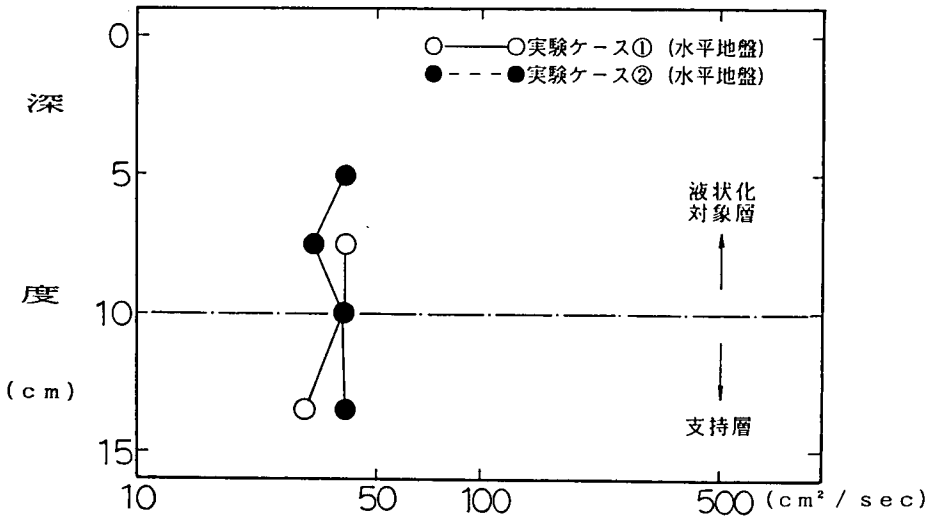
図4.3.59に示した盛土地盤の実験ケースに注目する。

過剰間隙水圧が100%→50%では，改良体を施した方が消散しやすく，50%→10%で無改良の方が消散しやすいことがわかる（ただし，実験ケース⑦は除く）。この理由として，100%→50%では，無改良の方は盛



水平地盤圧密係数分布

(100%～50%)



水平地盤圧密係数分布

(50%～10%)

図4.3.58 実験ケース①～②の圧密係数深度分布（水平地盤）

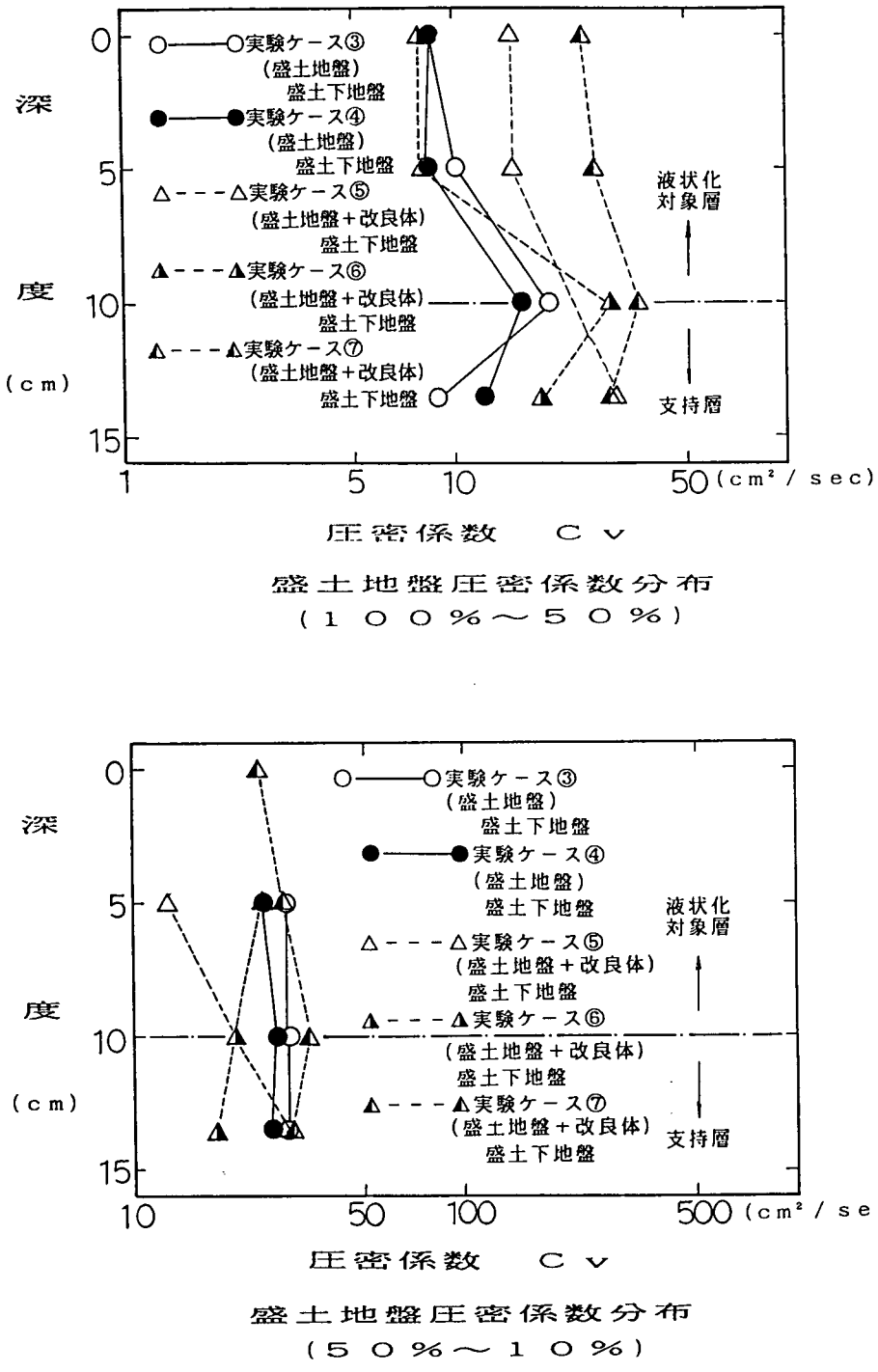
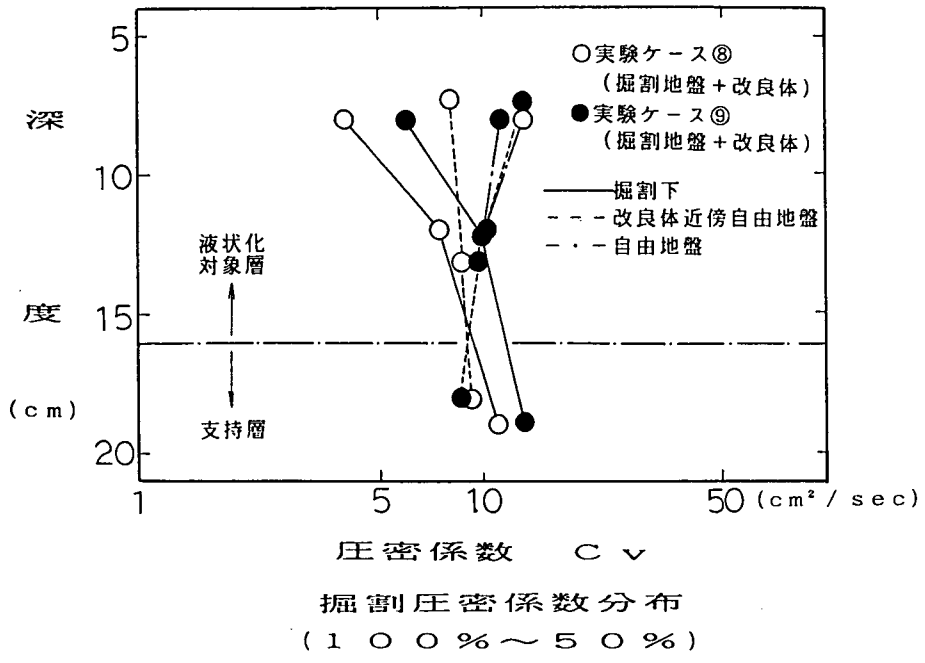


図4.3.59 実験ケース③～⑦の圧密係数深度分布（盛土地盤，盛土地盤+改良体）



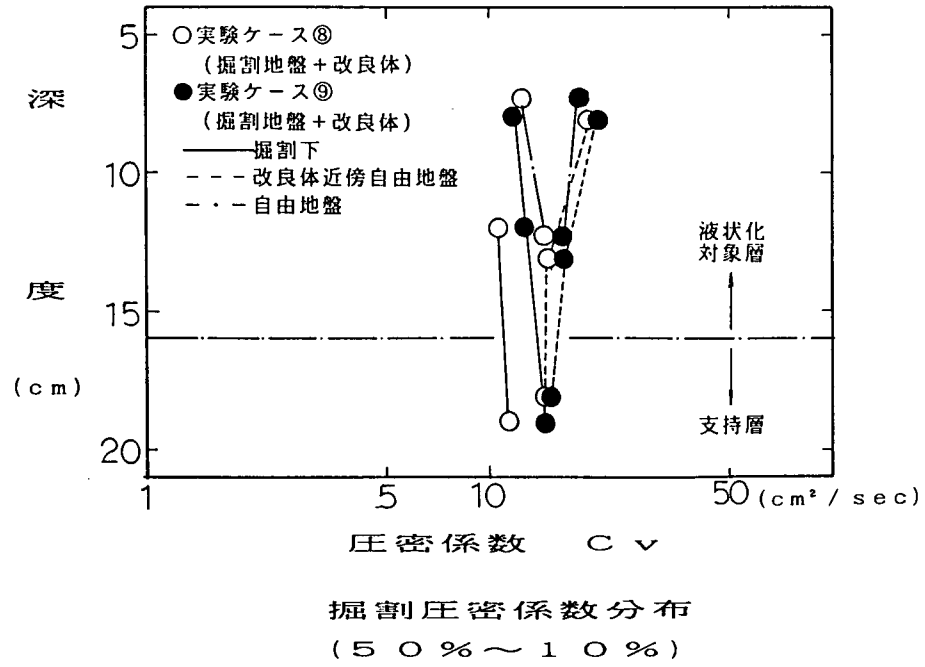


図4.3.60　実験ケース⑧～⑨の圧密係数深度分布（掘割＋改良体）

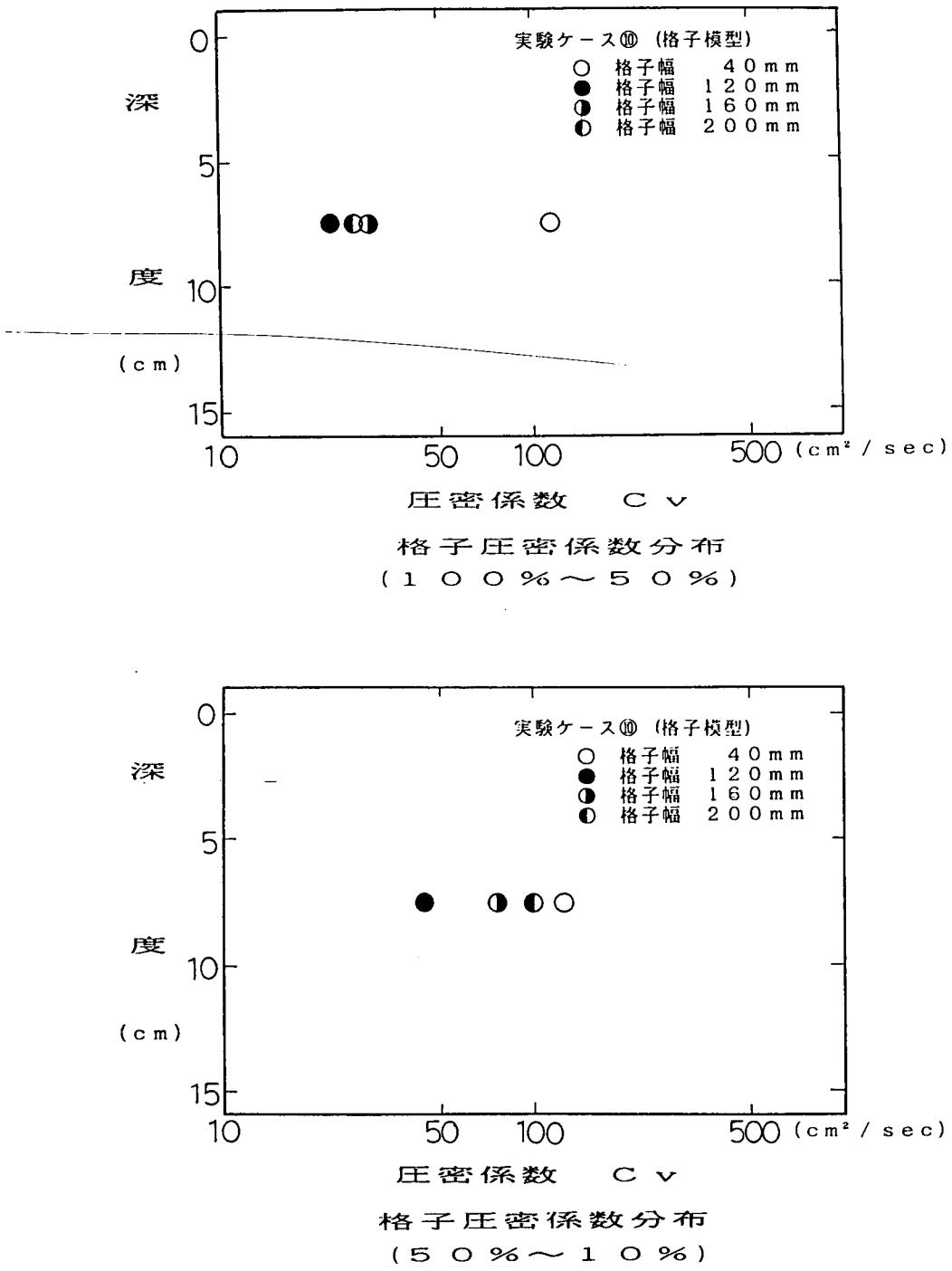
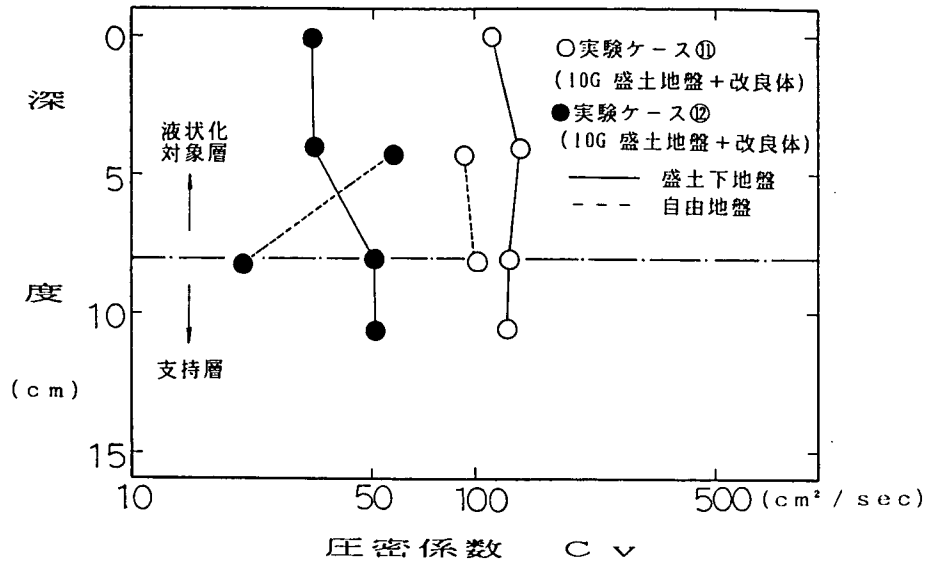
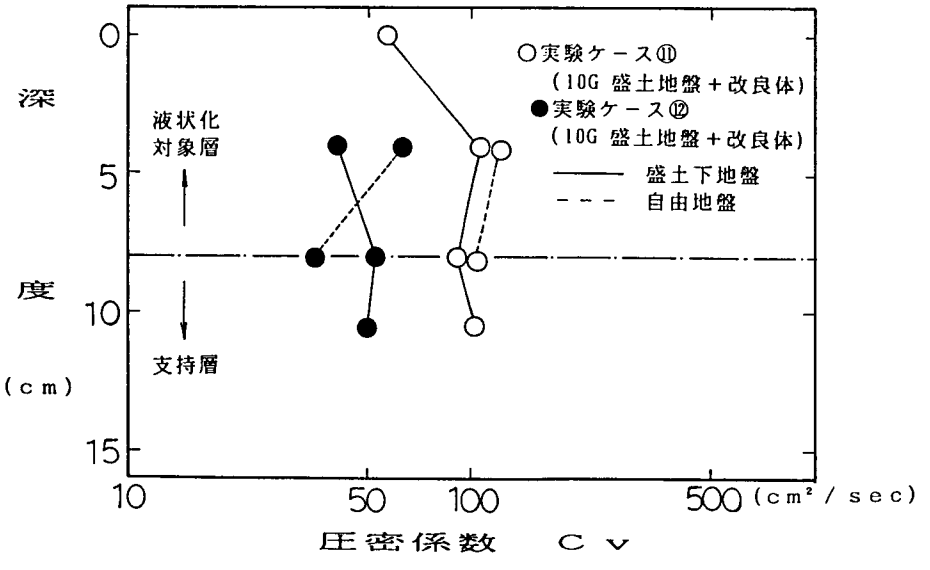


図4.3.61 実験ケース⑩の圧密係数深度分布（格子模型）



１０Ｇ盛土＋改良体地盤圧密係数分布
（１００％～５０％）



１０Ｇ盛土＋改良体地盤圧密係数分布
（５０％～１０％）

図4.3.62　実験ケース⑪～⑫の圧密係数深度分布（10B盛土地盤＋改良体）

土上載地盤の間隙水圧が液状化した自由地盤より低いために，水平方向から間隙水の供給を受けているのに対し，改良体を施したほうでは改良体が自由地盤の水平方向からの間隙水の供給を遮断しており，鉛直方向へ排水された分に見合うだけの間隙水圧の低下がおこる。ところが，50%→10%では，無改良の方は液状化した自由地盤のほうが水圧の消散が早いために盛土上載地盤の間隙水圧が自由地盤より高くなってしまい，水平方向への排水が起こって消散が加速されるのに対し，改良体を施したほうでは水平方向の排水が改良体に阻まれるので，水圧の消散はほぼ鉛直方向のみとなり消散に時間が掛かることがあげられる。

次に，図4.3.60に示した掘割の実験ケースについて注目する。掘割下改良体拘束地盤内の間隙水圧は，深度が深くなるにしたがって消散しやすいことがわかる。

次に，図4.3.61に示した格子の実験ケースに注目する。100%→50%では(200 mm ≒ 160 mm)≪40 mmとなっており，格子幅が最も狭い40 mmが最も消散しやすくなっているが，それ以外では格子幅と消散時間に関係がない。50%→10%では，160 mm < 200 mm < 40 mmとなっており，40 mmが最も消散しやすく，それ以外では格子幅が広い方が消散しやすい状態になっている。40 mmが最も消散しやすいのは，地盤が液状化に至っていないからである。すなわち，液状化した場合には発生した多量の過剰水が排水されるのに時間を要するが，液状化しなかった場合には排水量が少ないためその分，消散時間が早くなっている。なお，格子幅80 mmと共に格子幅120 mmの間隙水圧計は故障していたものと思われるので考察には含めなかった。

(3) 盛土と掘割の沈下量

図4.3.63，64に盛土沈下量と過剰間水圧比，掘割沈下量と過剰間隙水圧比の関係を示す。

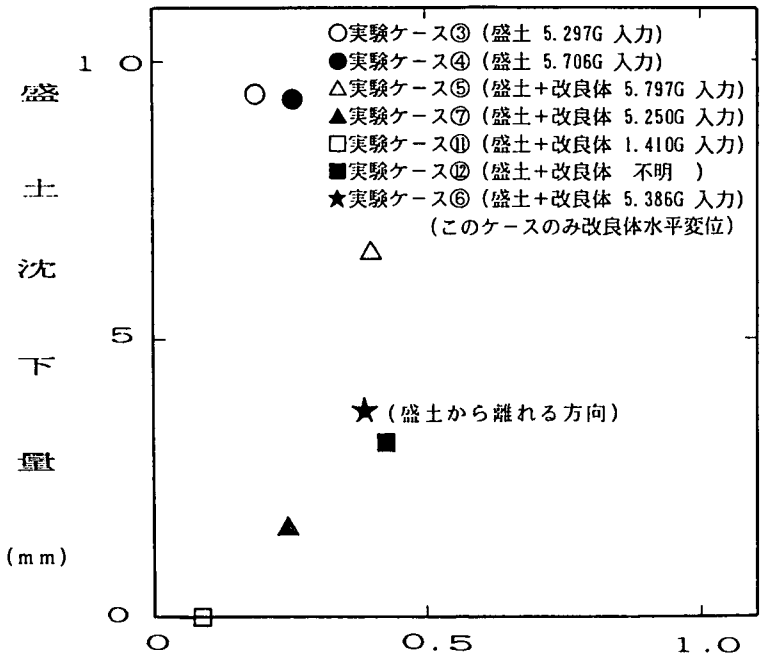
図4.3.63で改良体を施した方が無改良に比べ過剰間隙水圧比が高いにもかかわらず沈下量は少ないことがわかる。これは無改良では盛土脇の地盤が液状化することによって盛土直下の地盤の骨格を水平方向に拘束する力が減少し，盛土直下の地盤がその上載重量の影響で水平方向にはらみ出したと考えられる。一方，改良体有りでは盛土脇の地盤が液状化しても，盛土直下の地盤は改良体に拘束されているため側方へのはらみ出しが無改良のそれに比べて少なくなったと考えられる。実験ケース⑥では，改良体の水平変位量を測定した。その値より模型で3.7 mm，実物レベルで11 cm盛土体から離れる方向に変位していることがわかった。改良体が盛土から離れる方向に変位する分盛土が沈下するものと思われる。

掘割の実験ケースでは，平均値でみて模型では1.3 mm，実物レベルで3.9 cm沈下した。

昭和61年度に行われた中型模型実験で改良体なしの掘割モデルが5 Hz，120 gal，20波の正弦波入力で液状化により掘割が浮上したことなどから考えて，遠心場においても無改良のケースを実施すれば浮上していたと思われる。

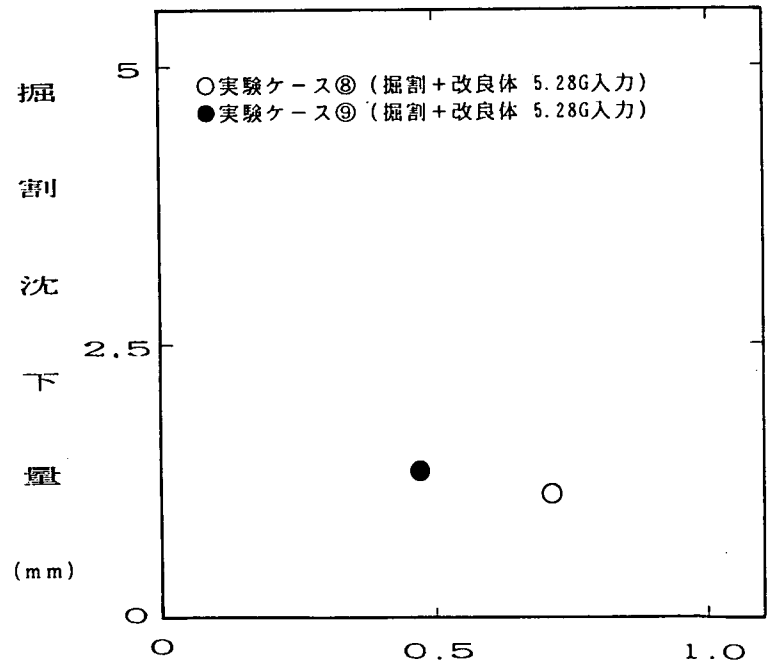
また，中型模型実験の結果から，掘割の両脇のみを壁状に改良する形式では掘割直下の砂地盤の圧密による沈下を防止することは困難と予想されていた。本実験でもその傾向と同様の沈下がみられたと言える。

一方，中型模型実験（掘割＋改良体モデル）では，掘割模型の浮上がりはほとんど見られなかったが，今回の実験では，加振中に実験ケース⑧で0.4 mm（実物レベルで1.2 cm），実験ケース⑨で0.476 mm（実物レベルで1.4 cm）浮上がり，その後沈下した。



（掘割 下GL－0．0cmのセンサーの値による）

図4.3.63　盛土沈下量と過剰間隙水圧比



（掘割 下GL－8．0cmのセンサーの値による）

図4.3.64　掘割沈下量と過剰間隙水圧比

(4) 格子間隔と改良効果の関係

図 4.3.65 に格子模型実験ケースの格子間隔/液状化対象層厚と過剰間隙水圧比の関係を示す。この図から，格子間隔/液状化対象層厚 <1 であれば液状化に至らないといえる。ただし，格子内地盤の応答は入力振動数によって変動するので，この結論は実物で 2 Hz 相当の入力があった場合に限定される。

(5) 改良体に作用する動的な側圧の評価

1）ひずみゲージによる側圧評価

実験ケース⑤，⑥，⑦では，左側の改良体内にカスガイを施し，図 4.3.66 の 2ヶ所の表裏計 4ヶ所にゲージ（FCA-3 形ロゼッタゲージ）を貼ってカスガイに生じるひずみを測定した。ゲージは 4 枚でブリッジを組

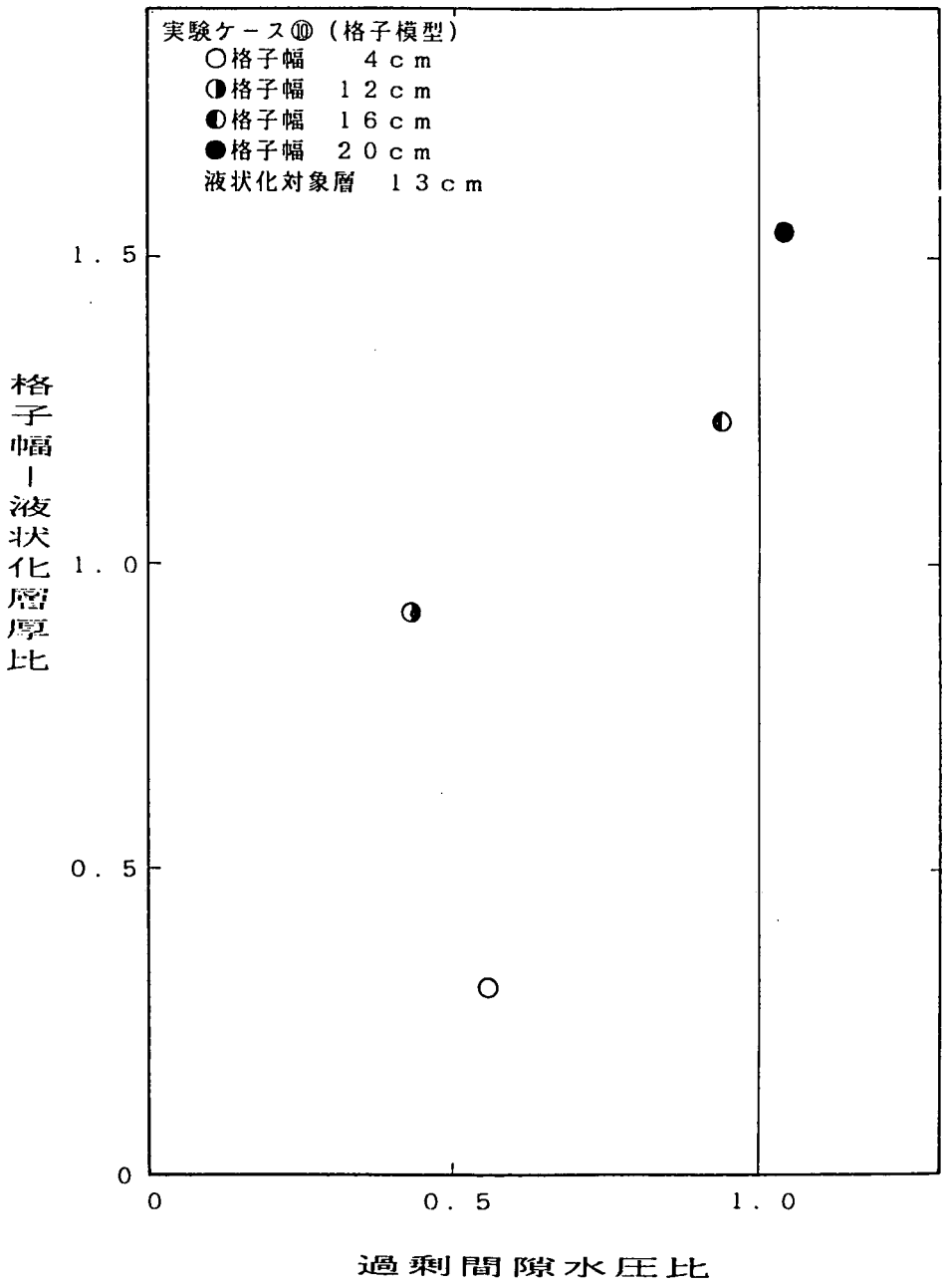


図4.3.65　実験ケース⑩の格子幅/液状化対象層厚と過剰間隙水圧比の関係

ー：ひずみゲージ

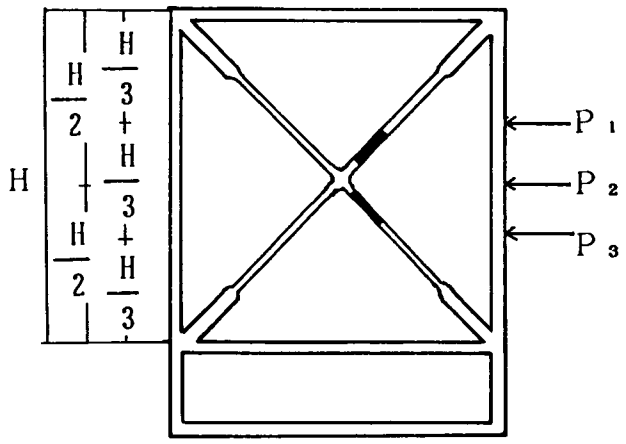


図4.3.66　改良体内に取付けたひずみケージ

み図 4.3.66 に示す方向，すなわち盛土方向に力が働いた場合にプラスになる。

実験後に図 4.3.66 の矢印で示した所，すなわち改良体上部から 1/3 H，1/2 H，2/3 H（H は液状化対象層厚）に外力が働いた場合のひずみゲージの較正試験を行なった。その結果を図 4.3.67～4.3.69 に示す。

ここで，較正試験において静的に外力を加えた位置は，改良体の側面（ここでは液状化対象層厚に相当する部分のみとする）に外力の分布が逆三角形分布（▽），等分布（□），三角形分布（△）となった時の重心位置を選んだ。したがって，土圧分布に応じて 3 種の較正値が求められたことになる。

ところで，改良体側面に働く主な外力には振動による改良体自身の慣性力と改良体の側面に作用する力の合力によるものがある。したがって，ひずみゲージの測定値から，地盤から受ける側圧によるひずみ成分を求めるには慣性力のひずみ寄与分を差し引かねばならない。一方，1/2 H の位置に取り付けられた土圧計の測定値が正しいと仮定すると，逆三角形分布，等分布，三角形分布のいずれの場合においても土圧の総量は求まるので，その値と較正試験で求めた 3 種の較正値を使って地盤から受ける側圧によるひずみ成分を求め，これに加速度計の記録と改良体模型の自重から計算される慣性力に較正値をかけることによって求まるひずみの寄与分を足し合せたものをひずみゲージの出力波形と比較すれば，改良体に働く土圧の分布としてどれが最適かがわかる。そこで，以下の五つの波形を比較した。

① (S_1-S_2) の波形

② $40(S_1-S_2)\cdot l+70\dfrac{M_1}{D\cdot 980}A_4$

$+\dfrac{2M_2}{D\cdot 980}(0.5\times 40\times A_4+0.5\times 10\times A'_5)$ の波形

③ $25(S_1-S_2)\cdot l+70\dfrac{M_1}{D\cdot 980}A_4$

$+\dfrac{2M_2}{D\cdot 980}(0.5\times 40\times A_4+0.5\times 10\times A'_5)$ の波形

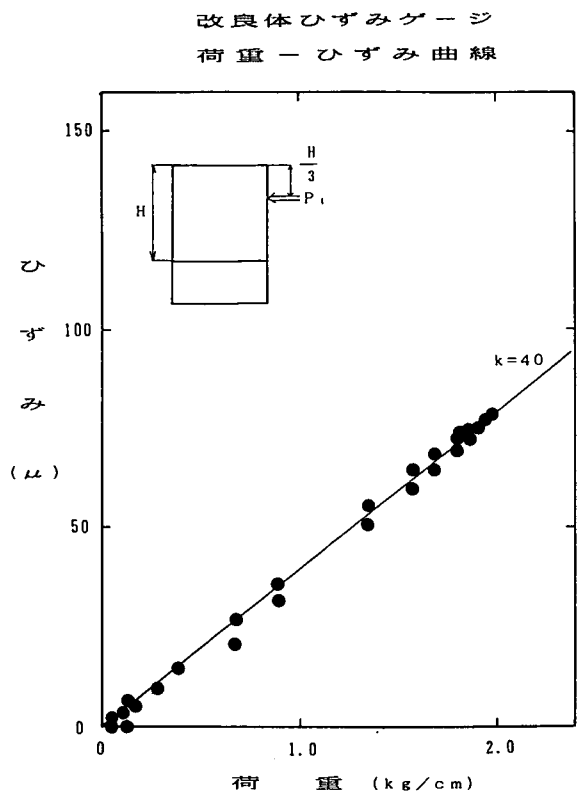


図4.3.67　ひずみゲージ較正試験結果

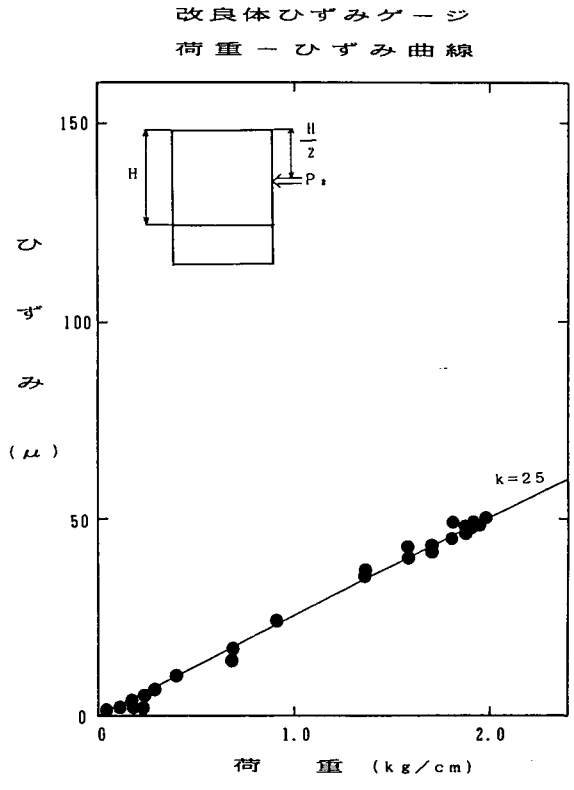


図4.3.68　ひずみゲージ較正試験結果

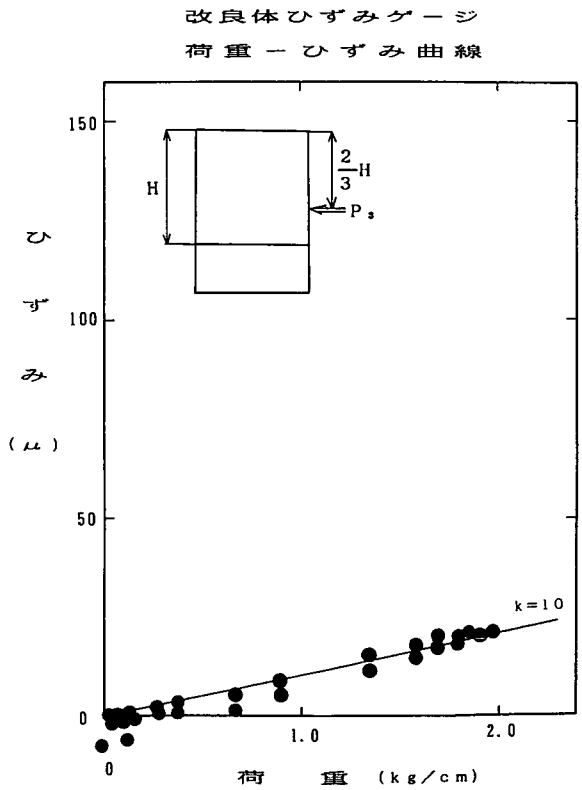


図4.3.69　ひずみゲージ較正試験結果

④ $10(S_1-S_2)\cdot l+70\frac{M_1}{D\cdot 980}A_4$

$+\frac{2M_2}{D\cdot 980}(0.5\times 40\times A_4+0.5\times 10\times A'_5)$ の波形

⑤ ひずみゲージ出力波形

ここで，(S_1-S_2)=(盛土側土圧 − 自由地盤側土圧)

C_1= 改良体天端鋼板の重量

D= 改良体奥行き =89 mm

M_2= 改良体側壁鋼板の重量

H= 改良体高さ =125 mm

l= 液状化対象層に相当する高さ =100 mm

A_4= 改良体の上部に取付けた加速度計

A_5= 改良体の下部に取付けた加速度計

$$A'_5=A_5+(A_4-A_5)\times\frac{(H-l)}{H}$$

…… 改良体模型内の中板（土槽の基盤と液状化層境界に相当する部位）の加速度

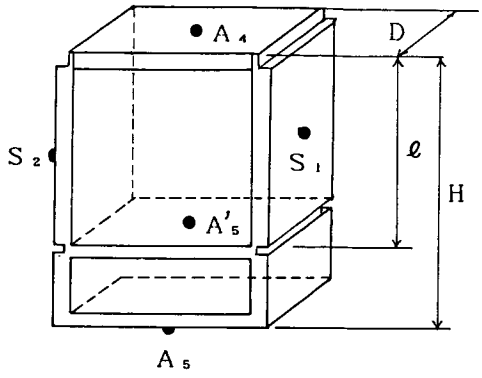


図4.3.70 改良体模型と変換器の配置

②，③，④の式の第1項は，それぞれ土圧分布が逆三角形分布，等分布，三角形分布したときの地盤から受ける側圧によるひずみ成分である。

第2項は，改良体天端鋼板の慣性力によるひずみ成分で，係数70は，改良体の較正試験で天端鋼板に加力した時に得られるであろう較正値（比例配分した）である。

第3項は改良体側壁の慣性力によるひずみ成分で，図4.3.71の様に側壁が加速度分布を持つとして，側壁の，加速度 A_4 による慣性力と加速度 A'_5 による慣性力を合成したものである。

以上を比較したものが図4.3.72と図4.3.73である。図4.3.72，図4.3.73とも，$K=40$，すなわち逆三角形分布に土圧が改良体に作用したと仮定して求めたひずみの波形が，最も実測値と近い値を示している。

次に，土圧が逆三角形分布するとして，ひずみゲージ出力波形から慣性力によるひずみの成分を差し引いたのち，較正係数で割り，土圧の改良体に働く動的成分を求めた。これを土圧の測定値 (S_1-S_2) と比較した

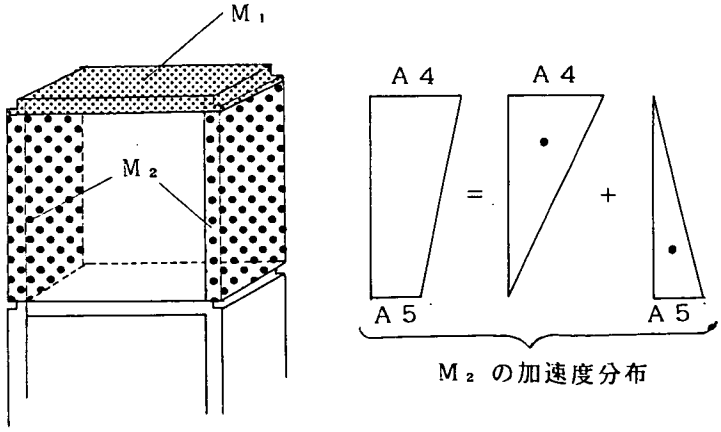


図4.3.71 改良体模型と改良体の加速度分布

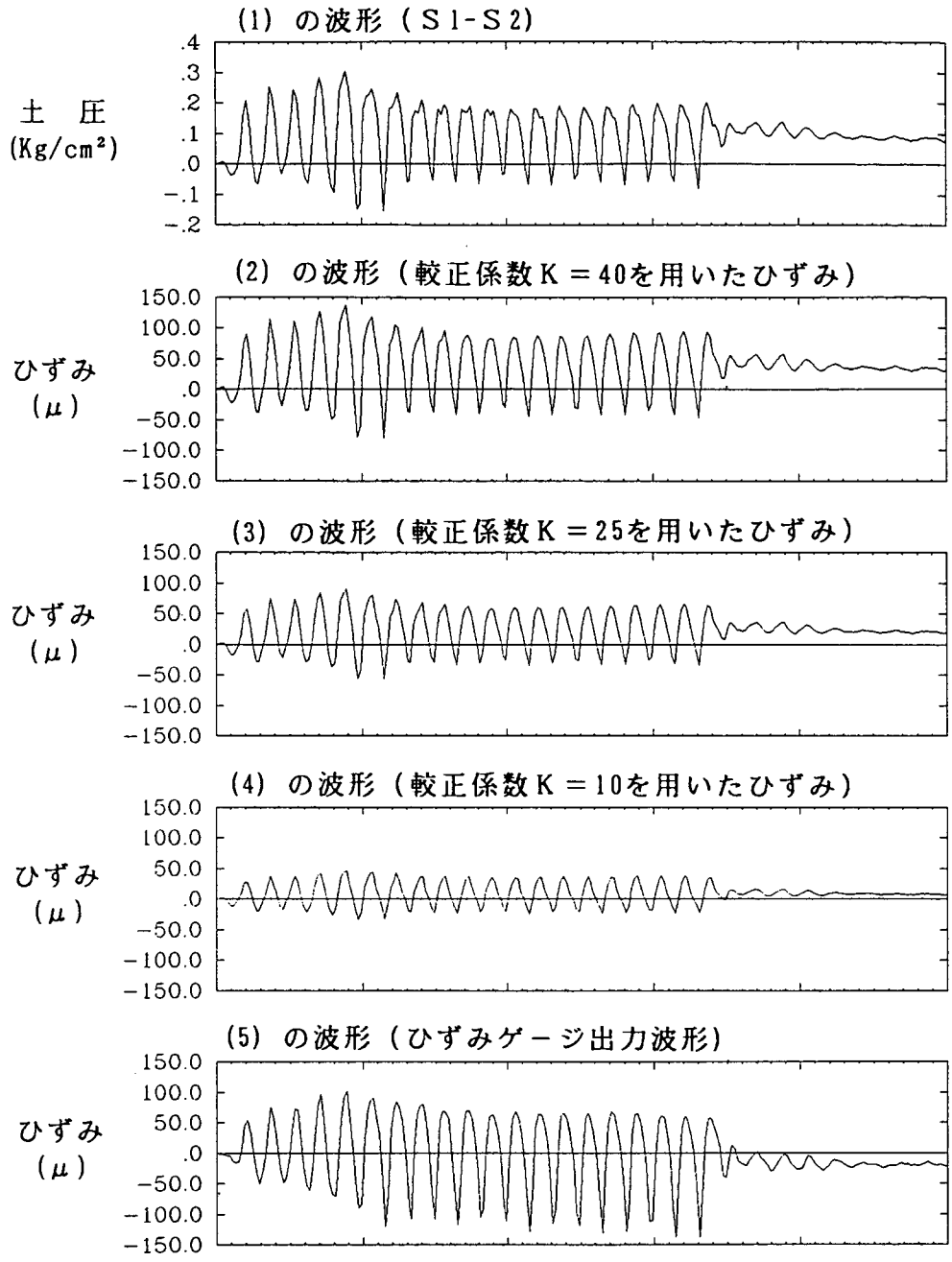


図4.3.72　実験ケース⑥のひずみの出力波形と較正係数を用いたひずみの波形

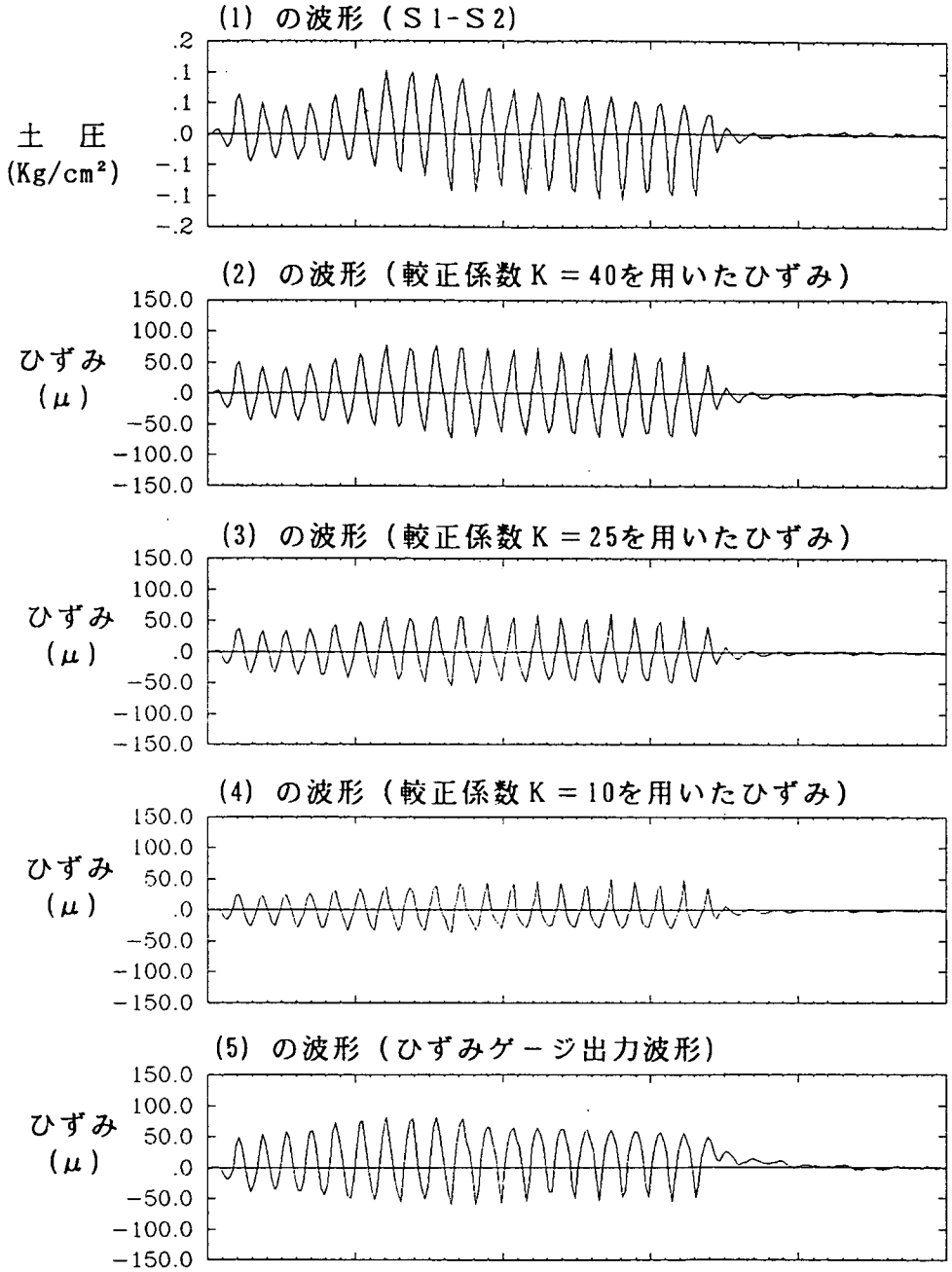


図4.3.73 実験ケース⑦のひずみ出力波形と較正係数を用いたひずみの波形

ものが図 4.3.74 と図 4.3.75 である。図 4.3.74 と図 4.3.75 を比較して，両者とも測定値に近いことから逆三角形分布が妥当であることが言える。

以上は，改良体模型の側面に取り付けた土圧計の測定値が良い精度で測られていた場合に言えることである。ところが，通常の 1G 場の模型実験においても土圧を正確に測定することは一般に難しい。遠心模型実験では特に，変換器自体が大きな遠心力に耐え，軽量・小型で大容量の検出能力があること，高い拘束圧で模型地盤の剛性が実地盤なみの値となるので，それに見合って受圧板の剛性も大きくなる必要があること，周囲の模型に影響を与えないものであること等の制約が課せられる。それ故，1G 場でさえ難しい土圧の正確な測定が，遠心場ではさらに難しくなると思われる。そこで，仮に今回の土圧測定値が実験の土圧の 6 割程度の値だったとして，前述したことを考え直してみる。6割であると，前述した①～④の波形で (S_1-S_2) の値が 1.67 倍となり②，③，④の第 1 項がそれぞれ 66.8 $(S_1-S_2)L$，41.8 $(S_1-S_2)\ l$，16.7 $(S_1-S_2)l$ と

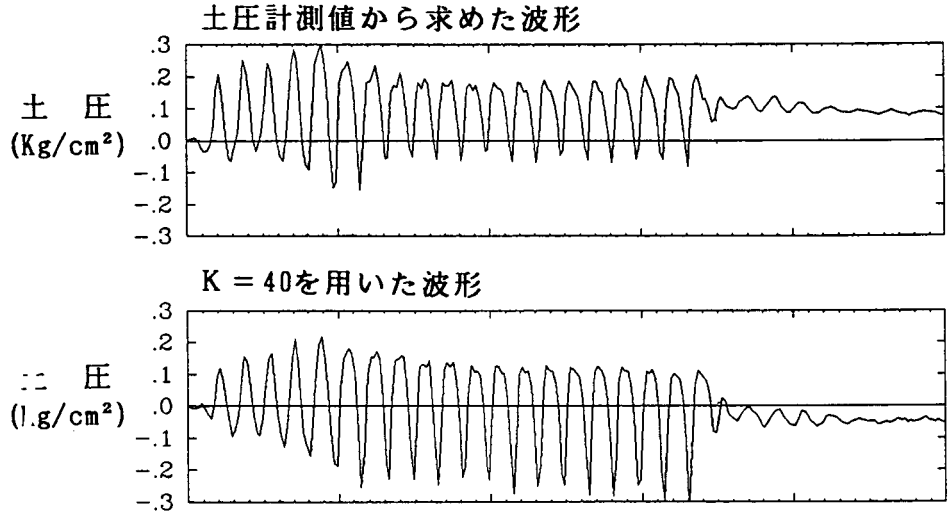


図4.3.74　実験ケース⑥土圧合力波形（上段が計測値，下段がK＝40の波形）

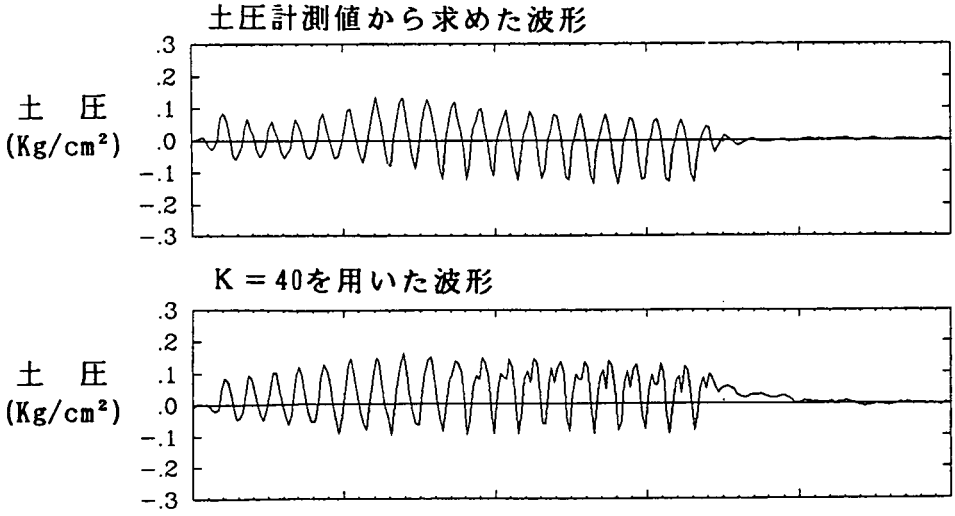


図4.3.75　実験ケース⑦土圧合力波形（上段が計測値，下段がK＝40の波形）

なる。第2項以降は変わらないことから，結局，③の波形が土圧の測定結果を6割程度とする前の②の波形とほぼ等しくなり，この③の波形（土圧が等分布したときの波形）がひずみゲージの出力波形と合ってくる。したがって，この条件では土圧は等分布していたことになる。

以上，土圧の測定値が実際の値よりもさらに低かった時は別であるが，6割以上であれば土圧の分布は等分布から逆三角形分布の間にあったと言える。

4.3.5 ま と め

ここでは，動的遠心模型実験の結果ならびに中型模型実験との比較についてまとめる。

(1) 水平地盤に関する実験結果

① 遠心場：5.3 G，実物レベル：173 gal の正弦波入力で実験したところ，液状化対象層は液状化した。

② 支持層は上述の入力では液状化に至らなかった。ただし実験ケース①の入力（遠心場：6.6G，実物レベル：215 gal）では液状化した。

(2) 盛土地盤に関する実験結果

① 両脇を改良する方法によって，盛土体の沈下を無改良のそれの約7割以下まで押えることができた。沈下を押えることに関しては明瞭な効果が認められた。

② 盛土体の両脇を改良することによって，無改良の場合にくらべて過剰間隙水圧は高めになる。ただし，液状化には至らない。

③ 改良体に拘束された地盤に過剰間隙水圧が発生すると，その値がピーク値から半減するまでの時間は無改良に比べて短いが，それ以降は長くなることが分かった。

④ 改良体に取付けたひずみゲージの値と土圧計の測定値を解析した結果から，改良体に作用する土圧の動的成分は深さ方向に等分布から逆三角形分布に近い分布形状であったと推察された。

(3) 掘割地盤に関する実験結果

① 両脇が改良されていても，掘割下地盤は遠心場：5.3 G，実物レベル：173 gal の正弦波入力で液状化に至った。

② 両脇が改良されていても，加振中に掘割は実物に換算した値で約 1.3 cm 浮上し，その後沈下した。

③ 掘割下地盤の圧密による沈下は実物に換算した値で 3.7～4.1 cm 発生した。

④ 改良体は加振中にロッキングした。

(4) 格子地盤に関する実験結果

① (格子間隔)/(液状化対象層厚) <1 であれば液状化に至らない。ただし，格子内地盤の応答は入力振動数によって変動するので，この結論は実物で 2 Hz 相当の入力があった場合に限定される。

(5) 10 G 場盛土体 + 改良体に関する実験結果

① 所定の入力（遠心場：1.67 G，実物レベル：160 gal）では液状化に至らなかった。

(6) 中型模型実験結果との比較

中型模型実験（その1～その3）と今回の遠心力模型実験の結果を比較すると表 4.3.24 の通りとなる。

（大 林 組）

表4.3.24　中型模型実験と動的遠心模型実験の比較

		中型模型実験（その１）	中型模型実験（その２）	中型模型実験（その３）	動的遠心模型実験
地盤の相対密度		D_r=5 ～28%	D_r=50～70%	D_r=63～68%	D_r ≒60%
盛土模型	入力波形	正弦波5HZ 20波　150gal（一回目） 200gal（二回目）	正弦波5HZ 20波　157gal，257gal，360gal 476galのステップ加振	正弦波5HZ 20波　公称　120gal，200gal 300gal，400gal のステップ加振	正弦波 60HZ 20波　平均5.5G （実物レベル 2HZ 180gal）
	盛土沈下量	無改良モデル（平均50mm），両脇改良モデル（平均41mm）とわずかであるが、改良による沈下抑制効果が見られた。	無改良モデルが失敗したため、沈下の比較はされていない。	120gal入力で、無改良モデルでは沈下したが改良モデルでは沈下しなかった。400galまでの累積沈下量で比較すると、無改良(8cm)，改良(5～7cm)と改良効果が現れた。	無改良モデルで約9.4mm(実物レベルで28.2cm)、改良モデルで1.6 ～6.6mm（実物レベルで4.8 ～19.8cm）と改良効果が現れた。
	盛土下過剰間隙水圧	過剰間隙水圧については、無改良にくらべて有為な差は認められなかった。	無改良モデルが失敗したため、改良効果はわからない。	120gal入力では無改良モデルでは過剰間隙水圧が発生したが他のモデルでは、ほとんど発生していない。 200gal入力では過剰間隙水圧の上昇速度は無改良モデルが最も速いが、最大値は改良モデルのほうが大きい値を示した。	無改良に比べて改良したほうが若干過剰間隙水圧が高く発生する。しかしながら液状化にまでは至らなかった（水圧比で0.5 程度）。
掘割模型	入力波形	正弦波5HZ 20波　150gal（一回目） 200gal（二回目）	正弦波5HZ 20波　149gal，244gal，345gal 241galのステップ加振		正弦波 60HZ 20波　平均5.28G （実物レベル 2HZ 172gal）
	掘割浮上量	浮き上がり抑止効果の最小のモデルでも無改良に比べ約1/2 に低減された。	149gal入力で1mm 程度浮き上がった。地盤の固さが違うが（その１）の無改良モデルと比較すると約1/25の量である。		約1.3mm（実物レベルで4cm）掘割模型が浮き上がった。
	掘割下過剰間隙水圧	掘割下地盤は液状化に至った。	掘割下地盤は液状化に至った。		掘割下地盤は液状化に至った。
格子模型	入力波形	正弦波5HZ 20波　150gal（一回目） 200gal（二回目）	正弦波5HZ 20波　151gal，185gal，243gal のステップ加振		正弦波 60HZ 20波　5.57G （実物レベル 2HZ 182gal）
	格子幅／液状化対象層厚と液状化防止効果	（格子幅）／（液状化対象層厚）=0.2の地盤は液状化しなかったが、他は液状化した。 D_r=5 ～28%とゆるい地盤であったことが原因と思われる。	格子間隔が狭いほど過剰間隙水圧の上昇を押える効果が明瞭に見られた。（格子幅）／（液状化対象層厚)=2 でも液状化しなかった。		（格子幅）／（液状化対象層厚）＜１の格子間隔であれば液状化に至らない。

4.4 固化工法を用いた大型振動実験

4.4.1 実験の目的

当共同研究においては，現在までに小型振動実験・中型振動実験および動的遠心模型実験を行い，その成果として盛土及び掘割構造物に固化工法による格子状改良を行った場合に，盛土の沈下変形の低減・掘割構造物の浮上がり防止といった耐震効果が得られることが明らかになった。

今回は模型の液状化層厚を 80 cm（今までの中型振動実験の 2 倍の土被り）として，掘割・盛土・格子の 3 ケースについて，

i）掘割・盛土についての設計法を検証する。

ii）格子状改良における液状化防止効果を確認する。

の 2 つを目的として，実験を行った。

4.4.2 実験の内容

(1) 実験の種類

建設省土木研究所，ダム耐震実験棟内の振動台に大型土槽（長さ 8 m × 高さ 2 m × 奥行 1 m）を設置し，土槽内に模型地盤を作成して，完全液状化に至るまで数回の加振を行った。実験は以下の 3 ケースで，模型地盤諸元と計測器配置を図 4.4.1～図 4.4.3 に示す。

掘割モデル：掘割模型の両脇に改良体模型を設置したモデル

盛土モデル：盛土の両脇に改良体模型を設置したモデル

格子モデル：水平地盤内に 5 種類の格子間隔を持つ格子改良体を設置したモデル

また補助的な試験として，支持層と改良体底面との摩擦角を測定する改良体底面摩擦測定試験，掘割改良体に埋め込んだひずみゲージのキャリブレーションとしての掘割改良体載荷試験，および改良体の弾性定数等を求める要素試験を行った。

(2) 使 用 材 料

1）使　用　砂

使用した砂は土木研究所所有の豊浦標準砂であり，物理的性質を表 4.4.1 に示す。液状化層作成時の砂の自然含水比は $w=0.1\,\%$ であり，ほぼ絶乾状態であった。

2）改良体模型の諸元

土槽内で実際の攪拌混合処理の工程を再現するのは困難であるため，鉄筋で補強した軽量コンクリートで作成した。改良体には間隙水圧計・土圧計及び加速度計を取りつけるために溝を設けた。これらの計測器は取りつけた後，石こうで埋め戻した。改良体が土槽壁面に当たる部分にはスポンジ（ウレタン）を貼付し，グリースを塗付した。また，他の部分は改良体表面に砂を接着した。

改良体の単位体積重量を表 4.4.2 に示す。これより，改良体の飽和単位体積重量はほぼ原地盤と同程度の単位体積重量で 1.9～2.0 tf/m^3 の範囲になっている。間隙水圧計の改良体への取付治具を図 4.4.4 に示す。水圧計のコードを折り曲げて入れる部分にはグリースを充てんし，中に空洞のないようにした。

(3) モデル地盤の作成方法

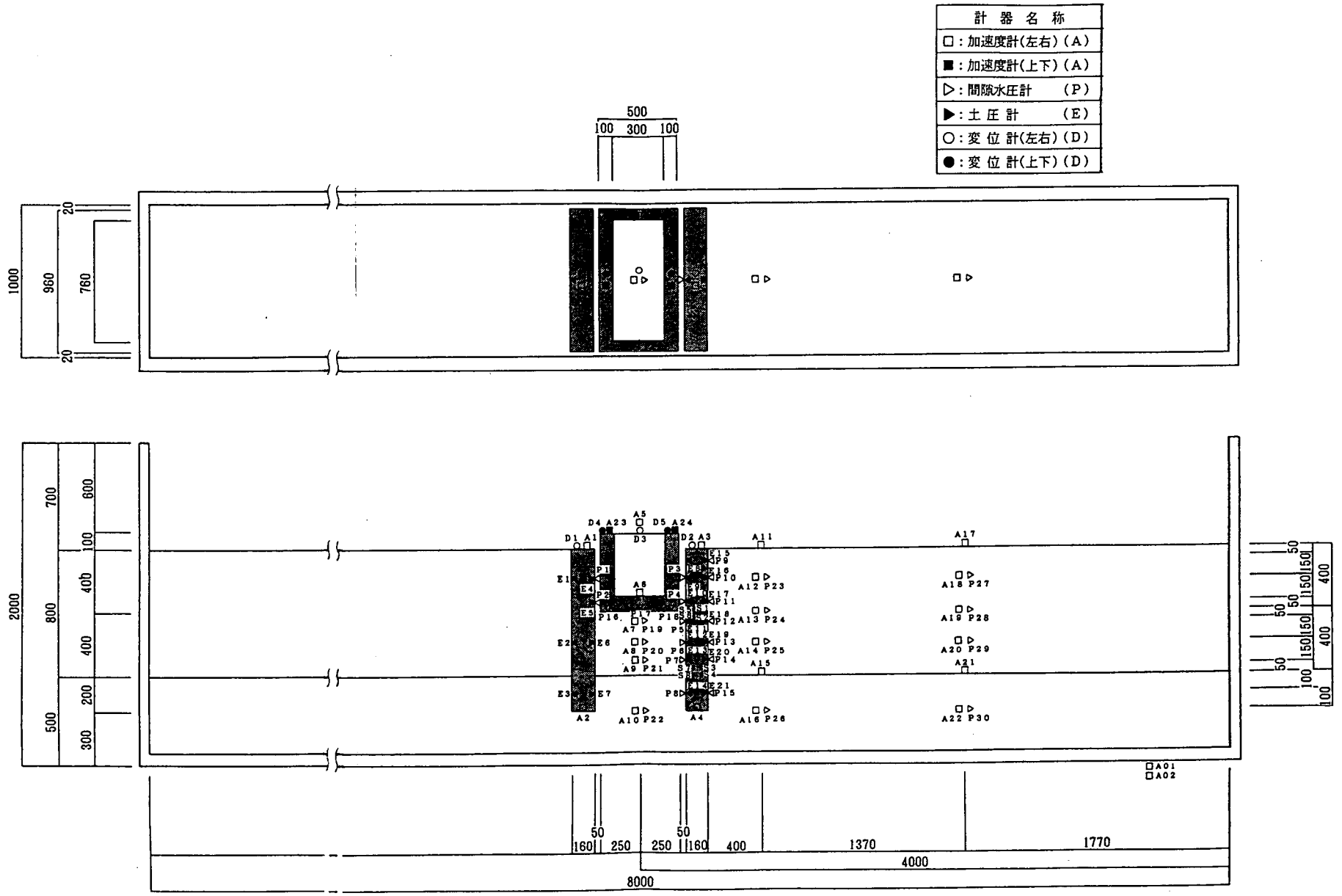


図4.4.1 掘割モデル計器配置図

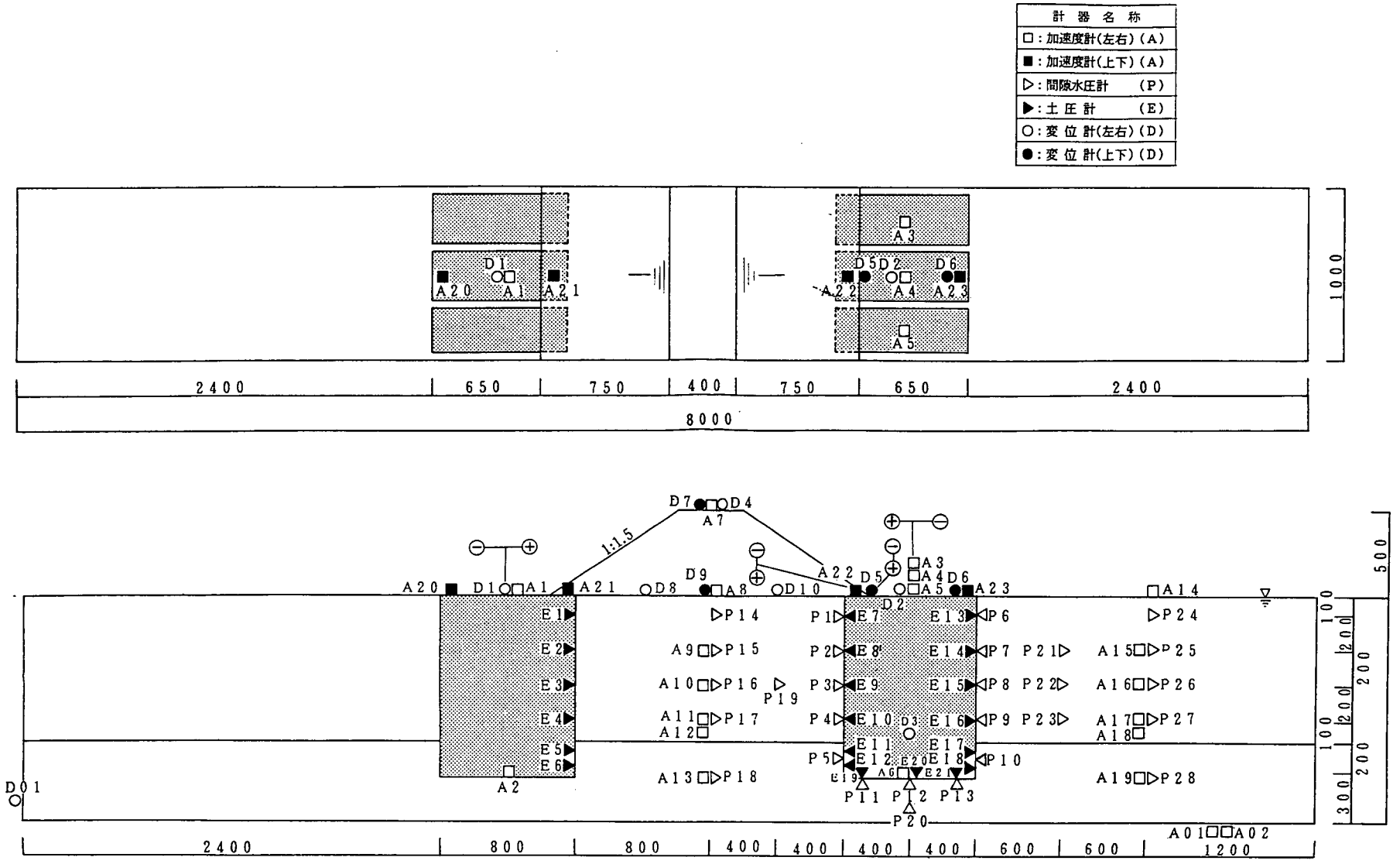


図4.4.2 盛土モデル計器配置図

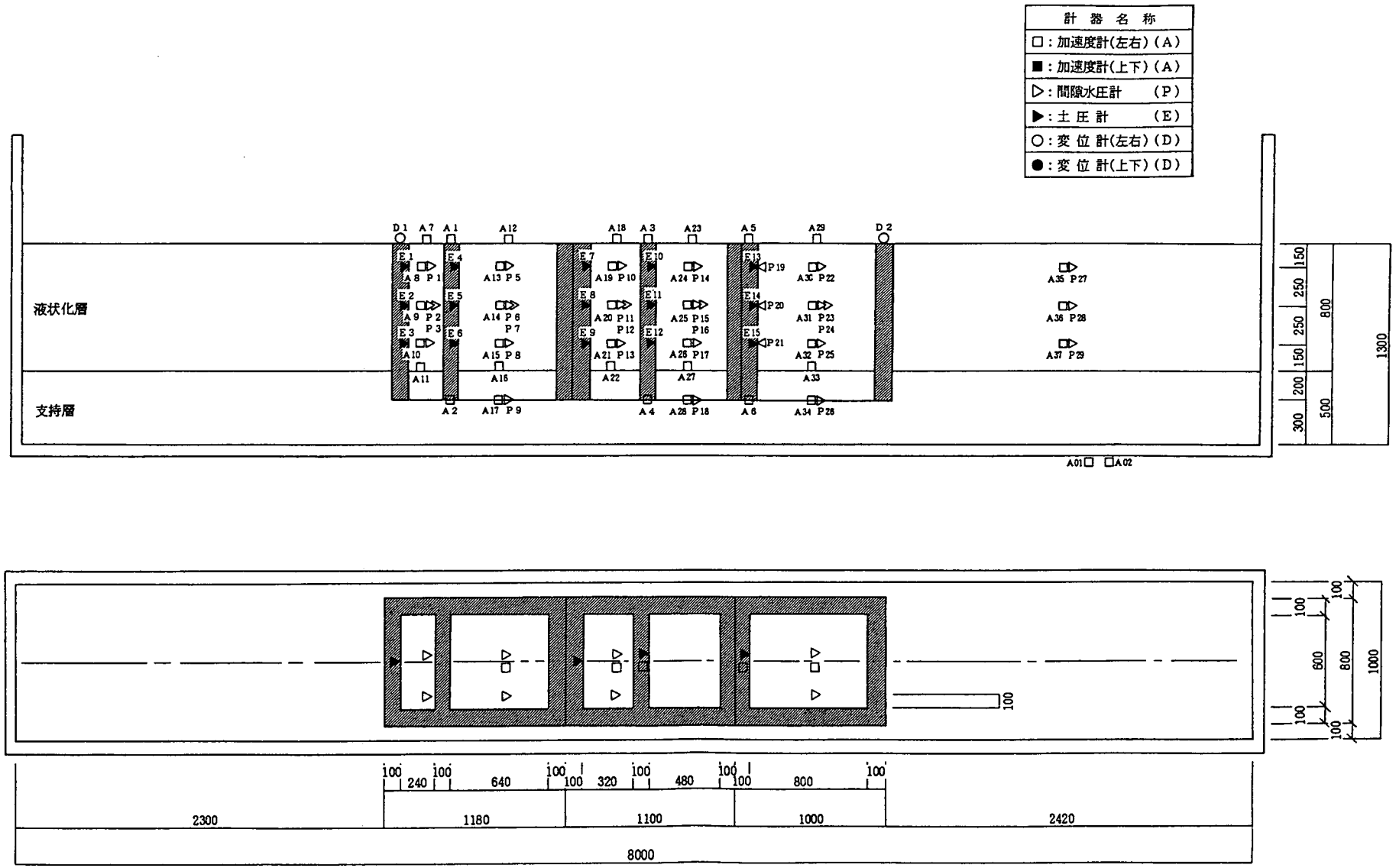


図4.4.3 格子モデル計器配置図

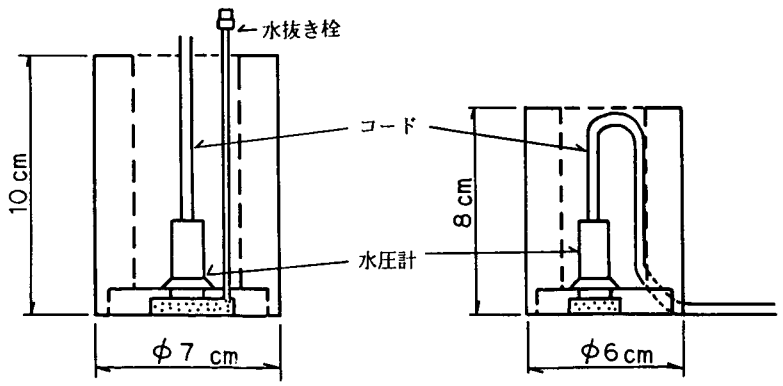
表4.4.1　使用砂の物理的性質

項目	数値
土粒子比重　Ｇｓ	２．６５３
最大乾燥密度　gf/cm³	１．６６３
最小乾燥密度　gf/cm³	１．３５７
均等係数　Ｕｃ	１．９２
曲率係数　Ｕｃ'	０．９３

表4.4.2　改良体の単位体積重量

改良体		湿潤密度（t/m³）
掘割模型		１．９９
掘割改良体北側	（Ｈ－Ｒ）	２．０６
掘割改良体南側	（Ｈ－Ｌ）	１．８８
盛土改良体 北側　中央	（Ｎ－３）	１．８８
盛土改良体 北側　西	（Ｎ－１）	２．００
盛土改良体 北側　東	（Ｎ－２）	２．００
盛土改良体 南側　中央	（Ｓ－３）	１．８７
盛土改良体 南側　西	（Ｓ－１）	２．００
盛土改良体 南側　東	（Ｓ－２）	１．９８
格子改良体　南	（Ｓ－１）	１．９２
格子改良体　中	（Ｓ－２）	１．９１
格子改良体　北	（Ｓ－３）	１．９３

掘割の見掛けの単位体積重量
$\gamma = 1.5015$（t/m³）



(a)掘割模型底面取付け部　　(b)　改良体側面取付け部

図4.4.4　間隙水圧計取付治具

1）支持層の作製

支持層の砕石を 20 kg ずつ土のう袋に詰め，その土のうをワイヤーモッコで土槽内に吊り降ろし，敷き均す。1 層 10 cm 分の砕石を投入後，タコで 1 m^2 につき 200 回以上転圧し，空隙は標準砂で間詰めしてさらに板と木づちで転圧する。1 層目は土槽の底面から 5 cm のところでジオテキスタイルを敷く。

2）改良体の建込み

改良体設置面まで支持層を作製した後，改良体を設置する。改良体設置底面は標準砂を敷き転圧してレベルを出しておく。掘割模型では，改良体設置後に転倒防止のため固定治具を設置する。残りの支持層を改良体の土水圧計を破損しないように注意して締固める。

格子改良体については，3 つの改良体をタイロッドで緊結治具を介して締めつけた。

3）液状化層の作製

所定量の砂を（フレキシブルコンテナ ＋ スリット）に入れる。スリット幅は 4〜5 mm である。（フレキシブルコンテナ ＋ スリット）をクレーンで吊るし，ホースから砂を出すと同時にクレーンを定速で移動させ，均一に砂をまく。1 層(5 or 10 cm)の砂を投入した後，砂面を均一にして高さを計測する。砂まき時にはモールドを設置し，単位体積重量を測定する。

4）計測器埋設

支持層については，計測器が入る場所を掘削して所定の高さに計測器を設置し丁寧に埋戻す。液状化層では砂面をならした後に，計測器の設置高さ・方向に注意して設置する。

5）CO_2 注 入

間隙の空気を二酸化炭素で置換する。その際，土槽上面にシートを被せて放置する。CO_2 置換の確認はシート内でライターを点火し火が消えることで行なう。

6）飽　　和

脱気水を土槽の底面から注入して地盤を飽和させる。土槽内とタンク内の水頭差に注意し，できるだけ時間をかけて飽和させる。

7）盛土の作成方法

盛土の作製は，標準砂と水を混合し（含水比 w＝15 %）バケツに入れ，1 層 10 cm ずつ盛りあげていく。均しや法面の整形はハンドスコップおよびタコで軽く転圧した。盛土作成時は水位を 5 cm 程度さげ，遮水のためうすいビニールシートをじゃばらに敷いた後に行なった。

8）計測器コードの配線

コードは計測室側の側壁（アクリル板側）に沿って上に出し，土槽上部から 2 つにまとめて，一方は下に下ろして既設のスイッチボックスに，他方は足場沿いに延長コードを通して直接計測室に導いた。

掘割下部地盤に埋めたコードは，南側改良体中央に設けた溝を通して上に出した。

9）静止土水圧の計測

改良体に設置した土圧計と水圧計の値を地盤作成時と飽和完了後に計測し，加振前の静止土水圧とした。測定時には気圧を測定し，計測値を補正した。データ読み取りには静ひずみ計 UCAM-5 B（共和電業製）を用いた。データサンプリングは 1 層の砂まき出し後の安定時と飽和後の水位安定時に行なった。

(4) 加振・計測方法

加振は盛土・掘割の軸方向に対して直角方向の水平加振で，振幅 25 gal のランダム波と周波数 5 Hz 20 波の正弦波を入力波とした。初めにランダム波加振を行ない，模型の応答特性を調べ，その後正弦波によるステップ加振を行なった。加振条件は相対密度と各加振時の過剰間隙水圧の発生状況等を見ながら，決定した。表 4.4.3 に各加振ケースでの加速度レベルを示す。

加振時には，デジタルデータレコーダ (DR 2000 A) を用いてデータ収録を行ない，一部の計測器はペンレコーダー (6 ペン) 2 台でモニターした。加振後の地表面変位量は変位板を置いて各加振後に測定した。また液状化層作成時に，アクリル板に接する部分に墨汁で染めた砂を用いて 20 cm 間隔にメッシュを描き，加振時のメッシュの移動状況をアクリル板を通して記録した。

表4.4.3 加振実験ケース

模型	加振波形	公称加速度 (gal)	台加速度 (gal)	計測時間 (sec)
掘割模型	ホワイトノイズ	25	22.0	40
	正弦波 5Hz 20波	80	98.8	150
		120	139.3	150
		150	167.5	150
		50	64.5	120
		200	221.0	150
盛土模型	ホワイトノイズ	25	25.0	40
	正弦波 5Hz 20波	50	47.5	60
		80	73.4	150
		120	112.5	150
		170	165.0	150
		250	240.5	150
		400	341.0	150
格子模型	ホワイトノイズ	25	24.0	40
	正弦波 5Hz 20波	50	47.8	60
		80	75.8	60
		120	111.5	120
		170	165.5	120
		200	200.0	150
		250	237.5	150
		300	267.2	150
		400	315.5	150
		500	403.5	150
		600	555.5	150
		800	721.3	150

4.4.3 実験結果

(1) 模型地盤の特性

1）単位体積重量

掘割・盛土モデルについては，10 cm ごとの各層における乾燥密度 γ_d のばらつきはさほど大きくないと考えられるので，全層を均一として考える。また格子モデルについては各格子内で深度方向について均一として，各格子間での密度は異なるとする。湿潤密度 γ_t は地盤が完全に飽和（$S_r=100\,\%$）したとして，乾燥密度 γ_d より求めた。γ_d および γ_t を表 4.4.4 に示す。

2）S 波速度検層

S 波速度検層は，模型地盤剛性（微小せん断ひずみレベルでの剛性率）を把握するために，脱気水注水後の飽和地盤で行なった。試験は板たたき法で行ない，模型地盤地表面に設置した板の両端を打撃して S 波を発生させ，地盤中の加速度計で感知し記録した。表 4.4.5 に S 波速度およびせん断弾性定数を示す。

表4.4.4 模型地盤の単位体積重量

		γ_d (gf/cm³)	γ_t (gf/cm³)
掘割モデル		1．528	1．952
盛土モデル		1．538	1．958
格子モデル	24 cm	1．519	1．946
	32 cm	1．520	1．947
	48 cm	1．531	1．954
	64 cm	1．541	1．960
	80 cm	1．545	1．963
	格子南側	1．522	1．948
	格子北側	1．504	1．937

表4.4.5 S波速度検層結果

模型	測線	S波 速度 (m/s)		剛性 (kgf/cm²)	
		砂層	支持層（砂礫）	砂層	支持層（砂礫）
掘割模型	自由地盤 (S_2ライン)	120	(180)	287	(709)
盛土模型	自由地盤 (S_2ライン)	80	180	128	735
	盛土基礎地盤 (Cライン)	105	170	220	655
格子模型	格子内部地盤 (S_2ライン)	80	(180)	128	(733)
	格子内部地盤 (S_4ライン)	85	(180)	144	(733)
	格子内部地盤 (S_5ライン)	85	(180)	145	(733)
	自由地盤 (S_6ライン)	(80)	(180)	(127)	(733)

注）（ ）：推定値
支持層（砂礫）のS波速度は、盛土模型の場合の外部地盤の値を代表値として採用した。

(2) 静止土水圧測定結果

1）掘割モデル

図 4.4.5 に乾燥砂まき出しの時の静的土圧分布を示す。これより，まき出し層厚が厚くなるにつれて下層

の土圧は増加する傾向にあり，まき出し終了時には自由地盤側の土圧分布はほぼ三角形分布を示し，掘割道路模型下では土圧分布はほぼ長方形分布になっていることがわかる。

図 4.4.6 に飽和終了後の水圧・土圧分布を示す。これより，水圧はほぼ静水圧分布となっている。また，全土圧はほぼ三角形分布であるが，注水時の増加量は必ずしも静水圧分布ではない。これは水浸による土圧係数等の変化があったものと思われる。

2）盛土モデル

図 4.4.7 に乾燥砂まき出し時の静的土圧分布を示す。分布は不均一でありこの理由としては改良体の移動等が考えられる。

図 4.4.8 に盛土作成時の土圧変化量を示す。改良体内部の土圧は増加し，外部は減少しているが，これも改良体の移動等が影響していると思われる。

図 4.4.9 に飽和終了後の水圧・土圧分布を示す。これより，水圧はほぼ静水圧分布となっている。また全土圧もほぼ三角形分布であるが，右側改良体の下層で負の土圧になっている異常点がある。

3）格子モデル

図 4.4.10 に乾燥砂まき出し時の静的土圧分布を示す。これよりまき出し層厚が厚くなるにつれて下層の土圧は増加する傾向にあるが，まき出し終了時には逆三角形分布になるものもあり，必ずしも均一ではない。図 4.4.11 に飽和終了後の水圧・土圧分布を示す。これより，水圧はほぼ静水圧分布となっている。また，全土圧はほぼ三角形分布である。

(3) 掘割モデル加振結果

1）加速度応答倍率

図 4.4.12 に加速度の最大応答倍率を示す。これより，左右の改良体での最大応答倍率は改良体底面で 1.3 程度，改良体上面で 2.0 程度である。掘割模型の最大応答倍率は上面で 1.7 程度，底面で 1.5 程度であり上面と底面の差は小さい。

掘割下地盤の最大応答倍率は 2.0 以下であるが，液状化のためか支持層で応答倍率が大きくなっているケースがある。自由地盤では，液状化により支持層と液状化層上面で応答倍率が大きい所があり，全体にばらつきが大きい。

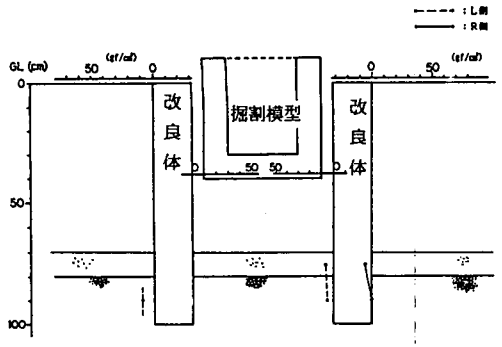
2）過剰間隙水圧

図 4.4.13 に最大過剰間隙水圧を示す。これより，いずれのケースにおいても最大過剰間隙水圧は有効上載圧のラインに近く，ほぼ液状化しているといえる。また，B 1・B 3 ラインの改良体に取り付けた水圧計では，動振幅成分により最大過剰間隙水圧は有効上載圧よりも大きくなっている。

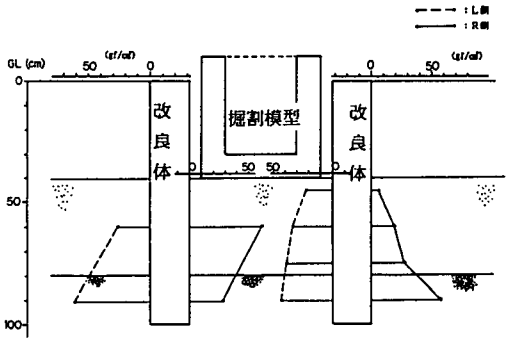
図 4.4.14 に過剰間隙水圧の最大動振幅を示す。これより，B 1・B 3 ラインの改良体に取り付けた水圧計で動振幅成分が大きいことがわかる。また改良体の内側（掘割模型との間）の深度 20 cm の位置で，特に大きな過剰間隙水圧の振幅成分が発生している。

3）土　　圧

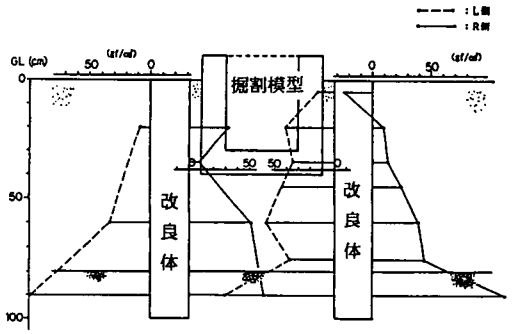
図 4.4.15 に最大土圧を示す。これより，最大土圧はほぼ有効上載圧に近いが左右改良体の内側でかなり大きな土圧が発生している。これは，動振幅によるところが大きい。



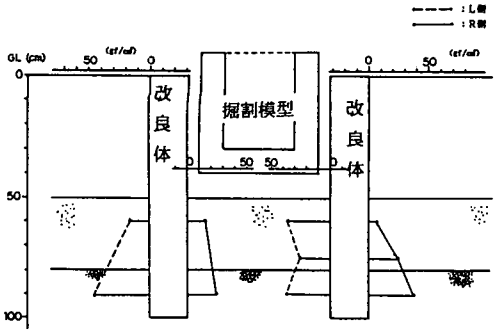
（a）第1層目まき出し後



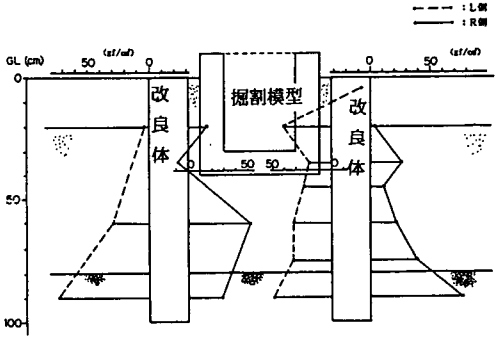
（d）第4層目まき出し後（掘割模型設置後）



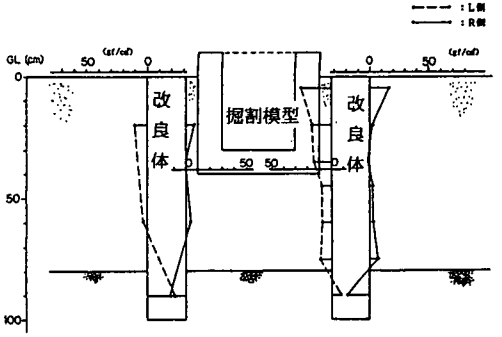
（g）第8層目まき出し完了36時間後



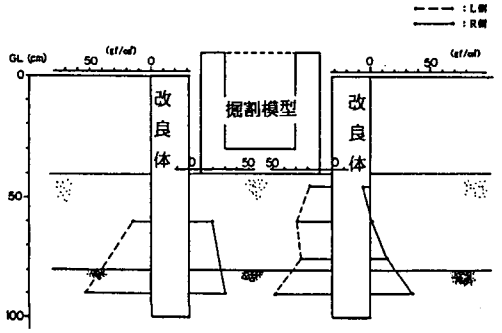
（b）第3層目まき出し後



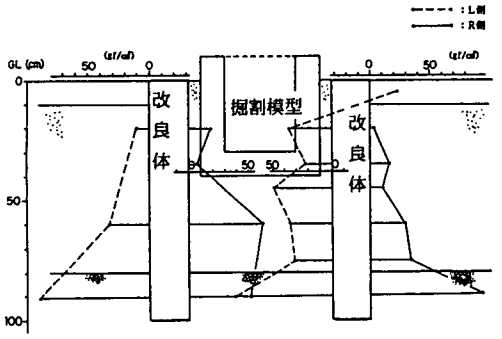
（e）第6層目まき出し後



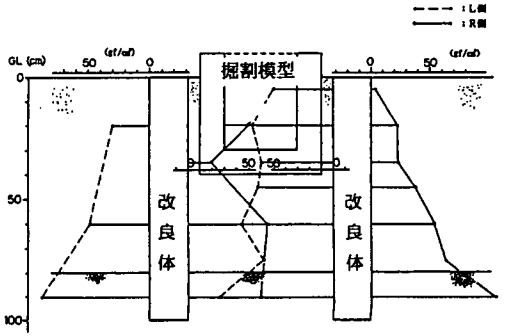
（h）改良体固定治具撤去による変化量



（c）第4層目まき出し後（掘割模型設置前）



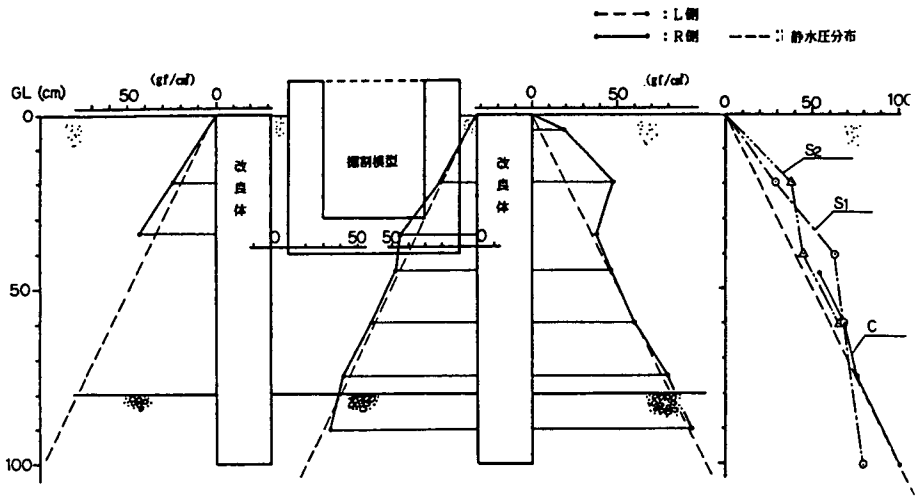
（f）第7層目まき出し後



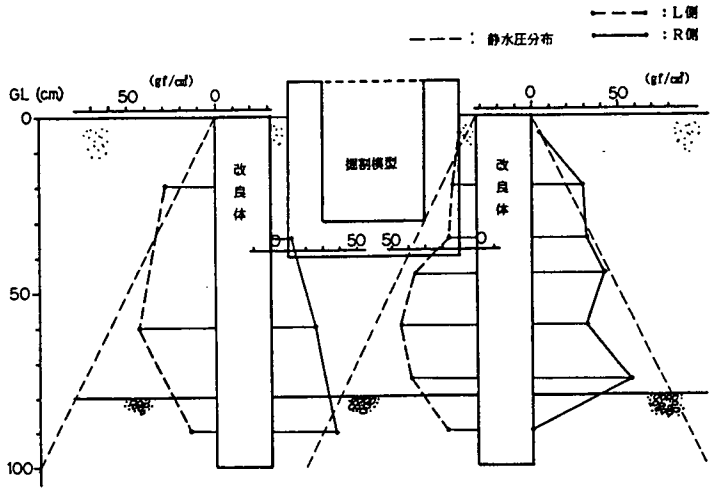
（i）まき出し全工程終了後　(g)+(h)

注）基準気圧：1024mb

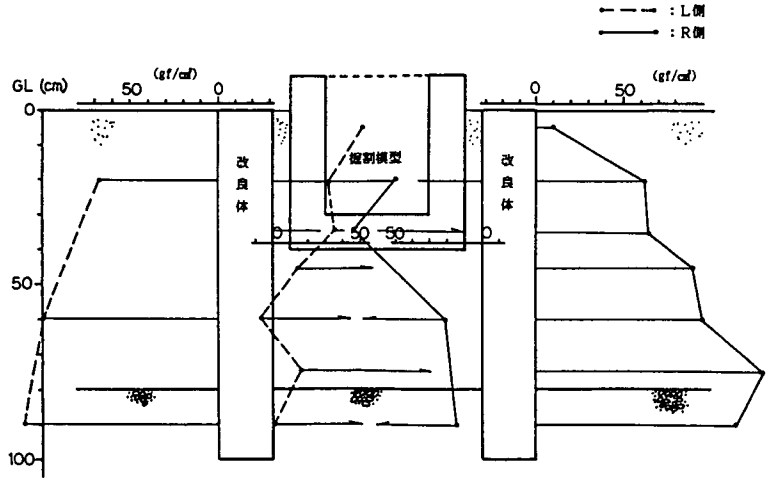
図4.4.5　掘割モデル乾燥砂まき出し時の静的土圧分布



（ａ）満水時の水圧分布（間隙水圧計の値）　基準気圧：1015mb



（ｂ）脱気水注水時の土圧（側圧）変化量　－－－満水時　　基準気圧：1015mb



（ｃ）模型完成後の土圧分布（全側圧）　　注）基準気圧：1024mb

図4.4.6　　掘割モデル飽和終了時の水圧・土圧分布

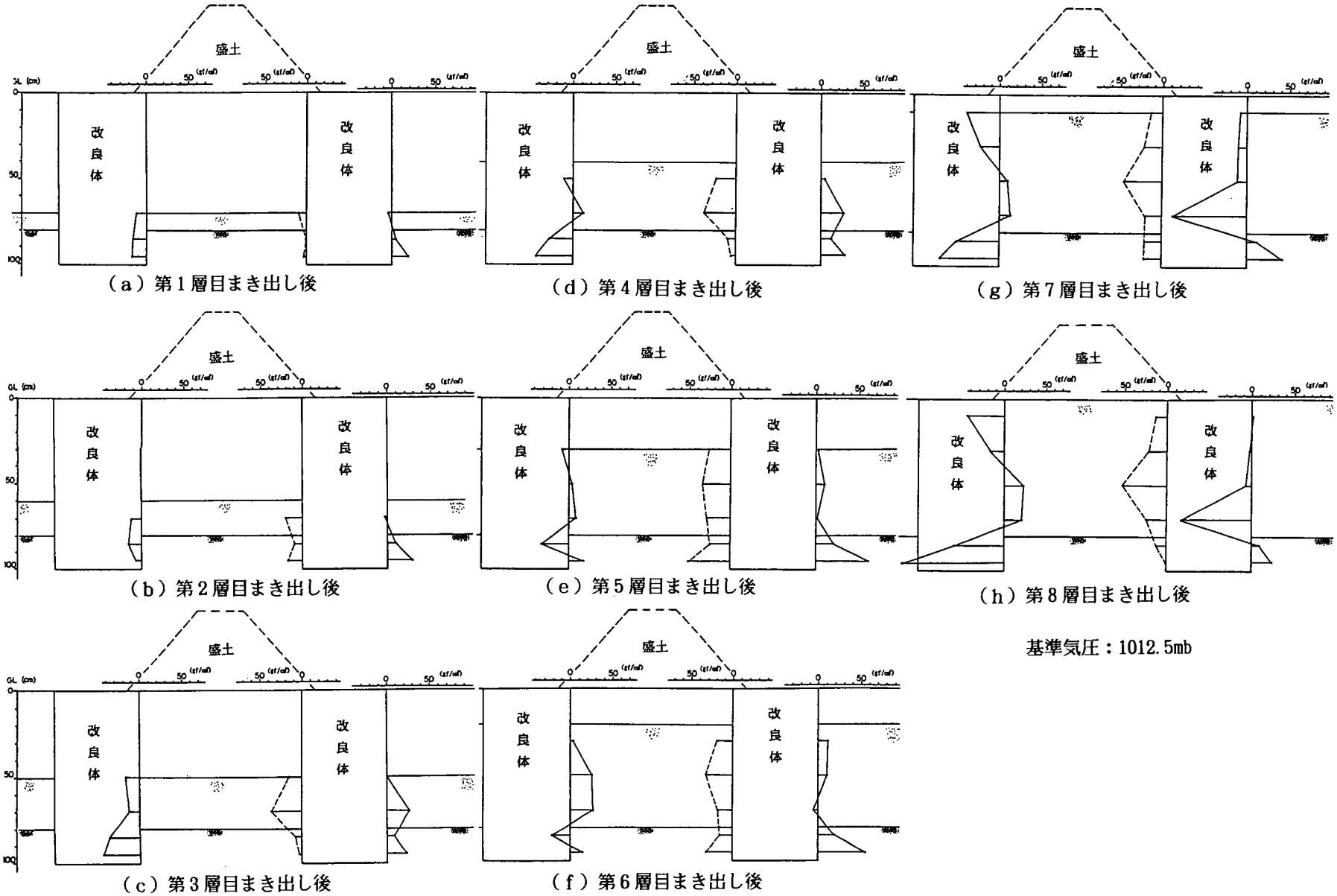
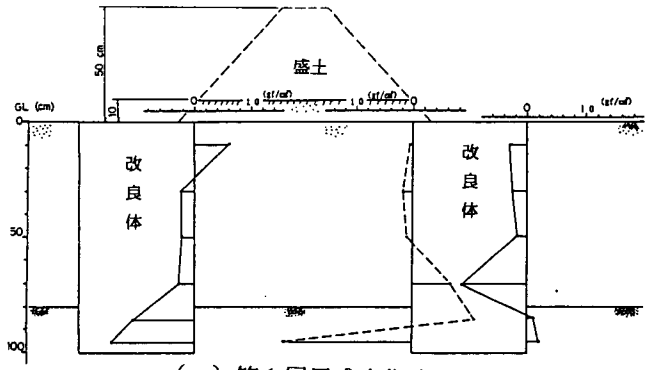
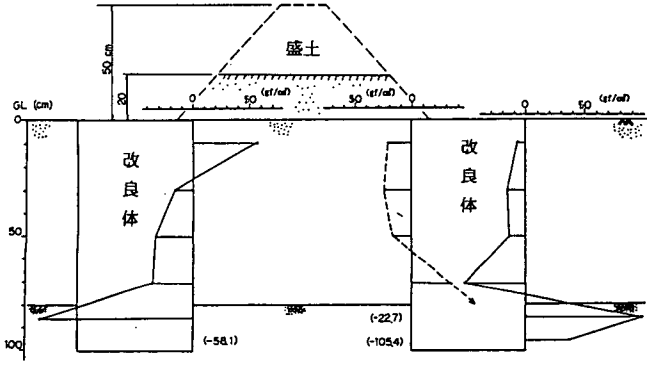


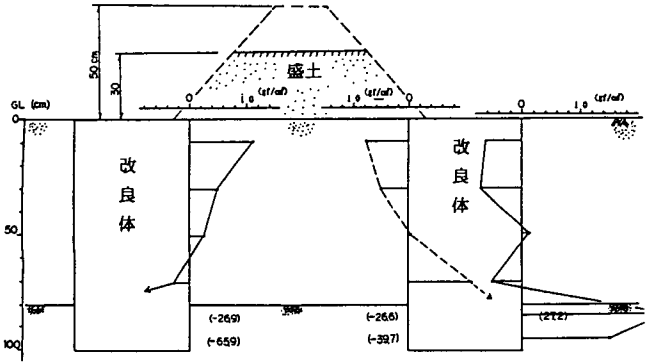
図4.4.7　盛土モデル乾燥砂まき出し時の静的土圧分布



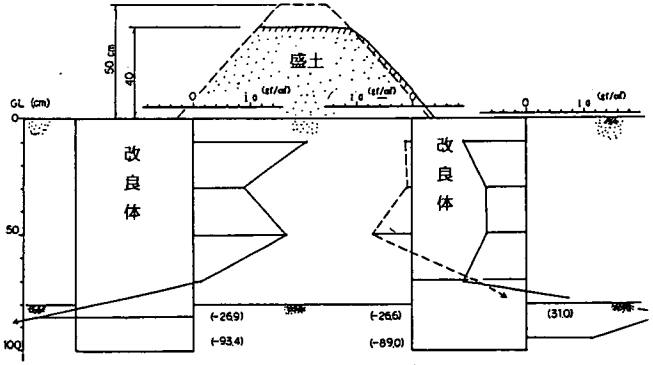
（a）第1層目盛土作成後



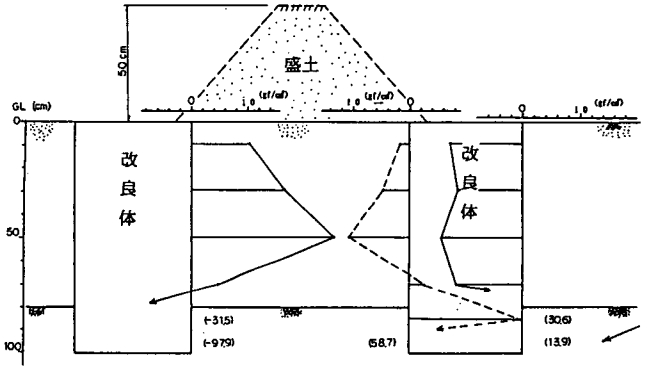
（b）第2層目盛土作成後



（c）第3層目盛土作成後



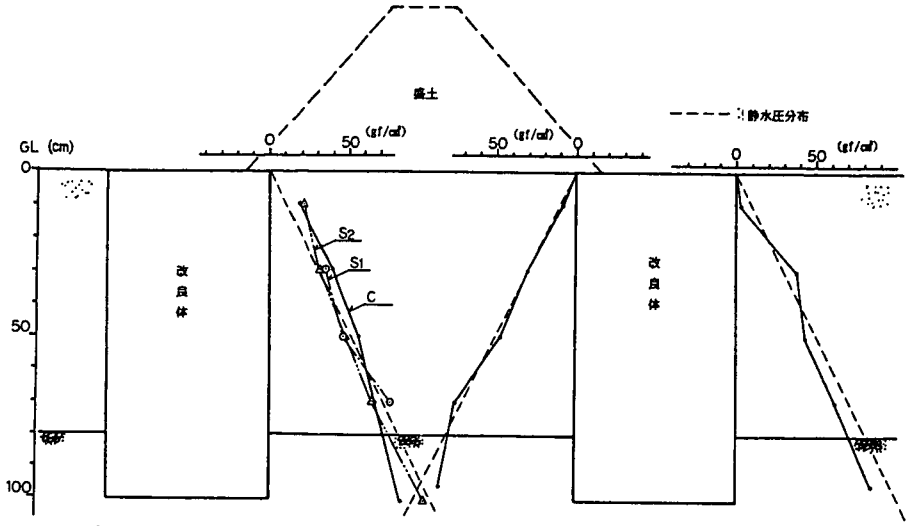
（d）第4層目盛土作成後



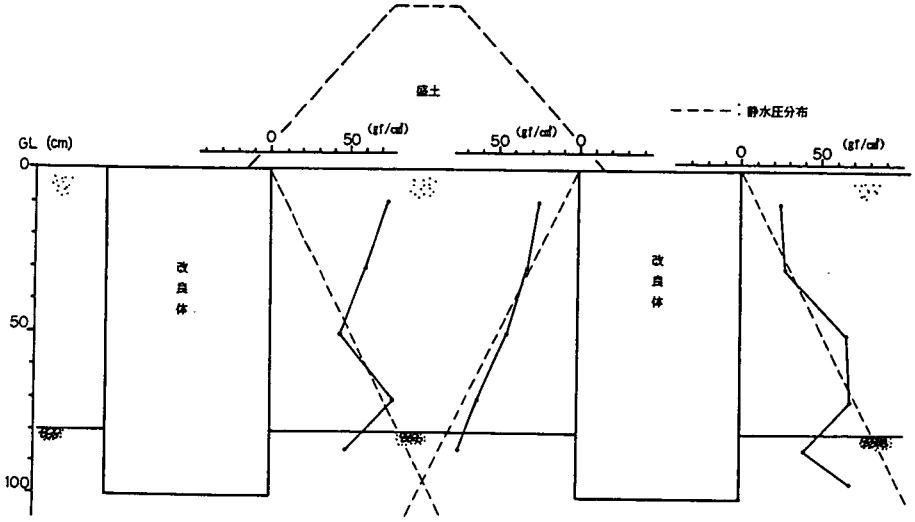
（e）盛土完成後

基準気圧：1006mb

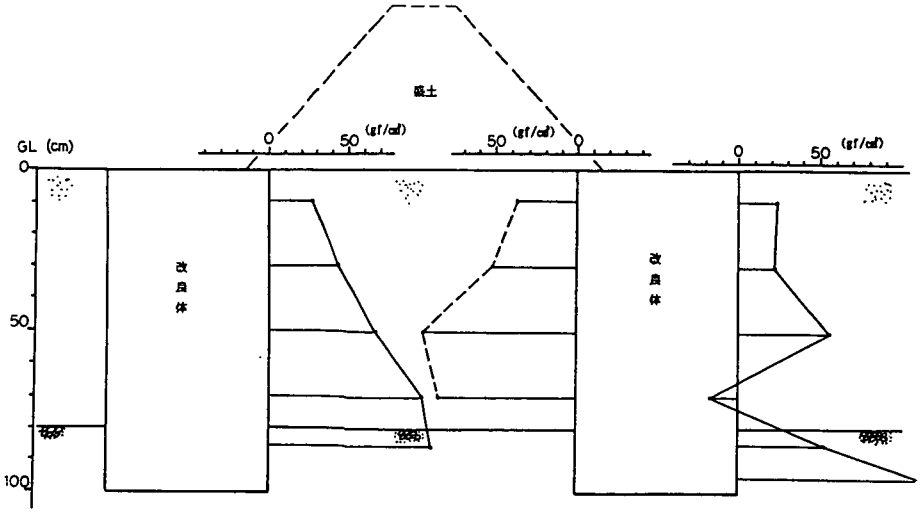
図4.4.8　盛土モデル盛土作成時の土圧変化量



（a）満水時の水圧分布（間隙水圧計の値）　基準気圧：1020mb

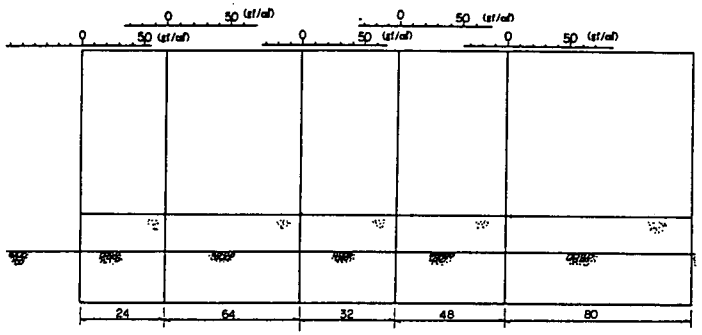


（b）脱気水注水時の土圧（側圧）変化量　－－－満水時　　基準気圧：1020mb

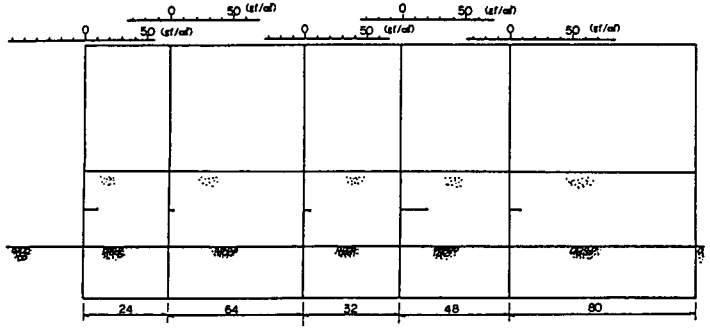


（c）満水完了後の全土圧（全側圧）分布　　基準気圧：1018mb

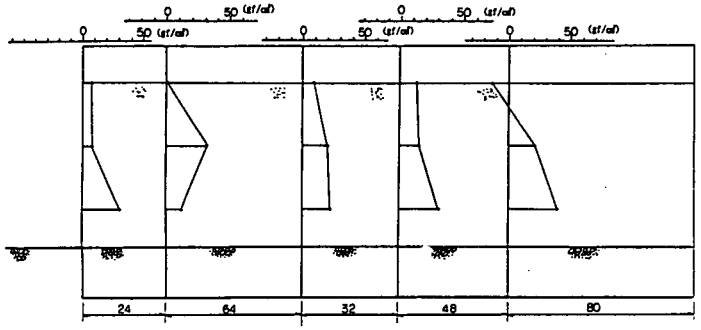
図4.4.9　盛土モデル飽和終了時の水圧・土圧分布



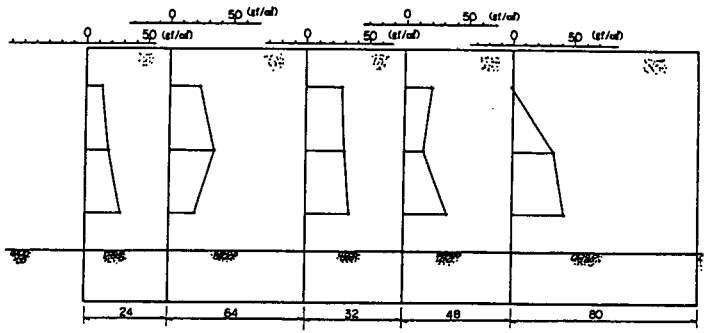
（ａ）内部土砂層厚　約15cm



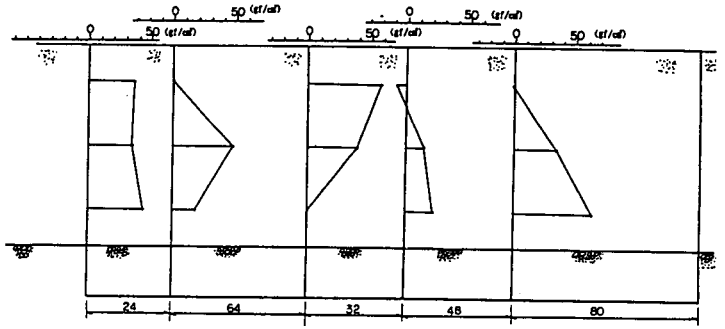
（ｂ）内部土砂層厚　約30cm



（ｃ）内部土砂層厚　約60cm



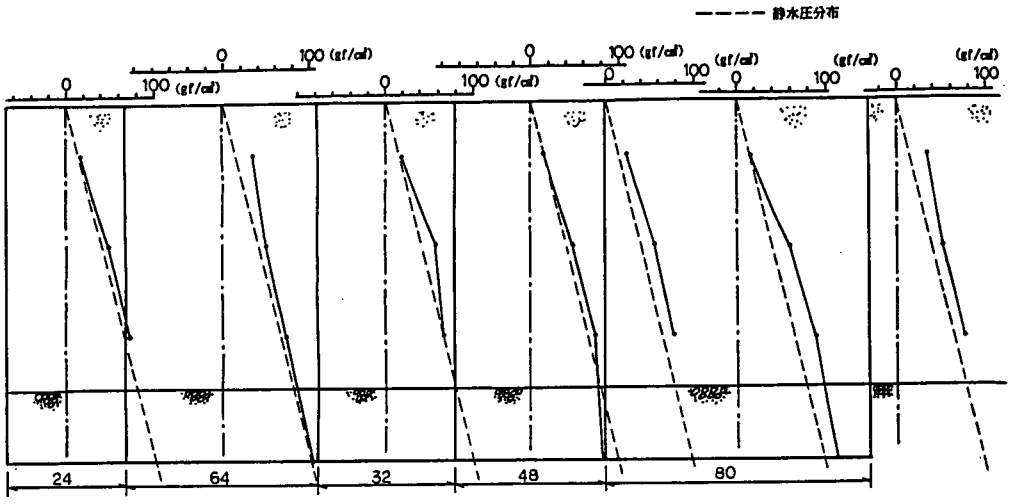
（ｄ）内部土砂層まき出し完了後　（内部土砂層厚　約80cm）



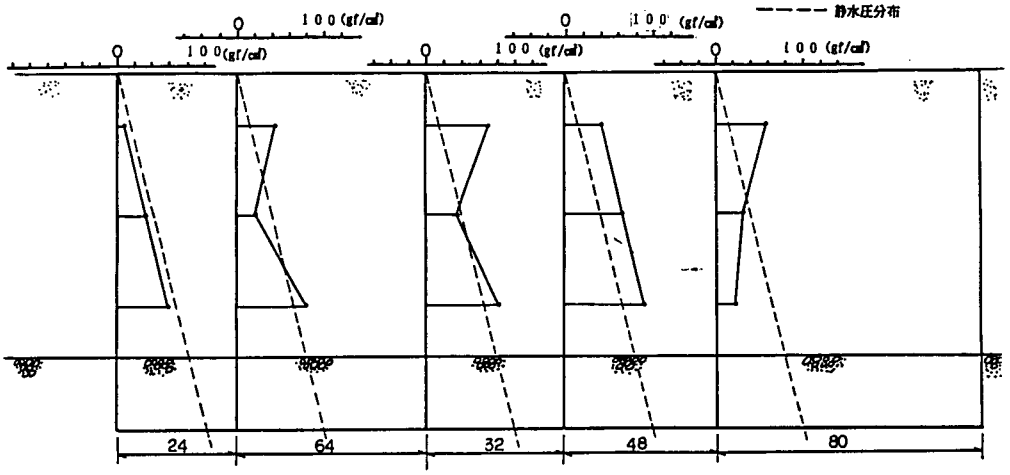
（ｅ）乾燥砂まき出し完了後

注）基準気圧：1027mb

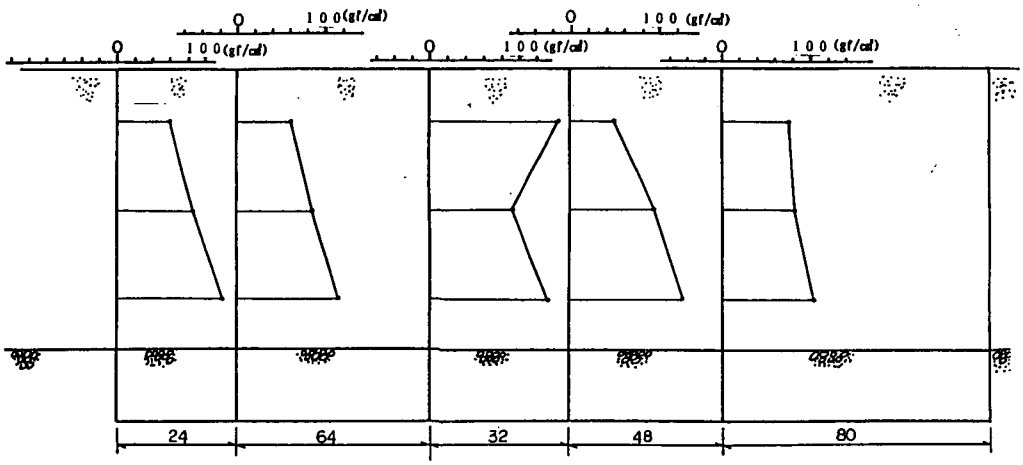
図4.4.10　格子モデル乾燥砂まき出し時の静的土圧分布



（ａ）満水時の水圧分布（間隙水圧計の値）　基準気圧：1010mb



（ｂ）脱気水注水時の土圧（側圧）変化量　－－－満水時　　基準気圧：1010mb



（ｃ）模型完成後の全土圧（全側圧）分布　　基準気圧：1027mb

図4.4.11　格子モデル飽和終了時の水圧・土圧分布

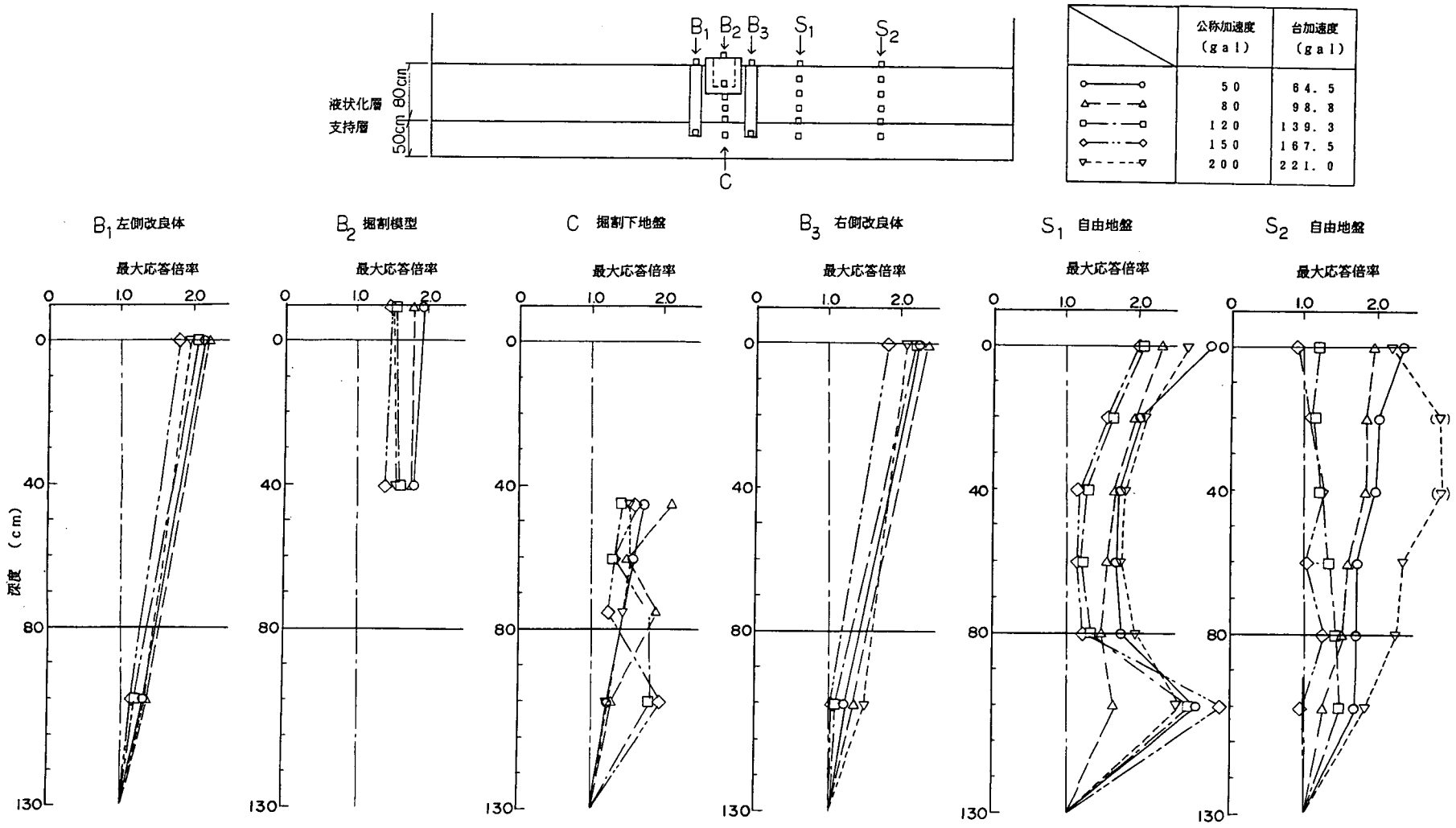


図4.4.12　掘割モデル加速度の最大応答倍率

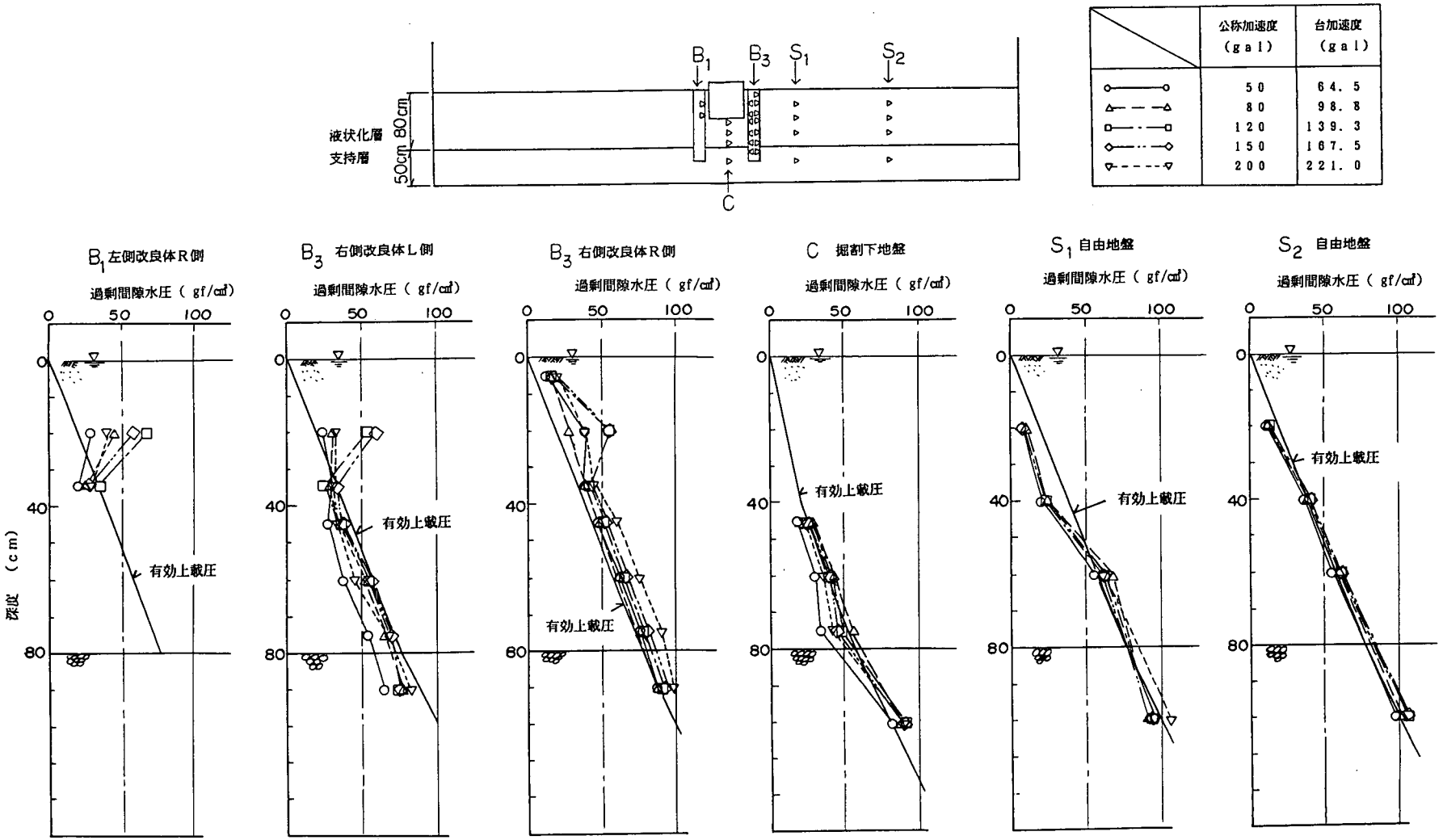


図4.4.13　掘割モデル最大過剰間隙水圧

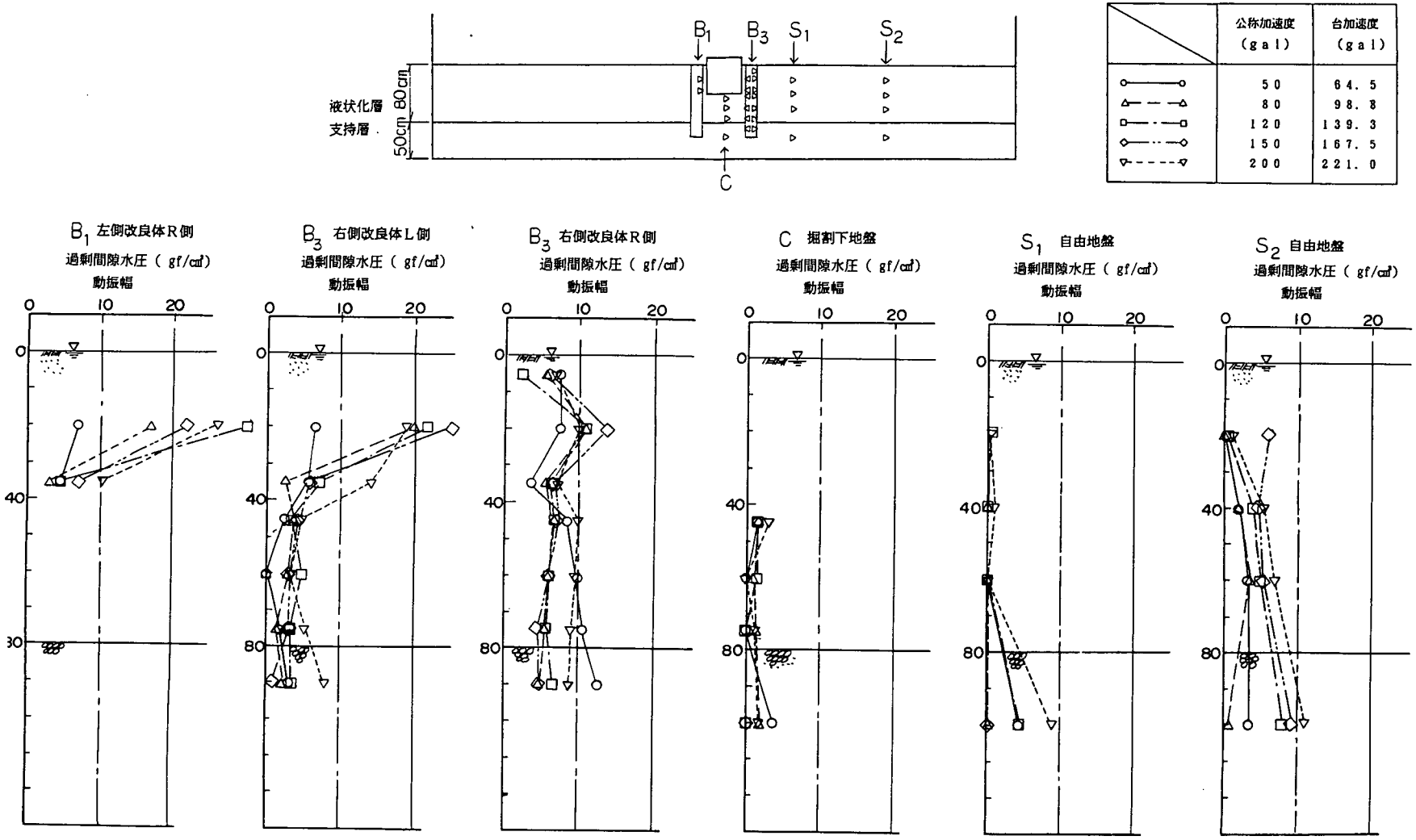
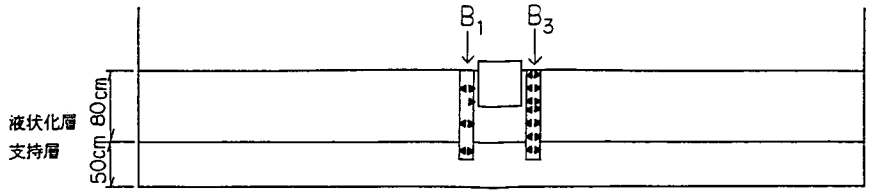


図4.4.14　掘割モデル過剰間隙水圧の最大動振幅



	公称加速度 (gal)	台加速度 (gal)
○——○	50	84.5
△— —△	80	98.8
□—·—□	120	139.3
◇—··—◇	150	167.5
▽- - -▽	200	221.0

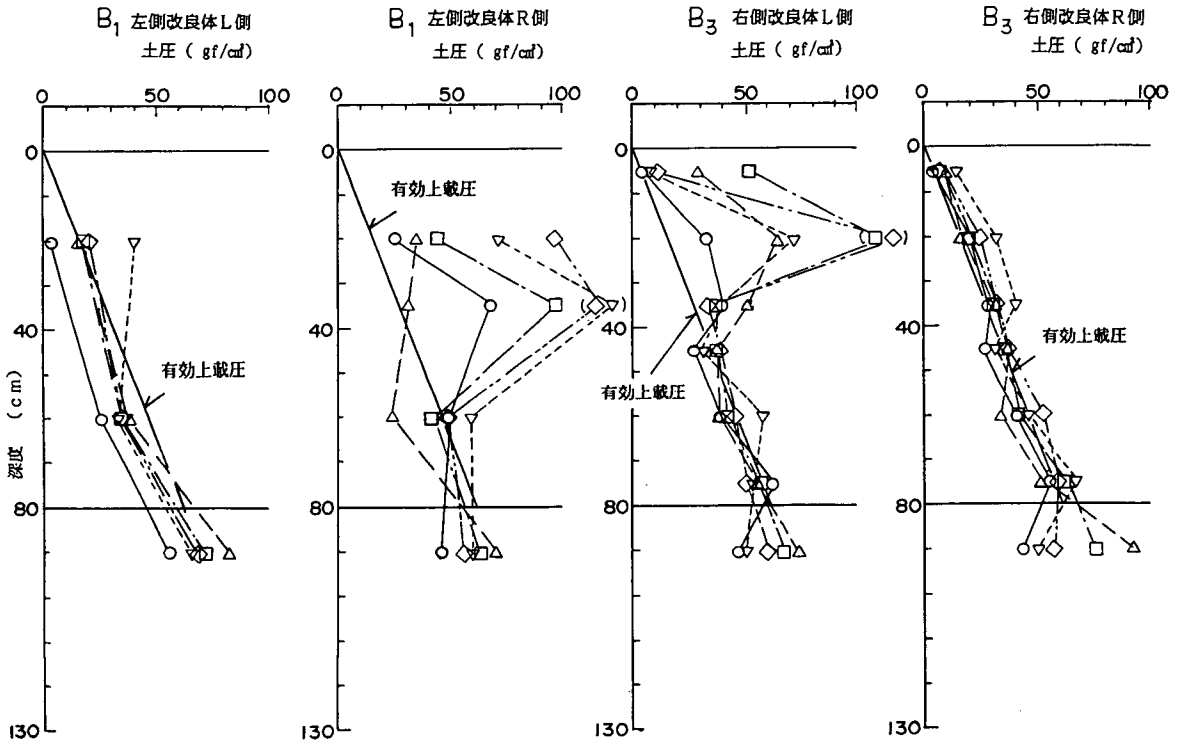


図4.4.15　掘割モデル最大土圧

図4.4.16に土圧の最大動振幅を示す。これより右側改良体の内側の深度20cmの所で動振幅がきわめて大きくなっていることがわかる。

4）残留変位

図4.4.17に鉛直残留変位量を示す。これより，掘割模型では約5mmの浮上がりを生じ，自由地盤では約20mmの沈下を生じている。加振レベルが大きくなるにつれて自由地盤は沈下が大きくなるのに対し，掘割模型の浮上がりはさほど大きくならない。これは，改良体により掘割下への土の流れ込みが防止されたためと思われる。

図4.4.18に色砂の移動量で測定した，土槽正面の全体の変形形状を示す。200gal加振時の結果を示したが，地盤はほぼ鉛直に沈下しており，水平変位はほとんど生じていない。120，150galではほぼ地表面変位と同様の沈下となっているようである。

(4) 盛土モデル加振結果

1）加速度応答倍率

図4.4.19に加速度の最大応答倍率を示す。これより左右の改良体は上面で約1.5倍の応答倍率であるが，加速度レベルの大きい250，400gal（公称）では，応答倍率が2.0倍以上になっている。

盛土～下部地盤では全体に応答倍率は1.5倍以下であるが，改良体と同様に加速度レベルの大きい250，400gal（公称）では，応答倍率が大きくなっており，特に盛土直下の液状化層表層ではきわめて大きくなっている。これは，盛土直下の地盤の表層が液状化して加速度計が傾いたりしたものと推定される。自由地盤においても，液状化層の表層と深度30cmの部分で応答倍率が大きくなっている。

2）過剰間隙水圧

図4.4.20に最大過剰間隙水圧を示す。これより，盛土下部地盤以外は250，400gal（公称）でほぼ液状化している。盛土下部地盤では液状化に近いものの，有効上載圧には至っていない。この有効上載圧は盛土天端高より算出しているが，静止土圧でも得られているように，完全に盛土上載圧が下部地盤に働いているわけではないと思われる。

図4.4.21に過剰間隙水圧の最大動振幅を示す。これにより，改良体の左右で動振幅が大きくなっている。

3）土圧

図4.4.22に最大土圧を示す。最大土圧の分布はほぼ最大過剰間隙水圧と同様の傾向を示している。図4.4.23に土圧の最大動振幅を示す。これより加速度レベルの大きい250，400gal(公称)で動振幅が大きくなっている。また，左側改良体の支持層部で動振幅が特に大きい。

4）残留変位

図4.4.24に鉛直残留変位量を示す。これより，改良体近傍の自由地盤と改良体の鉛直変位は小さいが，盛土天端と法肩部の沈下が大きく，法尻部では盛土の崩壊により浮上がりを生じている。

図4.4.25に色砂の移動量で測定した，土槽正面の全体の変形形状を示す。400gal加振では盛土天端で約5cmの沈下を生じ，盛土下部の地盤においても外側に水平変位を生じている。

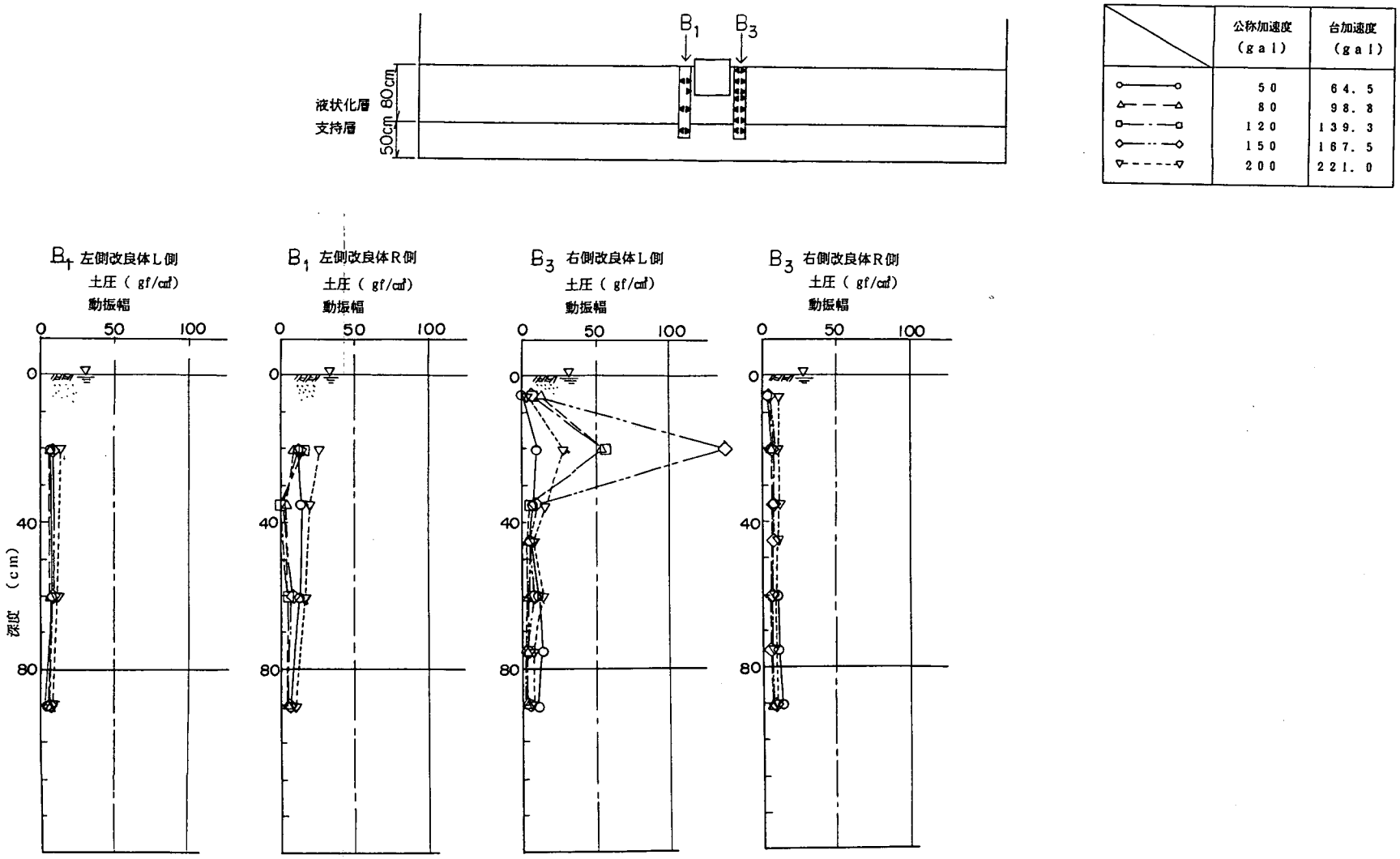


図4.4.16　掘割モデル土圧の最大動振幅

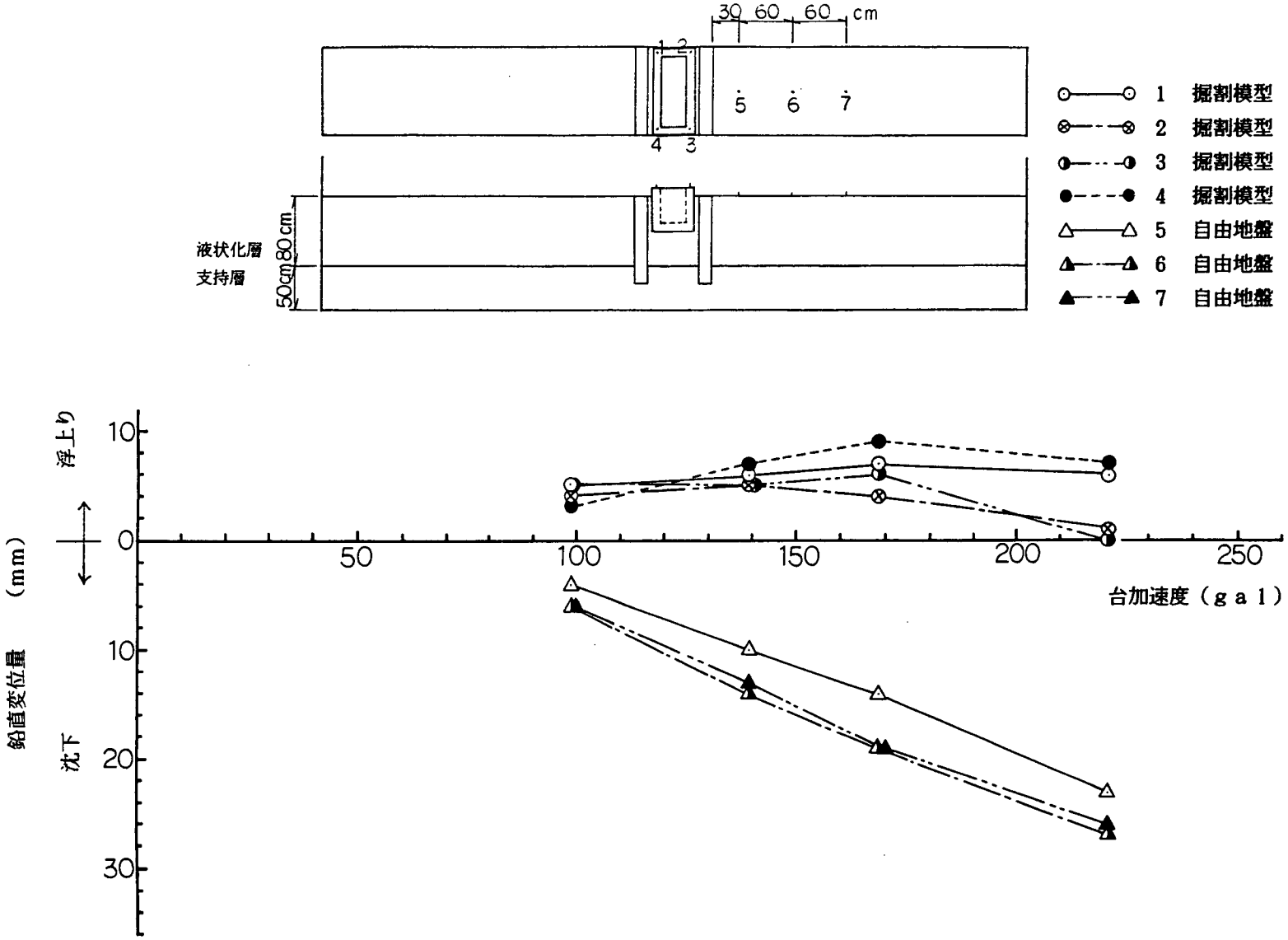


図4.4.17　掘割モデル鉛直残留変位量

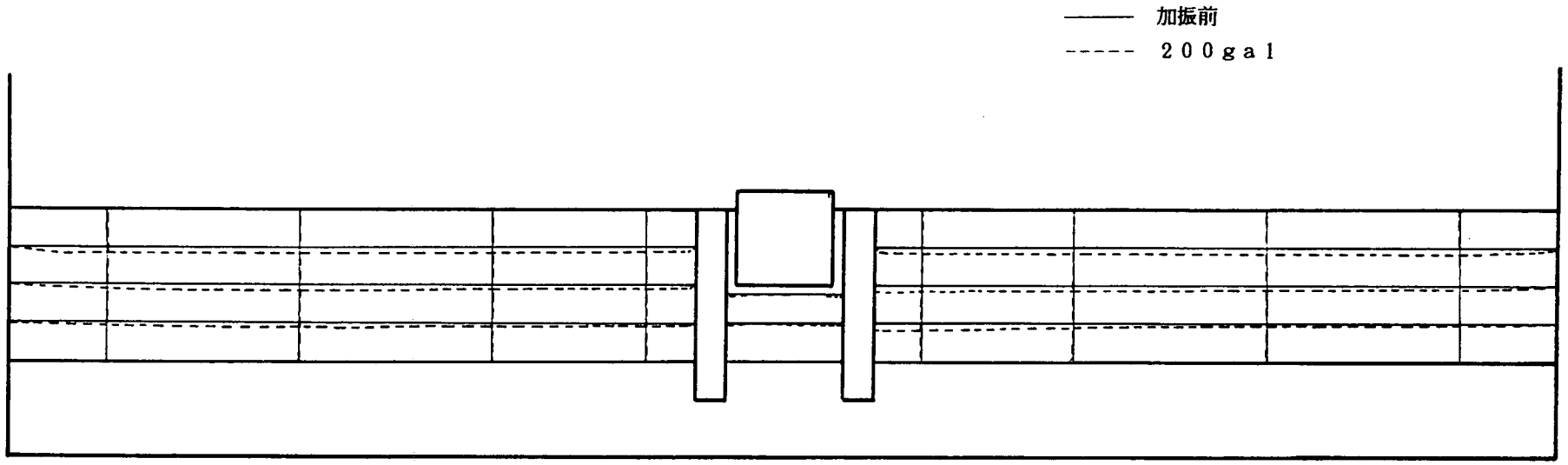
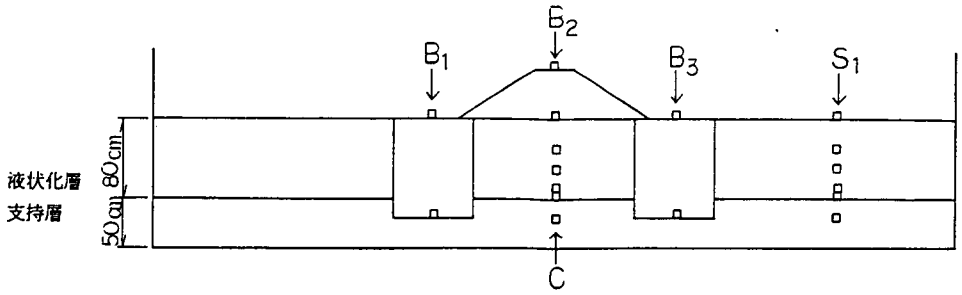


図4.4.18　掘割モデル全体の変形形状



	公称加速度 (gal)	台加速度 (gal)
○—○	50	47.5
△– –△	80	73.4
□—·—□	120	112.5
◇—··—◇	170	165.0
▽– –▽	250	240.5
☆—☆	400	341.0

