建設省土木研究所
62.11. 6
図書館

共同研究報告書
整理番号２号

耐震地盤改良工法に関する
共同研究報告書（その１）

昭和62年８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

共同研究報告書
第2号　1987年8月

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1）

建設省土木研究所機械施工部動土質研究室長　古賀泰之
㈱間組技術研究所第1部主査　辻田満
㈱大林組技術研究所土木第2研究室長　西林清茂
㈱竹中工務店土木本部専門部長　津吉秀一
不動建設㈱特殊工法事業部研究室長　水野恭男
東急建設㈱技術研究所土木研究部長　黒田栄三
（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1）

本報告書は，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60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

目　　次

まえがき …… i

名　　簿 …… ii

1. 研究目的 …… 1

2. 研究開発計画 …… 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 …… 7

3. 耐震地盤改良工法の現状と課題 …… 9

3.1 耐震地盤対策としての軟弱地盤改良工法の概要 …… 9

3.2 耐震地盤改良実施状況の概要 …… 16

3.3 各　論 …… 19

(1) 締固めパイル工法 …… 19

(2) グラベルドレーン工法 …… 21

(3) 固化工法 …… 23

(4) その他の工法 …… 27

3.4 まとめ …… 31

4. 締固め・排水工法グループの研究成果 …… 35

4.1 今年度の研究の概要 …… 35

(1) 目　的 …… 35

(2) 内　容 …… 35

4.2 文献調査 …… 36

(1) グラベルドレーン工法に適用可能な解析手法 …… 36

(2) グラベルドレーン工法の効果の評価手法 …… 41

(3) グラベルドレーン工法の効果評価のための現場実験法 …… 44

(4) 締固め工法の改良効果の評価に関連した改良地盤の液状化特性 …… 47

(5) 改良範囲に関する研究レベルの成果と実務レベルの実状 …… 51

4.3 グラベルパイルの間隙水圧予測プログラムの開発 …… 55

(1) 目的と方針 …… 55

(2) プログラムの定式化 …… 56

(3) 試算結果 …… 59

4.4 土木研究所における従来の研究 …… 66

(1) 掘割道路の場合 …… 66

(2) 盛土に近接した掘割道路の場合 …… 70
(3) 盛土の場合 …… 71
4.5 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 …… 72
(1) 解析目的 …… 72
(2) 解析方法 …… 72
(3) 解析結果 …… 75
(4) まとめ …… 77
4.6 掘割道路の液状化対策における締固め範囲の影響に関する実験的検討 …… 78
(1) 実験目的 …… 78
(2) 実験方法 …… 78
(3) 実験結果 …… 80
(4) まとめ …… 82
4.7 まとめ …… 82
5. 固化工法グループの研究成果 …… 87
5.1 今年度の研究の概要 …… 87
5.2 既往の研究（文献調査） …… 89
(1) 施工 …… 89
(2) セメント混合固結土の動的特性 …… 99
(3) 固化工法による地盤改良に関する動的解析 …… 104
(4) 模型振動実験 …… 108
(5) 現場実験，現地観測（地震観測） …… 114
(6) 設計指針 …… 117
5.3 地震応答解析 …… 120
(1) 目的と概要 …… 120
(2) 解析条件 …… 121
(3) 堀割道路の解析 …… 128
(4) 道路盛土の解析 …… 143
(5) まとめ …… 211
5.4 中型模型振動実験 …… 212
(1) 実験概要 …… 212
(2) 実験方法 …… 212
(3) 模型の特性 …… 214
(4) 振動実験結果 …… 215
(5) まとめ …… 224
5.5 小型模型振動実験 …… 225
(1) 目的と概要 …… 225
(2) 実験方法 …… 227

(3) 実験結果と考察 …… 229
(4) ま と め …… 232
5.6 ま と め …… 251
6. 排水補強杭工法グループの研究成果 …… 252
6.1 今年度の研究の概要 …… 252
6.2 関連する既往の研究 …… 252
(1) テールアルメ工法 …… 253
(2) 鉄筋挿入工法 …… 255
6.3 排水補強杭に関する繰返しねじりせん断試験 …… 260
(1) 実 験 目 的 …… 260
(2) 実 験 方 法 …… 260
(3) 実験結果および考察 …… 262
6.4 排水補強杭に関する模型振動実験 …… 271
(1) 実 験 目 的 …… 271
(2) 実 験 方 法 …… 271
(3) 実験結果および考察 …… 273
6.5 ま と め …… 283
7. 改良地盤の動的特性の原位置評価法 …… 284
7.1 概 説 …… 284
7.2 各工法による改良地盤の動的特性に関する原位置評価法の現状と問題点 …… 284
(1) 締固め工法 …… 284
(2) グラベルドレーン工法 …… 285
(3) 深層混合処理工法 …… 285
(4) 排水補強杭工法 …… 285
7.3 地盤の動的特性に関する原位置試験法 …… 286
(1) N 値 …… 286
(2) コーン指数 …… 289
(3) S 波 速 度 …… 289
(4) 電 気 抵 抗 …… 291
(5) そ の 他 …… 291
8. ま と め …… 293
8.1 締固め・排水工法グループの研究成果 …… 293
8.2 固化工法グループの研究成果 …… 293

8.3　排水補強杭工法グループの研究成果 …… 293

付　録（別冊）

付録1　耐震地盤改良実施例集 …… 1
付録2　文献リスト（締固め・排水工法グループ） …… 148
付録3　文献リスト（固化工法グループ） …… 184
付録4　文献リスト（排水補強杭工法グループ） …… 198
付録5　実施工例より見た機械仕様と土質（固化工法グループ） …… 229

ま　え　が　き

我国は世界有数の地震国であるため，各種構造物について耐震設計法・対策法に関する研究が従来より進められており，これらの研究成果は構造物の地震被害を軽減する上で非常に役立っている。一方，従来の震災経験に見られる各種構造物の地震被害の多くは，構造物の建設されている地盤の影響を強く受けており，特に軟弱地盤等で地盤強度が不足する場合に構造物の被害が拡大する傾向がある。このような被害を軽減・防止するために，軟弱地盤の強度を改善する地盤対策を施すことが効果的と考えられる。しかし，耐震対策としての地盤対策又は地盤改良工法については，まだ十分な研究成果の蓄積があるとはいえない。特に，構造物形式に適した有効でかつ経済的な工法の選定・設計法，既設構造物に対する施工法等が重要な課題である。

一方昭和60年６月には，先端技術等の新技術を建設分野に導入するための民間企業との共同研究の必要性等を考慮して，建設省研究所等共同研究実施規定の一部改正が行われた。

この改正及び上述した技術の現状・必要性を踏まえて，建設省土木研究所では，公募課題として「耐震地盤改良工法に関する研究」について，相手先を公募し，民間企業の参加を求め，昭和60年11月より共同研究を開始することとした。本共同研究は全体として昭和63年度末まで実施する予定であるが，本報告書はその内昭和60年度の成果をとりまとめたものである。

最後に本研究の実施にあたり，数多くのご協力を賜わった建設省土木研究所企画課及び関係各位ならびに(財)土木研究センターに対して深甚の謝意を表するものである。

昭和62年８月

建設省土木研究所　動土質研究室長
古　賀　泰　之
㈱間組技術研究所土木研究室副主査
辻　田　　満
東急建設㈱技術研究所土木研究部部長
黒　田　栄　三
不動建設㈱特殊工法事業部研究室長
水　野　恭　男
㈱大林組技術研究所土木第二研究室長
西　林　清　茂
㈱竹中工務店土木本部専門部長
津　吉　秀　一

耐震地盤改良研究会名簿　（昭和60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	○	○	○
谷口栄一	〃　主任研究員	○	○	○
松尾　修	〃　研究員	○	○	
伊藤良弘	〃　研究員			○
唐沢安秋	〃　動土質研究室		○	
森下　義	〃　〃		○	
島津多賀夫	〃　〃			○
鷲田修三	〃　〃	○		
辻田　満	㈱間組技術研究所土木研究室副主査	○		
三原正哉	〃　土木研究室	○		
西　邦夫	〃　〃	○		
山崎　勉	〃　耐震研究室	○		
黒田栄三	東急建設(株)技術研究所土木研究部部長			○
中村和之	〃　土木基礎研究室室長			○
岡本正広	〃　主任研究員			○
越智健三	〃　研究員			○
遠藤　修	〃　研究員			○
水野恭男	不動建設(株)特殊工法事業部研究室長		○	
磯田知広	〃　開発室長		○	
中角　功	〃　開発室		○	
栗波啓治	〃　研究室		○	
西林清茂	㈱大林組技術研究所土木第二研究室長		○	
細谷芳巳	〃　土木第二研究室		○	
後藤洋三	〃　土木第五研究室長		○	
松田　隆	〃　土木第五研究室		○	
津吉秀一	㈱竹中工務店土木本部専門部長		○	
鈴木善雄	〃　技術研究所主任研究員		○	
久木野慶紀	〃　〃		○	
鈴木吉夫	〃　技術研究所研究員		○	
畑中宗憲	〃　〃		○	
小出昭雄	〃　土木本部		○	
阿部俊一	㈱竹中土木技術本部　係長		○	

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を採用することが考えられる。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。

なお，軟弱地盤における構造物の耐震対策として，構造物が橋梁等大規模なものである場合には，クイ基礎の剛性を増す等の方法によることが一般で，その場合には，地盤改良工法の適用性は少なくなる。すなわち，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そのような基礎工法が適切でない種々の土構造物の場合である。具体的には，河川堤防・道路盛土等の盛土構造物及びその土留構造物，堀割道路や共同溝等の半地下及び地中構造物である。さらに言えば，橋梁等の基礎構造に対しても基礎構造寸法の増加のみならず，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を詳細に分類記述することは後章に譲るとして，ここでは，本共同研究でとり上げる研究課題を大略分類し，それぞれの目的を述べる。

(A) 地盤改良工法の耐震設計・計算法の確立

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

2　研究開発計画

本共同研究を進めるに当り以下のような計画を立案した。

まず，想定される改良工法の種別に基づいて，三つのワーキンググループ(W. G.)を設けた。すなわち，(1)締固め・排水工法グループ，(2)固化工法グループ，(3)排水補強杭工法グループである。本共同研究の進め方として，これらの三つのワーキンググループの個別の活動及びこれらのワーキンググループ間の活動の調整・情報の交換等を目的としてこれらを総括する耐震地盤改良研究会における活動を行うこととした。

各ワーキンググループにおいては，共同研究を開始するに当って，関連分野における研究・技術の現状・問題点・展開すべき方向を明らかにするため，文献調査等の予備的な調査研究を行ない，各ワーキンググループの全体研究計画及び本年度研究計画を立案した。

なお，**1.研究目的**で述べた研究目的の概要は，このようにして作成された各ワーキンググループの研究計画に基くものである。

以下に，各ワーキンググループ及び研究会の研究計画を述べる。

2.1　締固め・排水工法グループ

(1) 目　　的

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と，埋戻しや盛土を対象とした転圧による締固め工法の両者を対象とする。

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する。

(2) 全体計画

各工法ごとに，考えられる問題点を整理すると表2.1.1のようになろう。これらの問題点を解明するために下記の事項を実施する。

表2.1.1　各工法の問題点

工法 ＼ 項目	グラベルドレーン工法	締固め工法－2 サンドコンパクション工法など	締固め工法－2 転圧
(1) 適用性の評価	対象構造物に対する配置，形状を含めた適用性の評価が不十分である。	－	－
(2) 改良範囲の考え方	合理的な考え方がまだない。	同　左	同　左
(3) 効果の評価	現地盤での評価法が未確立	改良後の物性評価が不十分である。	機械転圧された土の物性評価が十分になされていない

1）締固め土の力学特性把握のための室内土質試験

2）各工法の効果確認や適用性の把握を行うための模型振動実験

3）有限要素解析等による解析的検討

4）現場実験（必要に応じて）

全体計画は表2.1.2のとおりである。

表2.1.2　締固め・排水工法ワーキンググループの研究計画

項目＼年度	60	61	62	63
1. 現状の把握	←→			
2. 締固め工法，グラベルドレーン工法の改良範囲に関する振動台実験及び解析	←→			
3. 堀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. 締固め工法，グラベルドレーン工法の改良効果に関する現場実験			←--→	
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			←→	

(3) 60年度計画

1）文献調査

2）グラベルドレーン工法を堀割道路の液状化対策として用いる場合の設計法の作成

3）締固め工法を堀割道路の液状化対策として用いる場合の改良範囲の影響に関する振動台実験

4）パイル状グラベルドレーンを水平地盤の液状化対策として用いる場合の間げき水圧予測プログラムの開発

2.2　固化工法グループ

(1) 目　　的

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深層混合処理工法を用いる場合の耐震設計法を作成すること。

2）既設の堀割道路や盛土の直下に液状化の可能性がある砂層あるいは軟弱粘性土層が存在する場合に，深層混合処理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。

(2) 全体計画

耐震地盤対策としての深層混合処理工法について，現状を整理すると表2.2.1のようになる。このような現状を踏まえ，以下のような事項について研究を実施することとした。

表 2.2.1　耐震地盤対策としての
深層混合処理工法の現状

地盤種別	原　理	施工法	研究課題
砂質地盤	未解明	未完成	• 改良土強度（添加材・方法・添加率等） • 地盤全体としての耐液状化効果（振動低減効果，流動防止効果） • 設計法（最適配置，範囲等） …… • 砂質地盤における施工法 • 既存構造物への施工法（斜め・水平施工） • 市街地への施工法（小型化等）
粘性地盤	ほぼ解明	実用化済	• 地盤全体としての耐震効果 …… • 既存構造物への施工法（斜め・水平施工） • 市街地への施工法（小型化等）

1）液状化対策としての深層混合処理工法の効果に関する模型振動実験及び解析的検討

2）軟弱粘性地盤の耐震対策としての深層混合処理工法の効果に関する模型振動実験及び解析的検討

3）砂質地盤において深層混合処理を行うための施工機械の改良

4）既設構造物周辺・直下において深層混合処理を行うための施工機械の開発

5）液状化対策あるいは軟弱粘性地盤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及び解析

6）深層混合処理工法による地盤改良の耐震設計法の作成

(3)　60年度計画

1）全体計画の作成（表 2.2.2.に示す。）

2）現状の把握（文献調査，実績調査）

a，現行設計法と施工法

b，対象構造物

c，過去の研究（特に動的定数関係）

3）予備数値解析

盛土及び堀割構造に適用した場合

4）固化処理工法を盛土の耐震対策として用いた場合の効果に関する振動実験

5）固化処理工法による液状防止効果に関する予備的振動実験

表2.2.2　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) 既設の堀割道路・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. 模型機の設計・製作，模型機を用いた地盤改良の実施，適用性の確認（現場実験） 5. 試作機の設計・製作，試作機を用いた地盤改良の実施，適用性の確認（現場実験）	←	←	→	→
(b) 液状化対策あるいは軟弱粘性土の耐震対策としての深層混合処理工法による地盤改良の設計法の開発 1. 現状の把握 2. 液状化対策あるいは軟弱粘性土の耐震対策としての深層混合処理工法効果に関する振動台実験，遠心力載荷実験，および解析 3. 液状化対策あるいは軟弱粘性土の耐震対策としての深層混合処理工法の効果に関する現場実験および解析 4. 改良地盤の動的土質定数の設定法のため，複合地盤のせん断弾性係数，減衰定数，K値等の設定法について室内実験，現場実験 5. 深層混合処理工法による地盤改良の耐震設計の作成	←	←	→	→

2.3　排水補強杭工法グループ

(1) 目　　的

小口径排水杭の打設による液状化対策工法の開発を行う。ここに，小口径排水杭とは，細長比が大きく，材料自体の曲げ剛性は高くなく，かつ，排水機能のあるような杭（直径10～20*cm*程度を想定）を指す。

近年，のり面や地盤に細長比の大きい杭状の材料を打設して地層の安定性を増すことは広く興味を集め，又，その一部は実用的にも利用されるようになっている。このような工法の検討は従来静的条件下に対するもののみで，耐震的な見地からの検討は皆無に等しい。ましてや，液状化の可能性のある砂地盤についてこのような工法を適用することは従来全く考えられていない。しかし，小口径の杭を多数打設することにより地盤の剛性を増し，ひいては地盤の液状化強度を向上させることは十分に考えられる。さらに，2.1でも述べたグラベルドレーンのように，この杭が排水を許すものであるならば，さらに液状化強度の高い地盤改良につながることが予想される。

(2) 全体計画

研究開発計画の概略を表2.3.1に示す。その主な研究項目は以下の通りである。

1）排水補強杭工法の耐震地盤改良工法としての適用性

表 2.3.1　排水補強杭工法グループの研究計画

項目＼年度	60	61	62	63
1. 現状の把握	←→			
2. 杭材の基本的特性に関する大型単純せん断試験	←→	→		
3. 液状化対策としての排水補強杭工法の効果に関する振動台実験	←	→	→	
4. 液状化対策としての排水補強杭工法の効果に関する現場加振実験				←→
5. 液状化対策としての排水補強杭工法の設計法の作成				←→
6. 排水補強杭の施工法の開発		←	→	→

排水補強杭工法の液状化対策としての有効性および設計法などについて，大型単純せん断試験，振動台実験および解析により研究を行う。

2）排水補強杭工の充填率・範囲と堀割道路・盛土の耐震性

排水補強杭工法を堀割道路・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（杭材の充填率・配置方法）・範囲について振動台実験および解析により研究を行う。

3）改良地盤の動的土質定数の設定法

耐震補強材として群打設された改良地盤全体の耐震性の評価法について，室内実験，原位置試験・解析により研究を行う。

4）排水補強杭工法の液状化対策としての設計法の作成

排水補強杭を液状化対策として用いる場合の設計法を作成する。

5）細長比の高い排水補強杭を数多く効率良く施工する工法を開発する。

(3)　60年度計画

1）文献調査

細長比の高い杭状の材料をのり面・地盤中に打設・挿入して安定化を図る工法の実態，設計法の把握・整理を行う。又，杭打設方法に関する現状の調査も行う。

2）杭充填率と液状化強度に関するねじりせん断試験。

3）杭充填による液状化防止効果に関する予備的振動実験

2.4　耐震地盤改良研究会

耐震地盤改良研究会は，３つのワーキン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60年度における調査内容は以下のようである。

(1)　既往の地盤改良施工事例の内，耐震的検討がなされているものの収集・整理。これは，具体的な事例調査結果に基づき，耐震地盤改良工法の実態及び問題点等を明確にしようとしたものである。

(2)　(1)の調査結果や文献調査を通じて，各ワーキンググループで積極的に取り上げなかった耐震地盤改良工法全般についても概略の整理を行い，各ワーキングで取り上げた工法の位置付けを明確にすることを図る。

(3) 地盤改良による耐震効果を調べるための原位置調査法の適用性・可能性を明確にするため，考え得る原位置調査法の実態・可能性を文献調査等により検討する。

さらに，本共同研究における調査・開発成果を踏まえて，次年度以降において，液状化対策あるいは軟弱地盤対策としての耐震地盤改良工法の設計・施工法についてマニュアルの形でまとめる。

3　耐震地盤改良工法の現状と課題

3.1　耐震地盤対策としての軟弱地盤改良工法の概要

現在，一般に軟弱地盤を処理するために採用されている主な工法は，「改良の原理」にもとづいて表 3.1.1 のように分類されている。[1]

表 3.1.1　軟弱地盤対策工法の分類および概要

荷重コントロール	接地圧軽減	構造物の軽量化			構造物自体の軽量化を図り，接地圧軽減のために，構造型式・資材の軽量化を行う。
		荷重のバランス			荷重相互のバランスを利用して，軟弱地盤の支持力不足を補う。
		荷重分散			軟弱地盤の表面において，構造物荷重の分散を図り，軟弱地盤の破壊を防止する。
地盤改良	土の強化	置換	掘削置換		軟弱地盤の一部または全層を掘削あるいは浚渫除去し，良質土と置換する。
			破壊置換		爆破・水ジェットあるいは大きな盛土により地盤のスベリ破壊を発生させ，破壊と同時に良質土に置換する。
			強制置換		大径のサンドコンパクションパイルを密に圧入造成して，強制的に締った砂に置換する。
		密度増大（脱水による）	自然排水		表面排水路により地盤の水位を下げ，有効応力および毛管圧を増大させ，圧密促進させる。
			自然圧密		予め，構造物と同程度の載荷を与えて，地盤を圧密沈下させ，将来の沈下防止を行う。
			加圧脱水（ドレーン材による排水）		粘性土地盤中にある間隔で垂直なドレーン柱，あるいは水平なドレーン層を造成し，載荷重による圧密の促進ひいては強度増加を図る。
			負圧脱水（ポンプによる排水）		地下水位を下げて有効応力を増大させ毛管現象を利用して静的な圧縮を行う。
			電気的脱水		電気浸透現象を利用して粘性土を脱水強化する。
			化学的脱水		生石灰の水和反応，溶液の浸透拡散現象を利用して粘性土を脱水強化する。
			熱的脱水		土中での燃焼，燃風の通過などにより土の乾燥脱水を行う。
		(脱水+締固め)	締固め砂グイ		軟弱地盤中に締った砂ぐいを造成して地盤（主に砂質土）の締固めおよび地盤（主に粘性土）の砂グイ応力集中ならびにドレーン効果によって地盤の強化を図る。
		密度増大（締固めによる）	締固めグイ		クイの貫入にともなう地盤の圧入および衝撃・振動効果により地盤を締固める。
			振動締固め（表層・深層）		地盤の表層または深層に振動機を作用させ，振動効果により締固める。
			衝撃締固め（表層・深層）		地盤の表層または深層に対し，落下，爆破などの衝撃エネルギーにより締固める。
			振動水締め		棒状振動機の貫入と注水および土砂の投入により地盤の振動水締めを図る。
		固結	攪拌混合（表層・深層）		地盤の表層または深層に対して攪拌機を作用させ，セメント系あるいは石灰系の安定剤と土との攪拌混合によって，土の化学的固結を図る。
			噴射混合		土と安定剤との混合を安定剤の高圧噴射によって行い，土を化学的に固結する。
			プラント処理		土または泥状土を一度プラントに入れ，安定剤との混合処理後，所定の場所に戻す。
			凍結		土中水を凍結させて，一時的な固結を図る。
	水の遮断	止水	薬液注入		地盤の間隙に薬液を注入充填させ，土のゲル化を行うことにより遮水する。
			止水矢板		透水層に止水矢板を連続打設し，土中水の遮断を図る。
			地下連続壁		透水層に地下連続壁を造成し，土中水の遮断を図る。
地盤中に構造物造成	骨格形成	支持グイ			軟弱地盤中に打設造成したクイ体に構造物を支持させる。
		矢板締切			矢板で締切った地盤上に構造物を支持させ，地盤の封じ込めによって安定を図る。
		組グイ			支持グイの上部をスラブ，梁などで連結一体化し，組グイ効果により骨格を形成する。
		補強土			地盤中に鉄板などの補強材を配し，土と補強材の一体効果によって安定を図る。

その改良目的と適用地盤からみた対策工の分類は，表 3.1.2 が一般的なまとめ方であるが[9] その中で通常耐震地盤対策工として考えられているのは，いわゆる砂層の液状防止を目的とした工法である。

これは，地震時の被害で砂質地盤の液状化による場合が最も顕著であり，かつ構造物を支持する地盤の安定が失われれば構造物の存在そのものが論外となるため，地盤の安定を確保する対策の必要性が最も求められていることによると考えられる。

表 3.1.2　改良の目的と適用地盤からみた対策工法の分類

大分類	改良原理	主な工法	適用地盤				効果						
			粘性土	砂質土	互層	特殊土	沈下促進	沈下低減	すべり安定	液状化防止	側方流動防止	遮水	周辺への影響（振動・騒音など）
荷重コントロール	軽量化	軽良資材	○		−	○ピ		○	○				
	荷重バランス	押え盛土工法	○		−	○ピ			○				
	荷重分散	敷そだ・沈床工法	○		−	○ピ			○		△		
		シート・ネット工法	○		−	○ピ			○		△		
		サンドマット工法	○		−	○ピ			○				
		表層混合処理工法	○		−				○		△		
地盤改良	置換	掘削置換工法（浚渫）	○			○ピ			○		○		
		強制置換工法	○		○				○		○		
	脱水	プレローディング工法	○		○	○ピ	○		○				
		サンドドレーン工法	○		○	○ピ	○		○				振動
		袋詰めサンドドレーン工法	○		○	○ピ	○		○				振動
		ボード系ドレーン工法	○		○		○		○				
		ウェルポイント工法		○	○				○				
		大気圧載荷工法	○		○		○		○		○		
		生石灰パイル工法	○						○				振動石灰飛散
	締固め	サンドコンパクションパイル工法	○	○	○	○ピゴ	○	○	○	○	○		振動
		砕石グイ工法	○	△	○			○	○	△	○		振動
		串型コンパクション・バイブロッド工法		○				○		○			振動
		バイブロフローテーション工法		○				○		○			振動
		バイブロタンパー工法		○	−	○ゴ		○		△			振動
		動圧密工法		○	○	○ゴ		○		△			振動
	固結	石灰系深層混合処理工法（DLM）	○		○			○	○		○		
		セメント系深層混合処理工法（DMM）	○		○	△ピ		○	○		○	△	
		噴射撹拌工法	○		○	△ピ		○	○		○	△	
		凍結工法	○	○	○						○	○	凍害
	止水	薬液注入工法		○	○						○	○	
		噴射注入工法	○	○	○						○	○	
		止水矢板工法（シートウォール）		○	○	○ゴ					○	○	
地中構造物	骨格形成	締切り盛土工法	○	○	○	○ピ			○		○	○	
		パイルキャップ・パイルスラブ工法	○	○	○	○ピ			○		○		
備考			特殊土 ピ：泥炭 ゴ：埋立ゴミ										

しかし，耐震地盤対策の目的をその地盤に建設される構造物の地震時の安定の前提となる地盤破壊・変形を防止することにあるとすれば，耐震地盤対策工法は次のように大別することができる。

1）地盤に作用する地震動によって，地盤の低抗が常時に比べて低下しないように地盤を安定に保つもの。

2）地震動によって地盤の抵抗が低下しないとして，地震時に構造物及び地盤に作用する荷重（常時荷重及び地震時慣性力）に対して地盤を安定に保つもの。

地震動によって地盤の抵抗が大幅に低下するのは，砂質地盤の液状化現象であるから，種々の液状化防止工法は上記の1）に属する。

しかし，それ以外の地盤対策も地盤の種類に対して適切に用いられれば，2）の機能を持たせることが可能であり，そのような意味からほとんどの軟弱地盤対策工法は，各工法の効果の良否はあっても，耐震地盤対策工としての資格を備えていると考えられる。

したがって，耐震地盤改良工法としてとりあげるものを再度分類すると表3.1.3のようになる。

表3.1.3　耐震地盤改良工法の分類

主　目　的	主たる対象地盤	対　策　原　理	工　法　例
1）地盤の抵抗を常時に比べて低下させない。	液状化性砂質地盤	締　固　め	サンドコンパクションパイル工法 動圧密工法
		排　水	砕石ドレーン工法
		固　化	機械式撹拌混合工法（DMM, DJM） 噴射式注入工法 注　入　工　法
2）地震時荷重に耐える（地盤抵抗が低下しないとして）	非液状化性砂質地盤 粘　性　土　地　盤	荷重コントロール	軽量資材工法 押え盛土工法 表層処理工法
		脱　水	各種ドレーン工法
		すべり抵抗増加	サンドコンパクションパイル工法
		固　化	機械式撹拌混合工法（DMM, DJM） 噴射式注入工法
		変　形　抑　制	締切り矢板工法 補　強　土　工　法

一方，N．R．C（National Research Council）[3] では，上記，1），2）のような区別はしていないものの，液状化性地盤として砂，シルト，粘土の広い領域をとらえて，耐震地盤対策工を表3.1.4のように示している。

表3.1.4 Improvement of Liquefiable Soil Foundation Conditions (その1)

Method	Principle	Most Suitable Soil Conditions/Types	Maximum Effective Treatment Depth	Economic Size of Treated Area	Ideal Properties of Treated Material[a]	Applications[b]	Case[c]	Relative Costs[d]
			IN-SITU DEEP COMPACTION					
(1) Blasting	Shock waves and vibrations cause limited liquefaction, displacement, remolding, and settlement to higher density.	Saturated, clean sands; partly saturated sands and silts after flooding.	>40 m	Any size	Can obtain relative densities to 70–80%; may get variable density; time-dependent strength gain.	Induce liquefaction in controlled and limited stages and increase relative density to potentially nonliquefiable range.	2 3	Low ($2.00–$4.00/m³)
(2) Vibratory probe (a) Terraprobe (b) Vibrorods (c) Vibrowing	Densification by vibration; liquefaction-induced settlement and settlement in dry soil under overburden to produce a higher density.	Saturated or dry clean sand; sand.	20 m routinely (ineffective above 3–4 m depth); >30 m sometimes; Vibrowing, 40 m	>1,000 m²	Can obtain relative densities of 80% or more. Ineffective in some sands.	Induce liquefaction in controlled and limited stages and increase relative density to potentially nonliquefiable range. Has been shown effective in preventing liquefaction.	2 3	Moderate ($6.00–$13.00/m³)
(3) Vibrocompaction (a) Vibroflot (b) Vibro-Composer system (c) Soil Vibratory stabilizing	Densification by vibration and compaction of backfill material of sand or gravel.	Cohesionless soils with less than 20% fines.	>30 m	>1,000 m²	Can obtain high relative densities (over 85%), good uniformity.	Induce liquefaction in controlled and limited stages and increase relative densities to nonliquefiable condition. Is used extensively to prevent liquefaction. The dense column of backfill provides (a) vertical support, (b) drains to relieve pore water pressure, and (c) shear resistance in horizontal and inclined directions. Used to stabilize slopes and strengthen potential failure surfaces or slip circles.	1 2 Δ[e]	Low to moderate ($6.00–$9.00/m³)
(4) Compaction piles	Densification by displacement of pile volume and by vibration during driving, increase in lateral effective earth pressure.	Loose sandy soils; partly saturated clayey soils; loess.	>20 m	>1,000 m²	Can obtain high densities, good uniformity. Relative densities of more than 80%.	Useful in soils with fines. Increases relative densities to nonliquefiable range. Is used to prevent liquefaction. Provides shear resistance in horizontal and inclined directions. Useful to stabilize slopes and strengthen potential failure surfaces or slip circles.	1 2 3	Moderate to high
(5) Heavy tamping (dynamic compaction)	Repeated application of high-intensity impacts at surface.	Cohesionless soils best, other types can also be improved.	30 m (possibly deeper)	>3,300 m²	Can obtain high relative densities, reasonable uniformity. Relative densities of 80% or more.	Suitable for some soils with fines; usable above and below water. In cohesionless soils, induces liquefaction in controlled and limited stages and increases relative density to potentially nonliquefiable range. Is used to prevent liquefaction.	2 3	Low ($0.40–$6.00/m³)
(6) Displacement/compaction grout	Highly viscous grout acts as radial hydraulic jack when pumped in under high pressure.	All soils.	Unlimited	Small	Grout bulbs within compressed soil matrix. Soil mass as a whole is strengthened.	Increase in soil relative density and horizontal effective stress. Reduce liquefaction potential. Stabilize the ground against movement.	1 2 3	Low to moderate ($3.00–$15.00/m³)

Continued （その2）

Method	Principle	Most Suitable Soil Conditions/Types	Maximum Effective Treatment Depth	Economic Size of Treated Area	Ideal Properties of Treated Material[a]	Applications[b]	Case[c]	Relative Costs[d]
			COMPRESSION					
(7) Surcharge/buttress	The weight of a surcharge/buttress increases the liquefaction resistance by increasing the effective confining pressures in the foundation.	Can be placed on any soil surface.	—	>1,000 m^2	Increase strength and reduce compressibility.	Increase the effective confining pressure in a liquefiable layer. Can be used in conjunction with vertical and horizontal drains to relieve pore water pressure. Reduce liquefaction potential. Useful to prevent movements of a structure and for slope stability.	2 3	Moderate if vertical drains used
			PORE WATER PRESSURE RELIEF					
(8) Drains (a) Gravel (b) Sand (c) Wick (d) Wells (for permanent dewatering)	Relief of excess pore water pressure to prevent liquefaction. (Wick drains have comparable permeability to sand drains.) Primarily gravel drains; sand/wick may supplement gravel drain or relieve existing excess pore water pressure. Permanent dewatering with pumps.	Sand, silt, clay.	Gravel and sand >30 m; depth limited by vibratory equipment; wick, >45 m	>1,500 m^2, any size for wick	Pore water pressure relief will prevent liquefaction.	Prevent liquefaction by gravel drains. Sand and gravel drains are installed vertically; however, wick drains can be installed at any angle. Dewatering will prevent liquefaction but not seismically induced settlements.	Gravel and sand 2 Δ[e] Wick 1 2 3	Sand and gravel 0.3 m dia. ($11.50–$21.50/m^3); wick ($2.00–$4.00/m^3); dewatering very expensive
			INJECTION AND GROUTING					
(9) Particulate grouting	Penetration grouting—fill soil pores with soil, cement, and/or clay.	Medium to coarse sand and gravel.	Unlimited	Small	Impervious, high strength with cement grout. Voids filled so they cannot collapse under cyclic loading.	Eliminate liquefaction danger. Slope stabilization. Could potentially be used to confine an area of liquefiable soil so that liquefied soil could not flow out of the area.	1 2 3	Lowest of grout methods ($3.00–$30.00/m^3)
(10) Chemical grouting	Solutions of two or more chemicals react in soil pores to form a gel or a solid precipitate.	Medium silts and coarser.	Unlimited	Small	Impervious, low to high strength. Voids filled so they cannot collapse under cyclic loading.	Eliminate liquefaction danger. Slope stabilization. Could potentially be used to confine an area of liquefiable soil so that liquefied soil could not flow out of the area. Good water shutoff.	1 2 3	High ($75.00–$250.00/m^3)
(11) Pressure-injected lime	Penetration grouting—fill soil pores with lime.	Medium to coarse sand and gravel.	Unlimited	Small	Impervious to some degree. No significant strength increase. Collapse of voids under cyclic loading reduced.	Reduce liquefaction potential.	1 2 3	Low ($10.00/$m^3$)
(12) Electrokinetic injection	Stabilizing chemicals moved into and fills soil pores by electro-osmosis or colloids into pores by electro-phoresis.	Saturated sands, silts, silty clays.	Unknown	Small	Increased strength, reduced compressibility, voids filled so they cannot collapse under cyclic loading.	Reduce liquefaction potential.	1 2 3	Expensive
(13) Jet grouting	High-speed jets at depth excavate, inject, and mix a stabilizer with soil to form columns or panels.	Sands, silts, clays.	Unknown	Small	Solidified columns and walls.	Slope stabilization by providing shear resistance in horizontal and inclined directions, which strengthens potential failure surfaces or slip circles. A wall could be used to confine an area of liquefiable soil so that liquefied soil could not flow out of the area.	1 2 3	High $250.00–$650.00/m^3

Continued （その3）

Method	Principle	Most Suitable Soil Conditions/Types	Maximum Effective Treatment Depth	Economic Size of Treated Area	Ideal Properties of Treated Material[a]	Applications[b]	Case[c]	Relative Costs[d]
			ADMIXTURE STABILIZATION					
(14) Mix-in-place piles and walls	Lime, cement, or asphalt introduced through rotating auger or special in-place mixer.	Sand, silts, clays, all soft or loose inorganic soils.	>20 m (60 m obtained in Japan)	Small	Solidified soil piles or walls of relatively high strength.	Slope stabilization by providing shear resistance in horizontal and inclined directions, which strengthens potential failure surfaces or slip circles. A wall could be used to confine an area of liquefiable soil so that liquefied soil could not flow out of the area.	1 2 3	High ($250.00–$650.00/m³)
			THERMAL STABILIZATION					
(15) In-situ vitrification	Melts soil in place to create an obsidian-like vitreous material.	All soils and rock.	>30 m	Unknown	Solidified soil piles or walls of high strength. Impervious; more durable than granite or marble; compressive strength, 9–11 ksi; splitting tensile strength, 1–2 ksi.	Slope stabilization by providing shear resistance in horizontal and inclined directions, which strengthens potential failure surfaces or slip circles. A wall could be used to confine an area of liquefiable soil so that liquefied soil could not flow out of the area.	1 2 3	Moderate ($53.00–$70.00/m³)
			SOIL REINFORCEMENT					
(16) Vibro-replacement stone and sand columns (a) Grouted (b) Not grouted	Hole jetted into fine-grained soil and backfilled with densely compacted gravel or sand hole formed in cohesionless soils by vibro techniques and compaction of backfilled gravel or sand. For grouted columns, voids filled with a grout.	Sands, silts, clays.	>30 m (limited by vibratory equipment)	>1500 m²; fine-grained soils, >1000 m²	Increased vertical and horizontal load carrying capacity. Density increase in cohesionless soils. Shorter drainage paths.	Provides (a) vertical support, (b) drains to relieve pore water pressure, and (c) shear resistance in horizontal and inclined directions. Used to stabilize slopes and strengthen potential failure surfaces or slip circles. For grouted columns, no drainage provided but increased shear resistance. In cohesionless soil, density increase reduces liquefaction potential	1 2 Δ[e]	Moderate ($11.00–$70.00/m³)
(17) Root piles, soil nailing	Small-diameter inclusions used to carry tension, shear, compression.	All soils.	Unknown	Unknown	Reinforced zone of soil behaves as a coherent mass.	Slope stability by providing shear resistance in horizontal and inclined directions to strengthen potential failure surfaces or slip circles. Both vertical and angled placement of the piles and nails.	1 2 3	Moderate to high

[a] SP, SW, or SM soils that have average relative density equal to or greater than 85 percent and the minimum relative density not less than 80 percent are in general not susceptible to liquefaction (TM 5-818-1). D'Appolonia (1970) stated that for soil within the zone of influence and confinement of the structure foundation, the relative density should not be less than 70 percent. Therefore, a criteria may be used that relative density increase into the 70–90 percent range is in general considered to prevent liquefaction. These properties of treated materials and applications occur *only under ideal conditions* of soil, moisture, and method application. The methods and properties achieved are not applicable and will not occur in all soils.

[b] Applications and results of the improvement methods are dependent on: (a) soil profiles, types, and conditions, (b) site conditions, (c) earthquake loading, (d) structure type and condition, and (e) material and equipment availability. Combinations of the methods will most likely provide the best and most stable solution.

[c] Site conditions have been classified into three cases. Case 1 is for beneath structures, Case 2 is for the not-underwater free field adjacent to a structure, and Case 3 is for the underwater free field adjacent to a structure.

[d] The costs will vary depending on: (a) site working conditions, location, and environment, (b) the location, area, depth, and volume of soil involved, (c) soil type and properties, (d) materials (sand, gravel, admixtures, etc.), equipment, and skills available, and (e) environmental impact factors. The costs are average values based on: (a) verbal communication from companies providing the service, (b) current literature, and (c) literature reported costs updated for inflation.

[e] Δ means the method has potential use for Case 3 with special techniques required that would increase the cost.

次に，上記のような定義の耐震地盤改良工法の（耐震）設計法の現状を整理してみる。

耐震設計上の判定の基本は，表3.1.3の主目的の分類1），2）に分け次のようにまとめられる。

ⅰ）砂質地盤の液状化対策

○締め固め工法群; 限界N値のクリアー。

○排水工法群　；過剰間隙水圧を一定値以下に抑える。

○固化工法群　；地盤剛性率の増大。

いずれの方法も現在までのところ構造物の存在を考慮したものとはなっていない。

ⅱ）非液状化地盤の耐震対策

構造物等による常時荷重に地震力を加え，常時の設計法に準拠する。

このようなことを基本とした現状の設計法は十分合理的なものと言えない。その例として，ブロック状改良体に作用させる地中震度の問題あるいは，パイル状改良体の破壊形態の考慮の不十分さなどがあげられる。

また，先に述べたように多くの地盤改良工法に関わる耐震設計法には地盤を主体に取り扱い，構造物の存在を考慮していないこと，すなわち，地盤～構造物の相互作用（常時及び地震時）が盛り込まれていないことがある。この点も，現状の設計法の合理性に欠く部分かと思われる。

そこで合理的な設計法の手法として動的解析は重要な位置を占めるようになってきている。

この動的解析の分野は（重複反射理論　ＦＥＭ系），（周波数応答，時刻歴応答），（線形，非線形，等価線形），（全応力，有効応力）などをパラメーターとして分類される。この内で，（重複反射理論，ＦＥＭ）－周波数応答－（線形，等価線形）－全応力の組合せ，すなわち，ＳＨＡＫＥ，ＦＬＵＳＨ流の手法は現在の応答解析の主流をなしているものである。一方，時刻歴－非線形－有効応力は液状化時の挙動を直接的に把握できるという特徴を持つため，非常に有効な手段と考えられている。しかしこの解析法は，種々の提案がなされているものの，まだ汎用化されるまでには至っていないのが現状である。

（大林組）

3.2　耐震地盤改良実施状況の概要

「耐震地盤改良研究会」では，耐震対策を目的とした耐震改良の実施状況を把握する目的で，別添資料のような施工事例に関する調査を行った。但し，これらの事例は，あくまでも当研究会の限られたメンバーによる調査結果であり，日本における全ての事例を網羅したものではないことを先ずお断わりしておく，また，ここにまとめた30例の施工事例は，あくまでも耐震設計がなされているという前提での施工事例である。

以下に主な特徴と概要について述べる。

1）耐震対策を目的とした改良工法の種類

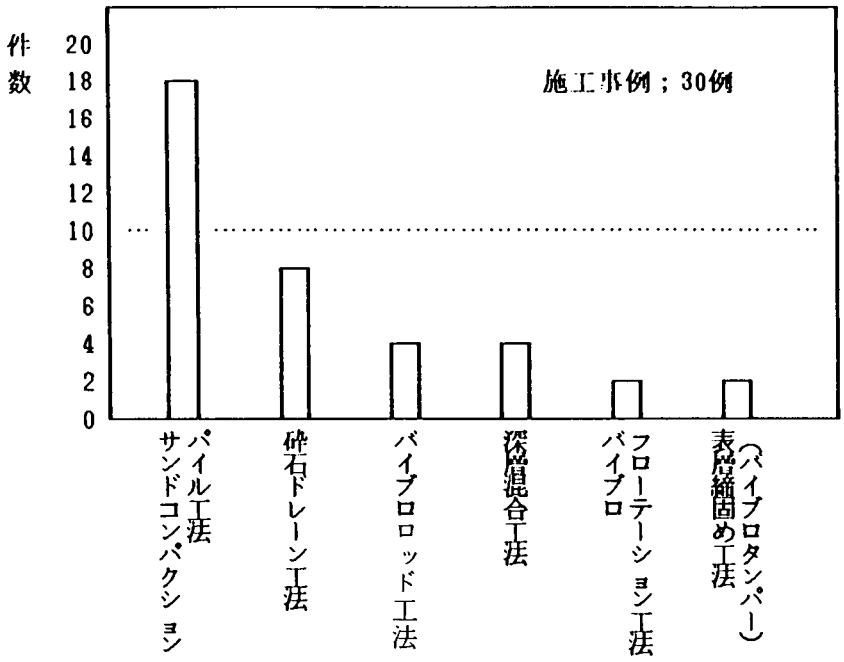


図3.2.1

全施工事例30例の内，サンドコンパクションパイル工法（17件）が圧倒的に多く，次いで砕石ドレーン工法（8件），バイブロロッド工法（4件），深層混合工法（4件），バイブロフローテーション工法（2件），表層締固め工法（2件）の順であった。施工事例30例に対し，対策工法が37件と多いのは，施工事例の中で多数の対策工を実施している場合も含めているからである。

なお，深層混合工法は，耐震設計の行われた施工例としては4例と少ないが，本設計とは別途にチェックの意味で耐震検討したもの，あるいは公表されていないものなどを含めると現実にはもっと多くの実績があると考えられる。

2）適用地盤

施工事例30例の内，砂地盤の改良を目的としたものが25件と圧倒的に多く，次いでシルト・粘土（4件），レキ（1件）である。砂地盤の改良件数が多いのは，改良工法として選ばれた1)の結果が深層混合工法を除けば，本来いずれも砂地盤を対象とした工法であることからもうなづけるところである。

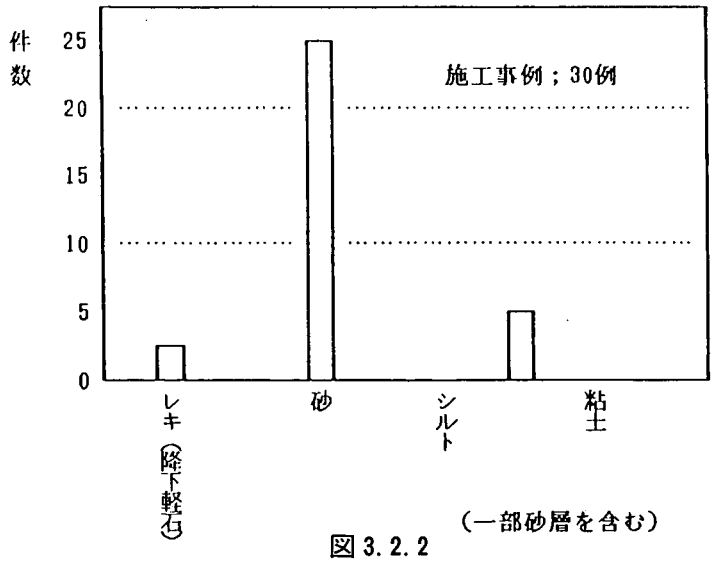


図 3.2.2

3）構造物の種類

施工事例30例の内，タンク（10件）が最も多く，次いで護岸・岸壁（８件），住宅基礎（５件），水処理場（４件），橋梁基礎（２件），発電所取・放水施設（１件），遊園地（１件）の順となっている。

以上のことから，従来の耐震地盤改良対策は，砂質地盤の液状化防止を目的として，タンクや護岸など重要で規模の大きな構造物の安定対策のために締固め工法が適用されている例の多いことがわかる。

また，一方，粘性土地盤での護岸・岸壁構造物基礎の安定対策のために深層混合工法が適用されていることも，この工法が開発されてきた経緯からすれば当然のことといえよう。

ところで，今回の調査施工例には残念ながら道路盛土や鉄道盛土，河川堤防など，いわゆる土構造物（盛土本体，あるいは基礎も含めて）に対する耐震対策例がなかったが，表3.2.1に示す[4]ように，地震を考慮して新設あるいは補強された例，地震は考慮してなかったが地盤時の被害が僅少だった例，その他，他の構造物による耐震補強例も含めて考えると，土構造物に対する耐震対策例も実際にはかなりの事例に上るものと考えられる。この内，多くのものは地盤改良によるものである。

（大林組）

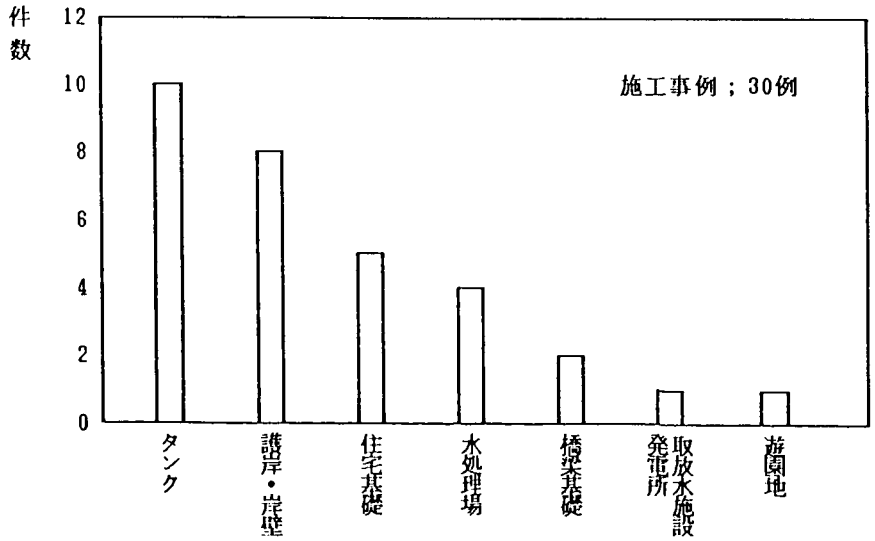


図 3.2.3

表3.2.1　既往の耐震盛土補強事例

分　　類	実　施　例（　　）は対策工
地震を考慮して補強したもの	• 東海道新幹線盛土（矢板＋タイロッド）
地震を考慮して新設したもの	• 渡良瀬遊水池締切堤防（動圧密工法），・東京都葛西沖荒川中川堤防（サンド・コンパクションパイル工法），・信濃川水門締切堤防（サンドコンパクションパイル工法） • 扇島埋立地護岸（グラベルドレーン工法）
地震は考慮していなかったが，地震時の被害が僅少だったもの（日本海中部地震）	• 昭和バイパス（サンドコンパクションパイル工法） • 能代バイパス（サンドコンパクションパイル工法）
地震被災後に地震を考慮して復旧したもの	• 八郎潟干拓地堤防（押え盛土＋止水矢板＋集水ドレーン工法） • 能代南バイパス（バイブロタンパー締固め，振動ローラ＋敷網工法）
地震被災後に地震を考慮して復旧はしなかったが，同程度の地震には効果があると思われるもの	• 大分県やまなみハイウェイ（逆T型擁壁）・宮城県コバルトライン（テールアルメ）・青森県今別蟹田線（井桁組擁壁）， • 長野県御岳王滝黒沢線（鋼管杭＋アースアンカー）
地震以外の災害復旧事例または，変状対策のうち，地震においても効果があると思われる。	• 鹿児島県220号（井桁組擁壁），・岩手県45号（深礎杭＋集水井） • 山形県113号（片法枠＋蛇かご張＋地下排水工），・福島県49号（逆T型擁壁） • 東名高速道路（深礎杭＋アースアンカー）

3.3 各　論

前節までに，多くの地盤改良工法はその意味合いは多少異にするが，広義にはそれぞれ耐震地盤対策としての意義を有すること，ならびに常時設計法が確立している工法であっても耐震設計法の確立にはいくつかの研究課題があることなどを述べた。又，耐震地盤改良として近年実施されている工事の実態を整理した。

本節では，以上のような実態を考慮し，耐震地盤対策として比較的重要ないしは適用性が高いと考えられる工法について，やや詳細に，耐震対策としての実績，評価方法，研究課題等を述べる。具体的には，液状化防止のために用いられる締固めパイル工法及び，グラベルドレーン工法，従来粘性地盤に用いられている固化工法，及び今後適用性が増加する可能性のあるその他の工法について記述した。

(1) 締固めパイル工法

砂質土の液状化対策工法として用いられている締固めパイル工法には，サンドコンパクション工法，バイブロフローテーション工法などがあり，基本的には，砂地盤に振動あるいは衝撃を与えることによって密度の増加をはかり，砂地盤の液状化強度を高めるものである。バイブロフローテーション工法は新潟地震や十勝沖地震において，サンドコンパクション工法は宮城県沖地震において，その効果が程告されており[5) 6) 7)]，締固めパイル工法は液状化対策として最も多く使用されている。

締固めパイル工法の中でも，サンドコンパクション工法の使用実績が多い，この理由としては，サンドコンパクション工法は比較的深部（ＧＬ－35m程度）まで改良が可能であり，締固め効果も他の工法に比べて大きいことが挙げられる。さらに，サンドコンパクション工法は，液状化対策以外に支持力の増加や沈下対策としての実績も多く，これらの対策も含めて使用される場合が多いこと，粘性土を含むような多様な地盤に対して同一の施工機械で施工可能なことなどが挙げられる。

バイブロフローテーション工法は，主に液状化対策として使用されてきたが，近年の施工例は少ないようである。この理由として，施工深度が８m程度の施工機が多いこと，締固め効果がＮ値20程度であること，多量の水を使用することなどが挙げられる。しかしながら，現在，15 mまで改良できる施工機も開発・使用されている。また，締固め効果以外に，充てん材として粗骨材を使用し排水効果も期待できるため，設計において排水効果も取り入れようとする動きがあるようである。

締固めパイル工法としては，上記以外に，ロッドコンパクション工法などがあるが，これらは比較的簡易な工法と位置付けられており，対象物や制約条件に応じて使い分けされている。

締固めパイル工法を液状化対策として用いる場合の設計では，改良目標値，改良深さ，改良範囲を定める必要がある。改良目標値は，Ｎ値で規定されることが多い。

これは以下の理由によるものと考えられる。

① 地盤の液状化強度とＮ値の関係については，多くの研究が実施されており，液状化の判定もＮ値を用いることが多い。[8)]

② 間隙の減少に伴う密度増加とＮ値の関係が，工法ごとに，実験式や経験式として得られている。図3.3.1に，一例としてサンドコンパクション工法の設計関係図を示す。

③ 改良効果の確認，品質管理を一般的な標準貫入試験で実施することが可能である。

しかしながら，一般に与えられている液状化強度とN値の関係は，自然に堆積した地盤や埋立地盤に対して成立するものであり，その関係が人工的に乱され改良された地盤に対しても成立するか否かについては，今後の研究課題であろう。また，地盤の細粒分含有率によって改良後のN値は異なり，細粒分含有率が大きいほど改良後のN値は小さい。[10] 一方，同一のN値に対して，細粒分が多くなれば液状化強度は高くなり，最近発表されているN値から液状化強度を推定する関係式では，細粒分含有率あるいは平均粒径をパラメータとして補正が行われている[11]。従って，改良目標N値の設定では，この点を考慮しておくことが必要である。

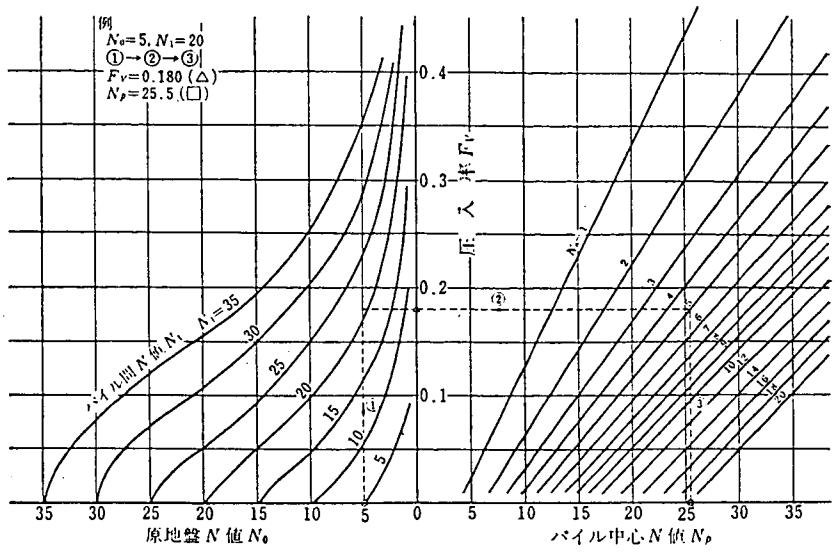


図3.3.1 設計ノモグラム[9]

改良深さについては，液状化の可能性のある層までとするのが一般的である。しかし，液状化の判定において準拠する基準等によっては，例えば地表面下20m以深は液状化判定の対象外としたものもあり，この場合には改良深さは深くても20mまでとなる。また，杭基礎の場合には，杭の横方向支持力を確保するという観点から，杭の第一不動点までのみを改良深さとした例もある。

平面的な改良範囲については，危険物の規制に関する規則[12]のように明確に規定しているものもあるが，一般には，設計者の判断による面が大きく，一つには，土田らの提案[13]をもとにした種々のバリエーションが用いられている。また，改良範囲を数ケース仮定し，安定解析や応答解析を行い，その試算結果をもとに改良範囲を定めているものもある。液状化対策工の設計法の合理化という点では，改良範囲は残された大きな問題点と言える。

次に，施工面から締固めパイル工法の問題点を整理すると，以下の点が挙げられる。

① 振動・騒音の建設公害が発生する。

② 近接構造物に変状を与えることがある。

③ 地表面付近の締固めが不十分となることがある。

締固めパイル工法は，本来，地盤に振動，衝撃荷重を与え，砂や砕石を押し込む工法であり，①，②は避けられない問題と言える。一般的には，締固め効果が大きいサンドコンパクション工法が振動・騒音も大きくなる。その対策として，最近，高周波バイブロハンマの使用等も試みられている。また，②に対する対策として，既設構造物と改良範囲との間に，地盤変位を吸収するための溝を掘削した例も報告されているが，経済性や敷地等の条件からいかなる地点でも採用可能とはいえないだろう。

③の地表面付近の締固め不足の問題に対しては，盛砂して施工する方法も採用されているが，バイブロタンパー等による表層締固め工法を併用することが，経済性，工期などから考えて一般的には実用性が高い。

以上，締固めパイル工法に対して，現状と課題について述べたが，今後解決していかねばならない課題をまとめると以下の点である。

① 設計上の課題

(i) 平面的な改良範囲の合理的な設定方法

(ii) 改良効果の評価法

② 施工上の課題

(i) 低振動・低騒音の施工機械の開発

(ii) 既設構造物へ適用可能な施工法の開発

(2) グラベルドレーン工法

グラベルドレーン工法（砕石ドレーン工法）は，砂質地盤内に砕石などからなる透水性の高い排水ドレーンを設け，地震時に砂質地盤内で発生する間隙水圧を速やかに消散させ，液状化を防止する工法である。地盤内に円柱状の排水ドレーンを打設する場合，これをグラベルパイルと呼ぶ場合が多いが，構造物周辺に壁状やマット状のドレーンを設けたり，これらを組み合わせて使用することも多い，

グラベルドレーン工法は，液状化対策工法として比較的新しいものであり，その効果は，模型実験[14]や，現場実験[15]により検討されてきた。また，土田は，岸壁の背後に噴砂が発生した事例の岸壁変位量を調べ，岸壁の背後に割栗石などの粗な材料を入れるという裏込めの有無による影響を報告している[16]。そして，大まかに見て，裏込めのあるほうが法線水平移動が小さい傾向が感じられ，その理由の一つとして，透水性の大きい裏込めのあることにより，岸壁本体に対する液状化の影響がしゃ断または軽減されたと考えられるとしている。

グラベルドレーン工法が最近液状化対策工法として使用されるようになった背景としては，この工法が低振動・低騒音工法であり，周辺地盤に変状をきたすことも少ない点が挙げられる。このような点から，市街地や既設構造物近隣での施工において，締固めパイル工法に代って使用されるようになった。今後，液状化対策の有力な工法の一つとして期待されている。

グラベルドパイルの設計は，通常，Seed−Booker による方法[17]，Seed−Booker の研究成果をもとにした吉見の方法[18]によって行われている。これらの方法は，1本のグラベルパイルに着目したものであり，図3.3.2に示す設計図表をもとにしている。この図は，いくつかの仮定のもとに導かれた地震時に発生する間隙水圧を考慮した圧密方程式を，有限要素法により計算し得られたものである。図3.3.2を用いることにより，地震時に許容する最大間隙水圧比の大きさに応じたグラベルパイルの径とピッチを定めることができる。

これらの方法を用いて設計を行う場合，入力地震動や地盤物性に関するパラメータの設定において不確定な要素もあるが，大きな問題点は，(イ)パイル内の透水性を無限大と考えている点，(ロ)構造物の存在を考慮していない点であろう。(イ)の点については，田中ら[19]，尾上ら[20]も適用性について疑問を投げかけ，パ

イル内の透水性を考慮した設計法を提案している。このようなことから，実際のグラベルパイルの設計では，許容する地盤内の最大間隙水圧比をかなり低目に設定（例えば0.2[21]～0.3[22]）し，図3.3.2の設計図表を用いているのが実状のようである。一方，壁状のグラベルドレーンに対しては，ドレーン部の透水性を考慮した間隙土圧の計算手法が佐々木ら[23]によって与えられているが，まだ設計に利用しやすい形とはなっていない。

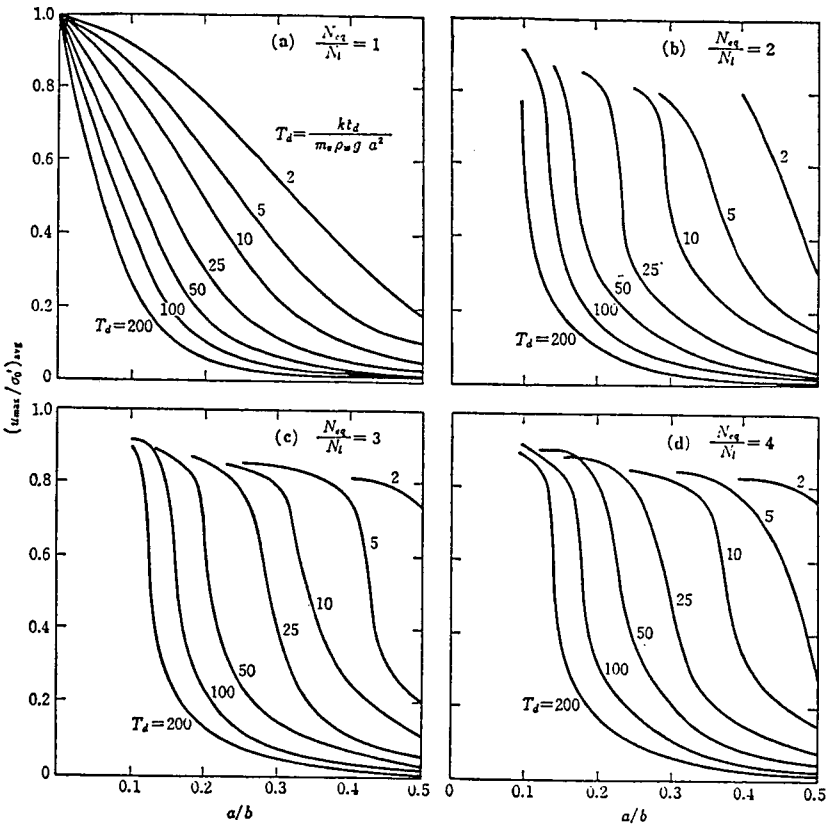


図3.3.2　Seed−Booker の設計チャート [17]

(ロ)の点は，Seed−Booker等による設計では，グラベルパイルが地表面まで貫通していると考えているのに対し，実際の場合には，構造物直下にグラベルパイルが設置され，グラベルマットやグラベルウォールと組み合わせて使用されることがあるが，このような場合の設計方法について言及していないことである。佐藤ら[24]は，共同溝の浮上り防止のためにグラベルドレーンを考え，その効果を二次元ＦＥＭ解析により評価しようとしている。

グラベルドレーン工法を用いる場合の改良深さは，液状化の可能性のある層までとするのが一般的である。平面的な改良範囲の問題についてはまだ合理的な考え方がなく，締固めパイル工法と同様な考え方が適用可能か，あるいはグラベルドレーン工法独自の考え方が在り得るのかも不明の段階のようである。ただし，改良範囲については，対象としている構造物，あるいは被害形態によって，その考え方が異なることも予想される。

前述したように，グラベルドレーン工法の効果は，現場実験や模型実験により検討され，多くの有益な知見が得られている。しかしながら，現場実験ではグラベルパイルの排水効果の確認という意味あいが強く，境界条件，加振条件の問題より，地震時のグラベルパイルの効果を定量的に評価するには難しい面もある。一方，模型実験では，模型を１つの構造物と考え，実験結果を評価できる解析手法を用いて，実構造物の挙動を予測しようとしているが，解析手法上の問題点の他に，排水長が短い模型実験では，ドレーン部の透水性の影響は明確に評価できないようである。従って，グラベルドレーン打設地盤が地震力を受けた場合の挙動を正確に把握し，構造物の存在を考慮した形でその適用性を評価するには，まだ問題点が残されている。

グラベルドレーン工法には，目詰りによる耐久性の問題がある。この対策として，ドレーン材の粒度を調整する方法が用いられているが，これだけで長期間にわたって目詰りが防止できるかどうか確認する必要がある。また，この場合には，ドレーン材の粒径はある範囲内に制限され，ドレーン部の透水性も制約されることに注意する必要がある。

また，砂・粘性土の互層地盤にグラベルパイルを打設する場合，ケーシング貫入および引上げ時に砂層とドレーン部の境に粘性土の薄層が形成される恐れがあり，透水性の低下が懸念される。

グラベルドレーン工法は，低振動・低騒音で施工することが可能な工法であり，周辺地盤に変状を与えることも少ない。従って，既設構造物に対する液状化対策といった面からも有効となるが，既設構造物直下の地盤をどのような施工法，施工機械を用いて改良するかが問題となろう。既設構造物直下をグラベルドレーン工法で改良した例はいまだないようである。

以上，グラベルドレーン工法について，現状と課題を述べたが，今後解決していかねばならない課題をまとめると以下の点が挙げられる。

① 設計上の課題

(i) 地震力をうけた場合の構造物を含めたグラベルドレーンの挙動の把握と，適用性の評価

(ii) 合理的な考え方に基づくグラベルドレーンの設計方法の確立

(iii) 改良範囲の合理的な設定方法

(vi) 耐久性の確保

② 施工上の課題

(i) 構造物直下の施工法，施工機械の開発

(ii) 砂・粘土互層の施工法

（間組）

(3) 固 化 工 法

1）固化工法の種類

固化工法は，地盤中に石灰やセメント等の固化剤を混合し，地盤を固化安定させる工法である。

本工法は施工方法によって

① 撹拌（機械的，噴射的）による混合処理工法

② 土の間隙を注入によって固化処理する工法

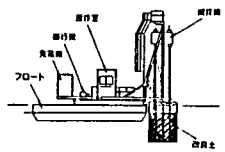
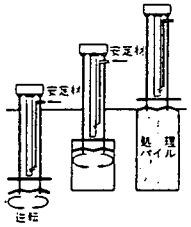
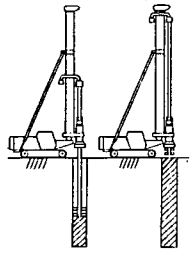
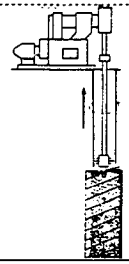
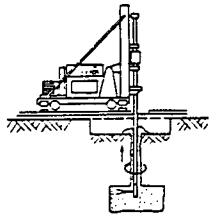
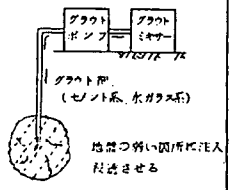
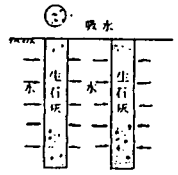
とに大別できる。

①，②を使用材料，適用場所等からさらに分類すれば次のようになる。

- 撹拌固化処理工法
  - 表層固化処理工法
  - 深層混合処理工法
  - 粉体噴射撹拌工法
  - 高圧噴射工法
- 注入固化処理工法
  - 石灰パイル工法
  - 薬液注入工法

各工法の概要をまとめて表 3.3.1 に示す。

表3.3.1 固化工法一覧

大分類	浅層処理工法	深層処理工法					
		撹拌固化処理工法			注入固化処理工法		
工法	表層固化処理工法	深層混合処理工法（DMM工法）	粉体噴射撹拌工法（DJM工法）	高圧噴射工法 撹拌型	高圧噴射工法 置換型	薬液注入工法	石灰パイル工法
工法説明	セメント系固化材をプラントおよび圧送ポンプより連続供給し、ミキサにおいて完全均一混合し、軟弱地盤を所定の強度に固化する。	地盤中に石灰、セメント等をスラリー状で圧送、注入し、撹拌翼で原地盤と撹拌・混合することにより地盤を固化処理する。	地盤中に石灰、セメント等を粉体で圧送・注入し、撹拌翼で原地盤と撹拌・混合することにより地盤を固化処理する。	硬化材を、ロッド下端から高圧噴射し、ロッドを一定速度で回転、引上げることにより、固化体を造成する。	ロッドの先端から超高圧でセメント系硬化材と圧縮空気を同時に噴射させロッドを回転引き抜く事により、地盤を固化材で置換しパイルを造成する。	地盤中に土質安定剤とする薬液を注入し、薬液の物理反応、化学反応によって地盤を固化処理する。	地盤中に石灰による柱を造り、その吸水による脱水と化学的反応によって地盤を固結させる。
							
対象地盤	ヘドロなどの超軟弱地盤	粘性土・有機質土など	粘性土・有機質土など	砂質土・粘性土・有機質土などのあらゆる地盤	砂質土・粘性土・有機質土などのあらゆる地盤	砂質土地盤（水ガラス系） 粘性土地盤（セメント系）	粘性土地盤（砂を挟まない均一な地盤）
設計法	上部浅層改良地盤と下部未処理地盤の二層系地盤となる。検討項目は、 ・改良地盤の沈下 ・改良地盤に発生する曲げ引張り応力、せん断応力 ・未改良地盤への地盤反力 等であり、安定処理版を弾性支承上の梁として検討する。	1.ブロック式改良地盤 (1)土圧や地震荷重による外部安定の検討 滑動、転倒、支持地盤の許容支持力、地中構造物（改良地盤系）を内包する円形すべり (2)内部安定の検討 改良体内部の許容応力度の検討 2.格子式、壁式改良地盤全面改良の場合に準じるが、壁式については未改良土の土圧差による抜け出しの検討が必要	1.円弧すべり計算 改良柱体強度と原地盤強度を面積平均して評価 2.改良柱体の耐力計算 3.群杭としての支持力計算 4.改良域全体についてすべり出し、転倒の検討 5.複合地盤の圧密沈下量の計算	改良範囲は、土質調査に基づき過去の実績により決定する。 改良地盤の強度は、粘着力で評価する。 基本的には、深層混合処理工法に準じて検討する。	同左	対象地盤の粒度、透水係数、間隙率等から使用材料および配合、注入量を決定する。 強度は、圧縮強さで評価する。	原地盤の脱水による強度増加を評価する また、地盤全体の強度はパイル強度と原地盤強度を面積平均して算定。 安定の検討等については深層混合処理工法に準じて行う。
特徴	・泥上、水上での施工可能 ・ヘドロ性状に応じて固化材添加率を決定。	・改良後の強度が早期に得られるため、工期が短く、経済的である。 ・低振動、低騒音	・土質と改良目的に応じて安定剤を自由に選択できる。 ・低振動、低騒音 ・施工機は二軸型と単軸型がある。	・施工機が軽量 ・狭い空間で施工できる。 ・高圧噴射による周辺地盤への影響あり。	・施工機が軽量 ・狭い空間で施工できる。 ・高圧噴射による周辺地盤への影響あり。	・施工機が軽量 ・狭い空間で施工できる。 ・グラウト材による地下水汚染の問題あり。	・低強度改良（高強度改良は困難） ・高含水比の地盤については、効果少ない。 ・環境汚染の問題あり。
施工実績	約80㎡（59年度）	海上……40万㎡（60年度） 陸上……10万㎡（60年度）	約50万㎡（60年度）	40万㎡（57年度）	4万㎡（60年度）		

2）固化工法の実施状況と適用上の問題点・課題

土を固化処理することは，古代ローマ時代にすでに建築物に利用されていた。そういう意味では固化工法は決して新しい工法ではないが，近年新しい施工技術が次々と開発されるまでは，道路の路盤・路床工でのソイルセメント工法など浅層安定処理やトンネル掘削時の薬液注入工法など，補助工法として用いられているにすぎなかった。

従って1970年代に実用化された深層混合処理工法が，軟弱地盤対策工法として最初の本格的な工法であるといえる。

深層混合処理工法は，港湾工事における構造物の大型化，重量化に伴い，それらの基礎として多数用いられるようになり，やがて陸上でも施工されるようになった。

現在までの固化工法の実施状況をみると，処理対象地盤としては，高含水比の粘性土地盤が中心で，有機質土などへの適用もみられるが，高圧噴射工法や薬液注入工法の止水を目的とした補助的な使われ方を除いては，あまり砂質地盤には適用されていない。また改良目的では，安定・沈下・止水対策が中心で，狭義な耐震対策（例えば液状化対策）としてはほとんど使用されることはなかった。対象構造物(上部工）としては，ケーソン，鋼板セル等海洋重量構造物の他，道路盛土，橋台基礎，河川堤防など多岐にわたっている。

次に固化工法の適用上の問題点，課題について述べる。

本工法の改良形式は，杭式改良，壁式改良，格子式改良，ブロック式改良（全面改良）に大別されるが，構造物の規模が大きくなるにしたがって処理土に要求される強度は高くなり，しかも改良型式も地中に連続した構造物を造成するタイプとなる。したがって安定材の品質，供給量などを丁寧にコントロールして１回の打設で形成される処理土柱体内の強度とそのバラツキを管理する必要がある。さらに地中に構造物を造成するには処理土柱体を相互にオーバーラップさせるため，その接合部分が弱点になり易く，高い精度の施工が要求される。均質な海性軟弱粘性土地盤においては，これらは比較的容易に実行できたが，陸性の複雑に互層した地盤，あるいは砂質地盤ではかなり困難な施工となることが予想され，貫入能力，撹拌能力の向上を始め，施工機あるいは施工法の改善が必要となる。

本工法は低振動・低騒音施工機を用いるため，市街地施工に適した工法と言えるが，改良柱体造成にあたって，特に高圧を用いるタイプは，周辺地盤に変位・変形をもたらすことが最近問題になりつつある。また使用材料によっては安定材の飛散による汚染，地下水の汚濁等の環境問題の発生も予想され，より低公害な材料の開発，施工法の開発が望まれる。

3）固化工法の現行設計法と問題点・課題

固化工法は改良目的，改良場所，施工方法等によって様々な設計が実施されている。

道路の路床，路盤等ではＣＢＲ試験や平板載荷試験のように明確に改良効果を評価する方法が確立されているので，改良目標を設定し適切な配合設計を実施することが中心となる。

またヘドロ地盤の表層処理工法等では，改良土と未改良土の２層系地盤を想定し，弾性支承上の梁で計算し，曲げ引張り応力や沈下量を検討している。

一方深層系の処理工法の設計はほとんどが深層混合処理工法の設計法に準じて実施されている。

そこで，ここでは深層混合処理工法の設計法を中心に，その現状を述べる。

図3.3.3に深層混合処理工法設計法の一般的な手順を示す。

設計に際してはまず安定処理土を剛な地中構物と考え設計外力下での安定を検討する（外部安定の検討）。ブロック式や格子式の改良地盤の外部安定の検討にあたっては，滑動，転倒，支持地盤の支持力，地中構造物を内包する円形すべりが，主要項目となる。また壁状の改良では安定処理土の長壁間に残された未改良土の抜け出しの検討が追加される。そしてその後安定処理土の内部に発生する応力が許容応力度を越えないことを確認する（内部安定の検討）。

一方，低強度の杭状改良地盤では，上部工が土構物等フレキシブルな場合が多いので，サンドコンパクションパイル工法に準じた複合地盤の円形すべり計算で設計されることが多い。

この際，改良柱体の耐力計算，群杭としての支持力計算等を追加することが粉体噴射撹拌工法の設計マニュアルには明記されている。

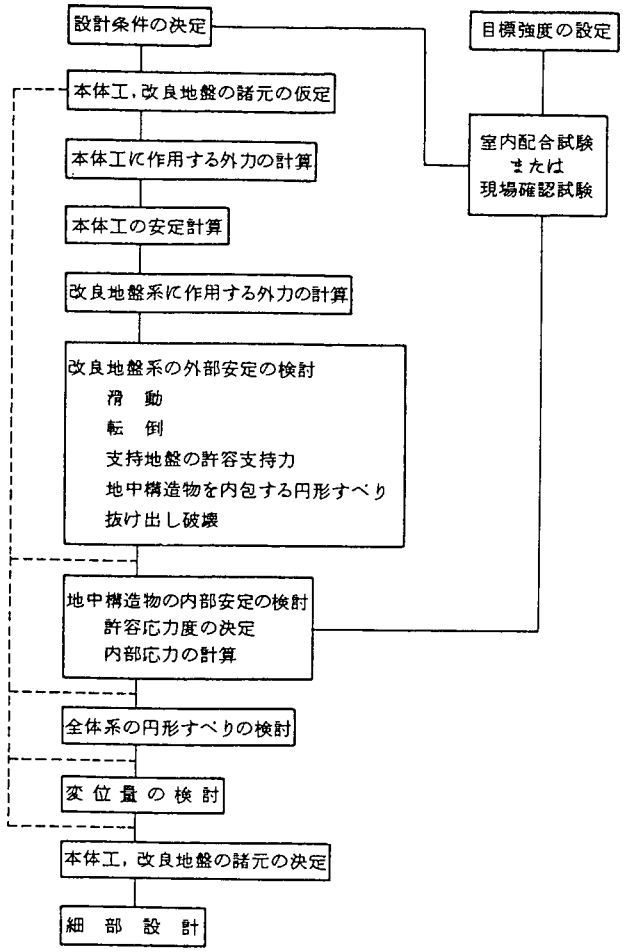


図3.3.3　現行設計法のフロー図

（寺師　複合地盤の強度および変形に関するシンポジウム現況報告による）

また耐震設計法としては，地中構造物状の改良地盤（ブロック式，格子式，壁式など）については，地震時に作用する慣性力と外力を静的な力に置き換えて常時と同様な計算を行ういわゆる震度法が用いられている。また慣性力の評価にあたっては地盤の材料非線形性を考慮した動的ＦＥＭが用いられることが多い。一方，杭状改良地盤に関しては地震時の安定解析手法は提案されていない。

次に本工法設計法の問題点・課題について述べる。

本工法は比較的新しい工法であるため，実大改良地盤の挙動（改良土と未改良土の相互作用，改良体内部の破壊モードなど）が，明確にされていない点が挙げられる。このため現行設計法では未解明な部部については安全側の配慮が加えられており，合理化の余地が十分あると考えられる。

また改良地盤の地震時の挙動の解明については，粘性土地盤については最近研究が進められ地震時の土圧の評価法など問題点が残るが現行設計法で，対応可能なことが示されつつある。しかし砂質地盤を対象としたものはほとんどない点が挙げられる。特に砂質地盤の液状化問題などに対応した間隙水圧の

上昇を評価できる設計法の確立が望まれる。

さらに改良地盤の改良効果確認方法（耐震効果の確認も含めて）の確立も重要な課題であろう。すなわち安定処理土の適切なサンプリング手法の開発，簡便な原位置試験法の確立等が必要である。

（不動建設）

(4) その他の工法

耐震地盤改良工法として考えられる工法は数多くあるがここでは，(1)～(3)以外の工法として，若干の実績があり今後適用性が増加する可能性のある締切り工法，地下水位低下工法などについて述べる。

1）締切り工法

これは構造物の周囲又は側方の地盤を矢板等で囲み，液状化等に伴う地盤の側方流動を軽減する工法である。

本工法の実施例としては，古くは新潟地震（1964） に際して被害を免れた地上９階，地下１階の新潟市庁舎ビルおよび地上３階建の永井電気ビルなどの例がある。これは故内藤多仲博士による設計で，地盤がゆるい砂であることから基礎下の砂が逃げないようにシートパイルを長めに打ち込んで，そのまま埋め殺す工法が実施されたようである。[25] 周囲の建物に被害があったにもかかわらず新潟市役所は無被害であったことからシートパイルの効果はあったようであるが，周囲の被害は比較的軽微であったようで，対策を施したことによる効果は顕著に認められなかったようである。[26]

近年は，東海道新幹線の盛土の地震による被害発生を防止する目的でシートパイルなどを用いる方法が提案されており，軟弱粘性土地盤上の盛土に補強工事が実施されている。[27] 図 3.3.4 にその設計手法を示す。[28]

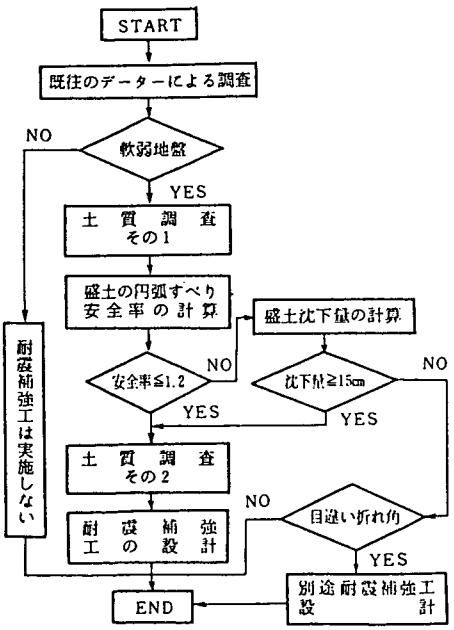


図 3.3.4　盛土耐震強化の手順[28]

また，液状化しやすい地盤上の盛土の補強工法としては，シートパイル締切り工法に盛土底部排水工法を付加する計画のようである。[29] 図 3.3.5 にその概要を示す。設

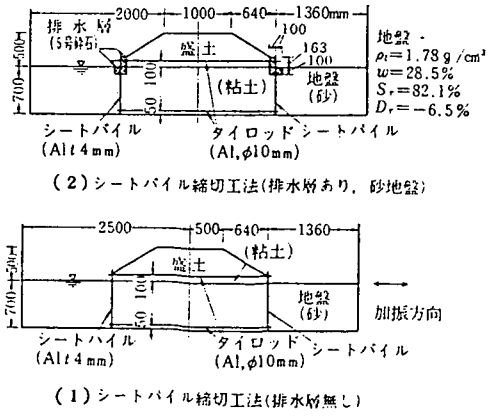


図 3.3.5　試験モデル[29]

計は，地盤の液状化の発生の判定を行うとともに，盛土の安定性の検討を液状化によって発生する間隙水圧を考慮した静的震度法による円弧すべり解析で行うようである。[29]

同様に，ゆるい砂地盤や軟弱な粘性土地盤上上の盛土に対する補強対策として，シートパイルを打設したときの効果を確認する検討も進められており[30]，[31] 堤体の補強に用いられる締切り工法は，図3.3.6に示すような例が提案されている[32]。

以上のようなシートパイによる締切り工の耐震効果は，主として振動台実験等の模型実験によって検討されており，シートパイルで締め切った内部には間隙水圧の上昇が生じるものの，側方流動あるいは盛土の沈下防止等に対しては明確な改良効果が認められる。

しかしながら，このような模型実験から地震時の締切り工の耐震効果を定量的に評価するには難しい面もある。

また，ガス導管の液状化対策工の一例を図3.3.7に示す[33]。適用例Ⅰの場合，改良範囲が用地の制約上限定されるため，土留用鋼矢板を液状化層を貫いて打設して周辺地盤の液状化による影響を防ぐとともに，鋼矢板の内側は液状化によるガス導管の浮上がり防止を目的として砕石ドレーン工法を採用している。適用例Ⅱの場合は，敷地に多少余裕はあるため掘削用土留め鋼矢板はⅠ例よりも短くし，矢板外側に砕石ドレーンを打設する方法を採用している。

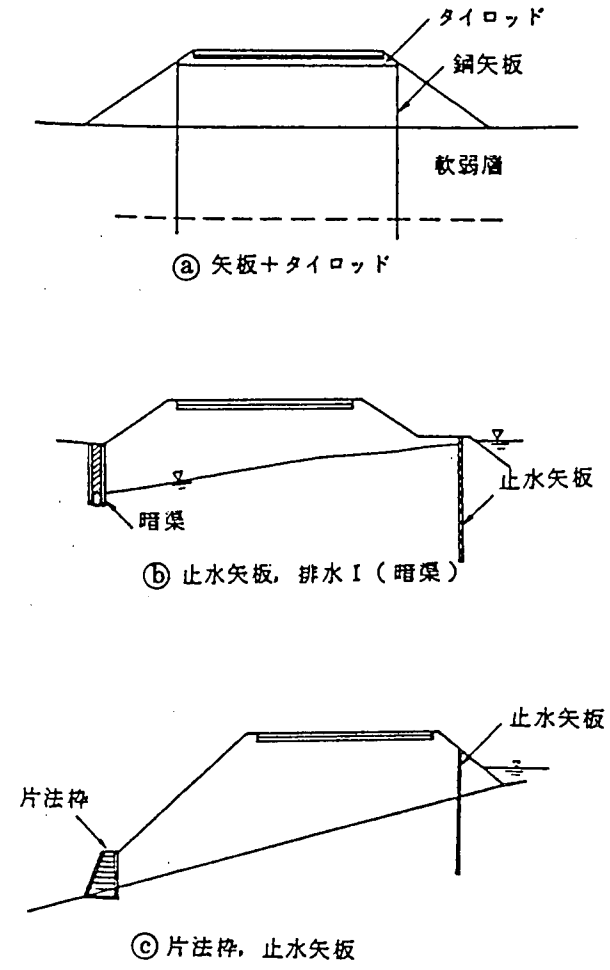


図3.3.6 堤体の補強に用いられる締切り工法[32]

適用例ⅠおよびⅡの場合とも敷地境界が近接しているために地盤改良範囲が限定されるので，掘削用土留め矢板を工事終了後も残す方法を採用したようであり，このような例は，図3.3.8に示すように洞道の浮き上がり防止を目的に適用された場合もある[34]。

以上締切り工法の現状について概略述べたが，今後解決して行かなければならない課題としては以下のことが考えられよう。

① 締切り工法の耐震効果は，振動台実験等で認められるものの，その定量的な評価を実用的に行うにはまだ疑問が残されている。

② そのため，締切り工法の耐震効果を積極的に設計に反映させている例は少く，合理的な考え方に基づく設計法を確立する必要がある。

③ 現状では締切り工法が単独で用いられる例は少く，排水工法，あるいは地下水位低下工法などとの併用工法が採用されているようであるが，その場合，他の工法の改良範囲を合理的に設計する方法を

確立する必要がある。

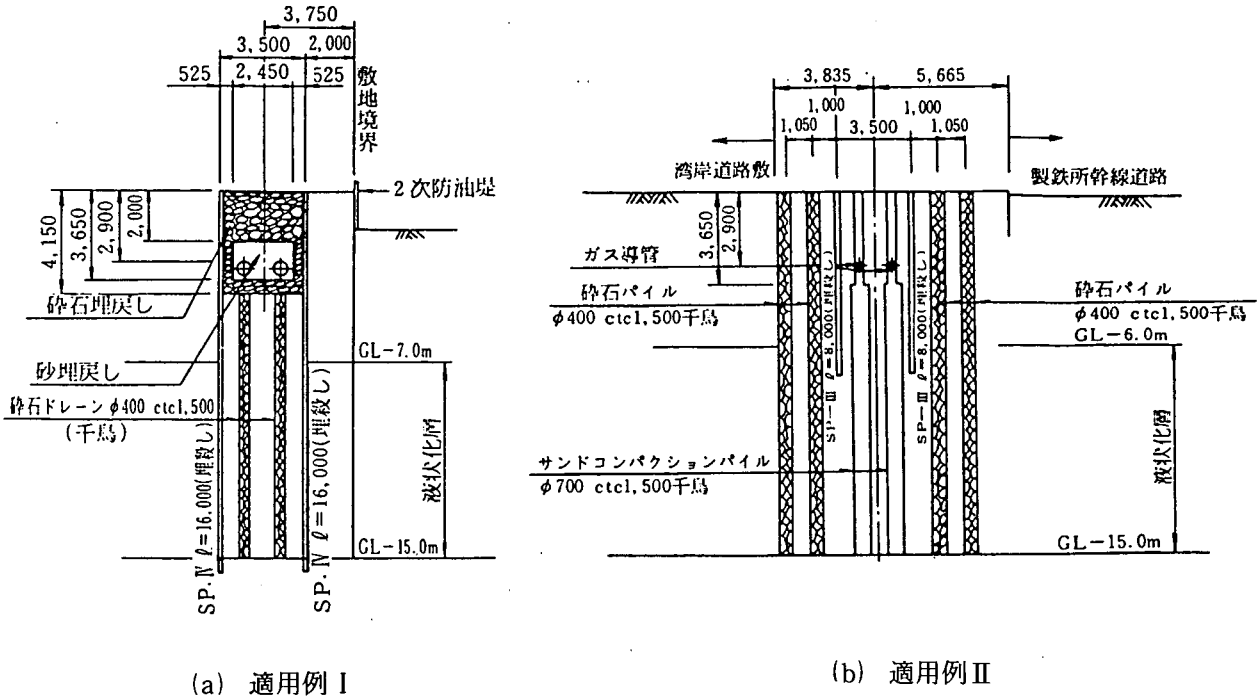


図 3.3.7　ガス導管への適用例 [33]

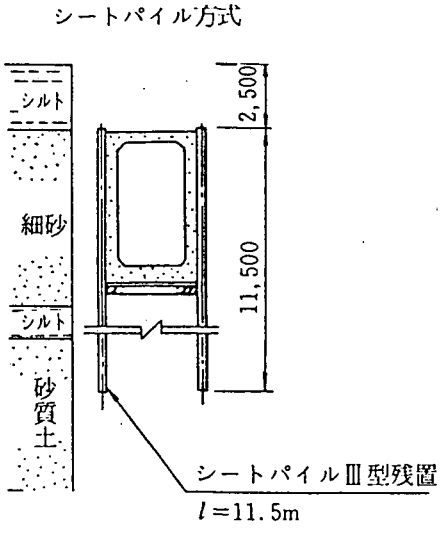


図 3.3.8　液状化時の浮上がり防止に用いられた例 [34]

2）地下水位低下工法

従来より液状化現象は，地下水位の浅い砂地盤において生ずることが知られている。これは，地下水位が深くなると対象地層の有効拘束圧が増加し，せん断応力比が小さくなるためである。

液状化対策としての地下水位低下工法は，液状化抵抗を増加させるうえで以下のような効果がある。

① 浅層の砂を不飽和化する。（飽和砂層の層厚を減じる。）

② 飽和砂層として残った部分の有効応力を増加させる。

地下水位低下後の安全率$F\ell_2$と低下前の安全率$F\ell_1$とと比は次式で表わされる。

$$\frac{F\ell_2}{F\ell_1} = \frac{\sigma'_{V_2}}{\sigma'_{V_1}} \div \frac{\gamma'.z + \gamma_w D_{w_2}}{\gamma' z + \gamma_w D_{w_1}} \quad (Z \geqq D_{w_2})$$

ここに，γ'：砂の水中単位体積重量，γ_w：水の単位体積重量，Z：地表面からの深さ，D_w：地下水面深さ，添字1，2は地下水位低下前と後を示す。

図3.3.9は，$\gamma' = \gamma_w = 1.0\ tf/m^3$，$D_{w_1} = 1.0m$ に対する$F\ell_2 / F\ell_1$の値と深さの関係を示したものであり[26]，深くなるほど改良効果は低下するので安全率を増加させるためには地下水位をかなり下げたままにしておくことは経済的にも，また周囲に与える影響（沈下などの公害）などからも問題があるが，図3.3.10に示すようにこの地下水位低下工法が有効な場合がある。[26]

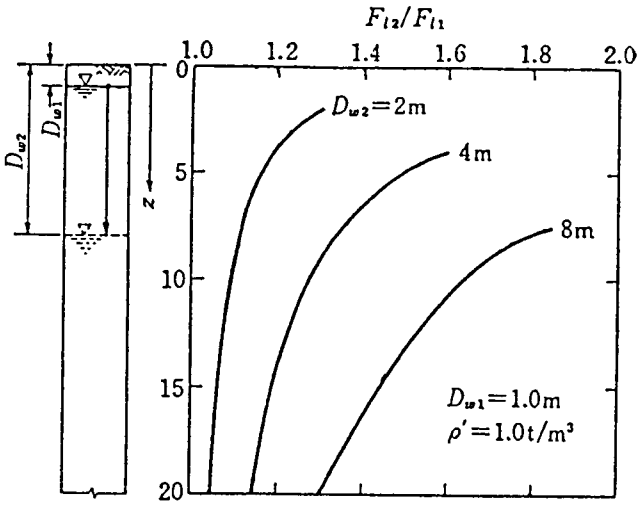


図3.3.9 地下水位低下が液状化安全率に及ぼす影響[26]

以上のように，排水に伴う地盤の圧密沈下，周辺地域への影響，排水の維持，ランニングコスト，あるいは止水壁のコストなどの面から，この地下水位低下工法が液状化対策として用いられた例は少い

図3.3.11は臨海埋立地の既設石油タンク群で最近行われた地下水位低下工法の大規模実証テスト例である。[35] 図3.3.6の⑥も単なる締切りではなく，締切りを利用して地下水位低下を図り，液状化対策としたものである。

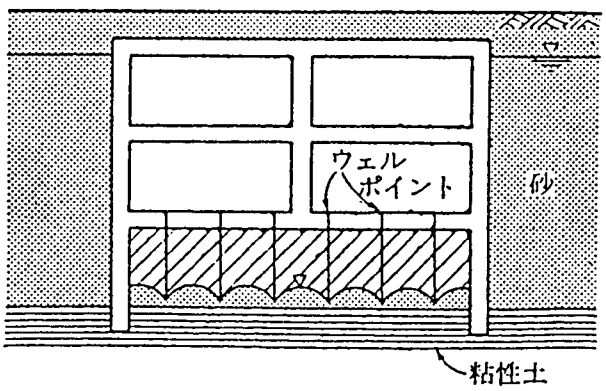


図3.3.10 地下水位低下が特に有効である例[26]

また，常時地下水位を低下すること

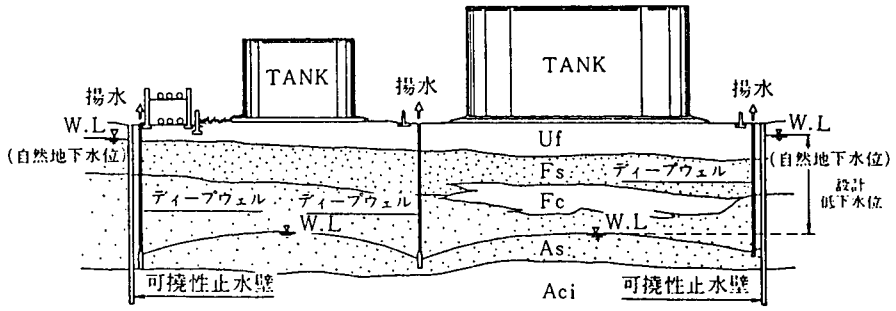


図 3.3.11　石油タンクヤードにおける地下水依低下工法の実施例 [35)]

は困難であるが，一旦水位低下してその後に回復をして過圧密状態にしても液状化抵抗が増加するという室内実験報告もある。[36)]

3）杭状材料挿入工法

近年，のり面や地盤に細長比の大きい杭状の材料を打設・挿入して地層の安定を増すことが行われている。これは，未だ積極的な耐震地盤対策として利用されてはいないが，原理的に地盤の静的な剛性を増し，ひいては地盤の液状化抵抗を向上させる効果が考えられる。

（東急建設）

3.4　まとめ

本章では，耐震地盤改良の実施状況並びに，主として実用面からの現状と課題を整理した。その結果，以下のような事項が明らかにされた。

(1)　広義の耐震地盤改良の検討が要求されるのは，上部構造又は／及び地盤に地震荷重を考慮したときに，地盤が引金となって構造が不安定となる場合である。地震動は，本質的に，荷重を増加させる，荷重速度が大きい，荷重が繰返し作用する，水平成分が卓越するといった特徴を有している。

したがって，耐震地盤改良の検討の上で以下の項目が要求される。

1）地震動によって地盤中に与える影響（荷重，応力，滑動力，土圧等）を明らかにすること。

2）地震動（特に，繰返し作用）によって地盤の抵抗が常時に比べて低下するか否かを明らかにすること。地盤の抵抗が低下するとすれば，それを防止することを考える。これが，地盤改良である。この抵抗低下は，特に砂質地盤の液状化現象のときに著しい。

3）地震動によって地盤の抵抗が低下しないとして，1）で求めた増加荷重に対して地盤が安定を保つか否かを明らかにすること。

(2)　従来，耐震地盤改良として行われているのは，主として，前記(1)2）のためで，特に，ゆるい砂質地盤で液状化を防止するためである。この目的のために，従来より最も多用されているのは，3.3(1)の締固めパイル工法である。この工法については，実際に地震を受けても被害が僅少であったという事例も多く，今後とも施工が許す環境においては，耐液状化対策として，最も信頼性が高く用いられる工法であろう。ただし，設計法の細部，例えば，液状化防止対策のために構造物周辺の改良範囲を如何に合理的に設定するかということなどについては，研究すべき余地がある。

(3) 締固めパイル工法は，施工原理上施工時にある程度の騒音・振動を伴うものであり，近年その使用がかなり限定されたものとなっている。これに代る工法として，地震時に砂質地盤内で発生する間隙水圧を速やかに消散させ，液状化を防止するグルベルドレーン工法が用いられつつある。グラベルドレーンは，締固めは必須条件ではないので，施工時の公害問題は小さい。ただし，開発されて日が浅いので実際に大地震において有効であったという例は未だない。実際，排水距離が長い場合に有効に働くかどうかの検証，改良範囲の合理的設計法については，研究する必要がある。

(4) 近年，軟弱粘性地盤における安定向上，沈下防止などのために，近年その適用が急増している深層混合処理工法は，施工時に騒音・振動が小さい，成層地盤にも適用可能であるという特徴があり，もし，この工法が液状化防止対策として有効であれば，耐震地盤改良工法として非常に有利となる可能性がある。ただし，この工法は，未だ液状化防止対策として用いられた場合はなく，液状化対策として効果的な設計施工法は大きな研究課題である。

(5) その他の工法として，締切工法，地下水位低下工法などがある。又，その他に積極的な耐震地盤対策として利用されているものではないが，近年，のり面や地盤に細長比の大きい杭状の材料を打設・挿入して地層の安定を増すことが行われている。このような工法は，静的及び動的な地盤の剛性を増し，ひいては地盤の液状化抵抗を向上させる効果が考えられる。

(6) 以上のような現状を踏まえ，本共同研究では，(i)締固め・排水工法グループ：締固め工法，グラベルドレーン工法の研究を行う，(ii)固化工法グループ：固化処理工法の研究を行う，(iii)排水補強杭工法グループ：排水機能を有する小口径杭工法の研究を行う，の３つのワーキンググループを設け，研究を推進することとした。

（土木研究所）

参考文献

1）最新軟弱地盤ハンドブック　産業調査会　pp. 288

2）　同上　pp. 289

3）Committee on Earthquake Engineering Commission on Engineering and Technical Systems, National Research Council, "Liquefaction of Soils During Earthquake, National Academy Press, Washington D. C. pp. 196～201

4）社団法人日本道路協会，道路震災対策委員会，道路の震災対策に関する調査報告

5）Watanabe, T：Damage to Oil Refinery Plants and a Building on Compacted Ground by the Niigata Earthquake and their Restoration, Soils and Foundations, Vol. 6, No. 2, 1966

6）Ohsaki, Y. ：Effects of Sand Compaction on Liquefaction during the Tokachioki Earthquake Soils and Foundations, Vol. 10, No. 2, 1970

7）Ishihara, K., Kawase, Y., Nakajima, M. ：Liquefaction Characteristics of Sand Deposits at Oil Tank Site during the 1978 Miyagiken-Oki Earthquake, Soils and Foundations, Vol. 20, No. 2, 1980

8）例えば，日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V耐震設計編，1980

9）土質工学会：地盤改良の調査・設計から施工まで，1973

10）例えば，杉山・藤咲・時任・谷口：細粒分を含む砂質地盤の振動締固め事例，土と基礎，Vol33. No.4，1985

11）例えば，Tokimatsu，K.，Yoshimi，Y.：Empirical Correlation of Soil Liquefaction Based on SPT N-value and Fines Content，土質工学会論文報告集，Vol23,No.4，1983

12）消防庁：危険物の規制に関する規則，1978

13）土田・井合・倉田：液状化対策としての締固めの施工範囲について，第14回地震工学研究発表会講演集，1976

14）例えば，Sasaki，Y.，Taniguchi，E.，：Shaking Table Tests on Gravel Drains to Prevent Liquefaction of Sand Deposits，土質工学会論文報告集，Vol. 22，No. 3，1982

15）例えば，石原・斉藤・有馬：護岸液状化対策としての砕石パイルの適用例，土と基礎，Vol 28，No4，1980

16）土田：液状化の影響を受けた岸壁の被害，第16回地震工学研究発表会講演集，1981

17）Seed，H.B.，Booker，J. R.：Stabilization of Potentially Liquefiable Sand Deposits Using Gravel Drains，ASCE，Vol. 103，No. GT 7，1977

18）吉見：砂地盤の液状化，技報堂，1980

19）田中・国生・江刺・松井：グラベルパイルの液状化防止効果，電力土木，No.188，1984

20）尾上・森：グラベルドレーン工法による液状化防止効果に関する現位置実験と解析，清水建設研究報告，第42号，1985

21）例えば，岡本・犬股・岩部：液状化地盤に建設される建築物の基礎工，基礎工，Vol.13，No. 5，1985

22）例えば，杉・戸田・大野・島岡：砕石ドレーン工法による液状化対策，基礎工，Vol. 12，No. 7，1984

23）佐々木・小笠原：砕石ドレーンによる液状化対策の効果に関する一考察，第18回土質工学研究発表会講演集，1983

24）佐藤・佐々木・谷口：地中構造物の液状化対策としてのグラベルドレーンに関する有限要素解析，土木学会第39回年次学術講演会講演概要集，1984

25）内藤多仲：建築と人生，鹿島研究所出版会，1966，4

26）18）に前述

27）大橋勝弘，那須誠：鉄道盛土の耐震補強対策，土と基礎，Vol. 28，No. 8，1980. 8

28）国鉄施設局土木課，鉄道技術研究所土質研究室，構造物設計事務所基礎土構造編：盛土耐震補強工設計の手引（案），1979. 12

29）那須誠：東海道新幹線盛土の液状化対策，基礎工，Vol. 12，No. 7，1984. 7

30）佐々木康，松尾修：盛土の耐震補強対策に関する振動台実験，日米天然会議，耐風・耐震構造専門部会，第15回合同部会，1983. 5

31）古賀泰之，松尾修，唐沢安秋：粘土地盤上堤防の耐震性に関する実験的・解析的検討報告書，土木研究所資料，第2227号，建設省土木研究所機械施工部動土質研究室，1985.3

32）社団法人日本道路協会道路震災対策委員会：道路の震災対策に関する調査報告 — 道路構造物の耐震調査及び震災対策工法に関する研究 — ，昭和61年2月

33）杉正，戸田晴敏，大野義郎，島岡久壽：砕石ドレーン工法による液状化対策，基礎工，Vol 12, No.7, 1984.7

34）日向泰山：中川低地の沖積砂層における地中送電設備の液状化対策，基礎工，Vol 12, No.7, 1984

35）大森弘一・伊佐秀：諸施設の耐震安全性と耐震防災 — 石油タンク施設 — ，土木学会誌 1986.4

36）松岡元，松原義任，原康彦，伊藤学：過圧密砂の液状化強度と簡便な液状化防止法，第40回土木学会年次学術講演会，昭和60年9月

4. 締固め・排水工法グループの研究成果

4.1 今年度の研究の概要

(1) 目 的

今年度の研究目的は，以下の3点である。

㈠ グラベルドレーン工法を掘割道路の液状化対策として用いる場合の設計法を作成する。

㈡ 締固め工法を掘割道路の液状化対策として用いる場合の改良範囲の影響を明らかにする。

㈢ 締固め工法，グラベルドレーン工法の現状の把握を行い，来年度からの研究の方向づけを行うための資料を得る。

(2) 内 容

今年度の研究内容は，次の4つの項目からなっている。

㈠ 文献調査

㈡ グラベルパイルの間隙水圧予測プログラムの開発

㈢ グラベルドレーン工法を掘割道路の液状化対策として用いる場合の設計法の作成

㈣ 締固め工法を掘割道路の液状化対策として用いる場合の改良範囲の影響に関する振動台実験

1）文献調査

締固め工法，グラベルドレーン工法は，既に実用化されており，研究例，施行例とも比較的多い。そこで、既存の研究成果と施工例について文献調査を行い，既に解明されている点と不明な点を明らかにし，来年度からの研究の方向づけを行うための資料を得る。

特に以下の点に着目し，文献調査の結果を整理する。

㈠ グラベルドレーン工法の解析手法

㈡ グラベルドレーン工法の効果の評価手法

㈢ グラベルドレーン工法の効果評価のための現場実験法

㈣ 締固め工法の改良効果の評価に関連した締め固めた地盤の液状化特性

㈤ 改良範囲に関する研究レベルの成果と実務レベルの現状

2）グラベルパイルの間隙水圧予測プログラムの開発

ドレーン部の透水性を考慮したグラベルパイルに対する地震時の間隙水圧予測プログラムを開発する。解析モデルは，一本のグラベルパイルを対象とした2次元軸対称モデルである。

また，開発したプログラムを用いて，砂層とドレーン部の透水係数比，ドレーン長などをパラメータとした試算を実施する。

今年度にプログラム開発を実施したねらいの1つは，次年度以降に予定しているグラベルパイルに関する模型実験での，模型寸法や材料の選定等の実験条件を定めるための予備解析に使用することである。また，2つめのねらいは，実験結果等により改良の可能性はあるが，最終的には，開発したプログラムを用いたパラメータ・スタディにより，グラベルパイルの合理的な設計手法の確立

あるいは設計チャートの作成を目指していることである。

構造物があるような場合に用いるグラベルドレーンに対しては，2次元平面　あるいは3次元の扱いが必要となるが　今年度はその第1段階として，1本のグラベルパイルに対象を絞った。

3）掘割道路の液状化対策としてのグラベルドレーンの利用に関する解析的検討

掘割道路の液状化対策としてグラベルドレーンを用いる場合にはドレーンを鉛直，水平の方向に配置するので2次元の解析が必要である。ここでは2次元の非線型動的有限要素解析プログラム〝SADAP〟を用いて解析を行った。解析では主としてグラベルドレーンをどのように配置すれば実際の掘割道路の液状化対策として実用化できるかという点について検討を行った。また解析では繰返し荷重による間隙水圧の発生，消散を考慮している。

4）掘割道路の液状化対策における締固め範囲の影響に関する実験的検討

掘割道路の液状化対策として締固め工法を用いる場合の締固め範囲の影響を調べるために小型模型振動台実験を行った。模型地盤の寸法は長さ 1.1 m，高さ 0.4 m，奥行 0.2 mである。この模型地盤内に掘割道路模型を設置し，そのまわりの地盤の締固め範囲を変えて振動台実験を行った。

4.2　文献調査

文献調査結果を，以下の項目に着目し整理する。

㋑　グラベルドレーン工法に適用可能な解析手法

㋺　グラベルドレーン工法の効果の評価手法

㋩　グラベルドレーン工法の効果評価のための現場実験法

㋥　締固め工法の改良効果の評価に関連した改良地盤の液状化特性

㋭　改良範囲に関する研究レベルの成果と実務レベルの現状

(1)　グラベルドレーン工法に適用可能な解析手法

1）解析手法の分類

グラベルドレーン工法では，ドレーンを設けたことにより地震時の間隙水圧分布がどのようになるかを予測することが，効果の評価とも関連して重要となる。グラベルドレーンに適用できる

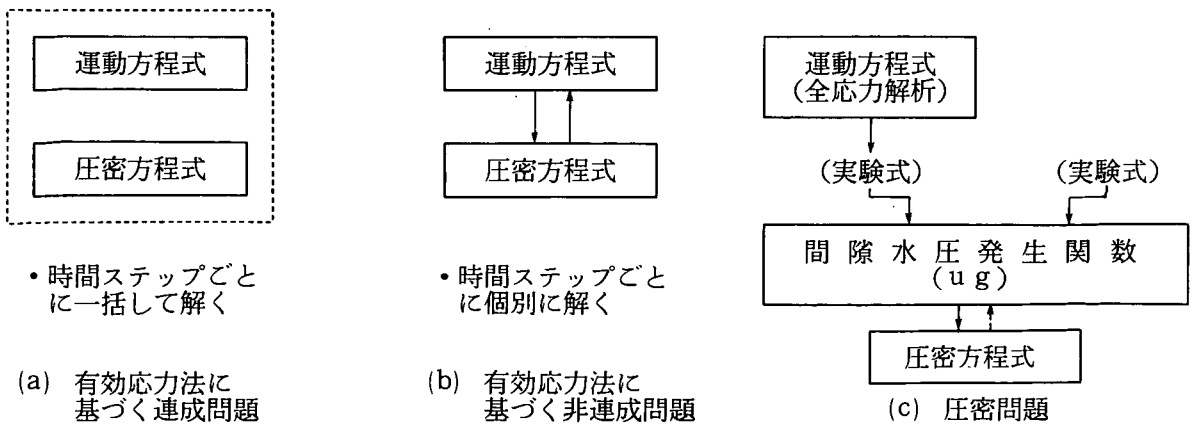


図 4.2.1　数値解析手法の分類

表 4.2.1(a) グラベルドレーンに適用できる数値解析手法

（記号は引用文献参照）

著者	解析次元	運動・浸透問題の扱い方	間隙水圧モデル	ドレーンの形状	ドレーン部の透水性	地盤条件の非線形性	解析法	備考
1) Seed & Booker	＊1 1次元軸対称	圧密のみ $\frac{K_h}{\gamma_w m_{v3}}\left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2}+\frac{1}{r}\frac{\partial u}{\partial r}\right) = \frac{\partial u}{\partial t}-\frac{\partial u_g}{\partial N}\cdot\frac{\partial N}{\partial t}$	De Alba ら $\frac{\partial u_g}{\partial N} = \frac{2\sigma_0'}{\alpha\pi N_\ell}\cdot\frac{1}{\sin^{2\alpha-1}\left(\frac{\pi}{2}\frac{u}{\sigma_0'}\right)\cos\left(\frac{\pi}{2}\frac{u}{\sigma_0'}\right)}$	グラベルパイル	無限大	線形	F．E．M（LARF）	＊1 2次元軸対称については，1次元軸対称の解と1次元圧密の解の積で評価できるとしている。
2) 佐々木 小笠原	2次元平面	圧密のみ $\frac{\partial u}{\partial t}=\frac{k_s}{m_v\gamma_w}\left(\frac{\partial^2 u}{\partial z^2}+\frac{\partial^2 u}{\partial x^2}\right)+\frac{\partial u_g}{\partial t}$	$u_g=\sigma_0'\frac{N_{eq}}{N_\ell}\cdot\frac{t}{t_d}$	グラベルウォール（単体）	＊2 有限	線形	$\frac{\partial u}{\partial t}=\frac{k_s}{m_v\gamma_w}\left(\frac{\partial^2 u}{\partial z^2}+\frac{\partial^2 u}{\partial z^2}\right)$ の解析解の重ね合わせ	＊2 ドレーン部の透水性を次の境界条件としている $\frac{\partial^2 u}{\partial z^2}+\frac{k_s}{k_d}\frac{1}{B_d}\frac{\partial u}{\partial x}=0$ （$x=B_e$）
3) 尾上・森	2次元軸対称	圧密のみ $\frac{\partial}{\partial r}\left(\frac{k_h}{\rho_w g}\frac{\partial u}{\partial r}\right)+\left(\frac{k_h}{\rho_w g}\frac{1}{r}\frac{\partial u}{\partial r}\right)+\frac{\partial}{\partial z}\left(\frac{k_v}{\rho_w g}\frac{\partial u}{\partial z}\right) = m_v\left(\frac{\partial u}{\partial t}+\frac{\partial u_g}{\partial t}\right)$	基本的には $u_g=\sigma_0'\frac{N_{eq}}{N_\ell}\cdot\frac{t}{t_d}$	グラベルパイル	＊3 有限	線形	差分法	＊3 ドレーン部の透水性を次の境界条件として処理している。 $\left(\frac{\partial u}{\partial r}\right)+\frac{r_w}{2}\frac{k_w}{k_h}\left(\frac{\partial^2 u}{\partial z^2}\right)=0\ (r=r_w)$
4) 田中ら	1次元軸対称	圧密のみ $\frac{\partial\bar{u}}{\partial t}=\frac{\partial\bar{u}_g}{\partial t}+\frac{\partial\bar{u}_d}{\partial t}$ $\frac{\partial\bar{u}_d}{\partial t}=-\alpha\bar{u}$ ＊4 対数消散速度 $\alpha=\frac{\alpha_0}{C_\alpha}$ α_0：ドレーンの透水性を無限大とした時の等ひずみ条件から定まる消散速度	＊5 $\frac{\partial\bar{u}_g}{\partial t}=\frac{N_{eq}}{t_d}\frac{\beta}{N_\ell}\left(\bar{u}+\frac{\sigma'_{vo}}{e^\beta-1}\right)$ $r_u=\frac{e^{\beta\left(\frac{N_c}{N_\ell}\right)}-1}{e^\beta-1}$ 当初は $r_u=\frac{N_c}{N_\ell}$	グラベルパイル	＊6 有限 C_αが透水性に関する補正係数	線形	解析的展開 { ただし展開の途中，いろいろな近似式を代入している }	＊4 実験による考察と1(2)次元軸対称モデルに対する消散のみの解析解（吉国の理論）に対する考察より，表現されに。 ＊5 一様振幅に対するものであり，不規則波にも拡張可 ＊C_αはウェルレジスタン数と，消散のみの解析解を求める時の初期条件によって異なる。

表 4.2.1(b)　グラベルドレーンに適用できる数値解析手法

（記号は引用文献参照）

著　者	解析次元	運動・浸透問題の扱い方	間隙水圧モデル	ドレーンの形状	ドレーン部の透水性	地盤条件の非線形性	解析法	備　考
5） 斉藤・藤原	2次元平面 2次元軸対称	圧密のみ $\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{k_x}{\gamma_w}\frac{\partial u}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(\frac{k_y}{\gamma_w}\frac{\partial u}{\partial y}\right)$ $+m_v\left(\frac{\partial u}{\partial t}-\frac{\partial u_g}{\partial N}\cdot\frac{\partial N}{\partial t}\right)$ ……2次元平面 軸対称は座標変換	Seed（De Alba） $\frac{\partial u_g}{\partial N}=\frac{\sigma_0'}{\theta\pi N_l}\cdot\frac{\left(1-\cos\pi\cdot\frac{u_g}{\sigma_0'}\right)}{\sqrt{1-\cos^2\pi\frac{u_g}{\sigma_0'}\left[\frac{1}{2}\left(1-\cos\pi\frac{u_g}{\sigma_0'}\right)\right]^\theta}}$ 横田②(横田①もある） $\frac{\partial u_g}{\partial N}=\frac{\sigma_0'}{\beta N_l}\frac{1}{(1-u_g/\sigma_0')^{\beta-1}}$	＊7 2次元平面 …グラベルウォールグラベルマット 軸対称 …グラベルパイル	＊7 有限	m_vを間隙水圧比の関数することは可能としているが，実際は線形としてしか扱っていないようである。	F．E．M	＊7　特にグラベルドレーンを意識したプログラムではないが，理論から考えられること。
6） 佐々木ら	2次元平面	運動方程式と圧密方程式を考慮しているが，完全なカップリングではない（有効応力法）	有効応力径路モデル（石原，東畑モデル）	グラベルウォール グラベルマット	有限	非線形	F・E・M （SADAP）	
7） 山本ら	運動方程式 ……1次元 圧密方程式 ……2次元軸対称＊8	運動方程式と圧密方程式を考慮しているが，運動方程式（全応力法）は，間隙水圧モデルに用いるせん断応力を定めるためにのみ用いる。	著者らによる実験式	グラベルパイル	無限大	線形	運動方程式 ……質点系 圧密方程式 ……F．E．M	＊8　$K_v\neq 0$と$K_v=0$では計算結果がほとんどかわらないとして，実際の計算は，$k_v=0$としている。
8） 時松・吉見	2次元平面	同上	著者らによる実験式（初期せん断考慮）	グラベルウォール グラベルマット	有限	非線形	運動方程式 ……F．E．M （LUSH） 圧密方程式 ……F．E．M	
9） 安倍ら	2次元平面	運動方程式と圧密方程式を考慮しているが，完全なカップリングではない（有効応力法）	有効応力径路モデルと塑性論の中間的なモデル	グラベルウォール グラベルマット	有限	非線形	F．E．M	
10） 塩見・田中	2次元平面	運動・圧密の連成（有効応力法）	塑性論（反射曲面モデル）より求めた体積ひずみを間隙水圧の発生量に変換	＊9 グラベルウォール グラベルマット	＊9 有限	非線形	F．E．M	＊9　特にグラベルドレーンを意識したプログラムではないが，理論から考えられること。

数値解析手法には表4.2.1に示すものがある。表4.2.1には各解析手法の概要も示す。

これらの解析手法を分類する場合，いくつかの方法が考えられるが，ここでは図4.2.1に示す3種類に分類した。土粒子と水の2相系と考えられる飽和地盤の地震時の挙動は，釣り合いを表わす運動方程式と，水の連続性に関係する圧密方程式タイプのもので記述され，厳密には，これらの式は変位と間隙水圧を未知数とした連成系の方程式であり，有効応力法に基づき定式化されている。しかし，対象としている現象への影響度や，構成則の問題，数値計算上の問題等により，種々の単純化がはかられている。

図4.2.1の(a)は，連成問題として厳密に扱おうとするもので，表4.2.1では，塩見ら[10]のものがここに入り，国内外で盛んで研究されている。

図4.2.1の(b)は，有効応力法に基づいているが，運動方程式と圧密方程式を非連成化して解いている。ただし，時々刻々変化する間隙水圧の関数として地盤物性は取り扱われている。表4.2.1では，佐々木ら[6]，安倍ら[9]のものがここに入る。

図4.2.1の(c)は，基本的には，地震時の間隙水圧の発生量を表わす関数u_gを何らかの方法で定め，圧密方程式だけを解こうとするものである。関数u_gについては，De Alba らの式[11]に代表される一定振幅の繰返し回数の関数として定義されるのが一般的である。表4.2.1.の Seed・Booker [1]，佐々木・小笠原 [2]，尾上・森 [3]，田中 [4]，斎藤・藤原 [5] は，全てこのタイプである。また，間隙水圧の発生関数u_gを定めるため，全応力法による地震応答解析を実施し，せん断応力履歴を求めるものもある。表4.2.1では，時松・吉見 [8] がこれに相当する。

解析手法(a), (b), (c)の特徴，問題点等として，以下の点が考えられる。

㈠ (a), (b)はともに有効応力法に基づいた方法であり，液状化のような間隙水圧の上昇に伴い土中の有効応力が減少し，土が軟化している現象を適確に表現することが可能であり，地盤・構造物の変形と間隙水圧の変化を同時に取り扱うことができる。

㈡ (a)と(b)を比較した場合，厳密性という点では(a)の方が勝る。しかしながら，(a), (b)では通常FEM によって計算がなされるが，(a)の場合には，剛性マトリックスに相当するものが非対称マトリックスになる点や，(b)に比べて同じモデルに対してマトリックスの規模が大きくなる点などの，数値計算上の困難さが増大する。

㈢ (a), (b)では，一般に，土の応力～ひずみ関係や間隙水圧モデルを定めるために多くの土質定数が必要となり，しかもこれらの定数を実験的に決定する方法が明確にされていない場合が多い。また，構成則として多くのモデルが提案されているが，どれが合理的で実用的かという検討もまだなされていないようである。

㈣ (a), (b)では，逐次積分法によって計算がなされるのが通常であるが，この場合の計算時間，計算コストは，(c)に比べてはるかにかかる。

㈤ (c)は，圧密解析や全応力法による地震応答解析といった比較的確立している解析手法を用いているため，(a), (b)に比べて非常に取り組みやすく，計算も容易な場合が多い。しかしながら，簡略法であるため，実際のグラベルドレーン周辺の間隙水圧が正確に求められる否かについて

は，十分確認する必要がある。

㈡ (c)は，基本的には，圧密方程式のみを考えた手法であり，本来は，土粒子骨格の体積変化量を表わす排水量を正確に評価するには，体積圧縮係数の非線形性や間隙水圧の発生関数u_gの与え方とも関連するが難しい点もある。

上に述べたように，それぞれの方法には一長一短があり，将来的には(a), (b)が有力であるが，現状では(c)で計算を実施しざるを得ないと考えられているのが，実状のようである。

(a), (b), (c)の分類とは異なるが，グラベルドレーン周辺の間隙水圧分布を考えた場合，1本のグラベルパイルやグラベルウォールに着目したものと，パイルやウォール，マットが組み合わされたものに適用できるものに区別することができる。表4.2.1では，Seed・Boober [1] 佐々木・小笠原[2]，尾上・森[3]，田中ら[4] が前者に属し，他のものは後者と言える。構造物の存在を考慮し，パイル，マット，ウォールを組み合わせて使用する場合には，後者を用いる必要があろう。

2）Seed-Booker の方法

3.2(2)でも述べたように，Seed-Booker の方法[1]は，現在最も広く用いられているグラベルパイルの設計手法であるが，手法の限界・留意点を整理しておくことは，今後の研究の方向を考えるうえにおいても有効であろう。

Seed-Booker の方法に対しては，以下のような問題点・疑問点が指摘されている。

㈠ 砂の体積圧縮係数（m_v）を一定値としてよいか。

㈡ グラベルパイルの透水性を設計上どのように考慮するか。

㈢ 繰返し回数比（N_{eq}／N_ℓ）をどのように求めるか。

㈣ 地震動の継続時間（T_d）はどのような値を用いればよいか。

㈠の点に対して，田中ら[4]は，適切な砂の体積圧縮係数を定めれば非線形を考慮しなくてよいこと，地震時に地盤内で生じる最大間隙水圧比に対応する体積圧縮係数を用いて線形解析を行うことは安全側の解析結果を与えることを指摘している。大野ら[12] は，繰返し載荷試験より体積圧縮係数を求め，図4.2.2を得ている。この図から，間隙水圧比（u/σ_0'）が0.6程度より小さいところでは m_v の定義の違いによる差も少なく，ほぼ一定値とみなせることがわかる。また，井合ら[13] は，

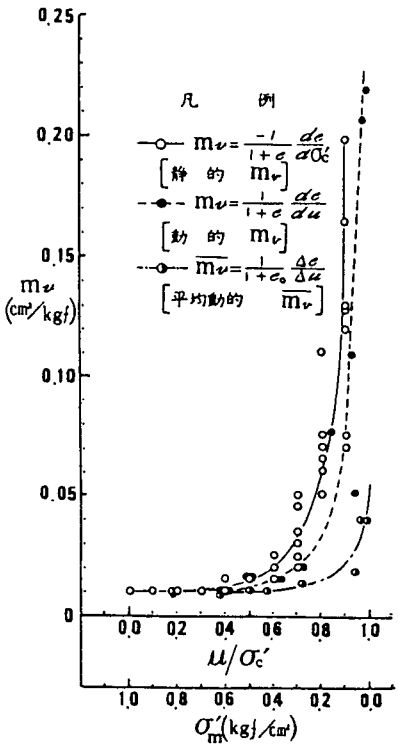


図4.2.2　体積圧縮係数 12)

グラベルパイルの模型実験のシミュレーションより m_v を逆算し，間隙水圧比が0.5程度以下ではほぼ一定であり，0.5程度以上では急激に増大する結果を得ている。

㈰の点に対しては，田中ら[4]はグラベルパイルの透水性を設計上考慮する必要があることを指摘し，間隙水圧の消散速度をグラベルパイルのウェルレジスタンス数の関数として考慮する方法を提案している。一方，尾上ら[3]は，現場実験結果と表4.2.1に示した手法によるシミュレーション結果との比較より，グラベルパイルのウェルレジスタンスを考慮することの必要性を指摘している。

㈱の点に対しては，田中ら[4]は液状化判定によく用いられている液状化安全率 F_ℓ で繰返し回数比（N_{eq}/N_ℓ）を表わす式を提案している。また，尾上ら[14]も，液状化するまでの繰返し回数（N_ℓ）を液状化強度（$R_{\ell 20}$）と結びつけている。
どちらにしても，N_ℓ を液状化判定で用いられている値 F_ℓ や $R_{\ell 20}$ と関連させ，設計レベルで設定しやすい形としている。

㈲の点に対しては，現時点では吉見の提案[15]する図4.2.3を用いることが多いが，今後一層の研究が必要である。

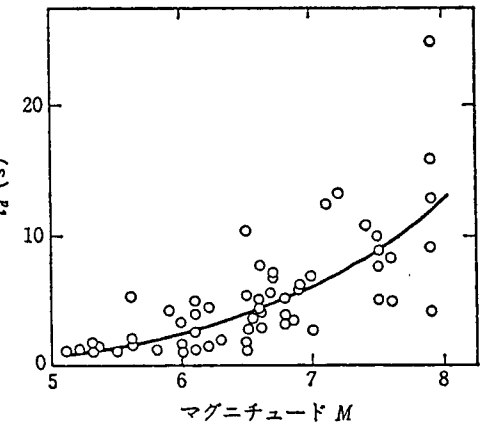


図4.2.3 t_d ～ M の関係 15)

以上，前述の㈠～㈲の問題点・疑問点に対して，下記のことが，これまでの研究成果よりまとめることができると思われる。

① 体積圧縮係数（m_v）は，間隙水圧比が0.5程度以下では一定としてよい。

② グラベルパイル部の透水性は考慮する必要がある。

③ N_{eq}/N_ℓ，あるいは N_ℓ を液状化判定で用いる値と関連づけて表現しょうとする傾向にある。

④ t_d，あるいは N_{eq} について，今後もデータの収集が必要である。

Seed-Boober の方法に代るものとして，田中ら[4]は，表4.2.1.に示した解析手法をもとに，上に述べてきた検討結果をふまえ，グラベルパイルの透水性を考慮した設計法を提案した。ただし，間隙水圧値を予測する解析手法の中では，理論の展開をできるだけ解析的に行おうとしたため，各種の仮定や近似式が使われており，やや理解しずらい面がある。

また，Seed-Boober，田中らの設計法はともに構造物の存在を考慮しないグラベルパイルに対するものであり，構造物が存在する場合に用いられるパイル，ウォール，マットを組み合せたグラベルドレーンに対しては，さらに拡張した設計手法が必要になると思われる。

(2) グラベルドレーン工法の効果の評価手法

グラベルドレーン工法は，透水性のよいドレーン部を通して，地震時に土中で発生する間隙水圧を速やかに消散させる工法であり，その効果の評価手法については，次のものが考えられる。

㈠ 未改良部の間隙水圧（比）で評価する方法

㊁　グラベルドレーンを含めた地盤全体の間隙水圧（比）で評価する方法

㈀　排水効果を考慮した未改良部の液状化安全率で評価する方法

ここで，未改良部とは，ドレーン周辺地盤のことを指している。

㈠の方法は，現在グラベルドレーンの設計で最も広く用いられているもので，㊁，㈀の評価手法に比べて，オーソドックスな手法と言える。具体的には，グラベルドレーンを打設しない場合には地震時に初期有効上載圧近くまで上昇する間隙水圧が，グラベルドレーンを打設することによってどの程度まで低下するかを評価しようとするものであり，着目する間隙水圧は未改良部の値である。従って，未改良部の間隙水圧の値を正確に求める必要があり，4.2.(1)で述べたような解析手法が必要とされることになる。

㊁の方法は，グラベルドレーンを打設した複合地盤を一様な透水性を有する地盤と見なして，地盤全体の透水性が改良されたと考えるものである。

石原[16]は，グラベルドレーンの打設効果を評価する一つの方法は，一様と見なした地盤の鉛直方向の等価な透水係数を求めてみることであろうとし，等価な透水係数を求める方法を提案している。

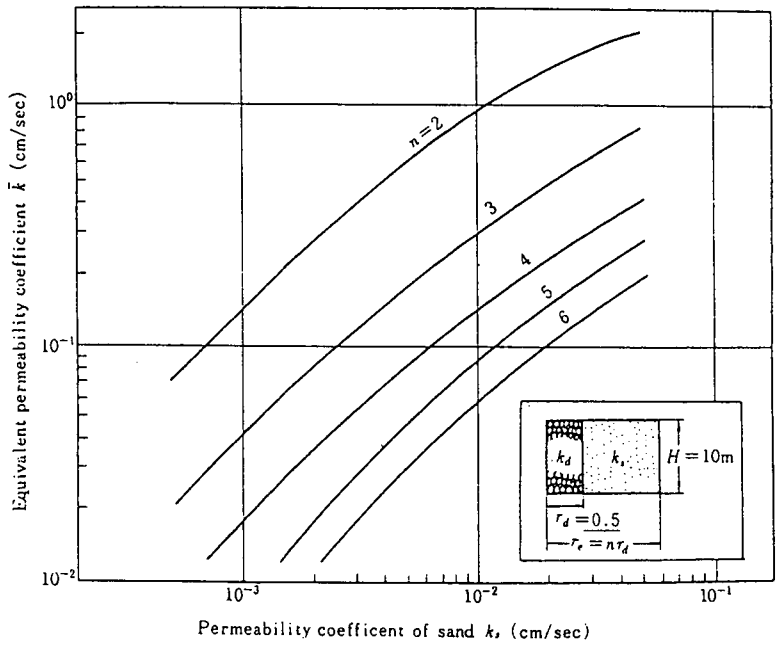


図 4.2.4　砂層の透水係数と等価な透水係数の関係16)

