保存用

共同研究報告書

第１８５号

液状化対策工法の開発に関する共同研究報告書（その4）

平成８年12月

建設省土木研究所地震防災部動土質研究室、振動研究室
東亜建設工業株式会社
前田建設工業株式会社
五洋建設株式会社
三信建設工業株式会社
株式会社竹中工務店
株式会社間組
戸田建設株式会社
不動建設株式会社
株式会社大林組
鹿島建設株式会社
株式会社竹中土木
株式会社フジタ
復建調査設計株式会社
日本技術開発株式会社
新日本製鐵株式会社
住友金属工業株式会社
小野田ケミコ株式会社

Copyright © (1996) by P. W. R. I.

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

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

共同研究報告書
第185号平成８年12月

液状化対策工法の開発に関する共同研究報告書（その４）

建設省土木研究所地震防災部動土質研究室長　松尾　修
建設省土木研究所地震防災部振動研究室長　田村敬一
東亜建設工業㈱取締役土木本部技術研究所所長　半沢秀郎
前田建設工業㈱土木設計本部土木設計部設計第二部長　布施勝
五洋建設㈱技術本部技術部課長代理　藤原敏光
三信建設工業㈱取締役技術開発部部長　大友孝之
㈱竹中工務店原子力エネルギーエンジニアリング本部副本部長　鈴木善雄
㈱間組技術研究所技術開発部土木技術開発室室長　石原公明
戸田建設㈱土木技術開発室プロジェクトマネージャー　松下清一
不動建設㈱ジオ・エンジニアリング事業本部開発室室長　磯田知広
㈱大林組技術研究所土木第二研究室室長　西林清茂
鹿島建設㈱土木設計本部設計技術部部長　山本正明
㈱竹中土木技術開発本部副本部長　神崎靖
㈱フジタ技術研究所副所長　和久昭正
復建調査設計㈱技術研究所所長　福田直三
日本技術開発㈱土木本部構造・橋梁部兼地震防災部部長　佐伯光昭
新日本製鐵㈱建材開発技術部部長代理　川上圭二
住友金属工業㈱建設技術部次長　飯田毅
小野田ケミコ㈱技術本部取締役副本部長兼技術研究所所長　下田正雄
（いずれも代表者のみを記す）

要旨：液状化対策工法に関する共同研究報告書

本報告は、軟弱地盤に構築される構造物の地震時安全性の向上を図るために、特に都市内の多様な条件下の構造物へ適用可能な地盤対策工法の体系化並びに新規技術の開発を行う目的で、建設省土木研究所と民間企業17社との共同研究として平成４年度から５ヵ年の予定で研究を進めている「液状化対策工法に関する共同研究」について、平成７年度実施分の成果をとりまとめたものである。

キーワード：耐震対策、軟弱地盤、液状化、盛土、地中構造物、広域的地盤、注入工法、締固め工法、固化工法、鋼材、排水工法

目　　次

平成７年度共同研究担当者名簿 …… 1

第１章　研究目的 …… 3

第２章　研究体制および研究計画 …… 9
2.1　研究体制 …… 11
2.2　研究計画 …… 12

第３章　耐震設計の基本方針に係わる検討 …… 25

第４章　液状化対策工法の開発および整備に関する研究成果 …… 29
4.1　今年度の研究の概要 …… 31
4.1.1　研究目的 …… 31
4.1.2　研究概要 …… 31
4.2　グラウト工法の設計・施工法の検討 …… 34
4.2.1　研究の概要 …… 34
4.2.2　長期耐久性試験 …… 34
4.2.3　材料の浸透性に関する検討 …… 35
4.2.4　土槽注入実験結果 …… 40
4.2.5　設計法の検討 …… 49
4.2.6　まとめと今後の課題 …… 50
4.3　特殊石灰パイル工法の設計・施工法の検討 …… 51
4.3.1　長期安定性に関する屋外ピット試験 …… 51
4.3.2　パイル強度の増加に関する実験 …… 53
4.3.3　振動台実験結果の解析 …… 56
4.3.4　特殊石灰パイル工法の設計法の検討 …… 75
4.3.5　まとめと今後の課題 …… 80
4.4　コンパクショングラウチング工法の設計・施工法の検討 …… 84
4.4.1　コンパクショングラウチング注入材料試験 …… 84
4.4.2　液状化対策工事実施例（石油基地における施工例） …… 86
4.4.3　震災復旧工事におけるコンパクショングラウチング施工時の
地盤変動測定結果報告（その１） …… 88

4.4.4 まとめ …… 94
4.5 深層混合処理工法の設計・施工法の検討 …… 96
4.5.1 盛土構造物に対する設計法の検討 …… 96
4.5.2 地中線状構造物に対する設計法の検討 …… 155
4.5.3 まとめと今後の課題 …… 164
4.6 鋼材を用いた対策工法の設計・施工法の検討 …… 166
4.6.1 研究概要 …… 166
4.6.2 盛土の液状化対策として用いる鋼矢板壁の
設計計算法に関する模型振動台実験 …… 167
4.6.3 盛土構造物に対する鋼矢板を用いた液状化対策工法に関する数値解析 …… 176
4.6.4 まとめと今後の課題 …… 184
4.7 締固め工法の設計・施工法の検討 …… 187
4.7.1 締固め改良地盤の損傷領域に関する検討 …… 187
4.7.2 阪神・淡路大震災における締固め改良地盤の実挙動に関する検討 …… 197
4.7.3 まとめと今後の課題 …… 203
4.8 ドレーン工法の設計・施工法の検討 …… 204
4.8.1 ドレーン施工部と未改良部の境界部における間隙水圧の変化傾向の検討 …… 204
4.8.2 地中構造物に作用する揚圧力の発生と消散傾向の検討 …… 206
4.8.3 まとめと今後の課題 …… 211
4.9 杭基礎の設計法の検討 …… 213
4.9.1 研究概要 …… 213
4.9.2 液状化時の水平地盤反力係数に関する検討 …… 214
4.9.3 液状化地盤中における杭基礎の挙動に関する模型振動台実験による検討 …… 216
4.9.4 杭基礎の挙動に関する遠心模型実験 …… 222
4.9.5 まとめと今後の課題 …… 228

第5章 盛土・堤防に対する液状化対策工法の開発に関する研究成果 …… 231
5.1 今年度の研究の概要 …… 233
5.2 各対策工法の適用性の検討 …… 236
5.2.1 簡易設計法の課題 …… 236
5.2.2 工法選定に関する考察 …… 245
5.3 大規模地震時の設計法の検討 …… 250
5.3.1 設計の基本方針 …… 250
5.3.2 設計震度の検討 …… 253
5.4 円弧すべり計算手法の検討（その2） …… 267

5.4.1 検討目的 …… 267
5.4.2 検討方法 …… 267
5.4.3 検討結果 …… 272
5.5 有効応力解析手法の適用性の検討（その2） …… 277
5.5.1 ＬＩＱＣＡによる解析 …… 277
5.5.2 動的遠心模型実験シミュレーションのまとめ …… 281
5.6 ジオテキスタイルによる耐震対策の検討 …… 283
5.6.1 ジオテキスタイル工法の設計の考え方 …… 283
5.6.2 簡易設計法による試設計 …… 291
5.6.3 詳細設計法による照査 …… 296
5.7 特殊石灰パイル工法による耐震対策の検討 …… 299
5.7.1 土圧増加を考慮した簡易設計法の検討 …… 299
5.7.2 既設河川堤防に対する試計算 …… 302
5.8 鋼材を用いた耐震対策の検討 …… 310
5.9 今後の研究課題と研究計画 …… 321
5.9.1 研究項目および実施手順の見直し …… 321
5.9.2 次年度の研究課題 …… 322

第6章 地中構造物（線状、面状）に対する液状化対策工法の開発に関する研究成果 …… 323
6.1 今年度の研究の概要 …… 325
6.2 液状化時における線状地中構造物の設計計算について …… 328
6.2.1 概要と目的 …… 328
6.2.2 模型振動台実験の結果 …… 328
6.2.3 3次元ＦＥＭ解析による解析結果 …… 331
6.2.4 液状化時における線状地中構造物の安定性について …… 332
6.3 地盤改良範囲の設定法に関する検討 …… 334
6.3.1 検討内容および目的 …… 334
6.3.2 すべり安全率に基づく地中構造物の安定性評価に関する検討 …… 335
6.3.3 構造物側部の改良幅とすべり安全率について …… 339
6.3.4 既往の検討例に見られる既設構造物の直下未改良部の影響について …… 341
6.3.5 まとめと今後の課題 …… 343
6.4 まとめおよび今後の研究課題 …… 345

第7章 広域的液状化対策の開発に関する研究成果 …… 347
7.1 今年度の研究の概要 …… 349

7.2 広域的液状化対策工法の設計マニュアルに関する検討 …… 351
7.2.1 総 説 …… 351
7.2.2 調 査 …… 351
7.2.3 広域的液状化対策工法としての地下水位低下工法の設計 …… 351
7.2.4 設計例 …… 351
7.3 まとめと今後の課題 …… 352

第8章 液状化対策技術マニュアルに関する研究成果 …… 353
8.1 今年度の研究概要 …… 355
8.2 マニュアル暫定版の課題の整理と今後の予定 …… 356

第9章 全体のまとめ …… 361
9.1 耐震設計の基本方針に係る検討成果 …… 363
9.2 液状化対策工法の開発および整備に関する研究成果 …… 363
9.2.1 グラウト工法 …… 363
9.2.2 特殊石灰パイル工法 …… 363
9.2.3 コンパクショングラウチング工法 …… 364
9.2.4 深層混合処理工法 …… 364
9.2.5 鋼材を用いた対策工法 …… 364
9.2.6 締固め工法 …… 365
9.2.7 ドレーン工法 …… 365
9.2.8 杭基礎の設計法 …… 365
9.3 盛土・堤防に対する液状化対策工法の開発に関する研究成果 …… 366
9.4 地中構造物（線状・面状）に対する液状化対策工法の開発に関する研究成果 …… 367
9.5 広域的液状化対策の研究成果 …… 367
9.6 液状化対策技術マニュアルに関する研究成果 …… 367

平成７年度共同研究担当者名簿

氏名	所属			
松尾　修	建設省土木研究所	耐震技術研究センター	動土質研究室	室長
田村敬一	〃	〃	振動研究室	〃
二宮嘉朗	〃	〃	〃	主任研究員
島津多賀夫	〃	〃	動土質研究室	研究員
堤　達也	〃	〃	〃	〃
東　拓生	〃	〃	振動研究室	〃
半沢秀郎	東亜建設工業㈱	技術研究所	所長	
辻　清夫	〃		副所長	
岸田隆	〃		土質研究室	室長
鈴木耕司	〃		土質研究室	
浅田英幸	〃		〃	
布施　勝	前田建設工業㈱	土木設計本部	土木設計第二部	部長
本間政幸	〃	〃	〃	課長
大川尚哉	〃	〃	〃	主任
石黒健幸	〃	技術本部	技術研究所 土質研究室	主任
大竹利幸	〃	土木設計本部	土木設計第二部	
藤原敏光	五洋建設㈱	技術企画部		課長代理
林　健太郎	〃	技術研究所	第一研究開発室	係長
三好俊康	〃	〃	第二研究開発室	
村松伴博	〃	〃	第一研究開発室	
大友孝之	三信建設工業㈱	取締役	技術開発部	部長
大沢一実	〃		〃	課長
秋山敏行	〃		第一事業部	課長
新坂　孝志	〃		技術開発部	主任
鈴木善雄	㈱竹中工務店	原子力エネルギーエンジニアリング本部		副本部長
鈴木吉夫	〃	技術研究所	主任研究員	
塩見忠彦	〃	〃	〃	
津吉秀一	〃	ニューフロンティアエンジニアリング本部		部長
山本光起	〃	〃		課長
石原公明	ハザマ	技術研究所	技術開発部	土木技術開発室　室長
三原正哉	〃	土木統括本部	技術・設計第１部第２課	課長
大橋幹生	〃	土木統括本部	技術・設計第１部第３課	課長
渦岡良介	〃	土木統括本部	技術・設計第１部第３課	
丸山浩史	〃	技術研究所	技術開発部	土木技術開発室
松下清一	戸田建設㈱	土木技術開発室	プロジェクトマネージャー	
光成高志	〃	技術研究所	プロジェクトマネージャー	
渡辺稔明	〃	土木技術開発室	プロジェクトチーム	
朝倉弘明	〃	土木設計室	設計３課	
柴田　靖	〃	土木技術開発室	プロジェクトチーム	

◎：幹事長
○：副幹事長

氏　名	所　属
◎磯田知広	不動建設㈱　ジオ・エンジニアリング事業本部　開発室　室長
川上高広	〃　〃　〃　部長
山本実	〃　〃　技術統轄部第一研究室長
桑原正彦	〃　〃　開発室　課長
栗波啓治	〃　〃　開発室　課長
原田健二	〃　〃　術統轄部技術管理室　課長
西林清茂	大林組　技術研究所　土木第２研究室　室長
松尾龍之巳	〃　〃　〃　主任研究員
細谷芳三	〃　〃　〃　〃
後藤洋和	〃　〃　土木第５研究室　室長
田中紀	〃　〃　〃　研究員
清水保明	鹿島建設㈱　土木設計本部　設計技術部　課長
奥津一夫	〃　〃　〃　課長代理
砂坂善雄	〃　〃　〃
萩原智寿	〃　〃　〃
鈴木輝一	〃　技術研究所　第１研究部　第２研究室　主任研究員
神崎靖	㈱竹中土木　技術本部　本部長
奥村良介	〃　〃　技術部　副部長
堀淳二	〃　〃　〃　課長
徳永幸彦	〃　工事本部　海洋技術部　係長
中村正博	㈱フジタ　技術研究所　土木研究部長
斉藤悦郎	〃　〃　土木研究部土木構造グループリーダー
岸下崇裕	〃　〃　〃　〃　主任
山県達弥	〃　土木本部　技術部　チーフエンジニア
谷藤正樹	〃　〃　設計部　〃
福田直三	復建調査設計㈱　技術研究所　所長
田尻宣夫	〃　〃　主任研究員
吉浪康行	〃　水工技術部　次長
滝昌和	〃　高松支社　課長
藤井照久	〃　本社地質調査部　技師
○佐伯光昭	日本技術開発㈱　土木本部　構造橋梁部兼地震防災部　部長
真鍋進	〃　〃　〃　課長
金聲漢	〃　〃　綜合技術部　課長補佐
濱野雅裕	〃　〃　構造橋梁部兼地震防災部　課長補佐
川上圭二	新日本製鐵㈱　建材開発技術部　部長代理
河原繁夫	〃　〃　〃
龍田昌毅	〃　鉄鋼研究所　鋼構造研究開発センター　主任研究員
原田典佳	〃　建材開発技術部
飯田毅	住友金属工業㈱　建設技術部　次長
喜田浩	〃　〃　〃
才村幸生	〃　〃　東京土木建材技術室担当課長
田中宏征	〃　〃　土木技術研究室　研究員
下田正雄	小野田ケミコ㈱　技術・開発本部技術研究所取締役副本部長　兼 技術研究所　所長
別所三千夫	〃　土木本部　設計部　課長
竹田敏彦	〃　統括本部　海外室　課長　兼　技術・開発本部　設計部
藤井壮一	〃　技術・開発本部　技術研究所
新越寿郎	〃　〃　〃
池上正芳	〃　〃　〃

◎：幹事長
○：副幹事長

第1章　研　究　目　的

第1章　研究目的

1995年1月に発生した兵庫県南部地震は、1923年関東大地震以来の、大都市部を襲った大規模地震であった。この地震は人命・資産に多大の被害をもたらしたが、建設省のみならず他の諸官庁、地方自治体、各種企業体において諸施設の耐震性の見直しを迫るものとなった。建設省においては、直後より、橋梁、河川堤防、下水道その他の各種の所管施設の耐震強化を図る方向で検討ないしは事業化が進められている。ここにおいて、実用的かつ合理的な液状化対策工法が求められており、本研究はまさにこれらのニーズに応えることが要請されている。本研究の当初目的は以下のとおりである。

我国の大都市の多くは、河川の河口部に堆積した軟弱な沖積低地やその延長に埋立てを行った地盤に位置している。一般に各種構造物の地震時被害は地盤の良否に大きく影響され、過去の被害地震において構造物被害は液状化性地盤において多くなっている。このような被害を軽減するための方策として以下のものが考えられる。

(1)　ある施設が被害を受けたときに代替機能を果たす施設を整備する。

(2)　地震被害を生じないように構造的に補強を行う。

(3)　地盤を強化し軟弱地盤としての影響を軽減する。

近年の建設省の関連事業における上記(3)の耐震地盤対策の実施状況は以下のようであった。

・道路局、都市局では既設の道路構造物の震災点検を実施しているが、平成3年度の点検の中で軟弱地盤上の橋梁取付盛土の安定、並びに液状化性地盤中の共同溝の浮上りが点検されるようになっている。これらを受けて、今後、対策が実施されていくことになる。なお、この点検を先行的に実施した既設の共同溝並びに現在建設中の共同溝について、詳細に検討を行い矢板締切り工法による対策を実施した例がある。

・液状化の恐れのある地盤上に新設される道路盛土について、地盤をサンドコンパクションパイルによる締固めにより安定化がはかられた例がある。

・河川堤防は大都市内部では既に一応の断面で建設されているが、いくつかの河川で耐震性の検討が行われ、ある河川では深層混合処理による既設堤防の対策が試験的に実施され始めた。

さらに、都市内において重要な公共施設は、建設省のみならず他の諸官庁、地方自治体、各種企業体によっても建設、管理され、各所において液状化対策の検討が行われている。

これらの検討事例から、次のような工法の開発が要請されている。

1)　従来の工法では施工が不可能な既設構造物直下の地盤改良に適用できる工法

2)　騒音、振動、隣接構造物への影響など施工上の制約がある新設・既設構造物に適用できる工法

3)　大規模な地盤造成を行う場合に比較的低コストで液状化対策が実施できる工法

また、合理的な工法選定を行うためには、改良仕様と改良範囲を決める設計条件と評価項目が各工法間で対応づけられている必要があり、これらの体系化の検討を既存工法も含めて行うことが求められている。特に、比較的生じる可能性の高い中規模の地震に対しては構造物の健全性が損なわれず、希に生じる大規

模な地震に対しても構造物の安定と機能が損なわれるような大規模の変状の発生を阻止できることを目標として、二段階の地震レベルを想定した耐震設計法(本報告書においては「二段階耐震設計法」と称する)が重要な土木構造物において近年導入されつつあり、液状化性地盤上の構造物の耐震対策においても同設計法の採用が今後要求されることになるものと考えられる[1]。

これらを背景として、本共同研究で取り上げる研究課題と、それぞれの目的及び内容を以下に示す。

(A) 液状化対策工法の開発及び整備

上記1)～3)の条件を満たす新工法を開発するために、使用材料の選定、対策効果の確認とその評価法の検討、設計法の作成、試算検討、施工法の検討等を行う。また、合理的な工法選定を行うために、既存の工法の設計条件や評価項目の見直しを行い、設計法を整備する。具体的には以下の工法を対象とする。

(新工法)

・グラウト工法
・静的締固め工法
・深層混合処理工法
・鋼材を用いた対策工法

(既存工法)

・締固め工法
・ドレーン工法

(B) 道路盛土・堤防に対する液状化対策工法の開発

道路盛土、河川堤防のような盛土構造物が液状化性地盤上にある場合の耐震対策工法を開発するために、以下の検討を行う。

・耐震対策の基本方針に関する検討
・構造物の特性を考慮した必要対策範囲の評価法の検討
・対策工の設計を行うための地盤と構造物の動的挙動の予測手法の検討
・1)で開発、整備した各種対策工法の適用性の検討

(C) 線状地中構造物に対する液状化対策工法の開発

(D) 面状地中構造物に対する液状化対策工法の開発

共同溝、掘割道路のような線状地中構造物と、地下駐車場、下水処理場のような面状地中構造物を対象にして、(B)と同様な検討を行う。

(E) 液状化性地盤における広域的耐震地盤対策の開発

埋め立て地のように広範囲な軟弱地盤において、複数の構造物の耐震対策を一括して広域的に実施する工法を開発するために、以下の検討を行う。

・広域的耐震地盤対策の可能性に関する検討
・広域的耐震地盤対策の効果とその評価法の検討
・広域的な地盤調査手法の検討

(F) 液状化地盤の耐震対策技術マニュアルの作成

上記(A)～(E)の成果をもとに、二段階耐震設計法を前提とした設計・施工法の体系化に関する検討を行い、「液状化地盤の耐震対策技術マニュアル（仮称）」としてとりまとめる。

なお、本共同研究の名称は「軟弱地盤耐震対策工法に関する共同研究」であったが、6年度より「液状化対策工法の開発に関する共同研究」に変更した。

（建設省土木研究所）

参考文献

1) 建設省土木研究所ほか：軟弱地盤耐震対策工法に関する共同研究報告書、共同研究報告書第91号、pp. 25～33, 1993.

第２章　研究体制および研究計画

第２章　研究体制および研究計画

2.1　研究体制

本共同研究の目的は１．に述べたように広範囲となるため、目的に応じたグループ編成を行い、研究を遂行することとした。グループは目的の内容に沿った第一から第五の５つの研究グループとグループの成果のとりまとめとして各グループの代表で構成されるマニュアルワーキンググループの６グループとした。グループ編成の特徴としていえることは、第一グループが個々の液状化対策工法の開発を目的としているのに対して、第二から第五グループが第一グループの成果を活用して、固有の構造物（盛土、地中構造物等）に対する液状化対策工法の開発を目的としている点である。

よって、研究グループの研究活動としては、第一グループの工法開発グループと第二～第五の構造物別対策工法グループがマトリックスとなって、共同で研究をして成果を挙げてゆくことが大きな特徴である。具体的には、図-2.1.1に示すように、構造物毎の各工法の設計法の構築を第一グループが担当し、第二～五グループは構造物毎の設計主要項目の設定、工法毎の必要検討項目の提示、各工法の適用性の評価、工法以外の一般的な部分も含めた最終的な設計法のとりまとめを担当する。なお、これらのやりとりは、第二～五グループに参加している第一グループのメンバーを通して行う。また、マニュアルワーキンググループは平成５年度より素案の作成、各グループへの検討項目の提示、試算項目の指示などの作業を始め、平成７年度にはマニュアル暫定版を作成した。最終年度には、液状化対策工法に関する設計・施工マニュアルを作成する。

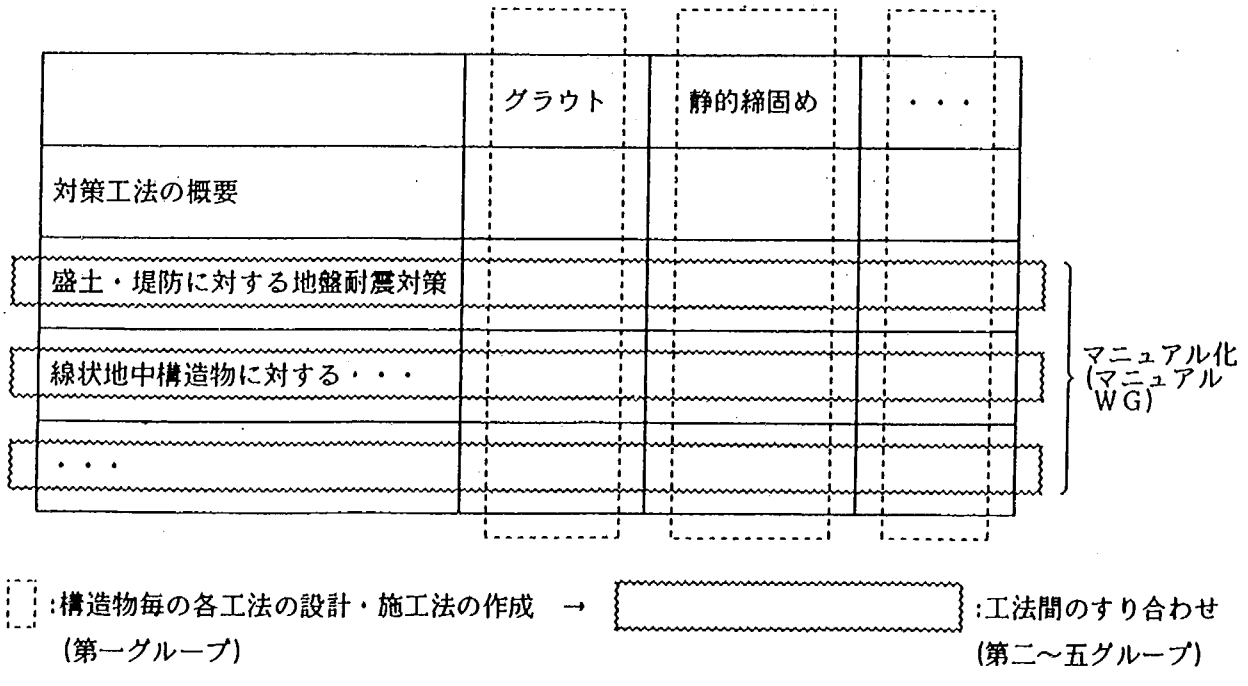


図-2.1.1　研究活動のイメージ

研究遂行にあたっての調整は、各研究グループに幹事会社を定め、内容に応じて以下の会議の中で行うこととした。

会議名称	主催者	参加者	開催回数
全体会議	土木研究所	参加各社	2回／年
幹事会	幹事長	グループ幹事	4回／年
グループ会	グループ幹事	グループメンバー	1回／月

各グループ毎の研究実施項目と担当民間各社を一覧にとりまとめたのが表-2.1.1である。

2.2 研究計画

5年間にわたる（平成4年から8年）予定の本共同研究の研究目的を達成するために、第一～第五グループにおいて検討したグループごとの研究項目および全体研究工程を示したのが表-2.2.1～表-2.2.10 である。

これによると、第一の工法開発グループと第二から第五の構造物対策グループともに第3年度の平成6年までに具体的な項目の実験・解析の大半を実施し、後2年間で設計法の構築・マニュアル等のとりまとめを行う計画としている。このうちの前半の研究が終了し、今年度から、設計法の構築・マニュアル案等のとりまとめにかかり、次年度に最終的にマニュアルとしてとりまとめることとなってきている。

一方、すべてのグループに共通な二段階耐震設計法についての検討はグループ全体で実施しており、地中構造物としての共通性から第三・第四グループは共同で活動している。

今後は、マニュアル暫定版の各工法間の設計法の調整を行うとともに、未着手部分を早急に補強し、マニュアルを完成させる必要がある。

（不動建設）

表-2.1.1　研究開発のための体制表

研究グループ	担当会社	「1．研究目的」との対応
第一グループ　液状化対策工法の開発及び整備に関する研究 開工発法 ┌ グラウト工法の開発 　　　├ 静的締固め工法の開発 　　　├ 深層混合処理工法の開発 　　　└ 鋼材を用いた対策工法の開発 整工備法 ┌ 締固め工法の整備 　　　└ ドレーン工法の整備	戸田建設、小野田ケミコ、三信建設、 竹中工務店、竹中土木、○不動建設、大林組、 住友金属、新日鉄、間組、前田建設、 東亜建設、五洋建設	(A) 液状化対策工法の開発および整備
第二グループ　盛土・堤防に対する液状化対策工法の開発に関する研究 ┌ 盛土構造物に対する液状化対策工の基本方針に関する研究 ├ 必要改良範囲の評価に関する研究 ├ 対策工設計のための地盤及び構造物の動的挙動の予測に関する研究 └ 液状化対策工設計法の適用に関する研究	復建調査設計、＊不動建設、＊○間組、 ＊新日鉄、＊戸田建設、＊三信建設	(B) 盛土・堤防に対する液状化対策工法の開発
第三グループ　線状地中構造物に対する液状化対策工法の開発に関する研究 ┌ 線状地中構造物に対する液状化対策工の基本方針に関する研究 ├ 必要改良範囲の評価に関する研究 ├ 対策工設計のための地盤及び構造物の動的挙動の予測に関する研究 └ 液状化対策工設計法の適用に関する研究	○日本技術開発、フジタ、鹿島建設、 ＊小野田ケミコ、＊前田建設、＊戸田建設、 ＊竹中土木、＊不動建設、＊住友金属	(C) 線状地中構造物に対する液状化対策工法の開発
第四グループ　面状地中構造物に対する液状化対策工法の開発に関する研究 ┌ 面状地中構造物に対する液状化対策工の基本方針に関する研究 ├ 必要改良範囲の評価に関する研究 ├ 対策工設計のための地盤及び構造物の動的挙動の予測に関する研究 └ 液状化対策工設計法の適用に関する研究	日本技術開発、＊五洋建設、＊○竹中工務店、 ＊戸田建設、＊三信建設、＊不動建設、＊住友金属	(D) 面状地中構造物に対する液状化対策工法の開発
第五グループ　軟弱地盤における広域的液状化対策の開発に関する研究 ┌ 広域液状化対策の可能性に関する研究 ├ 対策工効果の予測に関する研究 └ 耐震地盤改良のための地盤評価手法に関する研究	○鹿島建設、＊大林組、＊竹中土木、 ＊竹中工務店、＊東亜建設	(E) 軟弱地盤における広域的液状化対策の開発
マニュアル作成WG ┌ 液状化対策工設計の基本方針の作成 └ マニュアル作成	○日本技術開発、不動建設、復建調査設計、 フジタ、五洋建設、鹿島建設、大林組、 竹中工務店、新日鐵、間組	(F) 液状化対策技術マニュアルの作成

○印はグループ幹事　　＊印は第一グループから第二～第五グループへの参加会社

表-2.2.1　第一グループ研究項目および内容

研　究　項　目	研　究　内　容
(1)　グラウト工法の開発	1．工法適用適正範囲の調査 ①地盤条件、②適用構造物の構造・形状、③注入方法の選定 2．開発研究 ・注入材料の特性試験 ・大型土層注入実験 ・現場注入実験 3．マニュアルの作成
(2)　静的締固め工法の開発	(2)-1　コンパクショングラウチング工法 1．資料収集及び分析 2．実大実験 ①形状把握試験、②締固め度測定試験 3．近接構造物への影響度の研究 4．設計法、評価法、施工管理手法の作成 5．適用条件の整理 6．マニュアルの作成
	(2)-2　特殊石灰パイル工法 1．効果の検証 ①配合実験、②土槽実験 2．効果の現地調査法（土槽実験） 3．必要改良範囲の実験・解析的検討（模型振動台実験） 4．設計方法の検討 5．マニュアルの作成
(3)　深層混合処理工法の開発	1．既設計法の問題点の検討 ①既設構造物、②新設構造物 2．新設構造物に対する利用上の課題検討 ①盛土構造物、②線状構造物、③面状構造物 3．1．2．以外の新たな課題検討（例えば土留め兼用タイプ） 4．施工法の検討 5．マニュアルの作成
(4)　鋼材を用いた対策工法の開発	1．排水効果を考慮した鋼材の新使用法の検討 ①鋼材の適正配置法、②他工法との効果的併用法 2．地中構造物への適用法 3．盛土・堤防への適用法 4．杭基礎構造物への適用法 5．マニュアルの作成
(5)　締固め工法の整備	1．既存技術の整理と問題点の抽出 ①サンドコンパクションパイル工法（ＳＣＰ工法） ②ロッドコンパクション工法 ③バイブロフローテーション工法 ④重錘落下工法（動圧密工法）、⑤表層締固め工法 2．各種構造物への適用についての留意点のとりまとめ 3．マニュアルの作成
(6)　ドレーン工法の整備	1．既存技術の整理と問題点の抽出 ①自然材料を用いた工法、②人工材料を用いた工法 ③構造物をドレーンで巻き立てる工法 2．各種構造物への適用についての留意点のとりまとめ 3．マニュアルの作成

表-2.2.2(1)　第一グループの研究実施工程（その１：開発工法）

項目 ＼ 実施年度と担当			平成４年度	平成５年度	平成６年度	平成７年度	平成８年度
研究計画立案			―				
(1) グラウト工法の開発	工法適用適正範囲の調査		―			―	
	開発研究	注入材料の時性試験	―	―	―	―	―
		大型土槽注入実験		―	―		
		現場注入実験			―	----------	
	マニュアルの作成					―	―
(2)-1 コンパクショングラウチング工法の開発	資料収集及び分析		―				
	実大実験（形状把握試験、締固め度測定試験）		―	―			
	近接構造物への影響度の研究			―	―		
	設計法、評価法、施工管理手法の作成			―	―		
	適用条件の整理				―		
	マニュアルの作成					―	―
(2)-2 特殊石炭パイル工法の開発	効果の検証（配合実験、土槽実験）		―	―	―		
	効果の現地調査法（土槽実験）			―	―		
	必要改良範囲の実験・解析的研究（模型振動台実験）				―		
	設計方法の検討			―	―		
	マニュアルの作成					―	―
(3) 深層混合処理工法の開発	既設計法の問題点の検討		―				
	新設構造物に対する利用上の課題検討		―	―	―		
	新規適用分野における検討		―	―	―		
	施工法の検討		―	―	―		
	マニュアルの作成		―	―	―	―	―
(4) 鋼材を用いた対策工法の開発	排水効果を考慮した鋼材の新使用法の検討		―	―			
	地中構造物への適用法		―	―			
	盛土・堤防への適用法			―	―		
	杭基礎構造物への適用法				―		
	マニュアルの作成				―	―	―

表-2.2.2(2)　第一グループの研究実施工程（その２：整備工法）

項目 ＼ 実施年度と担当		平成４年度	平成５年度	平成６年度	平成７年度	平成８年度
(5) 締固め工法の整備	既存技術の整理と問題点の抽出	——----				
	各種構造物への適用上の留意点の検討	——----				
	研究課題の設定	——				
	技術課題の検討		——	——		
	マニュアルの作成				——	
(6) ドレーン工法の整備	既存技術の整理・問題点の抽出	——				
	構造物への適用上の留意点の検討	——				
	研究課題の設定	——				
	技術課題への検討		——	——		
	マニュアルの作成				——	

表-2.2.3　第二グループ研究項目および内容

研　究　項　目	研　究　内　容
(1)　盛土・堤防に対する液状化対策工の基本方針に関する研究	①　各耐震対策工法の盛土・堤防に対する適用性・問題点の整理と課題の抽出 ②　盛土・堤防を対象とした液状化対策技術マニュアルの目次項目および内容骨子の検討・提案 ③　盛土・堤防に対する耐震設計の基本方針の検討・提案 （設計地震動、安定性の水準等）
(2)　必要改良範囲の評価に関する研究	①　改良地盤の物性値の評価 ②　動的解析等による改良範囲と改良効果の検討 ③　改良範囲の合理的な設定法の提案
(3)　対策工設計のための地盤および構造物動的挙動の予測に関する研究	①　間隙水圧・地盤変形等を算出のための動的解析法の検討・提案 ②　被害の分類・パターン化と被害形態の数値解析的評価 ③　対策工を含めた地盤および構造物の動的挙動に関する解析 ④　時刻歴を考慮した設計荷重の組合わせの検討
(4)　盛土体の耐震補強としてのジオテキスタイルの適用性に関する研究	①　補強効果に関する数値解析による検討 ②　合理的な設計法の検討
(5)　簡易設計法の開発に関する研究	①　盛土・堤防を対象とした各液状化対策工法の簡易設計法の検討・提案
(6)　液状化対策工法の適用性に関する研究	①　盛土・堤防を対象に、各液状化対策工法を用いた試設計による実施可能性の検討および適用性の比較検討 ②　現地状況、新設、既設別の工法選定のための評価マトリックスの提案
(7)　液状化対策技術マニュアルの作成	①　盛土・堤防を対象とした液状化対策技術マニュアル（案）の検討・提案

表-2.2.4　第二グループの研究実施工程

項目＼実施年度		平成4年度	平成5年度	平成6年度	平成7年度	平成8年度
研究計画立案		—				
関連資料調査		——				
(1)	各種工法の適用性・問題点の整理と課題の抽出	——				
	液状化対策技術マニュアルの目次項目および内容骨子の検討・提案	——				
	耐震設計の基本方針の検討・提案	——	—		—	
(2)	改良地盤の物性値の評価	——	——	——		
	動的解析等による改良範囲と改良効果の検討		——	——		
	改良範囲の合理的な設定法の提案		—	——		
(3)	動的解析法の検討・提案	——				
	被害の分類・パターン化と被害形態の数値解析的評価	—				
	対策工を含めた動的挙動に関する解析		——	——		
	時刻歴を考慮した設計荷重の組合わせの検討		—	——		
(4)	補強効果に関する数値解析による検討			—		
	合理的な設計法の検討			—		
(5)	液状化対策工法の簡易設計法の検討・提案		—	——	—	
(6)	液状化対策工法の試設計による実施可能性の検討および適用性の比較検討		—	——	——	
	工法選定のための評価マトリックスの提案				——	——
(7)	液状化対策技術マニュアル（案）の検討・提案				——	——

表-2.2.5　第三グループ研究項目および内容

研　究　項　目	研　究　内　容
(1)　線状地中構造物に適用する液状化対策工法の耐震設計法基本方針、体系に関する研究	2段階設計地震入力を規定することを前提に下記の項目を対象に研究を行う。 ①　線状地中構造物を対象にした震後の確保目標および構造上の限界状態および耐震対策工法に要求される安全性の水準の明確化→基本方針の検討、提案 ②　各種対策工法に適用する耐震計算法－モデル、手法、条件などの骨子の検討、提案 ③　耐震設計マニュアルの目次項目および内容骨子の検討、提案
(2)　液状化地盤内に位置する線状地中構造物の縦断方向の挙動に関する研究	①　液状化過程までを考慮した縦断方向の地盤変形と構造物の応力算出のための動的解析手法の提案 ②　被害の分類、パターン化と被害を生じる典型的地盤のモデル化および液状化地盤中の線状構造物の動的挙動の数値解析的評価 ③　パラメトリックスタディ（例：改良範囲等）による対策工法の数値実験 ④　上記の①～③の検証のための模型振動実験 ⑤　実用設計法の提案
(3)　地盤改良の必要範囲の合理的設定法に関する研究	①　工法と改良地盤物性値の相関性分析 ②　半地下・地中線状構造物の周辺地盤を深度、幅をパラメータとして地盤改良した模型振動実験および解析法の妥当性検討 ③　半地下・地中線状構造物に対する動的解析の実施と地盤安定に必要な改良範囲の設定
(4)　線状地中構造物に適用する地盤改良および構造対処による液状化対策工法の耐震計算法に関する研究	①　既設、新設の線状地中構造物を対象とする地盤改良および構造対処による液状化対策を含む適用事例、設計手法、条件の調査 ②　地盤改良の耐震計算法の開発 ③　鋼矢板および杭、地下連続壁を用いた耐震対策工法の耐震計算法の開発 ④　上記工法を用いた試設計による実施可能性の検証および適用性の比較検討
(5)　液状化対策技術マニュアルの作成	①　現地状況、新設、既設別の工法選定のための評価マトリックスの提案 ②　地盤改良および構造物対処による液状化対策工法の設計マニュアルの作成 ③　試設計例、参考資料のとりまとめ

表-2.2.6　第三グループの研究実施工程

項目 ＼ 実施年度		平成4年度	平成5年度	平成6年度	平成7年度	平成8年度
研究計画立案		―				
関連資料調査		―				
(1)	液状化対策技術マニュアルの目次事項、内容骨子の検討、提案	―				
	耐震設計の基本方針の検討、提案	―				
	各種対策工法に適用する耐震計算法の骨子の検討、提案	―				
(2)	液状化過程までを考慮した縦断方向の動的解析手法の提案	―				
	動的挙動の数値解析的評価	―	―			
	対策工効果検証のためのパラメトリックスタディ		―			
	模型振動実験による検証		―	―		
	実用設計法の提案			―		
(3)	工法と改良地盤物性値との相関性分析	―				
	模型振動実験と動的解析法の妥当性の検証	―	―			
	動的解析による地盤改良の必要範囲の検証		―	―		
	改良範囲の合理的設定法の提案			―		
(4)および(5)	地盤改良による液状化対策工法の設計法の検討		―	―		
	構造物による液状化対策工法の設計法の検討		―	―		
	設計マニュアル原案のとりまとめ			―		
	試設計による実施可能性の検証および適用性の比較検討				―	
	対策工法選定のための評価マトリックスの提案				―	―
	設計マニュアル、参考資料とりまとめ					―

表-2.2.7　第四グループ研究項目および内容

研　究　項　目	研　究　内　容
(1)　面状構造物の耐震問題と耐震対策にあたっての基本方針に関する研究	面状地中構造物の明確化を検討する。 ①　線状地中構造物との相違点および類似点を明らかにしつつ、以下の項目に着目して、面状地中構造物の特徴を調査する。 ・面状＝寸法、形状、剛性 ・地中＝埋設深さ、基礎形式、地盤条件 ・存立条件＝機能、地形、場所、地上景観 ・設計コード（構造物別） ②　面状地中構造物の具体例として、地中駐車場あるいは地下下水処理施設について調査する。
	軟弱地盤に建設されるときの耐震問題の明確化を検討する。 ①　構造物の存立条件から設定される軟弱地盤の特徴を明らかにする。 ②　面状地中構造物の軟弱地盤における耐震問題を、設計基準に準ずる形で明確にする。それには以下の項目に着目する。 ・入力地震動（二段階設計地震入力） ・構造物の耐震性（構造、収容物） ・周辺地盤の耐震性（液状化、増幅作用） ・面状構造物の耐震問題上の特徴（線状構造物との相違点および類似点） ・地盤と構造物の相互作用（挙動の把握）
(2)　耐震対策方法の具体的方策に関する研究	軟弱地盤に建設される面状地中構造物の耐震問題への対策工法の対応方法の検討を以下の項目について行う。 ①　取扱う対象を限定するため、面状地中構造物の耐震問題を選定する。 ②　選定された耐震問題への対策工法とその対応方法について、施工法・設計方法・試設計・設計資料を検討する。
	軟弱地盤、面状地中構造物（構造、内容物）および耐震問題の三つを対策工法とその対応方法の評価・順位付けの選定の方法を検討する。
(3)　耐震対策方法の具体的方策の評価・選定方法に関する研究	軟弱地盤に建設される面状地中構造物の耐震問題に対する液状化対策工法およびその適用方法に関して、評価方法および順位付けの方法について検討する。
(4)　液状化地盤対策工法技術マニュアルの作成	①　面状地中構造物の液状化対策工法についてのマニュアルを作成する。 ②　試設計例の作成 ③　設計資料のとりまとめ

表-2.2.8　第四グループの研究実施工程

項目 ＼ 実施年度		平成４年度	平成５年度	平成６年度	平成７年度	平成８年度
研究計画立案		―				
(1)	面状構造物の特性の調査	―				
	面状構造物の設計コードの調査	―				
	軟弱地盤での耐震問題の明確化	―				
(2)	軟弱地盤での耐震問題の選定		―			
	液状化対策工法とそれによる対応方法の検討		―			
	耐震問題の検討（数値実験および模型実験の計画と実施）		―	―		
	対策工法の設計方法の検討と提案		―	―		
(3)	対策工法の設計方法のレベルの検討と評価			―	―	
	対策工法の適用性の評価方法の検討			―	―	
(4)	マニュアルの作成				―	

表-2.2.9　第五グループ研究項目および内容

研　究　項　目	研　究　内　容
(1)　広域的液状化対策工法の開発基本方針、および実施計画の策定	大都市地域の液状化対策として、ここでは多種多様な構造物を含んだ広域的な地域を対象とした対策工法に関する研究の基本方針を策定する。 ①　検討対象の設定（広域の定義づけ） ②　対策レベルの検討（どの程度まで対策するか） ③　広域的に適用できる対策工法の提案、調査、絞り込み ④　必要な実験、解析法の検討 ⑤　研究実施計画の策定
(2)　広域的液状化対策工法の開発のための基本調査	広域的液状化対策のための基本調査を行う。 ①　軟弱地盤の震害事例の調査 ②　大都市地域の地震危険度マップ（液状化等）の調査 ③　広域的地盤（事例）調査法の調査 ④　広域的地盤対策工法の適用事例の調査 ⑤　広域的地盤対策工法の法規上の問題点調査
(3)　広域的液状化対策工法の効果に関する研究	上記で絞り込んだ広域的液状化対策に関し、その効果の程度を確認するための実験的、解析的検討を行う。 ①　震害事例による地盤条件との関連性調査と分析 ②　実験による効果の確認 ・室内実験 ・模型実験 ③　解析による効果の検証 ・動的解析など
(4)　広域的液状化対策工法の周辺への影響評価に関する研究	広域的液状化対策を実施した場合に周辺区域に与える影響について検討する。 ①　周辺に与える影響およびその要因の検討 ②　対策範囲の検討 ③　対策レベルと影響範囲との関連
(5)　広域的液状化対策工法の施工法に関する研究	広域的に対策するための合理的、経済的な施工法を検討する。 例えば、地下遮水壁や地下水管理システムなどの検討 地下水位確認のための広域的地盤調査法の検討
(6)　液状化対策技術マニュアルの作成	①　地域の状況に合わせた対策工法選定法 ②　液状化対策工法の設計法のまとめ ③　試算例の作成

表-2.2.10　第五グループの研究実施工程

項目 ＼ 実施年度と担当		平成4年度	平成5年度	平成6年度	平成7年度	平成8年度
研究計画立案		———				
研究実施計画の立案		———				
(1)	検討対策の設定（広域の定義づけ）および対策レベルの検討	———				
	広域的対策工法の絞り込み	———				
	必要な実験・解析の検討	———				
(2)	軟弱地盤震害事例の調査・分析	———				
	大都市域の地震危険度マップの調査	———				
	広域的地盤調査法の調査	———				
	広域的対策工法の適用事例調査および法規上の問題点調査	———				
(3)	震害事例による対策効果の検討	———	———			
	実験的検討		———	———		
	解析的検討		———		———	
(4)	周辺への影響評価法の検討		———	———	———	
	対策範囲の検討		———	———	———	
	対策レベルと影響範囲の検討				———	
(5)	合理的・経済的施工法の検討		———	———	———	———
	広域的地盤調査法の検討					
(6)	設計マニュアル骨子（案）の作成	———	———		———	
	設計マニュアルの作成			- - - - -	- - - - -	———
	試設計の作成				———	———

第３章　耐震設計の基本方針に係わる検討

第３章　耐震設計の基本方針に係わる検討

７年度は、各構造物における設計目標水準の整理および耐震対策工法の設計法の基本方針について整理を行った。

各構造物における設計目標水準は、中規模地震および大規模地震に対し次のように規定することとした。

(1) 中規模地震に対しては、構造物に有害な変形は発生せず、震害は軽微で必要とされる機能が確保されること。

(2) 大規模地震に対しては、構造物のある程度の変形は許容するが、構造物の機能が著しく低下するような変形を防止し、比較的早期復旧が可能であること。

これらの安定性の検討における照査項目は、盛土構造物では沈下量であり、地中構造物では浮き上がり量という、構造物の地震時の変形量である。したがって、各構造物の変形量を直接予測できる手法を用いて、変形量による構造物の安定性を評価することとなる。

しかし、５年度から６年度に実施した永久変形解析の結果からも明らかなように、現状では簡易的で信頼性のある変形予測手法は確立していないので、従前の震度法による安全率を用いて構造物の地震時安定を照査する方法が現実的である。

中規模地震を対象とした耐震設計においては、震度法に基づく設計法であっても、構造物の変形が生じるか否かの照査は可能で、簡易法として震度法に基づく設計法を採用した。

一方、大規模地震を対象とした設計法については、現状では、未だ課題の残る直接的に変形量を予測する手法、あるいは、震度法による安全率を介して暗に変形量と結びつける手法のどちらかによると考えられるが、どちらの手法を用いるかは今後の検討課題である。

震度法に基づく設計法であっても、対策工法によって設計の考え方が以下の２つに分けられる。

1)　地盤系設計法

改良範囲を地盤として扱い、震度法円弧すべり安定計算等の安定計算によって耐震設計を行うもの。

2)　構造系設計法

改良体等を地中剛体あるいは構造物とみなし、改良体等の安定を確保することにより、対象構造物の安定を確保する考えに基づく設計法。

地盤系設計法は、締固め工法、ドレーン工法、特殊石灰パイル工法、コンパクショングラウチング工法に採用されている。また、構造系設計法は深層混合処理工法、グラウト工法、鋼材を用いた工法で採用されている。

本来であれば、各工法において設計手法を統一することが望ましいが、現状では各々の手法を整合することができないため、両手法が混在することとなった。なお、4.5に実験模型を対象として、両手法の計算結果の違いを検討した結果も記述しているが、限られたケースの結果であるため、どちらの手法が適切かどうかについては十分な結論は得られていない。

なお、７年度は、特に中規模地震を対象とした対策工の簡易設計法について重点を置き検討してきたた

めに、直接変形量を推定する詳細法については、大規模地震を対象とした対策工の設計法とともに、今後の課題として残された。

第４章　液状化対策工法の開発および整備に関する研究成果

第４章　液状化対策工法の開発および整備に関する研究成果

4.1　今年度の研究の概要

4.1.1　研究目的

液状化現象の研究が進められ、巨大地震の履歴により、締固め工法の有効性などが確認され、最近では、多くの対策工法の適用がなされるようになってきている。

しかし、その適用性や施工性については十分明らかにはなっていないと考えられる。また、都市内の多様な条件をもつ諸構造物のすべてに適用できる対策工法が整備されている状況にはない。

そこで、既往の液状化対策工法の整備を行うとともに、各種の条件下で適用可能な新しい液状化対策工法の実用的な設計方法、施工方法の開発を行なうことを本研究の目的とした。

4.1.2　研究概要

(1)　研究実施項目の概要

研究を進めるにあたり、液状化対策工法として新しく開発する開発工法と、既往の整備工法に大別し、各工法ごとに研究を進めることとしている。

本研究では開発工法５工法、整備工法２工法を取り上げている。

開発工法：

グラウト工法

静的締固め工法

・コンパクショングラウチング工法

・特殊石灰パイル工法

深層混合処理工法

鋼材を用いた工法

整備工法：

締固め工法

ドレーン工法

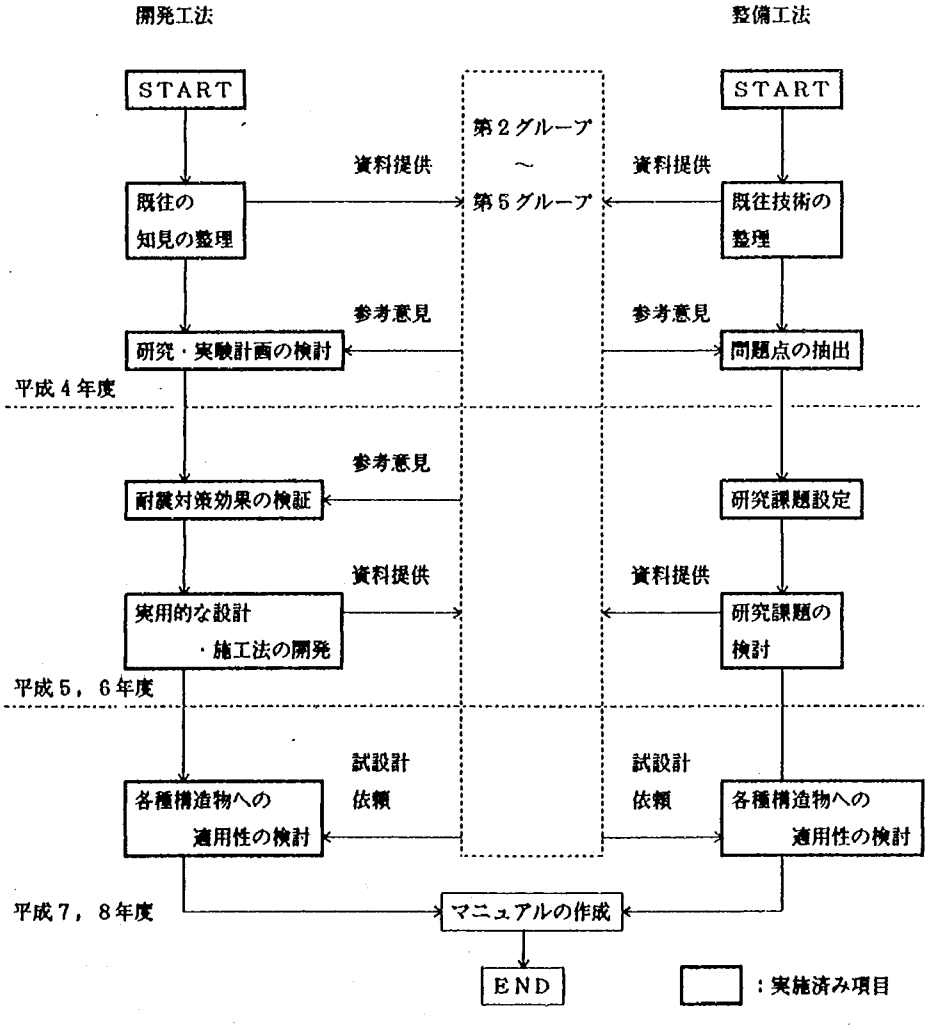


図-4.1.1　研究のフロー

研究のフローを図-4.1.1に示す。図中の左側には実施予定時期を示した。今年度までの実施済みの項目は図中の太枠部分である。具体的には、開発工法にあっては、工法により進捗状況が異なるが、平成4、平成5年度には既往の知見の整理を行うとともに、改良効果の把握のための振動実験などを実施した。平成6年度には対策効果の検証をさらにおし進めるとともに、実用的な設計法の試案を作成した。平成7年度には、これらの成果を液状化対策工法の設計法・施工法（案）としてとりまとめ、マニュアル暫定版とした。また、整備工法にあっては、平成5年度には既存技術の整理を行い、平成6年度、7年度には、特に、強震時の改良効果について地震後の改良地盤の調査や永久変形解析を実施して、改良地盤の強震時の挙動を検討し、強震時簡易設計法の検討を行なった。これらの成果を開発工法と同様にマニュアル暫定版にとりまとめた。各工法ごとの平成7年度の研究内容と具体的実施項目を対比して表-4.1.1に示した。研

表-4.1.1　平成7年度研究実施項目一覧表

工法	研究内容	具体的実施項目
1．グラウト工法	超微粒子注入材の浸透特性に関する検討	・室内一次元・三次元注入実験 材料配合の設定 注入実験による注入範囲に及ぼす地盤条件、施工条件の検討 注入後の改良確認方法の検討
	改良範囲の設定	・振動台実験
2－1　コンパクショングラウチング工法	注入材の材料試験 実施工データ収集 設計法・評価法の確認	・配合別材料の注入可能性試験 ・施工時の土圧変化の測定 ・実施工による改良前後の杭間地盤改良効果の検証
2－2　特殊石灰パイル工法	効果の検証	・長期安定性、パイル強度増加と固化反応 ・累積損傷度理論による振動台実験結果の解析
	設計法の検討	・設計法の検討 土圧増加を考慮した簡易設計法の検討
3．深層混合処理工法	設計法の検討	・試設計による既往設計法の問題抽出および改善方法の検討 ・変形解析方法の検討
4．鋼材を用いた対策工法	構造物への適用法の検討	・盛土構造物への適用性検討 振動台模型実験および数値解析による対策効果の確認、設計法の検討
5．締固め工法	設計法の検討	・締固め境界の損傷領域に関する検討 非定常浸透流解析 ・阪神大震災の事例収集
6．ドレーン工法	強震の挙動の検討 設計法の検討	・強震時改良効果の実証事例の調査 ・設計法作成のための基本パラメータの整理 ・簡易設計法の検討
7．杭基礎	設計法の検討	・振動台模型実験および遠心載荷実験による液状化時の杭の挙動に関する検討

究実施項目の詳細は4.2～4.8 に報告されている。この他、4.9に杭基礎の設計法と題して杭基礎構造物に関する基礎的研究が含まれる。

なお、マニュアル暫定版を作成するにあたり、以下に示すように対策工法の設計上の分類（( ) 内に該当する工法を明記）、対策工法の適用上考慮すべき事項の抽出、近接施工での対処方法の検討なども実施した。

・地盤系設計法（締固め工法、静的締固め工法（特殊石灰パイル工法、コンパクショングラウチング工法）、ドレーン工法）

地盤系設計法では、無対策領域および対策領域の過剰間隙水圧比を用いて、構造物の安定の検討を行う。過剰間隙水圧の算定には、液状化判定用震度を用いる。

・構造系設計法（深層混合処理工法、グラウト工法、鋼材を用いた工法）

構造系設計法では、対策を実施した構造体自体の外的安定、内的安定を照査するとともに、無対策領域内の過剰間隙水圧比および構造体の仕様を用いて全体の安定を検討する。構造体の外的安定、内的安定の照査には、慣性力用震度を用い、過剰間隙水圧の算定には液状化判定用震度を用いる。

（不動建設）

4.2　グラウト工法の設計・施工法の検討

4.2.1　研究の概要

(1) 液状化対策としてグラウト工法を実用化するためには、使用注入材料の浸透特性、効率的な施工とするための材料配合、必要改良範囲、注入後の改良範囲確認法などの要件を満たさなければならない。

グラウト工法において、恒久的な効果および液状化する可能性の高い細砂地盤への浸透性能を有する注入材料は、現在のところ超微粒子セメント注入材である。しかし、細砂地盤における超微粒子セメント注入材（懸濁液型注入材）の使用および注入方法には明確な基準がない。ここでは、注入材料の浸透および固結性状を各種実験により確認し、グラウト工法への適用基準について検討した結果を報告する。

(2) グラウト工法は地盤にほとんど変位をあたえないことから、既設構造物周辺の液状化対策として有効であるが、強制的な圧入、撹拌により改良体を形成する工法とは異なり、その改良体強度、浸透径は主に液状化地盤の性状に支配されるため、連続壁体を形成することが保証しがたい場合がある。ここでは設計手順における改良方式について検討した結果を報告する。

4.2.2　長期耐久性試験

(1) 試験目的

W/C=500%，750%および1000%の高い水セメント比による強度特性とその長期耐久性を確認するため、注入固結供試体を作製し、所定の材令で一軸圧縮試験を平成5年度より継続して行っている。

固結供試体は、豊浦標準砂に土質工学会基準(JSF T831-1990) 薬液注入による安定処理土の供試体作製法に準じて注入を行い作製した[1]。養生は、固結供試体の全面ができるだけ広く水と接するようにするため、この固結供試体体積の5倍以上の静水中である。

(2) 試験結果

超微粒子セメント注入材を用いた供試体の一軸圧縮強度試験結果を図-4.2.1に示す。

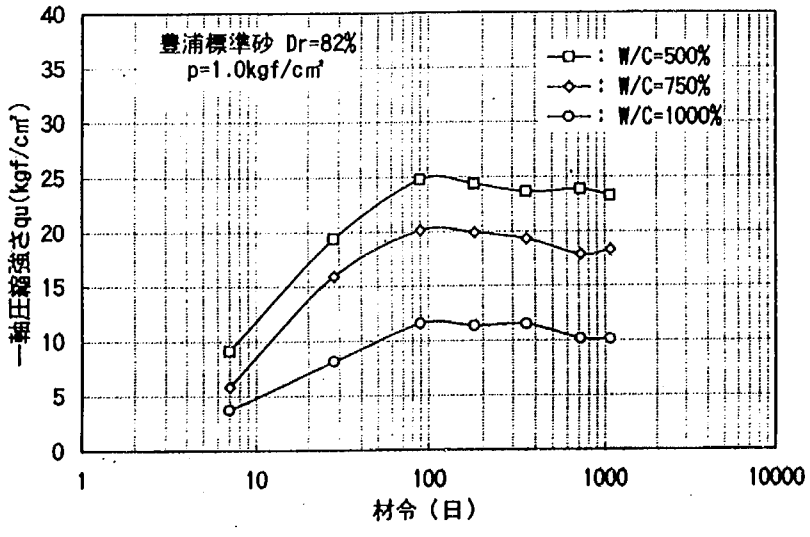


図-4.2.1　超微粒子セメント注入材の長期耐久性試験

(3) まとめ

図-4.2.1よりいずれのW/C においても、材令90日で強度はピークに達し、材令３年まで強度劣化は認められない。引き続き長期耐久性の確認を行う予定である。

4.2.3　材料の浸透性に関する検討

(1) 室内一次元注入試験

1) 試験目的

従来、恒久性のある超微粒子セメント注入材は、液状化対策工法として注入を行わなければならない細砂の領域においての明確な使用基準がなかった。このことから、平成５～６年度にかけて、超微粒子セメント注入材懸濁液の材料配合を得るための試験を実施した。

その結果、超微粒子セメント注入材（比重3.0，平均粒径４μm，85%粒径８μm，ブレーン比表面積9000cm²/g）は、高水注入材比(W/C=500%以上）にし、分散剤の添加量を上げることにより、溶液型注入材の適用砂に近い範囲に使用できることが分かった。

本年度は、この材料配合での適用の考察と特徴把握を目的とし、懸濁液の水セメント比と浸透限界の関係および注入状況と浸透効果の関係を調べるため、一次元注入試験を行った。

2) 試料砂

従来、懸濁液注入材の注入の可能性は、グラウタビリティ比ＧＲ（＝地盤土の15%粒径／注入材の85%粒径）により、「ＧＲ＞24であればまず注入可能であるが、ＧＲ＜11であれば注入不可能」[2]と判断される。このことを考慮し、ＧＲ＝25, 13, 11の粒度分布をもつ珪砂（山形産）をそれぞれ珪砂Ａ，Ｂ，Ｃとし試料砂とした。各試料砂の物性を表-4.2.1に、粒径加積曲線を図-4.2.2に示す。

表-4.2.1　試料砂の物性

珪砂名	珪砂Ａ	珪砂Ｂ	珪砂Ｃ
最小乾燥密度(g/cm³)	1.400	1.256	1.081
最大乾燥密度(g/cm³)	1.725	1.613	1.483
比　　重	2.63	2.64	2.60
50%粒径（mm）	0.30	0.16	0.12
15%粒径（mm）	0.20	0.10	0.09
細粒分含有率 Fc(%)	0.1	4.0	8.9