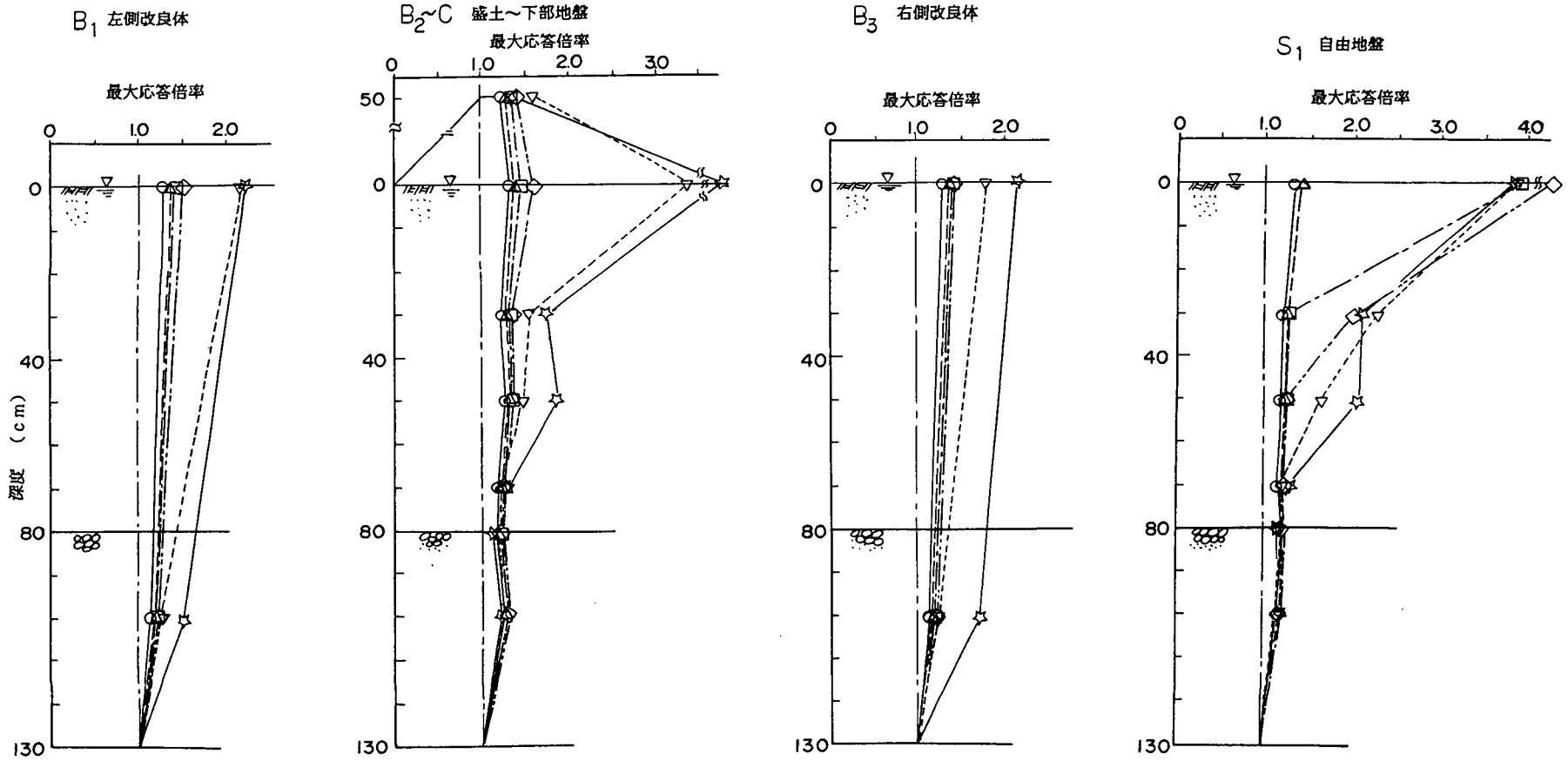
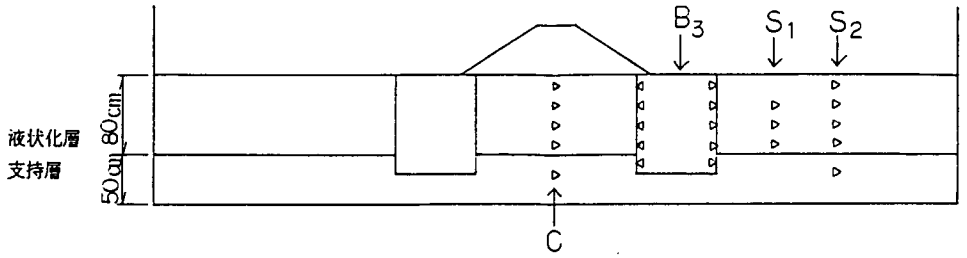


図4.4.19　盛土モデル　加速度の最大応答倍率



	公称加速度 (gal)	台加速度 (gal)
○—○	50	47.5
△– –△	80	73.4
□—·—□	120	112.5
◇—·—◇	170	165.0
▽– –▽	250	240.5
☆—☆	400	341.0

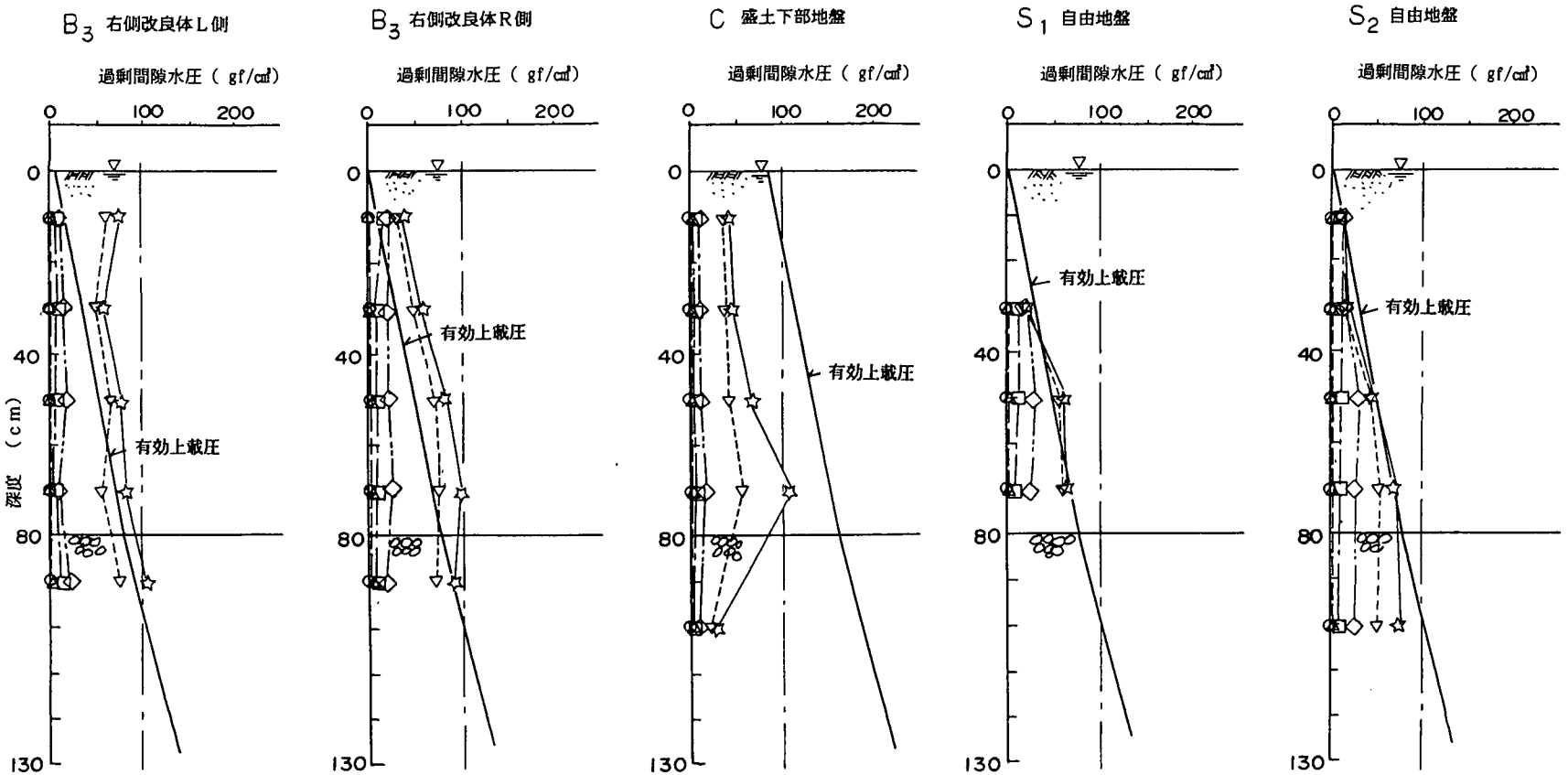


図4.4.20　盛土モデル　最大過剰間隙水圧

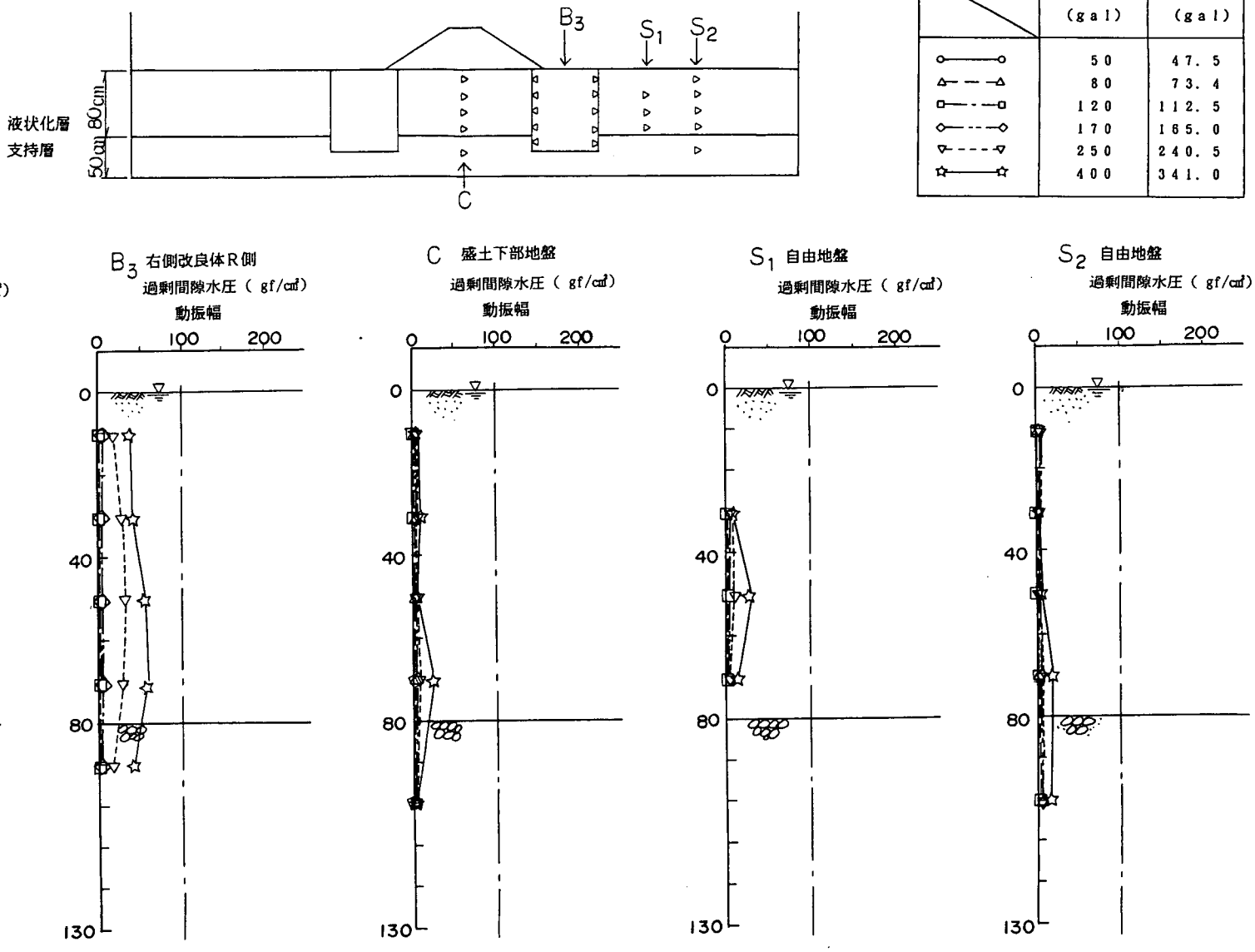
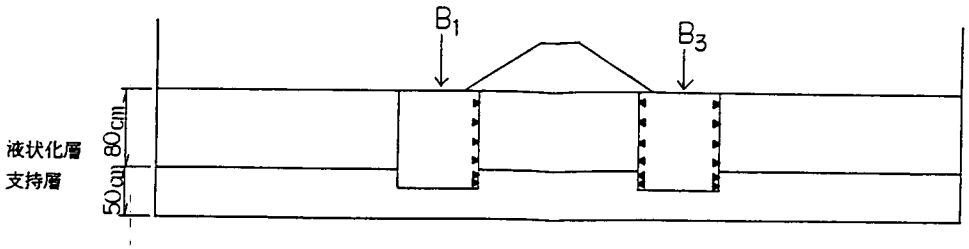


図4.4.21　盛土モデル　過剰間隙水圧の最大動振幅



	公称加速度 (gal)	台加速度 (gal)
○—○	50	47.5
△– –△	80	73.4
□—·—□	120	112.5
◇—··—◇	170	165.0
▽– –▽	250	240.5
☆—☆	400	341.0

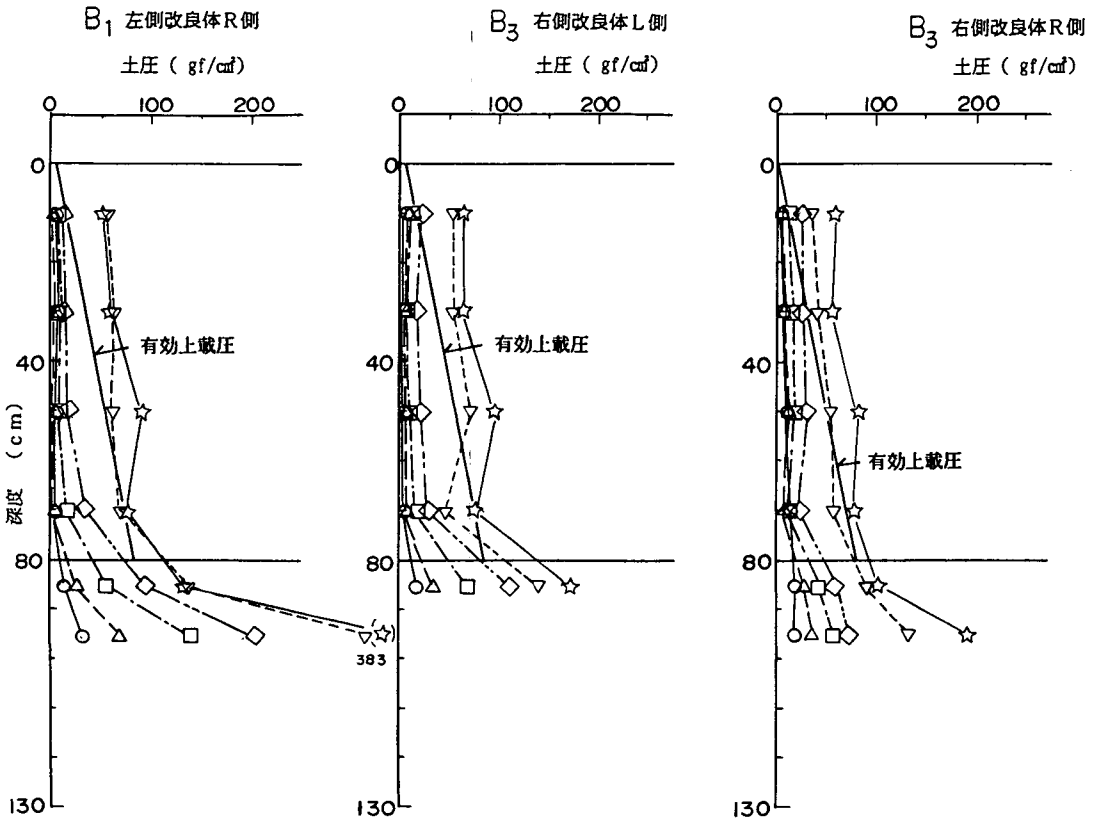
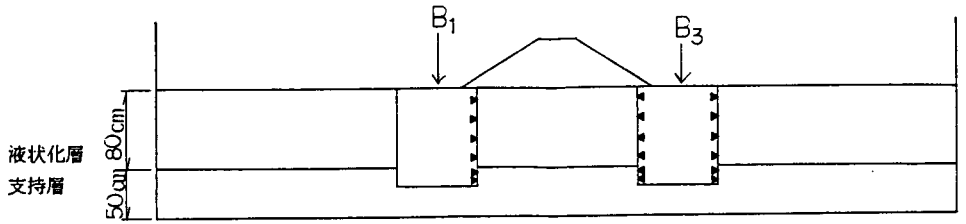


図4.4.22　盛土モデル　最大土圧



	公称加速度（gal）	台加速度（gal）
○—○	50	47.5
△— —△	80	73.4
□—·—□	120	112.5
◇—··—◇	170	165.0
▽-·-·-▽	250	240.5
☆——☆	400	341.0

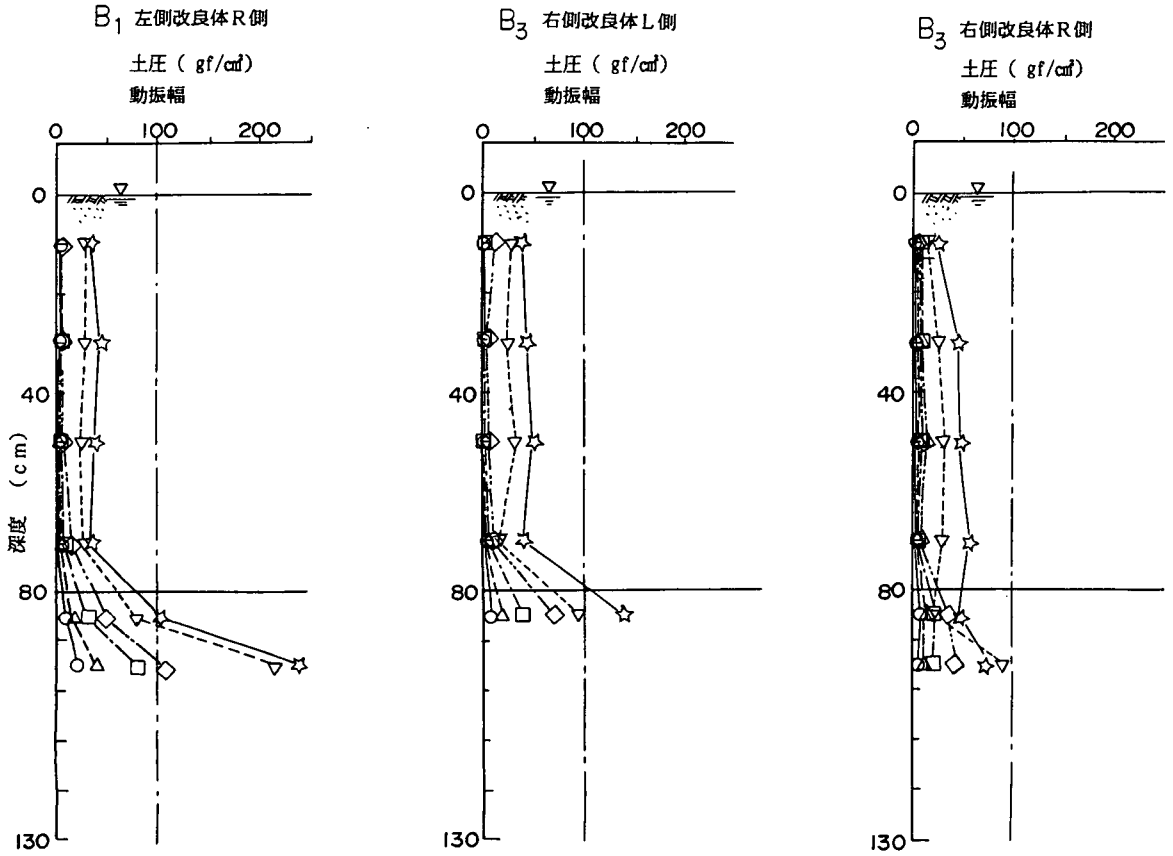


図4.4.23　盛土モデル　土圧の最大動振幅

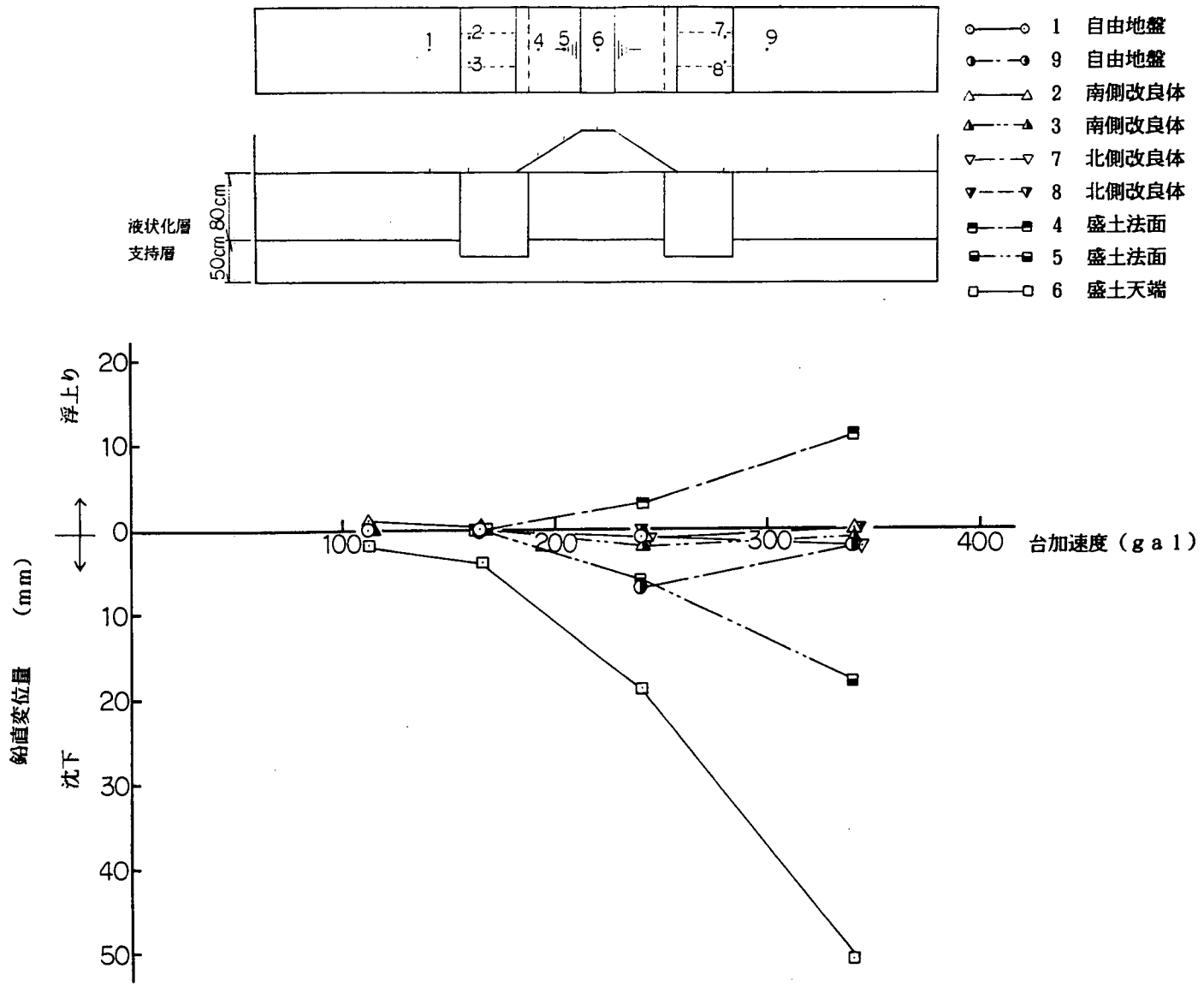


図4.4.24　盛土モデル　鉛直残留変位量

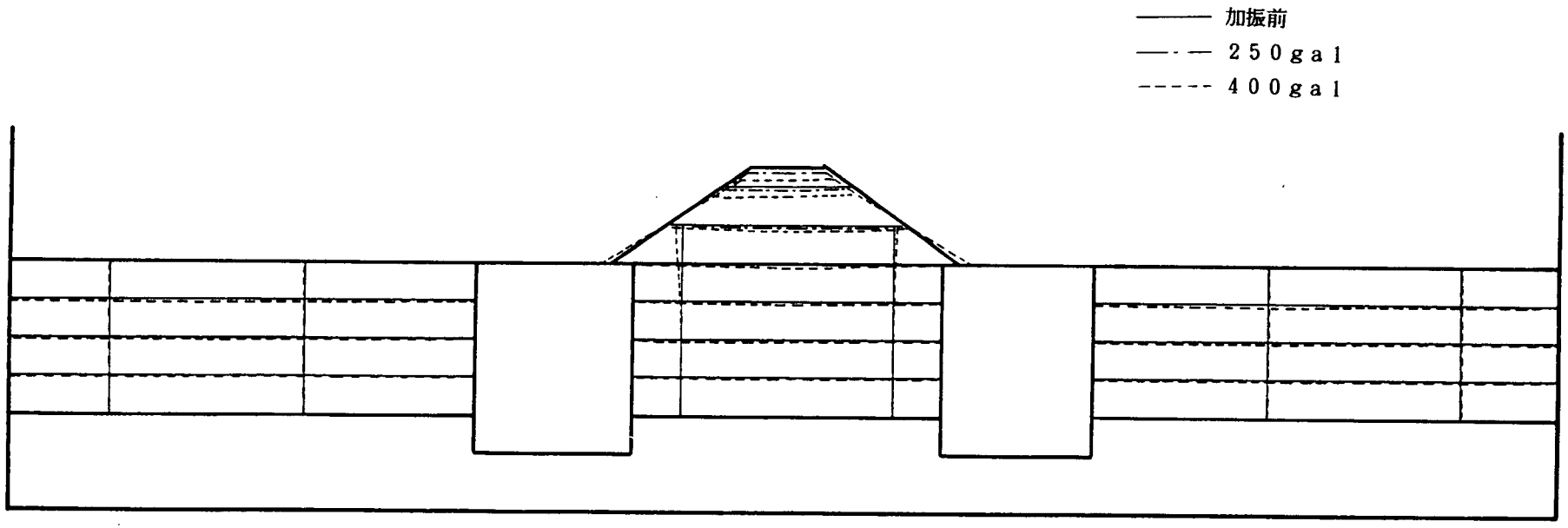


図4.4.25　盛土モデル　全体の変形形状

(5) 格子モデル加振結果

1）加速度応答倍率

図4.4.26に加速度の最大応答倍率を示す。これより，格子内の各地盤では表層部の応答倍率が大きくなる所が多いのに比べ，深度15 cm以下では，ほぼ同じ値を示す。表層部では加速度計が傾いて拘束のない状態で振動したことにより，応答倍率が大きくなったと思われる。液状化層内での応答加速度はほぼ同じ加速度で振動し，格子の拘束効果を見ることができる。自由地盤では170，200 gal(公称)で応答加速度が大きくなり，液状化したことを示している。格子改良体1・2・3の応答倍率を見ると，各改良体はほとんど同じ応答倍率で一体となって振動していると思われる。これにより液状化層への拘束効果が発生したといえる。

2）過剰間隙水圧

図4.4.27に最大過剰間隙水圧を示す。格子内の地盤では170，200 gal（公称）では間隙水圧はほとんど発生していないが，自由地盤では間隙水圧が有効上載圧に等しくなり液状化している。250 gal以上では，格子間隔24，32 cmで間隙水圧が上がりにくいのに比べ，格子間隔48 cm以上では加振加速度が大きくなるにつれて，液状化層の深い所でも間隙水圧が上昇してくる。

図4.4.28に間隙水圧の最大動振幅を示す。これより，加振加速度が大きい場合に支持層の間隙水圧の動振幅が大きくなっている。これは支持層部でダイレイタンシーが生じ，せん断抵抗が発揮されているためかもしれない。また自由地盤は完全に液状化しているため動振幅成分が大きい。

3）土圧

図4.4.29に最大土圧を示す。過剰間隙水圧と比較すると動振幅成分が大きく，水圧よりはずいぶん大きな値が生じている。

図4.4.30に土圧の最大動振幅を示す。加振加速度が大きい場合には格子間隔が狭い場合でもかなりの動振幅が生じている。

4）残留変位

図4.4.31に鉛直残留変位を示す。これより沈下量は格子内と比べると自由地盤で非常に大きく，格子内部の拘束効果が表れたといえる。格子内部では，格子間隔80 cm，64 cmで大きいが格子間隔48，32 cmでは小さく，ほぼ格子間隔が小さくなるにつれて沈下量が小さくなる傾向がみられる。しかし格子間隔24 cmでは沈下量がかなり大きくなっており，この原因は不明である。

5）最大過剰間隙水圧比と格子間隔との関係

図4.4.32に深度40 cmにおける最大過剰間隙水圧比と格子間隔との関係を示す。これより，250 galで自由地盤が液状化するのに対して格子内部は液状化しにくいことがよくわかる。また400 gal加振時には，格子間隔が狭い程過剰間隙水圧比が小さくなっており，今までの中型振動実験の結果と一致する。

(6) 補助試験結果

1）改良体底面摩擦測定試験

試験は模型改良体のコンクリート底面と砂礫支持層の摩擦係数を求めるために行なった。試験方法は図4.4.33に示すように人力で模型改良体を引張り，その引張り荷重と変位をロードセルと変位計で測定した。ここで，鉛直荷重は模型底面の接地率に関係なく等分布荷重とし，引張り荷重は鉛直荷重に対して垂直な水

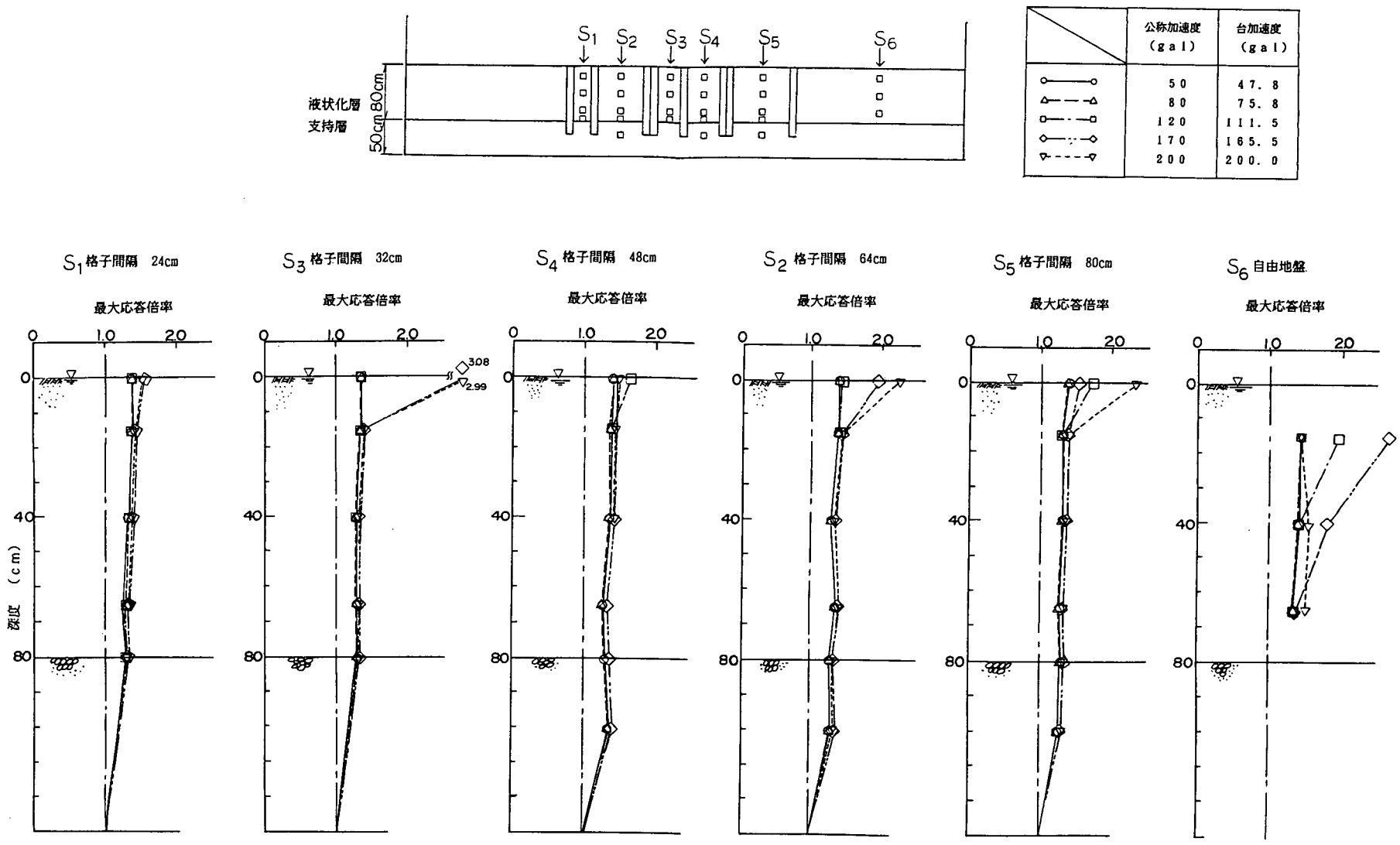


図4.4.26 (a) 格子モデル 加速度の最大応答倍率

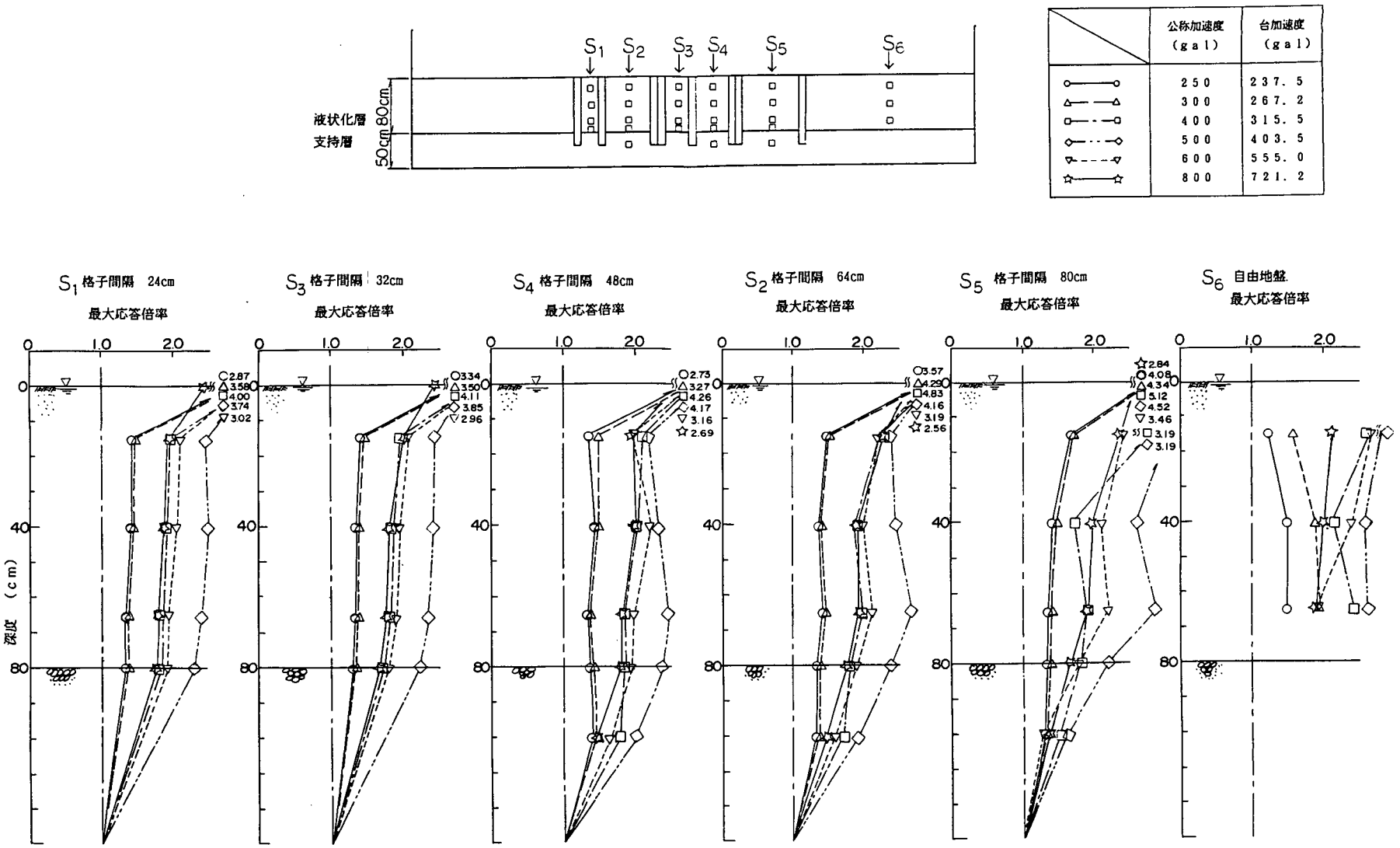
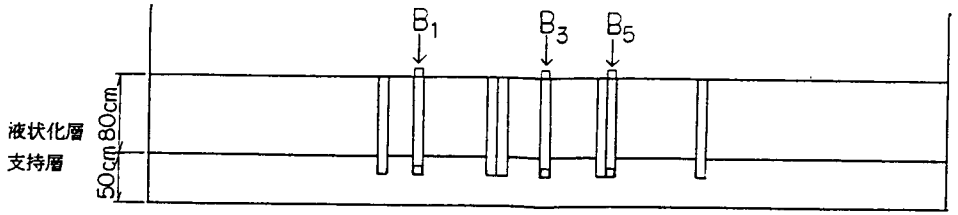


図4.4.26 (b) 格子モデル 加速度の最大応答倍率



	公称加速度 (gal)	台加速度 (gal)
○—○	50	47.8
△—△	80	75.8
□—□	120	111.5
◇—◇	170	165.5
▽—▽	200	200.0

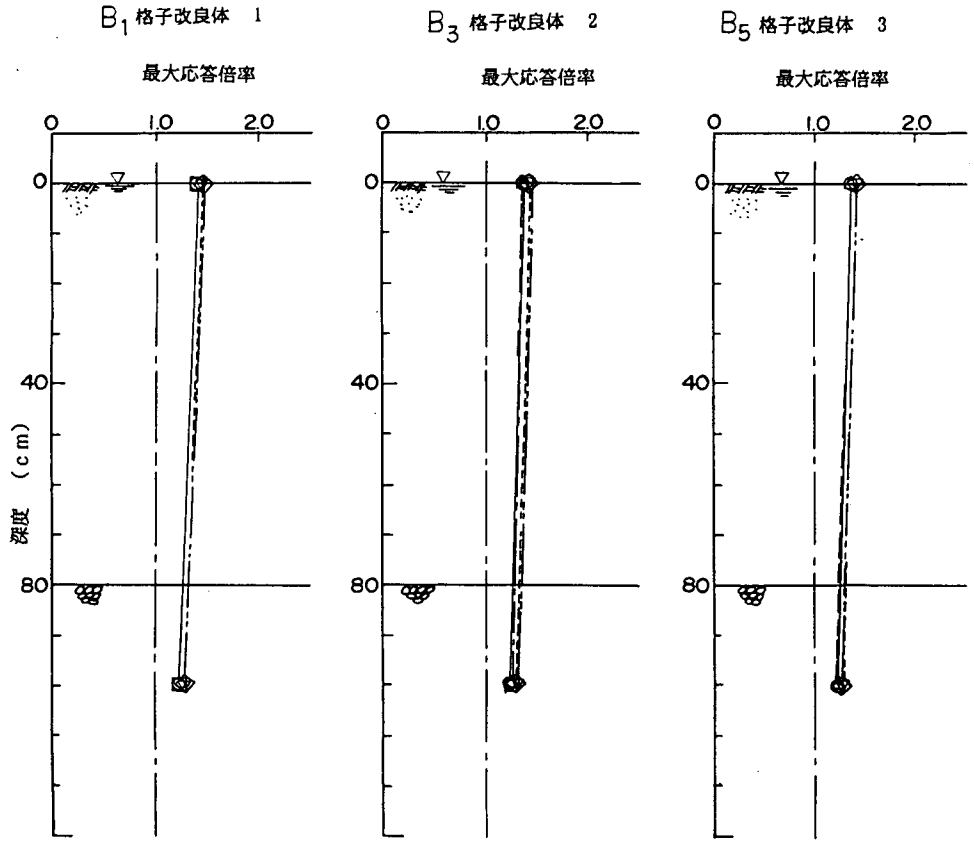
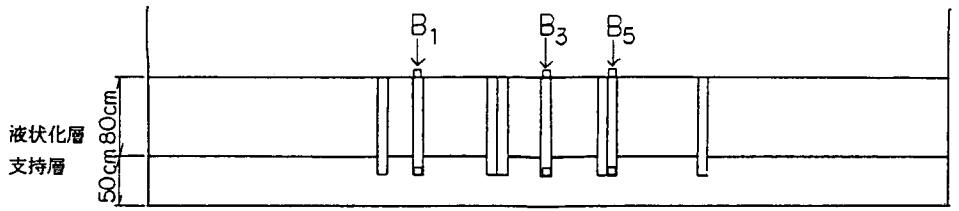


図4.4.26 (c) 格子モデル 加速度の最大応答倍率



	公称加速度 (gal)	台加速度 (gal)
○—○	250	237.5
△—△	300	267.2
□—□	400	315.5
◇—◇	500	403.5
▽—▽	600	555.0
☆—☆	800	721.2

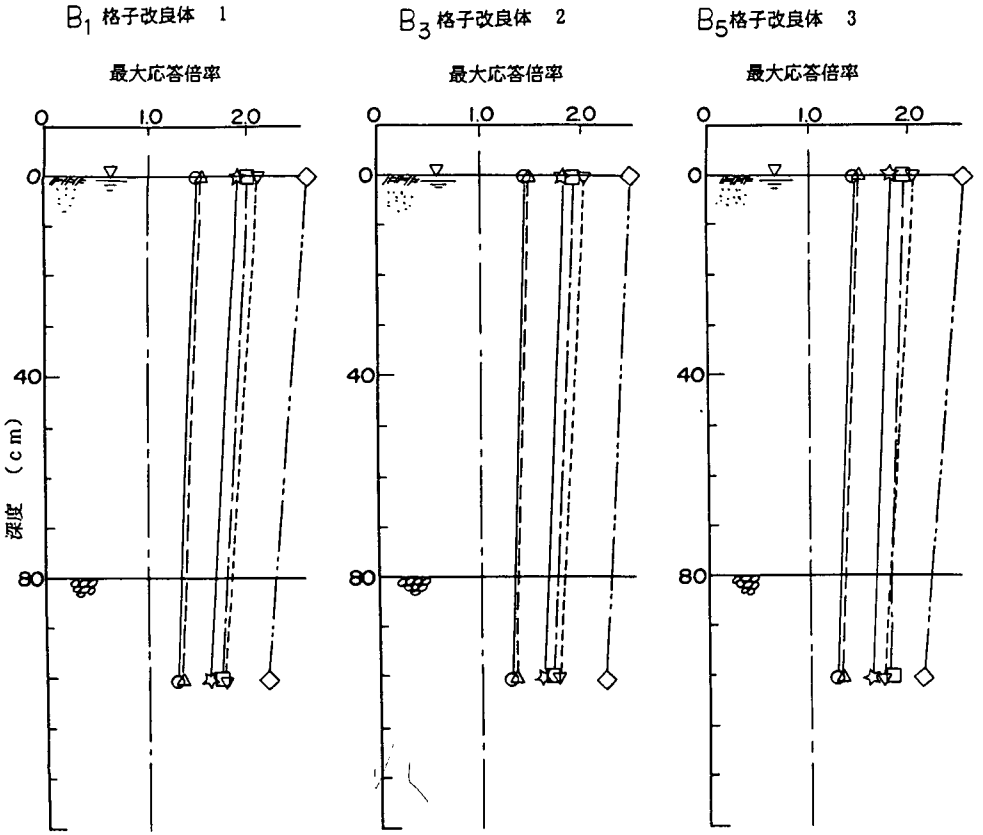
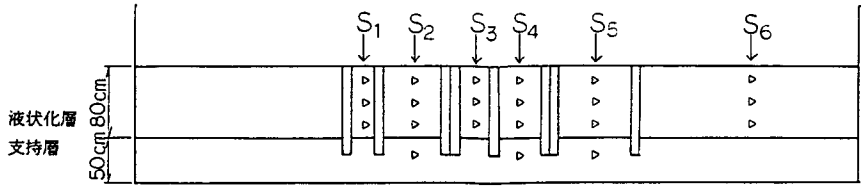


図4.4.26 (d) 格子モデル 加速度の最大応答倍率



	公称加速度 (gal)	台加速度 (gal)
○—○	50	47.8
△— —△	80	75.8
□—·—□	120	111.5
◇—··—◇	170	165.5
▽- - -▽	200	200.0

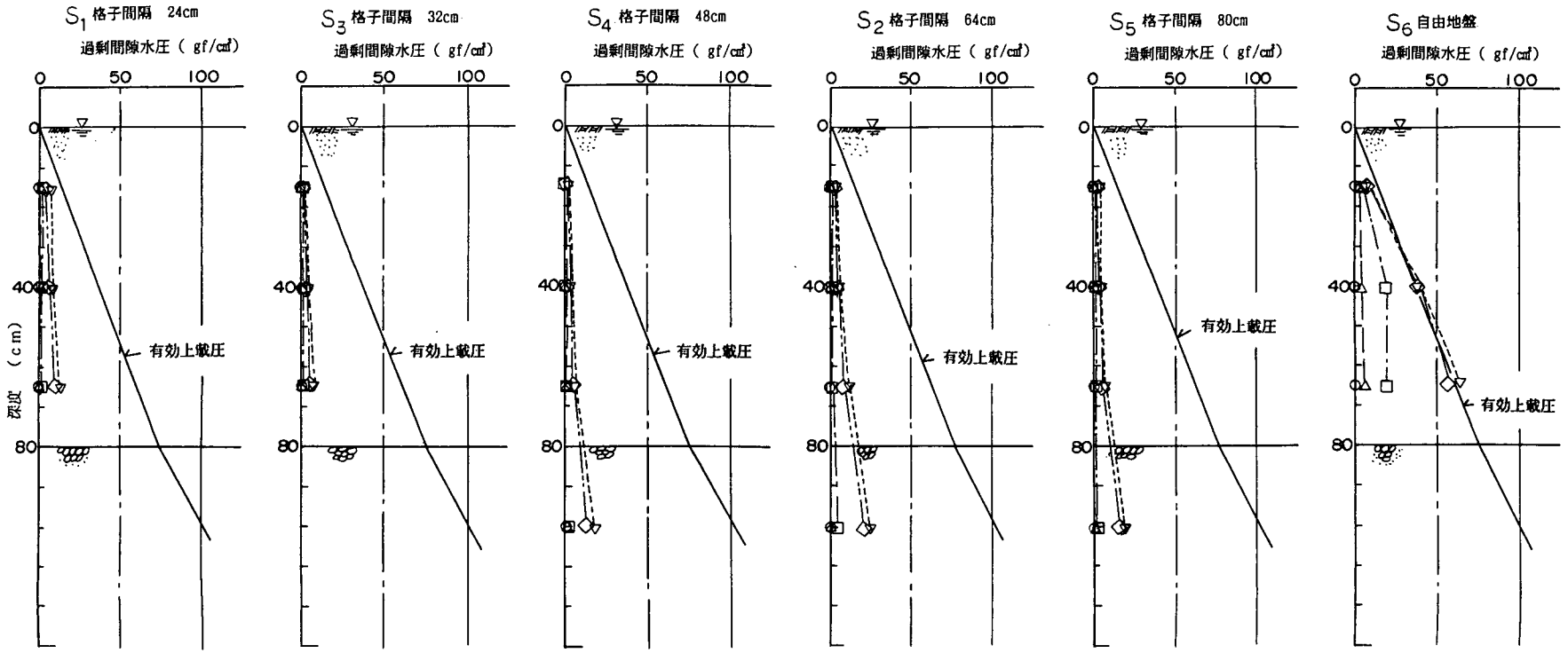


図4.4.27 (a) 格子モデル 最大過剰間隙水圧

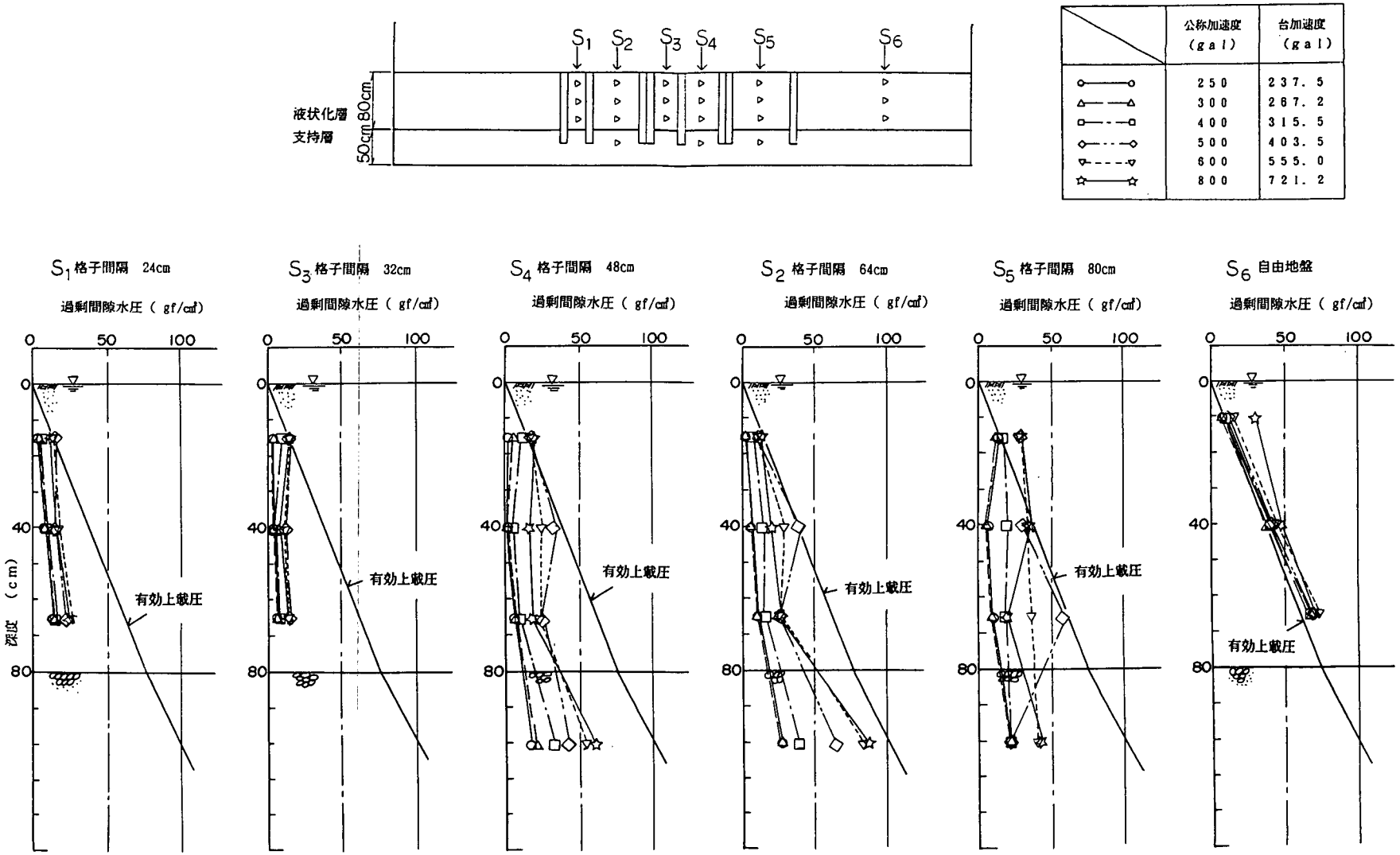
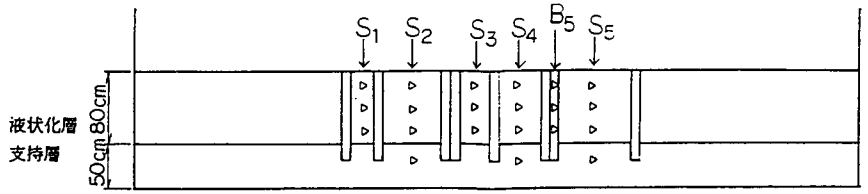


図4.4.27 (b) 格子モデル 最大過剰間隙水圧



	公称加速度 (gal)	台加速度 (gal)
○——○	50	47.8
△—△	80	75.8
□-·-□	120	111.5
◇—·—◇	170	165.5
▽- - -▽	200	200.0

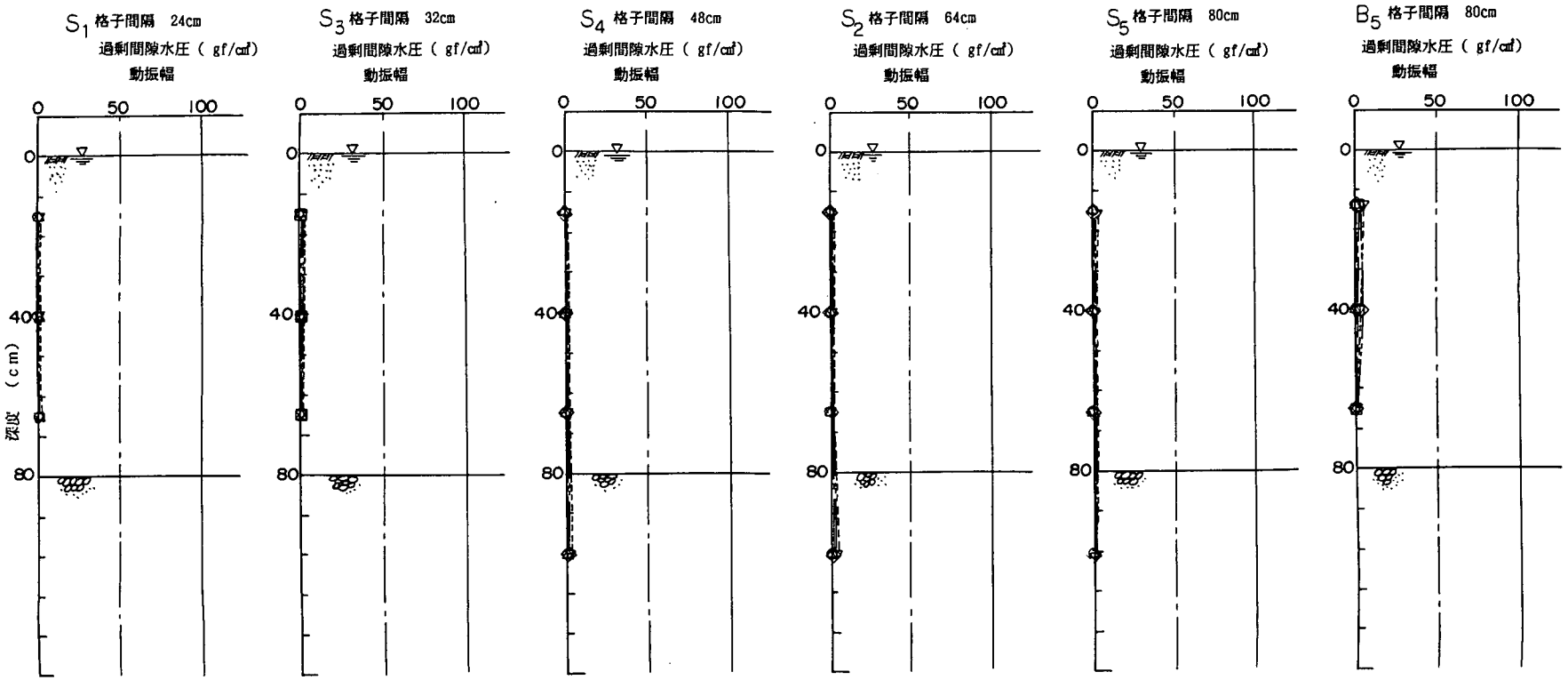
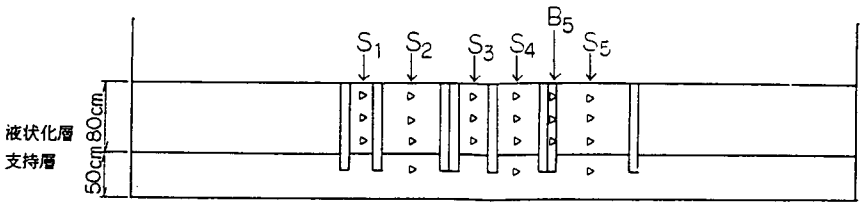


図4.4.28 (a) 格子モデル 過剰間隙水圧の最大動振幅



	公称加速度 (gal)	台加速度 (gal)
○—○	250	237.5
△—△	300	267.2
□—□	400	315.5
◇—◇	500	403.5
▽—▽	600	555.0
☆—☆	800	721.2

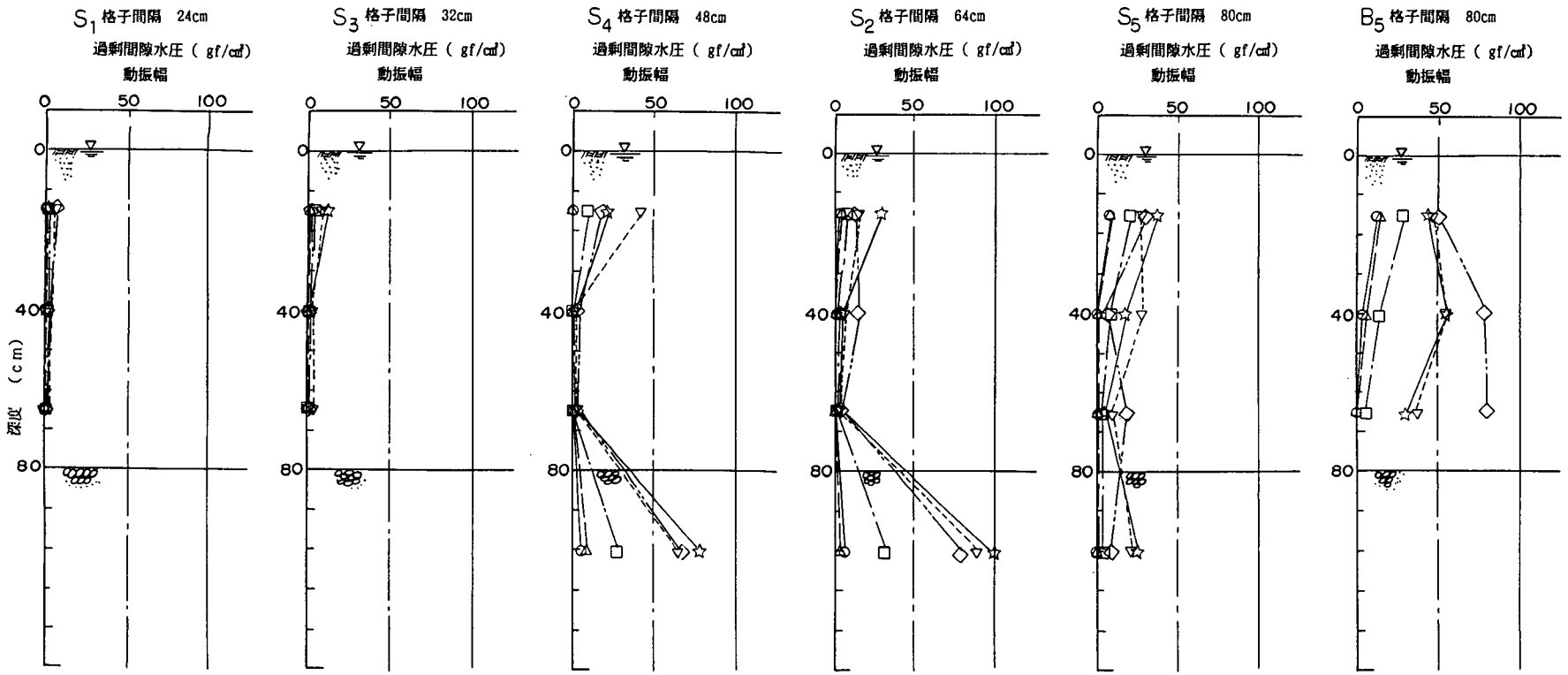
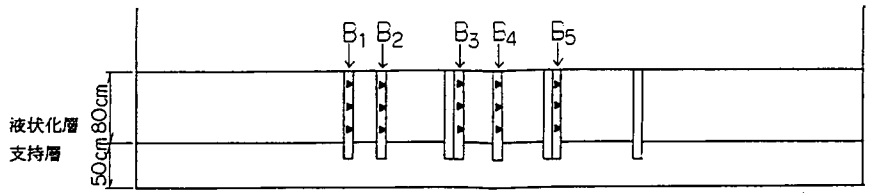


図4.4.28 (b) 格子モデル 過剰間隙水圧の最大動振幅



	公称加速度 (gal)	台加速度 (gal)
○——○	50	47.8
△– – –△	80	75.8
□—·—□	120	111.5
◇—··—◇	170	165.5
▽- - -▽	200	200.0

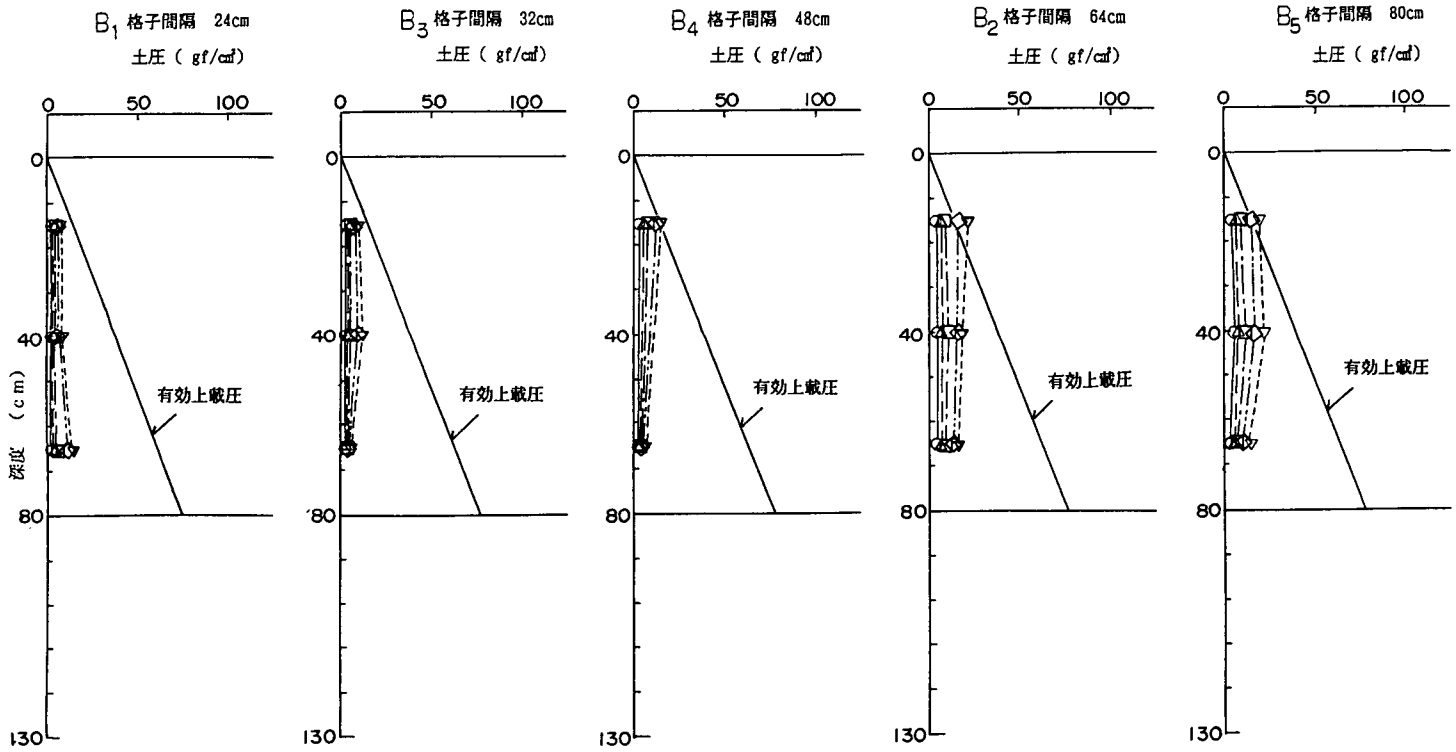


図4.4.29 (a) 格子モデル 最大土圧

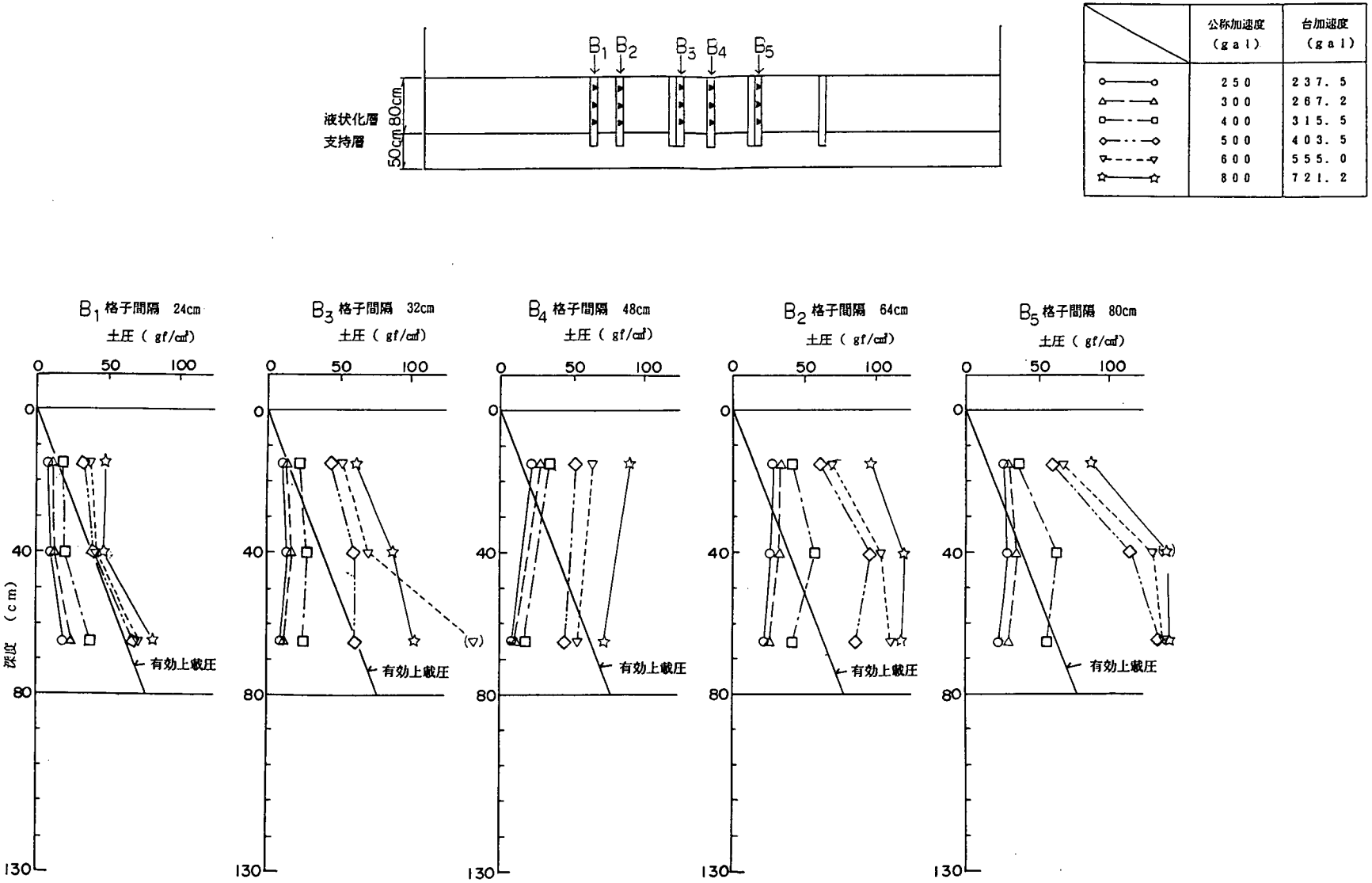
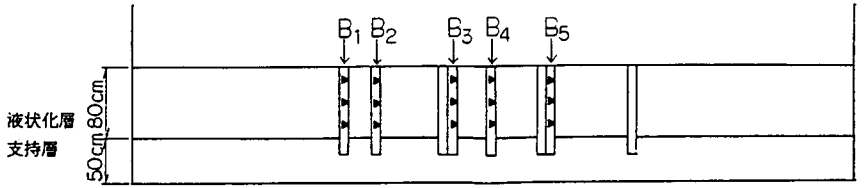


図4.4.29 (b) 格子モデル 最大土圧



	公称加速度 (gal)	台加速度 (gal)
○——○	50	47.8
△——△	80	75.8
□—·—□	120	111.5
◇—··—◇	170	165.5
▽- - -▽	200	200.0

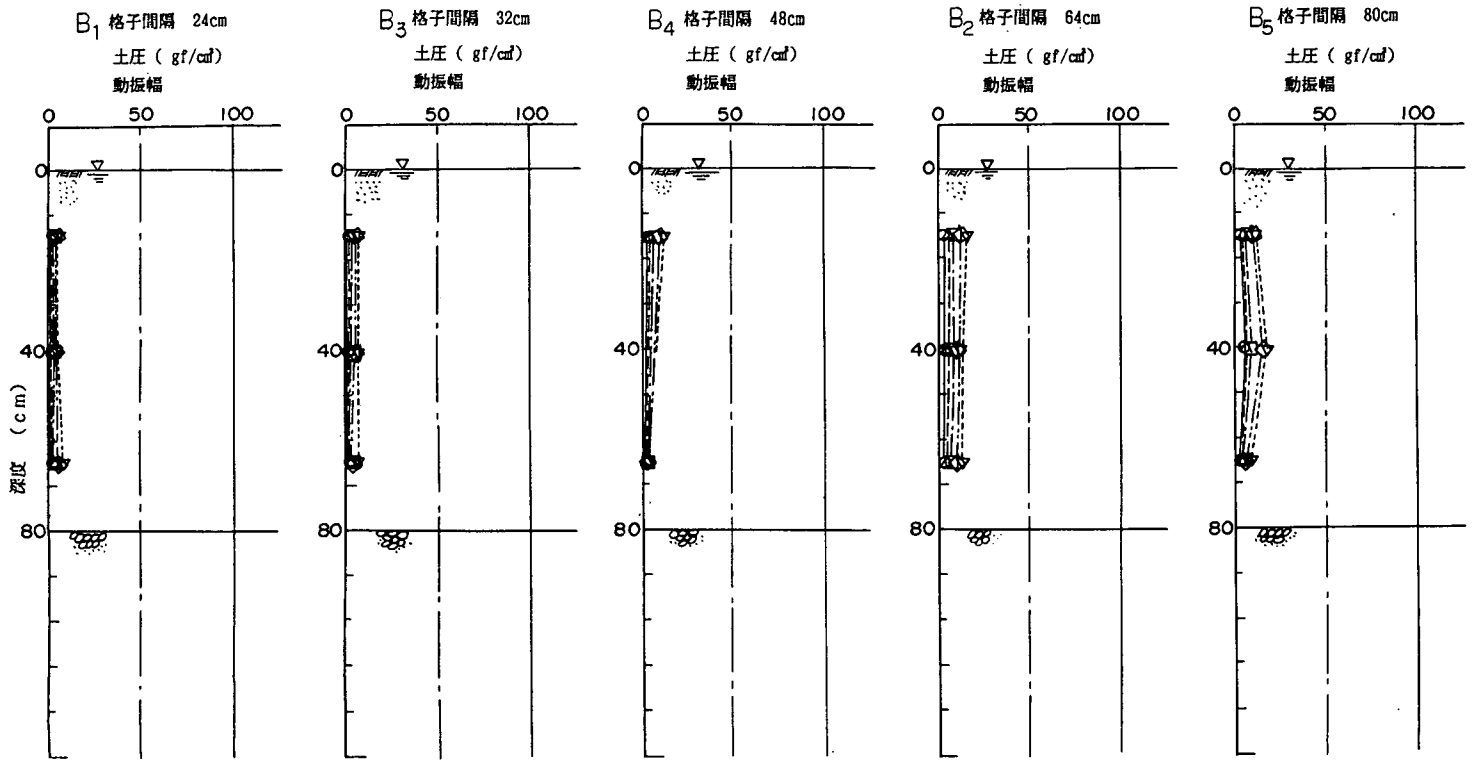
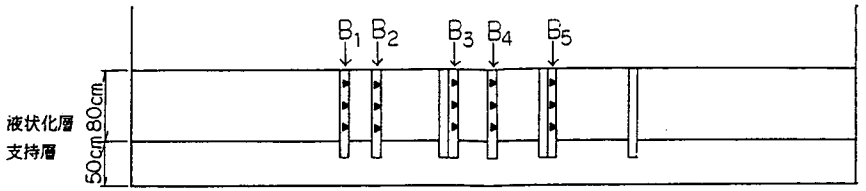


図4.4.30 (a) 格子モデル 土圧の最大動振幅



	公称加速度 (gal)	台加速度 (gal)
○—○	250	237.5
△—△	300	267.2
□—□	400	315.5
◇—◇	500	403.5
▽—▽	600	555.0
☆—☆	800	721.2

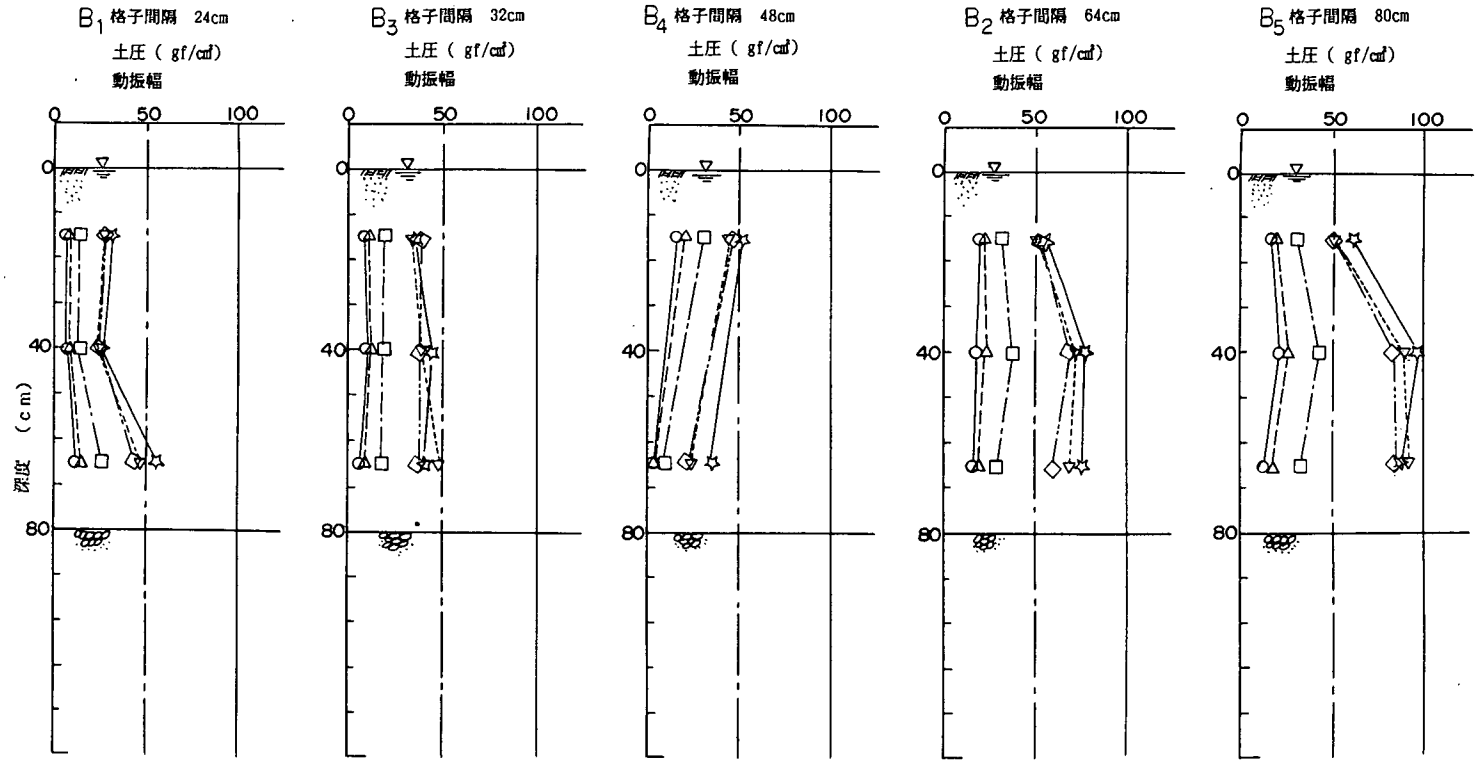


図4.4.30 (b) 格子モデル 土圧の最大動振幅

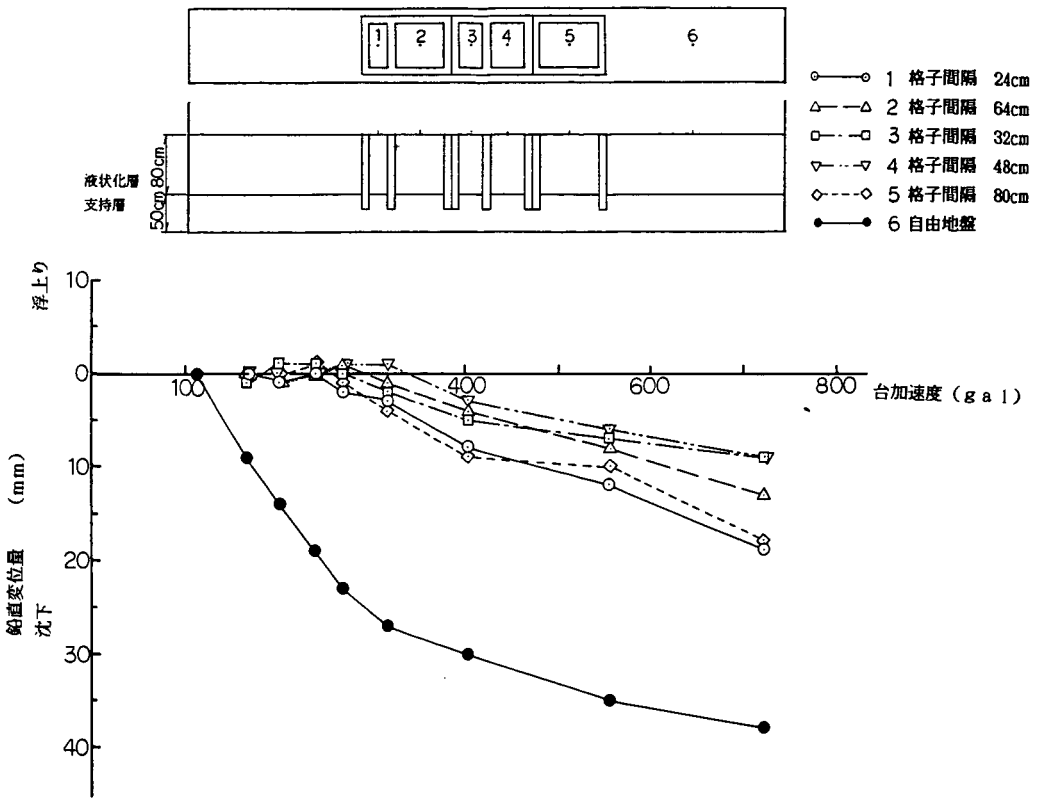


図4.4.31　格子モデル　鉛直残留変位置

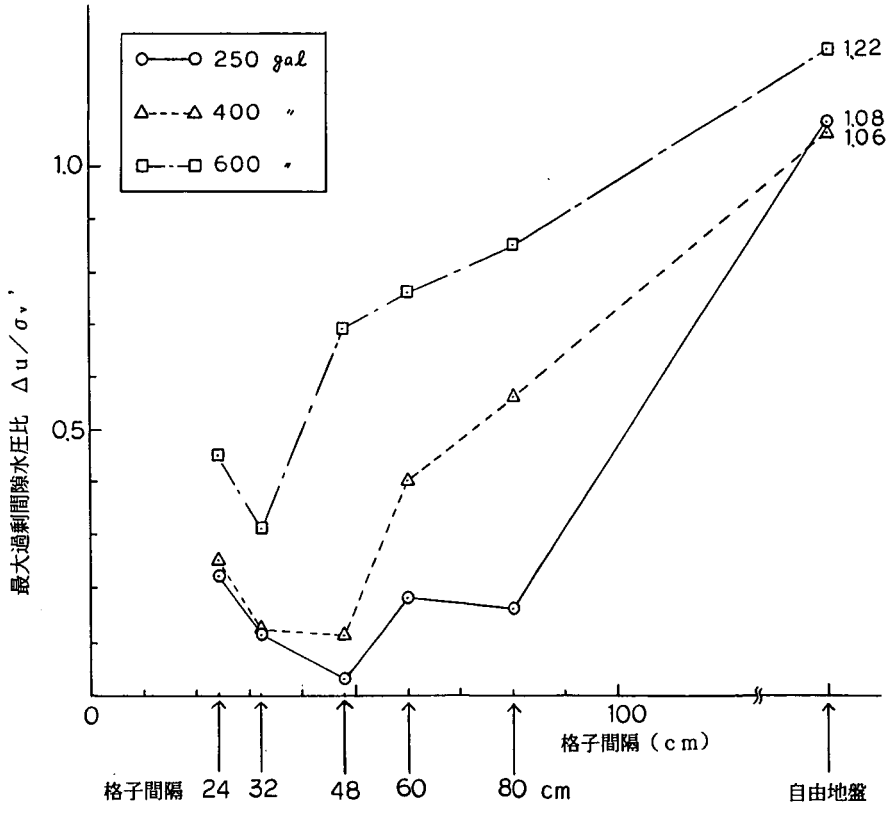


図4.4.32　最大過剰間隙水圧比と格子間隔の関係

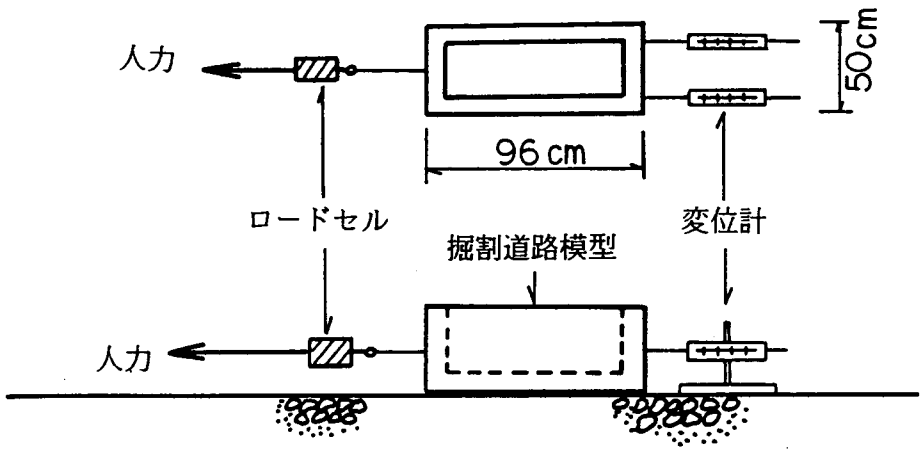


図4.4.33　改良体底面摩擦測定試験

表4.4.6　改良体底面と支持層との摩擦係数

No	鉛直荷重（kgf）	静摩擦			動摩擦		
		抵抗力	摩擦係数	摩擦角	抵抗力	摩擦係数	摩擦角
1	298.3	169.9	0.57	29.7	157.0	0.53	27.8
2	298.3	170.5	0.57	29.7	157.0	0.53	27.8
3	298.3	185.9	0.62	31.9	176.0	0.59	30.5
4	298.3	151.0	0.51	26.8	136.2	0.46	24.5
平均	298.3	169.3	0.57	29.5	156.6	0.53	27.7

平荷重として取り扱った。

改良体底面と支持層の摩擦係数は次式から求まる。

$$\mu=\tan\phi=F/N \quad \cdots\cdots (4.4.1)$$

ここで，μ：摩擦係数

P：引張り荷重（kgf）

F：引張り抵抗力（kgf）

N：鉛直荷重（kgf）

R：F，N の合力（kgf）

ϕ：摩擦抵抗角

ただし，鉛直荷重 N は底面に均等に作用していると仮定する。

表 4.4.6 に動摩擦係数および静摩擦係数を示す。これより，平均値として静摩擦係数 $\mu_s=0.57$，静摩擦角

$\phi_s=29.5°$，動摩擦係数 $\mu_D=0.53$，動摩擦角 $\phi_D=27.7°$ が得られた。ただし砂礫支持層は湿潤状態である。ここで得られた摩擦角は地盤のせん断抵抗角とは異なり，拘束がないこともあって低い値と思われる。

2）掘割改良体載荷試験

掘割改良体の右側模型には，改良体の内部応力測定のためにひずみゲージを貼付した鉄筋棒を2本埋め込んでいる。ただし，本模型に設置されたひずみゲージは軸ひずみゲージであり直接にせん断応力を測定することはできない。そこで，2本の鉄筋棒の平均曲げひずみが改良体に生ずる曲げモーメントに対応しているかを確認するために載荷試験を行なった。

図4.4.34に示すように掘割改良体を単純ばりの状態とし，線荷重となるようにアングルを敷いてその上に他の改良体模型（掘割模型・盛土模型）をロードセルを介してクレーンで吊るして荷重とした。ひずみゲージ設置位置およびゲージ貼付方法は，図4.4.34に示した通りで，載荷点(アングルの位置)は，模型中央部，上端より35 cm，下端より15 cmの部分とした。測定項目は各ひずみゲージのひずみ(μst)8 chと，たわみ量2 chである。

実験により得られた荷重・ひずみ変化量およびたわみ量を表4.4.7に示す。ここでひずみは改良体を横にして単純ばりの状態とした時を初期値としている。データの整理は，各測定点での曲げモーメントを求め，それに対象測定点の上下（圧縮側と引張側）の鉄筋棒の平均曲げひずみ（1 chと5 ch，2 chと6 ch，3 chと7 ch，4 chと8 ch）が対応すると考え，両者をプロットした。これを図4.4.35に示す。

これによると，ばらつきが多いものの曲げモーメントと平均曲げひずみは1：1に対応しており，ひずみゲージが正常に作動していることが確認された。これより，加振時に改良体に働く内部応力の正負や大きさが推定できることがわかった。

3）改良体物性試験

模型改良体に使用した軽量コンクリートの物性を調べるために，弾性波試験・一軸圧縮試験をおこなった。弾性波試験では，超音波法非破壊試験器を使用して P 波速度・S 波速度等を測定した。これより得られた弾性諸定数を表4.4.8に示す。また，一軸圧縮試験の結果を表4.4.9に示す。これより，弾性定数の平均値は $E=46000\,(\mathrm{kgf/cm^2})$ 程度であり，軽量コンクリートのためか通常のコンクリートよりも低い値となった。

4.4.4 ま と め

掘割・盛土・格子の各モデルについて大型振動実験を行ない，以下のことがわかった。

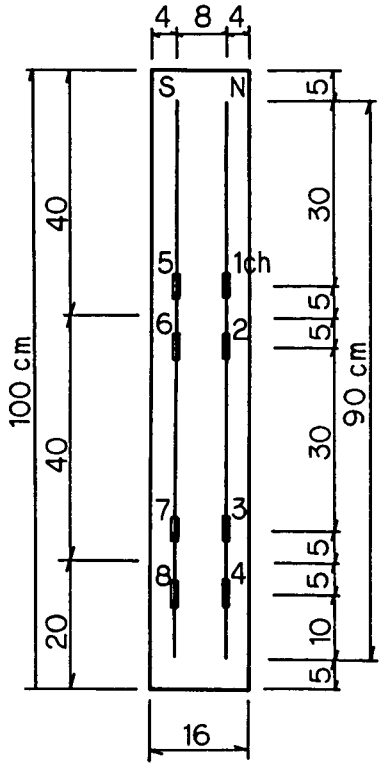
(1) 掘割モデル

① 加速度の最大応答倍率は，掘割模型上面で1.7程度で改良体上面の2.0程度と比べると掘割模型の方が小さい値である。

② 過剰間隙水圧の動振幅成分の最大値は改良体に取り付けた水圧計で大きな値を示し，特に掘割模型と改良体の間の部分で，大きな動振幅成分が発生した。

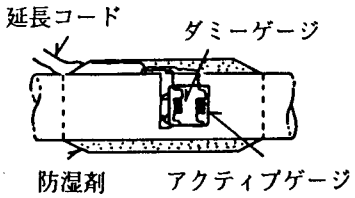
③ 土圧の動振幅成分の最大値についても同様の傾向がある。これは，液状化時の土圧成分はほぼ水圧成分になっているためと考えられる。

④ 完全液状化時の掘割模型の浮上がりは約5～6 mmでわずかであった。これは，改良体により掘割下への土の流れ込みが防止されたためと思われる。

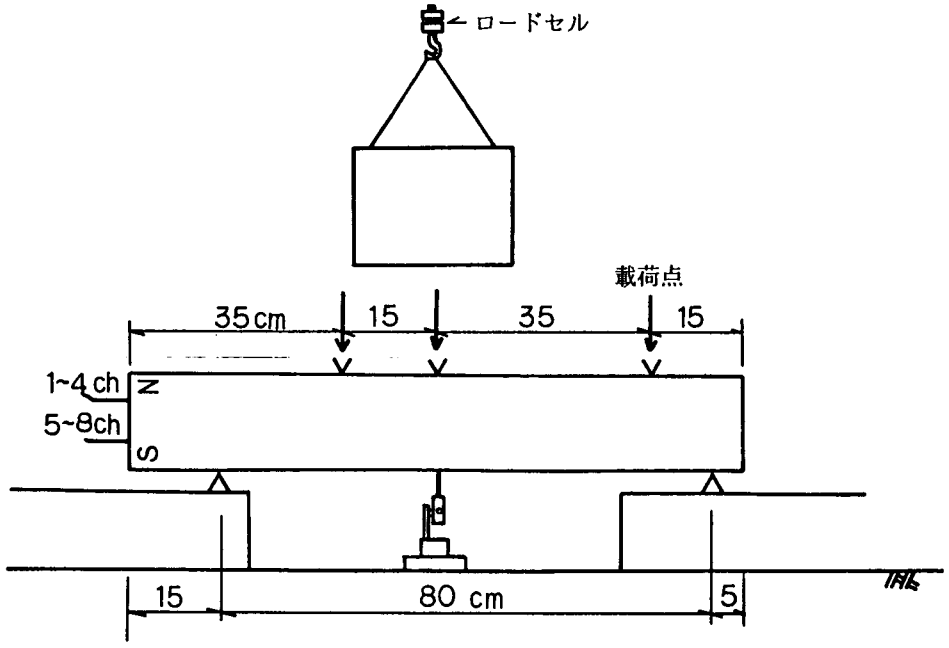


（a）ひずみゲージ取付け位置

ゲージタイプ：KFC2-D1-11
ゲージ率　　：K ≒ 2.1
抵抗値　　：120 Ω
成分　　：軸ひずみ



（b）ひずみゲージタイプ



（c）載荷試験方法

図4.4.34　掘割改良体載荷試験方法

表4.4.7　曲げ歪および曲げモーメント

載荷ケース 荷重　P	測点 ch	歪	平均曲げ歪	曲げモーメント t.m
157.2　Kgf 中央	1	0	±0.5	0.0177
	5	−1		
	2	2	±2.5	0.0265
	6	−3		
	3	2	±2.0	0.0138
	7	−2		
	4	1	±0.5	0.0069
	8	0		
199.2　Kgf 中央	1	1	±2.0	0.0224
	5	−3		
	2	3	±3.5	0.0336
	6	−4		
	3	3	±3.0	0.0174
	7	−3		
	4	1	±0.5	0.0087
	8	0		
212.6　Kgf 中央	1	0	±0.5	0.0239
	5	−1		
	2	3	±3.5	0.0359
	6	−4		
	3	3	±2.5	0.0186
	7	−2		
	4	1	±1.0	0.0093
	8	−1		
320.6　Kgf 中央	1	3	±2.5	0.0361
	5	−2		
	2	6	±5.0	0.0541
	6	−4		
	3	3	±3.0	0.0281
	7	−3		
	4	1	±1.0	0.0140
	8	−1		
435.8　Kgf 中央分布荷重 q= 15.8	1	3	±3.5	0.0490
	5	−4		
	2	7	±7.0	0.0674
	6	−7		
	3	3	±3.5	0.0381
	7	−4		
	4	1.5	±1.75	0.0191
	8	−2		

載荷ケース 荷重　P	測点 ch	歪	平均曲げ歪	曲げモーメント t.m
214.9　Kgf 上端より 35cm	1	2	±1.5	0.0322
	5	−1		
	2	1	±1.5	0.0269
	6	−2		
	3	0	±0.5	0.0107
	7	−1		
	4	0	±0.0	0.0054
	8	0		
240.7　Kgf 下端より 15cm	1	− 0.5		0.0060
	5	− 1.5		
	2	0	±0.0	0.0090
	6	0		
	3	2	±2.0	0.0181
	7	−2		
	4	2	±2.0	0.0211
	8	−2		
298.3　Kgf 上端より 35cm	1	3	±3.25	0.0447
	5	− 3.5		
	2	4.5	±4.0	0.0373
	6	− 3.5		
	3	0.5	±1.25	0.0149
	7	−2		
	4	0	±0.5	0.0075
	8	−1		
291.7　Kgf 下端より 15cm	1	0	±0.0	0.0073
	5	0		
	2	1	±1.0	0.0109
	6	−1		
	3	2	±2.0	0.0219
	7	−2		
	4	2	±1.5	0.0255
	8	−1		

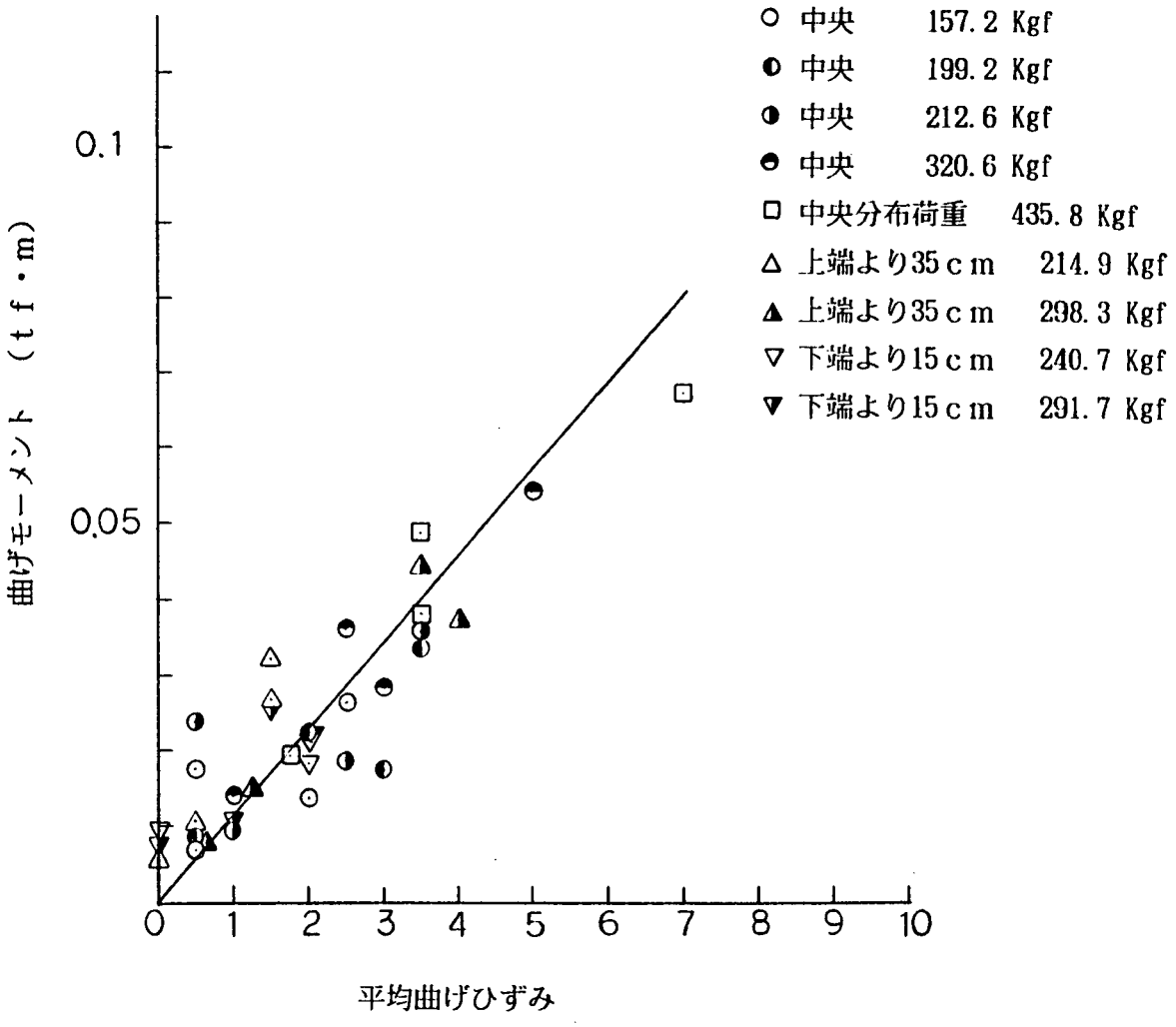


図4.4.35 曲げモーメントと曲げひずみの関係

表4.4.8 試料の密度および弾性諸定数（平均値）

諸元	密度	弾性諸定数				
	ρt (g/cm³)	P波速度 (m/sec)	S波速度 (m/sec)	ポアソン比 νd	ヤング率 Ed	剛性率 Gd
平均値	1.953	1630	860	0.30	38000	14700

表4.4.9 一軸圧縮強度試験結果

供試体番号	NO－5	NO－6	NO－7
密度 ρt (g/cm³)	1.958	1.957	1.925
一軸圧縮強度 qu (kgf/cm²)	392	381	359
破壊ひずみ ε_f (%)	1.00	1.03	0.96
変形係数 E_{50} (kgf/cm²)	53000	50200	42700
ポアソン比 ν 注	0.26	0.30	------

注）平均的なポアソン比を示す

(2) 盛土モデル

① 過剰間隙水圧の最大値を見ると，250，400 gal 加振で地盤は液状化している。

② 地盤がほぼ液状化した 250，400 gal 加振において加速度の最大応答倍率は改良体上面で 2 倍以上となった。また，盛土直下の液状化層表面においては，盛土天端よりも応答倍率が大きくなった。

③ 土圧の最大動振幅は支持層で大きな値が出ており，受働土圧的な挙動を示す。

④ 盛土天端の沈下量は 250，400 gal 加振において大きくなった。

(3) 格子モデル

① 中型模型振動実験と同様に，格子間隔が狭いほど，過剰間隙水圧の発生が少ないことが確認された。

② 加速度の最大応答倍率についても，格子内部では表層部分を除いて，深度方向に同程度の値であった。これは格子改良によりせん断変形を抑制することで，せん断力の発生が少なかったことを示している。

③ 地表面の沈下量は自由地盤がかなり沈下しているのに比べて，格子内部の地盤の沈下量は少なかった。

(不 動 建 設)

4.5 改良体に作用する動的外力の検討

4.5.1 掘割モデル

(1) 目　　的

掘割道路の液状化対策として固化工法用いた場合の改良体，および掘割道路に作用する外力及び改良体と掘割道路の挙動の特性を模型振動実験を通して把握する。

(2) 実験の概要と検討方法

1）実験の概要

図 4.5.1 に実験の模型，図 4.5.2 に計器の配置図と計器の正・負の方向を示す。

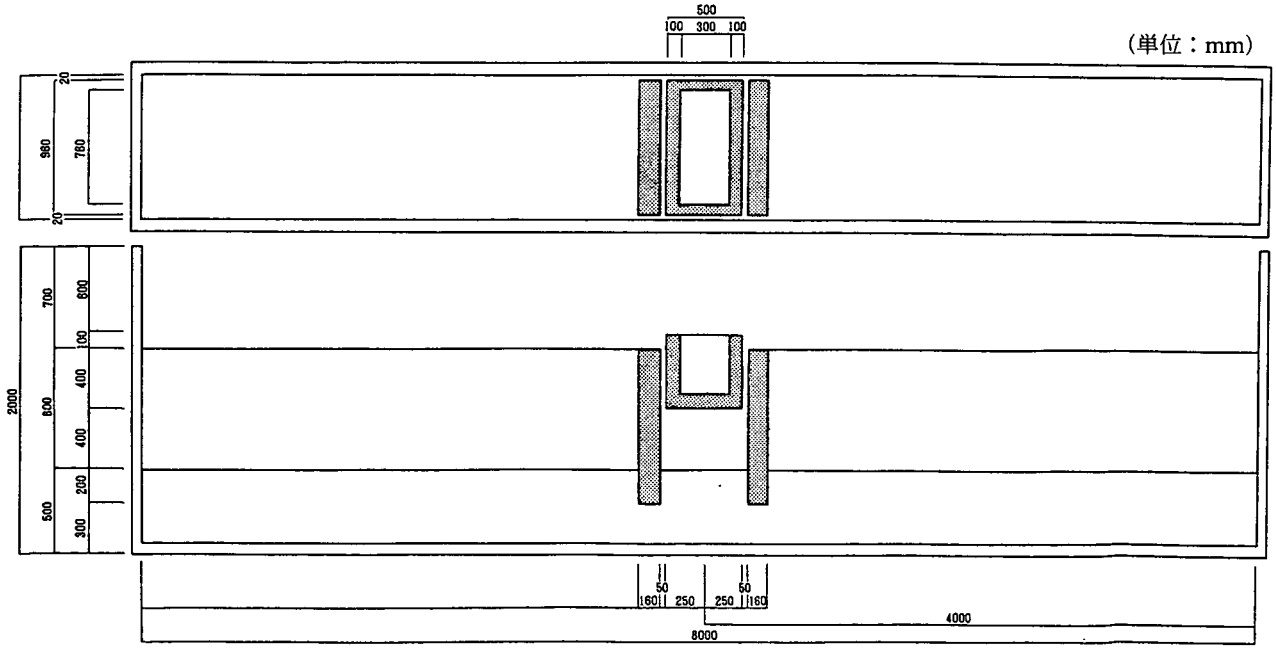


図4.5.1　掘割道路用模型

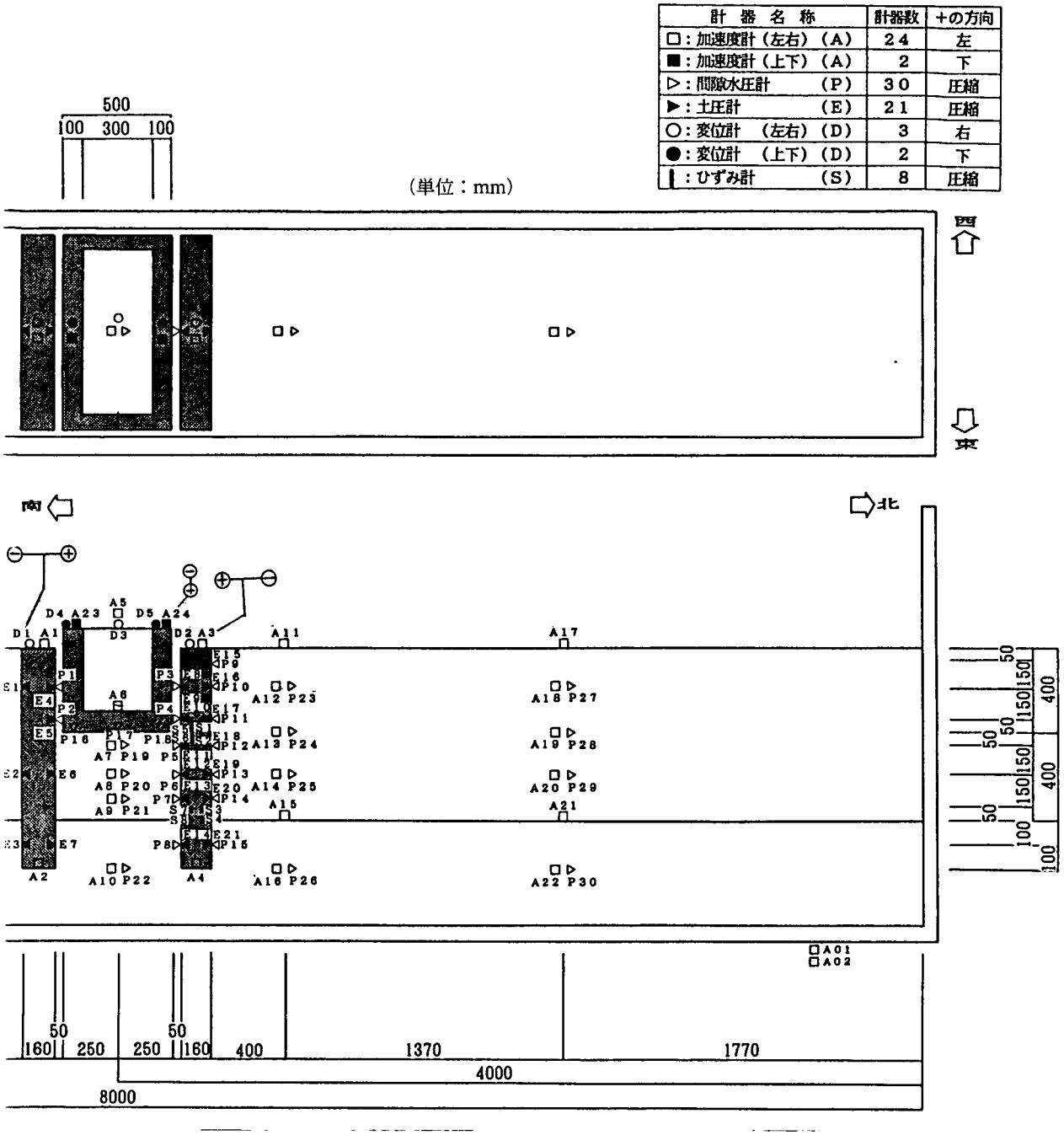


図4.5.2 計器の配置とその方向

また，表4.5.1に実験の入力加速度を示す。表中の「平均」とは，台加速度の第2波目以降の19ピーク値の絶対値の単純平均値である。

2）検討方法

① 入力加速度波に対する，加速度，側圧，水圧，変位の応答値との位相関係の検討

② 改良体の水平変位および掘割道路模型の浮上がりに対する，水平加速度の位相関係の検討

③ 加速度計，側圧計の値から改良体および掘割道路模型に作用する全慣性力，全側圧を推定し，これらの合力である動的水平外力と動的モーメントおよび動水圧とそれらの間の関係の検討

表4.5.1　実験ケースと入力加速度

掘割モデル				
実験ケース	公称加速度	テーブルでの平均加速度		
		最大	最小	平均
第１回	80.0	124.6	-104.6	99
第２回	120.0	168.8	-144.5	139
第３回	150.0	203.9	-163.9	168
第４回	200.0	262.4	-231.3	221
第５回	50.0	73.4	-63.4	65

全て５Ｈｚ．２０波　（単位：ｇａｌ）
実験ケースは平均を用いて”９９
ＧＡＬ入力”のように称する

(3) 検討結果

波形図の見方を図4.5.3(2)中に示した。

1）加　速　度

i　地盤埋設加速度

図4.5.3に，台加速度と地盤部の加速度波形の重ね合わせを示す。また，表4.5.2に最大応答加速度の分布を示す。これより次のことが言える。

① 台加速度が大きくなるにつれて最大応答加速度の発生時刻は早くなる。また，大きな入力では最大応答値の直後から急激に振幅が減少する。

② 応答加速度は台加速度に比べて位相のずれが1波目からあり，最大応答を示した後はほぼ逆位相となる。

③ 掘割道路模型直下地盤中の加速度は，同一深度の自由地盤中の加速度に比べて，振幅の減衰が小さい。これより改良体による拘束効果は実証されたといえる。

④ 支持層の加速度は，加振初期で最大応答加速度を示し，以後急激に減衰し，位相も台加速度に対して逆位相を示している。最大加速応答値は，支持層で増大しており，支持層の水圧の上昇が予測される。

ii　掘割道路模型および左右改良体の水平加速度

掘割道路模型および左右改良体の水平加速度計の波形の重ね合わせを図4.5.4～図4.5.6に示す。これらより以下のことが言える。

① 掘割道路模型のばあい，65 GAL入力では模型の天端と下端の波形は，同位相を示している。99～221 GAL入力では加振初期で同位相を示すが時間の経過とともに下端の波形の位相が遅れ，振幅は天端の方が大きい。

② 左右改良体丈夫の加速度計の波形は，入力加速度の大きさにかかわらず，ほぼ等しい。

③ 左右改良体下部の加速時計の波形は，左右・同位相である。

しかし99～221 GALでは，加振初期で同位相を示すが，時間の振動とともに右改良体の波形が急激に

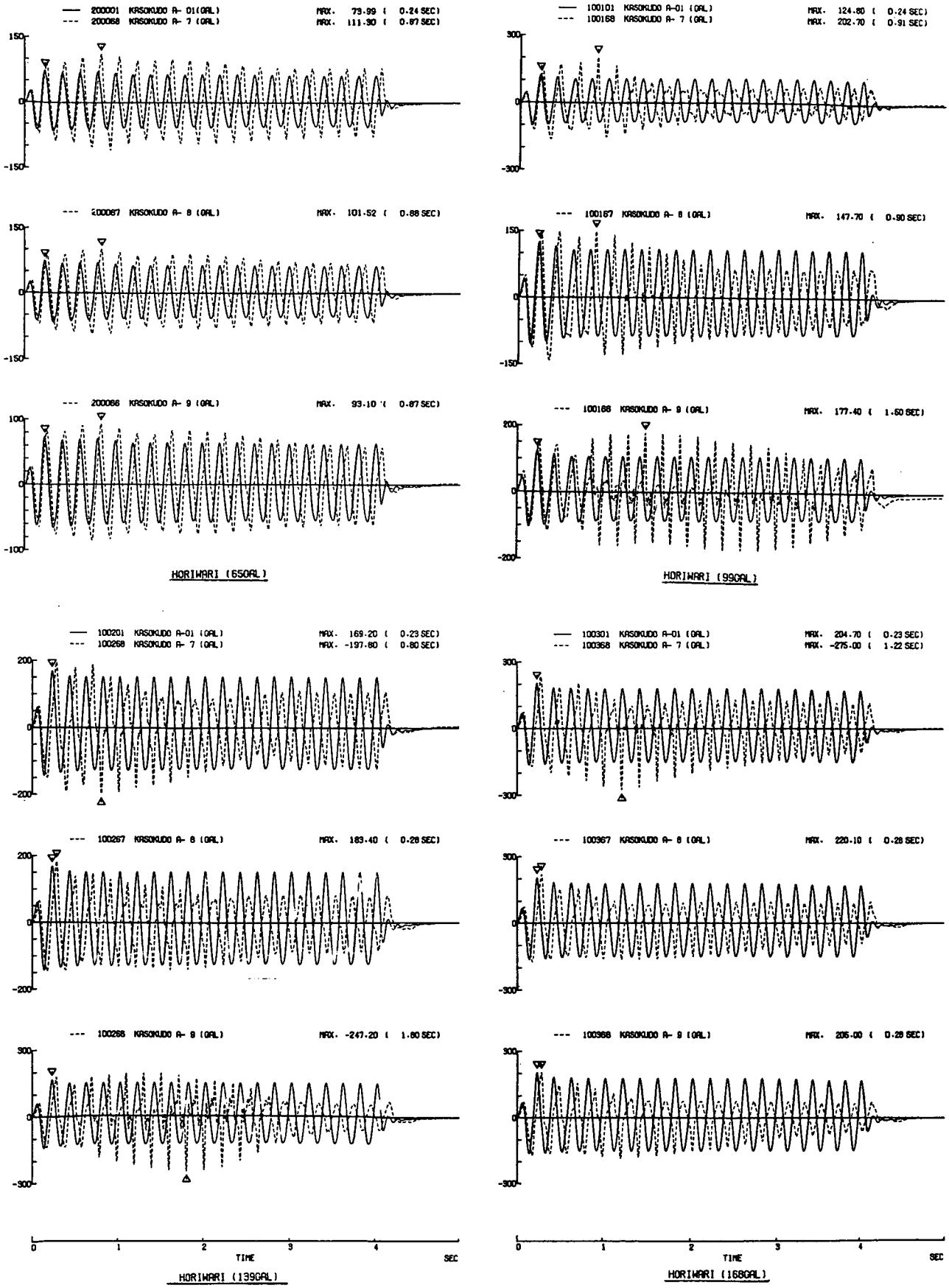


図4.5.3 (1) 台加速度波形と地盤部加速度

(a) 掘割道路下方地盤

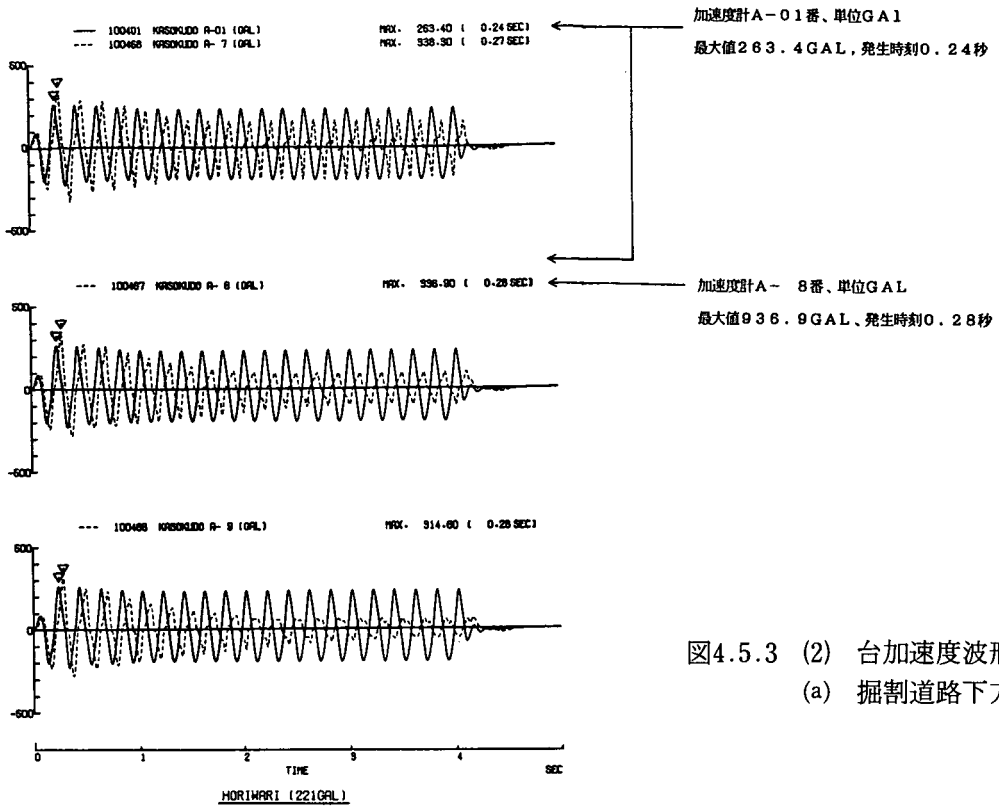


図4.5.3 (2) 台加速度波形と地盤部加速度
(a) 掘割道路下方地盤

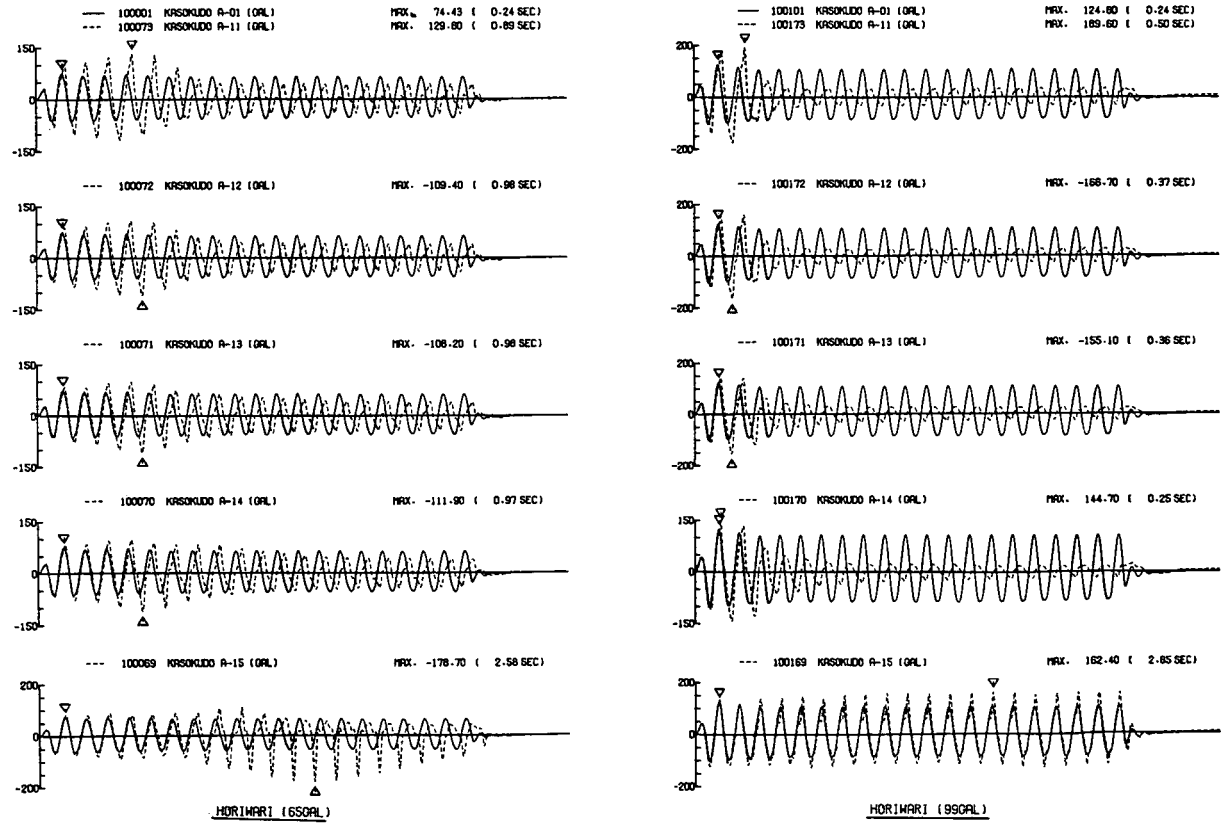
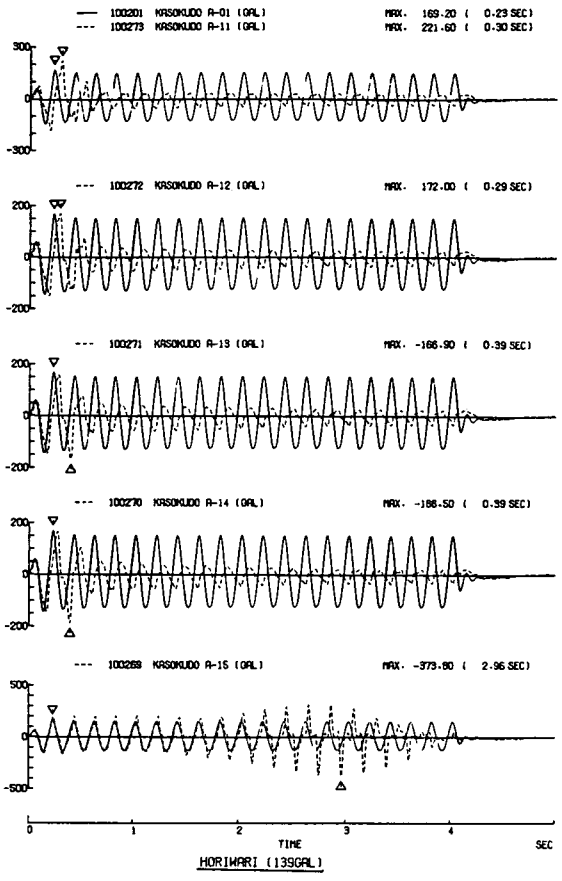
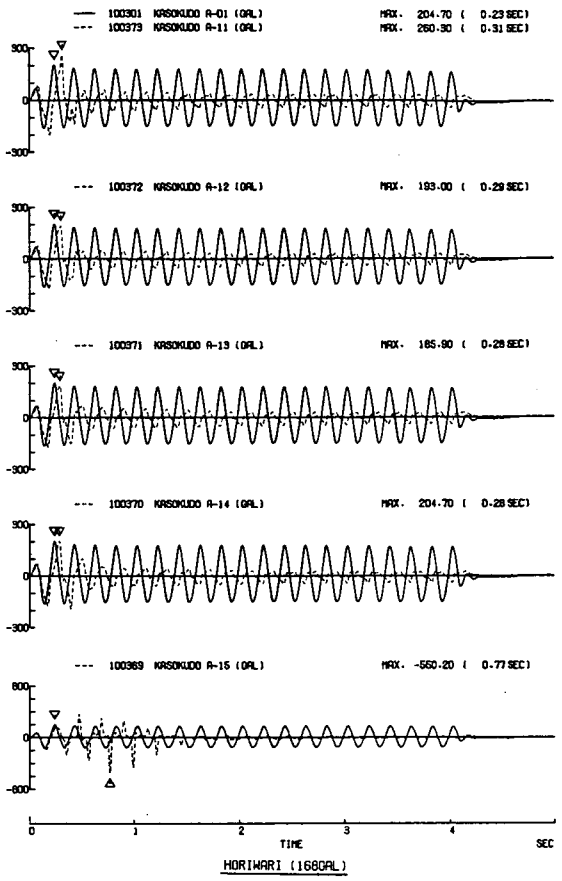


図4.5.3 (3) 台加速度波形と地盤部加速度
(b) 右側改良体付近自由地盤





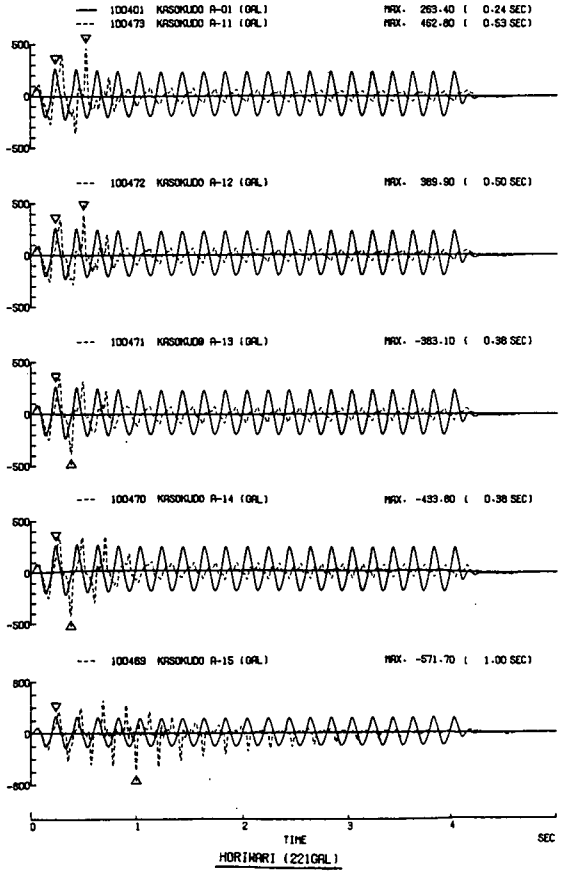


図4.5.3 (4) 台加速度波形と地盤部加速度
(b) 右側改良体付近自由地盤

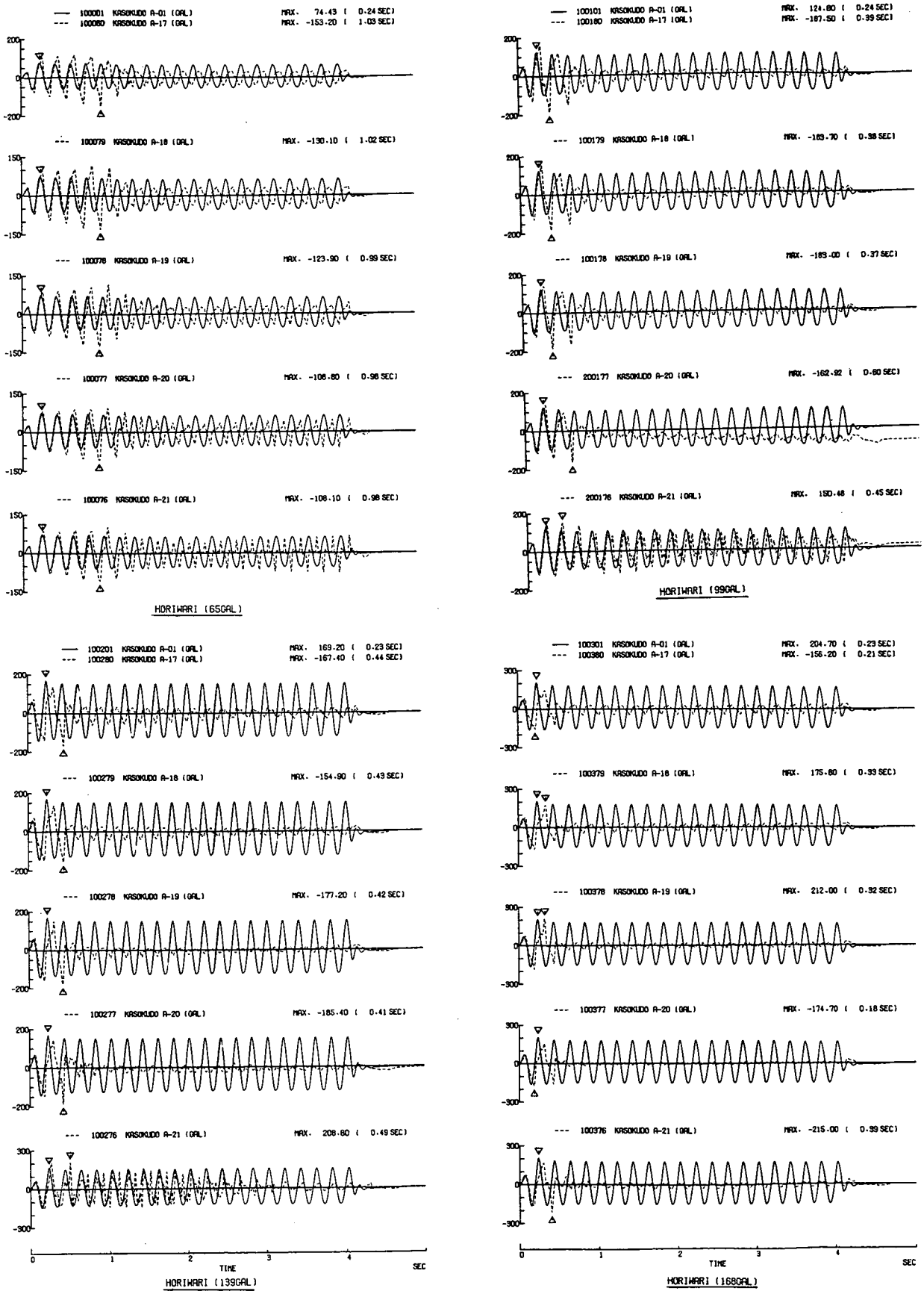


図4.5.3 (5) 台加速度波形と地盤部加速度

(c) 自由地盤

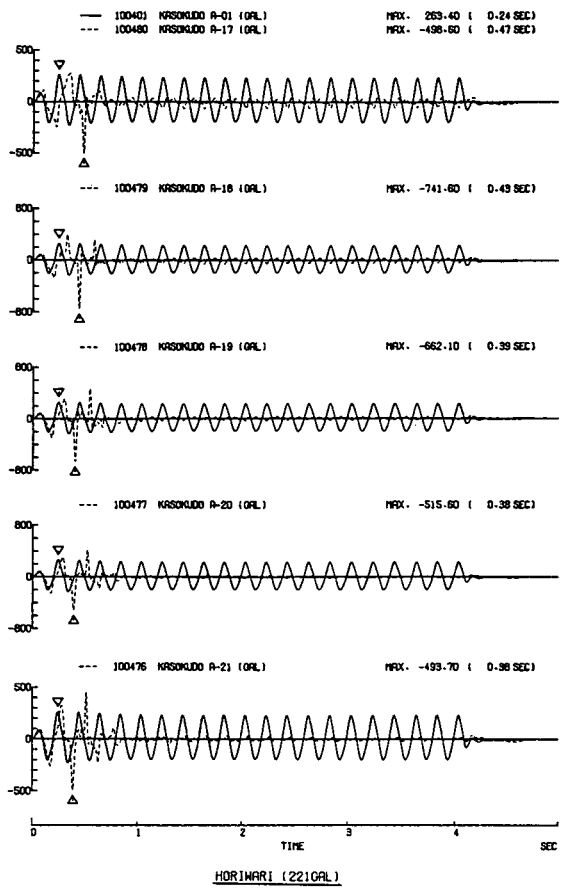


図4.5.3 (6) 台加速度波形と地盤部加速度
(c) 自由地盤

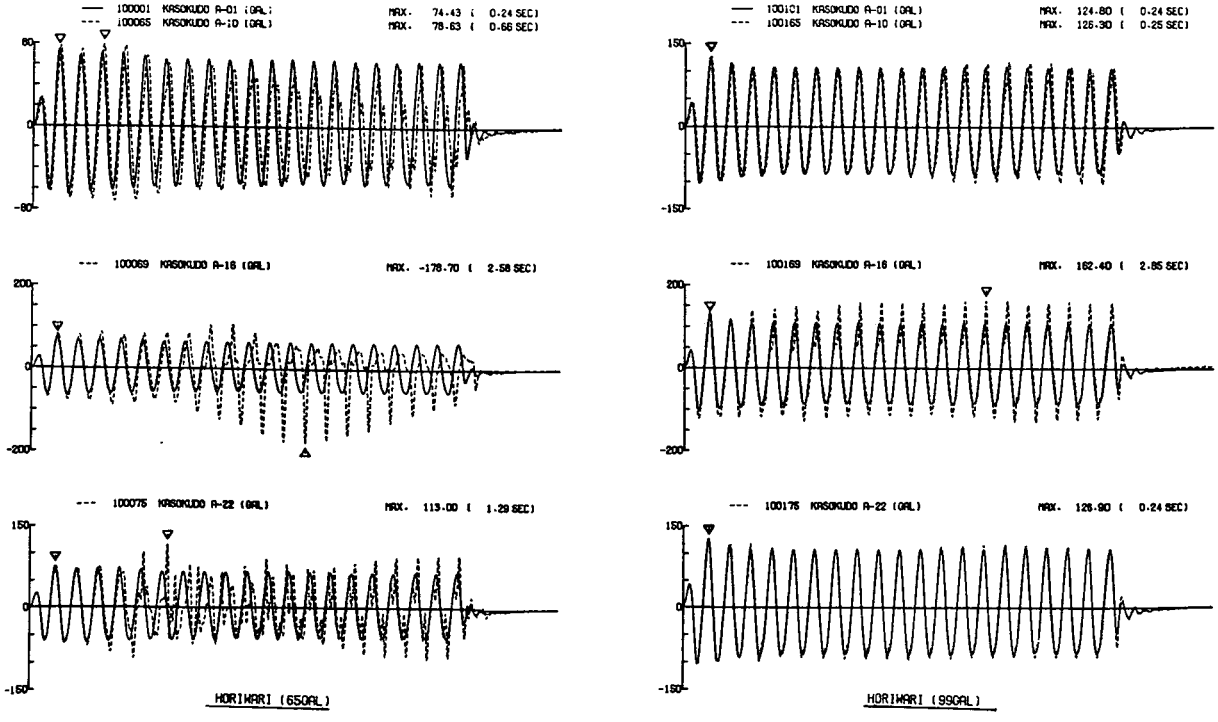
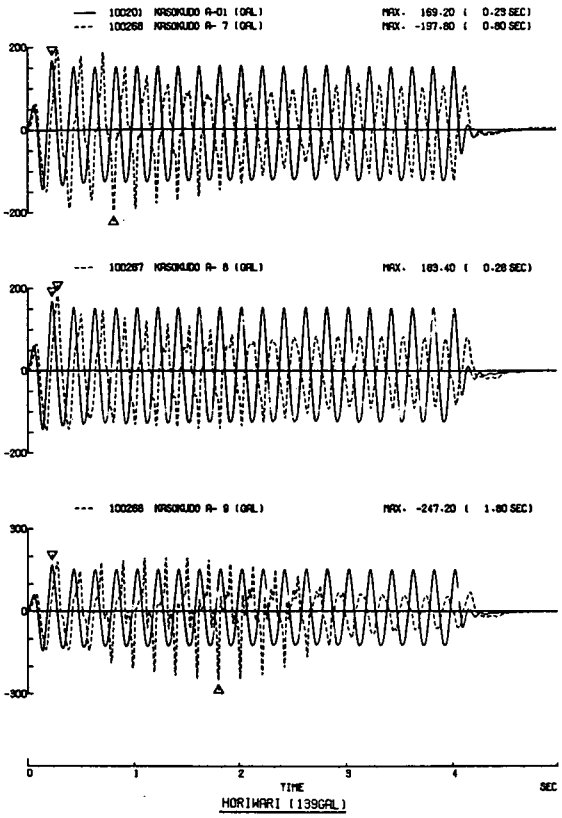
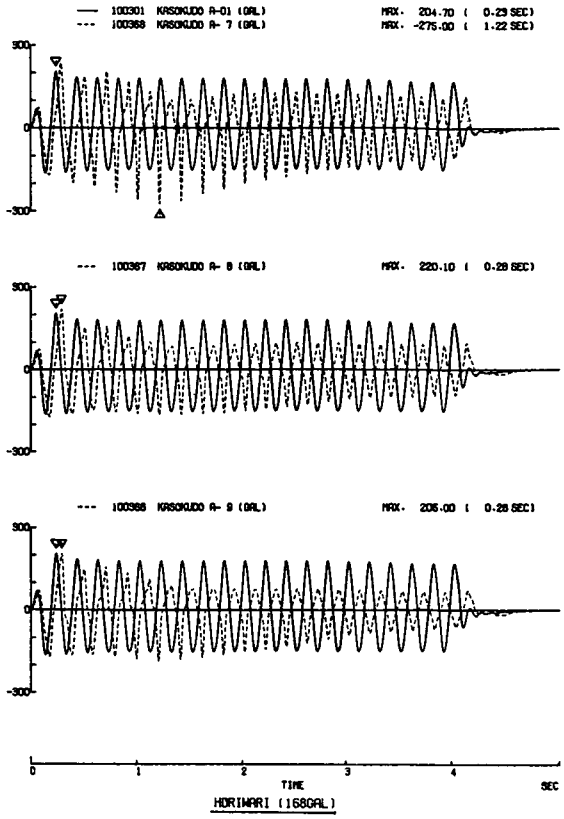


図4.5.3 (7) 台加速度波形と地盤部加速度
(d) 支持地盤





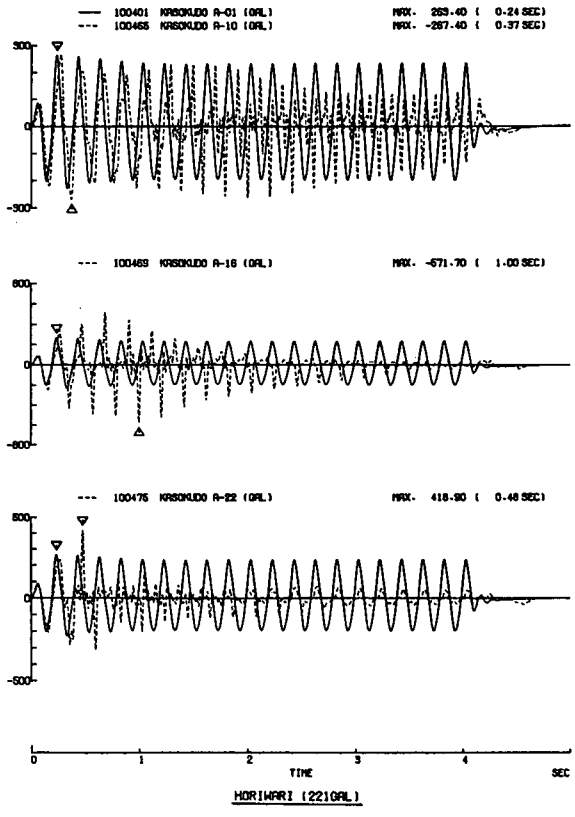


図4.5.3 (8) 台加速度波形と地盤部加速度
(e) 支持地盤

表4.5.2(1)　最大応答加速度（65gal）

NO	最大値			定常値		
	値	時刻	倍率	値	時刻	倍率
A-01	73.99	0.24	1	59.98	4	1
A-02	73.27	0.23	1	58.75	4	1
A- 1	139.6	1.68	1.9	91.25	4.07	1.5
A- 2	84.35	0.86	1.1	67.98	3.99	1.1
A- 3	144.12	1.70	1.9	85.36	4.07	1.4
A- 4	81.98	0.65	1.1	58.28	4.05	1
A- 5	124.40	1.07	1.7	81.58	4.04	1.4
A- 6	114.97	0.87	1.6	64.41	4.06	1.1
A- 7	111.30	0.87	1.5	79.41	4.06	1.3
A- 8	101.52	0.88	1.4	66.52	4.06	1.1
A- 9	93.10	0.87	1.3	59.69	4.06	1
A-10	78.93	0.66	1.1	63.52	4.03	1
A-11	190.82	1.12	2.6	54.01	4.08	0.9
A-12	129.04	0.89	1.7	42.37	4.08	0.7
A-13	109.96	0.98	1.5	39.97	4.07	0.7
A-14	108.56	0.98	1.5	42.01	4.07	0.7
A-15	112.12	0.97	1.5	40.60	4.07	0.7
A-16	179.08	2.58	2.4	62.53	4.05	1
A-17	152.64	1.03	2.1	33.41	4.10	0.6
A-18	130.07	1.02	1.8	34.45	4.10	0.6
A-19	123.82	0.99	1.7	45.22	4.10	0.8
A-20	108.15	0.98	1.5	31.78	4.08	0.5
A-21	108.68	0.98	1.5	70.98	4.09	1.2
A-22	111.81	1.29	1.5	93.17	3.82	1.6

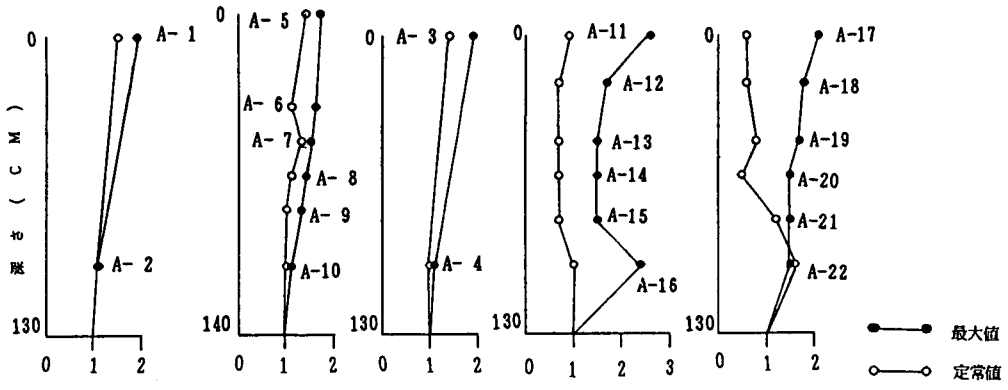


表4.5.2(2)　最大応答加速度（99gal）

NO	最大値			定常値		
	値	時刻	倍率	値	時刻	倍率
A-01	124.03	0.24	1	94.98	3.99	1
A-02	120.76	0.23	1	92.38	3.99	1
A- 1	227.14	0.48	1.8	107.55	4.05	1.1
A- 2	133.24	0.25	1.1	32.70	4.09	0.3
A- 3	230.21	0.48	1.9	115.50	4.06	1.2
A- 4	132.10	0.25	1.1	30.40	4.13	0.3
A- 5	174.16	0.26	1.4	142.35	4.04	1.5
A- 6	173.82	0.48	1.4	91.40	4.05	1
A- 7	209.39	0.91	1.7	70.83	4.08	0.7
A- 8	147.94	0.90	1.2	61.66	4.09	0.6
A- 9	187.44	2.61	1.5	92.88	4.37	1
A-10	125.16	0.25	1	105.80	4.02	1
A-11	232.75	0.52	1.9	48.82	4.06	0.5
A-12	191.32	0.50	1.5	32.97	4.07	0.3
A-13	163.53	0.37	1.3	26.66	4.08	0.3
A-14	151.89	0.36	1.2	24.79	4.08	0.3
A-15	147.67	0.25	1.2	21.02	4.10	0.2
A-16	168.32	2.85	1.4	139.35	3.99	1.5
A-17	189.70	0.39	1.5	24.33	4.08	0.3
A-18	182.67	0.38	1.5	22.03	4.10	0.2
A-19	181.47	0.37	1.5	24.0	4.10	0.3
A-20	169.92	0.60	1.4	———	———	———
A-21	150.48	0.45	1.2	69.39	4.04	0.7
A-22	127.06	0.24	1	99.73	3.99	1.1

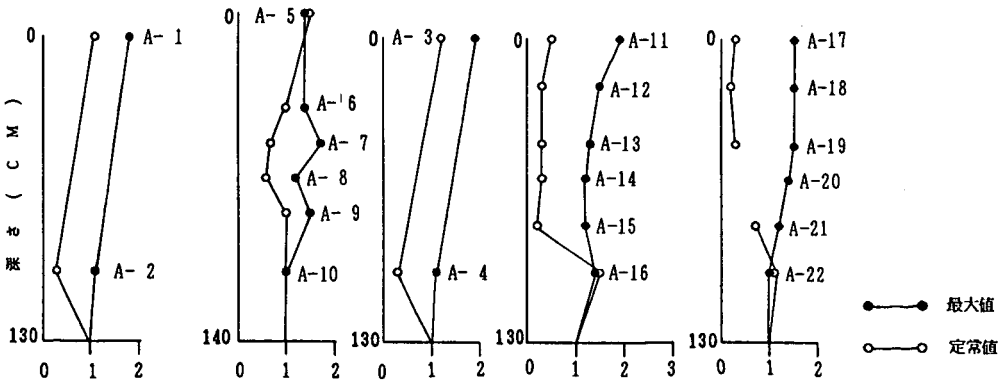


表4.5.2(3)　最大応答加速度（139gal）

NO	最大値			定常値		
	値	時刻	倍率	値	時刻	倍率
A-01	166.97	0.23	1	137.70	3.98	1
A-02	163.30	0.23	1	133.75	3.98	1
A- 1	288.51	0.49	1.7	119.30	4.04	0.9
A- 2	164.46	1.45	1	48.09	4.09	0.3
A- 3	305.82	0.28	1.8	119.45	4.05	0.9
A- 4	148.70	0.25	0.9	43.53	4.10	0.3
A- 5	215.38	0.28	1.3	194.05	4.03	1.4
A- 6	217.57	0.28	1.3	110.95	4.05	0.8
A- 7	199.19	0.28	1.2	115.20	4.08	0.8
A- 8	183.13	0.28	1.1	81.03	4.10	0.8
A- 9	248.56	1.80	1.5	63.92	4.12	0.5
A-10	253.72	3.46	1.5	196.85	4.03	1.4
A-11	287.09	0.32	1.7	51.79	4.04	0.4
A-12	223.44	0.30	1.3	30.88	4.06	0.2
A-13	172.60	0.29	1	28.09	4.09	0.2
A-14	165.37	0.39	1	29.03	4.08	0.2
A-15	184.91	0.39	1.1	28.04	4.09	0.2
A-16	379.76	2.96	2.3	———	———	———
A-17	166.14	0.44	1	30.63	4.09	0.2
A-18	152.79	0.43	1	23.86	4.09	0.2
A-19	174.25	0.42	1	19.39	4.10	0.1
A-20	194.86	0.41	1.2	———	———	———
A-21	207.38	0.49	1.2	28.75	3.99	0.2
A-22	209.96	2.04	1.3	———	———	———

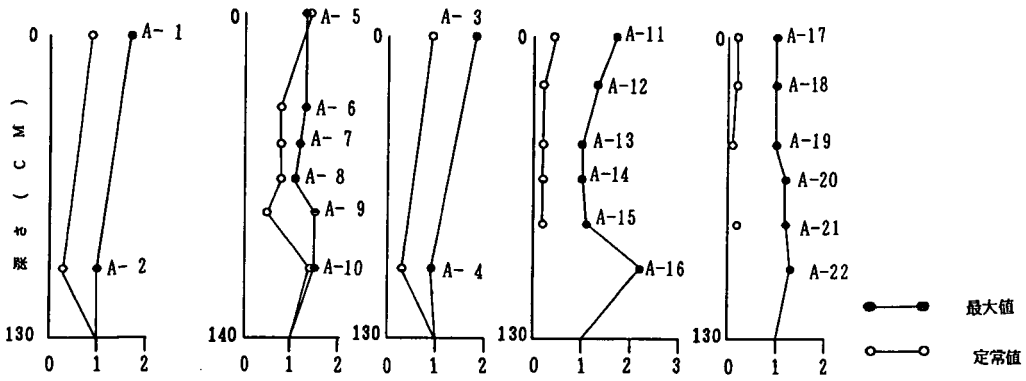


表4.5.2(4)　最大応答加速度（168gal）

NO	最大値			定常値		
	値	時刻	倍率	値	時刻	倍率
A-01	203.69	0.23	1	160.30	3.99	1
A-02	199.57	0.23	1	156.55	3.99	1
A- 1	302.37	0.50	1.5	148.10	4.05	0.9
A- 2	187.52	0.26	0.9	50.69	4.11	0.3
A- 3	302.42	0.40	1.5	152.70	4.05	1
A- 4	176.30	0.37	0.9	54.10	4.12	0.3
A- 5	247.60	0.68	1.2	183.30	4.04	1.1
A- 6	232.86	0.28	1.1	123.80	4.05	0.8
A- 7	273.69	1.22	1.3	111.65	4.09	0.7
A- 8	219.97	0.28	1.1	94.3	4.1	0.6
A- 9	205.87	0.28	1	67.05	4.1	0.4
A-10	330.61	4.0	1.6	256.55	4.07	1.6
A-11	332.85	0.32	1.6	47.10	4.07	0.3
A-12	262.31	0.31	1.3	36.01	4.1	0.2
A-13	194.63	0.29	1	33.37	4.09	0.2
A-14	186.03	0.28	0.9	34.32	4.09	0.2
A-15	205.02	0.28	1	32.61	4.09	0.2
A-16	547.98	0.77	2.7	———	———	———
A-17	154.06	0.21	0.8	39.04	4.1	0.2
A-18	179.08	0.33	0.9	31.26	4.09	0.2
A-19	215.61	0.32	1	14.78	4.05	0.1
A-20	169.56	0.18	0.8	———	———	———
A-21	214.90	0.39	1	———	———	———
A-22	165.74	0.26	0.8	———	———	———