等価な透水係数は，グラベルドレーンが存在する時に流出する総水量に等しい排水量が得られるように，グラベルドレーンのない一様な地盤を想定し，定常浸透流解析（１本のグラベルパイルに着目したもの）より求めている。その結果を図 4.2.4 に示す。

この等価な透水係数を用いて，構造物が存在しないグラベルドレーン打設地盤の間隙水圧（比）を予測するには，吉見[15]によって与えられた図 4.2.5 が利用できるであろう。

㈀の方法は，通常液状化判定に用いられる液状化安全率 F_ℓ は非排水状態として求められているが，グラベルドレーンを打設した地盤の未改良部では排水性が改善されているため，部分排水状態での液

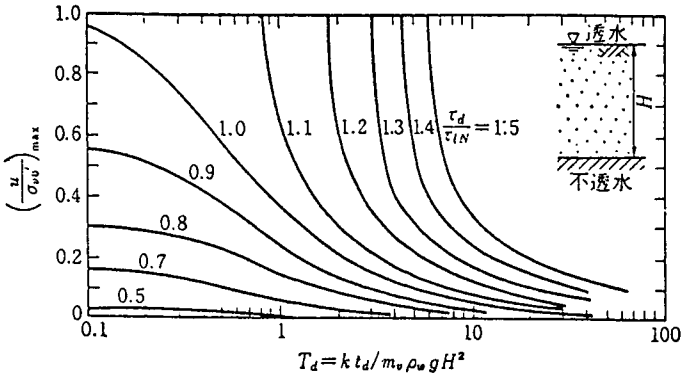


図 4.2.5　最大間隙水圧比と時間係数の関係15)

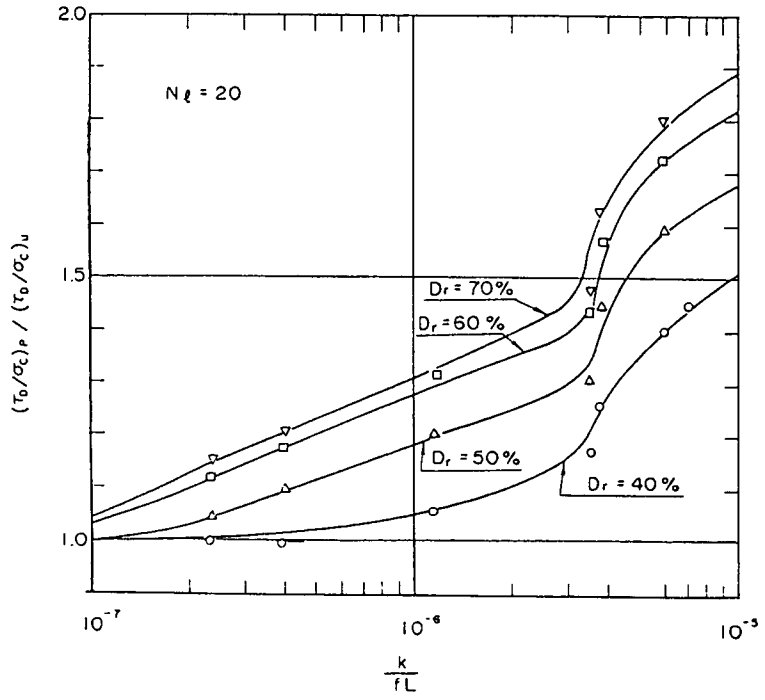


図 4.2.6　液状化強度比とＫ／ｆＬの関係

状化安全率を考えることができ，その値によってグラベルドレーンの効果を評価しようとするものである[17]。

梅原ら[18]は，各種の部分排水条件のものでの液状化試験の結果から，部分排水条件における液状化強度は，完全非排水条件における液状化強度より一般に大きく，両者の比率として定義される液状化強度比は $\overline{\alpha}=K/fL$（K は地盤の透水性，L は排水距離，f は振動数）で定義される排水効果係数と相対密度により与えられるとし，図 4.2.6 を示している。 そして，図 4.2.6 を用いて部分排水

条件における液状化強度の推定方法を提案している。

㈧の方法は，梅原らの方法をグラベルドレーン打設地盤に応用したものと考えられる。

上記３つの方法では，㈠の方法が最もオーソドックスな方法であり，今後も主流となる評価手法と思われるが今後，構造物の存在を考慮した場合には，解析はより複雑となる。ＦＥＭ　の要素分割が複雑となり，㈠の方法を用いようとする計算が困難な場合には，㈡の方法を用いることが有効となろうが，等価な透水係数を求めること自体に，複雑な要素分割による定常浸透流 ＦＥＭ 解析を行う必要があるかもしれない。㈧の方法では，グラベルドレーン地盤に対して，排水距離 Ｌ をどのようにして定めるかが，ドレーンの透水性とも関連して問題になると思われるが，この場合にも解析的なシミュレーションが必要となろう。

(3)　グラベルドレーン工法の効果評価のための現場実験法

グラベルドレーン工法の効果評価のための現場実験は，石原ら[19]，竹原ら[20]，岩崎ら[21]，斎藤ら[22]，岸田ら[23]，宮前ら[24]によって実施されている。なお，岸田の実験は，グラベルドレーン打設時に締固めも実施している耐震グラベルコンパクション工法と呼んでいるものに対するものである。

宮前らの実験[24]を除く他の全ての実験は，打設したグラベルドレーンの周辺地盤に，バイブロハンマー等でケーシング等を振動・貫入させ，間隙水圧の発生・消散を計測し，グラベルドレーンの排水効果を調べるものである。

一方，宮前らの実験は，地盤に鋼管を建て込み，管内にグラベルドレーンを造成した後，鋼管を加振して鋼管内部の砂地盤を一様に振動させ，ドレーン効果の定量的な検証を行おうとしたものである。

以下に，斎藤らの実験[22]と宮前らの実験[24]を紹介する。

１）斎藤らの実験[22]

この実験では，グラベルドレーンの排水効果に着目し，地盤内に発生した水圧がドレーンがあることによりどのような消散過程を経るかを把握することを目的としている。これは，現場実験では，グラベルドレーン打設地盤の地震時における間隙水圧の発生と消散を再現することは実験技術上不可能に近いためとしている。

実験は，図 4.2.7 に示す４つの異なる排水条件で行い，ドレーン長は９ｍ，ドレーン径はグラベルドレーンで１ｍ，空井戸で 0.8 ｍである。加振は，４ｍ口の頂点に設置した先端が閉塞したロッド（φ 400 ｍｍ）を，バイブレータによって上下方向に振動させながら貫入する方法である。振動周波数は約 9.3 Hz と報告している。計測は，ドレーンからの排水量，間隙水圧，加速度，および地表面の沈下量について行ってい

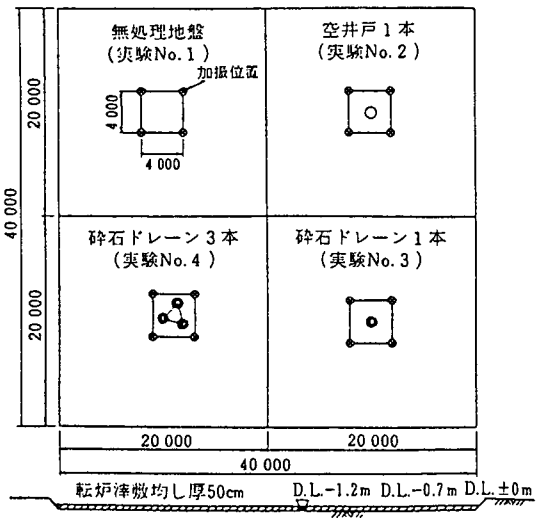


図 4.2.7　実験条件と配置22)

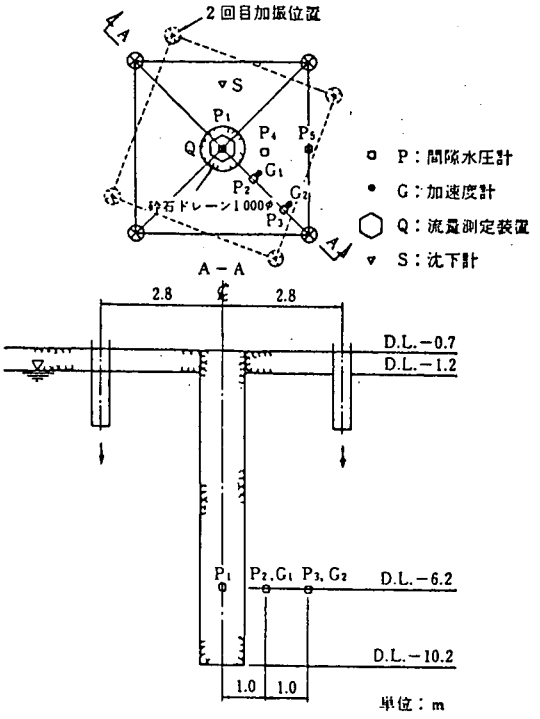


図 4.2.8　計器の配置22)

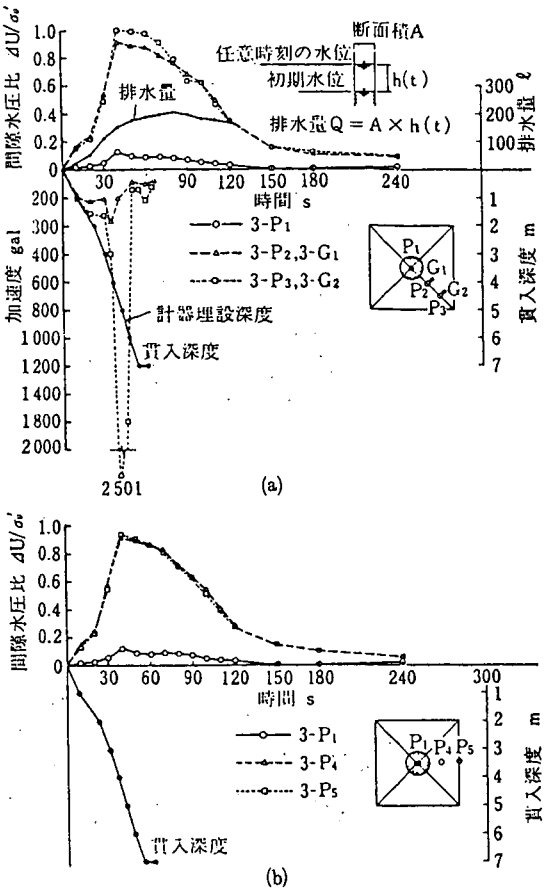


図 4.2.9　実験結果22)

る。図 4.2.8 に，グラベルドレーン一本の場合の計器の設置位置を示す。また，図 4.2.9 に実験結果の例を示す。

解析は，振動終了後の間隙水圧の消散過程について行い，圧密理論による解析結果と比較し良好な一致が得られたと報告している。

2）宮前らの実験[24)]

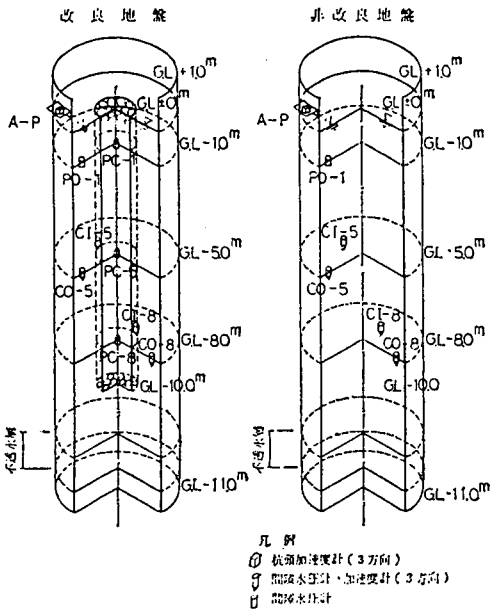
宮前らは，従来実施されていた現場実験では，1本のグラベルパイルに集水される範囲が明確にされていないこと，加振方法にバイブロロッド等を貫入させる方法を採用しているため，同一断面に一様な振動が与えられていないこと等の問題があると考えた。そこで，地盤に鋼管を打設し鋼管の内部にグラベルパイルを設置することにより，グラベルパイルの有効範囲を明確にするとともに，鋼管を直接バイブロハンマーで加振し，鋼管内部の地盤に一様な振動を与える方法で現場実験を実施した。そして，実験結果とグラベルパイルのウェルレジスタンスを考慮した解析結果を比較し，解析の有効性を実地盤で実証しようとした。

実験ケースは表 4.2.2 に示すものであり，濾布を使用したものと使用していないものを繰り返し加振し，目詰りの影響を確認するため礫材料の透水試験も実施している。加振は，バイブロハ

表 4.2.2　実験ケース24)

実験ケース		グラベルパイルの直径 Dw (mm)	有効円の直径 De (mm)	杭径比 n＝De／Dw	グラベルパイルの換算打設間隔 (m)	備考
改良地盤	1	300	1,200	4.0	1.754	濾布有り
	2	400	1,200	3.0	1.316	濾布有り
	3	500	1,200	2.4	1.053	濾布有り
	4	500	1,200	2.4	1.053	濾布無し
非改良地盤	5	—	1,200	∞	—	—

注）グラベルパイルの換算打設間隔は，直径 500 mmのグラベルパイルを正方形配置するものとして計算した。



記号	記号の説明
A－P	杭頭加速度計（3方向）
PC－1	グラベルパイル内深度1m間隙水圧計
PC－5	グラベルパイル内深度5m間隙水圧計
PC－8	グラベルパイル内深度8m間隙水圧計
PO－1	地盤内外側深度1m間隙水圧計
CI－5	地盤内内側深度5m間隙水圧計，加速度計（3方向）
CO－5	地盤内外側深度5m間隙水圧計，加速度計（3方向）
CI－8	地盤内内側深度8m間隙水圧計，加速度計（3方向）
CO－8	地盤内外側深度8m間隙水圧計，加速度計（3方向）

図 4.2.10　計器の配置24)

ンマーで鋼管を直接振動させる方法であり，卓越振動数は約7 Hz であった。ただし，鋼管に取り付けた加速度計の波形は，不規則な非定常波であったため，累積損傷度の概念を用い基準加速度に対する繰返し回数を求めている。計測は，間隙水圧，加速度について実施された。図 4.2.10 に計器の配置を示す。

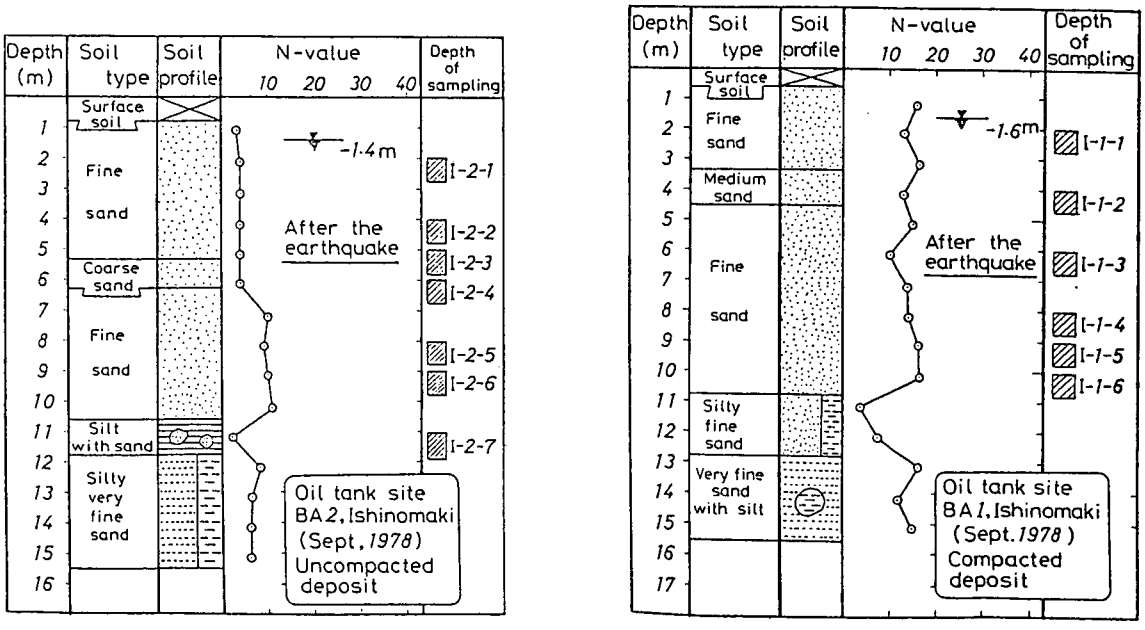
実験結果は，田中らの提案式[4]による予測値と比較してほぼ一致し，グラベルパイルのウェルレジスタンスを考慮した設計を田中らの簡易な提案式を使用して行うことの有効性が実証されたとしている。また，目詰りの影響については，通常の施工方法の場合，礫材料の透水性は60%程度低下することを考慮する必要があるとしている。

グラベルドレーン工法の効果評価のための現場実験として2例を紹介したが，前者の例では，宮前らの指摘にもあるように種々の問題があり，効果の定量的な把握は難しいようである。また，後者の例では，圧密解析における境界条件は明確になったが，実験技術上地盤の乱れ等難しい点があるようである。また，鋼管を振動させる方法は境界において振動を与えるものであり，地震時のように地盤全体がせん断される状態とは異なるように思われる。さらに，これまでの現場実験では，バイブロハンマー等によって振動を与えており，加振振動数は10Hz に近く，地震の主要な振動数よりも高い。このことは，(2) で述べた梅原らの試験結果[18] から判断すると，現場実験におけるグラベルドレーンの排水効果は，地震時におけるグラベルドレーンの排水効果よりも，過小に評価されていることになる。

以上，これまでに実施された現場実験に対して，問題点，疑問点を述べたが，これらの問題点を解決するとともに，構造物が存在する場合の現場実験の実施等が今後の課題と考えるが，非常に難しい問題である。

(4) 締固め工法の改良効果の評価に関連した改良地盤の液状化特性

締固め工法による改良効果の評価には，標準貫入試験によるN値を用いることがほとんどであるが，N値以外に，コーン貫入試験，クイ打設時の振動を利用し間隙水圧の発生量を調べる方法，せん断波速度を調べる方法などがある。しかしながら，最も直接的に評価できると予想される改良地盤から不撹乱試料を採取し，液状化試験を行って，改良前後の液状化強度を比較するという方法は2例しか見い出せなかった。



(a) 未改良地盤　　(b) 改良地盤

図 4.2.11　調査地点の土質柱状図25)

石原ら[25]は，宮城県沖地震後に，同じ敷地内でサンドコンパクション工法により地盤改良した地点としなかった地点から不撹乱試料を採取し液状化強度を比較した。
図4.2.11に両地点の標準貫入試験結果を，図4.2.12に液状化強度を示す。

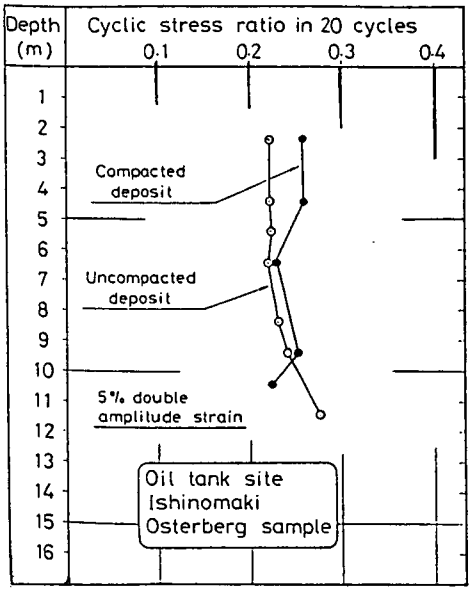


図 4. 2. 12　液状化強度の比較結果25)

草野[26]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，改良前後の液状化強度を図4.2.13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，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。

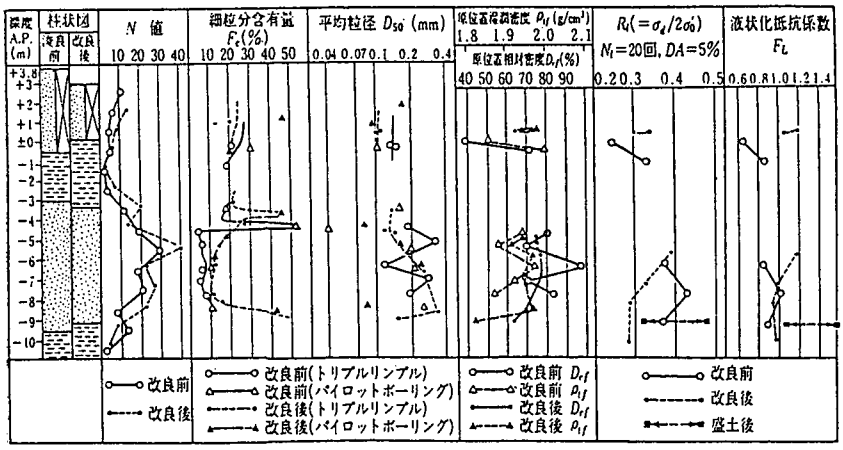


図 4. 2. 13　改良前後の調査結果26)

締め固めた地盤の液状化特性に影響する因子の一つに締固め方法がある。Mulilis ら[27]，藤井ら[28]を始めとして多くの研究者によって，ほぼ同一密度であっても供試体の作成方法によって液状化強度が異なることが報告されている（図4.2.14参照），これらで報告されている作成方法は，地盤改良と

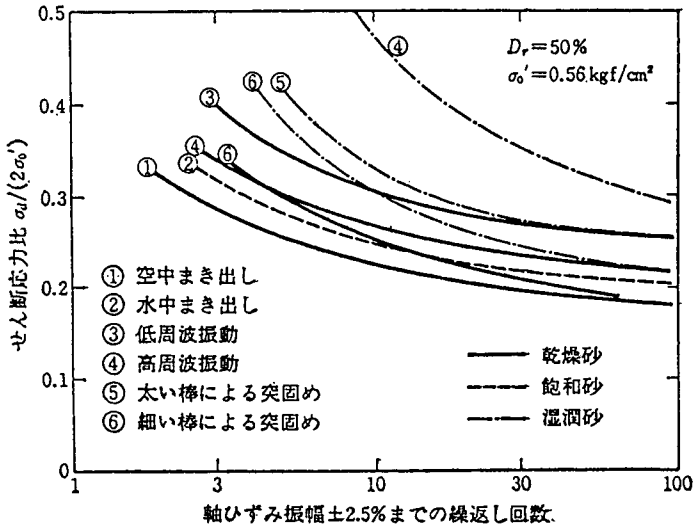


図 4.2.14　供試体作成方法が液状化抵抗に与える影響27)

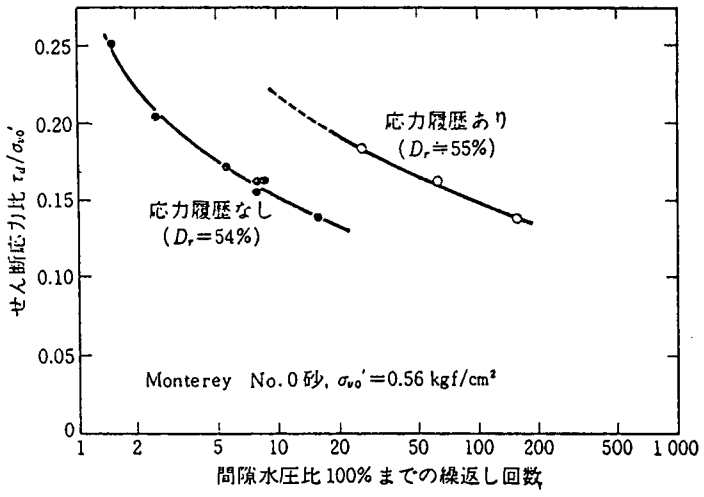


図 4.2.15　小ひずみ繰返しせん断履歴が液状化抵抗に及ぼす影響29)

しての締固め工法の締固めと同じようなタイプのものは少ないが，締固め方法の違いが改良後の液状化強度に影響することを予想させる。また，Seed ら[29]，時松ら[30]は，小ひずみの繰返しせん断履歴を与えることによって密度はほとんど変化しないが，液状化強度や初期せん断剛性が増大することを示している（図4.2.15参照）。一方，Finn ら[31]は，液状化に相当するような大ひずみの繰返しせん断履歴を与えた場合には，密度は増加するが液状化強度は低下することを示している（図4.2.16参

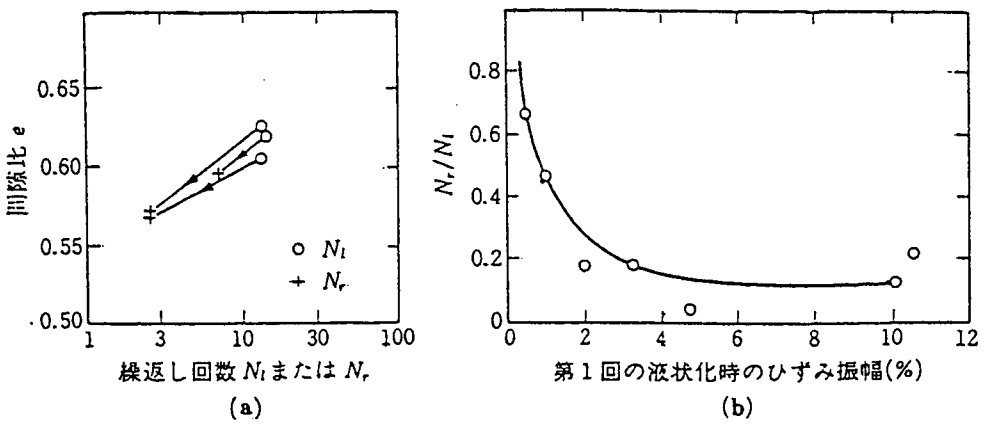


図 4. 2.16　大ひずみ繰返しせん断履歴が液状化抵抗に及ぼす影響31)

照)。締固め工法にも種々のものがあり，それぞれがどのようなせん断履歴や乱れを与えるかは軽々しく結論づけれないが，密度増加のみで液状化強度増加を推定することは問題があると言える。

締め固めた地盤の液状化特性に影響する因子には，時間効果も考えられる。Mulilis ら[32]，加藤ら[33]は，室内試験より圧密時間が液状化強度に及ぼす影響を調べており，ともに試験範囲内では圧密時間によって液状化強度が増加することを報告している（図4.2.17参照)。また，Mitchell ら[34]は，締め固めた土の強度や剛性が，締固め後の時間に依存することを，現地盤の貫入抵抗から示し，液状化判定等において締固め直後の貫入抵抗値を用いることは，控え目・安全側であるとしている。森本ら[35]は，液状化対策としてダイレクトパワーコンパクション工法により改良を行った地盤でのN値の時間変化を図4.2.18に示している。

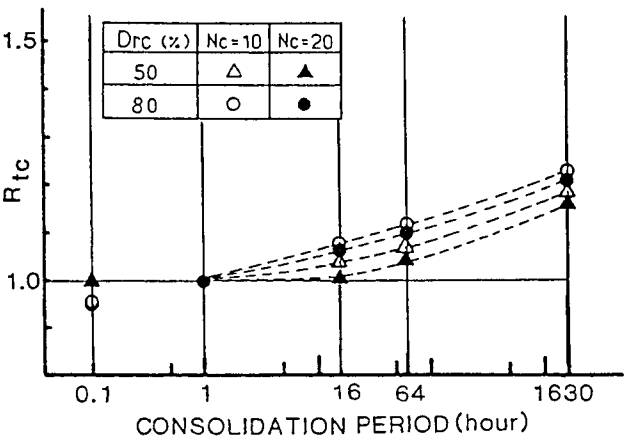


図 4. 2.17　圧密時間が液状抵抗に及ぼす影響33)

以上，締固め工法により改良した地盤の改良効果を評価するうえでの問題点を，改良後の液状化強度に及ぼす影響因子として述べた。また，実例としては得られなかったが，地盤改良により静止土係数 Ko も変化すると思われるが，液状化判定においては Ko は重要な値となるので，Ko の変化に関する研究も重要となろう。

これまで述べてきた液状化強度は，どちらかと言えば点的な評価法であり，複合地盤と考えられる改良地盤全体の改良効果の評価法や，バイブロフローテーション工法の排水効果をどのように評価するかなども，今後の課題と思われる。

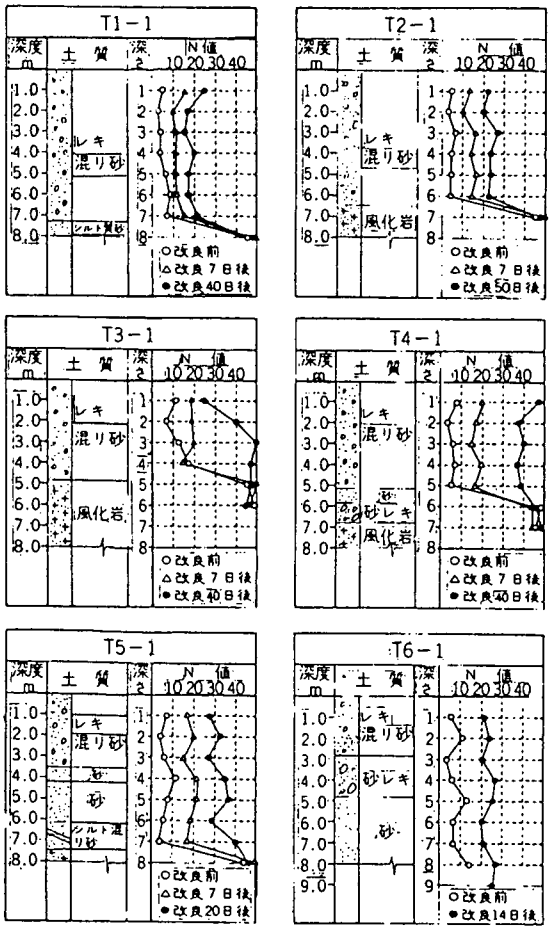


図 4. 2.18　改良後のＮ値の時間変化35）

(5)　改良範囲に関する研究レベルの成果と実務レベルの実状

既に述べたように，地盤改良を行う場合平面的な改良範囲をどのように決定するかは，合理的な設計法を確立するうえで残された大きな問題であり，現在，改良範囲については，設計者の考え方による部分が大きいようである。ここでは，改良範囲に関する研究成果をまとめるとともに，実務レベルでの実状を調査する。

1 ）研究レベルの成果

改良範囲に関する系統立った研究は非常に少ない。その中で，土田の研究[36]は，改良範囲の定め方を具体的に提案している唯一のものと言える。この研究では，地盤改良としては締固め工法を想定しており，改良部と非改良部からなる模型地盤を作製し，それを振動台上に設置し振動実験を実施した。そして，㋑振動により緩詰め部分はほぼ完全に液状化し，締め固めた部分は液状化せず安定な状態を示したこと，㋺液状化していない部分の境界付近（液状化している部分と接しているところ）では，拘束が小さいため振動の振巾が大きくなっていること，㋩特に振動の振巾の大きくなっている範囲は境界下端を通る主働崩壊角とおおよそ同じであったことを，観測結果として報告している。この観察結果に基づき，図 4. 2. 19 に示す液状化対策として地盤改良を実施する範囲の決め

方を提案した。

岩崎ら[37)38)]は，杭基礎の橋梁のような下部構造をもつものに対して下部構造周辺の改良範囲について，模型実験および数値解析により検討した。なお，模型実験，数値解析とも改良効果を地盤剛性の増加として評価している。改良深度をH，改良範囲をLとした時，模型実験から，L／H≧1.0であれば改良効果が著しいこと，さらに数値解析から，L／H≧1.0であれば模型実験と同様改良効果が著しいことを報告している。ただし，地震波によっては逆に応答が増大する場合もあり，地盤改良の効果については入力波と地盤－構造物系の周波数特性を踏まえることが必要としている。著者等も指摘しているように，この研究では，地盤の剛性増加を地盤改良効果とみなしているため，地盤の液状化現象に即した地盤改良範囲の設定法についてはさらに検討が必要であろう。

グラベルドレーン工法の改良範囲に関する研究としては，佐々木ら[39)]，三原[40)]による小規模な模型実験がある。また，宮木ら[41)]は，グラベルドレーン，締固め工法の双方を対象とした模型実験を実施している。設計への適用といった面からは，さらに研究が必要であろう。

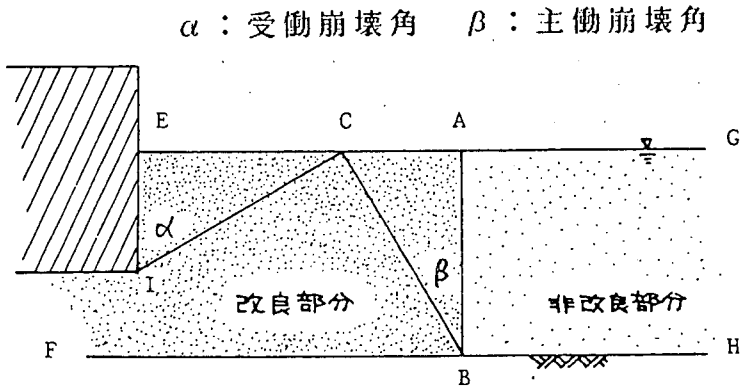


図4.2.19　改良範囲の設計法36)

2）実務レベルの実状

次に，実務レベルの実状について報告する。実状を見ると，基準等に改良範囲が規定されておりそれに従う場合と，明確な基準等が規定されておらず設計者の工学的な判断による場合とに大別される。

液状化対策として地盤改良がなされる構造物の中で，直接基礎のタンク類はかなりのウェイトを占めるが，タンクには危険物の規制に関する規則が適用され，ここでは改良範囲が表4.2.3に示すように規定されている。ただし，表4.2.3のように定められた背景は明らかにできなかった。

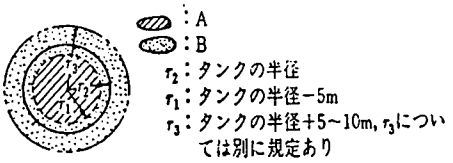
設計者が工学的な判断に基づいて改良範囲を定める場合，いろいろな検討方法が用いられている。

富永ら[42)]は，製鉄所・煙突基礎周辺の地盤改良範囲を定めるため，図4.2.20に示すような計算モデルを用いて，設定したいくつかの改良範囲に対して応答解析を実施し，最も有効な改良範囲を定めている。また，久徳[43)]は，直接改良範囲を定めるためではないが，周辺地盤が液状化した場合の

表 4.2.3　改良範囲の規定（消防法）

細粒分含有率	標準貫入試験値	
	A	B
5パーセント未満	12	15
5パーセント以上10パーセント以下	8	12
10パーセントを超え35パーセント未満	6	7

A，Bは次の範囲内の砂質土に係る値である



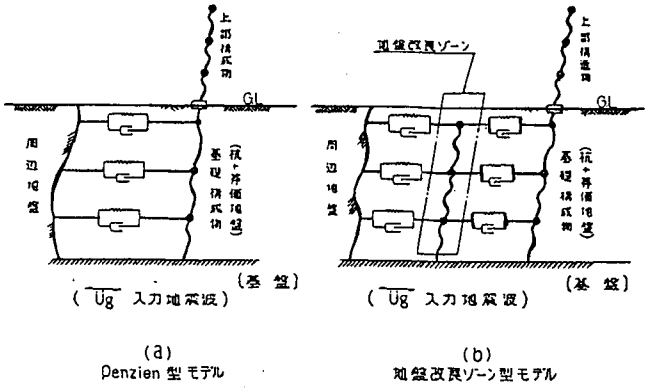


図 4.2.20　計算モデル42)

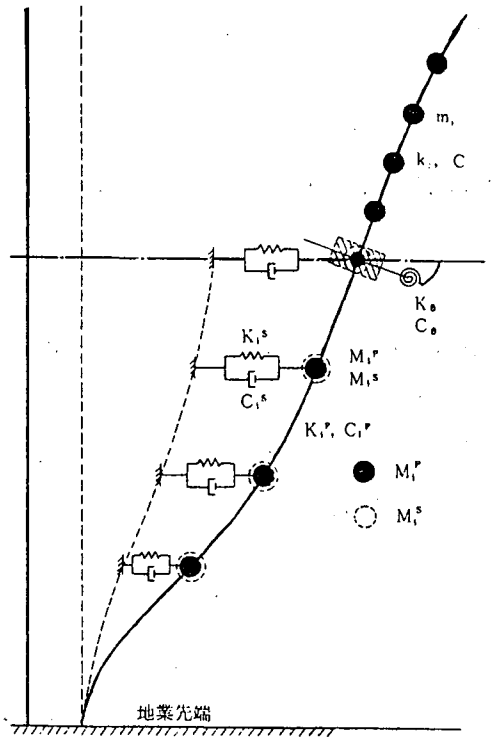


図 4.2.21　計算モデル43)

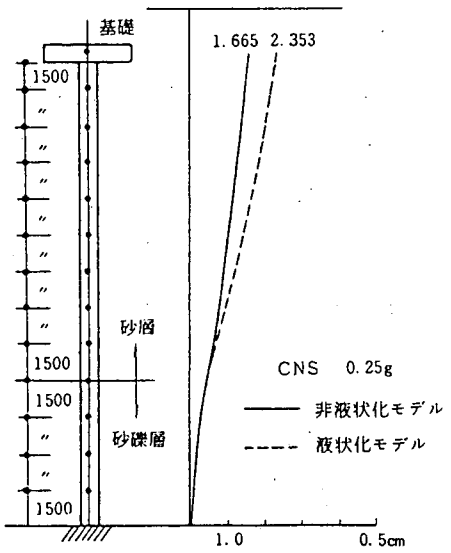


図 4.2.22　計算結果43)

構造物の応答を求めるために，図 4.2.21 に示すようなモデルを提案している。このモデルでは，液状化の可能性のある砂層の加速度応答がある限界値に達すると，地盤と地業を直結している剛性が劣化し，せん断抵抗力が最終的には零となる。図 4.2.22 に計算例を示す。

小原ら[44]は，盛土構造物ののり尻部の液状化防止対策として締固めを考え，その改良幅を検討するために，改良幅をパラメータの一つとした円弧スベリ法による安定解析を実施した。地震時の土の強度としては，間隙水圧による強度低下を考慮している。

設計者が工学的な判断を行う場合，前述した土田らの研究成果を参考にしているものが多いが，

㋑杭基礎がない場合と㋺杭基礎がある場合に分けて整理することができる。

㋑　直接基礎で，土田らの研究成果を参考にしているものは，一例しか見い出せなかった。これは，液状化が問題となるような地点に重要な構造物を建設する場合には，杭基礎を用いる場合が多いためと思われる。森[45]は，下水処理施設において，改良深さをもとに，土田らの方法の受働崩壊角のみを考慮して改良範囲を定めた例を報告している。

㋺　杭基礎で地盤改良を併用する場合に，土田らの方法を参考にしていると考えられるものには種々のタイプがあり，古賀[46]は図 4. 2. 23 に示すように分類している。斉藤ら[47]，杉山ら[48]は(a)の例を，小池ら[49]は，(c)の例を，増野ら[50]は，(e)の例を報告している。

杭基礎の建築構造物では，改良範囲は改良深さの１／２としている場合が多いようである。寺本ら[51]はこの考え方の例を，青木[52]は，明確には上記の考え方を記述してはいないが，改良範囲は改良深さの１／２となっている例を報告している。これは，建築基礎構造設計基準・同解説の地盤の改良において，改良範囲は改良深さの１／２程度が一般に採用されていると記述されていることが関係していると思われる。

石田ら[53]は，盛土基盤の改良範囲の例として図 4. 2. 24 に示すものを報告している。また，吉池ら[54]は，発電所・取水路に対して図 4. 2. 25 に示す改良範囲の例を報告している。これらについては，設計法が記述されていないため，その考え方・根拠については不明である。

以上の例は，締固め工法に関するものであるが，グラベルドレーン工法に関するものとしては，基礎杭の仮想固定点から受動崩壊角，および主働崩壊角を取り設計したもの[55]，地震時の砂地盤内における間隙水圧の上昇を考慮した円弧スベリ解析より定めたもの[23]などがある。

これまでの例を見てもわかるように，改良範囲の設定方法には統一的なものがなく，関連する実験的研究も少ない。従って，合理的な設計法を確立するための研究が望まれる。　　（間　組）

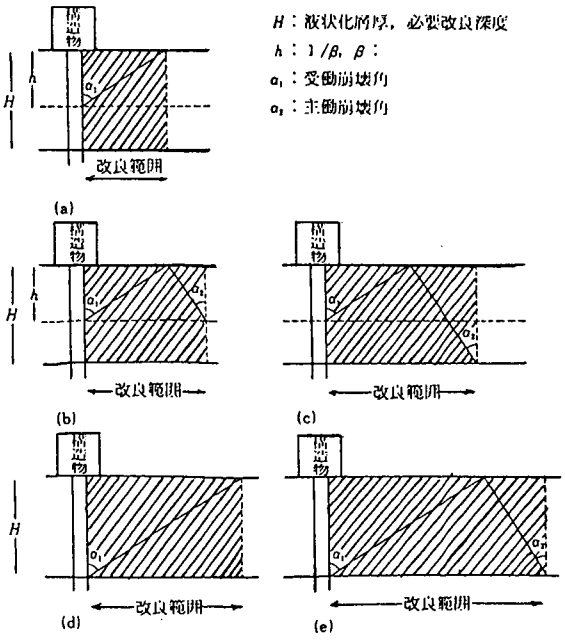


図 4. 2. 23　地盤改良範囲の考え方
（基礎工のある場合）46)

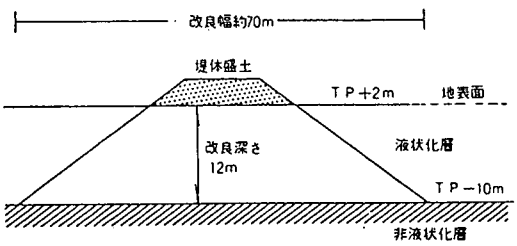


図 4. 2. 24　盛土の改良例53)

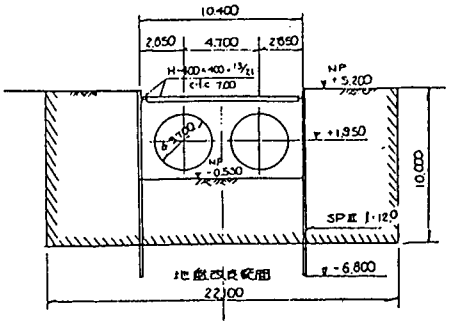


図 4. 2. 25　取水路の改良例54)

4.3 グラベルパイルの間隙水圧予測プログラムの開発

(1) 目的と方針

次年度以降に予定しているグラベルパイル，グラベルドレーンに関する模型実験での，模型寸法や材料の選定等の実験条件を定めるための予備解析に使用することを目的とし，グラベルドレーン打設地盤の間隙水圧予測プログラムを開発する。また，実験結果等より改良の可能性はあるが，最終的には 開発したプログラムを用いたパラメータ・スタディにより，グラベルドレーン工法の合理的な設計手法の確立，あるいは設計チャートの作成を目指している。

構造物があるようなモデルに対しても適用可能とするには，２次元平面，あるいは３次元問題を扱えるようにする必要がある。また，沈下量・排水量を正確に評価するには，地盤の変形状態と間隙水圧分布を連成させて解く必要がある。しかしながら，現在の数値計算上のレベルや，モデル化の問題，工程等の理由より，本年度は第１段階として，図4.3.1に示すような１本のグラベルパイル

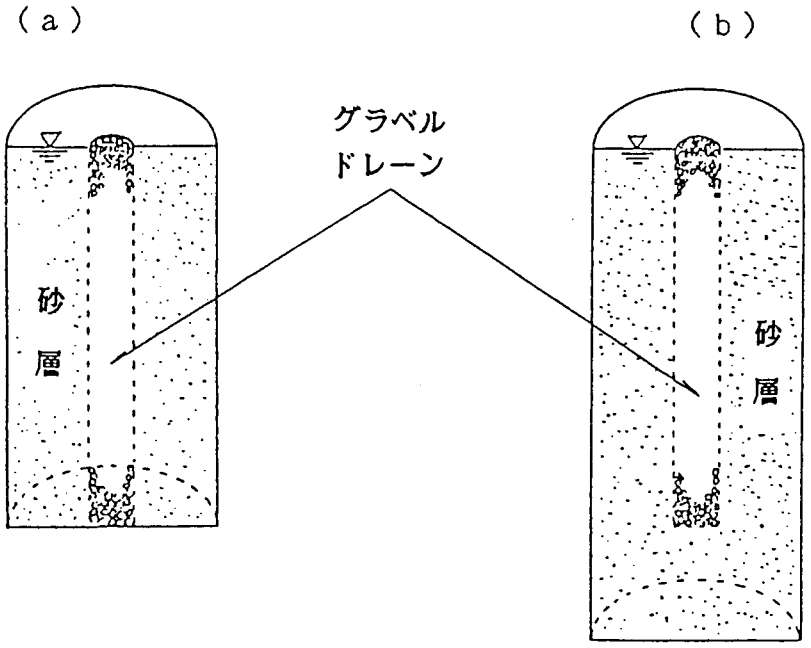


図 4.3.1 対象とするモデル

に着目した圧密方程式タイプの２次元軸対称プログラムを開発することとした。

開発方針を以下に示す。

㋑ １本のグラベルパイルを対象とした圧密方程式タイプの２次元軸対称プログラムとする。

㋺ ドレーン部の透水性が評価できるものとする。

㋩ 排水量の目安が得られるものとする。

㋥ 既存のプログラムを部分的に利用することにより，短期間で開発可能なものとする。

㋭ 間隙水圧の発生関数 u_g は，実験式を用いる。

また，開発したプログラムを用いて，砂層とドレーン部の透水係数比，ドレーン長などをパラメータとした試算も実施した。

(2) プログラムの定式化

多数のグラベルパイルに対して，1本のグラベルドレーンのみに着目すれば，図4.3.2に示すような軸対称モデルで解析可能となる。

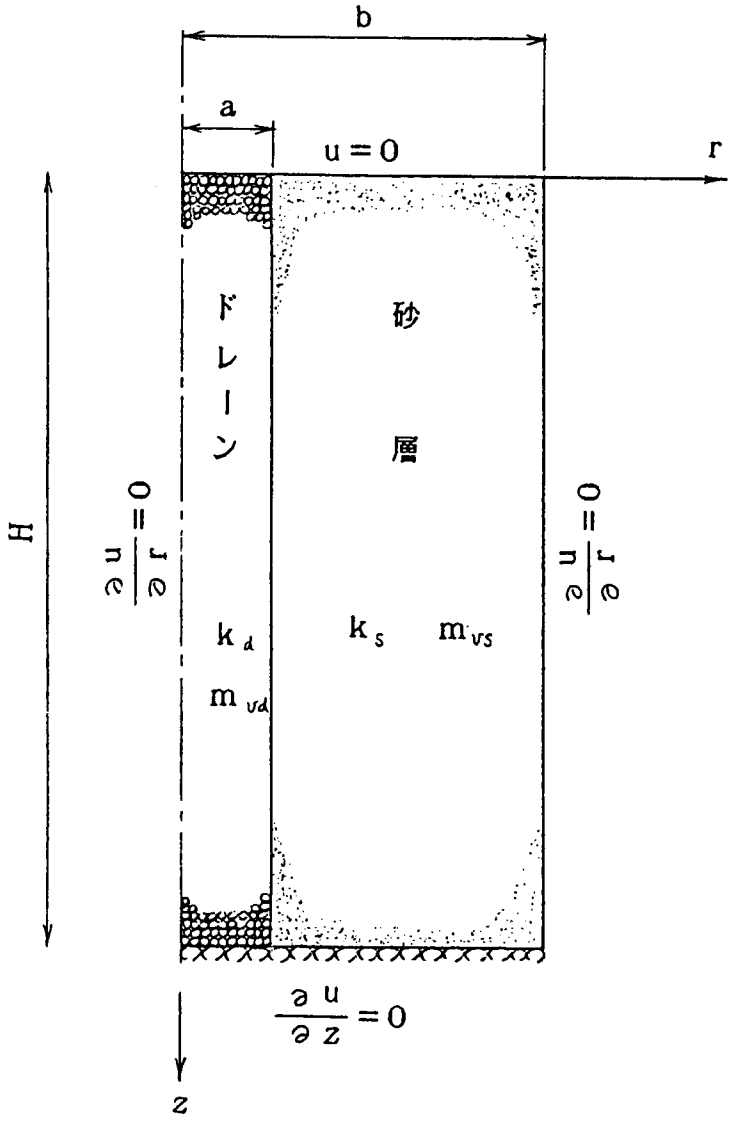


図4.3.2. 解析モデル

ダルシーの法則が成立するものとし，水の連続性を考えると，図4.3.2に示す解析モデルに対する支配方程式は，次式に示す圧密方程式タイプで表わされる。

（砂 層 部） $$\frac{k_{sr}}{\gamma_w m_{vs}}\left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2}+\frac{1}{r}\frac{\partial u}{\partial r}\right)+\frac{k_{sz}}{\gamma_w m_{vs}}\frac{\partial^2 u}{\partial z^2}=\frac{\partial u}{\partial t}-\frac{\partial u_g}{\partial t} \quad \cdots\cdots (4.3.1)$$

（ドレーン部） $\frac{k_{dr}}{\gamma_w m_{vd}}\left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2}+\frac{1}{r}\frac{\partial u}{\partial r}\right)+\frac{k_{dz}}{\gamma_w m_{vd}}\frac{\partial^2 u}{\partial z^2}=\frac{\partial u}{\partial t}$ ……（4.3.2）

ただし，ドレーン部では間隙水圧の発生はないものと仮定している。

初期条件および境界条件は，次式で与えられる。

（初期条件）

t＝0で任意のr，zに対して，$u(r,z)=0$ ……（4.3.3）

（境界条件）

z＝0で任意のrに対して，$u(r,0)=0$ ……（4.3.4）

r＝0で任意のzに対して，$\partial u/\partial r=0$ ……（4.3.5）

r＝bで任意のzに対して，$\partial u/\partial r=0$ ……（4.3.6）

z＝Hで任意のrに対して，$\partial u/\partial z=0$ ……（4.3.7）

ここに，各変数の意味は，以下の通りである。

u：間隙水圧

u_g：地震時に発生する間隙水圧

k_{sr}, k_{sz}：砂層の透水係数（添字rは水平，zは鉛直）

k_{dr}, k_{dz}：ドレーンの透水係数（添字rは水平，zは鉛直）

m_{vs}：砂層の体積圧縮係数

m_{vd}：ドレーンの体積圧縮係数

γ_w：水の単位体積重量

H：ドレーン長

b：有効円柱の半径

a：ドレーンの半径

r：半径方向の座標

z：深さ方向の座標

t：時刻

間隙水圧の発生関数 u_g は，De Albaら[11]によって与えられた次式を用いる。

$$u_g/\sigma_0' = \frac{2}{\pi}\sin^{-1}\left(\frac{N}{N_\ell}\right)^{1/2\alpha} \quad \cdots\cdots (4.3.8)$$

式（4.3.1）では，間隙水圧の発生速度 $\partial u_g/\partial t$ が必要となり，上式をもとに，$\partial u_g/\partial t$ として次式を用いた。

$$\left.\begin{aligned}\frac{\partial u_g}{\partial t}&=\frac{\partial u_g}{\partial N}\cdot\frac{\partial N}{\partial t}=\frac{\sigma_0'}{\alpha\pi N_l}\left[\sin^{2\alpha-1}r_u\cdot\cos r_u\right]^{-1}\frac{N_{eq}}{t_d}\quad(t\le t_d)\\ \frac{\partial u_g}{\partial t}&=0\qquad\qquad\qquad\qquad\qquad\qquad(t>t_d)\end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots(4.3.9)$$

ただし　$r_u = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{u}{\sigma_0'}$ ……（4.3.10）

ここに，各変数の意味は，以下の通りである。

α　：材料定数（今回の計算では $\alpha = 0.7$ としている）

N_ℓ　：非排水状態で間隙水圧が100％に達するまでの回数

N_{eq}　：等価繰返し回数

t_d　：地震動有効継続時間

σ_0'　：有効上載圧（$\sigma_0' = \gamma' z$）

γ'　：砂層の水中重量

なお，式（4.3.8）を時間tで微分と，式（4.3.9）の上式の r_u は，$r_u = \frac{\pi}{2} \frac{u_g}{\sigma_0'}$ となる。これを，$r_u = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{u}{\sigma_0'}$ と置き換えていることは，図4.3.3に示すように，部分排水状態での間隙水圧の発生速

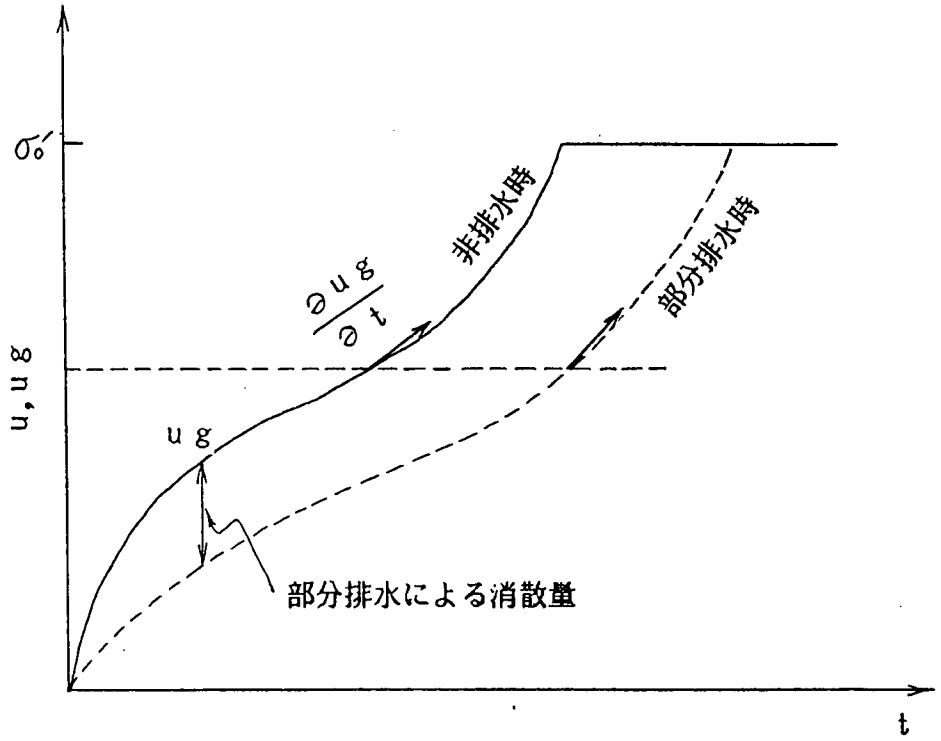


図4.3.3.　間隙水圧の発生速度 $\frac{\partial u_g}{\partial t}$ の考え方

度 $\partial u_g / \partial t$ は，非排水状態での同じ間隙水圧値を持つ時の間隙水圧の発生速度に等しいと考えていることを意味している。

本プログラムでは，上述の方程式を，空間的には有限要素法を用い，時間的には差分法を適用することにより，離散化して解いている。

また，本プログラムでは，排水量Qを算定している。排水量Qは，次式に示すように，ドレーン部

の地表面における鉛直方向の動水勾配 i_z に，ドレーンの鉛直方向透水係数 k_{dz}，およびドレーン部の面積を乗じて求めている。

$$Q=\int_0^t\left\{\int_0^a K_{dz}\cdot i_z\cdot 2\pi r dr\right\}dt \quad \cdots\cdots (4.3.11)$$

ここで，砂層からの排水を省略したのは，ドレーン部と砂層部の透水係数の比が，数百倍以上あるためである。

さらに，各深度で平均間隙水圧 $\bar{u}(z,t)$ を求めているが，これは，次式に示すように，各深度での砂層部のみの間隙水圧を面積による重み付けをして求めた平均である。

$$u(z,t)=\frac{\int_a^b 2\pi r\cdot u dr}{\int_a^b 2\pi r dr} \quad \cdots\cdots (4.3.12)$$

(3) 試算結果

開発したプログラムを用いていくつかの試算を行った。ここでは，特にドレーン部の透水性に着目した計算結果を示す。計算ケースの一覧を表－4.3.1に示す。表4.3.1で基本ケースと表示したものに対して，ドレーン部や砂層の透水係数，ドレーン長，有効円柱の半径をそれぞれ変化させたものが他のケース2～10である。

表4.3.1. 計 算 ケ ー ス

パラメータ / ケース	a (m)	b (m)	H (m)	k_s (cm／s)	m_{vs} (m²／tf)	k_d (cm／s)	m_{vd} (m²／tf)	N1 (回)	Neq (回)	t_d (sec)
基本ケース	0.25	0.875	8.0	1.0×10^{-2}	1.0×10^{-3}	$1.0\times10^{+1}$	1.0×10^{-4}	6	12	9
ケース 2						5.0×10^{0}				
ケース 3						$2.0\times10^{+1}$				
ケース 4				5.0×10^{-3}						
ケース 5				5.0×10^{-2}						
ケース 6				1.0×10^{-1}						
ケース 7			4.0							
ケース 8			16.0							
ケース 9		0.5								
ケース 10		1.0								

$\gamma' = 0.8$ tf／m³　　（注）空欄は基本ケースと同じ

ここで，基本ケースとして設定したものは，現在，一般的に打設されているグラベルパイルの例を参考にして定めたものである。

なお，今回の計算では，透水係数は半径方向と鉛直方向で同一とし，ドレーン部および砂層の体積圧縮係数は一定値を用いている。

図4.3.4に，基本ケースにおける間隙水圧が最大値を示した時（$t = t_d = 9sec$）の間隙水圧の分布

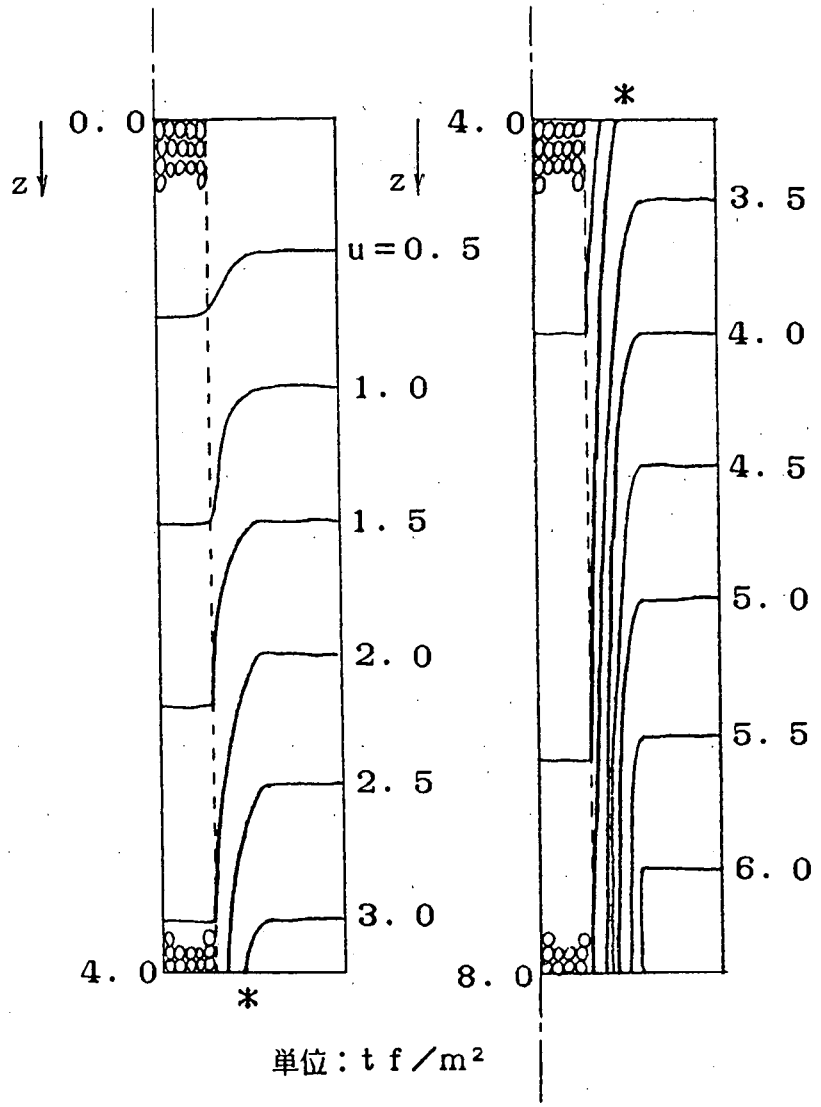


図4.3.4. 間隙水圧の分布（基本ケース，t=9sec）

を示す。同一深度で比較した場合，ドレーン部の間隙水圧は砂層よりも小さい値となっているが，Seed・Booker の方法[1]で仮定しているドレーン部の間隙水圧がゼロという状態とは異なっていることがわかる。

図4.3.5～図4.3.8に，砂層の透水係数を一定として，ドレーン部の透水係数を変化された場合の計算結果を示す。表4.3.1に示す基本ケース，およびケース2，3であり，透水係数比は，基本ケースで1000倍，ケース2で500倍，ケース3で2000倍である。

図4.3.5は，最も高い間隙水圧を示す下端でドレーンから最も離れた地点での間隙水圧比の時刻歴

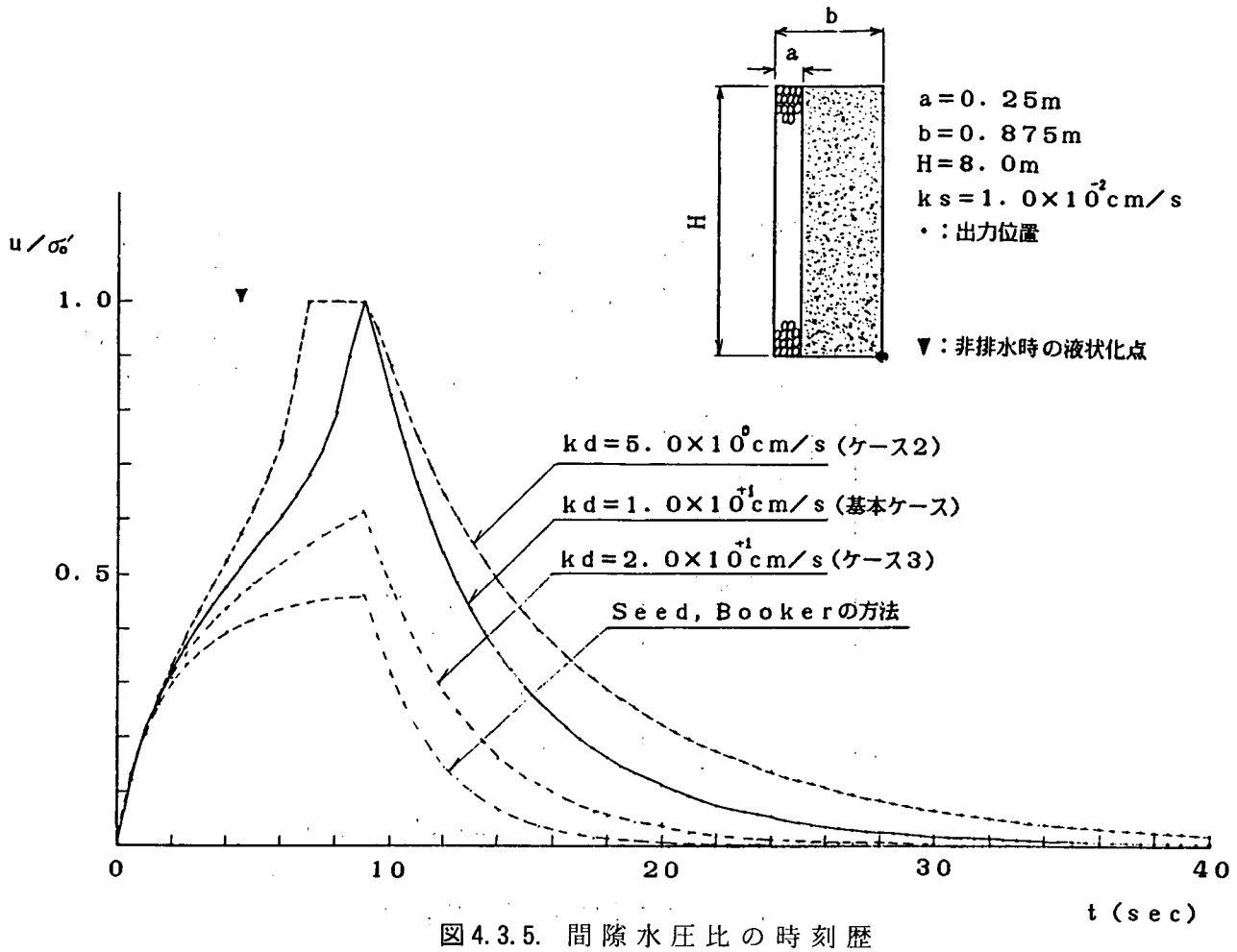


図4.3.5. 間隙水圧比の時刻歴

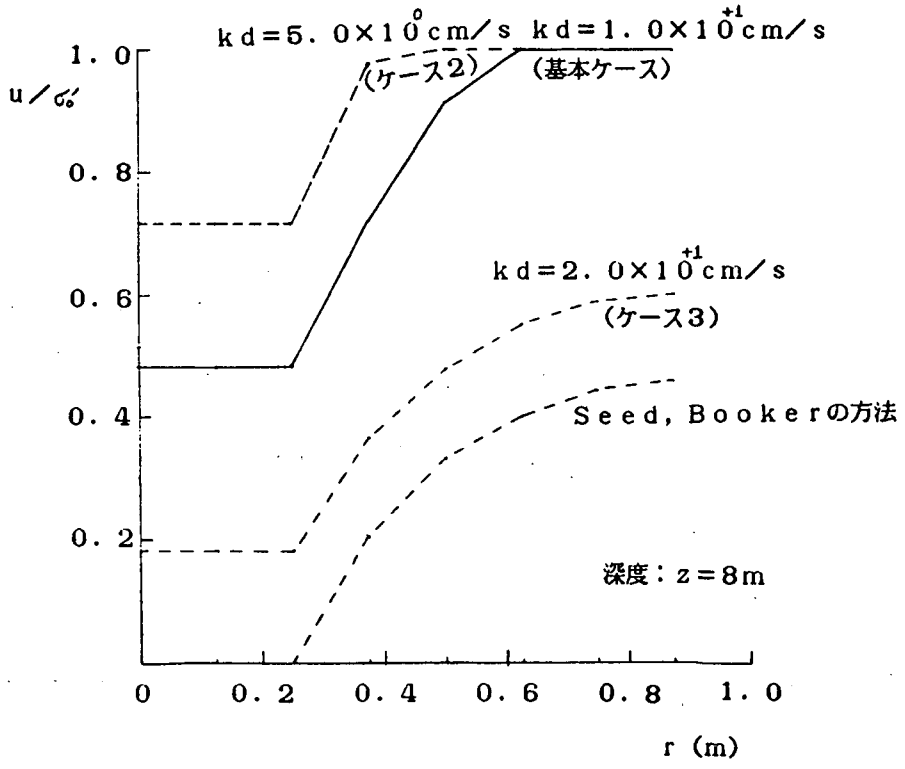


図4.3.6. 間隙水圧比の半径方向分布

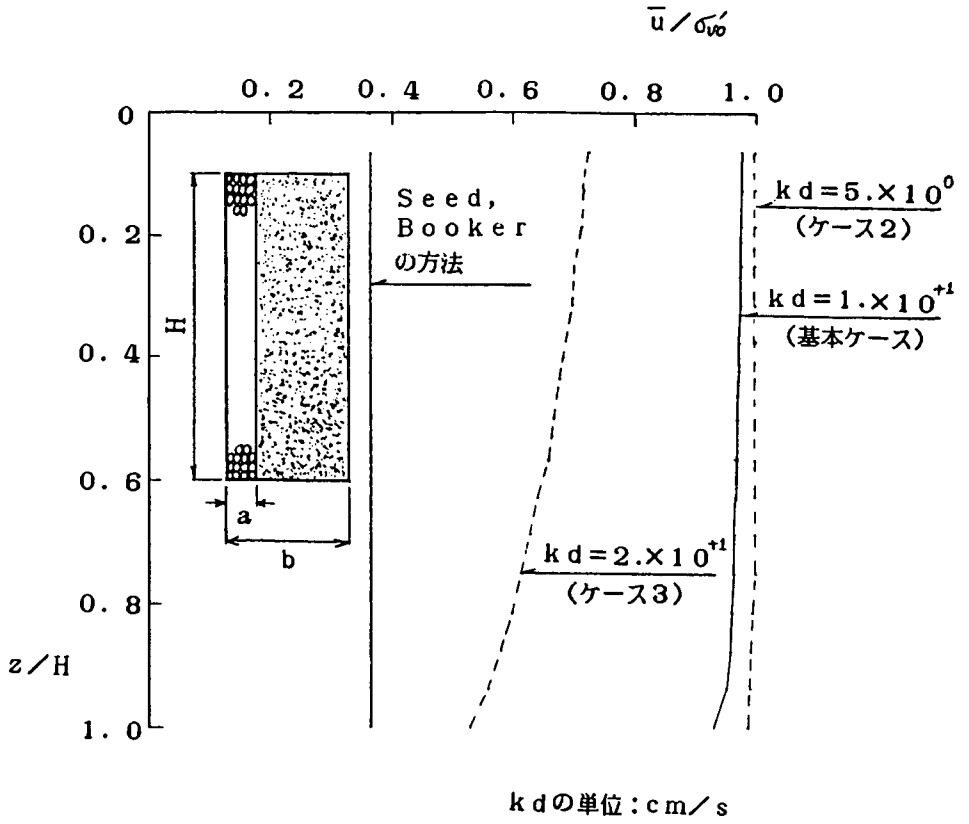


図4.3.7. 平均間隙水圧比の深度分布

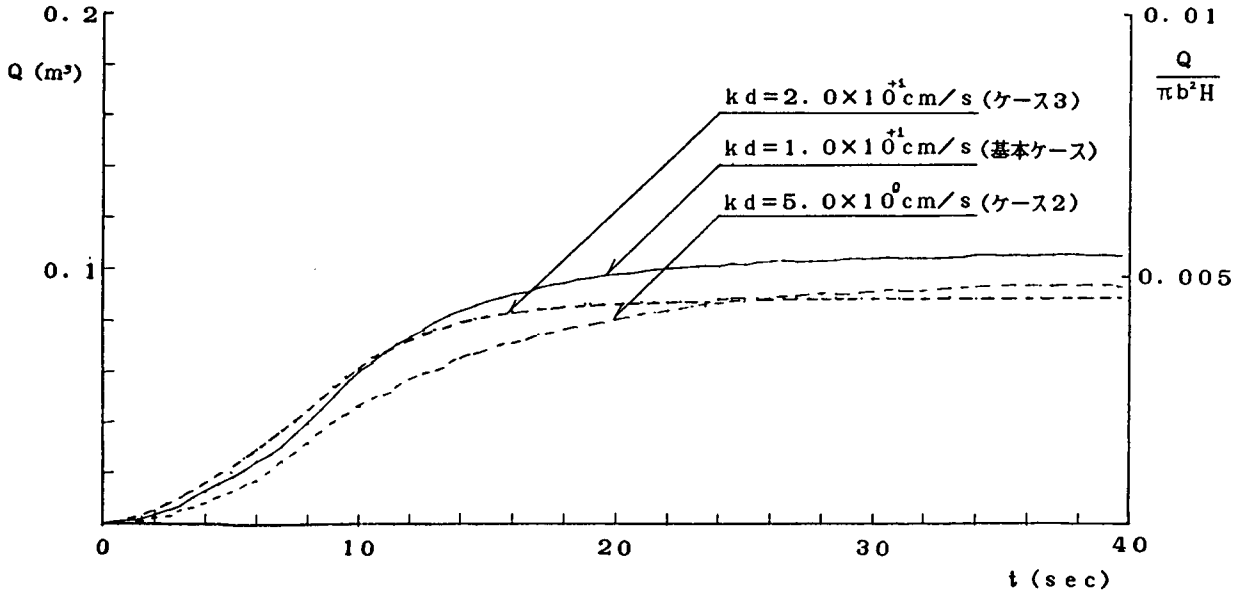


図4.3.8. 排 水 量 の 時 刻 歴

を示している。また，図中には，半径方向の流れのみを考え，ドレーン部の間隙水圧をゼロとしたSeed－Booker の考え方による場合の計算結果も示している。図より，ドレーン部の透水係数が大きいほど，最大間隙水圧比は小さくなり，最大間隙水圧比に達した後の消散も速くなっていることがわかる。また，Seed－Booker の考え方に対応する計算結果に比べ，ドレーン部の透水性が有限な場合の方が間隙水圧比は大きくなっており，Seed・Booker の考え方は，グラベルパイルの設計上危険側になっていることがわかる。

図4.3.6.は，時刻9sec時の下端における半径方向の間隙水圧比を示しており，各ケースとも，ドレーン内ではほぼ一定の値を示し，ドレーンと砂層の境界より急激に立ち上がる様子がわかる。

図4.3.7は，時刻9sec時の平均間隙水圧比の深度方向の分布を示している。図より，大きく見ると深度方向の分布はほぼ一定となっているが，液状化を生じていないケース3では，地表面に近いほど間隙水圧比は漸増している。これは，鉛直方向の浸透の影響によるものと考えられる。

図4.3.8は，排水量Qの時刻歴を示している。右側の縦軸は，排水量Qを有効用柱の体積で割ったものである。これは，有効円柱の平均的な体積ひずみに近いものであるが，先に述べたように，本プログラムでは地盤と変形と関連づけて排水量を求めているものではないため，排水量を含めて，目安と考えるべきものである。図より，地震動が継続している間（t＝9secまで）は，透水係数が大きいほど排水量も大きい。また，図4.3.5に示されるようにケース2の間隙水圧は計算時間 40秒でもまだ

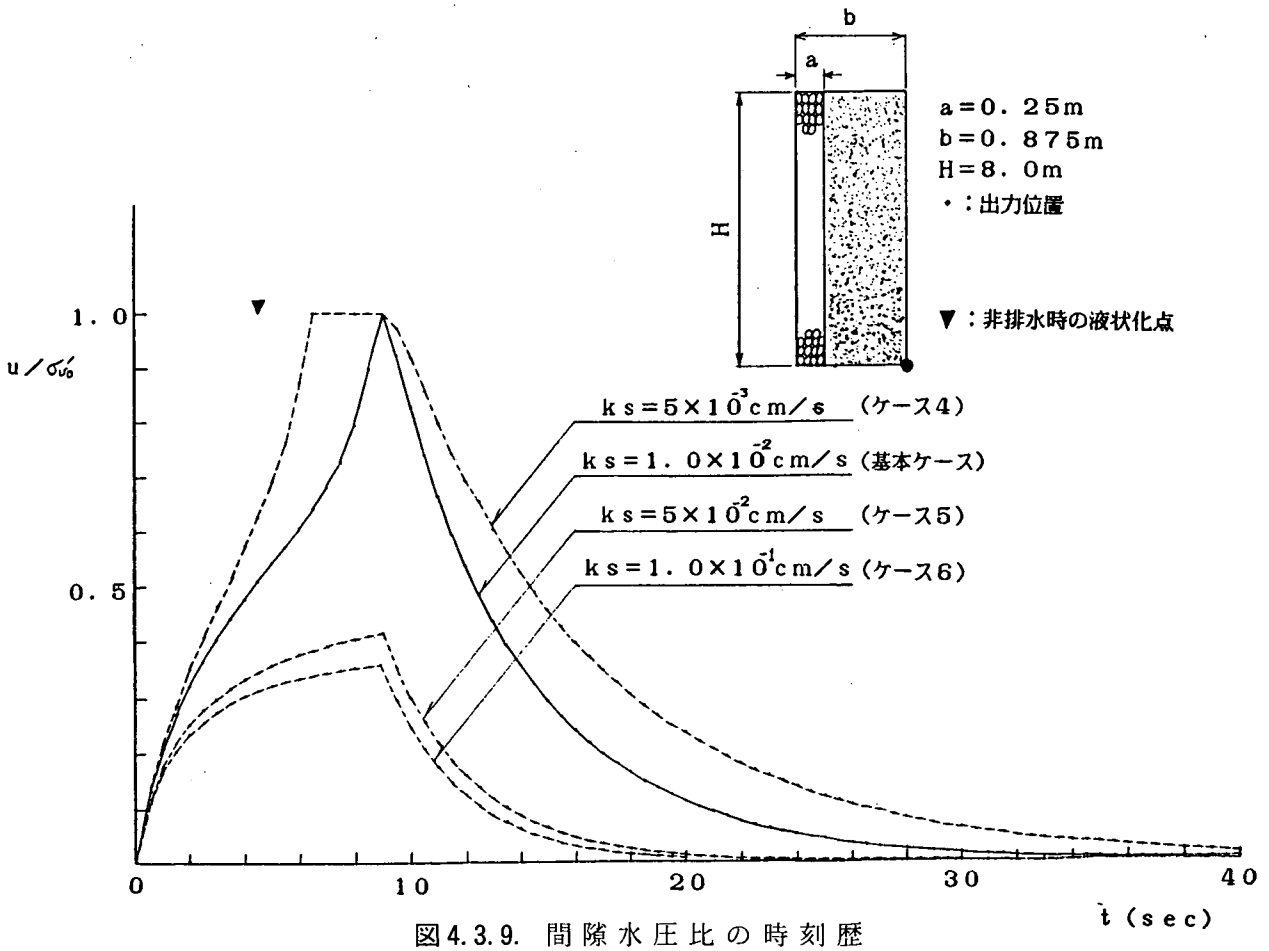


図4.3.9. 間隙水圧比の時刻歴

抜け切っていないため結論づけれないが，傾向から判断すると，地震終了後の排水量のみを考えれば，透水係数が小さいほど排水量は大きい。

図4.3.9は，基本ケースに対して砂層の透水係数を変化させたケース4～6の場合の，間隙水圧比の変化を示したものである。出力位置は，図4.3.5と同じ下端でドレーンから最も離れた地点である。図からわかるように，砂層の透水係数によって，間隙水圧の値が大きく異なる。現状での地山の透水係数について得られる精度から考えると，設計時に用いる砂層の透水係数の選択に困難さが予想される。

図4.3.10は，基本ケースに対してドレーン長を変化させたケース7，8の場合の，間隙水圧比の変化を示したものである。出力位置は，それぞれのケースでの下端でドレーンから最も離れた地点である。この結果から見ると，ドレーン長も間隙水圧の計算結果に大きな影響を及ぼし，ドレーン長を反映しない Seed－Booker の方法は，不十分であることがわかる。

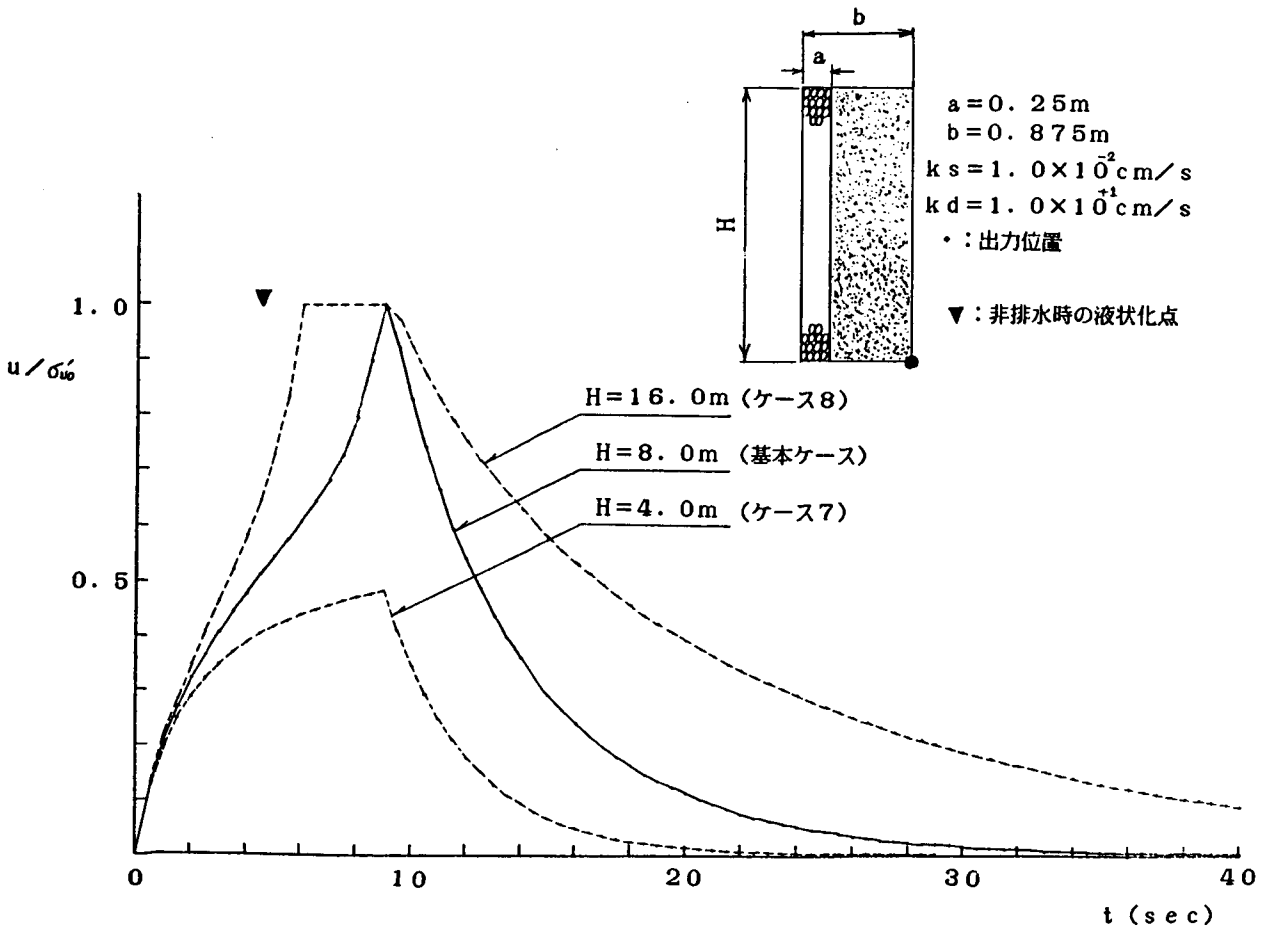


図4.3.10　間隙水圧比の時刻歴

また，今回の計算は，一本のグラベルパイルに対するものであるが，構造物の下にグラベルパイルがある場合には，構造物の幅による排水距離が長くなることもあり，マット厚さとも関係するが，その影響も無視できないと考えられる。

図4.3.11は，基本ケースに対して有効円柱の半径を変化させたケース9，10の場合の，間隙水圧の

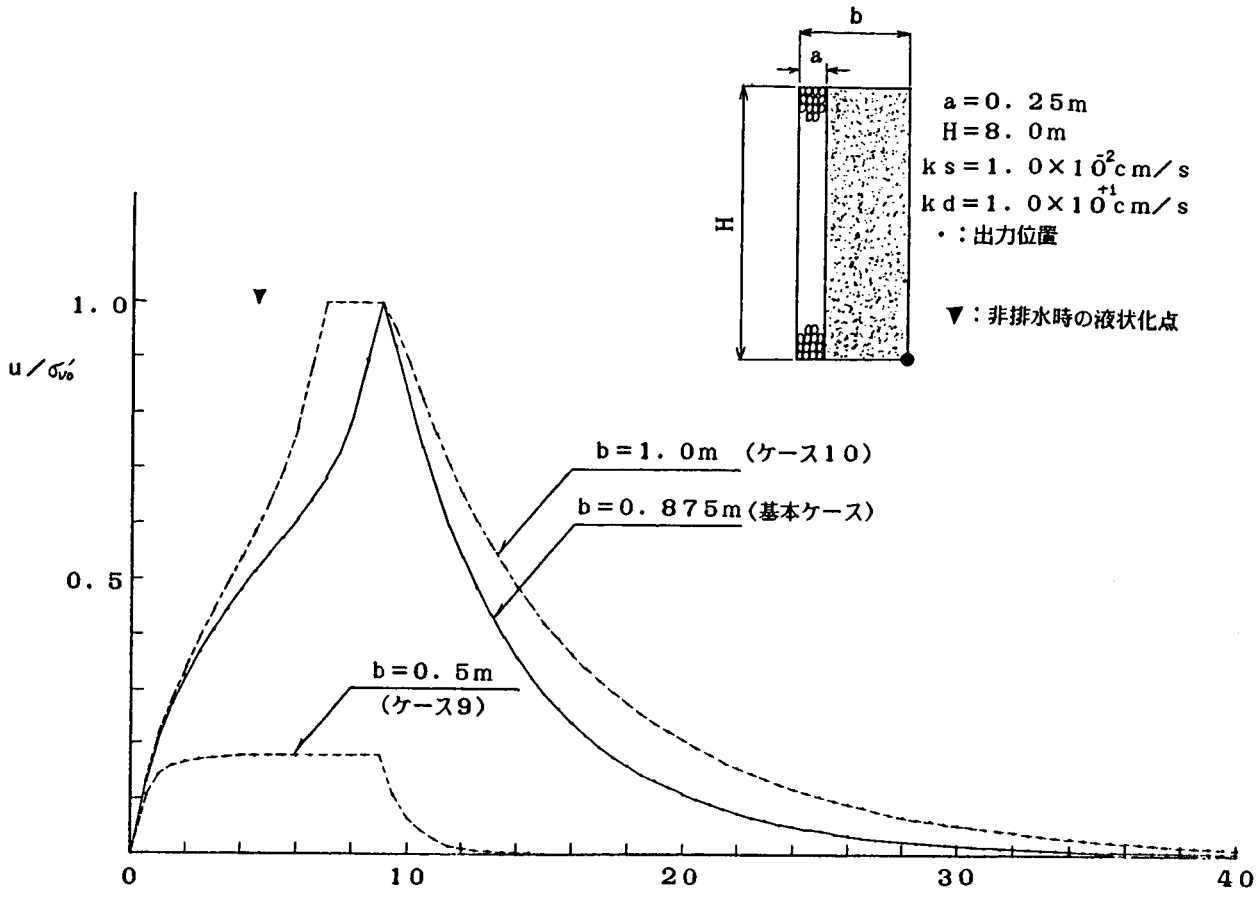


図4.3.11　間隙水圧比の時刻歴

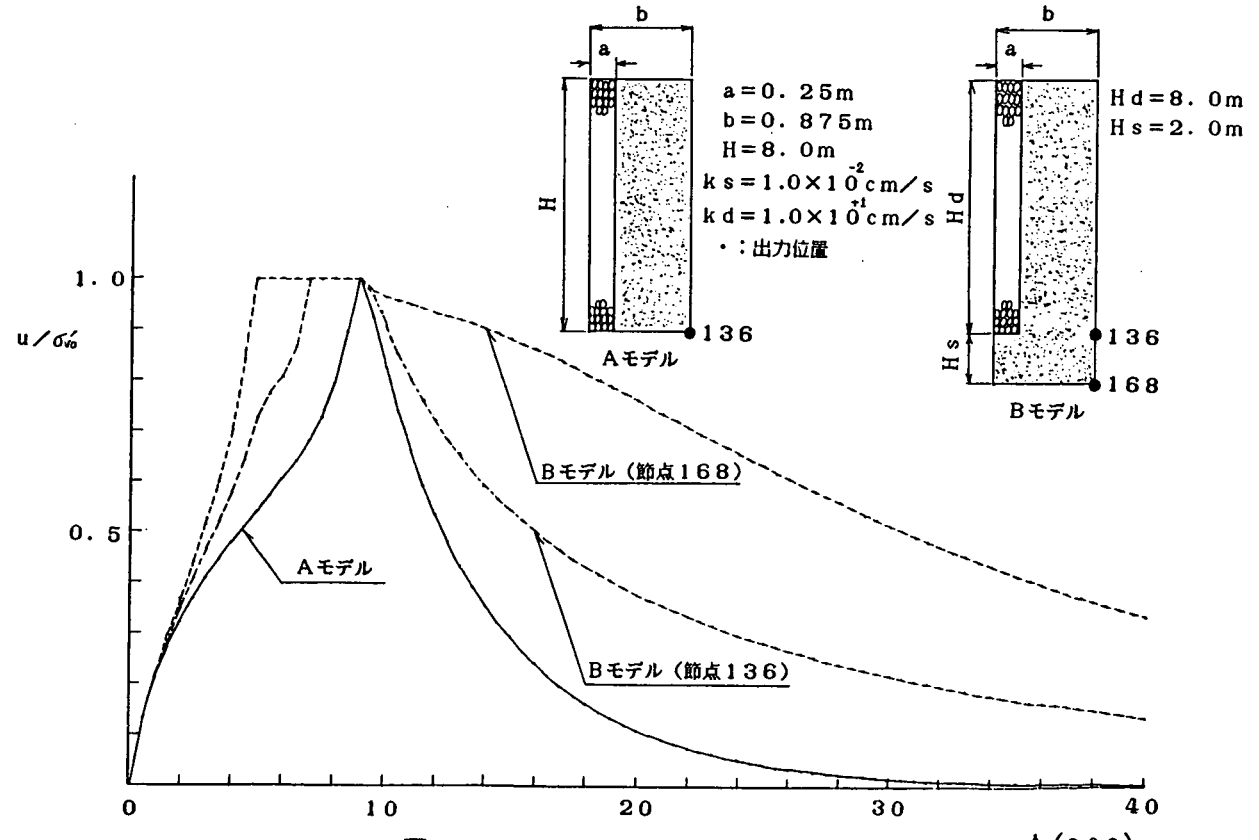


図4.3.12　間隙水圧比の時刻歴

変化を示したものである。出力位置は，それぞれのケースでの下端でドレーンから最も離れた地点である。グラベルパイルの設計を行う場合，最終的にはドレーンの打設間隔に関係する有効円柱の半径を定めることになるが，この図からもその重要性が認められる。

図 4. 3.12に，ドレーン部の下方にさらに砂層が存在する場合（Bモデルと呼ぶ）の間隙水圧比の時刻歴を，基本ケースのものと併せて示す。出力位置は図中に示す点である。基本ケースの点 136 の間隙水圧に比べて，Bモデルの点 136 の間隙水圧は早く上昇し，また消散速度も遅い。これは，下方の砂層からの浸透による影響と思われる。

試算結果をまとめると，以下の点が挙げられる。

㋑ ドレーン部の透水性を無限大と考えることは，間隙水圧を過少に評価することになり，現在，一般的に打設されているグラベルパイルの例においても，その影響は無視できない。

㋺ ドレーン部の透水性を考慮してグラベルパイル周辺の間隙水圧を計算する場合，ドレーン部および砂層の透水係数，ドレーン長，ドレーンピッチが計算結果に大きく影響する。

最後に，問題点・今後の課題として，以下の点を考えている。

㋑ 今回一本のグラベルパイルに着目した間隙水圧の予測プログラムを開発したが，排水量の算定方法，体積圧縮係数を一定としている点に問題がある。次年度に予定している模型実験の結果をもとに，これらの点を改良していく必要があろう。

㋺ 今回は一本のグラベルパイルに着目したが，今後，構造物の存在を考慮した場合に考えられるグラベルパイル，マット，ウォールを組み合わせた形でのグラベルドレーンに対しても，適用可能な計算手法を考えていく必要がある。

（間　組）

4.4　土木研究所における従来の研究

土木研究所では昭和 55 年度よりグラベルドレーンによる液状化防止効果に関する研究を行ってきた。以下にその概要を述べる。

(1) 掘割道路の場合

掘割道路周辺地盤の液状化対策としてグラベルドレーンを用いた場合の有効性について大型振動台実験，小型振動台実験，有限要素解析を行った。その結果以上のことが明らかになった。

i) 掘割道路周辺地盤の液状化対策としてグラベルドレーン工法は有効である。ただしグラベルドレーンの配置としては掘割道路のまわりだけではなく，掘割道路直下の液状化層に柱状のドレーンを配置することが重要である。

ii) 掘割道路のまわりにグラベルドレーンを配置した場合の掘割道路の浮上りの安全率を算定する際には浸透水力による揚圧力を考慮する必要がある。

iii) 間隙水圧の発生・消散を考慮した有限要素解析によって掘割道路周辺にグラベルドレーンを設置した場合の地盤およびドレーン中の間隙水圧をシミュレートすることができる。

図 4. 4. 1 に大型振動台実験の結果を示す。[56] 図 4. 4. 1 による掘割道路模型の周辺にグラベルドレーン

を設置することにより，掘割道路模型の浮上り量がかなり減少している。また掘割道路模型直下に柱状のドレーンを設置することによりさらに浮上り量が減少している。図4.4.2は地盤中の間隙水圧の分布を示しており，ドレーンを設置することにより掘割道路模型直下の間隙水圧は約 $\frac{1}{10}$ にな

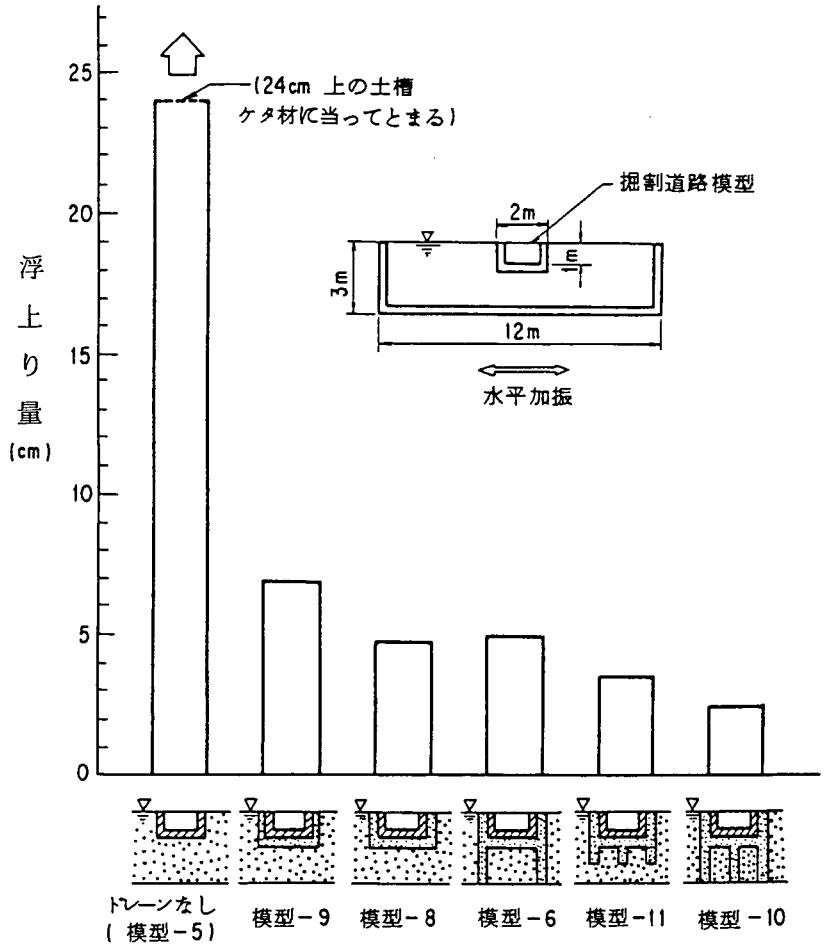


図4.4.1. グラベルドレーンによる浮上り量の抑制効果

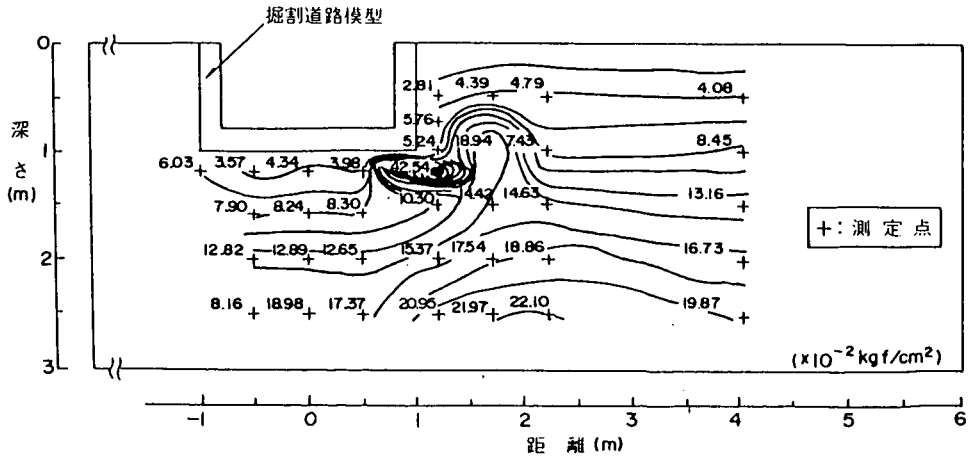


図4.4.2(A) 間隙水圧の空間分布（模型5，加振後20秒）

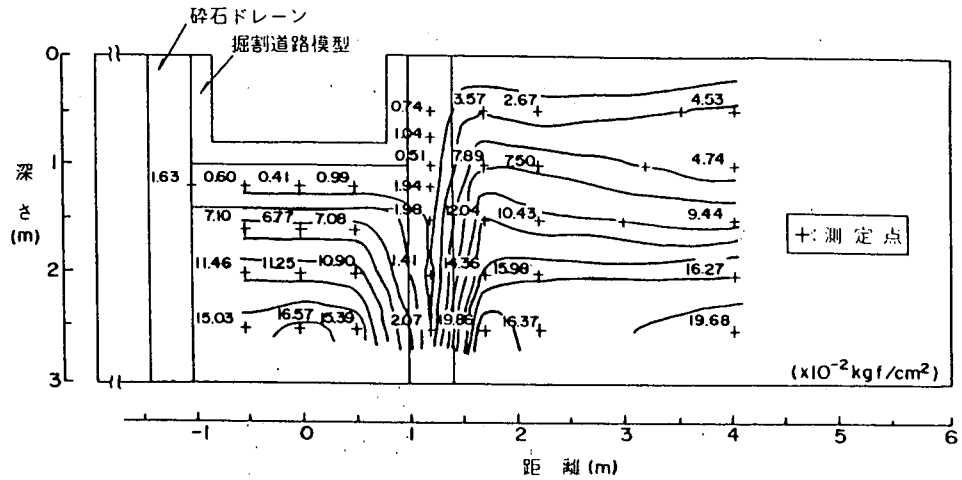


図 4.4.2(b)　間隙水圧の空間分布（模型 6，加振後20秒）

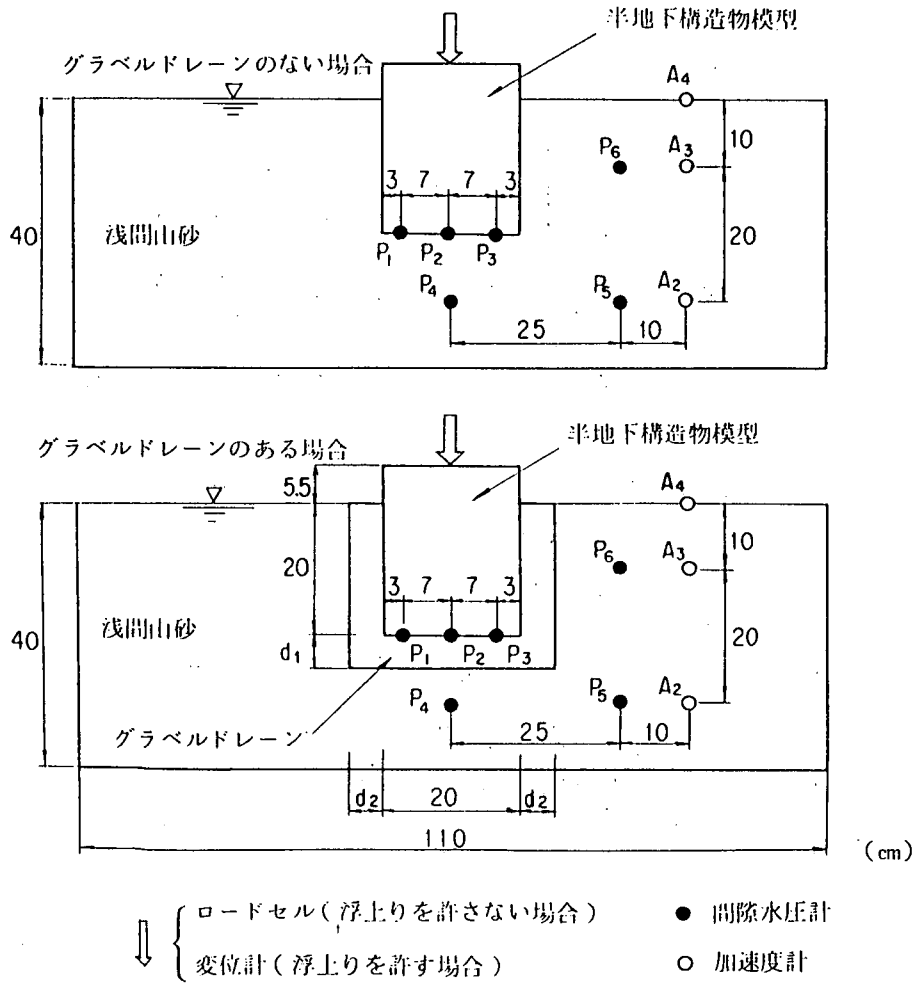


図 4.4.3.　実験に用いた模型

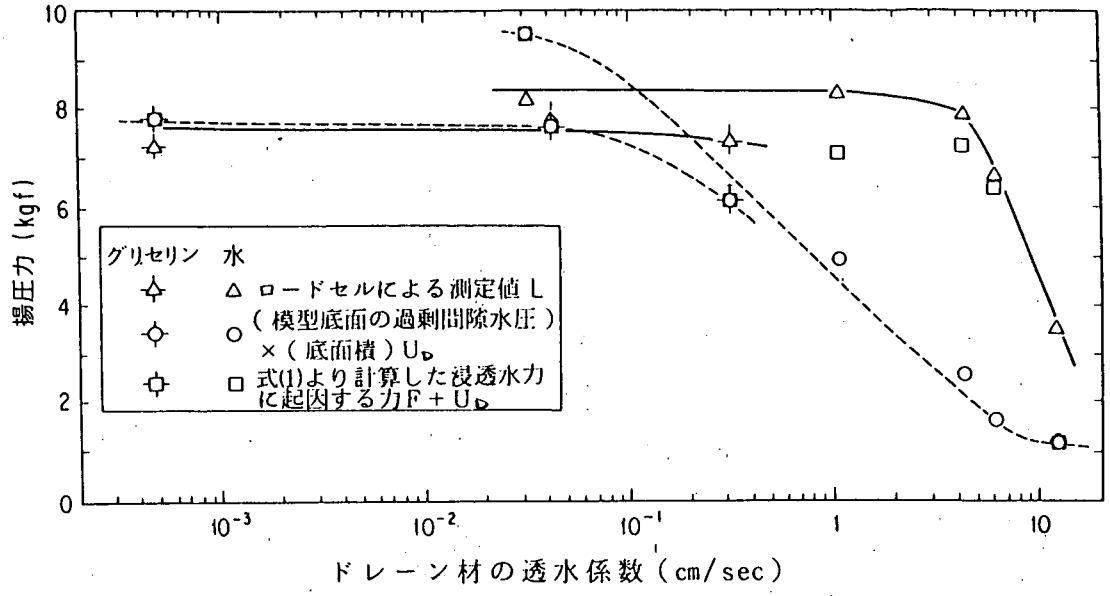


図 4.4.4. ドレーン材の透水係数と半地下構造物模型に作用する揚圧力の関係
（グラベルドレーンの幅 $d_1 = d_2 = 5$cm）

っている[57]。

図 4.4.3 は小型模型振動台実験に用いた模型を示しており，図 4.4.4 は実験結果の 1 例である[58]。図 4.4.4 において掘割道路模型底面に作用する過剰間隙水圧のみから計算した揚圧力と実測した揚圧力とはかなりの差があり，次式により試算される浸透水力に起因する揚圧力を考慮に入れると，実測値とよく一致する。

$$\left.\begin{aligned} &F = S - T \quad (S \geq T \text{の場合}) \\ &S = -\int \frac{du}{dz}\, dz \cdot A \\ &T = \int \gamma' dz \cdot A \\ &F = 0 \qquad (S < T \text{の場合}) \end{aligned}\right\} \quad (4.4.1)$$

ここに　S：浸透水力（上向きが正）
T：土粒子の有効重量（下向きが正）
z：鉛直座標（上向きが正）
u：過剰間隙水圧
γ'：土の有効単位体積重量
A：模型の底面の断面積

上記の大型振動台実験を対象として非線形の有限要素解析により過剰間隙水圧を計算した[57]。図 4.4.5

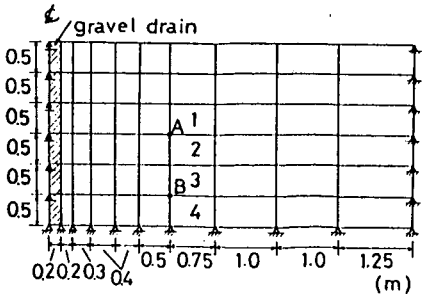
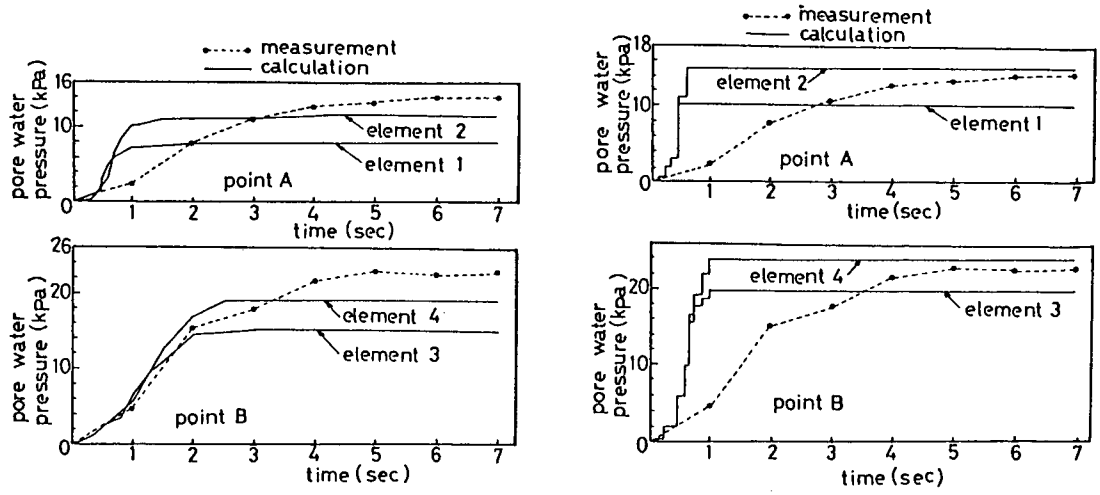


図 4.4.5. 解析に用いたモデル

に解析に用いたモデルを，図4.4.6に解析結果を示す。ここでは過剰間隙水圧の発生モデルとして石原モデルと Seed モデルの種類を用いたが，この場合には石原モデルによる計算値の方が実験値と比較的よい一致を示した。



(a) 石原モデル　　(b) Seedモデル

図4.4.6. 過剰間隙水圧の計算値と実測値の比較

(2) 盛土に近接した掘割道路の場合

図4.4.7.に示すような模型を用いて振動台実験を行った[59]。模型2，3は盛土に近接して掘割道路模

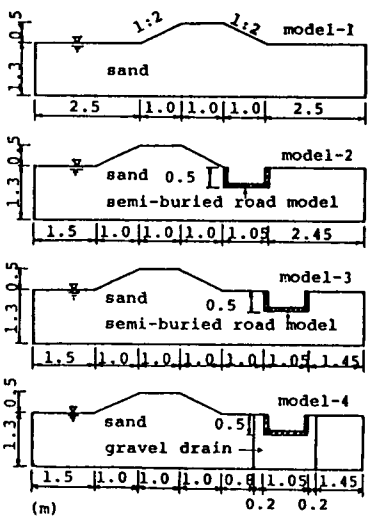


図4.4.7. 実験に用いた模型

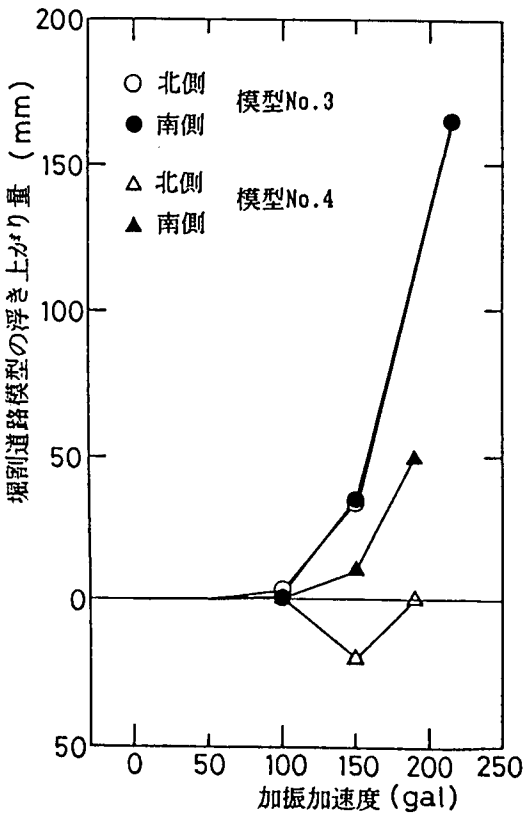


図4.4.8. 掘割道路模型の浮上り量

型が設置されており，模型４はさらに掘割道路模型の周辺にグラベルドレーンが設置されている。

図４.４.８は掘割道路模型の浮上り量と加振加速度の関係を示しており，グラベルドレーンを設置した模型No. ４ではグラベルドレーンのない模型３より浮上り量が少なくなっている。これはグラベルドレーンによる間隙水圧消散効果によるものと考えられる。

図４.４.９は掘割道路模型の水平移動量と加振加速度の関係を，図４.４.10は盛土天端の沈下量と加振加速度の関係を示している。これらの図によると，グラベルドレーンのあるNo. ４とグラベルド

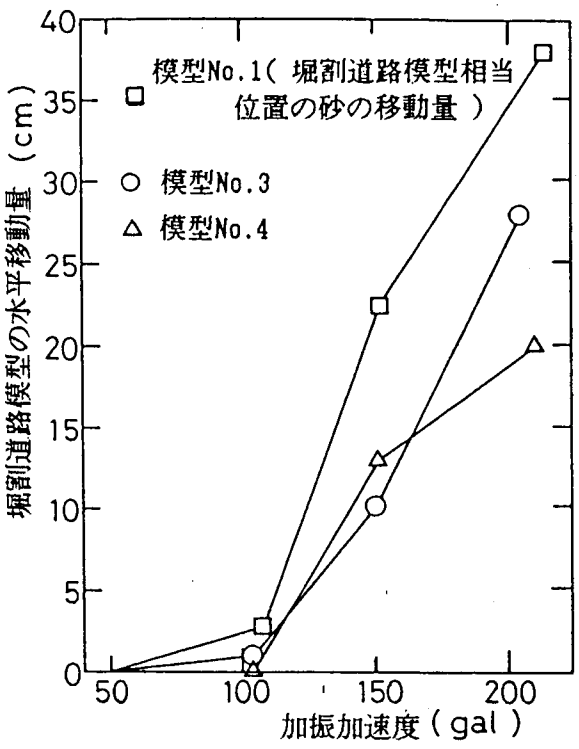


図４.４.９　掘割道路模型の水平移動量

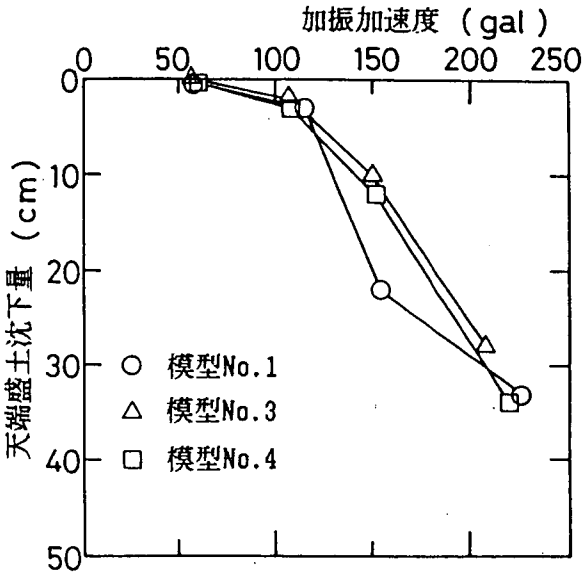


図４.４.10 盛土天端沈下量の比較

レーンのないNo.３において掘割道路模型の水平移動量，盛土天端の沈下量はほとんど同じである。従って，この場合には繰返し荷重による盛土の沈下およびそれに伴う掘割道路模型の水平移動をグラベルドレーンによって防止する効果はあまりなかった。

(3)　盛土の場合[60]

飽和砂地盤上盛土に対して各種の耐震対策工法を適用した場合の耐震効果を模型振動実験により調べ，相対比較を行った。工法とその模型は図４.４.11に示す通りである。実験結果として，図４.４.12に加振加速度と盛土天端沈下量の関係を示す。同図より，グラベルドレーンを堤防のり尻部に設けたケースでの沈下量抑制効果はこの中では最も小さいことが示されている。これは加振時間が５秒間と短くしかもグラベルドレーンの幅が十分でなかったため，間隙水圧消散効果がドレーン近傍にしか及ばなかった事によるものであり，これは間隙水圧の測定記録からも確認されている。一方，締固め工法は全ケースの中で最も耐震効果が高くなっているが，これは締固めの程度が十分高かったためであ

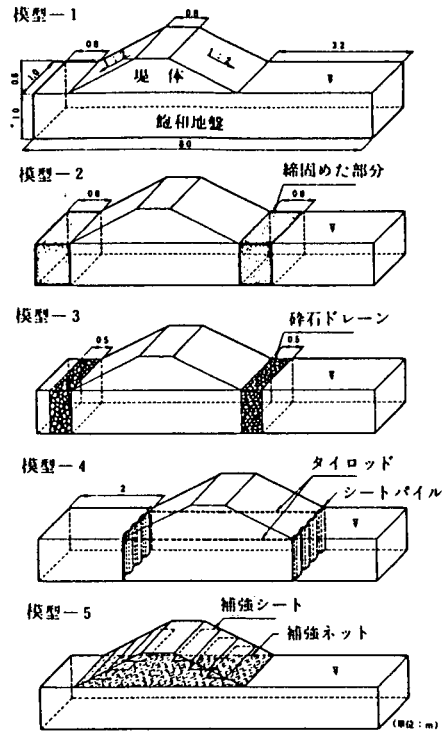


図 4.4.11　実験に用いた模型

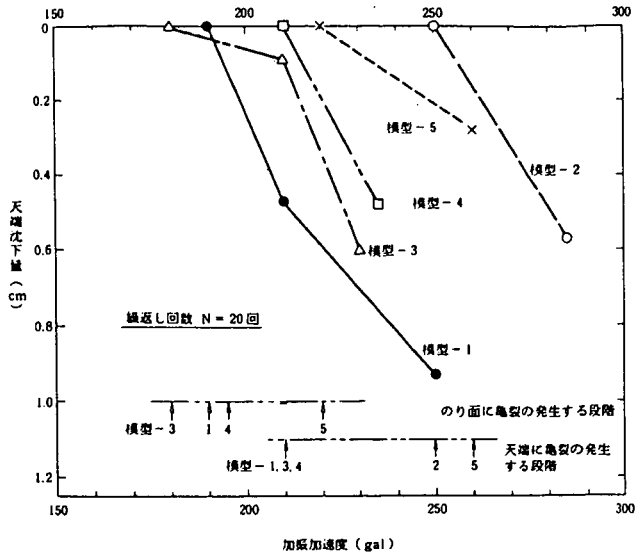


図 4.4.12　加振加速度と天端沈下量の関係

り，250gal 加振でも締固め部内での過剰間隙水圧発生量はわずかであった。したがって，この場合には未改良部地盤が液状化しても締固め部が十分なせん断抵抗を保持していたため盛土の沈下量を小さくしたものである。

本実験は各々の耐震対策工法に対して 1 ケースの実験しか実施しておらず，耐震効果の相対比較を行うためにはそれぞれの対策の程度を変えたケースでの実験をさらに実施することが必要であり，今後の課題として残された。

（土木研究所）

4.5　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

(1) 解析目的

掘割道路の周辺地盤の液状化対策としてグラベルドレーンを用いる場合の適切なドレーンの配置を見出すことおよびドレーンの設計法を作成すること。

(2) 解析方法

解析には 2 次元の非線型動的有限要素解析プログラム "SADAP" を用いた。 解析対象とした断面を図 4. 5. 1.に示す。表 4. 5. 1 に解析に用いた材料定数を示す。解析においてパラメータとした項目は，入力地震動の加速度，地盤の強度，グラベルドレーンの配置，掘割道路の重量，地下水位である。入力地震動は振動数 2Hz の正弦波であり， 7.5 秒間加振した。入力加速度は地表面における応答加速度が約 110gal ， 160 gal となる場合の 2 種類とした。この場合の入力加速度はそれぞれ 30gal, 70gal

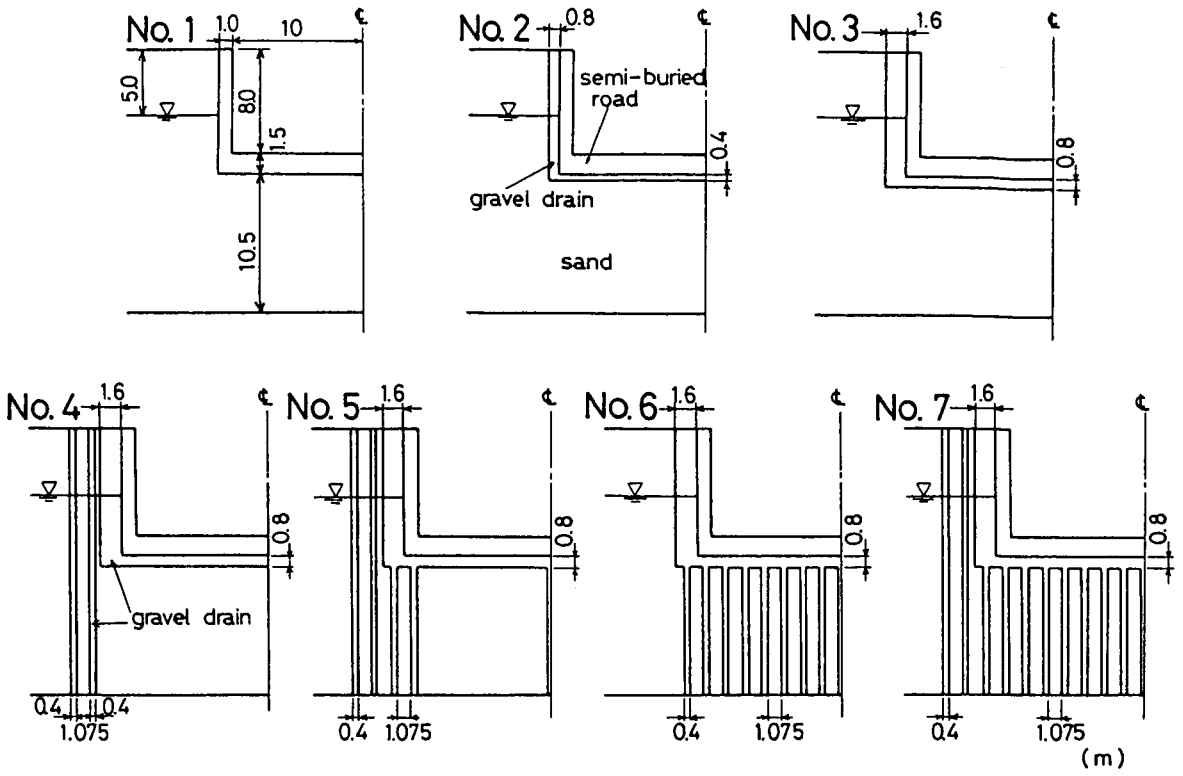


図4.5.1. 解析対象断面

表4.5.1 材料定数（その1）

物性＼材料		砂	砕石（6号）	コンクリート
初期せん断弾性係数 G_0(tf／㎡)		5,800	5,800	1,160,000
単位体積重量 γ_t(tf／㎥)		1.93	1.90	2.40
粘着力 C(tf／㎡)		0.0	0.0	450.0
内部摩擦角 ϕ(度)		36.6	45.0	0.0
静止土圧係数 K_0		0.5	0.5	0.5
ポアソン比 ν	静的 ν_s	0.33	0.33	0.167
	動的 ν_d	0.49	0.49	0.167
$G_0=K(\sigma'_m)^n$ を定める定数	K	2,200	5,200	1,160,000
	n	0.5	0.5	0.0
Hardin－Drnevich モデル定数 α		1.0	1.0	0.0
透水係数 k(cm／sec)	鉛直 k_v	1×10^{-2}	10.0	1.0×10^{-8}
	水平 k_h	1×10^{-2}	10.0	1.0×10^{-8}
体積圧縮係数 m_v(m²／tf)		N値より決定	砂のm_vに同じ	1.0×10^{-8}
間隙水圧発生モデルの定数 Seed モデル	α	1.0	－	－
	A	－0.123	－	－
	B	N値より決定	－	－
計算の線形・非線形		非線形	非線形	線形

表 4.5.1. 材料定数（その２）

材料定数 ＼ ジョイントの位置	掘割道路とグラベルドレーンの間
接線剛性係数 k_s(tf／m²)	960
垂直剛性係数 k_n(tf／m²)	1.0×10^6
粘着力 c (tf／m²)	0.0
内部摩擦角（度）	45.0
残留接線剛性係数 k_{sr}(tf／m²)	0.0
引張強度 σ_{tf}(tf／m²)	0.0
動的時の接線剛性係数 k_{sd}(tf／m²)	1.0×10^6
動的時の剛性係数 k_{nd}(tf／m²)	1.0×10^6

注） グラベルドレーンと砂の間に Seed モデルの定数 α, A, B＝0 である砂の薄層（厚さ５cm）を設けた。

表 4.5.2. 解析ケース

ケース	地表面の加速度 (gal)	地盤の相対密度 (%)	掘割道路の重量 (tf)	地下水位 (m)	常時の浮上りの安全率
A	110	51	118	5	1.26
B	110	72	118	5	1.26
C	160	51	118	5	1.26
D	160	51	160	5	1.68
E	160	51	118	8	3.91

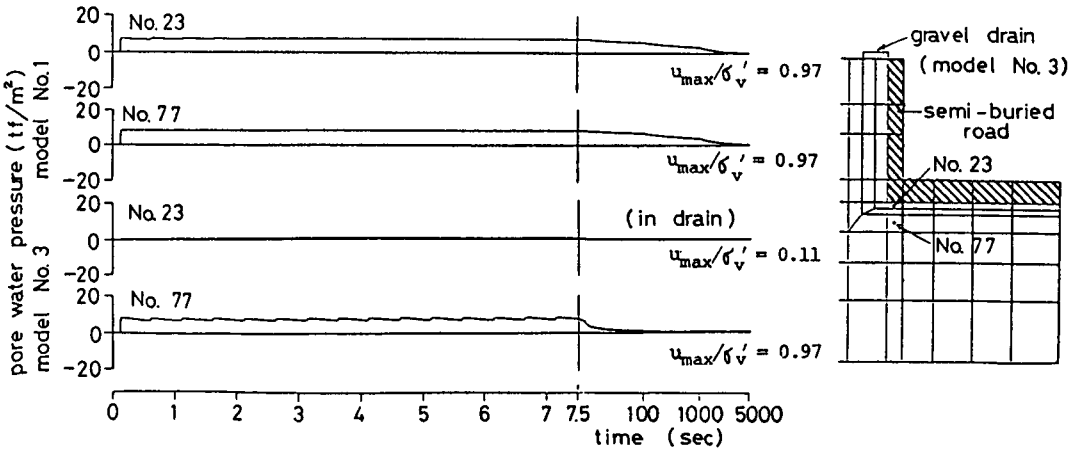


図 4.5.2. 間隙水圧の時間変化

である。砂地盤の相対密度は 51 %, 72%の２種類とした。この場合の深さ 10m 地点のＮ値はそれぞれ, 10, 20である。表 4.5.2 に解析ケースを示す。

(3) 解析結果

図4.5.2に間隙水圧の計算結果の1例を示す。この図によると，掘割道路の直下にドレーンがある場合には，ドレーンがない場合に比べて加振中の掘割道路直下の間隙水圧が小さくなっている。またドレーンから少し離れた位置においては加振中の間隙水圧はドレーンの有無に係らずあまり変らないが，加振後の間隙水圧の消散はドレーンがある方がかなり早くなっており，ドレーンの効果が現われている。

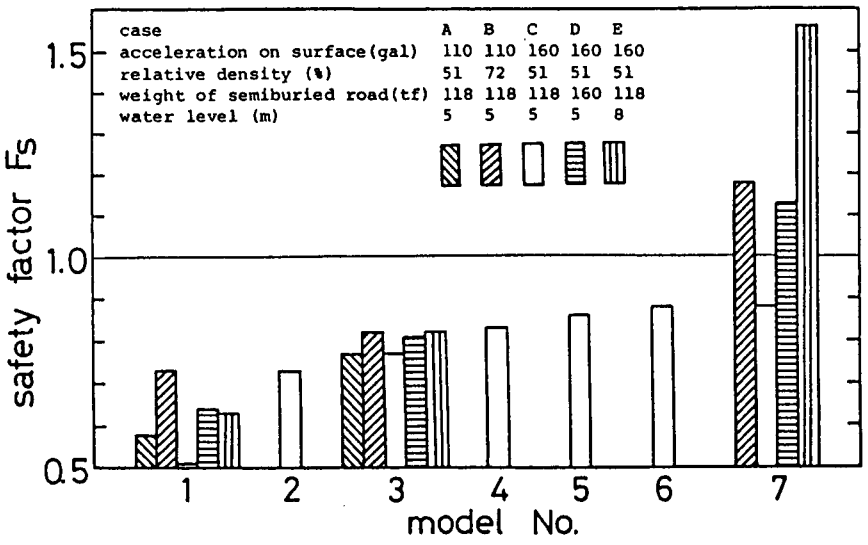


図4.5.3. グラベルドレーンの配置と掘割道路の浮上り安全率

図4.5.3にドレーンの配置等を変えた場合の掘割道路の浮上りの安全率の変化を示す。浮上りの安全率 F_s は次式により計算した。

$$F_s = \frac{W+Q}{U_S+U_D+F} \qquad (4.5.1)$$

ここに　W：掘割道路の自重，　Q：掘道路側面と地盤との摩擦力，　U_S：静水圧による浮力，　U_D：地震時の過剰間隙水圧による揚圧力，　F：浸透水力による揚圧力

図4.5.3によるとドレーンの幅が広くなる程，また柱状のドレーンの本数が増える程，浮上り安全率は大きくなっている。また今回の加振条件下ではNo.3のドレーンの配置では液状化対策として不十分であり，浮上りの安全率 F_s が1を越えるためには掘割道路直下の柱状のドレーンが必要であることがわかる。

なお図4.5.3のケースDは掘割道路の厚さを図4.5.1に示したものから50cm 増加させたものである。

表4.5.3は式（4.5.1）のU_D，Fの計算結果の1例であり，過剰間隙水圧による揚圧力は No.3 No.7であまり変りないが，No.7では浸透水力による揚圧力が柱状のドレーンの効果で0になっている。このように掘割道路直下に柱状のドレーンを設置すると地盤下部の高い水圧が上部に速かに伝わ

表 4.5.3. 浮上りの安全率の算定（ケースD）

No.	過剰間隙水圧による揚圧力U（tf）	浸透水力による揚圧力 F（tf）	U ＋ F （tf）	浮上りの安全率Fs
1	160.3	0	160.3	0.64
3	45.7	61.8	107.5	0.81
7	48.6	0	48.6	1.13