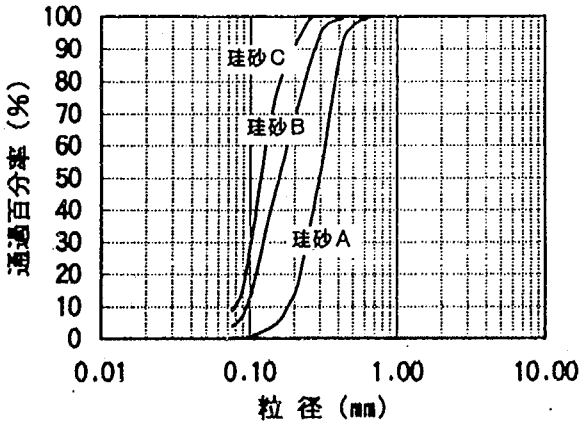


図-4.2.2　試料砂の粒径加積曲線

3) 試験方法および注入条件

アクリルモールド（φ５cm×50cm）に、試料砂を所定の密度となるように水平打撃により締め固め（フィルター材を上下に各４cm詰める）、水道水により飽和させたものを注入用供試体とした。注入は、一定圧力で、供試体間隙量の1.3倍に相当する量の懸濁液を注入した。注入条件を表-4.2.2に、注入装

置の詳細を図-4.2.3に示す。なお、注入条件において、各ケース注水時の流速が 110ml/min前後となるように圧力を設定した（珪砂Cのうち注入圧力0.50kgf/cm²のときは70ml/min前後、1.00kgf/cm²のときは140ml/min前後）。また、珪砂B，Cにおいて分散剤添加量を増やしたのは、充填比[(注入量体積)／浸透間間隙体積)]が1.0に近づき浸透効率がよくなることを考慮したものである[3]。

表-4.2.2　注入条件

珪砂名	相対密度 Dr(%)	注入圧力 p(kgf/cm²)	水セメント比 W/C(%)	分散剤添加量 D/C(%)*
珪砂A	65	0.15	150,250,300,500,1000	1.0
珪砂B	65	0.30	1000	10.0
	80	0.40		
珪砂C	65	0.50	1000	10.0
		0.80	1000,2000,4000	
		1.00	1000	

※D/C:分散剤セメント比

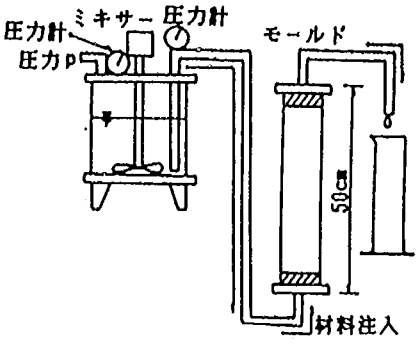


図-4.2.3　注入装置

4)　試験結果および考察

4-1)　懸濁液の水セメント比

珪砂Aは、すべて供試体全体を固結させることができた。

珪砂Aの累積注入量に対する注入速度の変化を図-4.2.4に、累積注入量の経時変化を図-4.2.5に示す。

これらの図より、珪砂Aでは、水セメント比（以後W/C と略記する）を大きくすることで注入速度の減少が小さくなり、設定した試料間隙量の1.3倍(460ml前後）の注入量を短時間で注入できることが分かる。

また、W/C=500%，1000%では1.3倍の注入量まで注入速度の減少がほぼ直線的であったのに対し、W/C=150～300%のときには注入速度の直線的減少がそれぞれ累積注入量300～400ml付近で緩やかになった。

注入速度の減少は、注入口近傍の砂の間隙の目詰まりが進行していることによるものであり、直線的挙動を示すのは、超微粒子セメント注入材が注入口近傍において一定の割合で濾過されているのが原因であると予想される。また、注入速度の減少が緩やかになったときは、注入口近傍における懸濁液の体積濃度が非常に濃くなり、注入口近傍での圧力損失が無視できず、超微粒子セメント注入材の間隙への侵入が著しく悪化していると思われる。このことより、現場施工における定流速注入時には、W/C を大きくすることで、注入口近傍での急激な圧力上昇によるブローの発生を遅らすことができる。しかし、W/C を大きくすると浸透効率が悪くなり、W/C=1000%を越えると固結が減少するという報告[4]もあることから、W/C=500～1000%使用が効率良く浸透範囲を広げることができる限界と考える。

4-2)　浸透限界の考察

珪砂Bでは相対密度Dr=65%，80%のいずれも供試体全体が固結したが、珪砂Cでは注入圧力を0.50，0.80，1.00kgf/cm²と大きくしても、供試体全体が固結したものはなかった。

珪砂Ｂと珪砂Ａ(W/C=500%時のみ）における累積注入量に対する注入速度の変化を図-4.2.6に、珪砂Ｃのときのものを図-4.2.7にそれぞれ示し、珪砂Ｃにおける固結長を図-4.2.8に示す。

図-4.2.6より、珪砂ＢのW/C=1000%と珪砂ＡのW/C=500%は、ほぼ同じ注入速度の変化となっているのが分かる。このことから、珪砂ＢではW/C=1000%使用で珪砂ＡのW/C= 500%と同程度の注入量を浸透注入でき、同程度の浸透範囲が確保できると思われる。また、珪砂Ｂでは、Dr=65%よりDr=80%の方が注入速度の減少が若干大きくなるが、どちらのDr でも累積注入量に対し注入速度の直線的減少が間隙量の1.3倍まで続いている。したがって、Dr=80%と締固まった方が、定流速注入時の注入圧力の上昇

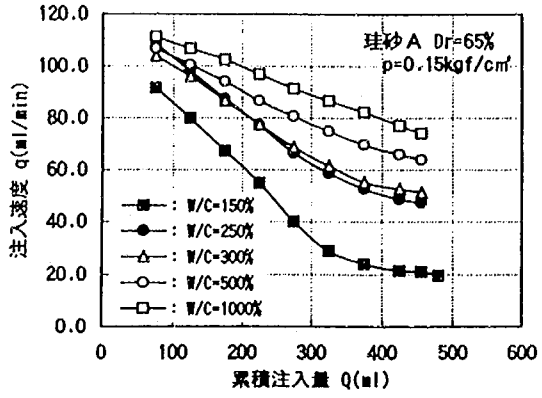


図-4.2.4　珪砂Ａにおける累積注入量と注入速度

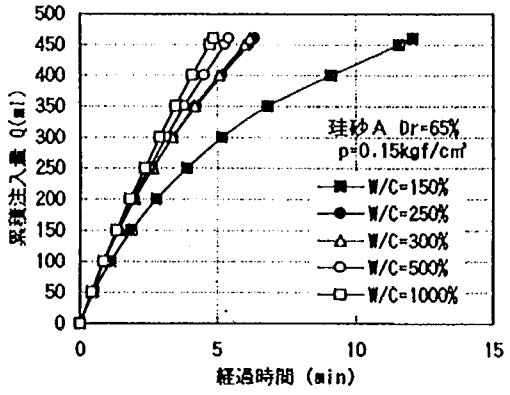


図-4.2.5　珪砂Ａにおける累積注入量の経時変化

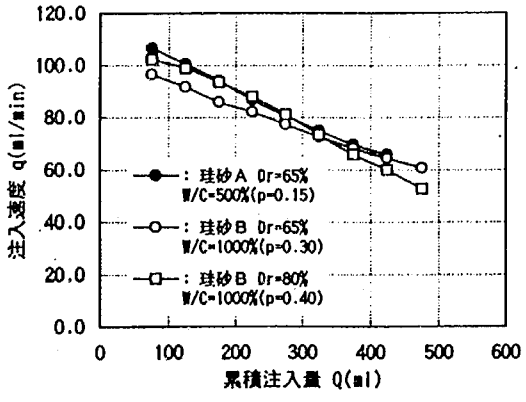


図-4.2.6　珪砂Ｂと珪砂ＡのW/C=500%における累積注入量と注入速度

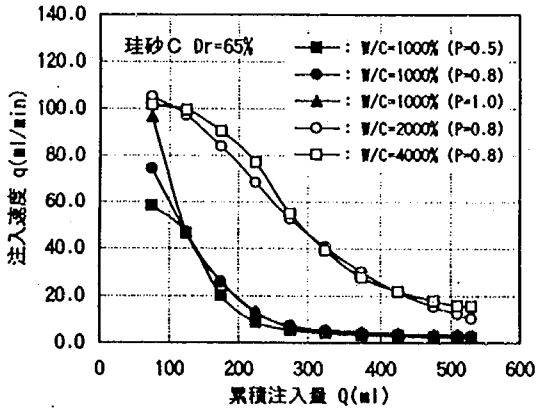


図-4.2.7　珪砂Ｃにおける累積注入量と注入速度

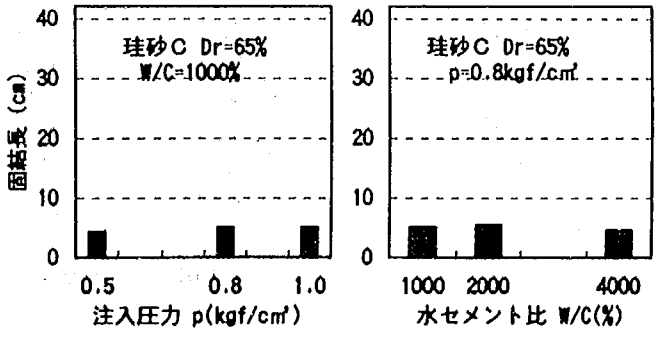


図-4.2.8　ケース③の固結長の関係

が若干大きくなるが、どちらとも十分な浸透範囲が見込めると考える。

図-4.2.7より、グラウタビリティ比が小さい珪砂CのW/C=1000%の使用では、注入速度の減少が著しく、注入圧力を大きくしても累積注入量が 200mlまでに急激に低下してしまう。しかし、W/C=1000%からW/C=2000, 4000%とすることにより、注入速度はかなり大きくなり、かつW/C=2000%とW/C=4000%は同様な注入速度の減少となった。他方、図-4.2.8に示すように、固結長はいずれも約5cm程度であり、目詰まり（濾過）がこの範囲で生じている。

以上のことから、珪砂Cにおいて、現在の超微粒子セメント注入材の粒径では、間隙間への侵入が難しく、W/C を大きくし定流速注入時の注入口近傍でのブローの発生を遅らせても、浸透範囲を広げることは難しいと思われる。

5) まとめ

① グラウタビリティ比GR＝25の珪砂に対して、定圧力注入時には水セメント比を大きくすることで、注入速度の直線的低下が遅くなり、長時間の浸透注入が可能となる。このことから、現場施工の定圧力注入時では注入口近傍における急激な圧力上昇によるブローの発生を遅らすことができ、W/C= 500～1000%の使用で浸透注入による改良範囲を広げられると考える。また、GR＝13の珪砂では、W/C=1000%（分散剤添加量：10%）で使用することで、GR＝25の珪砂でのW/C=500%と同程度の浸透範囲が確保できると思われる。

② 珪砂に対する超微粒子セメント注入材の限界グラウタビリティ比GRは、12～13と得られる。

(2) 室内三次元注入実験

1) 実験目的

小型三次元モールド注入実験を行い、懸濁液注入材における三次元浸透時の最適充填比を、注入量と固結体積（浸透固結長）の関係より確認する。

2) 実験地盤と装置

小型モールド(35×35×35cm)に東北産7号珪砂を7層に分けて一定の高さより空中落下させ、相対密度Dr=60%にし、底部より水道水で飽和させた。試料砂の物性を表-4.2.3に、粒度分布を図-4.2.9に示す。

表-4.2.3 試料砂の物性

最小乾燥密度	(g/cm³)	1.256
最大乾燥密度	(g/cm³)	1.613
最大粒径 Dmax	(mm)	0.42
50%粒径 D_{50}	(mm)	0.16
15%粒径 D_{15}	(mm)	0.10
細粒分含有率	(%)	3.9

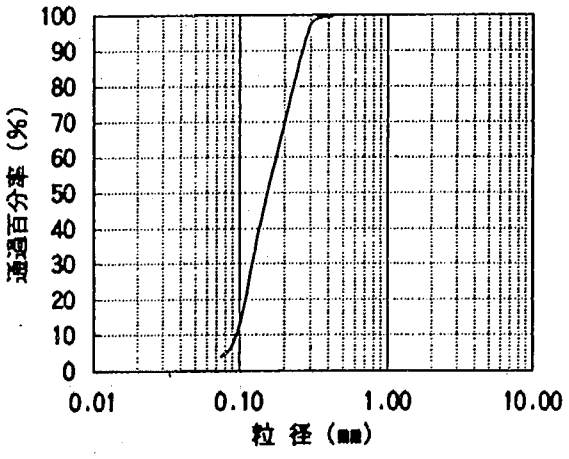


図-4.2.9 試料砂の粒径加積曲線

側面排水が可能となるよう、モールド全側面に排水口を設けた。図-4.2.10 にモールドの側面を示す。側面排水口からの試料砂流出を防ぐため、砂地盤とは75μm の金網で仕切った。また、地盤上部に盤膨れ防止等の拘束圧はかけていない。実験装置の概要を図-4.2.11に示す。

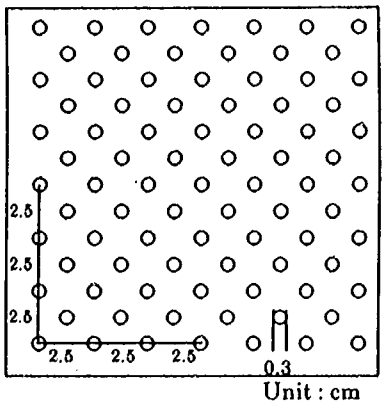


図-4.2.10　実験モールド側面概要図

3)　実験方法

本実験は、超微粒子セメント注入材の注入限界を確認するものではなく、注入量と固結形成過程の検討を行う目的であるため、使用注入材の配合は試料砂に対して、大型土槽実験[4]で固結最大径2.4mと十分な浸透性が確認されている水セメント比(W/C)＝1,000%、分散剤はセメント重量に対して10%添加するものとした。

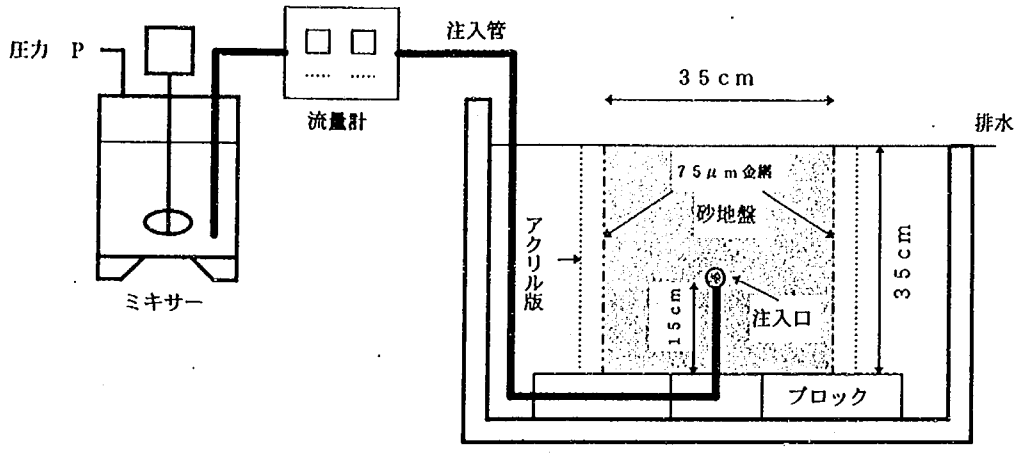


図-4.2.11　実験装置概要図

注入は地盤の中央から定圧力（0.1kgf/㎠)とし、予め設定した1.0～3.5 ℓの注入量に達するまで行った。また、材令14日で形成された固結体の形状確認を行った。

4)　実験結果

累積流量の経時変化を図-4.2.12 に示す。初期流速は水と比べてわずかに小さいが、累積注入量1.0 ℓ（約2.5分）まで注入量は、ほぼ直線的に増加する。その後、注入量が増えるに従い注入速度が減少し、3.5 ℓでは約24分の注入時間が必要となった。注入速度の減少は、注入量の増加に伴い、懸濁液中のセメント粒子が注入孔近傍の地盤間隙中に残留し、間隙量が減少していくためと考えられる。

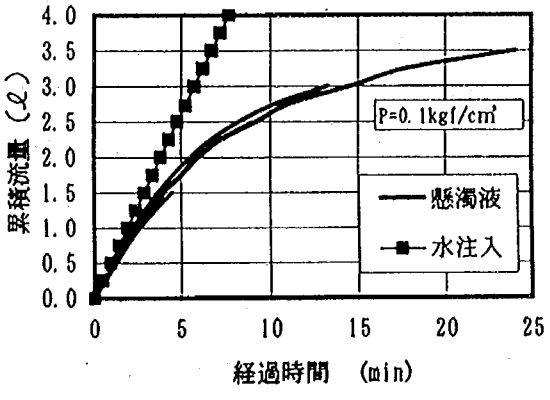


図-4.2.12　累積流量の経時変化

所定の懸濁液量を注入し形成された固結体の性状を表-4.2.4に、固結体積と注入時間および注入量の

関係を図-4.2.13、図-4.2.14に示す。また、固結体の鉛直方向断面（水平方向最大径）を図-4.2.15 に示す。注入量1.0 ℓの固結形状は球形であり、1.5 ℓは鉛直方向に伸びず水平方向に広がりを持つ扁平な球が形成された。注入量2.5 ℓ以上で形成された固結体は、1.5 ℓで形成された固結体の水平方向の距離が同じであるが、鉛直方向に伸びた。また、注入量3.0～3.5 ℓにかけて固結体は大きくならなかった。

表-4.2.4　固結体の性状

注入量　（ℓ）	1.0	1.5	2.5	3.0	3.5
注入時間　(min)	2.6	4.5	9.0	13.3	24.1
水平方向直径　(cm)	15.5	19.3	19.3	19.6	19.2
鉛直方向直径　(cm)	13.5	13.9	16.5	17.4	17.1
水平／鉛直	1.15	1.39	1.17	1.13	1.12
固結体積　（ℓ）	1.79	2.61	2.98	3.12	3.06

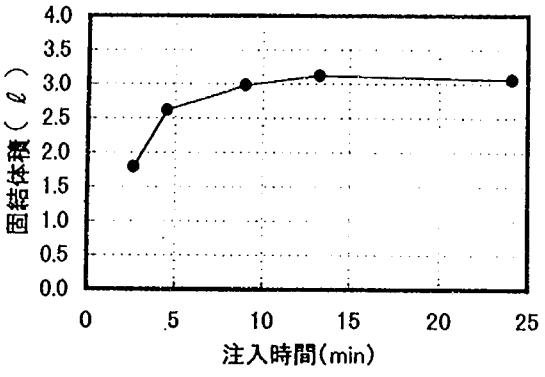


図-4.2.13　固結体積と注入時間

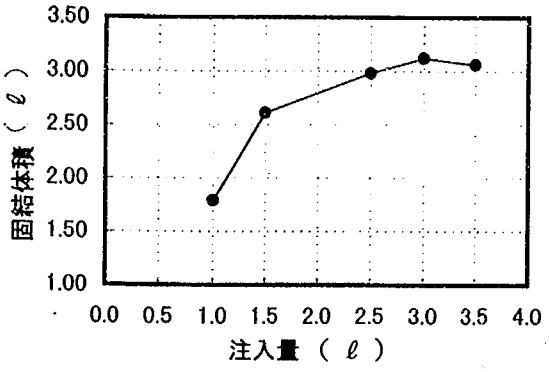


図-4.2.14　固結体積と注入量

5)　まとめ

① 累積注入量の経時変化が直線的に増加している1.0 ℓまでは、三次元的に十分浸透しており、注入量に対して効率よく固結体が形成されている。

② 注入速度が充分に得られない（注入速度の減少）と、固結体の形状は地盤性状に影響を受け、排水性の高い方向に伸びる傾向を示している。

今後更に、地盤条件や注入口径等の固結性状に影響を及ぼす要因について検討を重ね、実施工に結びつく効率的な懸濁液型注入材の注入方法を確立する。

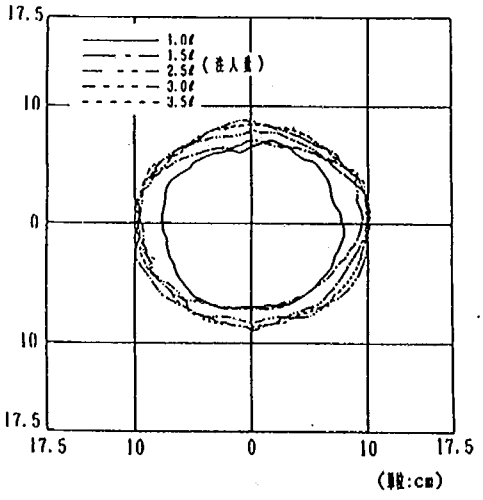


図-4.2.15　固結体の鉛直方向断面図

4.2.4　土槽注入実験結果

超微粒子セメント懸濁液の浸透特性において、平成6年までの室内一次元注入試験で見いだされた最適注入材仕様(W/C=1000%、分散剤：β－ナフタレン系、D/C=10%）での三次元的浸透特性(浸透範囲、固結

形状）および固結試料の強度特性の把握を目的として土槽注入実験を行った。

(1) 固結特性

実験設備、実験方法および計測器の測定結果は前報[1]を参照されたい。ここでは、その他の実験結果を報告する。

1) 固結体の形状

表-4.2.5に第１、第２注入の総注入量と固結体積を示す。ここで第一注入とは土槽中央からの注入であり、第二注入とは第一注入の99cm下部から注入したものである。固結体積は、開削時に上部から10cm毎に測定した水平断面に基づいたものである。第２注入は着色剤を添加し、第１注入と区別できるようにした。

表-4.2.5　総注入量と固結体積

	第一注入	第二注入
総注入量　(l)	5,292	2,467
固結体積（m³）	2.69	1.20

表-4.2.5より第１注入、第２注入ともに懸濁液が地表面へ流出するまでの注入で、固結体積のほぼ２倍の注入量を注入したことになる。

固結体形状を図-4.2.16(第１注入水平断面）、図-4.2.17(第２注入水平断面）、図-4.2.18(南北方向鉛直断面）、図-4.2.19(東西方向鉛直断面）に示す。

図-4.2.16～図-4.2.19より考えられることは次のとおりである。

ただし、開削時に－2.2ｍ付近で着色剤で着色された固結体を確認し、着色されている固結体を第二注入により形成されたと判断した。

① 第１注入による固結体は、鉛直方向よりも水平方向に伸びており、特に東方向に伸びた扁平楕円の形状で、最大径2.3ｍであった。これは、土槽側面に排水層を設けたことによるものと考えられる。

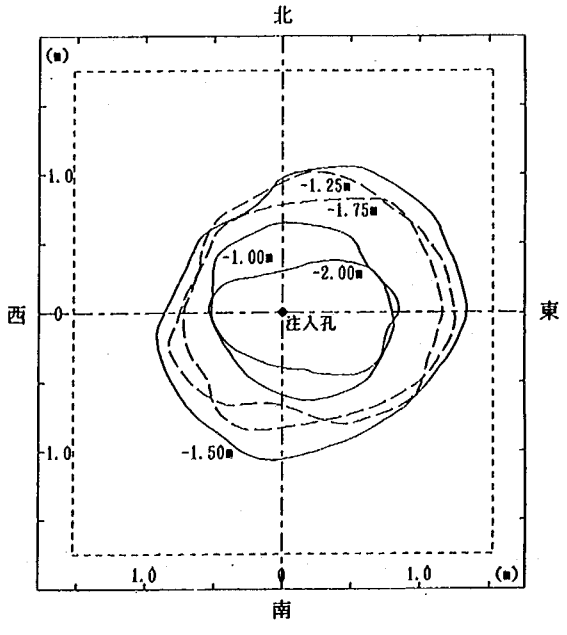


図-4.2.16　第１注入水平断面図

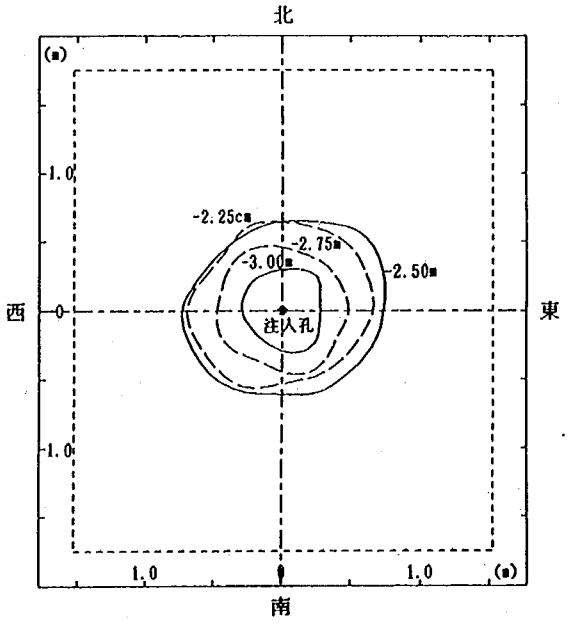


図-4.2.17　第２注入水平断面図

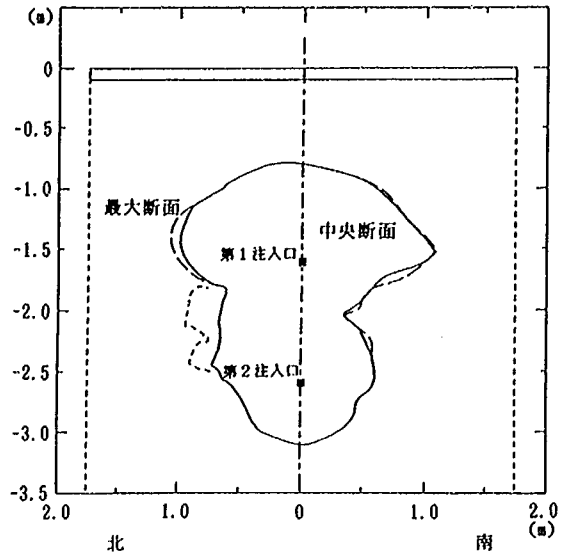


図-4.2.18　南北方向鉛直断面図

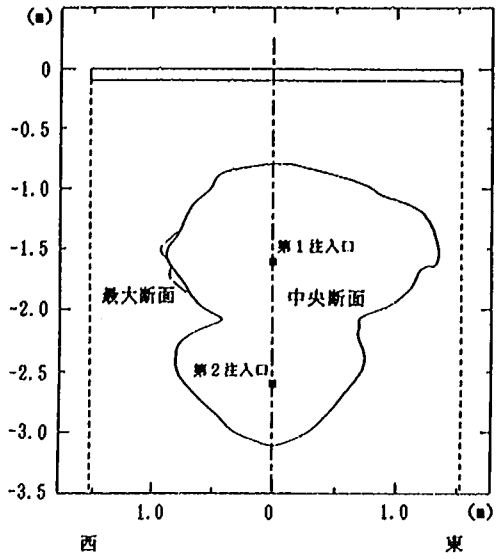


図-4.2.19　東西方向鉛直断面図

② 第2注入の固結体は、第1注入より小さく、最大径は上部より－2.5mの位置で、約1.5mであった。これは、室内小型三次元の実験結果も同様になっており、スッテプダウンの注入方式を採用したため、上方への排水状態が悪くなり、浸透が悪化したものと推測する。

2) 充填状況

第1注入時の充填状況は前報[1]を参照されたい。

土槽開削後、固結体から強度試験用の供試体を採取し、一軸圧縮強度試験を行った。図-4.2.20 に強度分布（材令1年）を示す。強度は各サンプリング地点共に、20kgf/cm²以上であり、液状化対策としては十分な強度を示しているが、約20～110kgf/cm²と範囲が広く均一ではなかった。強度分布は注入口近傍(水平方向25cm、鉛直方向140～180cm)で強度が低いことを除けば、注入孔より水平方向に距離が伸びるに従い強度は低くなる傾向を示している。

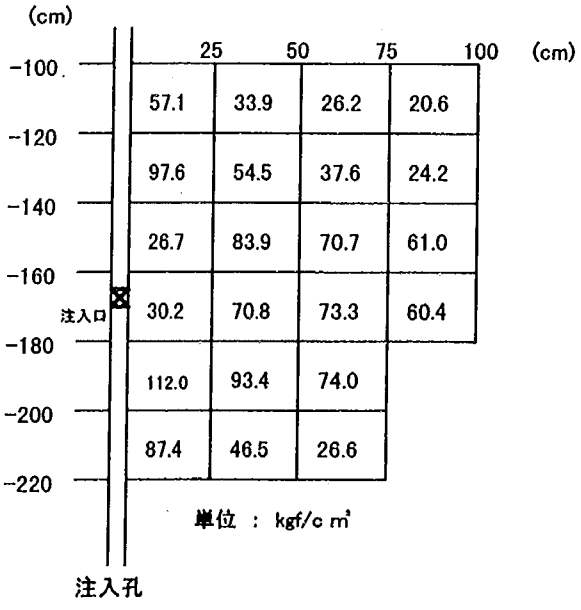


図-4.2.20　固結体の強度分布（第1注入）

注入孔近傍の強度が低いことについては、

① セメントの初期水和反応に対する分散剤濃度

② 注入圧力により注入孔近傍の地盤を乱した影響

等が考えられる。

図-4.2.21に第2注入時の間隙水圧の経時変化を示す。図-4.2.21より、間隙水圧は、第1注入口から水平方向に50cm離れた間隙水圧計（以下No.1水圧計と略記する）および150cm離れた間隙水圧計(No.2水圧計）に明確な変動が生じているのがわかる。

No.1水圧計は、第2注入開始後約100分まで0.01kg/cm²で安定し、その後徐々に上昇した。このことよ

り、約 100分でNo.1水圧計の位置に懸濁液が到達したと考えられる。しかし、約100分で充填率1.0の球状浸透したときの浸透半径は70～80cmであり、この懸濁液の到達時間は早い。また、No.2水圧計は、0.01kg/cm²で安定していた水圧が130分で急激な上昇がおこり0.05kg/cm²に達し、0.05～0.06kg/cm²で注入終了まで推移している。このことから、130 分でNo.2水圧計の位置に懸濁液が急激に到達したと考えられる。

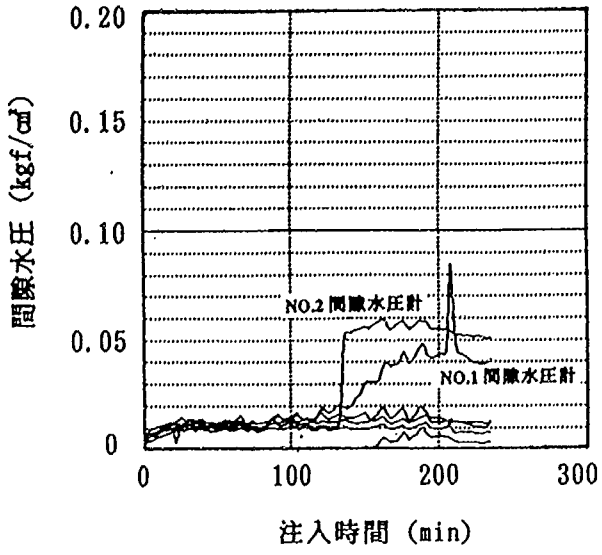


図-4.2.21　間隙水圧の経時変化（第2注入）

以上のことより、球状に近い浸透が徐々に上部への上昇浸透に変化し、約 100分でNo.1水圧計の位置に懸濁液が到達した。その後、第1注入の固結体が蓋をすることになり脈状となって水平方向に懸濁液が進行したと推察される。

よって、固結体の水平方向の径が120～150cmであることから、ほぼ100～130分までに浸透限界に達したと考えられる。

(2) 事後評価法の検討

グラウト工法では、設計範囲をもれなく所定の目標値に固結することが必要である。しかし、一般にグラウト注入の信頼性は低いため、従来から注入後に固結状況を調査して固結状態を調べることが行われてきた。だがその調査法については、種々の問題があり、有力な注入効果確認手法の開発が必要と考える。

注入効果の確認方法では、精度が高く、かつ実用的、簡便であることが望まれるが、現状においては、これらのことを満たす方法がなく、確認判定することが困難と思われる。

よって、当土槽実験では原位置試験による注入効果の評価を考え、電気比抵抗による注入効果の評価の検討と、深度方向の連続する固結形成状況の確認を行った。

1) 比抵抗トモグラフィによる注入領域探査

比抵抗トモグラフィでは、地質構造が複雑でない場合には、地質の境界を容易に把握でき、砂層と粘土層の識別などできる。また、グラウト注入に際して、溶液型水ガラス系注入材のように水の比抵抗値に対して1/10以下[5]程度のものでは、現在適用性の検討が行われている。

以上より、液状化地盤では注入後の効果の把握が十分可能な評価法であり、懸濁液型である超微粒子セメント注入材でも水和過程におこるCa^{++}の放出により、電気比抵抗値が低下すると考えられることから、ここで検討を行った。

1-1) 対比のための比抵抗測定

飽和水および超微粒子セメント注入材懸濁液の比抵抗値は電気伝導度計により、砂の比抵抗値は図-4.2.22に示す容器（寸法：幅20cm, 長さ30cm, 高さ20cm程度のアクリル容器)を使用して比抵抗の測定を行った。

a) 材料配合と見掛け比抵抗値

表-4.2.6に超微粒子セメント注入材の配合割合と見掛け比抵抗値の関係を、表-4.2.7に分散剤添加量の見掛け比抵抗値への影響を示す。

表-4.2.6、表-4.2.7より、セメント量および分散剤添加量が増えることで比抵抗値が低下し、地盤注入時の注入材の影響を知ることができると考える。

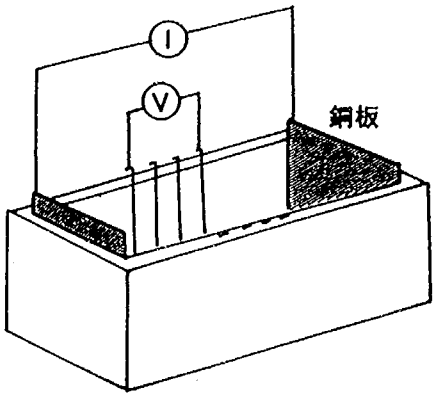


図-4.2.22　砂の比抵抗測定器

表-4.2.6　注入材の配合と見掛け比抵抗値

	水セメント比 W/C(%)	分散剤添加量* D/C(%)	見掛け比抵抗値 Ω・m
①	1000	0.0	1.36
②	1000	10.0	1.10
③	300	0.0	0.73
④	300	3.0	0.69
⑤	300	10.0	0.59

*：分散剤セメント比

表-4.2.7　分散剤と見掛け比抵抗値

①	水	12.25 Ω・m
②	水+分散剤(10%以下)	1.36 Ω・m
③	水+分散剤(10%以上)	0.73 Ω・m

b) 注入材混入砂の見掛け比抵抗値の経時変化

図-4.2.23に水セメント比W/C=300%配合の注入材を混入した砂（飽和状態）の見掛け比抵抗値の経時変化を、表-4.2.8に注入固結体（材令6ヶ月）と飽和砂の見掛け比抵抗値を示す。

図-4.2.23 、表-4.2.8より、超微粒子セメント注入材は、初期の水和反応によるCa^{++}の放出により見掛け比抵抗値が十分低下する。しかし、注入固結体（材令6ヶ月）と飽和砂の見掛け比抵抗値に明確な差がないことから、十分な時間が経過した後の固結後では、比抵抗値を低下させるだけのCa^{++}の放出が行われないと考える。

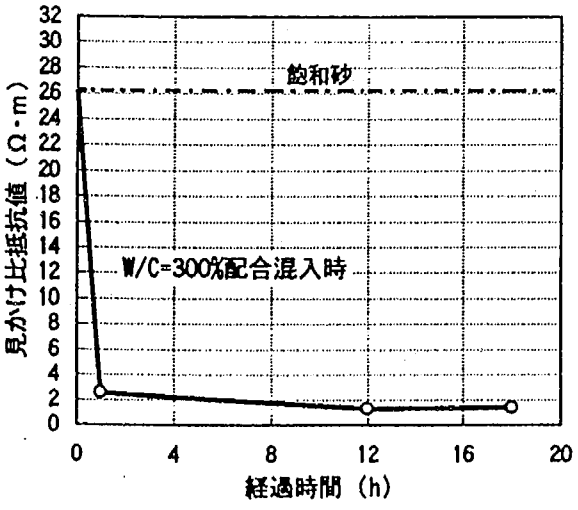


図-4.2.23　見掛け比抵抗値の経時変化

表-4.2.8　固結体（材令6ヶ月）と飽和砂の見掛け比抵抗値

①	飽和砂	26.25 Ω・m
②	注入固結体(材令6ヶ月)	25.70 Ω・m

1-2) 土槽注入地盤における比抵抗トモグラフィ解析

a) 測定方法

土槽注入地盤における見掛け比抵抗値の測定は、図-4.2.24 に示すように2極法により、2本の排水孔と地表面に配置した電極を利用して行った。測定した3断面を図-4.2.25 の土槽平面図中に示す(No.1：北東－南西　断面, No.2：北－南　中央断面, No.3：北－南　東側断面）。

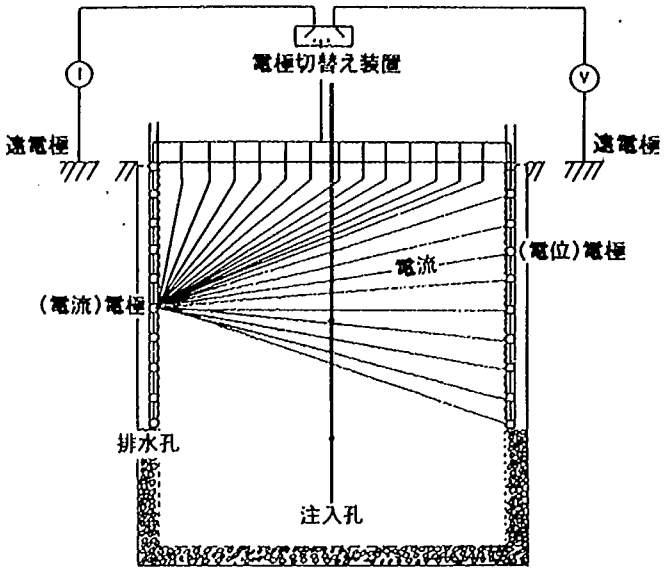


図-4.2.24　電極配置図

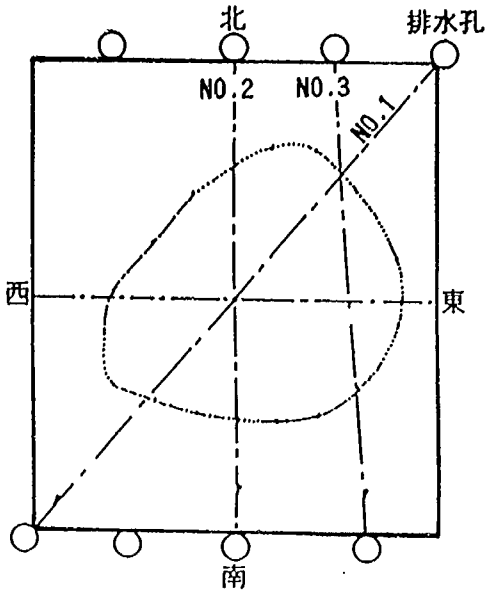


図-4.2.25　土槽平面図

b)　解析結果と考察

解析結果を図-4.2.26(No.1：北東－南西　断面)、図-4.2.27(No.2：北－南　中央断面)、図-4.2.28(No.3：北－南　東側断面)に示す。なお、図中の固結部は開削時に計測したものである。

図-4.2.26～図-4.2.28から考えられることは次のとおりである。

①　見掛け比抵抗値は、注入孔から離れるほど大きくなっている。

1-1)での測定値である水の12.25Ω・mと飽和砂の26.25Ω・mという見掛け比抵抗値より、図-4.2.26～図-4.2.28での0～15Ω・mの範囲は砂と水以外の影響を受けていると思われ、注入の影響と考える。このことは、地盤注入の際、懸濁液のブローの発見は南側が最初でその後北側であったことと、開削時に確認された固結部の注入孔近傍には直径25cmの円の縞があり、ブローに至った割裂脈がこの部分から上方に伸びていた(写真-4.2.1～4.2.3)こととも一致する。

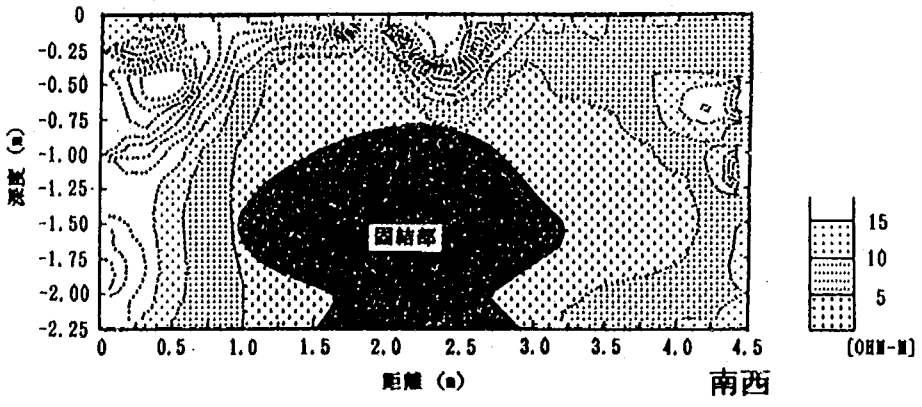


図-4.2.26　比抵抗分布(No.1：北東－南西 断面)

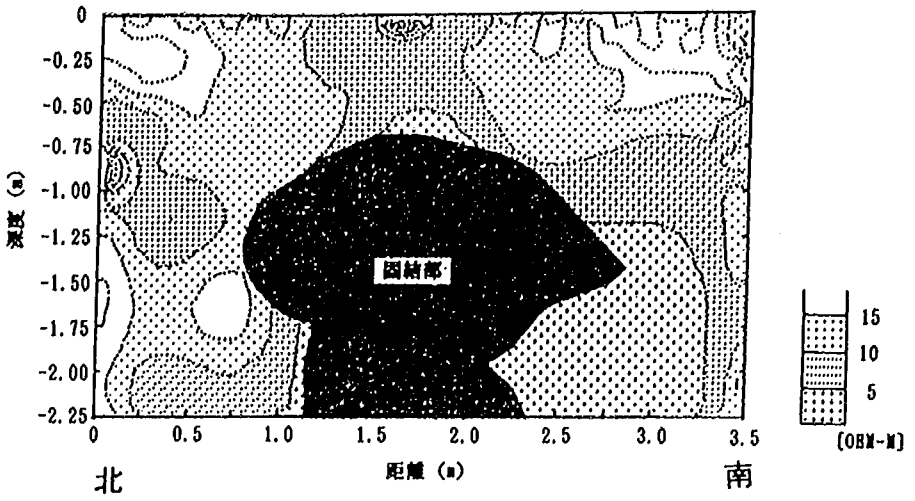


図-4.2.27　比抵抗分布(No.2：北－南 中央断面)

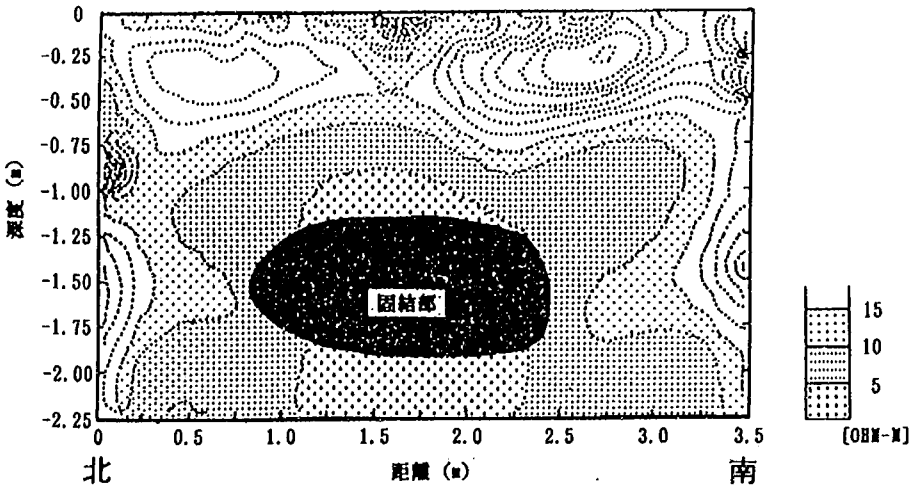


図-4.2.28　比抵抗分布(No.3：北－南 東側断面)

② 本探査では、地盤の注入前の見掛け比抵抗値分布のキャリブレーションを行っていないため、注入前後の比抵抗値変化による確実な評価はできないが、見掛け比抵抗値の分布と注入固結形状は必ずしも一致していない。これは、見掛け比抵抗値に影響を及ぼす超微粒子セメント注入材水和過程の、活発な水和反応期間を過ぎた固結体形成後に測定したため、分散剤による影響が分布状況に現れたと推察される。よって、本注入実験のような１ステップ毎の注入が長時間となる場合には、濾過現象等により懸濁液中の超微粒子セメント注入材の浸透の一体化が損なわれる（注入効率の低下）と考えられる。

③ 今後、適用性のほかに、超微粒子セメント注入材の浸透特性および注入効率の検討のためにも、注入前および注入時を含めた超微粒子セメント注入材の水和反応を考慮した見掛け比抵抗値分布の測定が必要と考える。

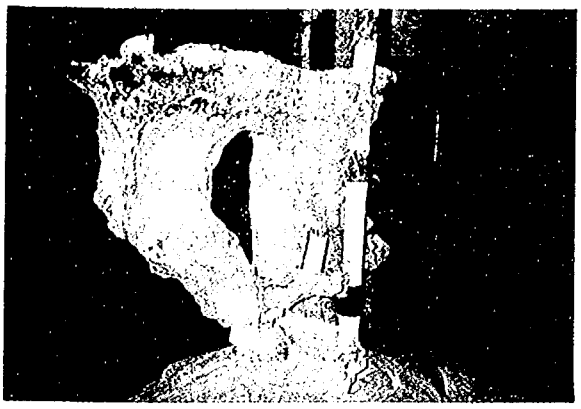


写真-4.2.1

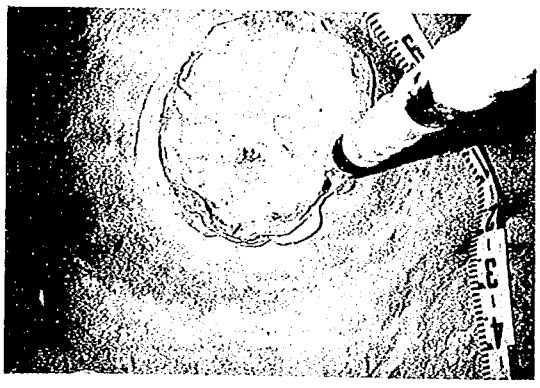


写真-4.2.2

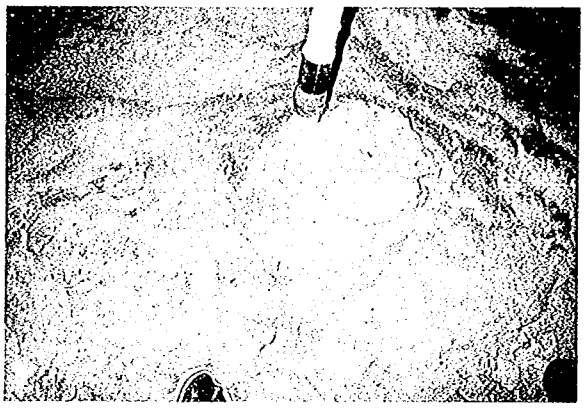


写真-4.2.3

2) ロータリーサウンディングの測定結果

2-1) 固結体深度方向の調査

実験地盤への注入終了から5ヶ月後に、ロータリーサウンディングによる固結形成状況の確認（主に固結体深度方向の連続性）を行った。調査結果を表-4.2.9に示す。

ロータリーサウンディングより得られた固結長は、図-4.2.18 、19に示す実測の固結長と一致している。ステップ注入の固結ラップ状況を推定する際に有効な調査法の一つである。ただし、経済性の面から、多数点の実施については十分に留意する必要がある。

表－4.2.9 ロータリーサウンディング結果

計測位置	固結深度（GL-cm）	固結長（cm）
注入孔南側 80cm	1.15 ～ 1.49	34
注入孔南側 40cm	0.85 ～ 1.66	81
	2.40 ～ 2.61	21
注入孔北側 60cm	0.87 ～ 1.68	81
注入孔北側 30cm	0.70 ～ 2.95	225

2-2) 固結強度

注入孔から北方向30cmのロータリーサウンディングより得られた削孔パラメーター（削孔速度、回転数、推力、トルク、水圧）の深度分布と既存の一軸圧縮強度換算式[6]式-(4.2.1)から算出した一軸圧縮強度の深度分布を図-4.2.29 に、注入孔から東方向25cmより採取した固結体の一軸圧縮強度とロータリーサウンディングの結果を図-4.2.30に、同一深度における一軸圧縮強度の関係を図-4.2.31に示す。

ロータリーサウンディングと比べ、固結体から採取した供試体の一軸圧縮強度は、全体的に高いが、深度方向の強度分布は同じ傾向を示している。強度差の原因として、①材令（５ヶ月および１年）と②サンプリング位置（北側30cmおよび東側25cm）等の測定条件の違いが考えられる。

また、換算式に適切な地盤係数（現場係数）を乗ずれば、強度の推定も可能である。

$$qu = 1.5 \times 10^{-5} \cdot R^{-1.0} \cdot N^{0.6} \cdot W^{1.5} \qquad (4.2.1)$$

qu	:換算一軸圧縮強度	(kgf/cm²)
R	:削孔速度	(cm/s)
N	:回転数	(rpm)
W	:推力	(kgf)

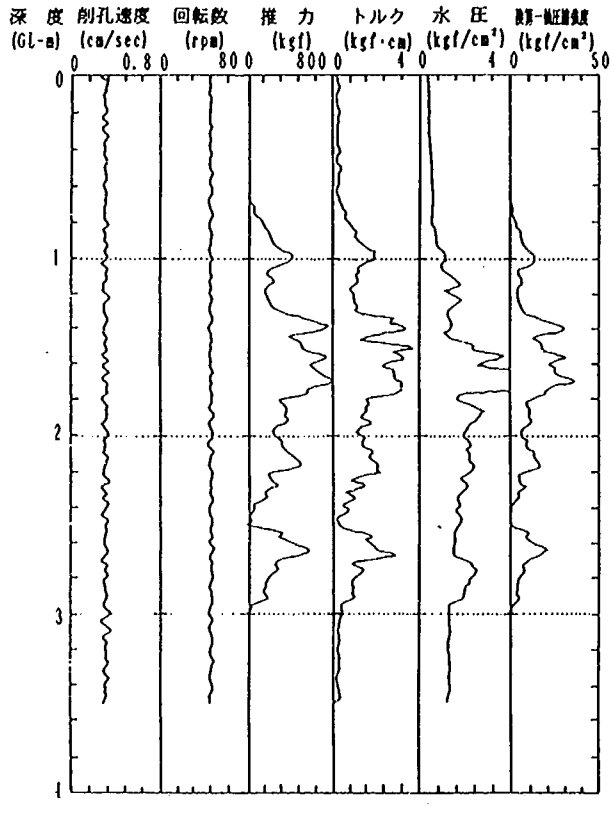


図-4.2.29 ロータリーサウンディング深度分布
（注入孔から北方向30cm）

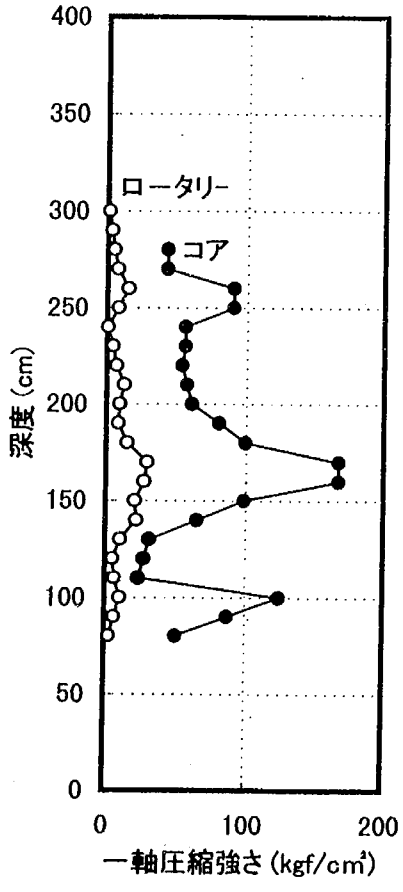


図-4.2.30 深度方向の強度分布

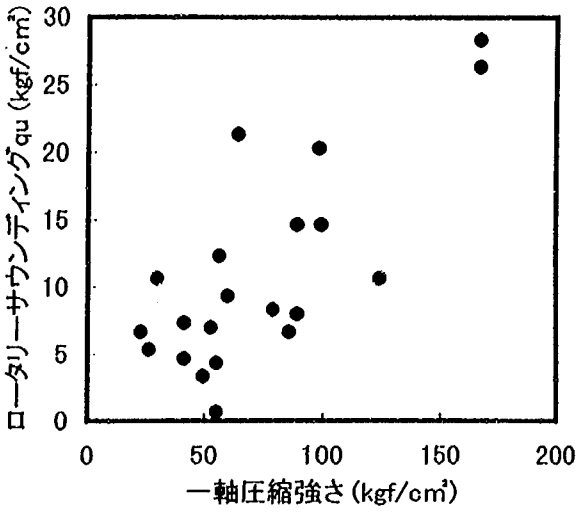


図-4.2.31　同一深度における一軸圧縮強度の関係

4.2.5 設計法の検討

(1) 改良方式について

グラウト工法は、①基本的に砂地盤への注入は浸透注入とすることから、地盤の変位がほとんどないこと、②機械が軽量小型であること、③注入管を任意の角度に設置できることから構造物直下の改良が可能であることから、既設構造物周辺の対策として有効である。

1) 全面改良

改良方式は基本的に全面改良（図-4.2.32）とする。全面改良とは、構造物直下地盤および構造物の両

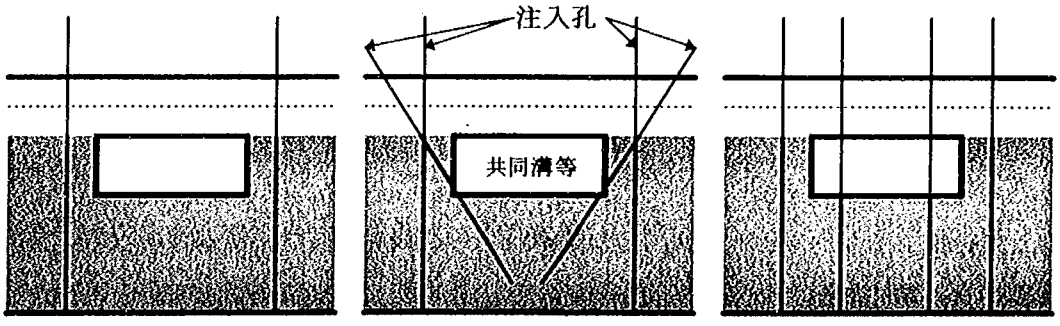


図-4.2.32　全面改良

脇改良を意味する。改良体は過剰間隙水圧が発生しないので液状化せず、周辺部からの砂の回込みを防止することで、地中構造物は破壊や浮上がりを生じないので、地中構造物の安定検討としての浮上がりの検討は不要である。

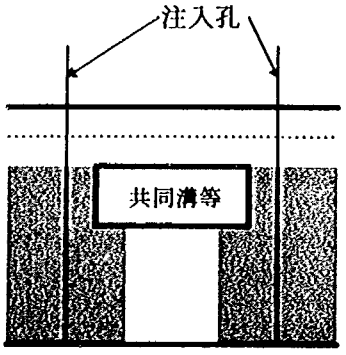


図-4.2.33　両脇改良

2) 両脇改良

現場条件や地盤条件によって、全面改良ができない場合は両脇改良（図-4.2.33）となる。

両脇改良では構造物直下地盤は液状化するが、周辺部からの砂の回込みがないため、地中構造物は浮上がりを生じない。この場合改良地盤の内的安定が確保できれば地中構造物の安定検討として浮上がりの検討は不要である。

(2) 内的安定の検討

改良地盤の内的安定が損なわれないように、所定の許容応力度を確保するものとする。

平成6年度に実施した振動台実験[7]の結果より、図-4.2.34 に示す改良体顎部の重要性を確認した。従って、この改良体顎部に生じる水平剪断応力が設計に用いる改良体の剪断強さを超えないことを確認する。

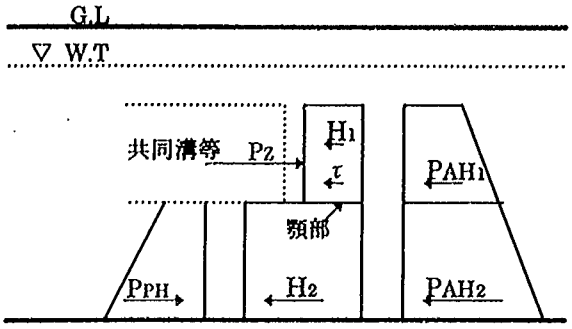


図-4.2.34 内的安定モデル

4.2.6 まとめと今後の課題

平成7年度までは、主に地盤条件に応じたグラウト材の浸透特性や固結特性等についての研究を行った。今後は、これまでの研究成果を生かして、現場での確認施工試験を行い、設計・施工マニュアルを完成させる。

(小野田ケミコ)

参考文献

1) 建設省土木研究所：軟弱地盤耐震対策工法に関する共同研究報告書 第91号, p.60, 平成5年5月.
2) 土質工学会編、薬液注入工法の設計から施工まで、p128.
3) 佐野他、液状化対策を目的とした超微粒子セメント懸濁液注入による浸透性について（その3）、第30回土質工学会研究発表会、pp.2093～2096, 1995.
4) 建設省土木研究所：液状化対策工法の開発に関する共同研究報告書 第 150号, p.46, 平成7年12月.
5) 小峯他：比抵抗トモグラフィーを利用した薬液注入の改良範囲評価方法の適用限界、第51回土木学会年次講演会、第三部門、pp.598～599, 1996
6) 辰井他：ロータリーサウンディング法による地盤強度評価（その2）土木学会年次講演会、第三部門、pp.1108～1109, 1990.
7) 建設省土木研究所：液状化対策工法の開発に関する共同研究報告書 第 150号, p.46, 平成7年12月.