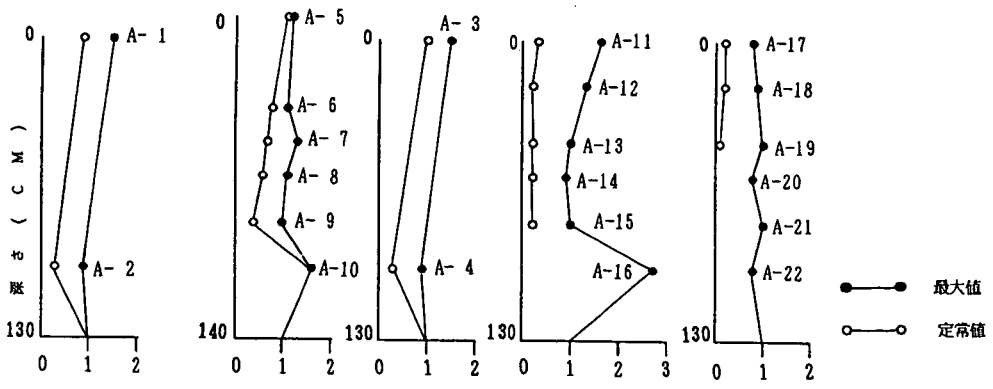
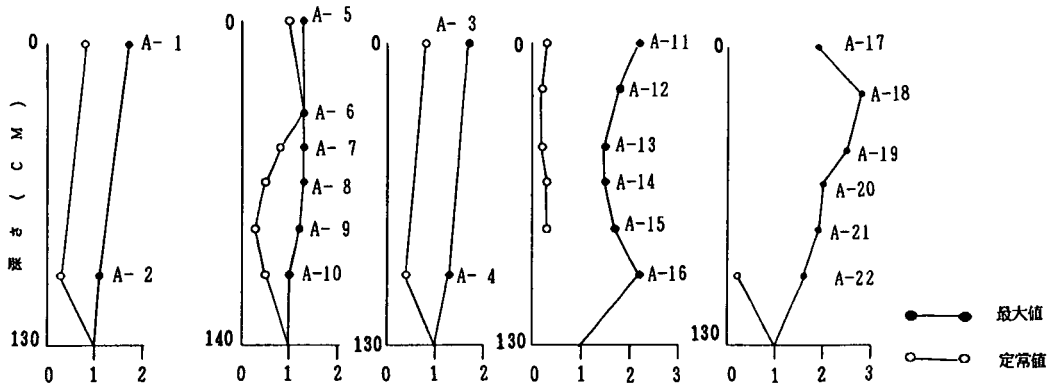


表4.5.2(5)　最大応答加速度（221gal）

NO	最大値			定常値		
	値	時刻	倍率	値	時刻	倍率
A-01	261.19	0.24	1	215.90	3.99	1
A-02	259.44	0.24	1	210.55	3.99	1
A- 1	434.78	0.39	1.7	163.75	4.05	0.8
A- 2	291.21	0.26	1.1	63.46	4.11	0.3
A- 3	449.11	0.39	1.7	180.25	4.06	0.8
A- 4	332.17	0.36	1.3	87.49	4.11	0.4
A- 5	334.79	0.27	1.3	215.45	4.05	1
A- 6	345.22	0.39	1.3	275.90	4.05	1.3
A- 7	339.26	0.27	1.3	165.50	4.09	0.8
A- 8	337.18	0.28	1.3	99.74	4.09	0.5
A- 9	316.07	0.28	1.2	59.73	4.10	0.3
A-10	268.09	0.27	1	116.20	4.10	0.5
A-11	579.93	0.31	2.2	64.23	4.10	0.3
A-12	462.95	0.53	1.8	51.90	4.10	0.2
A-13	389.68	0.50	1.5	51.23	4.10	0.2
A-14	383.02	0.38	1.5	59.08	4.09	0.3
A-15	433.23	0.38	1.7	62.63	4.10	0.3
A-16	574.22	1.00	2.2	———	———	———
A-17	500.91	0.47	1.9	———	———	———
A-18	732.94	0.43	2.8	———	———	———
A-19	660.19	0.39	2.5	———	———	———
A-20	513.61	0.38	2	———	———	———
A-21	492.63	0.38	1.9	———	———	———
A-22	417.91	0.48	1.6	42.62	4	0.2



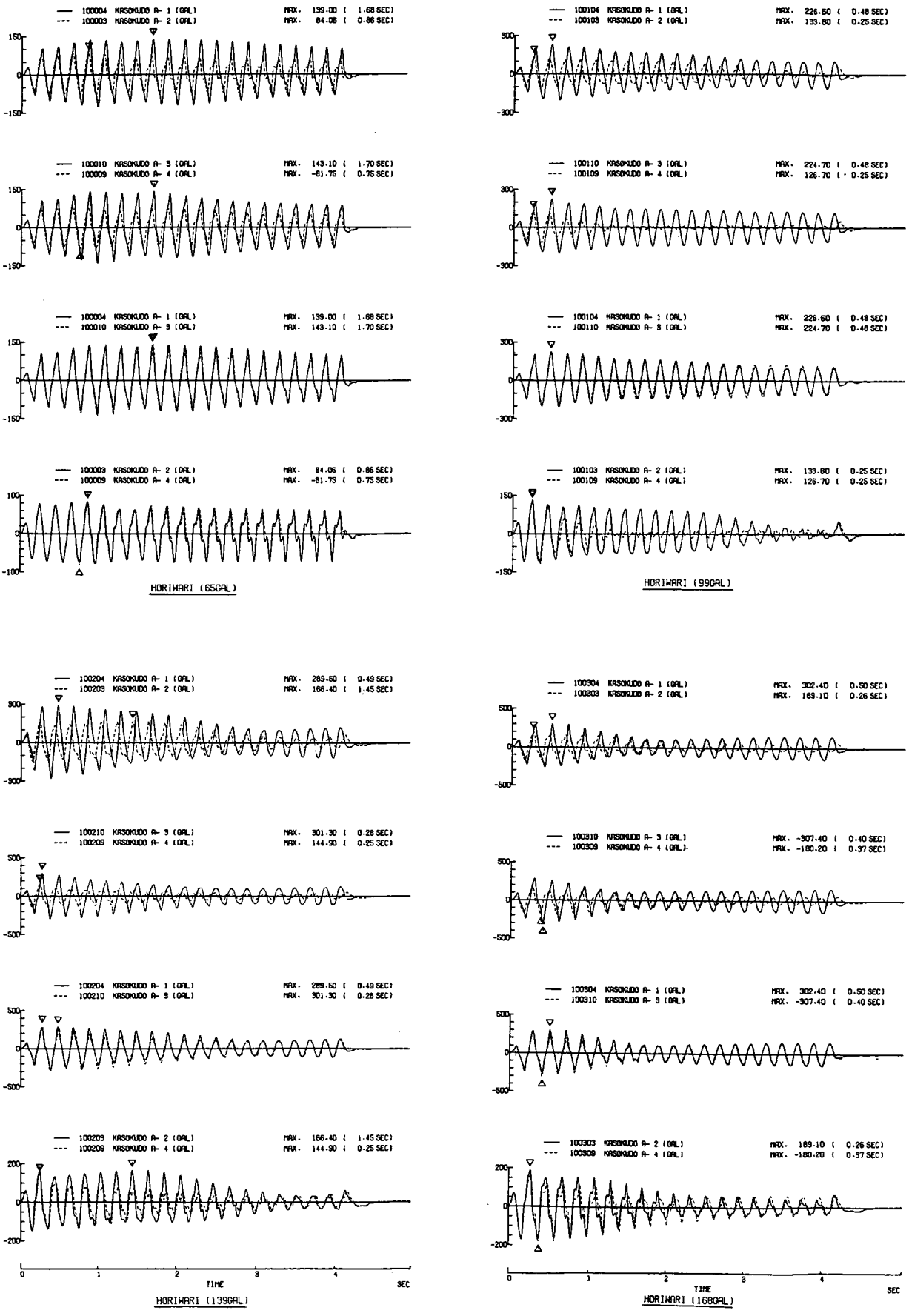


図4.5.4 (1) 改良体の水平加速度

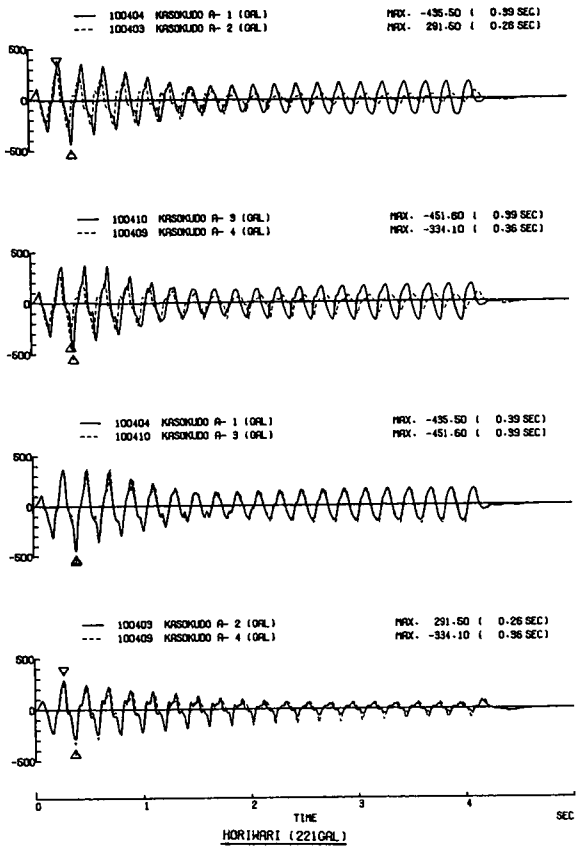


図4.5.4 (2) 改良体の水平加速度

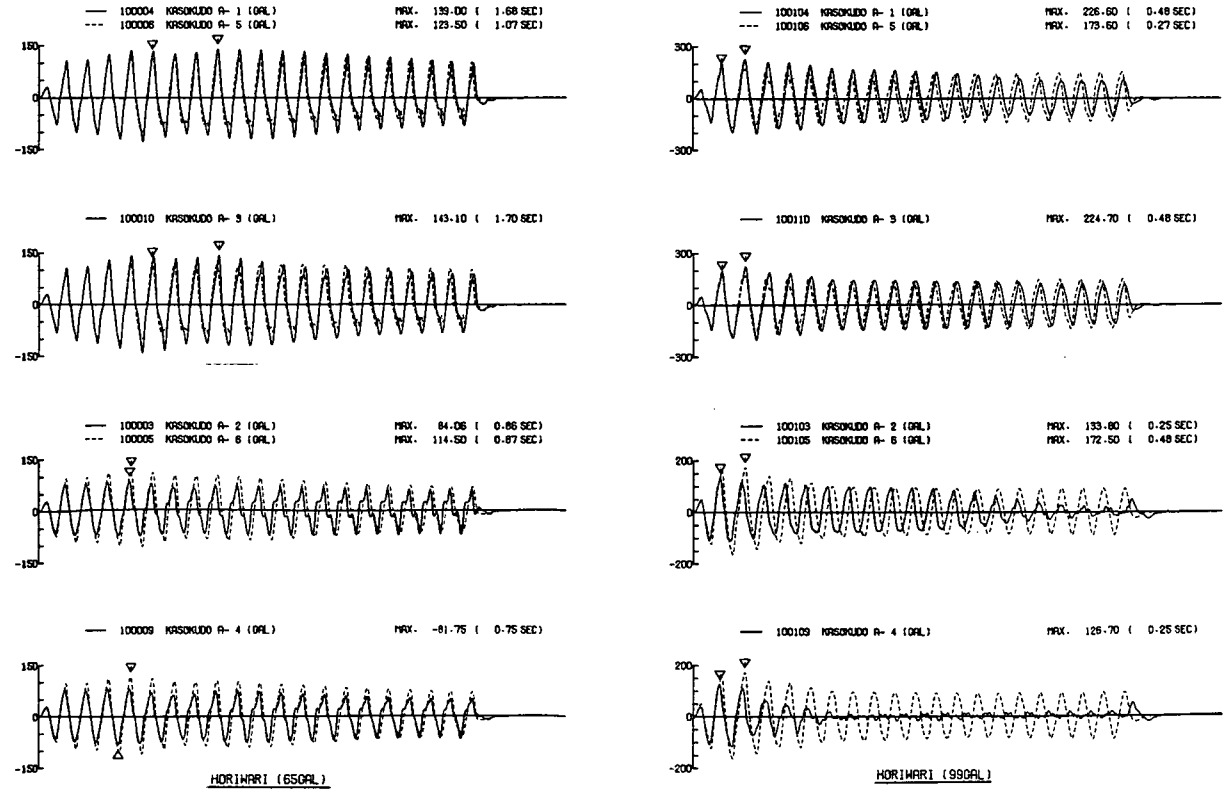


図4.5.5 (1) 改良体と掘割道路の水平加速度

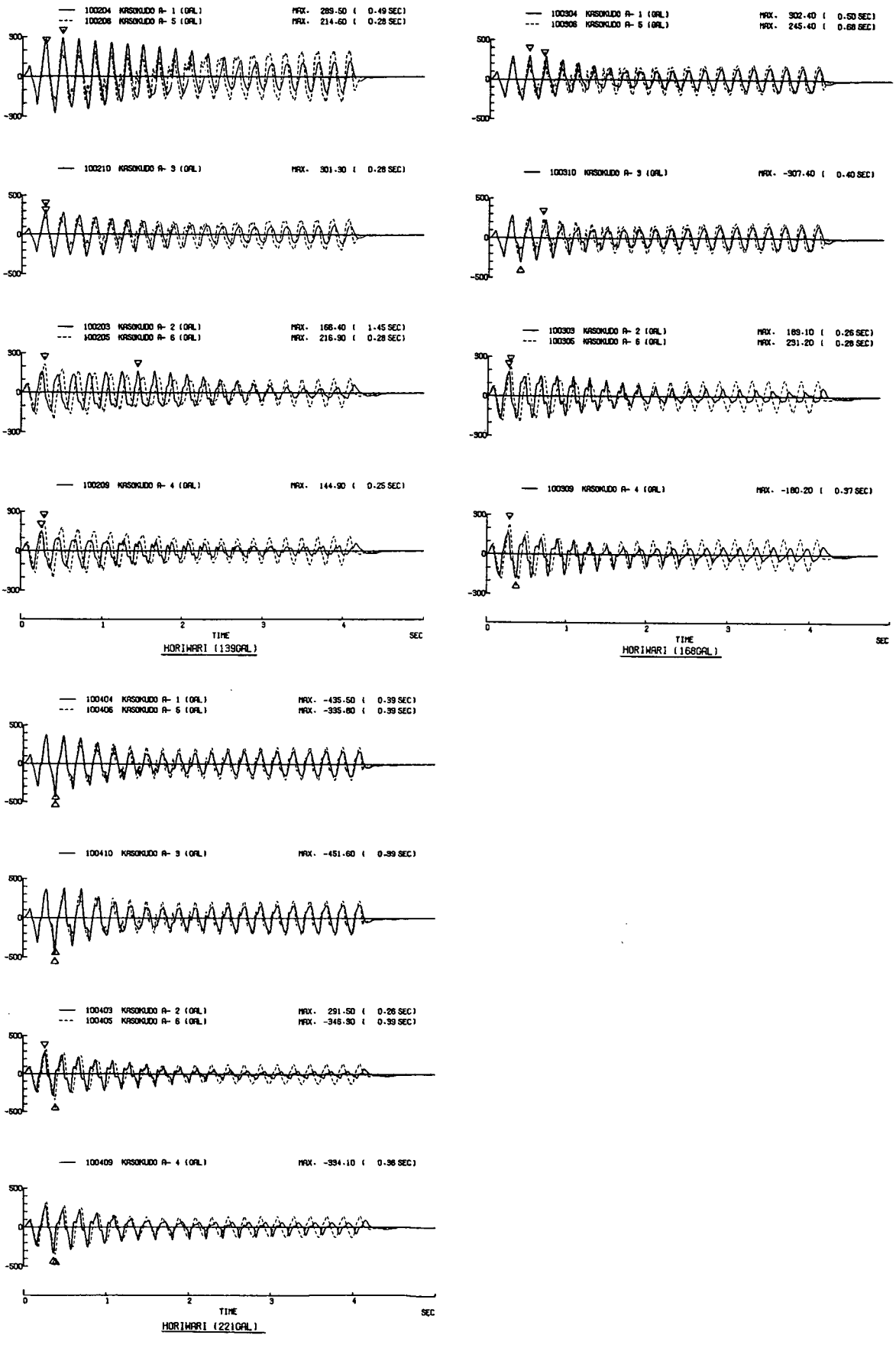


図4.5.5 (2) 改良体と掘割道路の水平加速度

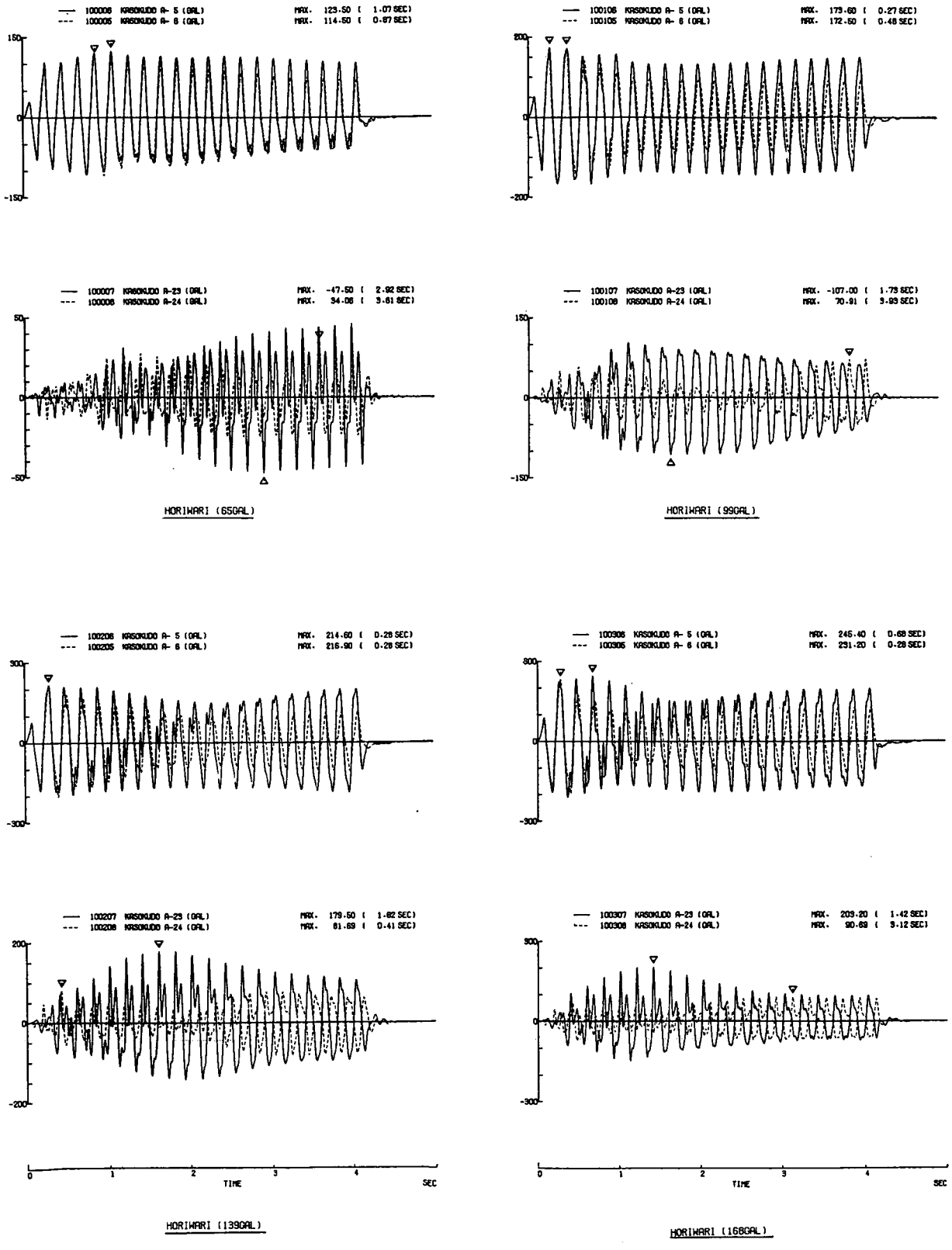


図4.5.6 (1) 掘割道路の水平加速度

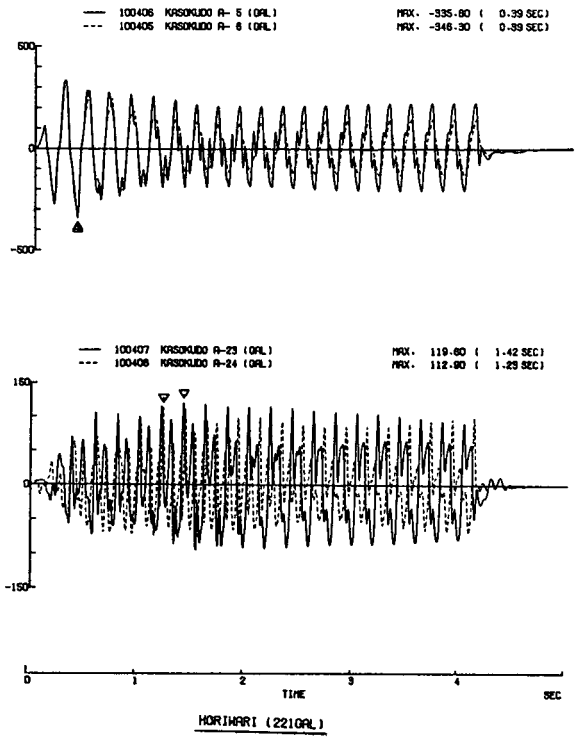


図4.5.6 (2) 掘割道路の水平加速度

減少している。

④ 改良体の上端と下端に設置した加速時計の波形は，入力加速度の大きさにかかわらずに上端の波形の遅れが生じ，改良体上部の加速度計の方が大きな値を示している。

⑤ 改良体上部と掘割模型上部の水平加速度計の波形を重ね合わせると，65 GAL および 221 GAL 入力ではほぼ同位相をしめしているが 99～168 GAL 入力では改良体の波形がやや遅れている。

⑥ ②および③より左右の改良体上部に働く慣性力はほぼ等しいが，改良体下部では必ずしもそうではない。改良体の水平方向は下部より上部の方が大きい。

⑦ ⑤より，改良体に働いている慣性力と掘割道路模型に働いている慣性力の方向と大きさは，必ずしも一致していない。

2）改良体の側圧

改良体の側面に設置した圧力計の波形の重ね合わせを図 4.5.7～図 4.5.9 に示す。図 4.5.7 より，右側改良体の両側面の圧力計について，各深度毎の位置関係をまとめたのが表 4.5.3 である。これらより次のことが言える。

① 右側改良体の，掘割道路模型と接している部分の側圧は，同一深度の自由地盤側の側圧と同相である（図 4.5.7，表 4.5.3)。

② 右側改良体の掘割道路模型底面以深の側圧は，同一深度の自由地盤側の側圧と，65 GAL および 221 GAL 入力では同相である。その他のばあいは，はっきりしていない（図 4.5.7，表 4.5.3)。

③ 右と左の改良体の自由地盤側の側圧は，互いに逆位相である（図 4.5.8)。

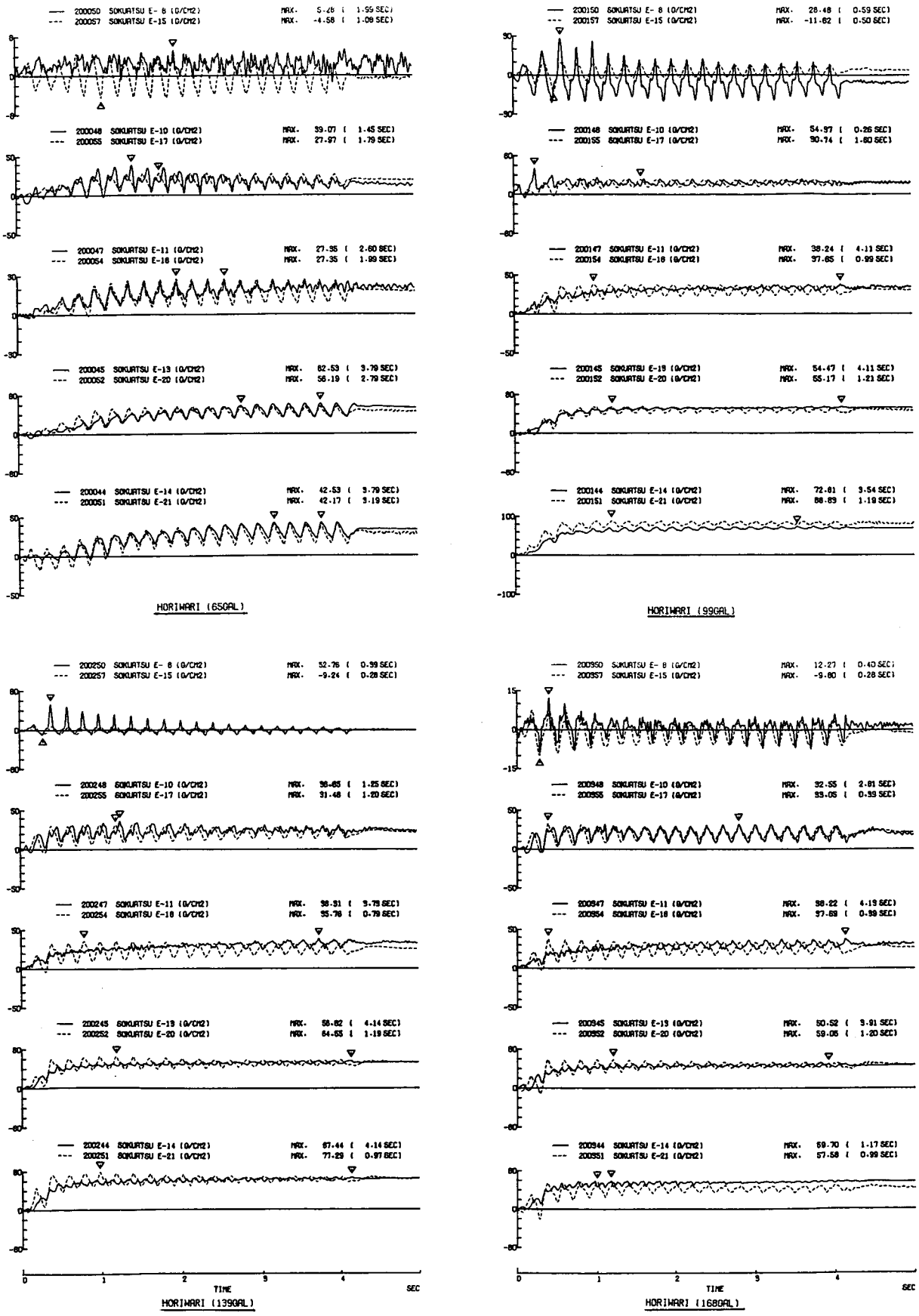


図4.5.7 (1) 右側改良体両側面の側圧

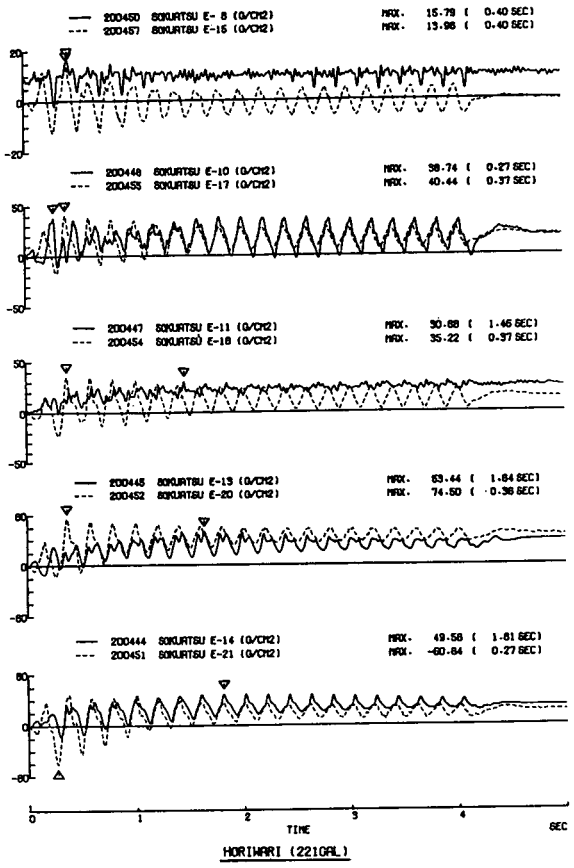


図4.5.7 (2) 右側改良体両側面の側圧

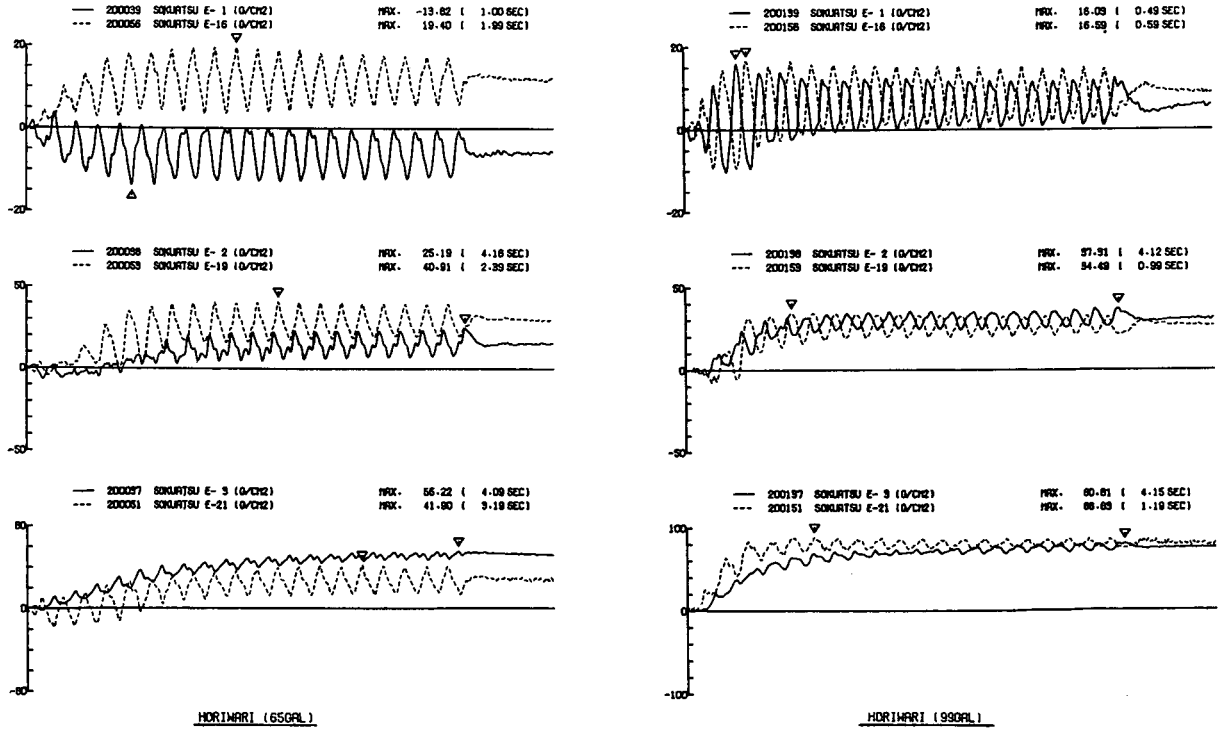
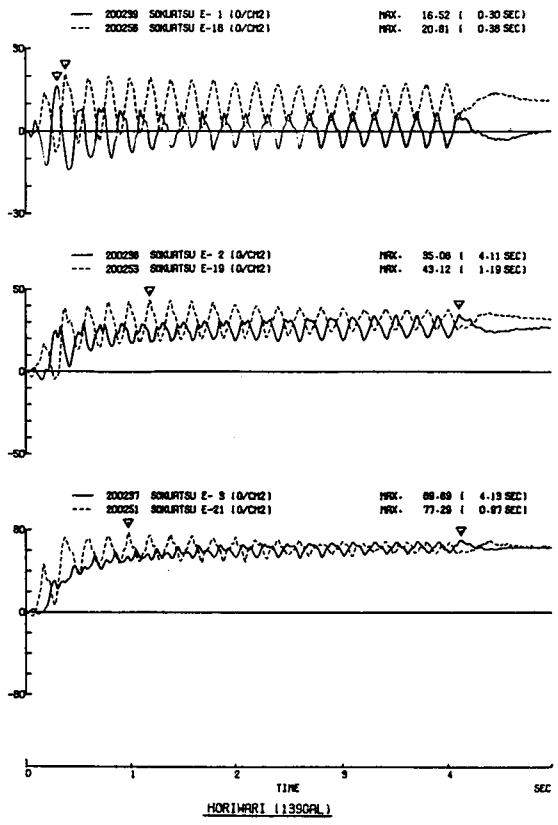
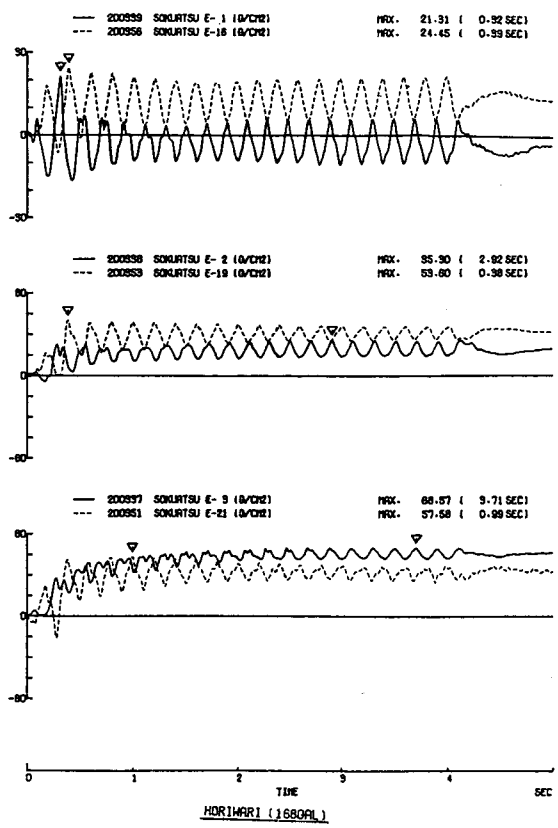


図4.5.8 (1) 左右改良自由地盤側の側圧





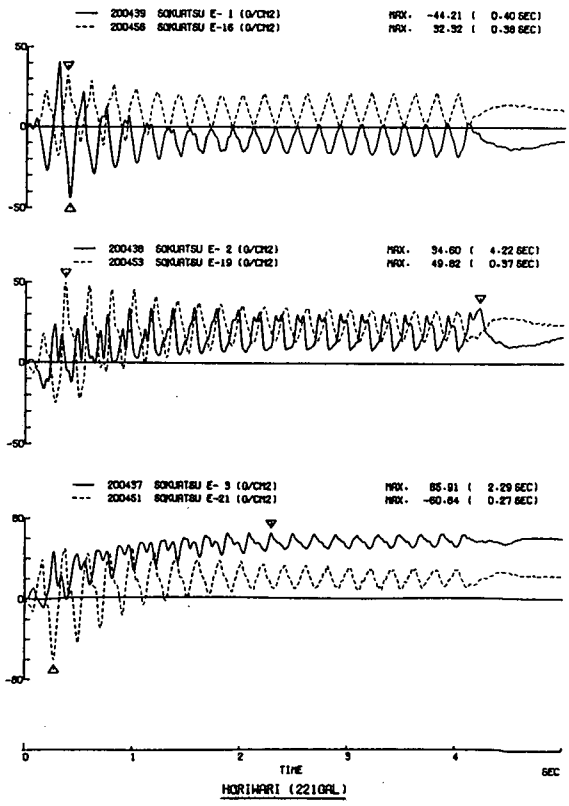


図4.5.8 (2) 左右改良自由地盤側の側圧

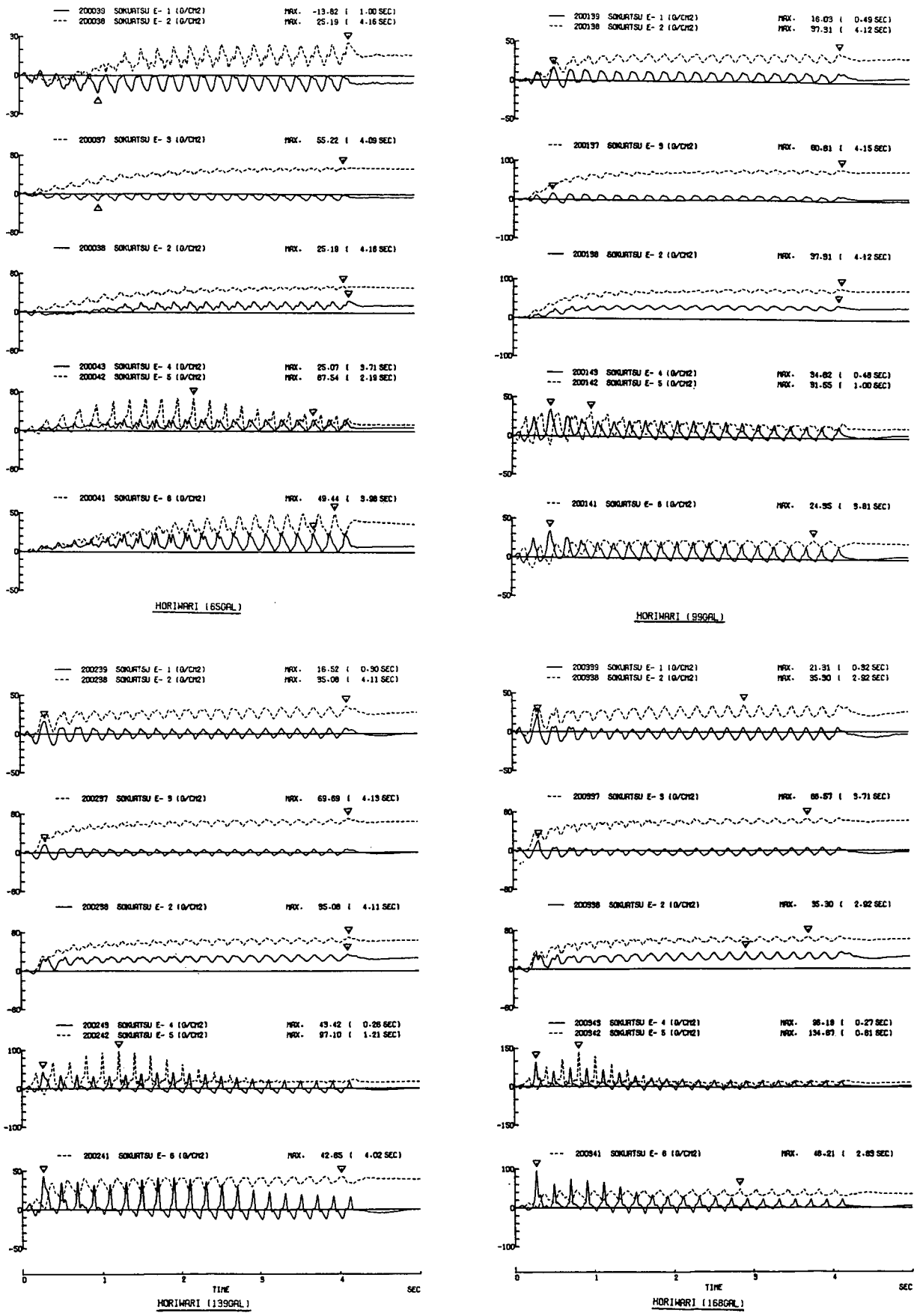
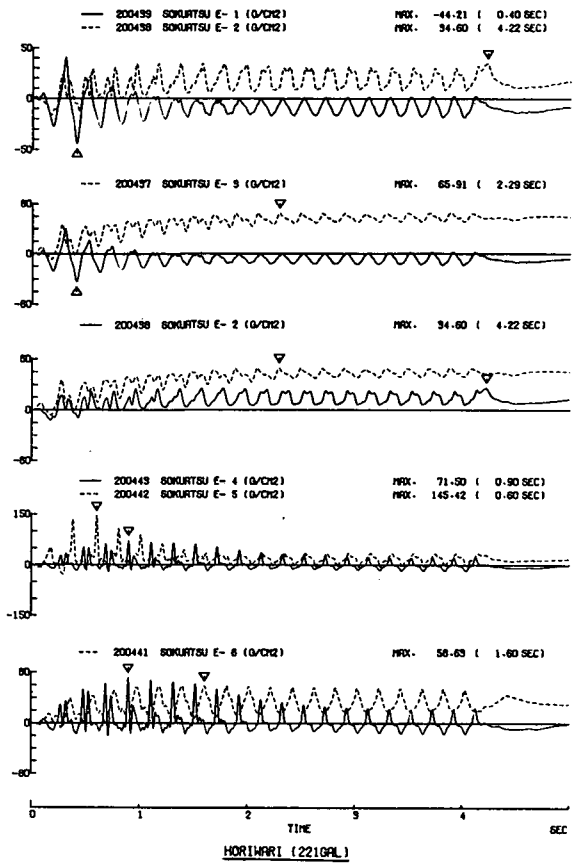
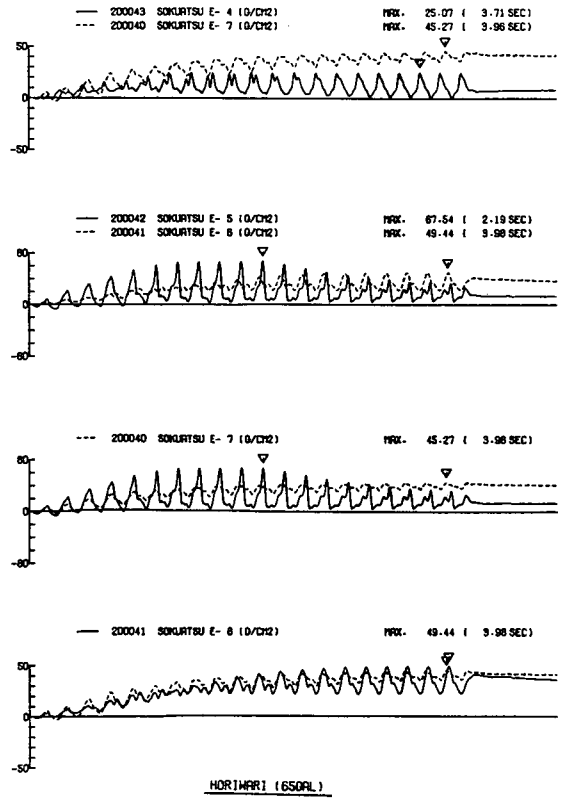


図4.5.9 (1) 左側改良体の側圧





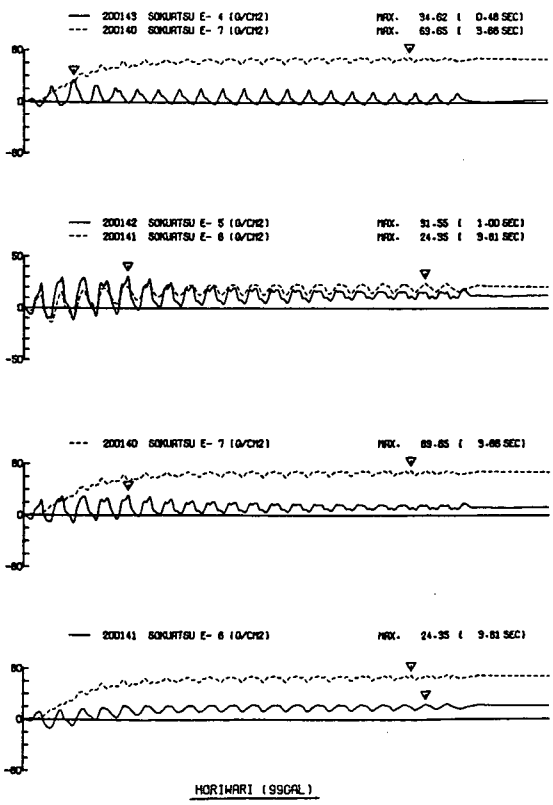
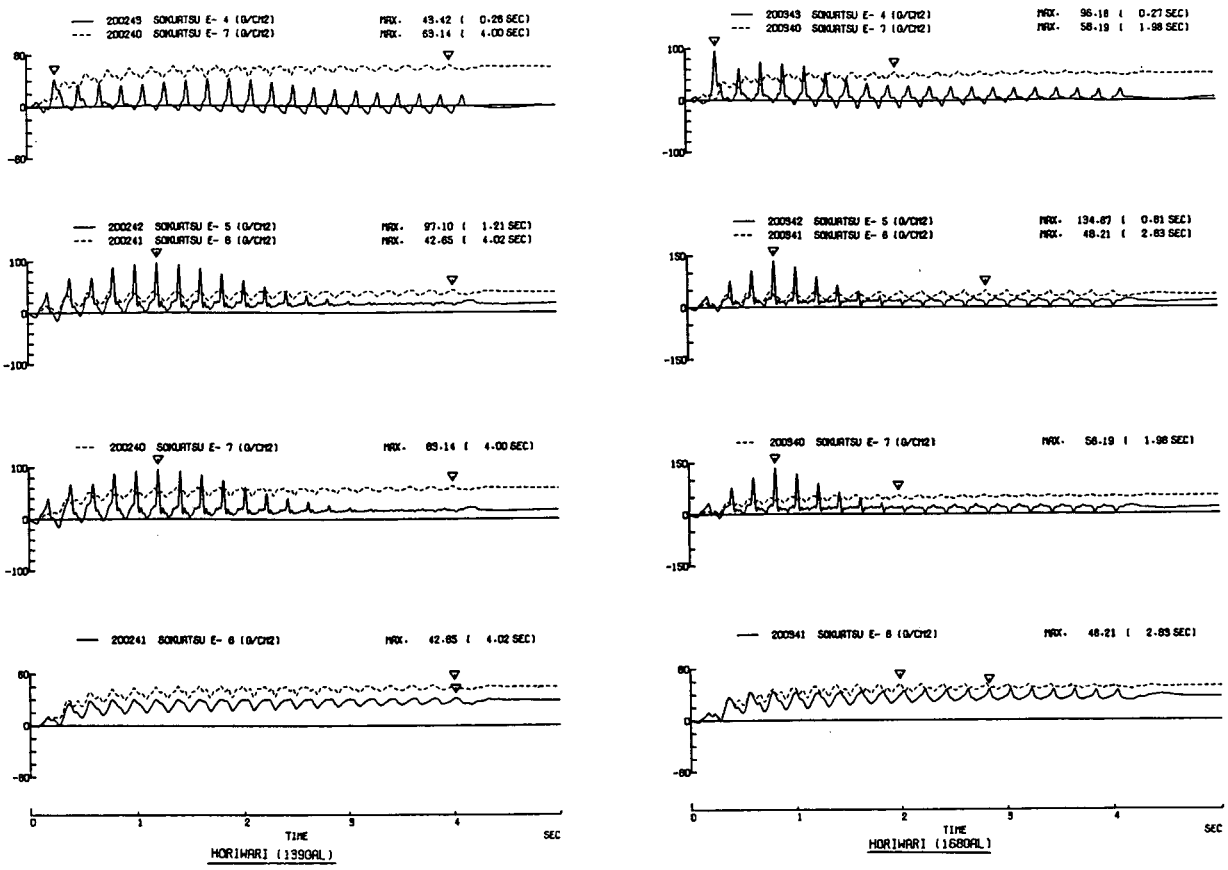


図4.5.9 (2) 左側改良体の側圧



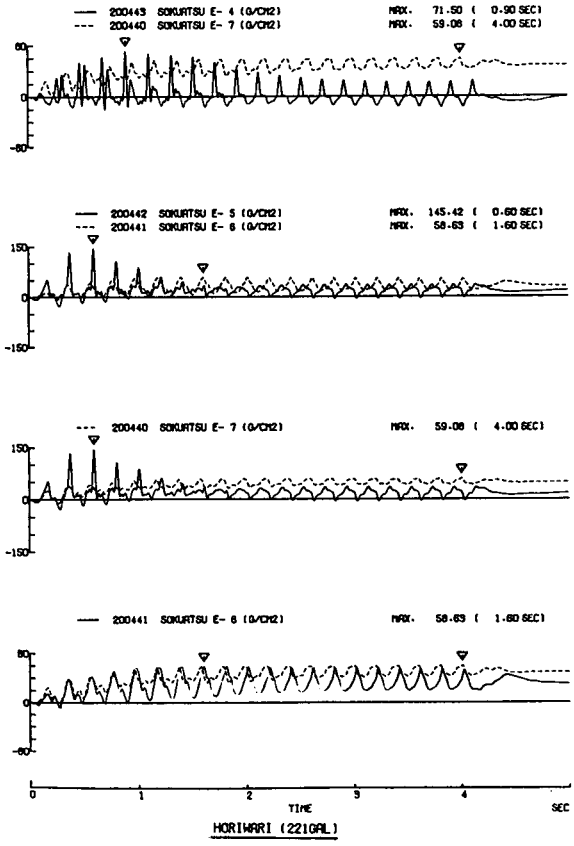


図4.5.9 (3) 左側改良体の側圧

表4.5.3　右側改良体の自由地盤側と掘割模型側の同深度の側圧の位相

深度＼入力加速度	65 GAL	99 GAL	139 GAL	168 GAL	221 GAL
GL－ 50	逆相	同相	同相	同相	同相
GL－200	同相	同相	同相	同相	同相
GL－350	同相	同相	同相	同相	同相
GL－450	同相	同相	逆相	逆相	逆相
GL－600	同相	逆相	逆相	逆相	逆相
GL－750	同相	同相			同相
GL－850	同相				同相

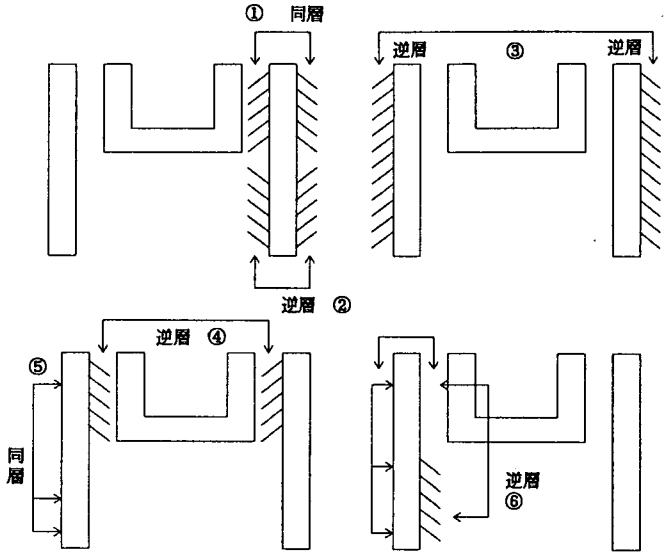


図4.5.10　　改良体の側圧間の位相関係

④　右と左の改良体の掘割道路模型に接している面の側圧は，互いに逆位相である（図 4.5.8)。

⑤　左側改良体の自由地盤側の側圧は，深度方向に同位相である（図 4.5.9)。

⑥　左側改良体の掘割道路模型側の GL-20 cm の側圧はそれ以深の側圧と逆位相である。同一深度の自由地盤側の側圧と同位相である（図-4.5.9)。

⑦　以上をまとめると，図 4.5.10 のようになる。図中の①～⑥は，上述の各項の番号に対応している。

3）水　　圧

水圧計の波形の重ね合わせを図 4.5.11～図 4.5.13 に示す。これより次のことが言える。

①　右側自由地盤中央と右側改良体自由地盤側面の水圧は，その漸増成分は互いにほぼ等しい。振動成分の振幅は改良体側面の水圧が大きい（図 4.5.11)。

②　掘割道路模型下の緩い地盤中の水圧波形と右側改良体近傍自由地盤の水圧波形とは，ほぼ等しい漸増成分を示す。振動成分の振幅は掘割道路模型下の地盤中の水圧のほうが大きい（図 4.5.12)。

③　掘割道路模型下の支持層中の水圧波形と右側改良体近傍自由地盤の支持層中の水圧波形は，ほぼ等しい漸増成分を示す。自由地盤側は掘割道路側に比べて，加振初期に急激な水圧上昇を示す（図 4.5.12)。

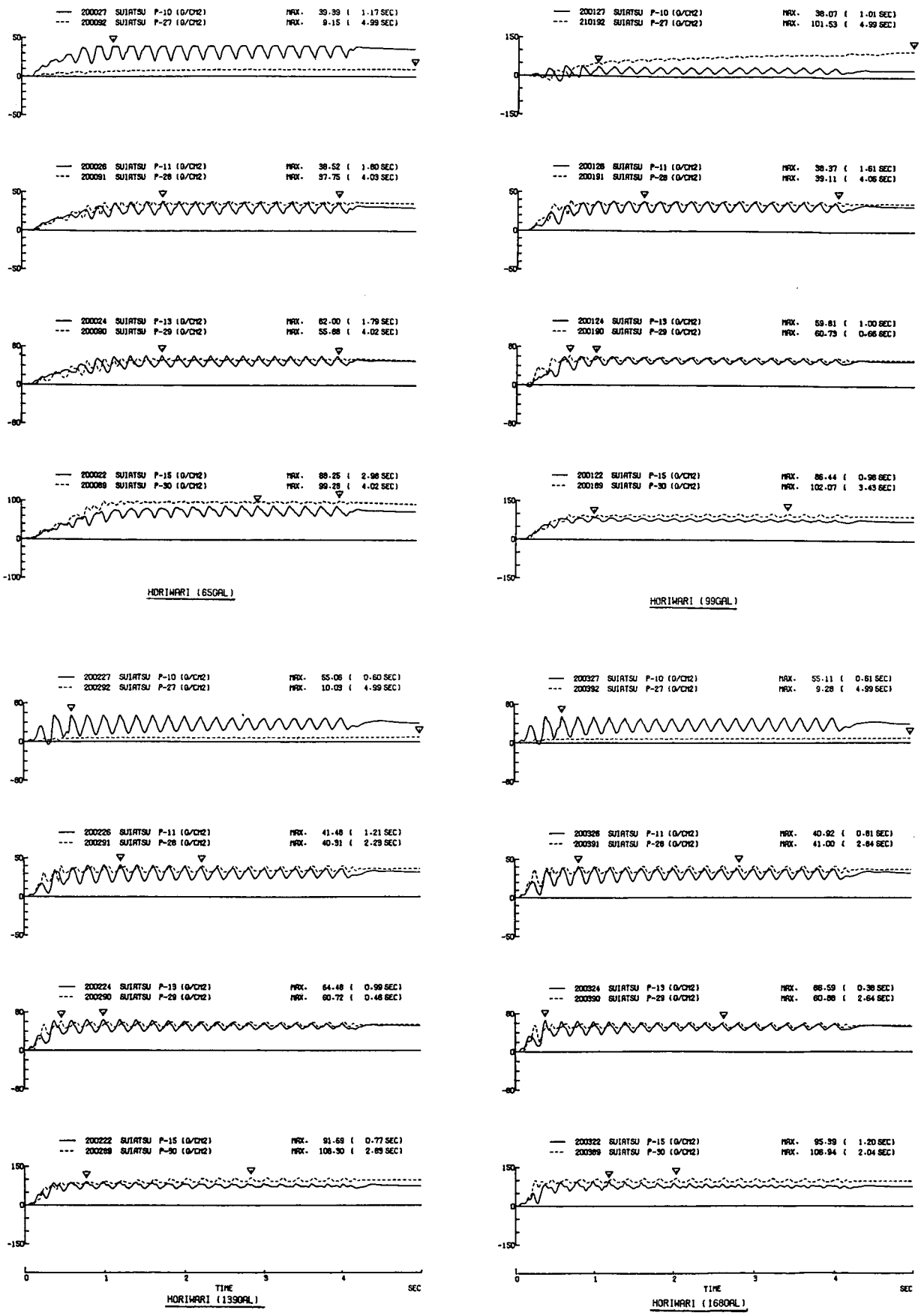


図4.5.11 (1) 右側自由地盤中央と右側改良体自由地盤側の水圧

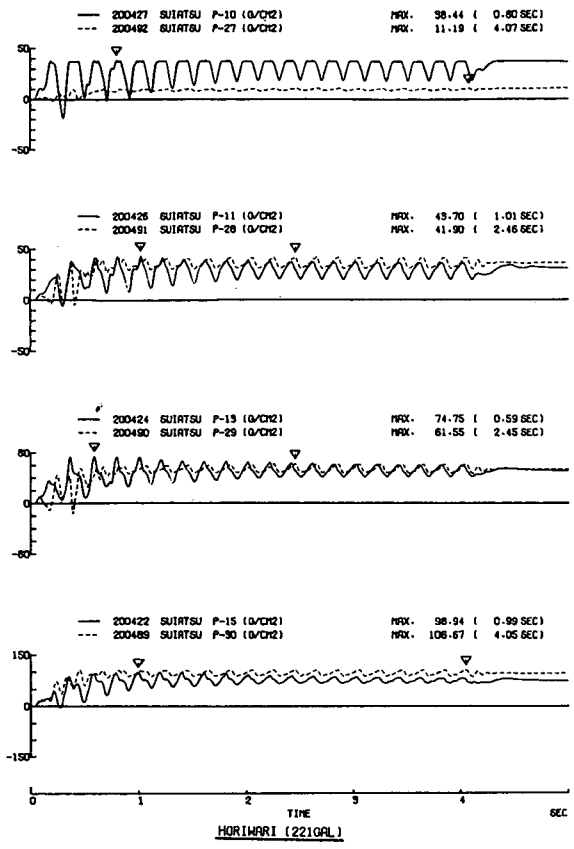
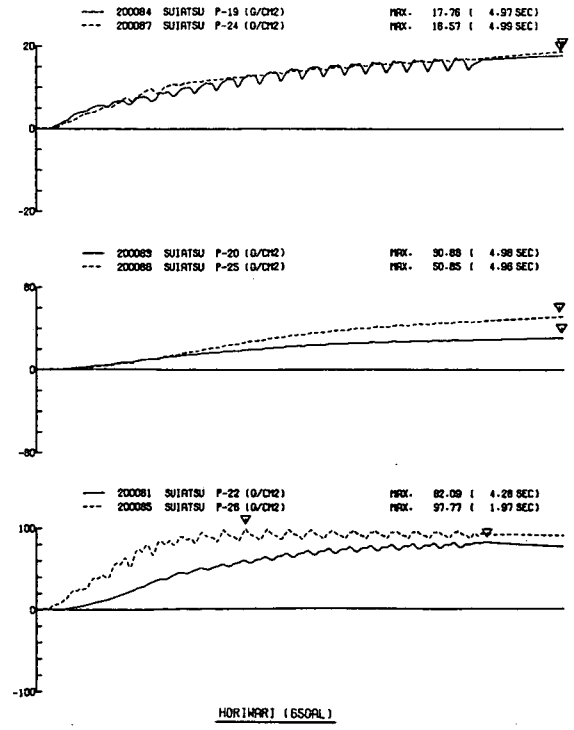


図4.5.11 (2) 右側自由地盤中央と右側改良体自由地盤側の水圧



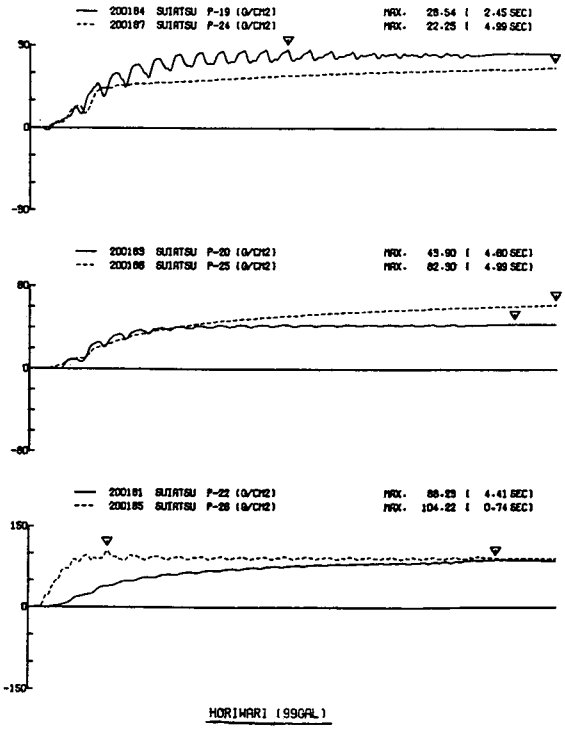
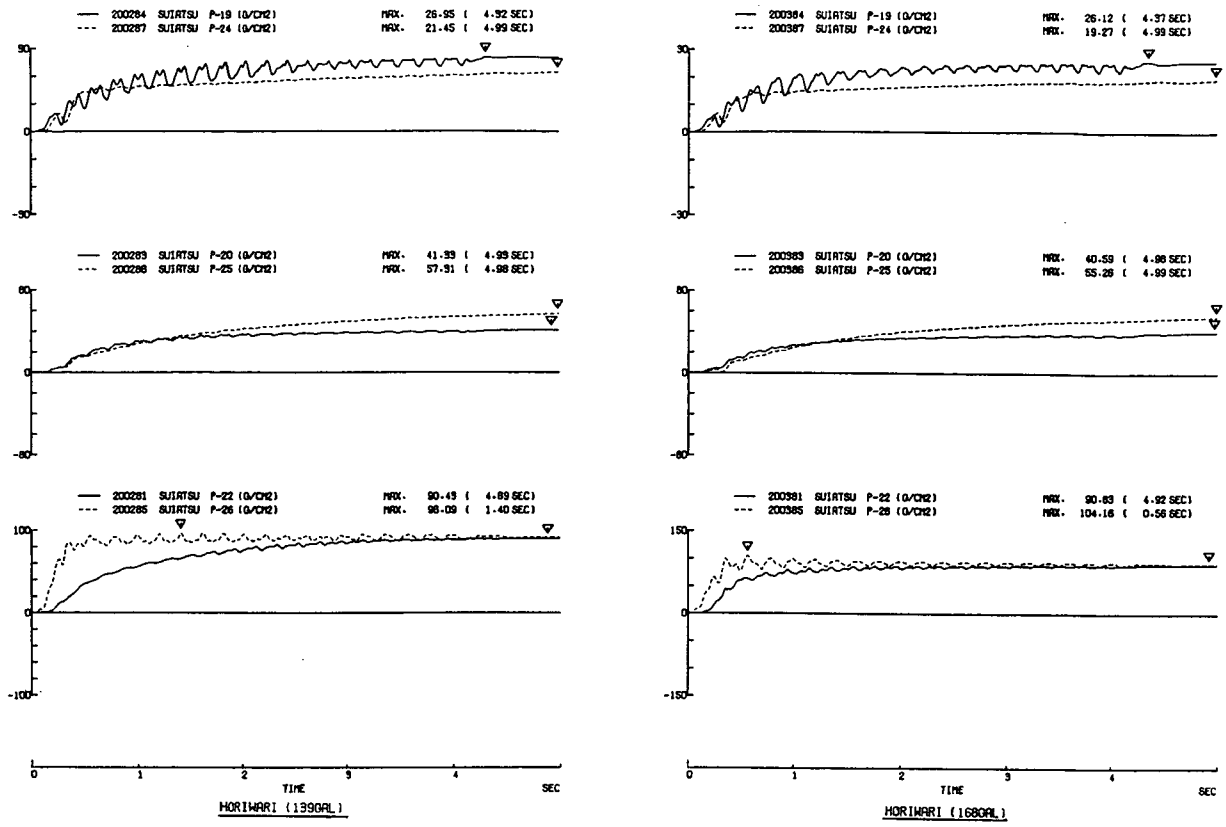


図4.5.12 (1) 掘割道路下と自由地盤の水圧



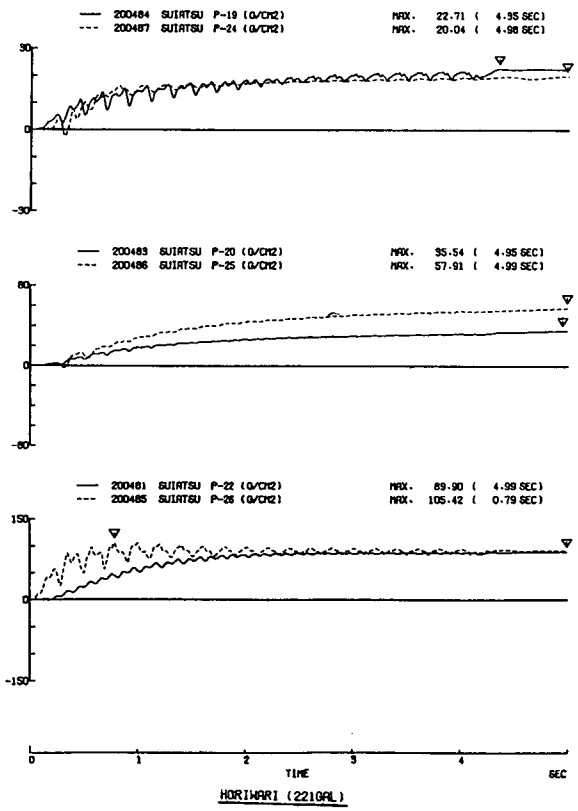


図4.5.12 (2) 掘割道路下と自由地盤の水圧

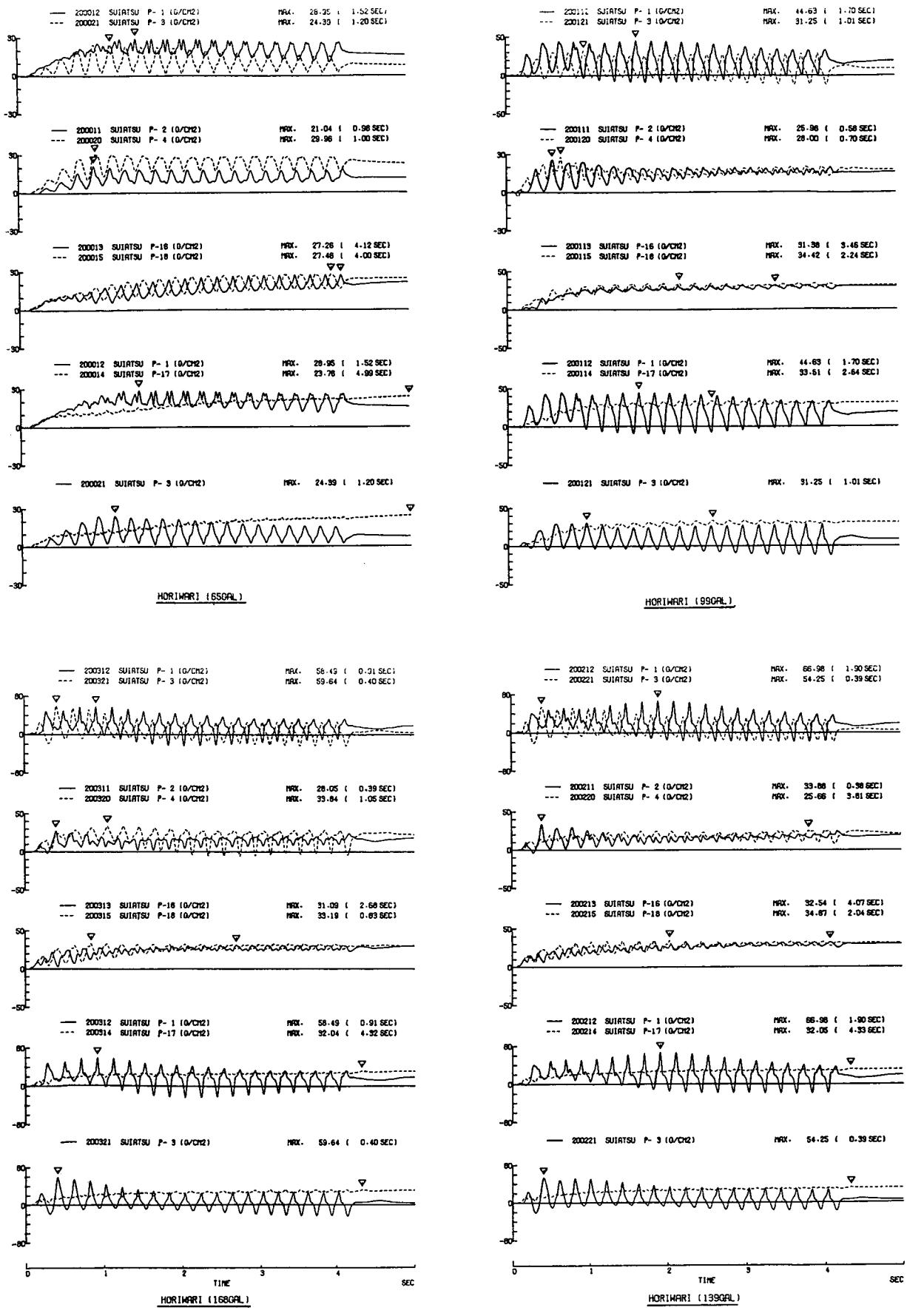
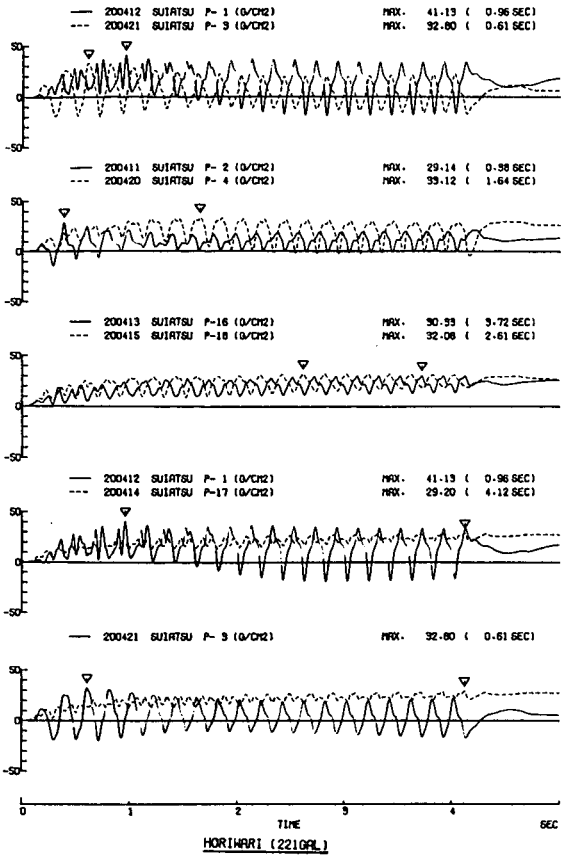
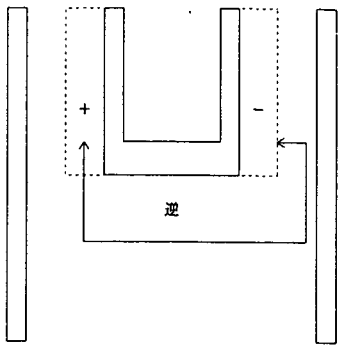


図4.5.13 (1) 掘割道路の側面および底面の水圧





掘割道路模型の側面の水圧の位相模式図

図4.5.13 (2) 掘割道路の側面および底面の水圧

④ 掘割道路模型の左右側面の水圧波形は，互いに逆位相である。これは同位置の側圧波形と同じである。図 4.5.13 に，模式図で示す。

⑤ 掘割道路模型の底面の水圧波形は，中央部は振幅が小さい。左右端は大きな振幅をもち，互いに逆位相である（図 4.5.13)。

4）変　　位

変位波形の重ね合わせを，図 4.5.14～図 4.5.17 に示す。水平変位と鉛直変位でリサージュ曲線を描いたものが図 4.5.18 である。これらより以下のことが言える。

① 右と左の改良体上部の水平変位波形はほぼ等しい（図 4.5.14)。

② 左右改良体上部と掘割上部の水平変位波形は，ほぼ同位相である（図 4.5.15)。

③ 掘割道路模型天端左右の鉛直変位は，加振初期にプラス方向（沈下）に変位し，その後マイナス方向（浮上がり）に変位している（図 4.5.16)。

④ 掘割掘割模型の天端の左右の鉛直変位は，65 GAL ではほぼ同位相を示している。99～221 GAL では，加振初期（1 秒付近まで）は同位相を示しているが，3 秒後は逆位相を示している。また鉛直変位の最大値は，左側の方が右側より 1～2 割大きい（図 4.5.16)。

⑤ 掘割道路模型の鉛直変位波形は，水平変位波形と，99 GAL～221 GAL では 90° の位相のずれがあり，水平変位の最大付近で鉛直変位が 0 を示す（図 4.5.17，図 4.5.18)。

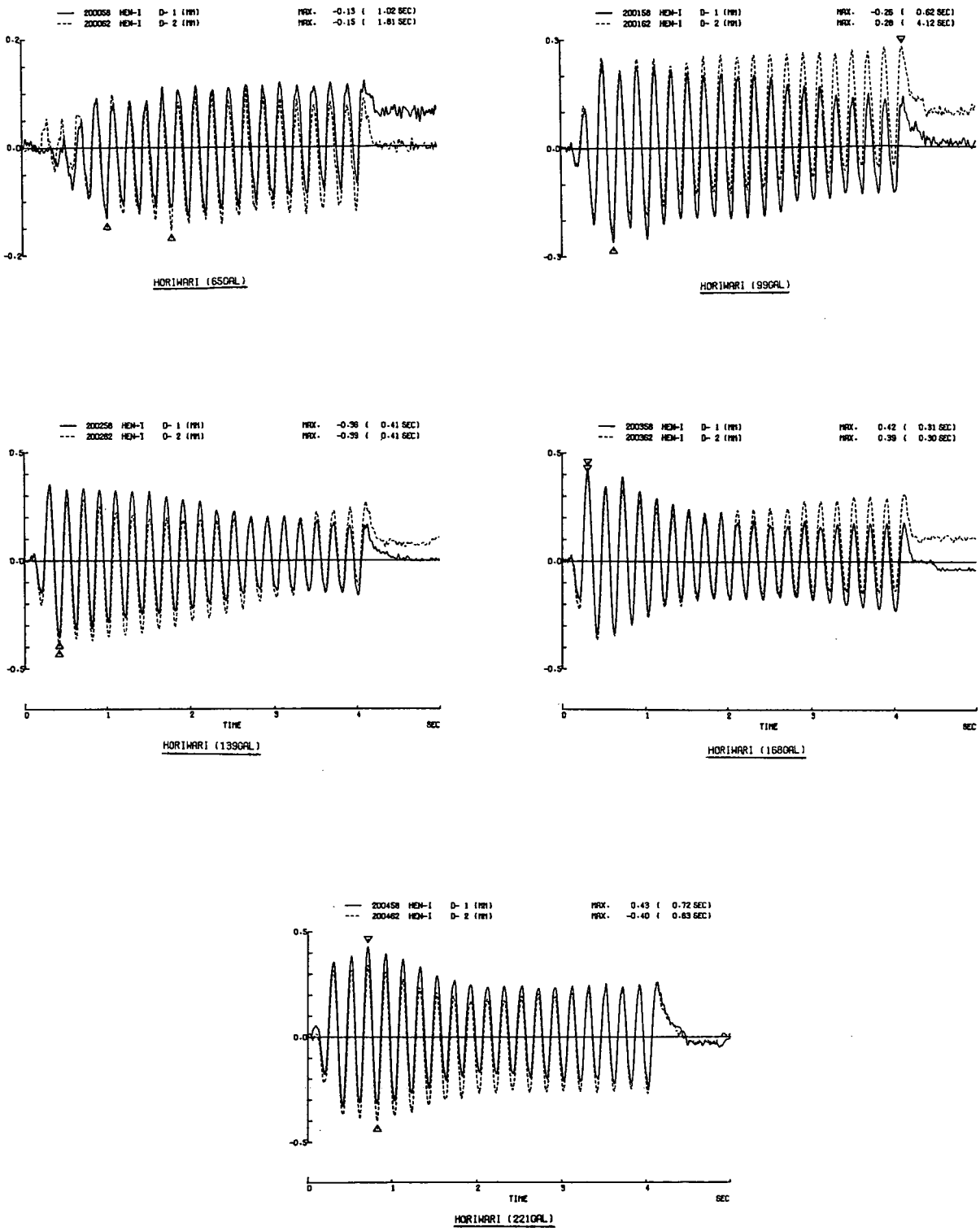


図4.5.14　左右改良体上部の水平変位

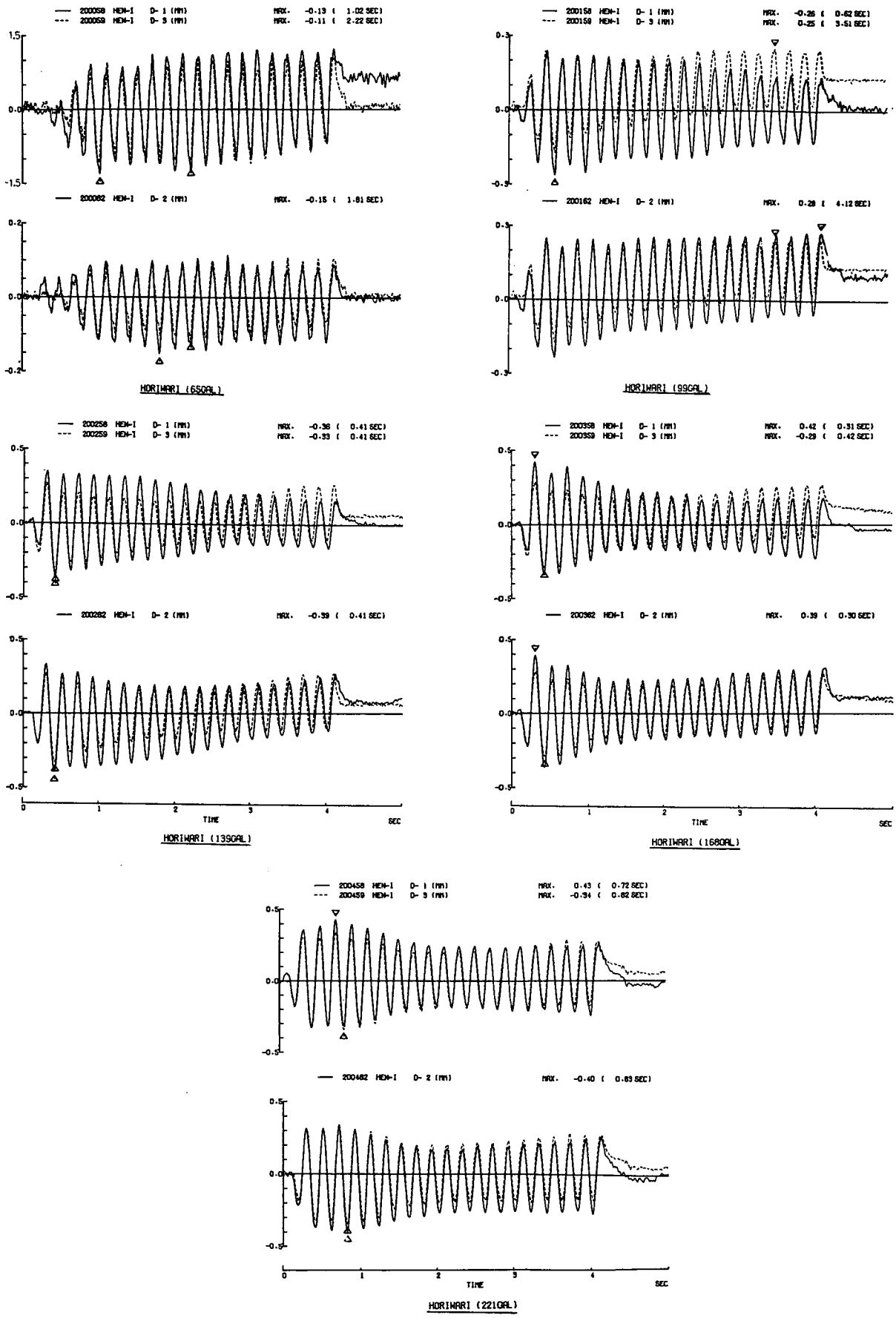


図4.5.15　左右改良体上部および掘割道路上部の変位

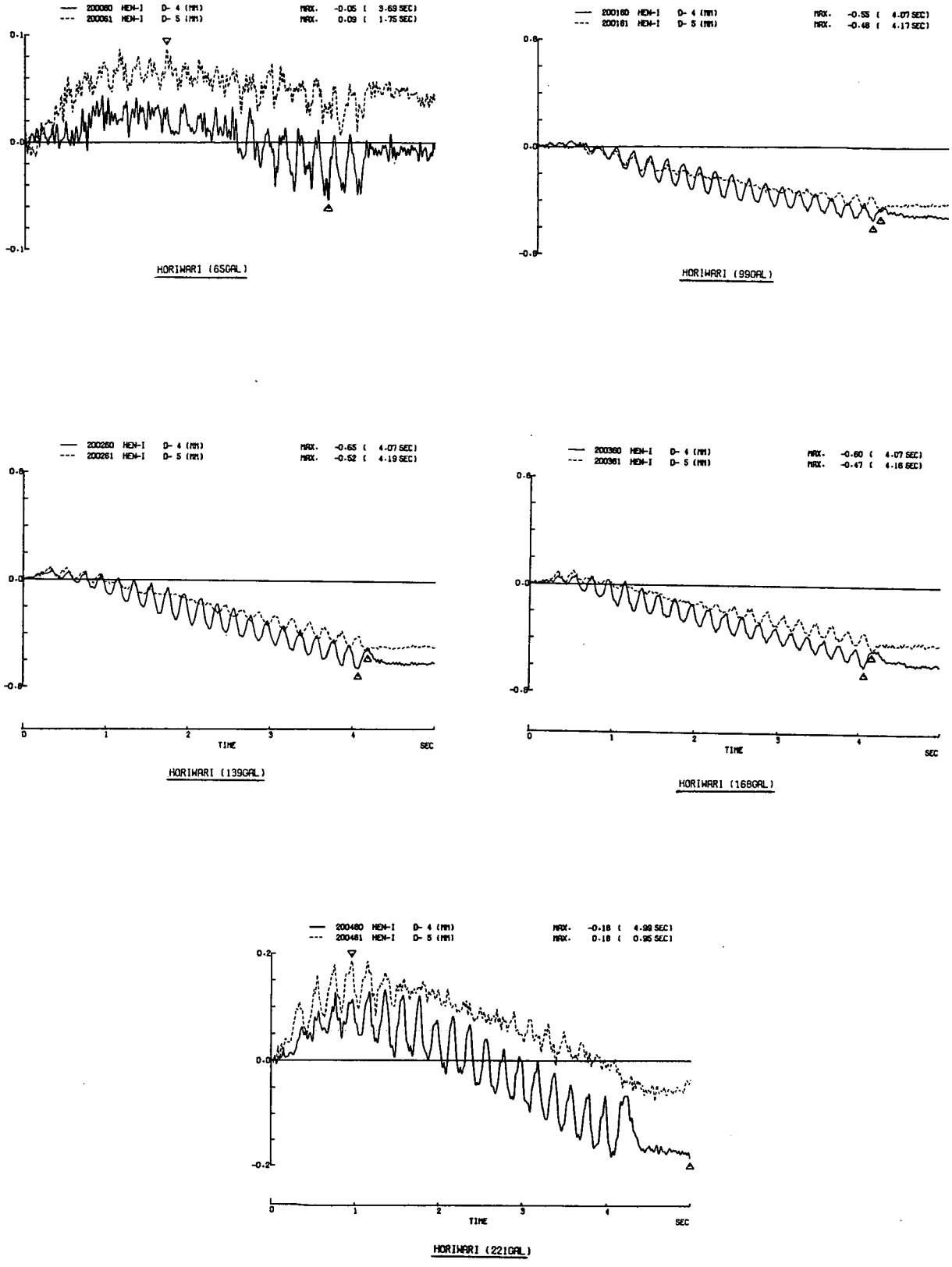


図4.5.16　掘割道路天端の鉛直変位

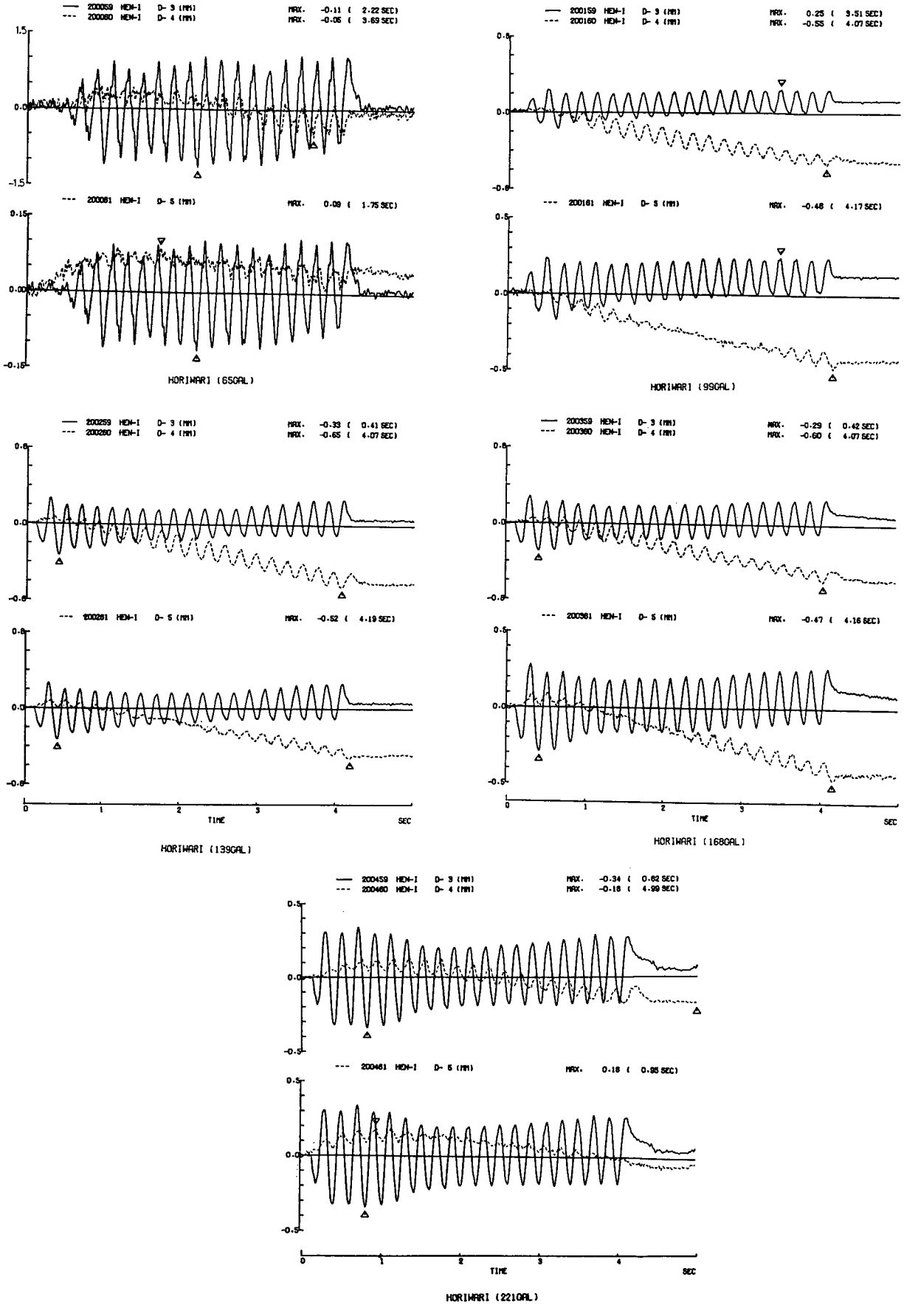
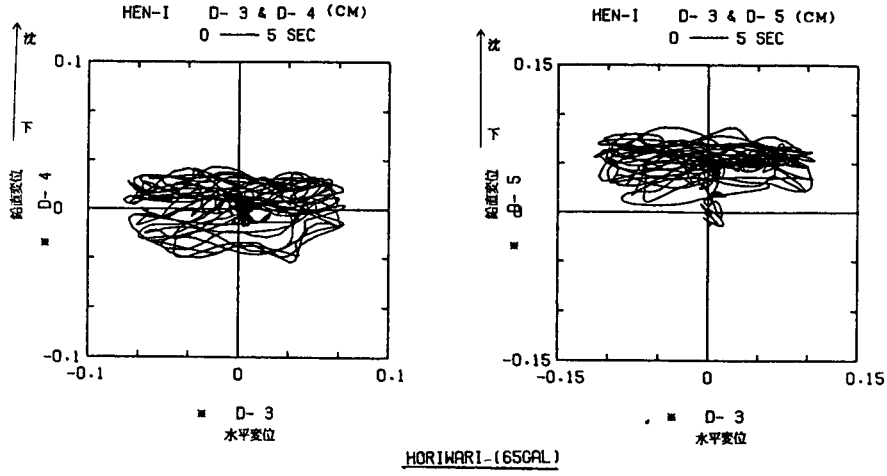
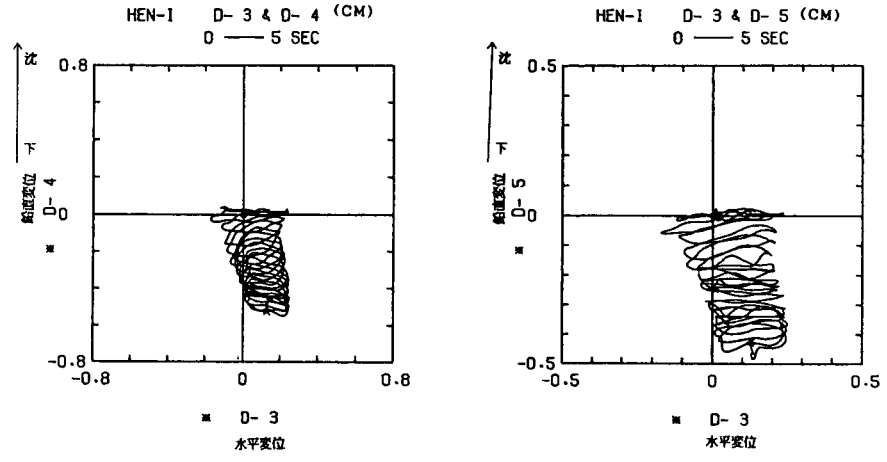


図4.5.17　掘割道路天端の鉛直変位と水平変位





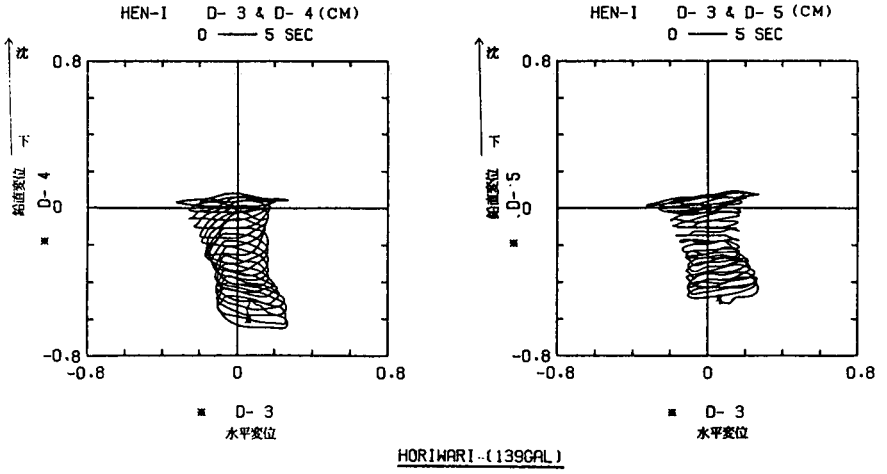


図4.5.18 (1) 掘割道路上部の水平変位と鉛直変位のリサージュ図

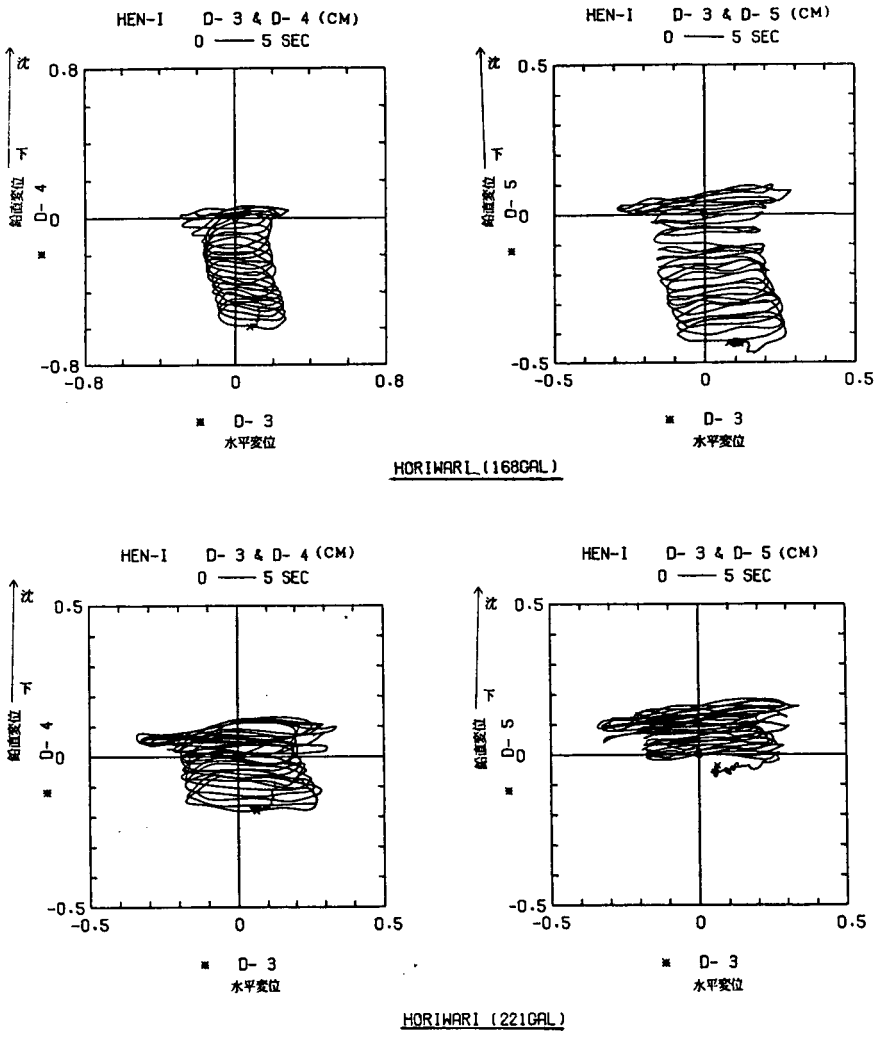


図4.5.18 (2) 掘割道路上部の水平変位と鉛直変位のリサージュ図

5）側圧と水圧

改良体に設置した側圧計と水圧計の，同位置に置かれたものの波形の重ね合わせを図4.5.19に示す。これらより以下のことが言える。

① 改良体の自由地盤側ではすべての入力加速度で側圧波形と水圧波形は同位相，同振幅（振動成分）を示す。自由地盤側の側圧の振動成分は，水圧の振動成分である。しかし両者の漸増成分は異なる。

② 改良体の掘割道路側の掘割道路底面より下の側圧と水圧は，65 GAL 以外で①の自由地盤側と同様のことがいえる。掘割道路底面より下の改良体に働く側圧の振動成分は水圧の振動成分である。

③ 掘割道路模型と接する部分の改良体の側圧と水圧は，同位相である。しかし振幅および漸増成分の大きさは，必ずしも一致するとは限らない。改良体の自由地盤側の側圧の振動成分と掘割道路側の底面より下の側圧の振動成分は，水圧の振動成分である。

6）側圧と変位

改良体に設置した側圧計と改良体上部の水平変位計の波形の重ね合わせを図4.5.20～図4.5.21に示す。これらより以下のことが言える。

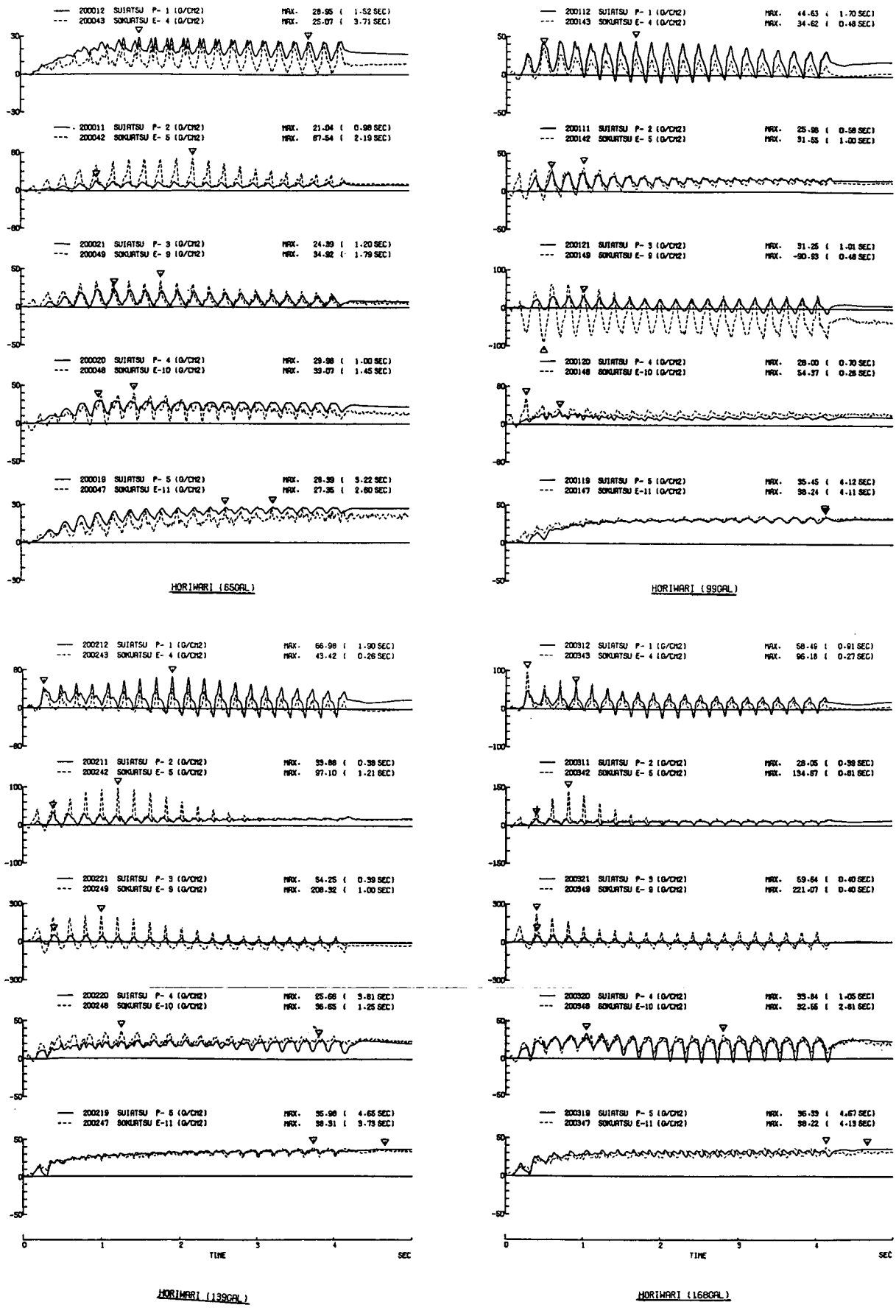


図4.5.19 (1)　改良体の同位置に設置した側圧と水圧

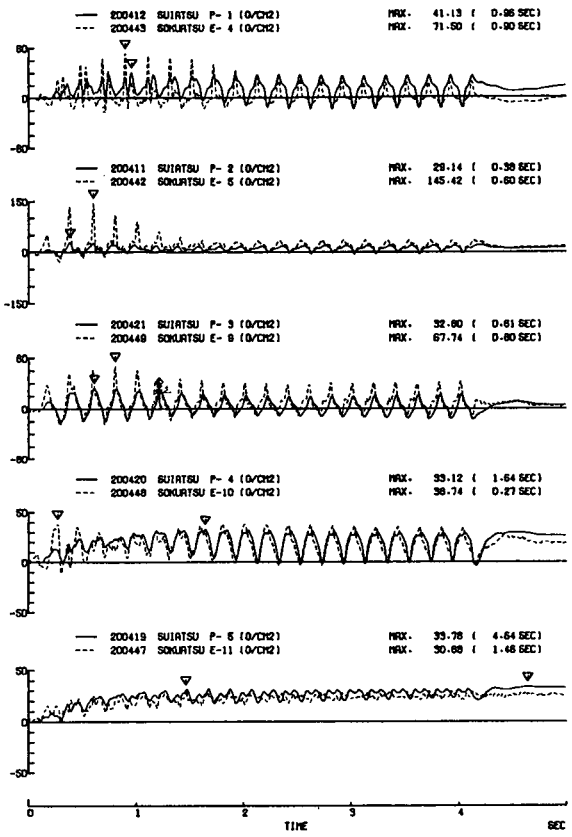


図4.5.19 (2) 改良体の同位置に設置した側圧と水圧

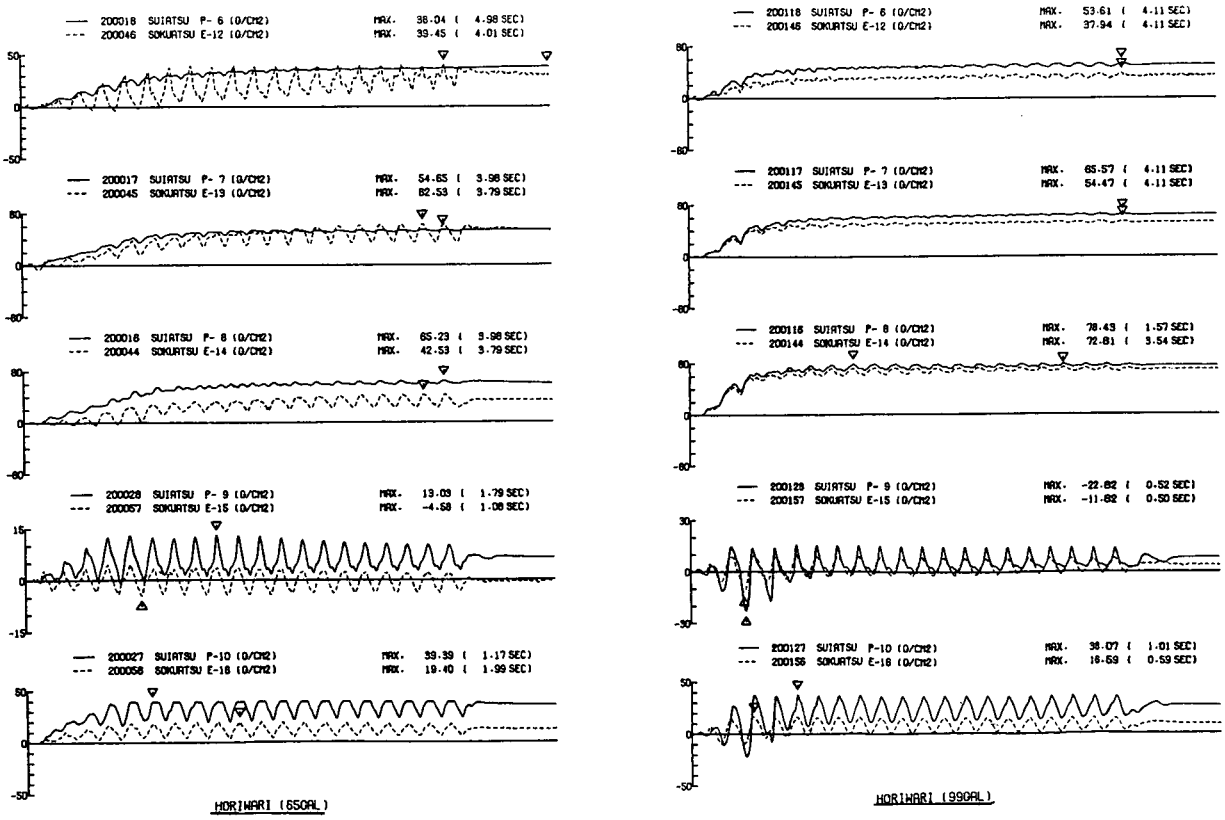
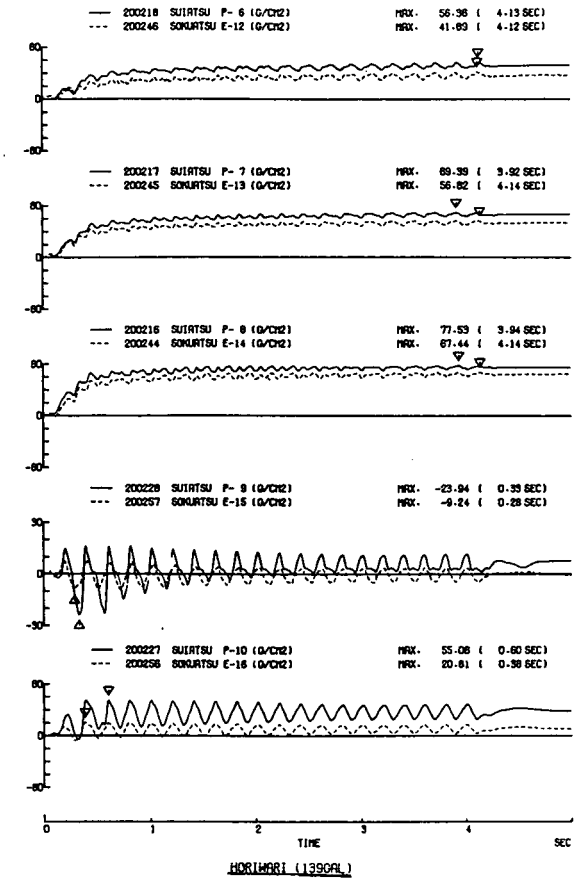
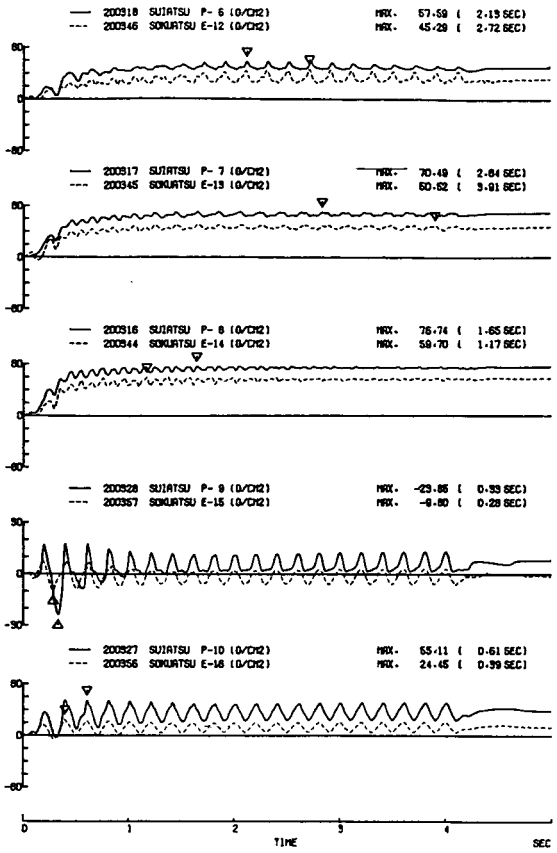


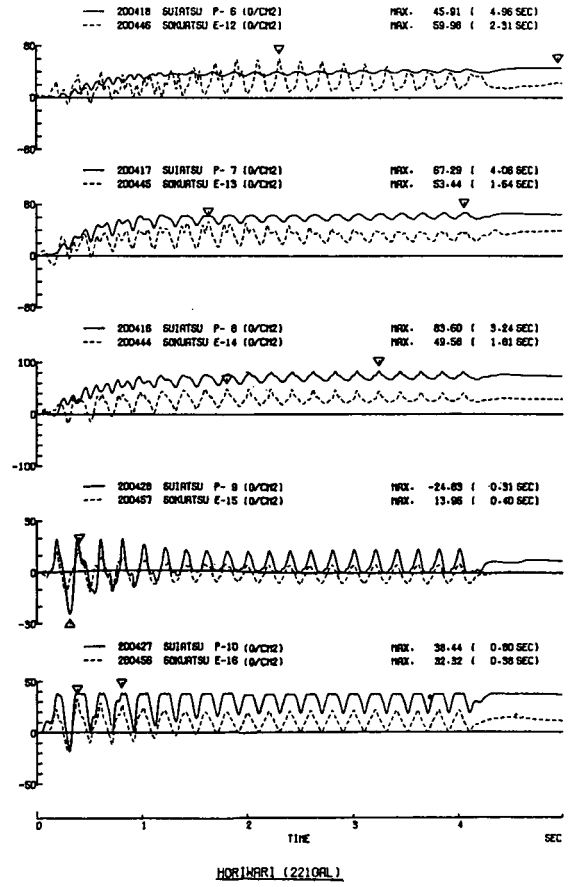
図4.5.19 (3) 改良体の同位置に設置した側圧と水圧



HORIWARI (139GAL)



HORIWARI (168GAL)



HORIWARI (221GAL)

図4.5.19 (4) 改良体の同位置に設置した側圧と水圧

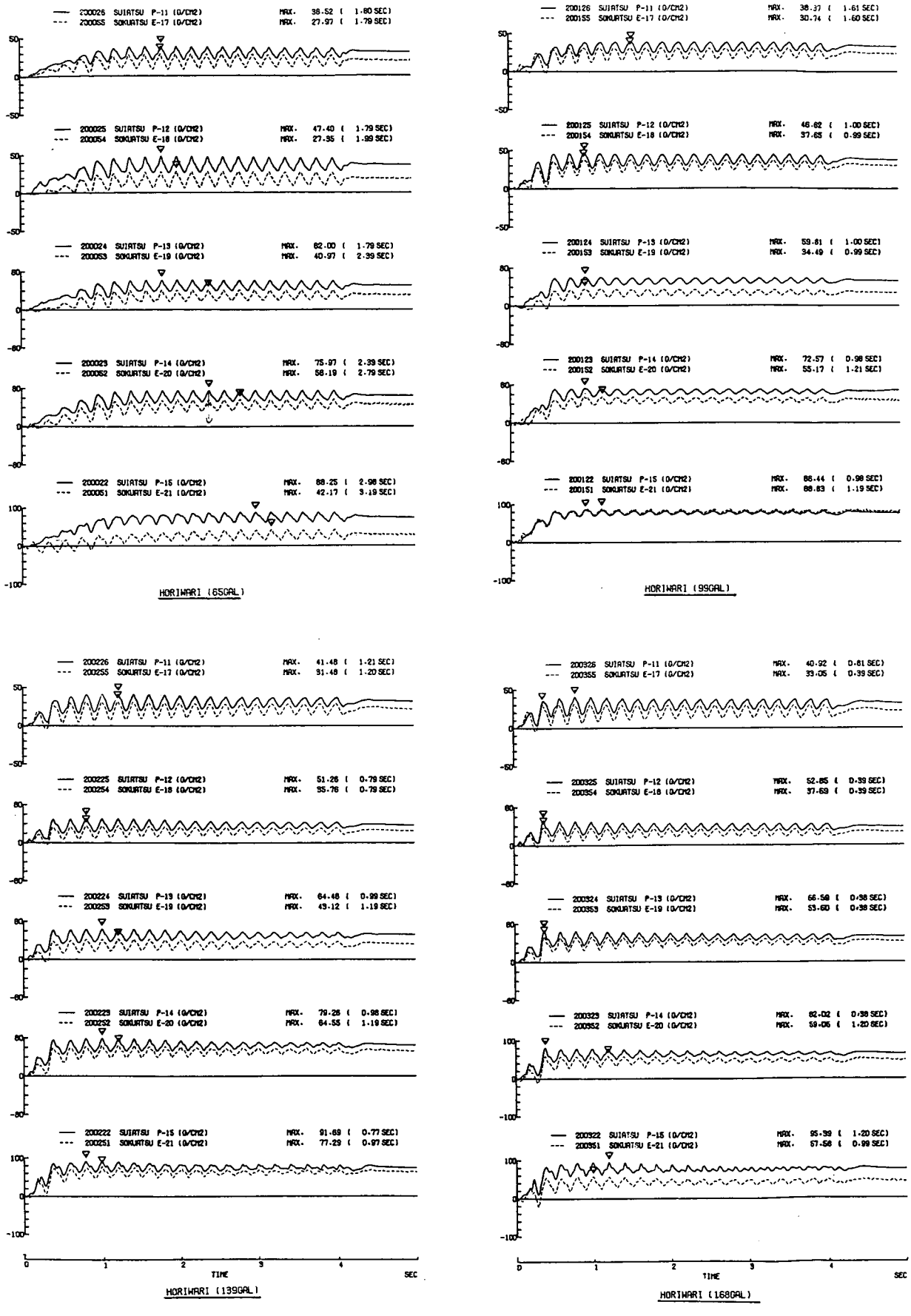


図4.5.19 (5) 改良体の同位置に設置した側圧と水圧

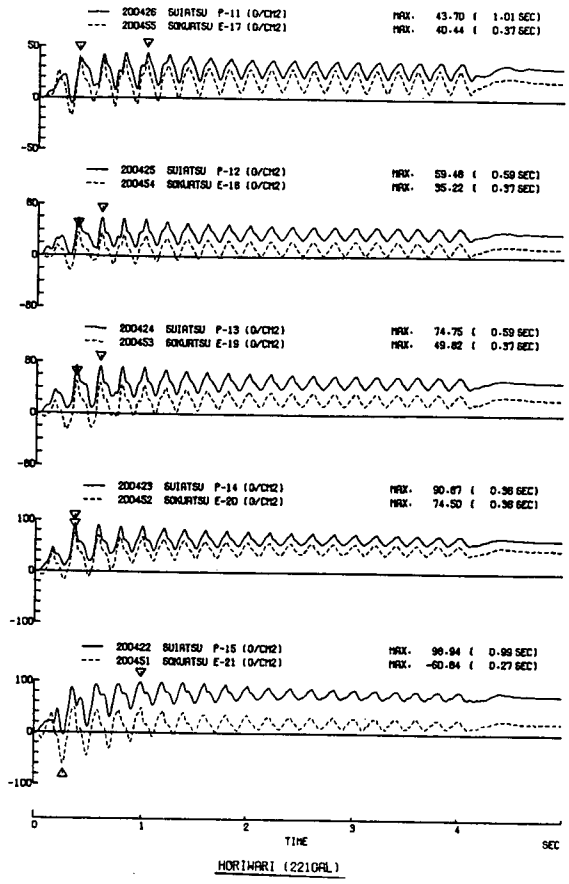


図4.5.19 (6) 改良体の同位置に設置した側圧と水圧

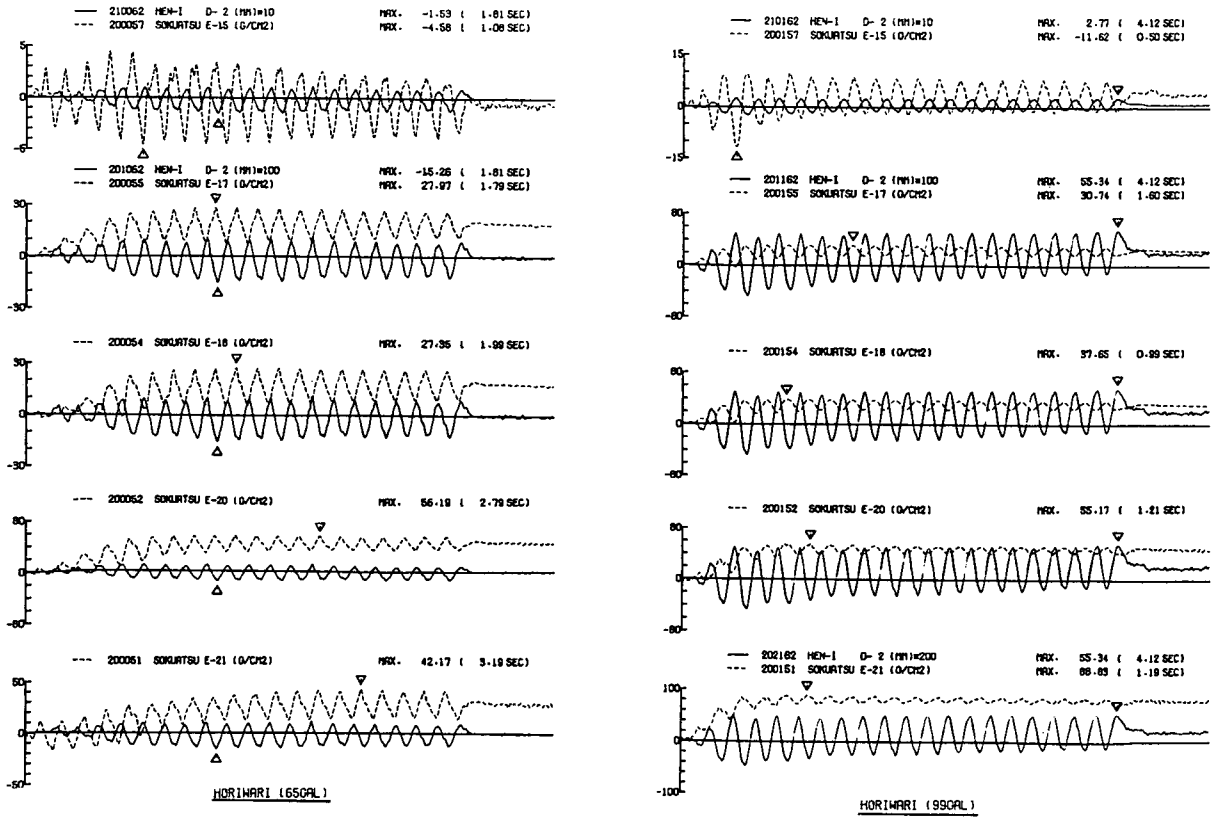
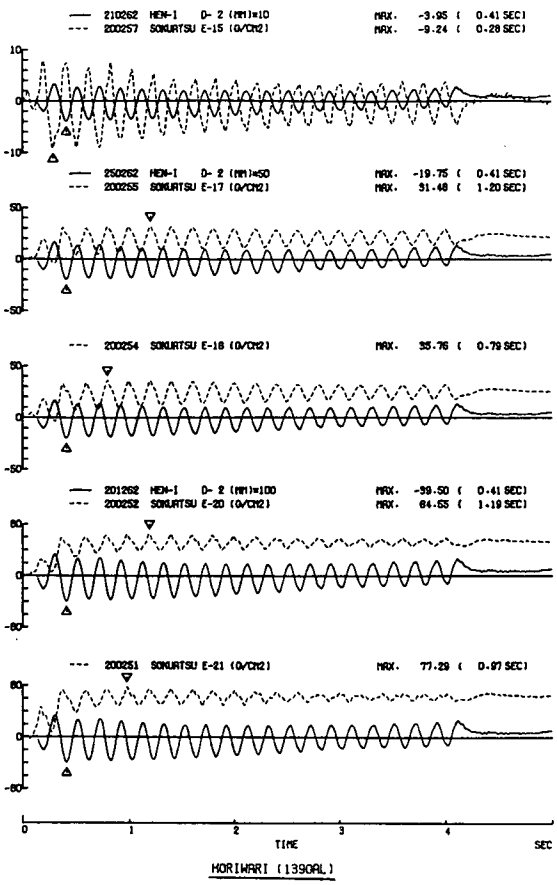
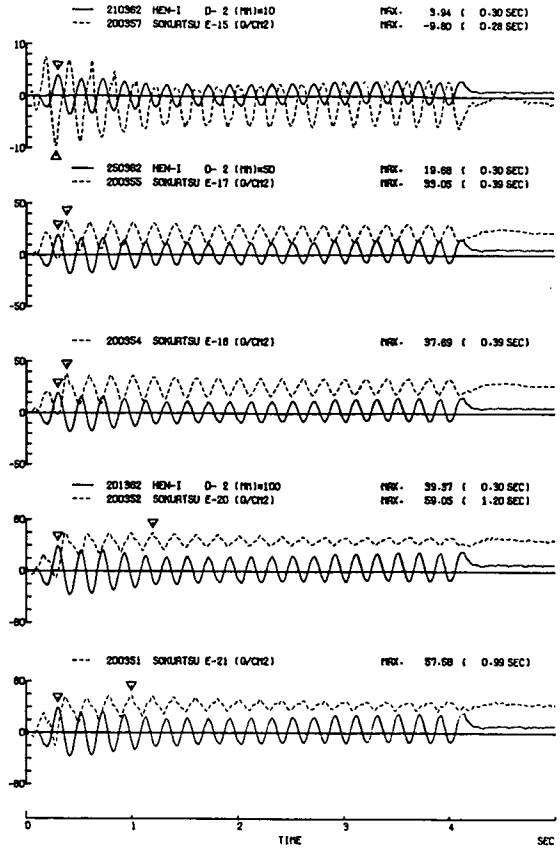


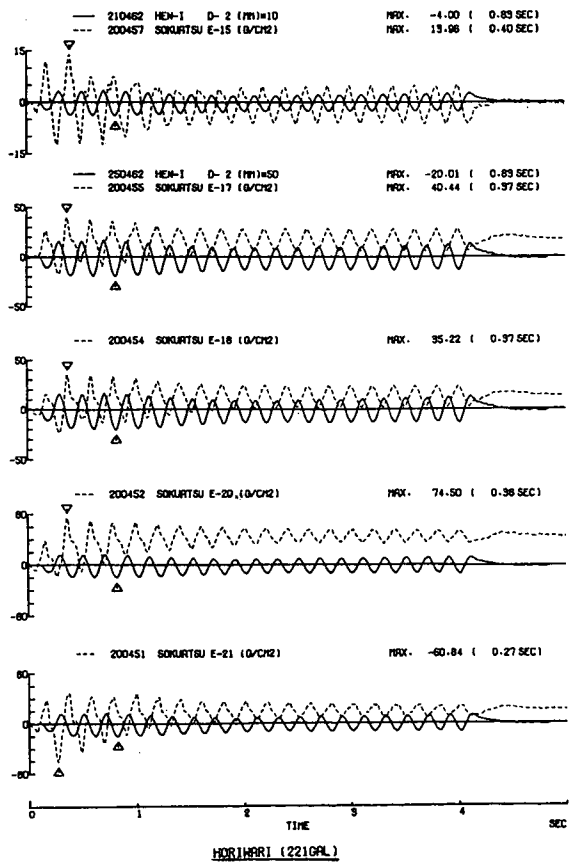
図4.5.20 (1) 左右改良体上部の変位と自由地盤側の側圧



HORIWARI (1390AL)



HORIWARI (1680AL)



HORIWARI (2210AL)

図4.5.20 (2) 左右改良体上部の変位と
自由地盤側の側圧

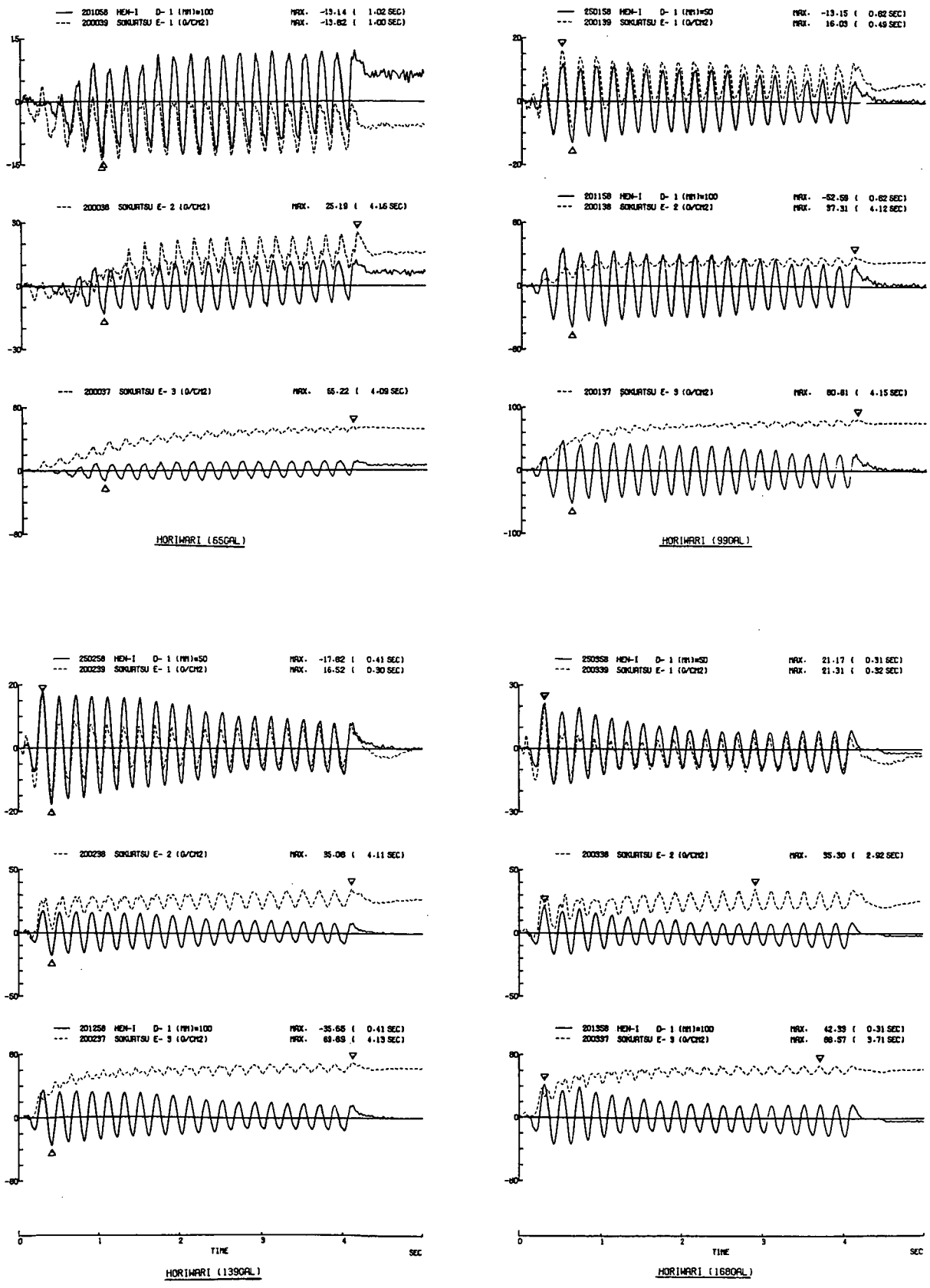


図4.5.20 (3) 左右改良体上部の変位と自由地盤側の側圧

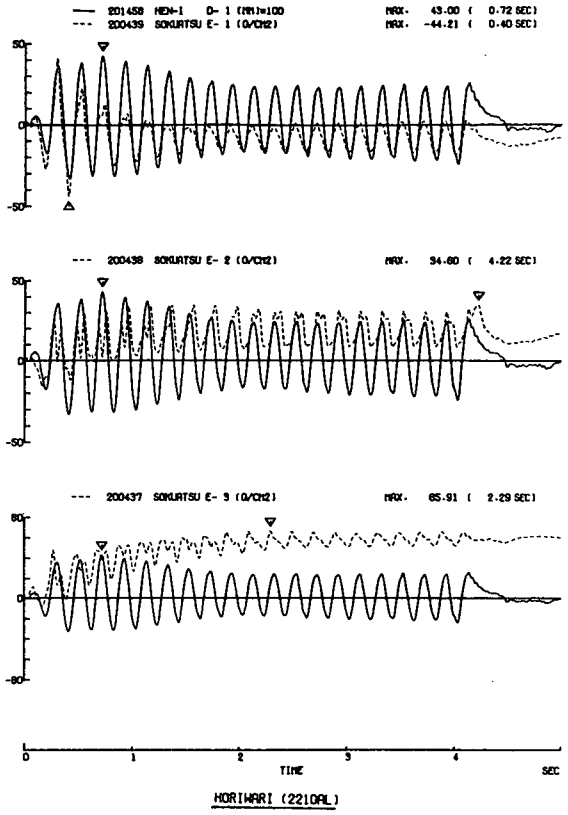


図4.5.20 (4) 左右改良体上部の変位と
自由地盤側の側圧

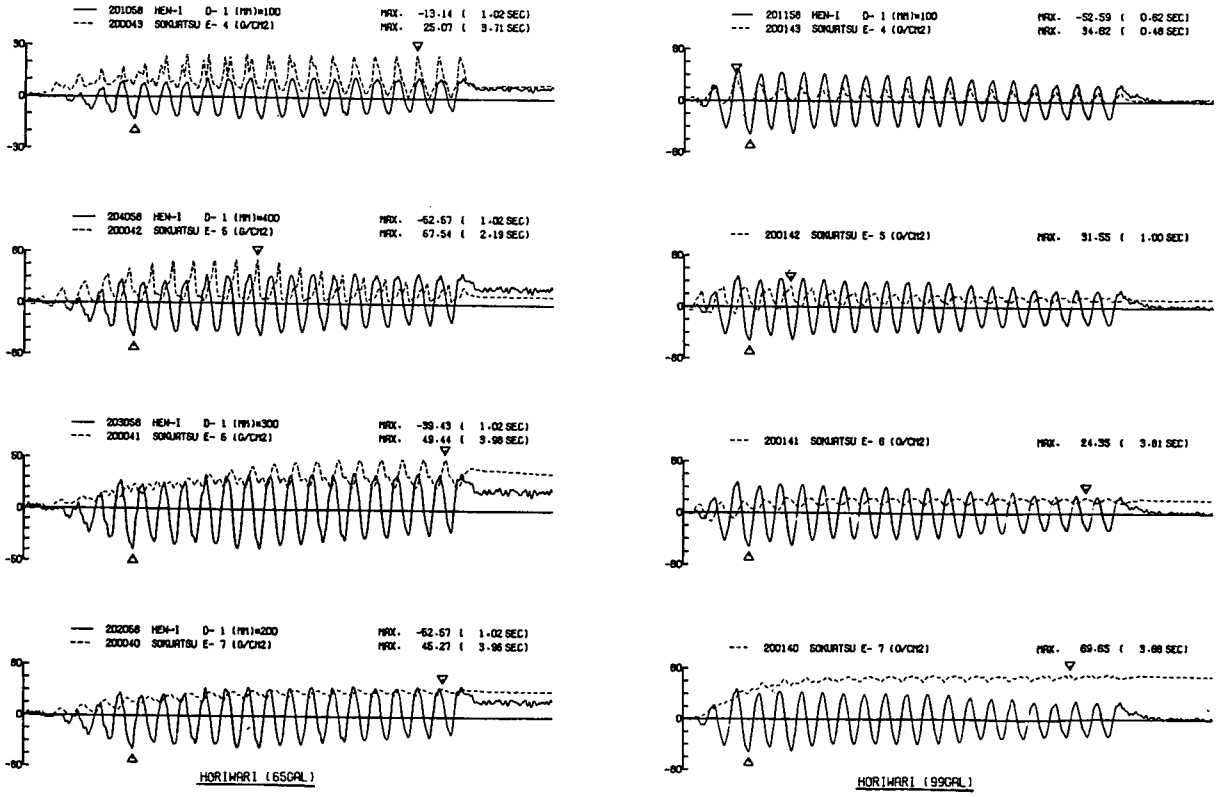
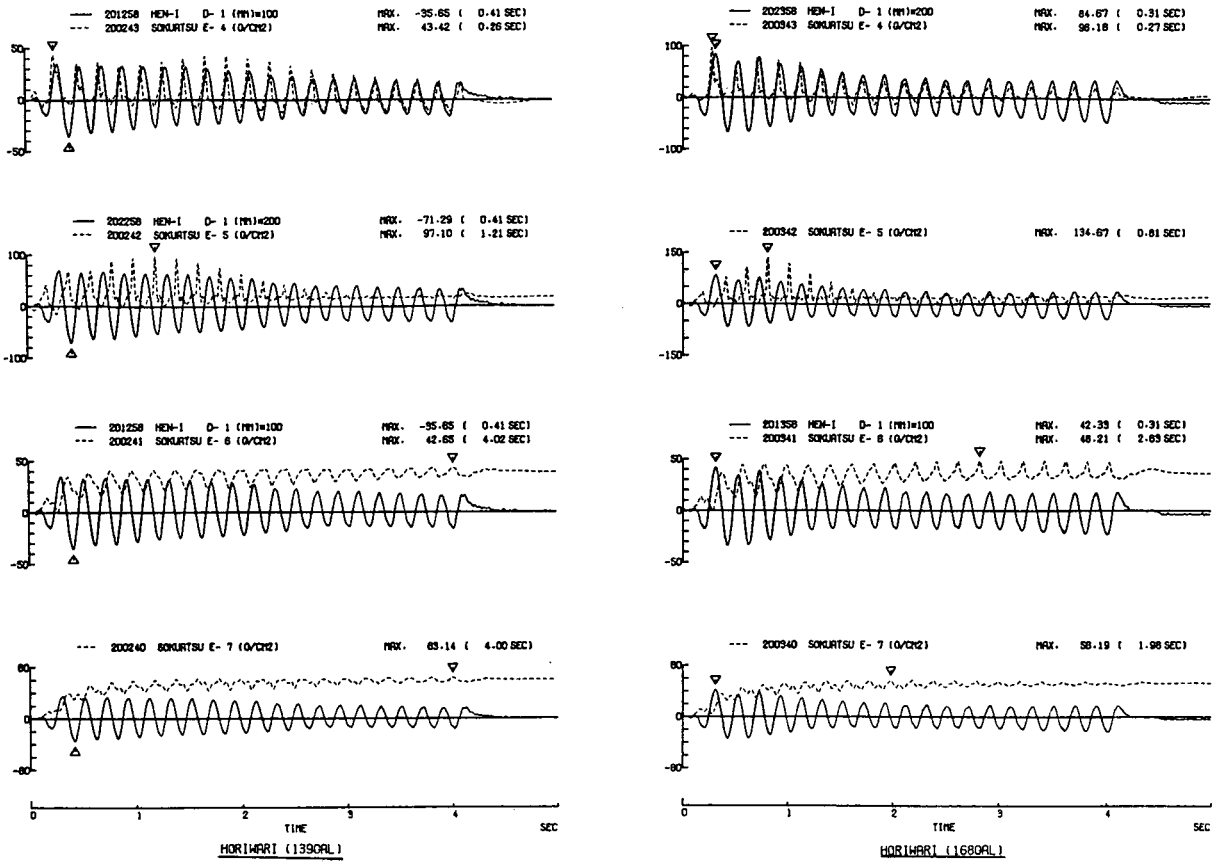


図4.5.21 (1) 改良体上部の変位と掘割側の側圧



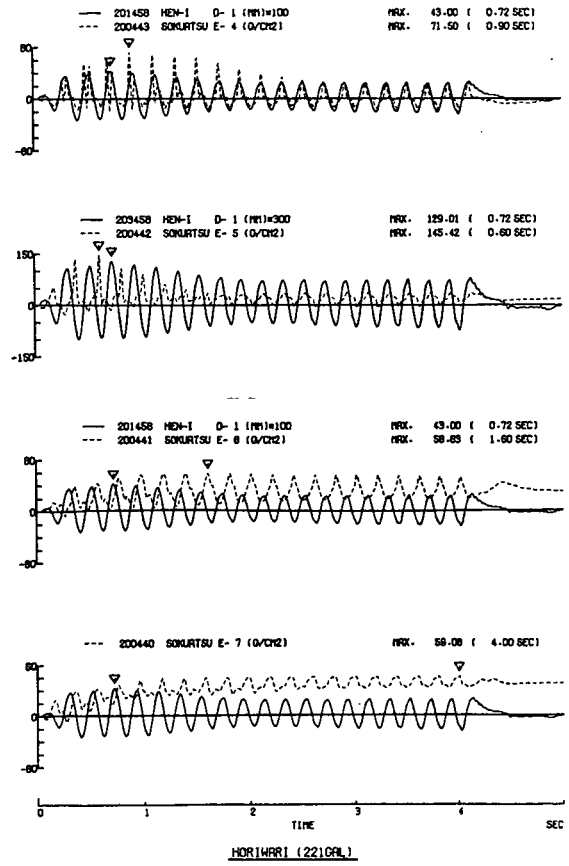


図4.5.21 (2) 改良体上部の変位と掘割側の側圧

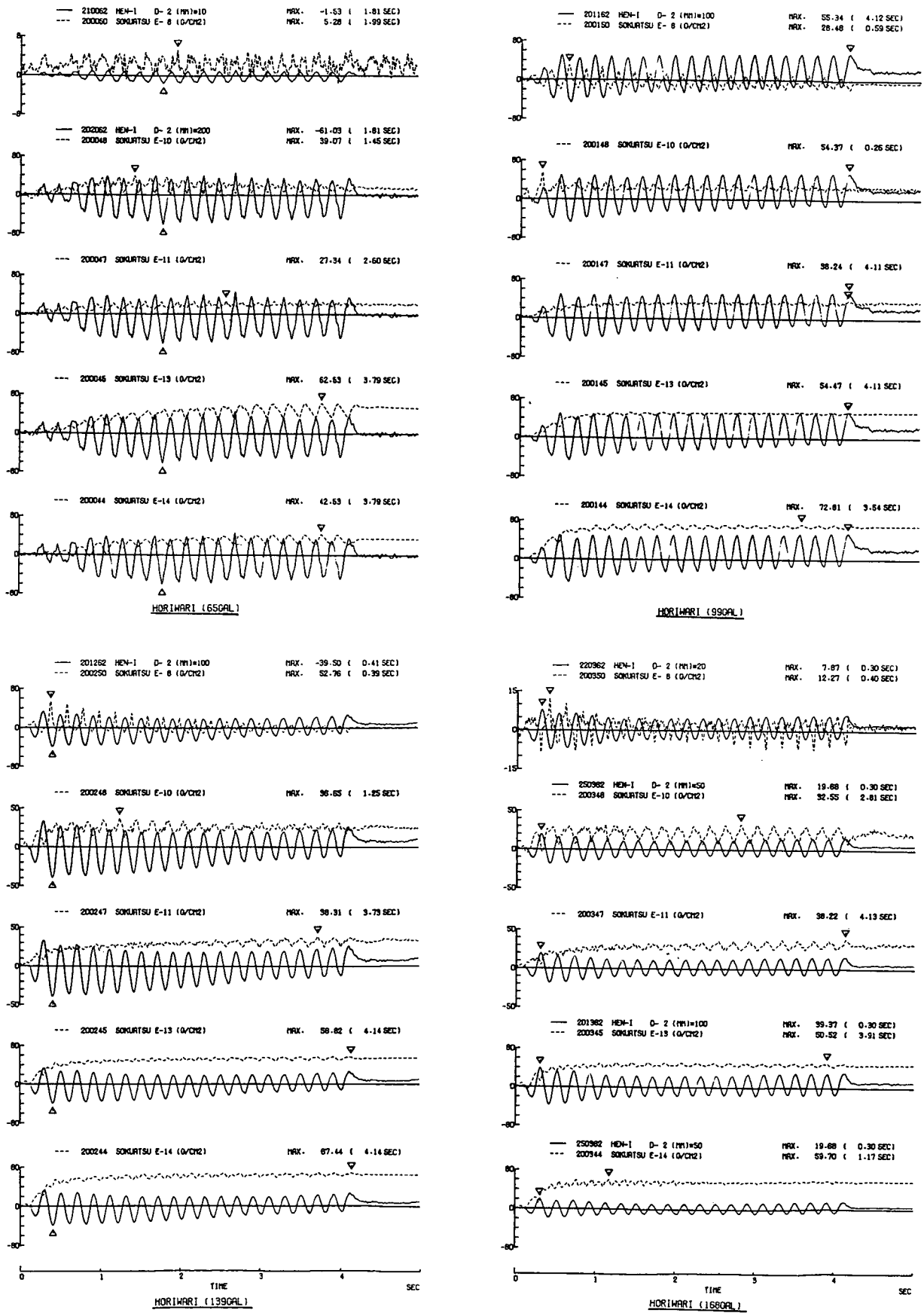


図4.5.21 (3) 改良体上部の変位と掘割側の側圧

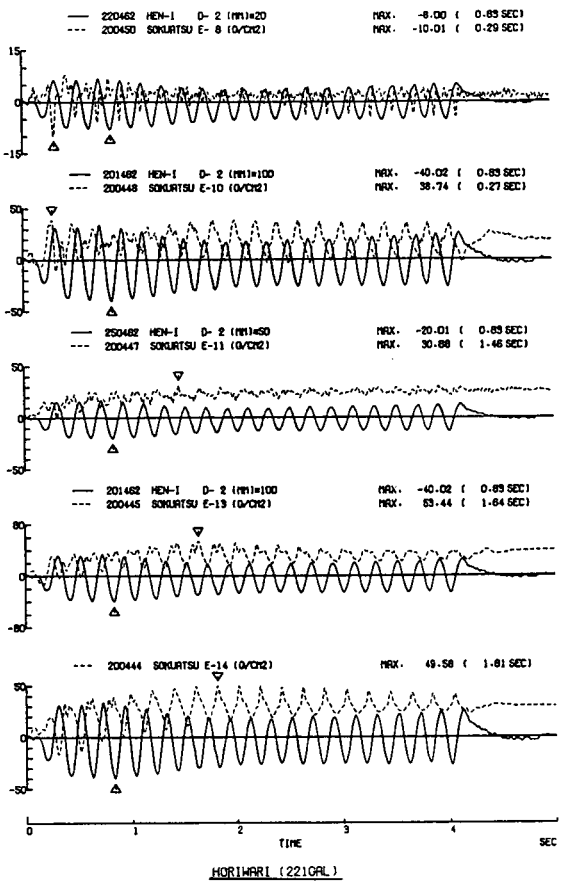


図4.5.21 (4) 改良体上部の変位と掘割側の側圧

① 左側改良体の自由地盤側の側圧計と改良体上部の水平変位は，液状化層ではすべての入力加速度で同位相を示している。支持層では 65 GAL, 99 GAL の加振初期に逆位相を示しているがそのあとはほぼ同位相である（図 4.5.20)。

② 左側改良体の掘割道路側の側圧計と改良体上部の水平変位は，掘割道路底面より下側ではほぼ逆位相を示す。GL-20 cm の側圧計と改良体天端の水平変位は同相である。GL-35 cm の側圧計は逆位相である（図 4.5.21)。

③ 右側改良体の自由地盤側の側圧計と改良体上部の水平変位は，入力加速度や深度に係わらず，逆位相を示している（図 4.5.20)。

④ 右側改良体の掘割道路側の側圧計と改良体上部の水平変位の位相は，99 GAL～168 GAL 入力までは掘割道路底面より下側は，同位相を示している。しかし掘割道路底面より上側では 99 GAL～168 GAL 入力で逆位相を示している（図 4.5.21)。

図 4.5.22 の様に 99 GAL～168 GAL 入力での自由地盤側と掘割道路底面より下の掘割道路側の側圧は改良体の変位した方向の改良体の側圧が減少し，変位した方向と逆の改良体の側面で側圧は増加している。これは剛体に作用する動水圧と同じ傾向にある。