地表面加速度160gal，相対密度51%，掘割道路の重量160tf，地下水位5m

るために，掘割道路底面に作用する過剰間隙水圧による揚圧力は柱状のドレーンがない場合に比べて同じ程度かむしろ若干増えてしまうが，浸透水力による揚圧力が0になるため，合計の揚圧力は少なくなる。

図4.5.4に掘割道路の浮上りの安全率 F_s の時間変化を示す。図4.5.4によるとドレーンがない場合には加振開始後500秒経過後において安全率は1を下回っている。これに対し掘割道路の底面にドレーンのある No. 3では約120秒で安全率が1を越えている。さらに柱状のドレーンのある No. 7では約15秒で安全率が1を越えている。安全率が1を下回ると掘割道路は浮上るが，浮上り量は安全率が1を下回っている時間に関係する。従って掘割道路の被害程度を考える場合には安全率のみではなく，安全率が1を下回っている時間も考慮する必要がある。

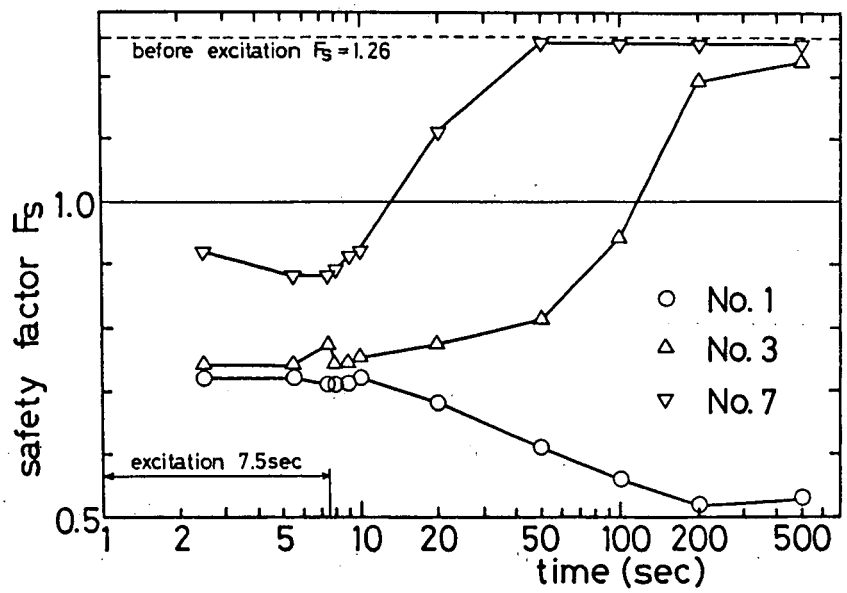


図 4.5.4. 浮上り安全率の時間変化（ケースC）

図4.5.5はドレーンがない場合の U_D+F とドレーンを設置した場合の U_D+F の比 α とドレーンの配置方法の関係を示したものである。この α はドレーンを設置することによる掘割道路底面に作用する揚圧力の低減係数である。掘割道路の液状化による浮上りに関する設計法として図4.5.6に示すようなものを考えると，図4.5.6中のドレーンの設置による揚圧力の低減係数として図4.5.5の値を用いることができる。ただしここで行った計算条件以外の場合における適用性については今後さらに検討が必要である。

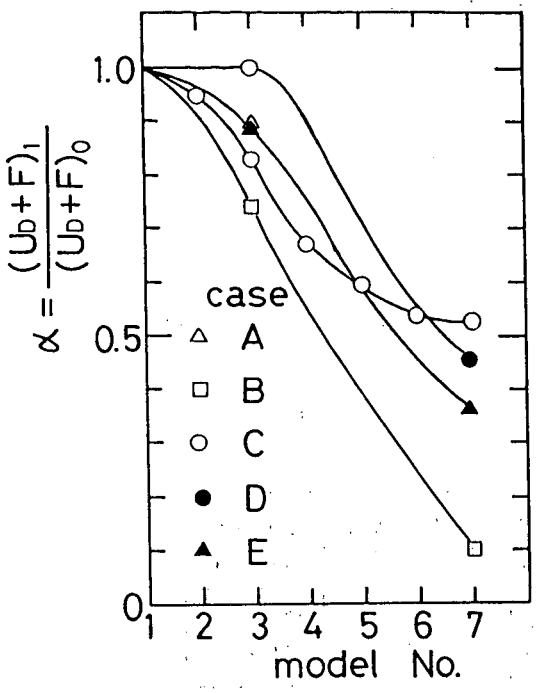


図 4.5.5. 揚圧力の低減係数 α とグラベルドレーンの配置

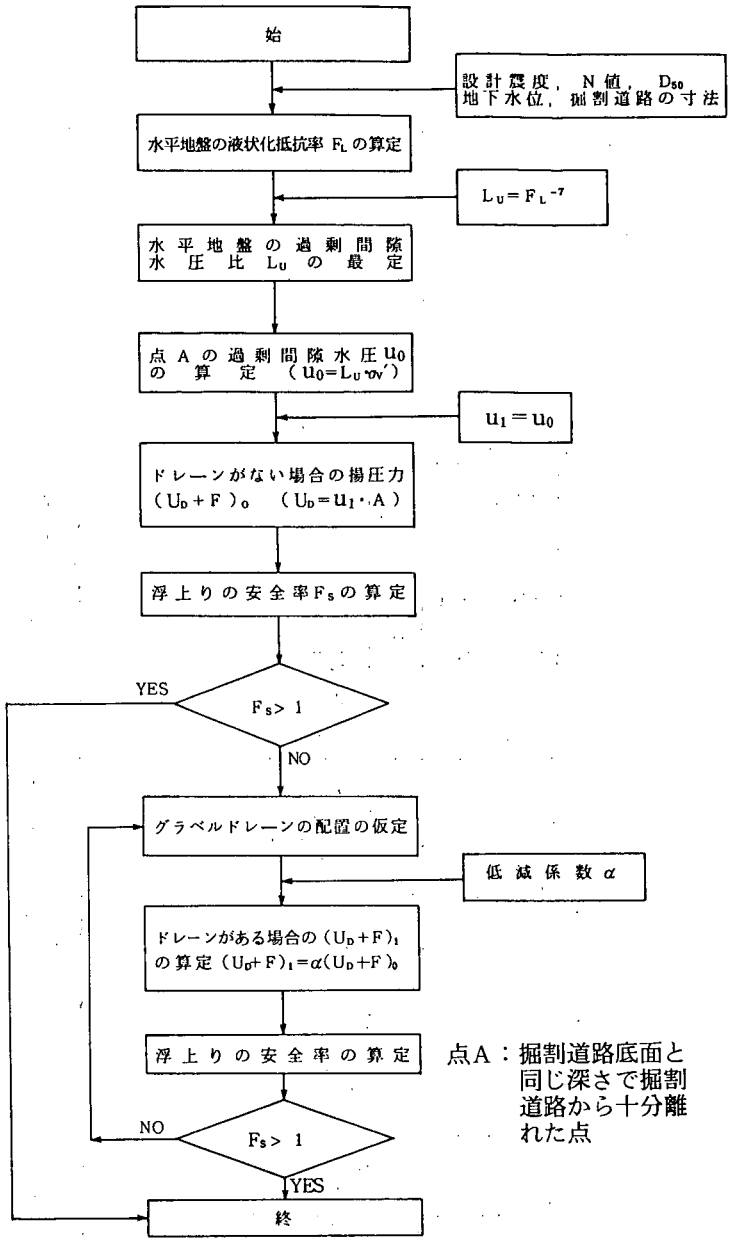


図 4.5.6. 掘割道路の液状化対策としてのグラベルドレーンの設計法のフローチャート

(4) ま と め

掘割道路の液状化対策としてグラベルドレーン工法を用いる場合，掘割道路の直下に柱状のドレーンを設置すると効果が大きい。グラベルドレーンの配置と掘割道路底面に作用する揚圧力の関係は図 4.5.5 のようになった。

（土木研究所）

4.6 掘割道路の液状化対策における締固め範囲の影響に関する実験的検討

(1) 実験目的

掘割道路の周辺地盤の液状化対策として締固めを行う場合の締固めの範囲の影響を把握すること。

(2) 実験方法

実験には建設省土木研究所の 4m×4m の振動台を用いた。

実験には図 4.6.1 に示す 5 つの模型を用いた。模型地盤は長さ 1.1m，高さ 0.5m，奥行 0.2m のせ

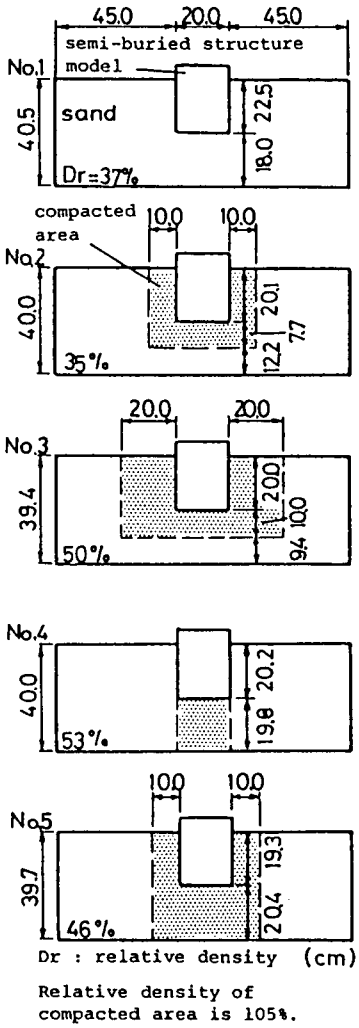


図 4.6.1 実験に用いた模型

表 4.6.1 実験条件

実験 No.	台加速度 (gal)	実験 No.	台加速度 (gal)
1-1	87.4	3-10	271.5
2	100.0	11	301.6
3	123.2		
4	139.5	4-1	87.6
		2	111.5
2-1	84.4	3	127.4
2	103.6	4	159.3
3	125.0	5	167.2
4	145.8		
5	162.3	5-1	81.9
		2	107.7
3-1	81.9	3	129.3
2	107.7	4	146.5
3	125.0	5	168.1
4	142.2	6	189.6
5	168.1	7	211.1
6	176.7	8	237.0
7	211.1	9	254.2
8	232.7	10	284.4
9	254.2	11	305.9

ん断土槽中に作成した。模型地盤の材料は浅間山砂（比重 $G_s = 2.72$，平均粒径 $D_{50} = 0.24$mm，均等係数 $U_c = 1.9$ ）である。模型地盤は水中落下法で作成し，相対密度は 36～54% であった。模型地盤中に掘割道路模型を設置し，その周辺の地盤の締固め範囲を変えて実験を行った。締固め部分は別途鋼製の箱（長さ 20cm ×幅 20cm ×高さ 10cm ）の中に作成して凍結させ，凍結状態で模型地盤中に設置して解凍してから実験を行った。改良部分の相対密度は約 105% となった。なお相対密度を

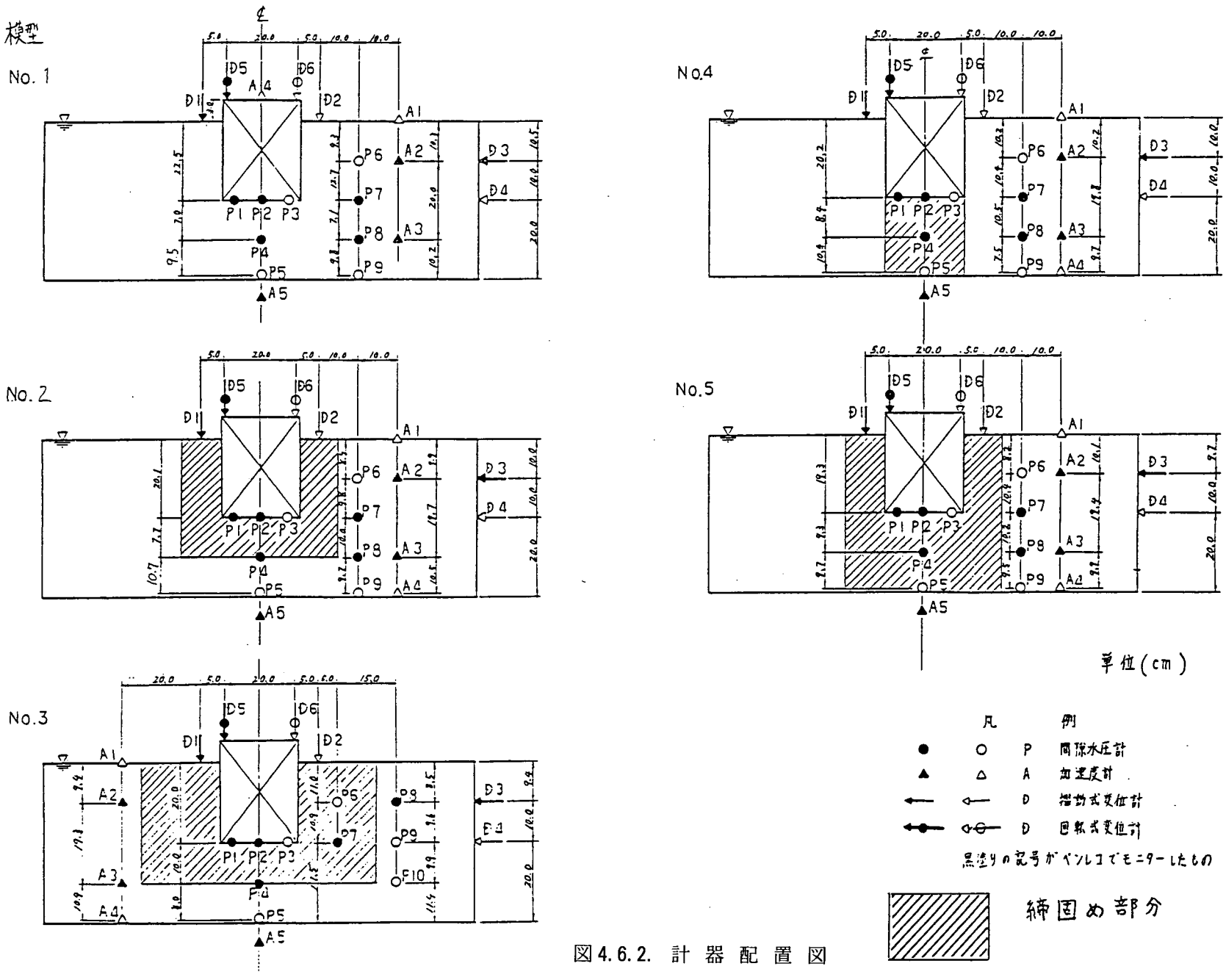

模型
No. 1
No. 2
No. 3
No.4
No.5
D1
D2
D3
D4
D5
D6
A1
A2
A3
A4
A5
P1
P2
P3
P4
P5
P6
P7
P8
P9
P10
単位(cm)
凡例
P 間隙水圧計
A 加速度計
D 揺動式変位計
D 回転式変位計
黒塗りの記号がペンレコでモニターしたもの
締固め部分

図4.6.2. 計器配置図

計算するときに用いた最大密度，最小密度は土質工学会基準によって求めたものである。この値が100％を越えた理由は，凍結地盤を作るときに砂を水中に落下し，5層に分けて箱の側面を約200回打撃したために，土質工学会基準で最大密度を求める試験よりも密な状態になったと考えられる。

加振は水平方向で模型の長手方向のみであり，振動数が2 H_zの正弦波で20秒間加振した。加振加速度を表4.6.1に示す。

加振中の加速度，間隙水圧，地盤の変位を図4.6.2に示す位置において測定した。

(3) 実験結果

図4.6.3に振動台の加速度と掘割道路模型の累積浮上り量の関係を示す。この図によると地盤改良

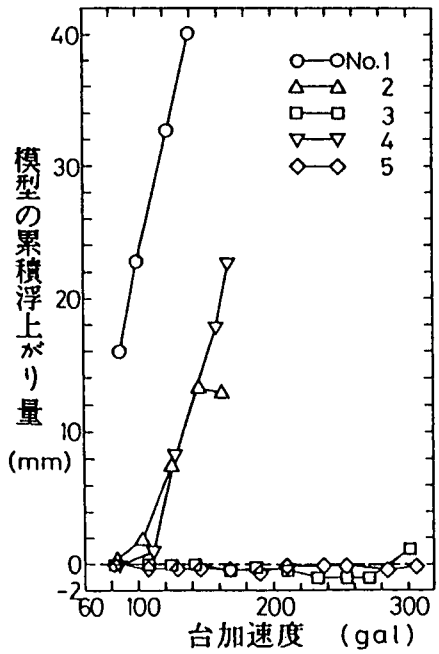


図4.6.3. 掘割道路模型の累積浮上り量と加速度

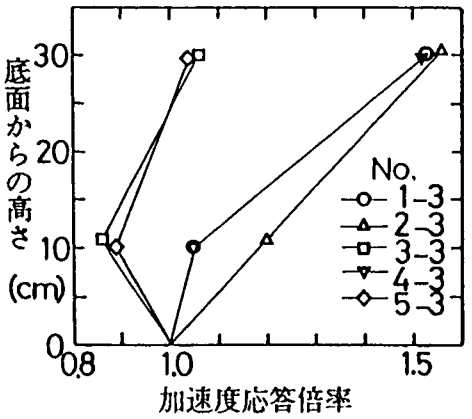


図4.6.4. 加速度応答倍率

を行うことによって掘割道路模型の累積浮上り量は減少している。累積浮上り量の点からみて地盤改良による浮上り防止効果が最も現われているのは模型 No. 3 と No. 5 であり，次に No. 4，No. 2 の順になっている。たとえば模型 No. 2 と模型 No. 5 を比較すると，掘割道路模型の直下の液状化層を全部改良することによってかなりの浮上り防止効果が見られる。

図4.6.4は約120gal で加振したときの加振2波目の地盤の加速度応答倍率を示しており，模型No. 1，No. 2，No. 4 の地盤の加速度応答倍率は模型 No. 3，No. 5 に比べてかなり大きくなっている。

図4.6.5に掘割道路模型底面の間隙水圧の最大値と台加速度の関係を示す。模型No. 3，No. 5 では台加速度が 200 gal を越えてから初めて間隙水圧が上昇し始めているのに対し，模型 No. 1，2，

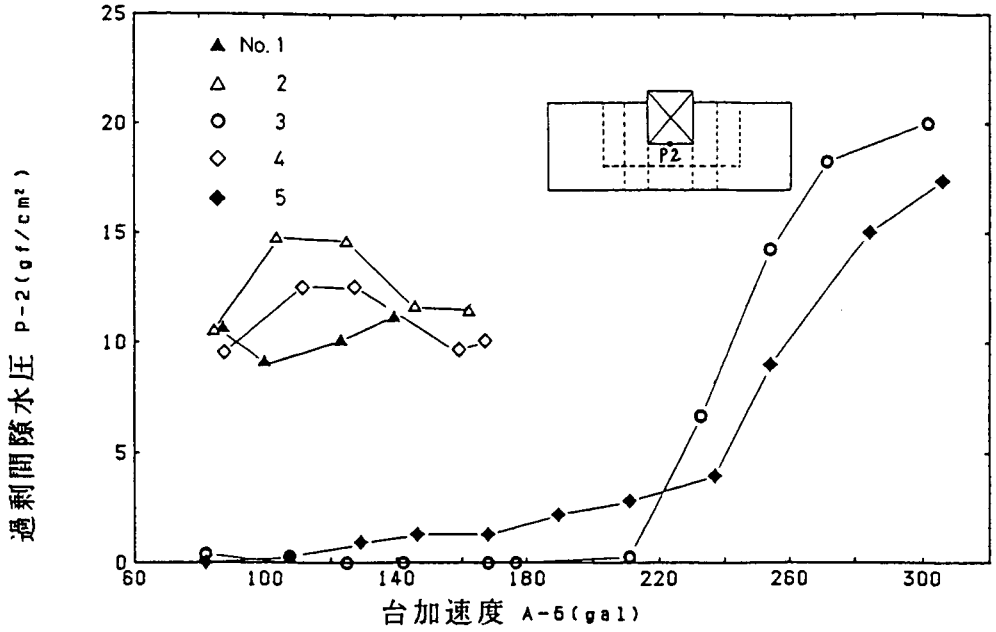


図 4.6.5.　掘割道路模型底面の間隙水圧と台加速度

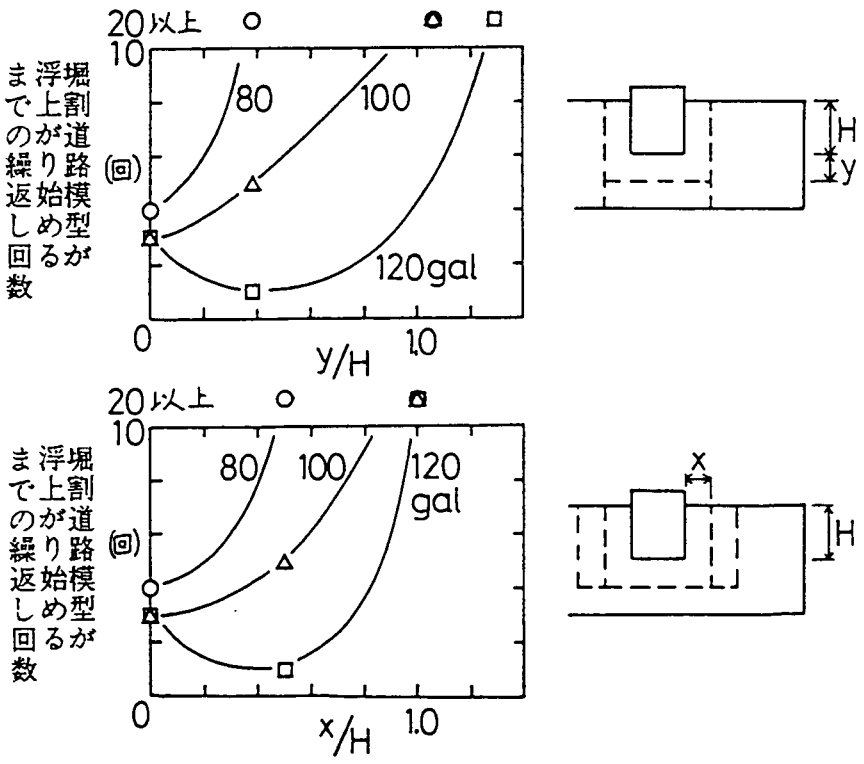


図 4.6.6.　地盤改良範囲と掘割道路模型が浮上り始めるまでの回数

4では台加速度が 80gal のときから間隙水圧が有効上載圧 σ_v'（≒ 10 gf／cm²；この値は模型により若干異る）に達している。

図 4. 6. 6 は地盤改良の範囲と掘割道路模型が浮上り始めるまでの繰返し回数の関係を示している。この図によると台加速度が 80gal, 100gal の場合には改良範囲が増えるに従って掘割道路旗型が浮上り始めるまでの回数は増えている。台加速度が 120gal の場合の無改良（ $\frac{y}{H} = \frac{x}{H} = 0$ ）のケースでは 80gal, 100gal の加振によって掘割道路模型がかなり浮上ってしまっているので，上記の回数が比較的大きくなっている。

図 4. 6. 7 は掘割道路模型の浮上り安全率および浮上り量の時間変化を示している。なお No. 2 － 1, No. 4 － 1 では掘割道路模型はほとんど浮上っていない。浮上りの安全率 F_s は次式より求めた。

$$F_s = \frac{W}{U_s + U_D + F} \qquad (4.6.1)$$

ここに　W ： 掘割道路模型の自重

U_s ： 静水圧による浮力

U_D ： 過剰間隙水圧による揚圧力

F ： 浸透水力による揚圧力

図 4. 6. 7.によると，No. 7 － 1 の場合，浮上りの安全率が 1 を下回ったときに掘割道路模型が浮上り始めている。また No. 2 － 1, No. 4 － 1 では浮上り安全率がほとんど 1 を下回っていないために実際に掘割道路模型もほとんど浮上っていない。従って式（ 4. 6. 1 ）による浮上りの安全率の算定はこの場合ほぼ妥当であると考えられる。

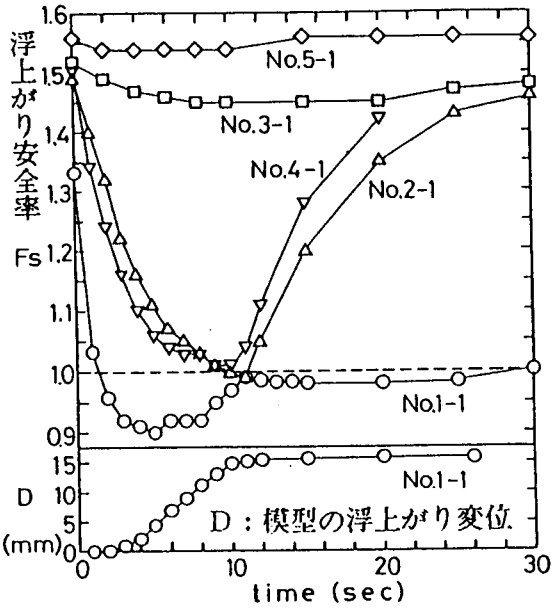


図 4. 6. 7.　浮上りの安全率および浮上り量の時間変化

(4) ま と め

本実験の結果，周辺地盤の液状化による掘割道路の浮上りを防ぐために締固め工法を用いる場合，掘割道路の直下の液状化層を全部改良することが効果が大きいことがわかった。また改良範囲と地盤の締固めによる掘割道路の浮上りの防止効果の関係は図 4. 6. 6 のようになった。

（土木研究所）

4.7 ま と め

耐震地盤改良工法としての締固工法，グラベルドレーン工法について，今年度は文献調査，有限要素解析，小型振動台実験を行った。その結果明らかになったことを以下に示す。

① グラベルパイルによる地震時の間隙水圧の消散を考える場合にグラベルドレーンの透水係数を無限

大と考えることは地盤中の間隙水圧を過小に評価することになる。この影響はグラベルドレーン長が長い程大きい。

② 掘割道路の液状化対策としてグラベルドレーン工法を用いる場合，掘割道路のまわりにグラベルドレーンを設置するだけでは不十分であり，掘割道路直下の地盤中に柱状のグラベルドレーンを設置する必要がある。この柱状のグラベルドレーンは掘割道路底面に作用する浸透水力に起因する揚圧力を減少させる効果があり，掘割道路の液状化による浮上りを防止することができる。

③ 周辺地盤の液状化による掘割道路の浮上りを防止するために締固め工法を用いる場合，掘割道路の直下の液状化層を全て締固めると効果が大きい。

（土木研究所）

参考文献

1）Seed, H. B., Booker, J. R.：Stabilization of Potentially Liquefable Sand Deposits Using Gravel Drains, ASCE, Vol. 103, No. GT 7, 1977

2）佐々木康，小笠原久：砕石ドレーンによる液状化対策の効果に関する一考察，第18回土質工学研究発表会講演集，1983

3）尾上篤生，森信夫：グラベルドレーンの効果解析シミュレーションの一方法，第20回土質工学研究発表会講演集，1985

4）田中幸久，国生剛治，江刺靖行，松井家孝：グラベルパイルによる改良地盤の地震時安定性の簡便な検討方法について，電力土木，1985，5月

5）斎藤二郎，藤原紀夫：地震荷重による間隙水圧の発生・消散の有限要素解析例，大林組技術研究所報，No. 22，1981

6）佐々木康，谷口栄一，藤原嗣哲：砕石ドレーンによる液状化時の間隙水圧の消散に関する有限要素解析，第19回土質工学研究発表会講演集，1984

7）山本哲朗，小坪清真，大原資生：液状化防止対策としてのグラベルパイルの最適な径と間隔について，九大工学集報，第58巻，第5号，1985

8）時松孝次，吉見吉昭：地震時の砂地盤における間隙水圧の上昇と消散，第5回日本地震工学シンポジウム，1978

9）安倍勇，森尾敏：2次元液状化解析によるグラベル・ドレーンの効果について，奥村組技術研究年報，No. 10, 1984

10）塩見忠彦，田中芳行：塑性モデルによる液状化破壊現象の数値解析，第19回土質工学研究発表会講演集，1984

11）De Alba, P., Seed, H. B., Chan, C. K.：Sand Liquefaction in Large−Scale Simple Shear Tests, ASCE, Vol. 102, GT 9, 1976

12）大野義郎，伊藤克彦，大北康治：砕石ドレーン工法の間隙水圧消散解析に用いる体積圧縮係数について，第18回土質工学研究発表会講演集，1983

13) 井合　進，小泉勝彦，野田節男：実物大グラベルドレーンの模型振動実験と解析，第18回地震工学研究発表会，1985

14) 尾上篤生，森信夫：グラベルドレーン工法による液状化防止効果に関する現位置実験と解析，清水建設研究報告，第42号，1985

15) 吉見吉昭：砂地盤の液状化，技報堂，1980

16) 石原研而：液状化と対策，土質工学会，最近の土質・基礎に関する諸問題講習会，1984

17) 日本鋼管：砕石ドレーン工法

18) 梅原靖文，善功企，浜田浩二：排水効果を考慮した飽和砂の液状化強度，港湾技術研究所報告，第20巻，第1号，1981

19) 石原研而，斎藤彰，有馬宏：護岸液状化対策としての砕石パイルの適用例，土と基礎，1980，4月

20) 竹原有二，田中靖雄，大平正勝：砕石ドレーンパイル打設地盤の原位置液状化試験，第35回土木学年次学術講演会講演集，1980

21) 岩崎好規，安永文夫，田居　優：液状化防止工としての礫杭打設地盤の振動実験について，第17回土質工学研究発表会講演集，1982

22) 斎藤彰，大野義郎，持丸知也ら6名：砕石ドレーン工法の液状化対策効果に関する実験的研究，日本鋼管技報，No. 92，1982

23) 岸田隆夫：日清製粉㈱名古屋第二工場地盤改良工事について，耐震グラベルコンパクション工法による既設護岸の液状化防止対策，全国港湾工事報告会報告概要，No. 29，1983

24) 宮前繁也，松下啓郎，高野準：グラベルパイル工法の現場実験について，電力土木，1985，7月

25) Ishihara，K.，Kawase，Y. Nakajima，M.: Liquefaction Characteristics of Sand Deposits at an Oil Tank Site during the 1978 Miyagiken− Oki Earthquake，Soils and Foundations，Vol. 20，No. 2，1980

26) 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

27) Mulilis，J. P.，Seed，H. B.，Chan，C. K.：Effects of Sample Preparation on Sand Liquefaction，ASCE，Vol. 103，GT2，1977

28) 藤井信二，山田真一，龍岡文夫：砂の非排水繰返しねじり単純せん断強度に及ぼす供試体作成方法の影響，第17回土質工学研究発表会講演集，1982

29) Seed，H. B.，Mori．K.，Chan，C. K.：Influence of Seismic History on Liquefaction of Sands，ASCE，Vol．103，GT4，1977

30) Tokimatsu，K.，Yamazaki，T.，Yoshimi，Y.：Soil Liquefaction Evaluations by Elastic Shear Moduli，Soils Moduli，Soils and Foundations，Vol，26，No. 1，1986

31) Finn，W. D.，Bransby，P. L.，Pickering，D. J.：Effect of Strain History on Liquefaction of Sand，ASCE，Vol. 96，SM 6，1970

32) Mulilis，J. P.，Mori，K.，Seed，H. B.：Resistance to Liquefaction due to Sustained Pressure，ASCE，Vol. 103，GT7，1977

33) 加藤祐之，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

34) Mitchell, J. K., Solymar, Z. V.：Time－Dependent Strength Gain in Freshly Deposited Sand, ASCE, Vol 110, GT11, 1984

35) 森本辰雄：オイルタンク基礎地盤改良工事におけるダイレクトパワーコンパクション工法，基礎工，1973，9月

36) 土田　肇，井合　進，倉田栄一：液状化対策としての締固めの施工範囲について，第14回地震工学研究発表会講演概要，1978

37) 岩崎敏男，常田賢一，木全俊雄，近藤益央：地盤液状化の対策範囲に関する模型振動実験，第17回土質工学研究発表会講演集，1982

38) 岩崎敏男，常田賢一，木全俊雄，近藤益央：地盤の液状化の対策範囲に関する数値解析，第17回土質工学研究発表会講演集，1982

39) 佐々木康，谷口栄一，小笠原久，三原正哉：液状化時に半地下構造物に作用する揚圧力に対する砕石ドレーンの透水性の影響，第19回土質工学研究発表会講演集，1984

40) 三原正哉：液状化対策としての砕石ドレーンにおけるドレーン幅の影響について，第20回土質工学研究発表会講演集，1985

41) 宮木宗和，畑中宗憲，鈴木善雄ら5名：グラベルドレーンや高密度領域による耐液状化基礎工法の模型振動実験，第20回土質工学研究発表会講演集，1985

42) 富永真生，根井基雄ら：〔3〕川崎製鉄，基礎工，1976，6月

43) 久徳敏治：報文・軟弱地盤に建つ超高層集合住宅の対策，基礎工，1979，5月

44) 小原善蔵，佐々木正人，沢田善治：高瀬川高潮堤耐震構造の検討，第35回建設省東北地方建設局管内技術研究発表会，1983

45) 森幸雄：新潟県信濃川下流流域下水道新潟浄化センターの概要，下水道協会誌，1982，10月

46) 古賀泰之：各論・構造物における液状化対策，基礎工，1984，7月

47) 斉藤彰，有馬宏，米山利治，福田正美：扇島地区における液状化予測と対策の実施例，土と基礎，1976，12月

48) 杉山貞雄，藤咲忠臣，池水富美矢，時任正人：報文・LPG タンク基礎地盤の液状化対策工事例，基礎工，1984，7月

49) 小池昭彦，峯尾正臣，村元修一：報文・三郷浄水場建設における液状化対策，基礎工，1984，7月

50) 増野忠，田山和夫：サンドコンパクションパイル工法による地盤改良の施工例，下水道協会誌，1980，3月

51) 寺本隆幸，木原碩美，北村春幸：報文・建築基礎の耐震設計例・青森県観光物産館，基礎工，1984，7月

52) 青木功：報文・葛西沖団地における地盤の液状化とその対策，基礎工，1984，7月

53) 石田定一，高橋五郎：埋立地盤における液状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

54) 吉池章，西脇浩，清水昭八郎，阿部利次：知多第二火力発電所1，2号機建設工事の概要，電力土木，1982，1月

55) 杉正，戸田晴敏，大野義郎，島岡久壽：報文・砕石ドレーン工法による液状化対策，基礎工，1984，7月

56) 佐々木康，谷口栄一，小笠原久：砕石ドレーン工法の効果に関する大型振動台実験，土木技術資料，Vol. 24, No. 5, 1982

57) Sasaki, Y. and Taniguchi, E.: Shaking Table Tests on Gravel Drains to Prevent Liquefaction of Sand Deposits, Soils and Foundations, Vol. 22, No. 3, 1982

58) 佐々木康，谷口栄一：液状化時の半地下構造物に作用する揚圧力に対するグラベルドレーンの透水性の影響，第16回 UJNR 耐風耐震専門部会，1984

59) 谷口栄一，佐々木康，小笠原久，森下義：盛土に接近した掘割道路に対する地盤の液状化の影響，第19回土質工学研究発表会，1984

60) 佐々木康，松尾修：しらす堤防の耐震補強対策に関する模型振動実験，土木技術資料，Vol. 25，No. 9，pp. 3～9，1983，9月

5. 固化工法グループの研究成果

5.1 今年度の研究の概要

昭和60年度は，本研究の初年度であるため，本研究の全体計画のとりまとめを行い，これに基づき昭和60年度の研究項目として以下に示す4項目を設定した。

1) 全体計画のとりまとめ

耐震地盤改良を固化工法（深層混合処理工法）により実現するための研究開発項目を抽出し，各項目についての概要の検討を行い，研究の全体計画のとりまとめを行った。

図5.1.1は研究の全体計画を示したものであり，図中には昭和60年度の研究項目の範囲も示してある。

2) 現状の把握

耐震地盤改良工法及び固化工法の現状を把握するため，既存の文献及び施工実績に基づき，以下の項目について，調査整理し今後の研究開発の参考とすることとした。

i) 液状化対策工事事例

ii) 固化工法の施工事例

iii) 改良地盤の数値解析による地震時安定性の検討事例

（改良土の動特性，地震応答解析，応力解析，構造物の安定性の検討）

iv) 改良地盤の地震時安定性の確認事例

（模型振動実験，地震観測）

v) 改良地盤の設計指針例

3) 数値解析

固化工法による耐震効果の詳細な検討を行うための数値解析及び模型振動実験を実施するに当たり，固化工法による改良場所と改良領域が耐震効果に与える影響度合と傾向を把握するために数値解析を掘割道路と盛土構造物に対して表5.1.1に示す17ケースについて実施した。解析モデルは，対象地盤及び構造物（掘割，盛土）とも，実在するものになるべく近いものを設定した。

解析は静的ＦＥＭ解析により静的応力を求め，動的ＦＥＭ解析（ＦＬＵＳＨ）により地震時の応力を求め，地盤内の各部における液状化発生の可能性（Ｆℓ値）を評価した。

その結果を用いて，掘割道路の浮き上りや盛土と改良地盤の全体的安定などを検討した。

表5.1.1 対象地盤と解析ケース

構造物 / 対象地盤	堀割道路	盛　土	計
軟らかい粘性土層上のゆるい砂層モデル	5	6	11
堅固な砂礫地盤上のゆるい砂層モデル	0	6	6

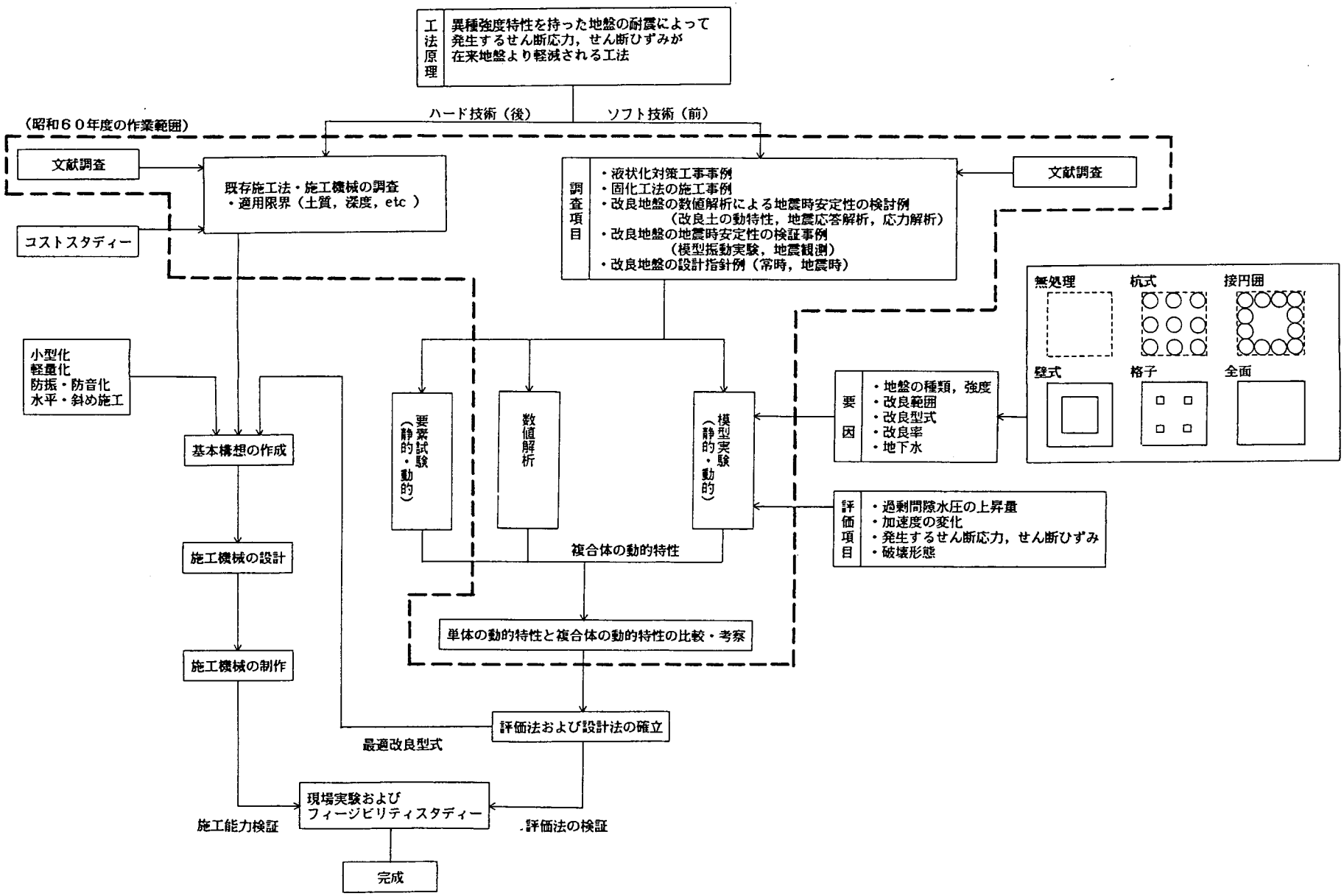


図 5.1.1　研究の全体計画

4） 中型模型振動実験

固化工法を盛土構造物の耐震対策として用いた場合の効果を把握するために，改良形状を変えた中型模型振動実験を粘土地盤に対して２モデル４ケース，砂地盤に対して２モデル４ケースの合計８ケースを実施した。

使用した土槽は長さ 250㎝，高さ 60㎝，奥行68㎝の鋼製である。

5） 小型模型振動実験

固化工法の改良形状による耐震効果の基本的な比較検討を行うため，考えられる各種の改良形状により改良された水平地盤に対する模型振動実験を実施した。

使用した土槽は長さ 110㎝，高さ 40㎝，奥行 20㎝の小型のせん断土槽である。

実験のケース数は合計で８ケースとなっている。

5.2 既往の研究（文献調査）

(1) 施　工

1） 対象文献

文献は，1968～1983年については，（社）土質工学会編「複合地盤に関する文献目録」を，1984 年以降については，「土質工学研究発表会梗概集」「基礎工」「建設機械」「技術研究所報」などを対象とした。その中からキーワードどして，「施工」「施工機械」を主として抽出し調査を行った。

2） 調査要領

キーワードからの調査対象としては約150 編あったが，「砂質地盤の改良」及び「施工機械」に重点をおいたため，「文献調査表」に記載できる内容のものは29 編となった。なお，記載に当っての選択判定は以下の通りとした。

i） 工法の開発段階で，試作機としての性格が強いものは除外

ii） 室内モデル実験機は除外

iii） フォーマットの記載内容が殆んどないものは除外

iv） 同じ工事内容が，多方面の文献で重複しているものは１枚にまとめた

v） フォーマットの記載内容には乏しいが，工法として挙げられるものは積極的に取り入れた。

3） 調査結果

i） 改良方式と主な工法名

調査した29 編の内の主な工法名を表5.2.1 に示す。

ii） 調査項目とその概要

a） 改良方式別

・機械撹拌式が13 種類，噴射式が４種類報告されている。

・一般的には，機械撹拌式が多く採用されている。

b） 施工対象土質

・土質は，大部分が粘性土を対象としているが，砂質土の多いものが４編見られる。（④，⑩，㉒，㉗）

表 5.2.1　主な工法名

（　）内は文献に登場する会社名

機械撹拌式	噴射式
ＤＬＭ工法（東洋建設，不動建設）	ミニマックス工法（小野田セメント）
ＣＭＣ工法（不動建設）	ジェットグラウト工法（三信建設） （ＪＧＰ工法，ＣＣＰ工法）
ＨＣＭ，ＤＣＭ工法（北川鉄工）	
ＭＩＰ工法（西松建設）	コラムジェット工法（鹿島建設）
ＤＣＭ工法（竹中土木）	
ＪＳＴ工法（国鉄・三和機材）	
DeMic－Ｌ工法（清水建設）	
Oval － DM工法（大林組）	
テノコラム工法（テノックス）	
高速撹拌工法※（日本国土開発）	
ポコム工法※（五洋建設）	
デコム工法（東亜建設工業）	
ＤＪＭ工法（不動建設）	

※ 正式名称として表示されていない。

・地盤強度に関しては，工事の難易は別として，粘性土では qu ≒ 2 kgf／cm^2，N≒30 まで，砂質土では N≒50 まで実績がある。

c）使用材料

・セメント（特に記述のないものは普通ポルトと思われる。）　17編
・高炉セメント　3編
・セメント＋ポゾリス，遅硬セメント，特殊セメント　各1編
・生石灰　3編
・デンカＥＳ　1編

d）吐出方法

・セメント系ではスリラーが多く，生石灰は粉体状が多い。
・セメント系でモルタル使用のものが3編あった。

e）近接施工

・近接施工に関する報文は3編あった。1編は，住宅団地に接するための振動・騒音対策（⑦）で，他の2編は，家屋に近接して盛土を行う場合の変形抑止を目的としたもの（⑳）と，家屋及び水路に近接して盛土を行う場合の変形抑止を目的としたものである。

f）斜め施工

・斜め施工に関する報文はなかった。ただし，実施例はないが，ＤＪＭ工法に使用さるる機械のうちの

1機種で，5°程度傾斜させて施工することが可能なものもある。

g) 撹拌軸数

・陸上では1または2軸，海上では1.2.4.8軸がある。

・一般に海上施工が大深度，大量処理であるため，施工機械が大型となり，4軸，8軸が多い。

h) 撹拌翼径

・φ400～2000㎜まで見られるが，一般的にはφ1,000㎜のものが多い。

i) 施工速度

・昇降速度

一般的に，海では引抜速度に比べ貫入速度の方が早く，陸では貫入・引抜速度が同じという傾向がある。

・回転数

回転数は，特殊なものを除き20～60 rpmの間にあるが，貫入と引抜では引抜の方が早いものが多い。

j) 機械の馬力

・一般的に，海上施工が大深度・大量処理であるため，海上工事のものが陸上に比べ軸数も多く（4軸，8軸）馬力が大きい。

以上，各調査項目について調査結果の概要を述べたが，本調査の目的である，以下に示す実施例は見られなかった。

○液状化対策としての砂質地盤での改良例

○既存構造物の周辺地盤強化を目的とした改良例

ただし，砂質地盤を対象とした実施例が4例見られ，今後の施工機械の検討に当って参考になるものと思われる。

（竹中工務店）

表 5.2.2　深層混合処理工法の施工に関する文献内容（その１）

調査表番号	文献名・出典	工法名	上部構造物	地盤改良深度	改良機仕様	施工速度	使用材料吐出方法	施工結果・特記事項
①	建設の機械化，1976.	ＤＬＭ工法		0～－3.5m 埋土 qu＝0～0.1 kg/cm² －3.5～－4.8 砂礫 N＝0～4 －4.8～－8.5 粘土質シルト qu＝0.3～0.4 kg/cm² －8.5～　シルト qu＝0.4 kg/cm²	軸　数　2 軸 翼　径　1,200 mm 軸間距離　1,000 mm 改良面積　4.34 m²		生石灰 粉　体	◦記述内容 パイルの強度 施工後の盛土施工に伴う動態観測結果
②	土木技術，　1976. 建設の機械化，1977.	ＣＭＣ工法		0～－6.0　砂質土 N＝0～13 －6.0～－11.0 砂混りシルト N＝0～3 －11.0～27.0 シルト qu＝0.2～1.0 kg/cm² 改良深度　l ＝ 25 m	軸　数　2 軸 翼　径　1,000 1,200 軸間距離　800 改良面積　1.5，2.0m²		セメント モルタル	
③	建設機械，　1976.	ミニマックス工法	河川堤防 橋台 下水管		軸　数　1，2 軸		セメント スラリー	◦機械撹拌羽根を持たず固化剤スラリーを高圧ジェット（200kg/cm²）で対象地盤中に噴射混合。 ◦機械の重量が極めて軽量（500～2,000 kg） ◦ロッドを斜設して連続施工できる。
④	建設機械，　1976.	ジェットグラウト工法 ＪＧＰ工法 ＣＣＰ工法	シールド 発進立杭	0～－1　表土 －1～－2.5　粘性土 N＝0～2 －2.5～－19.0 シルト質細砂 N＝8～20 －19.0～　粘性土 N＝3～5 改良深度　l ＝ 19.5m			セメント スラリー	◦CCP 工法… 固化剤スラリーを超高圧（100 kg/cm²）で噴射する。 ◦JGP 工法… 上記方法と圧縮空気を併用して行う。

（その2）

調査表番号	文献名・出典	工法名	上部構造物	地盤改良深度	改良機仕様	施工速度	使用材料吐出方法	施工結果・特記事項
⑤	建設機械，　1976.	ＤＬＭ工法			軸　数　2 軸 翼　径　900 mm 1,000 1,200 改良面積 1.25, 1.5, 2.0 m² 軸トルク Max 1.44 tm		生石灰 粉　体	
⑥	東亜建設実験報告書	デコム工法		0～－25m　粘性度 深度(m) −5 −10 −15 −20 −25 qu(kg/cm²) 2.2 0.3 0.4 0.6 0.7	軸　数　1 軸 翼　径 1.600 mm 軸トルク　2.18 tm 動　力　55 kw 貫入力　20 t	貫入速度 } 1.1 m/min 引抜 〃 } 1.5 回転数 貫入 } 35 rpm 引抜	セメント スラリー	深度に対するPH値，濁度について測定結果を報告している。
⑦	土と基礎，　1977. 基礎工，　1977.	ＣＭＣ工法		0～－2.3　表層 －2.3～－4.4 粘性土 －4.4～－6.5 ソーラ層 －6.5～－14.7 海成粘性土 改良深度　l = 6.5 m 15.0 m	軸　数　2 軸 翼　径 2,000 mm 軸間距離　800 mm 改良面積　2.0 m²		高炉セメントＢ種 モルタル	本線に接近して住宅団地があるため，サンドコンパクション工法の計画であったが，振動・騒音がでるので，本工法に変更となった。
⑧	建設の機械化，1977.	ＨＣＭ工法 ＤＣＭ工法		0～－11.0　粘性土 深度(m) −2.0 −5.0 −10.0 qu(kg/cm²) 0.1 0.2 0.6	軸　数　1 軸 翼　径 2,000 mm 動　力　55 kw	貫入速度 } 1.1 m/min 引抜 〃 } 回転数 貫入 } 25 rpm 引抜	セメント スラリー	DCM: 撹拌翼を回転，昇降させながら水平に移動 HCM: 撹拌翼を数個並べて連続盤状に改良
⑨	建設機械，　1977.	ＭＩＰ工法			軸　数　1 軸	貫入速度10～1.5 m/min 引抜 〃　0.8～1.5	セメント モルタル	
⑩	第12回土質工学研究発表会，　1977.	コラムジェットパイル工法		0～－9m　砂層 N値 10～20 －9～－28m 粘性土 N値　2～5	軸　数　1 軸	引抜速度5～10cm/min 回転数 引抜　5 rpm	セメント スラリー	

（その3）

調査表番号	文献名・出典	工法名	上部構造物	地盤改良深度	改良機仕様	施工速度	使用材料吐出方法	施工結果・特記事項
⑪	第12回土質工学研究発表会，　1977.	DMM工法		0～30 m　粘性土 深度(m) −5 −10 −15 −20 −25 −30 qu kg/cm² 0.1 0.3 0.5 0.6 0.7 0.9 改良深度　l = 30 m	軸　数　8 軸 軸間距離　700 mm 改良面積　4.21 m² 動　力　630 kw		セメント スラリー	引き抜き速度を小さくした方が強度のバラツキは小さい。
⑫	建設機械，　1977. 建設の機械化，1977.	JST工法		深度 / 土質 / N値 0～−1.5 / ローム / 0～2 −1.5～−3.5 / 中砂 / 2～10 −3.5～−8.5 / シルト / 10～25 −8.5～−13.0 / 砂礫 / 25～50 −13.0～ / 土丹 / 50～ 改良深度　l = 13.4m	軸　数　1 軸 翼　径　400 mm 600		デンカES 普通ポルトランドセメント	アースオーガー等の掘削軸内に2つの流体通路を設け，撹拌用ヘッドによって両液を土砂と混合する。
⑬	埋立と浚渫，　1977. 基礎工，　1978.	DMM工法	護　岸	−12.6～−26.0　粘性土 深度(m) −15 −20 −25 −28 N値 0 0～1 5～6 50 改良深度　−26～−27m	軸　数　8 軸 翼　径　860 mm	貫入速度 2.0 m/min 引抜　〃　1.0　〃 回転数 貫入　20 rpm 引抜　60　〃	セメント＋ポゾリスNo8 スラリー	所定の地盤に定着させる方法として，3種類について試験を行っている。いずれの方法でも強度と出来形に有意差はなく，目的とする地盤に良好に定着すると判断された。
⑭	基礎工，　1978.	DLM工法			軸　数　2 軸 改良面積　2.0，4.0 m² 動　力　264 kw 440 改良深度　25, 30 m			
⑮	第13回土質工学研究発表会，			0～−14m　砂質シルト qu = 0.1～0.5 kg/cm² −14～−22m　シルト質粘土 qu = 0.5～1.5 kg/cm² −22～−24m　砂礫 N = 40～50	軸　数　2 軸 翼　径　800 mm 軸間距離　700 mm 改良面積　1.0 m² 軸トルク　2.73 tm		セメント スラリー	

（その4）

調査表番号	文献名・出典	工法名	上部構造物	地盤改良深度	改良機仕様	施工速度	使用材料吐出方法	施工結果・特記事項
⑯	大林組技術研究所報	Oval－DM工法		深度 / 土層 / N値 0～－4.5 / 埋土 / 0～5 －4.5～－7.0 / シルト / 5～8 －7.0～－9.0 / 砂礫り粘土 / 8～15 －9.0～－11.5 / シルト / 15～9 －11.5～－14.0 / 砂礫混り粘土 / 9～15 －14.0～ / 砂礫 / 15～ 改良深度　l ＝14.5 m	軸数　1軸 翼径　1,000mm 改良面積　0.785 m² 動力　45kw	貫入速度 } 1.0 m/min 引抜 〃 } 回転数 貫入　27rpm 引抜　41 〃	セメント スラリー	計画では貫入・引抜とも1.0 m/min であったが，中間層N＞10の礫混り粘土では，0.2～0.3 m/min まで低下し，掘削が困難であった。
⑰	第20回土質工学研究発表会，　1985.	テノコラム工法		試験地 / C.L.(m) / 土質名 / N値 与野市 / 0～－0.6 / 盛土 / 0～1 与野市 / ～－1.7 / 腐植土 / 0～1 与野市 / ～－3.5 / 泥炭 / 0～1 与野市 / ～－4.0 / 有機質粘土 / 0～1 浜岡町 / 0～－0.5 / 盛土 / 浜岡町 / ～－13.1 / 細砂 / 10～21 横浜1 / 0～－3.1 / ローム (1) / 2～5 横浜2 / 0～－1.3 / ローム (2) / 4～5 横浜2 / ～－3.6 / ローム (3) / 6～9	軸数　1軸 翼径　800mm 1.000	貫入速度 0.5 m/min ～0.7 引抜 〃 1.0 〃	セメント スラリー	共回り防止翼を装備した撹拌ヘッドは，均質混合処理の面で非常に有効
⑱	同　上			深度 / 土質 / N値 0～－1.8 / 表土 / 5～6 －1.8～－3.2 / ローム / 6～10 －3.2～ / ローム / 5～6 改良深度　l ＝3.5 m	軸数　1軸 翼径　400～600mm 軸トルク　0.15 tm 動力　80kw 軸回転数　50～500rpm	貫入速度 } 0～3 m/min 引抜 〃 }	セメント 粉体	深度－撹拌トルク，回転数－撹拌トルクのパラメータによる試験を行っている。 撹拌効率$(\lambda)=\frac{\text{現場強度}}{\text{室内強度}}$ は，回転数が上がるに従って，均一になる。

調査表番号	文献名・出典	工法名	上部構造物	地盤改良深度	改良機仕様	施工速度	使用材料 吐出方法	施工結果・特記事項
⑲	第20回土質工学研究発表会，1985.	ポコム工法		0～－40m　粘性土 改良深度　l＝43m	軸数　4軸	貫入速度 0.5 m/min ～1.0 引抜 〃 0.75 〃 ～1.25	中庸熱系遅硬セメント スラリー	改良深度―撹拌トルク 改良深度―貫入・引抜抵抗について計測
⑳	不動建設技術資料，1985.	ＤＪＭ工法	造成盛土	0～－2m　腐植土 －2～－13m　シルト 深度(m) 1.0 5.0 10.0 13.9 N値 0 1 3 9	軸数　1軸 翼径 1,000mm 改良面積 0.78 m² 軸トルク Max 2.0tm 動力　75kw	貫入速度 } 1.0m/min 引抜 〃 } 回転数 貫入 } 50 rpm 引抜 }	特殊セメント（ソイルフィックス11） モーター部に防音カバーを取付	近接施工の騒音対策を行った。
㉑	同上	同上	堤防	深度 / 土質 / N値 0～－14 粘土質シルト 0～1 －14～－15 砂質シルト 1～15 －15～－25 火山灰 15～25 改良深度　－15m	軸数　2軸 翼径 1,000mm 軸間距離 1,200mm 改良面積 1.56 m² 軸トルク Max 2.1tm 動力　90kw 貫入力　20t	貫入速度 1.5 m/min 引抜 〃 0.7 〃 ～1.2 回転数 貫入　38 rpm 引抜　76 rpm	高炉セメント 粉体	○打ち止り部は定位置にて噴射撹拌 ○打ち止りはN値10相当までの着定とする。
㉒	同上	同上	ＲＣ造建家	深度 / 土質 / N値 0～－1 表土 0～3 －1～－8 シルト質細砂 3～16 －8～－12 細砂 16～20 －12～－15 シルト質細砂 20～3 改良深度 －6.0m及び－17.0m	同上	貫入速度 生石灰 0.39 m/min セメント 0.54 〃 引抜速度 1.0 〃	生石灰 l＝－6.0m セメント l＝－17.0m 粉体	○ l＝－17.0m 部分の貫入力向上のため撹拌翼先端に貫入ビットを取付けた。
㉓	土木施工　1982.	ＤＭＭ工法	埠頭岸壁	－16.0～－33.0 砂混りシルト qu＝0.2～1.0 kg/cm² 改良深度　l＝30m	軸数　8軸 翼径 1,000mm 改良面積 5.62 m² 軸トルク Max 3.2tm	貫入速度 1.0 m/min 引抜 〃 0.5 〃 回転数 貫入　40 rpm 引抜　50 〃	普通ポルトランド スラリー	改良土の1軸圧縮強さについて報告

（その6）

調査表番号	文献名・出典	工法名	上部構造物	地盤改良深度	改良機仕様	施工速度	使用材料吐出方法	施工結果・特記事項
㉔	土木施工，　1982.	（浅層混合処理）		0～−20.0　有明粘土 改良深度　l = 20 m		貫入速度 } 2.0 m/min 引抜　〃 }	セメント スラリー	
㉕	第17回土質工学研究発表会，　1982.	DMM工法	堤　防	0～−1m　表　土 −1～−7　腐植土 −7～−18　粘性土と砂層の互層 −18～　砂　層 qc = 0～40 kg/cm²	軸　数　2 軸 翼　径　1,000 mm 軸間距離　800 〃 改良面積　1.5 m² 動　力　90 kw		普通ポルトランド スラリー	直径−qu，qu 400−qu 60，変動係数(V)−qu 400 qu−E 50 について報告
㉖	同　上	同　上		深度 / 土質 / qu N 0～−1 m / 表　土 / 0 −1～−5.5m / 粘性土 / 0.3～0.4 −5.5～−12 / 砂質土 / 5～15 −12.0～ / 粘性土 / 0.7～0.8 改良深土 l = 7m，15m，20m				羽根切り回数—強度の変動系数—撹拌効率について報告
㉗	基礎工，　1983.	テノコラム工法		深度 / 土質 / N値 0～−4.3 / 粘土質シルト / 0 −4.3～−6.6 / 砂質シルト / 3 −6.6～−11.1 / 中砂～細砂 / 10～20 −11.1～−13.3 / 砂質シルト / 8～10 −13.3～−15.3 / シルト / 8～2 −15.3～ / 粘土質シルト / 0～1 改良深度−7.7m，−5.0m				共廻り防止翼を装着した特殊撹拌装置を取付

調査表番号	文献名・出典	工法名	上部構造物	地盤改良深度	改良機仕様	施工速度	使用材料 吐出方法	施工結果・特記事項
㉘	基礎工，　1985.	ＤＪＭ工法		深度 / 土質 / δc 0～−0.7 / 表土 / −0.7～−0.6 / シルト / 7～4 −1.6～−4.8 / 泥炭 / 4～5 −4.8～−5.5 / シルト混り細砂 / 5～3α 改良深度　l ＝20 m	軸数　2軸 翼径　1,000 軸間距離　1,800 mm～2,000 軸トルク　1.76 tm 改良面積　1.5 m²	別表	セメント 高炉セメントＢ種 粉体	泥炭層における消石灰の影響，骨材(砂)の影響について研究。 高炉セメントＢ種，普通ポルトランドセメントを用いた場合の１軸圧縮強さについて報告。
㉙	基礎工，　1985.	DeMic－Ｌ工法	道路，護岸				セメント スラリー／粉体 } 工区別	一軸圧縮強度と変形係数

(2) セメント混合固結土の動的特性

深層混合処理工法で対象とする改良土は，通常セメント添加率10数%で高強度であり，耐震上も比較的大きな変形まで考慮する必要性がある。また，その使用形態もブロック状，格子状，壁状，杭状と未改良土との組み合わせによる複合地盤である。

したがって，セメント等を用いた深層混合処理工法によって改良された基礎地盤が地震時にどのような挙動を示すかを予測することは，構造物の耐震設計をする上で非常に重要な課題である。

現在，地震応答解析法としては，大別すると，等価線型化法と逐次積分法がある。等価線型化法に必要な地盤の情報は，せん断剛性率（G）と減衰定数（h）のひずみ依存性であり，この関係に及ぼす影響因子は，セメント混合という条件下で多種多様と考えられる。また，応答解析は現実に即した応力－ひずみ関係に基づく逐次積分法が指向されており，この力学モデルの構築が不可欠である。

このような意味で，セメント混合固結土の基本的な動力学特性を把握することは極めて重要である。

ところで，セメント混合固結土の動的性質を研究した既往の文献（1968～1985）としては，表5.2.3に示すように12編ある。このうち，室内配合供試体によるもの10編，現場混合された改良体からコアサンプルした供試体を室内動的試験によって性状を調査したもの3編（両者重なるもの1編含む）である。

試験法としては，振動三軸試験，共振法ねじり振動試験，動的中空ねじりせん断試験，起音波パルス試験の4種である。対象土は全て粘性土である。

各試験法の特性として，得られるひずみ領域が異なるため，結果の表示は，$\gamma = 10^{-6} \sim 10^{-4}$程度から，$\gamma = 10^{-6} \sim 10^{-2}$程度と広範である。

また，試験条件としてのくり返し回数，周波数，拘束圧なども各文献まちまちであり，同一条件として比較しにくい側面があるが，各文献の主な結果を概略まとめると以下のようである。

1) セメント改良土は，未改良の粘土(砂)に比較して，剛性が高く，減衰が小さい。

2) セメント添加量が増すと，せん断剛性（G）は大きくなる。（但し，減衰定数hは大となる，小となる，無関係，という各説ある。）

3) セメント添加量が多い程，ひずみが大きくなるにつれて，Gは急激に低下する。

4) Gとqu は比例関係にある。

5) しかし，幅広い添加率に対しては，あるAwまではもとの土のG，h を保持し，あるAw以上になると改良土の特性を示す。

6) 添加率が多すぎてもGはあるレベルで頭打ちとなる。

7) 拘束圧σが増すとGは大きくなる。（h は小さくなる，あるいは σには無関係，の両説ある）

8) 初期含水比が大きい程Gは小さくなる。

9) 養生日数が増すとGは大きくなる。

10) 若令時にくり返し載荷を受けるとGは低下し，h は増加。（γ依存性が強くなる。）

11) 超音波パルス試験によるG，νは他の試験法に比べて一般に高目の値を与える。

12) 現場混合土による動的特性と，室内配合土による動的特性は相違。

13) H－Dモデルによる$G-\gamma$，$h-\gamma$計算曲線は実験結果と良く合う。一方，履歴曲線

を求める修正H－Dモデルは，ひずみが小さい場合の対応は良いが，ひずみが大きくなると良く合わなくなる。

14) セメント改良土は，破壊後も残留強度をもつ。

15) セメント改良土は，繰り返し回数の増加と共に軸歪も増加するが，増加量は少く，剛性はあまり低下しない。

16) セメント改良土は，繰り返し荷重を受けた場合に繰り返し回数が，ある数を越えるとquの 6 ～ 7 割でも破壊する。

以上のように，セメント改良土の動的特性としては，対象土を粘性土とした室内配合供試体を用いて，G～γ，h～γに着目したものが多い。そこで，各文献中で示されているG/G_0～γ，h～γの関係を再整理すると図 5.2.1，図5.2.2のようになる。

各文献で示されたG/G_0～γ，h～γ曲線の分布は，試験方法の相違，対象土の相違，拘束圧の相違，セメント添加率の相違，供試体作製方法の相違（現場混合，室内混合）などにより変化しているが，概略のG/G_0～γ，h～γ関係を知る上では有用であろう。

なお，深層混合処理工法の耐震設計は未だ確立していないが，より細部にわたる検討を行うとすれば，単純な地震応答解析のみならず，改良地盤がそこに発生する動的応力に対して安定であるかを照査するための改良体の圧縮・引張・せん断強度も必要になろう。静的なこれらの強度については，既にかなりの知見があるため，今年度は特にそのような見地からの文献の見直しは行わなかった。

（大林組）

表 5.2.3　セメント混合固結土の動的特性に関する文献調査結果一覧 (1)

文献NO	文献名・出典	供試体の状態	試験法	結果整理回数／全くり返し回数	周波数	拘束圧	主な結果
1	畑中他；セメント系硬化剤により改良された海底軟弱地盤の動力学特性 第15回土質工学研究発表会；pp561～564, 1980	室内配合土	・CUくり返し三軸 ・超音波パルス	2／7	0.05Hz～5Hz	1 Kgf/cm² 5 Kgf/cm²	σ大→G大(h小),aw大→G大(h小),γ大→G小(h小), 1<σ<5 でσ依存性は小, $10^{-5}<\gamma<10^{-4}$でγ大によるG（υ）の低下は小, 0.05Hz～5Hz でのGは不変, 超音波パルスによるGは, 三軸のGより大
2	吉田他；ソイルセメント系地盤改良による耐震効果 第15回土質工学研究発表会；pp1781～1784, 1980	現地混合土のコア	超音波速度試験				・υ_s =600 ～800 m/sec に分布し、深さ方向に暫増する。
3	谷口他；セメント混合による改良土の動的強度に関する一考察 第35回土木学会年次学術講演会 第Ⅲ部；pp143 ～144, 1980	室内配合土	繰り返し三軸			σ = 0	・繰り返し回数の増加と共に歪が増大するが、剛性はあまり低下せずに破壊する。 ・粘土の場合は、徐々に軸歪が増加するが、セメント混合試料は軸歪の増加量が少ない。 ・セメント混合試料は、ピークを越えた後にも強度は残っている。 ・セメント混合試料は、繰り返し荷重を受けた場合に繰り返し回数がある数を越えると$\sigma_{1s}+\sigma_{1d}$がquの 6～7 割の場合でも突然破壊に至るが、その数以下の繰り返し回数の段階では静的な強度低下はあまりない。
4	森他；セメント安定処理土の動的変形特性について 第16回土質工学研究発表会；pp705～708, 1981	室内配合土	・CU振動三軸 ・超音波パルス	3／10	0.1Hz	2 Kgf/cm² 4 Kgf/cm²	W/aw大→G小，σ大→G大(h小) （Gが小さいほど、hが大きいほど影響大） γ<10 では、γ大によるGの低下は小さい 三軸による超音波パルスのGの0.6 ～0.7
5	畑中他；セメント系硬化剤により改良された海底軟弱地盤の動力学特性（その2） 第16回土質工学研究発表会；pp709～712, 1981	室内配合土	CUくり返し三軸	？／4	0.5Hz		未改良土に比べてGo(h) におよぼすσの影響小（大） aw大の時，γ大→Gの低下大 その他の結果は、文献1の内容とほぼ同じ
6	国生他；セメント系地盤改良の耐震効果（第2報） 第17回土質工学研究発表会 ；pp2609～2612, 1982	・現地混合土のコア ・室内配合土	振動三軸		0.5Hz		・改良土では、砂等の粒状材料と同様に、本質的に拘束圧依存性が存在し、拘束圧が小さい場合ほど、小さいひずみからセン断剛性が低下する傾向がある。 ・改良土のGは、awにより無限に増大するなではなく、限度がある。 ・あるawまでは、もとの土のG，hを保持し、それ以上では改良土の特性を示す。

セメント混合固結土の動的特性に関する文献調査結果一覧 (2)

文献NO	文献名・出典	供試体の状態	試験法	結果整理回数 全くり返し回数	周波数	拘束圧	主な結果
7	鳥井原他；セメント安定処理土の剛性率と減衰定数のひずみ依存性について 第37回土木学会年次学術講演会 第Ⅲ部；pp93～94，1982	室内配合土	・共振法ねじり振動 ・動的中空ねじり せん断	？／１０	0.5Hz	1Kgf/c㎡	・微小ひずみ領域ではaw増→G増加大　・養生日数大→G大 ひずみ大になると　→　増加小 ・添加率大→G／Goはγに対して急激に低下　・aw大→h大 ・aw大→G大（特に微小ひずみ時に大） ・H－Dモデルの適用性 ok
8	鳥井原他；セメント混合改良土の動的性状について 第18回土質工学研究発表会；pp1533～1534，1983	室内配合土	・共振法ねじり振動 ・動的中空ねじり せん断				・初期含水比大→G小 ・修正H－Dモデルはひずみが小さい時は良く一致するが、ひずみが大の時は両者不一致
9	寺師他；石灰・セメント系安定処理土の基本的特性に関する研究（第3報） 港湾技術研究所報告；Vol 22. No1 pp69～98，1983	室内配合土	・三軸による繰り返し載荷（静的） ・共振法				・繰り返し載荷による疲労強度は、上限応力が一軸圧縮強度より小さければ、上限応力と下限応力との差によって決まる。くり返し回数20万回の範囲で破壊しなかった応力差は、一軸圧縮強度の0.4 ～0.5 倍 ・一軸σ_uとGは直線関係．　Gへのσとγの影響は小さい ・hはσ_u、γ、σに無関係
10	長谷川他；深層混合処理工法の改良効果に関する調査結果 第39回土木学会年次学術講演会 第Ⅲ部；pp299 ～300，1984	現地混合土のコア	超音波パルス				・Vs = 1.5km/sec （σ_u =10～30 kgf/cm²、Vp=1.3 ～1.6km/sec）
11	平間他；セメント混合改良土の動的特性（その2） 大林組技術研究所報；No28　pp94～97，1984	室内配合土	・共振法ねじり振動 ・動的中空ねじり せん断				・内容は、文献、7、8、と同じ
12	垂水他；セメント処理土の初期材令時の力学特性 第20回土質工学研究発表会　pp1683～1684，1985	室内配合土	・共振法 ・動的ねじり単純 せん断				・$\gamma=10^{-6}\sim10^{-5}$でaw→G大（材令大ほど顕著） ・$\gamma=10^{-5}$でG＝330 σ_u ・若令時（3hr）にくり返し載荷があるとGは低下し、hは増加 （γ依存性が強くなる）

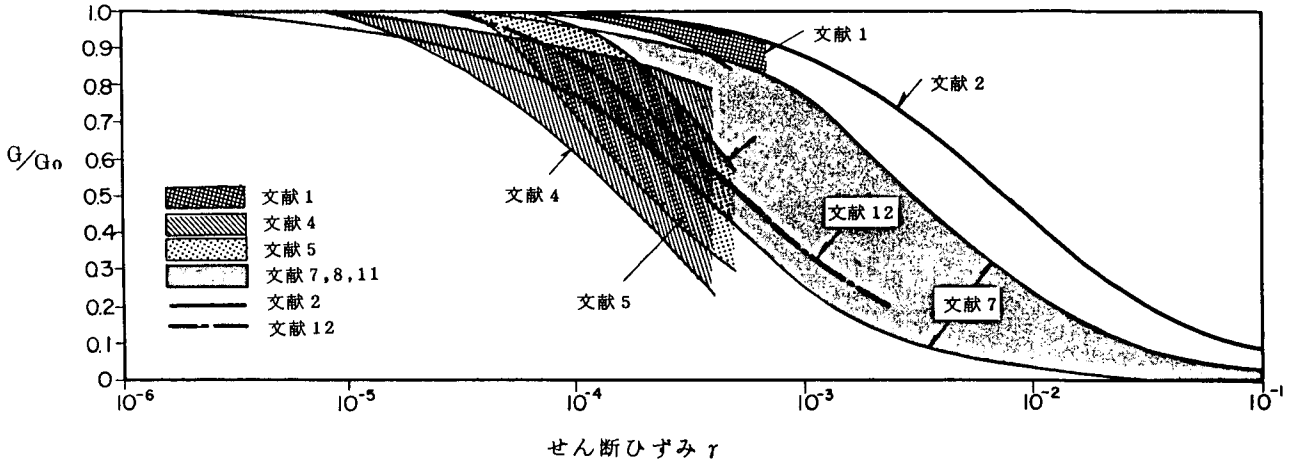


図5.2.1　各文献に示されているG／Go ～ γ の分布

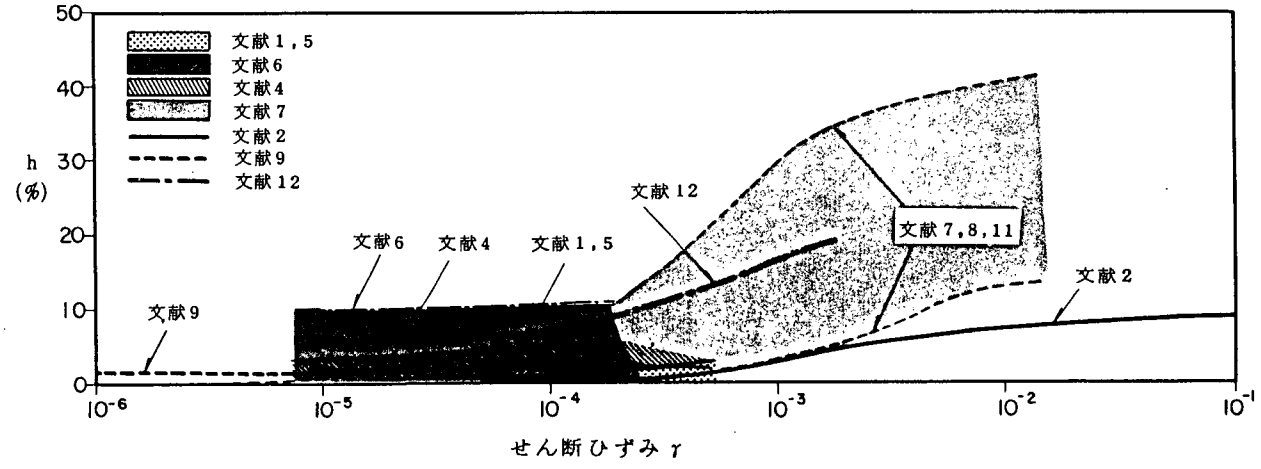


図5.2.2　各文献に示されているh ～ γ の分布

(3) 固化工法による地盤改良に関する動的解析

固化工法による改良地盤の地震時挙動の把握は，合理的な耐震設計法確立のために欠くことのできないことである。そのため，模型振動実験，現場地震観測，数値シミュレーションがその手段として各方面で行なわれている。この内で，模型振動実験は，種々の立地条件を比較的容易に再現できる利点はあるものの，模型の寸法には制限を受けるため，定性的な把握は可能ではあるが，定量的な把握には困難な点が多い。また，地震観測においては，微小地震の観測例はあるもの，強震観測の例はなく，それに加え，計測点の配置及び計測項目に制限を受けるのが現状である。これに対して数値シミュレーションは，現実的な領域で，技術的に計測が困難な項目についても算定が可能であることから，定量的な地震時挙動の把握には有効と言われている。

現在，提案されている動的な数値解析法は，ＦＥＭ系と質点系に大別される。ＦＥＭ系は，線形，弾塑性，時刻歴，周波数領域などの指標により分類されるが，既応の分献調査の範囲からは，ＦＬＵＳＨ流，すなわち，等価線形化手法で地盤物性の非線形性（せん断ひずみ依存型）を考慮した周波数領域での解析が多いようである。ただし，この解析手法では大変形域の解析が困難であり，残留変形などの考慮も出来ないため，ＳＡＤＡＰ（建土研開発）等，弾塑性の時刻歴応答解析手法の威力が発揮される分野も多く，解析例も報告されている。解析次元においては，計算時間の面から，遠方地盤を伝達境界でモデル化した二次元平面での解析が多い。しかし地盤改良や構造体の形式によっては三次元の解析が必要になる。三次元解析は，ＦＥＭ要素としては存在するが，先に述べたように，まともな三次元解析の計算時間は莫大となり，実用的とは言えない。そこで二次元平面でＦＥＭ要素をせん断バネで結合し更に自由度を縮約するなどの工夫がなされている。質点系は，その考え方が明瞭でしかも多くの場合，系が単純であることから，改良土体の増巾がないフラットな形状に対しては有効と言われている。

既応の文献調査から動的解析法を現場計測や実験結果と比較し検討すれば，先に述べたＦＬＵＳＨ流の手法で充分シミュレートできると言われている。ただし，言うまでもなく，改良土を含め地盤物性値を適確に入力することが条件であり，この方面で，物性値自体のモデル化，定数の与え方が大きな問題として残されている。また，動的解析は入力地震動の波形特性にも影響を受けると言う報告もあり，この検討も解決されていない。

（大林組）

表 5.2.4　固化工法による地盤改良に関する動的解析文献調査結果一覧 (1)

文献No.	文献名・出典	解析次元プログラム名	対象構造物改良形式	解法法上の特徴	使用定数上の特徴	得られた主な結果と筆者が述べている問題点
1	川崎他；深層混合工法により改良された複合地盤の地震応答解析（その1） 第5回日本地震工学シンポジュウム PP.769～776，1978	擬似3次元 （FEM系）	成層地盤	・2次元FEMモデルをせん断バネで結合 ・自由度の縮約により計算時間の短縮を図る。	・せん断剛性、減衰定数のせん断ひずみ依存性はR－Oモデルを使用 ・実効ひずみ係数＝0.65	
2	川崎他；深層混合工法により改良された複合地盤の地震応答解析（その2） 第5回日本地震工学シンポジュウム PP.777～784，1978	同上	港湾構造物 壁状	同上	・R－Oモデル ・係数は振動三軸試験から設定 ・八戸EW波使用	・地震時において未改良土部と改良土部は、ほぼ一体として挙動する。 ・改良土部に作用する応答加速度は周辺地盤に比べ小さく、埋立て側地盤の地表面の最大加速度の約0.6倍であった。 ・改良土部には安全率が1より低い領域は発生せず、また、入力地震動の増大に伴ない周辺地盤において安全率が1より低い領域が発達していく。
3	鈴木他；深層混合処理工法により改良された複合地盤の耐震性について 第14回土質工学研究発表会 PP.1253 ～1256，1979	同上	同上	・ケーススタディのパラメーター支持方式，地盤厚，埋め土，加振方向，地震波形，入力加速度 ・静的設計法と動解とその比較		・入力震度があまり大きくない範囲では動的解析結果の安全率が静的設計法の安全率を上回っている。 ・動的解析結果では、入射波最大加速度が増加するにつれて地表面震度が増加し安全率は下がる。
4	鈴木他；深層混合処理工法により改良された複合地盤の耐震性について （その2） 第15回土質工学研究発表会 PP.1293 ～1296，1980	同上	同上	同上		・地震波形が応答結果に及ぼす影響は大きい。

固化工法による地盤改良に関する動的解析文献調査結果一覧 (2)

文献No.	文献名・出典	解析次元 プログラム名	対象構造物 改良形式	解法法上の特徴	使用定数上の特徴	得られた主な結果と筆者が述べている問題点
5	岩楯他；ソイルセメント系地盤改良による耐震効果（その6） 第15回土質工学研究発表会 pp.1741 ～1744, 1980	軸対称 （FEM系）	直接基礎 T 型	・複素応答解析 ・弾性（→非線形は開発中） ・伝達境界を有す	・改良土、未改良地盤の物性は弾性波速度試験により決定	・起振機実験やレベルの小さい地震観測結果については、線形解析でもシミュレートできる。 ・水平挙動の再現性は良好であるが、上下挙動再現性は解析領域、メッシュ分割の影響により再現性は悪い。
6	竹脇他；ソイルセメント系地盤改良による耐震効果（その7） 第15回土質工学研究発表会 pp.1745 ～1748, 1980	2次元FEM 及び 重複反射解析 入力損失理論	T型基礎 べた基礎 ブロック状	・改良体の規模によって解析手法を選択する		・改良部目体で増幅がある場合はFEMで、そうでない場合は入力損失理論を用いた解析で観測地震波の再現性が得られる。
7	杉本他；深層混合処理工法により改良された複合地盤の耐震性について（その4） 第16回土質工学研究発表会 pp.1265 ～1268, 1981	擬似3次元 （FEM系）	港湾構造物 壁 状	文献1と同様		
8	稲富他；剛体化した改良地盤とそれを取りまく軟弱地盤の地震時挙動 土木学会第16回地震工学研究発表回 pp.73 ～76, 1981	2次元 FLUSH	同 上	・解析両端に厚さの異なる伝達境界を設定 ・解析領域を変え、その影響をみる	・PS検層結果を利用（Vsとqu値．μ値を推定） ・G～γ，h～γも実測値を代入した	・伝達境界を用いることによって、解析領域は狭められる目やすとしては改良土端から45°方向の線が地表面と交わる位置があげられる。 ・G～γ，h～γの設定が非常に重要となる
9	江刺他；セメント系地盤改良の耐震効果（第2法）－制震効果の機構と評価法－ 第17回土質工学研究発表会 pp.2605 ～2608, 1982	軸対称 CRAS	直接基礎 ブロック状	・軸対称モデルでの等価線形手法 ・上下動に対する考慮	・PS検層結果と動的三軸試験結果を利用	

固化工法による地盤改良に関する動的解析文献調査結果一覧 (3)

文献No.	文献名・出典	解析次元 プログラム名	対象構造物 改良形式	解法法上の特徴	使用定数上の特徴	得られた主な結果と筆者が述べている問題点
10	稲富他；深層混合処理工法による改良地盤の地震時挙動 港湾技術研究所報告，Vol.21，No4，pp.83 ～129，1982	2次元 FLUSH	港湾構造物 ブロック状 壁状	文献8と同様	GoはPS検層から G～γ，h～γは既往の文献から 改良土は線形	・等価線形化手法による地震応答解析は改良地盤の振動性状を解析できる有用なプログラムである。
11	杉本他；有限要素法を用いた深層混合処理工法による改良地盤の地震応答解析 基礎工，Vol.11，No.5，pp.96 ～105，1983	擬似3次元 （FEM系）	同上	文献1と同様		
12	古賀他；粘性土地盤上堤防に対する耐震対策工の効果 土木技術資料，Vol.27，No.7 pp.28 ～33，1985	2次元 SADAP	盛土構造 柱列式	・永久変形量解析 （時刻歴での非線形解析） ・押え盛土，タイロットなど多くの対策工の比較を行なう	・S波検層 ・コン貫入試験 ・三軸試験 ・応力－永久ひずみ関係は繰り返し三軸試験より求めた	・顕著な変形の生じない加速度レベルにおいてほぼ良好なシミュレーションが可能。
13	曽我部；広島港（廿日市地区）における深層混合処理工法による格子状地盤改良土と基礎，Vol.29，No.4 pp.11 ～18，1981	2次元 FEM	港湾構造物 格子状		・改良部域の剛性は改良土の剛性に全幅と改良幅の比を乗じた	

(4) 模型振動実験

固化処理工法による改良地盤の振動性状を検討するために，土槽および振動台を使った模型実験が実施されている。

土質工学会発行の〝複合地盤に関する文献目録〟（1984年6月）および固化WG作成の追加目録（別冊資料）をもとに調査した結果，該当する文献は7編であった。

以下，7編の文献をもとに〝模型振動実験〟に関する研究の現状を述べる。

i) 実験方法について

a) 対象地盤および対象構造物

いずれの研究も粘性土地盤を対象としており，砂質地盤に関するものはなかった。またいずれもケーソン，鋼板セル等海洋構造物を対象としている。

b) 改良型式

固化工法の改良型式としては，ブロック式，格子式，壁式，杭式などが考えられるが，大部分の研究が壁式改良を対象としていた。改良型式の違いによる振動性状を比較したものは，ブロック式と杭式を比較したものがあった。また壁式改良については，壁の配置方向と加振方向を変えて比較したもの，あるいは改良体を支持層から浮かしたタイプ（未着底）と支持層に着底させたタイプで比較したものが見られる。

c) 模型の大きさと相似則

実験に使用された模型は，小型（1.5 m× 1.5m×0.6m程度），中型（3m× 3m × 1.2m），大型（8 m × 4m× 2m）の3つに分類できる。いずれの実験も重力場で実施されており，小型の模型については相似則が問題となるが，力の比（慣性力，弾性変形に伴う力，自重による力）を等しくして材料を決定したり，単位体積重量の比と加速度の比を1として材料を決定したりして対応している。また大型モデルは，小さな実物と考え強度，材料を決定している。

d) 使用材料

模型材料は，相似則にもとづいて強度が指定されるので，取扱いの容易な人工材料が多く使用されている。具体的にはポリアクリルアマイドやカオリン，ベントナイト，標準砂等が使用されている。また大型模型では実物粘土が使用されている。これらはすべて原地盤（未改良）材料についてだが，改良体はそれぞれの原地盤材料にセメントを添加して作成されている。

e) 加振方法，入力の大きさと種類

加振方法は大きく2つに大別できる。

1つは周波数応答を目的とした実験で，比較的小さな加速度振巾（20 gal 程度）で周波数を順次変えていく方法である。もちろんこれは定振動の場合である。

もうひとつは，周波数を一定にして加速度振巾を順次上げていく方法で，変形および破壊パターンを推定するために実施されている。この際入力波は正弦波，ランダム波が使用される。

ランダム波としては，八戸1968 NS，EW，大船渡1978 NS，EWなどを相似則に応じて2時間軸を縮少して使用している。

ii) 実験結果について

7編の研究より得られた知見をまとめてみると以下のようになる。

① 改良地盤は，改良形状，振動方向にかかわらず外力の増大とともに非線形挙動を示す。

② 着底型ブロック式改良地盤は改良部の剛性が高く振動増巾はなく，剛体的に挙動している。

③ 着底型ブロック式改良地盤は大加速度になると滑動する。

④ 未着底型ブロック式改良地盤は，周囲の粘土層の1次，2次振動形に強く影響を受ける。

⑤ 着底型壁式改良地盤は振動方向が平行の場合，周囲の粘土層の振動形に影響を受ける。また壁間未改良土と改良壁は同一の挙動を示しぬけ出しはない。

⑥ 未着底型壁式改良地盤は振動方向が平行の場合，ブロック式と同様に周囲の粘土層の振動形に依存する。

⑦ 着底，未着底とも壁式改良地盤は振動方向が直角の場合，深さ方向の振動性状は加振振動数の増加とともに1次，2次振動形が順次卓越し並進振動を示さなくなる。しかし1次共振振動数は周囲の粘土層より高くなる。

⑧ 壁式改良地盤もブロック式と同様大加速度になると滑動する。しかし改良地盤に損傷，変動はない。

⑨ 杭式改良地盤は柔構造的な挙動をしており地表面でかなり振動減衰している。

⑩ 杭式改良地盤の杭頭は大加速度になると水平移動する。

（不動建設）

表 5.2.5　固化処理工法による改良地盤の模型振動実験に関する文献内容 (1)

文献番号	文献名・出典	対象地盤・改良型式	実験方法	使用材料	入力の大きさ・種類	実験結果	結論
1	杉本他：深層混合処理工法により改良された複合地盤の耐震性について（その3） 第15回土質工学研究発表会 1980	・粘土地盤 ・壁式改良 ・上部工　ケーソン	・土槽　1.5m×1.5m×0.6m ・相似則 (慣性力の比) $Ri=\frac{\omega m^2}{\omega p}\cdot\frac{\rho m}{\rho p}\cdot\frac{\varepsilon m}{\varepsilon p}\cdot\frac{1}{\lambda^4}$ (弾性変形に伴う力の比) $Re=\frac{Em}{Ep}\cdot\frac{\varepsilon m}{\varepsilon p}\cdot\frac{1}{\lambda^2}$ (自重による力の比) $Rg=\frac{\rho m}{\rho p}\cdot\frac{gm}{gp}\cdot\frac{1}{\lambda^3}$ 以上3つの比が等しくなるように設定 ただし $\frac{\varepsilon m}{\varepsilon p}=\frac{gm}{gp}=1$　$\lambda=200$ ・周波数応答試験 (破壊まで至らず)	・ケーソン ポリアクリルアミド ＋ 標準砂 ・原地盤 ポリアクリルアミド ＋ ベントナイト ・改良土 ポリアクリルアミド ＋ 軽量骨材	定振動 振幅 20gal 5～35HZ変化	海側地盤 堤体・改良土部 埋土側地盤 } 応答加速度曲線 各部の応答曲線はいずれも10HZで最大値を示している	低周波での堤体・改良土部の応答は、周辺地盤の応答に影響を受けている
2	野田他；改良地盤上の重力式護岸の模型振動実験、土と基礎　Vol 28.No.5.1980	・粘土地盤 ・ブロック式および杭式改良 ・ケーソン、鋼板セル（上部工）	・土槽　8m×4m×2m ・相似則 $Lr=Lm/Lp=1/20$ $\gamma r=\gamma m/\gamma p\equiv 1$ $\alpha r=\alpha m/\alpha p\equiv 1$ $\frac{1}{2}$ $Tr=Tm/Tp=Lr$ $Wr=Wm/Wp=\gamma rLr^3$ $Cr=Cm/Cp=Wr/Lr^2=\gamma rLr$ $\phi r=\phi m/\phi p=1$ ・模型の種類 1　ケーソン＋ブロック式 (as＝ 100%) 2　同上改良範囲減 3　ケーソン＋杭式 (as=10%) 4　同上　as=20% 5　鋼板セル＋杭式 (as=20%) ・ステップ加振	・原地盤 東京湾川崎沖海底より採取したシルト質粘土 ・改良体 上記粘土にセメントを10%程度添加してかくはん混合	・正弦的な自由減衰振動 最大加速度を50gal ～1000 gal の範囲で5～6回加振 卓越振動数 1～6HZ	・最大加速度の鉛直分布 ケーソン天端 マウンド上面 改良地盤上面 改良地盤中間 敷砂上面　で測定 ・振動台加速度～応答倍率 ・振動台加速度～壁体変位 ・動的端趾圧 o 現行設計法で計算して (港湾構造物設計基準) ・滑動安全率～ケーソン水平変位 ・円弧すべり安全率～壁体の水平変位	・ブロック式改良は改良部の剛性が大きく振動台加速度が600gal程度まで振動増幅はない ・杭式改良は柔構造的な挙動をしており、地表面でかなり振動減衰している ・振動台加速度と壁体変位の関係をみると改良型式による差は明らかでない。しかし改良地盤上面の加速度が200～300galになると壁体は滑動し始める。杭式の場合は壁体の滑動というより杭頭の水平移動に起因している。 ・ケーソンはロッキングしている。 ・現行設計法は妥当と評価できる。

固化処理工法による改良地盤の模型振動実験に関する文献内容 (2)

文献番号	文献名・出典	対象地盤・改良型式	実験方法	使用材料	入力の大きさ・種類	実験結果	結論
3	鈴木他：深層混合処理工法により改良された複合地盤の耐震性について 土木学会第35回年次学術講演会、第Ⅲ部、1980	・粘土地盤 ・壁式改良 ・上部工 ケーソン	・土槽 1.5m×1.5m×0.6m ・相似則 (慣性力の比) $Ri=\frac{\omega m^2}{\omega p}\cdot\frac{\rho m}{\rho p}\cdot\frac{\varepsilon m}{\varepsilon p}\cdot\frac{1}{\lambda^4}$ (弾性変形に伴う力の比) $Re=\frac{Em}{Ep}\cdot\frac{\varepsilon m}{\varepsilon p}\cdot\frac{1}{\lambda^2}$ (自重による力の比) $Rg=\frac{\rho m}{\rho p}\cdot\frac{gm}{gp}\cdot\frac{1}{\lambda^3}$ 以上3つの比が等しくなるように設定 ただし $\frac{\varepsilon m}{\varepsilon p}=\frac{gm}{gp}=1$ $\lambda=200$ ・周波数応答実験の後ランダム波応答実験	・ケーソン ポリアクリルアミド ＋ 標準砂 ・原地盤 ポリアクリルアミド ＋ ベントナイト ・改良土 ポリアクリルアミド ＋ 軽量骨材	定振動 振幅 20gal 5～35HZ変化 ランダム波 八戸NSの時間軸を1／√200に縮小	・周波数～加速度応答倍率（周波数応答実験結果） ・伝達関数 （ランダム波応答実験結果）	どちらも10HZに明瞭なピークがあり良く対応している
4	杉本他；深層混合処理工法により改良された複合地盤の耐震性について（その4）、第16回土質工学研究発表会、1981	粘土地盤 壁式改良 上部工、ケーソン	・土槽の大きさ、相似則は同上 ・壁を法線直角（起振方向と平行）に配置したモデルと法線平行（起振方向と直角）モデルで比較 ・境界の影響をみるため、境界フリーと境界にウレタンを入れたもので比較 ・周波数応答実験とランダム波応答実験	・同上 ただし境界条件を工夫	正弦波 振幅20gal 5HZから35HZまで1HZピッチで変化 ランダム波 大船渡 1978 NS,EW 八戸 1968 NS,EW 時間軸を1／√200に縮小	・加速度振幅と位相遅れの平面展開図 ・周波数伝達特性（加速度応答曲線） ・ピーク周波数での応答加速度分布図	・ウレタンによる拘束効果は小さくその影響は中央の測線まで及んでいない ・境界フリーの場合は周辺部での加速度振幅が著しく大きくなり、その影響が中央測線に及んでいる ・周辺地盤の周波数特性は、1、2、3次のピークを持っているが、改良地盤は1次のピークのみである。 ・法線平行モデルは8HZ 法線直角モデルは10HZで1次ピークをもち高次のピークは見られない ・改良地盤の挙動は周辺地盤の挙動に支配される（法線直角モデル）

固化処理工法による改良地盤の模型振動実験に関する文献内容 (3)

文献番号	文献名、出典	対象地番、改良型式	実験方法	使用材料	入力の大きさ・種類	実験結果	結論
5	鈴木他；深層混合処理工法により改良された複合地盤の耐震性について（その2）土木学会、第36回年次学術講演会 1981	粘土地盤 壁式改良 上部工 ケーソン	・土槽 1.6m×1.6m×0.65m ・相似則 幾何縮尺 1／200 ・壁は法線平行（起振方向に直角）に配置 ・インパルス波 ランダム波 ┐伝達関数の変化 ・正弦波－改良地盤の波壊パターンの類推	・軟弱粘土層 カオリンとベントナイトを6：1（重量比）で混合し含水比100%に調整 31日放置 ・埋め土および支持層マウンド 砕石砂 ・改良土部 軟弱粘土層材料（上記）に早強セメントを20%添加し、W＝ 200%で場所打ち ・ケーソン 標準砂＋モルタル	・インパルス波 ・正弦波（8HZ） ・ランダム波 いずれも入力加速度を4、5段階に変えて加振した。 例えばランダム波は14、57、153、280、16（gal）の5ステップ	・ランダム波応答による伝達関数 ・ランダム波応答の入力加速度の大きさによる伝達関数の変化 ┌ピーク周波数Foとピーク値Amp を入力加速度のステップ順に（Fo、Amp）┐ └の座標上にプロット┘ ・正弦波応答による入力加速土の変化に伴う最大応答値の変化	・入力の大きさによる動特性の変化は周辺地盤の方が改良部より大きい ・5ステップ目では改良地盤は1ステップ目の状態に戻るが周辺部は戻らない ・周辺地盤に比べて改良地盤の応答は小さく両者の相互作用は少ない ・大加速度においてケーソンは海側に移動したが、改良地盤に損傷・変動はなかった。 （滑動による破壊）
6	稲富他；深層混合処理工法による壁式改良地盤の振動特性、土木学会第17回地震工学研究発表会、 1983 ＊同内容が詳細に以下にあり 稲富他；深層混合処理工法による壁状改良地盤に関する実験的研究、港湾技術研究所報告 Vol 22 第3号、1983	粘土地盤 壁式改良 上部工 ケーソン	・土槽 8m×4m×2m ・相似側 幾何縮尺 1／22 ・改良壁法線直角（起振方向に平行） 厚さ13cm×高さ1m 長さは2.59m（モデル1） 2.13m（モデル2） 10cm間隔で17枚建込み 上部27cmは全面改良 ・減衰自由振動	・粘土地盤 川崎港粘土 WL＝53.5% Wp＝29.6% ・改良壁 上記粘土にセメント（添加率8%）および鉄粉（同30%） ・マウンド 砂利 ・裏埋め 砂	減衰自由振動 最大加速度を20gal ～770gal 9段階のステップ加振	・長壁と長壁間未改良土の加速度 ・加速度の深度分布 ・改良地盤加速度の応答倍率 ・改良地盤の変位量 ・水平土圧 ・ケーソン、マウンド、改良地盤の底面反力 ・加速度波形と土圧波形の比較 ・滑動、転倒の安全率（設計法と実測値の比較） ・端趾圧（前趾、後趾）	・壁間未改良土と改良土の挙動は加速度波形より同一とみなせ、ぬけ出しはなかった。 ・改良土の加速度は台加速度の大小にかかわらず、深さ方向に一様で剛体的に挙動している。 ・振動土圧（増分土圧）は、振動台の加速度が増大すると、埋土側は増大、海側は減少している。 ・改良地盤、マウンド、ケーソンの底面反力はロッキング振動による分布形状を示している。 ・支持砂層の加速度が100gal以上になると改良地盤は海側へ滑動する。 ・実測による加速度、土圧を代入して計算した安全率と現行設計法はよく一致した

固化処理工法による改良地盤の模型振動実験に関する文献内容 (4)

文献番号	文献名、出典	対象地番、改良型式	実験方法	使用材料	入力の大きさ・種類	実験結果	結論
7	稲富他；深層混合処理工法による改良地盤の振動性状に関する模型実験、港湾技研資料 No.520 1985、	・粘土地盤 ・ブロック式改良 壁式改良 いずれも支持地盤に着底、未着底の2種類 ・上部工ケーソン	・土槽 3m×3m×1.2m ・相似則 厳密な相似模型と考えず、小さな実物と評価 ただし、粘土および改良土の強度は実物の1／20程度 ・実験ケース 1. 着底型ブロック状改良 2. 浮き型 〃 3. 着底型壁状改良 4. 〃 5. 浮き型壁状改良 6. 〃 起振方向 法線直角 モデル1、2、3、5 法線平行 モデル4、6 ただし壁は法線直角に配置	・粘性土地盤 川崎港粘土 WL＝54.1% Wp＝29.4% Ip＝24.7% Gs＝2.673 ・改良地盤 上記粘土にセメント鉄粉を添加し撹拌 ・ケーソン 鉄製あるいはコンクリート製	正弦波振動 入力加速度10、20、50、100、150、200（gal）の6ステップ 各ステップとも振動数の範囲を1～50HZまで1HZ毎に10波ずつ与えた。	各モデル毎の加速度応答曲線 測定点 海側粘土層 改良ブロック 埋土側粘土層 改良壁 壁間未改良土	1）改良地盤は、改良形状、振動方向にかかわらず外力の増大とともに非線形挙動を示す。 2）壁状改良地盤の場合、同一深度の改良壁と壁間未改良土は振動方向が同じであれば同一挙動を示す。 3）ブロック状および壁状改良地盤の深さ方向の挙動は、着底型および浮き型とも法線直角方向の振動に対し、顕著な差はなく剛体的挙動を示す。一方、法線平行方向の振動に対する壁状改良地盤の深さ方向の挙動は、着底型および浮き型とも加振振動数の大きさによって差が生じ、剛体的挙動を示さない。 4）着底型ブロック状改良地盤の一次共振振動数は、周囲の粘土層より高い。 5）浮き型ブロック状改良地盤の挙動は、周囲の粘土層の一次、二次等の振動形に強く影響を受ける。したがって、加振振動数が粘土層の一次共振振動数以上になると改良地盤の応答は粘土層より小さくなる。 6）振動方向が法線直角方向の場合、着底型壁状改良地盤の挙動も粘土層の振動形の影響を受ける。 7）振動方向が法線平行方向の着底型壁状改良地盤の深さ方向の振動性状は、加振振動数の増加とともに一次、二次の振動形が順次卓越し、並進振動を示さなくなる。更に、改良壁の海側と埋土側の応答加速度振幅にも差が生じる。これは、改良地盤の周辺粘土層の振動性状が海側と埋土側とで相違しているため生ずる現象と理解される。 8）振動方向が法線直角方向の場合、浮き型壁状改良地盤の挙動は、浮き型ブロック状改良地盤の場合と同様に周囲の粘土層の振動形に依存する。 9）法線平行方向の振動に対する浮き型壁状改良地盤の改良壁の深さ方向の振動性状ならびに海側および埋土側の振動性状は、着底型壁状改良地盤のそれと同様である。このような振動性状は、法線平行方向に対する改良地盤の深さ方向の剛性が小さいことと改良地盤両側の海側および埋土側粘土層の挙動が相違しているためと考えられる。なお、法線平行方向の振動に対する壁状改良地盤の一次共振振動数は着底型および浮き型とも周囲の粘土層のそれより高く、法線直角方向の場合のように一致していない。これから、振動方向が法線直角方向の場合の粘土層が改良地盤に与える影響は、法線平行方向の場合より大きいことがわかる。

(5) 現場実験，現地観測（地震観測）

固化工法で改良された地盤での地震観測は2ケ所で実施されている。

1つは横浜港大黒埠頭で実施されたもので，他の1つは千葉県我孫子市で実施されたものである。

現地観測は，模型振動実験のように，相似則にとらわれることなく，実際の改良地盤の挙動を把握するには非常に有効な方法ではあるが費用，期間が膨大となるため2例となっている。

観測結果より得られた改良地盤の振動特性をまとめてみると以下のようになる。

① 改良地盤の最大加速度は深さ方向に余り変化がなく，改良地盤が着底している支持地盤の最大加速度とほぼ等しい。これは支持地盤と改良地盤の挙動がほぼ同じでしかも改良地盤が剛体として挙動していることを示している。

② 改良地盤の最大加速度は改良地盤から達く離れた未改良地盤の最大加速度に比較して小さい。しかも両者の加速度波形には位相差がみられる。

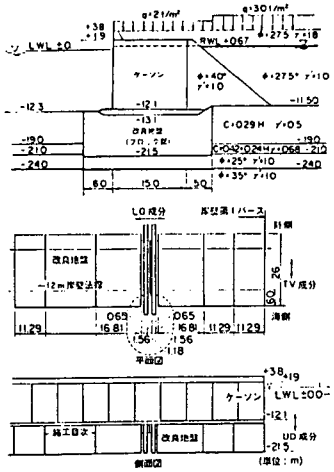
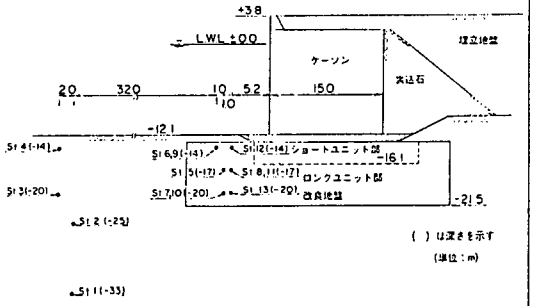
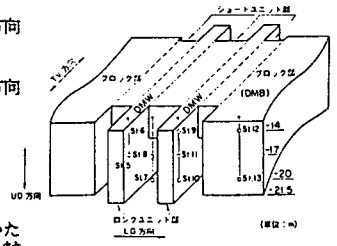
③ 支持地盤に対する改良地盤および遠く離れた未改良地盤の振動特性を周波数伝達関数と位相で比較すると，両者には明瞭な位相特性がある。すなわち未改良地盤の1次固有振動数までは未改良地盤と改良地盤は同一振幅，同位相で振動するが，未改良地盤の固有振動数を越えると両者の位相のずれは大きくなる。

④ 表層固化処理は水平方向の振動に対しては有効であるが，上下方向の振動に対してはほとんど効果がない。

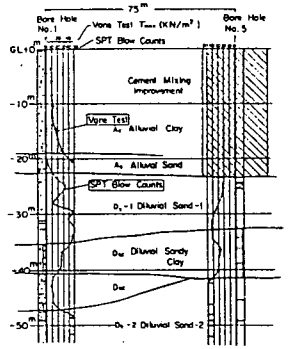
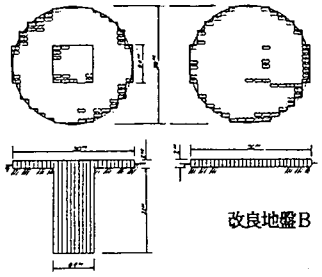
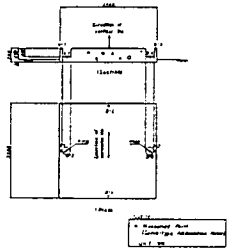
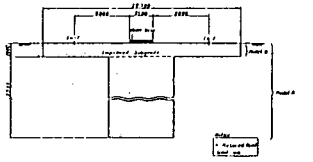
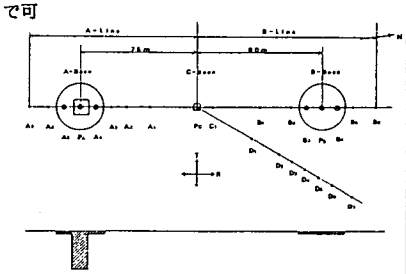
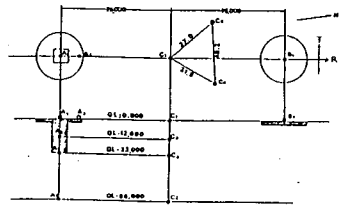
これらの知見は数値解析，あるいは模型振動実験の結果と比較的一致しており，現在の解析手法が妥当であることの裏付けであるともいえる。

（不動建設）

表 5.2.6　固化処理工法による改良地盤での地震観測に関する文献内容 (1)

文献番号	文献名　出典	対象地盤・改良型式	観測方法（使用計器、設置位置 etc.）	観測地震波	観測結果
1	稲富他；剛体化した改良地盤とそれをとりまく軟弱地盤内の地震動観測、第5回日本地震工学シンポジウム、1978 稲富他；剛体化した改良地盤とそれをとりまく軟弱地盤の地震時挙動、日米天然会議、耐風耐震構造専門部会第13回合同部会資料 1981 稲富他；剛体化した改良地盤とそれをとりまく軟弱地盤の地震時挙動、土木学会第16回地震工学研究発表会 1981 稲富他；深層混合処理工法による改良地盤の地震時挙動、港湾技術研究所報告、Vol 24, No.4、1982	・横浜港大黒埠頭－12m岸壁  図-6　改良地盤の平面及び側面図 ・原地盤シルト質粘土 ・ブロック式改良（一部壁式） ・上部工　ケーソン	・観測計器 o 地中地震計 TUSS－S型（振動技研製作） 3成分（水平2成分と上下成分） 固有周波数　5HZ 測定周波数　0.5 ～50HZ 測定加速度　0.5 ～1000gal o 記録部 直視式電磁オシログラフ 固有周波数　47HZ スターター振子及び地中地震計からの信号により作動開始 o 計器設置位置 下図に示すように壁状改良地盤付近と改良地盤から約35m離れた原地盤に計13台設置  図-8　地中地震計配置図（1） o 測定方向 1. 岸壁法線直角方向 →TV方向 2. 岸壁法線平行方向 →LG方向 3. 上下方向 →UD方向  図-9　地中地震計配置図（2） o 等価線形手法の FEM（FLUSH）を用いた計算結果と観測値の比較 o 地震および改良土ＰＳ検層結果 Vs (m／sec)　Vp (m／sec) 粘土地盤　30～90　1600 改良土　800　2300	・昭和53年1月から昭和56年1月までの3か年間に30本 ・うち比較的地震動加速度が大きい地震は ①1978年伊豆大島近海地震　M 7.0 ②1978年宮城県沖地震　M 7.4 ③1980年震央千葉県南部　M 6.1 ・基盤、粘性土地盤、改良地盤の地震動の最大加速度は③の21 76、28gal	(1) 原地盤の深さ方向の最大加速度は，海底面に近くなるとともに大きくなる。海底面付近で取得された加速度の最大値は，岸壁法線直角方向（TV 成分）で 76 Gal，岸壁法線平行方向（LG 成分）で 54 Gal，上下方向（UD 成分）で 15 Gal であった。(図-21, 24, 29) (2) 改良地盤の最大加速度は，深さ方向に余り変化がない。これは，改良地盤が剛体として振動していることを示している。取得された改良地盤の加速度の最大値は，TV 成分が 38 Gal，LG 成分が 25 Gal，UD 成分が 15 Gal であった。(図-21, 24, 29) (3) 改良地盤の最大加速度は，改良地盤が着底している砂地盤の最大加速度とほぼ等しい。これは，砂地盤と砂地盤に着底している改良地盤の挙動が，ほぼ同じであることを示している。(図-22, 25) (4) 改良地盤の最大加速度は，改良地盤から遠く離れた粘性土地盤の最大加速度に比較して小さい。海底面近くの深さの同地盤の最大加速度比は，TV 成分が 1/3，LG および UD 成分が 1/2 程度であった。(図-23, 26, 30) (5) 改良地盤の水平2成分の最大加速度に差はみられなかった。(図-27) (6) 改良地盤の上下方向の最大加速度は，同地盤の水平最大加速度の 1/2 程度であった。この数値は，強震記録に基づく在来地盤の結果と異なるものでない。(図-31) (7) 原地盤と改良地盤の加速度波形から，改良地盤と改良地盤が着底している砂地盤の挙動は，ほぼ同じであることがわかった。しかし，改良地盤と改良地盤から遠く離れた粘性土地盤の挙動には位相差があることがわかった。(図-32) (8) 原地盤の各深さの最大加速度は，同時刻に発生しない。海底面近くの粘性土地盤の加速度が最大になる時刻の砂地盤の加速度は，砂地盤の最大加速度に比較してかなり小さい。そのときの改良地盤の加速度は，砂地盤の加速度と同程度である。(図-33, 36) (9) 改良地盤の加速度が最大になる時刻の粘性土地盤の加速度は，粘性土地盤の最大加速度に比較して小さく，改良地盤の加速度とほぼ同じである。(図-35, 38) 00 壁状改良地盤とブロック状改良地盤の振動性状に顕著な差異はなかった。しかし，壁状改良地盤のみの振動性状については，更に詳細な検討が必要と考える。(図-19, 20) 00 ケーソン背後に埋立地盤が出来上がることによって，改良地盤の水平2成分の周波数伝達特性は互に似てくる。(図-50, 51, 52) 00 砂地盤に対する改良地盤および粘性土地盤の振動特性を周波数伝達関数と位相で検討した結果，改良地盤と粘性土地盤には明瞭な位相特性がある。すなわち，粘性土地盤の1次固有振動数までは，改良地盤と粘性土地盤は同一振幅，同位相で振動する。粘性土地盤の固有振動数においては，改良地盤と粘性土地盤の振動は，90°の位相差を示す。このときの改良地盤の挙動は，砂地盤の挙動と同じか若干大きい程度である。この固有振動数を越えた高い振動数では，改良地盤と粘性土地盤の振動は，約 180°の逆位相を示す。(図54～56) 00 加速度波形を積分して求めた変位記録から改良地盤の振動特性を検討した。その結果は加速度による結果とほぼ同じであった。(図-41, 42)

固化処理工法による改良地盤での地震観測に関する文献内容 (2)

文献番号	文献名　出典	対象地盤・改良型式	観測方法（使用計器、設置位置 etc.）	観測波（地震波　人工波）	観測結果
2	吉田他；ソイルセメント系地盤改良による耐震効果(1)、第15回土質工学研究発表会　1980 塩見他；同上(3) 澤田他；同上(4) 佐々木他；同上(5) 岩楯他；同上(6) 竹脇他；同上(7) 江刺他；セメント系地盤改良の耐震効果（第2報）、第17回土質工学研究発表会 1982	・千葉県我孫子市手賀沼付近の粘性土地盤  ・改良型式  改良地盤B 改良地盤A	1. 現場起振実験（研究その3） 改良地盤A、Bおよび未改良地盤上にコンクリート基礎を設け起振 起振方向－水平および上下 偏心モーメントを2～4段階に変化 計測－サーボ型加速度計   起振実験（研究その3）の測点 2. 現場起振実験（研究その5） 同上の起振機（Max 10t）、コンクリート基礎を使用。 ただし振源を一点とし、多数の測点にて測定。 3. 地震観測（研究その4） 測定器 サーボ型加速度計 記録部 パイナリイゲインアンプ方式のデジタル地震観測装置 測定　数ミリガルから約 1.7Gまで可  起振実験（研究その5）の測点  地震観測（研究その4）の測点	○ 起振振動数 1～25HZ ○ 観測地震波 1979年11月から同年末まで13本 大きく2つにわけられる。 ①千葉市直下、茨城県南西部など震源深さ60km、M＝3.5～3.7の直下型 ②銚子沖～福島沖のやや距離の長いM＝4.2～5.4のもの ③八丈沖のM＝6.7の遠距離タイプ	○ 起振方向応答変位曲線より ・水平方向起振に対して 未改良地盤上の基礎・地盤系共振振動数3HZに比べ改良地盤A、B上の基礎は25HZ以上と9HZとなり、改良効果は期待できる。 ・上下方向起振に対して 同共振振動数は未改良5HZ以下、改良地盤A、Bはそれぞれ25HZ以上、5HZ以下すなわち上下振動を対象とした場合、表層のみの改良では不十分。 （研究その3より） ○ 水平方向起振に対して、最大振巾の減衰はA測線の方がB測線より大きい。また改良地盤上の振巾もAの方が5倍程低いレベルにある。 上下方向起振に対してはA、BDの3測線で減衰の差はみられない。 （研究その5より） ○ S波部分の水平成分をみると、未改良地盤に比べ改良地盤A、Bの振巾はいずれもかなり小さいが、上下成分については大差はない。 ・基盤の波形の最大振巾を1として各測点での増巾率を求めると未改良地盤の水平成分の振巾は－23m以浅で増巾され、地表では3～5倍となる。これに対し改良地盤A、Bではかなり押えられ、地表面で2倍程度であるAについては改良体での増巾はほとんどない。 ・改良地盤の制振効果は入力の種類によらない。 （研究その4より）

(6) 設計指針

固化工法に関する既往の設計指針には，深層混合処理工法に関するものとして次の三つがある。

① 「東京湾横断道路人工島構造検討設計基準改訂案」，昭和60年

② 運輸省港湾局が，直轄工事の港湾工事で深層混合処理工法を用いる場合の技術的諸情報

③ 「粉体噴射撹拌工法（ＤＪＭ工法）技術マニュアル」，昭和59年，噴射撹拌工法研究会

これ等の内容を要約したのが表5.2.7である。同表中

〝人工島〟は①の，〝港湾〟は②の，〝ＤＪＭ〟は③の略称である。②に関する記載内容は，既往の文献を用いて調査したものである。

用　途　三指針の根本的姿勢の相違はその用途にある。

すなわち

人工島……「東京湾横断道路人工島」という，世界に類の少ない大水深人工島の基礎地盤として，特定・特別な用途である。すなわち特定の1つの構造物にのみ適用される指針である。

港　湾……人工島に比べて一般性はあるが，それでも比較的限定された用途であり，「港湾施設」の基礎地盤にのみ適用される指針である。

ＤＪＭ……盛土，橋台のすべり防止や沈下防止あるいは掘削による地盤の変形防止などを主な目的とした用途が多い。従って比較的軽量・小規模な不特定多数の構造物の基礎地盤を作るときに適用される指針である。

この基本姿勢にもとづいて組立てられている上記三指針の内容につき，特筆すべき点に限定して以下に述べる。

設計方針　用いられる安定材は，人工島・港湾はセメント・スラリーを用いるのに対し，ＤＪＭは生石灰・セメント，その他の粉体の安定材を乾燥状態で用いる点で前二者と異っている。

改良地盤の形式については，人工島および港湾はオーバーラップ施工によるブロック状や壁状のような連続的改良地盤形状を対象にしている。ＤＪＭも同等な機能を持つとしているが，その主流は柱状の改良形状である。

設計計算　港湾とその他で最も相違しているのがこの項目である。港湾では，コンクリート製の地中構造物の設計々算法とほぼ同様の方法を採用している。固化処理土の安定の検討は許容応力度法によっている。

人工島では，固化処理土を〝土質材料〟とみなし，従来の土質工学的手法（円弧すべり法）を用いる方法と，弾性床上の剛体構造物として剛体－バネで表現される手法の両方を併用している。特に土質工学的手法を用いるばあい，固化処理土のピークせん断強度を用いる方法と残留せん断強度を利用する方法があり，設計条件に応じてそれぞれを適用することになる。こうした土質工学的手法と剛体構造物的手法の両者の計算結果をどのように使いわけるのかについて，特に何も明記されていない。

ＤＪＭのばあい，改良土の一軸圧縮強さqu値が10 kgf/cm^2 以上のばあいには，港湾と同様の方法を用いることを指示している。目標qu値が数kgf/cm^2程度では，改良土を比較的粘着力の大きな土とみなして，柱体状改良地盤に関し複合地盤としての設計々算をしている。しかしＤＪＭによって造られた柱状

改良地盤に複合地盤としての円弧すべり法を適用することに疑問を示しているものもある。

耐震設計　ＤＪＭには，この項目に関して何等の記述も無い。

人工島および港湾は共に震度法をベースにして耐震設計の方法を明瞭に記述している。港湾のばあいは，設計震度の値は土の非線形性を表現できる特定のコンピュータ・プログラムによって実施した地震応答解析で算定した改良地盤の応答水平加速度を震度に変換して計算する。

人工島では震度として一定値を与えている。

しかし港湾および人工島のいずれも，地震応答解析によって耐震設計することも容認している。

液状化対策という観点からの考察　ここでとり上げた三つの指針は，いずれも主に軟弱な粘性土地盤上に構造物を建設するばあいの地盤改良工法として深層混合処理工法を扱っている。従って液状化防止技術の１つとして固化工法をとり上げたばあいの設計指針として具体的な情報，例えば砂の間隙比と安定材必要量等，を提供してくれることはない。しかし改良地盤の安定性の考え方の１例としては，充分役に立つ有益な情報を与えてくれる。

しかし，今後の研究としては砂質土を固化するための材料的研究，固化地盤の載荷時挙動等について主に動的および大変形（あるいは破壊）時の特性を実施することが必要であろう。なぜなら，砂地盤を，特に液状化に関連して固化工法が検討されたことは殆んどなく，研究実績も殆んど無いからである。

（竹中工務店）

表 5.2.7　深層混合処理工法に関する諸設計指針の比較

項目＼諸指針	人工島	港湾	DJM
設計方針 条件	工法－機械的混合処理工法 安定材－セメント 改良地盤の形状－ブロック状改良 上部構造物－砂盛土・堤体 支持条件－着底型	工法－機械的混合処理方式 安定材－セメント＋α 改良地盤の形状－ブロック式・壁式・格子式 上部構造物－重力式の防波堤・係船岸・岸壁 支持条件－着底型、浮き型	工法－機械的混合処理方式 安定材－セメント、生石灰 改良地盤の形状－杭状・壁状・格子・ブロック(杭状が主流) 上部構造物－・盛土、コンクリート構造物、建築物 ・地盤の掘削に伴なう変形対策 支持形式－着底方式、フローティング方式
設計方針 設計	2つの手法の併用(常時、地震時) ①安定処理(された)土－円弧すべり面法による安定計算 ②剛体ブロック－施工目地でバネ連結された弾性床上の剛体モデル ＦＥＭによる応力解析(常時、地震時)	地中構造物としての手法(常時、地震時) ・改良地盤と上部構造を含む全体の安定－外部安定 ・改良地盤の耐力－内部安定 ・周辺地盤の変形による、改良地盤の剛体変位 ＦＥＭによる応力解析(常時、地震時)	改良体の強度によって手法が異なる(常時) ①低強度改良－複合地盤とみなす(q_u＝数kgf/cm²)，円形すべり ②高強度改良－(q_u＝10～数10kgf/cm²)　・複合地盤とみなした円形すべり ・地中構造物とみなした滑動・転倒 ・群杭とみなした杭の耐力と支持力
設計方針 配合設計	室内配合試験(21日or28日養生)をする ・一軸圧縮試験 ・三軸試験(ＣＵ,ＣＤ) ・単純引張試験(or割裂試験) ・土質工学会の「締め固めを伴なわない安定処理土の試験方法」準拠 現地試験(現地での実機施工試験)が望ましい	室内配合試験(28日養生) ・一軸圧縮試験 現地試験－最終的配合設計データとなる	室内配合試験(7日、28日養生) ・一軸圧縮試験
設計計算	①安定処理土として ・安定の検討－円弧すべり面法(常時、地震時) ・せん断強さ(τf)－両方の計算 { 1)ピークせん断強さ / 2)残留せん断強さ } 定数 (τ_o, ϕ_o) $\tau f = \underbrace{C_{CR} \cdot C_{ANI} \cdot C_{PF} \cdot C_{FS}}_{\text{ピーク……0.5　残留……1.0}} \times (\underbrace{C_M}_{0.3} \cdot \tau_o + \sigma' \cdot \tan\phi_o)$	地中構造物として(常時、地震時) ・外部安定－滑動・転倒・支持力・全体の円形すべり；「極限平衡」 ・内部安定－改良地盤内の応力度の検討(許容応力度法)、壁状改良地盤のように未改良部を大幅に残す場合は、未改良部の安定の検討が必要(抜け出し) ・改良土の許容応力度法――せん断(τa),引張(σta) $\tau a = 0.5 \cdot \sigma ca$ ； σca＝基準強度 $\sigma ta = \eta \cdot \sigma ca < (\sigma ta)max$ ； $\eta = 0.15, (\sigma ta)max = 2kgf/cm^2$ $\sigma ca = (\alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot Quf)/F$ α：断面有効係数(処理機の寸法、ラップ幅で決まる) β：ラップ部信頼度係数(≦1.0) γ：現場強度係数＝設計基準強度／現場処理土の一軸強度の平均値 Quf：現場処理土の一軸強度の平均値 ＝λ×(室内配合の一軸強度の平均) λ：“現場強度～室内配合の強度”の係数	低強度改良(常時)－杭状改良柱体が主流 ・安定の検討－円形すべり(複合地盤) ・複合地盤のせん断強度：C $C = Cp \times a_p + \alpha \cdot Co \times (1 - a_p)$ $Cp = Qup/2$, $Co = Quo/2$ Qup：改良柱体の一軸圧縮強度 Quo：原地盤の一軸圧縮強度 a_p：改良率 ・複合地盤の圧密沈下 高強度改良(常時)－壁状，格子状，ブロック状 (港湾と同じ設計方法) ・安定の検討－円形すべり(複合地盤；Cは上と同じ) 地中構造物的“滑動・転倒” 群杭としての“支持力” ・耐力の検討－$Qup \geq P \cdot Fs/a_p$ P：上載荷重(分布荷重) Qup：改良体の設計強度(実施工の改良強度の最小値) Fs：安全率 ・複合地盤の圧密沈下
設計計算	②剛体ブロックとして(常時、地震時) ・安定の検討－弾性床上の剛体、「滑動・転倒・支持力」、所要安全率 ・ブロックの内部応力の検討－弾性床上の梁の応力、許容応力度法 ・ブロックの許容応力度法(σa)－圧縮、引張 σa＝設計基準強度／所要安全率 設計基準強度＝(信頼度係数)×(強度のバラツキを考慮した材料特性係数)×(“室内強度～現場強度”補正係数)×(室内一軸圧縮強さの平均値)		
耐震設計	震度法 ・慣性力の方向－水平のみ 設計水平震度－上部構造物　(Kh＝0.18) DM改良地盤部 (①のときKh＝0.0 / ②のときKh＝0.09) 土圧 (①のときKh＝0.0 / ②のとき“地盤反力＋静止土圧”) 地震応答解析による、全体の耐震性の検討 模型振動実験、　現場振動実験	震度法 ・慣性力の方向－水平のみ 設計水平震度(慣性力) ・地震応答解析結果の最大応答加速度(αmax)から次式で求める Kh＝ $\alpha max/g$ ：($\alpha max \leq 200gal$) $(\alpha max/g)^{1/3}$ ：(〃 ＞200gal) ・支持型改良地盤の場合 Kh＝ 地域震度 設計水圧震度(土圧) Kh＝(地域震度)×(原地盤の地震種別係数)×(重要度係数) 地震応答解析法によって設計することもある	記述なし

5.3 地震応答解析

(1) 目的と概要

有効な地盤改良形式の抽出を目的に，基本的な改良形式をパラメーターとした複合地盤の地震応答解析を行ない，改良効果について比較検討する。

60年度では，液状化が予測される軟弱砂質地盤上の盛土ならびに掘割道路を対象とし，基本的な改良パターンとして構造物直下改良型と同側方部改良型を選定した。地震応答解析は，未改良モデルを含む下表に示すケースを実施し，その応答結果および液状化抵抗に関する比較を行なった。今回実施した解析は，等価線形化手法により地盤物性の非線形性を考慮した二次元平面ひずみ状態でのモデルを使用し，設定地震基盤に水平動を入力したものである。なお，使用プログラムは，汎用動的ＦＥＭコード『ＦＬＵＳＨ』とした。

主な検討項目は，以下の通りである。

- 構造物周辺地盤の応答加速度および変位
- 〃　最大せん断ひずみ，最大せん断応力度
- 〃　液状化抵抗率
- 構造物（掘割道路体）の変形および断面力
- 〃　浮上がり安全性
- 構造物（道路盛土体）の円弧すべり安定性
- 〃　滑動，転倒，鉛直支持力に対する安定性

表 5.3.1　解析検討ケース数

構造物	対象地盤	入力地震動の最大加速度（gal）	解析検討ケース		
			基本的な改良形式		計
掘割道路	軟弱な粘性土層上に軟弱な砂質土層があるモデル	100	未改良	1	5
			直下部改良型	2	
			側方部改良型	2	
盛土	軟弱な粘性土層上に軟弱な砂質土層があるモデル	150	未改良	1	6
			直下部改良型	3	
			側方部改良型	2	
	堅固な砂礫土層上に軟弱な砂質土層があるモデル	90	未改良	1	6
			直下部改良型	3	
			側方部改良型	2	

(2) 解析条件

1) 解析方法

掘割道路および盛土を支持する軟弱な砂質地盤の地震時における液状化抵抗率を求めるために使用した方法は，道路橋示方書のV・耐震設計編による簡易解析法である。ただし，地盤内の常時及び地震時における応力は二次元平面ひずみ状態のモデルに対するＦＥＭ解析である。常時における地盤内の応力を求めるために静的ＦＥＭ解析を用い，地震時における地盤内応力を求めるために地震応答解析プログラムＦＬＵＳＨを用いた。そのあと，解析結果を利用して掘割道路の浮き上りや盛土と改良地盤の安定性の検討を行った。

