



耐震地盤改良工法に関する 共同研究報告書（その3）

昭和63年12月

建設省土木研究所
機械施工部動土質研究室

(株)	間			組
東	急	建	設	(株)
不	動	建	設	(株)
(株)	大	林		組
(株)	竹	中	工	務
				店

Copyright ©(1989)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

耐震地盤改良工法に関する 共同研究報告書（その3）

建設省土木研究所機械施工部動土質研究室長 古 賀 泰 之
(株)間組技術本部技術企画課長 辻 田 満
東急建設(株)技術研究所土木研究部長 黒 田 栄 三
不動建設(株)特殊工法事業部研究室長 水 野 恭 男
(株)大林組技術研究所土木第2研究室長 西 林 清 茂
(株)竹中工務店特殊構造本部専門部長 津 吉 秀 一

(いずれも代表者のみを記す)

要旨：耐震地盤改良工法に関する共同研究報告書（その3）

本報告は、建設省土木研究所と上記5社との共同研究として昭和60年度から昭和63年度までの予定で研究を進めている「耐震地盤改良工法に関する研究」について、昭和62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。

ここでは、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、固化工法、および排水補強杭工法をとりあげ研究の対象としている。本共同研究ではこれら4工法を3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，排水補強杭，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。本共同研究は、各課題とも昭和63年度末まで4年間の計画となっており、本報告書はその内昭和62年度分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、数多くのご協力を賑わった建設省土木研究所企画課及び関係各位、ならびに(財)土木研究センターに対して感謝の意を表すものである。

昭和63年12月

建設省土木研究所動土質研究室長	古 賀 泰 之
(株)間組技術本部技術企画課長	辻 田 満
東急建設(株)技術研究所土木研究部長	黒 田 栄 三
不動建設(株)特殊工法事業部研究室長	水 野 恭 男
(株)大林組技術研究所土木第二研究室長	西 林 清 茂
(株)竹中工務店特殊構造本部専門部長	津 吉 秀 一

耐震地盤改良研究会名簿（昭和62年度）

氏 名	所 属	締 固 め 排水工法 W. G.	固化工法 W. G.	排水補強 杭 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	○	○	○
伊 藤 良 弘	〃 研 究 員			○
古 関 潤 一	〃 〃	○	○	○
唐 沢 安 秋	〃 動土質研究室		○	
森 下 義	〃 〃		○	
島 津 多賀夫	〃 〃			○
鷺 田 修 三	〃 〃	○		
辻 田 満	(株)間組技術本部技術企画課長	○		
大 野 睦 雄	〃 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部研究員	○		
黒 田 栄 三	東急建設(株)技術研究所土木研究部部長			○
岡 本 正 広	〃 主任研究員			○
越 智 健 三	〃 研 究 員			○
遠 藤 修	〃 〃			○
水 野 恭 男	不動建設(株)特殊工法事業部研究室長		○	
川 上 高 弘	〃 機械センター所長		○	
磯 田 知 広	〃 開 発 室 長		○	
中 角 功	〃 開 発 室		○	
榎 田 実	〃 研 究 室		○	
西 林 清 茂	(株)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		○	
松 田 隆	〃 土木第五研究室		○	
伊 藤 浩 二	〃 〃		○	
津 吉 秀 一	(株)竹中工務店特殊構造本部専門部長		○	
鈴 木 善 雄	竹中技術研究所主任研究員		○	
鈴 木 吉 夫	〃 〃		○	
畑 中 宗 憲	〃 研 究 員		○	
山 本 光 起	(株)竹中工務店特殊構造本部		○	
奥 村 良 介	(株)竹中土木技術本部係長		○	

目 次

まえがき

名 簿

1. 研究目的	1
2. 研究開発の全体計画およ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 排水補強杭工法グループ	6
2.4 耐震地盤改良研究会	8
3. 締固め・排水工法グループの研究成果	9
3.1 概 説	9
3.2 グラベルパイルに関する検討（その2）	10
3.2.1 模型振動実験	10
3.2.2 模型振動実験結果の解析的検討	12
3.2.3 ま と め	12
3.3 新素材のドレーン材としての適用性に関する調査	13
3.3.1 目 的	13
3.3.2 ドレーン材としての要求性能による検討	13
3.3.3 砕石を利用した場合との比較	15
3.3.4 ま と め	17
3.4 グラベルマットの透水係数の影響に関する浸透流解析	17
3.4.1 解 析 目 的	17
3.4.2 解 析 方 法	18
3.4.3 解 析 結 果	19
3.4.4 ま と め	20
3.5 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	30
3.5.1 模型振動実験	30
3.5.2 残留変形解析	35
3.5.3 ま と め	39

3.6 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	40
3.6.1 背景	40
3.6.2 既応の地盤調査結果	40
3.6.3 改良地盤における地盤調査結果	48
3.6.4 圧力土槽を用いた室内実験	55
3.6.5 まとめ	59
3.7 締固め・排水工法の設計法に関する検討	59
3.8 全体のまとめ	61
3.9 今後の課題および次年度研究計画	61
4 固化工法グループの研究成果	64
4.1 概説	64
4.2 等価線形応答解析法を用いた模型振動実験の数値シミュレーション	64
4.2.1 解析目的	64
4.2.2 解析内容	64
4.2.3 解析方法	64
4.2.4 解析結果	69
4.2.5 まとめ	81
4.3 掘割道路の両脇を改良した固化体に作用する動的外力に関する実験的検討	82
4.3.1 目的	82
4.3.2 検討方法	82
4.3.3 検討結果	84
4.3.4 まとめ	133
4.4 盛土の両脇を固化改良した模型振動実験（その3）	134
4.4.1 実験目的	134
4.4.2 実験内容	134
4.4.3 実験方法	136
4.4.4 実験結果	142
4.4.5 まとめ	164
4.5 固化工法による液状化対策の設計法に関する検討	165
4.5.1 概説	165
4.5.2 設計法の概要	165
4.5.3 課題と今後の予定	166
4.6 固化工法の施工法に関する検討	166
4.6.1 砂地盤を対象とした固化工法の施工実績	166

4.6.2	液状化対策工法と改良パターンの比較検討	170
4.6.3	コストスタディ	172
4.6.4	ま と め	175
4.7	全体のまとめ	175
4.7.1	設計法に関して	175
4.7.2	施工法に関して	176
4.8	今後の課題および次年度研究計画	176
5.	排水補強杭工法グループの研究成果	178
5.1	概 説	178
5.2	棒状補強材の補強効果	179
5.3	棒状補強材を挿入した砂の直接単純せん断試験	183
5.3.1	目 的	183
5.3.2	試 験 方 法	183
5.3.3	試験結果及び考察	186
5.4	排水補強杭工法に関する振動台模型実験	188
5.4.1	実 験 目 的	188
5.4.2	実 験 方 法	188
5.4.3	実験結果および考察	195
5.4.4	ま と め	204
5.5	排水補強杭工法の設計法	205
5.6	排水補強杭工法の施工法	205
5.7	全体のまとめ	207
5.8	今後の課題および次年度研究計画	209
5.8.1	今後の課題	209
5.8.2	次年度研究計画	209
6.	ま と め	211
6.1	締固め・排水工法グループの研究成果	211
6.2	固化工法グループの研究成果	211
6.3	排水補強杭工法グループの研究成果	211

1. 研究目的

過去の地震における各種構造物の地震被害の多くは、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) 小径パイル砂地盤中に多数削孔施工することにより液状化対策とすること。このために、パイルの施工密度と液状化防止効果の関係を確認し設計法を確立すること、このような小径パイルを多数迅速に施工する機械の開発が必要である。

(3) (1)(2)等の工法を、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

本共同研究では、上述したような個々の技術の開発とともに、本共同研究で積極的に研究対象としなかった技術についてもその適用性を評価し、本共同研究の成果と合わせて、「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、及びそれらが組合わされたものを対象としている。

(2) 全体計画

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) 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

グラベルドレーン工法，締固め工法の効果・適用性を評価するため，構造物の幅，ドレーン配置，改良範囲などに着用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地盤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試験

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試験を実施する。

表2.1.1 研究の全体計画（締固め・排水工法グループ）

項 目 \ 年 度	60	61	62	63
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試験		←→		
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		←→		

4) 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)～3)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作成する。

(3) 62年度研究項目

- 1) グラベルパイルに関する検討 (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グラベルドレーンの利用に関する解析的検討 (その 3)
- 5) 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検討
- 6) 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
- 7) 締固め・排水工法の設計法に関する検討

(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) 砂層の液状化対策あるいは軟弱粘性土層の耐震対策として, 固化工法を用いる場合の耐震設計法を作成すること。
- 2) 既設の掘割道路や盛土の直下に液状化の可能性のある砂層あるいは軟弱粘性土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, 固化工法とは現地盤をセメントで現地混合固化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。

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, 施工法研究のためのワーキンググループを設け,

- ① 格子改良形式の耐震効果, 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的能力調査
- ④ 砂質改良土の力学的性質に関する調査

に主眼を置いて研究した。

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			
	60	61	62	63
(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. 振動台実験および解析による効果の確認 4. 模型機的设计・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. 試作機的设计・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、遠心力载荷実験、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	←→	←→ ←→ ←→	←→	←→

(昭和60年度研究報告書より抜粋)

(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、今年度は主に以下のような内容について実施した。

1) 模型実験結果の数値シミュレーション解析

- ① 3次元有限要素応答解析(TLUSH)による格子改良形式の効果把握
- ② 掘割および盛土模型の2次元等価線形応答解析(FLUSH)と累積損傷度理論による固化工法の液状化抑止効果の把握

2) 盛土模型振動台実験

盛土ののり尻部分の地盤に深層混合処理を行った場合の耐震対策効果の調査

3) 深層混合処理工法の設計法に関する検討

- ① 設計法の概略骨子案の作成と試算検討
- ② 実験結果にもとづく設計用動的外力の検討

4) 深層混合処理工法の施工法に関する検討

- ① 砂地盤を対象とした深層混合処理工法の施工実績調査
- ② 各種液状化対策工法と改良パターンの比較検討

(大 林 組)

2.3 排水補強杭工法グループ

(1) 全体計画

排水補強杭工法グループの全体計画の概略を表2.3.1に示す。この計画は、昨年までの研究結果を考慮して、いままでの研究内容について多少変更を加えた。

その主な項目は以下の通りである。

① 棒状補強材による補強効果に関する基本原理について

棒状補強材を挿入した土の補強効果を明らかにする。本共同研究で対象としている既設の構造物の耐震補強を考える場合、その構造物の直下を改良する必要がある。そのためには地表面より補強材を傾斜打設する必要があることから、まず簡単な単純せん断モデルについての鉛直に打設した場合について検討を行い、次に、傾斜打設した場合の補強効果について理論的考察を行う。

ついで、有限要素解析による簡易モデルの検証を行う。

② 棒状補強材による補強効果に関する室内要素試験

排水補強杭工法の液状化防止対策としての有限性をまず室内の要素試験から把握する。そのため、排水機能のない補強材による補強効果に関して、以下の実験を行い、棒状補強材による補強効果について実験的に検討する。

表2.3.1 全体計画（排水補強杭工法グループ）

年度	基本原理	室内要素試験		模型振動台実験		数値解析	設計法	施工法
		ねじり単純せん断	直接単純せん断	せん断土槽	中型土槽			
60	・単純せん断モデル	・棒状補強材による基本的補強効果の把握 ・鉛直打設 ・豊浦砂		・水平地盤 ・補強材の種類 ・補強率 ・水 ・排水効果に与える相似則 ・グリセリン ・水平地盤				
61	・鉛直打設による補強効果	・砂の種類による補強効果の把握 ・浅間山砂					・設計法の骨格	・施工法の概略
62	・傾斜打設角度による補強効果		・傾斜打設角度の影響 ・ $i=0^{\circ}, \pm 15^{\circ}$ ・豊浦砂		・掘削道路を対象 ・豊浦砂 ・鉛直打設		・設計法の骨格	・排水補強杭の構成例 ・施工手順
63			・補強材の伸びひずみ ・定着係数		・盛土構造物を対象 ・改良範囲、補強率 ・補強材の種類 ・傾斜打設	・棒状補強材の補強効果 ・振動台実験結果の数値解析	・掘削道路、盛土等の構造物を考慮	・施工機械の選定

- ・ねじり単純せん断試験：棒状補強材を鉛直に打設した場合の補強効果
- ・大型二方向単純せん断試験：棒状補強材を傾斜打設した場合の補強効果

また、①によって理論的に導かれた補強材の補強効果と比較して、理論値の妥当性について検証する。

- ③ 掘割道路・盛土の耐震地盤改良工法としての排水補強杭工法の材料特性、充填率、および改良範囲に関する振動台模型実験

排水補強杭工法を掘割道路・盛土の耐震対策として用いる場合に必要とされる改良の程度（杭材の種類・充填率・配置方法）・範囲などについて模型振動台実験を行って検討するとともに、数値解析によってそれらの最適な方法を選定する。

- ④ 排水補強杭工法の液状化対策としての設計法の作成

排水補強杭工法を掘割道路・盛土の液状化対策として用いる場合、それら構造物の存在を考慮した実用的な設計法を確立する。

- ⑤ 排水補強杭工法で改良した地盤の動的土質定数の評価法

耐震対策として施工された排水補強杭工法の補強効果を、原位置調査から耐震性の評価が可能なような評価法について研究する。

- ⑥ 施工法の開発

細長比の高い補強杭を効率よく、かつ経済的に打設可能な施工法を開発する。

(2) 今年度の研究の概要

昭和 62 年度の研究項目は、以下の通りである。

- ① 棒状補強材の基本原理と補強効果について

昨年度までは、棒状補強材による補強効果に打設した場合について検討していたが、本共同研究で対象としている掘割道路、あるいは盛土構造物の耐震補強として排水補強杭工法を適用するには、これらの構造物が既設の場合には、地表面より排水補強杭を傾斜打設して、構造物の直下を改良する必要がある。

この場合、補強材の傾斜打設角度は、施工機械の性能からも制限されるが、適切な打設角度を決定する必要があることから、解析的に検討を加えた。

- ② 棒状補強材を挿入した砂の直接単純せん断試験

昨年度までの研究では、繰返しねじりれん断試験機を用いて棒状補強材が鉛直に打設された場合の補強効果に関して検討してきた。しかし、棒状補強材の補強効果に関する理論的検討においては、静的な一方向へのせん断で、かつ、排水条件であることから、非排水繰返し条件とは異なる。そこで、今回、供試体直径 30 cm、高さ 15 cm の大型直接単純せん断試験機を用いて、理論上の諸条件を考慮するとともに、傾斜打設による補強効果について実験的に検討した。

- ③ 排水補強杭工法に関する振動台模型実験

昨年度までの研究では、水平地盤に排水補強杭工法を適用した場合の改良効果について、せん断土槽を用いた振動台模型実験を行って検討してきた。今年度は、半地下構造物を対象とした耐震地盤改良工法として排水補強杭工法を適用する場合の補強効果を把握する目的で、中型土槽を用いて振動台模型実験を行った。

- ④ 排水補強杭工法の設計法の考察

排水補強杭工法のメカニズムや実験の効果に関する考察や結果を踏まえ、この工法を掘割道路や盛土の耐震対策として用いる場合の設計法について、概略考察を加えた。

⑤ 排水補強杭工法の構成例および施工手順

排水補強杭を形成する芯材の特性、すなわち補強材の剛性、形状、あるいは補強材周面の摩擦拘束度合などが補強効果に与える影響が大きく、現在まだ、適切にそれらを決定できるような状態までに至ってはいないが、今年度は、排水補強杭の各種構成例や排水補強杭工法の施工手順に関して、概略検討を加えた。

(東 急 建 設)

2.4 耐震地盤改良研究会

耐震地盤改良研究は、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取りまとめを行う。

研究会の62年度における活動は以下のようであった。

- (1) 62年度における各ワーキンググループの研究計画・研究成果についての意見交換
- (2) 62年度における研究成果の全体的な取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的として、昭和 60 年度より研究開発を進めている。

本年度は、以下の項目について検討を実施した。

① グラベルパイルに関する検討（その 2）

昨年度に引続き、グラベルドレーンの排水効果に関する基本的な特性を把握し、かつ設計法確立のための基礎資料とする目的で、1 本のグラベルドレーン（これをグラベルパイルと呼ぶ）に関する模型振動実験を実施した。本年度は、特に、ウェルレジスタンスの影響に着目し、昨年度の実験に用いた土槽の 2 倍の高さの土槽を用いて実験を実施した。

② 新素材のドレーン材としての適用性に関する調査

近年、各種の高分子化合物等を材料とした高い透水性を持つパイプやシートが、排水・圧密促進のためのドレーン材として用いられている。そこで、これらの材料をドレーン材として活用できるか否かについて、調査・検討を行った。

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

②の検討結果をもとに、グラベルマット部に新素材を用いた場合に可能と思われる透水係数を用いて、実規模掘割道路に対し地震時の間隙水圧分布を有限要素解析により求め、浮上り安全率の検討を行った。

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）

昨年度に引続き、グラベルドレーンの配置を一樣とした場合、掘割道路に対するグラベルドレーン工法の対策効果に及ぼす道路幅、側壁高さ、地下水位等の影響を解析的に検討するため、実規模モデルに対する有限要素解析を実施した。なお、検討結果の詳細は、次年度に報告する。

⑤ 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検討

掘割道路の液状化対策として締固め工法を利用する場合に対し、地盤の液状化層厚および掘割道路側方の地盤を締固め改良した場合の改良範囲が、掘割道路の地震時浮上り特性に及ぼす影響を調べるため、模型振動実験と、残留変形解析による実験のシミュレーションを実施した。

⑥ 締固めに地盤の改良効果の評価手法に関する実験的検討

締固めた地盤の液状化対策としての改良効果の評価手法を検討するため、既存の地盤調査結果の整理を行った。その結果、締固めた地盤では N 値とともに静止土圧係数が増加する傾向が明らかになった。そこで、 N 値に及ぼす静止土圧係数の影響を把握するため、室内実験を実施した。

⑦ 締固め・排水工法の設計法に関する検討

これまでの検討結果を踏まえ、締固め工法および排水工法を掘割道路や盛土の液状化対策として用いる場合の設計法について検討を進めた。

3.2 グラベルパイルに関する検討（その2）

3.2.1 模型振動実験

(1) 実験目的

昨年度、グラベルドレーン単体（以下グラベルパイルと呼ぶ）に対する模型振動実験を実施し、液状化対策としてのグラベルドレーンの有効性とドレーンのウェルレジスタンスを考慮した解析コード「AXPORE」の妥当性を実証した。本年度は、引き続きグラベルドレーン径およびドレーンの透水性のドレーン周辺地盤の過剰間隙水圧への影響、すなわちウェルレジスタンスの影響を実験的に確認することを目的としている。

(2) 実験方法

今回の実験に用いた土槽は、内径 375 mm、高さ 2,000 mm の円筒型せん断土槽であり、昨年度実施した実験と比較して 2 倍の高さである。図 3.2.1 に、模型の概要と計器の設置位置を示す。

グラベルパイルの碎石としては、碎石 6 号および 7 号を使用し、砂層部は豊浦標準砂を用いた。砂層部は、砂を水中落下させた後、タンパーを用いて締固めた。その結果作成された砂層部の相対密度は 70～78% となった。加振は、入力波として 2 Hz の正弦波を用い、加振時間は 6 sec である。なお、今回の実験では、グラベルパイル材に碎石 6 号を用いたケースで、目詰りの恐れがあるため碎石をナイロンストッキングにより覆う形で模型地盤内に設置した。

今回の実験ケースの一覧を表 3.2.1 に示す。表中のケース 3 から 6 が、今回新たに実施したものである。ここに、ケース 4 はケース 2 に対してグラベルパイル長を 1 m から 2 m に変化させ、パイル長の影響をみようとしたものであり、ケース 5 および 6 はケース 4 に対してパイル径やパイル材が異なるものでパイル径や

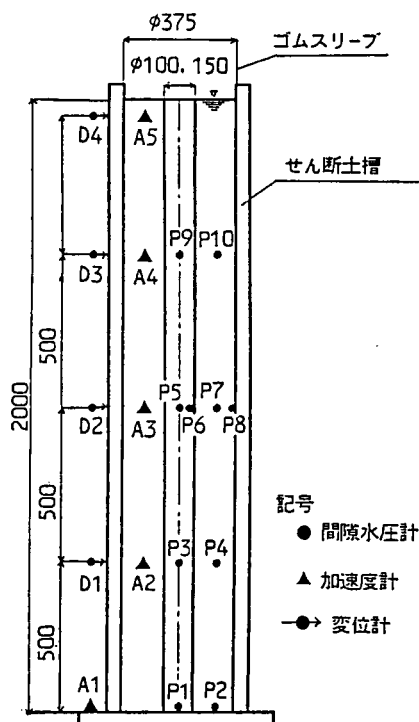


表3.2.1 実験ケースの一覧

ケース	ドレーンの有無	ドレーン用碎石	土槽高さH (m)	ドレーン径 2a (cm)	砂層部の相対密度 (%)	台加速度 (gal)	備考
1	無	—	1.0	—	82	90	既の実施
2	有	7号碎石	1.0	10	79	87	既の実施
3	無	—	2.0	—	74	77	
4	有	7号碎石	2.0	10	77	77	
5	有	7号碎石	2.0	15	70	81	
6	有	6号碎石	2.0	10	78	77	ナイロンストッキング有

図3.2.1 模型土槽の概要

パイル材の透水係数の影響をみようとするものである。

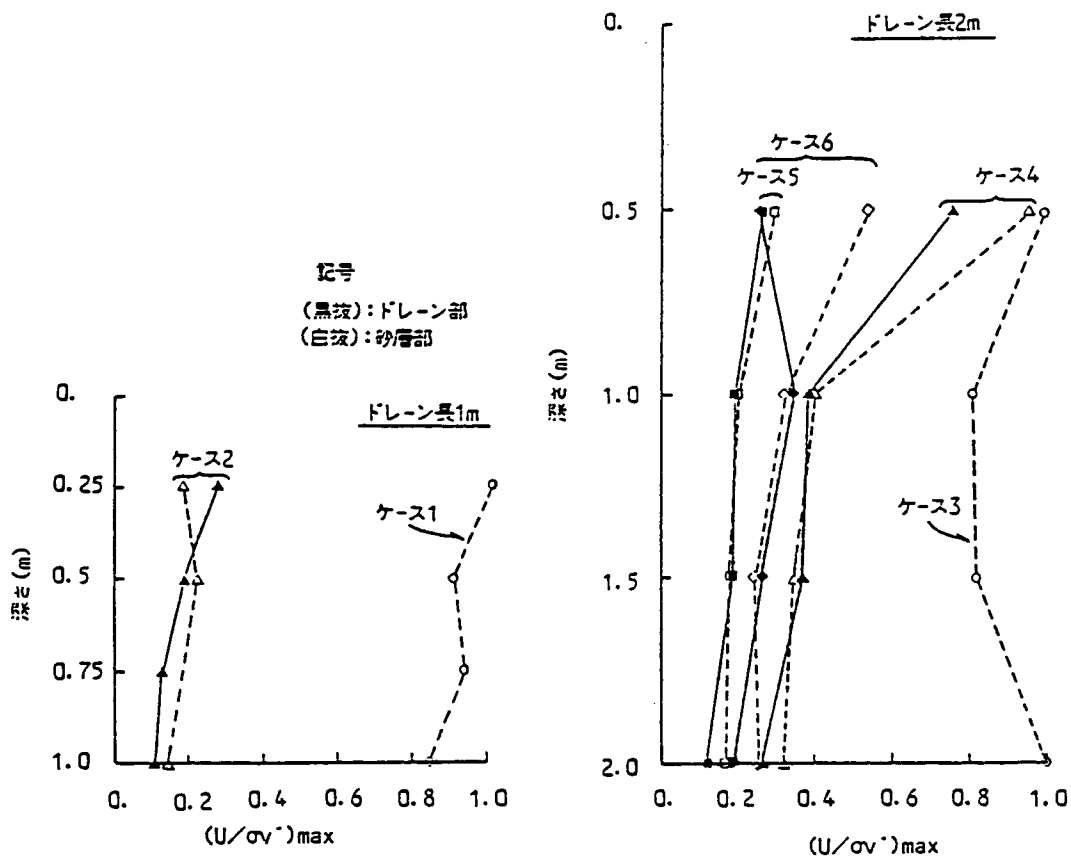
(3) 実験結果

ケース1～6に対するドレーン部および砂層部の最大間隙水圧比 $(u/\sigma'_v)_{\max}$ の深度分布を図3.2.2に示す。

図3.2.2をみると、ドレーンがないケース1および3では全層にわたってほぼ液状化状態に至っていることがわかる。一方、ドレーンを設けたケース2, 5, 6については、最大間隙水圧比が全層で0.4以下であり、液状化には至っていない。また、ドレーンを設置したケース4では、上層部約50 cmでドレーン内の間隙水圧比でみても0.7を超えており、液状化に近い状態にあるものと考えられる。

図3.2.3に、ケース1～4における測点 P_1 の間隙水圧比の時間的变化を示すが、土槽底面においてもケース4の間隙水圧比はケース2に比較して2倍以上に上昇しており、グラベルドレーンの効果がケース2よりもケース4の方が低下していることを示している。ケース4はケース2に比してドレーン長が2倍となっており、吉国のウェルレジスタンス係数¹⁾では4倍である。また、ケース2と4で他の条件は同一である。このことは、グラベルドレーンの効果がウェルレジスタンスによって異なりドレーン長が長くなるほどグラベルドレーン効果が小さくなることを示している。したがって、このような場合には、ウェルレジスタンスを考慮する手法によって設計を行う必要がある。

図3.2.4に、ドレーン長が2 mの場合(ケース3～6)の測点 P_1 の間隙水圧の時間的变化を示す。ケース4および5で加振後1秒付近で間隙水圧が大きくなっており、現在この理由は明らかでないが、その後水圧が



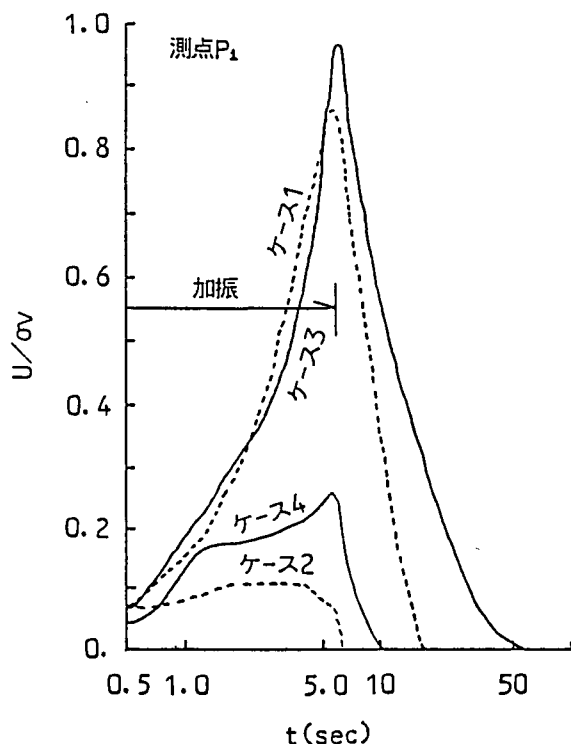


図3.2.3 間隙水圧比の時間的变化

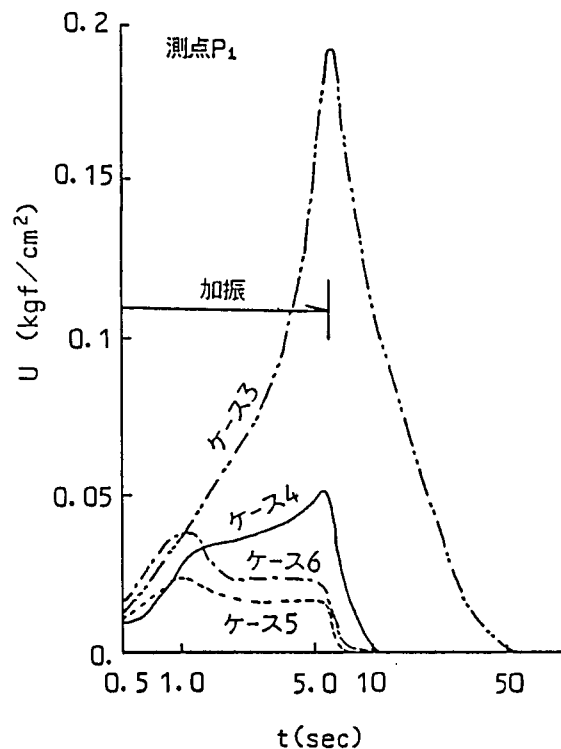


図3.2.4 間隙水圧の時間的变化

低下し加振中は一定値に収束している。加振中全体としての間隙水圧は、ケース3>ケース4>ケース6>ケース5の順であり、グラベルドレーンの効果は、ケース5が最も大きく、ついでケース6、ケース4の順となっている。この実験結果より、透水性の大きいドレーン材を使用したり、ドレーン径を大きくしたりすることによりグラベルドレーンの効果を高めうることがわかる。

3.2.2 模型振動実験結果の解析的検討

昨年度と同様に、上述の実験結果の数値シミュレーションを実施した。シミュレーションは、地震時の過剰間隙水圧を考慮した圧密方程式を有限要素法を用いて解くプログラム「AXPORE」を用いた。この解析手法の詳細については、昭和60年度耐震地盤改良工法に関する研究報告書²⁾を参照されたい。

図3.2.5に、上記の図3.2.4に対応する間隙水圧の数値シミュレーション結果を示す。また、数値計算に用いた土質定数は表3.2.2に示す通りである。表3.2.2において、碎石6号の透水係数以外は、昨年度の検討³⁾に用いた値と同様であり、碎石6号の透水係数は別途実施した透水試験結果を参照したものである。

図3.2.4と図3.2.5を比較すれば、良い一致のみられることがわかる。昨年度の検討では、本解析手法の妥当性の検討がドレーン長1mのものに対して実施されたが、今回の比較から、ドレーン長2mの結果からも妥当性が示されたと考えられる。

3.2.3 ま と め

本年度実施したグラベルパイルに対する模型振動実験とその解析より以下に示すことが明らかとなった。

- ① グラベルドレーンによる間隙水圧低減の効果は、ドレーン長、ドレーン径およびドレーンと砂層の透水係数の比、すなわちグラベルドレーンのウェルレジスタンスの影響を受け、ウェルレジスタンス数が大きくなるほどドレーンの効果が小さくなる。したがって、グラベルドレーンのウェルレジスタンスが

SIMULATION (CASE 3)

表3.2.2 数値解析に用いた入力データ

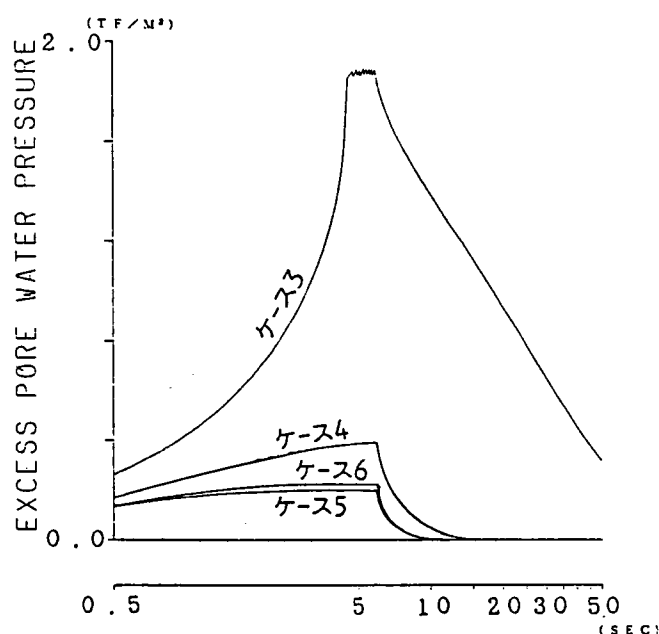


図3.2.5 間隙水圧の時間歴の計算結果

砂層の透水係数 (cm/s)		0.01
グラベルパイル の透水係数 (cm/s)	砕石7号	2.5
	砕石8号	3.0
体積圧縮係数 (m³/tf)	砂層	1.7×10^{-1}
	グラベルマット	1.7×10^{-3}
砂層の液状化繰り返し回数 (回)		8
等価繰り返し回数 (回)		12
地震動有効継続時間 (sec)		6.0

無視できない場合には、この影響を考慮しうる解析手法により設計を行う必要がある。

- ② 昨年度同様に、グラベルドレーンのウェルレジスタンスを考慮しうる解析コード「AXPORE」を用いて本実験の数値シミュレーションを実施したが、実験結果と計算結果が良い一致を示し、本年度実施したドレーン長2mの場合についてもこの解析法の妥当性が示された。

3.3 新素材のドレーン材としての適用性に関する調査

3.3.1 目的

現在、グラベルドレーン工法のドレーン材としては、碎石を用いるのが一般的であるが、ドレーン部の目詰り防止の理由から、碎石の粒径に制限が生じるため、現状では、7号あるいは6号碎石が使用される場合がほとんどである。この場合のドレーン材の透水係数は、 $10^0 \sim 10\text{cm/s}$ 程度であり、地盤内に鉛直柱状に施工されるグラベルパイルでそのパイル長が長い場合や、構造物周辺の液状化対策として構造物直下に設置されるグラベルマットで構造物底面幅が大きい場合には、排水距離が長くなりグラベルドレーンの設計上厳しくなることが考えられる。

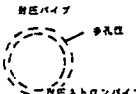
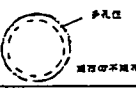
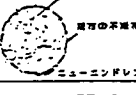
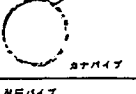
一方、近年、各種の高分子化合物等を材料とした高い透水性を有するパイプやシートが、建設分野での排水・圧密促進を目的としたドレーン材として用いられるようになってきている。

そこで、本項では、これらの現状を鑑み、上述したような材料のグラベルドレーン工法でのドレーン材としての適用性に関して調査・検討を行った。

3.3.2 ドレーン材としての要求性能による検討

現在市販されているドレーン材・排水管を参考にし、グラベルパイル部に使用するものを4種類、グラベルマット部に使用するものを3種類選定し、表3.3.1に示すような形にまとめた。表3.3.1では、透水性、

表3.3.1 検 討 結 果 一 覧

用途	タイプ	材質	価 格	透 水 性	目詰り	耐 圧 性	耐久性	施 工 性	可能性	既存工法との比較	コ メ ン ト
グラベルパイル部	1	新設パイプ 	※100 1500円/m ※200 3300円/m	相透係数 0.011 $i=0.1$ の時 ※100 $k=2300\text{ cm/sec}$ ※200 $k=3800\text{ cm/sec}$	問題あり	※10%時 $\phi 100$ 2000kgf/m ※200 1100kgf/m やや問題あり	特に問題なし	打ち込みは不可 ケーシングを用い掘削した後、 設置する (問題点) 周辺地盤の緩み	×	—	
	2	新設パイプ 	※100 1500+ a 円/m ※200 3300+ a 円/m	同上 (緩有の不遇有の透水係数は 10^{-2} cm/sec 程度)	特に問題なし (フィルター層の選別)	同上	同上	同上	△	○	両側有効パイプ工法(パイプドレーン工法)
	3	メッシュ構造 緩有の不遇有 ニニニパイプ 	※100 1700+ a 円/m ※200 5000+ a 円/m	$i=0.1$ の時 ※100 $k=500\text{ cm/sec}$ ※200 $k=900\text{ cm/sec}$ (緩有の不遇有の透水係数は 10^{-2} cm/sec 程度)	同上	※10%時 $\phi 100$ 550kgf/m ※200 380kgf/m 問題あり	同上	同上	×	—	
	4	メッシュ構造 緩有の不遇有 ニニニパイプ 	※100 1500+ a 円/m ※200 5600+ a 円/m	相透係数 0.178, $i=0.1$ の時 ※100 $k=150\text{ cm/sec}$ ※200 $k=380\text{ cm/sec}$ (緩有の不遇有の透水係数は 10^{-2} cm/sec 程度)	同上	※10%時 $\phi 100$ 130kgf/m ※200 200kgf/m 問題あり	同上	同上	×	—	
グラベルマツト部	5	不遇有 パイプ 	※300 4000 円/m ※500 11000 円/m	相透係数 0.01 $i=0.1$ の時 ※300 $k=5600\text{ cm/sec}$ ※500 $k=7900\text{ cm/sec}$	—	不明	同上	敷設し良質土で埋め戻す。 グラベルドパイル部とは、 ソケットを用い接続する。	?	—	
	6	新設パイプ メッシュ構造 パイプ パイプ 	※300 4300 円/m	相透係数 0.018 $i=0.1$ の時 ※300 $k=2800\text{ cm/sec}$	特に問題なし (周辺を砕石で埋め戻す。)	同上	同上	敷設し砕石で埋め戻す。 グラベルドパイル部とは、 ソケットを用い接続する。	△	○	(問題点) 掘削道路の下に用いる場合、車 走行にともなう繰り返し荷重に対する検討。 共同溝では有効か。
	7	新設マツト メッシュ構造 パイプ パイプ 	※100× 8300 5700 円/m	$i=0.1$ の時 圧縮荷重 0 tf/m^2 $k=100\text{ cm/sec}$ 圧縮荷重 5 tf/m^2 $k=40\text{ cm/sec}$ ($k=10\text{ cm/sec}$) 砕石に対してメリット無し	同上	圧縮率10%時 圧縮荷重 2 tf/m^2 やや問題あり	同上	敷設し砕石で埋め戻す。	×	—	
(備考) 砕石の透水係数 $i=0.1$ 砕石4号(30~20mm) $k=25\text{ cm/sec}$ 砕石5号(20~13mm) $k=20\text{ cm/sec}$ 砕石6号(13~5mm) $k=10\text{ cm/sec}$ グラベルパイル部の有効水平土圧 $p_h=5\sim 15\text{ tf/m}^2$ グラベルマツト部の有効垂直土圧 掘削道路 建設時 $7\sim 8\text{ tf/m}^2$ 建設後 10 tf/m^2 盛土 ($h=5\text{ m}$) 建設後 2 tf/m^2											

目詰りの可能性の有無，耐圧性および耐久性の観点から検討した結果も示している。

表 3.3.1 からわかるように，グラベルパイル部に用いるものとしては，多孔性の耐圧パイプを織布または不織布で覆う，タイプ 2 が残り，グラベルマット部に用いるものとしては，多孔性の耐圧パイプを用い周辺を碎石で埋め戻す，タイプ 6 が残った。

3.3.3 碎石を使用した場合との比較

3.3.2 の検討で残った 2 つのタイプについて，従来の碎石のみを用いる場合との経済性あるいはグラベルドレーン工法の利用範囲の拡大という面から比較を行う。

(1) グラベルパイル部に利用した場合（表 3.3.1 のタイプ 2）

いま，モデル地盤として以下のものを考える。

モデル地盤

$$N_{eq}/N_t=2, \quad t_d=12\text{sec}$$

$$k_s=10^{-2}\text{cm/s}=10^{-4}\text{m/s}, \quad k_d=10\text{cm/s}=10^{-1}\text{m/s}$$

$$m_{vs}=7 \times 10^{-3}\text{cm}^2/\text{kgf}=7 \times 10^{-9}\text{m}^2/\text{tf}$$

$$H=10\text{m}$$

ここに， N_{eq} ：等価くり返し回数

N_t ：等価正弦波のせん断応力振幅で液状化に至るくり返し回数

t_d ：地震動の有効継続時間

k_s ：砂層の透水係数

k_d ：グラベルパイルの透水係数

m_{vs} ：砂層の体積圧縮係数

H ：グラベルパイル長

ここで，(i) $\phi 500$ の碎石ドレーン（碎石 6 号）を用いる場合，(ii) $\phi 100$ の耐圧パイプを用いる場合，(iii) $\phi 200$ の耐圧パイプを用いる場合を考える。

(i) $\phi 500$ の碎石ドレーンを用いる場合

昨年度作成した設計チャート³⁾を用いると，無次元パラメータは，以下の様になる。

$$N=H/2a=20, \quad K=k_d/k_s=1,000$$

$$T_d=(t_d/a^2)(k_s/\gamma_w \cdot m_{vs})=27$$

したがって， $(u_{\max}/\sigma'_v)_{\text{aver.}} \leq 0.6$ とするためには，

$$a/b \approx 0.31 \quad \therefore 2b=1.6\text{m}$$

正方形配置に対する排水域と等価有効円（直径 $2b$ ）の面積を等しいとすれば，正方形配置のピッチ d は， $d=(2b)/1.13$ であり， $d=1.4\text{m}$ となる。したがって，改良土量 1m^3 当りの碎石ドレーン長は， $10\text{m}/(1.4^2 \times 10)\text{m}^3=0.51\text{m}/\text{m}^3$ である。

(ii) $\phi 100$ の耐圧パイプを用いる場合

この場合は，透水性が非常に大きいので，Seed・Booker の図表を使用する。このとき，

$$T_d=(t_d/a^2) \cdot (k_s/\gamma_w \cdot m_{vs})=685$$

となるが、この T_d に対して $(u_{\max}/\sigma'_v)_{\text{aver.}} \leq 0.6$ となる a/b を外挿して求めれば、

$$a/b \doteq 0.06 \quad \therefore 2b = 1.67\text{m}$$

したがって、正方形配置のピッチ d は、 $d = 1.5\text{m}$ となる。また、改良土量 1m^3 当りの耐圧パイプ長は $0.44\text{m}/\text{m}^3$ となる。

(iii) $\phi 200$ の耐圧パイプを用いる場合

同様に、Seed・Booker の図表を利用する。

$$T_d = (t_d/a^2) \cdot (k_s/\gamma_w \cdot m_{vs}) = 172$$

$(u_{\max}/\sigma'_v)_{\text{aver.}} \leq 0.6$ とするためには、

$$a/b \doteq 0.11 \quad \therefore 2b = 1.8\text{m}$$

したがって、正方形配置のピッチ d は、 $d = 1.6\text{m}$ となる。また、改良土量 1m^3 当りの耐圧パイプ長は $0.39\text{m}/\text{m}^3$ となる。

ところで、それぞれの材工費を以下の様に見積るとする

砕石ドレーン ($\phi 500$)	3,800 円/m = 500 円/m + 3,300 円/m
	(材料費) (施工費)
耐圧パイプ ($\phi 100$)	5,000 円/m = 1,700 円/m + 3,300 円/m
耐圧パイプ ($\phi 200$)	7,000 円/m = 3,700 円/m + 3,300 円/m

なお、耐圧パイプの施工費は不明であるため、砕石ドレーンのそれと等しいとした。

したがって、上述の検討から、改良土量 1m^3 当りの費用は、次の様になる。

砕石ドレーン ($\phi 500$)	3,800 円/m $\times 0.51\text{m} \doteq 1,900$ 円
耐圧パイプ ($\phi 100$)	5,000 円/m $\times 0.44\text{m} \doteq 2,200$ 円
耐圧パイプ ($\phi 200$)	7,000 円/m $\times 0.39\text{m} \doteq 2,700$ 円

すなわち、耐圧パイプを用いる方法は、砕石ドレーン工法と比して、コスト的にやや割高であると考えられる。また、耐圧パイプを用いる場合は、細径を用いる方が有利となった。さらに、耐圧パイプの施工費は、砕石ドレーンと等しいと仮定したが、規模が小さい分安くなることも考えられる。

(2) グラベルマット部に利用した場合 (表 3.3.1 のタイプ 6)

グラベルマット部の排水抵抗を表わすマットレジスタンス係数 L は、吉国¹⁾により次式のように表わされている (図 3.3.1 参照)

$$L = \frac{32}{\pi^2} \frac{H \cdot k_c}{n^2 H_m \cdot k_m} \left(\frac{B}{d_w} \right)^2 \dots\dots\dots (3.3.1)$$

ここに、 H : 鉛直柱状に設置したグラベルパイル長

k_c : ドレーン周辺の砂層の透水係数

d_w : グラベルパイル径

n : グラベルパイルの有効径のパイル径に対する比 ($= d_e/d_w$)

H_m : グラベルマット厚

k_m : グラベルマットの透水係数

B : グラベルマットの半幅

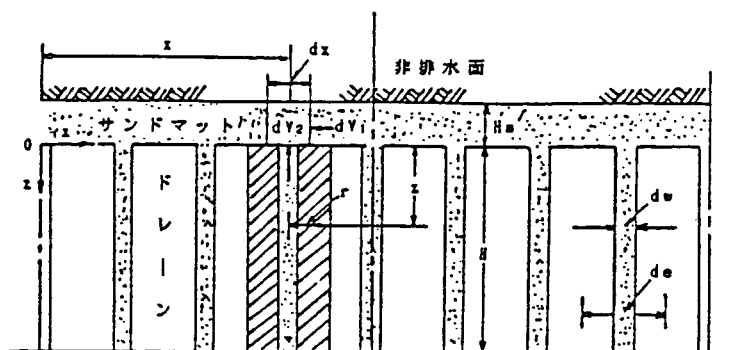


図3.3.1 サンドマットの透水性有限の場合の模式図

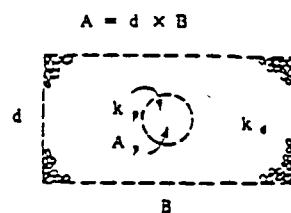


図3.3.2 耐圧パイプとマットの透水係数

いま、グラベルマットの施工条件を以下のように仮定する。すなわち、耐圧パイプが1.5 m ピッチでマット内に設置されており、グラベルマットは厚さ 50 cm で碎石 4 号を用いて施工されているものとする。また、間隙水圧比をもとに検討した設計が成立しているとする。この時、耐圧パイプを用いることにより、マット部の排水距離をどの程度までに延ばしうるかということを検討する。

耐圧パイプを含んだマット全体の透水係数を次式より算出できるとする（図 3.3.2 参照）

$$k_m = \{(A - A_p)k_d + A_p \cdot k_p\} / A \quad \dots\dots\dots (3.3.2)$$

ここで、 $B = 1.5\text{m}$ 、 $d = 0.5\text{m}$ 、 $k_d = 25\text{cm/s}$ 、 $k_p = 2,800\text{cm/s}$ 、 $A_p = 0.15^2 \cdot \pi \text{m}^2$ とすれば、 $k_m \approx 280\text{cm/s}$ をうる。したがって、碎石のみの場合に比較して、耐圧パイプを含んだマット全体の透水係数は、約 11 倍となる。よって、式 (3.3.1) より考えると、排水距離は、 $\sqrt{11}$ 倍まで延ばすことが可能となる。

現時点では、碎石のみの場合との経済性の比較は困難であるが、耐圧パイプをマット内に設置することは、マットレジスタンスを低減させる上で非常に効果があり、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を高めるものと思われる。なお、耐圧パイプと碎石の複合体に対する透水係数の算出方法については、さらに検討する必要がある。

3.3.4 ま と め

グラベルドレーン工法のドレーン材として新素材が活用できるか否かについて検討を行った。その結果、以下の点が明らかとなった。

- ① 多孔性の耐圧パイプを織布あるいは不織布で覆ったものをグラベルパイル部に用いる方法が考えられるが、碎石ドレーンを用いるよりも経済性の面からみて幾分不利である。
- ② グラベルマットの中に耐圧パイプを設ける方法は、マット部の透水性を高めるために有効であり、マット幅が大きくなる構造物に対して有望である。

3.4 グラベルマットの透水係数の影響に関する浸透流解析

3.4.1 解析目的

3.3で行った新素材のドレーン材としての適用性検討によれば、構造物底面幅の広い構造物の下部にグラベルマットを使用する時に、新素材の利用はマット部の透水性を高めるのに有望であることがわかった。ここでは、その有効性を検討するため、対象を掘割道路周辺地盤にグラベルドレーン工法を適用した場合とし、

グラベルマットの透水係数を種々変化させた2次元圧密方程式に基づく浸透流解析を実施して、それにより掘割道路周辺の過剰間隙水圧や掘割道路の浮上り安全率に及ぼす影響を把握した。

3.4.2 解析方法

(1) 解析モデルおよび解析手法

計算に用いた解析コードは、昨年度、単一のグラベルドレーンの解析に用いた二次元軸対称問題に対するプログラム「AXPORE」を、二次元平面問題に拡張・修正したものである。その基礎方程式、境界条件および間隙水圧発生モデル等の解析手法の詳細については、文献²⁾を参照されたい。

解析モデルとしては、昭和60年度に地盤の液状化解析プログラム「SADAP」(建設省土木研究所所有)を用いて解析されたモデル²⁾のうちの1つを用いた。解析モデルを図3.4.1に示す。

解析モデルは、左右対称性を考慮して、左半分のみを対象とした二次元平面モデルとした。掘割道路幅22m、掘割道路側壁高さ9.5m、グラベルウォール幅1.6m、グラベルマット厚0.8m、グラベルパイル幅0.4m、グラベルパイル間の間隔1.0mあるいは1.1m、地下水位GL-5.0mである。

なお、掘割道路の自重による有効上載圧としては、掘割道路の自重より浮力を差し引いたものとして、 0.85tf/m^2 を作用させた。

(2) 解析条件

本項で行った解析ケースの一覧を表3.4.1に示す。表3.4.1に示すように、昭和60年度に「SADAP」を用いて行った解析と同様の材料定数を用いるものをケース0とし、その他のものとして、グラベルマット部およびウォール部の透水係数を2種類(100 cm/sおよび500 cm/s)、グラベルドレーン周辺砂層の液状化線

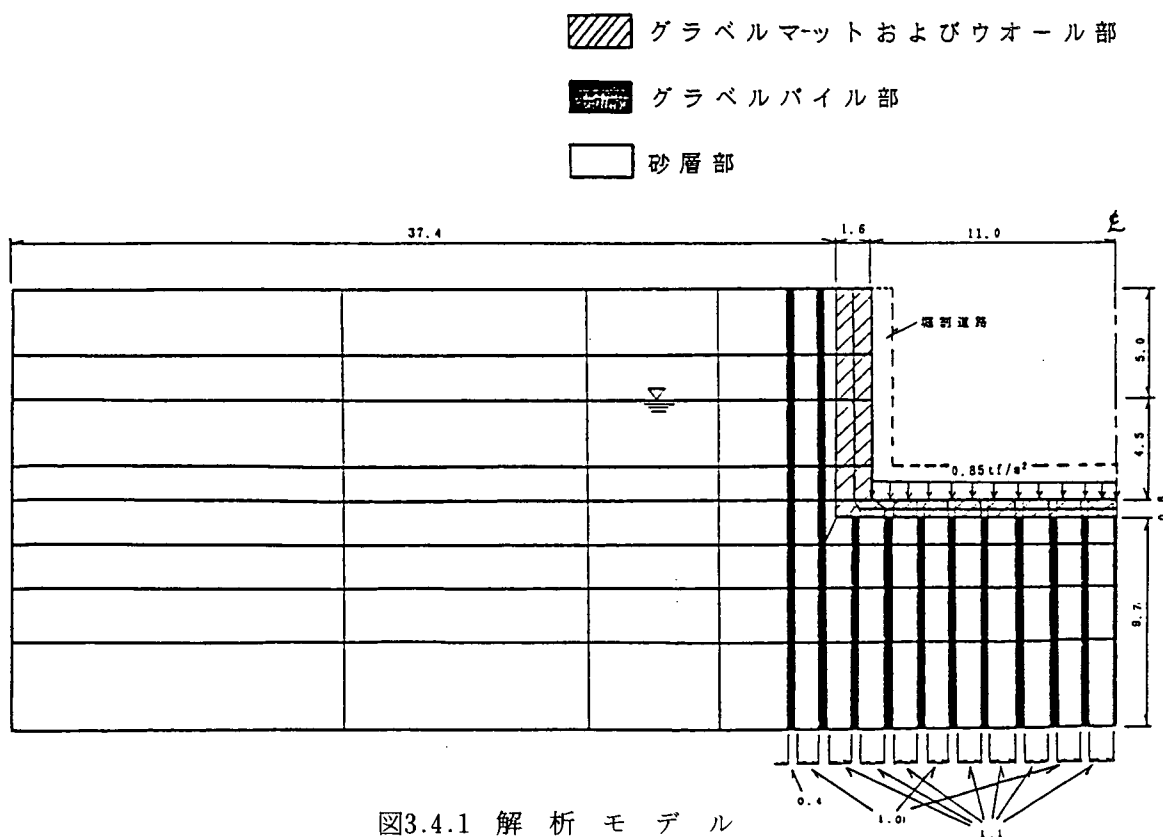


図3.4.1 解析モデル

表3.4.1 各ケースの入力データ

	ケース 0			ケース 1			ケース 2			ケース 3			ケース 4		
	砂層	マット ワール	パイル	砂層	マット ワール	パイル	砂層	マット ワール	パイル	砂層	マット ワール	パイル	砂層	マット ワール	パイル
透水係数 (cm/s)	0.01	10	10	*	100	*	*	500	*	*	100	*	*	500	*
体積圧縮係数 (cm^3/tf)	0.001	0.001	0.001	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
間隙水圧 発生 モデル の定数	α	1.0	-	-	*	*	-	*	-	-	*	-	-	*	-
	N_i	8	-	-	8	-	-	8	-	-	4	-	-	4	-
	N_{eq}	15	-	-	*	-	-	*	-	-	*	-	-	*	-
	t_d (sec)	7.5	-	-	*	-	-	*	-	-	*	-	-	*	-
単位体積重量 (tf/m^3)	1.93	1.90	1.90	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*

(注) *は、ケース0と同じ

繰り返し数 N_i を2種類 (4回および8回) 考慮し、計5ケースとした。液状化繰り返し数 N_i の値は、要素ごとに作用しているせん断応力レベルに応じて決めるべきであるが、ここでは、グラベルマットおよびウォール部の透水性の影響を概略把握することを目的としているため、全要素一律に同一の値を設定したものである。なお、上記 N_i の値は「SADAP」を用いた解析において、地表面上で約 160 gal の地震動を想定しているので、その時の GL-10 m 地点で生じる概略の応力比の値から推定したものである。

また、等価繰り返し回数 N_{eq} および地震動有効継続時間 t_d は「SADAP」で用いられた入力地震動が 7.5 sec の継続時間をもつ 2 Hz の正弦波であることを考慮し、 $N_{eq}=15$ 回、 $t_d=7.5\text{sec}$ と設定した。

解析モデル上に付した境界条件としては、GL-5 m で過剰間隙水圧がゼロの透水条件、他の境界はすべて不透水条件とした。

なお、表 3.4.1 に示す間隙水圧発生モデルの定数 α については、文献⁴⁾を参照されたい。

3.4.3 解析結果

(1) 過剰間隙水圧

図 3.4.2 から図 3.4.6 に、加振開始後 7.5 sec での間隙水圧の値を示す。図中において、括弧内の値は、その時点での間隙水圧比を意味している。

どのケースにおいても、掘割道路から離れたグラベルドレーンを設置しない領域では、間隙水圧比が 1 に達しており液状化していることがわかる。一方、ドレーンを設置した近傍の領域では掘割道路の直下を除いて、間隙水圧比は 1 に達していない。グラベルマットとグラベルパイルの透水係数を同一にした場合 (図 3.4.2 参照、グラベルウォールおよびマットの透水係数 $k_m=10\text{cm/s}$) には、掘割道路直下のほとんどの部分で間隙水圧比が 1 に達している。それに対し、 $N_i=8$ 回の場合でウォールおよびマットの透水係数を 100 cm/s にすると、掘割道路直下の間隙水圧比の 1 に達する部分が少なくなり (図 3.4.3 参照)、500 cm/s にすると間隙水圧比が 1 に達する部分はなくなっている。この傾向は、 $N_i=4$ 回の場合にも同様にみられるが、

ドレーンを設置した領域での間隙水圧の値が $N_t = 8$ 回の場合に比べて増大している。

図 3.4.7 から図 3.4.18 に、図中に示した地点での間隙水圧の時刻歴を、 $N_t = 8$ 回と $N_t = 4$ 回の場合について示す。

$N_t = 8$ および $N_t = 4$ の両方の場合で、掘割道路から離れたドレーンの存在しない領域では、グラベルマットの透水係数の違いの影響は現われず、同一の時刻歴を示していることがわかる。一方、グラベルドレーンの設置された領域では、マットおよびウォールの透水係数を大きくすると、間隙水圧の値が若干低下する傾向がみられる。また、加振終了後の間隙水圧の消散に関しては、マットおよびウォールの透水係数の影響が現われ、それらの透水係数が小さくなるほど消散も遅れている。

(2) 浮上り安全率

図 3.4.19 に、掘割道路の浮上り安全率の時間的变化を示す。浮上り安全率 F は、次式により求めた。

$$F = \frac{W}{U_s + U_p} \dots\dots\dots (3.4.1)$$

ここに、 W : 掘割道路の自重 (半断面で 58.8 tf/m)

U_s : 掘割道路に作用する静水圧による浮力 (半断面で 49.5 tf/m)

U_p : 掘割道路直下の過剰間隙水圧による揚圧力

図 3.4.19 によれば、 $N_t = 8$ 回の場合で、 $k_m = 10 \text{ cm/s}$ の場合には、加振開始後 1 sec で浮上り安全率が 1 に達しており、常時の浮上り安全率まで回復するのに 100 sec 程度を要している。また、 $k_m = 100 \text{ cm/s}$ の場合でも、加振開始後 3 sec 近くで浮上り安全率が 1 に達している。それに対し、 $k_m = 500 \text{ cm/s}$ の場合には、浮上り安全率が 1.14 までしか低下していないことがわかる。 $N_t = 4$ 回の場合には、 $N_t = 8$ 回の場合に比べて浮上り安全率の低下がみられるが、 $k_m = 500 \text{ cm/s}$ では、浮上り安全率の最小値は、1.11 である。

したがって、今回の断面形状および土質条件では、グラベルドレーンおよびマットの透水係数として 500 cm/s 程度が期待できれば、浮上り安全率 1.1 を下回らないことがわかる。3.3 の試算によれば、マット厚 0.5 m、パイロピッチ 1.5 m の時にドレーンパイプを使用すると、マットの透水係数として 280 cm/s が期待できるので、マットへの耐圧パイプの使用は有望であると思われる。

3.4.4 ま と め

今回設定した掘割道路断面および土質条件における地震時浸透流解析によって、以下のことが明らかとなった。

- ① グラベルウォールおよびマットの透水係数が 10 cm/s の時は、掘割道路直下部の過剰間隙水圧比がどの部分でも 1 に達するが、100 cm/s では一部が 1 に達し、さらに 500 cm/s にすると 1 に達する部分は生じない。また、ウォール・マットの透水係数を大きくするほど、掘割道路直下の過剰間隙水圧も低下すると同時に、消散の速度も増大する。
- ② ウォールおよびマットの透水係数を大きくするほど掘割道路の浮上り安全率は大きくなる。それらの透水係数を 500 cm/s にすれば、浮上り安全率が 1.1 を下回らない。この結果は、3.3 の検討を考え合わせると、マットへの耐圧パイプの使用が有用であることを示唆するものと考えられる。

(間 組)

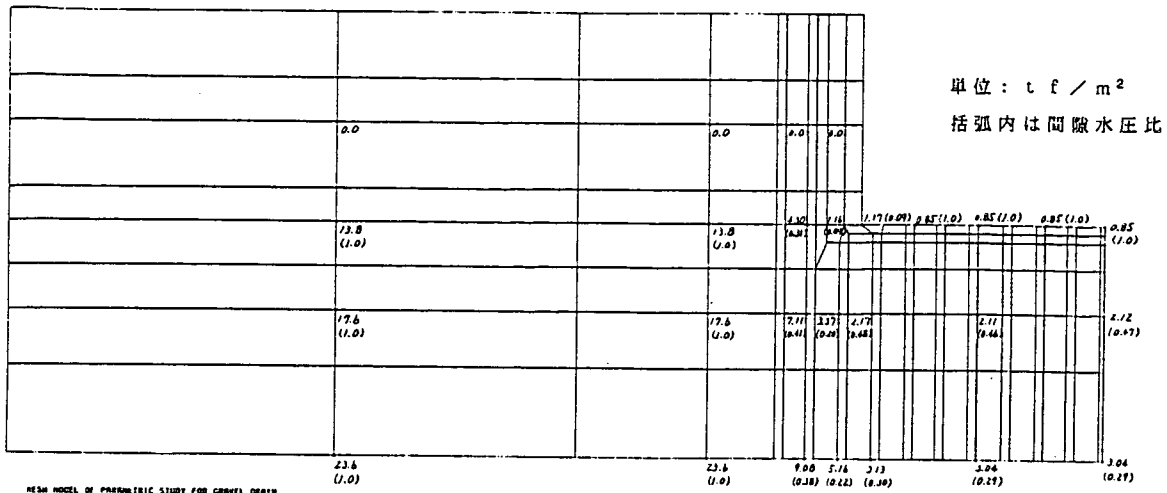


図3.4.2 間隙水圧分布 ($k_m=10\text{cm/s}$, $N_t=8$, $t=7.5\text{sec}$)

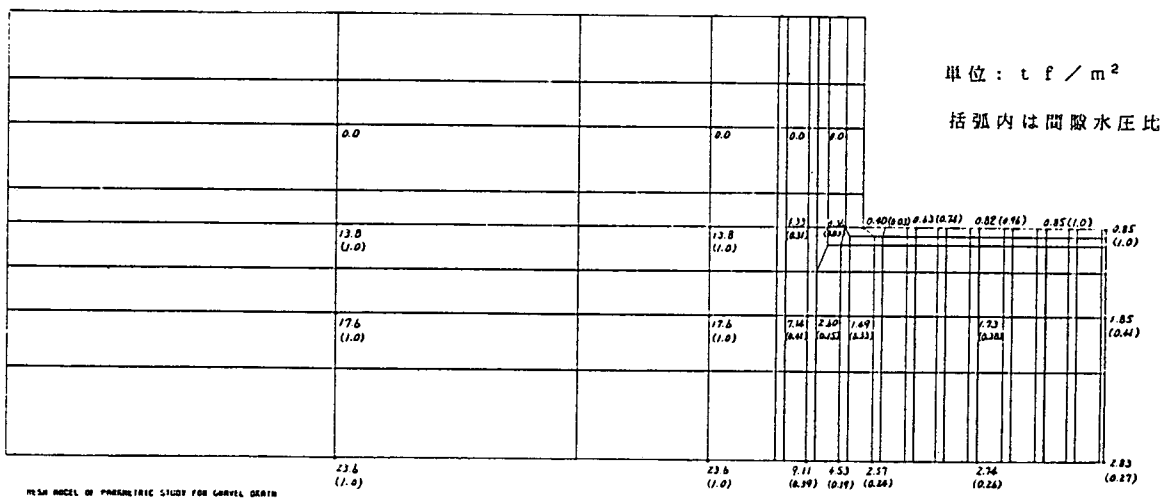


図3.4.3 間隙水圧分布 ($k_m=100\text{cm/s}$, $N_t=8$, $t=7.5\text{sec}$)

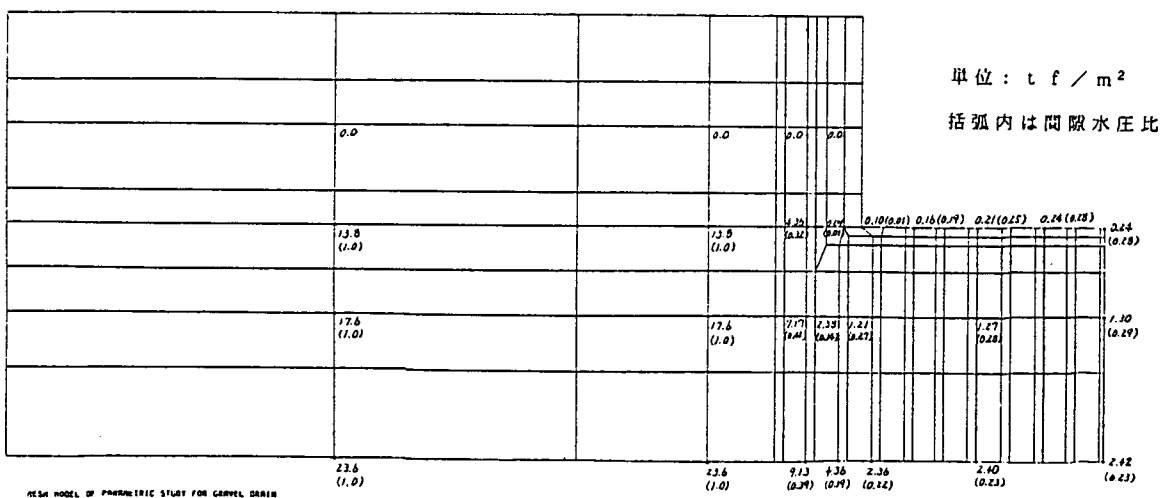


図3.4.4 間隙水圧分布 ($k_m=500\text{cm/s}$, $N_t=8$, $t=7.5\text{sec}$)

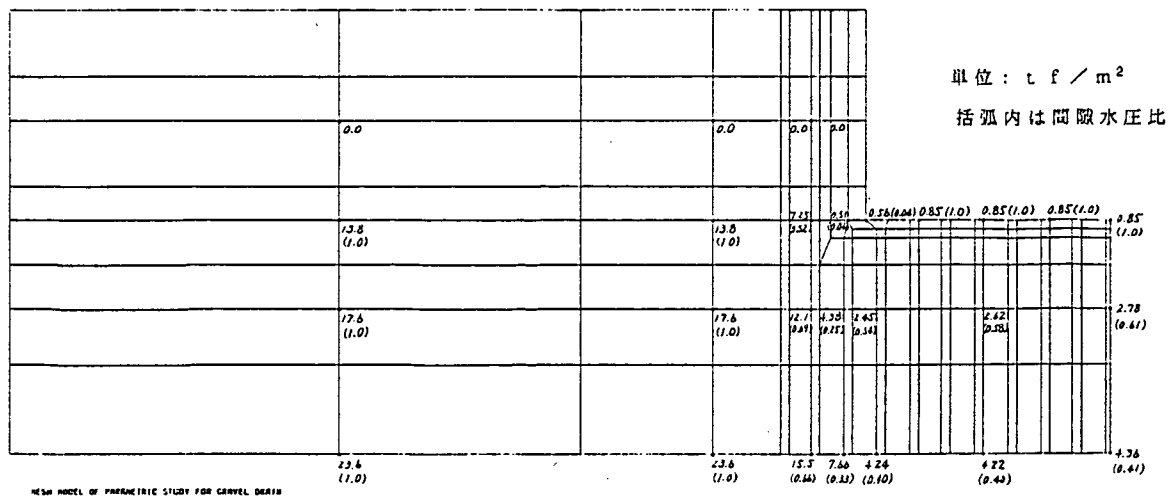


図3.4.5 間隙水圧分布 ($k_m=100\text{cm/s}$, $N_t=4$, $t=7.5\text{sec}$)

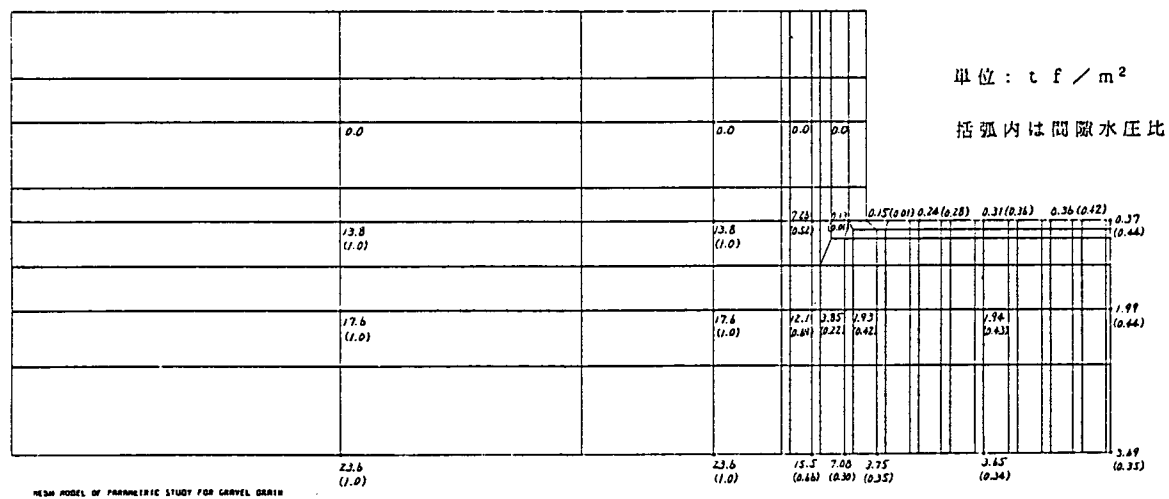


図3.4.6 間隙水圧分布 ($k_m=500\text{cm/s}$, $N_t=4$, $t=7.5\text{sec}$)

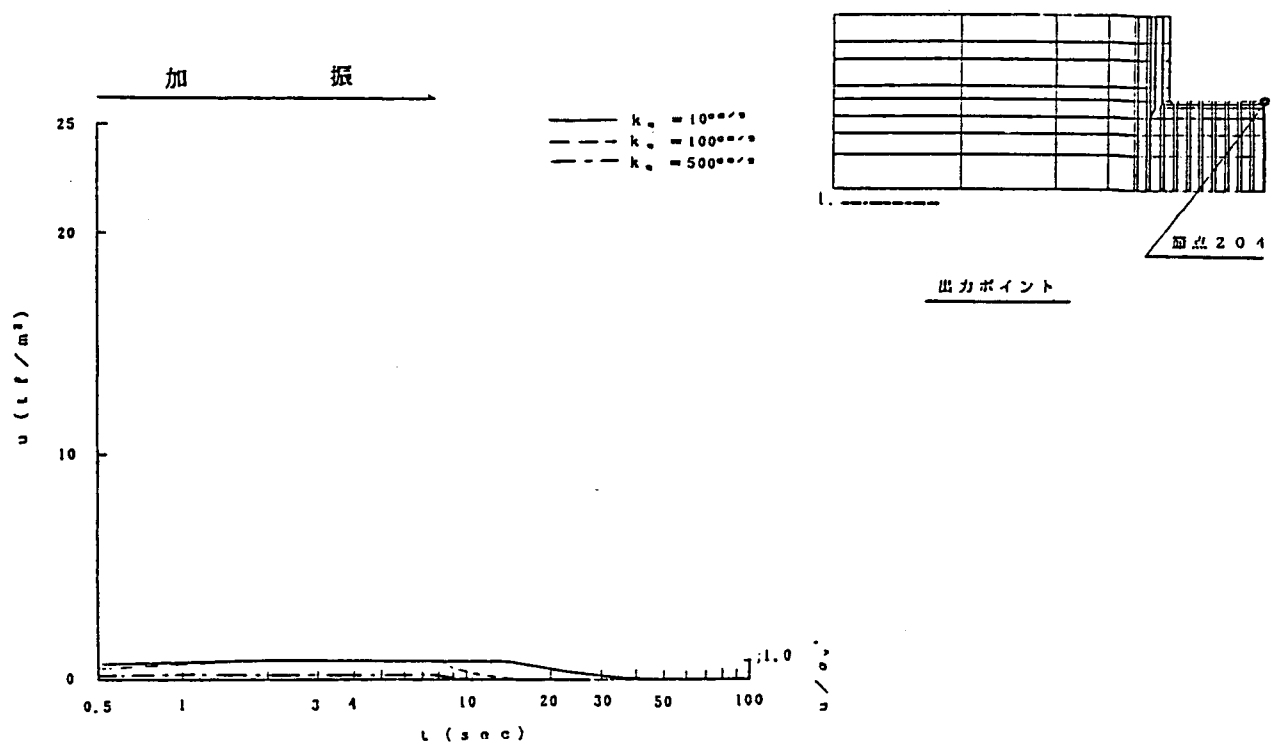


図3.4.7 間隙水圧の時刻歴 ($N_t=8$)

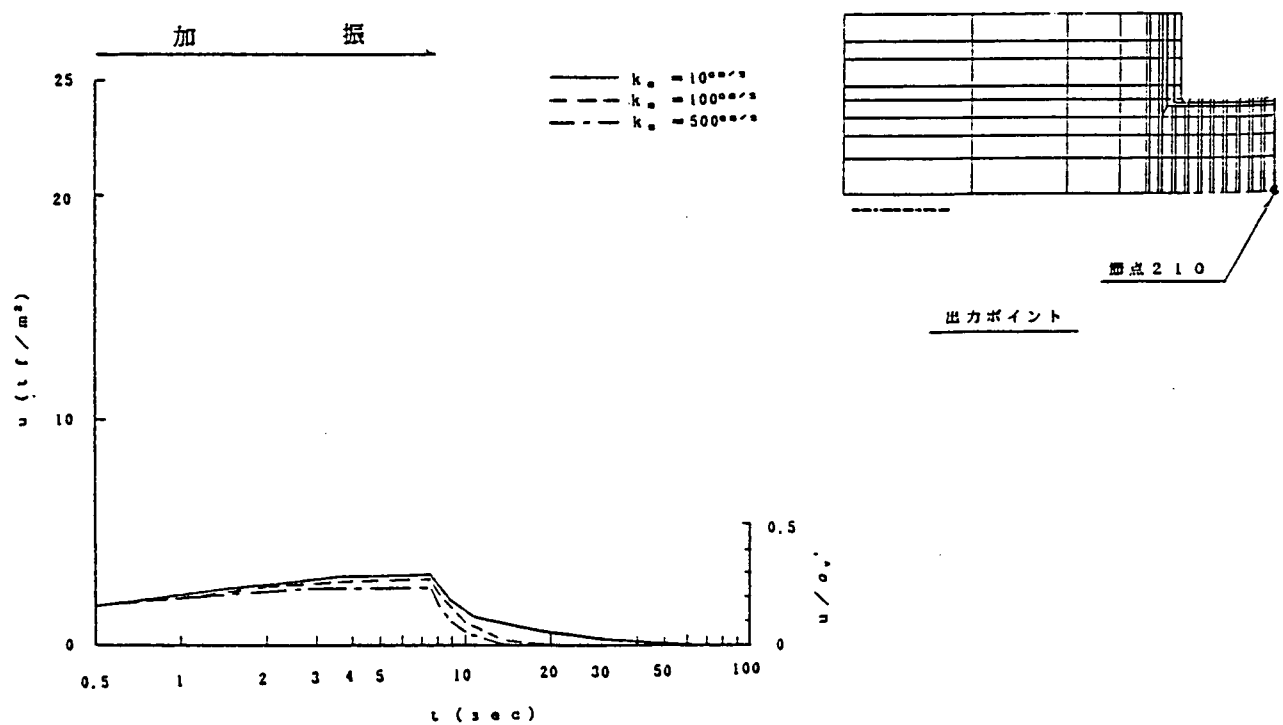


図3.4.8 間隙水圧の時刻歴 ($N_t=8$)

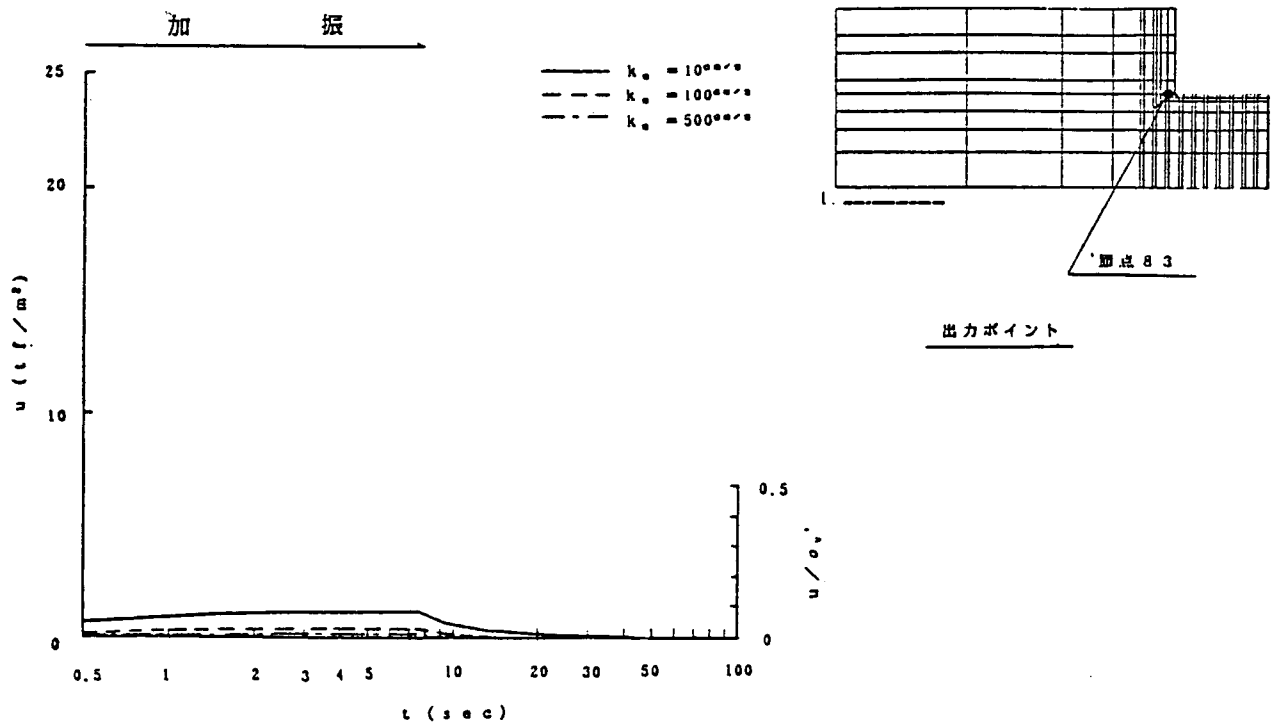


図3.4.9 間隙水圧の時刻歴 ($N_t=8$)

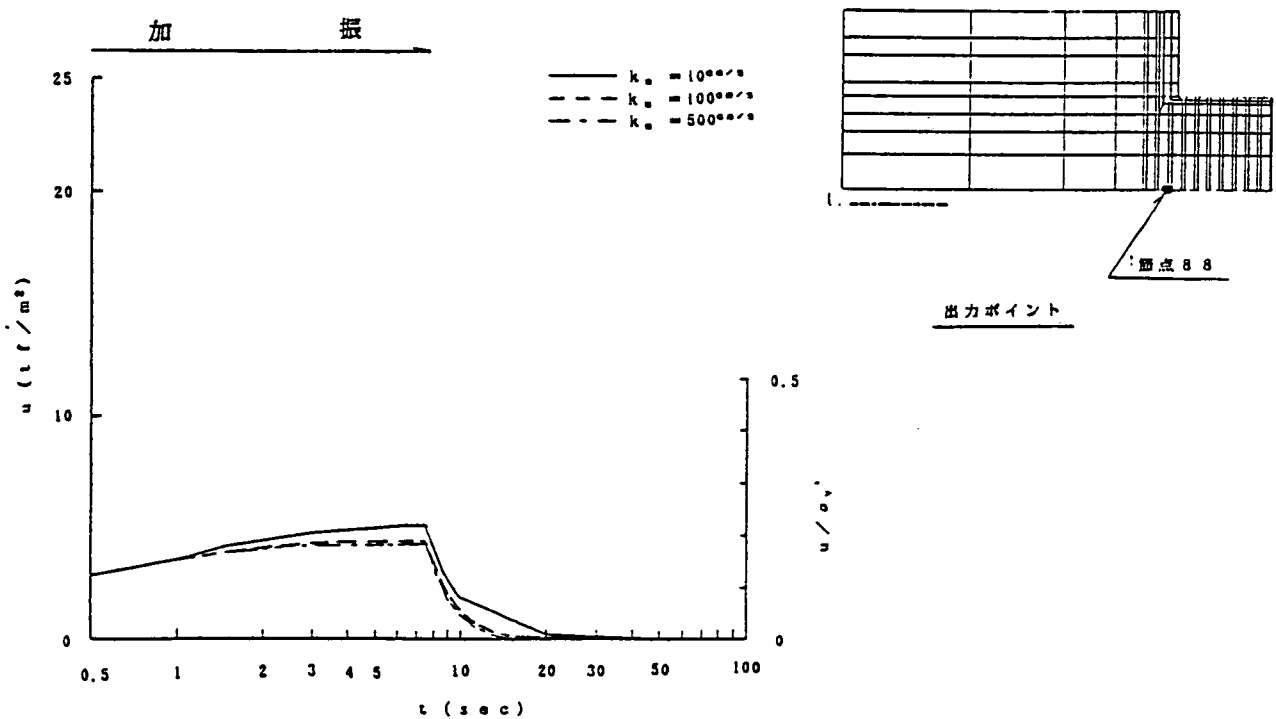


図3.4.10 間隙水圧の時刻歴 ($N_t=8$)

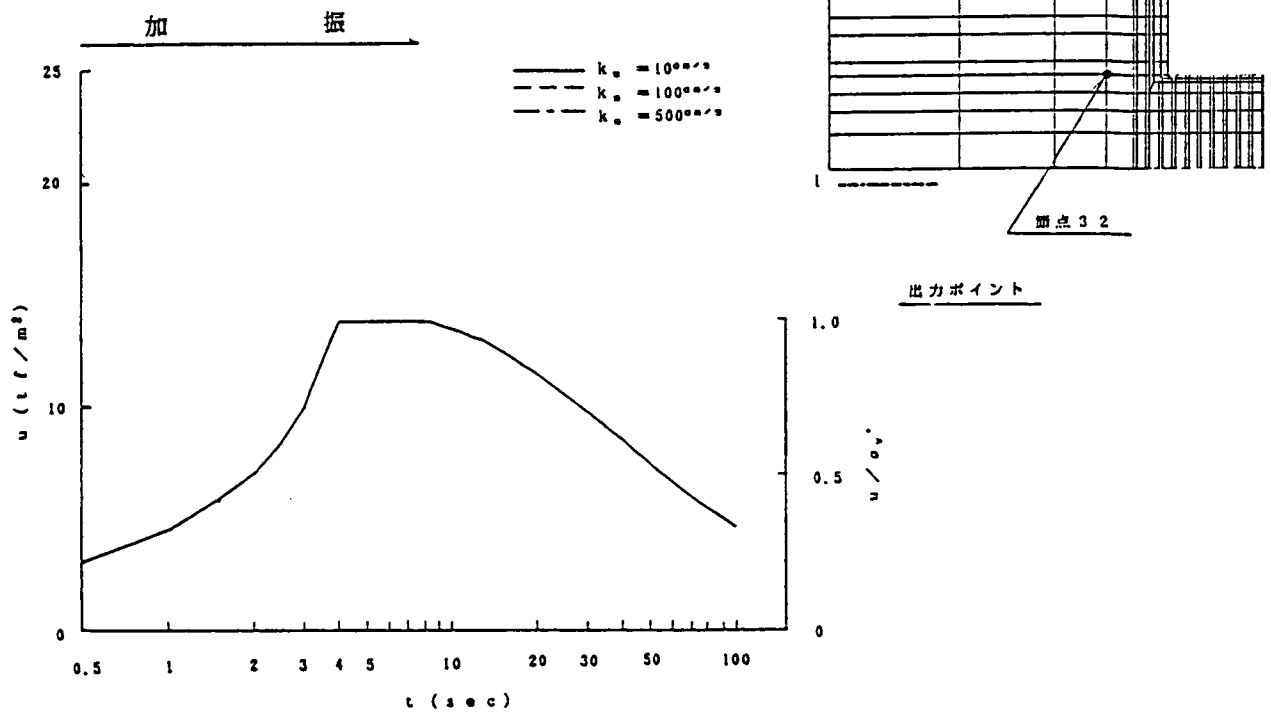


図3.4.11 間隙水圧の時刻歴 ($N_t=8$)

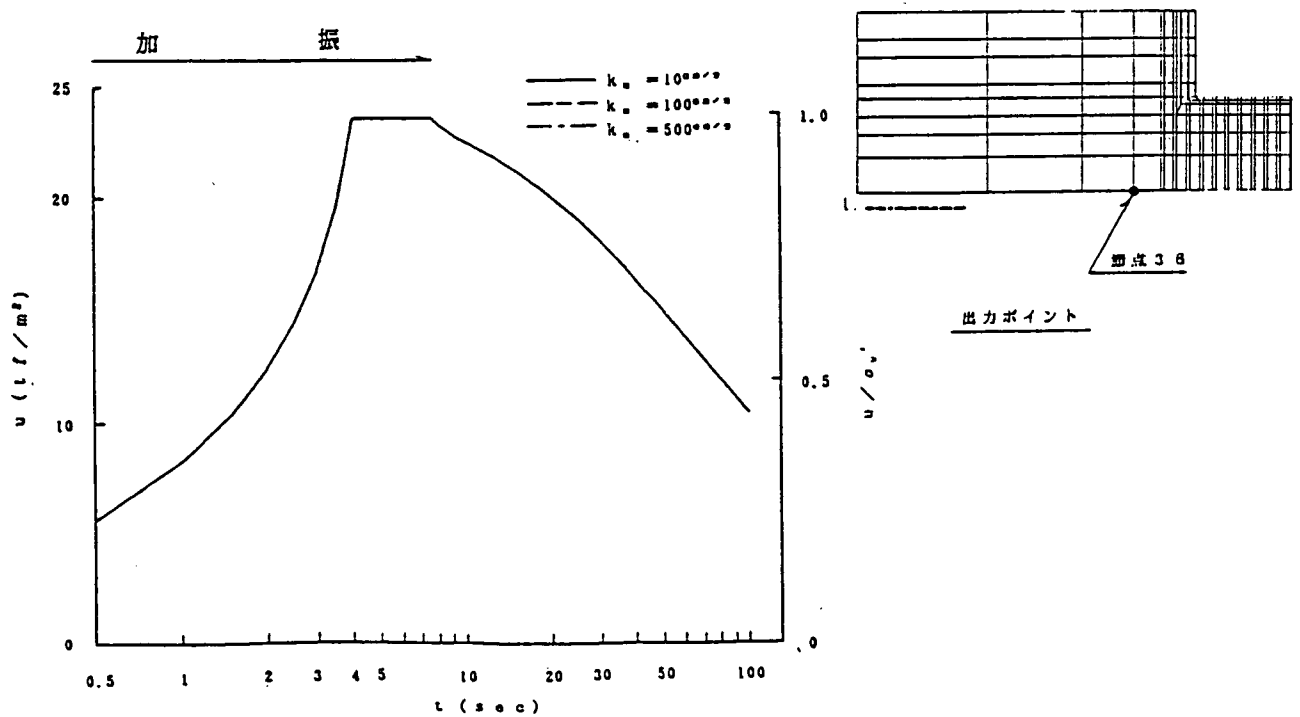


図3.4.12 間隙水圧の時刻歴 ($N_t=8$)

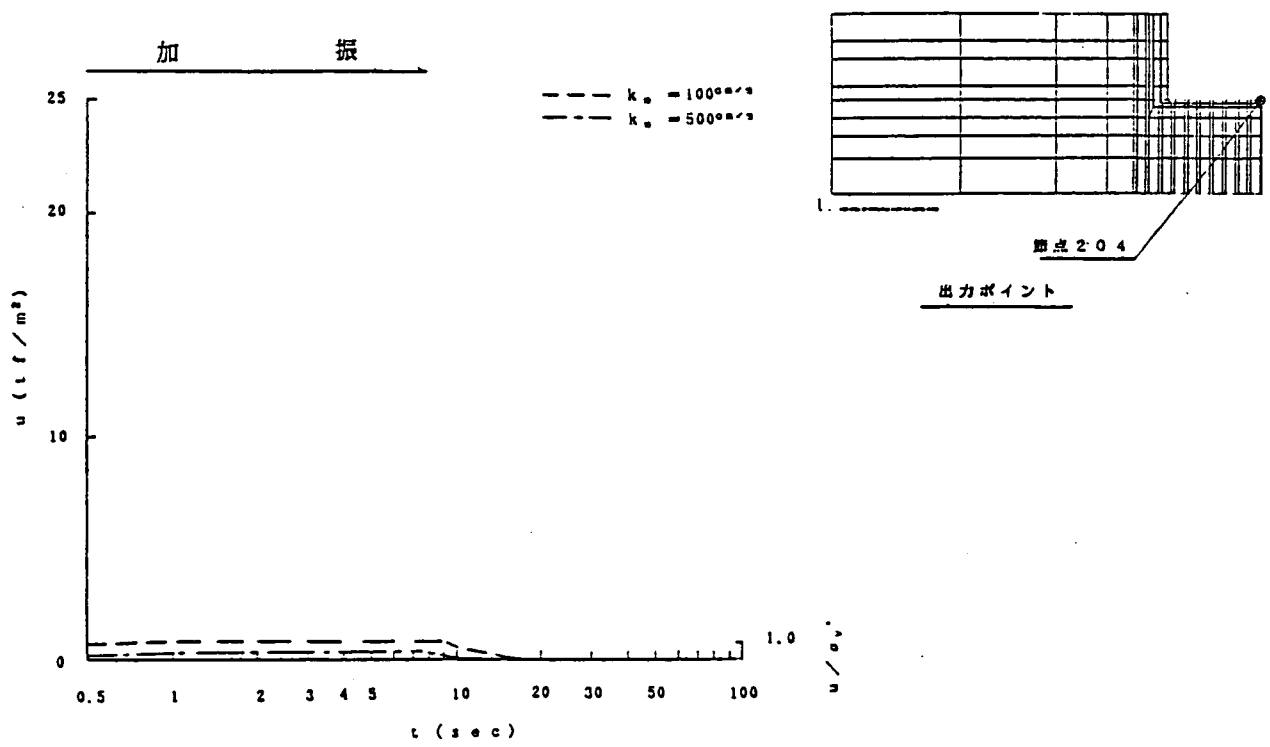


図3.4.13 間隙水圧の時刻歴 ($N_t=4$)

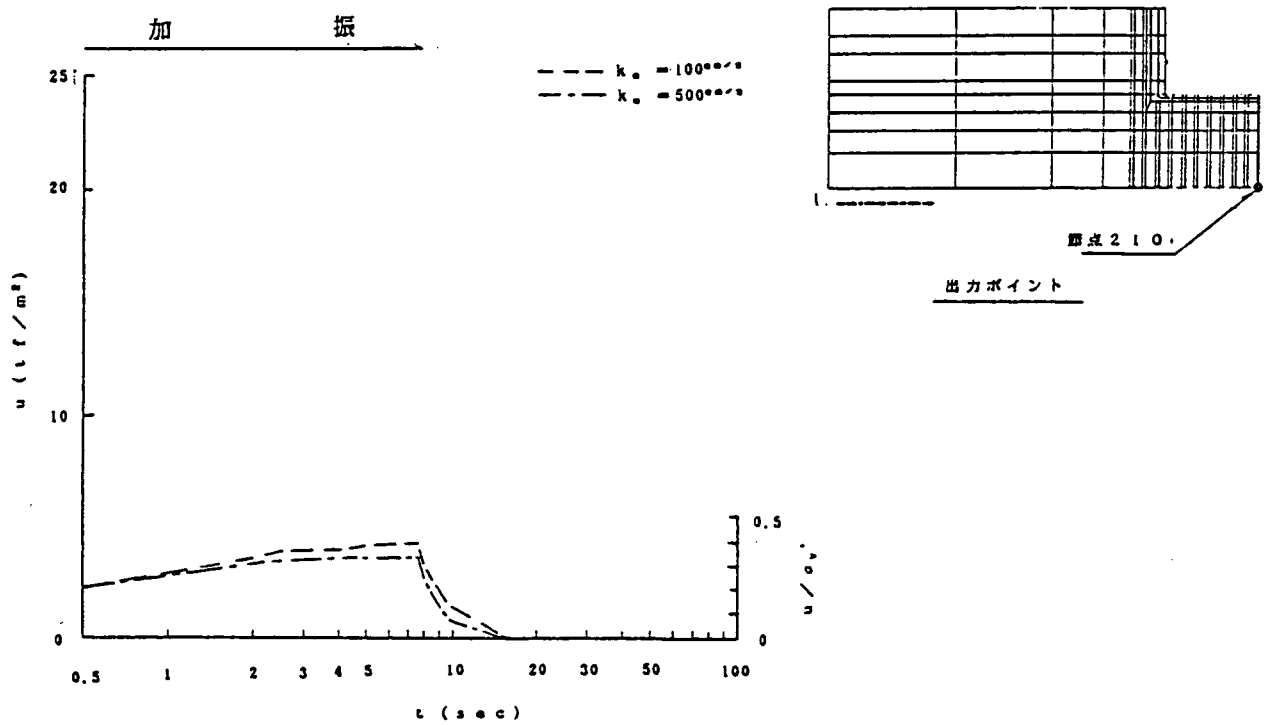


図3.4.14 間隙水圧の時刻歴 ($N_t=4$)

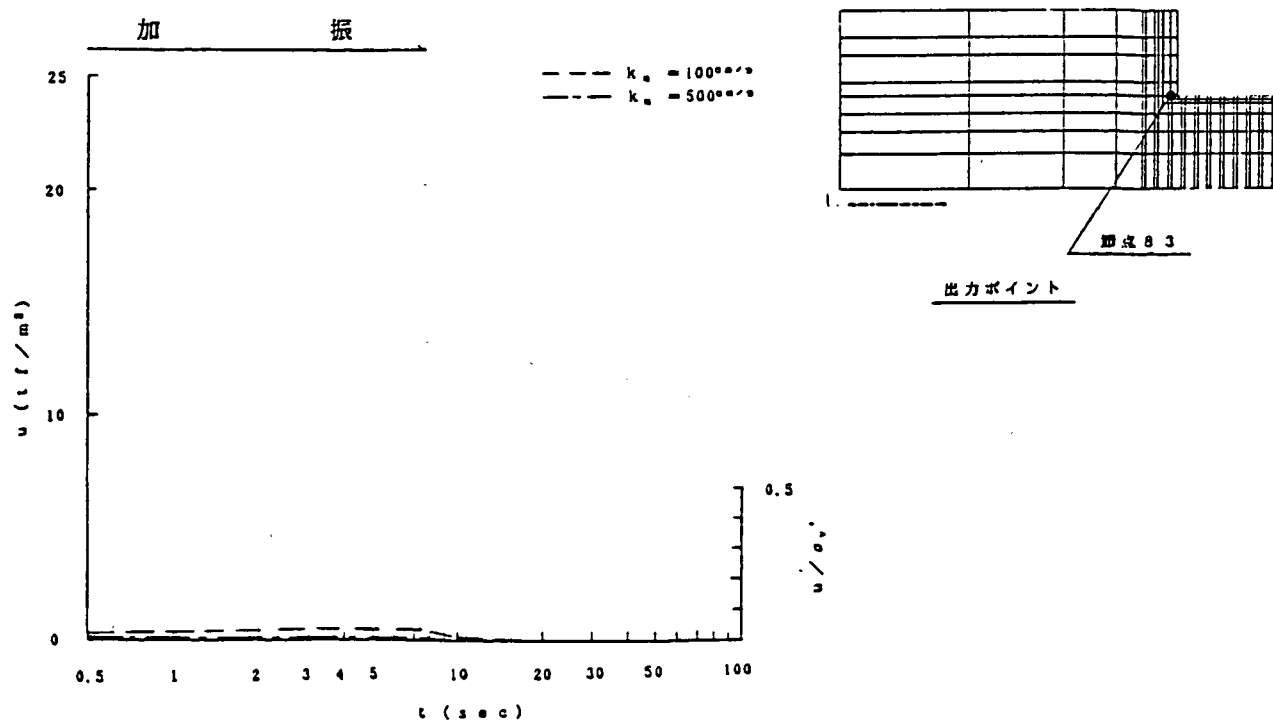


図3.4.15 間隙水圧の時刻歴 ($N_t=4$)

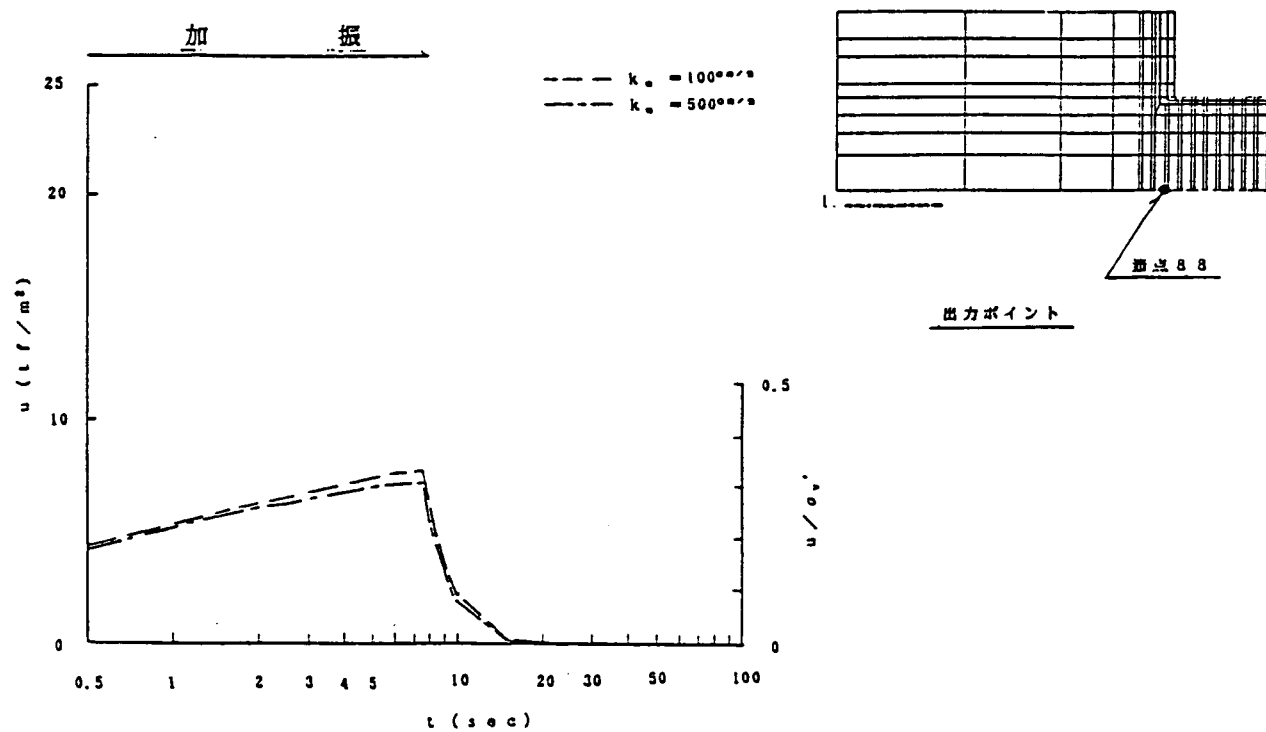


図3.4.16 間隙水圧の時刻歴 ($N_t=4$)