4.3　特殊石灰パイル工法の設計・施工に関する検討

4.3.1 長期安定性に関する屋外ピット試験

(1) 試験概要

水位変動を受けるパイル体の長期的な安定性等を調べる目的で、屋外の大型ピット内に特殊石灰パイルを打設し、材令毎にパイル体を掘り出して主として強度特性を調べた。実験に用いたピットの平面とパイル配置を図-4.3.1に示す。また、パイル材料の配合条件を表-4.3.1に示す。パイルの打設は、実際の施工と同様にスパイラル付きケーシングを回転圧入する方法で行った。養生期間中は、高さ１ｍの盛土を上載圧として作用させ、さらに、地下水位を打設後４ヶ月間は１日２回ＧＬ－0.５ｍを中心に±0.２ｍの範囲で水位を上下させ、その後はＧＬ±０ｍ付近に設定した。掘り出し調査は、半年、１年、２年、３年、４年、及び５年の各材令毎に行う予定であり、本年度はそのうち３年材令のパイル体を掘り出し、強度試験等を実施した。

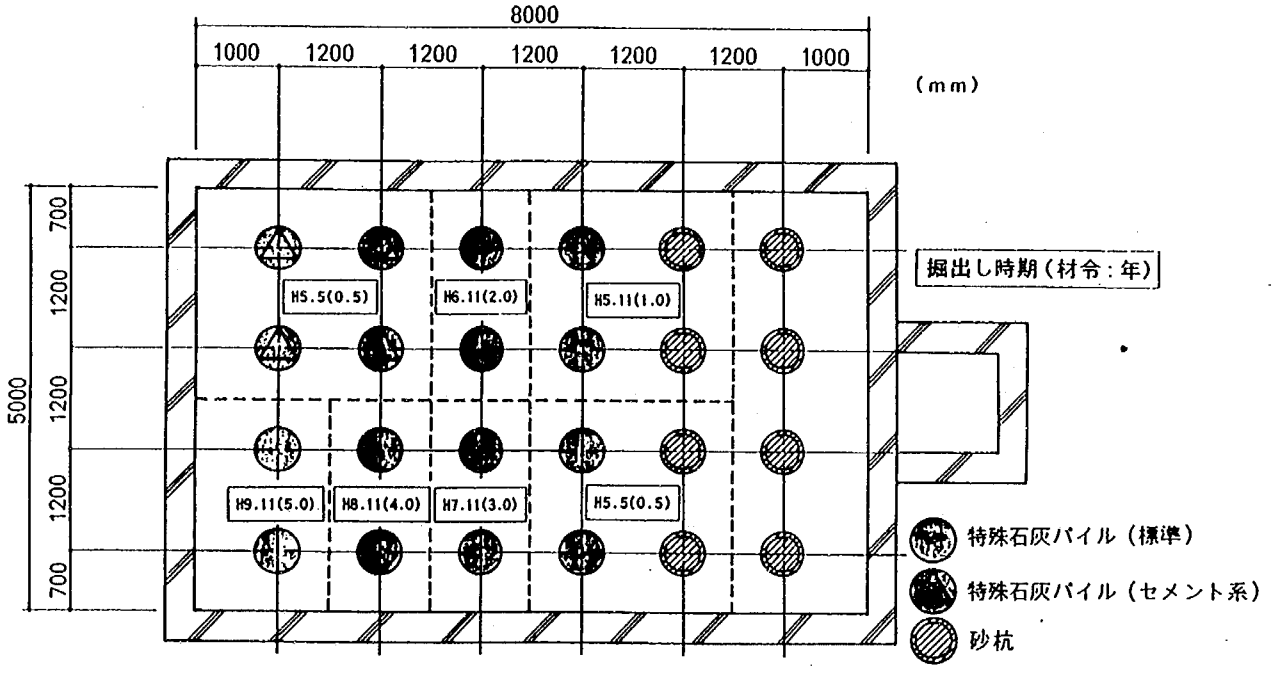


図-4.3.1　屋外ピットの平面図及びパイル配置

表-4.3.1　特殊石灰パイルの配合条件

種　　類	特殊石灰	水　　滓	高炉ｾﾒﾝﾄ	石　　膏	砂
特殊石灰パイル（標準）	２５%*	１０%	－	３%	６２%
特殊石灰パイル（ｾﾒﾝﾄ）	２５%**	－	２０%	３%	５２%

*粒径5～40mm　**粒径2～10mm

(2) 試験結果

図-4.3.2に、各材令毎に掘り出した砂杭と特殊石灰パイルの平均径の分布を示す。3年材令で掘り出した特殊石灰パイルは、2年材令よりもやや小さく、その原因は定かではないが、全材令の平均径では標準設計径60cmを十分に満たしている。

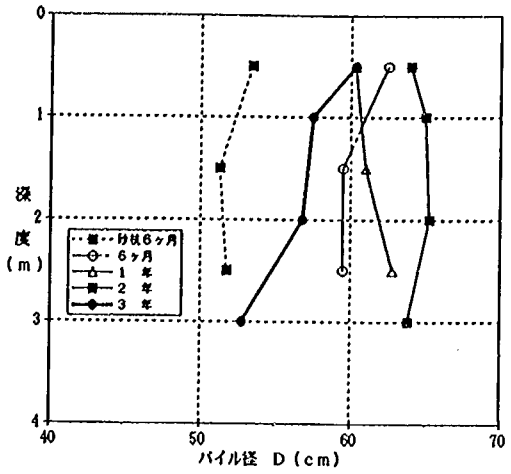
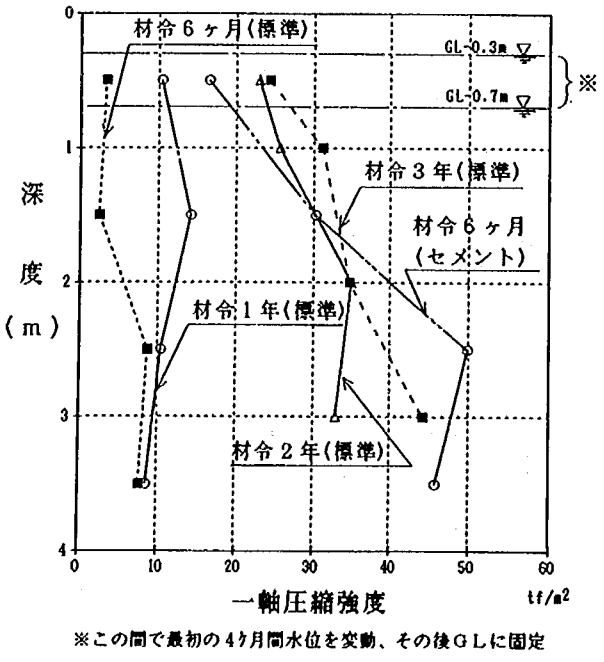


図-4.3.2 パイル径の深度分布

表-4.3.2に、これまでに実施済みの結果も含めてパイル体の室内試験結果を示す。また、図-4.3.3及び図-4.3.4に、それぞれ一軸圧縮強度の深度分布及び材令との関係を示す。一軸圧縮試験は、採取したブロックサンプルを室内で10cm径に整形して実施した。3年材令の結果については、2年材令以上に上載圧との相関が認められた。強度自体は、2年材令から3年材令の間にわず

表-4.3.2 室内試験結果一覧表

種類	特殊石灰パイル（標準）																特殊石灰パイル（セメント）			
材令	6ヶ月				1 年				2 年				3 年				6ヶ月			
深さ（m）	0.5	1.5	2.5	3.5	0.5	1.5	2.5	3.5	0.5	1.0	2.0	3.0	0.5	1.0	2.0	3.0	0.5	1.5	2.5	3.5
一軸圧縮強度（tf/m^2）	3.3	2.5	8.7	7.7	10.4	14.2	10.4	8.6	23.0	25.7	34.9	32.9	24.4	31.1	34.7	44.4	16.5	30.3	49.9	45.9
粘着力（tf/m^2）	—	—	2.7	—	—	—	1.9	—	—	6.4	—	—	—	—	6.7	—	11.5	—	13.6	—
内部摩擦角（度）	—	—	35.2	—	—	—	39.8	—	—	35.8	—	—	—	—	36.1	—	32.8	—	36.0	—
単位体積重量（tf/m^2）	1.52	1.57	1.67	1.75	1.56	1.59	1.79	1.7	1.57	1.63	1.72	1.70	1.59	1.62	1.63	1.72	1.56	1.65	1.67	1.69
パイル体含水比（%）	31.9	41.8	35.6	30.8	32.1	36.3	39.5	33.6	39.0	35.3	37.3	37.2	28.3	31.6	37.2	30.9	36.4	36.2	32.0	30.7
消石灰境含水比（%）	61.6	56.3	50.8	52.7	59.3	56.1	56.4	48.1	60.4	62.1	55.3	55.1	68.0	63.4	55.0	54.4	—	—	—	—



※この間で最初の4ヶ月間水位を変動、その後GLに固定

図-4.3.3 一軸圧縮強度の深度分布

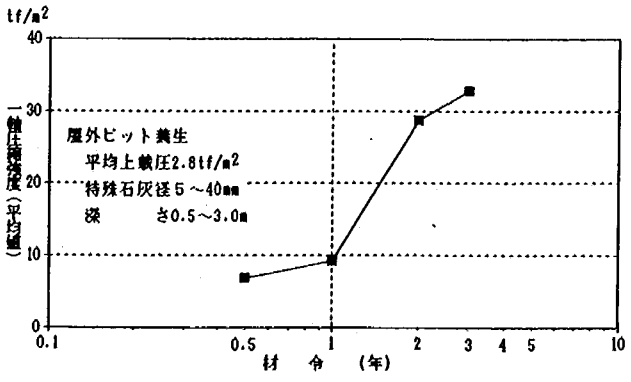


図-4.3.4 一軸圧縮強度と材令の関係

かではあるが増加しており、安定した状態を保っていることがわかった。消石灰塊のX線回折と電子顕微鏡写真観察からも、カルシウムシリケート水和物の結晶構造が認められており、十分にポゾラン反応が進行していることが確認された。三軸圧縮試験結果からも、内部摩擦角、粘着力とも大きな変化はなく安定した状態といえる。その他の単位体積重量、含水比等の物理試験結果についても、材令に伴う有意な変化は認められず、2年材令以降安定しているといえる。

(3) まとめ

3年材令の掘り出し調査の結果、強度試験・物理試験結果から、パイル体は2年材令からひきつづき安定した状態を保っていることがわかった。パイル径がやや小さかったものの、各材令の平均径は標準設計径を十分に満たしており問題はない。今後、5年材令まで、掘り出し調査を行う予定である。

4.3.2 パイル強度の増加に関する実験

(1) 実験の目的

特殊石灰パイルは、パイル体がポゾラン反応によって強度を発現する。パイル体が強度を持つことにより、パイル間地盤とパイル体からなる複合地盤として改良地盤を評価することができる。従って、パイル体の強度をさらに高めることにより、複合地盤としての強度も高めることができる。さらに、盛土や堤防等の土構造物の基礎地盤が、地震による過剰間隙水圧の上昇によりせん断強度が減少した場合に、基礎地盤の流動を抑止する受働杭としての効果が期待できるものと考えられるが、その評価方法については今後の課題である。

前年度までの実験により、以下の結果が得られている。

① 特殊石灰の粒径が小さい場合、セメントの添加による強度の増加が顕著である。
② ポルトランドセメントより高炉セメントの方が発現強度が高い。
③ 特殊石灰の粒径が2㎜以下の場合、セメントの添加量の増加に伴い強度が増加する。
④ 一軸圧縮強度は、パイル体の膨張率が大きいと低下する傾向がある。
⑤ 一軸圧縮強度は、上載荷重が増大すると増大する。
⑥ パイル体の膨張率は、改良面積比(*)が大きくなると減少する。
⑦ 一軸圧縮強度は、改良面積比(*)が大きくなると増大する。
⑧ パイル体の膨張率は、改良地盤の相対密度が大きくなると減少する。
⑨ 一軸圧縮強度は、改良地盤の相対密度が大きくなると増大する。

（*）改良面積比：パイル打設時（膨張前）の1本当りの改良面積に対するパイル面積の比

今年度の実験は、ピット実験によって得られたパイル体の一軸圧縮強度を、室内にて再現することを目的とした実験と、特殊石灰のパイル体中での膨張によって、既にセメントによって固化したパイル体を破壊している状況がみうけられるので、パイル体の膨張後に硬化反応を起こさせて強度の増加を図るため、硬化材として高炉B種セメントと比べて強度発現の始発時間を遅くした特殊セメントと高炉B種セメントを使用した場合との比較を行うこととした。

(2) 実験装置と実験ケース

実験装置は、図-4.3.5に示すものを使用した。上載圧は、0.5，1.0，2.0 tf/m² の3水準、改良面積比は、0.08で一定とした。また、実験地盤はパイル打設時の相対密度を40%程度とし、常に飽和状態とするため、石灰の反応によって減少した水は適時補給を行った。

土圧計は、特殊石灰の膨張によって発生する土圧を測定するために設置した。

パイルの配合を、表-4.3.3に示す。配合は重量比で規定している。

ケース1～4は、固化材を2種類、改良地盤の上載圧を3段階にして実験を行った。（表-4.3.4参照）特殊石灰の粒径は1～2㎜である。ケース1～4は各2個の供試体を作成し、4週後の一軸圧縮試験、膨張率の測定を行い、その間の発生土圧の測定も行っている。養生期間中は、石灰の反応によって減少した水を補給している。

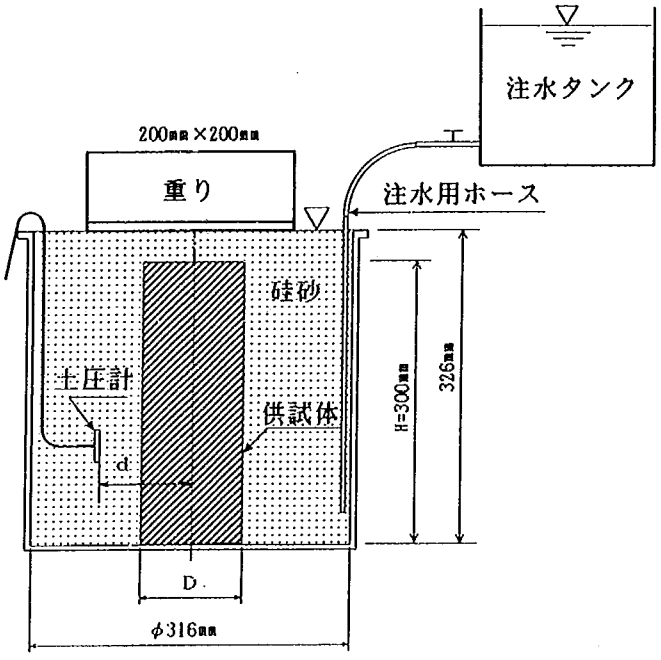


図-4.3.5 供試体作成図

表-4.3.3 パイル配合

ケース	特殊石灰	固化材	砂
1～4	25%	10%	65%

表-4.3.4 実験ケース

ケース	固化材	上載圧
1	高炉B種	0.5 tf/m²
2	高炉B種	1.0 tf/m²
3	高炉B種	2.0 tf/m²
4	特　殊	0.5 tf/m²

(3) 実験結果

表-4.3.5に実験結果を示す。表中の最大土圧は、パイル体の中心からd（5cm～15cm）のところで測定された養生期間中の最大土圧データから、d／D（Dは打設径：8.9cm）を変数とした回帰式を求め、膨張後のパイル面の土圧に換算したものである。

膨張率は、膨張後のパイル面積を打設時のパイル面積で除したものから1を引いたものであり、膨張による面積増加の割合を表している。

(4) 考　察

1) 高炉B種セメント10%配合

図-4.3.6に各ケースの一軸圧縮強度（平均）と上載圧の関係を示す。図中の高炉B種20%は、前年度の報告書に記載したものである。

表-4.3.5　実験結果一覧表

ケース	q_u kgf/cm²	E_{50} kgf/cm²	膨張率	固化材(ｾﾒﾝﾄ) kg/m³	パイル面最大土圧 kgf/cm²	上載圧 σ_v tf/m²
1－1	0.35	60.7	0.42	115	0.358	0.5
1－2	0.38	67.6	0.46	112	—	
2－1	0.57	89.4	0.34	120	0.590	1.0
2－2	0.81	180.0	0.34	119	—	
3－1	1.05	140.4	0.30	125	0.915	2.0
3－2	1.09	191.0	0.31	123	—	
4－1	0.44	83.1	0.41	120	0.417	0.5
4－2	0.45	98.8	0.42	115	—	

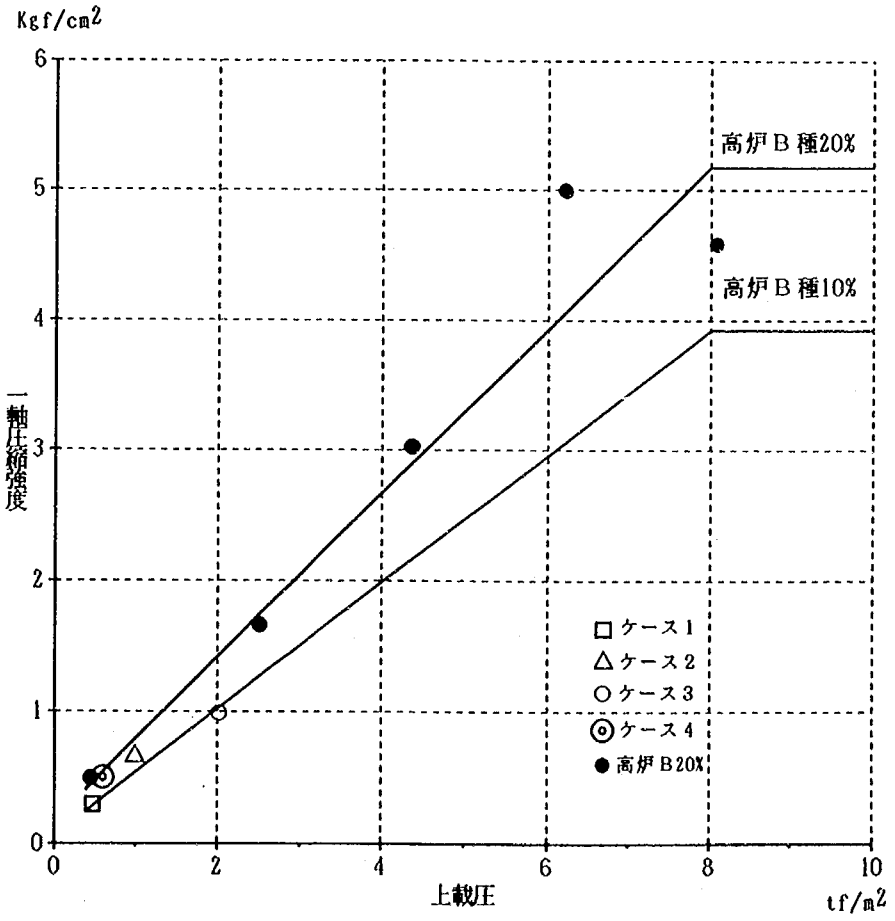


図-4.3.6　上載圧～一軸圧縮強度

図-4.3.6から地盤条件が一定であればパイル体の一軸圧縮強度は上載圧に比例していることが解る。高炉Ｂ種セメント10%配合の一軸圧縮強度も8 tf/m² の上載圧まで外挿したが、実測による確認が必要である。

相対密度が40%の場合の上載圧と一軸強度の相関は、相関係数 0.907と良好な結果を得た。関係式を、

式-(4.3.1)に示す。

$$qu=0.10667+0.48133\sigma_v \quad \cdots\cdots (4.3.1)$$

式-(4.3.1)から上載圧8.0tf/m²での予測値は3.96kgf/cm²である。

実際の一軸圧縮強度は、上載圧によってどの程度まで上昇するかは不明なので、現時点では上載圧8t/m²で頭打ちにするのが適当と思われる。

2) 特殊セメント（硬化遅延性セメント）

特殊セメントを配合したものは、高炉B種セメントを10%配合したものより20%程度の強度増加があった。高炉B種セメントの場合の添加量20%での強度とほぼ同等の強度が発現することが解る。今回の実験は1ケースしか行っていないが、今後、添加量・上載圧を変えて行う予定の実験結果によっては、期待のもてる材料と考えられる。

(5) まとめ

これまでの実験から、高炉B種セメントを固化材料として使用した場合地盤条件が一定であれば、上載圧と添加量によって一軸圧縮強度の予測が可能であることが解った。今後、地盤条件をパラメータに取り入れた予測を可能にするため、実験を継続する予定である。また、特殊セメントに関しては、強度の増加が期待できるため上載圧及び添加量を変えた実験を行う予定である。

なお、本工法でのパイル強度を取り入れた液状化対策に関する設計方法は、現段階では評価方法等も確立できておらず、今後の課題として残っている。

4.3.3 振動台実験結果の解析

(1) 解析の目的

本工法では、かねてより改良前後のN値増分を密度増加によるものと土圧増加によるものに分離し、密度増加による液状化強度にパイルの打設、吸水膨張から生じるパイル間地盤の平均有効主応力の増加による液状化強度の増加を考慮した簡易設計法[1]を提案してきた。

一方、平成6年度共同研究報告書「4.3.5特殊石灰パイル工法の設計法の検討」では、振動台実験による検証と考察として、2ケースの振動台実験の最大応答加速度から求まる実測液状化強度比と計算液状化強度比の対比から、本設計法の検討を行ったが、この方法は応答加速度の時間変化及び深さの違いによる応答加速度の位相差を考慮していない簡易的な方法であった。ここでは以下に示す手順で、実験データから算定した模型地盤の液状化強度と土圧を考慮した簡易算定式から得られる液状化強度を比較検討して、本設計法の妥当性を検証する。

① 実験に用いた7号硅砂の中空ねじり試験結果から液状化強度曲線の形状を推定する。

② 土槽内に設置した水平土圧計測記録および加速度応答記録から得られるせん断応力比時刻歴と過剰間隙水圧比計測記録を用いて、累積損傷度理論により各検討位置の液状化強度比 $(\tau_d/\sigma_{m0}')_{120}$ を算定する。

③ 液状化強度比 $(\tau_d/\sigma_{m0}')_{120}$ から模型地盤の異方性を考慮して各検討位置の液状化強度実験値R

を算定する。

④ 模型地盤の相対密度と土圧係数から簡易算定式により液状化強度の計算値R_cを求め、液状化強度の実験値Rと比較する。

⑤ 平均有効主応力の比と土圧増加による液状化強度の割増し係数の関係を求める。

(2) 7号硅砂の中空ねじり試験

1) 試験の目的と試験条件

特殊石灰パイルの打設による地盤の密度と水平土圧の増加が液状化強度に及ぼす影響を把握し、振動台実験での液状化強度曲線の形状を設定するために、振動台実験における無改良部と改良部を模擬して行った。また、長期的に水平土圧が低下した場合を考慮し、過圧密条件での試験も同時に行った。

表-4.3.6 試験条件

供試体寸法	外径100mm, 内径60mm, 高さ100mm
載荷波形	正弦波
振動数	0.1Hz
背圧	2.0kgf/cm²
B値	0.96以上
応力条件	繰返し載荷, 軸変位拘束

7号硅砂の繰返し中空ねじり試験条件を表-4.3.6に、試験ケースを表-4.3.7に示す。

表-4.3.7 試験ケース

ケース番号	D_r (%)	K	σ_v' (kgf/cm²)	σ_h' (kgf/cm²)	σ_m' (kgf/cm²)
1－1	55	0.5	1.0	0.5	0.67
1－2	55	1.0	1.0	1.0	1.00
1－3	55	2.0	1.0	2.0	1.67
1－4	55	2.0→1.0	1.0	2.0→1.0	1.67→1.0
2－1	75	2.0	1.0	2.0	1.67

注)
D_r ：相対密度
K ：土圧係数
σ_v' ：有効上載圧
σ_h' ：側方有効応力
σ_m' ：平均有効応力

2) 振動台実験に用いた地盤材料

模型地盤に使用した砂は、岐阜県多治見産の7号硅砂であるが、ケースごとに別バッチの硅砂を使用したため物理特性はやや異なる。表-4.3.8、図-4.3.7に7号硅砂の粒度試験結果を、また表-4.3.9に最

表-4.3.8 粒度試験結果（実験砂）

粒径 (mm)	通過質量百分率 (%)	
	ケース4	ケース7
0.297	100.0 (0.3)	100.0 (0.1)
0.250	99.7 (15.3)	99.9 (18.5)
0.177	—	—
0.149	84.4 (45.7)	81.4 (43.3)
0.105	38.7 (29.4)	38.1 (29.8)
0.074	9.3 (7.7)	8.3 (6.1)
0.053	1.6 (1.6)	2.2 (2.2)

	ケース4	ケース7
最大粒径 (mm)	0.297	0.297
60%粒径 D_{60}(mm)	0.124	0.128
50%粒径 D_{50}(mm)	0.115	0.118
30%粒径 D_{30}(mm)	0.099	0.099
10%粒径 D_{10}(mm)	0.075	0.072
均等係数 U_c	1.65	1.78
曲率係数 U_c'	1.05	1.06

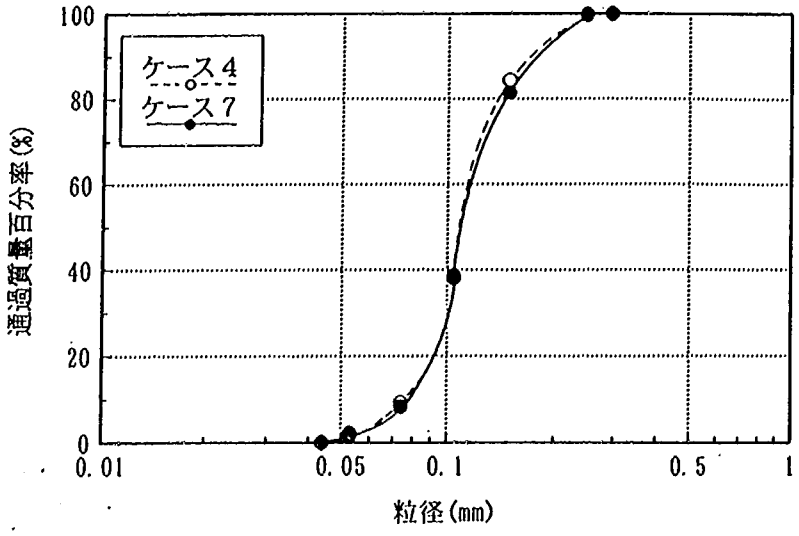


図-4.3.7　粒径加積曲線（実験砂）

大最小密度試験結果を示す。なお試験には、振動台実験ケース７で用いた７号硅砂を使用した。

3)　中空ねじり試験結果

試験は、各ケースとも繰返しせん断応力比0.12から0.41までの5～6供試体について行った。せん断ひずみ両振幅γ_{DA}＝15%における繰返し回数Nと繰返しせん断応力比τ_d/σ_{m0}'の関係を図-4.3.8に示す。この図から以下のことがわかる。

① 土圧係数1.0と2.0の液状化強度曲線の形状はほぼ一致する。

② 土圧係数0.5の液状化強度は1.0, 2.0よりも大きい。

③ 土圧係数2.0から1.0の過圧密条件とした場合の液状化強度はさらに大きい。

④ 相対密度75%の液状化強度は、相対密度55%よりも大きく、せん断応力比0.24以下の液状化強度曲線は、相対密度55%、静止土圧係数0.5の場合とほぼ一致する。

表-4.3.9　最大最小密度試験結果（実験砂）

	ケース４	ケース７
土粒子比重 G_s	2.56	2.56
最大密度 ρ_{dmax}(g/cm³)	1.563	1.592
最小密度 ρ_{dmin}(g/cm³)	1.174	1.205
最小間隙比 e_{min}	0.638	0.608
最小間隙比 e_{max}	1.181	1.124

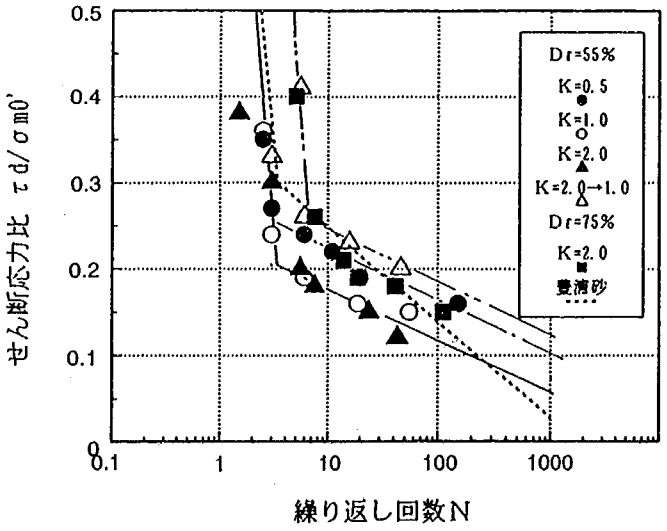


図-4.3.8　中空ねじり試験結果

⑤ 各ケースについてせん断応力比の小さい方から３～４点で線形回帰を行うとほぼ同様な勾配の直線となる。

4) 液強度曲線の形状

土圧係数1.0と2.0の液状化強度曲線を同一とみなし、せん断応力比の大きい方3点と小さい方7点によりそれぞれ線形回帰を行った（K=2.0、せん断応力比0.38のケースを除く）。その結果、両直線は、以下の式で表され、勾配変曲点のせん断応力比0.205、繰り返し回数3.42となった。

$$\begin{cases} \tau_d/\sigma_{m0}' = 0.812 - 1.137 \cdot \log N & (\tau_d/\sigma_{m0}' \geqq 0.205) \\ \tau_d/\sigma_{m0}' = 0.238 - 0.061 \cdot \log N & (\tau_d/\sigma_{m0}' \leqq 0.205) \end{cases}$$

次に各ケースについて勾配-1.137, -0.061の直線を描くとほぼ実験値付近を通過する直線となり、勾配変曲点よりせん断応力比の大きい側では2本、小さい側では3本の直線が得られた。（図-4.3.8参照）

5) 液状化強度曲線の形状比較

各ケースの液状化強度曲線を比較した結果、以下のことがわかった。

① 相対密度55%で初期応力状態の異なる3ケースを比較した場合、せん断応力比約0.25以上では、液状化強度曲線はほぼ一致し、約0.25以下では土圧係数0.5の時、土圧係数1.0および2.0の場合に比べて、同一繰返し回数に対するせん断応力比が約0.04大きくなる。

② 土圧係数2.0から1.0の過圧密条件とした場合、せん断応力比約0.26以下では、正規圧密の場合に比べて、同一繰返し回数に対するせん断応力比が約0.06大きくなる。

③ 以上のことから同一相対密度の場合、応力状態による液状化強度の増加は、液状化強度曲線が右に平行移動する（勾配変曲点のせん断応力比一定）のではなく、むしろ上へ平行移動する（勾配変曲点の繰り返し回数一定）ことによって生じると考えられる。

④ 相対密度75%の場合、相対密度55%で同じ静止土圧係数1.0のケースと比較すると、液状化強度の増加は液状化強度曲線が右へ平行移動することで（勾配変曲点のせん断応力比一定）生じている。

⑤ 同一相対密度、初期応力状態で豊浦砂と7号硅砂を比較すると、繰返し回数20回に対する繰返しせん断応力比は約0.22と0.20で大きな差はないが、せん断応力比約0.3以上での繰返し回数の違い、勾配変曲点のせん断応力比の違い（約0.3と0.25）および液状化強度曲線の勾配の違い（−0.11と−0.61）等により、7号硅砂の液状化抵抗は、豊浦砂よりも相当小さいといえる。

6) 液状化強度曲線の設定

無改良部を模擬した相対密度55%、土圧係数0.5のケースと改良部を模擬した相対密度75%、土圧係数2.0のケースでは、ともにほぼ同一の勾配で、勾配変曲点の繰り返しせん断応力比も、ほぼ0.25と同様なので、振動台実験における実験ケースの液状化強度曲線についてもこの2ケースの間を推移するものとして、以下に示すように2本の直線で液状化強度曲線を表現した。

$$\tau_d/\sigma_{m0}' - 0.25 = A(\log N - \log N')$$

$$\begin{cases} \tau_d/\sigma_{m0}' \geqq 0.25 \text{のとき} \quad A = -1.14 \\ \tau_d/\sigma_{m0}' \leqq 0.25 \text{のとき} \quad A = -0.06 \end{cases}$$

ここで　N'：勾配変曲点の繰り返し回数

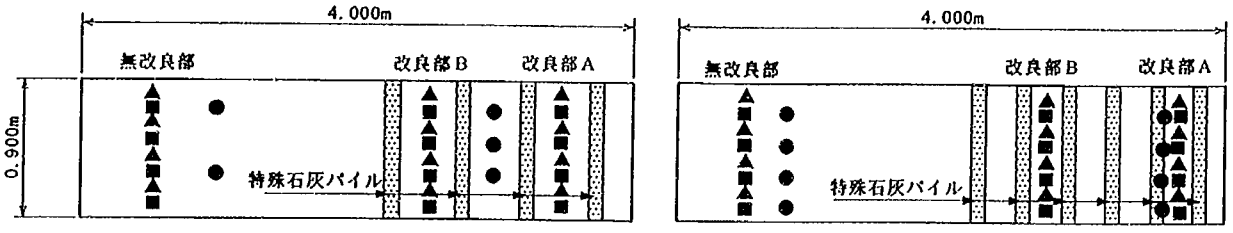
(3) 解析方法

1) 実験概要

実験に用いた土槽は4m(L)×1m(W)×2m(H)の鋼製で、岐阜県多治見産7号硅砂により、空中落下法で高さ90cmの実験地盤を作成した。地盤作成後、改良範囲を片側半分の幅2mとしてパイル打設を行い、所定の改良効果を得るため地盤上に2.5tf/m²の上載荷重を設置した後、地盤を飽和させた。2週間の養生後、上載荷重を撤去し、5Hz、20波の正弦波入力によるステップ加振を行った。実験条件を表-4.3.10 に、パイル配置と計算実施位置を図-4.3.9に示す。改良部Bは、隣接する無改良部からの過剰間隙水圧の伝播による損傷を受ける可能性があるため改良部Aとは別に設定した。

表-4.3.10 実験条件

ケース	パイル打設仕様	膨張率	置換率
4	@50.0cm-8本	0.24	0.031
7	@32.5cm-18本	0.38	0.081



(a)ケース4　　(b)ケース7

図-4.3.9 パイル配置と計算実施位置

2) 計算・整理方法[2)]

今回行った計算・整理のフローを図-4.3.10 に示す。具体的な手順と方法は以下のようである。

① せん断応力比時刻歴の算定

加振ステップごとに得られる応答加速度の時刻歴から次式によって深さ方向に合成して算定した。なお時刻歴出力時には、バンドパスフィルターにより、20Hz以上の振動成分を除去し、傾斜補正（境界周波数2Hz）を行った。

$$\tau_d/\sigma_{v0}' = \frac{1}{g} \cdot \Sigma(\alpha_i \cdot \gamma_{sat} \cdot t) \cdot \frac{1}{\sigma_{v0}'}$$

ここで　τ_d：動的せん断応力（gf/cm²）

σ_{v0}'：有効上載圧（gf/cm²）

g：重力加速度（=980cm/s²）

α_i：i層目の応答加速度（cm/s²）

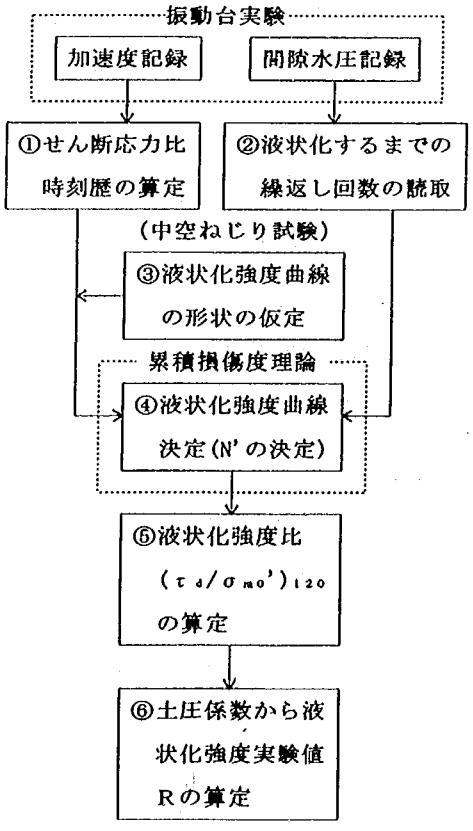


図-4.3.10 計算フロー

γ_{sat}：水中単位体積重量（gf/cm³）

t　：層厚（cm）

② 液状化するまでの繰返し回数Nの読み取り

加振ステップごとに得られる過剰間隙水圧の時刻歴から液状化に至ったとみられる繰り返し回数を読み取った。なお過剰間隙水圧の時刻歴に対してもせん断応力比の時刻歴と同様、バンドパスフィルターにより、20Hz以上の振動成分を除去した。

③ 液状化強度曲線の形状の仮定

液状化強度曲線は、前述した7号硅砂の中空ねじり試験の結果から、図-4.3.11 に示すように一定の繰返しせん断応力比を勾配変曲点とする2本の直線で表せるような形状を仮定した。

$$\tau_d/\sigma_{m0}' - 0.25 = A(\log N - \log N')$$

$$\begin{cases} \tau_d/\sigma_{m0}' \geqq 0.25 \text{のとき} & A = -1.14 \\ \tau_d/\sigma_{m0}' \leqq 0.25 \text{のとき} & A = -0.06 \end{cases}$$

ここで　N'：屈曲点の繰返し回数

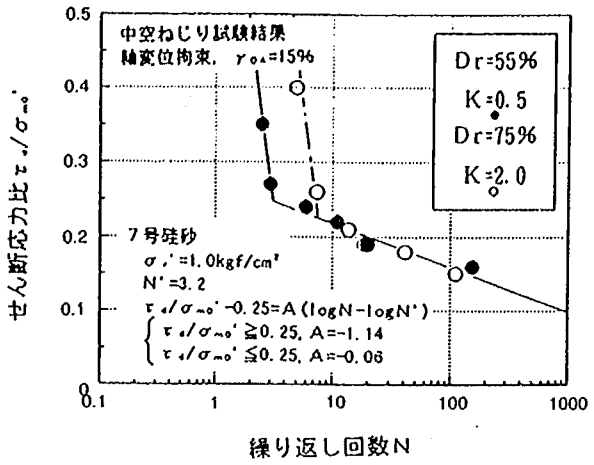


図-4.3.11　形状の仮定に用いた液状化強度曲線

④ 液状化強度曲線の決定

①のせん断応力比時刻歴と土圧係数(表-4.3.11参照）から半波ごとのせん断応力比を算出し、N'＝N" としてi半波目の損傷度D_iをN"の関数で表す。

$$(\tau_d/\sigma_{m0}')_i = \frac{3}{1+2K} \cdot (\tau_d/\sigma_{v0}')_i$$

$$N_{fi} = N'' \cdot 10^{(\tau_d/\sigma_{m0}' - 0.25)/A}$$

$$= N'' \cdot f(\tau_d/\sigma_{m0}')$$

$$D_i = \frac{0.5}{N_{fi}} = \frac{0.5}{f(\tau_d/\sigma_{m0}')} \cdot \frac{1}{N''}$$

表-4.3.11　計算および検討に用いたパラメータ

ケース	領　域	相対密度 D_r(%)	土圧係数 K
4	改良部	61	0.84
	無改良部	57	0.48
7	改良部	69	1.55
	無改良部	55	0.43

ここで　K：上載荷重撤去直前の土圧係数平均値（表－4.3.11に示す。）

N_{fi}：i半波目のせん断応力比に相当する繰り返し回数

$f(\tau_d/\sigma_{m0}')$：せん断応力比の関数

次にi半波目までの累積損傷度Dを計算し、2N－1半波目のときD≦1、2N半波目のときD≧1

という条件を満たすように、液状化強度曲線を水平移動させて、勾配変曲点の繰り返し回数N'を決定する。ここでは、各位置の初めて液状化した加振ステップの2N－1半波目、2N半波目のとき、それぞれについてD＝1としてN"を求め、それらの中間点をN'として決定した。

$$D=\frac{1}{N''}\cdot\Sigma\ \frac{0.5}{f(\tau_d/\sigma_{m0}')}=1 \quad \text{として}$$

$$N''=0.5\cdot\Sigma\ \frac{1}{f(\tau_d/\sigma_{m0}')}$$

$$N'=\frac{1}{2}\cdot[N''(2N-1)+N''(2N)]$$

ここに　N"(n)：n半波目の累積損傷度D＝1と仮定して計算した勾配変曲点の繰り返し回数

⑤　液状化強度比の算定

④で決定した液状化強度曲線から、繰り返し回数20回に相当する繰り返しせん断応力比を求め、これを液状化強度比$(\tau_d/\sigma_{m0}')_{120}$とした。

$$(\tau_d/\sigma_{m0}')_{120}=0.25+A(\log 20-\log N')$$

ここに　A：液状化強度曲線の勾配

$$\begin{cases} N'\geqq 20\text{のとき} & A=-1.14 \\ N'\leqq 20\text{のとき} & A=-0.06 \end{cases}$$

⑥　液状化強度実験値の算定

液状化強度比$(\tau_d/\sigma_{m0}')_{120}$から以下の式により液状化強度実験値Rを算定した。

$$R=(\tau_d/\sigma_{v0}')_{120}=\frac{1+2K}{3}\cdot(\tau_d/\sigma_{m0}')_{120}$$

ここに　R：液状化強度実験値

K：土圧係数

(4)　解析結果

ケース4および7の加振ステップごとの過剰間隙水圧比等高線図を図-4.3.12 ～13に示す。ケース4では、100galまではほとんど過剰間隙水圧比が上昇していないが、150galではほぼ全面的に過剰間隙水圧比が上昇し始め、無改良部および改良部Bの深さ20cmの位置で、液状化に至った。その後も液状化領域は徐々に広がり、250gal加振時には、ほぼ全面的に液状化した。一方、ケース7では、100galで無改良部の深さ20cmの位置が液状化を始め、225galで無改良部全体、350galでほぼ全面で液状化に至った。

ケース4および7の各12点に対して行った解析結果の一覧を表－4.3.12に示す。解析は基本的に液状化した直前の加振ステップと初めて液状化した加振ステップについて実施した。液状化していない加振ステップではN＝20のときD＝1としてN'を算出した。この表から以下のことがわかる。

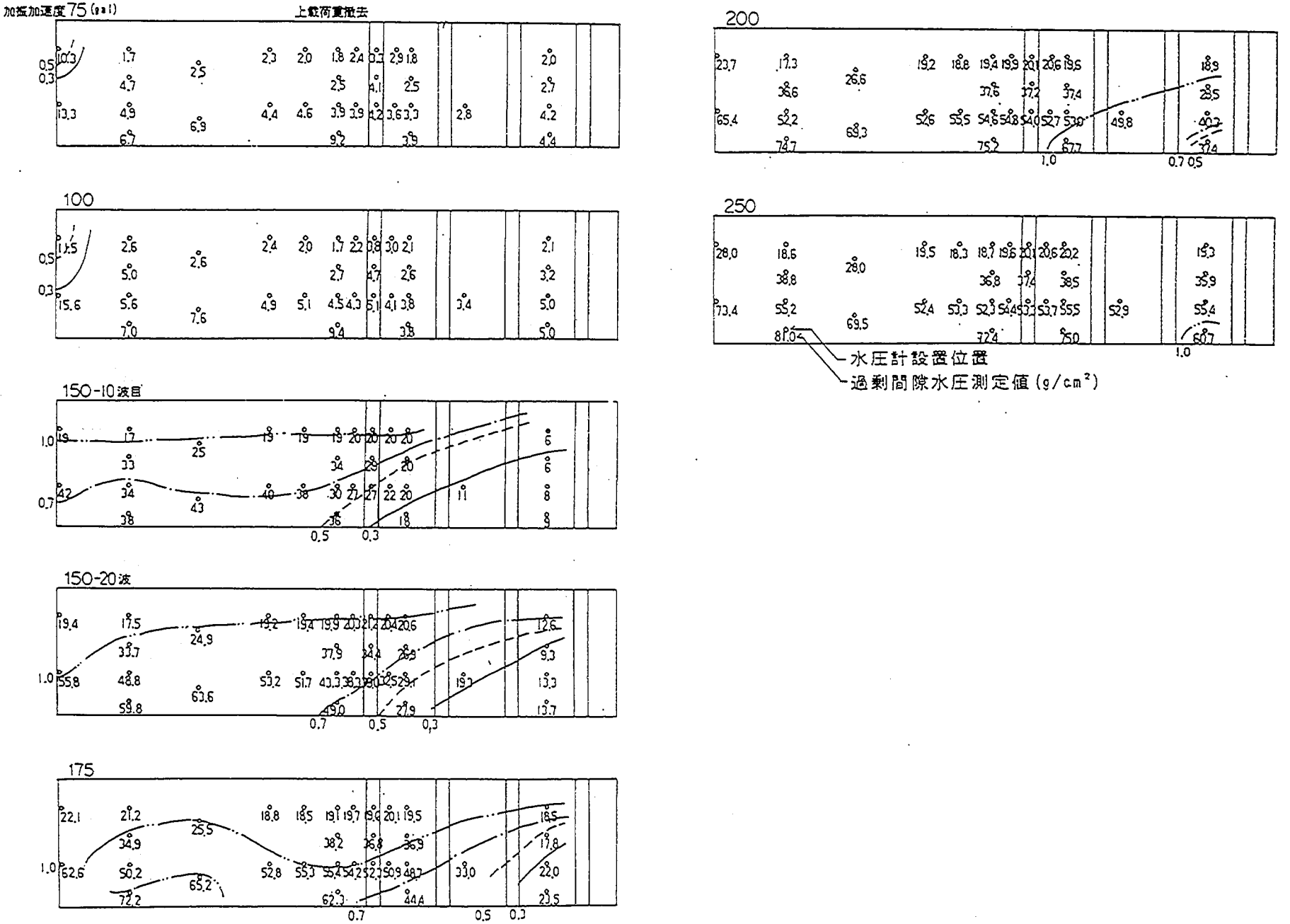


図-4.3.12　過剰間隙水圧比の等高線図（ケース４）

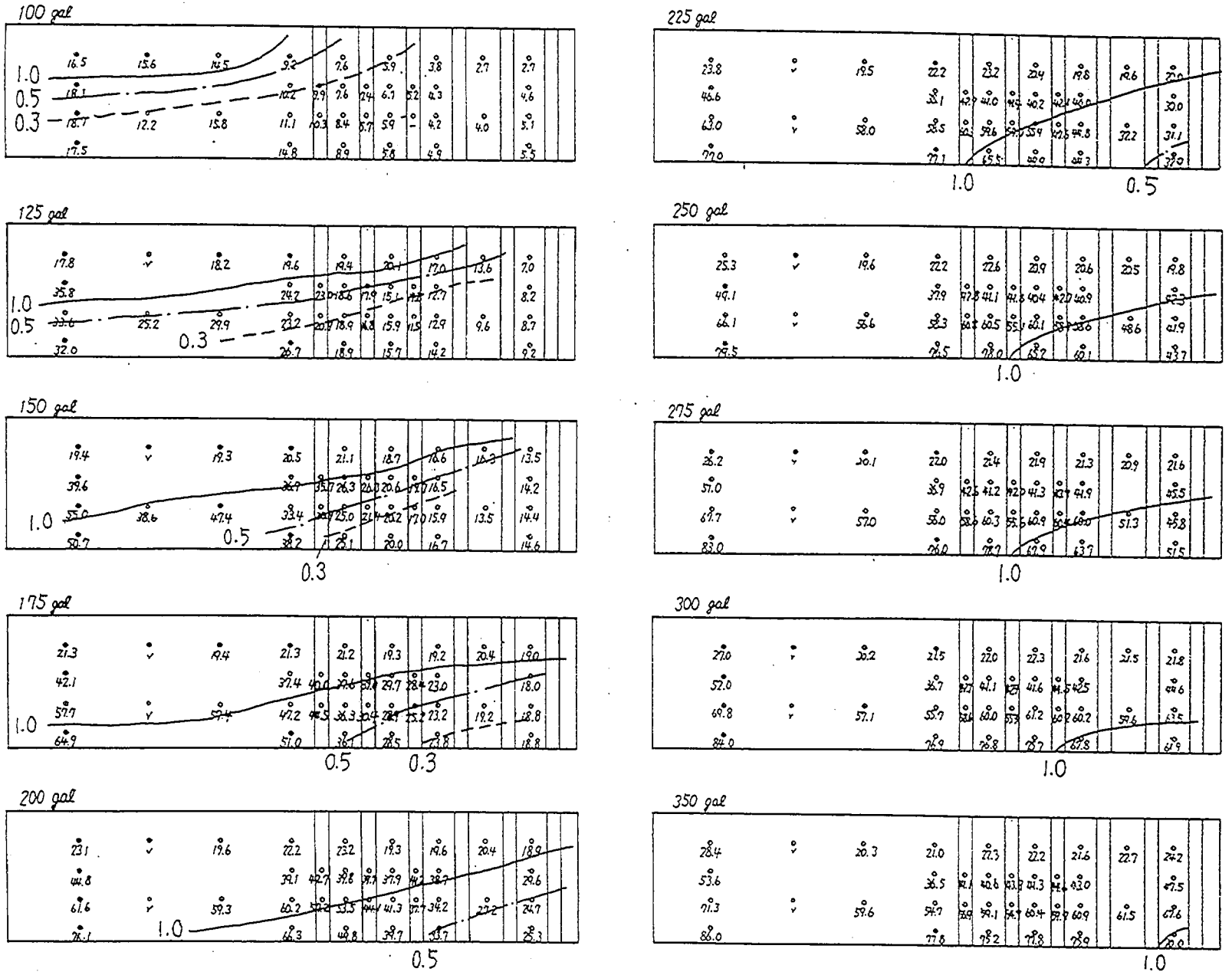


図-4.3.13　過剰間隙水圧比の等高線図（ケース７）

表-4.3.12 解析結果

ケース4　　τd/σm'-0.25=A*(logN-logN')
A=-1.14*(τd/σm'≧0.25)
A=-0.06*(τd/σm'≦0.25)

	位置	計算σv' (gf/cm^2)	推定σv' (gf/cm^2)	K	加振ステップ' (gal)	波数 N	ru	N'	R120	R
改良部A	P1	16.9	16.0	0.84	150	20	0.748	27.84	0.414	0.370
					175	11	—	24.65	0.353	0.315
	P2	33.7	30.0		175	20	0.585	26.09	0.382	0.341
					200	20	0.955	15.95	0.244	0.218
	P3	50.6	48.0		200	20	0.839	21.57	0.287	0.256
					250	16	--	8.08	0.226	0.202
	P4	67.4	—		200	20	0.542	23.50	0.330	0.295
					250	20	0.902	19.58	0.249	0.222
改良部B	P7	16.6	18.0	0.84	100	20	0.113	14.98	0.242	0.216
					150	9	—	13.84	0.240	0.214
	P8	33.3	33.0		150	20	0.818	13.83	0.240	0.214
					175	11	—	7.70	0.225	0.201
	P9	49.9	45.0		150	20	0.646	18.23	0.248	0.222
					175	12	—	10.95	0.234	0.209
	P10	66.6	67.0		200	20	1.009	13.21	0.239	0.214
					250	11	—	3.46	0.204	0.182
無改良部	P28	16.7	16.0	0.48	100	20	0.131	21.13	0.277	0.181
					150	7	—	11.37	0.235	0.154
	P29	33.3	30.0		100	20	0.158	21.55	0.287	0.188
					150	7	—	11.75	0.236	0.154
	P30	50.0	44.0		100	20	0.118	21.89	0.295	0.193
					150	14	—	14.54	0.242	0.158
	P31	66.6	63.0		150	20	0.930	20.30	0.257	0.168
					175	12	—	8.93	0.229	0.150

ケース7　　τd/σm'-0.25=A*(logN-logN')
A=-1.14*(τd/σm'≧0.25)
A=-0.06*(τd/σm'≦0.25)

	位置	計算σv' (gf/cm^2)	推定σv' (gf/cm^2)	K	加振ステップ' (gal)	波数 N	ru	N'	R120	R
改良部A	P1	17.6	18.0	1.55	150	20	0.728	19.38	0.249	0.340
					175	16	—	22.49	0.308	0.421
	P2	35.3	36.0		225	20	0.822	10.92	0.234	0.320
					250	13	—	9.11	0.230	0.314
	P3	52.9	50.0		300	20	0.964	6.46	0.221	0.302
					350	19	—	12.04	0.237	0.324
	P4	70.6	—		350	20	0.671	19.32	0.249	0.340
					450	20	0.797	7.15	0.223	0.305
改良部B	P13	17.3	18.0	1.55	100	20	—	1.53	0.183	0.250
					125	17	—	12.12	0.237	0.324
	P14	34.5	35.0		175	20	0.736	1.15	0.176	0.241
					200	18	—	6.65	0.221	0.302
	P15	51.8	52.0		225	20	0.905	1.18	0.176	0.241
					250	11	—	4.07	0.209	0.286
	P16	69.0	62.0		250	20	0.918	3.03	0.201	0.275
					275	15	—	0.67	0.161	0.220
無改良部	P33	17.0	16.0	0.43	100	8	—	11.82	0.236	0.146
					125	2	—	2.92	0.200	0.124
	P34	33.9	36.0		125	20	0.934	17.98	0.247	0.153
					150	15	—	3.70	0.206	0.128
	P35	50.9	50.0		125	20	0.599	20.08	0.252	0.156
					150	15	—	10.43	0.233	0.144
					175	7	—	6.74	0.222	0.138
	P36	67.8	62.0		175	20	0.900	21.49	0.286	0.177
					200	7	—	7.29	0.224	0.139
					225	3	—	2.87	0.199	0.123

① N' は改良部のほうが無改良部よりも大きい。改良部Bについては無改良部とほぼ同等あるいはやや小さい。

② 液状化する直前と液状化した加振ステップでは、液状化する前の方がN' は大きくなる傾向がある。

③ 同じ領域では検討位置が深いほどN' が小さくなる。

④ 全体的に加振ステップが後になるほどN' は小さくなる。

深さ40cmにおける液状化強度比の計算例を表-4.3.13 ～18に、また初めて液状化した加振ステップのせん断応力比および過剰間隙水圧比の時刻歴を図-4.3.14 ～17に示す。なお表中でのR_{120} は以下の意味で用いている。

$$R_{120}=(\tau_d/\sigma_{m0}')_{120}$$

(5) 考 察

ケース4および7の各点における屈曲点の繰返し回数N' が表-4.3.12のように得られたので、ここでは、無改良部と改良部の液状化強度実験値を決定して比較検討を行う。領域の平均的な液状化強度実験値Rは以下の方法により算定した。

① 初めて液状化した加振ステップのN' をその点のN' とする。

② 領域ごとにN' を深さ方向の4点で単純平均して領域の平均的なN' とする。

③ 領域の平均的なN' から液状化強度曲線により$(\tau_d/\sigma_{m0}')_{120}$ ($=R_{120}$) を求め、これを領域の平均的な液状化強度比と定める。

④ 領域の平均的な液状化強度比$(\tau_d/\sigma_{m0}')_{120}$から有効上載圧で規準化した液状化強度Rを求め、これを領域の平均的な液状化強度実験値とする。

$$R=\left[\frac{\tau_d}{\sigma_{v0}'}\right]_{120}=\frac{1+2K}{3}\cdot\left[\frac{\tau_d}{\sigma_{m0}'}\right]_{120}$$

ここで、σ_{v0}' ：加振前の有効上載圧

表-4.3.19にケース4および7の領域の平均的な液状化強度比と液状化強度を示す。

図-4.3.18 に相対密度D_r と領域の平均的な液状化強度比 $(\tau_d/\sigma_{m0}')_{120}$ の関係を示す。ケース4、7ともに相対密度が大きい改良部Aの平均的な $(\tau_d/\sigma_{m0}')_{120}$ が無改良部よりも大きくなっているが、改良部Bではむしろ低下している。これは改良部Bでは過剰間隙水圧の伝播によって累積損傷度Dが1に達する前に液状化が生じていることが考えられるが、本検討では液状化したと判断した時点を累積損傷度D＝1と定義して液状化強度比を算定しているために、見掛け上の液状化強度比が低めに評価された結果と考えられる。

次に、液状化強度実験値Rが最も小さいケース7の無改良部の液状化強度をR_1 として求めた各領域の液状化強度の比の実験値R_{s0}($=R/R_1$)と、液状化強度の増加が相対密度の比と平均有効主応力の比の積で表されると仮定した以下の簡易算定式で求めた液状化強度の比の計算値R_{s_c}を表-4.3.20に示す。

表-4.3.13 計算例(1)（ケース４、改良部A、深さ40cm)

ケース　4　P2　改良部　深さ　40 cm
加振加速度　200 gal　液状化波数　20
液状化強度　τd/σm' ≧0.25,　τd/σm'-0.25=-1.14･(logN-logN')
　　τd/σm' ≦0.25,　τd/σm'-0.25=-0.06･(logN-logN')
K　0.84　N'　15.95　R120　0.244

波数 N	半波数 2N	τd/σv'	K	τd/σm'	Nf (*N')	D=0.5/Nf (*1/N')	ΣD (*1/N')	Nf	D=0.5/Nf	ΣD	R120	NL	Leqiv20	FL
	1	0.373	0.840	0.418	0.713	0.701	0.701	11.374	0.044	0.044	0.244	454.949	0.163	1.500
1	2	0.239	0.840	0.268	0.965	0.518	1.219	15.399	0.032	0.076	0.244	261.673	0.177	1.378
	3	0.216	0.840	0.242	1.370	0.365	1.584	21.862	0.023	0.099	0.244	201.405	0.184	1.327
2	4	0.196	0.840	0.219	3.236	0.155	1.739	51.620	0.010	0.109	0.244	183.505	0.186	1.310
	5	0.196	0.840	0.219	3.236	0.155	1.893	51.620	0.010	0.119	0.244	168.527	0.189	1.295
3	6	0.208	0.840	0.233	1.932	0.259	2.152	30.827	0.016	0.135	0.244	148.264	0.192	1.272
	7	0.219	0.840	0.245	1.205	0.415	2.567	19.218	0.026	0.161	0.244	124.292	0.197	1.242
4	8	0.246	0.840	0.275	0.950	0.526	3.093	15.157	0.033	0.194	0.244	103.146	0.201	1.212
	9	0.201	0.840	0.225	2.610	0.192	3.285	41.642	0.012	0.206	0.244	97.131	0.203	1.203
5	10	0.169	0.840	0.189	10.320	0.048	3.333	164.644	0.003	0.209	0.244	95.719	0.203	1.201
	11	0.200	0.840	0.224	2.725	0.184	3.517	43.470	0.012	0.220	0.244	90.725	0.205	1.192
6	12	0.309	0.840	0.346	0.824	0.607	4.124	13.145	0.038	0.258	0.244	77.374	0.209	1.169
	13	0.221	0.840	0.247	1.105	0.452	4.576	17.636	0.028	0.287	0.244	69.726	0.212	1.154
7	14	0.342	0.840	0.383	0.765	0.654	5.230	12.200	0.041	0.328	0.244	61.009	0.215	1.135
	15	0.201	0.840	0.225	2.610	0.192	5.422	41.642	0.012	0.340	0.244	58.853	0.216	1.130
8	16	0.315	0.840	0.353	0.813	0.615	6.037	12.967	0.039	0.378	0.244	52.856	0.219	1.116
	17	0.188	0.840	0.210	4.563	0.110	6.146	72.790	0.007	0.385	0.244	51.914	0.219	1.113
9	18	0.334	0.840	0.374	0.779	0.642	6.788	12.422	0.040	0.426	0.244	47.003	0.222	1.100
	19	0.178	0.840	0.199	7.011	0.071	6.860	111.850	0.004	0.430	0.244	46.514	0.222	1.099
10	20	0.327	0.840	0.366	0.791	0.632	7.492	12.620	0.040	0.470	0.244	42.590	0.224	1.088
	21	0.193	0.840	0.216	3.681	0.136	7.628	58.720	0.009	0.478	0.244	41.831	0.225	1.086
11	22	0.316	0.840	0.354	0.811	0.617	8.244	12.938	0.039	0.517	0.244	38.703	0.227	1.076
	23	0.199	0.840	0.223	2.844	0.176	8.420	45.378	0.011	0.528	0.244	37.895	0.227	1.073
12	24	0.289	0.840	0.324	0.862	0.580	9.000	13.753	0.036	0.564	0.244	35.453	0.229	1.065
	25	0.222	0.840	0.249	1.059	0.472	9.472	16.894	0.030	0.594	0.244	33.686	0.231	1.059
13	26	0.237	0.840	0.265	0.970	0.516	9.988	15.468	0.032	0.626	0.244	31.946	0.232	1.053
	27	0.216	0.840	0.242	1.370	0.365	10.353	21.862	0.023	0.649	0.244	30.820	0.233	1.048
14	28	0.171	0.840	0.191	9.470	0.053	10.406	151.089	0.003	0.652	0.244	30.664	0.233	1.048
	29	0.215	0.840	0.241	1.430	0.350	10.755	22.821	0.022	0.674	0.244	29.667	0.234	1.044
15	30	0.172	0.840	0.193	9.072	0.055	10.810	144.736	0.003	0.678	0.244	29.516	0.234	1.043
	31	0.235	0.840	0.263	0.974	0.513	11.324	15.539	0.032	0.710	0.244	28.178	0.235	1.038
16	32	0.235	0.840	0.263	0.974	0.513	11.837	15.539	0.032	0.742	0.244	26.956	0.236	1.033
	33	0.274	0.840	0.307	0.892	0.561	12.398	14.227	0.035	0.777	0.244	25.737	0.238	1.028
17	34	0.283	0.840	0.317	0.874	0.572	12.970	13.940	0.036	0.813	0.244	24.601	0.239	1.023
	35	0.357	0.840	0.400	0.739	0.676	13.646	11.793	0.042	0.855	0.244	23.382	0.240	1.017
18	36	0.266	0.840	0.298	0.908	0.551	14.197	14.487	0.035	0.890	0.244	22.475	0.241	1.013
	37	0.323	0.840	0.362	0.798	0.626	14.823	12.735	0.039	0.929	0.244	21.525	0.242	1.008
19	38	0.266	0.840	0.298	0.908	0.551	15.374	14.487	0.035	0.964	0.244	20.754	0.243	1.004
	39	0.287	0.840	0.321	0.866	0.577	15.951	13.815	0.036	1.000	0.244	20.003	0.244	1.000
20	40	0.116	0.840	0.130	100.574	0.005	15.956	1604.55	0.000	1.000	0.244	19.997	0.244	1.000

表-4.3.14 計算例(2)（ケース４、改良部B、深さ40cm)

ケース　4　P8　改良部B　深さ　40 cm
加振加速度　175 gal　液状化波数　11
液状化強度　τd/σm' ≧0.25,　τd/σm'-0.25=-1.14･(logN-logN')
　　τd/σm' ≦0.25,　τd/σm'-0.25=-0.06･(logN-logN')
K　0.84　N'　7.70　R120　0.225

波数 N	半波数 2N	τd/σv'	K0	τd/σm'	Nf (*N')	D=0.5/Nf (*1/N')	ΣD (*1/N')	Nf	D=0.5/Nf	ΣD	R120	NL	Leqiv20	FL
	1	0.298	0.840	0.334	0.845	0.592	0.592	6.505	0.077	0.077	0.225	260.211	0.168	1.422
1	2	0.241	0.840	0.270	0.961	0.520	1.112	7.400	0.068	0.144	0.225	138.477	0.175	1.289
	3	0.179	0.840	0.200	6.716	0.074	1.187	51.725	0.010	0.154	0.225	129.791	0.176	1.276
2	4	0.162	0.840	0.181	13.941	0.036	1.223	107.365	0.005	0.159	0.225	125.983	0.177	1.271
	5	0.150	0.840	0.168	23.343	0.021	1.244	179.780	0.003	0.162	0.225	123.814	0.178	1.267
3	6	0.184	0.840	0.206	5.418	0.092	1.336	41.727	0.012	0.174	0.225	115.264	0.179	1.254
	7	0.189	0.840	0.212	4.371	0.114	1.451	33.661	0.015	0.188	0.225	106.174	0.182	1.239
4	8	0.205	0.840	0.229	2.198	0.227	1.678	16.929	0.030	0.218	0.225	91.783	0.185	1.214
	9	0.214	0.840	0.240	1.493	0.335	2.013	11.500	0.043	0.261	0.225	76.516	0.190	1.184
5	10	0.220	0.840	0.246	1.154	0.433	2.446	8.887	0.056	0.318	0.225	62.964	0.195	1.153
	11	0.178	0.840	0.199	7.011	0.071	2.518	53.995	0.009	0.327	0.225	61.180	0.196	1.149
6	12	0.289	0.840	0.324	0.862	0.580	3.098	6.639	0.075	0.402	0.225	49.725	0.201	1.118
	13	0.190	0.840	0.213	4.187	0.119	3.217	32.246	0.016	0.418	0.225	47.879	0.202	1.112
7	14	0.255	0.840	0.285	0.931	0.537	3.754	7.169	0.070	0.487	0.225	41.029	0.206	1.091
	15	0.231	0.840	0.259	0.983	0.509	4.263	7.569	0.066	0.554	0.225	36.133	0.210	1.073
8	16	0.270	0.840	0.302	0.900	0.556	4.819	6.930	0.072	0.626	0.225	31.966	0.213	1.057
	17	0.283	0.840	0.317	0.874	0.572	5.391	6.730	0.074	0.700	0.225	28.573	0.216	1.043
9	18	0.293	0.840	0.328	0.854	0.585	5.976	6.579	0.076	0.776	0.225	25.775	0.219	1.030
	19	0.379	0.840	0.424	0.703	0.711	6.687	5.417	0.092	0.868	0.225	23.034	0.221	1.017
10	20	0.218	0.840	0.244	1.257	0.398	7.085	9.685	0.052	0.920	0.225	21.742	0.223	1.010
	21	0.267	0.840	0.299	0.906	0.552	7.637	6.978	0.072	0.992	0.225	20.170	0.225	1.001
11	22	0.192	0.840	0.215	3.842	0.130	7.767	29.591	0.017	1.008	0.225	19.832	0.225	0.999
	23	0.027	0.840	0.030	4601.88	0.000	7.767	35442.0	0.000	1.008	0.225	19.832	0.226	0.999
12	24	0.070	0.840	0.078	725.599	0.001	7.767	6588.29	0.000	1.009	0.225	19.830	0.225	0.999
	25	0.078	0.840	0.087	514.568	0.001	7.768	3963.01	0.000	1.009	0.225	19.828	0.226	0.999
13	26	0.028	0.840	0.031	4408.38	0.000	7.769	33951.7	0.000	1.009	0.225	19.828	0.226	0.999
	27	0.009	0.840	0.010	9971.40	0.000	7.769	76796.1	0.000	1.009	0.225	19.828	0.225	0.999
14	28	0.015	0.840	0.017	7705.77	0.000	7.769	59347.0	0.000	1.009	0.225	19.827	0.225	0.999
	29	0.013	0.840	0.015	8397.10	0.000	7.769	64671.4	0.000	1.009	0.225	19.827	0.226	0.999
15	30	0.012	0.840	0.013	8765.69	0.000	7.769	67510.1	0.000	1.009	0.225	19.827	0.225	0.999
	31	0.011	0.840	0.012	9150.46	0.000	7.769	70473.4	0.000	1.009	0.225	19.827	0.225	0.999
16	32	0.015	0.840	0.017	7705.77	0.000	7.769	59347.0	0.000	1.009	0.225	19.827	0.225	0.999
	33	0.010	0.840	0.011	9552.11	0.000	7.769	73566.9	0.000	1.009	0.225	19.827	0.225	0.999
17	34	0.012	0.840	0.013	8765.69	0.000	7.769	67510.1	0.000	1.009	0.225	19.826	0.225	0.999
	35	0.015	0.840	0.017	7705.77	0.000	7.769	59347.0	0.000	1.009	0.225	19.826	0.225	0.999
18	36	0.012	0.840	0.013	8765.69	0.000	7.769	67510.1	0.000	1.009	0.225	19.826	0.225	0.999
	37	0.010	0.840	0.011	9552.11	0.000	7.769	73566.9	0.000	1.009	0.225	19.826	0.225	0.999
19	38	0.015	0.840	0.017	7705.77	0.000	7.769	59347.0	0.000	1.009	0.225	19.826	0.225	0.999
	39	0.012	0.840	0.013	8765.69	0.000	7.769	67510.1	0.000	1.009	0.225	19.826	0.225	0.999
20	40	0.009	0.840	0.010	9971.40	0.000	7.769	76796.1	0.000	1.009	0.225	19.826	0.225	0.999