7）加速度と変位

加速度計と変位計の重ね書きを図 4.5.23～図 4.5.27 に示す。これより次のことが言える。

i 改良体の水平加速度と上部水平変位（図 4.5.21）

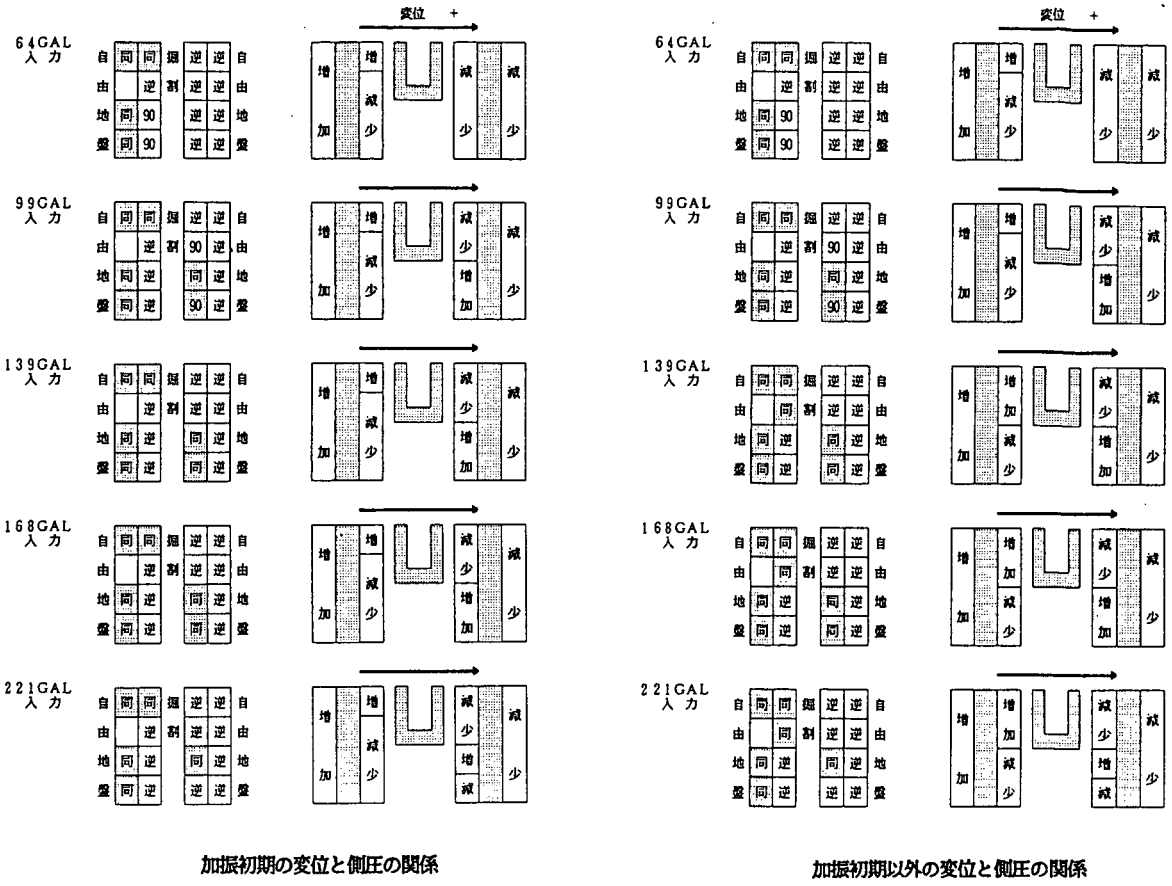


図4.5.22　改良体の変位と側圧の位相関係

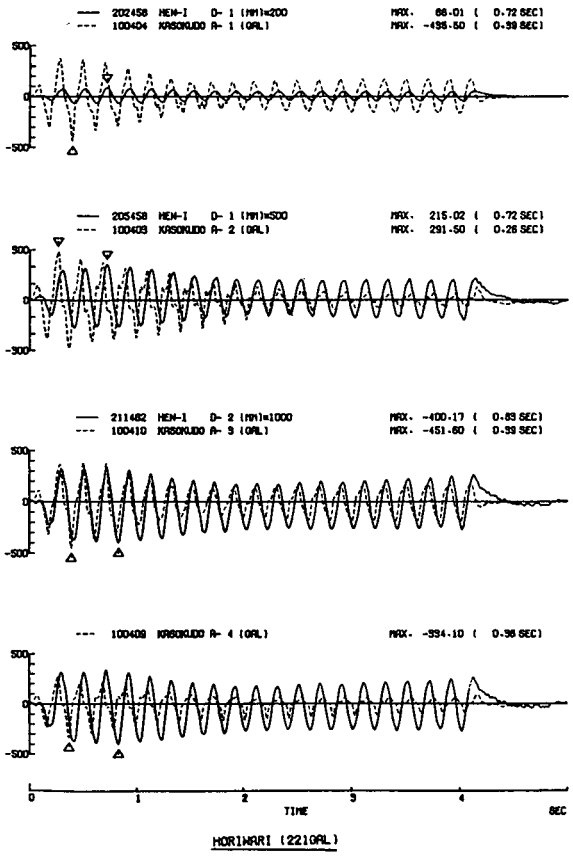


図4.5.23　改良体上部の水平加速度と水平変位

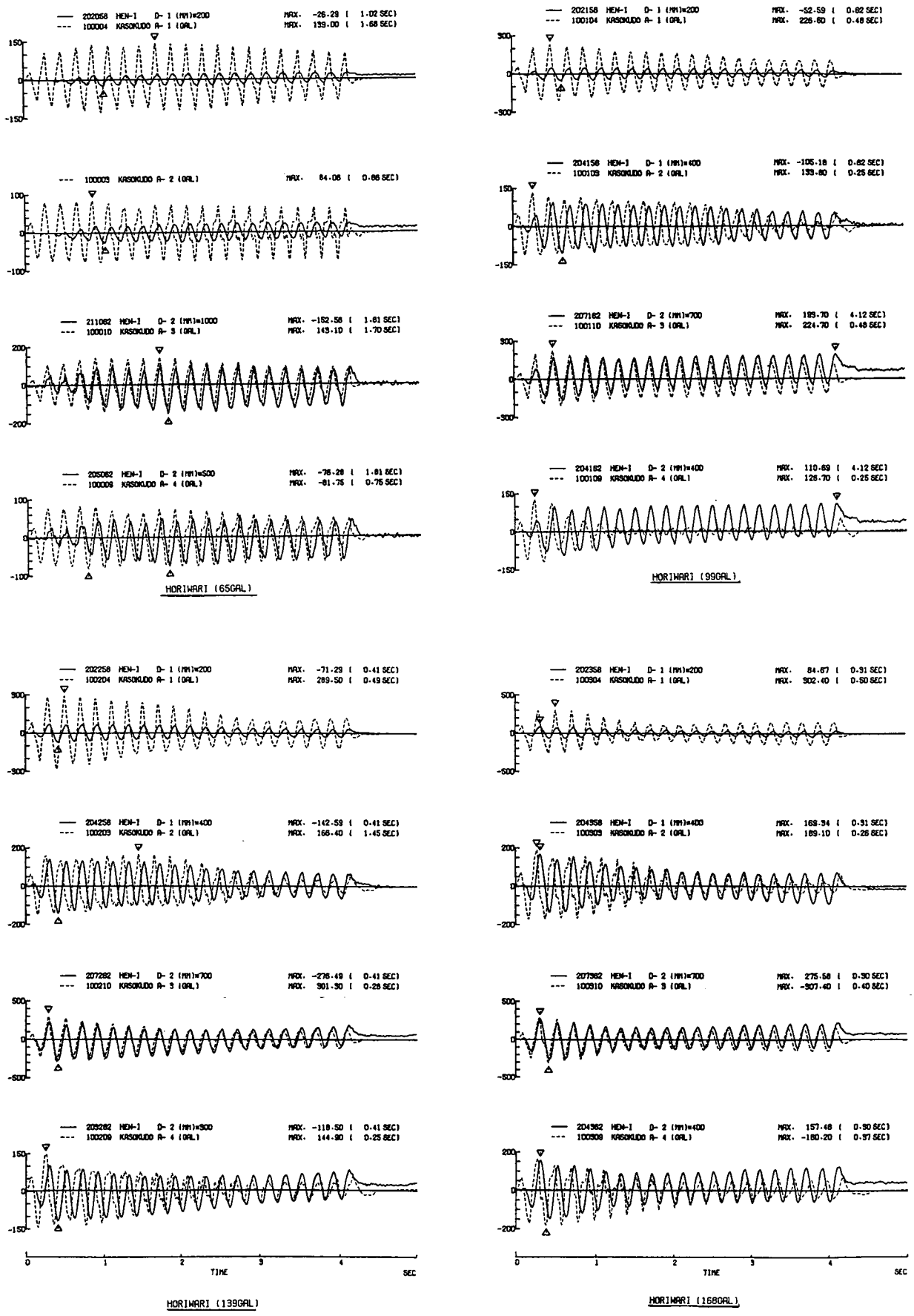


図4.5.23　改良体上部の水平加速度と水平変位

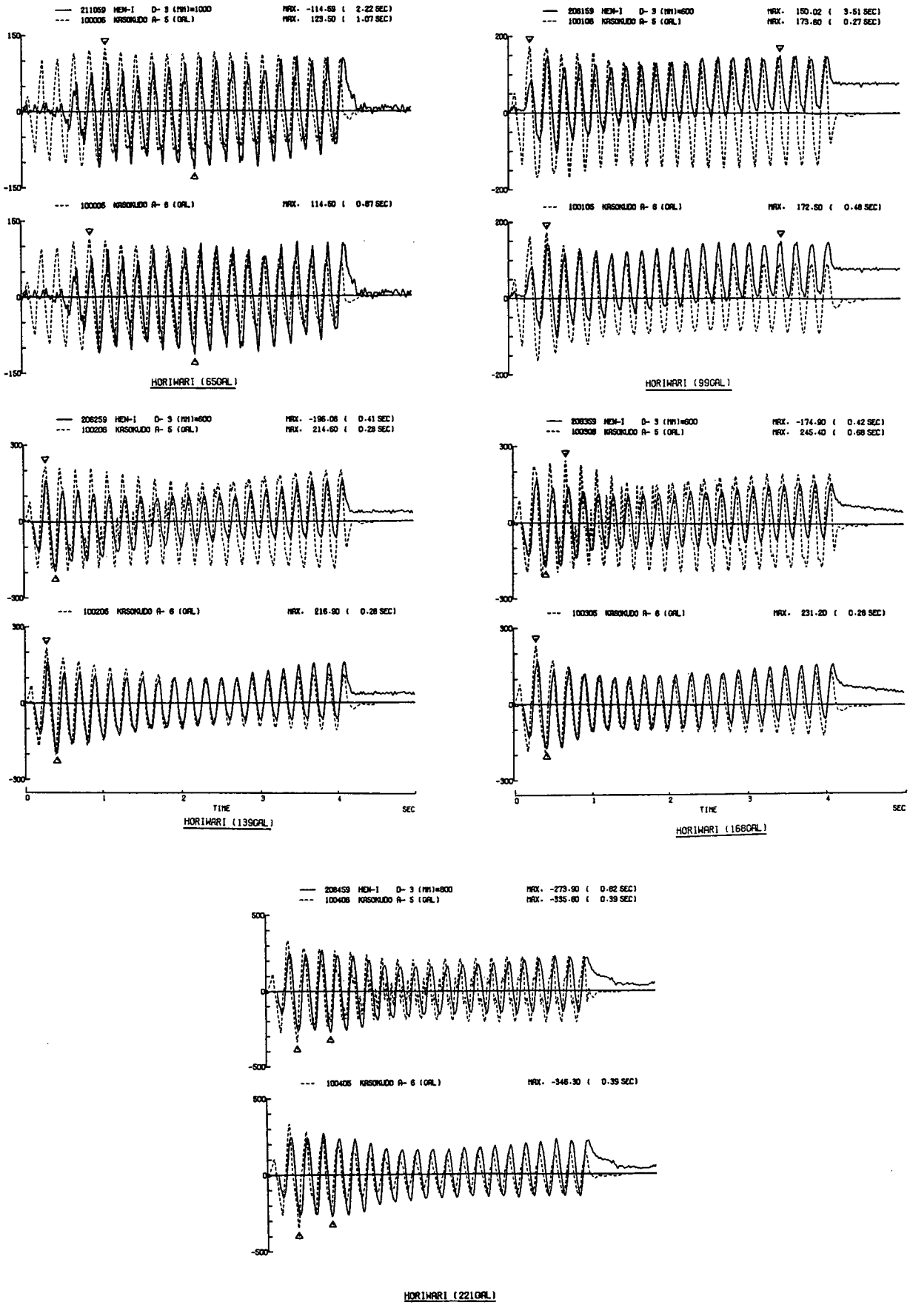


図4.5.24　掘割天端の水平変位と水平加速度

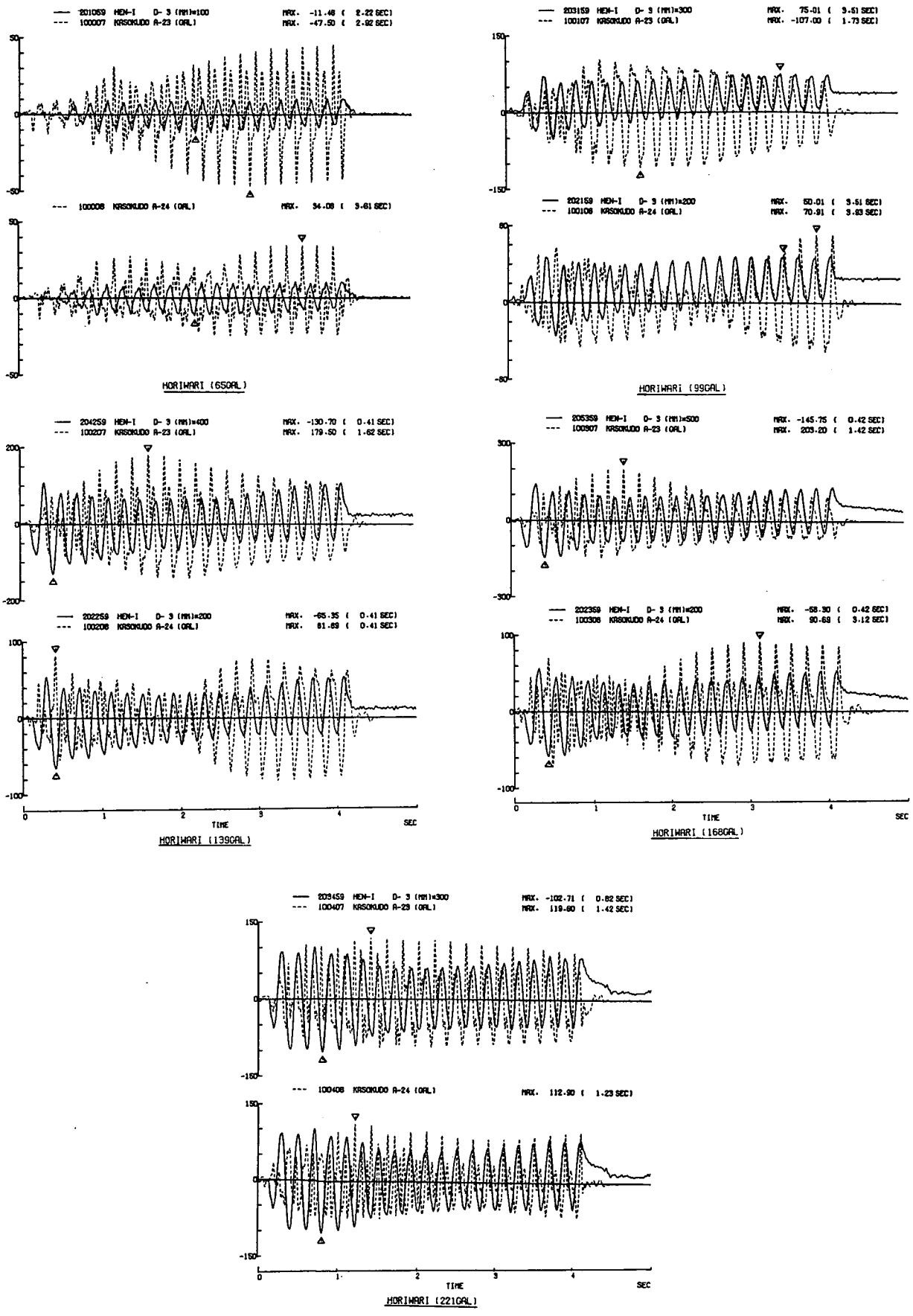


図4.5.25　掘割天端の左右の鉛直加速度と中央部の水平変位

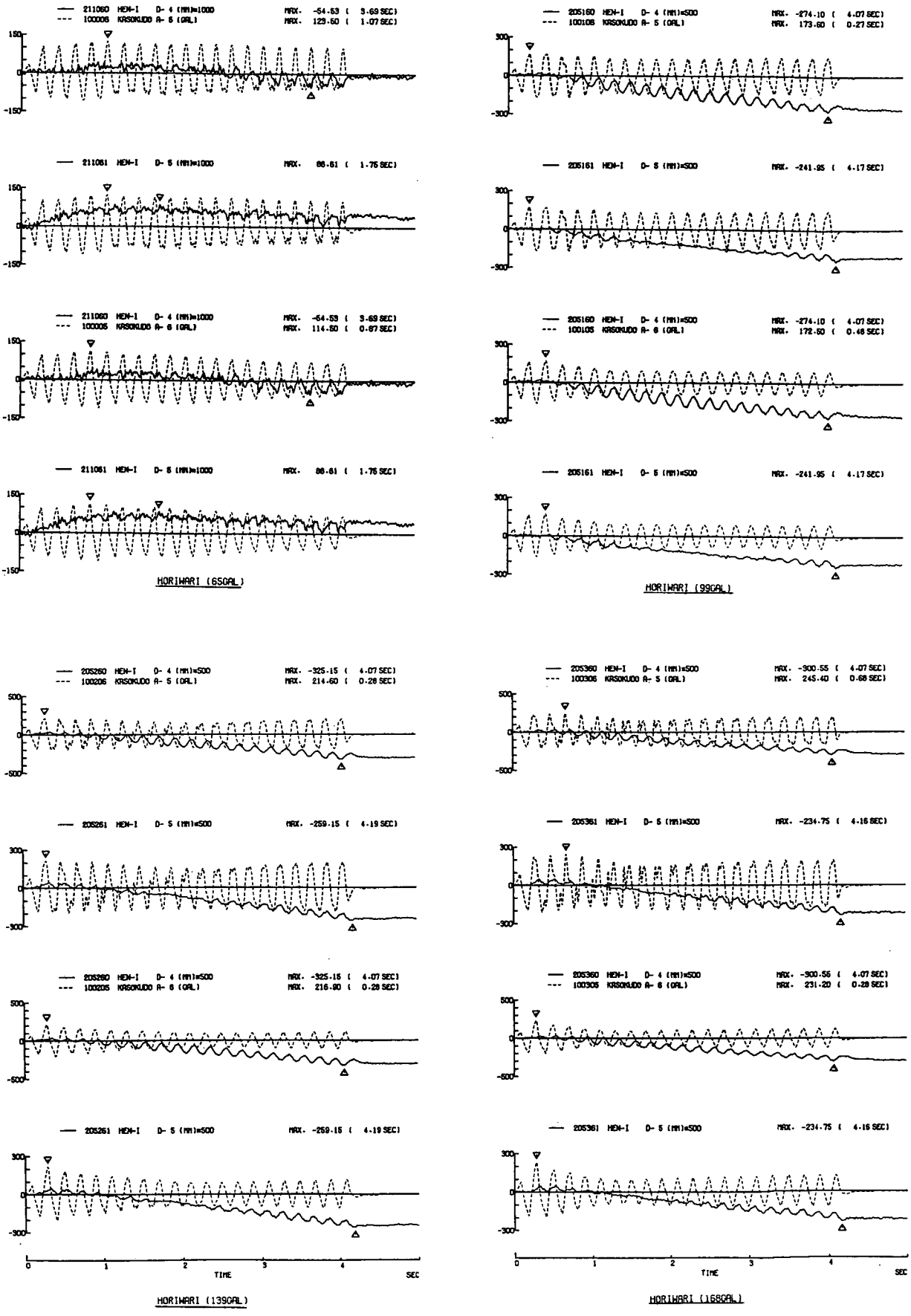


図4.5.26 (1) 掘割の左右の鉛直変位と水平加速度

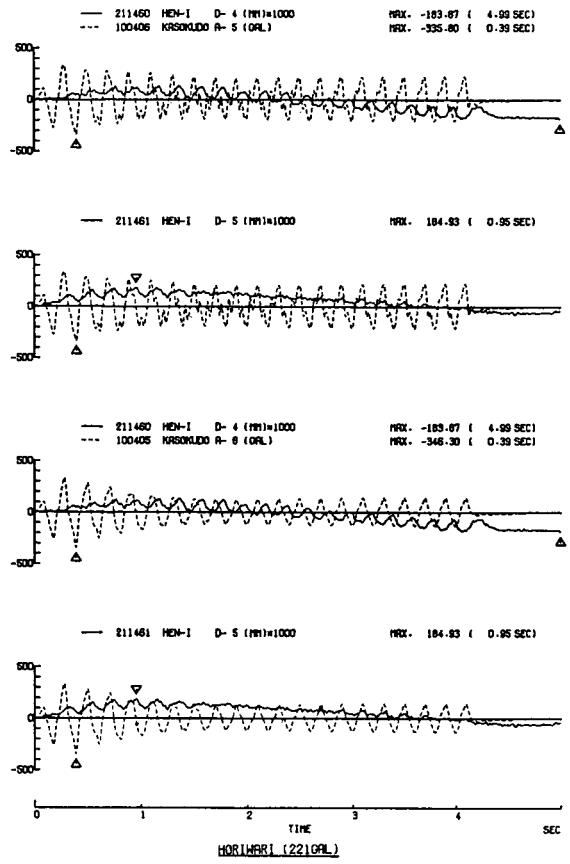


図4.5.26 (2) 掘割の左右の鉛直変位と水平加速度

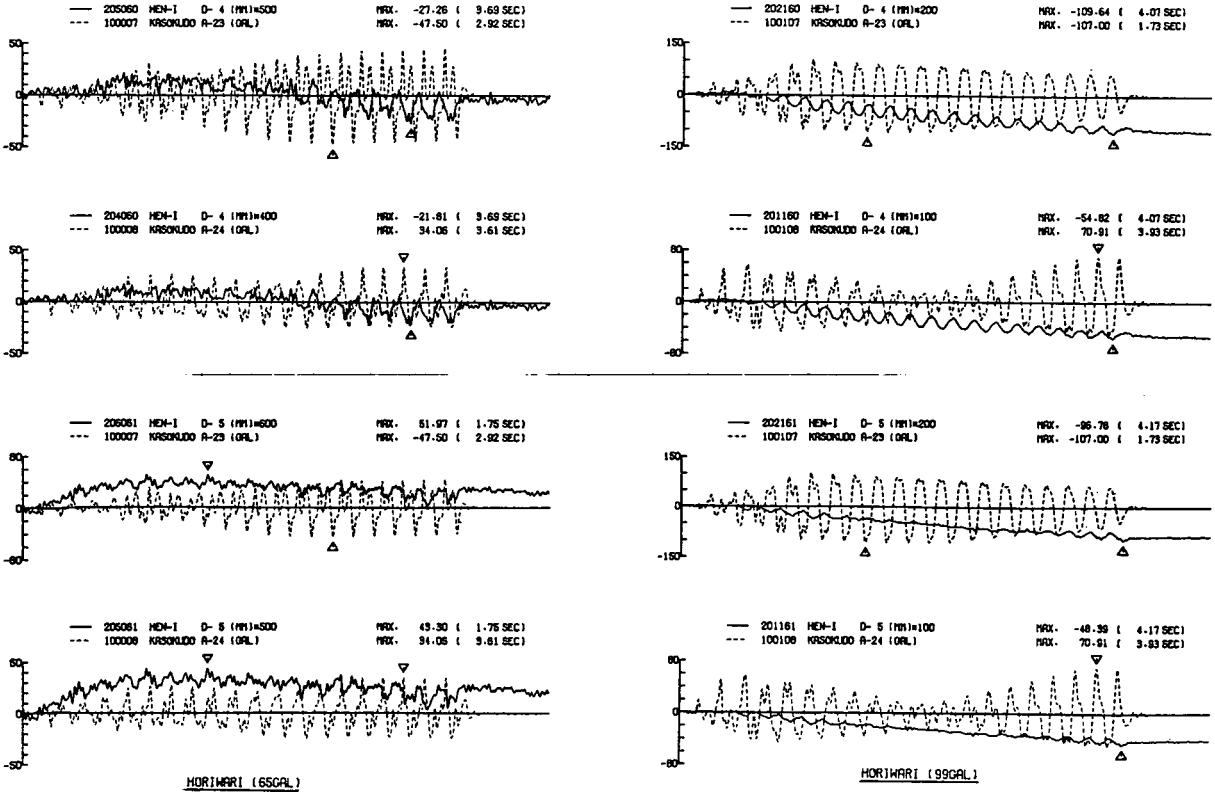
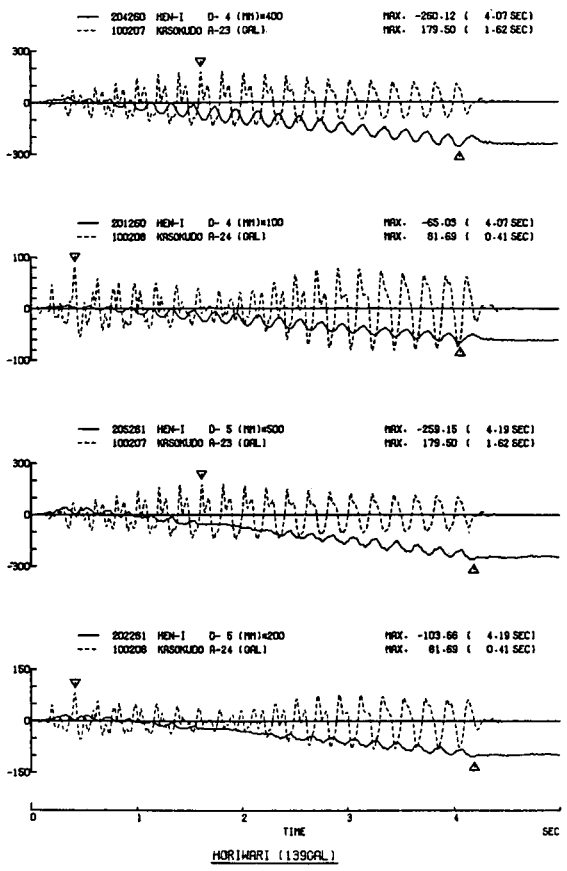
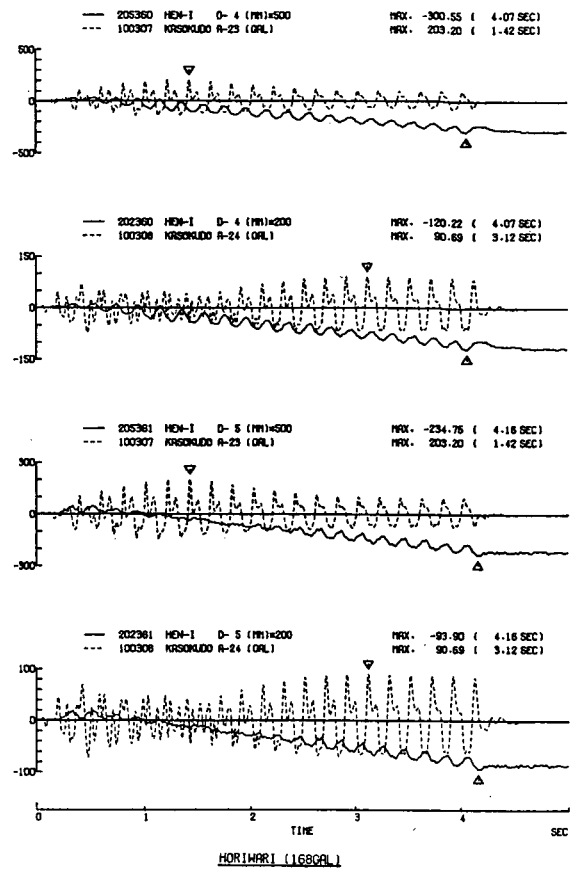


図4.5.27 (1) 掘割道路の鉛直変位と鉛直加速度





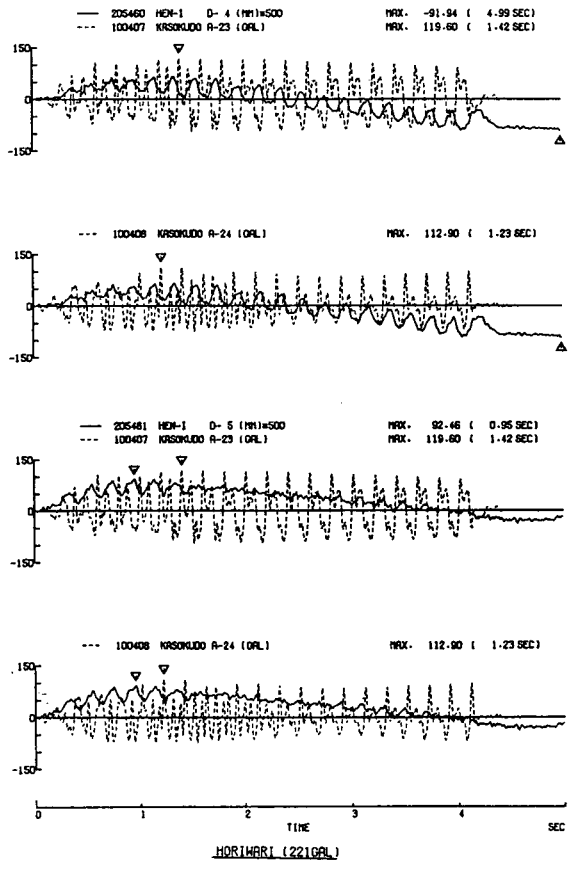


図4.5.27 (2) 掘割道路の鉛直変位と鉛直加速度

① 改良体の上部の水平加速度と天端の水平変位は，入力加速度の大きさに係わらず，同位相を示す。

② 改良体の下部の水平加速度と天端の水平変位は，入力加速度の大きさに係わらず，ほぼ90°の位相のずれがある。左側改良体の上部は変位の最大値付近で変位方向に大きな慣性力が働き，下部は原点付近で最大の慣性力が働く。

ii 掘割道路模型の水平変位と加速度（図4.5.24～図4.5.25）

① 掘割道路模型天端の水平変位と水平加速度は，入力加速度の大きさにかかわらず45°～90°の位相のずれがある（図4.5.24)。

掘割道路模型の上下端の加速度とも水平変位の原点付近で変位方向に大きな水平方向の慣性力が働いていることを示している。逆に掘割道路模型水平変位の最大値付近で水平方向の慣性力は0を示す。

② 掘割道路模型天端の左右に設置した鉛直加速度と中央部の水平変位は，入力加速度の大きさにかかわらず，左側の鉛直加速度が水平変位に90°遅れている。右側では，加振初期の状態では逆位相を示すが経時とともに，鉛直加速度計の波形が90°遅れた状態になる。したがって，掘割道路模型には，水平変位の原点付近で変位方向に大きな鉛直方向の慣性力が働く。掘割道路模型の水平変位が最大となる付近で，鉛直方向慣性力は0となる（図4.5.25)。

iii 掘割道路模型の鉛直変位計と加速度計（図4.5.26～図4.5.27）

① 掘割道路模型の左右の鉛直変位と水平加速度は，99～221 GALの加振初期以外では左側の変位は加速度と逆位相を示し，右側はすべて同位相を示している。したがって，掘割道路模型の左側がもっとも沈下した地点で中央では右側へ大きな慣性力が生じ，掘割道路模型の右側がもっとも沈下した地点で中央部では，左側へ大きな慣性力が生じている（図4.5.26)。

② 掘割道路模型の鉛直加速度と同位置の鉛直変位は，すべての入力加速度で，掘割道路模型の左右の変位とも逆位相を示している。したがって，左右とも下向きに変位したとき上向きの慣性力が働き，上向きに変位したとき下向きの慣性力が働いている。また変位が大きければ慣性力も大きくなり，変位の最大値付近で慣性力も最大値を示している(図4.5.27)。初期には，掘割道路模型の水平変位の原点付近で，鉛直および水平の変位方向にそれぞれ大きな慣性力が働く。掘割道路模型の水平変位の最大値付近で，鉛直および水平の慣性力は0を示す。また掘割道路模型の左側がもっとも沈下した地点で中央部では右側へ大きな慣性力が生じ，右側がもっとも沈下した地点で中央部では左側へ大きな慣性力が生じている。

なお，1），4）より

・左右の鉛直変位計は逆位相を示す。

・上下の水平変位計は同位相を示す。

・水平加速度計と左側鉛直加速度計は同位相を示す。

・水平加速度計と右側鉛直加速度計は逆位相を示す。

以上のことから，掘割道路模型の運動状態は（図4.5.28）のような傾向にある。

8）ひ ず み

i 右側改良体の鉄筋計のひずみ値の波形の重ね合わせを図4.5.29～図4.5.32に示す。これにより以下のことが言える。

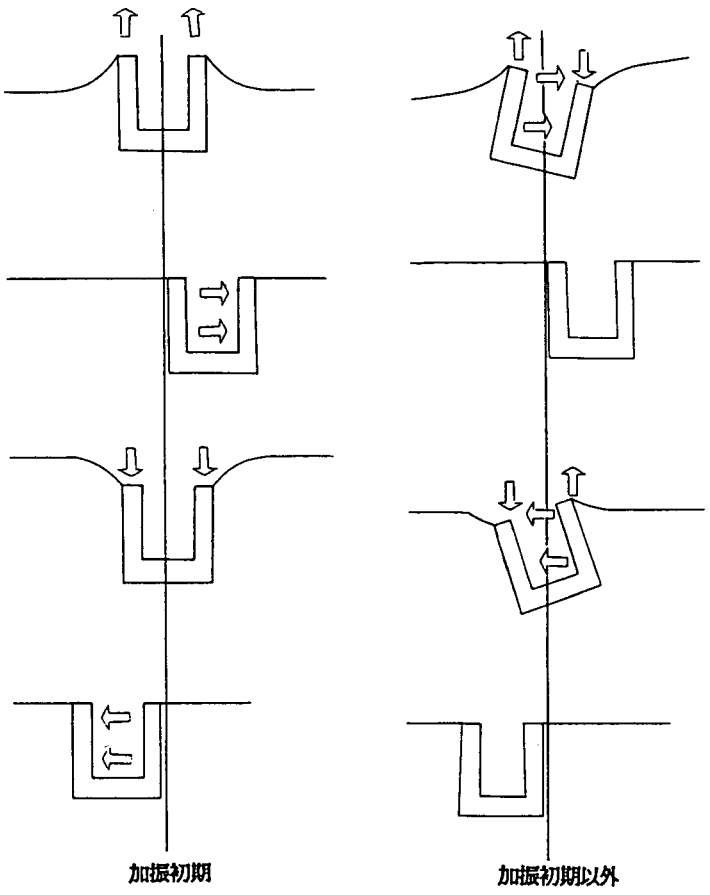


図4.5.28　掘割模型の慣性力と変位の関係

① 同深度の左右のひずみ計は全て逆位相を示している。また左右のひずみ計とも，時間の経過とともに引張側へ推移しているものがない（図 4.5.29)。

ii 同深度に設置したひずみ計と側圧計の波形

① 自由地盤側のひずみ計と側圧計の波形は入力加速度の大きさに係わらず同位相を示す（図 4.5.30)。

② 掘割道路模型側の同深度のひずみ計と側圧計の波形を重ね合わせると 65 GAL では，すべて逆位相を示している。しかし 99～221 GAL では，掘割底面より下の掘割側のひずみ計と側圧の波形の位相は同位相を示し，掘割道路模型底面より上の掘割道路模型側のひずみ計と側圧の波形は逆位相を示している。

③ ②により掘割底面より上の掘割道路模型側のひずみ計と掘割道路模型底面より下の掘割道路模型側のひずみ計は同位相を示している。掘割道路模型底面より上の掘割道路模型側の側圧計と掘割道路模型底面より下の掘割道路模型側の側圧計が逆位相を示しているためと考えられる。したがって自由地盤側と掘割道路模型底面より下の掘割道路模型側は，側圧が増加すると側圧を受けた面のひずみ計は圧縮側となる。しかし掘割道路模型底面より上の掘割道路模型側は側圧が増加すると側圧を受けた面は引張側に働く。

iii 右側改良体の自由地盤側ひずみ計波形は，右側改良体天端の水平加速度と逆位相である。掘割道路模型側は同位相である(図 4.5.31)。すなわち左側へ慣性力が作用すると，自由地盤側が圧縮で，掘割道路

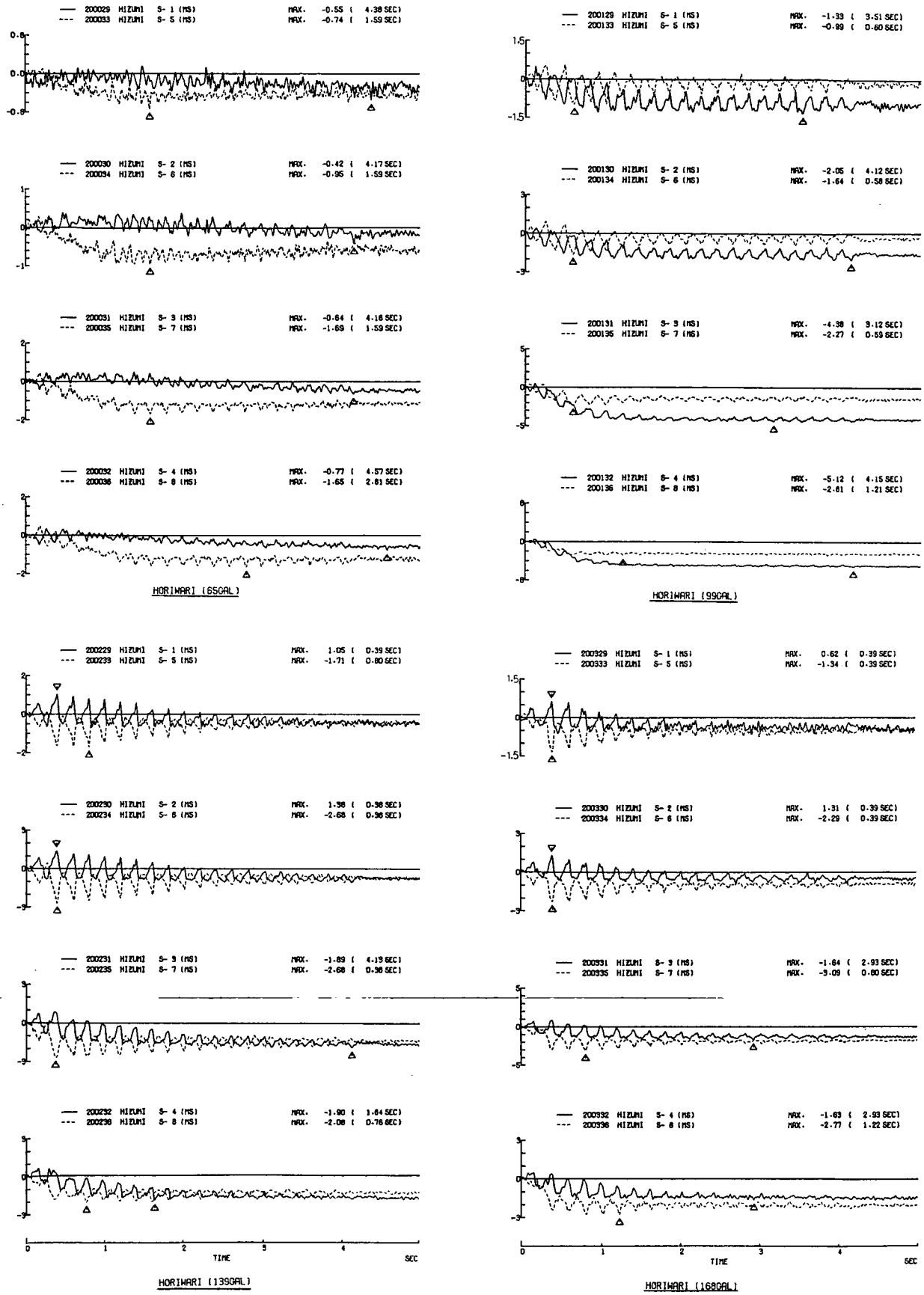


図4.5.29 (1) 右側改良体のひずみ

(a) 同一深度の右と左

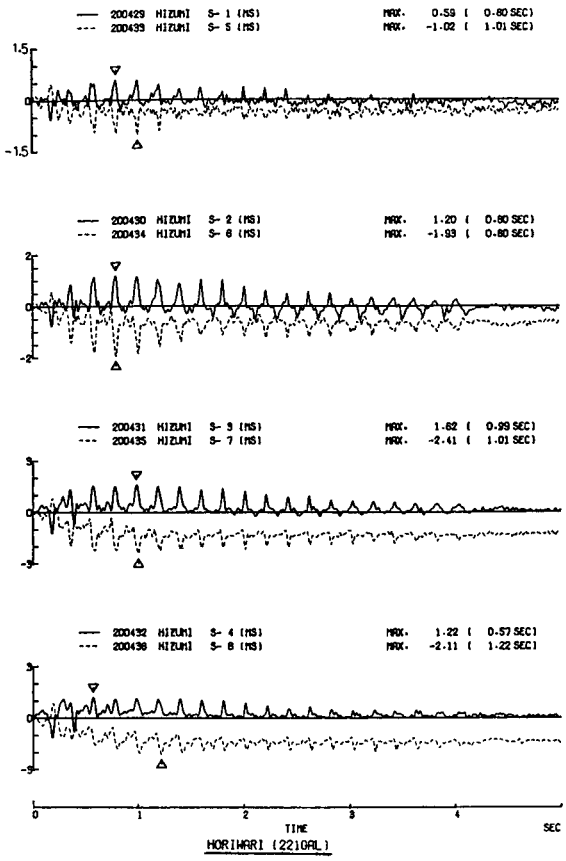


図4.5.29 (2) 右側改良体のひずみ
(a) 同一深度の右と左

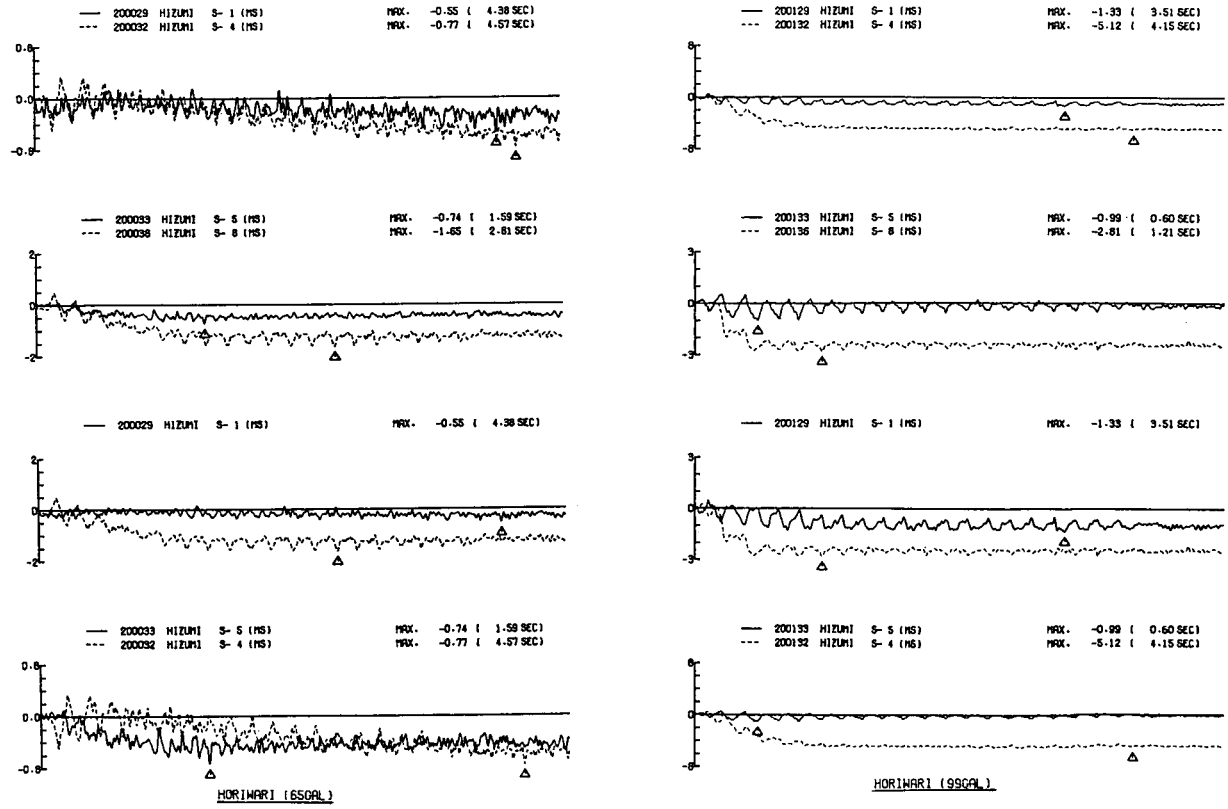
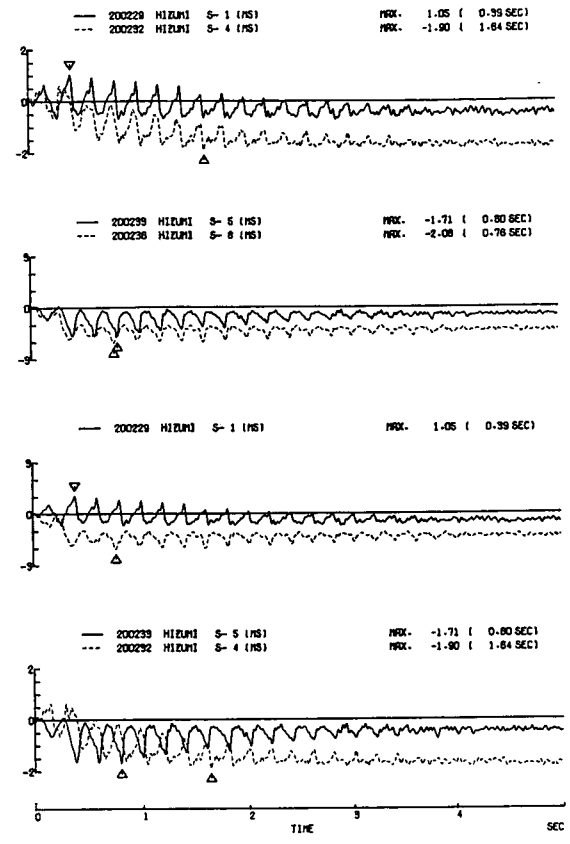
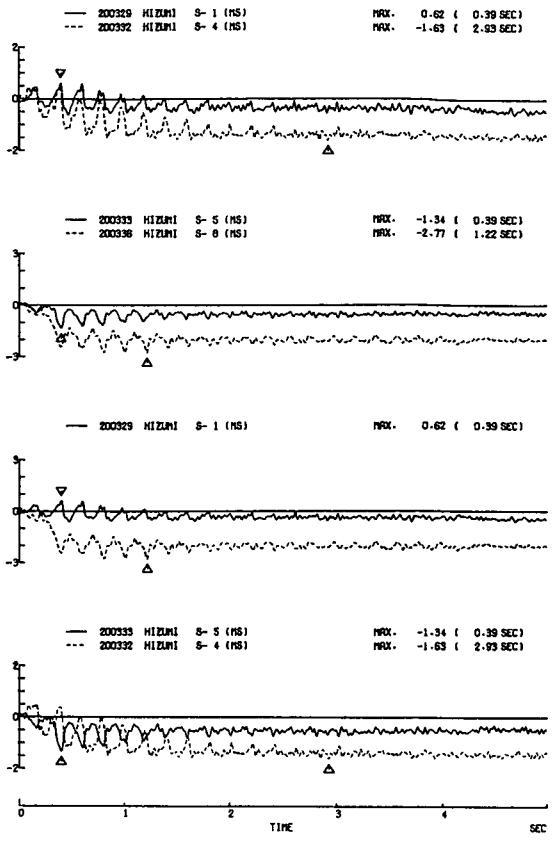


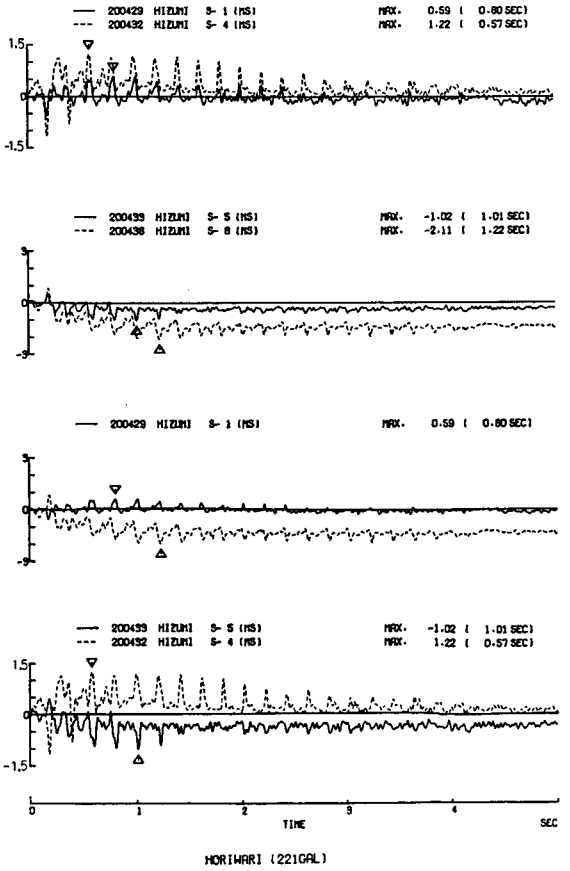
図4.5.29 (3) 右側改良体のひずみ
(b) 上と下



HORIWARI (139GAL)



HORIWARI (168GAL)



HORIWARI (221GAL)

図4.5.29 (4) 右側改良体のひずみ
(b) 上と下

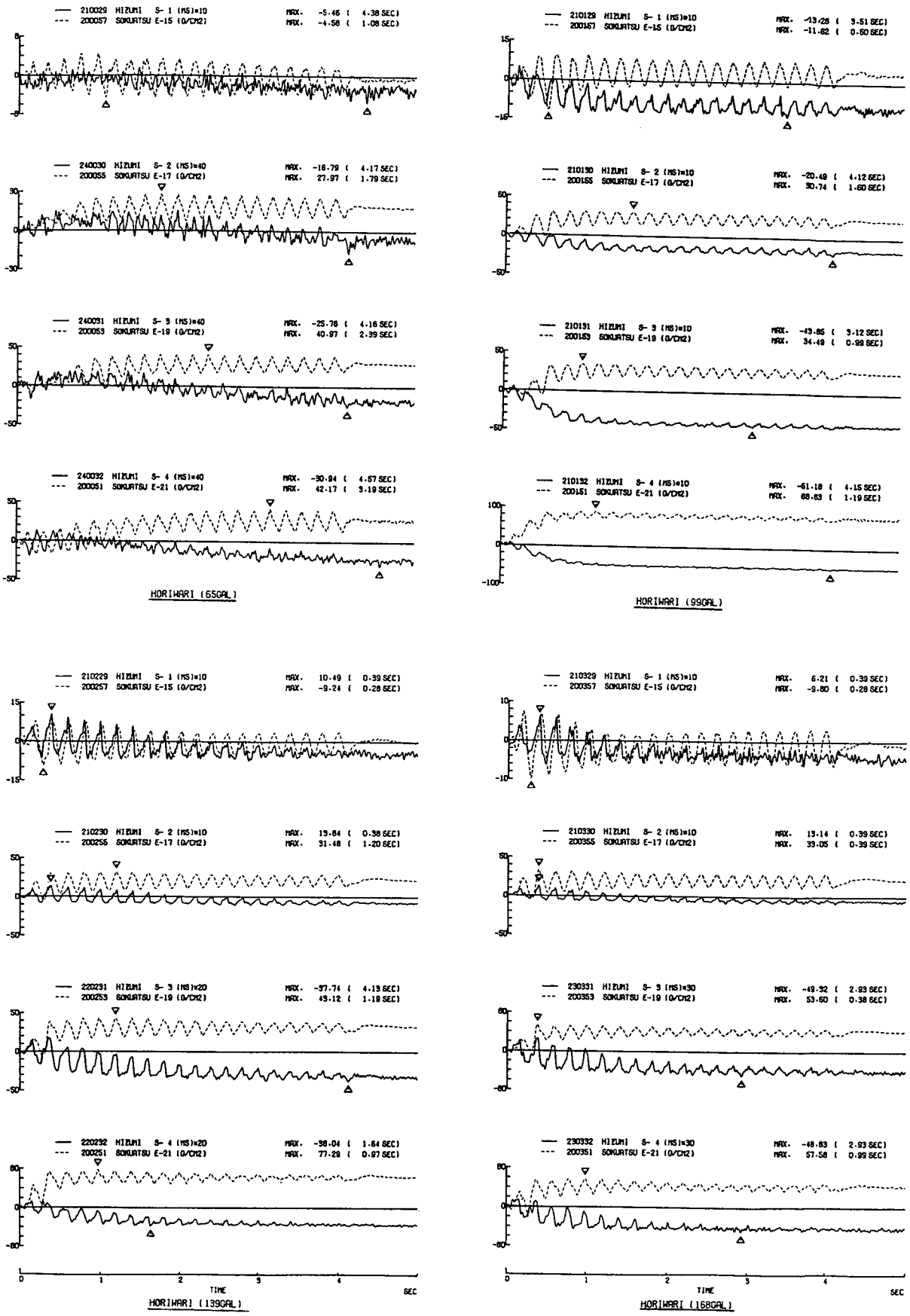


図4.5.30 (1) 右側改良体のひずみと側圧

(a) 自由地盤側

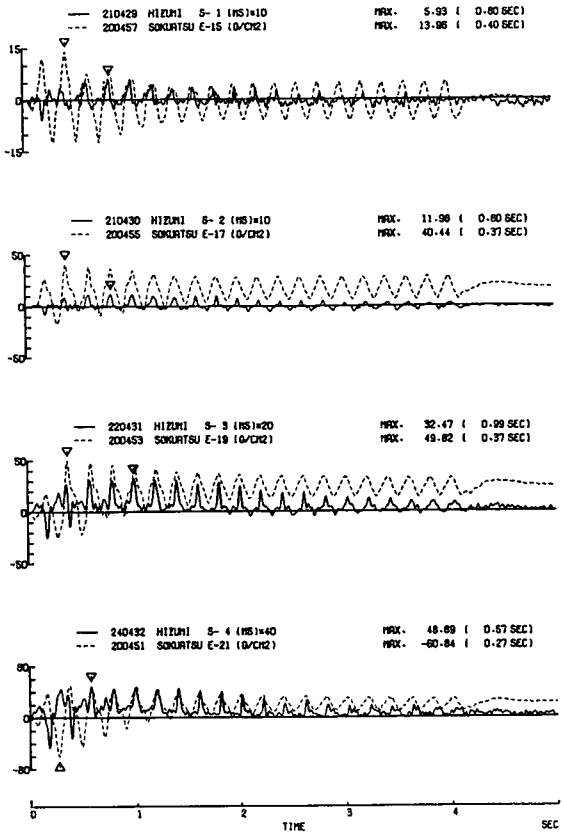


図4.5.30 (2) 右側改良体のひずみと側圧
(b) 自由地盤側

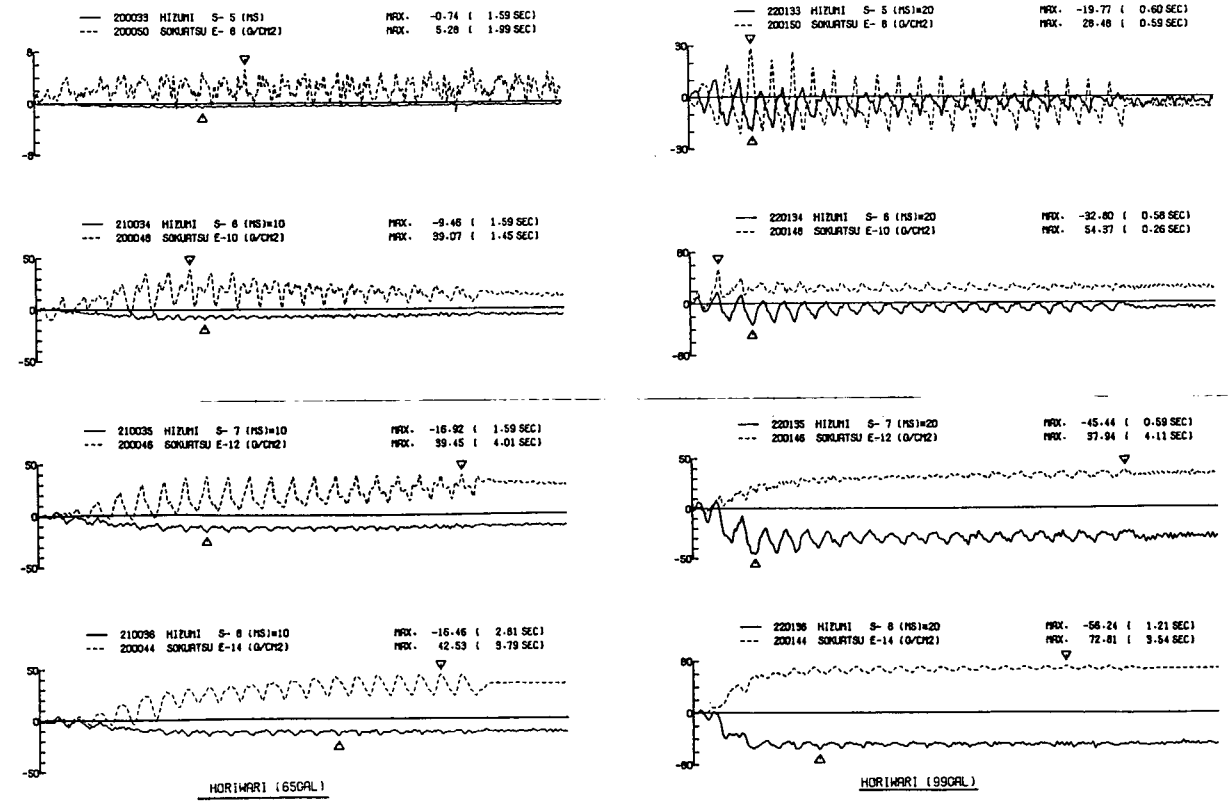
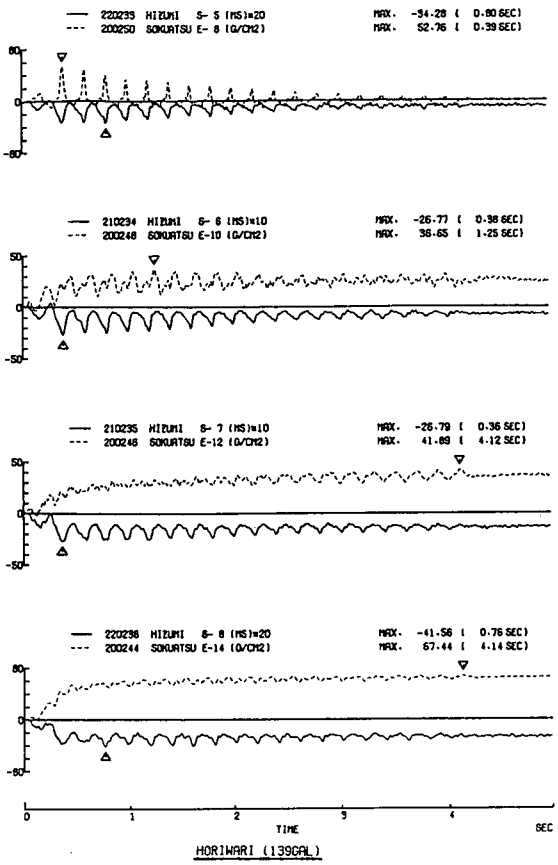
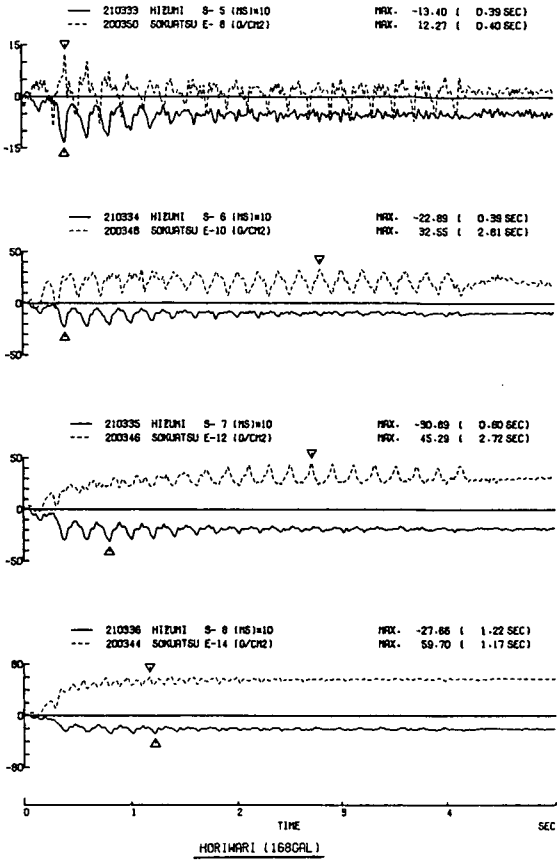


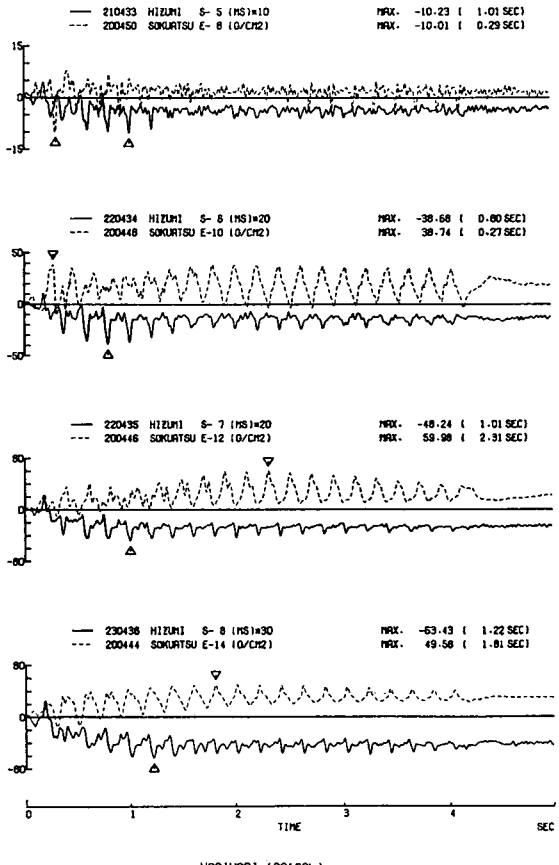
図4.5.30 (3) 右側改良体のひずみと側圧
(b) 掘割道路側



HORIWARI (139GAL)



HORIWARI (168GAL)



HORIWARI (221GAL)

図4.5.30 (4) 右側改良体のひずみと側圧
(b) 掘割道路側

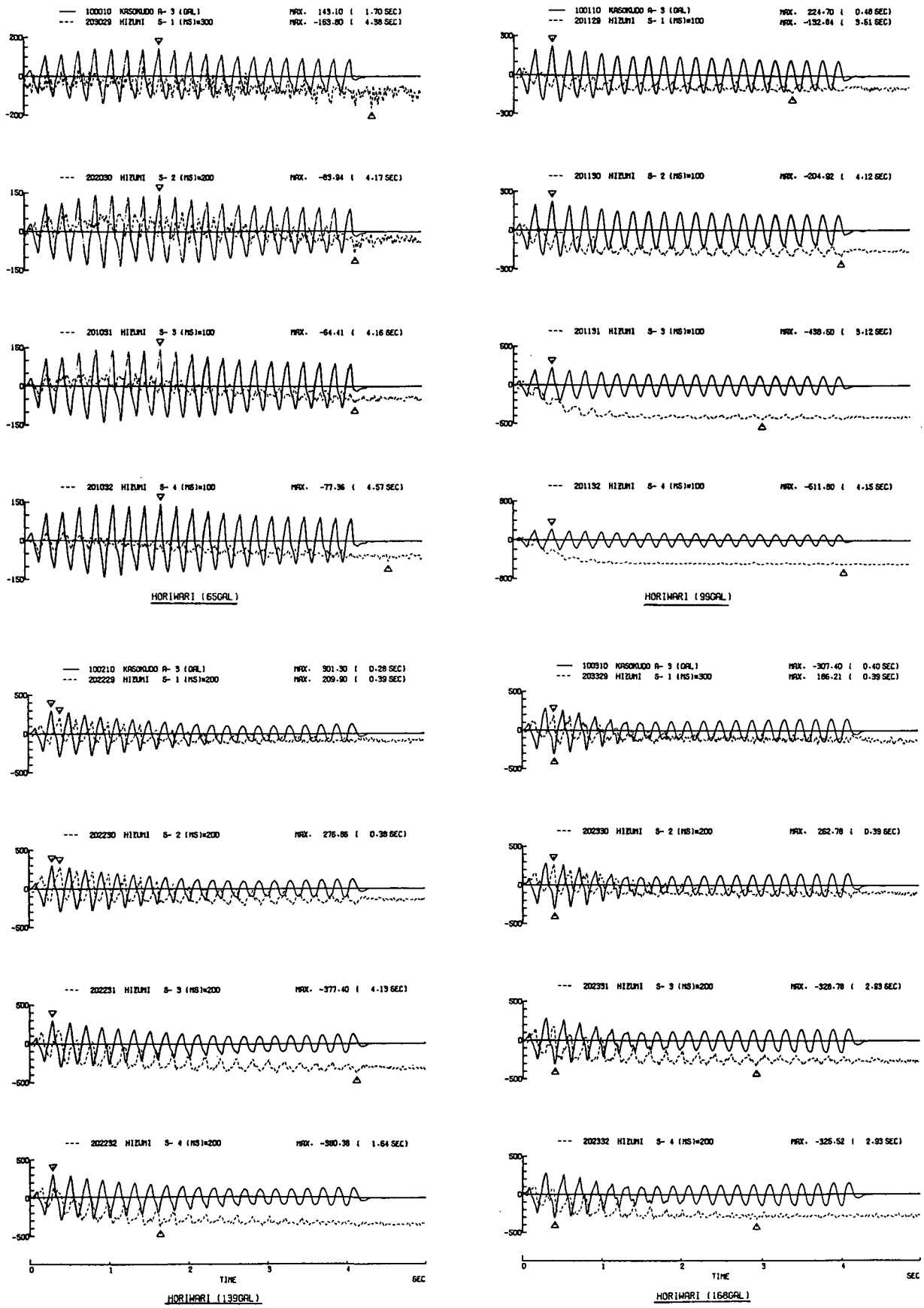


図4.5.31 (1) 右側改良体のひずみと天端の加速度

(a) 自由地盤側

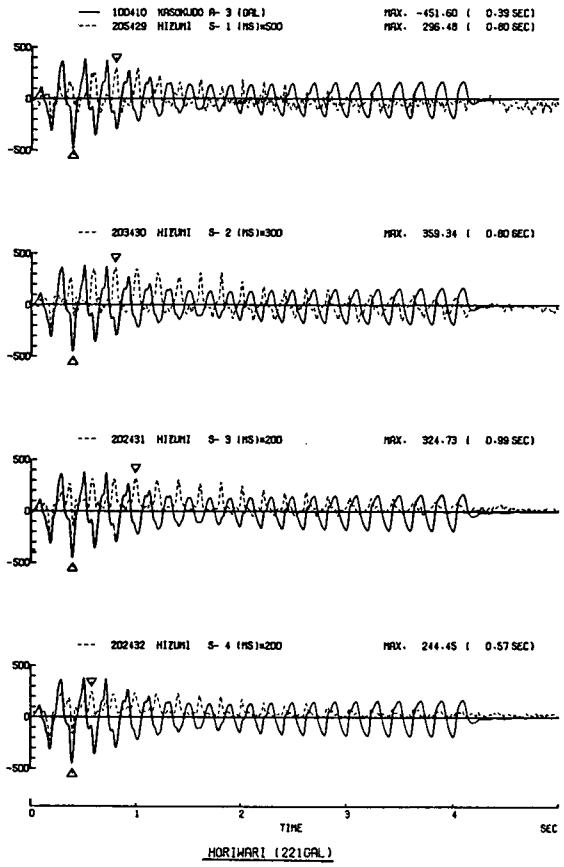


図4.5.31 (2) 右側改良体のひずみと天端の加速度
(a) 自由地盤側

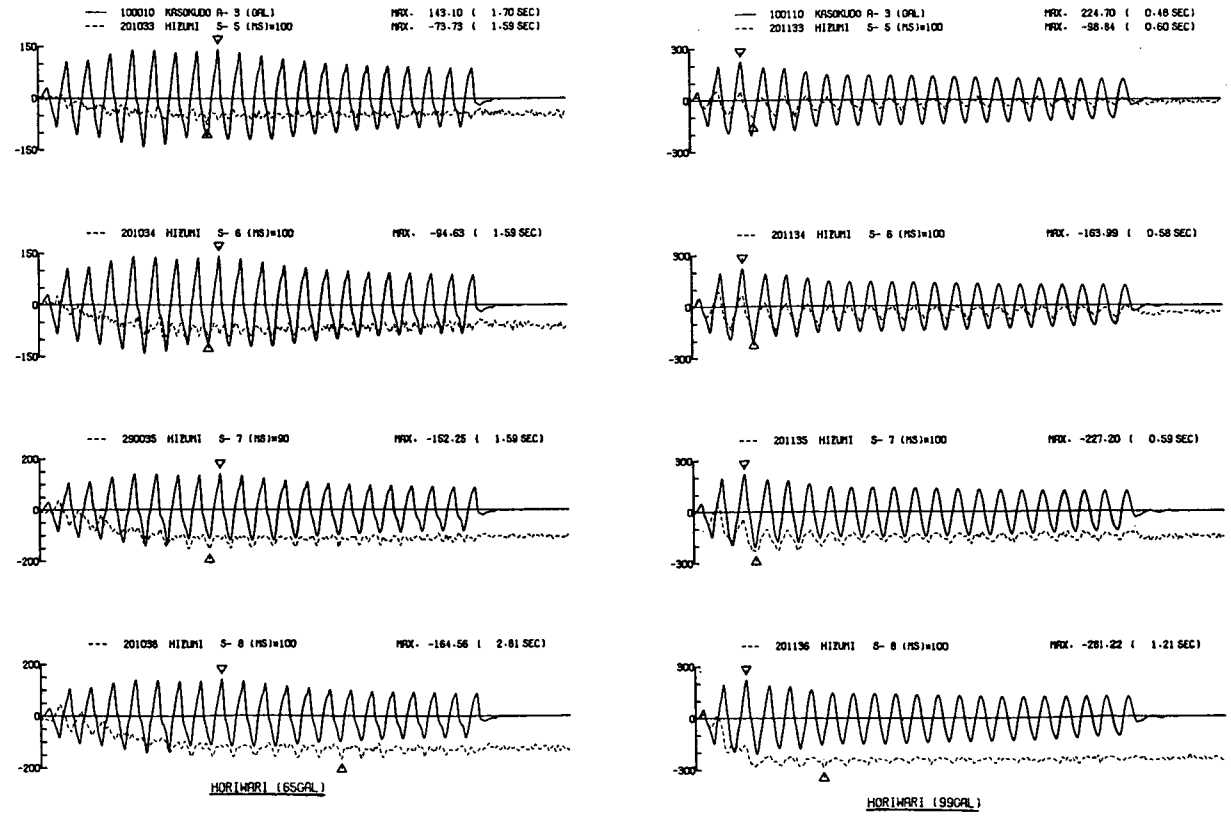
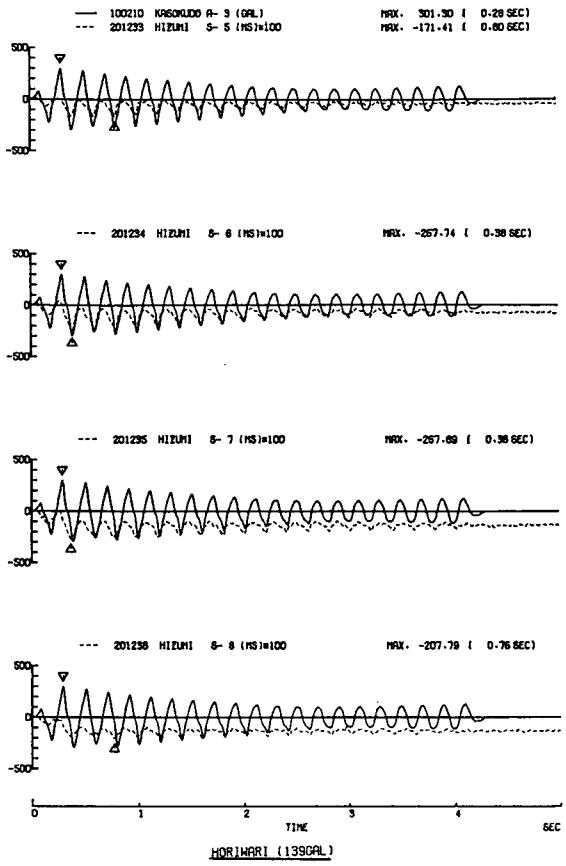
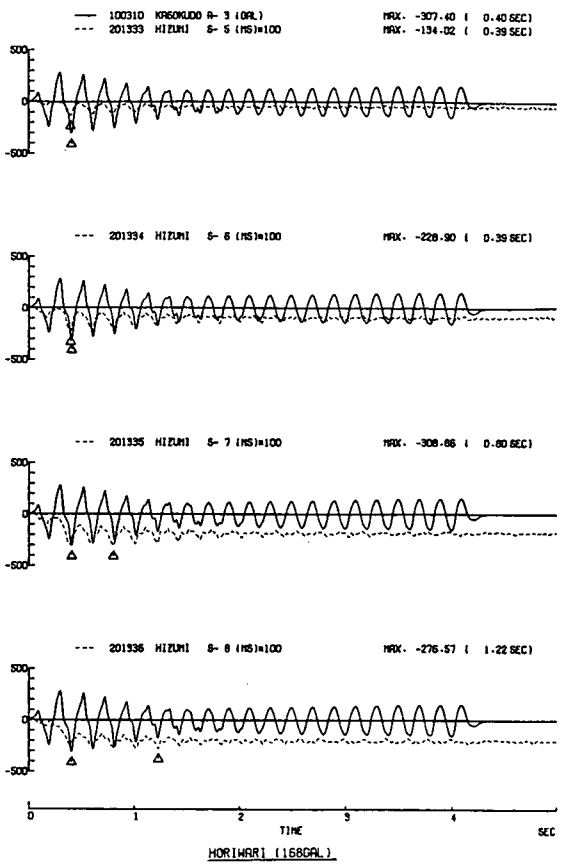


図4.5.31 (3) 右側改良体のひずみと天端の加速度
(b) 掘割道路側





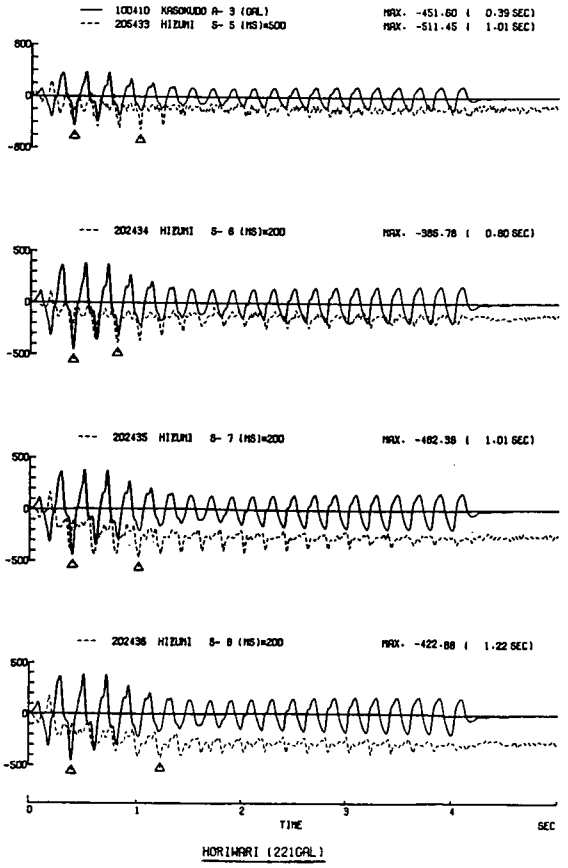


図4.5.31 (4) 右側改良体のひずみと天端の加速度
(b) 掘割道路側

模型側が引張の状態である（図 4.5.32）。

iv　右側改良体の天端の水平加速度と改良体の自由地盤側のひずみ計は逆位相で，掘割道路模型側のひずみ計とは同位相である。すなわち，改良体が変位した方向の前面側のひずみは引っ張りで，後面側のひずみは圧縮である。以上をまとめると図 4.5.33 のようになる。

9）改良体のひずみおよび水平変位と動的外力の関係

1)～8）の検討結果より推定される変位と全動的外力およびひずみの傾向を図 4.5.34 に示す。

10）側圧振動成分と動水圧計算値

i　右側改良体

右側改良体の，側圧の振動成分の 19 波目の半振幅値と，側圧計と同深度での動水圧計算値を表 4.5.4～表 4.5.6 および図 4.5.35～図 4.5.38 に示した。

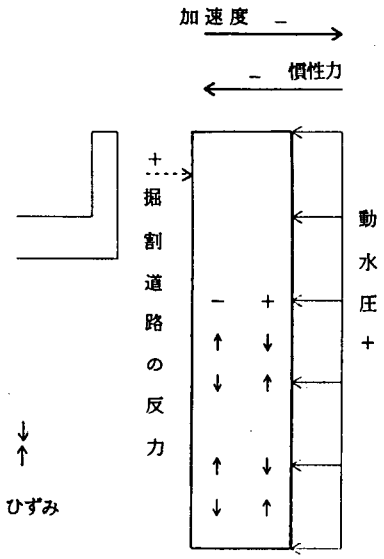


図4.5.32　右側改良体の慣性力とひずみ

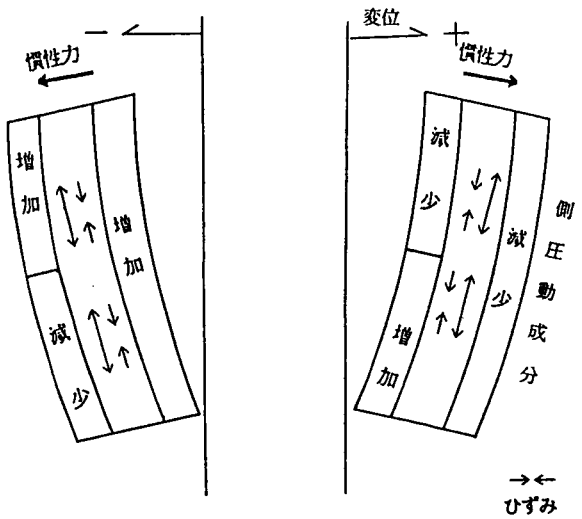


図4.5.33　改良体の慣性力・ひずみ・側圧動成分・変位の関係

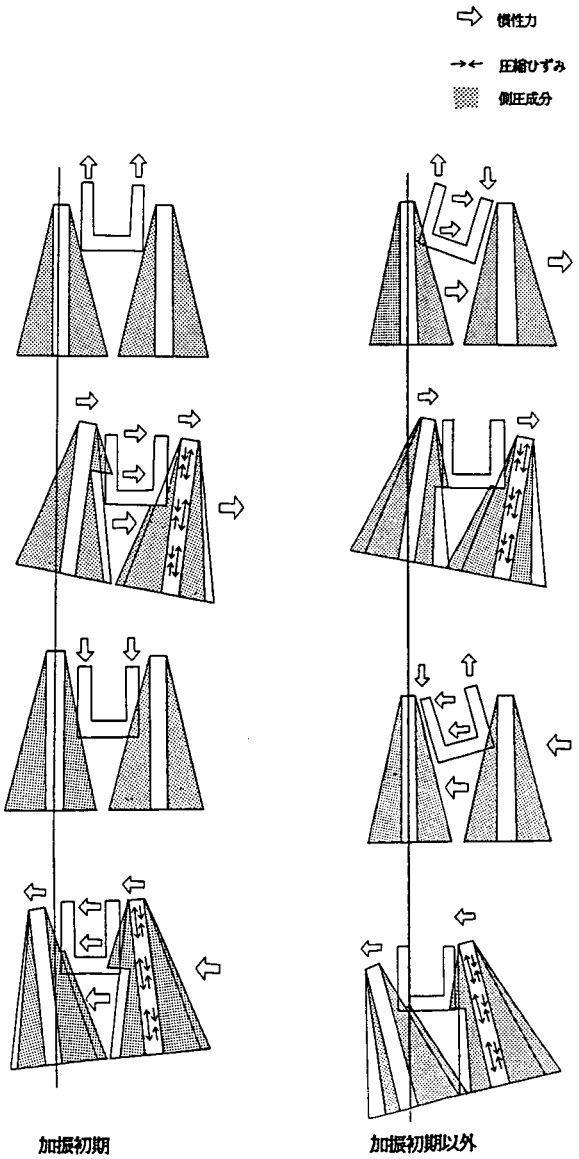


図4.5.34　変位と全動的外力及びひずみの関係

動水圧の計算は次のように行なった。

・Westergaard の動水圧公式による

$$p_d = 7/8 k_h \cdot \gamma_{sat} \sqrt{H \cdot Z}$$

・計算する深度の水平震度，k_h は，改良体の天端と下端の水平加速度波形から線型補完して求めた。

・掘割道路模型側の動水圧の計算は，次の 2 条件について行なった。

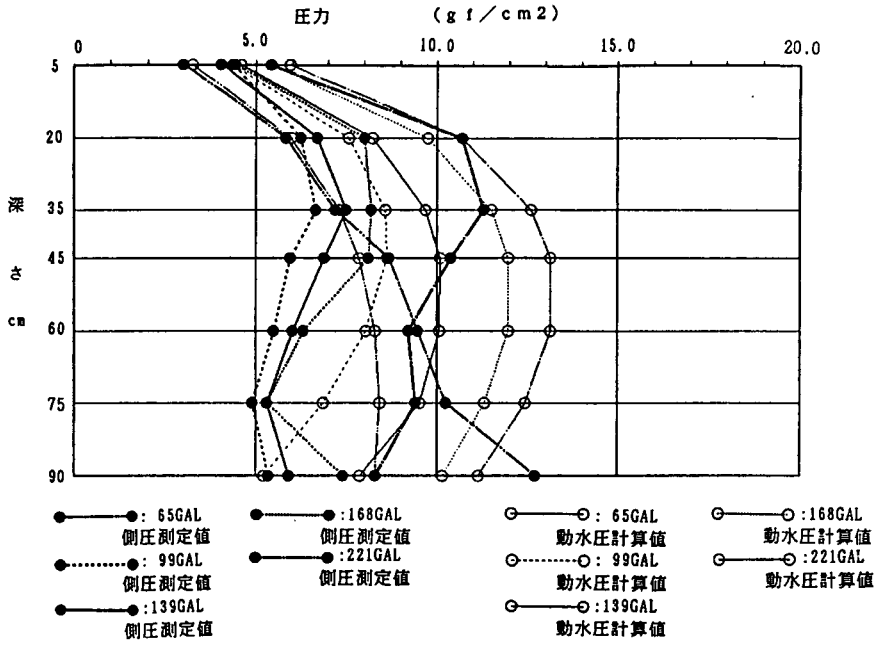


図4.5.35　動水圧計算値と側圧の振動成分（右側改良体，自由地盤側）

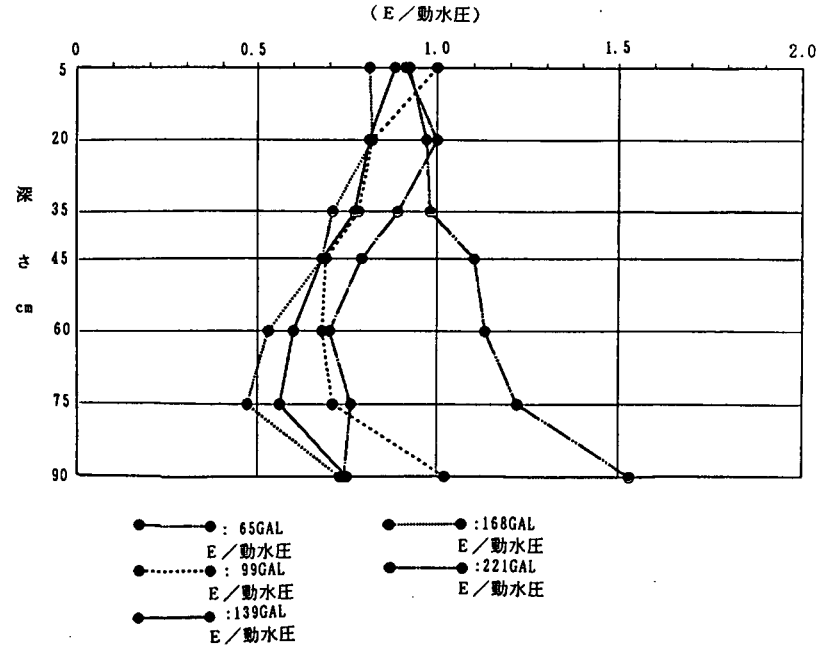


図4.5.36　側圧の振動成分と動水圧計算値の比（右側改良体，自由地盤側）

表4.5.4　側圧の振動成分と動水圧計算値（右側改良体，自由地盤側）

掘割モデル　右側改良体自由地盤側								
Z＝深さ（cm）		5	20	35	45	60	75	90
65GAL入力	加速度	89	82	76	72	66	60	54
	動水圧	3.2	6.0	7.3	7.9	8.3	8.4	8.3
	E	3.0	5.9	7.2	8.7	9.5	10.3	12.7
	E／動水圧	0.92	0.97	0.98	1.10	1.13	1.22	1.53
99GAL入力	加速度	120	104	89	79	64	49	34
	動水圧	4.3	7.6	8.6	8.6	8.1	6.9	5.2
	E	4.3	6.2	6.7	6.0	5.5	4.9	5.3
	E／動水圧	1.00	0.82	0.78	0.69	0.68	0.71	1.02
139GAL入力	加速度	126	114	101	93	80	68	51
	動水圧	4.6	8.2	9.7	10.1	10.1	9.5	7.9
	E	4.0	6.7	7.5	6.9	6.0	5.3	5.9
	E／動水圧	0.88	0.81	0.77	0.68	0.60	0.56	0.75
168GAL入力	加速度	150	135	120	110	96	81	66
	動水圧	5.4	9.8	11.5	12.0	12.0	11.0	10.0
	E	4.4	8.0	8.2	8.1	6.3	5.3	7.4
	E／動水圧	0.81	0.82	0.71	0.68	0.53	0.47	0.73
221GAL入力	加速度	164	148	132	121	105	89	73
	動水圧	5.9	10.7	12.6	13.2	13.2	12.4	11.2
	E	5.4	10.7	11.3	10.4	9.2	9.4	8.3
	E／動水圧	0.91	1.00	0.89	0.79	0.70	0.76	0.74

※E：側圧の振動成分（半振幅）　　（単位：gf/cm2,gal）

表4.5.5　側圧の振動成分と動水圧計算値(右側改良体，掘割側「条件①」)

掘割モデル　右側改良体堀割側								
Z＝深さ（cm）		5	20	35	45	60	75	90
65GAL 入力	加速度	89	82	76	72	66	60	54
	動水圧	3.2	6.0	7.3	7.9	8.3	8.4	8.3
	E	3.2	8.9	7.3	4.5	11.4	14.2	10.1
	E／動水圧	1.00	1.48	1.00	0.57	1.37	1.68	1.21
99GAL 入力	加速度	120	104	89	79	64	49	34
	動水圧	4.3	7.6	8.6	8.3	8.0	6.9	5.2
	E	13.0	51.0	4.3	3.4	3.8	2.0	3.3
	E／動水圧	3.00	6.74	0.50	0.39	0.48	0.29	0.62
139GAL 入力	加速度	126	113	101	93	80	68	51
	動水圧	4.6	8.2	9.7	10.1	10.1	9.5	7.9
	E	6.9	46.5	6.4	6.8	4.6	3.4	3.6
	E／動水圧	1.50	5.63	0.66	0.67	0.46	0.37	0.46
168GAL 入力	加速度	150	135	120	110	96	81	66
	動水圧	5.4	9.8	11.5	12.0	12.0	11.3	10.2
	E	5.4	70.8	10.5	5.1	8.2	3.8	1.7
	E／動水圧	1.00	7.52	0.91	0.43	0.68	0.34	0.17
221GAL 入力	加速度	164	148	132	121	105	89	73
	動水圧	5.9	10.7	12.6	13.2	13.2	12.4	11.2
	E	4.1	28.6	16.4	4.3	15.1	7.1	8.4
	E／動水圧	0.69	2.67	1.30	0.33	1.15	0.57	0.75

※E：側圧の振動成分（半振幅）　　（単位：gf/cm2,gal）

表4.5.6　側圧の振動成分と動水圧計算値(右側改良体，掘割側「各件②」)

掘割モデル　右側改良体堀割側								
Z＝深さ（cm）		5	20	35	45	60	75	90
65GAL 入力	加速度	89	82	76	72	66	60	54
	動水圧				5.6	5.9	6.0	5.9
	E				4.5	11.4	14.1	10.1
	E／動水圧				0.8	1.93	2.37	1.72
99GAL 入力	加速度	120	104	89	79	64	49	34
	動水圧				6.1	5.7	4.8	3.7
	E				3.4	3.9	2.0	3.3
	E／動水圧				0.56	0.68	0.41	0.89
139GAL 入力	加速度	126	114	101	93	80	68	51
	動水圧				7.1	7.1	6.3	5.6
	E	6.9	46.5	6.4	6.8	4.6	3.4	3.6
	E／動水圧				0.95	0.64	0.51	0.65
168GAL 入力	加速度	150	135	120	110	96	81	66
	動水圧				8.5	8.5	8.0	7.2
	E	5.4	70.8	10.5	5.1	8.2	3.8	1.7
	E／動水圧				0.60	0.97	0.47	0.24
221GAL 入力	加速度	164	148	132	121	105	89	73
	動水圧				9.3	9.3	8.8	7.9
	E	4.1	28.6	16.4	4.3	15.1	7.1	8.4
	E／動水圧				0.46	1.62	0.81	1.07

※E：側圧の振動成分（半振幅）　　（単位：gf/cm2,gal）

「条件①」：掘割道路模型を液状化砂層とみなす

「条件②」：掘割道路模型の下端以深を，液状化砂層とみなす

これより以下のことが言える。

① 入力加速度の増大に伴い，側圧の振動成分および動水圧計算値は増大する。

② 自由地盤側の側圧の振幅と，動水圧計算値の比の値は，65 GAL 入力ではほぼ 1.0 以上である。99 GAL 入力以上のばあいは，ほぼ 1.0 以下になっている。

③ 自由地盤側の側圧の振幅成分は，おおむね動水圧公式で近似できる。

④ 掘割道路模型側の，掘割道路模型と接した部分の側圧の振幅は，$Z=5$ cm では「条件①」より求めた

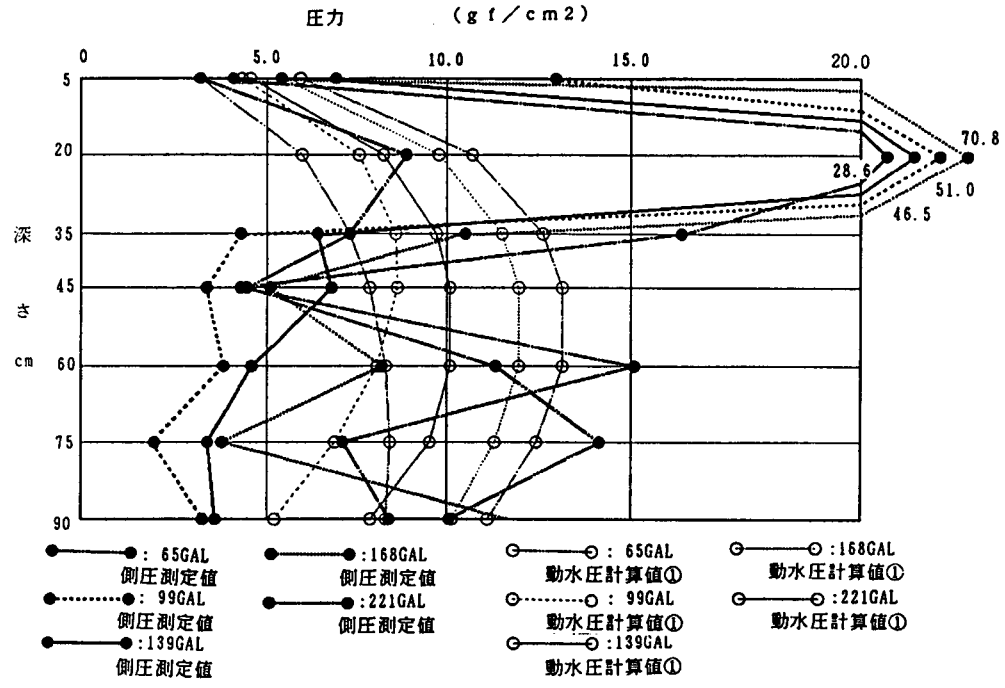


図4.5.37 動水圧計算値と側圧の振動成分（右側改良体，掘割側「条件」①）

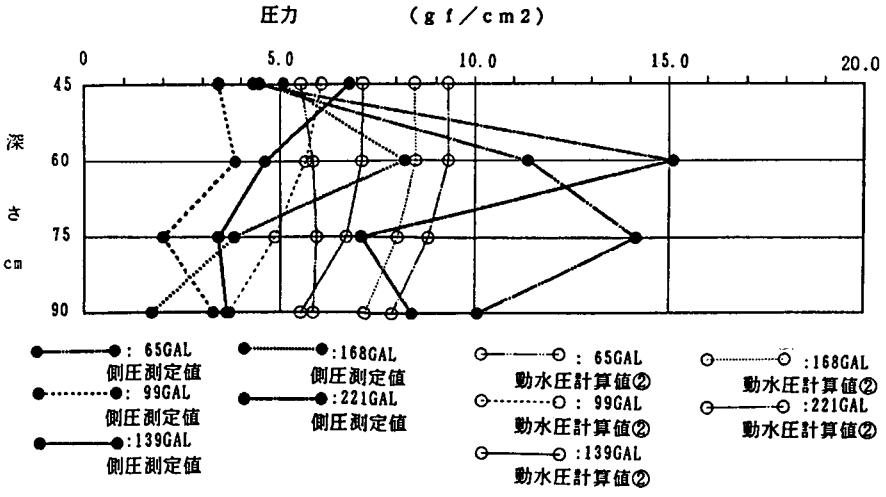


図4.5.38 動水圧計算値と側圧の振動成分（右側改良体，掘割側「条件」②）

動水圧に近い。$Z=20$ cm では計算値に比べて非常に大きな値を示している。

⑤ 掘割道路模型側の，掘割道路模型底面より下の部分の側圧の振幅は，ばらつきが大きく，「条件①」および「条件②」のどちらの動水圧値でも近似できない。しかし，「条件①」は値としては実測値を包絡している。

ii 左側改良体

右側改良体の場合と同じ整理を，左側改良体の側圧値に行なった結果が，表4.5.7～表4.5.9および図

表4.5.7 側圧の振動成分と動水圧計算値
（左側改良体，自由地盤側）

掘割モデル 左側改良体の自由地盤側				
Z＝深さ（cm）		20	60	90
65GAL入力	加速度	96	80	67
	動水圧	7.0	10.0	10.3
	E	5.6	8.0	3.5
	E／動水圧	0.80	0.80	0.34
99GAL入力	加速度	87	54	29
	動水圧	6.3	6.8	4.5
	E	5.5	5.3	4.4
	E／動水圧	0.87	0.79	0.98
139GAL入力	加速度	99	70	48
	動水圧	7.2	8.8	7.4
	E	6.4	6.6	5.1
	E／動水圧	0.90	0.75	0.69
168GAL入力	加速度	124	82	50
	動水圧	9.0	10.3	7.8
	E	8.0	6.9	4.7
	E／動水圧	0.88	0.66	0.60
221GAL入力	加速度	142	92	54
	動水圧	10.3	11.5	8.3
	E	10.5	11.0	6.9
	E／動水圧	1.02	0.95	0.84

※E：側圧の振動成分（半振幅）
（単位：gf/cm2,gal）

表4.5.8 側圧の振動成分と動水圧計算値
（左側改良体，掘割側「条件①」）

掘割モデル 左側改良体掘割側					
Z＝深さ（cm）		20	35	60	90
65GAL入力	加速度	96	90	80	62
	動水圧	7.0	8.7	10.0	10.3
	E	12.2	14.0	13.4	4.9
	E／動水圧	1.74	1.62	1.34	0.47
99GAL入力	加速度	87	74	54	29
	動水圧	6.3	7.1	6.8	4.5
	E	8.8	3.1	4.0	1.6
	E／動水圧	1.39	0.43	0.59	0.36
139GAL入力	加速度	99	88	70	48
	動水圧	7.2	8.4	8.8	7.4
	E	14.7	3.6	5.0	4.3
	E／動水圧	2.05	0.43	0.57	0.58
168GAL入力	加速度	124	108	82	50
	動水圧	9.0	10.4	10.3	7.8
	E	11.7	9.0	8.0	2.8
	E／動水圧	1.3	0.86	0.78	0.36
221GAL入力	加速度	142	123	92	54
	動水圧	10.3	11.8	11.5	8.3
	E	20.3	18.9	16.7	8.6
	E／動水圧	1.97	1.60	1.45	1.04

※E：側圧の振動成分（半振幅） （単位：gf/cm2,gal）

4.5.39～図 4.5.42 である。これより以下のことが言える。

① 自由地盤側は，右側改良体と似かよった挙動である。

② 掘割道路模型側の掘割道路模型下方の側圧は右側改良体と同様に，「条件①」でおおむね包絡できる。

11) 動的水平外力の検討

検討に用いる動的水平外力として慣性力と側圧力が考えられる。ここでは 139 gal，168 gal，221 gal 入力において，以下に述べる方法で実験結果を整理して考察を加えていく。

まず，図 4.5.43 に示すように模型全体を各水平加速度計，側圧計を含むエレメントに幾何学的に分割する。

表4.5.9 側圧の振動成分と動水圧計算値
（左側改良体，掘割側「条件②」）

掘割モデル		左側改良体掘割側			
Z＝深さ（cm）		20	35	60	90
65GAL 入力	加速度	96	90	80	62
	動水圧	5.0	6.1	7.1	7.3
	E	12.2	14.0	13.4	4.9
	E／動水圧	2.46	2.29	1.89	0.67
99GAL 入力	加速度	87	74	54	29
	動水圧	4.5	5.1	4.8	3.2
	E	8.8	3.1	4.0	1.6
	E／動水圧	1.99	0.61	0.83	0.50
139GAL 入力	加速度	99	88	70	48
	動水圧	5.1	6.0	6.2	5.2
	E	14.7	3.6	5.0	4.3
	E／動水圧	2.90	0.61	0.80	0.82
168GAL 入力	加速度	128	108	82	50
	動水圧	6.4	7.4	7.3	5.5
	E	11.7	9.0	8.0	2.8
	E／動水圧	1.84	1.22	1.10	0.51
221GAL 入力	加速度	142	12	92	54
	動水圧	7.3	8.4	8.2	5.9
	E	20.3	18.9	16.7	8.6
	E／動水圧	2.79	2.26	2.05	1.47

※E：側圧の振動成分（半振幅）（単位：gf/cm2,gal）

次に側圧測定値（e_i）に分割して割当てた部分の分担面積（L_i）をかけ，各エレメントの分担する側圧力（E_i）を算出する。各エレメントの慣性力（Fi）は，エレメントの重心の水平加速度（αi）に分担質量（mi）をかけて算出する。（なおエレメントの重心の水平加速度（αi）は改良体上下の加速度計より線形補完して求めている）

全側圧力（$\sum Ei$）は各エレメントの分担する側圧力（Ei）の合計であり，全慣性力（$\sum Fi$）は各エレメントの分担する慣性力（F_i）の合計である。

全動的外力とは，全慣性力と全側圧力の合計である。

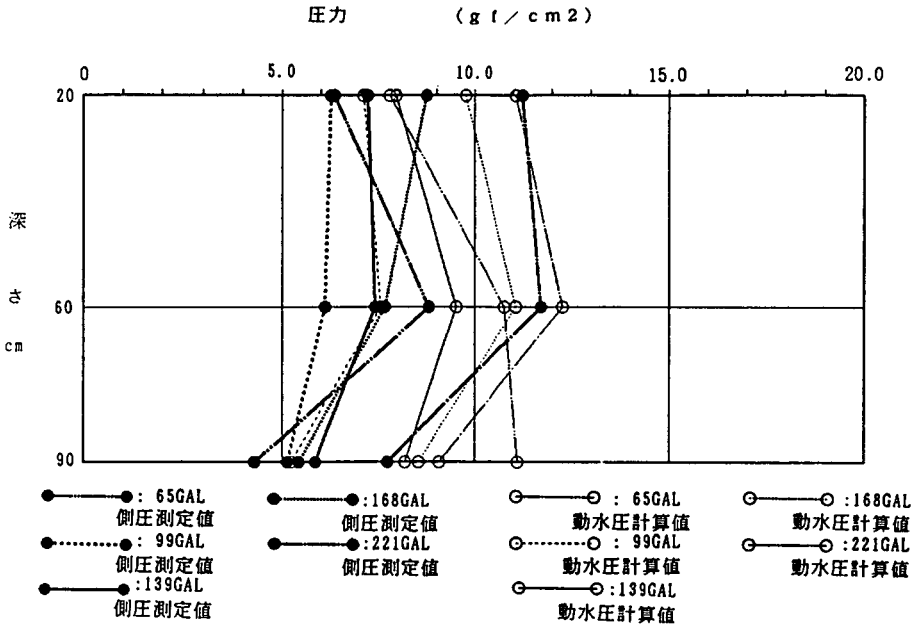


図4.5.39　動水圧計算値と側圧の振動成分（左側改良体，自由地盤側）

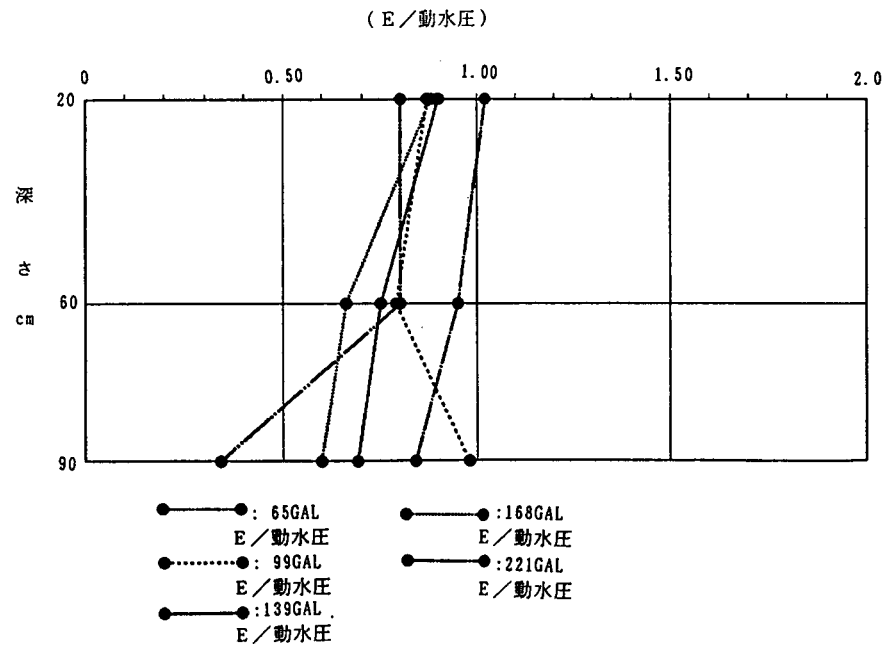


図4.5.40　側圧の振動成分と動水圧計算値の比（左側改良体，自由地盤側）

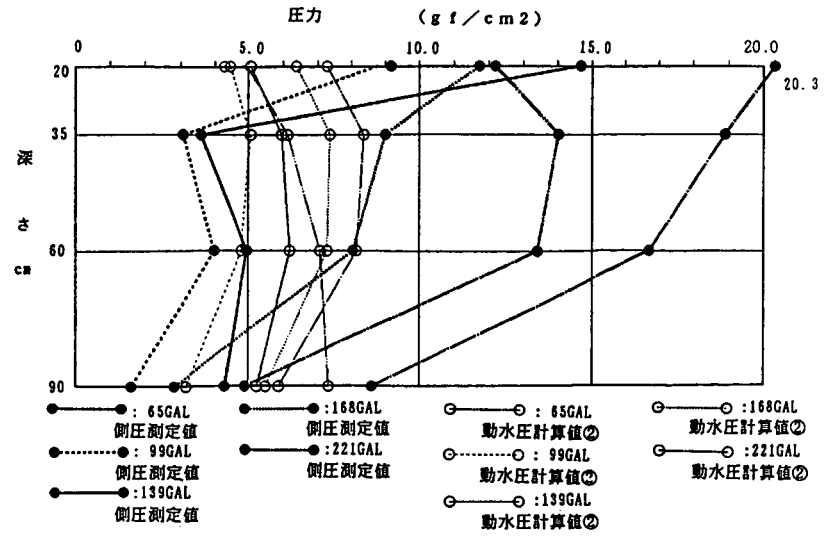


図4.5.41　動水圧計算値と備圧の振動成分（左側改良体，掘割側「条件」①）

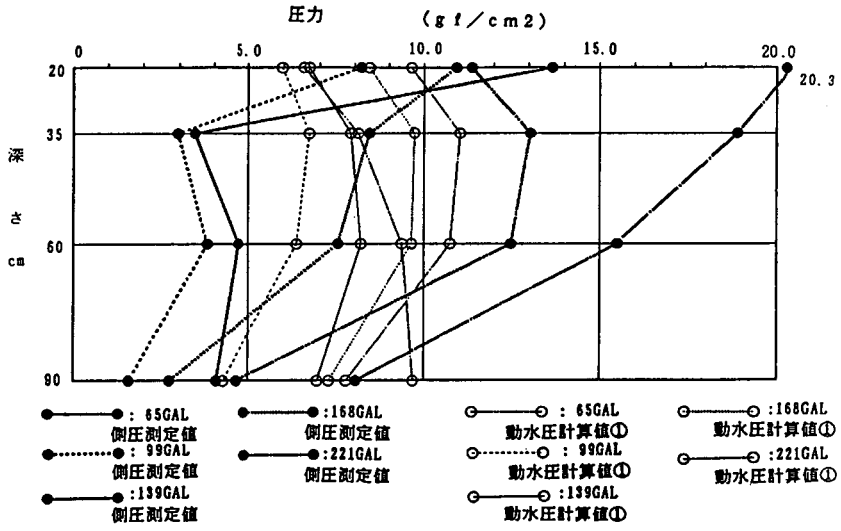


図4.5.42　動水圧計算値と側圧の振動成分（左側改良体，掘割側「条件」②）

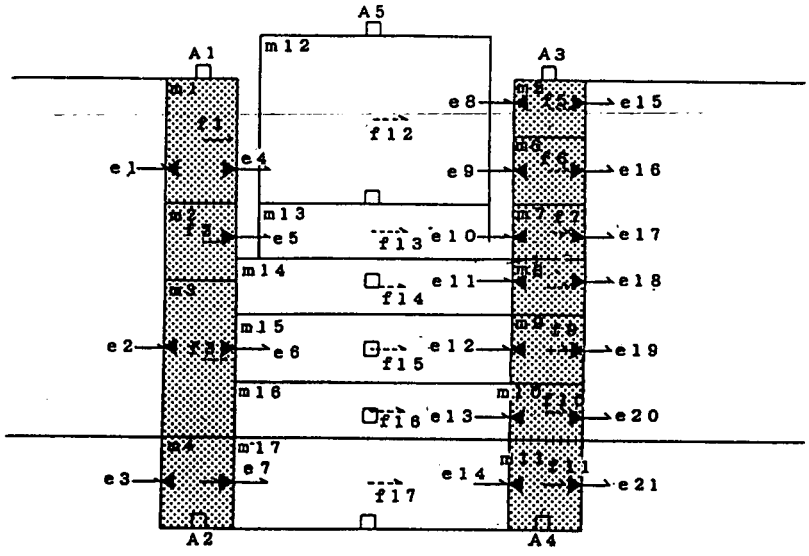


図4.5.43　慣性力，側圧力，動的外力の検討図

改良体

右側および左側改良体各入力加速度における右側改良体の掘割道路模型側の側圧力（$E8+E9+E10+E11+E12+E13+E14$），自由地盤側の側圧力（$E15+E16+E17+E18+E19+E20+E21$）および全側圧力（$E-$TOTAL）の重ね描きを図 4.5.44 に示す。

また各入力加速度における右側改良体の全側圧力（$E-$TOTAL），全慣性力（$F-$TOTAL）および全動的外力（SLIDING FORCE）重ね描きを図 4.5.45 に示す。

表 4.5.10 および表 4.5.11 には各入力加速度における右側改良体の全側圧力および全動的外力のそれぞれの値が最大値を示す時刻における各動的外力値とその寄与率（各外力が全外力に占る割合）を示す。図 4.5.46，図 4.5.47 は寄与率を描いたものである。

これらより以下のことが言える。

① 入力加速度の大きさにかかわらず，掘割道路模型側の全側圧力と自由地盤側の全側圧力は改良体を圧縮する方向を向いている。

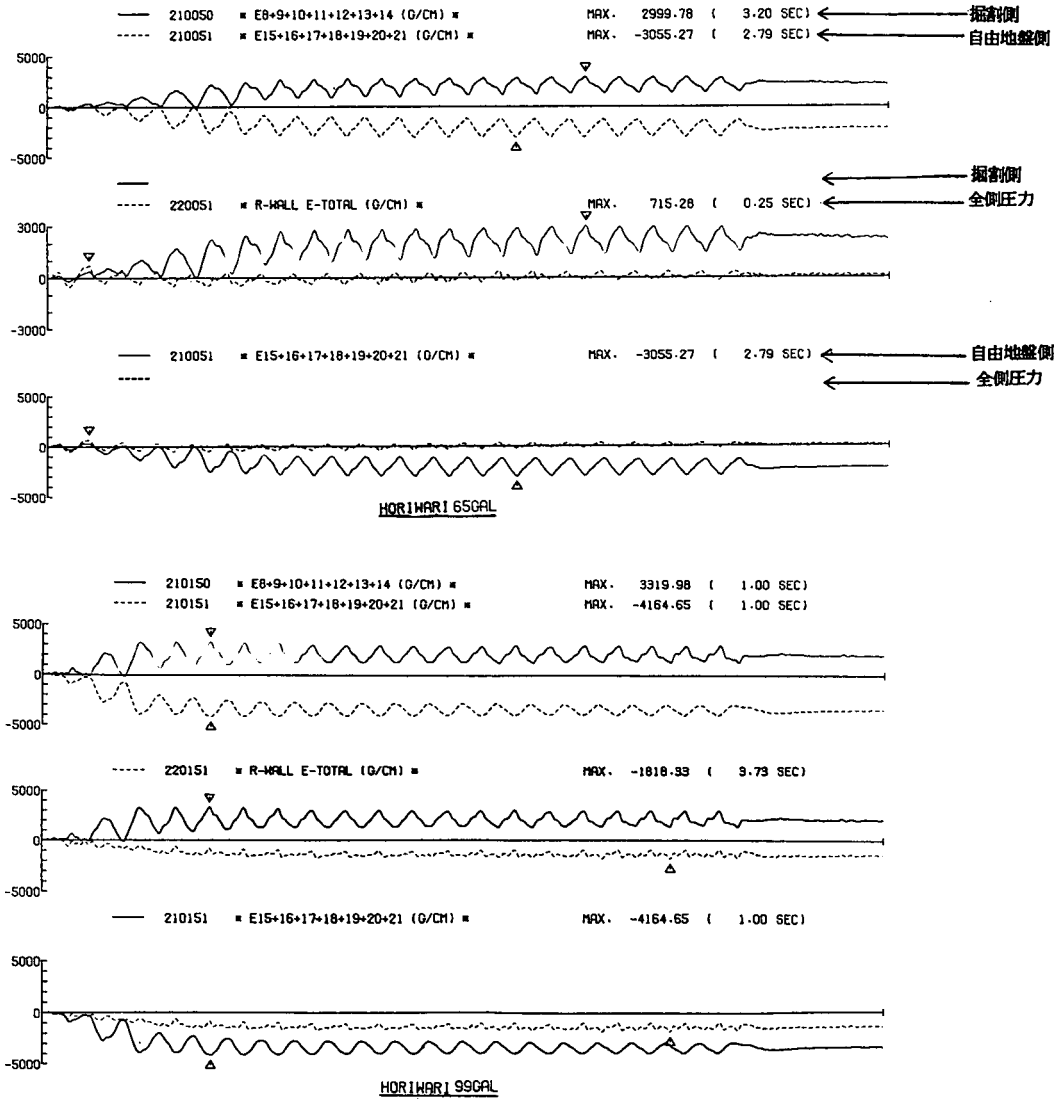
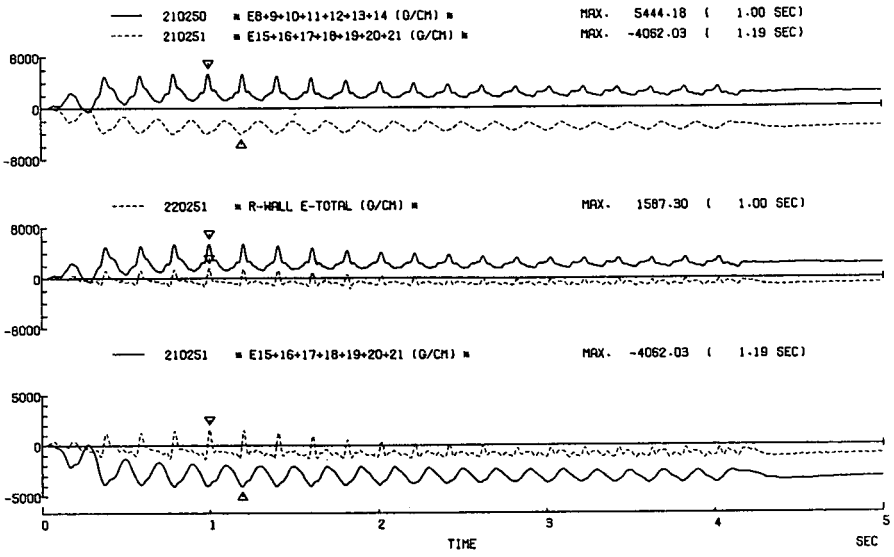
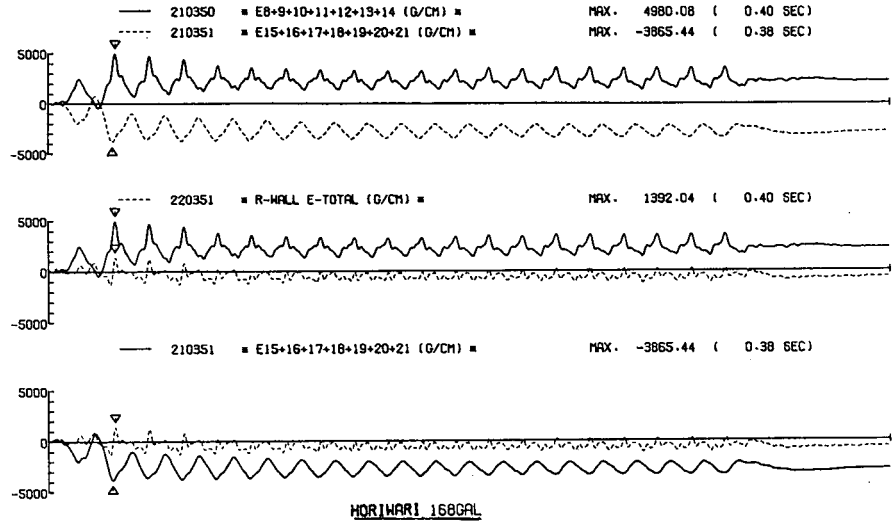


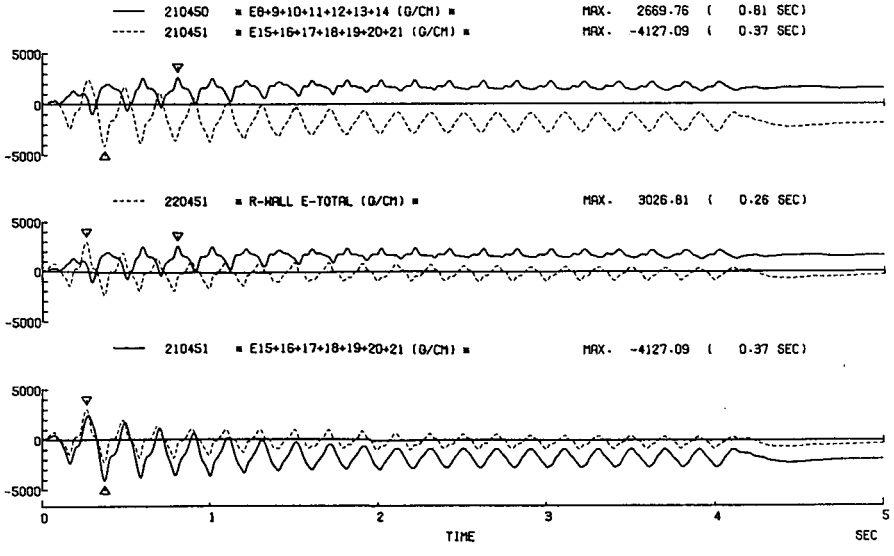
図4.5.44 (1) 右側改良体の側圧力



HORIWARI 139GAL



HORIWARI 168GAL



HORIWARI 221GAL

図4.5.44 (2) 右側改良体の側圧力

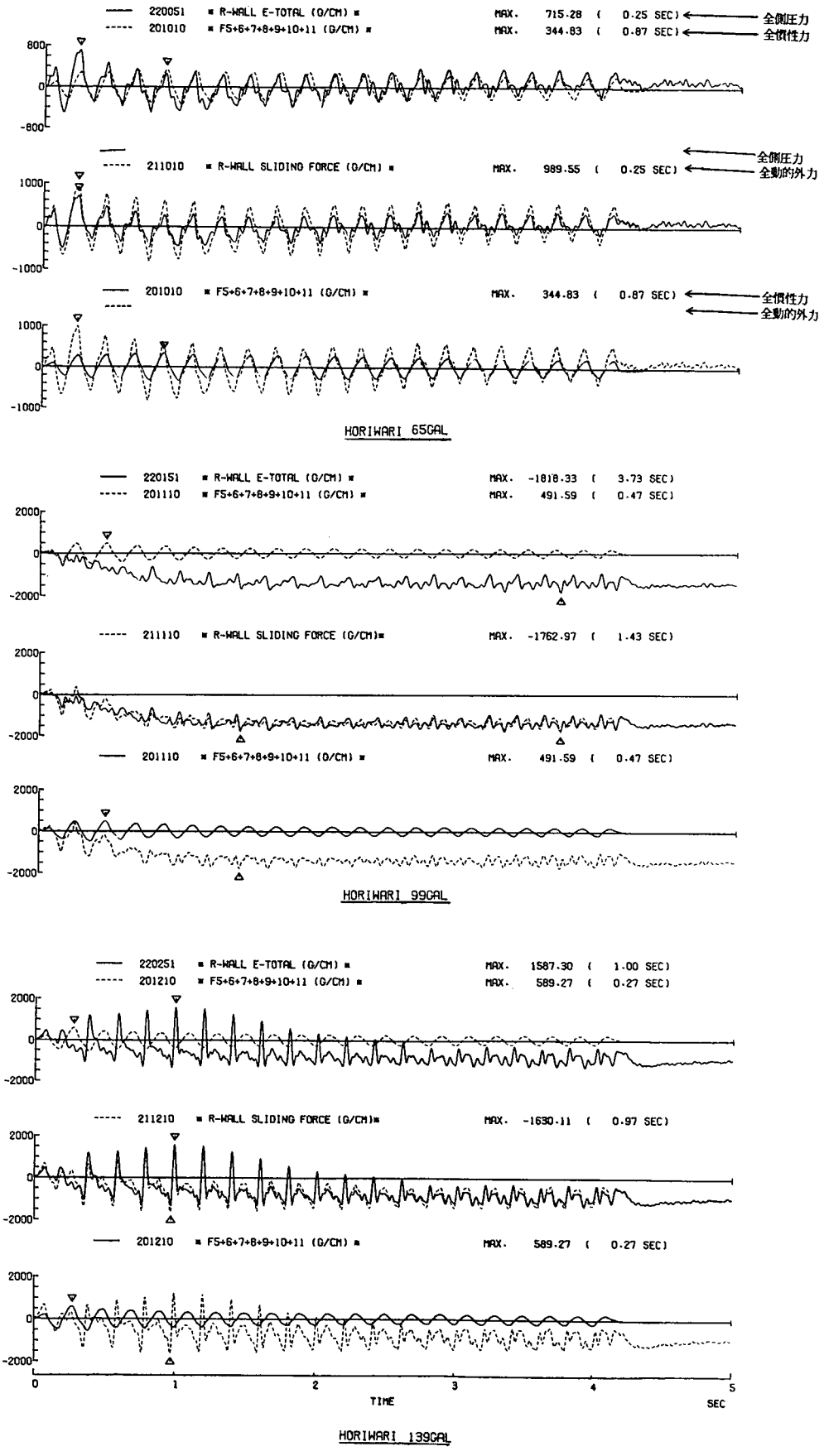


図4.5.45 (1) 右側改良体の全側圧力，全慣性力および全動的外力

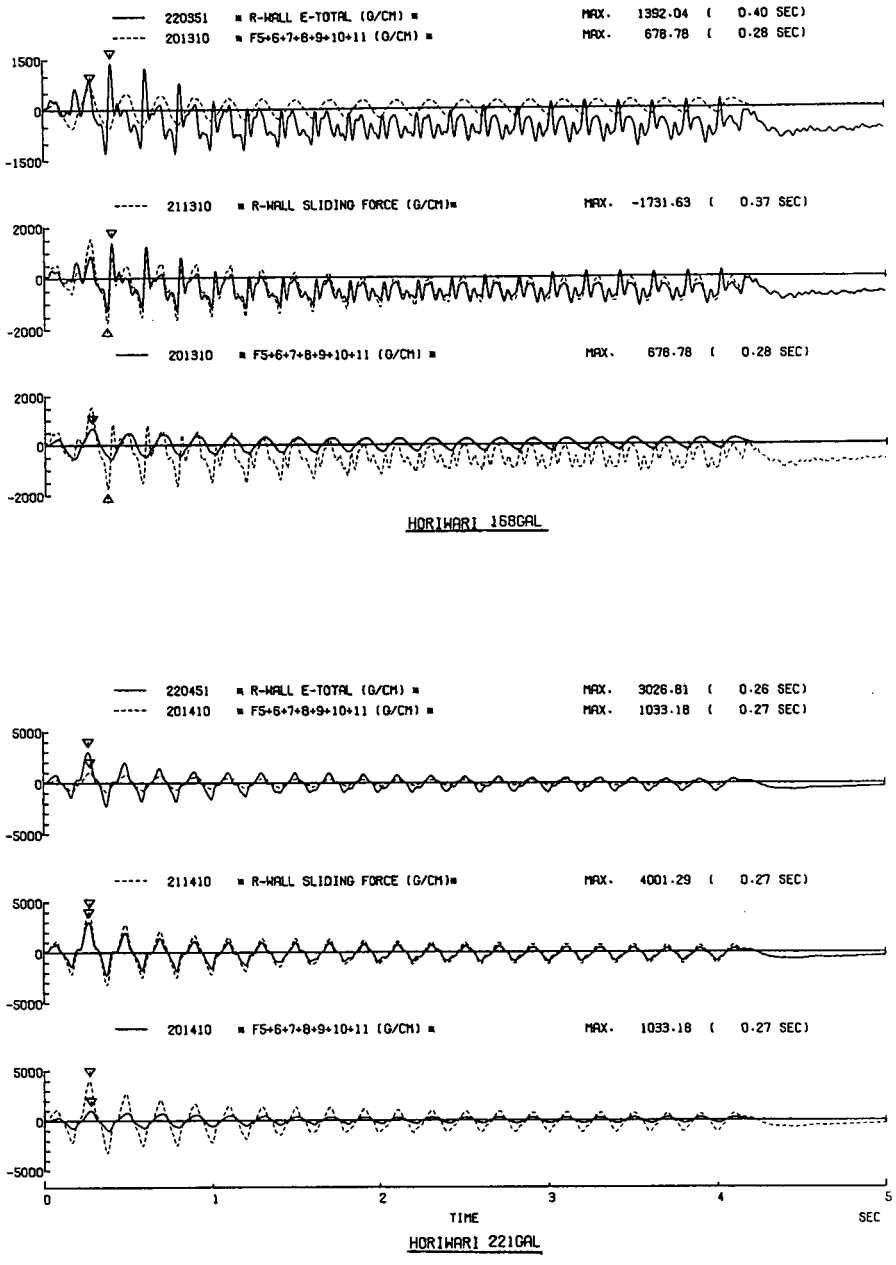


図4.5.45 (2) 右側改良体の全側圧力，全慣性力および全動的外力

表4.5.10　全動的外力最大値に占める全側圧力と全慣性力の割合（右側改良体）

６５ＧＡＬ

時刻（sec）	0.255		0.875	
	計測値	割合(%)	計測値	割合(%)
全側圧力	715.3	72.2	248.2	41.8
全慣性力	274.3	27.8	344.8	58.2
全動的外力	989.6	100.0	593.0	100.0

：最大値

９９ＧＡＬ

時刻（sec）	1.44		0.48		3.74	
	計測値	割合(%)	計測値	割合(%)	計測値	割合(%)
全側圧力	-1692.2	95.9	-712.0	323.0	-1818.3	104.8
全慣性力	-70.8	4.1	491.6	-223.0	84.8	-4.8
全動的外力	-1763	100.0	-220.4	100.0	-1733.5	100.0

１３９ＧＡＬ

時刻（sec）	0.98		0.28		1.005	
	計測値	割合(%)	計測値	割合(%)	計測値	割合(%)
全側圧力	-1351.3	82.8	-323.0	-121.3	1587.3	133.0
全慣性力	-278.8	17.2	589.3	221.3	-394.1	-33.0
全動的外力	-1630.1	100.0	266.2	100.0	1193.2	100.0

１６８ＧＡＬ

時刻（sec）	0.375		0.285		0.405	
	計測値	割合(%)	計測値	割合(%)	計測値	割合(%)
全側圧力	-1308.3	75.5	798.3	54.0	1392	164.7
全慣性力	-423.3	24.5	678.8	46.0	-547.4	-64.7
全動的外力	-1731.6	100.0	1477.1	100.0	844.7	100.0

２２１ＧＡＬ

時刻（sec）	0.275		0.28		0.27	
	計測値	割合(%)	計測値	割合(%)	計測値	割合(%)
全側圧力	2985.5	74.6	2774.8	72.8	3026.8	75.8
全慣性力	1015.8	25.4	1033.2	27.2	963.1	24.2
全動的外力	4001.3	100.0	3808.0	100.0	3989.9	100.0

表4.5.11　全動的外力最大値に占める全側圧力と全慣性力の割合（左側改良体）

６５ＧＡＬ

時刻（sec）	1.19		0.87		1.195	
	計測値	割合(%)	計測値	割合(%)	計測値	割合(%)
全側圧力	-2462.3	90.9	-240.4	-154.9	-2469	91.3
全慣性力	-245.4	9.1	336.4	254.9	-232.9	8.7
全動的外力	-2707.7	100.0	132.0	100.0	-2701.9	100.0

９９ＧＡＬ

時刻（sec）	0.37		0.27		0.375	
	計測値	割合(%)	計測値	割合(%)	計測値	割合(%)
全側圧力	-1096.9	70.3	644.6	57.5	-1118.7	72.0
全慣性力	-461.5	29.4	476.1	42.5	-435.7	28.0
全動的外力	-1558.4	100.0	1120.7	100.0	-1554.4	100.0

１３９ＧＡＬ

時刻（sec）	0.395		0.295		1.01	
	計測値	割合(%)	計測値	割合(%)	計測値	割合(%)
全側圧力	-2481.4	85.2	868	59.0	-2496.4	91.6
全慣性力	-427.9	14.3	600.2	41.0	-226.9	8.4
全動的外力	-2909.3	100.0	1468.2	100.0	-2723.3	100.0

１６８ＧＡＬ

時刻（sec）	0.815		0.28	
	計測値	割合(%)	計測値	割合(%)
全側圧力	-3629.3	93.2	-470.1	-194.4
全慣性力	-262.4	6.8	711.8	294.4
全動的外力	-3891.7	100.0	241.7	100.0

２２１ＧＡＬ

時刻（sec）	0.385		0.275	
	計測値	割合(%)	計測値	割合(%)
全側圧力	-5203.9	85.9	2550.1	71.0
全慣性力	-851.8	14.1	1039.3	29.0
全動的外力	-6055.7	100.0	3589.4	100.0

：最大値

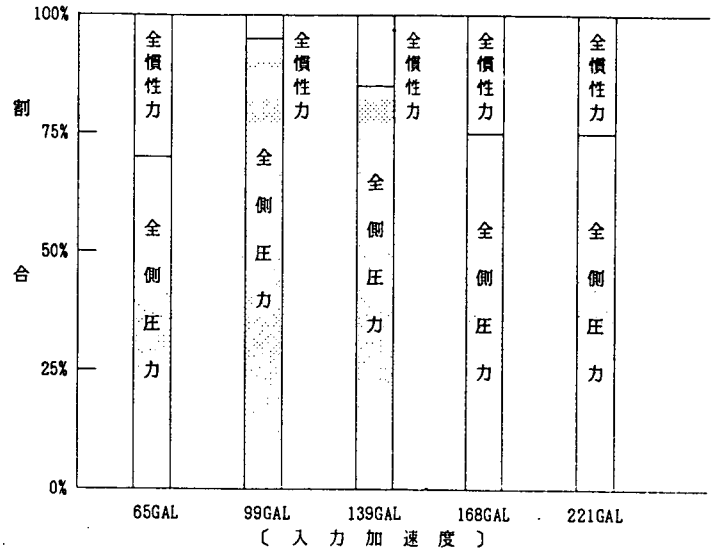


図4.5.46　右側改良体に作用する全動的外力の最大値に占める全側圧力と全慣性力の割合

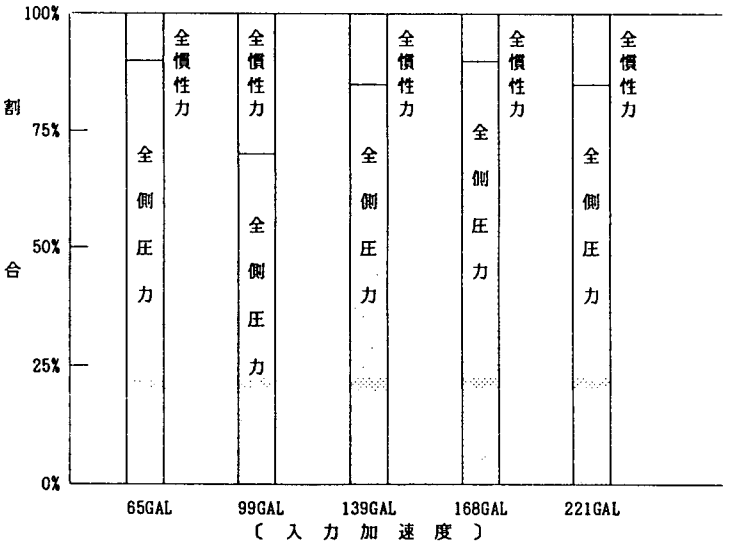


図4.5.47　左側改良体に作用する全動的外力の最大値に占める全側圧力と全慣性力の割合

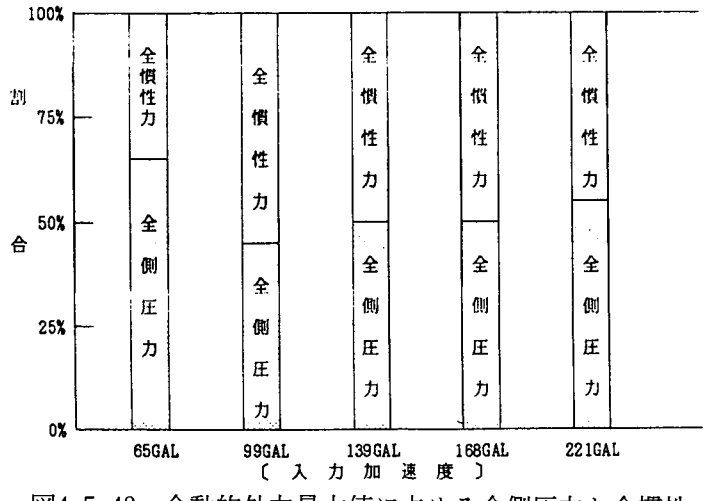


図4.5.48　全動的外力最大値に占める全側圧力と全慣性力の割合

② 入力加速度の大きさにかかわらず全側圧力と全動的外力の重ね描きは同位相を示している。

③ 各入力加速度での全動的外力の最大値にしめる全側圧力の寄与率は全慣性力より高い。

全体系

改良体のばあいと同様の整理を，両改良体，掘割道路模型および掘割道路模型下の砂地盤を含めた全体系について実施した結果を表 4.5.12 および図 4.5.48 に示す。

① 全体系としてみると，全外力に示す慣性力の割合は，50%程度になっている。

12) 動的水平外力による転倒モーメントの検討

改良体

図 4.5.43 に示した，改良体の各エレメントに働く外力に改良体下端からの距離を掛けて，改良体の転倒モーメントを求めた。図 4.5.49 は，各入力加速度における，右側改良体に作用する側圧によるモーメント（EPM-MOMENT），慣性力によるモーメント（IFM-MOMENT）およびそれ等の和による全モーメント（TOTAL-MOMENT）の重ね描きである。表 4.5.13 および表 4.5.14 は各入力加速度における，右側改良体のモーメント（側圧，慣性力，全体）が最大になる時刻での，各モーメントの値とその寄与率（各モーメントが全モーメントに占る割合）を示している。図 4.5.50 および図 4.5.51 は寄与率を図示している。これより以下のことが言える。

① 改良体の転倒モーメントは，側圧による寄与率が，慣性力によるものより大きな値を示している。これは改良体の厚さに対して高さが大きいことによっている。

全体系

改良体のばあいと同様の処理を，掘割道路模型および掘割道路模型下の砂地盤に対して実施した。これに改良体の結果を加えて全体の結果を示したのが，表 4.5.15 および図 4.5.52。

① 慣性力によるモーメントの比率が，改良体だけの場合よりも増加している。

13) 改良体の区分外力

i 改良体の区分外力の特徴

外力の計算方法

図 4.5.53 のように改良体を分割し，両改良体に対し，図 4.5.54 のように区分外力を求めた。全ての外力は右方向が + である。

$P-1$: 自由地盤側の側圧計の合力

$F-1$: 改良体の慣性力

$F'-1$: 掘割道路模型に接する側圧計の合力

$F'-3$: 掘割道路模型より下方の側圧計の合力

$N-1$: $(P-1)+(F-1)+(F'-1)+(F'-3)$

Q: 改良体底面摩擦力（無視）

区分外力の特徴

・図 4.5.55 は図 4.5.54 の要領で計算した，右側改良体の区分外力波形である。

表4.5.12　全動的外力最大値に占める全側圧力と全慣性力の割合（全体）

６５ＧＡＬ

時刻（sec）	0.98		0.875	
	計測値	割合(%)	計測値	割合(%)
全側圧力	-2743.4	63.5	66.9	3.7
全慣性力	-1573.5	36.5	1720.9	96.3
全動的外力	-4316.9	100.0	1787.8	100.0

９９ＧＡＬ

時刻（sec）	0.37		0.265	
	計測値	割合(%)	計測値	割合(%)
全側圧力	-1761.6	42.4	547.2	18.2
全慣性力	-2388.4	57.6	2446.4	81.8
全動的外力	-4150.0	100.0	2993.6	100.0

１３９ＧＡＬ

時刻（sec）	0.365		0.275		0.98	
	計測値	割合(%)	計測値	割合(%)	計測値	割合(%)
全側圧力	-2122.2	51.2	610.8	17.1	-2383.7	61.1
全慣性力	-2021.9	48.8	2952.0	82.9	-1512.4	38.9
全動的外力	-4144.1	100.0	3562.9	100.0	-3896.1	100.0

１６８ＧＡＬ

時刻（sec）	0.38		0.285	
	計測値	割合(%)	計測値	割合(%)
全側圧力	-2947.9	54.6	684.3	16.9
全慣性力	-2447.8	45.7	3363.0	83.1
全動的外力	-5395.7	100.0	4047.3	100.0

：最大値

２２１ＧＡＬ

時刻（sec）	0.385		0.28	
	計測値	割合(%)	計測値	割合(%)
全側圧力	-7231.7	50.1	5606.5	51.0
全慣性力	-4851.8	49.9	5372.5	49.0
全動的外力	-12083	100.0	10979	100.0

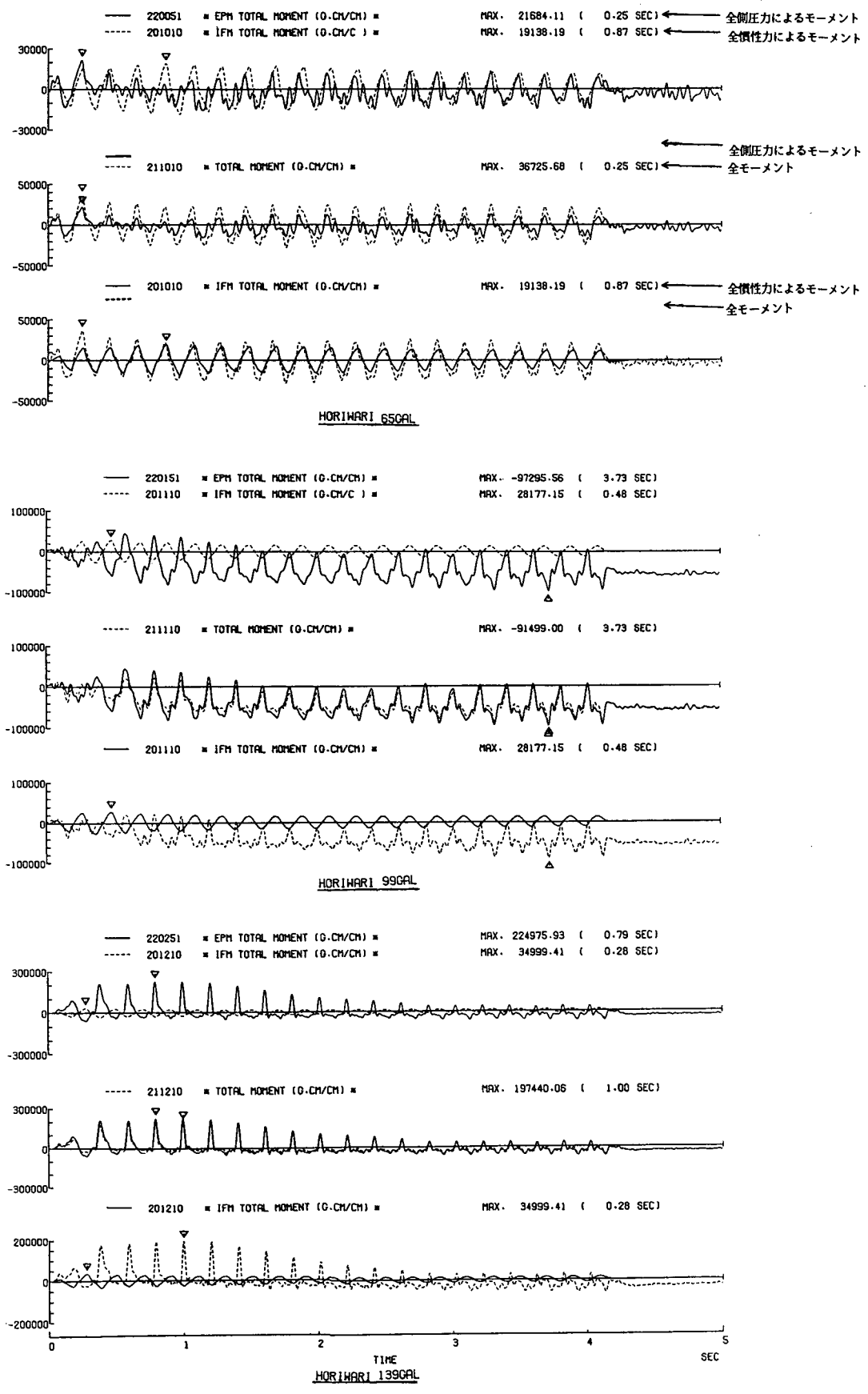


図4.5.49 (1) 右側改良体に作用する側圧・慣性力によるモーメントおよび全モーメント

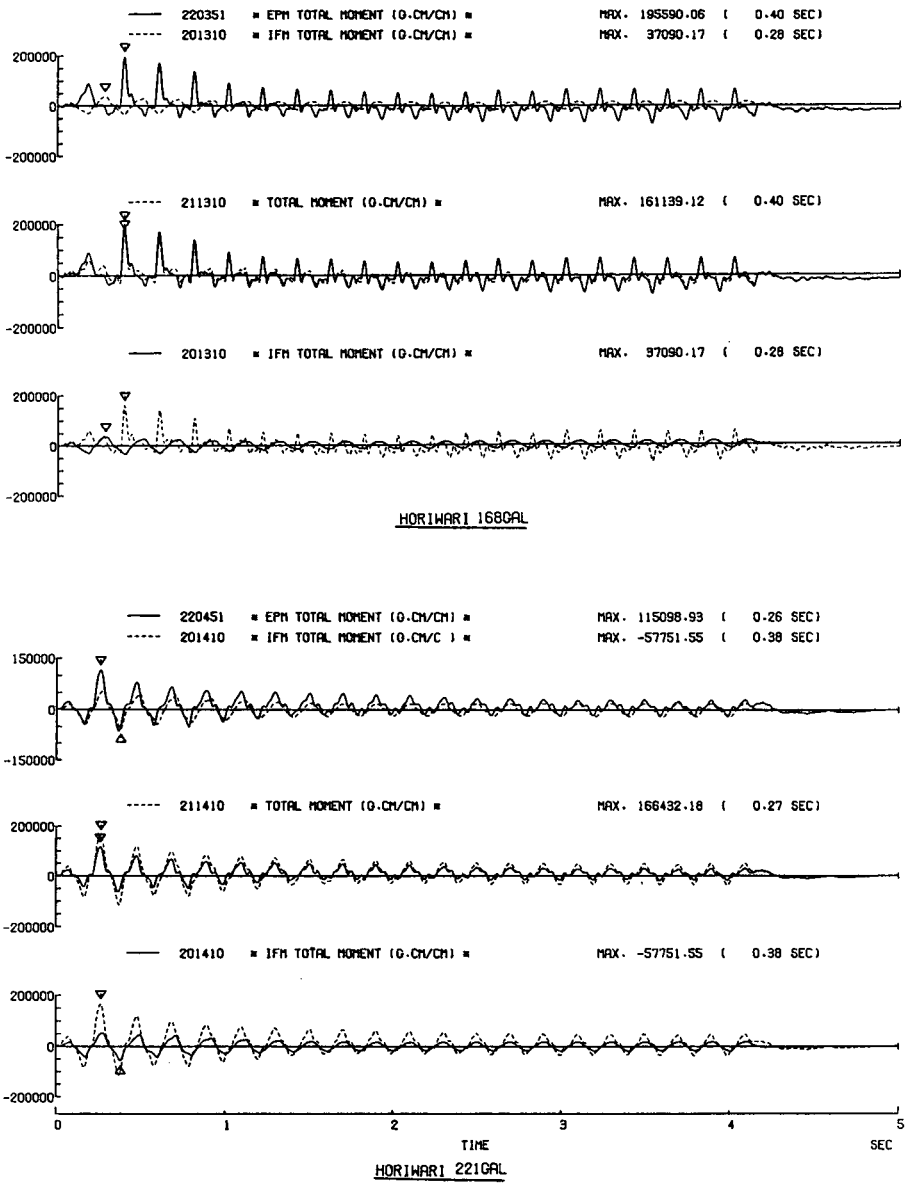


図4.5.49 (2) 右側改良体に作用する側圧・慣性力によるモーメントおよび全モーメント

表4.5.13　全モーメント最大値に占める全側圧力と全慣性力によるモーメントの割合（右側改良体）

６５ＧＡＬ

時刻（sec）	0.26		0.88	
モーメント	計測値	割合(%)	計測値	割合(%)
全側圧力	21684	59.0	563	3.0
全慣性力	15042	41.0	19138	97.0
全動的外力	3610.5	100.0	19701	100.0

９９ＧＡＬ

時刻（sec）	3.74		0.485		3.735	
モーメント	計測値	割合(%)	計測値	割合(%)	計測値	割合(%)
全側圧力	-96924	106.0	-57278	197.0	-97296	108.0
全慣性力	5425	-6.0	28177	-97.0	7117	-8.0
全動的外力	-91499	100.0	-29101	100.0	-90179	100.0

１３９ＧＡＬ

時刻（sec）	1.005		0.285		0.8	
	計測値	割合(%)	計測値	割合(%)	計測値	割合(%)
全側圧力	224340	113.6	-60338	238.0	224980	115.0
全慣性力	-26900	-13.6	34999	-138.0	-29520	-15.0
全動的外力	197440	100.0	-25339	100.0	195460	100.0

１６８ＧＡＬ

時刻（sec）	0.405		0.29	
	計測値	割合(%)	計測値	割合(%)
全側圧力	195590	121.0	-8920	-31.6
全慣性力	-34451	-21.0	37090	131.6
全動的外力	161140	100.0	28170	100.0

：最大値

２２１ＧＡＬ

時刻（sec）	0.275		0.39		0.27	
	計測値	割合(%)	計測値	割合(%)	計測値	割合(%)
全側圧力	114350	69.0	-49756	66.3	15100	70.0
全慣性力	52080	31.0	-57754	33.7	49300	30.0
全動的外力	166430	100.0	-107510	100.0	164390	100.0

表4.5.14　全モーメント最大値に占める全側圧力と全慣性力によるモーメントの割合（左側改良体）

６５ＧＡＬ

時刻（sec）	1.795		0.875		1.195	
モーメント	計測値	割合(%)	計測値	割合(%)	計測値	割合(%)
全側圧力	-150230	91.2	-35294	208.0	-15087	91.6
全慣性力	-14480	8.8	18383	-108.0	-13700	8.4
全動的外力	-164710	100	-16911	100.0	-164570	100.0

９９ＧＡＬ

時刻（sec）	0.375		0.48	
モーメント	計測値	割合(%)	計測値	割合(%)
全側圧力	-62698	73.0	9282	25.0
全慣性力	-25312	27.0	27400	75.0
全動的外力	-88010	100.0	86682	100.0

１３９ＧＡＬ

時刻（sec）	1.01		0.28		0.395	
モーメント	計測値	割合(%)	計測値	割合(%)	計測値	割合(%)
全側圧力	-144260	89.0	11528	25.0	-143720	83.0
全慣性力	-17100	11.0	33795	75.0	-28120	17.0
全動的外力	-161360	100.0	45323	100.0	-171840	100.0

１６８ＧＡＬ

時刻（sec）	0.815		0.285	
モーメント	計測値	割合(%)	計測値	割合(%)
全側圧力	-215850	92.0	-121440	92.97
全慣性力	-17440	8.0	37200	7.03
全動的外力	-233290	100.0	-84240	100.0

２２１ＧＡＬ

時刻（sec）	0.385		0.28	
モーメント	計測値	割合(%)	計測値	割合(%)
全側圧力	-281600	87.0	90051	63.0
全慣性力	-42708	13.0	52399	37.0
全動的外力	-324310	100.0	142450	100.0