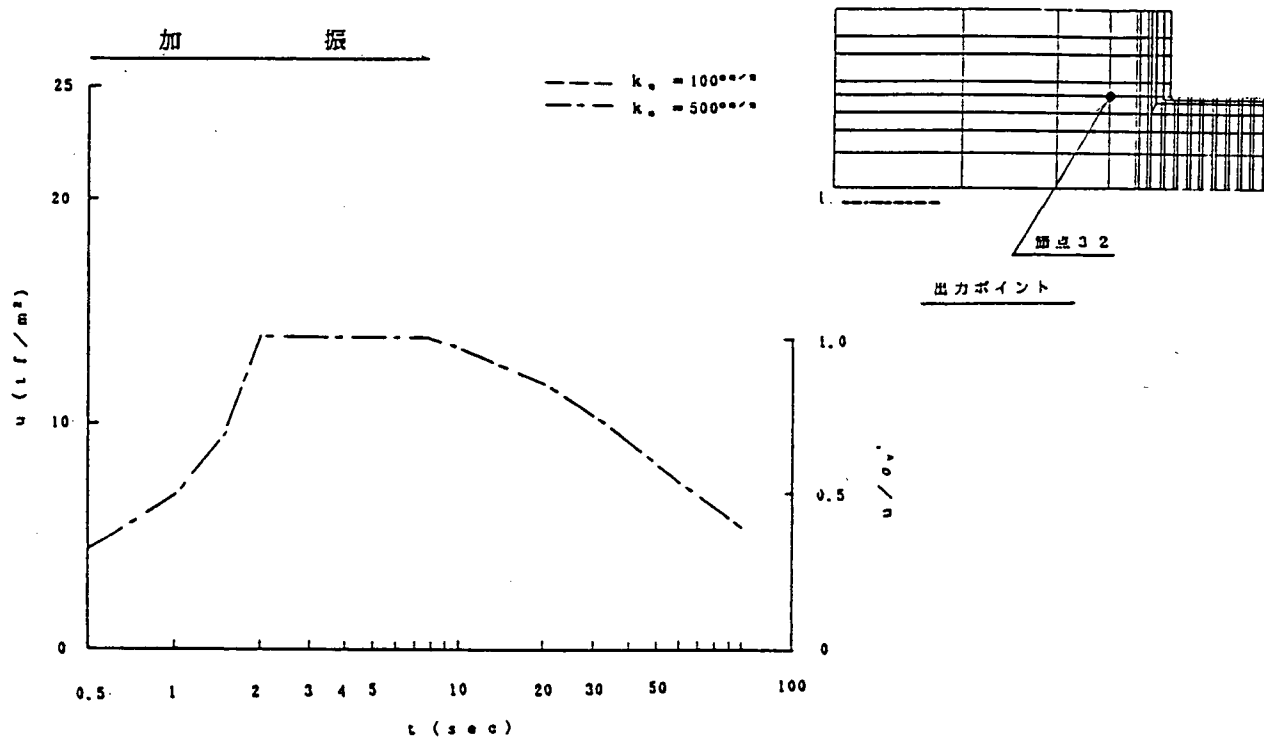


図3.4.17 間隙水圧の時刻歴 ($N_t=4$)

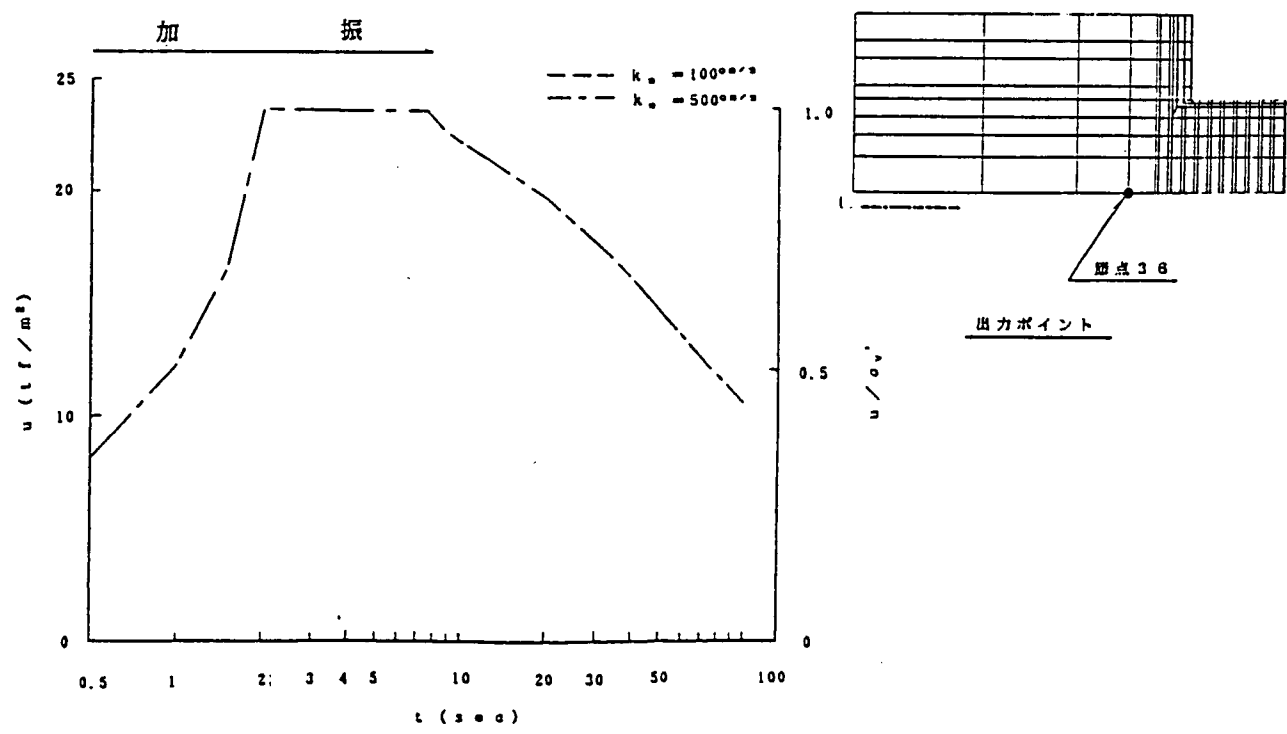


図3.4.18 間隙水圧の時刻歴 ($N_t=4$)

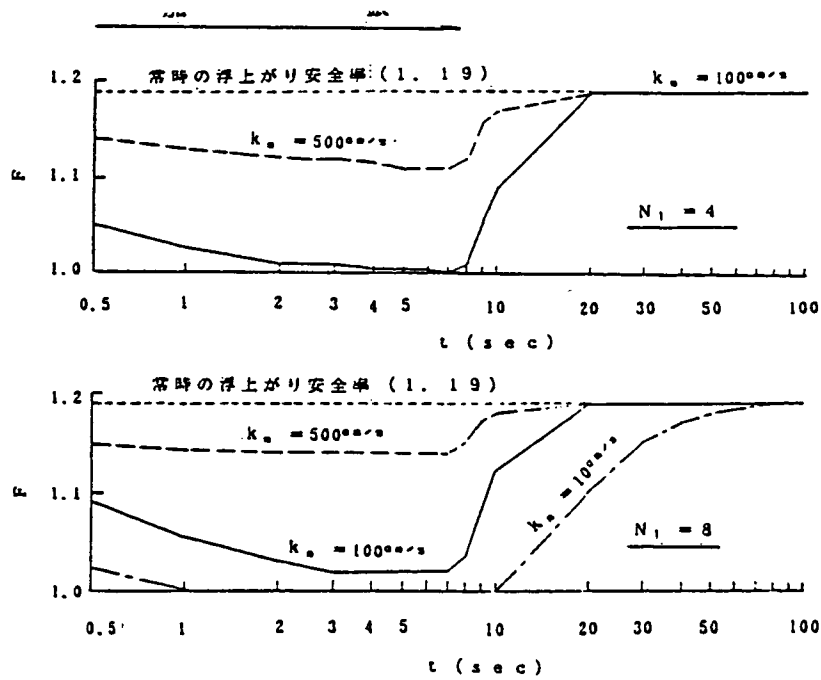


図3.4.19 浮上がり安全率の時間的変化

3.5 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

3.5.1 模型振動実験

(1) 実験目的

掘割道路のような半地下構造物は、地震時にまわりの地盤が液状化すると、浮上がりに対する安定に問題が生ずることが予想される。掘割道路の直下および側方の地盤に締固め改良を行うと、未改良地盤が液状化しても改良地盤部が地盤全体の変形に抵抗するため、掘割道路の浮上がり量が無対策の場合と比べて小さくなるのが小型のせん断土槽を用いた模型振動実験⁹⁾ですでに明らかになっている。

一方、既設の掘割道路に対して耐震補強を行う場合には、掘割道路直下の地盤に締固め改良を行うことは技術的に困難である。

そこで、今回の実験では、掘割道路側方の地盤のみに締固め改良を行った場合について、改良による浮上がりの抑制効果と改良幅の影響を調べた。あわせて、無対策の場合に掘割道路直下の液状化しやすい砂層の厚さ（以下「液状化砂層厚」と呼ぶ）が、掘割道路の浮上がり量にどのような影響を及ぼすかを調べた。

(2) 実験方法

実験は、土木研究所のダム耐震実験施設にある4×4 mの振動台を用いて行った。この振動台は、水平方向一軸と鉛直方向に最大1 G（40 t 載荷時）まで加振ができる。

長さ250 cm、高さ60 cm、奥行き68 cmの剛な箱型土槽の中に、図3.5.1に示す6種類の模型を作成して振動実験を行った。模型1～3では液状化砂層厚を変え、模型4では掘割道路幅を変えた。また、模型5、6では掘割道路側方に締固め改良部を設置し、改良幅を変えた。各模型の条件を表3.5.1に示す。これらの模型条件を決めるにあたっては、実物との相似性は必ずしも考慮していない。実験結果をうまく説明できるような解析法を開発し、これを実物の掘割道路に適用することによって、実験結果を活用していくものとする。

模型の作成方法を以下に示す。液状化砂層は、ホッパーに気乾状態の豊浦砂を入れ、空中落下させること

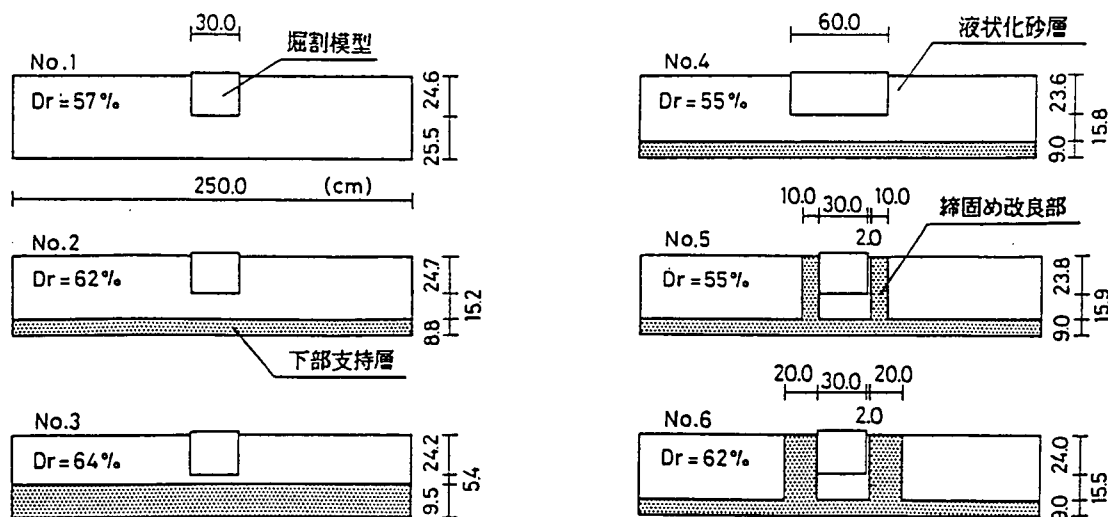


図3.5.1 実験模型（断面図）

表3.5.1 実験模型の条件

模型No.	掘割直下の 液状化砂層厚(cm)	掘割道路幅 (cm)	側方締固め 改良幅 (cm)	液状化砂層の 相対密度 (%)
模型1	25.5	30.0	0.0	57.2
模型2	15.2	30.0	0.0	61.6
模型3	5.4	30.0	0.0	64.4
模型4	15.8	60.0	0.0	55.1
模型5	15.9	30.0	10.0	55.1
模型6	15.5	30.0	20.0	62.3

豊浦砂の $\gamma_{dmax} = 1.632 \text{ gf/cm}^3$, $\gamma_{dmin} = 1.348 \text{ gf/cm}^3$ とした。

により作成した。土槽側面の透明なアクリル板を通して地盤の変形状況を記録するために、墨汁で染めた砂を用いて 10 cm 間隙のメッシュを描いた。模型 2～6 の下部支持層は、気乾状態の豊浦砂を土槽内に投入し、足踏みにより相対密度 100% 程度に締固めた。また模型 5, 6 の締固め改良部は、豊浦砂の凍結ブロックを積み上げて作成した。凍結ブロックは、鋼製の型枠に砂と水を入れ、相対密度が 100% 程度になるまで木づちで型枠をたたいて締固め、冷凍庫で凍結させて作った。

掘割道路として地盤中に設置した模型（以下「掘割模型」と呼ぶ）はアクリル製の箱で、中に鉛散弾を入れて見かけの単位体積重量（掘割模型の全重量を、地盤中での体積で除した値）が 1.52 gf/cm^3 となるように調節した。ただし後述するように、模型 4 における掘割模型の見かけの単位体積重量は、計量ミスのため目標値よりもかなり小さい値であった可能性がある。

地盤を飽和させるために、土槽底部から二酸化炭素を注入して地盤内の空気と置き換えてから、脱気水を注入した。加振前の水位は地盤表面と一致させた。

加振は、周波数 5 Hz の正弦波 20 波を入力波として行った。一度に 2 つの模型を振動台に載せて、加速度レベルを大きくしながら各 4～5 回の加振を行った。加振加速度の実測値を表 3.5.2 に示す。加振時に、模型

表3.5.2 加 振 加 速 度

(単位 gal)

加速度レベル	70gal	100gal	150gal	200gal	300gal	500gal
模型1 模型2	71.3 (75.0)	96.8 (100.6)	143.6 (155.1)	195.7 (207.5)	305.2 (316.8)	
模型3 模型5	71.1 (72.2)	97.4 (101.4)	138.3 (154.0)	192.7 (202.0)	305.2 (311.3)	538.2 (552.7)
模型4 模型6	71.6 (72.4)	100.0 (102.5)	143.7 (156.8)	199.9 (212.3)	306.2 (313.1)	543.2 (566.2)

- ・一度に2つの模型地盤を振動台に載せて加振した。
- ・表中の上段と下段の数値は、それぞれ加速度振幅の平均値と最大値。

各部の応答加速度，地盤内の過剰間隙水圧，掘割模型の水平・鉛直変位，掘割模型に作用する土圧の測定を行った。

加振が終了して，地盤内の過剰間隙水圧が消散したあとで，スケールにより掘割模型の最終的な浮上がり量を測定した。また，地盤中に描いたメッシュの移動状況を記録した。

(3) 実験結果

スケールで測定した掘割模型の累積浮上がり量と加振加速度の関係（500 gal 加振時は省略）を図 3.5.2 に示す。また，掘割模型側方の締固め改良幅と累積浮上がり量の関係を図 3.5.3 に，無改良の模型の液状化砂層厚と累積浮上がり量の関係を図 3.5.4 に示す。これらの結果より次のことが言える。ただし模型 4 は，地盤が液状化したときに掘割模型の底面で測定した過剰間隙水圧が他の模型よりも小さく，掘割模型の重量調整にミスがあった可能性があるため，ここでは比較の対象としない。

- 1) 液状化砂層厚が同じ場合には，無改良の模型 2 では 150 gal 加振時に浮上がりが生じたのに対し，締固め改良を行った模型 5, 6 では浮上がりはほとんどなく，締固め改良の効果が現れている。200 gal 加振以降は，模型 5, 6 でも浮上がりが生じるが，締固め改良幅の大きい模型 6 のほうが累積浮上がり量が小さ

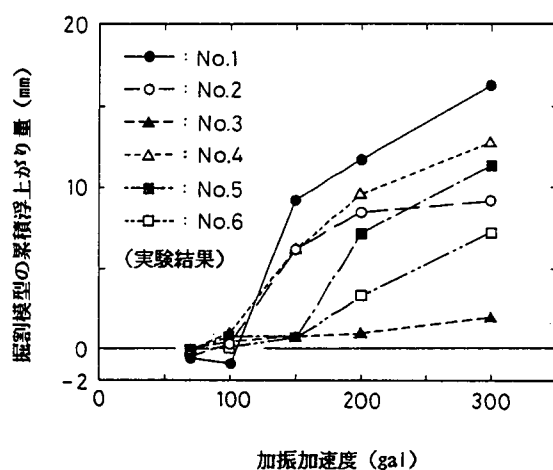


図3.5.2 加振加速度と累積浮上がり量の関係

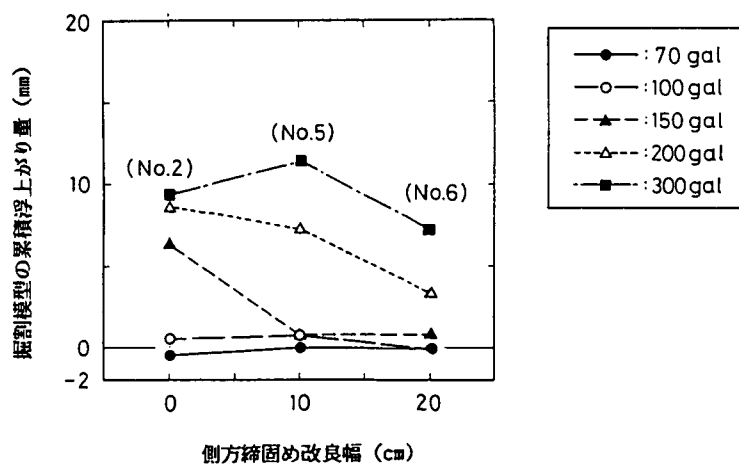


図3.5.3 締固め改良幅と累積浮上がり量の関係

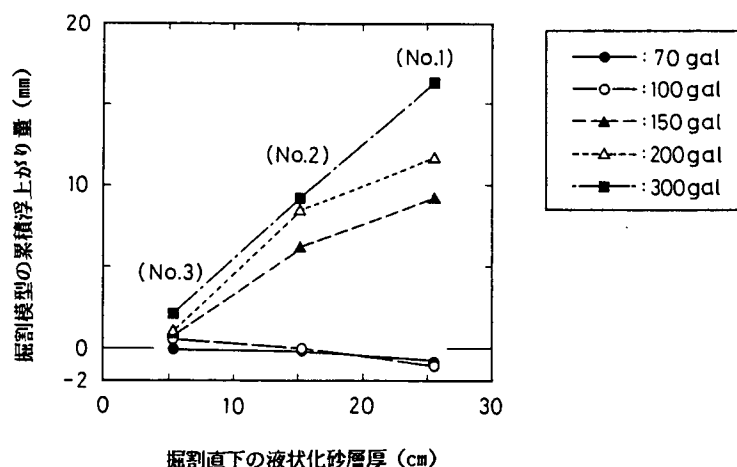


図3.5.4 液状化砂層厚と累積浮上がり量の関係

くなっており、締固め改良幅の影響も現れている。

2) 無改良の模型では、液状化砂層厚が大きくなるほど累積浮上がり量も大きくなる。これは、液状化砂層厚の大きいほうが、掘割模型の側方で液状化した砂が掘割模型の下へまわり込みやすくなるためと考える。模型1, 2におけるメッシュの移動状況を図3.5.5に示すが、液状化砂層厚の大きい模型1のほうが砂の動く範囲が深くなっており、砂のまわり込みやすさの違いが現れている。

次に、掘割模型の浮上がり安全率 F_u ^{6,7)} と浮上がり量（各加振ごとに変位計で測定した値）の関係を図3.5.6に示す。浮上がり安全率は次式で計算し、浮上がりが生じた場合には浮上がりを開始した瞬間について、浮上がらなかった場合には掘割模型の底面で測定した過剰間隙水圧が最大値となった瞬間について求めた。

$$F_u = \frac{W + Q}{U_s + U_a + F} \quad \dots\dots\dots (3.5.1)$$

ここに、 W : 掘割模型の自重

Q : 掘割模型側壁の摩擦抵抗 (=0 と仮定した)

U_s : 静水圧による浮力

U_a : 過剰間隙水圧による揚力

F : 浸透水力に起因する力 (計算法の詳細は文献5)の p. 52 参照)

この図より、掘割模型が浮上するときの浮上がり安全率は0.9程度であることがわかる。しかし、浮上がった場合の浮上がり安全率と浮上がり量の間には一意的な関係は見られず、浮上がり安全率のみから浮上がり量を推定することは困難なようである。特に、液状化砂層厚の小さい模型では、浮上がり安全率が0.9程度まで下がっても浮上がりはほとんどない。このような場合には、砂のまわり込みやすさも合わせて考慮する必要があると考えられる。これらの結果は、(1)で述べた模型振動実験⁵⁾の結果(図3.5.7参照)と定性的に一致する。掘割模型が浮上するときの浮上がり安全率に差があるのは、掘割模型と土槽の間の摩擦や、砂の種類、密度などの細かい実験条件の違いによると考える。

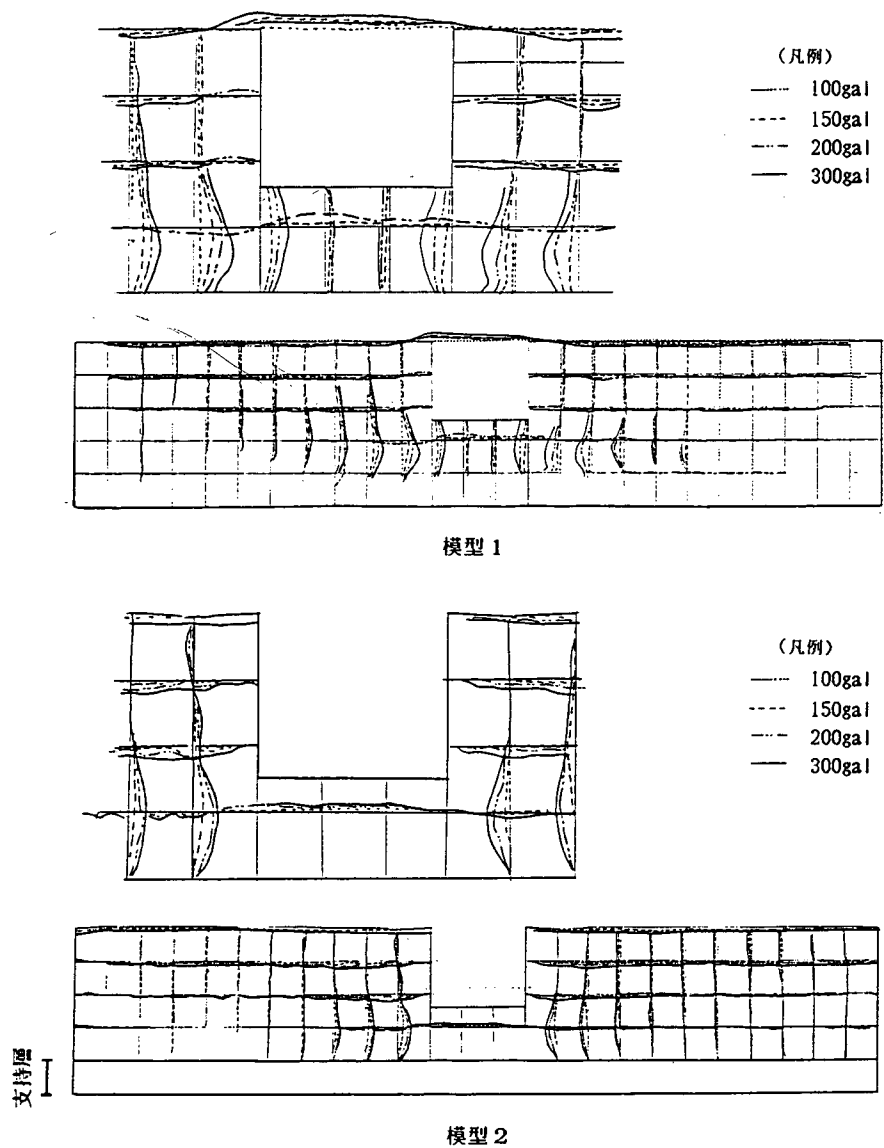


図3.5.5 メッシュの移動状況

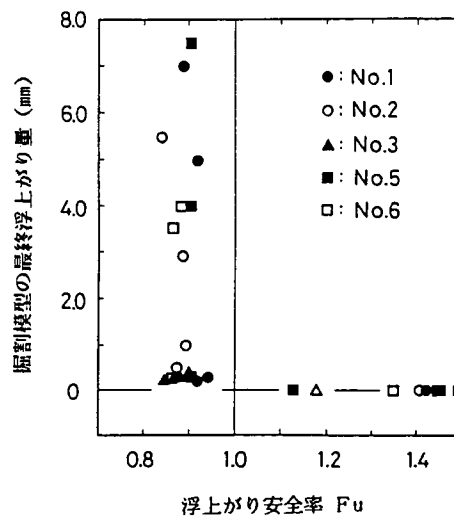


図3.5.6 浮上がり安全率と浮上がり量の関係

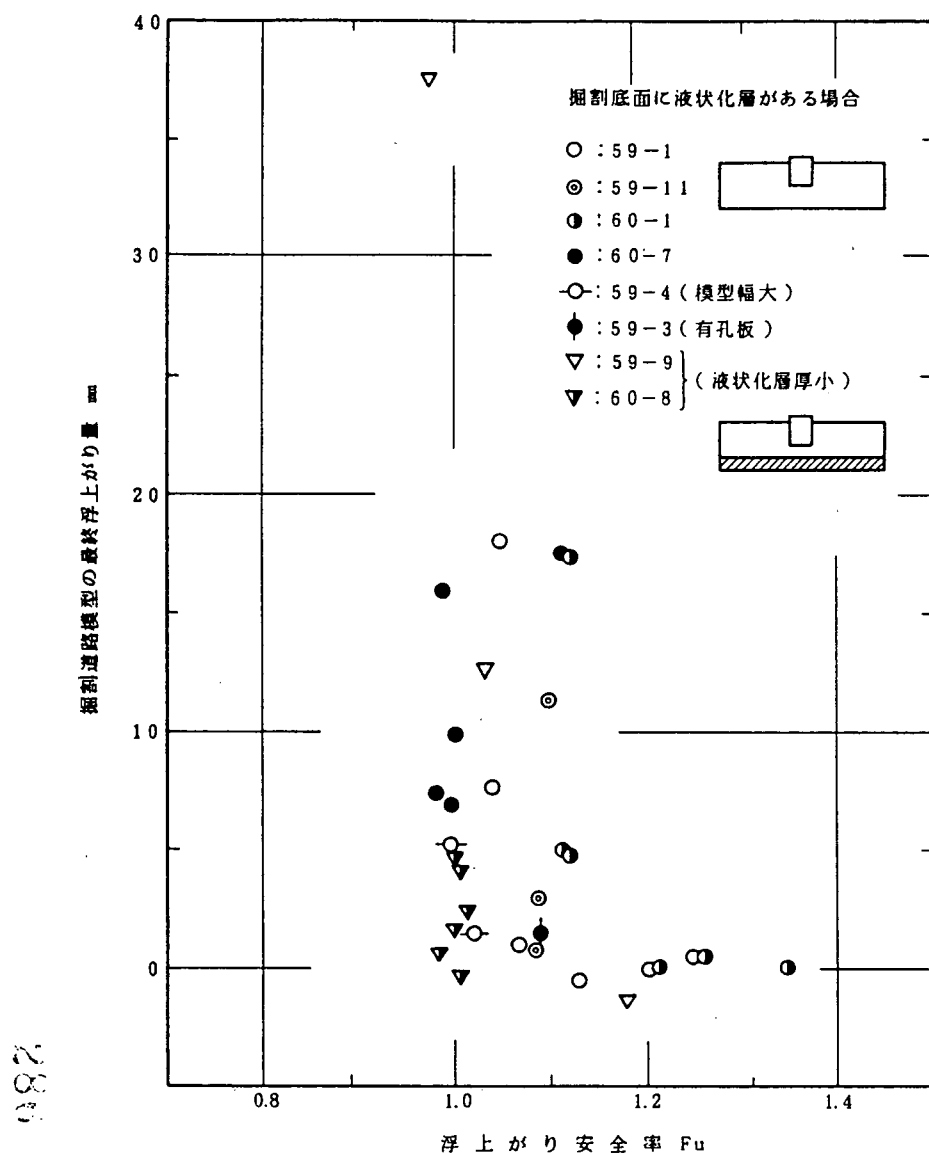


図3.5.7 浮上がり安全率と浮上がり量の関係 (文献5による)

3.5.2 残留変形解析

(1) 解析方法

地震時の掘割道路の浮上がり現象を解析でうまく表現するために、模型振動実験の結果を対象として、図3.5.8に示すフローに従って残留変形解析を行った。静的・動的応力解析および静的変形解析では、建設省土木研究所所有の有限要素解析プログラム SADAP を用いた。本解析法の基本的な考え方⁹⁾を以下に示す。

一般に、静的にある応力状態にある土要素が動的な繰り返し応力を受けると、土要素に徐々にひずみが蓄積して、地盤全体として何らかの変形 (残留変形) が残る。このようなひずみの蓄積現象を、本解析では変形係数の低下という形で表し、この変形係数を用いて静的な変形解析を行うことにより、地震後の残留変形量を求める。

変形係数の低下は次のようにして行った。模式図を図3.5.9に示す。

- 1) 静的な初期応力解析により、各土要素の平均有効主応力 σ'_m および初期せん断応力 τ_s を求める。

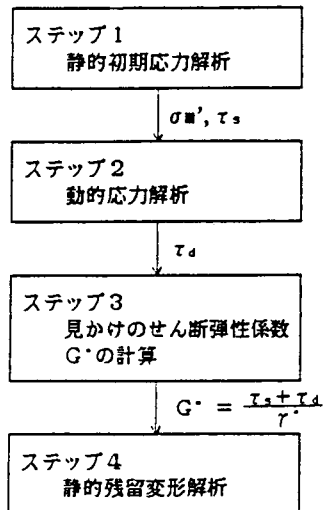


図3.5.8 残留変形解析の手順

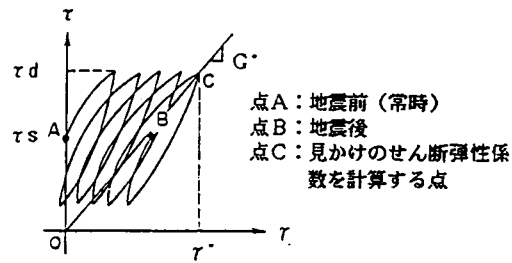


図3.5.9 土要素の応力・ひずみ関係 (模式図)

- 2) 動的な応答解析により、動的な繰返しせん断応力 τ_d を求める。
- 3) 各要素の累積せん断ひずみを、初期せん断応力比 τ_s/σ'_m と動的せん断応力比 τ_d/σ'_m の関数として求める。

$$\gamma^* = f\left(\frac{\tau_s}{\sigma'_m}, \frac{\tau_d}{\sigma'_m}\right) \dots\dots\dots (3.5.2)$$

- 4) 低下した変形係数として、見かけのせん断弾性係数 G^* を次式により求める。

$$G^* = \frac{\tau_s + \tau_d}{\gamma^*} \dots\dots\dots (3.5.3)$$

(2) 解析条件

解析条件と材料の物性定数を表 3.5.3 に示す。先に述べたように、模型 4 の掘割模型の見かけの単位体積重量が目標値よりも小さかった可能性があるため、掘割模型の底面で測定した過剰間隙水圧の値を参考にして掘割模型の見かけの単位体積重量を小さくしたものを模型 4' として計算を行った。解析に用いたモデル図を境界の拘束条件と合わせて図 3.5.10 に示す。解析は半断面で行い、ジョイント要素を用いることにより、掘割模型が浮上る際の掘割模型と地盤の間のすべりを表現している。動的解析の入力波としては 5 Hz、20 波の正弦波を用いて、振幅を 100、150、200 gal の 3 通りとした。

見かけのせん断定数 G^* を求める際に、式 (3.5.2) に相当するものとして図 3.5.11 の関係を修正して用いた。この図は既応の室内要素試験結果⁹⁾を参考にして得たものであるが、水平地盤部の過剰間隙水圧の実測値にあわせて、液状化砂層では図の縦軸の動的なせん断応力比を 0.2 高く設定して用いた。また、支持層および締固め層では、200 gal 加振時に初めて変形が生じるように、図の縦軸を 0.4 高く設定して用いた。1 つの要素に作用する τ_s と τ_d は考える応力面の傾きによって変化するので、応力面の傾きを水平から鉛直まで変えながらそれぞれの場合について G^* を計算し、そのうち最小のものをその要素の G^* とした。

表3.5.3 解析条件と材料定数

解析条件および材料定数	液化化砂層	支持層および締固め改良部	掘割道路模型
単位体積重量 (gf/cm ³)	1.93	2.01	0.20 (上部3要素) ⁴⁾ 3.27 (下部2要素)
静的初期応力・動的応力解析	非線型、Hardin-Drnevichモデル	非線型、Hardin-Drnevichモデル	線型
せん断弾性係数 ^{1) 2)}	$G_0 = 4120(\sigma_m')^{0.4}$	$G_0 = 5394(\sigma_m')^{0.4}$	10^6
ポアソン比 (静的) (動的)	0.333 0.499	0.333 0.499	0.333 0.170
H-Dモデルの τ_r を決める定数	$c = 0.10$ (tf/m ²) $\phi = 39^\circ$	$c = 0.10$ (tf/m ²) $\phi = 48^\circ$	
静的残留変形解析	線型	線型	線型
せん断弾性係数 ^{1) 3)}	G^*	G^*	10^6
ポアソン比	0.499	0.499	0.170

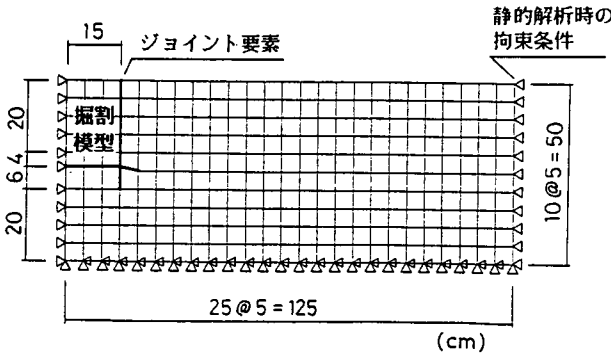
1) 単位 tf/m²

2) 平面ひずみ状態を想定し、 $\sigma_m' = \frac{(\sigma_1' + \sigma_3')}{2}$ とした。

3) G^* については本文参照

4) 見かけの単位体積重量は 1.52 gf/cm³ となる。模型4' では 下部2要素を 3.03 gf/cm³ として、見かけの単位体積重量を 1.26 gf/cm³ に下げた。

模型1, 2, 3, 5, 6



模型4, 4'

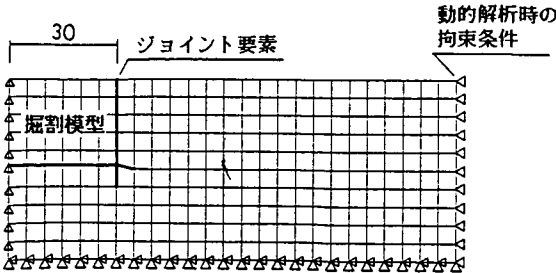


図3.5.10 解析モデル図

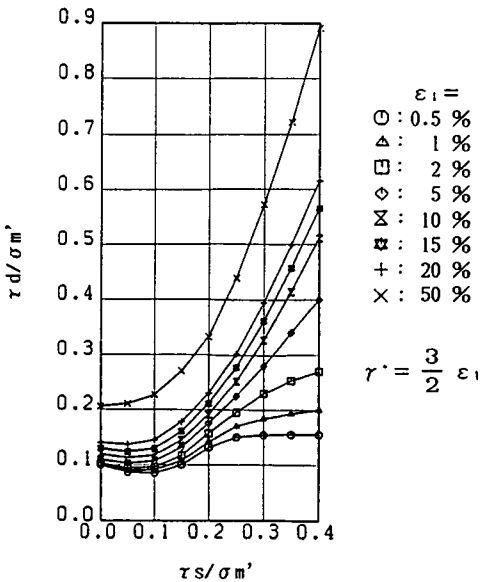


図3.5.11 静的・動的応力比と累積せん断ひずみの関係

(3) 解析結果

200 gal 加振時の模型 1, 2 の残留変形図を 3.5.12 に示す。これを図 3.5.5 の実験結果と比べると、地盤に変形の生じる領域と変形のしかたが比較的良く一致していることがわかる。実験と同様に解析でも模型 1 のほうが砂の動く範囲が深くなっており、液状化砂層厚の違いが砂のまわり込みやすさに影響を及ぼすことを解析でもうまく表現している。

次に、解析による掘割模型の浮上がり量と加振加速度の関係を図 3.5.13 に示す。これを図 3.5.2 の実験結果と比べると、締固め改良範囲の影響および液状化砂層厚の影響に関する定性的な傾向が次の点において一

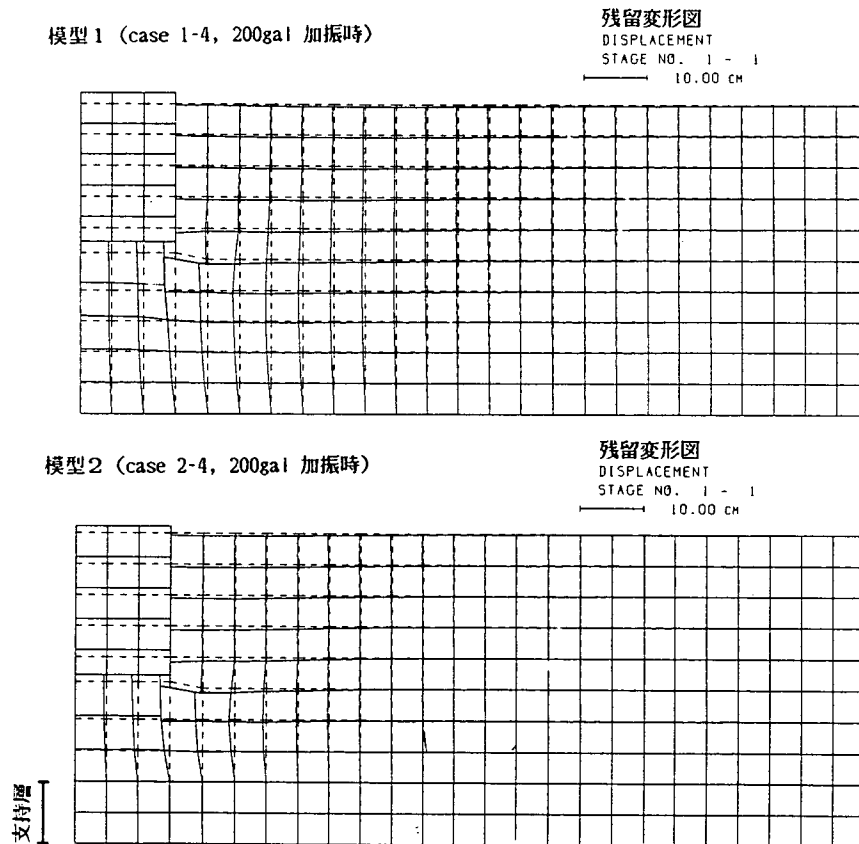


図3.5.12 残 留 変 形 図

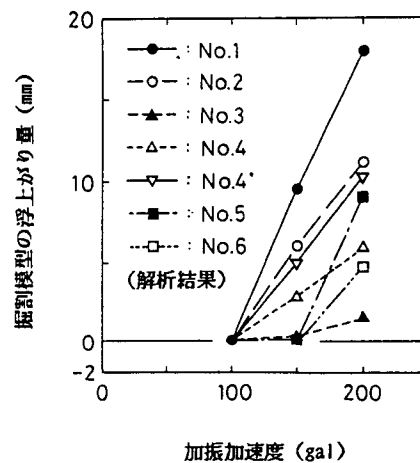


図3.5.13 加振加速度と浮上がり量の関係

致していることがわかる。

- 1) 100 gal 加振時には、いずれの模型でもほとんど浮上がりには生じない。
- 2) 150 gal 加振時には、模型 1, 2, 4 (解析の模型 4' を含む) で浮上がりが生じる。模型 1 と 2 を比べると、液状化砂層厚の大きい模型 1 のほうが浮上がり量が多い。締固め改良を行った模型 5, 6 と液状化砂層厚の最も小さい模型 3 では、ほとんど浮上がりには生じない。
- 3) 200 gal 加振時には、模型 3 以外で浮上がりが生じる。液状化砂層厚の影響に関しては 150 gal 加振時と同様で、締固め改良幅の影響に関しては改良幅の大きい模型 6 のほうが模型 5 よりも浮上がり量が小さい。

模型 4 に関しては、掘割模型の重量を小さくした模型 4' のほうが実験結果との対応が良い。これは、実験において掘割模型の重量が目標値よりも小さかった可能性を裏付けている。重量を目標値として計算した模型 4 と模型 2 の浮上がり量を比べると、掘割模型幅の大きい模型 4 のほうが小さくなっているが、実際には掘割道路幅が大きくなると掘割模型直下からの排水距離が長くなり、過剰間隙水圧の消散が遅れることも考えられるので、この解析結果のみでは掘割道路幅の影響を明らかにすることはできない。

なお、図 3.5.13 の解析結果は、150 gal 以降の加振時でも模型の条件を初期値から変えずに計算したものである。つまり、解析ではそれ以前の加振履歴を考慮していない。一方、実験はステップ加振で行ったので、結果はそれ以前の加振による掘割模型の浮上がりや地盤の密度の変化の影響を受けており、図 3.5.2 では浮上がり量の累積値を用いている。ゆえに、これらを比べる際には加振履歴に関する条件が異っていることに留意する必要がある。

3.5.3 ま と め

掘割道路の地震時浮上がりに関する模型振動実験と残留変形解析の結果をまとめると以下のようになる。

- 1) 掘割道路の側方地盤を締固め改良すると、ある加振レベルまではまわりの砂が掘割道路の下にまわり込むのを防ぎ、掘割道路の浮上がりを抑える効果がある。加振レベルが大きくなると、締固め改良部でも変形が生じて掘割道路が浮上がるが、浮上がり量は無対策の場合よりも小さく、また締固め改良幅が大きいほど浮上がり量が小さくなる。
- 2) 掘割道路直下の液状化砂層厚が大きい場合ほど、掘割道路の下にまわりの砂がまわり込みやすくなり、掘割道路の浮上がり量が大きくなる。このような砂のまわり込みやすさの違いが浮上がり量に及ぼす影響は、残留変形解析によりうまく計算することができる。
- 3) 掘割道路幅の影響に関しては、実験では条件が不統一のために比較を行えなかった。解析によれば、掘割道路幅が大きくなると相対的に砂のまわり込みが起こりにくくなり、浮上がり量が小さくなる。ただし、掘割道路幅が大きくなると掘割道路直下の地盤の過剰間隙水圧が消散しにくくなる点に関して検討を行う必要がある。
- 4) 今回の実験では、掘割模型が浮上がる場合の浮上がり安全率は 0.9 程度であった。実際の掘割道路も、浮上がり安全率がある値を下回ると浮上がりが生じるものと考えられる。ただし、浮上がり量を予測する際には砂のまわり込みやすさも合わせて考慮する必要がある。

(土木研究所)

3.6 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

3.6.1 背景

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は、緩い砂地盤の液状化対策としてこれまで広く用いられてきた。また、振動・騒音の問題等により都市部での施工は今後困難となろうが、埋立地等においては、効果の確実性、経済性などの点から、今後も液状化対策工法の主流となることが予想される。

現在、締固め工法によって改良された地盤の改良効果の評価は、改良後に実施される標準貫入試験から得られる N 値を用いるのが一般的である。具体的には、

- ① 準拠している指針・基準類において限界 N 値が定められている場合、チェックボーリングから得られた N 値が限界 N 値以上であることを確認する方法
- ② 道路橋の方法のように液状化の判定に繰返しせん断抵抗率 F_t を用いる場合には、 $F_t=1.0$ となる目標 N 値を定め、チェックボーリングから得られた N 値が目標 N 値以上であることを確認する方法などである。

しかしながら、限界 N 値や、繰返しせん断抵抗率 F_t を用いる方法での N 値と液状化強度の関係は、埋立て地盤や沖積地盤のデータをもとにしたものであり、人工的に締固めた地盤にまで適用できるか否かは疑問の残るところである。例えば、 N 値の増加をそのまま密度の増加と考えてよいのかという点がある。締固め地盤では、静止土圧係数 K_0 が増加するという報告もあり^{10,11)}、このような場合には、 K_0 の増加および密度の増加の相乗効果として N 値が増加していることも考えられる。また、液状化強度は供試体作成方法によっても強く影響されることが知られており、同じ締固め工法でも、例えばサンドコンパクション工法とバイブロフローテーション工法ではその締固め機構に差があり、液状化強度～相対密度～ N 値の関係が各種工法によって異なる可能性もある。

一方、締固め改良された地盤に対し、その改良効果を最も直接的に評価できると予想される改良地盤から不攪乱試料を採取し、室内液状化試験を行い改良前後の液状化強度を比較した報告や、改良地盤の K_0 値を測定した報告は少ないが、数編見受けられる。

そこで、最初に既応の締固め地盤に関する液状化強度や K_0 の調査結果を整理した。次に(株)間組が実施した同様の地盤調査結果を示す。最後に、これらの調査結果から生じた疑問点の1つである貫入試験結果に及ぼす静止土圧係数 K_0 の影響を調べるために実施した室内実験結果について報告する。

3.6.2 既応の地盤調査結果

入手できた文献は8編であり、それらの結果をまとめたものを表3.6.1に示す。なお、表に示した値には、文献中の図表より読み取ったものもあることをことわっておく。

表3.6.1に示す文献の中で、地盤改良前後に不攪乱試料を採取し液状化強度を求めているものは、石原ら¹³⁾、草野¹⁵⁾のわずか2編である。また、地盤改良前後で K_0 値を比較しているのは、斎藤¹⁰⁾、石田・高橋¹²⁾、斉藤ら¹⁴⁾、草野¹⁵⁾、鳥取¹⁶⁾、木村ら¹¹⁾の6編である。

以下、いくつかの研究について概要を記す。

表3.6.1 締固め工法による地盤改良前後の地盤調査結果 (その1)

文献	改良工法	地盤の状況	改 良 前				改 良 後				備 考
			N 値	ρ_d, D_r, e	R_1	K_g	N 値	ρ_d, D_r, e	R_1	K_g	
10) Saito	ハイドロ・フローテーション工法・ピツチ 1.7m	埋立て地盤 $G_s=2.73$ $D_{50}=0.25\sim0.35$ $U_o=2\sim6$	$\bar{N}=2\sim6$	$D_r=52$ $\sim74(\%)$			$N=12\sim17$	$D_r=61$ $\sim65(\%)$			・ N 値の増加は、密度と K_g 値の増加によることを指摘 ・ ビショップ型の改良サンプラーを使用
	サントコンパクション工法・ピツチ 1.7m						$N=32\sim36$	$D_r=73$ $\sim89(\%)$			
	ロットコンパクション工法・ピツチ 1.7m						$N=30\sim36$	$D_r=74$ $\sim91(\%)$			
	ロットコンパクション工法・ピツチ 1.8m	埋立て地盤	$N=8\sim15$			$K_g=0.3$ ~1.5	$N=23\sim31$			$K_g=6$ 前後	・ K_g は、LST 試験による。
12) 石田 高橋		埋立て地盤 $F_c=15\%$ $G_s=2.65, U_o=3\sim4$ $D_{50}=0.2\sim0.5$	$N=3\sim5$	$D_r=30$ $\sim60(\%)$	$R_g=0.1$ ~0.2						・ 大口径サンプラーを使用
	サントコンパクション工法・ピツチ 1.7m □ ・ ハイドロ径 0.6m	埋立て地盤 $F_c<7\%$	$N=3\sim13$	$D_r=29$ $\sim59(\%)$		$K_g=0.4$ ~0.6	$N=16\sim29$	$D_r=43$ $\sim72(\%)$		$K_g=1.2$ ~1.6	・ 改良後振動実験を実施
13) Isihara Kawase Yakajima	サントコンパクション工法・ピツチ 1.8m △ ・ ハイドロ径 0.7m ・ ハイドロ長 15.5m	埋立て地盤	$\bar{N}=5$	$e=1.18$ ~1.25	$R_1=0.22$		$\bar{N}=15$	$\bar{e}=1.14$	$R_1=0.26$		・ Osterberg Sampler を使用 ・ データは宮城県沖地震後のもの $\sigma'_g=1.0\text{kgf/cm}^2 \geq \sigma'_v_g$
		GL-2 $\sim$ -6m) $D_{50}=0.15$	$\bar{N}=10$	$e=1.17$ ~1.19	$R_1=0.22$ ~0.24		$\bar{N}=15$	$e=1.16$ ~1.24	$R_1=0.23$ ~0.25		
14) 斉藤 出垣 妹尾	サントコンパクション工法・ピツチ 1.5m △	埋				$K_g=0.33$				$K_g=0.53$	・ 改良後振動実験を実施
		土				$K_g=0.7$				$K_g=1.11$	

表3.6.1 締固め工法による地盤改良前後の地盤調査結果 (その2)

文献	改良工法	地盤の状況	改 良 前				改 良 後				備 考
			N 値	ρ_d, D_r, e	R_1	K_0	N 値	ρ_d, D_r, e	R_1	K_0	
15) 草野	サトコンパクション工法 (a)一般部 ・ピッチ2.5m △ ・ハシ径0.7m (b)山砂部 ・ピッチ1.6m □ ・ハシ径0.6m	浚渫埋土	N=5~11	$D_r=40\sim80$	$R_1=0.25\sim0.33$ (密度補正)		N=8~14	$D_r=65\sim75(\%)$	$R_1=0.3\sim0.34$ (密度補正)		・三軸液状化強度から原位置液状化強度から原位置液状化強度を推定する場合、 K_0 補正を行っている。 ・サンプリング方法の詳細不明
		沖積砂	N=8~30	$D_r=53\sim97$	$R_1=0.37\sim0.43$ (密度補正)	$K_0=0.5$	N=13~40	$D_r=43\sim77(\%)$ $D_r=70(\%)$	$R_1=0.28\sim0.39$ (密度補正)	$K_0=0.8$	
		山砂埋土	N=2~6	($D_r=51.4\%$)	$R_1=0.193$ ($D_r=51.4\%$)	$K_0=0.5$	N=15~32	$D_r=87.7\sim117(\%)$	$R_1=0.283\sim0.350$	$K_0=0.8$	
16) 鳥取	サトコンパクション工法 ・ピッチ1.6m □ ・ハシ径0.7m	埋立て地盤 $U_c < 6$ が60% $0.004 < D_{20} < 1.2$ が約95%	N=3~6	$D_r=50(\%)$	$R_1=0.21\sim0.25$ (ただし N=30回)	$K_0=0.5$	N=16~25	$D_r=60\sim75(\%)$		$K_0=0.89\sim1.19$	・ K_0 値はジオセル土圧計を使用。 ・改良後振動実験を実施 無処理 $u/\sigma'v_0=37\sim49\%$ 改良 $u/\sigma'v_0=6\sim9\%$
	グラベルコンパクション工法 ・ピッチ1.6m □ ・ハシ径0.6m						N=15~30	$D_r=60\sim65(\%)$		$K_0=0.64\sim0.65$	
11) 木村 塩田 三沢 川鍋	サトコンパクション工法 ・ピッチ □1.8×1.575m ・改良率13.2 (中詰砂 転炉スラグ)	埋立て地 沖積砂	(上層のみ) N=2~10			$K_0=0.33\sim0.65$	改良直後 N=6~20 改良1年 9ヵ月後 N=6~32			改良直後 $K_0=0.56\sim1.66$ 改良1年 9ヵ月後 $K_0=0.74\sim4.18$	・ K_0 値はLLT試験による。
17) 田中 時松 吉見 有泉	サトコンパクション工法 ・ピッチ2.0m □ ・ハシ径0.7m						N=25	$D_r=115\%$	$R_1=0.85$		・原位置強度は K_0 補正を行っている。 ・凍結サンプリング ・有効上載圧 $=\sigma'_0$
							N=20	$D_r=86\%$	$R_1=0.4$		

(1) 斎藤¹⁰⁾の研究

斎藤は、砂による埋立て地盤において、地盤改良前後の N 値と相対密度 D_r の関係について詳細な調査をしている。地盤改良工法としては、ロッドコンパクション、サンドコンパクション、パイプロフローテーション工法の3つを採用している。また、相対密度は、Bishop 型を改良したサンドサンプラーによって採取した試料を用いて求めている。

そして、改良前の埋立て地盤(海水面下)では、次式によって、 $N-D_r-\sigma'_v$ の関係を表わすことができるとしている。

$$\bar{N} = (22\sigma'_v + 6)D_r^2, N_p = 22\sigma'_v D_r^2 \dots\dots\dots (3.6.1)$$

ここで、 $\bar{N}$: 平均 N 値, N_p : 最多頻度 N 値

σ'_v : 有効上載圧, D_r : 相対密度

次に、3種類の改良工法に対する改良後の N 値分布を図 3.6.1 に、また N 値と相対密度の関係を図 3.6.2 に示している。そして、改良後の N 値と相対密度の関係は上式で表わすことはできず、 N 値を用いて上式より求めた D_r は実測値よりかなり大きくなること、この原因として改良後の N 値の増加は密度と K_0 値の増加が関与していることを指摘している。

さらに、ロッドコンパクションによる地盤改良前後の地盤において、 LLT を用いて K_0 値の測定を実施し、 K_0 値の増加を確認している。調査結果を、図 3.6.3、図 3.6.4 に示す。

本研究は、締固め工法によって改良された地盤における N 値の増加は、密度の増加だけでなく K_0 値の増加が寄与していることを実証した先駆的な研究である。

(2) 石田・高橋¹²⁾の研究

石田・高橋は、信濃川締切堤の液状化対策としてサンドコンパクションパイル工法を採用し、試験施工時に種々の地盤調査を実施している。

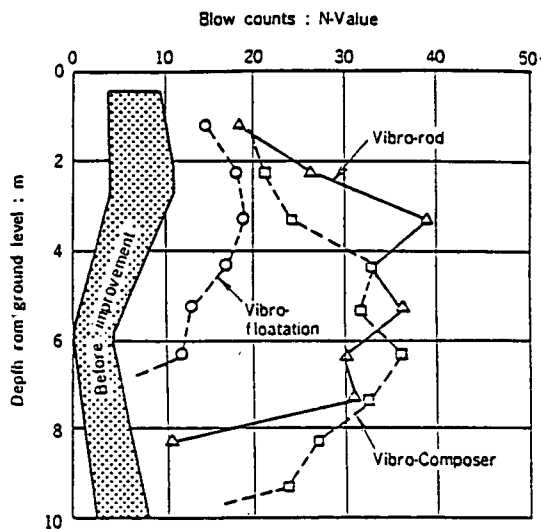


図3.6.1 振動締固めによる改良後の N 値

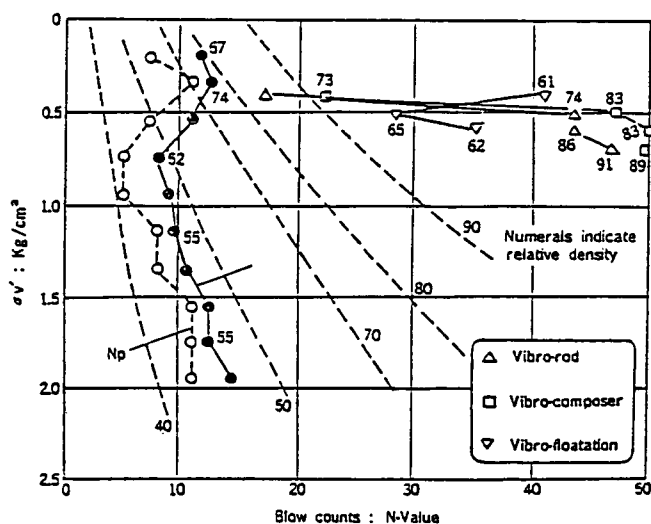


図3.6.2 改良後の N 値, 相対密度, 有効上載圧の関係

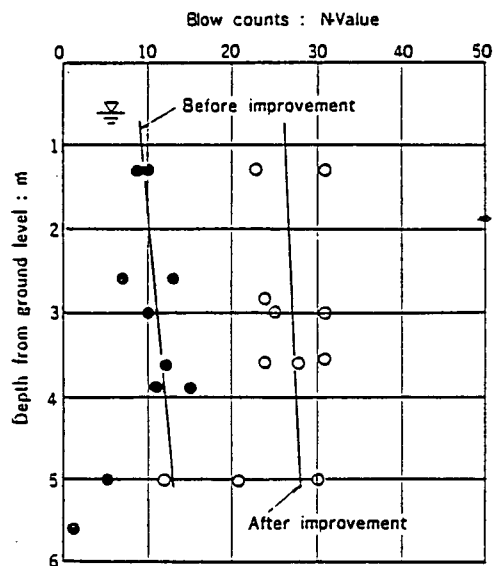


図3.6.3 K_0 値測定地点の N 値の比較

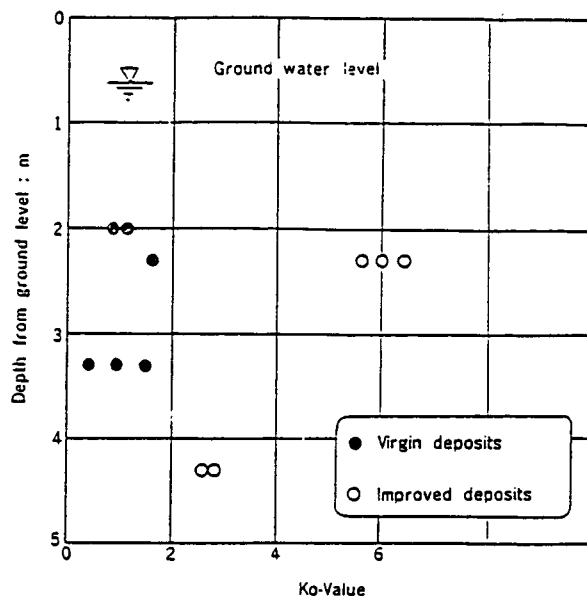


図3.6.4 振動締固めによる K_0 値の変化

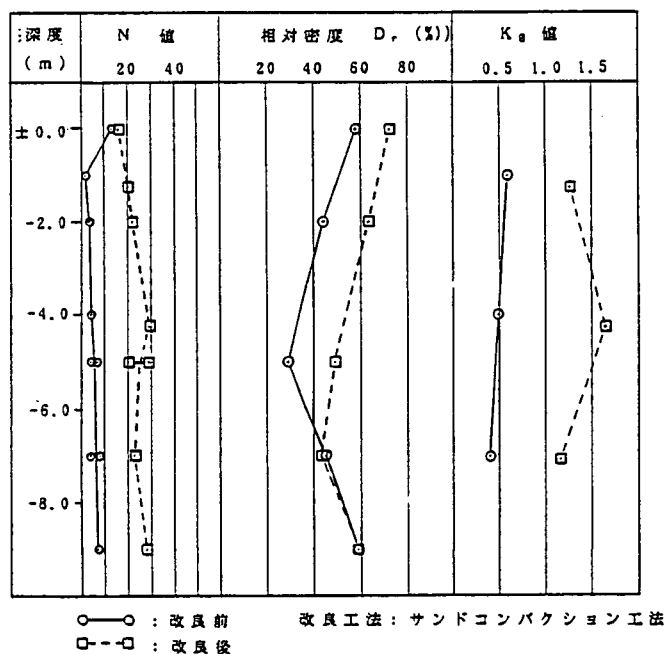


図3.6.5 地盤改良前後の調査結果の比較

上記調査結果を整理して図 3.6.5 に図示した。ここで、 K_0 値の測定方法は不明である。また、調査地点は、細粒分含有率 F.C が数パーセント以下のきれいな砂である。

図 3.6.5 より、地盤改良によって N 値は、表層部を除き、15~20 以上増加している。一方、相対密度は、T.P-6m 以浅では 20% 程度増加しているが、-6m 以深では変化がない。また、静止土圧係数 K_0 は、改良前では約 0.5、改良後では約 1.4 と全層で増加している。

(3) 石原¹³⁾の研究

石原¹³⁾は、宮城県沖地震後に、サンドコンパクションパイル工法により地盤改良した地点としなかった

地点から不攪乱試料を採取し液状化強度を比較している。ここで、改良した地点は地震時に液状化は生じず、未改良地盤では液状化が生じたと報告している。

図 3.6.6 に両地点の標準貫入試験結果を、図 3.6.7、図 3.6.8 に液状化強度、間隙比の比較を示す。図 3.6.6 と図 3.6.7 の比較より、浅層部(2.4 m、4.4 m 地点)では、 N 値の差に対応した液状化強度の差が示されており、一方、深層部(6.4 m、9.4 m 地点)では、 N 値の差ほどには液状化強度に差がないと、指摘している。

(4) 草野¹⁵⁾の研究

草野¹⁵⁾は、浚渫埋立地盤をサンドコンパクション工法により改良した時の、改良前後の地盤調査結果を図 3.6.9 に示している。そして、緩い埋立砂の場合、液状化強度は地盤改良によって増加するが、沖積砂の場合、

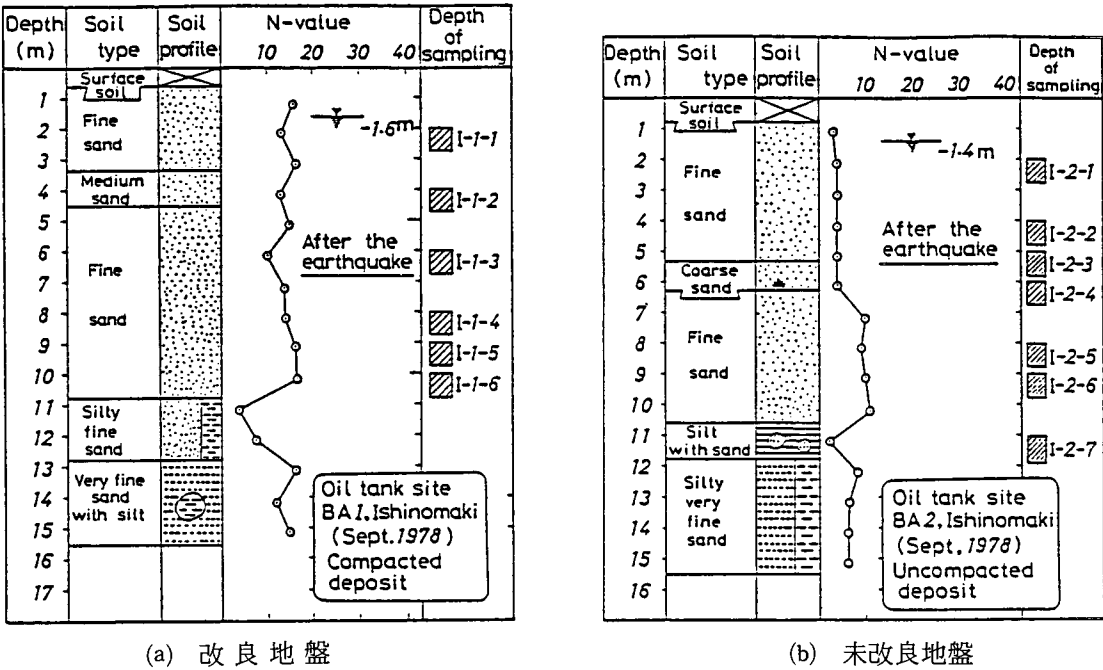


図3.6.6 調査地点の土質柱状図

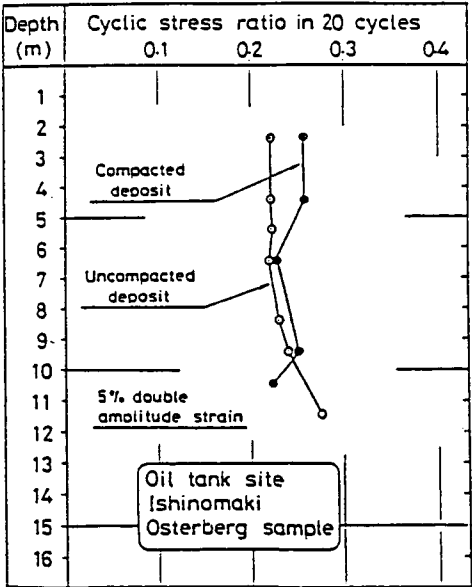


図3.6.7 液状化強度の比較結果

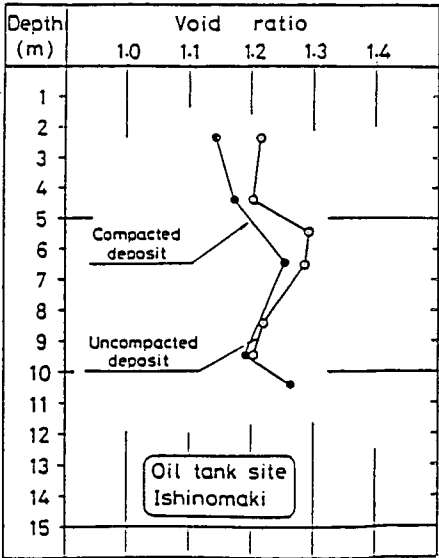


図3.6.8 間隙比の比較結果

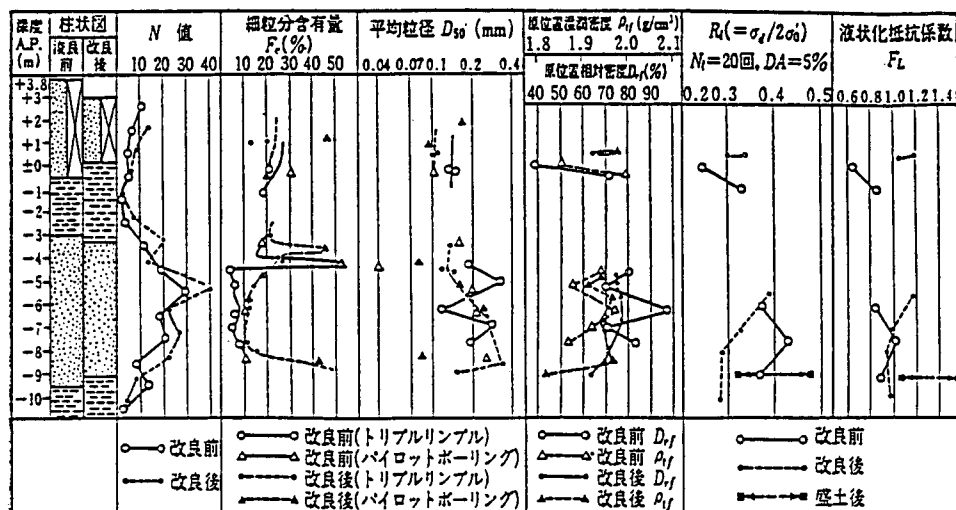


図3.6.9 改良前後の調査結果

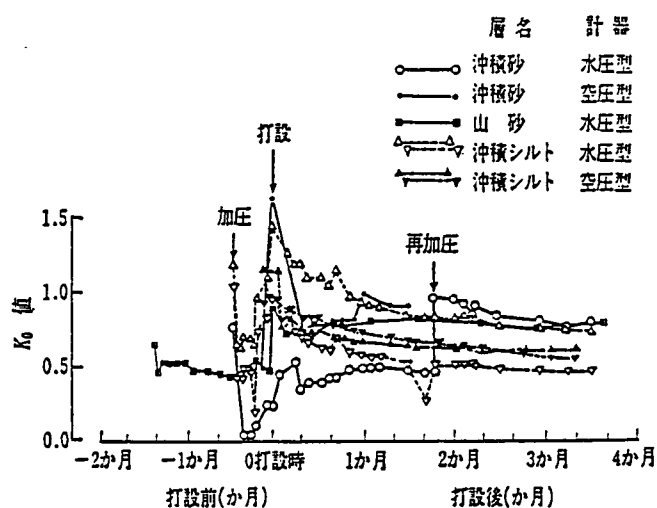


図3.6.10 地盤改良工事による K_0 の変動

改良前より小さくなったこと、この原因として、沖積砂が細粒分を含んだ密な状態であったため、改良時に乱れが生じたものと考えられると報告している。

また、地盤改良による側方土圧の変化を側方土圧計により計測しており、静止土圧係数 K_0 の値で整理した結果として、図 3.6.10 を示している。そして、 K_0 の変動は工事中に大きくなり、工事後の放置期間中に逡減しながら一定値で安定する。改良前の K_0 は、砂層、シルト層ともおよそ 0.5、改良後の K_0 は砂層でおよそ 0.8、シルト層でおよそ 0.6 の値が得られ、改良後の方が大きくなったと報告している。

さらに、 K_0 値の変化を考慮した次式を用いて不攪乱試料による室内液状化試験結果から原位置の液状化強度を推定し、これから求めた液状化抵抗係数 F_L と N 値の増加傾向は類似した関係が見られたとしている。

$$R = 0.9 \times 2(1 + 2K_0) / 3\sqrt{3}R_L \dots\dots\dots (3.6.2)$$

ここで、 R : 原位置の液状化強度

R_L : 液状化試験から得られた液状化強度

そして、地盤改良による砂層の液状化防止効果は、砂地盤が一様に締め固まることと、 K_o の増加が相乗されたものとなる結果になったと報告している。

(5) 木村・川鍋ら¹¹⁾の研究

木村・川鍋ら¹¹⁾は、コンパクションパイルにより地盤改良した場合の静止土圧係数 K_o の変化を、改良後1年9ヶ月経過した時点まで測定している。 K_o の測定には、 LLT が用いられた。

その結果として、図3.6.11、図3.6.12に示す K_o 値と N 値の測定結果を示し、コンパクションパイル打設により K_o 値が増加し、その後も維持されることが確認されたと報告している。

このような測定データは非常に少なく、改良地盤の地盤物性を評価するうえで有用と思われる。

(6) 田中・時松ら¹⁷⁾の研究

田中・時松ら¹⁷⁾は、サンドコンパクションにより地盤改良された地盤から不攪乱試料を採取し、液状化試験を実施している。

この研究の特徴は、不攪乱試料を凍結サンプリングにより採取していることであり、石原ら¹³⁾、草野¹⁵⁾の研究ではサンドサンプラーが用いられている。

液状化試験の結果得られた液状化強度は、 N 値25地点で0.85、 N 値20地点で0.4とかなり高い値となっている。

また、三軸液状化強度から原位置液状化強度の補正には次式を用いており、ここで得られた強度は、時松・吉見による液状化判定法と比較して矛盾のないものであったと報告している。

$$(\tau_l/\sigma'_v)_{\text{field}} = 0.9 \times (1 + 2K_o) / 3 \times (\sigma_d / 2\sigma'_o)_{\text{triaxial}} \quad \dots\dots\dots (3.6.3)$$

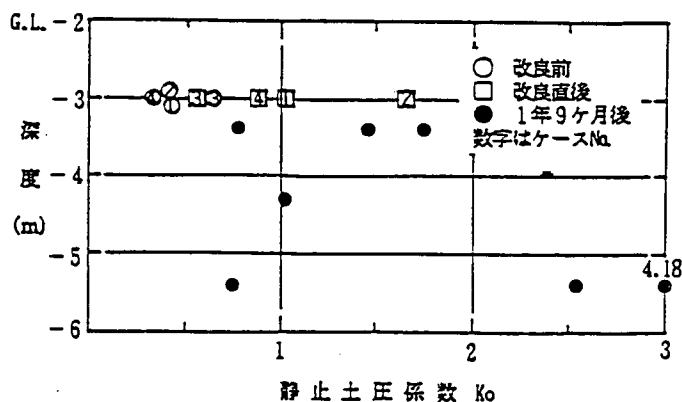


図3.6.11 静止土圧係数の測定結果

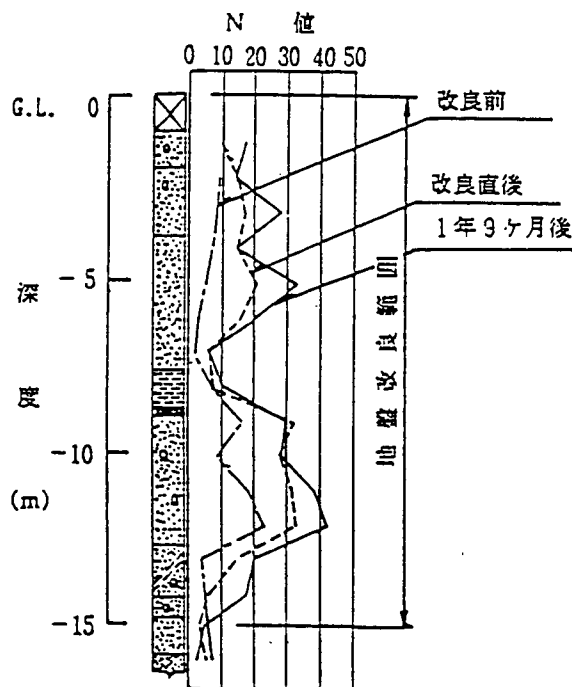


図3.6.12 N 値の測定結果

3.6.3 改良地盤における地盤調査結果

(1) バイプロフローテーション工法の場合

本調査は数年前に実施したものであり、液状化対策として施工されたバイプロフローテーション工法の改良効果を評価するため、標準貫入試験と不攪乱試料による液状化試験を、改良前後で実施した。

調査地点は、タンク基礎部であり、10数年前に浚渫土砂によって埋め立てられた埋立て地である。バイプロフローテーションの仕様は、パイルピッチ 1.5 m (正三角形配置)、パイル径 0.5 m、改良深度 5.5 m であり、投入材料としては、碎石 ($\phi 20 \sim 40 \text{ mm}$) が用いられた。また、「危険物の規制に関する規則」より、改良目標 N 値が 15 と設定されていた。

図 3.6.13 に、改良前後の標準貫入試験結果を示す。改良後の標準貫入試験は、改良後約 10 日経過してから実施した。深度 4 m 付近のシルト部を除き、改良範囲の N 値は 15 以上となった。

図 3.6.13 に示すように、試料の採取は表層を掘削し、深度 2 m 地点で実施した。採取方法は、チューブ (内径 83 mm、長さ 150 mm、塩化ビニール製) のまわりをスコップで掘削しながら人力で圧入する方法であった。改良前後とも、鉛直方向と水平方向の 2 方向から試料を採取した。改良後の試料採取は、改良後約 2 週間経過してから実施した。採取した試料は、細粒分の少ないきれいな砂であることから、凍結させ保存、成形した。

採取した試料の粒度分布、物理的性質を図 3.6.14、表 3.6.2 に示す。また、凍結した試料を成形した後に測定した平均乾燥密度 ($\bar{\rho}_d$) は、改良前では 1.275、改良後では 1.358 と改良後の方が大きな値となったが、表 3.7.2 に示す最大・最小乾燥密度から求めた相対密度は、改良前で 26%、改良後で 30% と共にかなり小さ

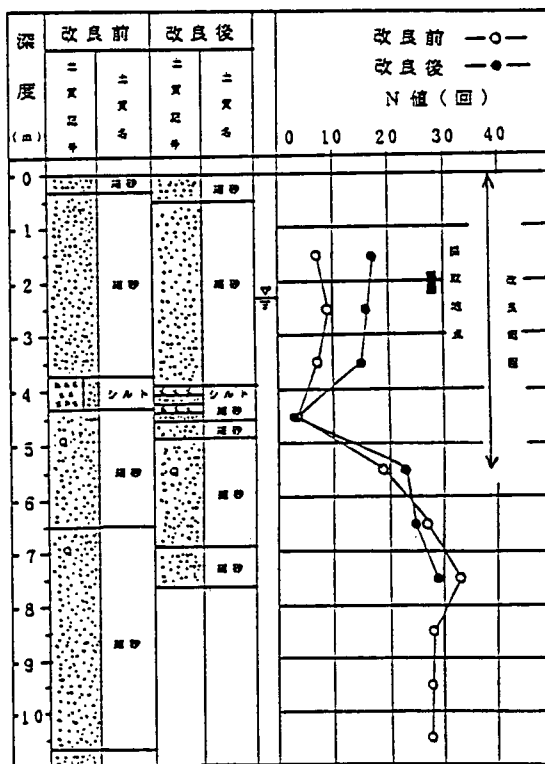


図3.6.13 改良前後の N 値の比較

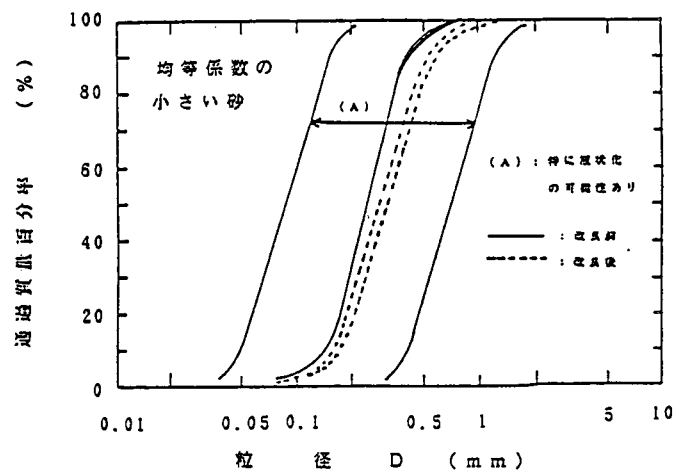


図3.6.14 粒度分布

表3.6.2 物理的性質の一覧

項目 試料	土粒子 の比重 G_s	平均粒径 D_{50} (mm)	均等係数 U_s	液性分(74 μm以下)の 含有率(%)	最大乾燥 密度* $\rho_{d, max}$ (g/cm ³)	最小乾燥 密度* $\rho_{d, min}$ (g/cm ³)
改良前	2.653	0.24	2.0	2.3 ~2.7	1.528	1.203
改良後	2.639	0.30 ~0.32	2.1 ~2.2	1.5	1.548	1.279

* J S F T 2 6 - 1 9 8 1 による

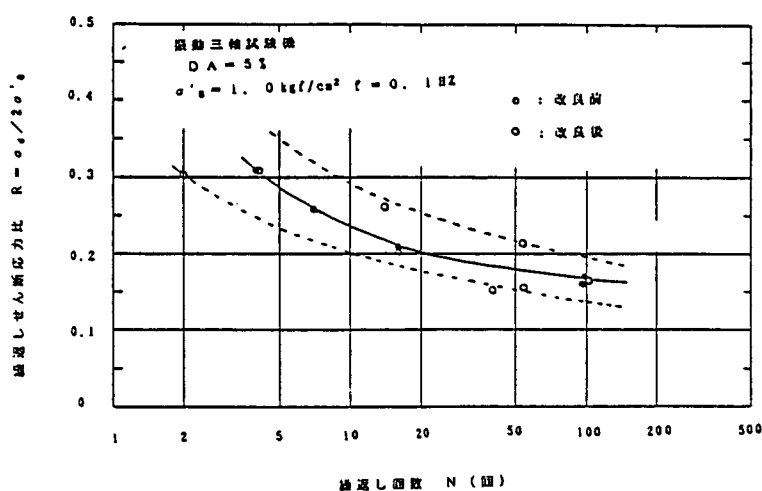


図3.6.15 液状化試験の結果 (鉛直方向)

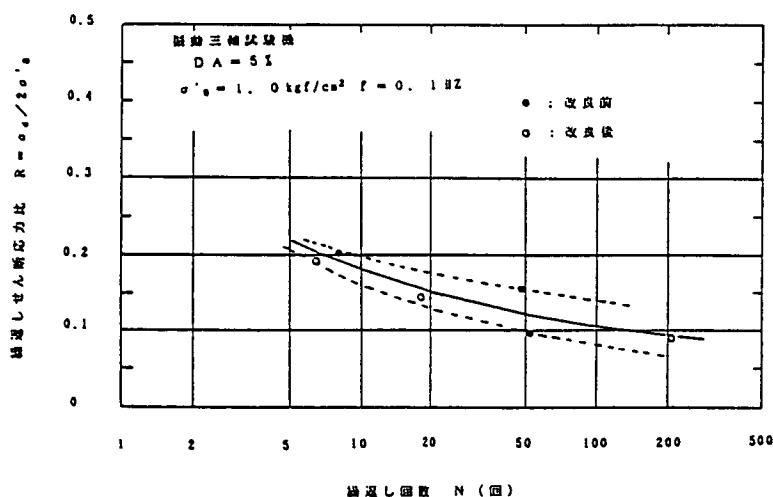


図3.6.16 液状化試験の結果 (水平方向)

く、差もほとんどない状況であった。

液状化試験は振動三軸試験機を用いて、有効拘束圧 1.0 kgf/cm^2 の等方圧密状態で実施した。鉛直方向に対する試験結果を図3.6.15に、水平方向に対する試験結果を図3.6.16に示す。鉛直方向、水平方向ともバラツキはあるが、地盤改良による液状化強度の差異は認められない。また、地盤改良の有無によらず、水平方向から採取した試料の液状化強度は、鉛直方向から採取したものの液状化抵抗よりも小さいという結果が

得られた。

本調査では、バイプロフローテーションの施工により明らかに N 値の増加は確認されたが、液状化試験からは改良効果が認められなかった。現時点で、この原因として関連がありそうなものを列挙すると以下の通りである。

- ① 試験のしやすさから等方圧密下で有効拘束圧を 1.0kgf/cm^2 としたが、現地の有効上載圧は 0.4kgf/cm^2 程度であり、地盤改良に伴う応力履歴等の影響を消滅させた恐れがある。
- ② 液状化強度は圧密時間の影響を受けるとの報告があり^{18,19)}、未改良地盤は 10 数年の圧密を経たものであるのに対し、改良地盤はわずか 2 週間程度の圧密しか経ていないものと考え、この点も原因となりうる。実際、バイプロフローテーション工法は、多量の水を使用し、一度砂の骨格構造を乱し再堆積させる工法と言える。

以上、本調査での問題点を述べたが、これらの点は、締固めた地盤の改良効果の評価手法を検討する上からも重要であると考えている。

なお、本調査は、バイプロフローテーション工法の改良効果を砂地盤の強度より評価しようとしたものであり、投入材料として碎石を使用したバイプロフローテーション工法では、地震時に排水効果をもつグラベルパイルが形成されるため、その効果についても検討する必要がある。

(2) サンドコンパクション工法の場合

本調査は、タンク基礎地盤の液状化防止および横方向地盤反力増加を目的として施工されたサンドコンパクション工法の改良効果を評価するため、標準貫入試験、不攪乱試料による液状化試験などを、改良前後で実施したものである。本調査の特徴は、埋立て直後の地盤を対象としたこと、および改良後 3 回に分けて調査を実施したことである。

調査地点は、調査開始の約 2ヶ月前に浚渫埋立が終了した非常に若い地盤である。埋立ては、非常に軟弱な旧海底地盤のシルト層上に、搬入した海砂を約 2.5 m の厚さで投入し、その上に浚渫した砂で約 5 m の埋立てを行い、最後に山土を用い約 1.5 m の埋土を行う手順でなされた。地盤改良は、旧地盤であるシルト層の圧密促進のためのサンドドレーンと、埋立て地盤を締め固めるためのサンドコンパクションパイルを同時に施工する複合杭として実施された。地盤改良の概要を図 3.6.17 に示す。サンドコンパクションパイルの仕様は、パイルピッチ 1.8 m (正方形配置)、パイル径 0.8 m である。

地盤調査は、改良前および改良後 1 週間、1ヶ月、3ヶ月の計 4 回実施した。地盤調査項目の一覧を表 3.6.3 に、調査位置の関係を図 3.6.18 に示す。力学的試験（液状化試験および動的変形試験）に使用する試料は、浚渫土および投入砂部よりトリプルチューブサンプラーを用いて採取し、一部細粒分が 10% を越えるものもあったが、全ての試料について間隙水を抜いた後凍結させ、運搬・保管・成形した。

図 3.6.19 に、標準貫入試験の結果を示す。ここで、浚渫砂部については、シルト分を多く含む部分があり、便宜上、3 つの層に分けている。このうち、不攪乱試料を採取したのは、最上層の浚渫砂 I と呼んでいる部分である。改良前後の N 値を比較すると、浚渫砂 I では改良前 1~3 であったものが、改良後 12~20 と増加している。一方、投入砂では改良前 8~9 が、改良後 15~27 と増加している。また、改良後の時間変化に着目すると、浚渫砂 I ではほとんど変化していない。一方、投入砂では、改良後 1 週から 1ヶ月の間では増加傾向

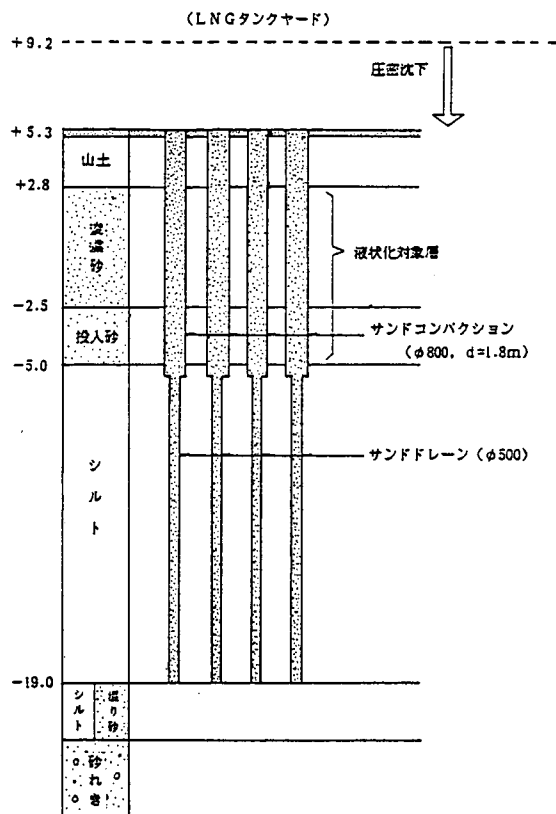


図3.6.17 地盤改良の概要

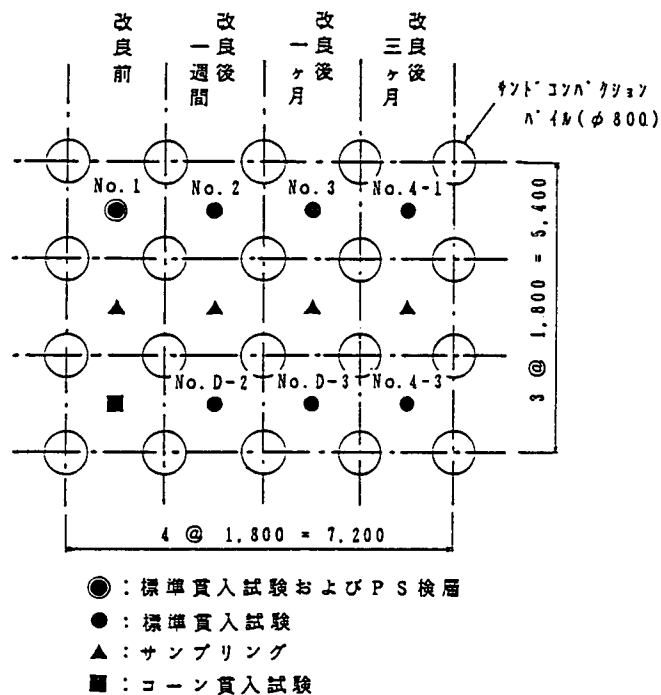


図3.6.18 地盤調査位置

表3.6.3 地盤調査項目の一覧

調査時期		第1回地盤調査 (地盤改良前)	第2回地盤調査 (改良後1週間)	第3回地盤調査 (改良後1ヶ月)	第4回地盤調査 (改良後3ヶ月)
原 位 試 験	標準貫入試験	NO.1	NO.2 No. D-2	NO.3 No. D-3	NO.4-1 No.4-3
	P.S. 検層	12点(1m ² upp)	—	—	—
	静的コーン貫入試験	21点 (0.5m ² upp)	貫入不可	—	—
	サンプリング (トリプルチューブ)	5本	4本	6本	6本
室 内 試 験	物理試験	粒度試験	○	○	○
		比面試験	○	○	○
	力学試験	液状化試験	6供試体	7供試体	10供試体
		動的変形試験	2供試体	2供試体	3供試体

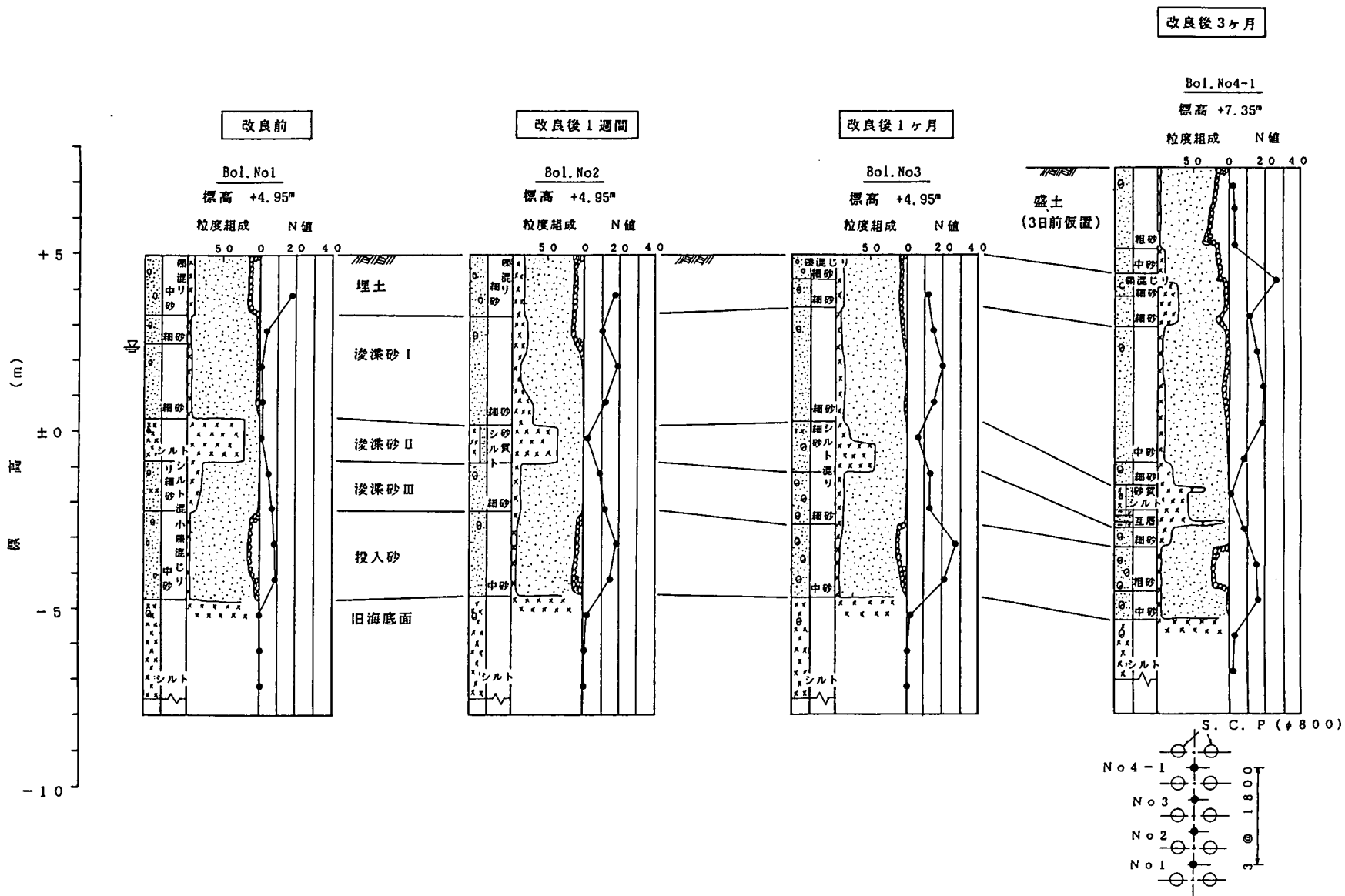


図3.6.19 標準貫入試験の結果

を示したが、3ヶ月後では逆に減少した。この原因としては、3ヶ月後の調査直前(3日前)に仮置のため約2.5 mの盛土がなされ、シルト層で挟まれた投入砂部では過剰間隙水圧が発生していた可能性があり、その影響とも考えられるが、明確な点は不明である。

液状化試験および動の変形試験は振動三軸試験機を用いて、等方圧密状態で行った。有効拘束圧は、有効上載圧を考慮し、浚渫砂Ⅰでは0.7kgf/cm²、投入砂では1.2kgf/cm²とした。

N値、粒度特性を含め力学試験の結果を表3.6.4に示す。表3.6.4に示す粒度特性は、サンプリングチューブから得られた試料を用いて求めたものである。また、図3.6.20、図3.6.21に液状化試験の結果を、図3.6.22に表3.6.4をもとにした各物性値の時間変化を示す。

浚渫砂Ⅰの液状化強度は、改良後明らかに増加していることが認められる。また、改良1週後の強度の方が、改良1ヶ月後の強度よりも高い値となっているが、これは改良1週後の乾燥密度が他のものよりもやや高いこと、および細粒分含有率が大きいことが原因していると思われる。一方、投入砂の液状化強度は、改良

表3.6.4 試験結果の一覧

対象土 特 性		浚渫砂Ⅰ				投入砂			
		改良前	改良後 1週間	改良後 一ヶ月	改良後 三ヶ月	改良前	改良後 一週間	改良後 一ヶ月	改良後 三ヶ月
N 値		1～4	11～20	11～24	8～23	8～9	15～24	19～27	15～19
粒 度 特 性	平均粒径 D ₅₀ (mm)	0.40-	0.39	0.34	0.45	0.53	0.42	0.51	0.54
	細粒分含有率 F.C.(%)	6.5	19.9	11.2	11.5	4.6	8.9	6.8	5.5
	土粒子の比重 G _s	2.645	2.639	2.648	2.645	2.664	2.667	2.679	2.663
圧密後乾燥密度 ρ _{sd} (g/cm ³)		1.439	1.530	1.501	1.489	1.550	1.539	1.586	1.558
初期せん断剛性 G ₀ (kgf/cm ²)		302	361	347	369	490	549	632	551
液状化強度 R _{f20}		0.153	0.205	0.180	0.210	0.222	0.235	0.242	0.232

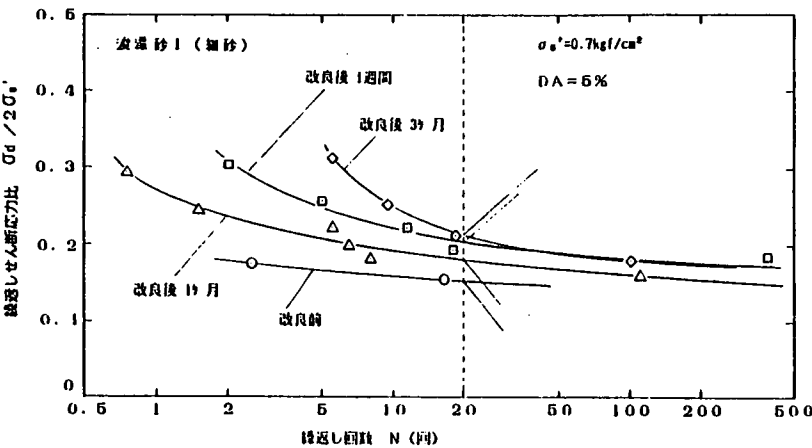


図3.6.20 液状化試験結果（浚渫砂Ⅰ）

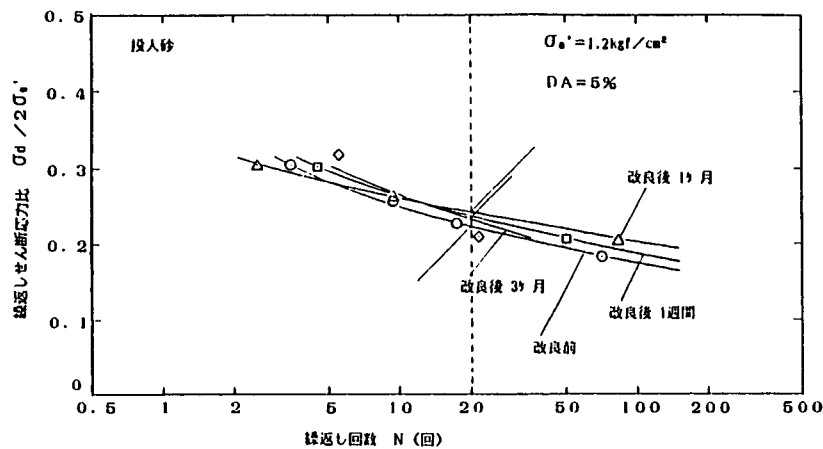


図3.6.21 液状化試験結果（投入砂）

前後で大差なく、改良後やや増加している程度である。

乾燥密度については、浚渫砂Ⅰの場合には改良後増加しているが、投入砂の場合には増加傾向は認められない。

上記のことから判断すると、改良前に非常に緩い状態であった浚渫砂Ⅰでは、サンドコンパクションの施工により、ある程度地盤の密度化がはかられ、乾燥密度の増加、および液状化強度の増加の一因となったものと思われる。一方、もともとある程度締った状態にあった投入砂では、サンドコンパクションの施工によりさらに密度化がはかられたとは考えにくいように思われる。

他方、浚渫砂Ⅰ、投入砂とも改良後 N 値は増加している。したがって、 N 値の増加には、密度化以外の要因が影響しているのではないかと考えられる。現時点では、この要因として、斎藤の指摘¹⁰⁾、後述する压力土槽を用いた室内実験の結果、および本調査敷地内で別途実施されたプレシオメータ（セルフボーリング型）による試験より改良後の静止土圧係数として1~2程度の値が得られていることなどの理由から、サンドコンパクションの施工による静止土圧係数の増加が主因と考えている。

また、これまで述べてきた液状化強度は全て室内液状化試験より得られたもので、締固めた地盤の原位置液状化強度を推定するには補正が必要であり、田中・時松ら¹⁷⁾は次式を採用している。

$$(\tau_l/\sigma'_v)_{\text{原位置}} = 0.9 \times \frac{1+2K_o}{3} \times (\sigma_d/2\sigma'_v)_{\text{三軸}} \quad \dots\dots\dots (3.6.5)$$

ここで、 K_o は締固め地盤の静止土圧係数

一方、龍岡²⁰⁾は、締固めた地盤に対して、 $(1+2K_o)/3$ の補正は過大評価する可能性があるとは指摘しており、この点については、今後さらに検討が必要となろう。

最後に、液状化強度の時間効果については、図3.6.22から判断しても、結論付けられないのが実状である。さらに、調査期間を長くすれば時間効果が明確になる可能性もあるが、改良地盤の評価という観点からは、改良後1ヶ月程度以内で調査し、その結果得られた値をもとに液状化の判定を行うのが実用的と思われる。

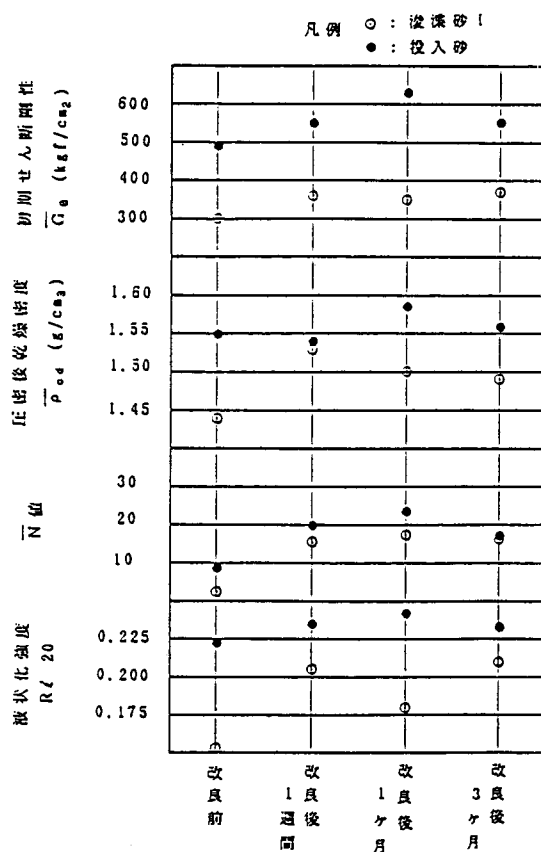


図3.6.22 物性値の時間変化

3.6.4 圧力土槽を用いた室内実験

(1) 実験方法

既に述べてきたように、締固めた地盤の液状化対策としての改良効果は、改良後に実施した標準貫入試験より得られた N 値を用いて、道路橋の方法などに従ってなされるのが通常であるが、道路橋の方法は埋立て地盤や沖積地盤のデータをもとにしたものであり、締固めた地盤にまで適用できるかについては疑問が残る。一方、締固めた地盤では静止土圧係数 (K_0 値) が増加することが報告されており、締固めた地盤の N 値の増加は K_0 値の増加の影響も含まれていることが指摘されている。