表-4.3.15　計算例(3)（ケース４、無改良部、深さ40cm）

ケース　4　P29　無改良部　深さ　40 cm
加振加速度　150 gal　液状化波数　7
液状化強度　τd/σm' ≧0.25,　τd/σm' -0.25=-1.14・(logN-logN')
τd/σm' ≦0.25,　τd/σm' -0.25=-0.06・(logN-logN')
K　0.48　N'　11.75　R120　0.236

波数 N	半波数 2N	τd/σv'	K	τd/σm'	Nf (*N')	D=0.5/Nf (*1/N')	ΣD (*1/N')	Nf	D=0.5/Nf	ΣD	R120	NL	Leqiv20	FL
	1	0.249	0.480	0.381	0.767	0.652	0.652	9.018	0.055	0.055	0.236	360.701	0.161	1.469
1	2	0.332	0.480	0.508	0.594	0.842	1.494	6.977	0.072	0.127	0.236	157.338	0.182	1.295
	3	0.327	0.480	0.501	0.603	0.829	2.323	7.085	0.071	0.198	0.236	101.172	0.194	1.218
2	4	0.308	0.480	0.471	0.639	0.782	3.105	7.514	0.067	0.264	0.236	75.693	0.201	1.172
	5	0.331	0.480	0.507	0.596	0.840	3.945	6.998	0.071	0.336	0.236	59.582	0.208	1.137
3	6	0.333	0.480	0.510	0.592	0.845	4.790	6.955	0.072	0.408	0.236	49.072	0.213	1.110
	7	0.338	0.480	0.517	0.583	0.858	5.648	6.848	0.073	0.481	0.236	41.617	0.217	1.088
4	8	0.356	0.480	0.545	0.551	0.907	6.555	6.478	0.077	0.558	0.236	35.858	0.221	1.069
	9	0.358	0.480	0.548	0.548	0.913	7.467	6.438	0.078	0.635	0.236	31.476	0.224	1.053
5	10	0.422	0.480	0.646	0.449	1.112	8.580	5.282	0.095	0.730	0.236	27.394	0.228	1.036
	11	0.414	0.480	0.634	0.461	1.085	9.665	5.414	0.092	0.822	0.236	24.318	0.231	1.022
6	12	0.525	0.480	0.804	0.327	1.530	11.195	3.842	0.130	0.953	0.236	20.996	0.235	1.005
	13	0.120	0.480	0.184	12.748	0.039	11.234	149.813	0.003	0.956	0.236	20.922	0.235	1.005
7	14	0.399	0.480	0.611	0.483	1.036	12.270	5.671	0.088	1.044	0.236	19.166	0.237	0.995
	15	0.049	0.480	0.075	825.404	0.001	12.270	9700.03	0.000	1.044	0.236	19.165	0.237	0.995
8	16	0.084	0.480	0.129	105.635	0.005	12.275	1241.41	0.000	1.045	0.236	19.147	0.237	0.995
	17	0.052	0.480	0.080	692.048	0.001	12.276	8132.85	0.000	1.045	0.236	19.146	0.237	0.995
9	18	0.068	0.480	0.104	270.379	0.002	12.278	3177.45	0.000	1.045	0.236	19.143	0.237	0.995
	19	0.060	0.480	0.092	432.568	0.001	12.279	5083.48	0.000	1.045	0.236	19.141	0.237	0.995
10	20	0.054	0.480	0.083	615.341	0.001	12.280	7231.40	0.000	1.045	0.236	19.140	0.237	0.995
	21	0.056	0.480	0.086	547.136	0.001	12.281	6429.86	0.000	1.045	0.236	19.139	0.237	0.995
11	22	0.059	0.480	0.090	458.738	0.001	12.282	5391.02	0.000	1.045	0.236	19.137	0.237	0.995
	23	0.067	0.480	0.103	286.737	0.002	12.284	3369.69	0.000	1.045	0.236	19.134	0.237	0.995
12	24	0.055	0.480	0.084	580.237	0.001	12.284	6818.86	0.000	1.045	0.236	19.133	0.237	0.995
	25	0.083	0.480	0.127	112.026	0.004	12.289	1316.52	0.000	1.046	0.236	19.126	0.237	0.995
13	26	0.079	0.480	0.121	141.697	0.004	12.292	1665.20	0.000	1.046	0.236	19.121	0.237	0.995
	27	0.084	0.480	0.129	105.635	0.005	12.297	1241.41	0.000	1.046	0.236	19.113	0.237	0.995
14	28	0.109	0.480	0.167	24.325	0.021	12.318	285.865	0.002	1.048	0.236	19.081	0.237	0.995
	29	0.090	0.480	0.138	74.259	0.007	12.324	872.680	0.001	1.049	0.236	19.071	0.237	0.995
15	30	0.100	0.480	0.153	41.271	0.012	12.337	485.012	0.001	1.050	0.236	19.052	0.237	0.995
	31	0.087	0.480	0.133	88.568	0.006	12.342	1040.84	0.000	1.050	0.236	19.043	0.237	0.995
16	32	0.104	0.480	0.159	32.629	0.015	12.357	383.453	0.001	1.052	0.236	19.020	0.237	0.994
	33	0.087	0.480	0.133	88.568	0.006	12.363	1040.84	0.000	1.052	0.236	19.011	0.237	0.994
17	34	0.097	0.480	0.148	49.224	0.010	12.373	578.473	0.001	1.053	0.236	18.996	0.237	0.994
	35	0.089	0.480	0.136	78.751	0.006	12.380	925.476	0.001	1.053	0.236	18.986	0.238	0.994
18	36	0.099	0.480	0.152	43.768	0.011	12.391	514.355	0.001	1.054	0.236	18.968	0.238	0.994
	37	0.082	0.480	0.126	118.804	0.004	12.395	1396.16	0.000	1.055	0.236	18.962	0.238	0.994
19	38	0.098	0.480	0.150	46.416	0.011	12.406	545.473	0.001	1.056	0.236	18.945	0.238	0.994
	39	0.088	0.480	0.135	83.516	0.006	12.412	981.466	0.001	1.056	0.236	18.936	0.238	0.994
20	40	0.087	0.480	0.133	88.568	0.006	12.418	1040.84	0.000	1.057	0.236	18.928	0.238	0.994

表-4.3.16　計算例(4)（ケース７、改良部A、深さ40cm）

ケース　7　P2　改良部A　深さ　40 cm
加振加速度　250 gal　液状化波数　13
液状化強度　τd/σm' ≧0.25,　τd/σm' -0.25=-1.14・(logN-logN')
τd/σm' ≦0.25,　τd/σm' -0.25=-0.06・(logN-logN')
K　1.55　N'　9.11　R120　0.230

波数 N	半波数 2N	τd/σv'	K	τd/σm'	Nf (*N')	D=0.5/Nf (*1/N')	ΣD (*1/N')	Nf	D=0.5/Nf	ΣD	R120	NL	Leqiv20	FL
	1	0.384	1.550	0.281	0.939	0.532	0.532	8.556	0.058	0.058	0.230	342.255	0.156	1.476
1	2	0.340	1.550	0.249	1.048	0.477	1.009	9.545	0.052	0.111	0.230	180.476	0.172	1.333
	3	0.269	1.550	0.197	7.694	0.065	1.074	70.087	0.007	0.118	0.230	169.560	0.174	1.320
2	4	0.285	1.550	0.209	4.910	0.102	1.176	44.722	0.011	0.129	0.230	154.880	0.176	1.303
	5	0.334	1.550	0.244	1.240	0.403	1.579	11.297	0.044	0.173	0.230	115.345	0.184	1.248
3	6	0.335	1.550	0.245	1.206	0.415	1.994	10.984	0.046	0.219	0.230	91.361	0.190	1.208
	7	0.290	1.550	0.212	4.267	0.117	2.111	38.864	0.013	0.232	0.230	86.289	0.191	1.199
4	8	0.328	1.550	0.240	1.468	0.341	2.452	13.370	0.037	0.269	0.230	74.301	0.195	1.175
	9	0.304	1.550	0.222	2.880	0.174	2.625	26.231	0.019	0.288	0.230	69.387	0.197	1.164
5	10	0.266	1.550	0.195	8.371	0.060	2.685	76.248	0.007	0.295	0.230	67.844	0.198	1.161
	11	0.248	1.550	0.181	13.876	0.036	2.721	126.397	0.004	0.299	0.230	66.945	0.198	1.159
6	12	0.376	1.550	0.275	0.951	0.526	3.247	8.658	0.058	0.356	0.230	56.101	0.203	1.133
	13	0.329	1.550	0.241	1.427	0.350	3.598	13.000	0.038	0.395	0.230	50.638	0.205	1.118
7	14	0.356	1.550	0.260	0.979	0.511	4.108	8.918	0.056	0.451	0.230	44.343	0.209	1.099
	15	0.352	1.550	0.258	0.985	0.508	4.616	8.971	0.056	0.507	0.230	39.466	0.212	1.084
8	16	0.278	1.550	0.203	5.976	0.084	4.700	54.436	0.009	0.516	0.230	38.763	0.212	1.081
	17	0.339	1.550	0.248	1.078	0.464	5.164	9.817	0.051	0.567	0.230	35.281	0.215	1.069
9	18	0.308	1.550	0.225	2.574	0.194	5.358	23.444	0.021	0.588	0.230	34.001	0.216	1.064
	19	0.379	1.550	0.277	0.946	0.528	5.886	8.620	0.058	0.646	0.230	30.949	0.218	1.052
10	20	0.361	1.550	0.264	0.972	0.514	6.401	8.852	0.056	0.703	0.230	28.462	0.220	1.042
	21	0.407	1.550	0.298	0.908	0.551	6.951	8.270	0.060	0.763	0.230	26.207	0.222	1.032
11	22	0.430	1.550	0.315	0.878	0.570	7.521	7.994	0.063	0.826	0.230	24.222	0.225	1.022
	23	0.415	1.550	0.304	0.897	0.557	8.078	8.173	0.061	0.887	0.230	22.551	0.226	1.014
12	24	0.433	1.550	0.317	0.874	0.572	8.651	7.959	0.063	0.950	0.230	21.059	0.228	1.006
	25	0.322	1.550	0.236	1.737	0.288	8.938	15.823	0.032	0.981	0.230	20.381	0.229	1.002
13	26	0.328	1.550	0.240	1.468	0.341	9.279	13.370	0.037	1.019	0.230	19.633	0.230	0.998
	27	0.218	1.550	0.160	32.220	0.016	9.295	293.489	0.002	1.020	0.230	19.600	0.230	0.998
14	28	0.330	1.550	0.241	1.388	0.360	9.655	12.640	0.040	1.060	0.230	18.869	0.231	0.993
	29	0.087	1.550	0.064	1275.53	0.000	9.655	11618.6	0.000	1.060	0.230	18.868	0.231	0.993
15	30	0.111	1.550	0.081	650.142	0.001	9.656	5922.02	0.000	1.060	0.230	18.866	0.231	0.993
	31	0.118	1.550	0.086	534.124	0.001	9.657	4865.24	0.000	1.060	0.230	18.865	0.231	0.993
16	32	0.133	1.550	0.097	350.522	0.001	9.658	3192.84	0.000	1.060	0.230	18.862	0.231	0.993
	33	0.152	1.550	0.111	205.593	0.002	9.661	1872.71	0.000	1.061	0.230	18.857	0.231	0.993
17	34	0.106	1.550	0.078	748.141	0.001	9.662	6814.68	0.000	1.061	0.230	18.856	0.231	0.993
	35	0.120	1.550	0.088	504.954	0.001	9.663	4599.53	0.000	1.061	0.230	18.854	0.231	0.993
18	36	0.102	1.550	0.075	837.075	0.001	9.663	7624.75	0.000	1.061	0.230	18.853	0.231	0.993
	37	0.096	1.550	0.070	990.684	0.001	9.664	9023.95	0.000	1.061	0.230	18.852	0.231	0.993
19	38	0.114	1.550	0.083	597.617	0.001	9.665	5443.58	0.000	1.061	0.230	18.850	0.231	0.993
	39	0.093	1.550	0.068	1077.76	0.000	9.665	9817.07	0.000	1.061	0.230	18.849	0.231	0.993
20	40	0.101	1.550	0.074	860.913	0.001	9.666	7841.89	0.000	1.061	0.230	18.848	0.231	0.993

表-4.3.17 計算例(5)（ケース7、改良部B、深さ40cm）

ケース　7　P14　改良部B　深さ　40 cm
加振加速度　200 gal　液状化波数　18
液状化強度　τd/σm'≧0.25, τd/σm'-0.25=-1.14·(logN-logN')
τd/σm'≦0.25, τd/σm'-0.25=-0.06·(logN-logN')
K　1.55　N'　6.65　R120　0.221

波数 N	半波数 2N	τd/σv'	K	τd/σm'	Nf (*N')	D=0.5/Nf (*1/N')	ΣD (*1/N')	Nf	D=0.5/Nf	ΣD	R120	NL	Leqiv20	FL
	1	0.323	1.550	0.236	1.689	0.296	0.296	11.230	0.045	0.045	0.221	419.187	0.140	1.578
1	2	0.287	1.550	0.210	4.642	0.108	0.404	30.860	0.016	0.061	0.221	329.342	0.148	1.492
	3	0.288	1.550	0.211	4.513	0.111	0.515	30.005	0.017	0.077	0.221	258.428	0.155	1.431
2	4	0.255	1.550	0.187	11.400	0.044	0.558	75.791	0.007	0.084	0.221	238.130	0.157	1.412
	5	0.297	1.550	0.217	3.505	0.143	0.701	23.305	0.021	0.105	0.221	189.676	0.163	1.360
3	6	0.309	1.550	0.226	2.502	0.200	0.901	16.638	0.030	0.135	0.221	147.607	0.169	1.308
	7	0.304	1.550	0.222	2.880	0.174	1.074	19.146	0.026	0.162	0.221	123.755	0.174	1.273
4	8	0.305	1.550	0.223	2.800	0.179	1.253	18.616	0.027	0.188	0.221	106.118	0.178	1.245
	9	0.371	1.550	0.271	0.958	0.522	1.775	6.366	0.079	0.267	0.221	74.905	0.187	1.184
5	10	0.164	1.550	0.120	146.780	0.003	1.779	975.870	0.001	0.268	0.221	74.761	0.187	1.184
	11	0.347	1.550	0.254	0.992	0.504	2.283	6.596	0.076	0.343	0.221	58.255	0.193	1.144
6	12	0.212	1.550	0.155	38.133	0.013	2.296	253.528	0.002	0.345	0.221	57.922	0.194	1.143
	13	0.351	1.550	0.257	0.980	0.507	2.803	6.557	0.076	0.422	0.221	47.445	0.199	1.113
7	14	0.212	1.550	0.155	38.133	0.013	2.816	253.528	0.002	0.424	0.221	47.224	0.199	1.113
	15	0.393	1.550	0.288	0.927	0.539	3.355	6.163	0.081	0.505	0.221	39.632	0.203	1.088
8	16	0.167	1.550	0.122	134.922	0.004	3.359	897.029	0.001	0.505	0.221	39.589	0.204	1.087
	17	0.361	1.550	0.264	0.972	0.514	3.873	6.461	0.077	0.583	0.221	34.330	0.207	1.068
9	18	0.174	1.550	0.127	110.845	0.005	3.878	736.955	0.001	0.583	0.221	34.290	0.207	1.068
	19	0.377	1.550	0.276	0.949	0.527	4.405	6.310	0.079	0.662	0.221	30.189	0.211	1.051
10	20	0.157	1.550	0.115	178.662	0.003	4.407	1187.84	0.000	0.663	0.221	30.170	0.211	1.051
	21	0.357	1.550	0.261	0.978	0.511	4.919	6.500	0.077	0.740	0.221	27.033	0.213	1.037
11	22	0.137	1.550	0.100	313.282	0.002	4.921	2082.86	0.000	0.740	0.221	27.024	0.213	1.037
	23	0.346	1.550	0.253	0.994	0.503	5.424	6.606	0.076	0.816	0.221	24.517	0.216	1.025
12	24	0.126	1.550	0.092	426.659	0.001	5.425	2836.66	0.000	0.816	0.221	24.511	0.216	1.025
	25	0.340	1.550	0.249	1.048	0.477	5.902	6.967	0.072	0.888	0.221	22.530	0.218	1.014
13	26	0.122	1.550	0.089	477.377	0.001	5.903	3173.85	0.000	0.888	0.221	22.526	0.218	1.014
	27	0.316	1.550	0.231	2.056	0.243	6.146	13.669	0.037	0.924	0.221	21.634	0.219	1.009
14	28	0.114	1.550	0.083	597.617	0.001	6.147	3973.27	0.000	0.925	0.221	21.631	0.219	1.009
	29	0.307	1.550	0.225	2.647	0.189	6.336	17.599	0.028	0.953	0.221	20.987	0.220	1.006
15	30	0.104	1.550	0.076	791.360	0.001	6.337	5261.37	0.000	0.953	0.221	20.984	0.220	1.006
	31	0.302	1.550	0.221	3.046	0.164	6.501	20.252	0.025	0.978	0.221	20.455	0.221	1.003
16	32	0.129	1.550	0.094	392.189	0.001	6.502	2607.48	0.000	0.978	0.221	20.451	0.221	1.003
	33	0.292	1.550	0.214	4.034	0.124	6.626	26.817	0.019	0.997	0.221	20.068	0.221	1.000
17	34	0.159	1.550	0.116	168.905	0.003	6.629	1122.97	0.000	0.997	0.221	20.059	0.221	1.000
	35	0.222	1.550	0.162	28.797	0.017	6.646	191.459	0.003	1.000	0.221	20.007	0.221	1.000
18	36	0.173	1.550	0.127	114.002	0.004	6.651	757.942	0.001	1.000	0.221	19.993	0.221	1.000
	37	0.074	1.550	0.054	1837.50	0.000	6.651	12216.7	0.000	1.000	0.221	19.993	0.221	1.000
19	38	0.087	1.550	0.064	1275.53	0.000	6.651	8480.40	0.000	1.000	0.221	19.991	0.221	1.000
	39	0.119	1.550	0.087	519.334	0.001	6.652	3452.81	0.000	1.001	0.221	19.989	0.221	1.000
20	40	0.027	1.550	0.020	6876.99	0.000	6.652	45721.8	0.000	1.001	0.221	19.988	0.221	1.000

表-4.3.18 計算例(6)（ケース7、無改良部、深さ40cm）

ケース　7　P34　無改良部　深さ　40 cm
加振加速度　150 gal　液状化波数　15
液状化強度　τd/σm'≧0.25, τd/σm'-0.25=-1.14·(logN-logN')
τd/σm'≦0.25, τd/σm'-0.25=-0.06·(logN-logN')
K　0.43　N'　3.70　R120　0.206

波数 N	半波数 2N	τd/σv'	K	τd/σm'	Nf (*N')	D=0.5/Nf (*1/N')	ΣD (*1/N')	Nf	D=0.5/Nf	ΣD	R120	NL	Leqiv20	FL
	1	0.216	0.430	0.348	0.820	0.610	0.610	3.036	0.165	0.165	0.206	121.460	0.159	1.296
1	2	0.208	0.430	0.335	0.841	0.594	1.204	3.117	0.160	0.325	0.206	61.521	0.177	1.166
	3	0.188	0.430	0.303	0.898	0.557	1.761	3.327	0.150	0.475	0.206	42.070	0.187	1.104
2	4	0.240	0.430	0.387	0.758	0.660	2.420	2.808	0.178	0.653	0.206	30.607	0.195	1.057
	5	0.120	0.430	0.194	8.727	0.057	2.478	32.325	0.015	0.669	0.206	29.899	0.196	1.054
3	6	0.201	0.430	0.324	0.861	0.581	3.059	3.189	0.157	0.826	0.206	24.221	0.201	1.025
	7	0.095	0.430	0.153	41.011	0.012	3.071	151.908	0.003	0.829	0.206	24.125	0.201	1.024
4	8	0.181	0.430	0.292	0.919	0.544	3.615	3.403	0.147	0.976	0.206	20.493	0.205	1.003
	9	0.099	0.430	0.160	32.017	0.016	3.631	118.592	0.004	0.980	0.206	20.405	0.206	1.003
5	10	0.117	0.430	0.189	10.508	0.048	3.678	38.921	0.013	0.993	0.206	20.141	0.206	1.001
	11	0.061	0.430	0.098	336.420	0.001	3.680	1246.12	0.000	0.993	0.206	20.133	0.206	1.001
6	12	0.065	0.430	0.105	262.636	0.002	3.682	972.820	0.001	0.994	0.206	20.122	0.206	1.001
	13	0.076	0.430	0.123	132.910	0.004	3.685	492.418	0.001	0.995	0.206	20.102	0.206	1.001
7	14	0.064	0.430	0.103	279.407	0.002	3.687	1034.94	0.000	0.995	0.206	20.092	0.206	1.001
	15	0.053	0.430	0.085	551.995	0.001	3.688	2044.62	0.000	0.996	0.206	20.087	0.206	1.001
8	16	0.075	0.430	0.121	141.429	0.004	3.692	523.860	0.001	0.997	0.206	20.068	0.206	1.000
	17	0.030	0.430	0.048	2292.00	0.000	3.692	8489.71	0.000	0.997	0.206	20.067	0.206	1.000
9	18	0.040	0.430	0.065	1234.23	0.000	3.692	4571.68	0.000	0.997	0.206	20.065	0.206	1.000
	19	0.051	0.430	0.082	624.739	0.001	3.693	2314.07	0.000	0.997	0.206	20.060	0.206	1.000
10	20	0.028	0.430	0.045	2594.05	0.000	3.693	9608.51	0.000	0.997	0.206	20.059	0.206	1.000
	21	0.048	0.430	0.077	752.219	0.001	3.694	2786.26	0.000	0.997	0.206	20.055	0.206	1.000
11	22	0.033	0.430	0.053	1903.57	0.000	3.694	7050.95	0.000	0.997	0.206	20.054	0.206	1.000
	23	0.055	0.430	0.089	487.722	0.001	3.695	1806.55	0.000	0.998	0.206	20.049	0.206	1.000
12	24	0.050	0.430	0.081	664.631	0.001	3.696	2461.83	0.000	0.998	0.206	20.044	0.206	1.000
	25	0.064	0.430	0.103	279.407	0.002	3.698	1034.94	0.000	0.998	0.206	20.035	0.206	1.000
13	26	0.068	0.430	0.110	218.127	0.002	3.700	807.955	0.001	0.999	0.206	20.022	0.206	1.000
	27	0.062	0.430	0.100	316.228	0.002	3.702	1171.33	0.000	0.999	0.206	20.014	0.206	1.000
14	28	0.058	0.430	0.094	405.067	0.001	3.703	1500.39	0.000	1.000	0.206	20.007	0.206	1.000
	29	0.051	0.430	0.082	624.739	0.001	3.704	2314.07	0.000	1.000	0.206	20.003	0.206	1.000
15	30	0.055	0.430	0.089	487.722	0.001	3.705	1806.55	0.000	1.000	0.206	19.997	0.206	1.000
	31	0.042	0.430	0.068	1090.52	0.000	3.705	4039.36	0.000	1.000	0.206	19.995	0.206	1.000
16	32	0.058	0.430	0.094	405.067	0.001	3.706	1500.39	0.000	1.001	0.206	19.988	0.206	1.000
	33	0.044	0.430	0.071	963.543	0.001	3.707	3569.02	0.000	1.001	0.206	19.985	0.206	1.000
17	34	0.053	0.430	0.085	551.995	0.001	3.708	2044.62	0.000	1.001	0.206	19.980	0.206	1.000
	35	0.042	0.430	0.068	1090.52	0.000	3.708	4039.36	0.000	1.001	0.206	19.978	0.206	1.000
18	36	0.054	0.430	0.087	518.884	0.001	3.709	1921.90	0.000	1.001	0.206	19.973	0.206	1.000
	37	0.042	0.430	0.068	1090.52	0.000	3.710	4039.36	0.000	1.001	0.206	19.970	0.206	1.000
19	38	0.056	0.430	0.090	458.448	0.001	3.711	1698.12	0.000	1.002	0.206	19.964	0.206	1.000
	39	0.044	0.430	0.071	963.543	0.001	3.711	3569.02	0.000	1.002	0.206	19.962	0.206	1.000
20	40	0.047	0.430	0.076	800.250	0.001	3.712	2964.17	0.000	1.002	0.206	19.958	0.206	1.000

ケース4　深さ40cm

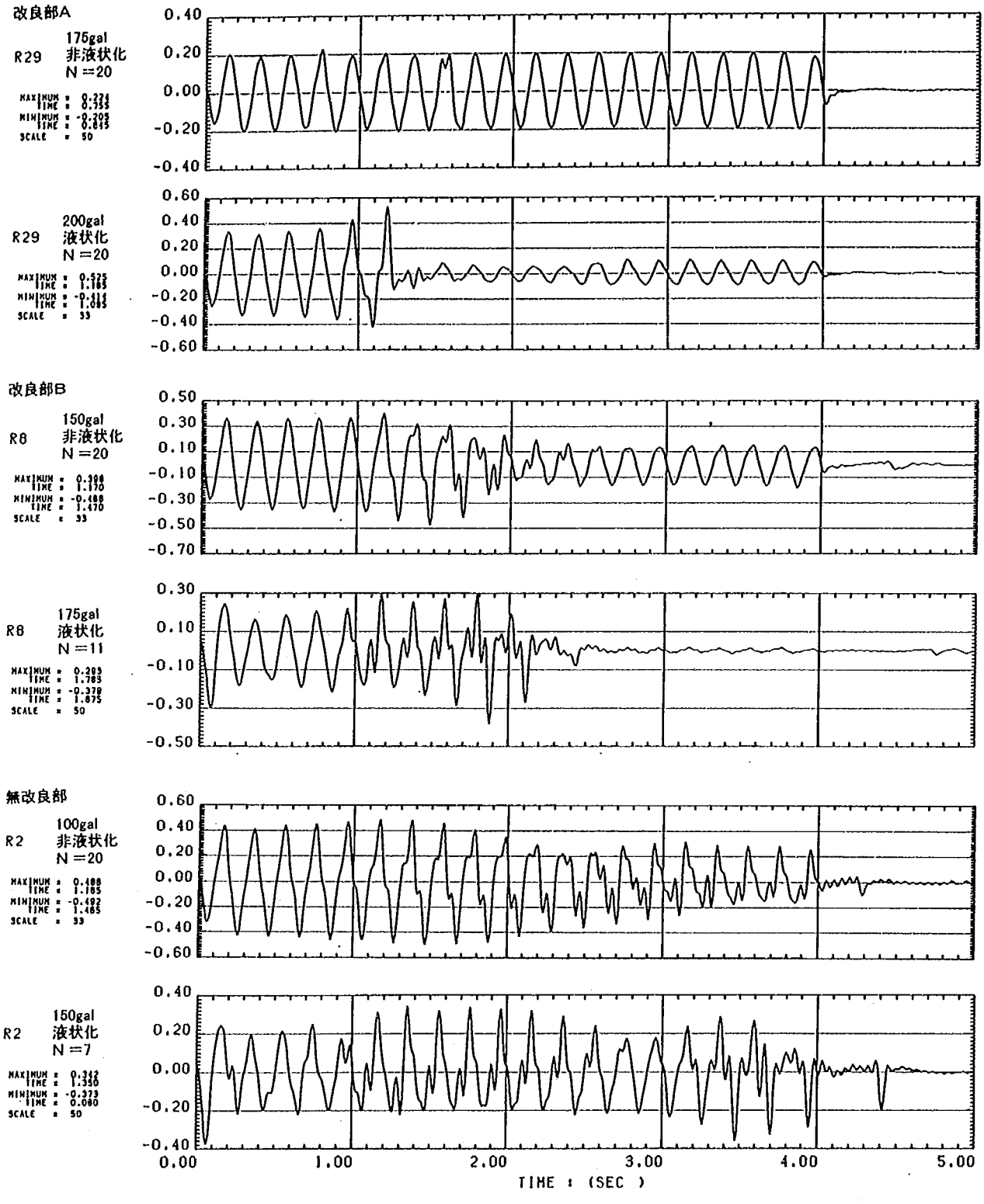


図-4.3.14　せん断応力比時刻歴(1)

ケース7　深さ40cm

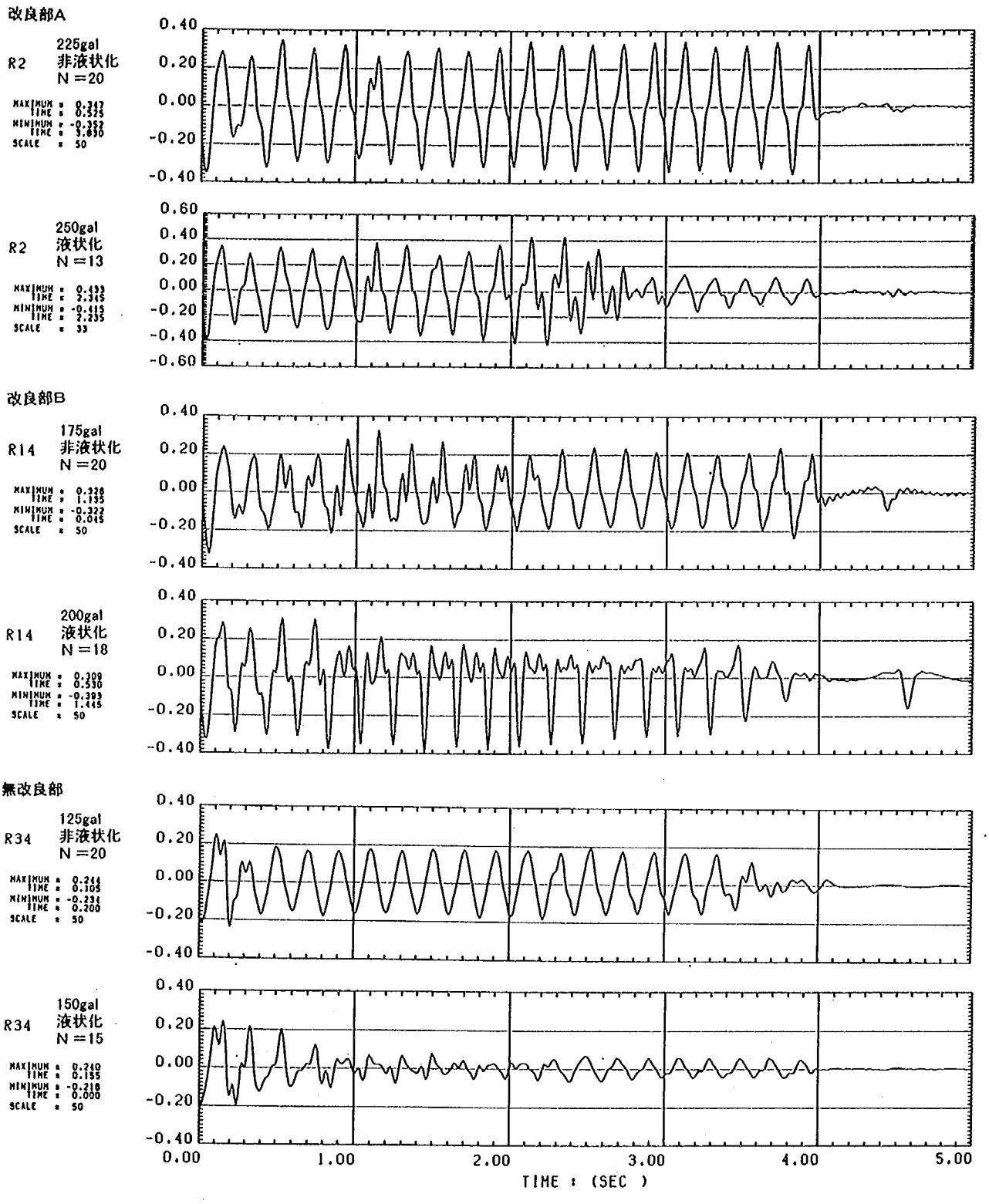


図-4.3.15　せん断応力比時刻歴(2)

ケース4　深さ40cm

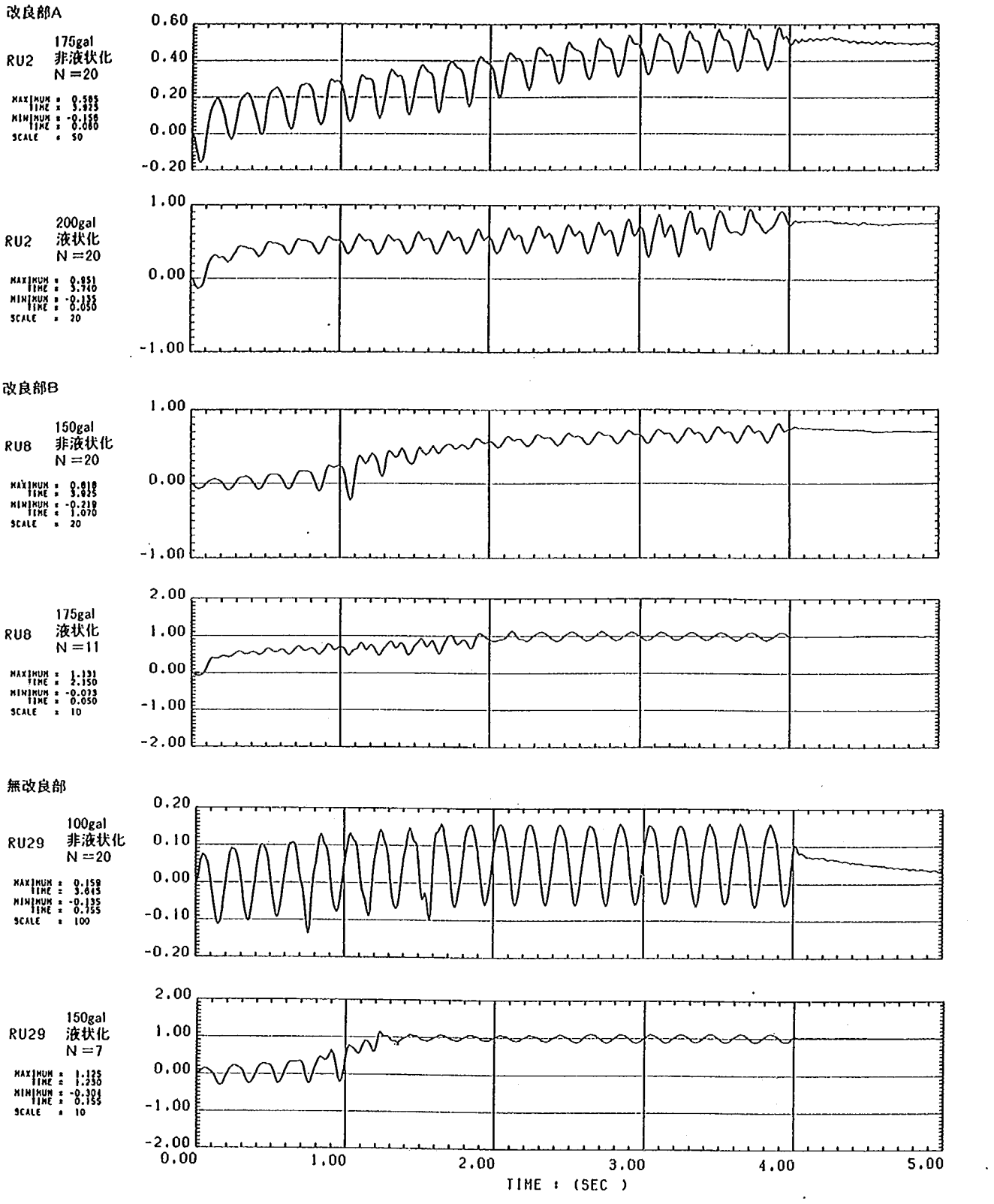


図-4.3.16　過剰間隙水圧比時刻歴(1)

ケース7　深さ40cm

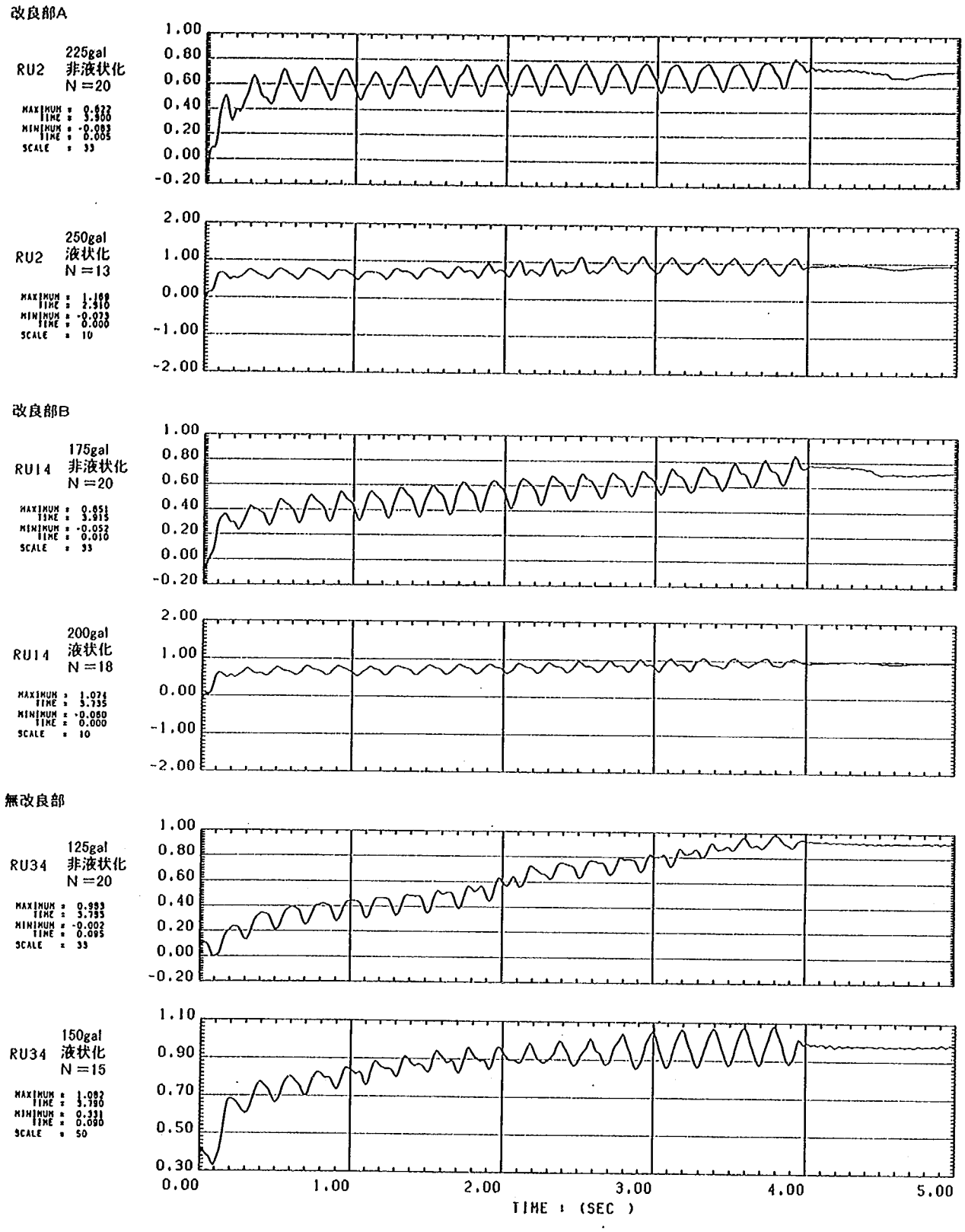


図-4.3.17　過剰間隙水圧比時刻歴(2)

表-4.3.19　領域の平均的な液状化強度比

ケース	領域	Dr(%)	K	N'	R120	R
4	改良部A	61	0.84	17.07	0.246	0.220
	改良部B	61	0.84	8.99	0.229	0.205
	無改良部	57	0.48	11.65	0.236	0.154
7	改良部A	69	1.55	12.70	0.238	0.325
	改良部B	69	1.55	5.88	0.218	0.298
	無改良部	55	0.43	8.31	0.227	0.141

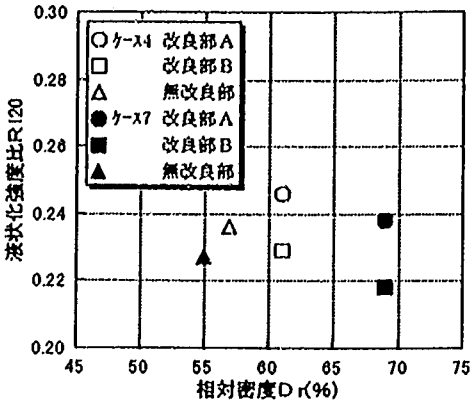


図-4.3.18　相対密度と$(\tau_d/\sigma_{m0}')_{120}$の関係

$$R_{sc}=\frac{D_r}{D_{r1}}\cdot\frac{1+2K}{1+2K_1}$$

ここで、D_{r1}：ケース2無改良部の相対密度

K_1　：ケース2無改良部の土圧係数

表-4.3.20　液状化強度の比の実験値（R_{so}）と計算値（R_{sc}）

ケース	領域	R	Rso	Dr(%)	Dr/Dr1	K	σm'/σm1'	Rsc	Rc
4	改良部A	0.220	1.560	61	1.109	0.84	1.441	1.598	0.225
	改良部B	0.205	1.454	61	1.109	0.84	1.441	1.598	0.225
	無改良部	0.154	1.095	57	1.036	0.48	1.054	1.092	0.154
7	改良部A	0.325	2.312	69	1.255	1.55	2.204	2.765	0.389
	改良部B	0.298	2.117	69	1.255	1.55	2.204	2.765	0.389
	無改良部	0.141	1.000	55	1.000	0.43	1.000	1.000	0.141

液状化強度の比の計算値から以下の式によって液状化強度の計算値Rc を求め、液状化強度実験値Rとの関係を示したのが図−4.3.19である。

$$R_c=R_{sc}\cdot R_1$$

ここでR_1：ケース7の無改良部の液状化強度実験値R（=0.141）

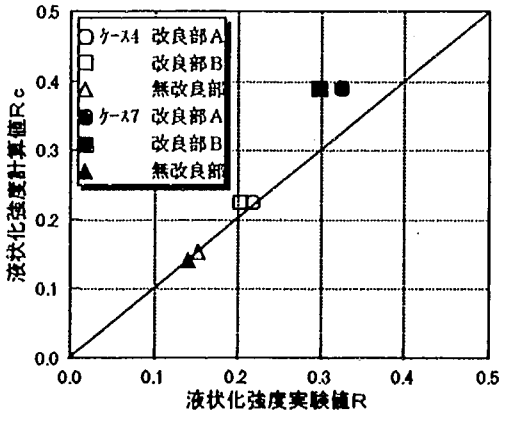


図-4.3.19　液状化強度Rの実験値と計算値

無改良部とケース4の改良部については、ほぼ1：1の対応を示しているが、ケース7の改良部のように液状化強度Rが大きくなるにしたがって、液状化強度実験値が計算値よりも小さくなる傾向がある。また改良部Bについては、累積損傷度理論の適用外と想定される過剰間隙水圧の伝播による液状化によって、累積損傷度D＝1と規定しているので、改良部Aよりもやや液状化強度実験値が小さくなる傾向がある。

次に、平均有効主応力の増加が液状化強度の増加に及ぼす影響を調べるために、各領域のR_{so}を相

対密度比D_r/D_{r1}で除して平均有効主応力の増加による液状化強度の割増し係数を算定し、平均有効主応力の比の計算値σ_m'/σ_{m1}'と比較したのが図-4.3.20である。

液状化強度Rの実験値と計算値の関係と同様の傾向を示しているが、ケース7改良部の実験値の低下度合いがやや大きくなっている。したがって土圧の増加による液状化強度の増加を設計に見込む場合、平均有効主応力の比σ_m'/σ_{m1}'が大きいときの液状化強度割増し係数をある程度低減する必要があると考えられる。

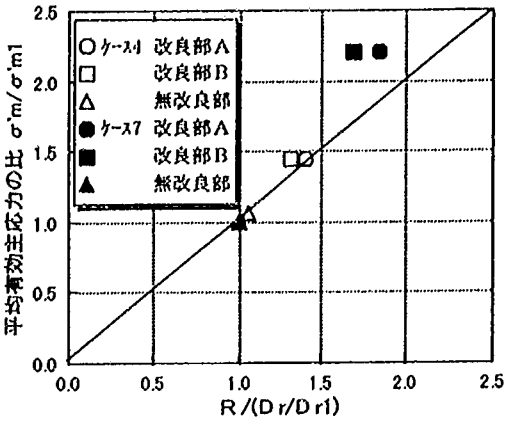


図-4.3.20 平均有効主応力の増加による液状化強度の割増し係数と平均有効主応力の比

(6) まとめ

中空ねじり試験と振動台実験の結果から評価した模型地盤の液状化強度実験値を求めた結果と、相対密度と平均有効主応力から予測した液状化強度を液状化強度実験値と比較した結果、以下のことがわかった。

① 液状化強度比$(\tau_d/\sigma_{m0}')_{120}$は改良による相対密度の増加によって増加するが、無改良部に隣接する改良部では、過剰間隙水圧の浸透による損傷の影響を受けて見掛け上増加しない。

② 改良部の液状化強度$(\tau_d/\sigma_{v0}')_{120}$はパイルの発生土圧に起因する拘束圧増加の影響を受けて、さらに増加し、無改良部の液状化強度に対する比は、ほぼ相対密度の比と有効平均主応力の比で表される。

③ 本工法の設計では、密度増加による液状化強度に有効平均主応力の比に相当する割増し係数を乗じて改良部の液状化強度とするが、その割増し係数を低減し安全側に評価することによって、有効な設計法になり得ると考えられる。

4.3.4 特殊石灰パイル工法の設計法の検討

(1) はじめに

平成6年度に土圧の増加を考慮した特殊石灰パイル工法の設計法の適用性について考察した。その際、実測液状化強度比の算定につき、以下の課題を残していた。

① 特殊石灰パイルを使った改良地盤の一連の振動台実験(平成5，6年度)結果を、本工法の設計法に適用するが、液状化強度は埋設した加速度計と間隙水圧計から直接求める。

② 振動台の入力波は一定振幅の正弦波であるが、応答加速度は一定ではなく変化している。しかし、昨年度の検討で用いた液状化強度として、応答加速度の変化を考慮せず、最大応答加速度に基づいた液状化強度としていた。

③ 本年度は上記問題点を解消すべく、応答加速度波を不規則波と捉え累積損傷度理論を適用して、繰り返し回数20回に対応する等価せん断応力比(液状化強度R_{120})を求め、これを実測液状化強度として採用した。

今年度はこのような点を検討したので、昨年度の報告に加筆して述べる。

(2) 基本的データ

設計法を裏付ける基本データは、現在までの本工法の現場データと７号珪砂による振動台実験データである。先ず、図-4.3.21 に本工法によるパイル間中央地盤での改良効果をＮ値で表したものを示す。同図は改良後のＮ値Ｎ' と改良前のＮ値Ｎ$_0$ の関係をパイル置換率Ｆ$_a$ をパラメータに表現したものである。細粒分含有率Ｆ$_c$ ５％から40％までの地盤での実績であり、今年度に１現場のデータが実績に加えられた。Ｆ$_c$ による効果の差異は認められなかった。Ｆ$_a$ による効果の差異は図の程度であってはっきりしない。これは前者の効果も含んでいるわけであるが、パイル間中央でパイル打設後３カ月までの調査結果であり、地盤のばらつきも含まれているので有為な差が出なかったものと考えた。原理的にはＦ$_a$ が大きくなると改良効果も増加するものとして、設計のための関係線を暫定的に引いた。

次に、改良前後の土圧係数の関係を図-4.3.22 に示す。２つの現場ではダイヤフラムの付いたブレードをボーリング孔底に押し込んで測定する土圧計を用いた[3, 1]。今年度に同様の測定法による半年経過のデータが加わった。その他のデータは振動台実験に於いて土槽内に実験用の土圧計を埋設し、土層表面に25 kPa の荷重を載荷した状態で測定したものである。土圧係数もＦ$_a$ の影響を受けるものと推定されるが、温度やパイルからの離れなどの影響も受け、図のデータではその識別は困難である。改良後の増加は確認できるが、その絶対値はブレードを押し込む圧力の残留やその厚さの影響も受ける筈であり、絶対値の信頼性に問題をもっている。しかしながら、ＳＣＰ工法による締固め地盤が２年にわたって高い土圧を保持していたことが報告されている[5]ので、膨張するパイルである本工法の場合においても、土圧増加を考慮できると判断した。

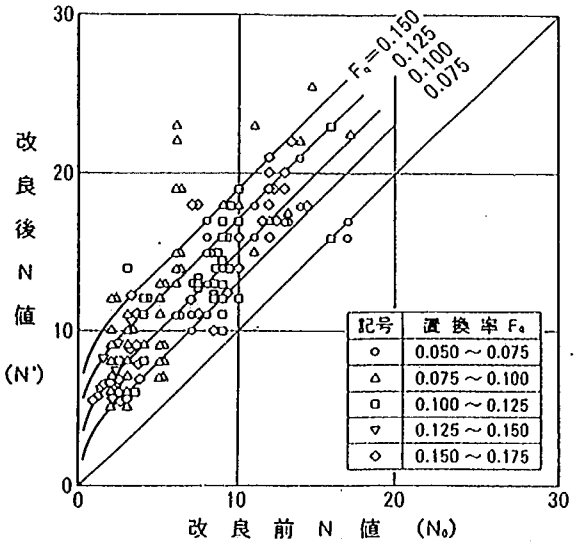


図-4.3.21 設計用Ｎ'－Ｎ$_0$－Ｆ$_a$関係

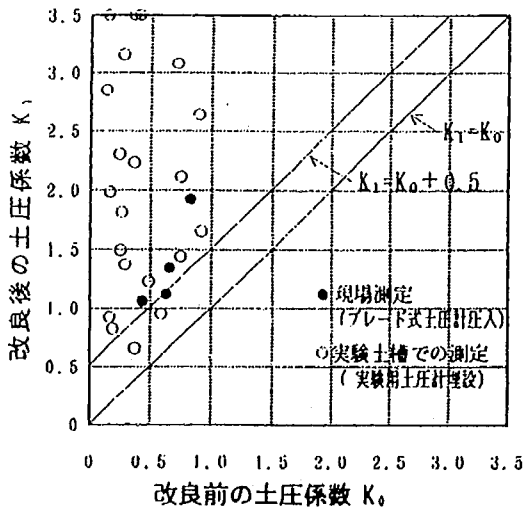


図-4.3.22 設計用Ｋ$_1$-Ｋ$_0$関係

次に、Ｎ値の増加は砂の密度と拘束圧の関数であるから、土圧の増加に起因するＮ値の増加を求めるために、平均有効主応力σ$_m$ とＮ値の関係を調べた。前述の２つの現場データを使用したが、傾向がはっきりしないので、文献[6]のデータも合わせプロットして図－4.3.23に示した。文献の実験は直径1.6ｍ高さ

2.3mの圧力土槽で行われたものは点●で表示したが、小型の圧力土槽での結果は回帰線(}) で示した。用いた砂は豊浦砂である。σ_m' が増加すれば、N値もしくはN_d 値（動的コーン貫入抵抗値）は増加しており、その勾配は両対数面で0.7～1.6であり(異常に小さいものは除く）、平均は1であった。

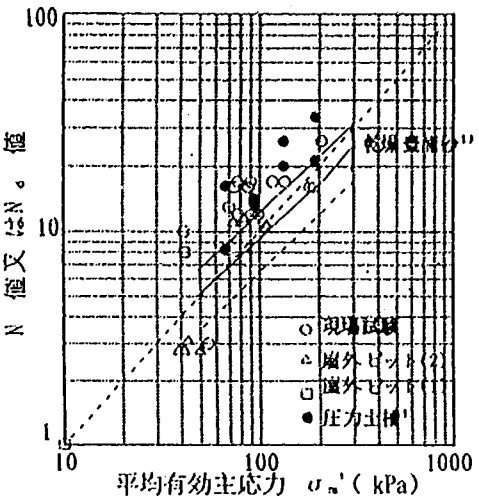


図-4.3.23　N値とσ_m'の関係

本工法による改良効果をN値で表した時、その増加分は密度の増加と土圧の増加に起因しているから、以上のデータより両者を評価する設計法を次項に示す。

(3) 設計法

N値の増加量ΔNを密度に起因するものΔN_1 、土圧増加に起因するものΔN_2とする。

$$\Delta N = \Delta N_1 + \Delta N_2 \quad \cdots\cdots (4.3.2)$$

N値より砂の相対密度D_r を求めるのはMeyerhofに由来する次の関係式を用いる[7]。

$$D_r = 21\sqrt{\frac{N}{\sigma_v' + 0.7}} \quad \cdots\cdots (4.3.3)$$

ここにσ_v' ：Kgf/ m^2

先ず、図-4.3.23の関係を直線近似した時の勾配を1として、ΔN_2と土圧係数Kの増加量ΔKの関係はσ_v'は変化しないから、次のようになる。

$$\frac{\mathrm{Log}(N_0+\Delta N_2)-\mathrm{Log}(N_0)}{\mathrm{Log}(\sigma_m')-\mathrm{Log}(\sigma_{m0}')}=1 \text{ より } \because \frac{N_0+\Delta N_2}{N_0}=\frac{1+2(K_0+\Delta K)}{1+2K_0} \quad \cdots\cdots (4.3.4)$$

上の式より設定しておいたK_0 値とΔK値を使ってΔN_2 を求める。ΔN_2 ≦ΔNの条件があるので、これを満足するようなK_0 値とΔK値を設定する必要がある。K_0 は沖積砂層では0.5 に近い値を持つ。(4.3.2) 式よりΔN_1 を求め、N_0+ΔN_1に相当するD_r 値は(4.3.3) 式より計算する。N_0 に相当するD_{r0}値も同様である。

改良後の液状化強度RがD_r とσ_m'に比例するものとすると、改良前後でσ_v'は変わらないから、改良前の液状化強度R_0に対する改良後の液状化強度Rの比R_s(R/R_0)は次のように表せる。

$$R_s = \frac{D_{r0}+\Delta D_r}{D_{r0}} \cdot \frac{1+2(K_0+\Delta K)}{1+2K_0} \quad \cdots\cdots (4.3.5)$$

R_s が求まれば、R_0 を基にRは次の関係式から求められる。

$$R = R_s \cdot R_0 \quad \cdots\cdots (4.3.6)$$

これが別に定まる地震時の剪断応力比Lより大きくなるようにF_sを決定する。

(4) 振動台実験結果[8]による検証と考察

振動台実験結果の解析の過程は、前節4.3.3 に詳しく述べられているのが、これにより昨年度の液状化強度の評価[1]の問題点を解消した。なお、等価せん断応力比の求め方は、文献8)に示されている方法により、土木研究所のデータ処理プログラムで算出した。概略の手順のみ以下に示す。

① 過剰間隙水圧比r_uの算定

有効上載圧は間隙水圧計の液状化時の値から求めた。

② 動的せん断応力比τ_d/σ_{m0}'の算定

加振前の有効上載圧で規準化したせん断応力比を、その時の土圧係数Kより(1+2K)/3で割って動的せん断応力比τ_d/σ_{m0}'を算定した。

③ 液状化するまでの繰り返し回数N_fの読み取り

④ 液状化強度曲線の形状の仮定

累積損傷度理論に用いる液状化強度曲線の形状を図-4.3.24 に示す中空ねじりせん断試験による7号珪砂の液状化曲線より、2本の直線で表せる形状に仮定した。それぞれの直線はその交点の横座標N'を関数にした直線式で表す。

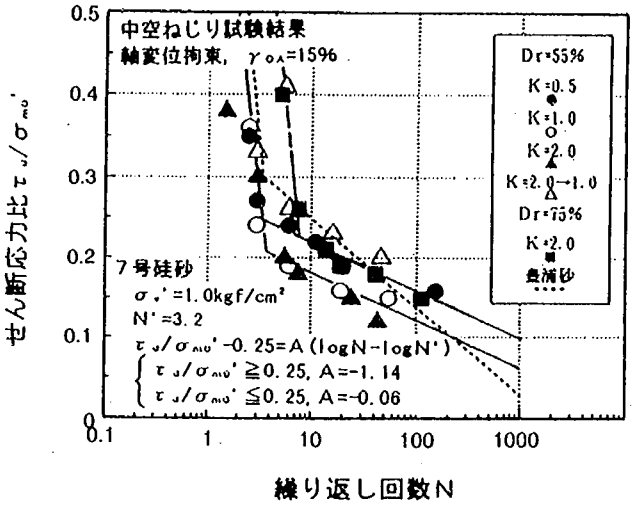


図-4.3.24 形状仮定に用いた液状化強度曲線

⑤ 液状化強度曲線の決定

N'は次式で表せる半波毎の累積損傷度Dが液状化した繰り返し回数N_fの時初めて1を越えるように、仮定した液状化強度曲線を水平移動して決定する。ここに、$f(\tau_d/\sigma_{m0}')$は、N_f/N'がτ_d/σ_{m0}'の関数になることを表す。液状化する半波前のD値と液状化した時のD値の平均をとってN'を決定する。

$$D = \sum \frac{0.5}{(N_f)i} = \frac{1}{N'} \sum \frac{0.5}{f(\tau_d/\sigma_{m0}')} \quad \cdots\cdots (4.3.7)$$

⑥ 液状化強度R_{120}の決定

液状化強度曲線の位置を決めるN'が定まれば、繰り返し回数20回のせん断応力比を液状化強度R_{120}とする。液状化強度R_{120}は平均主応力で規準化してあるので、これに(1+2K)/3を掛けることにより、有効上載圧で規準化した液状化強度Rが求まる。

一方、土槽内の地盤の密度は実験段階毎に把握しており、土圧も土圧計で測定されている。また、改良部と非改良部を同時に加振し、完全に液状化したケースが2ケースあった。従って、改良前後の液状

化強度比が摑めており、その時の密度、土圧係数も摑めているので、(4.3.5) 式の両辺に測定値があることになる。そこで、本工法による改良地盤の液状化強度がD_rとσ_m'に比例するとした仮定を振動台実験の2ケースによって検証した。

R_sは上で述べたような液状化強度から直接求まる実測値R_{so}と密度と土圧係数からの計算値R_{sc}を、使用したD_rとKと共に表-4.3.21 示し、両者の一致の程度を図-4.3.25 に示す。

表-4.3.21 液状化強度比の計算値と実測値の比較

ケース	深さ (cm)	位置	相対密度 D_r(%)	土圧係数 K	液状化強度比 Rsc (計算)	液状化強度 R (実測)	液状化強度比 Rso (実測)
4	60	非改良部	56	(3.28) 0.59	1.56 [1.57] (1.18)	0.148	1.28
		改良部	66	(4.55) 0.95		0.190	
7	40	非改良部	64	(−) 0.53	1.92 (1.14)	0.115	2.03
		改良部	73	(4.66) 1.23		0.234	
	80	非改良部	64	(−) 0.75	1.78 (1.14)	0.150	1.76
		改良部	73	(−) 1.45		0.264	

( ) 内は加振直前のK　( ) 内は $(D_{ro}+\Delta D_r)/D_{ro}$
[ ] 内は加振直前のKを使用

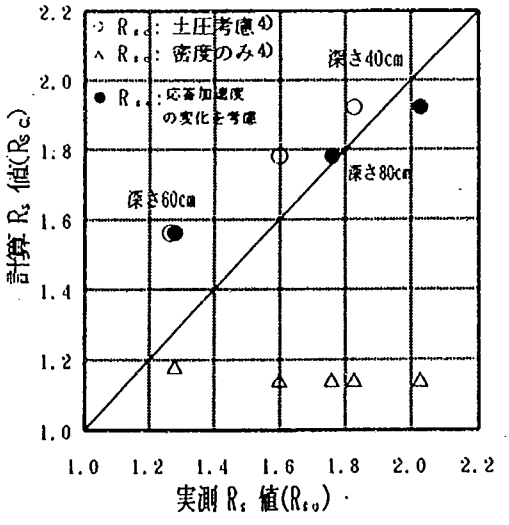


図-4.3.25 振動台実験によるR_sの評価

D_r値は液状化加振段階直前の値を採用してステップ加振の影響を除いたが、K値は加振段階では安定しなかったので養生後の値を用いた。なお、ケース4では安定していたので参考として液状化加振直前の値も示す。図に見られるように、R_s値について、計算値は実測値を高めに見積もっているもの、低めに評価しているもの、殆ど一致するものの3点である (●)。累積損傷度理論を適用していなかった前年度のR値による評価 (○) に比べれば、今回の処置の効果が現れている。R_{sc}をD_rのみで評価する場合をプロットすると、△印のようにかなり低く見積もり、土圧の増加を考慮した方が実測液状化強度比に近い関係にある。もっとも、土圧増加を考慮しない場合は(4.3.2) 式のΔNを密度増加のみに起因すると考える訳であるから、D_r値はこの分大きく評価されるので、計算R_{sc}はもっと上にプロットされる。

この場合のR_{sc}は(4.3.3) 式より次のようになる。

$$R_{sc}=\sqrt{1+\frac{N_0}{\Delta N}} \qquad \cdots\cdots (4.3.8)$$

ΔNは図-4.3.21 によればN₀値が5以上ではΔNは一定であるので、N₀, ΔNを設定してうえの式からR$_{sc}$を求めてみると、R$_{sc}$=1.6～1.1(F$_{\eta}$=0.075～0.15, N₀=5～15)となる。1mの層厚の7号珪砂の振動台実験での値であるが、R$_{sc}$もR$_{s0}$もこれらの値を越えているものが2点あるから、上の密度のみによる液状化強度の評価は実際的でない。改良原理的にもまた現象を正しく評価するという観点からも、土圧増加を考慮した本設計法は合理的であると言えよう。実際の地盤材料による繰り返しねじりせん断試験によると、K値の増加をσ_m'で正規化した液状化強度はK値の増加とともに増加する、つまり比例より効き方が大きいとの実験がある。この場合は、R$_{sc}$は上の場合より大きくなり、図-4.3.25 に於いて○印は水平に右の方へ移動し、45° 線を越える事を意味する。従って、この程度の評価のばらつきは実地盤への適用に当たって問題ないと思われる。

ではR$_s$値の具体的な値はどの程度になるのであろうか。ΔK値の採り方によっては過剰なR$_s$を採用することにもなるので、現在までの振動台実験の結果から見当をつけよう。非改良部と改良部の液状化せん断応力比を先の応答加速度の変化を考慮した等価せん断応力比から求めて比較することでR$_s$値が求まる。N値より基準類から計算されるものと凍結サンプルの中空繰り返しねじりせん断試験から得られたものを含めて、改良前後のせん断応力比の関係を図-4.3.26 に示した。R$_s$を見るとR$_s$は1.5 前後の値が妥当のように見える。

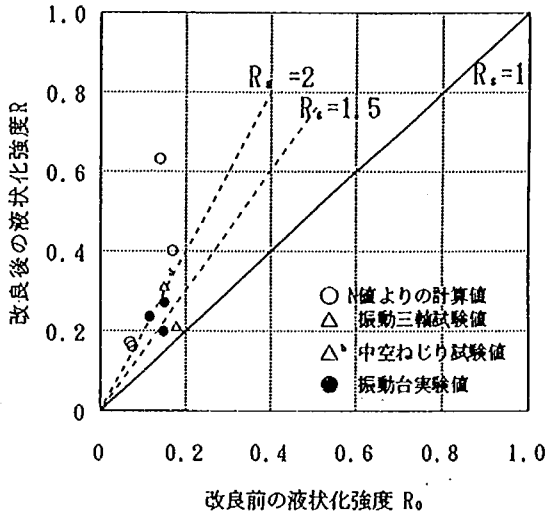


図-4.3.26 改良前後のせん断応力比関係

密度の増加がないとしたら上の場合(4.3.5) 式よりΔK≦0.5となる。密度が20%改良されるとすればΔK＝0.25となる。7号珪砂の振動台実験からはこのような数値になる点を参考に定数を設定することになろう。

(5) まとめ

① 本工法の改良効果のデータより土圧増加を考慮したN値による設計法を提示した。

② N値の増加のデータ並びに土圧係数増加のデータは置換率や平均有効主応力ときれいな関係とはなっていないが、効果の傾向は顕在化しており、N値より相対密度を評価する関係式を使って改良地盤の液状化強度比が求められる。

③ 7号珪砂による振動台実験結果によって改良地盤の液状化強度比を検証すると、密度だけで評価するよりも土圧の増加を考慮した方が妥当と判断される。

④ 設計定数(特にΔK)の設定に当たっては、振動台実験結果が参考になる。

4.3.5 まとめと今後の課題

(1) 成果のまとめ

【屋外ピット試験について】

① 3年材令の特殊石灰パイルの一軸圧縮強度q$_u$は300kPa以上であり、1 年材令に比べ300%の伸びに

なった。3軸圧縮結果はc=67kPa, ϕ=36° であった。消化した部分はまだ固結した状態ではなく指で強く押すと跡が付く程度であった。

② 3年材令の特殊石灰パイルの掘り出しサンプルより消化した石灰塊を取り出し、その密度、含水比測定結果より、膨張率を求めると2～3になり、本パイルの膨張率0.4を裏付けるものであった。

【パイル強度増加に関する実験について】

① パイルの強度を28日材令でq_u=500kPaを目標に水浄の代わりに高炉セメント類を添加した。この場合はセメントの水和と石灰の消化、膨張のタイミングをとることが非常に難しく、セメントの水和による硬化体を石灰の膨張で破壊するような作用が残り、目標強度は室内実験では得られなかった。この場合q_u=100kPaの強度は可能であった。加えて、今年度は予備実験的に添加材を探した。その結果、硬化遅延性セメントを使うとより以上の短期強度が得られることがわかった。

② 高炉セメント添加の特殊石灰パイルについて、原位置で得られている強度と実験室条件で得られる強度は有効上載圧をパラメータにすると一定の関係にある。一例として、高炉Bセメントを20%配合した場合、8tf/m²の上載圧を受ける深度では、5kgf/cm²程度の一軸圧縮強度が発現するものと推定される。

【振動台実験結果の解析について】

① 7号硅砂の中空ねじり試験を実施して液状化強度曲線を推定した。

② 上記と既往の振動台実験の結果から、累積損傷度理論によって液状化強度比$(\tau_d/\sigma_{m0'})_{120}$を算定し、無改良部と改良部の液状化強度を比較した。その結果、以下のことがわかった。

③ 改良部の液状化強度$(\tau_d/\sigma_{v0'})_{120}$の無改良部との比は、ほぼ相対密度の比と平均有効主応力の比で表される。

④ ただし、無改良部に隣接する改良境界領域部では、過剰間隙水圧の浸透による損傷の影響を受けているため、やや低めの値となる。

⑤ 本工法の設計では、密度増加による液状化強度に平均有効主応力比に相当する係数を乗じて改良効果を算定するが、その係数を低減し安全側に評価することによって有効な設計法になり得ると考えられる。

【設計法の検討について】

① N値とK値を指標にした静的設計法試案を現在までのデータを使って提案した。

② 完全に液状化した振動台実験のケースデータから土圧を考慮した本設計法は妥当と判断される。

③ 2、3、4グループに対する本工法の設計については、改良仕様を決める際に、この設計法に基づいて液状化強度Rを定めることにした。地震時せん断応力比Lは各構造物毎の基準類に基づいて決めR＞Lとなるように特殊石灰パイルの仕様を決める静的設計法の提案をした。

(2) 今後の課題

以上の成果をもとに、今後の課題と来年度研究内容を以下にまとめる。前述したように、設計法の提案ができ、その検討も行ったのでこれを更に裏付けるデータを実施工なり、試験フィールドで得ることに尽力したい。

① 試験フィールドの試験計画を行うこと。

- 土圧増加とその持続性が把握できるように地盤の外乱の測定と合わせて土圧測定を行うこと。
- 効果判定方法を決め実施すること。

② L-2地震に対応した動的解析を用いた設計法で、入力する改良地盤の物性値設定に関する検討

- 振動台実験のシミュレーションを行い、改良仕様をパラメータにした改良地盤の物性値を設定すること。
- その結果からパイル強度を考慮した物性値の提案と強震時の挙動予測をすること。

研究の全体工程を見直して次の表に示す。

- 改良範囲に関する動的挙動のシミュレーションと簡易法への適用法を示すこと。

表-4.3.22 研究の全体工程

	H 4 年度	H 5 年度	H 6 年度	H 7 年度	H 8 年度
① 屋外ピット試験	———	———	———	———	----------→
② 室内モールド試験	———	———	———	———	----------→
③ 振動台試験 その1		———			
その2			———		
その3					
④ 設計法の検討		———	———	———	----------→
⑤ マニュアルの作成		———	———	———	----------→
⑥ 試験フィールド計画				----------→	------→
⑦ 物性値設定				----------→	------→

（戸田建設）

参考文献

1) 光成、松尾、古関: 土圧増加を考慮した特殊石灰パイル工法の設計法に関する研究、第30回土質研究発表会, 1995

2) 島津、古賀、古関、松尾: 盛土周辺地盤における地震時間隙水圧発生特性、第26回土質研究発表会, 1991.7, p.1037-1040.