解析方法の概略フローを図5.3.1に示す。

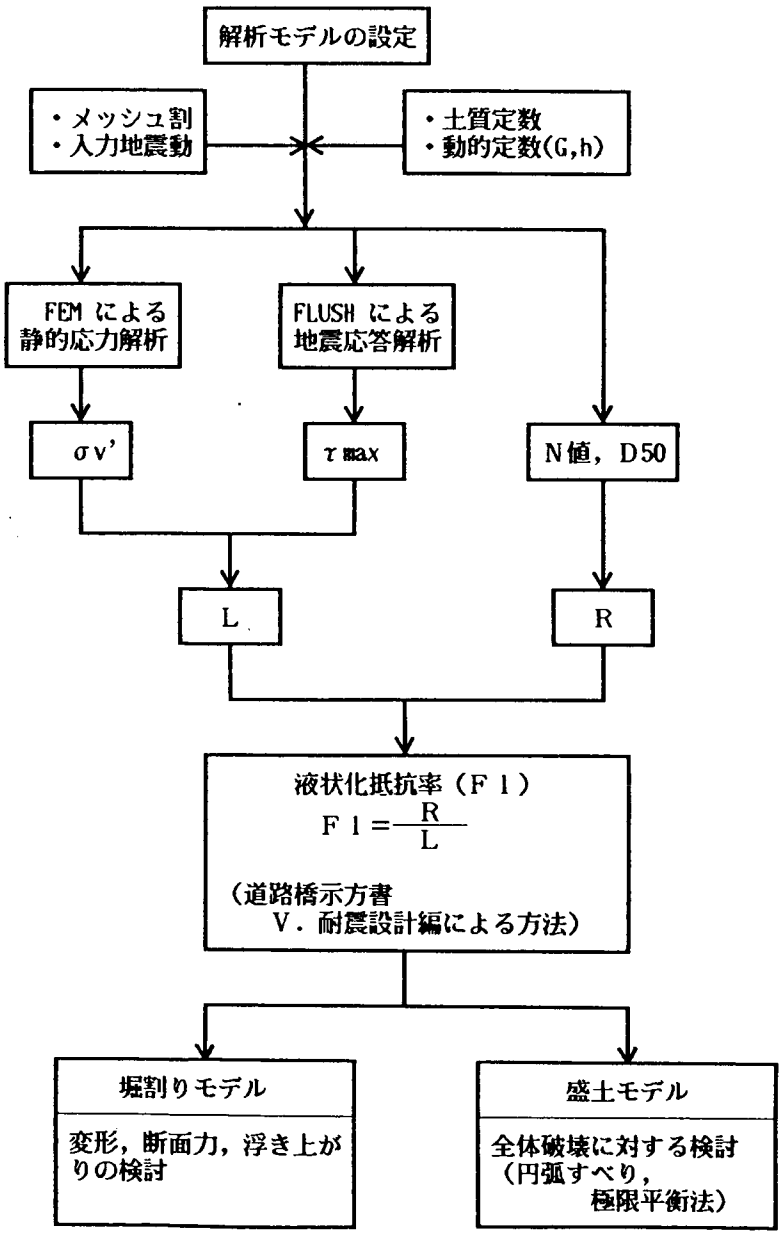


図 5.3.1　解析方法の概略フロー

2） 解析対象地盤

解析対象地盤は図 5.3.2 (a), (b)に示す地盤１，地盤２の２種類を設定した。地盤１は10mの層厚の軟弱な砂質土層の下部に20mの層厚の軟弱な粘性土層があり，その下部が堅固な地盤となるもので，水位は地表面となっている。地盤２は地盤１の軟弱な粘性土層を堅固な砂礫土層に変えた地盤であり，水位は地表面となっている。これらの対象地盤を設定するに当たっては既往の液状化被害報告を基に実在する地盤に近い土層構成となるようにした。

なお，解析対象地盤としては地盤１を主な対象とし，地盤２は盛土構造物における補足解析のみに使用している。

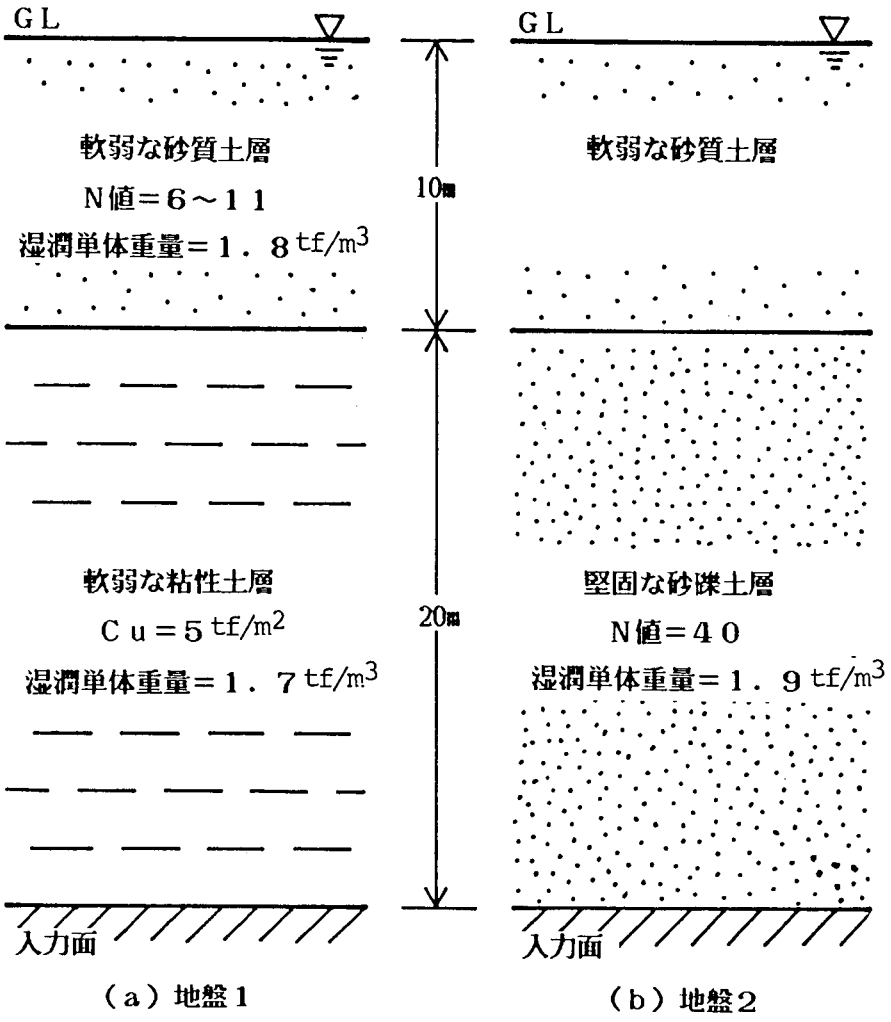


図 5.3.2　解析対象地盤

3） 解析用定数

ここで述べる解析用定数の設定は解析に用いる定数のうち，対象地盤（地盤１，地盤２）及び深層混合処理工法による改良地盤部のみとする。それ以外の部分（コンクリート及び盛土）については，それぞれのモデルの解析の各論で解析用定数の設定を行なうこととする。

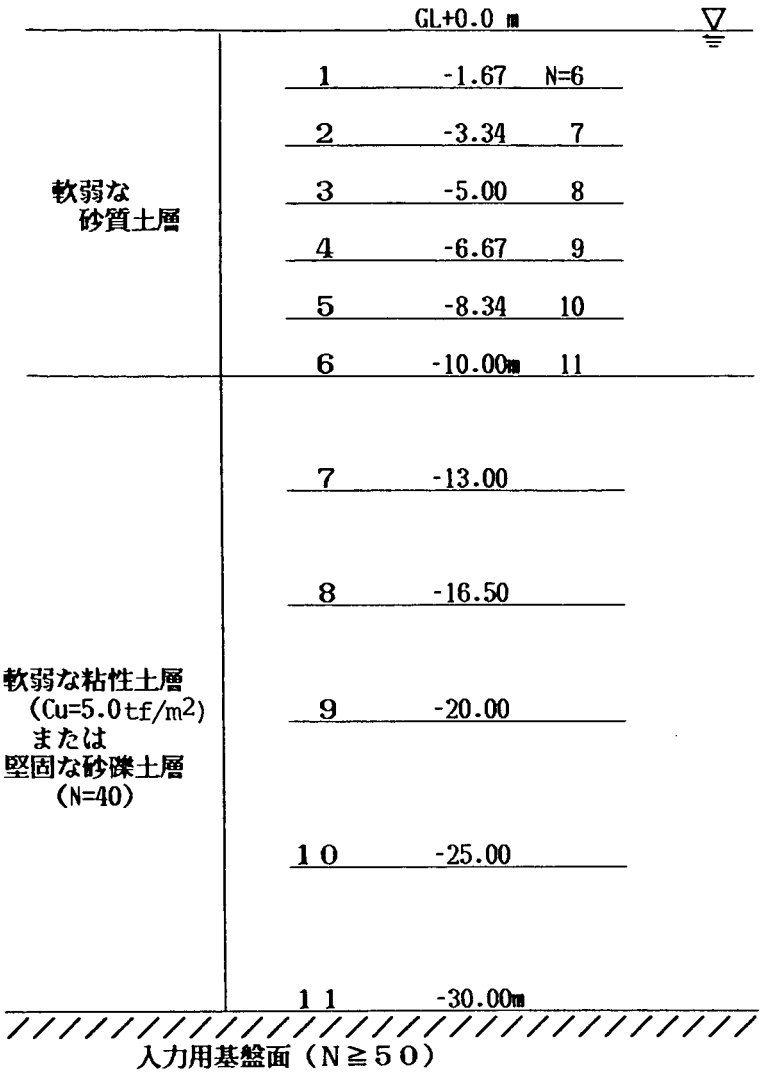


図 5.3.3　解析対象地盤の土層分割図

図 5.3.3 は定数を設定する土層分割図を示したものであり，11層の土層となっている。各分割土層に対する各解析用定数は以下の方法により設定した。

・強度定数は砂質土層に対しては標準貫入試験のＮ値，粘性土層に対しては非排水せん断強度のCu を既往の文献より設定した。

・密度は上記で設定したＮ値とCu に基づき既往の文献により設定した。

・静的応力解析に用いるヤング率(E)とポアソン比は地震応答解析に用いた初期せん断剛性Go とポアソン比を用いた。

・地震応答解析（ＦＬＵＳＨ）に用いる初期せん断剛性（Go）は以下の方法によって設定した。

液状化抵抗率の予測方法としては道路橋示方書・同解説の方法を用いる。この方法では，〝抵抗〞はN値，D_{50}，$\sigma v'$，の関数である。従って，解析用定数G_0の設定は，〝抵抗〞と同一ベースをもたせる意味で，

N値よりVsを設定し，これよりGoを算定する方法を用いることとした。道路橋示方書・同解説の方法では，Dr－N－σv'の関係として

$$Dr = 21\sqrt{\frac{N}{\sigma v' + 0.7}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (1)$$

を用いている。この他に同種の関係式としては，

$$Dr = 20\sqrt{\frac{N}{\sigma v' + 0.7}}$$

がある。ここでは(1)を用いるものとする。

軟弱な砂質地盤のN値をGL－5.0 mでN＝8と仮定すると，有効上載圧σv'が4 tf/m²（σv'＝0.8 tf/m³×5 m）となるため相対密度Drは

$$(Dr)_{-5m} = 21\sqrt{\frac{8}{0.4 + 0.7}} = 57\ (\%)$$

となる。

ここで砂層の相対密度（Dr）を57（%）で一定と仮定すると，N値の分布は次式となる。

$$N = \left(\frac{57}{21}\right)^2 \times (0.08\,Z + 0.7) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (2)$$

Z：深さ(m)

砂層のN－Vs関係に次式を用いる。

$$Vs = 80.6 \times N^{0.331} : \left(m/sec\right) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (3)$$

(2)，(3)式より砂層のGoは次式となる。

$$Go = \frac{1.8}{9.8} \times \left[80.6 \times \left\{ \left(\frac{57}{21}\right)^2 \times (0.08\,Z + 0.7) \right\}^{0.331} \right]^2$$

・地震応答解析に用いる最大減衰率（hmax）及びせん断剛性と減衰率のひずみ依存性を規定するための規準ひずみ（γr）は既往の文献により設定した。図5.3.4は砂質土(a)，粘性土(b)及び改良地盤(c)の非線形特性を示したものである。

表5.3.2は以上のようにして設定した解析用定数を示したものである。

表5.3.2　解析用定数

土質＼物性		Go (tf/m²)	ポアソン比	最大減衰 h max(%)	規準歪	密度 (tf/m³)	N値 or Cu (tf/m²)
軟弱な砂質土層	1	3,750	0.40	25	0.8	1.8	6
	2	4,180					7
	3	4,580					8
	4	4,960					9
	5	5,330					10
	6	5,680					11
軟弱な粘性土層	7	2,780	0.45	20	1.2	1.6	5
	8	3,130					
	9	3,440					
	10	3,850					
	11	4,250					
堅固な砂礫土層	7～11	24,000	0.40	25	0.8	1.9	40
改良土部		50,000	0.45	20	3.0	1.8	50

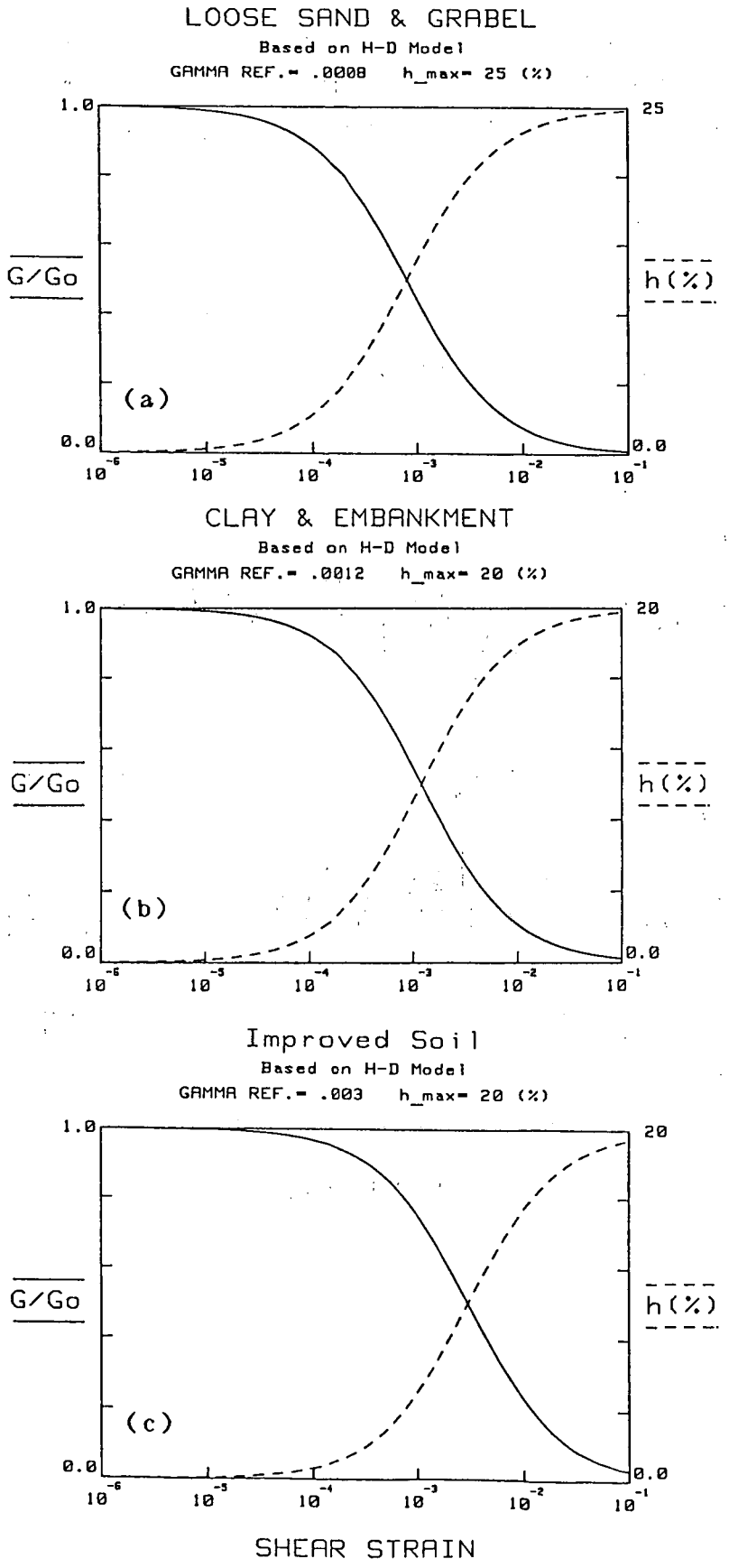


図 5.3.4　土の非線形特性

4）入力地震動

入力地震動として，十勝沖地震（１９６８年５月１６日）の八戸港で観測された波形のＥＷ成分をＧＬ－9.5ｍまで戻した加速度波を用いることとした。図5.3.5(a)の波形は原波形を(b)は原波形の主要動を含んだ解析用の波形を示したものである。主な条件は以下のとおりである。

・時間間隔（△ｔ）：0.01sec

・ステップ数　　：１０２４ステップ

・スタート時間　　：3.97sec

図5.3.6は解析に用いた入力波形のフーリエスペクトル(a)と応答スペクトル(b)を示したものである。図中の実線で示したものは原波形であり，破線で示したものは解析に用いた波形のものである。

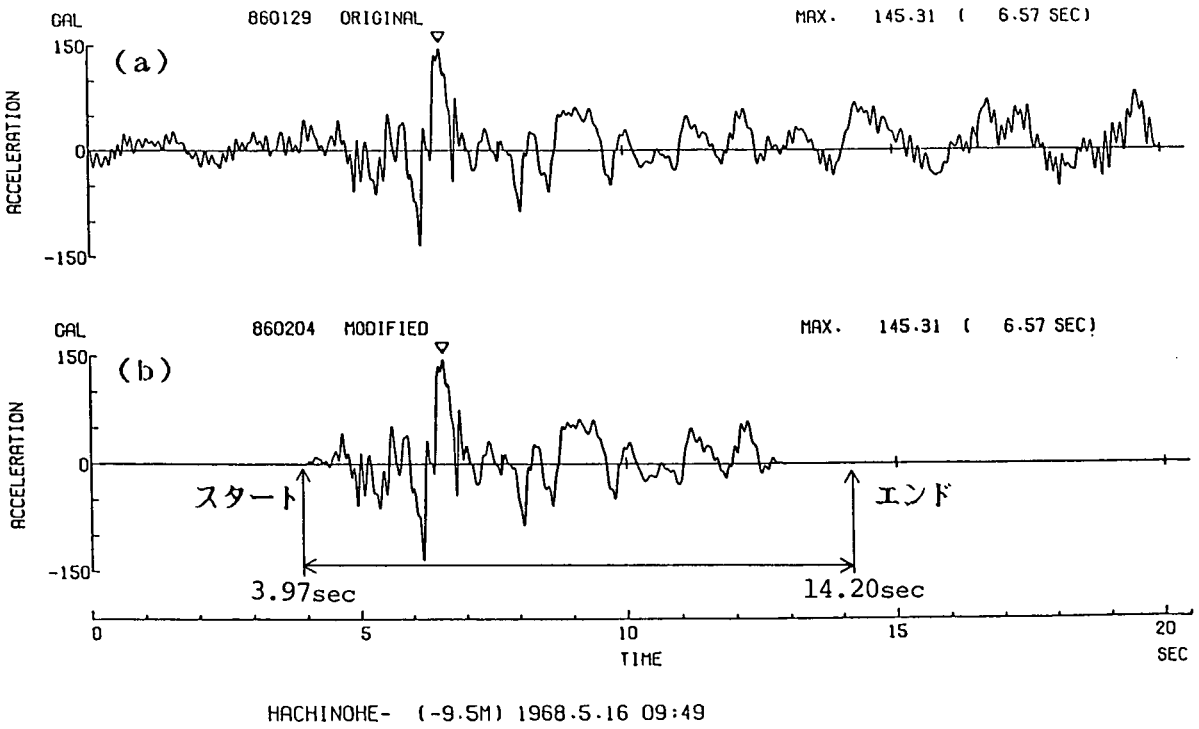
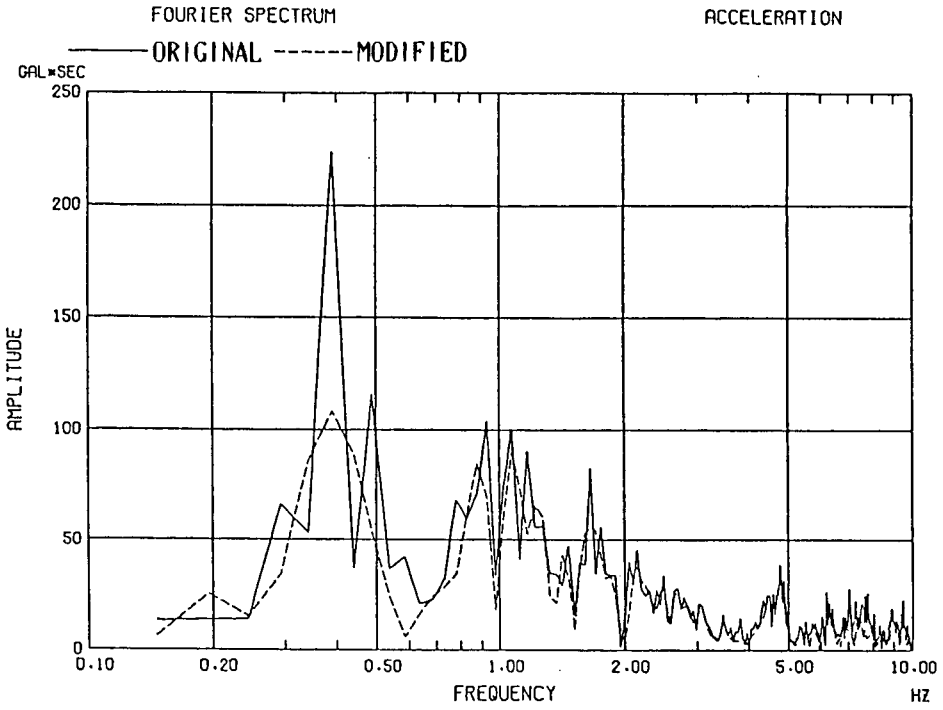
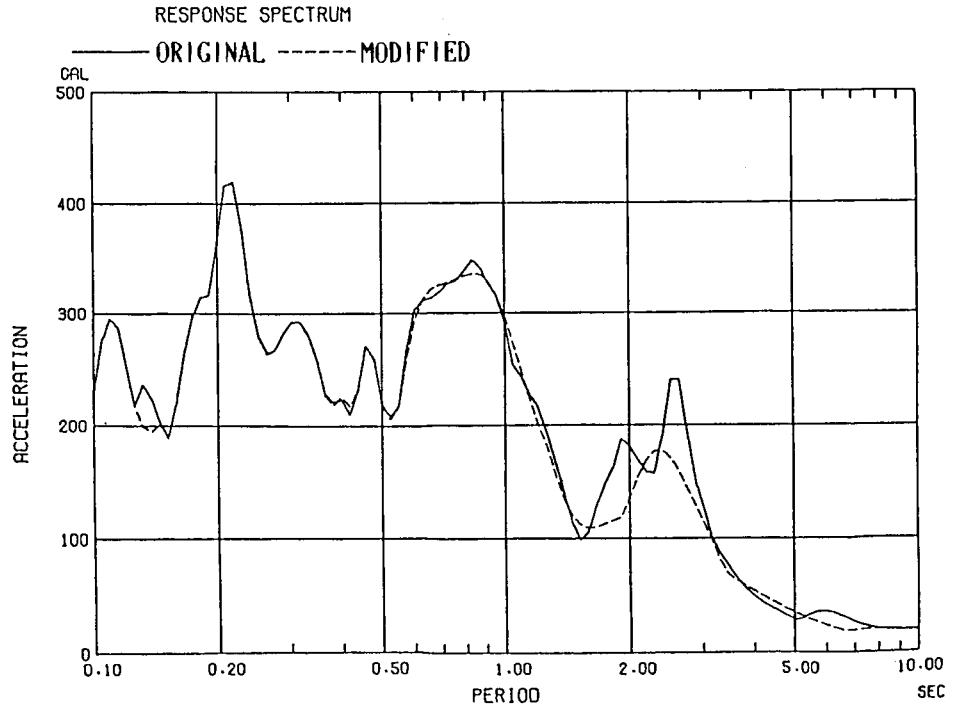


図5.3.5　入力地震動



（a） フーリエスペクトル



（b） 応答スペクトル（h＝5%）

図5.3.6 入力波形のスペクトル

(3) 掘割道路の解析

1) 解析モデル

・解析検討ケース

解析検討ケースは表5.3.3に示す，未改良モデル（H－O－S）を含む5ケースである。基本的な改良パターンは掘割道路直下部改良型（H－B－S）と側方部改良型（H－S－S）の2種類である。

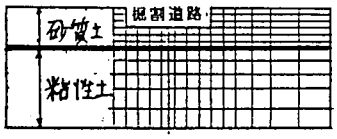
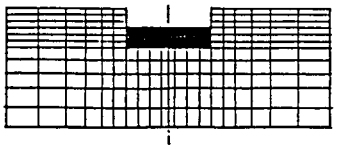
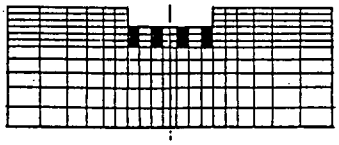
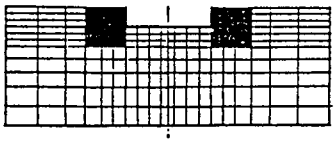
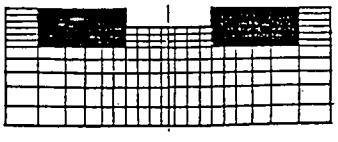
・要素分割，諸物性

各解析ケースの要素分割は同一とし，断面寸法を含め図5.3.7に示す。掘割道路の断面形状は全四車線道路の標準的な断面（巾21m，深さ5m）とした。また，軀体構造は側壁，底版ともに厚さ1.2mのコンクリート構造として，梁要素を用いモデル化した（表5.3.4）。地盤モデル（図5.3.2地盤I参照）は，深さ方向について上部砂層10mを6等分割し，下層粘性土層を5分割している。地盤の諸物性は（2）解析条件－表5.3.2で示した値を使用している。

・入力波

入力波は図5.3.6の解析波形を最大加速度振巾100 galに規準化したものを用いた。

表5.3.3 解析検討ケース

地盤改良位置と略称		改良面積	改良域
未改良	H－0－S	0m²	
構造物直下部型	直下部全域 H－B－S－1	105m²	
	直下部壁状 H－B－S－2	60m²	
構造物側方部型	改良深さ：改良高さ ＝1：1 H－S－S－1	200m²	
	改良深さ：改良高さ ＝1：2.2 H－S－S－2	440m²	

使用要素
地盤：四角形Solid 要素
掘割道路：　梁　要素
遠方地盤：エネルギー伝達境界

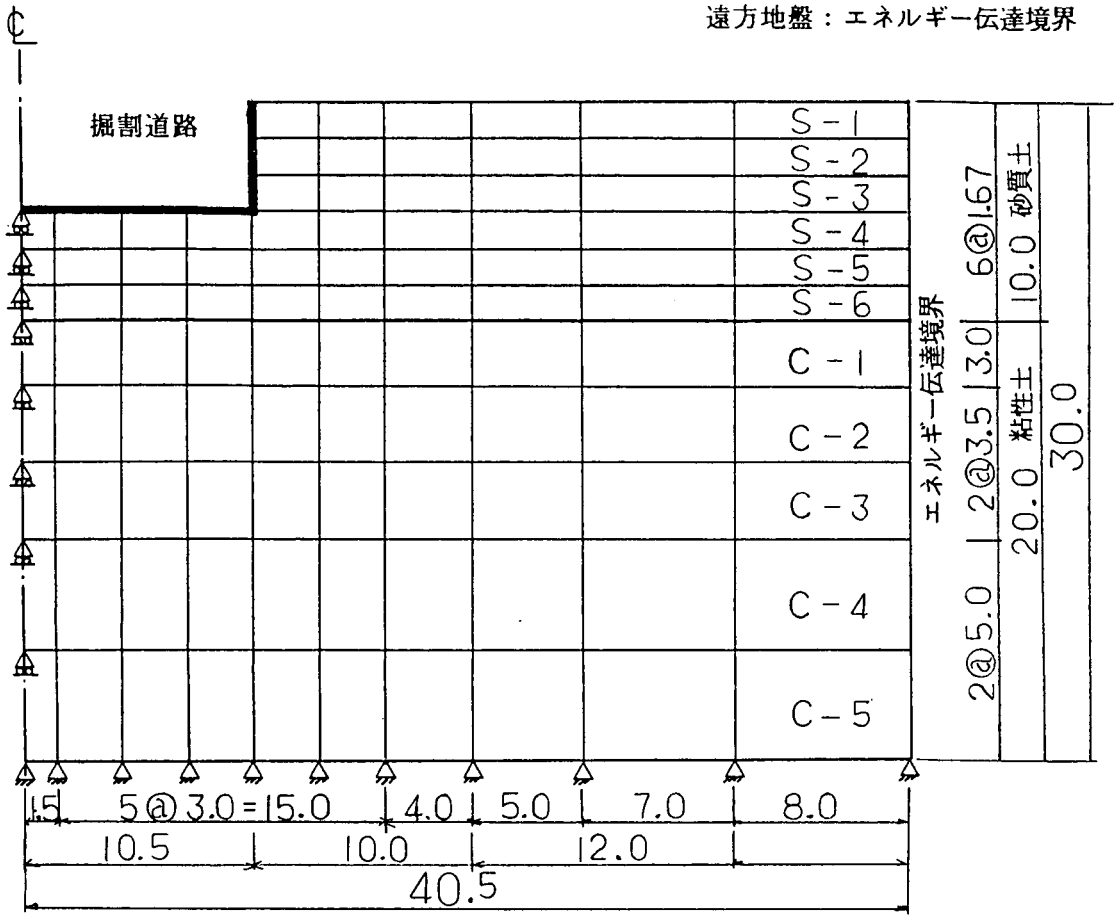


図 5.3.7　要素分割，使用要素

表 5.3.4　掘割道路部の諸定数

ヤング率	2.7×10^{6} t/m²
ポアソン比	0.167
肉厚	1.2m
減衰定数	5%
単位体積重量	2.4 t/m³
備考	As/A=2/3 As：セン断断面積

2) 解析結果

i) 自由地盤の応答

自由地盤の最大応答加速度分布を図5.3.8に，最大せん断ひずみ分布を図5.3.9に示す。最大応答加速度分布は粘性土域で振動が吸収されているような形状を示しており，この領域での増巾率が非常に小さくなっている。この傾向は上層砂層部まで影響を与えており，地表部の応答は入力加速度の最大値に対してたかだか1.5倍程度となっている。最大せん断ひずみは粘性土域（GL－10～－30m）で，約0.2％の一様な分布を示している。これに対して砂質土層（GL－～－10m）では，深さ方向にほぼ線形的に増大していくこと，また，粘性土境界で大きなギャップが生じていることが特徴的である。自由地盤，すなわち原地盤の持つ液状化抵抗率は1.09～1.14で液状化するか否かの境界と思われる（図5.3.15）。

ii) 掘割道路周辺地盤の応答

未改良モデルでの代表的位置における応答加速度波形を図5.3.10に，同じく伝達関数を図5.3.11に示す。なお，各改良モデルケースでの波形，伝達関数は，これら図5.3.10～11にほぼ等しく，地盤改良に対する顕著な差は現われなかった。

次に，各モデルケースでの代表的断面における最大応答加速度分布を図5.3.12に示すが，どのモデルケースもほぼ自由地盤と同様の加速度分布形状を示している。各モデルケース間の最大応答加速度値を比較

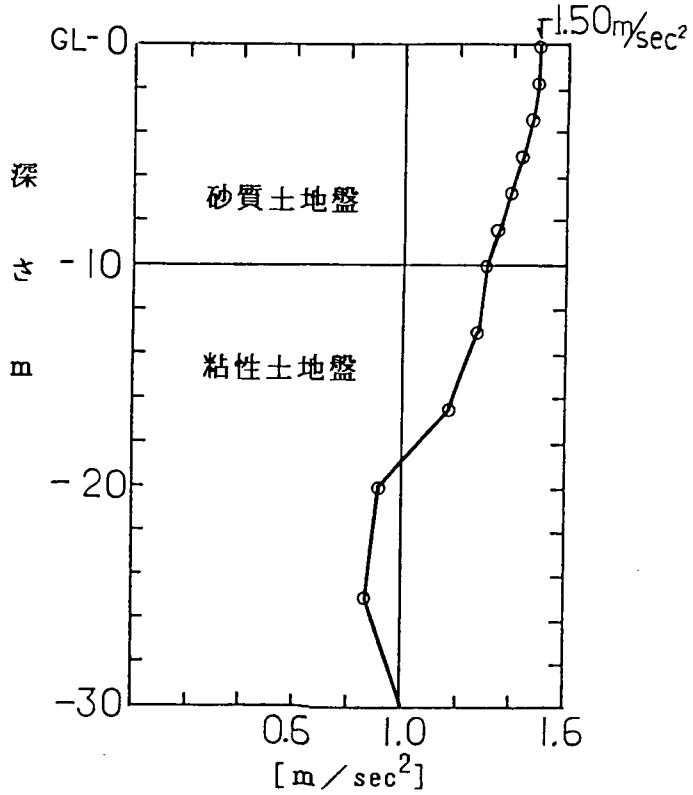


図5.3.8　最大応答加速度分布（自由地盤）

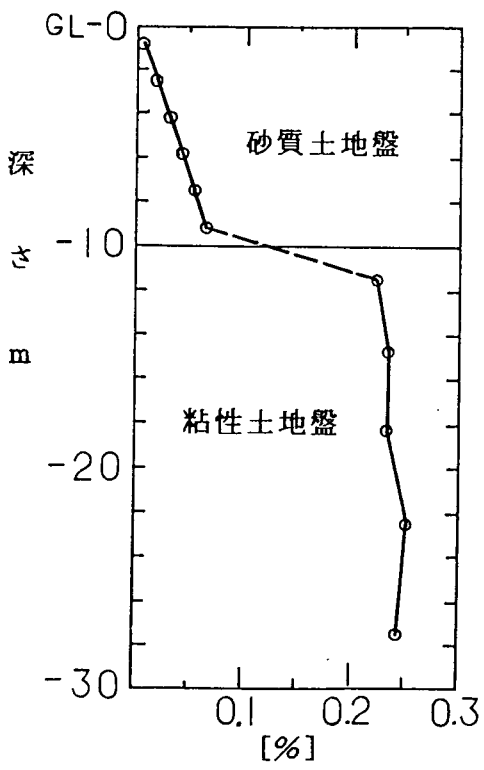


図5.3.9　最大ひずみ分布（自由地盤）

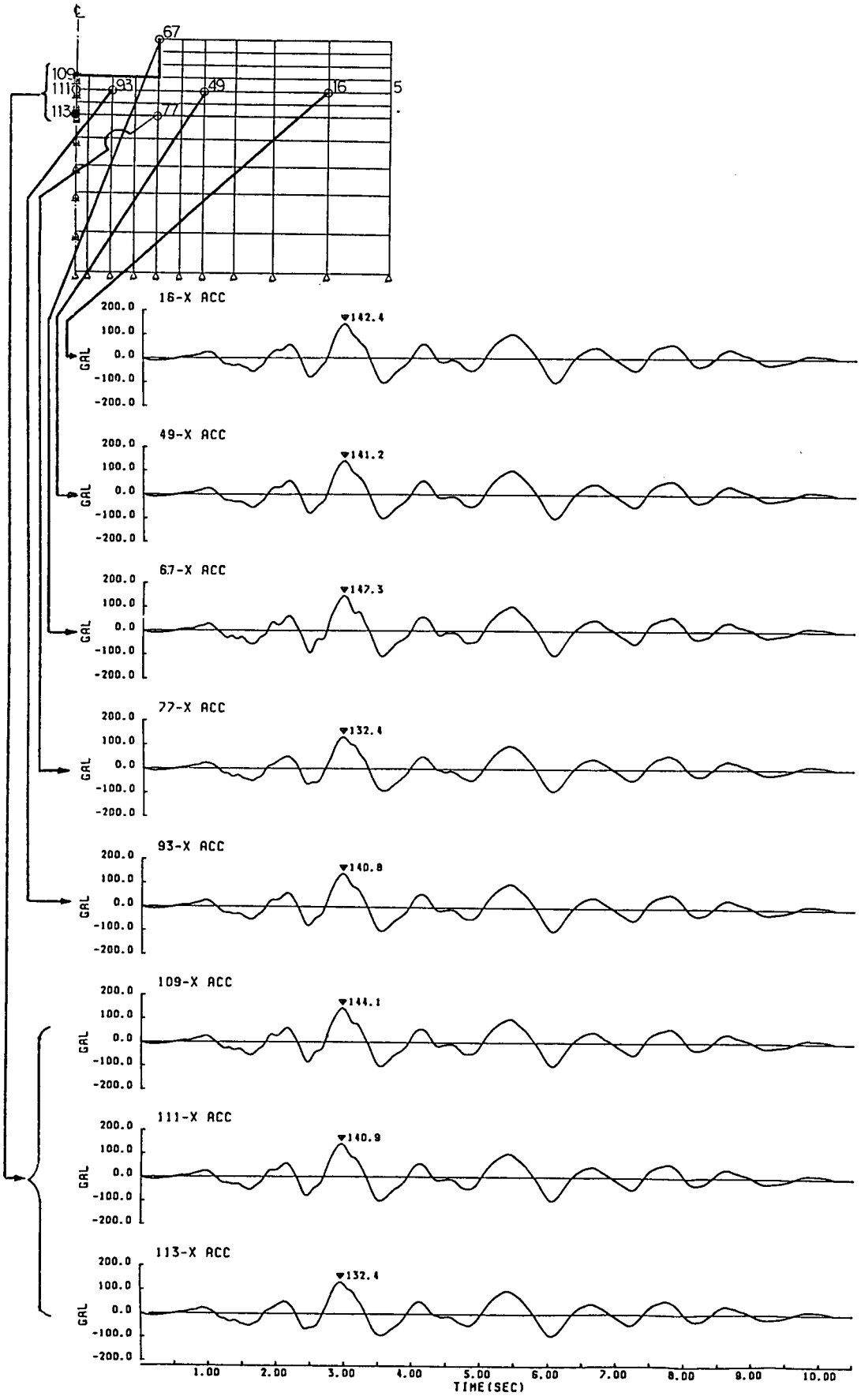


図 5.3.10　代表的な位置での応答加速度波形（H－O－S）

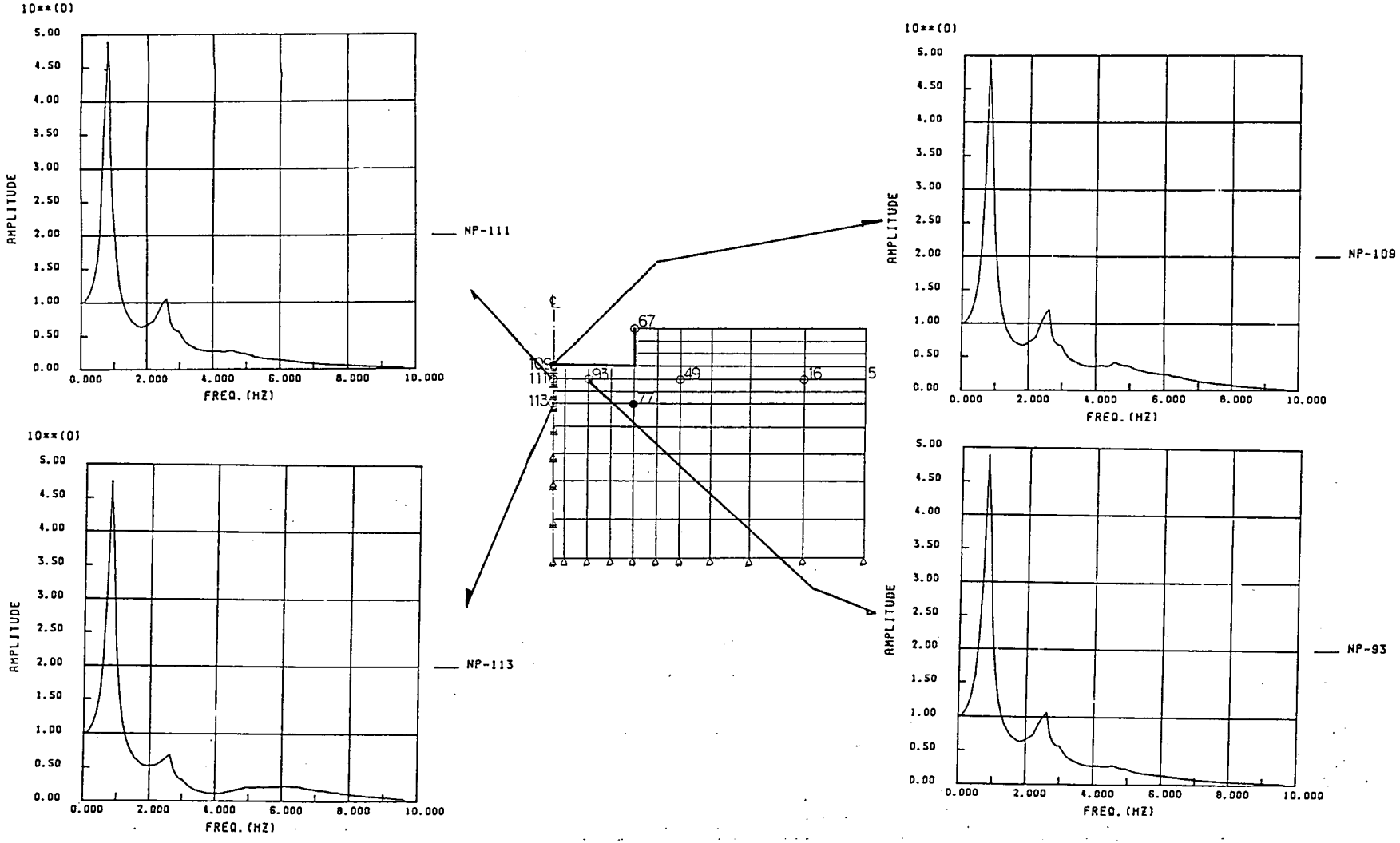


図 5.3.11　代表的な位置での伝達関数（H－O－S）

単位［m／sec^2］

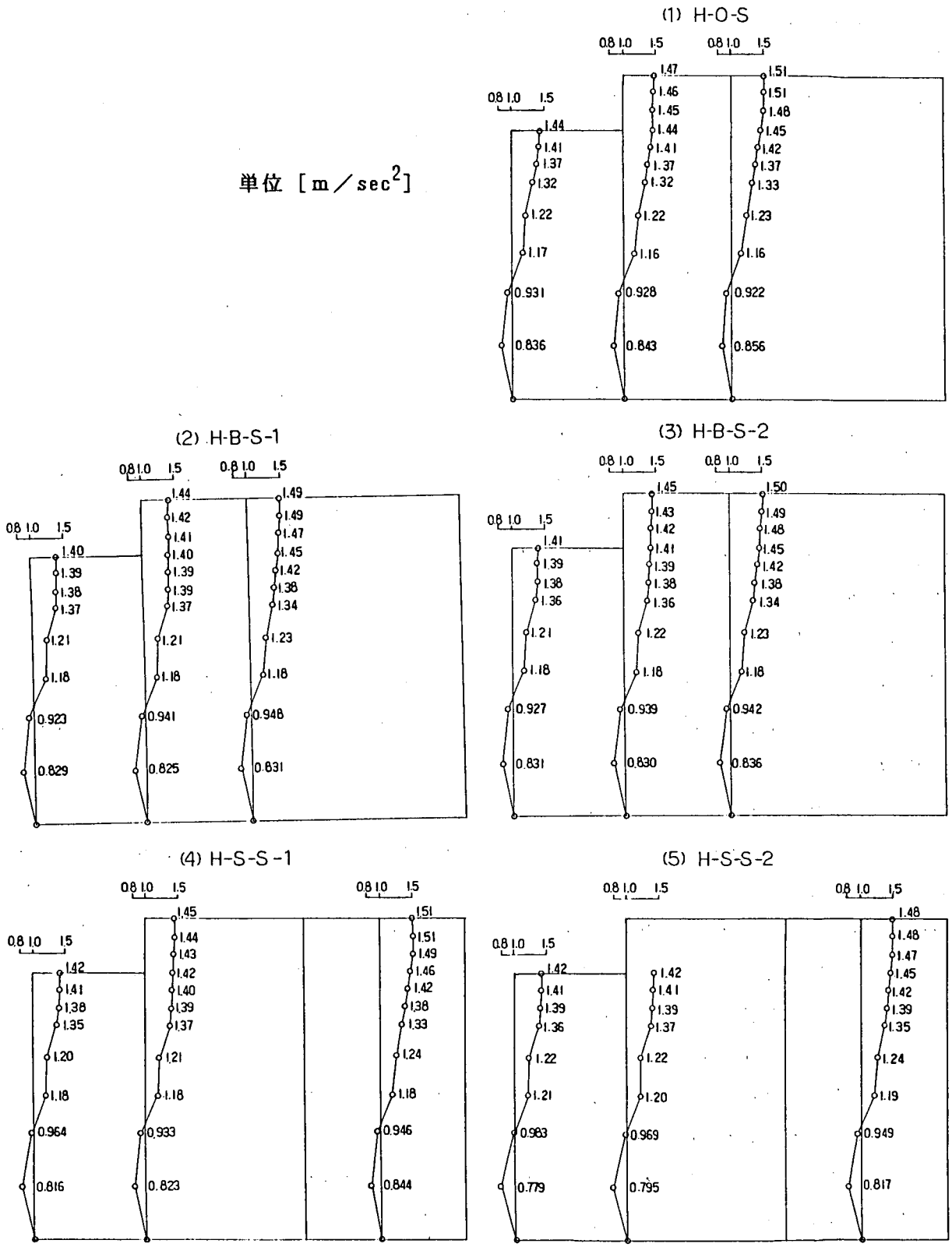


図 5.3.12　最大応答加速度分布

すると，地盤改良を施すことによって，改良域の応答加速度は減少することは認められる。ただし，その減少の程度は最も差がみられる掘割道路直下部においても144gal→140gal（約3％減）と非常に小さいものである。

各要素の最大せんひずみ γ max を図5.3.13に示す。未改良（H－0－S）の場合でも掘割道路に接する領域では，掘割道路躯体との相互作用の影響により，自由地盤で発生するひずみ分布と異なっている。各モデルケースを比較すると，改良域では最大せん断ひずみは一様に減少しており，改良域外でも，直下部改良型（H－B－S－1,2）での改良体側方部と改良体に狭まれた部分，側方部改良型（H－S－S－1,2）の掘割道路直下部分で最大せん断ひずみは減少している。しかし，直下部改良型の掘割道路に接する側方部分と側方部改良型の外側では，逆に最大せん断ひずみは増大しており，地盤改良により一様にせん断ひずみが低減されないことがわかる。

各要素の最大せん断応力度 τ max を図5.3.14に示す。未改良モデルと比較した最大せん断応力度の増域は，最大せん断ひずみの場合と同様な傾向を示している。また，多くの改良域内においては，未改良モデル（H－0－S）に比しせん断応力度が増大している。これは，改良域のせん断剛性が原地盤のそれの10倍以上大きくなっているためで，このため，同程度のせん断ひずみに大しては高いせん断応力度が生じる結果となる。ただし，改良域のせん断強度も原地盤に比し増大しているため，最大せん断応力度の増加はこのせん断強度との比からみれば問題はない。

iii) 砂質地盤の液状化抵抗

道路橋示方書・耐震設計編（PP69～72）に準拠し，液状化抵抗率FLを下記の要項で算定する。

・有効上載圧は，静止土圧係数を0.5に，静的せん断剛性を最大せん断剛性の1/2にとった初期応力解析から求めた値を使用。

・時間最大動的せん断応力振幅は図5.3.14の値を使用。

計算された液状化抵抗率FLを図5.3.15に示す。未改良モデル（H－0－S）では表層部と掘割道路の側方部が1を割っており，液状化の発生が予想される。これに対して，地盤改良を施すことによって直下部改良型（H－B－S－1,2）の掘割道路側方部，側方部改良型（H－S－S－1,2）の改良外側を除き，液状化抵抗率は上昇する。しかし，これら地盤改良により液状化抵抗率は上昇するものの，全面的にFL＞1とはならず，ここで設定したモデルで充分な液状化抑止効果があるとは言いきれない。

iv) 掘割道路の変形と断面力

地盤を含む掘割道路の変形（絶対変位から）を図5.3.16に，掘割道路頂部の変位波形を図5.3.17に示す。周辺地盤の応答加速度波形と同様に各改良モデルケースでの波形，変形は，これら図5.3.16～17にほぼ等しく，地盤改良に対する顕著な差は現われなかった。変形の特徴としては，上下方向の変位は小さく，掘割道路躯体のロッキングはほとんどみられないことがあげられる。

掘割道路体に作用する最大断面力分布（ⓐ曲げモーメント，ⓑせん断力，ⓒ軸力）を図5.3.18に示す。曲げモーメント，せん断力は底隅部で最大値を示している。これらの分布は未改良モデルを基準にすると，直下部改良型（H－B－S－1,2）は減少しているが，側方部改良型（H－S－S－1,2）は増加する傾向にある。これは，直下部改良型の場合，掘割道路の底辺（長辺）の変形を拘束しこの位置での断面力を抑え

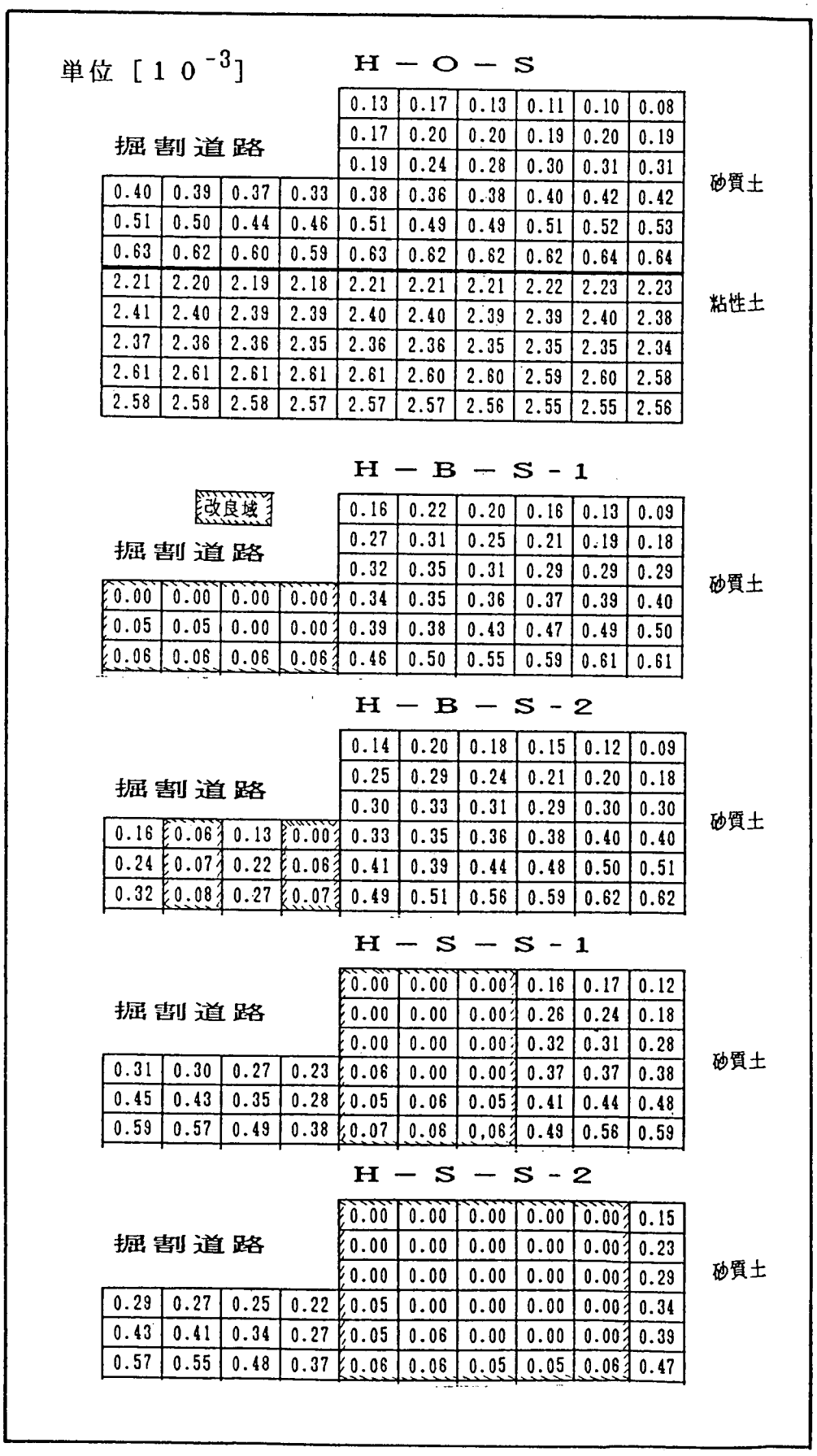


図 5.3.13　最大せん断ひずみ分布 γ_{max}

単位 [t ／m²]

H － O － S

掘割道路

				0.42	0.55	0.44	0.38	0.33	0.28	
				0.62	0.72	0.70	0.69	0.70	0.68	
				0.73	0.92	1.03	1.08	1.11	1.11	砂質土
1.47	1.46	1.40	1.28	1.43	1.36	1.43	1.49	1.53	1.54	
1.92	1.90	1.84	1.77	1.91	1.87	1.87	1.91	1.95	1.95	
2.34	2.32	2.28	2.25	2.33	2.32	2.31	2.33	2.36	2.36	
2.82	2.82	2.81	2.81	2.82	2.82	2.82	2.83	2.84	2.84	
3.31	3.31	3.31	3.30	3.31	3.31	3.31	3.31	3.31	3.30	粘性土
3.61	3.61	3.61	3.60	3.61	3.60	3.60	3.60	3.60	3.59	
4.24	4.24	4.24	4.24	4.24	4.24	4.23	4.23	4.23	4.21	
4.63	4.63	4.62	4.62	4.62	4.61	4.61	4.60	4.60	4.60	

H － B － S － 1

改良域

掘割道路

				0.52	0.68	0.63	0.54	0.42	0.32	
				0.91	1.03	0.85	0.74	0.69	0.66	
				1.16	1.22	1.10	1.05	1.06	1.06	砂質土
2.28	2.21	1.85	0.72	1.31	1.32	1.35	1.40	1.46	1.48	
2.62	2.60	2.34	1.75	1.55	1.51	1.68	1.80	1.88	1.90	
2.72	2.75	2.76	2.83	1.90	2.01	2.15	2.24	2.29	2.31	

H － B － S － 2

掘割道路

				0.48	0.64	0.59	0.51	0.41	0.32	
				0.84	1.98	0.83	0.73	0.70	0.66	
				1.07	1.18	1.10	1.06	1.08	1.07	砂質土
0.70	3.09	0.57	1.17	1.28	1.33	1.37	1.43	1.48	1.49	
1.60	3.44	0.97	2.77	1.64	1.56	1.71	1.83	1.89	1.91	
1.40	3.73	1.24	3.56	2.00	2.05	2.17	2.26	2.31	2.32	

H － S － S － 1

掘割道路

				0.99	1.12	0.69	0.53	0.54	0.40	
				0.84	0.83	0.70	0.88	0.83	0.64	
				0.61	0.47	1.03	1.14	1.12	1.01	砂質土
1.21	1.17	1.07	0.93	2.78	1.87	1.74	1.38	1.40	1.41	
1.74	1.67	1.43	1.20	2.70	2.99	2.52	1.63	1.73	1.83	
2.24	2.19	1.98	1.62	3.21	3.11	3.12	1.98	2.18	2.25	

H － S － S － 2

掘割道路

				0.93	1.12	0.89	0.88	0.81	0.50	
				0.76	0.69	0.79	0.95	0.90	0.80	
				0.60	0.63	1.16	1.28	1.24	1.05	砂質土
1.13	1.09	1.01	0.90	2.71	1.90	1.73	1.73	1.74	1.29	
1.68	1.61	1.38	1.17	2.60	2.79	2.27	2.16	2.32	1.55	
2.20	2.14	1.95	1.60	3.16	2.97	2.61	2.48	2.95	1.92	

図 5.3.14　最大せん断応力度分布 τ_{max}

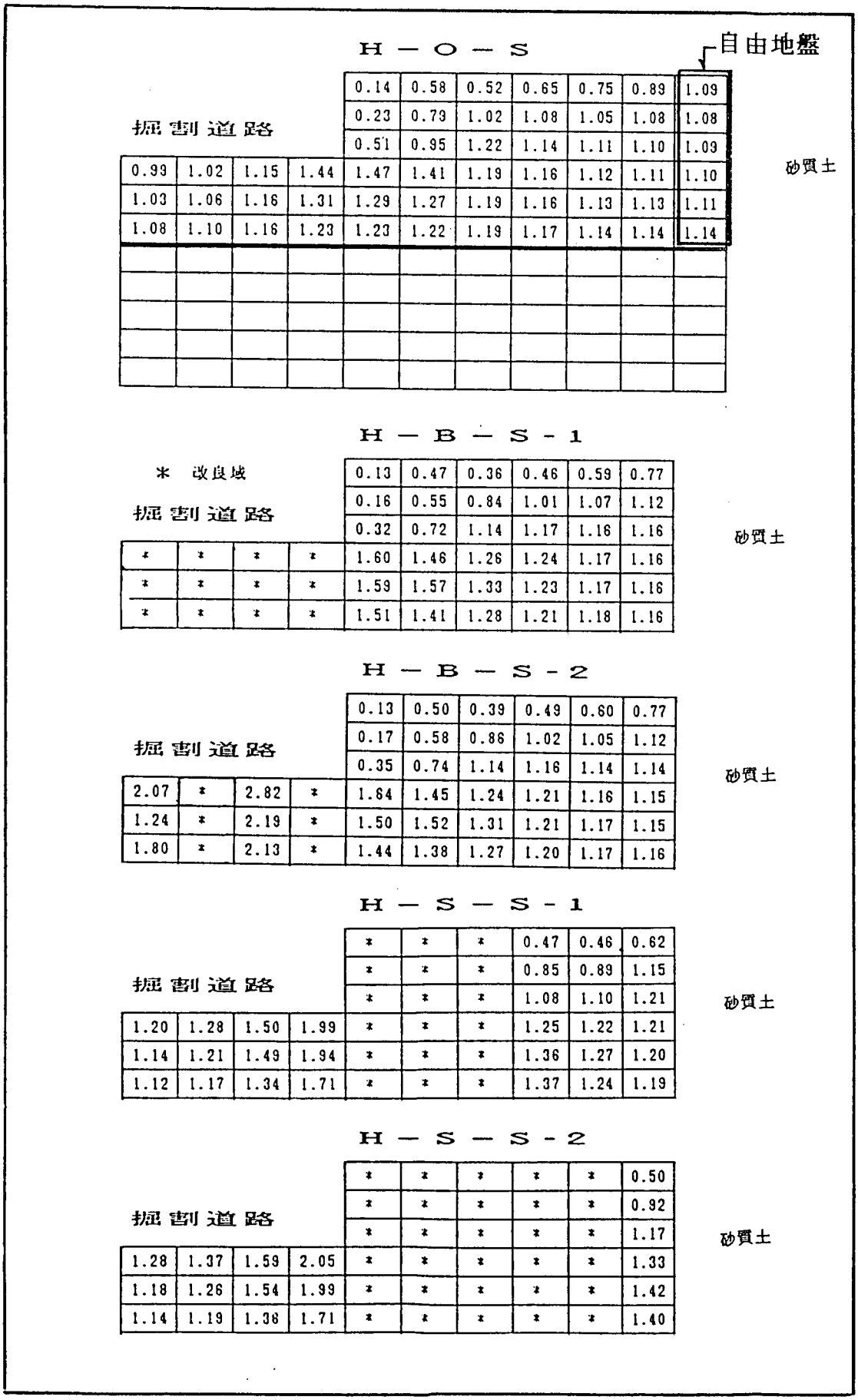


図 5.3.15　液状化抵抗率分布 FL

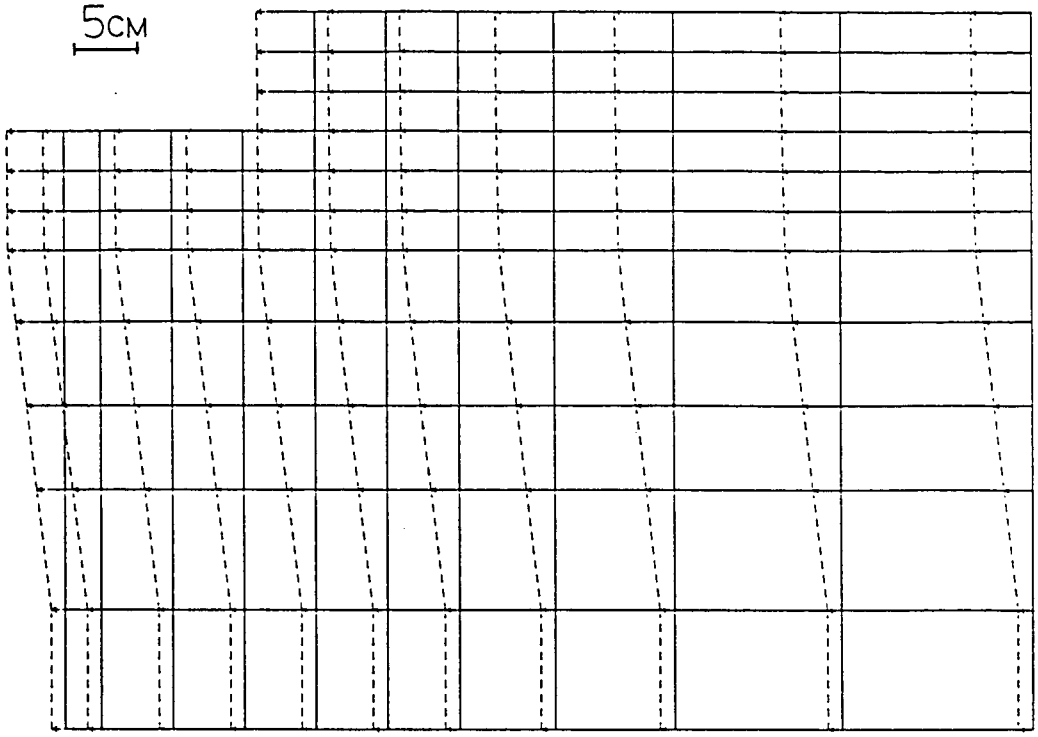


図 5.3.16　変形（絶対変位）

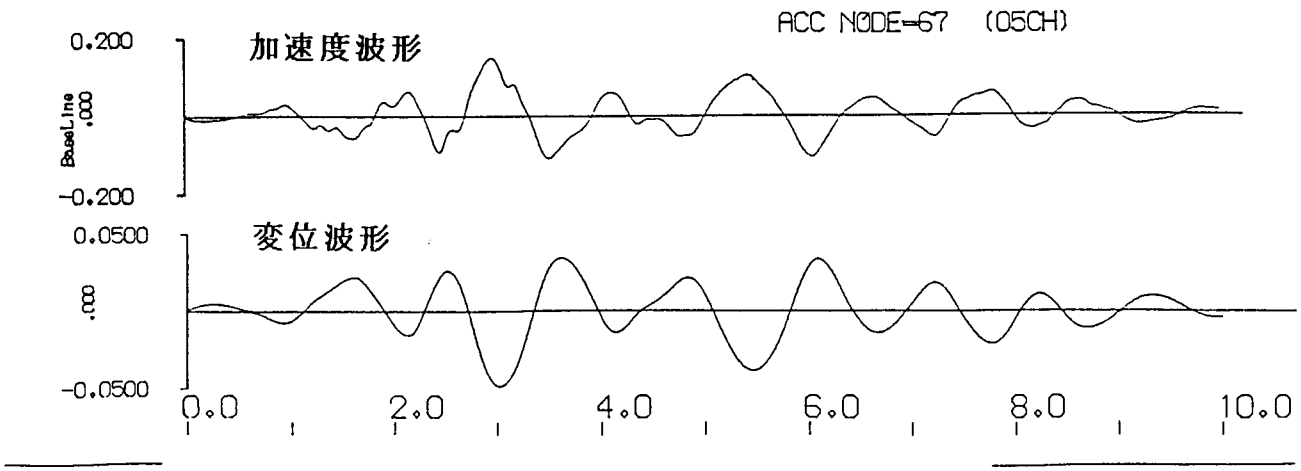


図 5.3.17　堀割道路頂部の変位，加速度波形

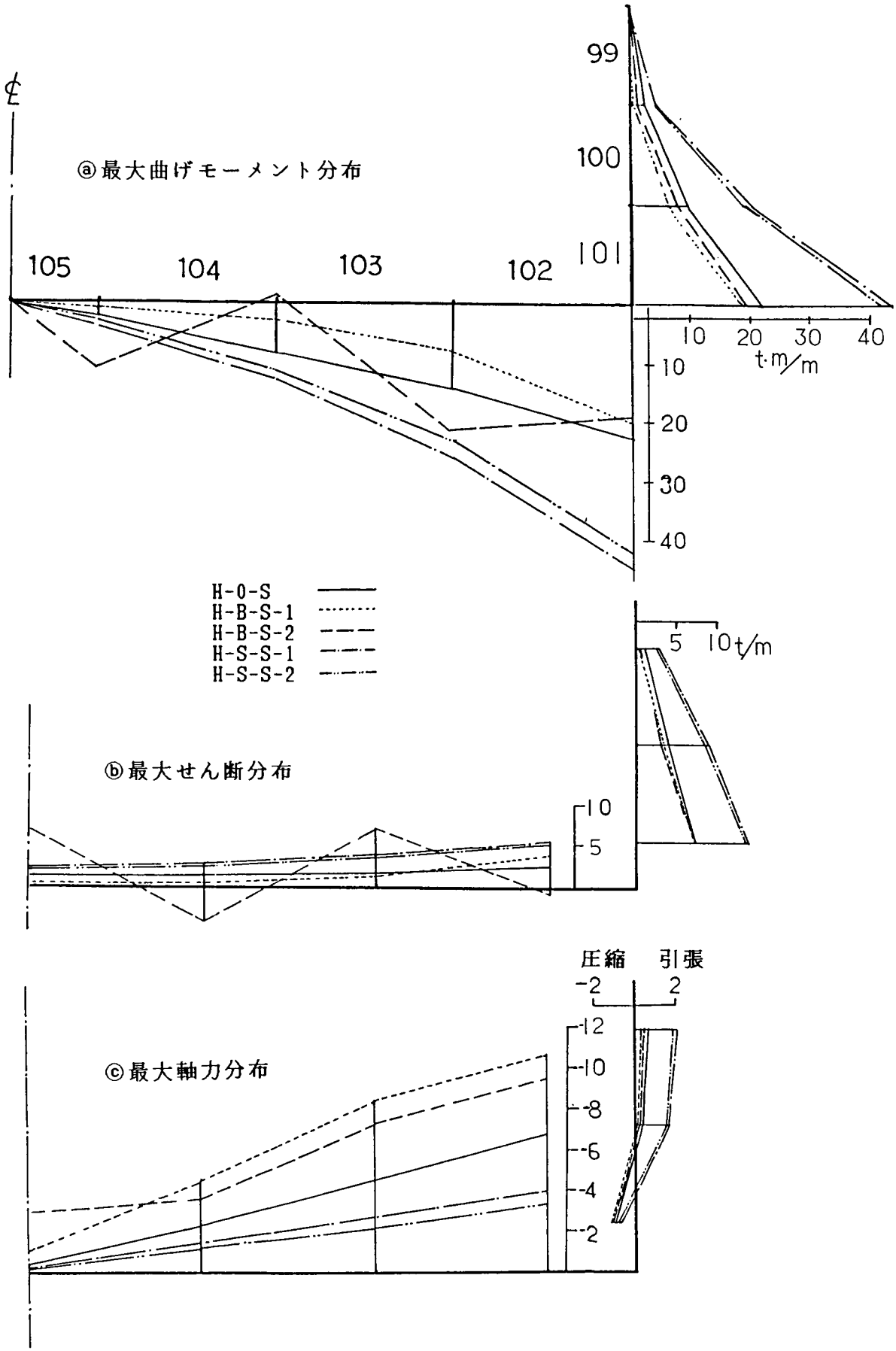


図 5.3.18　堀割道路構造体の断面力

ているのに対し，側方部改良型の場合，側壁（短辺）の変形は拘束されるものの底版（長辺）のうち上下方向が拘束しきれていないことが原因の一つと考えられる。最大せん断力分布は側壁（短辺）が底版（長辺）に比べ大きくなっている。これは，変形図からも明らかなように，側壁のせん断力は水平方向の相対変位に起因し，底版のせん断力は上下方向の相対変位に起因するためで，前者の方が後者より大きいことが原因している。せん断力の改良地盤による影響は曲げモーメントと同様に未改良モデルを基準にすると，直下部改良型は減少し，側方部改良型は増大している傾向にある。最大軸力分布は最大せん断力分布と逆の傾向にある。すなわち，底版の方が側壁に比し大きな分布を示し，直下部改良型は増大し，側方部改良型は減少する傾向がある。

V) 掘割道路の変形と断面力

掘割道路全体系の浮上がりに対する検討を，共同溝指針（日本道路協会編）に準拠し行なう。浮上がりに対する安全率Fs は次式により算出される。

$$Fs = \frac{W_S + W_B + Q_S + Q_B}{U_S + U_D}$$

各項は表 5.3.4 で説明する。ここで，共同溝自重のうち付加重量は常時の安定率を$Fs = 1.3$ となるように決定したものである。

$$1 \cdot 3 = \frac{W_S + W_B + Q_S + Q_B}{U_S}, \quad W_B = 1.3\ U_S - Q_B = 65.81$$

算定された各検討ケースでの浮上がり安全率は表5.3.5 のようになる。この表で示すように未改良モデルで，地震時の安全率0.88 は規準値 1.1 を大きく下まわり，危険な状態と言える。これに対して，いずれの改良モデルでも 1.2 以上となり，改良の効果は明瞭となり，浮上がりについては安全と判断される結果となった。

表 5.3.5　浮上がり算定に使用する諸値

記号	説　　明	今回の検討での算定（1/2 断面）
W_S	上載土の荷重	＝0
W_B	掘割道路の自重（収容物及び捨てコンの重量を含む）	本体重量；(10.5+5)×1.2 ×2.4=44.64 付加重量；21.17 W_B =44.64+19.00=65.81
Q_S	上載土のせん断抵抗	＝0
Q_B	掘割道路側面の摩擦抵抗	液状化層（側部のFL が1以下）$Q_B = 0$ 非液状化層 $Q_B = \Sigma K_o \sigma_{vj}' tj \tan(\phi j)$ $K_o = 0.5$, $\phi j = 30°$ 一律として $Q_B = 2.44$
U_S	掘割道路底面に作用する静水圧による揚圧力	U ＝10.5×5 ＝52.5
U_D	掘割道路底面に作用する過剰間隙水圧による揚圧力	$U_D = L_u \cdot \sigma_v' \cdot B$, B；作用幅 L_u ｛＝0 ；改良土 ＝F_L^{-7} ；（F ≧ 1） ＝1 ；（F ＜ 1） （表5.3.5 参照）

表 5.3.6　浮上がり安全率

検討ケース	算定項	U_D	安全率 F_S	0.9　1.0　1.1　1.2　1.3
常　時	$\frac{W_B+Q_B}{U_S}$	0	1.3	
H-O-S	$\frac{W_B}{U_S+U_D}$	22.3	0.88	
H-B-S-1	$\frac{W_B}{U_S}$	0	1.25	
H-B-S-2	$\frac{W_B}{U_S+U_D}$	0.04	1.25	
H-S-S-1	$\frac{W_B+Q_B}{U_S+U_D}$	4.61	1.20	
H-S-S-2	$\frac{W_B+Q_B}{U_S+U_D}$	2.94	1.23	

3）結果の検討

i）改良効果の判定

地盤改良効果は，地盤の応答，液状化抵抗率から評価した地盤の健全度と構造体に発生する断面力，安定性などから判定する。

図 5.3.19は，縦軸に各応答値を，横軸に改良パターンを取ったものである。同図(1)応答加速度をパラメーターに取った図からは，改良後の掘割道路周辺地盤の加速度は減少しており制震効果が小さいながら見られる。地表部の加速度に注目すれば，直下部全域（H−B−S−1）が最良と言える。(2)せん断ひずみをパラメーターに取った図と，(3)液状化抵抗率をパラメーターに取った図とはほぼ逆の関係にあり，(2)では減少することで，(3)では増大することで地盤改良の効果が見られる。この点では，改良域そのものも耐震性が向上していることを前提にすれば，掘割道路直下部と側方部の両者に地盤改良の効果が見られるのは側方部改良型（H−S−S）と思われる。ただし，H−S−S−1とH−S−S−2 の差異は小さく，ここでのモデルに限ればH−S−S−1 で改良効果は充分である。

構造体に発生する断面力からは，軸力を除き，直下部改良型が有効となる。しかし，側方部改良型で増大した曲げモーメントにおいても，最大曲げ応力度は 6.3 kg/cm^2 であり，通常の許応曲げ圧縮度(＝ 70 kg/cm^2 ）から見れば非常に小さく，問題はない。

掘割道路全体系の浮上がり安全率の面からは，全ての改良モデルでその効果は明瞭となり，安全率は 1.2 以上が確保される結果となった。

ii）まとめ

軟弱砂質地盤上の掘割道路を対象とした地盤改良効果を把握するためＦＬＵＳＨによる解析を行なった。その結果，ここであげたいずれの改良形式においても，液状化対策としての有効性が認められた。これまでの経験から直下部改良型の有効性はある程度予想したが，側方部改良型においても耐震対策工として有

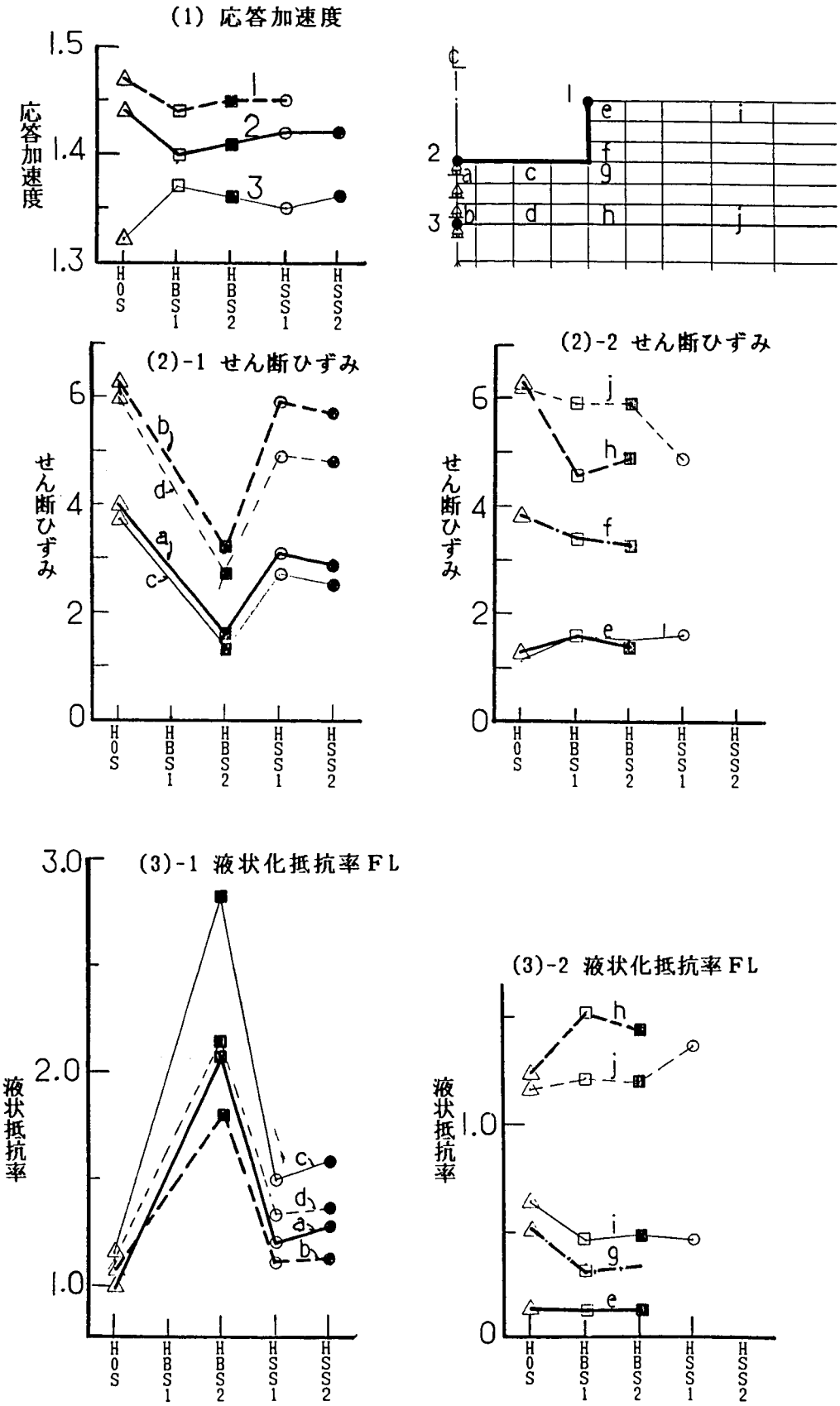


図 5.3.19　改良効果の比較

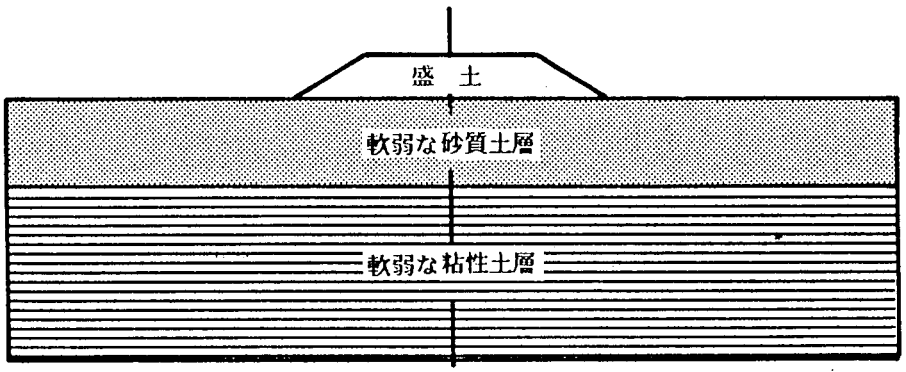
効と判断される結果を得た。しかし，応答加速度の低減や構造体に作用する断面力の点から，今回の検討ケースH－S－S－1が最良とは言いきれず，下層の粘性土層に根入れしたパターン等，さらに進展させた検討が必要と思われる。また，今回の検討は地盤構成，入力地震動を一つに限定しており，ある程度汎用性のある良好な改良パターンを見いだすためには，これらをパラメータとした解析も必要であろう。

(4) 道路盛土の解析

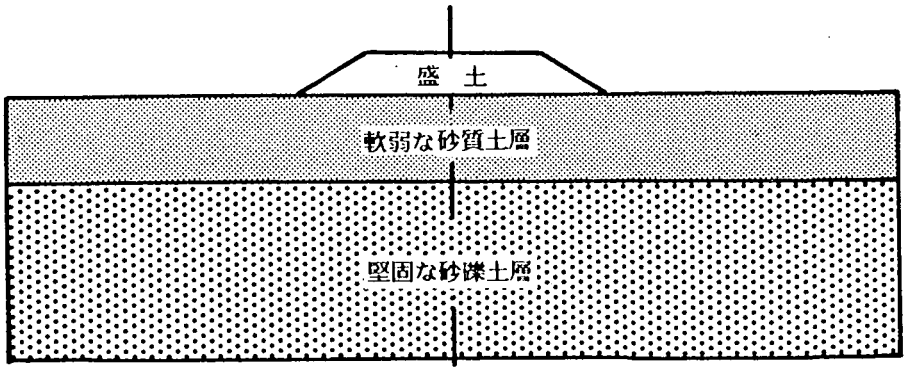
1) 解析モデル

解析に用いる盛土のタイプは図5.3.20に示すような二つのタイプを設定した。各タイプ毎に固化工法による改良領域（無改良も含めて）による分類を行ってモデル化したのが図5.3.21であり，それぞのモデルの名称と特徴を記したのが表5.3.7である。

解析に用いるメッシュ割りは図5.3.22に，解析用定数を表5.3.7に示す。



（a）軟弱な粘性土層上に軟弱な砂質土層があるモデル



（b）堅固な砂礫土層上に軟弱な砂質土層があるモデル

図5.3.20　解析用モデルの土層構成

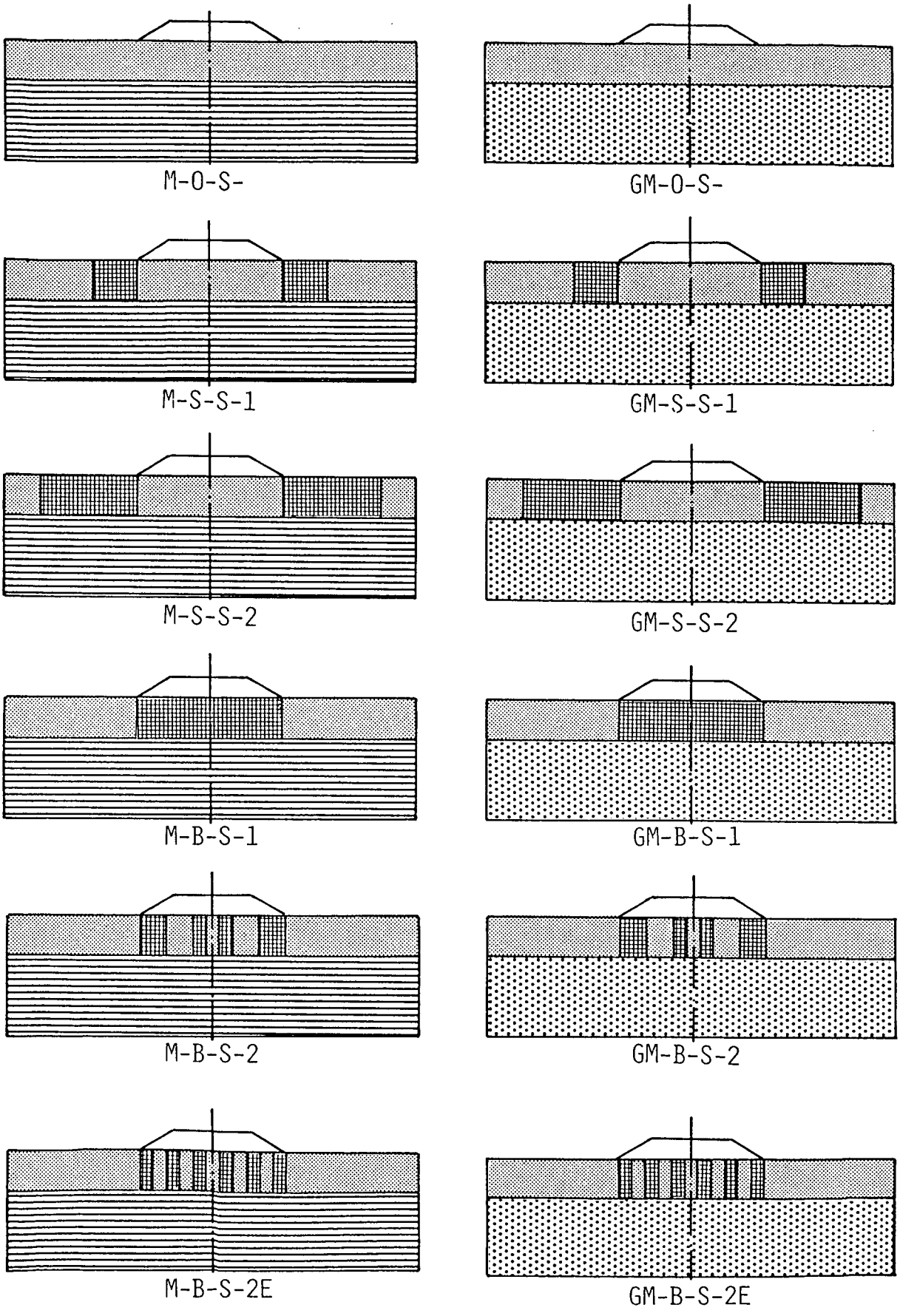


図 5.3.21　解析モデルの改良領域図

表 5.3.7　解析モデルの名称と特徴

解析モデル名＼項目		モデルの特徴	入力地震動の最大値（gal）
軟弱な粘性土層上に軟弱な砂質土層がある土上モデル	M-0-S-	無改良。原地盤上に盛土	150
	M-S-S-1	法尻から10m，盛土外へ改良	
	M-S-S-2	法尻から22m，盛土外へ改良	
	M-B-S-1	盛土の直下を全面改良	
	M-B-S-2	盛土の直下を，54% の改良率で改良	
	M-B-S-2E	盛土の直下を，54% の改良率で柱状に改良	
堅固な砂礫土層上に軟弱な砂質土層がある土上モデル	GM-0-S-	M-0-S-　と同じ	90
	GM-S-S-1	M-S-S-1　と同じ	
	GM-S-S-2	M-S-S-2　と同じ	
	GM-B-S-1	M-B-S-1　と同じ	
	GM-B-S-2	M-B-S-2　と同じ	
	GM-B-S-2E	M-B-S-2E　と同じ	

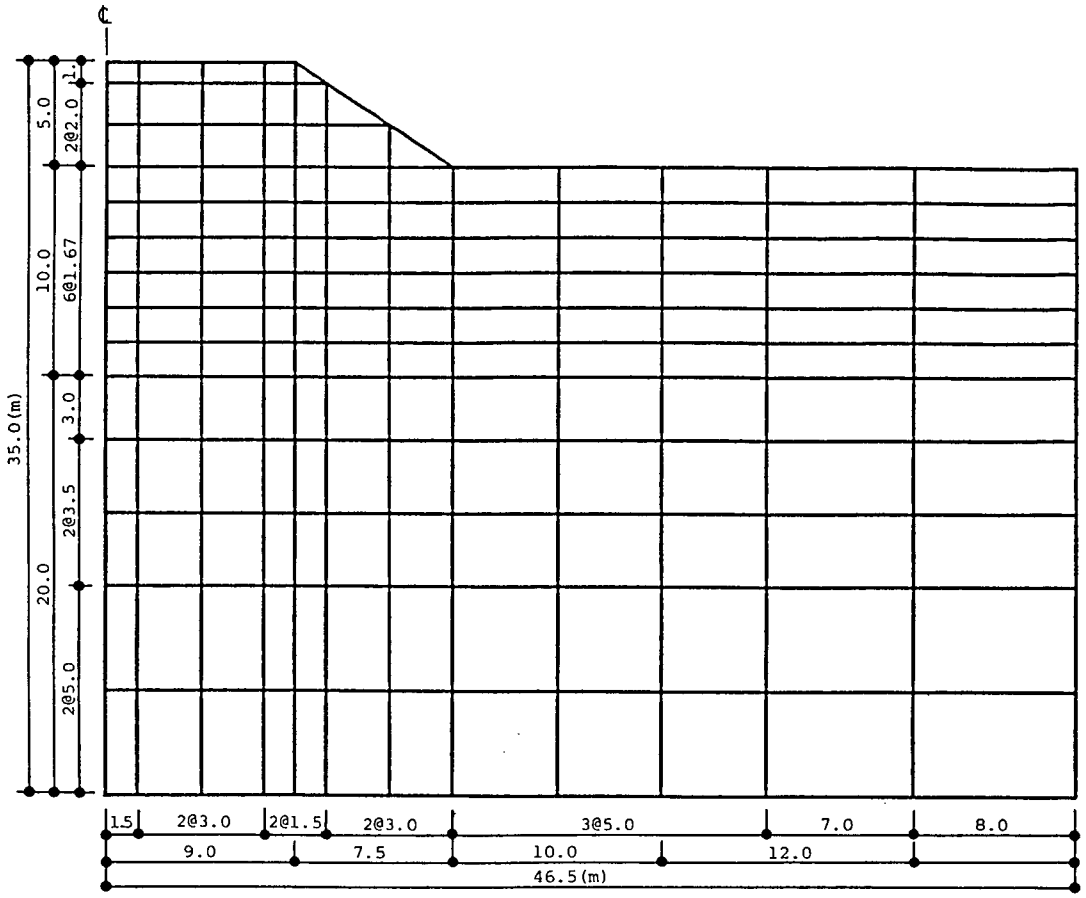


図 5.3.22　解析モデルのメッシュ割り図

表 5.3.8　解析用定数

土質＼物性		Go (tf/m2)	ポアソン比	最大減衰 hmax(%)	規準歪	密度 (tf/m3)	N値orCu (tf/m2)
軟弱な砂質土層	1	3,750	0.40	25	0.8	1.8	6
	2	4,180					7
	3	4,580					8
	4	4,960					9
	5	5,330					10
	6	5,680					11
軟弱な粘性土層	7	2,780	0.45	20	1.2	1.6	5tf/m2
	8	3,130					
	9	3,440					
	10	3,850					
	11	4,250					
堅固な砂礫土層 7～11		24,000	0.40	25	0.8	1.9	40
改良土部		50,000	0.45	20	3.0	1.8	50tf/m2
盛　土		2,800	0.45	20	1.2	1.8	CBR=8

2） 解析結果

i） 成層地盤の応答加速波形と伝達関数

軟弱な粘性土層の上に軟弱な砂層があるモデル（粘土層モデル）と堅固な砂礫土層の上に軟弱な砂質層があるモデル（砂礫土層モデル）につき，一次元成層地盤モデルとしての地震応答解析を実施し，その結果を図5.3.23～24に示した。

ii） 解析モデル別応答加速度波形

解析モデルの特定の位置における応答加速度波形を，解析モデルの違いによる波形の変化に重点をおいて，図5.3.25－42に示した。各図の波形はキイ・プラン中の黒丸の位置の水平応答加速度である。これらの図より以下の事がわかる。

粘土層モデル

・モデルの違いによる波形の変化は殆ど見受けられない。

・各サンプリング点の最大応答加速度値はモデルの変化に無関係にほぼ一定である。

又，その発生時刻もほぼ同時である。

砂礫土層モデル

下表は砂礫土層モデルの各点の応答最大加速度を無改良モデルの対応する各点の応答最大加速度で除したものである。これより次のことがわかる。

表5.3.9 砂礫土層モデルの各点の(Acc)max/無改良モデルの(Acc)max

モデル＼節点	15	48	62	92	96	148	151	154	157
GM－S－S－1	1.01	0.94	0.87	0.92	1.10	0.89	0.99	1.06	0.85
GM－S－S－2	0.89	0.81	0.83	0.96	1.12	0.92	1.05	1.04	0.82
GM－B－S－1	1.24	0.91	0.80	0.77	0.88	0.77	0.45	0.76	0.79
GM－B－S－2	1.23	0.98	1.06	0.95	1.03	1.09	0.73	0.88	1.05
GM－B－S－2E	1.17	0.98	1.09	1.01	1.06	1.04	0.69	0.92	1.07

・盛土の法尻に近い点では（48），法尻脇改良（－S－S－）でも盛土下改良（－B－S－）でもその制震効果に差はみられない。

・盛土の直下では法尻脇改良より盛土下改良のほうが制震効果は高い。

・盛土部では法尻脇改良のほうが盛土下部分改良より制震効果は高い。

iii） 盛土天端中央の応答水平変位波形

盛土天端中央の点の水平変位を示したものが図5.3.43－44である。下表は水平変位の最大値をまとめたものである。

表 5.3.10　水平変位最大値

（cm）

モデル ＼ 改良モデル	粘性土層モデル		砂礫土層モデル	
	変位	比率	変位	比率
M－O－S－	8.00	1.00	2.06	1.00
M－S－S－1	7.74	0.96	1.53	0.71
M－S－S－2	7.61	0.95	1.29	0.62
M－B－S－1	7.69	0.96	0.77	0.38
M－B－S－2	7.62	0.95	1.16	0.57
M－B－S－2E	7.62	0.95	1.24	0.57

粘性土層モデル

・改良土による変位抑制効果はみられるものの，その効果はあまり顕著ではない。またモデルの変化による変位の変化も殆んどない。

・最大値の発生する時刻もみなほぼ同一である。

砂礫土層モデル

・改良土による変位抑制効果は著しい。

・盛土直下を改良した形式（－S－B－）の方が，法尻脇を改良したもの（－S－S－）より変位抑制効果は高い。

・最大変位の発生する時刻は部分改良型モデル（M－S－S－1，M－S－S－2，M－B－S－2 ，M－B－S－2E）はみな同一である。

iv) 解析モデル別伝達関数

改良領域の変化による影響をみることに重点をおいて，解析モデルの特定の位置毎に伝達関数を示したが，図5.3.45－62である。これより次のことがわかる。

粘性土層モデル

・盛土および軟弱な砂質土層部においては，改良土部の位置・大きさによらずいずれの点においても1次のピークは 0.7 Hz で 4.6～5.0倍の応答倍率となっている。

・二次以降は明瞭なピークを持っていない。

砂礫土層モデル

・砂礫土層と軟弱な砂質土層の境界（62，157）では，無改良モデル（GM－φ－S－）が明瞭な1次，2次のピークを持っている。

1次　2.1 Hz　3.2倍

2次　5.0 Hz　3.2倍

・盛土部では（92，148），無改良モデルおよび部分改良モデル（GM－S－S－1， GM－S－S－2，GM－B－S－a，GM－B－S－2E）は 2.2－2.4 Hz に約20倍のマグニチュードをもつ。また無改良モデル（MG－φ－S－）と法尻脇改良モデル（MG－S－S－1，MG－S－S－2）は明瞭な二次のピークを持たないが，

盛土直下改良モデル（—B—S—）は5Hz 付近に二次のピークを持つ。全面改良モデル（GM—B—S—1）は

1次　2.4 Hz　10倍

2次　5.2 Hz　12倍

のピークを持つ。

・軟弱な砂質土層部（15，48，98，154）が5 Hz 付近にもつ二次のピーク値は，改良領域が増大するにつれて減少してゆき，全面改良モデル（GM—B—S—1）では殆んど見られなくなる。

V）最大応答加速度分布

モデルの鉛直方向4測線を選んで水平加速度の最大値の分布を示したのが，図5.3.63 — 64 である。これより次のことがわかる。

粘性土層モデル

・軟弱な砂質土層部での加速度の増幅は微かであり，同層部内の分布はほぼ一様である。

砂礫土層モデル

・軟弱な砂質土層部で，加速度の増幅は著しい。特に盛土部での急激な増幅が目立つ。

・改良土の面積が増すにつれて，全体的に最大加速度の値は減少してゆく。

Vi）最大せん断応力分布

モデルの各要素の最大せん断応力 τ max の最大応答値を示したものが，図5.3.65 — 66 である。ただしこの値は地震時の増分値である。

・応力値は，砂礫土層モデルの方が粘性土層モデルよりも全体的に大きな値になっている。

Vii）有効最大せん断ひずみ分布

最大せん断ひずみ γ max の最大応答値の65％として定議されている有効せん断ひずみ γ eff の分布を示したのが図5.3.67 — 68 である。これより次のことがわかる。

・粘性土層モデルは，軟弱な粘性土層が 2×10^{-3} 程度のひずみが全体的に発生しており，G_{eq}/G_o = 0.4 ～ 0.5 程度となっている。軟弱な砂質土層および盛土部は 10^{-4} のオーダーであり G_{eq}/G_o = 0.7 ～ 0.8 程度である。従って，モデル全体の動きは，軟弱な粘性土層に支配されている。

・砂礫土層モデルは，砂礫土層のひずみが 10^{-4} のオーダーにあるが，粘性土層モデルの同一層よりも大きめの値になっている。

3）解析結果の検討

i）液状化に対する抵抗率（F_ℓ）による検討

図5.3.1に示されている手順に従って算出された F_ℓ 値の分布を図5.3.69 — 70 に示す。この手順のうち自重解析による $\sigma v'$ は，FEMにより静的応力解析を行って求めた。その際に用いた変形係数はGo 値である。

粘性土層モデル

・成層地盤モデルの F_ℓ 値は大旨1.0を下まわっており，液状化の可能性は大きい。

・無改良モデル（M—ϕ—S—）では法尻から外の要素のすべての F_ℓ 値が大きく1.0を下まわっており，液状化すると判断される。この領域が液状化すれば盛土を支持している地盤の支持力は不足し，全体的崩

壊が生じると判断される。

・改良を施したモデルは，いづれも固化領域は液状化しないので全体破壊は避けられると思われる。施工の容易さと経済性からみれば法尻脇改良モデル（M−S−S−1）が良いと判断される。

砂礫土層モデル

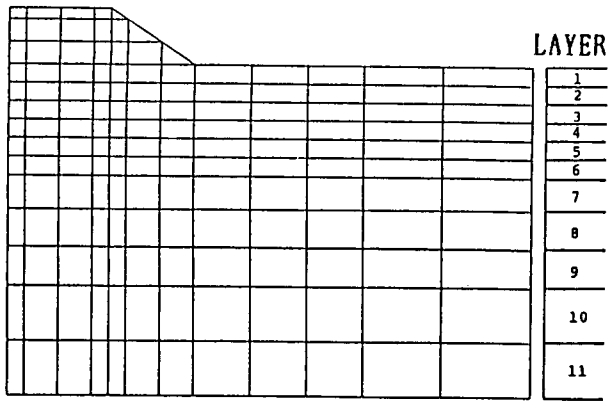
・成層地盤モデルのF_ℓ値は 0.7－0.8 で，完全に液状化すると判断してよい。

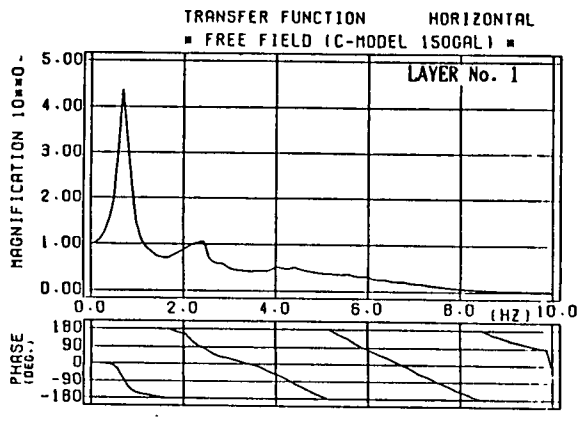
・無改良モデル（GM−ϕ−S−）では，Fe＜ 1.0 の領域が粘性土層モデル（M−ϕ−S−）に比べて，盛土直下に奥深くまで侵入している。

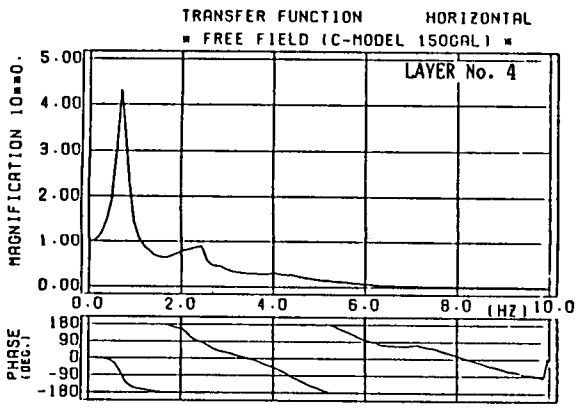
・法尻脇改良モデル（GM−S−S−1，GM−S−S−2）は法尻近辺に若干のF_ℓ＜ 1.0 要素を持っているが，無改良モデルで盛土直下に深く侵入したF_ℓ＜1.0 領域を，大旨消し去っている。

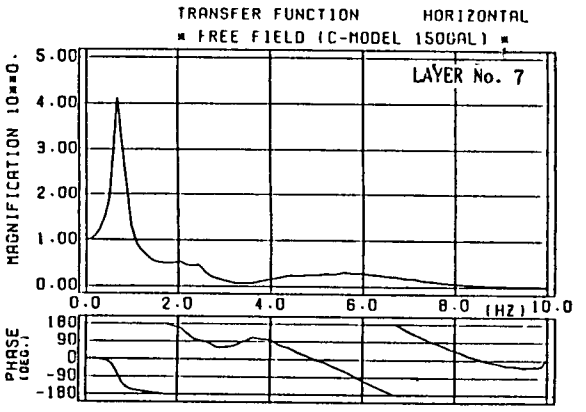
・盛土直下部分改良モデル（GM−B−S−2，GM−B−S−2E）のいづれも完全に盛土直下のF_ℓ＜ 1.0 領域を消滅させている。

・改良を施したモデルはいづれも液状化による盛土の崩壊を防ぐのに有効であると判断されるが，施工の容易さと経済性から見れば，法尻脇改良モデル（GM−S−S−1）が良いと判断される。









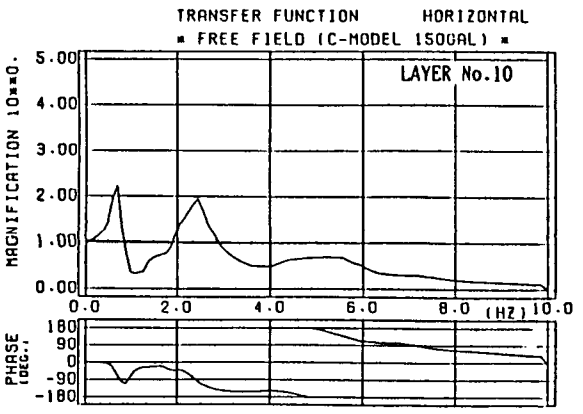
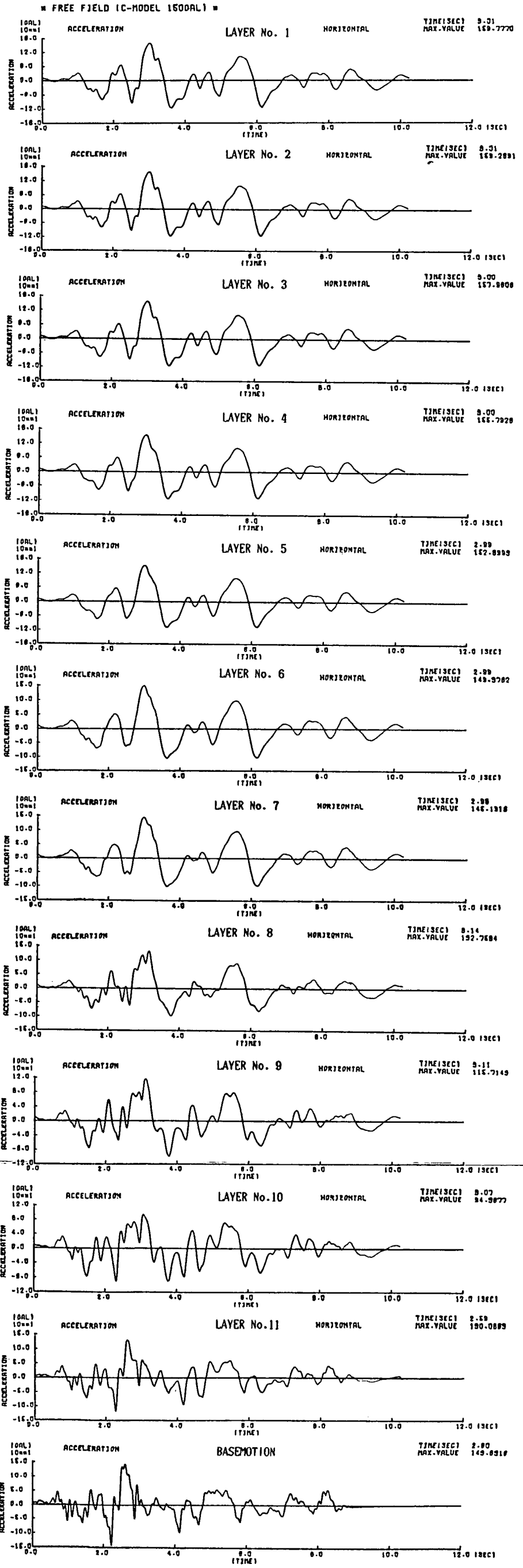
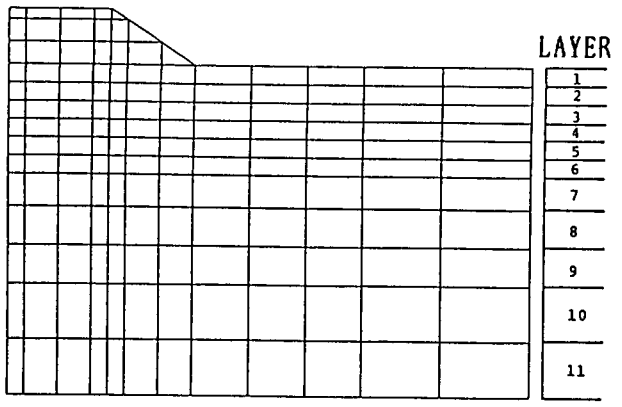
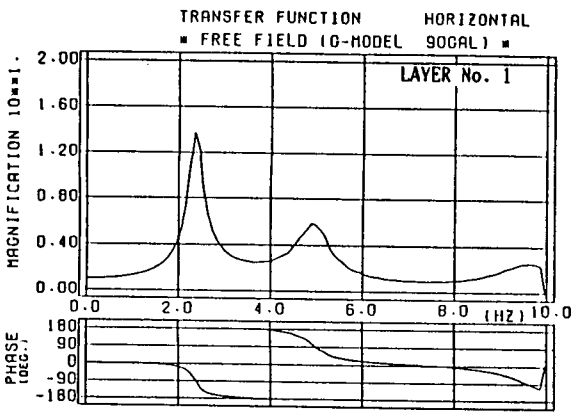
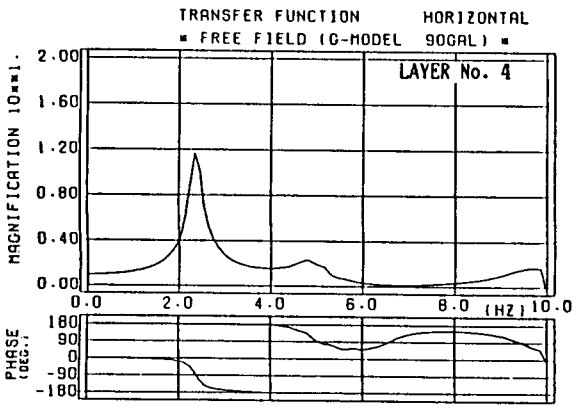


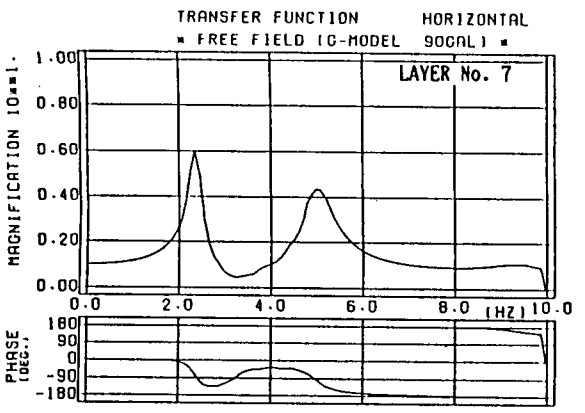
図 5.3.23　成層地盤の応答加速度波形
軟弱な粘性土層上に
［　軟弱な砂質土層があるモデル
入力地震動の最大加速度(150gal)］











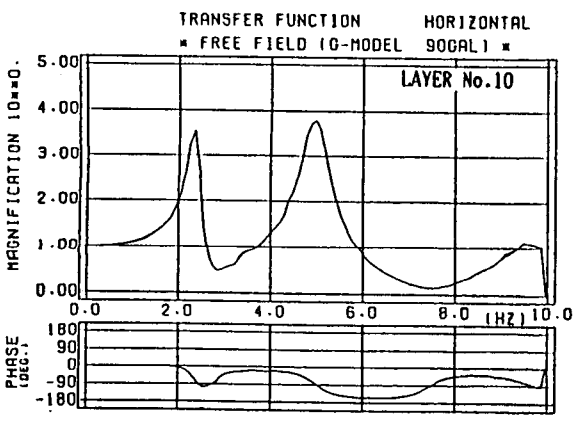
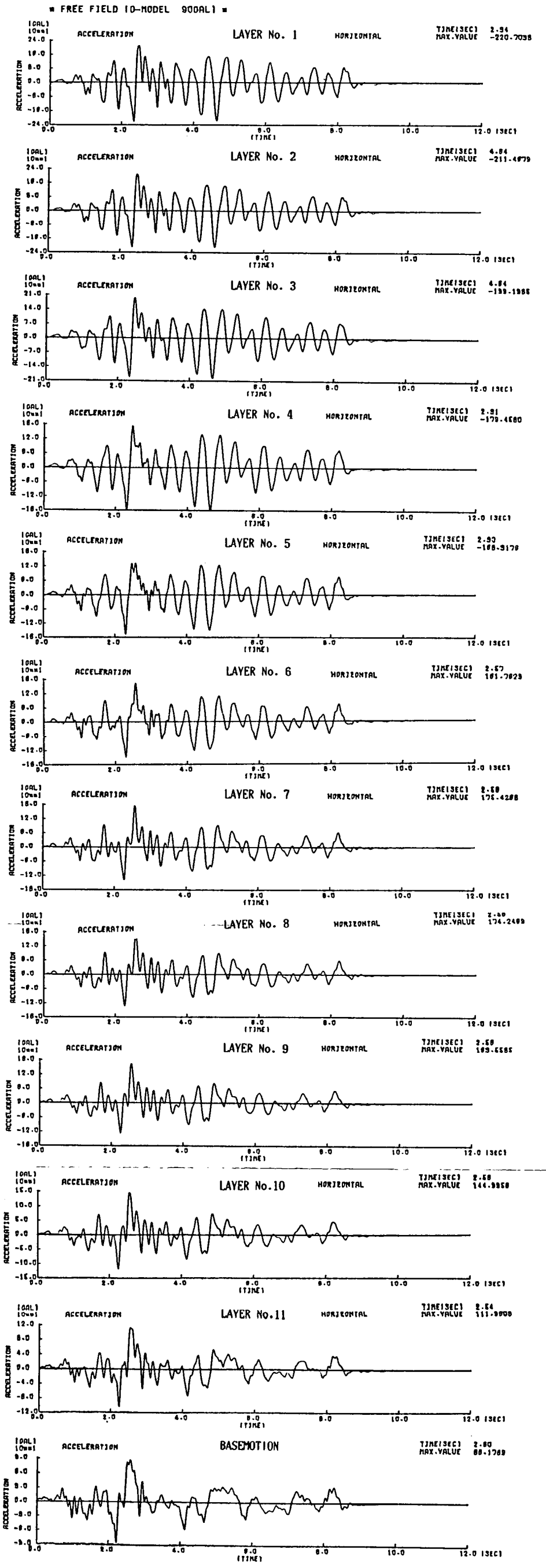
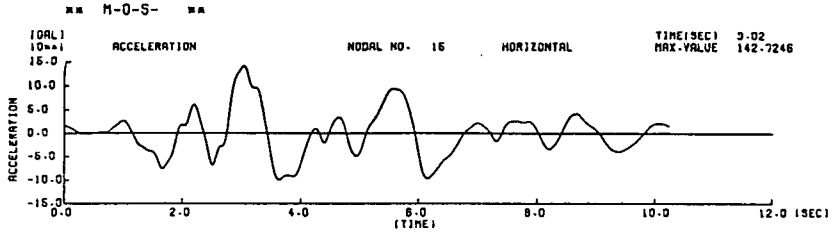
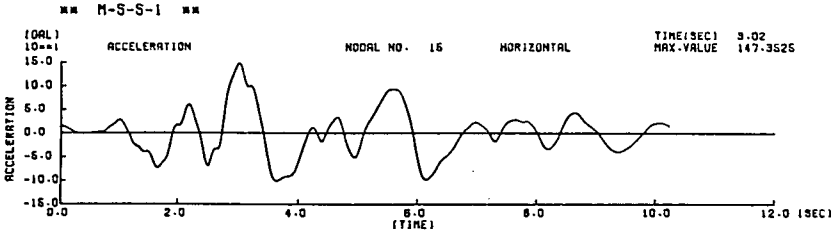


図 5.3.24　成層地盤の応答加速度波形
[堅固な砂礫土層上に
軟弱な砂質土層があるモデル
入力地震動の最大加速度（90gal）]







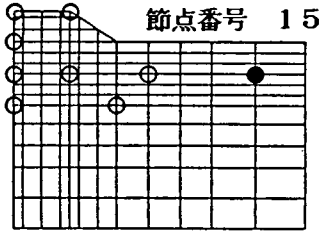
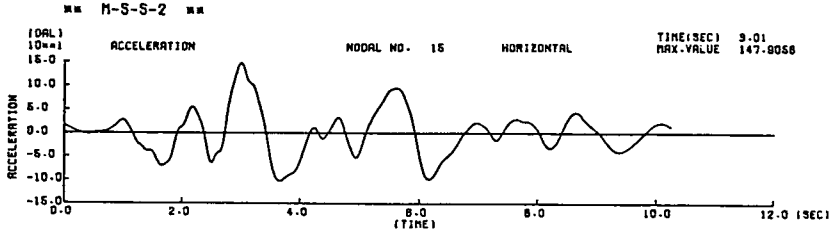
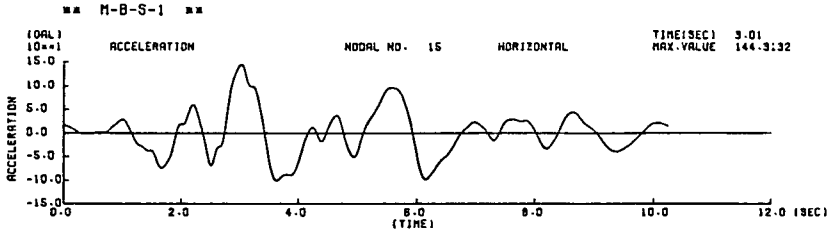
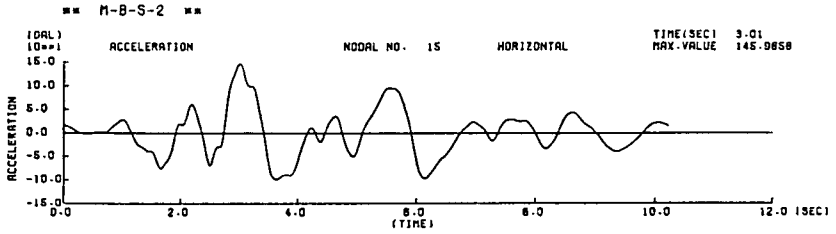
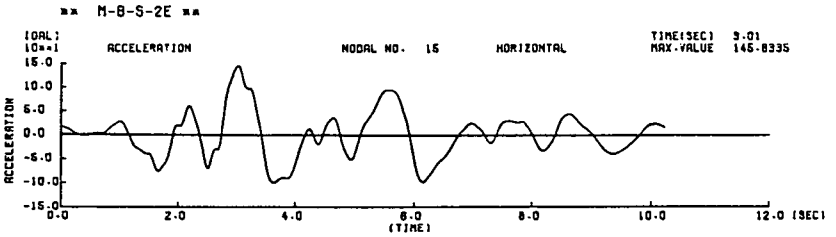


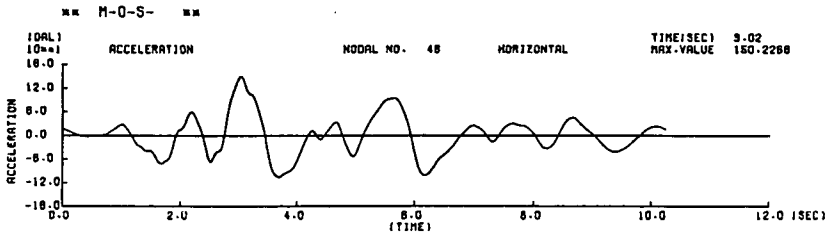
図 5.3.25　解析モデル別応答加速度波形比較図
軟弱な粘性土層上に
軟弱な砂質土層があるモデル
入力地震動の最大加速度（150gal）

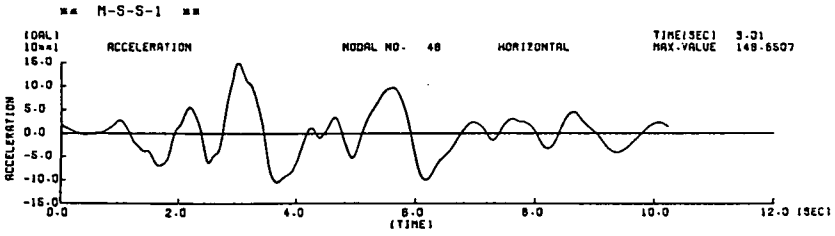


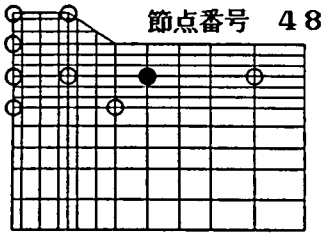


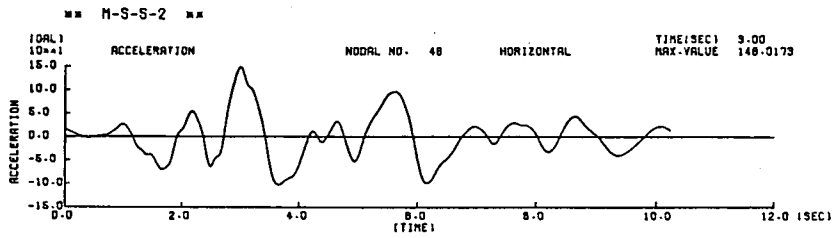


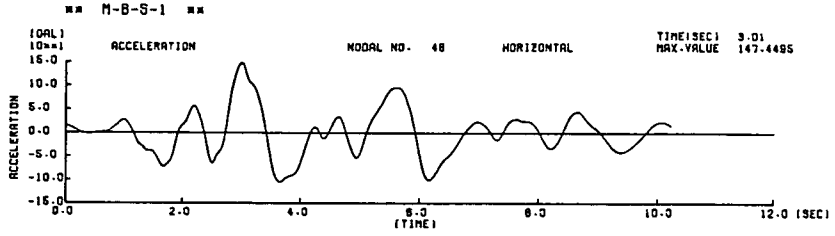


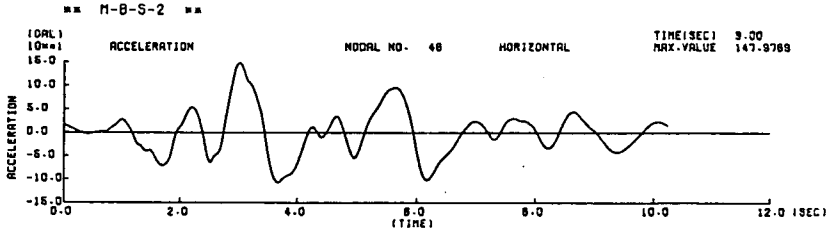












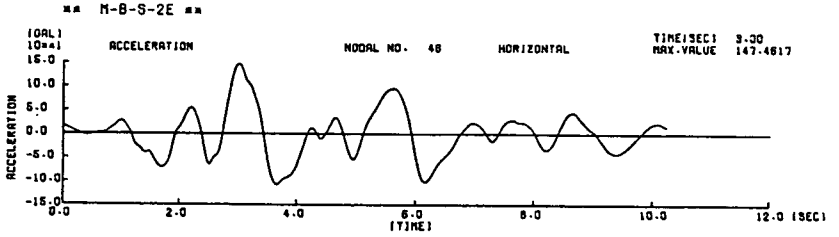
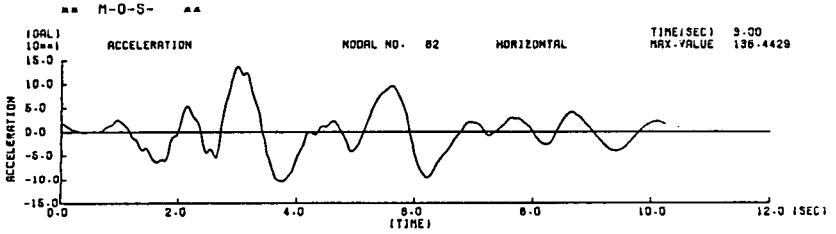
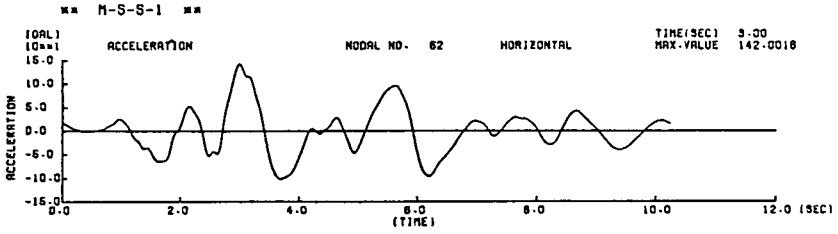
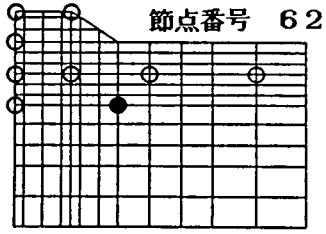
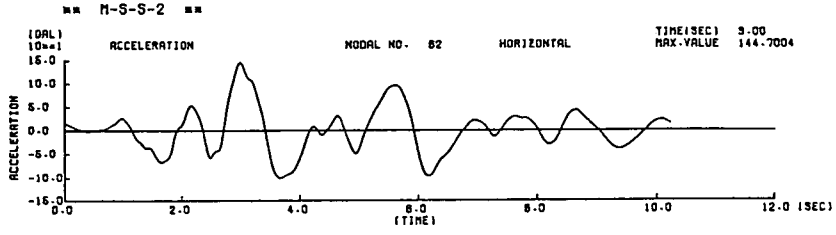


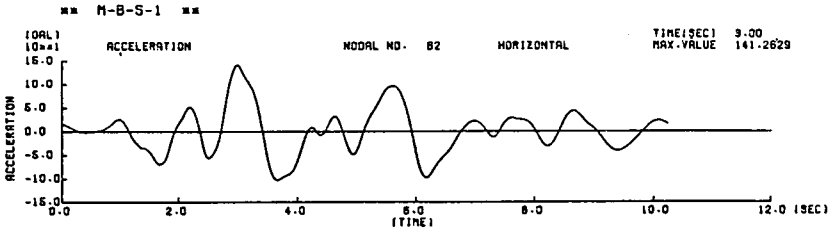
図 5.3.26　解析モデル別応答加速度波形比較図
軟弱な砂質土層上に
軟弱な砂質土層があるモデル
入力地震動の最大加速度（150gal）

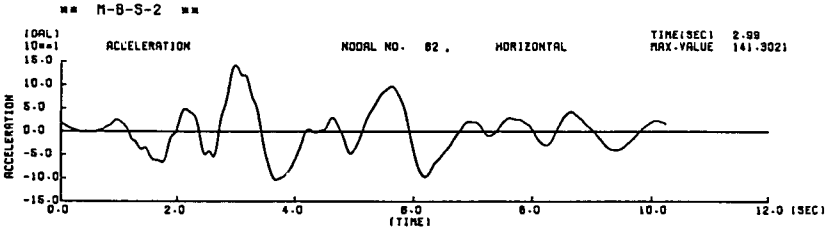












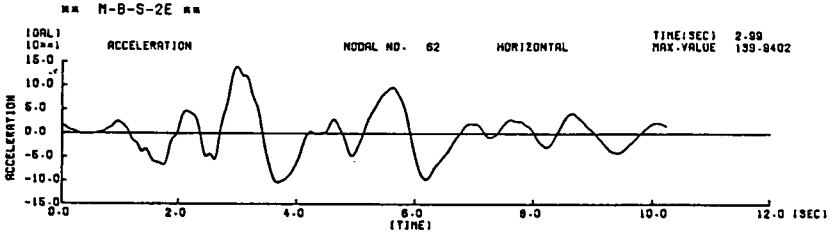
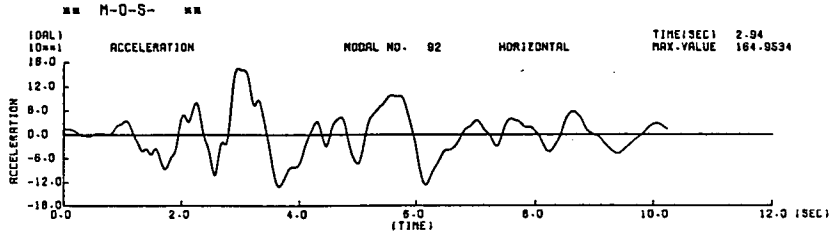
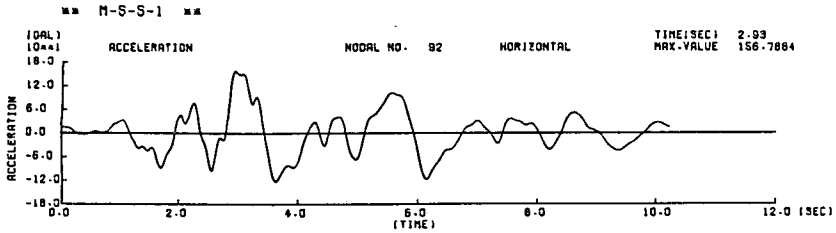
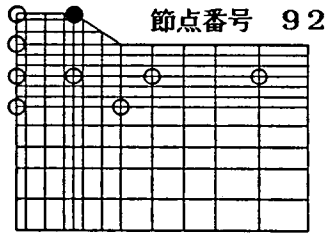
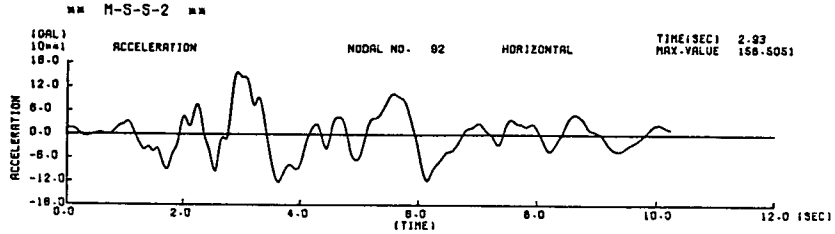


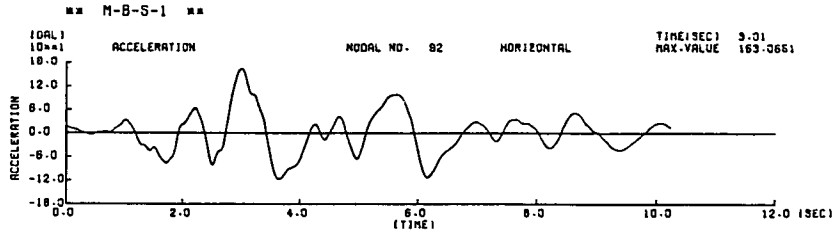
図 5.3.27　解析モデル別応答加速度波形比較図
軟弱な粘性土層上に
軟弱な砂質土層があるモデル
入力地震動の最大加速度(150gal)