：最大値

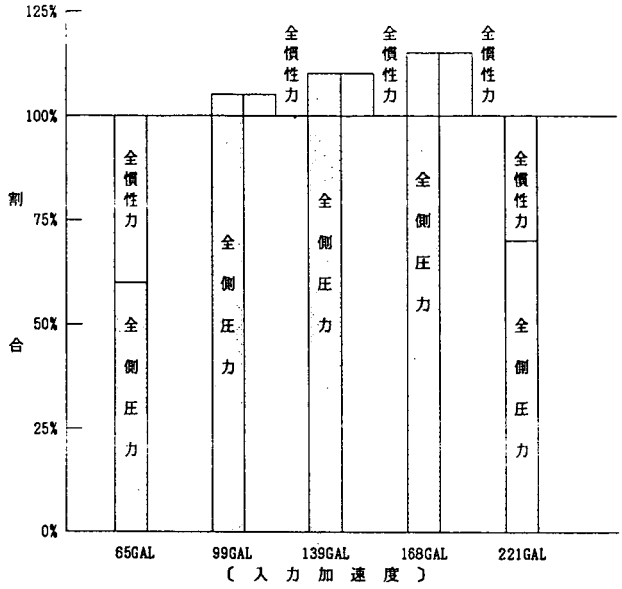


図4.5.50　右側改良体に作用する全モーメント最大値に占める全側圧力と全慣性力によるモーメントの割合

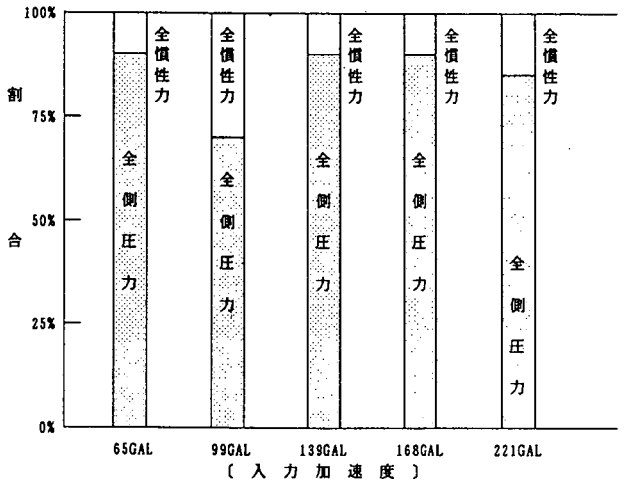


図4.5.51　左側改良体に作用する全モーメント最大値に占める全側圧力と全慣性力によるモーメントの割合

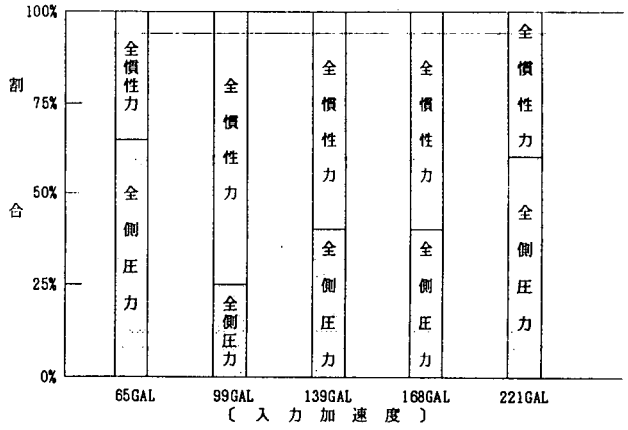


図4.5.52　全モーメント最大値に占める全側圧力と全慣性力によるモーメントの割合

表4.5.15　全動的モーメント最大値に占める全側圧力と全慣性力によるモーメントの割合（全体）

６５ＧＡＬ

時刻（sec）	0.98		0.88		2.195	
モーメント	計測値	割合(%)	計測値	割合(%)	計測値	割合(%)
全側圧力	-143770	63.0	-32685	-56.0	-156000	69.6
全慣性力	-82870	37.0	91036	156.0	-68100	30.4
全動的外力	-226640	100.0	58351	100.0	-224100	100.0

９９ＧＡＬ

時刻（sec）	0.37		0.485		3.335	
モーメント	計測値	割合(%)	計測値	割合(%)	計測値	割合(%)
全側圧力	-38920	23.0	-43869	-48.6	-81336	140.0
全慣性力	-128000	77.0	133960	148.6	23453	-40.0
全動的外力	-166920	100.0	90091	100.0	-57883	100.0

１３９ＧＡＬ

時刻（sec）	1.025		0.285		1.91	
モーメント	計測値	割合(%)	計測値	割合(%)	計測値	割合(%)
全側圧力	-59864	41.0	-35832	-27.0	-120490	259.9
全慣性力	-85056	59.0	165500	127.0	74135	-159.9
全動的外力	-144920	100.0	129668	100.0	-46355	100.0

１６８ＧＡＬ

時刻（sec）	0.38		0.29		1.33	
モーメント	計測値	割合(%)	計測値	割合(%)	計測値	割合(%)
全側圧力	-87743	42.7	-35832	-27.0	-162200	153.0
全慣性力	-117300	57.3	165500	127.0	56298	-53.0
全動的外力	-205043	100.0	129668	100.0	-105902	100.0

２２１ＧＡＬ

時刻（sec）	0.385		0.28	
モーメント	計測値	割合(%)	計測値	割合(%)
全側圧力	-340270	58.0	197060	42.0
全慣性力	-243550	42.0	268270	58.0
全動的外力	-583820	100.0	465330	100.0

：最大値

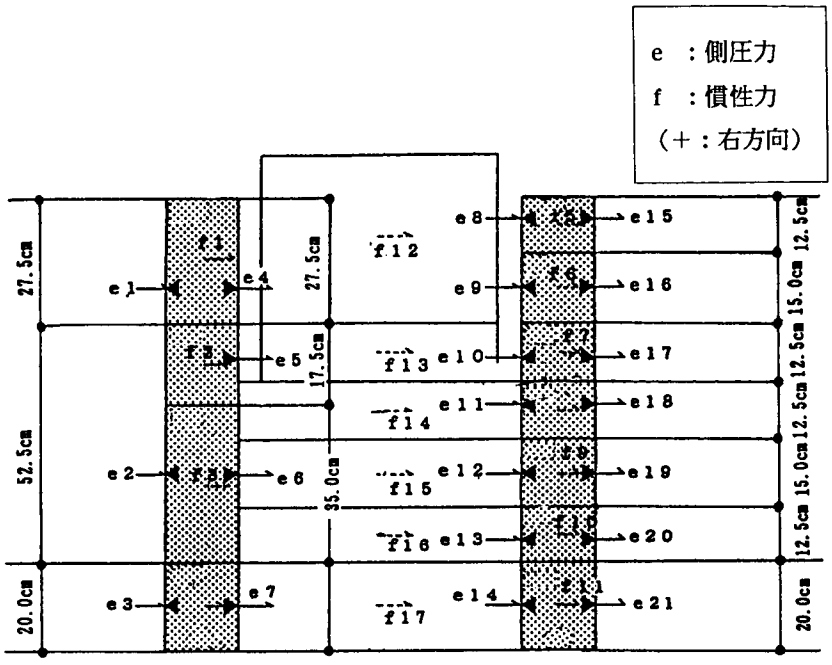


図4.5.53　右改良体の区分外力の計算

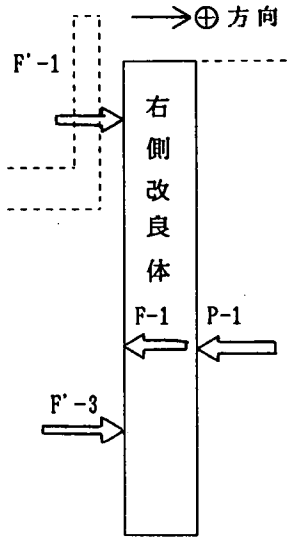


図4.5.54　右側改良体の区分外力

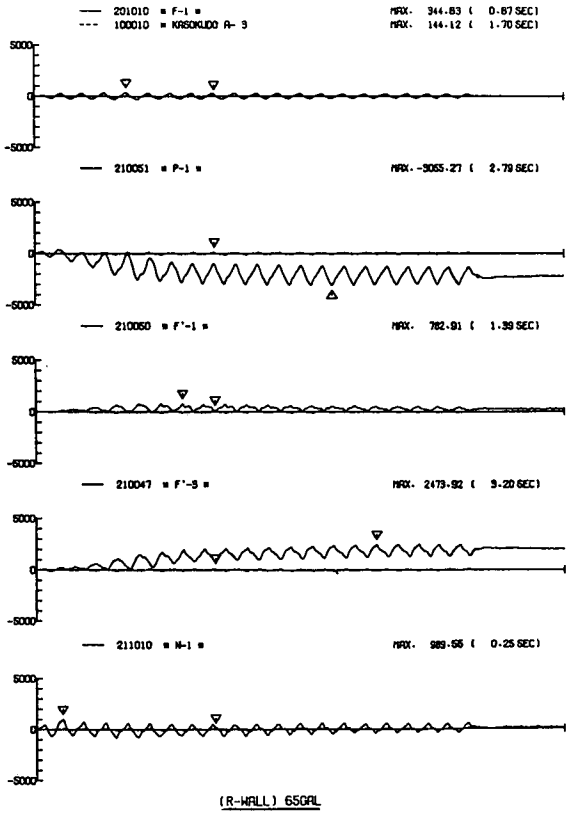


図4.5.55　右側改良体の区分外力波形（つづく）

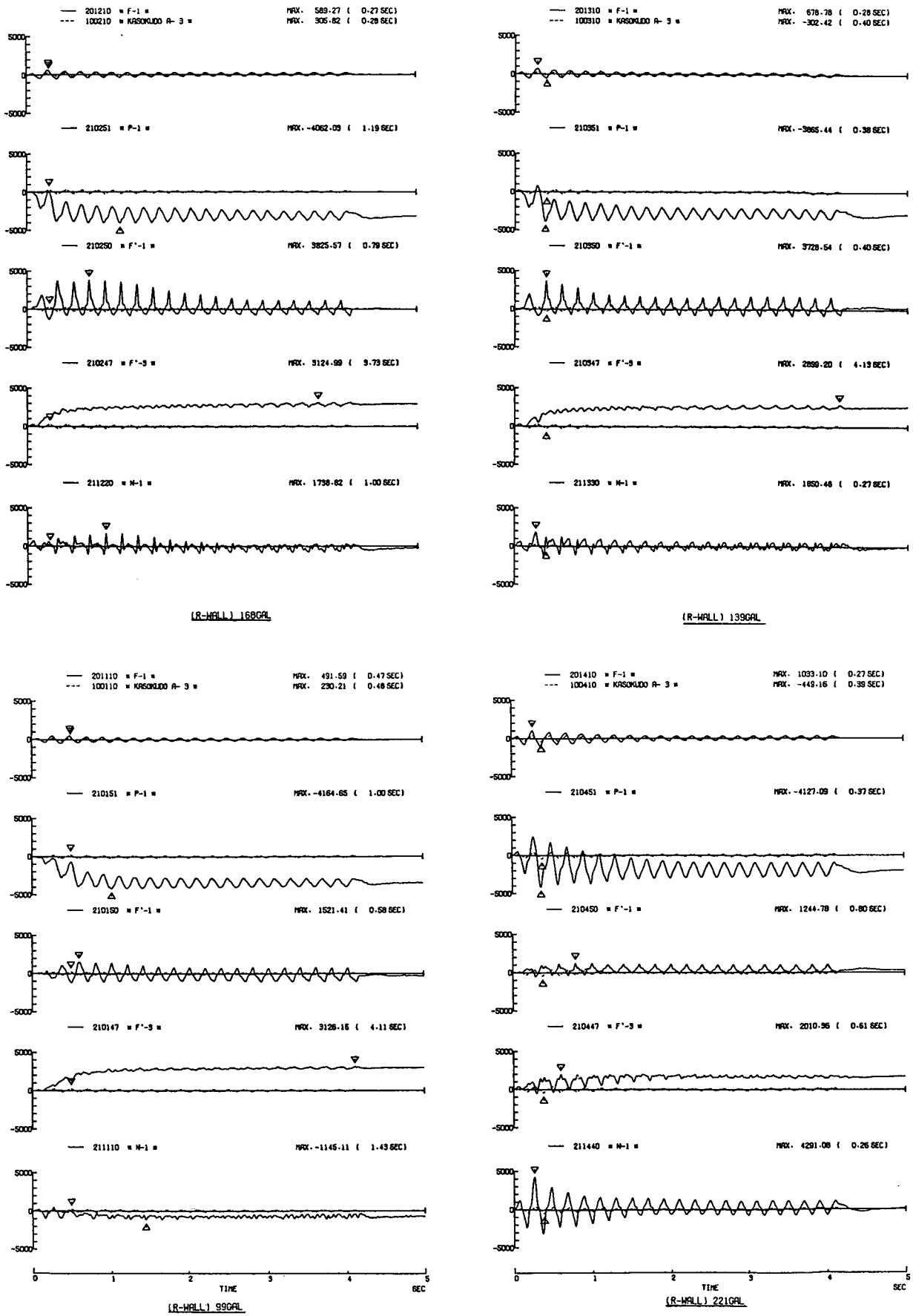


図4.5.55　右側改良体の区分外力波形

・図 4.5.56 は図 4.5.55 と同じものであるが，図中の○印の点の値をまとめ，表 4.5.17 に示した。

・図 4.5.57 は，左側改良体の区分外力の波形である。

・表 4.5.17 は左側改良体の定常加振状態での，区分外力の振動成分と漸増成分を求めたものである。区分外力の特性をまとめたのが表 4.5.16 である。すなわち，

① $(P-1)$ と $(F'-3)$ の値は，$(F'-1)$ や $(F-1)$ に比べて大きい。

② $(F'-3)$ の振動成分は過剰水圧が上昇すると，微少になる。

③ $(F-1)$ は，振動成分のみで，漸増成分はない。

④ $(F'-1)$ の漸増成分は小さい。

⑤ $(P-1)$ と $(F'-3)$ の漸増成分は，ほぼ等しく，方向が反対であり，互いにキャンセルしあっている。

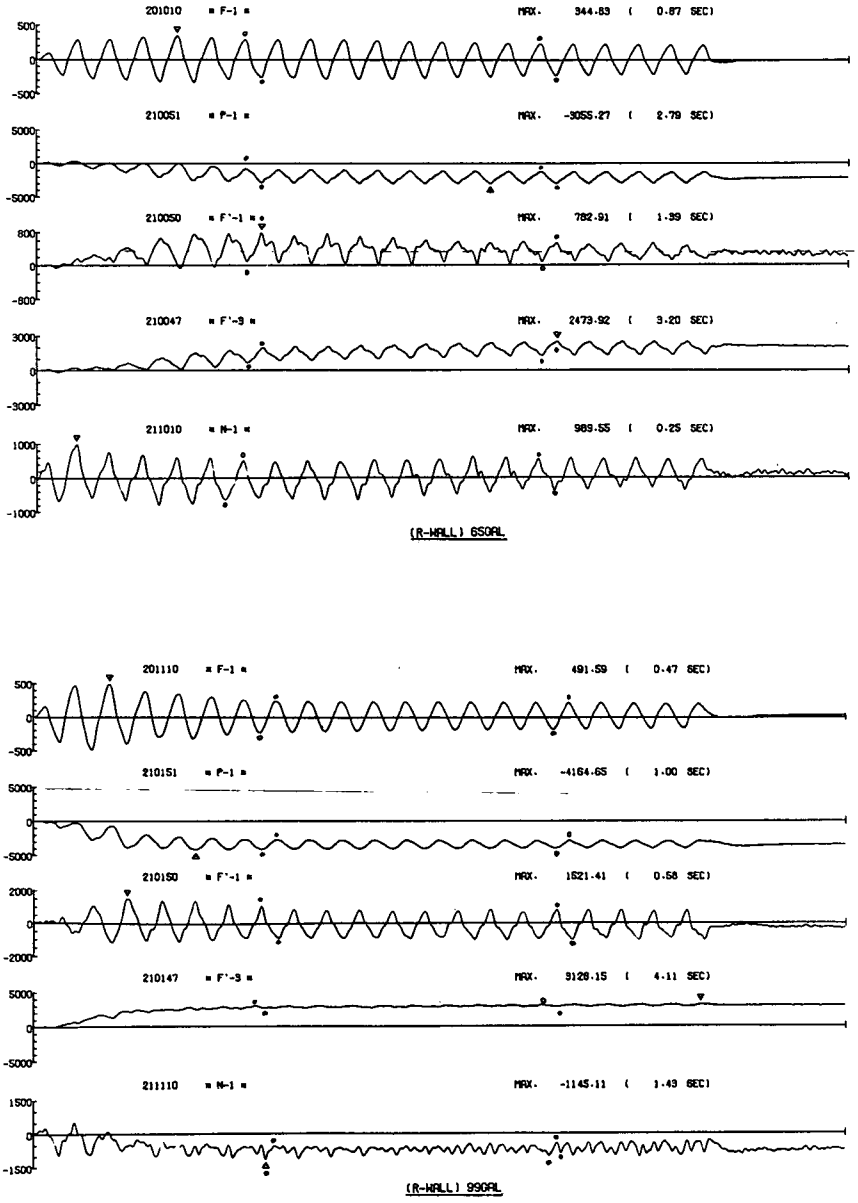
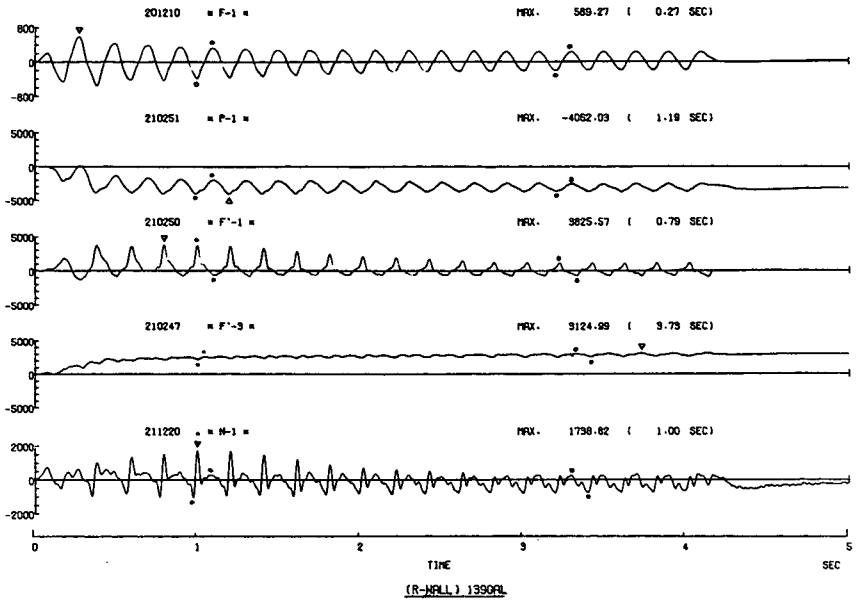
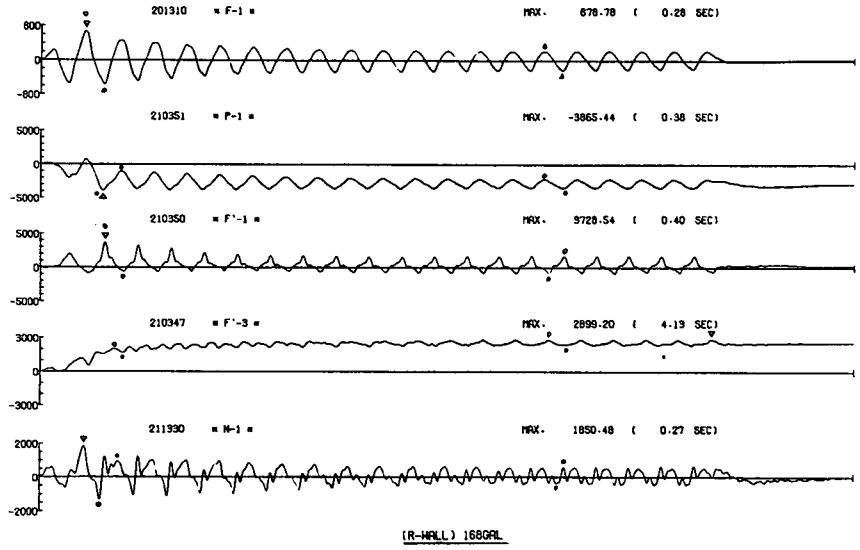


図4.5.56　右側改良体の区分外力波形（つづく）





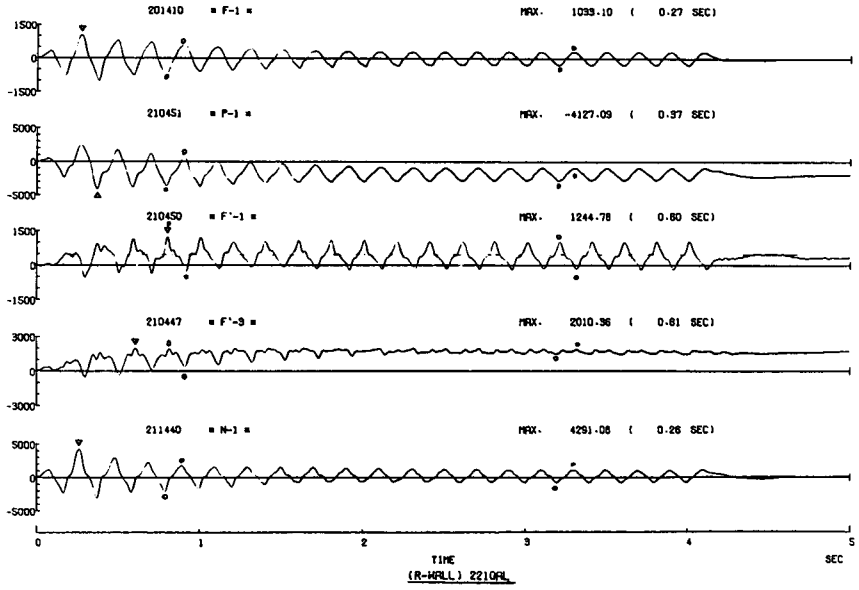


図4.5.56　右側改良体の区分外力波形

表4.5.17　右側改良体の振動成分の振幅と漸増成分

		65gal		99gal		139gal		168gal		221gal	
F-1		233 -227		224 -177		-212 236		225 -228		300 -289	
	①	振=230　、漸=6		振=201　、漸=45		振=224　、漸=24		振=227　、漸=-3		振=295　、漸=112	
P-1		-3029 -1277		-3893 -2840		-3644 -2508		-2154 -3449		-2812 -911	
	②	振=876、漸=-2153		振=527、漸=-3367		振=568、漸=-3076		振=648、漸=-2802		振=951、漸=-1862	
F'-1		530 90		791 -1043		1177 -685		1705 -760		1035 -149	
	③	振=220　、漸=310		振=917　、漸=-126		振=931　、漸=246		振=1233、漸=473		振=592　、漸=443	
F'-3		1259 2474		2735 3011		2938 2568		2421 2857		1502 1876	
	④	振=607　、漸=1866		振=138　、漸=2873		振=185　、漸=2753		振=218　、漸=2639		振=187　、漸=1689	
N-1		572 -383		-1017 -413 -890		255 -776		609 -406		-736 1118	
	⑤	振=478　、漸=189		振=239　、漸=-652		振=516　、漸=-260		振=508　、漸=203		振=927　、漸=382	
振	①+②=⑥	-1106	-2147	-728	-3322	-792	-3052	-875	-2805	-1246	-1851
漸	③+④=⑦	827	2176	1055	2747	1116	2999	1451	3112	779	2132
振 漸	⑥-⑦=⑧	-280	29	327	-575	324	-55	576	307	-467	281
	⑤	478	189	239	-652	516	260	508	203	927	382
	⑧	280	29	327	-575	324	55	376	307	467	281
	(②+④)/2		2000		3100		2900		2700		1800

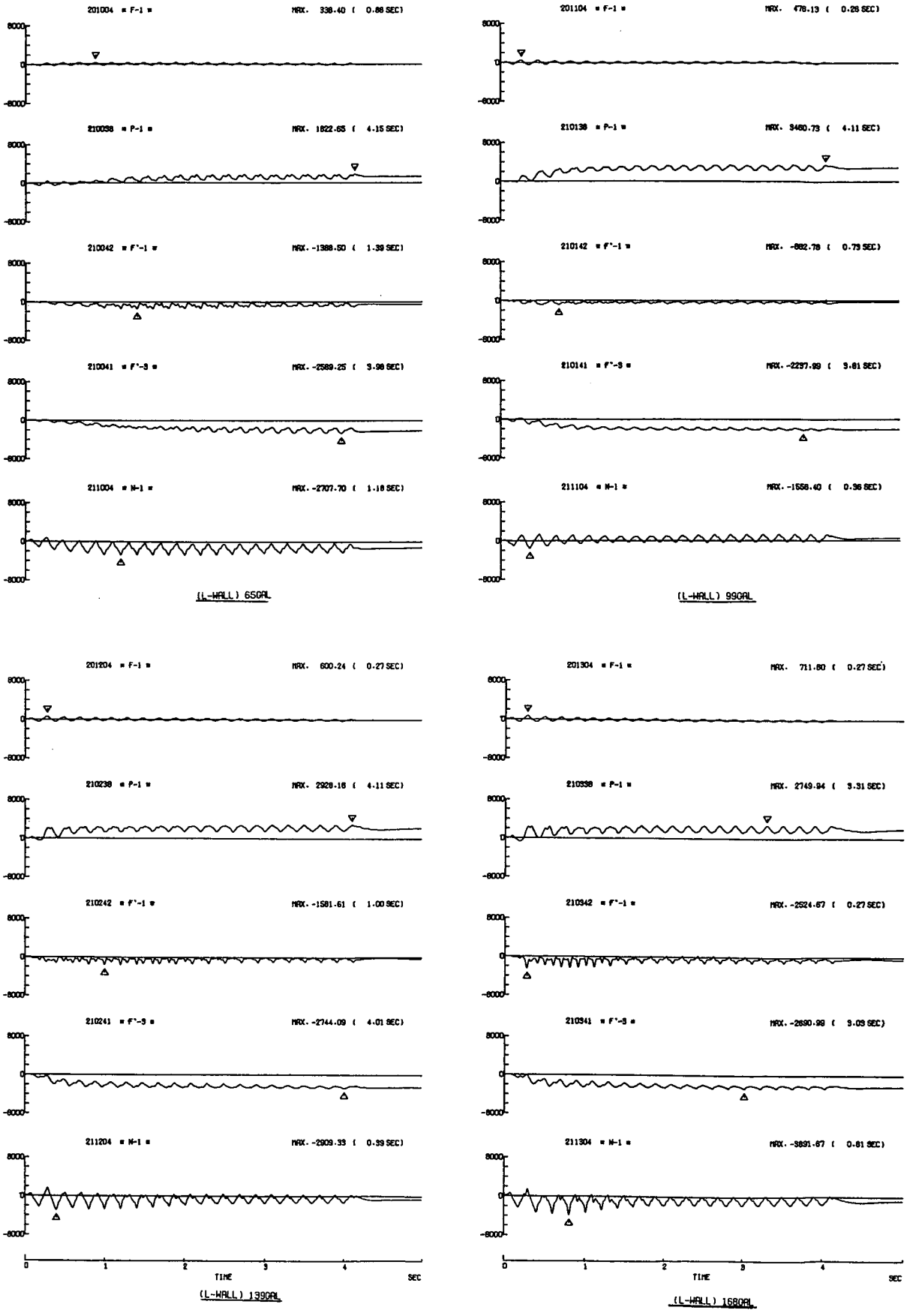


図4.5.57　左側改良体の区分外力波形（つづく）

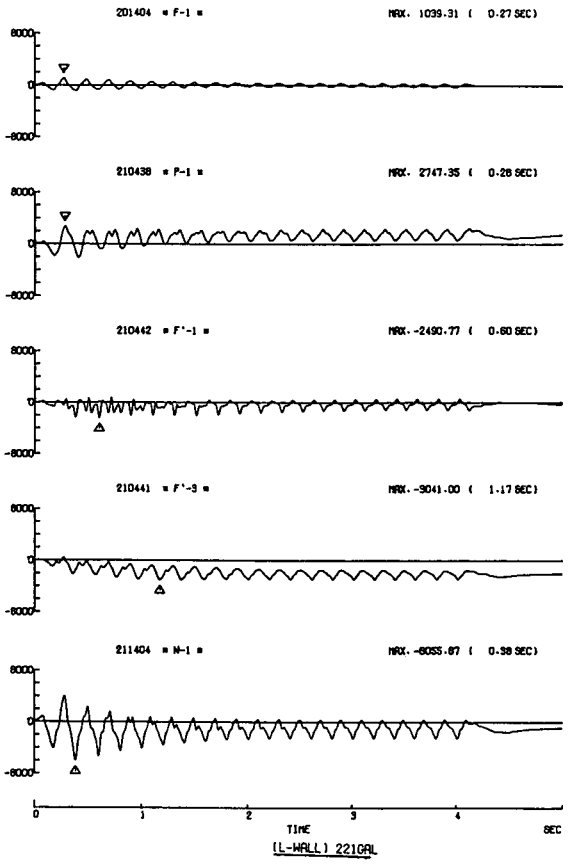


図4.5.57　左側改良体の区分外力波形

表4.5.16　改良体の区分外力の特性

区分外力＼成分	振動成分	漸増成分
F－1	○	×
P－1	◎	◎
F'－3	△	◎
F'－1	◎	△

◎　大
○　中
△　小
×　無
□ と □ 同位相
▨ と □ 逆位相
▨ と ▨ 同位相

⑥ 振動成分は，($F'-1$)と($F-1$)+($P-1$)が消し合い，差分が($N-1$)の値になる。($N-1$)の値が比較的小さいので，これも互いにキャンセルしあっていると考えられる。

ii 掘割の慣性力と掘割脇の側圧力

掘割道路底の加速度（A—6）と改良体天端の加速度（A—1，A—3）は，つねにほぼ等しい。そこで右側改良体天端の加速度（A—3）に掘割道路の質量を掛けたものが，右側改良体への掘割道路からの作用慣性力とみなし得るかどうか検討してみた。

掘割道路模型

体積 $V=0.1512\ \mathrm{m^3}$

重量 $W=0.30\ \mathrm{tf}$

単体 $\gamma=20.\mathrm{gf/cm^3}$

奥行 $L=96\ \mathrm{cm}$

掘割模型奥行き 1 cm 当たりの質量＝M

$$M=\frac{300000}{980\times 96}=3.19\ \mathrm{g}$$

[($A-3$)の加速度×3.19]＝慣性力

を，掘割道路側面の側圧の合力（$F'-1$）と重ね描きしたのが，図 4.5.58 である。

結果は，($F'-1$)（掘割道路の慣性力）である。掘割道路の慣性力だけでは，掘割道路と接する改良体の側圧力を説明するには，慣性力の値が小さい。

掘割道路模型脇の側圧

図 4.5.59 は，掘割道路模型の両側の改良体の同一深度の側圧計の測定値の重ね描きである。これより次のことが言える。

① 右と左は逆位相である。

② 最下部の測定値（$E-5$，$E-10$）は，負値(引張)を持たず，減少しても零までである。中央部（$E-4$，$E-9$）は，負値を持つ。最上部（$E-8$，右側改良体のみ）は負値を持つ。

③ 掘割道路模型の最下部は，常に改良体に接しているが，それより上方は，接・離を繰り返していることがわかる。掘割道路模型の側面に作用する側圧力は次のように言える。水平変位方向の掘割道路と接している面の改良体への側圧は，

最下部 ＝ 常時の値

中・上部 ＝0

水平変位方向の後方側の側圧は

全面 ＝（常時）＋（動側圧）

④ 掘割道路模型の左側面の側圧は，最下部（$E-5$）が中央（$E-4$）より大きい値を示し，右側の側圧は，中央（$E-9$）がその他（$E-8$，$E-10$）より大きい値を示す。これより，深さ方向には，特定の部分が大きな値を示すような特性はない。

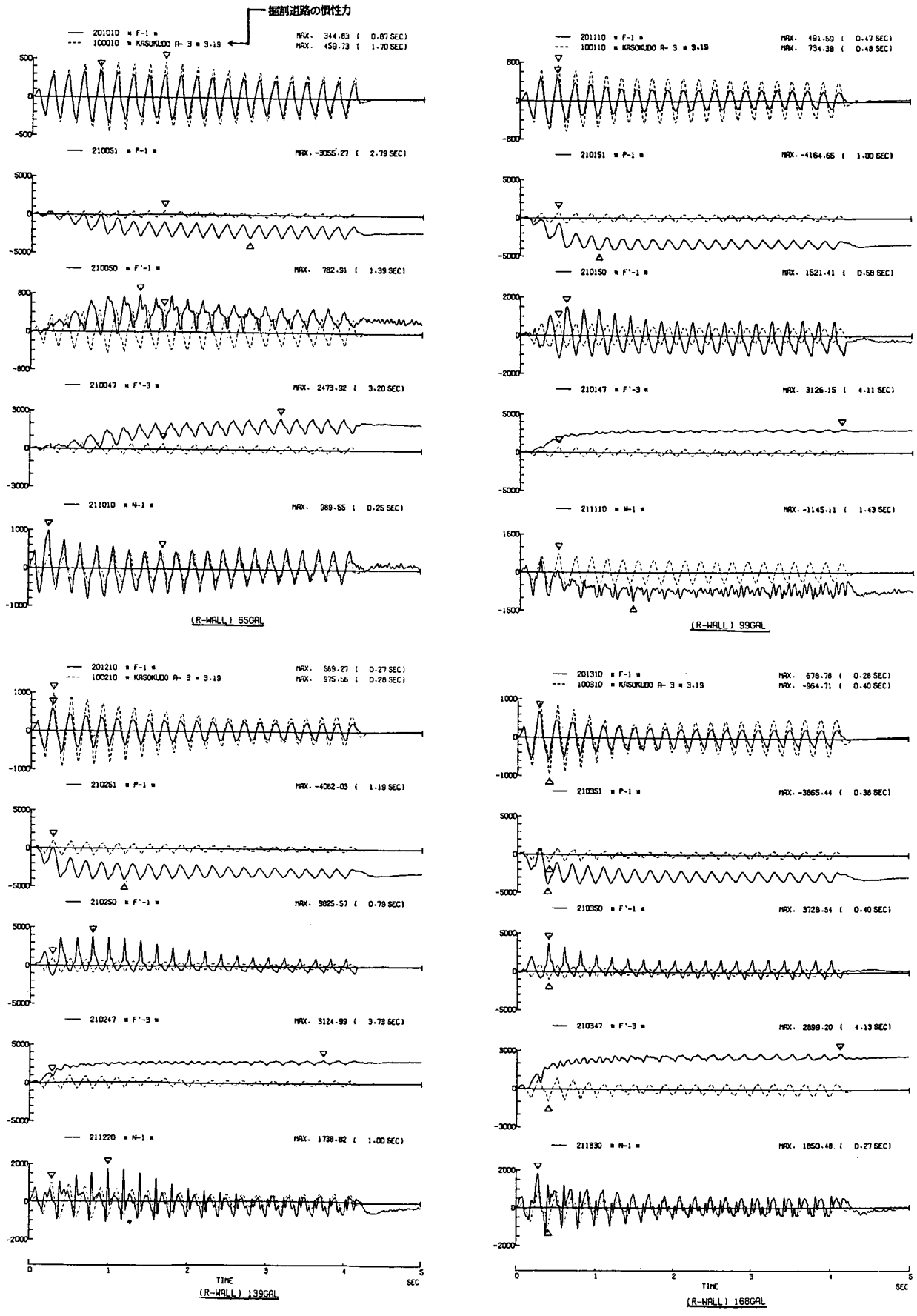


図4.5.58　右側改良体の区分外力と掘割道路の慣性力（つづく）

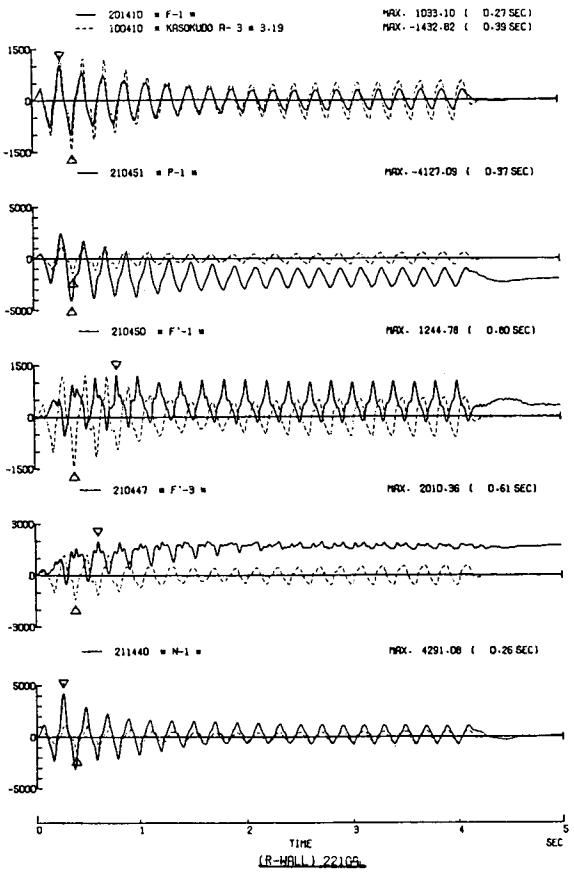


図4.5.58　右側改良体の区分外力
と掘割道路の慣性力

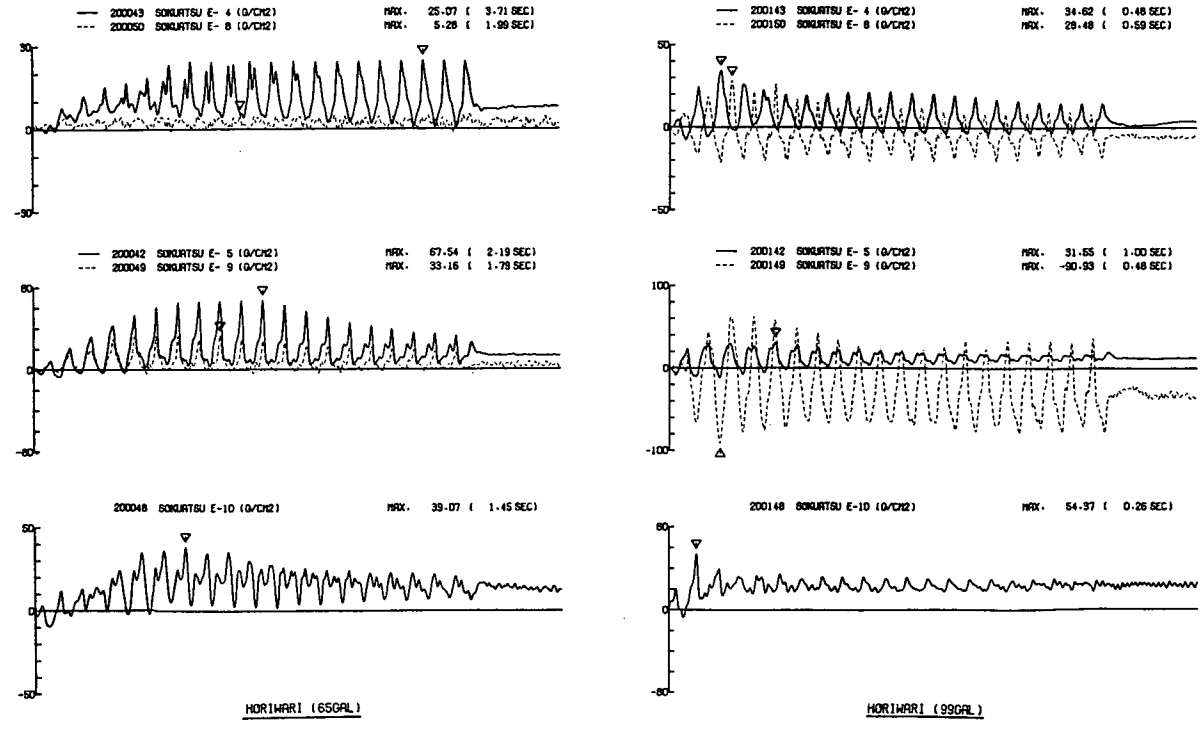
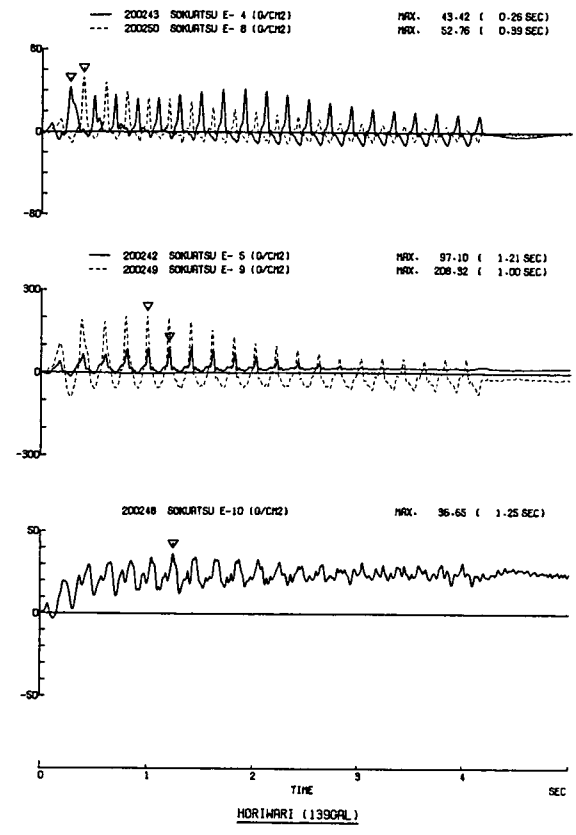
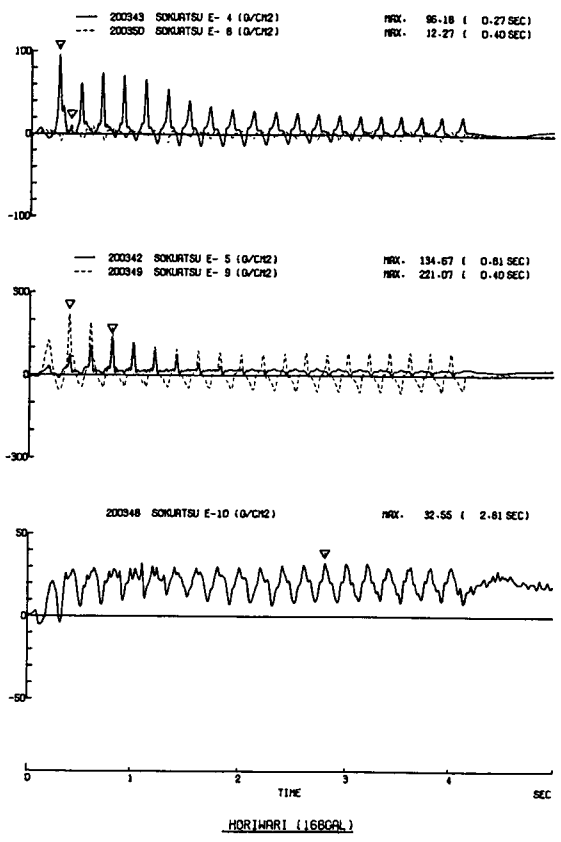


図4.5.59　掘割道路の両側の側圧（つづく）





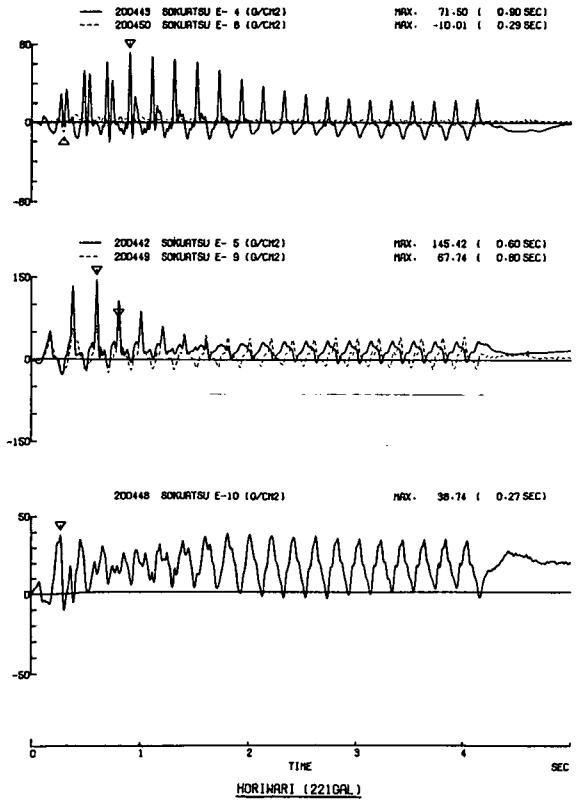


図4.5.59　掘割道路の両側の側圧

(4) ま と め

(3)の検討結果をまとめたものを以下に示す。

① 加速度，側圧，水圧の位相関係より改良体の拘束効果が確認できた。

② 掘割道路模型において掘割道路模型が加振初期に沈下している状態のばあいとそれ以後に浮上がりをしている状態のばあいとでは掘割模型の変位と慣性力の関係は異った傾向を示す。

③ 側圧の振動成分と動水圧公式を比較すると自由地盤側の側圧の振動成分は動水圧公式に近似できる。掘割道路側の振動成分も，自由地盤側と同等の土被りを有するとして求めた動水圧公式によって包絡できる。

④ 改良体の動的水平外力には慣性力と側圧力がある。全動的水平外力の絶対値が最大となる時刻での全動的水平外力にしめる全慣性力と全側圧力の割合はいずれの入力加速度でも全側圧力による部分が大きい。また全慣性力と全側圧力の作用する方向が逆のため互いに打ち消し合い全動的水平外力よりも全側圧力の値が大きい場合がある。

⑤ 改良体の動的転倒モーメントには慣性力によるモーメントと側圧力によるモーメントがある。全動的モーメントの絶対値が最大となる時刻での全動的モーメントにしめる全慣性力によるモーメントと全側圧力によるモーメントの割合はいずれの入力加速度でも全側圧力によるモーメントによる部分が大きい。また③と同様に全慣性力によるモーメントと全側圧力によるモーメントの作用する方向が逆のため互いに打ち消し合い，全動的モーメントよりも全側圧力によるモーメントの値が大きくなる場合がある。

⑥ 改良体が掘割道路模型と接する部分の側圧は，掘割道路模型の左と右で逆位相である。すなわち改良体が，水平変位する方向に掘割道路模型を押してゆく挙動を示す。水平変位方向前面側の改良体は，掘割道路模型の下部で常時での接触圧を保持しつつ，上部では間が開いてゆく。

⑦ 改良体が掘割道路模型を水平方向に押す力は，掘割道路模型の慣性力より大きな力である。改良体の自由地盤側の側圧の振動成分と改良体の慣性力の和は，掘割道路模型と改良体の接触面での側圧の振動成分にほぼ等しい。

⑧ 掘割道路模型下方地盤の間隙水圧が上昇すると，同地盤による側圧の振動成分はほとんど無くなる。

⑨ 改良体の自由地盤側の側圧合力と掘割道路模型下方地盤中の側圧合力は，共に大きな漸増成分を有するが，互いにキャンセルしあう状態にある。

（竹中工務店）

4.5.2 盛土モデル

(1) 目　　的

4.4で述べた大型振動実験の中で，盛土モデルの改良体に作用する慣性力，地震時土水圧および改良体と盛土の挙動特性を把握する事を目的として検討を行なった。

(2) 検 討 方 法

盛土モデルの各入力加速度に対して，加速度，側圧，水圧，変位についての位相関係を把握した。また，加速度計，側圧計で得られた値から全慣性力，全側圧力を計算し，これらの合力である動的外力と共にその関係を検討している。更に，右側改良体に着目し，改良体の残留変位と外力の関係について，定性的・定量

的な検討を行なっている。

表 4.5.18 に盛土モデルの加振条件を示す。

図 4.5.60 に検討に用いた盛土モデルと，設置した計器の正・負の方向を示す。

基本的には全ての入力加速度について検討しているが，本報告では，他の入力加速度で代表される検討結果については，コメントと波形図を省略している。

(3) 検 討 結 果

1）加速度，側圧，過剰間隙水圧および変位の関係

(i) 加 速 度

i）図 4.5.61 (1)～(6)に各入力加速度における台加速度計と各水平加速度計の波形の重ね描きを示す。これらより以下の事が言える。

① 48 gal，73 gal 入力では，全時刻歴で同位相・同振幅である。従って，改良体は盛土，砂層と共に一体運動している。

② 113 gal，165 gal 入力では，支持層を除いた水平加速度計の応答値が若干大きくなる。

③ 113 gal 入力では自由地盤側表面において応答値の増加と位相のずれが見られる。165 gal 入力においては，表面から 30 cm までの水平加速度波形がこれと同様の傾向を示している。なお，165 gal 入力では自由地盤側の表面の応答加速度が最大を示した後急速に減衰して定常値を採っており，この部分は液状化していると考えられる。

④ 241 gal 入力では自由地盤側の表面から 50 cm までの地盤が液状化している。一方，盛土側の砂層表面では，加振後半で応答が大きくなり位相が遅れ液状化の兆候が現れているが，それ以深ではその傾向が見られない。

⑤ 341 gal 入力は 241 gal 入力とほぼ同じ傾向を示すが，盛土側の砂層表面でも応答加速度が最大を示した後減衰して定常状態となり，液状化していると考えられる。

⑥ 以上の事から，113 gal 入力において自由地盤側表面で液状化の兆候が現れ，以後入力加速度が増すにつれて液状化領域が深くなる。一方，盛土側では 241 gal 入力において盛土側の砂層表面で初めて液状化の兆候が現れるが，それ以深では 341 gal 入力においても液状化せず，盛土や改良体による拘束効果が認

表4.5.18 盛土モデルの加振条件

ｹｰｽ	入力波形	入力加速度 最大値(gal)
1	正弦波 5Hz 20波	48
2		73
3		113
4		165
5		241
6		341

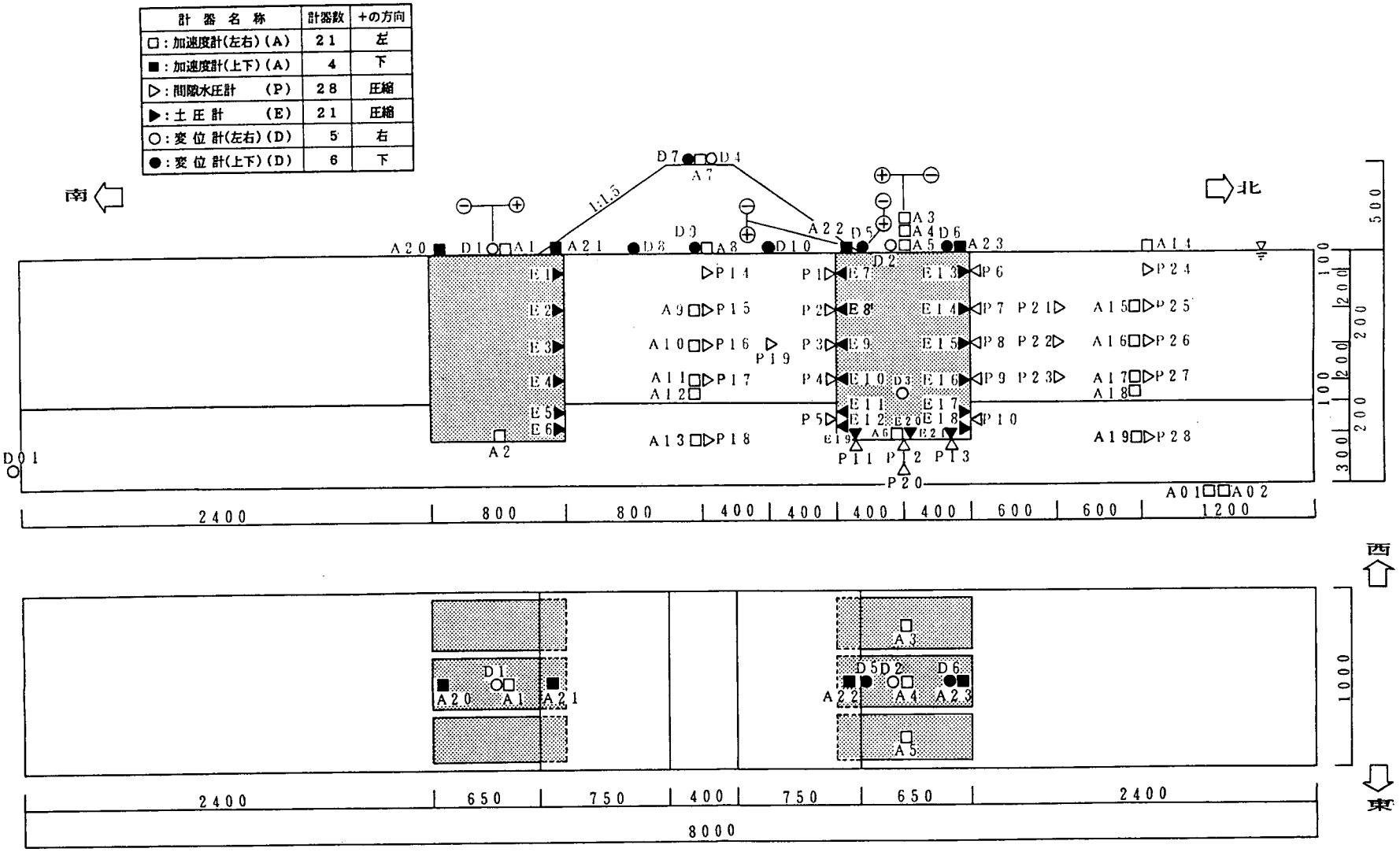


図4.5.60　盛土モデル計器配置図

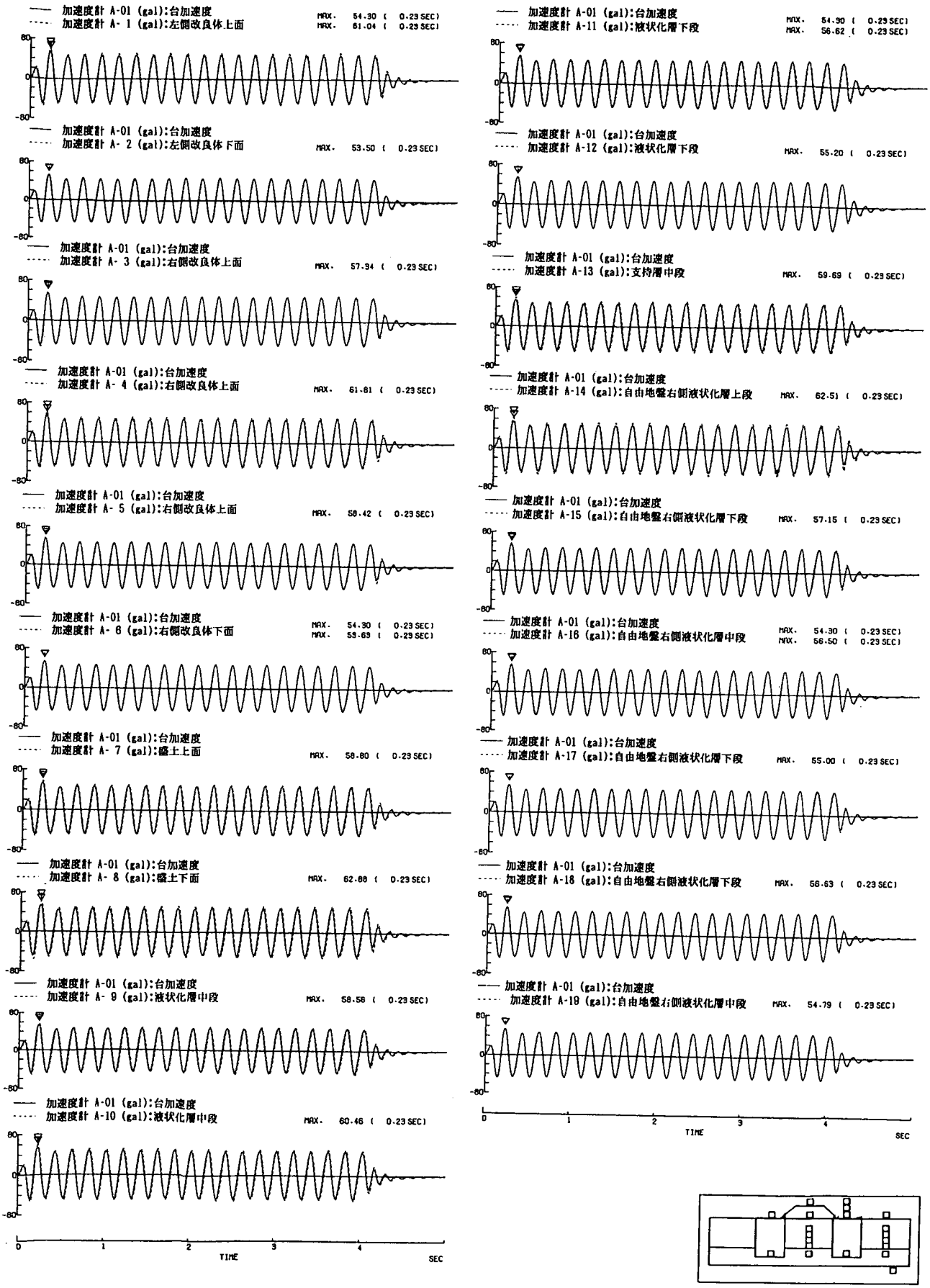


図4.5.61 (1) 入力加速度と水平加速度（48gal入力）

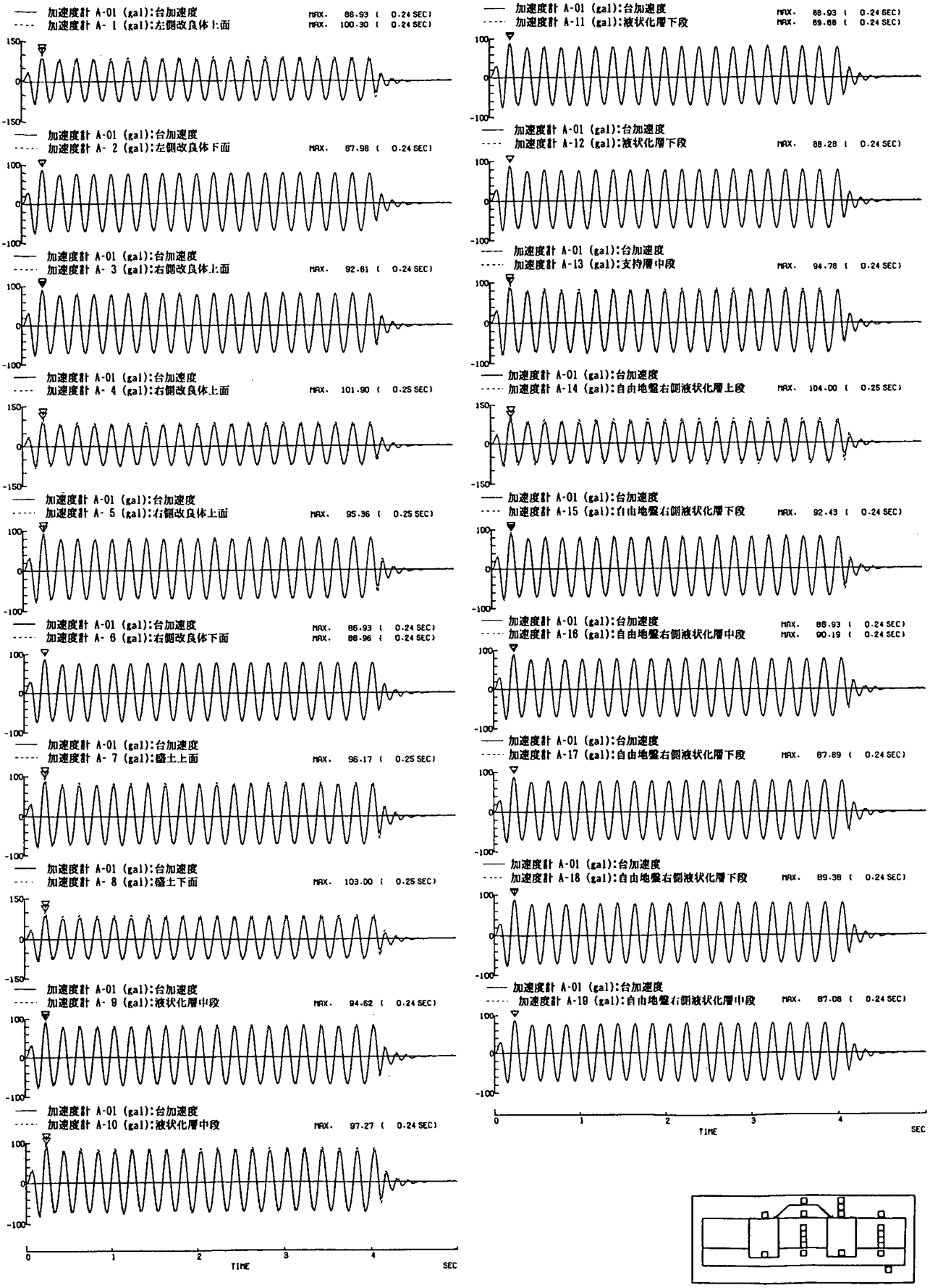


図4.5.61 (2) 入力加速度と水平加速度（73gal入力）

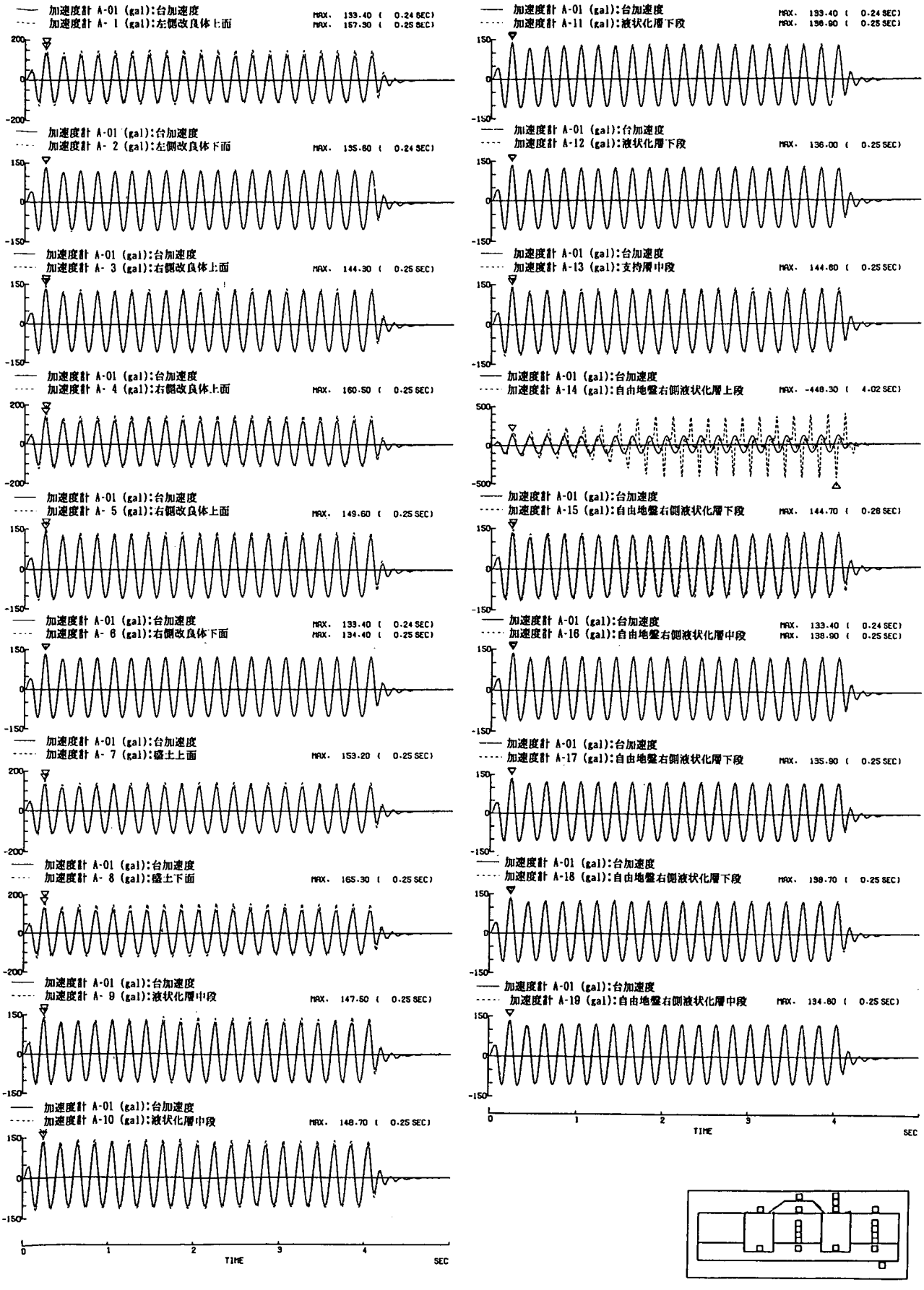


図4.5.61 (3) 入力加速度と水平加速度（113gal入力）

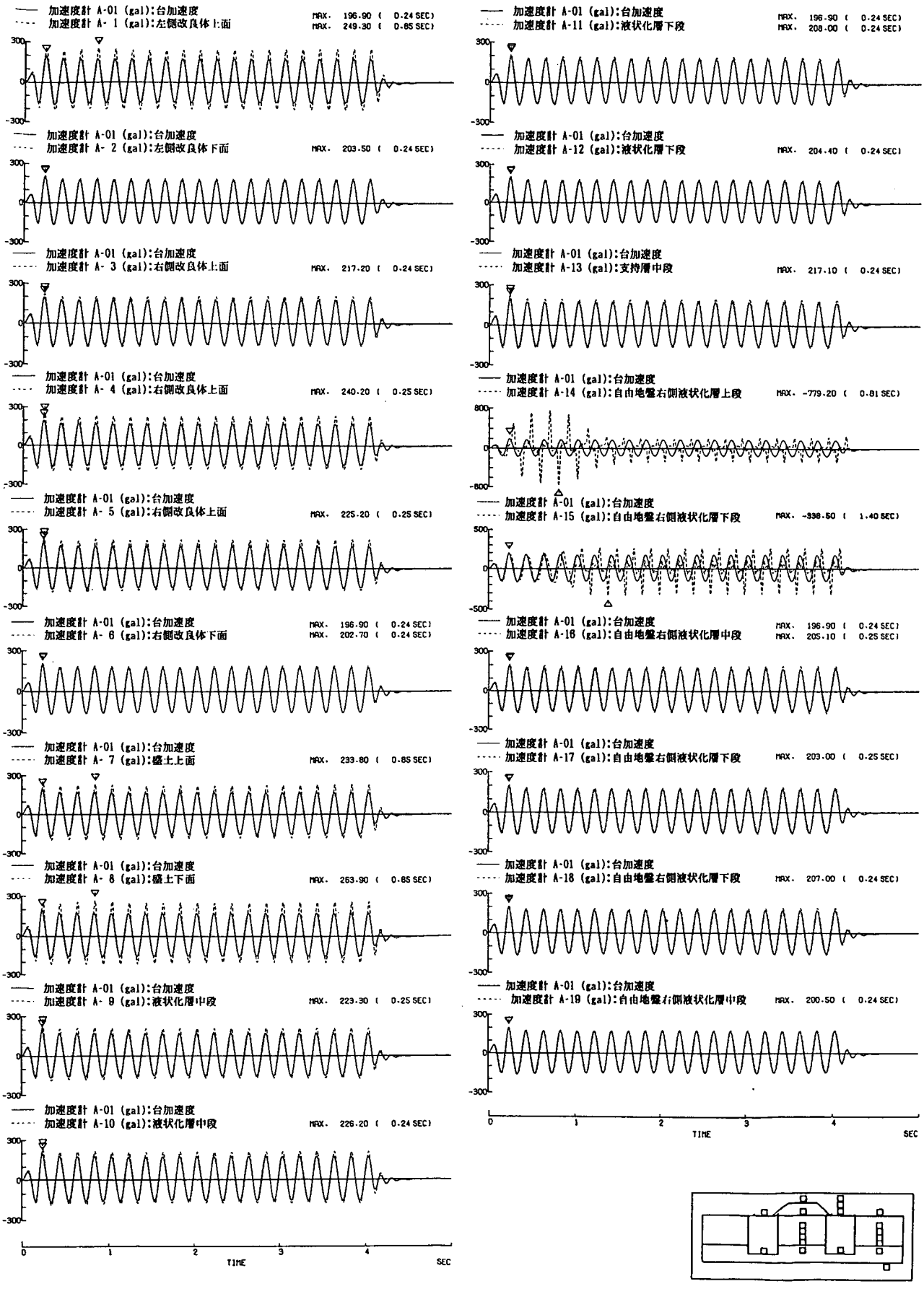


図4.5.61 (4) 入力加速度と水平加速度（165gal入力）

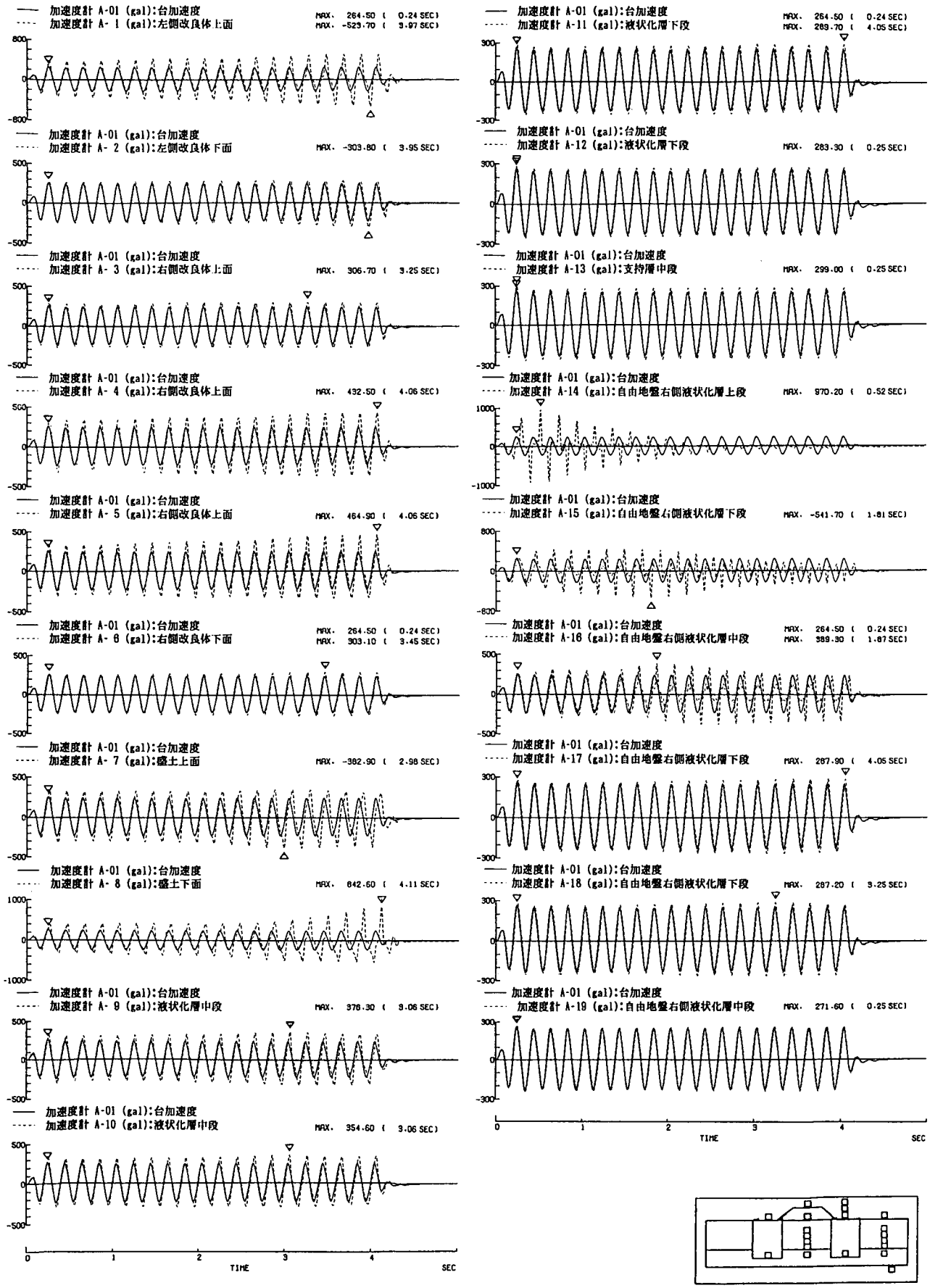


図4.5.61 (5) 入力加速度と水平加速度（241gal入力）

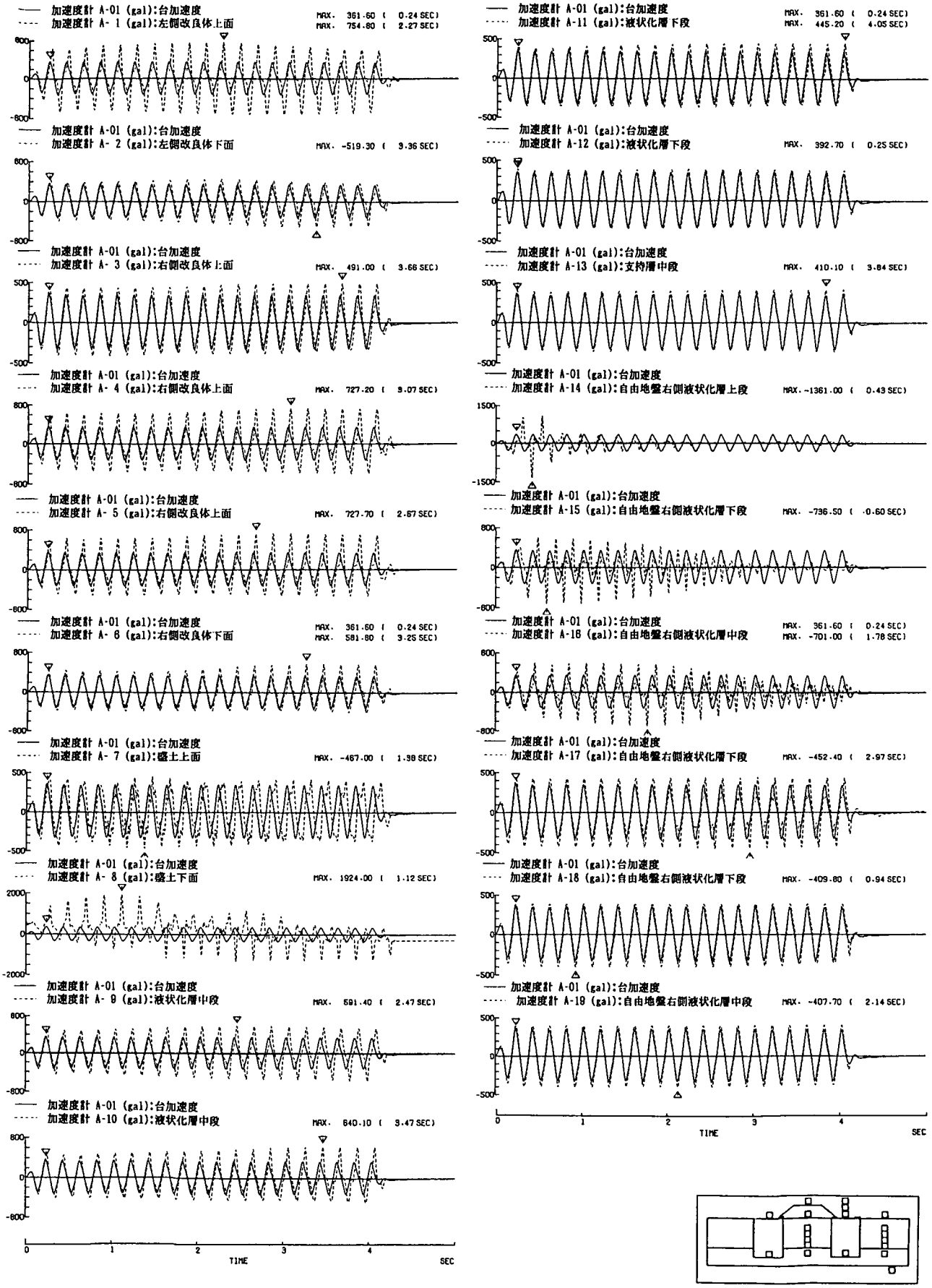


図4.5.61 (6) 入力加速度と水平加速度（341gal入力）

められる。

ii）図 4.5.62 に 241 gal, 341 gal 入力加速度における右側改良体上面の水平加速度計の波形と，同じ改良体下面の水平加速度計の重ね描きを示す。また，図 4.5.63 に 241 gal, 341 gal 入力加速度における右側改良体上面の盛土側と自由地盤側の鉛直加速度計の波形の重ね描きを示す。これらから以下の事が言える。

① 右側改良体上面の盛土側と自由地盤側の鉛直加速度計の波形の位相は互いに逆位相であり，入力加速度が増すにつれて振幅が大きくなる。この傾向は特に 241 gal, 341 gal 入力で顕著である。また，残留変位が生じていると考えられる時刻歴では，特に改良体の盛土側で下向きの加速度（慣性力としては上向き）が大きくなっている。

② 以上の事から，改良体はロッキングしていると考えることができ，その傾向は入力加速度が増すにつれて大きくなる。

iii）図 4.5.64 に 165 gal, 241 gal, 341 gal 入力加速度における左右の改良体の上面の水平加速度計の波形の重ね描きと，下面の水平加速度計の波形の重ね描きを示す。また，図 4.5.65 に上記波形のリサージュ図を示す。これらから以下の事が言える。

① 165 gal 入力では左右の改良体の水平加速度計の波形は同位相・同振幅であり，一体的な運動をしている。

② 241 gal 入力では時間の経過と共に，左側改良体上面の水平加速度振幅が若干大きくなり，341 gal 入力では更に，左側改良体の位相が上面下面共に少し遅れてくる。

③ 341 gal 入力の後半で慣性力を考慮すると，改良体や加速度計の設置された位置にかかわりなく，盛土向きの慣性力よりも自由地盤向きの慣性力の方が大きいが，これは盛土による拘束効果によるものであると考えられる。

iv）図 4.5.66 に示す 165 gal, 241 gal, 341 gal 入力加速度における盛土上面と下面の水平加速度計の波形の重ね描きより以下の事が言える。

① 165 gal 入力までは同位相であるが，盛土下面の水平加速度計の振幅の方が若干大きい。

② 241 gal 入力では時間の経過と共に盛土下面の振幅が大きくなり，且つ位相が遅れてくる。

③ 341 gal 入力では上記の傾向が更に大きくなる。つまり，盛土上面では全時刻で振幅が一定であるが，盛土下面では 5 波目で振幅が最大になった後減衰して定常状態になり，位相は盛土下面の方が盛土上面より遅れてくる。

④ 実験では，341 gal 入力において盛土法面に大きくクラックが発生し，明確な破壊が認められたが，これは盛土直下地盤の液状化が要因の一つだと考えられる。

v）図 4.5.67 に示す 165 gal, 241 gal, 341 gal 入力加速度における，盛土上面と左側改良体上面の水平加速度計の波形の重ね描きと，盛土上面と右側改良体上面の水平加速度計の波形の重ね描きより以下の事が言える。

① 165 gal 入力まではほぼ同位相・同振幅であり，改良体は盛土と共に一体運動している。

② 241 gal 入力では時間の経過と共に改良体の振幅が徐々に大きくなり，盛土の位相が次第に遅れてく

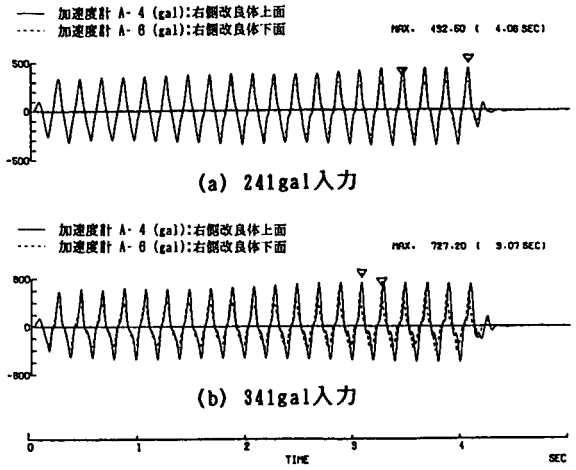


図4.5.62　右側改良体の水平加速度波形

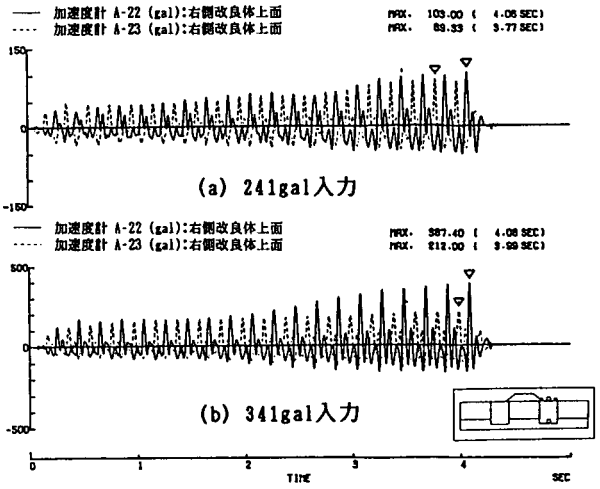
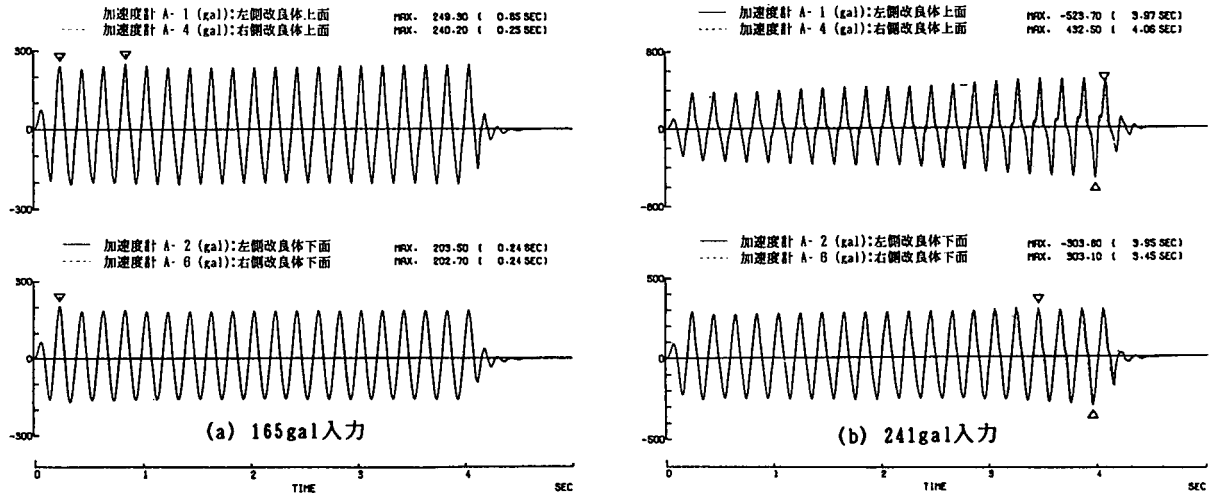


図4.5.63　右側改良体の鉛直加速度波形



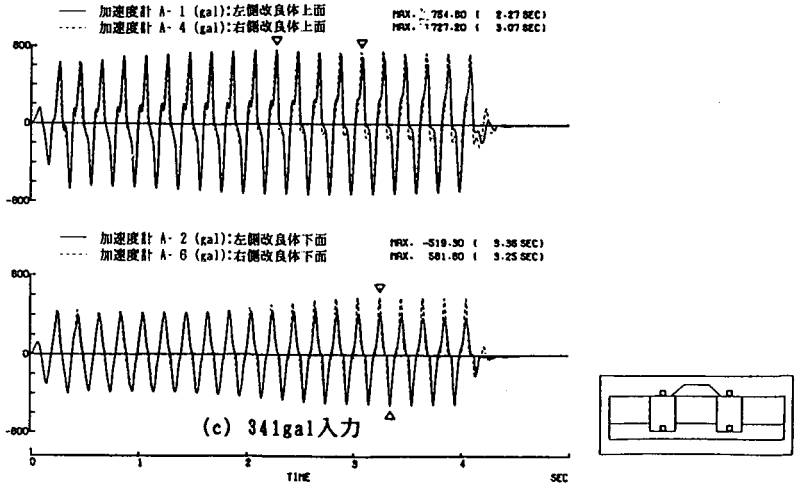
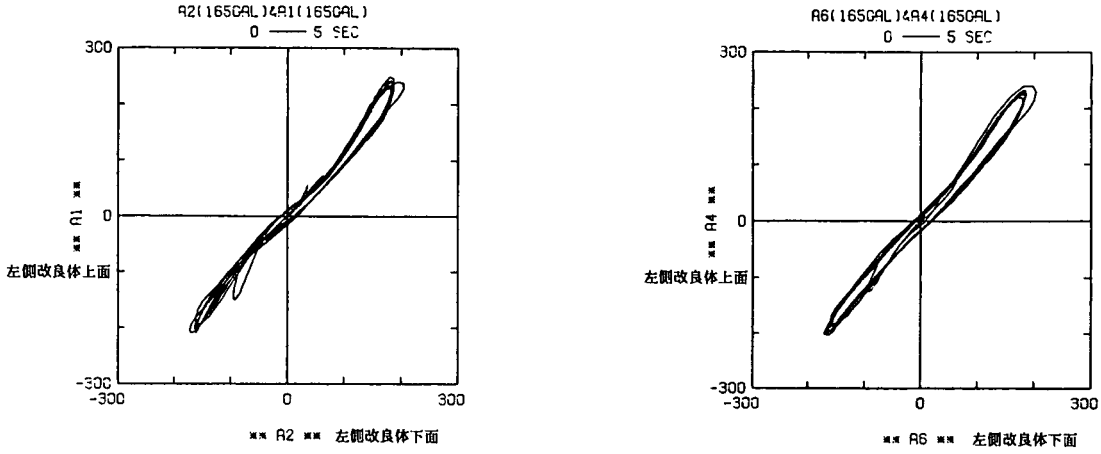
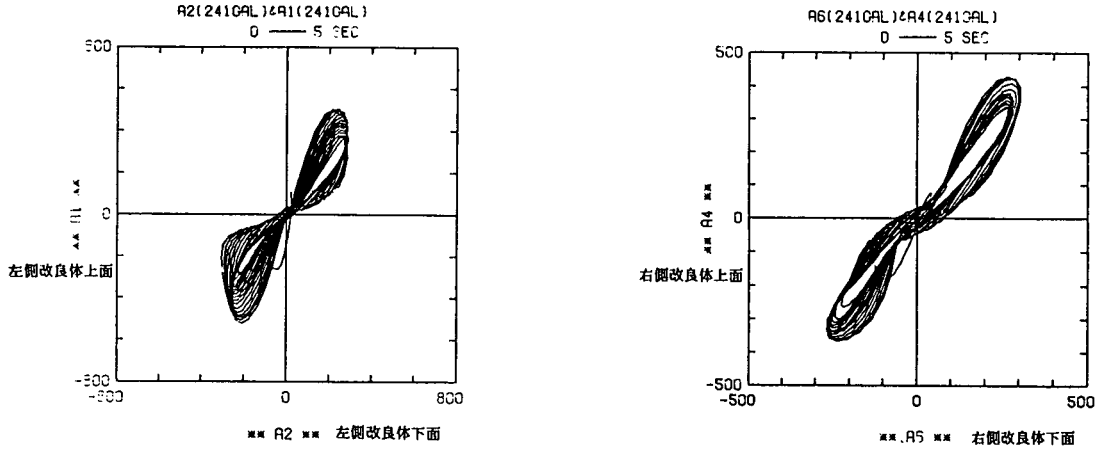


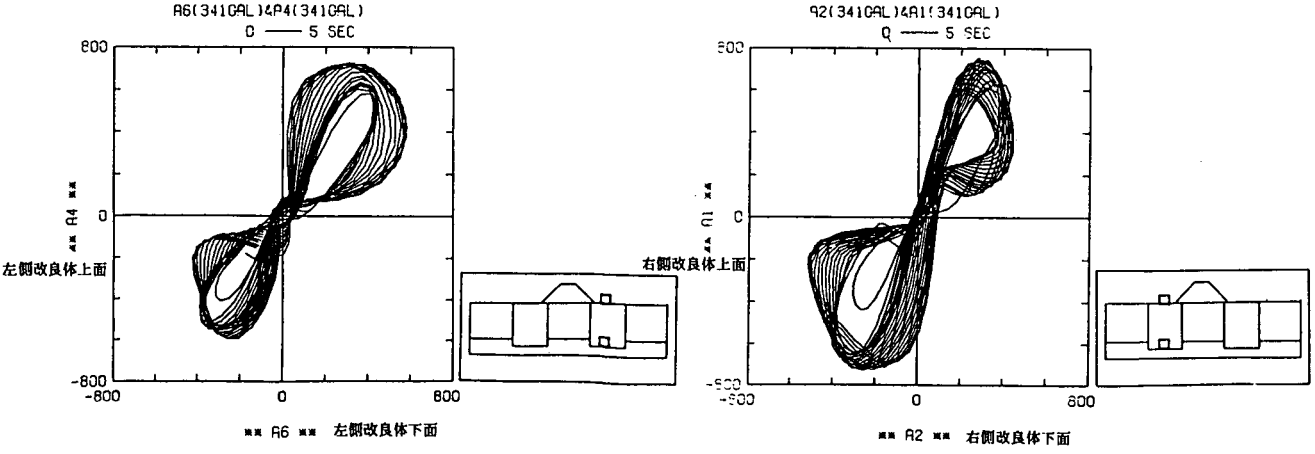
図4.5.64　左右の改良体の水平加速度波形



(a) 165gal入力



(b) 241gal入力



(c) 341gal入力

図4.5.65　改良体の上面と下面の水平加速度のリサージュ図

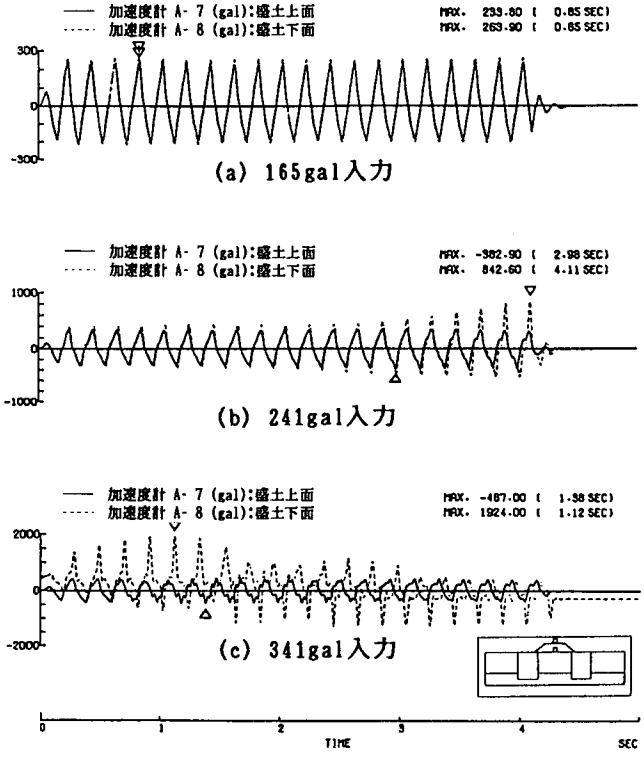


図4.5.66　盛土の水平加速度波形

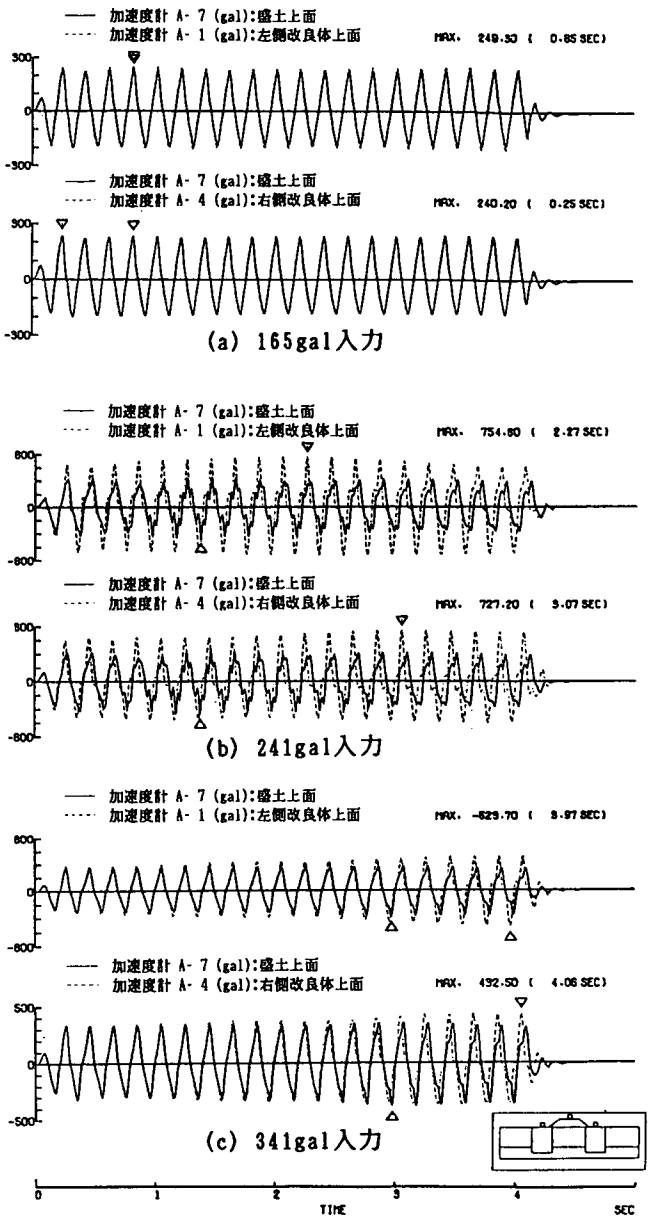


図4.5.67　盛土と改良体の水平加速度波形

る。341 gal 入力ではこの傾向が更に顕著に現れている。

(ii) 側　　圧

以下に述べる側圧とは，水圧と有効土圧の合力からの動的な増減を意味している。

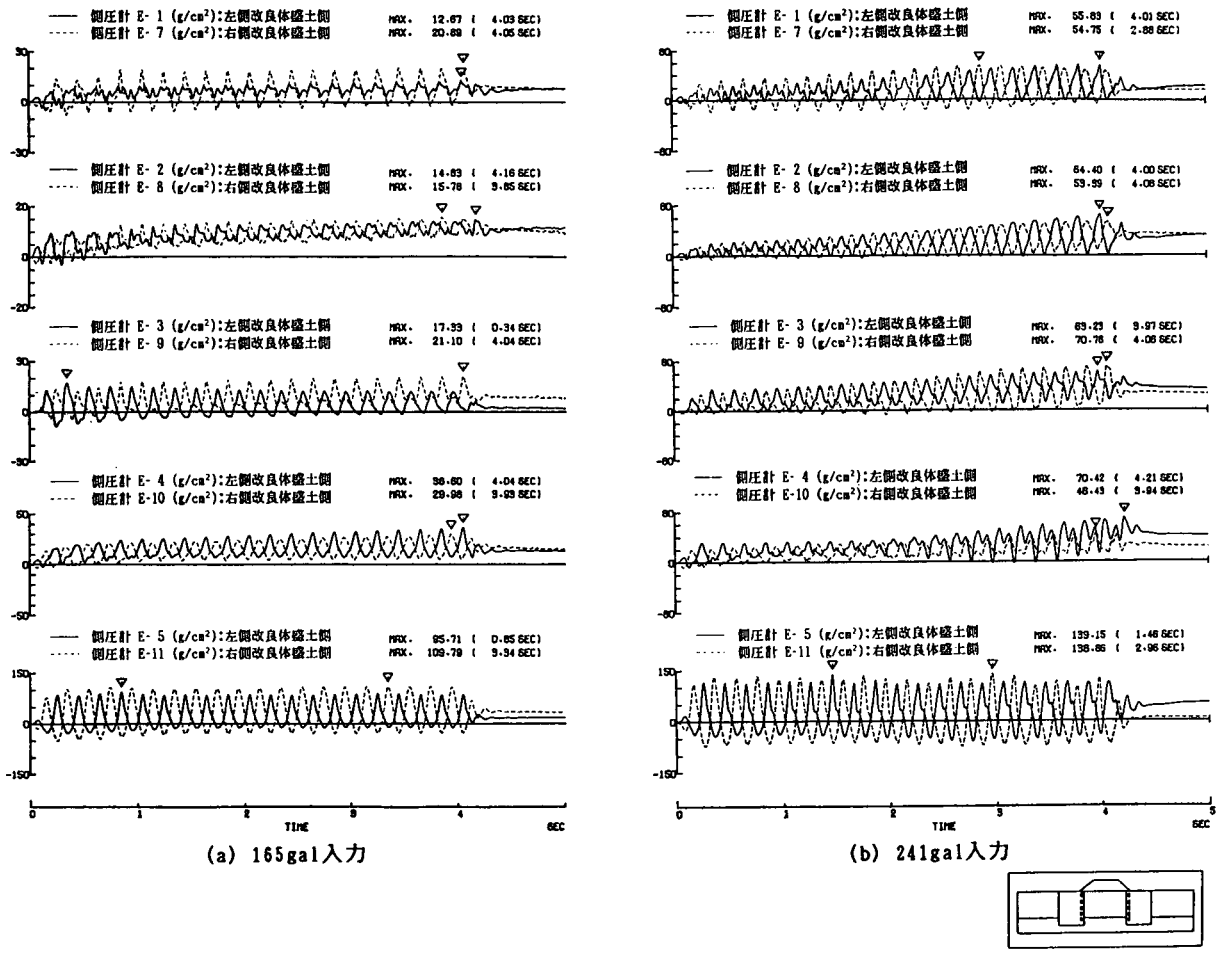
i）図 4.5.68 に示す 165 gal, 241 gal 入力加速度における，左右改良体の盛土側にある同一深度の側圧計の波形の重ね描きより以下の事が言える。

① 入力加速度にかかわらずほぼ逆位相である。

② 砂層では側圧計の振幅や漸増成分の増加割合はほぼ等しい。

③ 支持層では側圧計の振幅はほぼ等しいが，漸増成分が見られない。

ii）図 4.5.69 に示す 73 gal, 113 gal, 165 gal 入力加速度における右側改良体の盛土側と自由地盤側の，



(a) 165gal入力　　(b) 241gal入力

図4.5.68　改良体の盛土側の側圧波形

同一深度での側圧計の波形の重ね描きより以下の事が言える。

① 改良体上面から 30 cm までの側圧計（$E7$ と $E13$，$E8$ と $E14$）の波形は 73 gal 入力までは同位相であるが，自由地盤側表面が液状化する 113 gal 入力以後は逆位相になる。

② 改良体上面から 50 cm に設置した側圧計（$E9$ と $E15$）の波形は，入力加速度にかかわらず逆位相であり，改良体上面から 70 cm に設置した側圧計（$E10$ と $E16$）の波形は，入力加速度にかかわらず同位相である。

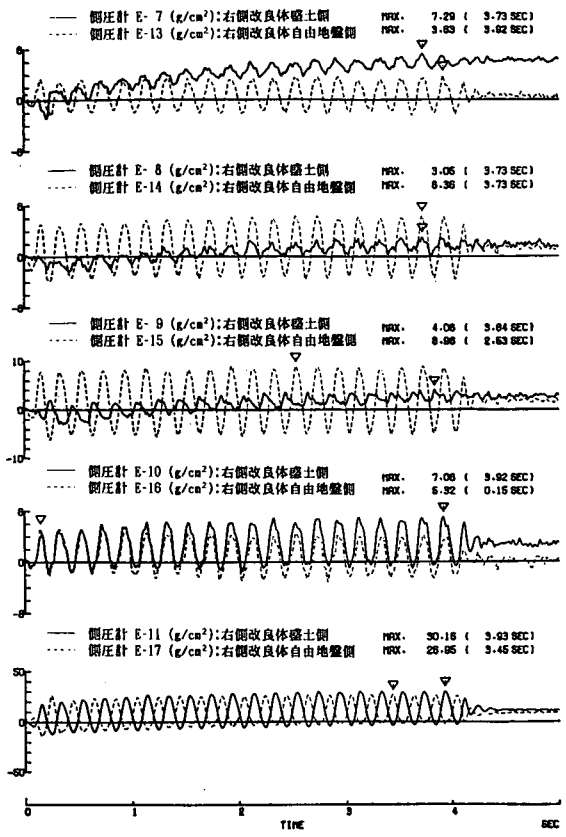
③ 支持層に設置した側圧計（$E11$ と $E17$）の波形は，入力加速度にかかわらず逆位相である。

iii）図 4.5.70 に示す 165 gal，241 gal 入力加速度における右側改良体底面の盛土側，中央，自由地盤側にある側圧計（以後反力計と称する）の波形の重ね描きより以下の事が言える。

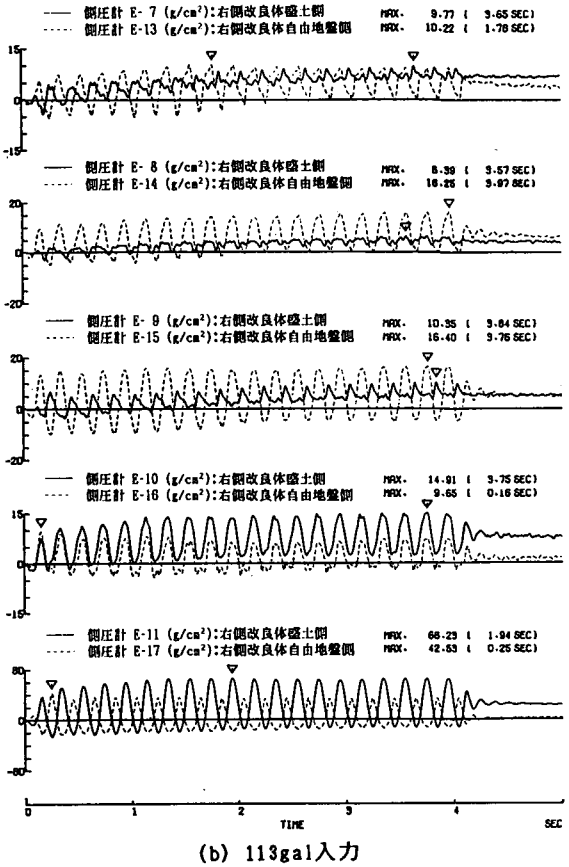
① 盛土側と自由地盤側の反力計の位相は，入力加速度にかかわらずほぼ同位相である。

② 盛土側あるいは自由地盤側の反力計と中央部の反力計の位相は，入力加速度にかかわらず中央部が逆位相より更に遅れている。

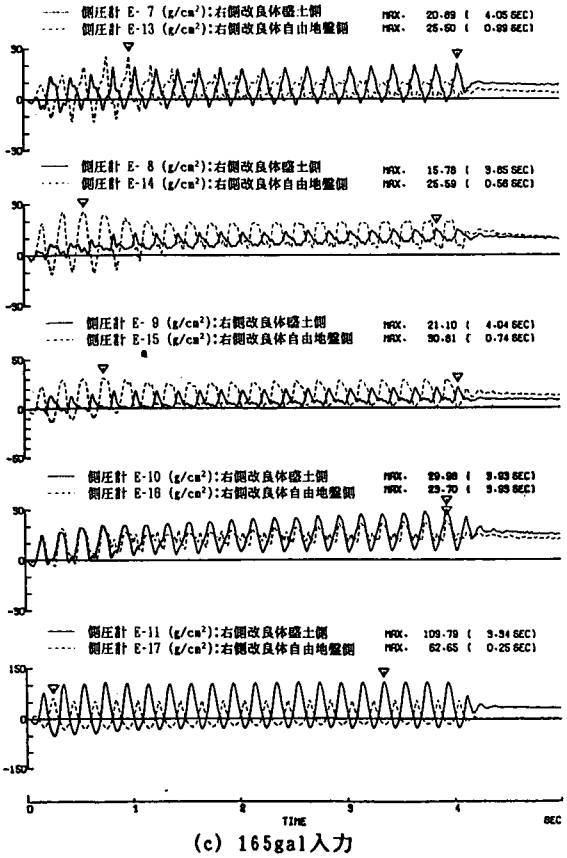
③ 入力加速度にかかわらず漸増成分は見られない。また，振幅は中央部が最も小さく，盛土側と自由地盤側では 165 gal 入力で両者はほぼ等しいが，それ以外の入力加速度では盛土側の振幅が大きくなっている。



(a) 73gal入力



(b) 113gal入力



(c) 165gal入力

図4.5.69 右側改良体の盛土側と自由地盤側の側圧波形

(iii) 過剰間隙水圧

i) 図 4.5.71 に示す 165 gal, 241 gal 入力加速度における，右側改良体の盛土側と自由地盤側の同一深度の水圧計の波形の重ね描きより以下の事が言える。

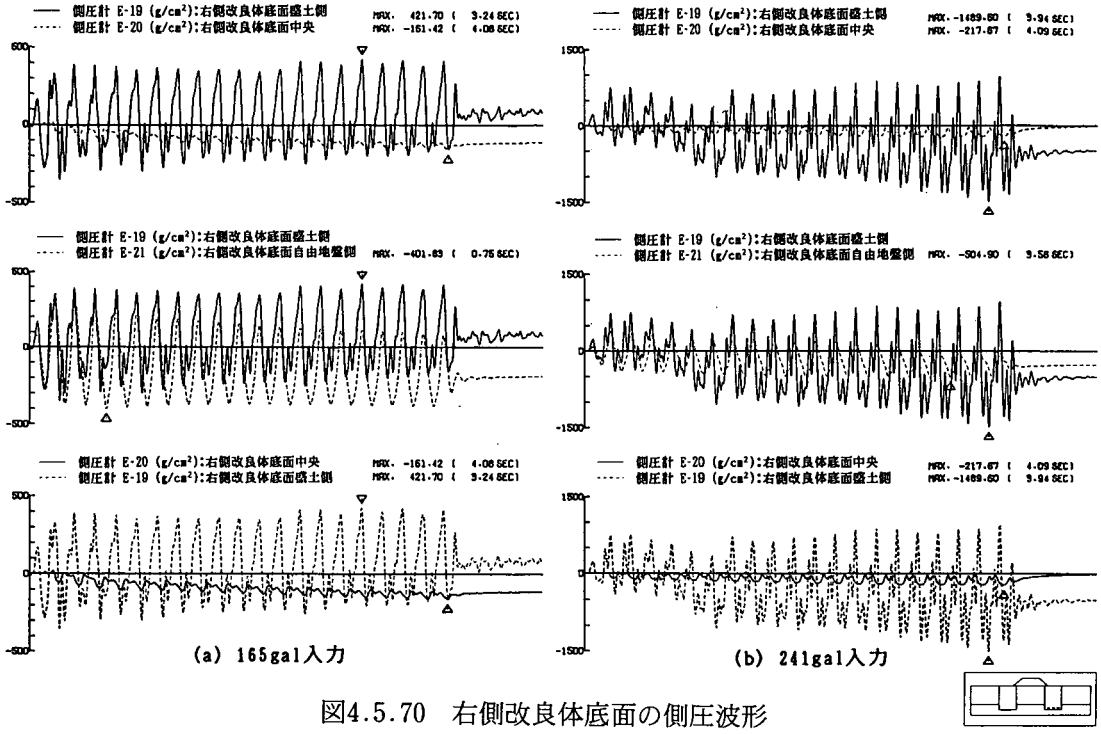


図4.5.70　右側改良体底面の側圧波形

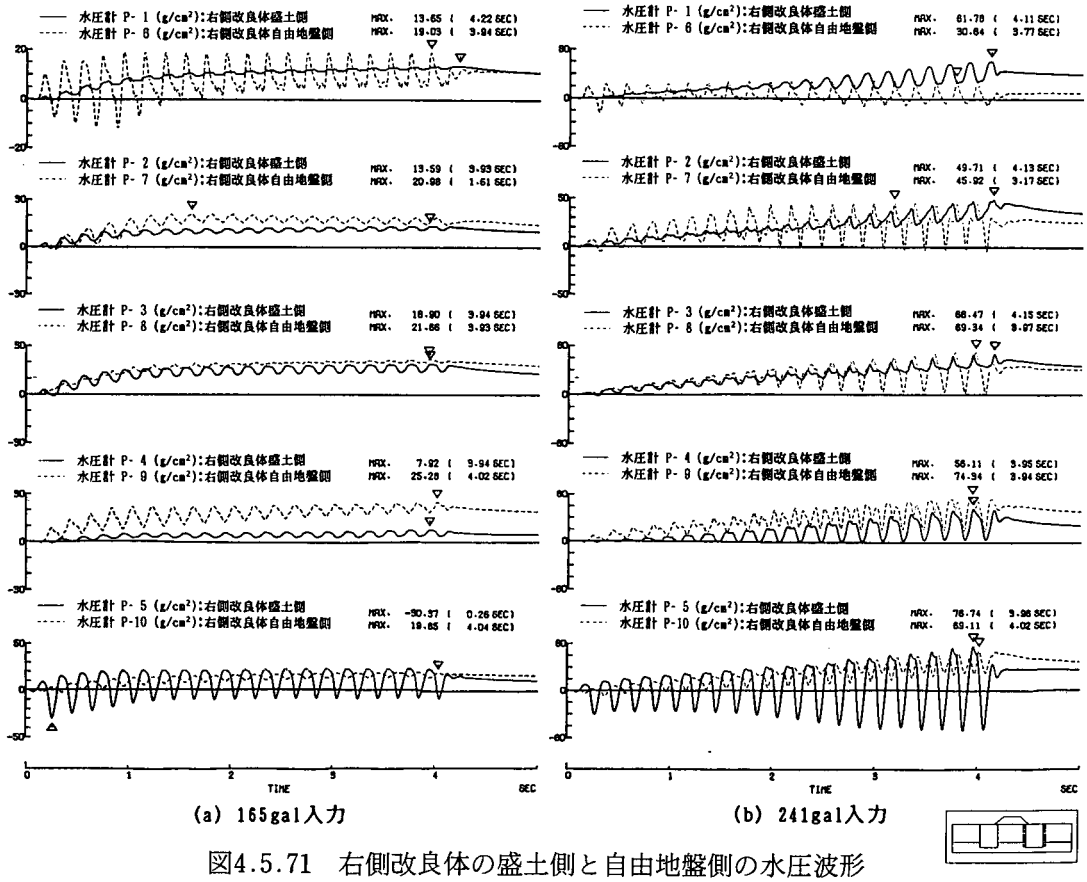


図4.5.71　右側改良体の盛土側と自由地盤側の水圧波形

① 165 gal 入力では改良体上面から 50 cm までの水圧計（$P1$ と $P6$，$P2$ と $P7$，$P3$ と $P8$）の波形はほぼ同位相であり，それ以深の水圧計（$P4$ と $P9$，$P5$ と $P10$）の波形は逆位相である。

② 入力加速度が大きくなるにつれて漸増成分は増加しているが，盛土側と自由地盤側とでは明確な差は見られない。

ii）図 4.5.72 に示す 73 gal，165 gal，241 gal 入力加速度における，盛土直下と自由地盤の同一深度の水圧計の波形の重ね描きより以下の事が言える。

① 入力加速度にかかわらず，盛土直下においては振動成分がほとんど見られない。

② 73 gal 入力では盛土側と自由地盤側における漸増成分にほとんど差が見られない。

③ 165 gal 入力では自由地盤側で漸増成分が大きく，且つ最大値の発生する時刻が早い。一方，盛土側では漸増成分が徐々に大きくなっているが，これは盛土や改良体による拘束効果によるものと考えられる。

④ 341 gal 入力では地表面から 50～70 cm では，加振開始直後で自由地盤側の漸増成分が大きいが，加振終了時付近では盛土側の漸増成分とほぼ同じ大きさになっている。

iii）図 4.5.73 に 165 gal，241 gal 入力加速度における右側改良体盛土側と盛土直下地盤の，同一深度での水圧計の波形の重ね描きを示す。また，図 4.5.74 には同じ入力加速度における右側改良体の自由地盤側と自由地盤の，同一深度での水圧計の波形の重ね描きを示す。これらから以下の事が言える。

① 盛土側に着目すると，165 gal 入力では改良体上面から 50 cm までの水圧の漸増成分は，盛土直下地盤の方が改良体側面より小さい。改良体上面から 70 cm では，逆に盛土直下地盤の漸増成分の方が大きい。

② 同様に，241 gal 入力の盛土側では水圧の漸増成分の増加割合は，改良体側面・盛土直下地盤共にほぼ同じである。

③ 自由地盤側では，入力加速度の大きさや水圧計の設置された位置にかかわらず，漸増成分はほぼ同じ割合で増加している。

④ 従って，ある程度の入力加速度までは，盛土側では明らかに拘束効果が見られる。しかし，同じ盛土側であっても，盛土中央部と法尻部とで，また，深さ方向でも砂地盤の拘束効果には差があり，盛土中央部で且つ浅い方が拘束効果が大きいと考えられる。

(iv) 変　　位

i）図 4.5.75 に示す 165 gal，241 gal 入力加速度における，右側改良体上面と左側改良体上面の水平変位計の重ね描きより以下の事が言える。

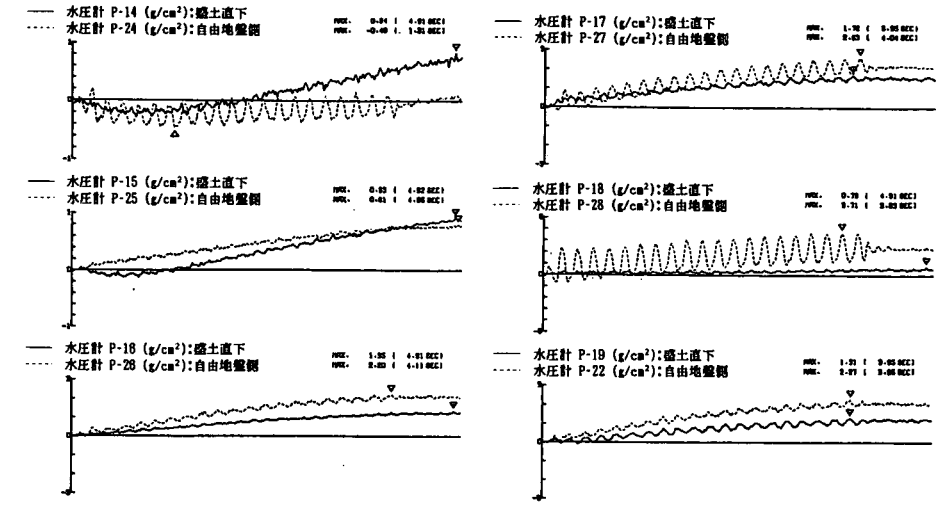
① 入力加速度にかかわらず同位相であり，ほぼ同振幅である。また，残留変位は互いに盛土から離れる方向に直線的に生じる。しかし，165 gal 入力までの加振加速度では残留変位はほとんど生じていない。

ii）図 4.5.76 に示す 165 gal，241 gal，341 gal 入力加速度における，右側改良体上面あるいは左側改良体上面の水平変位計と，盛土上面の水平変位計の波形の重ね描きより以下の事が言える。

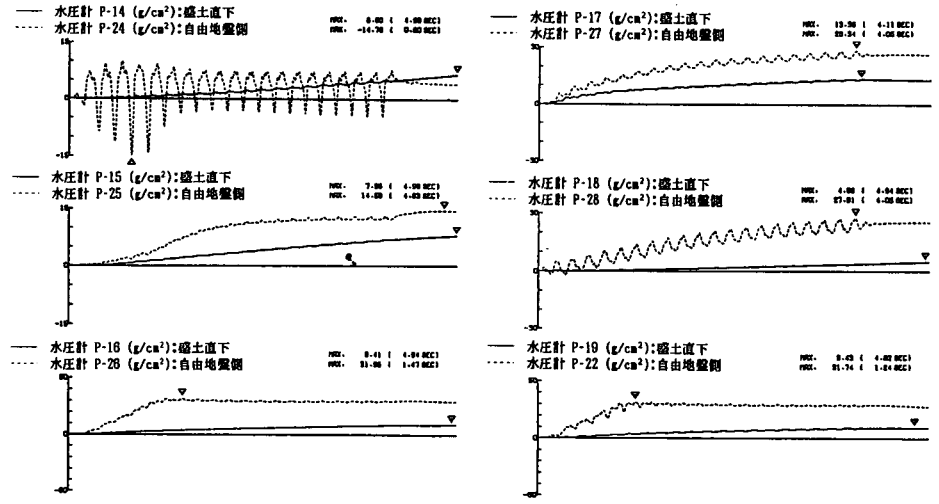
① 165 gal 入力まではほぼ同位相・同振幅である。

② 241 gal 入力の後半および 341 gal 入力では盛土上面の振幅の方が大きくなり，且つ位相が遅れてくる。

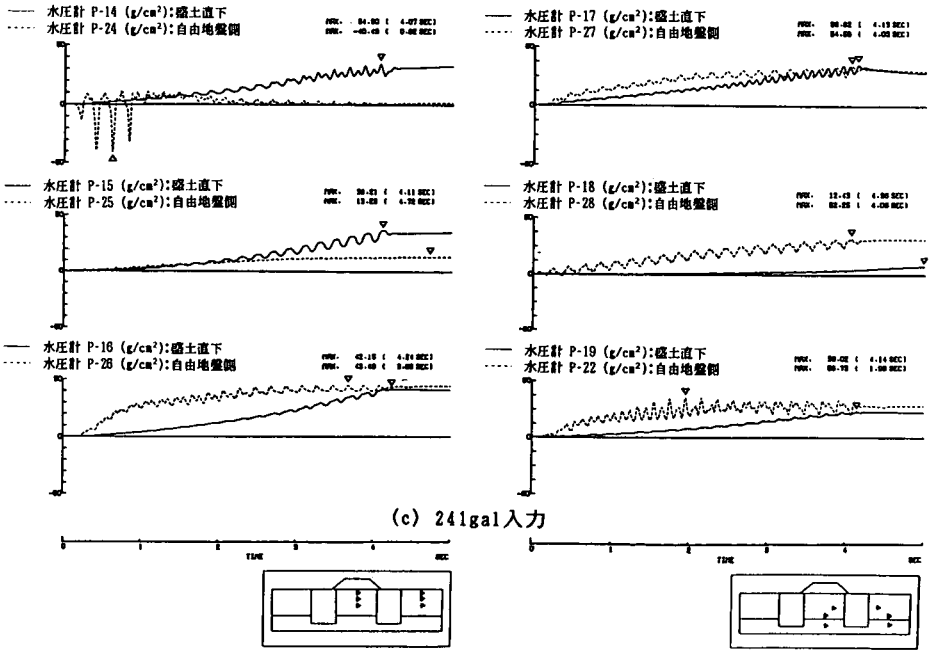
iii）図 4.5.77 に示す 165 gal，241 gal，341 gal 入力加速度における，右側改良体上面と下面近くの水平



(a) 73gal入力



(b) 165gal入力



(c) 241gal入力

図4.5.72 盛土直下と自由地盤の水圧波形

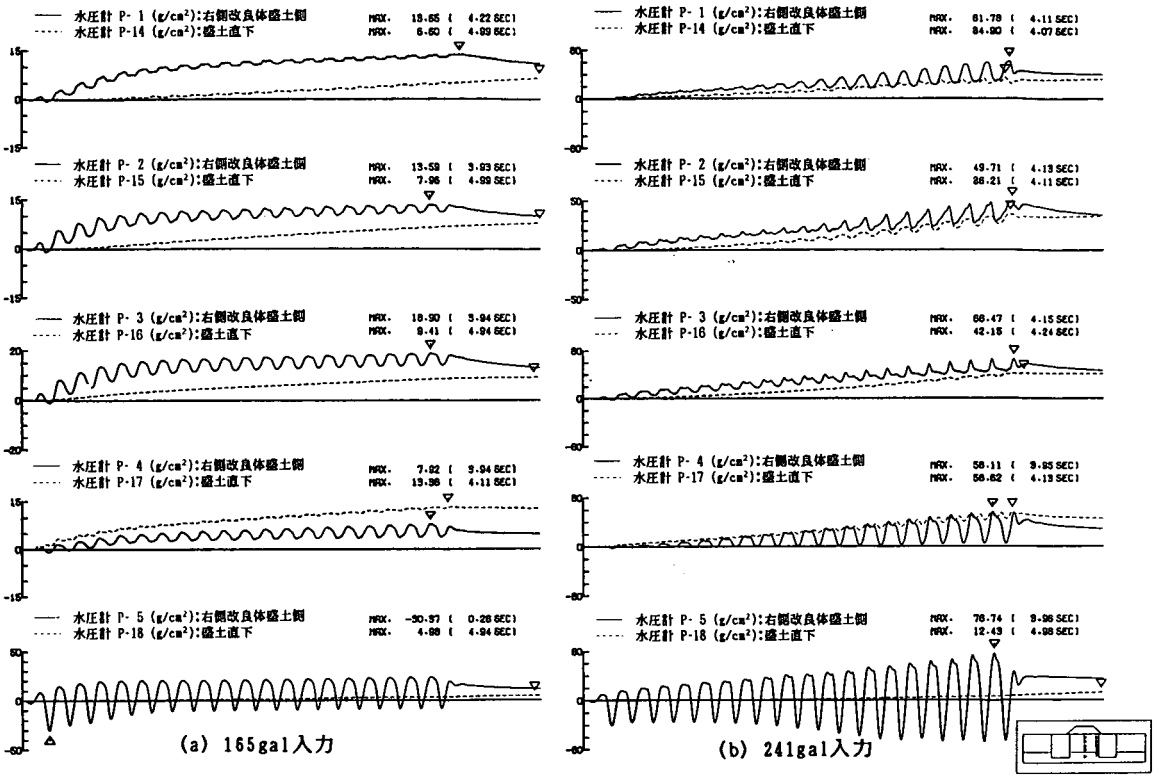


図4.5.73　右側改良体盛土側と盛土直下の水圧波形

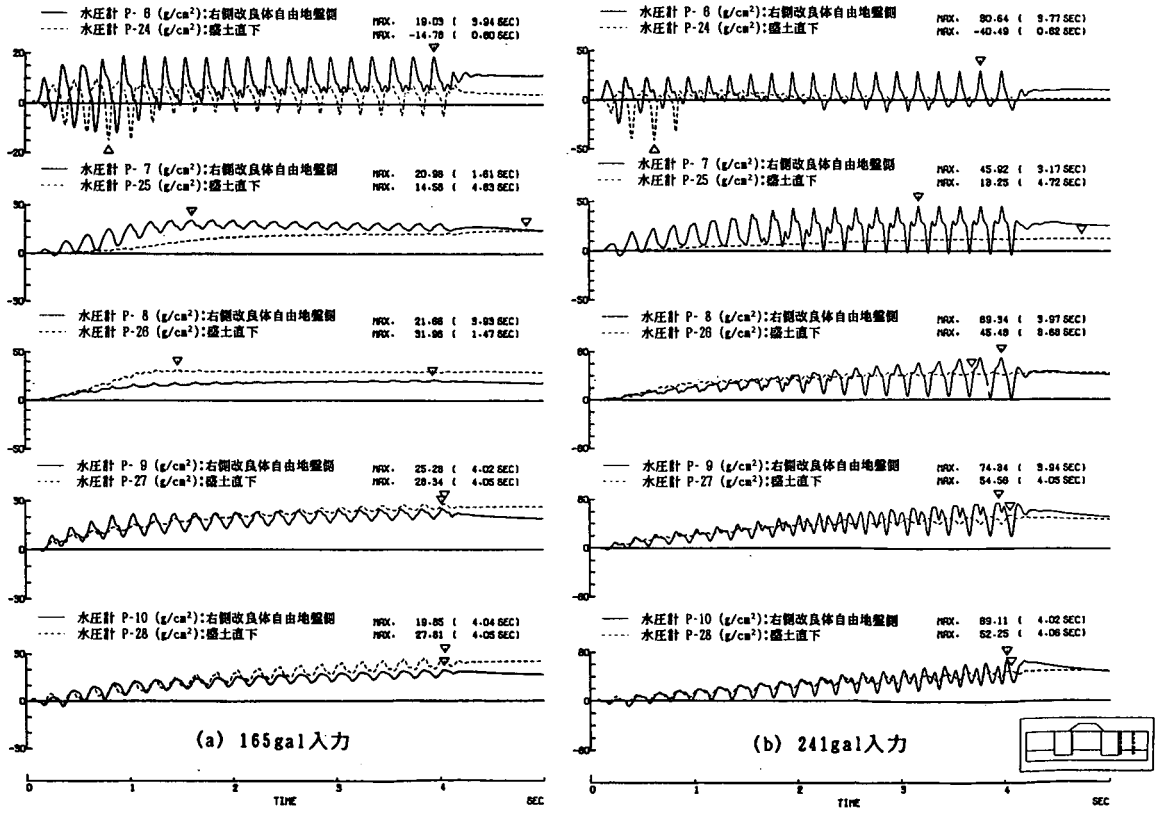


図4.5.74　右側改良体自由地盤側と自由地盤の水圧波形

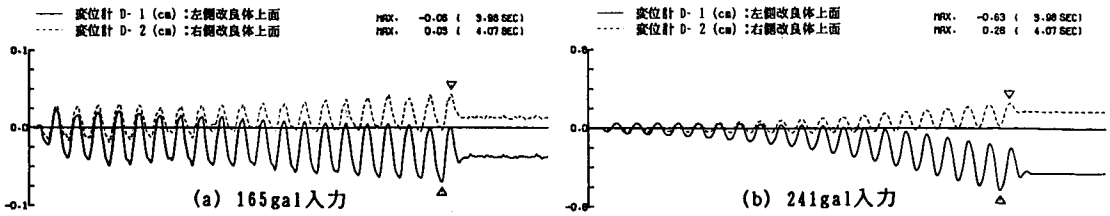


図4.5.75　左右の改良体の水平変位波形

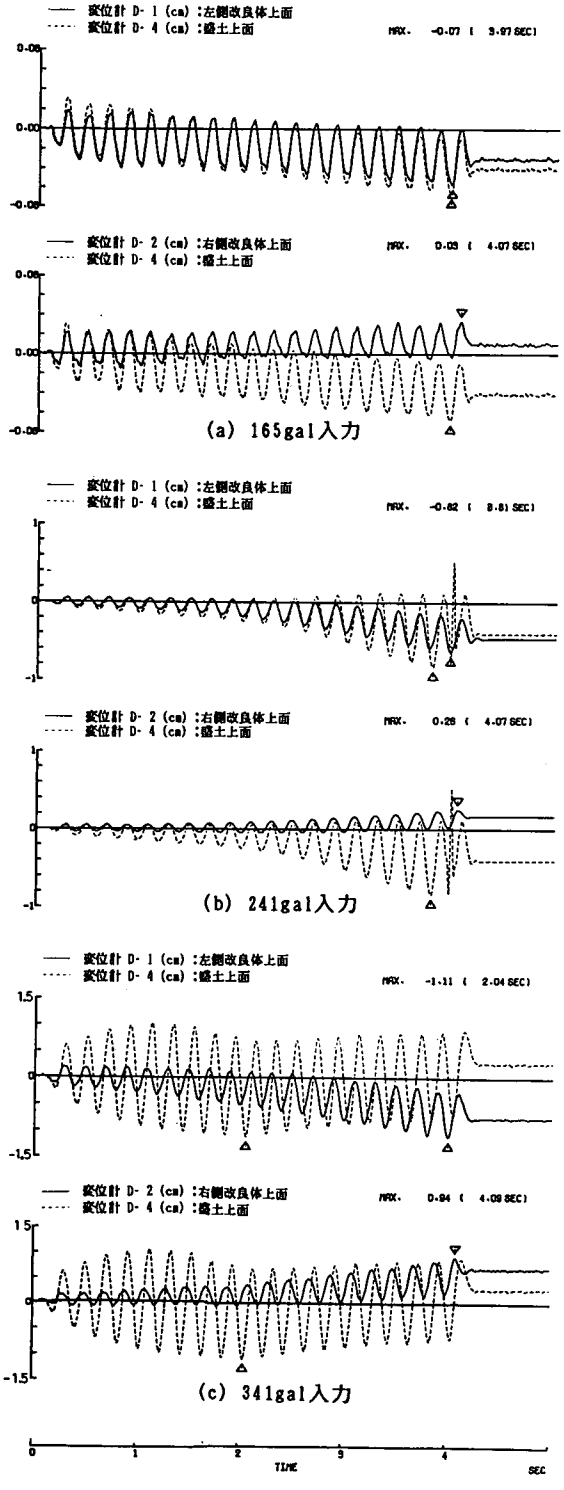


図4.5.76　改良体と盛土の水平変位波形

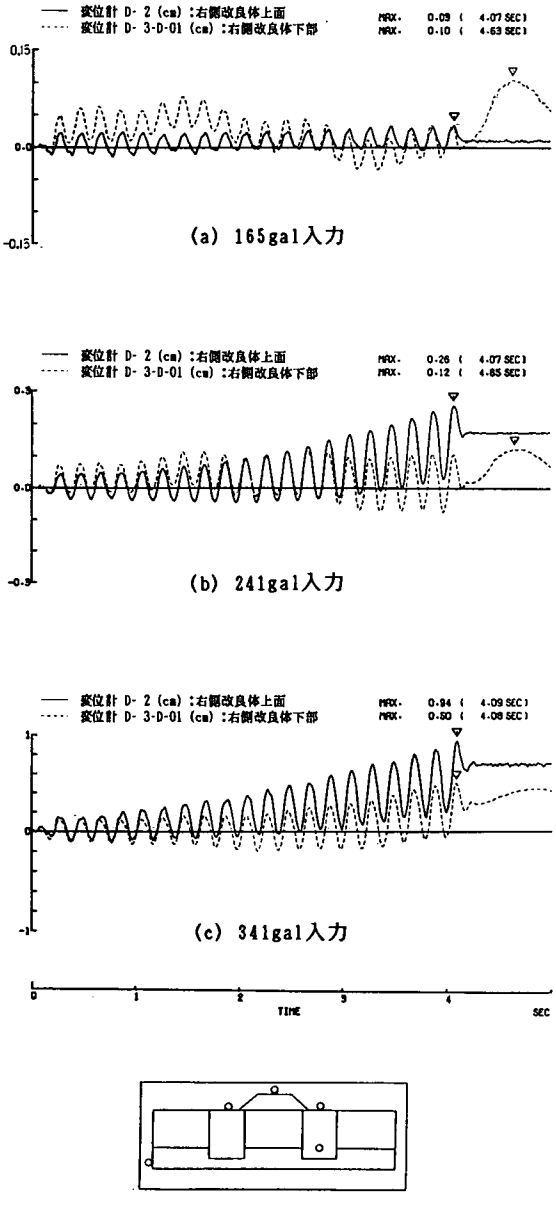


図4.5.77　右側改良体の上面と下面の水平変位波形

変位計の波形の重ね描きより以下の事が言える。

① 165 gal 入力ではほぼ同位相・同振幅である。

② 改良体の残留変位が明らかに生じている 241 gal および 341 gal 入力の後半では，改良体上面の振幅が若干大きくなり，且つ盛土側へ変位する時には，改良体上面の位相が若干遅れる。

③ 241 gal，341 gal 入力の第 19 波目の残留変位に着目すると，変位量としては小さいが，改良体上部の方が改良体下部よりも自由地盤側に変位しており，且つ自由地盤側の方が盛土側よりも沈下している。

iv) 図 4.5.78 に 165 gal，241 gal，341 gal 入力加速度における，右側改良体上面の盛土側と自由地盤側の鉛直変位計の波形の重ね描きを示す。また，図 4.5.79 に上記波形のリサージュ図を示す。これらより以下の事が言える。

① 165 gal までは残留変位はほとんど生じていない。

② 241 gal 入力では鉛直変位計の波形はほぼ逆位相であり，341 gal 入力では盛土側の鉛直変位計の波形は，自由地盤側よりほぼ 90° 遅れている。また，残留変位が始まると盛土側の振幅が大きくなることから，盛土側では上下運動が特に大きいと考えられる。同様の事は，(i) ii) ①の鉛直加速度からも考えることができる。

③ 従って，改良体の残留変位は自由地盤側に傾く様な形で生じていると考えられる。

v) 図 4.5.80 に示す 165 gal，241 gal，341 gal 入力加速度における盛土上面と下面の鉛直変位計の波形の重ね描きより以下の事が言える。

① 165 gal 入力までの加振加速度では，盛土上面と下面の沈下量は少なく，且つほぼ等しい。

② 241 gal，341 gal 入力では盛土上面の沈下量が大きくなるが，その多くは盛土の側方流動に起因している。

vi) 図 4.5.81 に示す 241 gal，341 gal 入力加速度における左側改良体上面あるいは右側改良体上面の水平変位計と，盛土上面の鉛直変位計の波形の重ね描きより以下の事が言える。

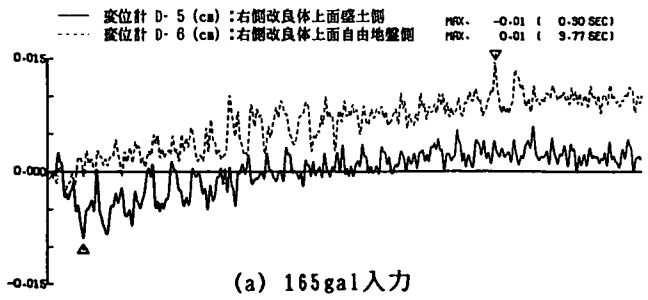
① 盛土は沈下と若干の隆起を繰返しながら残留沈下を生じているが，241 gal，341 gal 入力では，左側改良体が中立付近から盛土側へ変位し，且つ右側改良体が中立付近から自由地盤側へ変位する時に若干の隆起があり，その他のモードの時沈下が生じている。

(v) 側圧と過剰間隙水圧

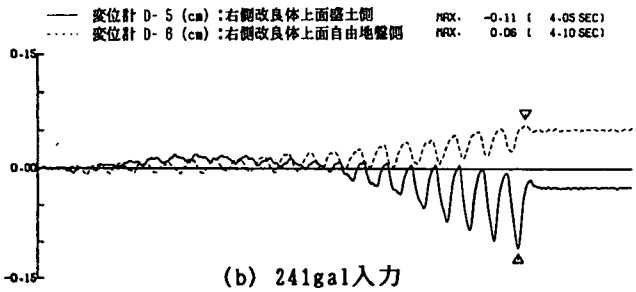
図 4.5.82 (1)～(6)に示す各入力加速度における右側改良体の盛土側と自由地盤側の，同一深度における側圧計と水圧計の波形の重ね描きより以下の事が言える。

① 自由地盤側では入力加速度にかかわらずほぼ同位相である。48 gal，73 gal 入力では水圧の振幅が小さい為に，側圧の中に占める水圧成分の割合は小さい。113 gal 入力では地表から 10 cm の所で水圧の振幅が大きくなり，以後入力加速度の増大と共にこの傾向は深さ方向に広がっていく。241 gal，341 gal 入力では更に水圧の波形が側圧の波形に似てくるために，水圧成分が側圧成分に良く反映されている。一方，支持層では入力加速度にかかわらず側圧の中に占める水圧の割合は小さい。

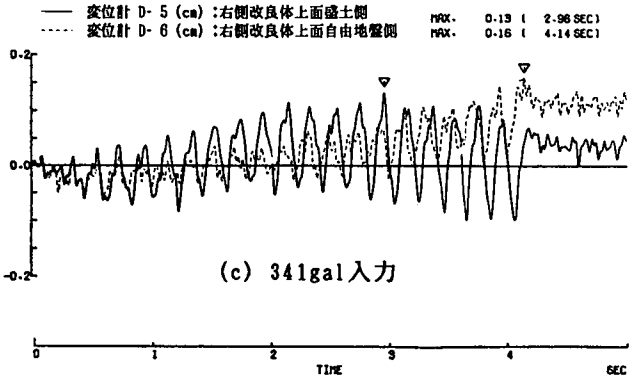
② 盛土側の 48～165 gal 入力では改良体表面から 30 cm まではほぼ逆位相であり，241 gal，341 gal 入力でほぼ同位相である。それ以深では，入力加速度にかかわらずほぼ同位相である。



(a) 165gal入力

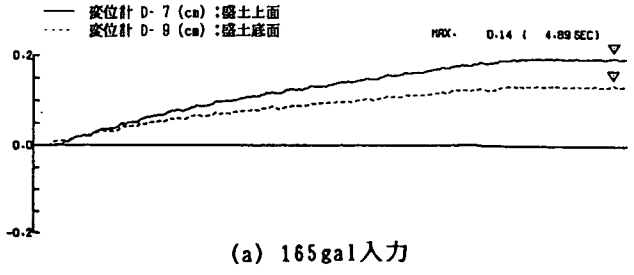


(b) 241gal入力

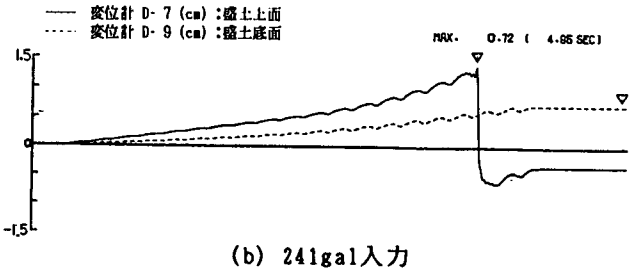


(c) 341gal入力

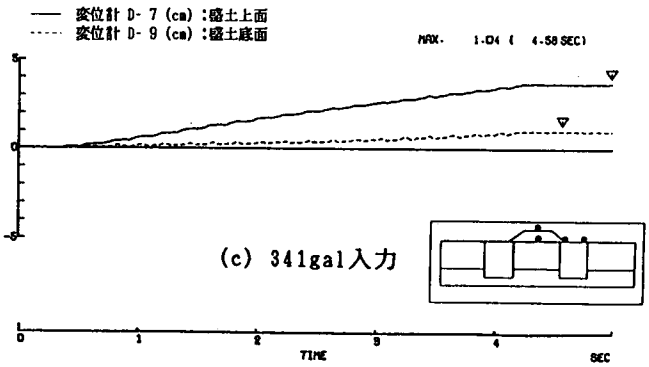
図4.5.78　右側改良体の鉛直変位波形



(a) 165gal入力

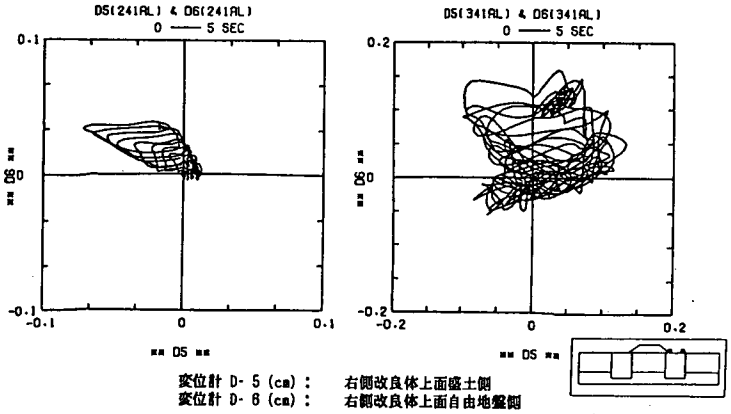


(b) 241gal入力



(c) 341gal入力

図4.5.80　盛土の鉛直変位波形



(a) 241gal入力　　(b) 341gal入力

図4.5.79　右側改良体の鉛直変位波形のリサージュ図

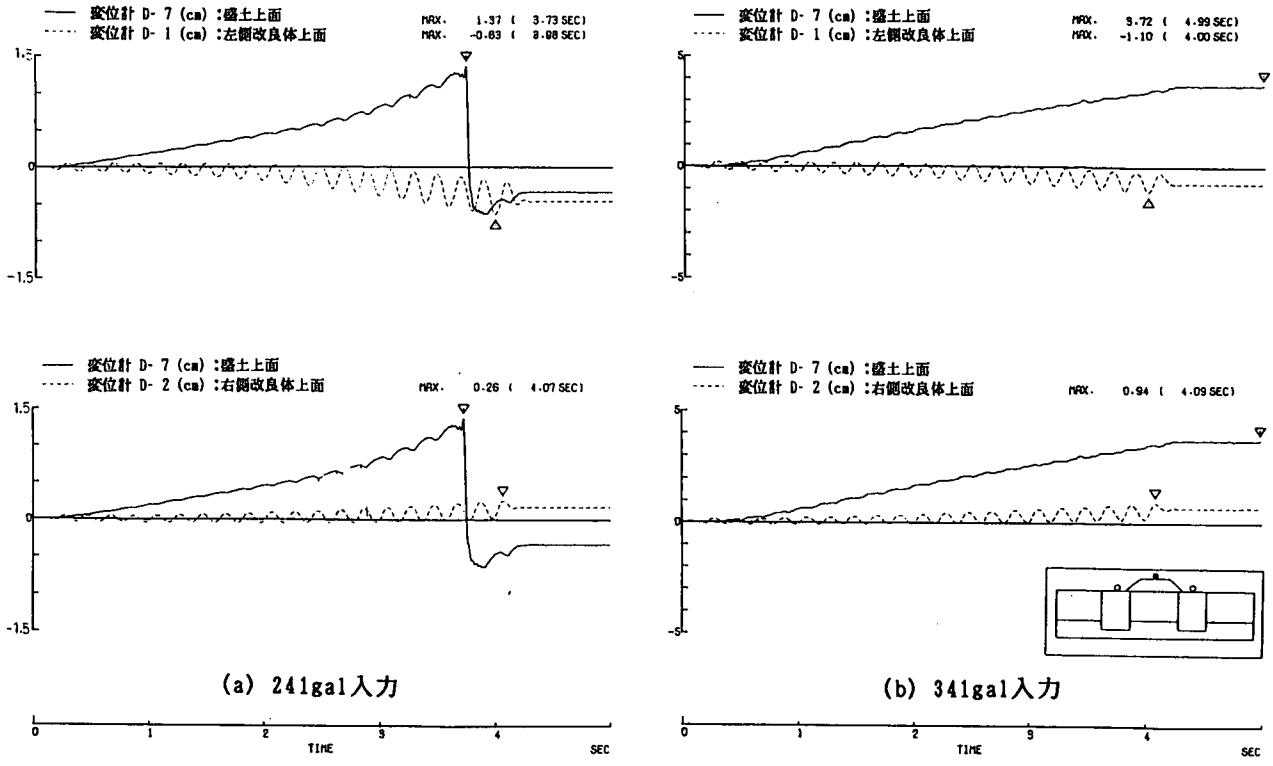


図4.5.81　改良体の水平変位波形と盛土の鉛直変位波形

③　盛土側は自由地盤側に比べると，水圧成分の振幅が小さく，水圧成分が側圧成分に反映される割合が小さいと考えられる。

(vi)　側圧と変位

i）図 4.5.83 (1)～(3)に示す 165 gal, 241 gal, 341 gal 入力加速度における右側改良体上面の水平変位計と，同じ改良体の盛土側と自由地盤側の側圧計の波形の重ね描きより以下の事が言える。

①　盛土側は入力加速度にかかわらず，改良体表面から 50 cm までは同位相であり，それ以深では逆位相である。

②　自由地盤側は入力加速度にかかわらず，砂層では逆位相であり，支持層では同位相である。

③　上記の関係をまとめると図 4.5.84 のようになる。同図では改良体が変位した前面で側圧が減少し，背面では増加しているが，これは剛体に作用する動水圧と同じである。

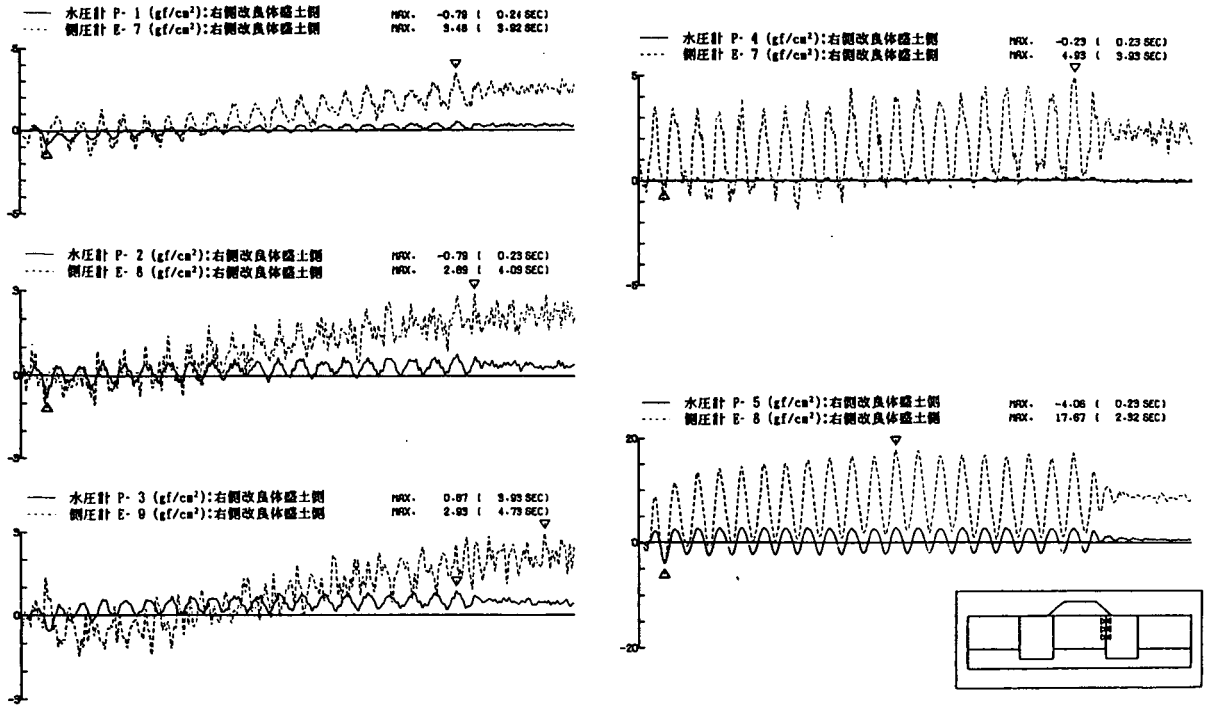
ii）図 4.5.85 に示す 165 gal, 241 gal 入力加速度における右側改良体上面の水平変位計と，同じ改良体の反力計の波形の重ね描きより以下の事が言える。