3) 光成、伊勢本、保井、下田、別所、山本：特殊石灰パイルによる緩い砂質土地盤の液状化対策実験, 地盤の液状化対策に関するシンポジウム, 1991.

4) 光成、伊勢本、金子、保井、古関、鷲田、下田、別所：特殊石灰パイル工法における屋外ピット実験（その3 ：土水圧測定結果）、第28回土質工学研究発表会, 1993.

5) 川鍋、木村、塩田、三沢：コンパクションパイル打設地盤のk$_0$値について、第22回土質研究発会, 1987.

6) 古賀、古関、鷲田、三原、松原: 動的貫入試験結果に及ぼす静止土圧係数の影響（その2)、第24回土

質工学研究発表会，1989.

7) 石原：地震時の液状化と流動破壊、平成５年度土木工学研究会（東大），1994.

8) 光成、渡辺、柴田、金子、松尾、古関、近藤、下田、別所：特殊石灰パイル工法の振動台実験，第29回土質研究発表会，1994.

4.4　コンパクショングラウチング工法の設計・施工法の検討

コンパクショングラウチング工法は、地盤中に非流動性の注入材を注入して建築物基礎及び地盤の圧縮強化を図る注入工法である。この工法は一般の薬液注入工法のように注入材が地盤に浸透する事なく、注入管付近で地盤を押し広げて注入材を強制的に充填させる。したがって非流動性のモルタルを地盤中に高圧注入させる事によって所期の目的を果たすことになる。

設計施工上注入範囲に正確に注入材を充填させることができれば、周辺地盤の締固め効果も期待できる。また、既存建物を対象とした液状化対策（工法）や基礎補強工法としても期待できる。そのため地盤中における注入材の挙動を解明して、注入効果が期待できる設計施工法を確立させる目的で、実験を実施した結果について報告する。また、液状化対策工法として石油基地における施工例、震災復旧工事におけるコンパクショングラウチング施工時の地盤変動の測定結果について報告する。

4.4.1　コンパクショングラウチング注入材料試験[1),2)]

コンパクショングラウチングにおけるグラウト材の配合と注入の施工性について図-4.4.1に示す小規模注入実験装置により実験を行った。その配合（重量比）および結果を表-4.4.1に示す。この実験によりレキ分が20～40%の材料が圧送可能であることが確認され、これ以外のものでは注入ホース中でグラウト材が脱水され、圧送不能となる結果となった。

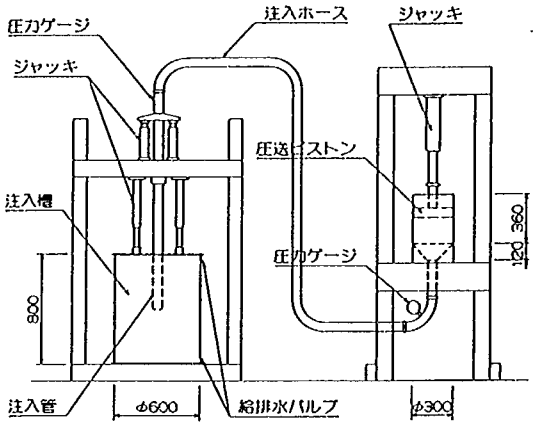


図-4.4.1　注入試験装置

注入形状についても粘性土地盤、砂質土地盤を対象にして小規模注入試験装置により形状確認実験を行った。その結果を示す（注入材料はレキ混入率20%のものを使用）。

表-4.4.1　各グラウト材の配合表および諸性質

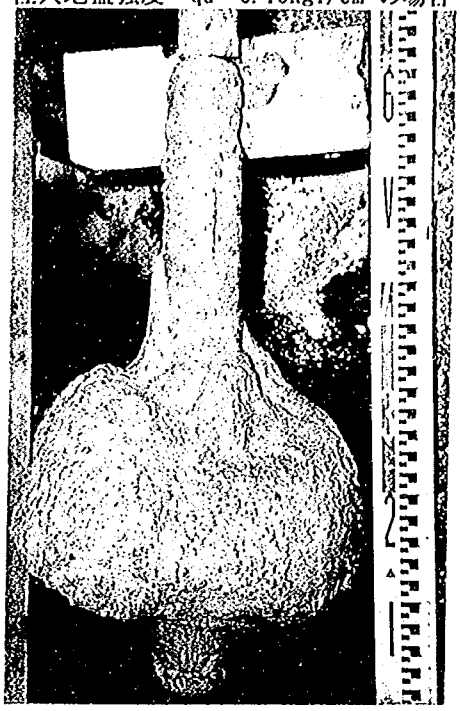
配合 ＼ グラウト材モデル	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
川砂利　(2.0mm以上)	0	0	0	5	5	20	30	30	40	50
洗砂　(2.0～0.42mm)	0	20	100	15	55	40	30	30	25	20
豊浦砂　(0.42～0.075mm)	70	50		50	30	30	30	25	25	20
粘土　(0.075mm以下)	30	30	0	30	10	10	10	15	10	10
均等係数	26.7	35.0	20.0	35.0	10.7	12.0	17.1	60.0	28.6	37.3
w10　(注)	19.3	18.0	21.1	18.9	16.0	13.2	14.1	13.2	12.5	12.0
注入可能	×	×	×	×	×	○	○	○	○	×

(注) w10：スランプ10mmのときの含水比

粘性土地盤においては注入材は注入口付近にほぼ均等に集まって球状体固結し、その注入の影響は上部に伝わり地表面全体を持ち上げていることが確認された（写真-4.4.1および図-4.4.2参照）。

飽和砂地盤では注入口よりどちらかに偏心して注入材料は瓢箪型に固結し、その注入の影響は粘性土地盤よりも狭い範囲に上部に伝わることが確認された（写真-4.4.2および図-4.4.3参照）。

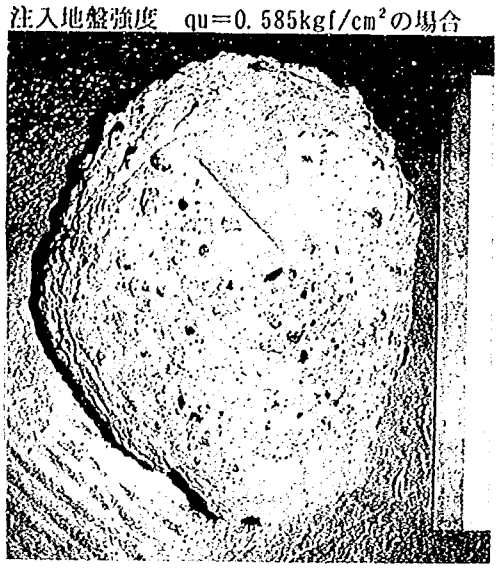
注入地盤強度　qu＝0.15kgf/cm²の場合



重　量　26.0kg

体　積　13.8ℓ

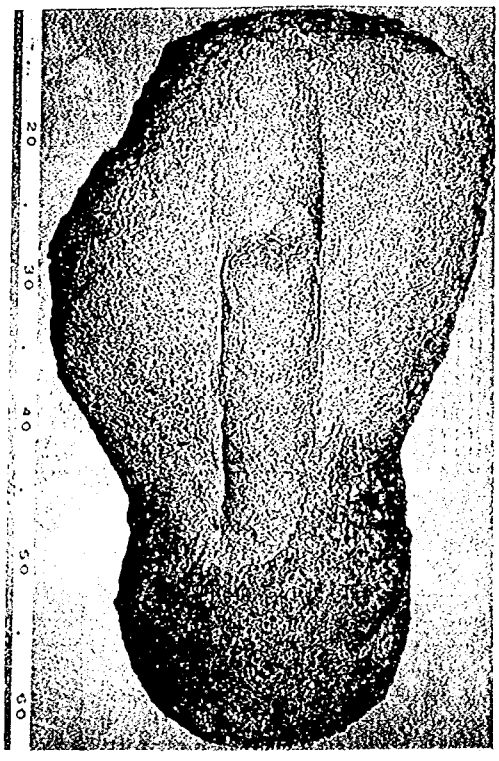
注入地盤強度　qu＝0.585kgf/cm²の場合



重　量　3.65kg

体　積　1.68ℓ

写真-4.4.1　粘性土地盤における注入形状



重　量　23.3kg

体　積　11.4ℓ

写真-4.4.2　飽和砂地盤における注入形状

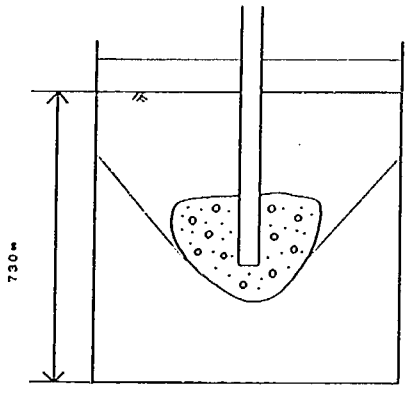


図-4.4.2　粘性土地盤における
注入影響の模式図

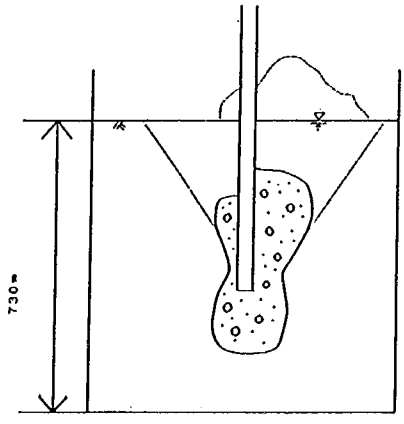


図-4.4.3　飽和砂地盤における
注入影響の模式図

4.4.2　液状化対策工事実施例（石油基地における施工例）[3),4)]

3000kℓタンクの液状化対策として配管下の改良及び既設タンクに近接する部分の改良工法としてコンパクショングラウチング工法による地盤改良を行った。その施工実績例を紹介する（写真-4.4.3参照）。

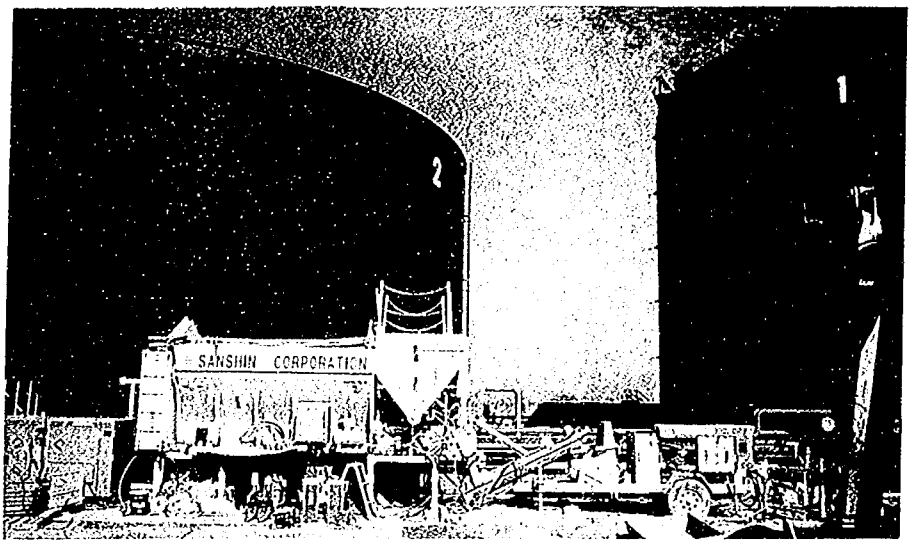


写真-4.4.3　施工状況

(1)　現地盤の状況

当現場における土質柱状図を図-4.4.4に示す。また、土質試験結果から、現地盤における各数値は、以下のように設定される。

N値（平均値）	N_0 ＝7（GL-5.0～-5.5m）	
細粒分含有率	F_C ＝8.8 %	
間隙比	e_0 ＝0.976	
60%粒径	D_{60}＝0.81	（図-4.4.5参照）
10%粒径	D_{10}＝0.11	（図-4.4.5参照）
均等係数	U_C ＝D_{60}/D_{10}＝0.81/0.11＝7.36	

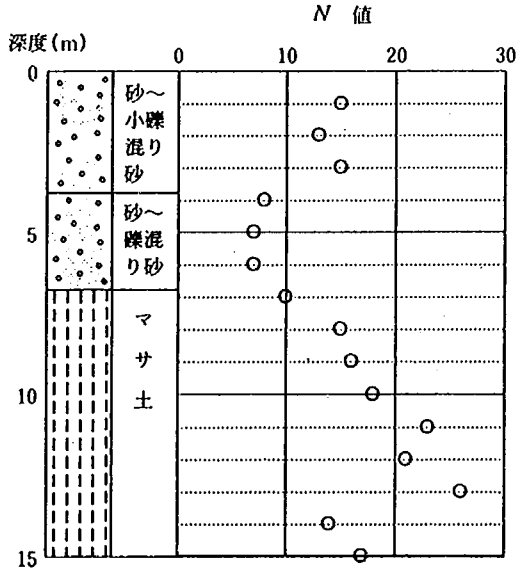


図-4.4.4　土質柱状図

以上の条件より消防法に準じ検討すると、地下水位下にあるGL-3.8～6.7 の砂層・礫混り砂層において液状化する危険性を有すると考えられる。このことから、これらの層の改良目標N値を15に設定し、ＣＰＧ工法による液状化対策を行った。なお、改良対象層は地盤の不陸等を考慮し、GL-3.0～7.0mとした。

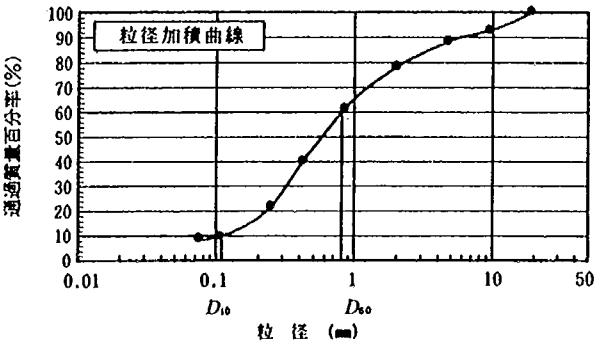


図-4.4.5　粒度分析結果

(2)　各パラメータの算出

設計方針により各パラメータを計算すると、以下の

通りとなる。

有効上載圧：$P_0 = 7.95$ (t/m^2)

最大間隙比：$e_{max} = 1.10$

最小間隙比：$e_{min} = 0.35$

相対密度：$D_r = 52\%$

改良後の間隙比：$e_1 = 0.71$

置換率：$a_s = 0.136$

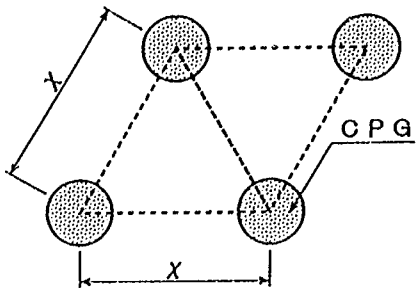


図-4.4.6　ＣＰＧの配置（正三角形配置）

ＣＰＧ工改良体の打設間隔を、パイプロパイルと同じ1.6ｍの正三角形配置とした場合の改良体の断面積Ａｓは、

$$A_S = a_s \cdot \frac{\sqrt{3}}{2} \cdot \chi^2 = 0.3015 \ (m^2)$$

ただし、A_s：改良体断面積

χ：パイルピッチ（図-4.4.6参照）

また、収縮係数を0.8みたときの１ｍ当りの注入量Q_1は、

$$Q_1 = 0.3015 \times 1.0 / 0.8 = 0.377 \ (m^3)$$

よって、１ｍ当りの注入量は375ℓとする。（改良径Ｄ＝0.62ｍに相当）

(3)　工配置図

ＣＰＧ工法の配置図を図-4.4.7に示す。

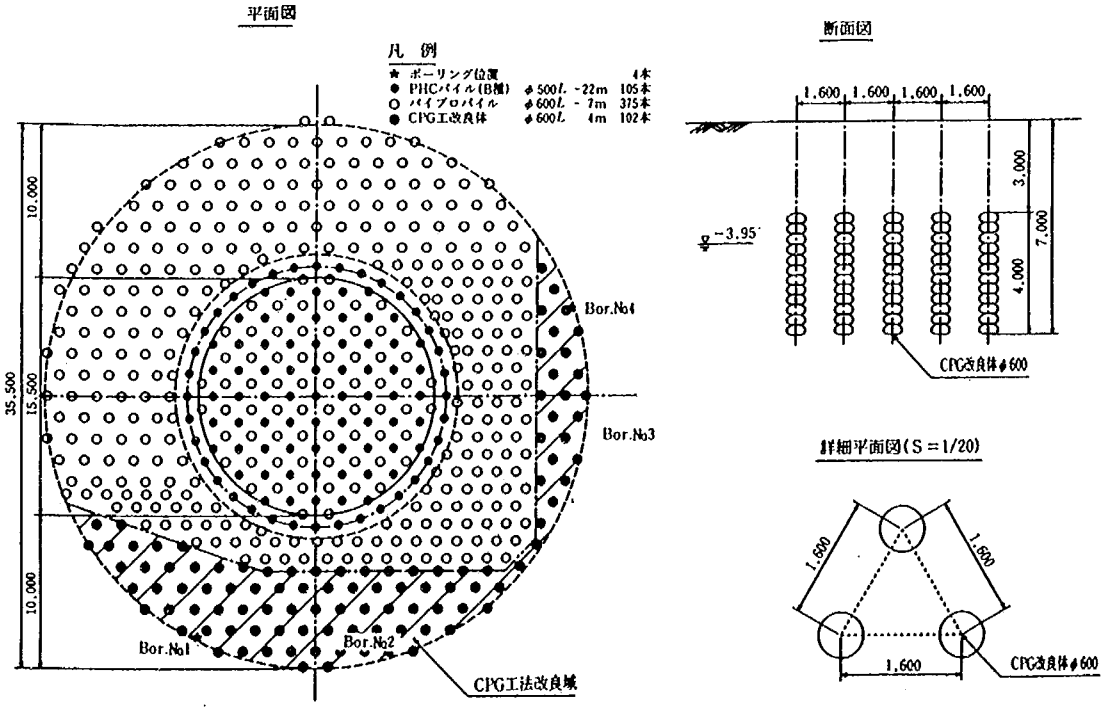


図-4-4.7　ＣＰＧ工法配置図

(4) 施工数量

施工数量は、表-4.4.2の通りとなる。ただし本現場における管理方法は、周辺の構造物（パイプライン等）への影響を抑えるため注入量管理ではなく圧力管理とした。なお、試験施工により注入圧力と地盤変位との関係を調べ、注入圧力は口元において最大20kgf/cm²までとした。

表-4.4.2 施工数量（計画数量）

改良径 (mm)	1本当り注入量		総数量	
	削孔長 (m)	注入長 (m)	施工本数 (本)	総注入量 (m³)
φ600	7.00	4.00	102	153.000

(5) 施工結果

ＣＰＧ工法の施工フローを図-4.4.8に示す。

施工による周辺構造物への影響は認められず、乗込みから撤去まで約３週間で無事終了した。

施工後に行った標準貫入試験結果を図-4.4.9に示す。注入を行った範囲（GL-3.0～7.0m）において、改良目標Ｎ値であるＮ＝15を上回る結果となっており、平均で15程度Ｎ値が増加していることが分かる。

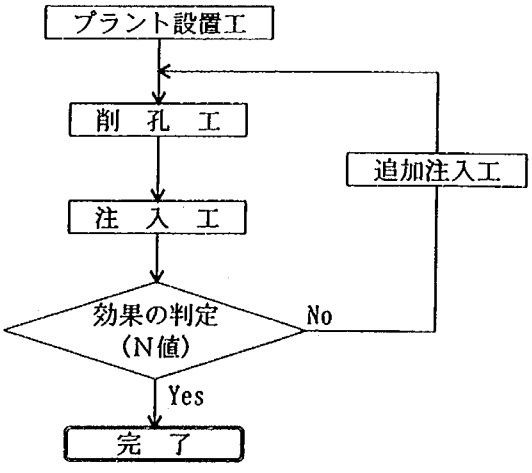


図-4.4.8 施工フロー

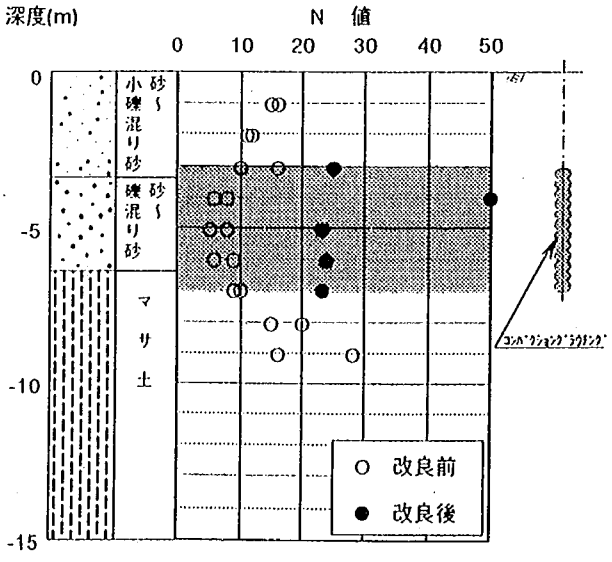


図-4.4.9 標準貫入試験結果

4.4.3 震災復旧工事におけるコンパクショングラウチング施工時の地盤変動測定結果報告（その１）[5]

震災による５階建マンションの傾斜修正工事において地盤強度の変化の調査、土圧計、鉄筋計等による構造物への影響を測定した。ここでは施工前後の標準貫入試験、施工前後の孔内水平載荷試験、注入材を注入することによる土圧計の変化について報告する。

(1) 施工前の土質調査・試験結果

調査名　浜甲子園団地ＣＰＧ工法効果確認調査　　調査年月日　平成 7年 1月 4日
調査位置　兵庫県西宮市枝川町 浜甲子園団地95号棟　　～　平成 7年 1月 6日
地点番号　No.2（事前）　　標高　　機種
総掘進長　10.50 m　　孔内水位　GL -1.05 m　　担当者名　林（村田）

標尺 m	標高 m	深さ m	層厚 m	観察記録 土質記号	土質名	色調	記事	深さ m	打撃回数/貫入量	10cmごとの打撃回数 10cm	20cm	30cm	N値	採取試料・原位置試験 試料番号	深さ m	方法
1							上層 砕石10cm 砂は細砂～粗砂で中砂が主体 花崗岩礫φ2～20mm最大φ60mm（円及び角礫）全体的に少量混入する 含水比は高い								1.00	K値測定
2																
3					礫混じり砂	灰～灰茶	砂は細砂～粗砂で中砂が主体								3.00	K値測定
4		4.15	4.15				所々に礫φ2～20mm混じる									
5							4.25～4.40mシルト状 砂は細砂が主体で微砂、細砂、中砂との互層状である 砂は微砂～中砂で細砂が主体 所々砂の互層								5.00	K値測定
6					砂	灰茶～灰										
7															7.00	K値測定
8		7.80	3.65													
9		9.30	1.50		シルト混じり砂	暗灰	砂は微粒砂でシルト分全体的に多く混じる 下層 貝片若干混じる 腐植物点在する								9.00	K値測定
10		10.50	1.20		シルト	暗灰	貝片（二枚貝）少量混じる									

PAGE 71

調査名　浜甲子園団地ＣＰＧ工法効果確認調査　　調査年月日　平成 7年 1月 8日
調査位置　兵庫県西宮市枝川町 浜甲子園団地95号棟　　～　平成 7年 1月10日
地点番号　No.1（事前）　　標高　　機種
総掘進長　10.50 m　　孔内水位　GL -1.00 m　　担当者名　林（村田）

標尺 m	標高 m	深さ m	層厚 m	観察記録 土質記号	土質名	色調	記事	深さ m	打撃回数/貫入量	10cmごとの打撃回数 10cm	20cm	30cm	N値	採取試料・原位置試験 試料番号	深さ m	方法
1							砂は細砂～粗砂で中砂が主体 花崗岩礫φ20mm最大φ50mm（円及び角礫）全体的に少量混入する								1.00	K値測定
2					礫混じり砂	灰									3.00	K値測定
3																
4		4.50	4.50												5.00	K値測定
5																
6					砂	灰茶～灰	砂は細砂が主体で砂粒子はほぼ均一								7.00	K値測定
7																
8		8.20	3.70													
9		9.50	1.30		シルト混じり砂	暗灰	砂は微粒砂でシルト分多く混じる 貝片少量混じる								9.00	K値測定
10		10.50	1.00		シルト	暗灰	微砂混じる 貝片少量混入									

PAGE 70

図-4.4.10　標準貫入試験結果（施工前）

表-4.4.3　室内土質試験結果

		礫混り砂	砂		シルト混り砂
土粒子の密度（ρt）		2.63～2.66 (2.65)	2.62～2.63 (2.63)		2.63
自然含水比　(wn)(%)		12.6～15.4 (14.1)	16.5～26.4 (21.9)		31.3～31.4 (31.4)
粒度組成（%）	礫分	9～34 (23.8)	0～9 (2.8)		0
	砂分	56～80 (66.5)	79～84 (81.8)		24～42 (33.0)
	シルト分	4～15	10	9～11	36～51 (43.5)
	粘土分	(9.7)		6～9	22～26 (23.5)

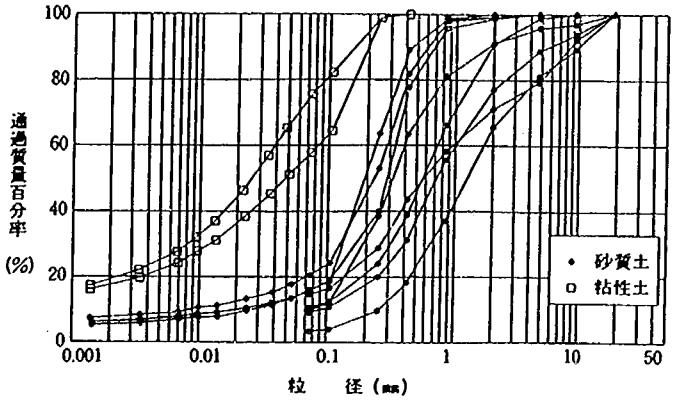


図-4.4.11　粒度分析結果

(2)　埋設計器

埋設計器は表-4.4.4に示す通りであり、その埋設位置は図-4.4.12 に示す通りである。地盤中及びコンクリートの中の埋設位置は計測器設置概念図に示す。

表-4.4.4　測定計器一覧表

		目　的	品　名	型　式	製造元	備　考	数量(個)
土圧計	挿入式	土中に作用する応力測定のため	挿入式土圧計	EP1-5501~5510	坂田電気(株)	10kgf/cm², 受圧板盤幅80mm	6
			挿入式土圧計設置用具	EP1020	〃	模擬土圧計	2
			挿入式土圧計設置用具	EP1021	〃	土圧計設置用脱着金具	6
	埋設型	地表面に作用する応力測定のため	土中用土圧計	EEP-5310D	〃	10kgf/cm², 径300mm・変換器横水平取付	2
鉄筋計		耐圧盤(鉄筋)に作用する応力測定のため	鉄筋計	ESR-519B	〃	鉄筋計19mm, ±2100kgf/cm²	8
沈下計	水盛式沈下計	構造物の不同沈下量正量の測定	水盛式沈下計	HRV-31H2	〃	測定範囲±45mm, 精度0.5mm	14
	自動基準水槽	各、水盛式沈下計に水を供給	自動基準水槽	HT-7-2	〃	高さ調整範囲150mm	1
測定システム		自動システム	汎用型自動測定システム	CD-501シリーズ	〃		1式

注）各計測器にはケーブルあるいは配管が必要となる

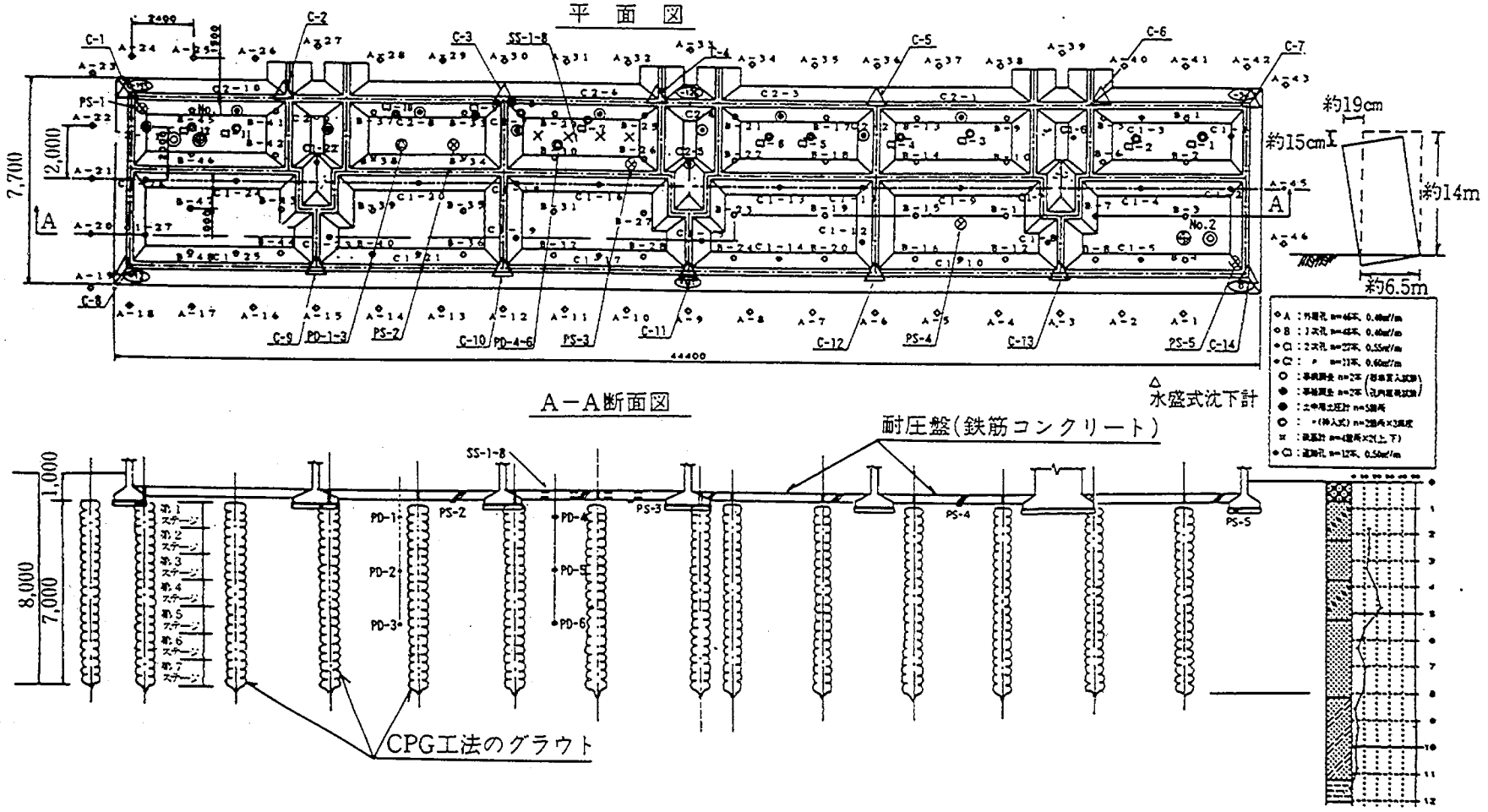


図-4.4.12　測定計器埋設位置

(3) 調査・計測測定結果

注入量とN値の変化、孔内水平載荷試験の結果、土圧計（鉛直土圧、水平土圧）と注入位置の相関関係（注入時の最大土圧）について測定結果を示すと次のようになる。

① N 値

図-4.4.13 にコンパクショングラウチング工法の施工前（地震直後）の土質柱状図、N値、粒度組成および施工後のN値を示す。図中のN値に着目すると、No.1地点はN値が20程度大きくなっているのに対し、No.2地点はN値が10程度しか大きくなっていない。この差は持上げ量、すなわちコンパクショングラウチングの注入量の差であり、グラウトを多く注入した方が地盤改良効果も高いことがわかる。

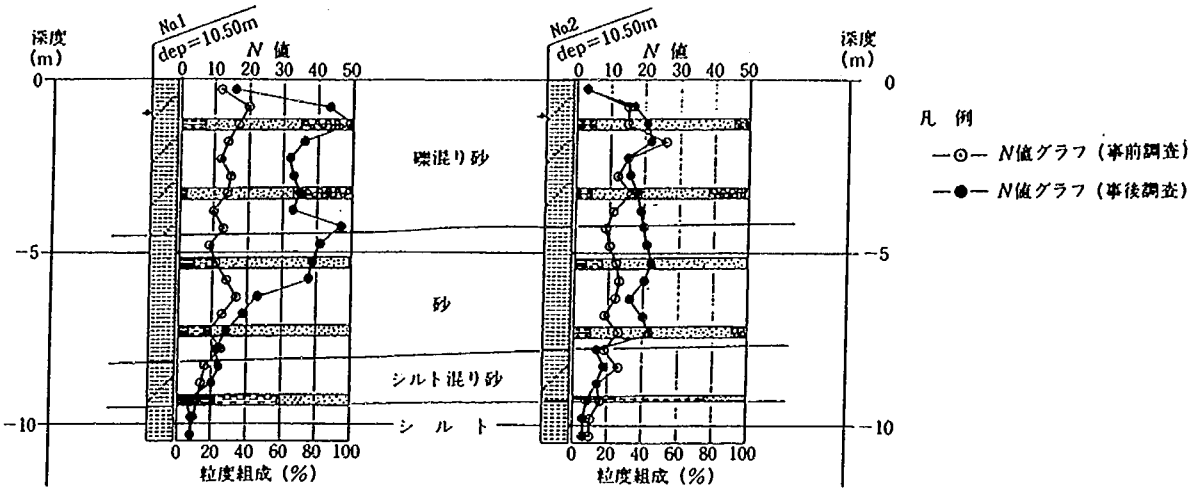


図-4.4.13 コンパクショングラウチング施工前後のN値

② 変形係数

表-4.4.5および図-4.4.14に施工前後の変形係数の変化を示す。

表-4.4.5 施工前後のN値と変形係数

地点 No.	深度 (m)	土 質	事前調査		事後調査	
			N値	変形係数E (kgf/cm²)	N値	変形係数E (kgf/cm²)
1	1.0	礫混り砂	20	125	43	421
	3.0	礫混り砂	15	61	33	252
	5.0	砂	9	39	41	386
	7.0	砂	13	38	19	91
	9.0	シルト混り砂	7	14	10	48
2	1.0	礫混り砂	15	102	17	97
	3.0	礫混り砂	12	41	16	105
	5.0	砂	10	48	21	108
	7.0	砂	9	26	20	72
	9.0	シルト混り砂	7	17	7	56

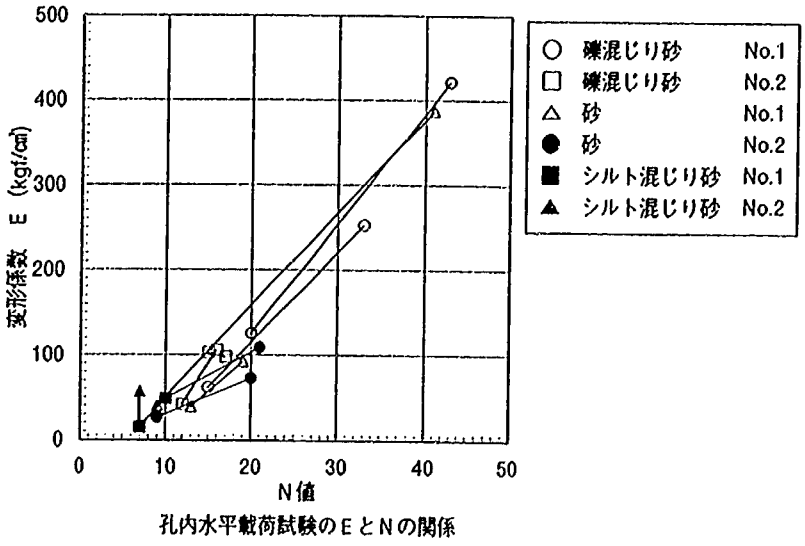


図-4.4.14　施工前後の変形係数

表-4.4.6　孔内水平載荷試験結果（事前調査）

地点 No.	深度 (m)	土　質	N値	孔内水平載荷試験結果		
				Po (kgf/cm²)	Pf (kgf/cm²)	変形係数E (kgf/cm²)
1	1.0	礫混り砂	20	0.81	8.59	125
	3.0	礫混り砂	15	1.43	4.95	61
	5.0	砂	9	0.46	2.83	39
	7.0	砂	13	1.34	5.76	38
	9.0	シルト混り砂	7	0.21	1.85	14
2	1.0	礫混り砂	15	0.96	5.06	102
	3.0	礫混り砂	12	1.87	5.50	41
	5.0	砂	10	0.85	5.16	48
	7.0	砂	9	0.40	3.06	26
	9.0	シルト混り砂	7	0.78	1.85	17

表-4.4.7　孔内水平載荷試験結果（事後調査）

地点 No.	深度 (m)	土　質	N値	孔内水平載荷試験結果		
				Po (kgf/cm²)	Pf (kgf/cm²)	変形係数E (kgf/cm²)
1	1.0	礫混り砂	43	4.40	26.22	421
	3.0	礫混り砂	33	4.14	15.24	252
	5.0	砂	41	2.60	20.68	386
	7.0	砂	19	1.59	6.13	91
	9.0	シルト混り砂	10	1.29	2.39	48
2	1.0	礫混り砂	17	1.21	4.39	97
	3.0	礫混り砂	16	2.32	7.01	105
	5.0	砂	21	1.79	7.25	108
	7.0	砂	20	0.04	7.46	72
	9.0	シルト混り砂	7	1.28	3.33	56

③　鉛直土圧および水平土圧の影響範囲

図-4.4.15および図-4.4.16はコンパクショングラウチングの注入地点と各土圧計までの伝播状況をまとめたものである。図中に示したコンパクショングラウチングの施工により土圧が増加する影響範囲は、下記の事項より推定した。

＜鉛直土圧の影響範囲＞

・鉛直方向は3m以上離れると、ほとんど圧力増加が認められないことにより、影響範囲を注入地点より上方3mと推定した。

・水平方向は3m離れた位置で減圧した地点も認められたことより、影響範囲は3m以内と推定した。

＜水平土圧の影響範囲＞

・鉛直方向は2mが影響範囲と推定した。

・水平方向は3m離れた位置においても、最大注入圧力の9%の土圧増加が認められた。しかし、4m離れた位置では土圧増加が認められなかったことより、影響範囲は4m以内と推定した。

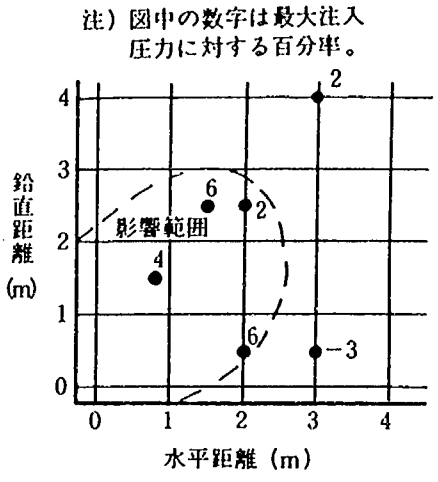


図-4.4.15　鉛直土圧の伝播状況

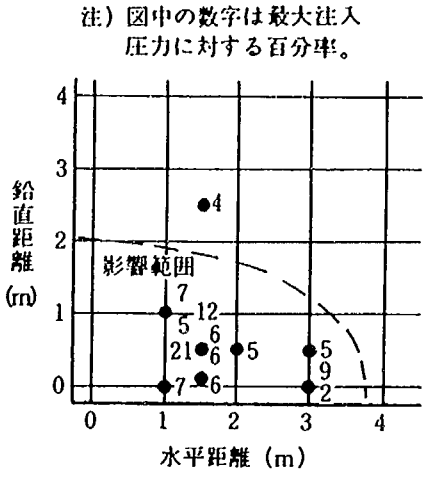


図-4.4.16　水平土圧の伝播状況

上記のことを包絡すると、コンパクショングラウチング工法の影響範囲は2～4mの球体状であり、注入部以深（下方）にはほとんど影響しないようである。

4.4.4　まとめ

コンパクショングラウチグ工法は国内においては50件ほど実績があるが、これらの多くは傾斜構造物の沈下修正を目的としたものであった。今年度は改良効果の確認、注入圧力による地中土圧の変化等の観測測定を行った。その結果、石油基地における液状化対策工事においては、目標N値を満足した結果がえられた。震災復旧工事における施工時の地盤変動測定の結果については今回は注入による土圧の変化と土圧の変化の測定値を報告した。測定値の解析については、次回の報告書で他の測定値と総合的に検討し報告する。材料試験からはレキ分を20～40%混合することが注入施工上も必要なことであり、球根状の形状を確保するためにも材料配合が重要であることが判明した。

現在のところ、液状化対策としての施工実績はまだ少ない。しかし、今回の施工現場の測定結果から、これまで困難とされていた既設構造物に対する液状化対策や、新設の場合でも構造物による制約のある場所においては、注入圧力を制御することで施工の可能性があることがわかった。

（三信建設工業）

参考文献

1) J.H. Schmertmann and J.P. Henry: A design theory for compaction grouting, Grouting, soil improvement and geosynthetics, New Orleans, pp.215～228, 1992.

2) J.M. Warner: Compaction grouting - a significant case history, ASCE, GT7, pp.837 ～847, 1978.

3) 土質工学会：液状化対策の調査・設計から施工まで，現場技術者のための土と基礎シリーズ、1993.

4) 大沢ほか：コンパクショングラウチングによる液状化対策の施工事例、基礎工、No.7, pp.124～127, 1996.

5) 田中ほか：集合住宅基礎の復旧・補強，基礎工、No.11, pp.108～113, 1996.

4.5　深層混合処理工法の設計・施工法の検討

4.5.1　盛土構造物に対する設計法の検討

(1)　既往の強震記録を用いた深層混合処理工法の耐震効果に関する検討

1)　概要と目的

1995年4月1日に新潟県北部の地震が発生した。その際、深層混合処理工法によって液状化対策された信濃川下流部のやすらぎ堤において、改良部と未改良部の強震記録および過剰間隙水圧記録が得られた[1]。この記録を用いて等価線形化手法による2次元ＦＥＭ解析を実施し、深層混合処理工法の耐震効果について、格子幅の影響等についての検討を行う。

2)　解析方法

解析地点の縦断面図を図-4.5.1に示す。基盤に加速度計が1点、未改良部に加速度計2点、間隙水圧計2点、改良部に加速度計2点、間隙水圧計2点が設置されている。

解析に用いたメッシュを図-4.5.2に示す。これは、改良部をモデル化したものである。図中太線が改

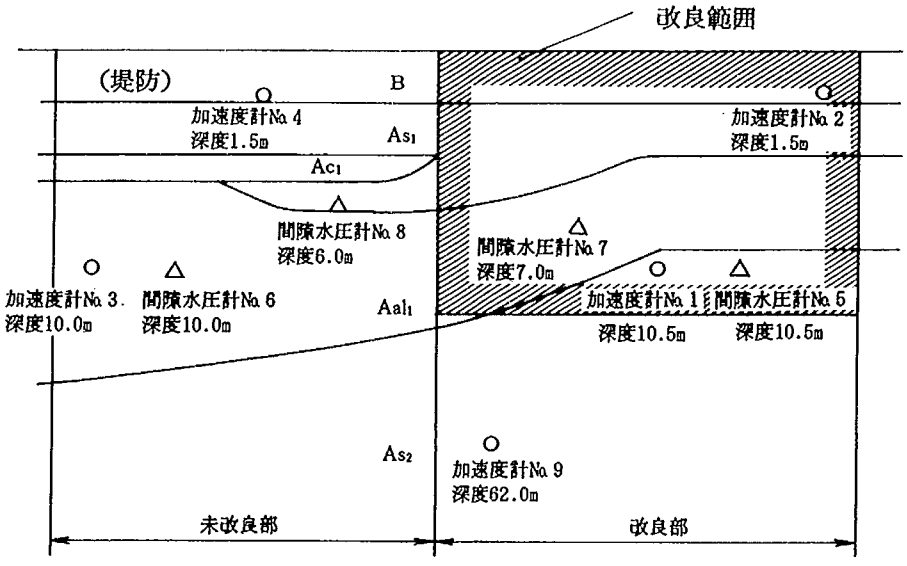


図-4.5.1　解析地点の縦断面図

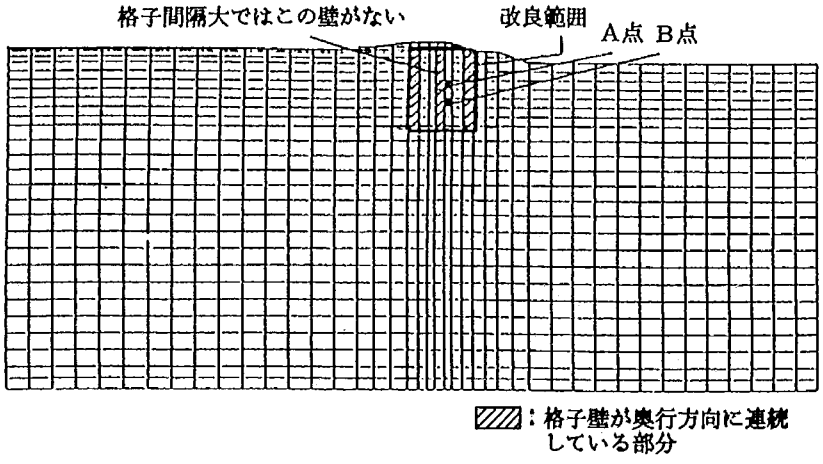


図-4.5.2　メッシュ図（堤防横断方向）

良体設置位置であり、計算は改良体がない場合１ケースと格子間隔が異なる（小及び大）２ケース、計３ケースの計算を行った。また、解析は等価線形化手法による２次元ＦＥＭ解析（ＦＬＵＳＨ）を実施した。

入力地震動には基盤の観測波形をそのままモデル底面に入力した。

解析に用いる物性値は、強震計設置時に行った地質調査結果をもとに仮定し、重複反射理論（ＳＨＡＫＥ）及びＦＬＵＳＨを用いて、未改良部及び改良部で得られた強震記録と比較し、最大加速度及び波形がおおむね一致するようにＧ₀を修正して定めた。

3)　解析結果

図-4.5.3に、加速度記録の実測値と計算値の一例を示す。この図より、おおむね計算結果と実測値は一致していることがわかる。

表-4.5.1に、計算による最大加速度、及び最大せん断応力比を示す。この表より、加速度も動的せん断応力も未改良の場合に比べ、改良した場合かなり小さくなることがわかる。また、格子の大小でほとんど違いがみられない。この結果からは、改良することにより、耐震性が向上するといえるが、格子間のメッシュの数が少なく、計算上、ひずみが発生しにくい計算となっていることに留意する必要がある。

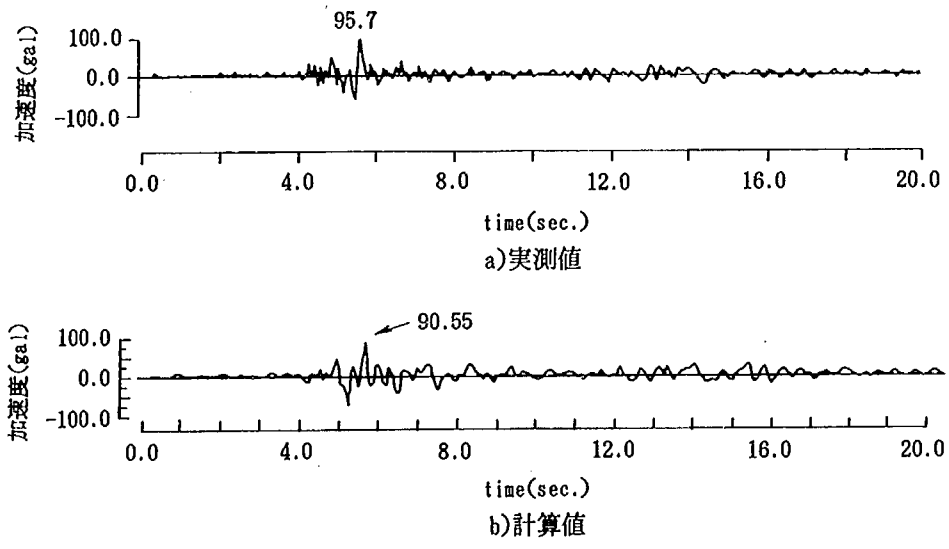


図-4.5.3　ＦＬＵＳＨでの時刻歴の一例（未改良、GL-1.5m）

表-4.5.1　計算による最大加速度及び最大せん断応力比

		未改良	格子小	格子大
Ａ　点	最大加速度（gal）	52.7	35.4	35.5
	最大せん断応力比	0.033	0.0033	0.0033
Ｂ　点	最大加速度（gal）	45.4	36.1	36.8
	最大せん断応力比	0.044	0.0063	0.0063

※Ａ点、Ｂ点は図-4.5.2参照

4) まとめと今後の課題

等価線形化手法により、既往の強震記録を対象に解析を行った結果、改良による耐震効果を説明できるが、今回の計算条件ではひずみが発生しにくい計算となっていることに留意する必要がある。

今後の課題として、これらの結果を利用し既往設計法の改良を行う必要がある。

（土木研究所）

参考文献

1) 佐久間満、鈴木和弘、山本登美男：信濃川下流堤防地震対策について、第11回土木学会新潟会研究調査発表会概要集、pp. 171～176, 1993. 11.