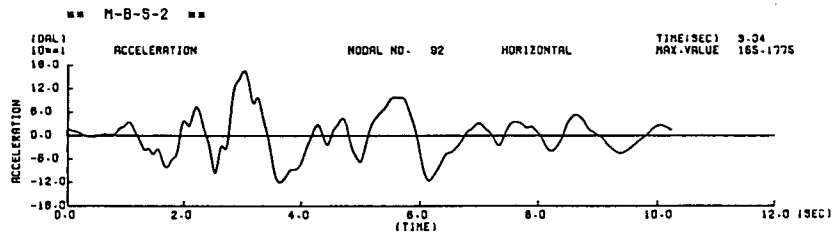












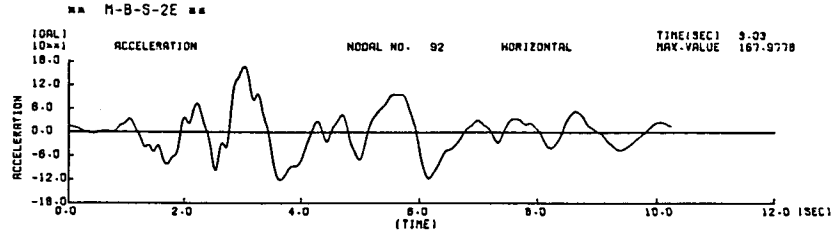
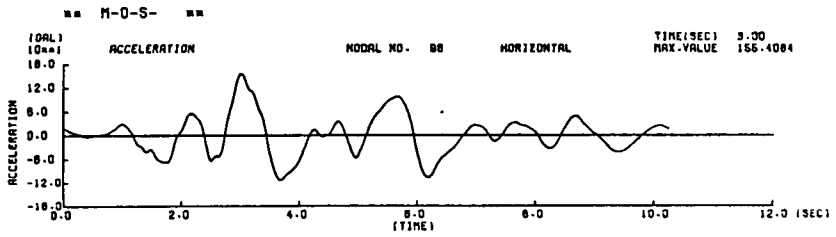
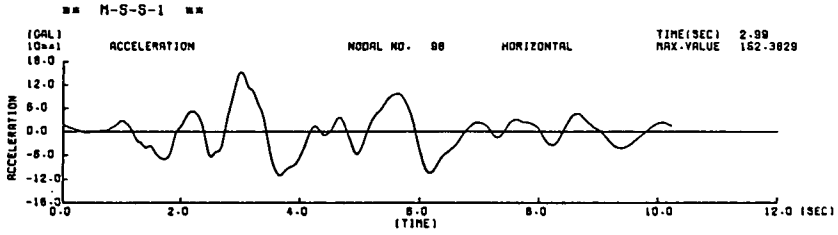
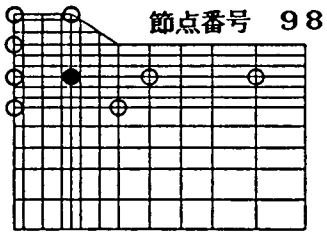
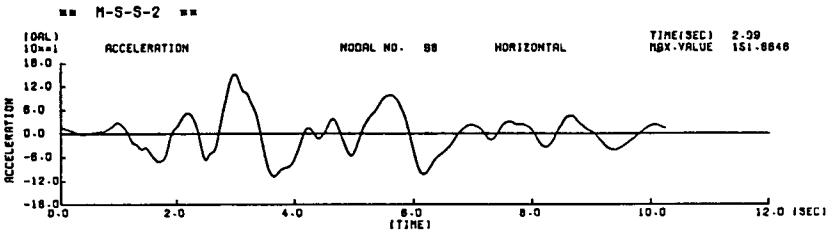


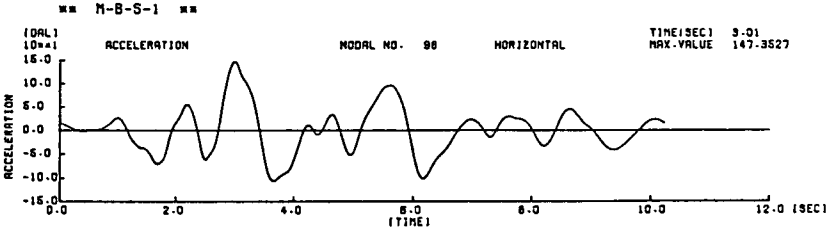
図 5.3.28　解析モデル別応答加速度波形比較図
［軟弱な粘性土層上に
　　軟弱な砂質土層があるモデル］
入力地震動の最大加速度（150gal）

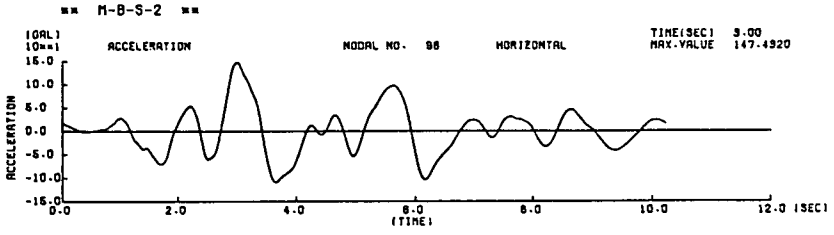












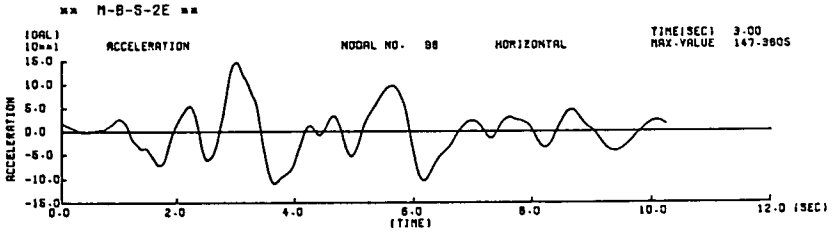
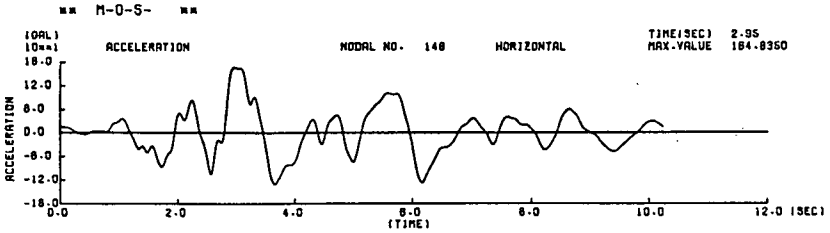
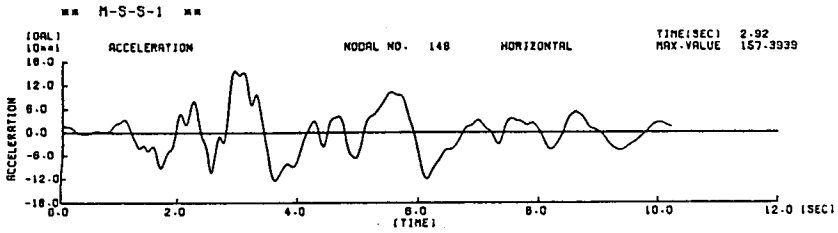
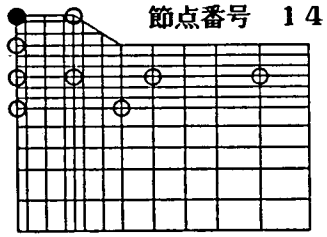
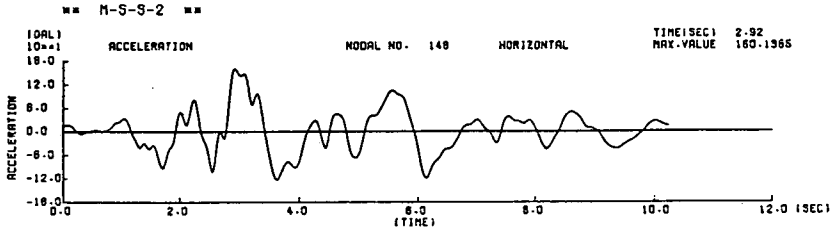


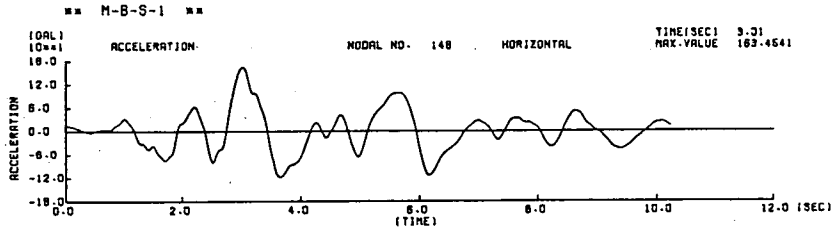
図 5.3.29　解析モデル別応答加速度波形比較図
[軟弱な粘性土層上に
　軟弱な砂質土層があるモデル]
入力地震動の最大加速度(150gal)

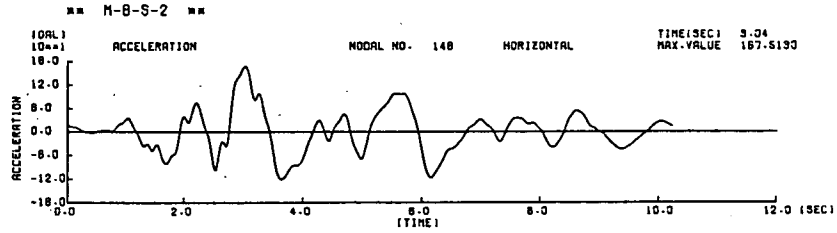












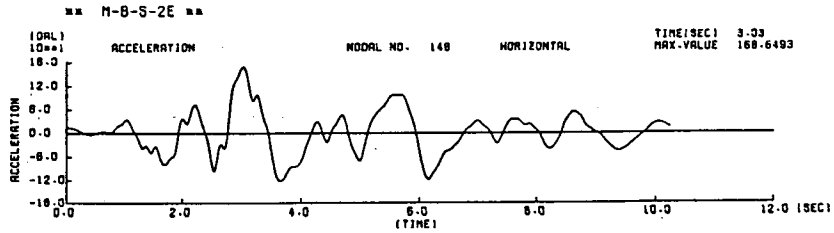
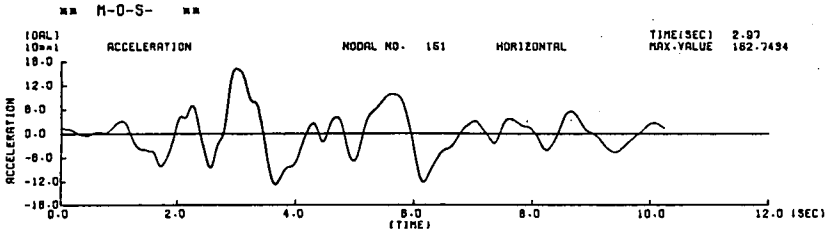
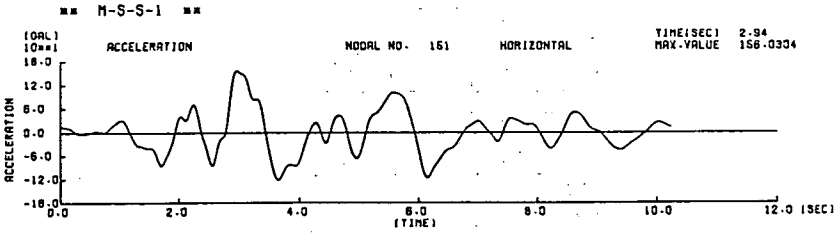
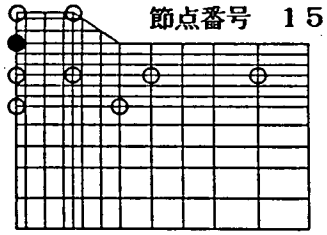
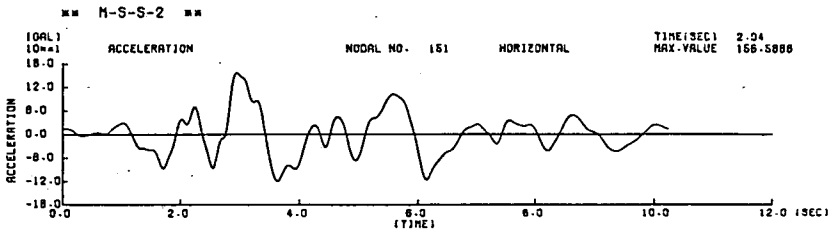


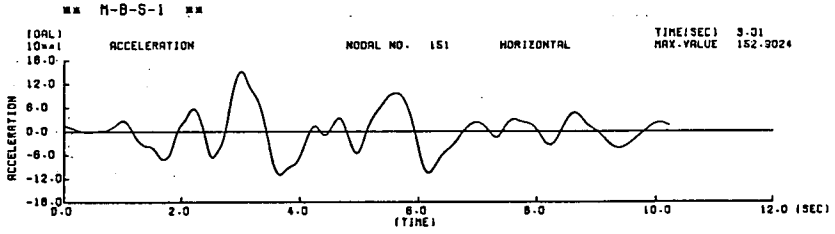
図 5.3.30　解析モデル別応答加速度波形比較図
軟弱な粘性土層上に
［軟弱な砂質土層があるモデル］
入力地震動の最大加速度（150gal）

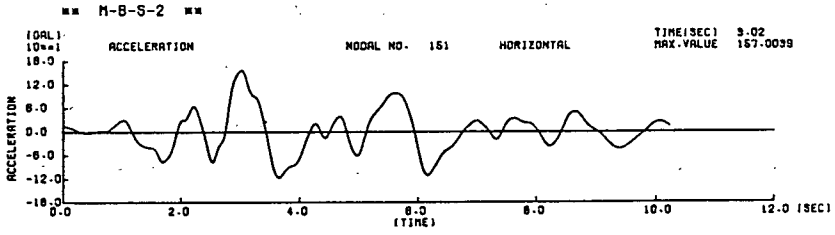












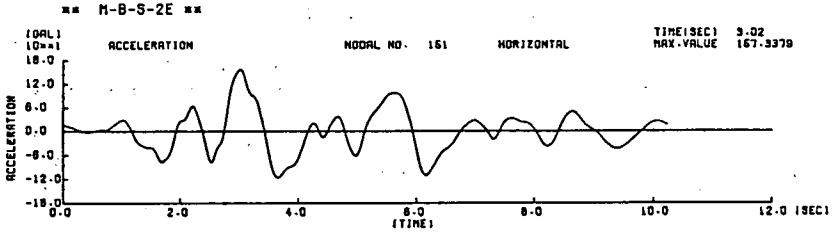
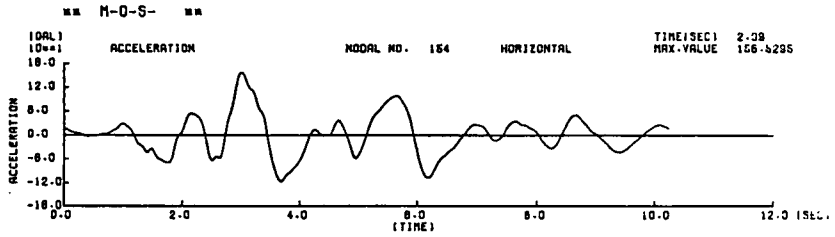
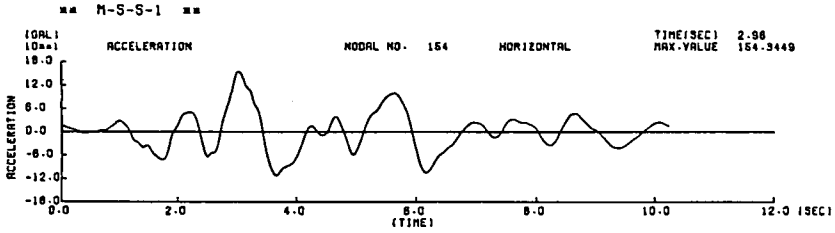
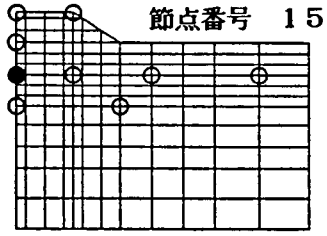
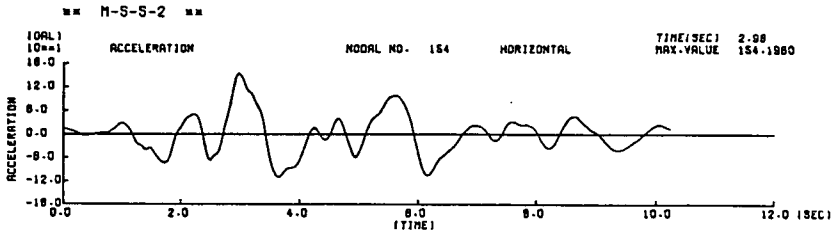


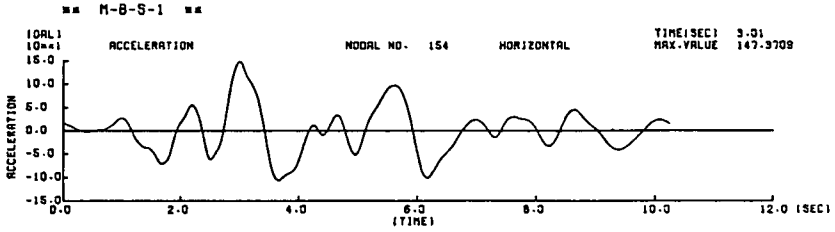
図 5.3.31　解析モデル別応答加速度波形比較図
軟弱な粘性土層上に
軟弱な砂質土層があるモデル
入力地震動の最大加速度(150gal)

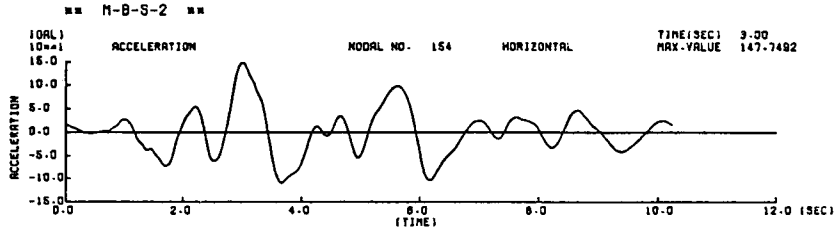












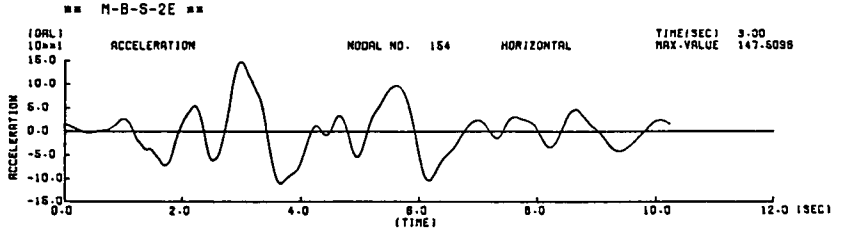
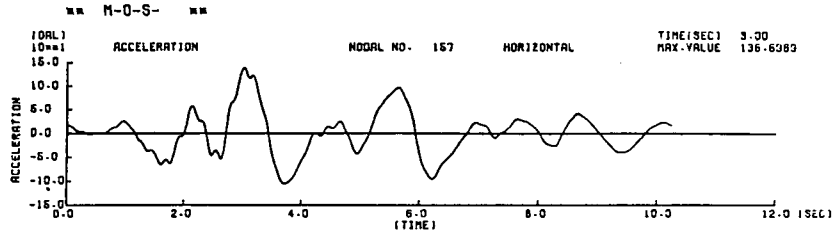
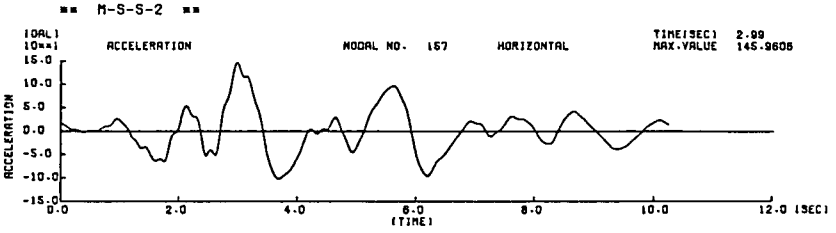
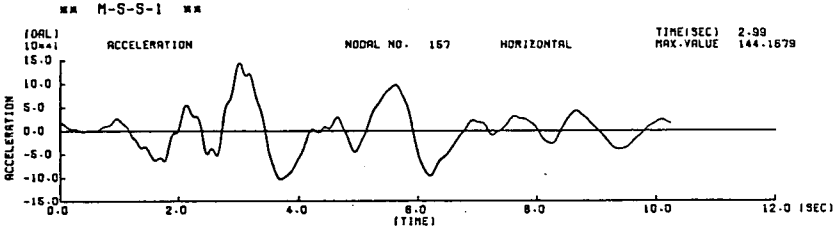
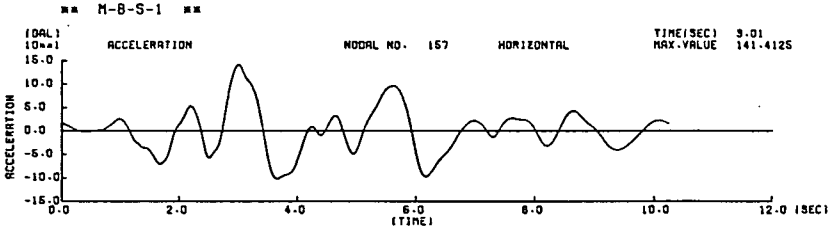


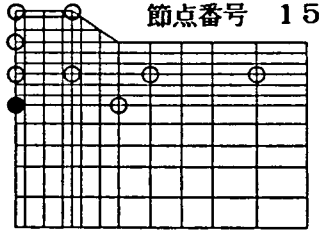
図 5.3.32　解析モデル別応答加速度波形比較図
［軟弱な粘性土層上に
　　軟弱な砂質土層があるモデル］
入力地震動の最大加速度(150gal)

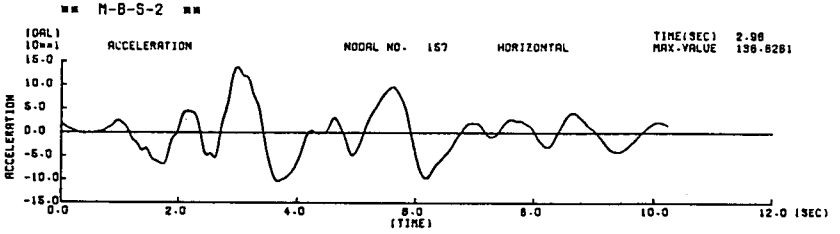












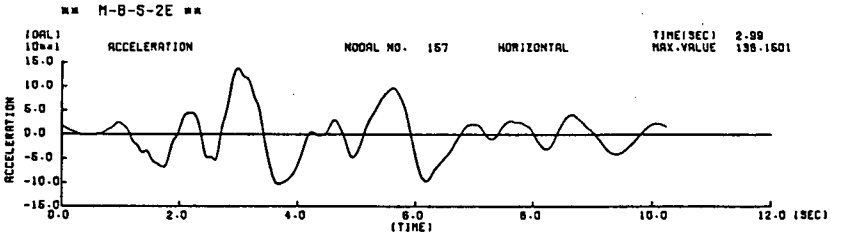
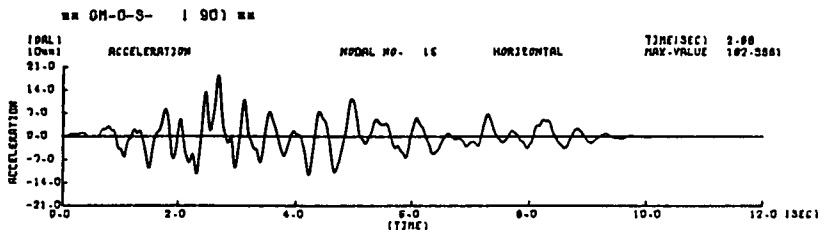
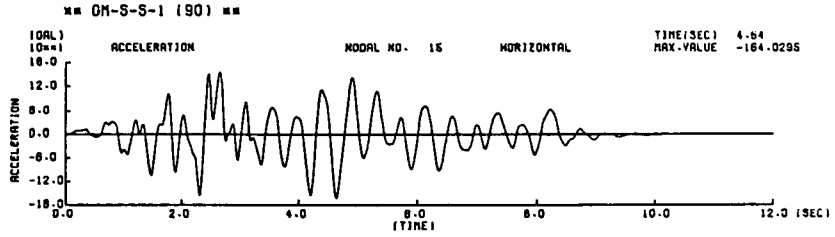
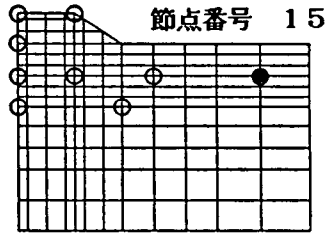
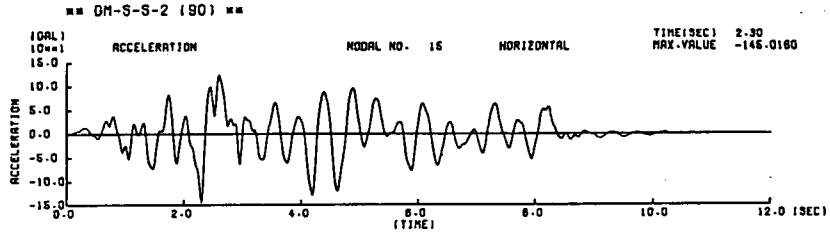


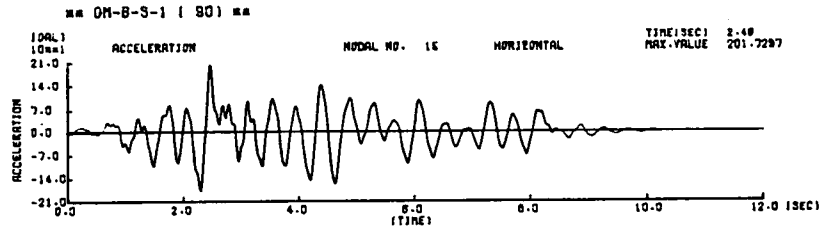
図 5.3.33　解析モデル別応答加速度波形比較図
軟弱な粘性土層上に
軟弱な砂質土層があるモデル
入力地震動の最大加速度(150gal)

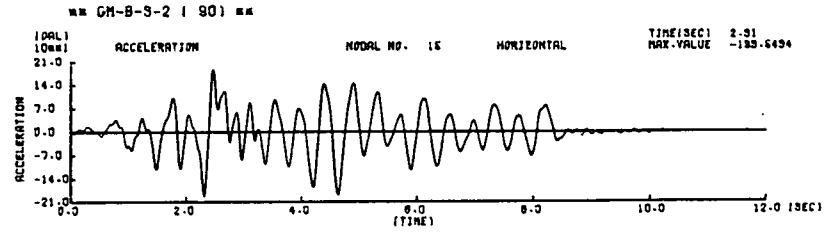












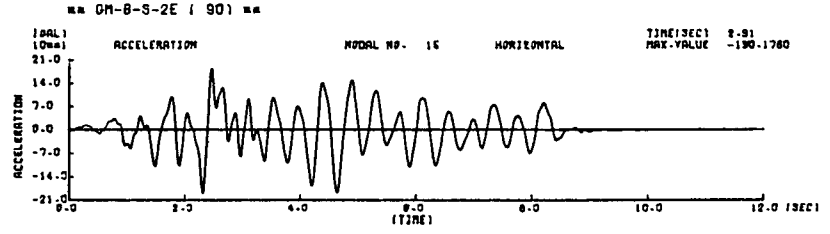
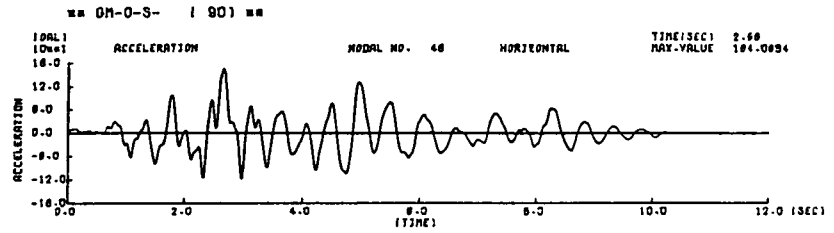
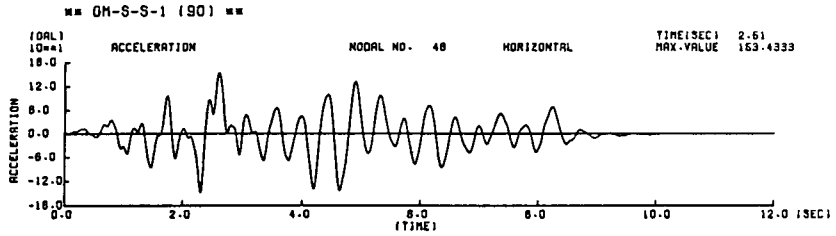
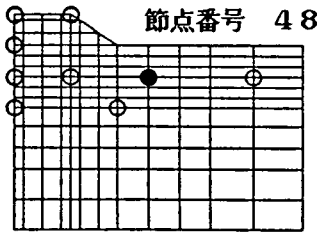
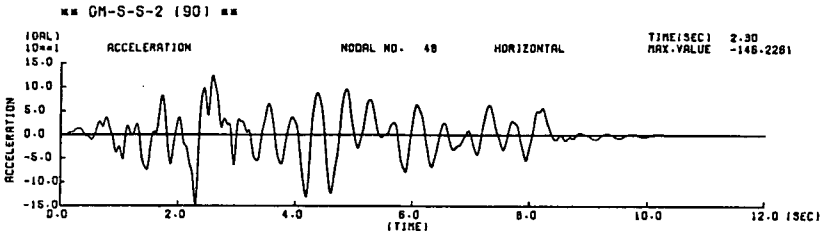


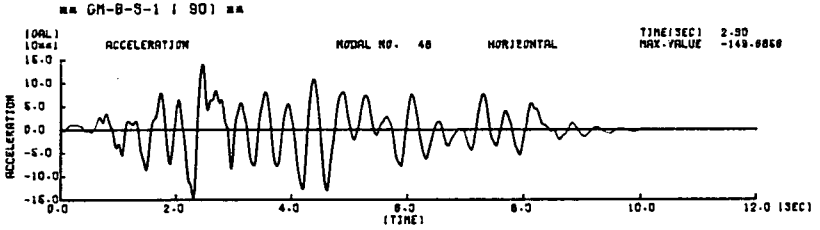
図 5.3.34　解析モデル別応答加速度波形比較図
堅固な砂礫土層上に
軟弱な砂質土層があるモデル
入力地震動の最大加速度(90gal)

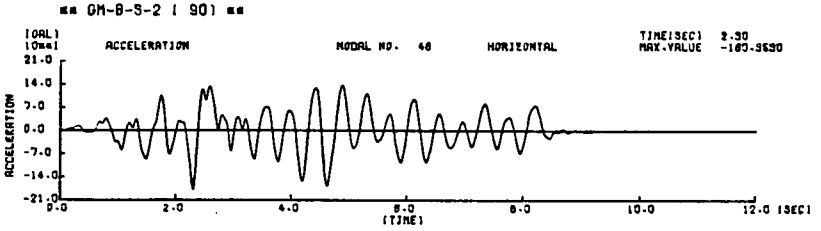












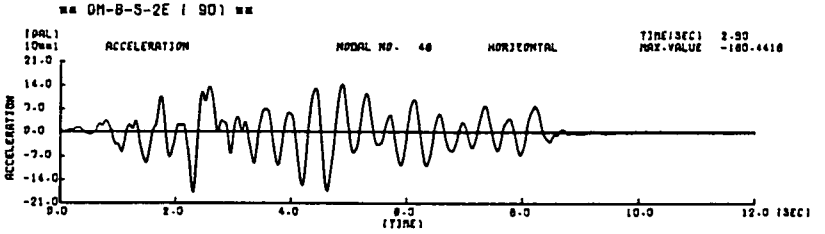
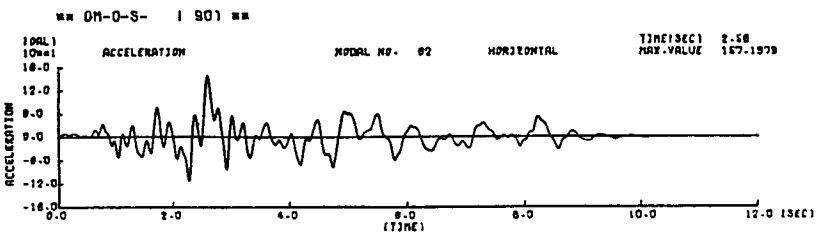
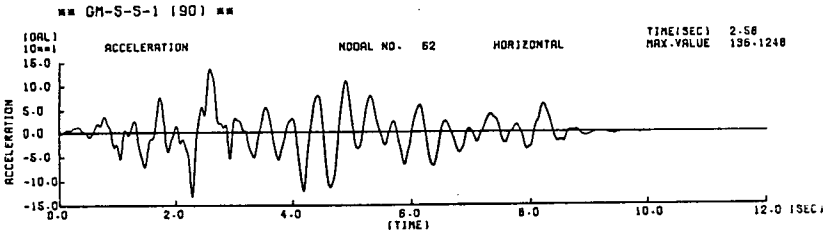
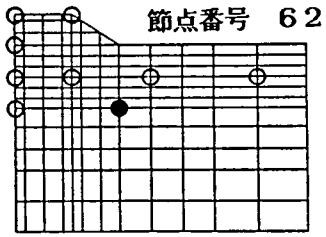
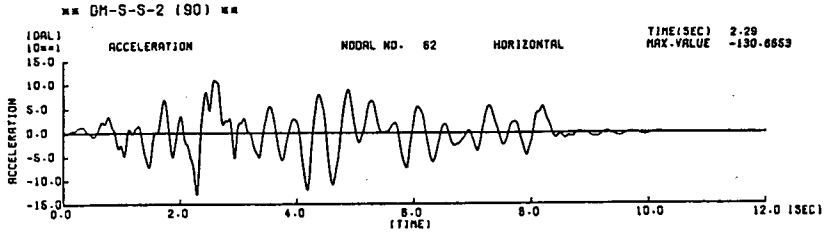


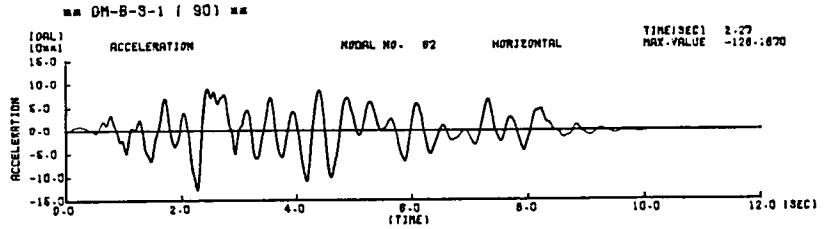
図 5.3.35　解析モデル別応答加速度波形比較図
[堅固な砂礫土層に
　　軟弱な砂質土層があるモデル]
入力地震動の最大加速度(90gal)

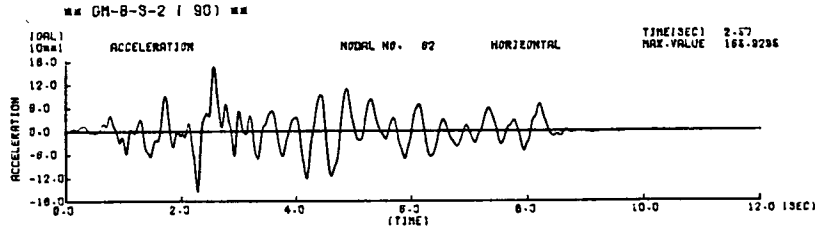












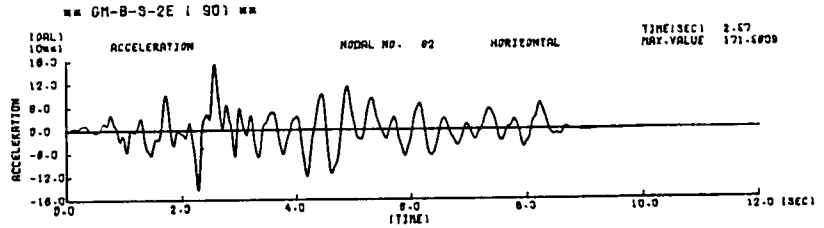
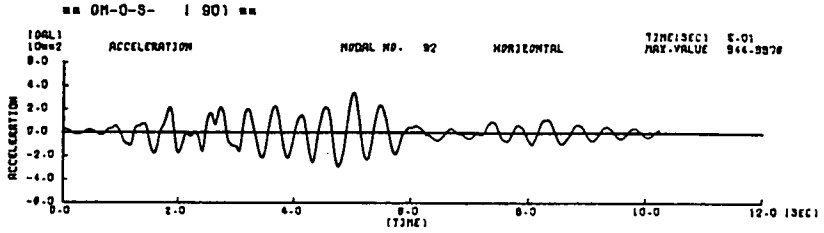
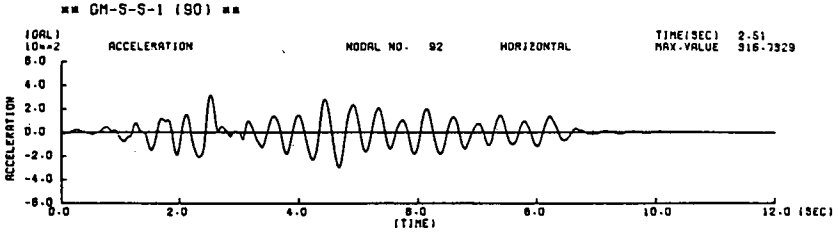
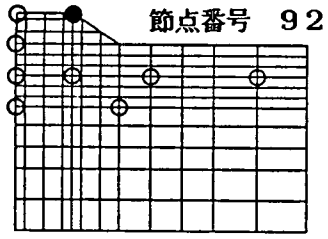
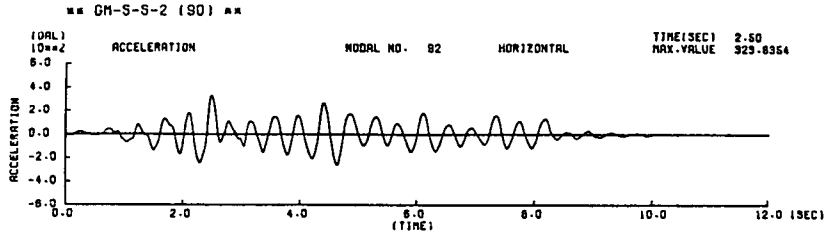


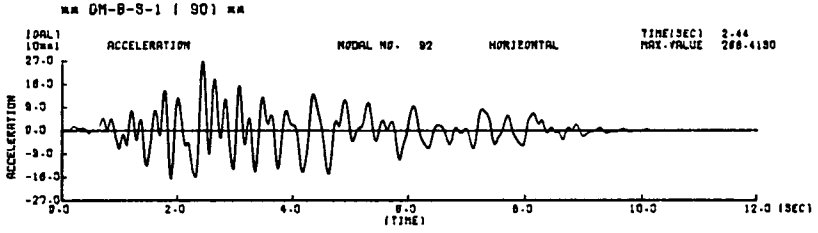
図 5.3.36　解析モデル別応答加速度波形比較図
[堅固な砂礫土層上に
　軟弱な砂質土層があるモデル]
入力地震動の最大加速度(90gal)

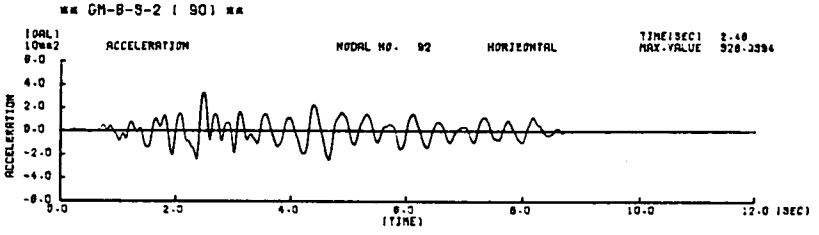












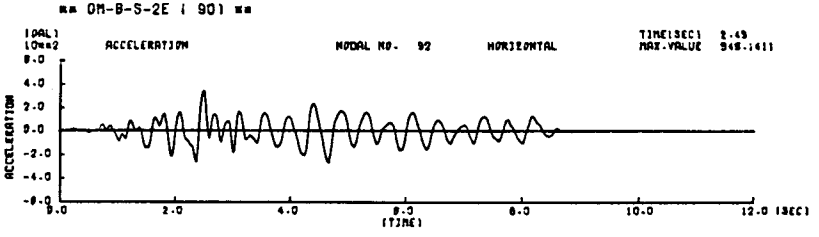
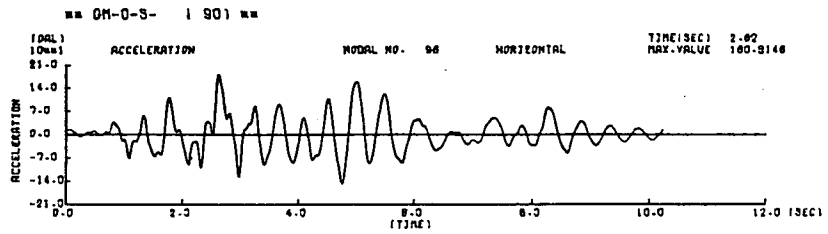
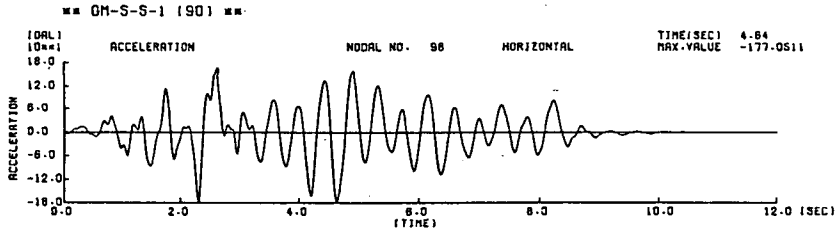
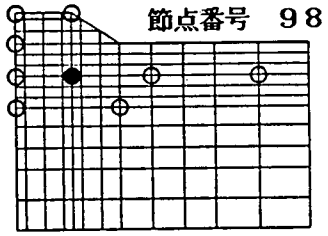
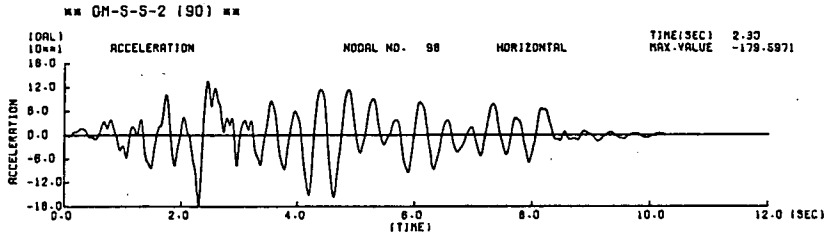


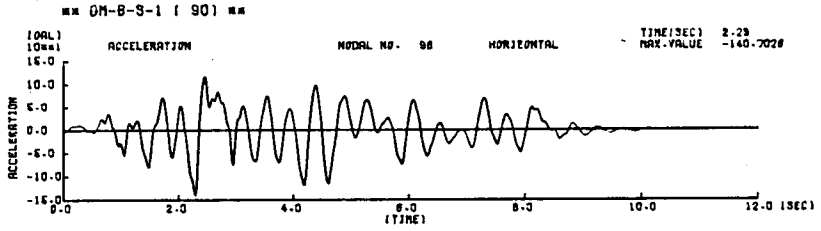
図 5.3.37　解析モデル別応答加速度波形比較図
堅固な砂礫土層上に
軟弱な砂質土層があるモデル
入力地震動の最大加速度（90gal）

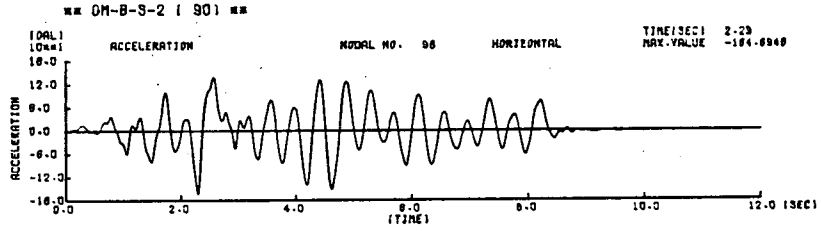












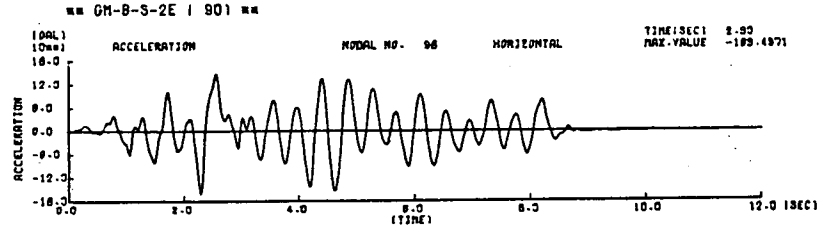
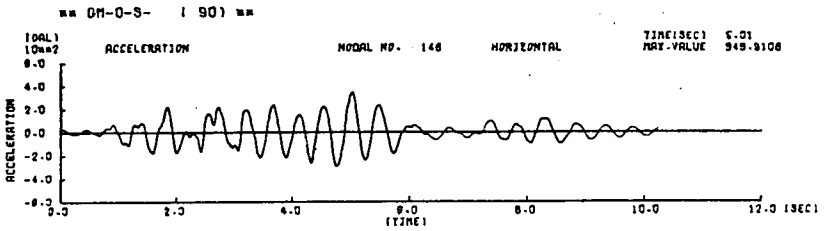
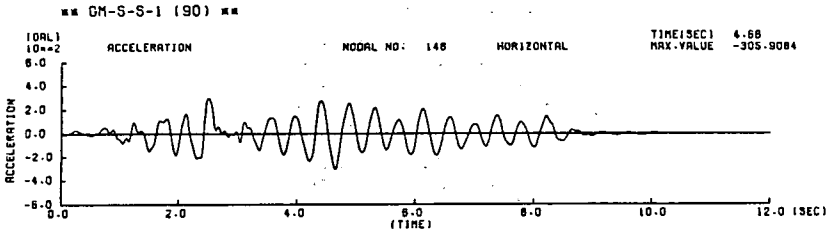
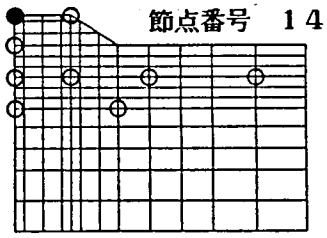
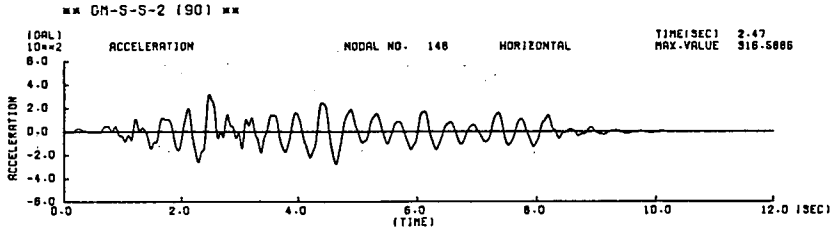


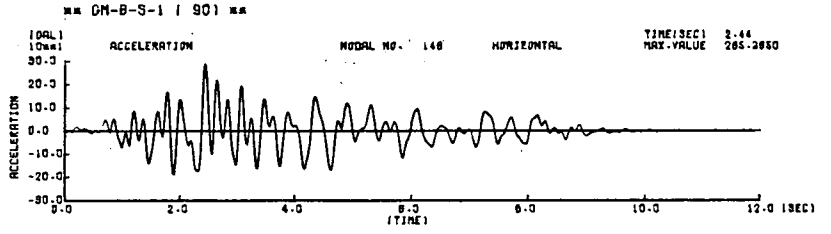
図 5.3.38　解析モデル別応答加速度波形比較図
[堅固な砂礫土層上に
　軟弱な砂質土層があるモデル]
入力地震動の最大加速度(90gal)

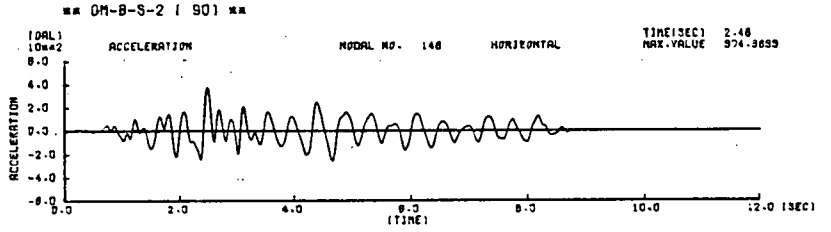












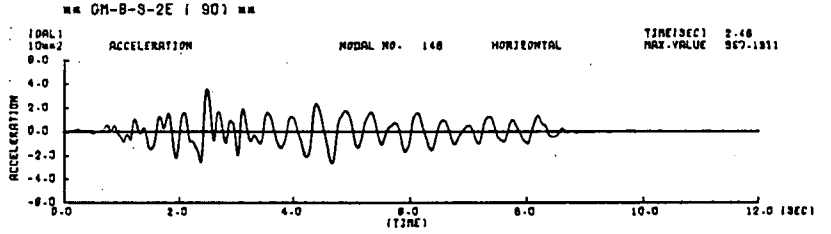
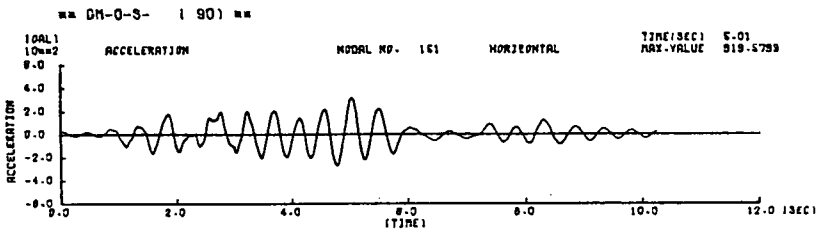
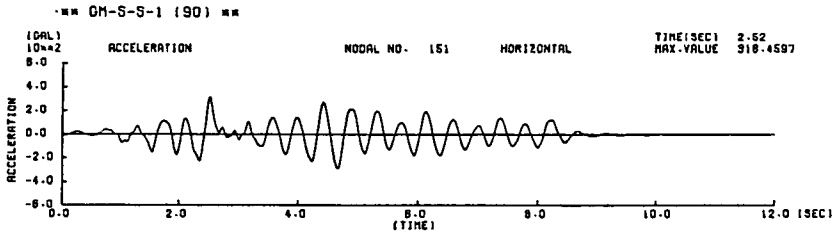
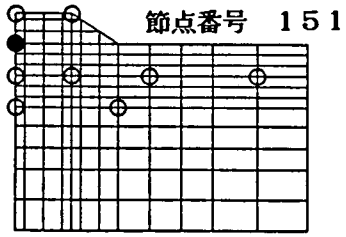
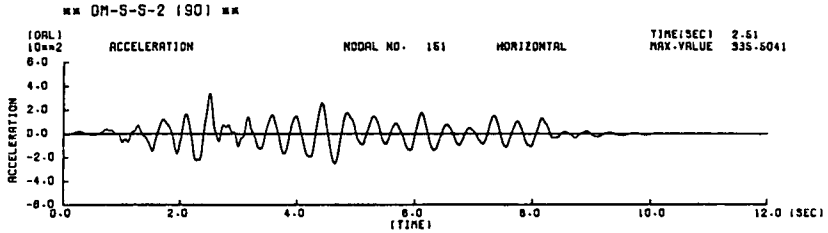


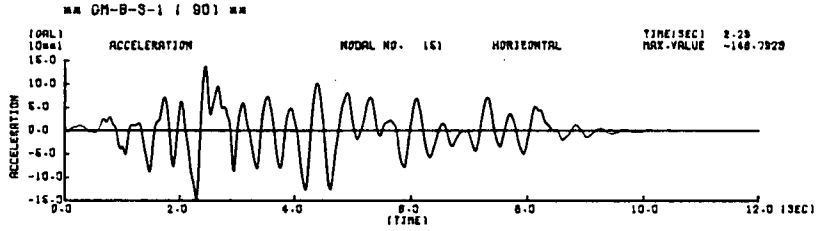
図 5.3.39　解析モデル別応答加速度波形比較図
堅固な砂礫土層上に
軟弱な砂質土層があるモデル
入力地震動の最大加速度（90gal）

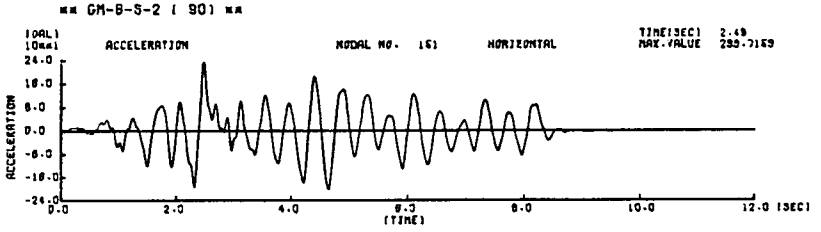












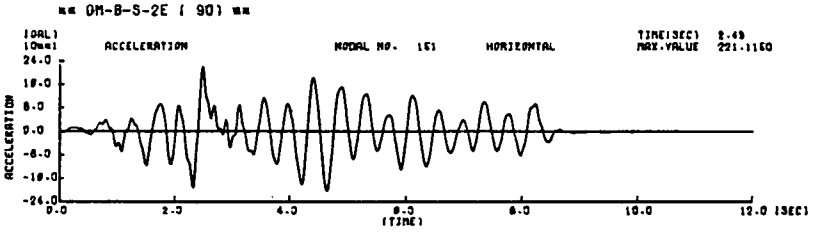
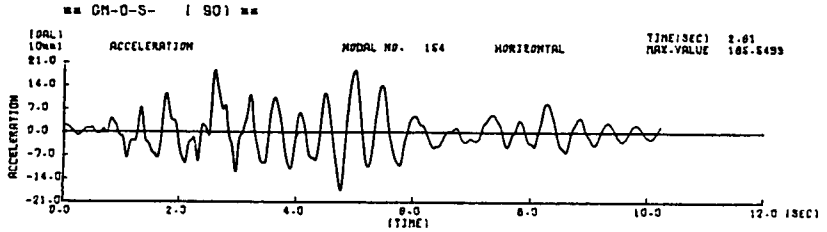
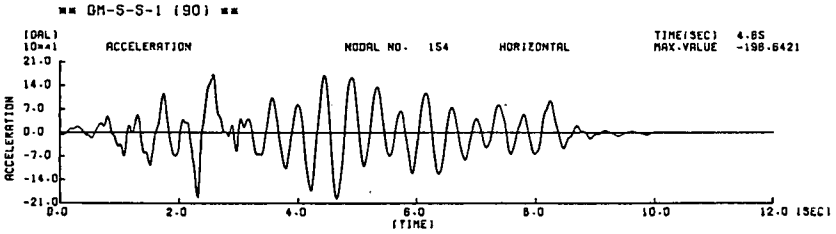
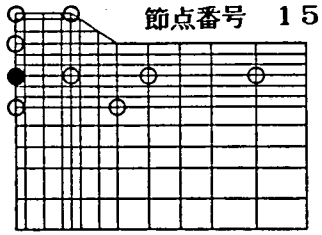
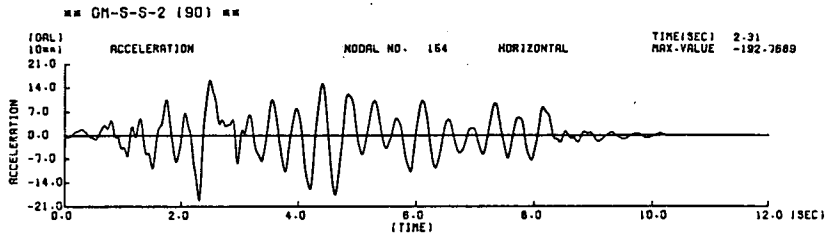


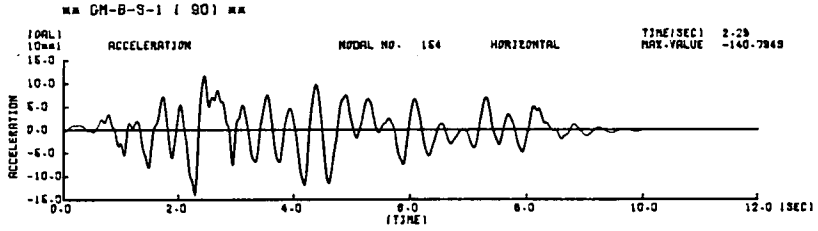
図 5.3.40　解析モデル別応答加速度波形比較図
堅固な砂礫土層上に
軟弱な砂質土層があるモデル
入力地震動の最大加速度（90gal）

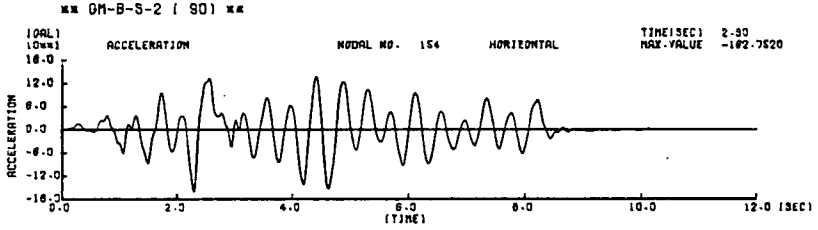












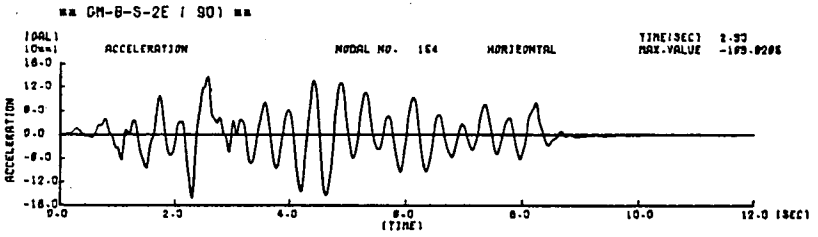
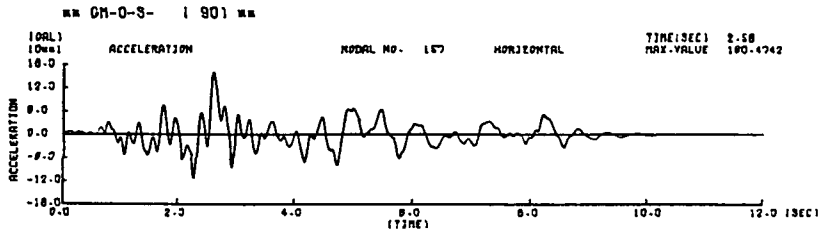
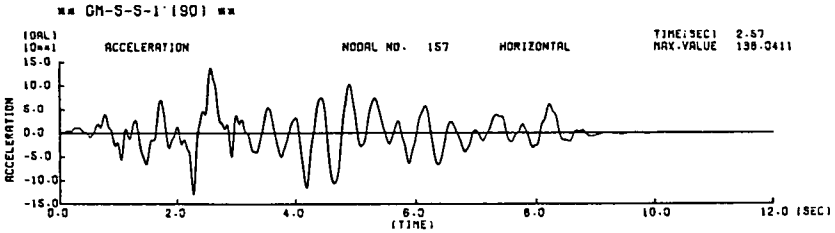
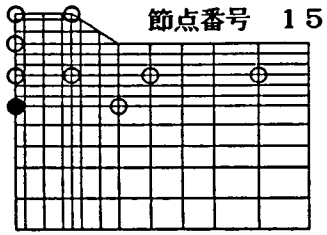
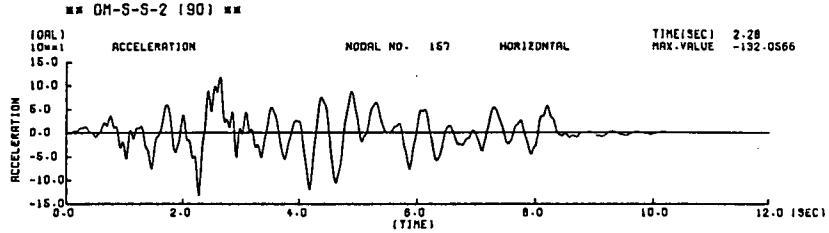


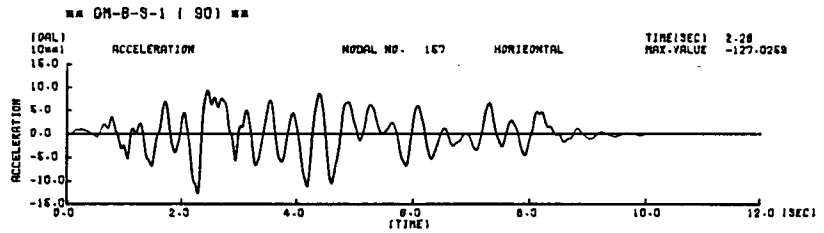
図 5.3.41　解析モデル別応答加速度波形比較図
堅固な砂礫土層上に
軟弱な砂質土層があるモデル
入力地震動の最大加速度（90gal）

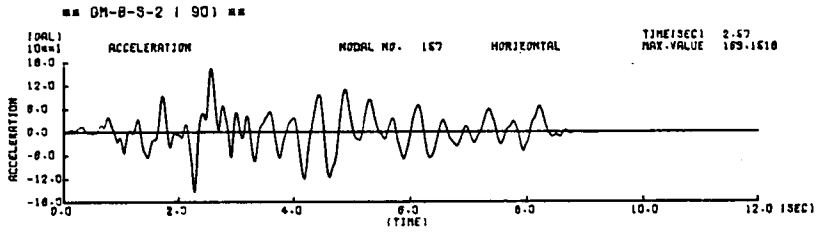












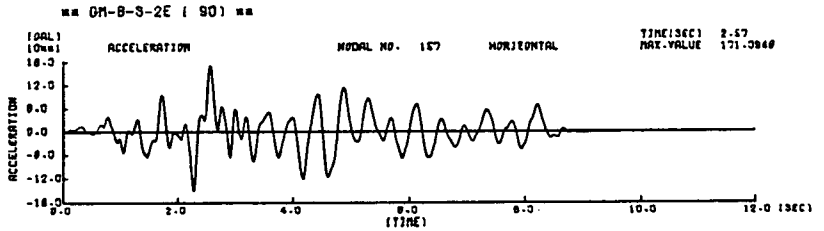
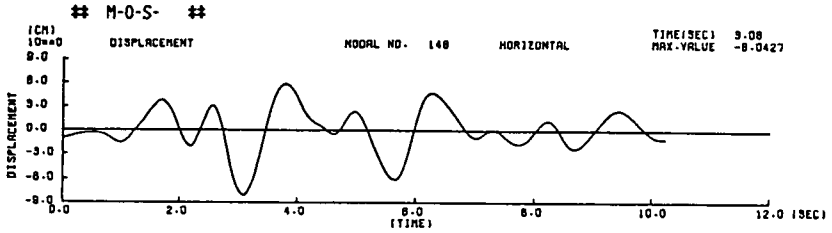
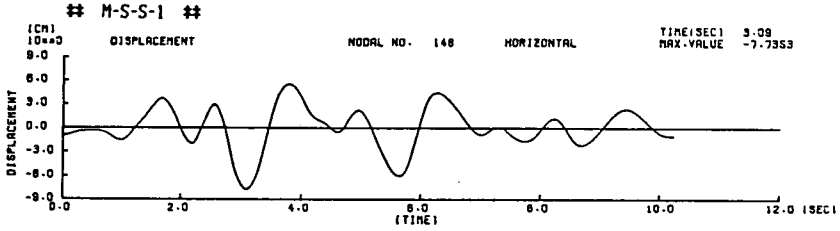
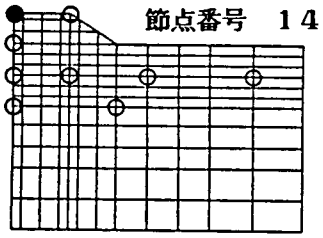
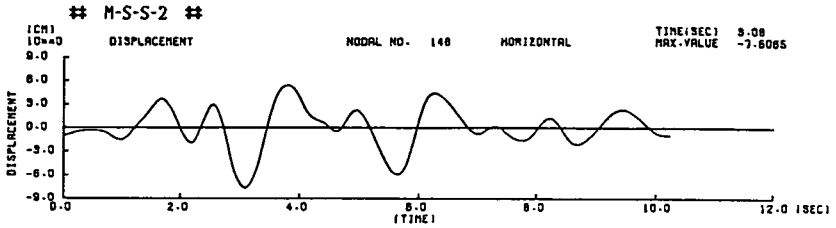


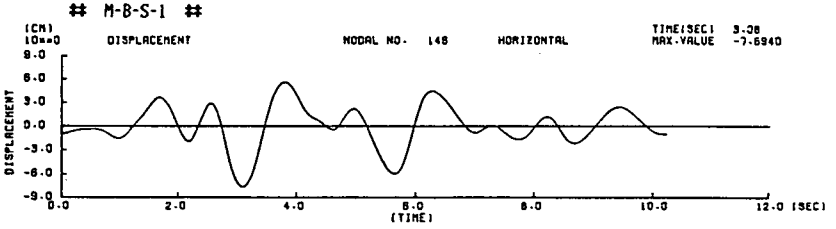
図 5.3.42　解析モデル別応答加速度波形比較図
堅固な砂礫土層上に
軟弱な砂質土層があるモデル
入力地震動の最大加速度（90gal）

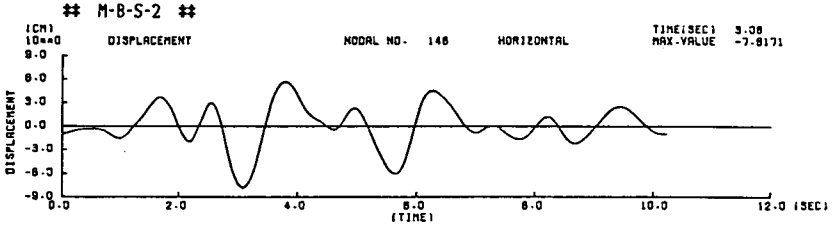












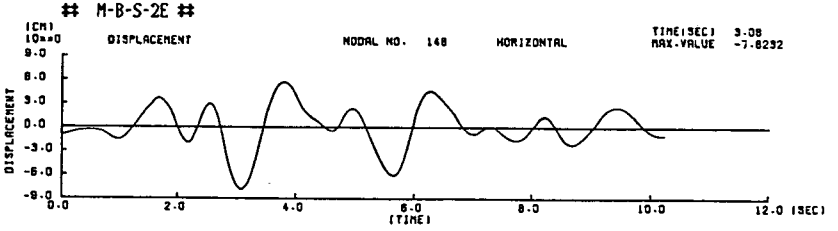
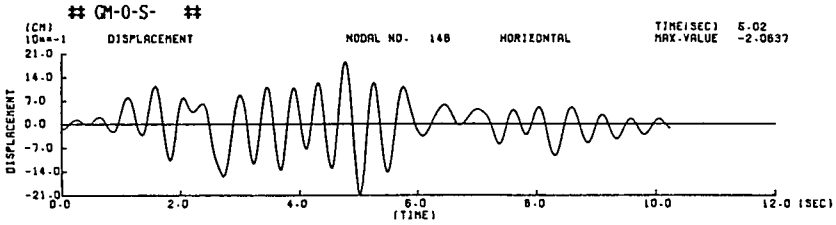
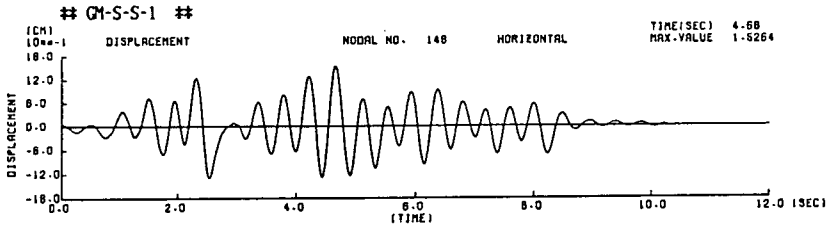
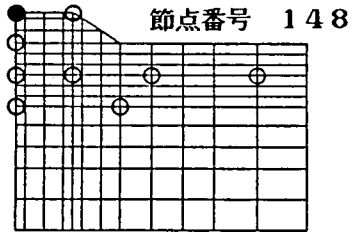
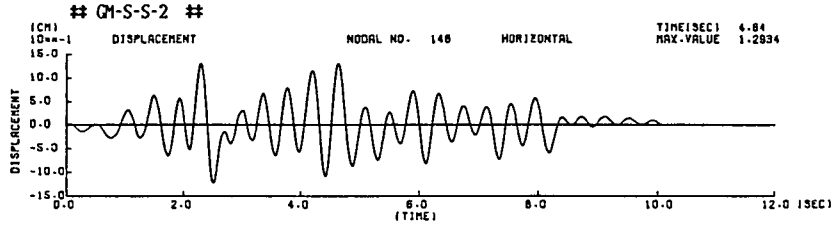


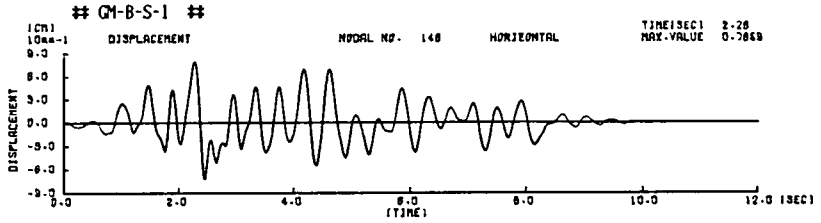
図 5.3.43　解析モデル別応答変位波形比較図（盛土中央天端）
[軟弱な粘性土層上に
　軟弱な砂質土層があるモデル]
入力地震動の最大加速度（150gal）

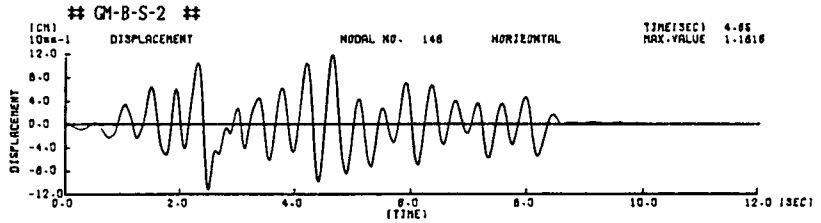












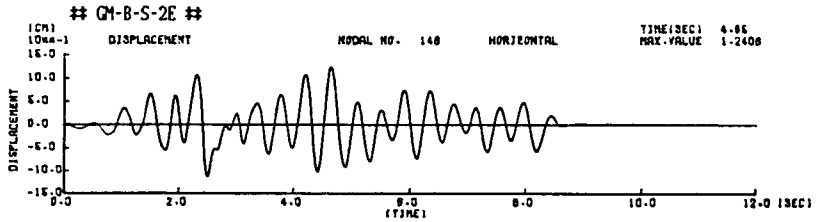
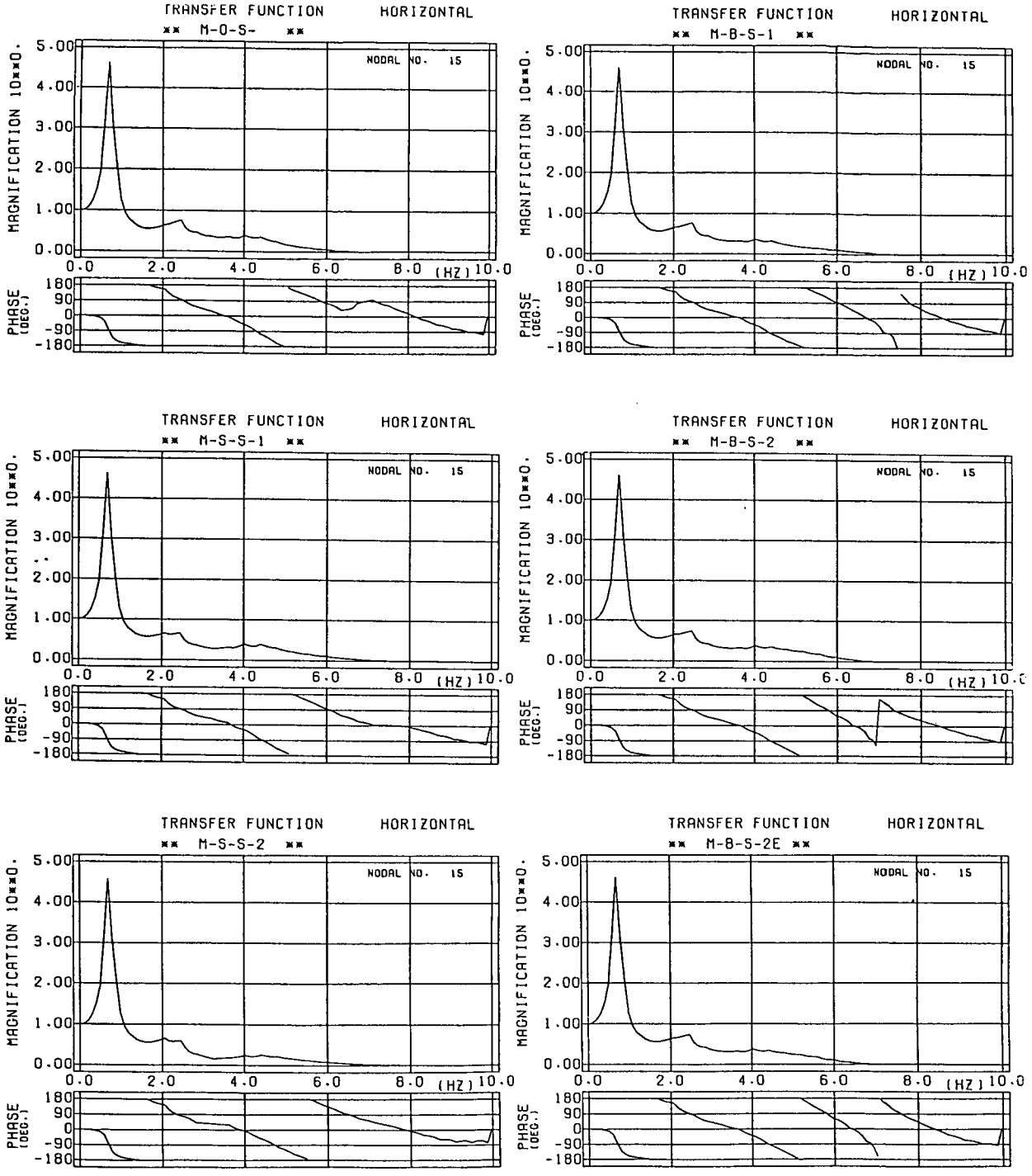


図 5.3.44　解析モデル別応答変位波形比較図（盛土中央天端）
堅固な砂礫土層上に
軟弱な砂質土層があるモデル
入力地震動の最大加速度（90gal）



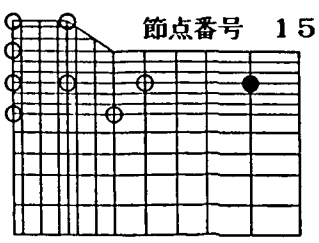
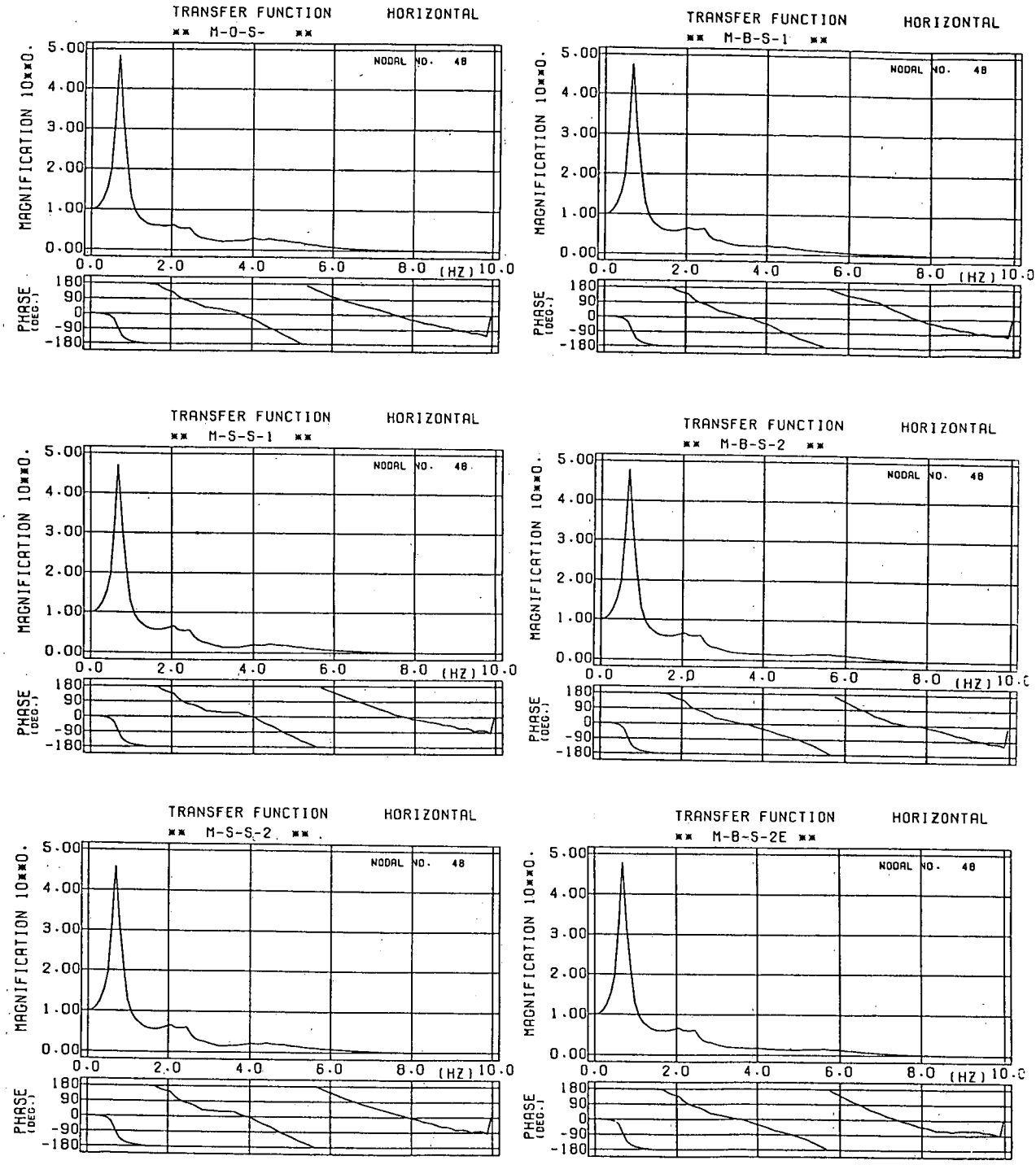


図 5.3.45 解析モデル別伝達関数比較図
軟弱な粘性土層上に
軟弱な砂質土層があるモデル
入力地震動の最大加速度(150gal)



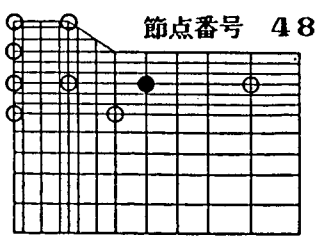
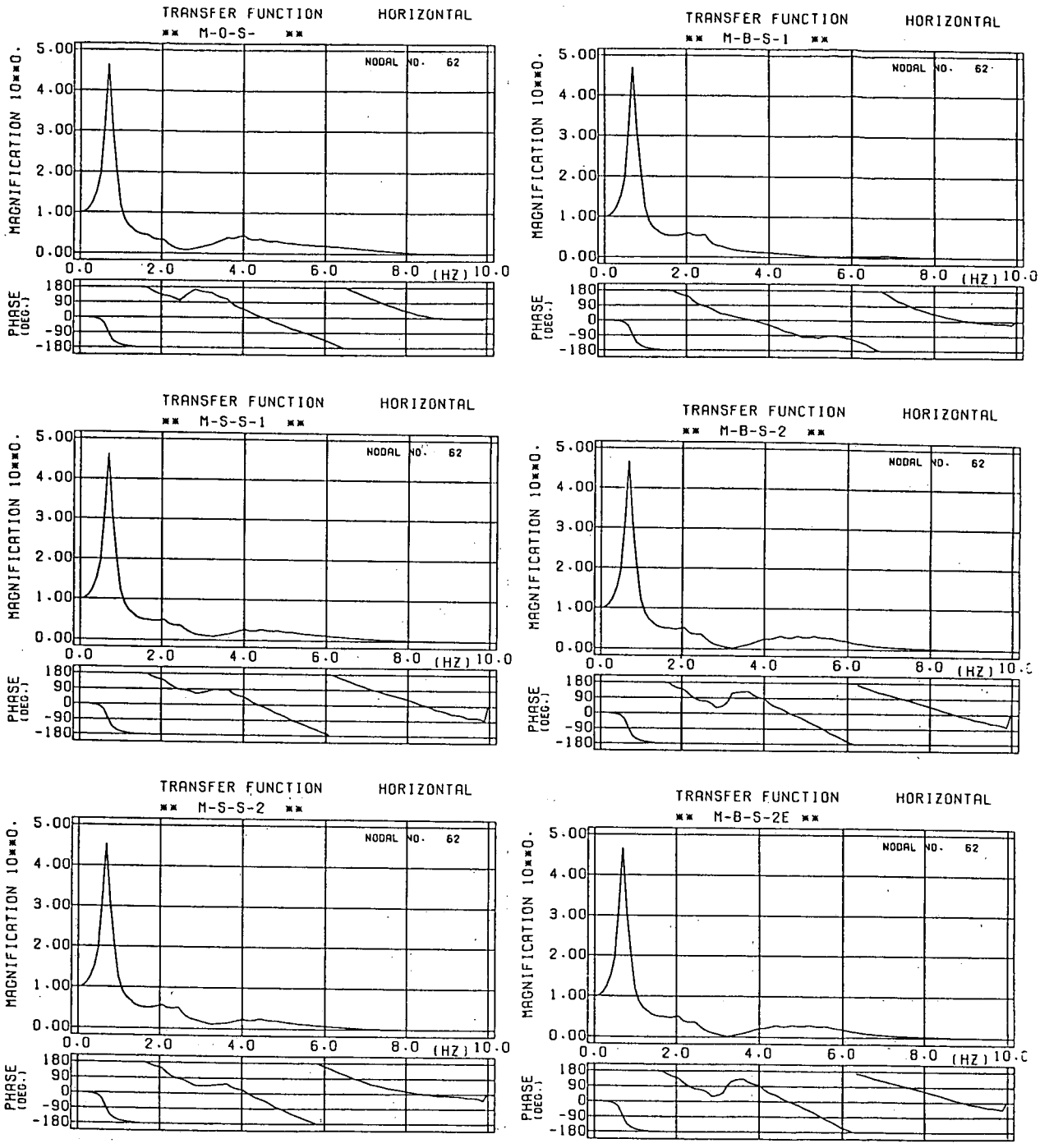


図 5.3.46 解析モデル別伝達関数比較図
軟弱な粘性土層上に
軟弱な砂質土層があるモデル
入力地震動の最大加速度(150gal)



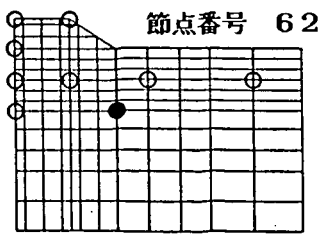


図 5.3.47 解析モデル別伝達関数比較図
軟弱な粘性土層上に
軟弱な砂質土層があるモデル
入力地震動の最大加速度(150gal)

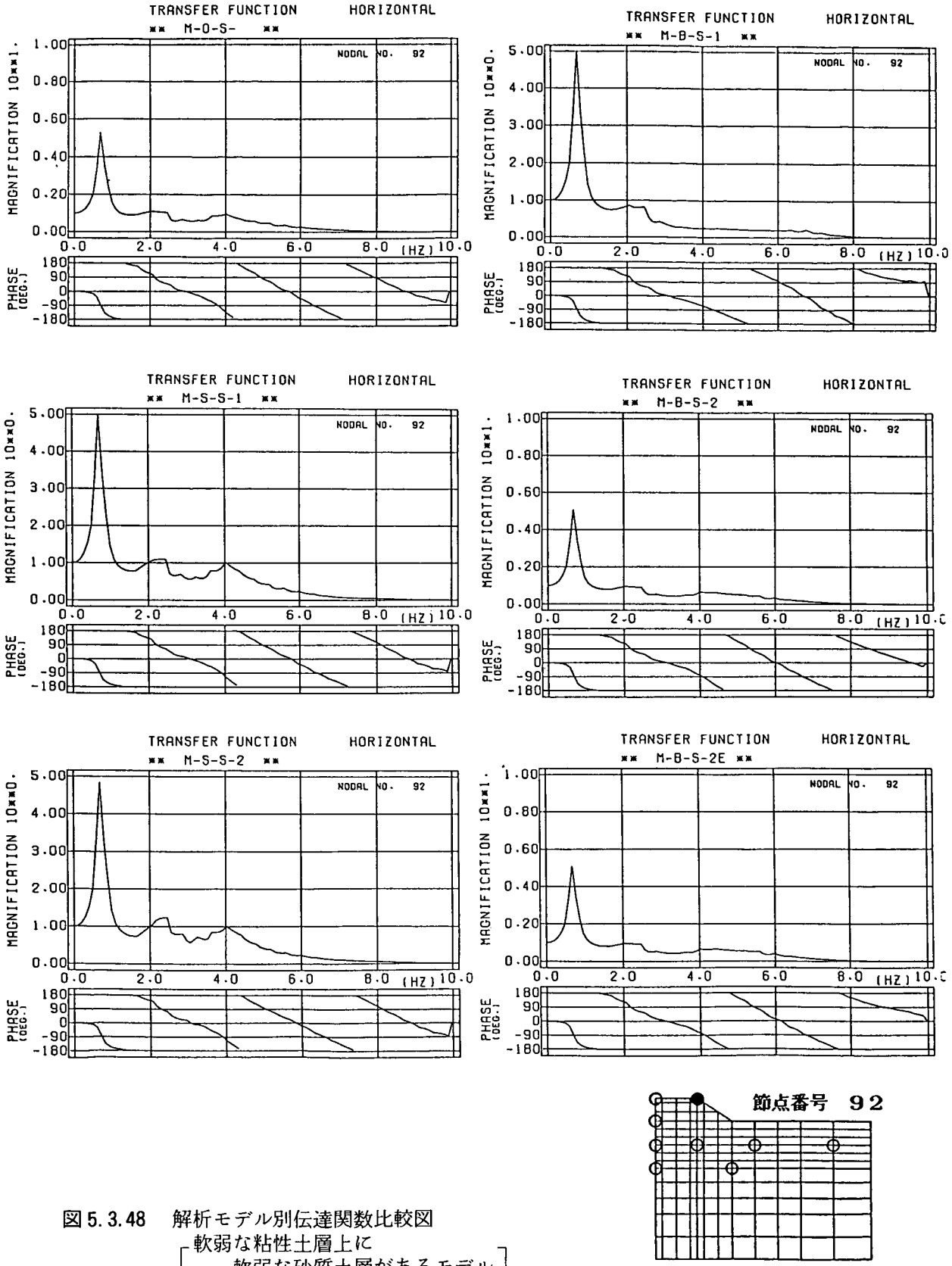
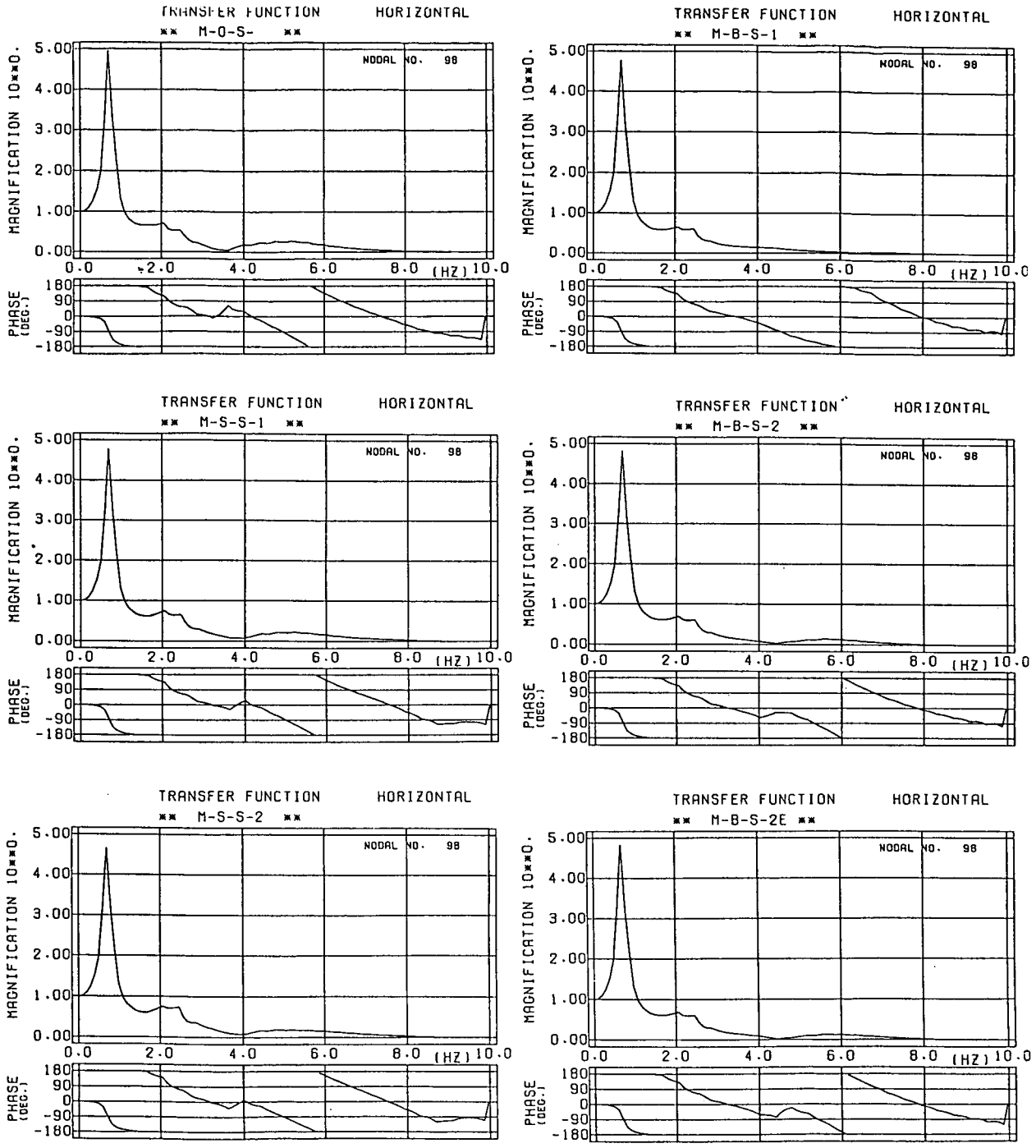


図 5.3.48　解析モデル別伝達関数比較図
軟弱な粘性土層上に
軟弱な砂質土層があるモデル
入力地震動の最大加速度(150gal)



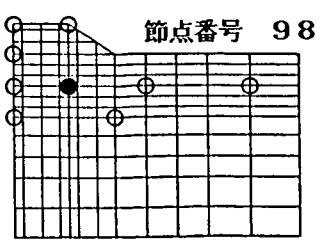
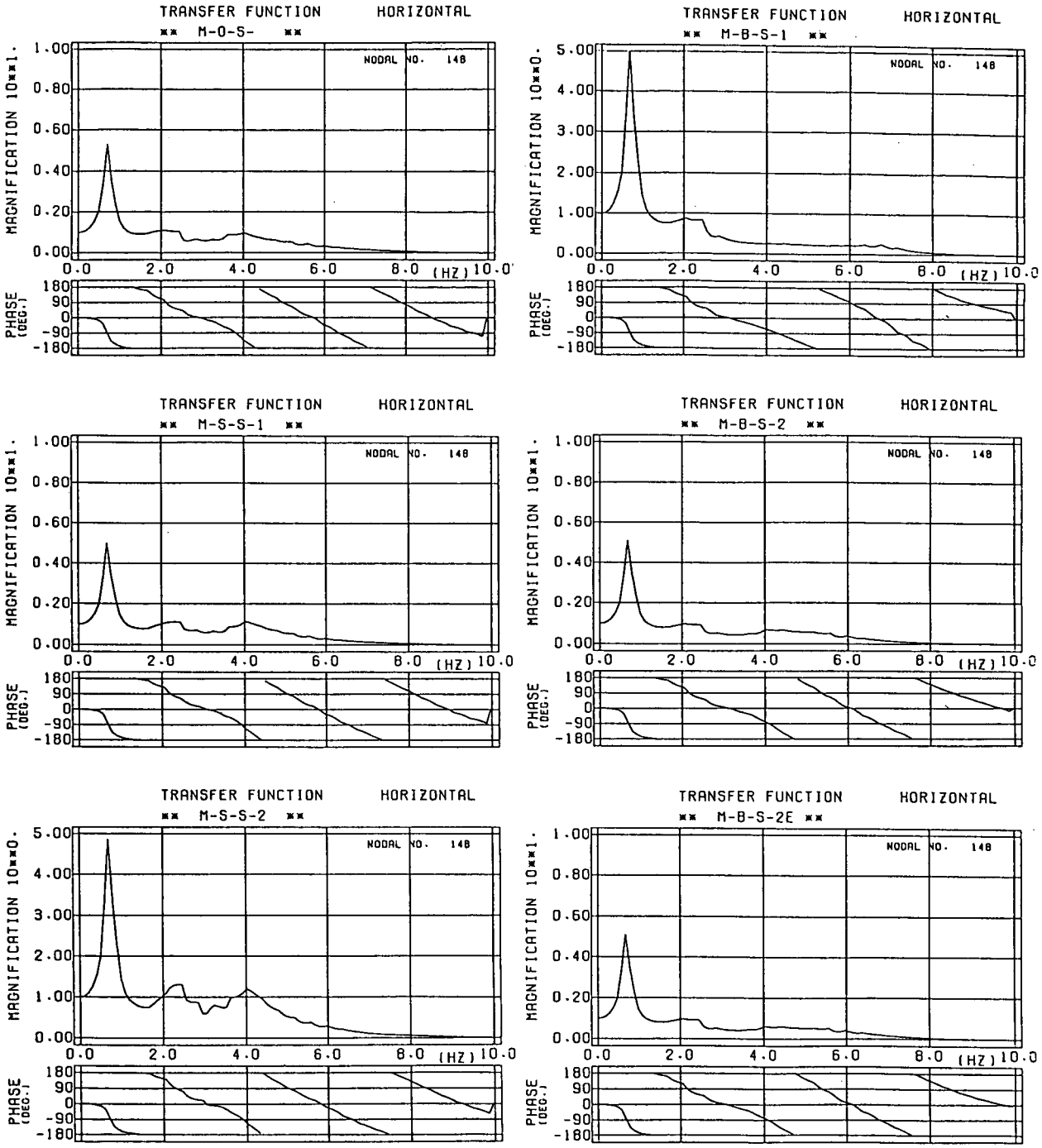


図 5.3.49 解析モデル別伝達関数比較図
軟弱な粘性土層上に
軟弱な砂質土層があるモデル
入力地震動の最大加速度(150gal)



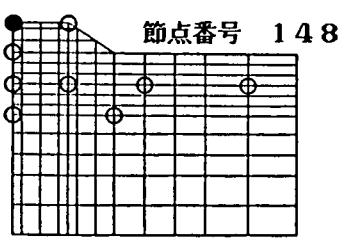
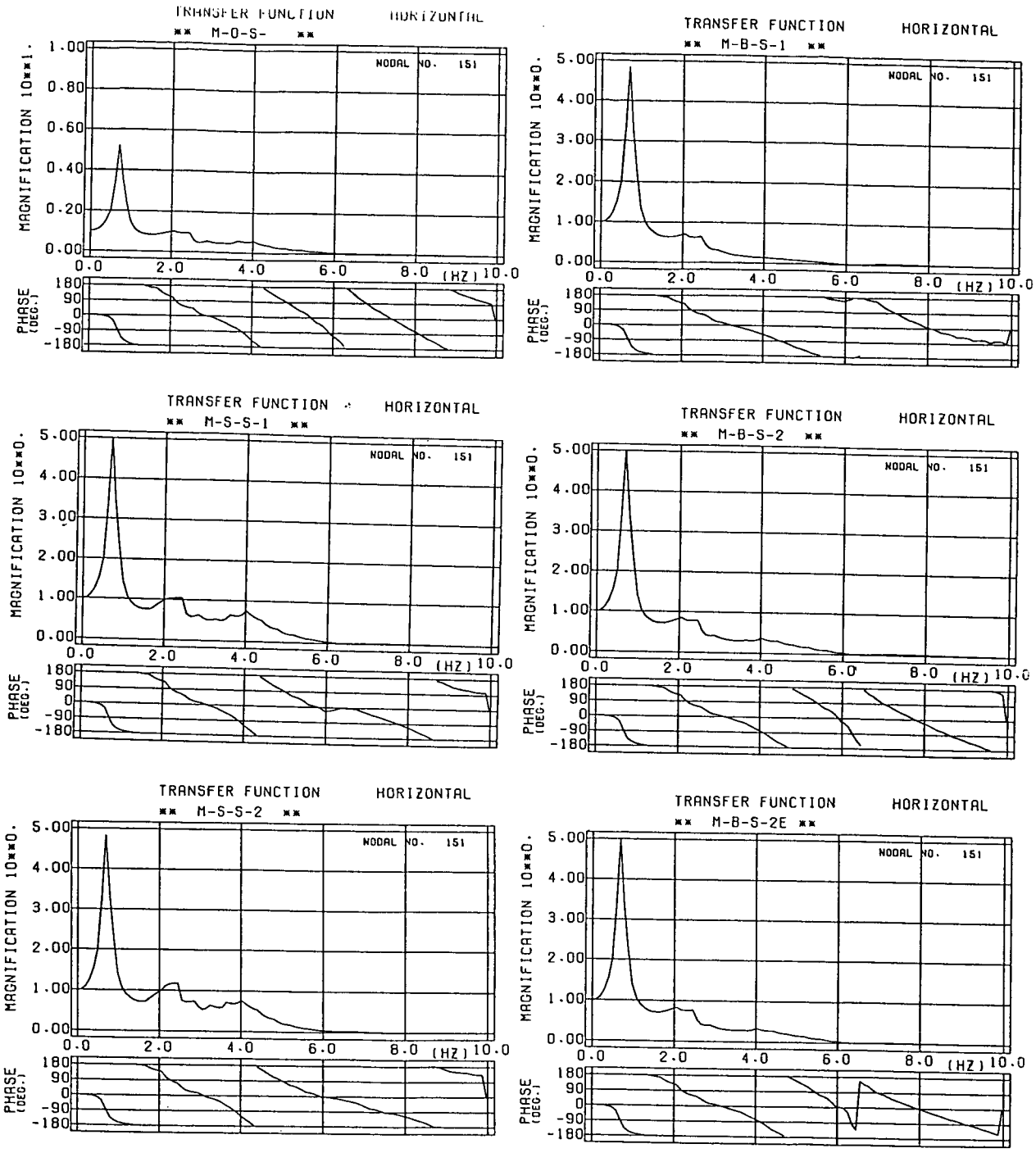


図 5.3.50 解析モデル別伝達関数比較図
軟弱な粘性土層上に
軟弱な砂質土層があるモデル
入力地震動の最大加速度(150gal)



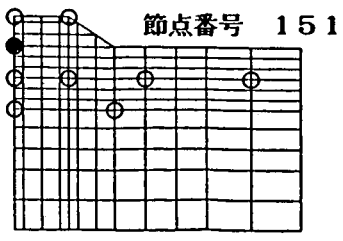
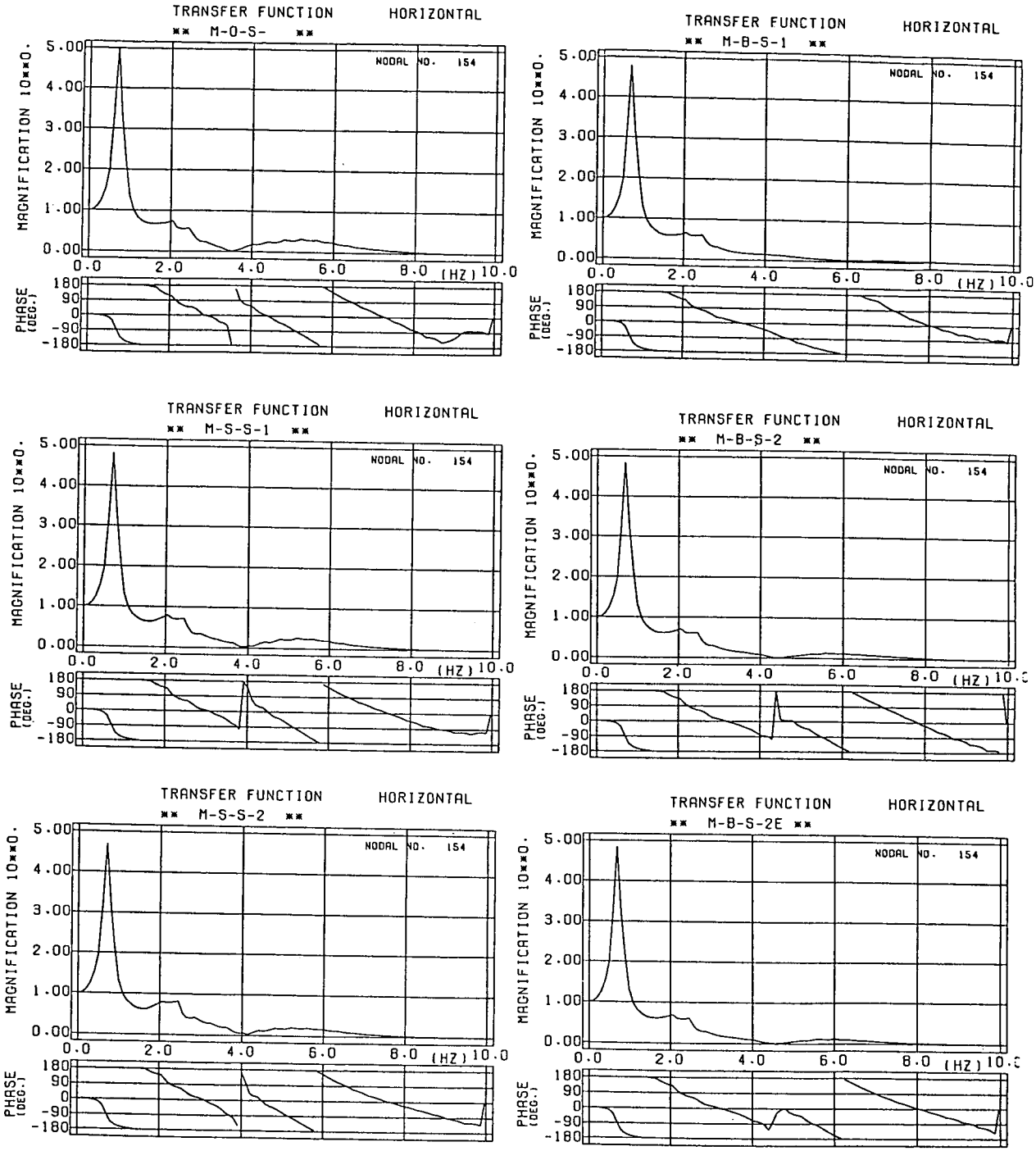


図 5.3.51 解析モデル別伝達関数比較図
軟弱な粘性土層上に
軟弱な砂質土層があるモデル
入力地震動の最大加速度(150gal)



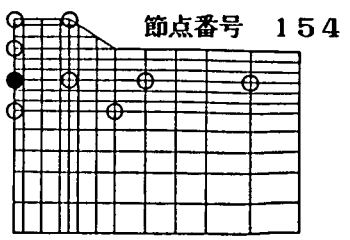
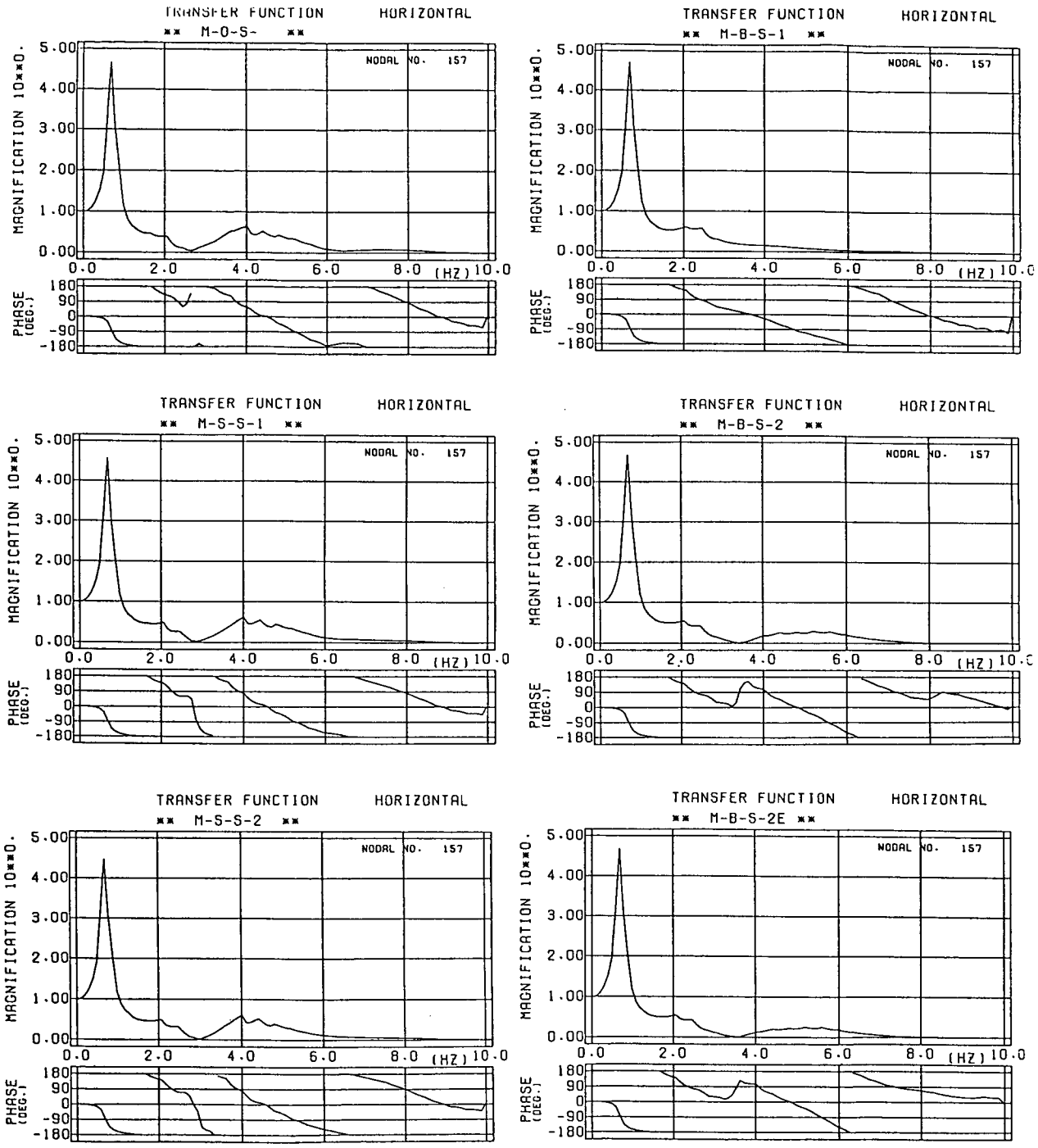


図 5.3.52　解析モデル別伝達関数比較図
[軟弱な粘性土層上に
　軟弱な砂質土層があるモデル]
入力地震動の最大加速度(150gal)



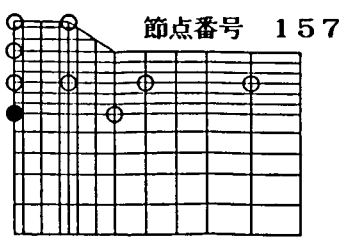


図 5.3.53 解析モデル別伝達関数比較図
[軟弱な粘性土層上に
軟弱な砂質土層があるモデル]
入力地震動の最大加速度(150gal)

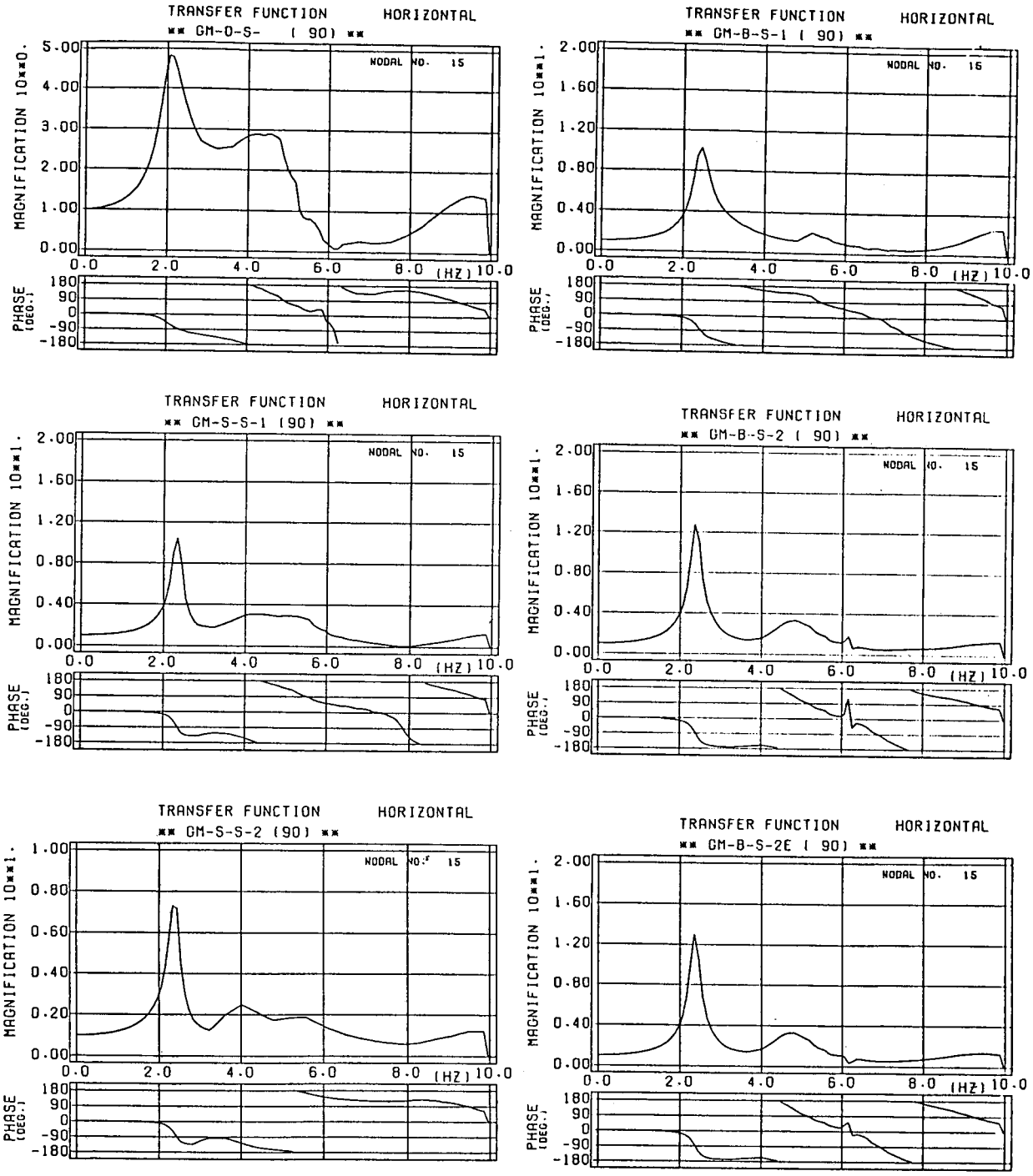
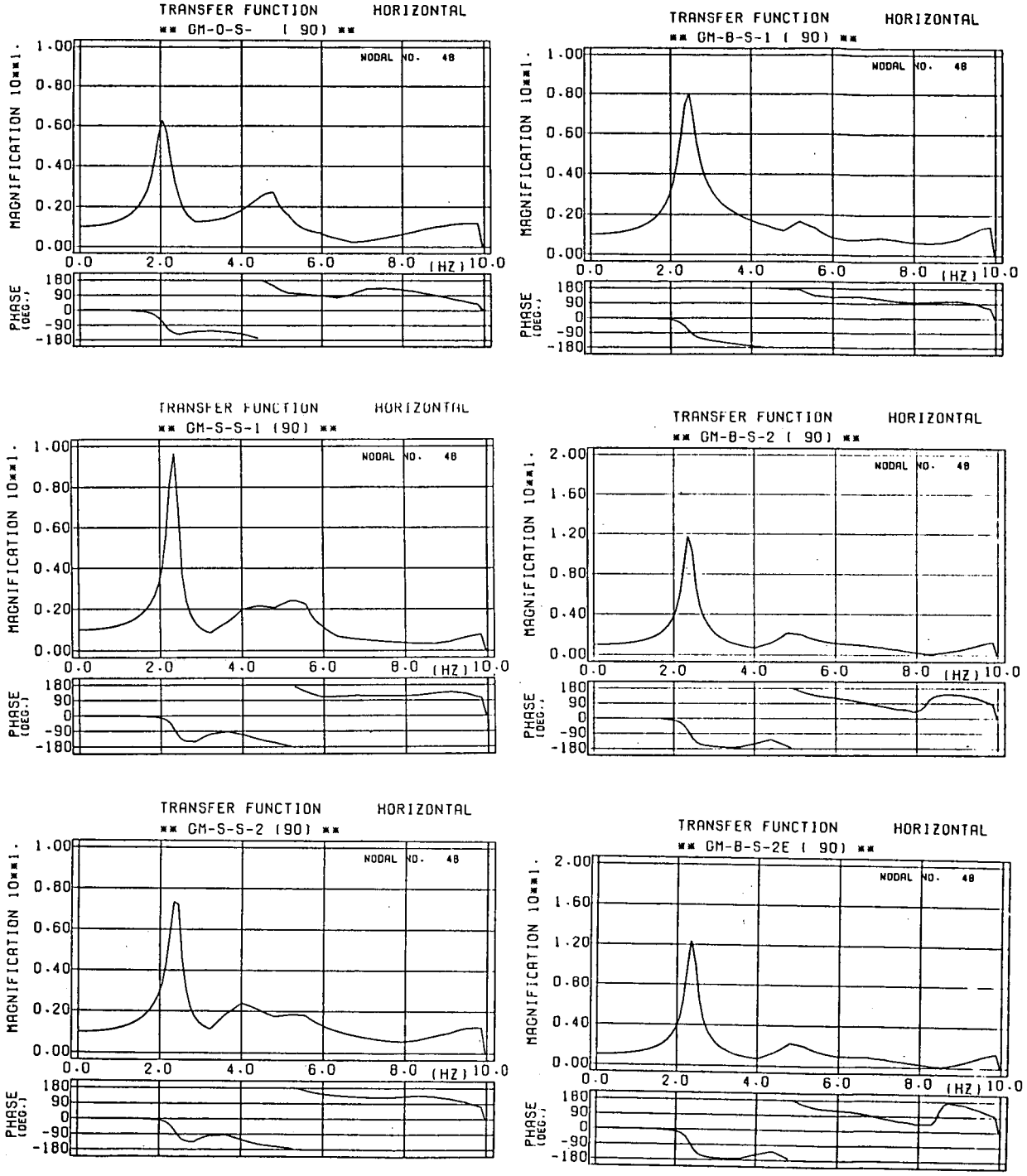


図 5.3.54　解析モデル別伝達関数比較図
［堅固な砂礫土層上に
　　軟弱な砂質土層があるモデル］
入力地震動の最大加速度（90gal）



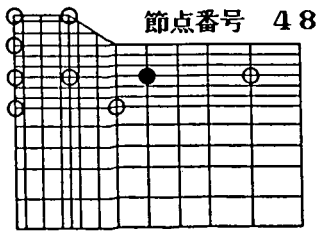
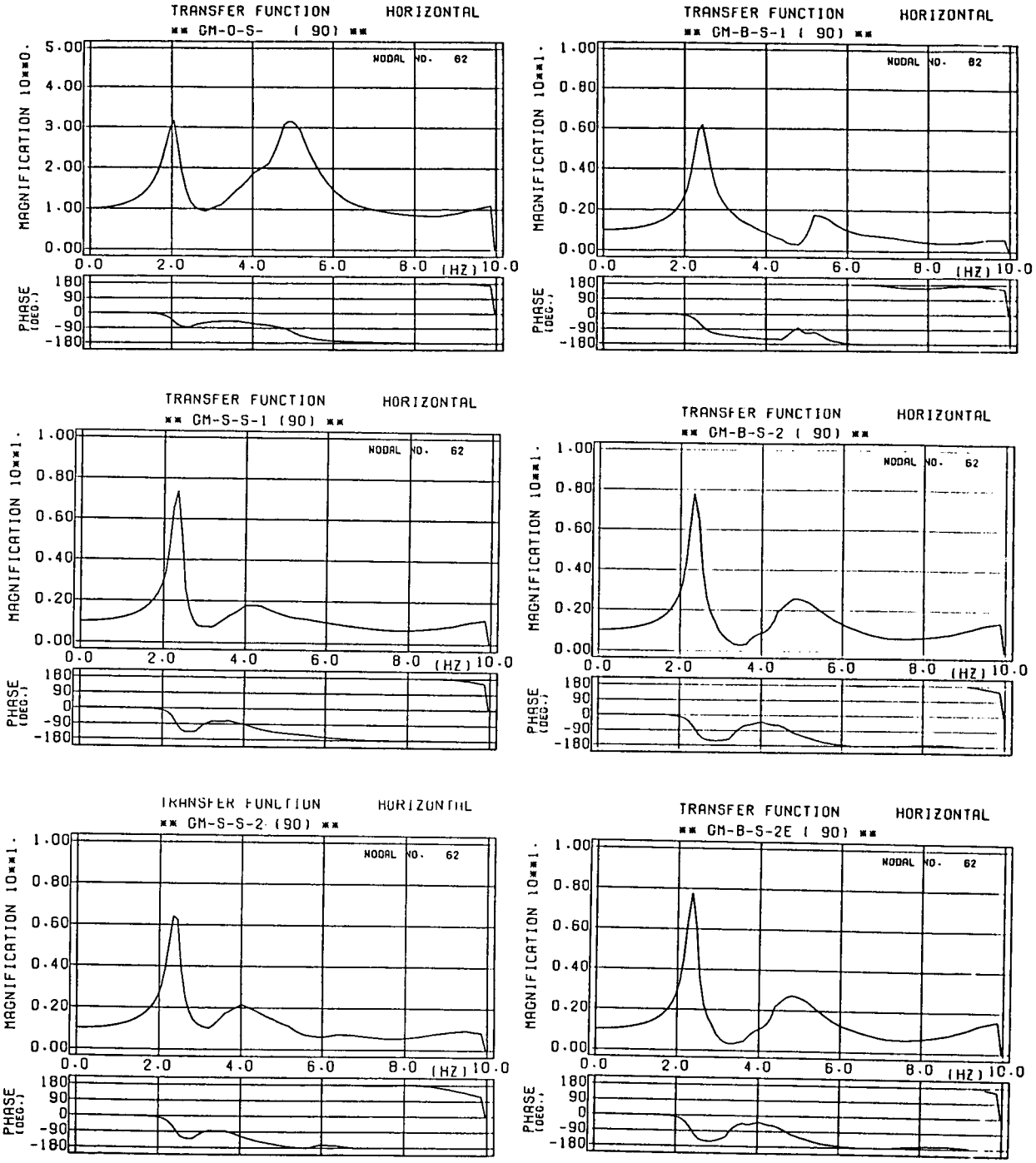


図5.3.55　解析モデル別伝達関数比較図
堅固な砂礫土層上に
軟弱な砂質土層があるモデル
入力地震動の最大加速度(90gal)



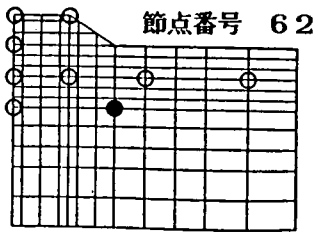
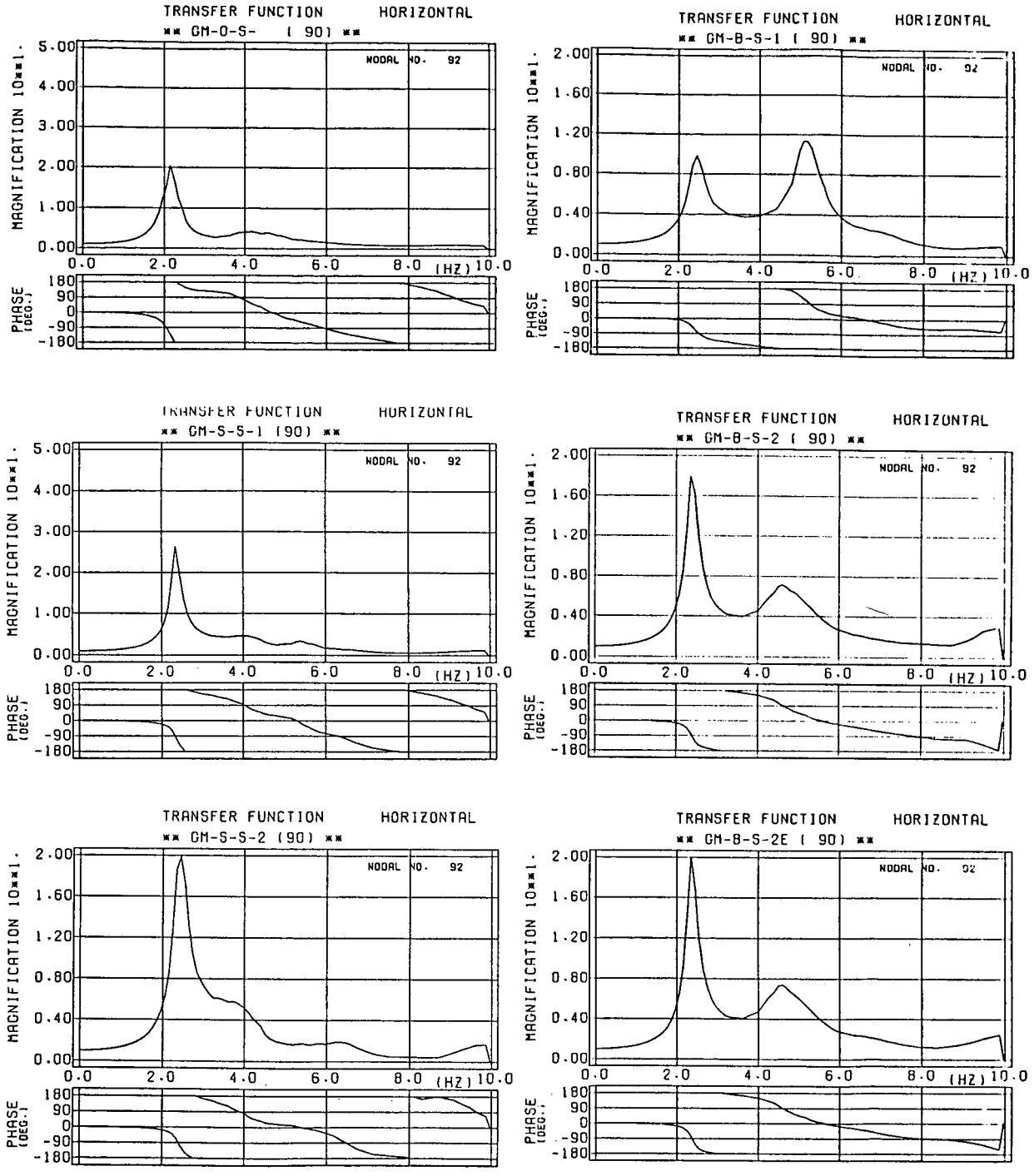


図 5.3.56 解析モデル別伝達関数比較図
堅固な砂礫土層上に
軟弱な砂質土層があるモデル
入力地震動の最大加速度(90 gal)



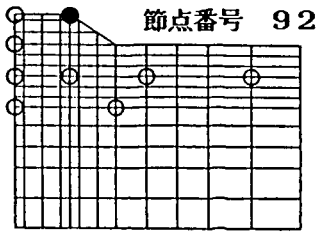
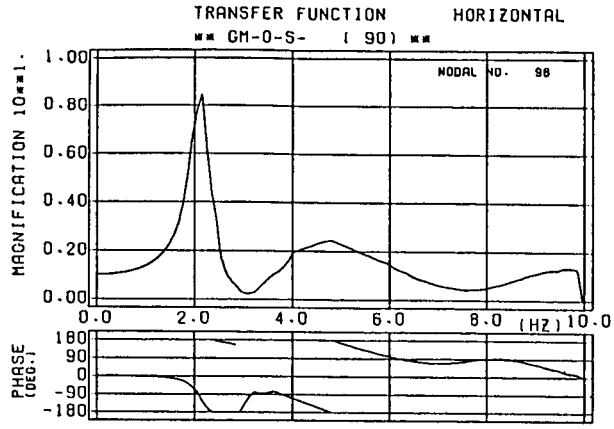
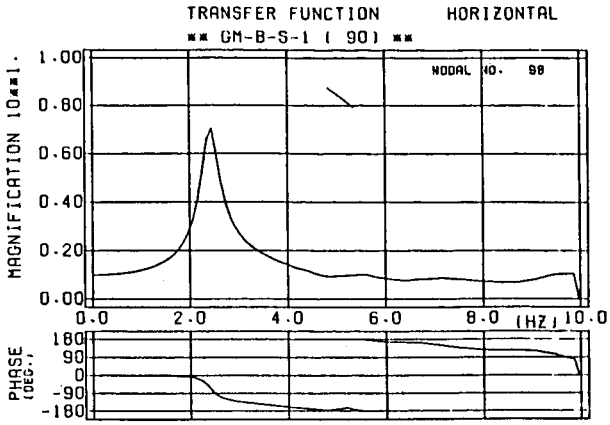
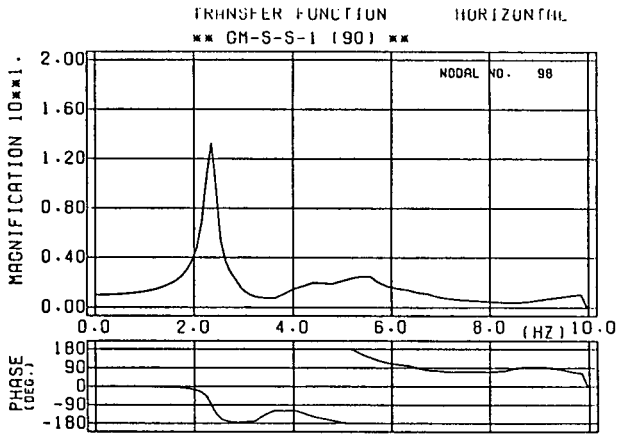
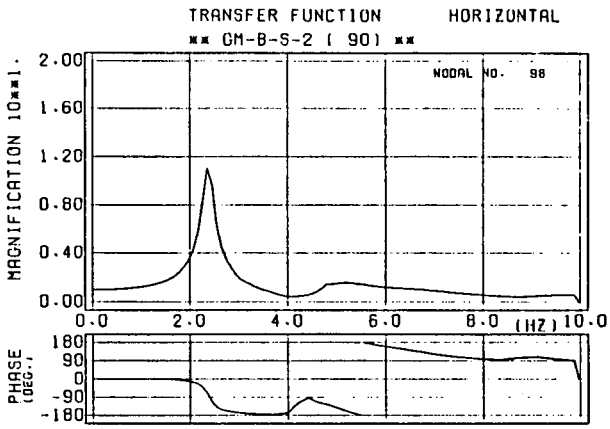


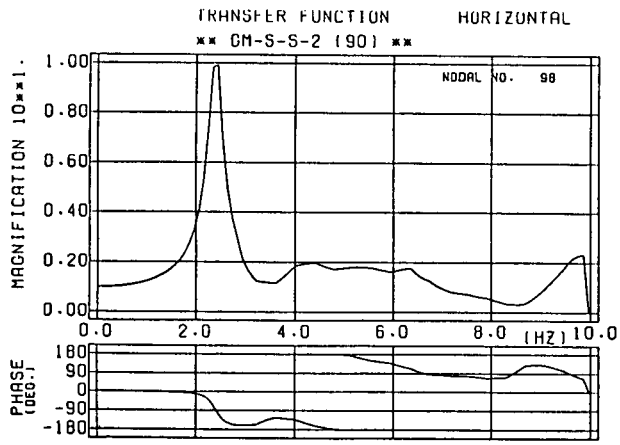
図 5.3.57　解析モデル別伝達関数比較図
［堅固な砂礫土層上に
　軟弱な砂質土層があるモデル］
入力地震動の最大加速度（90gal）