そこで、締固めた地盤の改良効果の評価手法を検討するための第1段階として、圧力土槽を用いた室内実験により動的貫入試験結果に及ぼす側圧係数 ($K = \sigma'_h / \sigma'_v$) の影響を調査した。

実験に用いた土槽は、図 3.6.23 に示す三軸土槽であり、ペロフラムシリンダーを用いて軸力を制御することにより種々の異方圧密状態を可能としている。用いた試料は豊浦標準砂 ($G_s = 2.64$, $e_{min} = 0.605$, $e_{max} = 0.997$) である。供試体の相対密度 (D_r) としては、45, 65, 90% の 3 種類を目標とし、乾燥砂を用いて、45% に相当するものは多重ふるい法により、また、65, 90% に相当するものは円形タンパーを取り付けた電動ハンマ (1,400 rpm) を用いて締固め時間を変えて作成した。作成した供試体は、 0.3 kgf/cm^2 の負圧で自立させ、この状態を初期状態とした。供試体を飽和させる試験では、 0.3 kgf/cm^2 の等方圧を作用させた状態で底板下部より給水し、加圧後のキャップ円筒部の水位差より圧密量を求めた。

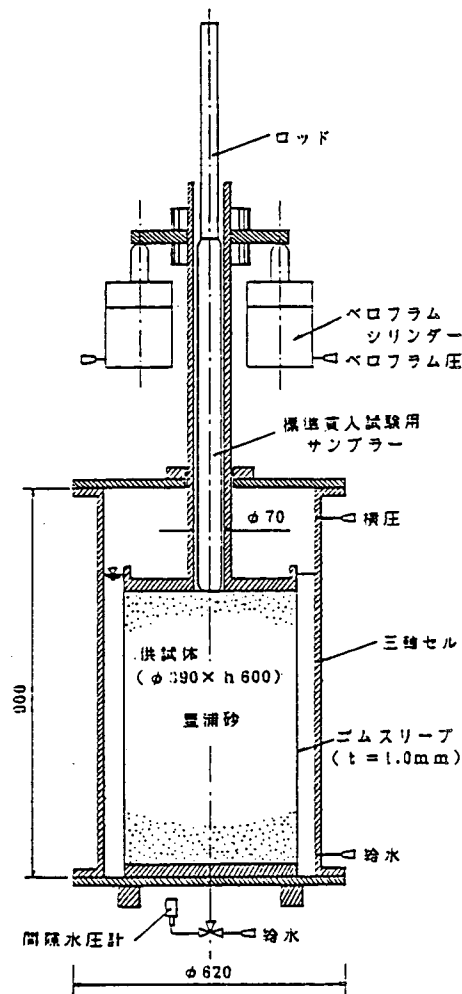


図3.6.23 試験装置

試験ケースは全部で36ケースであり、試料の状態はNo. 1～30までは乾燥状態、No. 31～36は飽和状態である。表3.6.5に試験条件の一覧を示すが、有効上載圧 (σ_v')、有効側方圧 (σ_h') は $0.5 \sim 2.0 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲に、 K 値は $0.5 \sim 2.0$ の範囲にある。

動的貫入試験は、標準貫入試験用器具を用いて実施したが、予備打ちは5 cm、本打ちは30 cmを越えるまでとした。また、重錘落下法はトンビ法である。

(2) 実験結果

試験結果の一覧は表3.6.5に合わせて示す。ここで、 N 値は30 cm貫入させるのに必要な打撃回数として比例的に換算したものである。

図3.6.24に、乾燥状態のNo. 1～30の全ての試験に対する N 値と σ_v' の関係を示すが、 N 値と σ_v' の相関はよくない。図3.6.24に示したデータのうち、 $K=1.0$ に限定した場合の N 値と σ_v' の関係を図3.6.25に示すが、この時、 N 値と σ_v' はよい相関を示し、 K 値が一定の場合には、 N 値と σ_v' から D_r を推定することは可能と思われる。また、図3.6.26に、 σ_v' を 1.0 kgf/cm^2 とした場合の N 値と K 値の関係を示す。図より、ほぼ同一の相対密度であっても、 K 値が増加するとき N 値も増加し、その相関も非常によいことがわかる。このことは、 N 値から D_r を推定する場合、 K 値も考慮する必要があることを示している。そこで、No. 1～30

表3.6.5 試験条件および結果の一覧

NO.	Dri (%)	Drc (%)	σ'_v (kgf/cm ²)	σ'_h (kgf/cm ²)	σ'_m (kgf/cm ²)	K 値	N 値	試料状態
1	45	-	0.5	0.5	0.5	1.0	2.8	乾燥
2	41	-	1.0	1.0	1.0	1.0	5.9	乾燥
3	46	-	1.5	1.5	1.5	1.0	8.5	乾燥
4	46	-	2.0	2.0	2.0	1.0	10.8	乾燥
5	43	-	1.0	0.5	0.67	0.5	3.6	乾燥
6	44	-	1.0	1.5	1.33	1.5	7.7	乾燥
7	43	-	1.0	2.0	1.67	2.0	9.8	乾燥
8	44	-	0.5	1.0	0.83	2.0	4.9	乾燥
9	41	-	1.5	1.0	1.17	0.67	6.4	乾燥
10	48	-	2.0	1.0	1.33	0.5	5.9	乾燥
11	63	-	0.5	0.5	0.5	1.0	5.3	乾燥
12	64	-	1.0	1.0	1.0	1.0	9.4	乾燥
13	67	-	1.5	1.5	1.5	1.0	14.3	乾燥
14	65	-	2.0	2.0	2.0	1.0	16.3	乾燥
15	60	-	1.0	0.5	0.67	0.5	5.9	乾燥
16	65	-	1.0	1.5	1.33	1.5	11.7	乾燥
17	68	-	1.0	2.0	1.67	2.0	13.9	乾燥
18	65	-	0.5	1.0	0.83	2.0	7.6	乾燥
19	67	-	1.5	1.0	1.17	0.67	10.5	乾燥
20	70	-	2.0	1.0	1.33	0.5	10.7	乾燥
21	94	-	0.5	0.5	0.5	1.0	6.0	乾燥
22	89	-	1.0	1.0	1.0	1.0	11.7	乾燥
23	92	-	1.5	1.5	1.5	1.0	16.4	乾燥
24	93	-	2.0	2.0	2.0	1.0	20.9	乾燥
25	92	-	1.0	0.5	0.67	0.5	6.9	乾燥
26	91	-	1.0	1.5	1.33	1.5	14.8	乾燥
27	94	-	1.0	2.0	1.67	2.0	18.4	乾燥
28	94	-	0.5	1.0	0.83	2.0	9.6	乾燥
29	90	-	1.5	1.0	1.17	0.67	11.9	乾燥
30	90	-	2.0	1.0	1.33	0.5	12.6	乾燥
31	38	38	0.5	0.5	0.5	1.0	2.4	飽和
32	39	43	1.0	1.0	1.0	1.0	5.9	飽和
33	39	43	2.0	2.0	2.0	1.0	8.7	飽和
34	89	89	0.5	0.5	0.5	1.0	6.7	飽和
35	90	90	1.0	1.0	1.0	1.0	13.2	飽和
36	92	94	2.0	2.0	2.0	1.0	23.7	飽和

Dri: 初期相対密度 Drc: 加圧後の相対密度 $\sigma'_m = (\sigma'_v + 2\sigma'_h) / 3$ $K = \sigma'_h / \sigma'_v$

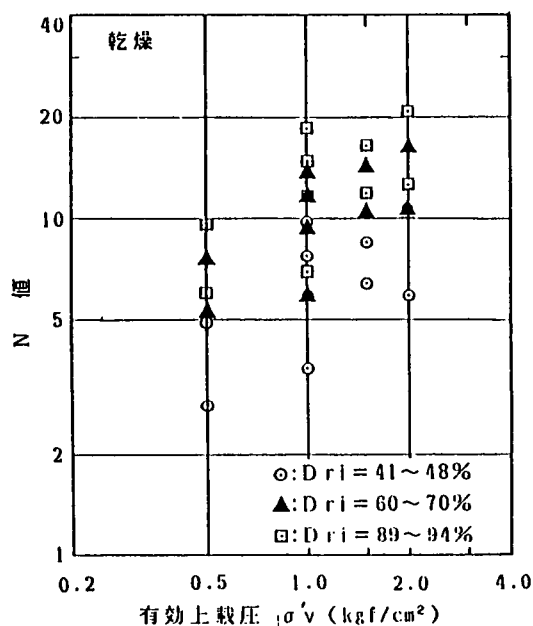


図3.6.24 N 値 $\sim\sigma'_v$ の関係

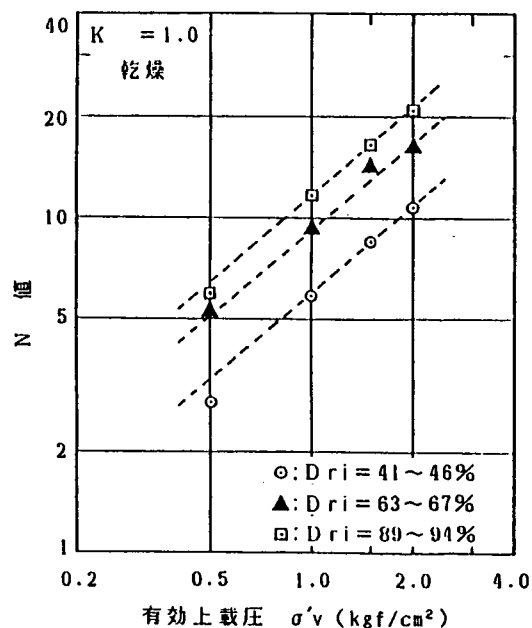


図3.6.25 N 値 $\sim\sigma'_v$ の関係 (K=1.0)

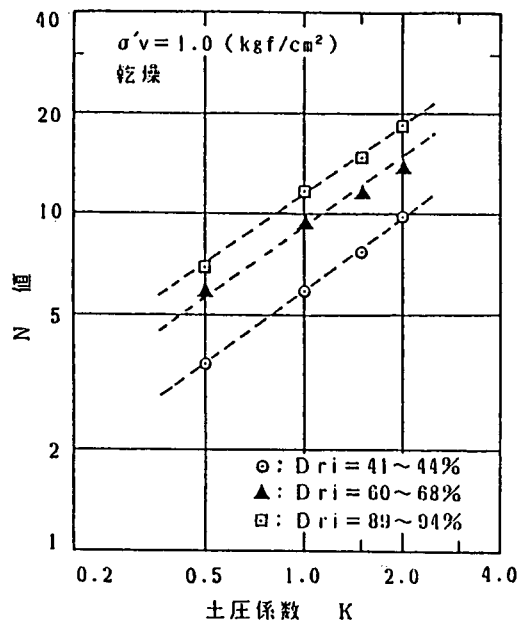


図3.6.26 N 値～ K 値の関係 ($\sigma'_v=1.0$)

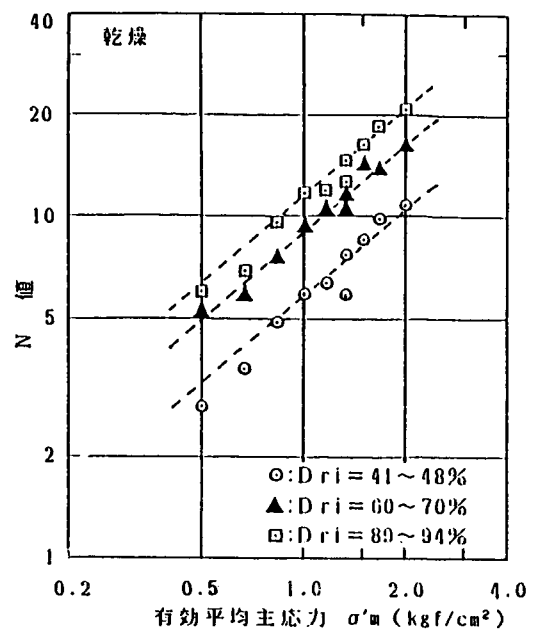


図3.6.27 N 値～ σ'_m の関係

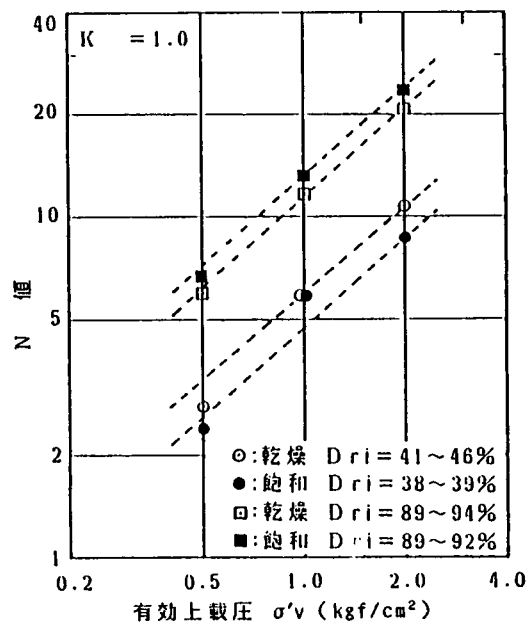


図3.6.28 飽和砂と乾燥砂の比較

のデータに対し N 値と有効平均主応力 (σ'_m) の関係を示したのが図 3.7.27 である。この図より、 K 値が 0.5～2.0 と幅を持つ場合でも、 σ'_m を用いることにより N 値からほぼ D_r を推定することが可能になると思われる。ただし、もう少し詳しく見ると、 σ'_m が同じ場合 (No. 6 と No. 10, No. 16 と No. 20, No. 26 と No. 30) でも、 K 値が小さい方が N 値も少し小さくなっており、 $K < 1.0$ の場合図中に示した点線より下方に試験結果は位置している。

次に、乾燥状態と飽和状態の比較を図 3.6.28 に示す。密な砂の場合には飽和砂の方が N 値は高く、緩い砂の場合には逆に乾燥砂の方が N 値は高くなる傾向が認められる。これは、八木ら²¹⁾ も指摘しているように砂のダイランシー特性によるものであると思われ、飽和砂に対して底版下部で計測した打撃時の過剰間隙

水圧は、密な砂では負の水圧が、緩い砂では正の水圧が支配的であった。

試験結果をまとめると以下の通りである。

- ① K 値が一定の場合には、 N 値 $\sim\sigma'_v\sim D_r$ はよい相関を示す。このことから、埋立て地盤や沖積地盤のように、静止土圧係数 K_0 値がほぼ一定と考えられる場合には N 値と σ'_v から D_r を推定することができる。
- ② D_r , σ'_v がほぼ同一の場合でも、 K 値が大きい程 N 値も大きくなる。
- ③ 締固めた地盤のように K 値が種々変化すると考えられる場合には、 N 値と σ'_m が D_r を推定するうえでよい指標になると思われる。

今後、締固めた地盤の液状化に対する改良効果の評価手法を検討していくうえで、以下の点が重要と思われる。

- ① 今回得られた試験結果が他の砂質材料についても成り立つかを確認すること。
- ② 締固め方法と K 値の関係を明らかにすること。これに関連し、 K 値の原位置調査技術の向上も望まれる。
- ③ 改良地盤から採取した試料による室内液状化試験での試験条件の設定方法と、原位置液状化強度への補正方法を明らかにすること。

3.6.5 ま と め

締固めた地盤の改良効果の評価手法を検討するため、既応の地盤調査結果の整理、(株)間組で実施した地盤調査結果の紹介、および圧力土槽を用いた室内実験を行った。その結果をまとめると、以下の通りである。

- ① 締固めた改良地盤では、未改良地盤に比較し静止土圧係数 K_0 が増加する。しかしながら、測定された K_0 値にはかなりの幅があること、増加した K_0 値が長期にわたって維持されるのかを示す測定データが少ないことなどが、問題点として残されている。
- ② 締固めた地盤における N 値の増加には、密度化のみならず K_0 値の増加が影響しているようであり、改良後測定された N 値を用いて液状化の判定を行う場合には、この点に留意する必要がある。
- ③ 締固めた改良地盤から不攪乱試料を採取し、室内液状化試験から得られた液状化強度は、未改良地盤からの液状化強度と比較して、必ずしも N 値の増加に対応した増加を示さず、この傾向は未改良時に N 値が高い地盤ほど顕著であるように思われる。また、改良地盤から採取した試料を用いて室内液状化試験を実施する場合、拘束圧の設定には留意する必要がある。
- ④ 改良地盤から採取した試料を用いる室内液状化試験から得られた液状化強度をもとに、液状化の判定を行う場合には、原位置の液状化強度を推定するうえで、 K_0 値の変化を考慮する必要がある。

3.7 締固め・排水工法の設計法に関する検討

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、研究を実施している。

昨年度、半地下構造物に対しグラベルドレーン工法を用いる場合、盛土構造物に対しグラベルドレーン工法および締固め工法を用いる場合について、設計法の大筋な流れについて報告した。今年度は、かなり具体

的なイメージが固まってまた半地下構造物に対するグラベルドレーン工法の設計法について報告する。なお、ここで述べている内容については、締固め工法に対しても適用できる部分が多いものと考えている。

昨年度も報告したが、半地下構造物の地震時安定性を評価する場合、浮上がり安全率および浮上がり量の2点から評価する必要がある、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ある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なる。全体のフローを図3.7.1に示す。ただし、浮上がり量を評価する合理的な手法を設定することが困難な場合や、用途上の規制値が定められない場合には、浮上がり安全率の評価から直接対策工の実施となることも考えられる。

各項目について以下に述べる。

- ① 浮上がり安全率を求める時に必要となる構造物周辺の間隙水圧については、未対策の場合には、「共同溝設計指針⁷⁾」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られとされる。しかしながら、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。
- ② 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。
- ③ 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、今年度3.6節で実施した締固め工法に対する模型振動実験の解析に用いた残留変形解析手法が有効ではないかと考えている。しかしながら、この手法はかなり複雑な手法であるため、さらに検討していく必要があると思われる。
- ④ 対策工を講じた場合の構造物周辺の間隙水圧を予測するには、①で述べたように、グラベルドレーンおよび構造物を含めた応答解析を実施していくのが最良と考えている。一方、対策工の検討を行う場合、

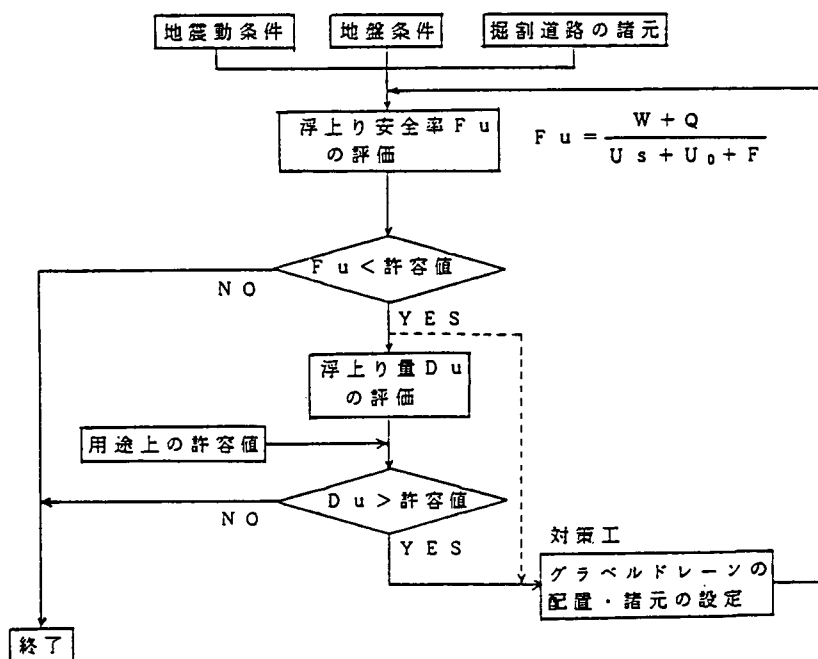


図3.7.1 設計の概略フロー

いくつかのグラベルドレーンの配置を考え、比較検討していくことが多いと思われるため、概算値を算定できる図表あるいは計算式があることが望ましく、今後の課題としていきたいと考えている。

3.8 全体のまとめ

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、今年度は、(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)掘割道路の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応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碎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き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 σ'_m が相対密度 D_r 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法を確立する必要がある。

3.9 今後の課題および次年度研究計画

今後の主な課題として、以下のものがあげられる。

- ① 周辺地盤が液状化した時の半地下構造物の挙動や構造物に被害を及ぼす要因については、これまでの実験および解析的検討より多くの点が明らかとなってきた。今後、これらの要因を考慮した形で、半地下構造物に対する締固め工法、グラベルドレーン工法の合理的な設計法としてまとめる必要がある。
- ② 盛土構造物に対する締固め工法、グラベルドレーン工法の設計では、改良範囲の設定法について、間隙水圧を考慮した円弧すべり安定計算との関連より明らかにする必要がある。
- ③ 締固め工法では、締め固められた地盤の物性値の評価が重要となり、今年度いくつかの有用な知見も

得られた。そこで、これまでの成果をふまえ、締固めた地盤の改良効果の評価手法をまとめていく必要がある。

上記の課題に対し、次年度の研究計画は以下の通りである。

(実施項目)

① グラベルドレーンに関する大型振動台実験の SADAP によるシミュレーション

グラベルドレーンの解析手法として検討している SADAP(全応力法による応答解析+間隙水圧解析)の有用性を検証するため、土研が以前に実施した大型振動台実験の数値シミュレーションを実施する。

② 圧力土槽による貫入試験の実施(その2)

今年度実施したのと同じ圧力土槽による貫入試験を、浅間山砂を用いて実施し、全年度得られた K 値～ N 値～ σ'_m の関係が他の材料についても成り立つか検討する。

③ 掘割道路に対するグラベルドレーンの設計法の提案

これまでの研究成果をもとに、掘割道路に対するグラベルドレーンの設計法を提案する。

(間 組)

参考文献

- 1) 吉国 洋：バーチカルドレーン工法の設計と施工管理技報堂出版，1979
- 2) 建設省土木研究所，(株)間組，東急建設(株)，不動建設(株)，(株)大林組，(株)竹中工務店：耐震地盤改良工法に関する研究報告書，昭和 61 年 3 月
- 3) 建設省土木研究所：(株)間組，東急建設(株)，不動建設(株)，(株)大林組，(株)竹中工務店：耐震地盤改良工法に関する共同研究報告書(その 2)，昭和 62 年 8 月
- 4) 吉見吉昭：砂地盤の液化化，技報堂出版
- 5) 古賀泰之，谷口栄一，古関潤一，森下 義，鷲田修三：掘割道路の地震時安定性に関する実験報告書，土木研究所資料第 2550 号，建設省土木研究所，1988
- 6) 日本道路協会：道路土工—軟弱地盤対策工指針，pp. 78-80，1986
- 7) 日本道路協会：共同溝設計指針，pp. 64-68，1986
- 8) 佐々木康，松尾 修，館山 悟：盛土の地震による変形量の一解析手法，第 17 回土質工学研究発表会，pp. 1893-1896，1982
- 9) Tatsuoka, F., Muramatsu, M. and Sasaki, T.: Cyclic undrained Stress-strain Behavior of Dense Sands by Torsional Simple Shear Test, Soils and Foundations, Vol. 22, No. 2, 1982
- 10) Saito, A.: Characteristics of Penetration Resistance of a Reclaimed Sandy Deposit and Their Change through Vibratory Compaction, Soils and Foundations, Vol. 17, No. 4, 1977
- 11) 木村 保，川鍋 修ら：コンパクションパイル打設地盤の K_0 値について(その 2)，第 22 回土質工学研究発表会講演集，1987
- 12) 石田定一，高橋五郎：埋立地盤における液化化防止対策工法について，第 31 回建設省技術研究会報告，1977
- 13) Ishihara, K., Kawase, Y., Nakajima, M.: Liquefaction Characteristics of Sand Deposits at an Oil Tank Site during the Miyagiken-Oki Earthquake, Soils and Foundations, Vol. 20, No. 2, 1980

- 14) 斉藤和夫, 出垣広明, 妹尾英世: サンドコンパクションパイルによる液状化対策工の効果, 第 36 回土木学会学術講演会, 1981
- 15) 草野 郁: サンドコンパクション工法の実際と問題点(3), 堤防基礎地盤の改良効果と堤防の耐震性, 土と基礎, Vol. 31, No. 4, 1983
- 16) 鳥取孝雄: 京葉線高架橋の液状化対策, 基礎工, 1984.7
- 17) 田中敬三, 時松孝次ら: 改良地盤から原位置凍結法によって採取した砂の液状化強度, 第 23 回土質工学研究発表会講演集, 1988
- 18) Mulilis, J.P., Mori, K., Séed H.B.: Resistance to Liquefaction due to Sustained Pressure, ASCE, Vol. 103, GT7, 1977
- 19) 加藤裕之, 龍岡文夫, プラダン・テージ: 豊浦標準砂の繰返し非排水三軸試験に及ぼす長期圧密と過圧密の影響, 砂質土および砂地盤の変形・破壊強度の評価に関するシンポジウム, 1984
- 20) 足立紀尚, 龍岡文夫: 土の力学(III), 新体系土木工学 18, 土木学会編, p. 289, 1981
- 21) 八木則夫, 矢田部龍一: 砂地盤への静的・動的貫入抵抗に与える間隙水圧および応力状態の影響, 土質工学会論文報告集, Vol. 23, No. 3, 1983

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、掘割道路や道路盛土・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な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、特に耐液状化設計法の確立と施工法の開発を目的として、昭和 60 年 11 月から一連の研究を進めてきている。

今年度は 3 年目であり、主として砂地盤に支持された各種構造物に対する固化工法の有効性を確認し、将来の設計法の確立をめざした実験と数値解析、および砂地盤に対する本工法の施工実績調査にもとづく施工性の検討を行った。

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。

（大 林 組）

4.2 等価線形応答解析法を用いた模型振動実験の数値シミュレーション

4.2.1 解析目的

固化工法により実際のモデルの耐震設計をするために、簡便でかつ模型振動実験をうまく説明できる合理的な解析方法が必要である。そこで、比較的簡便で普及している動的解析方法に FLUSH に代表される等価線形応答解析法があるが、この解析法が液状化を伴うような地盤にどの程度適用可能なのかを検証することを目的として模型振動実験の数値解析を行った。

4.2.2 解析内容

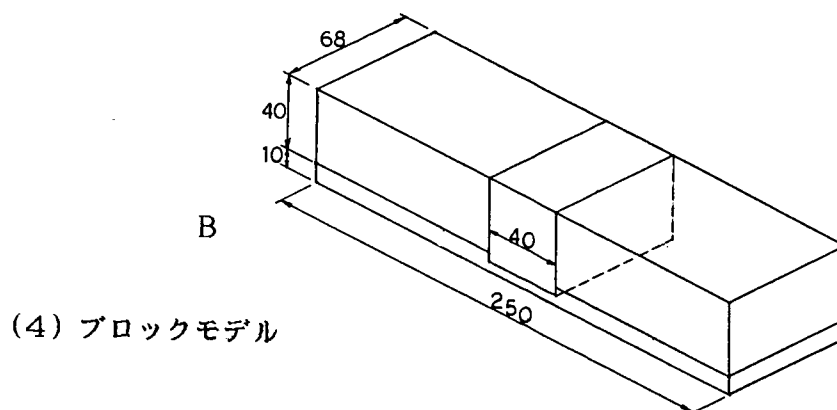
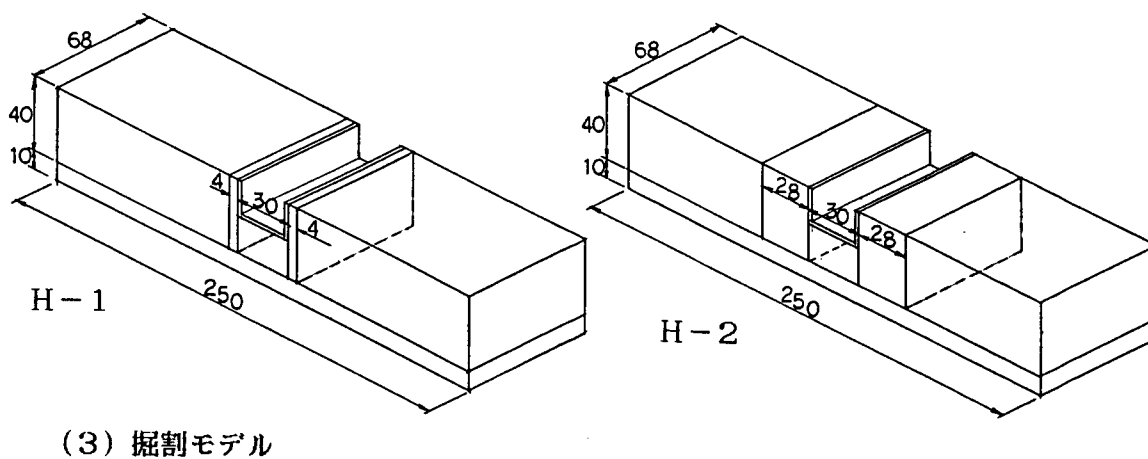
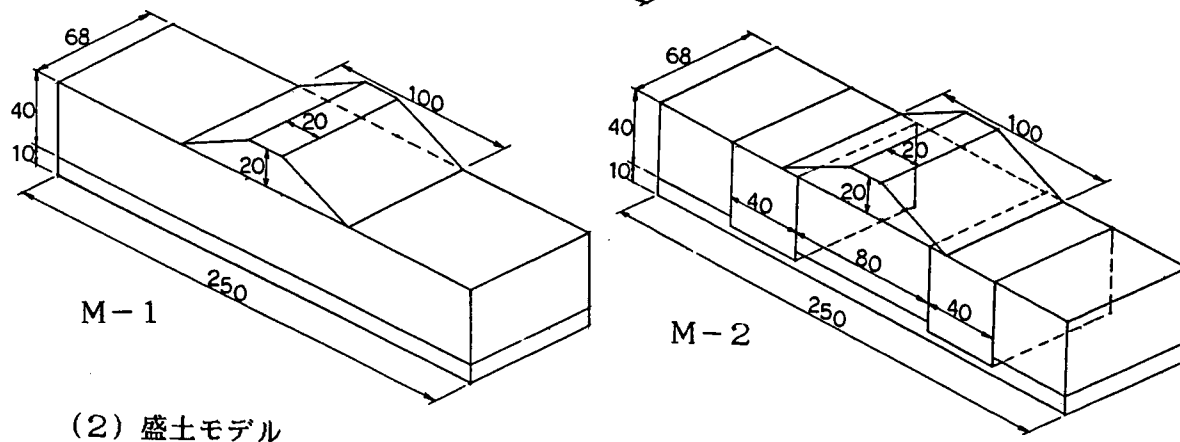
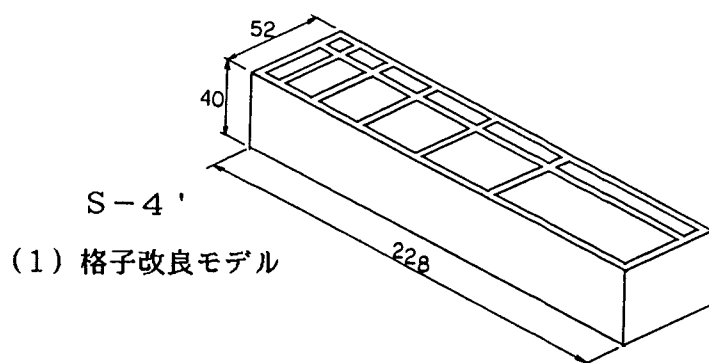
解析の対象は昭和 61 年度に実施した模型振動実験（その 2）' の各モデル（図 4.2.1 参照）であり、ここで測定された過剰間隙水圧と加速度の実測値とこれらの解析結果とを比較した。等価線形応答解析では直接に過剰間隙水圧を計算できないので、この解析方法と累積損傷度理論を組み合わせた方法によって過剰間隙水圧を評価することとした。

ここでは、

- ① 格子モデル、盛土モデル、掘割モデルおよびブロックモデルにおいて、過剰間隙水圧と加速度の実測値とこれらの解析結果との比較、
- ② 格子モデルにおいて、格子間隙の大小と過剰間隙水圧および応答加速度の低減が解析でも表現できるか否か、
- ③ 盛土モデルと掘割モデルにおいて、改良体を設置することによって液状化を抑制することや、改良の違いによる抑制効果の違いが解析でも表現できるか否か、

という点に着目した。

4.2.3 解析方法



(単位:cm)

図4.2.1 解析を行ったモデル

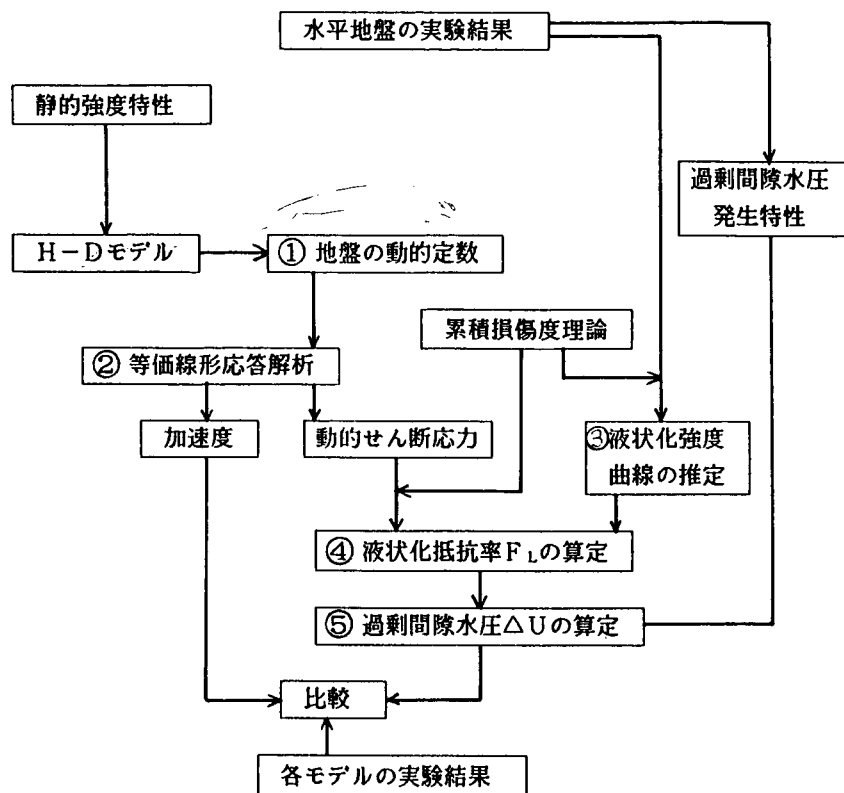


図4.2.2 解析実施フロー

図4.2.2に解析のフローチャートを示す。

① 動的応答特性の推定

a) G_0 の算定

地盤の初期せん断剛性 G_0 が次式で表されるものと仮定し、水平地盤モデルの S 波速度 $V_s=95\text{m/sec}$ およびランダム波加振時の共振振動数 $f_0=62.6\text{Hz}$ より、SHAKEの共振振動数算定法を用いて定数 $\alpha=4180$ と定めた。

$$G_0 = \alpha \cdot (\sigma_{mc}')^{0.4} \quad (4.2.1)$$

$$\sigma_{mc}' = \frac{1+2K_0}{3} \gamma' \cdot z \quad (4.2.2)$$

σ_{mc}' : 加振前の平均有効主応力,

K_0 : 静止土圧係数 (=0.5と仮定した)

γ' : 有効単位体積重量

z : 地表面からの深度

b) $G \sim \gamma$, $h \sim \gamma$ の算定

地盤の応答特性が Hardin-Drnevich モデルで表されるものと仮定し、規準ひずみ γ_{ref} を豊浦標準砂の静的強度¹⁾より次のように求めた。

$$\gamma_{ref} = \frac{\tau_f}{G_0} \quad (4.2.3)$$

$$\tau_f = \left[\left\{ \left(\frac{1+K_0}{2} \right) \sin \phi' \right\}^2 - \left(\frac{1-K_0}{2} \right)^2 \right]^{1/2} \gamma' \cdot z \quad (4.2.4)$$

τ_f : 静的せん断強度

ϕ' : 豊浦砂の内部摩擦角

地盤のせん断ひずみ γ とせん断剛性 G および減衰定数 h の関係は次式で表される。

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \gamma / \gamma_{ref}} \quad (4.2.5)$$

$$h = h_{\max} (1 - G/G_0) \quad (4.2.6)$$

$h_{\max}$: ひずみが無限大のときの減衰定数 (=0.2 とした)

② 等価線形応答解析

①の応答特性を用いて応答解析を行った。

③ 液状化強度の推定

a) せん断応力比の計算

水平地盤モデルの応答加速度記録より、地盤中の動的なせん断応力比 τ_d / σ_{vc}' を次式で計算した。

$$\frac{\tau_d}{\sigma_{vc}'} = \frac{1}{\gamma' \cdot z} \sum_i \frac{\gamma \cdot h_i}{g} a_i \quad (4.2.7)$$

σ_{vc}' : 加振前の有効上載圧

a_i : i 番目の層の応答加速度

h_i : i 番目の層の層厚

γ : 砂の単位体積重量

g : 重力加速度

b) 累積損傷度理論の適用

中空ねじりせん断試験による豊浦砂の繰返し強度曲線²⁾ (両振幅せん断ひずみ 15% を規準) を参考にし、液状化強度曲線の形を次式のように仮定した (図 4.2.3 参照)。

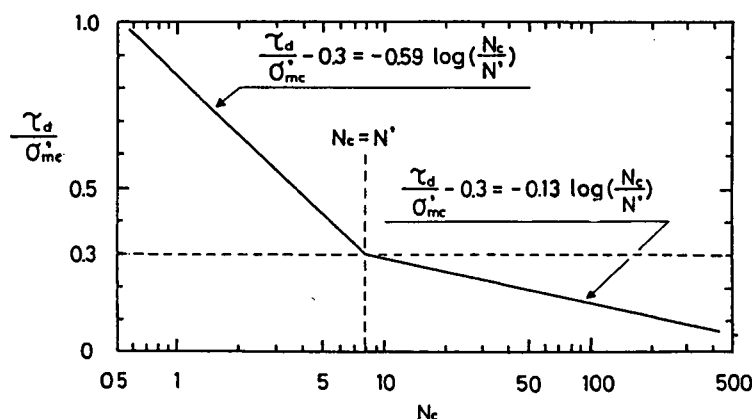


図4.2.3 仮定した液状化強度曲線

$\tau_d/\sigma_{mc}' \geq 0.3$ のとき ; $(\tau_d/\sigma_{mc}' - 0.3) = -0.59 \log(N_c/N')$

$\tau_d/\sigma_{mc}' < 0.3$ のとき ; $(\tau_d/\sigma_{mc}' - 0.3) = -0.13 \log(N_c/N')$

書き換えると

$$N_c/N' = f(\tau_d/\sigma_{mc}') \dots\dots\dots (4.2.8)$$

f : 応力比と繰り返し回数比の関数を示す関数

N_c : 応力比 τ_d/σ_{mc}' で繰り返しせん断したときの液状化までの繰り返し回数

N' : 液状化強度曲線の位置を決める定数で, $\tau_d/\sigma_{mc}' = 0.3$ のときの N_c

次に, 不規則なせん断力比を半波毎に区切って累積損傷度理論を用いると, i 番目の半波までの損傷度係数 D は次式になる。

$$D = \sum_i \frac{0.5}{N_c} = \frac{1}{N'} \sum_i \frac{0.5}{f\{(\tau_d/\sigma_{mc}')_i\}} \dots\dots\dots (4.2.9)$$

$D \geq 1.0$ で液状化, $D < 1.0$ で非液状化の状態であり, それぞれの場合について次式が成り立つ。

$$\text{液 状 化 : } N' \leq \sum_i \frac{0.5}{f\{(\tau_d/\sigma_{mc}')_i\}} \dots\dots\dots (4.2.10)$$

$$\text{非液状化 : } N' > \sum_i \frac{0.5}{f\{(\tau_d/\sigma_{mc}')_i\}} \dots\dots\dots (4.2.11)$$

a) で求めたせん断応力比の時刻歴のうち, 液状化するまでのデータを用いて式 (4.2.10) より N' の上限値を求め, 液状化する半波前までのデータを用いて式 (4.2.11) より N' の上限値を求めた結果を表 4.2.1 に示す。これより, $N' = 8.0$ と定めた。

④ 液状化に対する抵抗率の算定

液状化に対する抵抗率 F_L は次式で定義される。

$$F_L = R/L \dots\dots\dots (4.2.12)$$

ここに, R : 動的せん断強度比,

L : 地震時せん断応力比

ここでは, 20 回の繰り返しで液状化するような応力比を R とした。また, 応答解析で得られた動的な最大せん断応力 $\tau_{\max} = (\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}/2$ からせん断応力比を求め, 累積損傷度理論を用いて繰り返し回数 20 回の一樣振幅波に等価化した応力比を L とした。応力比の分母として σ_{mc}' を用いた。

表4.2.1 N' の上限値および下限値

模型番号	S - 1				S - 1'	
	151 gal		185 gal		209 gal	
間隙水圧計の 番号 (深度)	P 6 (20cm)	P 3 (30cm)	P 6 (20cm)	P 3 (30cm)	P 2 (20cm)	P 3 (30cm)
$N' \leq$	9.2	10.2	11.6	8.2	10.1	13.3
$N' >$	5.3	7.2	1.7	1.6	4.9	7.7

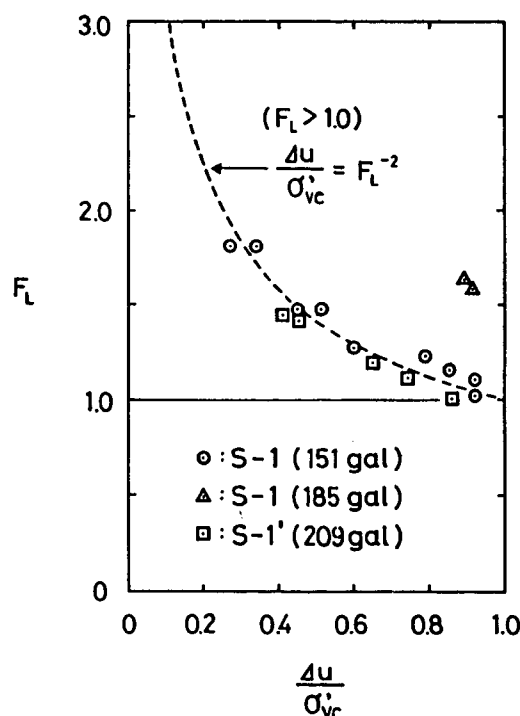


図4.2.4 水平地盤モデルの F_L と過剰間隙水圧の関係

⑤ 過剰間隙水圧の算定

③ a) のせん断応力比に④の方法を適用して求めた水平地盤モデルの F_L と、相当する深さでの過剰間隙水圧 Δu の実測値の関係を図 4.2.4 に示す。これより、過剰間隙水圧の発生特性を次式のように定めた。

$$\frac{\Delta u}{\sigma'_{vc}} = F_L^{-2} \quad (F_L > 1.0)$$

$$\frac{\Delta u}{\sigma'_{vc}} = 1.0 \quad (F_L \leq 1.0) \quad \dots\dots\dots (4.2.13)$$

各モデルの過剰間隙水圧の解析値 Δu は、④で求めた各モデルの F_L を式 (4.2.13) に代入して算定した。

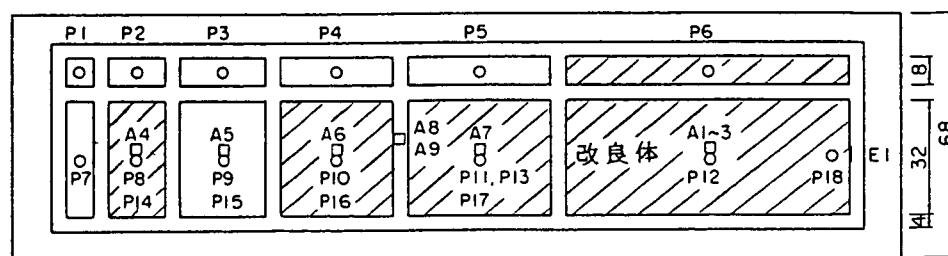
4.2.4 解析結果

(1) 格子モデル

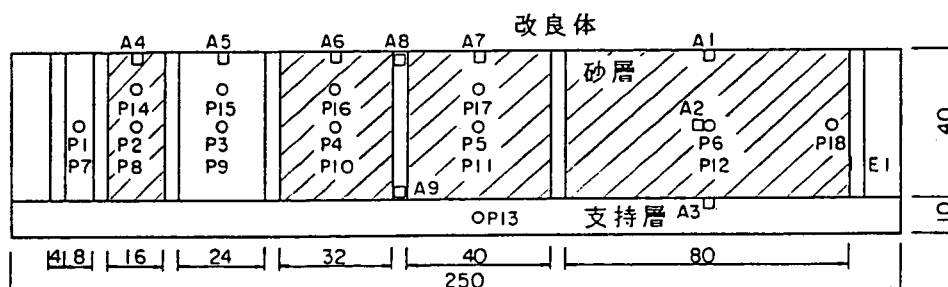
i) 解析条件

解析は S—4'モデルの振動台加速度 209 gal (正弦波 5 Hz, 20 波) の場合について実施した。S—4'モデルのうち図 4.2.5 に斜線でハッチングした格子について解析した。

昭和 61 年度報告書に示されているように、過剰間隙水圧の格子の奥行による違いはあまり見られない。よって、実験模型では改良体壁面での摩擦による拘束は大きなものではないと考えられるが、等価線形応答解析では不完全な拘束条件を設定できないので、壁面での拘束条件を固定とする場合 (タイプ 1) と、壁面での滑動を自由 (摩擦無視) とする場合 (タイプ 2) の二つの拘束条件を設定した。解析モデルおよび拘束条件をまとめると表 4.2.2, 図 4.2.6 のようになる。解析モデルは格子内の 1/4 のブロックを取り出し、三次元の等価線形応答解析を行った。



<平面図>



<断面図>

単位cm

図4.2.5 S-4'モデル

表4.2.2 要素分割数および拘束条件 (図4.2.6参照)。

		タイプ 1	タイプ 2
要素分割		X, Y, Z 5×5×5	5×5×1
拘束条件	1 平面	X, Y, Z方向固定	X方向固定
	2 平面	X, Y, Z方向固定	Z方向固定
	3 平面	Y方向固定	Y方向固定
	4 平面	Z方向固定	Z方向固定
	5 平面	自由	自由
	6 平面	X, Y, Z方向固定	X, Y, Z方向固定

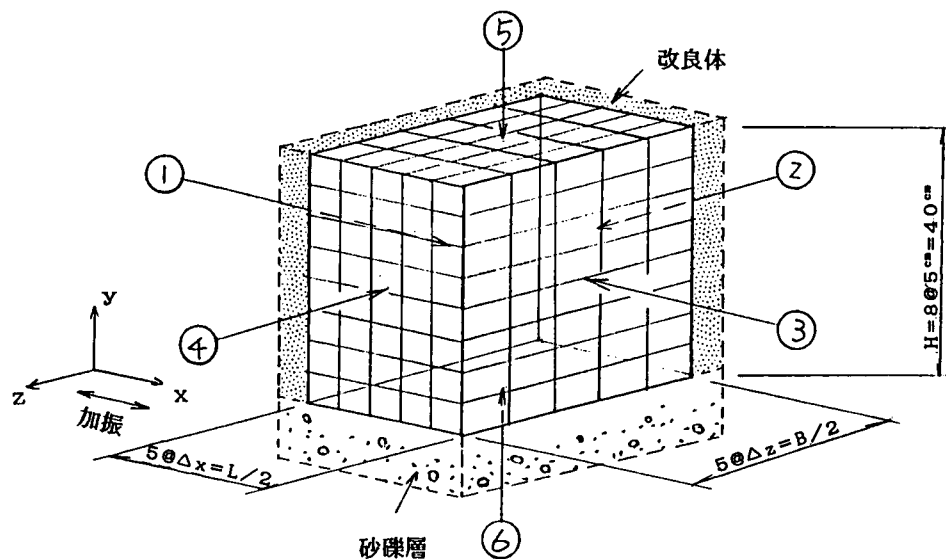


図4.2.6 解析モデル

表4.2.3 解析に用いた物理定数

	γ_{sat} (t/m^3)	G_0 (t/m^2)	ポアソン比 ν	ϕ' (度)	液状化強度 曲線
砂 層	1.92	式4.2.1 式4.2.2	0.49	38°	図4.2.7

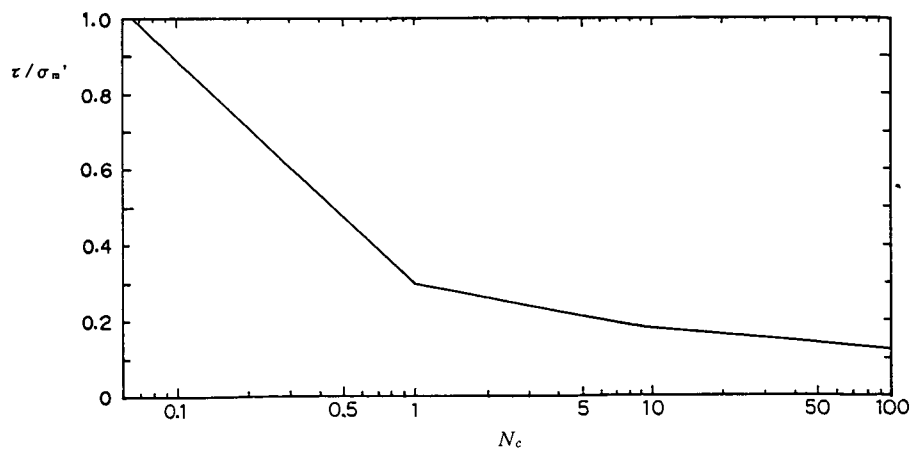


図4.2.7 格子モデルの解析に用いた液状化強度曲線

表4.2.3に格子モデルの物理定数を示す。格子モデルにおける砂地盤の相対密度は約45%であり、他のモデル（約65%）に比べて著しく小さい。よって、砂地盤の物理定数は他のモデルと異なる。

入力波は振動台の加速度波形ではなく図4.2.8に示す波を用いた。この波は、改良体上部の加速度計（A-8）で測定された記録の内の約4秒間を取り出したものである。

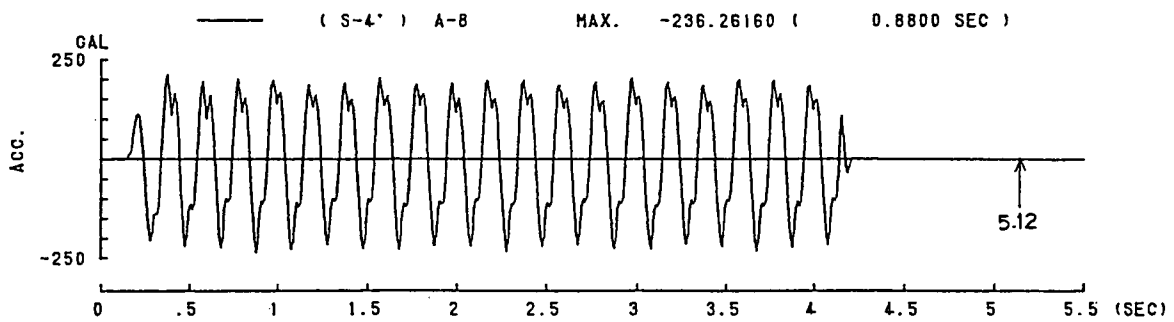


図4.2.8 解析に用いた入力波

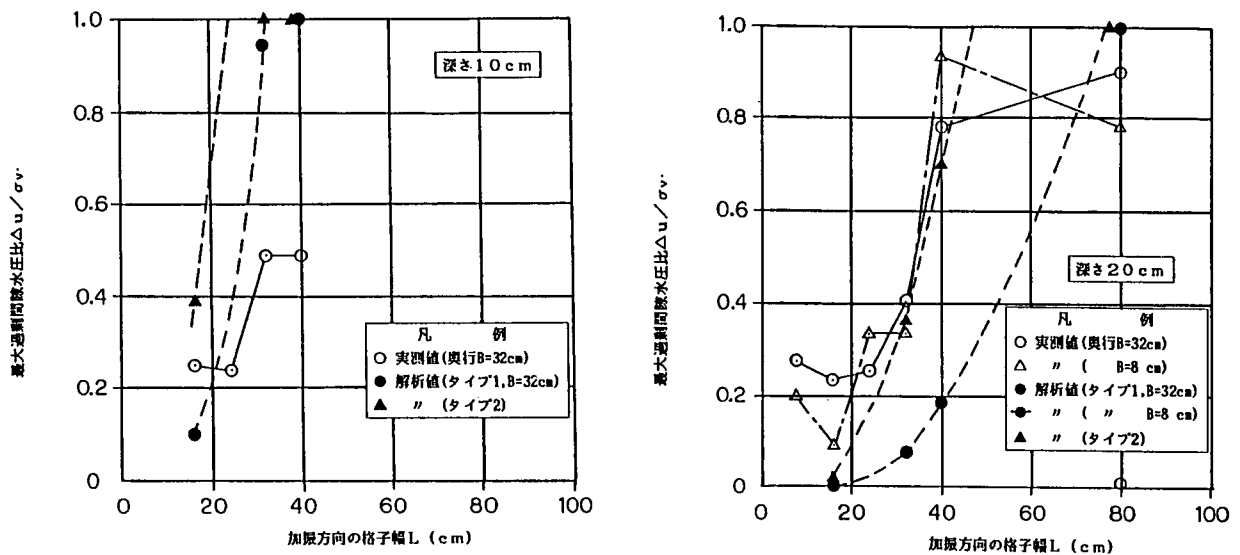


図4.2.9 最大過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma'_v$ と格子間隔の関係における実測値と解析値の比較

ii) 解析結果

図4.2.9に最大過剰間隙水圧比 ($\Delta u/\sigma'_v$) と格子間隔 (L, B) の関係における実測値と解析値の比較を示す。

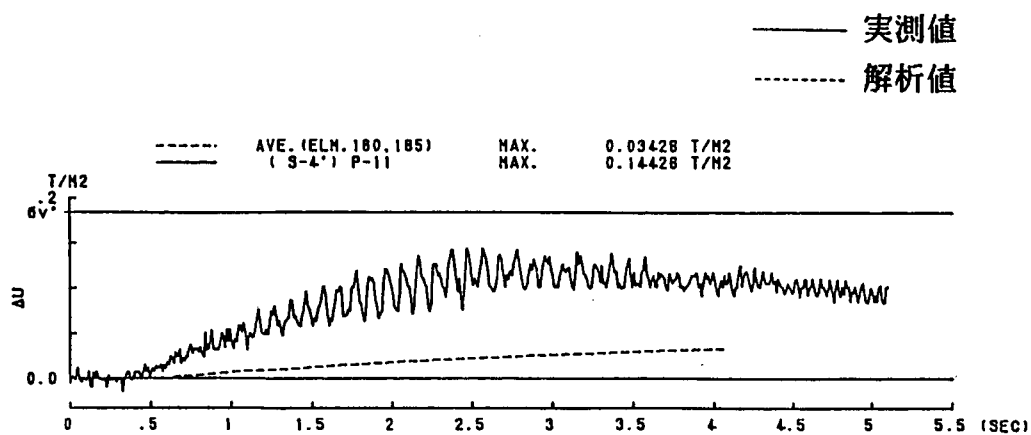
イ) 振動方向の格子幅 L を狭くすると過剰間隙水圧の発生が抑えられることが解析でも表現できた。

ロ) タイプ1よりもタイプ2の方が相対的に実測値に近い。タイプ1で奥行きが8 cm のとき、解析では過剰間隙水圧の発生量が著しく小さい。

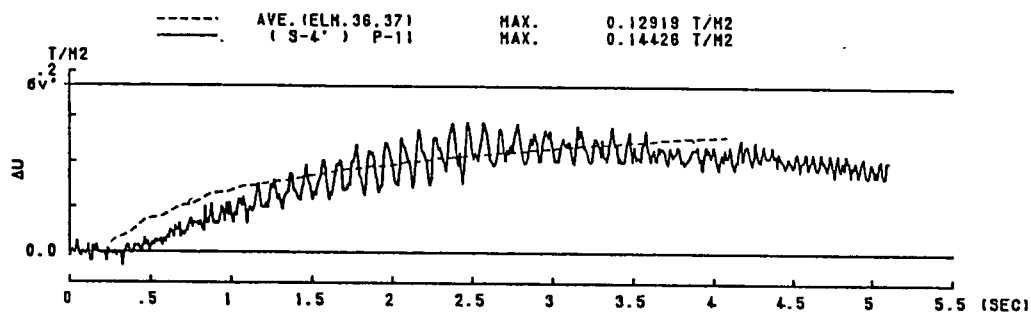
これは、解析では壁面における境界条件を完全拘束としているが、実際には若干すべっている可能性も考えられる。もしそうだとすれば、この境界条件の差による影響は奥行きが狭いタイプ1においてより大きいものと考えられる。

図4.2.10に実測値と解析値の過剰間隙水圧の時刻歴の比較の例を示す。

図4.2.11に加速度応答倍率と格子間隔 (L, B) の関係における実測値と解析値の比較を示す。また、図4.2.12に実測値と解析値の加速度の時刻歴の比較の例を示す。実測値では液状化が進むと加速度の振幅が急激に増幅しているが、解析値には加速度の増幅がほとんどなく、実測値と合わない。この原因として次のこ



(a) タイプ1



(b) タイプ2

図4.2.10 過剰間隙水圧の時刻歴における実測値と解析値の比較 ($L=40\text{cm}$, $B=32\text{cm}$, 深さ20cm)

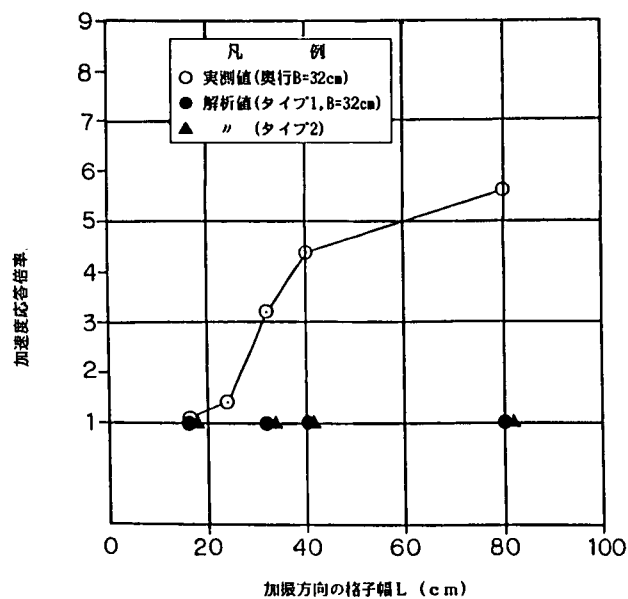
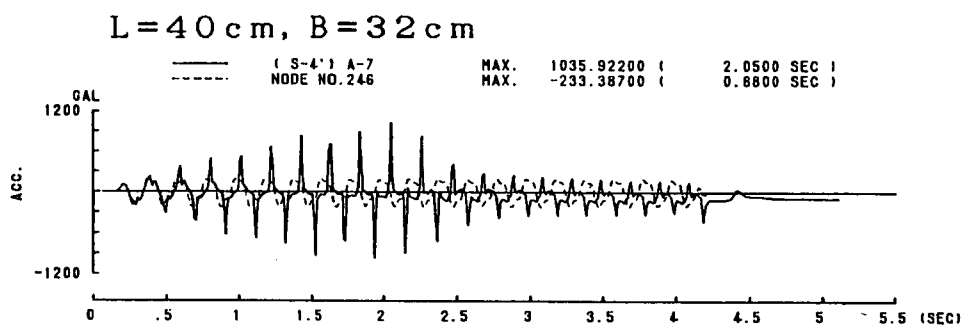
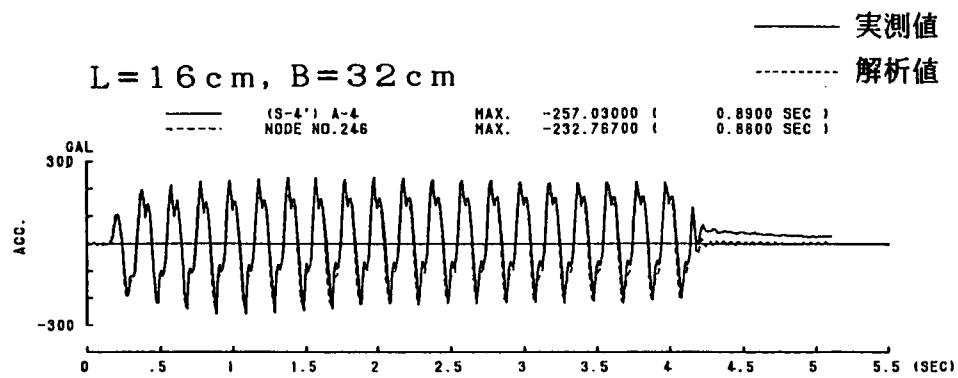
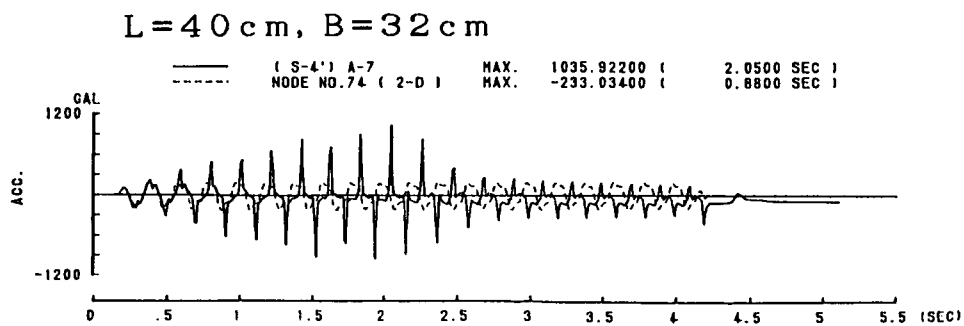
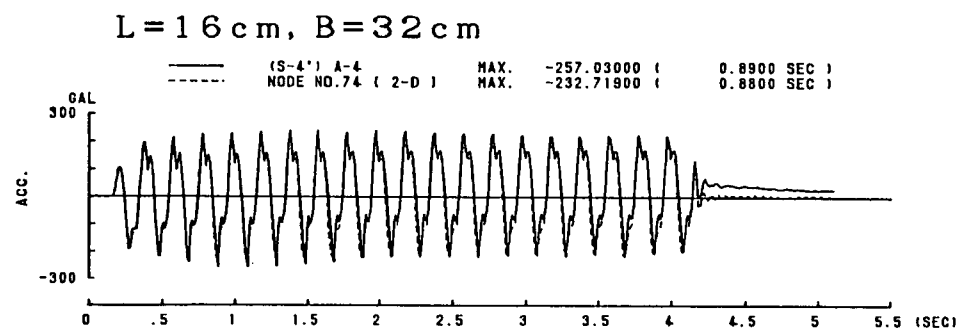


図4.2.11 地表面での加速度応答倍率と格子間隔との関係における実測値と解析値の比較



(a) タイプ1



(b) タイプ2

図4.2.12 加速度の時刻歴における実測値と解析値の比較 (地表面)

とが考えられる。砂地盤の共振振動数はS-1モデルのランダム加振の結果では $f_0=62.6\text{Hz}$ であった。そこに5 Hzの正弦波の加速度波形を入力している。実験では過剰間隙水圧の上昇によって砂地盤の剛性が極端に低下し、共振振動数が低くなって応答が過渡的に大きくなり加速度が増幅すると考えられるが、等価線形応答解析では過剰間隙水圧の上昇による砂地盤の剛性の低下を考慮していないので加速度がほとんど増幅していない結果となったと考えられる。

(2) 盛土モデル

i) 解析条件

盛土モデルの模型振動実験のうち無改良モデル(M-1)の実験結果が良くなかったので、改良モデル(M-2)についてのみ実験と比較した。解析は振動台加速度157 gal(正弦波5 Hz, 20波)の場合について実施した。

解析モデルを図4.2.13に示す。対称モデルとし、盛土荷重による地盤内応力の増加を考慮するため初期応力解析を行っている。解析に用いた物理定数を表4.2.4に示す。

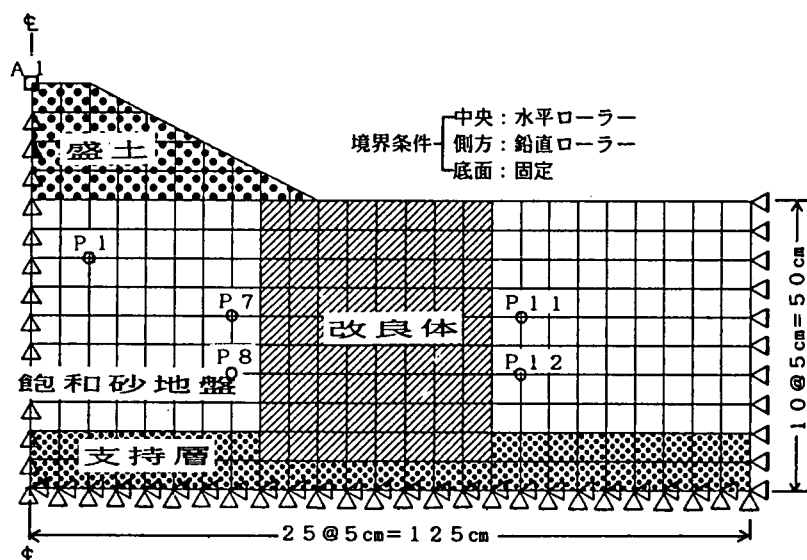


図4.2.13 解析モデル

表4.2.4 解析に用いた物理定数

	γ_{sat} (t/m^3)	G_0 (t/m^2)	ポアソン比 ν		ϕ' (度)	液状化強度 曲線	備 考
			初期応力解析	応答解析			
砂 層	1.96	式4.2.1 式4.2.2	0.33	0.49	42°	図4.2.3	
盛 土	1.47	2,300	0.33	0.49			$\gamma_{ref}=6.6 \times 10^{-5}$
支持層	2.02	4,000	0.33	0.49			〃
改良体	1.96	20,000	0.3	0.3			弾性

ii) 解析結果

図 4.2.13 のモデル図中に示した水圧計の位置での実測値と解析値の過剰間隙水圧の時刻歴を比較したものを図 4.2.14 に示す。過剰間隙水圧の最大値は、どの位置においても解析値の方が大きい。

盛土天端での実測値と解析値の加速度の時刻歴を比較したものを図 4.2.15 に示す。解析値の方が実測値に比べて最大値は小さくなるものの、波形は良好に一致している。

図 4.2.16 に無改良モデルと改良モデルの解析による過剰間隙水圧の時刻歴の比較を示す。これは、解析を通して改良効果をみたものであるが、この結果によると改良体を設置することによる過剰間隙水圧の発生量

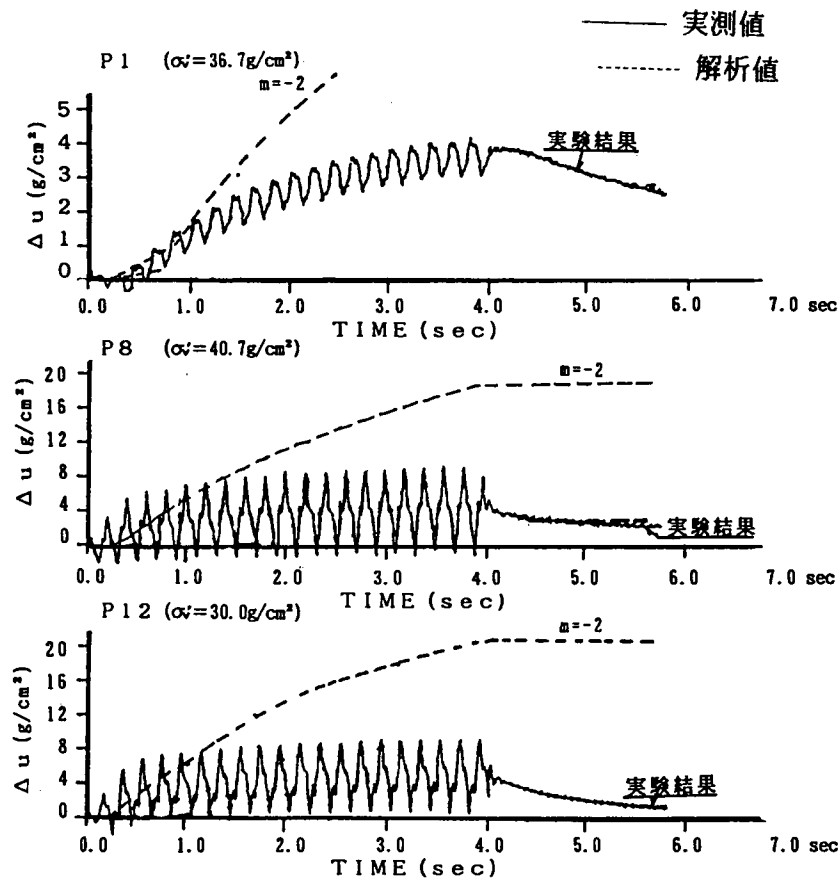


図4.2.14 過剰間隙水圧の時刻歴における実測値と解析値の比較

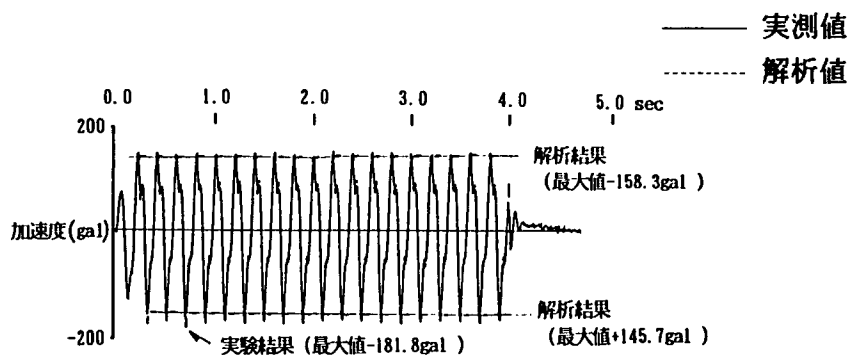


図4.2.15 加速度の時刻歴における実測値と解析値の比較（盛土天端）

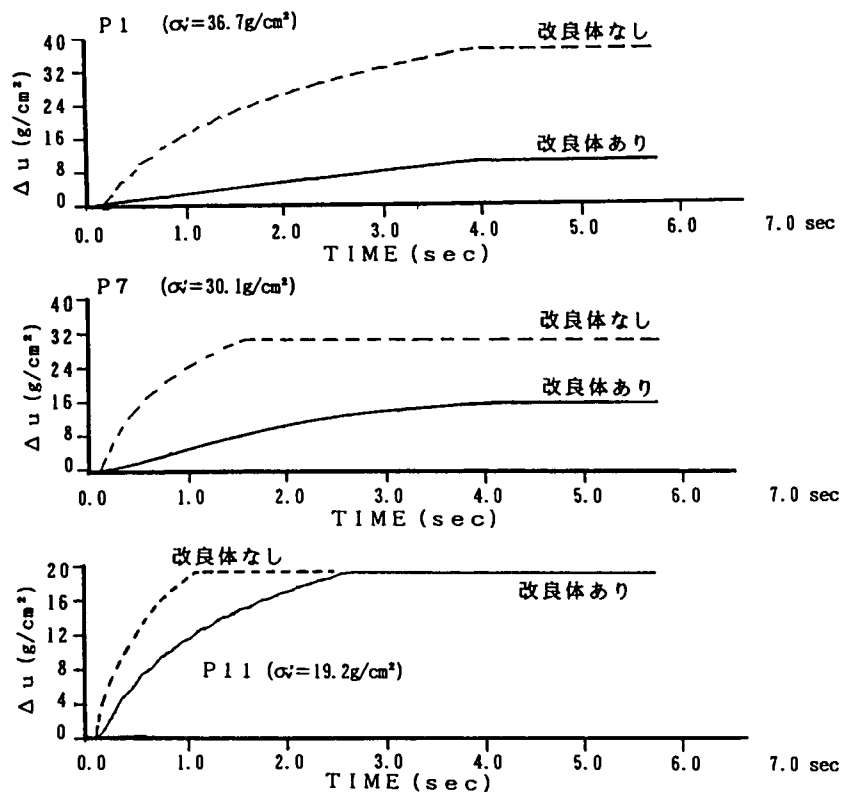


図4.2.16 無改良モデルと改良モデルの解析による
過剰間隙水圧の時刻歴の比較

の低下や発生速度の遅れがみられ、改良効果が現れている。

(3) 掘割モデル

i) 解析条件

図4.2.17に解析モデルを示す。表4.2.5に解析に用いた物理定数を示す。解析は振動台加速度 149 gal (正弦波 5 Hz, 20 波) の場合について実施した。

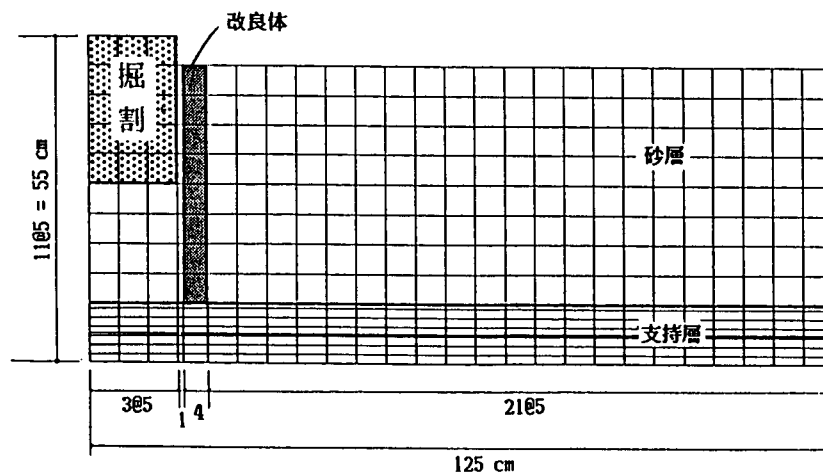
ii) 解析結果

図4.2.18に過剰間隙水圧の時刻歴における実測値と解析値の比較を示す。

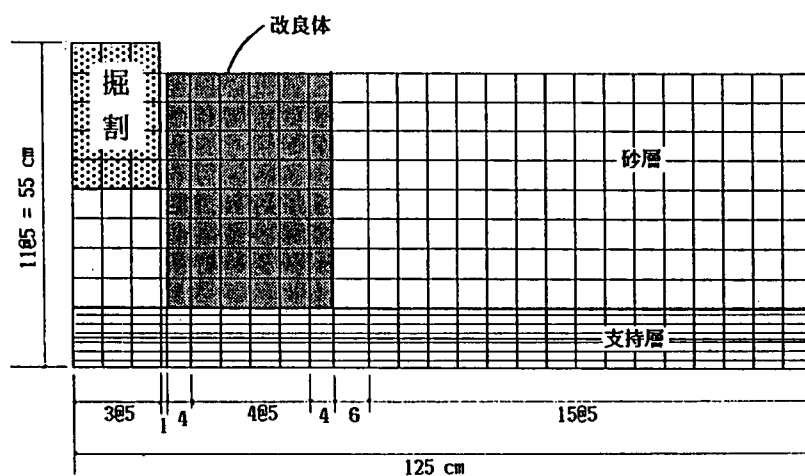
イ) 実測値と解析値は比較的良く一致している。

ロ) 改良体近傍の水平地盤部 (P7) では、H-2の方がH-1よりも実測値、解析値とも過剰間隙水圧が発生しにくくなっているが、これは改良体の幅の広い方が近傍の地盤のせん断変形を拘束する効果が強いからであると考えられる。

ハ) 掘割模型の直下 (P4) では、実測値ではH-1の方が過剰間隙水圧が発生しやすく、改良幅の影響が顕著に現れているが、解析値ではそれほどの差は現れていない。図4.2.19にH-1の加速度の時刻歴における実測値と解析値の比較を示す。解析値はほとんど増幅していないのに対して、実測値では解析値よりも増幅が大きく、地表近くでは2倍程度までに増幅している。これは格子モデルのときと同様に等価線形応答解析では過剰間隙水圧の発生に伴う地盤の剛性の低下を考慮できないためと考えられる。



(1) H-1モデル



(2) H-2モデル

図4.2.17 解析モデル

表4.2.5 解析に用いた物理定数

	γ_{sat} (t/m^3)	G_o (t/m^2)	ポアソン比 ν	ϕ' (度)	液状化強度 曲線	備考
砂層	1.92	式4.2.1 式4.2.2	0.49	42°	図4.2.3	
支持層	2.02	4,600	0.49			第8層のG~r 曲線を使用
改良体	2.0	1,000,000	0.17			弾性
掘割道路	上 $4/5:0.201$ 下 $1/5:5.21$	1,000,000	0.17			弾性

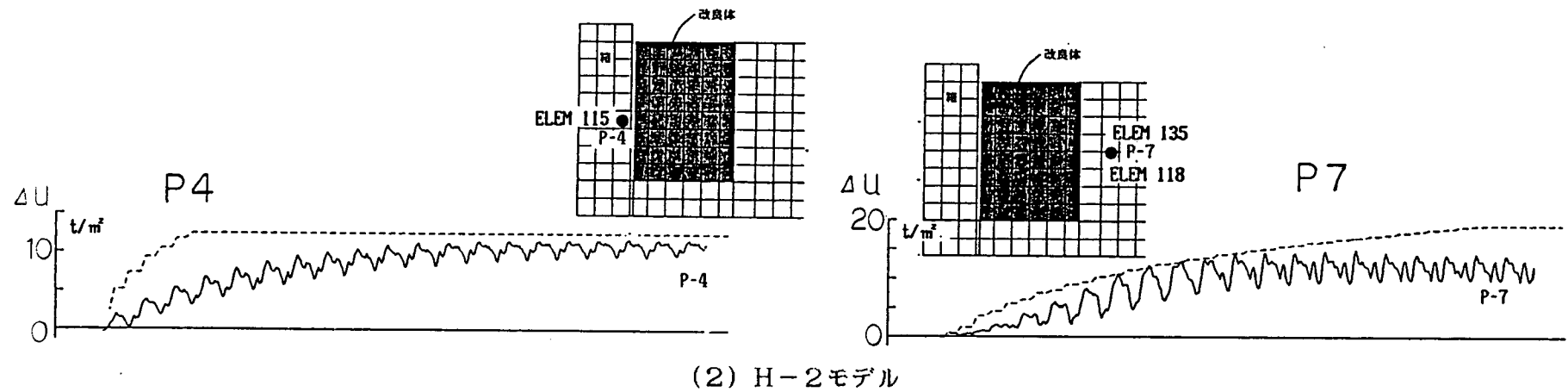
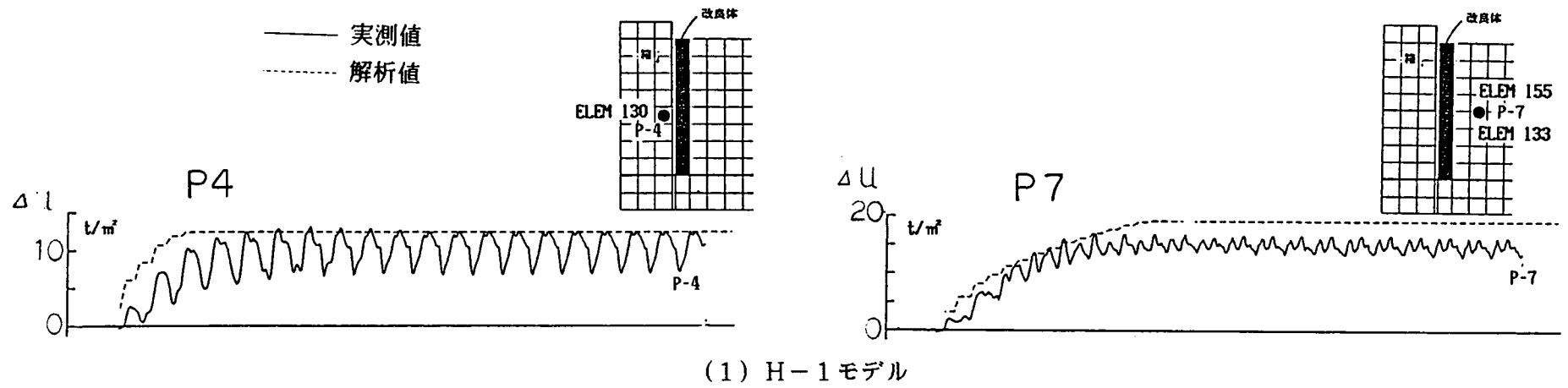


図4.2.18 過剰間隙水圧の時刻歴における実測値と解析値の比較

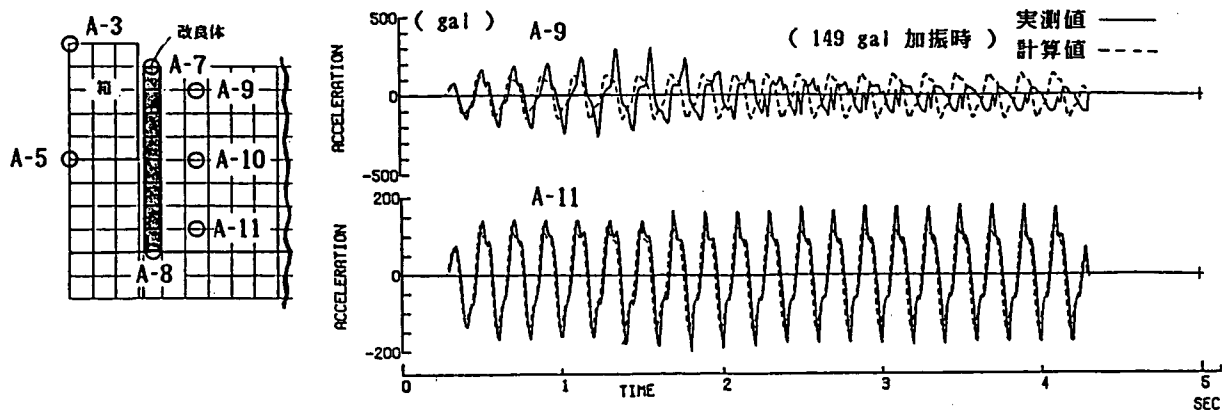


図4.2.19 加速度の時刻歴における実測値と解析値の比較 (H-1)

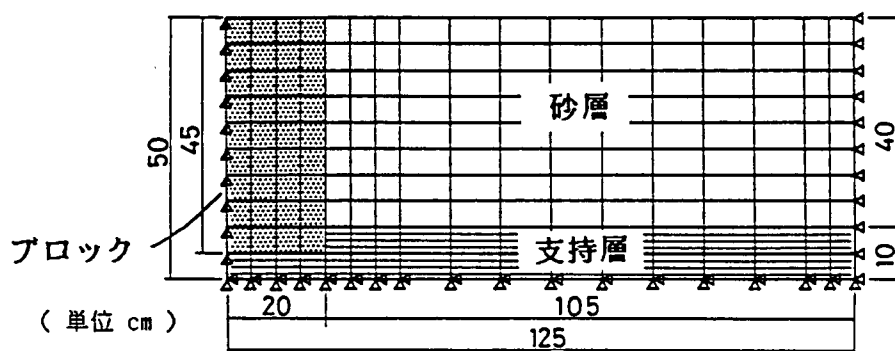


図4.2.20 解析モデル

表4.2.6 解析に用いた物理定数

	γ_{sat} (t/m^3)	G_0 (t/m^2)	ポアソン比 ν	ϕ' (度)	液状化強度 曲線	備考
砂層	1.96	式4.2.1 式4.2.2	0.49	42°	図4.2.3	
支持層	2.02	4,600	0.49			第8層のG~r 曲線を使用
ブロック	2.0	1,000,000	0.17			弾性

(4) ブロックモデル

i) 解析条件

図4.2.20に解析モデルを示す。表4.2.6に解析に用いた物理定数を示す。解析は振動台加速度150 galと244 gal (正弦波5 Hz, 20波) の場合について実施した。

ii) 解析結果

図4.2.21に過剰隙水圧の時刻歴における実測値と解析値の比較を示す。

イ) 全体として150 gal加振時には実測値の方が解析値よりも過剰間隙水圧が発生しやすく、244 gal加振時にはその逆の傾向になっている。

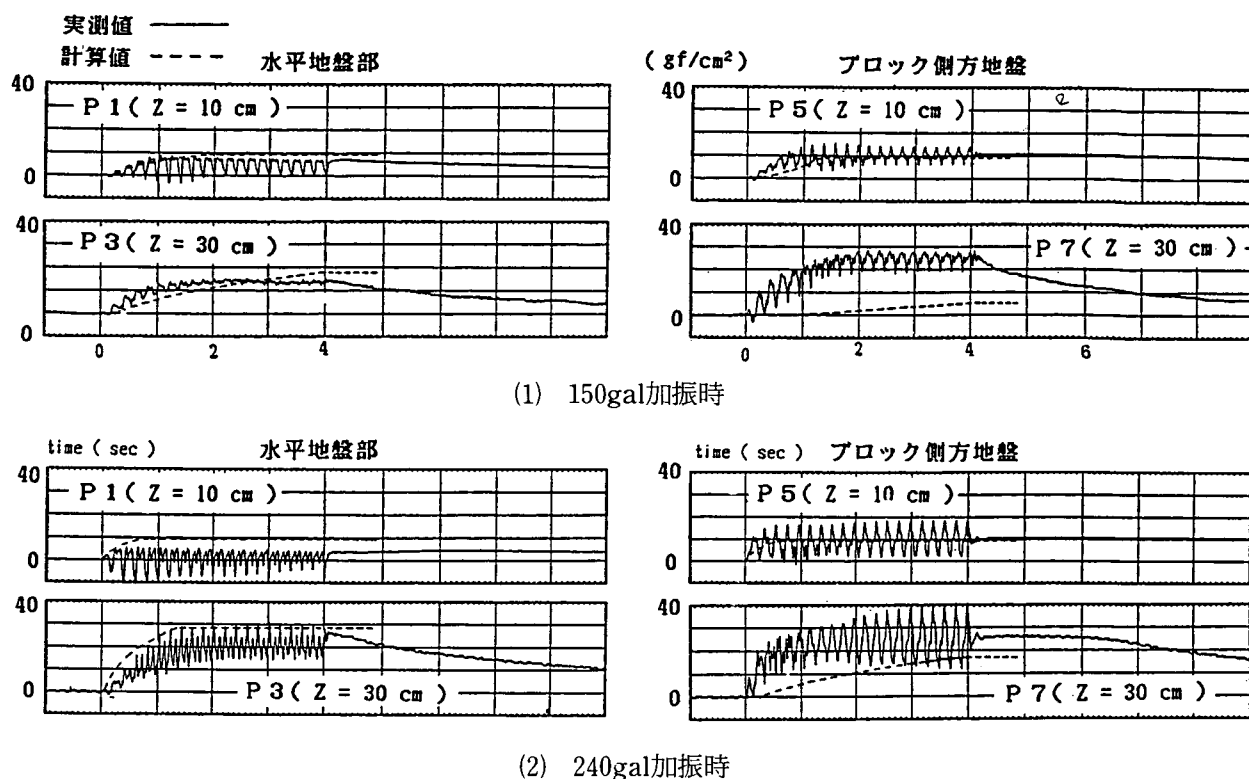


図4.2.21 過剰間隙水圧の時刻歴における実測値と解析値の比較

ロ) いずれの加振時の場合にも、ブロック近傍の地盤の深いところ (P7) では解析値の方が実測値よりもかなり低めになっている。これは等価線形応答解析では地盤とブロックの間のすべりが考慮できないために応答が小さくなり、その結果としてせん断応力が小さくなり過剰間隙水圧も小さくなったと考えられる。また、当解析方法が過剰間隙水圧の伝播を考慮していないことも理由の一つと考えられる。

4.2.5 ま と め

等価線形応答解析と累積損傷度理論を組み合わせることで模型振動実験のシミュレーションを行った結果、次のことがわかった。

- ① 格子モデルにおいては、格子間隔の大小により過剰間隙水圧の発生量が低減されることが解析でも表現できた。
- ② 盛土モデルにおいては、改良体を設置することによって過剰間隙水圧の発生量が低減されることが解析でも表現できることがわかった。
- ③ 掘割モデルにおいては、改良幅の違いによる過剰間隙水圧の発生量の違いを解析でも表現できた。
- ④ なお、改良体の近傍では、格子モデルおよびブロックモデルにおいて、解析による過剰間隙水圧の発生量が実測値よりもかなり小さくなった。これは、等価線形応答解析では地盤と改良体の間のすべりを考慮できないために応答が小さくなり、その結果としてせん断応力が小さくなり過剰間隙水圧も小さくなったと考えられる。また、当解析方法が過剰間隙水圧の伝播を考慮していないことも理由の一つと考えられる。

- ⑤ 加速度の実測値と解析値を比較すると、実測値では解析値よりも増幅が大きく、解析値はほとんど増幅していない。これは等価線形応答解析では過剰間隙水圧の発生に伴う地盤の剛性の低下を考慮できないためと考えられる。

この解析方法を実際のモデルに適用するためには、何らかの方法で地盤と改良体との間のすべりと過剰間隙水圧の発生に伴う地盤の剛性の低下を考慮できるような解析方法へと発展させることが望ましいが、次のような理由で実際のモデルに適用する方向も検討対象になると考えられる。

実際の地盤の共振振動数と地震波の卓越振動数は近いので、地盤と改良体との間のすべりや地盤の剛性の低下を考慮しない方が考慮する方に比べて応答が大きくなると考えられるので、せん断応力や加速度が大きい値となり安全側の設計となると考えられるからである。

この点についてさらに確証するために、より実物大に近づける意味で大型模型振動実験や遠心模型振動実験等を行い、実験結果の解析を行ってこの解析方法の適用性の検証を行いたいと考えている。

(不 動 建 設)

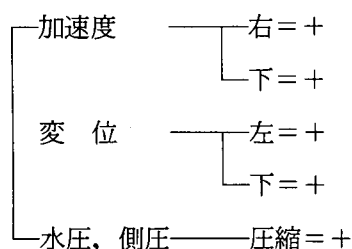
4.3 掘割道路の両脇を改良した固化体に作用する動的外力に関する実験的検討

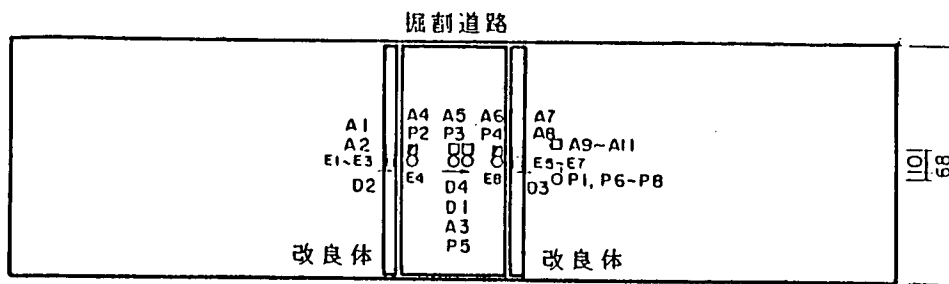
4.3.1 目 的

掘割道路の液状化対策として掘割の側方地盤を固化改良した場合の、掘割および改良地盤を含めた全体系の安定を検討するための動的外力には、掘割および改良地盤に作用する慣性力、地震時の土圧および水圧がある。これらに関して模型振動実験の結果を検討し、その特性を把握することを目的としている。

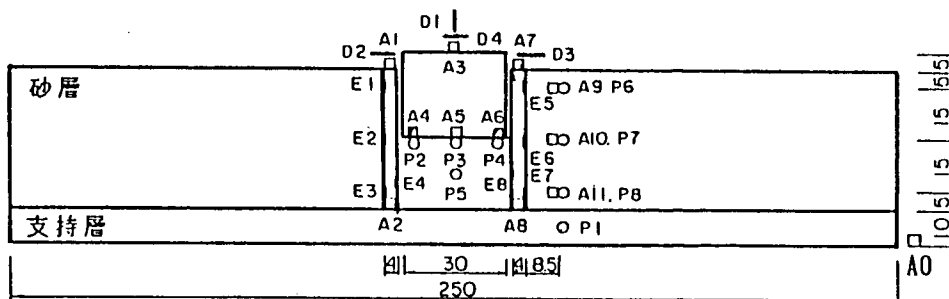
4.3.2 検 討 方 法

4.2.4(3)で述べられている模型振動実験において、加速度、側圧、過剰間隙水圧および変位の測定結果を整理してそれらの位相関係を検討した。また、加速度および側圧の測定結果より、全動的外力、全慣性力および全側圧の関係を検討した。この節では側圧とは全応力土圧（水圧と有効土圧の合計）の動的増分のみを意味する。図4.3.1は掘割道路の振動実験の模型を示しており、表4.3.1に実験のケースを示した。図中の変換器の方向性と本節中のデータの正負については、特にことわらない限り次のとおりである。





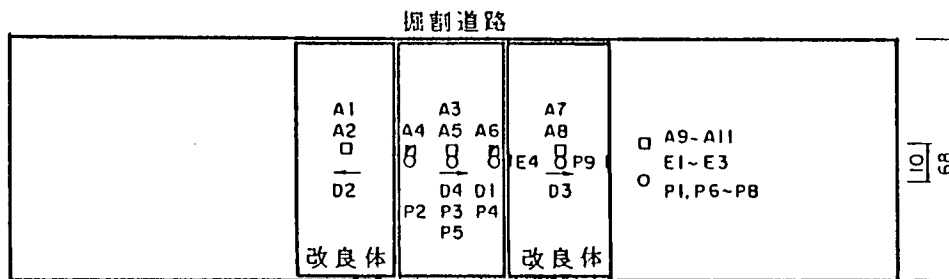
＜平面図＞



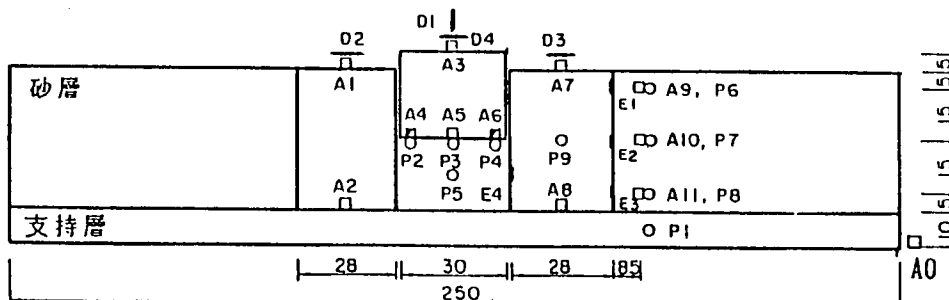
＜断面図＞

(a) H-1 モデル

A : 加速度計
E : 側圧計
P : 水圧計
D : 変位計



＜平面図＞



＜断面図＞

(b) H-2 モデル

加速度

— 右 = +
— 下 = +

変位

— 左 = +
— 下 = +

水圧, 側圧

— 圧縮 = +

(単位cm)

図4.3.1 掘割道路の振動実験用模型

表4.3.1 掘割道路の模型振動
実験の入力条件

ケース	入力加速度	
	最大値 (gal)	波 形
1	149	正弦波 5 Hz 20 波
2	240	
3	345	
4	479	

4.3.3 検討結果

検討は全実験ケースについて行ったが、結果は主に 149 gal 入力および 240 gal 入力の実験について示す。

(1) 改良体に作用する加速度、側圧、過剰間隙水圧および変位の関係

1) 149 gal 入力実験

側圧と変位：図 4.3.2 は H-1 モデルの左と右の改良体の対応する側圧計および改良体天端の水平変位計の測定値を重ね描きしたものである。図 4.3.3, 図 4.3.4 は改良体の水平変位とその改良体に設置