(2) 模型振動実験結果に対するＦＥＭ解析（直下改良タイプ）

1) 解析の目的

平成６年度に実施した実験の主な目的は、盛土直下改良に対する設計法を作成する際の資料を得ることであった。今年度実施する実験外力を用いた改良体のＦＥＭ解析は、改良体に発生する内部応力すなわち改良体の内部安定に関する検討目的として行うものである。このとき、改良体に作用する外力は平成６年度の実験結果を参照する。図-4.5.4の検討フローにおいて、改良体のＦＥＭ解析は太線の部分である。

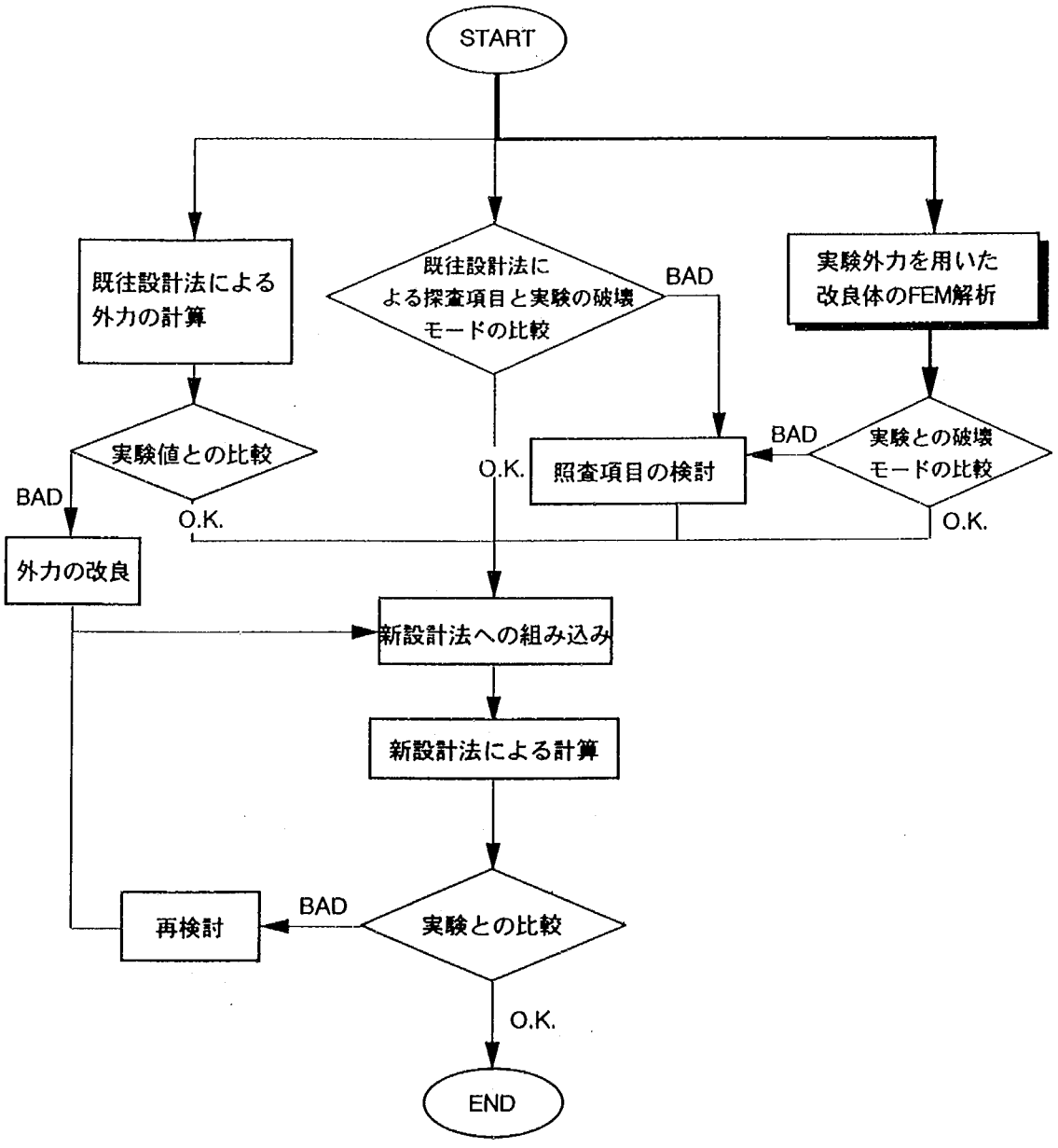


図-4.5.4 検討フロー

2) 解析方法

解析は2次元静的線形ＦＥＭ手法を用いる。外力は実験時のロードセル、土圧計、間隙水圧計の計測結果を用いる。但し、外力は代表的な時刻における分布力として作用させる。なお、解析の対象とする実験ケースを表-4.5.2に示す。

表-4.5.2 実験ケース一覧

実験ケース	改良体強度	改良形式	支持層	備考
ケース1	高強度	ブロック	モルタルマウンド	内部安定用外力の把握 底面摩擦力の把握
ケース2	高強度	ブロック	粘土	内部安定用外力の把握 鉛直反力の把握
ケース3	高強度	格子状	粘土	格子間未改良土の 影響の把握
ケース4	低強度	格子状	粘土	破壊モードの把握

① 解析モデル

解析対象断面を図-4.5.5に示す。このとき、改良体と支持地盤は固定とする。

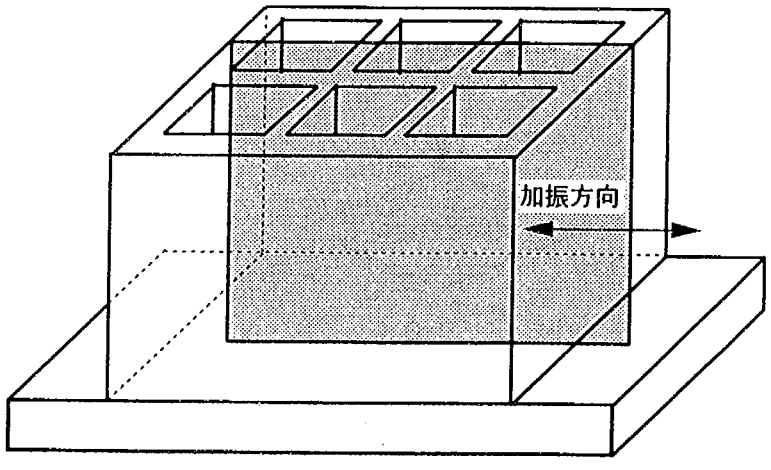


図-4.5.5 解析断面

i） 実験ケース１， ２

解析モデルを図-4.5.6, 4.5.7 に示す。改良体の上下面および側面をはり要素でモデル化する。はりの剛性はそれぞれの位置に対応する鋼鈑の剛性に一致させる。改良体内部はソリッド要素でモデル化する。

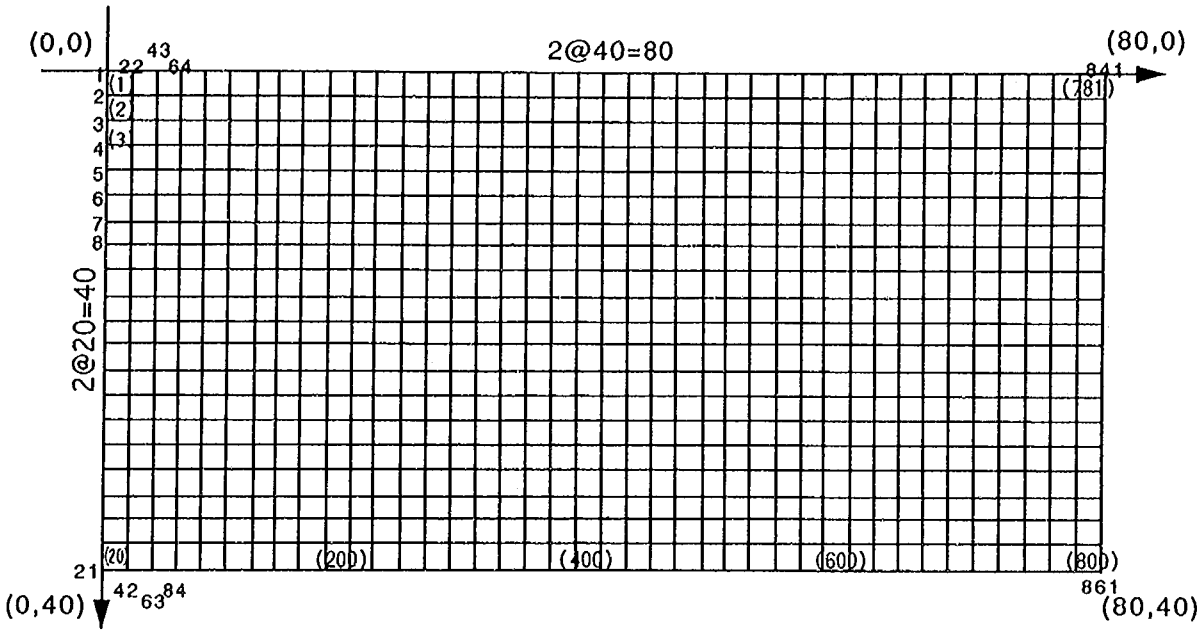


図-4.5.6 解析メッシュ（ソリッド要素）

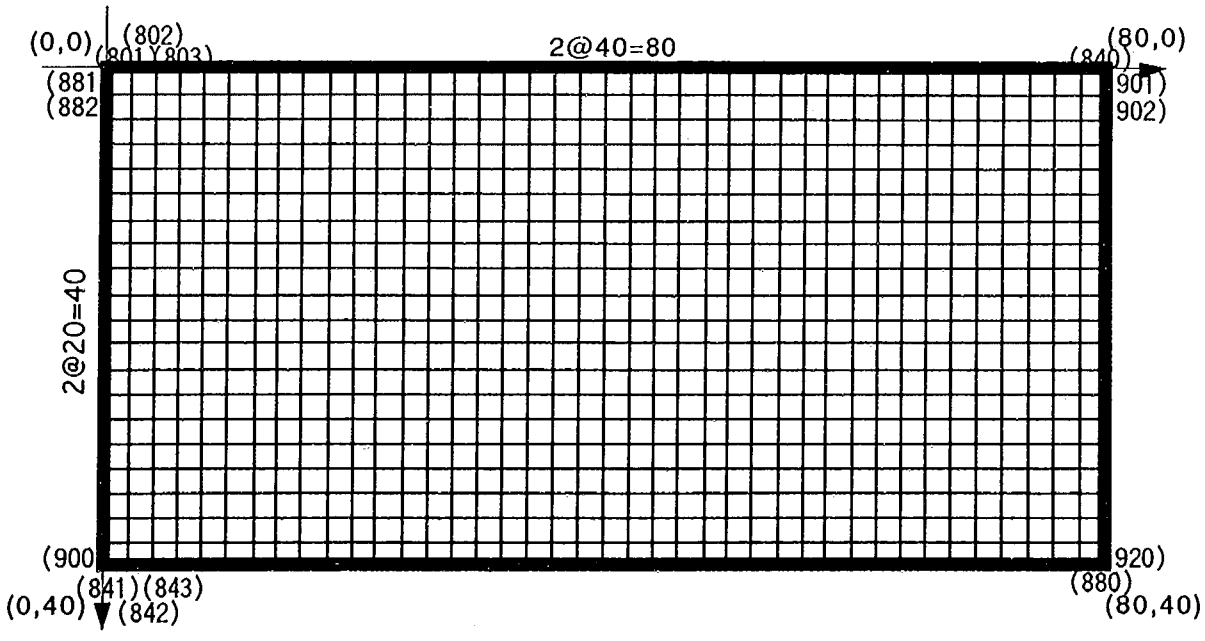


図-4.5.7 解析メッシュ（はり要素＋ソリッド要素）

ii） 実験ケース3

解析モデルを図-4.5.8, 4.5.9 に示す。上下面に加え、格子もはり要素でモデル化する。はりの剛性はそれぞれの位置に対応する鋼鈑の剛性に一致させる。改良体内部はソリッド要素である。

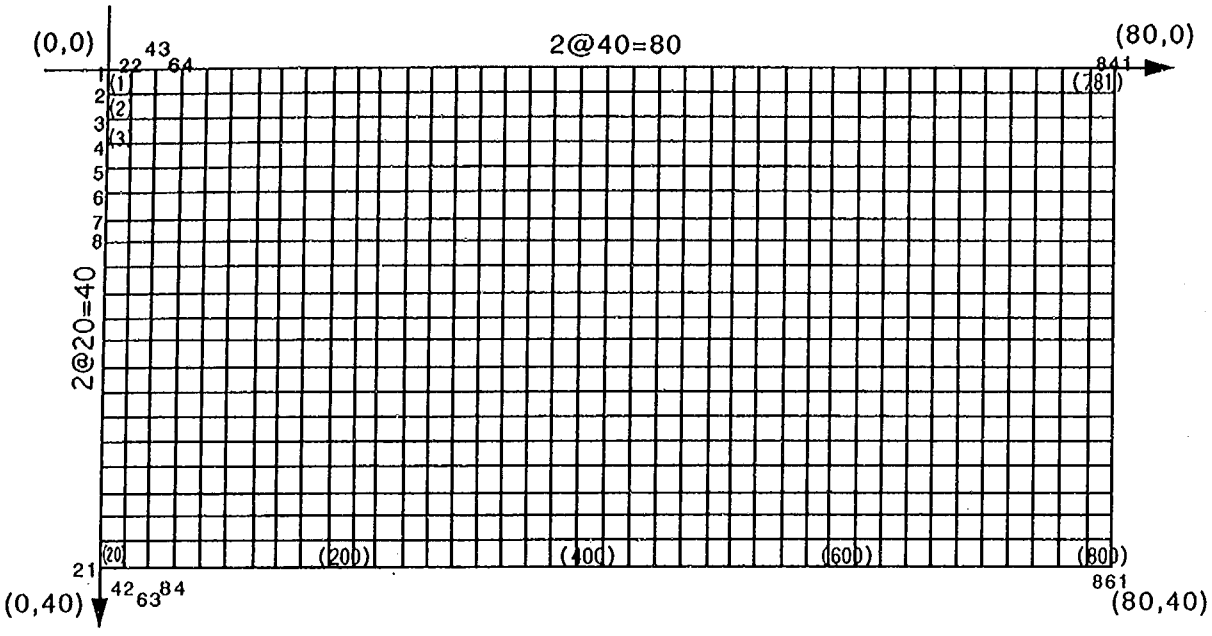


図-4.5.8 解析メッシュ（ソリッド要素）

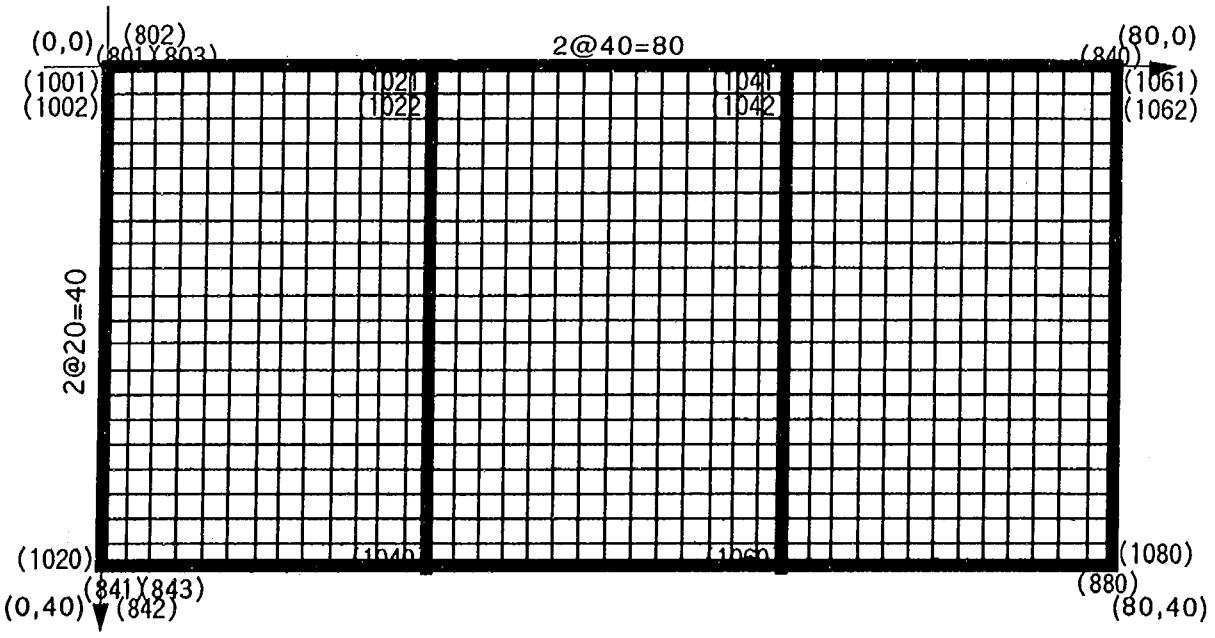


図-4.5.9 解析メッシュ（はり要素＋ソリッド要素）

iii） 実験ケース4

改良体全体をソリッドでモデル化する。剛性は別途実施した室内配合試験で得られた一軸圧縮試験の比較的小さな歪域の結果から求めた。図-4.5.10 は、改良体の解析モデルの側面図および平面図を示している。なお図-4.5.11 のメッシュの濃い部分は格子改良体：剛性大を、薄い部分は格子内未改良土：剛性小を表している。

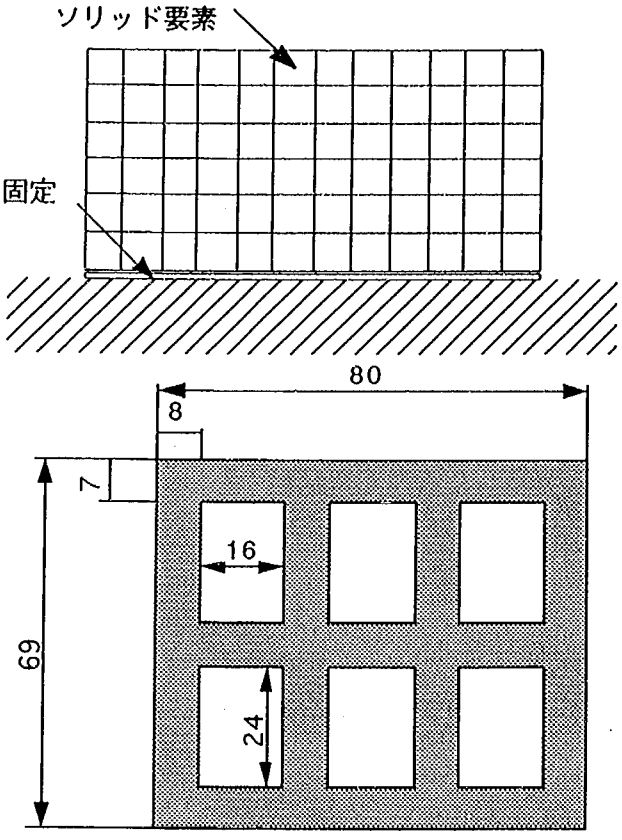


図-4.5.10 解析モデル（低強度格子型）

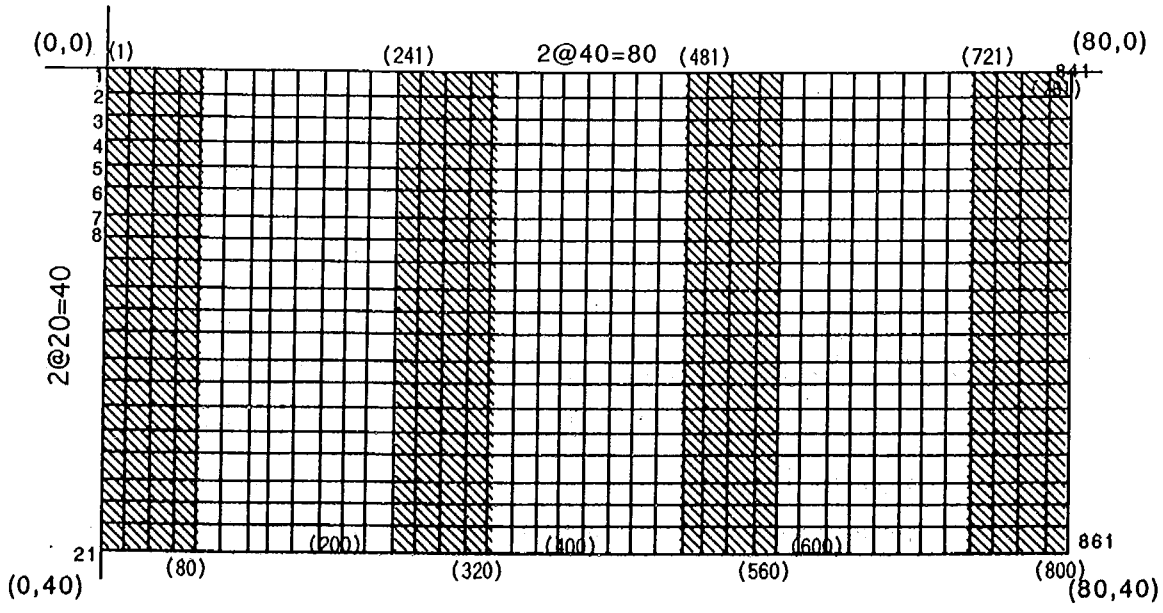
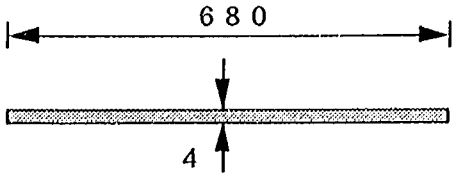


図-4.5.11 解析メッシュ（ソリッド要素）

② 材料定数

i） 実験ケース1， 2

改良体の鋼製箱は厚さ4㎜の鋼鈑(E=2,100,000kgf/cm²、ν=0.3)である。改良体の上面、側面をはり要素とし、それを図-4.5.12に示す。曲げ剛性EIは7.616×10⁵kgf・cm²である。



単位：mm

図-4.5.12 はり要素断面
(上面、および下面)

ii） 実験ケース3

ケース3の改良体内の上面、側面のはり要素は図-4.5.12と同様である。また改良体の格子内面をはり要素にモデル化したものを図-4.5.13に示す。曲げ剛性EIは1.024×10⁹kgf・cm²である。

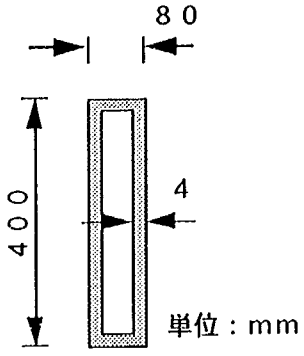


図-4.5.13 はり要素断面

iii） 実験ケース4

a. 剛性E

ケース4では、低強度の改良体を用いている。改良体の強度は、別途実施した室内配合試験で q_u=2.5tf/m² (=0.25kgf/cm²) であった[1]。対象としたひずみは応力～ひずみ関係のうち、約5％以下の範囲を考慮している[3]。

設計に用いる改良体の剛性Eは[2]、

$$E=500\times q_u=500\times 0.25=125 \quad (kgf/cm^2)$$

とした。

格子内の剛性E'は図-4.5.10から

$$E'=E\times 21/69=125\times 21/69=38.043 \quad (kgf/cm^2)$$

とする。

b. ポアソン比ν

改良体の変形が非排水条件で生じると考える場合には、改良体の静的ポアソン比νは0.5あるいはそれに近い値、その他の条件の場合には概略0.3～0.45となる。なお一軸圧縮強さが大きくなるにつれポアソン比νは減少する[3]。ここでは、ν=0.45とする。

③ 外力の評価

i） 作用する外力

外力は加振直角方向の壁に作用する土圧、間隙水圧、荷重と、加振垂直方向に作用する盛土の自重である。それぞれの外力は、図-4.5.14に示した点に設置した計器で測定した。

ii） 解析に用いる外力の設定時刻

外力の評価を行うために、外力の設定値を同一の時刻で読みとる必要がある。外力が大きい時刻として

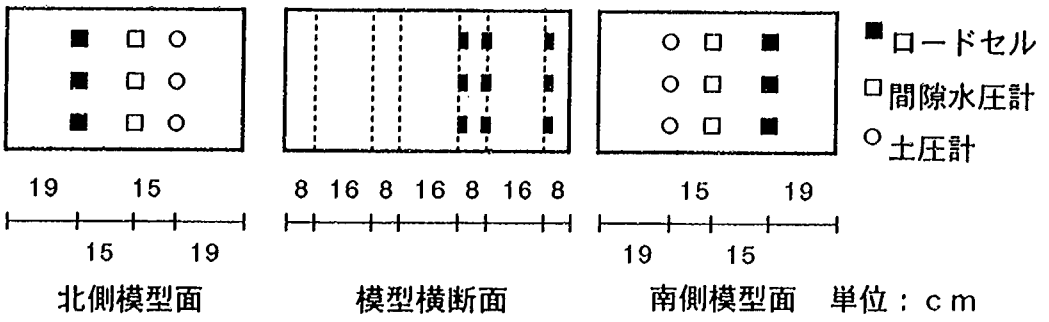


図-4.5.14 センサー配置図（ケース３）

a. 最大水平変位の時

b. 左右の土水圧バランスが崩れている時（（主働側土水圧－受働側土水圧）がmaxの時）

c. 慣性力の最も大きい時

が考えられる。各実験ケースにおいて、液状化が発生したと考えられる入力はそれぞれ加速度で実験ケース１で400gal、実験ケース2で250gal、実験ケース3で200galである。各ケースの液状化が発生する入力加速度での各外力評価時刻を図-4.5.15～図-4.5.17に示す。またそのまとめを表-4.5.3に示す。

表-4.5.3 解析ケースと外力評価時刻

実験ケース / 解析時点	ケース１	ケース2	ケース３
a	2.10	3.88	3.89
b	0.16	3.96	3.98
c	1.47	2.66	2.66

(秒)

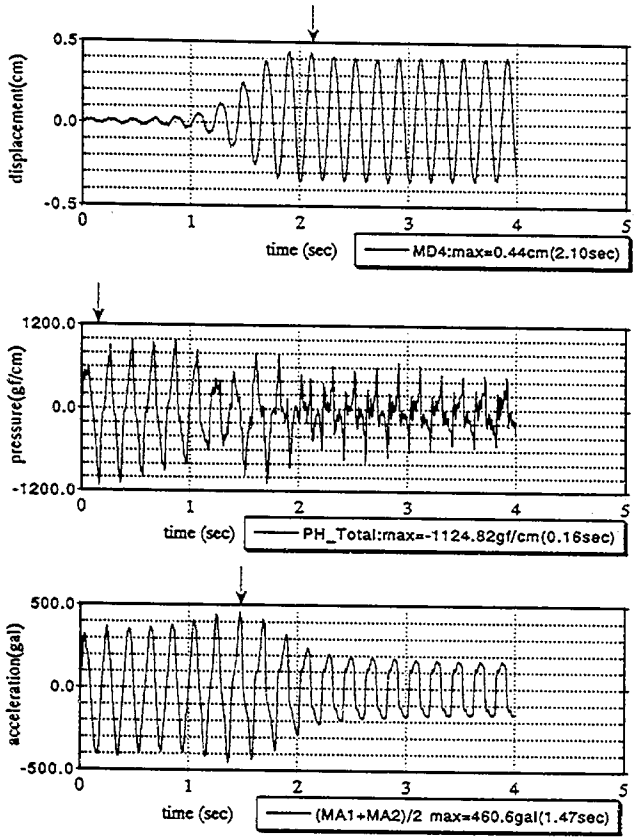


図-4.5.15 解析時刻(case1)

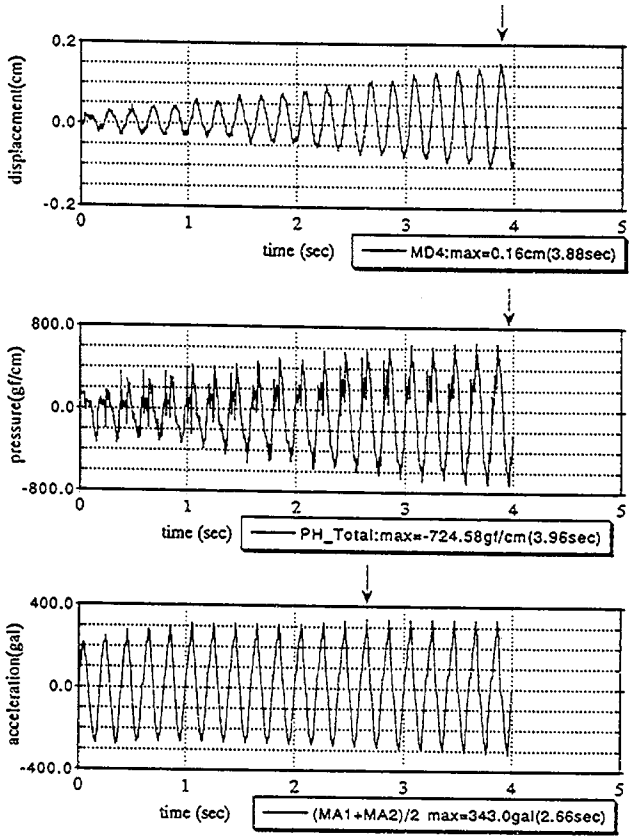


図-4.5.16 解析時刻(case2)

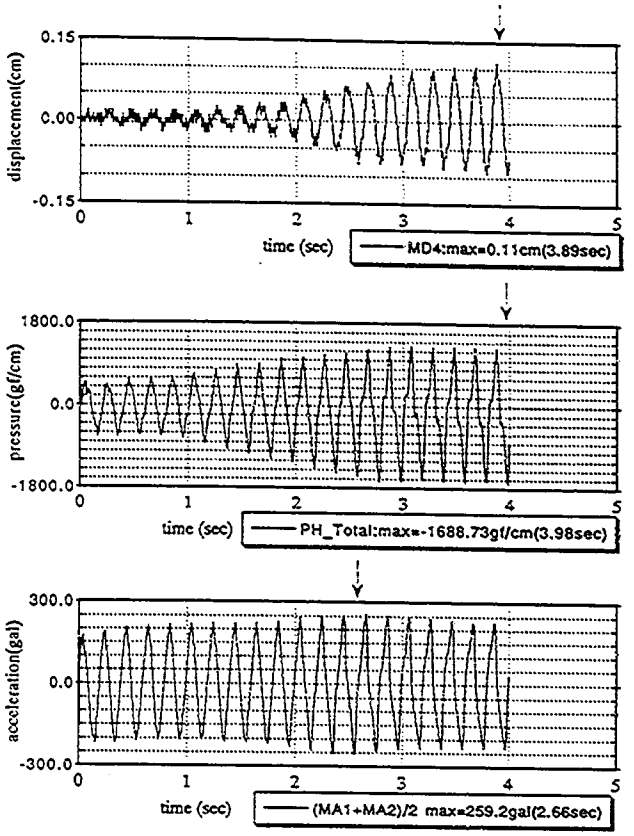


図-4.5.17 解析時刻(case3)

iii） 計器に作用する外力

土圧、間隙水圧および荷重は、図-4.5.14 に示した計器で計測されている。なお計器の数が限られており、解析モデルのメッシュの全ての節点にその外力を補間する必要がある。

a. 各計測点での外力

表-4.5.3に示した各時刻における図-4.5.14の各計測点の値を表-4.5.4～表-4.5.6に示す。

表-4.5.4 各時刻での測点データ(case1)

CASE1

ロードセルデータ (単位gf/cm2)

TIME(sec)	ML1	ML2	ML3	ML4	ML5	ML6
0.16	22.184	-6.062	26.116	12.642	3.594	16.707
1.47	-22.339	9.958	-17.461	-16.146	19.123	-3.661
2.10	-17.983	6.757	-12.172	-11.612	18.184	-2.002

TIME(sec)	ML7	ML8	ML9	ML10	ML11	ML12
0.16	-18.554	1.074	-4.001	-9.284	-0.527	-10.755
1.47	17.353	2.443	-10.025	15.120	-65.247	23.333
2.10	11.383	-4.709	-3.009	2.871	-11.927	10.180

間隙水圧計データ (単位gf/cm2)

TIME(sec)	MP1	MP2	MP3	MP4	MP5	MP6
0.16	18.607	10.029	-4.472	-22.681	-8.644	-4.108
1.47	-20.592	-11.436	10.449	22.662	0.503	-52.963
2.10	-14.750	-1.133	20.702	14.152	8.694	6.875

土圧計データ (単位gf/cm2)

TIME(sec)	ME1	ME2	ME3	ME4	ME5	ME6
0.16	22.960	15.520	-0.040	-16.528	-8.707	-4.371
1.47	-16.644	-20.670	8.157	19.568	4.590	-60.214
2.10	-9.572	-14.004	15.329	8.664	3.226	-11.351

表-4.5.5 各時刻での測点データ(case2)

CASE2

ロードセルデータ (単位gf/cm2)

TIME(sec)	ML1	ML2	ML3	ML4	ML5	ML6
2.66	-11.395	-0.396	-9.766	-7.344	6.769	-9.215
3.88	-9.393	-0.367	-5.477	-4.258	11.881	-7.466
3.96	11.949	-4.150	18.671	-1.694	15.312	12.718

TIME(sec)	ML7	ML8	ML9	ML10	ML11	ML12
2.66	16.142	-4.710	4.651	9.153	1.992	5.322
3.88	13.757	-3.222	6.894	4.330	5.345	8.030
3.96	-11.113	4.168	-4.118	-5.158	9.777	-7.407

間隙水圧計データ (単位gf/cm2)

TIME(sec)	MP1	MP2	MP3	MP4	MP5	MP6
2.66	-4.259	-2.550	10.370	16.189	17.917	3.824
3.88	0.512	-5.588	7.617	12.951	20.910	6.662
3.96	17.026	23.931	14.958	4.065	-2.554	4.392

土圧計データ (単位gf/cm2)

TIME(sec)	ME1	ME2	ME3	ME4	ME5	ME6
2.66	-9.644	-9.787	7.469	19.271	29.470	5.872
3.88	-12.118	-12.637	4.904	19.646	29.470	4.414
3.96	13.337	20.138	16.702	-8.098	-16.916	5.508

表-4.5.6 各時刻での測点データ(case3)

CASE3

ロードセルデータ (単位gf/cm2)

TIME(sec)	ML1	ML2	ML3	ML4	ML5	ML6
2.66	-13.712	-0.060	-7.068	1.936	3.092	3.071
3.89	-20.972	5.990	-11.824	1.800	-1.643	2.926
3.98	18.895	-3.469	32.200	0.183	41.720	13.190

TIME(sec)	ML7	ML8	ML9	ML10	ML11	ML12
2.66	24.493	-4.854	12.807	5.967	13.030	21.767
3.89	16.898	-4.739	9.390	1.215	21.910	14.152
3.98	-17.527	2.596	-3.819	-3.443	-7.167	-1.130

間隙水圧計データ (単位gf/cm2)

TIME(sec)	MP1	MP2	MP3	MP4	MP5	MP6
2.66	12.693	4.629	-1.984	13.802	21.014	12.976
3.89	21.344	5.516	-2.072	28.027	22.788	13.752
3.98	49.005	25.486	14.030	10.354	3.014	3.877

土圧計データ (単位gf/cm2)

TIME(sec)	ME1	ME2	ME3	ME4	ME5	ME6
2.66	-10.595	-5.371	14.135	19.891	4.471	6.442
3.89	-10.595	-0.314	10.414	17.241	11.344	23.632
3.98	9.352	21.811	-5.534	-2.369	23.840	5.921

b.　土圧および間隙水圧

土圧および間隙水圧は最上面を0とし、直線で補間し、図-4.5.18 のように分布すると仮定する。各外力を各節点に配分した結果を表-4.5.7(1)～表-4.5.9(2)に示す。

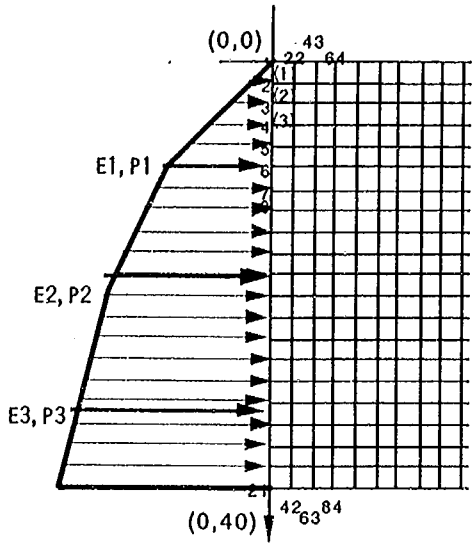


図-4.5.18　土圧および間隙水圧の分布

c.　ロードセル

ロードセルにより測定した荷重を直線で補間し、図-4.5.19 のように仮定する。各外力を各節点へ配分した結果を表-4.5.10(1)～表-4.5.12(2)に示す。

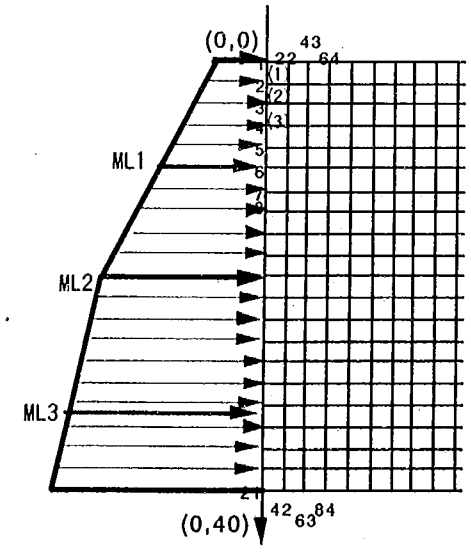


図-4.5.19　ロードセルの分布

d.　外力の合計

計器に作用する外力の合計を表-4.5.13～表-4.5.15に示す。なお、垂直成分はロードセルの直角方向のみであり、表-4.5.10(1)～表-4.5.12(2)に示している。

表-4.5.7(1) 節点および要素データ(case1, 土圧)

土圧（北側）ME1～ME3(gf/㎠)

節点座標	0.16sec	1.47sec	2.10sec
0	0.000	0.000	0.000
2	4.592	-3.329	-1.914
4	9.184	-6.658	-3.829
6	13.776	-9.986	-5.743
8	18.368	-13.315	-7.657
10	22.960	-16.644	-9.572
12	21.770	-17.288	-10.281
14	20.579	-17.932	-10.990
16	19.389	-18.576	-11.699
18	18.198	-19.221	-12.408
20	17.008	-19.865	-13.118
22	15.818	-20.509	-13.827
24	14.186	-18.199	-11.490
26	12.408	-14.905	-8.137
28	10.630	-11.610	-4.785
30	8.851	-8.316	-1.433
32	7.073	-5.021	1.920
34	5.295	-1.727	5.272
36	3.516	1.568	8.624
38	1.738	4.862	11.977
40	-0.040	8.157	15.329

土圧（南側）ME4～ME6(gf/㎠)

節点座標	0.16sec	1.47sec	2.10sec
0	0.000	0.000	0.000
2	-3.306	3.914	1.733
4	-6.611	7.827	3.466
6	-9.917	11.741	5.198
8	-13.222	15.654	6.931
10	-16.528	19.568	8.664
12	-15.277	17.171	7.794
14	-14.025	14.775	6.924
16	-12.774	12.378	6.054
18	-11.522	9.982	5.184
20	-10.271	7.585	4.314
22	-9.020	5.189	3.444
24	-8.335	-0.965	1.977
26	-7.840	-8.371	0.311
28	-7.344	-15.777	-1.355
30	-6.848	-23.183	-3.021
32	-6.353	-30.589	-4.687
34	-5.857	-37.996	-6.353
36	-5.362	-45.402	-8.019
38	-4.866	-52.808	-9.685
40	-4.371	-60.214	-11.351

表-4.5.7(2) 節点および要素データ(case1, 間隙水圧)

間隙水圧（北側）MP1～MP3(gf/㎠)

節点座標	0.16sec	1.47sec	2.10sec
0	0.000	0.000	0.000
2	3.721	-4.118	-2.950
4	7.443	-8.237	-5.900
6	11.164	-12.355	-8.850
8	14.886	-16.474	-11.800
10	18.607	-20.592	-14.750
12	17.235	-19.127	-12.571
14	15.862	-17.662	-10.393
16	14.490	-16.197	-8.214
18	13.117	-14.732	-6.035
20	11.745	-13.267	-3.856
22	10.372	-11.802	-1.678
24	8.786	-9.560	0.738
26	7.129	-7.059	3.234
28	5.472	-4.558	5.729
30	3.814	-2.057	8.225
32	2.157	0.444	10.720
34	0.500	2.946	13.216
36	-1.157	5.447	15.711
38	-2.814	7.948	18.207
40	-4.472	10.449	20.702

間隙水圧（南側）MP4～MP6(gf/㎠)

節点座標	0.16sec	1.47sec	2.10sec
0	0.000	0.000	0.000
2	-4.536	4.532	2.830
4	-9.072	9.065	5.661
6	-13.609	13.597	8.491
8	-18.145	18.130	11.322
10	-22.681	22.662	14.152
12	-20.435	19.117	13.279
14	-18.189	15.571	12.405
16	-15.943	12.026	11.532
18	-13.697	8.480	10.659
20	-11.451	4.935	9.785
22	-9.205	1.390	8.912
24	-8.255	-4.080	8.538
26	-7.737	-10.190	8.330
28	-7.218	-16.300	8.122
30	-6.700	-22.411	7.914
32	-6.182	-28.521	7.706
34	-5.663	-34.632	7.498
36	-5.145	-40.742	7.290
38	-4.627	-46.853	7.083
40	-4.108	-52.963	6.875

表-4.5.8(1) 節点および要素データ(case2, 土圧)

土圧（北側）ME1～ME3(gf/㎠)

節点座標	2.66sec	3.88sec	3.96sec
0	0.0	0.0	0.0
2	-1.9	-2.4	2.7
4	-3.9	-4.8	5.3
6	-5.8	-7.3	8.0
8	-7.7	-9.7	10.7
10	-9.6	-12.1	13.3
12	-9.7	-12.2	14.4
14	-9.7	-12.3	15.5
16	-9.7	-12.4	16.6
18	-9.7	-12.5	17.7
20	-9.8	-12.5	18.8
22	-9.8	-12.6	19.9
24	-8.3	-11.1	19.8
26	-6.3	-9.1	19.5
28	-4.4	-7.1	19.1
30	-2.4	-5.1	18.7
32	-0.4	-3.1	18.3
34	1.6	-1.1	17.9
36	3.5	0.9	17.5
38	5.5	2.9	17.1
40	7.5	4.9	16.7

土圧（南側）ME4～ME6(gf/㎠)

節点座標	2.66sec	3.88sec	3.96sec
0	0.0	0.0	0.0
2	3.9	3.9	-1.6
4	7.7	7.9	-3.2
6	11.6	11.8	-4.9
8	15.4	15.7	-6.5
10	19.3	19.6	-8.1
12	20.9	21.2	-9.5
14	22.5	22.8	-10.9
16	24.2	24.4	-12.3
18	25.8	25.9	-13.7
20	27.4	27.5	-15.2
22	29.1	29.1	-16.6
24	27.4	27.3	-15.0
26	24.8	24.5	-12.4
28	22.1	21.6	-9.9
30	19.4	18.7	-7.3
32	16.7	15.9	-4.7
34	14.0	13.0	-2.2
36	11.3	10.1	0.4
38	8.6	7.3	2.9
40	5.9	4.4	5.5

表-4.5.8(2) 節点および要素データ(case2, 間隙水圧)

間隙水圧（北側）MP1～MP3(gf/㎠)

節点座標	2.66sec	3.88sec	3.96sec
0	-0.9	0.1	3.4
2	-1.7	0.2	6.8
4	-2.6	0.3	10.2
6	-3.4	0.4	13.6
8	-4.3	0.5	17.0
10	-4.0	-0.5	18.1
12	-3.7	-1.4	19.2
14	-3.4	-2.4	20.3
16	-3.2	-3.4	21.4
18	-2.9	-4.4	22.6
20	-2.6	-5.3	23.7
22	-1.4	-4.5	23.2
24	0.0	-2.9	22.1
26	1.5	-1.4	21.1
28	3.0	0.1	20.1
30	4.5	1.6	19.1
32	5.9	3.1	18.0
34	7.4	4.6	17.0
36	8.9	6.1	16.0
38	10.4	7.6	15.0
40	-4.5	10.4	20.7

間隙水圧（南側）MP4～MP6(gf/㎠)

節点座標	2.66sec	3.88sec	3.96sec
0	0.0	0.0	0.0
2	3.2	2.6	0.8
4	6.5	5.2	1.6
6	9.7	7.8	2.4
8	13.0	10.4	3.3
10	16.2	13.0	4.1
12	16.5	14.2	3.0
14	16.7	15.5	1.9
16	17.0	16.8	0.9
18	17.3	18.0	-0.2
20	17.6	19.3	-1.2
22	17.8	20.6	-2.3
24	16.7	19.7	-2.0
26	15.1	18.1	-1.2
28	13.5	16.4	-0.4
30	11.9	14.8	0.4
32	10.3	13.2	1.2
34	8.7	11.5	2.0
36	7.0	9.9	2.8
38	5.4	8.3	3.6
40	3.8	6.7	4.4

表-4.5.9(1) 節点および要素データ(case3, 土圧)

土圧（北側）ME1～ME3(gf/㎠)

節点座標	2.66sec	3.89sec	3.98sec
0	0.0	0.0	0.0
2	-2.1	-2.1	1.9
4	-4.2	-4.2	3.7
6	-6.4	-6.4	5.6
8	-8.5	-8.5	7.5
10	-10.6	-10.6	9.4
12	-9.8	-8.9	11.3
14	-8.9	-7.3	13.3
16	-8.1	-5.7	15.3
18	-7.3	-4.0	17.3
20	-6.4	-2.4	19.3
22	-5.6	-0.7	21.3
24	-3.7	0.6	19.5
26	-1.5	1.8	16.3
28	0.8	3.1	13.2
30	3.0	4.3	10.1
32	5.2	5.5	7.0
34	7.4	6.7	3.8
36	9.7	8.0	0.7
38	11.9	9.2	-2.4
40	14.1	10.4	-5.5

土圧（南側）ME4～ME6(gf/㎠)

節点座標	2.66sec	3.89sec	3.98sec
0	0.0	0.0	0.0
2	4.0	3.4	-0.5
4	8.0	6.9	-0.9
6	11.9	10.3	-1.4
8	15.9	13.8	-1.9
10	19.9	17.2	-2.4
12	17.4	16.3	1.8
14	15.0	15.4	6.0
16	12.5	14.4	10.2
18	10.0	13.5	14.4
20	7.6	12.5	18.6
22	5.1	11.6	22.8
24	4.6	12.4	22.3
26	4.9	13.8	20.3
28	5.1	15.2	18.2
30	5.3	16.6	16.2
32	5.5	18.0	14.1
34	5.8	19.4	12.1
36	6.0	20.8	10.0
38	6.2	22.2	8.0
40	6.4	23.6	5.9

表-4.5.9(2) 節点および要素データ(case3, 間隙水圧)

間隙水圧（北側）MP1～MP3(gf/㎠)

節点座標	2.66sec	3.89sec	3.98sec
0	0.0	0.0	0.0
2	2.5	4.3	9.8
4	5.1	8.5	19.6
6	7.6	12.8	29.4
8	10.2	17.1	39.2
10	12.7	21.3	49.0
12	11.4	18.8	45.2
14	10.1	16.3	41.5
16	8.8	13.7	37.7
18	7.5	11.2	34.0
20	6.2	8.7	30.2
22	5.0	6.1	26.4
24	4.1	4.9	24.5
26	3.3	4.0	23.2
28	2.6	3.1	21.9
30	1.8	2.3	20.6
32	1.0	1.4	19.3
34	0.3	0.5	18.0
36	-0.5	-0.3	16.6
38	-1.2	-1.2	15.3
40	-2.0	-2.1	14.0

間隙水圧（南側）MP4～MP6(gf/㎠)

節点座標	2.66sec	3.89sec	3.98sec
0	0.0	0.0	0.0
2	2.8	5.6	2.1
4	5.5	11.2	4.1
6	8.3	16.8	6.2
8	11.0	22.4	8.3
10	13.8	28.0	10.4
12	15.0	27.2	9.2
14	16.1	26.4	8.0
16	17.3	25.5	6.8
18	18.4	24.7	5.7
20	19.6	23.8	4.5
22	20.7	23.0	3.3
24	20.3	22.0	3.1
26	19.4	21.0	3.2
28	18.5	19.9	3.3
30	17.6	18.9	3.4
32	16.7	17.9	3.5
34	15.7	16.9	3.6
36	14.8	15.8	3.7
38	13.9	14.8	3.8
40	13.0	13.8	3.9

表-4.5.10(1) 節点および要素データ(case1, ロードセル水平)

ロードセル水平（北側）ML1,ML3,ML5(gf/㎠)

節点座標	0.16sec	1.47sec	2.10sec
0	19.0	-26.2	-22.6
2	19.7	-25.5	-21.7
4	20.3	-24.7	-20.8
6	20.9	-23.9	-19.8
8	21.6	-23.1	-18.9
10	22.2	-22.3	-18.0
12	22.8	-21.6	-17.1
14	23.4	-20.8	-16.1
16	24.1	-20.0	-15.2
18	24.7	-19.2	-14.3
20	25.3	-18.4	-13.3
22	26.8	-18.5	-13.0
24	24.2	-14.3	-9.6
26	21.6	-10.1	-6.1
28	19.0	-6.0	-2.6
30	16.5	-1.8	0.8
32	13.9	2.4	4.3
34	11.3	6.6	7.8
36	8.7	10.8	11.2
38	6.2	14.9	14.7
40	3.6	19.1	18.2

ロードセル水平（南側）ML7,ML9,ML11(gf/㎠)

節点座標	0.16sec	1.47sec	2.10sec
0	-30.2	39.3	22.9
2	-27.9	34.9	20.6
4	-25.5	30.5	18.3
6	-23.2	26.1	16.0
8	-20.9	21.7	13.7
10	-18.6	17.4	11.4
12	-16.2	13.0	9.1
14	-13.9	8.6	6.8
16	-11.6	4.2	4.5
18	-9.2	-0.2	2.2
20	-6.9	-4.5	-0.1
22	-4.6	-8.9	-2.4
24	-3.7	-14.8	-3.8
26	-3.3	-21.1	-4.8
28	-2.9	-27.4	-5.8
30	-2.5	-33.7	-6.8
32	-2.1	-40.0	-7.8
34	-1.7	-46.3	-8.9
36	-1.3	-52.6	-9.9
38	-0.9	-58.9	-10.9
40	-0.5	-65.2	-11.9

表-4.5.10(2) 節点および要素データ(case1, ロードセル垂直)

ロードセル垂直（北側）ML2,ML4,ML6(gf/㎠)

節点座標	0.16sec	1.47sec	2.10sec
0	-21.0	30.8	21.5
2	-18.0	26.7	18.5
4	-15.0	22.5	15.6
6	-12.0	18.3	12.6
8	-9.1	14.1	9.7
10	-6.1	10.0	6.8
12	-3.1	5.8	3.8
14	-0.1	1.6	0.9
16	2.9	-2.6	-2.1
18	5.9	-6.7	-5.0
20	8.9	-10.9	-7.9
22	12.5	-16.5	-11.9
24	13.0	-15.1	-10.8
26	13.5	-13.6	-9.7
28	13.9	-12.2	-8.6
30	14.4	-10.8	-7.5
32	14.8	-9.4	-6.4
34	15.3	-7.9	-5.3
36	15.8	-6.5	-4.2
38	16.2	-5.1	-3.1
40	16.7	-3.7	-2.0

ロードセル垂直（南側）ML8,ML10,ML12(gf/㎠)

節点座標	0.16sec	1.47sec	2.10sec
0	9.4	-7.7	-10.8
2	7.7	-5.7	-9.6
4	6.0	-3.6	-8.3
6	4.4	-1.6	-7.1
8	2.7	0.4	-5.9
10	1.1	2.4	-4.7
12	-0.6	4.5	-3.5
14	-2.2	6.5	-2.3
16	-3.9	8.5	-1.1
18	-5.6	10.6	0.1
20	-7.2	12.6	1.4
22	-8.9	14.6	2.6
24	-9.4	15.8	3.5
26	-9.6	16.8	4.3
28	-9.7	17.7	5.2
30	-9.9	18.6	6.0
32	-10.1	19.6	6.8
34	-10.3	20.5	7.7
36	-10.4	21.5	8.5
38	-10.6	22.4	9.3
40	-10.8	23.3	10.2

表-4.5.11(1) 節点および要素データ(case2, ロードセル水平)

ロードセル水平（北側）ML1,ML3,ML5(gf/㎠)

節点座標	2.66sec	3.88sec	3.96sec
0	-12.7	-12.5	6.6
2	-12.4	-11.9	7.6
4	-12.2	-11.3	8.7
6	-11.9	-10.6	9.8
8	-11.7	-10.0	10.9
10	-11.4	-9.4	11.9
12	-11.1	-8.8	13.0
14	-10.9	-8.1	14.1
16	-10.6	-7.5	15.2
18	-10.4	-6.9	16.3
20	-10.1	-6.3	17.3
22	-10.2	-6.0	18.8
24	-8.3	-4.0	18.4
26	-6.5	-2.0	18.0
28	-4.6	0.0	17.6
30	-2.7	2.0	17.2
32	-0.8	3.9	16.8
34	1.1	5.9	16.5
36	3.0	7.9	16.1
38	4.9	9.9	15.7
40	6.8	11.9	15.3

ロードセル水平（南側）ML7,ML9,ML11(gf/㎠)

節点座標	2.66sec	3.88sec	3.96sec
0	25.3	19.2	-16.7
2	23.5	18.1	-15.6
4	21.7	17.1	-14.5
6	19.8	16.0	-13.4
8	18.0	14.9	-12.2
10	16.1	13.8	-11.1
12	14.3	12.7	-10.0
14	12.5	11.6	-8.9
16	10.6	10.5	-7.8
18	8.8	9.4	-6.6
20	6.9	8.3	-5.5
22	5.1	7.2	-4.4
24	4.4	6.8	-2.9
26	4.1	6.6	-1.3
28	3.8	6.4	0.2
30	3.5	6.2	1.8
32	3.2	6.1	3.4
34	2.9	5.9	5.0
36	2.6	5.7	6.6
38	2.3	5.5	8.2
40	2.0	5.3	9.8

表-4.5.11(2) 節点および要素データ(case2, ロードセル垂直)

ロードセル垂直（北側）ML2,ML4,ML6(gf/㎠)

節点座標	2.66sec	3.88sec	3.96sec
0	5.2	2.7	-6.1
2	4.1	2.1	-5.7
4	2.9	1.5	-5.3
6	1.8	0.9	-4.9
8	0.7	0.3	-4.5
10	-0.4	-0.4	-4.1
12	-1.5	-1.0	-3.8
14	-2.6	-1.6	-3.4
16	-3.7	-2.2	-3.0
18	-4.8	-2.9	-2.6
20	-6.0	-3.5	-2.2
22	-7.3	-4.2	-2.1
24	-7.5	-4.5	-0.5
26	-7.7	-4.9	1.2
28	-7.9	-5.3	2.8
30	-8.1	-5.6	4.5
32	-8.4	-6.0	6.1
34	-8.6	-6.4	7.8
36	-8.8	-6.7	9.4
38	-9.0	-7.1	11.1
40	-9.2	-7.5	12.7

ロードセル垂直（南側）ML8,ML10,ML12(gf/㎠)

節点座標	2.66sec	3.88sec	3.96sec
0	-15.8	-9.3	11.6
2	-13.6	-8.1	10.1
4	-11.4	-6.8	8.6
6	-9.1	-5.6	7.2
8	-6.9	-4.4	5.7
10	-4.7	-3.2	4.2
12	-2.5	-2.0	2.7
14	-0.3	-0.8	1.2
16	1.9	0.4	-0.3
18	4.2	1.6	-1.8
20	6.4	2.8	-3.3
22	8.6	4.0	-4.8
24	8.8	4.6	-5.4
26	8.4	5.1	-5.6
28	7.9	5.5	-5.9
30	7.5	5.9	-6.1
32	7.1	6.3	-6.4
34	6.6	6.8	-6.6
36	6.2	7.2	-6.9
38	5.8	7.6	-7.1
40	5.3	8.0	-7.4

表-4.5.12(1) 節点および要素データ(case3, ロードセル水平)

ロードセル水平（北側）ML1,ML3,ML5(gf/㎠)

節点座標	2.66sec	3.89sec	3.98sec
0	-19.0	-28.3	8.3
2	-18.0	-26.8	10.4
4	-16.9	-25.4	12.5
6	-15.8	-23.9	14.6
8	-14.8	-22.4	16.8
10	-13.7	-21.0	18.9
12	-12.6	-19.5	21.0
14	-11.6	-18.0	23.2
16	-10.5	-16.6	25.3
18	-9.5	-15.1	27.4
20	-8.4	-13.7	29.5
22	-7.4	-12.1	31.9
24	-6.2	-11.0	33.0
26	-5.0	-9.8	34.1
28	-3.9	-8.6	35.2
30	-2.7	-7.5	36.3
32	-1.6	-6.3	37.4
34	-0.4	-5.1	38.5
36	0.8	-4.0	39.5
38	1.9	-2.8	40.6
40	3.1	-1.6	41.7

ロードセル水平（南側）ML7,ML9,ML11(gf/㎠)

節点座標	2.66sec	3.89sec	3.98sec
0	33.8	22.9	-28.5
2	32.0	21.7	-26.3
4	30.1	20.5	-24.1
6	28.2	19.3	-21.9
8	26.4	18.1	-19.7
10	24.5	16.9	-17.5
12	22.6	15.7	-15.3
14	20.8	14.5	-13.1
16	18.9	13.3	-10.9
18	17.0	12.1	-8.8
20	15.1	10.9	-6.6
22	13.3	9.7	-4.4
24	12.8	10.5	-4.1
26	12.9	11.9	-4.5
28	12.9	13.3	-4.9
30	12.9	14.8	-5.3
32	12.9	16.2	-5.6
34	13.0	17.6	-6.0
36	13.0	19.0	-6.4
38	13.0	20.5	-6.8
40	13.0	21.9	-7.2

表-4.5.12(2) 節点および要素データ(case3, ロードセル垂直)

ロードセル垂直（北側）ML2,ML4,ML6(gf/㎠)

節点座標	2.66sec	3.89sec	3.98sec
0	-1.7	9.3	-6.4
2	-1.3	8.7	-5.8
4	-1.0	8.0	-5.2
6	-0.7	7.3	-4.6
8	-0.4	6.7	-4.1
10	-0.1	6.0	-3.5
12	0.3	5.3	-2.9
14	0.6	4.6	-2.3
16	0.9	4.0	-1.7
18	1.2	3.3	-1.1
20	1.5	2.6	-0.5
22	1.9	1.8	-0.2
24	2.0	1.9	1.3
26	2.2	2.0	2.8
28	2.3	2.2	4.3
30	2.4	2.3	5.8
32	2.6	2.4	7.2
34	2.7	2.5	8.7
36	2.8	2.7	10.2
38	2.9	2.8	11.7
40	3.1	2.9	13.2

ロードセル垂直（南側）ML8,ML10,ML12(gf/㎠)

節点座標	2.66sec	3.89sec	3.98sec
0	-13.5	-9.5	7.4
2	-11.8	-8.5	6.5
4	-10.0	-7.6	5.5
6	-8.3	-6.6	4.5
8	-6.6	-5.7	3.6
10	-4.9	-4.7	2.6
12	-3.1	-3.8	1.6
14	-1.4	-2.8	0.7
16	0.3	-1.9	-0.3
18	2.1	-0.9	-1.3
20	3.8	0.0	-2.2
22	5.5	1.0	-3.2
24	7.3	2.3	-3.2
26	9.1	3.8	-3.0
28	10.9	5.3	-2.7
30	12.7	6.8	-2.5
32	14.5	8.2	-2.2
34	16.3	9.7	-1.9
36	18.2	11.2	-1.7
38	20.0	12.7	-1.4
40	21.8	14.2	-1.1

表-4.5.13　加振方向成分の合計(case1)

合計（水平）北側(gf/cm)

節点座標	0.16sec	1.47sec	2.1sec
0	19.0	-26.2	-22.6
2	28.0	-32.9	-26.6
4	36.9	-39.6	-30.5
6	45.9	-46.2	-34.4
8	54.8	-52.9	-38.4
10	63.8	-59.6	-42.3
12	61.8	-58.0	-39.9
14	59.9	-56.4	-37.5
16	57.9	-54.8	-35.1
18	56.0	-53.2	-32.7
20	54.1	-51.6	-30.3
22	52.9	-50.8	-28.5
24	47.2	-42.1	-20.3
26	41.1	-32.1	-11.0
28	35.1	-22.1	-1.7
30	29.1	-12.2	7.6
32	23.1	-2.2	16.9
34	17.1	7.8	26.3
36	11.1	17.8	35.6
38	5.1	27.8	44.9
40	-0.9	37.7	54.2

合計（水平）南側(gf/cm)

節点座標	0.16sec	1.47sec	2.1sec
0	-30.2	39.3	22.9
2	-35.7	43.3	25.2
4	-41.2	47.4	27.4
6	-46.7	51.5	29.7
8	-52.2	55.5	31.9
10	-57.8	59.6	34.2
12	-51.9	49.3	30.2
14	-46.1	38.9	26.1
16	-40.3	28.6	22.1
18	-34.5	18.3	18.0
20	-28.6	8.0	14.0
22	-22.8	-2.4	9.9
24	-20.3	-19.8	6.7
26	-18.9	-39.6	3.8
28	-17.5	-59.5	1.0
30	-16.1	-79.3	-1.9
32	-14.6	-99.1	-4.8
34	-13.2	-118.9	-7.7
36	-11.8	-138.8	-10.6
38	-10.4	-158.6	-13.5
40	-9.0	-178.4	-16.4

表-4.5.14　加振方向成分の合計(case2)

FEM　データ　合計（水平）北側

節点座標	2.66sec	3.88sec	3.96sec
0	-12.7	-12.5	6.6
2	-15.2	-14.2	13.7
4	-17.7	-15.9	20.9
6	-20.3	-17.6	28.0
8	-22.8	-19.3	35.2
10	-25.3	-21.0	42.3
12	-24.8	-21.4	45.6
14	-24.3	-21.9	48.8
16	-23.8	-22.3	52.1
18	-23.3	-22.7	55.4
20	-22.7	-23.2	58.7
22	-22.6	-23.9	62.3
24	-18.1	-19.6	61.4
26	-12.8	-14.1	59.6
28	-7.4	-8.6	57.8
30	-2.1	-3.1	56.0
32	3.3	2.4	54.2
34	8.6	7.9	52.4
36	13.9	13.4	50.6
38	19.3	18.9	48.8
40	24.6	24.4	47.0

FEM　データ　合計（水平）南側

節点座標	2.66sec	3.88sec	3.96sec
0	25.3	19.2	-16.7
2	30.6	24.7	-16.4
4	35.8	30.1	-16.1
6	41.1	35.5	-15.8
8	46.3	40.9	-15.5
10	51.6	46.4	-15.1
12	51.7	48.1	-16.5
14	51.7	49.8	-17.8
16	51.8	51.6	-19.2
18	51.9	53.3	-20.5
20	52.0	55.1	-21.9
22	52.0	56.8	-23.3
24	48.6	53.8	-19.9
26	44.0	49.1	-14.9
28	39.4	44.4	-10.0
30	34.7	39.8	-5.0
32	30.1	35.1	-0.1
34	25.5	30.4	4.8
36	20.9	25.8	9.8
38	16.3	21.1	14.7
40	11.7	16.4	19.7

表-4.5.15　加振方向成分の合計(case3)

合計（水平）北側(gf/cm)

節点座標	2.66sec	3.88sec	3.96sec
0	-12.7	-12.5	6.6
2	-15.2	-14.2	13.7
4	-17.7	-15.9	20.9
6	-20.3	-17.6	28.0
8	-22.8	-19.3	35.2
10	-25.3	-21.0	42.3
12	-24.8	-21.4	45.6
14	-24.3	-21.9	48.8
16	-23.8	-22.3	52.1
18	-23.3	-22.7	55.4
20	-22.7	-23.2	58.7
22	-22.6	-23.9	62.3
24	-18.1	-19.6	61.4
26	-12.8	-14.1	59.6
28	-7.4	-8.6	57.8
30	-2.1	-3.1	56.0
32	3.3	2.4	54.2
34	8.6	7.9	52.4
36	13.9	13.4	50.6
38	19.3	18.9	48.8
40	24.6	24.4	47.0

合計（水平）南側(gf/cm)

節点座標	2.66sec	3.88sec	3.96sec
0	25.3	19.2	-16.7
2	30.6	24.7	-16.4
4	35.8	30.1	-16.1
6	41.1	35.5	-15.8
8	46.3	40.9	-15.5
10	51.6	46.4	-15.1
12	51.7	48.1	-16.5
14	51.7	49.8	-17.8
16	51.8	51.6	-19.2
18	51.9	53.3	-20.5
20	52.0	55.1	-21.9
22	52.0	56.8	-23.3
24	48.6	53.8	-19.9
26	44.0	49.1	-14.9
28	39.4	44.4	-10.0
30	34.7	39.8	-5.0
32	30.1	35.1	-0.1
34	25.5	30.4	4.8
36	20.9	25.8	9.8
38	16.3	21.1	14.7
40	11.7	16.4	19.7

iv） 盛土による外力

盛土による外力は加振垂直方向の自重と加振水平方向の盛土の慣性力が作用する。

a. 加振垂直方向外力

盛土形状を図-4.5.20に示す。この盛土自重を各節点、要素へ補間した結果を表-4.5.16に示す。

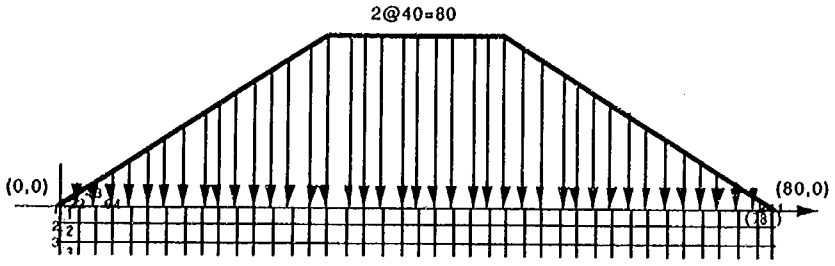


図-4.5.20 盛土形状

表-4.5.16 盛土のデータ

CASE1 奥行き1cm当たり		CASE2		CASE3	
	19.1		19.1		18.0
節点座標	(gf/cm2)	節点座標	(gf/cm2)	節点座標	(gf/cm2)
0	0.0	0	0.0	0	0.0
2	1.3	2	1.3	2	1.2
4	2.5	4	2.6	4	2.4
6	3.8	6	3.8	6	3.6
8	5.1	8	5.1	8	4.8
10	6.4	10	6.4	10	6.0
12	7.6	12	7.7	12	7.2
14	8.9	14	8.9	14	8.4
16	10.2	16	10.2	16	9.6
18	11.4	18	11.5	18	10.8
20	12.7	20	12.8	20	12.0
22	14.0	22	14.0	22	13.2
24	15.2	24	15.3	24	14.4
26	16.5	26	16.6	26	15.6
28	17.8	28	17.9	28	16.8
30	19.1	30	19.1	30	18.0
32	19.1	32	19.1	32	18.0
34	19.1	34	19.1	34	18.0
36	19.1	36	19.1	36	18.0
38	19.1	38	19.1	38	18.0
40	19.1	40	19.1	40	18.0
42	19.1	42	19.1	42	18.0
44	19.1	44	19.1	44	18.0
46	19.1	46	19.1	46	18.0
48	19.1	48	19.1	48	18.0
50	19.1	50	19.1	50	18.0
52	17.8	52	17.9	52	16.8
54	16.5	54	16.6	54	15.6
56	15.2	56	15.3	56	14.4
58	14.0	58	14.0	58	13.2
60	12.7	60	12.8	60	12.0
62	11.4	62	11.5	62	10.8
64	10.2	64	10.2	64	9.6
66	8.9	66	8.9	66	8.4
68	7.6	68	7.7	68	7.2
70	6.4	70	6.4	70	6.0
72	5.1	72	5.1	72	4.8
74	3.8	74	3.8	74	3.6
76	2.5	76	2.6	76	2.4
78	1.3	78	1.3	78	1.2
80	0.0	80	0.0	80	0.0

b.　加振水平方向外力

加振水平方向へ作用する慣性力を考慮するために、各解析時刻の加速度を表-4.5.17に示す。この加速度と表-4.5.16の盛土データから盛土による慣性力を求め、その結果を表-4.5.18に示す。