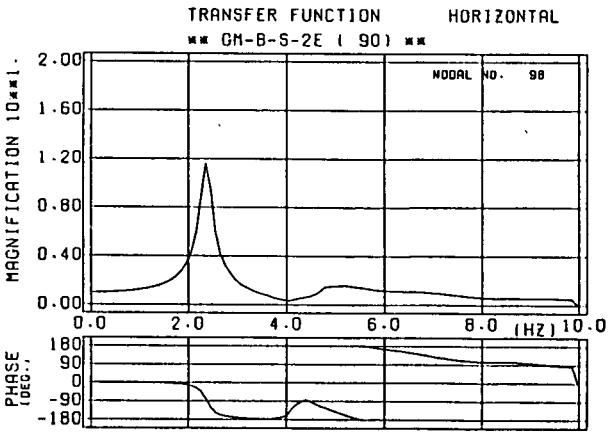












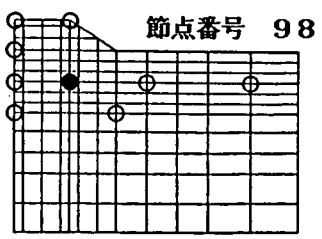
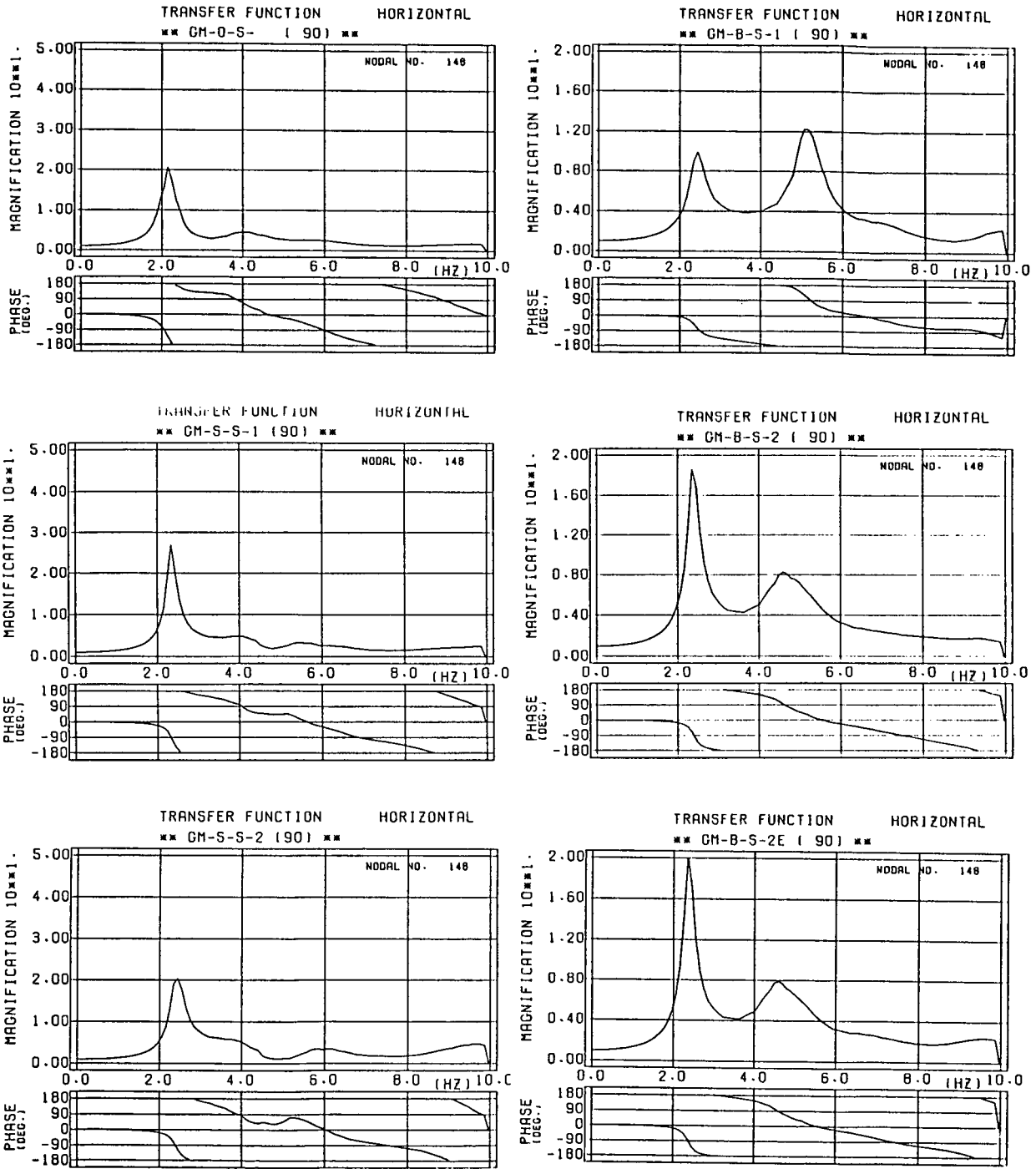


図 5.3.58　解析モデル別伝達関数比較図
[堅固な砂礫土層上に
　軟弱な砂質土層があるモデル]
入力地震動の最大加速度(90gal)



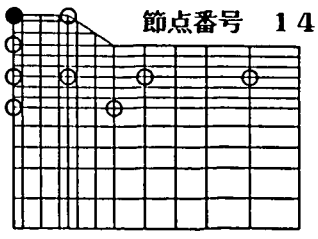


図 5.3.59 解析モデル別伝達関数比較図
[堅固な砂礫土層上に
軟弱な砂質土層があるモデル]
入力地震動の最大加速度(90 gal)

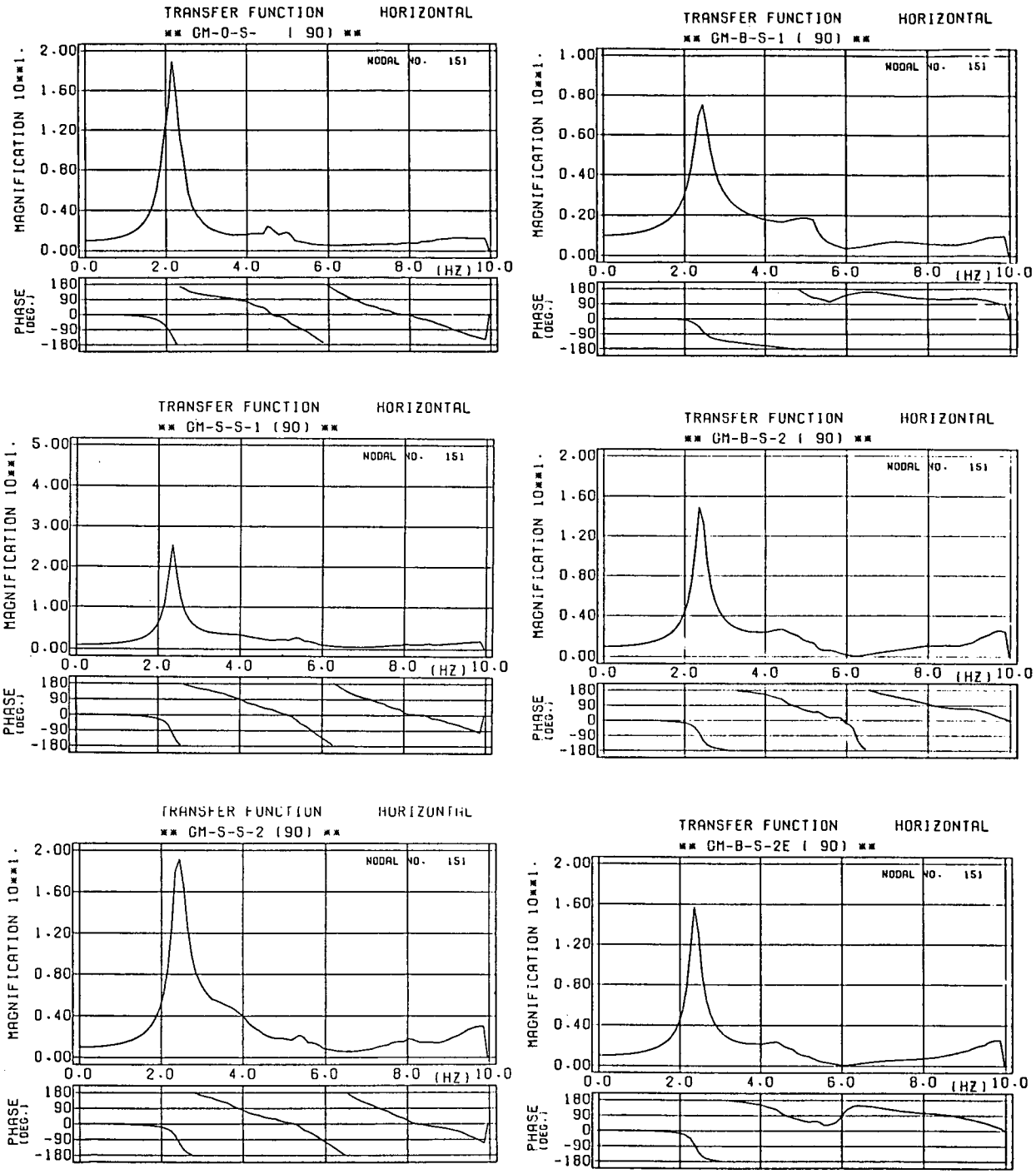


図 5.3.60　解析モデル別伝達関数比較図
堅固な砂礫土層上に
軟弱な砂質土層があるモデル
入力地震動の最大加速度（90gal）

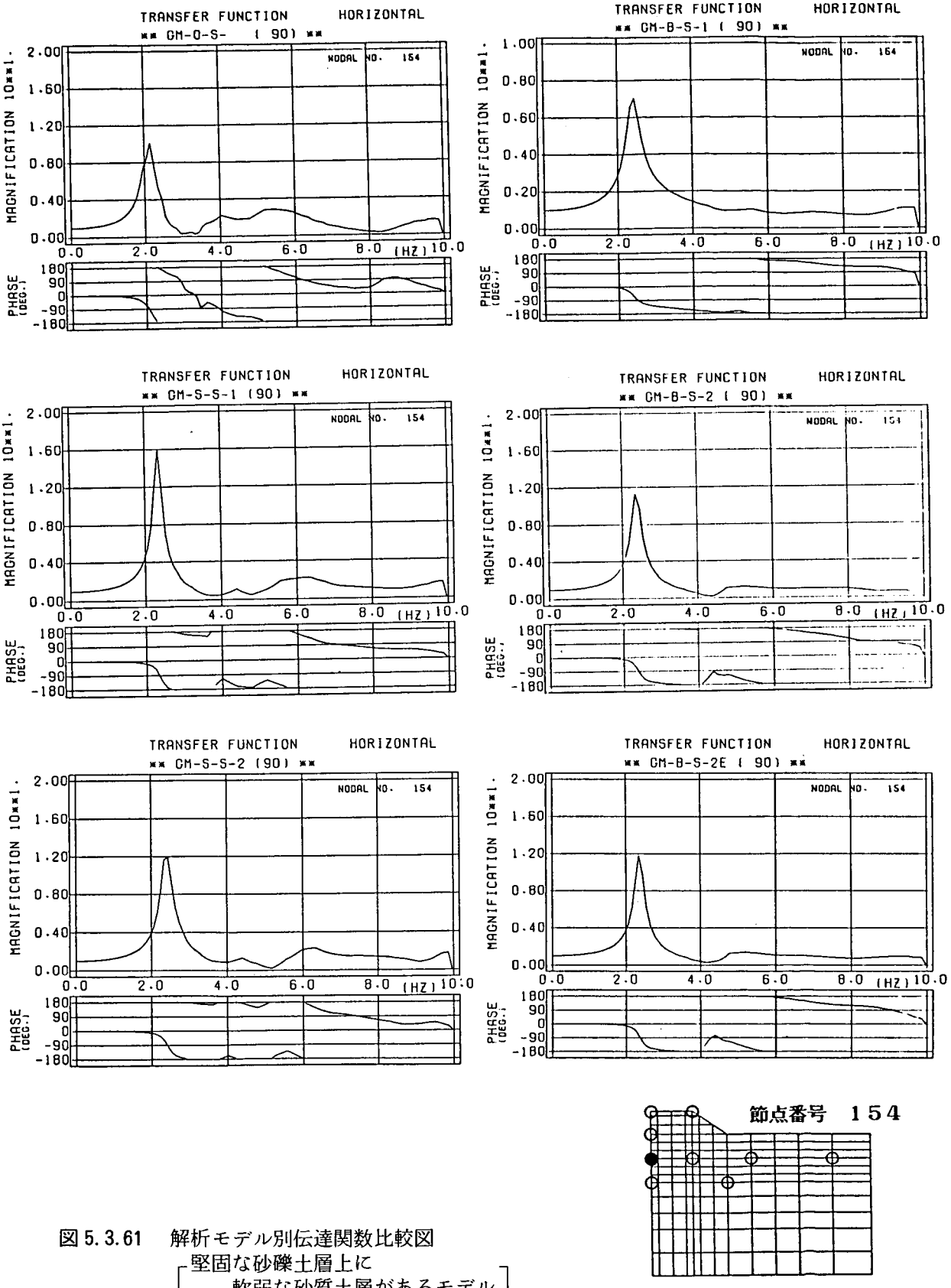
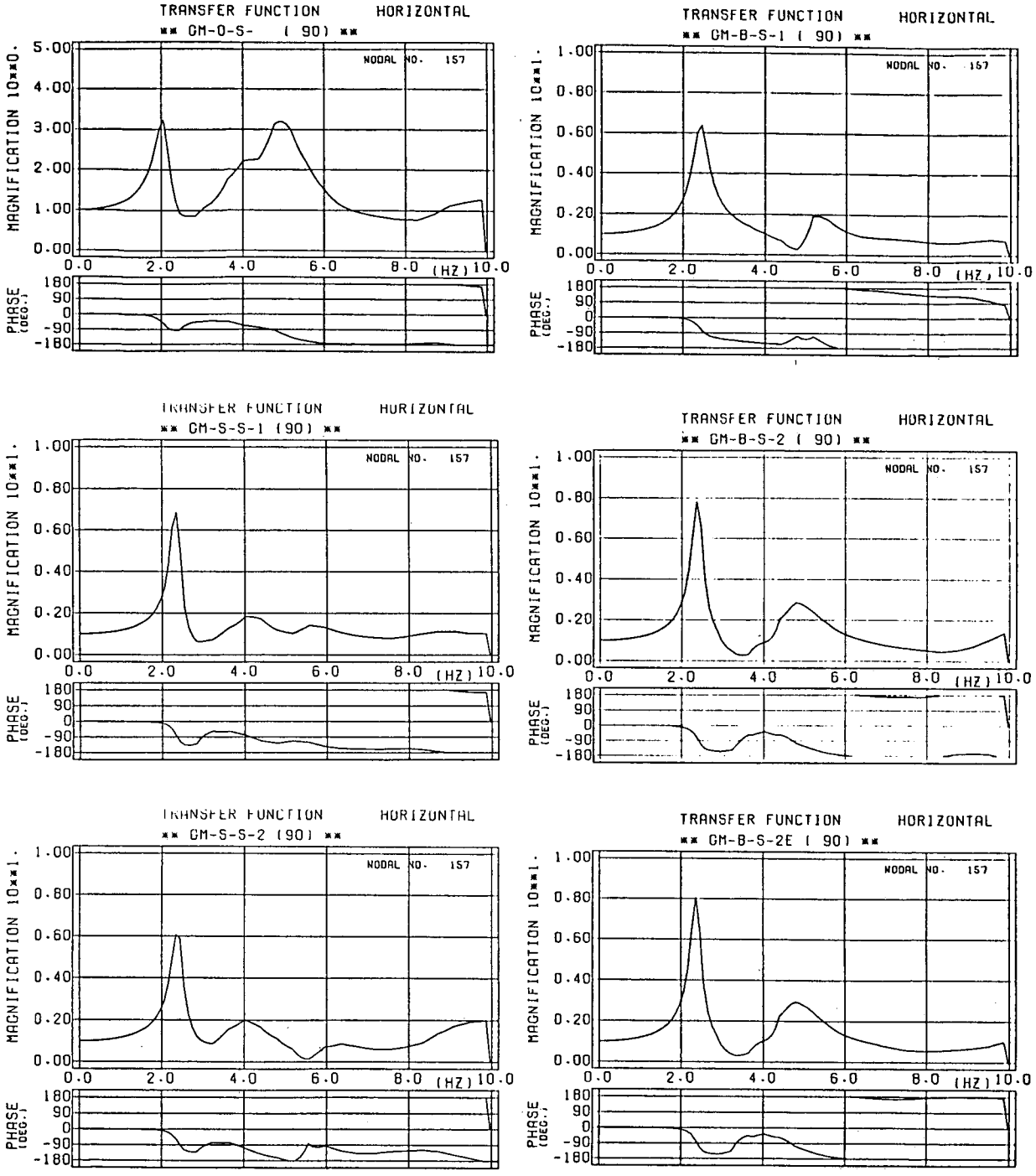


図 5.3.61　解析モデル別伝達関数比較図
堅固な砂礫土層上に
軟弱な砂質土層があるモデル
入力地震動の最大加速度（90gal）



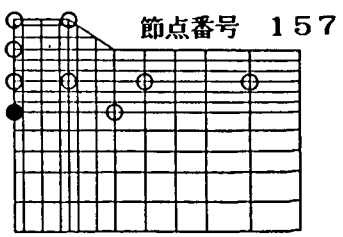
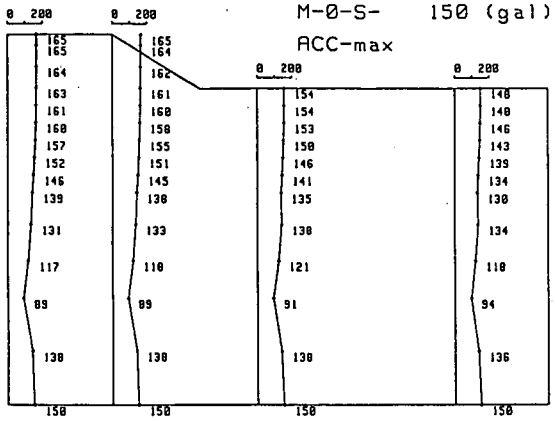
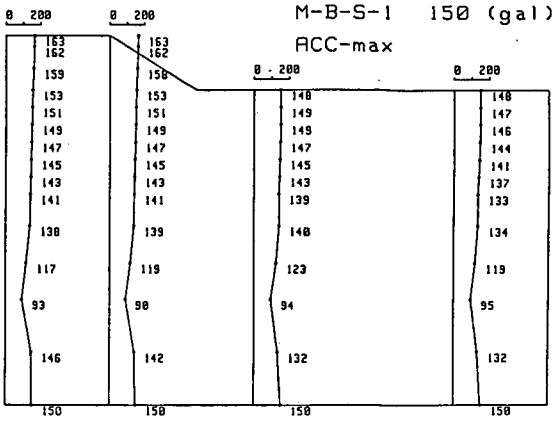
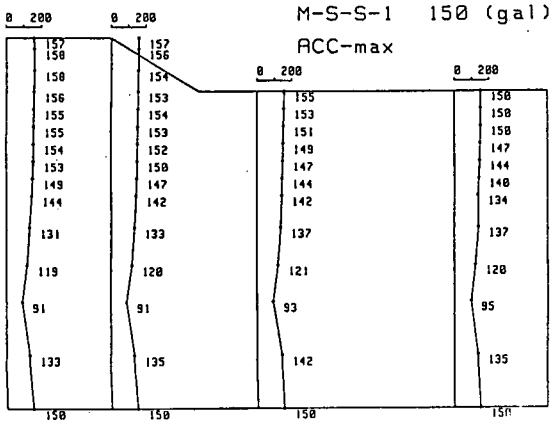
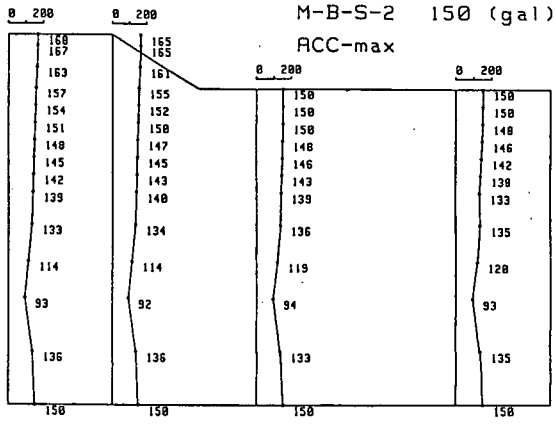


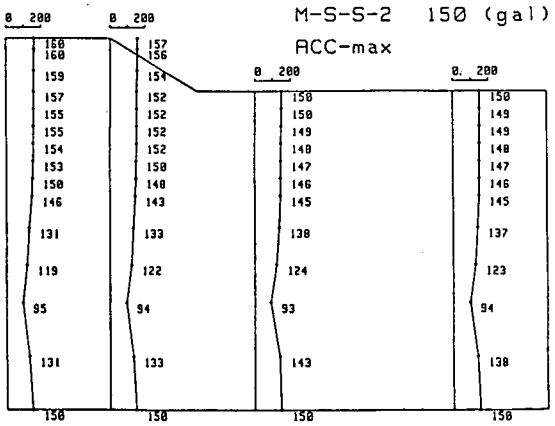
図 5.3.62　解析モデル別伝達関数比較図
［堅固な砂礫土層上に
　　軟弱な砂質土層があるモデル］
入力地震動の最大加速度(90gal)

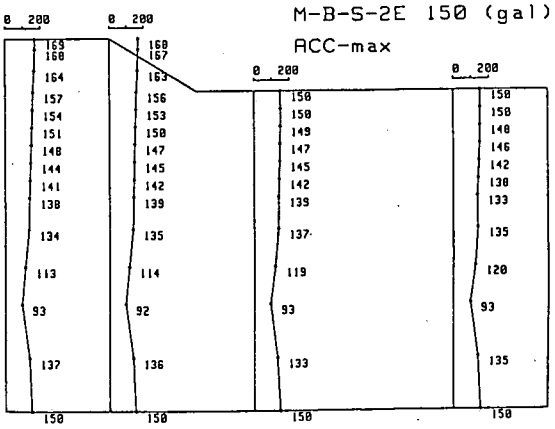












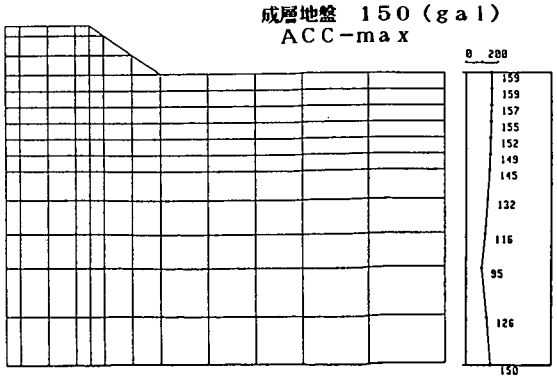
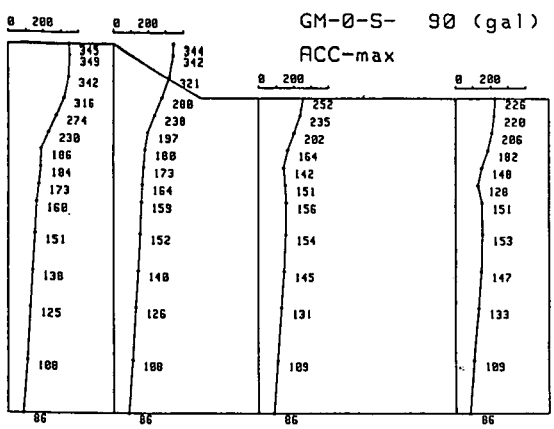
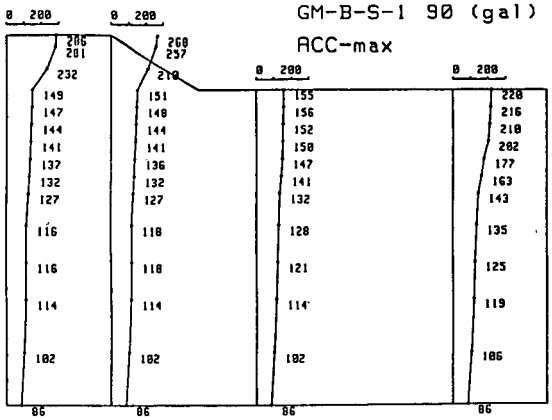
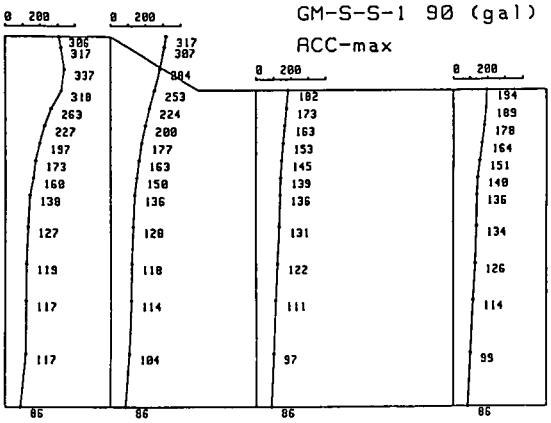
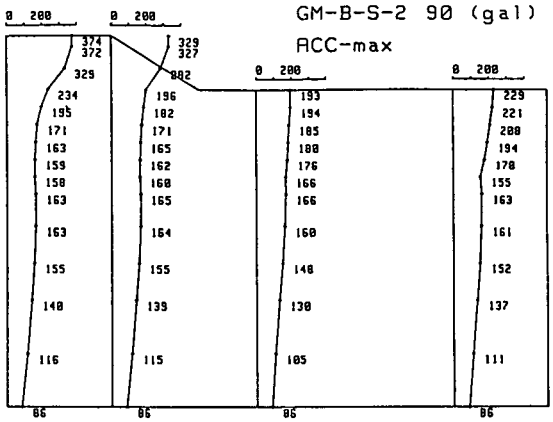


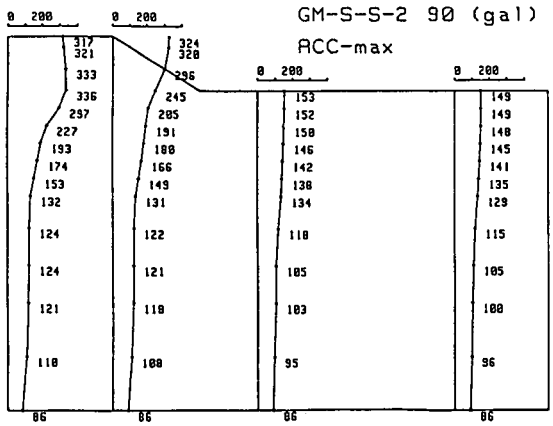
図 5.3.63　解析モデル別最大応答加速度分布
[軟弱な粘性土層上に
　軟弱な砂質土層があるモデル]
入力地震動の最大加速度(150gal)

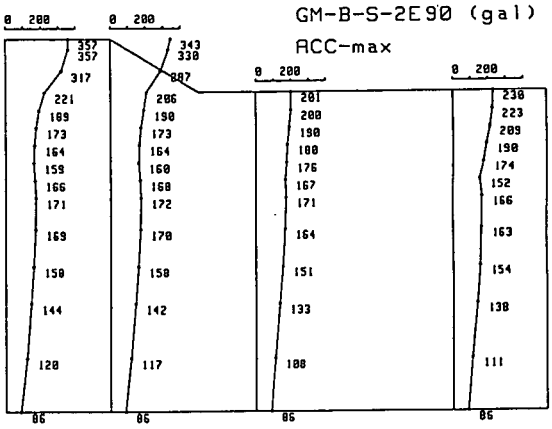












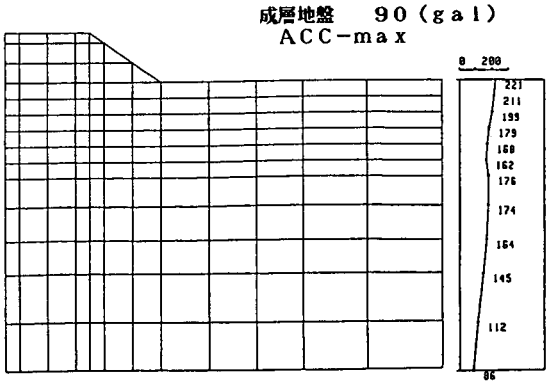


図 5.3.64　解析モデル別最大応答加速度分布
堅固な砂礫土層上に
[軟弱な砂質土層があるモデル]
入力地震動の最大加速度(90gal)

M-0-S-　　150 (gal)

TAU-MAX

.15	.17	.26	.33	.39							
.52	.53	.58	.68	.76	.9						
.96	.96	.98	1.03	1.08	1.27	1.65					
1.3	1.29	1.28	1.29	1.31	1.3	1.43	1.35	.91	.63	.54	.51
1.59	1.58	1.55	1.51	1.48	1.46	1.53	1.54	1.32	1.08	.91	.77
1.89	1.88	1.83	1.78	1.75	1.74	1.81	1.89	1.78	1.61	1.42	1.27
2.22	2.21	2.16	2.11	2.09	2.1	2.18	2.28	2.23	2.09	1.92	1.78
2.58	2.58	2.54	2.5	2.48	2.5	2.57	2.67	2.65	2.54	2.4	2.27
2.97	2.97	2.94	2.92	2.89	2.92	2.96	3.03	3.01	2.94	2.85	2.73
3.43	3.43	3.43	3.42	3.42	3.43	3.48	3.45	3.43	3.4	3.35	3.29
3.86	3.86	3.86	3.86	3.86	3.86	3.87	3.88	3.88	3.85	3.82	3.79
4.34	4.34	4.34	4.34	4.35	4.35	4.36	4.38	4.37	4.36	4.34	4.3
4.88	4.88	4.89	4.89	4.9	4.9	4.91	4.93	4.94	4.94	4.93	4.91
5.07	5.07	5.08	5.1	5.11	5.12	5.15	5.18	5.21	5.23	5.24	5.24

M-B-S-1　　150 (gal)

TAU-MAX

.14	.15	.18	.22	.83							
.55	.55	.56	.56	.56	.58						
1.09	1.08	1.04	.99	.93	.86	.86					
1.51	1.5	1.45	1.37	1.28	1.11	1.77	1.13	.58	.55	.51	.48
1.79	1.77	1.7	1.58	1.44	1.26	1.32	1.47	1.1	.82	.73	.66
2.07	2.06	2.01	1.96	1.89	1.89	1.88	1.76	1.57	1.36	1.24	1.15
2.38	2.38	2.36	2.37	2.42	2.52	2.47	2.04	1.94	1.86	1.75	1.66
2.71	2.72	2.72	2.77	2.86	3.05	3.06	2.31	2.33	2.34	2.26	2.16
3.06	3.08	3.08	3.09	3.14	3.32	3.69	2.67	2.71	2.82	2.75	2.66
3.5	3.49	3.49	3.44	3.47	3.45	3.42	3.5	3.41	3.34	3.29	3.24
3.87	3.87	3.87	3.86	3.86	3.85	3.85	3.95	3.91	3.87	3.82	3.77
4.35	4.35	4.35	4.34	4.35	4.34	4.35	4.42	4.39	4.37	4.34	4.3
4.9	4.9	4.91	4.91	4.91	4.92	4.93	4.97	4.97	4.96	4.94	4.92
5.09	5.09	5.1	5.11	5.13	5.15	5.19	5.25	5.29	5.3	5.3	5.28

M-S-S-1　　150 (gal)

TAU-MAX

.13	.18	.28	.36	.4							
.45	.48	.58	.69	.76	.9						
.84	.86	.94	1.03	1.09	1.28	1.42					
1.14	1.16	1.19	1.25	1.32	1.39	1.38	1.48	1.59	1.82	.48	.54
1.4	1.41	1.41	1.43	1.46	1.51	1.57	1.4	1.29	1.36	.89	.72
1.66	1.66	1.62	1.6	1.6	1.66	1.81	1.92	1.93	1.67	1.45	1.24
1.97	1.96	1.89	1.83	1.8	1.84	2.05	2.64	2.69	1.94	1.86	1.76
2.35	2.33	2.26	2.17	2.12	2.09	2.29	3.26	3.34	2.22	2.27	2.26
2.78	2.77	2.73	2.68	2.64	2.58	2.59	3.58	3.77	2.57	2.77	2.75
3.34	3.34	3.35	3.36	3.37	3.42	3.49	3.39	3.39	3.47	3.38	3.31
3.87	3.87	3.87	3.88	3.89	3.91	3.92	3.81	3.79	3.9	3.87	3.83
4.34	4.34	4.35	4.36	4.36	4.37	4.38	4.31	4.31	4.37	4.36	4.32
4.93	4.93	4.93	4.94	4.94	4.94	4.94	4.91	4.91	4.94	4.94	4.92
5.19	5.19	5.19	5.2	5.19	5.19	5.18	5.17	5.18	5.07	5.25	5.26

M-B-S-2　　150 (gal)

TAU-MAX

.26	.23	.46	.25	.88							
.65	.21	.92	.93	.73	.73						
1.3	.56	1.41	1.4	1.35	.73	.72					
1.36	1.37	1.42	1.37	1.32	1.41	2.34	1.33	.76	.47	.41	.47
1.62	1.68	1.58	1.56	1.54	1.19	1.53	1.58	1.24	.91	.79	.73
1.87	2.01	1.74	1.75	1.79	1.83	1.96	1.86	1.69	1.45	1.31	1.24
2.11	2.42	1.92	1.93	2.03	2.53	2.67	2.14	2.06	1.94	1.82	1.74
2.33	2.98	2.13	2.08	2.25	3.16	3.36	2.42	2.43	2.4	2.32	2.24
2.54	3.63	2.44	2.43	2.5	3.57	3.8	2.72	2.83	2.85	2.79	2.72
3.51	3.35	3.49	3.39	3.5	3.37	3.35	3.48	3.41	3.36	3.32	3.27
3.91	3.82	3.92	3.94	3.91	3.8	3.8	3.92	3.9	3.86	3.82	3.78
4.34	4.31	4.36	4.36	4.35	4.3	4.3	4.38	4.38	4.36	4.34	4.3
4.9	4.85	4.91	4.91	4.91	4.89	4.9	4.95	4.95	4.95	4.94	4.92
5.13	5.13	5.15	5.15	5.16	5.16	5.18	5.23	5.26	5.28	5.28	5.26

M-S-S-2　　150 (gal)

TAU-MAX

.13	.21	.33	.41	.45							
.41	.45	.61	.75	.83	.98						
.76	.81	.94	1.08	1.17	1.38	1.63					
1.03	1.07	1.17	1.26	1.35	1.42	1.35	1.99	1.35	.81	.73	.64
1.27	1.29	1.34	1.38	1.43	1.46	1.47	1.76	1.69	1.31	.81	1.02
1.53	1.51	1.5	1.48	1.48	1.52	1.67	2.01	2.16	1.97	1.6	1.35
1.83	1.81	1.74	1.64	1.6	1.64	1.89	2.43	2.62	2.58	2.36	1.66
2.21	2.19	2.1	1.98	1.92	1.88	2.12	2.93	2.97	3.02	3.08	2
2.67	2.66	2.6	2.54	2.51	2.45	2.45	3.45	3.17	3.18	3.03	2.43
3.27	3.27	3.28	3.29	3.31	3.36	3.46	3.39	3.41	3.42	3.41	3.43
3.84	3.84	3.84	3.86	3.87	3.9	3.92	3.84	3.84	3.84	3.83	3.89
4.32	4.33	4.34	4.34	4.35	4.37	4.38	4.33	4.33	4.33	4.31	4.35
4.94	4.94	4.95	4.95	4.95	4.96	4.96	4.93	4.92	4.92	4.92	4.94
5.24	5.24	5.24	5.24	5.24	5.24	5.23	5.2	5.19	5.18	5.21	5.26

M-B-S-2E　　150 (gal)

TAU-MAX

.32	.89	.37	.16	.86							
.78	.3	.79	.36	.5							
1.39	.65	1.37	.69	.74	1.39	.68					
1.37	1.38	1.34	1.26	2.42	1.32	1.86	1.29	.76	.47	.41	.48
1.62	1.66	1.58	1.56	2.13	1.54	1.84	1.55	1.23	.92	.79	.72
1.86	2.01	1.82	1.98	2.16	1.79	1.81	1.84	1.68	1.46	1.31	1.23
2.1	2.43	2.06	2.4	2.37	2.05	2.73	2.15	2.07	1.95	1.82	1.74
2.31	2.92	2.28	2.87	2.8	2.3	3.48	2.45	2.44	2.41	2.31	2.23
2.52	3.51	2.48	3.41	3.52	2.49	3.95	2.75	2.84	2.85	2.79	2.71
3.52	3.38	3.02	3.37	3.36	3.5	3.33	3.47	3.2	3.35	3.31	3.27
3.92	3.83	3.91	3.82	3.82	3.9	3.8	3.92	3.9	3.86	3.82	3.79
4.35	4.32	4.35	4.31	4.32	4.35	4.31	4.38	4.38	4.36	4.33	4.3
4.9	4.89	4.9	4.89	4.9	4.91	4.9	4.95	4.95	4.95	4.94	4.91
5.12	5.08	5.13	5.14	5.15	5.17	5.19	5.23	5.27	5.28	5.28	5.27

成層地盤　150 (gal)

TAU-MAX

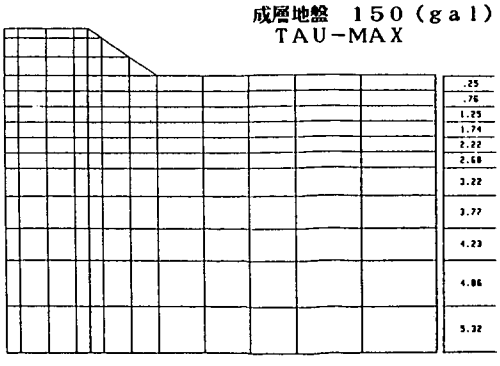


図 5.3.65　解析モデル別最大せん断応力分布
軟弱な粘性土層上に
軟弱な砂質土層があるモデル
入力地震動の最大加速度(150gal)

GM-0-S-　90 (gal)

TAU-MAX

.36	.35	.4	.48	.52							
1.18	1.18	1.26	1.13	1.4	1.44						
2.82	2.85	2.1	2.15	2.17	2.4	2.8					
2.62	2.62	2.6	2.55	2.53	2.42	2.46	2.23	1.59	1.22	1	.83
3.05	3.04	2.97	2.86	2.76	2.59	2.5	2.28	1.81	1.42	1.26	1.15
3.35	3.33	3.22	3.07	2.95	2.77	2.64	2.46	2.07	1.86	1.77	1.65
3.56	3.53	3.4	3.26	3.14	2.98	2.86	2.69	2.41	2.32	2.25	2.12
3.7	3.67	3.55	3.42	3.32	3.18	3.08	2.93	2.78	2.72	2.65	2.52
3.83	3.79	3.66	3.52	3.42	3.32	3.25	3.14	3.04	2.99	2.92	2.82
3.83	3.9	3.67	3.55	3.52	3.48	3.46	3.46	3.39	3.38	3.33	3.19
3.99	3.92	3.95	3.92	3.89	3.85	3.81	3.76	3.67	3.62	3.51	3.33
4.53	4.52	4.49	4.45	4.42	4.39	4.36	4.37	4.31	4.25	4.07	3.86
5.28	5.27	5.25	5.24	5.23	5.21	5.22	5.23	5.36	5.21	5.12	4.97
6.12	6.12	6.11	6.11	6.11	6.11	6.14	6.2	6.22	6.27	6.22	6.1

GM-B-S-1　90 (gal)

TAU-MAX

.24	.25	.29	.32	.32							
.9	.89	.88	.85	.81	.9						
1.59	1.56	1.48	1.37	1.27	1.12	.98					
2.3	2.32	2.3	2.26	2.3	2.28	1.92	.72	.87	.74	.67	.61
2.95	2.94	2.9	2.82	2.74	2.51	2.26	.94	1.07	.95	.84	.95
3.44	3.4	3.35	3.3	3.22	3.05	2.84	1.11	1.24	1.25	1.32	1.43
3.87	3.82	3.74	3.67	3.66	3.66	3.6	1.29	1.43	1.6	1.76	1.92
4.13	4.08	4.01	3.96	3.96	4.2	4.58	1.47	1.7	2	2.23	2.44
4.25	4.22	4.14	4.08	4.07	4.25	5.07	1.82	2.17	2.46	2.7	2.91
4.49	4.45	4.34	4.22	4.12	3.92	3.74	4.81	3.22	3.02	3.12	3.24
4.77	4.74	4.61	4.47	4.37	4.27	4.45	5.33	4.68	4.17	3.97	4.12
5.09	5.07	5	4.93	4.91	4.96	5.24	5.74	5.5	5.16	4.96	4.93
5.58	5.58	5.58	5.59	5.62	5.7	5.86	6.13	6.26	5.99	5.83	5.75
5.99	6.01	4.35	6.12	6.18	6.29	6.47	6.67	6.73	6.72	6.59	6.45

GM-S-S-1　90 (gal)

TAU-MAX

.39	.32	.43	.52	.58							
1.15	1.11	1.16	1.28	1.38	1.65						
1.87	1.86	1.89	1.99	2.07	2.42	2.32					
2.28	2.27	2.23	2.24	2.29	2.29	1.92	3.51	1.56	.62	.62	.52
2.52	2.5	2.42	2.38	2.33	2.16	1.82	3.57	2.55	1.07	.94	.8
2.6	2.58	2.5	2.36	2.23	2.03	1.93	4.56	4.13	1.4	1.32	1.31
2.73	2.7	2.55	2.35	2.17	1.99	2.07	5.73	5.5	1.67	1.65	1.77
2.88	2.84	2.67	2.45	2.29	2.06	2.18	6.73	6.62	1.9	2.02	2.22
3.09	3.04	2.88	2.71	2.61	2.45	2.36	6.9	7.13	2.24	2.47	2.61
3.45	3.47	3.47	3.53	3.72	4.45	6.57	3.62	3.5	5.86	3.74	3.13
4.23	4.29	4.47	4.74	5.01	5.55	5.87	3.64	3.31	5.55	4.86	3.95
5.01	5.07	5.24	5.45	5.6	5.71	5.51	4.23	4.02	5.42	5.31	4.68
5.75	5.77	5.84	5.9	5.91	5.87	5.63	5.01	5.01	5.55	5.65	5.33
6.43	6.42	6.4	6.35	6.3	6.19	5.98	5.71	5.7	5.96	6.13	6.1

GM-B-S-2　90 (gal)

TAU-MAX

.54	.33	.77	.56	.84							
1.35	.67	1.55	1.58	1.28	.68						
2.32	1.51	2.28	2.21	2.11	1.48	1.44					
1.87	3.39	1.81	1.76	1.65	3.1	1.76	.83	.62	.54	.44	.37
2.12	3.82	1.9	1.8	1.83	3.33	3.15	1.37	1.2	1	.98	.99
2.3	4.08	1.98	1.93	2.03	4.22	4.56	1.75	1.66	1.56	1.57	1.62
2.41	4.44	2.09	2.61	2.2	5.37	6.03	2.03	2	2.06	2.12	2.16
2.43	5.31	2.15	1.98	2.31	6.6	7.44	2.23	2.32	2.52	2.6	2.65
2.32	6.19	2.25	2.2	2.4	6.95	7.95	2.5	2.79	2.96	3.02	3.05
6.58	2.17	5.96	5.72	7.01	3.85	2.66	5.71	3.9	3.5	3.39	3.36
5.41	4.44	5.02	6.35	5.75	3.86	3.29	5.43	5.08	4.5	4.21	4.03
5.56	5.58	5.91	5.79	8.07	4.86	4.64	5.55	5.61	5.33	4.96	4.75
6.12	6.13	6.16	6.04	5.93	5.73	5.66	5.95	6.16	5.89	5.66	5.57
6.8	6.79	6.75	6.69	6.65	6.58	6.54	6.57	6.59	6.64	6.63	4.55

GM-S-S-2　90 (gal)

TAU-MAX

.41	.34	.5	.53	.54							
1.17	1.11	1.21	1.32	1.42	1.58						
1.9	1.89	1.95	2.08	2.19	2.56	2.94					
2.36	2.35	2.34	2.35	2.38	2.33	1.92	4.28	2.38	1.88	1.86	.73
2.66	2.63	2.54	2.44	2.34	2.07	1.61	3.14	2.94	2.31	1.44	.87
2.71	2.66	2.49	2.26	2.05	1.8	1.58	3.22	3.6	3.34	2.36	1.03
2.6	2.53	2.28	2.04	1.86	1.62	1.63	3.71	4.16	4.09	3.34	1.21
2.54	2.5	2.33	2.1	1.91	1.62	1.7	4.43	4.44	4.45	4.35	1.45
2.77	2.72	2.54	2.33	2.2	2.04	1.91	5.36	4.28	4.26	5.44	1.84
2.98	3	2.96	2.97	3.13	3.8	5.47	3.84	4.24	4.36	3.93	4.34
3.82	3.87	4.01	4.23	4.47	4.93	5.3	4.31	4.32	4.41	4.19	4.72
4.64	4.6	4.84	5.03	5.19	5.35	5.39	4.91	4.68	4.68	4.68	5.15
5.39	5.41	5.48	5.57	5.61	5.65	5.6	5.35	5.27	5.13	5.23	5.57
5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.89	5.79	5.64	5.53	5.89	5.71	5.97

GM-B-S-2E　90 (gal)

TAU-MAX

.59	.15	.67	.29	.42							
1.44	.79	1.45	.8	.88	1.5						
2.39	1.59	2.31	1.44	1.38	2.07	1.41					
1.86	3.28	1.83	2.03	2.86	1.74	1.47	.89	.57	.48	.39	.34
2.14	3.78	2.11	3.22	3.14	2.82	2.54	1.39	1.22	1.02	.99	1
2.35	4.15	2.34	3.77	3.68	2.27	3.86	1.8	1.72	1.61	1.6	1.63
2.49	4.74	2.48	4.62	4.75	2.45	5.27	2.11	2.08	2.12	2.15	2.18
2.51	5.44	2.49	5.98	6.17	2.49	6.55	2.33	2.39	2.57	2.63	2.65
2.4	6.22	2.3	7.17	7.37	2.3	7.51	2.53	2.82	2.99	3.02	3.02
7.05	2.41	6.79	2.05	2.63	6.63	2.13	5.29	3.82	3.52	3.45	3.41
5.55	4.56	5.35	4.56	4.44	5.09	3.83	5.16	4.9	4.4	4.13	3.99
5.52	5.41	5.47	5.34	5.27	5.21	4.99	5.49	5.43	5.18	4.86	4.67
6.01	6	5.98	5.93	5.88	5.84	5.77	5.91	6.03	5.76	5.66	5.64
6.93	6.93	6.9	6.87	6.84	6.81	6.77	6.77	6.74	6.75	6.73	6.69

成層地盤　90 (gal)

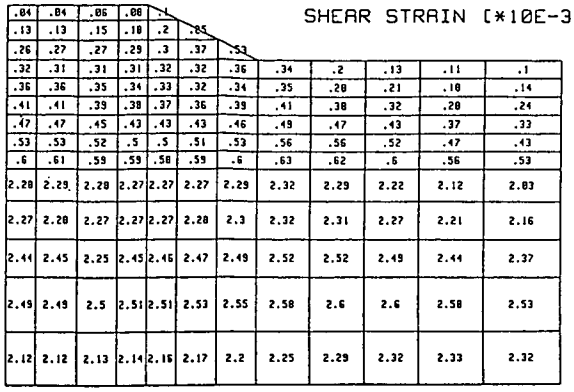
TAU-MAX

											.35
											1.04
											1.68
											2.22
											2.7
											3.09
											3.31
											3.98
											4.65
											5.46
											6.49

図 5.3.66　解析モデル別最大せん断応力分布
[堅固な砂礫土層上に
　軟弱な砂質土層があるモデル]
入力地震動の最大加速度(90 gal)

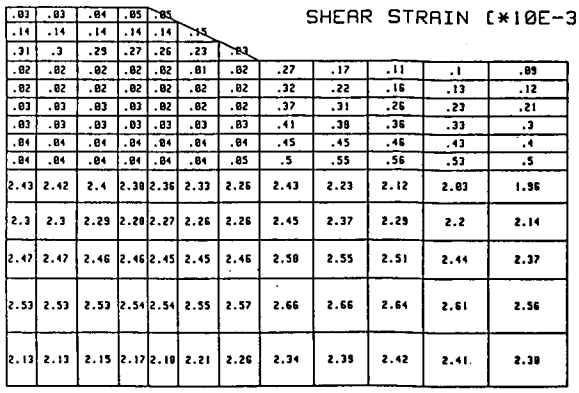
M-0-S-　　150 (gal)

SHEAR STRAIN [*10E-3]



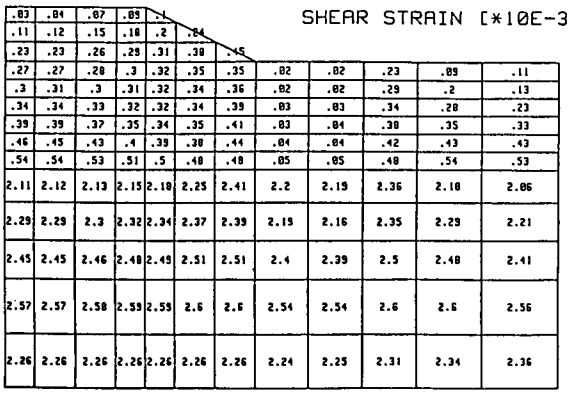
M-B-S-1　　150 (gal)

SHEAR STRAIN [*10E-3]



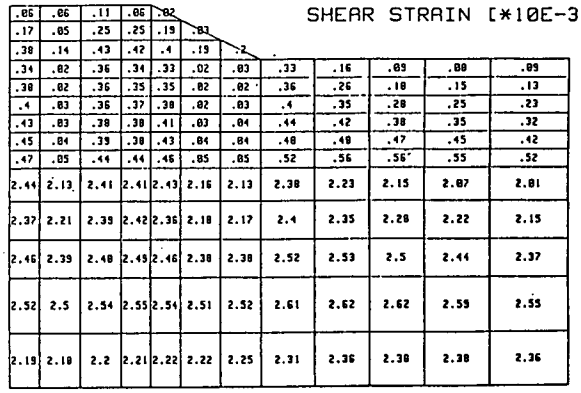
M-S-S-1　　150 (gal)

SHEAR STRAIN [*10E-3]



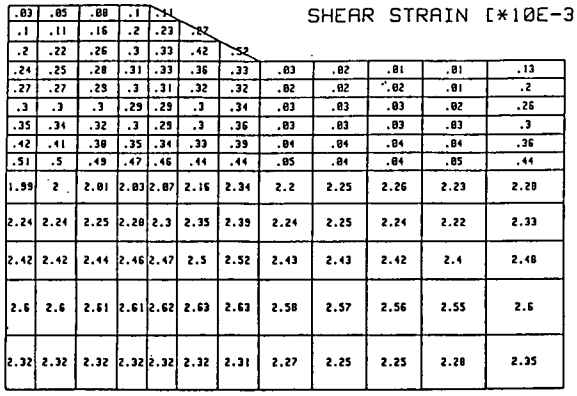
M-B-S-2　　150 (gal)

SHEAR STRAIN [*10E-3]



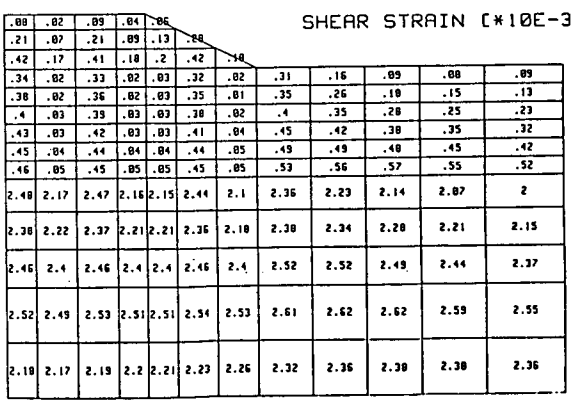
M-S-S-2　　150 (gal)

SHEAR STRAIN [*10E-3]



M-B-S-2E　　150 (gal)

SHEAR STRAIN [*10E-3]



成層地盤　150 (gal)

SHEAR STRAIN [*10E-3]

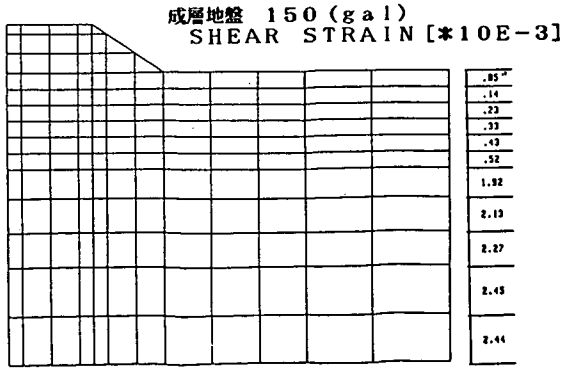


図 5.3.67　解析モデル別有効最大せん断ひずみ分布

軟弱な粘性土層上に

[軟弱な砂質土層があるモデル]

入力地震動の最大加速度(150gal)

GM-0-S-　　90 (gal)

SHEAR STRAIN [*10E-3]

.09	.09	.1	.12	.13	.15						
.03	.34	.37	.4	.42	.48						
.07	.72	.74	.77	.78	.8	1.22					
1.04	1.04	1.03	1	.97	.89	.92	.76	.43	.29	.23	.18
1.14	1.13	1.08	1	.93	.82	.77	.65	.44	.31	.26	.24
1.15	1.13	1.06	.96	.89	.79	.72	.64	.48	.4	.37	.34
1.1	1.08	1.01	.92	.86	.78	.72	.65	.54	.5	.48	.44
1.03	1.01	.95	.88	.83	.77	.72	.66	.6	.58	.56	.51
.97	.95	.89	.82	.78	.74	.71	.67	.63	.61	.59	.56
.11	.11	.11	.1	.1	.1	.1	.1	.1	.1	.1	.09
.12	.12	.12	.11	.11	.11	.11	.11	.11	.11	.1	.1
.13	.13	.13	.13	.13	.13	.13	.13	.13	.13	.12	.11
.16	.16	.16	.16	.16	.16	.16	.16	.16	.16	.15	.15
.19	.19	.19	.19	.19	.19	.19	.19	.19	.19	.19	.19

GM-B-S-1　　90 (gal)

SHEAR STRAIN [*10E-3]

.06	.06	.07	.08	.02							
.25	.24	.24	.23	.22	.22						
.5	.49	.45	.41	.37	.31	.82					
.03	.03	.03	.03	.03	.03	.03	.15	.19	.16	.14	.12
.04	.04	.04	.04	.04	.03	.03	.18	.22	.19	.18	.19
.05	.04	.04	.04	.05	.04	.04	.2	.23	.23	.25	.28
.05	.05	.05	.04	.05	.05	.05	.22	.25	.28	.33	.37
.05	.05	.05	.05	.05	.06	.06	.24	.28	.36	.42	.49
.06	.06	.05	.05	.05	.06	.08	.29	.37	.45	.52	.59
.13	.13	.13	.12	.12	.11	.11	.14	.09	.09	.09	.09
.14	.14	.14	.13	.13	.13	.13	.16	.14	.12	.12	.12
.15	.15	.15	.15	.15	.15	.16	.18	.17	.16	.15	.15
.17	.17	.17	.17	.17	.17	.18	.19	.19	.18	.18	.18
.18	.19	.19	.19	.19	.19	.2	.21	.21	.21	.21	.2

GM-S-S-1　　90 (gal)

SHEAR STRAIN [*10E-3]

.1	.08	.11	.13	.15							
.33	.31	.33	.38	.42	.48						
.63	.62	.64	.69	.72	.91	1.13					
.79	.78	.76	.77	.8	.81	.59	.05	.02	.13	.13	.1
.78	.77	.73	.7	.68	.59	.45	.05	.03	.22	.18	.15
.69	.69	.65	.59	.54	.46	.42	.06	.05	.27	.25	.25
.66	.65	.59	.51	.45	.39	.42	.08	.07	.3	.3	.33
.64	.62	.56	.47	.44	.37	.41	.09	.09	.33	.36	.42
.65	.63	.57	.52	.49	.44	.42	.09	.1	.38	.45	.49
.1	.1	.1	.1	.11	.13	.21	.11	.1	.18	.11	.09
.13	.13	.13	.14	.15	.17	.18	.11	.1	.17	.15	.12
.15	.15	.16	.17	.17	.18	.17	.13	.12	.16	.16	.14
.18	.18	.18	.18	.18	.18	.17	.15	.15	.17	.17	.16
.2	.2	.2	.2	.2	.19	.18	.18	.17	.18	.19	.19

GM-B-S-2　　90 (gal)

SHEAR STRAIN [*10E-3]

.14	.18	.21	.14	.06							
.4	.18	.49	.5	.38	.48						
.86	.47	.83	.8	.75	.46	.44					
.56	.84	.53	.51	.46	.84	.82	.18	.13	.11	.08	.07
.58	.85	.48	.44	.43	.84	.84	.29	.25	.2	.19	.2
.57	.85	.45	.43	.46	.85	.86	.37	.34	.31	.31	.33
.54	.86	.42	.4	.46	.87	.88	.4	.4	.42	.43	.45
.48	.87	.4	.35	.44	.89	.1	.42	.45	.51	.54	.56
.4	.88	.38	.37	.43	.89	.11	.46	.55	.6	.63	.63
.21	.86	.18	.18	.22	.89	.88	.16	.11	.1	.09	.1
.16	.13	.18	.2	.18	.11	.09	.17	.15	.13	.12	.12
.17	.17	.18	.18	.17	.15	.14	.17	.17	.16	.15	.14
.19	.19	.19	.19	.18	.18	.17	.18	.18	.18	.17	.17
.21	.21	.21	.21	.21	.21	.2	.21	.21	.21	.21	.21

GM-S-S-2　　90 (gal)

SHEAR STRAIN [*10E-3]

.1	.08	.13	.14	.14							
.33	.31	.35	.39	.43	.5						
.64	.64	.67	.73	.78	.98	1.25					
.85	.84	.83	.84	.86	.83	.58	.06	.03	.01	.01	.15
.86	.85	.79	.74	.68	.55	.37	.04	.04	.03	.02	.17
.76	.73	.65	.55	.47	.38	.31	.04	.05	.04	.03	.18
.61	.58	.49	.41	.36	.3	.3	.05	.06	.05	.04	.2
.51	.5	.45	.38	.33	.27	.28	.06	.06	.06	.06	.23
.54	.52	.47	.41	.38	.33	.3	.07	.06	.06	.07	.29
.09	.09	.09	.09	.09	.11	.17	.11	.13	.13	.12	.13
.11	.11	.12	.12	.13	.15	.16	.13	.13	.13	.12	.14
.14	.14	.15	.15	.16	.16	.16	.14	.14	.14	.14	.16
.16	.16	.17	.17	.17	.17	.17	.16	.15	.16	.16	.17
.18	.18	.18	.18	.18	.18	.18	.17	.17	.17	.17	.18

GM-B-S-2E　　90 (gal)

SHEAR STRAIN [*10E-3]

.15	.04	.18	.07	.11							
.44	.21	.44	.21	.24	.51						
.89	.5	.85	.44	.41	.72	.91					
.56	.84	.54	.84	.84	.5	.82	.2	.11	.09	.07	.06
.58	.85	.57	.84	.84	.53	.83	.3	.25	.2	.19	.2
.59	.86	.58	.85	.85	.55	.85	.38	.36	.32	.32	.33
.57	.86	.56	.86	.86	.55	.87	.43	.42	.43	.44	.46
.5	.87	.5	.88	.88	.5	.89	.45	.47	.53	.55	.56
.43	.88	.4	.1	.1	.4	.1	.46	.56	.61	.63	.62
.22	.87	.21	.88	.87	.21	.86	.16	.11	.1	.1	.1
.17	.14	.16	.14	.13	.15	.11	.16	.15	.13	.12	.12
.17	.16	.17	.16	.16	.16	.15	.17	.16	.16	.15	.14
.19	.18	.18	.18	.18	.18	.18	.18	.18	.18	.17	.17
.22	.22	.22	.22	.21	.21	.21	.21	.21	.21	.21	.21

成層地盤　90 (gal)

SHEAR STRAIN [*10E-3]

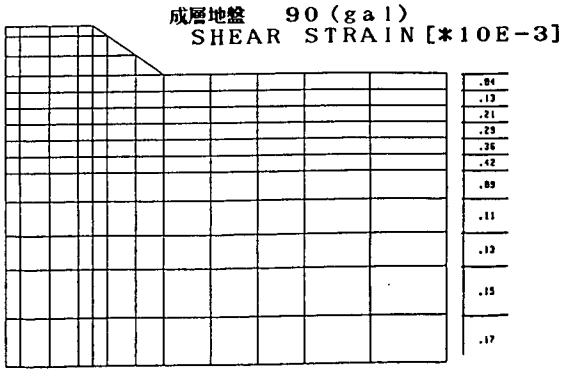


図 5.3.68　解析モデル別有効最大せん断ひずみ分布
堅固な砂礫土層上に
軟弱な砂質土層があるモデル
入力地震動の最大加速度(90gal)

M-0-S- (150gal)

FL VALUE

2.12	2.11	2.06	1.97	1.8	1.54	.84	.25	.21	.41	.44	.49
1.99	1.98	1.96	1.91	1.85	1.63	1.13	.67	.56	.68	.81	.95
1.89	1.88	1.86	1.84	1.79	1.61	1.24	.87	.73	.77	.86	.95
1.79	1.78	1.76	1.73	1.68	1.53	1.26	.98	.84	.84	.89	.95
1.69	1.68	1.65	1.63	1.58	1.46	1.27	1.05	.92	.89	.92	.95
1.61	1.59	1.57	1.53	1.5	1.41	1.27	1.1	.99	.94	.94	.97

M-B-S-1 (150gal)

FL VALUE

							.35	.33	.47	.47	.53
							.7	.67	.89	1.01	1.11
							.94	.83	.91	.99	1.05
							1.1	.95	.94	.97	1.02
							1.21	1.05	.97	.97	1
							1.25	1.1	.99	.97	.99

M-S-S-1 (150gal)

FL VALUE

2.41	2.37	2.22	2.03	1.78	1.43	.87			.25	.5	.46
2.26	2.23	2.16	2.03	1.88	1.57	1.1			.54	.75	1.02
2.14	2.13	2.11	2.1	1.95	1.69	1.24			.74	.84	.98
2.01	2	2.01	2	1.95	1.75	1.34			.9	.92	.96
1.86	1.86	1.86	1.87	1.85	1.75	1.42			1.02	.97	.96
1.72	1.71	1.69	1.67	1.64	1.59	1.45			1.08	.97	.96

M-B-S-2 (150gal)

FL VALUE

2.02		1.86	1.85	1.77			.3	.25	.55	.58	.53
1.95		1.92	1.86	1.78			.65	.6	.8	.93	1.01
1.91		1.96	1.87	1.75			.89	.77	.85	.93	.98
1.88		1.98	1.9	1.73			1.04	.91	.9	.94	.97
1.97		1.97	1.95	1.74			1.16	1	.94	.95	.97
1.88		1.85	1.85	1.73			1.23	1.05	.98	.96	.97

M-S-S-2 (150gal)

FL VALUE

2.66	2.55	2.27	2.01	1.75	1.4	.89					.39
2.48	2.42	2.27	2.09	1.93	1.63	1.18					.72
2.33	2.34	2.27	2.22	2.12	1.85	1.34					.9
2.16	2.17	2.19	2.23	2.19	1.97	1.46					1.01
1.97	1.97	2	2.04	2.04	1.94	1.54					1.08
1.79	1.78	1.77	1.76	1.73	1.67	1.53					1.09

M-B-S-2E (150gal)

FL VALUE

2		1.98		1.52			.3	.25	.55	.58	.53
1.95		1.93		1.54			.67	.6	.79	.83	1.02
1.92		1.88		1.56			.89	.77	.85	.83	.99
1.89		1.85		1.57			1.04	.9	.9	.94	.97
1.89		1.84		1.59			1.15	1	.94	.95	.97
1.9		1.86		1.65			1.22	1.05	.98	.96	.97

成層地盤 (150gal)

FL VALUE

											1
											.96
											.86
											.85
											.93
											.97

図 5.3.69　解析モデル別液状化に対する抵抗率 (Fℓ)
[軟弱な粘性土層上に
　軟弱な砂質土層があるモデル]
入力地震動の最大加速度(150gal)

GM-0-S-　90 (gal)
FL VALUE

1.85	1.84	1.82	.99	.93	.83	.49	.18	.12	.21	.24	.3
1.84	1.83	1.82	1.81	.99	.92	.69	.45	.41	.51	.59	.3
1.86	1.86	1.86	1.87	1.86	1.81	.85	.67	.63	.67	.69	.74
1.11	1.11	1.18	1.12	1.12	1.09	.96	.83	.78	.75	.76	.8
1.18	1.18	1.18	1.19	1.18	1.15	1.06	.96	.88	.83	.83	.86
1.25	1.25	1.26	1.27	1.27	1.23	1.16	1.06	.98	.93	.92	.93

GM-B-S-1　90 (gal)
FL VALUE

.54	.22	.35	.36	.41
1.1	.69	.77	.78	.78
1.48	1.05	.99	.92	.85
1.73	1.31	1.09	.97	.88
1.9	1.43	1.13	.98	.89
1.84	1.37	1.13	.99	.9

GM-S-S-1 (90gal)
FL VALUE

1.21	1.2	1.19	1.13	1.02	.87	.62			.41	.39	.48
1.25	1.26	1.25	1.22	1.18	1.1	.95			.60	.78	.91
1.37	1.37	1.37	1.39	1.4	1.38	1.16			.88	.92	.92
1.45	1.45	1.49	1.56	1.62	1.62	1.33			1.05	1.03	.95
1.52	1.52	1.58	1.65	1.71	1.77	1.5			1.19	1.09	.98
1.55	1.55	1.6	1.65	1.66	1.67	1.59			1.24	1.09	1.01

GM-B-S-2　90 (gal)
FL VALUE

1.47	1.46	1.44	1.42		.47	.31	.48	.55	.68
1.49	1.6	1.61	1.5		.75	.62	.73	.75	.74
1.55	1.72	1.69	1.54		.94	.79	.79	.77	.75
1.64	1.82	1.82	1.59		1.1	.94	.85	.81	.78
1.8	1.95	2.05	1.7		1.25	1.05	.9	.84	.81
2.06	2.05	2.04	1.81		1.34	1.07	.94	.89	.87

GM-S-S-2 (90gal)
FL VALUE

1.16	1.16	1.13	1.08	.99	.86	.62					.35
1.19	1.19	1.2	1.19	1.17	1.15	1.07					.85
1.31	1.33	1.38	1.45	1.53	1.56	1.42					1.17
1.52	1.55	1.67	1.79	1.89	1.99	1.69					1.39
1.72	1.73	1.81	1.93	2.05	2.25	1.92					1.49
1.73	1.74	1.82	1.92	1.96	2.01	1.97					1.43

GM-B-S-2E　90 (gal)
FL VALUE

1.48	1.45		1.15	.44	.33	.54	.62	.74
1.48	1.44		1.18	.74	.61	.72	.75	.73
1.51	1.46		1.23	.91	.76	.76	.76	.74
1.59	1.53		1.31	1.06	.9	.82	.79	.77
1.74	1.68		1.47	1.2	1.02	.88	.83	.81
1.99	2		1.78	1.32	1.86	.93	.89	.87

成層地盤　(90gal)
FL VALUE

.72
.7
.72
.76
.8
.85

図 5.3.70　解析モデル別液状化に対する抵抗率(Fℓ)
[堅固な砂礫土層上に
　軟弱な砂質土層があるモデル]
入力地震動の最大加速度(90gal)

ii) 全体破壊に対する安全率による検討

i) で求めた Fe 値の分布を利用して次のように全体破壊の検討を行なった。

円弧すべり法および港湾で用いられている深層混合処理地盤の設計計算法（極限平衡法）を適用して解析した。地震時の解析は，すでに求まっている最大応答加速度を重力の加速度で除して震度とし，

$Fe < 1.0$ の要素の内部摩擦角をゼロ（$\phi = 0°$）にした。

この方法により改良地盤および盛土の安定性に関する安全率を求め，液状化対策としての各モデルの有効性を評価してみた。

a) 解析条件と解析ケース

盛土直下部分改良モデル（－B－S－2，－B－S－2E）に対する土層分割および解析用土質定数を図5.3.72 および表 5.3.9 に示す。それ以外のモデルについては図 5.3.71 および表 5.3.8 に示す。

実施した計算のケースを表 5.3.10 に示す。解析は円弧すべり解析と，港湾方面で用いられている極限平衡法による安定解析法である。

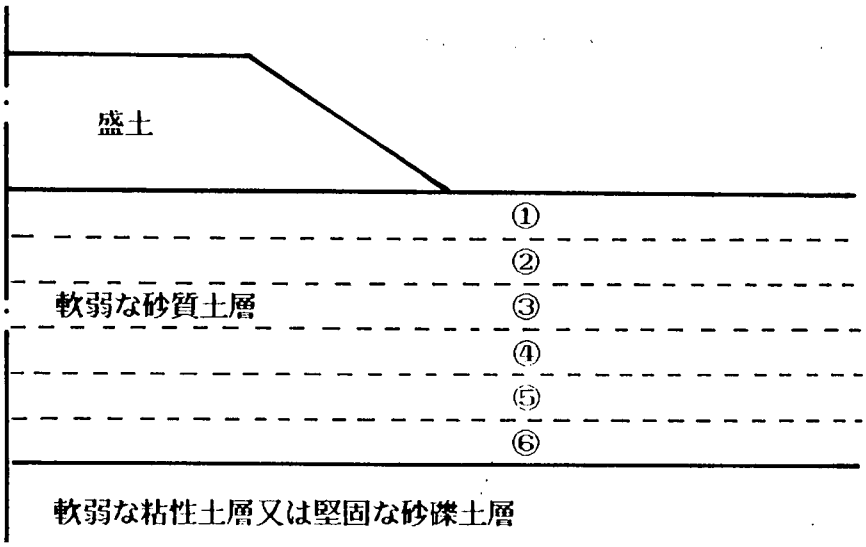


図 5.3.71　土層分割（M－O－S－，M－S－S－1，M－S－S－2，M－B－S－1）

表 5.3.8　土質定数（M－O－S－，M－S－S－1，M－S－S－2，M－B－S－1）

土質定数 / 土層名称	Cu (tf/m²)	φ (°)	γt (tf/m3)	γ' (tf/m3)	γsat. (tf/m3)
盛　土	9.0	——	1.8	——	——
砂質土層	——	① 26.0 ② 26.8 ③ 27.6 ④ 28.4 ⑤ 29.1 ⑥ 29.8	1.8	0.8	1.8
粘性土層	5.0	——	1.6	0.6	1.6
砂礫土層	——	46.6	1.9	0.9	1.9

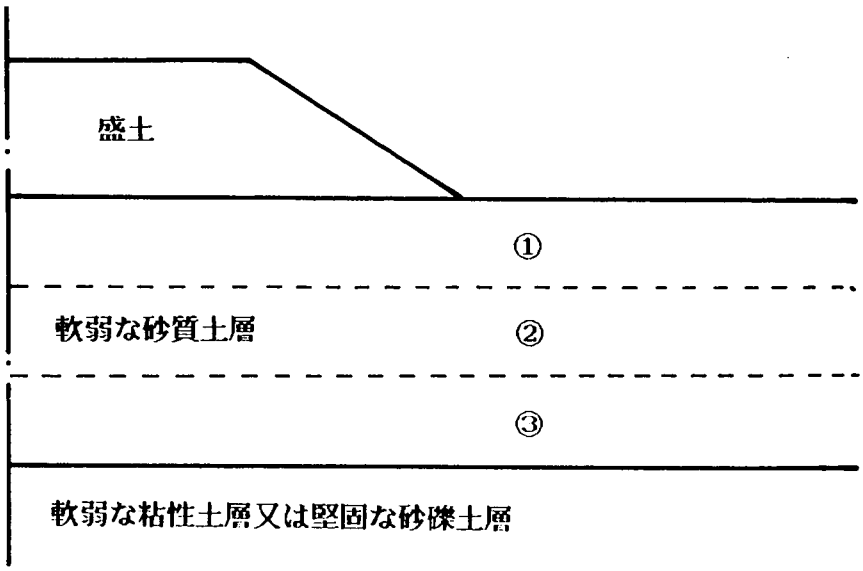


図 5.3.72　土層分割（M－B－S－2, M－B－S－2E）

表 5.3.9　土質定数（M-O-S-, M-S-S-1, M-S-S-2, M-B-S-1）

土質定数 / 土層名称	C u (tf/m²)	φ (°)	γ t (tf/m3)	γ' (tf/m3)	γ sat. (tf/m3)
盛　土	9.0	——	1.8	——	——
砂質土層	——	① 26.4 ② 28.0 ③ 29.5	1.8	0.8	1.8
粘性土層	5.0	——	1.6	0.6	1.6
砂礫土層	——	46.6	1.9	0.9	1.9

表 5.3.10　解析ケース

検討項目 / モデル	極限平衡法		円弧すべり	
	常　時	地震時	常　時	地震時
M－0－S－	――	――	○	○
M－S－S－1	○	○	○	○
M－S－S－2	○	○	○	○
M－B－S－1	○	――	○	○
M－B－S－2	――	――	○	○
M－B－S－2E	――	――	○	○
GM－0－S－	――	――	○	○
GM－S－S－1	○	○	○	○
GM－S－S－2	○	○	○	○
GM－B－S－1	○	――	○	○
GM－B－S－2	――	――	○	○
GM－B－S－2E	――	――	○	○

b) 円弧すべり法による解析結果とその検討

常時における解析結果を表 5.3.11 および図 5.3.73 に，地震時における解析結果を表 5.3.12 および図 5.3.74 に示す。なお $\phi = 0$ にした領域を図 5.3.74 に併記した。

常時はいずれのモデルも充分な安全率を有している。

地震時では，無改良モデルのうち粘性土層モデル（M−φ−S）は Fs = 0.93，砂礫土層モデル（GM−φ−S−）は Fs = 0.73 となった。

改良土を有しているモデルはいずれも Fs ＞ 1.0 である。そのうち改良面積も小さく，施工も容易のためコストも低いと予測される法尻脇改良モデル（M−S−S−1，GM−S−S−1）でも充分な安全率を有しており，この改良形式が最良であると判断される。

F_ℓ 値による検討のばあいと同様に，盛土の法尻から盛土直下に少し改良領域を喰い込ませた改良形式にすれば，すべりの安全率は一層向上することは，盛土直下部分改良モデル（M−B−S−2，GM−B−S−2）の安全率から推測できる。

c) 極限平衡法による解析結果とその検討

常時の解析結果を表 5.3.13，地震時の結果を表 5.3.14 に示す。解析対象モデルは，改良形式として実施面から最適と判断される法尻脇改良モデルを選んだ。

解析方法は，港湾で用いられている深層混合処理工法の安定計算である。特に改良地盤の底面反力の計算については，図 5.3.75 にその考え方を示した。すならち，常時における改良地盤の底面反力の計算に用いる側面土圧としては，同図に示す如く，K_0 状態（$K_0 = 0.5$）の土圧を採用している。
なぜならば，常時では改良地盤が十分に安定を保っており，受働土圧・主働土圧による底面反力は合理的でないためである。地震時の底面反力の計算には，地震時の主働土圧および受働土圧を用いている。

常時の安定は問題なく得られている。

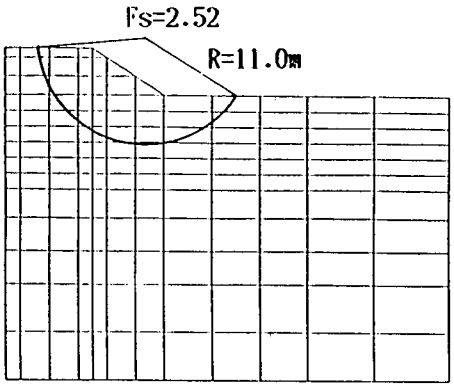
地震時については，円弧すべり解析に比べて小さな Fs 値がえられている。改良形状の最っとも小さい M−S−S−1 および GM−S−S−1 モデルで Fs が 1.0 に近くなっている。しかし液状化した要素の内部摩擦角をゼロとし，最大応答加速分布を震度にそのまま換算しての計算結果として判断すれば，実際にはかなりの安定性を有しているとみなしうる。

表 5.3.11　円弧すべり法による最小安全率の一覧（常時）

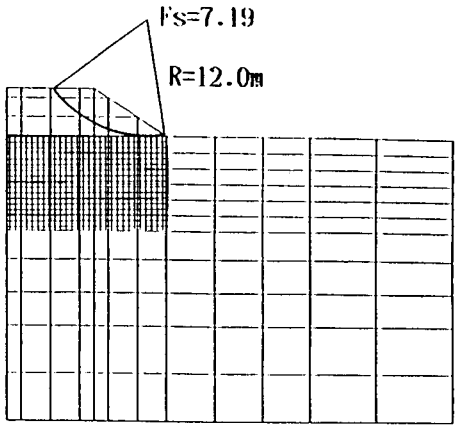
モ　デ　ル	円弧中心の座標		円弧の半径 R (m)	安全率 Fs
	X (m)	Y (m)		
M－O－S－	-2.0	6.0	11.0	2.52
M－S－S－1	-2.0 4.0	12.0 6.0	12.0 20.0	7.19 3.07
M－S－S－2	-2.0 7.0	12.0 6.0	12.0 22.0	7.19 3.47
M－B－S－1	-2.0	12.0	12.0	7.19
M－B－S－2	-2.0 7.0	12.0 6.0	12.0 20.0	7.19 4.86
M－B－S－2E	-2.0	12.0	12.0	7.19
GM－O－S－	-2.0	6.0	11.0	2.52
GM－S－S－1	-2.0	12.0	12.0	7.19
GM－S－S－2	-2.0	12.0	12.0	7.19
GM－B－S－1	-2.0	12.0	12.0	7.19
GM－B－S－2	-2.0	12.0	12.0	7.19
GM－B－S－2E	-2.0	12.0	12.0	7.19

座標は法尻を原点とし、X軸は紙面に向かって右方向を正、
Y軸は上方向を正とする。

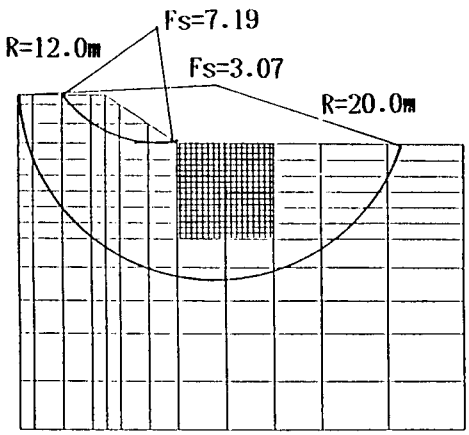
M－O－S－



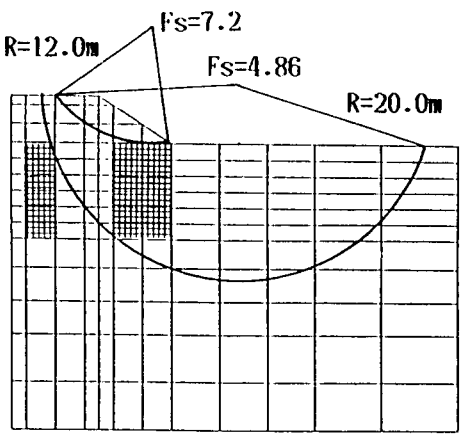
M－B－S－1



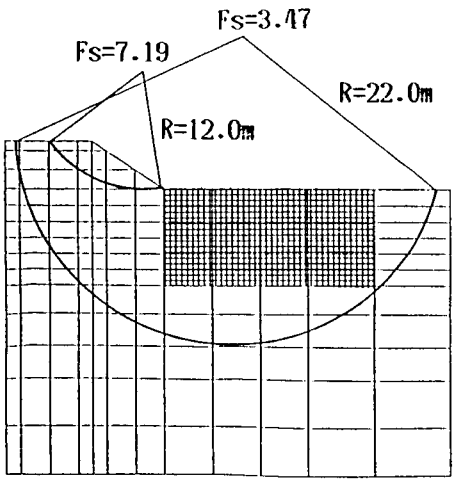
M－S－S－1



M－B－S－2



M－S－S－2



M－B－S－2E

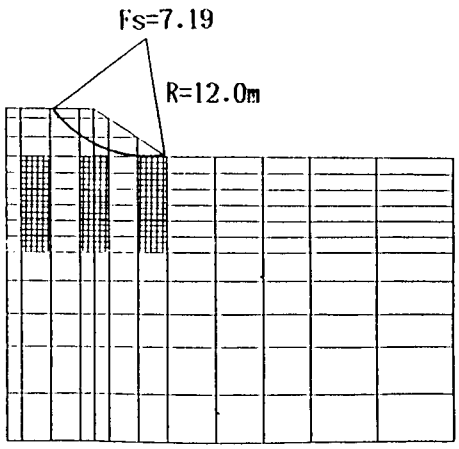
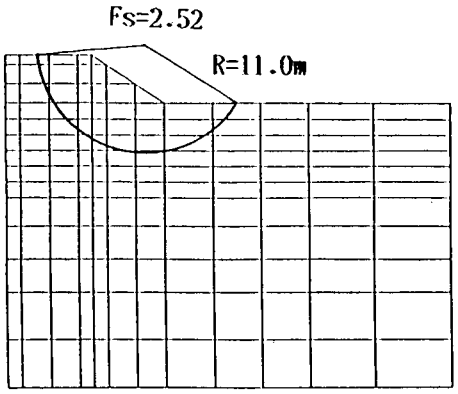


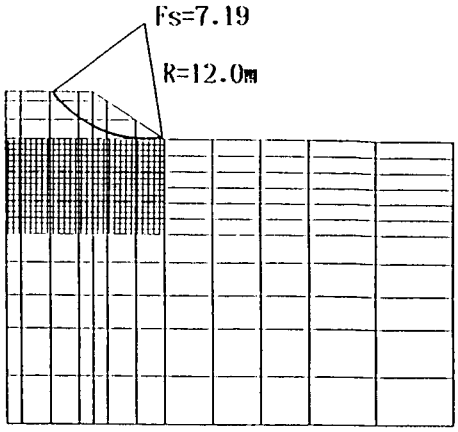
図 5.3.73　最小安全率を示す円弧の位置（常時）

－次頁へつづく－

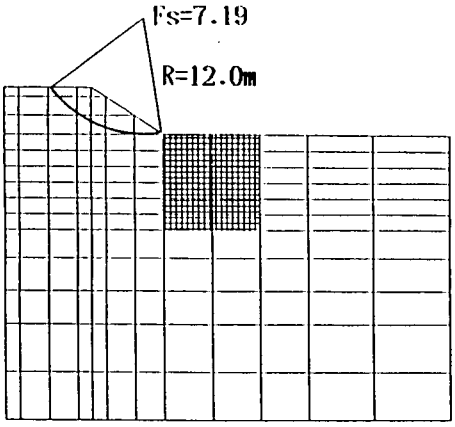
GM－0－S－



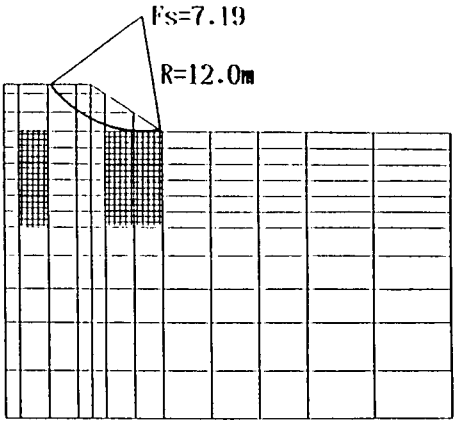
GM－B－S－1



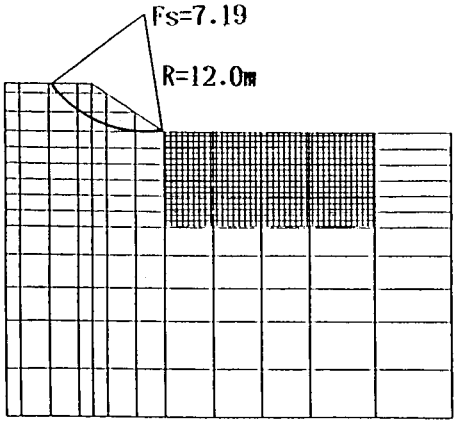
GM－S－S－1



GM－B－S－2



GM－S－S－2



GM－B－S－2E

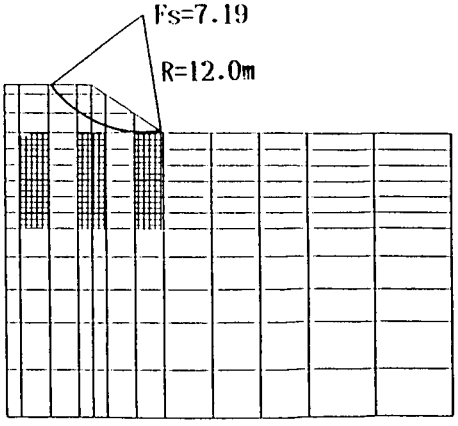


図 5.3.73　（前頁からのつづき）

表 5.3.12　円弧すべり法による最小安全率の一覧（地震時）

モ デ ル	円弧中心の座標		円弧の半径 R (m)	安全率 Fs
	X (m)	Y (m)		
M－0－S－	7.0	18.0	26.0	0.93
M－S－S－1	4.0 -5.0	9.0 12.0	20.0 13.0	1.38 2.74
M－S－S－2	10.0 -5.0	12.0 12.0	27.0 13.0	1.60 2.73
M－B－S－1	-5.0	15.0	15.0	5.16
M－B－S－2	-5.0 7.0	15.0 18.0	15.0 26.0	5.14 4.40
M－B－S－2E	-5.0 7.0	15.0 18.0	15.0 26.0	5.13 4.37
GM－0－S－	7.0	18.0	26.0	0.73
GM－S－S－1	4.0 -5.0	9.0 12.0	20.0 13.0	1.82 2.06
GM－S－S－2	10.0 -5.0	15.0 12.0	28.0 13.0	2.23 2.05
GM－B－S－1	-5.0	15.0	15.0	4.41
GM－B－S－2	-5.0 7.0	15.0 21.0	15.0 28.0	3.75 3.57
GM－B－S－2E	-5.0 7.0	15.0 21.0	15.0 28.0	3.84 3.65

座標は法尻を原点とし、X軸は紙面に向かって右方向を正、
Y軸は上方向を正とする。

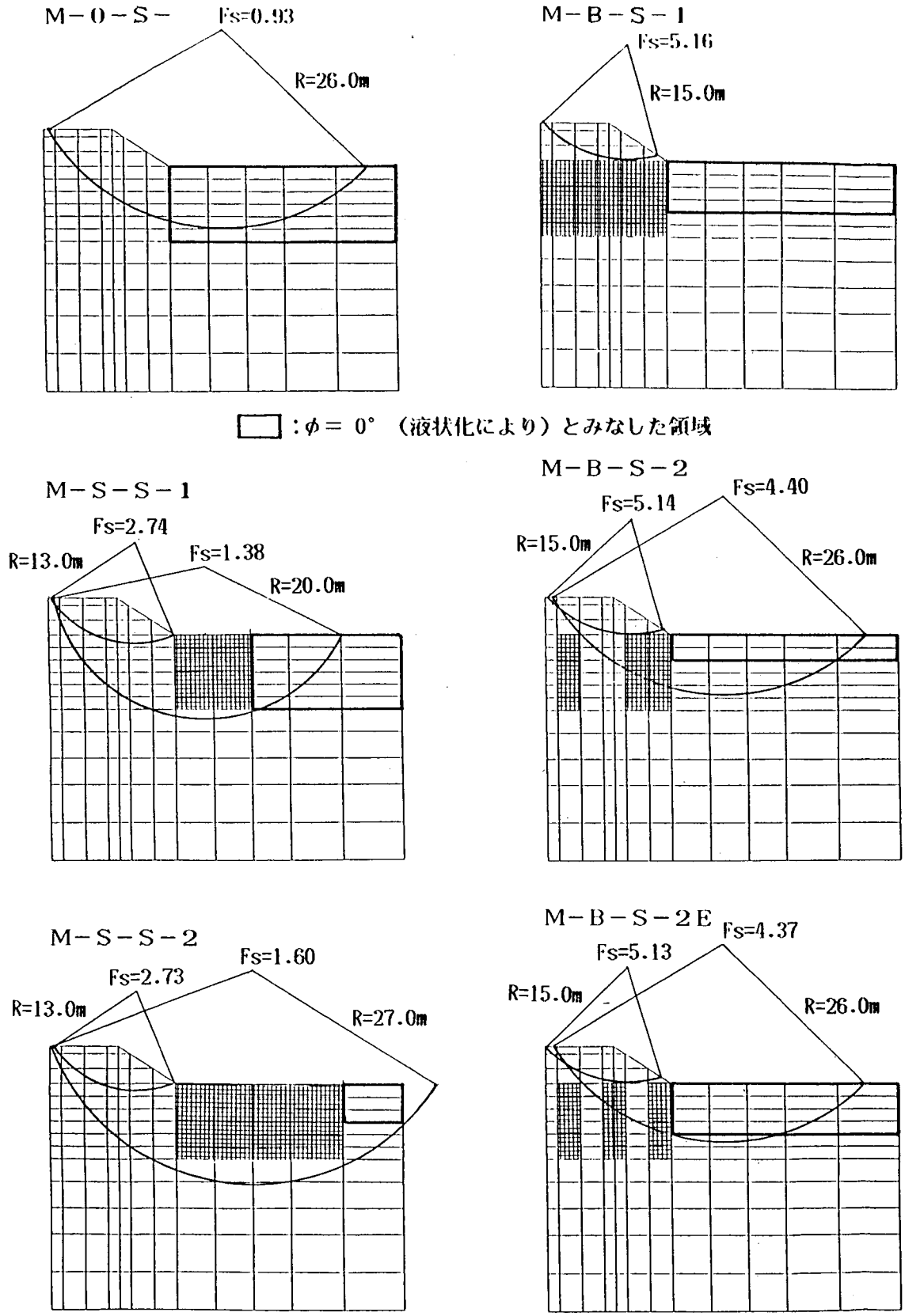


図 5.3.74　最小安全率を示す円弧の位置（地震時）

－次頁へつづく－

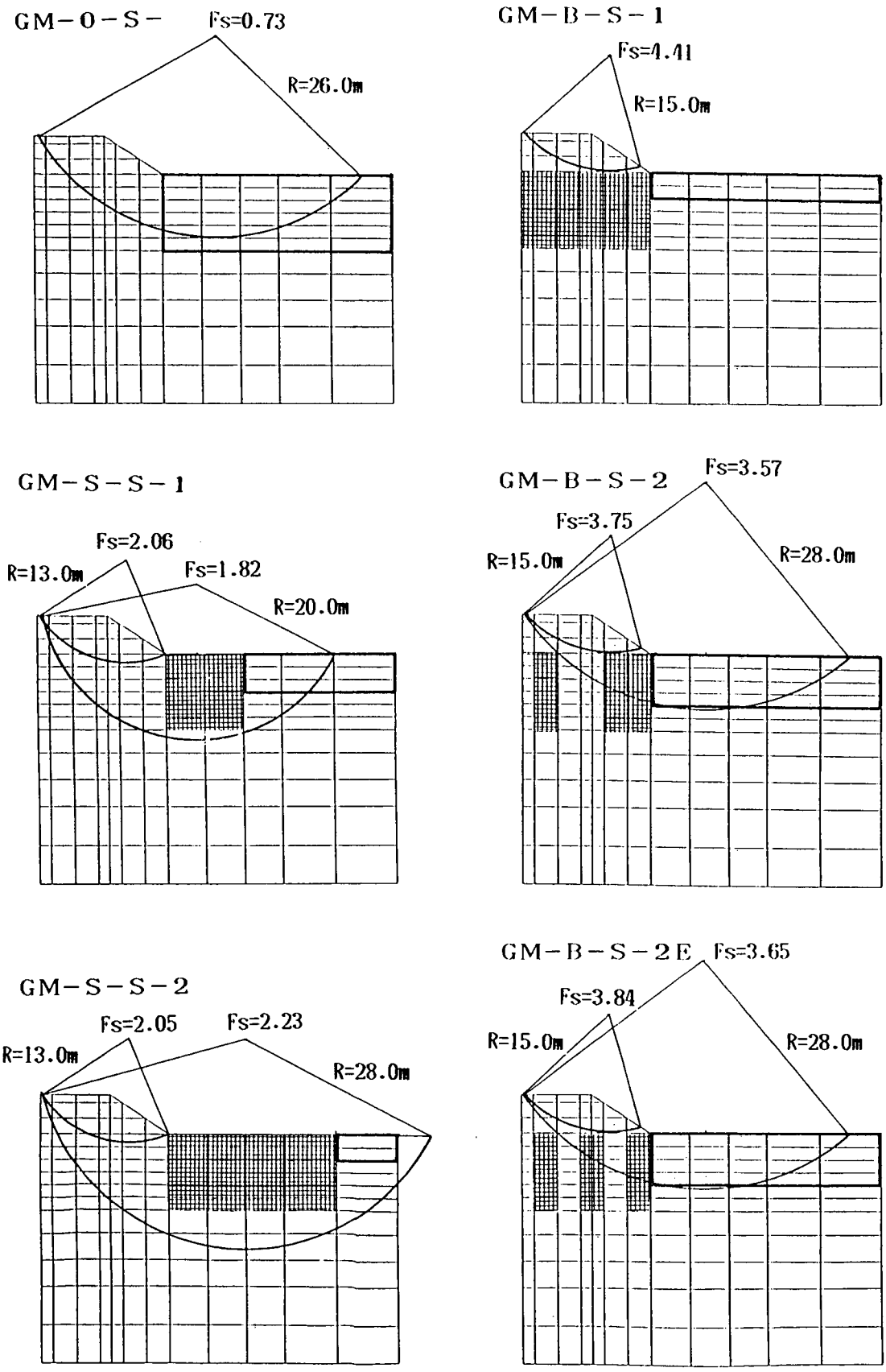


図 5.3.74　（前頁からのつづき）

表 5.3.13　極限平衡法による安定計算結果（常時）

モデル	滑動 Fs	転倒 Fs	支持力		せん断	
			底面反力 (tf/m²)	極限支持力 (tf/m²)	鉛直 (tf/m²)	水平 (tf/m²)
M－S－S－1	4.44	3.41	P1=24.4 P2= 0.0	47.6	22.3	12.8
M－S－S－2	5.59	8.64	P1=10.8 P2= 5.2	47.6	4.8	5.8
M－B－S－1	——	——	※ 25.0	47.6	——	——
GM－S－S－1	4.34	3.41	P1=24.4 P2= 6.0	712.0	22.3	12.8
GM－S－S－2	6.30	8.64	P1=10.8 P2= 5.2	712.0	4.8	5.8
GM－B－S－1	——	——	※ 25.0	712.0	——	——

※　盛土及び固化部分の重量が固化部底面に均等に作用するとして計算した。

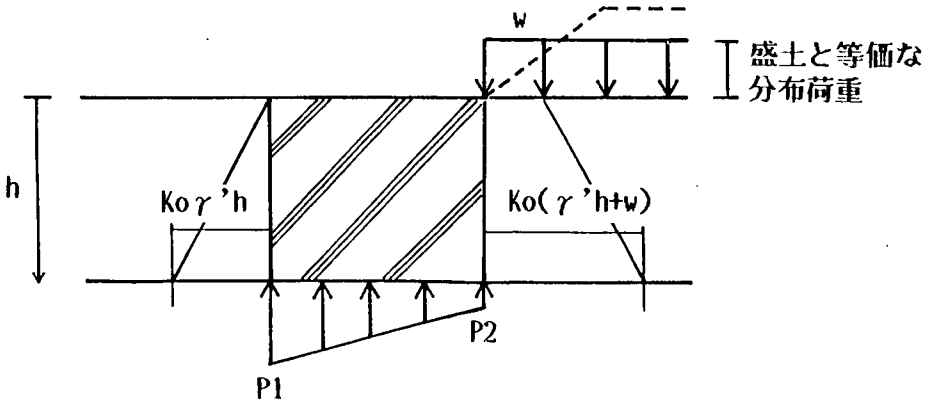


図 5.3.75　底面反力の計算のときの土圧の計算方法

表 5.3.14　極限平衡法による安定計算結果（地震時）

モデル		滑動 Fs	転倒 Fs	支持力		せん断	
				底面反力 (tf/m2)	極限支持力 (tf/m2)	鉛直 (tf/m2)	水平 (tf/m2)
M-S-S-1	側面摩擦無し	1.12	1.22	P1=30.9 P2= 0.0	66.0	6.65	6.72
	側面摩擦有り	1.12	1.87	P1=15.3 P2=10.3	66.0	6.80	6.72
M-S-S-2	側面摩擦無し	1.33	2.96	P1= 9.2 P2= 6.3	66.0	3.11	3.53
	側面摩擦有り	1.33	4.06	P1= 5.1 P2=14.4	66.0	6.47	3.53
GM-S-S-1	側面摩擦無し	0.96	0.99	P1= ※ P2= 0.0	1173.3	12.89	12.37
	側面摩擦有り	1.17	1.38	P1=33.2 P2= 0.0	1173.3	11.00	12.37
GM-S-S-2	側面摩擦無し	1.37	2.59	P1=10.8 P2= 6.1	1173.3	4.47	5.43
	側面摩擦有り	1.58	3.44	P1= 6.7 P2=14.2	1173.3	8.11	5.43

※　偏心距離 e＞B/2 又は e＜-B/6のため計算不能

地震時の極限平衡法による安定計算においては、地震応答加速度結果より以下のことを考慮した。

o 円弧すべり計算時と同様に φ=0° のエリアを設定した。

o 水平震度は、各層に対応した最大加速度の平均より求めた。

iii) 検討結果の要約

以上の検討結果を要約すると，盛土モデルについては以下のとおりである。

① 軟弱な砂質土層の液状化対策として固化工法は充分な有効性をもっている。

② 固化工法による改良形式には，盛土の法尻脇を改良する形式（—S—S— 型）と，盛土直下を改良する形式（—B—S—型）がある。いづれの形式でも液状化対策としての効果を発揮し得るが，施工の容易さおよび低コストの観点から判断すると—S—S—型が優れている。

③ —S—S—型のもつ液状化防止効果をより一層高めるためには，盛土の法尻から盛土の下に若干くい込んだ固化改良の形状にするのが良い。

今回の検討で設定した改良地盤のいづれの改良形態においても，実際的あるいは経済的な改良のためには壁状格子状あるいはパイル状となり，全面改良のブロック状改良ではないであろう。そのばあい，改良土部に囲まれた未改良土部の液状化の可能性とその影響，ここで検討した全体安定以外の破壊モード（例えばパイル状改良土の将棋倒し的倒壊の可能性等）の検討がさらに必要となろう。

(5) まとめ

液状化が予想される軟弱砂質地盤上の盛土ならびに掘割道路を対象とした地震応答解析を実施した。基本的な改良パターンとして構造物直下を改良する形式（—B—S 型）と構造物側方部を改良する形式（—S—S 型）がある。

今回実施した解析結果をまとめると以下の通りである。

① 軟弱な砂質地盤の液状化対策としての固化工法の有効性は直下改良型（—B—S 型），側方部改良型（—S—S 型 ）共に認められる。

② 直下改良型（—B—S 型）と側方部改良型（—S—S 型）の優劣はつけ難いが，施工の容易さと低コスト（盛土の場合）の観点を参考にすると，側方部改良型（—S—S 型）の方が優れている。

③ 側方部改良型（—S—S 型）の場合，改良幅と改良深さの比を1 ： 1にした（—S—S 型 ） と同じく1 ： 2にした（—S—S—2 型 ）の差異は小さく，ここでのモデルに限れば（—S—S—1 型)で改良効果は充分である。

④ 側方部改良型（—S—S型)のもつ耐震効果をより一層高めるには，構造物直下に若干くい込んだ形状にするのが良いと思われる。

（大林組・竹中工務店）

5.4 中型模型振動実験[3)]

(1) 実験概要

軟弱な地盤上に築造された盛土構造物に対する地盤固化処理工法の耐震効果を調べるための模型振動実験を実施した結果について検討を加えた。本実験は土木研究所動土質研究室が実施したものである。

実験は4ケースの模型について行っており，今回は主として地盤固化処理の改良形式，改良位置および地盤条件の違いによる耐震効果の差について検討した。

(2) 実験方法

模型の形状寸法を図5.4.1に示す。模型－1，2は粘性土地盤であり，模型－3，4は飽和砂地盤である。盛土はいずれの模型においても20cm，天端幅20cm，のり勾配1：2であり，地盤厚さは粘性土地盤で33cm，砂地盤で40cmである。模型は内寸の高さ60cm，長さ250cm，奥行68cmの鋼製土槽内に作成している。ただし，側壁には摩擦軽減と実験観察のために透明アクリル板を用いている。

模型－1では左側が無対策であり，右側は法面下部地盤に壁状改良体を埋設している。模型－2では左側の法先地盤にブロック状改良体を，右側の法先地盤に壁状改良体をそれぞれ埋設している。模型－3，4もこれと同様の組合せとなっている。

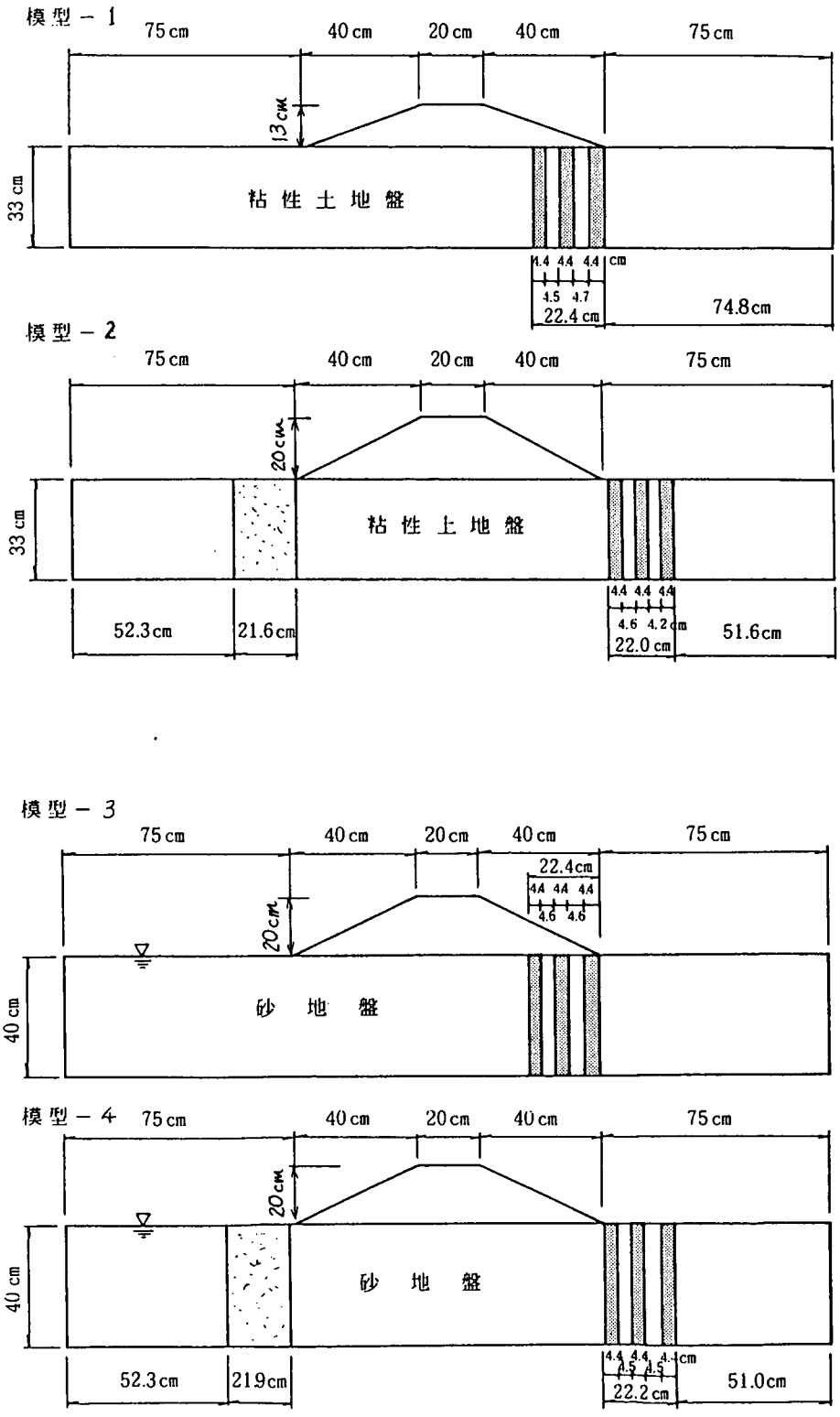
模型材料および模型作成方法は以下の通りである。

粘性土地盤は，有楽町層粘土（土質分類CH，$G_s=2.70$，$W_L=51.5\%$，$I_p=24$）を高含水比で十分に撹拌した後土槽に投入し，約2か月間圧密して作った。砂地盤は，浅間山砂（$G_s=2.72$，$D_{50}=0.24$ mm，$U_c=2.32$，$e_{max}=0.930$，$e_{min}=0.534$）を用いて空中落下法により作った後，下部より注水して飽和させている。固体処理体模型はアルミ板を継ぎ合せて作っており，砂地盤に埋設した場合にはアルミ板表面に砂を固着して砂との摩擦抵抗を持たせている。固化処理体は粘性土地盤では圧密の後に押し込み，砂地盤では空中落下前に所定の位置に据え付けた。つぎに，盛土は，粘性土地盤（模型－1.2）の場合には，粘土と鉛散弾（直径2㎜，比重11.6）を質量配合比3：25で混ぜ合せた材料を軽く突き固めて作った。密度は約7.0 g／cm³である。一方，砂地盤（模型－3.4）の場合には，地盤表面にサンドクレイを薄く敷いた（地盤から盛土への間隙水の吸上げを防止するため）後，含水比が約15%の浅間山砂を軽く突き固めて作った。湿潤密度は約1.6 g／cm³である。

模型には，加速度計，間隙水圧計および変位計を埋設あるいはセットし，振動実験時の挙動を計測している。

また，模型の品質管理の目的で，模型－1.2に対してはコーン貫入試験，ベーンせん断試験，S波検層，含水比測定を，模型－3.4に対しては密度測定，S波検層をそれぞれ実施している。

振動実験は，周波数5Hz，継続時間5secの正弦波加速度で模型の長手方向に水平加振するという条件で，加速度レベルを50，100，150，……galと50gal刻みで大きくしていき，模型が破壊するまで続けた。ただし，各々の加振段階の間には模型の変形がおさまるかあるいは加振により発生した過剰間隙水圧が十分に消散するのを待ち，その間に模型の変状を観察するために10～20分の間をおいている。

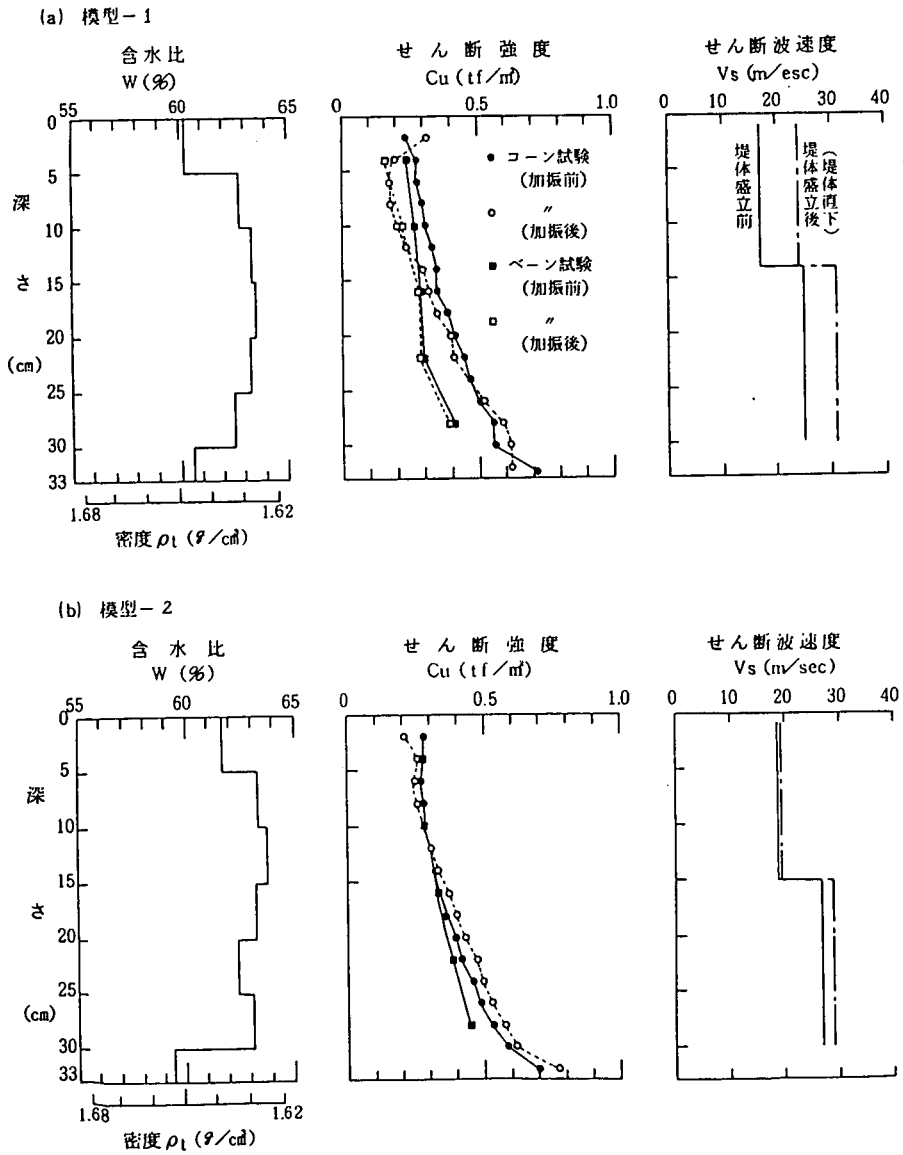


図－5.4.1　模型の形状寸法

(3) 模型の特性

模型－１，２の地盤の含水比，せん断強度およびＳ波速度を図5.4.2.に示す。地盤中層部で含水比が高くなっており，１次圧密が終了していない事が推察される。圧密沈下量のデータから双曲線法により求めた実験時圧密度は約75％であった。同図より，地盤のせん断強度は両模型であまり差がなく，地盤下部を除き平均的にはCu≒0.3 tf／m^2程度となっている。また，粘土地盤と改良体模型（アルミ板）とのすべり強度を引き抜き試験により調べたところ0.17 tf／m^2と得られ，これは粘土自体のせん断強度の約６割に相当する。

一方，模型－3.4については，地盤の平均的相対密度は両模型とも42％であり，均一に作成されていることが確かめられた。ただし，この砂地盤の飽和度は必ずしも高くないと考えられるが，飽和度および液状化強度については調べられていない。



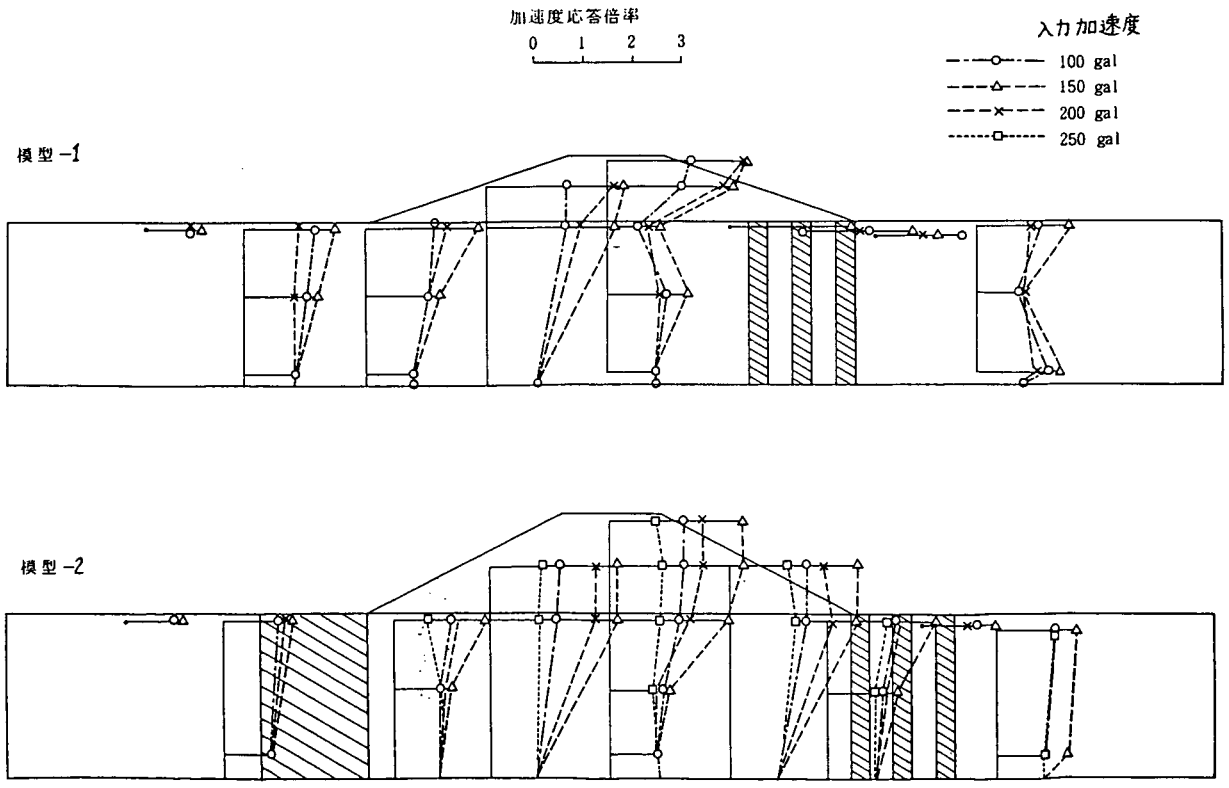
図－5.4.2　模型地盤の物理・力学特性

(4) 振動実験結果

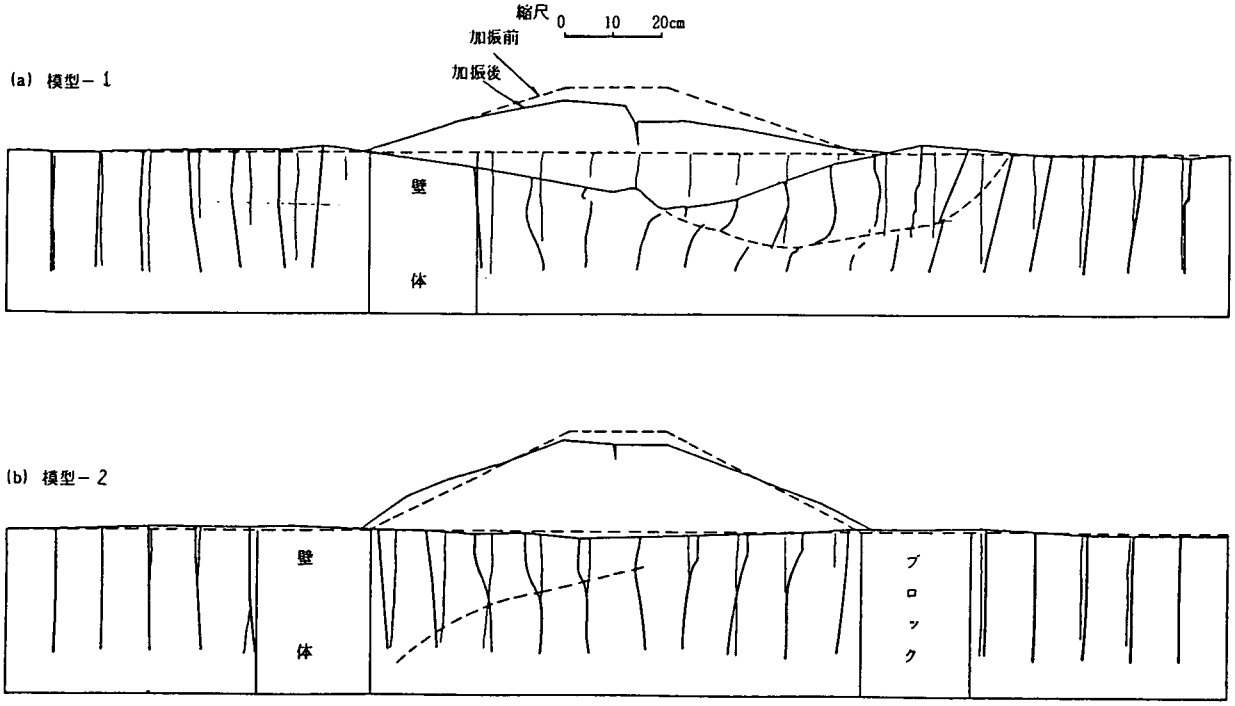
ここでは模型－１，２と模型－３，４に分けて述べる。

はじめに，模型－１，２について最大加速度応答倍率を図 5.4.3 に示す。同図より，模型の加速度増幅率は入力加速度レベルの増大とともに大きくなっているが，これは粘土地盤のせん断ひずみレベルの増大に伴う非線型性によるものである。模型－１を見ると，左右のり面下部地盤は改良・未改良の違いはあるもの応答加速度の差はあまり認められない。模型－２では壁状改良体の加速度増幅率は模型－１の場合と同様であるが，ブロック状改良体近傍では増幅率は非常に小さくなっている。この模型では改良体は土槽底面に着底しているが，この条件の下では壁状改良体の制震効果はなく，ブロック状改良体の制震効果は大きいと言うことができる。

つぎに，模型の最終的な変形状況を図 5.4.4 に，入力加速度と模型の累積変位量との関係を図 5.4.5 にそれぞれ示す。図 5.4.4 より，模型－１では未改良側の盛土および地盤には著しいすべり破壊を生じているのに対し，壁状改良体側の地盤は単に倒れ込むような変形を生じており，その変形の大きさは未改良側よりも小さくなっているのがわかる。また，模型－２では盛土両側の地盤に改良体があるため全般的に模型－１よりも変形量が小さくなっているが，左右の変形状況の違いを見ると，ブロック状改良体側よりも壁状改良体側の地盤の変形量の方が大きいことがわかる。そして，その変形のしかたは模型－１の場合と同様に倒れ込み変形である。

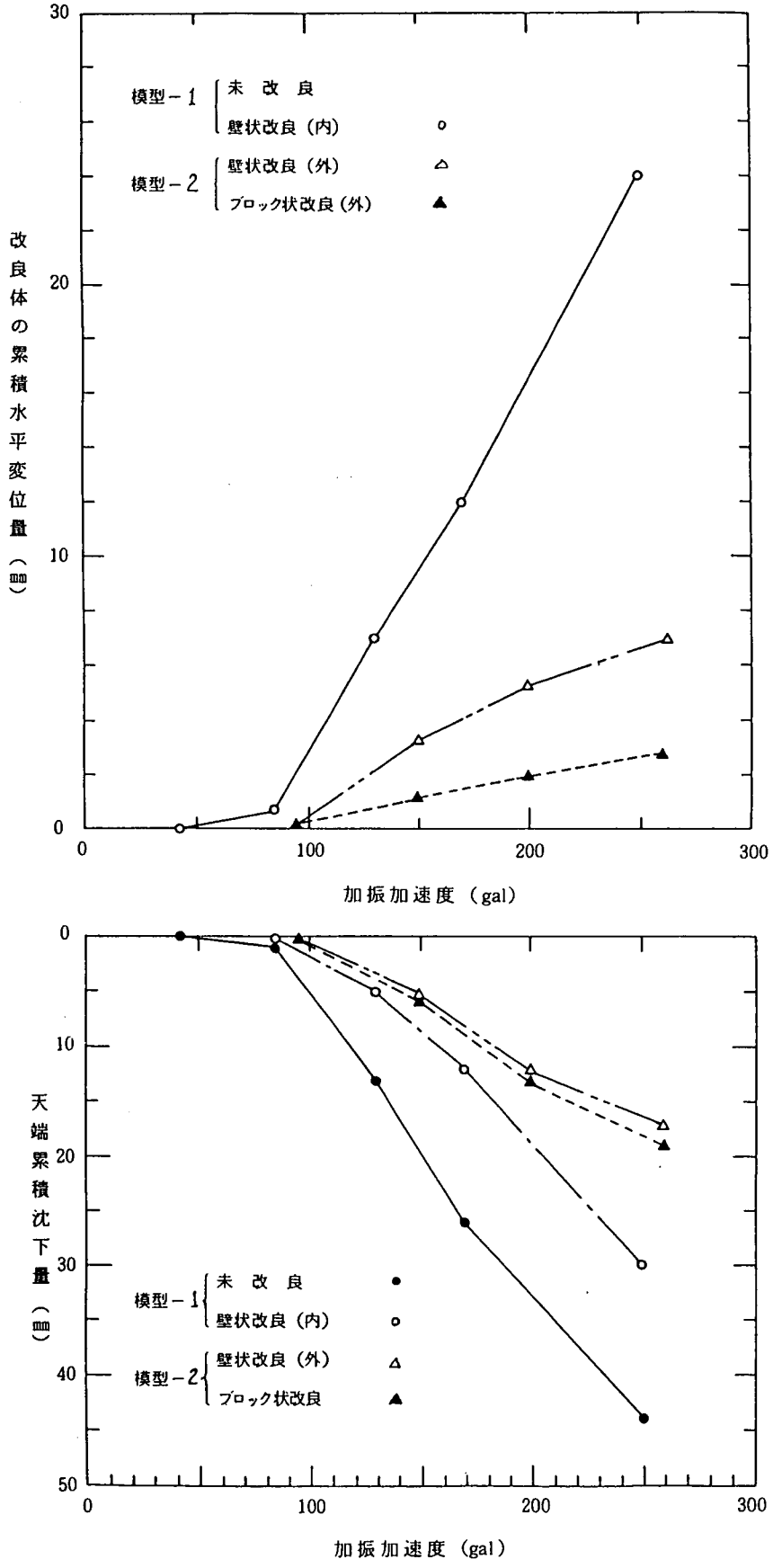


図－ 5.4.3 最大応答加速度分布（模型－ 1, 2）



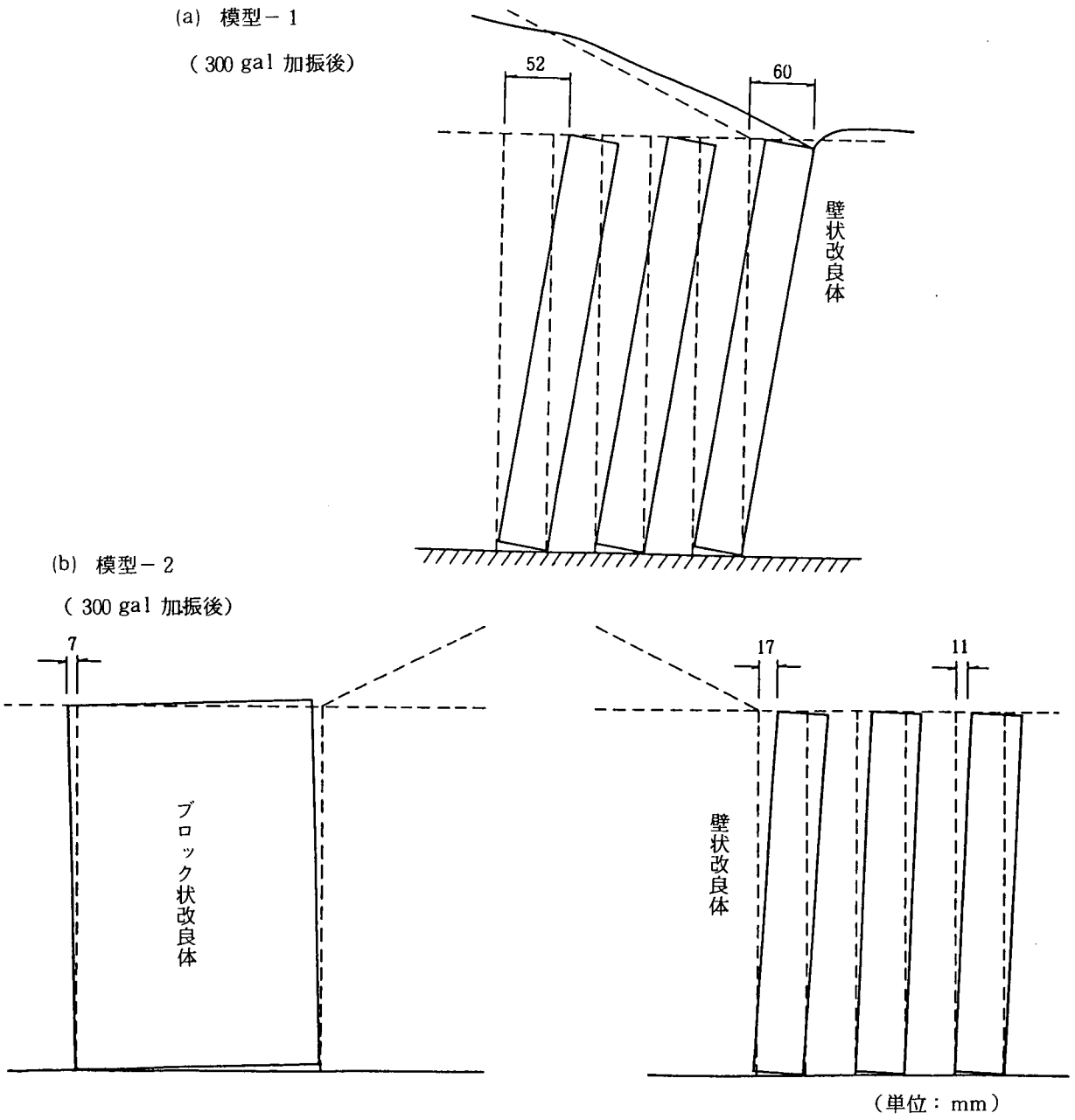
図－5.4.4　模型の最終変形状況（模型－1,2）

図5.4.5では盛土天端の沈下量と改良体頭部の水平変位量を示しているが，このうちまず天端沈下量を見ると模型－1では改良側・未改良側で明らかに差が認められる。一方，模型－2では天端左右でさほど差がない。しかし，模型左右の改良形式の差を天端左右の沈下量で見るのは直接的でないように考えられるので改良体自体の水平変位量で見てみると，模型－2においてブロック状改良体は壁状改良体に比べて水平変位量が明らかに小さくなっていることがわかる。また，模型－1，2で壁状改良体の位置を変えているが，それと反対側の模型条件が互いに異なっているので直接的には比較できない。



図－5.4.5　加振加速度と累積変位量の関係（模型－1,2）

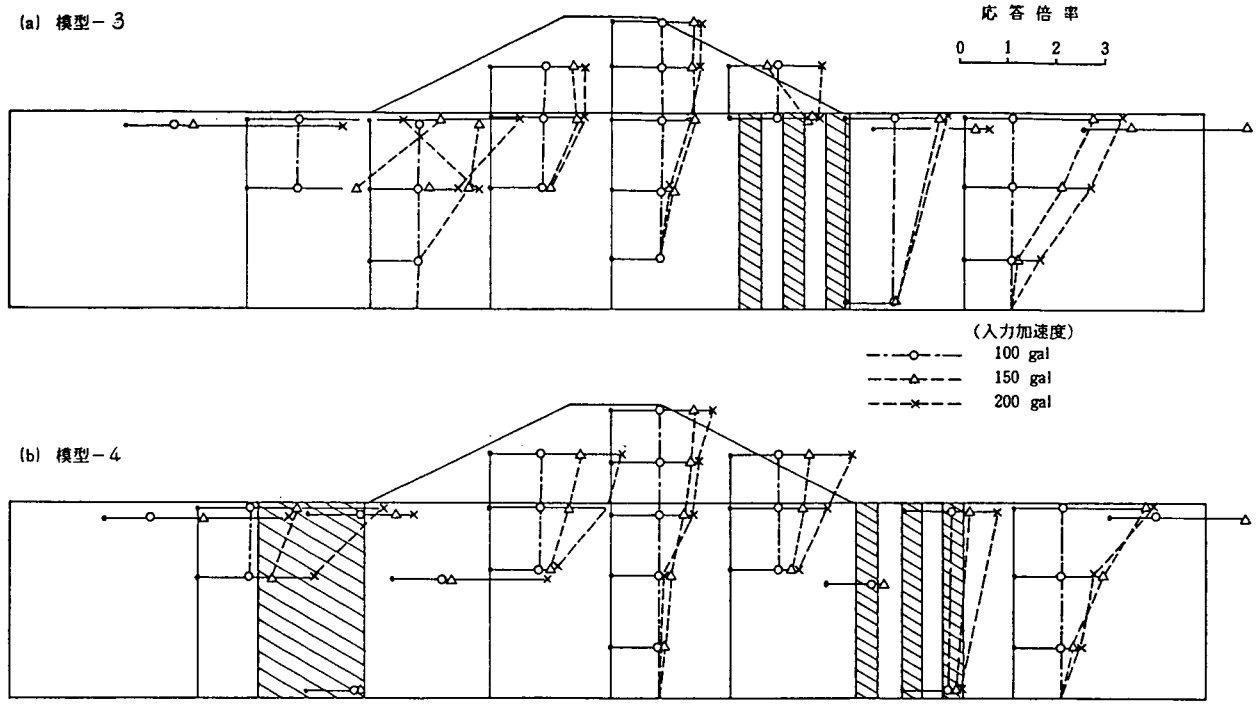
つぎに，図5.4.6に各々の改良体の変形モードを示す。
これより，壁状改良体もブロック状改良体も転倒モードのみが生じているのがわかる。これは図5.4.2に示されているように，地盤底部のせん断強度が大きいために，加振によっても破壊しなかったためと考えられる