①　入力加速度にかかわらず盛土側，自由地盤側ではほぼ同位相であり，中央部ではほぼ逆位相である。

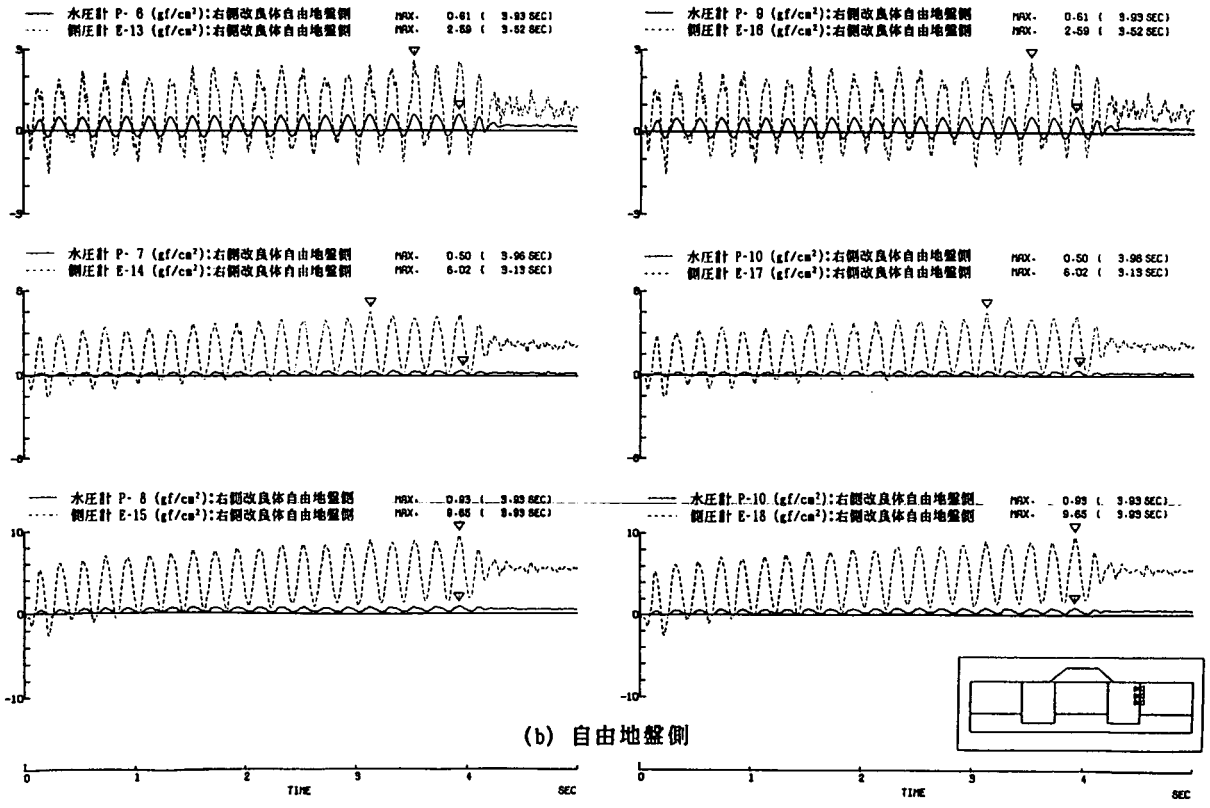
②　この関係をまとめると図 4.5.84 のようになる。

iii）図 4.5.86 に示す 165 gal, 241 gal 入力加速度における左側改良体上面の水平変位計と，同じ改良体の盛土側の側圧計の波形の重ね描きより以下の事が言える。

①　入力加速度にかかわらず，盛土側では改良体の表面から 50 cm までは逆位相であり，それ以深では同位相である。



(a) 盛土側



(b) 自由地盤側

図4.5.82 (1) 右側改良体の側圧波形と水圧波形（48gal 入力）

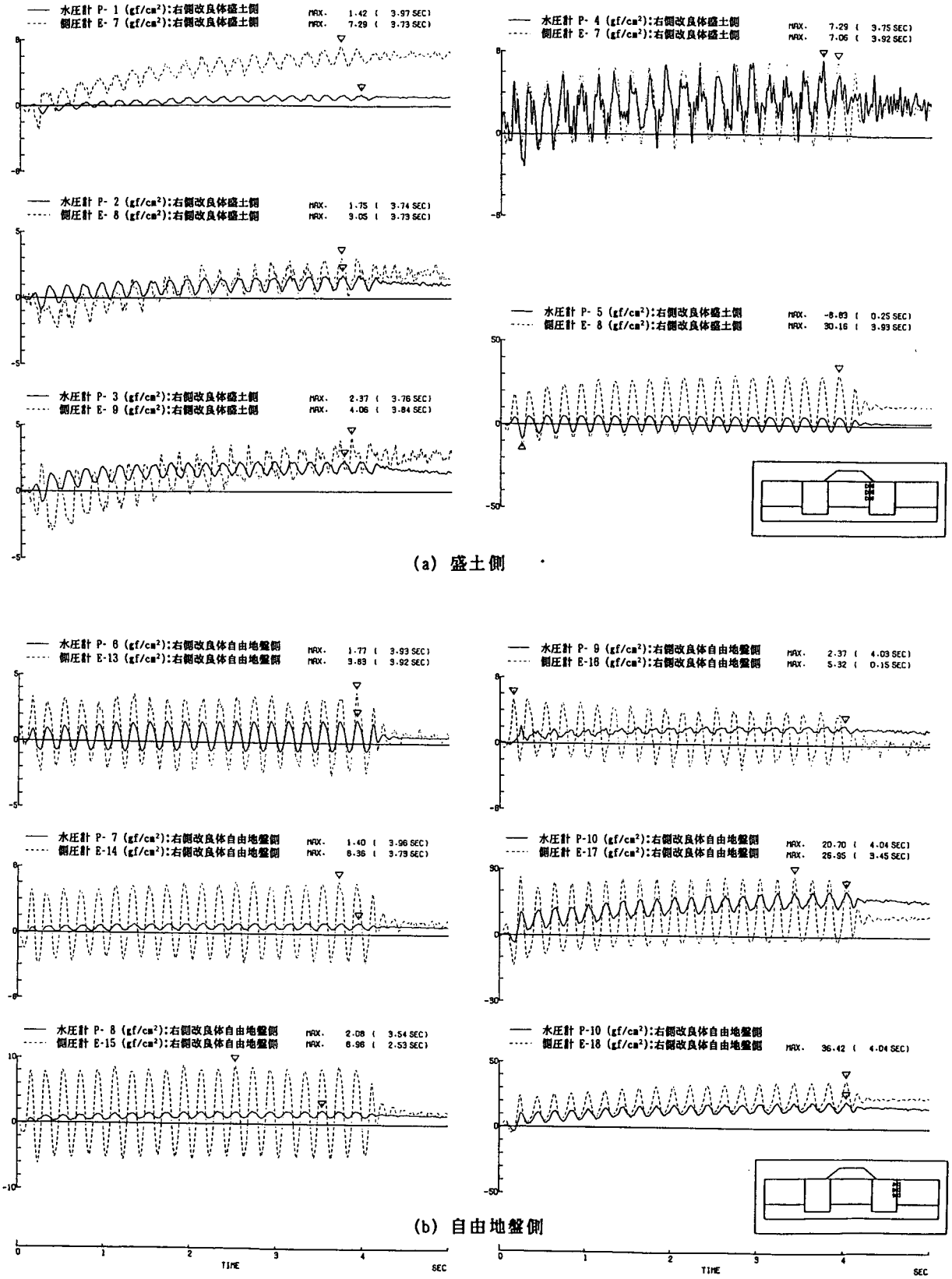


図4.5.82 (2) 右側改良体の側圧波形と水圧波形（73gal入力）

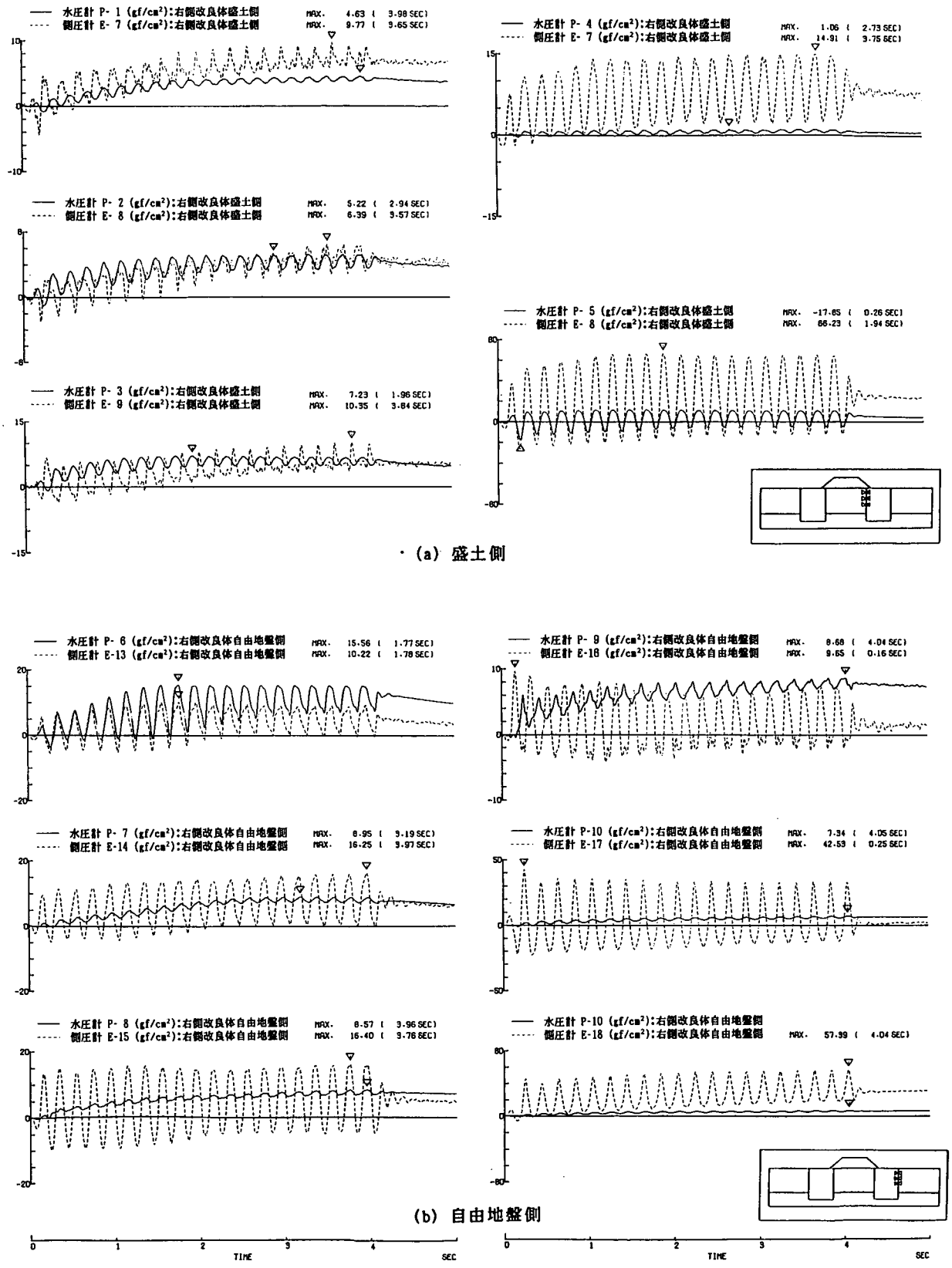


図4.5.82 (3) 右側改良体の側圧波形と水圧波形（113gal入力）

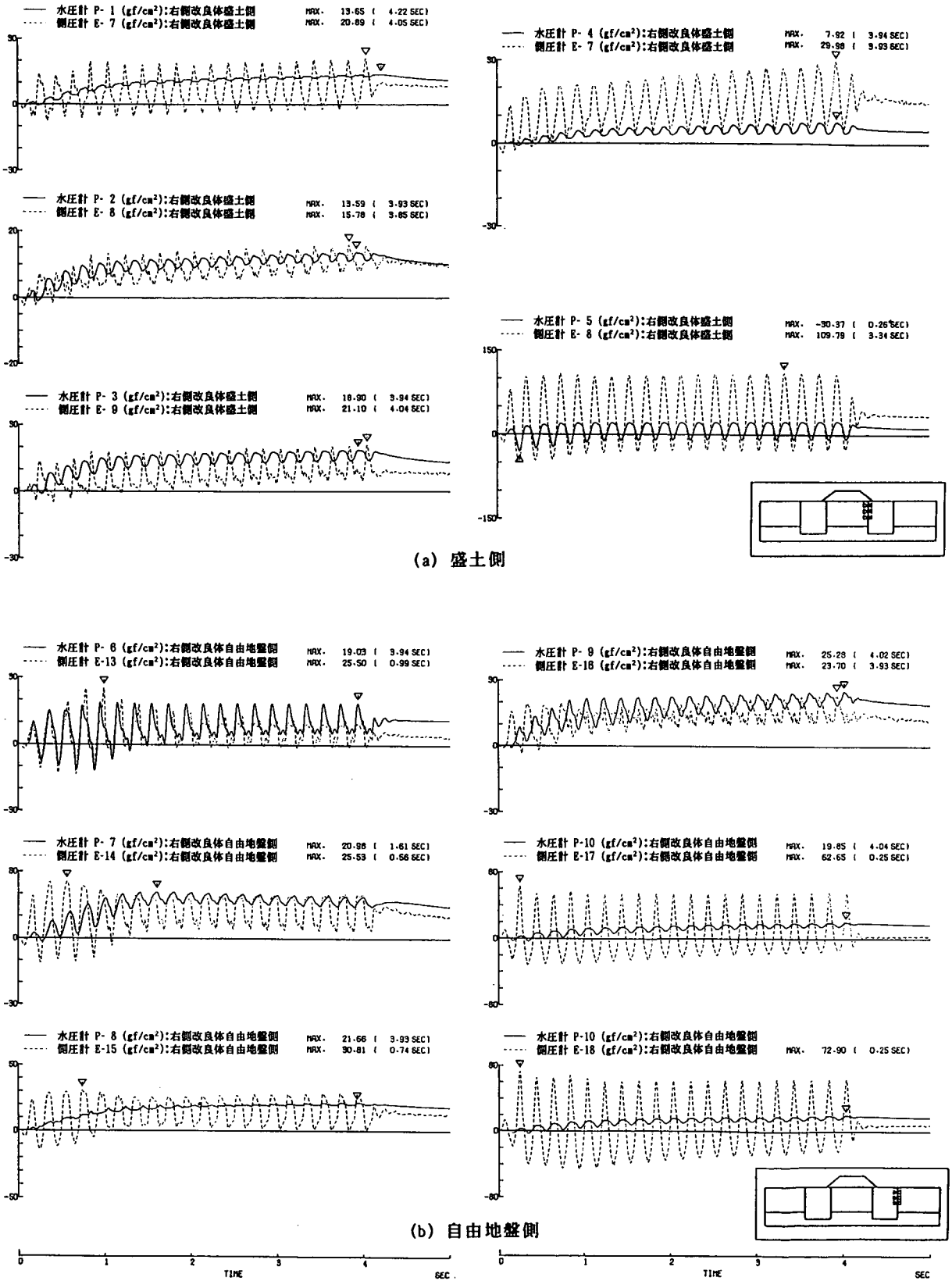


図4.5.82 (4) 右側改良体の側圧波形と水圧波形（165gal入力）

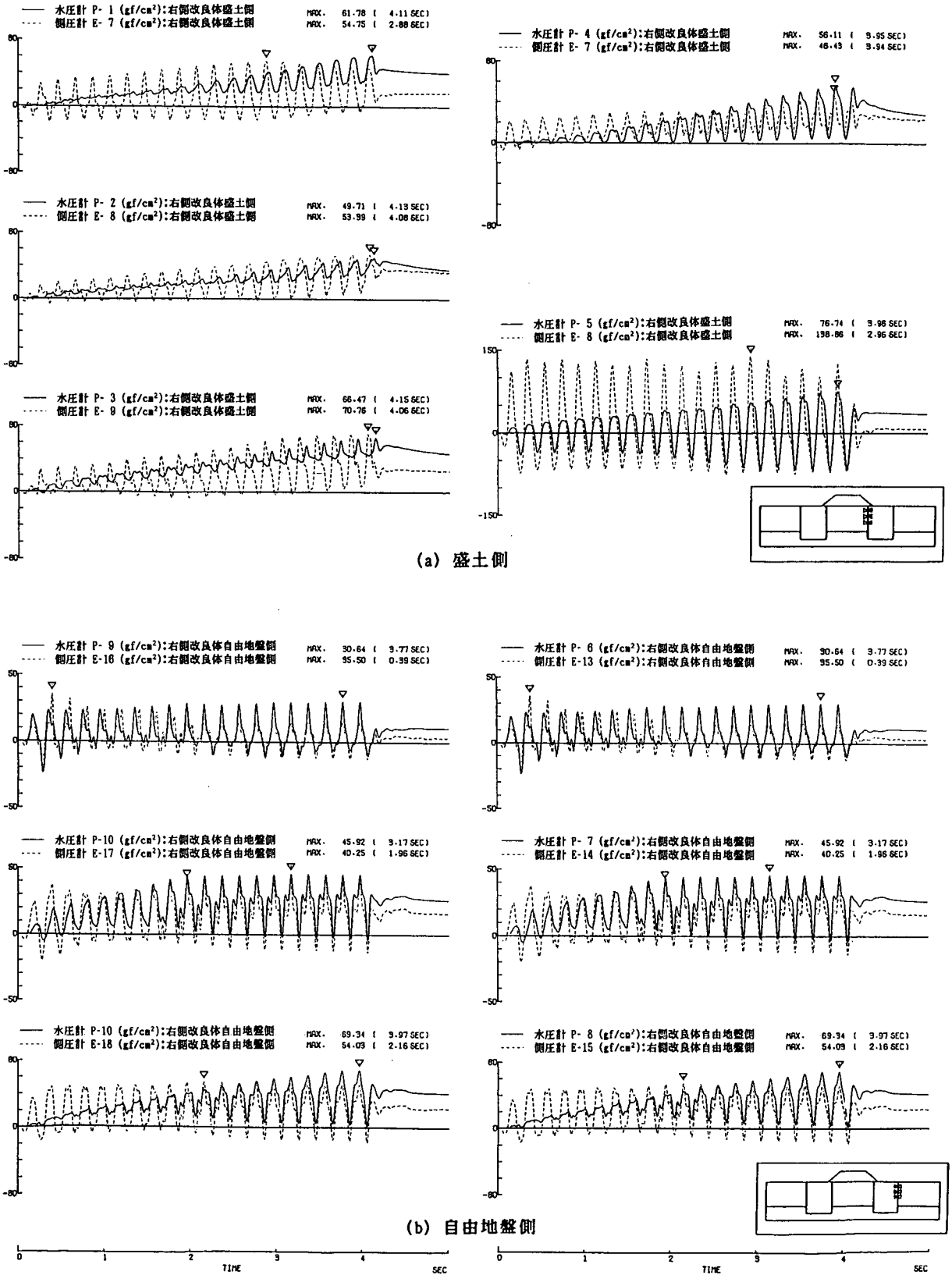


図4.5.82 (5) 右側改良体の側圧波形と水圧波形（241gal入力）

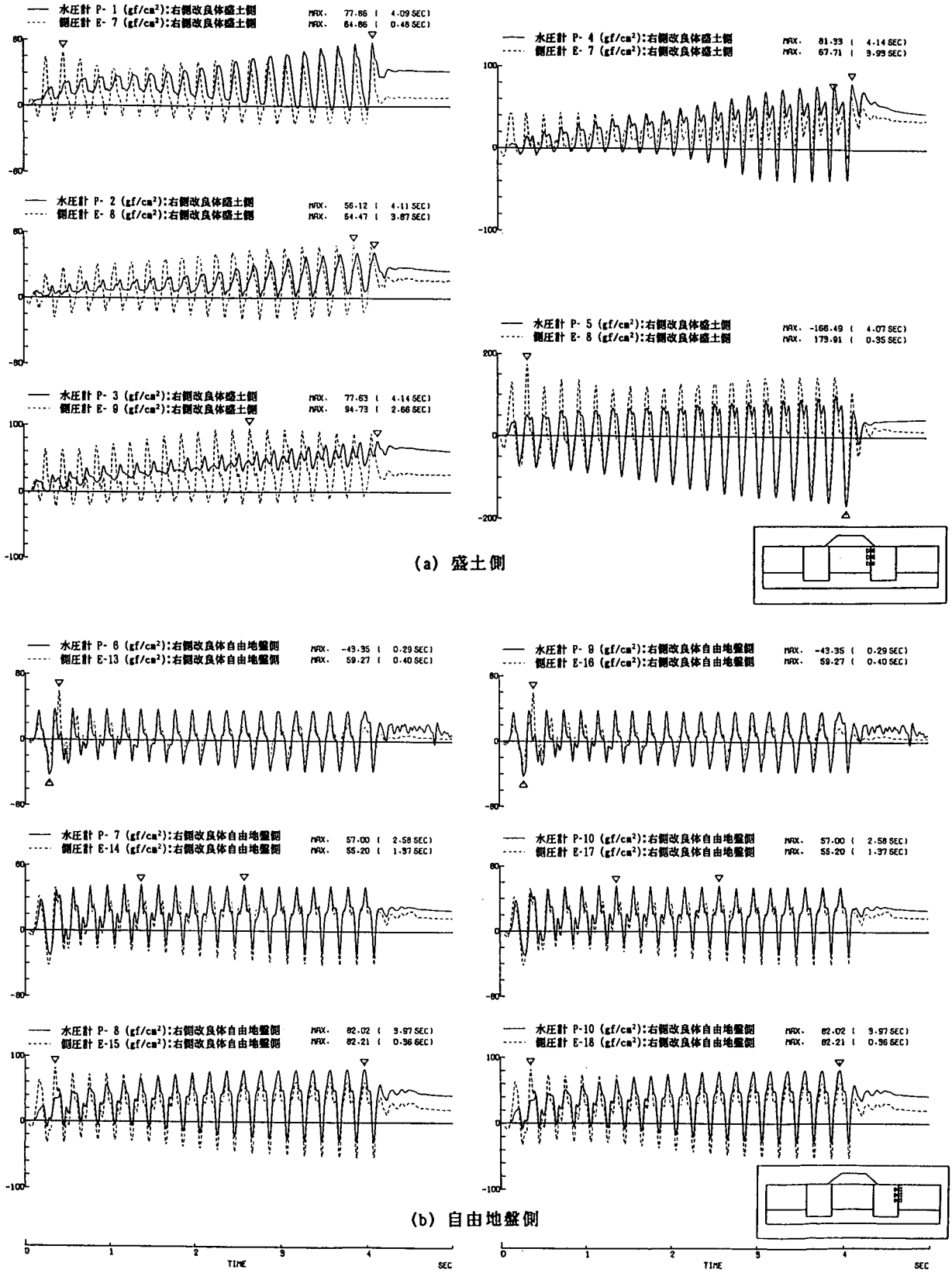


図4.5.82 (6) 右側改良体の側圧波形と水圧波形（341gal入力）

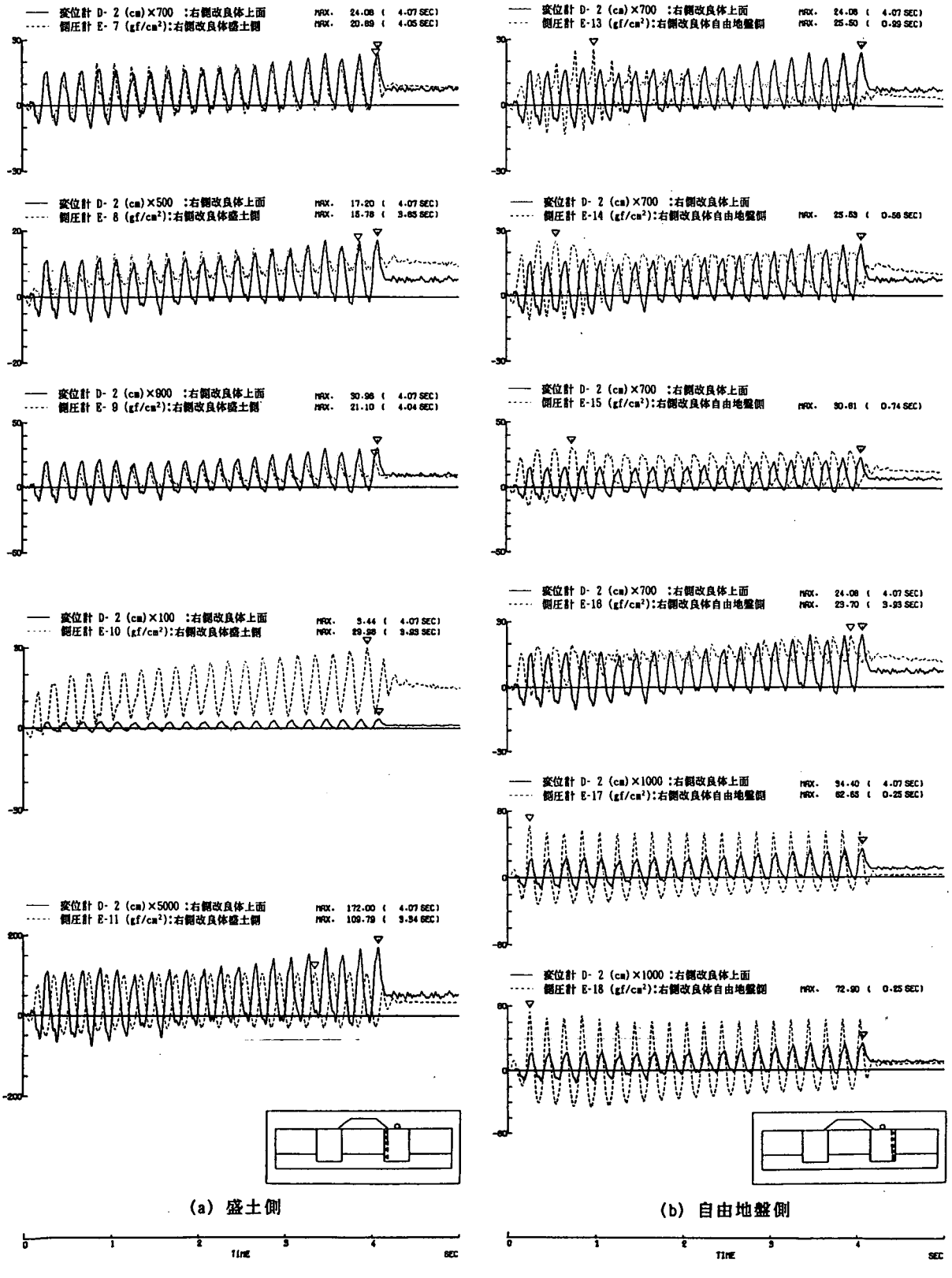


図4.5.83 (1) 右側改良体の水平変位波形と側圧波形（165gal入力）

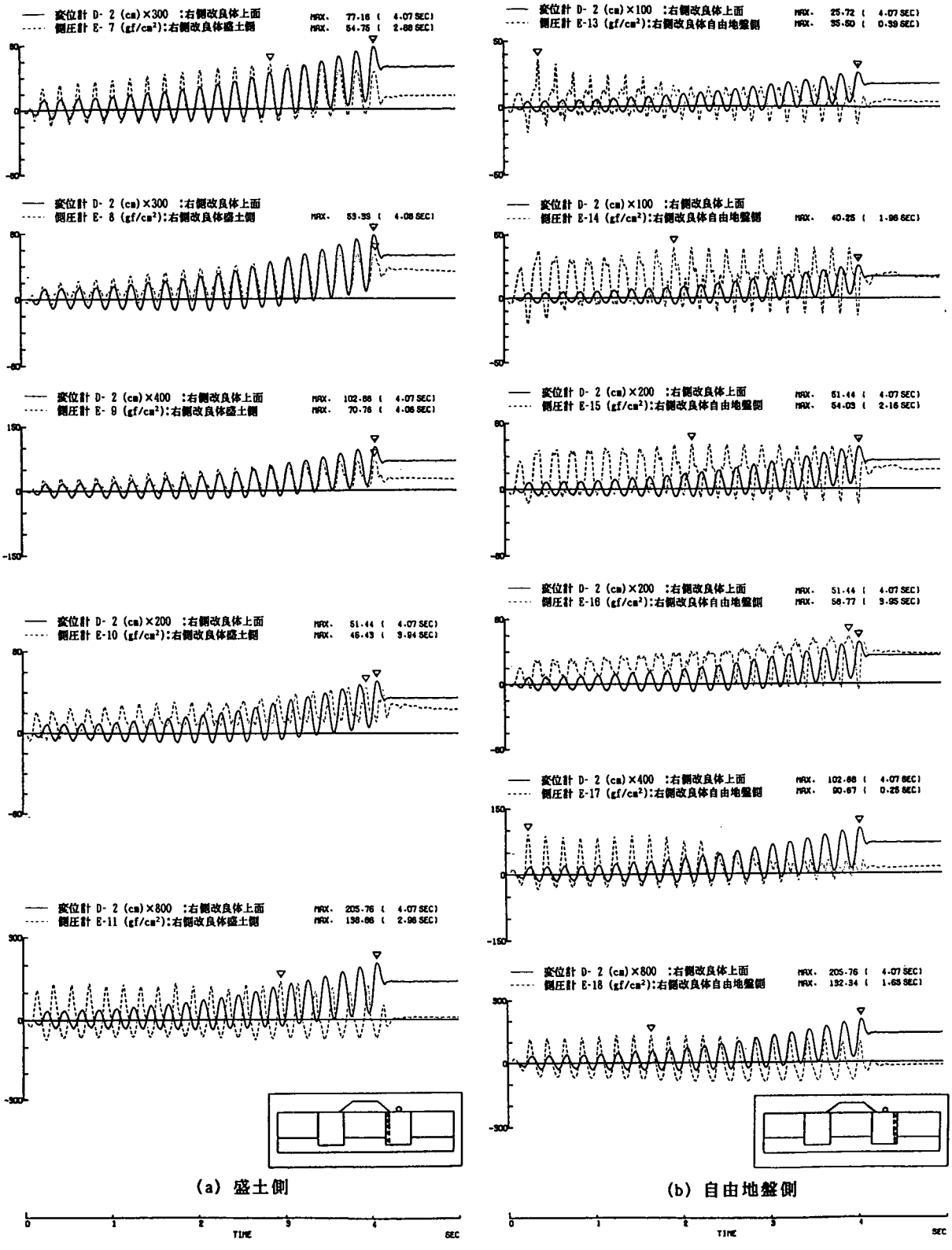


図4.5.83 (2) 右側改良体の水平変位波形と側圧波形 (241gal入力)

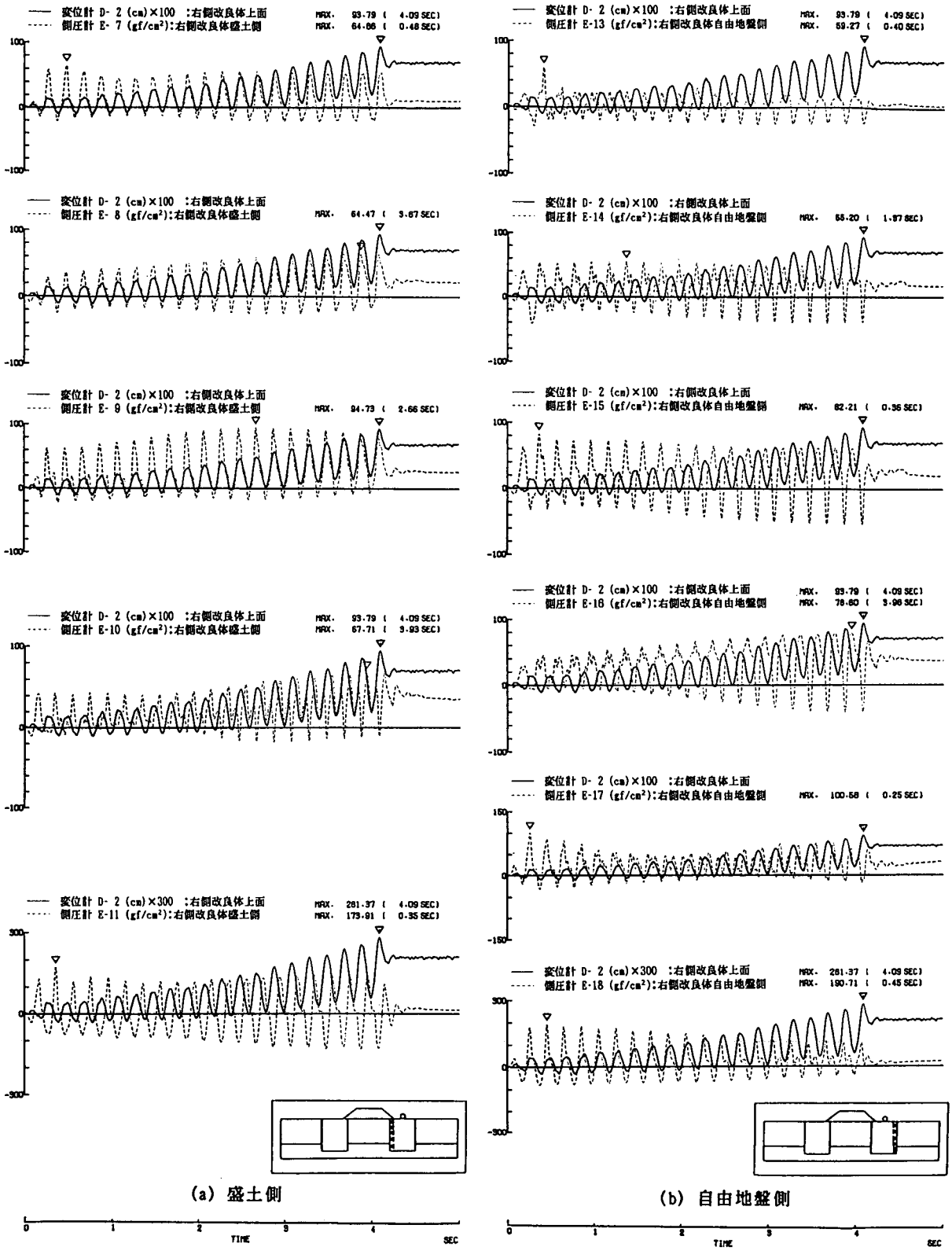
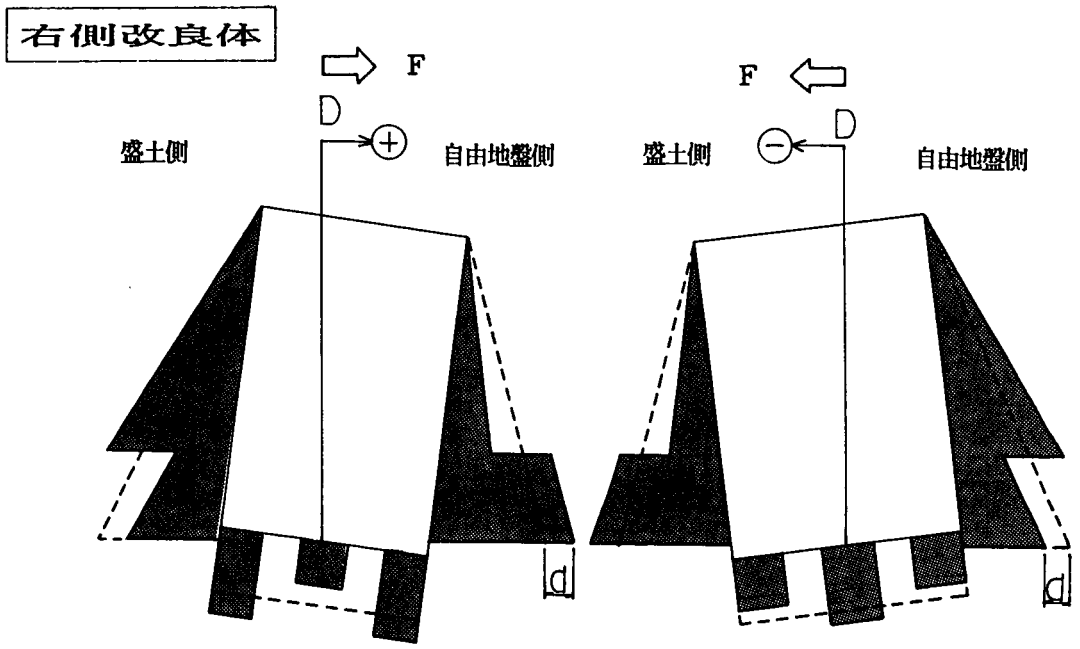
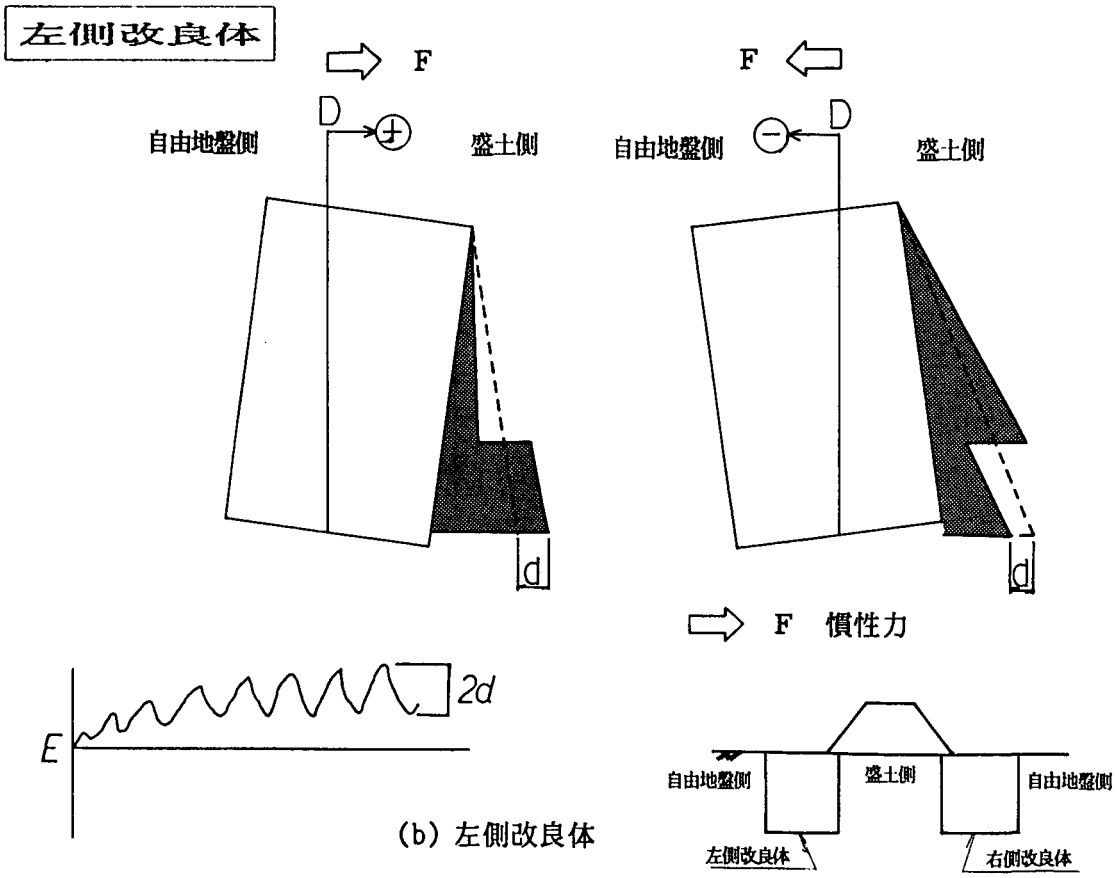


図4.5.83 (3) 右側改良体の水平変位波形と側圧波形（341gal入力）



(a) 右側改良体



(b) 左側改良体

図4.5.84 慣性力，側圧，水平変位の関係

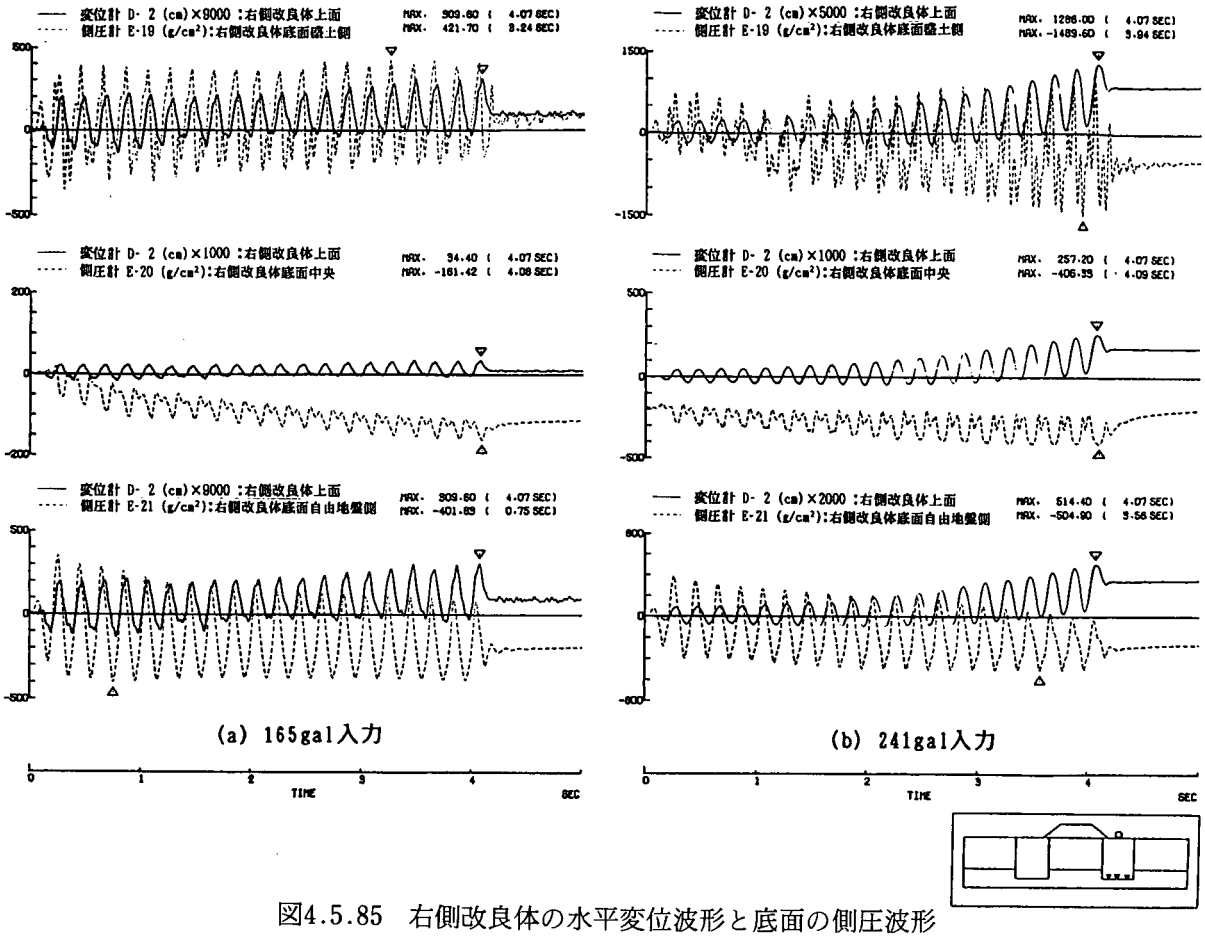


図4.5.85　右側改良体の水平変位波形と底面の側圧波形

② この関係をまとめると図 4.5.84 のようになる。これは右側改良体と同様の結果であるために，自由地盤側の測定値は無いが，左側改良体にも動水圧が作用すると考える事ができる。

(vii) 加速度と変位

i）図 4.5.87 に示す 241 gal 入力加速度における右側改良体上面の水平加速度計の波形と，同じ改良体上面或いは下面付近の水平変位計の波形の重ね描きより以下の事が言える。

① 右側改良体上面の水平変位計の位相は，水平加速度計の位相に対して同位相より若干遅れている。

② 右側改良体下面付近の水平変位計の位相は，水平加速度計の位相と同位相である。

③ 従って，改良体が最も自由地盤側あるいは盛土側に変位した時に，変位した方向と同じ向きの慣性力が最大となる。

ii）図 4.5.88 に示す 241 gal 入力加速度における左側改良体上面あるいは下面の水平加速度計の波形と，同じ改良体上面の水平変位計の波形の重ね描きより以下の事が言える。

① 左側改良体上面の水平変位計の位相は，水平加速度計の位相に対して，同位相より若干遅れている。

② 右側改良体と同様に，改良体が最も自由地盤側あるいは盛土側に変位した時に，変位した方向と同じ向きの慣性力が最大となる。

iii）図 4.5.89 に 241 gal 入力加速度における盛土上面の水平加速度計の波形と，同じ場所あるいは盛土下面の鉛直変位計の波形の重ね描きを示す。また，図 4.5.90 には同じ入力加速度における盛土下面の

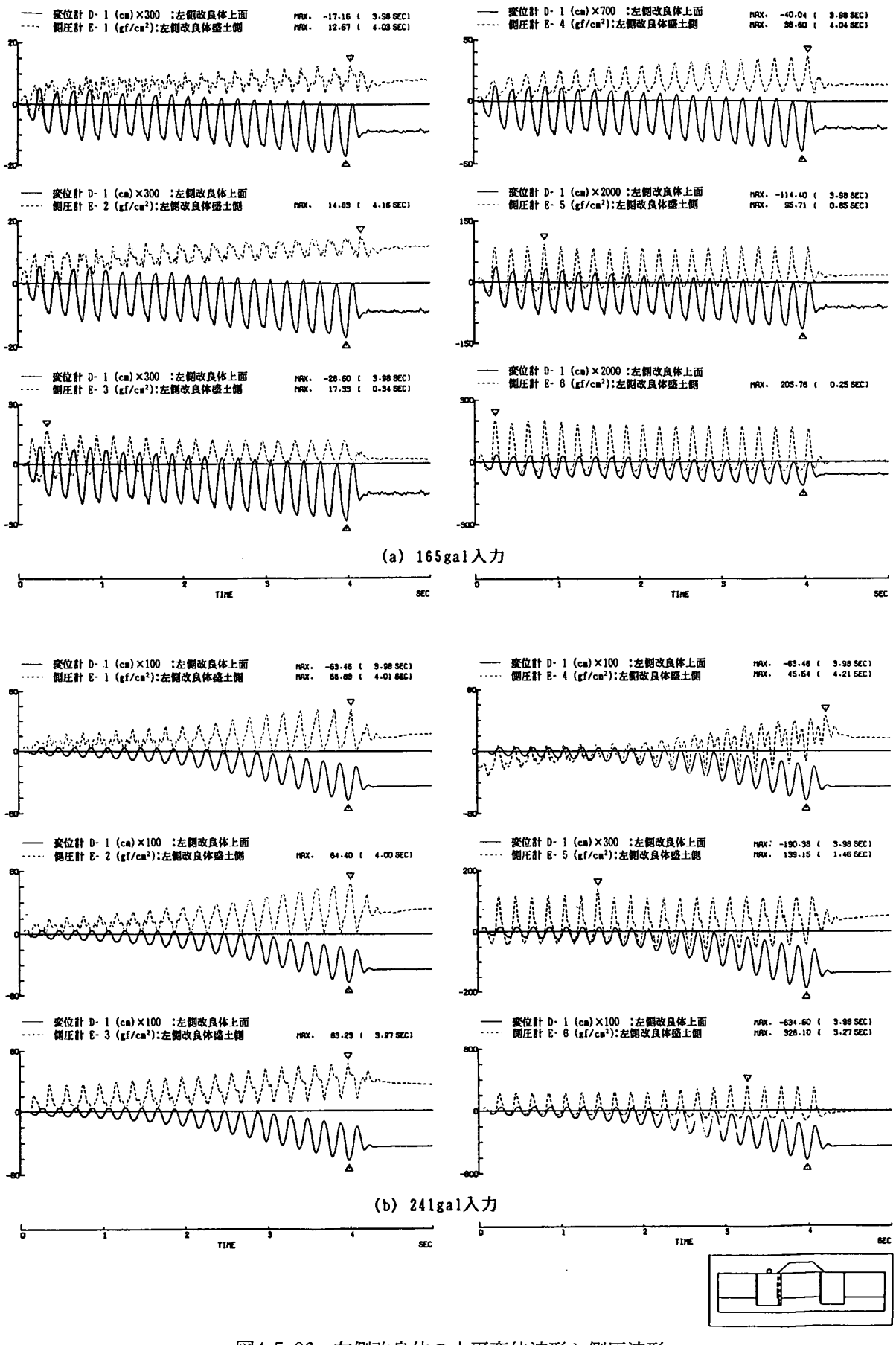


図4.5.86　左側改良体の水平変位波形と側圧波形

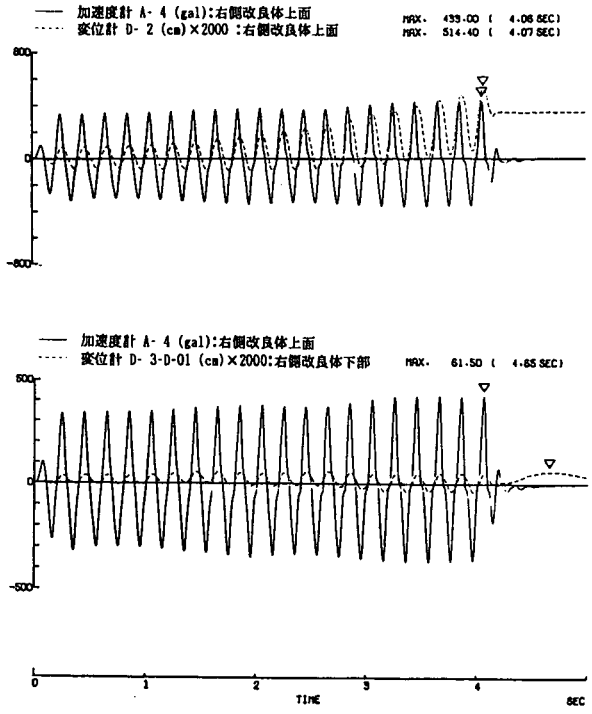


図4.5.87　右側改良体の水平加速度波形と水平変位波形

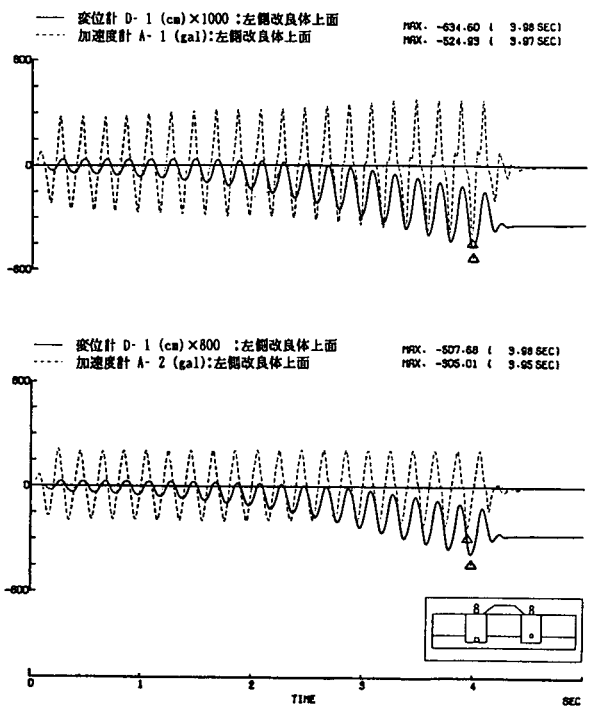


図4.5.88　左側改良体の水平加速度波形と水平変位波形

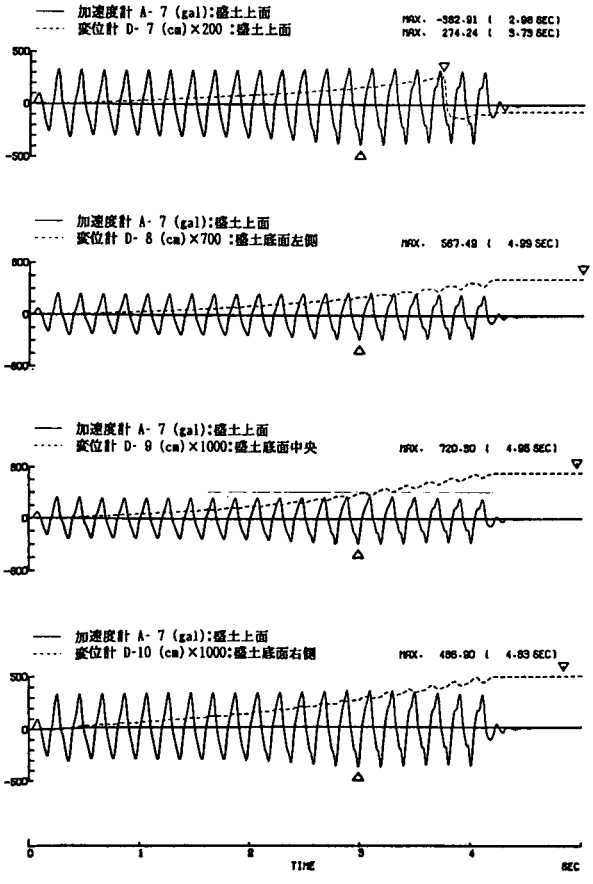


図4.5.89　盛土上面の水平加速度波形と鉛直変位波形

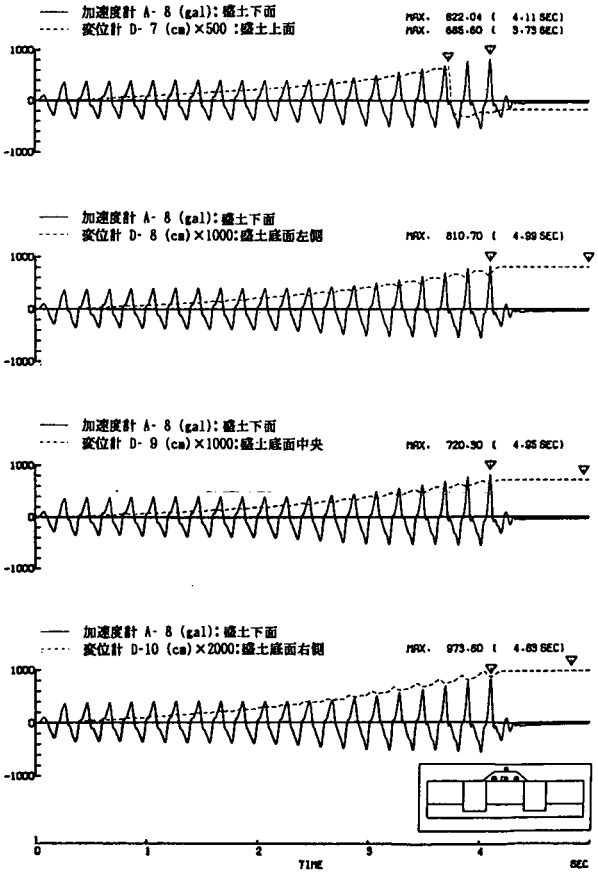


図4.5.90　盛土下面の水平加速度波形と鉛直変位波形

水平加速度計の波形と，同じ場所あるいは盛土上面の鉛直変位計の波形の重ね描きを示す。これらから以下の事が言える。

① 水平加速度計と鉛直変位計の波形はほぼ逆位相である。

② 従って，盛土に作用する慣性力が右向きの時に盛土は隆起し，盛土に作用する慣性力が左向きの時に盛土は沈下している。

iv）図 4.5.91 に示す 241 gal 入力加速度における右側改体上面の水平加速度計の波形と，盛土上面あるいは下面の鉛直変位計の波形の重ね描きより以下の事が言える。

① 盛土の上面と下面の鉛直変位計の波形は，右側改良体の水平加速度計の波形に対して逆位相より更に遅れている。

② 従って，改良体に作用する慣性力が右向きの時に盛土は隆起し，改良体に作用する慣性力が左向きの時に盛土は沈下している。

これまで検討してきた変位と慣性力の関係をまとめると図 4.5.92 のようになる。なお，図中には砂層の盛土側と自由地盤側の慣性力の方向も合わせて記している。

2）側圧の振動成分と動水圧の検討

165 gal, 241 gal, 341 gal 入力加速度において，右側改良体の盛土側および自由地盤側の側圧計の波形の第19 波目の振動成分の半振幅（実測値）と，Westergaard の公式[7] を拡張することにより求めた動水圧の計算

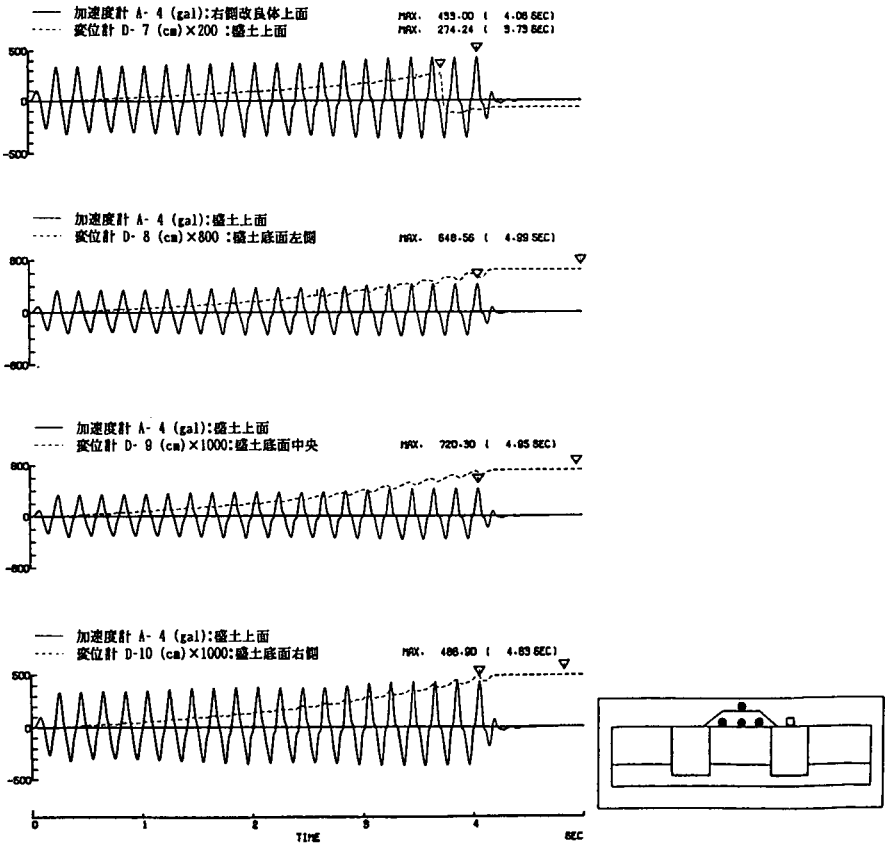


図4.5.91　右側改良体の水平加速度波形と盛土の鉛直変位波形

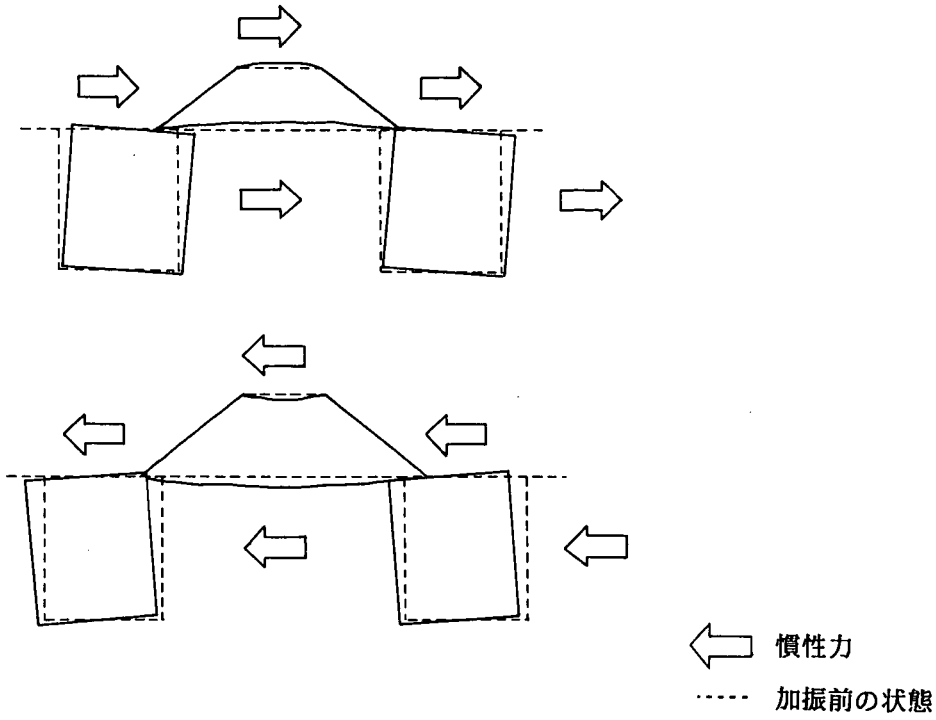


図4.5.92　盛土モデルの変位と外力の概念図

値を比較している。動水圧の算定に当たっては，完全液状化状態（$\Delta u=\sigma_{v0}'$）として γ_{sat} を用いる場合[8]と，水圧計から過剰間隙水圧比 R_u（$=\Delta u/\sigma_{v0}'$）を求め，過剰間隙水圧の上昇を考慮して（$\gamma_w+R_u\gamma'$）を用いる場合の2種類の計算を行なっている。更に，165 gal 入力の盛土側では，盛土に作用する慣性力による増加応力を，下部土層の表面に作用する水平せん断力として2次元弾性論[9]により求め，併せて検討を行なっている。

なお，計算に用いた加速度は，右側改良体の上面と下面の水平加速度計の第19波目の振幅を側圧計までの距離で線形補完している。また，R_u の算定にあたっては，有効土被り圧は地表面から考え，過剰間隙水圧は水圧計の第19波目の漸増分としている。

表4.5.19，図4.5.93(1)～(3)に γ_{sat} を用いた計算結果と実測値を示す。

表4.5.20，図4.5.94(1)～(3)に（$\gamma_w+R_u\gamma'$）を用いた計算結果と実測値を示す。

図4.5.95に実測値に対する動水圧の計算値の比率を示す。なお，比率とは実測値を計算値で割ったものである。

これらをまとめると以下のようになる。

① 入力加速度の増加に伴い，第19波目の側圧の振幅も動水圧の計算値も増加している。

② γ_{sat} を用いた動水圧の計算値と実測値の対比から以下の事が言える。

a．165 gal 入力では，側圧計の位置にかかわらず比率のばらつきが大きい。

b．241 gal，341 gal 入力では，入力加速度が大きくなり砂層が液状化するにつれて，実測値と計算値の差は小さくなる。

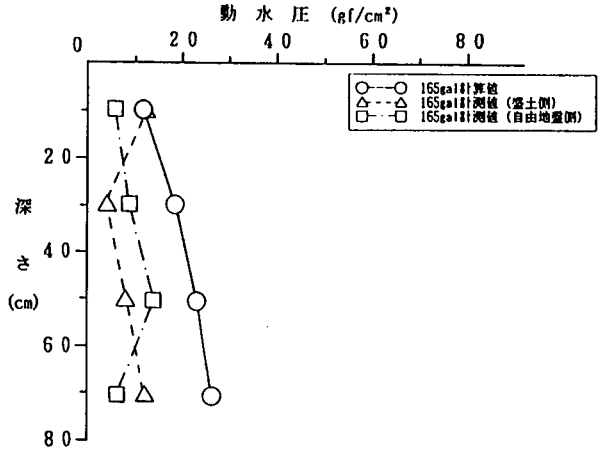
c．盛土側と自由地盤側とを比較すると，自由地盤側の方が実測値と計算値の差は小さい。

③ （$\gamma_w+R_u\gamma'$）を用いた動水圧の計算値と実測値の対比から以下の事が言える。なお，R_u が1.0を越えた

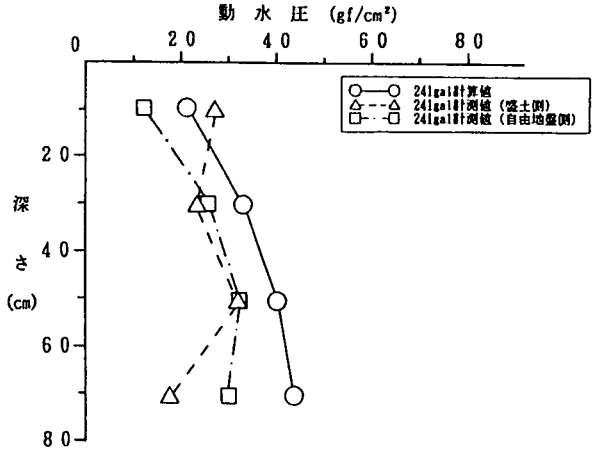
表4.5.19　側圧の振動成分と動水圧（γ_{sat}）

深さ cm	入力加速度	165gal 計算値 (gf/cm²)	165gal 計測値 (gf/cm²)	241gal 計算値 (gf/cm²)	241gal 計測値 (gf/cm²)	341gal 計算値 (gf/cm²)	341gal 計測値 (gf/cm²)
10	盛土側	[42.8] 11.3	11.3 (1.00) [0.26]	20.6	27.5 (1.33)	34.6	38.8 (1.08)
	自由地盤側		5.9 (0.52)		13.6 (0.66)		23.1 (0.67)
30	盛土側	[39.6] 18.7	4.1 (0.22) [0.10]	33.4	23.6 (0.70)	57.6	42.3 (0.73)
	自由地盤側		8.6 (0.46)		25.7 (0.77)		45.2 (0.78)
50	盛土側	[39.1] 23.1	7.6 (0.33) [0.19]	40.4	32.6 (0.81)	71.3	48.4 (0.68)
	自由地盤側		13.9 (0.60)		33.3 (0.82)		52.3 (0.73)
70	盛土側	[39.0] 26.2	11.5 (0.44) [0.29]	44.3	17.8 (0.40)	80.7	39.4 (0.49)
	自由地盤側		6.1 (0.23)		30.3 (0.68)		58.8 (0.73)

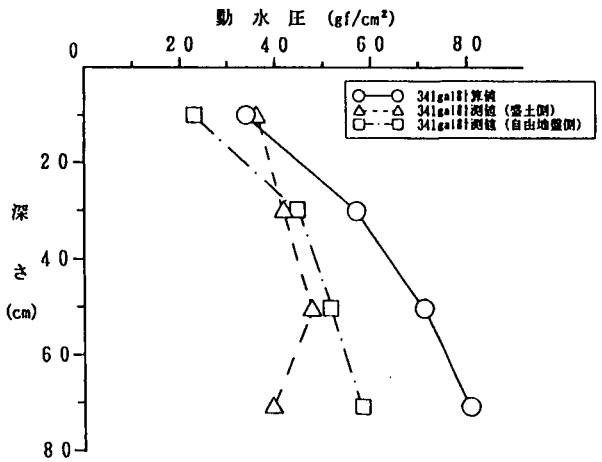
注:[　]内は盛土慣性力による増加荷重を考慮した場合　　γ sat=1.958(gf/cm³)



(1)　165gal入力



(2)　241gal入力

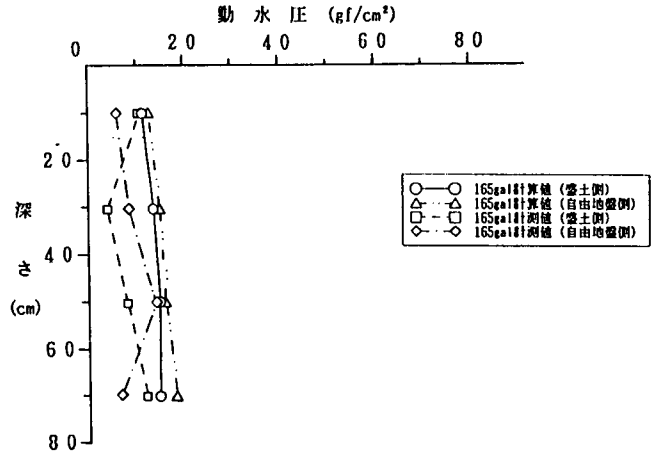


(3)　341gal入力

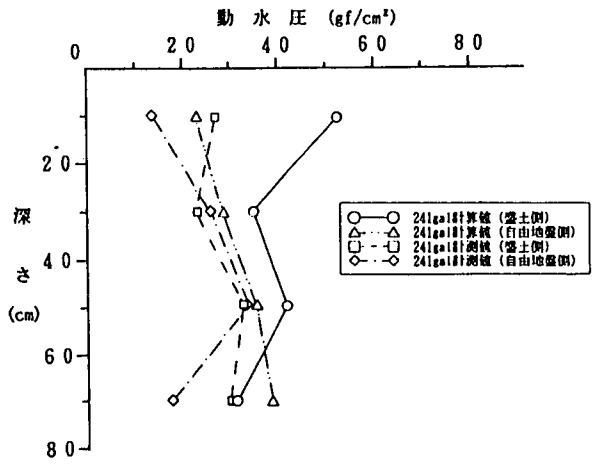
図4.5.93　右側改良体の側圧の振動成分と動水圧(γ_{sat})

表4.5.20　側圧の振動成分と動水圧（$\gamma_w + R_u \cdot \gamma'$）

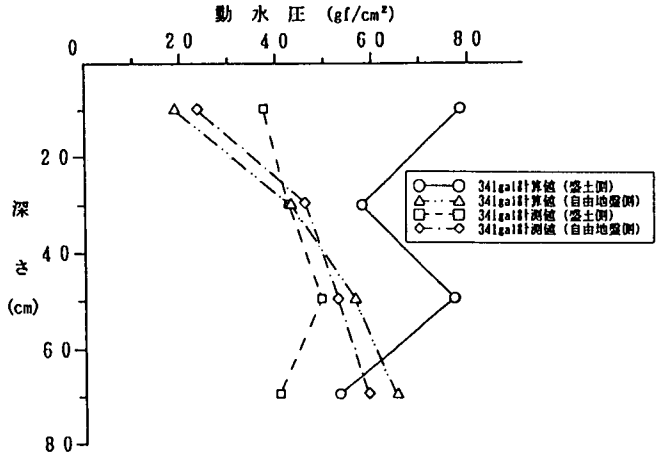
深さ cm ＼ 入力加速度		165gal		241gal		341gal	
		計算値 (gf/cm²)	計測値 (gf/cm²)	計算値 (gf/cm²)	計測値 (gf/cm²)	計算値 (gf/cm²)	計測値 (gf/cm²)
10	盛土側	11.3	11.3 (1.0)	20.6	27.5 (1.33)	34.6	36.8 (1.06)
	自由地盤側	11.3	5.9 (0.52)	20.6	13.6 (0.66)	17.7	23.1 (1.31)
30	盛土側	13.3	4.1 (0.31)	33.5	23.5 (0.70)	56.8	42.3 (0.74)
	自由地盤側	15.0	8.6 (0.57)	29.1	25.7 (0.88)	42.1	45.2 (1.07)
50	盛土側	15.5	7.6 (0.49)	40.4	32.6 (0.81)	71.3	48.4 (0.68)
	自由地盤側	16.6	13.9 (0.83)	35.5	33.3 (0.94)	55.4	52.3 (0.94)
70	盛土側	14.4	11.5 (0.80)	31.7	17.8 (0.56)	52.4	39.4 (0.75)
	自由地盤側	17.5	6.1 (0.35)	38.3	30.3 (0.79)	64.3	58.8 (0.91)



(1)　165gal入力

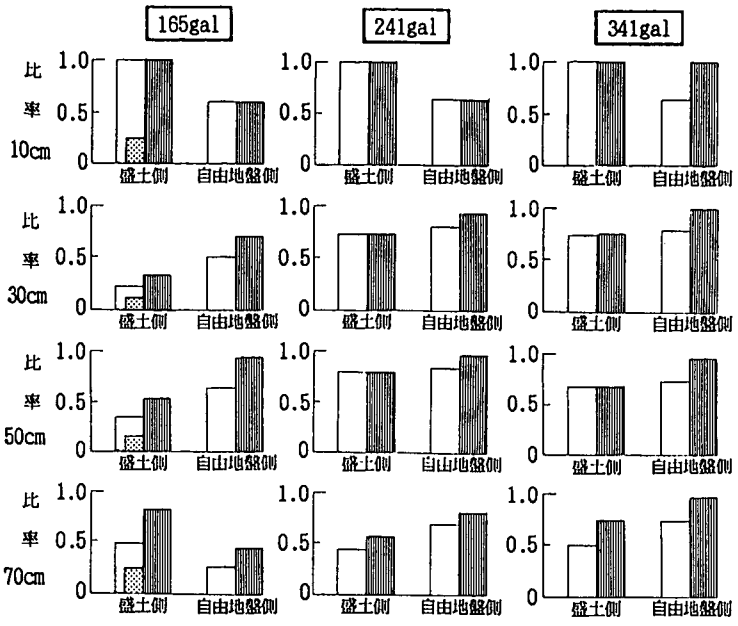


(2)　241gal入力



(3)　341gal入力

図4.5.94　右側改良体の側圧の振動成分と動水圧($\gamma_w + R_u \gamma'$)



注：165galの盛土側の▨は盛土に作用する慣性力による増加応力を考慮したものである。

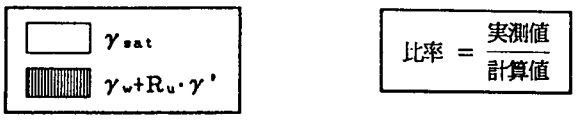


図4.5.95　実測値と計算値の比率

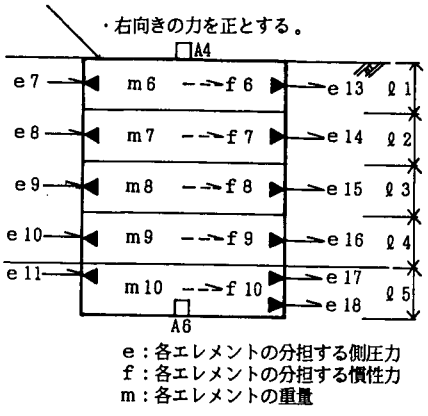


図4.5.96　慣性力，側圧力，動的外力の関係

ものについては $R_u=1.0$ として計算を行なっている。

a．入力加速度が大きくなるにつれて，計算値と実測値の差は小さくなる。また，γ_{sat} を用いた計算値と比べると，比率はより 1.0 に近づく。

b．盛土側と自由地盤側とを比較すると，γ_{sat} を用いた計算と同様に，自由地盤側の方が計算値と実測値の差は小さい。

④　盛土の慣性力による増加応力を考慮すると，比率は非常に小さくなる為に計算値と実測値の差が大きくなる。これは，入力加速度に比べて盛土の応答加速度が大きい（入力加速度が 165 gal に対して応答加速度は，盛土上部で 234 gal，盛土下部で 263 gal）ことが要因の 1 つであると考えられる。

⑤　これまでの検討から，地盤が液状化することにより動水圧公式の適用が考えられる。また，盛土に作用する慣性力による増加応力を考慮すると，設計上はかなり安全側の結果を与える事になる。

3）動的水平外力の検討

改良体に作用する動的外力としては，慣性力と側圧力が考えられる。ここでは，165 gal，241 gal，341 gal 入力において，以下に述べる方法で実験結果を整理して考察を加えている。

まず，右側改良体を図 4.5.96 に示すように，水平加速度計，側圧計を含むエレメントに分割した。次に，測定値（E_i）に分担面積（l_i）を掛けたものを各エレメントが分担する側圧力（e_i）とし，エレメント重心の水平加速度（α_i）に分担重量（m_i）を掛けたものを各エレメントの分担する慣性力（f_i）とした（なお，エレメント重心に加速度計がないものは，上・下の加速度計の値より線形補完して求めている）。全動的外力（SLIDING

FORCE）は全側圧力（E-TOTAL）と全慣性力（IF-6, 7, 8, 9, 10）の合計となる。

図 4.5.97 に各入力加速度における右側改良体の盛土側の側圧力（$E7+8+9+10+11$），自由地盤側の側圧力（$E13+14+15+16+17+18$）および全側圧力（E-TOTAL）の波形の重ね描きを示す。

図 4.5.98 に各入力加速度における右側改良体の全側圧力（E-TOTAL），全慣性力（IF-6, 7, 8, 9, 10）および全動的外力（SLIDING FORCE）の波形の重ね描きを示す。

表 4.5.21 (1)～(3)に各入力加速度における，右側改良体の全慣性力，全側圧力，全動的外力および盛土の全慣性力のそれぞれの値が最大値を示す時刻における各動的外力値とその寄与率を示す。

図 4.5.99 に全動的外力が最大の時刻における，全慣性力と全側圧力の寄与率を示す。

これらより以下の事が言える。

① 入力加速度にかかわらず，右側改良体の盛土側の全側圧力と自由地盤側の全側圧力は，改良体を圧縮する方向を向いている。

② 入力加速度にかかわらず，右側改良体の全慣性力と全動的外力は同位相である。また，全側圧力と全動的外力は，165 gal 入力ではほぼ逆位相であり，241 gal，341 gal 入力では加振初期は逆位相であるが，時間の経過と共にほぼ同位相になる。

③ 全動的外力の絶対値が最大になる時刻は，入力加速度にかかわらず加振の後半にある。特に，165 gal，241 gal 入力では加振の終了直前に最大となる。

④ 盛土に作用する慣性力が最大となる時刻において，右側改良体に作用する外力に着目してみる。165 gal 入力では加振開始直後に盛土の慣性力が最大となり，その時刻に右側改良体に作用する慣性力の方向は，盛土に作用する慣性力と同じ方向であるが，側圧力とは逆方向となる。241 gal，341 gal 入力において，盛土の慣性力が最大となる時刻は加振終了直前であり，その時刻における全動的外力の値は，改良体に作用する慣性力や側圧力が最大になる時刻における全動的外力の値と比べると，非常に小さいと言える。

⑤ 全動的外力が最大になる時刻において，全動的外力の中に占める全慣性力と全側圧力の割合は，165 gal 入力ではほとんど慣性力が占めており，241 gal，341 gal 入力においては全慣性力では 73～74%，全側圧力で 27～26%である。従って，改良体が残留変位を生じている時には，全動的外力の中に占める慣性力の割合は高いと言う事ができる。

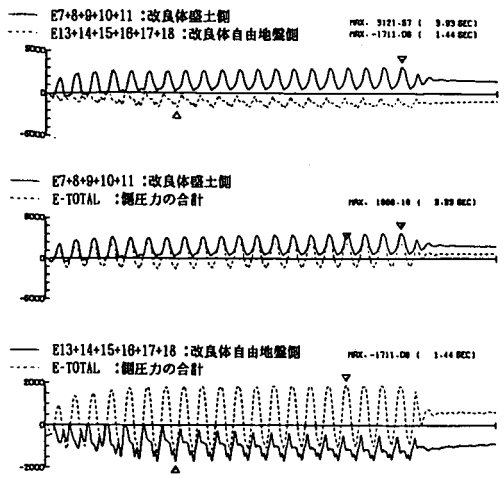
4）動的水平外力によるモーメントの検討

図 4.5.96 に示す各エレメントに作用する慣性力と側圧力に，改良体下面からの距離を掛けて転倒モーメントを計算している。

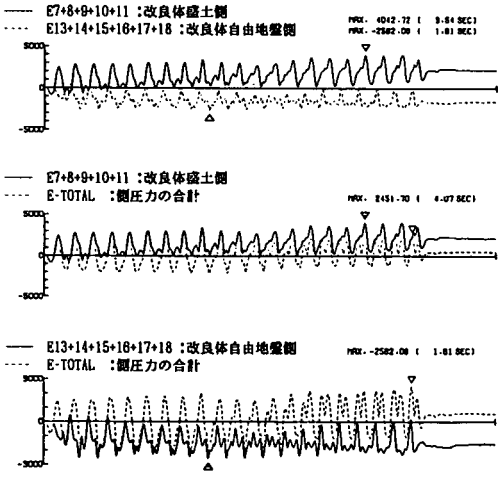
図 4.5.100 に各入力加速度におけるモーメント（EFM-RIGHT WALL），全慣性力によるモーメント（IFM-RIGHT WALL），これらの合力である全動的外力によるモーメント（TOM. RIGHT WALL）の重ね描きを示す。

また，図 4.5.101 にこれらの各々のモーメントと盛土の慣性力によるモーメント（MORIDO MOMENT）の重ね描きを示す。

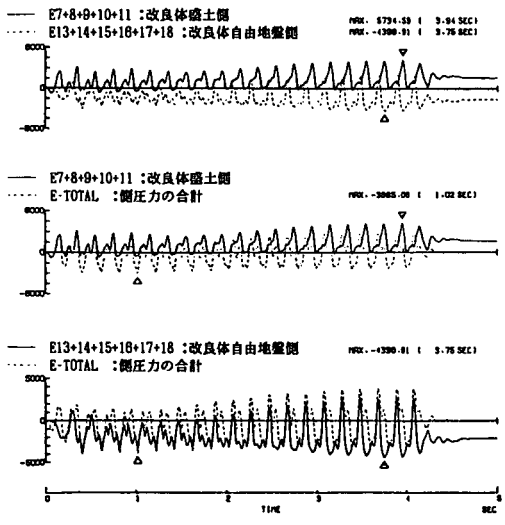
表 4.5.22 (1)～(3)に各入力速度における右側改良体の慣性力によるモーメント，側圧力によるモーメントお



(a) 165gal入力

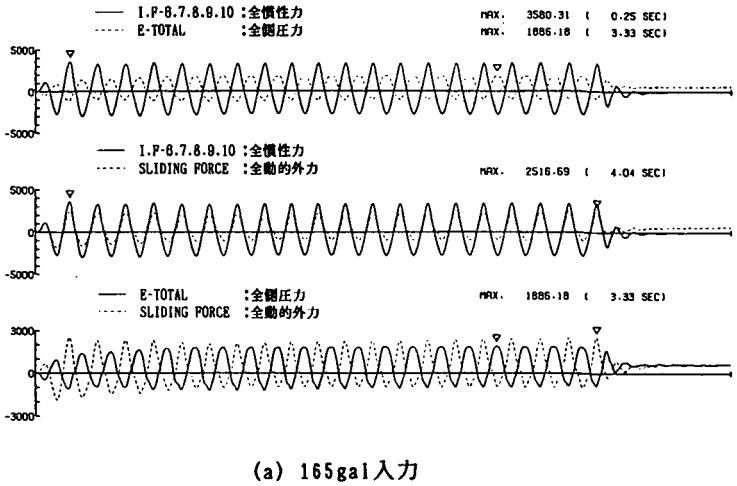


(b) 241gal入力

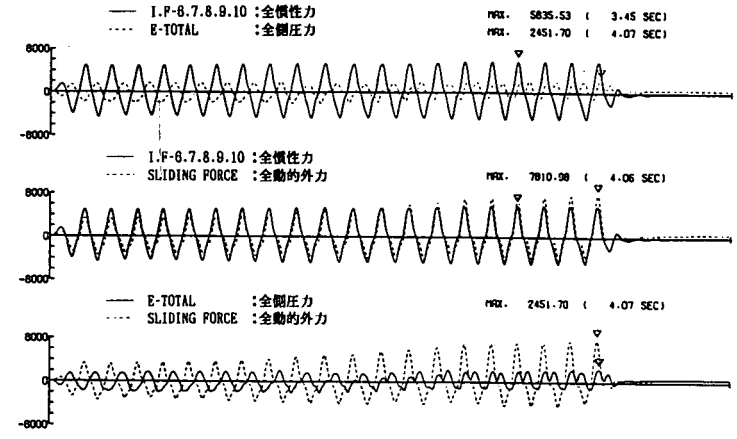


(c) 341gal入力

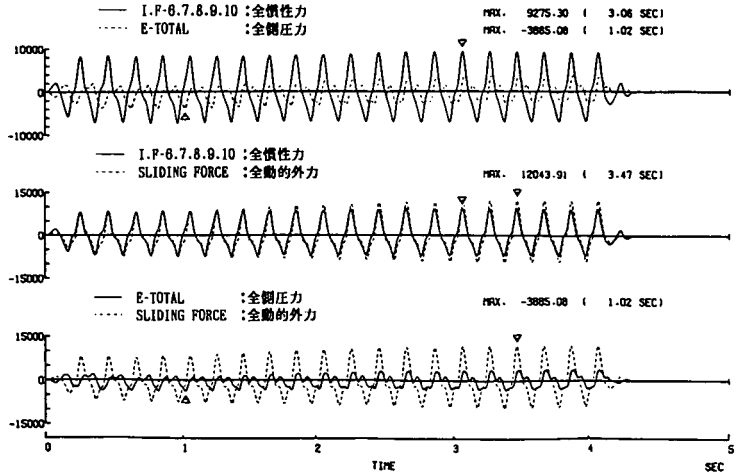
図4.5.97 右側改良体の側圧力



(a) 165gal入力



(b) 241gal入力



(c) 341gal入力

図4.5.98 右側改良体の動的外力

表4.5.21(1)　右側改良体の動的外力の各成分が最大値を示す時刻の各成分の値と寄与率

165gal

時　刻		(sec)	0.25	0.85	3.335	4.045
盛土の慣性力		(g/cm)	2,101.2	2,236.7 (max)	-1,560.9	2,167.4
右側改良体	全慣性力	(g/cm)	3,580.3 (max) <142%>	3,303.5 <148%>	-2,745.9 <320%>	3,369.6 <134%>
	全側圧力	(g/cm)	-1,070.7 <-42%>	-1,077.6 <-48%>	1,886.2 (max) <-220%>	-852.9 <-34%>
	全動的外力	(g/cm)	2,509.6 <100%>	2,225.9 <100%>	-859.7 <100%>	2,516.7 (max) <100%>

表4.5.21(2)　右側改良体の動的外力の各成分が最大値を示す時刻の各成分の値と寄与率

241gal

時　刻		(sec)	3.445	4.06	4.075	4.105
盛土の慣性力		(g/cm)	1,087.9	424.7	1,054.0	4,953.7 (max)
右側改良体	全慣性力	(g/cm)	5,835.5 (max) < 83%>	5,720.1 < 73%>	3,578.4 < 60%>	-544.0 <-1569%>
	全側圧力	(g/cm)	1,222.4 < 17%>	2,090.9 < 27%>	2,451.7 (max) < 40%>	578.6 < 1669%>
	全動的外力	(g/cm)	7,057.9 <100%>	7,811.0 (max) <100%>	6,030.1 <100%>	34.6 <100%>

表4.5.21(3)　右側改良体の動的外力の各成分が最大値を示す時刻の各成分の値と寄与率

341gal

時　刻		(sec)	1.02	3.06	3.47	4.045
盛土の慣性力		(g/cm)	-4,176.9	-6,177.6	-2,406.6	-8,545.5 (max)
右側改良体	全慣性力	(g/cm)	2,428.9 <-167%>	9,275.3 < 85%>	8,827.3 < 74%>	3,796.1 <178%>
	全側圧力	(g/cm)	-3,885.1 (max) <267%>	1,671.7 < 15%>	3,216.6 < 26%>	-1,659.0 <-78%>
	全動的外力	(g/cm)	-1,456.2 <100%>	10,947.0 <100%>	12,043.9 (max) <100%>	2,137.1 <100%>

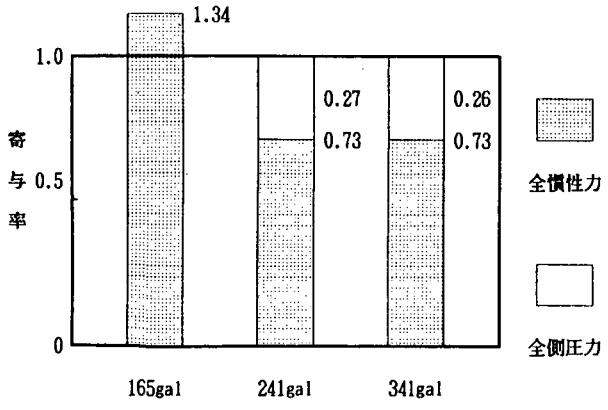


図4.5.99　全動的外力が最大の時刻における全慣性力と全側圧力の寄与率

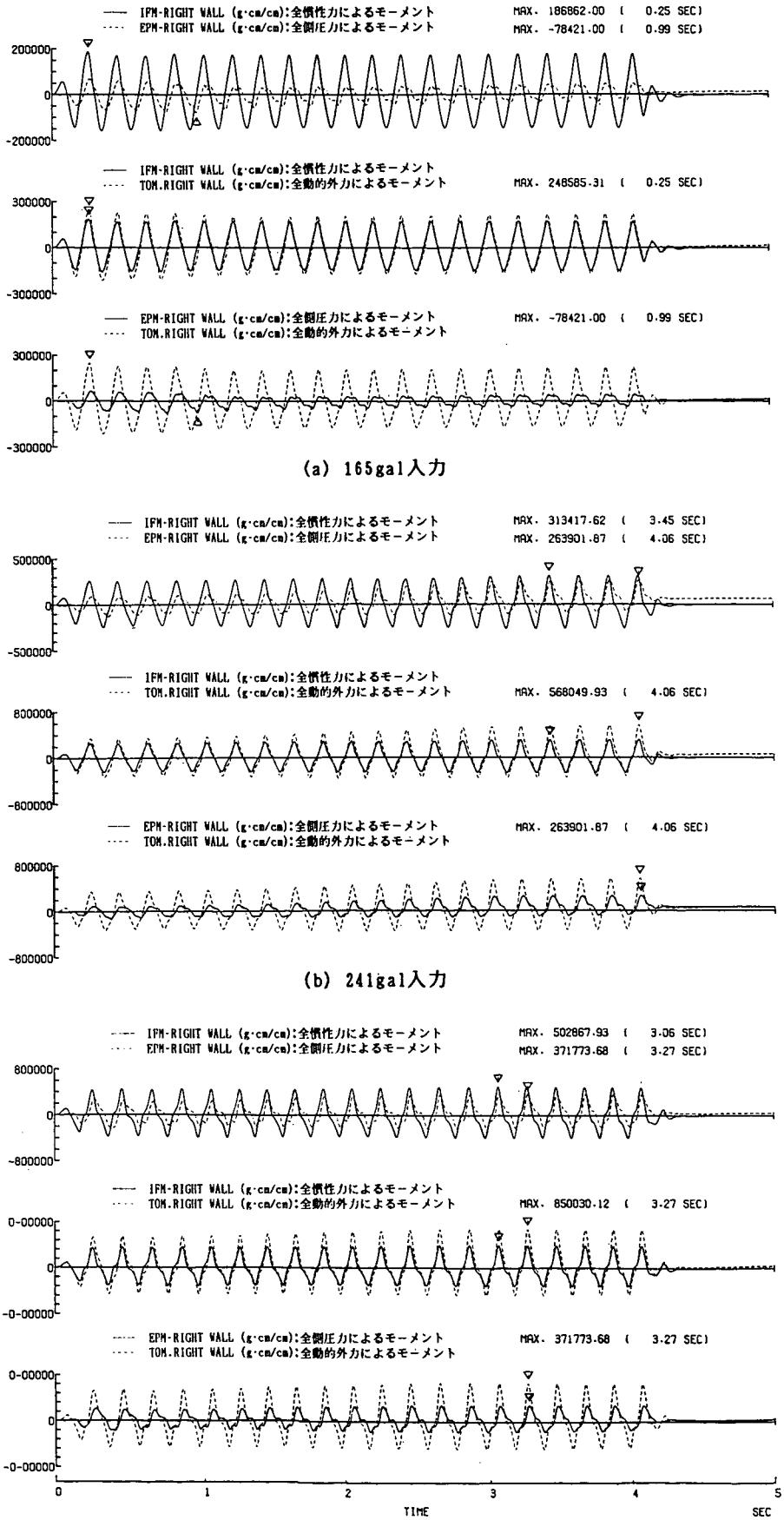


図4.5.100　動的外力によるモーメント

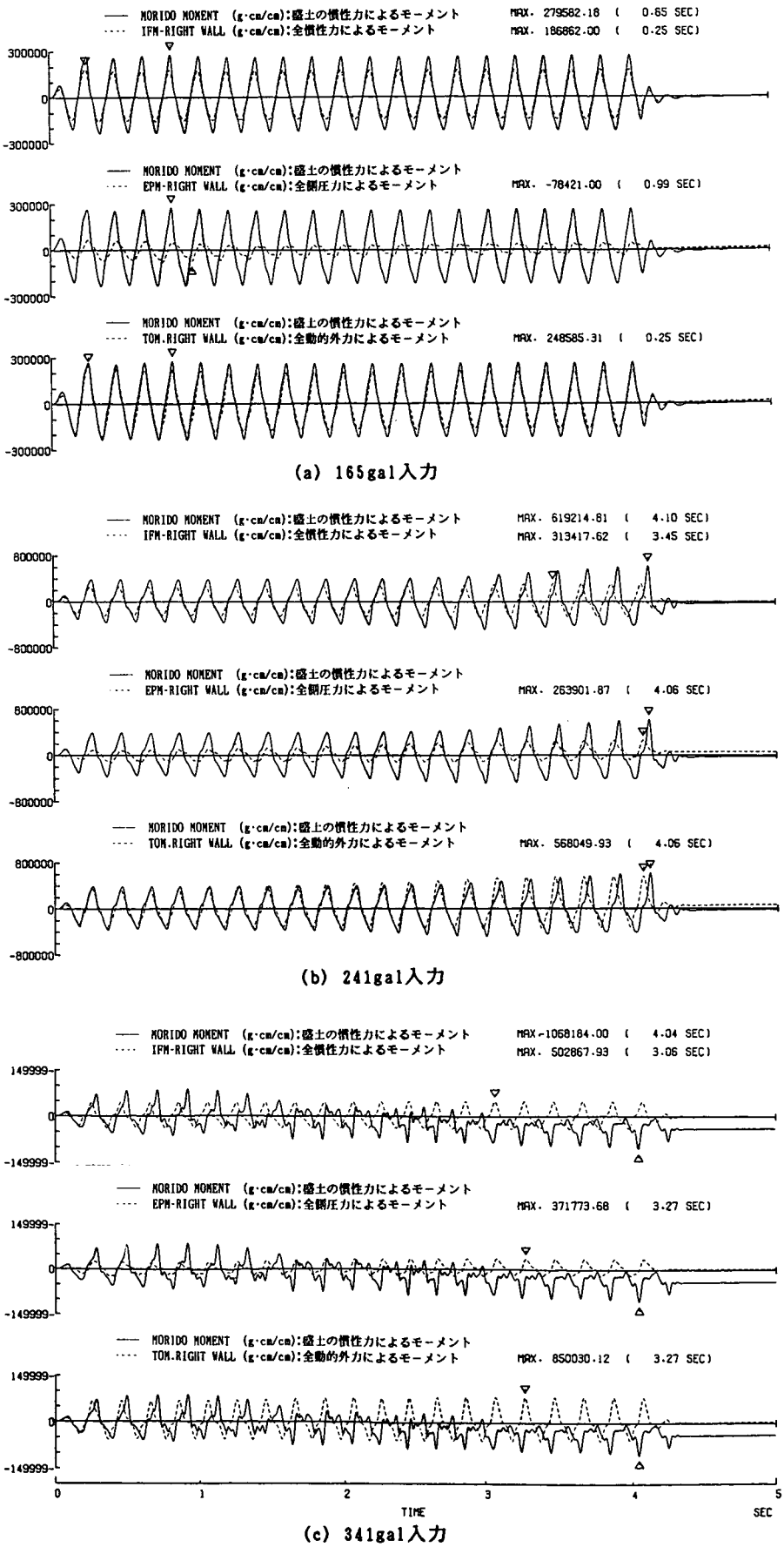


図4.5.101　動的外力と盛土によるモーメント

表4.5.22(1)　右側改良体の動的外力によるモーメントの各成分が最大値を示す時刻における各モーメントの値と寄与率

165gal

時　刻 (sec)		0.25	0.255	0.85	0.995
盛土の慣性力によるﾓｰﾒﾝﾄ (g·cm/cm)		262,650.0	269,740.0	279,580.0(max)	-201.8
右側改良体	全慣性力によるﾓｰﾒﾝﾄ (g·cm/cm)	181,130.0 (max) < 75%>	176,310.0 < 73%>	169,050.0 < 79%>	1,803.6 < -2%>
	全側圧力によるﾓｰﾒﾝﾄ (g·cm/cm)	60,502.0 < 25%>	66,633.0 < 27%>	46,445.0 < 21%>	-78,421.0 (max) <102%>
	全動的外力によるﾓｰﾒﾝﾄ (g·cm/cm)	241,632.0 <100%>	242,943.0 (max) <100%>	215,495.0 <100%>	-76,617.4 <100%>

表4.5.22(2)　右側改良体の動的外力によるモーメントの各成分が最大値を示す時刻における各モーメントの値と寄与率

241gal

時　刻 (sec)		3.445	4.06	4.065	4.105
盛土の慣性力によるﾓｰﾒﾝﾄ (g·cm/cm)		135,980.0	53,088.0	64,754.0	619,210.0(max)
右側改良体	全慣性力によるﾓｰﾒﾝﾄ (g·cm/cm)	303,660.0 (max) < 58%>	302,290.0 < 55%>	284,180.0 < 52%>	-25,524.0 <-27%>
	全側圧力によるﾓｰﾒﾝﾄ (g·cm/cm)	221,630.0 < 42%>	255,970.0 < 45%>	263,900.0 (max) < 48%>	119,110.0 <127%>
	全動的外力によるﾓｰﾒﾝﾄ (g·cm/cm)	525,290.0 <100%>	558,260.0 (max) <100%>	548,080.0 <100%>	93,586.0 <100%>

表4.5.22(3)　右側改良体の動的外力によるモーメントの各成分が最大値を示す時刻における各モーメントの値と寄与率

341gal

時　刻 (sec)		3.065	3.27	3.275	4.045
盛土の慣性力によるﾓｰﾒﾝﾄ (g·cm/cm)		634,440.0	-258,520.0	-197,880.0	-1068,200(max)
右側改良体	全慣性力によるﾓｰﾒﾝﾄ (g·cm/cm)	487,050.0 (max) < 60%>	477,670.0 < 58%>	438,000.0 < 55%>	151,980.0 <113%>
	全側圧力によるﾓｰﾒﾝﾄ (g·cm/cm)	326,900.0 < 40%>	356,560.0 < 42%>	371,770.0 (max) < 45%>	-18,354.0 <-13%>
	全動的外力によるﾓｰﾒﾝﾄ (g·cm/cm)	813,950.0 <100%>	834,230.0 (max) <100%>	809,770.0 <100%>	133,626.0 <100%>

よび全モーメントの絶対値が最大値を示す時刻における，各モーメントの値とその寄与率を示す。

図4.5.102に全モーメントが最大の時刻における慣性力によるモーメント，側圧力によるモーメントが最大の時刻における，各モーメントの寄与率を示す。

これらより以下の事が言える。

① 全動的外力によるモーメントは入力加速度が大きくなるにつれて増加する。

② 165 gal入力では，慣性力によるモーメント，側圧力によるモーメント，および全動的外力によるモーメントが最大になる時刻は加振の前半にあるが，241 gal，341 gal入力では加振の後半に移っている。

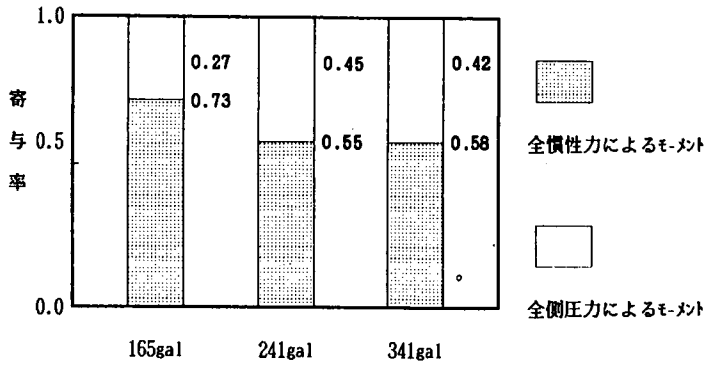


図4.5.102　全動的外力モーメントが最大値の時刻における全慣性力による
モーメントと全側圧力によるモーメントの寄与率

③　全動的外力によるモーメントと盛土に作用する慣性力のモーメントは，165 gal 入力では同位相である。241 gal 入力では加振前半は同位相であるが，時間の経過と共に盛土の位相が遅れ，且つ振幅が大きくなっている。341 gal 入力では盛土の慣性力によるモーメントは，7 波目程度から波形が壊れると共に左向きの成分が卓越してくる。

④　盛土に作用する慣性力によるモーメントが最大になる時刻において，右側改良体に作用する外力によるモーメントに着目してみる。165 gal 入力では加振開始直後に盛土のモーメントが最大になり，その時刻において右側改良体では全動的外力によるモーメントの約 79%が慣性力によるモーメントであり，21%が側圧力によるモーメントである。241 gal 入力，341 gal 入力では盛土に作用する慣性力によるモーメントが最大になる時刻は加振終了直前に移り，右側改良体に作用する全動的外力によるモーメントの値は，他の外力が最大になる時刻における全モーメントに比べると比較的小さい。

⑤　右側改良体に作用する全動的外力によるモーメントが最大になる時刻において，全動的外力によるモーメントの中に占める全慣性力によるモーメント，全側圧力によるモーメントの割合は，165 gal 入力でそれぞれ 73%と 27%である。241 gal，341 gal 入力では，慣性力によるモーメントが 55～58%であり，側圧力によるモーメントが 45～42%となる。従って改良体の残留変位が比較的顕著になる時には，全動的外力によるモーメントの中に占める，慣性力によるモーメントと側圧力によるモーメントの割合では，慣性力によるモーメントの割合の方が若干高い。

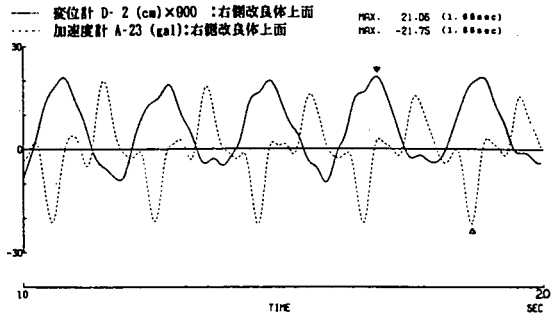
5）改良体の残留変位に対する定性的検討

右側改良体が残留変位を生じていない 165 gal 入力の時刻歴 1.0～2.0 秒，残留変位を生じている 241 gal 入力の時刻歴 2.0～3.0 秒を取り出し，外力と変位の関係を検討した。なお，検討に当たっては以下の 4 点を主な着眼点としている。

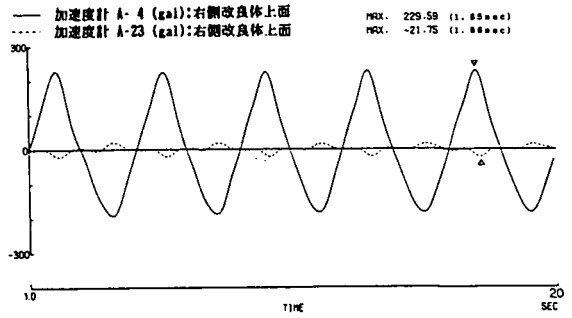
①改良体の変位　②改良体に作用する水平および鉛直方向の慣性力　③改良体の反力　④改良体の支持層部に作用する側圧力

(i)　165 gal 入力（1.0～2.0 秒）

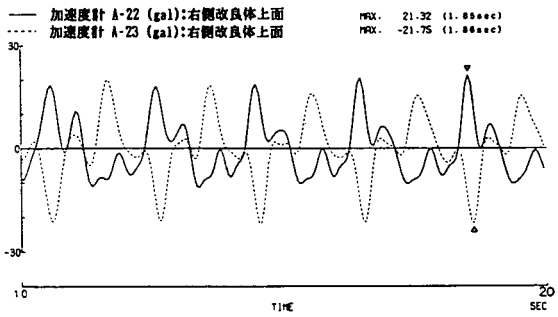
①　図 4.5.103 (1)に示す右側改良体上面の水平変位計の波形と，同じ場所の自由地盤側の鉛直加速度計の波形の重ね描きより以下の事が言える。



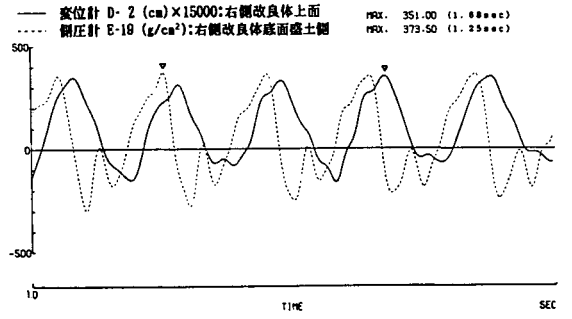
(1) 右側改良体上面の水平変位波形
と自由地盤側の鉛直加速度波形



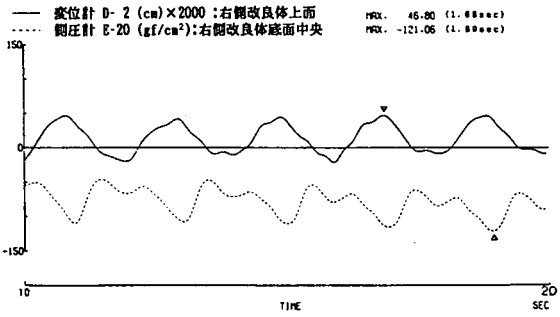
(2) 右側改良体上面の水平加速度波形
と自由地盤側の鉛直加速度波形



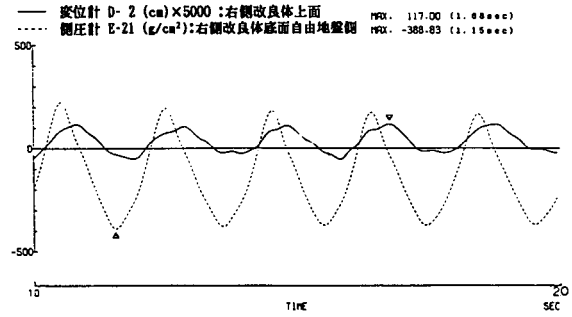
(3) 右側改良体上面の鉛直加速度波形



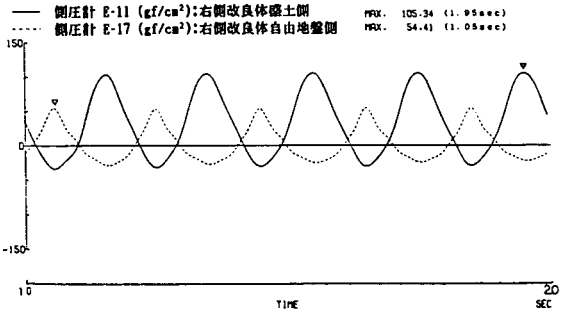
(4) 右側改良体上面の水平変位波形
と底面盛土側の反力波形



(5) 右側改良体上面の水平変位波形
と底面中央部の反力波形



(6) 右側改良体上面の水平変位波形
と底面自由地盤側の反力波形



(7) 右側改良体支持層部の側圧波形

図4.5.103 (1)～(7) 残留変位に対する定量的検討(165gal入力，1.0～2.0秒)

改良体が最も盛土側へ変位する直前で上向きの慣性力が大きくなり，最も自由地盤側へ変位する直前で下向きの慣性力が大きくなる。

② 図4.5.103(2)に示す右側改良体上面の水平加速度計の波形と，同じ場所の自由地盤側の鉛直加速度計の波形の重ね描きより以下の事が言える。

加速度の方向にかかわらず，鉛直加速度が最大となるほぼ同じ時刻で水平加速度が最大となっている。つまり，自由地盤側で上向きの慣性力が最大となる時に，盛土側向きの慣性力は最大となる。同様に，下向きの慣性力が最大になる時に，自由地盤側向きの慣性力が最大となる。

③ 図4.5.103(3)に示す右側改良体上面の盛土側と自由地盤側の，鉛直加速度計の波形の重ね描きより以下の事が言える。

自由地盤側の鉛直加速度が最大の時刻に，盛土側では反対向きの鉛直加速度がほぼ最大となる。ただし，自由地盤側に作用する最大慣性力が下向きで，盛土側に作用する最大慣性力が上向きの時（右側改良体が最も自由地盤側に変位する直前）には，両者の値がほぼ等しいが，逆向きの時（右側改良体が最も盛土側に変位する直前）には，盛土側に作用する慣性力は自由地盤側に比べると小さくなる。

④ 図4.5.103(4)～(6)に示す右側改良体上面の水平変位計の波形と，同じ改良体底面の盛土側，中央部，自由地盤側の側圧計（反力計）の波形の重ね描きより以下の事が言える。なお，以下に述べる圧縮，引張とは静止状態を含めたものとして考えている。

右側改良体が最も自由地盤側へ変位する直前では，反力は共に圧縮領域にあるが，盛土と自由地盤側の反力は，圧縮領域の中の最大値を示している。右側改良体が最も盛土側へ変位する直前では，中央部の反力は圧縮領域の最大値を示し，自由地盤側は引張領域の最大値を示している。また，3つの反力が同時に引張領域にあるという状態は見られなかった。

⑤ 図4.5.103(7)に示す右側改良体の支持層部の盛土側と自由盛土側の，側圧計の波形の重ね描きより以下の事が言える。

改良体が盛土あるいは自由地盤側に変位するにつれて，変位した前面では側圧力が増加し，背面において減少している。側圧力の最大値は，改良体が盛土側あるいは自由地盤側に最も変位する直前で生じる。改良体が変位する背面の側圧は，改良体が変位する方向にかかわらずほぼ等しいが，改良体が変位する前面の側圧は，改良体が盛土側へ変位した時の方が大きい。

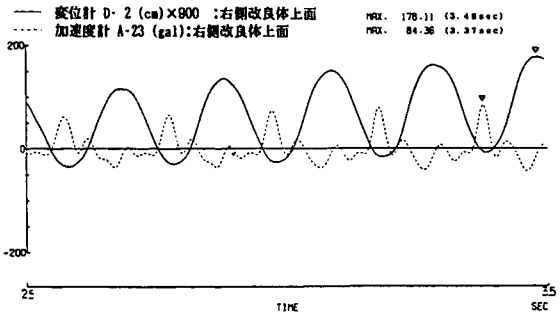
(ii) 241 gal 入力（2.5～3.5秒）

右側改良体上面の水平変位計，水平加速度計，盛土側および自由地盤側の鉛直変位計，支持層の側圧計の波形の傾向は165 gal 入力とほぼ同じであるが，右側改良体上面の水平変位計と反力計の波形の重ね描きは以下のような違った傾向を見ることができる（図4.5.104(1)～(7)）。

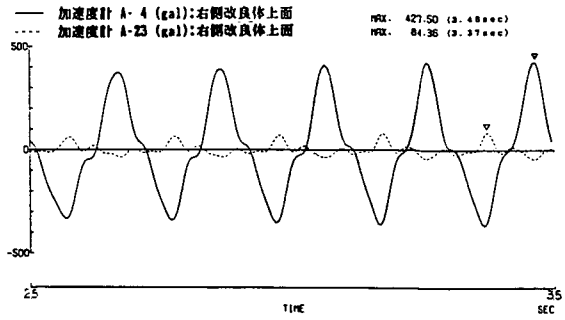
① 右側改良体が自由地盤側へ最も変位する付近で，自由地盤側の反力は圧縮領域にあるが，中央部と盛土側は引張領域にある。

② 右側改良体が盛土側へ最も変位する付近で，反力は共に引張領域にある。

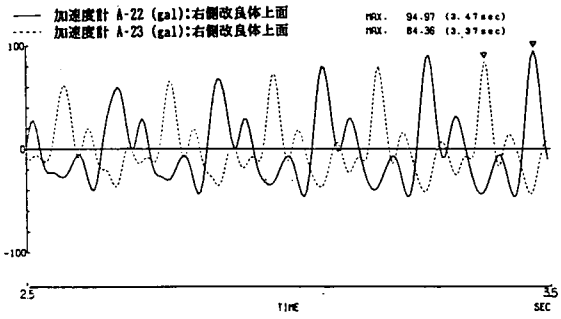
図4.5.105にこれまでに検討した，変位，慣性力，反力の関係を示す。



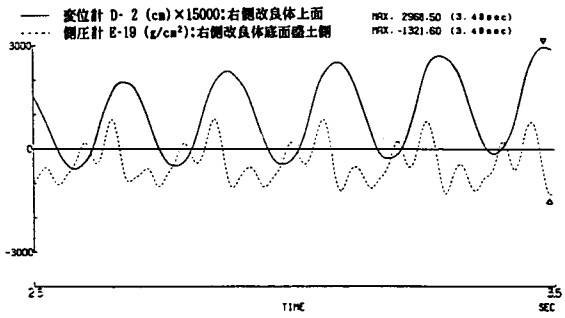
(1) 右側改良体上面の水平変位波形
と自由地盤側の鉛直加速度波形



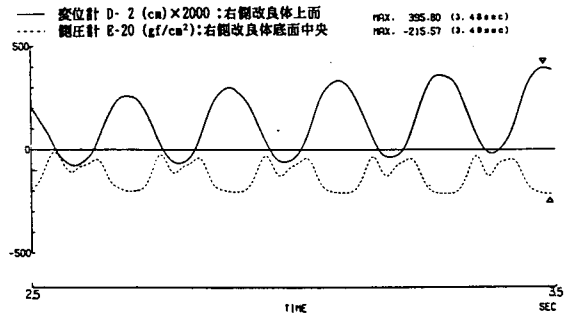
(2) 右側改良体上面の水平加速度波形
と自由地盤側の鉛直加速度波形



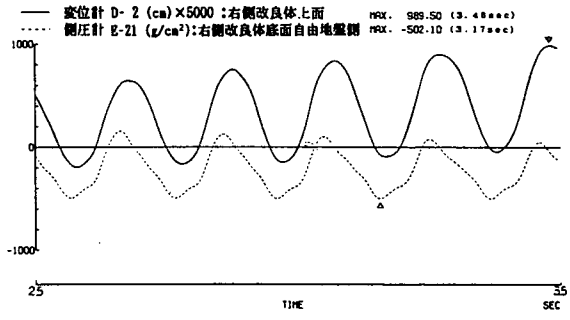
(3) 右側改良体上面の鉛直加速度波形



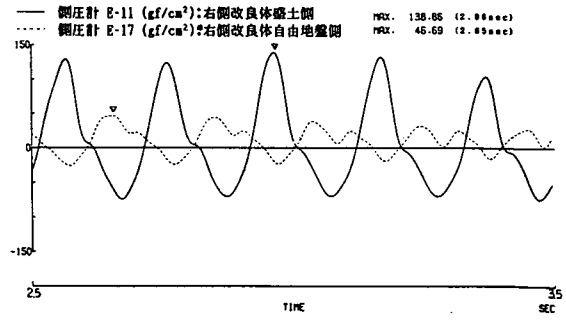
(4) 右側改良体上面の水平変位波形
と底面盛土側の反力波形



(5) 右側改良体上面の水平変位波形
と底面中央部の反力波形



(6) 右側改良体上面の水平変位波形
と底面自由地盤側の反力波形



(7) 右側改良体支持層部の側圧波形

図4.5.104(1)～(7) 残留変位に対する定量的検討(241gal入力，2.5～3.5秒)

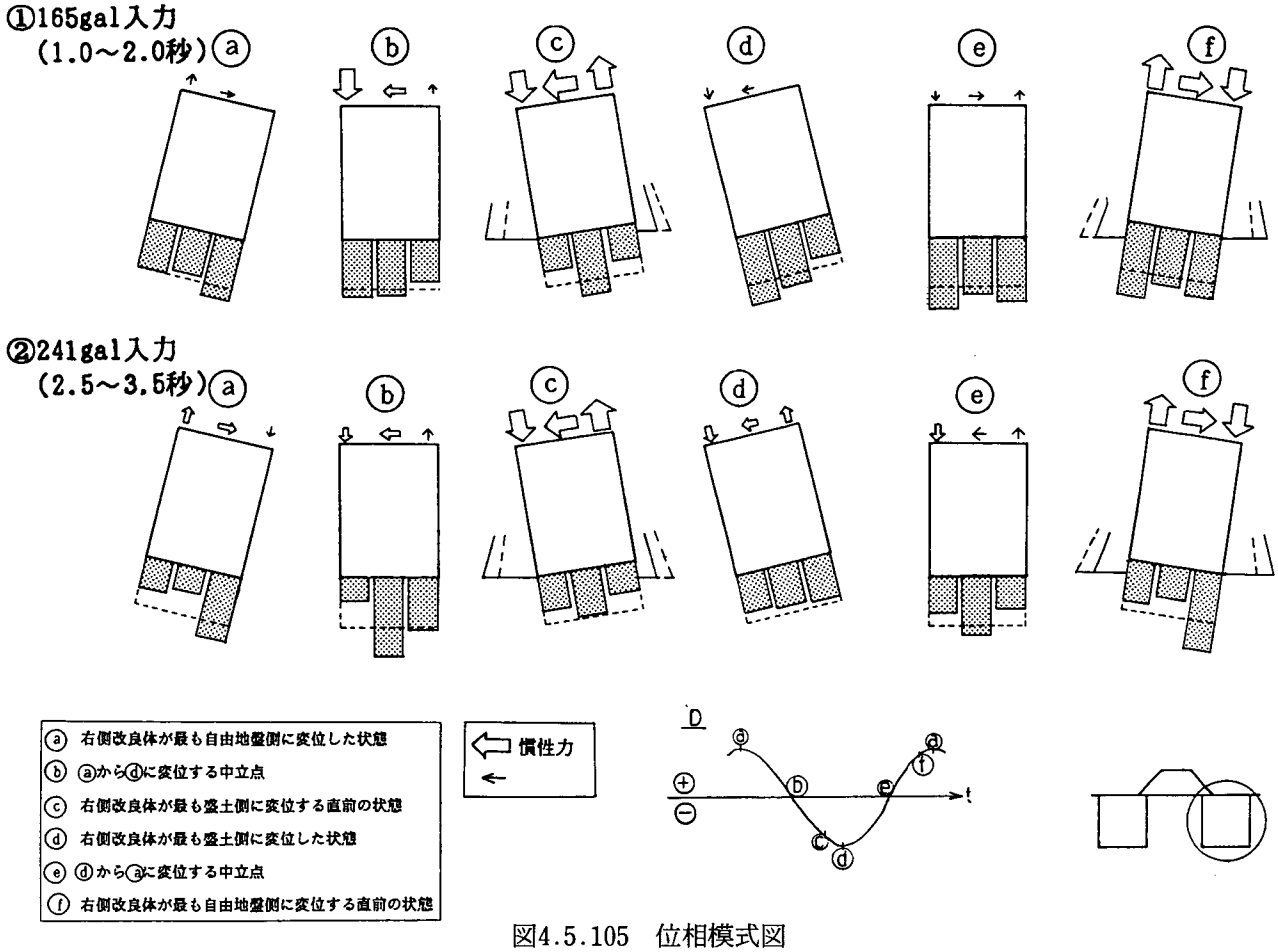
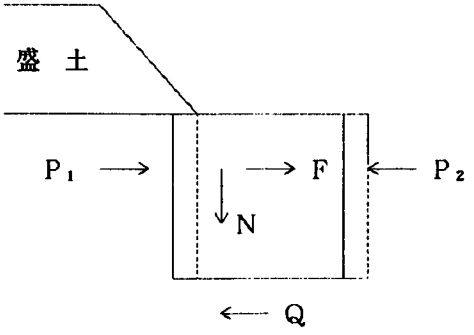


図4.5.105　位相模式図



ここで、

P_1 ：盛土側の側圧

P_2 ：自由地盤側の側圧

F　：改良体の慣性力

N　：鉛直力（改良体の自重）

Q　：底面摩擦力

図4.5.106　改良体に作用する力

6）改良体の残留変位に対する定量的検討

図 4.5.106 に改良体に作用する外力を示す。これらの外力のバランスを考慮し，改良体の底面に作用する底面摩擦力 Q を計算すると以下のようになる。

$$P_1+F=P_2+Q$$

$$\therefore \quad Q=P_1-P_2+F$$

また，改良体支持地盤の発揮せん断抵抗角 ϕ は以下の式で求められる。

$$Q=N\cdot\tan\phi$$

$$\therefore \quad \phi=\tan^{-1}(Q/N)$$

(i) 165 gal 入力

① 図 4.5.107 (1)に示す測定値から計算した右側改良体の底面摩擦力の波形と，同じ改良体上面の水平変位計の波形の重ね描きより以下の事が言える。なお，底面摩擦力は図 4.5.106 に示すように，盛土側向きの力を正とする。

水平変位計の波形は，底面摩擦力に比べて同位相より若干遅れている。従って，改良体が自由地盤側に最も変位する直前に底面摩擦力は最大となる。また，盛土側向きの底面摩擦力が最小となるのは，改良体が自由地盤側から盛土側へ変位している途中にある。なお，底面摩擦力の方向は常に盛土側向きであり，振幅は 3 波目までは比較的小さいが 4 波目以降では大きくなり，その後時間の経過と共に一定振幅となる。

② 図 4.5.107 (2)に示す右側改良体の底面摩擦力と，同じ改良体の底部付近の水平変位計の波形の重ね描きより以下の事が言える。

底面摩擦力と水平変位計の波形は同位相であり，改良体が自由地盤側へ最も変位した時に底面摩擦力は最大となり，盛土側へ最も変位した時に最小となる。

③ 図 4.5.107 (3)〜(5)に示す右側改良体の底面摩擦力と，同じ改良体底面の自由地盤側，中央部，盛土側の反力計の重ね描きより以下の事が言える。

底面摩擦力と自由地盤側および盛土側の反力計の位相は同位相であり，中央部では反力の位相が逆位相より更に若干遅れている。従って，底面摩擦力が最大の時に自由地盤側と盛土側の反力は最大となり，中央部の反力は最も減少する直前となる。また，底面摩擦力が最小の時に自由地盤側と盛土側の反力は最小となり，中央部の反力は最大付近となる。

④ 図 4.5.107 (6)に示す改良体の底面摩擦力を鉛直力（改良体の重量）で割ることにより算出した，右側改良体の底面摩擦係数 $\mu(=Q/N=\tan\phi)$ の波形と，同じ改良体上面の水平変位計の波形の重ね描きより以下の事が言える。

発揮せん断抵抗角 ϕ は $-1.4°<\phi<35.4°$ の範囲にある。また，発揮せん断抵抗角の最大値は加振終了直前にある。

(ii) 241 gal 入力

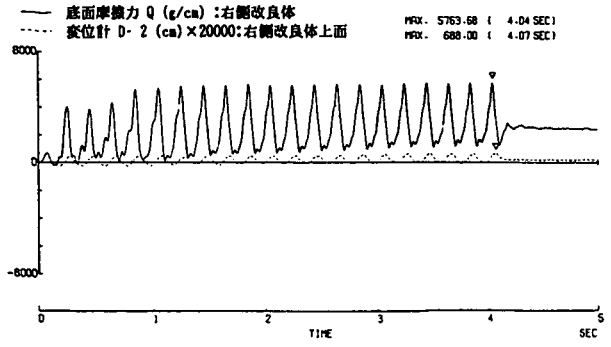
① 図 4.5.108 (1)に示す右側改良体の底面摩擦力と，同じ改良体上面の水平変位計の波形の重ね描きより以下の事が言える。

165 gal 入力と同様に，水平変位計の波形が底面摩擦力の波形に比べて若干遅れているが，その遅れは加振時間の経過と共に小さくなっていく。底面摩擦力の振幅は，加振時間の経過と共に多少変動している。また，改良体が自由地盤側から盛土側へ変位する間に，底面摩擦力は僅かであるが自由地盤側向きになる。

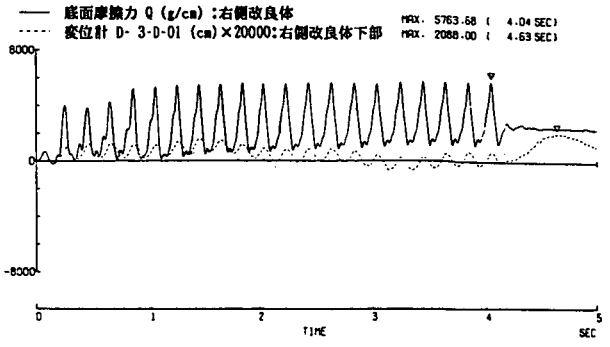
② 図 4.5.108 (2)に示す右側改良体の底面摩擦力と，同じ改良体の底部付近の水平変位計の波形の重ね描きより以下の事が言える。

165 gal 入力と同様に，底面摩擦力と水平変位計の波形はほぼ同位相である。

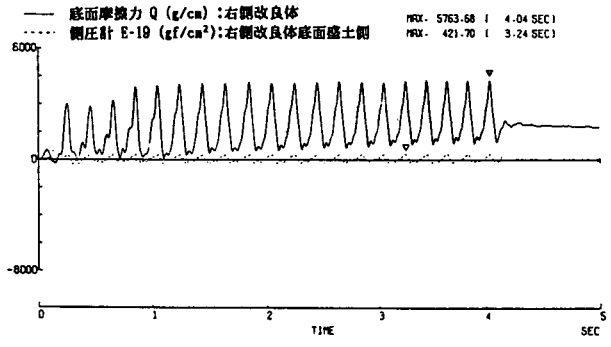
③ 図 4.5.108 (3)〜(5)に示す右側改良体の底面摩擦力と，同じ改良体底面の自由地盤側，中央部，盛土側



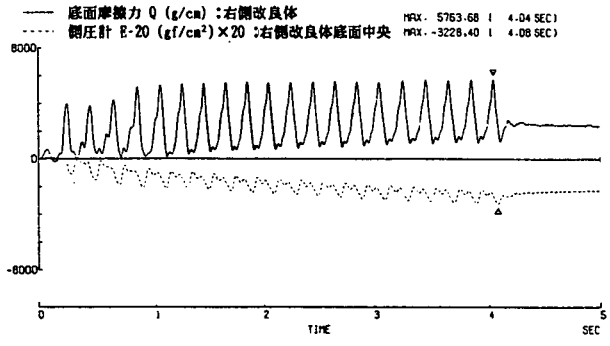
(1) 右側改良体の底面摩擦力波形と上面の反力波形



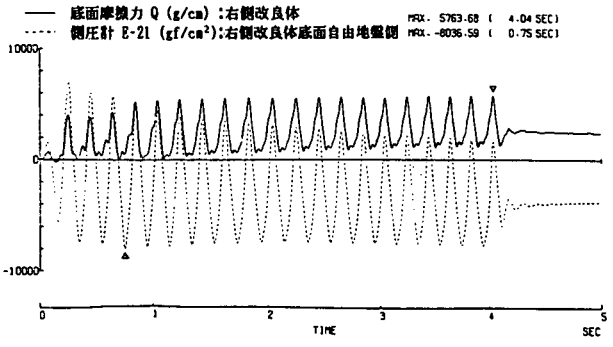
(2) 右側改良体の底面摩擦力波形と下面の水平変位波形



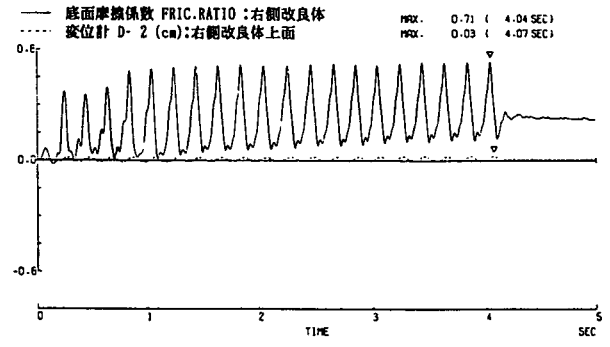
(3) 右側改良体の底面摩擦力波形と盛土側の反力波形



(4) 右側改良体の底面摩擦力波形と中央部の反力波形

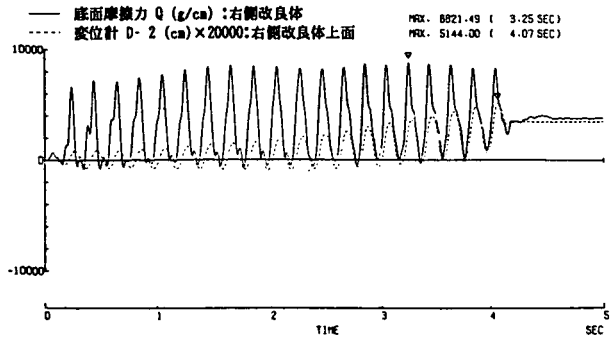


(5) 右側改良体の底面摩擦力波形と自由地盤側の反力波形

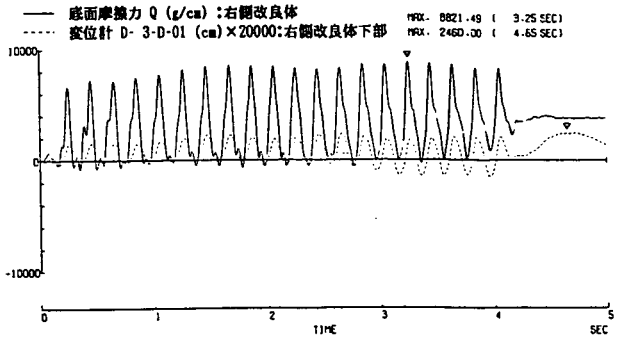


(6) 右側改良体の発揮せん断抵抗角と水平変位波形

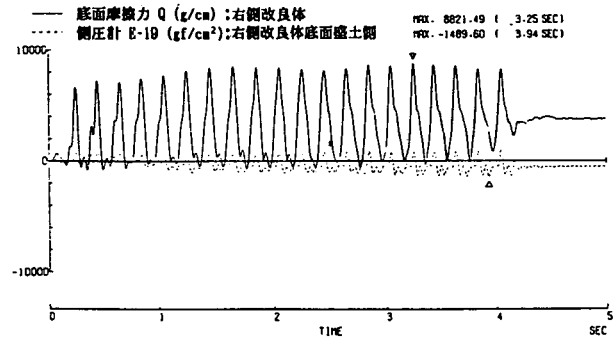
図4.5.107 (1)～(6) 残留変位に対する定量的検討 (165gal入力)



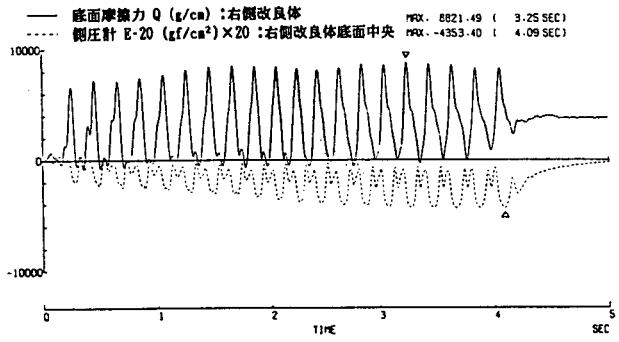
(1) 右側改良体の底面摩擦力波形と上面の反力波形



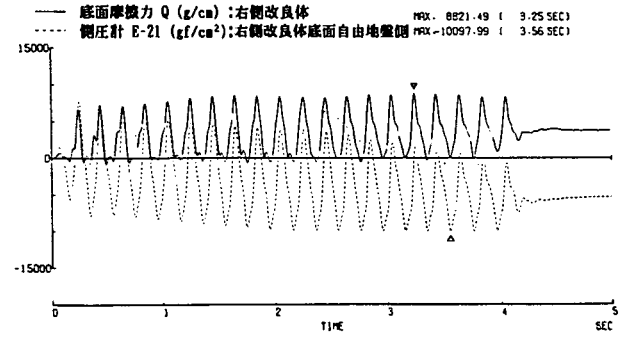
(2) 右側改良体の底面摩擦力波形と下面の水平変位波形



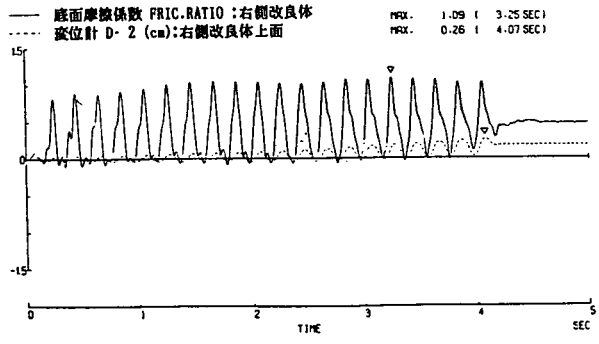
(3) 右側改良体の底面摩擦力波形と盛土側の反力波形



(4) 右側改良体の底面摩擦力波形と中央部の反力波形



(5) 右側改良体の底面摩擦力波形と自由地盤側の反力波形



(6) 右側改良体の発揮せん断抵抗角と水平変位波形

図4.5.108 (1)～(6) 残留変位に対する定量的検討 (241gal入力)

の反力計の重ね描きより以下の事が言える。

165 gal 入力と同様に，底面摩擦力と自由地盤側および盛土側の反力計の位相は同位相であり，中央部の反力計の位相は逆位相より更に若干遅れている。

④ 図 4.5.108 (6)に示す改良体の底面摩擦係数と，同じ改良体上面の水平変位計の波形の重ね描きより以下の事が言える。

発揮せん断抵抗角 ϕ は $-5.7° < \phi < 47.5°$ である。また，発揮せん断抵抗角の最大値は加振後半にある。

(iii) その他の検討

ここでは 113 gal と 341 gal 入力を含めて，発揮せん断抵抗角に着目し整理してみる。発揮せん断抵抗角の範囲と，最大値の発生する時刻および水平変位計の最大値は，表 4.5.23 のようになる。

① 入力加速度が増大すると共に発揮せん断抵抗角の振幅と最大値は増大している。

② 113 gal, 165 gal, 241 gal 入力では発揮せん断抵抗角の最大値が発生する時刻は加振後半にあるが，341 gal 入力では加振前半に移動している。

③ 改良体の残留変位が比較的顕著に生じている 241 gal, 341 gal 入力では，発揮せん断抵抗角は妥当であると考えられる値より大きくなっている。

表4.5.23 各入加速度における発揮せん断抵抗角（ϕ）

項目 / 入力加速度	発揮せん断抵抗角 ϕ （ ° ）	最大値が発生する時刻 （ sec ）	水平変位計Ｄ２の最大変位 （cm）
113 gal	$-4.3 < \phi < 22.0$	3.84	0.01
165 gal	$-1.4 < \phi < 35.4$	4.04	0.03
241 gal	$-5.7 < \phi < 47.5$	3.25	0.24
341 gal	$-18.1 < \phi < 53.3$	0.85	0.94

(4) ま と め

① 水平加速度，側圧，水平変位の関係より，盛土直下の砂地盤の拘束効果が確認された。

② 左右の改良体はほぼ同位相・同振幅であり，改良体が変位する同じ向きに慣性力が作用する。

③ 側圧と水平変位の関係より，改良体には動水圧が作用すると考えることができる。従って，側圧の振動成分と Westergaard の動水圧公式を比較すると，公式の中で過剰間隙水圧比 R_u を考慮することにより，更に適用性が高くなる。

④ 改良体に作用する動的水平外力には慣性力と側圧力が考えられるが，入力加速度にかかわりなく，慣性力の占める割合が高い。

⑤ 改良体に作用する動的水平外力の転倒モーメントには，慣性力によるものと側圧力によるものが考えられるが，入力加速度が大きくなると，慣性力によるモーメントの割合が若干高くなる。

⑥ 改良体に作用する外力のバランスを考慮した改良体底面に作用する底面摩擦力（あるいは発揮せん断抵抗角）の最大値は，入力加速度の増加と共に大きくなる。また，その時刻における改良体は自由地盤側に変位する直前である。

（竹中土木）

4.6 固化工法による掘割道路の液状化対策の設計法の検討

4.6.1 概　　説

掘割道路の設計法は，既設の掘割道路を対象としたものとして考察されている。新設と既設との設計上の相異は，常時の外力の考え方および，改良形式（既設は両脇改良，新設は両脇および直下改良）にある。ここでは，対象となるものの普及度も考慮して，既設の掘割道路の液状化対策を対象とした。

固化工法による，掘割道路の液状化対策の研究は，主に道路横断方向の地震入力のばあいについて実施されてきた。しかし道路縦断方向の地震入力のばあいも当然ありうるので，縦断方向の地震入力の場合の設計法についての考察も行なった。

4.6.2 横断方向の設計法

設計計算の手順は，「耐震地盤改良に関する共同研究報告書（その4）：平成元年8月」の4.4[10]にまとめられており，現在もその基本的な考え方に変更はない。しかし，同報告書が作成された時点以降に実施した研究の成果として，掘割道路に作用する設計用外力の検討のためにプロトタイプの試設計計算が実施されたので，ここではその結果について述べる。

設計用外力の検討フローを図4.6.1に示す。検討のポイントとは，実験をベースにこれまで検討してきた外力モデルを，プロトタイプに適用したばあい，モデルのパラメーターによって安定計算解析の安全率がどのような挙動を示すかを調べる。それによって外力モデルの適切さを把握し，最終的な設計用外力設定方法とすることが目的である。

なお，液状化の判定は，「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編　平成2年2月」[11]による。

(1) プロトタイプの設定

プロトタイプは，図4.6.2のように設定した。地盤モデルは「盛土」編と共通である。想定した設計震度 $k_s=0.18$ で液状化する（$FL<1.0$）とした砂層，過剰間隙水圧の上昇はあるものの液状化はしない（$FL\geqq1.0$）シルト層，そして水圧の上昇もあまり生じない非液状化層としての粘土層である。設定方法の詳細を以下に示す。

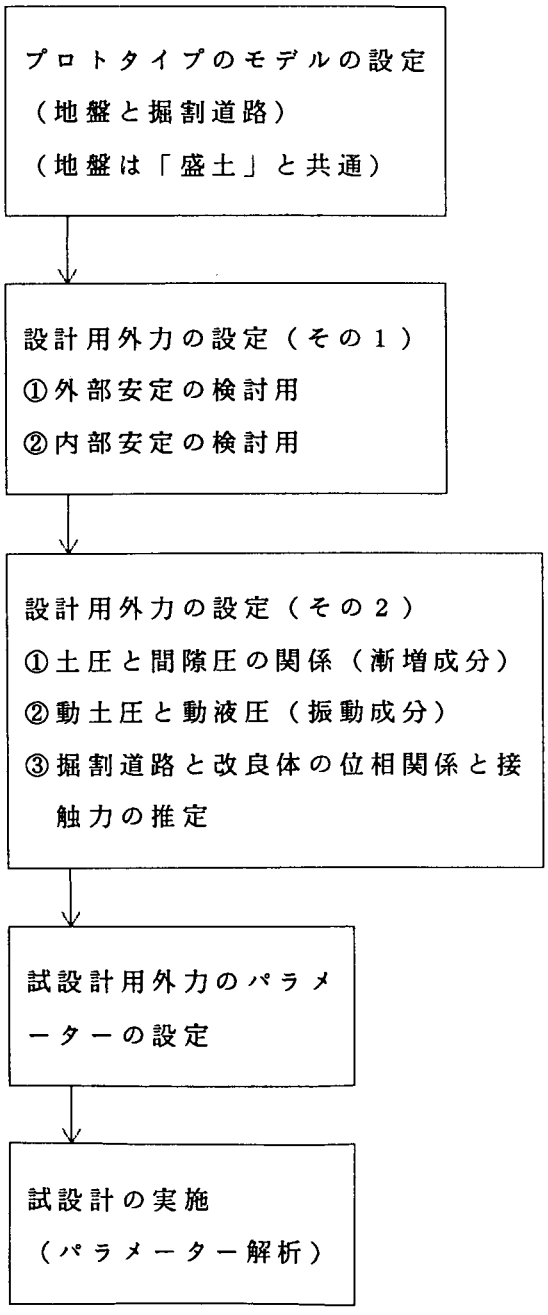
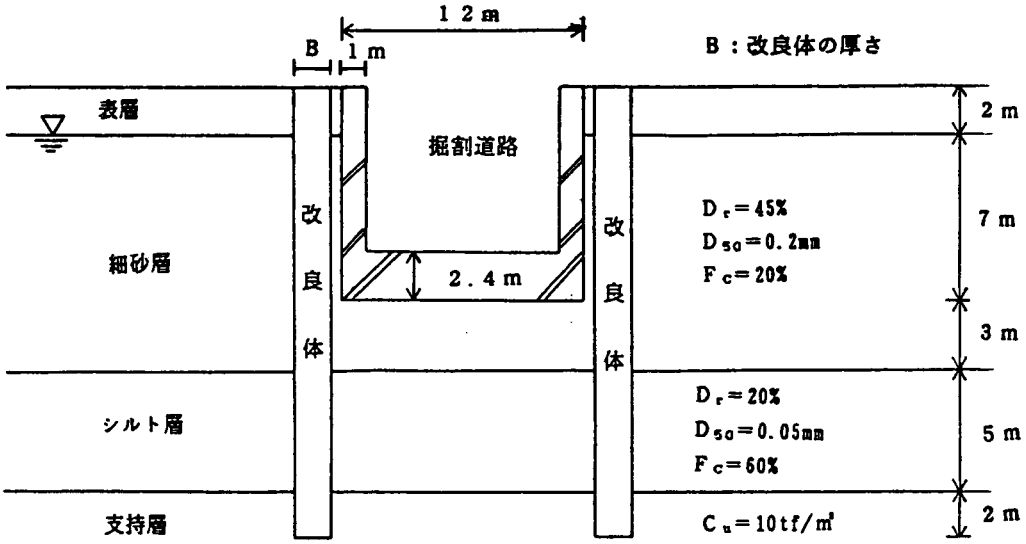


図4.6.1　掘割道路の設計用外力の検討フロー



（a）土層構成と掘割道路および改良体

定数＼土層	表層	液状化層	シルト層	支持層	堀割道路
単位体積重量 (tonf/m³)	γ_t=1.7	γ_{sat}=1.9	γ_{sat}=1.8 (粘性土)	γ_{sat}=1.8	γ_t=2.4 (ｺﾝｸﾘｰﾄ部)
静的強度	ϕ=30°	ϕ=30°	ϕ=25°	C=10tf/m²	十分に大きい
動的強度	同　上	本文参照	本文参照	同　上	同　上

（b）モデル地盤の土質定数

図4.6.2　プロトタイプモデル

1）地盤の液状化特性

細砂層の N 層

・相対密度 D_r が一定となるような N 値分布とする。

$$D_r=21\sqrt{\frac{N}{\sigma_v'+0.7}}$$

$$N=(\sigma_v'+0.7)\cdot\left(\frac{D_r}{21}\right)^2 \quad \cdots\cdots (4.6.1)$$

（σ_v'：kgf/cm²，D_r：%）

N は図4.6.3のようになる。

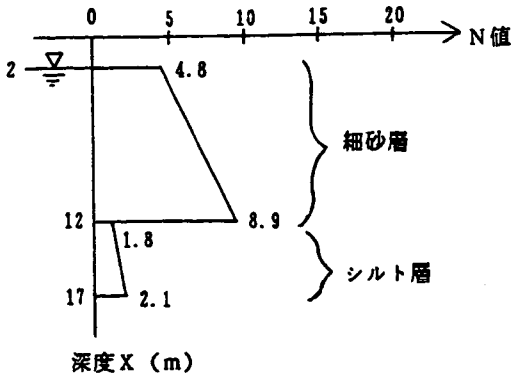


図4.6.3　N値の分布

プロトタイプにおける地表面からの深度 $=x$（単位：m）での $\sigma_v'(2 \leqq x \leqq 12)$

$\sigma_v' = 1.7 \times 2 + 0.9 \times (x-2)$（単位：tf/m²）

$= 0.9x + 1.6$　　（単位：tf/m²）

$= 0.09x + 0.16$　　（単位：kgf/cm²）　……（4.6.2）

$D_r = 45\,\%$とする　……（4.6.3）

式（4.6.1）（4.6.2）（4.6.3）より

$$N = (0.09x + 0.86) \times \left(\frac{45}{21}\right)^2$$

$= 0.413x + 3.95$

シルト層の N 値

$\sigma_v' = 1.7 \times 2 + 0.9 \times 10 + 0.8 \times (x-12)$

$= 0.8 + 2.8$　　（単位：tf/m²）

$= 0.08x + 0.28$　　（単位：kgf/cm²）　……（4.6.4）

$D_r = 20\,\%$とする。　……（4.6.5）

式（4.6.5）は式（4.6.1）に用いる見かけの D_r であり，実際の相対密度はもっと大きい。

式（4.6.1）（4.6.4）（4.6.5）より

$N = 0.073x + 0.89$

以上より図4.6.3のようになる。

細砂層の FL

「道路橋示方書」[11]によっている。

式（4.6.1）（4.6.2）より

$$R_1 = 0.0882\sqrt{\frac{N}{\sigma_v' + 0.7}}$$

$$=0.0882\times\left(\frac{45}{21}\right)=0.189$$

$D_{50}=0.2$ mm, $F_c=20\,\%$ ($\leqq 40\,\%$) より

$R_2=0.2251og_{10}(0.35/D_{50})=0.0547$,

$R_3=0$

$\therefore\quad R=R_1+R_2+R_3=0.2437$

$L=r_d\cdot k_s\cdot\sigma_v/\sigma_v'$ において

$r_d=1.0-0.015x$

$k_s=1.0\times1.2\times1.0\times0.15=0.18$

$\sigma_v=\{1.7\times2+1.9\times(x-2)\}/10$

$=0.19x-0.04$ (単位：kgf/cm²)