表-4.5.17　各解析時刻の加速度

実験ケース	1		2		3	
解析時点	解析時刻(sec)	加速度(gal)	解析時刻(sec)	加速度(gal)	解析時刻(sec)	加速度(gal)
①	2.1	244	3.88	215	3.89	31
②	0.16	405	3.96	306	3.98	-183
③	1.47	457	2.66	340	2.66	259

表-4.5.18　各解析時刻の慣性力

実験ケース	1.0			2.0			3.0		
節点座標＼時刻	2.10sec	0.16sec	1.47sec	2.10sec	3.96sec	2.66sec	3.89sec	3.98sec	2.66sec
0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	0.3	0.5	0.6	0.3	0.4	0.4	0.3	0.4	0.4
4	0.6	1.1	1.2	0.6	0.8	0.9	0.5	0.8	0.8
6	0.9	1.6	1.8	0.8	1.2	1.3	0.8	1.1	1.3
8	1.3	2.1	2.4	1.1	1.6	1.8	1.1	1.5	1.7
10	1.6	2.6	3.0	1.4	2.0	2.2	1.3	1.9	2.1
12	1.9	3.2	3.6	1.7	2.4	2.7	1.6	2.3	2.5
14	2.2	3.7	4.1	2.0	2.8	1.0	1.8	2.6	2.9
16	2.5	4.2	4.7	2.2	3.2	3.5	2.1	3.0	3.3
18	2.8	4.7	5.3	2.5	3.6	4.0	2.4	3.4	3.8
20	3.2	5.3	5.9	2.8	4.0	4.4	2.6	3.8	4.2
22	3.5	5.8	6.5	3.1	4.4	4.9	2.9	4.1	4.6
24	3.8	6.3	7.1	3.4	4.8	5.3	3.2	4.5	5.0
26	4.1	6.8	7.7	3.6	5.2	5.8	3.4	4.9	5.4
28	4.4	7.4	8.3	3.9	5.6	6.2	3.7	5.3	5.8
30	4.7	7.9	8.9	4.2	6.0	6.6	4.0	5.6	6.3
32	4.7	7.9	8.9	4.2	6.0	6.6	4.0	5.6	6.3
34	4.7	7.9	8.9	4.2	6.0	6.6	4.0	5.6	6.3
36	4.7	7.9	8.9	4.2	6.0	6.6	4.0	5.6	6.3
38	4.7	7.9	8.9	4.2	6.0	6.6	4.0	5.6	6.3
40	4.7	7.9	8.9	4.2	6.0	6.6	4.0	5.6	6.3
42	4.7	7.9	8.9	4.2	6.0	6.6	4.0	5.6	6.3
44	4.7	7.9	8.9	4.2	6.0	6.6	4.0	5.6	6.3
46	4.7	7.9	8.9	4.2	6.0	6.6	4.0	5.6	6.3
48	4.7	7.9	8.9	4.2	6.0	6.6	4.0	5.6	6.3
50	4.7	7.9	8.9	4.2	6.0	6.6	4.0	5.6	6.3
52	4.4	7.4	8.3	3.9	5.6	6.2	3.7	5.3	5.8
54	4.1	6.8	7.7	3.6	5.2	5.8	3.4	4.9	5.4
56	3.8	6.3	7.1	3.4	4.8	5.3	3.2	4.5	5.0
58	3.5	5.8	6.5	3.1	4.4	4.9	2.9	4.1	4.6
60	3.2	5.3	5.9	2.8	4.0	4.4	2.6	3.8	4.2
62	2.8	4.7	5.3	2.5	3.6	4.0	2.4	3.4	3.8
64	2.5	4.2	4.7	2.2	3.2	3.5	2.1	3.0	3.3
66	2.2	3.7	4.1	2.0	2.8	3.1	1.8	2.6	2.9
68	1.9	3.2	3.6	1.7	2.4	2.7	1.6	2.3	2.5
70	1.6	2.6	3.0	1.4	2.0	2.2	1.3	1.9	2.1
72	1.3	2.1	2.4	1.1	1.6	1.8	1.1	1.5	1.7
74	0.9	1.6	1.8	0.8	1.2	1.3	0.8	1.1	1.3
76	0.6	1.1	1.2	0.6	0.8	0.9	0.5	0.8	0.8
78	0.3	0.5	0.6	0.3	0.4	0.4	0.3	0.4	0.4
80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

3) 解析結果

解析の目的は、改良体に発生する内部応力すなわち改良体の内部安定に関する検討を行うものである。

ここでは、各実験ケースの各解析時刻におけるせん断ひずみ分布の解析結果から、改良体の内部安定に関して考察を行う。

① 実験ケース1

せん断ひずみ分布を図-4.5.21～図-4.5.23に示す。ひずみが最大となるのは、図-4.5.23 の慣性力が最大時の外力を用いた場合である。図-4.5.21 の最大水平変位時の外力を用いた場合には、改良体内部にひずみが広く分布している。図-4.5.22 の左右バランスの不均衡時の外力を用いた場合には、改良体内部、特に両側面にひずみが分布している。図-4.5.23の慣性力最大時の外力を用いた場合は、ひずみが端点に集中していることがわかる。

② 実験ケース2

せん断ひずみ分布を図-4.5.24～図-4.5.26に示す。ひずみが最大となる時刻は2点あり、最大水平変位時と慣性力最大時の外力を用いた3.88秒と2.66秒である。この二つの時間のひずみ分布はほぼ等しく、ひずみが端点に集中している。また図-4.5.25 の左右バランスの不均衡時の外力を用いた場合も端点にひずみが集中している。図-4.5.25が、図-4.5.24と図-4.5.26 と違う点はひずみ分布が緩やかでないところである。

③ 実験ケース3

せん断ひずみ分布を図-4.5.27～図-4.5.29に示す。ひずみが最大の時刻は、最大水平変位時の外力を用いた場合の3.89秒である。ケース3は、ケース1，2に比べ剛性が大きいため、1/1000程度のひずみである。図-4.5.27～図-4.5.29のひずみは端点に集中しており、改良体内部に剛性の大きなはり部材が配置されているためと考えられる。

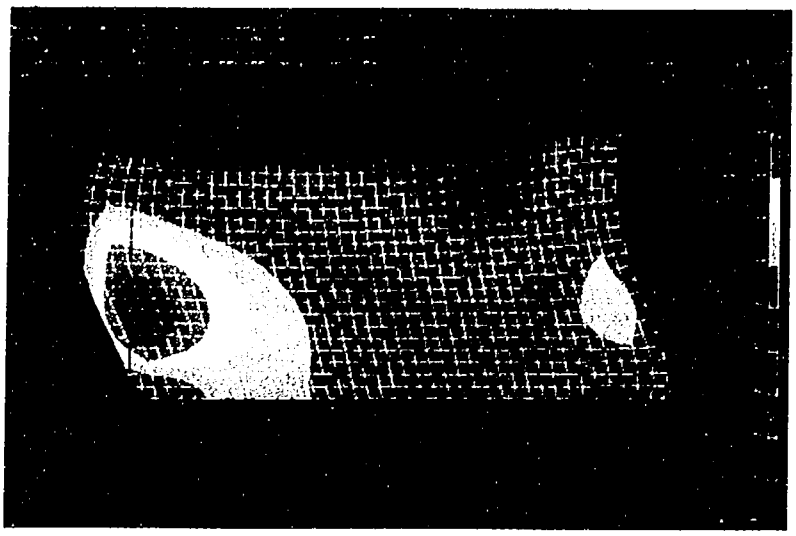


図-4.5.21　せん断ひずみ分布（case1 最大水平変位時，2.10秒）

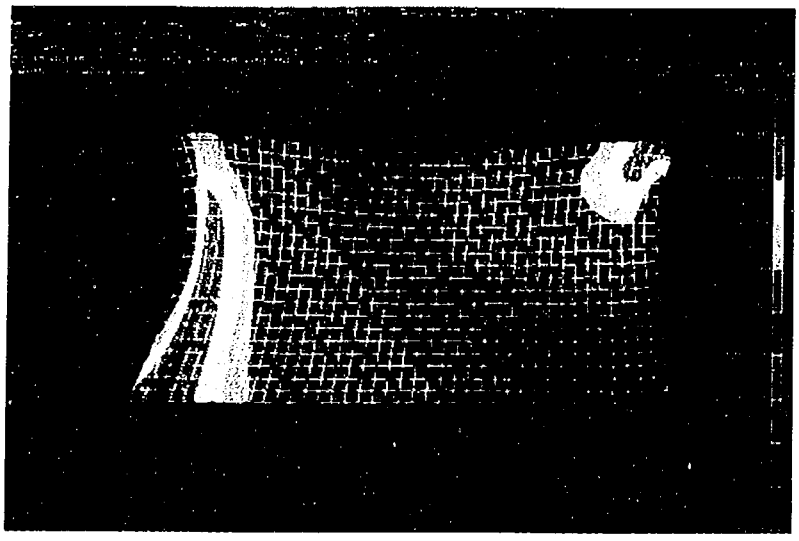


図-4 5 22　せん断ひずみ分布（case1 左右バランスの不均衡時，0.16秒）

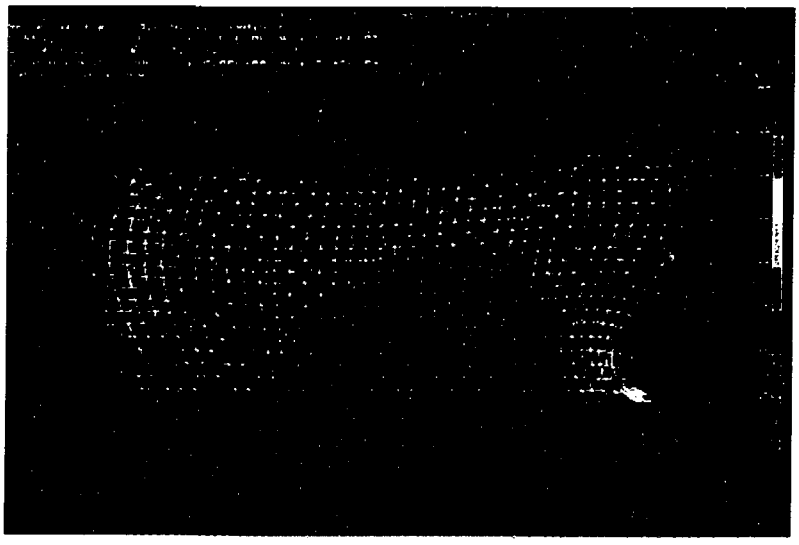


図-4.5.23　せん断ひずみ分布（case1 慣性力最大時，1.47秒）

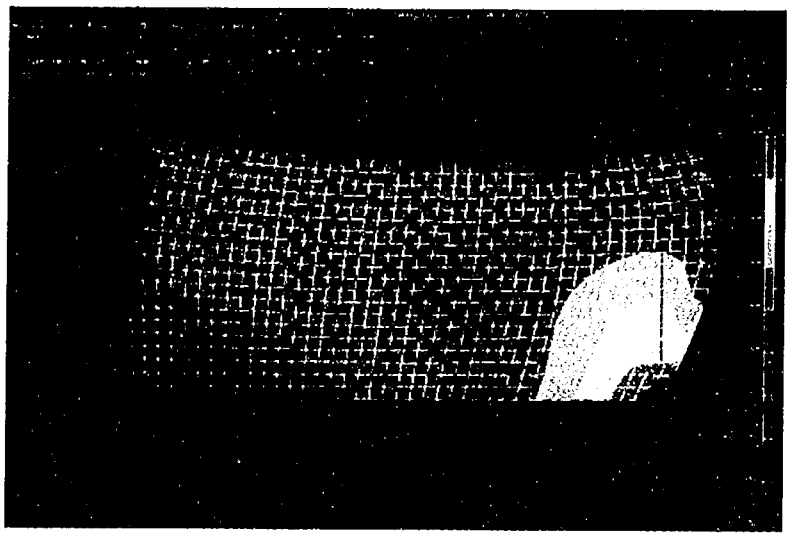


図-4.5.24　せん断ひずみ分布（case2 最大水平変位時，3.88秒）

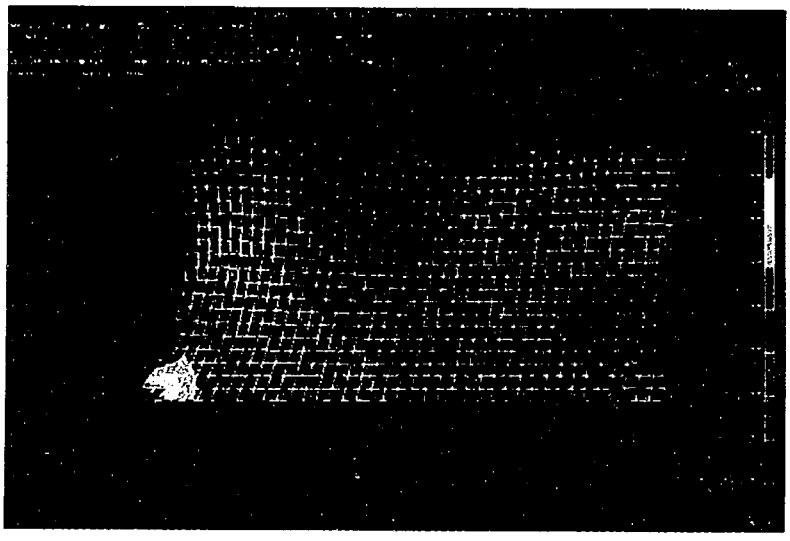


図-4.5.25　せん断ひずみ分布（case2 左右バランスの不均衡時，3.96秒）

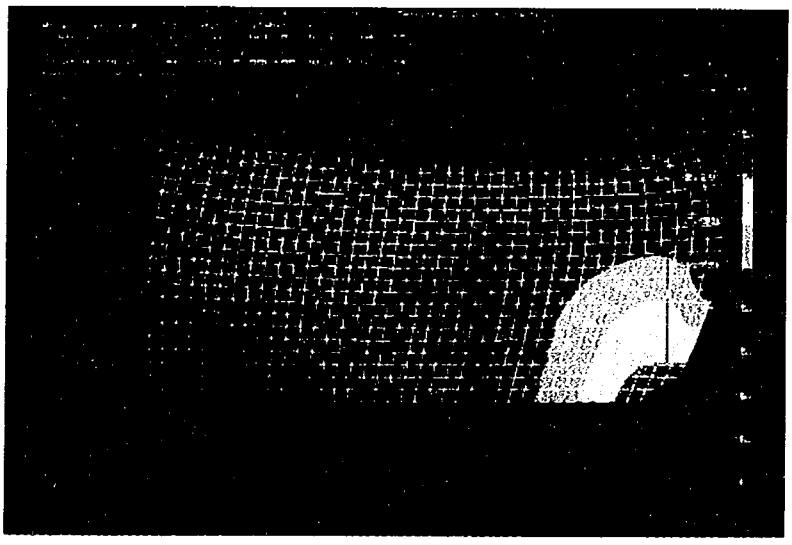


図-4.5.26　せん断ひずみ分布（case2 慣性力最大時，2.66秒）

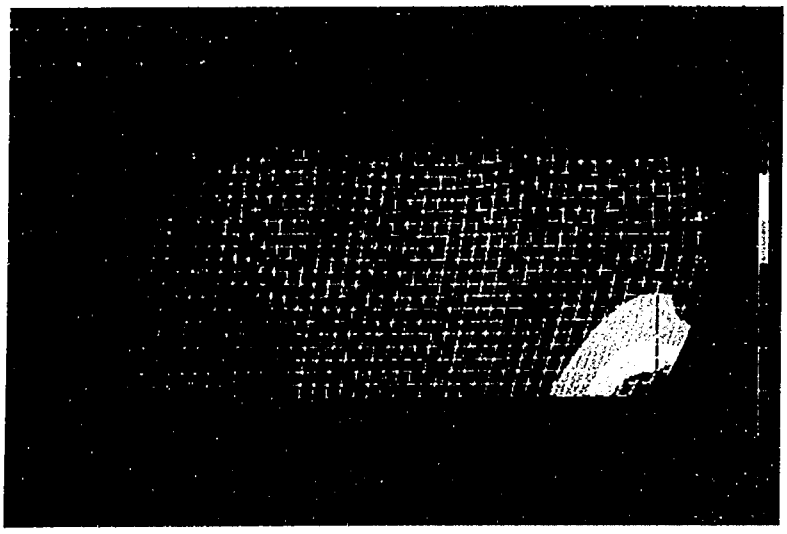


図-4.5.27　せん断ひずみ分布（case3 最大水平変位時，3.89秒）



図-4.5.28　せん断ひずみ分布（case3 左右バランスの不均衡時，3.98秒）

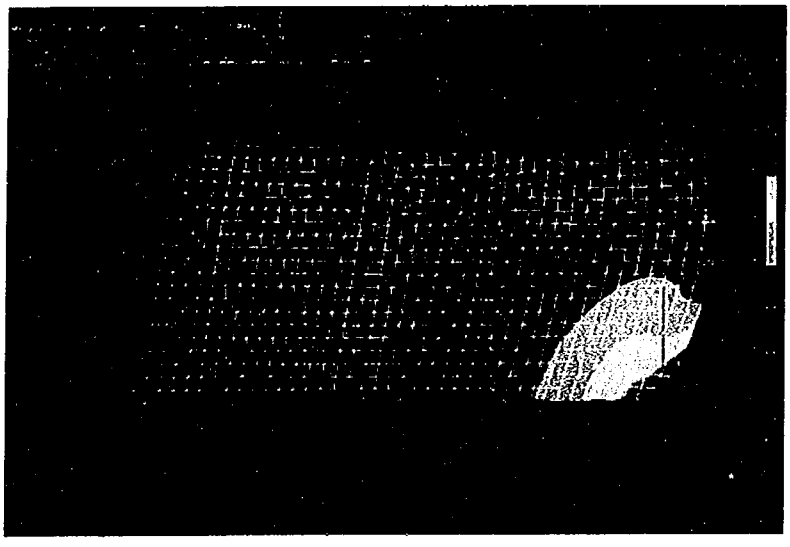


図-4.5.29　せん断ひずみ分布（case3 慣性力最大時，2.66秒）

④ 実験ケース４

実験ケース４は、主に破壊モードを検証するために行っており、低強度の改良体である。そのため、土圧計等の計器を改良体自体に取り付けていない。そこで解析では、実験ケース４の外力を以下の方法で設定した。

ケース４の改良体は、200～250gal 程度で破壊したことが変位計等の時刻歴から推測される。そこで、250galの入力加速度で実験を行ったケース２に対して慣性力最大時の2.66秒の外力を用いることとした。

変形図にせん断応力度を重ね書きした結果を図-4.5.31 に示す。応力度は端部に集中しており、ケース１～３で同様にみられることである。変形図にせん断ひずみを重ね書きした結果を図-4.5.32 に示す。端点のひずみが大きくなっているのは他のケースと同様であるが、格子内の剛性が小さいため格子内のひずみが大きくなっていることがわかる。

図-4.5.30に改良体の破壊状況を示す。端部および内部の格子壁が破壊している。図-4.5.31において、端部付近に発生した応力は、せん断強度をこえており、図-4.5.30 の実験結果と対応していることがわかる。しかし、格子壁は、内部の未改良土の剛性の約３倍であるため拘束効果を持っており、図-4.5.31において応力があまり発生していない。

これらの結果から端趾圧による破壊は端趾部分の一部が欠けるように起こること、鉛直せん断破壊が起こること、水平せん断破壊はこのような幅広の改良体の場合には起こらないことがわかる。また、解析結果は、実験で破壊が生じた加速度で改良体が破壊する結果となったが、同様に、異なる加速度で解析を行うことにより、既往設計法との対応を明らかにすることができると考えられる。

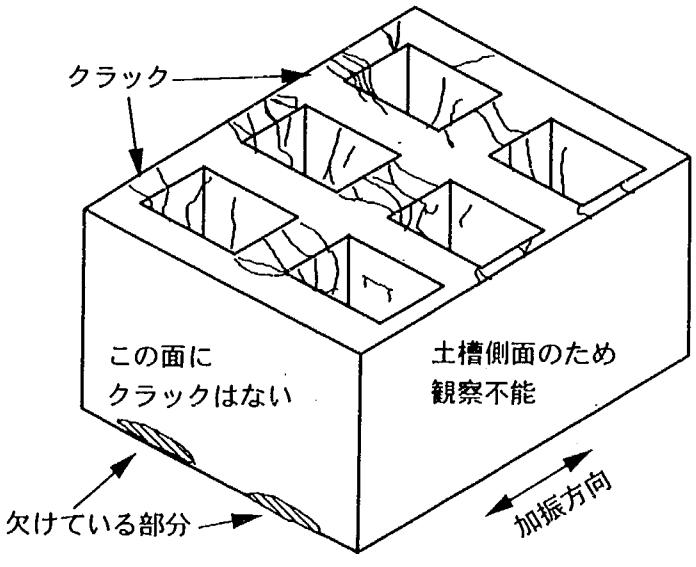


図-4.5.30　改良体模型の破壊状況

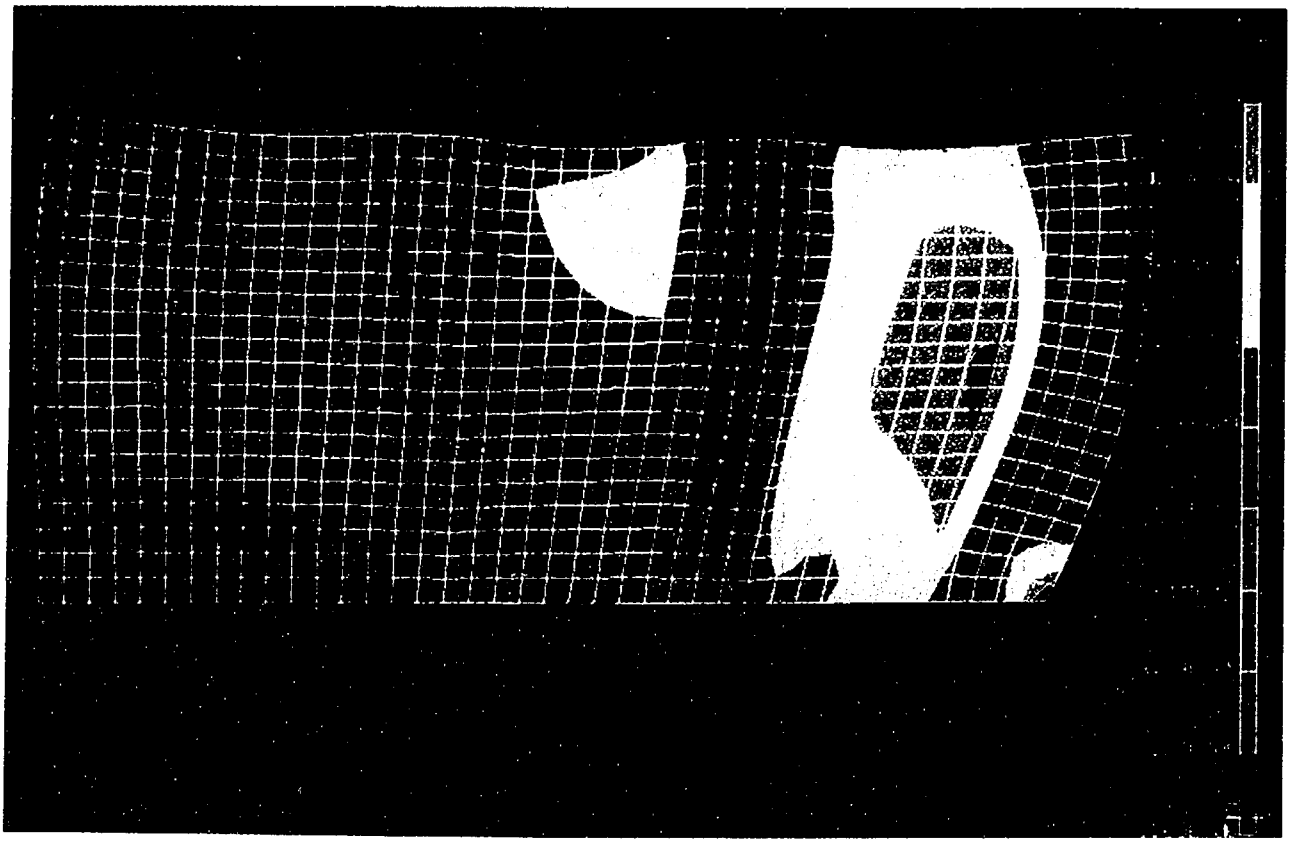


図-4.5.31　変形図と応力分布（case4, case2の慣性力最大時の外力, 2.66秒）

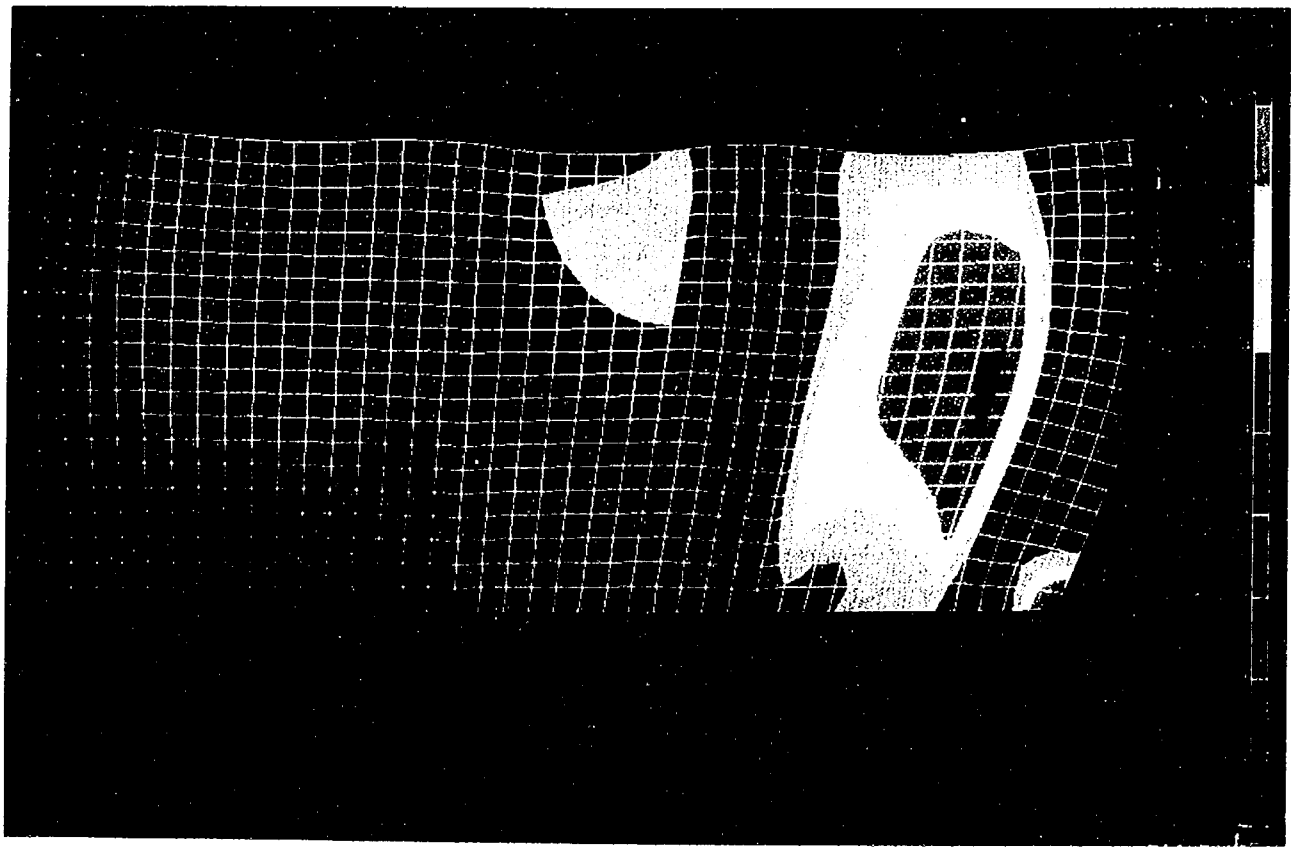


図-4.5.32　変形図とせん断ひずみ分布（case4, case2の慣性力最大時の外力, 2.66秒）

⑤ まとめ

ケース１～４の解析から、改良体の内部応力とせん断ひずみ分布が明らかになった。せん断ひずみ分布は、ほとんどの解析時刻で端部が最大となり、端部にひずみおよび応力度が集中することがわかった。下部を固定にしていることも原因のひとつであると考えられる。

表-4.5.19 に、各解析時刻の最大せん断ひずみを示す。この表から、最大水平変位時あるいは慣性力最大時にひずみが最大であることがわかる。ケース１とケース２は剛性が同じであるが、他のケースはそれぞれ剛性が違うためひずみの最大値もかなりの差があることがわかる。

表-4.5.19 各解析時刻の最大せん断ひずみ

単位：%

実験ケース / 解析時点	ケース１	ケース２	ケース３	ケース４
最大水平変位時	1.30×10^{-3}	1.03×10^{-3}	1.12×10^{-6}	
左右バランス不均衡時	5.92×10^{-4}	5.60×10^{-4}	7.31×10^{-7}	
慣性力最大時	8.62×10^{-4}	1.03×10^{-3}	1.10×10^{-6}	0.174

4) まとめ

ここでは、振動台実験の代表的な時刻の外力を用いることによって、静的な解析として取り扱うことができた。解析結果は実験結果をある程度、表現することができた。このように簡易的に静的解析を行うことは、動的解析が膨大なデータと時間を要する場合には非常に役立つ。

これからの課題として、改良体底部と支持地盤の摩擦を考慮すること、動的解析を行うことが考えられる。

（大林組）

参考文献

1) 島津、他：深層混合処理工法により補強した砂地盤上盛土の耐震設計法に関する検討（その２）土木学会年次学術講演会講演概要集、1995年９月.

2) 日本材料学会：ソイルミキシングウオール（ＳＭＷ）設計施工指針、pp. ６～９.

3) ＣＤＭ研究会：ＣＤＭ設計と施工マニュアル、pp. 83～86.

(3) 変形量の推定（直下改良タイプ）

1) 目 的

前年度の報告において、地盤改良の変位の予測方法の研究として、 Newmarkによって提案された方法（以下では Newmark法と呼ぶ）の適用性について検討したが、シミュレーションに用いたデータに問題があり、十分な検討が加えられなかった[1]。

従って、本年度は、平成６年度に実施した盛土直下型改良地盤の振動実験結果を用いて、再度改良体の移動量のシミュレーションを行ったので報告するとともに、Sin 波入力による摩擦角と変位量の関係も調べたので、あわせて報告する。

2) Newmark法による改良体移動量の計算について

Newmark法による改良体移動量の計算理論については、

「平成６年度液状化対策工法の開発に関する共同研究報告書」[1]に詳しく述べてあるので、参照されたい。

3) 実験値によるシミュレーション計算

① 実施内容

「平成５年度深層混合処理工法の耐震補強効果に関する振動台実験業務」のCASE-1（支持層がモルタルマウンドで、改良体がブロック状の盛土直下改良型モデルによる実験)の結果に対してのNewmark法を用いたシミュレーションを行った[1]。今回の検討は、前回の問題点であった、改良地盤に対する偏土圧の作用および支持層のせん断変形という不明確なシミュレーション条件を改善し、常時土圧に片寄りがなく、支持層の不要なせん断変形による加速度の混入がない結果によるものとした。

また前回報告した改良体移動量算出プログラム「Newmark」を拡張し、動摩擦角の入力が可能となるように改良した。従来の静止摩擦角と新しく導入した動摩擦角の適用条件は次のように設定した。

a) 改良地盤が（振動台に対して）動いていないときの底面摩擦力：静止摩擦角から算出

b) 改良地盤が（ 〃 ）動いているときの底面摩擦力 ：動摩擦角から算出

実施内容は、今回改良を加えた Newmark法プログラムに、上記のCASE-1における物性値（質量、重量）、改良地盤への入力絶対加速度データ、同加速度データより算出した改良地盤に作用する側圧データおよび摩擦係数を入力し、改良体の相対変位（相対速度、相対加速度）のシミュレーション計算を行い、実験値と比較検討し動摩擦角の適用による変位への影響を考察する。

② 対象とする実験モデル

図-4.5.33 に今回のシミュレーションの対象とした実験モデルCASE-1を示す。

地盤には豊浦標準砂を用い、改良体の模型は鉄製とした。

実験条件

本実験で、作成した模型地盤の材料データを表-4.5.20(a)に示す。

加振条件

振動実験は、作成した模型地盤に対して、加振加速度300gal、400gal、500galで、５Hz正弦波を20波（４秒間）加えて、改良体模型の挙動および地盤の変化を計測するものである。

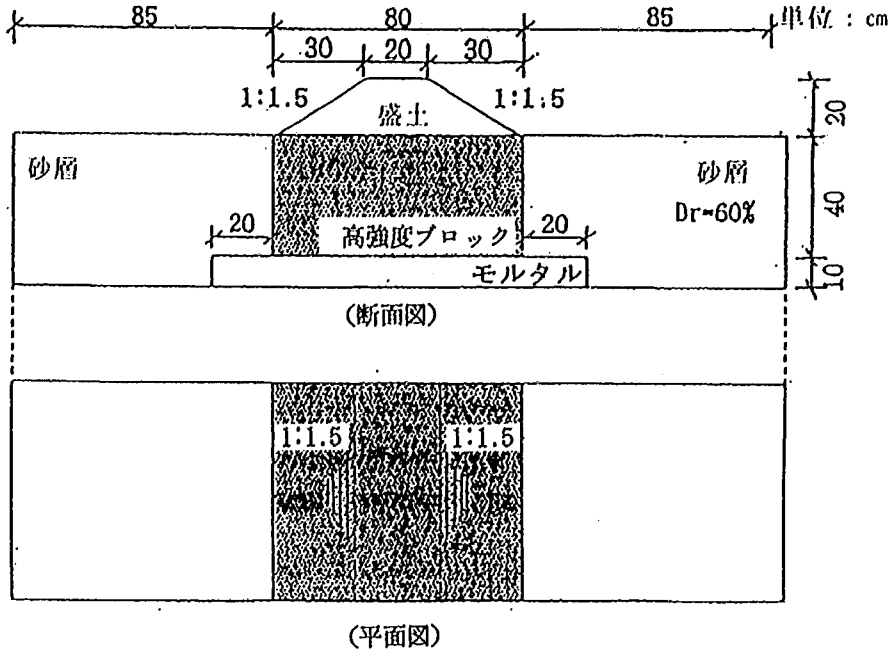


図-4.5.33　実験モデル　CASB-1

表-4.5.20(a)　模型の材料データ

地盤の密度

乾燥密度 Pd　(g/cm²)	1.542
間隙比、 e	0.7088
飽和密度 Psat (g/cm²)	1.957
相対密度 Dr　(%)	68.1

盛土の重量および密度

重　　量　(kgf)	97.68+(5.99)
湿潤密度 Pt　(g/cm²)	1.52

(　)内粘土重量

盛土体積＝(20+80)×20/2×68＝68000cm²

改良体重量および密度

改良体体積　(m³)	0.2165
改良体重量　(kgf)	417.125
見かけの密度　(t/m³)	1.927

なお、加振は各モデルとも目標加速度によるステップ加振で実施しており、今回の Newmarkのシミュレーションには400galのものを用いた。

測定用変換器

図-4.5.34 に模型地盤に埋設、設置した計測器の位置を示す。

各計測器の出力の方向性は「平成５年度の振動台実験」と同じであり、詳しくは「平成５年度，液状

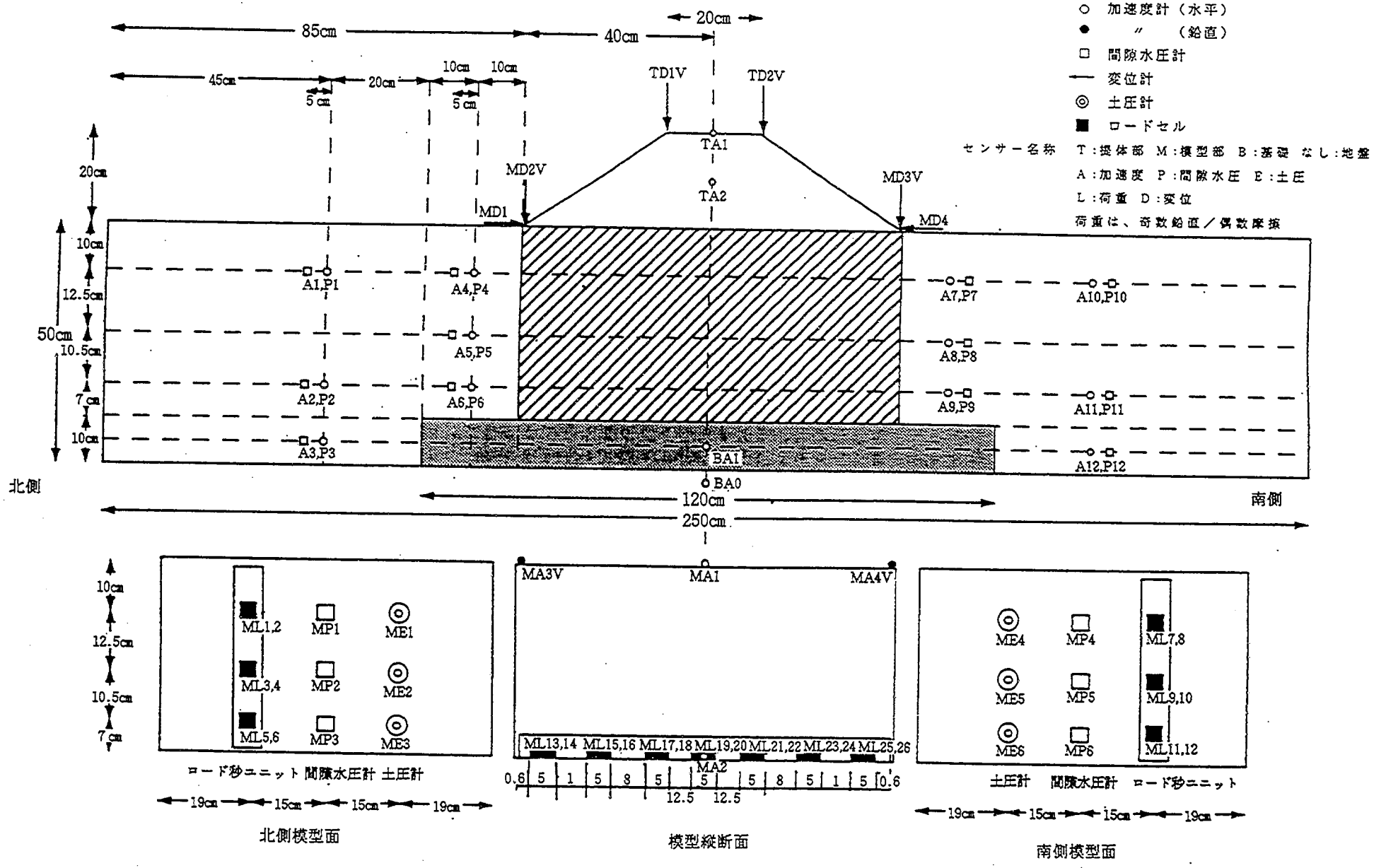


図-4.5.34 荷重変換器配置図：CASE-1

化対策工法の開発に関する共同研究報告書，4.5-1-(2)-3)-③ 入力データの方向性及び単位系について」の項を参照されたい。

③ 計算の条件

改良体に作用する側圧[PH]のデータは上記の加速度データ[InputAcc.] から次に示す式により算出した。

側圧[PH]=-0.26×[Mass]×[InputAcc.]

盛土重量	W_E	=1524.56	(g/cm;奥行き1cmあたり)
改良体実重量	W	=6134.19	(g/cm)
盛土質量	M_E	$=W_E/980$=1.5557	(g/cm)
改良体質量	M	=W/980=6.2594	(g/cm)
質量合計	[Mass]	$=M+M_E$=7.8151	(g/cm)

動摩擦角は静止摩擦角（ϕ_{sta}=36.771°）の1.0、0.75、0.5倍とした3ケースについて計算した。

④ 使用した実験結果（時刻歴図）

図-4.5.35にシミュレーションに使用した実験結果時刻歴を示す。また図-4.5.36にシミュレーションの目標となる改良体の変位の実験値を示す。

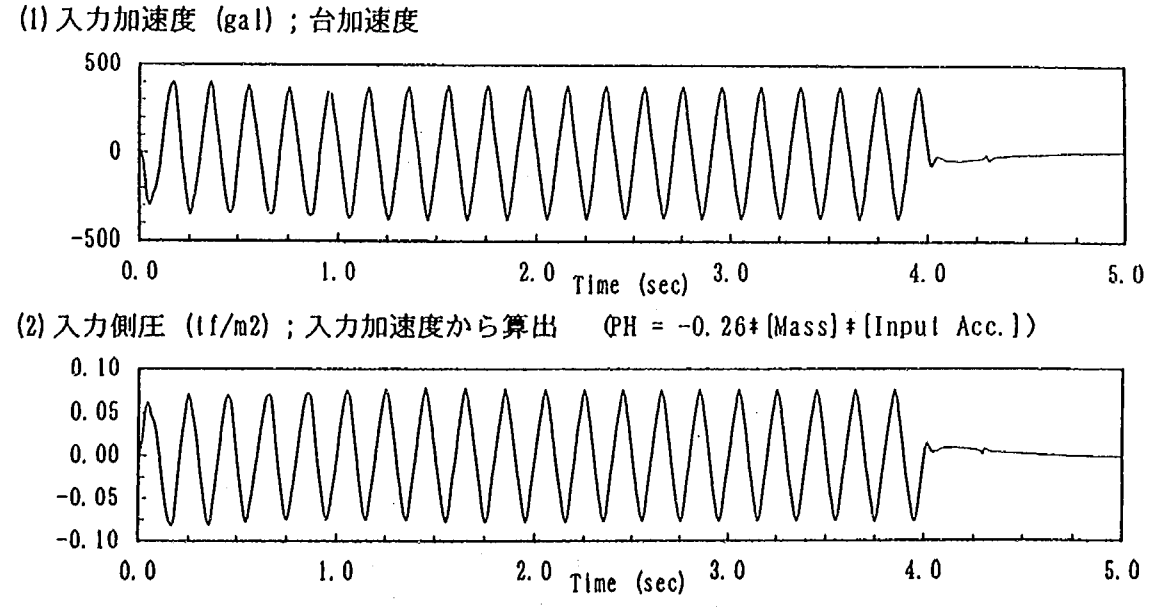


図-4.5.35 入力データ；400gal

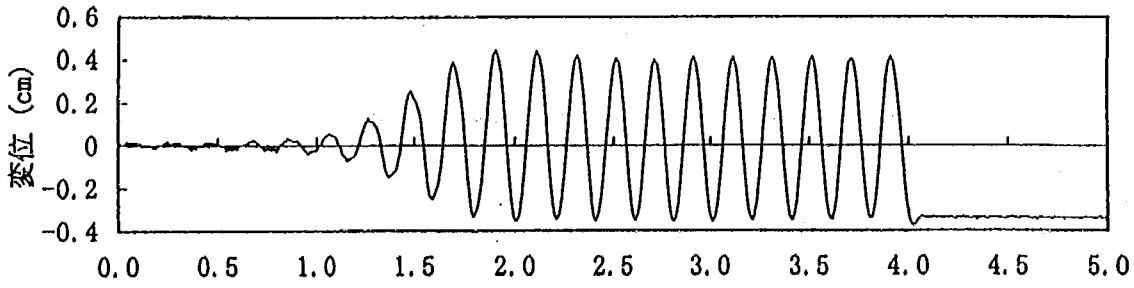


図-4.5.36 実験による改良体の変位時刻歴図

⑤ Newmarkシミュレーションの結果

図-4.5.37に動摩擦角を導入したNewmark法によるシミュレーション結果の時刻歴を示す。

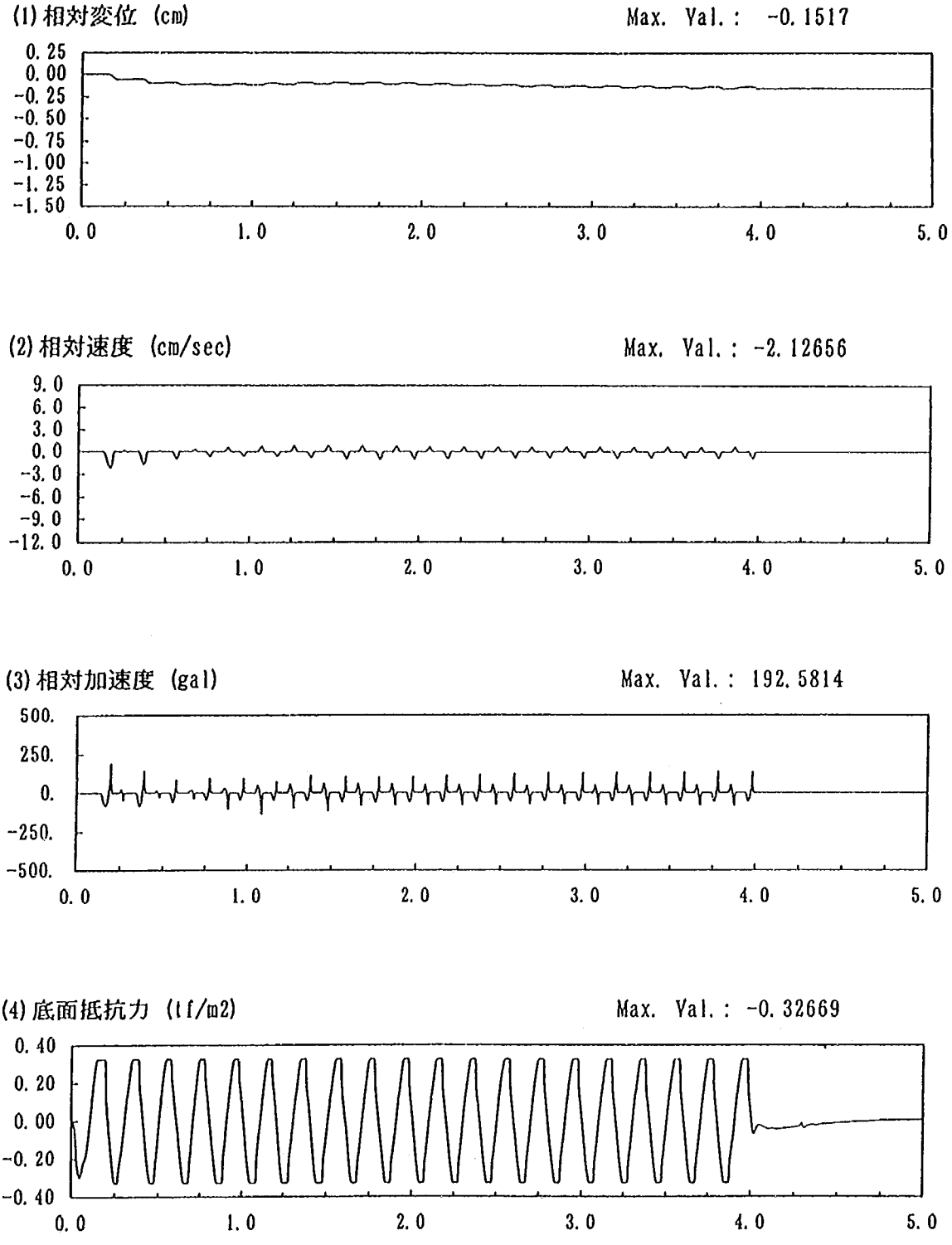
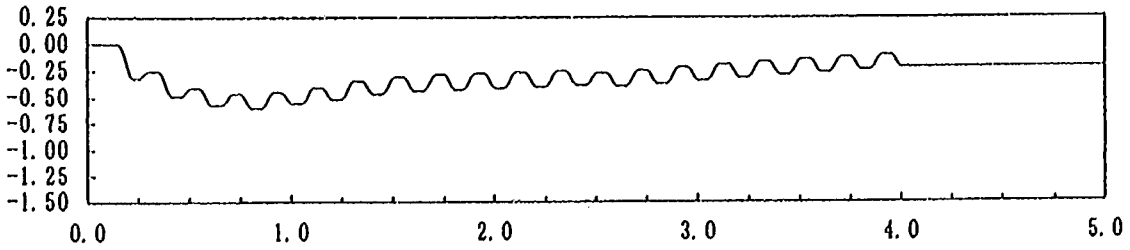
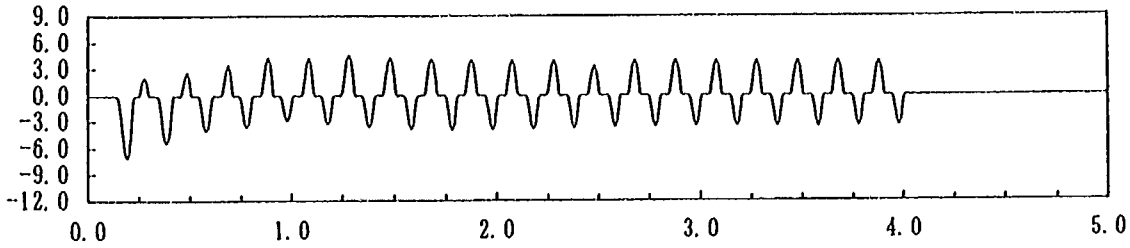


図-4.5.37(a) 動摩擦角φdyn＝静止摩擦角φsta（=36.771°）

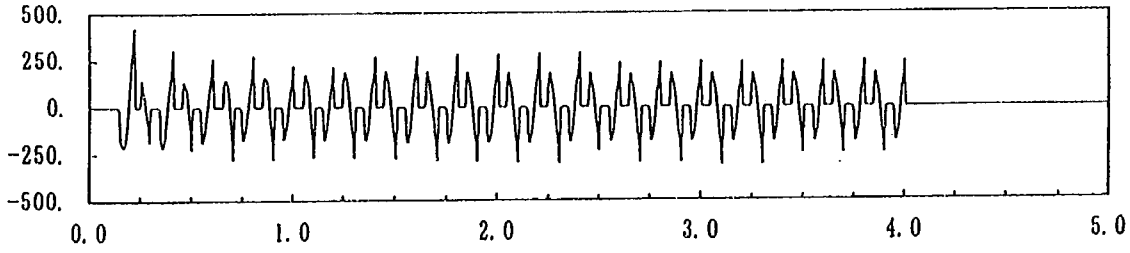
(1) 相対変位 (cm)　　Max. Val. : -0.59793



(2) 相対速度 (cm/sec)　　Max. Val. : -7.06541



(3) 相対加速度 (gal)　　Max. Val. : 428.8011



(4) 底面抵抗力 (tf/m2)　　Max. Val. : -0.32669

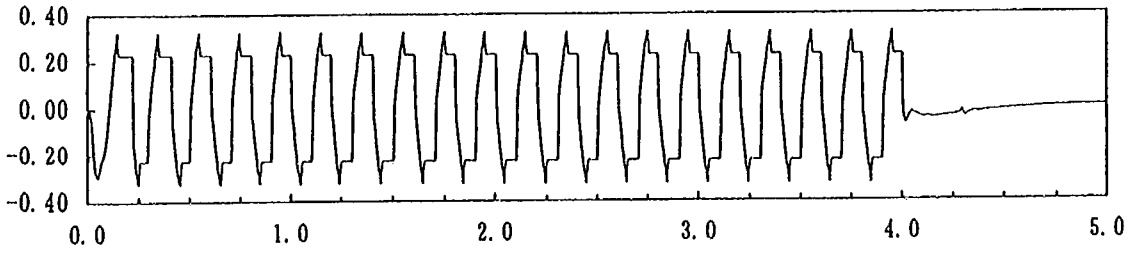
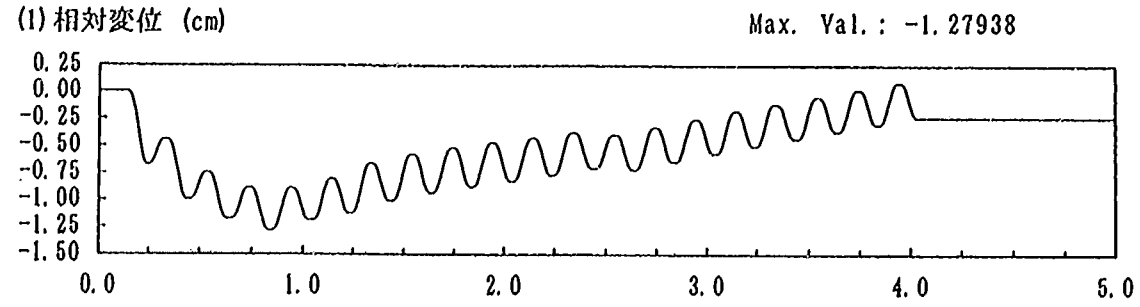
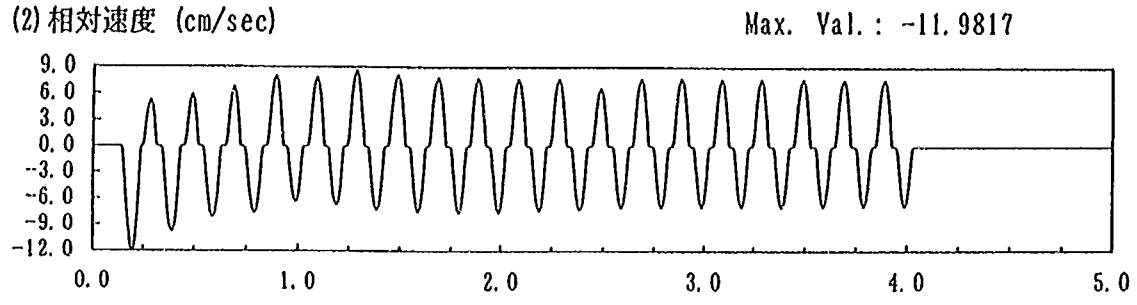
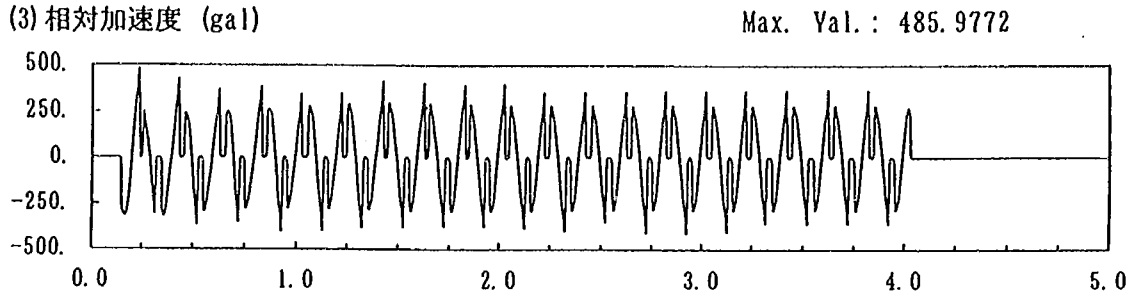


図-4.5.37(b)　動摩擦角 ϕdyn＝0.75＊静止摩擦角 ϕsta (=27.58[0.75*36.771])







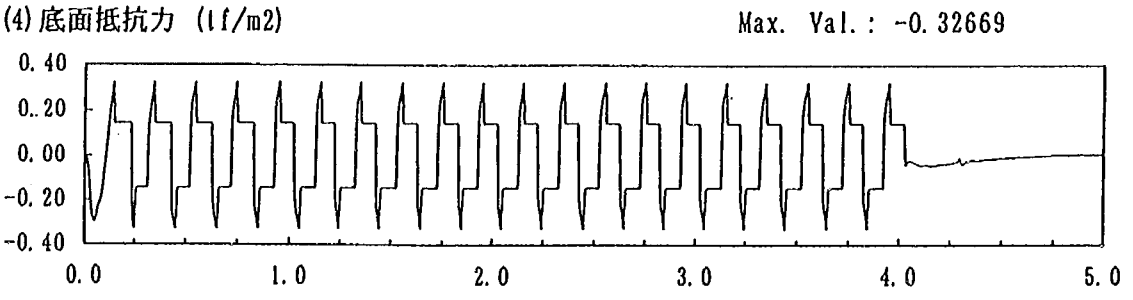


図-4.5.37(c)　動摩擦角 ϕdyn＝0.50＊静止摩擦角 ϕsta (=18.39[0.50=36.771])

⑥ 動摩擦角を導入したNewmark法によるシミュレーションに対する考察

図-4.5.37(a)～(c) の相対変位の時刻歴図をみてみると、変位は一度マイナス側にシフトしたあとまた元に戻るという傾向がみられる。これは元々入力加速度に含まれるドリフト成分が、積分仮定で強調されるために発生するものであると考えられる。動摩擦角の影響としては、動摩擦角が小さくなるにつれ、変位の最大値が大きくなり、かつ変位の振幅も大きくなる。図-4.5.36 に示す実験結果の変位振幅に比べると、動摩擦角が静摩擦角に等しい場合のシミュレーションによる変位振幅は小さい値になっており、また変位波形の形状をみても実験結果とは異なっている。これは前時刻において、改良体が動き出す前（０～１秒）の側圧と加速度の関係（係数0.26）を用いていることが一因と考えられる。実際には抵抗力としての側圧は、液状化時にはもっと小さくなると考えられるので、このあたりを側圧の算出法に考慮することができれば変位振幅はもう少し大きくなるのではないかと推察される。

4) Sin波における摩擦角と変位量の関係

① 実施内容

「3) 実験値によるシミュレーション計算」では、入力加速度波にわずかに混入していたドリフト成分が、シミュレーション結果に大きく影響を及ぼした。従って本項では入力に Sin波を用い、その他の条件は前項と同じ条件で、摩擦角と変位量の関係を調べた。ただし、動摩擦係数は静止摩擦係数と同じとし、パラメータを増やすことによる煩雑さを抑えた。

② 対象とした実験モデル

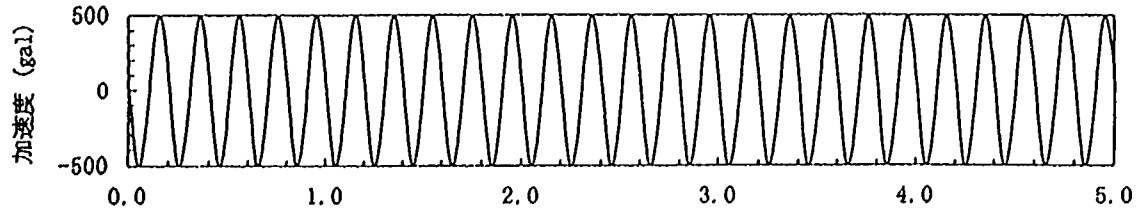
対象とした実験モデル地盤は前項と同じ CASE-1 である。詳細は3)－②を参照されたい。なお、Newmarkの入力波はSin波(5Hz, 20波)とし、加速度波振幅は300, 400, 500galとした。

③ 計算の条件

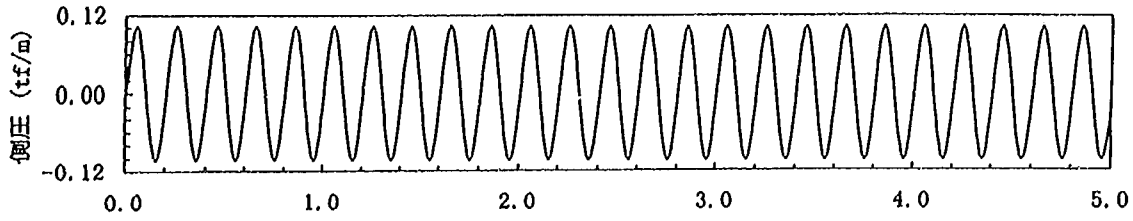
改良体に作用する側圧の算出法も前項と同様とした。詳細は3)－③を参照されたい。ただし、動摩擦角は静止摩擦角と同じ値とした。

④ Newmark法によるシミュレーション結果

図-4.5.38 に入力加速度が500galのSin波、摩擦角32° の場合のNewmark法シミュレーション結果の一例を示す。また表-4.5.20(b)には300, 400, 500galの入力波各々について摩擦角を2° ずつ変えて計算した場合の変位量計算結果の数値一覧を示し、図-4.5.39にそのプロット図を示す。