図－5.4.6　改良体の変形状況

つづいて模型－3,4の実験結果を示す。

図5.4.7に，模型の最大加速度増幅度の分布を示すが，模型－1.2と同様に入力加速度が150 gal以上で増幅度が大きくなっており，またその増幅のしかたもおおよそ模型－1.2と類似している。ただ，模型－4のブロック状改良体およびその近傍の地盤が他の部分と同様に大きい応答を示している点は模型－2の場合と大きく異なっている。模型－4でこのような応答性状を示したのは，改良体周辺の地盤で加振による過剰間隙水圧の上昇があったためである。

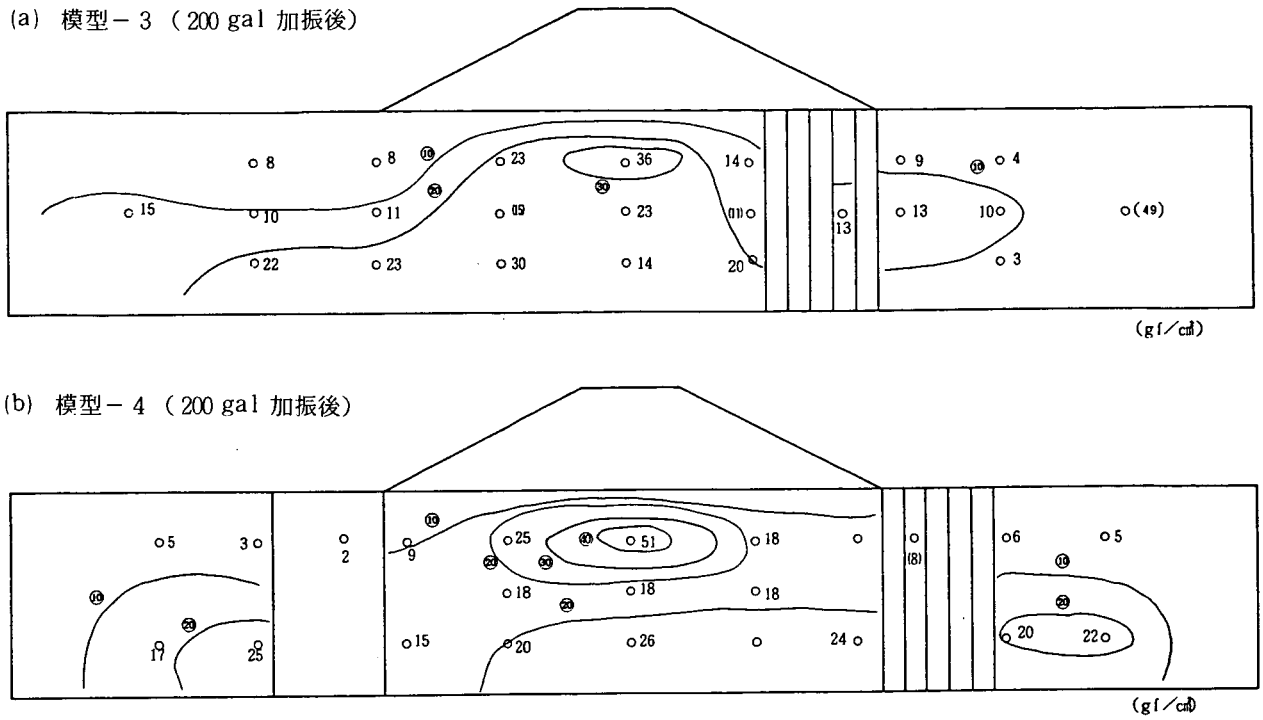


図－5.4.7　最大応答加速度分布図（模型－3.4）

図5.4.8に200 gal 加振終了時の過剰間隙水圧分布を示す。ただし，測定した水圧の中には，砂地盤および間隙水圧計受感部の飽和度が十分でなかったため若干信頼性に欠ける記録もあったので，この点に対する配慮が必要である。同図より，過剰間隙水圧は盛土直下で最も大きくなっているが，これはそもそも有効上載圧が最も大きい所であり，過剰間隙水圧もそれだけ大きくなる可能性があるためと言えよう。ただし，過剰間隙水圧比で考えるとその分布は相当異なっており，150 gal 加振では水平地盤部の方が大きな水圧比を示していた。また，模型に顕著な変形が生じ始めたのは150 gal 加振段階であるが，このときの観察によっても水平地盤部に液状化が生じたのが確かめられた。さらに同図で，のり尻部地盤における間隙水圧に注目してみると，改良体周辺地盤においても未改良の場合と同様に過剰間隙水圧が生じているのがわかる。これはまた，ブロック状改良体でも壁状改良体でもあまり変らない。さらに同図より，壁体間の未改良部でも周辺地盤と同じく過剰間隙水圧が発生していることがわかる。

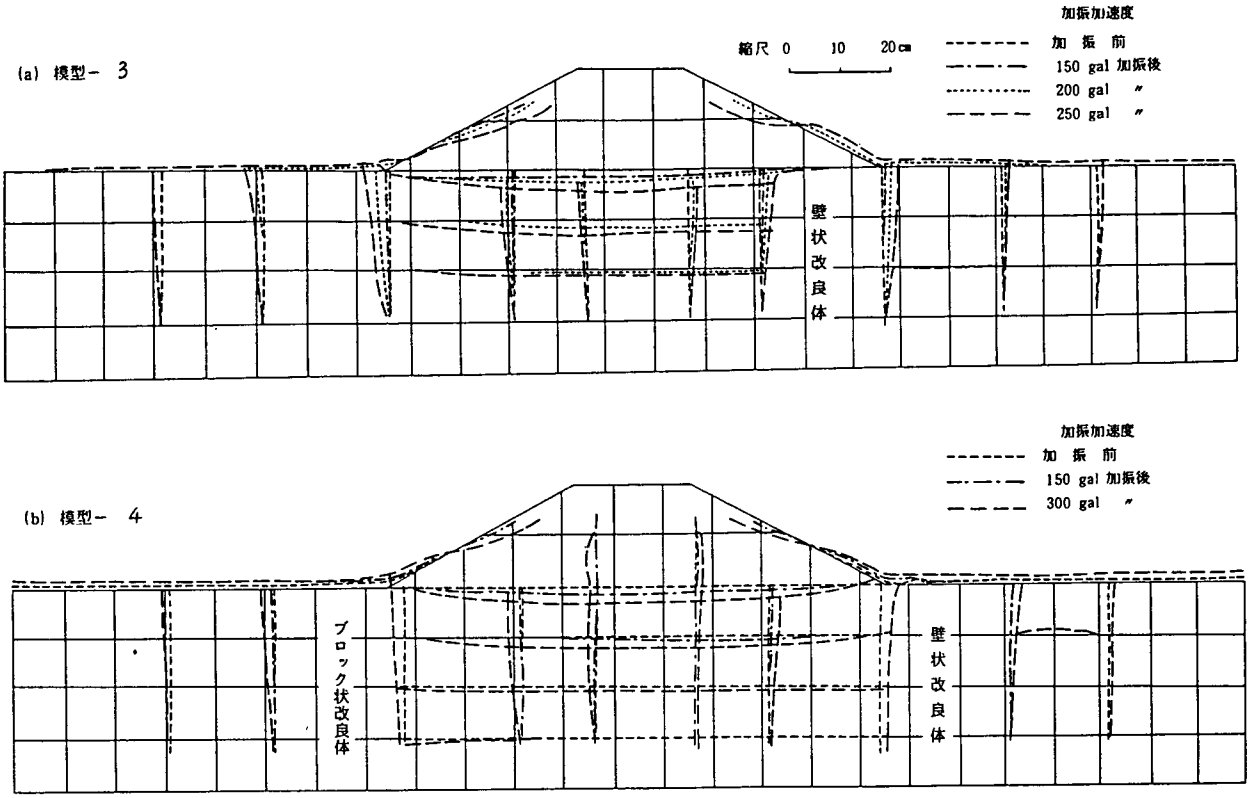
以上より，本実験の限りにおいては，砂地盤の場合にはブロック状改良体であっても周辺地盤の液状化は

あまり抑えられず，したがって加速度の応答を抑える効果は期待できないという結果となった。

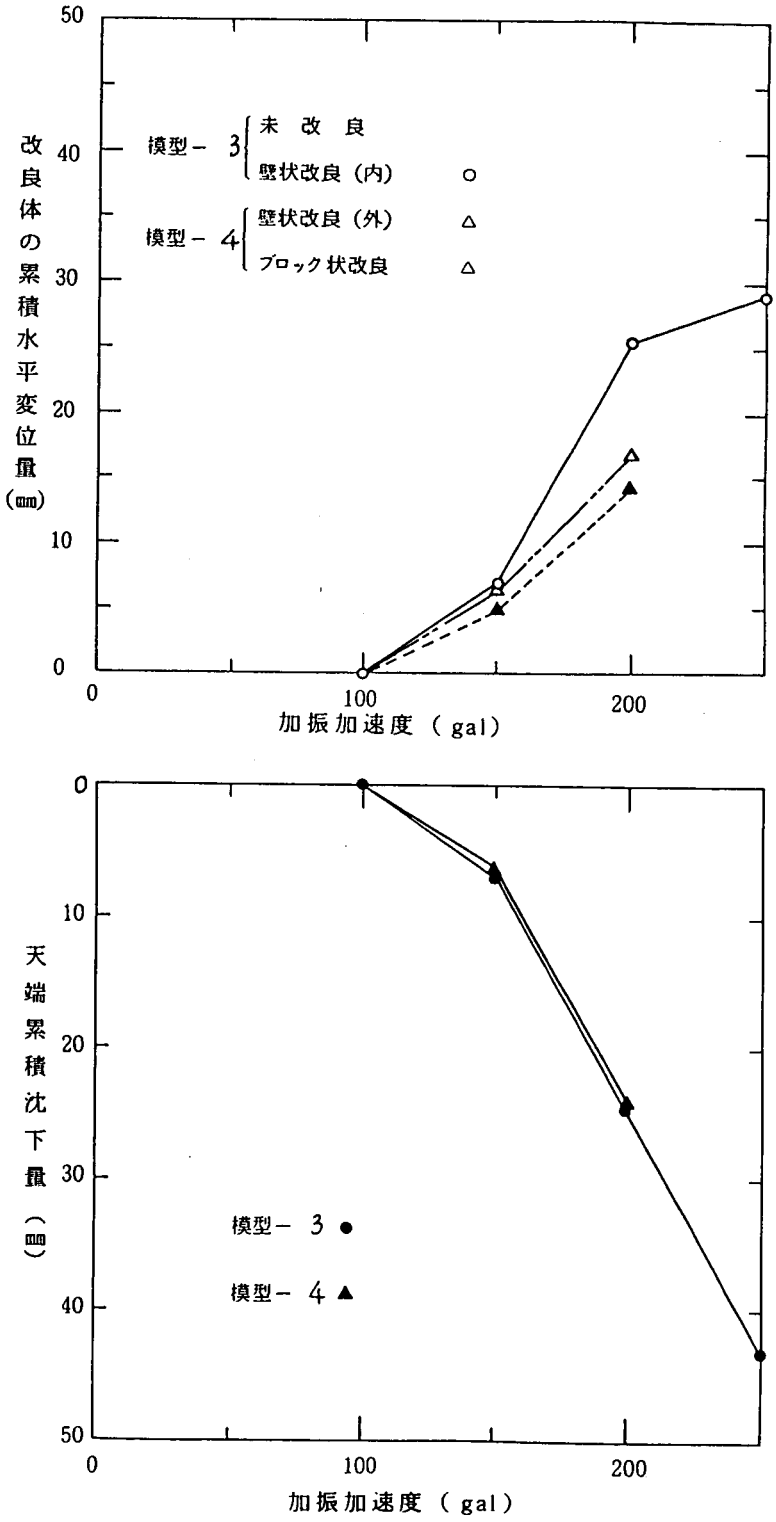


図－5.4.8 過剰間隙水圧分布図（模型－3.4）

図5.4.9に模型の最終的な変形状況を，図5.4.10に入力加速度と模型の累積変位量の関係をそれぞれ示す。図5.4.9より，模型－3,4ともに地盤は盛土下部で沈下変形するとともに外側へ変位しており，その変形のしかたは左右であまり違わないのがわかる。さらに，盛土もほぼ左右対称の沈下変形を生じているが，模型－3の壁状改良体上の盛土部分だけは沈下せず壁体の倒れ込みとともに水平に変位しており，壁体と地盤の境界上で盛土に大きな亀裂が生じているのがわかる。つぎに，図5.4.10で天端沈下量は模型－1,2ともほとんど差はないが，改良体の水平変位について見ると，ブロック状改良体の変位量は壁状改良体に比べて小さいがその差は粘性土地盤（模型－1,2）の場合ほど大きくない。また，壁状改良体は盛土より外側の地盤にある方が変形が小さくなっているが，模型左右の条件が同一でないので単純には比較しにくい。最後に，図5.4.11に改良体の最終的な変形状況を示すが，壁状改良体では粘性土地盤の場合と同じく転倒モードが卓越しているが底部での滑動も少し生じている。また，ブロック状改良体でも滑動が生じている。これは，改良体周辺の砂地盤が全層にわたって液状化したため滑動に対する地盤の抵抗が小さくなったためと考えることができる。

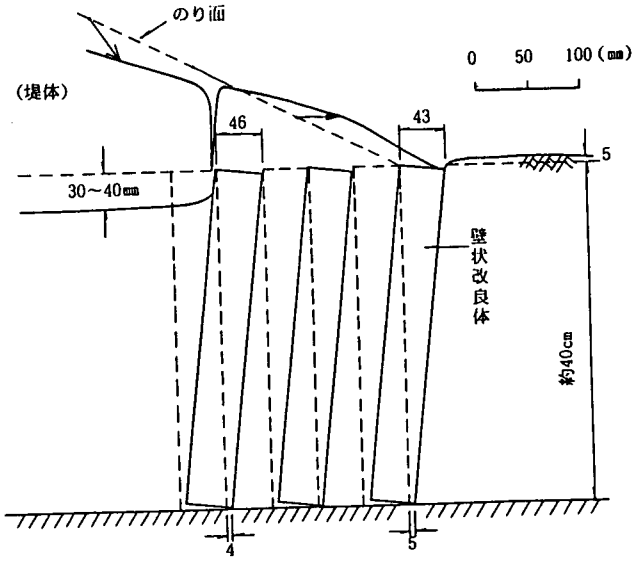


図－5.4.9　模型の変形状況（模型－3,4）

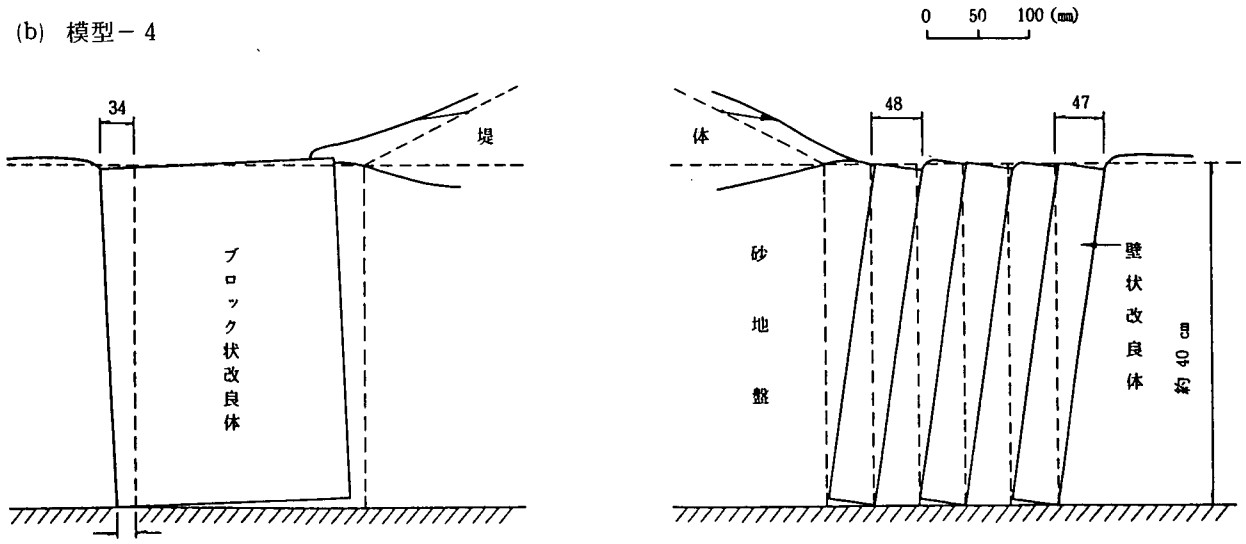


図－5.4.10　加振加速度と累積変形量の関係（模型－3,4）

(a) 模型－3



(b) 模型－4



図－5.4.11 改良体の変形状況（模型－3,4）

(5) ま と め

本実験から得られた結果をまとめると次の通りである。

(i) 壁状改良体は盛土と平行に施工した場合には，地震時の応答を低減させる効果は期待できない。変形は主に転倒モードである。地震時変形に対する抵抗は粘性土地盤の場合には認められたが，砂地盤の場合にはあまりなかった。

(ii) ブロック状改良体はこれを粘性土地盤に施工した場合には応答加速度および地振時変形を抑える効果が大きい。一方，砂地盤の場合には，改良体周辺の液状化を抑える効果はあまり認められず，さらに周辺地盤の液状化によりブロック状改良体は滑動および若干の転倒を生じた。

ただし，改良体の根入れ（支持）条件や改良体の大きさ等が変われば上記結果と異なる結果が得られる可能性もあり，今後さらに検討していくことが必要である。

（土木研究所）

5.5 小型模型振動実験

(1) 目的と概要

盛土および堀割道路等構造物を含む模型振動実験を実施するための準備段階として，固化工法の改良型式の違いによる耐振効果を比較検討するため，考えられる各種の改良型式により改良された水平地盤に対する小型模型振動実験を実施した。

実験に用いた模型地盤の寸法は長さ 110 *cm*，幅20*cm*，高さ40*cm*であらかじめ改良体モデルを設置した土槽内に浅間山砂を落下させて作成したものである。

表 5.5.1 および図 5.5.1 に実施ケースを示す。実験の結果，格子式改良，壁式改良，杭式改良の順に耐震効果（液状化防止効果）の高いことが確認された。

表 5.5.1. 模型実験実施ケース

ケース No.	改良型式	改良率	備考
1	無処理	0％	
2	杭式	50％	
3	杭式	30％	
4	長壁式	50％	加振方向に平行に配置
5	短壁式	50％	加振方向に直角に配置
6	格子式	50％	
7	杭式下部根固め	50％	下部10*cm*を堅い砂層（Dr＝80％）に根入れ
8	杭式上部固定	50％	杭頭部間を針金で固定

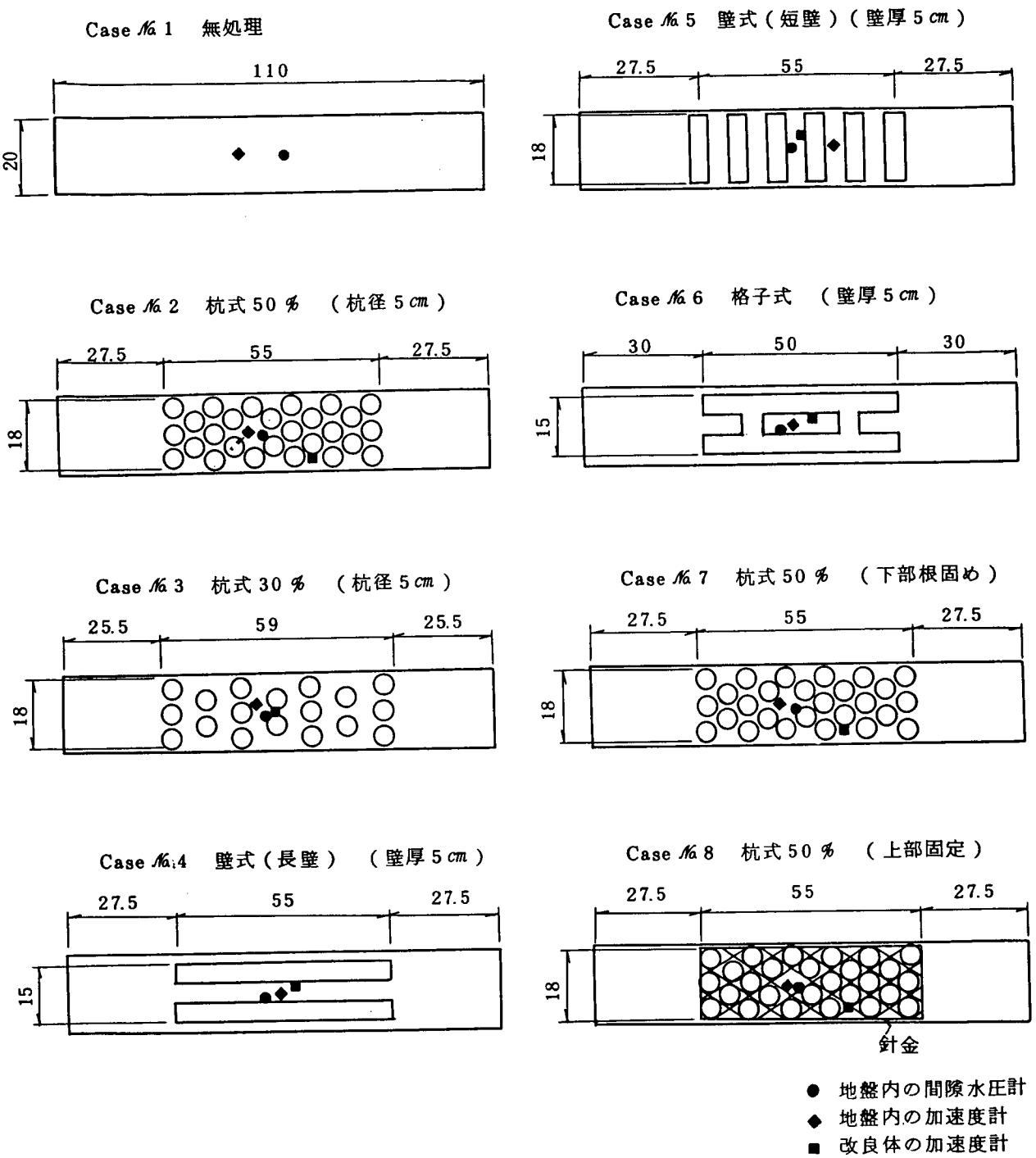


図5.5.1. 改良体および計器設置位置図

(2) 実験方法

1） 模型改良体の作成

固化工法は，原地盤中にセメント等安定材を投入し，原地盤と撹拌混合しながら強固な改良体を築く工法である。

しかし本実験で使用する土槽は小規模なため，土槽内で改良体を作成することがむずかしいので，あらかじめ型枠を使って杭状，壁状，格子状の改良体を作成した。

改良体の作成にあたっては実物の重量，強度に出来るだけ近づけるよう努めたが，改良体が土槽内で自立する必要がある等の制約からやや強度の高いものとなった。改良体の単位体積重量および一軸圧縮強度は次の通りである。

単位体積重量　　$\gamma = 1.8 \sim 1.9\ t/m^3$

一軸圧縮強度　　$qu = 20 \sim 30\ kg/cm^2$

2） 模型地盤の作成

図5.5.2に示すような長さ110 cm，幅20cm，高さ50 cmのせん断土槽中に模型改良体および浅間山砂を用いて模型砂地盤を作成した。

模型地盤の作成方法は，まず土槽内に改良体を設置し，水を約10cm貯える。次に図5.5.2に示すようなホッパを使って一定の高さ（約55cm）から乾燥した浅間山砂を落下させる。この時，水を随時補給し，水位が常に地盤面より10cm高くなるよう注意し均質な砂地盤（相対密度Dr＝40～50%）を作成した。図5.5.3に実験に使用した浅間山砂の粒度分布を示す。

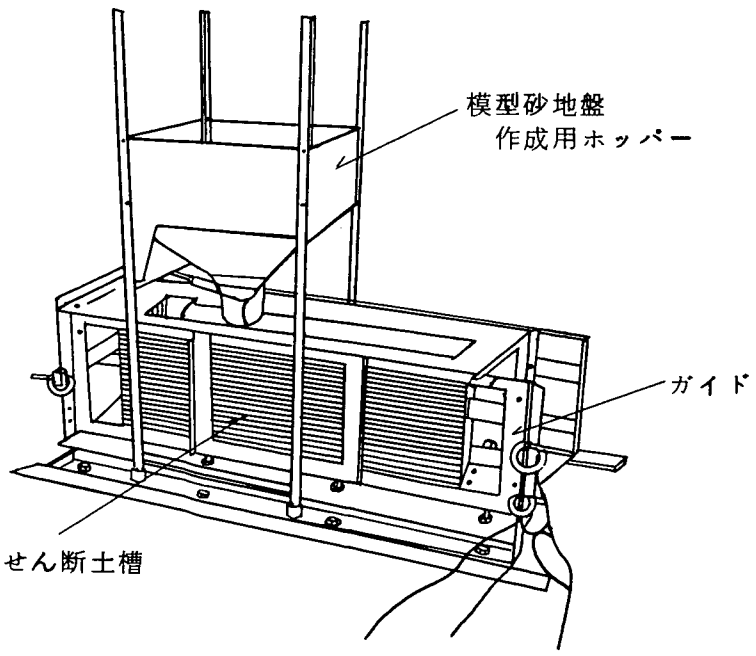


図5.5.2　実　験　装　置

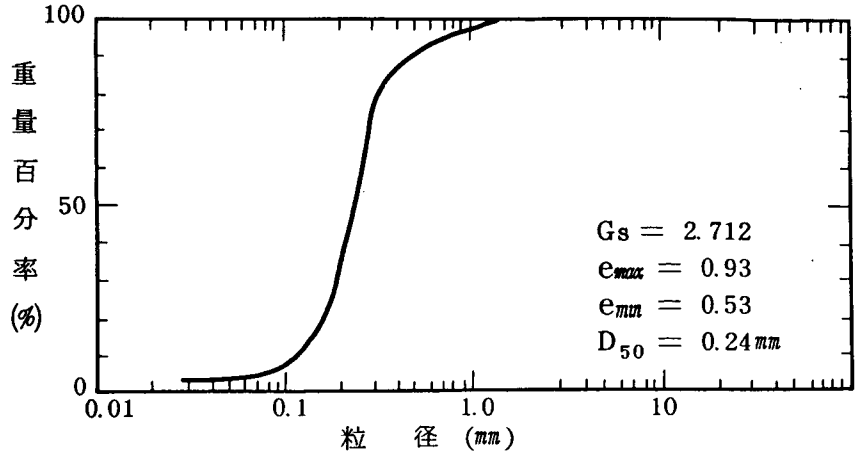


図 5.5.3　浅間山砂の粒度分布

3）測定計器および測定項目

実験に使用した測定計器は間隙水圧計，加速度計，変位計および地表面標点である。

図 5.5.1，および図 5.5.4 にそれぞれの計器設置位置を示す。

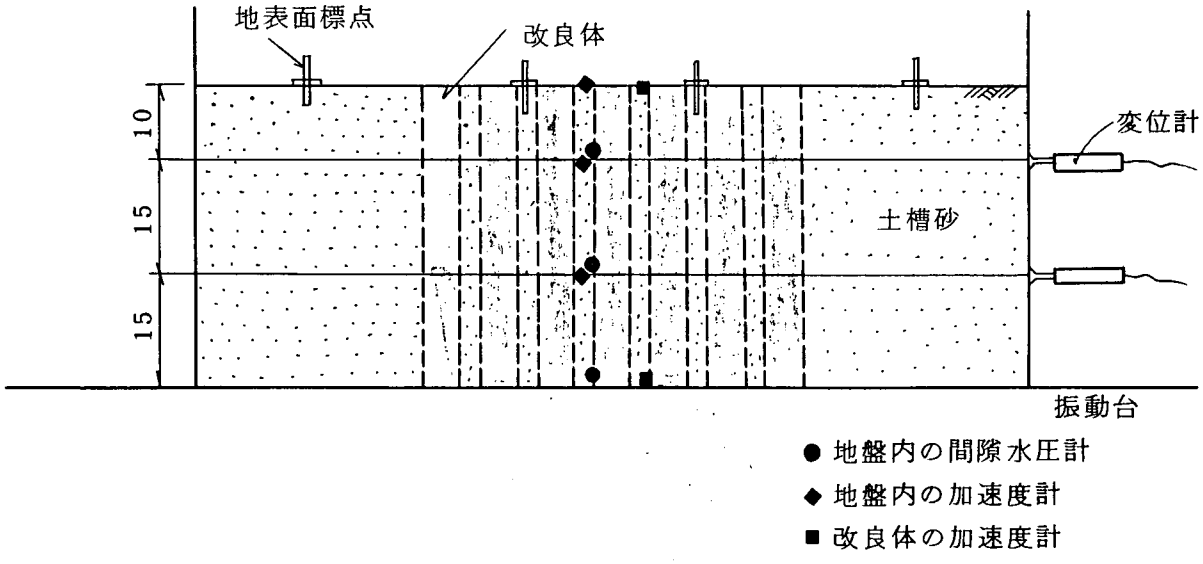


図 5.5.4　計器設置位置概略図

間隙水圧計は模型地盤中に3個設置し加振中の過剰間隙水圧を測定した。

加速度計は地盤中に3個，改良体内に2個の計5個設置し加振中のそれぞれの加速度を測定した。

変位計はせん断土槽側面に2点設置し加振中の水平変位を測定した。

なお地表面標点を使って改良域内の沈下量を各加振ステップ（後述）終了後測定した。

4） 加振方法

前述した模型地盤を振動台上に設置し，水平方向（模型長手方向）に振動数2 Hzの正弦波で10秒間加振した。

加振加速度は80gal より始め，10秒間の加振後過剰間隙水圧が消散するのを確認してから順次100gal，120 gal……と20gal刻みで上げていった。

(3) 実験結果と考察

1） 測定記録

図5.5.5に測定記録の一例を示す。

これはCase №2 杭式50％改良モデルの80gal 加振時のものである。図より過剰間隙水圧は加振加速度の2倍の振動数で振動しており，この振動は液状化時の砂のダイレイタンシーによるものであると考えられる。

2） 加振中の地盤内の間隙水圧

(i) 振動台加速度と最大間隙水圧

図5.5.6～図5.5.8に振動台加速度と最大間隙水圧の関係を示す。

格子式，長壁式を除く他のケースはすべて80gal 加振時で液状化しており，格子式，長壁式はきわめて耐震効果の高いことがわかる。

(ii) 初期液状化にいたるまでの繰返し回数

80gal 加振時で液状化した無処理，杭式，短壁式の耐震効果を検討するため初期液状化にいたるまでの繰返し回数N_ℓで比較したのが，図5.5.9～図5.5.11である。

深度－39*cm*の間隙水圧計（図5.5.9）でみると，それぞれの改良型式の80gal 加振時におけるN_ℓは表5.5.2のようになる。

表 5.5.2　　初期液状化にいたるまでの繰返し回数Ne（80gal 加振時，深度－39cm）

ケース No.	改　良　型　式	繰返し回数Nl
1	無 処 理	5.0
2	杭式50%	9.3
3	杭式30%	6.5
4	長 壁 式	———
5	短 壁 式	1 4.4
6	格 子 式	———
7	杭式下部根固め	1 2.7
8	杭式上部固定	1 7.1

＊長壁式，格子式は80gal
加振時で液状化せず

(iii)　80gal 5 波目の間隙水圧

表5.5.2 に示すように無処理のケースは80gal 加振時の 5 波目で液状化した。そこでそれぞれのケースについて 5 波目の間隙水圧で比較したのが，図 5.5.12である。図より耐震効果は

格子式＞長壁式＞杭式上部固定短壁式＞杭式下部根固め ＞杭式50%＞杭式30%＞無処理

の順に高いことがわかる。

3）　加振中の加速度（地盤中および改良体）

i）　振動台加速度と原地盤最大加速度

図 5.5.13～図 5.5.15に振動台加速度と原地盤最大加速度の関係を示す。

ii）　加速度応答倍率（最大値）

図 5.5.16に80gal 加振時の加速度応答倍率（最大値）を示す。図中黒塗りは改良体の上・下端の応答倍率を白抜きは原地盤の応答倍率を示している。

iii)　80gal 5 波目の加速度応答倍率

図 5.5.17に80gal 加振時の 5 波目の加速度応答倍率を示す。図 5.5.16同様改良体と原地盤の応答倍率を示している。

図より以下のことがわかる。

①　無処理地盤は液状化しており地表面まで加速度が伝達されていない。

②　改良域内地盤と改良体は同一の応答を示している。すなわち地盤の挙動は改良体の挙動に支配される。

③ 格子式，長壁式の応答倍率はいずれの深度でも等しい。すなわち加速度増巾はみられない。

④ 応答倍率よりみた耐震効果は，

格子式＞長壁式＞杭式下部根固め＞短壁＞杭式上部固定＞杭式30％＞杭式50％＞無処理の順に高い。

4） 加振中のせん断箱の水平変位（相対変位）

図 5. 5.18に80gal 加振時の最大水平位量を示す。

また図 5. 5.19には80gal 加振時５波目の水平変位量を示す。

5） 加振後の地表面沈下量

各加振ステップ終了後の沈下量を図 5. 5.20および図 5. 5.21に示す。図 5. 5.20は未改良域の，図 5. 5.21は改良域の沈下量の平均値を示している。未改良域の沈下量に比べて改良域の沈下量は小さくなっている。

6） 最大せん断応力と間隙水圧

最大加速度をもとにSeedの式より$\tau_{max}/\sigma_{v'}$を算出する。

$$\frac{\tau_{max}}{\sigma_{v'}} = \frac{a_{max}}{g} \gamma_d \frac{\sigma_v}{\sigma_{v'}}$$

ここに τ_{max}： ある深さの位置に存在する土の要素に作用するせん断応力

a_{max}： 地表面で予測される最大加速度

g ： 重力加速度

σ_v ： 考えている土の要素に作用する全応力

$\sigma_{v'}$ ： 同有効応力

γ_d ： 応力低減係数

a_{max} は本来は地表面加速度であるがここではそれぞれの深度で測定された加速度を用いる。また $\gamma_d = 1$ とする。

図 5. 5.22に最大せん断応力と間隙水圧の関係を示す。

これは80gal 加振時５波目のもので，それぞれ$\sigma_{v'}$で割って無次元化してある。バラツキはあるがせん断応力の増加とともに，間隙水圧が増加しており，

格子式改良　短壁式　杭式50％

＞杭式上部固定＞　＞無処理

長壁式改良　杭式下部根固め　杭式30％

の順に耐震効果の高いことがわかる。

7） 最大せん断応力と水平変位

図 5. 5.23に最大せん断応力と水平変位の関係を示す。

最大せん断応力は６）と同様の方法で求め無次元化してある。また水平変位はせん断土槽底面より

測点までの長さで割って無次元化してある。

(4) ま と め

今回の模型実験の結果，以下のことが明らかになった。

① 砂質地盤に固化処理工法を適用した場合，改良型式の違いにより程度の差はあるが，耐震効果（液状化防止効果）が認められた。

② 改良形式の違いによる耐震効果は，格子式改良，壁式改良，杭式改良の順に高いが，杭式改良も上部あるいは下部を固定する工夫をすれば，壁式改良と同程度の効果が期待できそうである。

上述の壁式改良，杭式改良の耐震効果を比較するためには，今回実施した入力加速度（80gal）より小さい加速度での実験の実施が望まれる。

（土木研究所，不動建設）

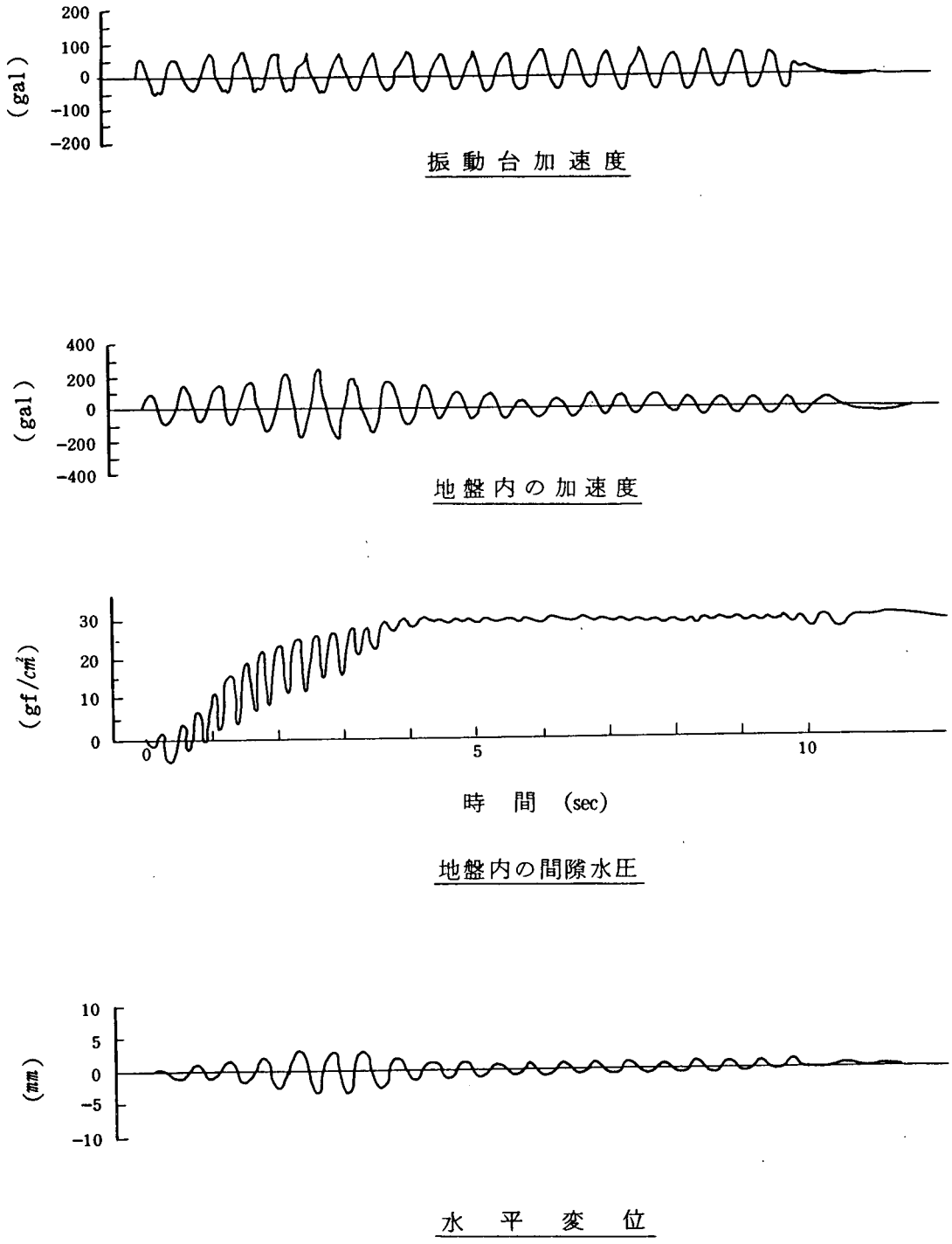


図 5.5.5　測定記録の一例（杭式50％，80 gal 加振時）

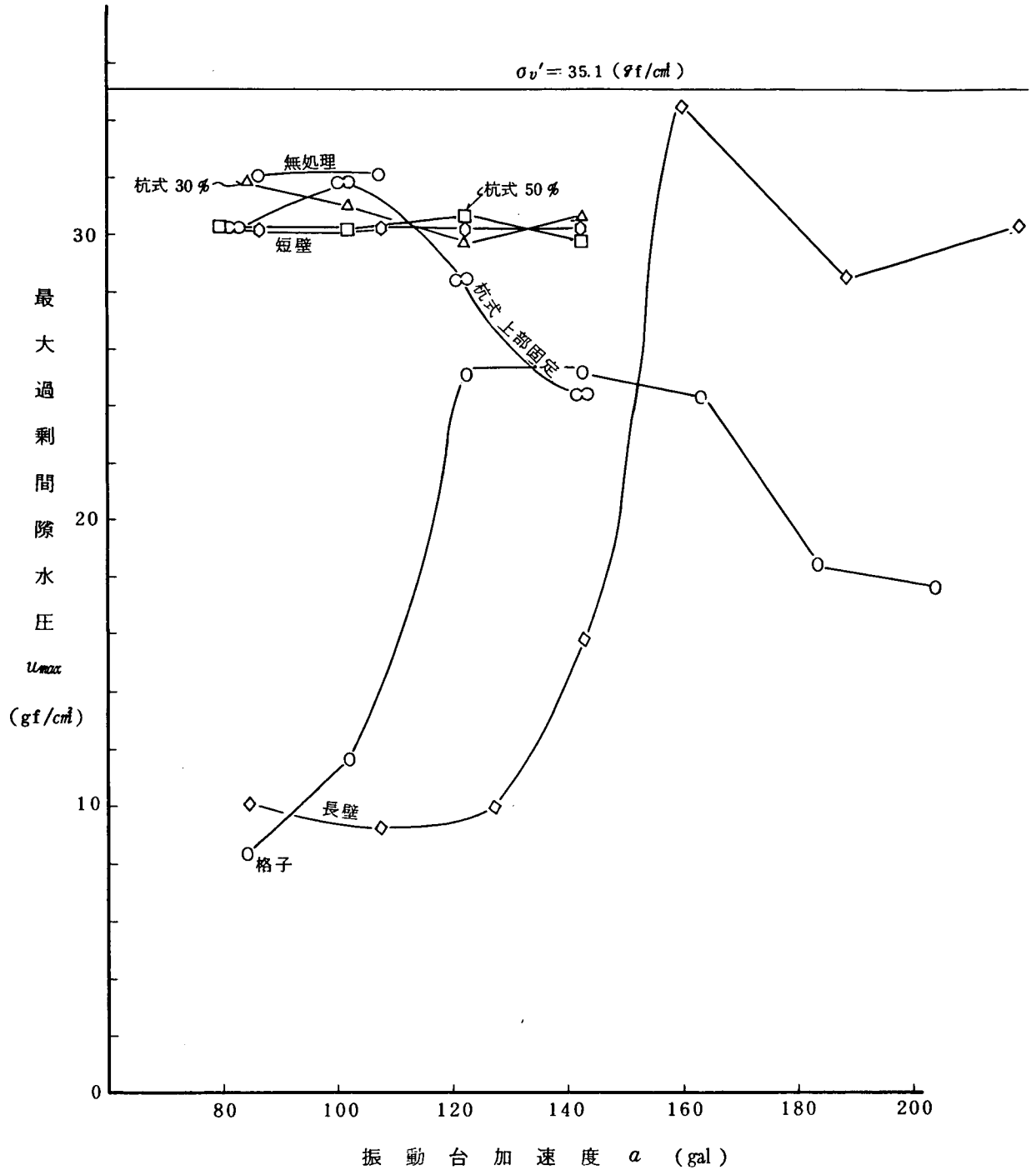


図 5.5.6　振動台加速度と最大過剰間隙水圧の関係〔深度－39 cm〕

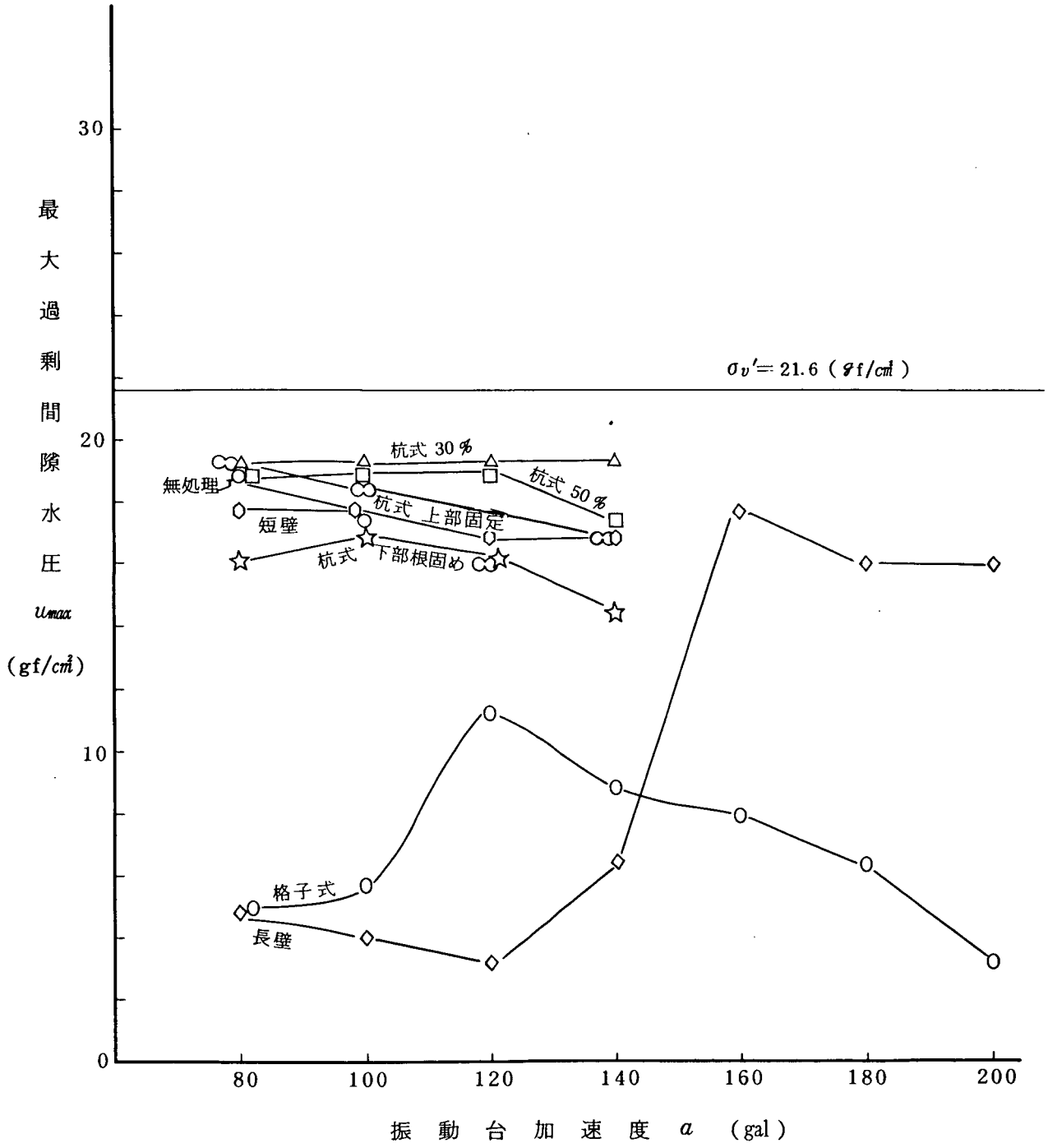


図 5.5.7　振動台加速度と最大過剰間隙水圧の関係（深度－24 cm）

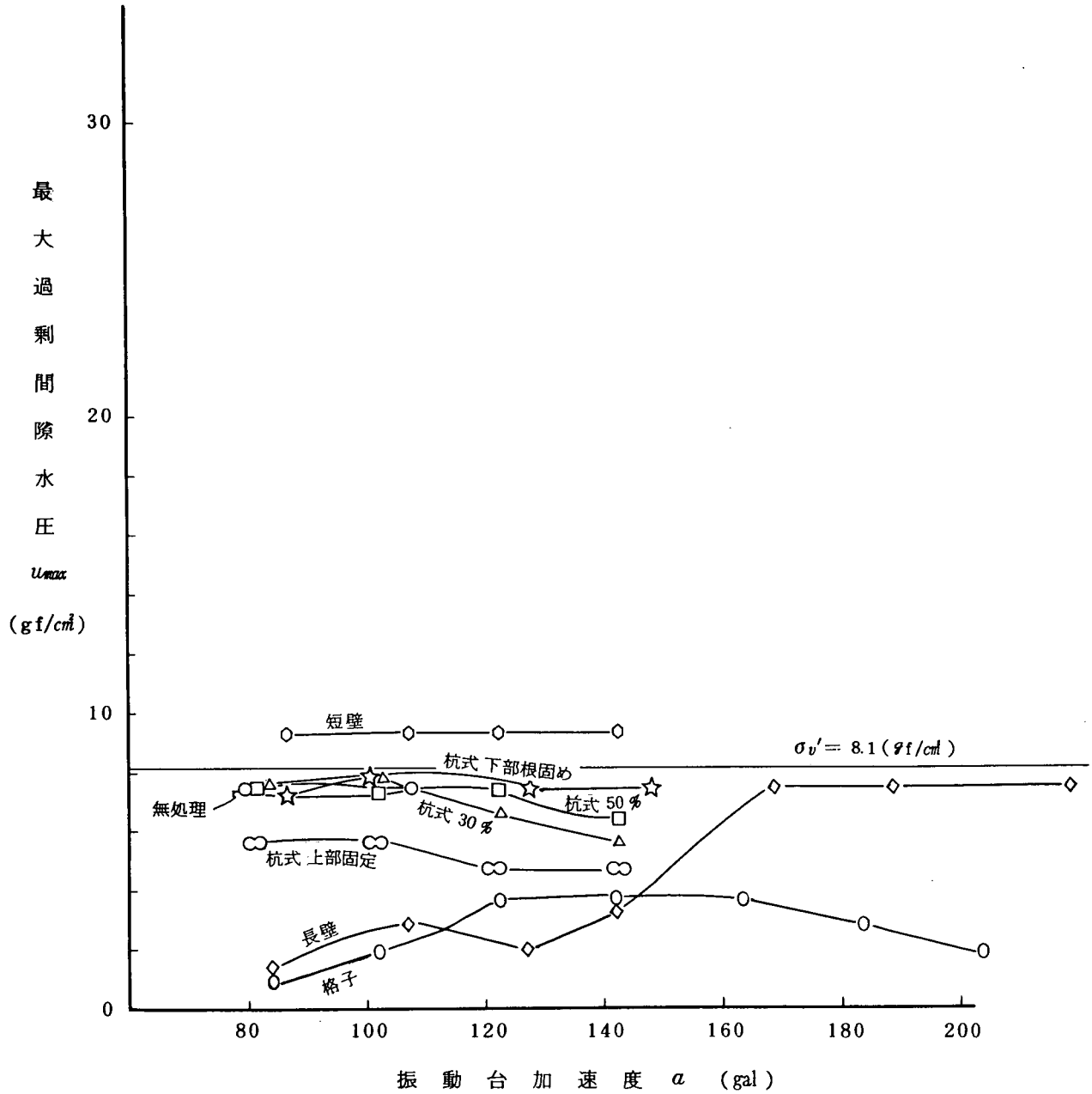


図 5.5.8　振動台加速度と最大過剰間隙水圧の関係（深度－9cm）

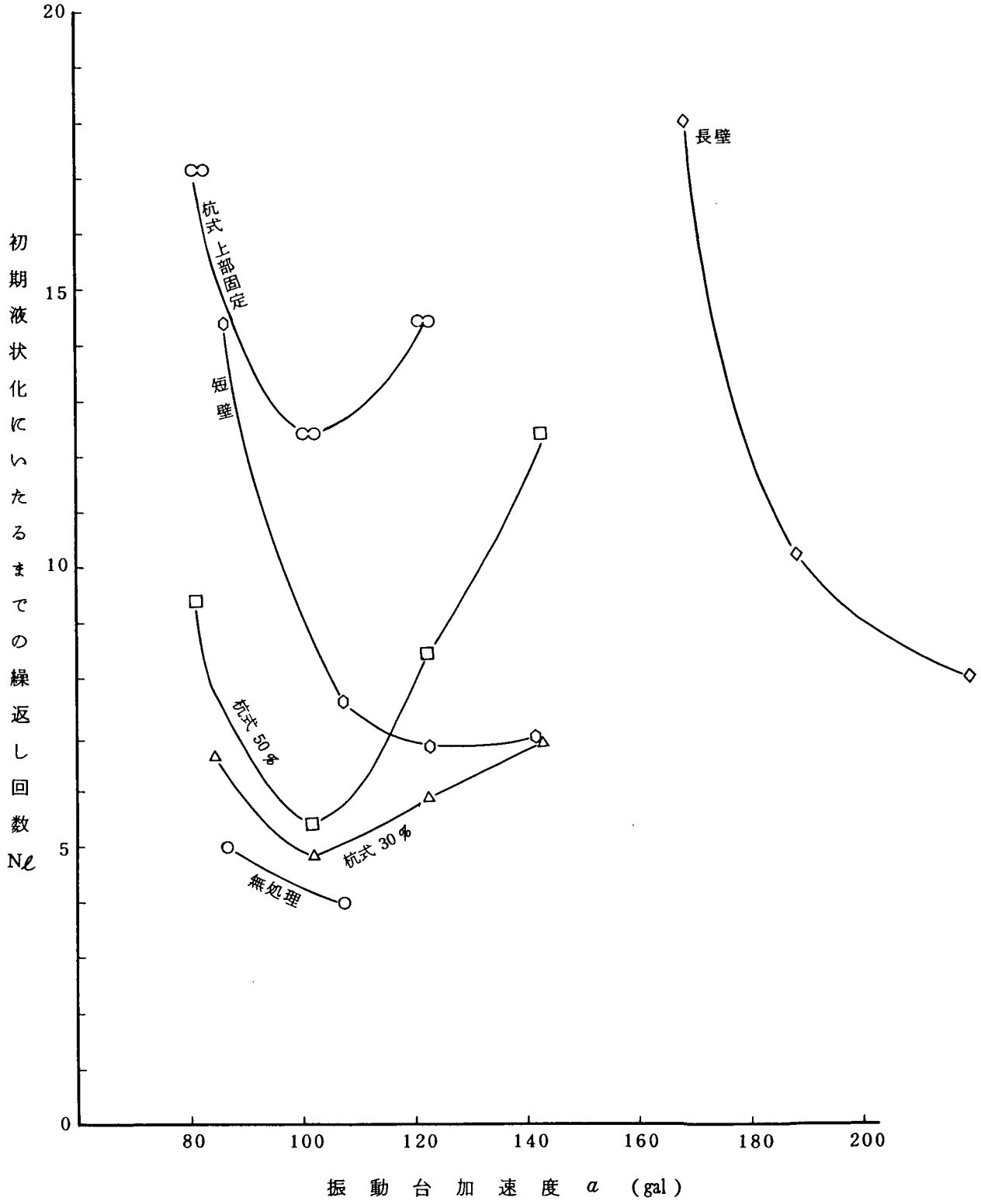


図5.5.9　振動台加速度と繰返し回数の関係（深度－39 cm）

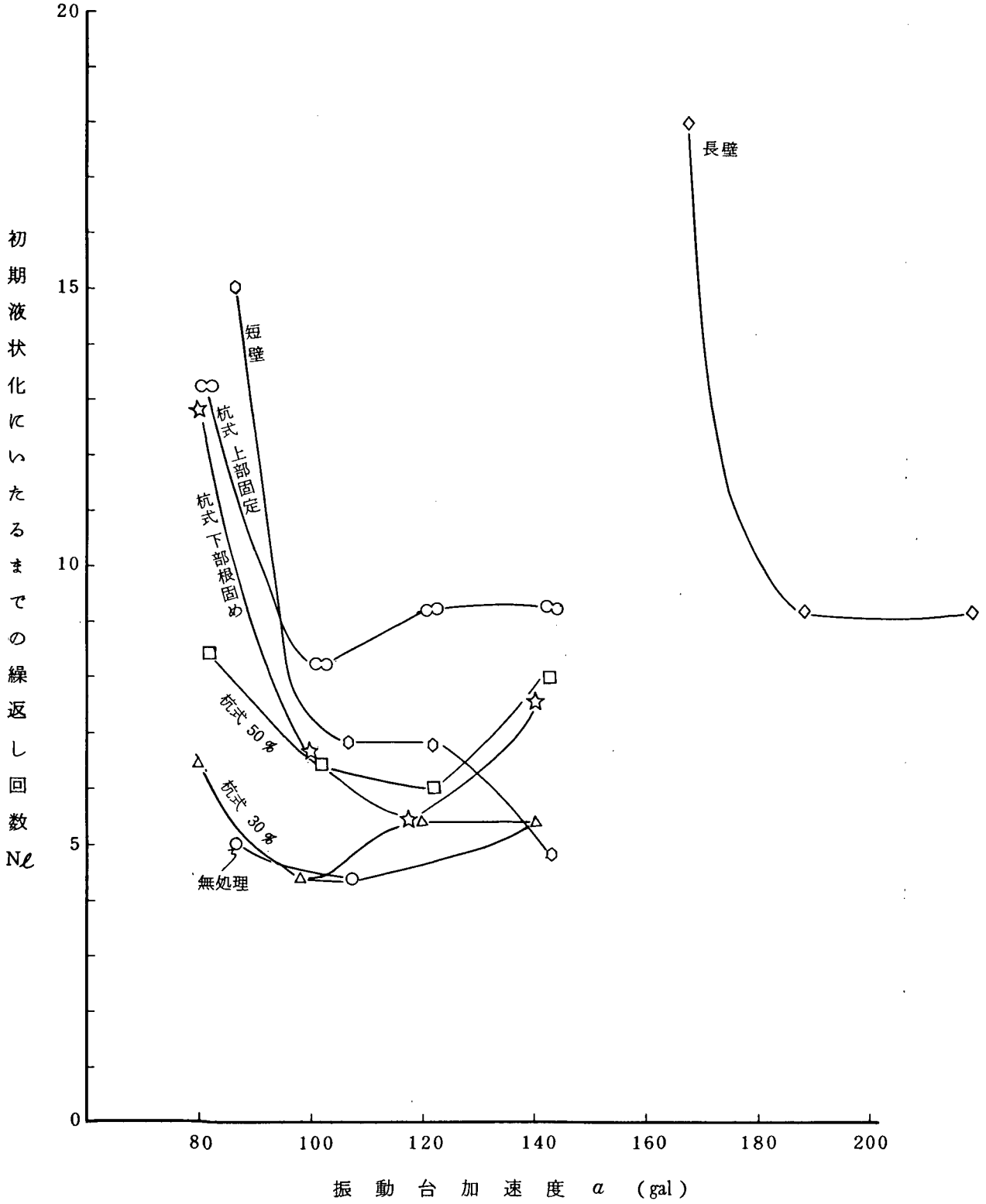


図 5.5.10　振動台加速度と繰返し回数の関係（深度－ 24 cm）

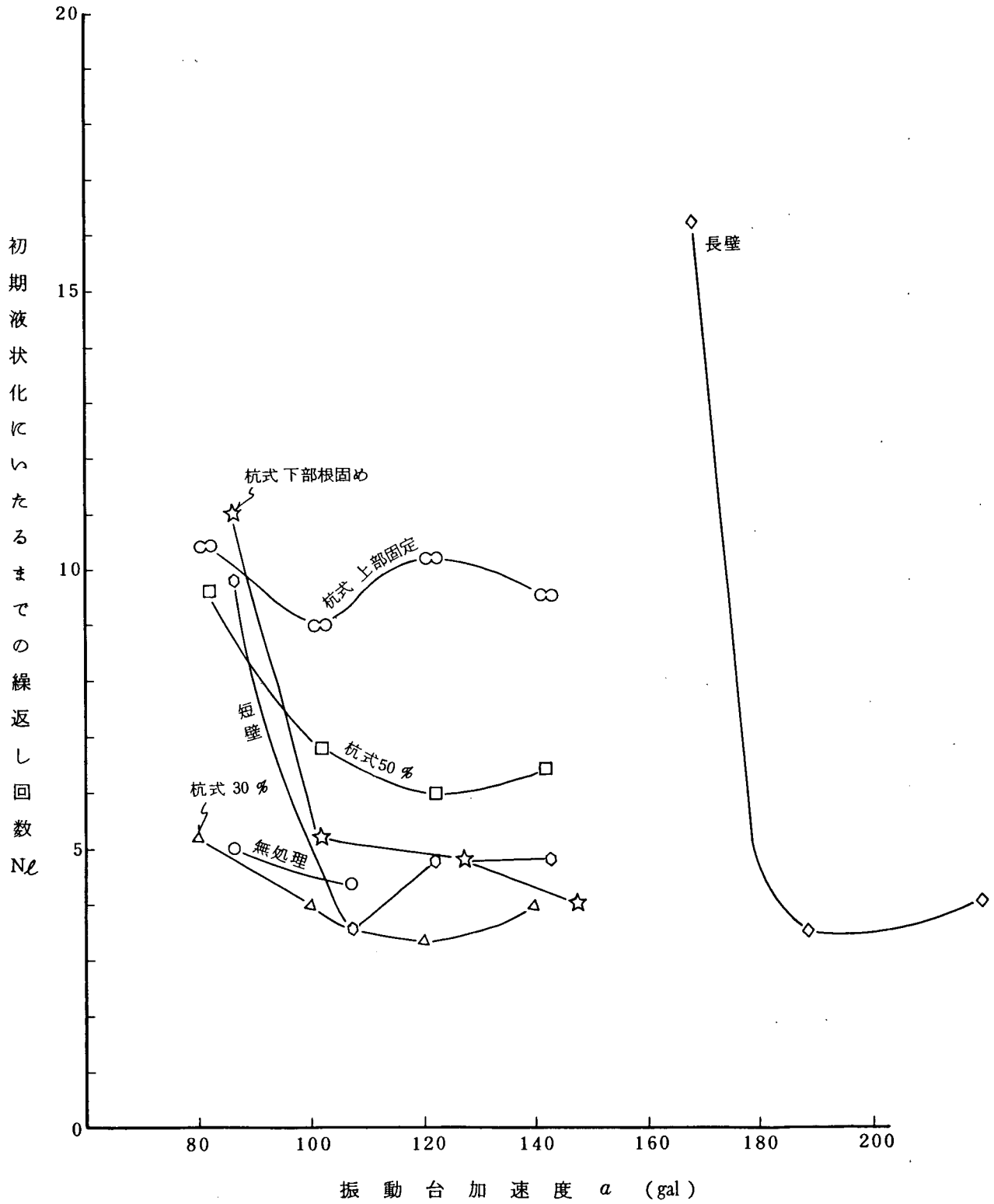


図 5.5.11　振動台加速度と繰返し回数の関係（深度－ 9 cm）

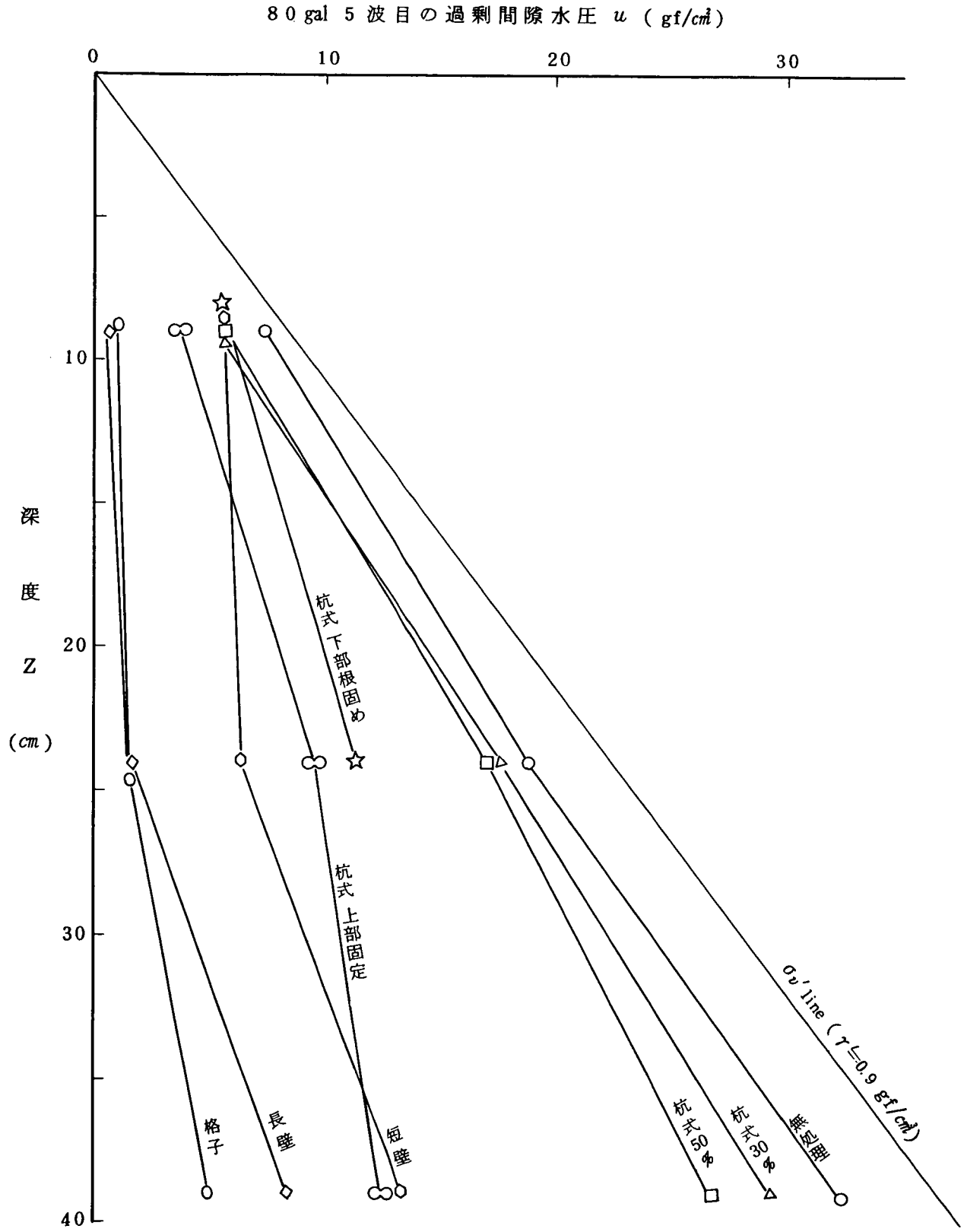


図 5.5.12　80 gal 5 波目の過剰間隙水圧の深度方向分布

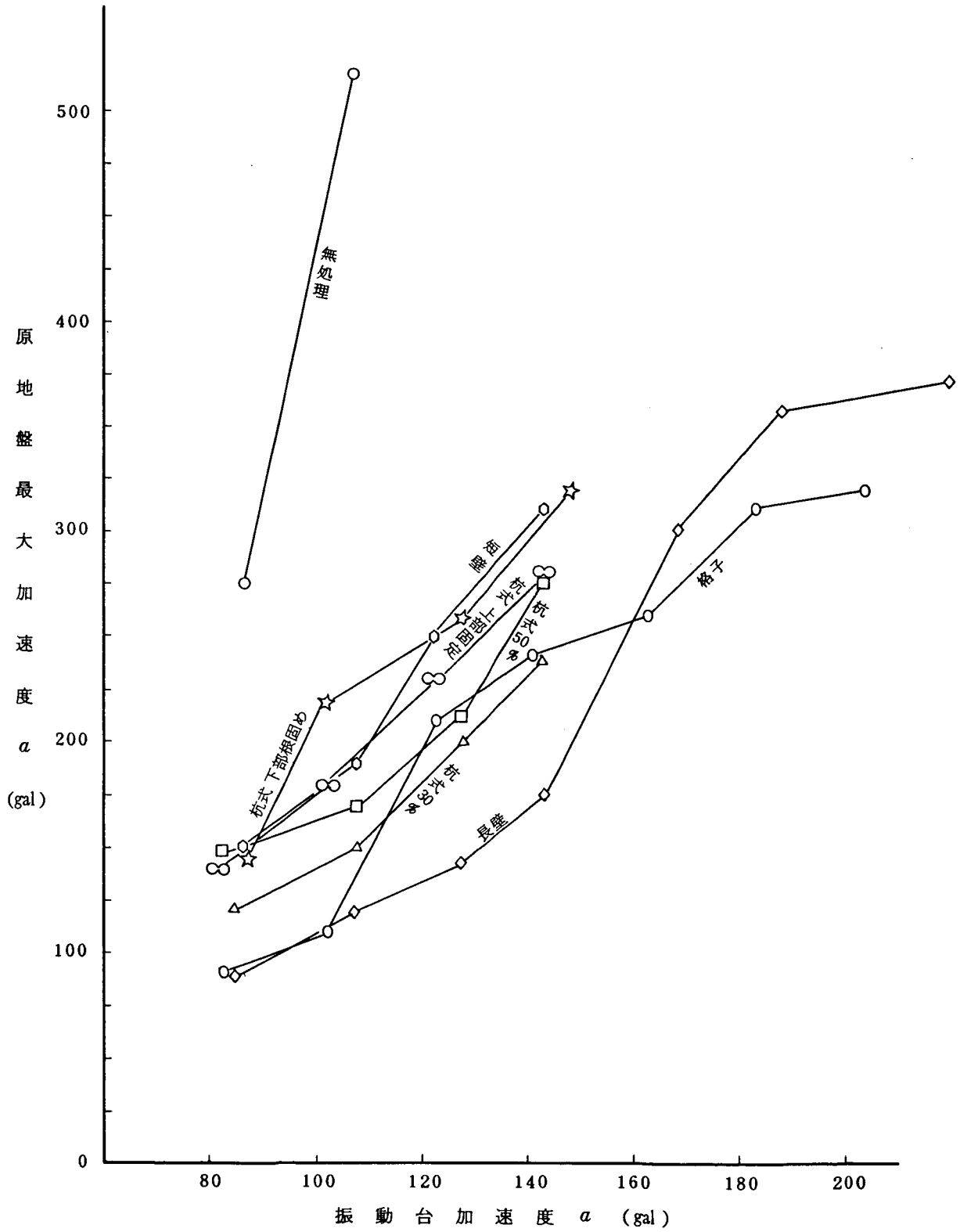


図 5.5.13　振動台加速度と原地盤最大加速度の関係（深度－25 cm）

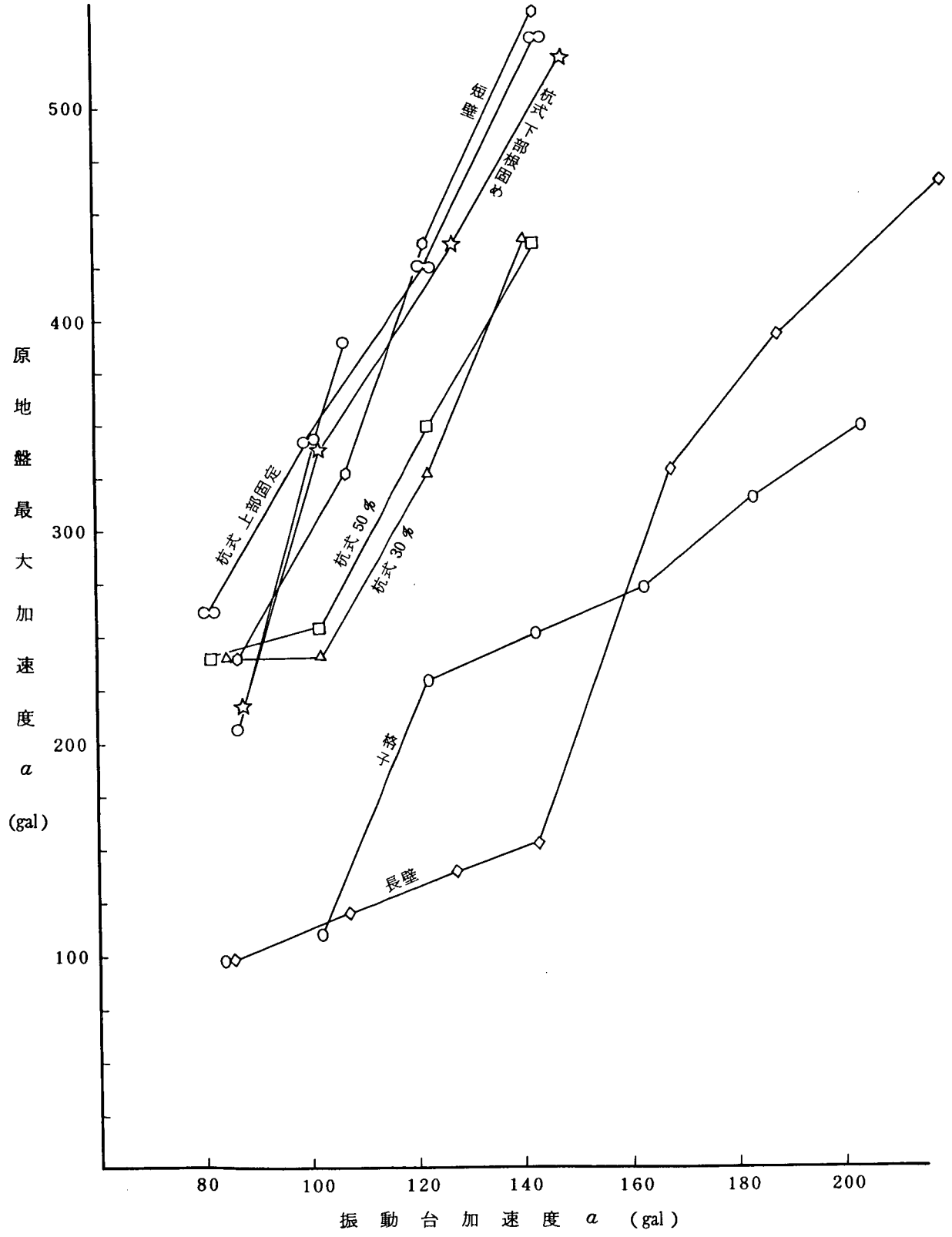


図 5.5.14　振動台加速度と原地盤最大加速度の関係（深度－10 cm）

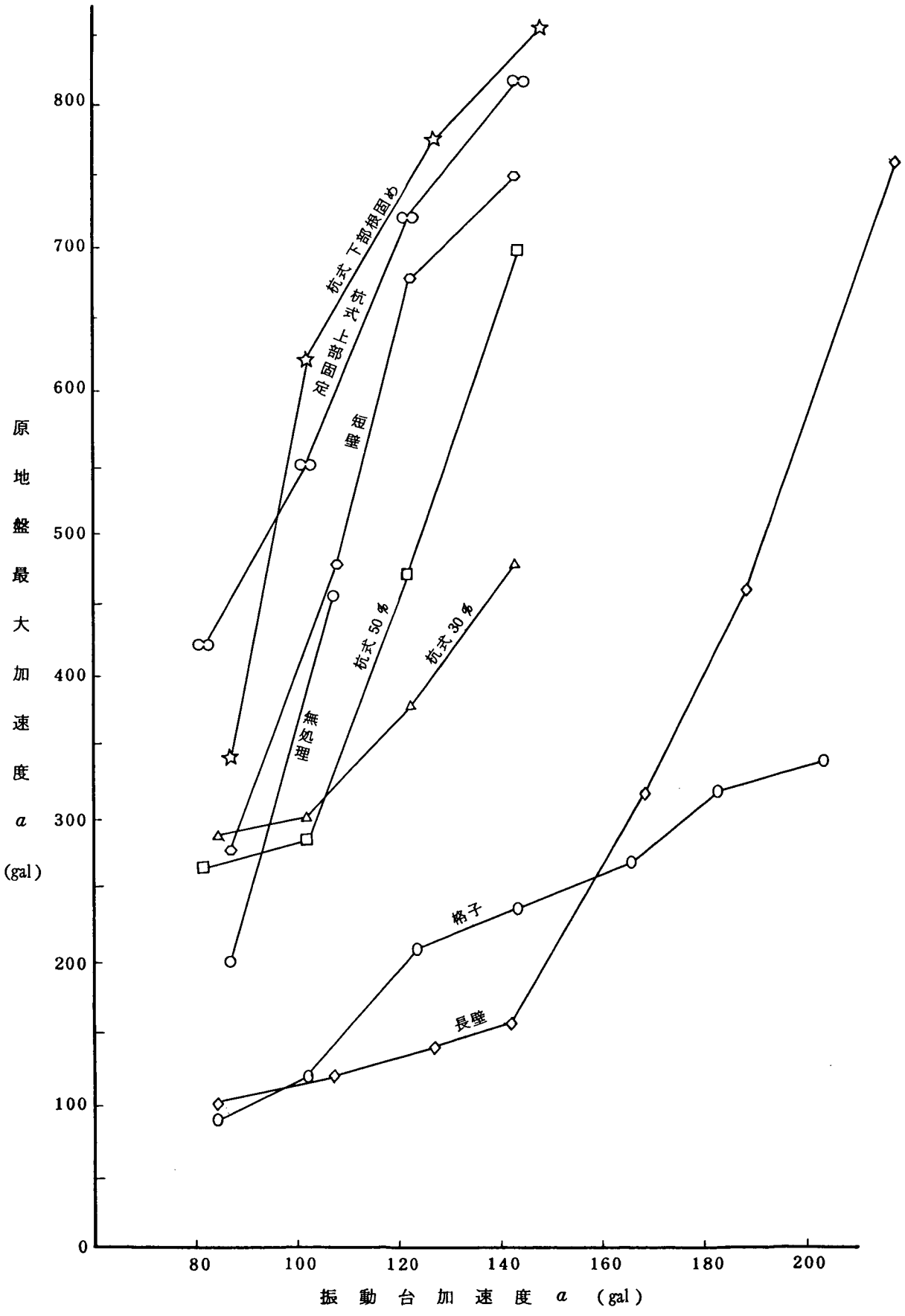


図 5.5.15　振動台加速度と原地盤最大加速度の関係（地表面）

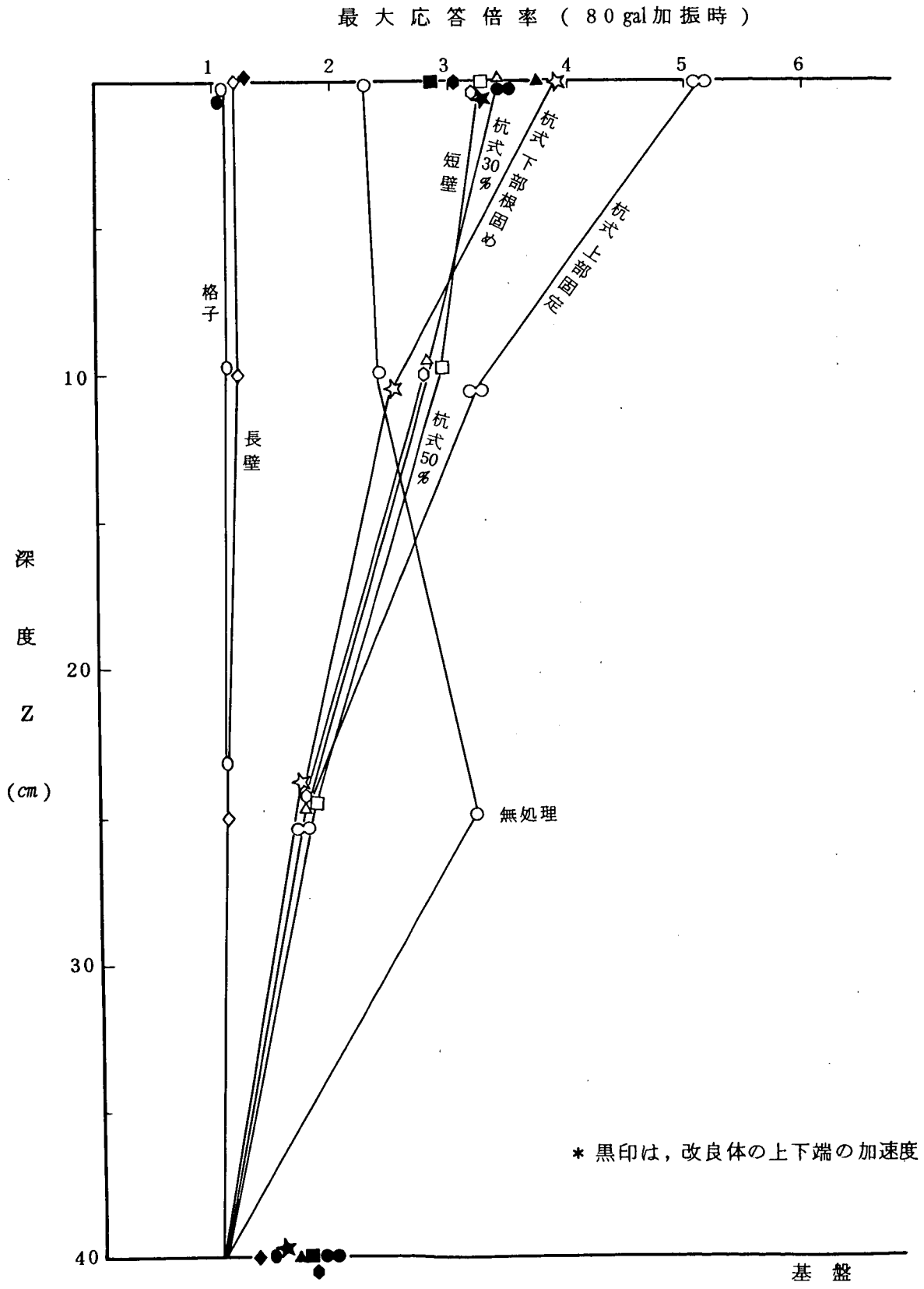


図5.5.16　最大応答倍率（80 gal 加振時）の深度分布

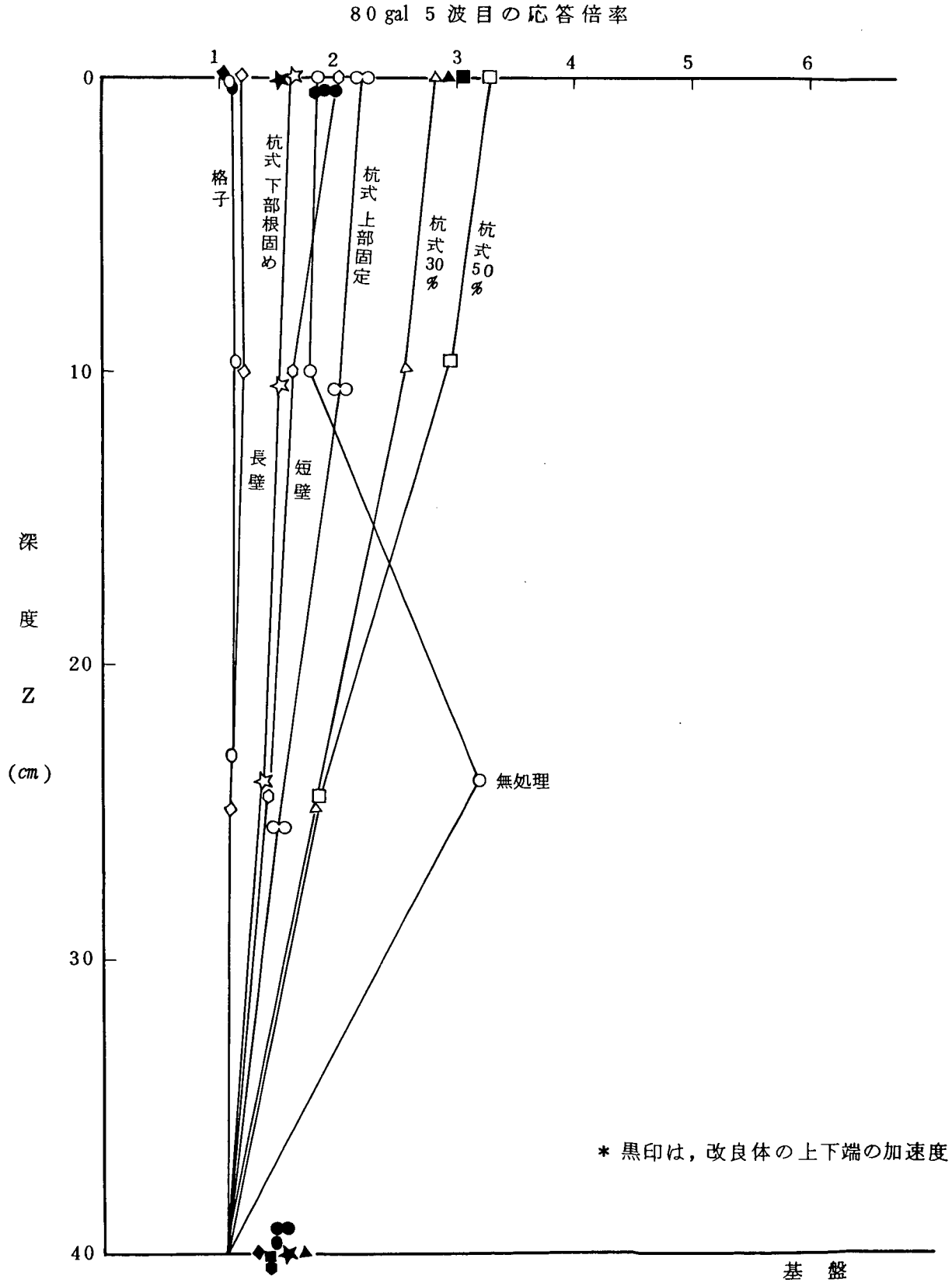


図5.5.17　80 gal 5 波目の応答倍率の深度分布

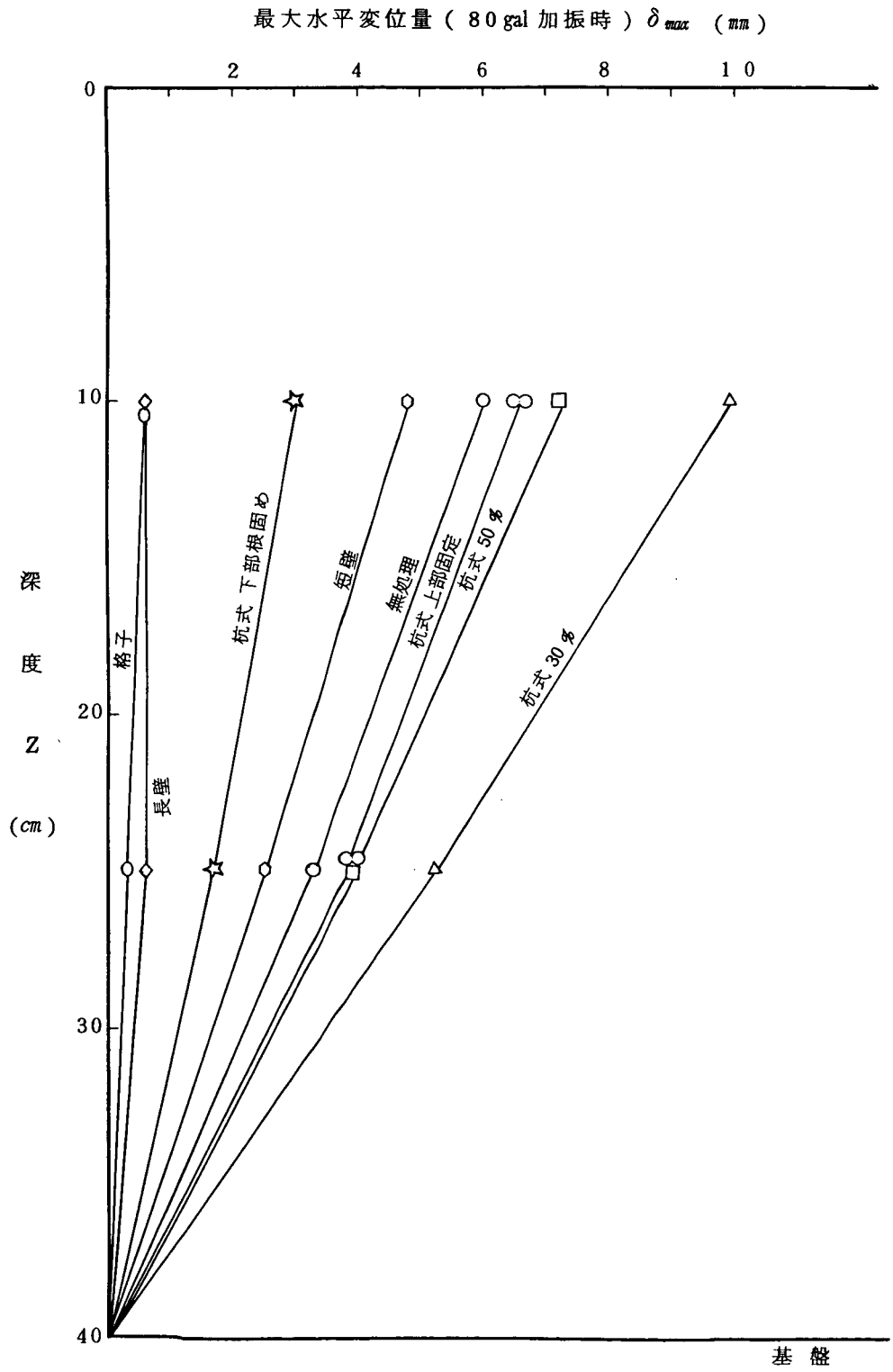


図 5.5.18　最大水平変位量（80 gal 加振時）の深度分布

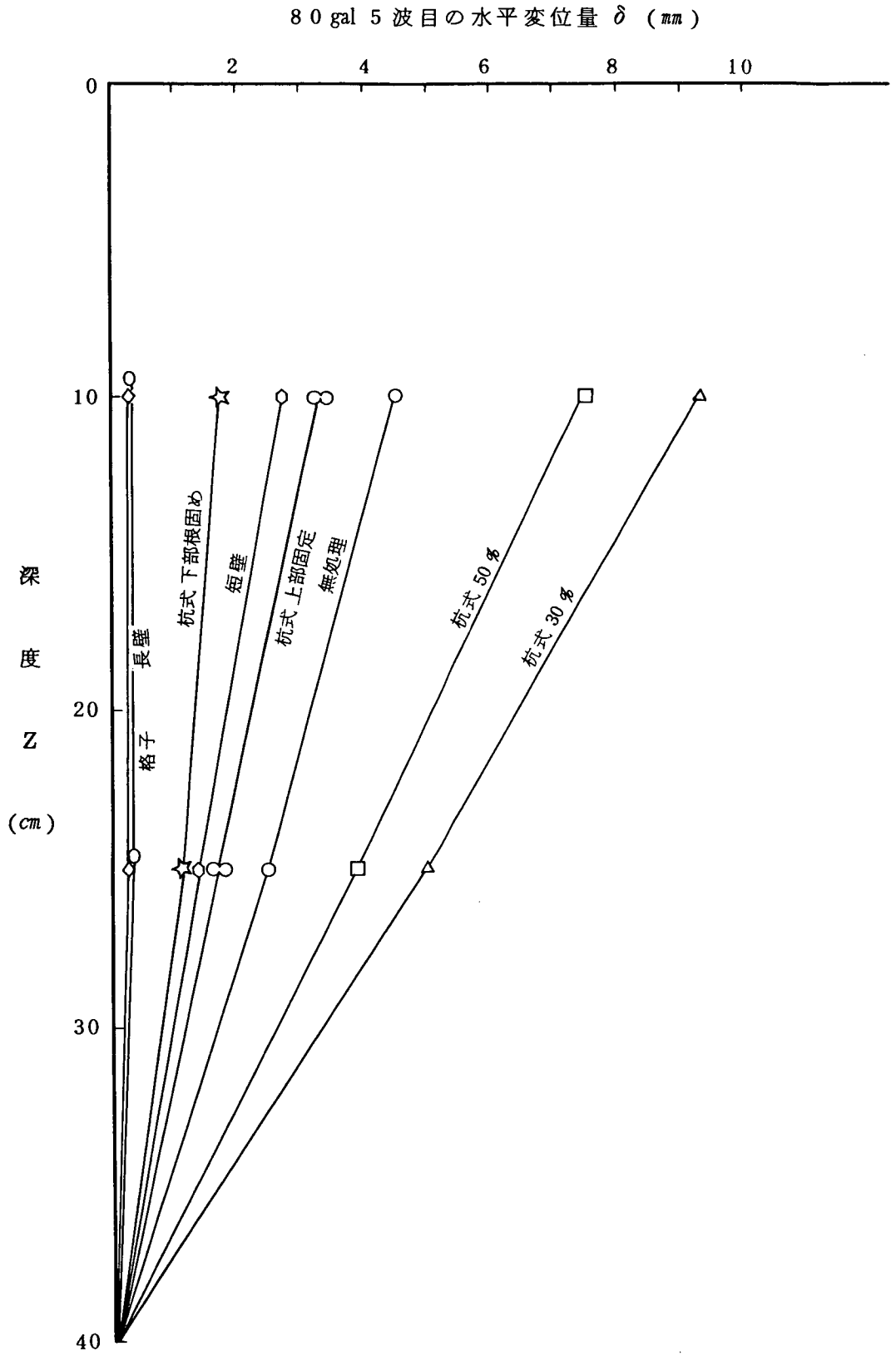


図 5.5.19　80 gal　5 波目の水平変位量の深度分布

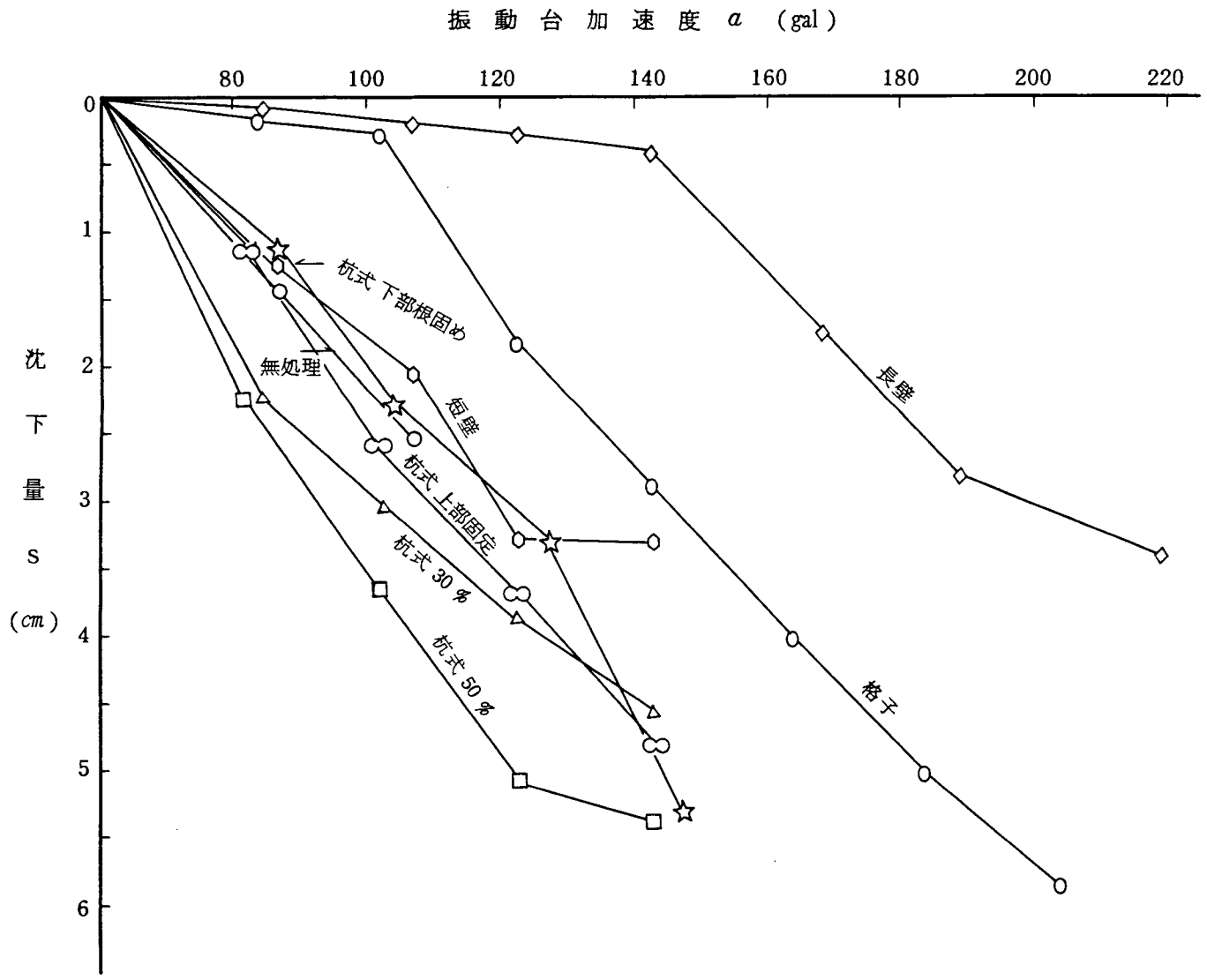


図 5.5.20　振動台加速度と地表面沈下量の関係（未改良域）

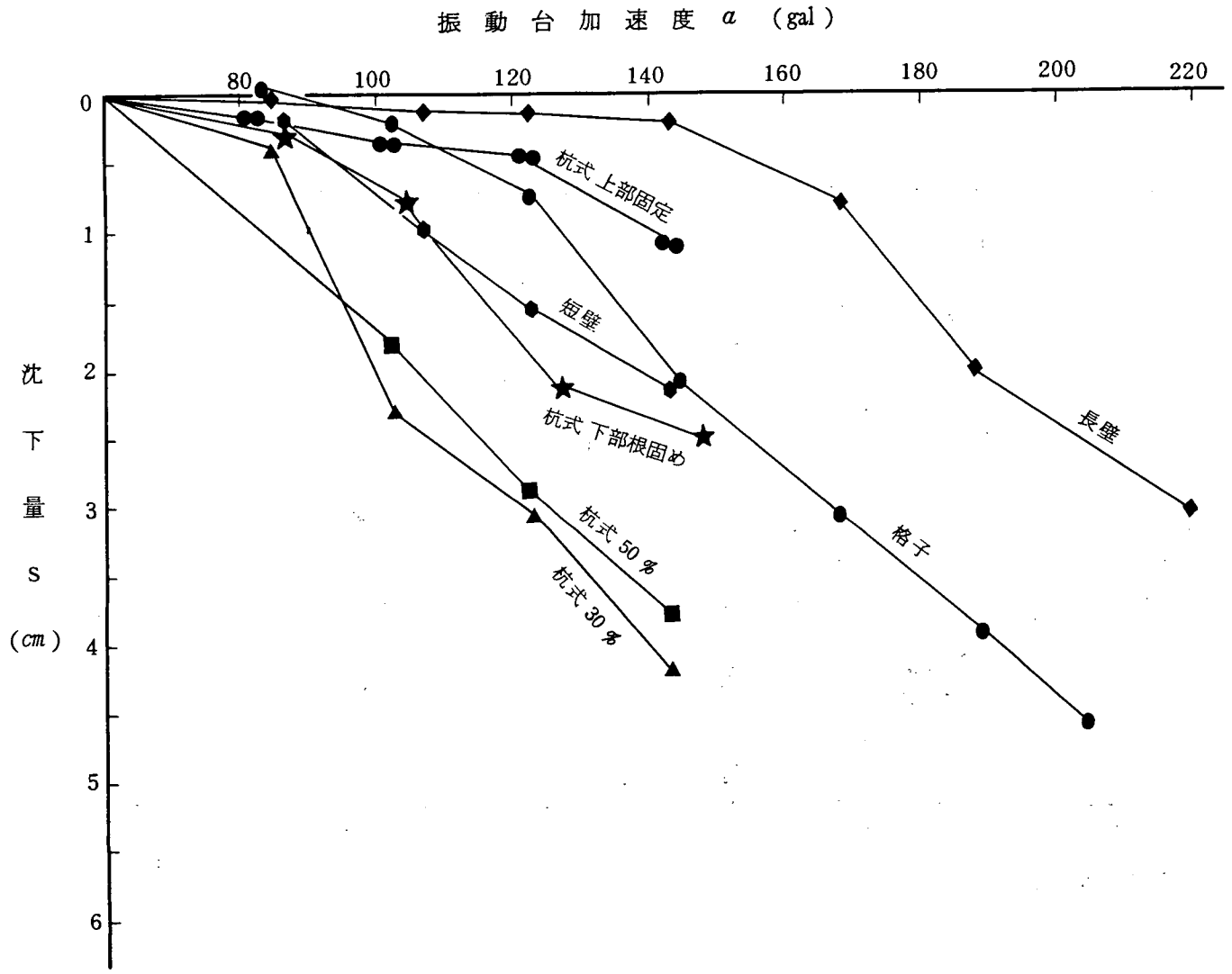


図 5.5.21　振動台加速度と地表面沈下量の関係（改良域）

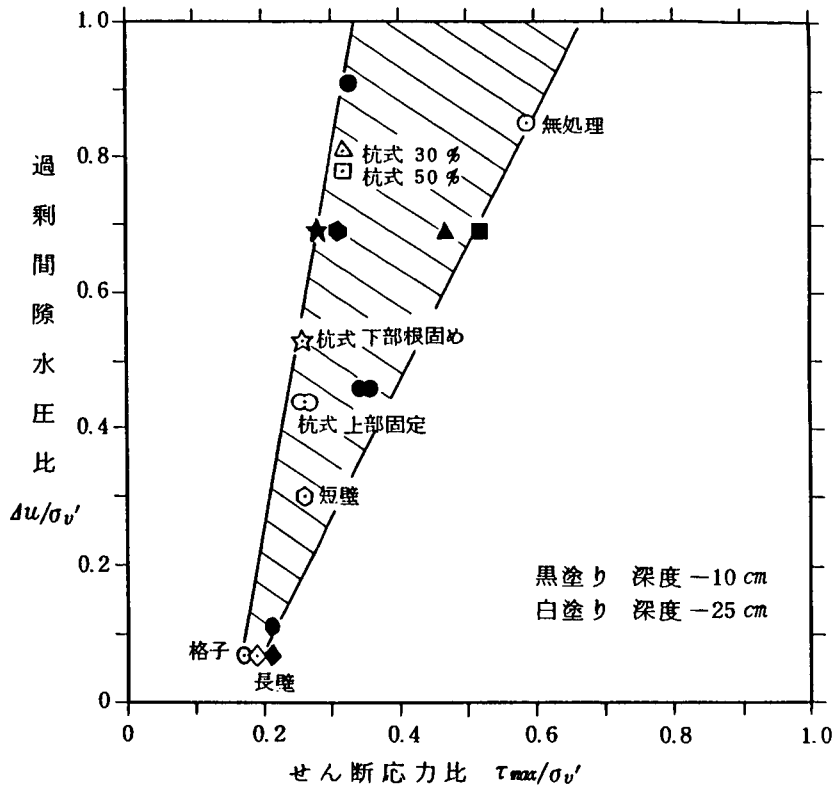


図 5.5.22　最大せん断応力と過剰間隙水圧の関係（80 gal 5 波目）

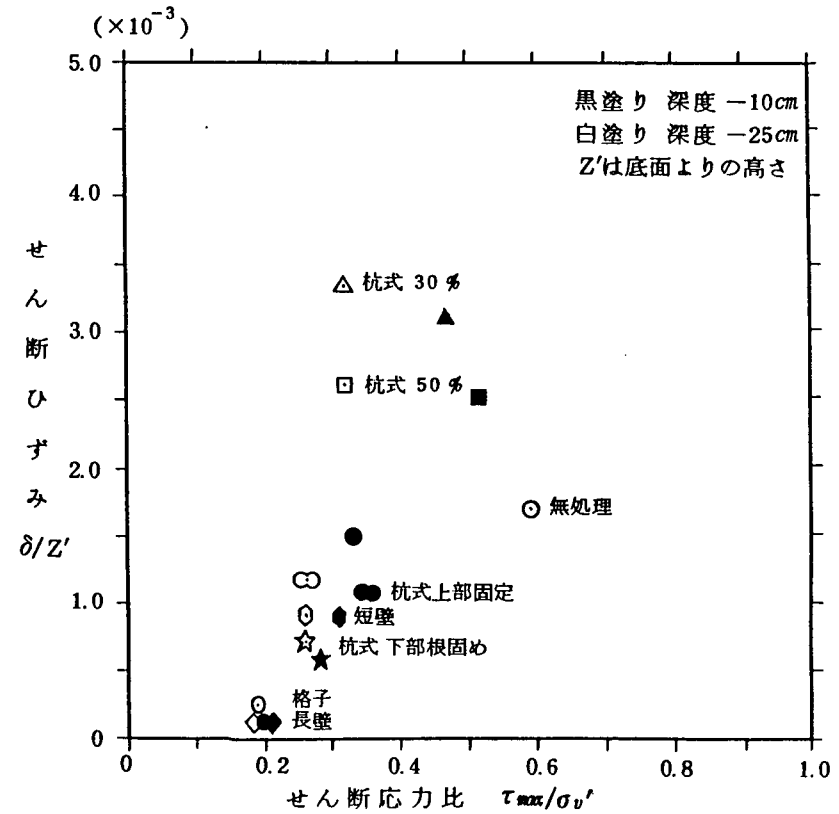


図 5.5.23　最大せん断応力と水平変位の関係（80 gal 5 波目）

5.6 まとめ

本章では，固化処理工法の耐震効果についての調査研究の成果を述べた。これをまとめると以下の通りである。

(1) 文献調査結果

まず，文献調査から本工法の使用実績，耐震性に関する試験調査の現状および現行設計法の実状等について整理を行い，今後の研究計画に反映させるべき課題を浮き彫りにした。この中で特に，液状化性砂地盤に対して本工法を使用した実績およびその調査研究はほとんどないことが明らかとなった。

(2) 地震応答解析

堀割道路および道路盛土に対し本工法を適用した場合の耐震効果について2次元有限要素法による地震応答解析を実施した。砂地盤を対象とし，改良パターン（配置）を種々に変えたケースで解析を行った結果，振動を軽減させる程度に改良範囲を広げれば未改良部の液状化防止効果も高くなることが明らかにされた。ただし，地震に伴う変形の抑止効果については解析手法の制約上検討しなかった。

(3) 模型振動実験

軟弱地盤上盛土に本工法を適用したケースについて模型振動実験を実施し，ブロック状改良は壁状改良（盛土と平行方向）に比べて被害防止効果が著しいこと，砂地盤の場合に改良体周辺地盤の広い範囲にわたって液状化が生じるとブロック状改良体でも滑動が生じることを明らかにした。また，水平砂地盤に本工法を適用したケースでの同様の実験を実施し，砂地盤のせん断変形抑止に効果的な改良型式のものほど液状化防止効果が高いことが確認された。（土木研究所）

（参考文献）

1） Chiang , Y. C. and Chae , Y. S. （1972）〝 Dynamic Properties of Cement Treated Soils,〞Highway Research Record 379 pp. 39～51

2） 枷場重正，川村満紀，大浦隆，（1974）〝繰り返し荷重を受けるソイルセメントの変形および強度特性〞，土木学会論文報告集 第231号 pp. 55～60

3） 古賀泰之，松尾修，唐沢安秋：軟弱地盤上堤防の耐震対策工に関する検討報告書，土木研究所資料第2350号，1986年3月。

6. 排水補強杭工法グループの研究成果

6.1 今年度の研究の概要

昭和60年度の研究項目として以下に示す3項目を設定した。

① 文献調査

補強土工法は現状では積極的な耐震地盤改良工法としては利用されてはいないものの，原理的には耐震地盤改良の効果は十分に期待できるので関連する既往の研究として，のり面や地盤を安定させる目的で行なわれている補強土工法の基本的な考え方について調査した。

② 小杭を挿入した豊浦砂の非排水繰返しねじり試験

排水機能を持たない補強杭で補強した豊浦砂の動的強度特性を検討するため，非排水繰返しねじりせん断試験を実施した。

その結果，補強された豊浦砂は，無処理に比べ，ひずみが発生するまで，すなわち，過剰間隙水圧比がピークに至るまでの正弦波繰返し回数が相当増加することが分かった。また，過剰間隙水圧が上昇しきった後も，大ひずみが生じるまでには，ある程度の変形拘束効果も期待できることが分かった。これらの効果は，補強の程度を表わすパラメータnEA/As(Kgf/cm², n：補強杭本数，E：補強杭弾性係数Kgf/cm², A：補強杭一本当りの断面積cm², As：補強領域全体面積cm²）により，統一的に表示できそうであることが分かった。

③ 浅間山砂を用いた振動台実験

以上の繰返しねじりせん断試験により得られた知見を排水境界のある現実に近い状態で検証するため，浅間山砂を用いた以下の4種類の振動台実験を実施した。すなわち，①排水機能を持たない補強杭による改良地盤，この場合，パラメータnEA/Asを変化させた，②無処理地盤，③排水機能を持つ補強杭による改良地盤，④排水機能のみを持つ通常のグラベルパイルによる改良地盤

その結果，排水機能のない場合の補強地盤の無処理に対する補強効果は，所定の過剰間隙水圧比に至るまでの繰返し回数の増加率で見ると，ねじりせん断試験よりは低い増加率となったが，所定の過剰間隙水圧比を生ぜしめるせん断応力比の増加率で見ると，ほぼ同様の結果が得られた。また，排水のある場合の補強効果として，排水補強杭の排水杭のみに対する比較を行った結果，所定の過剰間隙水圧比を生ぜしめるせん断応力比の増加率は，排水のない場合の補強効果に比べて，相当増幅されそうであることが分った。

6.2 関連する既往の研究

近年，細長比が大きく，曲げ剛性が小さい土以外の材料（たとえば，鉄筋，プラスチック，布など）を地山や盛土内に打設・挿入して，土圧の軽減，斜面の安定化，支持力の増加などを図ることが行なわれている。

この工法は，一般的に「補強土工法」と呼ばれ，現状では未だ積極的な耐震地盤改良工法として利用されてはいないようであるが，原理的には地盤の静的および動的な剛性を増し，ひいては地盤の液状化強度

を向上させることは十分に考えられる。

したがって，のり面や地盤の安定性を増すために用いられてきた種々の補強土工法の特徴および基本的な考え方について文献調査を行ったので，関連する既往の研究としてここで概略説明する。

尚，補強材に発生する引張力の発生のメカニズムの違いや山留めと定着の仕方に相違のあるアースアンカー工法については省略する。

(1) テールアルメ工法

近代的な補強土工法の代表的なものとして有名なテールアルメ工法については文献1)，2）に詳しく述べられているのでここではフランスにおける実用設計法と日本における設計法のちがいについて概略述べる。フランスにおける設計法では図6.2.1に示す断面形状に対して各補強材（ストリップ）は

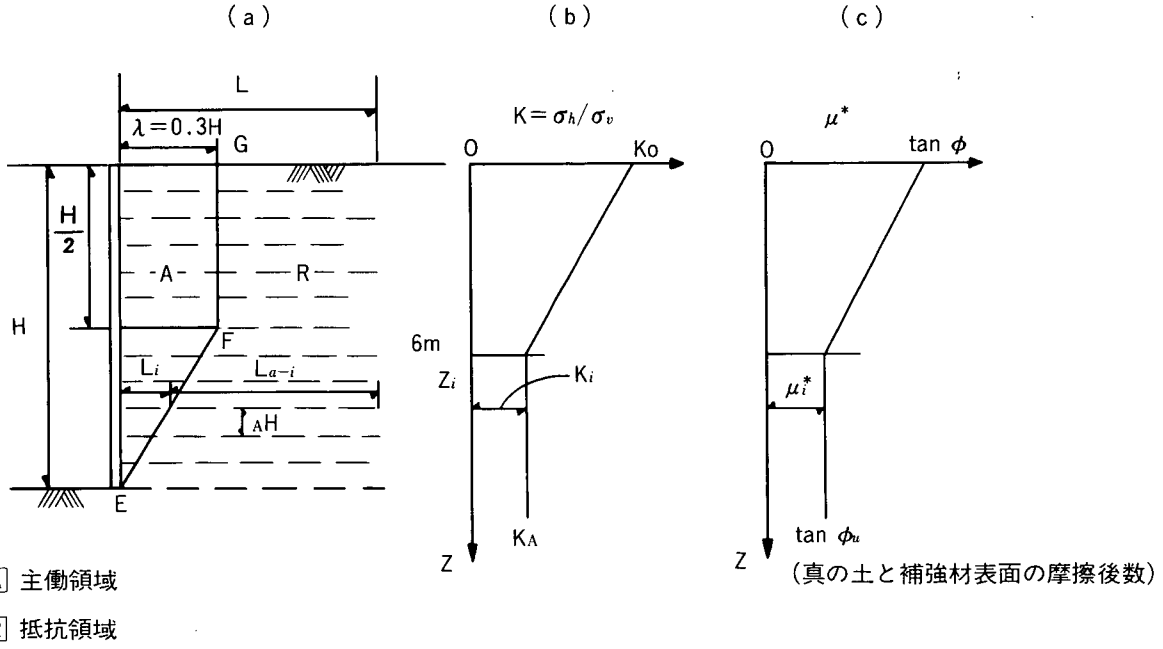


図6.2.1 フランスにおけるテールアルメ工法の実用設計法の概略[2)]

次の条件を満足する必要がある。[2)] 補強材iの引張力に対して

$$(Ti)\,req = Ki \cdot \sigma vi \cdot \triangle H \cdot \triangle S \quad \cdots\cdots(1)$$

$$(Ti)\,req \leqq Min\left[R_T / (SF)_{TR},\ T_{Ai} / (SF)_{PO} \right] \quad \cdots\cdots(2)$$

が満足されている必要がある。

ここに，△H，△S：補強材の鉛直間隔，水平間隔，T_{Ai} は引抜き抵抗力でbをストリップの幅とすれば $T_{Ai} = 2b \cdot \mu_i^* \cdot L_{\alpha i} \cdot \sigma_{vi}$ であり，$\sigma_{vi} = \gamma \cdot Z_i$ である。また全ての補強材の長さは同一でLとする。この設計方法の基本的考え方は，ⅰ）対象構造物の断面形状が鉛直壁面で水平天端である。ⅱ）補強材配置方法も基本的には同一（同じ長さ・密度，水平配置，パネルと補強材は結合）である。ことなどを主な理由として，破壊モードの変化は基本的にはないことを前提としている。

一方，日本におけるテールアルメ工法の設計法では盛土上方程，配置間隔を大きくし，下方程長さを短くすることがありうる設計法を採用している。[2)]

尚，補強土壁の設計にあたって地震の影響は文献(1)によれば重要度区分を考慮して検討するようになっている。重要度はS区分とG区分に分けられており，S区分とは不測の事態を生じた際，付近に重大な被害を及ぼし，またその複旧がきわめて困難な場合をさし，またG区分とはS区分以外の場合に地震の影響を考慮すればよく，一般的な条件下においてはG区分を適用すればよいことになっている。このときの設計水平震度(k_H) の算出にあたっては表6.2.1に示す示方書に準じている。S区分に該当するものについては文献1) を参照されたい。

表6.2.1　設計水平震度の算出に適用する示方書

用　途	示　方　書　等
道路構造物	道路橋示方書　V．耐震設計編（日本道路協会
鉄道構造物	耐震設計指針（案）　（日本国有鉄道）

また，地震時の土圧力は，次式を用いて算定している。

$$P_i' = P_i + \triangle P_i$$

$$\triangle P_i = 1/2\ (1 + Z/Ha)\ \alpha\ \cdot k_H \cdot P_n$$

ここにP_i'：i 段目のストリップにプ作用する地震時の土圧力（tf/m ）

P_i：i 段目のストリップにプ作用する常時の土圧力（tf/m）

$\triangle P_i$：i 段目のストリップにプ作用する地震時における増加土圧力（tf/m ）

Z　：仮想壁高Ha の頂部から着目するi 段目のストリップ位置までの深さ（m）

α　：地震時の増加係数

k_H：設計水平震度

P_n：最下段のストリップに作用する常時の土圧力（tf／m ）

地震時の土圧力については，従来，物部・岡部法による地震時の土圧係数K_{AE} を用いて算出していたが，補強壁は土中に補強材を埋設しているため，通常の土構造物や杭土圧構造物の場合とは異なった挙動を示すことから，図6.2.2に示すような地震時の土圧力の増力量を考えている。ここでEは，地震時設計係数と称せられ，図6.2.3に示すように入力加速度の関係で表わすことができるものと考えられる。Eの値は，K.L.Lee らの模型実験から$E = \alpha \cdot a/g = 1.4\ a/g$ が用いられている。しかしながら，その後の実大実験では$\alpha = 0.5 \sim 0.8$ と報告されており，また土木研究所での実験結果でも$\alpha = 0.38$ と測定されているが，安全側をみて$\alpha = 1.4$ が採用されたようである。

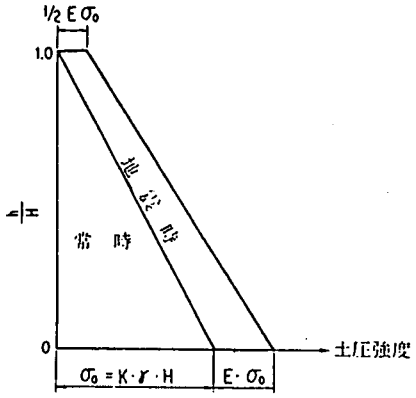


図 6.2.2　地震時における土圧強度の増加の模式図 [1)]

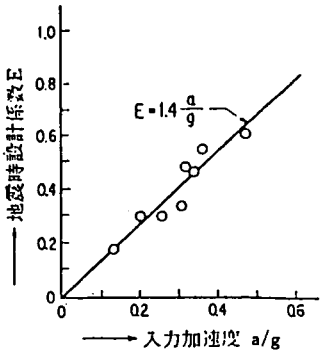


図 6.2.3　入力加送度と地震時設計係数Eの関係 [1)]

(2)　鉄筋挿入工法

本工法は，補強材を仮想すべり線以深まで打設するのか，あるいはその以浅までなのかで二つに分けられるようである。

1)　補強材が比較的短い工法

斜面を比較的短い補強材（ボルト φ 25 程度，$\ell = 2 \sim 3$ m）と斜面保護材（吹付けコンクリート，あるいは法枠）で安定化を図る工法がある。斜面保護等の方法の違いにより数種類の工法が提案されている。[3),4)] 本工法の基本概念は，ボルトを地山に打設するとその週辺の地山をボルトが一体化するので，ボルトを斜面にシステマティックに打つことにより地山に擬似擁壁効果を発現させ，斜面を安定化させることができると考えている。

つまり，アースアンカー工法などにみられるようにロックボルトを仮想すべり線の奥まで挿入し，すべり面におけるせん断抵抗力を増加させようとするものではない。

この擬似擁壁の安定については次の２点について考えている。

①　単ボルトとしての釣合い条件

②　擬似擁壁のせん断抵抗

①は単ボルトまわりの土塊のゆるみを押えることで地山を一体化する条件で，(3)式を満足する必要があり，②は一体化された土塊よりなる擬似擁壁が背面のゆるみ土圧によるせん断力に抵抗する条件である。

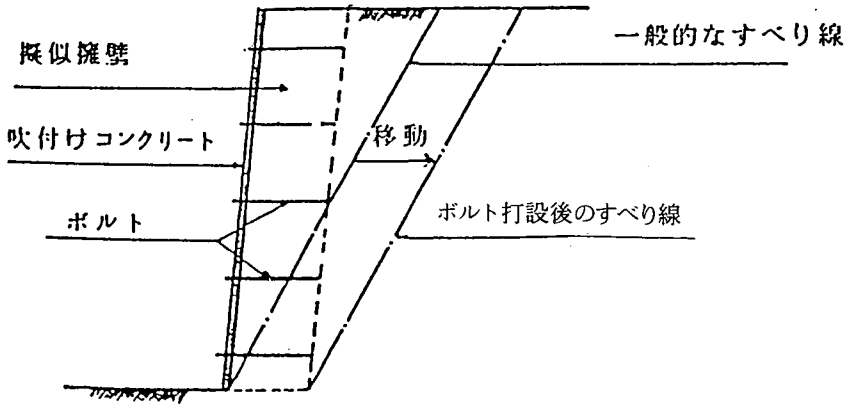
$$\ell = F_s \cdot T / \pi \cdot D \cdot \tau_c \quad \cdots\cdots (3)$$

$$\ell = F_s \cdot P_A / (\gamma h + g) \tan\phi + C \quad \cdots\cdots (4)$$

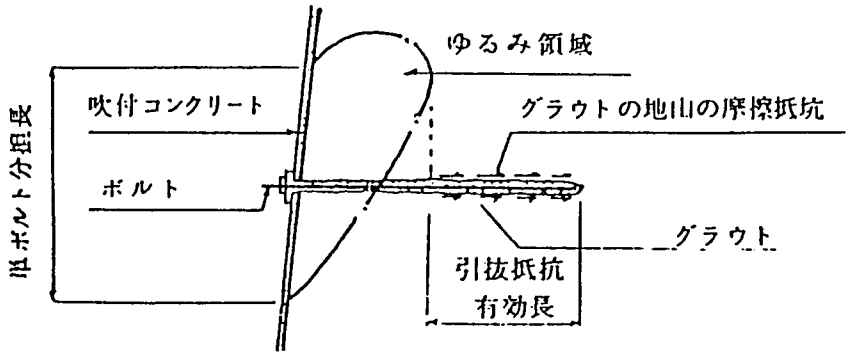
ここにT：補強材に作用する引張力

P_A ：クーロン主動土圧

尚，本工法において地震の影響を考慮した設計はあまりされてないようであるが，修正震度法を用いた方法などは提案されているようである。



(a) 擬似擁壁化の模式図



(b) 単ボルトの釣合い

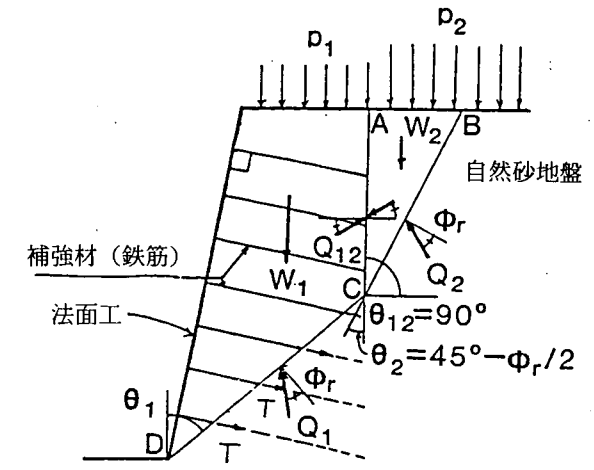
図 6.2.4 鉄筋（比較的短い）挿入工法の基本的考え方[3)]

2) 補強材を仮想すべり線以深まで打設する工法

j) ソイルネイリング（ＳＮ工法）

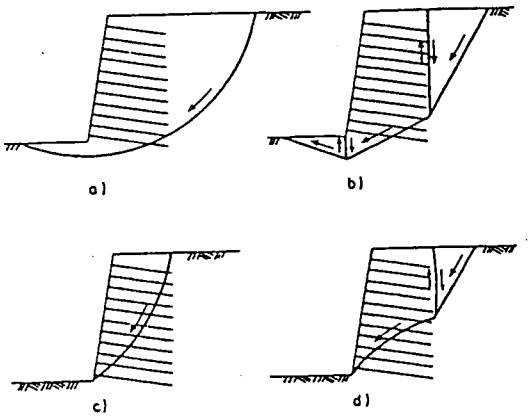
本工法はNail（ネイル）と呼ばれる補強材（特殊加工した鋼棒（鋼棒 ϕ 20 ～ 30 mm）あるいはプラスチック棒）を斜面内に挿入し，斜面から 50 cm程度までの部分のみセメントを注入し，合成補強土塊を作り出す工法である。この合成補強土塊は重力壁体と同じ働きをして法面を安定保持することができると考えられており，極限状態において滑動力はすべり面にそった抵抗力とすべり面似深に挿入された補強材の引抜き抵抗力とが釣合うと考えられている。

設計は，図 6.2.5 に示す如く Gudehus. Gässler によって提案された極限つり合い法によって行われており，図中に示すＣの位置は，補強領域の背面で，$\theta = 90°$，$\theta_2 = 45° - \theta r / 2$ の時に最も小さくなると報告されている。ϕ としては残留時の値 θr を用いている。[2)]



$\overline{AB}.\overline{BC}.\overline{CD}$: すべり面
W_1, W_2: 自重
Q_1, Q_2, Q_{12}: すべり面に作用する合力
Φ_r: 残留内部摩擦角
T: 鉄筋伸張力

(a) Nailing の設計方法の概要

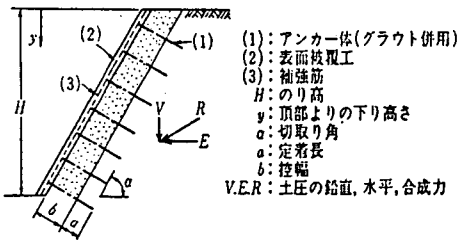


(b) Nailing 工法で最も低い安全率を与えないすべり面

図 6.2.5　ソイルネイル工法の概要[2)]

表 6.2.2　ルートパイル分類表

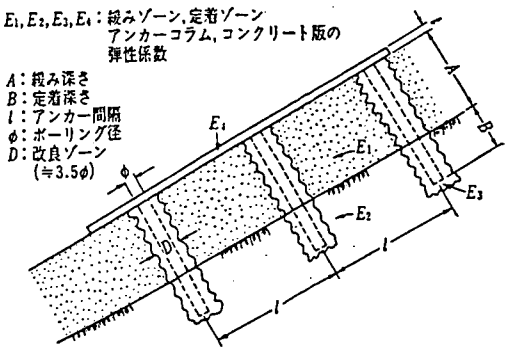
型式	荷重	荷重型式	土留め工の型式
Ⅰ型	小	一般 土圧型	・重力擁壁型 ・土留め〃
Ⅱ型	小～大	表層 すべり型	・立体トラス型 ・ソリッド〃 ・柱列型 ・連続パイル型



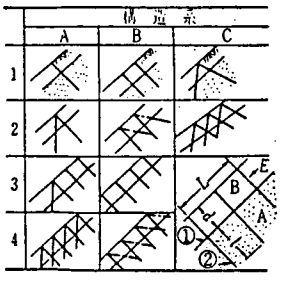
(1)：アンカー体(グラウト併用)
(2)：表面被覆工
(3)：補強筋
H：のり高
y：頂部よりの下り高さ
α：切取り角
a：定着長
b：控幅
V.E.R：土圧の鉛直，水平，合成力

ルートパイル・タイプ(1)の概要図

(b)



(a)



A：不動基盤
B：緩みゾーン
E：緩みゾーン骨剤力
L：RC版またはけた
d：緩み厚さ
l：定着長
①：すべり面
②：アンカー

注）A：直杭と斜杭の混合型
B：直杭型
C：斜型
1～4：杭の列数が増加

ルートパイル・タイプ(2)の構造系

(c)

図 6.2.6　ルートパイル工法の概要[5)]

ii) ルートパイル工法

本工法は，ルートパイルと呼ばれる直径100㎜程度のモルタルト鋼棒（あるいは鋼線）からなる現場打ちパイルを地盤に設置して補強する工法であり，その使用目的，地山の状況，規模等によって表6.2.2に示す如く二つのタイプに分類されている。[2)]

I) タイプⅠ：緩みゾーンが最大2m程度の比較的浅い場合

II) タイプⅡ：緩みゾーンが最大20m程度の深い場合

原理は図6.2.6に示すように3層系より成立し，中間の緩みゾーンを多数のアンカーで表層部と下層部により一体化することにある。[5)]