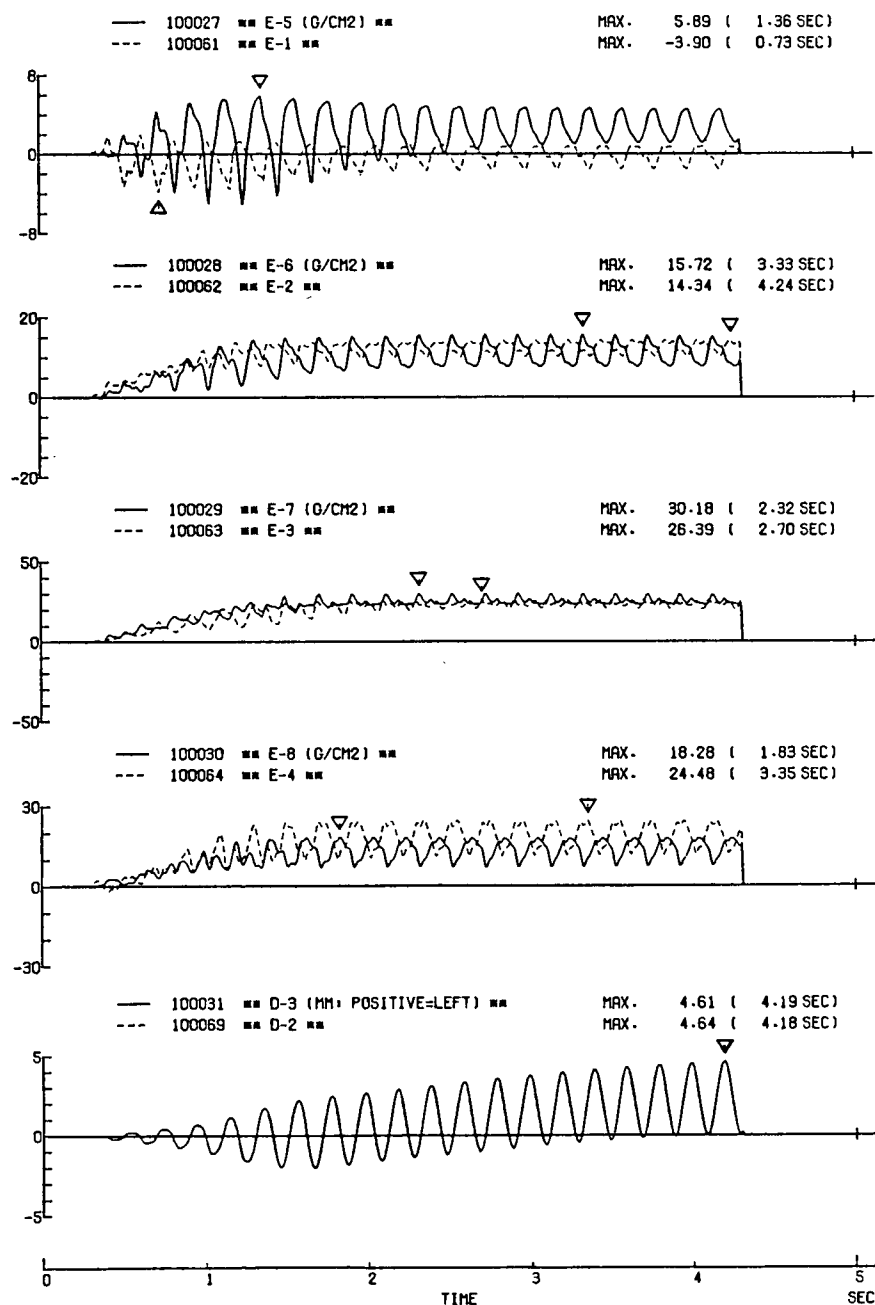
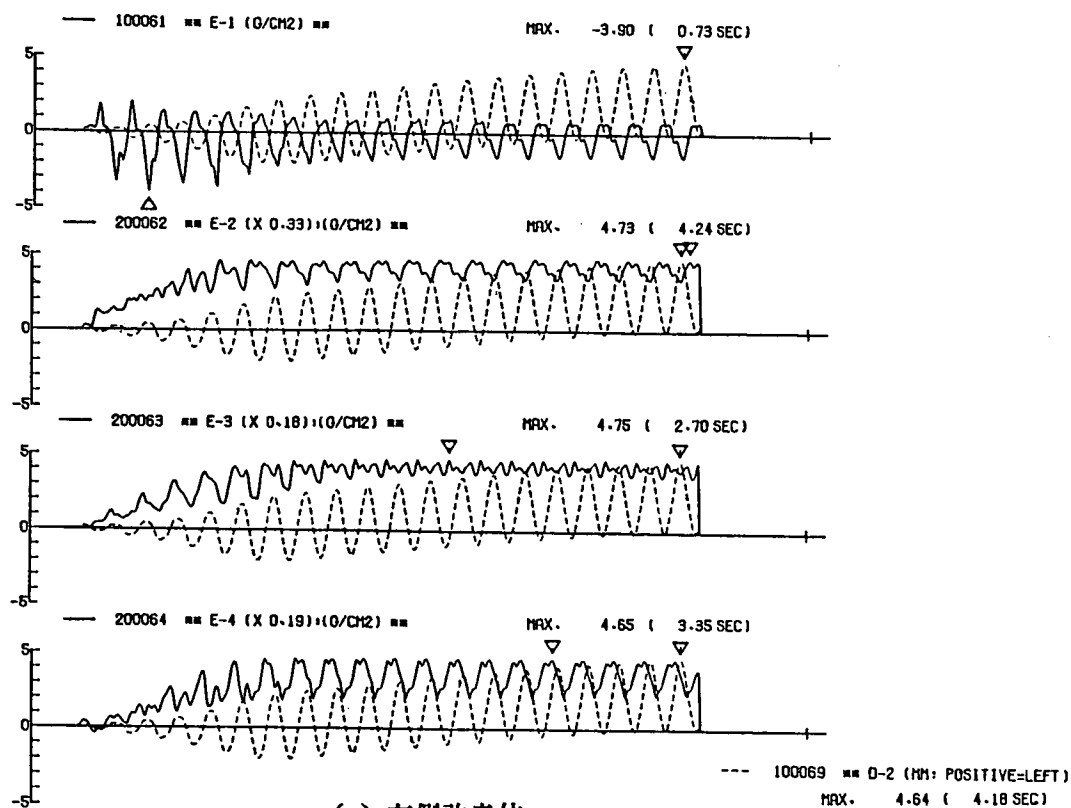
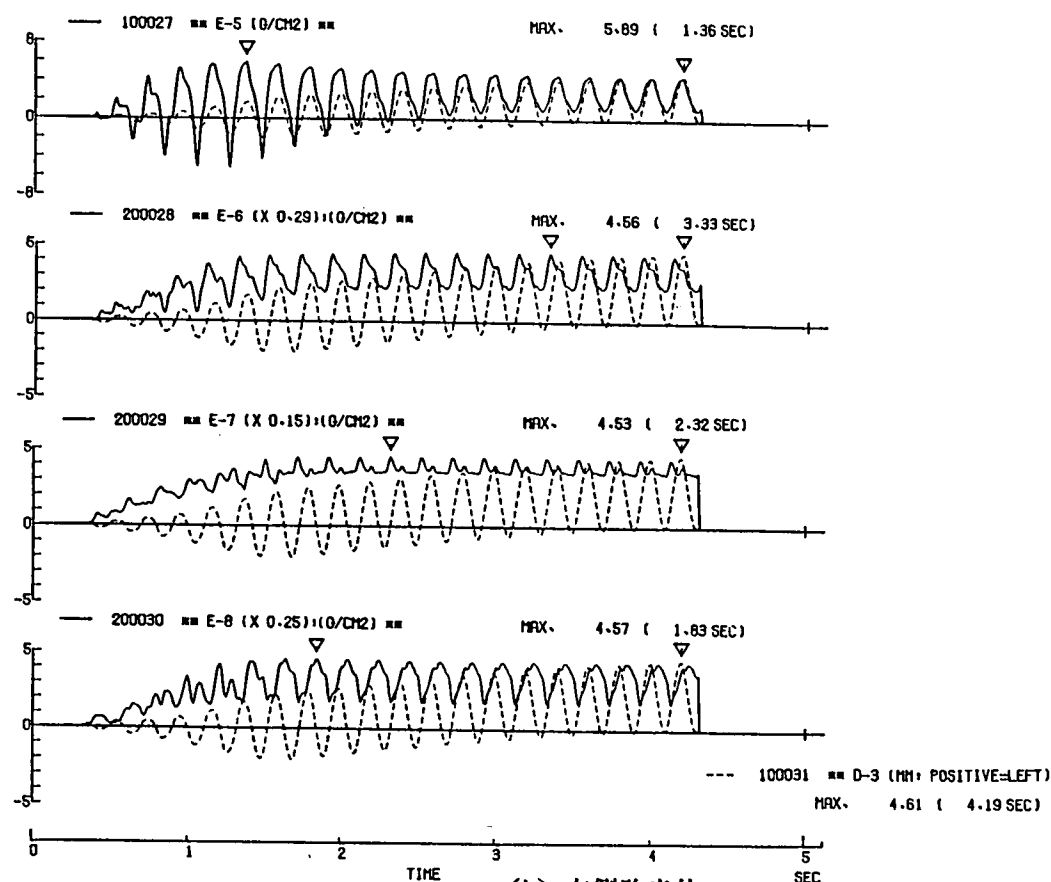


図4.3.2 左と右の改良体の側圧波形と水平変位波形の比較
(H-1モデル, 149gal入力) (側圧圧縮=正, 左変位=正)



(a) 左側改良体



(側圧：圧縮＝正，変位：左＝正)

(b) 右側改良体

図4.3.3 改良体の水平変位と側圧 (H-1モデル, 149gal入力)

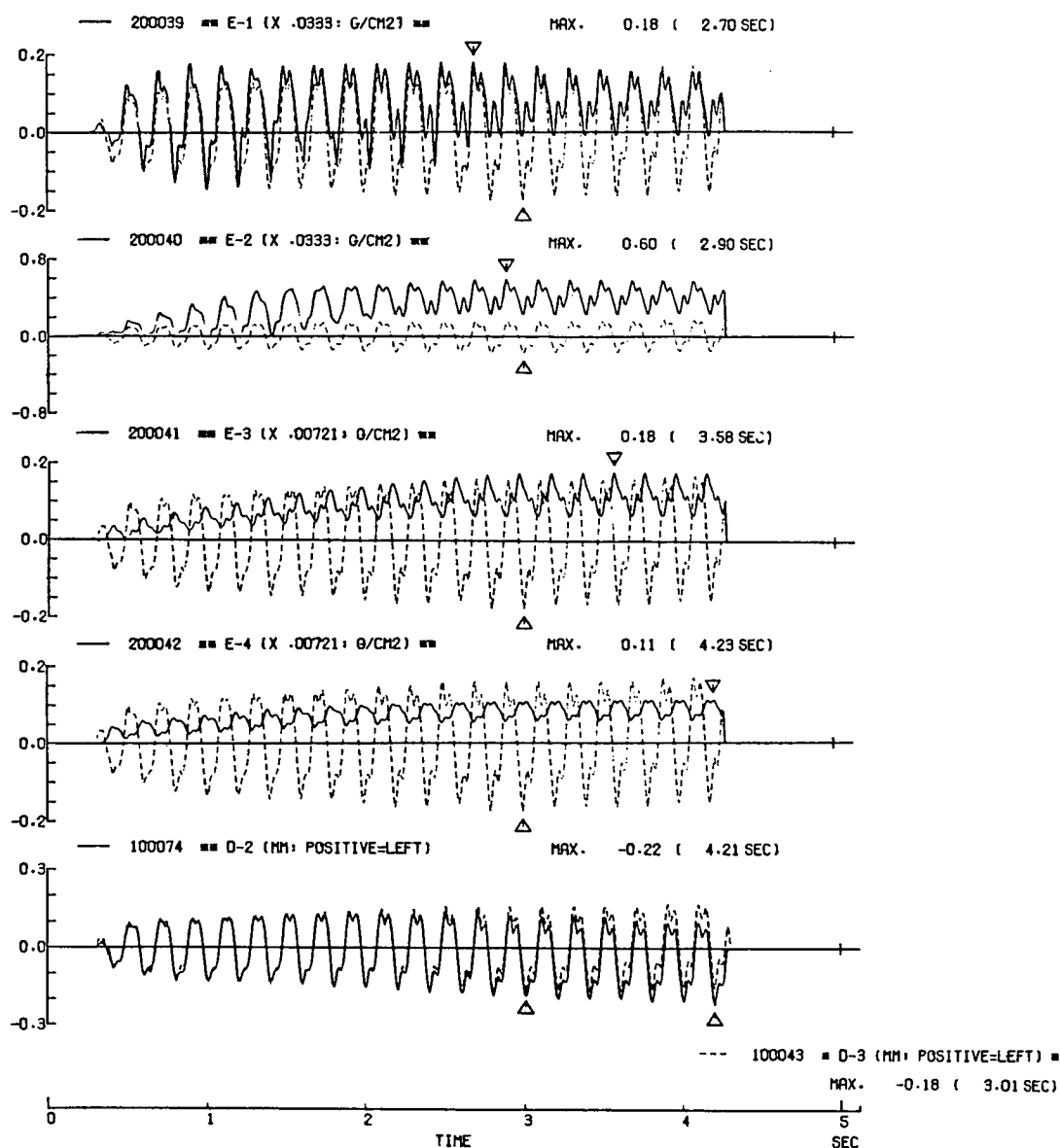


図4.3.4 改良体の水平変位と側圧(H-2モデル, 149gal入力)
(側圧: 圧縮=正, 変位: 左=正)

されている側圧計の波形を重ね描きしたものである(H-1, 2モデル)。これより次のことが言える。

- ① 中段および下段の側圧計の値は振動の継続とともに中立成分が増加してゆく(図4.3.2, 4.3.3)。
- ② 左右の改良体の同一深度の側圧計の値はほとんど等しく, その振動成分の位相はほぼ逆位相である(図4.3.2)。
- ③ 左右の改良体天端の水平変位波形は等しく, 両者は同一の運動をしている(図4.3.2)。
- ④ H-1モデルの左の改良体天端の水平変位波形とその改良体に設置されている上段および中段の側圧計の波形は逆位相であり, 右の改良体のそれは同位相である。下段の側圧計は, 左の改良体では自由地盤側の側圧計は同位相, 掘割側の側圧計は逆位相である。右の改良体では自由地盤側も掘割側も逆位相である。下端の側圧計と天端の変位は, 時間の経過とともに徐々にずれが生じている。

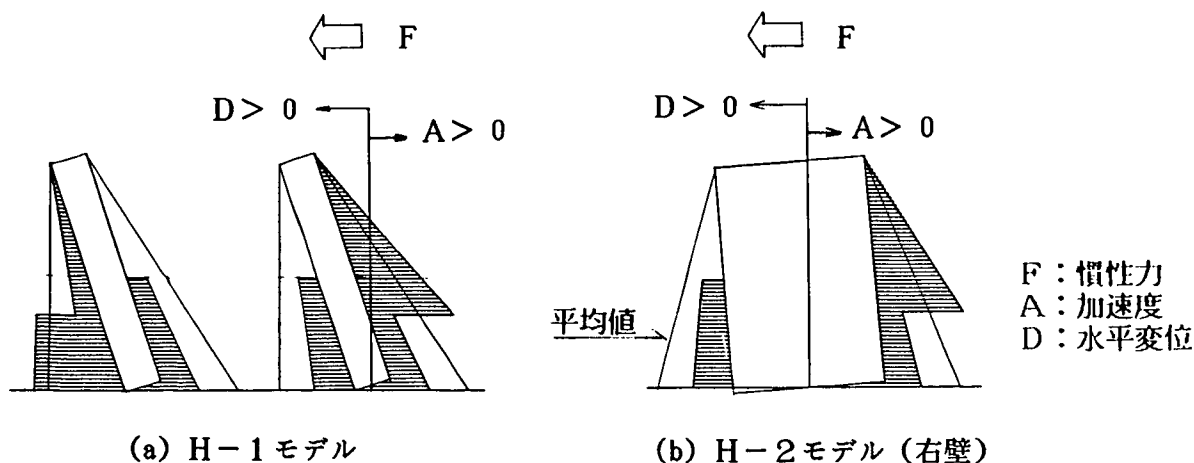


図4.3.5 改良体の側圧と天端の水平変位との位相関係 (149gal)

が、これは改良体の天端と下端の間でずれが生じるためであり、下端の変位とはずれがないと考えられる (図 4.3.3)。

⑤ H-2 モデルについて④と同じ整理をすると、右の改良体のすべての側圧計は H-1 モデルの右の改良体と同じ関係が成り立っている (図 4.3.4)。

⑥ 側圧と改良体天端の水平変位の位相関係をまとめると図 4.3.5 のようになる。すなわち、改良体が水平変位した側の前面の側圧は減少し、背面側は増加する。これは剛壁に作用する動水圧と同じである。

過剰間隙水圧と側圧：改良体近傍の自由地盤および掘割下の地盤の過剰間隙水圧計の値と、過剰間隙水圧計と同一深度に設置された側圧計の測定結果とを重ね描きしたのが図 4.3.6 および図 4.3.7 である。掘割の底の過剰間隙水圧計の波形を示したのが図 4.3.8 である。これより次のことが言える。

① H-1 モデルでは、過剰間隙水圧は側圧のピークを結んだ包絡線の形を成している。また、過剰間隙水圧の波形の振幅は側圧のそれに比べて非常に小さい (図 4.3.6)。

② H-2 モデルでは、自由地盤部の過剰間隙水圧は側圧と等しい波形を示し、その振幅も側圧とほぼ等しい。しかし、掘割下の地盤中の過剰間隙水圧計は振動成分がほとんど無く、側圧の振動成分の平均値を示している (図 4.3.7)。

③ 掘割の底の左右の過剰間隙水圧計は互いに逆位相を示している (図 4.3.8)。

加速度：H-1 モデルの加速度計の計測結果を図 4.3.9～図 4.3.13 に示した。H-2 モデルの加速度計の計測結果を図 4.3.14～図 4.3.17 に示した。これから次のことが言える。

① 図 4.3.9 は、H-1 モデルの入力速度と改良体の天端および下端の応答加速度を重ね描きしたものである。改良体の天端の加速度は入力速度に対して初期は同位相であるが、天端の応答加速度は最大値を示した後に応答値が位相遅れを示している。これに対して改良体の下端の加速度は全体的に入力波とほぼ同位相である。

② 図 4.3.10 は H-1 モデルの改良体の上端と下端の加速度測定結果をリサージュ図で表示したものである。最大応答加速度を示すまでは、ほぼ第 1 および第 3 象限で直線的变化を示しており、上・

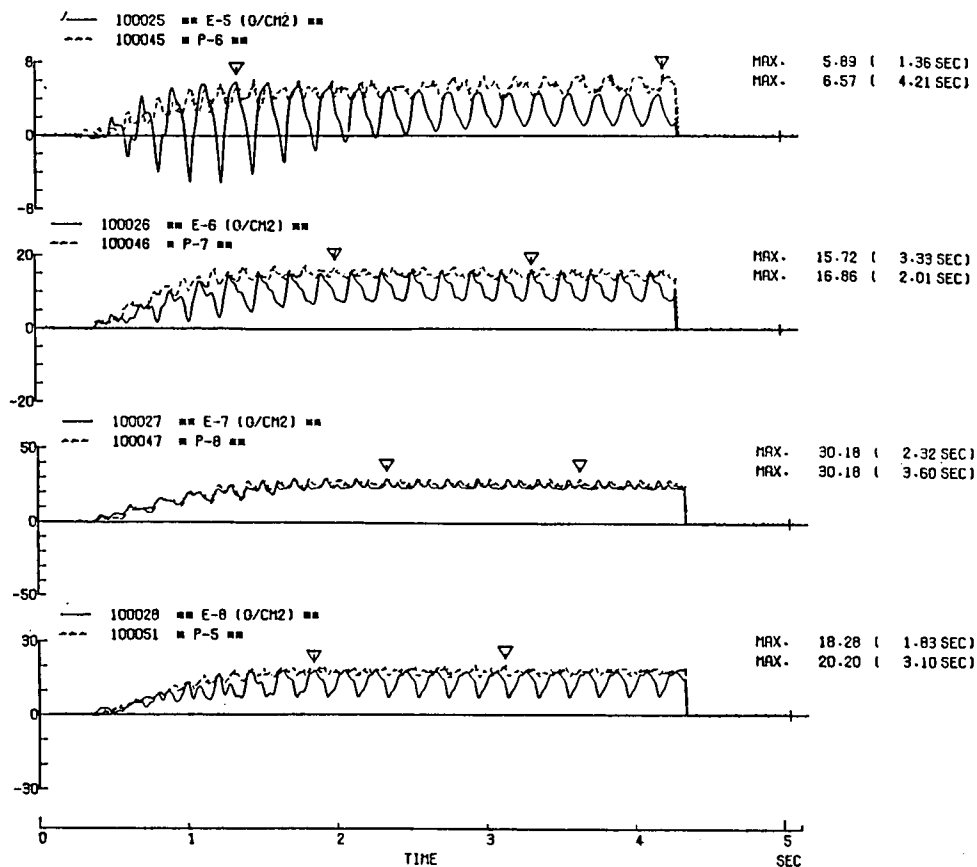


図4.3.6 H-1モデルの過剰間隙水圧と改良体の側圧 (149gal)

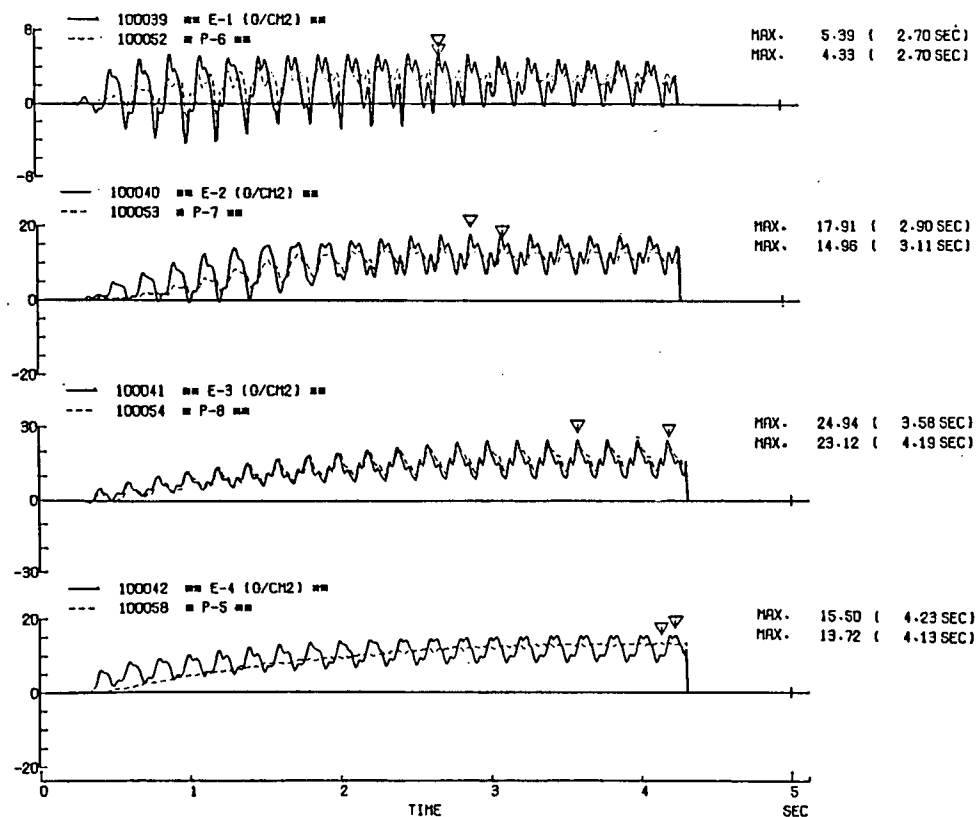


図4.3.7 H-2モデルの過剰間隙水圧と改良体の側圧 (149gal)

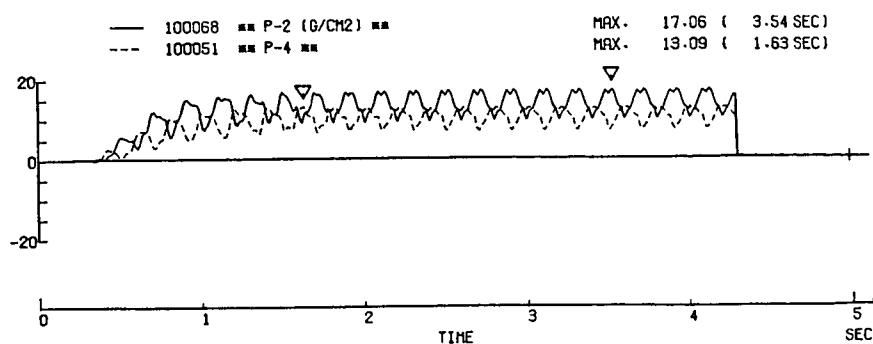


図4.3.8 H-1モデルの掘割模型底の間隙水圧 (149gal)

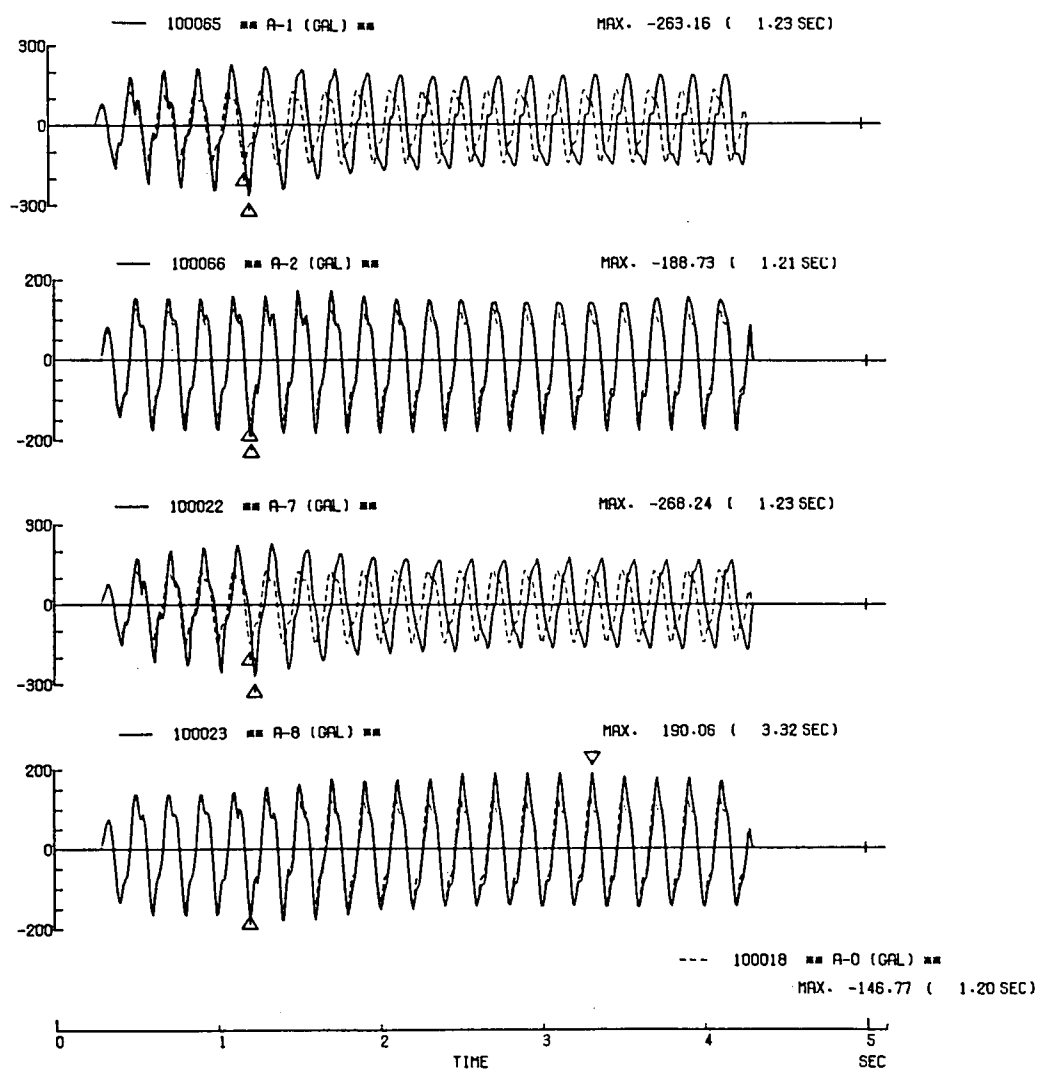


図4.3.9 H-1モデルの改良体の加速度波形 (149gal)

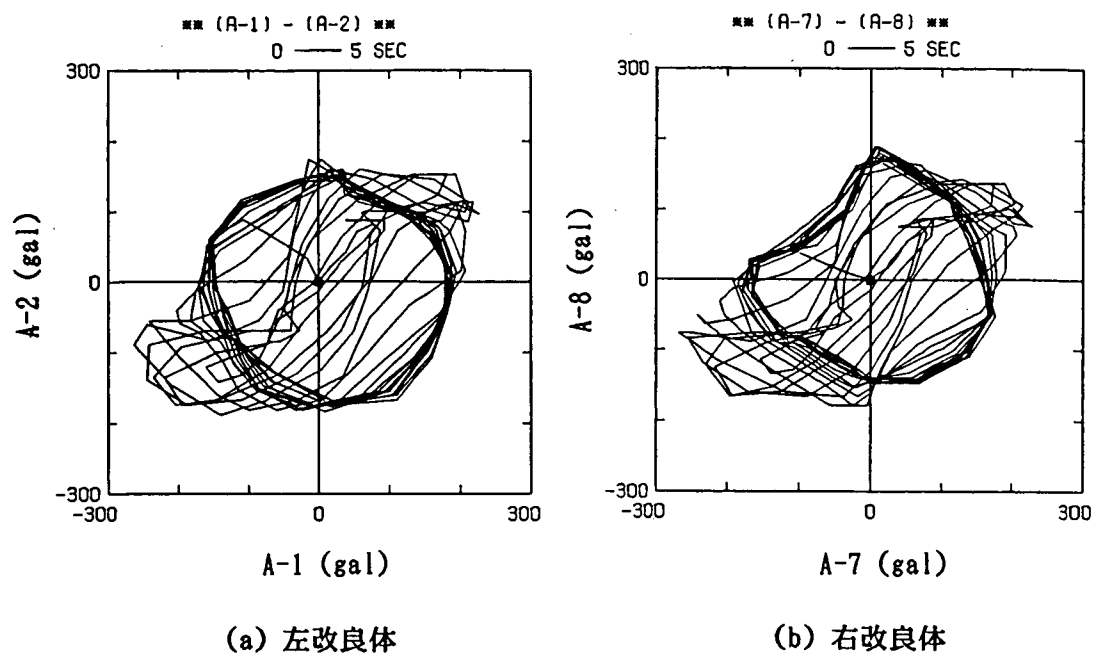


図4.3.10 H-1モデルの改良体の上端と下端の加速度のリサージュ図 (149gal)

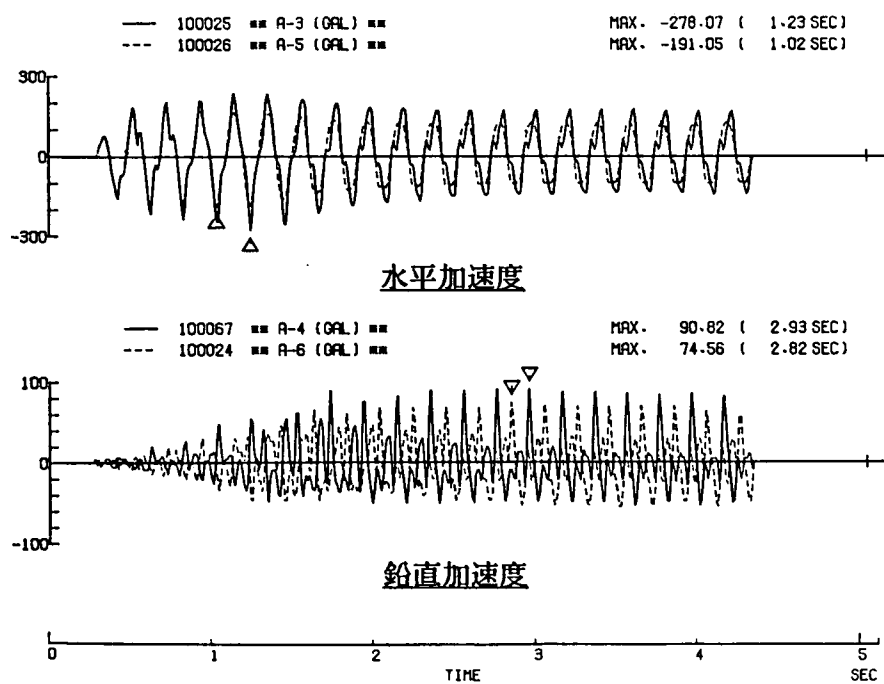


図4.3.11 H-1モデルの掘割模型の加速度波形

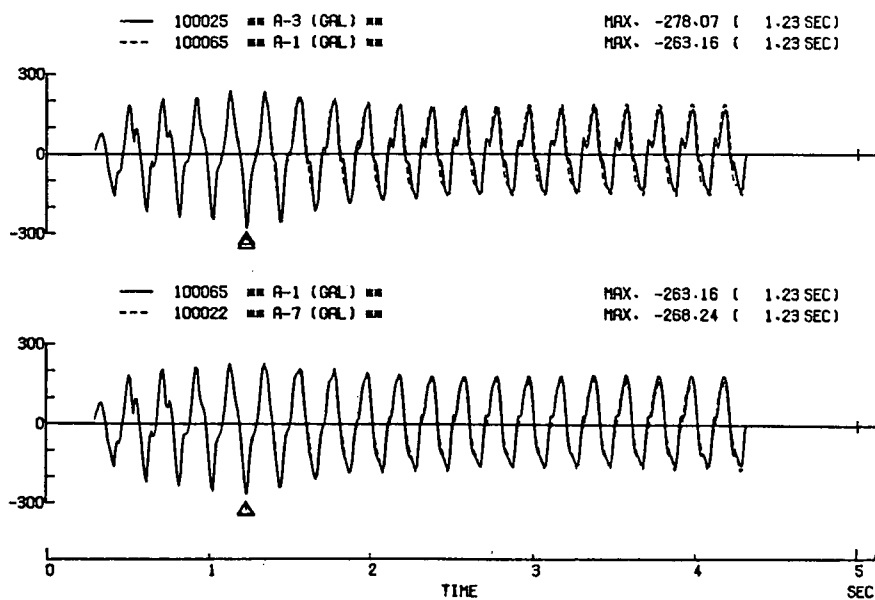


図4.3.12 H-1モデルの改良体と掘割の加速度波形 (149gal)

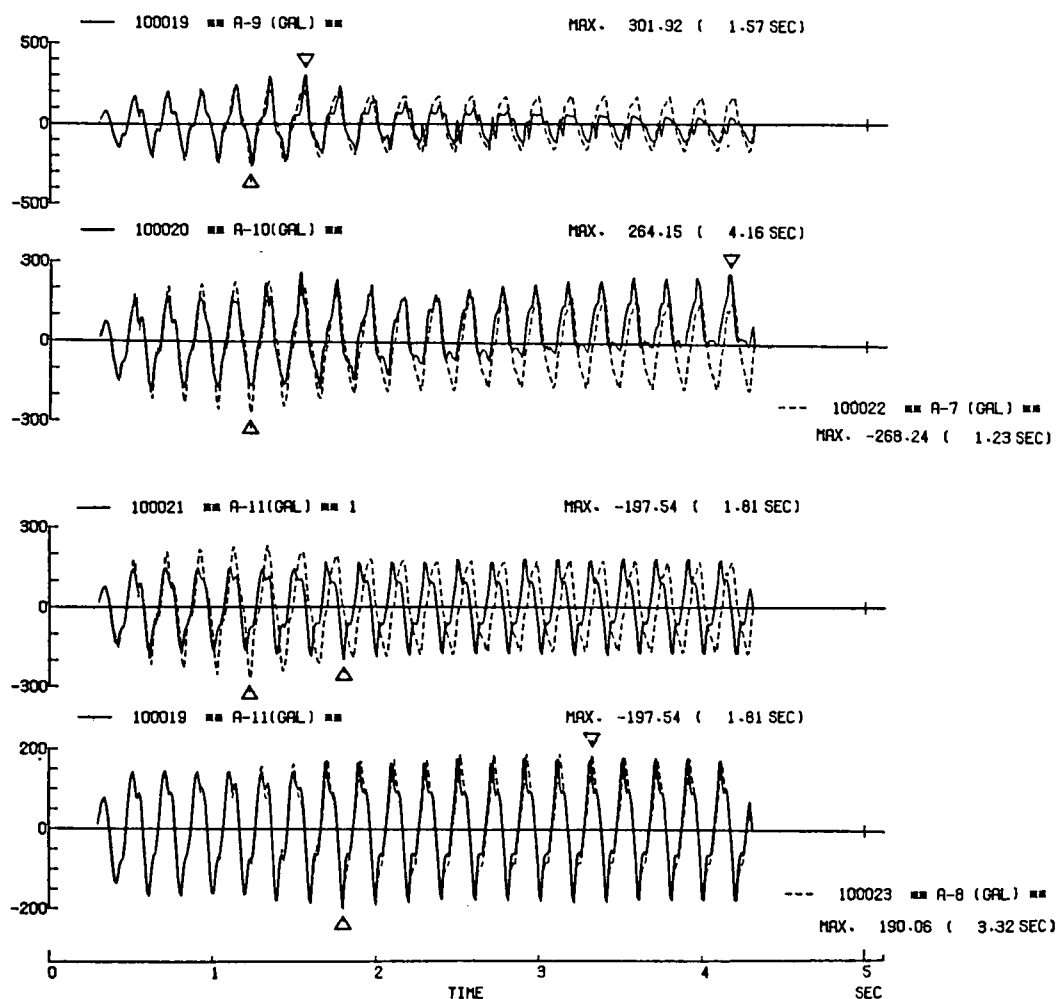


図4.3.13 H-2モデルの改良体と自由地盤の加速度 (149gal)

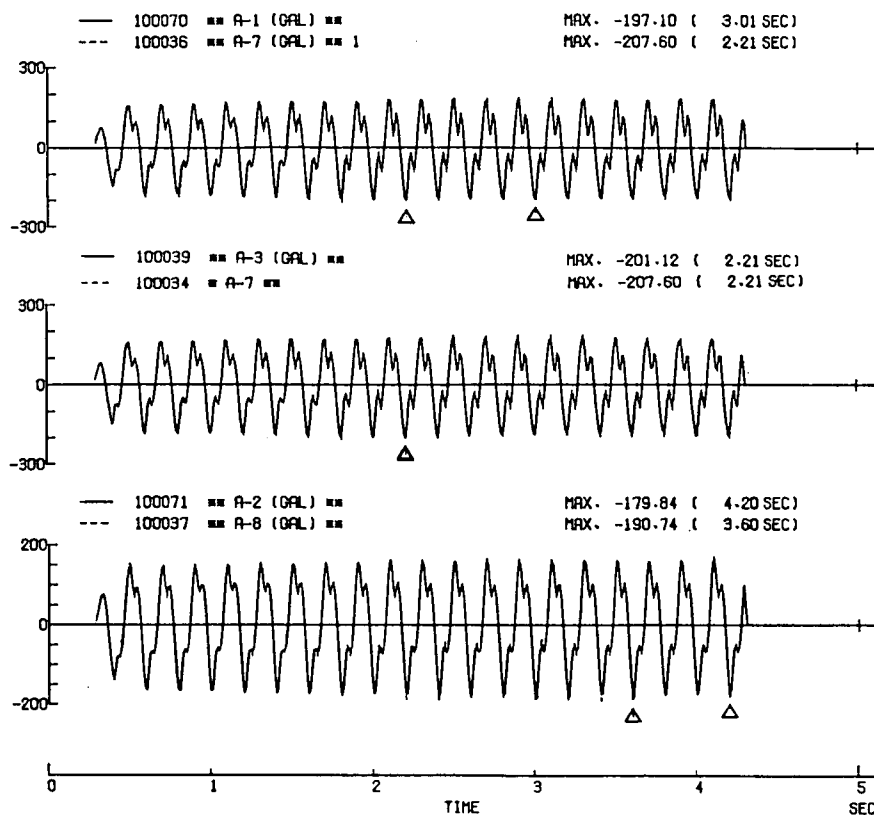


図4.3.14 H-2モデルの改良体と掘割の加速度波形 (149gal)

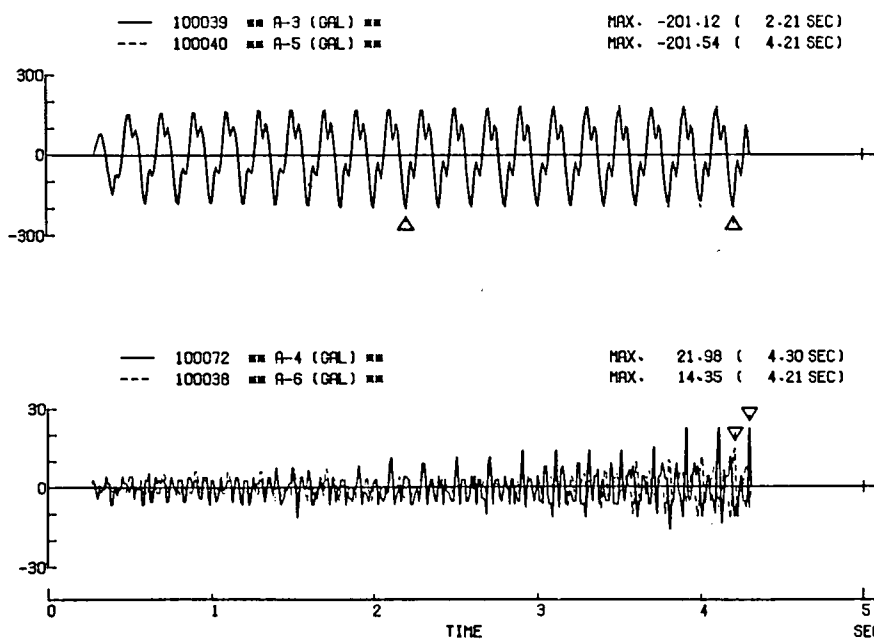
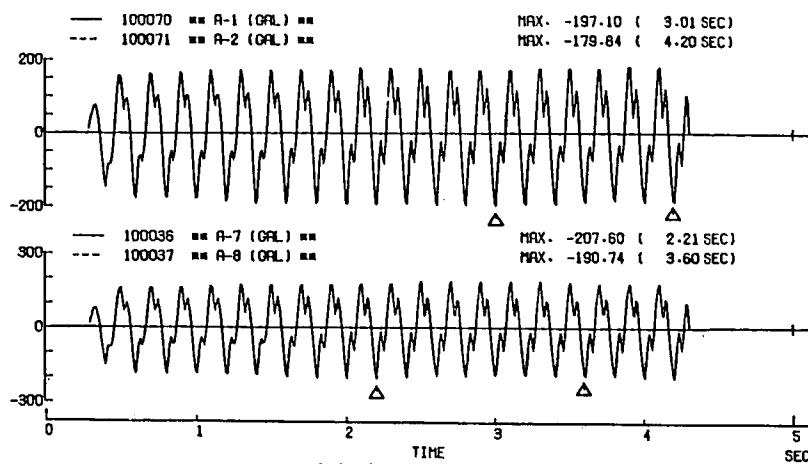
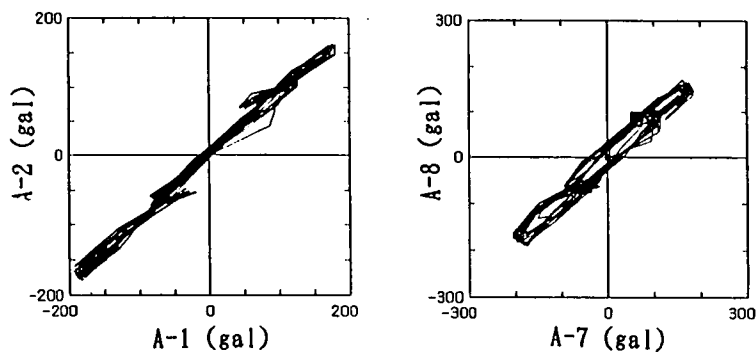


図4.3.15 H-2モデルの掘割の加速度波形 (149gal)



(a) 加速度波形



(b) 上端・下端のリサージュ図

図4.3.16 H-2モデルの改良体の上端と下端の水平加速度

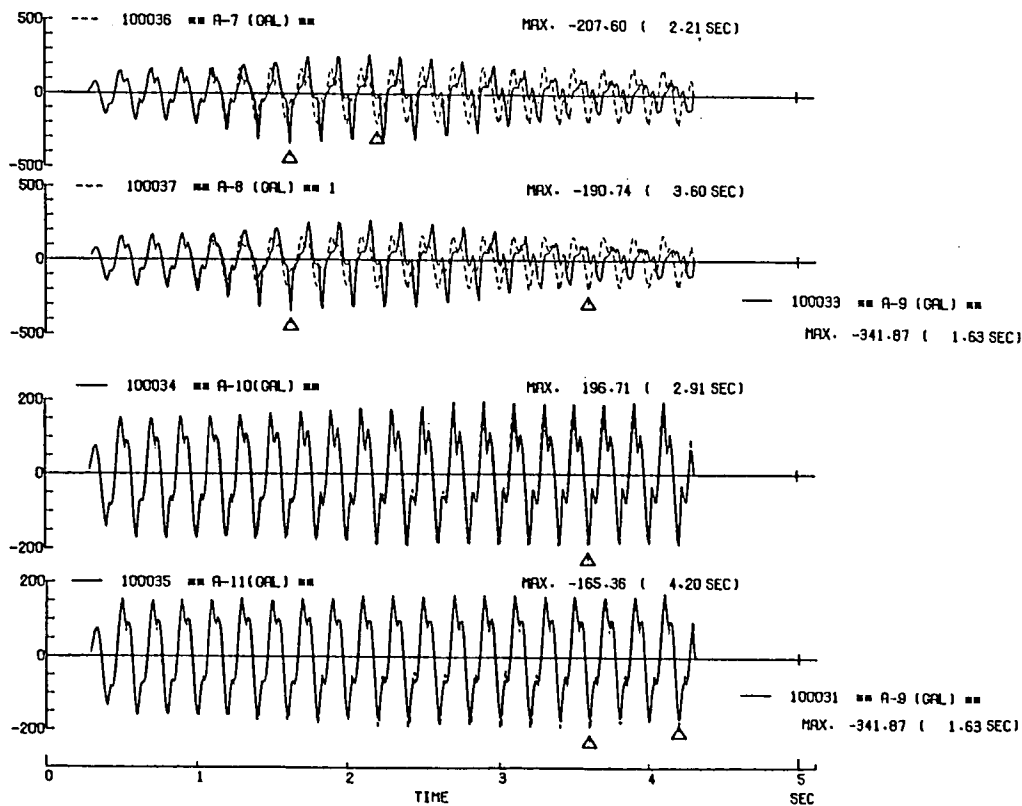


図4.3.17 H-2モデルの改良体と近傍自由地盤の加速度波形 (149gal入力)

下端が同相で運動していることを示している。しかし、その後はほぼ円形を描いており、上端は下端に対してほぼ 90° の位相差があることを示している。

- ③ 図 4.3.11 は H-1 モデルの掘割模型の天端と下端の水平加速度（上端の波形）および掘割模型底の左右の鉛直加速度（下端の波形）を示している。掘割模型の底の右側と左側の鉛直加速度波は互いに 180° の位相差がある。また、上端と下端に水平加速度はほぼ同相であるが上端の方が常に大きな応答値を示している。これより掘割模型はロッキングしていると考えられる。
- ④ 図 4.3.12 は、H-1 モデルの左の改良体の天端と掘割の天端の水平加速度および左と右の改良体の天端の水平加速度をそれぞれ重ね描きしたものである。改良体上端および掘割上端の水平加速度はほぼ等しい波形を示しており、それらはほぼ一体的に運動していると言える。
- ⑤ 図 4.3.13 は、H-1 モデルの右の改良体の水平加速度と自由地盤の水平加速度を重ね描きしたものである。改良体近傍の自由地盤の水平加速度は、同一深度の改良体と同位相である。
- ⑥ 図 4.3.14 は、H-2 モデルについて図 4.3.12 と同じ整理をしたものである。左右の改良体と掘割の水平加速度波形はほぼ等しいので、改良体と掘割はほぼ一体的に運動していると言える。
- ⑦ 図 4.3.15 は、H-2 モデルについて図 4.3.11 と同じ整理をしたものである。掘割模型の天端の水平加速度は底面のそれと同一波形を示し、底面の左と右の鉛直加速度は非常に小さな振幅を示しており、ロッキング運動はほとんど生じていないと判断される。
- ⑧ 図 4.3.16 は、H-2 モデルの改良体の天端の水平加速度と下端のそれとの位相差をしらべたものであり、図 4.3.9、図 4.3.10 と同じ整理をしたものである。改良体の上端と下端の水平加速度は同一波形を示しており（図 4.3.16(a)）、改良体は上下端がほぼ同位相で（図 4.3.16(b)）、剛体的に水平運動していると判断される。
- ⑨ 図 4.3.17 は、H-2 モデルについて図 4.3.13 と同じ整理をしたものである。改良体近傍の自由地盤の水平加速度は、上段の加速度は応答最大値を示したのち改良体の水平加速度より位相遅れを示したが、中段と下段のそれは改良体と同相である。
- ⑩ 図 4.3.18 は、H-1 モデル 149 gal 入力実験の加速度計の結果である。最大値の“倍率”は入力 of 最大値 = 149 gal で各波形を割った値、定常値の倍率は各波形の最大値の後の一定振幅期の片振幅の平均的な値を最大値で割った値である。これより次のことが言える。
- i. 支持地盤の天端に設置された加速度計（A2, A8, A11）は、最大値と定常値がほぼ等しい（1.2～1.3）。従ってこの部分は液状化に至っていない。
 - ii. 地表付近の加速度計（A1, A3, A7, A9）は、最大値の倍率が 1.8～2.0、定常値の倍率が 0.7～1.2 となり、“最大値 ≫ 定常値”で、地表面付近は液状化していると判断される。
- ⑪ 図 4.3.19 は、H-2 モデル 149 gal 入力実験について上述の⑩と同じものを示したものである。これより次のことが言える。
- i. 最大値の倍率は自由地盤の地表面（A-9）を除いて、全体が 1.2～1.4 の間にあり、その発生時刻も全体の後半に位置しているので、液状化してないと判断される。

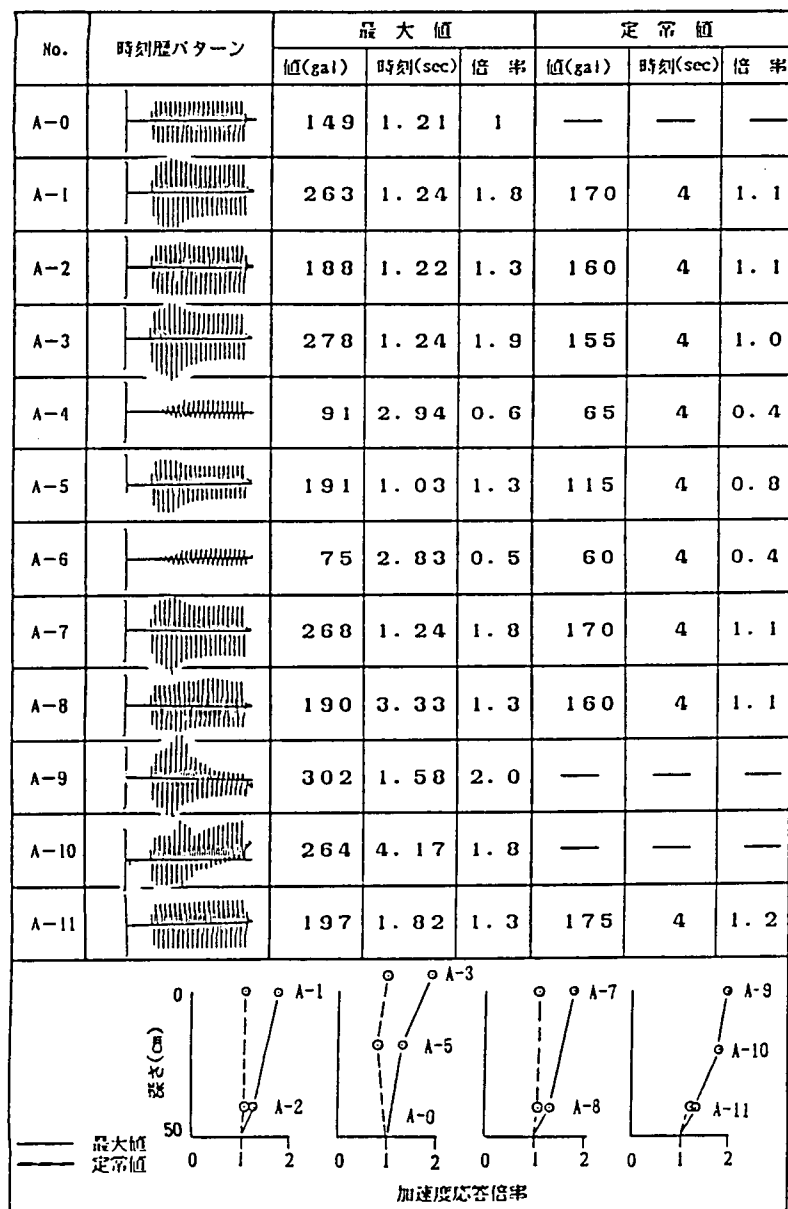


図4.3.18 H-1モデルの加速度応答倍率 (149gal入力)

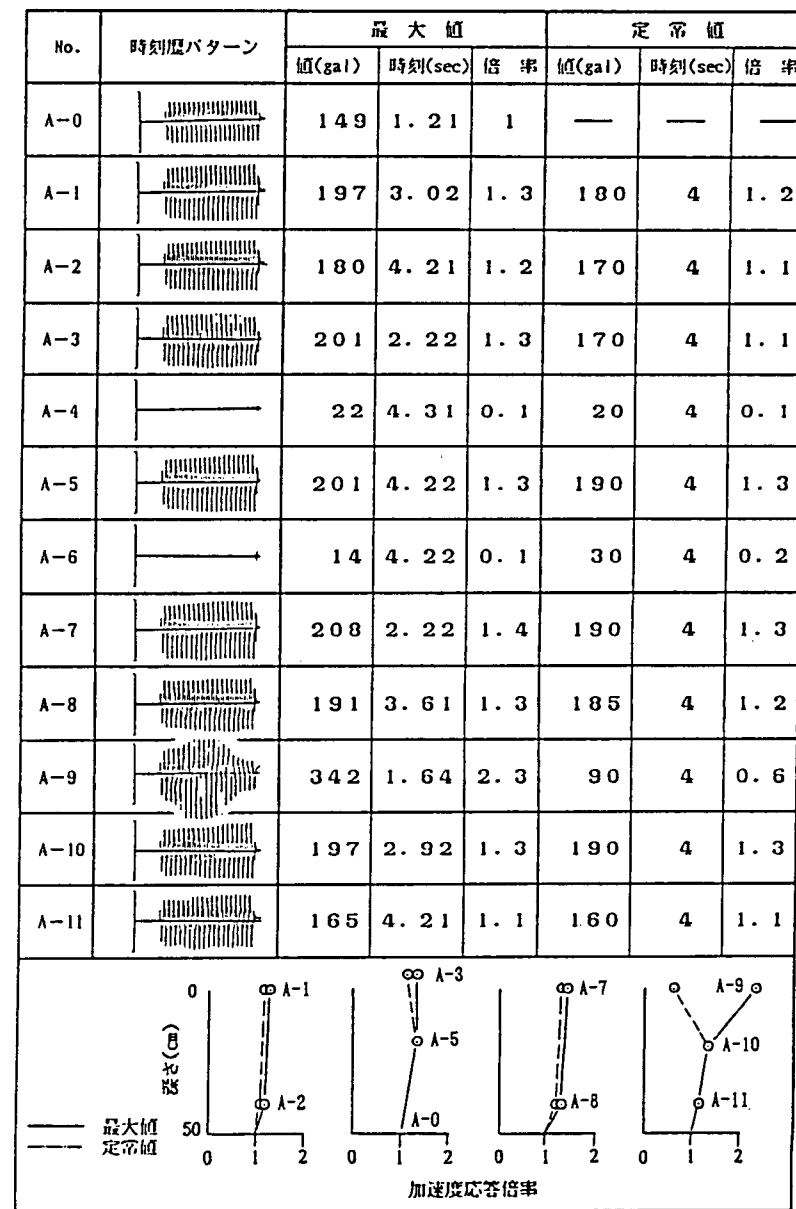


図4.3.19 H-2モデルの加速度応答倍率 (149gal入力)

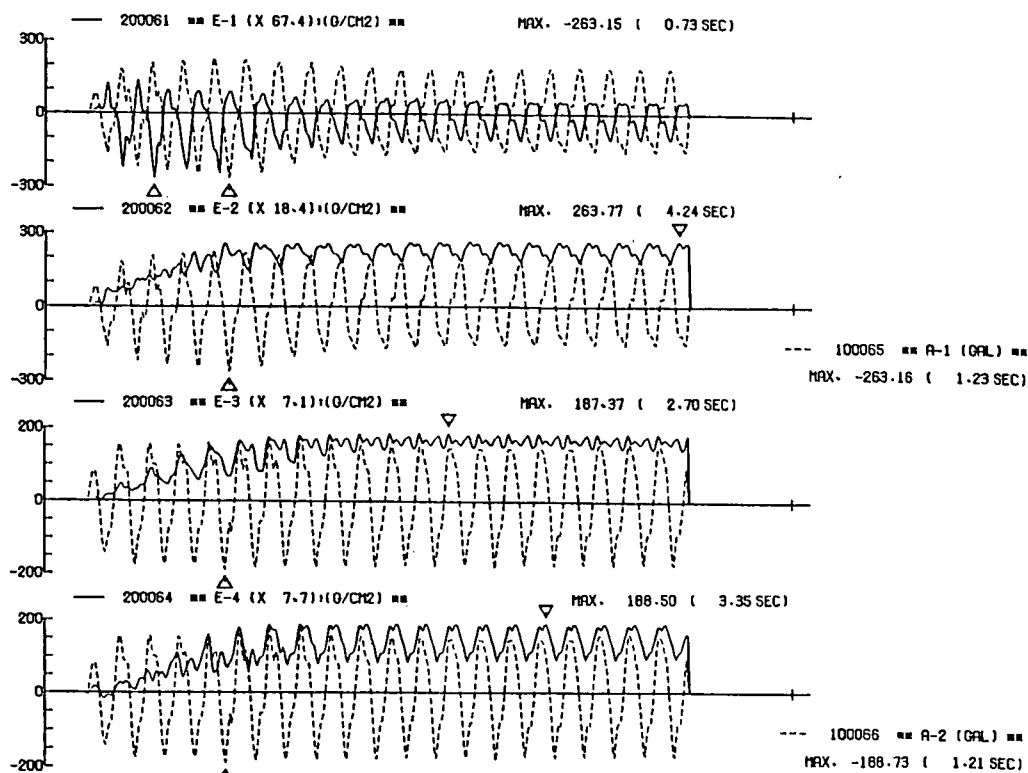
水平加速度・側圧・水平変位：慣性力と側圧および水平変位の位相関係をみるために、図 4.3.20～図 4.3.23 にそれらの計測結果を示した。これらの図より次のことが言える。

- ① 図 4.3.20 は H-1 モデルの改良体の水平加速度と側圧の波形を示したものである。上・中段の側圧波形は改良体上端の加速度計波形に対し左側改良体は逆位相、右側改良体は同位相である。下段の側圧波形は左側改良体は同位相、右側改良体は逆位相である。右側改良体は自由地盤側は初期は逆位相であるが途中から同位相となり、掘割側は全期間逆位相である。
- ② 図 4.3.2 は、H-1 モデルの改良体上端の水平加速度と水平変位の波形を示したものである。水平変位と水平加速度は同位相である。従って慣性力の方向と位相が水平変位のそれと一致していることになる。
- ③ 上述の①と②を組み合わせると、H-1 モデルの変位～慣性力～側圧は図 4.3.5 (a) のような関係となる。
- ④ 図 4.3.22 は、H-2 モデルの右側改良体の側圧波形と上端の水平加速度波形を表したものである。上・中段の側圧は加速度と同位相、下段の側圧は改良体の両側とも加速度と逆位相である。
- ⑤ 図 4.3.23 は、H-2 モデルの改良体上端の水平変位と水平加速度の波形である。両者は同位相である。
- ⑥ 上述の④と⑤を組み合わせると図 4.3.5 (b) のような関係となる。

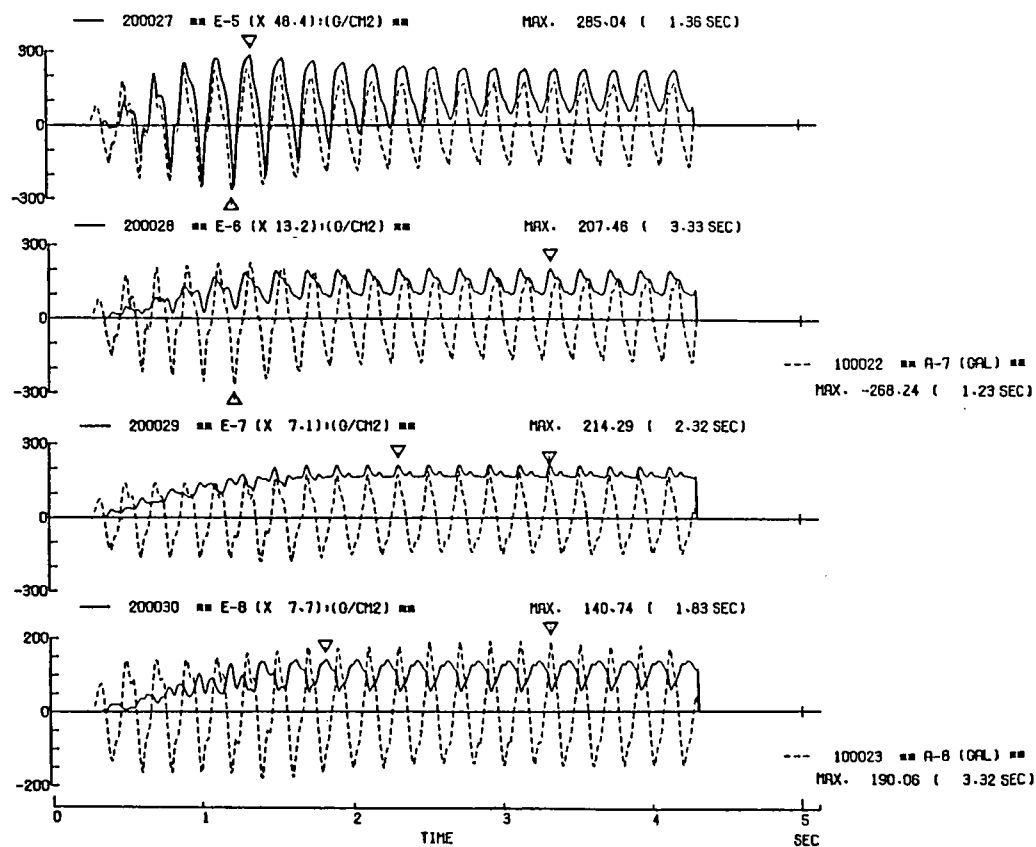
2) 240 gal 入力実験

側圧と天端の変位：図 4.3.24～図 4.3.27 までに、240 gal 入力時の改良体の側圧計と水平変位計の測定結果を示した。これらより次のことが言える。

- ① H-1 モデルの左側改良体の上段と中段の側圧波形は改良体の天端の水平変位波形と逆位相であり、右の改良体のそれは同位相である（図 4.3.24）。→（149 gal 入力と同じ）
- ② H-1 モデルの下段の側圧波形は、左の改良体では改良体の自由地盤側は天端の水平変位波形と同位相、掘割側は逆位相である。右の改良体では逆位相である（図 4.3.24）。→（149 gal 入力と同じ）
- ③ 以上をまとめると図 4.3.26 の“2 波目”のようになる。
- ④ H-2 モデルの右側改良体の天端の水平変位と側圧の位相関係は H-1 モデルの右側改良体のそれと同じ関係にある（図 4.3.25）。
- ⑤ ④を図示したのが図 4.3.27 の“2 波目”である。



(a) 左側改良体



(b) 右側改良体

図4.3.20 H-1モデルの側圧計と加速度計の波形 (149gal入力)

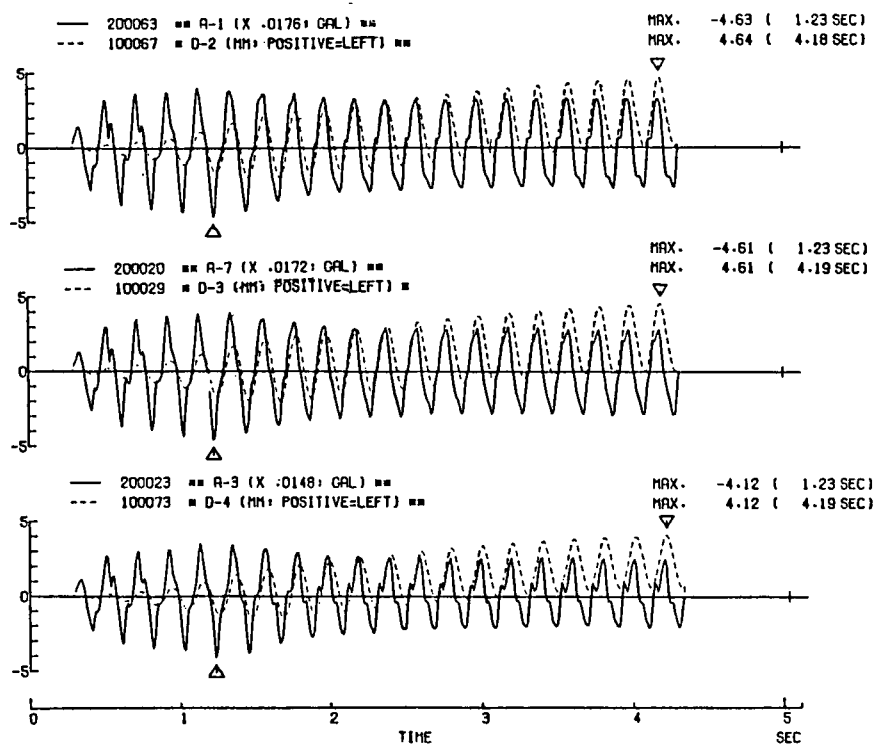


図4.3.21 H-1モデルの改良体の加速度計と水平変位計の波形 (149gal入力)

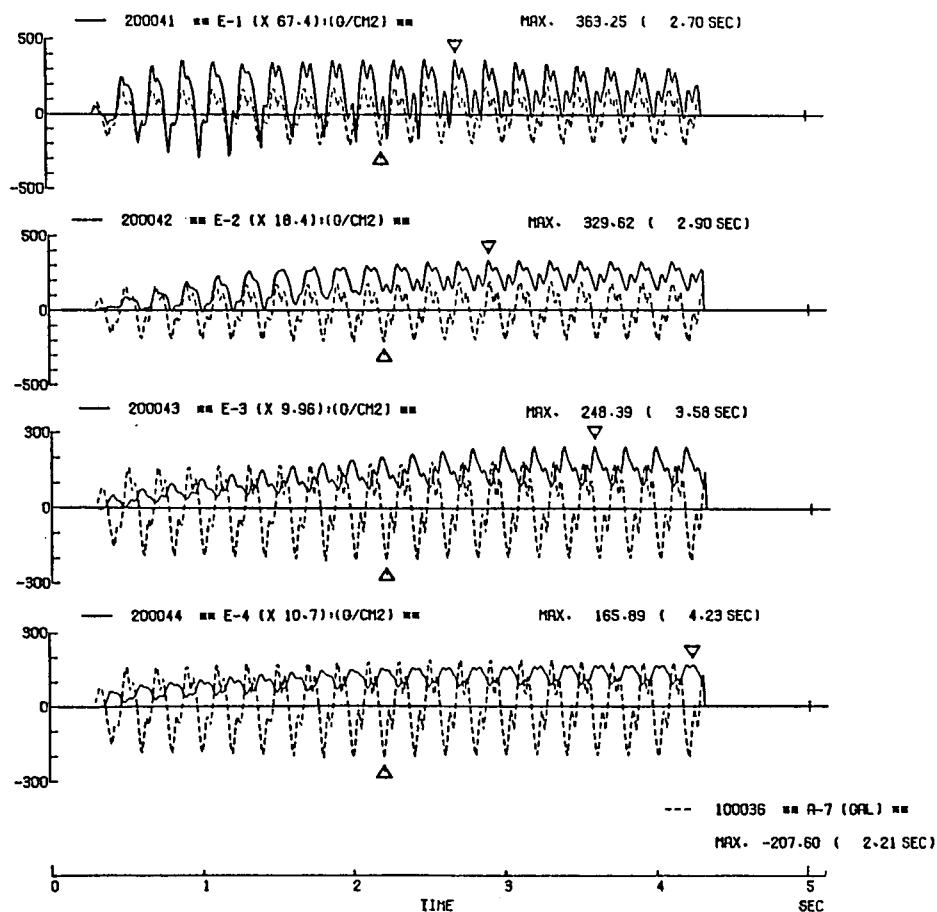


図4.3.22 H-2モデルの改良体の水平加速度計と側圧計の波形 (149gal入力)

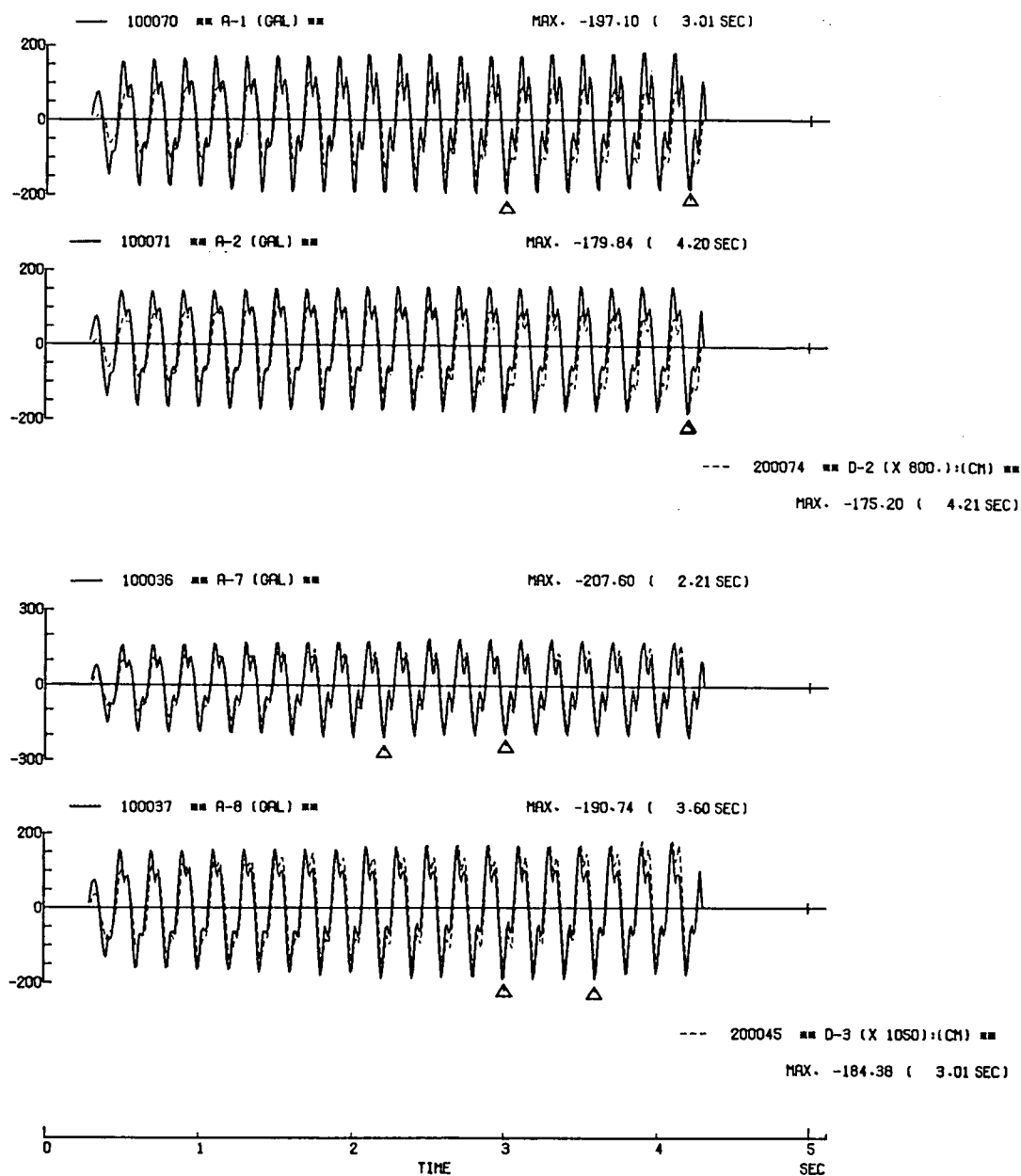
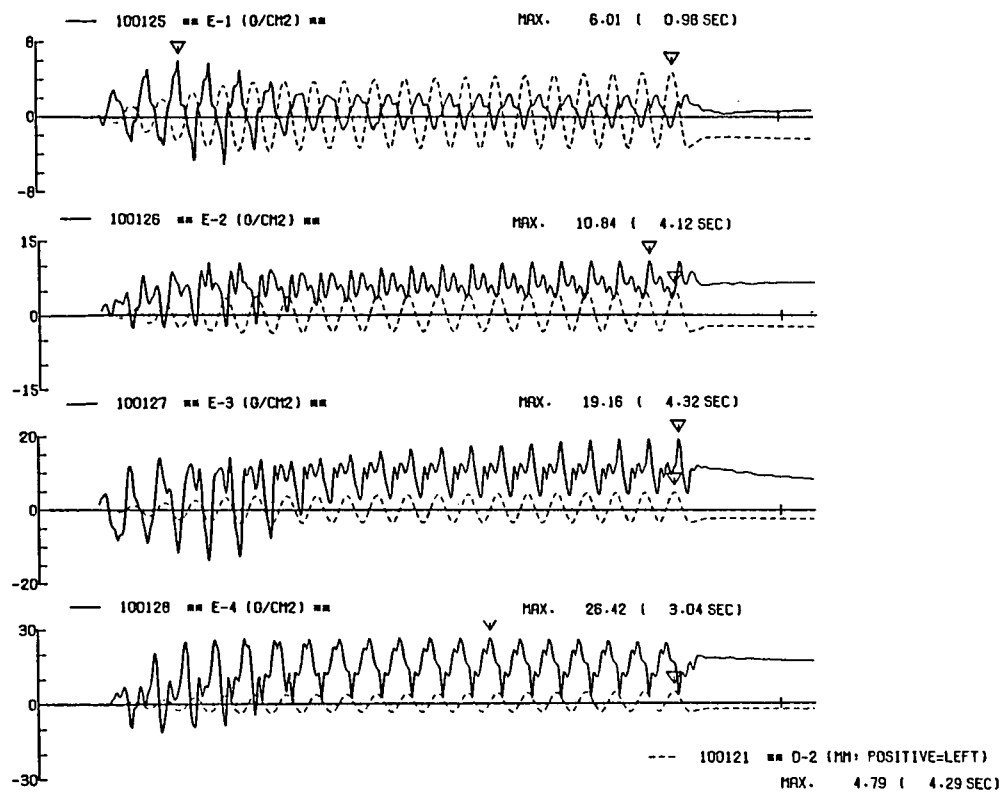
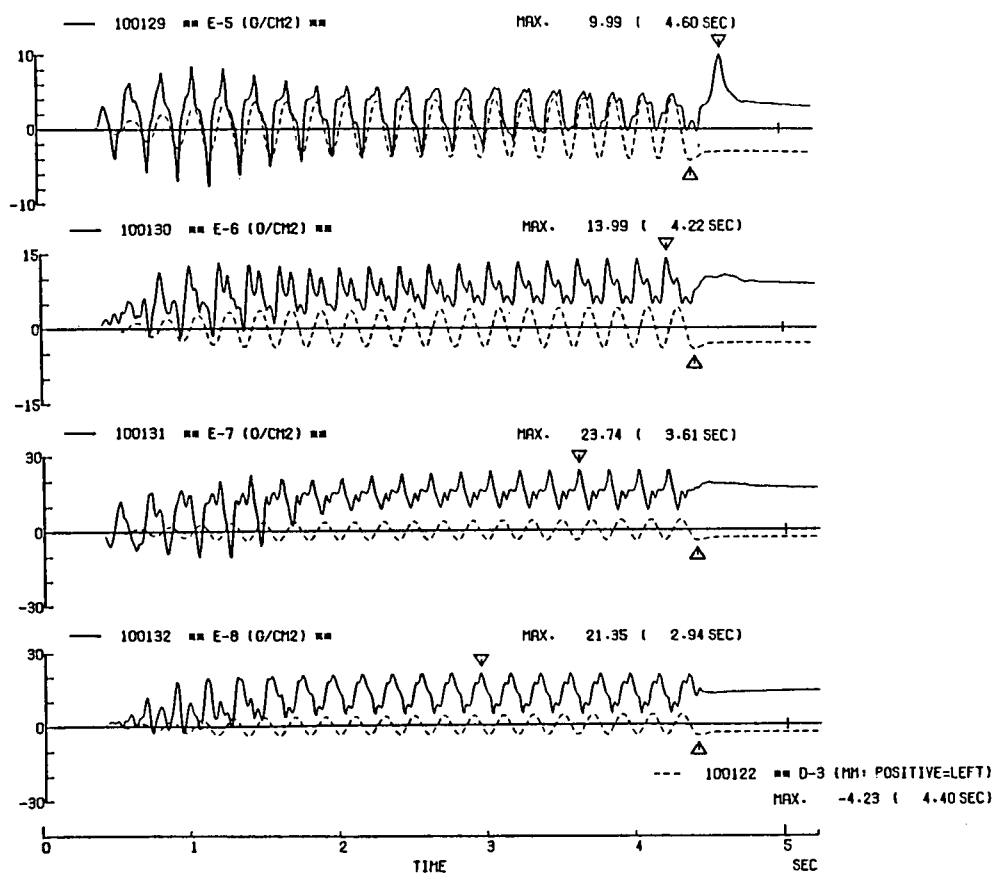


図4.3.23 H-2モデルの改良体の水平加速度計と天端の水平変位計の波形 (149gal入力)



(a) 左側改良体



(b) 右側改良体

図4.3.24 H-1モデルの改良体の水平変位波形と側圧波形 (240gal入力)

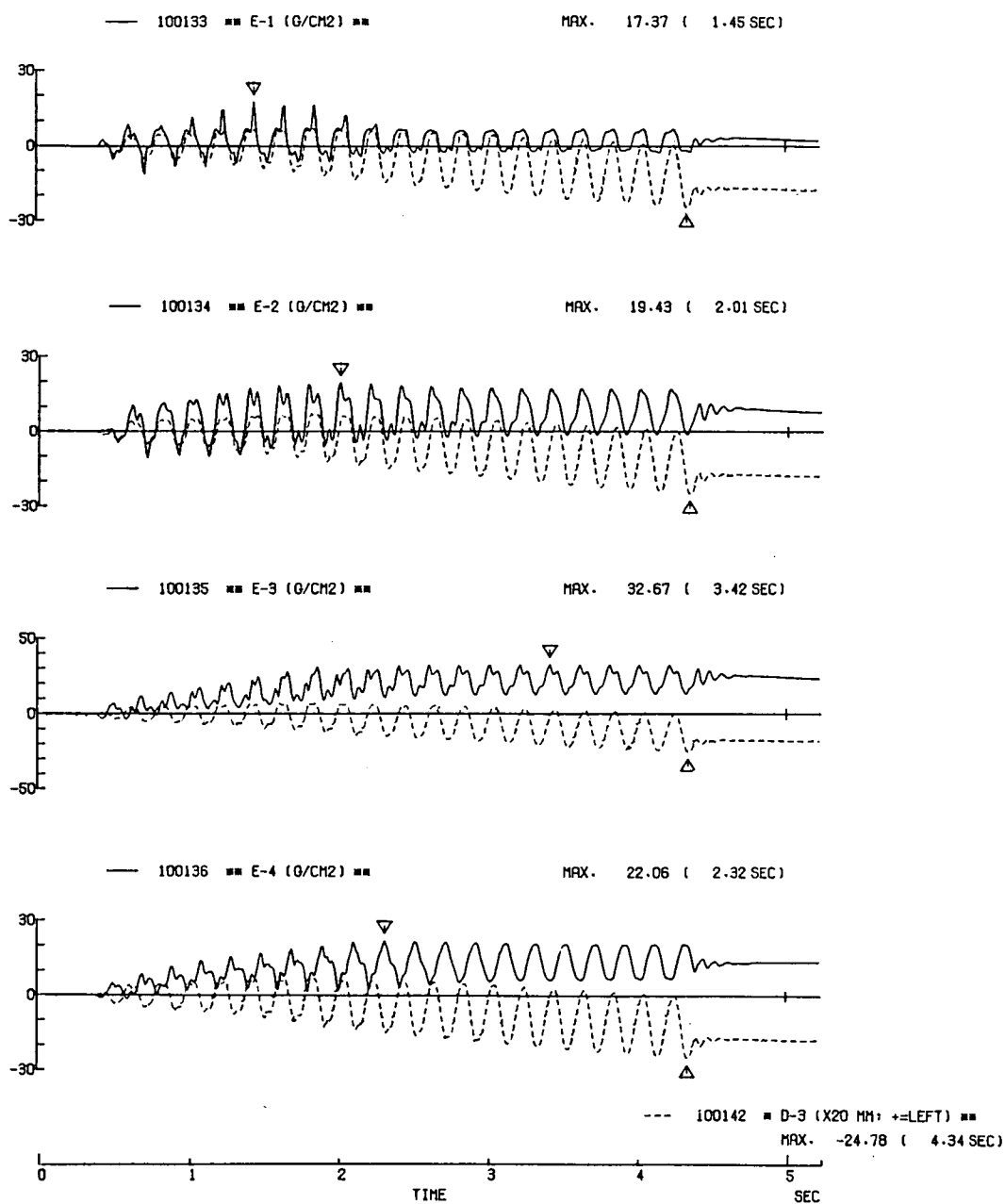
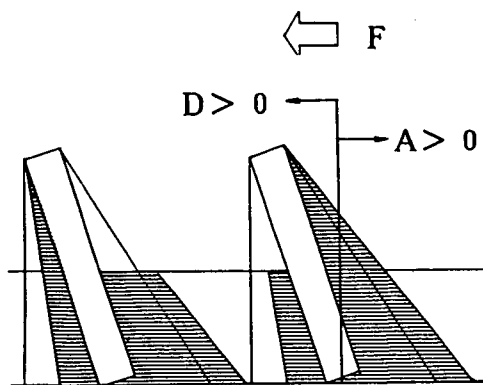
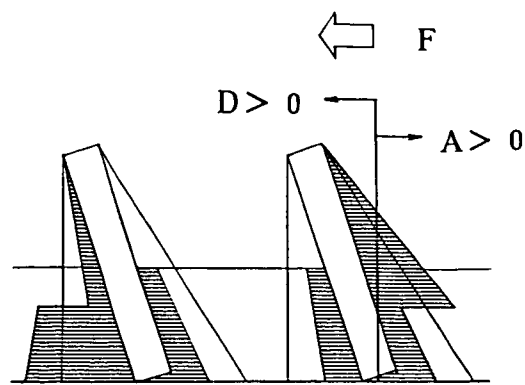


図4.3.25 H-2モデルの右側改良体の水平変位波形と側圧波形(240gal入力)



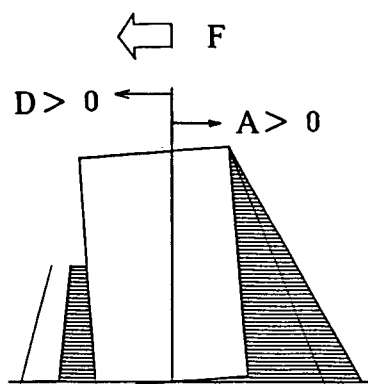
19波目



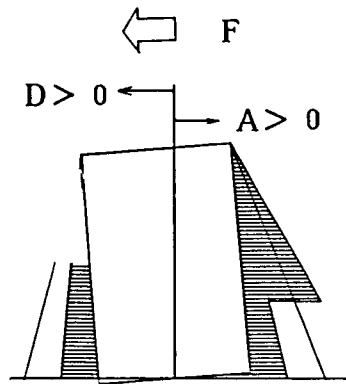
2波目

F : 慣性力
A : 加速度
D : 水平変位

図4.3.26 H-1モデル改良体の慣性力，側圧および変位の位相関係（240gal入力）



19波目



2波目

F : 慣性力
A : 加速度
D : 水平変位

図4.3.27 H-2モデル改良体の慣性力，側圧および変位の位相関係（240gal入力）

過剰間隙水圧：図 4.3.28～図 4.3.30 に、過剰間隙水圧計の測定値を示した。これらよりつぎのことが言える。

- ① 図 4.3.28 は、H-1 モデルの右側改良体の近傍の自由地盤の過剰間隙水圧波形を、同深度のものどうしで重ね描きしたものである。過剰間隙水圧波形の動的変動成分は 149 gal 入力実験より増加している。また、過剰間隙水圧波形が側圧波形の包絡線的な値を示すのは 149 gal 入力実験と同じである。
- ② 図 4.3.29 は、①と同じものを H-2 モデルについて示したものである。自由地盤側の過剰間隙水圧は自由地盤側の側圧と同位相でその振幅もほぼ等しい。しかし、掘割下の地盤中の過剰間隙水圧は動的変動がほとんど無く、掘割側の側圧の動的変動成分の平均的値を示しており、H-2 モデル 149 gal 入力実験の結果と同じ傾向である。
- ③ 図 4.3.30 は、掘割模型底面の右と左に設置された過剰間隙水圧計の波形である。H-1, H-2 両モデルとも左右の水圧は逆位相となっている。

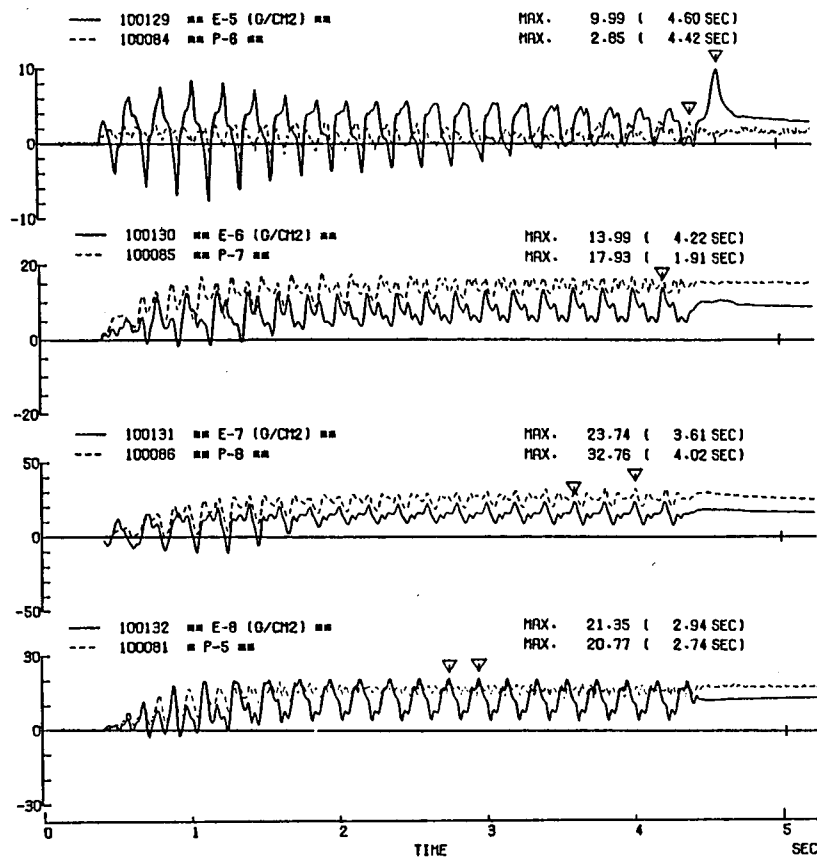


図4.3.28 H-1モデルの過剰間隙水圧と改良体の側圧 (240gal入力)

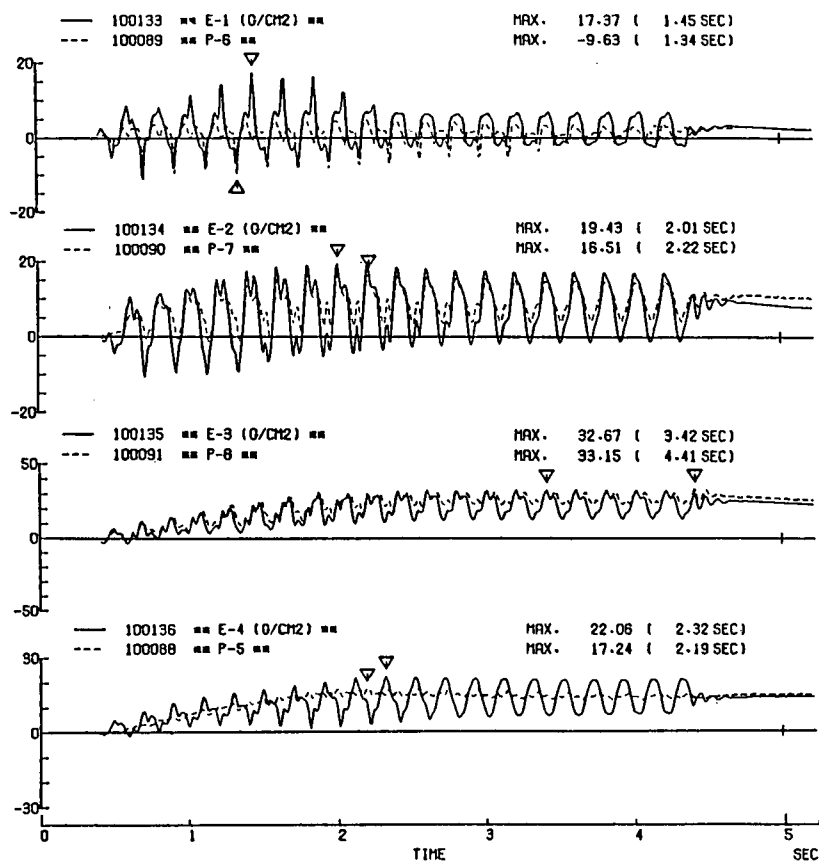
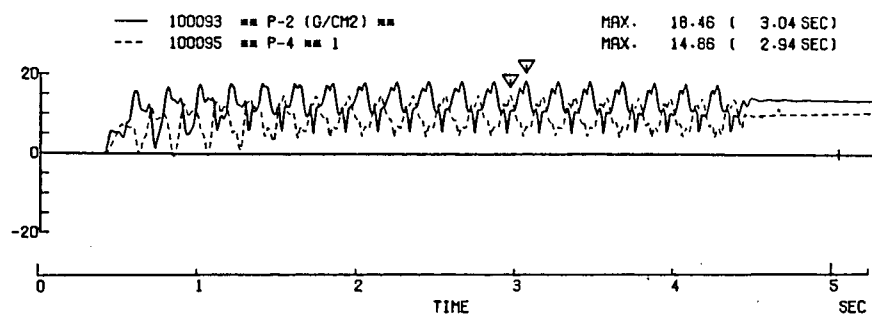
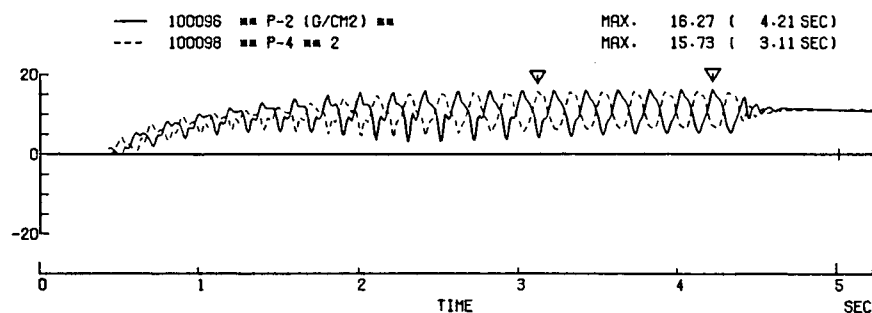


図4.3.29 H-2モデルの過剰間隙水圧と改良体の側圧 (240gal入力)



H-1モデル



H-2モデル

図4.3.30 掘割底面の左右の間隙水圧

加速度：図 4.3.31～図 4.3.35 は 240 gal 入力実験の加速度に関する測定結果を示したものである。これらより次のことが言える。

- ① 図 4.3.31 は、H-1 モデルの加速度応答倍率である。最大値および定常値の意味は図 4.3.18 と同じである。これより次のことが言える。
 - i. 支持層天端の加速度波形は、最大応答倍率が 1.4～1.9 となり 149 gal 入力実験より増大しているが、定常値の倍率と最大値の倍率がほぼ等しいので、完全液状化には至っていないと判断される。
 - ii. それ以外の点の加速度は、その形や最大値の倍率と定常値のそれとの差などは 149 gal 入力実験とほぼ同じである。
- ② 図 4.3.32 は、H-2 モデルの加速度応答倍率である。これより次のことが言える。
 - i. 支持層天端の最大値の応答倍率は H-1 モデルとほぼ等しい。しかし、改良体天端や掘割のそれは 1.3 で、H-1 モデルの 2.0 に比べて著しく小さい。
- ③ 図 4.3.33 は H-1 モデルの改良体の上端と下端の水平加速度波形を用いて重ね描きしたものである。左右の天端どうしおよび下端どうしの波形は一致するので、左右の改良体は同一運動していると判断できる。
- ④ 改良体の上端と下端の波形は、上端の加速度が最大値を示すまではほぼ同位相であるが、それを過ぎると上端は下端に比べて遅れてゆく（図 4.3.33）。
- ⑤ 図 4.3.34 は、H-1 モデルの改良体の上端の水平加速度と下端の水平加速度によるリサージュ図である。四辺形に近い形でループを描いており、90° 程度の位相差のあることがわかる。
- ⑥ 図 4.3.35 は、H-2 モデルについて上述の⑤と同じ整理をしたものである。H-2 モデルの右側改良体は上端と下端がほぼ同位相であることがわかる。

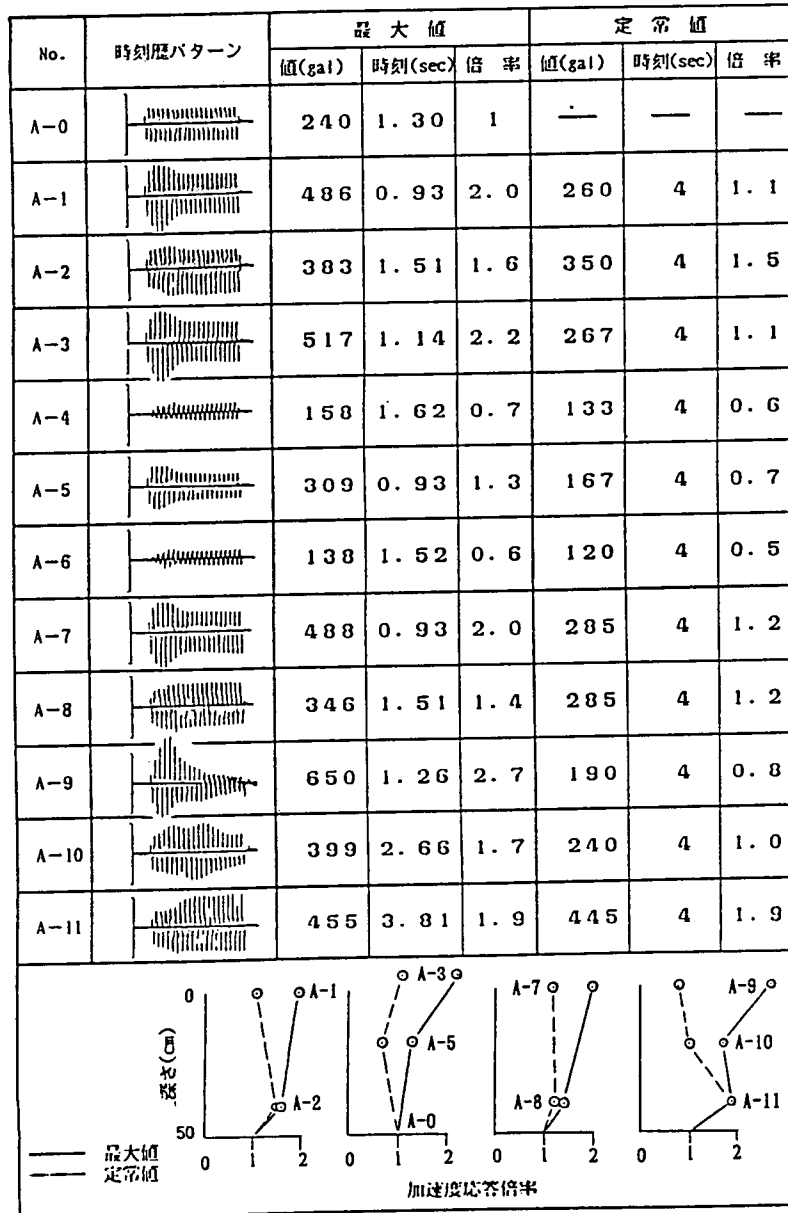


図4.3.31 H-1モデルの加速度波形 (240gal入力)

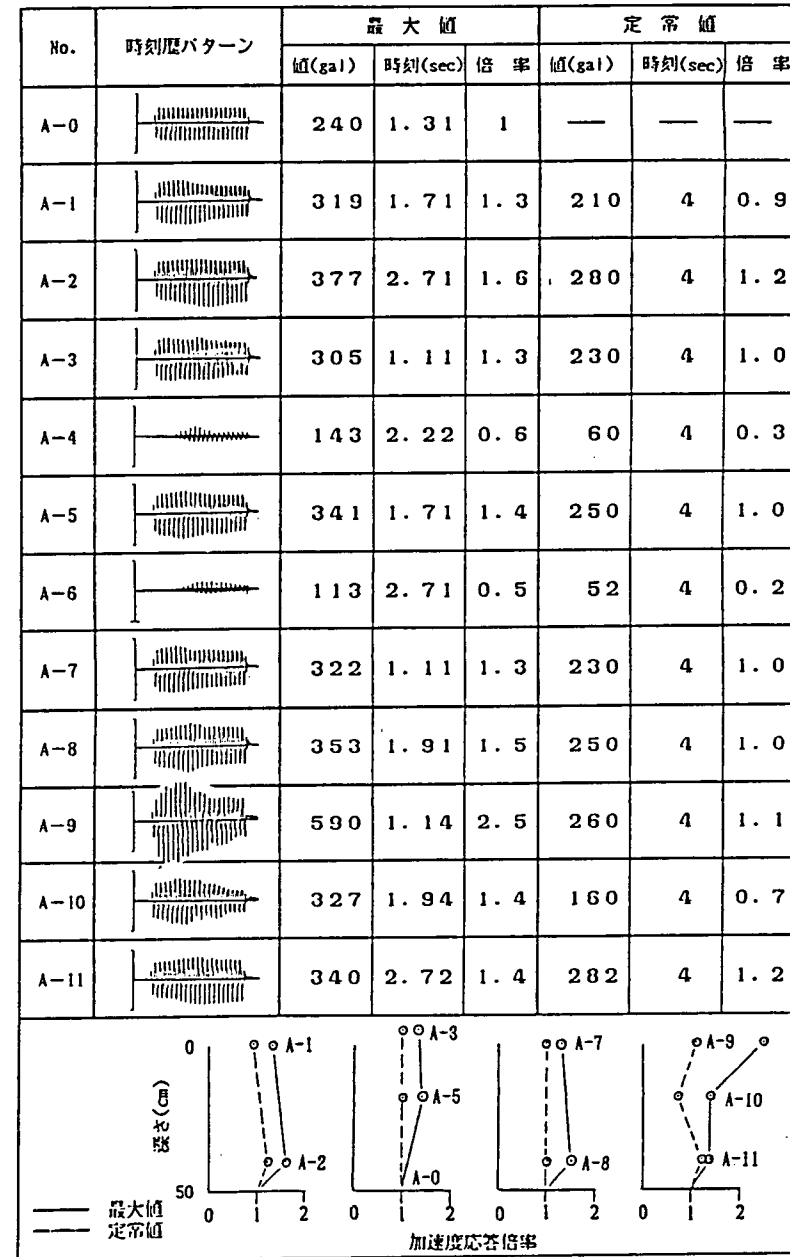


図4.3.32 H-2モデルの加速度波形 (240gal入力)