式 (4.6.2) より $\sigma_v'=0.09x+0.16$ (単位：kgf/cm²)

$$\therefore\quad L=(1-0.015x)\times0.18\times\frac{0.19x-0.04}{0.09x+0.16}$$

$FL=R/L$

求めた FL 値を表 4.6.1 に示す。

<u>シルト層の FL</u>

$R_1=0.084$

$D_{50}=0.05$ mm, $F_c=30\,\%$ より

$R_2=0.19$,

$R_3=0.004F_c-0.16=0.08$

$\therefore\quad R=0.354$

$\sigma_v=\{1.7\times2+1.9\times10+1.8(x-2)\}/10$

$=0.18x+0.08$ (単位：kgf/cm²)

$$\therefore\quad L=(1-0.015x)\times0.18\times\frac{0.18x-0.08}{0.08x+0.28}$$

$FL=R/L$

求めた FL 値を表 4.6.1 に示す。

2) 掘割道路の断面形状

掘割道路の幅は歩道のない片側1車線の道路を想定し，常時の浮上がり安全率（側壁の摩擦抵抗は無視，コンクリートの単位体積重量を 2.4 tonf/m³ とする）が 1.2 となるように側壁と底版の厚さを設定した。（「道路土工指針—擁壁・カルバート・仮設構造物工指針」[12] では側壁の摩擦抵抗を考慮して 1.2 以上としている。）

3) 掘割道路の無対策時の安定性

以下に示すように，浮上がり安全率が 0.705，円弧すべり安全率が 1.24 となり（図 4.6.4），地盤の変形を

表4.6.1　地盤モデルの液状化に対する抵抗率

x（m）	$\overline{x}$（m）	FL
2 ～ 3	2.5	1.245
3 ～ 4	3.5	1.086
4 ～ 5	4.5	1.007
5 ～ 6	5.5	0.962
6 ～ 7	6.5	0.935
7 ～ 8	7.5	0.920
8 ～ 9	8.5	0.911
9 ～ 10	9.5	0.908
10 ～ 11	10.5	0.908
11 ～ 12	11.5	0.911
12 ～ 13	12.5	1.330
13 ～ 14	13.5	1.336
14 ～ 15	14.5	1.345
15 ～ 16	15.5	1.357
16 ～ 17	16.5	1.371

（完全液状化部分）

細砂層の平均値：0.979

シルト層の平均値：1.348

全体の平均値：1.102

x：地盤の深さ

$\overline{x}$：FL値を計算した地盤の深さ

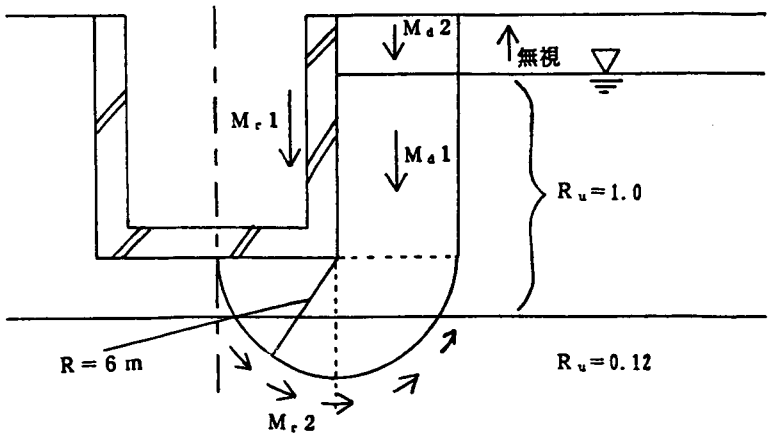


図4.6.4　円弧すべり計算

伴う規模の大きい浮上がりが生じることが予想される。

無対策時の掘割道路の浮上がり安全率

(「共同溝」[13] の方法)

$$\sigma v'(x=9\,\mathrm{m})=9.7\ (\mathrm{tf/m^2})$$

$$L_u=(FL)^{-7}=1.102^{-7}=0.507$$

$$\therefore\quad U_d=L_u\cdot\sigma_v'\cdot B=9.7\times0.507\times12$$

$$=58.98\ (\mathrm{tf/m})$$

$$U_s=7\times12=84\ (\mathrm{tf/m})$$

$$W=U_s\times1.2=100.8\ (\mathrm{tf/m})$$

$$F_s=\frac{W}{U_s+U_d}=0.705<1.0\ \text{N.G.}$$

無対策時の掘割道路の円弧すべり安全率

$$M_{r1}=1.2\times7\times6\times3=151.2\ (\mathrm{tf/m\cdot m})$$

$$M_{r2}\fallingdotseq221.4\ (\mathrm{tf/m\cdot m})\ \text{——— 計算式省略}$$

$$M_{d1}=1.9\times7\times6\times3=239.4\ (\mathrm{tf/m\cdot m})$$

$$M_{d2}=1.7\times2\times6\times3=61.2\ (\mathrm{tf/m\cdot m})$$

$$\therefore\quad F_s=\frac{M_{r1}+M_{r2}}{M_{d1}+M_{d2}}=1.24$$

(2) 常時の外力

既設の掘割道路を対象としているので，無対策の状態の地盤内の応力状態が保存されると仮定して，図4.6.5のように設定した。計算方法は次のとおりである。

- 地盤は平坦である。
- 掘割道路側と自由地盤側の水位は等しい。

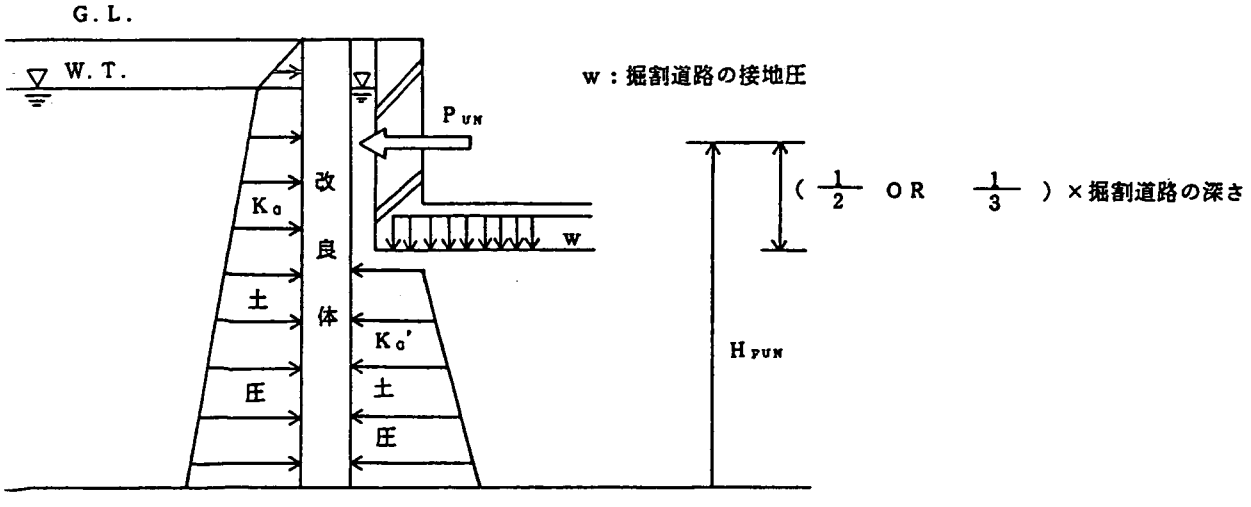


図4.6.5 常時の外力の計算モデル

・改良地盤へ作用する自由地盤側からの有効土圧は K_o 土圧とする（K_o=0.5)。

・掘割道路下部地盤の側からの有効土圧は，土圧係数一定で K_o' とし，計算で求める。

・掘割道路から改良体への改良体の作用力は三角形分布および等分布の2種類の直線分布を仮定し，その合力（P_{NU}）の作用点（H_{PNU}）を設定することで大きさを計算する。

・改良体の下端を中心として，力とモーメントのつりあい式から，K_o' と P_{NU} を求める。

(3) 地震時の外部安定の検討用外力

外部安定は改良体への外力を設定し，安定を直接計算する方法を用いている。すなわち改良体の外部安定は，想定する外部不安定様式（この場合は，活動と転倒）に対し，周辺地盤が示す最大限の抵抗力と，それに対応する駆動力を設定して検討した。駆動と抵抗の使い分けを図4.6.6に示す。以下に抵抗力および駆動力の設定方法を，図4.6.7～図4.6.10によって述べる。

1）自由地盤側の抵抗土水圧

① 表層：地震時受働土圧を用いるのを原則とする。但し，層厚が薄いばあいは，受働土圧による水平抵抗は無視し，自重による負載荷重効果のみとする事もある。

② 砂層・シルト層：図4.6.7に計算フローを示す。原地盤における FL 値の計算結果を用いて，FL<1.0ならば完全液状化とみなして，静水圧およびWestergaardの負の動水圧を用いる。FL 値 ≧1.0ならば FL 値を間隙水圧値に換算し，「4.2 土圧算定法に関する検討」で述べられている拡張した動水圧公式か間隙水圧の上昇を土の内部摩擦角の減小に換算して利用する拡張した物部・岡部公式のどちらか小さい抵抗力を用いる。

③ 粘土層（支持層）：間隙水圧の上昇が殆どないと想定している。常時の受働土圧を用いる。

2）自由地盤側の駆動土水圧

① 表層：地震時主働土圧を用いるのを原則とする。但し，層厚が薄いばあいは，水平土圧を無視して自重による負載荷重の効果のみを考慮する事もある。

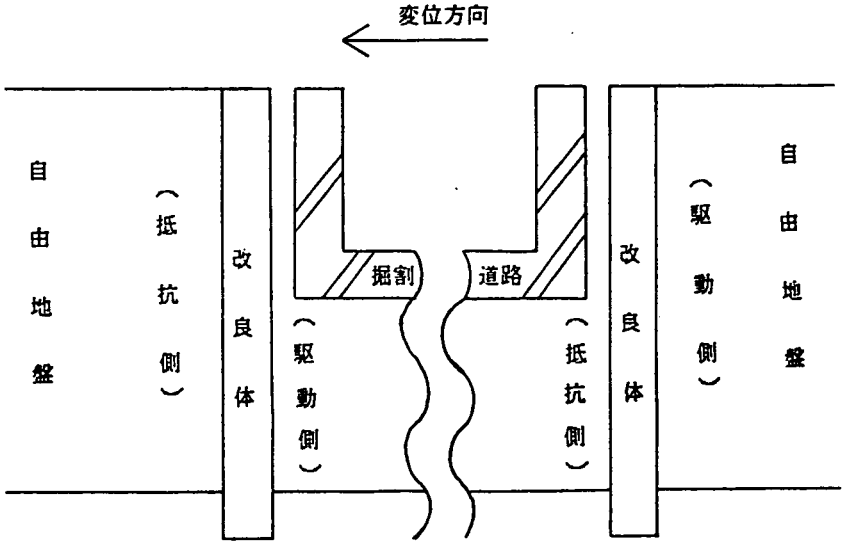
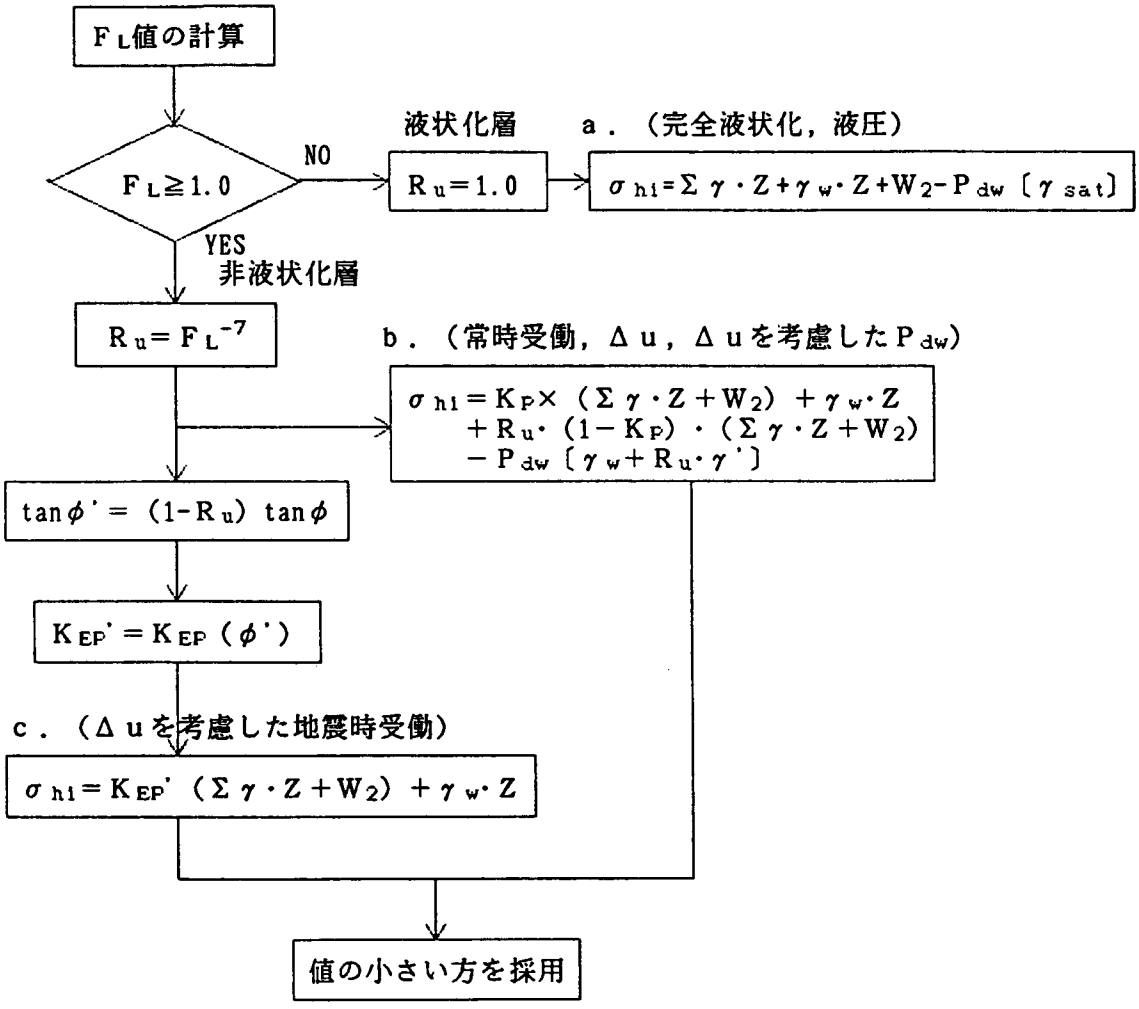


図4.6.6 外力の駆動側と抵抗側

② 砂層・シルト層：図4.6.8に計算フローを示す。間隙水圧の上昇の取扱いは前述の「1）自由地盤側の抵抗土水圧」と同様である。但し，受働土圧的扱いが主働土圧的扱いになり，動水圧が正値として作用する点が異なっている。

③ 粘土層：常時の主働土圧を用いる。考え方は前述の「1）自由地盤側の抵抗土水圧」と同様である。

3）掘割道路側の抵抗土水圧



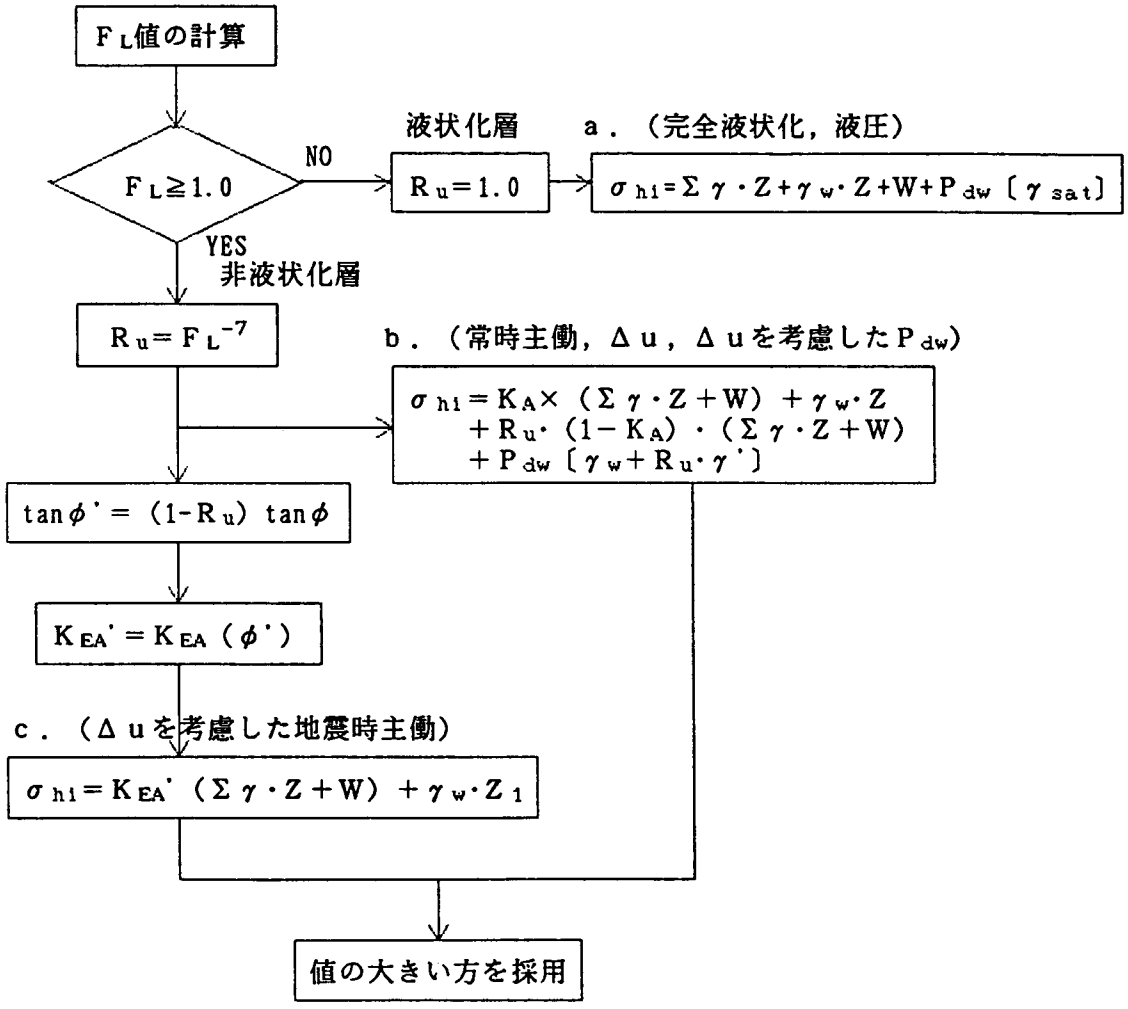
FL：液状化に対する抵抗率
$R_u=\Delta u/\sigma_v'$
σ_{hi}：粒土層の水平土圧
Δu：過剰間隙水圧
σ_v'：有効上載圧
γ　：土の単位体積重量（空中and水中）
γ_w：水の単位体積重量（空中and水中）
Z　：地表面（あるいは掘割下端）からの深さ
Z_1：地下水位面からの深さ

W_2：上載荷重（表土層の自重）
$P_{dw}〔\gamma_{sat}〕$：Westegaardの動水圧公式（液体の単位体積重量＝γ_{sat}）
K_P：常時の受働土圧係数
$P_{dw}〔\gamma_w+R_u\cdot\gamma'〕$：Westergaardの動水圧公式（液体の単位体積重量＝$\gamma_w+R_u\cdot\gamma'$）
γ'：土の水中単位体積重量
ϕ：土の内部摩擦角
K_{EP}'：地震時受働土圧係数（内部摩擦角＝ϕ'）

図4.6.7　自由地盤側の抵抗土水圧（外部安定）

① 掘割道路下方の地盤の砂層・シルト層：図 4.6.9 に計算フローを示す。「1)自由地盤側の抵抗土水圧」と考え方は同じ(図 4.6.5)である。但し，有効土圧 σ_v' の計算用の Z は，掘割道路の下端からの値とする。掘割道路は下方地盤への負載荷重 (w) とみなす。動水圧は，自由地盤側の計算値の該当区間分の値を用いる。

② 支持層：常時の受働土圧を用いる。



FL：液状化に対する抵抗率
$R_u = \Delta u / \sigma_v'$
σ_{hi}：粒土層の水平土圧
Δu：過剰間隙水圧
σ_v'：有効上載圧
γ　：土の単位体積重量（空中and水中）
γ_w：水の単位体積重量（空中and水中）
Z　：地表面（あるいは掘割下端）からの深さ
Z_1：地下水位面からの深さ

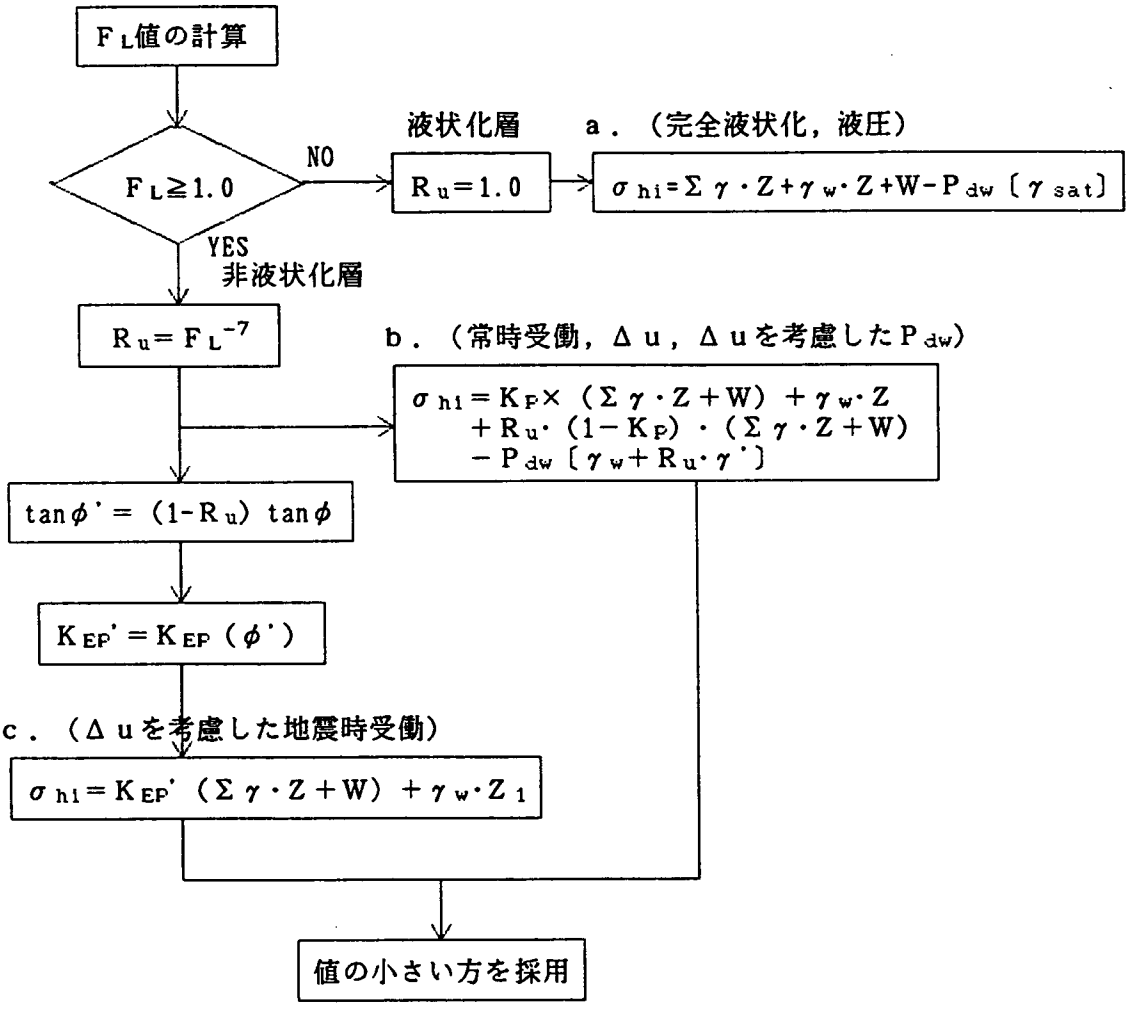
W_2：上載荷重（表土層の自重）
$P_{dw}〔\gamma_{sat}〕$：Westegaardの動水圧公式（液体の単位体積重量＝γ_{sat}）
K_A：常時の主働土圧係数
$P_{dw}〔\gamma_w+R_u\cdot\gamma'〕$：Westergaardの動水圧公式（液体の単位体積重量＝$\gamma_w+R_u\cdot\gamma'$）
γ'：土の水中単位体積重量
ϕ：土の内部摩擦角
K_{EA}'：地震時主働土圧係数（内部摩擦角＝ϕ'）

図4.6.8　自由地盤側の駆動土水圧（外部安定）

③ 掘割道路：掘割道路から改良体への反力は，掘割道路と設計震度の積による慣性力，掘割道路と下方地盤との摩擦力および左側改良体から掘割道路への反力の合力以下とする。

4）掘割道路側の駆動土水圧

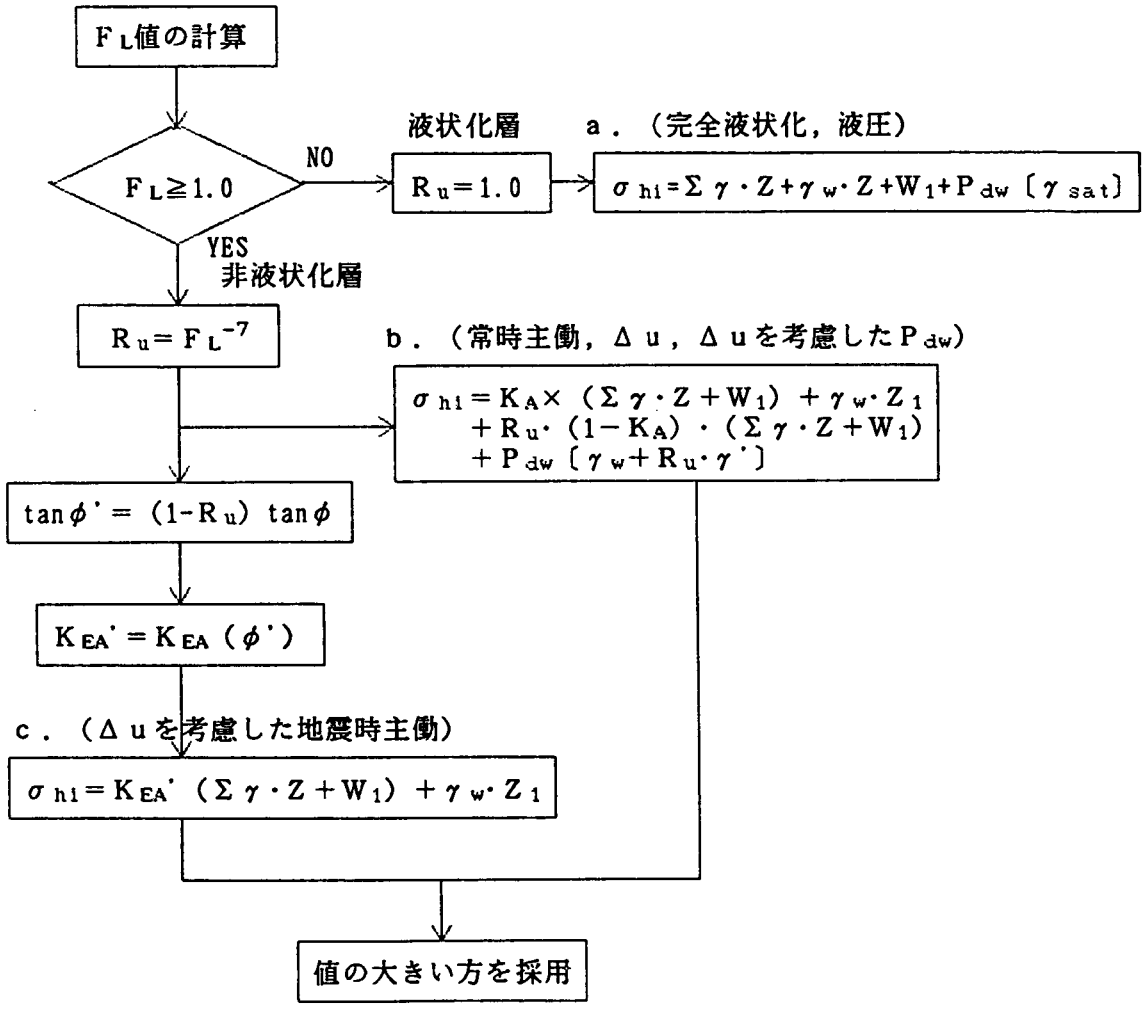
① 掘割道路：掘割道路からの駆動力として，常時の接触力 P_{NU} を用いる。これは大型実験の結果に基づいた設定である。



FL：液状化に対する抵抗率
$R_u = \Delta u / \sigma_v'$
σ_{hi}：粒土層の水平土圧
Δu：過剰間隙水圧
σ_v'：有効上載圧
γ　：土の単位体積重量（空中and水中）
γ_w：水の単位体積重量（空中and水中）
Z　：地表面（あるいは掘割下端）からの深さ
Z_1：地下水位面からの深さ
W_2：上載荷重（表土層の自重）
$P_{dw}〔\gamma_{sat}〕$：Westegaardの動水圧公式（液体の単位体積重量＝γ_{sat}）
K_P：常時の受働土圧係数
$P_{dw}〔\gamma_w+R_u\cdot\gamma'〕$：Westergaardの動水圧公式（液体の単位体積重量＝$\gamma_w+R_u\cdot\gamma'$）
γ'：土の水中単位体積重量
ϕ：土の内部摩擦角
K_{EP}'：地震時受働土圧係数（内部摩擦角＝ϕ'）

図4.6.9　掘割道路側の抵抗土水圧（外部安定）

② 砂層・シルト層：図4.6.10に計算フローを示す。間隙水圧の上昇の取扱いは前述の「2）自由地盤側の駆動土水圧」と同様である。但し，受動土圧的扱いが主働土圧的になり，動水圧が正値として作用する点が異なっている。また動水圧は自由地盤地表面からの計算値の該当区間の値を用いる。有効土圧 σ_v' の計算用の Z は掘割道路の下端からの値とし，掘割道路は下方地盤への負載荷重とみなす。



FL：液状化に対する抵抗率
$R_u=\Delta u/\sigma_v'$
σ_{hi}：粒土層の水平土圧
Δu：過剰間隙水圧
σ_v'：有効上載圧
γ　：土の単位体積重量（空中and水中）
γ_w：水の単位体積重量（空中and水中）
Z　：地表面（あるいは掘割下端）からの深さ
Z_1：地下水位面からの深さ
W_2：上載荷重（表土層の自重）
$P_{dw}〔\gamma_{sat}〕$：Westegaardの動水圧公式（液体の単位体積重量＝γ_{sat}）
K_A：常時の主働土圧係数
$P_{dw}〔\gamma_w+R_u\cdot\gamma'〕$：Westergaardの動水圧公式（液体の単位体積重量＝$\gamma_w+R_u\cdot\gamma'$）
γ'：土の水中単位体積重量
ϕ：土の内部摩擦角
K_{EA}'：地震時主働土圧係数（内部摩擦角＝ϕ'）

図4.6.10　掘割道路側の駆動水圧（外部安定）

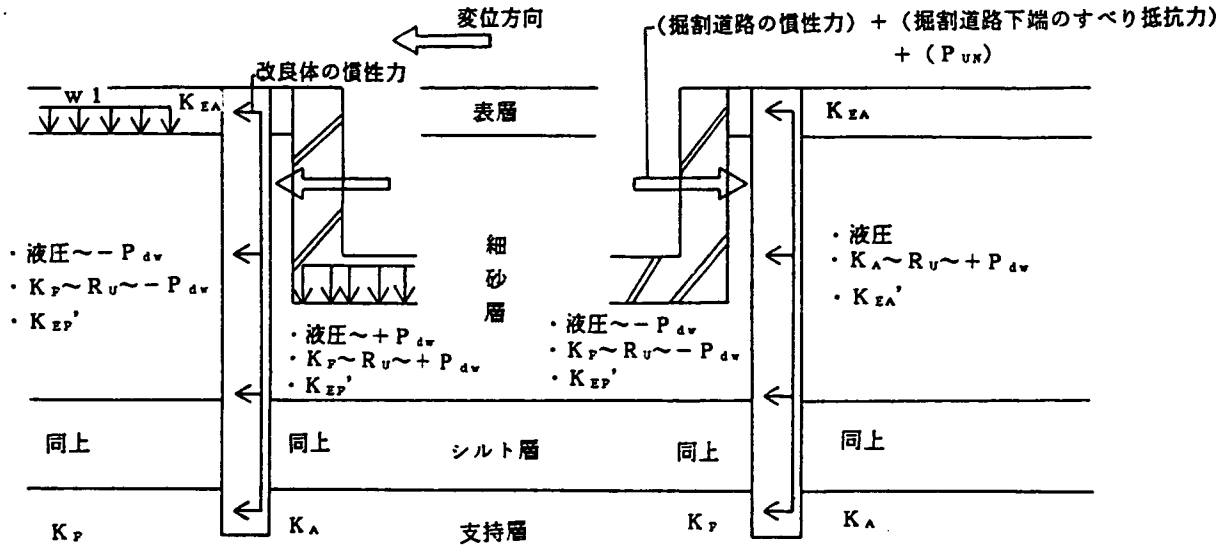


図4.6.11　外部安定用外力

③　粘土層：常時の主働土圧を用いる。考え方は前述の「1）自由地盤側の抵抗土水圧」と同様の扱いである。

5）外部安定の外力のまとめ

以上をまとめると図4.6.11となる。外部安定の判断は，両側の改良体に対し，行うのが本来である。しかし，大型振動実験の結果より，図4.6.11の左側改良体についてのみの検討でよいと判断される。この理由は以下のとうりである。

①　図4.6.11の状態の変形様式を模式的に描くと図4.6.12(a)のようになる。この状態では，掘割道路から左側改良体に作用する駆動力のうち改良体の慣性力は最大であり，掘割道路の接触圧は最小である。この状態をすぎると，変位方向が逆転するため，左側改良体の外部不安定性は問題にならない。

③　従って，安全側の検討方法として，図4.6.11の左側改良体に対して，掘割道路からの駆動力に常時の水平反力を採用した。左側改良体に対する検討用外力を示したのが図4.6.12(b)である。

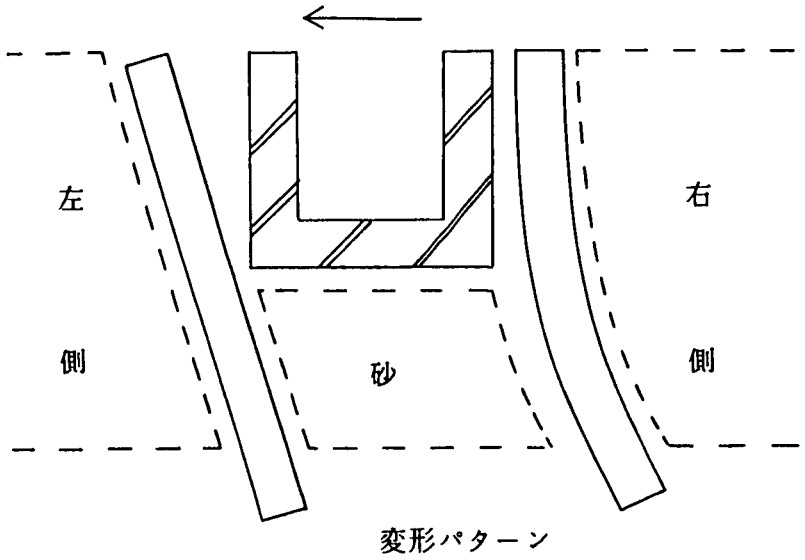
(4)　地震時の内部安定の検討用外力

1）検討用外力のパラメータ

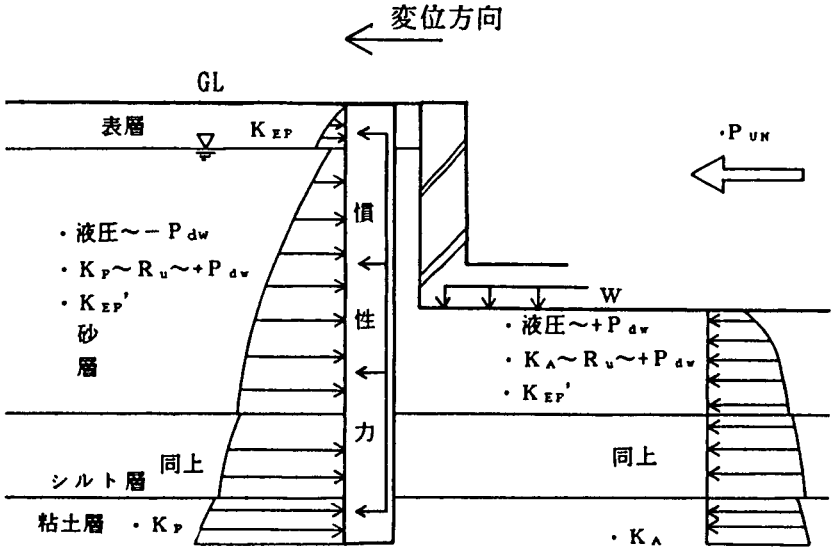
地震時の改良体の内部応力を求め改良体自身の破壊を検討するのが，内部安定の検討である。これに用いる外力は，外部安定が保証されているという前提で，作用する駆動力と抵抗力が釣合状態にあって，想定する破壊様式（ここでは水平せん断および曲げ）に対応した最大応力が求め得るものであらねばならない。そこで駆動力を設定し，それと釣り合う抵抗力をバネモデルを用いて求め，内部応力を計算した。

内部応力の計算は，図4.6.13に示すように，掘割道路の両側の改良体に対して行なうのが本来である。しかし検討は，同図の(b)に示す変位方向の背後側の改良体（図4.6.12(a)における右側改良体）について行なった。その理由は以下のような大型模型振動実験の結果によっている。

①　この状態の時，掘割道路からの反力が右側改良体では最大，左側改良体では最小になり，改良体の曲げ変形が最大になる状態と考えられる。



(a) 外部安定の検討時の変形パターン



(b) 検討用外力

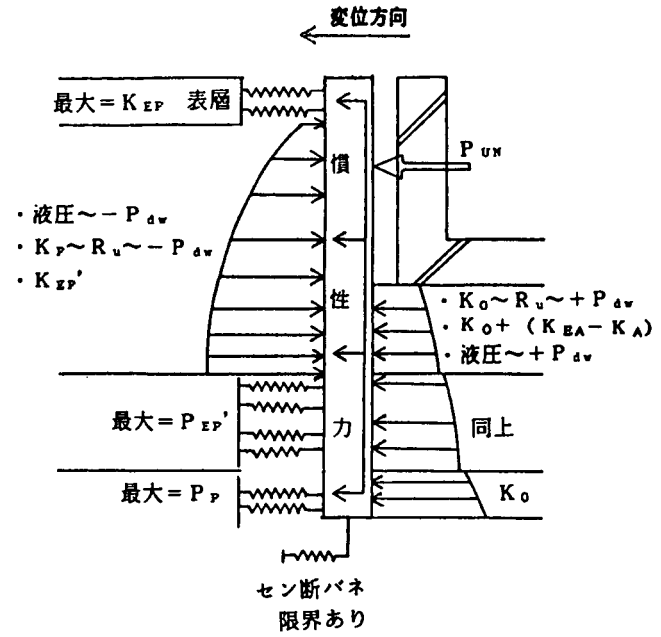
図4.6.12 外部安定の検討用外力

② この状態の時，右側改良体の掘割道路側の鉄筋計に引っ張り歪が発生する。検討した外力を，表 4.6.2 に示す。同表中の「ケース 1」を図示したのが図 4.6.15 の「計算土水圧」である。以下で同表について述べる。

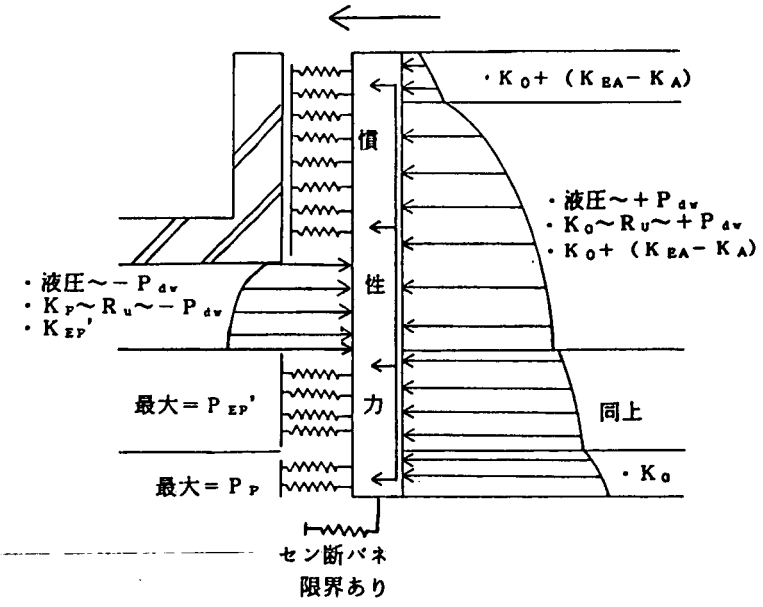
2）駆 動 力

駆動力の設定にあたっては，K_o 土圧系外力および主働土圧系外力をとりあげた。また，液状化性地盤の問題であるから，慣性力と過剰間隙水圧の非同時性も考慮してみた。

K_o 土圧系外力：盛土の対策における改良体は，改良体の滑動に代表される外部安定が，盛土の安全性を担っ



（a）変位方向前面側改良体の外力



（b）変位方向背面側改良体の外力

図4.6.13　内部安定の検討用モデル

ている。充分な外部安定性が確保されている状態での改良体に作用する駆動力としては，静止土圧をベースとした外力が適切なこともある。掘割道路の対策のばあい，静止土圧ベースが必ずしも適しているとはいえないが，盛土の対策のばあいとの対応としてパラメータにとりあげた。

主働土圧系外力：掘割道路の両側のみを改良する形式のばあい，地盤のような繰り返し荷重が作用すると，

表4.6.2　内部応力の検討用外別に計算条件

ケース番号	条件		土層名	土水圧計算式	
	設計震度	過剰間隙水圧		駆動力（自由地盤側）	抵抗力（掘割道路側）
1	0.18	あり	表層，掘割	$〔K_0+(K_{EA}-K_A)〕\cdot\gamma z$	バネ（バネ定数＝K_{BH}）
			砂層	$\Sigma(\gamma\cdot z)+\gamma_w\cdot z_1+p_{dw}(\gamma_{sat})$	$\Sigma(\gamma\cdot z)+\gamma_w\cdot z_1-p_{dw}(\gamma_{sat})$
			シルト層	$〔K_0+(K_{EA}'-K_A')〕\cdot\Sigma(\gamma\cdot z)+\gamma_w\cdot z_1$	バネ（バネ定数＝K_{BS}）
			粘土層	$K_0\cdot\Sigma(\gamma\cdot z)+\gamma_w\cdot z_1$	バネ（バネ定数＝K_{BB}）
2	0	あり	表層，掘割	$K_0\cdot\gamma z$	バネ（バネ定数＝K_{BH}）
			砂層	$\Sigma(\gamma\cdot z)+\gamma_w\cdot z_1$	$\Sigma(\gamma\cdot z)+\gamma_w\cdot z_1$
			シルト層	$K_0\cdot\Sigma(\gamma\cdot z)+\gamma_w\cdot z_1+Ru\cdot(1-K_0)\cdot\Sigma(\gamma\cdot z)$	バネ（バネ定数＝K_{BS}）
			粘土層	$K_0\cdot\Sigma(\gamma\cdot z)+\gamma_w\cdot z_1$	バネ（バネ定数＝K_{BB}）
3	0.18	なし	表層，掘割	$〔K_0+(K_{EA}-K_A)〕\cdot\gamma z$	バネ（バネ定数＝K_{BH}）
			砂層	$\Sigma(\gamma\cdot z)+\gamma_w\cdot z_1+p_{dw}(\gamma_{sat})$	$\Sigma(\gamma\cdot z)+\gamma_w\cdot z_1-p_{dw}(\gamma_{sat})$
			シルト層	$K_0\cdot\Sigma(\gamma\cdot z)+\gamma_w\cdot z_1+p_{dw}(\gamma_w)$	バネ（バネ定数＝K_{BS}）
			粘土層	$K_0\cdot\Sigma(\gamma\cdot z)+\gamma_w\cdot z_1$	バネ（バネ定数＝K_{BB}）
4	0.18	あり	表層，掘割	$K_{EA}\cdot\gamma z$	バネ（バネ定数＝K_{BH}）
			砂層	$\Sigma(\gamma\cdot z)+\gamma_w\cdot z_1+p_{dw}(\gamma_{sat})$	$\Sigma(\gamma\cdot z)+\gamma_w\cdot z_1-p_{dw}(\gamma_{sat})$
			シルト層	$K_{EA}\cdot\Sigma(\gamma\cdot z)+\gamma_w\cdot z_1+Ru\cdot(1-K_{EA})\cdot\Sigma(\gamma\cdot z)+p_{dw}(\gamma_w+R_u\cdot\gamma')$	バネ（バネ定数＝K_{BS}）
			粘土層	$K_A\cdot\Sigma(\gamma\cdot z)+\gamma_w\cdot z_1$	バネ（バネ定数＝K_{BB}）
5	0	あり	表層，掘割	$K_A\cdot\gamma z$	バネ（バネ定数＝K_{BH}）
			砂層	$\Sigma(\gamma\cdot z)+\gamma_w\cdot z_1$	$\Sigma(\gamma\cdot z)+\gamma_w\cdot z_1$
			シルト層	$K_A\cdot\Sigma(\gamma\cdot z)+\gamma_w\cdot z_1+Ru\cdot(1-K_A)\cdot\Sigma(\gamma\cdot z)$ $K_A'\cdot\Sigma(\gamma\cdot z)+\gamma_w\cdot z_1$	バネ（バネ定数＝K_{BS}）
			粘土層	$K_A\cdot\Sigma(\gamma\cdot z)+\gamma_w\cdot z_1$	バネ（バネ定数＝K_{BB}）
6	0.18	なし	表層，掘割	$K_{EA}\cdot\gamma z$	バネ（バネ定数＝K_{BH}）
			砂層	$\Sigma(\gamma\cdot z)+\gamma_w\cdot z_1+p_{dw}(\gamma_{sat})$	$\Sigma(\gamma\cdot z)+\gamma_w\cdot z_1-p_{dw}(\gamma_{sat})$
			シルト層	$K_{EA}\cdot\Sigma(\gamma\cdot z)+\gamma_w\cdot z_1+p_{dw}(\gamma_w+R_u\cdot\gamma')$	バネ（バネ定数＝K_{BS}）
			粘土層	$K_{EA}\cdot\Sigma(\gamma\cdot z)+\gamma_w\cdot z_1$	バネ（バネ定数＝K_{BB}）

FL　：液状化に対する抵抗率
$R_u=\Delta u/\sigma v'$
σ_{hi}：粒土層の水平土圧
Δu　：過剰間隙水圧
$\sigma v'$：有効上載圧
γ　：土の単位体積重量（空中and水中）
γ_w：水の単位体積重量
Z　：地表面（あるいは掘割下端）からの深さ
Z_1　：地下水位面からの深さ
B　：改良幅（m）
k_h　：設計水平震度
Δu　：過剰水平震度
K_0　：静止土圧係数（=0.5）
$p_{dw}(\gamma_{sat})$：Westergaardの動水圧公式
γ_{sat}：液体の単位体積重量
K_A　：常時の主動土圧係数
K_A'：常時の主動土圧係数（内部摩擦角=ϕ'）
$p_{dw}(\gamma_w+R_u\cdot\gamma')$：Westegaardの動水圧公式
$\gamma_w+R_u\cdot\gamma'$：液体の単位体積重量
γ'　：土の水中単位体積重量
ϕ　：土の内部摩擦角
$\phi'=\tan^{-1}((1-R_u)\cdot\tan\phi)$
K_{EA}：地震時主動土圧係数（内部摩擦角=ϕ）
K_{EA}'：地震時主動土圧係数（内部摩擦角=ϕ'）

外力の方向の変化に応じて非液状化層への根入れ部を中心に改良体はある程度，左右に変位する。盛土のばあいとは異なった変位特性である。変位すると改良体には変位に応じた，駆動力としての主働土圧が作用すると考えられ，それをパラメータにとりあげた。

応答加速度のピークと過剰間隙水圧の非同時性を考慮した外力：液状化地盤の応答加速度のピーク状態と過剰間隙水圧のピーク状態とは，一般的には一致しない。大型振動実験においても，加振開始後間隙水圧の上昇が始まって間もなく応答加速度のピーク状態となった後急激に減少する。その後に間隙水圧がピーク状態に致達し，それがある時間持続する（4.5.1 掘割道路の動的外力の検討）。

この観点からの設計計算例を示しているのが，「道路土工—軟弱地盤対策工指針：昭和 61 年 11 月，㈳日本道路協会」の「付録 5，液状化性地盤上の盛土の地震時安定解析法」[14] である。これらを背景として，次のようなパラメーターに取り上げた。

地震動のピーク時と過剰間隙水圧のピーク時に一致しないと考え，震度と過剰間隙水圧を安定計算において同時に考慮しない。すなわち

① 震度のみを考慮して，過剰間隙水圧の上昇を無視する。加速度のピーク状態継続時間は短いので，異常時のような取り扱いになると考えられる。震度の設定方法は，液状化の判定に用いる方法に処する。

② 過剰間隙水圧の上昇のみを考慮して，震度を無視する。過剰間隙水圧のピーク状態継続時間はある程度長いので，常時のような取扱いになると考えられる。

3）抵　抗　力

抵抗力は次のように設定した。

① 完全液状化層（砂層）：泥水状態を想定し，静液圧および動液圧の合力

② 掘割道路，その他：バネモデルを用いて，①と合わせて駆動力と釣り合うように設定した。

③ バネ定数：表 4.6.6 に示すように，抵抗力として反力を求めるだけであるから，「掘割道路の値（K_{BH}）：シルト層（K_{BS}）：粘土層（K_{BB}）」なる比の値で与えた。

4）検討ケースの条件（表 4.6.2）

上述の外力パラメーターの組み合わせによって設定した検討外力ケースが，表 4.6.2 に示されている。同表の見方を，ケース 1 を例にして述べる。他のケースもこれに準ずる。「ケース 1」は，設計震度 ＝0.18 とし，同時に過剰間隙水圧の上昇ピークも生じたと仮定した場合である。駆動力側の自由地盤からの土水圧は，

① 表層：K_o 土圧系外力（非液状化層と仮定）

② 砂層：泥水系外力（完全液状化状態）

③ シルト層：K_o 土圧系外力（準液状化状態に対応して，拡張した物部・岡部土圧公式）

④ 粘土層：K_o 土圧系外力

⑤ 改良地盤の慣性力：重量 × 設計震度

抵抗力側の掘割道路側からの圧力は，

① 掘割道路の側面：バネ（定数 ＝K_{BH}）

② 砂層：泥水系外力（完全液状化状態）

③ シルト層：バネ（定数 ＝K_{BS}）

④ 粘土層：バネ（定数 $=K_{BB}$）

(5) 地震時の安定性の検討結果

上述(3)および(4)に示した条件で外部安定および内部安定の計算を行なった。

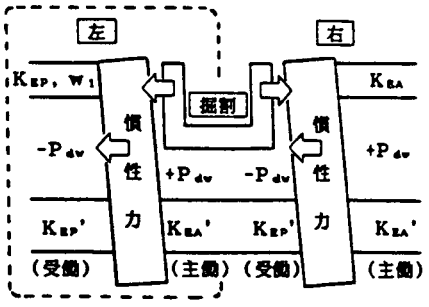
1）外部安定の検討結果

検討した 16 ケースの条件を表 4.6.3 に示す。パラメーターは改良幅（$B=1$, 3 m），設計震度（$k_h=0.18$,

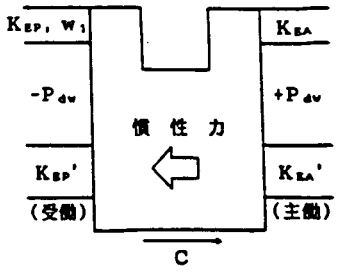
表4.6.3 外部安定の検討ケース

パラメータ / ケース番号	改良幅 B	設計震度 k_h	設計位置	表層土圧
Case 1	1 m	0.18	左改良体	K_{EP}
Case 2				無視
Case 3			全体	K_{EP}
Case 4				無視
Case 5		0.15	左改良体	K_{EP}
Case 6				無視
Case 7			全体	K_{EP}
Case 8				無視
Case 9	3 m	0.18	左改良体	K_{EP}
Case 10				無視
Case 11			全体	K_{EP}
Case 12				無視
Case 13		0.15	左改良体	K_{EP}
Case 14				無視
Case 15			全体	K_{EP}
Case 16				無視

但し「設計位置」の意味は、下図のようである



左改良体の安定



全体の安定

表4.6.4　外部安定の検討用外力の計算条件

外力 ＼ 土層	駆動力		抵抗力
	掘割道路側　（左改良体用）	自由地盤側　（全体用）	（自由地盤側）
掘割道路表層	P_{UN}	$K_{EA}\cdot\gamma\cdot Z$	$K_{EP}\cdot\gamma\cdot Z$　0R　0
砂層	$\Sigma(\gamma\cdot Z)+\gamma_W\cdot Z_1+W_1+P_{DW}(\gamma_{sat})$	$\Sigma(\gamma\cdot Z)+\gamma_W\cdot Z_1+P_{DW}(\gamma_{sat})$	$\Sigma(\gamma\cdot Z)+\gamma_W\cdot Z_1-P_{DW}(\gamma_{sat})$
シルト層	$K_{EA}'\cdot\Sigma(\gamma\cdot Z)+\gamma_W\cdot Z_1+W_1$	$K_{EA}'\cdot\Sigma(\gamma\cdot Z)+\gamma_W\cdot Z_1$	$K_{EP}\cdot\Sigma(\gamma\cdot Z)+\gamma_W\cdot Z_1$
粘土層	$\Sigma(\gamma\cdot Z)+\gamma_W\cdot Z_1-2C(+W_1)$		$\Sigma(\gamma\cdot Z)+\gamma_W\cdot Z_1+2C$

γ　：土の単位体積重量（空中and水中）
γ_W　：水の単位体積重量
Z　：地表面（あるいは掘割下端）からの深さ
Z_1　：地下水位面からの深さ
$P_{DW}(\gamma_{sat})$：Ｗｅｓｔｅｒｇａａｒｄの動水圧（液体の単位体積重量＝γ_{sat}）
γ_{sat}：飽和土の単位体積重量
W_1　：掘割道路下端の有効接地圧
K_{EA}　：地震時主働土圧係数
K_{EA}'　：地震時主働土圧係数（土の内部摩擦角＝ϕ'）
ϕ'　：$\tan^{-1}[(1-R_U)\cdot\tan\phi]$
ϕ　：土の内部摩擦角
K_{EP}　：地震時受働土圧係数
K_{EP}'　：地震時受働土圧係数（土の内部摩擦角＝ϕ'）
R_U　：過剰間隙水圧比
C　：土の粘着力
P_{UN}　：常時の掘割道路からの圧力

0.15)，設計位置（左改良体 = 左側改良体の安定性のみ，全体 = 左右の改良体と掘割道路下方地盤を含む全体の安定性（滑動のみ））および表層土圧（K_{EP}= 地盤時受働土圧を抵抗力とする，無視 = 水平土圧の抵抗力は無視し，自重による負載効果のみ）である。

図4.6.7～図4.6.10に従って設定した検討用外力の計算条件を表4.6.4に示す。以上の条件で，外部安定用（滑動および転倒）を計算し，安全率を求めた結果を表4.6.5および図4.6.14に示した。これより次のことが言える。

① 掘割道路の両側を改良する形式での，改良体および全体（改良体，掘割道路，掘割道路下方地盤）のいずれの安全率は十分高い。

② 改良体の外部安定は滑動の安全率は非常に大きく転倒が支配的である。

③ 以上より，この改良形式のばあいは，外部安定は検討を省略することが可能である。

2）内部安定の検討結果

表4.6.2に検討用外力としての土水圧の計算条件を示した。表4.6.6(1)に，検討用外力のうちの，駆動力の値を示した。表4.6.6(2)は，検討用外力のうちの抵抗力の値を示した。表4.6.6(2)の「ケース番号」の1—1～1—10は，表4.6.2および表4.6.6(1)の「ケース番号」=1に対応する抵抗力であり，他の番号もこれに準じて対応している。同表中の抵抗力は，改良体の幅（B）=1 mのばあいの値である。改良幅が3，5，7 mと増大してゆくと改良体の慣性力および断面剛性が増加する。その結果抵抗力の合計が増大し，粘土層の反力はあまり増加せず，掘割道路およびシルト層の反力が増大する傾向になる。

計算は，二次元FEMのビーム要素を用い，各節点に外力を節点外力として作用させ，抵抗力は節点にバネを設けたモデルになっている。ビーム要素の節点力として，軸応力分布，最大せん断応力および最大曲げモーメントが求まる。これより最大縁応力（圧縮，引張）を求めた。結果は表4.6.7に示されている。同表のケース1—1ケース1—10の改良幅B=1 mについて図化したものが，図4.6.15である。FEMモデルのため，な

表4.6.5 外部安定計算のまとめ

	滑動に対する安全率	転倒に対する安全率
Case 1	1．70	1．53
Case 2	1．64	1．36
Case 3	1．36	——
Case 4	1．33	——
Case 5	2．14	1．90
Case 6	2．70	1．71
Case 7	1．32	——
Case 8	1．29	——
Case 9	1．61	1．41
Case 10	1．55	1．26
Case 11	1．30	——
Case 12	1．27	——
Case 13	2．04	1．77
Case 14	1．97	1．59
Case 15	1．62	——
Case 16	1．58	——

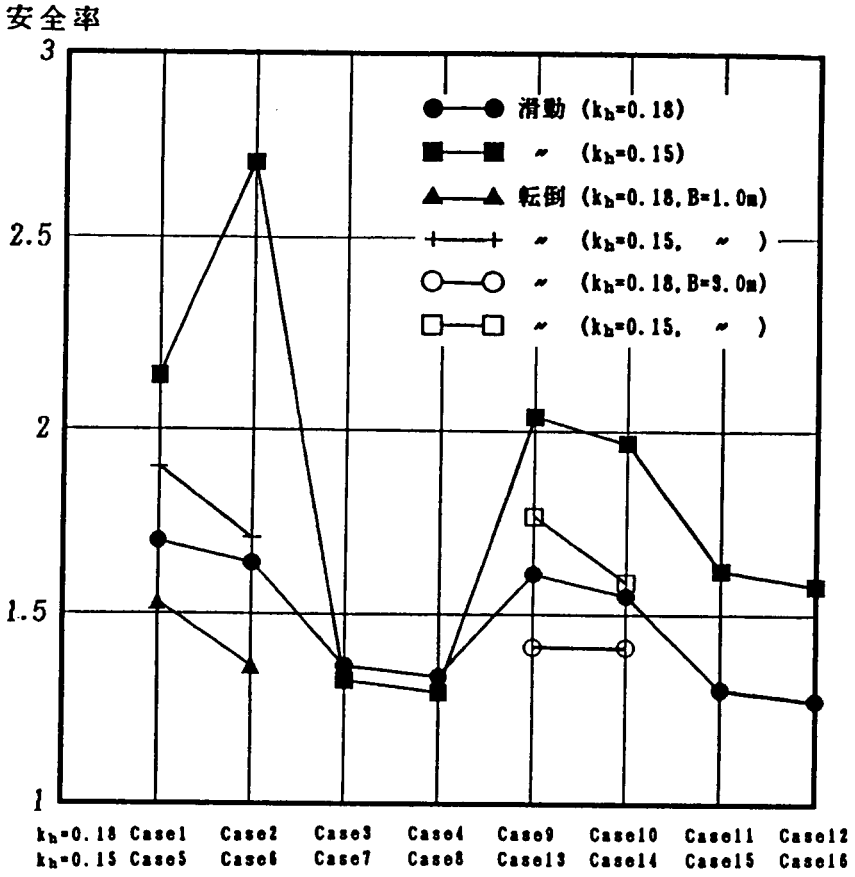


図4.6.14　外部安定の安全率

表4.6.6　内部応力検討用外力（1）駆動力（tf/m）

ケース番号	条件		自由地盤					改良体の慣性力				計			
	設計震度	過剰間隙水圧	表層	砂層	シルト層	粘土層	小計	B=1m	B=3m	B=5m	B=7m	B=1m	B=3m	B=5m	B=7m
1	0.18	あり	2	148	155	40	345	6	19	32	44	351	364	377	389
2	0	あり	2	129	103	40	274	0	0	0	0	274	274	274	274
3	0.18	なし	2	148	109	40	299	6	19	32	44	305	318	331	343
4	0.18	あり	1	148	148	26	323	6	19	32	44	329	342	355	367
5	0	あり	1	129	94	26	244	0	0	0	0	244	244	244	244
6	0.18	なし	1	148	109	27	284	6	19	32	44	290	303	316	328

表4.6.6　内部応力検討用外力（2）抵抗力（tf/m）：B＝1m

ケース番号	条件		バネ常数	掘割道路下方地盤				掘割道路	計
	設計震度	過剰間隙水圧	$K_{BH}:K_{BS}:K_{BB}$	砂層	シルト層	粘土層	小計		
1-1	0.18	あり	1:1:1	35	139	72	246	105	351
1-2			1:1:2	35	105	99	240	110	350
1-3			1:2:1	35	180	47	262	89	351
1-4			1:2:2	35	150	71	256	96	351
1-5			2:1:1	35	127	70	232	120	351
1-6			2:1:2	35	97	98	230	121	351
1-7			2:2:1	35	169	47	251	101	351
1-8			*:1:1	35	173	55	263	78	341
1-9			*:1:2	35	170	60	265	78	343
1-10			*:2:1	35	185	45	265	78	343
2-1	0	あり	1:1:1	45	100	52	197	77	274
2-2			1:1:2	45	77	72	194	81	274
2-3			1:2:1	45	130	34	209	65	274
2-4			1:2:2	45	108	51	204	70	274
2-5			2:1:1	45	92	50	187	91	278
2-6			2:1:2	45	70	71	186	88	275
2-7			2:2:1	45	122	34	200	73	274
2-8			*:1:1	45	120	43	208	60	268
2-9			*:1:2	45	115	48	208	60	268
2-10			*:2:1	45	127	36	208	60	268
3-1	0.18	なし	1:1:1	35	144	59	203	98	301
3-2			1:1:2	35	88	81	204	102	306
3-3			1:2:1	35	149	37	221	84	305
3-4			1:2:2	35	124	57	216	90	305
3-5			2:1:1	35	104	57	196	110	306
3-6			2:1:2	35	80	80	195	111	305
3-7			2:2:1	35	139	38	212	94	305
3-8			*:1:1	35	138	48	221	78	299
3-9			*:1:2	35	131	53	219	78	297
3-10			*:2:1	35	144	39	218	78	296

ケース番号	条件		バネ常数	掘割道路下方地盤				掘割道路	計
	設計震度	過剰間隙水圧	$K_{BH}:K_{BS}:K_{BB}$	砂層	シルト層	粘土層	小計		
4-1	0.18	あり	1:1:1	35	125	65	225	105	329
4-2			1:1:2	35	97	88	220	109	329
4-3			1:2:1	35	163	41	239	87	326
4-4			1:2:2	35	136	63	234	96	329
4-5			2:1:1	35	115	63	212	117	329
4-6			2:1:2	35	80	88	202	119	321
4-7			2:2:1	35	152	42	229	94	323
4-8			*:1:1	35	163	45	243	78	321
4-9			*:1:2	35	158	50	243	78	321
4-10			*:2:1	35	174	36	245	78	323
5-1	0	あり	1:1:1	45	86	44	174	75	249
5-2			1:1:2	45	66	60	171	79	250
5-3			1:2:1	45	111	28	184	66	250
5-4			1:2:2	45	93	42	180	70	250
5-5			2:1:1	45	78	42	165	78	243
5-6			2:1:2	45	90	59	165	86	250
5-7			2:2:1	45	104	37	186	73	259
5-8			*:1:1	45	106	33	184	60	244
5-9			*:1:2	45	102	38	185	60	245
5-10			*:2:1	45	110	27	182	60	242
6-1	0.18	なし	1:1:1	35	106	53	194	97	291
6-2			1:1:2	35	81	73	189	102	291
6-3			1:2:1	35	136	34	205	96	290
6-4			1:2:2	35	114	51	200	90	291
6-5			2:1:1	35	95	51	182	109	291
6-6			2:1:2	35	73	72	181	110	290
6-7			2:2:1	35	127	34	196	94	290
6-8			*:1:1	35	130	39	204	78	282
6-9			*:1:2	35	125	44	204	78	282
6-10			*:2:1	35	137	32	204	78	282

表4.6.7　内部応力最大値計算結果（つづく）

ケース番号	条件		B＝1 m						B＝3 m						B＝5 m						B＝7 m					
	設計震度	過剰間隙水圧	曲げモーメント	縁応力（引張）	縁応力（圧縮）	深度	せん断応力	深度	曲げモーメント	縁応力（引張）	縁応力（圧縮）	深度	せん断応力	深度	曲げモーメント	縁応力（引張）	縁応力（圧縮）	深度	せん断応力	深度	曲げモーメント	縁応力（引張）	縁応力（圧縮）	深度	せん断応力	深度
1-1			140	829	848	11.0	36	16.25	145	81	100	11.0	12	16.25	150	27	45	11.0	7	16.25	154	10	28	11.0	5	16.25
1-2			228	1356	1375	11.0	62	16.25	236	138	157	11.0	21	16.25	243	49	68	11.0	13	16.25	249	21	40	11.0	9	16.25
1-3			99	585	600	9.0	27	12.25	103	57	72	9.0	10	12.25	106	18	33	9.0	6	12.25	109	6	21	9.0	4	12.25
1-4			164	974	990	10.0	35	16.25	169	97	114	10.0	12	16.25	174	33	50	10.0	7	16.25	178	13	30	10.0	5	16.25
1-5	0.18	あり	95	558	580	13.0	32	16.25	98	50	72	13.0	11	16.25	101	13	35	13.0	7	16.25	103	2	24	13.0	5	8.75
1-6			200	1189	1209	13.0	59	16.25	206	119	139	12.0	20	16.25	212	41	61	12.0	12	16.25	218	17	37	12.0	9	16.25
1-7			58	339	356	10.0	18	12.25	61	30	46	10.0	6	12.25	63	7	23	10.0	4	12.25	66	0	16	10.0	3	12.25
1-8			108	640	654	8.5	26	11.75	87	48	61	8.0	11	11.75	69	11	22	7.0	8	11.50	111	2	25	13.5	7	11.50
1-9			108	640	654	8.5	26	11.75	87	48	61	8.0	11	11.75	69	11	22	7.0	8	11.50	110	2	25	13.5	7	11.50
1-10			108	640	654	8.5	29	11.75	87	48	61	8.0	11	11.75	69	11	22	7.0	8	11.50	114	2	25	13.5	7	11.50
2-1			64	375	392	10.0	16	16.25	64	32	48	10.0	5	16.25	64	7	24	10.0	3	16.25	64	-1	16	10.0	2	16.25
2-2			126	745	764	11.0	35	16.25	126	69	88	11.0	12	16.25	126	21	40	11.0	7	16.25	126	6	25	11.0	5	16.25
2-3			52	306	317	7.0	18	11.50	52	27	38	7.0	6	11.50	52	7	18	7.0	4	11.50	52	1	12	7.0	3	11.50
2-4			89	526	540	8.0	17	4.75	89	49	62	8.0	6	4.75	89	15	28	8.0	3	4.75	89	4	17	8.0	2	4.75
2-5	0	あり	31	174	197	14.0	14	17.25	31	8	31	14.0	5	17.25	31	-4	19	14.0	3	17.25	31	-8	16	14.0	2	17.25
2-6			106	624	646	13.0	33	16.25	106	55	77	13.0	11	16.25	106	14	36	13.0	7	16.25	106	2	24	13.0	5	16.25
2-7			19	102	126	14.5	15	16.75	19	0	24	14.5	5	16.75	19	-8	17	14.5	3	16.75	19	-10	15	14.5	2	16.75
2-8			71	418	432	8.5	17	11.50	71	38	51	8.0	6	11.50	71	10	24	8.5	3	11.50	71	2	15	8.0	2	11.50
2-9			71	418	432	8.5	17	11.50	71	38	51	8.0	6	11.50	71	10	24	8.5	3	11.50	71	2	15	8.0	2	11.50
2-10			71	418	432	8.5	18	11.50	71	38	51	8.0	6	11.50	71	10	24	8.5	4	12.25	71	2	15	8.0	3	11.25
3-1			123	728	745	10.0	23	16.25	128	72	88	10.0	8	16.25	133	24	40	10.0	5	16.25	137	8	25	10.0	4	16.25
3-2			191	1137	1150	8.0	44	16.25	199	115	134	11.0	15	16.25	205	40	58	11.0	9	16.25	212	17	35	11.0	7	16.25
3-3			97	573	588	9.0	30	12.25	101	56	71	9.0	11	12.25	104	17	32	9.0	7	12.25	107	6	21	9.0	5	12.25
3-4			144	854	870	9.0	27	12.25	149	85	101	10.0	9	12.25	154	29	45	10.0	6	12.25	158	11	28	10.0	4	12.25
3-5	0.18	なし	76	449	462	8.0	22	8.75	80	41	59	11.0	8	8.75	84	11	29	11.0	5	8.75	87	1	20	11.0	4	8.75
3-6			162	963	977	8.0	22	16.25	169	96	115	11.0	15	16.25	175	33	51	11.0	9	16.25	181	13	31	11.0	7	16.25
3-7			60	351	368	10.0	23	12.25	63	31	48	10.0	8	12.25	65	7	24	10.0	5	12.25	68	0	17	10.0	4	12.25
3-8			109	646	659	8.0	27	12.25	88	48	62	8.0	11	11.50	70	11	22	7.0	8	11.50	114	3	25	13.5	7	11.50
3-9			109	646	659	8.0	26	11.50	88	48	62	8.0	11	11.50	70	11	22	7.0	8	11.50	114	3	25	13.5	7	11.50
3-10			109	646	659	8.0	30	12.25	88	48	62	8.0	11	11.50	70	11	22	7.0	8	11.50	114	3	25	13.5	7	11.50

表4.6.7　内部応力最大値計算結果

ケース番号	条件		B＝1 m						B＝3 m						B＝5 m						B＝7 m					
	設計震度	過剰間隙水圧	曲げモーメント	縁応力（引張）	縁応力（圧縮）	深度	せん断応力	深度	曲げモーメント	縁応力（引張）	縁応力（圧縮）	深度	せん断応力	深度	曲げモーメント	縁応力（引張）	縁応力（圧縮）	深度	せん断応力	深度	曲げモーメント	縁応力（引張）	縁応力（圧縮）	深度	せん断応力	深度
4-1			159	943	961	11.0	41	16.25	164	93	112	11.0	13	16.25	169	31	50	11.0	8	16.25	174	12	31	11.0	6	16.25
4-2			738	1416	1434	11.0	63	16.25	245	144	162	11.0	22	16.25	252	51	70	11.0	13	16.25	259	22	41	11.0	10	16.25
4-3			121	716	733	10.0	27	12.25	124	69	86	10.0	9	12.25	128	22	39	10.0	6	12.25	131	8	24	10.0	4	12.25
4-4			178	1057	1074	10.0	39	16.25	184	107	123	10.0	13	16.25	188	37	53	10.0	8	16.25	193	15	32	10.0	6	16.25
4-5	0.18	あり	117	689	712	13.5	38	16.25	120	65	85	13.5	13	16.25	123	19	40	12.0	8	16.25	126	5	26	12.0	6	16.25
4-6			212	1259	1280	12.0	62	16.25	219	127	147	12.0	21	16.25	225	44	64	12.0	13	16.25	231	18	38	12.0	9	16.25
4-7			85	500	518	10.5	19	15.25	88	47	63	10.5	6	15.25	91	13	30	10.0	4	12.25	94	3	20	10.0	3	12.25
4-8			113	670	684	8.5	26	11.75	92	51	64	8.5	11	11.75	72	11	23	7.5	8	11.75	103	1	24	13.5	7	11.75
4-9			113	670	684	8.5	26	11.75	92	51	64	8.5	11	11.75	73	12	23	7.0	8	11.75	103	1	24	13.5	7	11.75
4-10			113	670	684	8.5	28	12.25	92	51	64	8.5	11	11.75	73	12	23	7.0	8	11.75	105	1	24	13.5	7	11.75
5-1			83	489	505	10.0	20	16.25	83	44	60	10.0	7	16.25	83	12	28	10.0	4	16.25	83	2	19	10.0	3	16.25
5-2			134	793	812	11.0	36	16.25	134	74	93	11.0	12	16.25	134	23	41	11.0	7	16.25	134	7	26	11.0	5	16.25
5-3			71	419	432	8.0	17	12.25	71	38	51	8.0	6	12.25	71	10	24	8.0	3	12.25	71	2	15	8.0	2	12.25
5-4			102	603	618	9.0	19	4.75	102	56	71	9.0	6	4.75	102	17	32	9.0	4	4.75	102	5	20	9.0	3	4.75
5-5	0	あり	51	294	316	13.0	18	16.25	51	21	43	13.0	6	16.25	51	1	23	13.0	4	16.25	50	-4	16	12.0	3	16.25
5-6			115	678	699	12.0	34	16.25	115	62	82	12.0	12	16.25	115	17	38	12.0	7	16.25	115	4	24	12.0	5	16.25
5-7			37	215	228	8.0	11	12.25	37	17	30	8.0	4	12.25	37	2	15	8.0	2	12.25	37	-3	12	9.0	2	12.25
5-8			75	442	456	8.5	17	11.50	75	40	53	8.0	6	11.50	75	11	25	8.0	3	11.50	75	3	16	8.0	2	11.50
5-9			75	442	456	8.5	17	11.50	75	40	53	8.0	6	11.50	75	11	25	8.0	3	11.50	75	3	16	8.0	2	11.50
5-10			75	442	456	8.5	17	12.25	75	40	53	8.0	6	12.25	75	11	25	8.0	3	12.25	75	3	16	8.0	2	11.25
6-1			145	860	877	10.0	29	16.25	150	85	102	10.0	10	16.25	155	29	46	10.0	6	16.25	159	11	28	10.0	5	16.25
6-2			207	1230	1249	11.0	49	16.25	214	124	143	11.0	17	16.25	221	44	62	11.0	10	16.25	228	19	37	11.0	8	16.25
6-3			119	705	720	9.0	29	12.25	122	69	84	9.0	10	12.25	126	23	38	9.0	6	12.25	129	8	23	9.0	5	12.25
6-4			162	962	978	10.0	28	16.25	168	97	113	10.0	10	16.25	172	33	50	10.0	6	4.75	177	13	30	10.0	4	12.25
6-5	0.18	なし	104	613	632	11.0	27	16.25	108	58	77	11.0	9	16.25	111	17	36	11.0	6	16.25	115	5	23	11.0	4	16.25
6-6			182	1081	1099	11.0	48	16.25	189	109	127	11.0	16	16.25	195	38	56	11.0	10	16.25	201	15	34	11.0	7	16.25
6-7			88	518	536	11.0	22	12.25	91	49	65	10.0	8	12.25	93	14	31	10.0	5	12.25	96	3	20	10.0	4	12.25
6-8			116	688	702	8.5	26	11.50	95	53	66	8.0	11	11.50	75	12	24	7.0	8	11.50	102	1	24	13.5	7	11.50
6-9			116	688	702	8.5	25	11.50	95	53	66	8.0	11	11.50	75	12	24	7.0	8	11.50	103	1	24	13.5	7	11.50
6-10			116	688	702	8.5	28	11.50	95	53	66	8.0	11	11.50	75	12	24	7.0	8	11.50	104	1	24	13.5	7	11.50

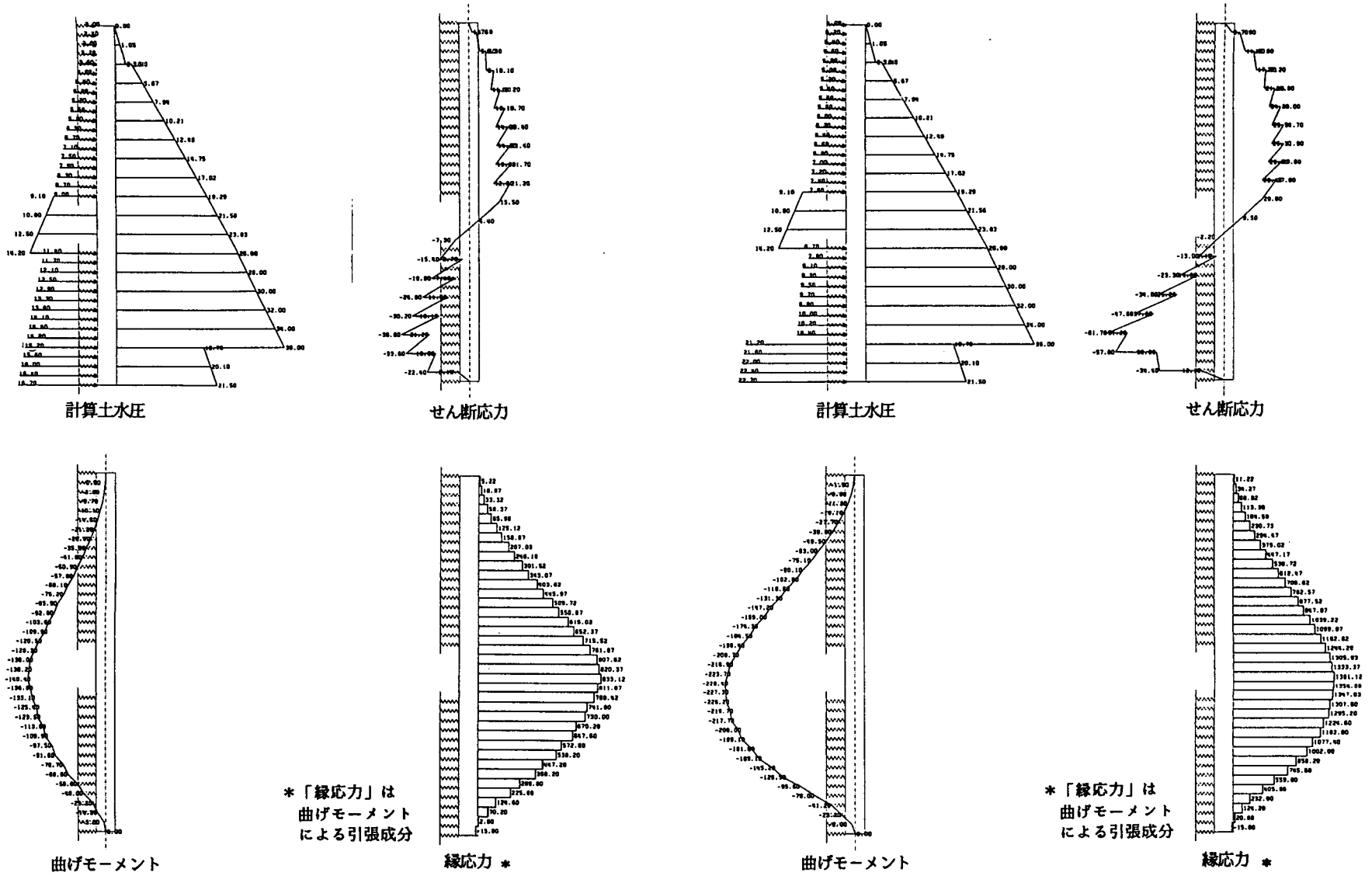
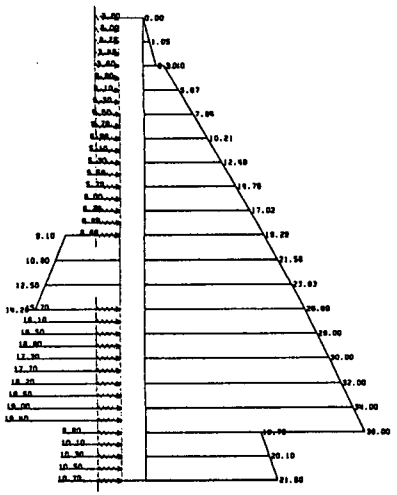
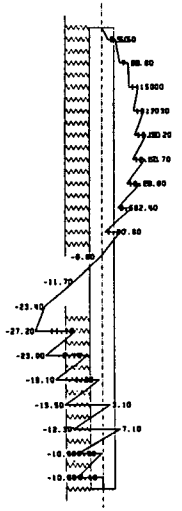


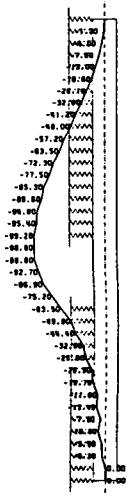
図4.6.15　内部応力計算結果（ケース１）：Ｂ＝１ｍ（つづく）



計算土水圧

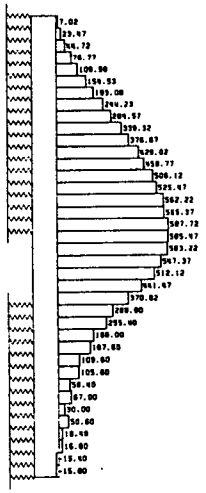


せん断応力



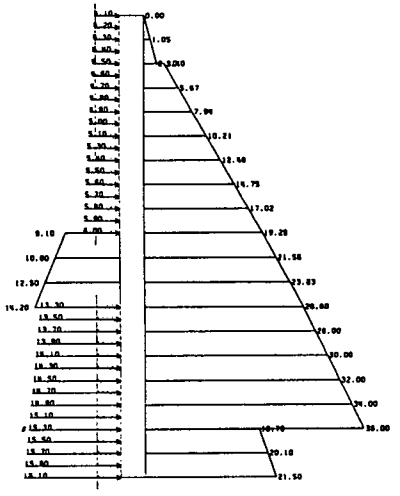
曲げモーメント

＊「縁応力」は
曲げモーメント
による引張成分

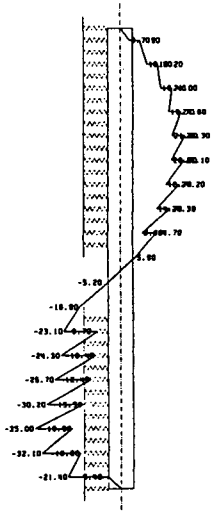


縁応力 ＊

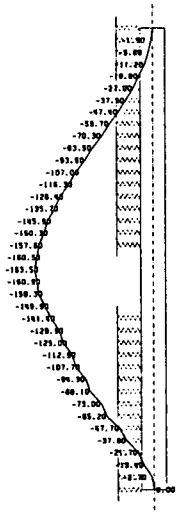
ケース1－3



計算土水圧

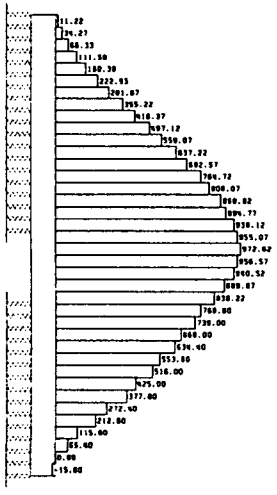


せん断応力



曲げモーメント

＊「縁応力」は
曲げモーメント
による引張成分



縁応力 ＊

ケース1－4

図4.6.15　内部応力計算結果（ケース１）：Ｂ＝１ｍ（つづく）

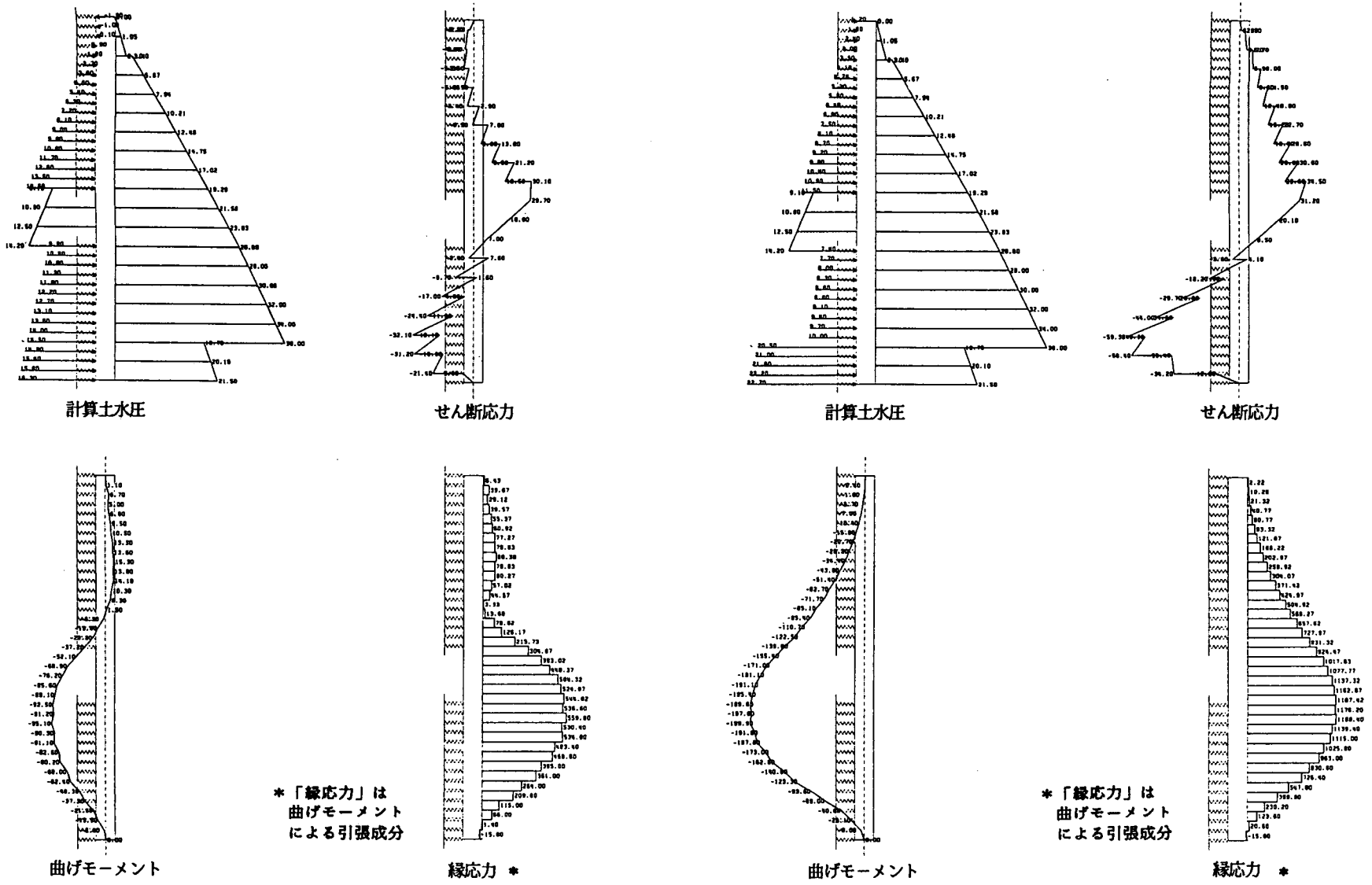


図4.6.15　内部応力計算結果（ケース１）：Ｂ＝１ｍ（つづく）

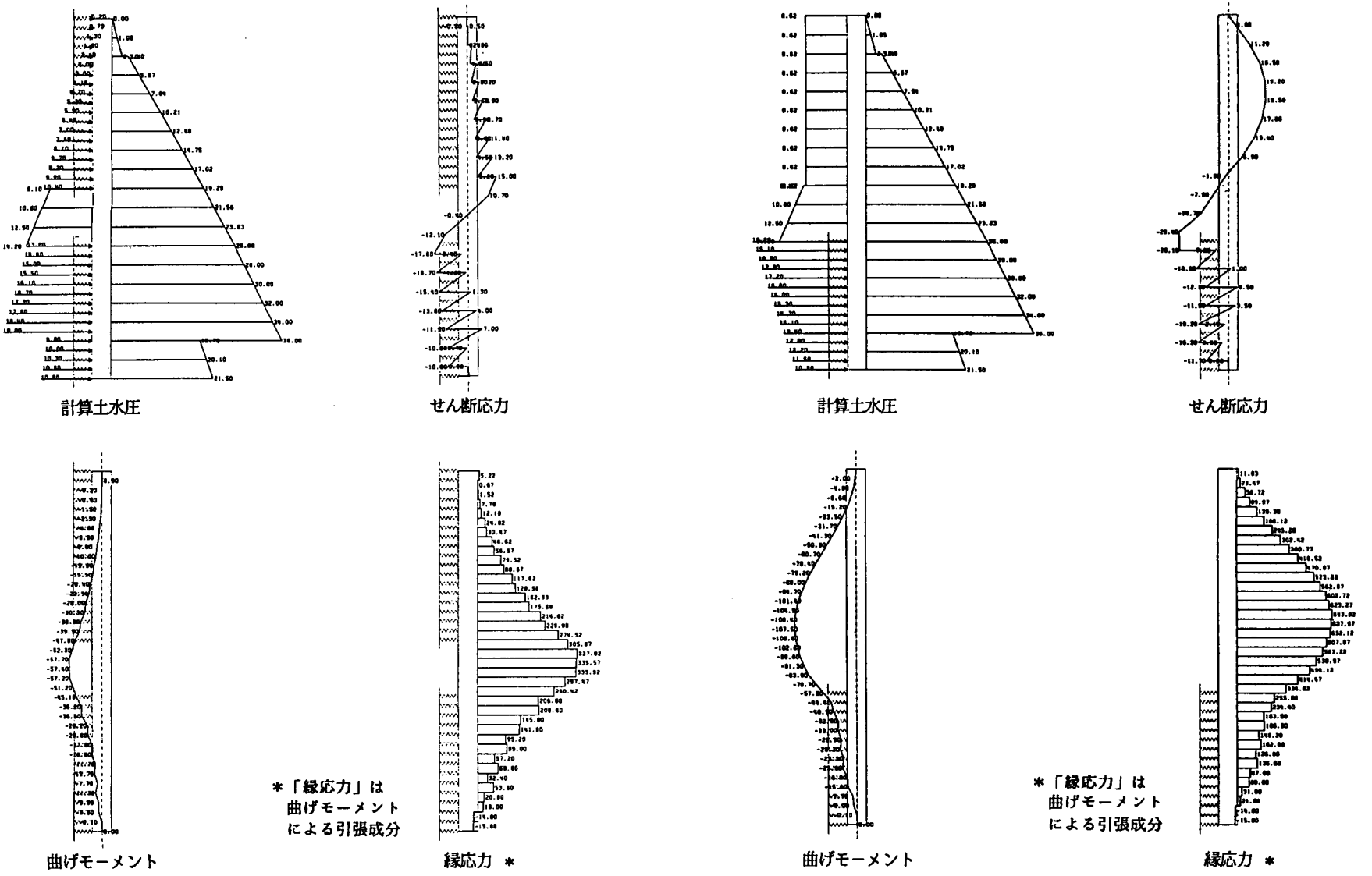


図4.6.15　内部応力計算結果（ケース１）：Ｂ＝１ｍ（つづく）

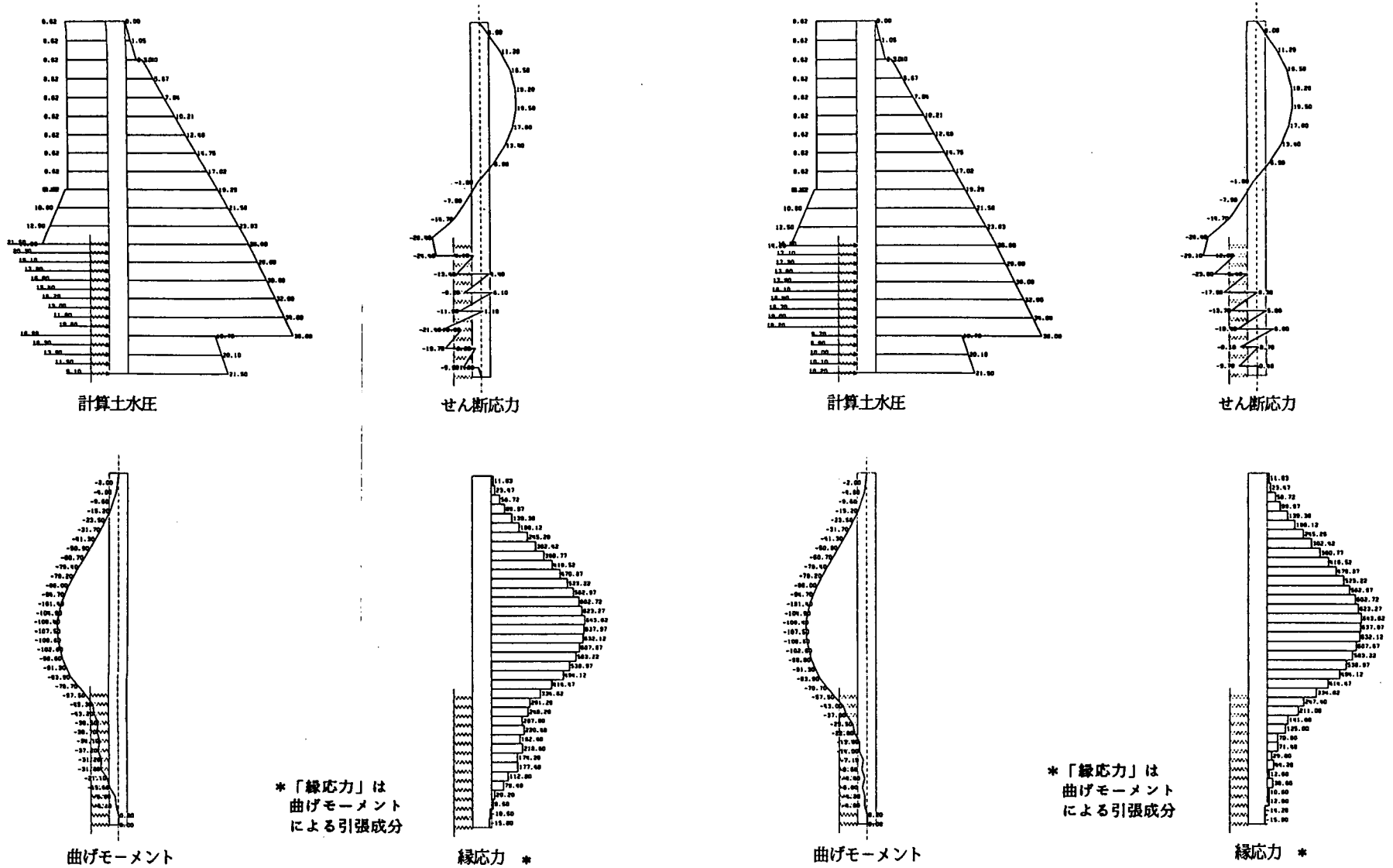


図4.6.15　内部応力計算結果（ケース１）：Ｂ＝１ｍ

めらかな曲線の分布にはなっていない。同図の「計算土水圧」が表4.6.6の外力の分布図である。他の図は断面応力の分布である。表4.6.7の値を図示したのが，図4.6.16および図4.6.17である。図4.6.16はK_o土圧系外力の結果を，図4.6.17はK_A土圧系外力の結果である。図の凡例中の数字1～6は表4.6.2，表4.6.6のケース番号および表4.6.7のケース番号の最初の数字（例えば1—5の“1”）に対応している。図中の横軸は表4.6.6(2)および表4.6.7のケース番号の最後の数字（1—5の“5”）に対応しており，反力バネのバネ定数の比の値の変化を表している。これらの図より次のことが言える。

① 改良体の引っ張り応力および圧縮応力は，改良幅が1mおよび3mでは数百tf/m²のオーダーにあり，5m以上で数十tf/m²のオーダーになる。これより，引張応力に対する評価で，改良幅の決定に大きなウェイトをもつ。

② 改良体のせん断応力は，改良幅1mでも数十tf/m²，3mで十数tf/m²，5m以上で数tf/m²になっている。これより水平せん断が内部摩擦で問題になる可能性は小さい。

③ ケース1，4とケース2，5とケース3，6を比較すると，すべての断面応力においてほどケース1，4＞ケース3，6＞ケース2，5が成り立つ。従って外力条件の厳しさの順序は$k_h \neq 0$，$\Delta u \neq 0 > k_h \neq 0$，$\Delta u = 0 > k_h = 0$，$\Delta u \neq 0$であり，間隙数圧により地震力の方が断面力に与える影響は大きい。しかし，地震力の場合は加振時の安全率を，間隙水圧の場合は常時の安全率を用いて判定するとすれば，どちらが支配的になるのかの断定は困難である。

④ 縁応力についてバネ定数の影響を調べてみる。ケース番号1～6の全ケースとも，各々にバネ定数のケースNoが1～10ある。バネのケースNoの1と2，3と4，5と6，を比較すると，ケースの1，3，5は2，4，6に対して小さか縁応力を示している。これより掘割道路部のバネ定数が粘土層（支持層）より小さい方が，断面応力は小さい。

⑤ ケース番号1と4，2と5，3と6の各々対応するバネケースNoの縁応力を比較すると，ケース番号1，2，3，が4，5，6より小さい。これよりK_0土圧系外力の縁応力＜K_A'土圧系外力の縁応力

⑥ バネのケースNoの2と4，5と7を比較すると，ケースの2，5の縁応力が4，7より大きい。これよりシルト層のバネ定数が硬い方が，断面応力は小さい。

⑦ バネのケースNoの8，9，10は掘割道路部がバネでなく，一定値の反力を与えたものである。このケースでは断面応力もせん断応力もバネのケースNoの変化によらずほど一定値を示している。これより掘り割り道路部をバネ表示にしない場合，最大せん断応力はほぼ一定深度に生じその値も，地盤部のバネ定数の変化にあまり影響されない。

（竹中工務店）

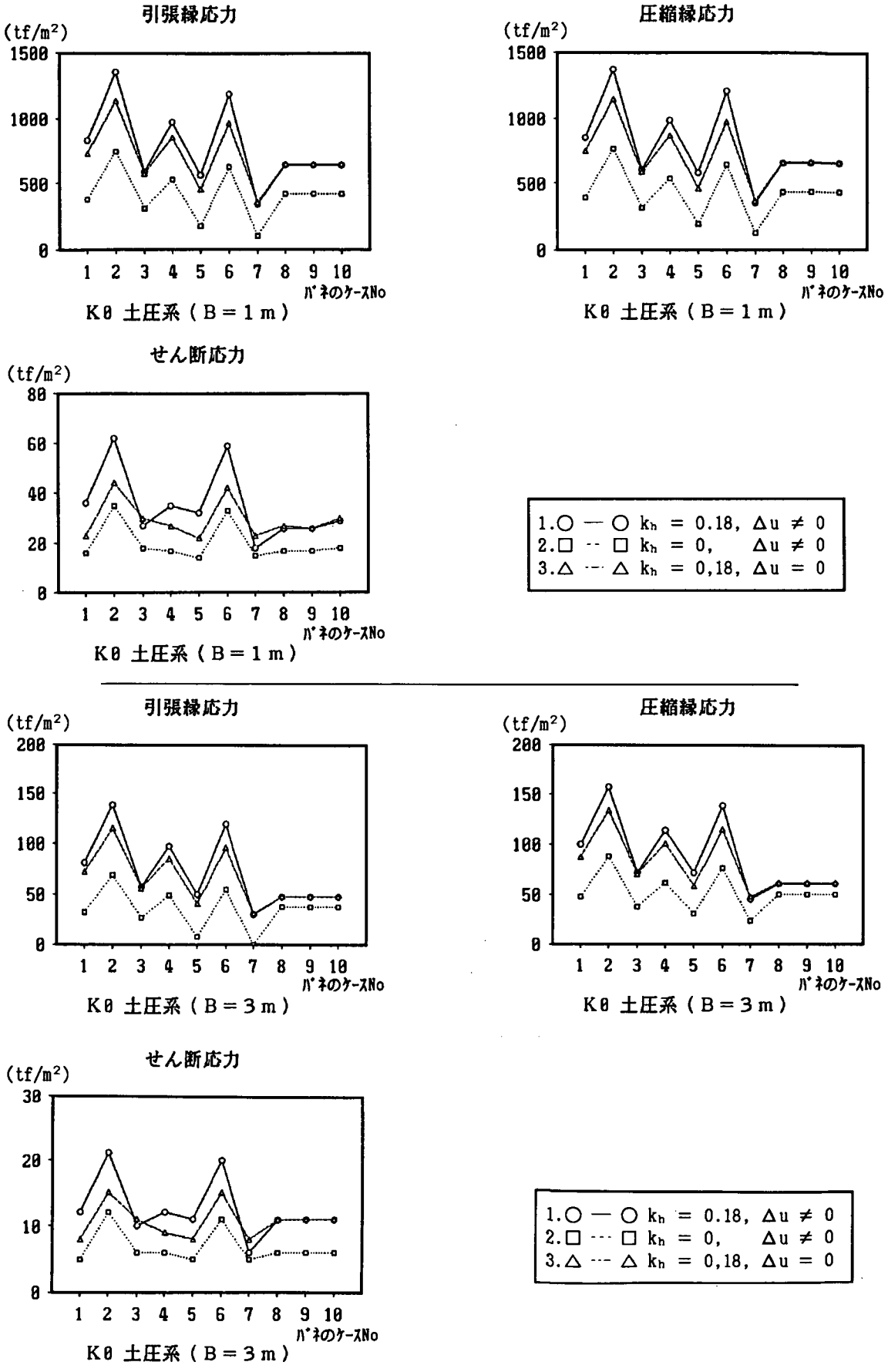


図4.6.16　最大断面応力計算値（K_o土圧系）（つづく）

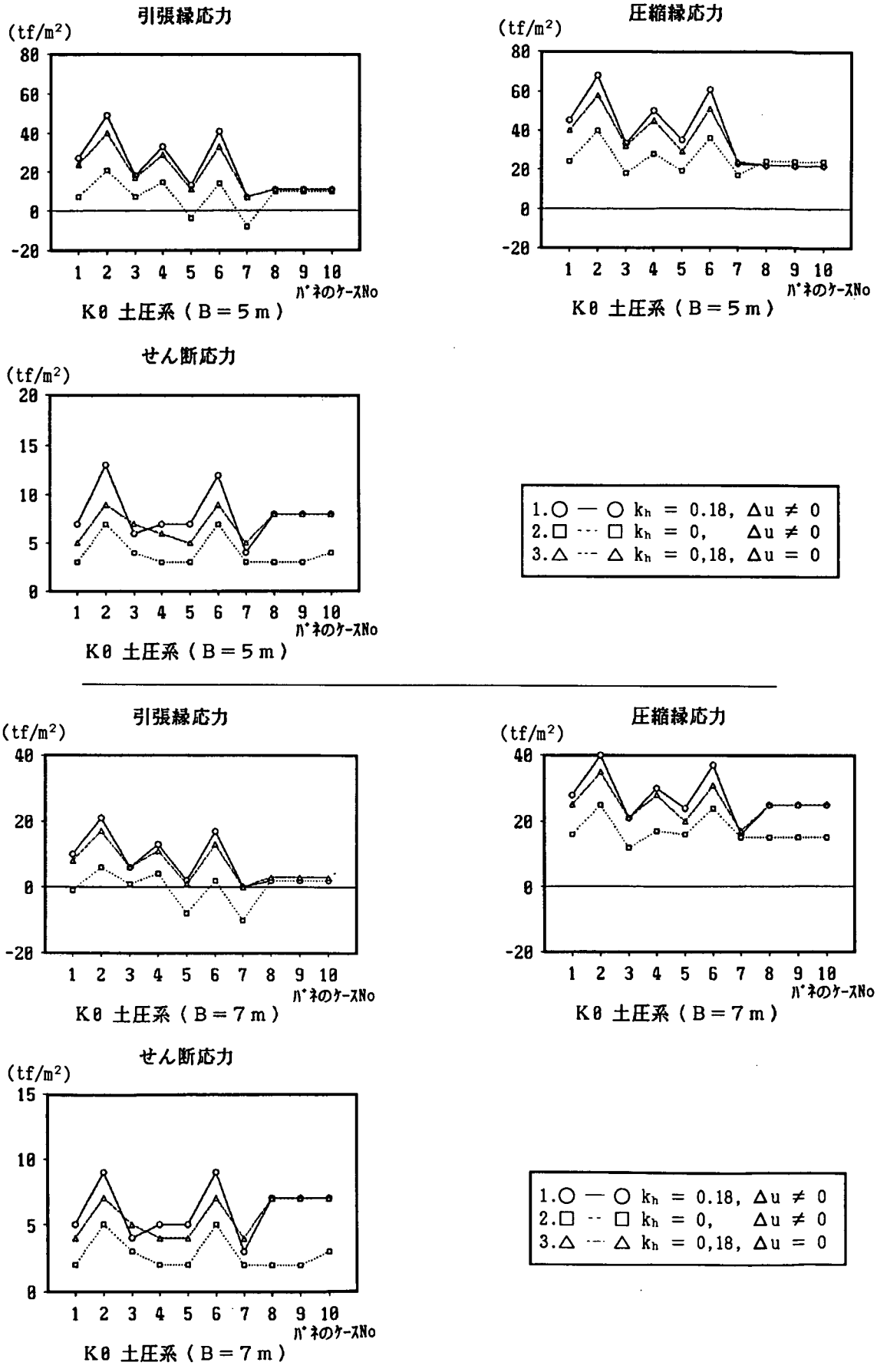


図4.6.16　最大断面応力計算値（K_o土圧系）

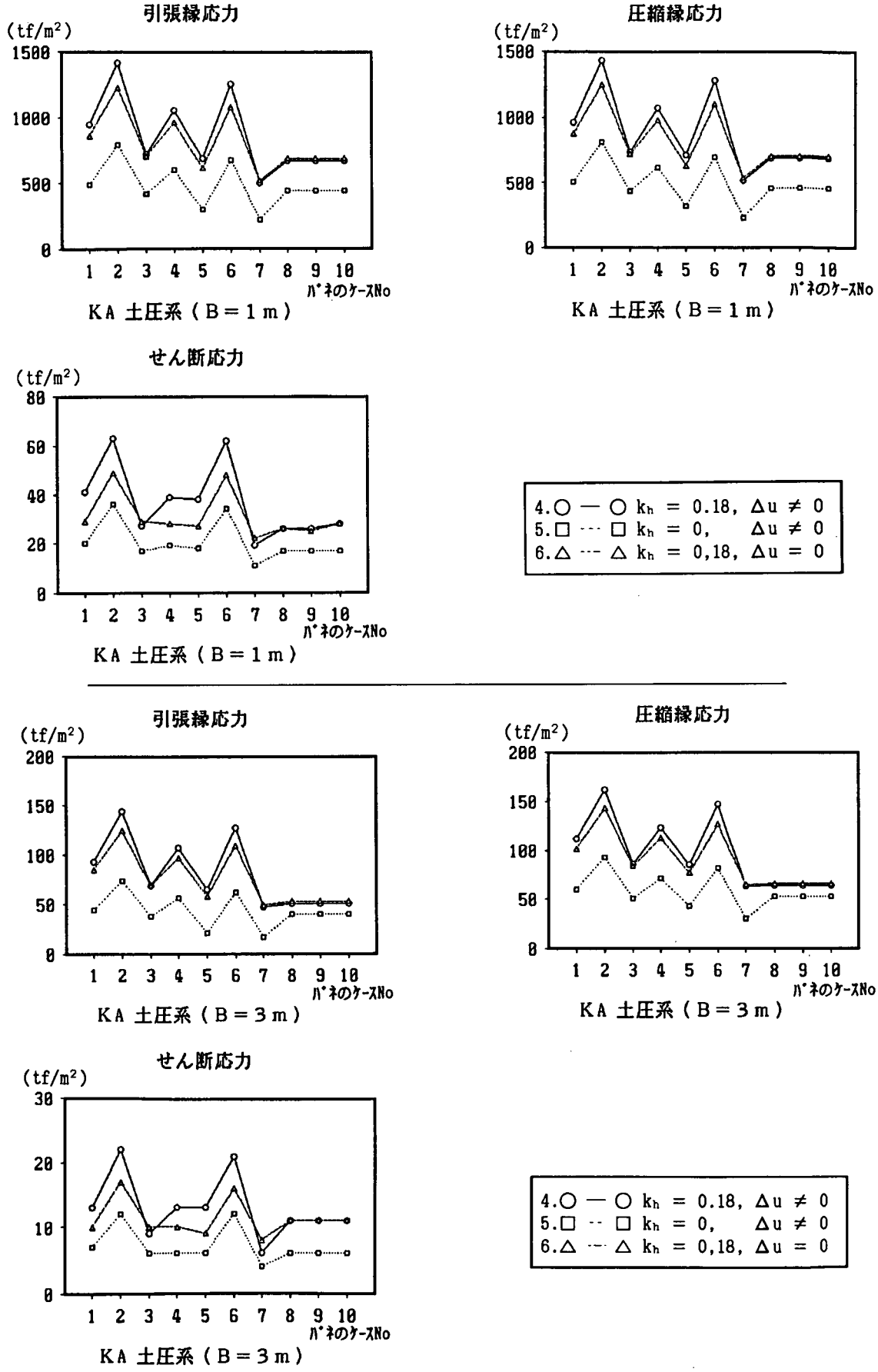


図4.6.17　最大断面応力計算値（K_A土圧系）（つづく）

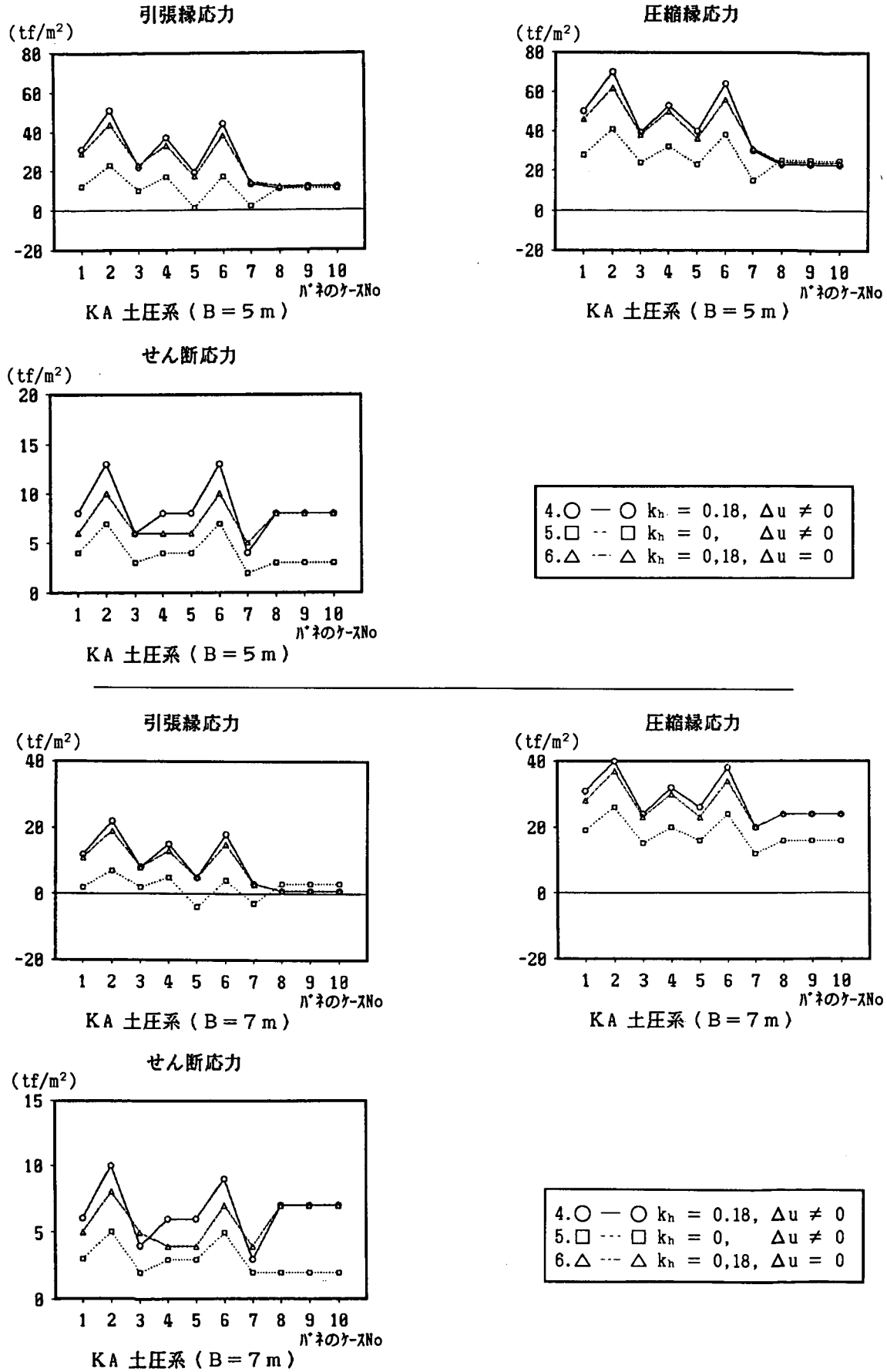


図4.6.17　最大断面応力計算値（K_A土圧系）

4.6.3 縦断方向の設計法

(1) 検討すべき項目

掘割道路の周辺地盤を固化改良した場合の縦断方向の安定性について検討すべき項目として，以下の2点が考えられる。ここでは，掘割道路自身は適当な継ぎ手を設けることにより，縦断方向の相対変位に対して十分安全な構造になっているものとする。

① 改良体を非液状化層に根入れした場合の，根入れ部の相対変位による改良体の破壊

② 縦断方向の一部分が液状化する場合の，境界部分での相対変位による改良体の破壊

(2) 応答変位法による試算

共同溝設計指針[15]に基づいて，液状化地盤と非液状化地盤の応答変位等を求め，上記の2点に対する検討を行なった。

1）計 算 方 法

図4.6.18に示すような縦断方向のモデルを設定し，表4.6.8に示す3通りの条件に対する計算を行なった。液状化地盤側では，液状化層の存在を無視し，非液状化層の上面を地表面と考えた。また，水平方向の変位のみを対象とした。

計算方法を以下に示す。

① 非液状化層の固有周期 Ts を求める。

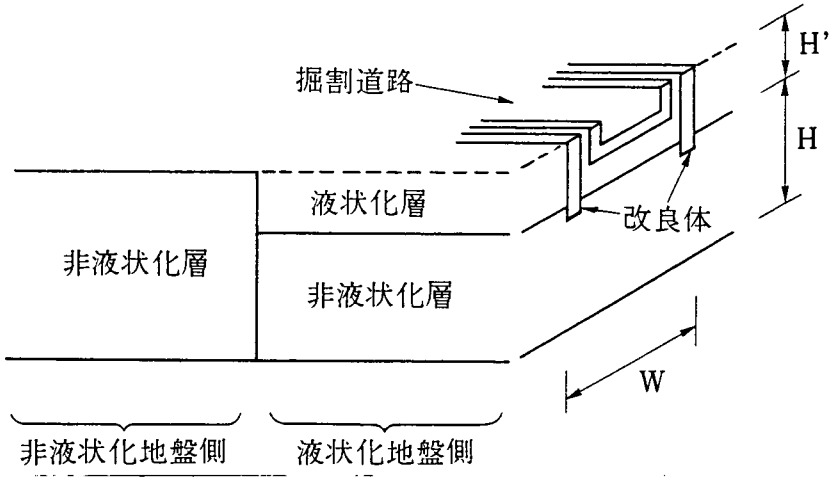


図4.6.18 計算モデル

表4.6.8 設 定 条 件

ケース名	液状化地盤側 液状化層厚 H' (m)	液状化地盤側 非液状化層厚 H (m)	非液状化層の せん断弾性波 速度 V_{DS} (m/sec)	基盤の せん断弾性波 速度 V_{BS} (m/sec)	横断方向の 改良体の間隔 W (m)
ケース1	10	20	200	300	30
ケース2	10	20	250	300	30
ケース3	10	10	250	300	30

$$Ts = 1.25 \cdot Tg \quad \cdots\cdots (4.6.6)$$

$$Tg = \frac{4 \cdot H}{V_{DS}} \quad \cdots\cdots (4.6.7)$$

ここに，Tg：地盤の特性値，

H：非液状化層厚，

V_{DS}：非液状化層のせん断弾性波速度

② Ts に応じた設計応答速度 Sv を設定する。（図 4.6.19 参照，ここでは A 地域とした。）

③ 地表面での変位振幅 U_h と変位波長 L を求める。

$$U_h = \frac{2}{\pi^2} \cdot Sv \cdot Ts \quad \cdots\cdots (4.6.8)$$

$$L = \frac{2 \cdot L_1 \cdot L_2}{L_1 + L_2} \quad \cdots\cdots (4.6.9)$$

$(L_1 = V_{DS} \cdot Ts,\ L_2 = V_{BS} \cdot Ts)$

ここに，V_{BS}：基盤のせん断弾性波速度

④ 地表面から深さ z の位置における軸方向水平変位 U_A と横方向水平変位 U_T を微分することにより，改良体の最大引張ひずみ ε_B と最大曲げひずみ ε_t を求める。

$$U_A = U_h \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot z}{2 \cdot H}\right) \cdot \sin\phi \cdot \sin\left(\frac{2 \cdot \pi \cdot \cos\phi}{L} \cdot x\right) \quad \cdots\cdots (4.6.10)$$

$$U_T = U_h \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot z}{2 \cdot H}\right) \cdot \cos\phi \cdot \sin\left(\frac{2 \cdot \pi \cdot \cos\phi}{L} \cdot x\right) \quad \cdots\cdots (4.6.11)$$

$$\varepsilon_B = \left(\frac{dU_A}{dx}\right)\max$$

$$= U_h \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot z}{2 \cdot H}\right) \cdot \frac{\pi}{L} \quad \cdots\cdots (4.6.12)$$

$$\varepsilon_t = \frac{W}{2} \cdot \left(\frac{d^2 U_T}{dx^2}\right)\max$$

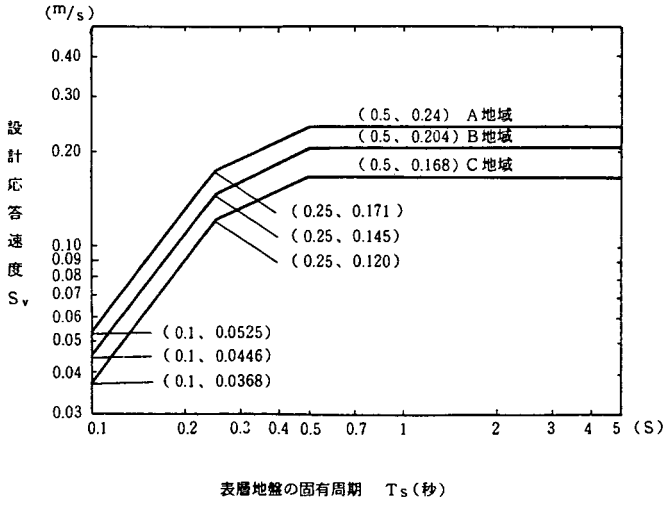


図4.6.19 設計応答速度[13)]

$$= U_h \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot z}{2 \cdot H}\right) \cdot \frac{2 \cdot \pi^2 \cdot W}{L^2} \quad \cdots\cdots (4.6.13)$$

ここに，ϕ：軸方向に対する地震波の入射角，

x：軸方向の水平距離（図 4.6.20 参照，引張ひずみが最大になるのは $\phi = \pm\pi/4$，曲げひずみが最大になるのは $\phi = 0$ のとき。）

2）計算結果及び考察

液状化地盤側の計算結果を表 4.6.9 に，非液状化地盤側の計算結果を表 4.6.10 に示す。

① 根入れ部の安定性

液状化地盤側の根入れ部では，表 4.6.9 より最大 0.1%程度の曲げひずみが生じており，引張ひずみはそれよりも小さい。一般に，改良体の圧縮破壊時のひずみは 1%程度で，引張側もその 3 割程度のひずみまでは破壊しないと考えられるため，今回の計算条件のもとでは根入れ部の破壊は生じないことが予想される。

② 液状化地盤側と非液状化地盤側の境界部の安定性

液状化地盤側と非液状化地盤側の固有周期の差は，ケース 1 では 0.25 秒，ケース 2，3 では 0.2 秒であり，

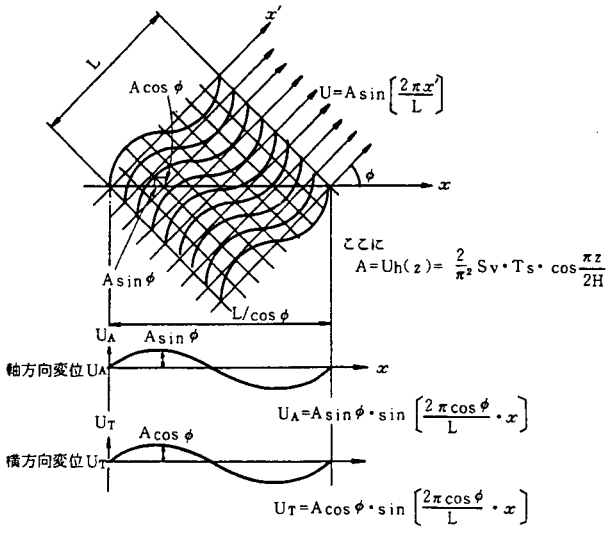


図4.6.20　共同溝の縦断方向の応答変位法に適用する表層地盤の地震時地盤振動の変位振幅分布[13)]

表4.6.9　液状化地盤側の計算結果

ケース名	固有周期 Ts (sec)	応答速度 Sv (m/sec)	変位振幅 U_h (m)	変位波長 L (m)	引張ひずみ ε_a (%)	曲げひずみ ε_t (%)
ケース1	0.50	0.240	0.0243	120	0.064	0.100
ケース2	0.40	0.215	0.0174	109	0.050	0.087
ケース3	0.20	0.128	0.0052	55	0.030	0.102

注）変位振幅等は非液状化層の上面での値。

共同溝設計指針[15]によれば地盤条件変化部における断面力の割増しを行なわなくてもよいことになる（図4.6.21参照）。

液状化地盤側と非液状化地盤側のそれぞれの応答変位振幅の深度方向分布を図4.6.22に示す。液状化地盤側の非液状化層上面における応答変位振幅と，同深度の非液状化地盤における応答変位振幅の差は，表4.6.10より各ケースとも7mm程度である。

ここでは液状化地盤側と非液状化地盤側がそれぞれ独立に挙動するものとして計算を行なっているが，実際には境界部における相互作用により，上記の相対変位は境界部で不連続に生じるのではなく，境界部を含むある区間の中で連続的に生じると考えられる。この場合に生じるひずみを求めることは現段階では困難であるが，仮に10mの短い区間にわたって7mmの相対変位が軸方向引張側に生じたとしても，平均的な引張ひずみは0.07%で破壊は生じないことが予想される。

③ 縦断方向の設計の必要性

改良体は本体構造物ではないため，引張あるいは曲げによるクラックが万一生じたとしても，掘割道路の浮上がりを引き起こすような大規模な土砂の流入を遮断できればよい。現段階で掘割道路周辺地盤の液状化

4.6.10 非液状化地盤側の計算結果

ケース名	固有周期 Ts (sec)	応答速度 Sv (m/sec)	変位振幅 Uh (m)	変位波長 L (m)	引張ひずみ ε_a (%)	曲げひずみ ε_t (%)	変位振幅差 ΔUh (m)
ケース1	0.75	0.240	0.0365 0.0316	180	0.064 0.055	0.067 0.058	—— 0.0073
ケース2	0.60	0.240	0.0292 0.0253	164	0.056 0.048	0.064 0.056	—— 0.0079
ケース3	0.40	0.215	0.0174 0.0123	109	0.050 0.035	0.087 0.061	—— 0.0071

注）変位振幅等の上段は地表面、下段は液状化地盤側と同深度での値。

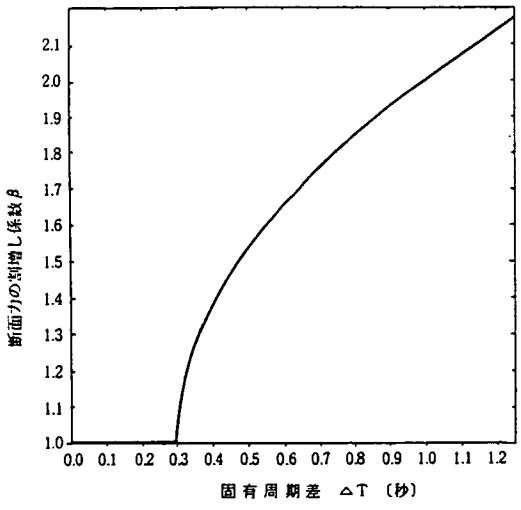
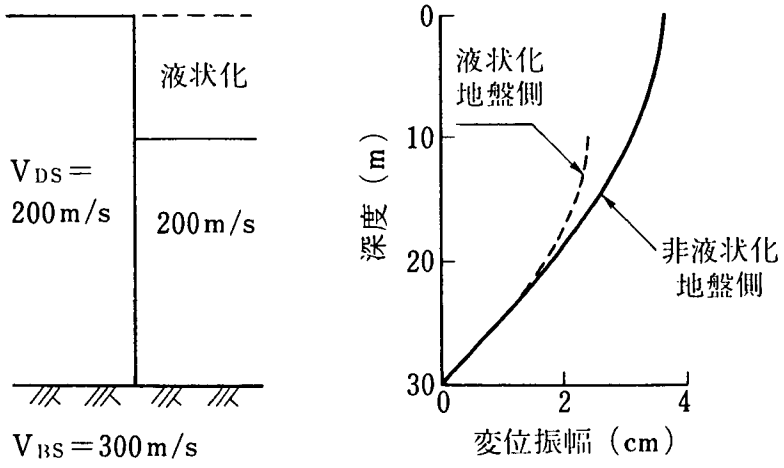
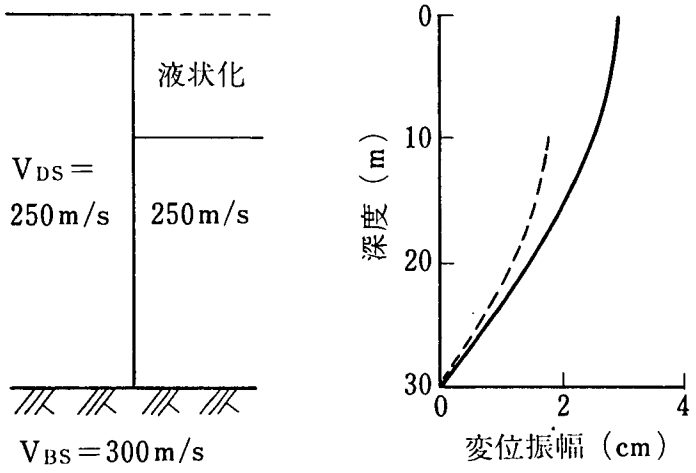


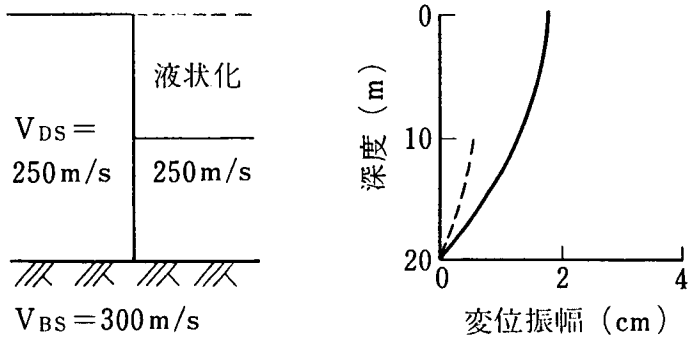
図4.6.21 地盤条件変化部における断面力の割増し係数



(1)　ケース1



(2)　ケース2



(3)　ケース3

図4.6.22　応答変位振幅の比較

対策として壁状の固化改良を行なう場合には，横断方向の安定性を確保するためにある程度以上の改良範囲となり，改良体が十分な遮断性をもつことが予想されるため基本的には，縦断方向の設計を行なう必要はないと考えられる。

盛土周辺地盤の液状化対策として格子状の固化改良を行なう場合には，掘割道路の場合の改良壁の厚さよりも格子壁の厚さが小さくなるが，全体的な改良範囲は逆に広くなり土砂の移動が生じにくくなるため，この場合も基本的には縦断方向の設計は必要ないと考えられる。

（土木研究所）

4.6.4 ま と め

横断方向

設計用外力としての土水圧および設計深度や改良体の幅をパラメーターにして計算した。外部安定については，慣性力の作用方向の改良体を対象に計算すればよく，パラメーターによらず比較的大きな安全率があることが判った。内部安定は外部安定の場合と反対側の改良体についてのみ計算すればよく，断面応力としての縁応力が最終的な評価項目となり，水平せん断応力は比較的余裕があることが判った。

縦断方向

共同溝設計指針[15]に基づいて試算した結果，縦断方向の相対変位により改良体に生じるひずみは最大でも0.1%程度で，大規模な破壊には至らないことが予想された。基本的には縦断方向の設計は必要ないと考えられる。

（竹中工務店，土木研究所）

4.7 固化工法による盛土の液状化対策の設計法に関する検討

4.7.1 概　　説

盛土の両脇を固化改良した液状化対策に関する振動実験として，本年度においては動的遠心模型実験および大型振動実験が行なわれ，動的外力の検討も実施された。これらの検討からは以下のような点が明らかになった。

① 液状化時においては，改良体壁面に設置した側圧計と水圧計の波形は同位相で近似しており，水圧の動的増分が側圧に反映されている。

② 側圧成分は，改良体が変位した前面で減少し背面において増加しており，剛体に作用する動水圧と同じである。

③ 遠心模型実験においては，改良体を設置することで，盛土天端の沈下量を低減する効果が認められた。

これらの知見は中型振動実験の結果と大きく異なることはなく，共同研究報告書（その4）で示した外部安定・内部安定の検討の基本になるものである。

本年度は4.2において，非液状化から液状化に至るまでの土圧外力について，過剰間隙水圧比を考慮した土圧式が提案された。また，本年度に改訂された「道路橋示方書V耐震設計編」では，土質定数に与える液状化の影響は地盤内に発生する過剰間隙水圧の大きさにより評価できるとして，過剰間隙水圧比 L_u(本文では R_u と表示）と液状化抵抗率 F_L との関係として $R_u=F_L^{-7}$ を示している。本年度においてはこの2つを結

び付けて，液状化抵抗率 F_L に対応する過剰間隙水圧比 R_u を求めた後，提案した土圧式により改良体の安定を計算する設計法を考えた。

そしてこの設計法を用いて，中型振動実験(その3)および大型振動実験のモデルについて試計算を行ない，外部安定の安全率と実験結果との対応を見た。さらに，実地盤を想定したプロトタイプモデルを設定し，いくつかのケースについて安定の検討を行なったのでその結果についても述べる。

4.7.2 設計法の概要

(1) 設計計算の手順

設計計算の手順のフローを図4.7.1に示す。地震時に原地盤が液状化を生じたとしても盛土の脇の改良体が安定であれば，盛土自身の被害を抑制し，周辺への影響をなくすことができると考えられる。そこで，改良体を含めた全体の安定と改良体に生じる内部応力に対する安定を検討する。

(2) 設計条件の設定

まず地盤条件から，土質定数などの設計定数を設定し，次に設計震度を決定する。

設計震度は，液状化判定用の震度と改良体の安定の検討に用いる震度の2つがある。液状化判定用の設計水平震度は「道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編　H 2.2」に基ずき次式を用いる。

$$k_s = c_z \cdot c_G \cdot c_I \cdot K_{s0} \quad \cdots\cdots (4.7.1)$$

k_s：液状化の判定に用いる地表面での設計水平震度

c_z：地域別補正係数

c_G：地盤別補正係数

c_I：重要度別補正係数

k_{s0}：液状化の判定に用いる標準設計水平震度（$k_{s0}=0.15$）

次に改良体の安定の検討に用いる震度について考えると，「道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編　H 2.2」では，標準設計水平震度として $k_{h0}=0.2$ と定めている。一方，「道路土工軟弱地盤対策工指針 S 61.11」では，液状化性地盤上の盛土の地震時安定解析法において標準設計震度を $k_0=0.15$ と定めている。

改良体の安定の検討に用いる震度としては，道路土工軟弱地盤対策工指針に準拠して，$k_{h0}=0.15$ とし，補正係数については液状化判定用の震度と同様にする。このように設定した理由としては，

① 改良体は地盤中に存在し，橋台や橋脚のように地表面より上に構造物が出る場合と比べて相対的に震度は小さいと考えられること。

② 地盤が液状化に至る過程においては共同研究報告書(その4)においても述べられているように，地盤中の加速度は水圧の上昇する準液状化時で大きくなり，側圧力が最大となる完全液状化時においては，加速度は最大値をとらないこと。

③ 土圧強度の算定に用いる過剰間隙水圧比 R_u は液状化抵抗率 F_L から求めるが，改良体の安定の検討において慣性力に $k_{h0}=0.2$ を用い，土圧強度に $k_{s0}=0.15$ を基にする R_u を用いて計算することは整合性に欠ける面があること。

などの点があげられる。

(3) 地盤の液状化の検討

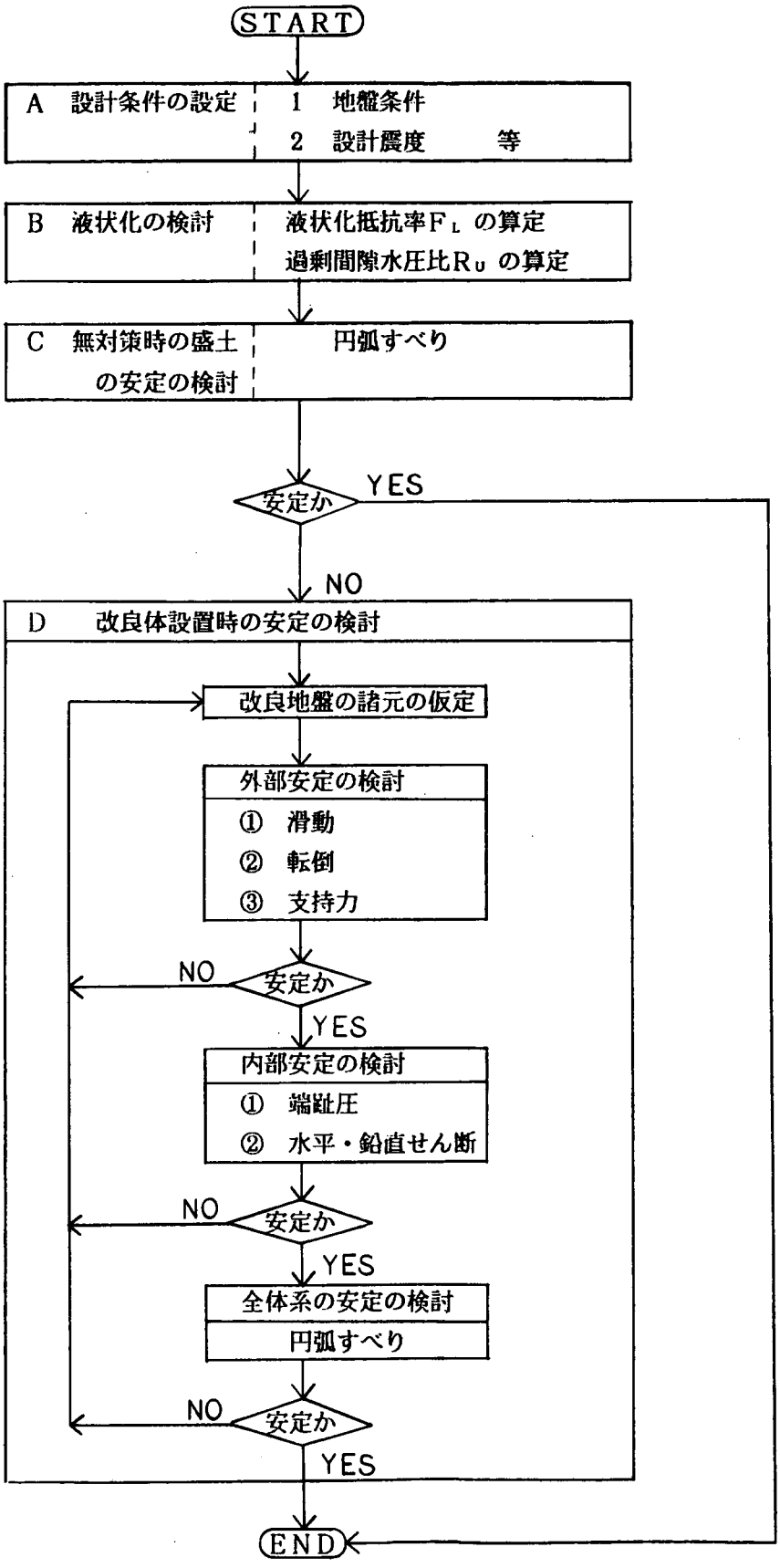


図4.7.1 設計計算のフロー

まず，盛土の両脇を固化改良しない無対策の場合について，盛土周辺地盤が液状化するかどうかを検討する。液状化の判定は，前述したように「道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編　H 2.2」にしたがって行ない，$F_L \leqq 1.0$ の場合に液状化するとする。また $F_L > 1.0$ の場合については過剰間隙水圧比 R_u を求め，土質定数を低減させることが必要になる。

(4)　無対策時の盛土の安定の検討

液状化抵抗率 F_L を計算し $F_L > 1.0$ となる場合においても，F_L が 1 に近い場合には過剰間隙水圧比 R_u が大きくなるので，盛土が不安定になる可能性がある。そこで，無対策時については，全体系の安定の検討として過剰間隙水圧の発生を考慮して円弧すべりの検討を行なう。円弧すべりは「道路土工軟弱地盤対策工指針 S 61.11」による。

(5)　改良地盤の諸元の設定

無対策の時に全体系の安定が満足されない場合には，盛土の両脇を固化改良する。まず改良位置・改良幅・改良深度・設計強度等の改良諸元を設定し，外部安定と内部安定について検討する。

(6)　改良体の外部安定の検討

1）改良体に作用する外力

改良体に作用する外力として以下の荷重を考慮する。

①　改良体の自重・浮力および上載圧

②　改良体に作用する地盤時慣性力

③　改良体の両側の地盤から作用する側圧力

地震時慣性力と側圧力は最大値をとる時刻については異なるものの，液状化時には同位相となることが大型振動実験より得られているので，特に位相差を考慮した外力の設定は検討しない。

2）改良体に作用する側圧力

地震時に地盤に過剰間隙水圧が発生して液状化に至る過程での土圧は，常時において作用している土圧に加えて，鉛直有効応力が減少して水圧へと変化することによる漸増成分と，慣性力が働くことにより生じる振動成分とからなると考えられる。地震時に改良体に作用する土圧を算定する式としては，この常時成分と漸増成分および振動成分を考慮する必要がある。この土圧算定式として，4.2 で述べられている「拡張した物部・岡部式」と「拡張した動水圧公式」の 2 つを適用することにする。

3）改良体の外部安定に対する検討項目

外部安定については，図 4.7.2 に示すように，改良体の滑動，転倒，支持層の支持力の検討を行なう。支持力の検討に用いる改良体底面の地盤反力は，地盤中で改良体がつりあった状態での土圧で計算することが妥当と考えられる。そこで，支持層の支持力の検討には内部安定用の土圧外力を用いることにする。

また，盛土を含めた全体系の安定としての円弧すべりの検討を行なう。

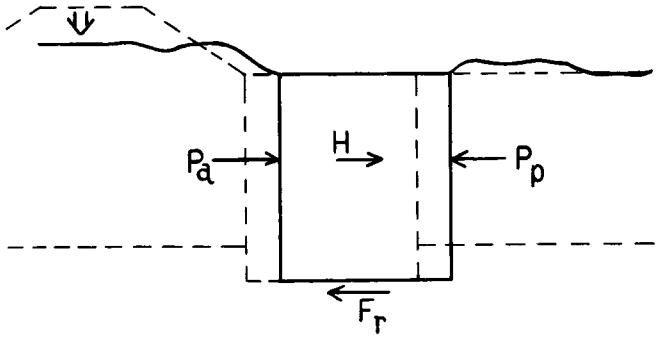
(7)　改良体の内部安定の検討

1）改良体に作用する側圧力

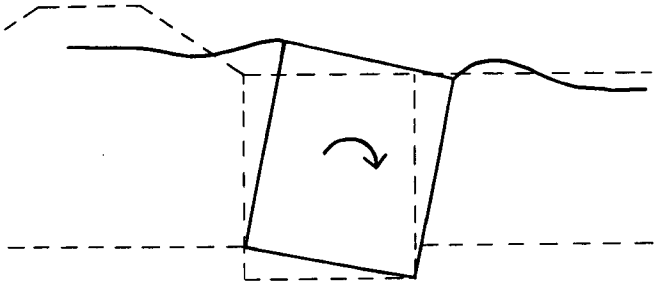
前述したように，外部安定の検討では主働・受働土圧という極限土圧を用いているが，内部安定として端趾圧などの改良体の内部応力を計算する場合には，極限土圧ではなく地盤中で改良体がつりあった状態での

外部安定の検討

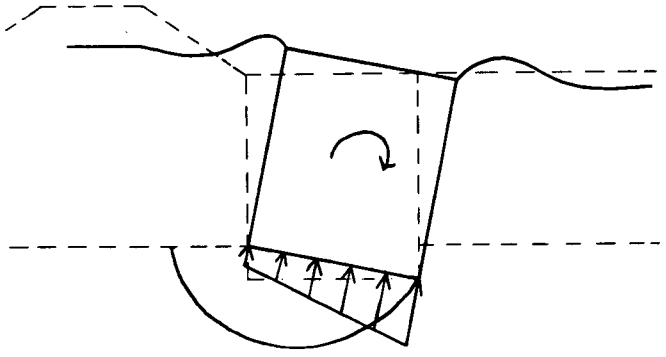
①滑動



②転倒



③支持力



全体系の安定の検討

①円弧すべり

改良地盤の下端の隅角部を
包絡するような円弧とする

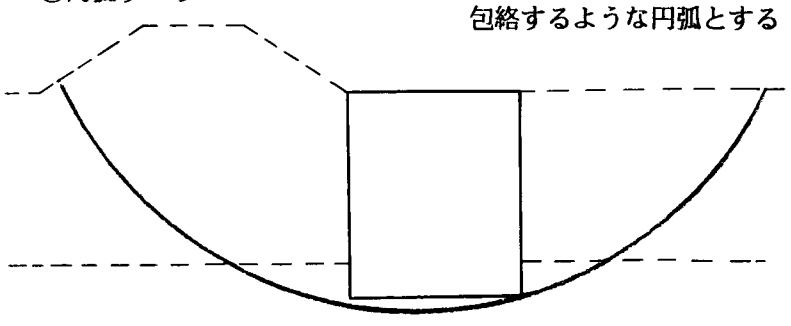


図4.7.2　外部安定の検討項目

土圧で計算することが妥当と考えられる。しかし，現在の所どの土圧式を用いるかは定まっておらず，盛土側地盤の土圧としては主働土圧や市原の式および K_0 土圧などを用いる案がある。また，自由地盤側の土圧としては受働土圧の代わりに K_0 土圧を用いたり，自由地盤側の支持層部をバネモデルとして求める方法などが考えられる。特に，自由地盤側の土圧の算定方法については未解明の部分も多く，今後とも検討の必要がある。

2）改良体の内部安定に対する検討項目

内部安定の検討項目としては，図4.7.3に示すように改良体の端趾圧，改良体の水平せん断および鉛直せん断の検討を行なう。水平せん断については，格子内部の未改良地盤の抵抗は原則として考えず，改良壁のせん断強度で抵抗することにする。これは，格子内部の未改良地盤は改良壁と比べて強度や変形係数が小さいために，盛土側と自由地盤側の土圧差により生じるせん断力は改良壁に集中すると考えられるからである。

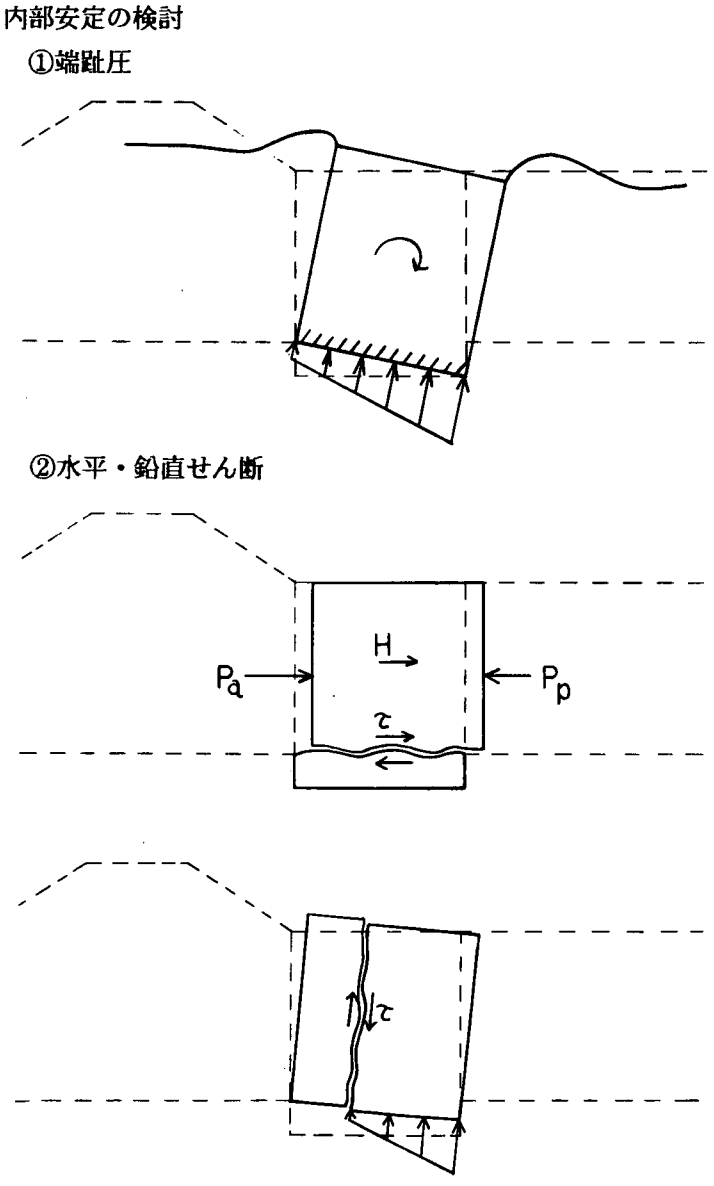


図4.7.3　内部安定における検討項目

4.7.3 試設計による検討

4.7.3.1 中型振動実験に対する検討

昭和62年度の中型振動実験におけるM-4モデルを対象として，改良体の滑動の安定に対する検討を行なった。加振ケースは112 gal, 191 gal, 301 galであり，最大過剰間隙水圧比の分布を見ると112 galでは非液状化，191, 301 galでは液状化したと判断されたので，それに見合う過剰間隙水圧比を用いることにした。