タイプⅠの設計法は通常のもたれ擁壁と同様である。タイプⅡは地山にアンカーを立体トラス状に建込み，緩みゾーン内の滑動力に抵抗させるとともに，アンカー孔を利用してグラウト注入を行い，緩みゾーンの固結化を図るところに特徴がある。アンカーは原則としてプレストレスをかけず，RC杭として設計する。タイプⅡの設計法は緩みゾーンの横抵抗を無視する場合と考慮する場合の2ケースに区分される。

また前述したルートパイルを三次元的に配置する工法もある。[6)] その概要を図6.2.7に示す。

この工法の設計の考え方は，伸張補強の場合，のり面を構成する土の最小ひずみの方向は図6.2.7(a)に示すようにすべり線に対して $45° + \frac{\phi}{2}$ の方向になるので，この方向にルートパイ

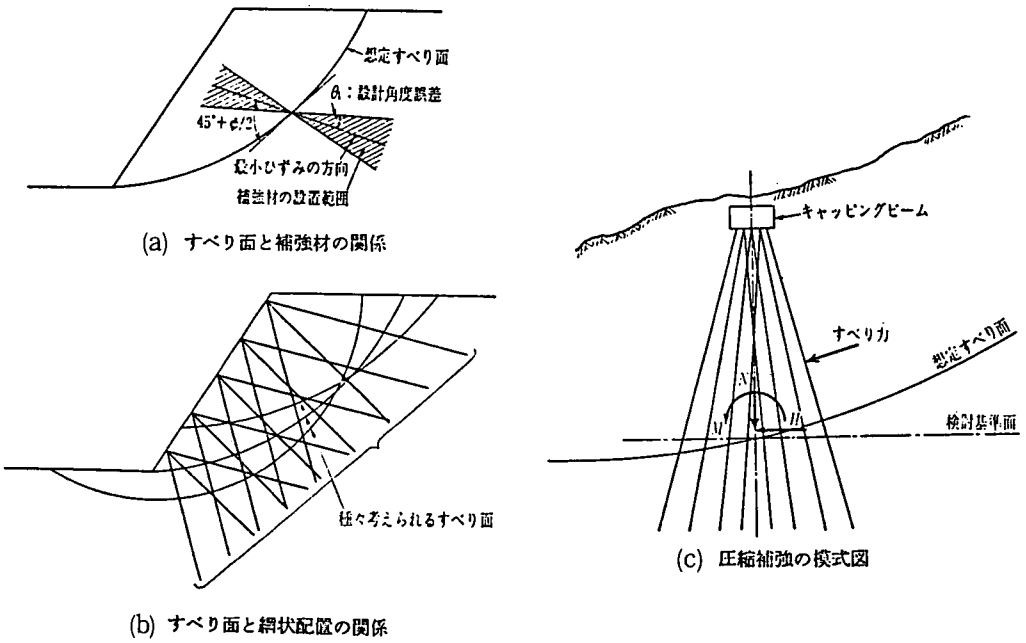


図6.2.7 三次元的に配置したルートパイル工法 [6)]

ルを配置すれば土の伸びが拘束されて最小主応力が増加し，その結果土のせん断強度の増加をもたらすことを基本としている。

その時付加された強度は，付加粘着力で評価でき，その値 $\triangle C_R$ は次式で表わされている。[6)]

$$\triangle C_R = R_T / \triangle H \cdot \triangle B \cdot \sqrt{N\phi} \ / 2$$

$$N\phi = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi} \qquad \cdots\cdots(5)$$

また圧縮補強の場合，図6.2.7(C)のように補強範囲をルートパイルの補強体と考え，そこえ鉛直力，水平力，曲げモーメントが働いた場合の最大応力が許容値以内となるような設計を行っている。[6)]

ルートパイルのスチールとモルタルの弾性係数比をn＝15，ルートパイルと地山の弾性係数比をm＝30～200程度と考えて，応力を分配して検討している。

iii) そ の 他

補強材（アンカー鋼棒）を想定されるすべり面以深に挿入し，この補強材の頭部をファスナー材（ターンバックル）で連結後緊結し，補強材挿入範囲の地山の一体化を図って斜面を安定させる工法などもある。その概要を図6.2.8に示す。補強材の頭部締め付けによるファスナー効果は

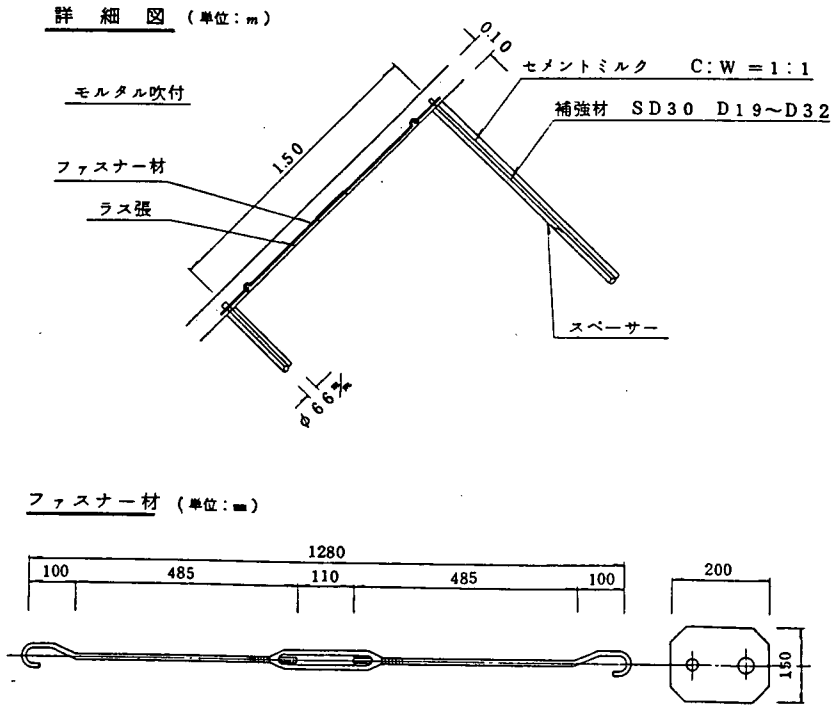


図6.2.8 補強材の頭部を緊結した例[8)]

補強材のダイラタンシー効果による周面粘着力により表わされるものとされており，その周面粘着力（C''）は実験により求められたC''＝0.30（tf/㎡）が用いられている。[7), 8)]

以上のような補強土工法の中でも，原地盤を対象とした場合には，テールアルメ工法的なものの利用は考え難く，ルートパイル的に小杭または鉄筋のような細長比の高い材料の打設または挿入を図る工法の方が適用性が高いと思われる。

このような棒状の材料を挿入した地盤の動的性状に関する研究は筆者らの知る限りでは皆無である。しかし，このように補強された地盤に静的な（一方向の）せん断力が加わったときの性状と言った観点からは，アンカー，地すべり防止杭等を始め，かなりの既往の研究がある。このような研究の１例として，Gray 他は引張剛性が高く，細長比の高い材料による砂の補強メカニズムを以下のように述べている。[9)]

図6.2.9のように，せん断面に直角方向に補強材が挿入されているときに，せん断ひずみ角がθまでせん断されたとすると，補強材によるせん断強度の増加$\triangle S_R$は次式で評価される。

$$\triangle S_R = t_R [\sin\theta + \cos\theta \cdot \tan\phi] \cdots\cdots (6.2.1)$$

ここに，t_R：土の単位面積あたりの補強材の引張応力

ϕ：砂の内部摩擦角

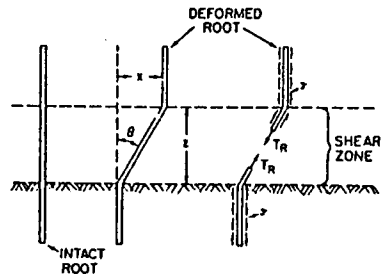


図6.2.9　補強材の模式図（直角方向の場合）[9)]

上式の右辺第１項は補強材の引張力のせん断方向成分で，右辺第２項は補強材の引張力のせん断直角方向成分による摩擦力である。

したがって，同一のせん断力に対して，補強材があれば（6.2.1）式で表わされる分だけせん断ひずみが減少する。言いかえればせん断剛性が増加することになる。

以上のようなメカニズムは，一方向のみへのせん断であること，せん断に併いせん断層の厚さが一定であること，せん断に伴う過剰間隙水圧の発生がないとしている点で，繰返しせん断時にそのまま適用されるとは言えないが，このような補強材による補強メカニズムの基礎を説明していると考えられる。

（東急建設）

6.3. 排水補強杭に関する繰返しねじりせん断試験

(1) 実験目的

排水のない場合の補強杭により補強された地盤の動的強度に基づく補強効果を定量的に把握し，その補強効果を統一的に表示できるパラメータを見い出すため，中空豊浦砂供試体を用いた非排水繰返しねじりせん断試験を実施した。

(2) 実験方法

用いた砂は豊浦砂で，その物理特性を表6.3.1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く方法で求めたものである。

供試体の形状は，高さ10cm外径10cm内径６cmの中空円筒供試体で，メンブレンは，内外とも，ラテ

ックス 0.2 ㎜厚のものも用いた。拘束圧 σ'_c = 0.3 Kgf/㎠ 時に，供試体の空気を二酸化炭素と置換し，脱気水を循環させた後，背圧 σ_{BP} = 2.0 Kgf/㎠ をかけて飽和化をはかり，B値をチェックした。所定のB値を満足しない供試体は，この時点でさらに脱気水を循環させ，すべて 0.99 以上のB値を満足させた。

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

表 6.3.1

圧密方法は，$K \fallingdotseq \sigma'_{hc}/\sigma'_{vc}$ = 0.3 Kgf/㎠時の間隙比を用いた。），平均有効拘束圧 σ'_{mc} = 1.0 Kgf/㎠ の異方圧密（$\sigma'_{vc} = \sigma'_{hc}$ まで等方圧密の後に，σ'_{vc} のみ増加させた。）で，平均有効拘束圧 σ'_{mc} は，次式で求めている。

$$\sigma'_{mc} = \sigma'_c = \frac{\sigma'_{vc} + 2\sigma'_{hc}}{3} \quad (Kgf/㎠) \quad \cdots\cdots (6.3.1)$$

せん断方法は，軸方向をベアリングランプで固定し，等体積単純せん断過程を再現した。載荷荷重は，0.1 Hz の正弦波荷重とした。

せん断ひずみは，内半径 r_i 外半径 r_o の平均せん断ひずみ γ^* を次式で求めた。

$$\gamma^* = \frac{\theta^* (r_o + r_i)}{2H} \quad \cdots\cdots (6.3.2)$$

ここで，θ^*：角転角（rad），H：せん断時の供試体高，また，せん断応力 τ_{cy} は，次式により算定した。

$$\tau_{cy} = \frac{\tau_E + \tau_R}{2} \quad \cdots\cdots (6.3.3)$$

$$\tau_E = \frac{4}{3\pi} \frac{(r_o^3 - r_i^3)}{(r_o^2 - r_i^2)(r_o^4 - r_i^4)} \cdot T \quad \cdots\cdots (6.3.5)$$

$$\tau_R = \frac{3}{2\pi} \frac{T}{(r_o^3 - r_i^3)} \quad \cdots\cdots (6.3.5)$$

ここでは，r_o：外半径，r_i：内半径，T：トルクカ。

供試体の作成方法は，空中落下法によった。図3.3.1に示すように，約8㎝の小杭をペデスタル上ポーラスストーンから約1㎝浮かせた状態でつるし，豊浦砂をロートから自由落下させてつめ込んだ。したがって小杭は，キャップ・ペデスタルからは，完全に離れた状態で挿入されたことになる。

排水のない場合の補強杭モデルとして用いた小杭部材は，アルミ合金性の材質をもった円柱棒で，その周面には，エポキシ系接着材で豊浦砂を付着させた。その理由は，小杭の地盤への底着を考えた

からである。用いた小杭部材は3種類で，それぞれの性質を表6.3.2に示す。小杭の配置位置は，図6.3.2に示すように，3種類の部材について，それぞれ，4本・8本・16本の等間隔配置とした。小杭の供試体に対する断面充てん率は，表6.3.3に示すように，A／As ＝0.19％～4.65％となる。

相対密度 D_r ％は，圧密度後の豊浦砂のみの値とし，小杭および接着材付着した砂分は，密度に影響しないように体積を差し引いて計算した。相対密度は，次式により求めた。

$$D_r = D_{rc} = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \times 100\ (\%) \quad \cdots\cdots\ (6.3.6)$$

(3) 実験結果および考察

1) 実験結果の整理方法について

せん断応力 τ_{cy} を平均有効主応力 σ'_{mc} ＝1.0 Kgf／cm² で正規化したせん断応力比 $SR = \tau_{cy}/\sigma'_{mc}$ をあらかじめ所定の値に制御し，供試体の間隙比eを種々変化させる実験方式により，所定のせん断ひずみが生ずる繰返し回数に基づく整理を行った。

図6.3.3は，実験結果の時刻歴出力例を示したもので，結果は，繰返し応力比 $SR = \tau_{cy}/\sigma'_{mc}$，せん断ひずみ γ (％)，過剰間隙水圧比 $\triangle u/\sigma'_{mc}$，有効上載圧の減少量 $\sigma'_{vc} - \sigma'_{hc}$ (Kgf／cm²)，供試体鉛直方向変化量 $\triangle H$(％)について出力している。ここで，(a)は，無処理豊浦砂の結果，(b)は，表6.3.2に示した部材(iii)を4本配置（nEA＝78464 Kgf）した場合の結果である。

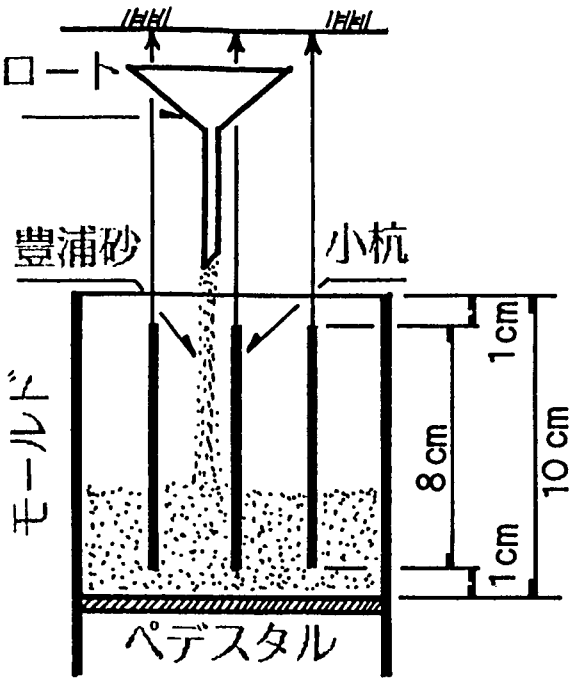


図6.3.1

表6.3.2

部材	‹ i ›	‹ ii ›	‹ iii ›
断面積 A (mm²)	1.96	8.66	12.26
長さ L (cm)	8.05	8.08	8.32
E／10⁵ (kgf/cm²)	3.8	1.3	1.6
EI (kgfcm²)	5.3	10.2	54
EA (kgf)	7448	11258	19616

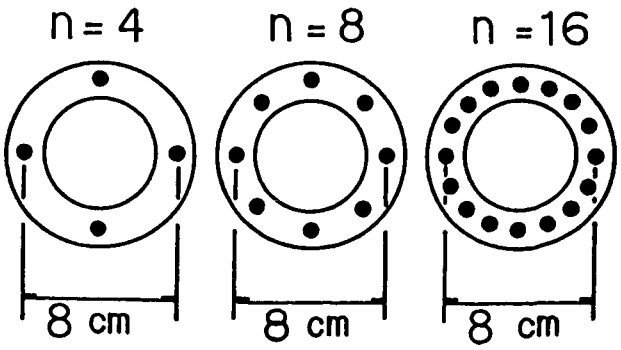


図6.3.2

この両者を比較すると，せん断ひずみが大きく発生してくるまでに要する繰返し回数，言い換えれば，過剰間隙水圧の上昇する過程が相当異なってくることが分かる。過剰間隙水圧比△n／σ'_{hc} ＝0.5に至るまでの繰返し回数を見ると，(a)の無処理の場合は，4回程度であるのに対して，補強した(b)では，70回弱程度とかなりの回数増加が

表6.3.3

(%)	‹i›	‹ii›	‹iii›
n=4	0.19	0.82	1.16
n=8	0.38	1.64	2.33
n=16	0.76	3.29	4.65

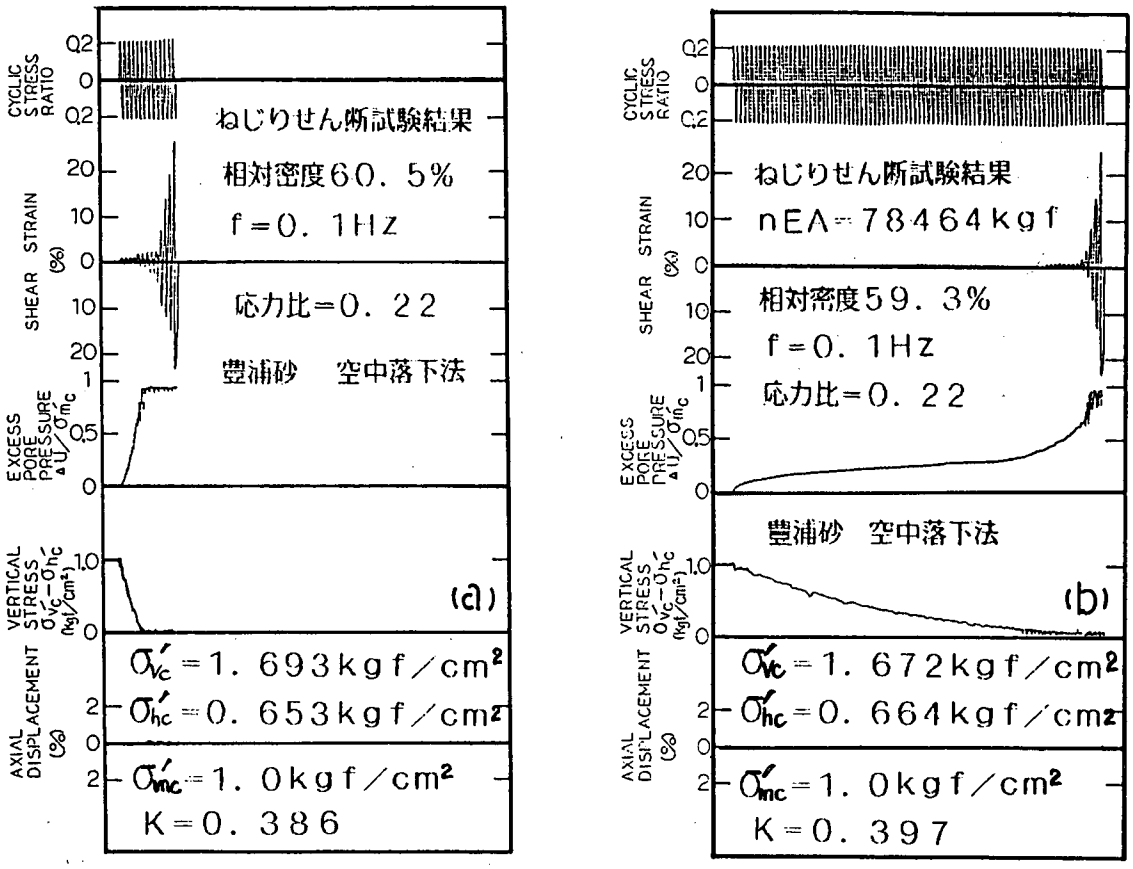


図6.3.3

認められる。この図6.3.3に示した例は，せん断応力比SR＝τ'_{cy}／σ'_{mc} ＝0.22と比較的小さいこともあるが，図6.3.4図6.3.5に示すように，例えば，SR＝0.4程度の大きな応力比に対しても，補強時の回数増加は認められる。

図6.3.4図6.3.5は，それぞれ，相対密度50％，70％に密度補正し，両振幅せん断ひずみ3％，15％が生ずるまでの繰返し回数Ncとせん断応力比SRの関係例を示したものである。ここで，図中の(a)(b)(c)は，小杭の配置本数別結果を示したものである。図中の表記方法は，表6.3.4に示すと

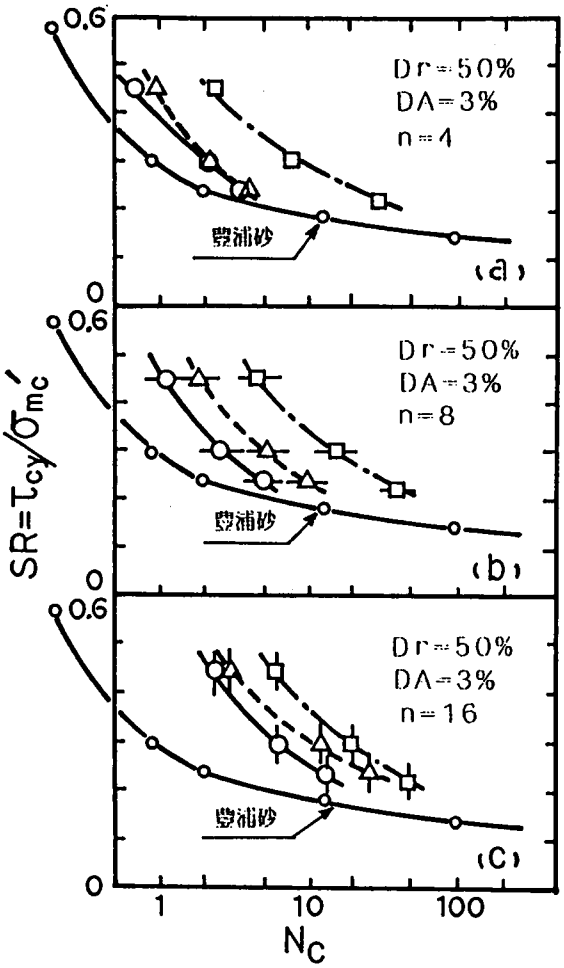


図 6.3.4

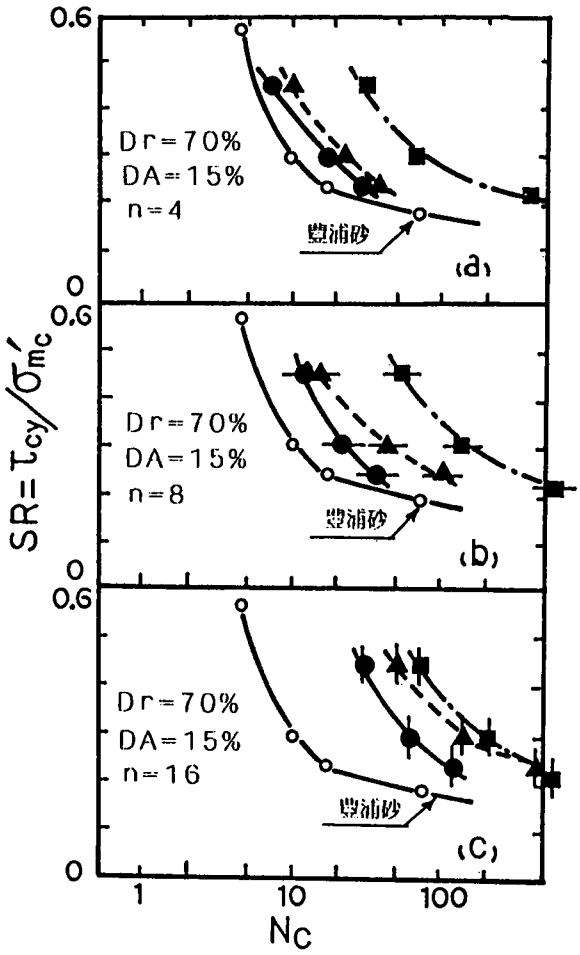


図 6.3.5

表 6.3.4

相対密度	$D_{rc}=50\%$			$D_{rc}=70\%$		
小杭部材	(i)	(ii)	(iii)	(i)	(ii)	(iii)
n=4	○	△	□	●	▲	■
n=8	⊸	⊸	⊸	⊸	⊸	⊸
n=16	○	△	□	●	▲	■

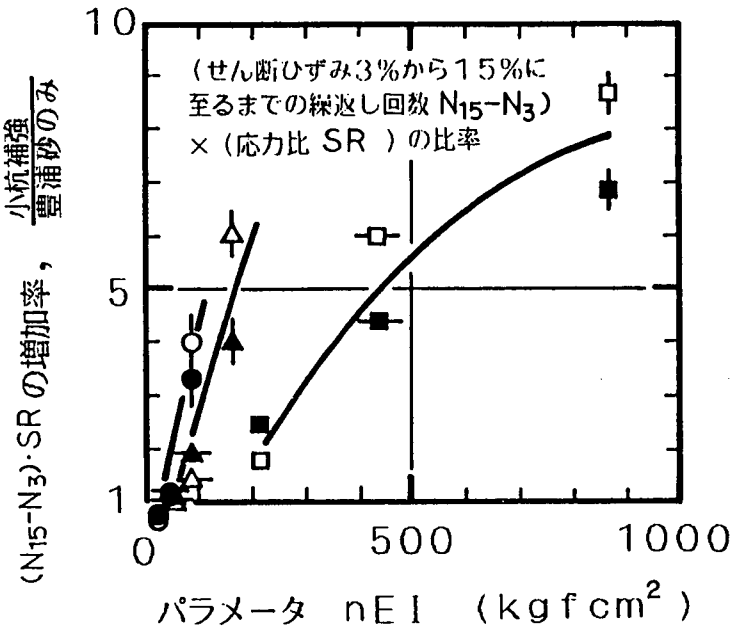

10
5
1
0
500
1000
(せん断ひずみ3%から15%に
至るまでの繰返し回数 N15-N3)
×(応力比 SR)の比率
(N15-N3)・SRの増加率, 小杭補強 / 豊浦砂のみ
パラメータ nEI (kgfcm2)

図 6.3.6

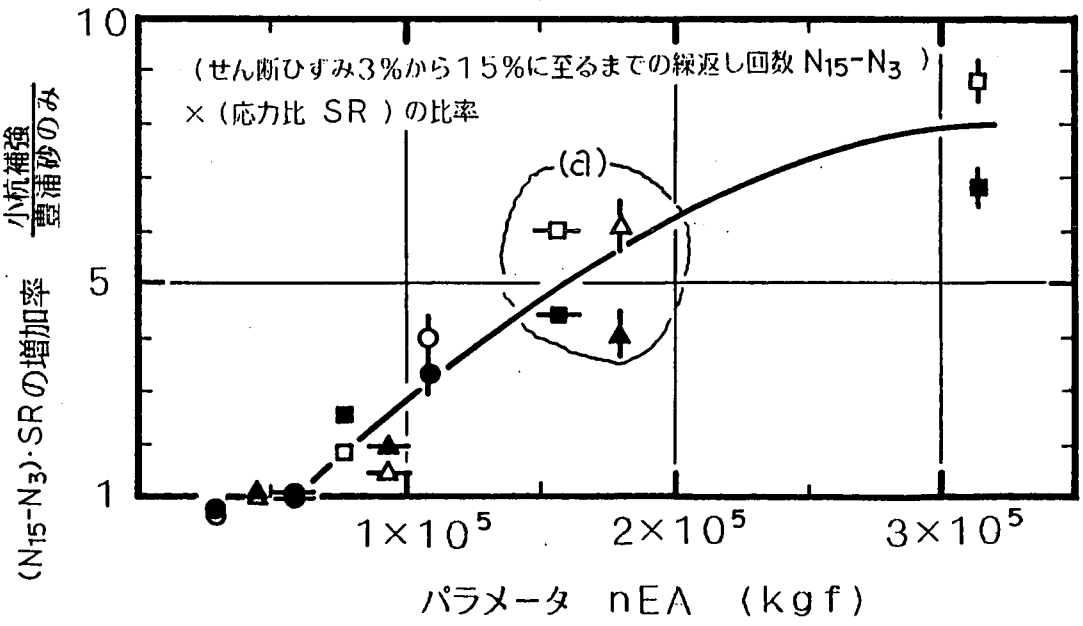

10
5
1
1×10^5
2×10^5
3×10^5
(せん断ひずみ3%から15%に至るまでの繰返し回数 N15-N3)
×(応力比 SR)の比率
(a)
(N15-N3)・SRの増加率 小杭補強 / 豊浦砂のみ
パラメータ nEA (kgf)

図 6.3.7

おりで，以後のデータ値も，同様の表記方法で行っている。ここに例示したSR～Nc関係を基に，補強時と無処理との比較を行った。

2）パラメータ（$N_{15}-N_3$）・SRの比較

図6.3.6，図6.3.7は，せん断ひずみが3%から15%に至るまでの繰返し回数$N_{15}-N_3$にその時のせん断力比SRをかけあわせたパラメータ（$N_{15}-N_3$）・SRについて，小杭補強時の無処理に対する増加率を示したものである。ここで，補強の程度を評価するパラメータとして，nEI（本数n×弾性系数E Kgf／cm²×断面2次モーメントI cm⁴）とnEA（本数n×弾性係数E Kgf／cm²×断面積A cm²）を用いた。

パラメータ（$N_{15}-N_3$）・SRは，3%せん断ひずみ，すなわち，概略初期液状化に至った後に，小杭の補強効果がどの程度あるかを表わしている。図6.3.6図6.3.7を見ると，（$N_{15}-N_3$）·SRの増加率は，nEIよりもnEAの方が，より統一的な表示がなされている。例えば，図6.3.7中の(a)の部分を見ると，本数n，断面積Aが異なっていても，nEAの値として同様であるならば，同様な（$N_{15}-N_3$）・SRの増加率を与えている。

以上の結果は，例え緩い砂地盤でも，nEA（Kgf）の高い補強をすると，地盤中の過剰間隙水圧が有効拘束圧に等しくなっても，急激なひずみの進行，言い換えれば，破局的大破壊は，防止し得る場合もあることを示している。

3）せん断ひずみ3%までの比較

一方，図6.3.3で述べたように，概略初期液状化までの顕著な補強効果を調べたのが図6.3.8から図6.3.11である。図6.3.8図6.3.9は，正弦波繰返し回数20回で，せん断ひずみ3%が生ずる時の応力比$C_1 \cdot R_l$（三軸試験による応力比R_lに補正係数C_1を乗じた表示方法をしている。）について小杭補強時の無処理地盤に対する増加率を示したものである。したがって，応力比$C_1 \cdot R_l$の増加率は，道路橋示方書耐震設計編における安全率F_L値の増加率と等価な表示である。図6.3.8図6.3.9を見ると，補強の程度を評価したパラメータnEIおよびnEAのいずれに対しても，相対密度によって，$C_1 \cdot R_l$の値の増加率が異なってくる。この図を見る限り，補強地盤そのものの密度が高ければ高いほど，補強効果は大きくなるということが言えるかもしれない。しかし，図6.3.4図6.3.5に示したように，強度曲線SR～ℓog Nc関係は，相対密度により，その形状・位置関係は異なるため，たまたま，繰返し回数20回において上記のような補強効果の密度による差が顕著に現れたのかもしれない。したがって，補強効果に及ぼす砂の密度の影響については，応力比だけに基づいた検討ではなく，詳細な応力～ひずみ関係に基づいた検討が必要となろう。

図6.3.10図6.3.11は，せん断応力比$\tau_{cy}/\sigma'_{vc} = (1+2Ko)/10$，$\tau_{cy}/\sigma'_{mc} = 0.3$の時に，せん断ひずみ3%が生ずるまでの繰返し回数$N_3$の増加率を調べたものである。この関係を見ると，図6.3.8図6.3.9に示した応力比の増加率のような密度による差は小さい。図6.3.10のnEIをパラメータとした場合，部材のEIの大小により，N_3の増加率の傾向は異なってくるが，図6.3.11のnEAをパラメータとした場合は，その差は小さい。特に，図6.3.11中の(a)および(b)の部分を見ると，図6.3.7と同じく，n，E，A，がそれぞれ異なる部材でも，nEAの値により，同様な結果とな

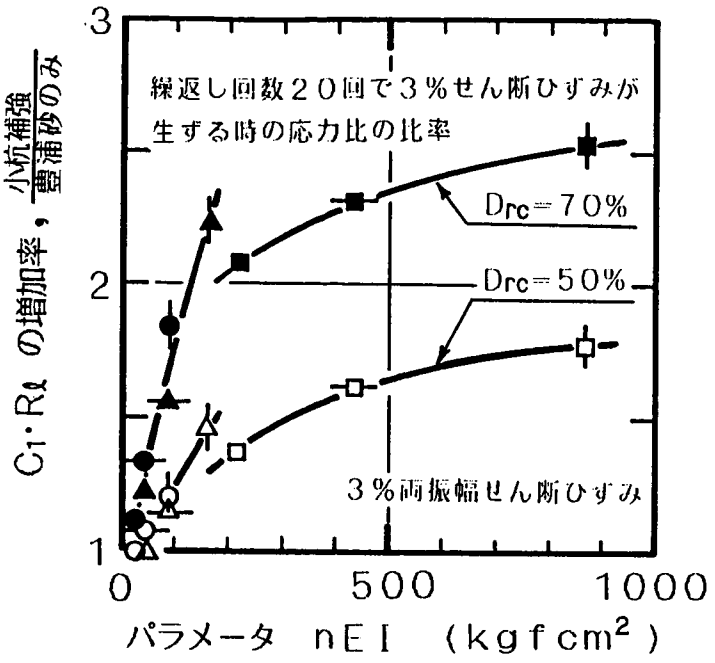

繰返し回数２０回で３％せん断ひずみが
生ずる時の応力比の比率
Drc＝７０％
Drc＝５０％
３％両振幅せん断ひずみ
C1・Rl の増加率，小杭補強 / 豊浦砂のみ
パラメータ nEI （kgfcm²）
0
500
1000
1
2
3

図 6.3.8

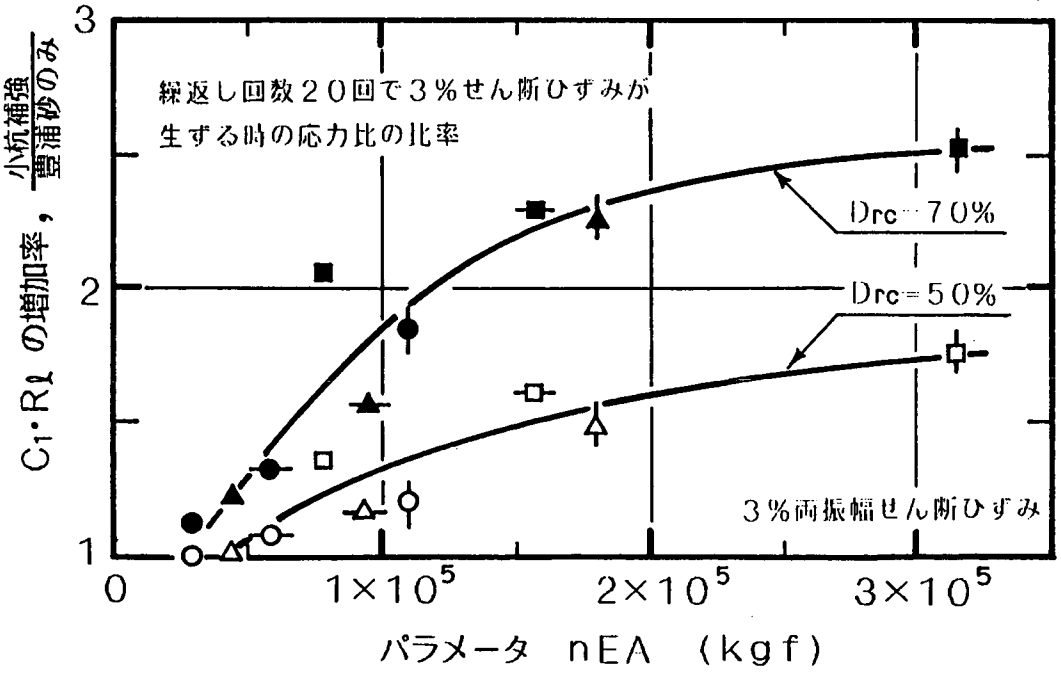

繰返し回数２０回で３％せん断ひずみが
生ずる時の応力比の比率
Drc＝７０％
Drc＝５０％
３％両振幅せん断ひずみ
C1・Rl の増加率，小杭補強 / 豊浦砂のみ
パラメータ nEA （kgf）
0
1×10⁵
2×10⁵
3×10⁵
1
2
3

図 6.3.9

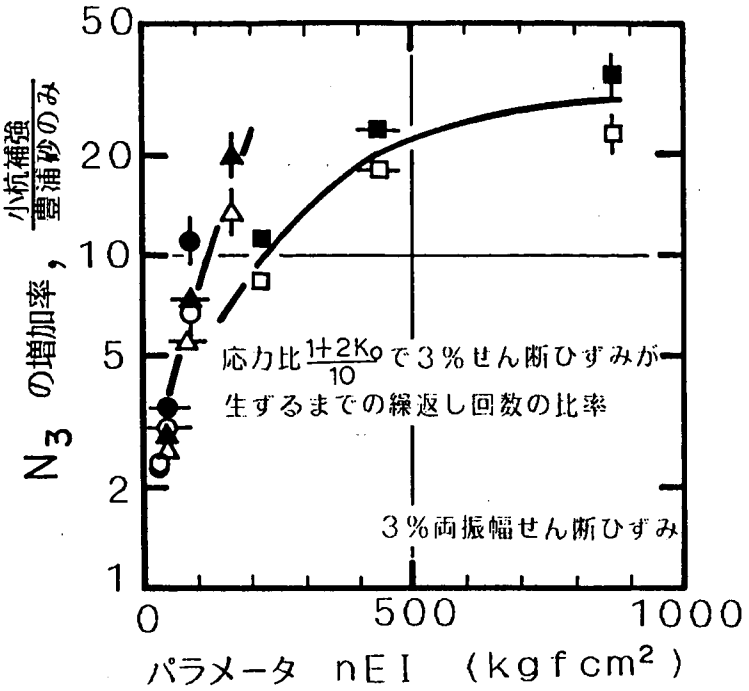

50
20
10
5
2
1
0
500
1000
N_3 の増加率，小杭補強 / 置換砂のみ
応力比 $\frac{1+2K_0}{10}$ で3%せん断ひずみが
生ずるまでの繰返し回数の比率
3%両振幅せん断ひずみ
パラメータ nEI (kgf cm²)

図6.3.10

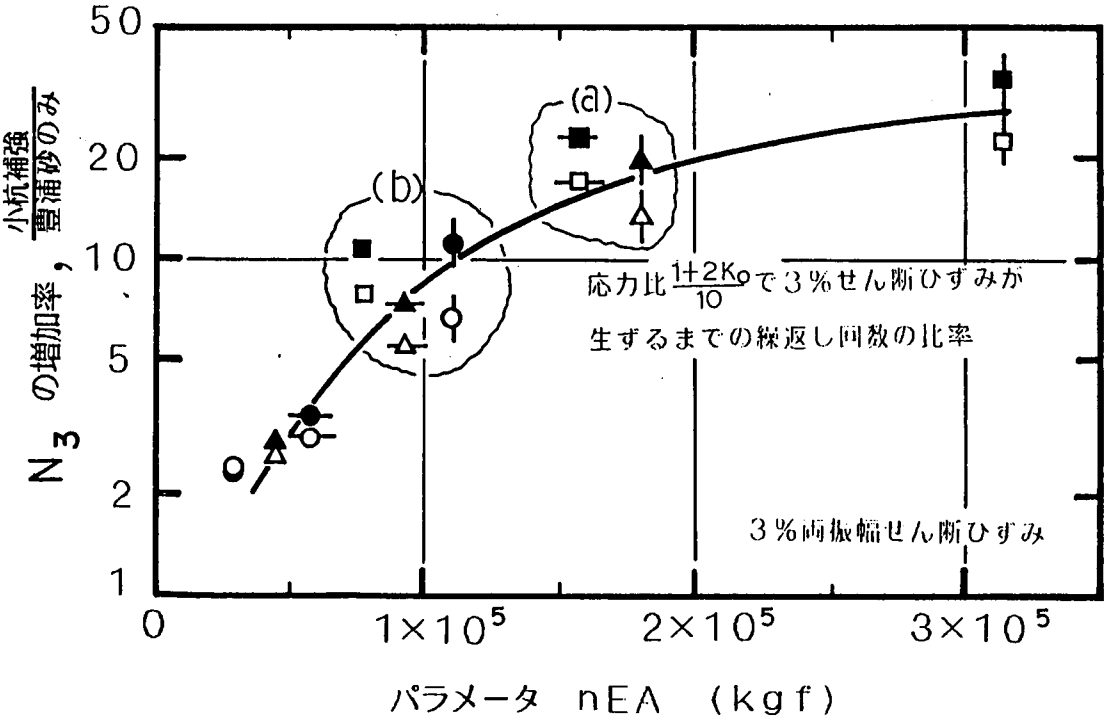

50
20
10
5
2
1
0
1×10⁵
2×10⁵
3×10⁵
(a)
(b)
N_3 の増加率，小杭補強 / 置換砂のみ
応力比 $\frac{1+2K_0}{10}$ で3%せん断ひずみが
生ずるまでの繰返し回数の比率
3%両振幅せん断ひずみ
パラメータ nEA (kgf)

図6.3.11

り得る。

せん断ひずみ3％が生ずるまでの繰返し回数N_3の増加率は，図6.3.3に例示した過剰間隙水圧の上昇率と反比例の関係にある。この反比例関係は，必ずしも線型ではないので，具体的数値で示すことはできないが，同一のせん断応力比かつ同一の繰返し回数のもとでは，発生する過剰間隙水圧を抑制する効果がかなり期待できそうである。

以上，図6.3.8から図6.3.11までで述べてきた「補強効果」は，動的強度，特に液状化過程上，最も重要な有効拘束圧が低下してゆく状態でのものである。したがって，低有効拘束圧下での「補強効果」が，かなり期待できそうだということが言えよう。

図6.3.12は，図6.3.7図6.3.9図6.3.11をパラメータｎＥＡ／Ａｓ（Kgf／cm²，Ａｓ：供試体断面積cm²）で表示したものである。小杭１本当りの面積的分担率については，中空供試体の半径方向と円周方向で差が生じてくるが，応力的な全体の釣合からは，常に$\sigma_r = \sigma_0$なる関係が満足されていることから，供試体全体として得られた平均的ｎＥＡ／Ａｓを，等分布な配置に変換する等価面積分担率を用いてみるとｎＥＡ／Ａｓ＝5000kgf/cm²という値は，補強杭径20cm²，$E = 3 \times 10^5$kgf/cm²のものを中心間隔1.4ｍ程度で設置した状態に相当する。

4）推定される補強メカニズム

図6.3.13は，せん断変形をした補強材挿入時の土の要素をモデル化したものである。ここで，τは要素全体のせん断強度，σ'_0は要素に作用する平均直応力，τ_sは土のせん断強度，σ'_{0s}は土に作用している平均直応力，θは補強材とσ'_0方向となす角度（ここで，主応力は連続的に回転するが，σ'_0はしないものとする。）t_Rは補強材に作用する

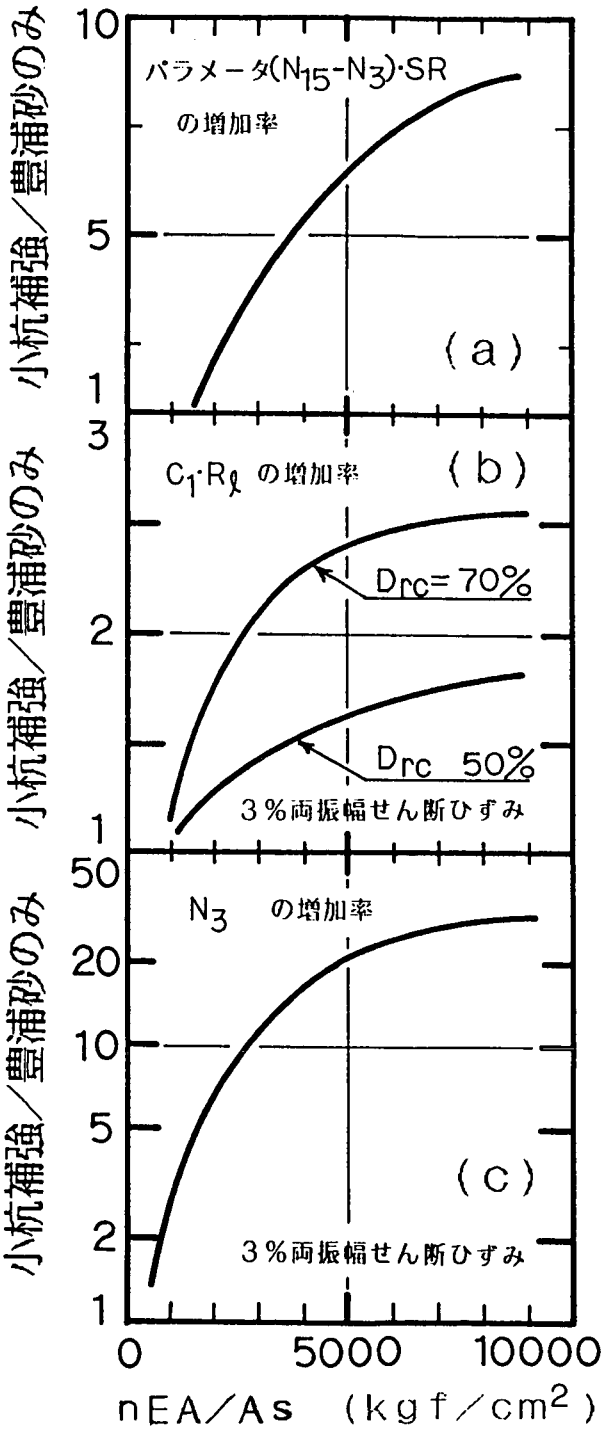


図6.3.12

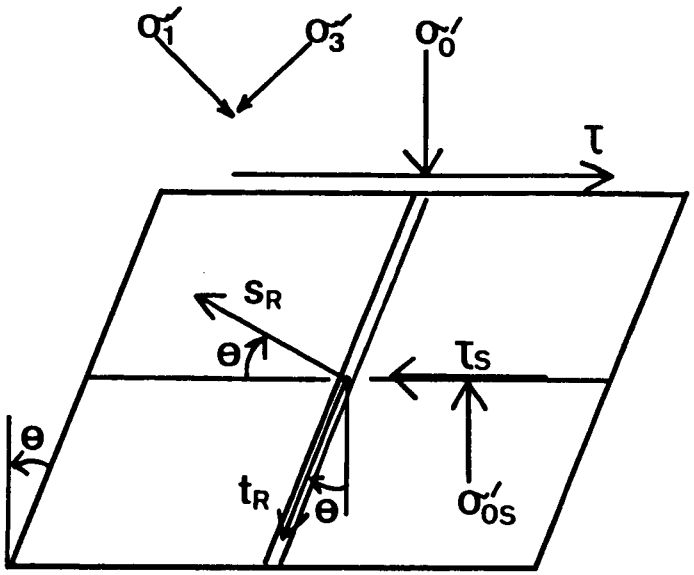


図 6.3.13

引張力，S_R はせん断面についてのせん断力である。今，土のせん断強度を次式で表わす。

$$\tau_s = \sigma'_{os} \tan\phi \quad \cdots\cdots (6.3.7)$$

一方，応力のつりあい条件から次式が得られる。

$$\tau_s = \tau - t_R \sin\theta - S_R \cos\theta \quad \cdots\cdots (6.3.8)$$

$$\sigma'_{os} = \sigma'_o + t_R \cos\theta - S_R \sin\theta \quad \cdots\cdots (6.3.9)$$

（6.3.8）（6.3.9）式を（6.3.7）式に代入すると，

$$\tau = \sigma'_o \tan\theta + t_R(\sin\theta + \cos\theta \tan\phi) + S_R(\cos\theta - \sin\theta \tan\phi) \quad \cdots\cdots (6.3.10)$$

となる。ここで，せん断が小さく，$S_R \approx 0$ として，$\sin\theta \fallingdotseq 0$，$\cos\theta \fallingdotseq 1$ とすると，

$$\tau = (\tau'_o + t_R)\tan\phi \quad \cdots\cdots (6.3.11)$$

t_R は土の単位面積当りの補強材の引張力であるから，

$$t_R = \frac{n E A}{As} \bar{\varepsilon} \quad \cdots\cdots (6.3.12)$$

となる。ここで，E：補強材の弾性係数，n＝補強領域内の補強材本数，A：補強材1本当りの面積，As：補強領域全体の面積（したがってAs／n は補強材1本当りの土の面積），$\bar{\varepsilon}$：土のせん断

に伴う補強材の伸びひずみである。

$\bar{\varepsilon}$は，幾何学的関係から

$$\bar{\varepsilon} \approx \alpha\left(\sqrt{1+(\tan\theta)^2}-1\right)=\alpha\left(\sqrt{1+\theta^2}-1\right) \cdots\cdots (6.3.13)$$

さらに，マクローリン展開を2次まで行うと，

$$\bar{\varepsilon} \approx \alpha \frac{\theta^2}{2} \quad \cdots\cdots (6.3.14)$$

となる。ここでは，αは0～1の値をとる補強材と砂との摩擦力に関する係数，θは$\tan\theta = \gamma/2$。

したがって（6.3.12）式より，

$$t_R = \frac{nEA}{As} \cdot \frac{\alpha\theta^2}{2} \quad \cdots\cdots (6.3.15)$$

となる。（6.3.15）式を（6.3.11）式に代入すると，

$$\tau = \left(\sigma_0' + \alpha \cdot \frac{nEA}{As} \cdot \frac{\theta^2}{2}\right)\tan\phi \quad \cdots\cdots (6.3.16)$$

が得られる。

この（6.3.16）式から次のことが分かる。

① σ_0',αが一定の時，せん断ひずみ$\tan\theta$に対する補強材の効果は，nEA／As で表わされる。

② σ_0'，αが一定の時，補強材の効果は，せん断ひずみ$\tan\theta$が大きくなるほど顕著である。

③ 他の条件が同一の時，σ_0'が大きいほど補強材の効果は相対的に減少する。

5）ま と め

① 補強された供試体は，無処理の供試体に比べて，ひずみが増大し始めるまでの繰返し回数が相当増加する。

② また，過剰間隙水圧が上昇しきった後も，大ひずみに至るまでには，ある程度の変形拘束効果もある。

③ 以上の補強効果は，パラメータnEA／As で定量化できそうである。

（東急建設）

6.4 排水補強杭に関する模型振動実験

(1) 実 験 目 的

ねじりせん断試験から得られた知見を排水のあるという点でより現実的であると考えられる振動台模型実験で検証した。したがって，排水のない場合のnEA／As に基づく補強効果の確認に加えて，排水のある場合の補強杭の補強効果についても考察を加えた。

(2) 実 験 方 法

長辺方向約110 cm短辺方向約20cmのせん断箱を長辺方向に加振した。

供試体の作成は，水中落下振動法により，相対密度が62 %から66 %になるようにした。補強杭模型の長さは約40 cmで，地盤厚さを約42 cmにすることにより，せん断箱底板および地表面から約1 cm離れた状態にした。

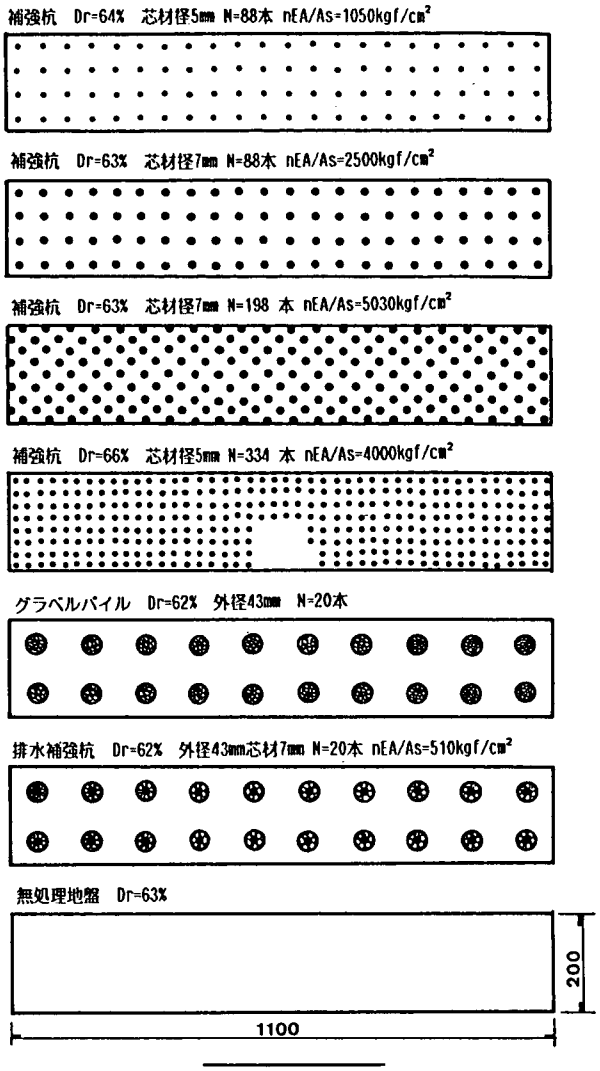

補強杭 Dr=64% 芯材径5mm N=88本 nEA/As=1050kgf/cm²
補強杭 Dr=63% 芯材径7mm N=88本 nEA/As=2500kgf/cm²
補強杭 Dr=63% 芯材径7mm N=198 本 nEA/As=5030kgf/cm²
補強杭 Dr=66% 芯材径5mm N=334 本 nEA/As=4000kgf/cm²
グラベルパイル Dr=62% 外径43mm N=20本
排水補強杭 Dr=62% 外径43mm芯材7mm N=20本 nEA/As=510kgf/cm²
無処理地盤 Dr=63%
200
1100

図 6.4.1

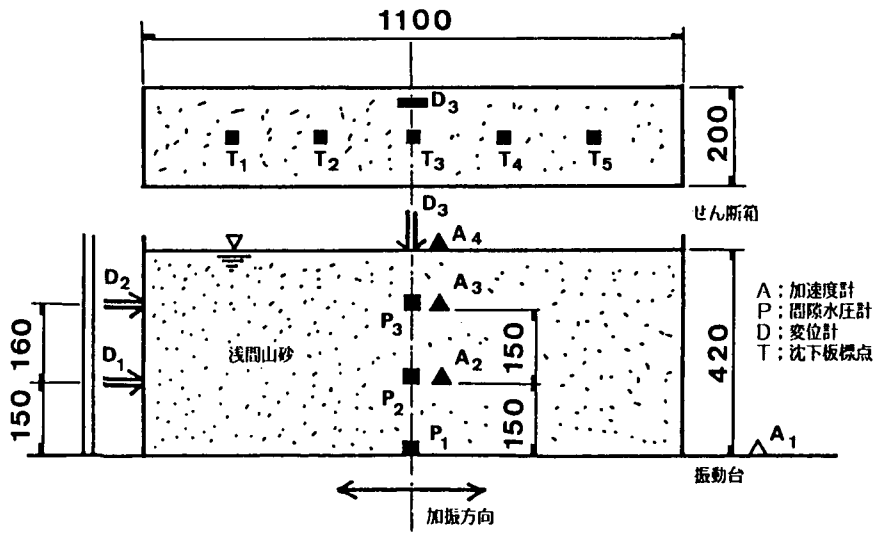

1100
D3
T1
T2
T3
T4
T5
200
せん断箱
D3
A4
D2
A3
P3
D1
浅間山砂
A2
150
150 160
P2
P1
150
420
A1
A：加速度計
P：間隙水圧計
D：変位計
T：沈下板標点
振動台
加振方向

図 6.4.2

用いた杭材模型は，芯直径5㎜，7㎜の2種類で，周辺部には，1.25～2.5㎜径の小砂利をエポキシ系接着材で付着させた。

作成手順は，排水のない場合，約5㎝程度まで砂を水中落下させた時点で，補強杭を所定の間隔・高さで立て込み，その後，残りの砂を水中落下振動法で所定の高さにした。また，グラベルパイルおよび排水補強杭は，外径43㎝のエンビ管にあらかじめ砕石および芯材の周囲に砕石を投入したものを立て込んでおき，砂の投入後，エンビ管を引き上げた。補強杭・グラベルパイル・排水補強杭の配置位置を図6.4.1に示す。

間隙水圧計・加速度計・変位計・沈下板の設置位置は図6.4.2に示す。

加振方法は，台加速度を制御し，2Hz 10秒の正弦波形を約40 galから20 gal づつ増加させる方式で行った。

(3) 実験結果および考察

1) 実験結果の整理方法について

図6.4.2中に示した加速度計 A_2 の記録から，$\triangle U_2/\sigma'_{v2}=0.9$ までの加速度平均から，せん断応力比を次式で算定した。

$$\tau/\sigma'_{v2}=\frac{\bar{\alpha}}{g}\cdot\frac{\sigma_{v2}}{\sigma'_{v2}}\cdot(1-0.015Z)\quad\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(6.4.1)$$

ここで，$\bar{\alpha}$：片振幅平均加速度（gal），g：重力加速度980（gal），σ_{v2}：上載圧（kgf／㎠），σ'_{v2}：有効上載圧（kgf／㎠），Z：地表面からの深さ（m），であるが，便宜上Z＝0 mとした。

実際には，$\bar{\alpha}$ は，地表での加速度を用いるべきであろうが，地表面近くになるほど，加速度計が地盤と同一のせん断変形をしているかどうかの疑問が大きくなること，また，Z_m が非常に小さいので，1－0.015Zの値が（6.4.1）式に及ぼす影響が小さいことから，加速度記録に比較的信頼度の高い A_2 の記録を用いた。本振動台実験の目的は，無処理地盤に対する補強地盤の補強効果を調べるためのものであり，せん断応力比の算定を始め各種の1g下の模型実験で生ずる誤差は，すべてのケースでほぼ同一と見なせることから，あまり問題とする必要はないであろう。

2) 排水のない場合のせん断応力比に基づく補強効果について

図6.4.3図6.4.4は，それぞれ，図6.4.2中の間隙水圧 P_2，P_1 のピーク値を有効上載圧 σ'_v で除した値，過剰間隙水圧比 $\triangle u_2/\sigma'_{v2}$，$\triangle u_1/\sigma'_{v1}$ と繰返し回数20回の正弦波せん断応力比 τ/σ'_{v2} の関係を示したものである。この両図を見ると，補強地盤では，無処理地盤と異なった過剰間隙水圧上昇過程を示している。すなわち，無処理地盤では図6.4.3より図6.4.4の σ'_v の小さい方が過剰間隙水圧比が上昇しやすい傾向を示しているのに対して，補強した地盤では全く逆の σ'_v の小さい方が上昇しにくい傾向を示していることが分かる。このことから次のことが考えられる。第1は，補強地盤では，地盤のせん断変形により生ずる補強材軸力が伝達されている限り，拘束圧の低い方が，より大きな補強効果を示し得るということである。第2は，$\triangle u_1/\sigma'_{v1}$ 発生地点が，補強杭による補強領域の境界にほぼ位置していることから，もし，液状化層をすべり層と仮定するならそのすべり層以深に補強杭を挿入すれば相当大きな補強効果を期待し得るということである。しかし，

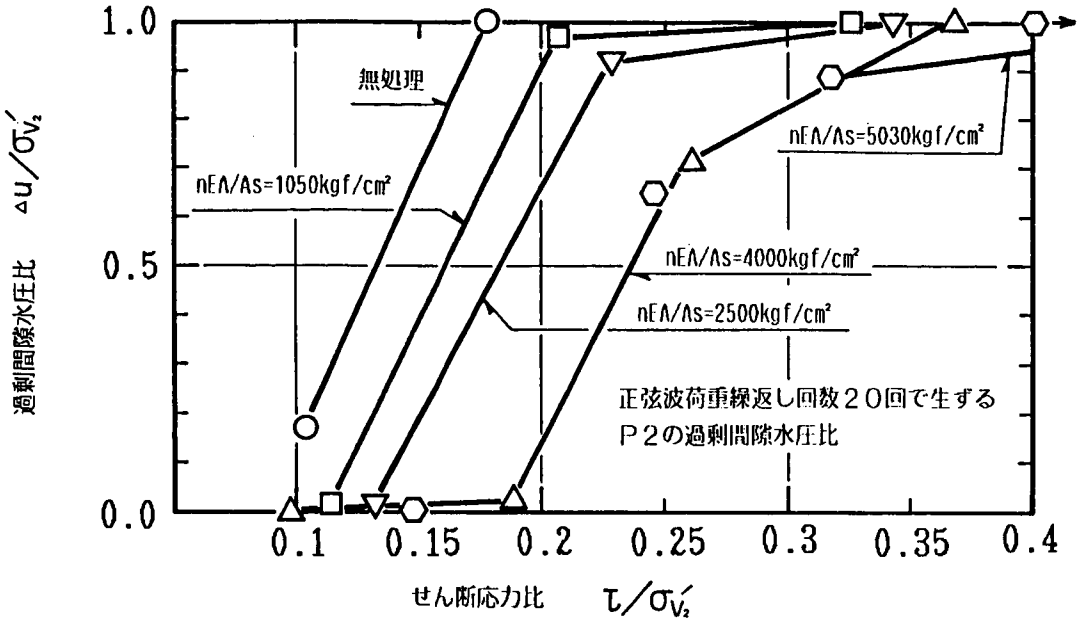

1.0
0.5
0.0
0.1
0.15
0.2
0.25
0.3
0.35
0.4
過剰間隙水圧比 Δu／σV2'
せん断応力比 τ／σV2'
無処理
nEA/As=1050kgf/cm²
nEA/As=5030kgf/cm²
nEA/As=4000kgf/cm²
nEA/As=2500kgf/cm²
正弦波荷重繰返し回数２０回で生ずる
Ｐ２の過剰間隙水圧比

図 6.4.3

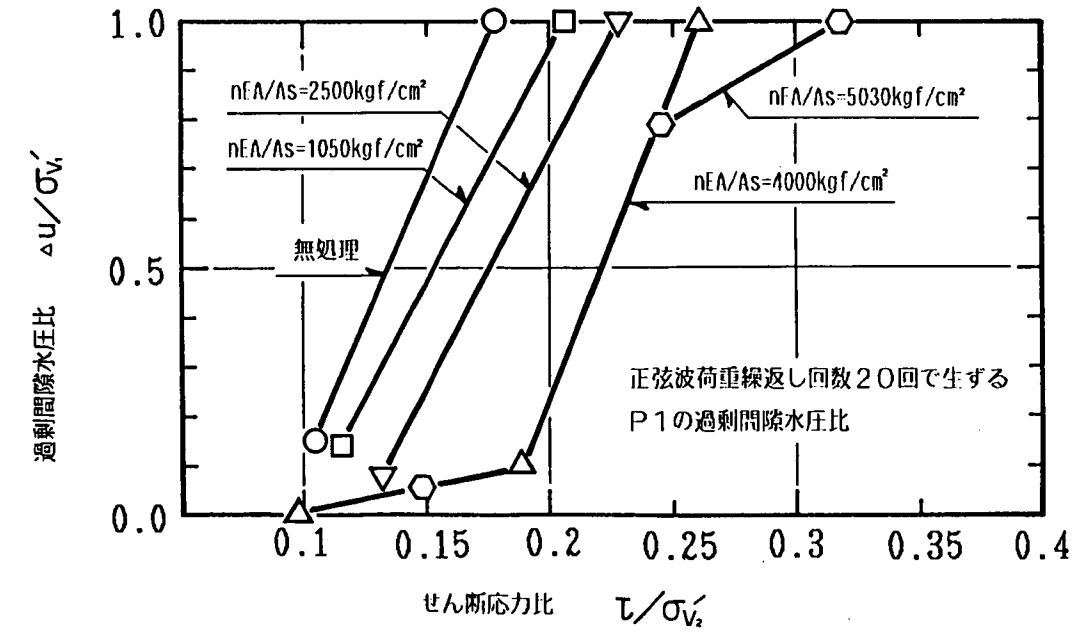

1.0
0.5
0.0
0.1
0.15
0.2
0.25
0.3
0.35
0.4
過剰間隙水圧比 Δu／σV1'
せん断応力比 τ／σV2'
nEA/As=2500kgf/cm²
nEA/As=1050kgf/cm²
無処理
nEA/As=5030kgf/cm²
nEA/As=4000kgf/cm²
正弦波荷重繰返し回数２０回で生ずる
Ｐ１の過剰間隙水圧比

図 6.4.4

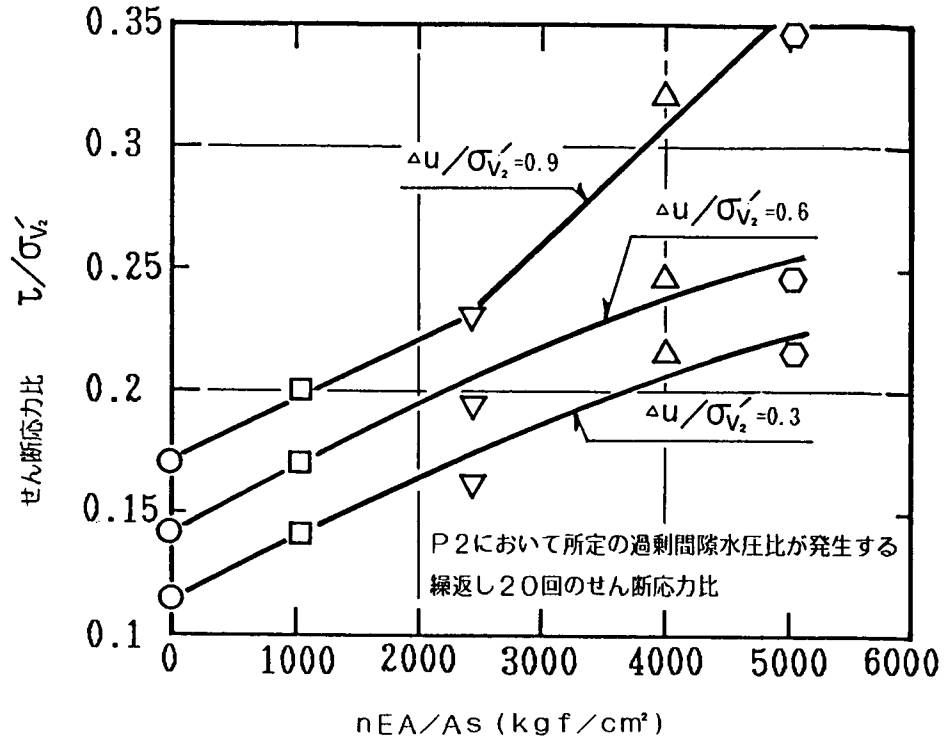

0.35
0.3
0.25
0.2
0.15
0.1
τ/σ'v2
せん断応力比
Δu/σ'v2=0.9
Δu/σ'v2=0.6
Δu/σ'v2=0.3
P2において所定の過剰間隙水圧比が発生する
繰返し20回のせん断応力比
0
1000
2000
3000
4000
5000
6000
nEA/As (kgf/cm²)

図6.4.5

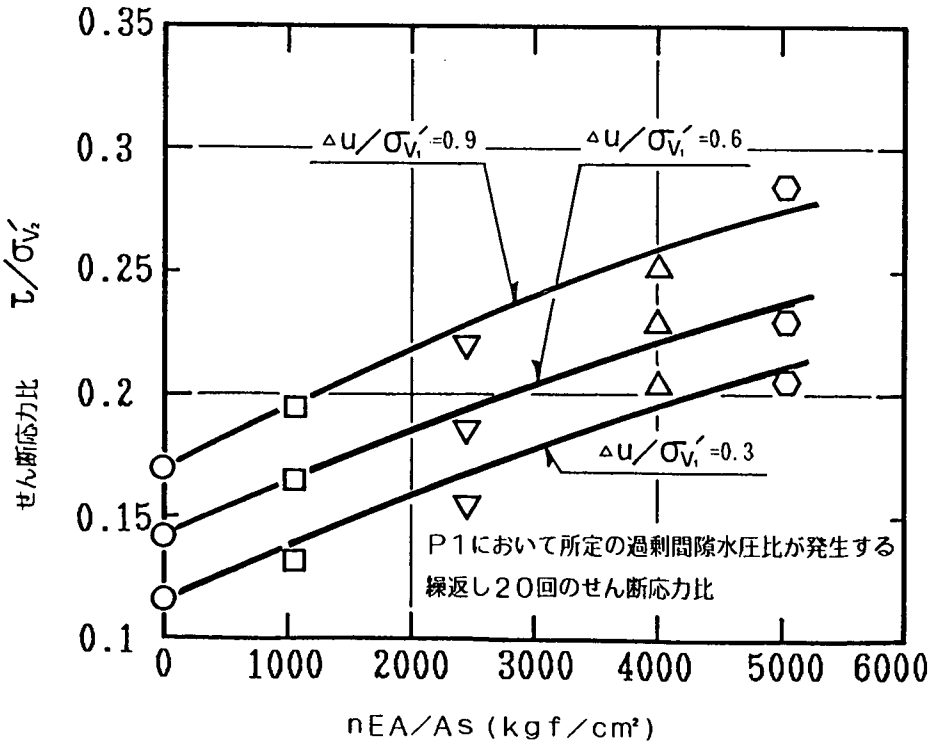

0.35
0.3
0.25
0.2
0.15
0.1
τ/σ'v2
せん断応力比
Δu/σ'v1=0.9
Δu/σ'v1=0.6
Δu/σ'v1=0.3
P1において所定の過剰間隙水圧比が発生する
繰返し20回のせん断応力比
0
1000
2000
3000
4000
5000
6000
nEA/As (kgf/cm²)

図6.4.6

この場合には，すべり層の境界において生ずる（6.3.10）式の S_R を考慮しなければならない。

図6.4.5図6.4.6は，それぞれ，正弦波繰返し回数20回において，$\triangle u_2 / \sigma'_{v2}$ および $\triangle u_1 / \sigma'_{v1}$ が0.3，0.6，0.9に達する時のせん断応力比 τ / σ'_{v2} と等価面積分担率法による補強の程度を表すパラメータｎＥＡ／Ａｓの関係を示したものである。また，無処理地盤に対する補強地盤の補強効果（補強地盤の τ / σ'_v ／無処理地盤の σ / σ'_v ）をｎＥＡ／Ａｓに対して表示したのが図6.4.7図6.4.8である。この図から各所定の過剰間隙水圧を生ぜしめるせん断応力比の増加率は，基準とする過剰間隙水圧比によらず，ほぼ，同一の増加率になるようである。しかしながら，図6.4.5図6.4.6で述べたように，同一のｎＥＡ／Ａｓの補強を行った場合，せん断応力増加率は，△ｕを計測した地点の σ'_v によって異なり，σ'_v が小さい方が，補強杭の補強効果が大きいようである。この図6.4.7図6.4.8は，道路橋示方書耐震設計編における安全率 F_L 値の補強程度（ｎＥＡ／Ａｓ）に対する増加率と同等の意味を持つ。前節の図6.3.12(b)に示したねじりせん断試験結果では，発生したせん断ひずみを液状化の基準としたが，ここでは，発生した過剰間隙水圧比を基準としている。しかし，せん断ひずみ3％程度の発生は，初期液状化（有効応力径路における初期変相点付近）と概略考えてよいことからすると，図6.4.7図6.4.8と図6.3.12(b)は比較の対象となり得る。図6.3.9で述べたように，所定の繰返し回数におけるせん断応力比の増加率は，砂の密度の影響を受ける。しかも，振動台実験で用いた浅間山砂とねじりせん断試験で用いた豊浦砂では，砂そのものの性質（D_{50} ，U_c ，F_c ，$e_{max} - e_{min}$ ，豊浦砂 Angular に対して浅間山砂 Sub-round ）が異なり，明らかに豊浦砂よりも浅間山砂の方が，負のダイレイタンシー特性，すなわち，体積収縮は小さい。

しかし，体積収縮過程には，上記した砂そのものの性質以外に，接触の仕方など具体的には供試体作成方法の相違による砂の内部構造の変化が影響を及ぼす。この点からすれば，空中落下法による豊浦砂よりも水中落下振動法による浅間山砂の方が大きい。

以上述べた相反する条件を念頭において，図6.4.7図6.4.8と図6.3.12(b)を比較すると，図6.4.7図6.4.8の相対密度 Dr＝62～66％の結果は，図6.3.12(b)の相対密度 Dr＝50％と70％の間に位置し，ほぼ妥当な結果が得られたということが言えよう。

3）排水のない場合の繰返し回数に基づく補強効果について

図6.4.9図6.4.10は，所定のせん断応力 $\tau / \sigma'_{v2} =$ 0.15，0.2，0.25，0.3において，過剰間隙水圧比，$\triangle u_2 / \sigma'_{v2}$ ，$\triangle u_1 / \sigma'_{v1}$ が1になるまでの正弦波繰返し回数と等価断面積分担率法により用いたｎＥＡ／Ａｓの関係を示したものである。今回の振動台実験は，正弦波を2Hz 10秒で加振していく方式を行ったため，20回の正弦波繰返し回数でも過剰間隙水圧比が1とならない場合がある。したがって，この場合には，なんらかの数学法測を用いて予測しなければならない。ここでは，累積損傷度理論を用いて過剰間隙水圧化が1になるまでの繰返し回数を推定した。用いた式は次式による。

$$\sum_{i+1}^{N} \frac{\triangle u_{i+1} - \triangle u_i}{\triangle u_i - \triangle u_{i-1}} \cdot \frac{\triangle u_i}{\sigma'_v} = 1 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (6.4.2)$$

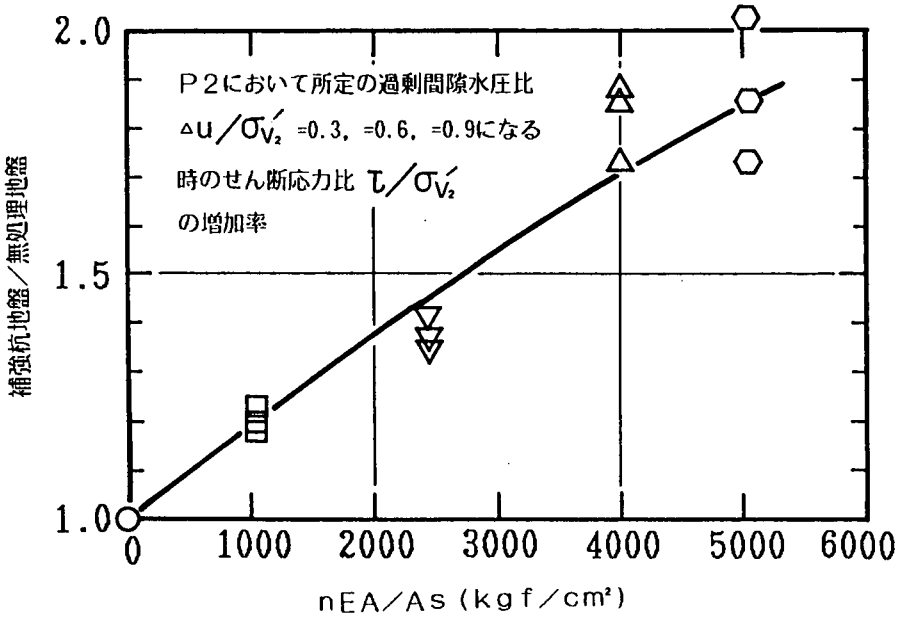

2.0
1.5
1.0
0
1000
2000
3000
4000
5000
6000
P2において所定の過剰間隙水圧比
Δu／σ'v2 =0.3, =0.6, =0.9になる
時のせん断応力比 τ／σ'v2
の増加率
補強杭地盤／無処理地盤
nEA／As (kgf／cm²)

図 6.4.7

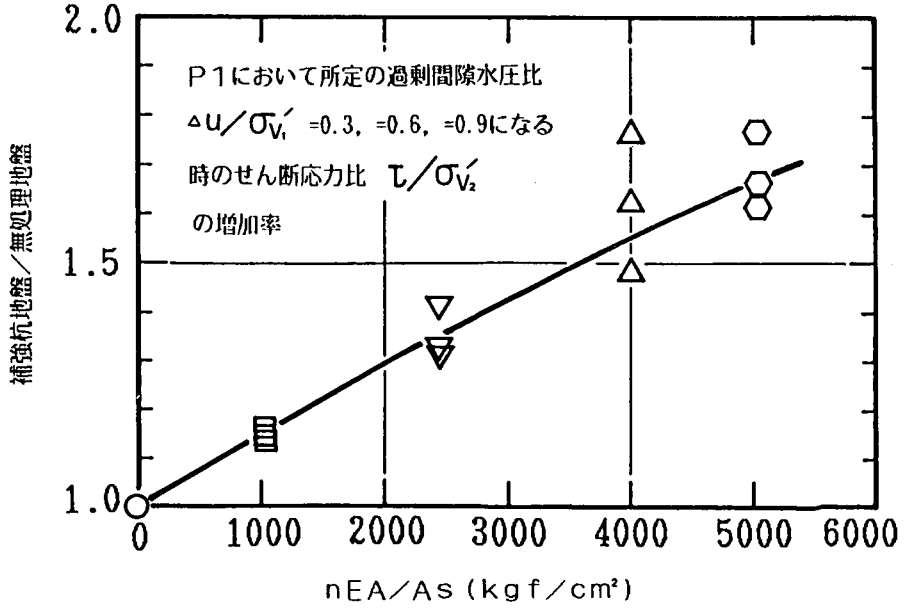

2.0
1.5
1.0
0
1000
2000
3000
4000
5000
6000
P1において所定の過剰間隙水圧比
Δu／σ'v1 =0.3, =0.6, =0.9になる
時のせん断応力比 τ／σ'v2
の増加率
補強杭地盤／無処理地盤
nEA／As (kgf／cm²)

図 6.4.8

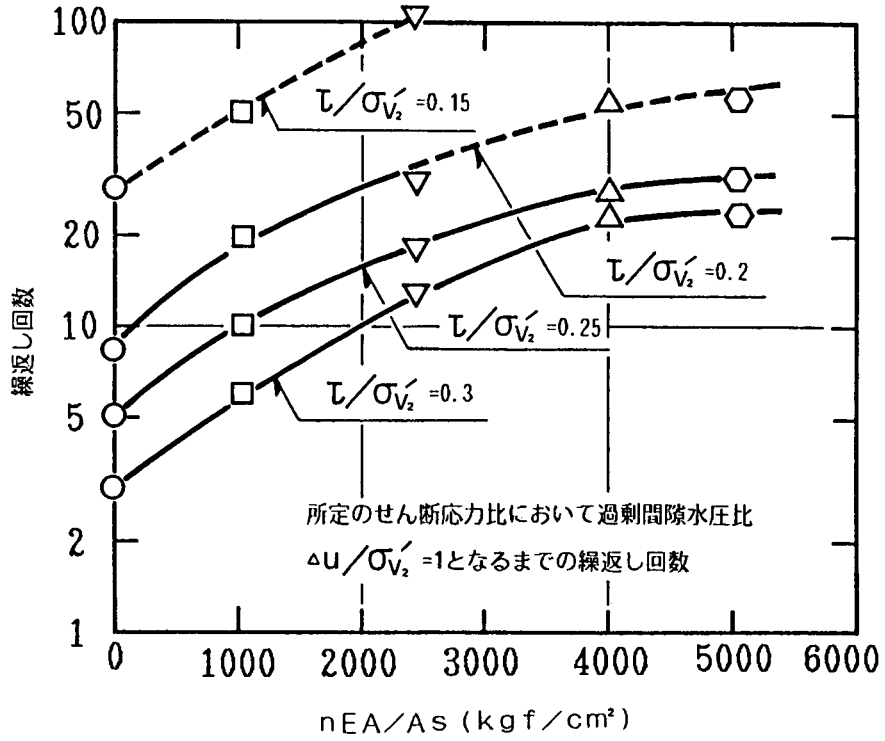

100
50
20
10
5
2
1
繰返し回数
τ／σ'V2 =0.15
τ／σ'V2 =0.2
τ／σ'V2 =0.25
τ／σ'V2 =0.3
所定のせん断応力比において過剰間隙水圧比
Δu／σ'V2 =1となるまでの繰返し回数
0
1000
2000
3000
4000
5000
6000
nEA／As（kgf／cm²）

図 6.4.9

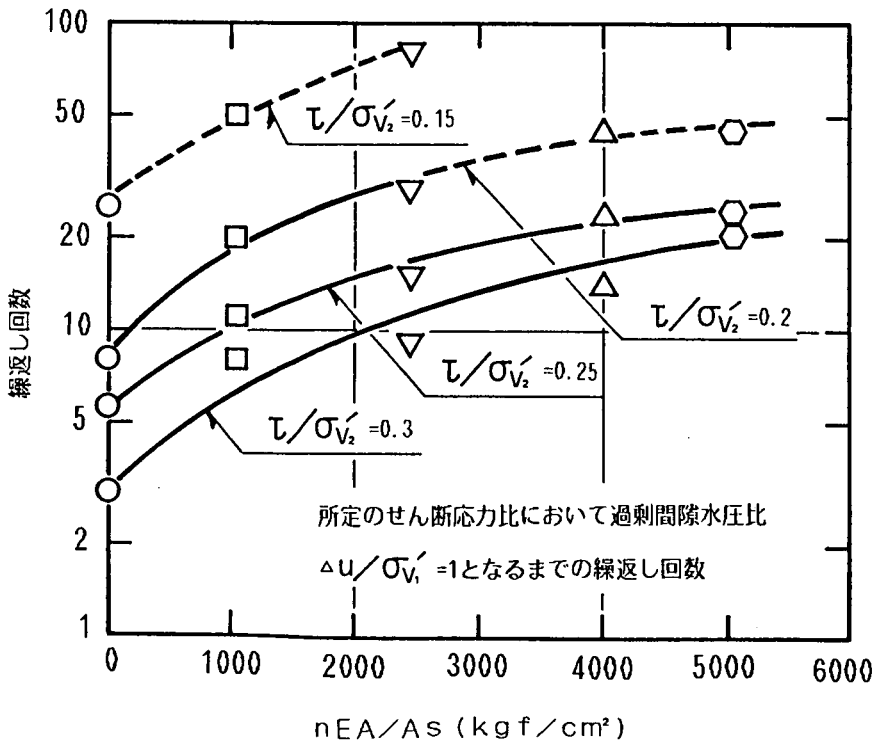

100
50
20
10
5
2
1
繰返し回数
τ／σ'V2 =0.15
τ／σ'V2 =0.2
τ／σ'V2 =0.25
τ／σ'V2 =0.3
所定のせん断応力比において過剰間隙水圧比
Δu／σ'V1 =1となるまでの繰返し回数
0
1000
2000
3000
4000
5000
6000
nEA／As（kgf／cm²）

図 6.4.10

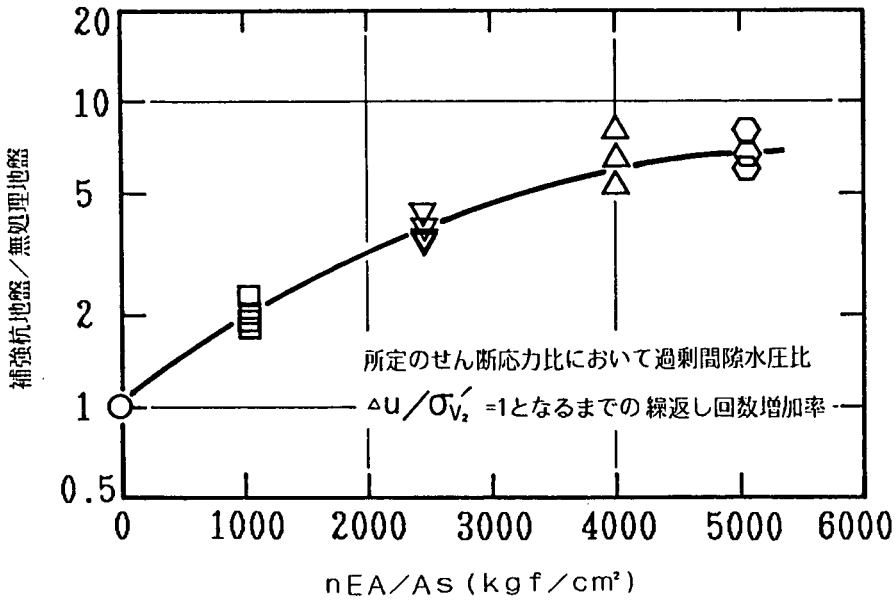

補強杭地盤／無処理地盤
20
10
5
2
1
0.5
0
1000
2000
3000
4000
5000
6000
所定のせん断応力比において過剰間隙水圧比
$\Delta u/\sigma_{V_2}'$ =1となるまでの繰返し回数増加率
nEA／As（kgf／cm²）

図 6.4.11

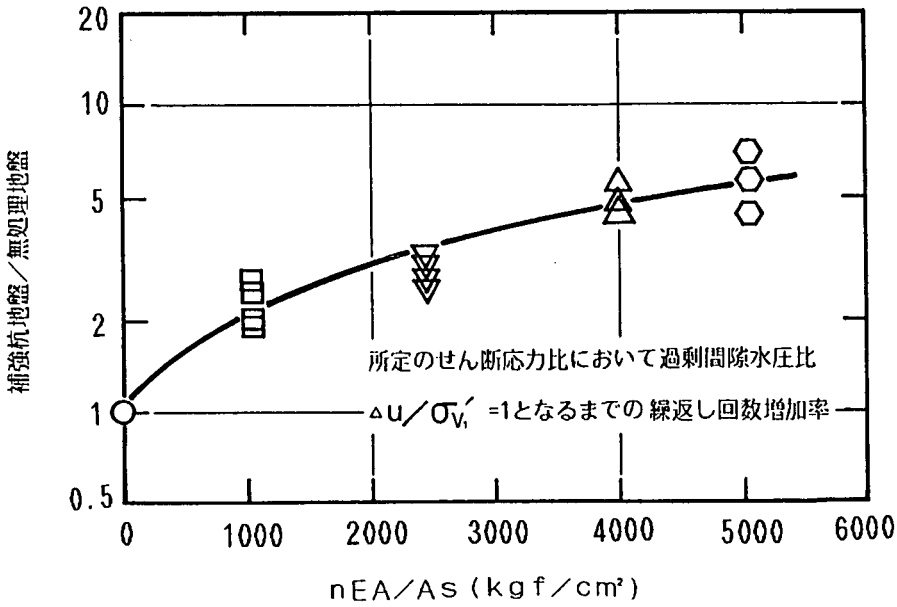

補強杭地盤／無処理地盤
20
10
5
2
1
0.5
0
1000
2000
3000
4000
5000
6000
所定のせん断応力比において過剰間隙水圧比
$\Delta u/\sigma_{V_1}'$ =1となるまでの繰返し回数増加率
nEA／As（kgf／cm²）

図 6.4.12

ここで，（6.4.2）式を満足するNをさがせばよいわけであるが，過剰間隙水圧の上昇過程は，正弦波繰返し回数と線型ではなく，（6.4.2）式中の（$\triangle u_{i+1} - \triangle u_i$）／（$\triangle u_i - \triangle u_{i-1}$）は時刻歴とかなり強い非線型性を持つ。したがって，今回は前節で述べた，ねじりせん断試験で得られた過剰間隙水圧上昇過程にカーブフィッティング（例えば，図6.3.3に示してある関係）して，繰返し回数の予測を行った。図6.4.9図6.4.10中の $\tau/\sigma'_v = 0.15$ のラインおよび $\tau/\sigma'_v = 0.2$ のｎＥＡ／As ＝ 4000，5030 Kg f／cm²のデータは，予測精度に疑問が残るため，破線で示してある。

図6.4.11図6.4.12は，図6.4.9図6.4.10から，補強時の無処理に対する繰返し回数の増加率をｎＥＡ／Asに対して表示したものである。前述したように，振動台実験では，その回数を予測せざるを得ない部分があることは確かであるが，この図6.4.11図6.4.12は，ねじりせん断試験から得られた同様な結果図6.3.12(c)と比較の対象となり得るものである。この両者を比較すると，例えば，ｎＥＡ／As ＝ 5000 Kg f／cm²付近においては，図6.3.12(c)の豊浦砂のねじりせん断試験では，N_3の増加率20倍弱であるのに対して，残間山砂の振動台実験では，7倍程度と約 1／3 近くまで低下している。この原因としては，砂の違い，ねじりでのｎＥＡ／Asの評価とせん断箱でのｎＥＡ／Asの評価の違い，せん断箱に拘束圧をかけていない（地表面は拘束圧ゼロであり，微小な応力でも液状化する。）などの問題点があげられるが，パラメータｎＥＡ／Asを等価面積分担率法で，せん断箱模型地盤地盤に変換しても，（6.3.16）式を満足する結果は得られた。

3） 排水のない場合の沈下量の比較

図6.4.13は，模型地盤地表面に設置した標点の沈下量から，平均沈下ひずみを求め，加振により

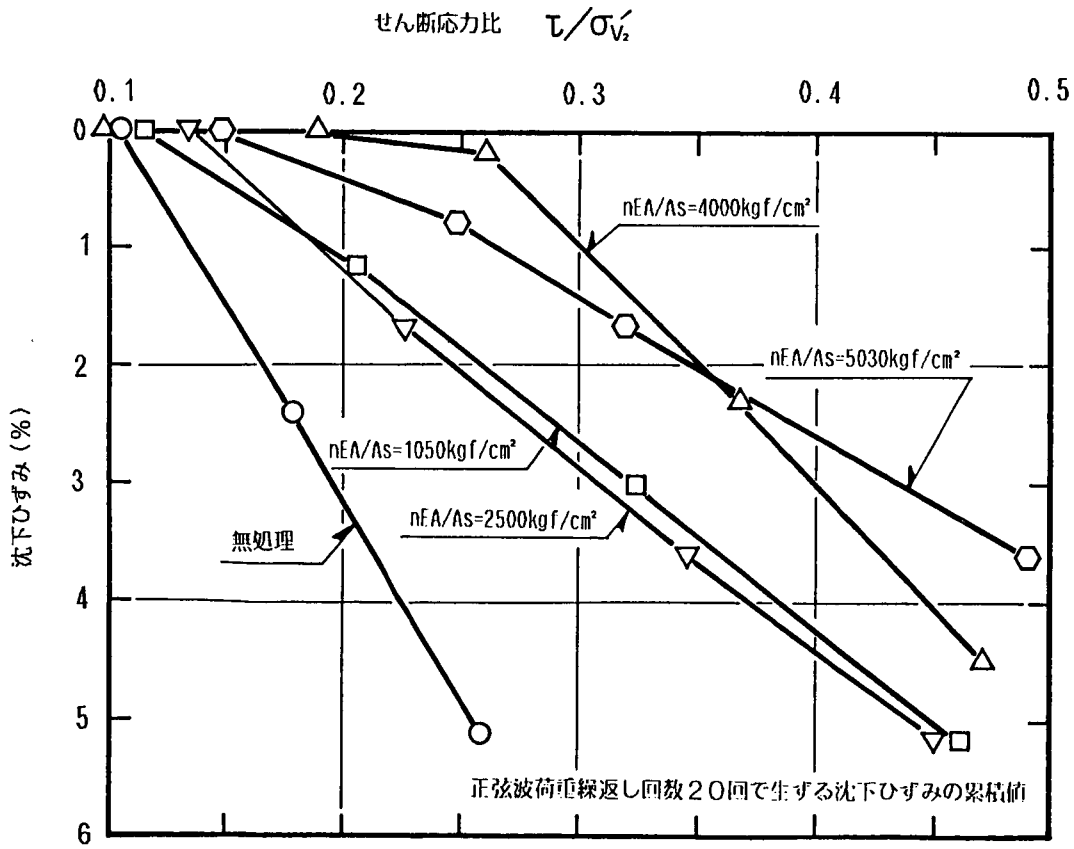


図 6.4.13

発生したせん断応力比 τ/σ'_{v2} に対して表示したものである。この図から，当然のことがら，補強地盤の沈下ひずみは，無処理地盤よりも小さくなっているが，注目すべき点は，この沈下ひずみの大小は，補強の程度を表わすパラメータｎＥＡ／Asにはよらないという点である。過剰間隙水圧発生の程度は，ｎＥＡ／As の大きさによったが，沈下という点に関しては，杭材の本数又は，置換率に依存しているようである。置換率が大きくなればなるほど，沈下すべき砂の量が減り，また，沈下しない杭と砂との接触面積 nA が大きくなることからすれば，当然の結果と言えよう。

4） 排水のある場合の補強杭の補強効果について

ここでは，排水のある場合の補強杭の補強効果について述べる。

小径な補強杭の密な配置は，低拘束圧下での補強効果が顕著である。しかしながら，有効拘束圧がほぼゼロに等しい状態に至っては，杭材と地盤との摩擦力が十分発揮されず，地盤のせん断変形によって生ずるはずの軸力が生じなくなることが考えられる。すなわち，（6.3.16）式の係数α がゼロに等しくなることである。言い換えれば，係数α は，摩擦力に依存するものであり，摩擦力は，直応力に依存する。したがって，α がゼロになる状態を生じやすい，あるいは，もし生じようとしても，すみやかな過剰間隙水圧消散（この場合，地盤全体の消散が最良であるが，補強杭周辺部分のみでも十分であろう。）があれば，補強杭の補強効果は，より顕著なものとなろう。

図 6.4.14は，排水のある場合の比較として，グラベルパイルと排水補強杭の正弦波20回で発生した過剰間隙水圧比 $\triangle u_2/\sigma_{v2}$ とせん断応力 τ/σ'_{v2} の関係を示したものである。ここで，排水の比較からすれば，排水補強杭は，芯材の面積だけ，排水断面積が小さい。この図を見ると両者の差（過剰間隙水圧比の上昇量の差）は，せん断応力比が大きくなればなるほど（せん断変形が大きくなればなるほど）大きくなる。そこで，所定の過剰間隙水圧比 $\triangle u_2/\sigma'_{v2}$ ＝0.2，0.4，0.6，0.8，

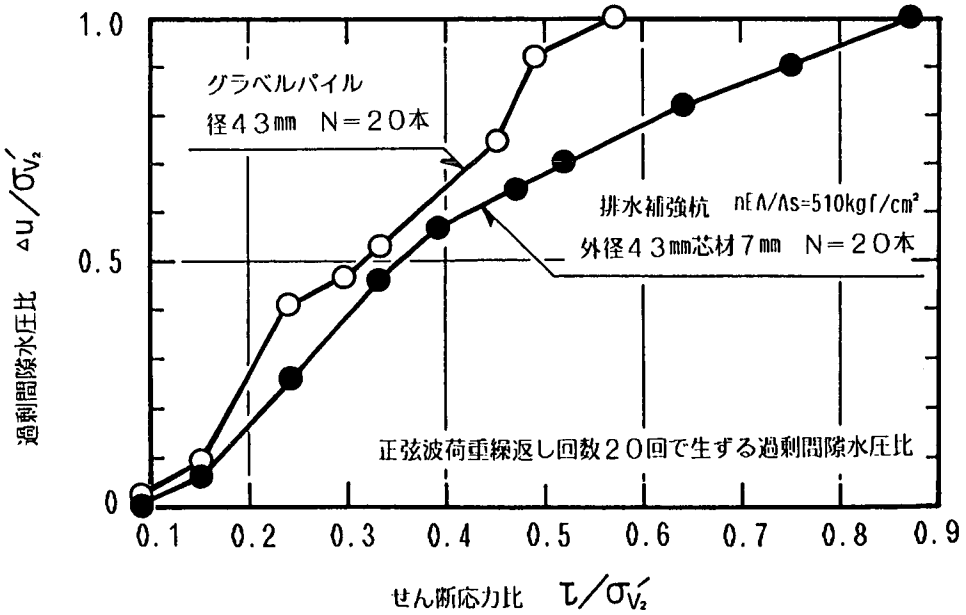


図 6.4.14

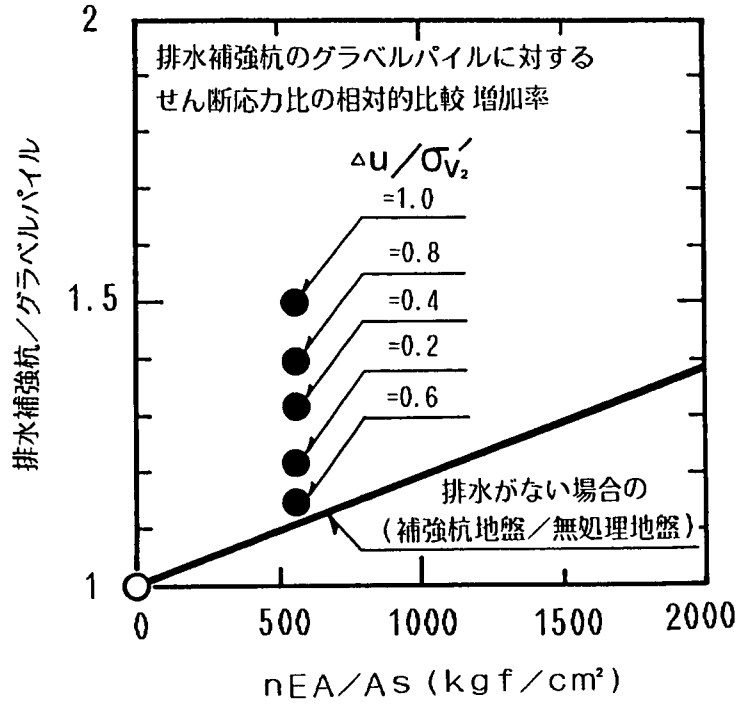


図 6.4.15

1.0 を生ぜしめる時の応力比 τ / σ'_{v2} の増加率を示してみたものが図 6.4.15である。同図には，図 6.4.7 の排水のない場合の結果も示してある。排水のある場合の増加率は，$\triangle u_2 / \sigma'_{v2} = 0.6$ を除き，過剰間隙水圧比が大きくなればなるほど大きい。このことは，有効拘束圧が低下してきても，排水機能による摩擦力の保持（係数 α ）がなされれば，せん断ひずみ $\tan\theta$ の増加に伴い，また，σ'_0 の低下に伴い，補強効果が顕著になってくることを示している。

5）ま と め

① 排水のない場合の補強効果をせん断応力比に基づいて表示すると，ねじりせん断試験とほぼ妥当な結果が得られた。

② 上記の効果を繰返し回数で表示すると，ねじりせん断試験に比べて，低い値となるが，この効果も，ｎＥＡ／As に比例するという設計上有効な（6.3.16）式を満足する結果が得られた。

③ 排水のある場合の補強効果は，排水のない場合に比べて，非常に顕著であり，せん断変形の増大，有効拘束圧の低下に伴って増幅されている。

（土木研究所，東急建設）

6.5 まとめ

① 非排水繰返しねじりせん断試験より，補強杭により補強された供試体は，ひずみが増大してくるまでの繰返し回数が相当増加する。

② さらに，過剰間隙水圧が上昇しきった後も，無処理の供試体よりは，大ひずみに至りにくい。

③ 以上の効果は，パラメータｎＥＡ／Asで定量化できる。

④ 模型振動実験より，排水のない場合の補強効果は，せん断応力比に基づいて表示すると，ねじりせん断試験とほぼ妥当な結果が得られた。

⑤ この効果を，繰返し回数で表示すると，ねじりせん断試験に比べて，近い値となるが，この増加率も，ｎＥＡ／Asに比例する結果が得られた。

⑥ 排水のある場合の補強効果は，排水のない場合に比べて，非常に顕著であり，せん断変形の増大，有効拘束圧の低下に伴って増幅されてくる。

（東急建設）

参考文献

1）（財）土木研究センター：補強土（テールアルメ）壁工法設計・施工マニュアル，1982

2）龍岡文夫：補強土工法 ― メカニズムと設計の基本 ―，1985，2

3）たとえば，山本総，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

4）たとえば，広井恵二，鄭光司，西岡哲 福井康，佐藤恭介，山本念：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，Vo 1.40，1985

5）岩淵丞，荒井満男：自然地山の補強工法 ― ルートパイル工法の自然地山への適用 ―，土と基礎 Vo 1，31，No. 9，1983，9

6）三木五三郎，坂下五男，児玉秀文：網状ルートパイル工法の日本における実施例，土と基礎，Vo 1. 31，No. 9.，1933. 9

7）山内豊聡他：補強材挿入による土のせん断強度の増加について，土木学会西部支部発表会，1984. 2

8）黒籍正行，木村正昭：斜面安定のための鉄筋挿入効果，土と基礎，Vo 1. 31，No. 9，1983

9）Donald, H. Gray and Ohashi, H. ：Mechanics of Fiber Reinforcement in Sand, ASCE, Vo 1. 109, No. 3

7. 改良地盤の動的特性の原位置評価法

7.1 概　説

地盤改良を行った地盤が地震時にどのような挙動をするかを正確に把握するためには，まず改良地盤の動的特性を原位置試験により求める必要がある。ここでは施工中あるいは施工されて出来上った改良地盤がどのような動的特性をもっているかを評価する方法について，既往の研究成果をまとめて述べる。なおここでは動的特性のうち主として液状化特性の原位置評価法について述べる。

7.2 各工法による改良地盤の動的特性に関する原位置評価法の現状と問題点

(1) 締固め工法

〔現　状〕

締固めによる改良地盤の液状化強度に関する原位置評価法としては主として標準貫入試験から求まるN値による方法が用いられている。たとえばサンドコンパクションパイル工法を用いて地盤を改良する場合に，改良の目標N値を15と設定すると，杭間の中心におけるN値が改良深さの全域に渡って15以上となっていることを確認している。N値を求めるためにはボーリングが必要であり，かなり経費がかかる。

ダッチコーン等のコーン試験による原位置評価法は経費が安く，同一の費用でN値に比べると数多くのデータが得られるが，一部で試験的に用いられているのみで，本格的にはまだ用いられていない。

〔問題点〕

現在一般に用いられているN値による原位置の液状化強度の評価方法（たとえば道路橋示方書の方法）は次のような問題点をもっている。

① N値から砂質地盤の液状化強度を推定する方法は，数多くのばらつきのあるデータの平均的な値を用いて作成されたものであり，かなりの誤差を含んでいる。

② N値が空間的にばらついていた場合の全体の地盤の評価法がはっきりしていない。

③ N値を測るための経費がかなりかかるので，改良部分の単位面積当りの測定点数が少い。

④ 改良後の時間の経過と共にN値は若干増加する傾向がある。

このような問題点を克服するためには次のような研究が必要であると考えられる。

①の問題を解決するためにはN値による方法の精度を上げるための研究を行うことと，N値に代るもっと精度のよい方法を開発することが必要である。前者については後述するようにかなりの努力が払われ，ある程度の成果が上っている。後者についてはS波速度，コーン指数等の測定による方法が研究されており，今後これらの方法を実用化するためには実地震における液状化との関連のデータを蓄積することが必要である。

②の問題はN値に限った問題ではなく，どのような指標を用いても生じる問題であり，このような問題は確率論を用いて取り扱う必要がある。

③の問題を解決するためにコーン試験機を用いた原位置液状化判定法が盛んに研究されている。通

常のダッチコーンによるコーン指数の測定に要する費用は標準貫入試験による費用の約$\frac{1}{3}$であるので，コーン指数を用いると同一の費用によって，N値を用いる場合の約3倍の個数のデータが得られる。

④の問題はもう少し実測データを積み重ねて，地盤改良後何ケ月後にほぼ一定値になるのかを確める必要がある。

(2) グラベルドレーン工法

〔現　状〕

原位置での液状化強度の判定は特に行われていない。

〔問題点〕

グラベルドレーンが設計通りの透水能力をもっているかどうかを現場透水試験によって確認する方法を開発する必要がある。

またピエゾコーンあるいはバイブロコーンを用いて発生した水圧の消散を測定し，地盤の圧密係数Cv あるいは Ch を測定する方法も考えられる。

グラベルドレーンパイルを施工するときに突き棒で突き固めると杭間の地盤のN値が若干上昇するという現象が報告されており，データを蓄積して常にそのような現象があることが確認できれば，積極的に締固め効果を評価する方向に進むことも考えられる。

(3) 深層混合処理工法

〔現　状〕

深層混合処理工法を液状化対策として用いることがあまり行われていないのが現状であり，原位置での液状化判定も特に行われていない。

〔問題点〕

この工法の場合には地盤中に改良部と未改良部が存在しており，全体としての液状化強度がどのくらいあるかを原位置試験から評価することは現状では困難である。

現在考えられる評価法として地盤の平均的なS波速度を用いる方法があるが，深層混合処理工法による液状化防止のメカニズムとの関連で詳細に検討する必要がある。すなわち，深層混合処理工法を用いた地盤改良による平均的な地盤の剛性の増加が，地盤中に発生するせん断応力の減少となって現われ，液状化しにくくなるというメカニズムであれば，S波速度は原位置の液状化強度評価の良いインデックスになり得る。

またボーリング孔を利用した水平方向の載荷試験から求められる横方向K値を液状化評価に用いることも考えられる。

(4) 排水補強杭工法

この工法は現在開発中のものであり，原位置での評価法としてはグラベルドレーンおよび深層混合処理工法と同じものが適用可能であると考えられる。

（土木研究所）

7.3 地盤の動的特性に関する原位置試験法

(1) N 値

標準貫入試験によって求まるN値を用いて地盤の液状化強度を評価する方法は一般に広く用いられているが，問題点も多い。

密な砂についてN値を用いて液状化強度を評価する場合に種々の問題点が指摘されていた。たとえば道路橋示方書（日本道路協会）の方法は条文ではN値が30以下の場合しか値が示されていないが，それをN値が30以上の場合に無理に適用するとかなり安全側の値を与えることになることが指適されていた。この点については最近の研究でかなり明らかになってきており，図7.3.1のようなN値と液状化強度の関係が提案されている。

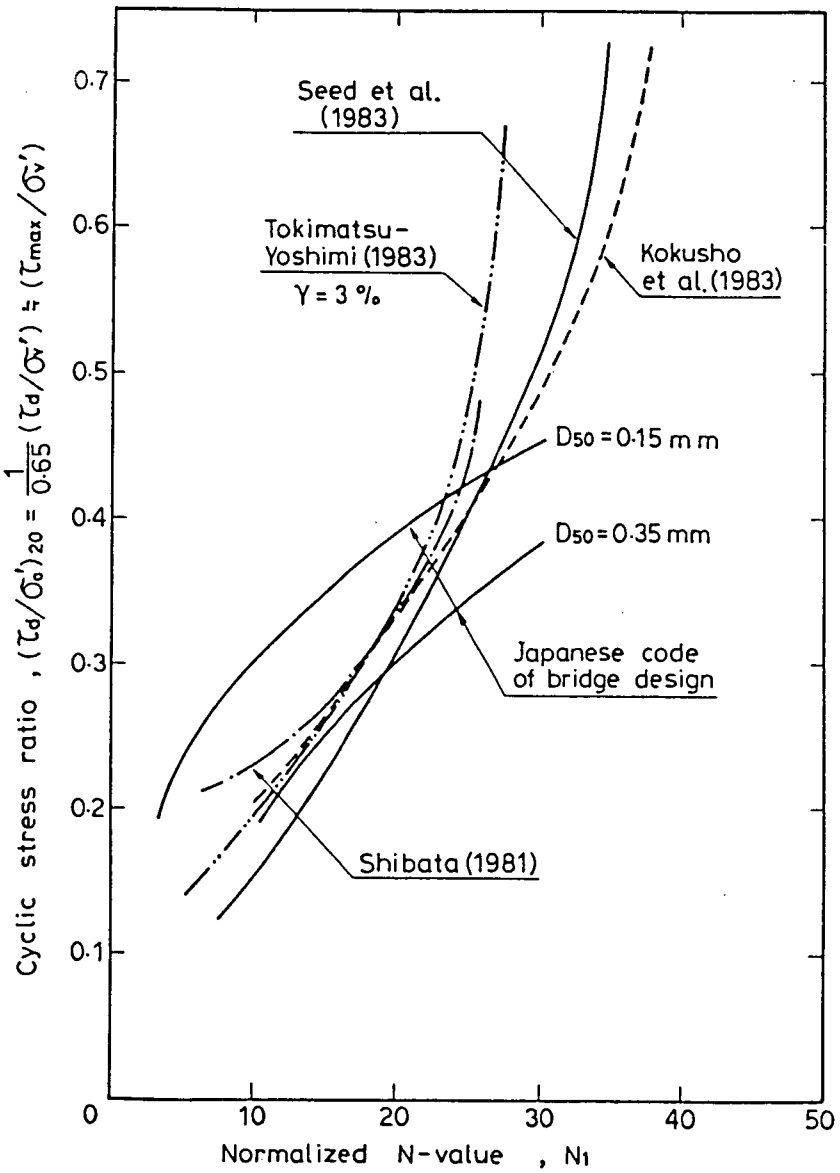


図 7.3.1 N値と液状化強度の関係（石原 (1985)）

標準貫入試験の試験機および試験方法が日本と米国で異なっているという問題があり，日本の建設省土木研究所と米国の連邦標準局の間で共同研究が行われた。その結果，日本のＪＩＳのサンプラーを用いて求めたＮ値と米国のＡＳＴＭのサンプラーを用いて求めたＮ値との比較が図7.3.2のようになっており，次式のような相関が与えられている。

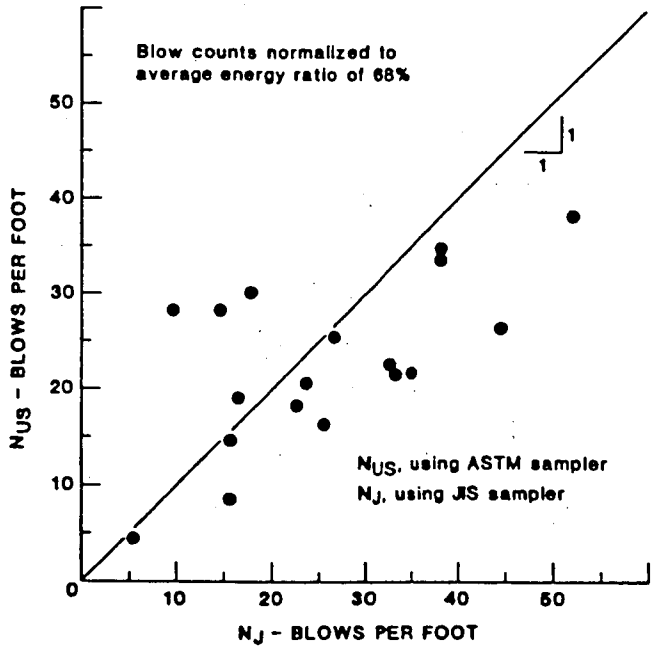


図7.3.2　ＪＩＳのサンプラーによるＮ値とＡＳＴＭのサンプラーによるＮ値の比較（佐々木他（1984））

$$N_{US} = 1.29\ N_J \quad \cdots\cdots (7.3.1)$$

ここに N_{US}：ＡＳＴＭのサンプラーを用いて求めたＮ値

N_J：ＪＩＳのサンプラーを用いて求めたＮ値

次にＮ値に対する細粒分含有率の影響については，これを考慮しないと，シルト質砂の液状化強度を過少に評価してしまうことになる。Seed 等[3]は図7.3.3を示して，液状化強度に対する細粒分含有率の影響を考慮しようとしている。

またＮ値から地盤の液状化強度を推定する場合，Ｎ値のばらつきおよび推定のもっている誤差等を考慮すると，液状化の起り易さは本来確率として与えられるべきものである。この点について Veneziano 等[4]は図7.3.4のような図を計算により描いている。

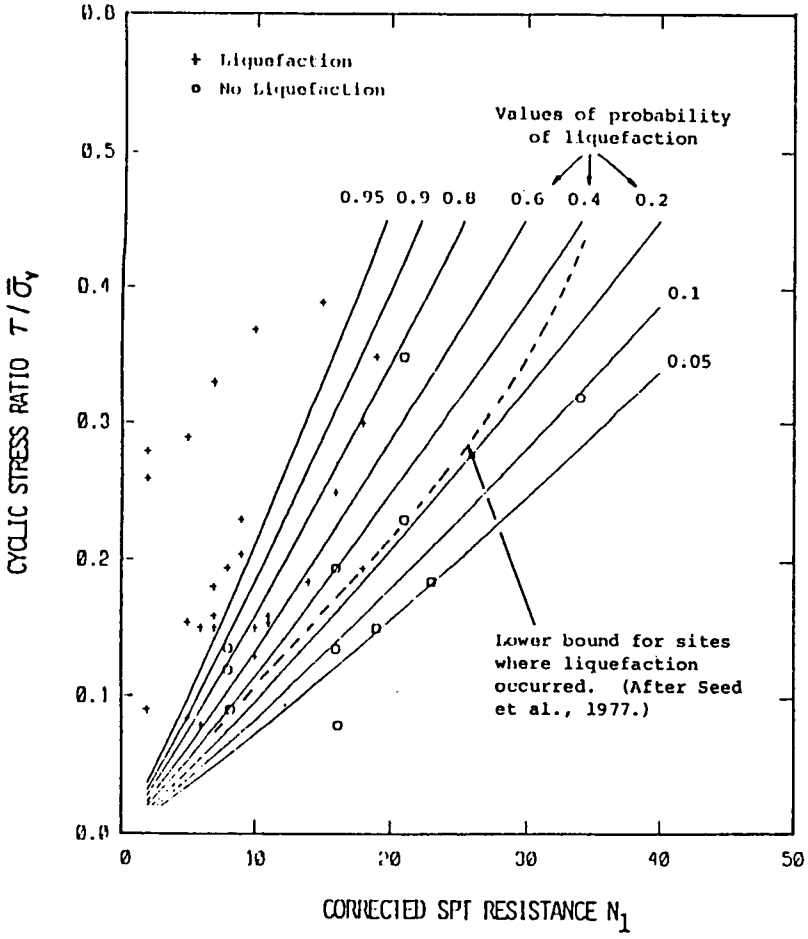


図 7.3.4 液状化発確率と，せん断応力比，N値の関係（Veneziano 等（1984））

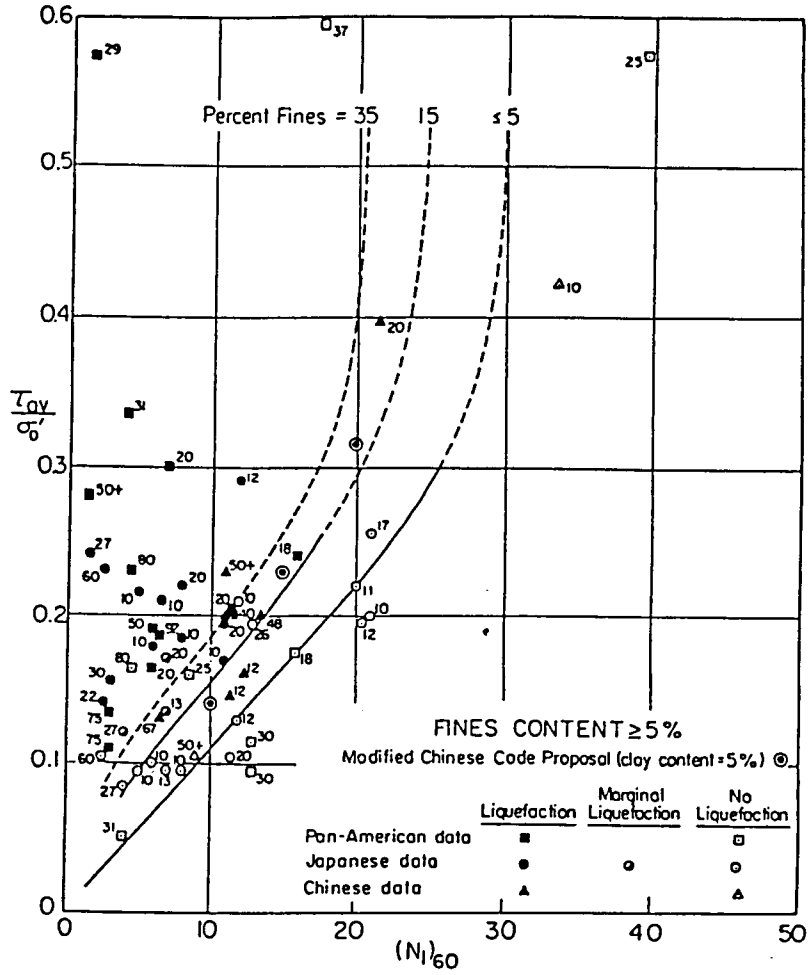


図 7.3.3 シルト質砂の液状化強度に対する細粒分含有率の影響（Seed 等（1984））

(2) コーン指数

コーン試験は標準貫入試験より簡便で経費も安いという特徴がある。しかしN値を用いる液状化判定法が，実際の地震による地盤の液状化の発生・非発生の記録を用いて検証されているのに対し，コーン指数を用いる方法はそのような検証が直接行われていない。従ってこれまでに行われている研究ではコーン指数とN値の相関を求め，N値を介してコーン指数と液状化強度を関係づけている。その1例として図7.3.5がまとめられている。今後はコーン指数と実際の液状化の発生・非発生を直接結びつける研究が必要と思われる。

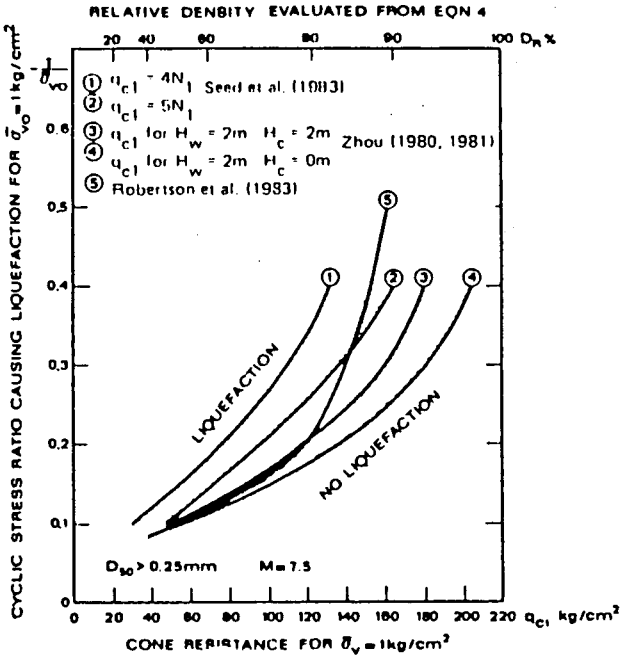


図7.3.5　コーン指数と液状化強度

通常のコーン試験はダッチコーン，スウェーデン式コーンが用いられるが，建設省土木研究所では振動式コーンを開発し，液状化判定のためにこれを用いるための研究を行っている。図7.3.6は振動式コーンを用いて求めた液状化強度と繰返し三軸試験より求めた液状化強度の相関を示しており，比較的よく一致している。[5)]

コーン貫入と同時に間隙水圧も測定するピエゾコーンが開発されており，ピエゾコーンを用いて間隙水圧の消散を側定して粘性土の圧密係数 C_h を測定した例が報告されており，[6)] 砂地盤の体積圧縮係数 m_v を測定できる可能性もある。ピエゾコーンを砂地盤に貫入してもあまり間隙水圧が上昇しないかも知れないので，そのときには間隙水圧計を取りつけた振動式コーンを用いることも考えられる。

(3) S波速度

S波速度と砂の液状化強度の間の関係についても種々の研究が行われており，たとえば図7.3.7はその実験例である。[7)] また，締固め砂杭による改良地盤においてクロスホール法によってS波速度を

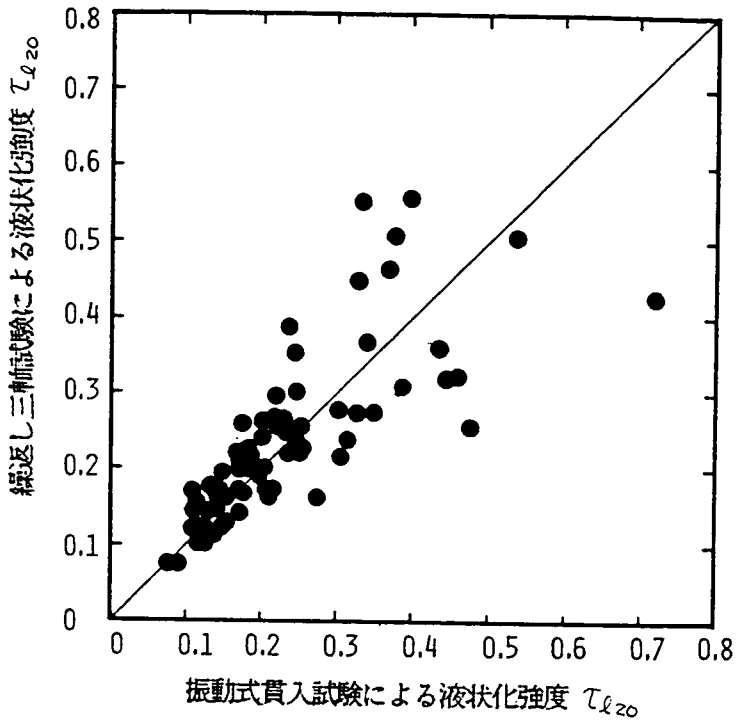


図 7.3.6　振動式コーン試験より求めた液状化強度と
繰返し三軸試験より求めた液状化強度の比較

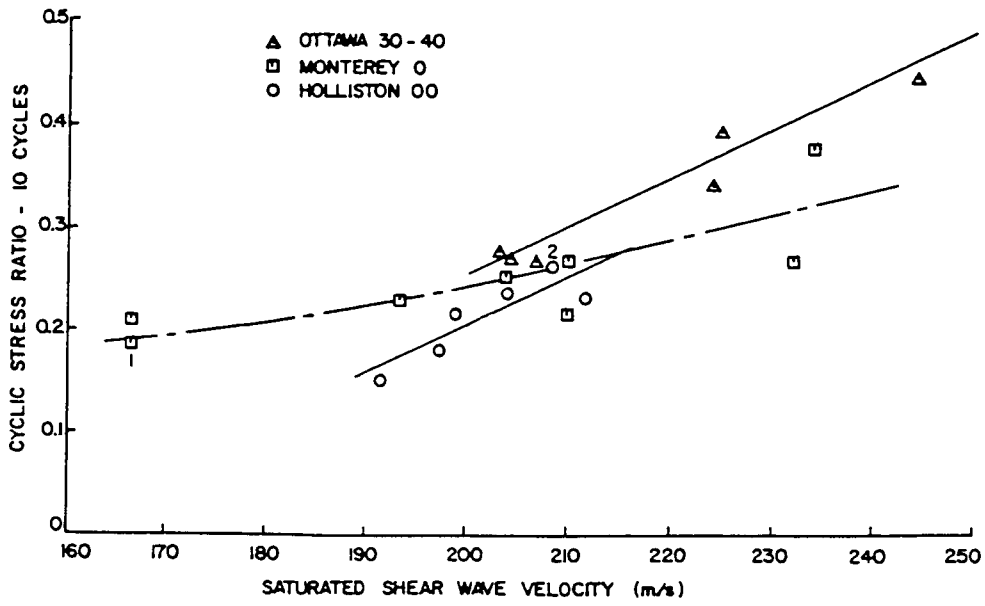


図 7.3.7　S 波速度と液状化強度の関係（De Alba 等（1984））

実測した例が報告されている。[8] S波速度と液状化強度の間には比較的よい相関があるようであるが改良部と未改良部が混在するような改良地盤の液状化強度をS波速度を用いて評価するためにはさらに研究が必要である。

またS波速度から地震時に地盤に発生する歪を推定し，この歪が別途定められる液状化し始めるときの歪（threshold strain）より小さければ液状化に対して安全であると判定する方法が提案されている。[9] この方法を少し変えて，改良部と未改良部が混在しているときの未改良部の発生歪をうまく推定できるようにすれば，固化処理による改良地盤の液状化評価法として用いることができるかも知れない。

(4) 電気抵抗

地盤の電気抵抗と液状化強度を関係づける研究も行われているが,[10] 実用化するためにはさらに研究が必要であろう。

(5) そ の 他

その他の方法として，杭打貫入試験，発破試験，重錘試験等があるが，試験がかなり大がかりになり，振動公害を発生させる可能性もあるので，あまり実用的ではないと考えられる。

最近Flat Plate Dilatomer を用いて砂地盤の液状化特性を予測する研究が行われている。[11] これは金属板を土中に挿入して金属板に取りつけたメンブレンを水平方向に押すことによって水平方向の変形係数等を測定する試験法である。

（土木研究所）

参 考 文 献

1) Ishihara K. (1985) "Stability of Natural Deposits During Earthquakes," Proceedings of the Eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, A. A. Balkema Publishers, Rotterdam, Netherlands.

2) 佐々木康他 (1984) "地盤液状化判定のための原位置試験法に関する日米協力研究（第1報）" 第16回ＵＪＮＲ耐風耐震専門部会

3) Seed. H. B., K. Tokimatsu, L. F. Harder, and R. M. Chung (1984) "The Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations," Report No. UBC/EERC-84/15, Earhquake Engineering Research Center, Univcrsity of California, Berkeley, California.

4) Veneziano, D., and S. Liao (1984) "Statistical Analysis of Liquefaction Data," pp. 206−209 in Proceedings of the Fourth ASCE Specialty Conference on Probabilistic Mechanics and Structural Reliability, ASCE, New York, Ncw York.

5) 古賀泰之他（1986）〝振動式貫入試験機による地震被災地盤調査〟第18回ＵＪＮＲ耐風・耐震専門部会

6) Tavenas, F. et al. (1982) "The Piezocone Test in Clays : Use and Limitations,"

Proc. of tbe Second European Symposium on Penetration Testing.

7) De Alba, P. et al. (1984) "Elastic - Wave Velocities and Liquefaction Potential," Geotechnical Testing Journal Vol. 7, No. 2

8) 西亀達夫, 伊藤勝久, 加藤茂樹 (1979) "クロスホール法の地盤改良効果判定への応用" 第14回土質工学研究発表会, pp. 541 − 544

9) Dobry, R., R. S. Ladd, F. Y. Yokel, R. M. Chung, and D. Powell (1982) "Prediction of Pore Water Pressure Buildup and Liquefaction of Sands During Earthquakes by the Cyclic Strain Methods." Building Science Series 138, National Bureau of Standards, U.S. Department of Commerce, U. S. Government Printing Office, Washington, D. C.

10) Arulmoli. K., K. Arulanandan, and H. B. Seed (1985) "New Method for Evaluating Liquefaction Potential," Journal of Geotechnical Engineering, ASCE Vol. 111 No. 1, pp. 95 − 114.

11) Robertson, P. K. and Campanella, R. G. (1986) "Estimating Liqnefaction Potensial of Sands Using the Flat Plate Dilatometer," Geotechnical Testing Journal Vol. 9, No. 1, pp. 38 ~ 40

8. ま と め

本共同研究の今年度の活動の成果の概要は以下のようである。

8.1 締固め・排水工法グループの研究成果

(1) グラベルパイルの間隙水圧予測プログラムを開発し，グラベルパイルの効果に及ぼす砂層及びドレーンの透水係数の影響，ドレーン径の影響，ドレーンの貫入程度の影響などを明らかにした。

(2) グラベルドレーンを掘割道路に用いた場合の効果を2次元有限要素解析により検討し，ドレーン配置による浮上り安全率への影響を明らかにした。

(3) 掘割道路に対し締固め工法により改良した場合の効果について模型振動実験により検討を行い，特に掘割道路直下の地盤を締固めて液状化を防止することによる安定効果が大きいことを明らかにした。

8.2 固化工法グループの研究成果

(1) 2次元有限要素応答解析により，掘割及び盛土に対し種々の配置で改良を行った場合の振動軽減効果及び液状化防止効果を調べ，構造物直下改良型と側方部改良型のいずれもが有効であることを明らかにした。

(2) 軟弱地盤上盛土の耐震対策として地盤固化処理工法を用いた場合の耐震効果について模型振動実験により調べ，改良型式・位置の違いによる効果の差異について明らかにした。

(3) 水平砂地盤に固化処理工法を用いた場合の小型模型振動実験を実施し，改良型式の違いにより程度の差はあるが，いずれも液状化防止効果が認められた。

8.3 排水補強杭工法グループの研究成果

(1) 繰返しねじりせん断試験より，小口径の補強杭による顕著な耐震補強効果が確認された。

(2) この耐震補強効果は，補強杭の補強の程度を表わすパラメータnEA/As(kgf/cm²)で統一的に表示できそうであることが認められた。

(3) パラメータnEA/As（kgf/cm²）の実用性は，模型振動実験においても確認された。

(4) 排水補強杭の耐震補強効果は，排水のない場合よりも相当増加することが確認された。