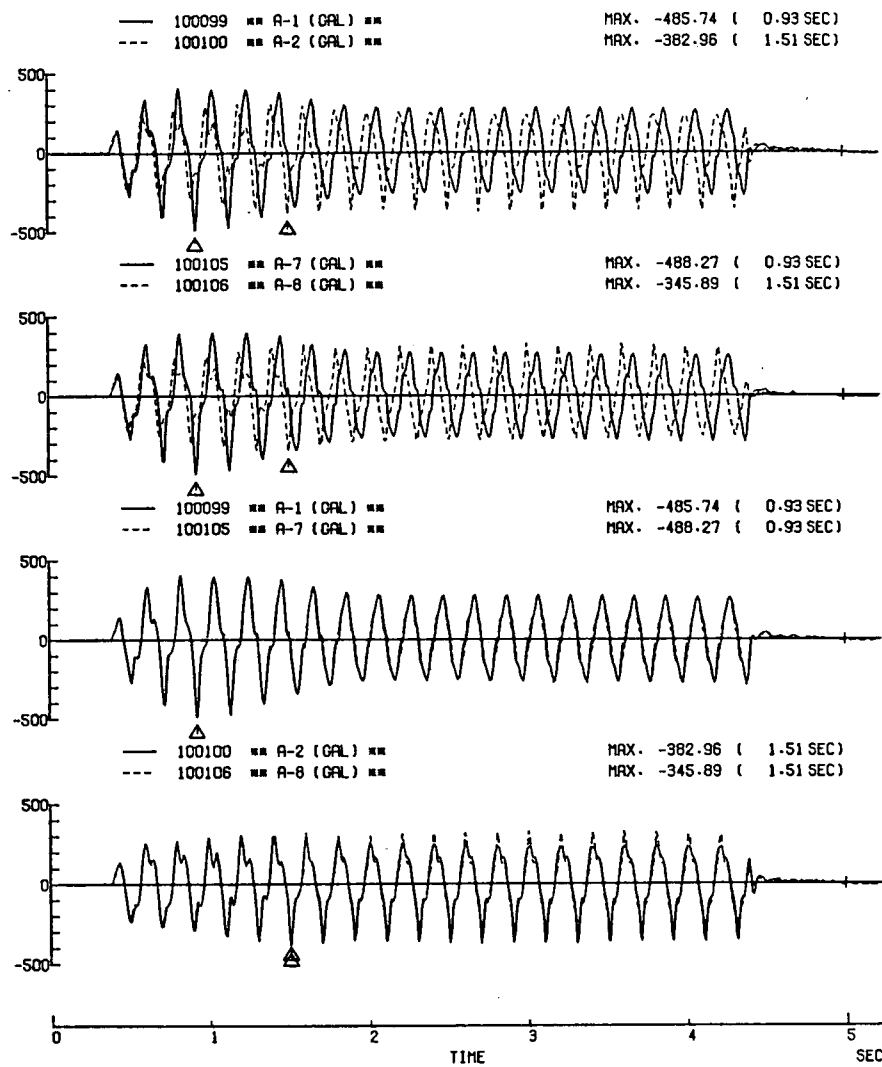


図4.3.33 H-1モデルの改良体の上端と下端の水平加速度波形

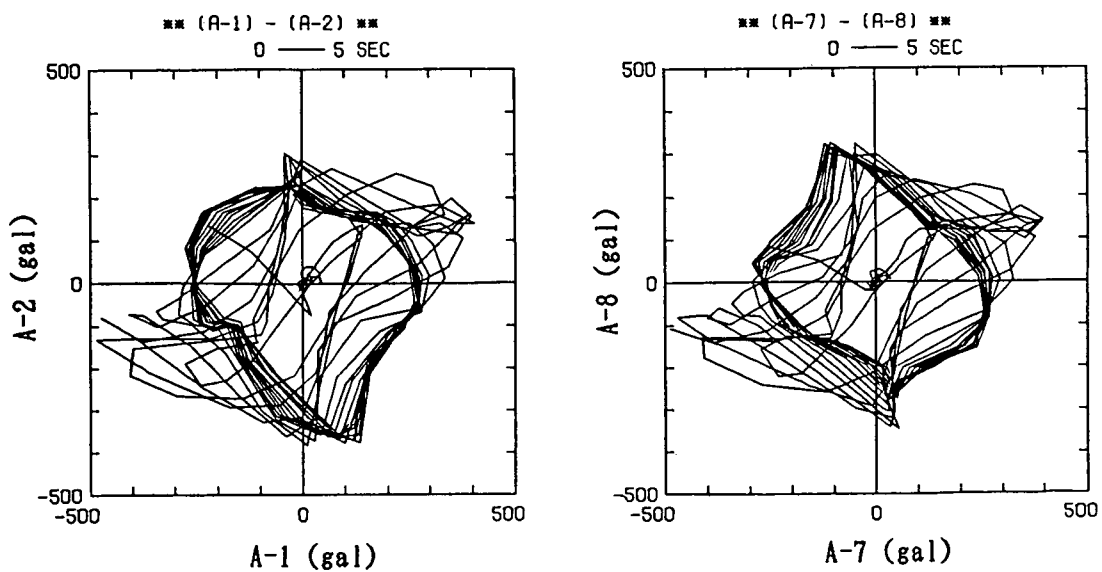
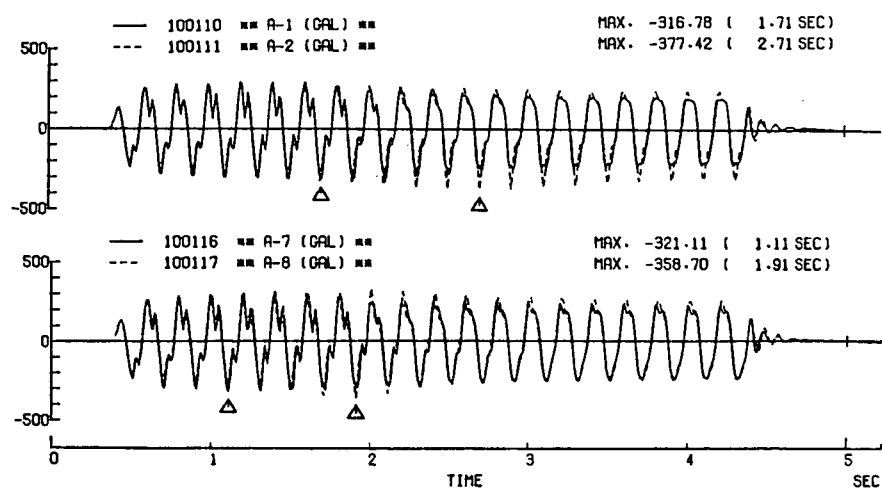
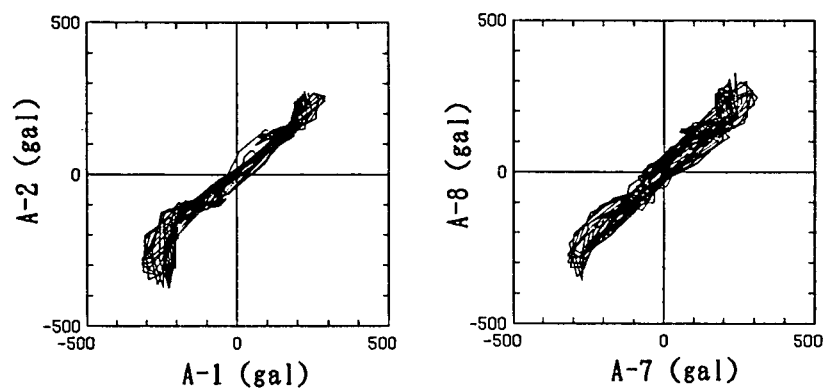


図4.3.34 H-1モデルの改良体の上端と下端の水平加速度のリサージュ図



(a) 波形



(b) リサージュ図

図4.3.35 H-2モデルの改良体の上端と下端の水平加速度

加速度・側圧・変位：図 4.3.36～図 4.3.38 に、改良体の水平加速度・側圧・変位の波形を示した。これより次のことが言える。

- ① 図 4.3.36 は、H-1 モデルの改良体の上端の水平変位と上・下端の水平加速度を重ね描きしたものである。左右の両改良体とも上端の加速度と変位は同位相であるが、上端の変位は下端の加速度に対し 3 波目ぐらいから位相のおくれがある。
- ② 図 4.3.37 は H-1 モデルの改良体の水平加速度と側圧の重ね描きである。上段および中段の側圧と改良体天端の水平加速度は、左側改良体では逆位相、右側改良体では同位相となっている。下段の側圧については、左側改良体の自由地盤側の側圧は下端の加速度と初期は同位相、後期は逆位相である。右側改良体はそれは初期は逆位相、後期は同位相である。
- ③ H-1 モデルの掘割下の側圧と改良体下端の水平加速度については、左側改良体は初期は逆位相、後期は同位相である。右側改良体のそれは、全区間逆位相である（図 4.3.37）。
- ④ H-2 モデルの右側改良体について上述の②と③と同様の内容を示したのが図 4.3.38 である。上段・中段の側圧は改良体上端の水平加速度と全区間同位相である。下段の側圧は、自由地盤側の側圧は改良体下端の加速度と初期は逆位相、後期は同位相である。同じく掘割側のそれは全区間逆位相である。
- ⑤ 以上をまとめると図 4.3.26 および図 4.3.27 のようになる。

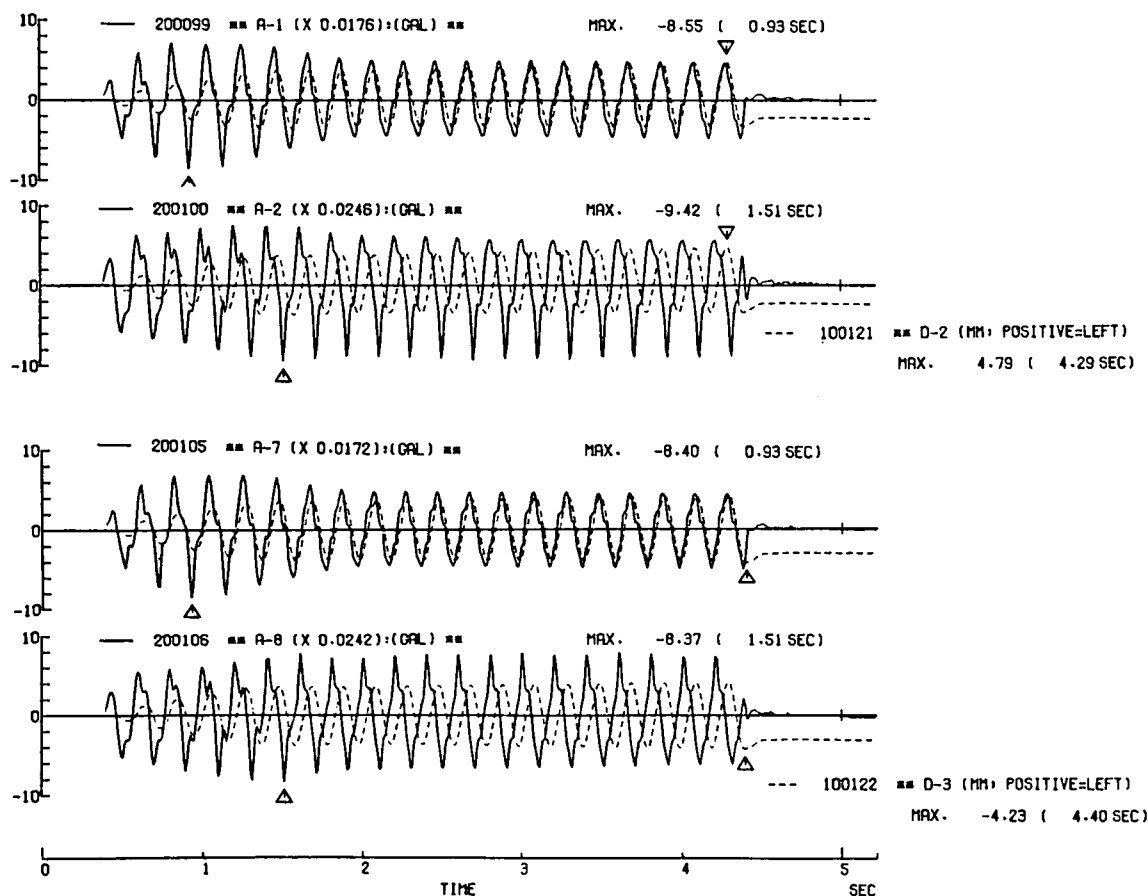
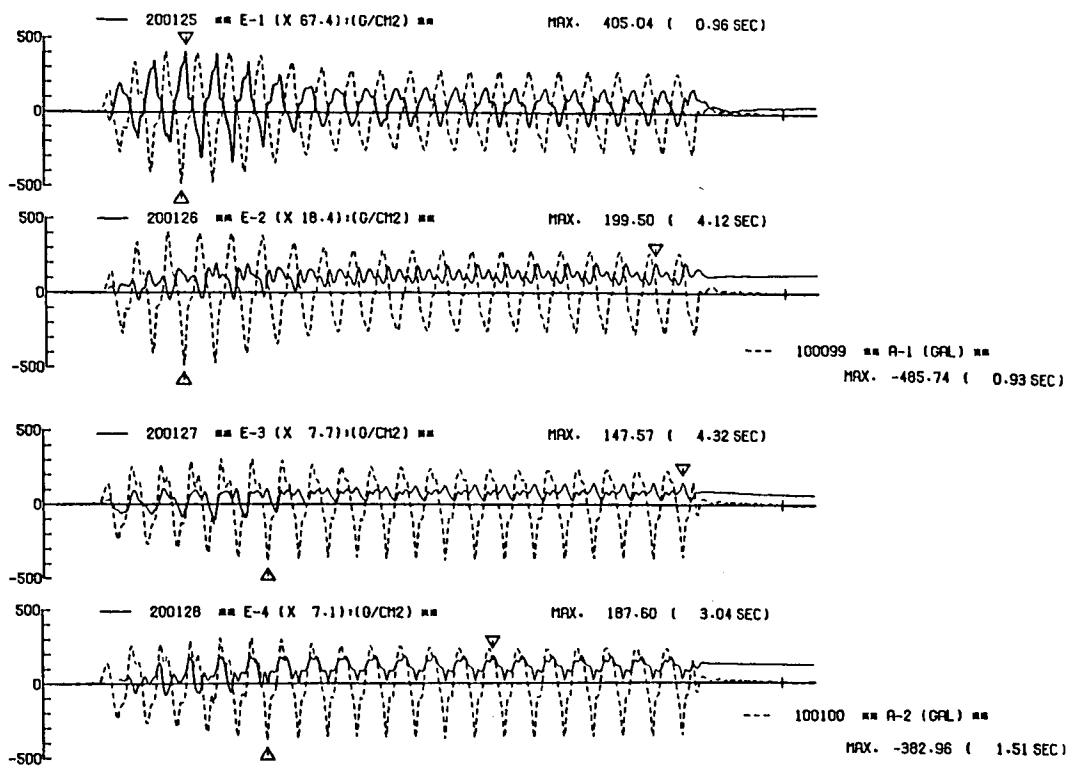
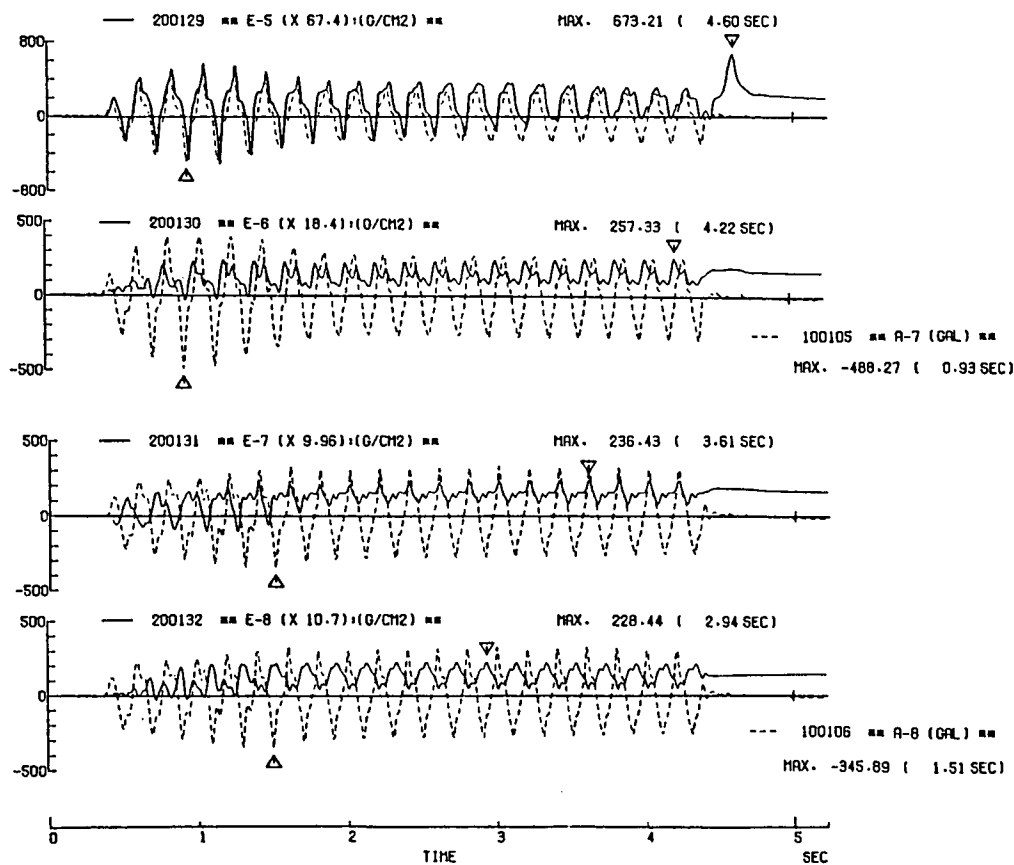


図4.3.36 H-1 モデルの改良体の水平変位と水平加速度 (240gal入力)



(a) 左侧改良体



(b) 右侧改良体

図4.3.37 H-1モデルの改良体の水平加速度波形と側圧波形 (240gal入力)

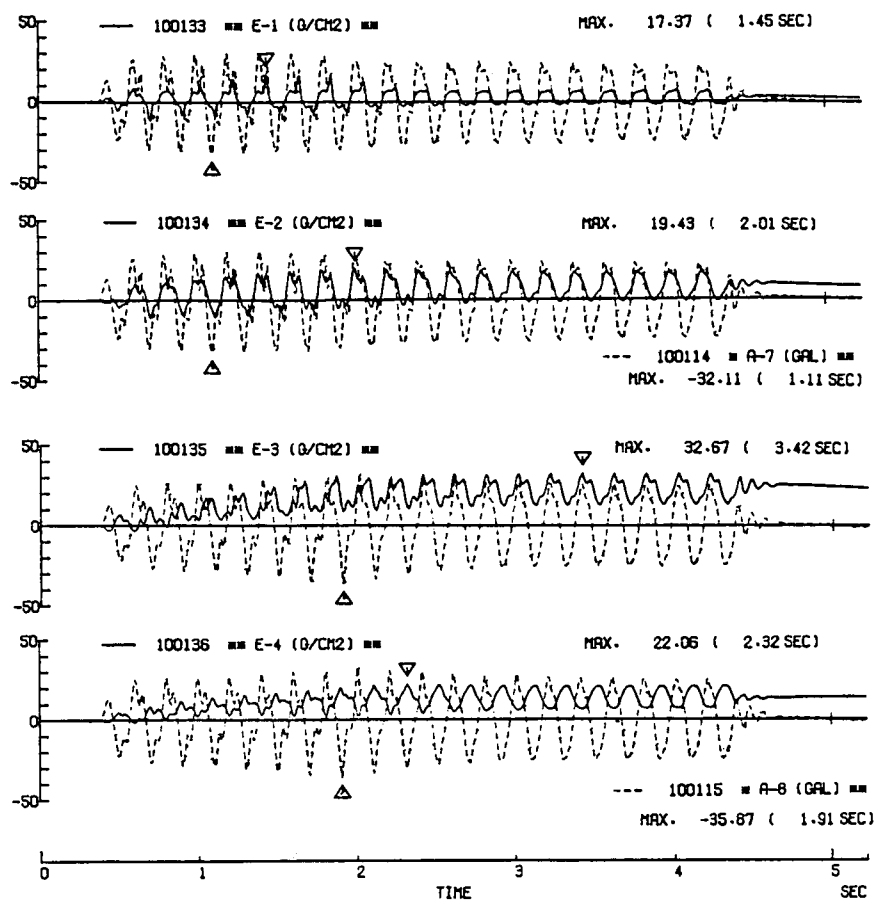


図4.3.38 H-2 モデルの右側改良体の水平加速度波形と側圧波形 (240gal入力)

掘割の加速度：図 4.3.39 は掘割模型の加速度波形である。H-1 モデルは天端と下端間で位相のずれが生じており、上下動も早い時期から生じている。これに対し H-2 モデルは天端と下端がほぼ同位相・同振幅であり、上下動成分の発生が H-1 モデルより遅れている。改良幅の増大による制震効果の向上である。

3) そ の 他

図 4.3.40 に 345 gal 入力実験および 479 gal 入力実験の加速度応答倍率を示した。

(2) 掘割、および改良地盤部に作用する動的水平外力

図 4.3.1 に示した振動実験用模型において、改良体とその間の砂地盤部と合わせて改良地盤部と呼ぶ。掘割および改良地盤部の全体系の安定に関する破壊パターンとして、全体の滑動および改良地盤の転倒が考えられる。この安定性の検討の際に掘割道路および改良地盤部に作用する動的外力として、慣性力および改良体の自由地盤側の面の側圧の 2 つがある。ここではこの 2 つの外力について 2 つの破壊様式を対象にして実験結果を整理し、考察を加えた。

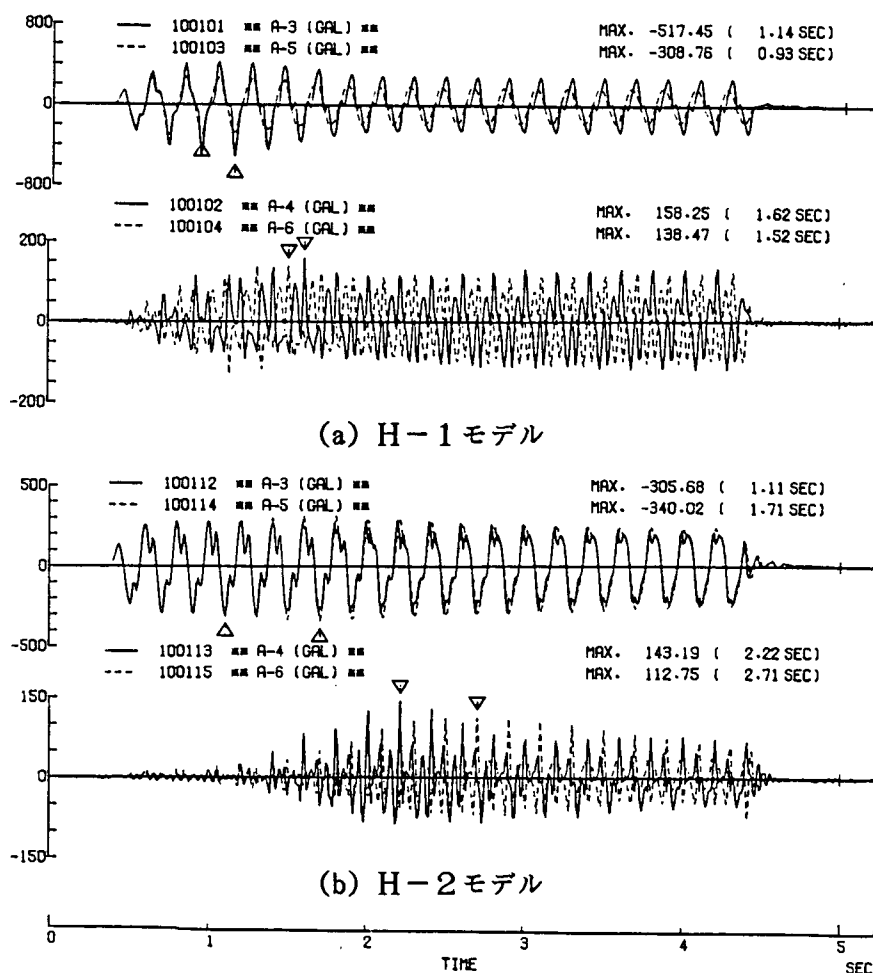
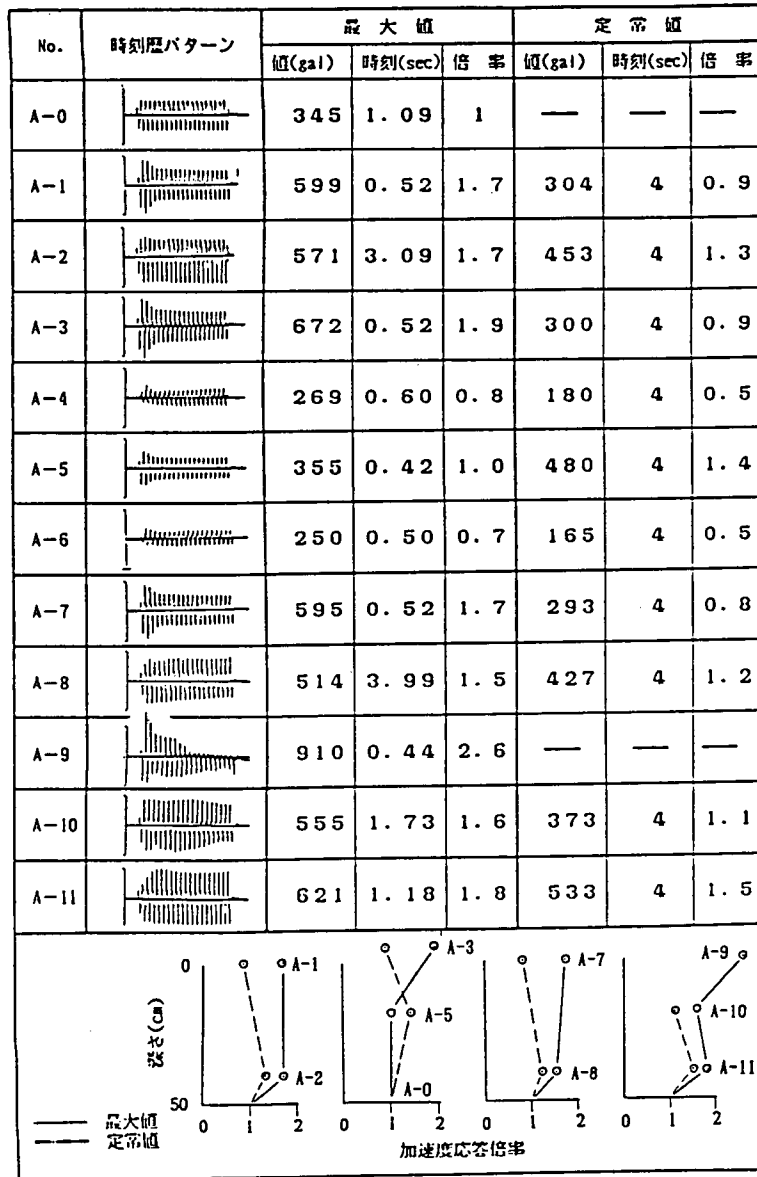
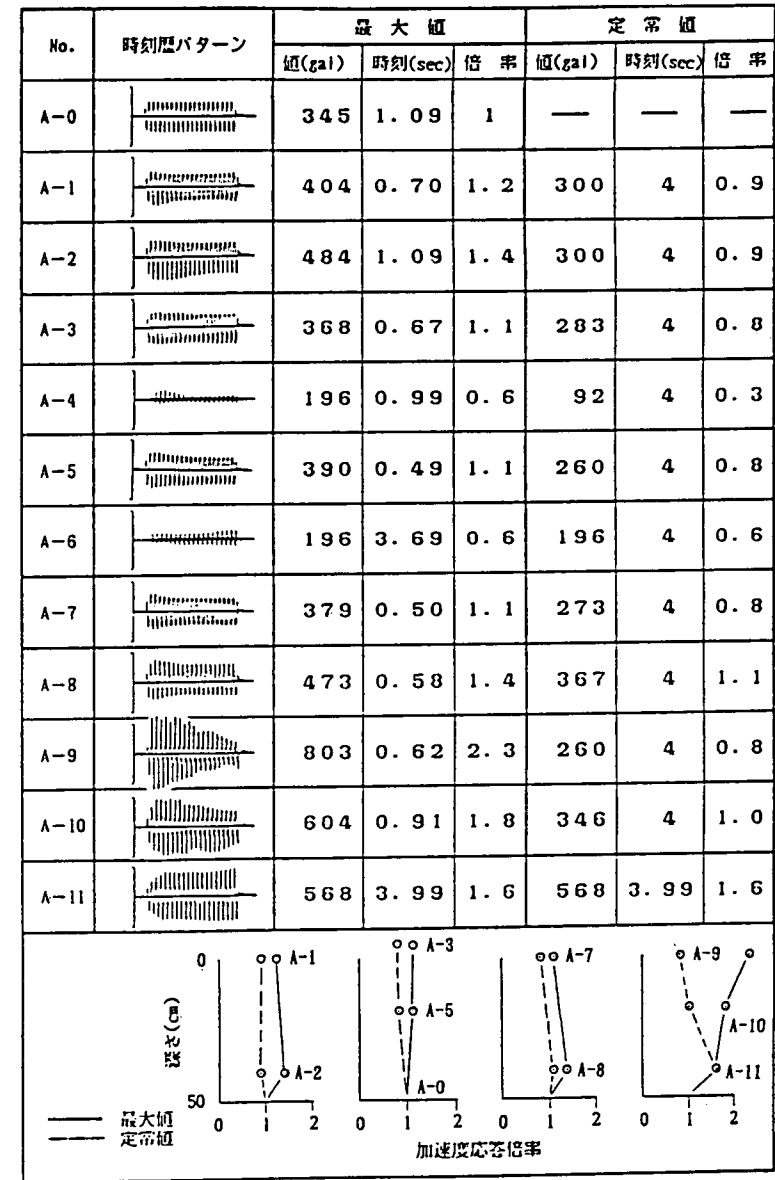


図4.3.39 掘割模型の加速度波形 (240gal入力)



(a) H-1 モデル(345gal)



(b) H-2 モデル(345gal)

図4.3.40 加速度応答倍率 (345gal, 479gal)

実験結果の整理方法：掘割道路模型および改良地盤部模型に設置された加速度計（水平方向）および側圧計の測定値に対し、各計器に分担質量・分担面積を割り当てて、慣性力および側圧合力として合算した。すなわち、図 4.3.40 に示すように、側圧測定値 (E_i) に改良体の分担面積 (l_i) を掛けて、その区間の側圧小計値 (e_i) とした。 (l_i) に対応する改良体の質量を (m_i) として、改良体の上・下端の加速度計から線形補完して求めた重心点の水平加速度 (a_i) を掛け合わせたものの正負を逆にしたものを慣性力の小計値 (f_i) とした。改良地盤部の砂地盤の重心の加速度 (a_9) として、同一深度の両改良体の加速度補完値の平均値を用いた。すべての力は、模型の奥行 1 cm 当たりの値である。

水平外力：図 4.3.42～図 4.3.47 に、H-1 モデル・149 gal 入力実験の動的水平外力について、整理したときの一連の図を示す。すなわち図 4.3.42 は左側改良体の慣性力（図 4.3.41 において $f_1, f_2, f_3, f_1+f_2+f_3$ ）を示している。図 4.3.43 は右側改良体の慣性力（図 4.3.41 において $f_4, f_5, f_6, f_4+f_5+f_6$ ）を示している。図 4.3.44 は、掘割模型および改良地盤部の砂地盤の慣性力（図 4.3.41 において $f_7, f_8, f_9, f_7+f_8, f_7+f_8+f_9$ ）を示している。図 4.3.45 および図 4.3.46 は、左および右の改良体の自由地盤側の側圧力を示している（図 4.3.41 において $e_1, e_2, e_3, e_1+e_2+e_3; e_5, e_6, e_7, e_5+e_6+e_7$ ）。左向きの力を正としているので左側改良体の側圧力は負値として計算されている。図 4.3.47 は、以上の各部分の動的水平外力の総和を求めたものであり、慣性力と側圧力に分けたものも示している。

図 4.3.47～図 4.3.50 は、H-1 モデルのすべての実験ケース（149 gal 入力、240 gal 入力、345 gal 入力、479 gal 入力）について、その動的外力波形を全動的な外力とその成分の重ね描きの形式で、示したものである。図中の全外力、全慣性力と全側圧力は、すべて図 4.3.1 で左方向を向いたものを正としている。

これらの図から、全慣性力、全側圧および全外力のそれぞれの絶対値の最大値を示す時刻における各動的な外力の値を求めたのが、表 4.3.2 である。これを図示したのが図 4.3.51 である。全動的な外力が最大となる時刻の、全慣性力と全側圧力が占める全動的な外力での寄与率を示したのが表 4.3.3 である。これより次のことが言える。

- ① 全慣性力、全側圧力および全外力は同位相である（図 4.3.47～図 4.3.50）。
- ② 全慣性力の絶対値の最大値の発生する時刻は振動の前半部にある（図 4.3.49～図 4.3.50）。
- ③ 全側圧力の絶対値の最大値が発生する時刻は、149 gal 入力および 240 gal 入力では振動の後半部にあるが、345 gal 入力および 479 gal 入力では前半部に移っている（図 4.3.49～図 4.3.50）。
- ④ 全慣性力が最大になる時刻は全側圧力が小さい状態であり、全側圧力が最大になる時刻は全慣性力が小さくなっている（図 4.3.51）。
- ⑤ 全動的な外力の絶対値が最大になる時刻での全外力中に占める全慣性力および全側圧力の割合は、いづれの入力値でも全慣性力が 80～90% で、全側圧力は 20～10% である。従って、全動的な外力の最大値の大部分は慣性力によっており、全側圧力による部分は少ない（図 4.3.45、表 4.3.2、表 4.3.3）。

(3) 掘割および改良地盤部に作用する動的な水平外力による転倒モーメント

H-1 モデルの 149 gal 入力実験について、図 4.3.41 に示した掘割および改良地盤部に作用する水平外力と、その外力の作用線の支持層からの距離を掛けて、支持層における改良地盤部の転倒モーメントを計算し

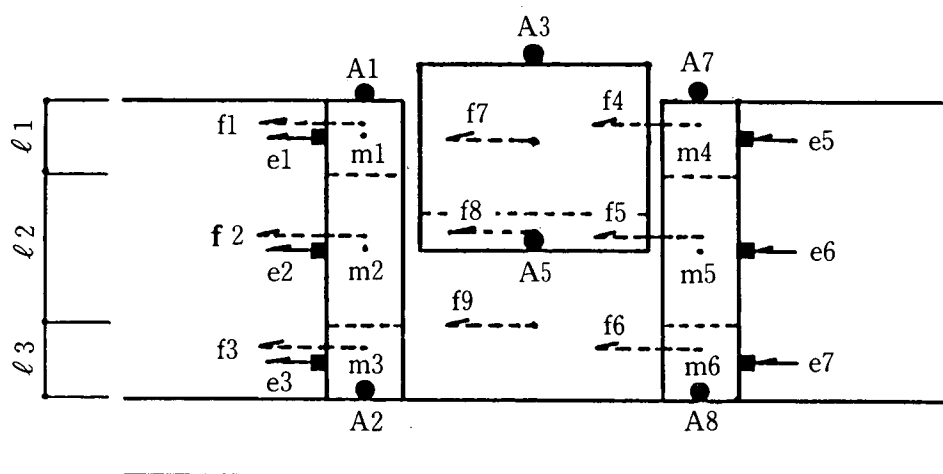
た手順を示したのが、図 4.3.52 である（図 4.3.1 で左方向の力によるものを正）。図中の波形の名称は図 4.3.41 の外力の番号とリンクしている。図 4.3.52 のような手順で他の実験ケースについて整理したのが図 4.3.53～図 4.3.55 である。これ等の図から、全モーメント、慣性力によるモーメントおよび側圧力によるモーメントの各々の絶対値が最大値を示す時刻の三つのモーメントを求めたのが表 4.3.4 である。これから最大値を入力加速度に対して示したのが図 4.3.56 である。これらより次のことが言える。

- ① 側圧の増加によるモーメントの増加は左・右の改良体それぞれでみられるが、両者の和をとると両者の DC 成分はほぼ打消し合ってしまう。しかし両者の振動成分は圧縮としては逆位相のため、転倒モーメントとしては同位相となる（図 4.3.52 (d), (e)）。
- ② モーメントの最大値は入力加速度の増加に対して増加している（図 4.3.56）。
- ③ 全モーメント最大値に締める慣性力の割合は 60～70%，側圧力によるものが 40～30% である（図 4.3.56）。
- ④ 全モーメントが最大値を示す時刻は、水平外力が最大値を示す時刻とほぼ同じである（表 4.3.3, 4.3.4）。

(4) 改良体の側圧の振動成分と動水圧公式の関係

H-1 および H-2 モデル各々の右側改良体の側圧波形の第 19 波目の振動成分の半振幅と、表 4.3.5 に示される動水圧公式に右側改良体の天端と下端の加速度波形の 19 波目の振幅の平均値を適用して求めた動水圧を表 4.3.5 および図 4.3.57 に示した。これより次のことがわかる。

- ① 入力加速度に伴って、19 波目の側圧の振幅も、加速度から求めた動水圧も増加している。
- ② 入力加速度の増加に伴う側圧の変動成分の振幅の増加は、上段の側圧では H-1 モデルは H-2 モデルに比べて少ない。中段は両者ほぼ等しい。下段では H-1 モデルの増加分が H-2 モデルに比べて大きい。
- ③ 計算した動水圧は、H-1 モデルでは側圧振幅の約 3 倍を示している。H-2 モデルでは約 2～1 倍となっている。H-2 モデルの方が H-1 モデルに比べて改良体の応答加速度が小さく、また動水圧公式の前提である剛体水平運動に近いためであろう。



加速度 = α_i

質量 = m_i

側圧 = E_i

全慣性力 = $\sum f_i = \sum \alpha_i \cdot m_i$

全側圧 = $\sum e_i = \sum E_i \cdot l_i$

全動的外力 = 全慣性力 + 全側圧

* 左向きの力 = 正

* f_9 の加速度 = 同深度の改良体の値

図4.3.41 慣性力・側圧・動的外力の関係

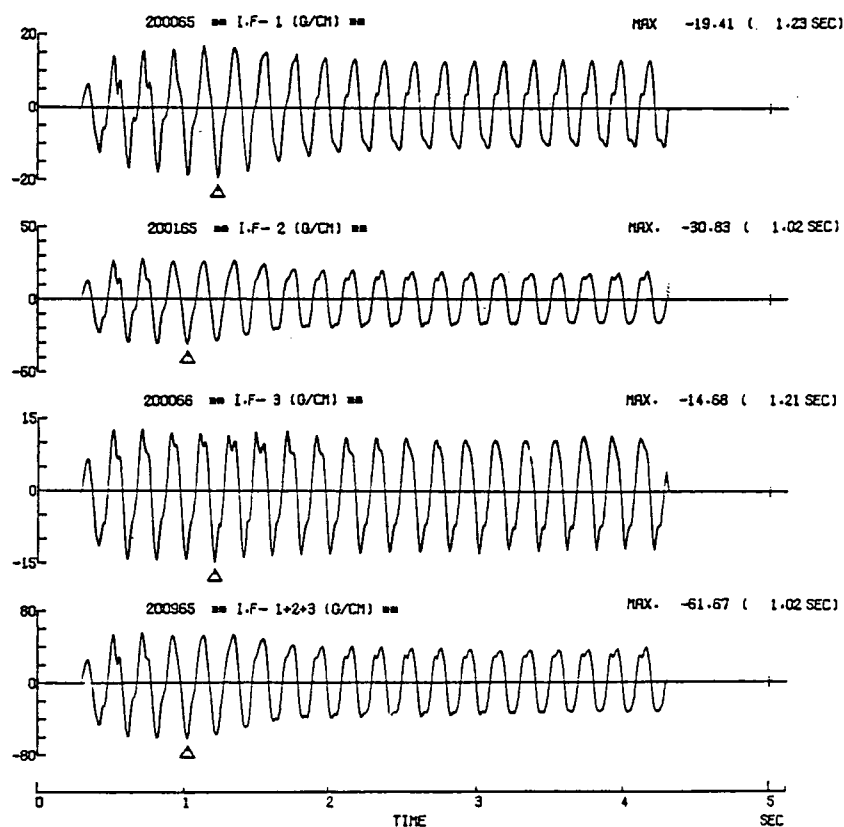


図4.3.42 H-1 モデルの左側改良体の慣性力 (149gal入力)

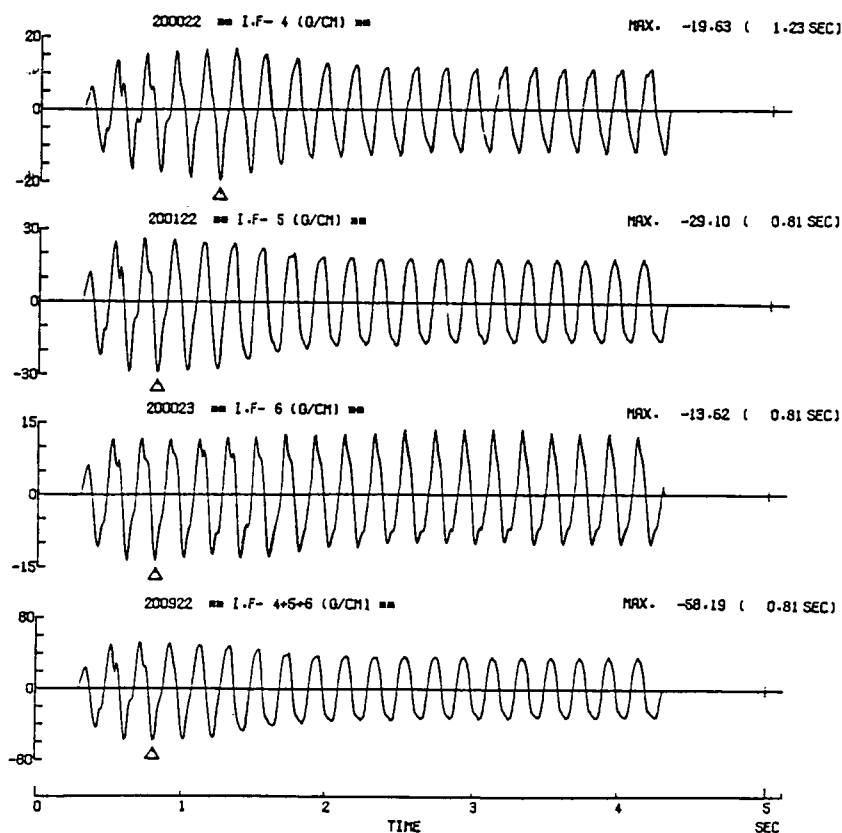


図4.3.43 H-1 モデルの右側改良体の慣性力 (149gal入力)

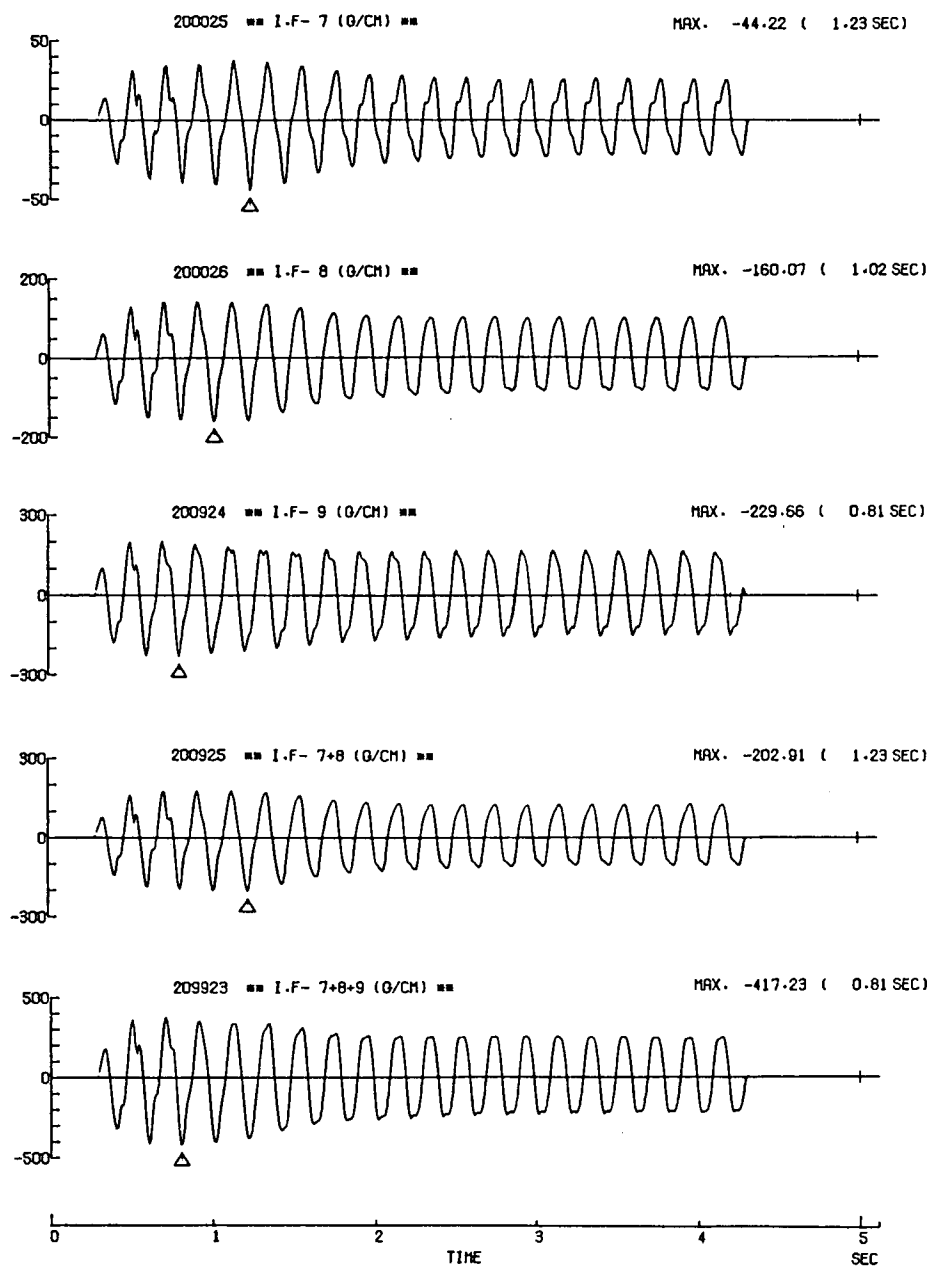


図4.3.44 H-1モデルの掘割および改良地盤部の砂地盤の慣性力 (149gal入力)

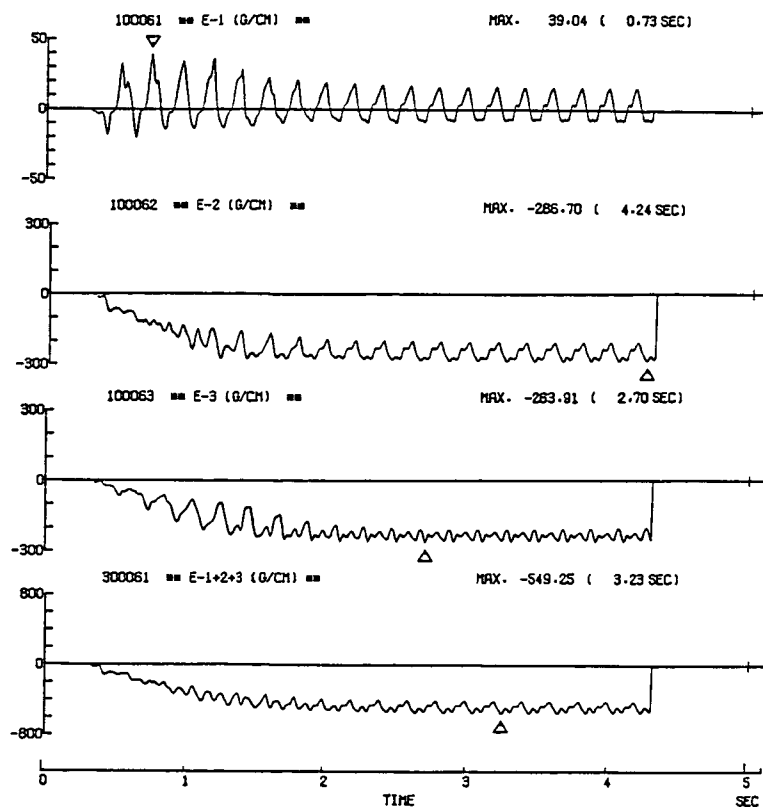


図4.3.45 H-1モデルの左側改良体の自由地盤側側圧力 (149gal入力)

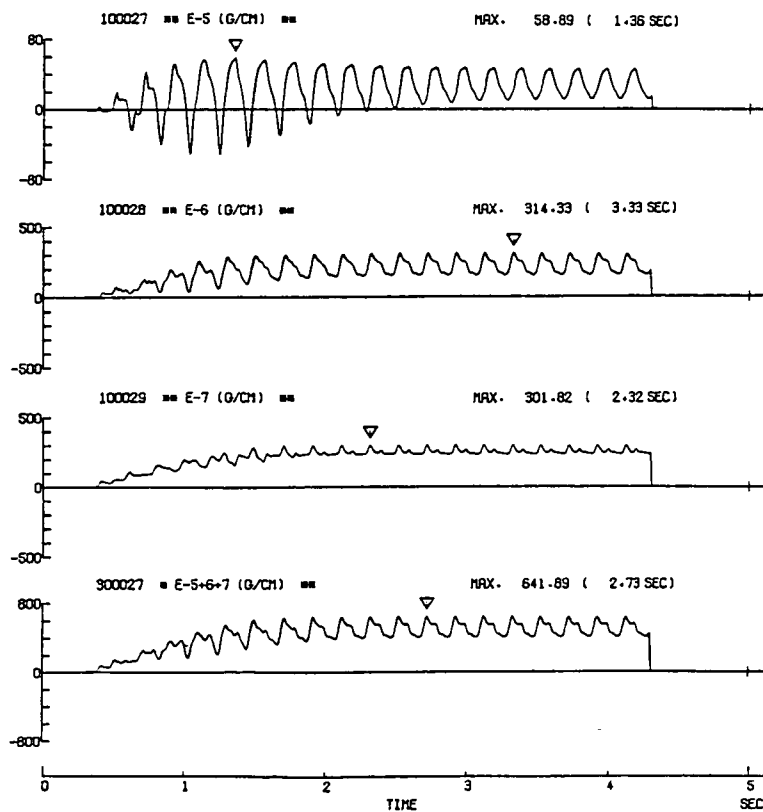


図4.3.46 H-1モデルの右側改良体の自由地盤側側圧力 (149gal入力)

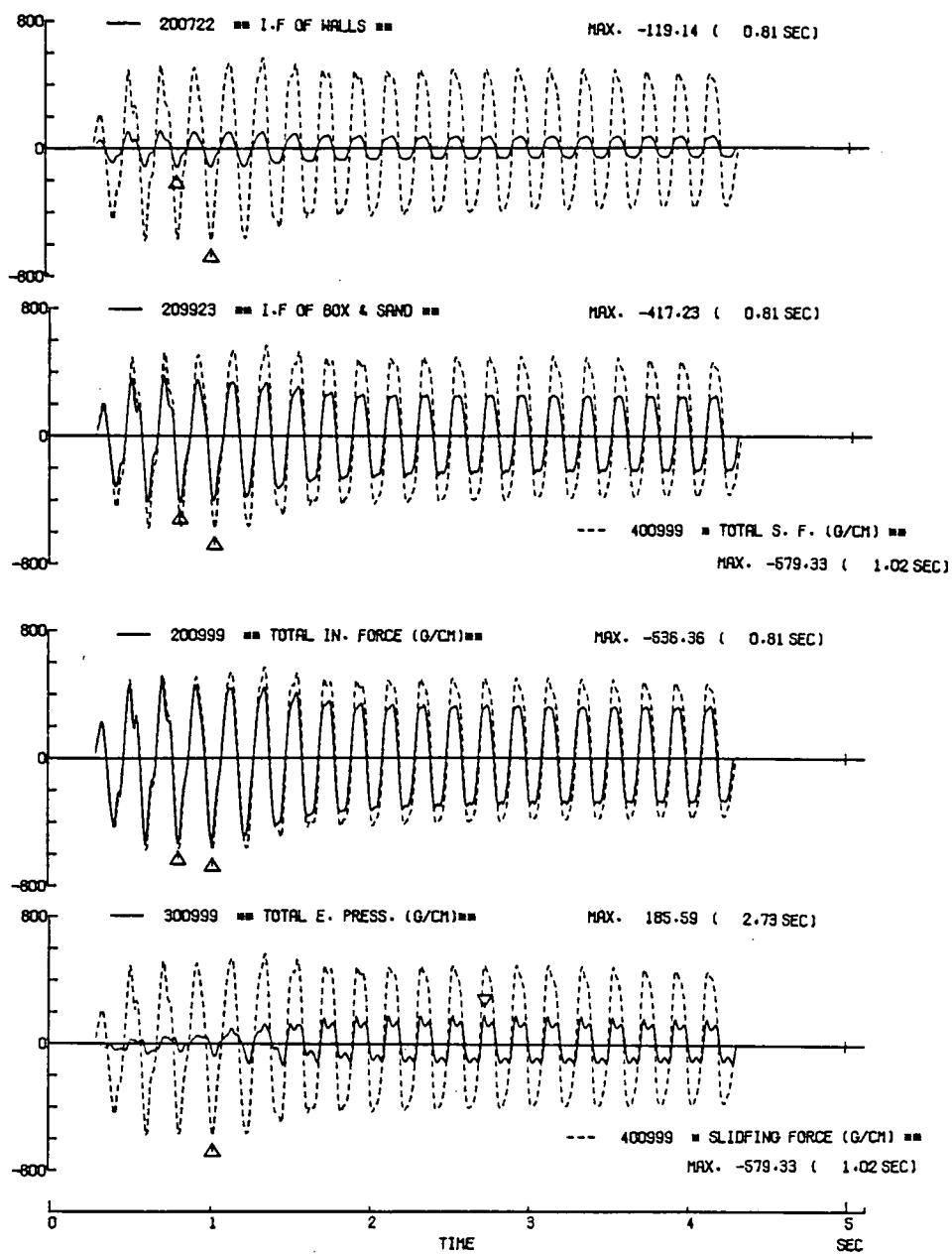


図4.3.47 H-1モデルの動的外力 (149gal入力)

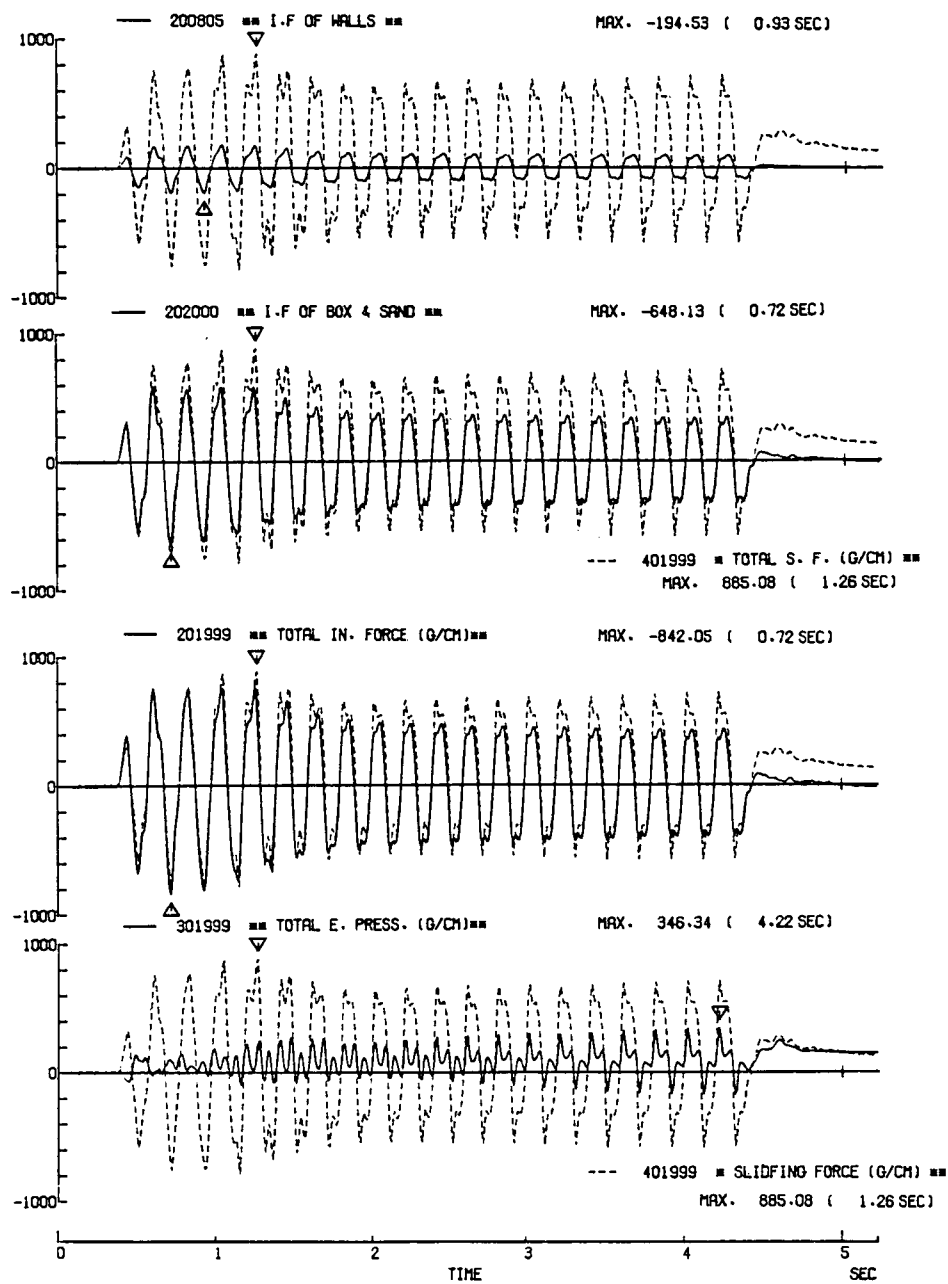


図4.3.48 H-1モデルの動的外力 (240gal入力)

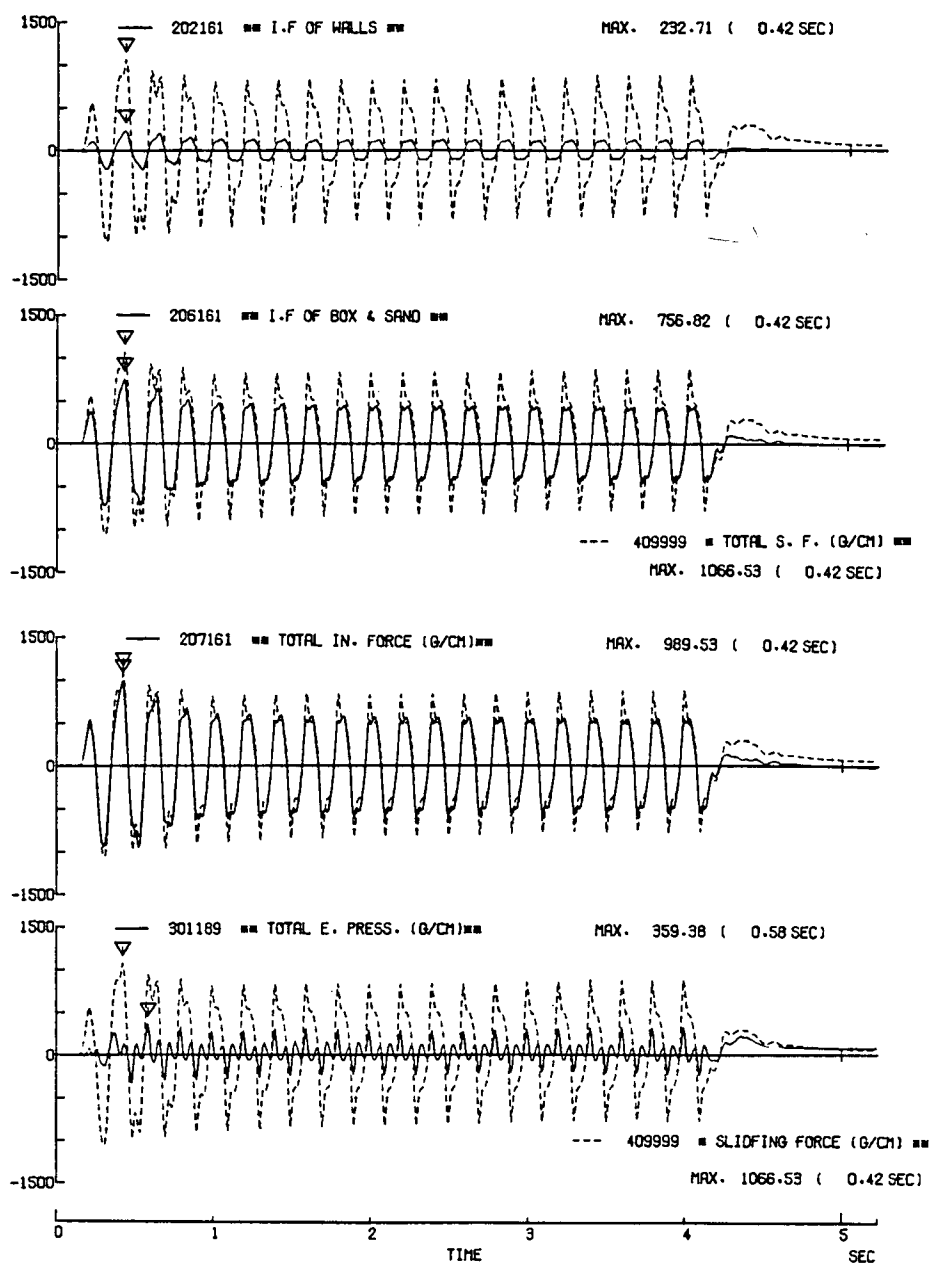


図4.3.49 H-1モデルの動的外力 (345gal入力)

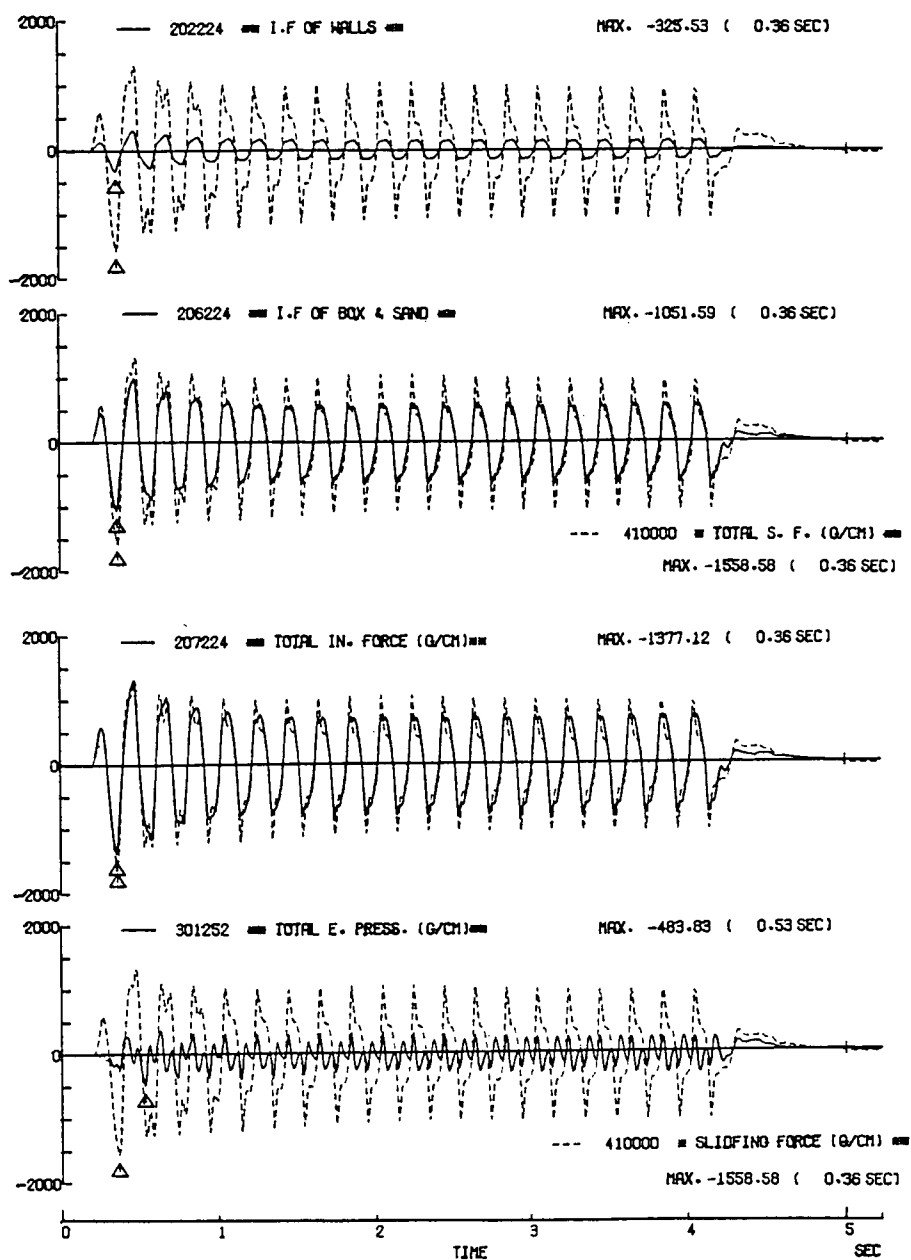


図4.3.50 H-1モデルの動的外力 (479gal入力)

表4.3.2 H-1モデルの動的外力の各成分が最大値を示す時刻の各成分の値

H-1 149 gal

時 刻 (sec)	0.80	1.02	2.73
全慣性力 (g/cm)	-538.38 (max)	-520.83	309.87
全側圧力 (g/cm)	-30.748	-58.498	185.59 (max)
全動的外力 (g/cm)	-567.11	-579.33 (max)	495.48

H-1 240 gal

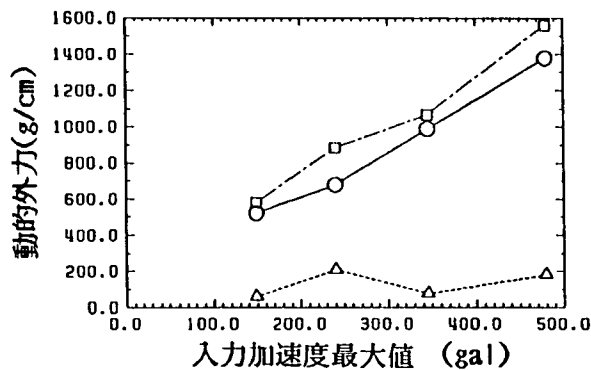
時 刻 (sec)	0.72	1.28	4.22
全慣性力 (g/cm)	-842.05 (max)	678.00	368.02
全側圧力 (g/cm)	84.562	207.08	348.34 (max)
全動的外力 (g/cm)	-757.48	885.08 (max)	714.38

H-1 345 gal

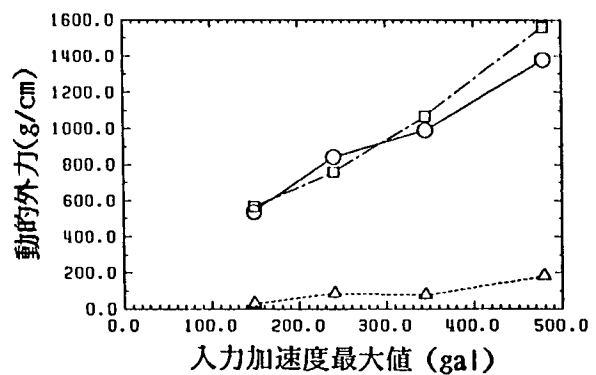
時 刻 (sec)	0.42	0.58	
全慣性力 (g/cm)	989.53 (max)	571.30	
全側圧力 (g/cm)	77.001	359.38 (max)	
全動的外力 (g/cm)	1066.5 (max)	930.67	

H-1 479 gal

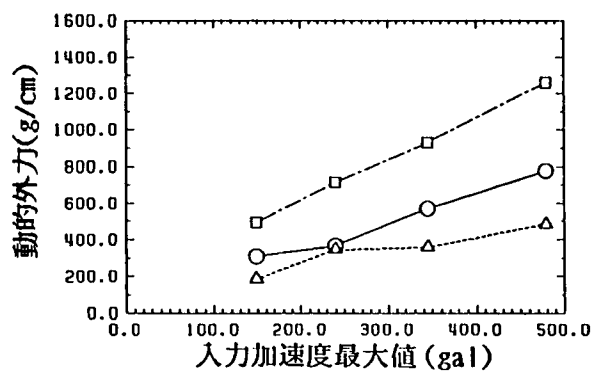
時 刻 (sec)	0.36	0.53	
全慣性力 (g/cm)	-1377.1 (max)	-776.31	
全側圧力 (g/cm)	-181.47	-483.83 (max)	
全動的外力 (g/cm)	-1558.6 (max)	-1260.1	



(a) 全動的外力最大値時刻の動的外力成分



(b) 全慣性力最大値時刻の動的外力成分



(c) 全側圧力最大値時刻の動的外力成分

- 全動的外力
- 全慣性力
- △ 全側圧力

図4.3.51 H-1モデルの動的外力

表4.3.3 H-1モデルの全動的外力最大値に占める全慣性力と全側圧力の寄与率

H-1 149 gal

時 刻	1.02
全慣性力	0.90
全側圧力	0.10
全動的外力	1.0 (max)

H-1 240 gal

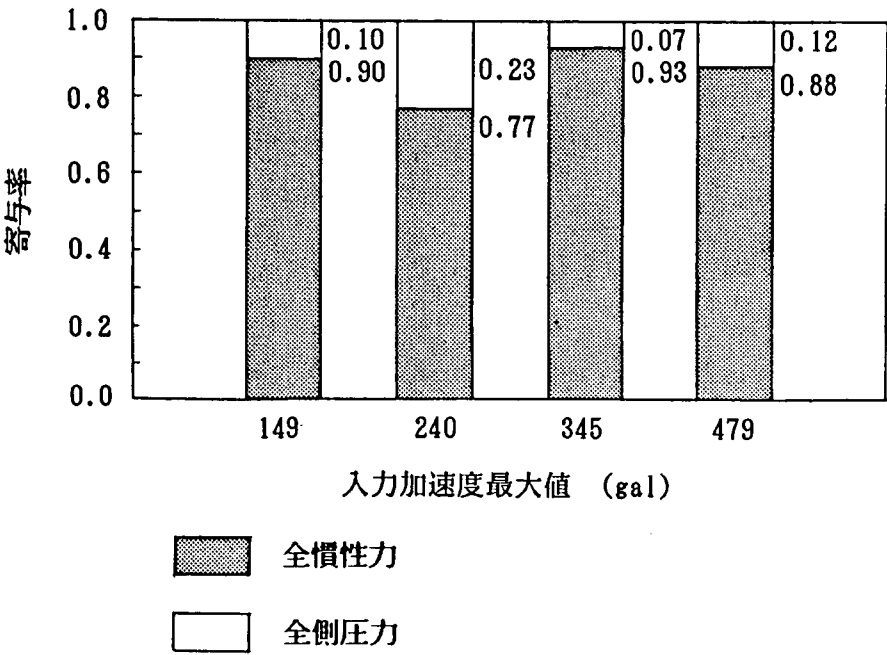
時 刻	1.26
全慣性力	0.77
全側圧力	0.23
全動的外力	1.0 (max)

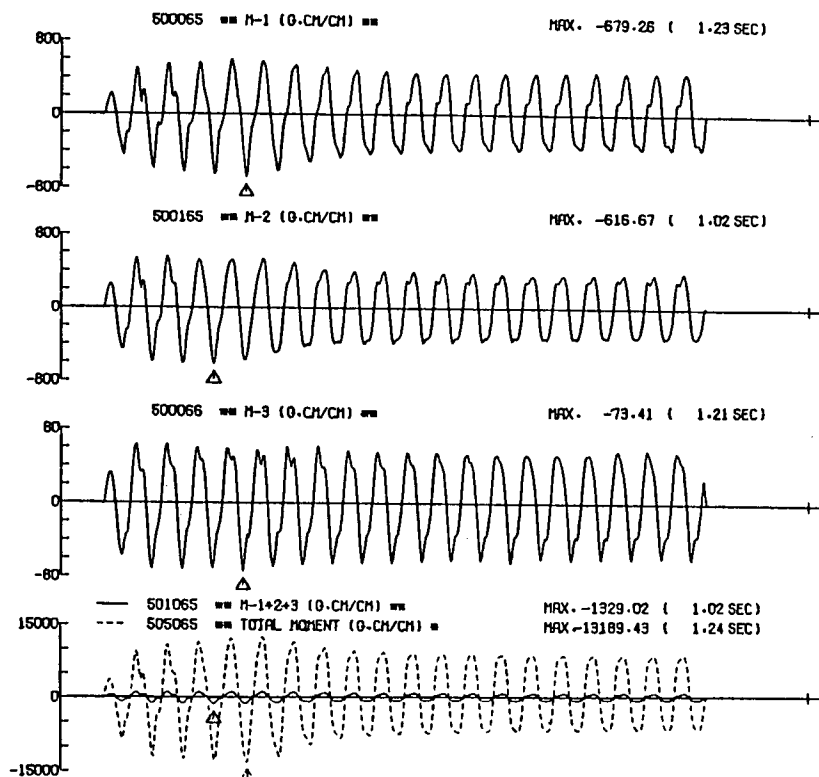
H-1 345 gal

時 刻	0.42
全慣性力	0.93 (max)
全側圧力	0.07
全動的外力	1.0 (max)

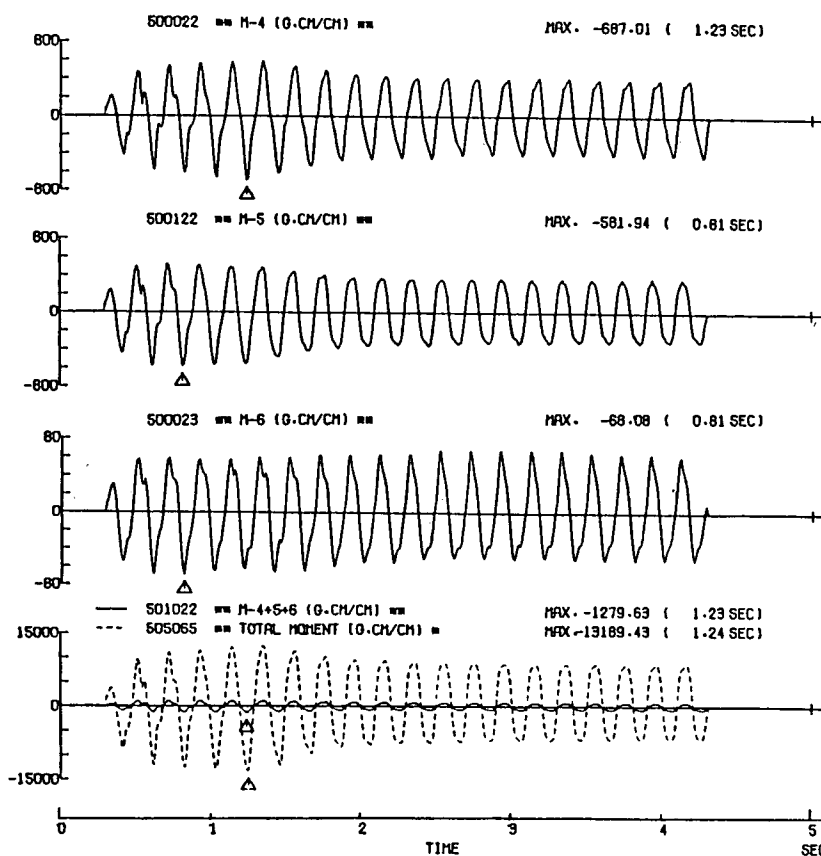
H-1 479 gal

時 刻	0.36
全慣性力	0.88 (max)
全側圧力	0.12
全動的外力	1.0 (max)



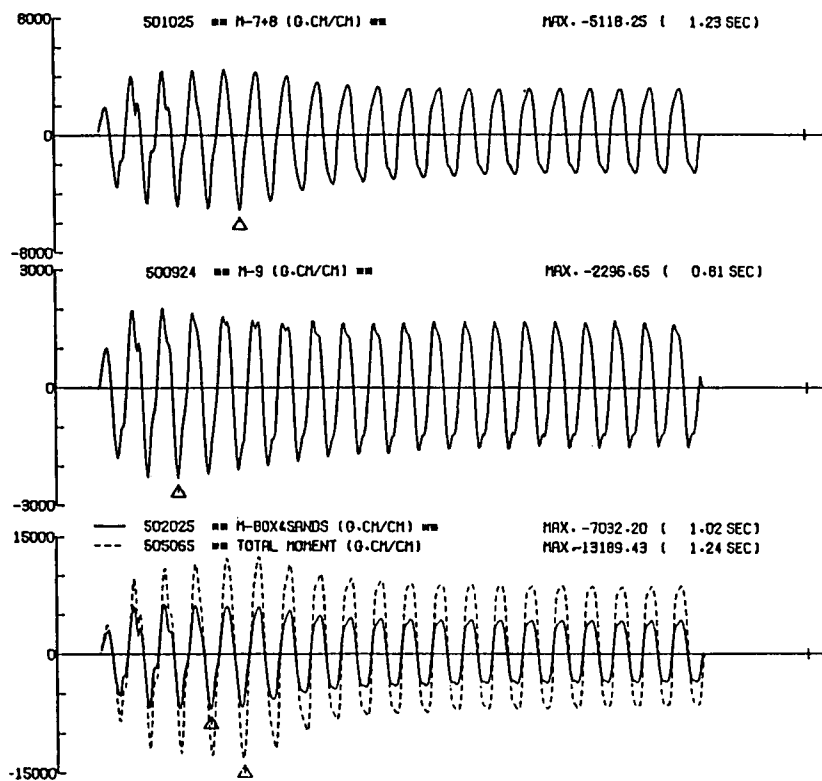


(a) 左側改良体の慣性力によるモーメント

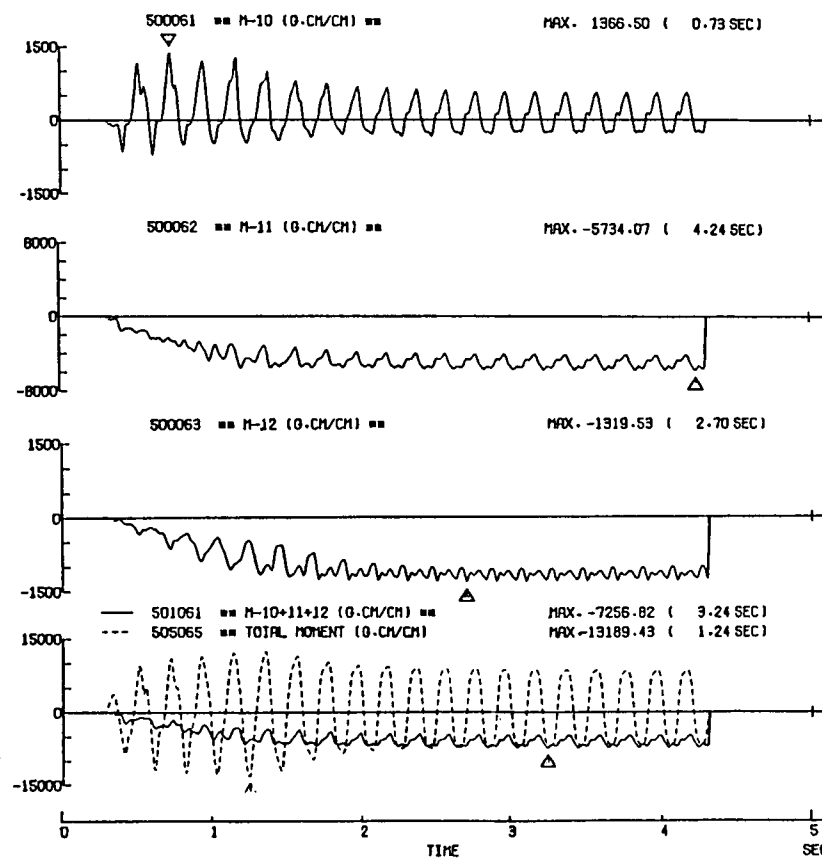


(b) 右側改良体の慣性力によるモーメント

図4.3.52 H-1モデルの転倒モーメント

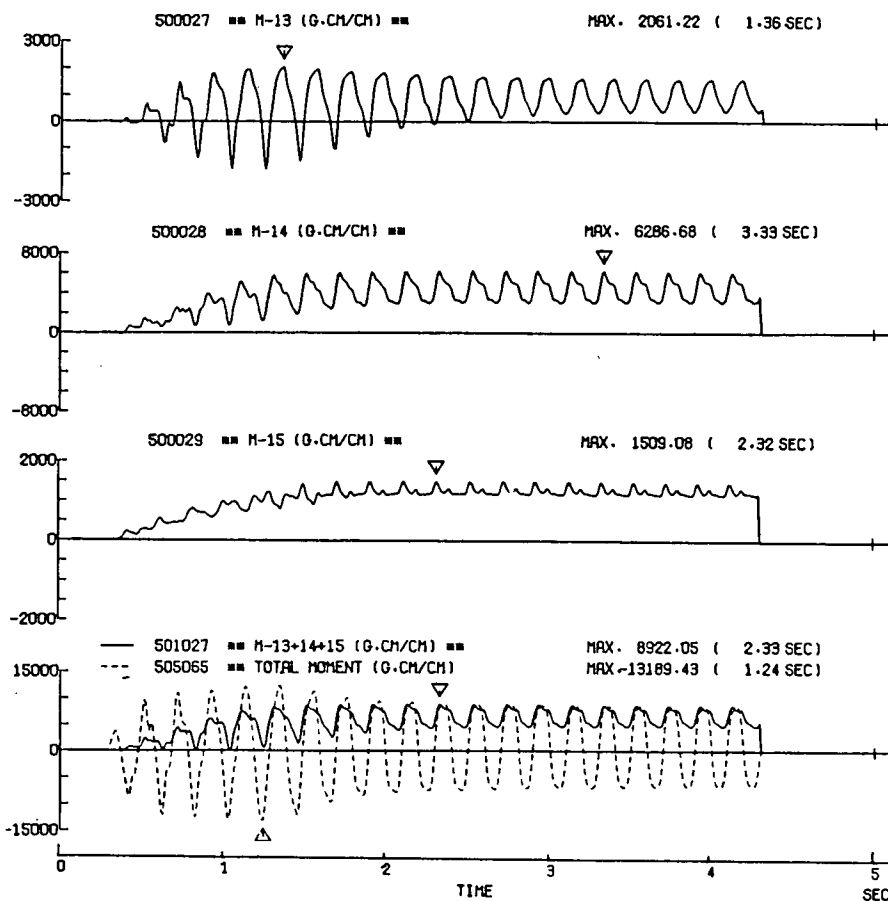


(c) 掘割およびその下の砂地盤の慣性力によるモーメント

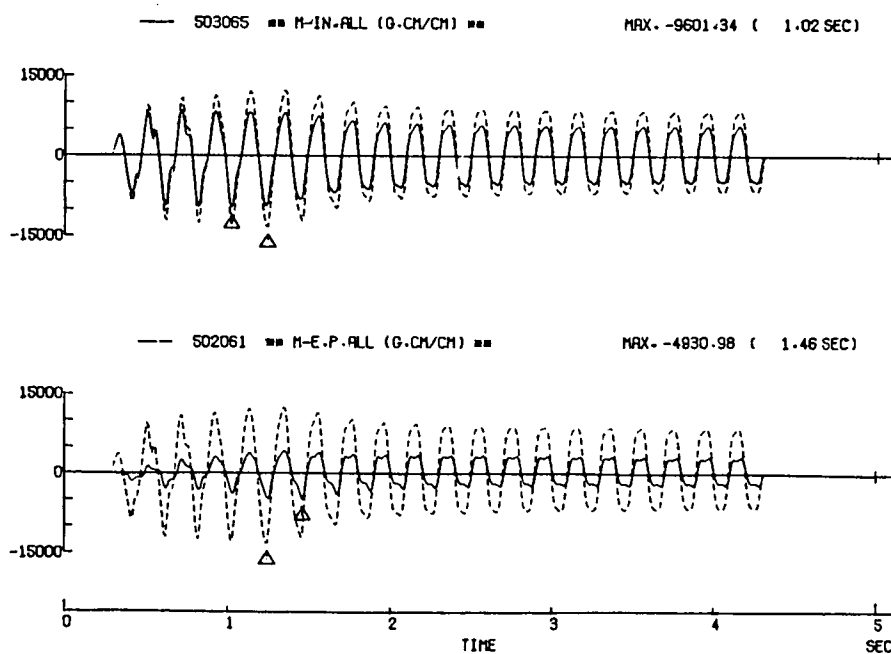


(d) 左側改良体の側圧によるモーメント

図4.3.52 H-1モデルの転倒モーメント



(e) 右側改良体の側圧によるモーメント



(f) 側圧のモーメント，慣性力によるモーメントおよび全モーメント

図4.3.52 H-1モデルの転倒モーメント

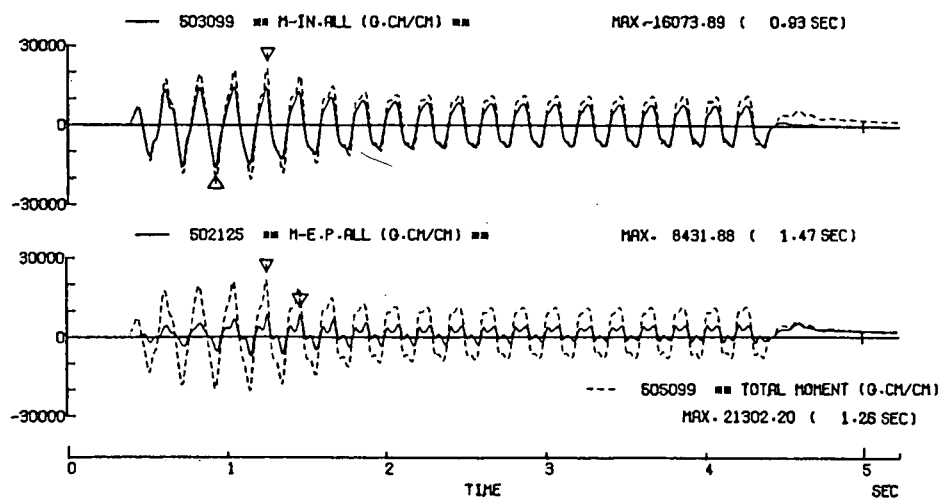


図4.3.53 H-1モデルの側圧と慣性力による転倒モーメント (240gal入力)

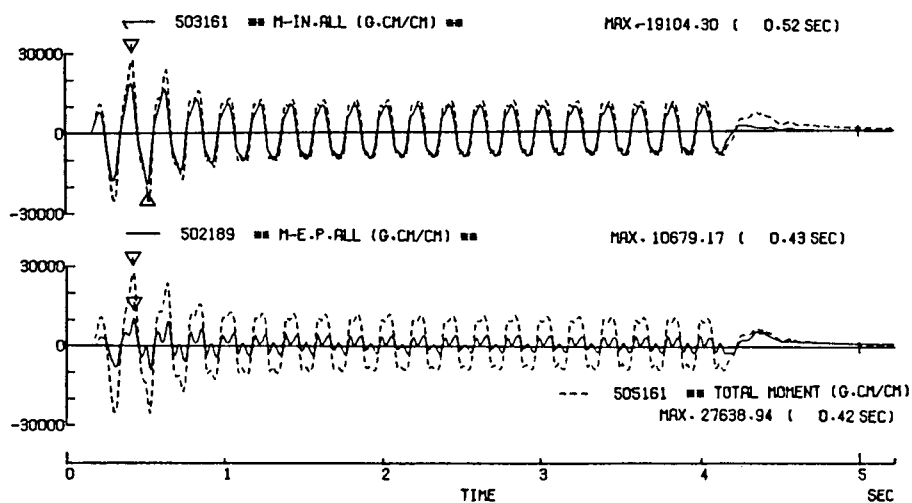


図4.3.54 H-1モデルの側圧と慣性力による転倒モーメント (345gal入力)

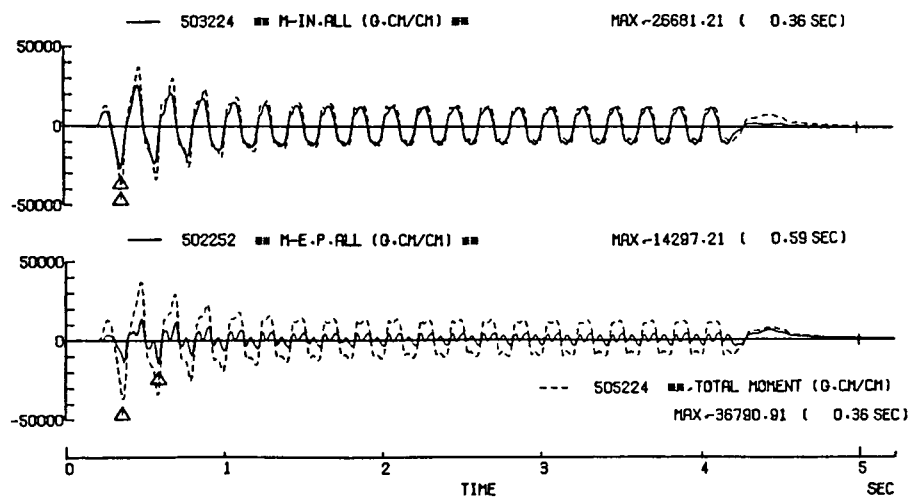


図4.3.55 H-1モデルの側圧と慣性力による転倒モーメント (479gal入力)

表4.3.4 H-1モデルの転倒モーメント

H-1 149 gal

時刻 (sec)	1.02	1.24	1.46
慣性力によるモーメント ($g \cdot cm/cm$)	-9601 (max)	-8535	-6369
側圧力によるモーメント ($g \cdot cm/cm$)	-3163	-4654	-4931 (max)
全モーメント ($g \cdot cm/cm$)	-12765	-13189 (max)	-11300

H-1 240 gal

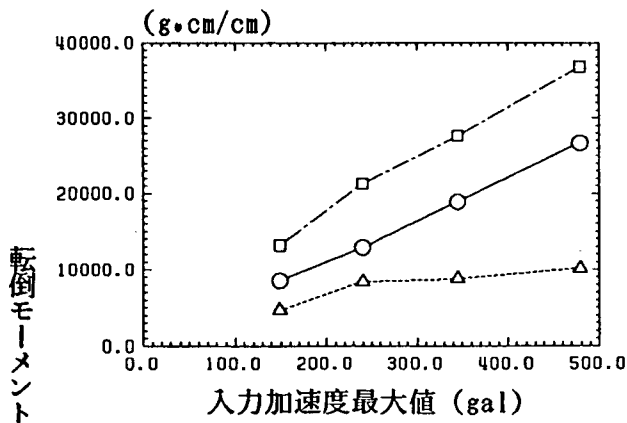
時刻 (sec)	0.93	1.26	1.47
慣性力によるモーメント ($g \cdot cm/cm$)	-16074 (max)	12890	9918
側圧力によるモーメント ($g \cdot cm/cm$)	-3599	8412	8431 (max)
全モーメント ($g \cdot cm/cm$)	-19674	21032 (max)	18351

H-1 345 gal

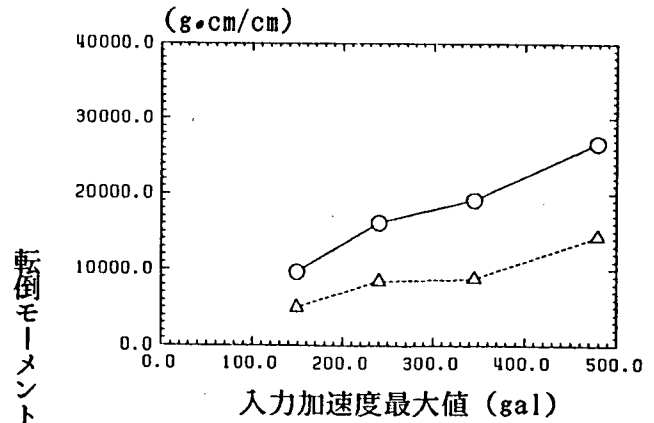
時刻 (sec)	0.42	0.43	0.52
慣性力によるモーメント ($g \cdot cm/cm$)	18868	16559	-19104 (max)
側圧力によるモーメント ($g \cdot cm/cm$)	8770	10679 (max)	-3713
全モーメント ($g \cdot cm/cm$)	27639 (max)	27239	-22818

H-1 479 gal

時刻 (sec)	0.36	0.59	
慣性力によるモーメント ($g \cdot cm/cm$)	-26681 (max)	-18466	
側圧力によるモーメント ($g \cdot cm/cm$)	-10110	-14297 (max)	
全モーメント ($g \cdot cm/cm$)	-36791 (max)	-32763	



(a) 全モーメント最大時刻の慣性力および側圧力によるモーメント



(b) 慣性力および側圧力による転倒モーメントの最大値

- 全モーメント最大値
- 慣性力によるモーメント
- △ 側圧力によるモーメント

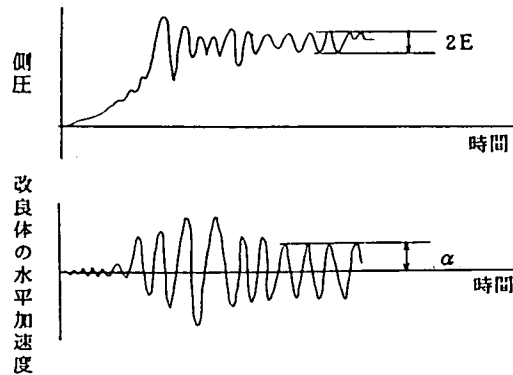
図4.3.56 H-1モデルの転倒モーメント

表4.3.5 右側改良体の側圧の振動成分振幅と動水圧の値

モデル		H-1 ($\gamma_{sat}=1.97 \text{ gf/cm}^3$)			H-2 ($\gamma_{sat}=1.98 \text{ gf/cm}^3$)		
Z=深さ(cm)		5	20	35	5	20	35
149 gal	動水圧	4.2	8.3	11.0	4.2	8.4	11.1
	E	1.8 (0.38)	4.0 (0.48)	3.0 (0.27)	2.4 (0.57)	5.2 (0.62)	7.9 (0.71)
240 gal	動水圧	8.3	13.5	18.9	6.7	11.7	15.9
	E	2.6 (0.41)	4.5 (0.33)	8.0 (0.42)	4.7 (0.82)	9.2 (0.79)	10.0 (0.63)
345 gal	動水圧	7.7	19.4	30.8	7.0	15.7	23.0
	E	3.5 (0.45)	5.5 (0.28)	13.0 (0.42)	7.2 (1.00)	10.0 (0.64)	10.0 (0.43)
479 gal	動水圧	9.8	25.2	41.4	9.4	21.5	32.1
	E	3.7 (0.39)	8.0 (0.24)	15.9 (0.38)	9.0 (0.96)	10.5 (0.49)	11.7 (0.36)

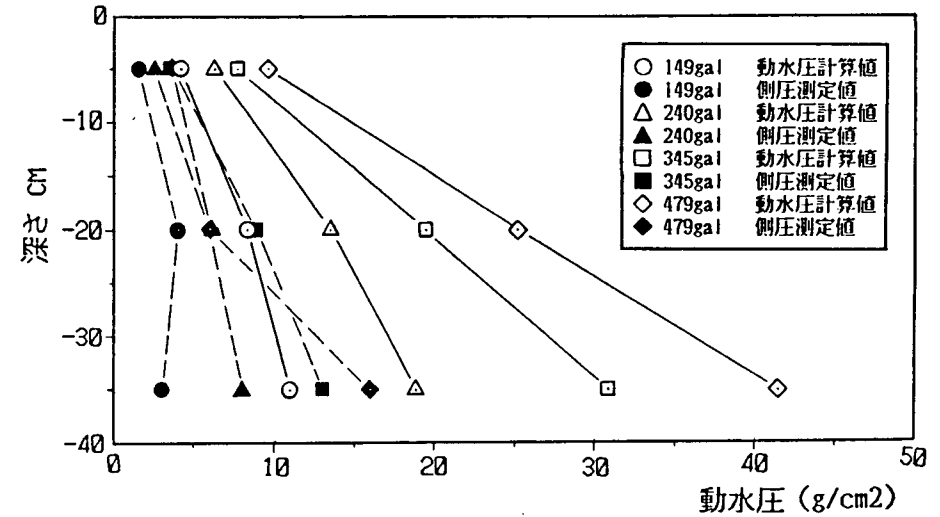
※ () 内の数字 = E/動水圧 (単位: gf/cm^2)

- ・ 加速度 (α) : 19 波目の振幅 ((A7+A8)/2)
- ・ E : 19波目の(全振幅/2)
- ・ Z : 地表面からの距離



$$P_{wd} = \frac{7}{8} \cdot \gamma_{sat} \cdot \frac{(\alpha)_{max}}{g} \sqrt{40 \cdot z}$$

H-1モデル



H-2モデル

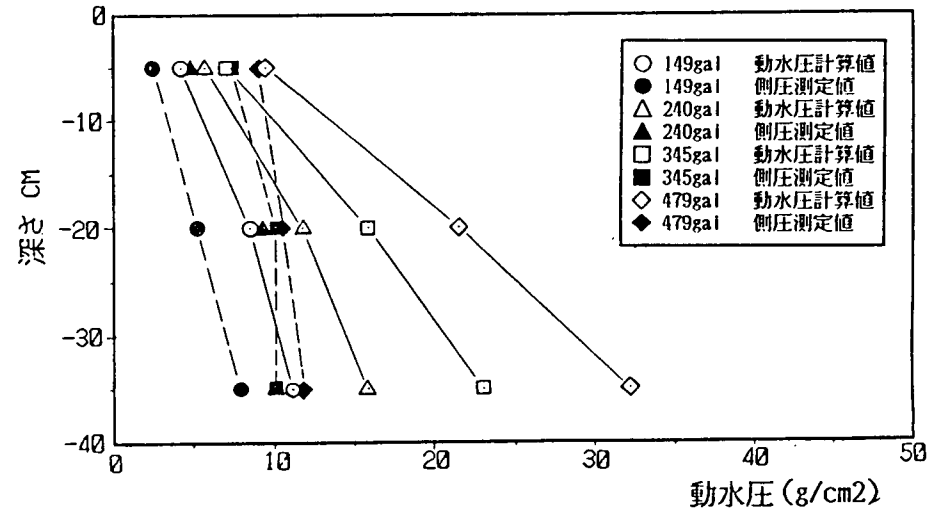


図4.3.57 動水圧計算値と側圧振動成分の半振幅

4.3.4 ま と め

以上の検討結果をまとめたものを以下に示す。

- ① 改良体の水平変位, 慣性力および側圧振動成分の間の位相関係は, 図 4.3.26 および図 4.3.27 のようにまとめられる。
- ② 掘割および改良地盤の全体系の滑動破壊の検討のために動的外力には慣性力と側圧力がある。全動的外力の絶対値が最大になる時刻での全外力中に占める全慣性力および全側圧力の割合は, いずれの入力値でも全慣性力が 80~90% で, 全側圧力は 20~10% である。従って, 全動的外力の最大値の大部分は慣性力によっており, 全側圧力による部分は少ない (図 4.3.45, 表 4.3.2, 表 4.3.3)。
- ③ 改良地盤の転倒破壊の検討のための転倒モーメントに関しては, 全モーメント最大値に占める慣性力の割合は 60~70%, 側圧力によるものが 40~30% である (図 4.3.56)。また全モーメントが最大値を示す時刻は, 水平外力が最大値を示す時刻とほぼ同じである (表 4.3.3, 4.3.4)。
- ④ 改良体の加速度から計算した動水圧と側圧の振動成分を比較した。計算した動水圧は, H-1 モデルでは側圧振幅の約 3 倍を示している。H-2 モデルでは約 2~1 倍となっている。H-2 モデルの方が H-1 モデルに比べて改良体の応答加速度が小さく, また動水圧公式の前提である剛体水平運動に近いであろう。

(竹中工務店)

表4.4.1 実験モデルの条件

モデル	改良位置	改良体の遮水性	改良幅
M-1	無改良	—	—
M-2	のり尻+側方	砂の出入りなし	40cm
M-3	側方	砂の出入りあり	40cm
M-4	側方	砂の出入りなし	40cm