検討モデルを図4.7.4に示す。液状化層等の単位体積重量は実験値を用い，内部摩擦角は相対密度等を考慮して液状化層で $\phi=30°$，基盤層で $\phi=35°$ とした。また盛土の上載荷重は平均荷重としている。滑動安全率の計算は次式で行なった。

$$F_s=(F_R+F_P)/(W\cdot k_h+F_a) \quad \cdots\cdots (4.7.2)$$

$W\cdot k_h$：改良体に作用する慣性力

F_a：盛土側の土圧合力

F_P：自由地盤側の土圧合力

F_R：底面摩擦力

計算ケースは以下の通りである。

① 112 gal　拡張した物部・岡部式　$R_u=0.0$　$k_h=0.114$

② 191 gal　拡張した物部・岡部式　$R_u=0.9$　$k_h=0.195$

③ 191 gal　拡張した動水圧公式　$R_u=1.0$　$k_h=0.195$

④ 301 gal　拡張した動水圧公式　$R_u=1.0$　$k_h=0.307$

以上から求まる滑動安全率と各加振時の改良体に生じた残留変位との関係を図4.7.5に示す。これより，残留変位の生ずる191, 301 galにおいてはそれぞれの式の与える安全率は1を下まわっており，実験結果と比べると妥当な結果と考えられる。

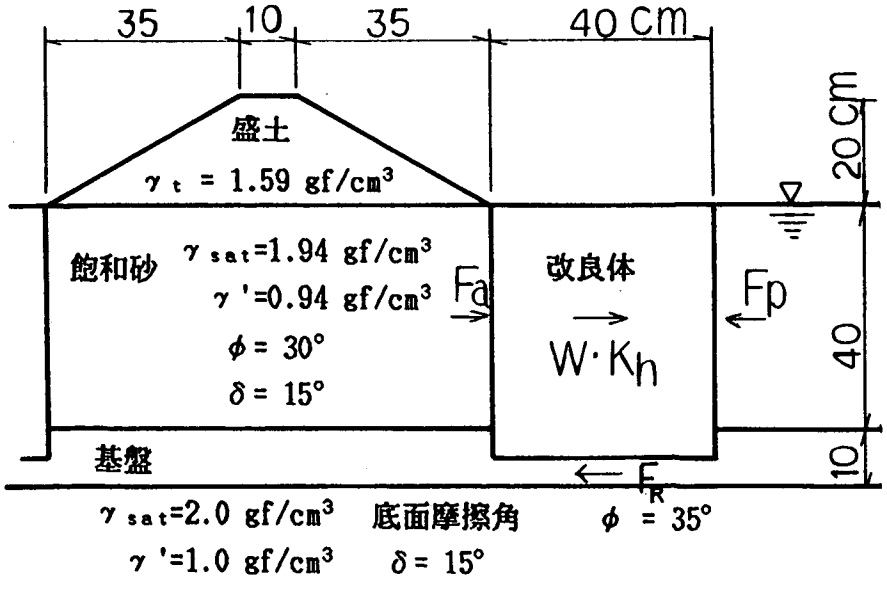


図4.7.4　中型振動実験に対する安定の検討モデル

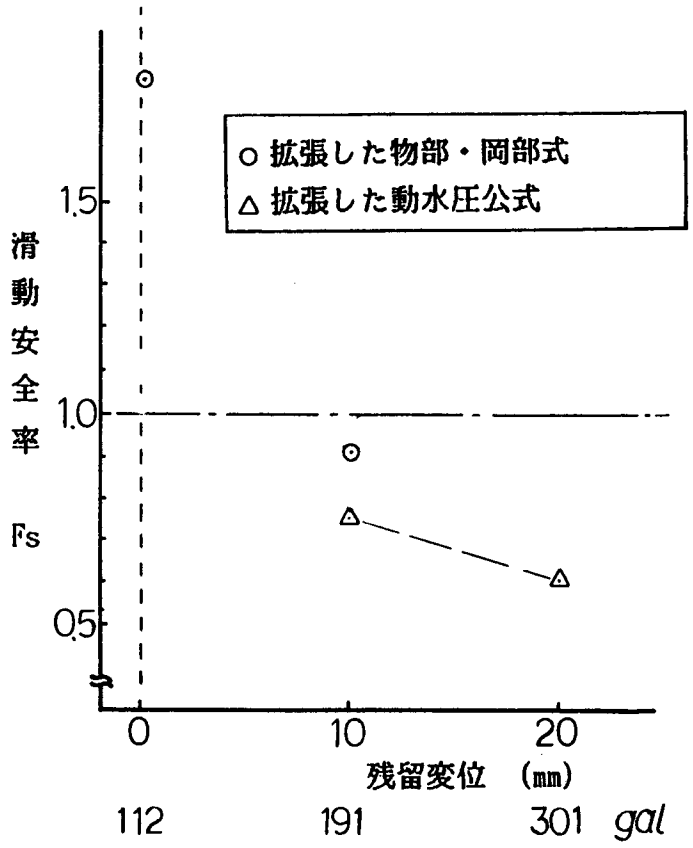


図4.7.5　滑動安全率と残留変位の関係

4.7.3.2　大型振動実験に対する検討

本年度に実施した大型振動実験の盛土モデルに対しても，滑動と転倒の安定に対する検討を行なった。検討モデルを図 4.7.6 に示す。土質定数の設定は中型振動実験に対する検討と同様に行なっている。改良体に作用する側圧は 4.7.2 で述べたように，拡張した動水圧公式と拡張した物部・岡部式にて計算し，盛土側では大きい方を採用し，自由地盤側では小さい方を採用している。側圧の計算フローを図 4.7.7 に示す。また，過剰間隙水圧比は改良体に取り付けた水圧計の値を読み取り，表 4.7.1 に示すようにその平均値をもって非液状化層と液状化層とを区別した。

各検討ケースにおける土圧合力を図 4.7.8 に示す。また改良体に働く全荷重を図 4.7.9 に示す。これから求まる滑動と転倒の安全率も図 4.7.9 に示した。

ここで転倒安全率の計算は次式で行なった。

$$F_s=(\Sigma W\cdot x+P_V\cdot x_V+\Sigma P_P\cdot y_P)/(W\cdot k_h\cdot y+\Sigma P_A\cdot y_A) \quad \cdots\cdots (4.7.3)$$

$W\cdot k_h\cdot y$：改良体に作用する慣性力による転倒モーメント

$\Sigma P_A\cdot y_A$：盛土側の土圧合力による転倒モーメント

$\Sigma W\cdot x$：改良体の重量による抵抗モーメント

$P_V\cdot x_V$：盛土側の鉛直土圧合力による抵抗モーメント

$\Sigma P_P\cdot y_P$：自由地盤側の土圧合力による抵抗モーメント

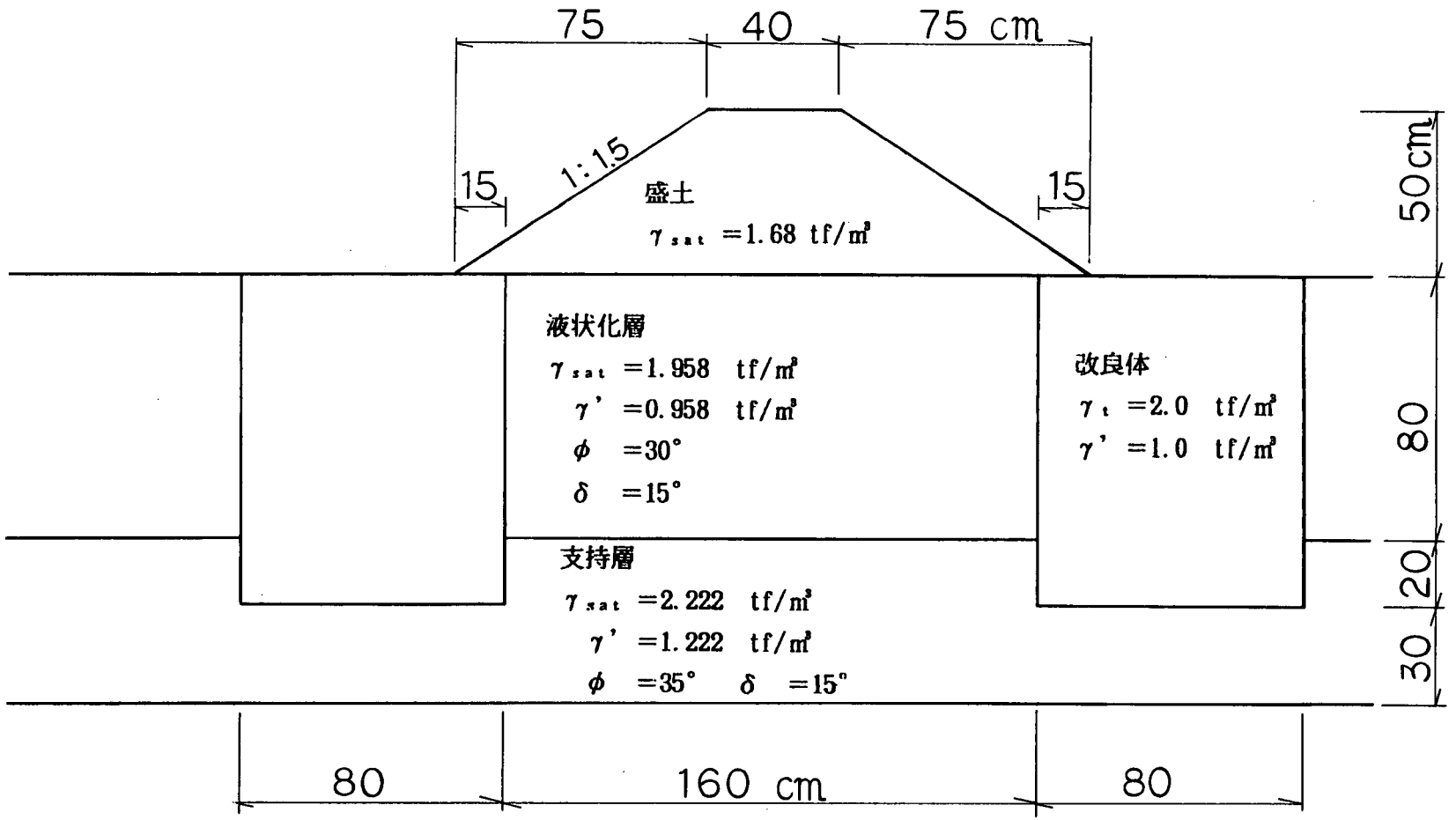
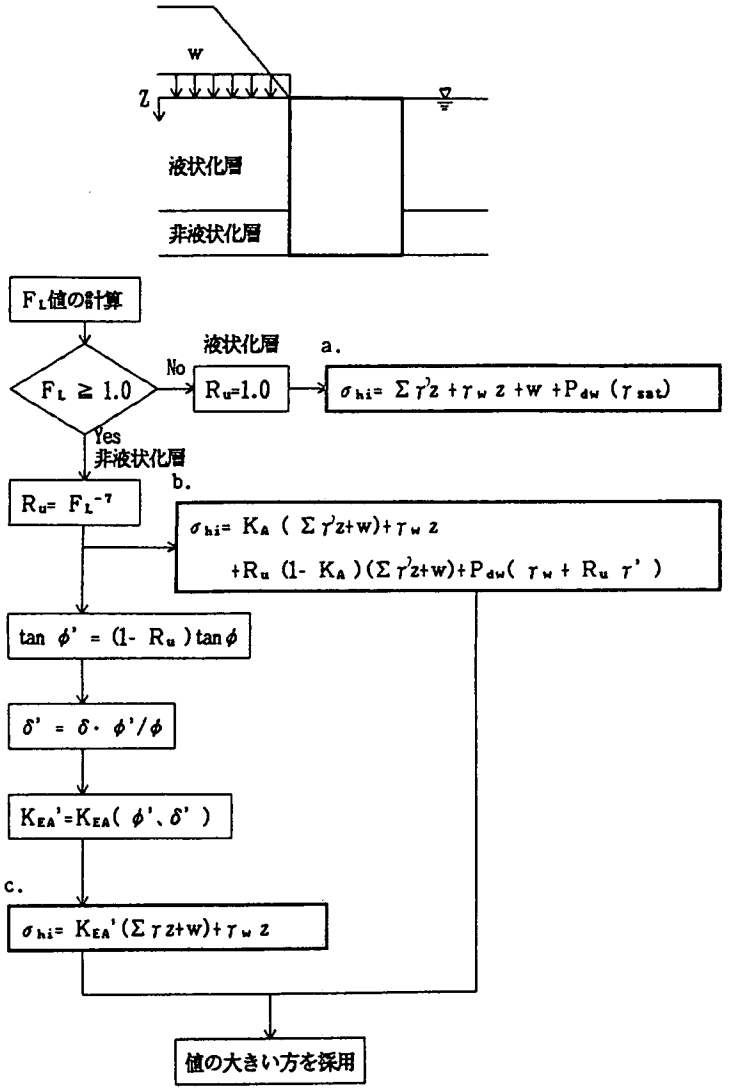
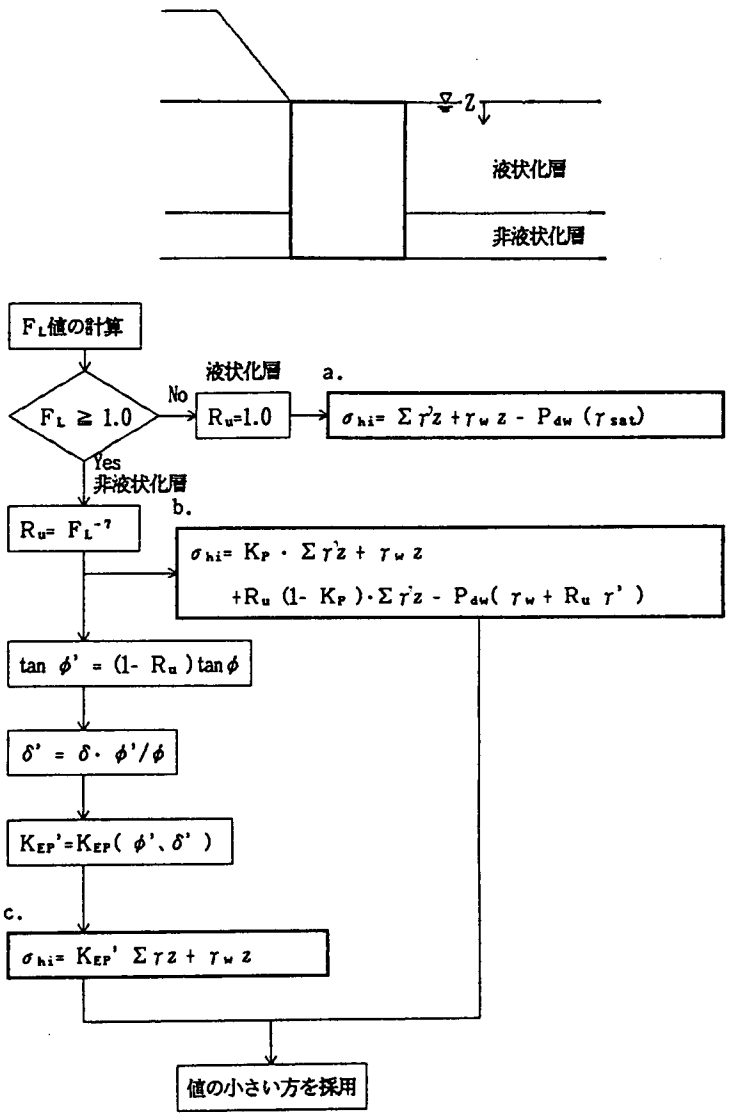


図4.7.6　大型振動実験の安定の検討モデル



（ａ）盛土側（主働側）の土水圧



（ｂ）自由地盤側（受働側）の土水圧

図4.7.7　側圧（土水圧）の計算フロー

表4.7.1(a)　過剰間隙水圧比（165gal加振時）

1）165gal入力

(1)　盛土側

地盤	深さ	Δu (gf/cm²)	σv' *1 (gf/cm²)	過剰間隙水圧比 Ru		γw + Ru γ' (tf/m³)	
砂層	P1 (10cm)	12.9	12.0	1.08	0.22	-0.2 液状化層	1.958
	P2 (30cm)	12.0	35.94	0.33		非液状化層	1.211
	P3 (50cm)	15.5	58.8	0.26			
	P4 (70cm)	5.6	79.76	0.07		-0.8	
支持層	P5 (90cm)	6.7	103.96	0.06		-1.0	1.073

*1 盛土における増加応力をOsterberg で考えRu を算定している。

(2)　自由地盤側

地盤	深さ	Δu (gf/cm²)	σv' (gf/cm²)	過剰間隙水圧比 Ru		γw + Ru γ' (tf/m³)	
砂層	P6 (10cm)	12.0	9.58	1.25	0.45	-0.2 液状化層	1.958
	P7 (30cm)	17.0	28.74	0.59		非液状化層	1.428
	P8 (50cm)	20.4	47.90	0.43			
	P9 (70cm)	21.7	67.06	0.32		-0.8	
支持層	P10(90cm)	20.0	88.86	0.23		-1.0	1.281

表4.7.1(b)　過剰間隙水圧比（(241gal加振時）

2）241gal入力

(1)　盛土側

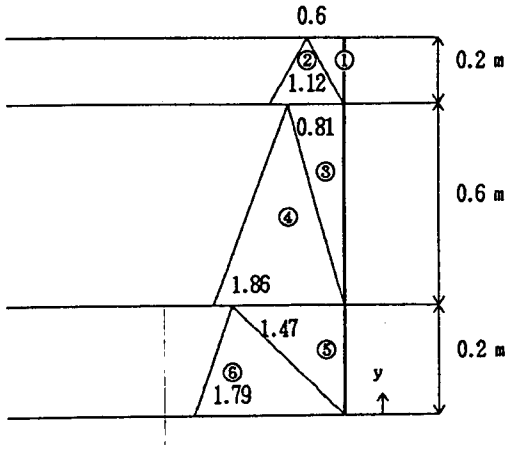
地盤	深さ	Δu (gf/cm²)	σv' *1 (gf/cm²)	過剰間隙水圧比 Ru		γw + Ru γ' (tf/m³)	
砂層	P1 (10cm)	40.5	12.0	3.38	0.62	液状化層	1.958
	P2 (30cm)	36.0	35.94	1.00		-0.4	
	P3 (50cm)	52.0	58.8	0.88		非液状化層	1.594
	P4 (70cm)	28.2	79.76	0.35		-0.8	
支持層	P5 (90cm)	2.5	103.96	0.02		-1.0	1.024

*1 盛土における増加応力をOsterberg で考えRu を算定している。

(2)　自由地盤側

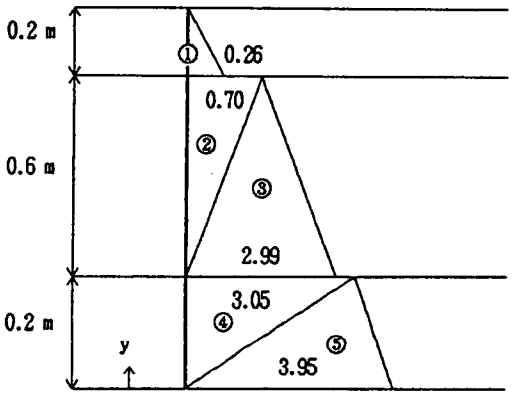
地盤	深さ	Δu (gf/cm²)	σv' (gf/cm²)	過剰間隙水圧比 Ru		γw + Ru γ' (tf/m³)	
砂層	P6 (10cm)	11.8	9.58	1.23	0.73	-0.2 液状化層	1.958
	P7 (30cm)	21.0	28.74	0.73		非液状化層	1.699
	P8 (50cm)	36.0	47.90	0.75			
	P9 (70cm)	48.0	67.06	0.72		-0.8	
支持層	P10(90cm)	42.7	88.86	0.48		-1.0	1.587

①主働側　(盛土側)



No	P_a (tf/m)		y (m)	M_a (t・m/m)
①	(1/2)×0.6×0.2	0.06	0.93	0.06
②	(1/2)×1.12×0.2	0.11	0.87	0.10
③	(1/2)×0.81×0.6	0.24	0.60	0.14
④	(1/2)×1.86×0.6	0.56	0.40	0.22
⑤	(1/2)×1.47×0.2	0.15	0.13	0.02
⑥	(1/2)×1.79×0.2	0.18	0.07	0.01
Σ		1.30		0.55

②受働側　(自由地盤側)



No	P_p (tf/m)		y (m)	M_p (t・m/m)
①	(1/2)×0.26×0.2	0.03	0.85	0.03
②	(1/2)×0.70×0.6	0.21	0.60	0.13
③	(1/2)×2.99×0.6	0.90	0.40	0.36
④	(1/2)×3.05×0.2	0.31	0.13	0.04
⑤	(1/2)×3.95×0.2	0.40	0.07	0.03
—	————	—	——	——
Σ		1.85		0.59

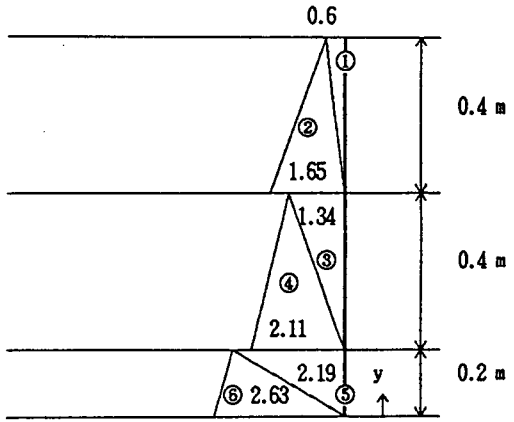
非液状化層における改良体の鉛直せん断抵抗：P_{AEV}

$$P_{AEV} = \sum_{3}^{5} P_A \cdot \tan \delta'$$

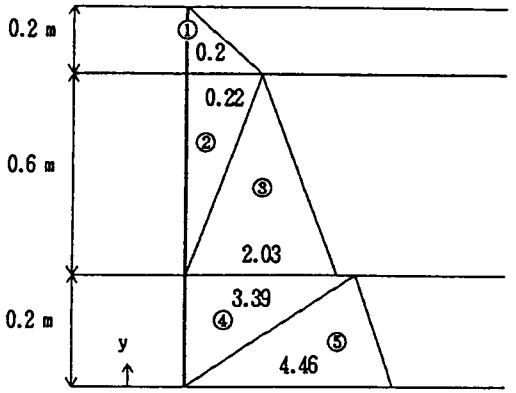
$$= (0.24 + 0.56) \cdot \tan 12.1 + (0.15 + 0.18) \cdot \tan 14.3 = 0.26 \text{ tf/m}$$

図4.7.8(a)　改良体に作用する土圧合力（165gal加振時）

①主働側　(盛土側)



②受働側　(自由地盤側)



No	P_a (tf/m)		y (m)	M_a (t・m/m)
①	(1/2) ×0.6 × 0.4	0.12	0.87	0.10
②	(1/2) ×1.65× 0.4	0.33	0.73	0.24
③	(1/2) ×1.34× 0.4	0.27	0.47	0.13
④	(1/2) ×2.11× 0.4	0.42	0.33	0.14
⑤	(1/2) ×2.19× 0.2	0.22	0.13	0.03
⑥	(1/2) ×2.63× 0.2	0.26	0.07	0.02
Σ		1.62		0.66

No	P_p (tf/m)		y (m)	M_p (t・m/m)
①	(1/2) ×0.2 × 0.2	0.02	0.87	0.02
②	(1/2) ×0.22× 0.6	0.07	0.60	0.04
③	(1/2) ×2.03× 0.6	0.61	0.40	0.24
④	(1/2) ×3.39× 0.2	0.34	0.13	0.04
⑤	(1/2) ×4.46× 0.2	0.45	0.07	0.03
—	————	—	——	——
Σ		1.49		0.37

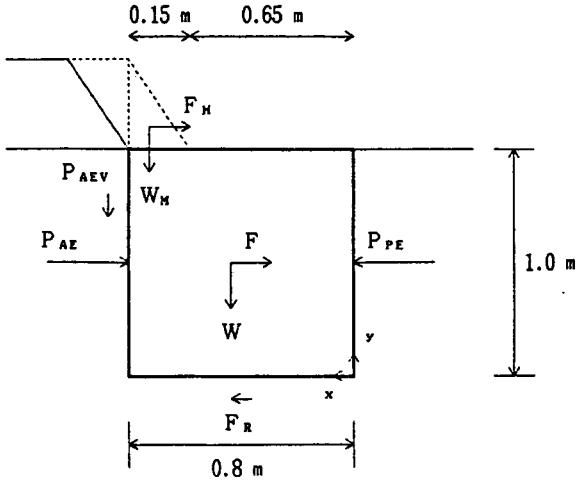
非液状化層における改良体の鉛直せん断抵抗：P_{AEV}

$$P_{AEV} = \sum_{3}^{6} P_{AV} \cdot \tan\delta'$$

$$= (0.27 + 0.42) \cdot \tan 6.2 + (0.22 + 0.26) \cdot \tan 14.8 = 0.20 \text{ tf/m}$$

図4.7.8(b)　改良体に作用する土圧合力（241gal加振時）

165gal入力



	N (tf/m)	x (m)	M_r (t·m/m)	H (tf/m)	y (m)	M_d (t·m/m)
盛土の重量 (W_M)	0.01	0.75	0.008	0.002	1.03	0.002
改良体の重量 (W)	0.80	0.4	0.32	0.27	0.5	0.14
主働側（盛土側）土圧 (P_{AE})	0.26	0.8	0.21	1.30	0.42	0.55
受働側（自由地盤側） (P_{PE})	——	——	0.59	(1.85)	0.32	——
	1.07	——	1.13	1.57 (1.85)	——	0.69

(1) 滑動

$$F_S = \frac{P_{PE} + F_R}{\Sigma H}$$

ここで$F_R = W' \cdot \tan\phi$ と考えると

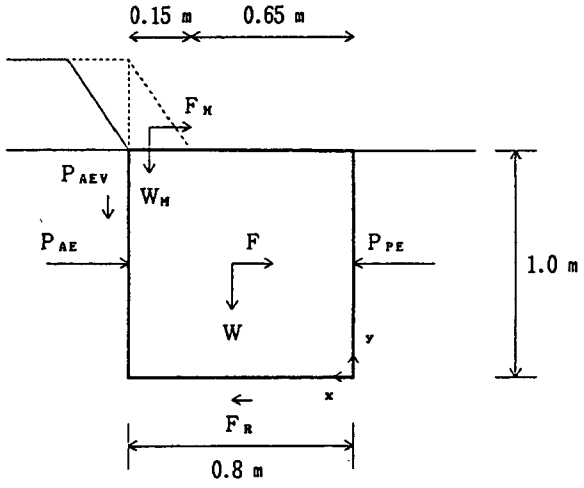
$$= \frac{1.85 + 0.8 \times \tan 35}{1.57} = 1.42 > 1.0$$

(2) 転倒

$$F_S = \frac{M_r}{M_d} = \frac{1.13}{0.69} = 1.64 > 1.1$$

図4.7.9(a) 改良体に作用する荷重および滑動・転倒安全率
165gal加振時

241gal入力



	N (tf/m)	x (m)	M_r (t·m/m)	H (tf/m)	y (m)	M_d (t·m/m)
盛土の重量 (W_M)	0.01	0.75	0.008	0.002	1.03	0.003
改良体の重量 (W)	0.80	0.4	0.32	0.40	0.5	0.20
主働側（盛土側）土圧 (P_{AE})	0.20	0.8	0.16	1.62	0.41	0.66
受働側（自由地盤側） (P_{PE})	——	——	0.37	(1.49)	0.25	——
	1.01	——	0.858	2.02 (1.49)	——	0.863

(1) 滑動

$$F_S = \frac{P_{PE} + F_R}{W \cdot k_h + P_{AE}}$$

$$= \frac{1.49 + 0.8 \times \tan 35}{2.02} = 0.92 < 1.0$$

(2) 転倒

$$F_S = \frac{M_r}{M_d} = \frac{0.858}{0.863} = 0.99 < 1.1$$

図4.7.9(b) 改良体に作用する荷重および滑動・転倒安全率
241gal加振時

実験結果においては，165 gal では改良体の水平変位は生じていないが，241 gal では改良体に水平変位が生ずるとともに盛土天端の沈下もかなり大きくなっているので，計算した安全率はほぼ実験結果をよく表しているようである。

4.7.3.3　プロトタイプに対する検討

実験をベースに検討してきた設計法を実際の盛土構造物（プロトタイプ）に適用した場合，各検討項目でどの程度の安全率となるかを見るために，プロトタイプモデルに対する安定の検討を行なった。

(1)　プロトタイプの設定

プロトタイプは掘割道路と共通の地盤として図 4.7.10 のように設定した。盛土天端の幅は道路構造令の標準幅員（片側 1 車線の地方部主要幹線道路，片側歩道あり）を，盛土勾配は道路土工指針―のり面工・斜面安定工指針の標準のり面勾配を参考にした。

改良体の設置仕様は，改良位置・改良幅および支持層への根入れの有無について比較した。検討ケースを図 4.7.11 に示す。設計水平震度は液状化判定用震度として k_h=0.18 を用い，改良体の安定用の震度には k_h=0.15（ケース①～⑧）と k_h=0.18（ケース⑨～⑯）の 2 つを用いて，震度の与える影響も見た。改良体の強度の設定については現在検討中であり，発生する内部応力の程度を把握した。

(2)　外部安定の検討用外力

改良体に作用する外力は前述したように，改良体の自重・浮力・上載荷重・改良体に作用する慣性力および側圧力がある。上載荷重としては盛土の平均上載圧を取り，改良位置が法面下部の場合には，改良体の上の盛土部の重量も考慮した。盛土側・自由地盤側の側圧は拡張した動水圧式と物部・岡部式とを用いた。また，自由地盤側の表層は層厚も小さく，液状化層の上部にあるため受働土圧は発揮されないと考え，土被り荷重として考慮した。盛土側および自由地盤側の側圧の計算フローを図 4.7.12 に示す。

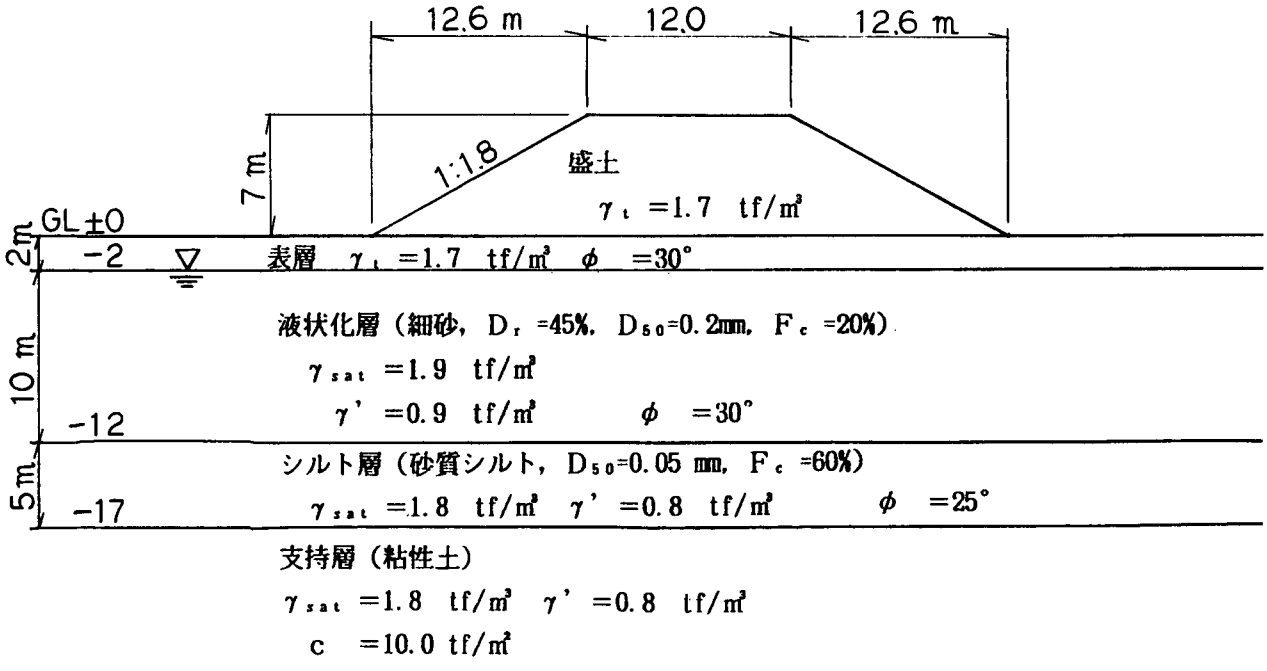


図4.7.10　盛土プロトタイプモデル

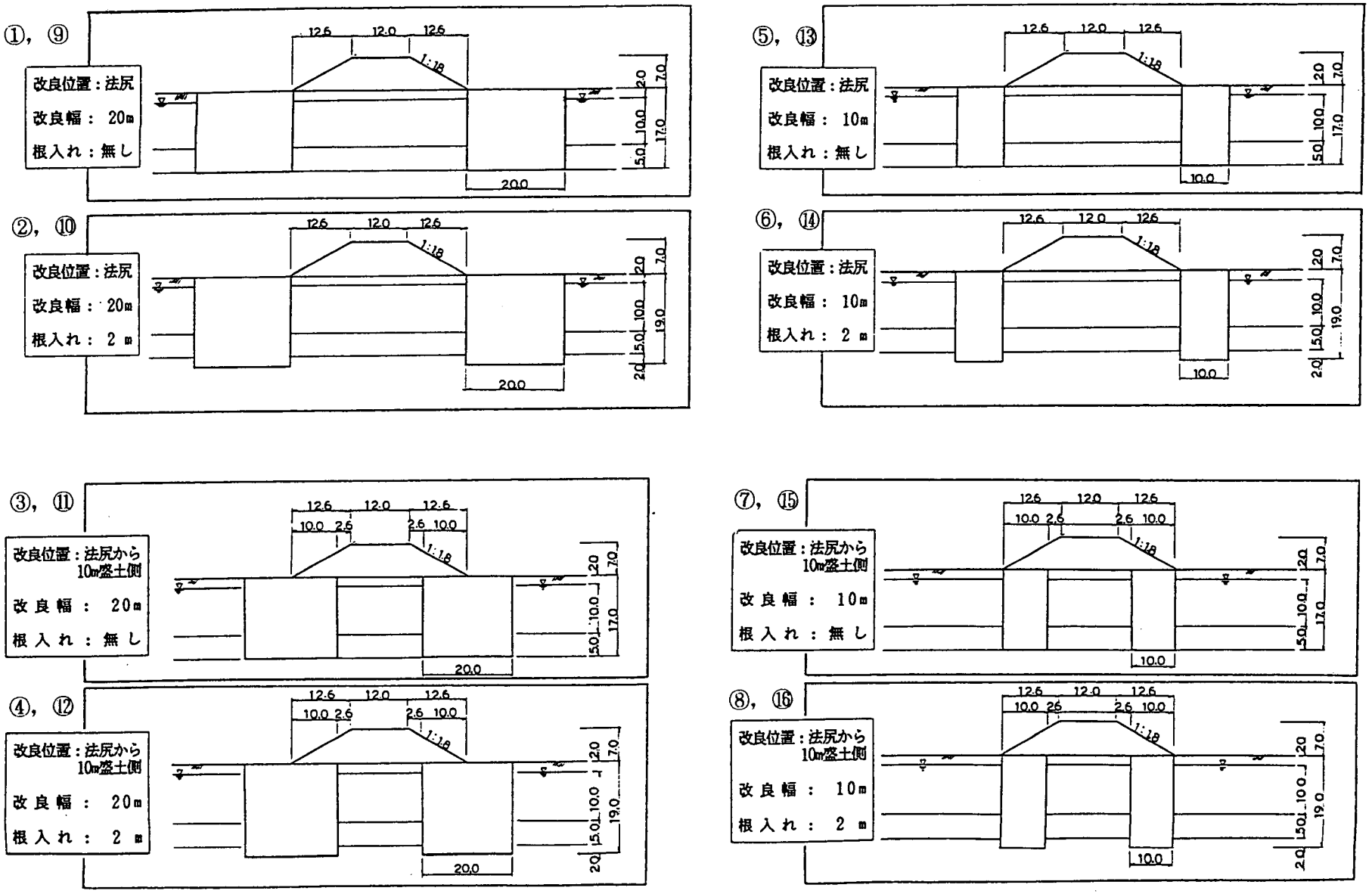
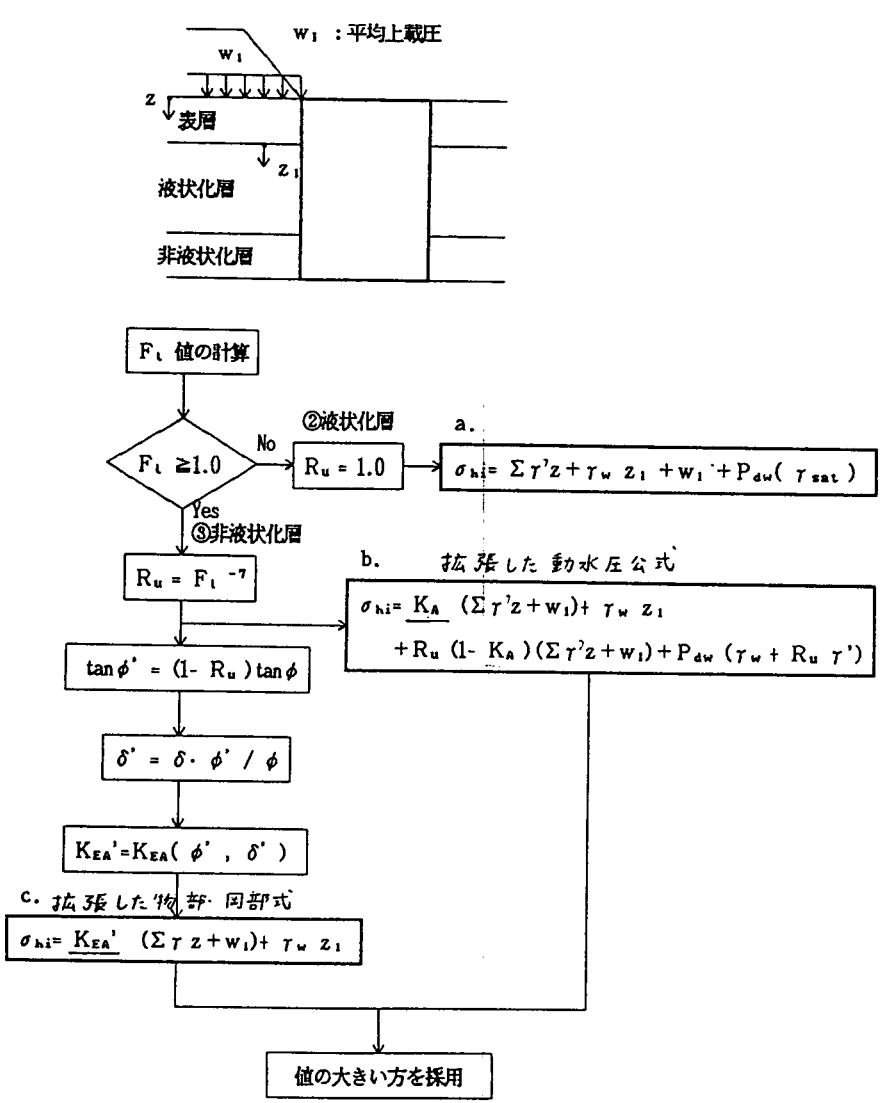
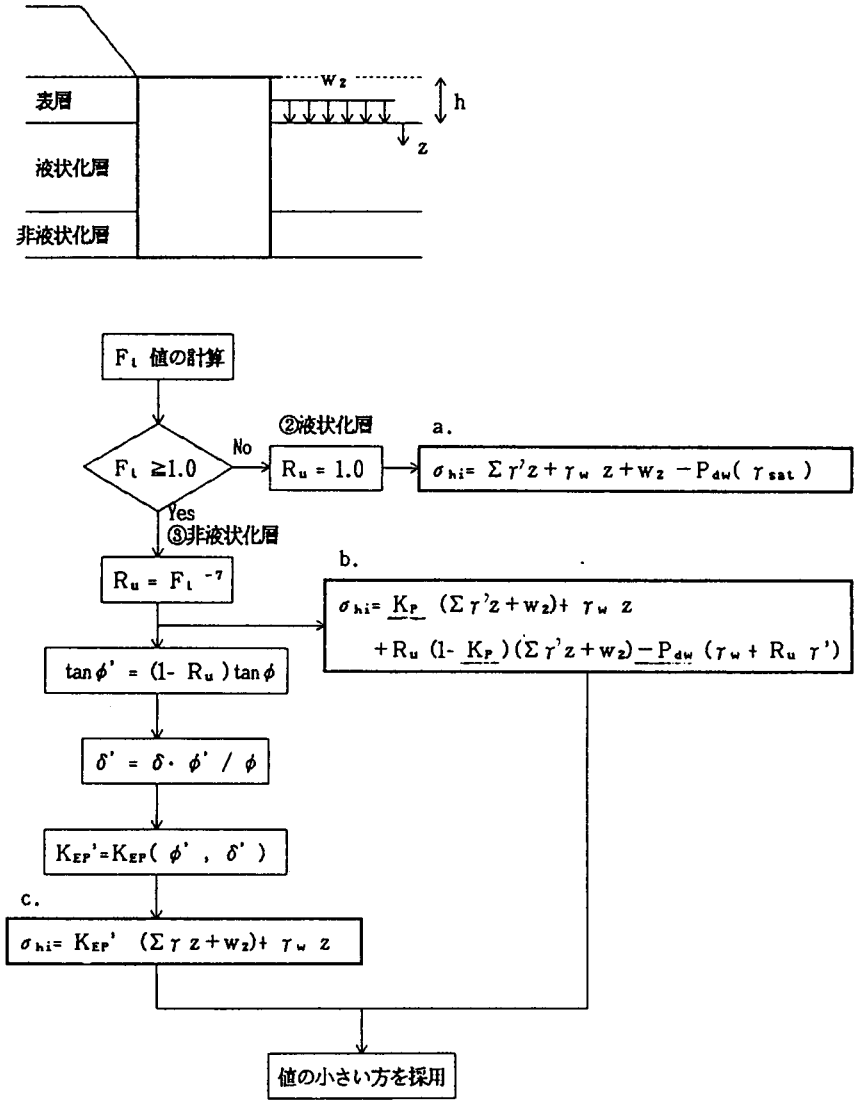


図4.7.11　プロトタイプモデル検討ケース（k_h=0.15，0.18）



（ａ）盛土側（主働側）の土水圧



（ｂ）自由地盤側（受働側）の土水圧

図4.7.12　外部安定における土圧算定方法

(3) 内部安定の検討用外力

内部安定の検討に用いる側圧は，前述したように現在検討中であるので，今回は K_0 土圧を基本的に用いた。盛土側および自由地盤側の土圧計算式を図 4.7.13 に示す。

盛土側については，液状化層は有効土圧は作用していないため外部安定と同じ式を用いるが，シルト層については K_0 土圧を用いた拡張した動水圧式と市原の式とを比較して大きい方を採用した。

自由地盤側のシルト層と支持層である粘土層は，掘割モデルで用いたようなバネモデルで反力を求める方法もあるが，ここでは K_0 土圧を用いた。

(4) 外部安定の検討

滑動と転倒の検討結果をそれぞれ表 4.7.2 と表 4.7.3 に示す。滑動における改良体底面の摩擦力は次式を用いた。

$$F_R=\min\ \{(1-a_P)\sum Wi\tan\phi+a_p\cdot\tau_a\cdot B,\ c\cdot B\} \quad \cdots\cdots (4.7.4)$$

表 4.7.2 に示すように，$k_h=0.15$ の場合には滑動安全率は 1.0 を上回るものが多いが，$k_h=0.18$ では滑動安全率が 1.0 以上となるものはなかった。転倒については，表 4.7.3 に示すように改良幅が 10 m の場合は $k_h=0.15$ でも転倒安全率は 1.0 を下回る。逆に改良幅が 20 m では，$k_h=0.18$でも転倒安全率は 1.0 以上となった。この結果については，支持層を粘性土にしたことも影響しており，モデルの設定によってかなり安全率は変化すると考えられる。

次に円弧すべりについては，慣性力と過剰間隙水圧の発生による土質定数の低減の両方を考慮して行なった。無改良の場合には，慣性力のみを考慮した場合と土質定数の低減のみを考慮した場合の 2 通りの方法で計算するが，滑動と転倒においては慣性力と土質定数の低減の両方を考慮して行なっているので，円弧すべりについてもこの双方を考慮した計算を行なってみた。

慣性力については $k_h=0.15$，0.18 のケースで行ない，過剰間隙水圧を考慮した土質定数の低減は，液状化層では $\phi=0°$，シルト層では $\phi=22.2°$ で計算した。表 4.7.4 に円弧すべりの計算結果を示す。これより，すべり安全率はいずれも 1.2 以上になり，滑動や転倒安全率に比べて相対的に高い安全率を示した。

(5) 内部安定の検討

内部安定の検討は，外部安定においてほぼ安全率が 1.0 以上のものについて検討した。計算ケースは $k_h=0.15$ の場合はケース①，②，③，④であり，$k_h=0.18$ の場合はケース⑩の滑動安全率が 0.99 であるので，改良幅を 25 m にして検討した。

1）支持層の支持力

支持層の許容支持力は「道路橋示方書・同解説VI下部構造編 8.4　地盤の許容支持力度」に準拠して，次式で計算した。

$$q_d=\alpha cN_c+1/2\,\beta\gamma_1 BN_\gamma+\gamma_2 D_f N_q \quad \cdots\cdots (4.7.5)$$

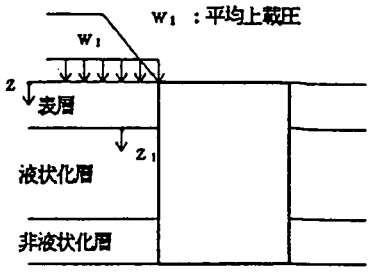
q_d：極限支持力度（tf/m²）

c：基礎底面地盤の粘着力（tf/m²）

γ_1：基礎底面地盤の単位体積重量（tf/m³）

γ_2：基礎底面上部の単位体積重量（tf/m³）

（ａ）盛土側



②液状化層

外部安定と同じ。

$$\sigma_{hi} = \Sigma \gamma' z + \gamma_w z_1 + w_1 + P_{dw}(\gamma_{sat})$$

③非液状化層（シルト層）

・$(\sigma_{hi})_a = K_0 (\Sigma \gamma' z + w_1) + \gamma_w z_1$

$$+ R_u (1 - K_0)(\Sigma \gamma' z + w_1) + P_{dw}(\gamma_w + R_u \gamma')$$

・$(\sigma_{hi})_b = \{K_0 + (K_{EA}' - K_A')\} (\Sigma \gamma' z + w_1) + \gamma_w z_1$

但し、$K_0 = 0.5$

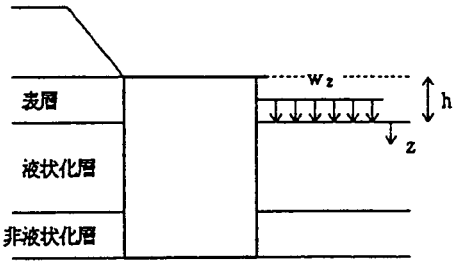
$(\sigma_{hi})_a$ と $(\sigma_{hi})_b$ を比較し、値の大きい方を採る。

④粘土層（支持層）

$$\sigma_{hi} = K_0 (\Sigma \gamma z + w_1) + \gamma_w z_1$$

但し、$K_0 = 0.5$

（ｂ）自由地盤側



②液状化層

外部安定と同じ。

$$\sigma_{hi} = \Sigma \gamma' z + \gamma_w z + w_2 - P_{dw}(\gamma_{sat})$$

③非液状化層（シルト層）　④粘土層（支持層）

○砂層

$$\sigma_h = K_0(\Sigma \gamma' z + w_2) + \gamma_w z + R_u (1 - K_0)(\Sigma \gamma_w + w_2) - P_{dw} + (\gamma_w + R_u \gamma)$$

但し、$K_0 = 0.5$

○粘土層

$$\sigma_h = K_0(\Sigma \gamma' z + w_2) + \gamma_w z$$

但し、$K_0 = 0.5$

図4.7.13　内部安定における側圧計算方法

表4.7.2　滑動計算結果

k_h	ケース	$W \cdot k_h$	F_a	F_P	F_r	F_s
0.15	① B=20 法尻　根入れ0m	94.2	373.8	340.5	200	1.15
	② B=20 法尻　根入れ2m	105.0	416.0	446.9	200	1.24
	③ B=20 法下　根入れ0m	101.3	427.0	340.5	200	1.02
	④ B=20 法下　根入れ2m	112.1	476.5	446.9	200	1.10
	⑤ B=10 法尻　根入れ0m	47.1	373.8	340.5	100	1.05
	⑥ B=10 法尻　根入れ2m	52.5	416.0	446.9	100	1.17
	⑦ B=10 法下　根入れ0m	54.2	427.0	340.5	100	0.92
	⑧ B=10 法下　根入れ2m	59.6	476.5	446.9	100	1.02
0.18	⑨ B=20 法尻　根入れ0m	113.0	424.9	277.8	200	0.89
	⑩ B=20 法尻　根入れ2m	126.0	467.0	384.2	200	0.99
	⑪ B=20 法下　根入れ0m	121.5	486.2	277.8	200	0.79
	⑫ B=20 法下　根入れ2m	134.5	535.7	384.2	200	0.87
	⑬ B=10 法尻　根入れ0m	56.5	424.9	277.8	100	0.78
	⑭ B=10 法尻　根入れ2m	63.0	467.0	384.2	100	0.91
	⑮ B=10 法下　根入れ0m	65.0	486.2	277.8	100	0.69
	⑯ B=10 法下　根入れ2m	71.5	535.7	384.2	100	0.80

表3.7.3　転倒計算結果

k_h	ケース	$W k_h y$	P_A　y_A	$\Sigma W \cdot x$	P_v x_v	P_p y_p	F_s
0.15	① B=20	800.7	2490.8	3280.0	755.8	1557.1	1.70
	② B=20	997.5	3279.4	3600.0	755.8	2343.2	1.57
	③ B=20	934.5	2937.3	4068.5	827.0	1557.1	1.67
	④ B=20	1145.5	3839.6	4388.5	827.0	2343.2	1.52
	⑤ B=10	400.4	2490.8	820.0	377.9	1557.1	0.95
	⑥ B=10	498.8	3279.4	900.0	377.9	2343.2	0.96
	⑦ B=10	534.2	2937.3	1135.5	413.5	1557.1	0.89
	⑧ B=10	646.8	3839.6	1215.5	413.5	2343.2	0.89
0.18	⑨ B=20	960.5	2636.0	3280.0	918.2	1394.1	1.55
	⑩ B=20	1197.0	3526.7	3600.0	918.2	2054.9	1.39
	⑪ B=20	1120.7	3105.2	4068.5	1020.6	1394.1	1.53
	⑫ B=20	1374.2	4125.9	4388.5	1020.6	2054.9	1.36
	⑬ B=10	480.4	2636.0	820.0	459.1	1394.1	0.86
	⑭ B=10	598.5	3526.7	900.0	459.1	2054.9	0.83
	⑮ B=10	640.6	3105.	1135.5	510.3	1394.1	0.81
	⑯ B=10	775.7	4125.9	1215.5	510.3	2054.9	0.77

表4.7.4　円孤すべりの計算結果

k_h = 0.15	
	F s
ケース①	1.531
ケース②	1.716
ケース③	1.490
ケース④	1.706
ケース⑤	1.373
ケース⑥	1.613
ケース⑦	1.426
ケース⑧	1.682

k_h = 0.18	
	F s
ケース⑨	1.395
ケース⑩	1.565
ケース⑪	1.376
ケース⑫	1.577
ケース⑬	1.263
ケース⑭	1.487
ケース⑮	1.324
ケース⑯	1.564

α, β：基礎底面の形状係数

B：基礎幅（m）

D_f：基礎の有効根入れ深さ（m）

N_c, N_γ, N_q：支持力係数

支持層は粘性土地盤で $c=10$ tf/m² であり，支持力係数はそれぞれ $N_c=5.0$, $N_\gamma=1.0$, $N_q=1$ となる。また改良体は帯状であり，$\alpha=1.0$, $\beta=1.0$ となる。許容支持力の安全率として $F=2$ をとり，許容支持力度は以下のようになった。

根入れなし　$q_a=33.2$ tf/m²

根入れあり　$q_a=34.0$ tf/m²

一方，改良体に生ずる地盤反力は表4.7.5に示す。これより，地盤反力はいずれも許容支持力より大きくなった。これは，支持層のモデルの設定にもよるが，かなり大きな地盤反力が生じることがわかった。

2）端　趾　圧

端趾圧は地盤反力の最大値であり表4.7.5の P_1 になる。この端趾圧が改良体の許容圧縮応力度よりも小さいことが必要になる。しかし表4.7.5の値を見ると，根入れをして転倒安全率が小さい場合には，かなり大きな許容圧縮応力が必要となる結果になった。

表4.7.5　改良体に生ずる地盤反力

	$M'=\Sigma M_R-\Sigma M_A$ tm/m	W' t/m	$X=M'/W'$ m	$e=B/2-X$ m	B/6 m	P_1 tf/m²	P_2 tf/m²
ケース①	1129.9	328.0	3.44	6.56	3.33	63.6	0
ケース②	875.7	360.0	2.43	7.57	3.33	98.8	0
ケース③	1305.3	375.3	3.48	6.52	3.33	71.9	0
ケース④	916.3	407.3	2.25	7.75	3.33	120.7	0
ケース⑩	2127.0	450.0	4.73	7.77	4.17	63.4	0

3）水平せん断

水平せん断については，支持層と液状化層の間などの，改良体に大きなせん断応力が働くと思われる深度で検討し，改良体に作用するせん断応力よりも，改良体のせん断強度が大きいことを確認する。水平せん断の検討は図4.7.14に示すように，改良体全体のせん断破壊のモードと格子改良壁の抜け出し破壊のモードの2つについて検討することにした。

改良体全体のせん断破壊のモードは次式で検討した。ここで格子内部の未改良部のせん断抵抗については無視した。

$$W\cdot k_h+P_a=(a_P\cdot B)\tau+P_P \quad \cdots\cdots (4.7.6)$$

$W\cdot k_h$：せん断面上部の改良体に働く慣性力（tf/m）

P_a：盛土側からの側圧合力（tf/m）

a_P：改良率（%）

B：改良幅（m）

τ：改良体に生ずるせん断応力（tf/m²）

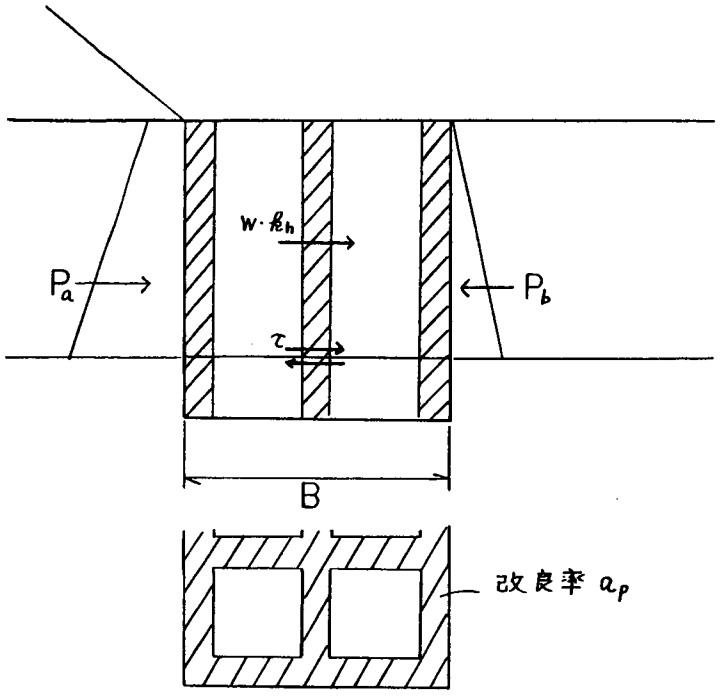
P_P：自由地盤からの側圧合力（tf/m）

格子改良壁の抜け出し破壊のモードは，盛土側の格子改良壁について検討した。図4.7.14に示すように，盛土側の格子改良壁は盛土側から大きな側圧合力を受ける。格子内部の未改良地盤は液状化しないので，格子内部はK_0土圧が作用する。そのため，盛土側と格子内部との土圧差に改良壁が耐えかねて格子改良壁の抜け出しによる破壊モードが出ると考えられる。計算は次式で行なった。

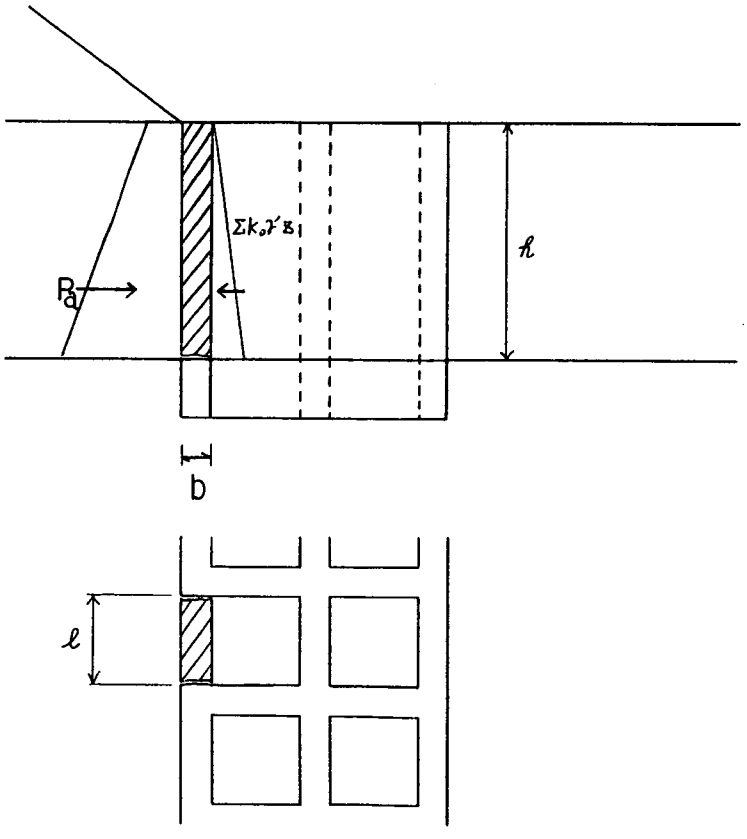
$$W\cdot k_h+P_a l=\tau(bl+2bh)+(\Sigma K_0\gamma' z)l \quad \cdots\cdots (4.7.7)$$

$W\cdot k_h$：対象とする格子改良壁に働く慣性力（tf）　$W=\gamma' blh$

P_a：奥行き1m当たりの盛土側からの側圧合力（tf/m）



（a）改良体全体のせん断破壊のモード



（b）格子改良壁の抜け出し破壊のモード

図4.7.14　水平せん断の検討モード

l：対象とする格子の奥行き長さ（m）

τ：改良体に生ずるせん断応力（tf/m²）

h：水平せん断の検討深さ（m）

b：格子改良壁の厚さ（m）

$\sum K_0\gamma' z$：格子内部地盤の土圧合力（tf/m）

今回の検討深度は，根入れのない場合は液状化層底面 GL-12 m，根入れのある場合は液状化層底面 GL-12 m とシルト層底面 GL-17 m とした。パイル配置はラップ幅 20 cm で，図 4.7.15 のように考えた。この時改良幅 20 m では杭列は 6 列，改良壁 25 m では 7 列で，改良率は $a_P=43\%$ とした。

改良体全体のせん断破壊のモードの計算結果を表 4.7.6 に示す。また，格子改良壁の抜け出し破壊のモードの計算結果を表 4.7.7 に示す。これより，改良体全体のせん断破壊と格子改良壁の抜け出し破壊の 2 つのモードにおいて発生するせん断応力はほぼ同程度で，整合性はよいと思われる。

格子改良壁のピッチを粗くすると，改良体全体のせん断破壊では改良率 a_P が小さくなり，せん断応力は大きくなる。また格子改良壁の抜け出し破壊では，格子改良壁のピッチを粗くすると奥行き長さ l が大きくなり，せん断応力が大きくなる。したがって，この 2 つの破壊モードについて検討するのがよいと思われる。

4）鉛直せん断

改良体には慣性力とともに，盛土側・自由地盤側より側圧が働くが，盛土側から大きな側圧が働くために，図 4.7.16 に示すようにかたよった地盤反力が生じる。鉛直せん断は，この地盤反力によって改良体に生ずるせん断応力度の検討を行なうものである。計算は次式で行なった。

$$(V-W)l=\tau\ z\ l' \quad \cdots\cdots (4.7.8)$$

V：改良地盤前趾より，$P_2=0$ となる点までの地盤反力の合力（tf/m）

$V=1/2\cdot P_1\cdot B_D$

$B_D=3(B/2-e)$

W：改良体の有効重量（tf/m）

τ：改良体に生ずる鉛直せん断応力（tf/m²）

z：改良深度（m）

l：1つの改良壁が負担する奥行長さ（m）

l'：改良壁の奥行長さ（m）

格子状改良においては未改良部の地盤反力が改良体に集中することが考えられるため，上式のように未改良部の地盤反力も改良体で負担させてみた。

鉛直せん断の検討結果を表 4.7.8 に示す。これより，鉛直せん断で生じるせん断応力は水平せん断により生じるせん断応力よりも大きくなった。上式においては，未改良地盤に作用する地盤反力を格子改良壁に全て負担させたが，この分担割合については計算法も含めて，今後の検討を要すると思われる。

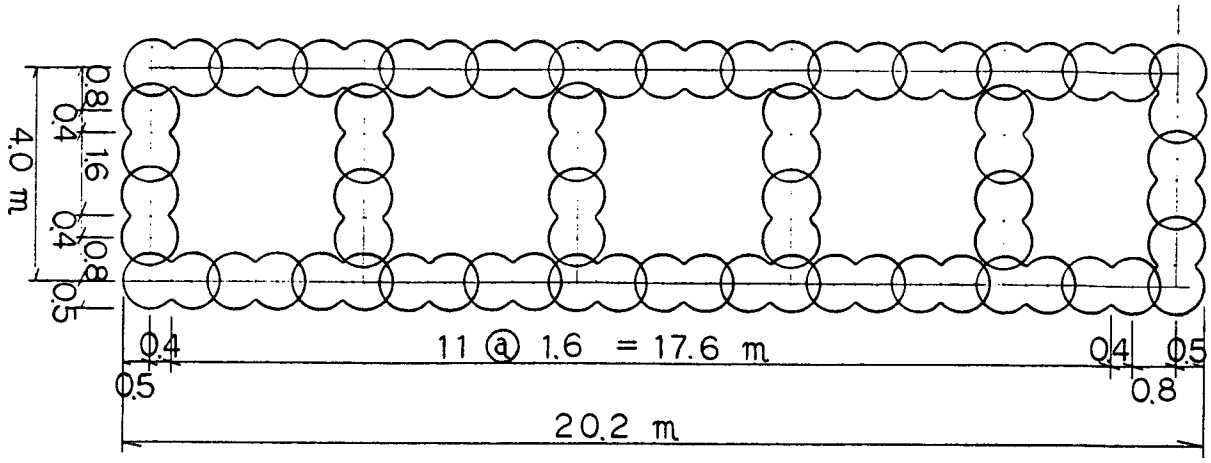


図4.7.15　検討モデルにおけるパイル配置

表4.7.6　改良体全体のせん断破壊のモードの検討結果

液状化層底面ＧＬ－１２ｍ

	$W \cdot k_h$ t/m	P_a t/m	P_b t/m	$a_P \cdot B$ m	τ tf/m²
ケース①	67.2	231.7	116.6	8.6	21.2
ケース②	67.2	231.7	116.6	8.6	21.2
ケース③	74.3	272.7	116.6	8.6	26.9
ケース④	74.3	272.7	116.6	8.6	26.9
ケース⑩	100.8	234.7	114.1	10.7	20.6

シルト層底面ＧＬ－１７ｍ

	$W \cdot k_h$ t/m	P_a t/m	P_b t/m	$a_P \cdot B$ m	τ tf/m²
ケース②	94.2	391.9	207.2	8.6	32.5
ケース④	101.3	450.4	207.2	8.6	40.2
ケース⑩	141.3	444.2	205.2	10.7	35.4

表4.7.7　盛土側の格子改良壁の抜け出し破壊のモードの計算結果

液状化層底面GL-12m

	$(W \cdot k_h)l$ t	$P_a l$ t	$\Sigma K_0 \gamma' z\, l$ t	$b\,l + 2b\,h$ m	τ tf/m²
ケース①	10.2	695.1	123.6	27.0	21.5
ケース②	10.2	695.1	123.6	27.0	21.5
ケース③	12.3	818.1	137.7	27.0	25.7
ケース④	12.3	818.1	137.7	27.0	25.7
ケース⑩	12.0	704.1	123.6	27.0	21.9

シルト層底面GL-17m

	$W \cdot k_h$ tf/m	P_a tf/m	$\Sigma K_0 \gamma' z$ tf/m	$b\,l + 2b\,h$ m	τ tf/m²
ケース②	14.1	1175.7	231.6	37.0	25.9
ケース④	16.2	1351.2	245.7	37.0	30.3
ケース⑩	17.1	1332.6	231.6	37.0	30.2

表4.7.8　鉛直せん断計算結果　　(l＝4 m)

	P_l tf/m²	e m	B_D m	V tf/m	W tf/m	z l' m	τ tf/m²
ケース①	63.6	6.56	10.32	328.2	169.3	17.0	37.4
ケース②	98.8	7.57	7.29	360.0	131.2	19.0	48.2
ケース③	71.9	6.52	10.44	375.3	171.3	17.0	48.0
ケース④	120.7	7.75	6.75	407.3	121.5	19.0	60.2
ケース⑩	63.4	7.77	14.19	450.0	255.4	19.0	41.0

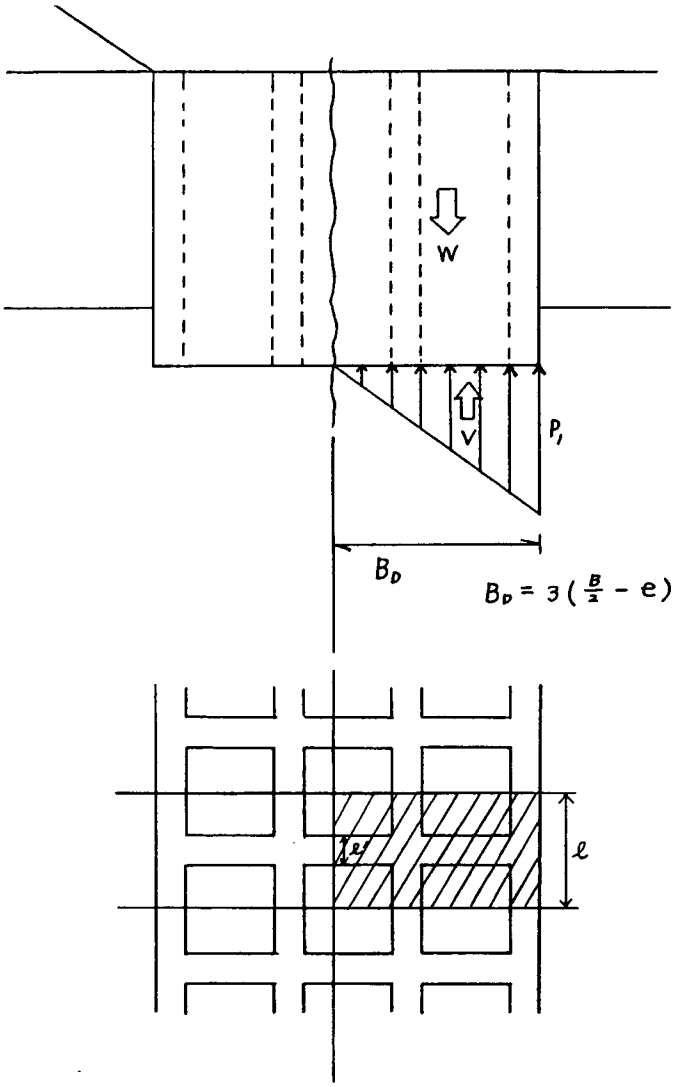


図4.7.16　鉛直せん断の検討モード

4.7.4 ま と め

ここでは，盛土の液状化対策の設計法の提案と試設計による検討を行なったが，これをまとめると以下のようになる。

(1) 改良体の安定の検討に用いる設計水平震度は，液状化判定用震度と同様にすることにより，改良体に作用する側圧の算定に整合性を持たせることができる。

(2) 液状化抵抗率 F_L を計算し $F_L \leqq 1.0$ の場合には液状化するとし，$F_L > 1.0$ の場合は $R_u = F_L^{-7}$ で求められる過剰間隙水圧比に相当する水圧が発生するものと考えた。

(3) 改良体に作用する側圧は外部安定においては過剰間隙水圧比 R_u を考慮して，拡張した物部・岡部式および拡張した動水圧公式により計算する。

(4) 内部安定の検討では，地盤中で改良体がつりあった状態での土圧を用いて計算することが妥当と思われ，自由地盤側の土圧として K_0 土圧やバネモデルを用いる方法などが考えられる。

(5) 内部安定のうち，改良体の水平せん断の検討においては格子内部の未改良地盤の抵抗は無視して，改

良壁のみのせん断強度で抵抗すると考えた。

(6) 中型振動実験と大型振動実験結果に対して，改良体の残留変位と今回の設計法を用いて計算した滑動安全率とを比較した所，残留変位が生じている場合には滑動安全率が1を下回っており，よい整合性が得られた。

(7) プロトタイプを設定して試設計の検討を行なった。外部安定の内，滑動・転倒の安全率は支持層を粘性土にしたためか，改良幅に比較して低くなったが，この安全率はモデルの設定によりかなり変化すると思われる。一方，円弧すべりの安全率は滑動・転倒の安全率よりも相対的に高くなった。

(9) また内部安定の検討では，K_0 土圧を用いて計算したが，改良体底面の地盤反力が大きくなり，支持層の支持力と端趾圧で大きな強度が必要となった。したがって内部安定での自由地盤側の土圧の算定や鉛直せん断の考え方については，今後とも検討の余地があると考えられる。

(不 動 建 設)

4.8 砂質地盤の固化処理に関する最近の研究動向と設計に使われる静的強度に関する検討

セメント系固化材によって砂質土を固化処理し，埋立盛土の安定や土留め止水壁，液状化防止などに適用しようとする動きが高まっており，その処理土の基礎物性やモデル実験，現場実験などの研究成果が最近数多く報告されてきた[16)-30)]。

本節では，ここ2～3年間の報文，文献を調査し，その動向について概略をまとめるとともに，設計に使われる静的強度を設定する際の影響因子についても若干の検討を行なった。

4.8.1 室内配合試験による固化土の静的・動的特性に関する研究

(1) 材料特性に関する研究

砂質土をセメントで固化する際の材料特性について特徴的なものを挙げると以下のようである。

1）砂質土をセメントで固化した改良土は，砂を固化した改良土に比べ初期材令における強度発現性が大きく，長期強度の伸びが小さい（図4.8.1）。

2）改良土の強度に及ぼす細粒分の影響は大きく，含有率にして10%以上で生じ，細粒分含有率が大きくなるほど改良土の強度は大きくなる（図4.8.2）。

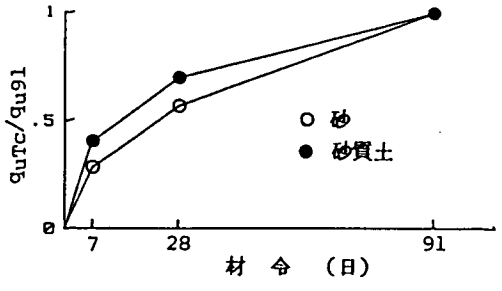


図4.8.1 材令91日に対する強度の再現度合[16)]

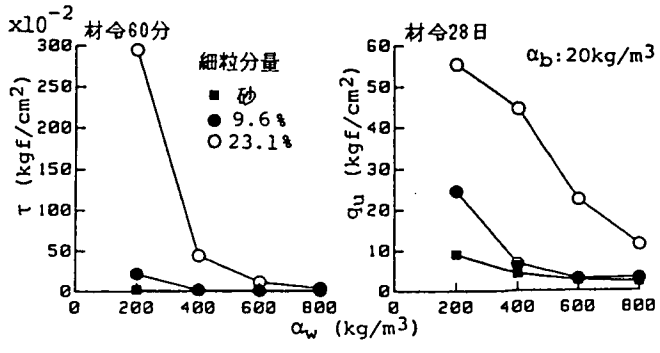


図4.8.2 細粒分含有率と改良土の強度（試料土；砂質土A・B，セメント；NP，ベントナイト群馬A）[17)]

3）改良土のブリージングを抑え，強度を調整する材料としてベントナイトスラリーが有効である（図4.8.3）（図4.8.4）。

4）低強度改良や均一性を向上させるためにクレイサンドやカルサンドといった増量材が有効である（図4.8.5）（図4.8.6）。

5）同一強度を得るためには，普通ポルトランドセメントを用いるよりも高炉セメントを用いるほうが強度の発現性が良く，セメント量を低減できる点で優位にある（図4.8.7）。

6）改良土の粘り強さ（タフネス）改善に短繊維添加が有効である（図4.8.8）。

(2) 静的特性に関する研究

砂質土の改良土の静的特性は，三軸圧縮特性について調べたものが多い。その特徴的なものを列挙すると以下のようである。

1）応力—ひずみ曲線は，粘性土改良土に見られる曲線の急折点はなく，軸ひずみの進行とともに軸差応力は増大し続け，ピーク強度に達する（図4.8.9）（図4.8.10）。

2）ピーク強度および残留強度は，拘束圧依存性を示すが，CD試験ではその傾向が特に強い（図4.8.9）

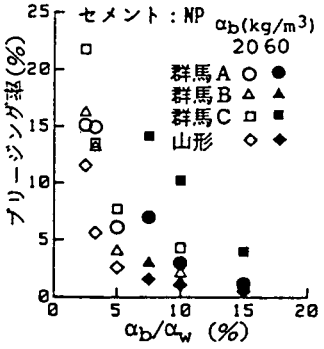


図4.8.3 α_b/α_w・ブロージング率の関係（試料土；砂）[17]

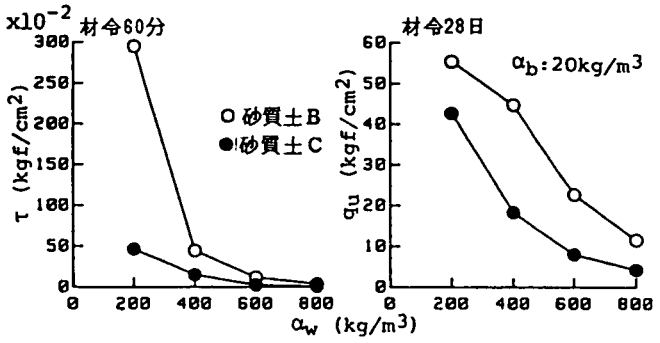


図4.8.4 細粒分の種類と改良土の強度（試料土；砂質土B・C，セメント；NP，ベントナイト；群馬A）[17]

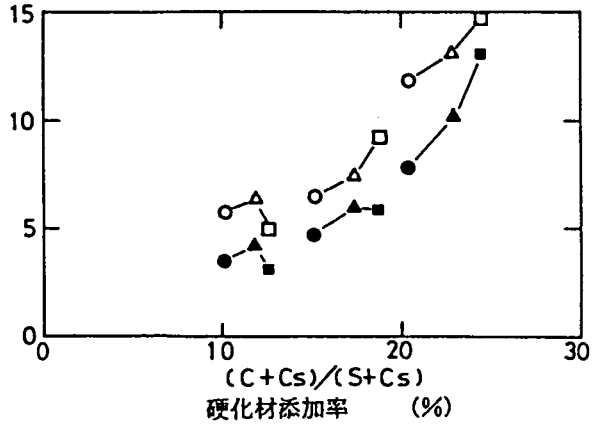


図4.8.5 安定処理土の一軸圧縮強度[18]（Cs；クレイサンド）

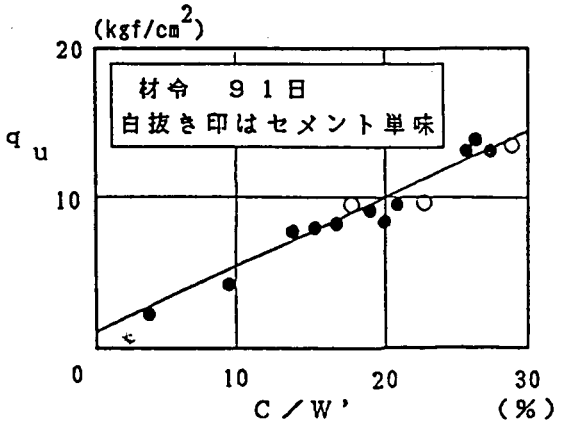


図4.8.6 qu～C/W'関係[19]（●印はカルサンド混合）

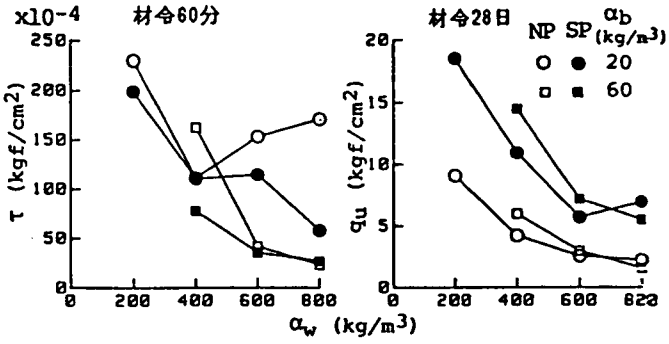


図4.8.7　セメントの種類と改良土の強度（試料土；砂，ベントナイト；群馬A）[17]

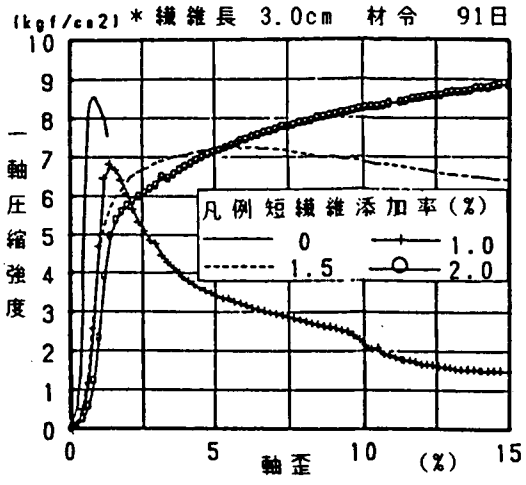


図4.8.8　短繊維添加による変形特性の改善[19]

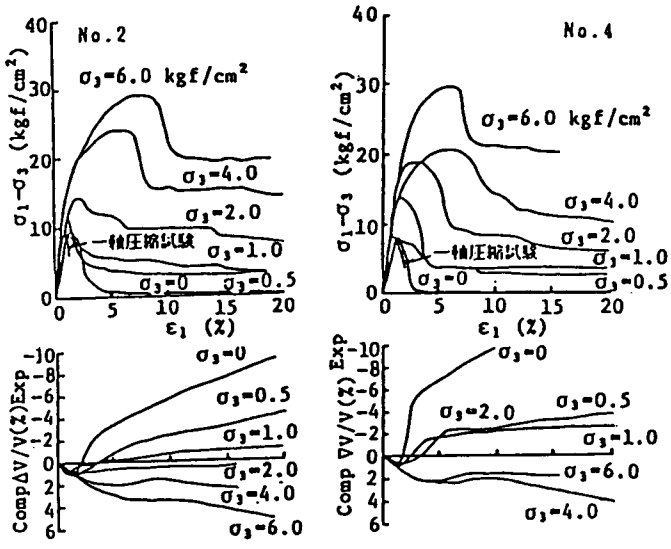


図4.8.9　応力ーひずみ曲線（CD-TEST）[20]

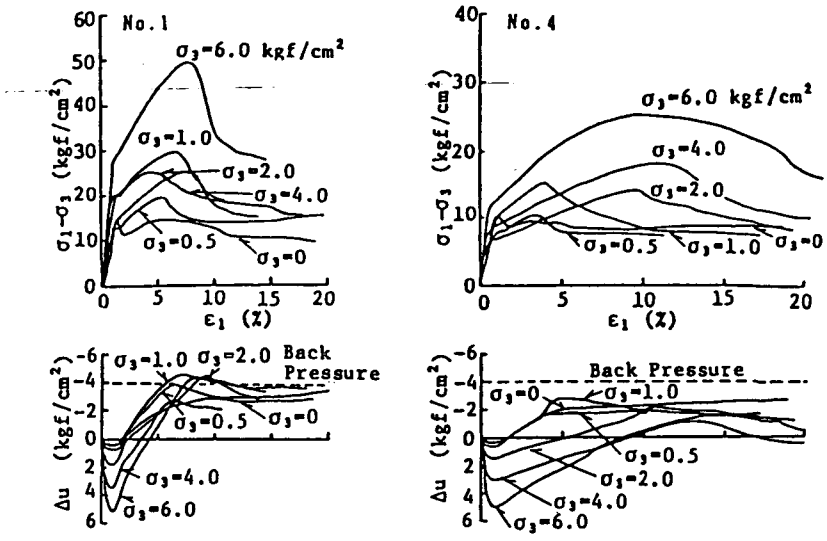


図4.8.10　応力ーひずみ曲線（$\overline{CU}$-TEST）[20]

(図 4.8.10)。

3) 体積変化は初期に体積圧縮を生じ，その後体積膨張に転じる。このダイレタンシー特性は密な改良砂ほど顕著である（図 4.8.11）（図 4.8.12)。

4) CD 試験におけるピーク強度時の Φ_d は q_u にかかわらずほぼ同じであり，残留強度時の Φ_{dr} は Φ_d に比べ若干低い値であるものの，原試料砂の D_r=85％の内部まさつ角（Φ_d=37.6°）に近い。一方，C_d は q_u が大きくなると増大しているが，C_{dr} はほぼ 0 に近くなっており，ピーク後はセメンテーションがほとんど消滅して Φ 材として残る（表 4.8.1)。

(3) 動的特性に関する研究

砂質土の改良土の動的特性のうち，その特徴的なものを列挙すると以下のようである。

1) 一軸圧縮強度で q_u=0.5 kgf/cm² 程度のわずかな改良強度で液状化強度を大きく改善することができる（図 4.8.13)。

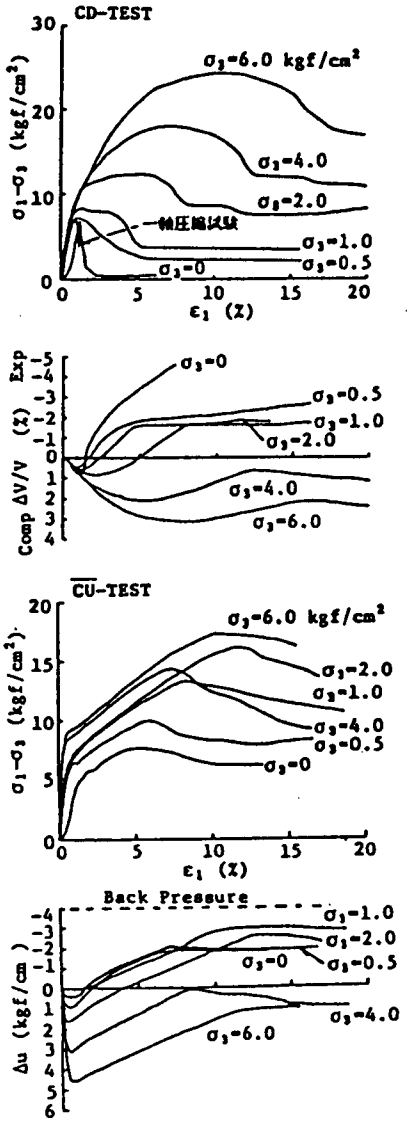


図4.8.11 ゆるい改良砂の三軸圧縮試験結果[21)]

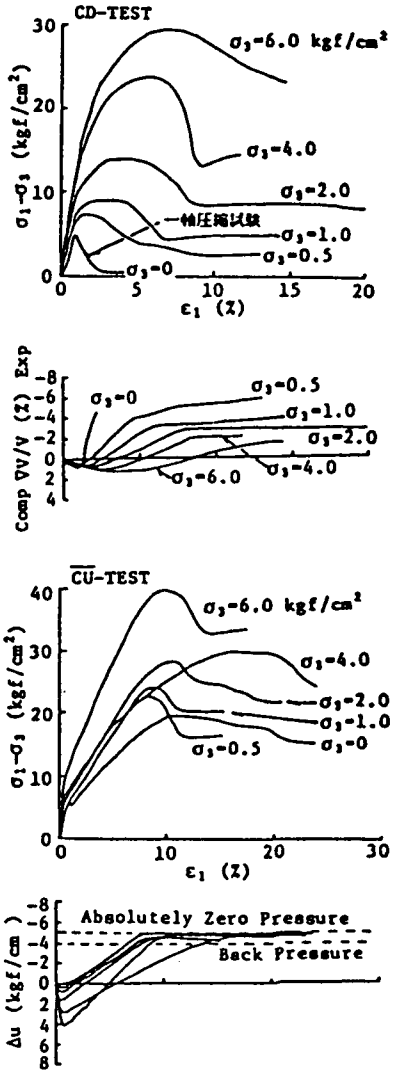


図4.8.12 密な改良砂の三軸圧縮試験結果[21)]

2）セメントにより改良された砂は，剛性が高く減衰が小さいが，非改良の砂と同様せん断ひずみの増大に伴い，せん断剛性が低下し，かつ減衰定数が増大する傾向がみられる（図4.8.14）（図4.8.15）。

3）ゆるい砂のほうが密な砂よりもせん断剛性の拘束圧依存性が高い（図4.8.16）。

表4.8.1　改良土の粘着力と内部摩擦角[5]
(CD-TEST)

実験 No.	Cd (kgf/㎠)	Cdr (kgf/㎠)	φd (°)	φdr (°)	$\bar{q}_u$ (kgf/㎠)
No.1	4.34	0.44	40.7	38.7	16.5
NO.2	1.95	0.44	39.8	37.5	9.87
No.3	1.77	0.18	40.1	38.7	8.65
No.4	2.05	0.14	39.2	35.2	9.62
No.5	1.60	0.27	36.4	35.5	5.24
No.6	2.31	0.26	38.1	35.7	7.85

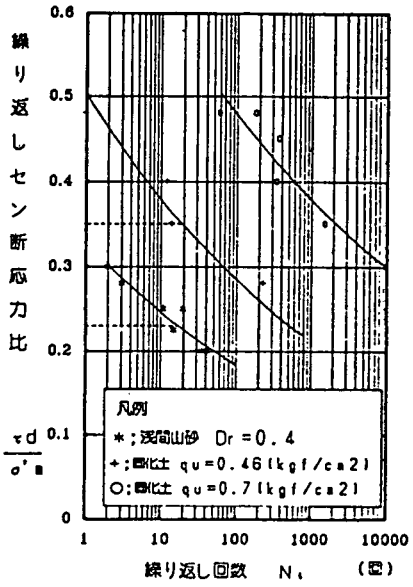


図4.8.13　固化処理による液状化強度の増加[22]

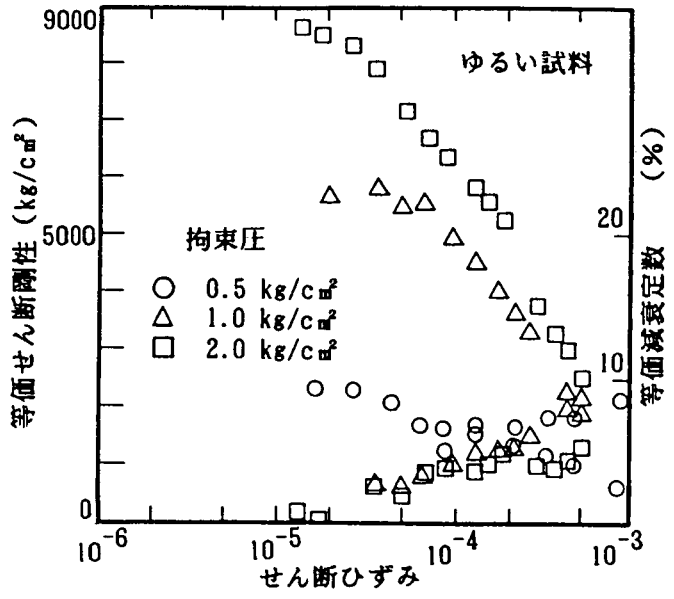


図4.8.14　ゆるい試料のGeq，heq，r関係[23]

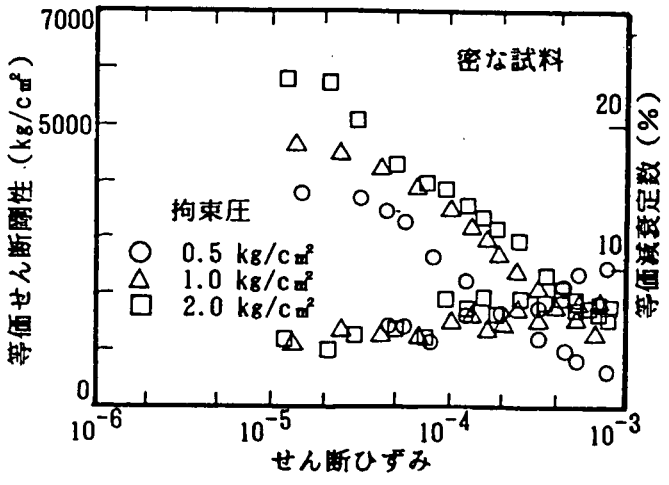


図4.8.15　密な試料のGeq，heq，r関係[23]

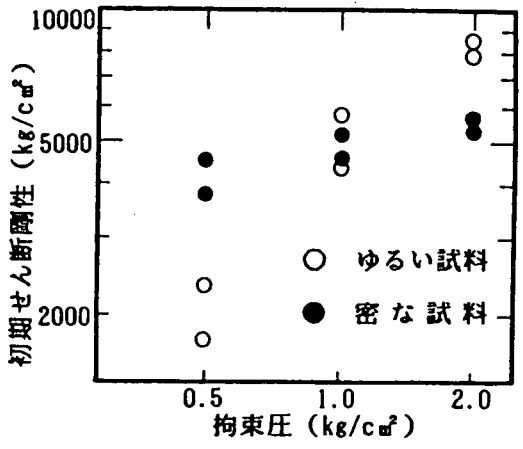


図4.8.16　拘束圧と初期せん断剛性の関係[23]

4.8.2 モデル実験・現場実験による調査例

特徴的なものを以下に示す。

(1) モデル実験による調査

1）N 値 =5～20 の人工地盤（図 4.8.17）に対して処理機への負荷はゆるい地盤の方が当然小さい（図 4.8.18)。

2）改良地盤の強度はゆるい地盤のほうが小さい（図 4.8.19)。

3）改良地盤の仕上り形状は，同一スラリー量ではゆるい地盤のほうが大きくなる（表 4.8.2)。

4）接合部の強度は，1 時間接合，1 日接合ともラップ面が特には弱点になっていない（図 4.8.20)。

5）改良土杭の強度のばらつきは，変動係数 Vq_u で 0.2～0.3（ただし，セメントスラリー注入量 200～300 l/m³）であり，粘性土地盤の場合よりも小さい（図 4.8.20)。

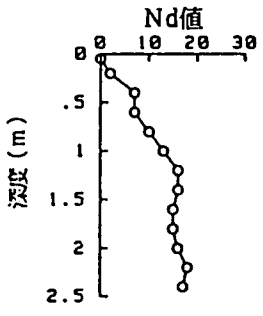


図4.8.17 締固め砂層のNd値[24]

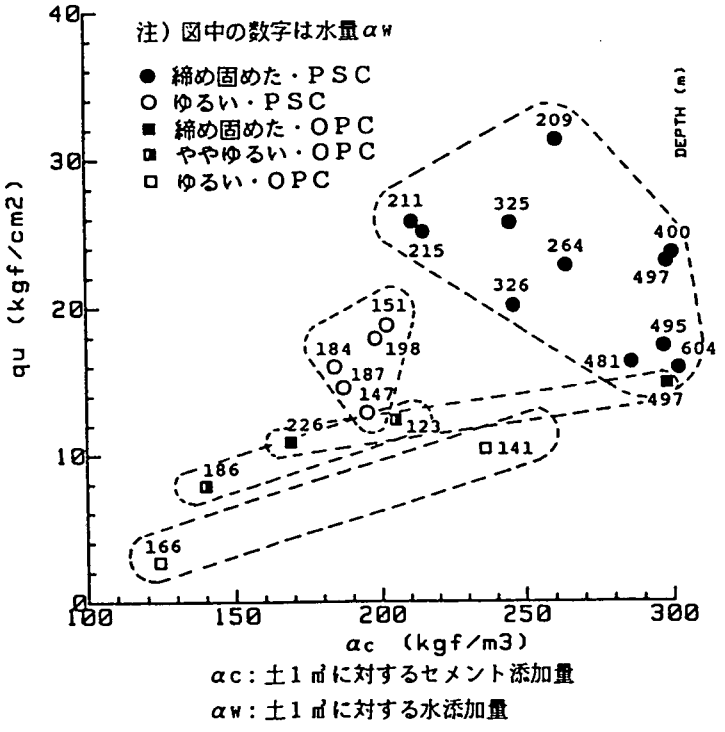


図4.8.19 地盤の締固めの程度～dc～dw～セメントの種類[24]

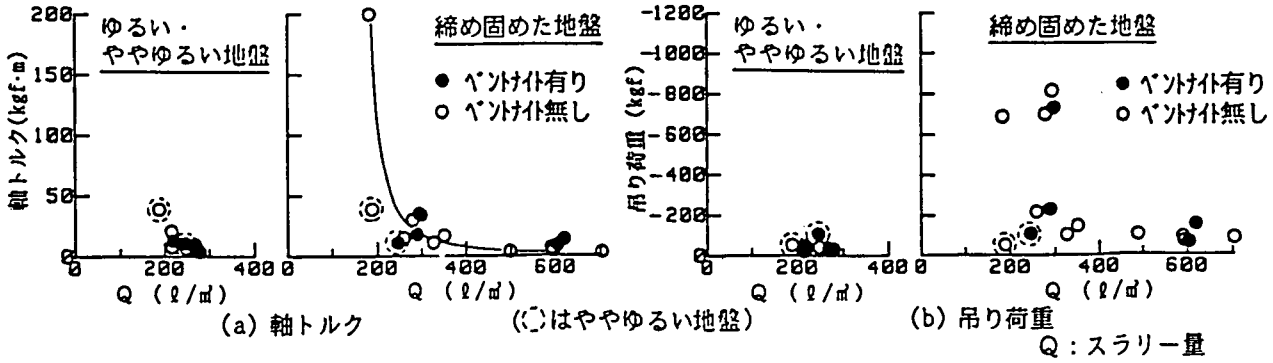


図4.8.18 処理機貫入時の軸トルクおよび吊り荷重[24]

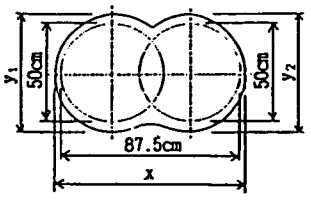
(2) 現場実験による調査

1）人工的に埋立てられた山砂地盤に対し，普通ポルトランドセメントスラリーで $W/C=0.5\sim1.0$，セメント量 $W_c=100\sim190\,kg/m^3$ の施工結果，$q_u=5\sim15\,kgf/cm$ が得られた（表 4.8.3）（図 4.8.22）。

2）改良体の物性は，原材料の砂地盤の物性を反映した値が得られた（表 4.8.4）。

3）$E_{50}=(80\sim250)q_u$ の関係が得られた（図 4.8.23）。

表4.8.2 改良杭の平面形状[9]



平均値	ゆるい地盤	ややゆるい地盤	締め固めた地盤
$\overline{dx}$	3.6	4.0	0.3
$\overline{dy_1}$	4.7	5.4	2.2
$\overline{dy_2}$	4.8	5.0	2.6

$\overline{dx}=(x-87.5)/2$
$\overline{dy_1}=(y_1-50.0)/2$
$\overline{dy_2}=(y_2-50.0)/2$
単位（cm）

表4.8.3 砂地盤の土性[10]

N	qc (kgf/cm²)	γt (tf/m³)	W (%)
2~8	15~70	1.8~2.0	23~28

表4.8.4 改良体の物性[10]

γt (tf/m³)	W (%)	k (cm/s)
1.95 ~ 2.0	19.2 ~ 22.4	10^{-4} ~ 10^{-6}

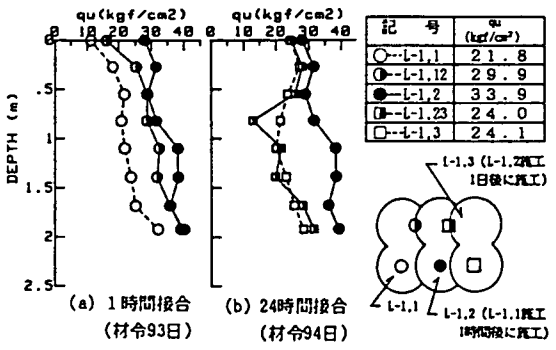


図4.8.20 改良地盤の接合強度[24]

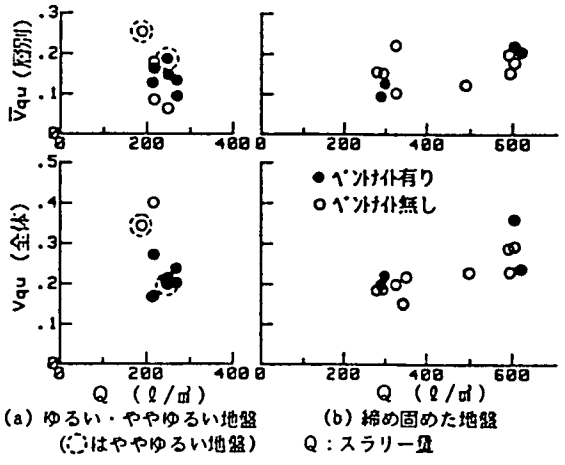


図4.8.21 改良土のquの変動係数[24]

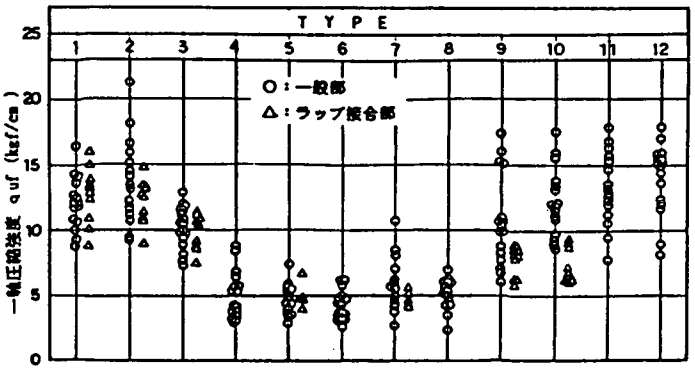


図4.8.22 qufの分布[25]

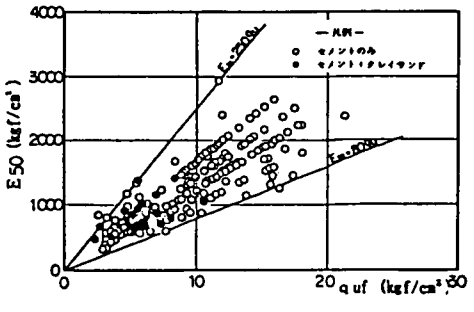


図4.8.23 E_{50}～qufの関係[25]

4）ラップ部については，連続して施工した場合は一般部の強度との差はほとんどないが，時間を遅らせて施工した場合は遅れ時間が長くなるほど接合強度が小さくなる（図 4.8.24)。

5）標準施工（引抜き，貫入ともに 1 m/分）であれば，安定材流量が多くなる配合とすることで，強度のばらつきが小さくなる傾向にある（図 4.8.25)。

6）室内強度 q_{u1} と現場強度 q_{uf} は，$q_{uf}/q_{u1}=1\sim1/2$ の関係が得られた（図 4.8.26)。

4.8.3 液状化防止を目的とした固化工法の適用例

液状化が予想されるゆるい砂質地盤に対し，格子状に改良する固化工法によって対策をはかった事例が鈴木ら[11),12)]によって報告されている。ここでは，その概要を示す。

(1) 工事概要

鹿児島市内に広く分布する沖積シラス地盤上に鉄筋コンクリート造の 3 階（一部 4 階）建の事務所ビルの建設が計画された。地盤調査の結果，液状化の可能性が指摘され，基礎工法の詳細な検討を行なった。

その結果，建築の基礎形式を布基礎とし，基礎地盤を固化工法を用いて格子状に地盤改良することとなった（図 4.8.27)。

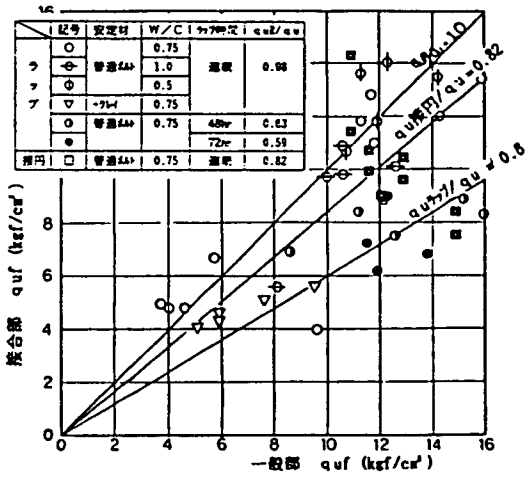


図4.8.24 ラップおよび接円施工における接合強度[25)]

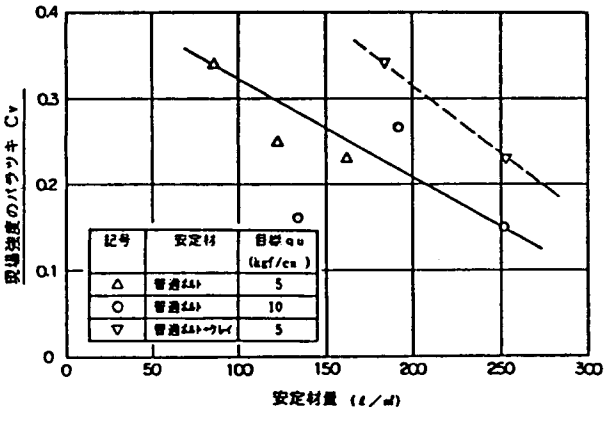


図4.8.25 安定材量と現場強度のバラッキCv[25)]

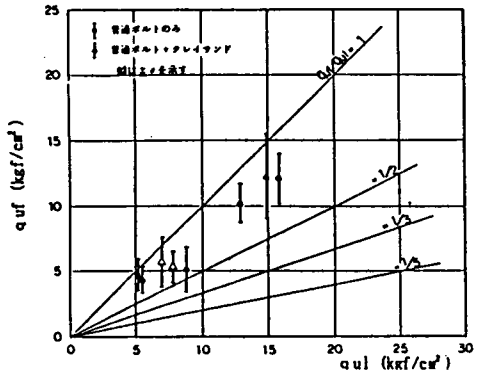


図4.8.26 室内強度qulと現場強度qufの関係[25)]

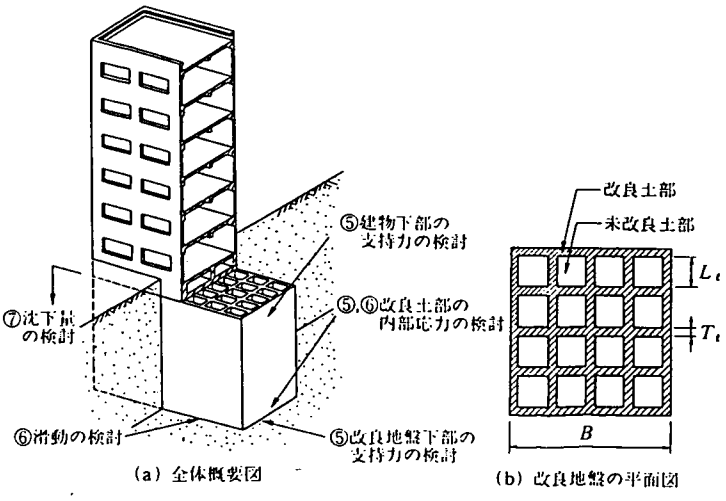


図4.8.27 工法概要図[26)]

(2) 地盤状態

地盤は2次堆積のシラス地盤であり，GL—20 m 付近までは N 値が 10 以下で，上部の GL—5 m までが軽石，礫まじり砂層で，これ以深の GL—20 m までが細砂層となっている（図 4.8.28）。

(3) 設　　計

改良地盤の設計手順は，図 4.8.29 のとおりである。詳細は文献を参照のこと。

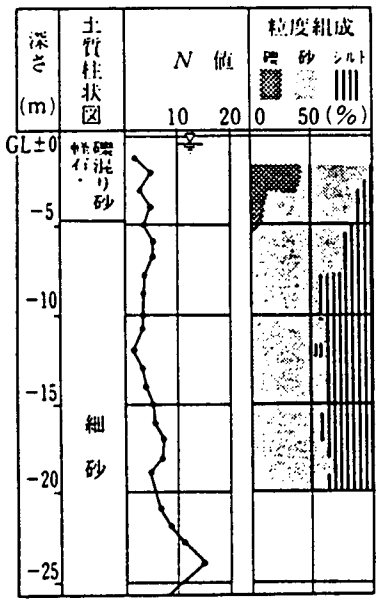


図4.8.28　ボーリング調査結果[26)]

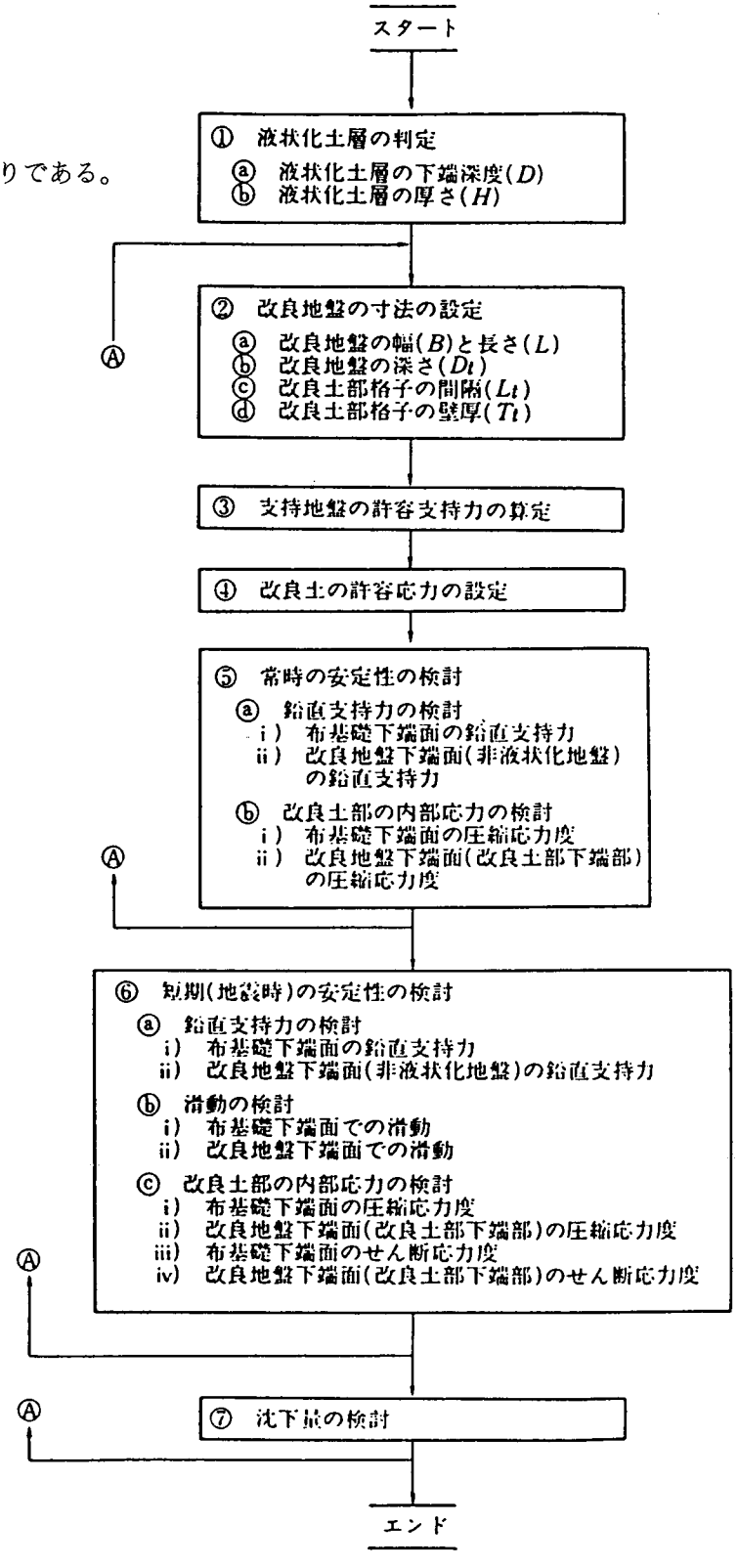


図4.8.29　設計手順[26)]

最終的に設定された改良地盤の平面図および断面図は図4.8.30，改良土部ユニットの詳細図は図4.8.31のとおりである。

なお，設計上の支持層への定着は，液状化下端深度GL−12.5 mに1 m加えてGL−13.5 mに設定されている。

(4) 試験工事結果

使用した処理機は3軸のソイルセメント柱列用のものであり，処理機とプラントの仕様は表4.8.5のとおりである。試験施工した改良土部は6ユニットで図4.8.32に示す配置でオーバーラップ施工した。各改良土部ユニットの配合条件は表4.8.6，施工条件は表4.8.7のとおりである。

試験施工はトラブルなく終了し，処理機の施工能力は十分であったことが報告されている。

試験施工後，3日経過後に採取した固化土の一軸圧縮試験結果を図4.8.33に示す。室内配合試験によると，材令28日の強度は材令3日の強度の約4倍であったことから，設計基準強度20 kgf/cm^{2}を確保するための配合および施工条件として表4.8.8が決定された。

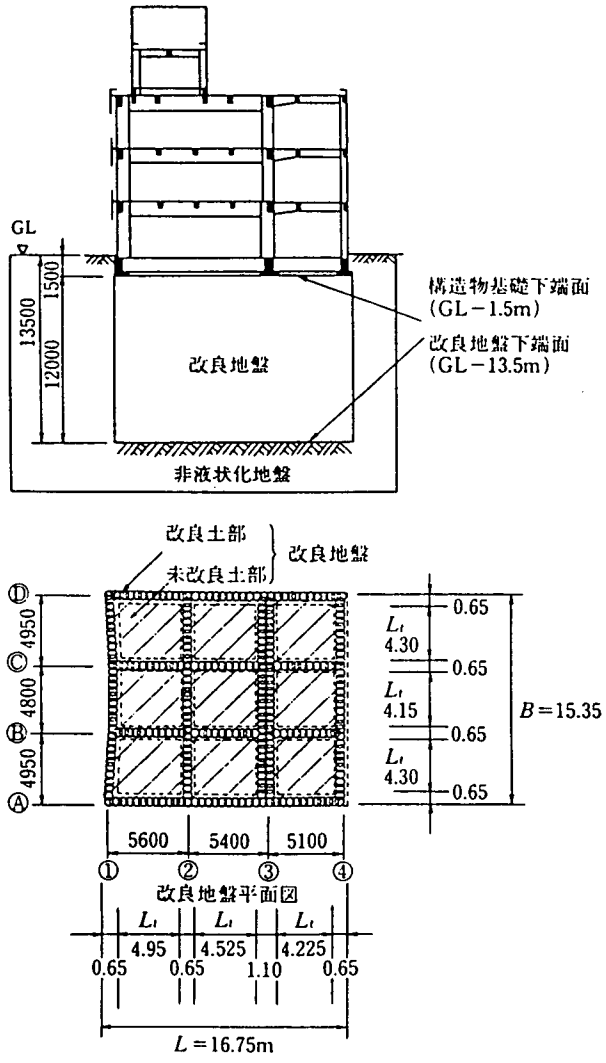


図4.8.30 改良土部の形状[26)]

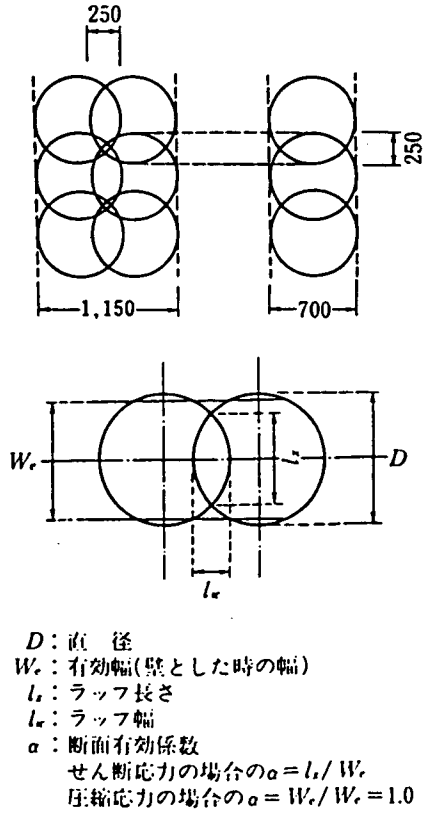
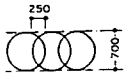


図4.8.31 改良土部ユニット平面詳細図[26)]

表4.8.5　処理機の仕様[12)]

	仕様				
処理機	形式	D－120H－P型			
	モータ	45kW×2			
	出力 Hz	50		60	
	出力 P数	4P	6P	4P	6P
	出力 回転数 r.p.m	21.0	14.0	25.0	17.0
	出力 トルク t.m	4.20	6.31	3.50	5.28
	重量	10.5t			
	回転軸	15m（撹拌羽根部2m）×3軸			
	撹拌羽根径とラップ幅（mm）				
ベマーシスーン	クローラ式杭打機 PD80	リーダー長さ　21m			
プラント	全体仕様 全体寸法	2.48×5.03×2.00m（高さ×横×幅）			
	全体仕様 総重量	5.7t			
	全体仕様 総使用電力	33.0kw			
	グミラキウサトー タンク容量	850ℓ×3槽			
	グミラキウサトー 撹拌容量	500ℓ×3槽			
	グミラキウサトー 撹拌軸回転数	223 r.p.m			
	モルタル 吐出量	0～434ℓ/min			
	モルタル 吐出圧	0～32 kg/cm²			

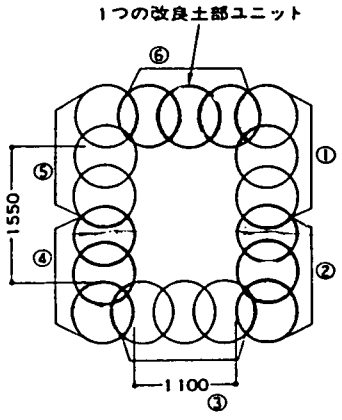


図4.8.32　試験施工での改良土部ユニットの配置[27)]

表4.8.7　改良土部ユニットの施工条件[12)]

項目	改良土ユニットNo.	
	1，2，3，5，6	4
改良深度	GL－13.5m	
貫入速度	0.5m/min	
引上げ速度	1.0m/min	1.5m/min
軸回転速度	25 r.p.m	

表4.8.6　改良土部ユニットの配合条件[12)]

改良土部ユニットNo.	改良対象土1m³当りのセメントスラリーの配合			注入率(%)	セメントスラリー1m³当りの配合		
	セメント(kg)	ベントナイト(kg)	水(kg)		セメント(kg)	ベントナイト(kg)	水(kg)
1	202	10	202	27.2	741	37	741
2，4，5，6	253	10	202	29.0	871	35	697
3	296	10	197	29.9	990	33	660

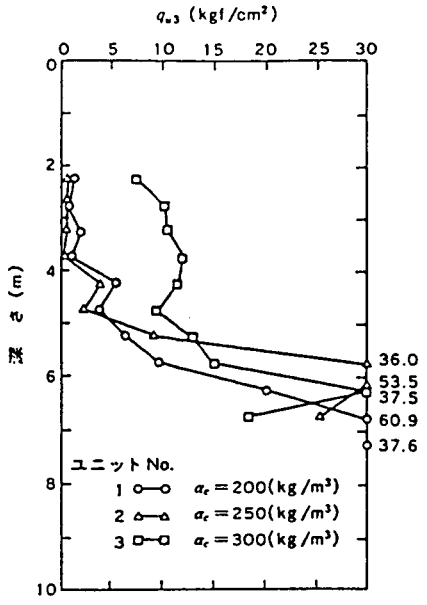


図4.8.33 改良土部ユニットの3日強度（qu3）の深度分布[27]

表4.8.8 Nビルの工事に使用した配合および施工条件[12]

項目		改良対象土層	
		軽石・礫混り砂層	細砂層
配合条件	α_c (kg/m³)	300	200
	α_b (kg/m³)	10	
	α_w (kg/m³)	200	
施工条件	スラリー吐出方法	貫入吐出	
	改良深度（m）	GL−13.5	
	貫入速度（m／min）	0.5	0.5
	引上げ速度（m／min）	0.5	1.0
	軸回転速度（r.p.m）	25	

ベントナイトは筑前7号使用
α_c, α_b, α_w ：±1m³ に対するセメント，ベントナイト，水の添加量 (kg/m³)

4.8.4 設計に使われる静的強度設定のための検討因子

深層混合処理工法による固化地盤の設計強度は，現在一般に，

① 地中構造物として扱う方法

② 改良地盤として扱う方法

の2方法によって設定されている[31),32)]。

地中構造物として扱う方法は，ブロック状，格子状，壁状といった構造形式に対し，転倒，滑動，支持力といった外部安定の他，改良体内部に発生する内部応力の検討を，コンクリート構造物と同様な許容応力法に基ずく各応力との対比により検討するところに特徴がある。

一方，改良地盤として扱う方法は，ある改良率を有する杭状改良形式に対し，現地盤と改良体からなる一体化した複合地盤と考えて，基礎地盤としての検討を行なうところに特徴がある。

本研究のように，液状化を対象とする砂地盤においては，地震時における過剰間隙水圧の遮断や構造体としての安定が要求されることから，基本的に固化地盤は①の「地中に形成された構造物」として取り扱われるものと考えられる。

そこで，設計時に要求される静的強度の設定に際して考慮されなければならない因子として，

$$F(F_s,\ c_1,\ c_2,\ c_3,\ c_4)$$

ここに，F_s；安全率

c_1；強度のばらつきに関する因子

c_2；接合部の強度に関する因子

c_3；現場強度と室内強度に関する因子

c_4；ラップ部の有効幅に対する因子

が加味されることになると考えられる。但し，前項までの文献調査結果でも明らかなように，c_1～c_3に関する因子は砂地盤の方が粘性土地盤よりも良好な結果をもたらすことから，静的な設計強度の設定に対しては，この点が粘性土地盤との相違点として考慮されることになろう。

（大　林　組）

4.9　全体のまとめ

平成元年度に実施した，動的遠心模型載荷実験および大型模型振動実験結果の検討，設計用外力に関する検討，および設計法に関する検討について，成果の要約を以下に示す。

(1)　改良体に作用する土圧算定法に関する検討

液状化した砂地盤中の改良体に作用する土圧の算定法を確立するために，地震時土圧公式と動水圧公式に基づいて定式化を行ない，実大規模の盛土の側方を改良した場合の計算と，模型振動実験結果を対象とした上記提案式による計算値と実測値との比較を行なった。主な成果を以下に列挙する。

- 過剰間隙水圧比 R_u が小さい場合，水平震度 k_h が大きくなるほど，拡張した地震時土圧式による方が受働側の土圧係数が小さくなる。一方，主働側の土圧係数は R_u=0.3，0.6 の場合は拡張した動水圧公式による方が大きい。
- R_u が大きくなると，拡張した地震時土圧式は本来の適用範囲を越える。
- 完全に液状化した状態では，測定結果から求めた σ_h' と σ_v' の比は 0.5 程度である。
- 拡張した動水圧公式による計算値は実測値よりも大きめであり，設計でこれを用いることは安全側の評価となる。

(2)　固化工法を用いた動的遠心模型載荷実験

盛土・掘割道路に固化工法を適用した場合の，効果の確認と設計法の検討を行なうために動的遠心模型載荷実験を実施した。主な成果を以下に列挙する。

1）盛土モデル

- 盛土の両脇を改良することにより，盛土の沈下を未改良の場合に比べて 7 割以下まで押さえることができた。
- 改良体に拘束された地盤の過剰間隙水圧は未改良の場合に比べて高くなるが，波状化には至らない。

2）掘割モデル

- 改良体は加振中にロッキングした。
- 掘割の両脇を改良しても，掘割直下地盤の圧密による沈下は発生する。

3）格子モデル

- (格子間隔)/(液状化対象層厚) <1.0 であれば液状化に至らない。ただし，今回の実験では実物レベルで 2 Hz 相当の入力に限定される。

(3)　固化工法を用いた大型模型振動実験

盛土・掘割道路に固化工法を適用した場合の効果の確認と，設計法の検証を行なうために大型振動実験を実施した。主な成果を以下に列挙する。

1）盛土モデル

・周辺地盤が液状化した状態では改良体上面の応答加速度倍率は入力加速度の2倍以上になる。

・盛土直下の液状化層表面では盛土天端より加速度応答倍率が大きい。

・改良体の支持層部では側圧は受働土圧的な挙動を示す。

2）掘割モデル

・液状化時における掘割模型の浮上がりは微小である。

・過剰間隙水圧の動振幅成分は特に掘割模型と改良体の間で大きい。

3）格子モデル

・格子間隔が狭いほど過剰間隙水圧の発生が少ない。

・格子内部の加速度応答倍率は深度方向ではほぼ同じである。

・自由地盤と比べると格子内部の沈下量は小さい。

(4) 改良体に作用する動的外力の検討

固化工法を用いた場合に改良体に作用する動的外力の検討を，大型模型振動実験の結果を用いて行なった。主な成果を以下に列挙する。

1）掘割モデル

・加速度，側圧，水圧の位相関係より改良体の拘束効果が確認された。

・掘割模型が沈下している加振初期と，それ以後の浮上がりを示している状態では，掘割模型の変位と慣性力は違う傾向を示す。

・自由地盤側の側圧の振動成分は動水圧公式に近似できる。

・入力加速度にかかわらず，動的水平外力の中では全側圧力の占める割合が大きい。

2）盛土モデル

・水平加速度，側圧，水平変位の関係より，盛土直下の砂地盤の拘束効果が確認された。

・左右の改良体は入力加速度にかかわりなく，ほぼ同位相，同振幅である。

・改良体側圧の振動成分は過剰間隙水圧比 R_u を考慮した動水圧公式に近似できる。

・改良体に作用する動的水平外力は，入力加速度にかかわりなく慣性力の占める割合が高い。

(5) 固化工法による掘割道路の液状化対策の設計法に関する検討

既設の掘割道路を対象としたプロトタイプモデルを用いて，掘割道路横断方向と縦断方向の地震入力の場合の設計法について検討を行なった。主な成果を以下に列挙する。

・縦断方向に発生する改良体のひずみは最大でも0.1%程度であり，大規模な破壊には至らないことが予想されるために，基本的には検討の必要はないと考えられる。

・横断方向は，慣性力が作用する前面の改良体を対象として外部安定を検討するが，パラメーターにかかわらず比較的大きな安全率が得られる。

・同様に，内部安定は外部安定と反対側の改良体についてのみ検討すればよいが，水平せん断応力に比べると縁応力が最終的な評価項目となり得る。

(6) 固化工法による盛土の液状化対策の設計法に関する検討

これまでの検討結果より過剰間隙水圧の上昇を考慮した土圧式を設定し，中型模型振動実験（その3）モデル，大型模型振動実験モデルおよび実地盤を想定したプロトタイプモデルで安定の検討をおこなった。主な成果を以下に列挙する。

・中型，大型模型振動実験のモデルを用いた滑動の検討結果では，残留変位が生じた所で滑動安全率が1.0を下回り，実験結果と計算結果との間に整合性が見られた。

・今回設定したプロトタイプによる検討結果では，改良体の断面は内部安定の検討により決定されている。

(7) 砂質地盤の固化処理に関する最近の研究動向

近年，セメント系固化材によって砂質土を固化処理しようとする動きが高まっており，その処理土の基本物性や室内・現場実験に関する研究成果が数多く報告されている。ここでは，最近の報文・文献を調査し，その動向をまとめている。また，これまでに得られたデータより，設計に用いるべき強度の設定に関する検討を行なっている。主な成果を以下に列挙する。

・室内配合試験により固化処理土の静的・動的特性が確認された。

・室内モデル実験や現場実験により，施工性，改良特性が把握された。

・液状化が予想されるゆるい砂地盤に対する実工事において固化工法を適用することができた。

（竹中土木）

参考文献

1）日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，改訂版（上巻），p. 450，1989

2）日本道路協会：道路震災対策便覧（震前対策編），p. 158，1988

3）土田　肇：振動により流動化した砂層が壁体に及ぼす圧力，土と基礎，Vol. 16，No. 5，pp. 3-10，1968

4）日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V耐震設計編，p. 30，1990

5）文献1）と同じ，p. 220

6）文献1）と同じ，p. 222

7）H. M. Westergaard: "Water Pressure on Dams During Earthquakes", Trans. of A. S. C. E., Vol. 98, 1933

8）土田，「地震により流動化した砂層が液体におよぼす力」，土と基礎，Vol. 16，No. 5，1968年

9）木村，「土の応力伝播」，鹿島出版会

10）「耐震地盤改良工法に関する共同研究報告書（その4），4.4固化工法による掘割道路の液状化対策の設計法に関する検討」；建設省土木研究所，他；平成元年8月

11）「道路橋示方書・同解説　V　耐震設計編」㈳日本道路協会；平成2年2月

12）「道路土工　擁壁・カルバート・仮設構造物工指針」；㈳日本道路協会；昭和61年11月

13）「共同溝設計指針」；㈳日本道路協会；昭和61年3月

14）「道路土工　軟弱地盤対策工指針」；㈳日本道路協会；昭和61年11月

15）日本道路協会：共同溝設計指針，pp. 52～80，1986

16）斉藤　聡，白井克己：セメント系硬化材による砂質地盤の改良に関する研究（その1）—室内改良土の強度特性(1)—，第22回土質工学研究発表会概要集，pp. 1933～pp. 1936，昭和62年6月

17）白井克己，斉藤　聡，奥村良介：セメント系硬化材による砂質地盤の改良に関する研究（その2）—室内改良土の

強度特性(2)—，第 23 回土質工学研究発表会概要集，pp. 2305～pp. 2306，昭和 63 年 6 月

18) 樋口洋平，赤間正幸，花圃　博，斉藤　章：ゆるい砂地盤における深層混合処理工法の研究，土木学会第 42 回年次学術講演会概要集，pp. 804～pp. 805，昭和 62 年 9 月

19) 小石川功，末次敬孝：砂質地盤の低強度改良と短繊維混合が改良土に与える影響について—室内配合試験—，土木学会第 44 回年次学術講演会概要集，pp. 734～pp. 735，平成元年 10 月

20) 馬場崎亮一，斉藤　聡，奥村良介：セメント系硬化材による砂質地盤の改良に関する研究(その 3)—改良土の三軸圧縮試験結果—，第 23 回土質工学研究発表会概要集，pp. 2307～pp. 2308，昭和 63 年 6 月

21) 馬場崎亮一，斉藤　聡，鈴木善雄：セメントにより改良された砂の静的強度変形特性，土木学会第 42 回年次学術講演会概要集，pp. 778～pp. 779，昭和 62 年 9 月

22) 小石川功，末次敬孝：小型深層混合処理機を用いた改良実験および改良土の動的特性について，土木学会第 45 回年次学術講演会概要集，pp. 418～419，平成 2 年 9 月

23) 畑中宗憲，鈴木善雄：セメントにより改良された砂のくり返し変形特性，土木学会第 42 回年次学術講演会概要集，pp. 780～pp. 781，昭和 62 年 9 月

24) 斉藤　聡，白井克己，奥村良介，小林由紀夫：砂地盤における混合処理工法の施行に関する室内実験，第 25 回土質工学研究発表会概要集，pp. 1955～pp. 1958，平成 2 年 6 月

25) 水野恭男，苗村康造，松本淳之介：深層混合処理工法による山砂の改良実験，第 23 回土質工学研究発表会概要集，pp. 2301～pp. 2304，昭和 63 年 6 月

26) 鈴木善雄，時任和哉，鈴木吉夫，馬場崎亮一：固化工法による耐液状化基礎地盤改良工法の適用事例，基礎工，pp. 87～pp. 95，1989.9

27) 鈴木善雄，時任和哉，鈴木吉夫，斉藤　聡，朝長　孝，山本光男：固化工法を用いた耐液状化基礎工法，建築技術，pp. 132～pp. 140，1988.08

28) 斉藤　聡，奥村良介，小林由紀夫，島　正憲：模型処理機による砂質地盤の改良実験，第 23 回土質工学研究発表会概要集，pp. 2309～pp. 2310，昭和 63 年 6 月

29) 白井克己，斉藤　聡，奥村良介，小林由紀夫：セメント系硬化材による砂質地盤の改良に関する研究(その 4)—模型処理機による改良実験—，第 24 回土質工学研究発表会概要集，pp. 1977～pp. 1976，平成元年 6 月

30) 宮北　啓，前川晴義，安田昭彦，関口秀雄：三軸応力下におけるセメント安定処理砂の力学特性，第 25 回土質工学研究発表会概要集，pp. 1947～pp. 1950，平成 2 年 6 月

31) CDM 研究会：設計と施工マニュアル，昭和 61 年 4 月

32) 噴射攪拌工法研究会：粉体噴射攪拌工法（DJM 工法）技術マニュアル，昭和 57 年

5．ま と め

5.1 締固め・排水工法グループ

(1) 概　　要

サンドコンパクションパイル工法に代表される締固め工法や，グラベルドレーン工法に代表される排水工法は，液状化対策工法としては実績の多いものであり，地盤自体の液状化を防止するという観点からの設計は，既に数多く実施されている。しかしながら，構造物を含めた液状化対策を考える場合，構造物によって液状化による被害形態も異なり，構造物の被害形態を考慮した対策工の設計を行なっていくことが重要と考えられる。

締固め・排水工法グループでは，盛土構造物と半地下構造物に対する液状化対策工法としての締固め工法およびグラベルドレーン工法の設計法を作成することを最終目標として，昭和 60 年度から平成元年度にわたって研究を実施してきた。

研究手法としては，振動台による模型振動実験，有限要素解析プログラムを使用した数値シミュレーションを主に使用した。また，締固めた地盤の改良効果の評価手法を検討するうえから，現場実験も実施した。

そして，これらの研究成果を踏まえて，平成元年度に，盛土構造物と半地下構造物に対する液状化対策としての締固め工法およびグラベルドレーン工法の設計法の提案を行なった。

(2) 全 体 計 画

表 5.1.1 に，昭和 60 年度から平成元年度までの実施内容の概要を示す。

各年度ごとの実施内容は，以下に示すとおりである。

昭和 60 年度は

① 文献調査

表5.1.1　研究の全体計画（締固め・排水工法グループ）

項目＼年度	昭和60年度	昭和61年度	昭和62年度	昭和63年度	平成元年度
1．現状の把握	↔				
2．グラベルドレーン工法・締固め工法の効果・適用性に関する振動台実験と解析	←	→	→	→	→
3．掘割道路に用いたグラベルドレーン工法のパラメトリックスタディ	←	→	→	→	
4．締固め地盤の原位置試験法に関する室内実験			←	→	→
5．締固め地盤の改良効果に関する実規模実験					↔
6．液状化対策としての締固め工法グラベルドレーン工法の設計法の作成		←	→	→	→

② グラベルパイルの間隙水圧予測プログラムの開発

③ 掘割道路の液状化対策としてのグラベルドレーンの利用に関する解析的検討

④ 掘割道路の液状化対策における締固め範囲の影響に関する実験的検討

を実施した。

昭和 61 年度は

① グラベルパイルに関する模型振動実験および数値シミュレーション

② グラベルパイルに関する間隙水圧比・排水量の予測法の検討

③ グラベルドレーンに関する掘割道路模型振動実験

④ 掘割道路の液状化対策としてのグラベルドレーンの利用に関する解析的検討（その 2)

⑤ グラベルドレーンの設計に用いる地震動の有効継続時間・等価繰返し回数に関する検討

を実施した。

昭和 62 年度は

① グラベルパイルに関する模型振動実験および数値シミュレーション（その 2)

② 新素材のドレーン材としての適用性に関する調査

③ グラベルマットの透水係数の影響に関する浸透流解析

④ 掘割道路の液状化対策としての締固め工法の利用に関する実験的検討

⑤ 締固めた地盤の改良効果の評価手法に関する実験的検討

を実施した。

昭和 63 年度は

① 掘割道路の地震時浮上がりの判定法に関する検討

② 掘割道路周辺地盤に締固め改良を行なった場合の効果に関する解析的検討

③ 締固めた地盤の改良効果の評価手法に関する実験的検討（その 2)

④ 掘割道路の液状化対策としてのグラベルドレーンの利用に関する解析的検討（その 3)

を実施した。

また，本研究の最終年度にあたる平成元年度では

① 締固めた地盤の改良効果の評価手法に関する実験的検討（その 3)

② 締固めた地盤の改良効果の評価手法に関する実規模実験

③ 掘割道路の浮上がりに関する模型振動実験

④ 掘割道路の地震時浮上がりに関する浸透解析

⑤ 掘割道路の地震時浮上がりに関する動的応答解析

を実施した。

さらに，これまでの研究成果をまとめるかたちで，

⑥ 液状化対策としての締固め工法・排水工法の設計法の提案

⑦ 「耐震地盤対策工マニュアル」の作成

を行なった。

なお，設計法の検討に当たっては，昭和61年度より，概略の設計フローの検討などを行ない，次年度以降の研究内容にフィードバックしていった。

(3) 各年度の研究成果

各年度ごとに得られた研究成果を以下に示す。

(昭和60年度)

耐震地盤改良工法としての締固め工法，グラベルドレーン工法について，今年度は文献調査，有限要素解析，小型振動台実験を行なった。その結果明らかになったことを以下に示す。

① グラベルパイルによる地震時の間隙水圧の消散を考える場合にグラベルドレーンの透水係数を無限大と考えることは地震中の間隙水圧を過小に評価することになる。この影響はグラベルドレーン長が長いほど大きい。

② 掘割道路の液状化対策としてグラベルドレーン工法を用いる場合，掘割道路のまわりにグラベルドレーンを設置するだけでは不十分であり，掘割道路直下の地盤中に柱状のグラベルドレーンを設置する必要がある。この柱状のグラベルドレーンは掘割道路底面に作用する浸透水力に起因する揚圧力を減少させる効果があり，掘割道路の液状化による浮上がりを防止することができる。

③ 周辺地盤の液状化による掘割道路の浮上がりを防止するために締固め工法を用いる場合，掘割道路の直下の液状化層を全て締固めると効果が大きい。

(昭和61年度)

液状化対策工法としての締固め工法，グラベルドレーン工法について，昭和61年度は模型振動台実験，有限要素解析，地震外力パラメータの分析を行なった。その結果得られた成果を以下に示す。

① 昭和60年度に開発したグラベルドレーンに対する間隙水圧予測プログラムは，工学的に十分な精度で活用することができる。

② グラベルパイルの排水機能を表わす無次元パラメータを明らかにし，間隙水圧比・排水量に対する設計図表を作成した。

③ 掘割道路に対してグラベルドレーン工法を用いる場合，昭和60年度の解析的検討より明らかとなった側方にもグラベルドレーンを設けることの有効性が，模型実験からも確認できた。

④ 掘割道路に対してグラベルドレーン工法を用いる場合，掘割道路幅によって対策効果が異なることが，模型実験および解析より明らかとなった。

⑤ グラベルドレーンの設計で用いる地震動に関するパラメータ，すなわち有効継続時間，等価繰返し回数について，マグニチュードの関数として表わした図表を作成した。

(昭和62年度)

液状化対策工法としての締固め工法，グラベルドレーン工法について，62年度は，(i)グラベルパイルに関する模型振動実験，(ii)新素材のドレーン材としての適用性に関する調査，(iii)掘割道路の液状化対策としてのグラベルドレーンの利用に関する有限要素解析によるパラメトリックスタディ，(iv)掘割道路液状化対策としての締固め工法の利用に関する模型振動実験，(v)締固めた地盤の改良効果に関する既往の文献調査と室内実験の5つの項目を中心に，研究を進めた。その結果得られた成果を以下に示す。

① グラベルパイルの効果はウェルレジスタンスによって異なることを明らかにし，設計ではウェルレジスタンスを考慮できる手法を用いる必要があることを指摘した。また，開発した解析プログラム「AXPORE」の妥当性が今回の実験からも確認された。

② グラベルマット部を新素材の耐圧パイプと砕石の複合体とすることにより，幅の広い構造物に対してもグラベルドレーン工法の適用性が高くなることを指摘した。今後，複合体としての透水係数の評価が重要である。

③ グラベルドレーンを打設した掘割道路周辺の地震時間隙水圧分布を地震応答解析により予測する場合，掘割道路および周辺地盤の応答特性によって間隙水圧分布は影響される。従って，詳細に間隙水圧分布を予測する必要がある場合には，各モデルごとに地震応答解析を実施し，間隙水圧値を求めるのが適当である。

④ 掘割道路側面を締固め改良した場合の浮上がり抑制効果を，模型振動実験及び残留変形解析により確認し，改良範囲が大きくなると浮上がり量は減少することを明らかにした。また，無対策の場合には，液状化層厚が小さくなると浮上がり量が減少し，これは，砂のまわり込みが起こりにくくなるためと考えている。

⑤ 締固めた地盤では静止土圧係数 K_0 が増加傾向があることが文献調査より明らかになった。また，K_0 値が変化する場合には，N 値と有効平均主応力 $\sigma v'$ が相対密度 Dr を推定する上でよい指標となることを示した。今後この点を反映した締固めた地盤の液状化強度予測手法を確立する必要がある。

(昭和 63 年度)

液状化対策工法としての締固め工法，グラベルドレーン工法について，昭和 63 年度は，(i)掘割道路の地震時浮上がり判定法に関する検討，(ii)掘割道路周辺地盤に締固め改良を行なった場合の効果に関する解析的検討，(iii)締固めた地盤の改良効果の評価手法に関する実験的検討 (その 2)，(iv)掘割道路の液状化対策としてのグラベルドレーンの利用に関する解析的検討 (その 3) の 4 つの項目を中心に，研究を進めた。その結果得られた成果を以下に示す。

① 浮上がり安全率 Fu による方法と円弧すべり面を仮定した安定計算に基づく円弧すべり安全率 Fs による方法で，模型振動実験の浮上がり時の値を評価した結果，Fu および Fs はそれぞれ 0.9，1.0 程度であることがわかった。さらに，掘割道路模型の浮上がり量との対応が，Fs の方がよく，これは土砂のまわり込みを考慮できるためと考えている。

② 掘割道路周辺を締固め改良した時の浮上がり安全性の検討として，浮上がり安全率 Fu と円弧すべり安全率 Fs を算定したが，締固め改良幅で掘割道路幅を大きくした場合に，Fu よりも Fs が大きく変化する。この原因としては，改良幅を大きくした場合は締固め部の変形抵抗が考慮され，道路幅を大きくした場合は土砂の回り込みが生じにくくなる状況が表され，いずれも Fu よりも Fs の方がより明確に締固め改良の効果を表すものと考える。

③ 昭和 63 年度に用いた浅間山砂に対しても，昭和 62 年度に用いた豊浦砂とほぼ同様の結果として，(i) K 値が一定の場合には，N 値～$\sigma v'$～Dr は良い相関を示すこと，(ii)Dr，$\sigma v'$ がほぼ同一の場合でも，K 値が大きいほど N 値も大きくなること，(iii) K 値が種々変化すると考えられる場合は，N 値と $\sigma m'$ が

Dr を推定するうえでのよい指標となると思われることを確認した。

④ 掘割道路周辺の液状化対策としてグラベルドレーン工法を用いた際の対策効果に及ぼす要因に関して，(i)地下水位が深くなるとグラベルドレーンのない場合で浮上がり安全率が小さくなり，グラベルドレーンのある場合で逆の傾向を示す，(ii)道路幅が大きくなると，グラベルドレーンのない場合で浮上がり安全率が大きくなり，グラベルドレーンのある場合でその逆の傾向を示す。(iii)側壁高が大きくなると，グラベルドレーンのない場合およびある場合ともに浮上がり安全率が大きくなる，ということがわかった。

⑤ 掘割道路周辺の液状化対策としてのグラベルドレーン工法を用いた際の対策効果に及ぼす要因に関して，(i)基盤加速度が小さくなるほど浮上がり安全率が大きくなる，(ii)砂層の透水係数が小さいほど，砕石の透水係数が大きくなるほど，浮上がり安全率が大きくなる，(iii)地盤の N 値が大きくなるほど浮上がり安全率が大きくなるが，液状化強度曲線の傾きの影響は余りない。

⑥ 昭和63年度まで得られた成果をもとに，半地下構造物に対する締固め工法の設計法の概略フローを作成した。

（平成元年度）

液状化対策としての締固め工法，グラベルドレーン工法について，今年度は，(i)締固めた地盤の改良効果の評価手法に関する実験的検討（その3），(ii)締固めた地盤の改良効果の評価手法に関する実規模実験，(iii)掘割道路の浮上がりに関する模型実験，(iv)掘割道路の浮上がりに関する浸透解析，(v)掘割道路の地盤時浮上がりに関する動的応答解析，の5つの項目を中心に，研究を進めた。さらに，今年度までに実施した研究により得られた成果，および，設計法の検討をまとめ，(vi)設計法の提案，としてまとめた。

今年度の検討により得られた成果を以下に示す。

① 大きさの異なる圧力土槽を用いて，締固めた地盤の応力状態と N 値に関する実験を実施した結果，供試体の半径が小さいと貫入の影響が供試体側面の圧力境界までおよぶため，実地盤より N 値が小さくなることがわかった。

② 実規模の地盤締固め実験を実施した結果，締固めた地盤では，未改良地盤と比較して，N 値とともに静止土圧係数 K_0 も増加することを確認した。しかし，K_0 の算定に必要な側方土圧は測定方法によりバラツキが大きく，妥当な値の算定方法については今後さらに検討する必要がある。

③ 掘割道路の浮上がりに関する模型実験を実施し，浮上がり安全率 Fu は，浮上がりの有無を判定する指標として有効であることを確認した。また，掘割道路の周辺地盤が液状化すると，地盤が変形しなくても間隙水の移動によって掘割道路のみが浮き上がる可能性のあることが明らかとなった。

④ 実規模の掘割道路の浮上がりに対する検討を浸透解析により実施し，過剰間隙水圧の伝播によって掘割道路のみが浮上がる場合の浮上がり量と，締固め対策を行なった場合のその規模に応じた掘割道路の浮上がり対策効果は，浸透解析を用いた方法により計算できることがわかった。

⑤ 砕石ドレーンを掘割道路周辺地盤の液状化対策として用いた場合の円弧すべり安全率を動的応答解析の実施により算定し，簡易的に評価する浮上がり安全率との比較を行なった。その結果，円弧すべり安全率と浮上がり安全率に及ぼす諸条件の影響はほぼ同様に表れるため，砕石ドレーンの効果の評価には，

簡易な浮上がり安全率で円弧すべり安全率の増加量をある程度予測できることがわかった。ただし，今回の検討条件では，入力加速度が大きいと簡易法と動的応答解析の浮上がり安全率はほぼ一致するが，入力加速度が小さいと簡易法の方が浮上がり安全率が大きくなり危険側に評価された。

⑥ 今年度までに実施した実験的，解析的研究より得られた成果，および，設計法の検討をまとめ，盛土構造物と半地下構造物を対象とする液状化対策工法としての締固め工法およびグラベルドレーン工法の設計法について，設計法（案）としてまとめた。さらに，その適用にあたっての留意事項について述べた。

（間　　組）

5.2 固化工法グループ

本ワーキンググループにおける共同研究は今年度が最終年度となるため，ここではこれまでの研究成果を述べる。

(1) 固化工法を用いた場合の液状化防止効果を，2次元有限要素応答解析や小型及び中型模型振動実験により明らかにした。

(2) 改良形式や改良位置の違いによる，固化工法の改良効果の差異を，上記解析・実験により明らかにした。

(3) 格子状改良形式について，格子間隔と格子内未改良地盤の液状化防上効果を，3次元動的応答解析と中型模型振動実験により明らかにした。

(4) 盛土や掘割道路の側面を固化工法により改良した場合の液状化の抑止効果を，中型模型振動実験により明らかにした。

(5) 等価線形応答解析と累積損傷度理論を組み合わせて，発生する過剰間隙水圧を検討することにより，対策工法の評価が可能であることが確認された。

(6) 地震動により地震が液状化していく過程における，固化改良体に作用する土圧外力や位相関係を，中型模型振動実験により明らかにした。

(7) これまで得られた研究成果を基に，掘割道路および盛土における，液状化対策としての固化工法の設計法を構築した。

(8) 固化工法を用いた設計法の検証を，動的遠心模型載荷実験および大型模型振動実験を用いて実施した。

(9) 固化工法により改良された砂地盤の力学特性を検討し，粘性土の改良土と同程度の強度が得られることが判った。

(10) 砂地盤を固化工法で改良する場合の施工方法や改良効果を，既往資料や具体的事例を用いて検討を行ない，実用化の見込みが高いことを明らかにした。

（竹中土木）