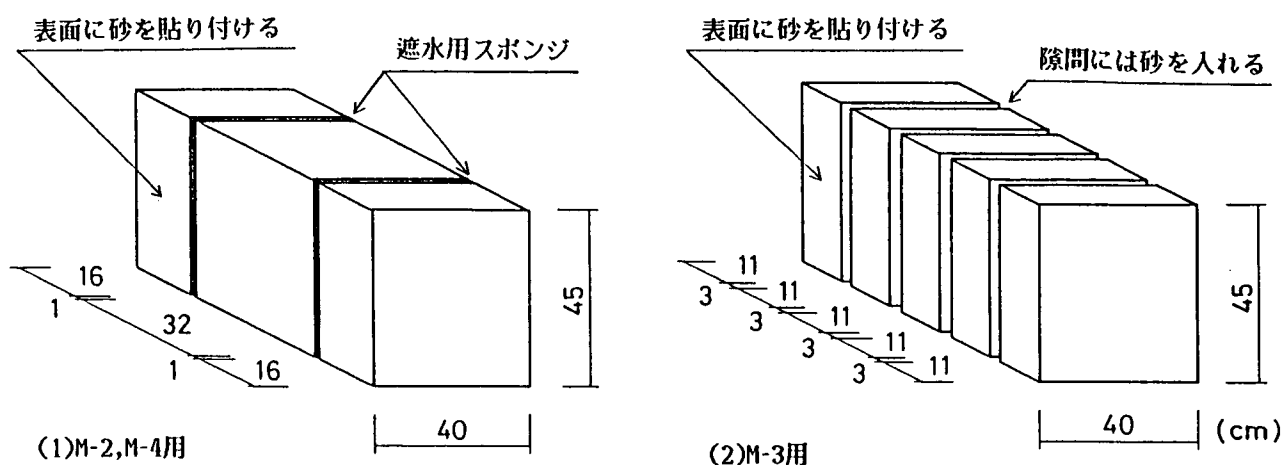


図4.4.2 改良体

(1) M-1

無改良のモデルである。他の改良モデルとの比較を行うことによって、深層混合処理による改良効果を調べることを目的とする。

(2) M-2

盛土ののり尻部分及び側方の地盤に深層混合処理による改良を行った場合を想定したモデルである。改良地盤を模した軽量コンクリート製ブロック（以下では改良体と称する。）を盛土の両側に3つずつ設置した。改良体の概要を図4.4.2(1)に示す。各ブロック間及び土槽側面との間にはスポンジを入れて、スポンジにシリコングリースを塗り込めることにより、改良体の遮水性を保っている。M-4と比較することにより改良位置の影響を調べることを目的とする。

盛土が既設の場合にこのような改良を実際に行うためには、盛土ののり尻部分を鉛直方向に貫通して改良するか、あるいは盛土側方の地盤から斜め方向に改良する必要がある。M-3、M-4のように盛土側方の地盤を改良する場合と比べると、同じ改良幅ならば用地は狭くてすむが、施工は逆に難しくなる。

(3) M-3

盛土側方の地盤に改良を行った場合を想定したモデルである。M-2と同じ改良幅を持つ改良体を盛土の両側に5つずつ設置した。改良体の概要を図4.4.2(2)に示す。各ブロックは3 cmの隙間をあけて設置しており、隙間に無改良地盤と同じ砂を入れることによって、改良体をはさむ地盤の間である程度の土砂の出入り

が可能になっている。M-4と比較することにより改良地盤部の遮水性の影響を調べることを目的とする。

実際の地盤で深層混合処理を行う場合には、ラップ部（改良体の継目部分）や既設の管渠、地中構造物の下を完全に遮水できない可能性があり、また地下水の流れを妨げないために初めから隙間を設けて改良を行うことも考えられるので、このようなモデルを設定して検討を行っておく必要がある。

(4) M-4

M-3と同じ位置にM-2と同じ形式の改良を行ったモデルである。すなわち、盛土側方の地盤に遮水性のある改良を行った場合を想定している。改良地盤モデルの基本形として、他のモデルとの比較に用いる。

4.4.3 実験方法

(1) 地盤の作成法

模型地盤は、長さ250 cm、高さ60 cm、奥行き68 cmの剛な箱形土槽内に作成した。はじめに、気乾状態の豊浦砂を足踏みにより相対密度100%程度まで締固めて、層厚10 cmの支持層を作成した。無改良の液状化砂層は、ホッパーに入れた気乾状態の豊浦砂を、落下高さをほぼ一定に保ちながらまき出して作成した。これらの地盤は、間隙の空気を二酸化炭素で置換した後に脱気水を流して飽和させ、加振時の水位を地表面と一致させた。改良体のあるモデルでは、液状化砂層を作成する前にあらかじめ支持層に5 cm根入れして改良体を設置した。盛土は、飽和した地盤上に遮水のためのビニールシートを置き、その上で含水比15%程度の豊浦砂を軽く締固めて作成した。実際の盛土では、地下水位が地表面よりも低い位置にあるので、直下の地盤が液状化しても盛土の内部まで水が浸透することはほぼ考えられない。このような状況を再現するために、ビニールシートにより盛土内部への水の侵入を防いだものである。砂の投入量と体積から求めた液状化砂層と盛土の密度を表4.4.2に示す。液状化砂層の相対密度は、63~68%となっている。

表4.4.2 地盤の密度

モデル	液状化砂層			盛土	
	ρ_d (g/cm ³)	ρ_t (g/cm ³) [*]	Dr (%) ^{**}	ρ_t (g/cm ³)	含水比 (%)
M-1	1.514	1.939	63.0	1.569	約15
M-2	1.527	1.947	67.4	1.550	約15
M-3	1.528	1.948	67.7	1.599	約15
M-4	1.518	1.942	64.4	1.593	約15

^{*} $G_s = 2.635$, $\rho_w = 1.0$ g/cm³, $S_r = 100$ %としたときの値。

^{**} 豊浦砂の $\rho_{dmax} = 1.632$ g/cm³, $\rho_{dmin} = 1.348$ g/cm³とした。

(2) 加振方法

加振は盛土の軸方向に対して直角方向の水平加振とし、振幅30 gal程度のランダム波と周波数5 Hz、20波の正弦波を入力波形として行った。はじめにランダム波加振を行い、続いて振幅を4段階に増やしながら正弦波によるステップ加振を行った。各ステップ間では、地盤内に発生した過剰間隙水圧が消散するまで十分な時間をおいた。加振条件を表4.4.3に示す。また、正弦波加振時の最大加速度振幅の実測値の一覧表を表

表4.4.3 加振条件

入力波形	加速度レベル
ランダム波	30gal
正弦波 (5Hz, 20波)	120, 200, 300, 400gal

表4.4.4 正弦波加振時の最大加速度振幅

加速度レベル	120gal	200gal	300gal	400gal
M-1 M-2	118gal	202gal	313gal	410gal
M-3 M-4	112gal	191gal	301gal	402gal

* 一度に2つのモデルを振動台に載せて加振した。表中の数値は台加速度(A02)の実測値。

4.4.4 に示す。

(3) 計測方法

各モデルの計器配置図を図4.4.3(1)~(4)に示す。地盤中に埋設した加速度計と間隙水圧計は、発泡スチロールを用いて見かけの単位体積重量が地盤と同程度の 1.9 gf/cm^3 となるように調整した。また、地盤が液状化した時の傾きの変化を抑えるために、加速度計にはアクリル板の足をつけた。改良体に取り付けた土圧計は、計器本体とコードの大きさに相当する穴をブロックに開けてから接着し、隙間を石膏で埋めて計測面全体が平面になるようにした。改良体の挙動は、側壁との摩擦による影響を軽減するために、中央部のブロックに対して計測した。盛土底部の沈下量を測定するために、盛土と地盤の境界のビニールシート上に厚紙のターゲットを置き、ターゲットに付けた釣り糸の移動量を回転式の移動計(D2)で測定した。使用した計器の仕様を表4.5.5に示す。各計器の加振時の出力は、デジタルデータレコーダー(TEAC製DR-2000A, 最大64チャンネル×2台)に記録し、大型電子計算機を用いて時刻歴の図化等のデータ処理を行った。

土槽側面の透明なアクリル板に接する液状化砂層部に、墨汁で染めた砂を用いて10cm間隔のメッシュを描き、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。また、加振後の改良体の移動量と盛土の変形量及び盛土側方の水平地盤部の表面沈下量を、それぞれ代表測点について標尺を用いて測定した。

表4.4.5 計器の仕様

種類	計器位置	仕様
加速度計	A1~A17, A01, A02	5G防水型(共和電業, ASW-5A), 2G防水処理(共和電業, AS-2GA)
間隙水圧計	P1~P19	0.5kgf/cm ² (共和電業, BP-500), 1.0kgf/cm ² (共和電業, BP-1K)
土圧計	E1~E4, E7~E10	0.2kgf/cm ² (SSK, P325-02), 0.5kgf/cm ² (SSK, P325-05)
	E5, E6	2.0kgf/cm ² (共和電業, BE-2K)
変位計	D1, D3, D4	20mm, 50mm(東京測器)
移動計	D2	200mm(坂田電気, LR-19)

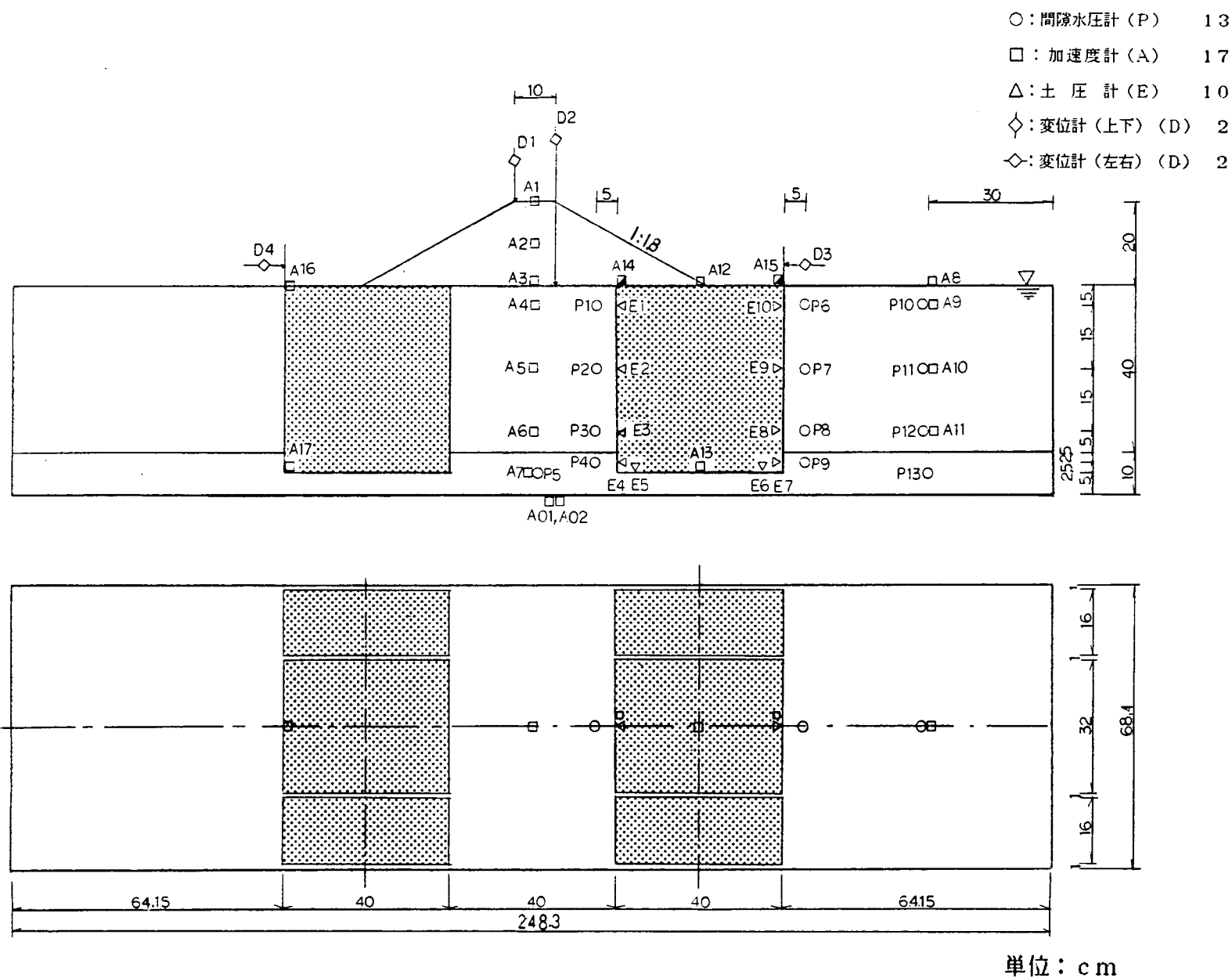


図4.4.3(2) 計器配置図 (M-2)

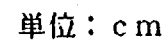
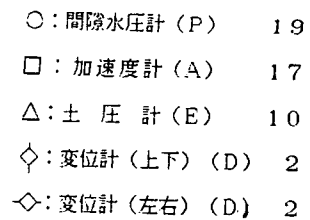


図4.4.3(3) 計器配置図 (M-3)

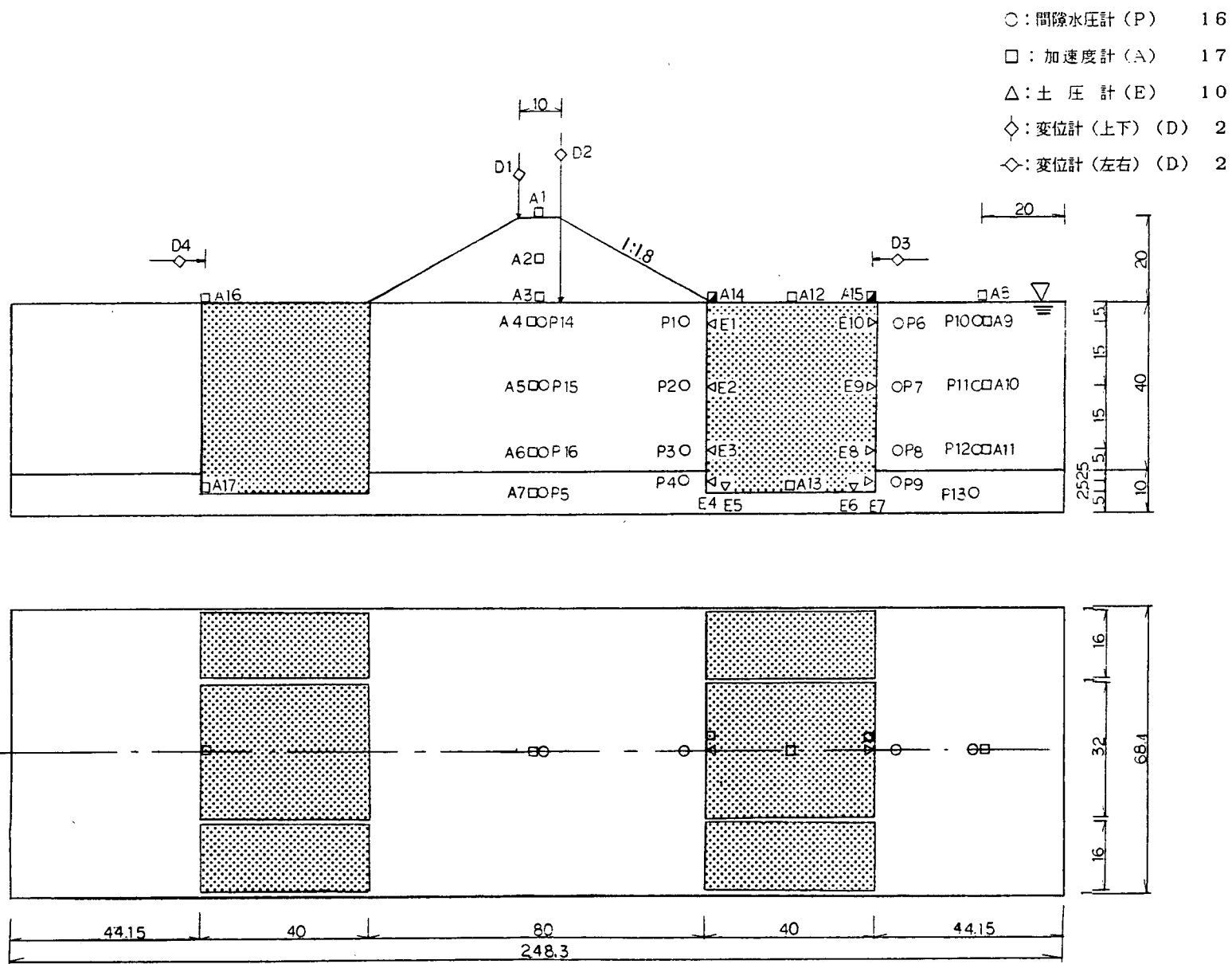


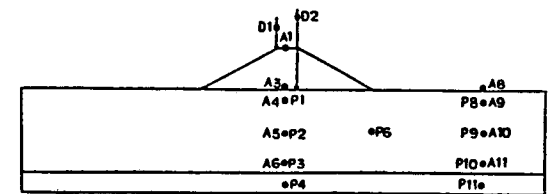
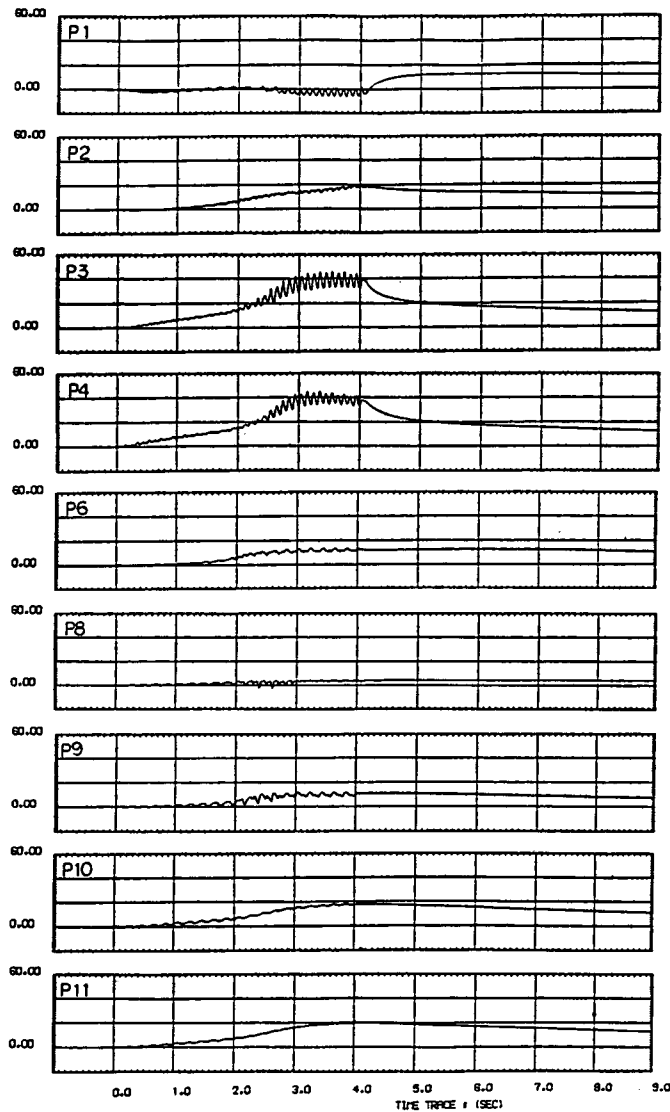
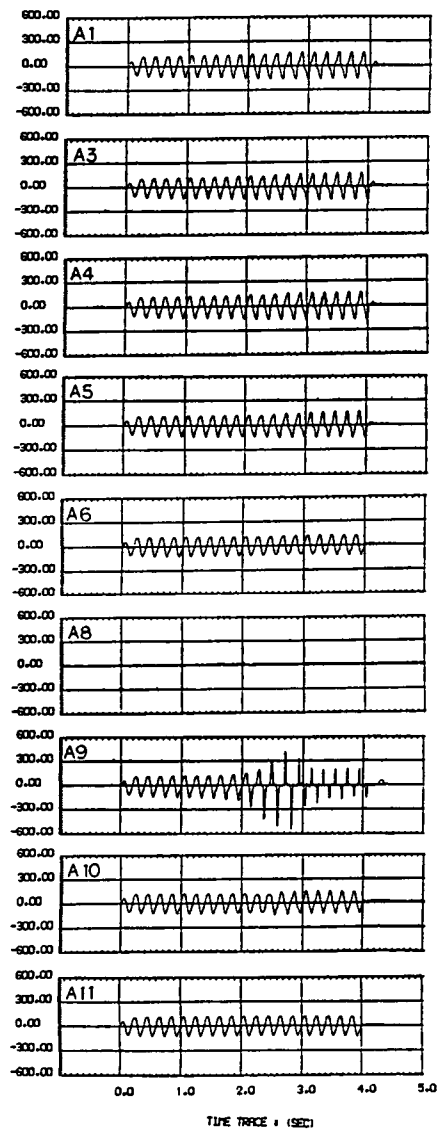
図4.4.3(4) 計器配置図 (M-4)

單位：c m

4.4.4 実験結果

1) 代表測点の時刻歴

各モデルの全加振時における代表測点の時刻歴を図 4.4.4 (1)～(16)に示す。



加速度計(A):gal, 間隙水圧計(P):gf/cm²,
変位計(D):mm

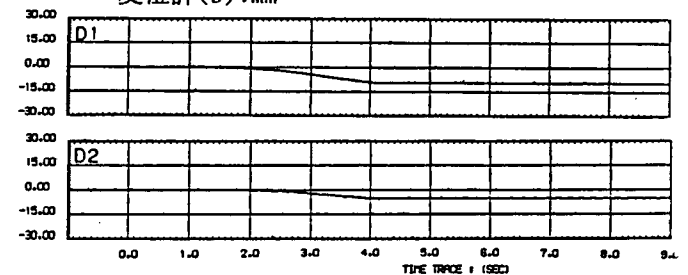
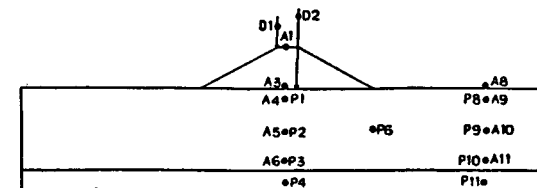
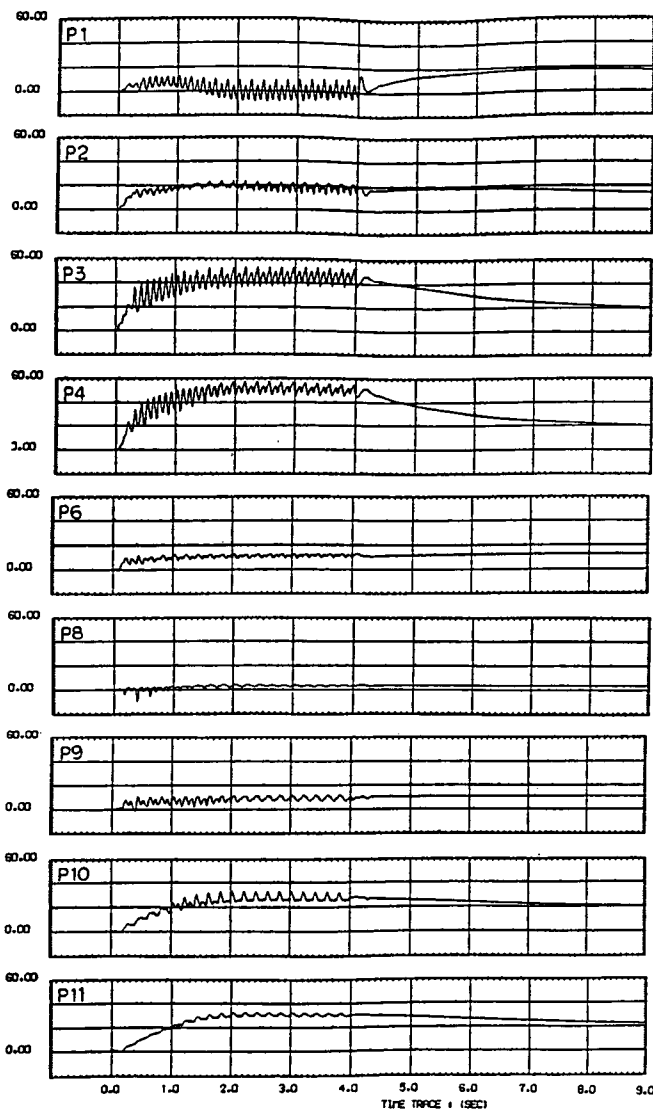
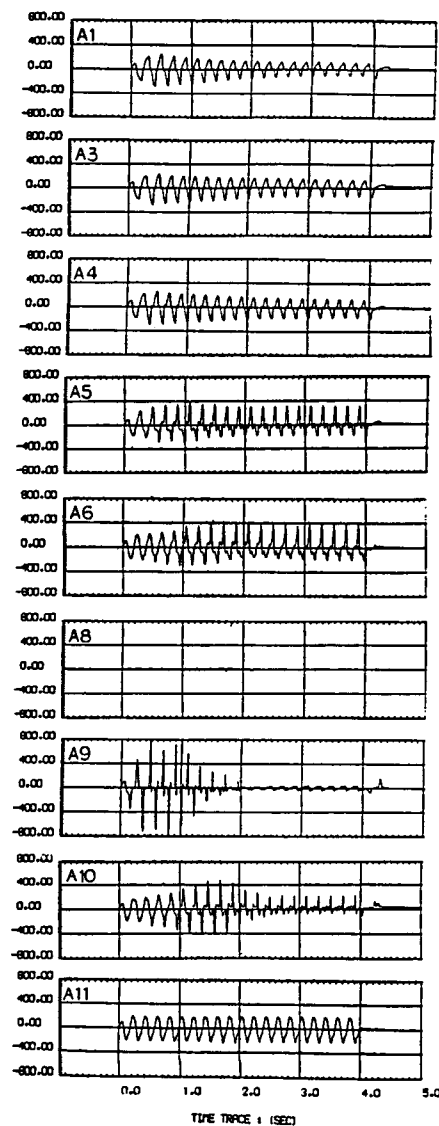


図4.4.4(1) 代表測点の応答波形 M-1 (118gal)



加速度計(A):gal, 間隙水圧計(P):gf/cm²,
変位計(D):mm

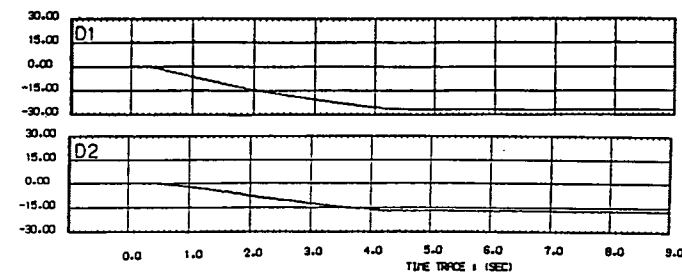
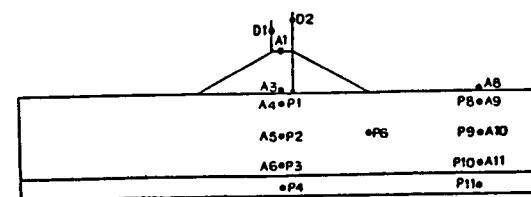
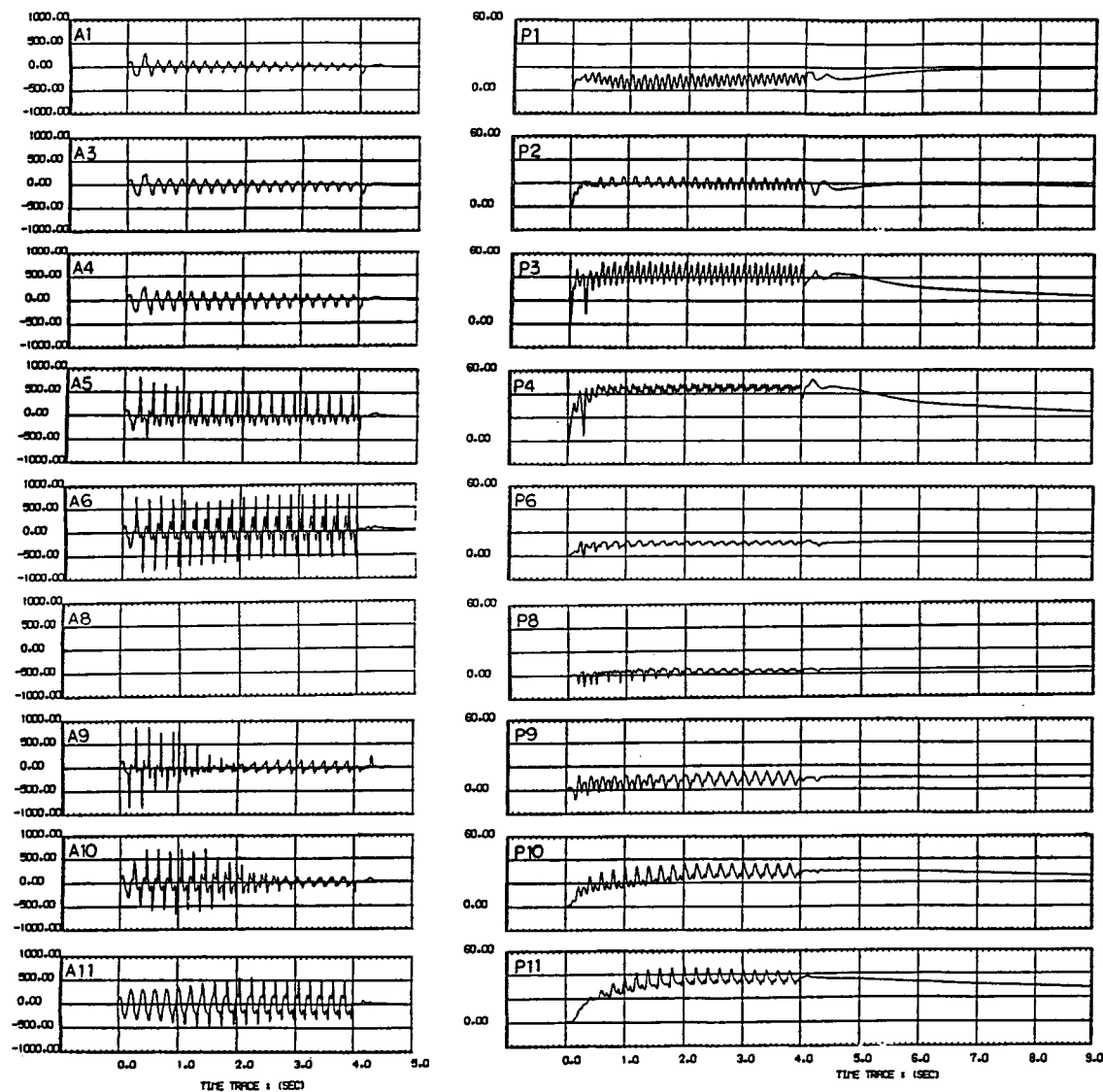


図4.4.4(2) 代表測点の応答波形 M-1 (202gal)



加速度計(A):gal、間隙水圧計(P):gf/cm²,
変位計(D):mm

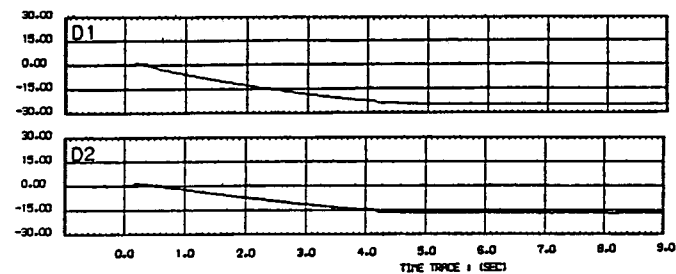
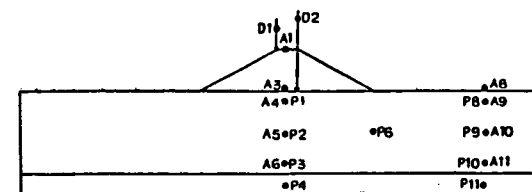
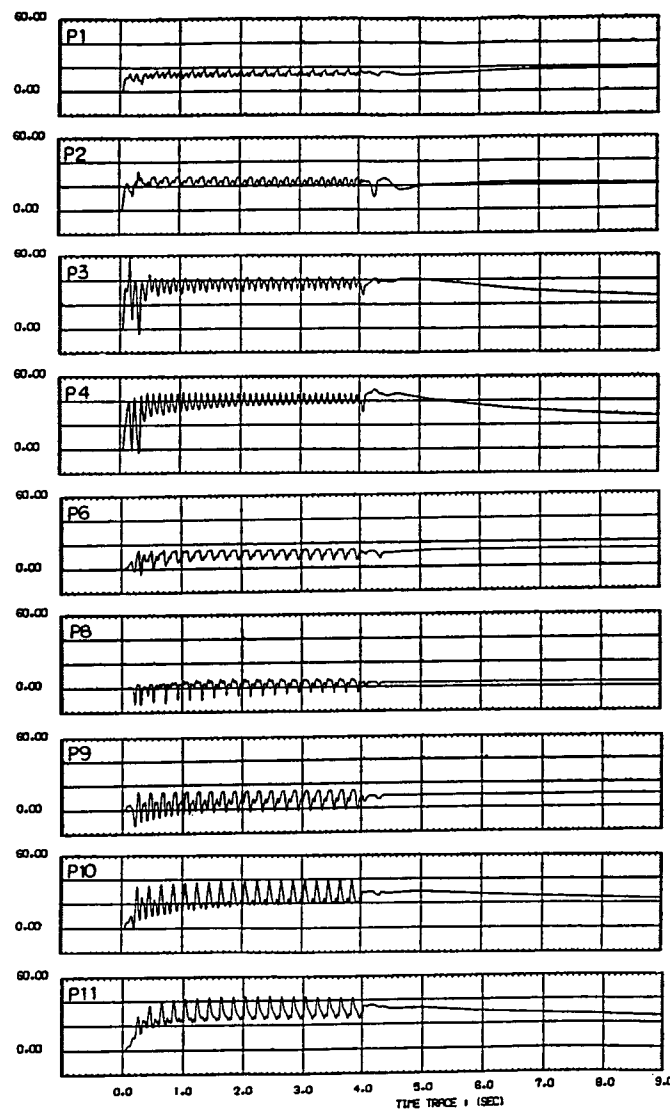
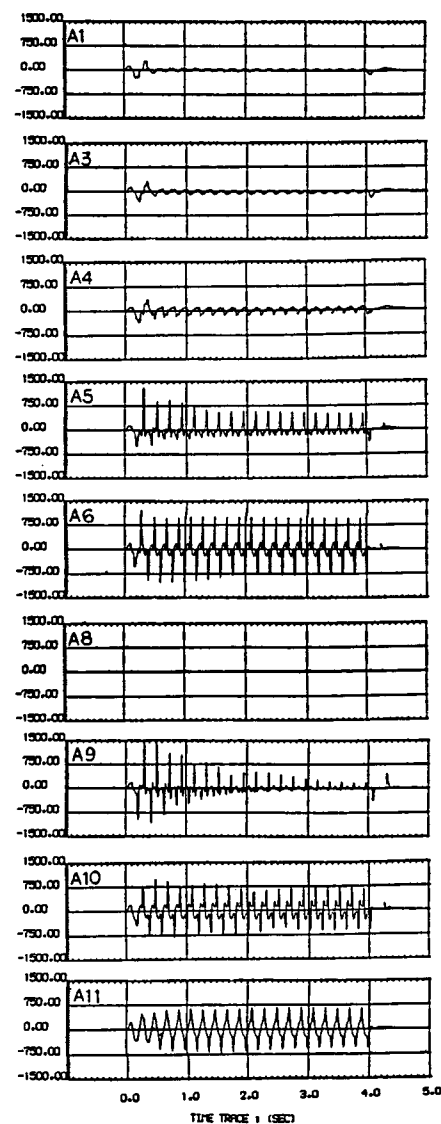


図4.4.4(3) 代表測点の応答波形 M-1 (313gal)



加速度計(A):gal, 間隙水圧計(P):gf/cm²,
変位計(D):mm

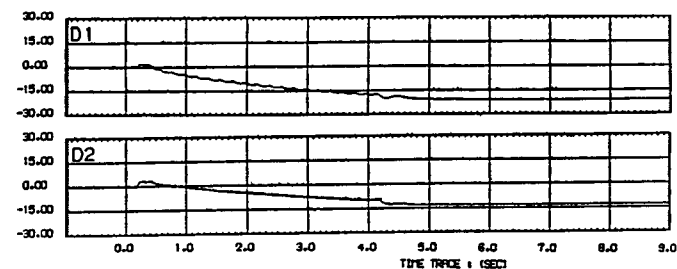


図4.4.4(4) 代表測点の応答波形 M-1 (410gal)

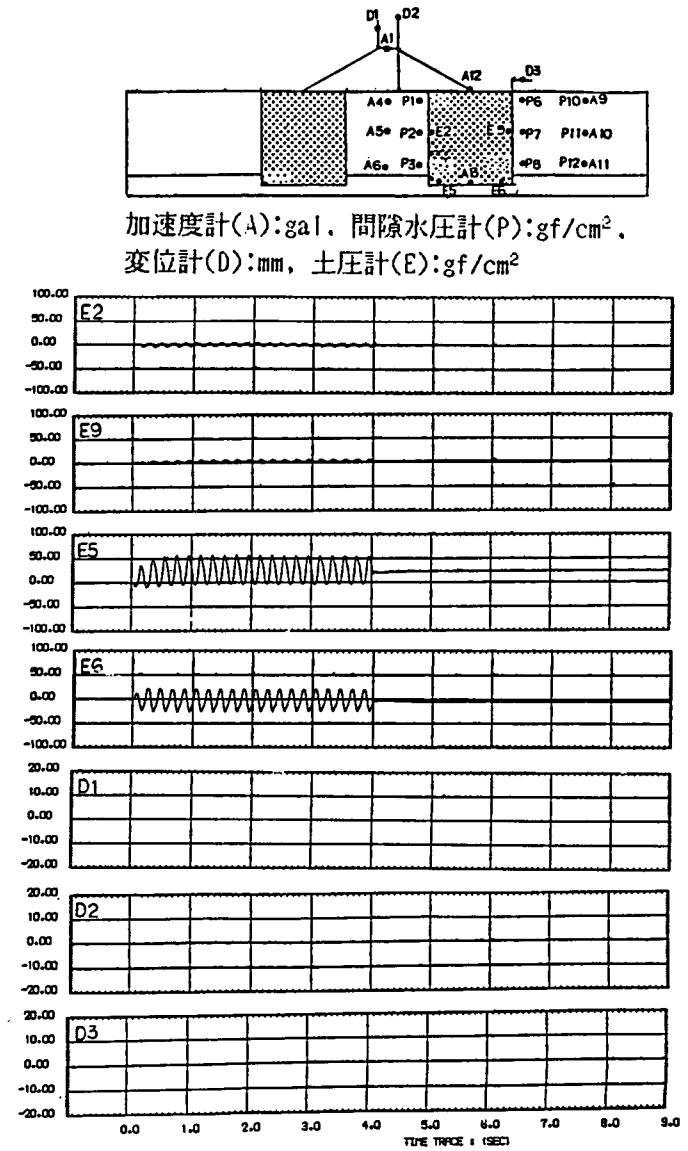
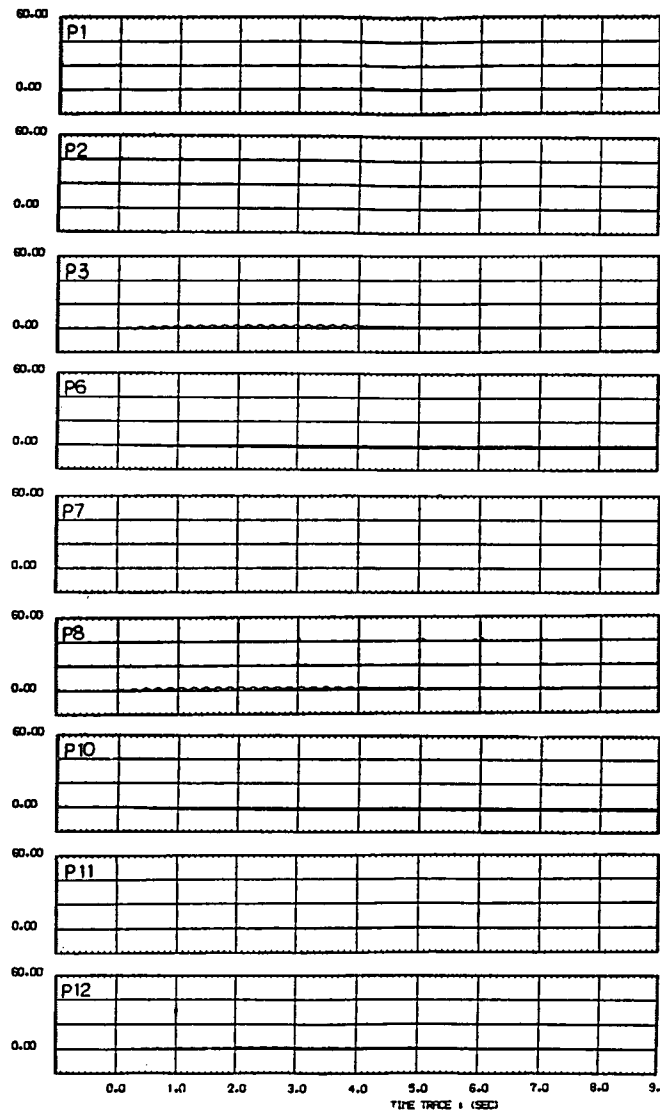
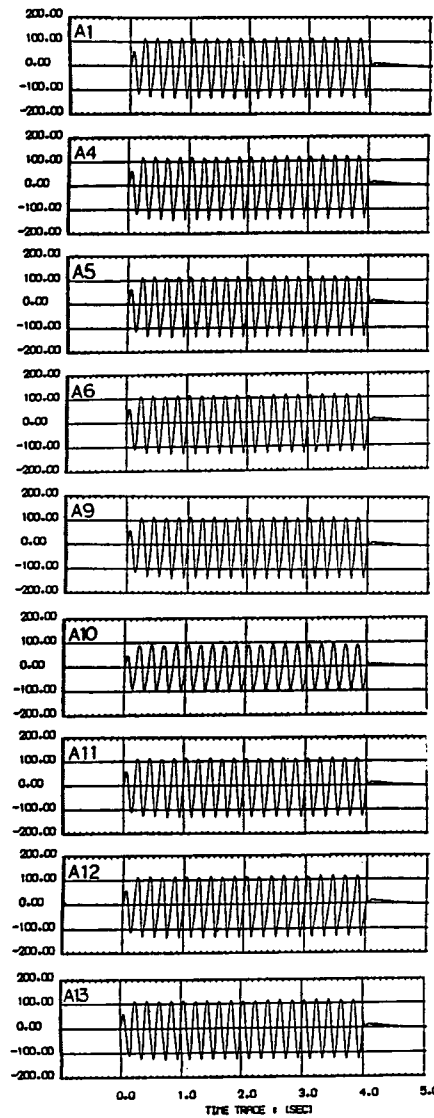
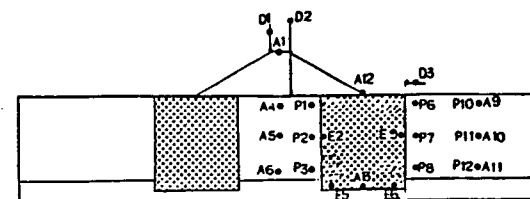
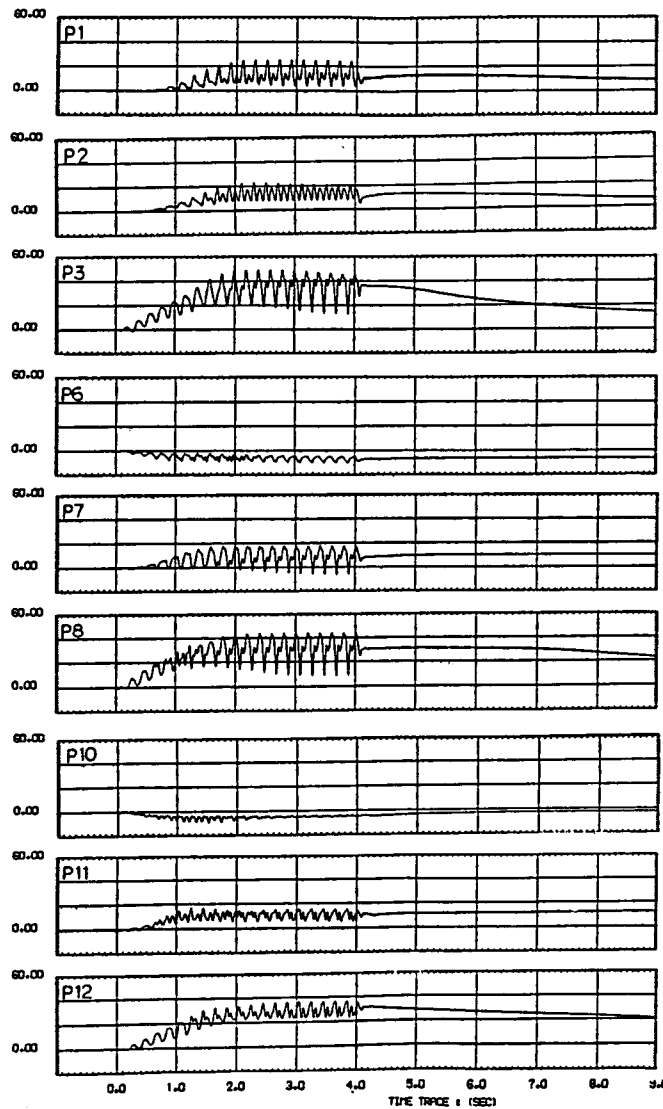
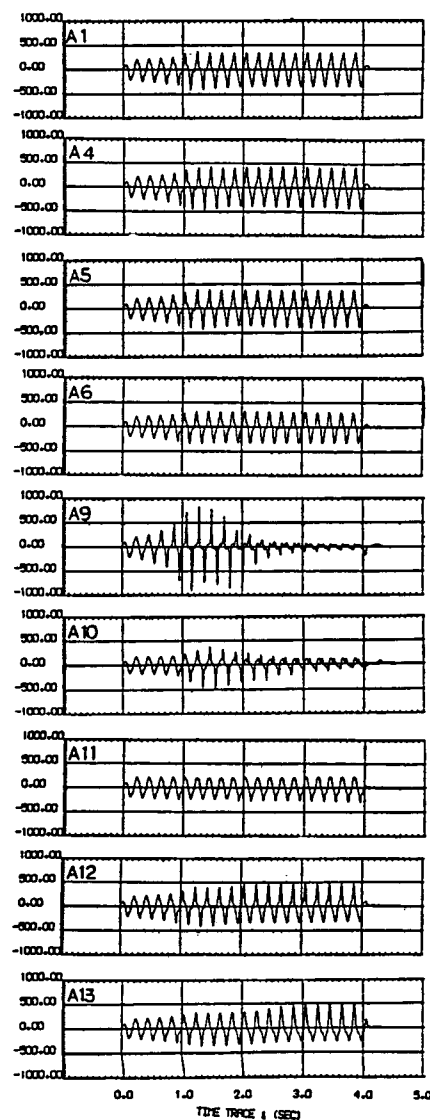


図4.4.4(5) 代表測点の応答波形 M-2 (118gal)



加速度計(A):gal, 間隙水圧計(P):gf/cm²,
変位計(D):mm, 土圧計(E):gf/cm²

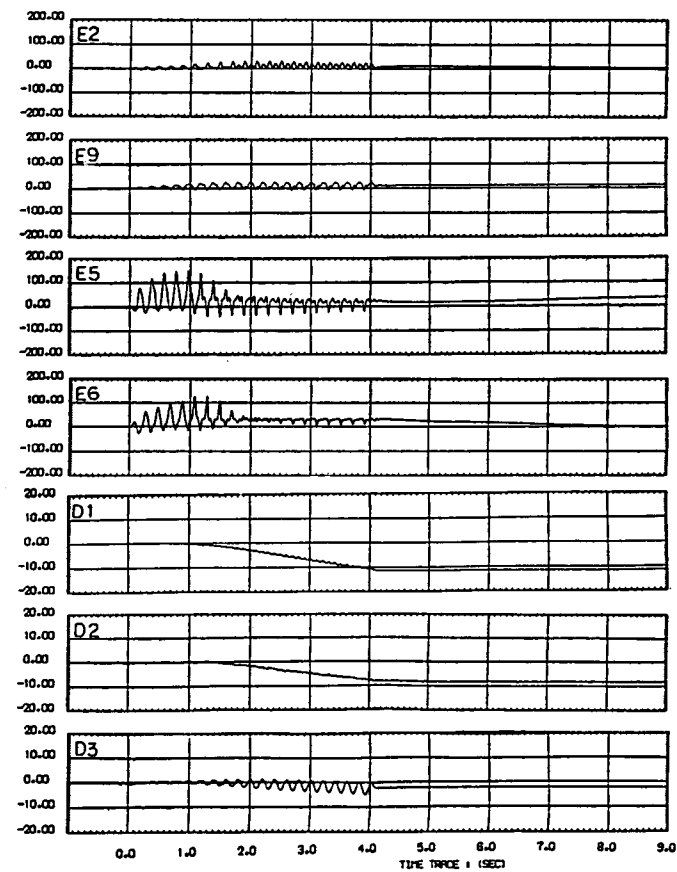
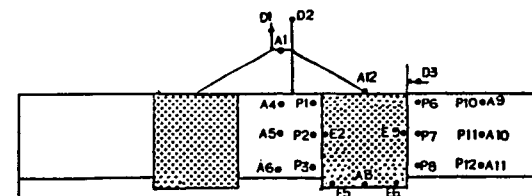
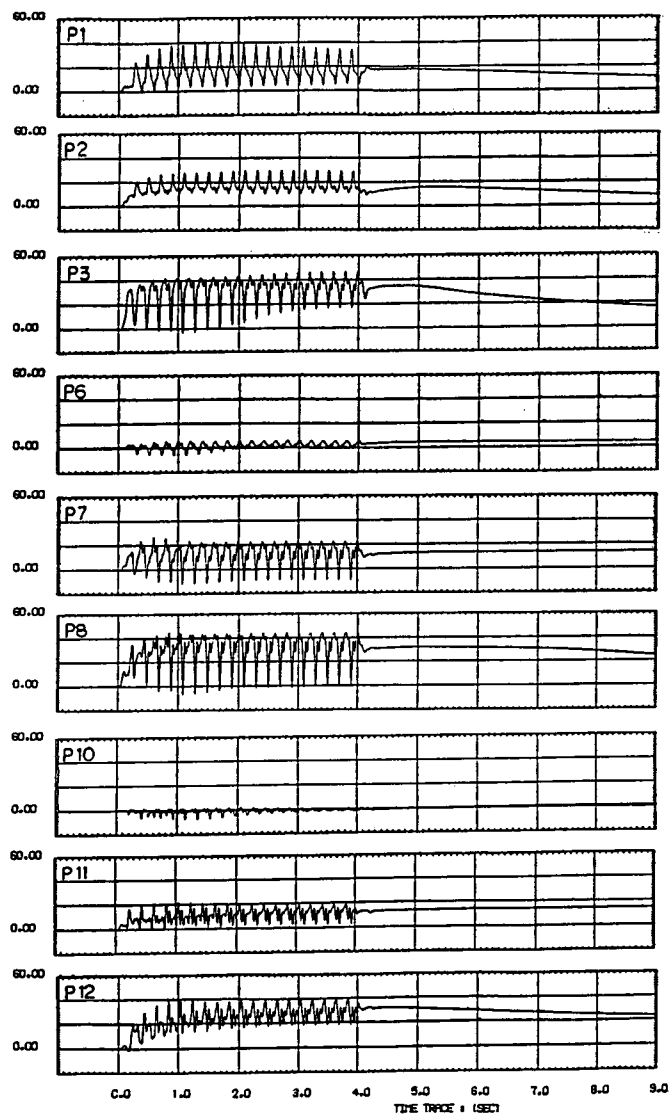
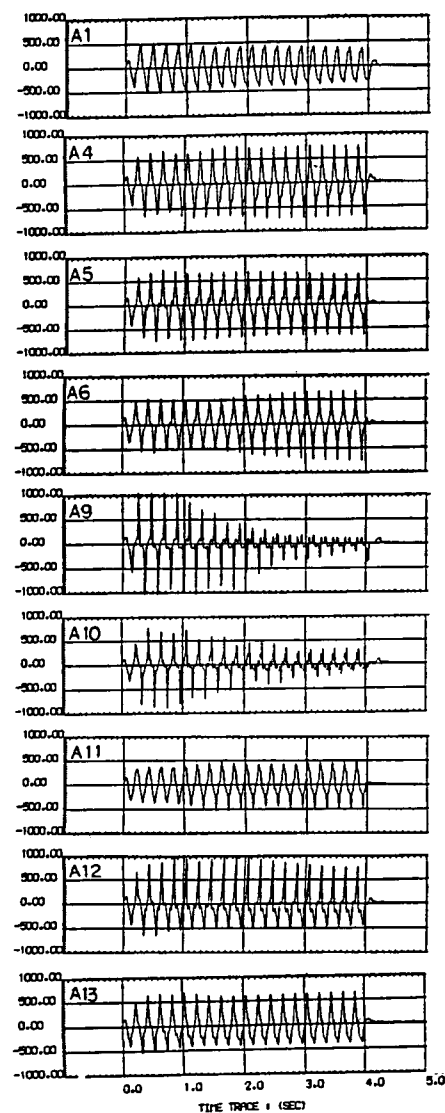


図4.4.4(6) 代表測点の応答波形 M-2 (202gal)



加速度計(A):gal, 間隙水圧計(P):gf/cm²,
変位計(D):mm, 土圧計(E):gf/cm²

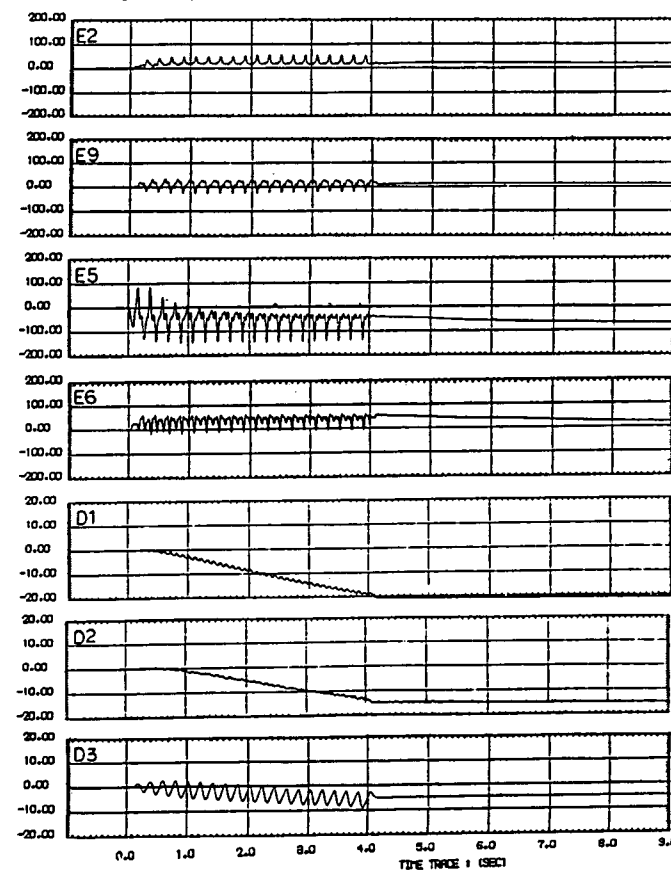
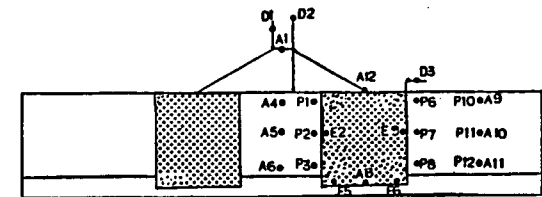
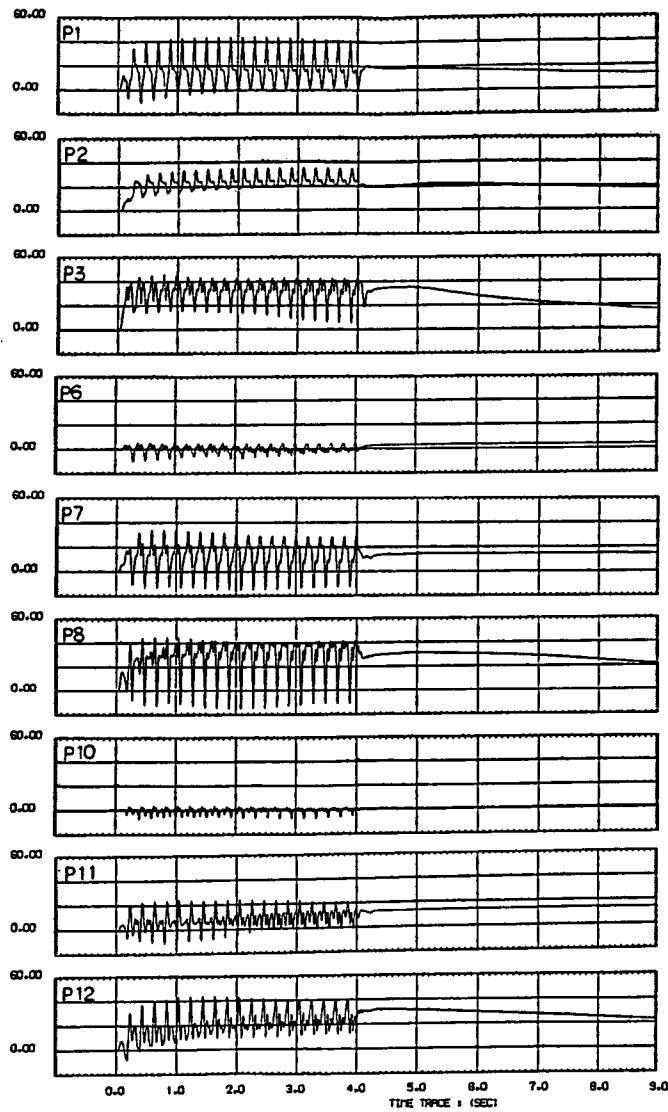
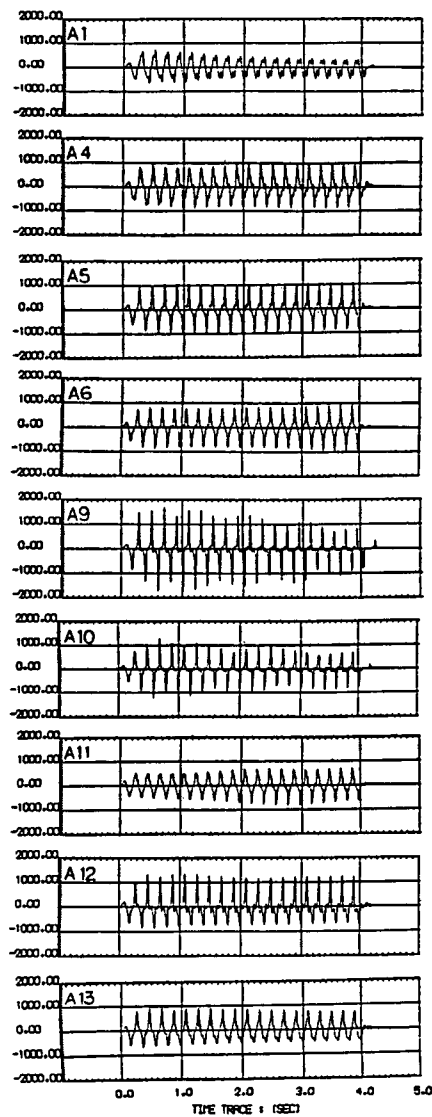


図4.4.4(7) 代表測点の応答波形 M-2 (313gal)



加速度計(A):gal. 間隙水圧計(P):gf/cm².
変位計(D):mm, 土圧計(E):gf/cm²

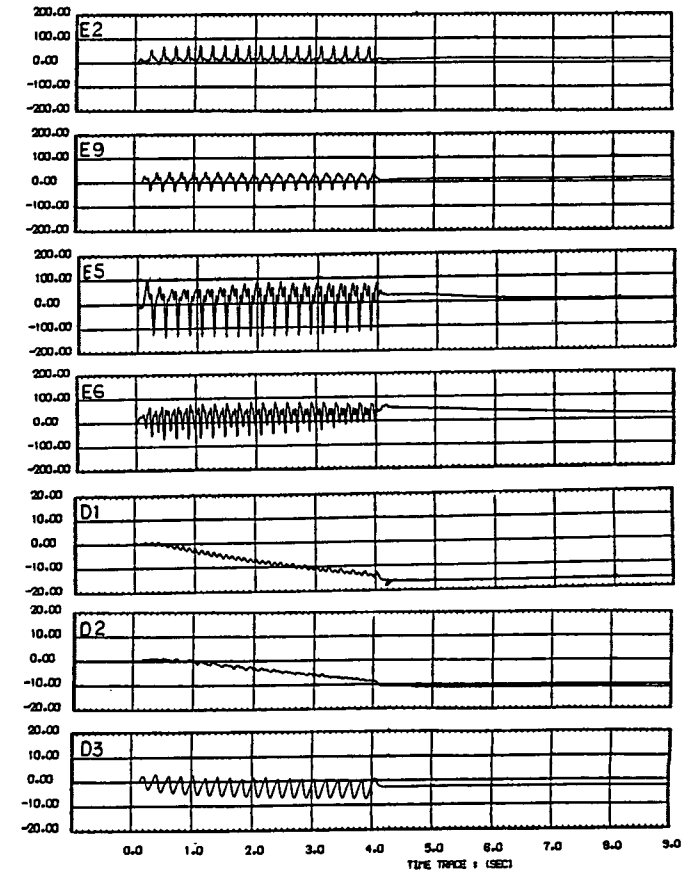
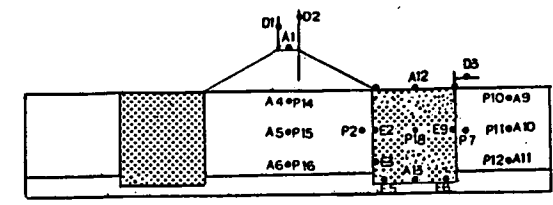
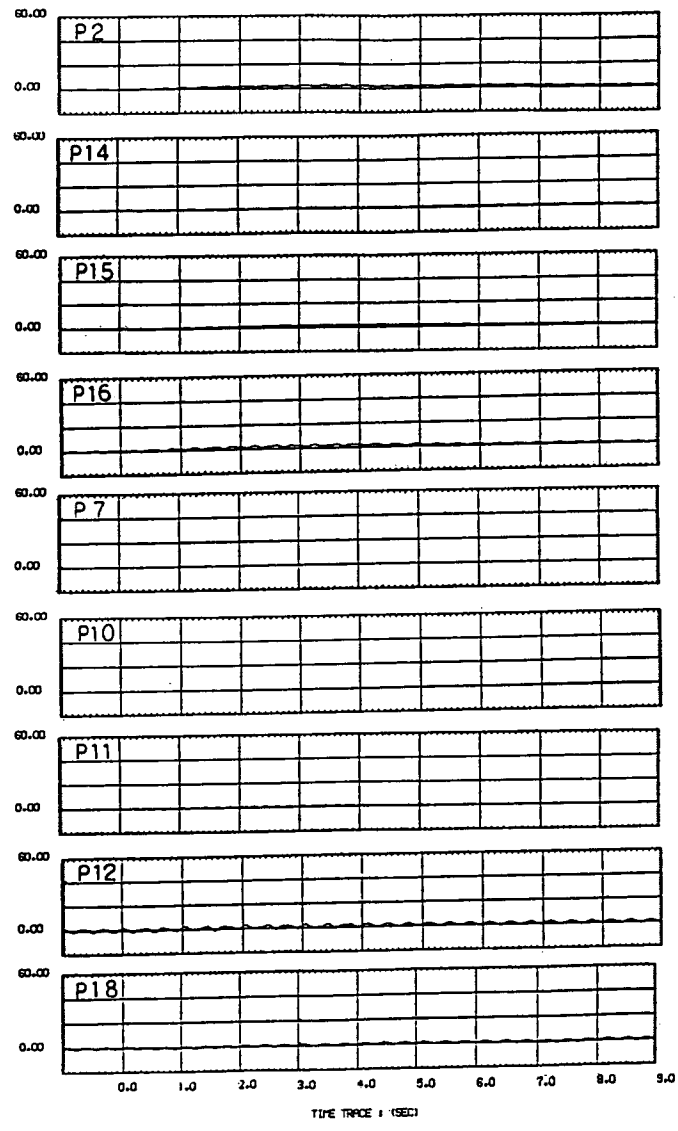
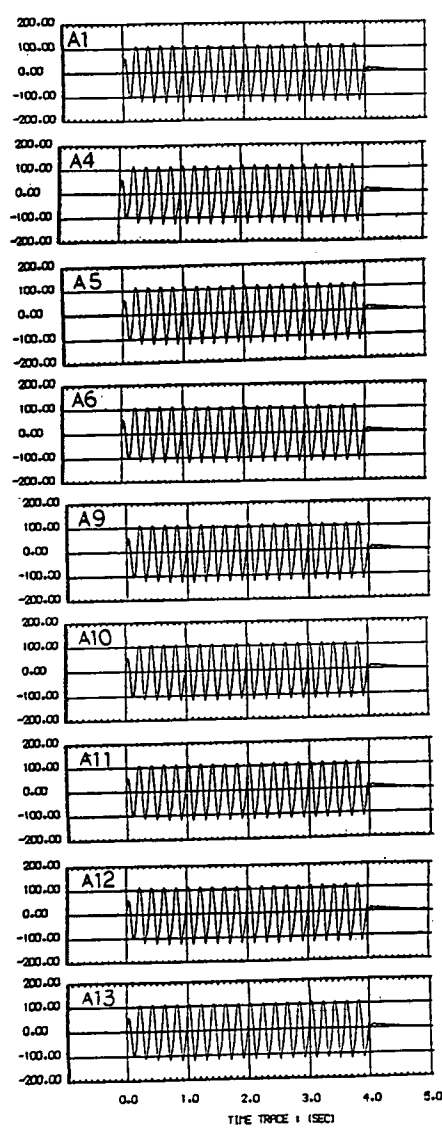


図4.4.4(8) 代表測点の応答波形 M-2 (410gal)



加速度計(A):gal, 間隙水圧計(P):gf/cm²,
変位計(D):mm, 土圧計(E):gf/cm²

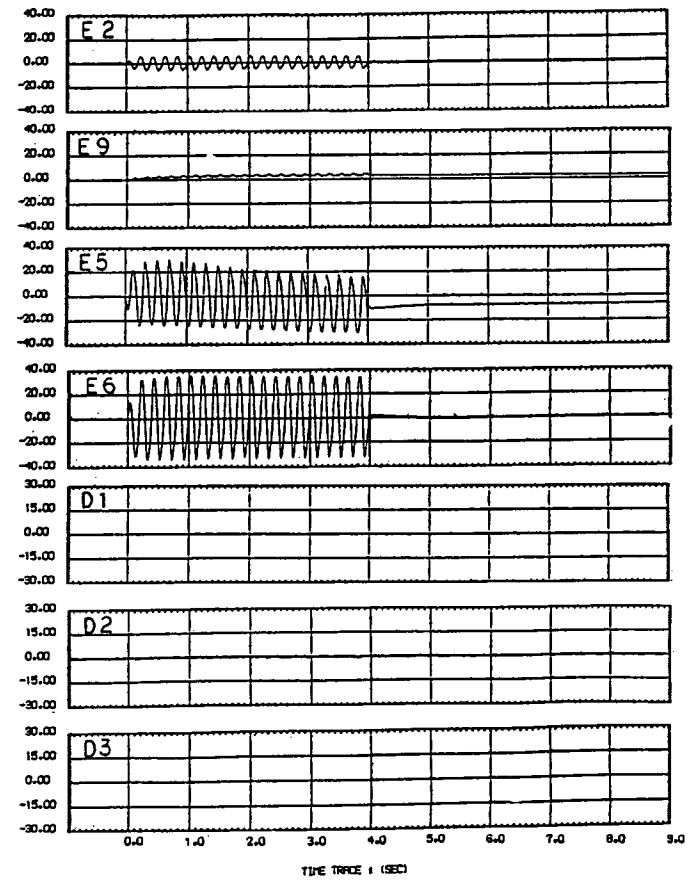
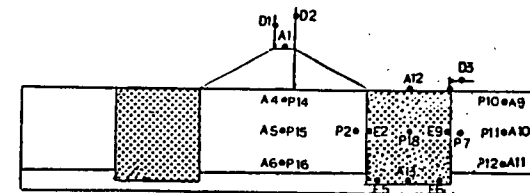
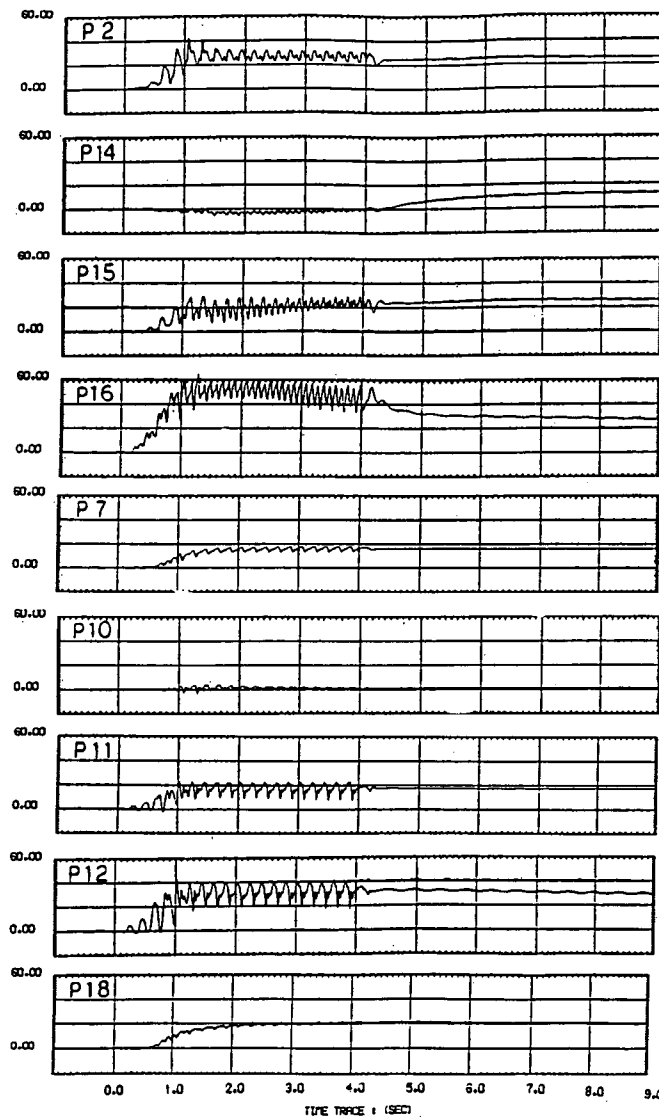
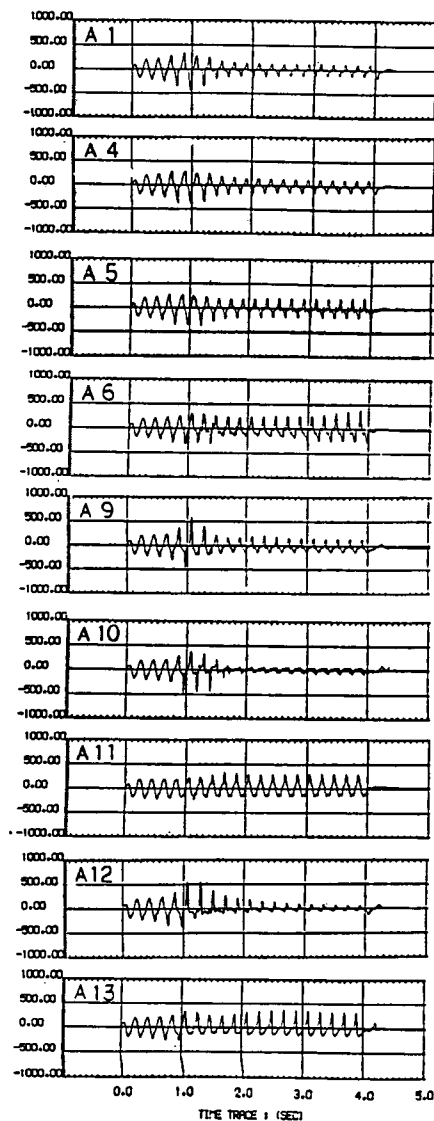


図4.4.4(9) 代表測点の応答波形 M-3 (112gal)



加速度計(A):gal, 間隙水圧計(P):gf/cm²,
変位計(D):mm, 土圧計(E):gf/cm²

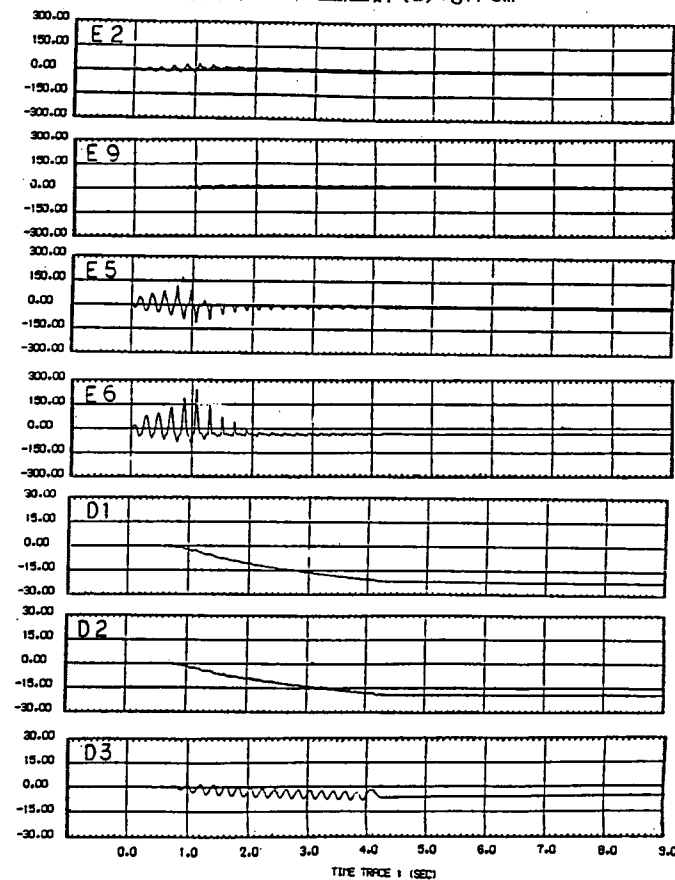
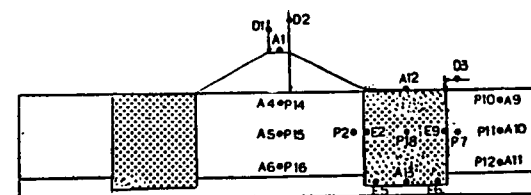
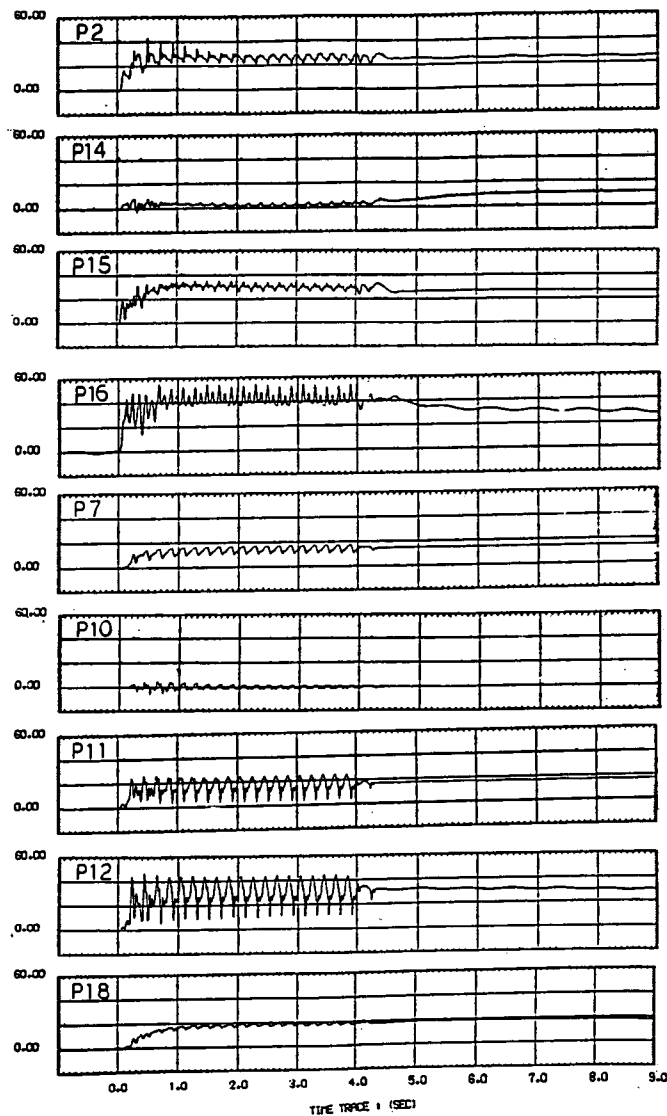
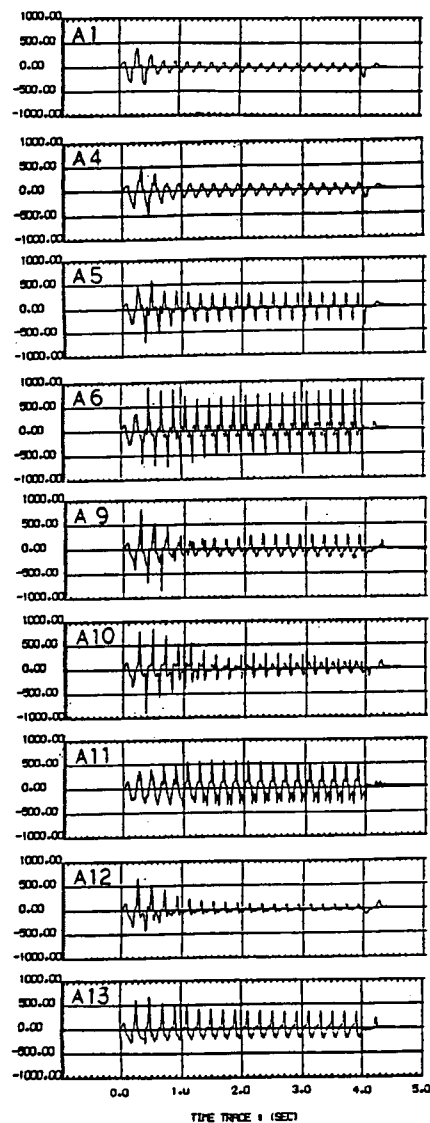


図4.4.4(0) 代表測点の応答波形 M-3 (191gal)



加速度計(A):gal, 間隙水圧計(P):gf/cm²,
変位計(D):mm, 土圧計(E):gf/cm²

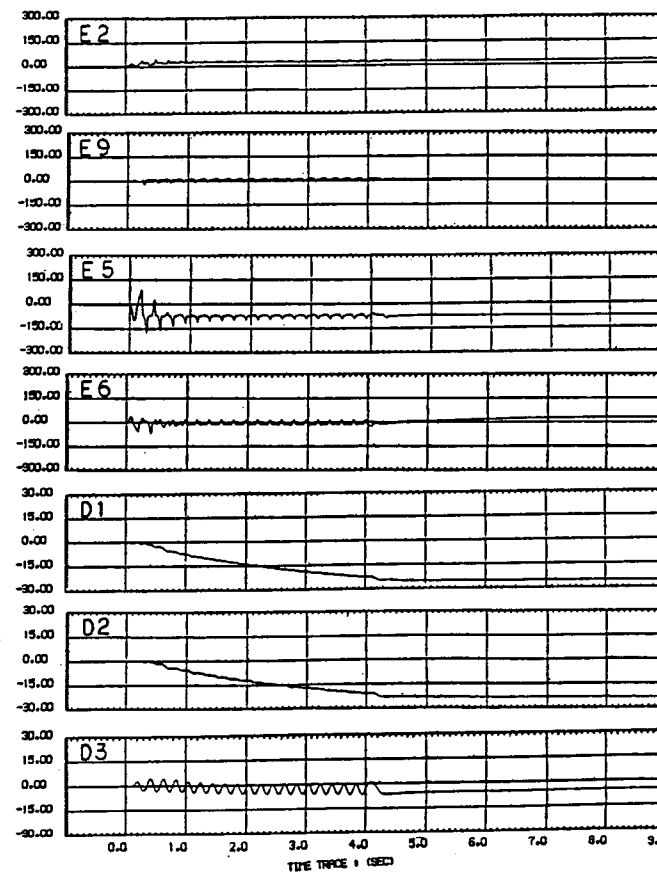


図4.4.4(1) 代表測点の応答波形 M-3 (301gal)

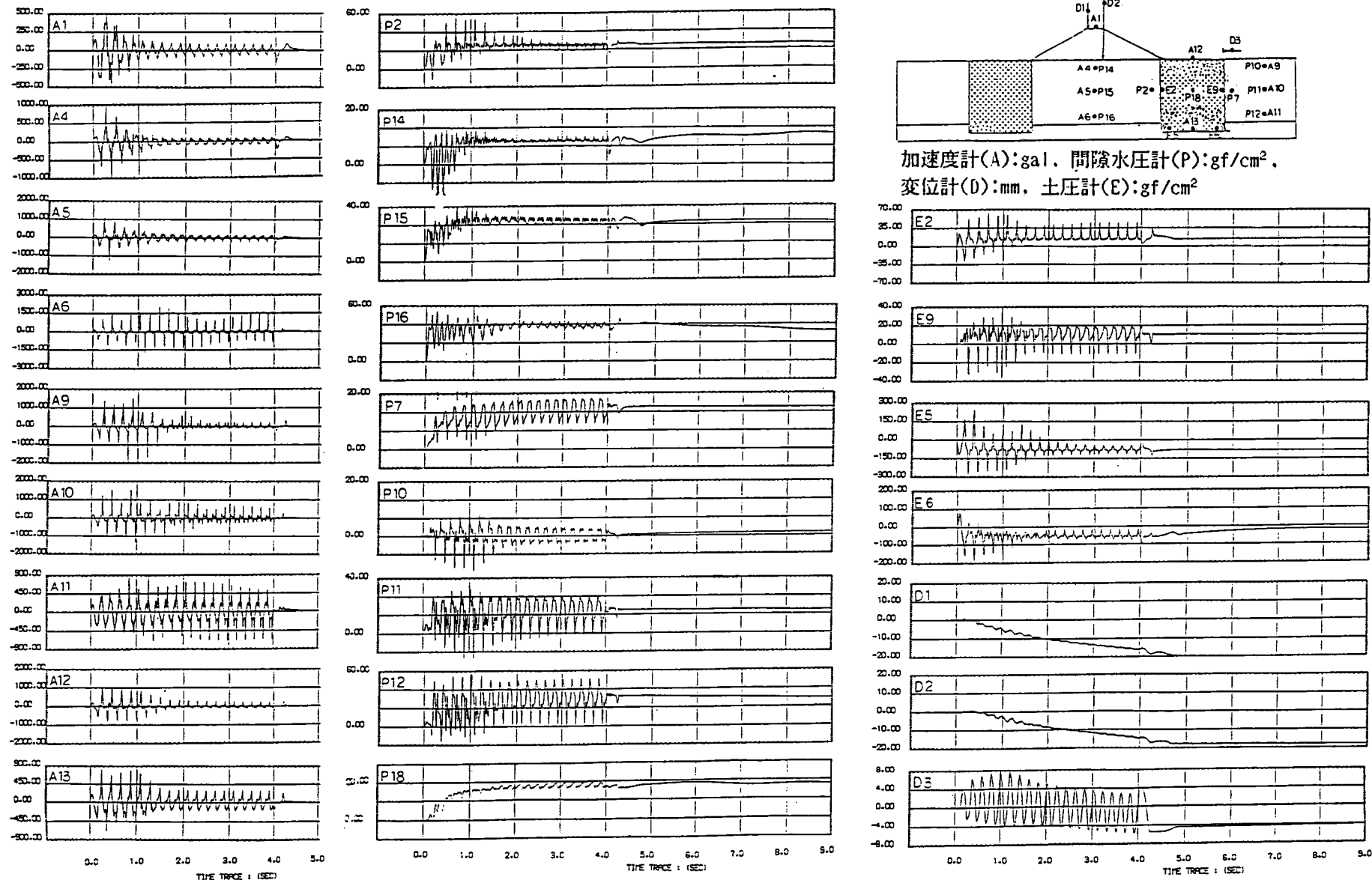
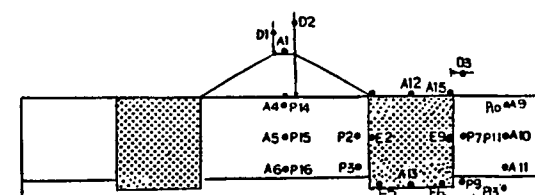
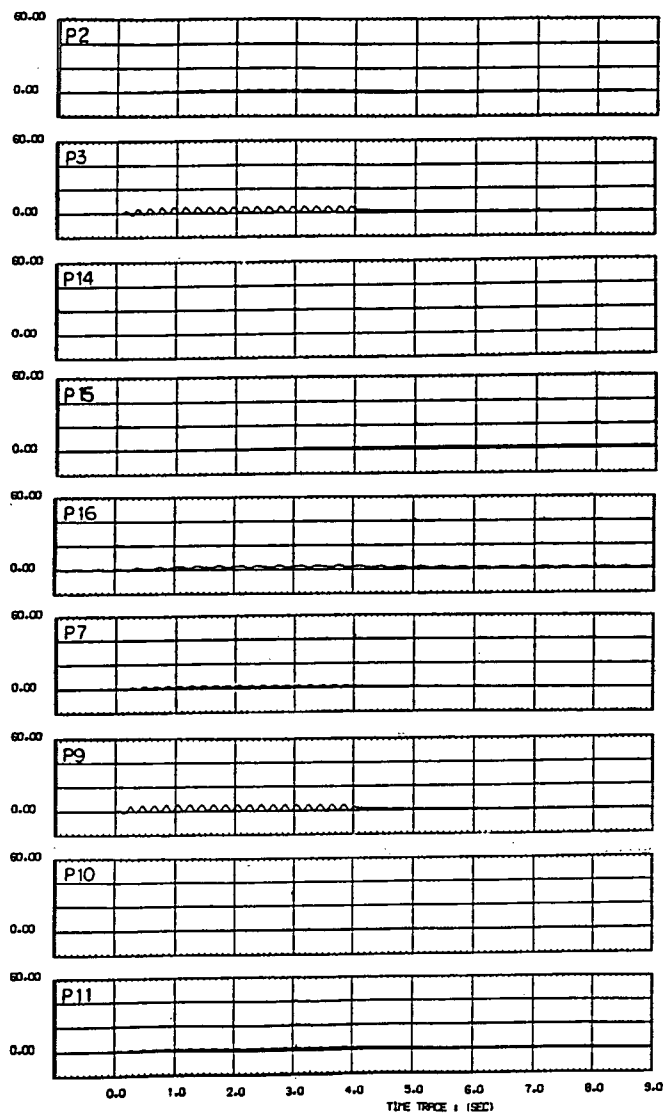
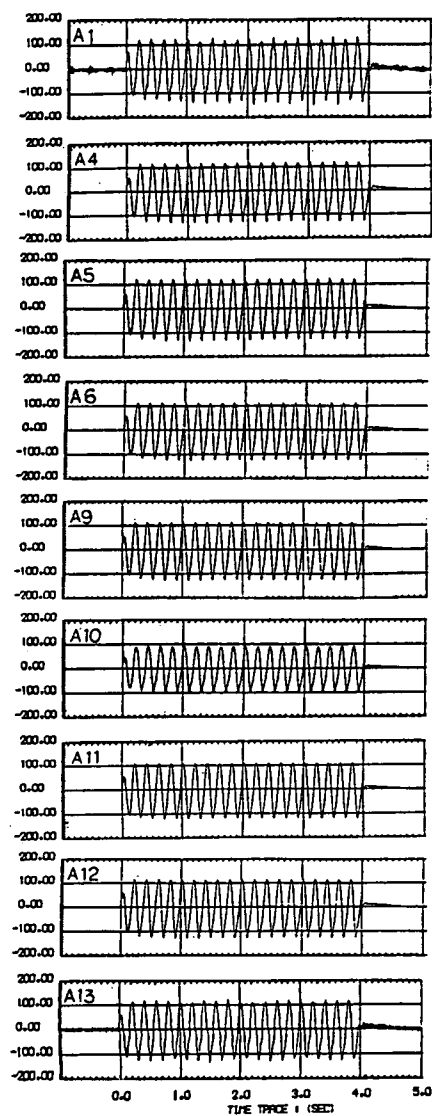


図4.4.4(2) 代表測点の応答波形 M-3 (402gal)



加速度計(A):gal, 間隙水压計(P):gf/cm²
変位計(D):mm, 土圧計(E):gf/cm²

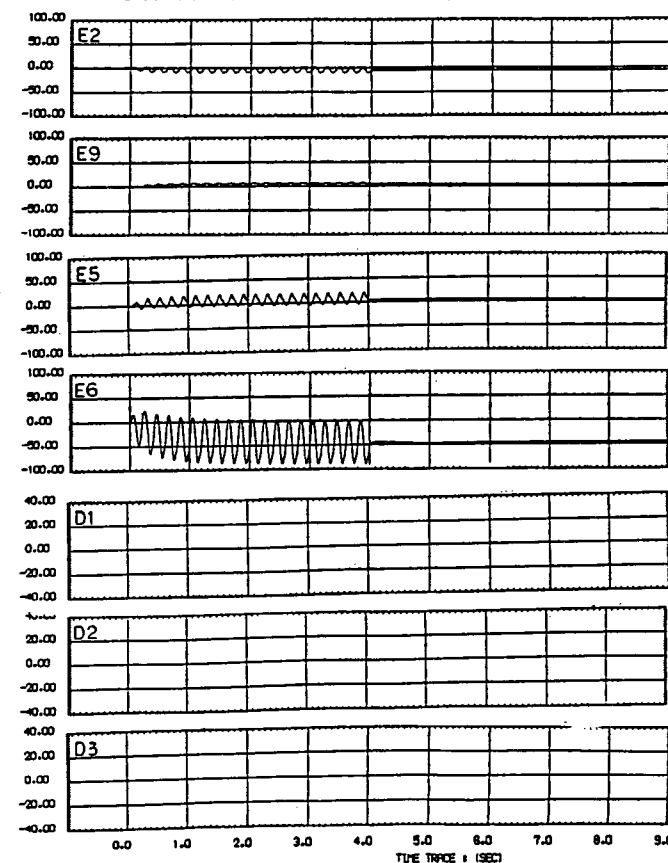
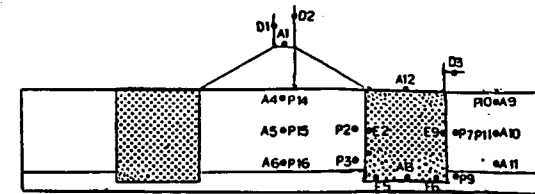
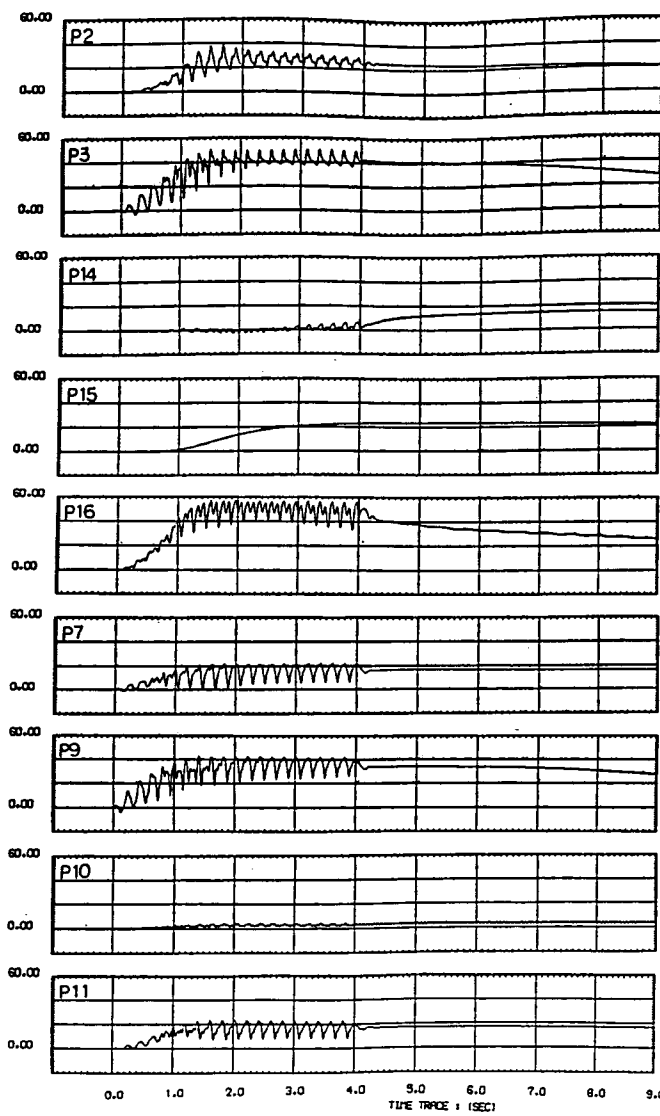
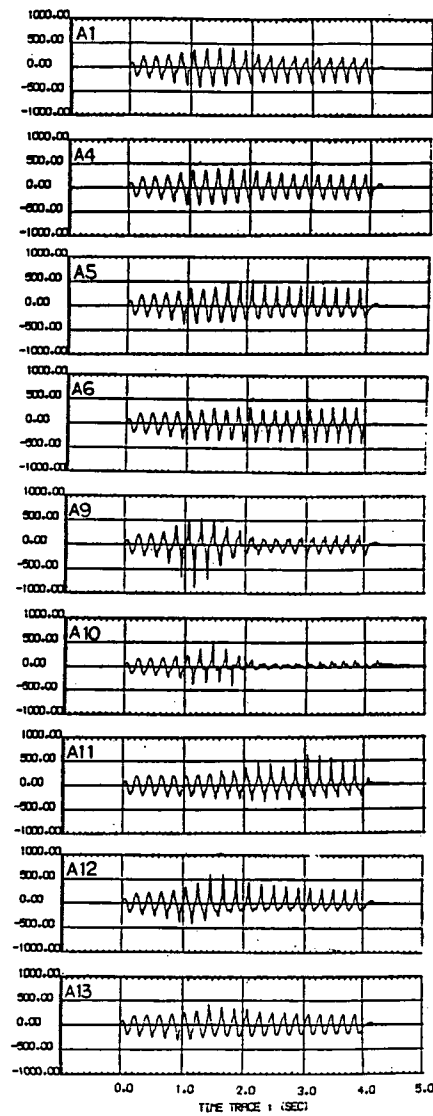


図4.4.4(i3) 代表測点の応答波形 M-4 (112gal)



加速度計(A):gal, 間隙水圧計(P):gf/cm²,
変位計(D):mm, 土圧計(E):gf/cm²

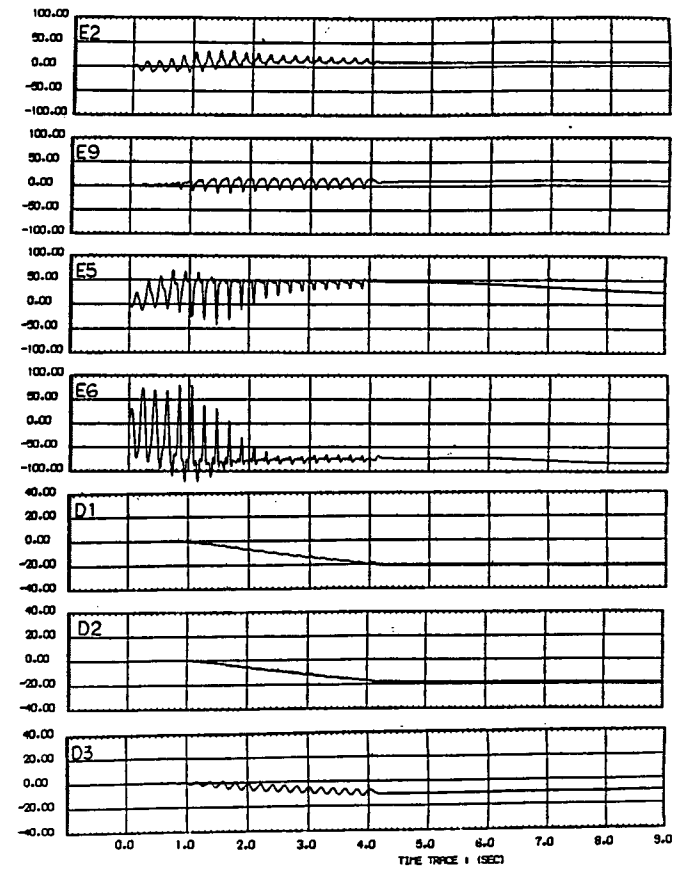
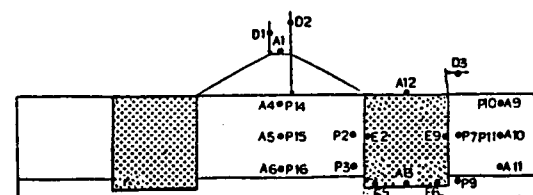
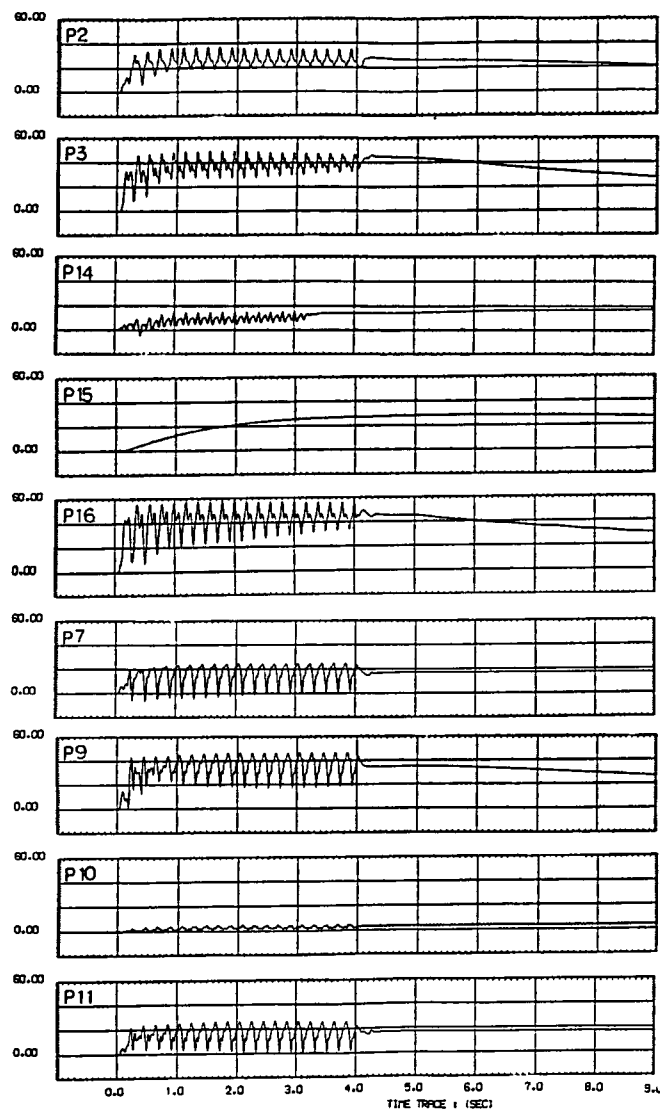
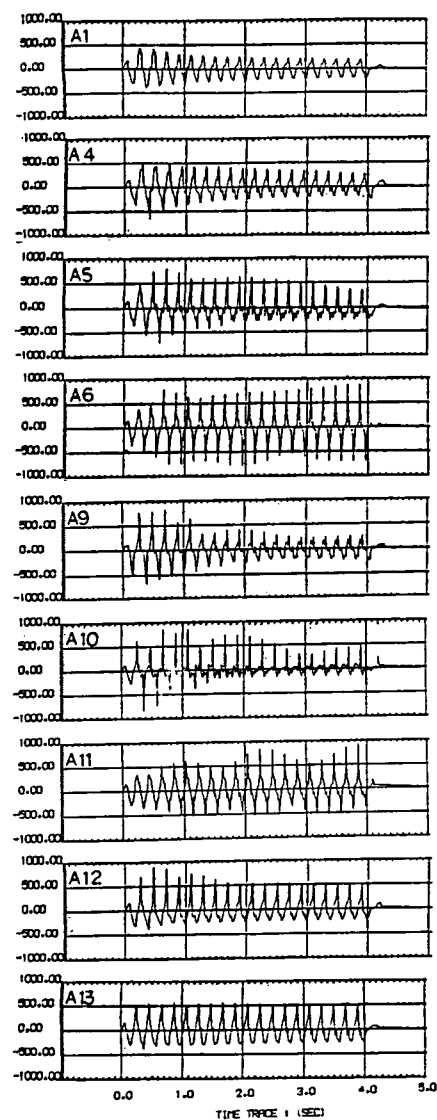


図4.4.4(4) 代表測点の応答波形 M-4 (191gal)



加速度計(A):gal, 間隙水圧計(P):gf/cm²
変位計(D):mm, 土圧計(E):gf/cm²

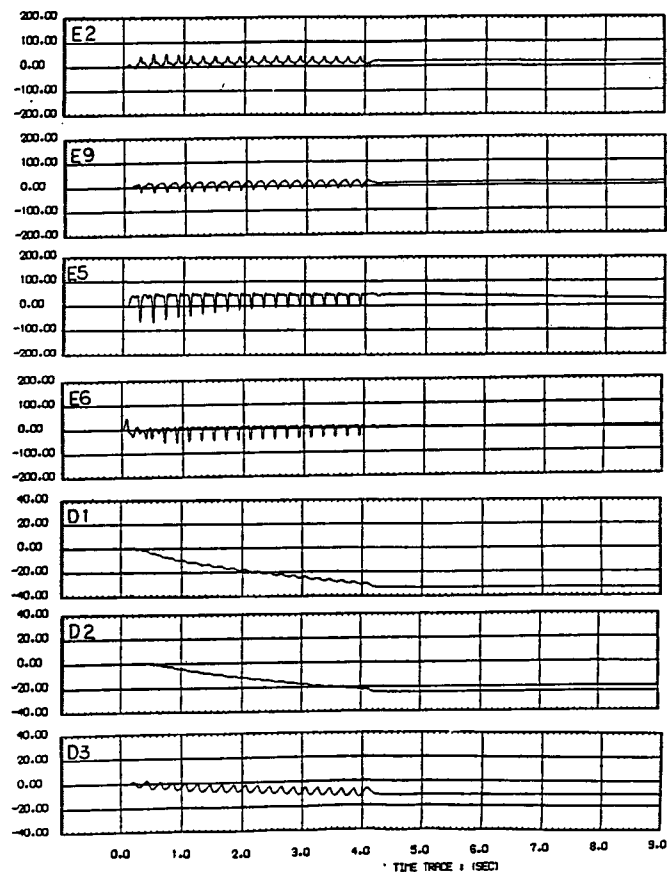


図4.4.4(15) 代表測点の応答波形 M-4 (301gal)

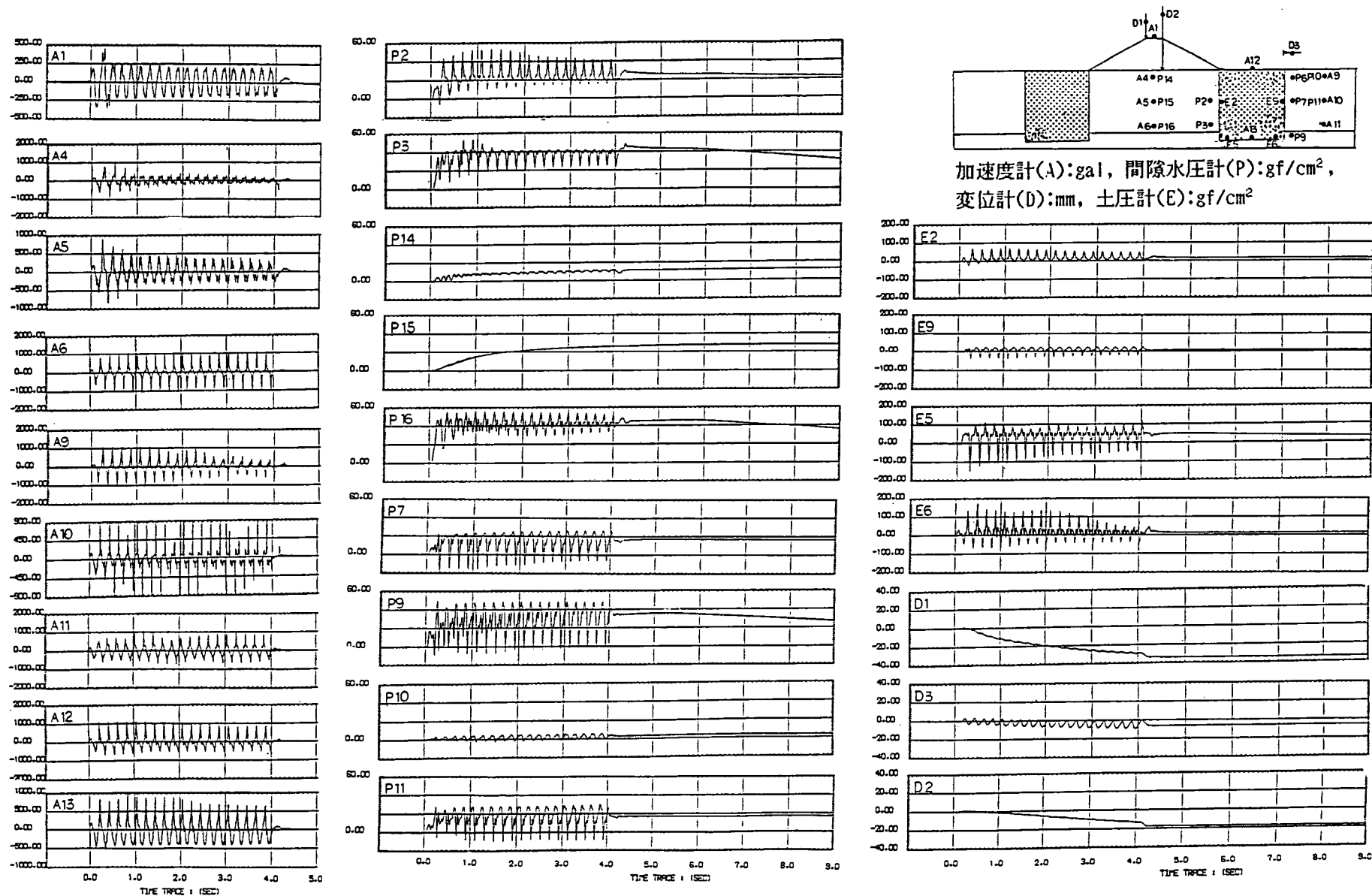


図4.4.4(16) 代表測点の応答波形 M-4 (402gal)

2) 盛土及び地盤の変形量

(1) 盛土天端の沈下量

加振加速度と盛土天端の累積沈下量（変位計 D1 で測定した値の累積値）の関係を図 4.4.5 に示す。

無改良の M-1 では 120 gal レベルの加振時から沈下が生じているのに対し、改良した他のモデルでは沈下はなく、改良の効果が現れている。200 gal レベルの加振時には、改良したモデルでも沈下が生じているが、沈下量は M-1 よりも小さい。改良位置の影響を見ると、盛土ののり尻付近の地盤を改良した M-2 の方が側方の地盤を改良した M-4 よりも沈下量が小さい。改良体の遮水性の影響に関しては、遮水した M-4 と隙間のある M-3 の差は少ない。これらの傾向は、300 gal レベルの加振時も同様である。400 gal レベルの加振時には、M-1 と M-4 の関係が逆転しているが、これは後述するように、M-4 では遮水用のビニールシートに穴が開いて盛土内に水が侵入して盛土自身が弱体化し、盛土の変形量が増大した影響によるものと考えられる。全体として見れば、無改良のモデルよりも改良したモデルの方が盛土天端の沈下量が小さくなっており、改良の効果は盛土ののり尻付近まで改良した方が高いことがわかる。また、改良体にある程度隙間があっても、影響は小さいようである。

(2) 地盤の変形状況

各モデルの地盤の変形状況を図 4.4.6 (1)~(4) に示す。無改良の M-1 では盛土下方の地盤が側方へ押し出されるとともに盛土の沈下が生じている。この影響で、盛土ののり尻に近い水平地盤部の地表面が若干隆起している。また、地盤の側方移動量の鉛直方向分布を見ると、浅くなるほど移動量が大きくなっている。一方、盛土ののり尻付近の地盤を改良した M-2 では、盛土下方の地盤では沈下のみが生じており、これに伴って盛土も沈下している。盛土側方の地盤を改良した M-3 及び M-4 では、M-1 と同様に盛土下方の地盤が側方へ移動して盛土が沈下しているが、深い位置で側方移動量が最大になる点が M-1 とは異なっている。M-3 では、改良体の外側の地盤にも深い位置で激しく動いている部分があり、改良体の隙間を通して外側へ流れ出す砂の移動量は、深い位置の方が大きかったようである。一方、M-4 は改良体に隙間がないので、盛土下方の地盤の変形に合わせて改良体も動くはずであるが、実験終了後に地盤を撤去して改良体の位置を調

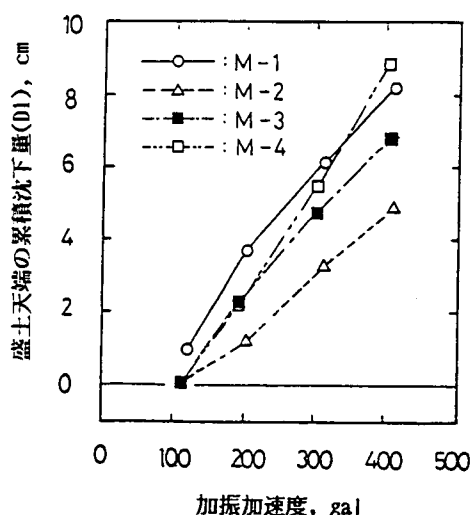
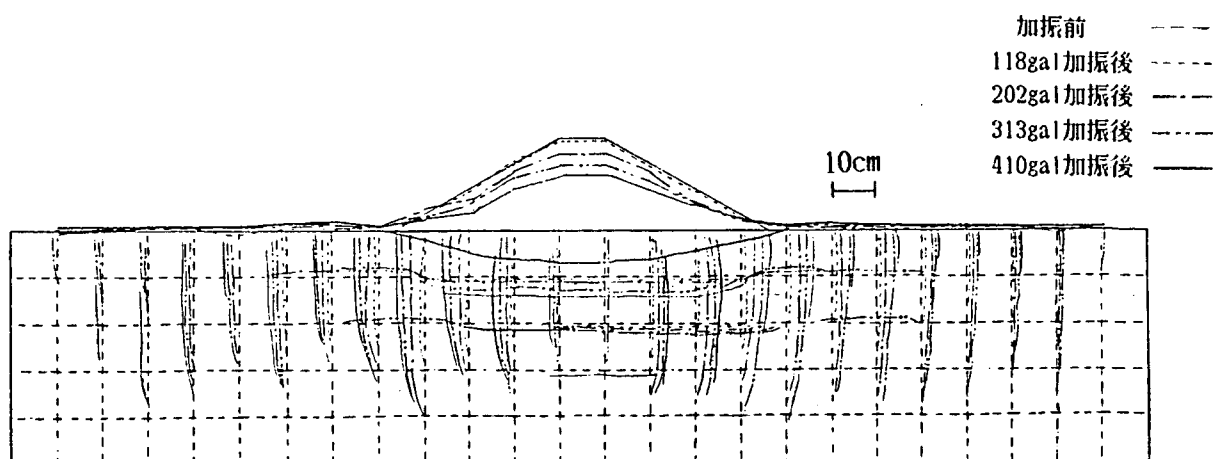
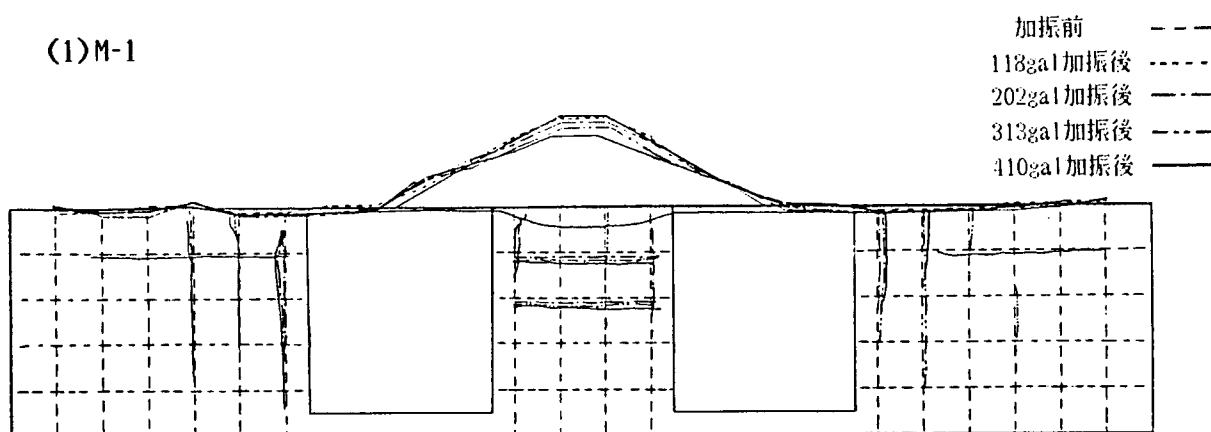


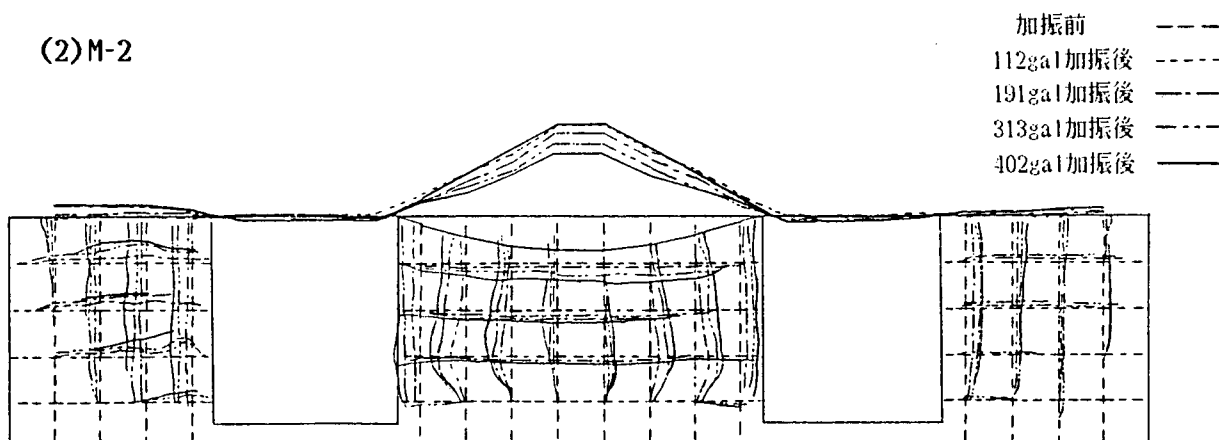
図4.4.5 加振加速度と盛土天端の累積沈下量の関係



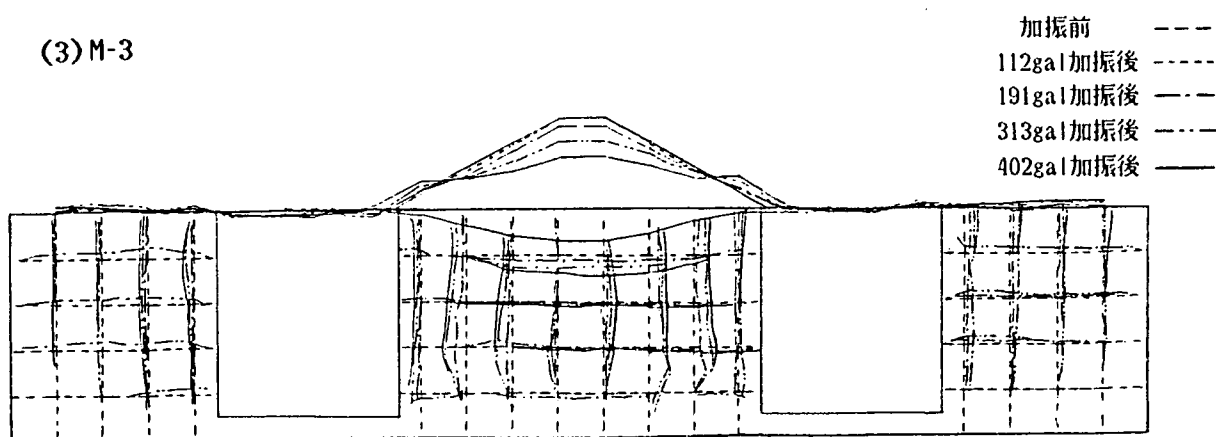
(1)M-1



(2)M-2



(3)M-3



(4)M-4

図4.4.6 盛土及び地盤の変形状況

べたところ、改良体は全体的に外側へほぼ平行移動しており、盛土下方の地盤の変形状況とは整合しなかった。また、改良体の外側の地盤の変形状況を見ると、側方移動と隆起が同時に生じているが、側方移動量の深度方向の差は小さく、改良体の動きと一致した挙動を示している。M-4の盛土下方の地盤で深い位置の側方移動量が大きくなったのは、改良体の根入れ部分が外側へ移動した際に、改良体と支持層との間に液状化砂層の砂が流れ込んだためと考える。

(3) 盛土の変形状況

盛土の変形状況に着目して図4.4.6(1)~(4)を見ると、M-1では全体的になだらかに沈下しているのに対し、M-2とM-4では盛土ののり尻部分の側方へのはらみ出し量が多い。M-3は両者の中間的な変形状況である。改良体のあるモデルでは、改良体が沈下しないので、その上の盛土ののり尻部分は沈下しないで側方へ動いたと考えられる。これに加えて、遮水用のビニールシートで改良体の端と接している部分に、加振中に穴が開いて水が盛土内に侵入し、盛土自身の強度が低下したこともはらみ出しの原因として考えられる。M-4では特に400 galレベルの加振時のはらみ出しが多いが、これは300 galレベルの加振時に盛土に侵入した水の量が他と比べて多かったためと考えることができる。(1)で述べたように、図4.4.5では400 galレベルの加振時にM-4とM-1の盛土天端の累積沈下量が逆転しているが、これも同じ原因によるものと考えることができる。

盛土天端の累積沈下量(D1)と盛土底部の累積沈下量(D2)の関係を図4.4.7に示す。各モデルとも、これらの値はほぼ比例関係にある。盛土天端の沈下量に対する盛土底部の沈下量の比は0.7~1.0程度であり、盛土天端の沈下は、主に下方の地盤の沈下に伴って生じていることがわかる。なお、M-4の400 galレベルの加振時のデータ(累積沈下量の最も大きい点)を300 galレベル以前の加振時のデータと比べると、盛土天端の沈下量に対する盛土底部の沈下量の比が急に小さくなるが、これも、盛土内へ水が侵入して盛土自身が弱体化し、盛土の変形量が増大したことによるものと考えられる。

(4) 改良体の側方変位量

改良体のあるモデルについて、盛土天端の累積沈下量(D1)と両側の改良体上面の間隔の累積変化量(D3とD4の和)の関係を図4.4.8に示す。盛土天端の沈下量に対する両側の改良体上面の間隔の変化量(改良

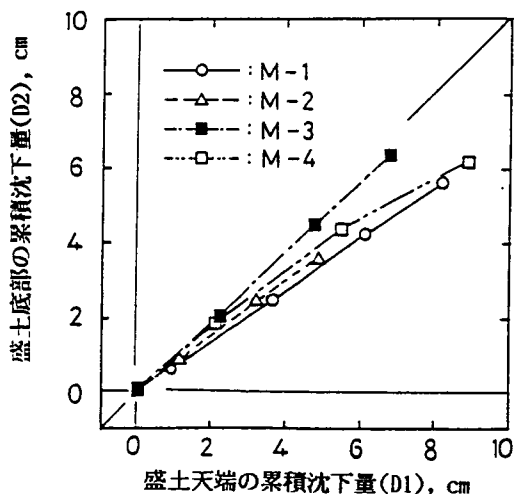


図4.4.7 盛土天端と盛土底部の累積沈下量の関係

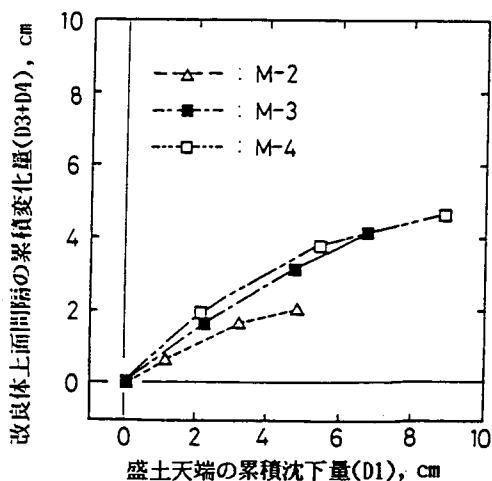


図4.4.8 盛土天端の累積沈下量と改良体上面間隔の累積変化量の関係

体上面の開き量)の比はM-2が最も小さく、盛土に変形が生じた場合に改良体の側方変位量を小さくするためには、盛土ののり尻付近の地盤まで改良した方が効果があることがわかる。また、M-3の方がM-4よりも開き量の比が若干小さくなっているが、M-3では改良体の隙間を通して砂が出入りするために改良体の側方変位量が小さくなるものとする。一方、図4.4.6(3)、(4)で改良体の外側の地盤の変形状況を比較すると、M-3の方がM-4よりも変形量が大きくなっており、盛土の変形が改良体の外側の地盤に与える影響は、改良体に隙間のある方が大きくなることがわかる。

3) 盛土下方の地盤の過剰間隙水圧

120 gal 及び 200 gal レベルの加振時の各モデルの盛土下方の地盤に生じた過剰間隙水圧 (P3 または P16) の時刻歴をまとめて図4.4.9に示す。120 gal レベルの加振時には、無改良のM-1で過剰間隙水圧が生じているが、他の改良したモデルではほとんど生じていない。このために、120 gal レベルの加振時にはM-1のみで盛土の沈下が生じたと考える。200 gal レベルの加振時には、いずれのモデルでも過剰間隙水圧が生じているが、その上昇速度はM-1が最も大きい。改良体のあるモデルの間では、M-2の方がM-3及びM-4よりも上昇速度が小さい。これらの加振時には、改良によって盛土下方の地盤の過剰間隙水圧の発生が抑制されており、その効果は盛土ののり尻付近の地盤まで改良した方が大きいことがわかる。

水平な模型砂地盤に格子状の改良体を入れて行った前年度の実験結果によると、加振方向の格子の幅が小さくなるほど過剰間隙水圧の発生が抑制されるという結果が得られた。これは、格子の幅が小さくなるほど、改良体が盛土下方の砂地盤のせん断変形を拘束する効果が強まるためで、本実験結果も同じ理由によるものとする。また、等価線型法による全応力応答解析と累積損傷度理論を組み合わせ、本実験と同規模の模型盛土地盤に対する数値シミュレーションを行った結果(4.2参照)によれば、盛土ののり尻付近に改良体がある場合の方が、無改良の場合よりも盛土下方の地盤に発生する過剰間隙水圧が小さくなっており、本実験結果と定性的に一致する。なお、本実験では、盛土の軸方向に対して直角方向に加振を行っているが、他の方向に加振した場合の過剰間隙水圧の抑制効果に関しては不明であり、今後の検討を要する。

4) 盛土及び地盤の応答加速度

120 gal 及び 200 gal レベルの加振時の各モデルの盛土中心線上の加速度応答倍率の深度方向分布を図4.4.10(1)、(2)に示す。120 gal レベルの加振時には、無改良のM-1の加速度応答が最も大きく、ついでM-4が盛土部で若干大きめの応答を示している。M-1の応答が大きいのは、2)で述べたように盛土下方の地盤に過剰間隙水圧が発生して、地盤の剛性が低下したためと考える。M-4で応答が若干大きい部分のデータは、加速度計の出力にひげ状のノイズが混入したためで、実際にはM-2、M-3と同程度の応答であったと考える。200 gal レベルの加振時には、120 gal レベルの加振時とは逆に、無改良のM-1の地盤上層部と盛土の加速度応答が改良した他のモデルよりも小さくなっている。これは、M-1では過剰間隙水圧の上昇により剛性の低下が十分に進んだ部分があり、それよりも上に振動が伝わりにくくなったのに対し、M-2～M-4では改良体にはさまれた盛土下方の地盤の過剰間隙水圧が上昇しても、改良体の剛性が変わらないために振動が盛土まで伝わり、全体として極めて大きな応答を示したためと考える。300 gal 及び 400 gal レベルの加振時の結果も、200 gal レベルの加振時と同様であった。

なお、改良体の有無によるこのような加速度応答の違いが盛土のクラック発生状況に現れており、200 gal

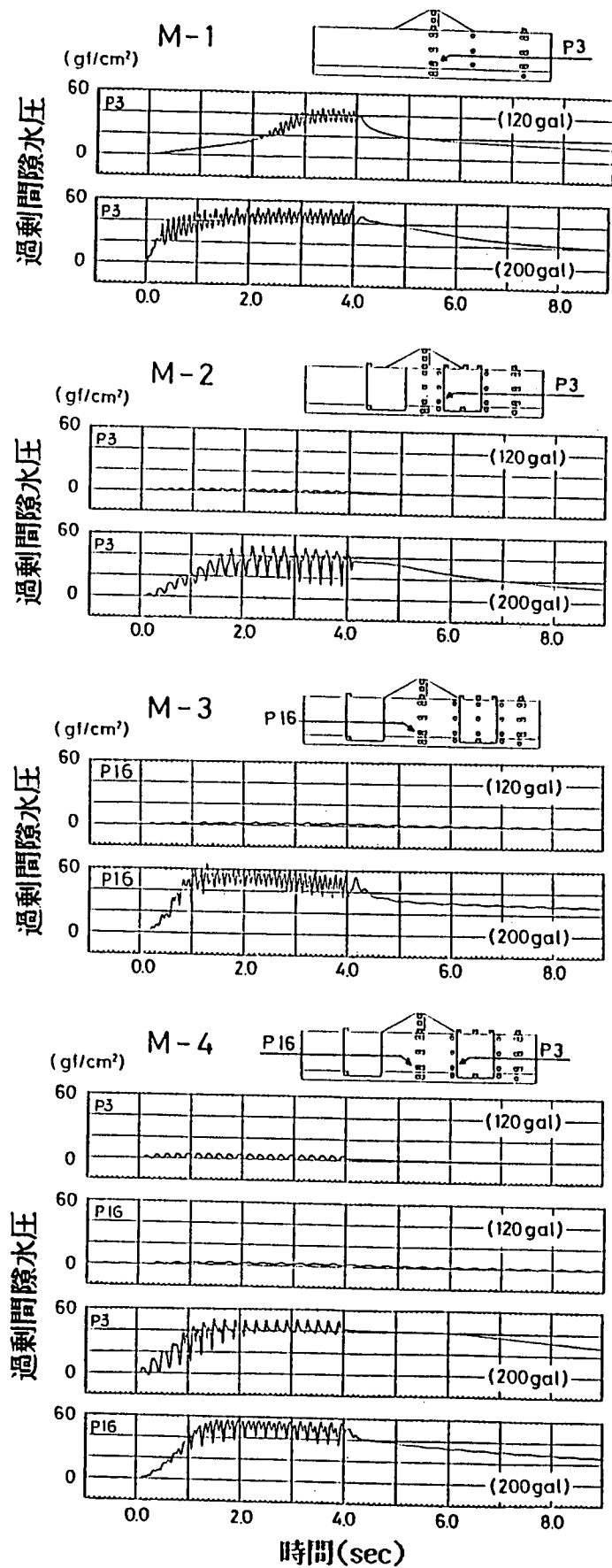


図4.4.9 盛土下方の地盤の過剰間隙水圧の比較

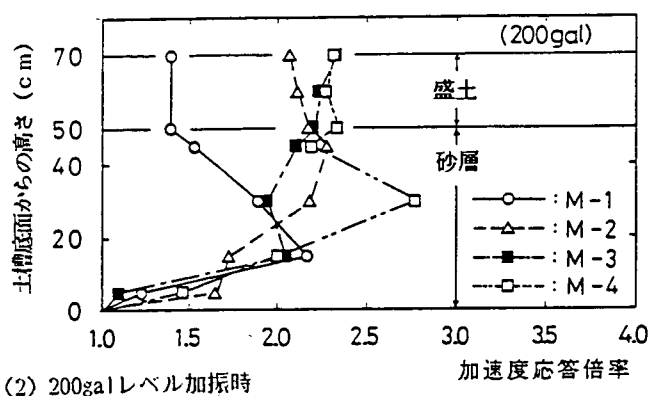
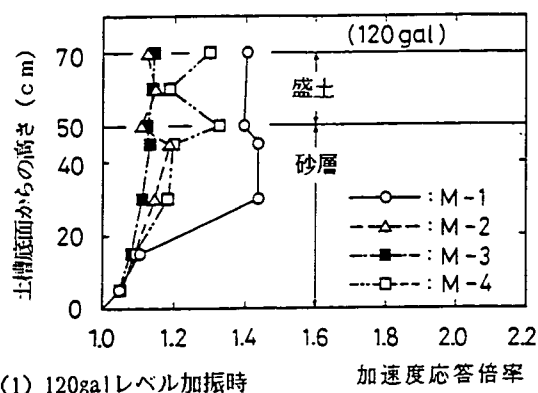


図4.4.10 盛土中心線上の加速度応答倍率の深度方向分布

レベル以降の加振で盛土の表面に発生したクラックは、M-2～M-4の方がM-1よりも数が多く、規模も大きかった。ただし、今加振終了後に盛土を切って内部のクラックの発生状況を調べたところ、M-1では盛土の底部へ向けて大きなクラックがいくつか発生していたのに対して、M-2～M-4ではクラックは全て盛土の表面へ向かっていた。

4.4.5 ま と め

実験結果をまとめると以下ようになる。

- ① 盛土ののり尻または側方の地盤に深層混合処理による改良を行うと、無改良の場合よりも盛土天端の沈下量が小さくなる。同じ改良幅では、側方の地盤だけを改良するよりも、のり尻付近の地盤まで改良した方が盛土の沈下を抑える効果が高い。改良地盤部の側方変位も、のり尻付近の地盤まで改良した方が小さい。
- ② 盛土の側方の地盤した場合には、改良地盤部を通してある程度の土砂の出入りがあっても、盛土の沈下を抑える効果は土砂の出入りがないときと比べてあまり変わらない。土砂の出入りがある方が、盛土の沈下に伴う改良地盤部の側方変位は小さくなるが、改良地盤の外側の未改良地盤部に及ぼす影響は逆に大きくなる。
- ③ 本実験のような改良形式では、盛土の軸方向に対して直角方向に加振した場合に、改良地盤が盛土下方の未改良地盤のせん断変形を拘束して過剰間隙水圧の発生を抑制する効果がある。また、両側の改良地盤の間隔の小さい方が効果が高い。他の加振方向に対する効果に関しては今後の検討課題である。

- ④ 加振レベルが高くなると、改良した場合の方が無改良の場合よりも盛土の加速度応答が大きくなる。
盛土のクラックの発生状況も改良の有無により異なっている。

(土木研究所)

4.5 固化工法による液状化対策の設計法に関する検討

4.5.1 概 説

盛土モデル・掘割モデルの模型振動実験、およびそれらのシミュレーションのための動的解析の検討結果をこれまで述べてきた。しかし、それらを踏まえて盛土および掘割に固化工法を適用した場合の設計法を提案するには、また検討が不十分である。従って、本報告では設計法の骨子を示すに止め、昭和63年度の報告においてその具体案を提示するものとする。

4.5.2 設計法の概要

図4.5.1に盛土および掘割道路の液状化対策としてのDMM改良地盤の概略設計フローを示す。

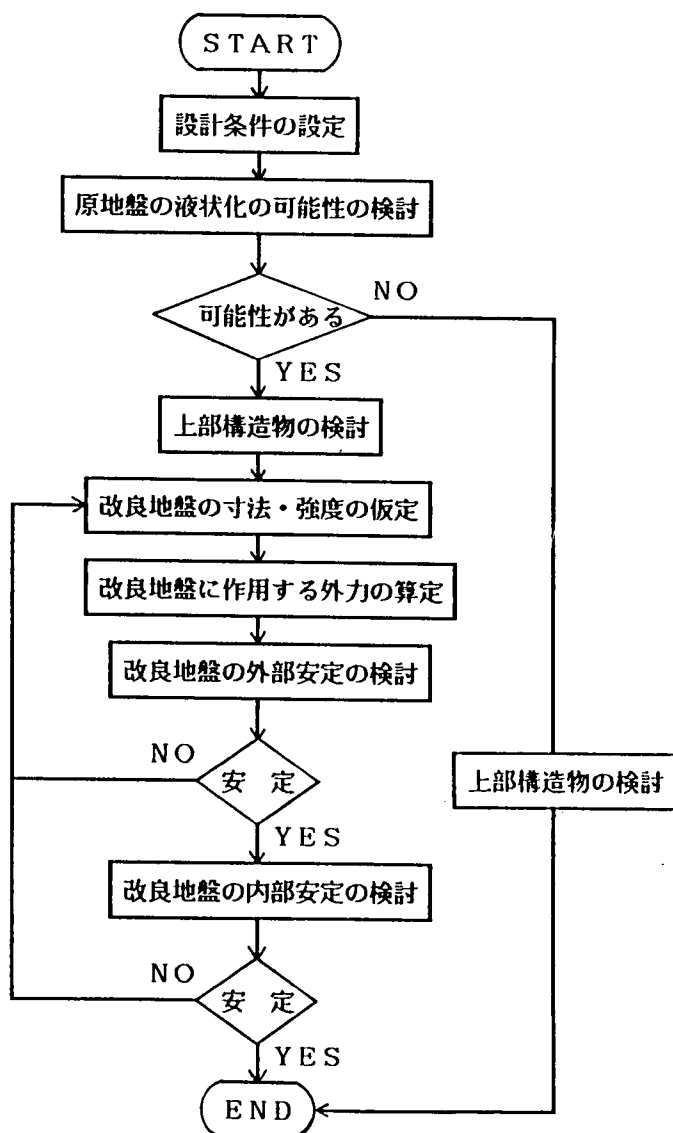


図4.5.1 概略設計フロー

- ① 「外力」は土圧、水圧および慣性力である。
- ② 改良地盤の安定の検討は、改良地盤を剛体と考えた時の外力の釣り合いによる改良地盤全体の安定を考える「外部安定」と、改良地盤自体の破壊に対する安全を考える「内部安定」により行う。個々の検討においては、盛土および掘削モデルのそれぞれの破壊モードの把握が必要である。
- ③ 地震時には地盤が液状化していない状態であっても、過剰間隙水圧 (Δu) の上昇がある。従って、液状化時と同様に非液状化時においても安定の検討が必要である。

4.5.3 課題と今後の予定

これまでの検討において抽出された最も大きな課題は、非液状化時における過剰間隙水圧 (Δu) の取り扱いである。

このように課題を明らかにし、さらに解決していくことによって、より具体的な設計法を作成していくが、そのためには、今後以下に示す検討を行っていかなければならない。

- ① 外力、破壊モードおよび安定計算式を設定する。
- ② 中型模型やプロトタイプモデルの試設計計算により、設計法の妥当性を検証する。

(竹中工務店)

4.6 固化工法の施工法に関する検討

4.6.1 砂地盤を対象とした固化工法の施工実績

セメントや石灰を地盤中に供給して攪拌翼で軟弱土と攪拌混合する従来の深層混合処理工法 (DMM 工法) は、粘性土軟弱地盤の改良を主体に開発、発展してきたものであるため、耐震固化为目的とした砂質地盤の施工例は極めて少ない。

そこで、本年度も 61 年度に引き続き砂地盤を対象とした DMM 工法の施工例を調査し、特に地盤の N 値と攪拌軸貫入速度の関係を検討した。表 4.6.1 は、DMM 工法の砂質地盤を対象とした調査表である。

(1) 調査 参 果

本年度は、3 現場の施工データが得られた。いずれも砂質土軟弱地盤に対する構造物の地盤改良例である。

図 4.6.1～図 4.6.3 に調査した 3 例の地盤 N 値と攪拌軸貫入速度を示している。多くの変化要因があるため、両者の関係に明確な相関係数が認められないが、概ね $N < 20$ では、計画通りの速度で貫入しており、 $N > 20$ になると速度が急激に落ちることが推察される。

これは、前年度の検討で、経済性を考慮した貫入速度 0.5 m/min～1.0 m/min で施工可能な地盤の N 値は $N = 5 \sim 15$ 程度であると考察した結果にほぼ合致している。

(2) 現場データの整理

地盤の強度 (N 値) と貫入速度の関係は、処理機の重量、攪拌翼の大きさ、形状、施工方法 (貫入吐出、引抜吐出)、供給する固化材の種類 (スラリー、粉体) など多くの変化要因が考えられる。

これらの要因を全て考慮した両者の関係をもとめるのは不可能であるため、昨年度の報告で提案した次式の杭の支持力公式から T (貫入時間) - Q/W (貫入抵抗/貫入重量) の関係を求めた。

$$Q = 40N \cdot Ap + 1/5 \cdot N \cdot As \cdots \cdots (4.6.1)$$

表4.6.1 耐震固化工法施工機械能力調査表

工 法 名				対象地盤の土質 標準貫入試験N値 GL 10 20 30 40 土質柱状図		施工能力調査表 調査頻度 ○ 改良深さの10m以浅 0.5 mピッチ ○ 改良深さの10m以深 1.0 mピッチ ただし、砂質土層については 0.5mピッチとする。				改良パイル番号 _____ 施 工 年 月 日 _____ 隣接パイルとの _____ ラップ時間 _____			
工 事 名													
改 良 目 的													
実 施 場 所													
施 工 年 月 日													
改 良 機 仕 様	軸 数	本		改良機仕様 軸トルク Max t 駆動方式 電動 ・ 油圧 動力 KW 軸回転数 rpm 攪拌部重量 (モーター+軸+翼) t									
	翼 径	mm											
	軸トルク	Max t											
	駆動方式	電動 ・ 油圧											
	動力	KW											
	軸回転数	rpm											
固 化 材	使用固化材	スラリー、粉体、その他		固 化 材 吐出方法 貫入吐出、引抜吐出、両吐出 配 合 W/C = 注 入 量 % 貫入速度 m/min 引抜速度 m/min 回転数 貫入 rpm 引抜 rpm		改良機仕様 軸トルク Max t 駆動方式 電動 ・ 油圧 動力 KW 軸回転数 rpm 攪拌部重量 (モーター+軸+翼) t				改良機仕様 軸トルク Max t 駆動方式 電動 ・ 油圧 動力 KW 軸回転数 rpm 攪拌部重量 (モーター+軸+翼) t			
	吐出方法	貫入吐出、引抜吐出、両吐出											
	配 合	W/C =											
	注 入 量	%											
施 工 速 度	貫入速度	m/min		攪拌翼概略図 改良機仕様 軸トルク Max t 駆動方式 電動 ・ 油圧 動力 KW 軸回転数 rpm 攪拌部重量 (モーター+軸+翼) t									
	引抜速度	m/min											
ラ ッ プ 施 工	回転数	貫入	rpm	改良機仕様 軸トルク Max t 駆動方式 電動 ・ 油圧 動力 KW 軸回転数 rpm 攪拌部重量 (モーター+軸+翼) t									
		引抜	rpm										
	ラップの有無	有 ・ 無											
	ラ ッ プ 幅	cm											
打 設 順 序	連続打設、間欠打設												
	最長ラップ時間	時間											
その他（施工に対して特に工夫した点等）													

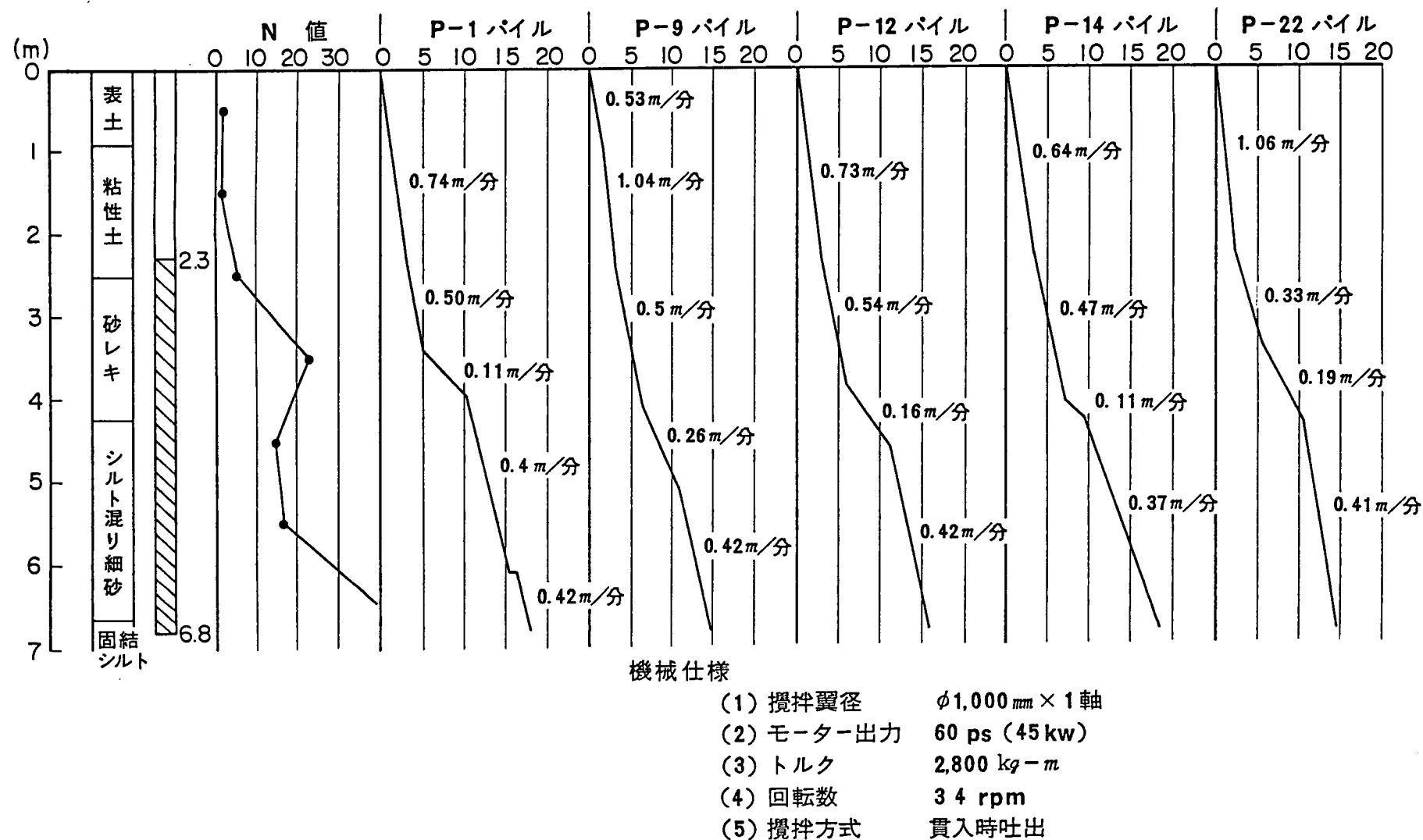
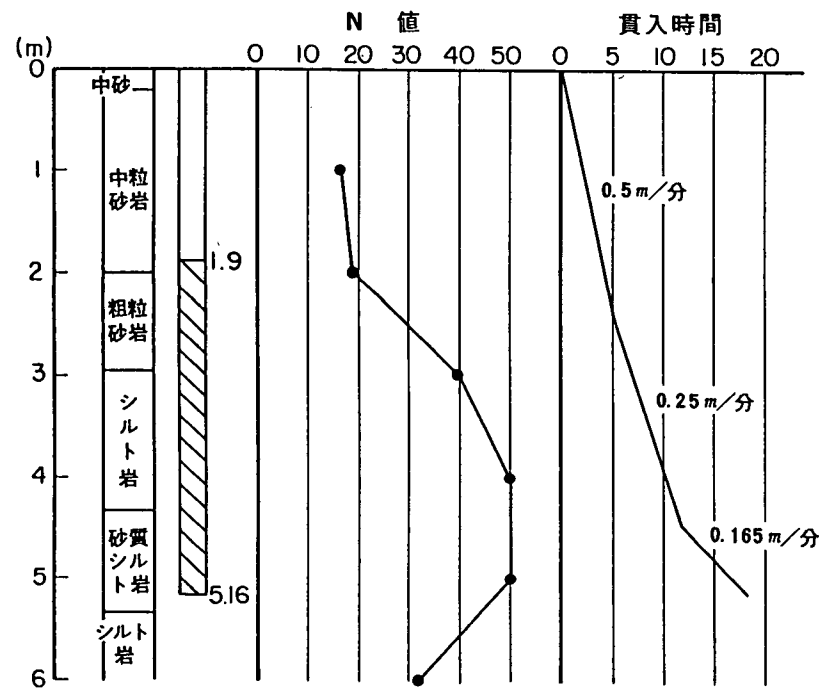


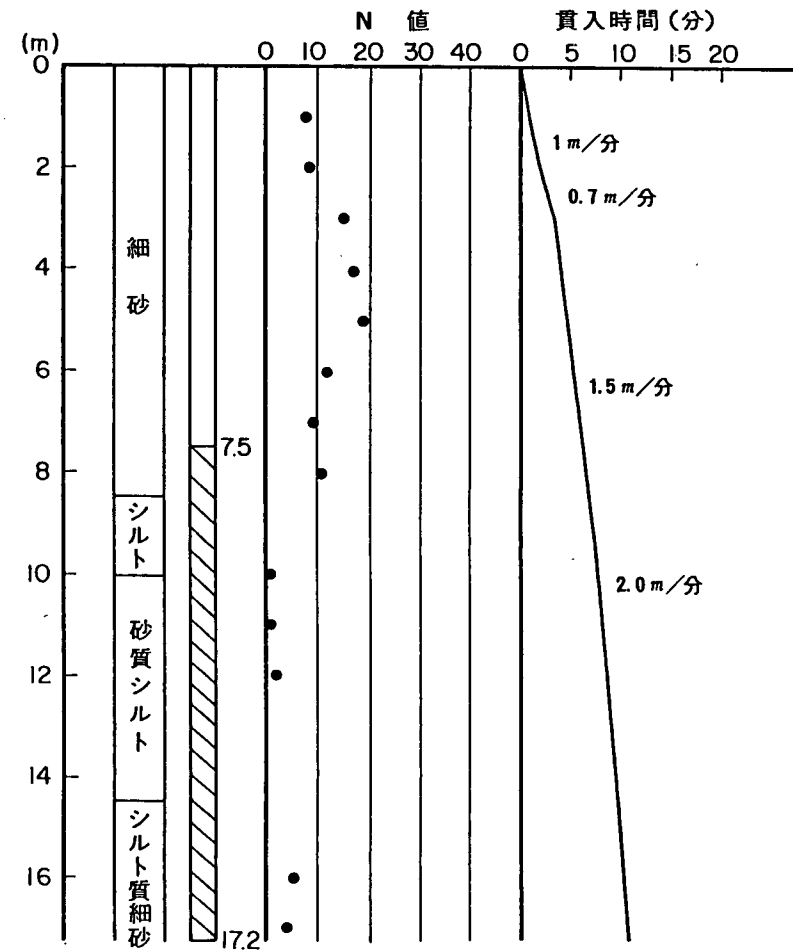
図4.6.1 砂地盤を対象とした深層混合処理工法の施工事例（施工例1）



機械仕様

- (1) 攪拌翼径 $\phi 1,000 \text{ mm}$
- (2) モーター出力 60 ps (45 kw)
- (3) トルク $2,880 \text{ kg-m}$
- (4) 回転数 20.30 rpm
- (5) 攪拌方式 貫入時吐出

図4.6.2 砂地盤を対象とした深層混合処理工法の施工事例 (施工例 2)



機械仕様

- (1) 攪拌翼径 $\phi 800 \text{ mm} \times 2 \text{ 軸}$
- (2) モーター出力 $75 \text{ ps (55 kw)} \times 2 \text{ 台}$
- (3) トルク $2,000 \text{ kg-m}$
- (4) 回転数 24.48 rpm
- (5) 攪拌方式 引抜時吐出

図4.6.3 砂地盤を対象とした深層混合処理工法の施工事例 (施工例 3)

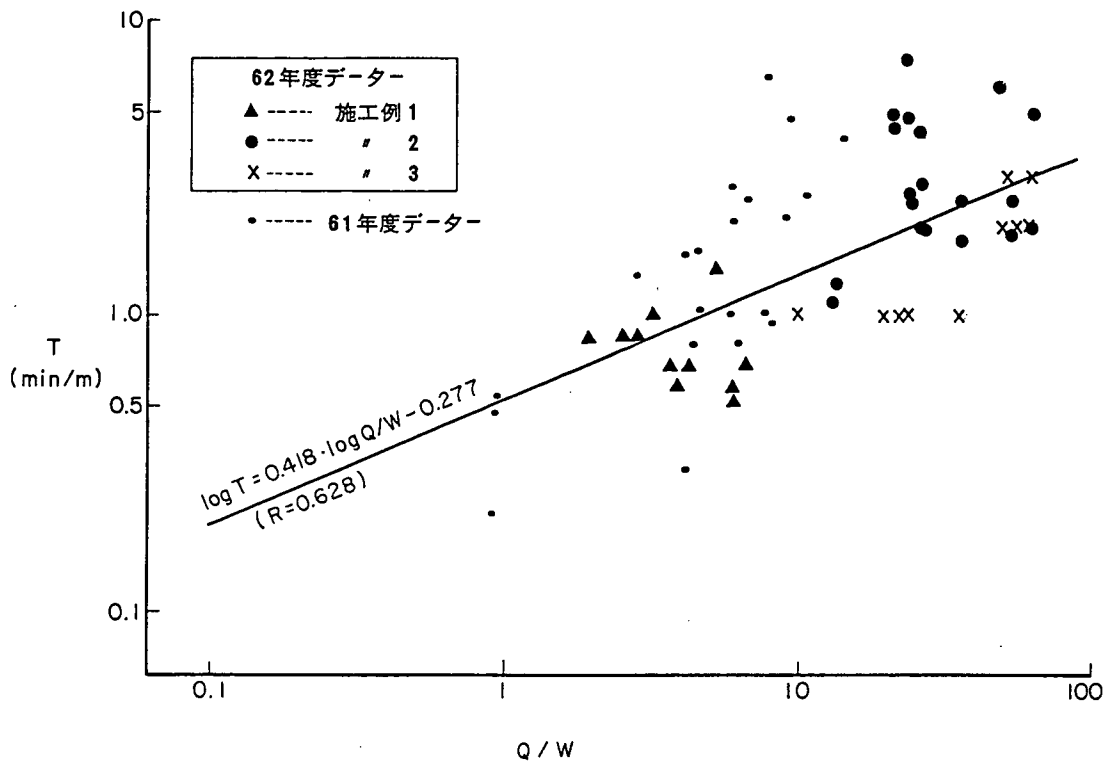


図4.6.4 $T-Q/W$ の関係

N : N 値

A_p : 先端回転部の投影面積 (m^2)

N : ある区間の平均 N 値

A_s : 周辺面積 (m^2)

Q : 静的極限支持力 (貫入抵抗) (ton)

両者の関係を両対数グラフに示したのが図4.6.4である。昨年度のデータも含めて両者の関係式を最小2乗法で求めると、

$$\log T = 0.418 \log Q/W - 0.277 \quad \dots\dots\dots (4.6.2)$$

(min/m) (相関係数 $R=0.628$)

となり、昨年度求めた関係式とは、若干異なる結果になった。

これは、貫入抵抗を処理機重量で除して無次元化した Q/W の値の他に、貫入時間 T に関する上述の他の変化要因が大いことを示唆しており、今後、両者の関係をより明確にするには、多くのデータを収集し、分析しなければならない。

4.6.2 液状化対策工法と改良パターンの比較検討

耐震地盤改良工法としての固化工法の適用性を検討する上で重要なことは、設計上地盤改良を施した場合の耐震効果を把握することはもちろん、施工性、経済性、環境条件などを加味して、適切な配置、改良形式、施工条件などが決定されることである。

したがって、この節では、現時点で考えられる固化工法による液状化対策工法をいくつか列挙し、構造物の種類やその既設・新設の相違、改良パターンの相違に対して、上記の要因を比較することにより、固化工法が選定されるための条件やその時の特徴などについて検討した。

比較検討した結果をまとめて表 4.6.2 に示す。

(1) 改良パターン適用性の検討

表より、

- ① 掘割・盛土とも新設する場合、構造物直下を全面改良する形式が液状化対策としてはベストである。
- ② その内、掘割に関しては、掘割直下のみの改良では周囲の液状化に伴って構造物が横スベリする可能性があるため、このタイプは、実際上採用できない。
- ③ 鉛直に施工することが本来の姿である固化工法にとって、新設時に斜め施工することはまずありえ

表4.6.2 「耐震地盤改良工法（固化工法）」の各種改良形式と工法の比較

構造物の種類	新設・既設	模 式 図 (改良位置)	改良パターン の比較	各 種 液 状 化 対 策 工 法 の 比 較			
				固化工法単独	固化工法＋ 高圧噴射注入工法	固化工法＋ 薬液注入工法	補強柱列杭工法 (H鋼など)
掘 割	新 設		◎	◎	× 経	× 設	×
			△	○ 設	× 経	× 設	×
			○	◎	× 経	× 設	○
	既 設		◎	× 施・経	○ 施・経	○ 設	×
			△	× 施・経	△ 施・経 (高圧噴射単独使用)	× (効果が不確実)	×
			○	◎	× 経	△ 設	◎
			○	× 設	× 設・経	× 設	×
盛 土	新 設		◎	◎	× 経	× 設	×
			○	◎	× 経	× 設	○
	既 設		◎	△ 施	◎	○ 設	×
			○	◎	× 経	× 設	◎
			○	× 設	× 設・経	× 設	×
凡 例				凡 例			
◎ 耐震効果 非常に大				◎ 適用性大			
○ 耐震効果 大				○ 適用性中			
△ 耐震効果 中				△ 適用性小			
				× 適用性無し			
				注) 判断のポイントとした問題点を 各記号の右下に頭文字で記入			
				設 …… 設計上問題			
				施 …… 施工上問題			
				経 …… 経済性に問題			

ない。既設においても設計上斜め施工の効果を十分反映出来るとは考えにくい。

したがって、斜め施工は障害物などがあって鉛直施工が不可能な場合の補助的な手段として考えることはあっても、本施工のメインパターンとすることは考えにくい。

以上のことから、既設、新設を問わず改良パターンとしては、

- ・効果のベスト案——構造物の両脇・直下改良
- ・効果を割引いて採用する案——構造物の両脇改良

になると考えられる。

(2) 対策工法の比較検討

(i) 固化工法単独使用

新設の場合は、掘割・盛土とも直下・両脇改良、両脇改良形式とも実用性は大きい。しかし、既設の場合は、構造物を打ち抜いて（あるいは研って）施工することは非常に困難である。特に鉄筋が細く入っている掘割について、不可能に近い。

したがって、既設の場合には両脇改良形式が有効になる。

(ii) 固化工法＋高圧噴射工法の併用

高圧噴射工法のコストが機械攪拌式の固化工法に比較して数倍高いことと、小口径ロッドの挿入で比較的大口径の改良が可能な利点を考えると、高圧噴射との併用が生きるのは、既設の場合の構造物直下を埋めるために使用することが有効な使い方となる。

(iii) 固化工法＋H鋼などによる補強案

既設構造物の敷地幅に余裕がなく、正規の改良幅が確保できない場合の両脇改良への適用が考えられる。

改良幅が小さいため、固化体に要求される構造上の安定検討がより重要となる。極端な場合には、二重矢板締切、連続地中壁などの構造検討となる。

その他、薬液注入工法との併用も考えられるが、薬液注入工法は液状化防止効果が不明確で、液状化のための恒久対策として設計ベースに乗せにくいと考えられる。いずれにしても、固化工法は無振動・無騒音を特徴とする工法であるから、環境の制約が厳しい条件下を有効な工法と考えられる。

4.6.3 コストスタディ

昨年度の地盤 N 値、改良深さ毎のコストスタディの研究成果をもとに、本年度は代表的なプロトタイプモデルを参考にして、施工費用を机上検討した。

(1) プロトタイプモデル

検討したプロトタイプモデルは、図 4.6.5 である。

盛土・掘割モデルとも、地盤の土性は砂層で単位体積重量 $\gamma_t = 1.8 \text{ t/m}^3$ 、 $N = 10$ であり、改良は構造物両端に幅 10 m、深さ 18 m、長さ 100 m にわたって行うものとした。

また、改良体の強度は、 $q_u = 10 \text{ kgf/cm}^2$ とした。

(2) 施工機械の選定と作業仕様の決定

昨年度の研究成果より、地盤強度 $N = 10$ 、改良深さ 18 m から、

- ・ベースマシン………50 ton クラス

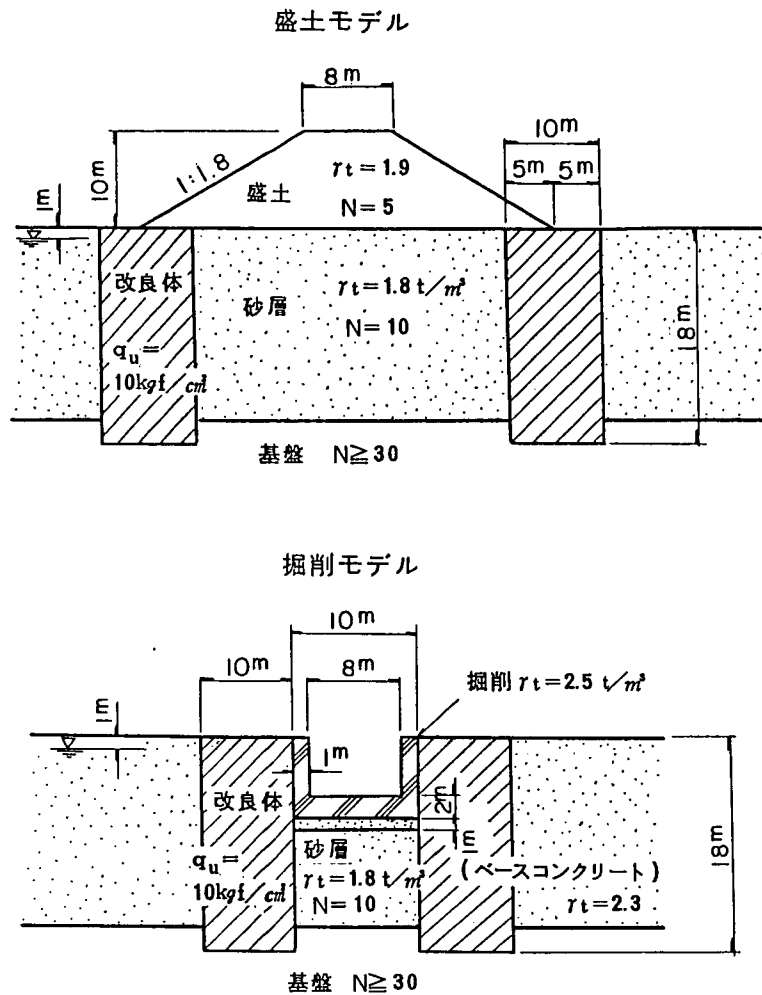


図4.6.5 コストスタディに用いたモデル

- ・ 攪拌モーター……………90 kW クラス
- ・ 貫入・引抜速度……1.0 m/min

となる。

(3) 作業能力

$$Q = \frac{S \times L_1 \times 60}{\frac{L}{V_1} + \frac{L}{V_2} + t_1 + t_2} \times E_1 \times E_2 \quad \dots\dots\dots (4.6.3)$$

Q : 作業能力 (m^3/h)

S : 有効改良面積 1.5 m^2

L_1 : 改良長 18 m

L 打設長 18 m

V_1 : 処理機の貫入速度 1.0 m/min

V_2 : 処理機の引抜速度 1.0 m/min

t_1 : 位置決めに要する時間 13 min

t_2 : 先端固化処理時間 2 min

E_1 : 現場作業効率 $E_1=0.7$ (標準値)

E_2 : ラップ効率

$$\approx 22.3 \times E_2 \text{ m}^3/\text{h}$$

破地盤に対するラップ効率 E_2 の値は、施工実績が少なく、現時点での判断は困難であるが、 $E_2=0.8\sim 1.0$ とすると、1時間当りの作業能力は、 $Q=17.8\sim 22.3\text{ m}^3/\text{h}$ となる。

また、1日当りの実作業時間を 6.8 h とすると、

$$(17.8\sim 22.8 \text{ m}^3/\text{h}) \times 6.8 \text{ h} = 121\sim 152 \text{ m}^3/\text{日}$$

(4) 施工単価

- ・ 攪拌混合処理費 $\frac{828,000}{121\sim 152} \approx 5,450\sim 6,840$ (円/ m^3)
- ・ 材料費 (仮定) $150 \text{ kg}/\text{m}^3$

$$\text{計 } \frac{2,330}{7,780\sim 9,170} \text{ (円}/\text{m}^3\text{)}$$

(CDM 工法積算マニュアルより)

(5) 施工費用の概算

プロトタイプモデルの長さ 100 m の概算施工費 (攪拌混合処理費 + 材料費) は、盛土、掘割道路モデルとも改良土量が $V=36,000\text{ m}^3$ であるので、改良率別にまとめると表 4.6.3 になる。

DMM 工法の施工費をサンドコンパクションパイル工法など他の耐震地盤改良工法の施工費と比べることは興味あることではあるが、現時点で耐震効果を全く同一にする設計法が確立されていないため、その比較は不可能である。経済的で有効な改良幅、改良深さ、改良率などについて決定するための詳細な設計法の確立が望まれる。

表4.6.3 改良率と施工費用

改 良 率 (%)	改 良 土 量 (m^3)	施 工 単 価 (円 / m^3)	施 工 費 用 (千 円)
100	36,000	7,780 ~ 9,170 (ラップ効率 $E = 0.8$ ~ 1.0)	280,080 ~ 330,120
80	28,800		224,064 ~ 264,096
60	21,600		168,048 ~ 198,072
40	14,400		112,032 ~ 132,048
20	7,200		56,016 ~ 66,024

(但し、施工費用は直接工事費 (混合処理費 + 材料費) である)

4.6.4 ま と め

(1) 砂地盤を対象とした固化工法の施工実績

昨年度に引き続き、砂質地盤を対象とした現有施工機での施工能力調査を行い、新たに3現場の施工データを追加検討した。

その結果、地盤 N 値が概ね $N < 20$ では経済性を考慮した貫入速度 $0.5 \text{ m/min} \sim 1.0 \text{ m/min}$ での施工が可能であるが、 $N > 20$ になると速度が急激に落ち、施工能率が低下することがわかった。

貫入速度にはこの地盤強度 (N 値) の他、処理機の重量、攪拌翼の大きさ、形状、攪拌方式 (貫入吐出、引抜吐出)、供給する固化材の種類 (スラリー、粉体) など多くの変化要因が考えられる。

これらについては、引き続き調査・検討の必要がある。

(2) 各種液状化対策工法と改良パターンの比較

砂地盤の液状化対策工法としての固化工法を取り上げ、対象構造物として掘割、盛土、改良パターンとして新設・既設構造物の直下および両脇改良形式についてマトリックス表示により比較検討した。

その結果を要約すると以下のようにまとめられる。

① 既設・新設を問わず、ベストの効果を期待する場合は構造物の直下・両脇を全て改良する形式、効果を割引いて採用する場合は、両脇改良形式が改良パターンとして考えられる。

② 固化工法は、環境の制約条件があり、しかも両脇改良形式が許容される場合に有効になる。

(3) コストスタディ

$N = 10$ の砂地盤を対象として、掘割・盛土構造物の両サイド 10 m 幅、深さ 18 m を改良するプロトタイプについてコストの試算検討を行った。

その結果、コストは概ね $7,780 \text{ 円/m}^3 \sim 9,170 \text{ 円/m}^3$ と求まった。

固化工法の適用拡大に当たっては、経済性を考慮することはもちろん、液状化対策として有効な改良幅、改良深さ、改良率等について決定するための詳細な設計法の確立が望まれる。

(大 林 組)

4.7 全体のまとめ

4.7.1 設計法に関して

昭和62年度に耐震設計法の作成のために実施した模型振動実験と数値シミュレーション解析、および設計法の検討成果の要約を以下に列挙する。

(1) 盛土模型振動実験の成果

- ・盛土ののり尻部分を改良すると、繰り返しせん断変形の拘束による液状化の抑制効果がある。
- ・未改良地盤が液状化した場合にも、盛土ののり尻部分を改良すると、地盤全体の残留変形に抵抗して盛土の沈下を低減させる効果がある。
- ・ただし、ある加速度レベル以上になると、盛土の加速度の応答が無改良の場合に比べて大きくなる場合があり、この点が盛土の被害にどのような影響を及ぼすかを今後検討する必要がある。

(2) 数値シミュレーション解析の結果

- ・掘割道路および道路盛土の液状化対策として固化工法を用いた場合の評価手法として、等価線形応答解析（FLUSH）と累積損傷度理論を組み合わせることで過剰間隙水圧を評価する手法が有効である。
- ・格子状改良形式においては、格子間隔の大小による過剰間隙水圧の発生量が三次元有限要素解析でも表現できることがわかった。

(3) 設計法の検討結果

- ・掘割道路と改良地盤に作用する動的外力（慣性力、過剰間隙水圧、側圧）に関する実験結果を検討した結果、
 - ① 全側圧は全慣性力と同相であり、全動的外力は両者の和で構成される。
 - ② 水平方向動的外力の最大値の主成分は慣性力であり、改良体側面への側圧の寄与率は小さいことがわかった。
- ・盛土モデル・掘割モデルの模型振動実験およびそれらのシミュレーションのための動的解析の検討結果をもとに、固化工法を液状化対策として適用した場合の概略設計骨子案を作成した。具体的な設計法の検討が今後の課題である。

4.7.2 施工法に関して

(1) 砂地盤を対象とした施工実績調査結果

固化工法を砂質地盤に適用した例は少なく、施工不明な点が多い。そこで、62年度も61年度に引き続き現有施工機での施工能力、特に地盤の N 値と貫入速度に関する調査、検討を行った。

その結果、 N 値が大きくなると貫入速度は低下し、特に N 値が20を越えると貫入速度は大幅に落ちる。しかし、 N 値15程度までは通常の貫入速度で施工できることがわかった。

(2) 各種液状化対策工法と改良パターンの比較検討

砂地盤の液状化対策工法としての固化工法を取り上げ、対象構造物として掘割道路、道路盛土、改良パターンとして新設・既設構造物の直下および両脇改良の形式についてマトリックス表示を行って比較検討した。その結果を要約すると以下のようにまとめられる。

- ① 既設・新設を問わず、ベストの効果を期待する場合は、構造物の直下・両脇を全て改良する形式が考えられ、効果を割引いて採用する場合は構造物の両脇改良形式が改良パターンとして考えられる。
- ② 固化工法は、環境の制約条件があり、しかも、構造物の両脇改良形式が許容される場合に有効になる。

(大 林 組)

4.8 今後の課題および次断度研究計画

(1) 今後の課題

62年度に実施した研究成果をもとに、今後の課題をまとめると以下のとおりである。

- ① 固化工法による耐震対策工法としての設計法(案)の作成
- ② 上記設計法(案)にもとづくプロトタイプ的设计検討
- ③ 設計法および改良体の品質評価法の確立

表4.8.1 次 年 度 研 究 計 画

研 究 項 目	研 究 内 容
(1) 耐震地盤改良施工法の開発 (ハード技術)	1) 施工実績調査 ・砂地盤を対象として固化工法の現有機での対応可能な地盤および施工可能範囲の調査継続 2) 改良形状の相違による施工法およびその経済性の検討 ・盛土および掘削道路に適用した場合を対象に、改良地盤の形状をパラメータにして、施工方法およびコストについての検討 3) 現有施工機的能力評価と改善点の検討 ・1)の結果を用いての現有機の施工能力を評価および2)の結果を参考にしての現有機の改善についての検討
(2) 耐震地盤改良施工法の開発 (ソフト技術)	1) 数値解析 ・設計計算に基づくプロトタイプの改良地盤について耐震性向上の効果の予測 2) 大型模型振動実験 ・設計法の構築のための情報入手およびその検討 3) 設計法の開発 ・固化工法による、掘削道路および盛土の液状化対策工法に関する設計法の設定

④ 砂質地盤に対する施工能力の評価方法の検討

⑤ 各種適用条件（適用地盤，適用構造物，位置，支持条件など）を考慮した施工法の検討

(2) 次年度研究計画

(1)で示した課題を解明すべく計画した次年度の研究項目と研究内容を表4.8.1に示す。

(大 林 組)

参 考 文 献

- 1) S. Fukushima, F. Tatsuoka: Strength and deformation characteristics of saturated sand at extremely low pressures, Soils and Foundations Vol. 24, No. 4, pp. 30-48, 1984
- 2) F. Tatsuoka, M. Muramatsu, T. Sasaki: Cyclic undrained stress-strain behavior of dense sands by torsional simple shear test, Soils and Foundations, Vol. 22, No. 2, pp. 55-70, 1982

5. 排水補強杭工法グループの研究成果

5.1 概 説

排水補強杭工法グループは、地盤に補強土工法の一つともいえるべき排水性小口径杭を群状に打設することによって地盤の耐震性を改良する工法を開発するために研究している。

近年、細長比が大きく、曲げ剛性の小さい補強材を土中に設置することによって、地盤の支持力の増大、あるいは、盛土や切土斜面の安定を図る補強土工法が開発され、急速に普及してきている^{1,2)}。

これらの補強土工法に用いられる補強材は、その補強メカニズムの違いにより①引張り補強材、②圧縮強材、③せん断補強材、④曲げ補強材の4つに分類されるが³⁾、砂や粘土を補強しようとする場合にはせん断補強材や曲げ補強材としての機能はあまり期待できず、かつ補強材自身に曲げ剛性がほとんどない場合には、補強材の引張り抵抗を期待する工法となる⁴⁾。

この引張り補強土工法では、土の変形に伴って補強材表面にせん断力が発生し、その結果、補強材に引張り力が受動的に発生すると考えられている。

すなわち、引張り補強材は、無補強時に生じる土の伸びひずみの方向に設置することにより、補強時の土の伸びひずみを拘束し、その拘束応力によって補強土のせん断強度を増加させることになる。

したがって、引張り補強材の表面は、土との間にせん断力が発生するように粗であり、補強材周面と地盤との摩擦力が十分発揮される必要がある。しかし、この補強材周面と地盤との摩擦力は、地震時のように過剰間隙水圧が上昇してきて、地盤の有効拘束圧がほぼゼロになるような状態では十分発揮されず、地盤のせん断変形に伴って生じるはずの補強材力が生じなくなる恐れがある。

しかしながらこのような場合でも、地盤の有効拘束圧がほぼゼロになるような状態を生じさせない、あるいは、もし生じようとしてもすみやかに過剰間隙水圧を消散させるような排水機能を有する補強材であるならば、上述したような問題が生じることはなくなることが予想される。そして、このような排水機能のある補強材を地震による繰返しせん断応力によって伸びひずみが生じる方向に設置するならば、液状化対策として補強土工法を有効に活用できるものと考えられる。

そこで、従来の鉄筋類挿入による補強土工法に新たに排水機能をプラスした補強材を用いた新しい補強材（排水補強杭）を考え、本研究で、この排水補強杭による新しい耐震地盤改良工法を開発・実用化しようとするものである。

昭和61年度は、補強土工法を液状化防止対策工法として適用するための基礎的実験として、棒状補強材を挿入した豊浦砂の非排水繰返しねじりせん断試験を実施した^{5,6)}。

その結果、棒状補強材を挿入すると補強した砂の動的強度および、初期液状化に至るまでに要する繰返し回数などに関して、顕著な補強効果が得られ、その動的強度や繰返し回数の増加率は、補強の程度をあらわすパラメーター $n \cdot E_r A_r / A_s$ 、ないしは定着係数 α を考慮した $\alpha \cdot n \cdot E_r A_r / A_s$ を用いると、ある程度統一的に表わすことができることを確認した⁷⁾。

しかし、この実験では等体積の単純せん断試験であったために、排水機能に関する補強効果が確認できな

いこと、および、補強の程度をあらわすパラメーター $n \cdot E_r A_r / A_s$ 、ないしは $\alpha \cdot n \cdot E_r A_r / A_s$ をそのまま用いて等価面積分担法により実大のものへ適用するには、室内の要素試験だけでは疑問の余地が残ることなどから、昭和 62 年度は、浅間山砂を用いた振動台模型実験を実施して、排水機能を有する補強材による耐震地盤改良効果を確認した⁸⁾。

今年度は、昭和 62 年度に検討した棒状補強材による補強効果を傾斜打設した場合に拡張して、解析的および実験的に検討を加えるとともに、半地下構造物を対象とした場合の排水補強杭工法の有効性を検討するために、振動台模型実験を実施した。

今年度実施した主な研究内容を以下に示す。

- ① 既設の掘割道路・盛土などの耐震地盤改良工法として排水補強杭工法を適用する場合、その直下を改良するためには排水補強杭を傾斜打設しなければならないので、その場合の補強効果を理論的ならびに実験的に検討する。
- ② 振動台模型実験を行って、排水補強杭工法を掘割道路に適用した場合の有効性を検討する。
- ③ 耐震対策としての排水補強杭工法の設計法を検討する。
- ④ 排水補強杭工法を既設の掘割道路や盛土の耐震対策として用いる場合の施工法を検討する。

5.2 棒状補強材の補強効果

昨年度の報告⁸⁾では、棒状補強材による補強効果を等体積の単純せん断状態で、しかも、鉛直に打設した場合を想定して検討していたが、今年度はこれを少し拡張して解析的に検討を加えた。すなわち、土の鉛直ひずみを考慮し、棒状補強材を傾斜打設した場合を想定した。

図 5.2.2 (a)は、図 5.2.1 に示すように液状化対策として排水補強杭を打設した地盤の一部（要素 X）を取り出し、モデル化したものである。いま、補強材が鉛直に対して角度 i だけ傾いて挿入された土の要素が、水平方向にせん断変形する場合の関係式を導けば以下のようなものである。

図 5.2.2 (a)において、 σ'_0 をせん断初期に要素に作用する有効鉛直応力、 σ' をせん断時に要素の土部分に作

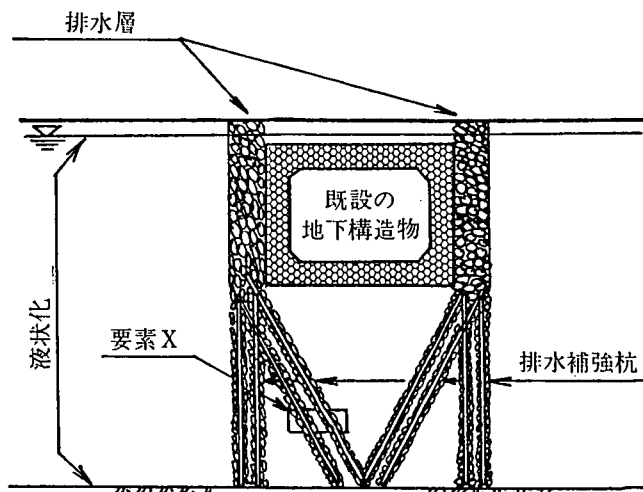


図5.2.1 液状化対策として排水補強杭工法を適用する場合の模式図

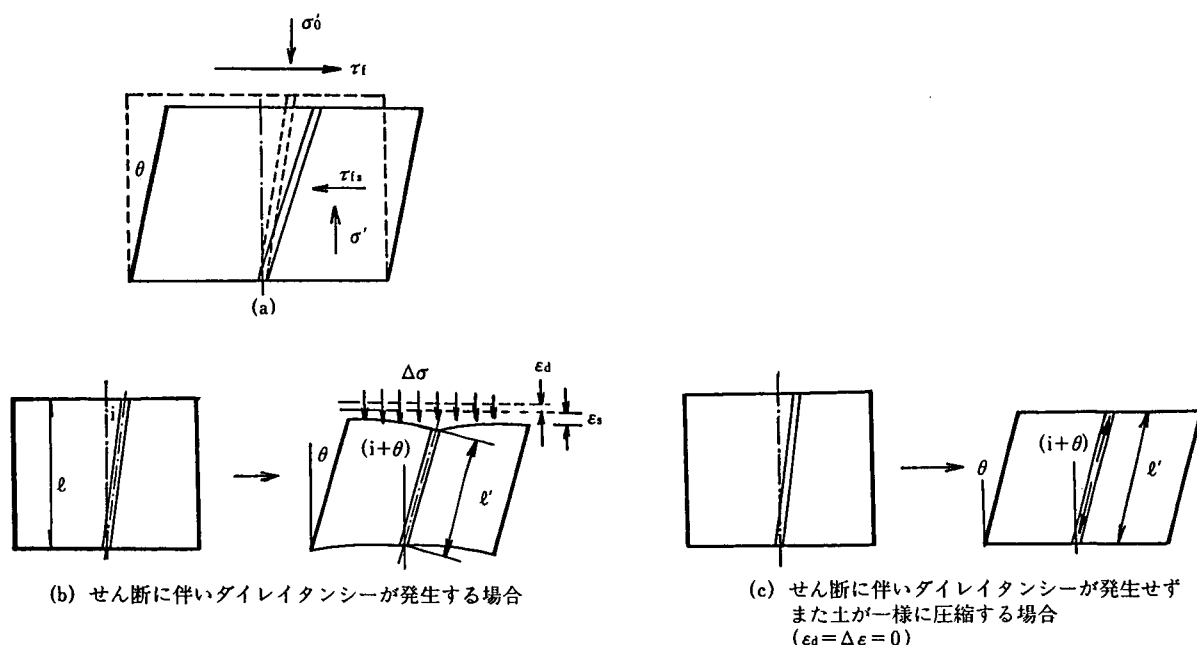


図5.2.2 補強材を挿入した土の要素のモデル図

用する有効鉛直応力、 θ をせん断角(せん断ひずみは $\tan \theta$)、 i を補強材の打設角度、 τ_{fs} を土自体のせん断強度、 τ_f を補強された要素全体のせん断強度とし、いま、補強材に生じる張力を T_r 、土の単位面積あたりの張力を t_R 、要素内のすべり面発生による補強材の断面に直交するせん断力を S_R とする。

いま、粘着力 c のない土を考え、土のせん断強度 τ_{fs} を次式で表わす。

$$\tau_{fs} = \sigma' \tan \phi' \quad (5.2.1)$$

さらに、 τ_f 、 σ' は応力のつりあいから次式で表わされる。

$$\tau_f = \tau_{fs} + t_R \cdot \sin(i + \theta) + S_R \cdot \cos(i + \theta) \quad (5.2.2)$$

$$\sigma' = \sigma'_0 + t_R \cdot \cos(i + \theta) - S_R \cdot \sin(i + \theta) \quad (5.2.3)$$

(5.2.1)、(5.2.2)、(5.2.3) 式から次式が得られる。

$$\tau_f = \sigma'_0 \tan \phi' + (t_R \cos(i + \theta) - S_R \cdot \sin(i + \theta)) \cdot \tan \phi' + t_R \cdot \sin(i + \theta) + S_R \cdot \cos(i + \theta) \quad (5.2.4 a)$$

$$\tau_f = \sigma'_0 \tan \phi' + t_R \cdot (\sin(i + \theta) + \cos(i + \theta) \cdot \tan \phi') + S_R \cdot (\cos(i + \theta) - \sin(i + \theta) \cdot \tan \phi') \quad (5.2.4 b)$$

(5.2.4 a) または (5.2.4 b) 式において、補強材のせん断力 S_R を考えない式は、既に Gray(グレイ)⁹⁾ らによって示されているが、ここでも同様に $S_R = 0$ として考える。

ここで、せん断ひずみを γ とすれば、 $\gamma = x/z$ であり、 θ の代わりに γ を用いれば

$$\begin{aligned} \tan(i + \theta) &\doteq \tan i + x/z \\ &= \tan i + \gamma \end{aligned} \quad (5.2.5 a)$$

$$\begin{aligned} \gamma = x/z &= \frac{(1 + \tan^2 i) \cdot \tan \theta}{1 - \tan i \cdot \tan \theta} \\ &= f_n(i, \theta) \end{aligned} \quad (5.2.5 b)$$

$$\sin(i+\theta) = \frac{\tan i + \gamma}{1 + (\tan i + \gamma)^2} \dots\dots\dots (5.2.5 \text{ c})$$

$$\cos(i+\theta) = \frac{1}{1 + (\tan i + \gamma)^2} \dots\dots\dots (5.2.5 \text{ d})$$

で表わせるから、 $i+\theta=\xi$ とすれば

$$\begin{aligned} \tan \xi &= \tan(i+\theta) = (z \tan i + x)/z = \tan i + x/z \\ &= \tan i + \gamma \\ \xi &= \tan^{-1}(\tan i + \gamma) \dots\dots\dots (5.2.6) \end{aligned}$$

したがって、補強された要素全体のせん断強度 τ_f は、次式で表わされることになる。

$$\tau_f = \sigma'_o \tan \theta' + t_R \cdot (\sin \xi + \cos \xi \tan \phi') \dots\dots\dots (5.2.7)$$

ここで、 t_R は、土の単位面積あたりの補強材の引張り力であるから、次式で表わされる。

$$t_R = \frac{n \cdot T_r}{A_s} = \frac{n \cdot E_r \epsilon_r A_r}{A_s} \dots\dots\dots (5.2.8)$$

ここに、 n :土の単位面積あたりの補強材本数、 E_r :補強材の弾性係数、 A_r :補強材1本あたりの断面積、 A_s :補強領域全体の断面積、 ϵ_r :土が補強材を拘束しつつ、せん断変形することによる補強材の伸びひずみである。

(5.2.8) 式は、せん断に伴い補強材と土との摩擦が十分大きく、相互にずれが生じない場合の補強材の引張り強度を表わす。

ここで、せん断に伴う補強材の伸びひずみ ϵ_r および引張り強度 t_R について考える。

図 5.2.2 (b) に示すように、せん断に伴う土のダイレイタンスひずみを ϵ_d (圧縮を正)、補強材の引張り力 t_R を発生させる原因である補強材と土との摩擦力が、補強材周辺の土に平均的に圧縮応力 $\Delta\sigma$ として作用するものとし、それによる土の平均圧縮ひずみを ϵ_s とする。

また、初期状態における補強材の長さを l とし、せん断変形後の長さを l' とすれば、次の関係が成り立つ。

$$l' = l(1 + \epsilon_r) \dots\dots\dots (5.2.9 \text{ a})$$

$$l' \cdot \cos(i+\theta) = l(1 - \epsilon_s - \epsilon_d - \Delta\epsilon) = l(1 - \epsilon_d + \epsilon_r \cdot \cos(i+\theta)) \dots\dots\dots (5.2.9 \text{ b})$$

ここに、 $\Delta\epsilon$ は、補強材の伸びひずみと周辺の土の圧縮ひずみの差である (両者は同一とは限らない)。さらに、

$$\epsilon_r = \frac{T_r}{E_r \cdot A_r} \dots\dots\dots (5.2.10 \text{ a})$$

$$\epsilon_s = \frac{\Delta\sigma}{E_s} = \frac{n \cdot T_r \cos(i+\theta)}{E_s \cdot A_s} \dots\dots\dots (5.2.10 \text{ b})$$

ここに、 E_s は土の弾性係数であり、以下2つの場合を考える。

① $i=0$ 、すなわち、補強材が鉛直に打設されたとき

この場合は昨年度の報告書に示されている式と同様になる。

すなわち、補強材の伸びひずみと周辺の土の圧縮ひずみの差 $\Delta\epsilon$ は次式で与えられる。

$$\Delta\epsilon = 1 - (1 + \epsilon_r) \cdot \cos \theta - \epsilon_s \quad \dots\dots\dots (5.2.11 \text{ a})$$

したがって、

$$(1 + \epsilon_r) \cdot \cos \theta = 1 - \epsilon_s - \Delta\epsilon \quad \dots\dots\dots (5.2.11 \text{ b})$$

$$\therefore \epsilon_r = \frac{1 - \cos \theta - \epsilon_s - \Delta\epsilon}{\cos \theta} \quad \dots\dots\dots (5.2.11 \text{ c})$$

(5.2.8), (5.2.10), (5.2.11) 式より

$$\begin{aligned} t_R &= \frac{n \cdot E_r A_r}{A_s} \cdot \frac{1 - \cos \theta - \epsilon_s - \Delta\epsilon}{\cos \theta} \\ &= \frac{n \cdot E_r A_r}{A_s} \cdot \frac{1 - \cos \theta - \Delta\sigma/E_s - \Delta\epsilon}{\cos \theta} \quad \dots\dots\dots (5.2.12 \text{ a}) \end{aligned}$$

ここで、補強材の伸びひずみと周辺の土の圧縮ひずみとが均等であれば、 $\Delta\epsilon = 0$ であり、図 5.2 2(c)において、鉛直ひずみが生じなければ、見かけ上、 $E_s = \infty$ として考えられるので

$$t_R = \frac{n \cdot E_r A_r}{A_s} \cdot \frac{1 - \cos \theta}{\cos \theta} \quad \dots\dots\dots (5.2.12 \text{ b})$$

$$\epsilon_r = \frac{1 - \cos \theta}{\cos \theta} = \frac{\theta^2}{2} \quad \dots\dots\dots (5.2.12 \text{ c})$$

(5.2.12 b), (5.2.12 c) 式は、せん断に伴い体積変化が無く、補強材と土との摩擦が十分大きく相互にずれが生じない場合の補強材の引張り力及び伸びひずみを与える。

実際には、せん断ひずみが大きいと、間隙水圧の発生により摩擦抵抗が低下し、補強材が十分拘束されずに、補強材と土との間にずれが生じるような場合には、上の関係は成り立たない。

ここでは、このような場合も含めて、せん断ひずみと補強材との間の関係を次式で表わす⁷⁾。

$$\epsilon_r = \alpha \frac{\theta^2}{2} \quad \dots\dots\dots (5.2.13)$$

ここに、 α は補強材と土との間の摩擦拘束度合いに関するパラメーターであり、ここでは定着係数と呼ぶ。完全に拘束されているときは $\alpha = 1$ 、拘束がない場合には $\alpha = 0$ である。

(5.2.7), (5.2.12), (5.2.13) 式より次式を得る。

$$\tau_f = (\sigma'_o + \alpha \cdot n \cdot E_r A_r / A_s \cdot \theta^2 / 2) \cdot \tan \phi' \quad \dots\dots\dots (5.2.14)$$

② $i \neq 0$ のとき

この場合にも同様に、 $\Delta\epsilon$ は次式で与えられる。

$$\Delta\epsilon = 1 - (1 + \epsilon_r) \cdot \frac{\cos(i + \theta)}{\cos i} - \epsilon_s \quad \dots\dots\dots (5.2.15 \text{ a})$$

$$\therefore \epsilon_r = \frac{\cos i}{\cos(i + \theta)} (1 - \epsilon_s - \Delta\epsilon) - 1 \quad \dots\dots\dots (5.2.15 \text{ b})$$

同様に、(5.2.8), (5.2.10), (5.2.11) 式より

$$\begin{aligned}
t_r &= \frac{n \cdot E_r A_r}{A_s} \cdot \left(\frac{\cos i}{\cos(i+\theta)} (1 - \varepsilon_s - \Delta\varepsilon) - 1 \right) \\
&= \frac{n \cdot E_r A_r}{A_s} \cdot \left(\frac{\cos i}{\cos(i+\theta)} \left(1 - \frac{t_R \cdot \cos(i+\theta)}{E_s} - \Delta\varepsilon \right) - 1 \right) \\
&= \frac{n \cdot E_r A_r}{A_s} \cdot \frac{\cos i / \cos(i+\theta) \cdot (1 - \Delta\varepsilon) - 1}{1 + n \cdot E_r A_r / E_s A_s \cdot \cos i} \dots\dots\dots (5.2.16)
\end{aligned}$$

ここで、また同様に、補強材の伸びひずみと周辺の土の圧縮ひずみとが均等であれば、 $\Delta\varepsilon=0$ となり、さらに鉛直ひずみが生じなければ、 $E_s=\infty$ として次式が得られる。

$$\varepsilon_r = \frac{\cos i}{\cos(i+\theta)} - 1 \dots\dots\dots (5.2.17 \text{ a})$$

$$t_R = \frac{n \cdot E_r A_r}{A_s} \cdot \left(\frac{\cos i}{\cos(i+\theta)} - 1 \right) \dots\dots\dots (5.2.17 \text{ b})$$

したがって、棒状補強材を傾斜打設 ($i \neq 0$) した場合の補強効果は、次式で表わされる。

$$\tau_f = \sigma'_o \tan \theta' + \alpha \cdot n \cdot E_r A_r / A_s \cdot (\cos i / \cos(i+\theta) - 1) \cdot (\sin \xi + \cos \xi \tan \phi') \dots\dots (5.2.18)$$

以上、棒状補強材を傾斜打設した場合の補強効果に関して理論的に導いた。これらの式は、昨年度の場合と同様に、静的な一方向のみへのせん断で、かつせん断に伴う過剰間隙水圧の発生などは考慮していないものであるが、定着係数 α などを精度よく予測することが可能となれば、非排水繰返しせん断条件下においても、棒状補強材による補強効果を推定することが可能となろう。

5.3 棒状補強材を挿入した砂の直接単純せん断試験

5.3.1 目 的

本共同研究で想定している半地下構造物や盛土の耐震対策として、これらの既設の構造物を対象とする場合、その直下を改良するには、現在の地表面より排水補強杭を傾斜打設する必要がある。

昨年度までの研究では、繰返しねじりせん断試験機を用いて、棒状補強材が鉛直に打設された場合について検討してきた。

そこで、今年度は、棒状補強材が傾斜打設された場合の補強効果を定量的に把握する目的で、大型（供試体直径 30 cm、高さ 15 cm）直接せん断試験機を用いて補強効果を実験的に求めるとともに、先の 5.2 で求めた理論値との比較を行った。

なお、前節において導いた理論式は、前述したように静的な一方向のみへのせん断で、かつせん断に伴う過剰間隙水圧の発生などは考慮していないものであるから、今回行う直接単純せん断試験も、極力この条件を満たすように設定した。

5.3.2 試験方法

(1) 大型直接せん断試験機の概要

図 5.3.1 に概略の構造形式を示すが、基本構造は、Silver ら¹⁰⁾ や石原ら¹¹⁾ によるものとほとんど同じである。供試体の直径は 30 cm、高さは 15 cm を基本としている。また、拘束リング、あるいはレインフォース

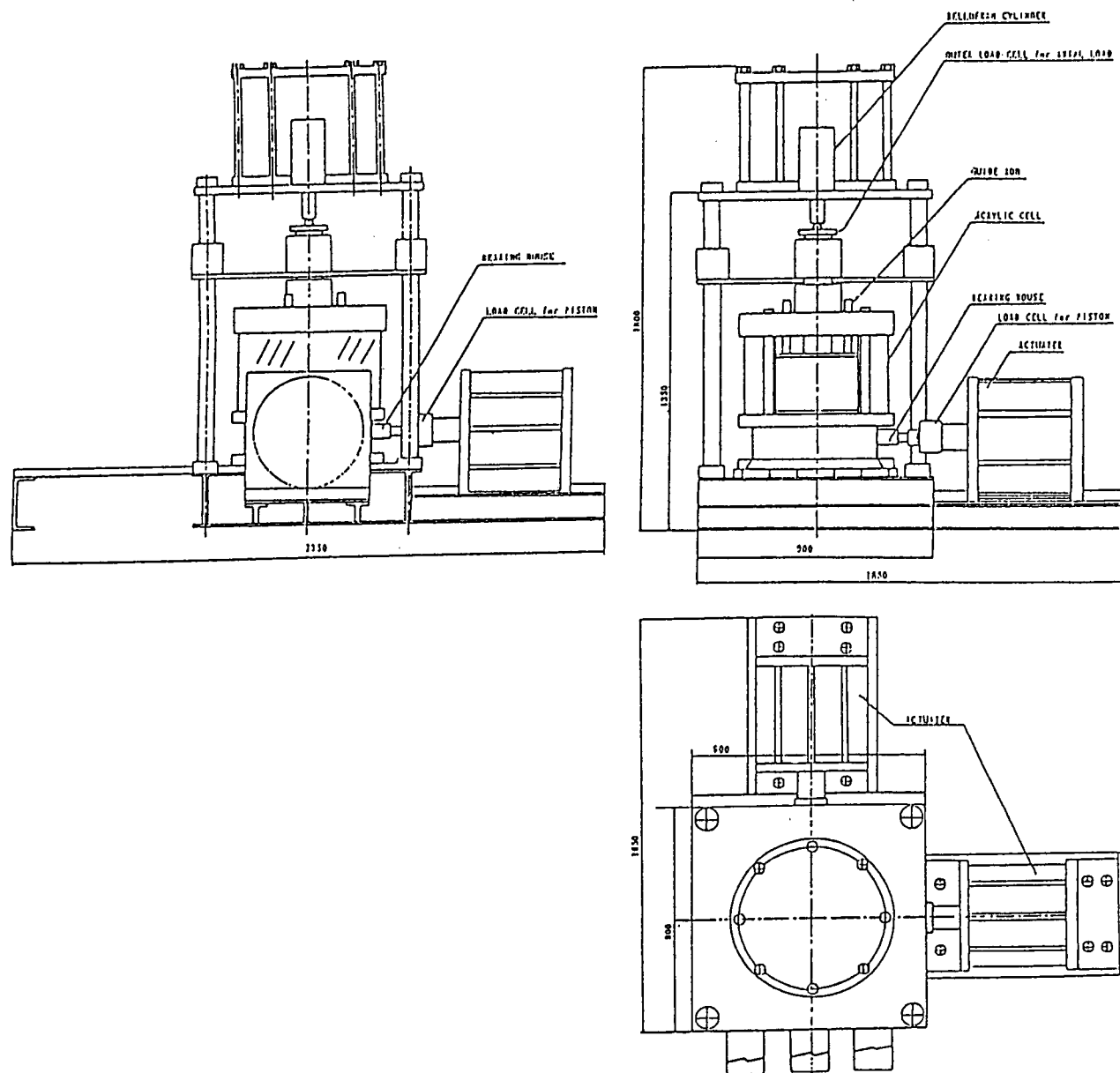


図5.3.1 大型直接せん断試験機 一般図

メンブレンは用いず、三軸セル内で鉛直応力 σ_v 、側方応力 σ_h を制御して軸対象応力状態を再現している。その他の特長としては、いわゆるロッキング防止構造として供試体に鉛直応力 σ_v を伝えるピストンロッドとは別に、3本のガイドロッドも設けている。

せん断力発生装置としては 15.7 cm/sec の加振機を直角方向に 2 台設置しているので、地震時の NS 波、EW 波を同時に入力できるなどの実験が可能であるが、今回の実験では 1 台のみを作動させた。

(2) 試料および実験条件

実験に用いた砂は、豊浦標準砂で、その物理特性を表 5.3.1 に示す。ここで、最大間隙比 e_{max} および最小間隙比 e_{min} は、土質工学会基準案に基づき求めたものである。

供試体の形状は、直径 30 cm、高さ 15 cm の中実供試体で、メンブレンはラテックス製 0.4 mm 厚のものをを用いた。

供試体は、空中落下法で作製した。図 5.3.2 に示すように、豊浦砂を約 3 cm 程度投入後、約 13 cm の棒状補強材をたて込み、補強材が所定の傾斜打設角度となるように糸でつるした。その後、同様に豊浦砂をロートから自由に落下させて詰め込んだ。したがって、棒状補強材は、キャップ・ペDESTALからは完全に離れた状態で挿入されたことになる。棒状補強材の傾斜打設角度は、 $i=0, \pm 15^\circ$ とし、補強材の配置位置は、図 5.3.3 に示すように 8 本配置とし、供試体に対する断面充填率は、 $n \cdot A_r/A_s=1.0\%$ であり、補強率は、 $n \cdot$

表5.3.1 豊浦砂の物性

$G_s = 2.64$	$e_{max} = 0.977$
$D_{50} = 0.16 \text{ mm}$	$e_{min} = 0.605$
$U_C = 1.46$	F.C. = 0 %

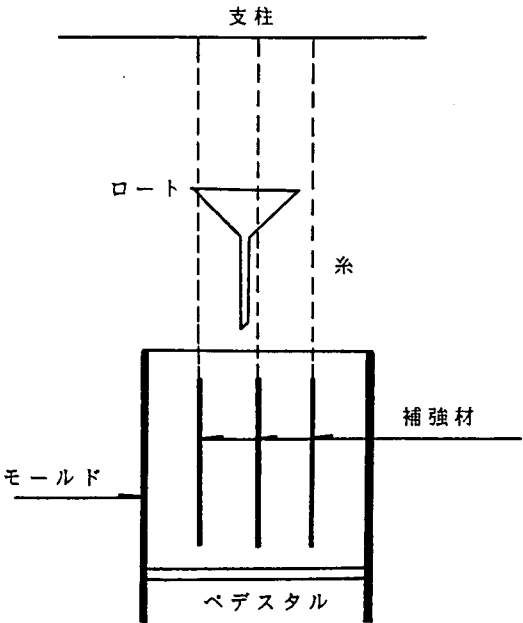


図5.3.2 供試体作製法

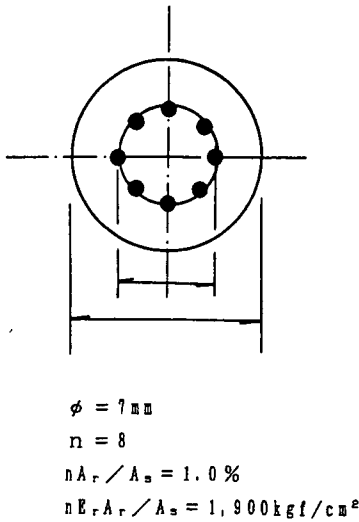


図5.3.3 補強材の配置図

表5.3.2 アルミ棒の性質

断面積	$A \text{ (cm}^2\text{)}$	1.038
長さ	$L \text{ (cm)}$	13.000
$E/10^5$	$\text{(kgf/cm}^2\text{)}$	1.58
EI	$\text{(kgf/cm}^2\text{)}$	53.33
EA	(kgf)	19371

$E_r A_r / A_s = 1,900 \text{ kgf/cm}^2$ である。

供試体は、拘束圧 $\sigma'_0 = 0.3 \text{ kgf/cm}^2$ のときに二酸化炭素で置換し、脱気水を循環させた後、背圧 $\sigma_{BP} = 2.0 \text{ kgf/cm}^2$ をかけて飽和化をはかり、 B 値はすべて 0.96 以上とした。

棒状補強材のモデルとして用いたものは、 $\phi 7 \text{ mm}$ のアルミ合金製の円柱棒で、表 5.3.2 に示す性質を持つ。また、円柱棒の周面にはエポキシ系接着材で粒径 1.25~2.5 mm の小砂利を付着させた。

せん断は、0.2%/min の等圧排水せん断条件で行った。

5.3.3 実験結果および考察

(1) せん断応力～せん断ひずみ、体積ひずみ関係

図 5.3.4(a)には、せん断応力～せん断ひずみ、体積ひずみ関係を示す。また、図 5.3.4(b)には、せん断ひずみ～軸ひずみ関係を示す。本実験における初期間隙比は $e_i \doteq 0.80$ 程度である。

この結果を用いて、補強材の傾斜角度と補強率(補強供試体の τ_{max} /無補強供試体の τ_{max})との関係を示せば、図 5.3.5 のとおりである。また、同図には Jewell(ジュウル)¹²⁾ が、一面せん断試験箱を用いて調べた結果についても示してある。

Jewell(ジュウル)は、直径 0.82 mm の針金で作った格子をさまざまな角度で挿入してせん断強度を調べているので、今回実施した実験とは、せん断条件や補強材の種類、あるいは、補強の程度などの点で異なり、

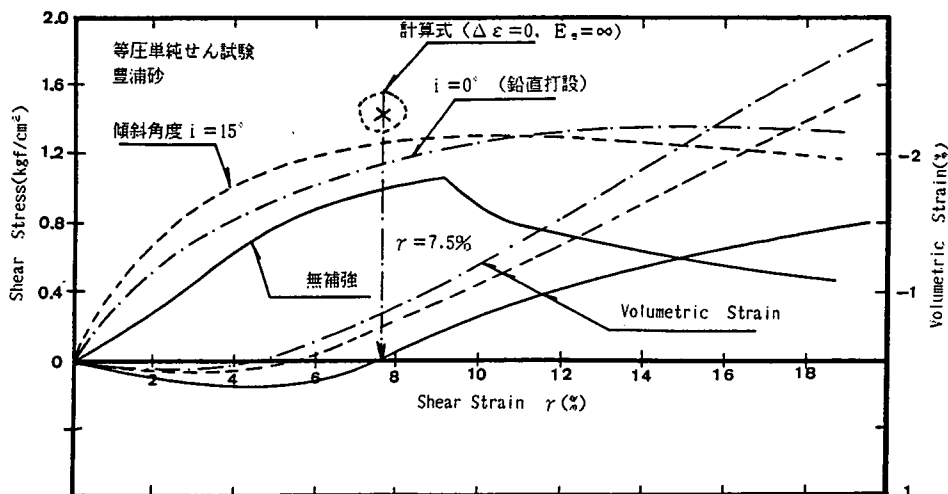


図5.3.4(a) せん断応力～せん断ひずみ関係

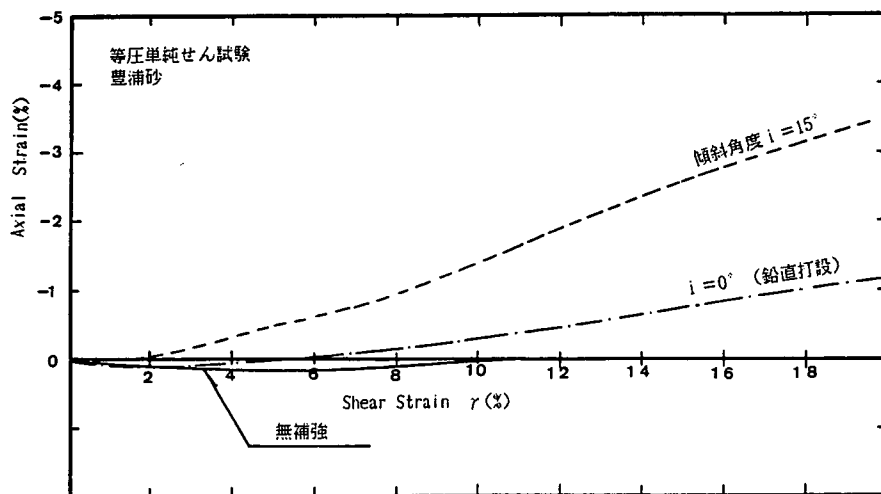


図5.3.4(b) せん断応力～軸ひずみ関係

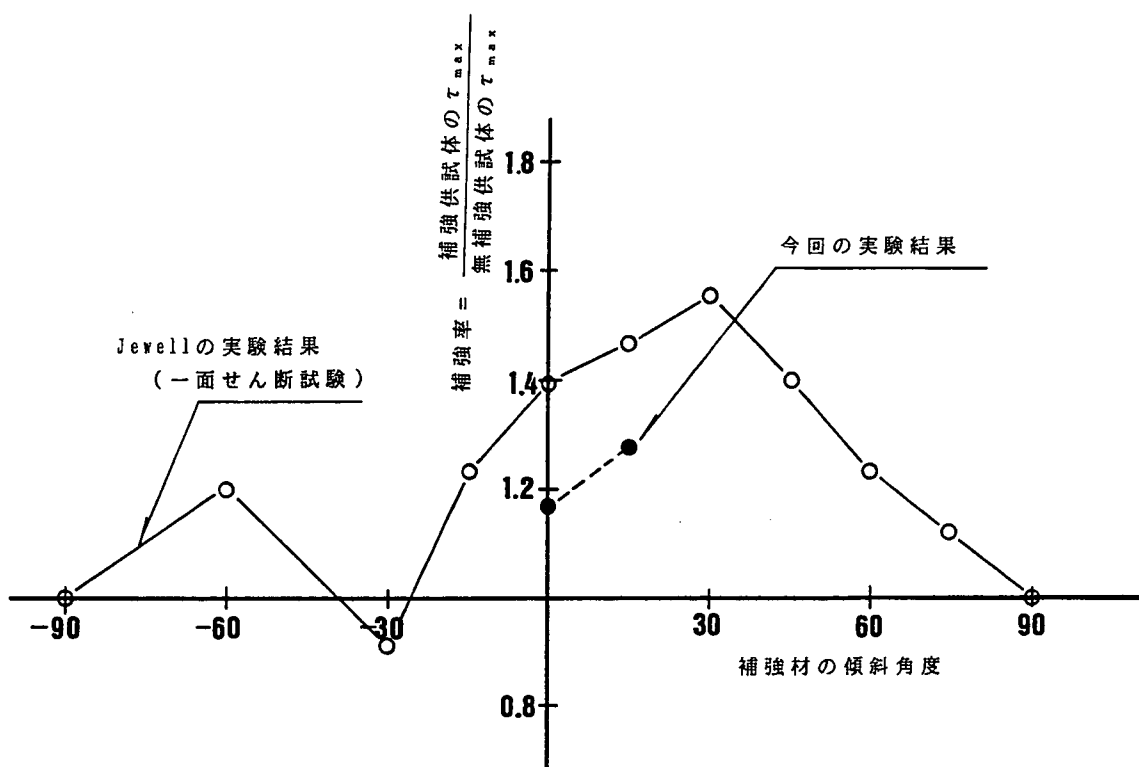


図5.3.5 補強材の傾斜角度と補強率の関係

また、対象土も違う。したがって、本試験結果と単純に比較することはできないが、傾向としてはほぼ似ているようであり、引き続き実施している傾斜角度の試験結果と比較していくつもりである。

(2) 実験値と理論値の補強効果の比較

前節で導かれた補強効果の理論式は、以下のとおりである。

① 補強材の傾斜角度 $i=0^\circ$ 、すなわち、鉛直打設の場合には (5.2.14) 式より

$$\tau_f = (\sigma'_o + \alpha \cdot n \cdot E_r A_r / A_s \cdot \theta^2 / 2) \cdot \tan \phi' \quad \dots\dots\dots (5.3.1)$$

② $i \neq 0^\circ$ の場合には (5.2.18) 式より

$$\tau_f = \sigma'_o \tan \theta' + \alpha \cdot n \cdot E_r A_r / A_s \cdot (\cos i / \cos(i + \theta) - 1) \cdot (\sin \xi + \cos \xi \tan \phi') \cdots \cdots (5.3.2)$$

ここで、試験条件としては、供試体の初期間隙比 $e_i \doteq 0.8$ 、有効拘束圧 $\sigma'_o = \sigma_o - \sigma_{BP} = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ であることから、有効内部摩擦角は $\phi' = 35^\circ$ 程度であろう。

補強材の性質としては、

$$n = 8$$

$$E_r A_r = 1.71 \times 10^5 \text{ kgf}$$

$$n \cdot E_r A_r / A_s = 1,900 \text{ kgf/cm}^2$$

また、せん断ひずみとして $r = 7.5\%$ ($\theta = 4.3^\circ$) を考えれば

$$\theta^2 / 2 = (0.075)^2 / 2 = 2.81 \times 10^{-3}$$

となり、定着係数 α については、昨年度の報告書に示す定着係数とせん断ひずみの関係より、せん断ひずみが 7.5% DA のときの値であるが、 $\alpha = 0.2$ とする。

したがって、理論上の補強効果は、 $i = 0^\circ$ の場合

$$\tau_f = (1.0 + 0.2 \times 1,900 \times 2.81 \times 10^{-3}) \times 0.70 = 1.45 \text{ kgf/cm}^2$$

となる。

また、 $i \neq 0^\circ$ の場合には、補強材の伸びひずみは、(5.2.15 b) 式より

$$\varepsilon_r = (\cos i / \cos(i + \theta)) \cdot (1 - \varepsilon_s - \Delta\varepsilon) - 1 \cdots \cdots (5.3.3)$$

で与えられる。

ここで、 $\Delta\varepsilon$ は補強材の伸びひずみと土の圧縮ひずみとの差であり、図 5.3.4(b) に示すように、補強材を傾斜打設した場合には土の圧縮ひずみも大きく、補強材の伸びひずみとの差を正確に把握できなければ、補強効果は推定できないようである。したがって、現在、補強材の伸びひずみを測定できるよう実験装置を改良しているので、この点に関しては、次年度に報告したいと考えている。

5.4 排水補強杭工法に関する振動台模型実験

5.4.1 実験目的

昨年度までの実験では、水平地盤に排水補強杭工法を適用した場合の補強効果に関して、せん断土槽による振動台模型実験を実施して検討を加えてきたが、今年度の実験においては、半地下構造物を対象として、掘割道路に排水補強杭工法を適用した場合を想定した。

今年度の振動台模型実験の主な目的を以下に示す。

- ① 補強杭の種類の違いが補強効果に及ぼす影響
- ② 掘割道路の直下およびその側方を改良する場合、改良範囲や補強率の違いが補強効果に及ぼす影響

5.4.2 実験方法

実験に用いた土槽は、長さ 250 cm、幅 68 cm、深さ 60 cm の鋼製土槽である。模型地盤は、乾燥した豊浦標準砂を一定の高さから自由落下させて作製した。その後、二酸化炭素を流し、脱気水を通水して模型地盤の飽和化をはかった。模型地盤の相対密度は表 5.4.1 に示すように $D_r = 54 \sim 63\%$ である。

補強材として用いたものは図 5.4.1 に示すように 3 種類で、アクリル製の節付き補強材（台形タイプと三角形タイプ）とアルミ合金製の棒状のものである。アルミ合金製の棒状のものには、周面に 1.5～2.0 mm の砂分をアラルダイト接着剤で付着させてある。また、補強杭の種類としては、図 5.4.2 に示すように排水杭、補強杭、排水補強杭（補強材と碎石 7 号）の 3 種類を想定した。

ここで、排水杭、補強杭、排水補強杭と呼んでいるのは

排 水 杭：いわゆるグラベルドレーンのことで、今回の実験では碎石 7 号を用いている。

補 強 杭：補強材のみの補強杭

排水補強杭：排水と補強の両機能を兼ね備えている補強杭のことで、補強材の周辺に透水性の高い排水材（今回の実験では碎石 7 号）のある補強杭

のことである。

実験ケースおよび実験（加振）条件を表 5.4.1 に示す。加振は、周波数 $f=2\text{Hz}$ の正弦波で行った。各実験ケースにおける排水杭、補強杭、排水補強杭の配置方法を図 5.4.3(a)～(h)に、各実験における計測項目、位置を図 5.4.4 に示す。

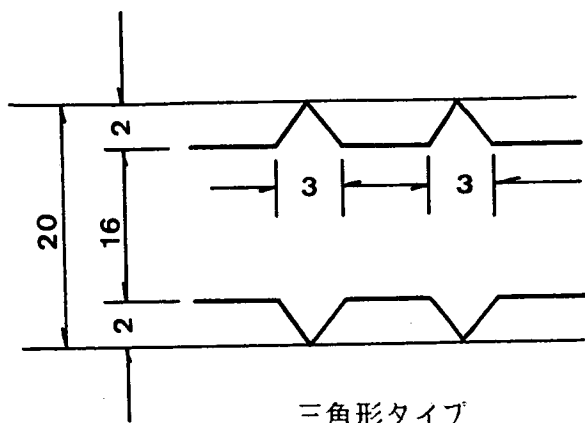
掘割道路模型は、高さ 25 cm、幅 30 cm、奥行き 68 cm のアクリル製の中空の箱である。この箱を土槽の底面から 30 cm の位置に設置した。また、掘割模型の重量を調節するため散弾をビニール袋に詰めておもりとし、見掛けの単位体積重量を $\gamma=1.5\text{ gf/cm}^3$ とした。

表5.4.1 実 験 ケ ー ス

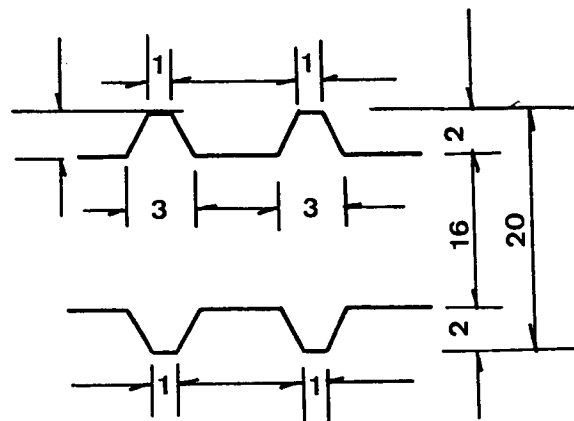
No	補強杭の種類	杭径(mm) (芯材径)	本数 (側方,直下)	nE_rA_r/A_s (kgf/cm^2)	D_r (%)	加振条件
1	排水杭 (細粒分含む)	40	30 (20,10)		58.9	150gal
2	フシ付き補強杭 (台形タイプ)	16 (フシ20)	30 (20,10)	265	56.5	
3	排水杭 (細粒分除去)	40	30 (20,10)		63.3	80gal
4	フシ付き補強杭 (三角形タイプ)	16 (フシ20)	30 (20,10)	254	55.1	100gal
5	フシ付き補強杭 (三角形タイプ)	16 (フシ20)	58 (40,18)	500	56.8	100gal
6	アルミ補強杭	7	96 (58,38)	3000	58.9	
7	排水補強杭 (フシ付き補強杭)	40 (16)	30 (20,10)		54.1	100gal
8	排水補強杭 (アルミ補強杭)	40 (7)	30 (20,10)		62.7	120gal
						130gal
						150gal
						180gal
						200gal



アルミ補強杭



三角形タイプ



台形タイプ

節つき補強材の形状
(材質はアクリル)

図5.4.1 補強材の形状

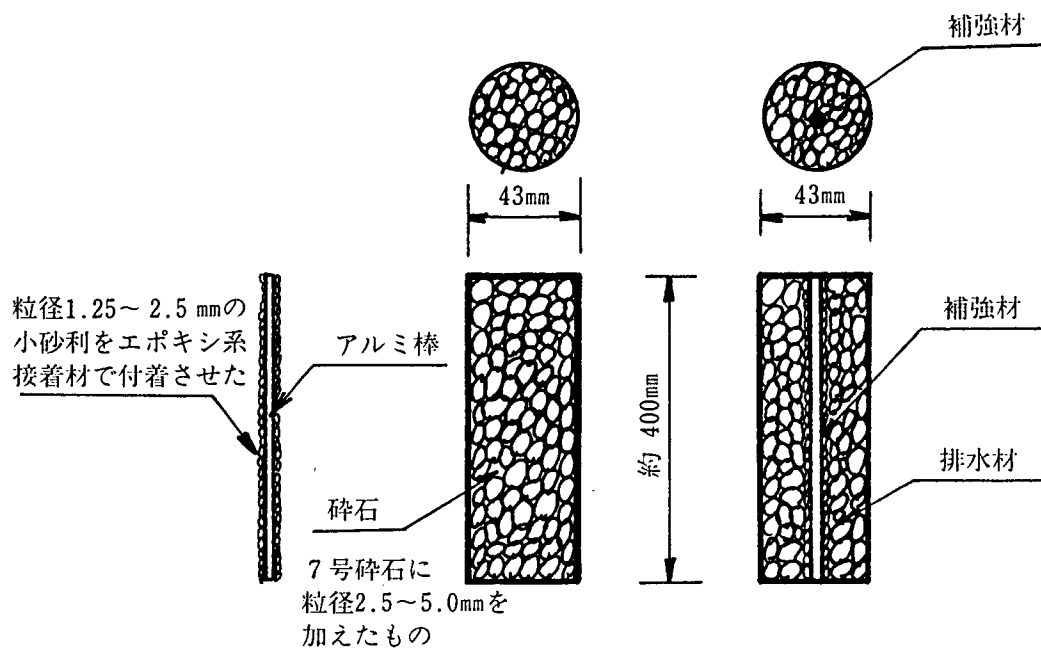
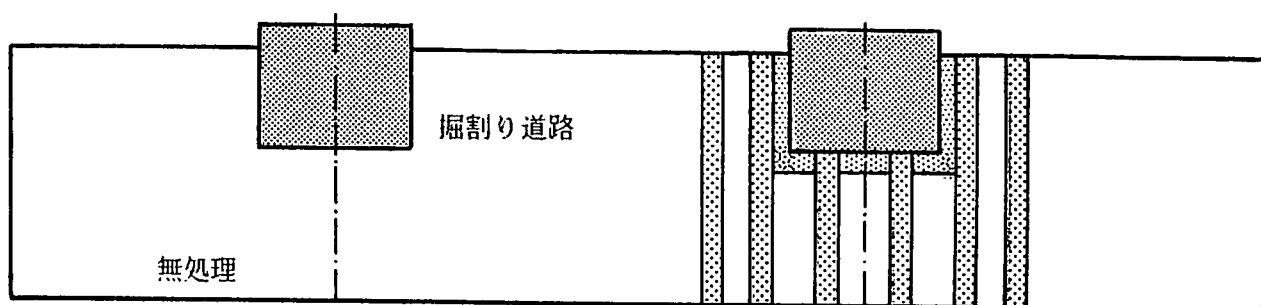
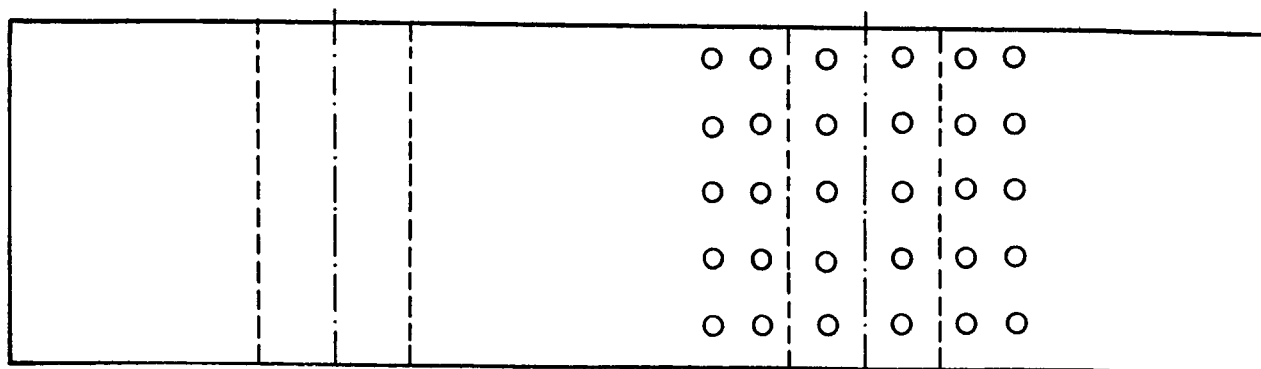
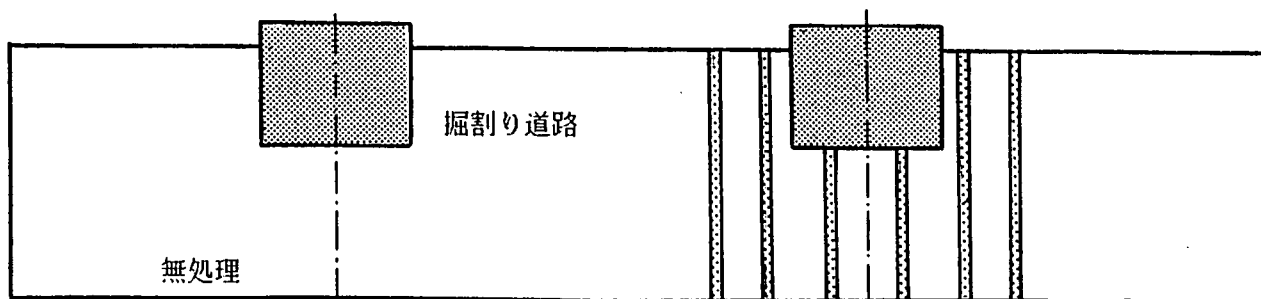
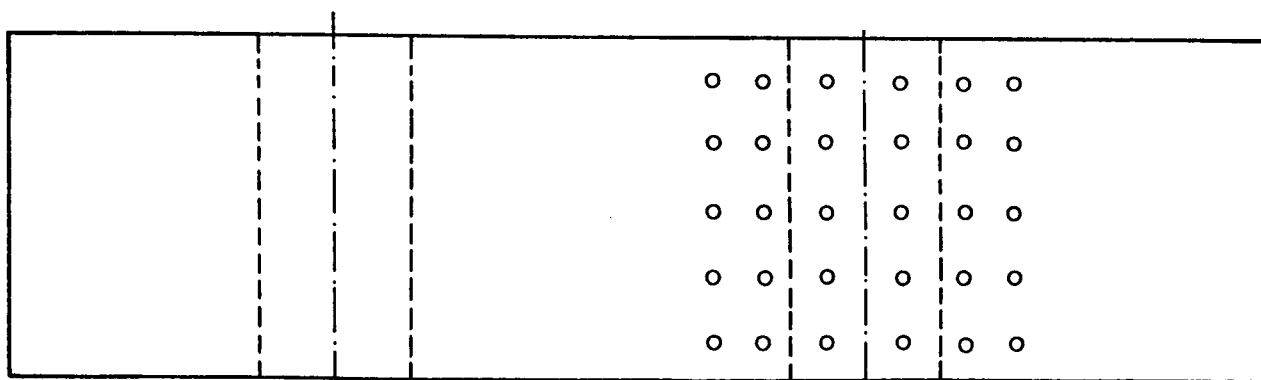


図5.4.2 補強材の種類

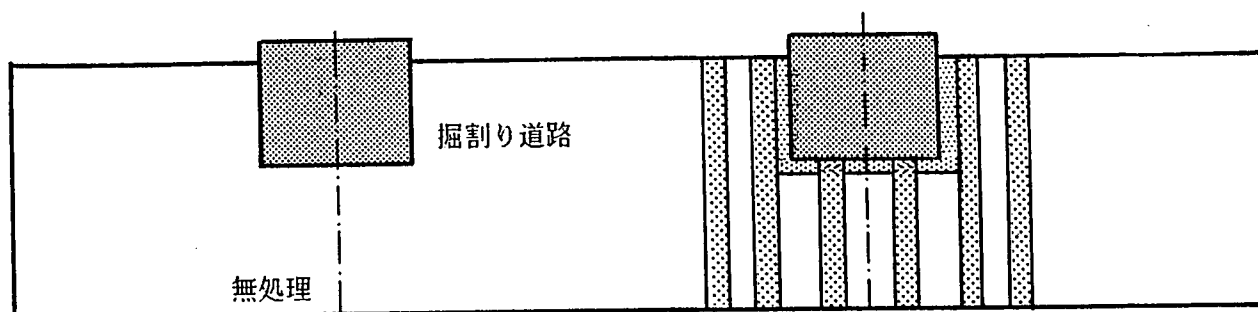
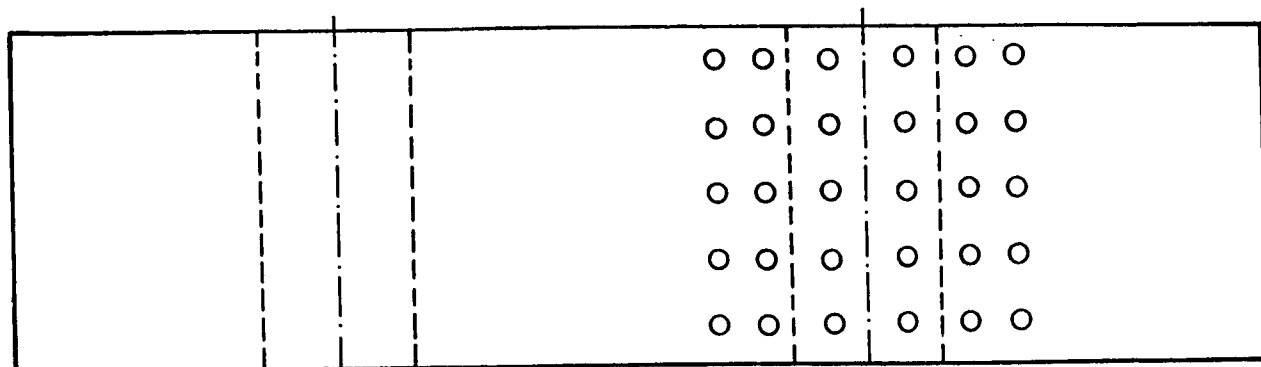


(a)No.1 排水杭（グラベルドレーン）

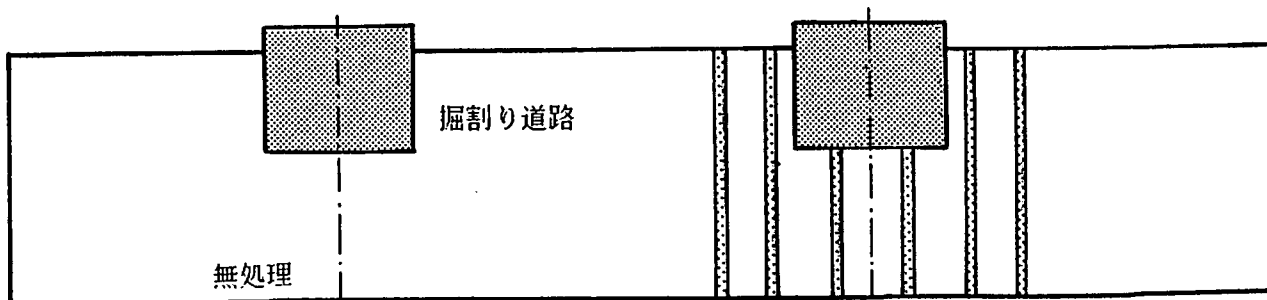
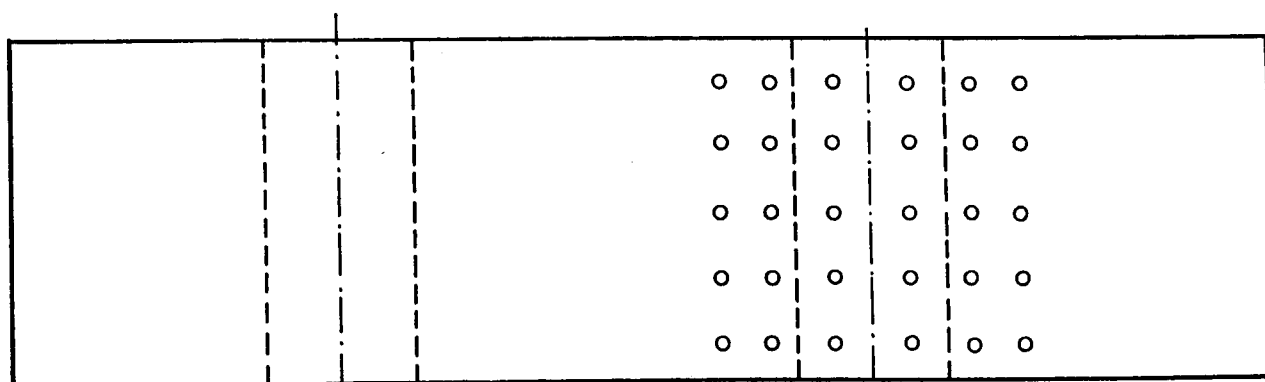


(b)No.2 節付きアクリル補強杭（台形タイプ）

図5.4.3(1) 補強材の配置方法

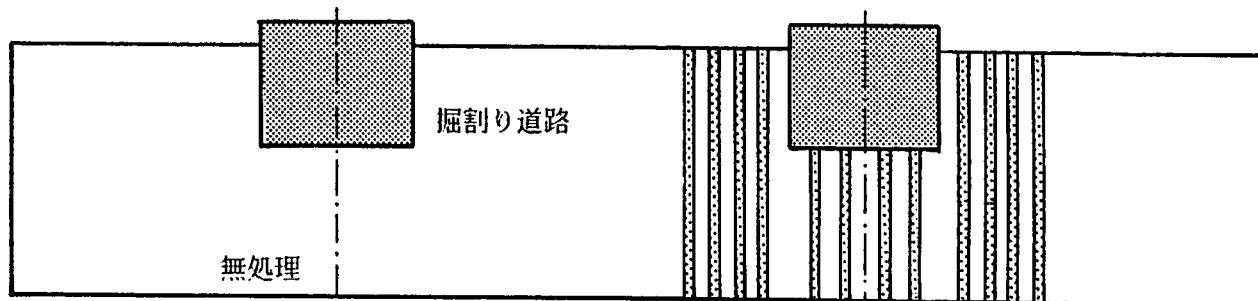
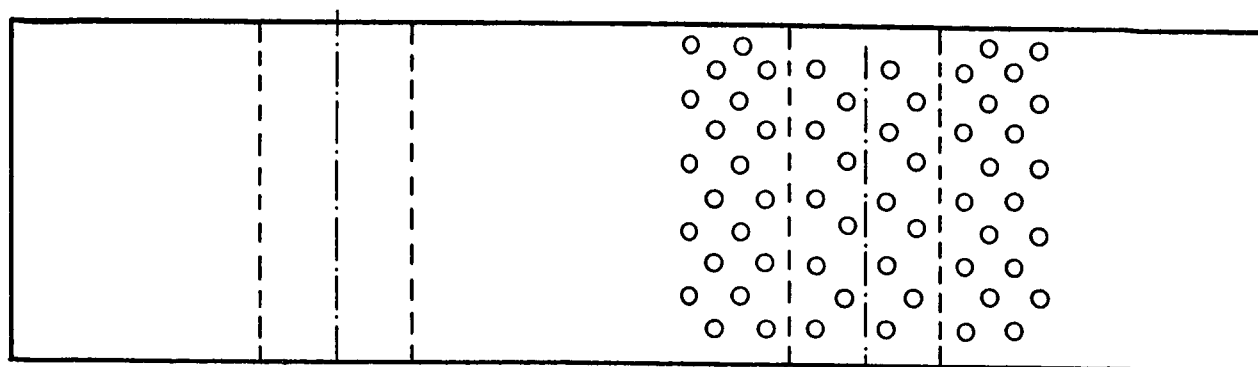


(c)No.3 排水杭 (グラベルドレーン)

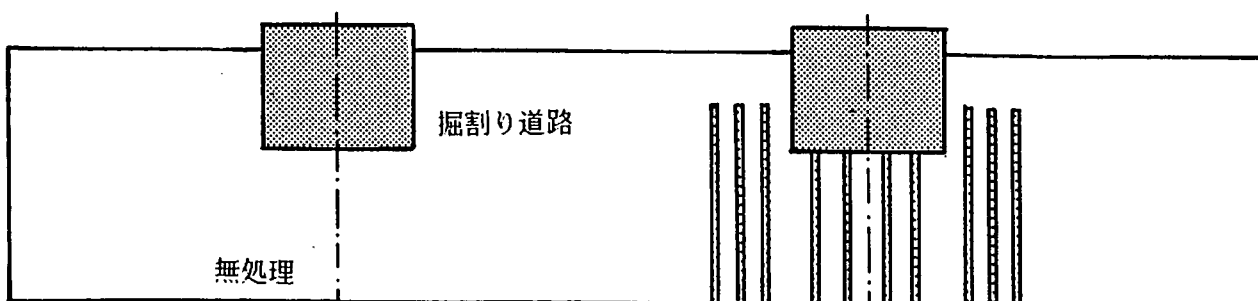
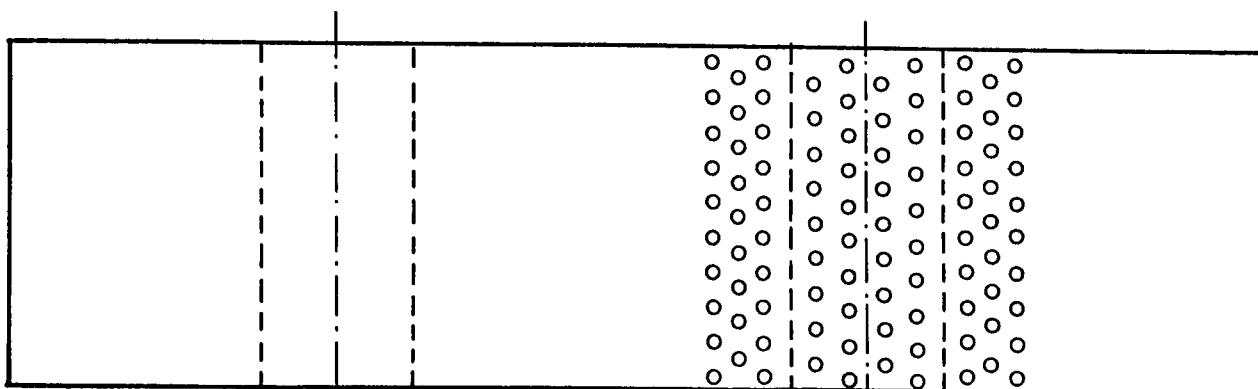


(d)No.4 節付きアクリル補強杭 (三角形タイプ)
($nE_r A_r / A_s = 254 \text{ kgf/cm}^2$)

図5.4.3(2) 補強材の配置方法

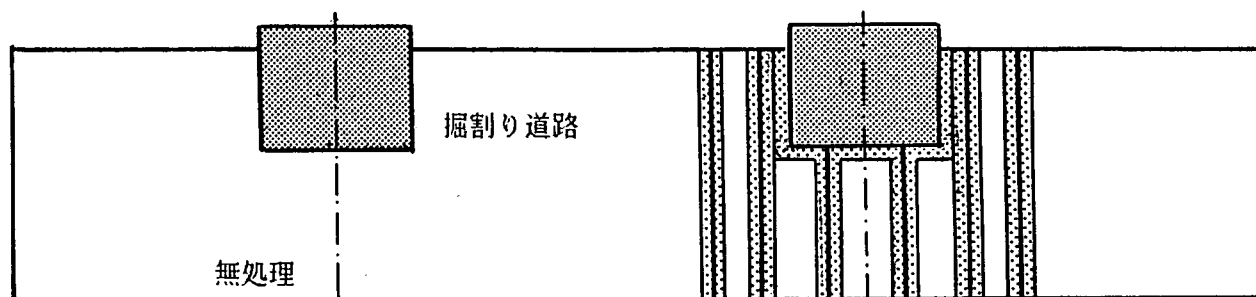
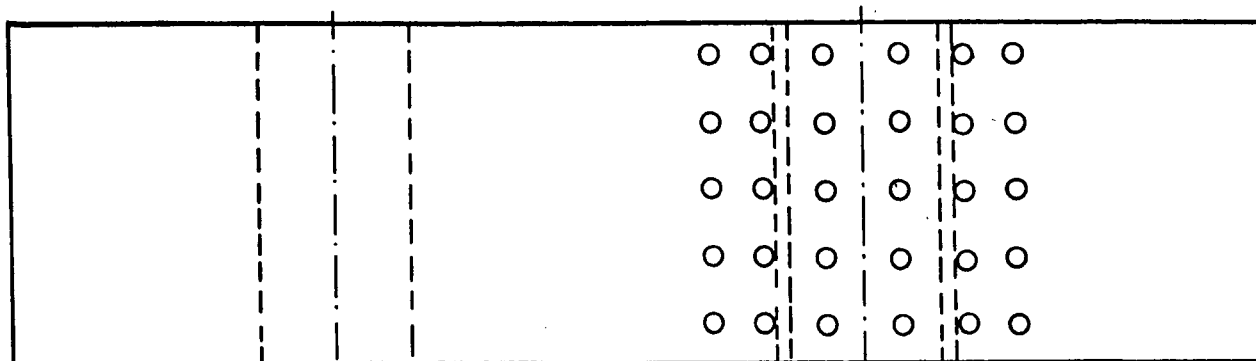


(e)No.5 節付きアクリル補強杭 (三角形タイプ)
 $(nE_rA_r/A_s=500\text{kgf/cm}^2)$

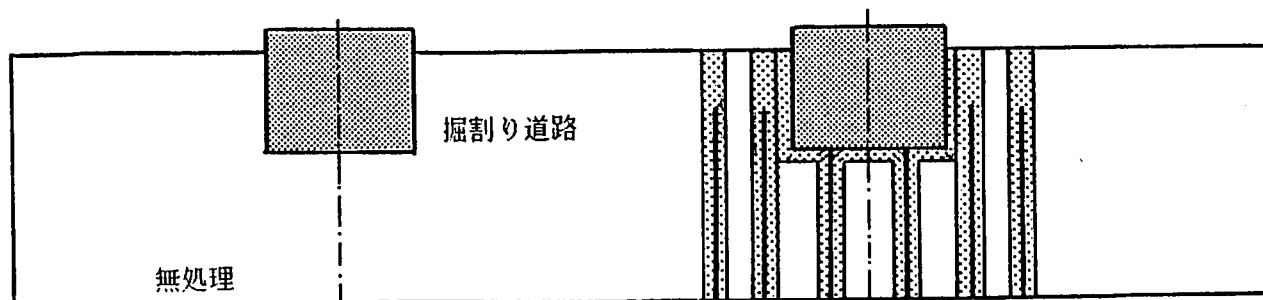
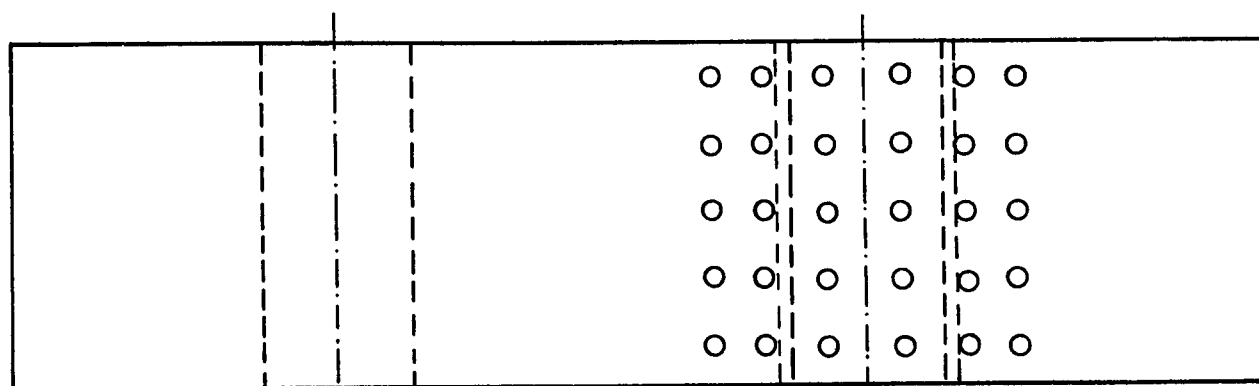


(f)No.6 アルミ補強杭
 $(nE_rA_r/A_s=3,000\text{kgf/cm}^2)$

図5.4.3(3) 補強材の配置方法



(g)No.7 排水補強杭（芯材はアクリル補強杭）



(h)No.8 排水補強杭（芯材はアルミ補強杭）

図5.4.3(4) 補強材の配置方法

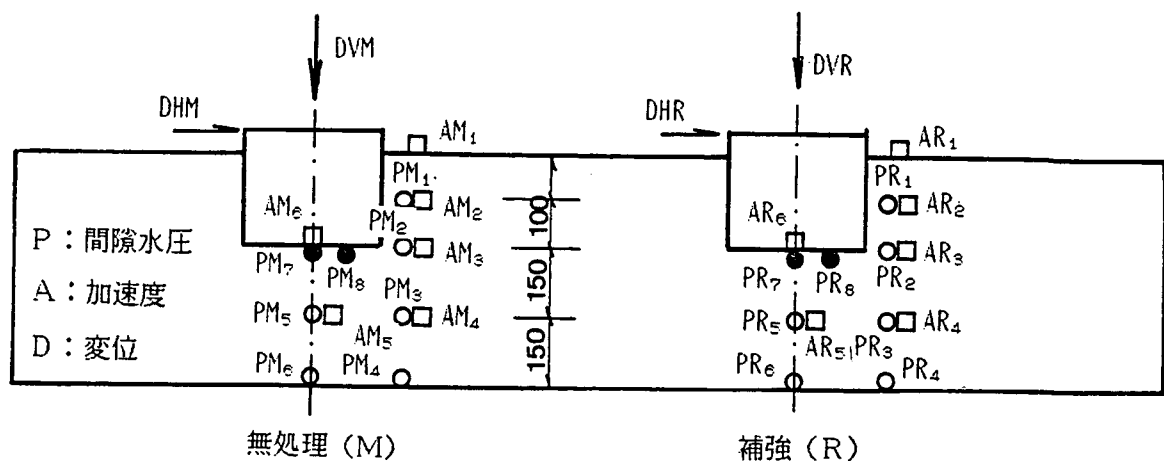


図5.4.4 計器の配置図

5.4.3 実験結果および考察

(1) 時刻歴出力結果

図5.4.5(1)~(6)には、表5.4.1における実験ケース No. 3~No. 8の時刻歴出力結果を示す。本結果は、表5.4.1に示すように排水杭、3種類の補強杭、2種類の排水補強杭を半地下構造物模型の側方・直下に設置した場合の出力結果である。

実験 No. 3, No. 4 は約 150 gal で、No. 5, No. 6 は約 100 gal で、No. 7, No. 8 は約 220 gal で加振したときの加振加速度、応答加速度、過剰間隙水圧、および掘割道路模型の鉛直・水平変位の時刻歴出力結果である。

ここに、 A_1 は加振加速度、 A_5 、 A_6 は図5.4.4に示す位置の模型地盤中の応答加速度、 P_5 、 P_6 は同様に、図5.4.4に示す位置における過剰間隙水圧、 DV 、 DH はそれぞれ半地下構造物模型の鉛直・水平変位である。

各実験ケースにおいて、加振加速度に違いはあるものの、 P_6 、 DV 、 DH の時刻歴に顕著な特長が見受けられる。図5.4.5(1)の排水杭の場合、加振開始とともに過剰間隙水圧が上昇し、約3秒後にピークに達し、以後減少していることから、掘割道路模型の鉛直変位もこの P_6 の上昇とともに浮き上がり、 P_6 の減少とともに沈下している。なお、今回の実験では、掘割道路模型の周辺にグラベルウォール、グラベルマットは設置していない。

図5.4.5(2)~(4)の補強杭の場合、昨年度の実験と同様に補強率の高い補強杭では加振方向が反転するとき、過剰間隙水圧が急降下（有効応力が回復）する現象が顕著に見られるが、ピーク時の過剰間隙水圧比は0.8~1.0程度まで上昇しているので、掘割道路模型の浮き上がりは、無処理地盤とほぼ同程度見られる。

一方、図5.4.5(5)、(6)の排水補強杭の場合には、加振加速度が220 gal とかなり大きいにもかかわらず、 P_6 の過剰間隙水圧は0.57~0.94程度までしか上昇しておらず、また掘割道路模型の上昇量も0.2~8 mm と非常に小さい。

(2) 加振加速度と過剰間隙水圧比との関係

図5.4.6(1)、(2)は、それぞれ図5.4.4に示す間隙水圧 P_5 、 P_6 のピーク値を有効上載圧 σ_v で除した値の過

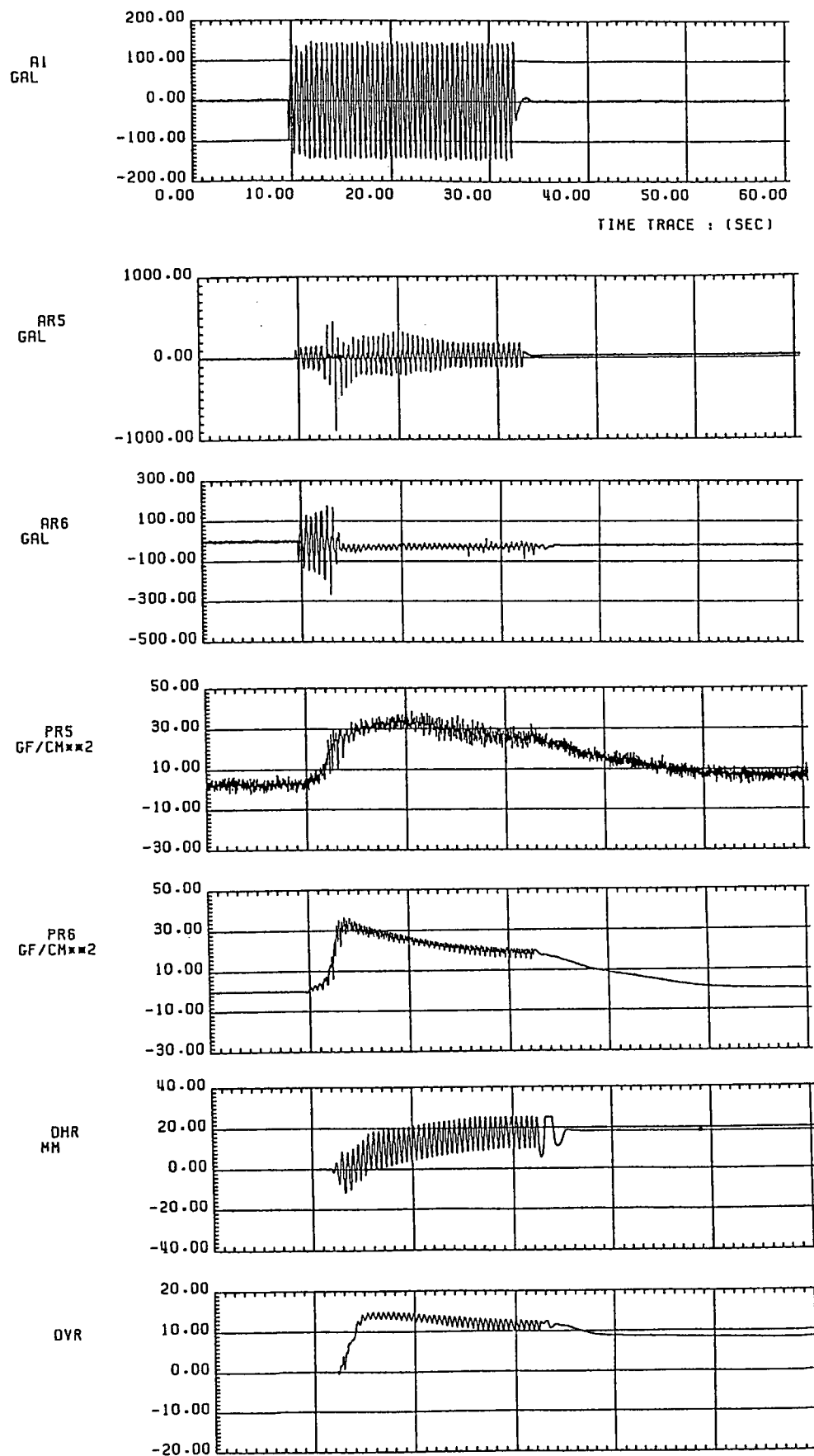


図5.4.5(1) 実験 No. 3 の時刻歴出力結果

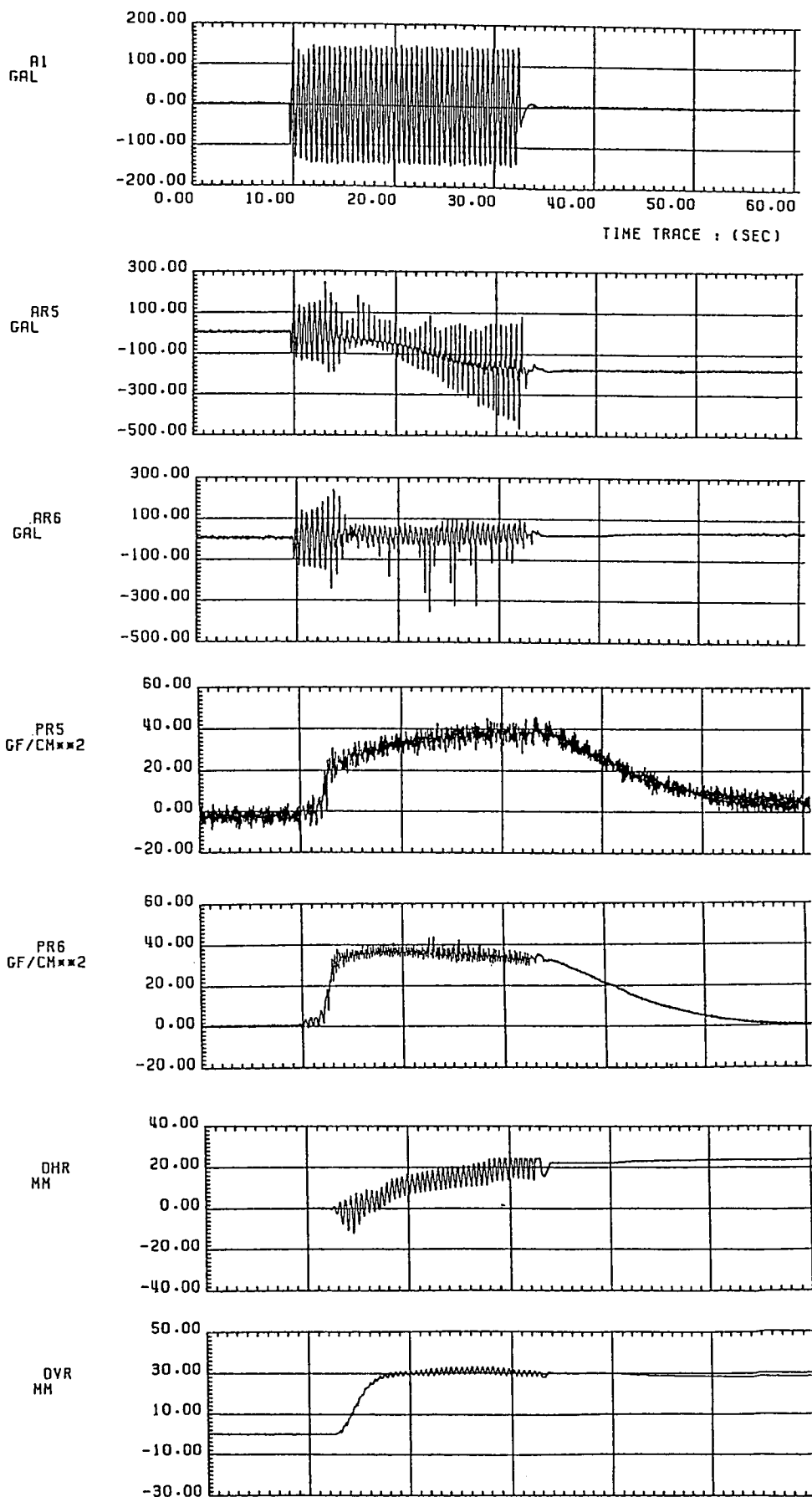


図5.4.5(2) 実験 No. 4 の時刻歴出力結果

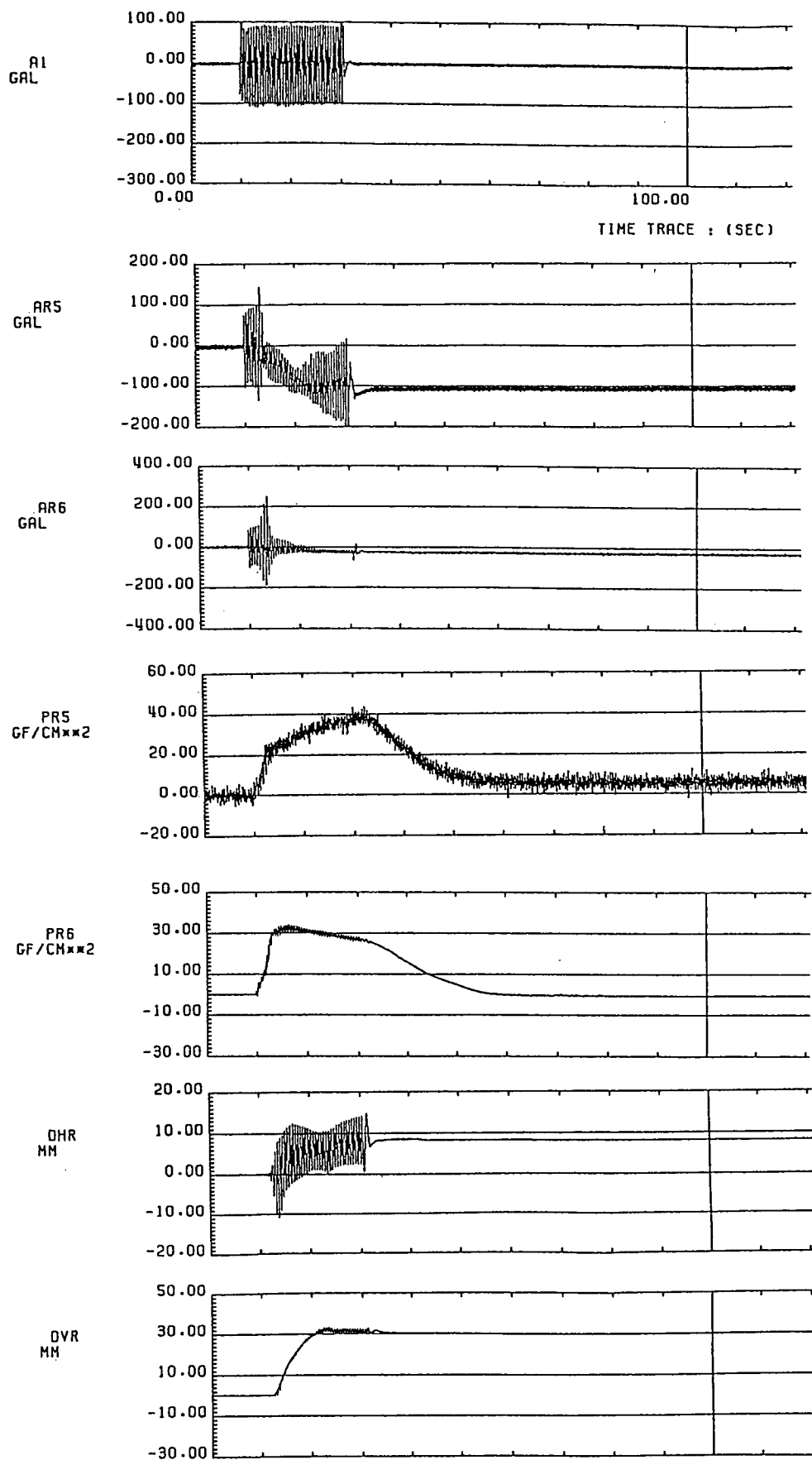


図5.4.5(3) 実験 No. 5 の時刻歴出力結果

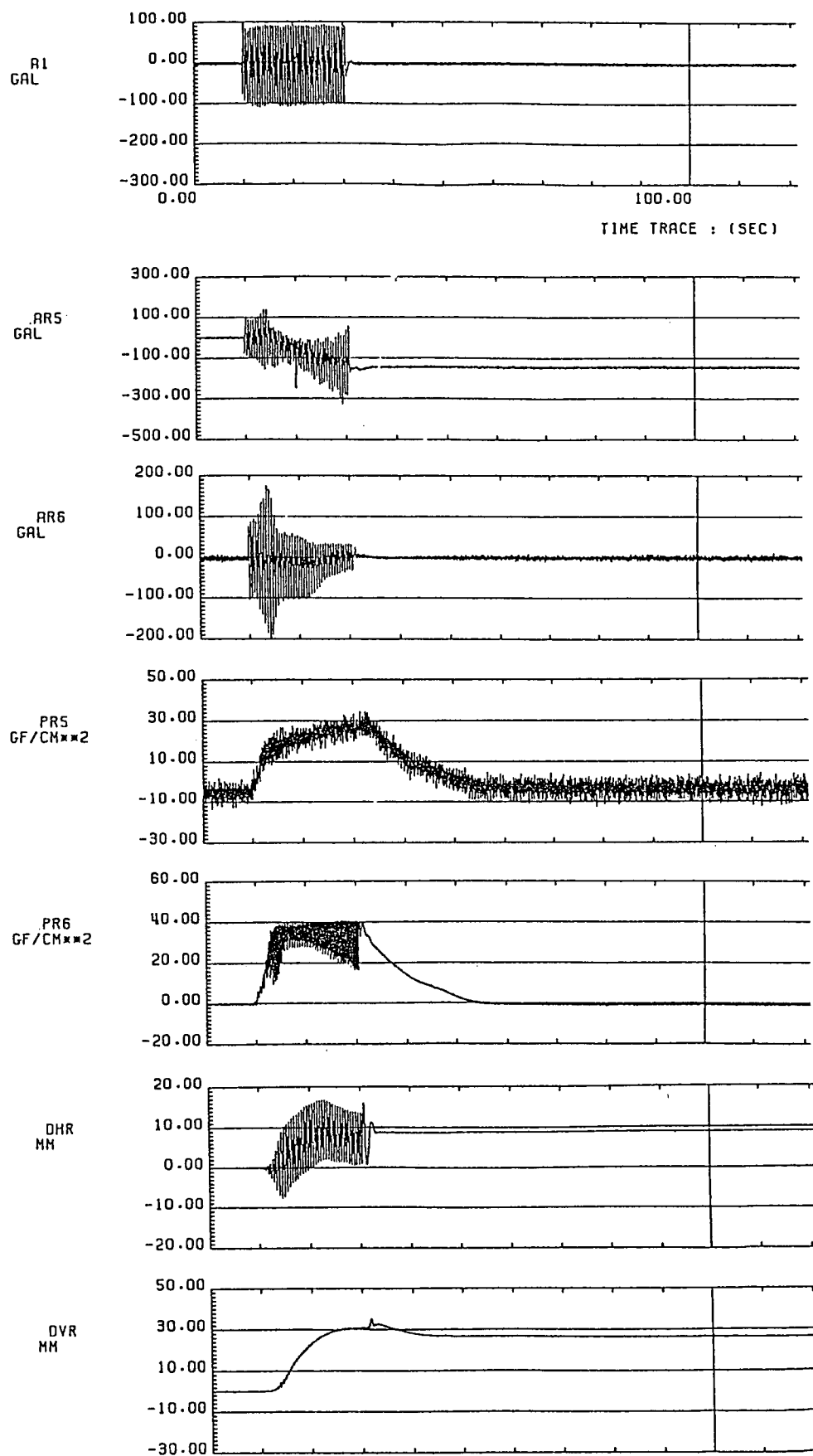


図5.4.5(4) 実験 No. 6 の時刻歴出力結果

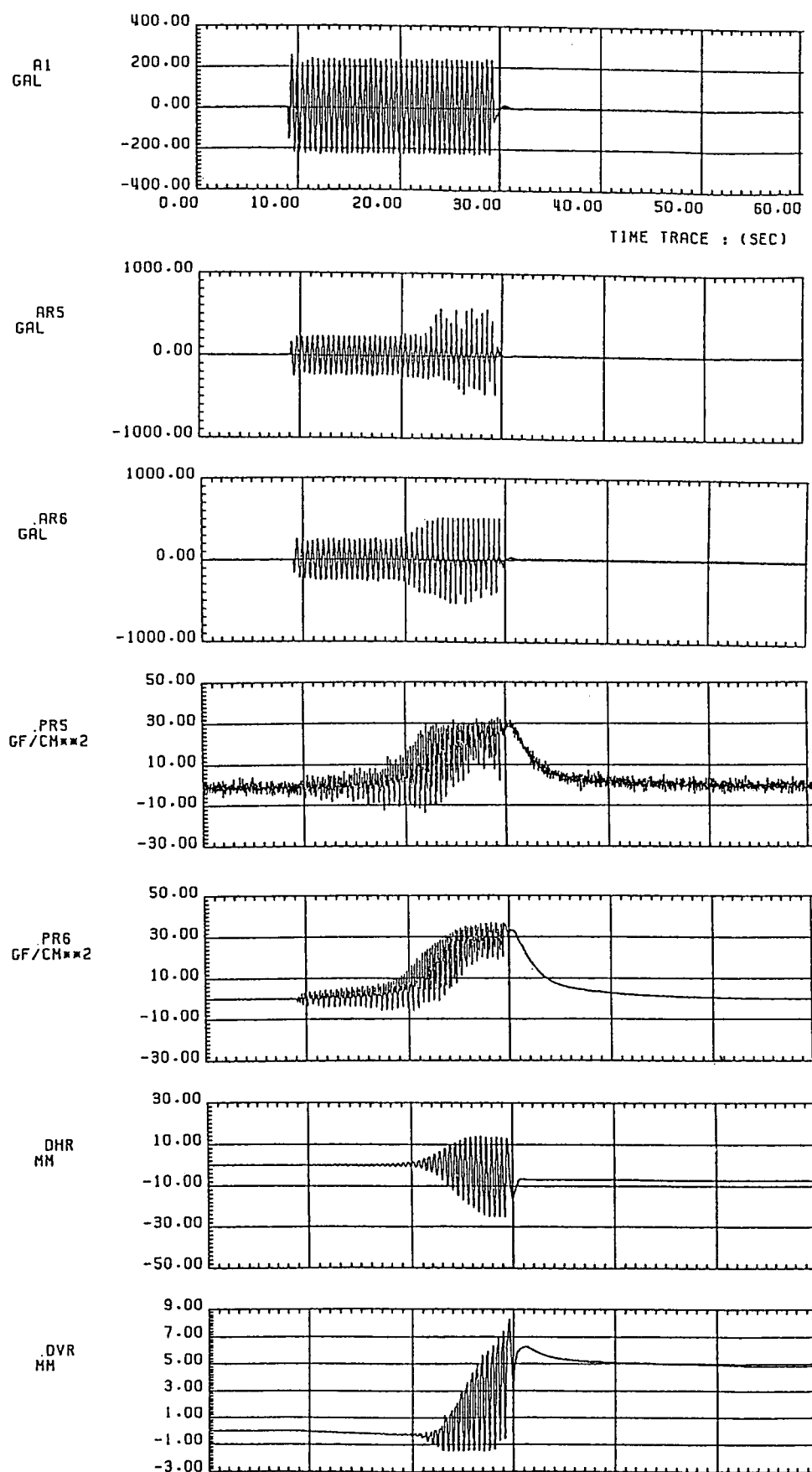


図5.4.5(5) 実験 No. 7 の時刻歴出力結果

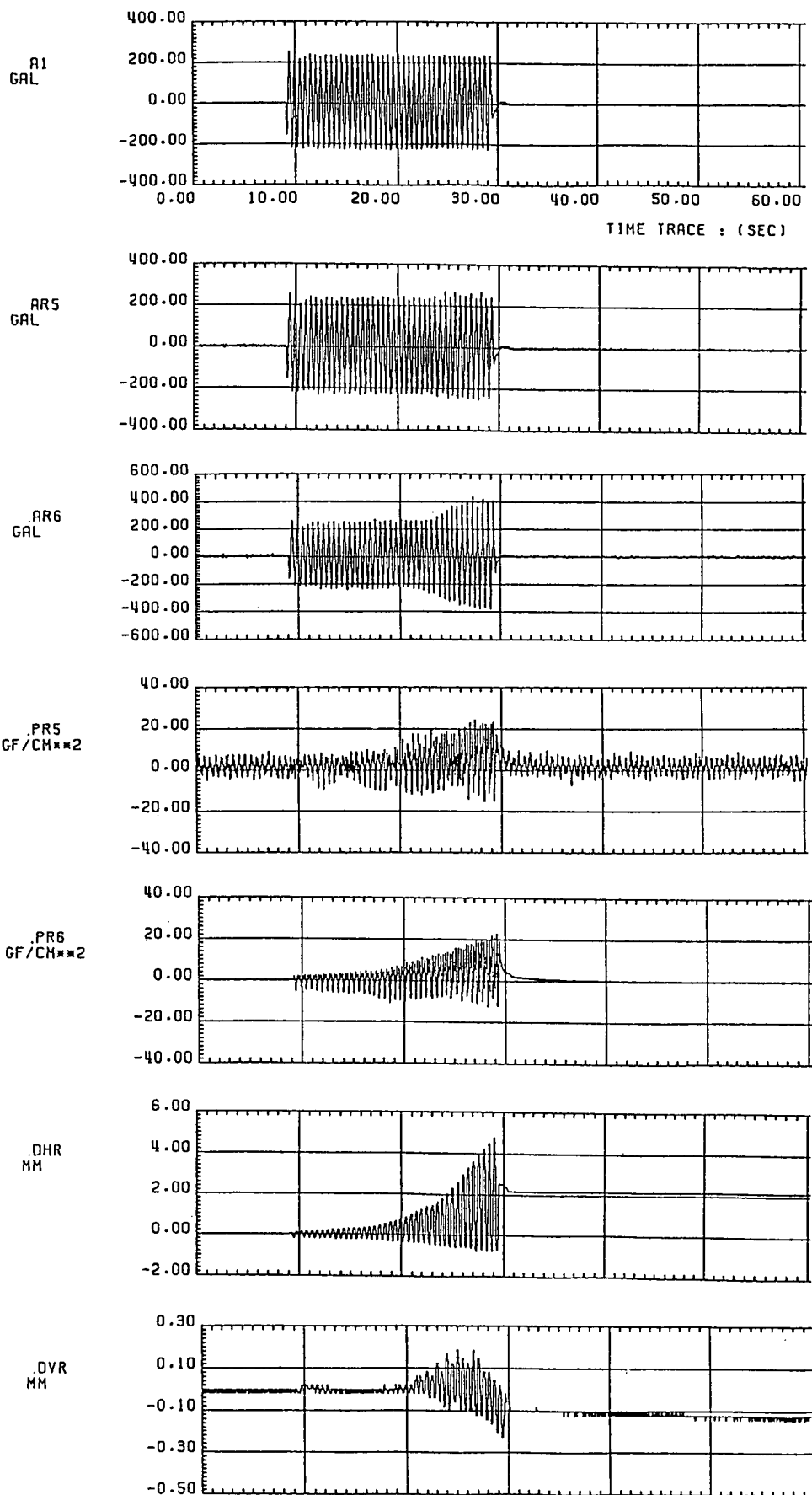


図5.4.5(6) 実験 No. 8 の時刻歴出力結果

表5.4.1 図5.4.6～5.4.8の凡例

補 強 材 の 種 類	記 号
無 処 理	○
排水杭 (グラベルドレーン)	●
アクリル補強杭 (台形タイプ)	△
アクリル補強杭 (三角形タイプ)	▲
アルミ補強杭	▲
排水補強杭 (芯材はアクリル補強杭)	□
排水補強杭 (芯材はアルミ補強杭)	■

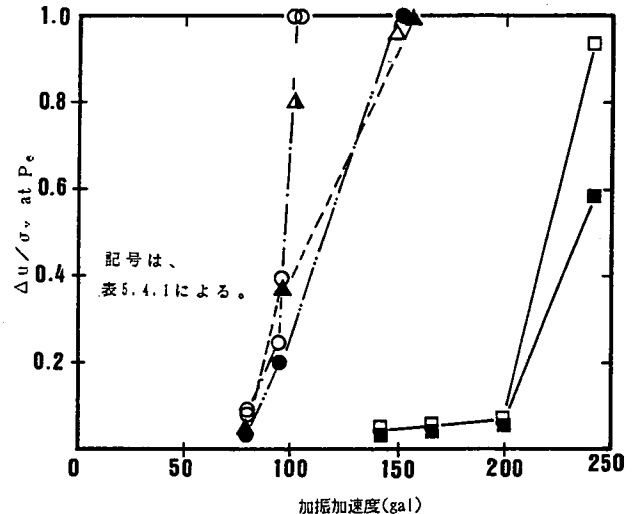
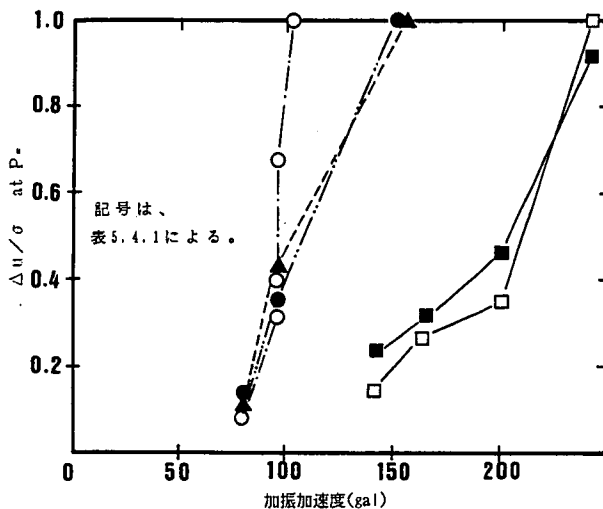


図 5.4.6 (1) 加振加速度と過剰間隙水圧比との関係 (P_s における)

図 5.4.6 (2) 加振加速度と過剰間隙水圧比との関係 (P_e における)

剰間隙水圧比 $\Delta U_s/\sigma_{v's}$, $\Delta U_e/\sigma_{v'e}$ と加振加速度との関係を示したものである。

この両図を見ると、排水機能を持たない補強杭の場合、補強の程度を表わすパラメーター $n \cdot E_r A_r / A_s$ が $254 \sim 500 \text{ kgf/cm}^2$ 程度の比較的小さな補強率であるアクリル製節付き補強杭および $n \cdot E_r A_r / A_s = 3,000 \text{ kgf/cm}^2$ 程度のアルミ製補強杭ででも、今回の実験においては、無処理とほとんど同じような過剰間隙水圧の上昇速度であり、補強効果は認められない。

これに対して、排水杭 (グラベルドレーン) の場合には、無処理・補強杭と比較して P_s , P_e の間隙水圧の上昇速度はやや遅い。

一方、排水と補強の両機能を備えた排水補強杭の場合、土槽底面における間隙水圧 P_e は、加振加速度が 220 gal 程度になってもほとんど上昇しておらず、 240 gal 以上になって初めて過剰間隙水圧比は $0.58 \sim 0.94$ 程

度まで上昇している。

(3) セン断応力比と過剰間隙水圧比との関係

図 5.4.7(1), (2)は、それぞれ図 5.4.4 に示す間隙水圧 P_5 , P_6 のピーク値を有効上載圧 σ_v' で除した値の過剰間隙水圧比 $\Delta U_5/\sigma_{v5}'$, $\Delta U_6/\sigma_{v6}'$ とせん断応力比との関係を示したものである。

ここで、せん断応力比の算定は、それぞれ A_5 , A_6 の加速度記録を用いて、液状化が発生したと想定される繰返し回数以前の A_5 あるいは A_6 の平均値から求めている。

図 5.4.7(a), (b)の結果を見ると、加振加速度と過剰間隙水圧比との関係と同様に、排水機能のない補強杭の場合、補強材の種類や補強率の違いによって、過剰間隙水圧の上昇速度に明確な差異は認められない。

しかし、無処理地盤と比較すれば、排水杭と同程度の抑制効果が認められるが、実験 No. 4 と No. 5 を比較すると節付きアクリル補強杭の補強率を 2 倍程度に高めた No. 5 の方が、やや過剰間隙水圧は上昇しやすい傾向を示しており、模型地盤の相対密度もほとんど同じであることから、この理由については現在のところ明らかではない。

一方、排水補強杭の場合には、やはり、 P_5 , P_6 の過剰間隙水圧の上昇速度が明確に抑制されていることから、ここにも排水補強杭の有効性が示されている。

(4) 掘割道路模型の変形量

図 5.4.8(1)は、掘割道路模型の天端中央の浮き上がり量と加振加速度との関係を、また、図 5.4.8(2)は、同様に、掘割道路模型の天端中央の浮き上がり量と A_5 におけるせん断応力比との関係を示したものである。ここで、せん断応力比は、前述した方法と同様な方法で求めたものである。

この両図より以下のことが言えよう。

- ① 排水機能のない補強杭の場合、掘割道路模型の浮き上がり抑制効果はほとんど期待できないようである。また、補強材の種類・補強率などの違いが補強効果に与える影響については明確ではない。強いて言えば、補強率が比較的小さい ($n \cdot E_r A_r / A_s = 254 \text{ kgf/cm}^2$) 節付きアクリル補強杭 (三角タイプ) の

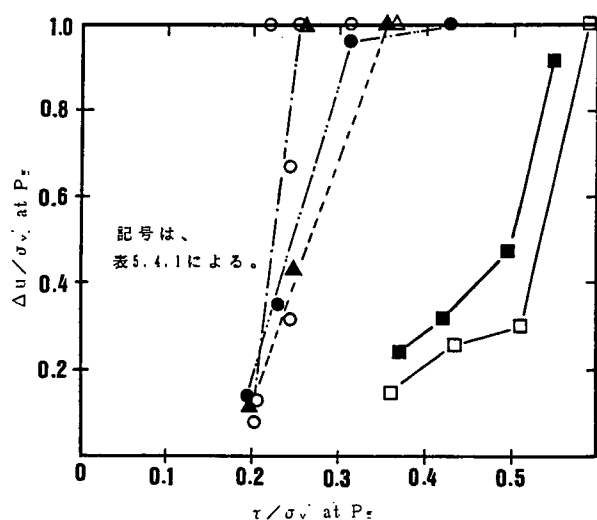


図 5.4.7(1) セン断応力比と過剰間隙水圧比との関係 (A_5 における) (P_5 における)

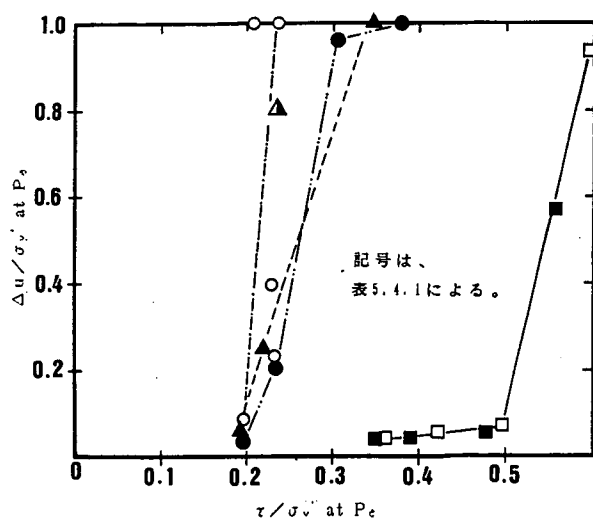


図 5.4.7(2) セン断応力比と過剰間隙水圧比との関係 (A_6 における) (P_6 における)

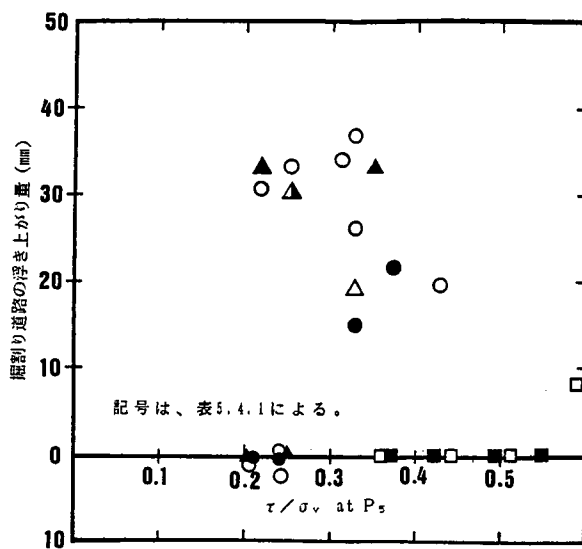
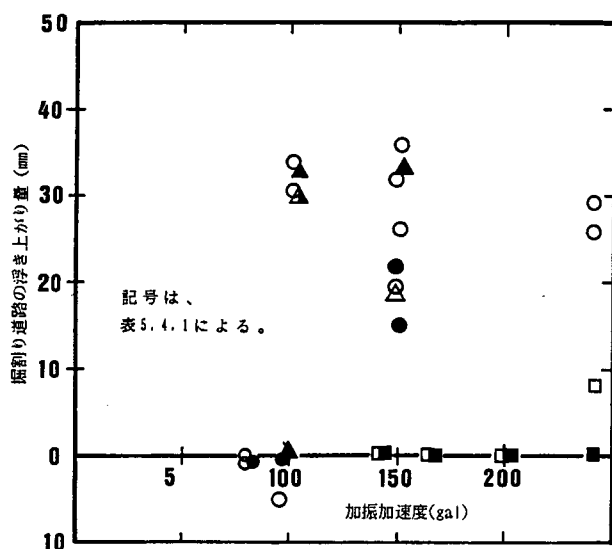


図 5.4.8(1) 加振加速度と浮き上がり量との関係

図 5.4.8(2) せん断応力比と浮き上がり量との関係

場合の方が、 $n \cdot E_r A_r / A_s = 500 \text{ kgf/cm}^2$ 程度の補強を行った実験ケースよりも過剰間隙水圧の上昇速度が遅く、掘割り道路の浮き上がりも排水杭と同程度の抑制効果があるようである。同じ種類の補強材を使って 2 倍程度の高い補強を行った方が、過剰間隙水圧の上昇速度が早いという実験結果の原因については現在のところ不明である。

- ② 排水杭の浮き上がり抑制効果は、無処理地盤と比べて、約 1/2 程度に低減されているが、その絶対量は 15～22 mm と大きい。
- ③ 排水と補強の両機能を備えた排水補強杭の場合、加振加速度、あるいはせん断応力比が大きいにもかかわらず、芯材として節付きアクリル補強杭(三角形タイプ)を用いた場合で、約 8 mm、芯材としてアルミ補強杭を用いた場合で、0.2 mm 程度の浮き上がりしか認められず、排水補強杭による浮き上がり抑制効果が大きい。
- ④ したがって、『排水』と『補強』という機能は、耐震地盤改良効果としてそれぞれ単独では、無処理地盤と比較して明確な有効性はほとんど認められないが、『排水』と『補強』という両機能を有すると耐震地盤改良効果として非常に高い効果を示す。
- ⑤ 補強杭として、補強材を単独で用いた場合、前述したように補強材の種類、あるいは補強率の違いが補強効果に与える影響については、明確な差異は認められないが、排水補強杭の芯材として用いた場合には、明らかな違いが見受けられる。

この違いは、補強材の剛性および摩擦拘束度合いの違いによるものであると想定されるが、現在のところその理由は明らかではない。この点に関しては、昨年度に述べた定着係数 α の特性とあわせて、今後検討を加えていきたいと考えている。

5.4.4 ま と め

半地下構造物を対象とした場合の排水補強杭工法の耐震地盤改良効果に関する模型振動台実験を行った結果、排水と補強という機能をそれぞれ単独で用いても、無処理地盤とほとんど同程度、あるいは若干の改良

効果が認められるほどの効果しか期待できないが、排水と補強という両機能を備えると、過剰間隙水圧の上昇速度、掘割道路模型の浮き上がり量に明確な抑制効果が認められ、排水補強杭工法は、耐震地盤改良工法として、有効であることが確認された。

5.5 排水補強杭工法の設計法

本共同研究で対象としている半地下構造物あるいは盛土などに対する耐震対策工法として排水補強杭工法を考える場合、厳密にはこれら構造物の存在を考慮した設計法を考えるべきであろうが、まず、第一段階としては、そのような構造物が建設されている、あるいは建設が予定されている水平地盤を対象として、考えても良いであろう。

水平地盤を対象とした設計法であるならば、これまでの室内要素試験、あるいは振動台模型実験によって、補強率を表わすパラメーター $n \cdot E_r A_r / A_s$ 、あるいは定着係数を考慮した $an \cdot E_r A_r / A_s$ を媒介として、ある程度、補強材挿入による補強効果を予測することが可能である。したがって、この関係を用いれば、これまで提案されている補強していない地盤の液状化予測手法が、そのまま、この排水補強杭工法の設計にも適用できるものと考えられる。

しかしながら、排水補強杭工法は、排水と補強の両機能を期待する工法であり、排水効果の影響度については現時点では定量的に把握できていないので、排水による補強効果の増加をどのように評価するのかについては、今後の課題として残されている。

したがって、本共同研究で対象としている半地下構造物あるいは盛土などに対する詳細な設計法の検討は、排水補強杭工法の基本的特性を把握した上で、次年度以降に行いたいと考えている。

5.6 排水補強杭工法の施工法

水平地盤の耐震補強を対象としていた昨年度までの実験では、排水機能のない補強杭の補強効果がかなり強調されていた。しかし、今年度の振動台模型実験のように、掘割道路などの半地下構造物を対象にすると、最終的に発生する最大の過剰間隙水圧の影響で、無処理地盤とほとんど同程度に掘割道路模型が浮き上がってしまい、顕著な改良効果が認められない結果となっている。

これに対して、排水と補強の両機能を備えた排水補強杭の場合には、過剰間隙水圧の上昇速度および掘割道路模型の浮き上がり量に関して、顕著な抑制効果が認められ、『排水』と『補強』という両機能が、耐震地盤改良工法には必要であることが分かった。

しかしながら、排水補強杭を形成する芯材、すなわち補強材の剛性、形状、あるいは補強材周面の摩擦拘束度合などが補強効果に与える影響も大きいようであり、現在まだ、適切にそれらを決定できるような状態までには至っていない。

そのため、最適な補強材の種類、補強率(打設ピッチ)、傾斜打設角度、あるいは排水材の材料特性などの点に関して、残された課題も多く、施工機械の選定など排水補強杭工法の施工面への詳細な検討に進むには現段階では難しい状況にある。

そこで今年度も昨年度に引き続き、排水補強杭工法の施工方法に関しては概略検討することにとどめ、施

工機械については次年度以降検討を進める予定である。

(1) 排水補強杭の各種構成例

掘割道路などの半地下構造物を対象にする場合、排水補強杭工法における排水効果というものは、補強効果とともに重要であることは、現時点で分かってきたが、定量的な影響度に関しては把握できない状況にある。

しかし、排水効果というものが補強効果と同様に重要であることには変わりはないので、排水補強杭の構成としては、以下に示すようなものを考えることになる。

- ① 既製の小口径節付きポーラス・コンクリート杭を打設する。(節の形状、ピッチ等については現在のところ決定できるような状況には至っていない。)
- ② ケーシングを用いて削孔し、既製の小口径節付き杭を挿入し、周辺に碎石あるいは、ポーラス・コンクリートを充填する。
- ③ 異形 PC 棒の周辺に碎石あるいはポーラス・コンクリートを充填する。
- ④ 籠鉄筋に碎石あるいはポーラス・コンクリートを充填する。

以上の排水補強杭の構成例を模式的に図 5.6.1 に示す。

(2) 排水補強杭工法の施工手順

本共同研究で対象としている半地下構造物あるいは盛土などの耐震対策として排水補強杭工法を適用するには、適切な補強材の種類、ピッチ、あるいは打設角度などを決定しなければならないが、模式的には図 5.6.2 (a)、(b)に示すような施工方法が考えられよう。

ここで、排水補強杭の種類として、前述した③の異形 PC 棒の周辺に碎石を充填する方法を例にとれば、図 5.6.3 に示すような施工手順となろう。

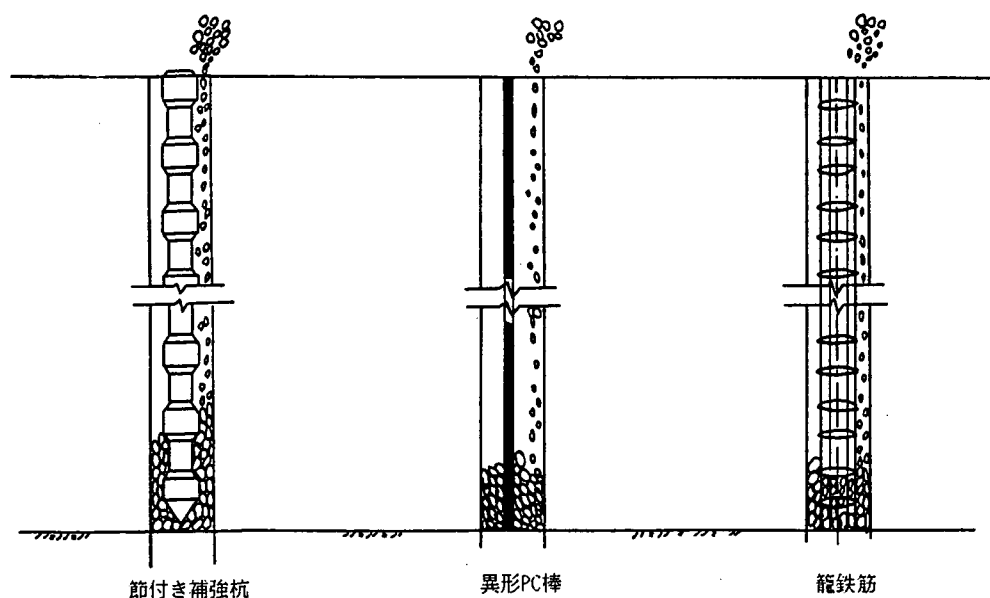
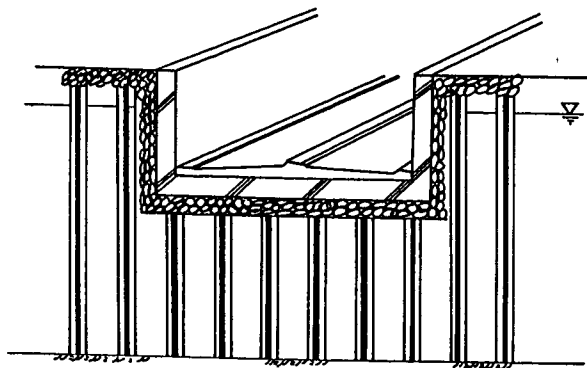
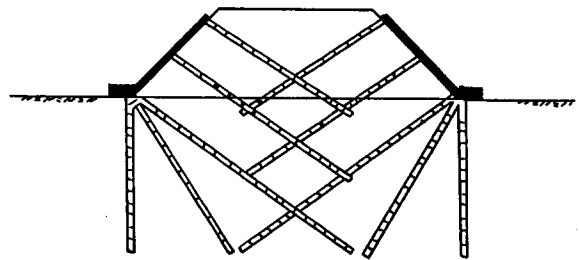


図5.6.1 排水補強杭の構成例



(a) 掘割り道路の場合（半地下構造物）



(b) 盛土の場合

図5.6.2 排水補強杭工法の施工例

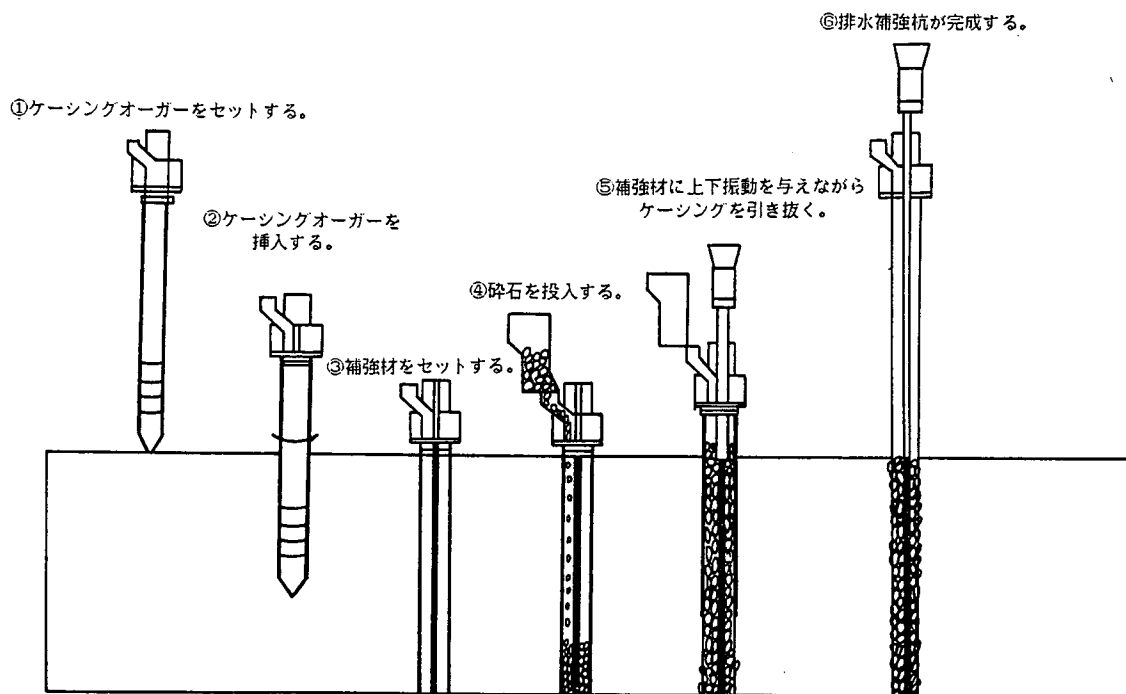


図5.6.3 施 工 手 順

5.7 全体のまとめ

耐震地盤改良工法としての排水補強杭工法について、補強効果に関する基本原理に関する解析的検討、棒状補強材を挿入した大型直接単純せん断試験、および振動台模型実験を行った結果、以下のことが分かった。

(1) 棒状補強材の補強効果

昨年度までの報告では、棒状補強材による補強効果を、鉛直に打設した場合を想定して検討していたが、今年度はこれを少し拡張して解析的に検討を加えた。すなわち、土の鉛直ひずみを考慮し、棒状補強材を傾斜打設した場合を想定した。

その結果、傾斜打設による補強効果は次式で表わされる。

$$\tau_f = \sigma'_0 \tan \theta' + \alpha \cdot n \cdot E_r A_r / A_s \cdot (\cos i / \cos \xi - 1) \cdot (\sin \xi + \cos \xi \tan \phi') \cdots \cdots (5.7.1)$$

ここに、 $\xi = i + \theta$ であり、 i は補強材の初期傾斜打設角度である。その他の記号については 5.2 を参照されたい。

(2) 棒状補強材を挿入した砂の直接単純せん断試験

本共同研究で想定している半地下構造物や盛土の耐震対策として、これらの既設の構造物を対象とする場合、その直下を改良するには、現在の地表面より排水補強杭を傾斜打設する必要がある。

昨年度までの研究では、繰返しねじりせん断試験機を用いて、棒状補強材が鉛直に打設された場合について検討してきた。

そこで、今年度は、棒状補強材が傾斜打設された場合の補強効果を定量的に把握する目的で、大型（供試体直径 30 cm、高さ 15 cm）直接せん断試験機を用いて補強効果を実験的に求めるとともに、先の 5.3 で求めた理論値との比較を行った。

その結果、せん断ひずみ $DA = 7.5\%$ の場合、定着係数 $\alpha = 0.2$ 、 $E_s = \infty$ 、 $\Delta \epsilon = 0$ と仮定すれば、理論上の補強効果は、 $\tau_f = 1.45 \text{ kgf/cm}^2$ となり、実験値よりもやや大きな値を想定するようである。

これは、今回の実験では補強材の伸びひずみを測定していないので $\Delta \epsilon = 0$ 、すなわち補強材の伸びひずみと土の平均的な圧縮ひずみとの差をゼロとしているためであり、現在補強材の伸びひずみを測定しているので、この点に関しては次年度以降に報告したい。

(3) 排水補強杭工法に関する振動台模型実験

半地下構造物を対象とした場合の排水補強杭工法の耐震地盤改良効果に関する振動台模型実験を行った結果、排水と補強という機能をそれぞれ単独で用いた場合には、無処理地盤とほとんど同程度、あるいは若干の改良効果しか期待できないのに対して、排水と補強という両機能を備えると、過剰間隙水圧の上昇速度、掘割道路模型の浮き上がり量に明確な抑制効果が認められ、この 2 つの機能を備えた排水補強杭工法は、耐震地盤改良工法として有効であることが確認された。

(4) 排水補強杭工法の設計法

水平地盤を対象とした設計法であるならば、これまでの室内要素試験、あるいは模型振動台実験によって、補強率を表わすパラメーター $n \cdot E_r A_r / A_s$ 、あるいは定着係数を考慮した $\alpha n \cdot E_r A_r / A_s$ を媒介としてある程度予測することが可能であるようなので、これまで提案されている補強していない地盤の液状化予測手法が、そのまま、この排水補強杭工法の設計にも適用できるものと考えられる。

しかしながら、排水補強杭工法における排水効果の影響度等、現時点では定量的に把握できていない課題も多く、排水による補強効果の増加をどのように設計に取り入れていくのかについては、今後の課題として残されている。

(5) 排水補強杭工法の施工法

排水補強杭の最適な補強材の種類、補強率（打設ピッチ）、傾斜打設角度、あるいは排水材の材料特性などの点に関して、残された課題も多く、施工機械の選定など排水補強杭工法の施工面への詳細な検討に進むには現段階では難しい状況にある。

そこで今年度も昨年度に引き続き、排水補強杭工法の施工方法に関しては概略検討するにとどめ、排水補

強杭の各種構成例の提案と施工手順について検討した。

5.8 今後の課題および次年度研究計画

5.8.1 今後の課題

今後の課題としては、以下のことが考えられる。

- (1) 排水補強杭としての最適な補強材の種類，補強率(打設ピッチ，改良範囲)，傾斜打設角度，あるいは排水材の材料特性の把握
- (2) 補強効果に与える排水効果の影響度に関する定量的把握
- (3) 掘割道路などの半地下構造物あるいは盛土などの耐震地盤改良工法として，排水補強杭工法を適用する場合の実用的設計法の確立
- (4) 排水補強杭工法を既設の構造物に適用する場合の施工法の検討
- (5) 排水補強杭工法の補強効果を評価するための原位置調査法の確立

5.8.2 次年度研究計画

次年度の研究計画としては，以下の項目を計画している。

- (1) 今年度に引き続き，直接単純せん断試験機を用いて，棒状補強材を傾斜打設した場合の補強効果を定量的に把握する。
- (2) 盛土構造物を対象とした耐震地盤改良工法として排水補強杭工法を適用する場合の補強効果に関して振動台模型実験を行う。
- (3) 排水補強杭工法に関する適切な施工法の検討
- (4) 掘割道路，あるいは盛土構造物などの存在を考慮した排水補強杭工法の設計法に関する検討

(東 急 建 設)

参 考 文 献

- 1) たとえば，山本 稔，滝野忠衛，佐藤恭介：ロックボルトによる斜面安定工法（SW 工法）の施工，土木学会年次学術講演会，vol. 39, 1984
- 2) たとえば，広井恵二，鄭光司，西岡 哲，福井 康，佐藤恭介：ロックボルトと大型ベアリングプレートを用いた斜面安定工法（仮称 TOP 工法）の施工例，土木学会年次学術講演会，vol. 40, 1985
- 3) 土質工学会編：補強土工法，pp. 27-78, 1986
- 4) 龍岡文夫：ジオテキスタイルと補強土工法，基礎工，vol. 14, No. 14, pp. 2-9, 1986
- 5) 古賀泰之，谷口栄一，岡本正広，越智健三：小杭を挿入した豊浦砂のねじりせん断液状化強度，第 21 回土質工学研究発表会，pp. 599-602, 1986
- 6) 古賀泰之，岡本正広，越智健三，谷口栄一：棒状補強材を挿入した砂の非排水繰返しねじりせん断試験，土と基礎，vol. 36, pp. 33-38, 1988
- 7) 建設省土木研究所他：耐震地盤改良工法に関する共同研究報告書（その 1），pp. 252-283, 1986
- 8) 建設省土木研究所他：耐震地盤改良工法に関する共同研究報告書（その 2），pp. 217-257, 1987

- 9) Donald, H. Gray and Ohashi, H. : Mechanics of Fiber Reinforcement in Sand, ASCE, vol. 109, pp. 335-353, 1983
- 10) Silver, M.,L., F. Tatsuoka, A. Phukunhaphan and A.S.Avramidids : Cyclic undrained strength of sand by triaxial test and simple shear test, Proc. of the 7th World Conferense on Earthquake Engineering, Turkey, 1980
- 11) 石原研而 : 多方向単純せん断による砂の液状化特性, 第 16 回土質工学研究発表会
- 12) Jewell, R.A. : Some Effects of Reinforcement on the Mechanical Behavior of Soils. Ph. D. Thesis, Cambridge Univ., 1980

6. ま と め

本共同研究の今年度の活度の成果の概要は以下のようである。

6.1 締固め・排水工法グループの研究成果

- (1) グラベルドレーン工法の設計においてはウェルレジスタンスを考慮した手法による必要があることを、模型振動実験および数値解析により再確認した。
- (2) 幅の広い掘割道路のような構造物にグラベルドレーン工法を適用する場合に、その排水効果を大幅に向上させる方法として、グラベルマット部を新素材の耐圧パイプと碎石の複合体とすることが有望であることを見出した。
- (3) 掘割道路の周辺地盤液状化による浮上り量は、液状化層厚が小さいほど小さいこと、掘割道路側面を締固め改良した場合、その改良範囲が広いほど掘割道路の浮上り被害が小さくなることを明らかにした。
- (4) 締固められた地盤の静止土圧係数 K_0 は増加すること、また、 K_0 値が変化する場合には、 N 値と有効平均主応力 σ'_m が相対密度 D_r を推定する上でよい指標となることを示した。

6.2 固化工法グループの研究成果

- (1) 盛土耐震対策として、盛土のり尻部地盤に固化改良を施すと、改良体が周辺地盤のせん断変形に抵抗し、液状化を抑制する効果が見られること、周辺地盤が液状化しても全体の流動的変形に改良体が抵抗し、盛土の沈下を低減させる効果があること等を模型実験により明らかにした。
- (2) 固化工法の液状化対策工としての対策効果を評価する手法として、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過剰間隙水圧を評価する手法がある程度適用可能であることがわかった。また、格子状改良形式についても、3次元有限要素解析を用いて上と同様の手法で評価可能であることがわかった。
- (3) 地震動により地盤が液状化していく過程において、固化改良体に作用する土圧諸外力について、その大きさ、位相関係等を、模型振動実験結果に基づき明らかにした。
- (4) 以上の結果に基づき、固化工法の概略設計骨子案を作式した。
- (5) 固化工法を砂質地盤に対して施工する場合に問題となる現有機械の施工能力について、現場データに基づき検討した結果、地盤の N 値が大きくなると貫入速度は低下するが N 値 15 程度までは通常の貫入速度で施工できること、 N 値が 20 を超えると貫入速度は大幅に低下することがわかった。
- (6) 砂地盤の液状化対策工法としての固化工法を従来より用いられてきている他工法と比較評価した結果、固化工法は、施工環境の制約が厳しく、しかも構造物の両脇改良が許容されるような場合に、他工法に比べて有利になりそうであることがわかった。

6.3 排水補強杭工法グループの研究成果

- (1) 棒状補強材の補強効果を評価するものとして前年度までに提案した評価式を、補強材を傾斜打設した

場合に適用できるよう拡張した。

- (2) 棒状補強材を地盤に傾斜打設した場合の補強効果について大型直接せん断試験により基礎データを得た。さらに、(1)に述べた提案式を実験結果に適用検討した結果、土と補強材とのひずみの違いをさらに検討する必要があることがわかった。
- (3) 掘割道路の液状化浮上り防止工として排水補強杭を用いた場合の改良効果を調べるための模型振動実験を行った結果、排水あるいは補強という機能を単独で用いた場合に比べ、両機能を備えた排水補強杭を用いると、著しい改良効果が得られることがわかった。