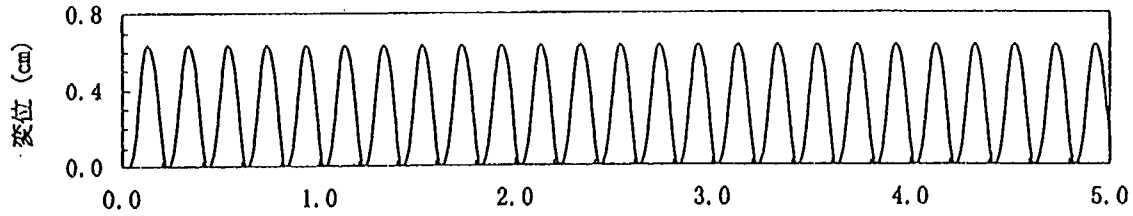


i) 入力加速度

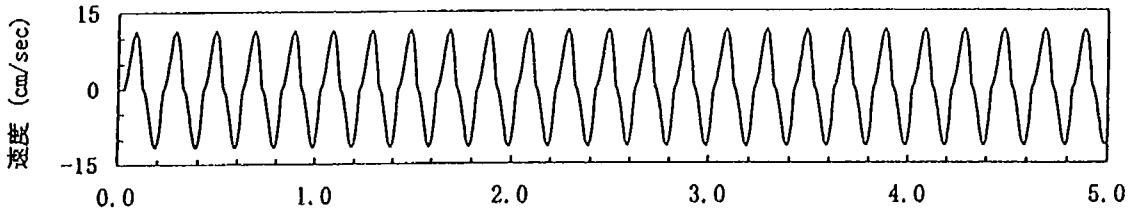


ii) 入力側圧

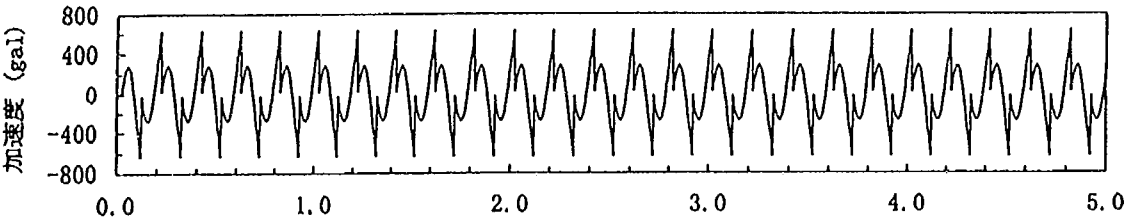
(a) 入力データ



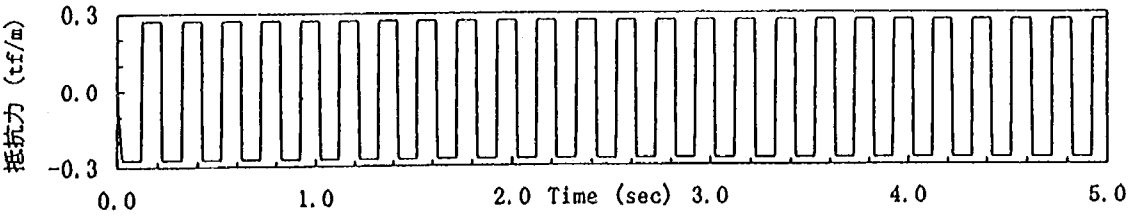
i) 相対変位



ii) 相対速度



iii) 相対加速度



iv) 底面抵抗力

(b) 計算結果

図-4.5.38　入力最大加速度500gal、摩擦角36° の計算結果図

⑤ Sin波によるNewmark法シミュレーションに対する考察

図-4.5.38 の相対変位の時刻歴によると、実験値を用いた時のようなマイナス方向への変位のシフトはみられず、加速度が1周期分作用すると、相対変位は0から最大値を経て0に戻ることがわかる。これは入力加速度がSin 波であるため底面抵抗力が正負に等しく作用するためであり、妥当な結果であると考えられる。

表-4.5.20(b)によると、入力加速度が大きくなるほど同じ摩擦角により得られる変位は大きくなることがわかる。また入力加速度300, 400, 500galとも摩擦角が小さくなるほど変位量が大きくなっている。次に実測値との比較であるが、振動実験での改良体の静止摩擦角は 36.77° であることから、図-4.5.39より、摩擦角 ϕ =36.77(degree)時の400galの変位を読みとると、その値は約0.07cmとなっており、実験で得られた実測変位の振幅値、約0.7cmとはかなり違うことがわかる。これは、動摩擦係数を静止摩擦係数と同じにして計算したことと、3)－⑤の考察でも述べた液状化時の側圧の算出方法の問題が一因であると考えられ、これらの諸問題を改善できれば、もう少し近い値になるのではないかと推察される。

表-4.5.20(b) 摩擦角の違いによる変位量計算結果一覧表

(a) 300gal

摩擦角 ϕ (deg)	24	26	28	30	32	34
変位 (cm)	0.217	0.142	0.081	0.038	0.010	0.000

(b) 400gal

摩擦角 ϕ (deg)	26	28	30	32	34	36	38	40	42
変位 (cm)	0.538	0.420	0.321	0.229	0.153	0.089	0.041	0.011	0.000

(c) 500gal

摩擦角 ϕ (deg)	32	34	36	38	40	42	44	46
変位 (cm)	0.632	0.504	0.391	0.286	0.197	0.120	0.058	0.019

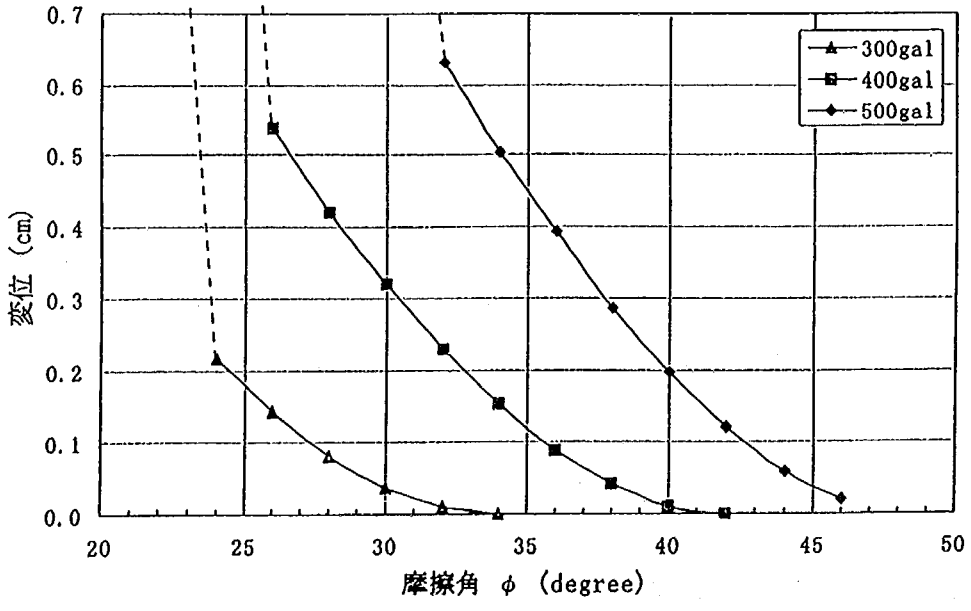


図-4.5.39 摩擦角と変位の関係図（注：振動実験での改良体の静止摩擦角は36.77° ）

5) まとめと今後の課題

① まとめ

今回のNewmark法によるシミュレーション結果を簡単にまとめると、以下のようになる。

i） Newmark法に動摩擦角を導入した結果、動摩擦角が小さくなるにしたがって、改良体の最大変位量と変位の振幅は大きくなる。

ii） 実測変位に比べると、 Newmark法による変位は小さく変位波形の形状も違ったものとなる。

iii） Sin波入力による Newmark法による変位は、入力加速度が大きくなるほど同じ摩擦角により得られる変位は大きくなり、また入力加速度の大きさに関わらず摩擦角が小さくなるほど変位量が大きくなっている。これらの結果の傾向は実現象を再現できていると考える。

② 今後の課題

今回の Newmark法によるシミュレーションは、前回のデータの問題を改善し、かつ動摩擦角を導入して実施した。その計算による変位量は倍半分程度のオーダーでは合っており、将来において期待がもてる結果となった。現在のところ改良が可能であると思われる項目を以下に列挙すると、

i） 実験によって求められた動摩擦係数の導入

ii） 液状化時の側圧の算出方法

である。i）については、現在、摩擦試験のデータ整理中であるので、データが整い次第導入する予定である。またii）については周辺地盤が液状化してしまうと、入力加速度や改良体の加速度との相関によって側圧を算出することが難しいと考えられるので、非液状化時と液状化時の側圧の圧力比なるものを求めて、液状化時の側圧を予測するのも一つの方法ではないかと考える。次回には、このあたりのことを考慮したNewmark法による改良体の移動量の検討を行いたいと考えている。

6) 補足資料；改良体に作用する加速度と側圧の関係について

① 概 要

改良体に作用する加速度と側圧の関係を模型振動実験結果のデータを用いて調べた。

② 実験結果データ

i） 実験ケース ： CASE-1（支持層がモルタルマウンドで、改良体がブロック状）

ii） 加速度データ ： 400gal（改良体が加振の途中で動くとき）

iii） 重量、質量データ（奥行き1cm当たり）

盛土重量	W_E = 1524.56	(gf/cm)
改良体実重量	W = 6134.19	(gf/cm)
盛土質量	$M_E = W_E/980 = 1.5557$	(g/cm)
改良体質量	$M_1 = W/980 = 6.2594$	(g/cm)
質量合計	$M = M_1 + M_E = 7.8151$	(g/cm)

③ 計算結果

図-4.5.40 および41には改良体の加速度を横軸に、［改良体の側圧／改良体の質量］を縦軸にとったＸＹプロット図を示す。

④ まとめ

図-4.5.41(a)より、改良体が動かない状態では、改良体の加速度(α)と側圧の間に

$$(Pa+Pb)/M=0.2615\alpha$$

という関係があることを見いだせる。

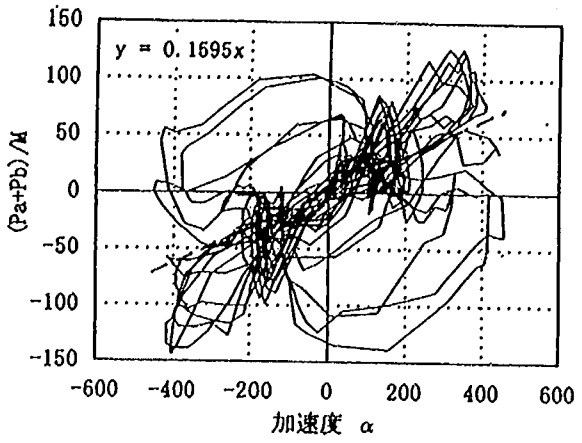
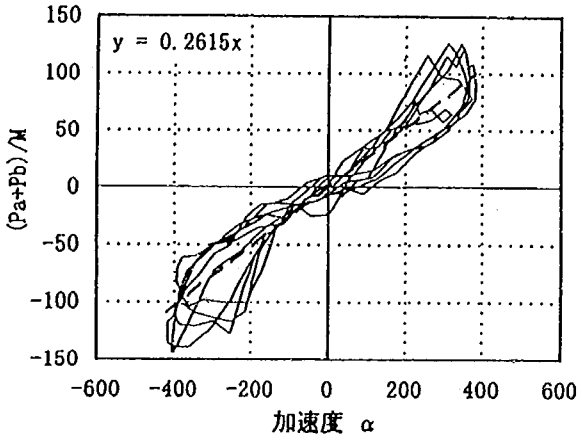
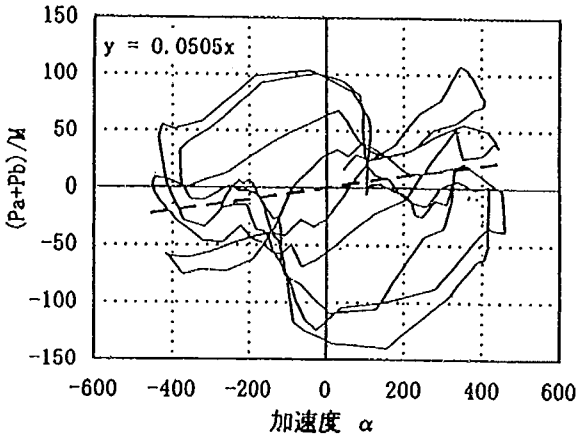


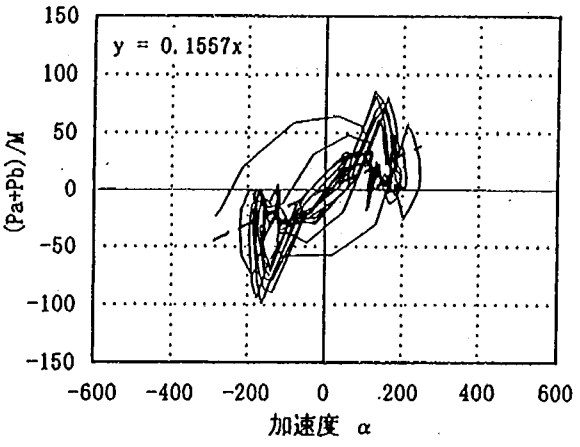
図-4.5.40 XYプロット図 (時刻0～5sec)



(a)時刻0～1 s e c [改良体が動き出す前]



(b)時刻1～2 s e c [改良体が動き始めた時]



(c)時刻2～4 s e c [改良体が動いている間]

図-4.5.41 XYプロット図

(竹中工務店)

参考文献

1) 建設省土木研究所他、平成6年度液状化対策工法の開発に関する共同研究報告書、平成7年12月

(4) 円弧すべり法の適用の可能性の検討

1) 概要と目的

現在、深層混合処理工法における耐震設計法は、共同研究において検討している改良体を地中構造物のように扱って、改良体自体の外的および内的安定を満たすように行う設計法（以下構造系設計法）と、締固め工法のように改良体も地盤として扱って円弧すべり計算によって安定照査を行う設計法（以下地盤系設計法）の2種類がある。そこで、これらの設計法の比較を行い、設計法の妥当性について比較検討することを目的に、模型実験を対象にそれぞれの設計法に基づく検討を行った。

2) 検討方法

過去に行った締固め工法および深層混合処理工法の模型振動実験を対象に、構造系および地盤系設計法を用いて計算を行った。解析対象の実験模型を図-4.5.42 に示す。模型1，2は深層混合処理工法に関する振動台実験の模型で、また、模型3，4は締固め工法に関する動的遠心模型実験の模型である。それぞれの実験の詳細は、文献1)，2)を参考にされたい。

構造系の設計法には、現在提案している深層混合処理工法の設計法を用い、地盤系設計法にはいわゆるΔu法、（Δu法＋kh法）による円弧すべり計算を用いた。

3) 検討結果

図-4.5.43および図-4.5.44各ケースでの加振加速度（水平震度）と盛土天端の沈下量（安全率）の関係を実験・計算で比較して示す。

模型1の実験では盛土の沈下は200galを超えた時点から始まっており、これは構造物系計算の滑動の結果と一致している。地盤系計算では、水平震度を入れても1を下まわっていない。模型2では実験では250galを超えた時点から沈下が始まっているがこの場合、改良体が破壊しており内部安定計算結果とは一致していない。

模型3，模型4においては、実験では震度が0.1を超えた時点から沈下量が増大しているが構造物系計算、地盤系計算ともに震度0.1を超えたあたりで安全率は1.0を割っており、結果的にはどちらの結果も実験と一致しているようにみえる。しかし、破壊形態としては締固め層全体が滑動や転倒しているとは考えにくく、やはり円弧すべり的な破壊をしているものと考えられる。

また模型3と模型4では、構造物系計算で安全率に差が生じているが、地盤系計算では両者の差が小さい。実験における沈下量も模型3，模型4での差は小さいことから、地盤系計算の方がより現状をよく表わしているものと考えられる。

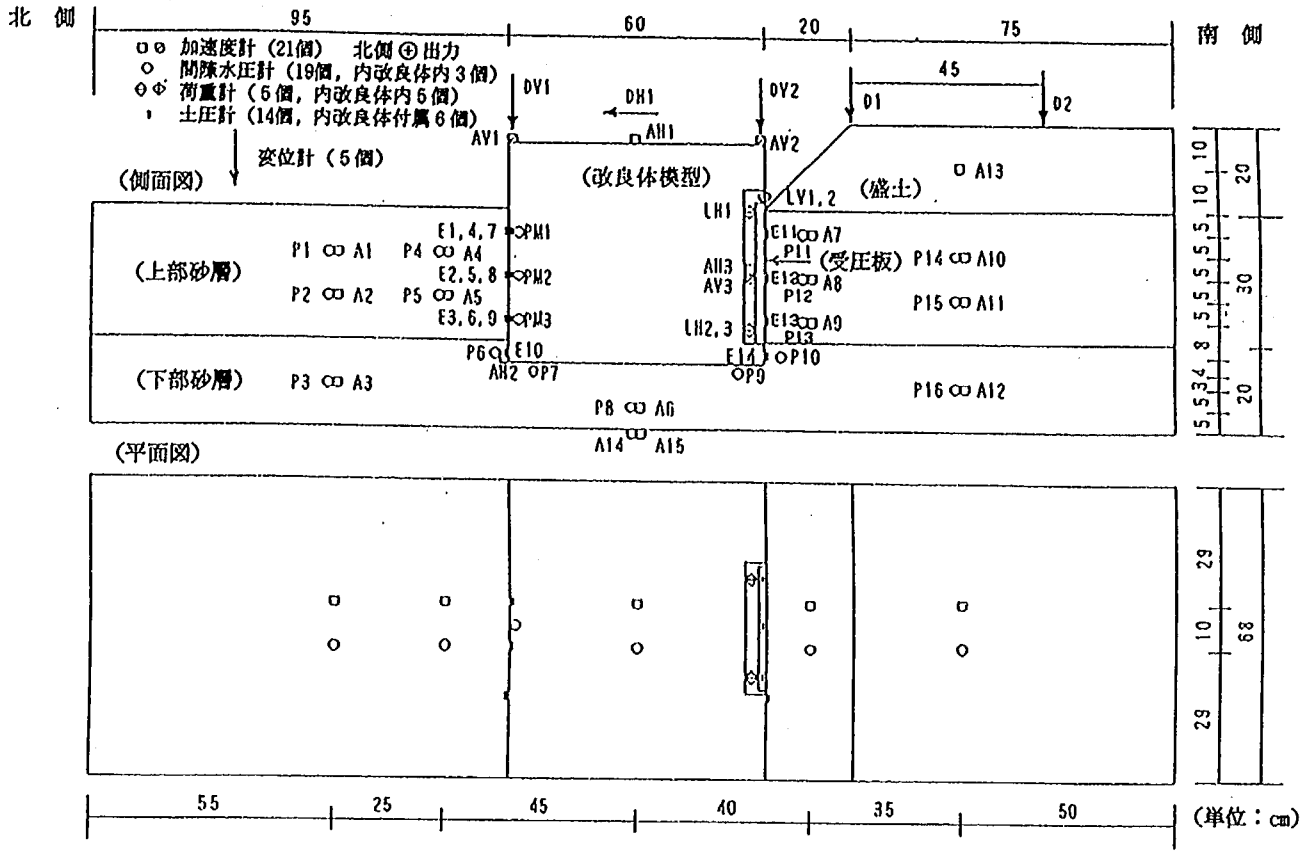
以上、総括すると固化処理体の場合は構造物系の計算方法が、また締固めの場合は地盤系の計算方法が実験結果との相関がいいように思われる。

（土木研究所）

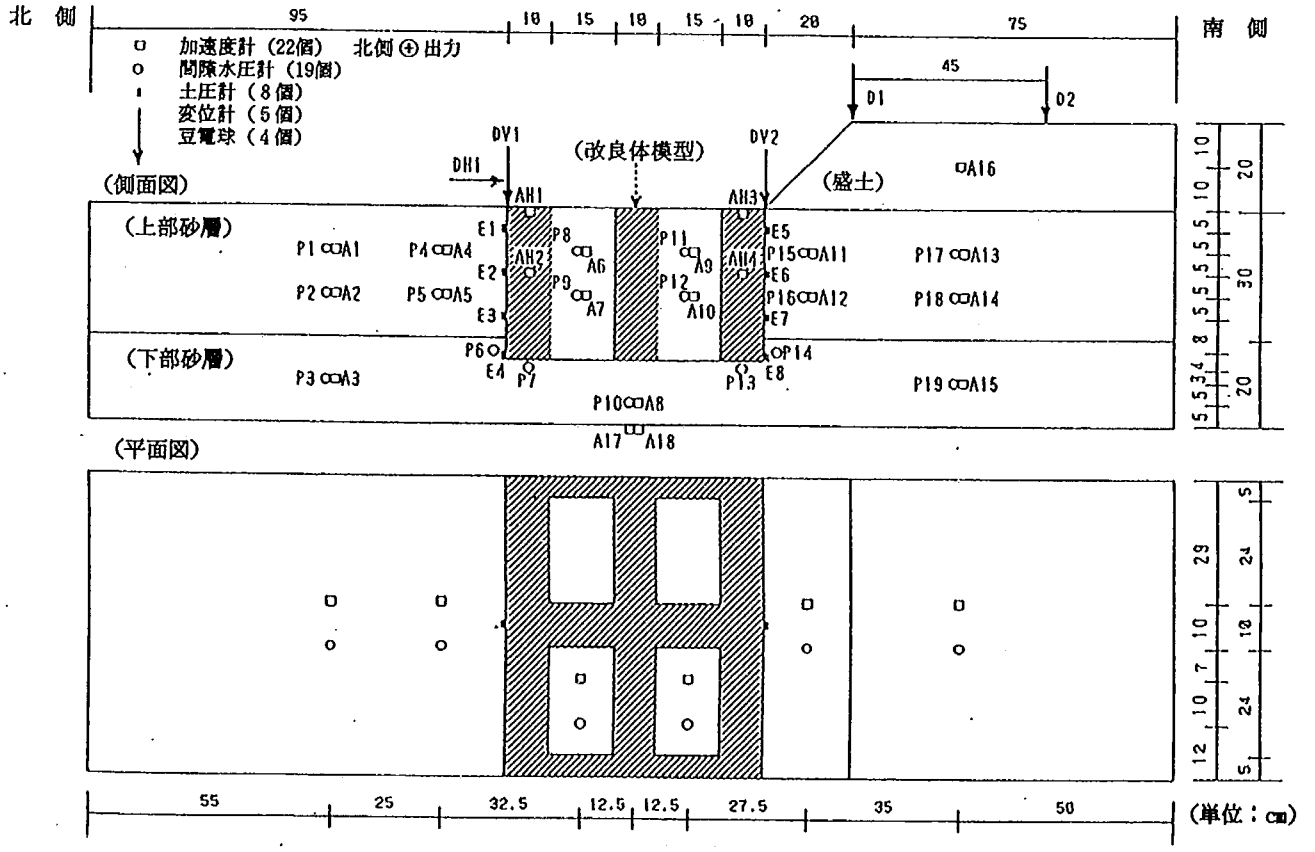
参考文献

1) 松尾修、島津多賀夫：盛土地盤の液状化対策としての深層混合処理工法の設計法に関する実験的検討、土木技術資料、Vol.36，No.7，pp.38～43，1994.7

2) 島津多賀夫、古賀泰之、古関潤一、高橋晃浩、田上博彰：締固め工法により補強した盛土の耐震性について、第28回土質工学研究発表会、1993.6

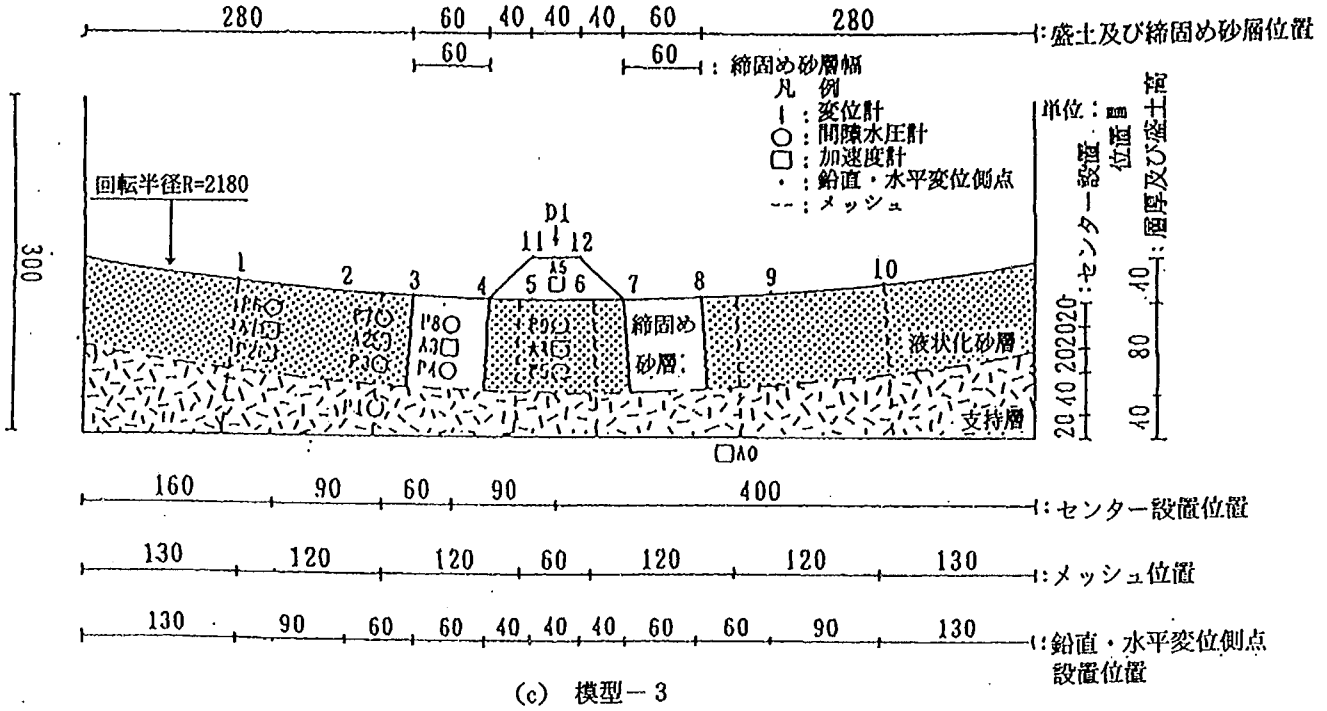


(a) 模型－1

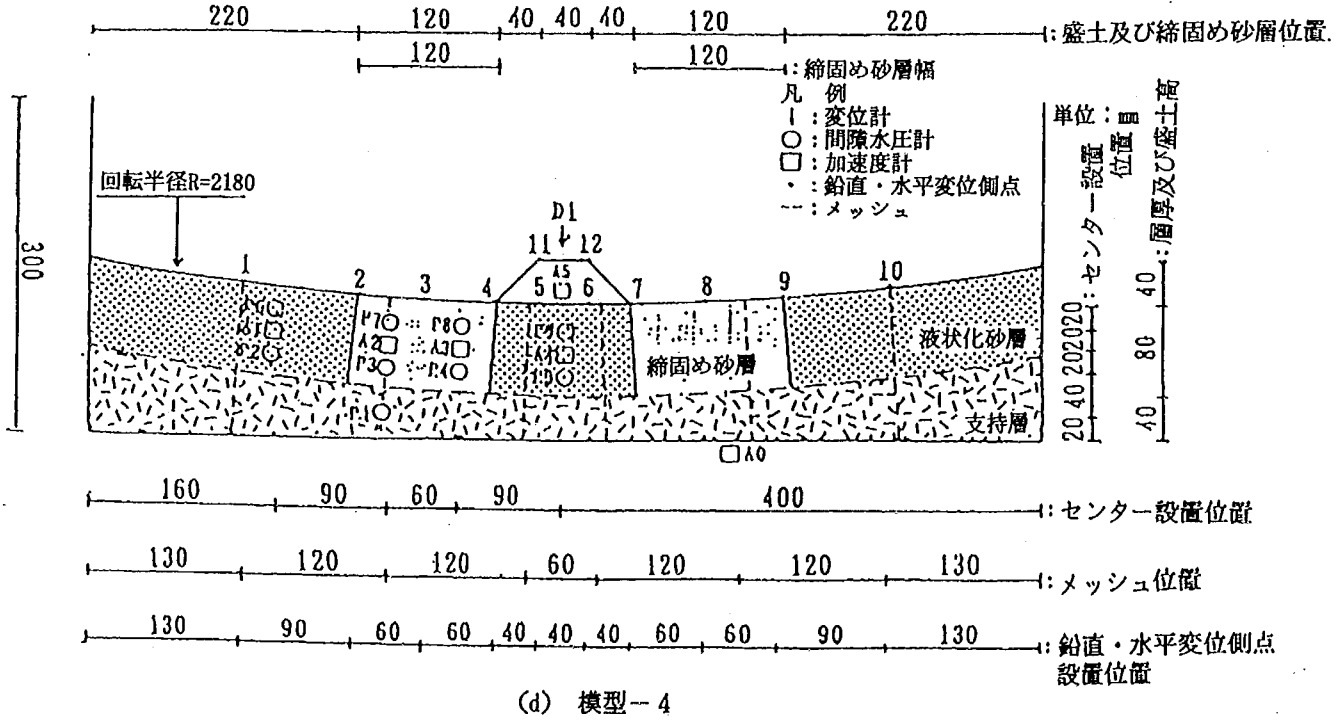


(b) 模型－2

図-4.5.42(1) 実験模型

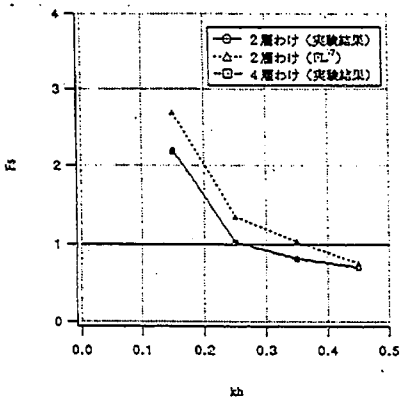


(c) 模型－3

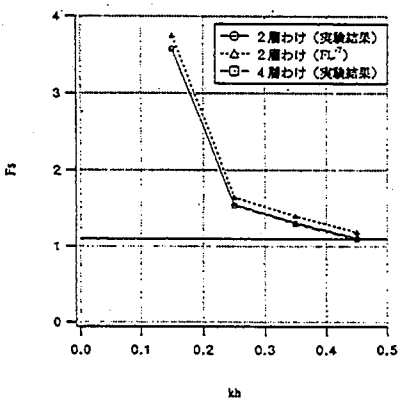


(d) 模型－4

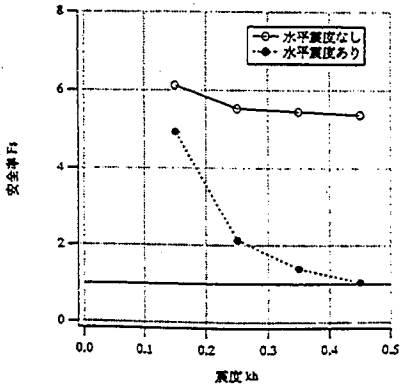
図-4.5.42(2) 実験模型



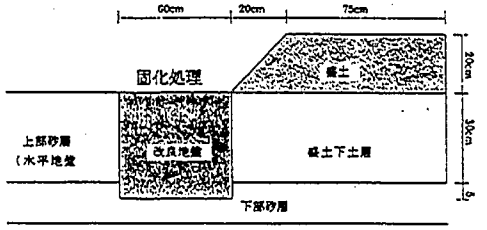
（1）滑動安全率



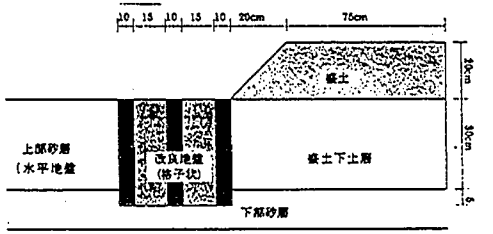
（2）転倒安全率



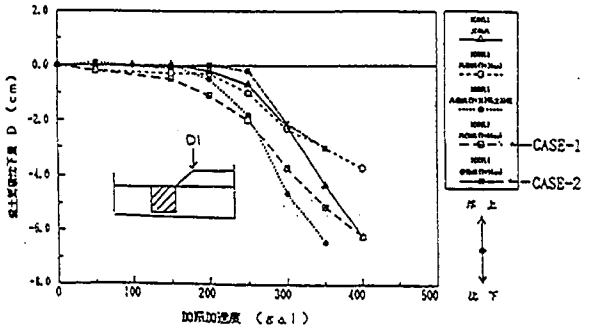
（1）ケース1



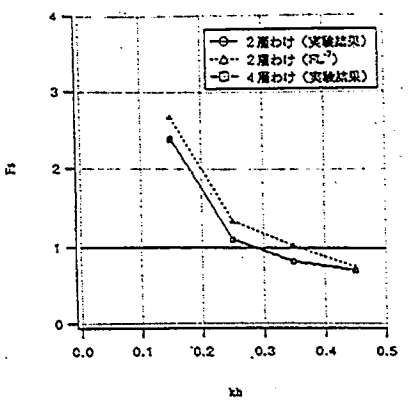
Case-1：モデル図



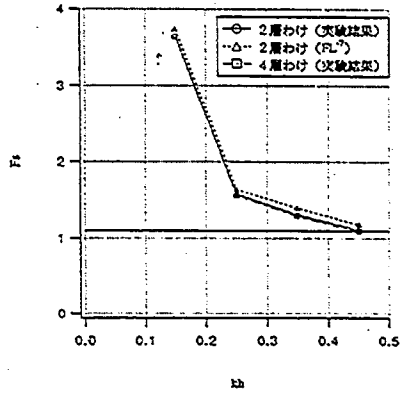
Case-2：モデル図



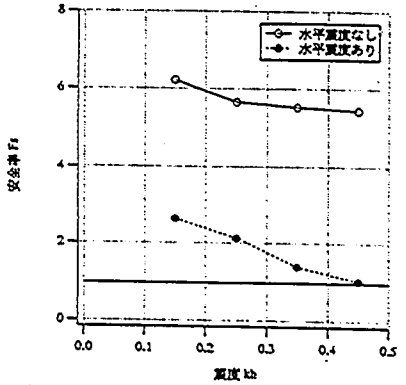
盛土のり肩の沈下量と加振加速度の関係（側方改良）



（1）滑動安全率

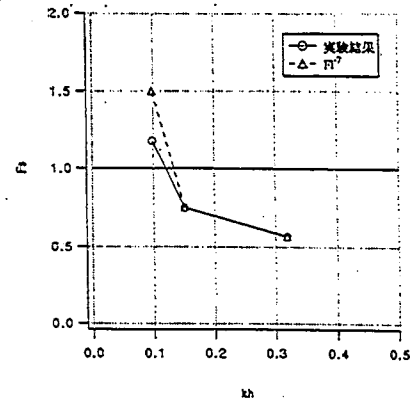


（2）転倒安全率

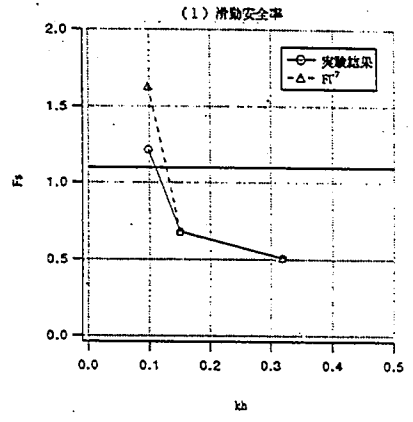


（2）ケース2

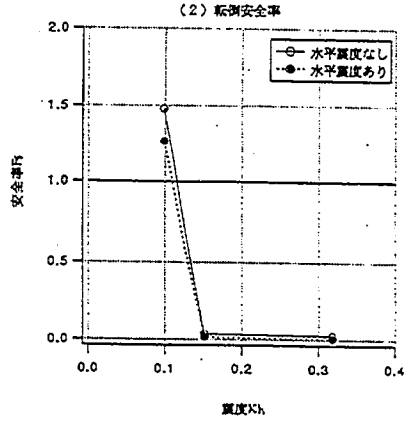
図-4.5.43　実験と計算値の比較（模型1，模型2固化処理）



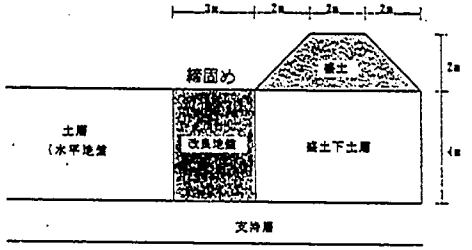
（1）滑動安全率



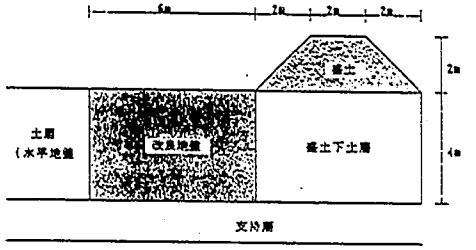
（2）転倒安全率



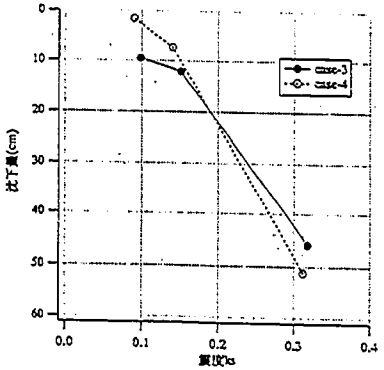
（1）ケース3



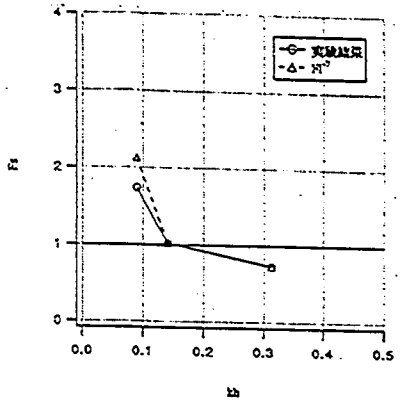
Case-3 ：モデル図



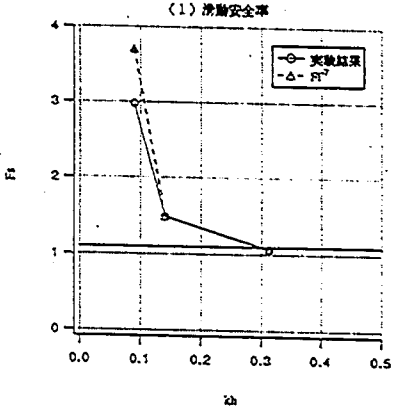
Case-4 ：モデル図



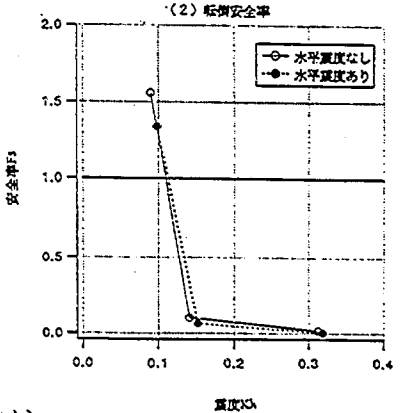
盛土天端の沈下量と地表面最大震度の関係



（1）滑動安全率



（2）転倒安全率



（2）ケース4

図-4.5.44　実験と計算値の比較（模型３，模型４締固め）

(5) 設計法の評価について（両脇改良タイプ）

盛土構造物の液状化対策としての深層混合処理工法の現行設計法について、今年度の研究成果を踏まえて、改良および評価した項目は、以下のものである。

1) 地震時粘性土土圧の算定法

地震時粘性土土圧の算定方法についての問題点およびその対策は以下のようになる。

① 問題点

従来の計算ルーチンによると、設計震度が大きくなると、粘性土の地震時の土圧強度が求められなくなる。

この理由は、設計震度が大きくなると、式（4.5.5.2）の√内が負になるからである。

$$p_{ai}=\frac{(\Sigma\gamma_i h_i+w)\ \sin(\zeta+\theta)}{\cos\theta_i\ \sin\zeta_i}-\frac{c_i}{\cos\zeta_i\ \sin\zeta_i} \quad \cdots\cdots\cdots (4.5.5.1)$$

$$\zeta_i=\tan^{-1}\sqrt{1-\left(\frac{\Sigma\gamma_i h_i+2\cdot w}{2c_i}\right)\tan\theta} \quad \cdots\cdots\cdots (4.5.5.2)$$

ここに、

p_{ai}：i層の主働土圧強度

γ_i：i層の単位体積重量（地下水位以下は有効単位体積重量）

h_i：i層の層厚

c_i：粘性土の粘着力

w：上載荷重および盛土荷重

θ：地震合成角で$\theta=\tan^{-1}kh$（khは設計震度）

現状では√内が負になる場合、次式（粘性土の常時土圧）

$$p_{ai}=\Sigma\gamma_i h_i+w-2c_i \quad \cdots\cdots\cdots (4.5.5.3)$$

で求めるようにしている。この場合、式（4.5.5.2)で求める土圧と式（4.5.5.3）で求める土圧の大きさが逆転することがある（図-4.5.45参照）。

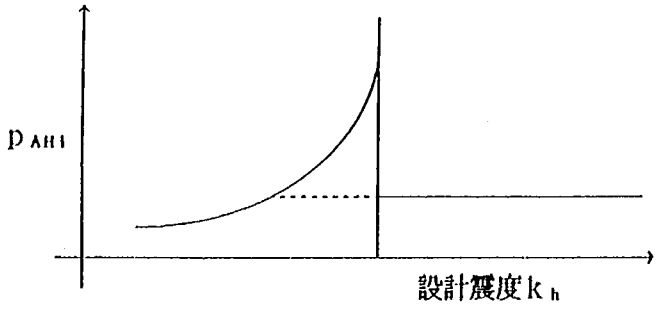


図-4.5.45 設計震度と土圧強度の関係

② 対 策

設計震度の変化に応じて一様に地震時の粘性土土圧が変化して算定されるように、道路橋耐震設計編における地震時土圧の式から誘導した式で算定することにした。

道路橋耐震設計編における地震時主働土圧は、次式で与えられる。

$$p_{ai}=\gamma_i \cdot h_i \cdot K_{EAi}-2c_i\sqrt{K_{EAi}}+w \cdot K_{EAi} \quad \cdots\cdots (4.5.5.4)$$

$$K_{EAi}=\frac{\cos^2(\phi-\theta)}{\cos\theta \cdot \cos(\theta+\delta)\left\{1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\theta)}{\cos(\theta+\phi)}}\right\}^2} \quad \cdots\cdots (4.5.5.5)$$

上式において、粘性土であるから

$\delta=0$、$\phi=0$であるので

$$K_{EAi}=\frac{\cos^2(-\theta)}{\cos^2\theta}=1$$

ここに

K_{EAi}：i層の地震時手働土圧係数

ϕ　：土のせん断抵抗角（°）

δ　：改良体の主働側の土圧作用面での壁面摩擦角（°）

したがって、粘性土の地震時の主働土圧は常時の土圧に等しくなる。

$$p_{ai}=\gamma_i h_i-2c_i+w \quad \cdots\cdots (4.5.5.6)$$

同様に、受働土圧についても地震時土圧は、常時の土圧に等しくなる。

従って、粘性土地盤における改良地盤に作用する土水圧は表－4.5.21のようにまとめられる。

表-4.5.21　粘性土の地震時土水圧の算定法

	地震時土圧強度の算定方法	凡　　例
主働側	$p_{ai}=\Sigma\gamma_i h_i-2c_i+w+p_w$ ……（4.5.5.7）	p_{ai}：i層の主働土圧強度 p_{pi}：i層の受働土圧強度 γ_i　：i層の単位体積重量 （地下水位以下は有効単位体積重量） h_i　：i層の層厚 c_i　：粘性土の粘着力 w　：上載荷重および盛土荷重 p_w　：土圧が作用する深度での水圧
受働側	$p_{pi}=\Sigma\gamma_i h_i+2c_i+w+p_w$ ……（4.5.5.8）	

2)　格子内の未改良土の取り扱いについて

①　問題点

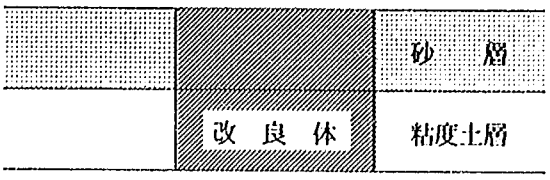


図-4.5.46　改良体と根入れ部の関係

図-4.5.46 のように、改良体が下部粘性土に根入れされている場合の従来の鉛直支持力の算定においては、格子内の土塊重量は完全に液状化して格子下部から格子内の砂が転倒時には抜け出ると考えて、格子内の土塊は抵抗しないものと考えている。このため、抵抗モーメントが小さく、支持力の算定が出来ないことが多い。

②　対　策

粘性土に根入れされている状態の時には、下部の粘性土層は液状化しないために、たとえ格子内が液状化しても、以下に示す条件を満足する時には、下部の粘性土層によって栓がされた状態にある。従って、格子内の土塊重量を抵抗モーメントに見込むことができる。栓がされた状態は、以下の条件の時に成立する（図-4.5.47参照）。

(4.5.5.9) 式において、上載荷重が作用するときはwを考慮する。

$$A\ (\ell_1' \times \gamma_s' + \ell_2 \times \gamma_c')\ \leqq 2C\ (B_1 + B_2)\ \ell_2$$

$$\ell_2 \geqq \frac{A\ \{(\gamma_s' \times \ell_1 + \gamma_c' \times \ell_2) + w\}}{2C\ (B_1 + B_2)}$$

$$= \frac{B_1 \cdot B_2\ \{(\gamma_s' \times \ell_1 + \gamma_c' \times \ell_2) + w\}}{2C\ (B_1 + B_2)} \quad \cdots\cdots (4.5.5.9)$$

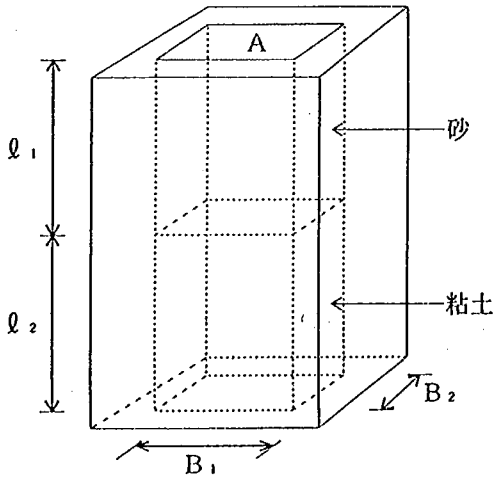


図-4.5.47　検討モデル

ℓ_1　：砂層の厚さ（m）

γ_s'　：砂層の水中単位重量（t／㎥）

ℓ_2　：粘土層への根入れ長（m）

γ_c'　：粘土層の水中単位重量（t／㎥）

B_1，B_2：格子内壁の幅（m）

A　：格子断面積（㎡）

W　：上載荷重（tf／㎡）

上記の条件を満足して、粘性土層に改良体を根入れした場合の支持力の検討は、次のように行なう。

$e \leqq (B/6)$ のとき

$$q_1,\ q_2 = V_T/B\ (1 \pm 6e/B) \quad \cdots\cdots (4.5.5.10)$$

q_1，q_2：地盤反力

$e > (B/6)$ のとき

$$q_1 = 2V_T/3d \quad \cdots\cdots (4.5.5.11)$$

$$q_2 = 0$$

ここに、V_T：改良体に作用する鉛直力

$$V_T = W + w + P_{AV} - f \cdot P_{PV} \quad \cdots\cdots (4.5.5.12)$$

e　：偏心距離

W　：改良地盤の重量

w　：盛土等の上載荷重

P_{AV}：主働側の鉛直土圧

f　：抵抗力の発揮割合

P_{PV}：受働側の鉛直土圧

d　：合力の作用位置（m）

$$d = (M_{R2} - M_D) / V_T \quad \cdots\cdots (4.5.5.13)$$

M_{R2}：抵抗モーメント((4.5.5.9)式の各条件が成立するときは、格子内の抵抗は考慮する。)

M_D　：転倒モーメント

$$e = (B / 2) - d \quad \cdots\cdots (4.5.5.14)$$

3)　慣性力の低減についての評価について

①　問題点

従来の設計では、改良体に働く慣性力は、無処理地盤の地表面の設計震度をそのまま用いて安定の検討を行なっている。

しかし、実地盤での改良体に働く慣性力についての評価の分析が出来ていない。

②　対　策

深層混合処理工法により、改良された地盤の地震時挙動についての既往の調査研究成果を調査した。

地盤剛性、変位（挙動）、加速度、土圧・水圧および位相の各項目に着目して、調査した結果を表-4.5.22 に示す。これをまとめると以下のようになる。

i）改良地盤は、周辺の未改良地盤を含めた全体地盤として剛体的な挙動を示す。

ii）地震時の改良地盤の剛性は、いくらかは低下するが剛性が確保されている。

iii）軟らかい地盤上に着底されている改良地盤は、挙動としてロッキングモードが見られる場合がある。

iv）改良地盤の加速度は、着底した下部地盤の加速度と同程度である。

v）改良地盤が硬い地盤に着底しているときは、改良地盤から遠く離れた粘性土地盤の水平加速度に比べて改良体の水平加速度のほうが小さい。これは、実際の地震動記録からも同様なことが言える。

vi）実際の地震動記録から格子壁内の過剰間隙水圧の発生は、周辺の地盤内のそれに比べてかなり抑制されている。

表-4.5.22　深層混合処理改良地盤の地震時挙動に関する文献の内容

文献番号	改良地盤の挙動の概要	変　位（挙動）	加　速　度	土圧・水圧	位　　相
1	剛体として挙動		改良地盤の最大水平加速度は、改良地盤から遠く離れた粘土地盤のそれに比べて1/3～1/2程度（バラツキがある） 水平最大加速度は着底下部砂地盤と同程度である。		改良地盤と粘性土地盤の振動は、180°の逆位相
2	改良地盤は、未改良地盤を含めて全体として剛体的な挙動を示す。		改良体の水平加速度は周辺地盤の加速度に比べて小さい。 支持砂層の最大加速度とほぼ同程度。		周辺粘性土の挙動と明確な位相差が見られる。 改良不と格子内の加速度、変位の時刻歴は、各振動方向とも位相差はない。
3		改良地盤は、周辺地盤と一体となって挙動している。 原地盤に改良地盤の挙動を制震する効果があるようだ。（原地盤の加速度分布から） ロッキング振動が発生しているようだ（改良地盤内の変位波形から）	改良地盤の加速度は、改良地盤から遠く離れた地盤のそれに比較して小さい。		
4	60gal 入力地盤に対して剛性の低下は1/2～1/3程度になるが、相当剛性が確保されている。	改良地盤の地表面入力加速度10，40，60gal に対し応答倍率は、0.2～0.4倍になっている。	改良地盤の地表面の応答は、入力加速度10，40，60gal に対し応答倍率は、0.3～0.6倍になっている。		
5			応答倍率は、基盤に対して未改良部では2.2～2.8倍、改良部では1.4～1.9倍（未改良部に比べると改良部の方が小さい）		

これらのことから改良地盤に入力される地震動は改良地盤の底面から入力される地震動と考えられ、無処理地盤の地表面のものより増幅されていないために、それよりも小さいと推察される。このことから改良地盤に働く慣性力は低減できる可能性がある。

表-4.5.23　文献リスト

No.	文　　献　　名
1	稲富他；深層混合処理工法により改良地盤の地震時挙動、港湾技術研究所報告 第21巻　第４号（1982.12）pp83～129
2	風間他；深層混合処理工法による格子式改良地盤の地震時挙動、港湾技術研究所報告 第22巻　第４号（1983.12）pp141～179
3	稲富他；深層混合処理工法による浮き型改良地盤の地震時挙動、港湾技術研究所報告 第25巻　第４号（1986.12）pp3～56
4	江刺他；深層混合処理工法によって改良された地盤の耐震特性、基礎工 1985.2　pp30～38
5	西本他；深層混合処理工法により改良した信濃川堤防基礎地盤の地震動記録、JSCE新潟会 1995.11　pp255～259

＊　No.１～No.４は、粘性土地盤を深層混合処理土で改良したものである。
　　No.５は、砂地盤を深層混合処理工で改良したものである。

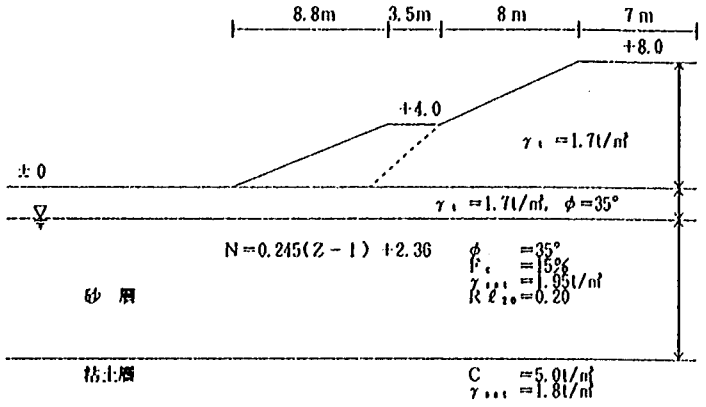
(6)　試計算結果について（両脇改良タイプ）

1)　試算の目的と計算モデル

平成５年度に実施したパラメータスタディに基づき検討した設計法の適用性を確認するために盛土構造物を設定して試計算を行なった。また、改良地盤の慣性力を低減した場合についても試算を行なった。

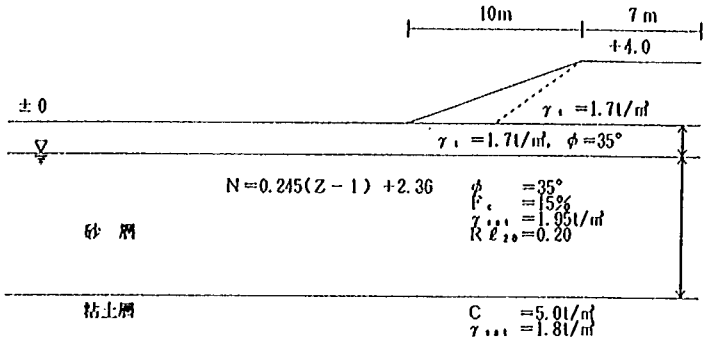
試計算は、以下に示すケース１からケース４の計算モデルについて行なった（図-4.5.48参照）。

ケース1



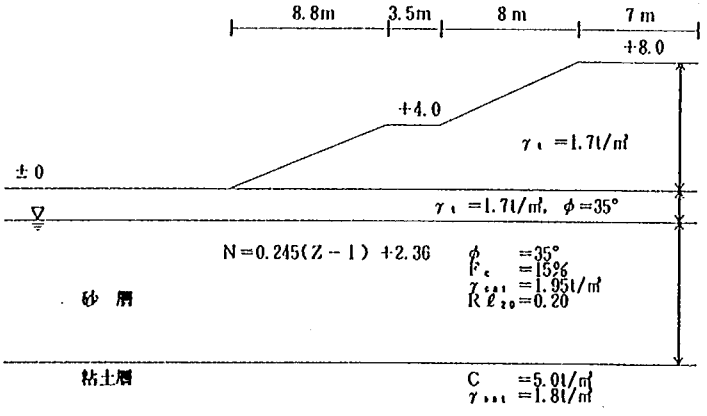
(a) 法尻改良タイプ
kh＝0.18で改良体の慣性力だけを低減
（土水圧は従来通り）
kh'＝0.126（kh＝0.18を30%低減）
kh'＝0.09（kh＝0.18を50%低減）

ケース2



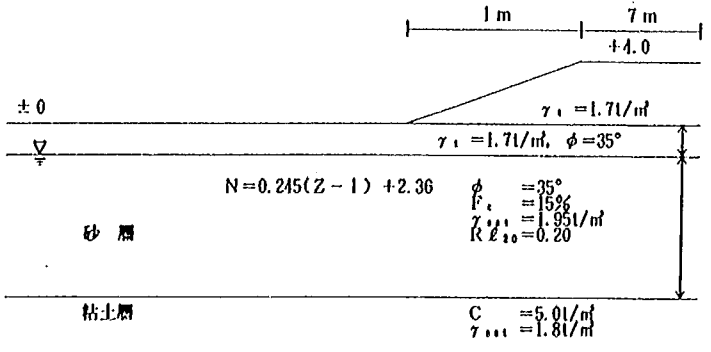
(a) 法尻改良タイプ
kh＝0.18
(b) 法内改良タイプ
kh＝0.18
(c) 法尻改良タイプ
改良体の慣性力だけを低減（土水圧は従来通り）
kh'＝0.126（kh＝0.18を30%低減）
kh'＝0.09（kh＝0.18を50%低減）

ケース3



(a) 法尻改良タイプ
kh＝0.18
(b) 法内改良タイプ
kh＝0.18

ケース4



(a) 法尻改良タイプ
kh＝0.18
(b) 法内改良タイプ
kh＝0.18

図-4.5.48 計算モデル

2) 試算の結果

各ケースについての所要の条件を満足する改良断面は、図-4.5.50～図-4.5.57に示すとおりである。これらから以下に示すことがらが推察できる。

① 盛土高さと盛土延長m当りの改良土量の関係を図-4.5.49に示す。

この図から法尻改良および法内改良を問わず盛土高さが大きい場合には、必要改良土量は大きくなる。これは盛土側の土圧が増加し、滑動抵抗を増すために改良断面が大きくなることによる。

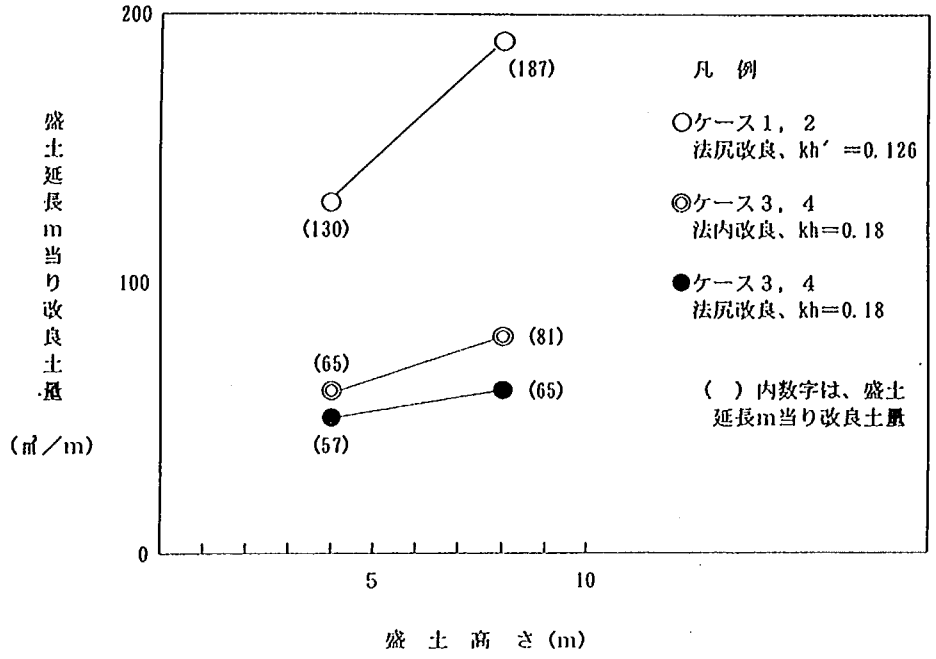


図-4.5.49 盛土高さと改良土量の関係

ケース1

i）法尻改良の場合（kh=0.18）

kh′ =0.126 （低減率30%）
kh′ =0.09 （低減率50%）
} 同一断面 （但し、各モードの安全率は低減率が大きいほど大きい）

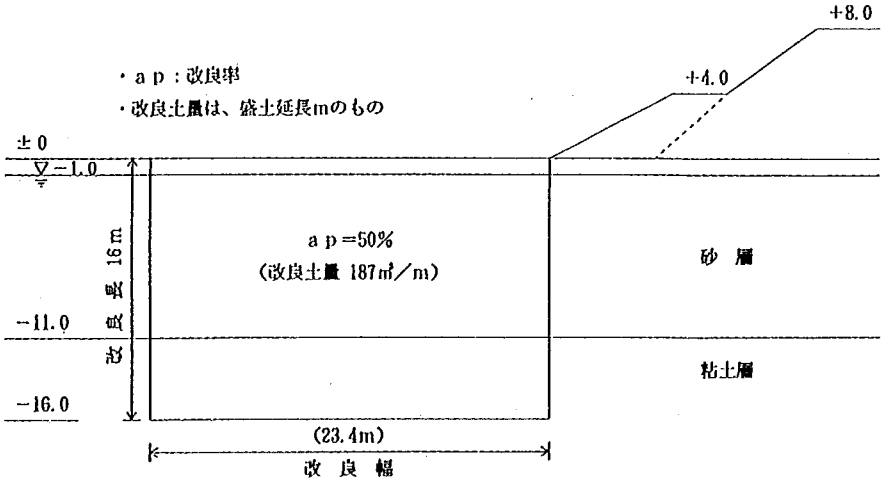


図-4.5.50 改良諸元（ケース1）

ケース２

ｉ）法尻改良の場合（kh＝0.18）

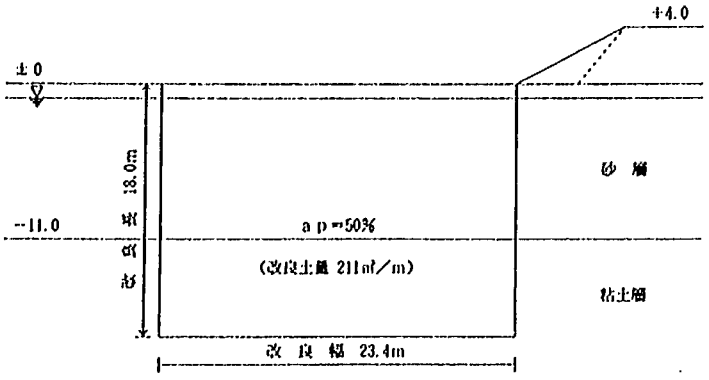


図-4.5.51　改良諸元（ケース２）

ii）法内改良の場合（kh＝0.18）

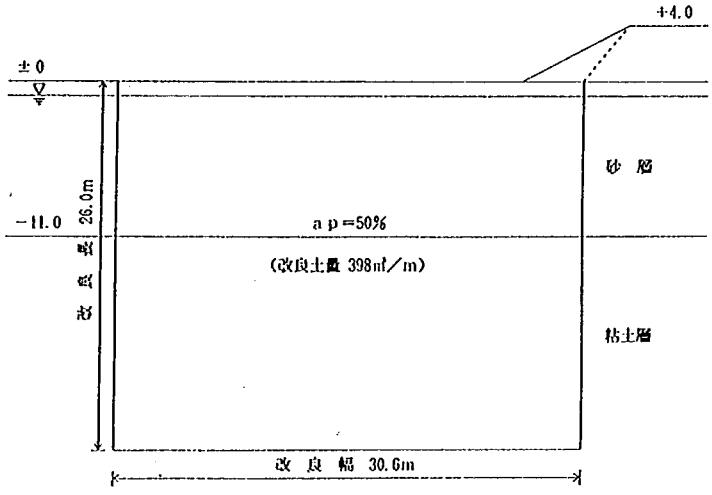


図-4.5.52　改良諸元（ケース２）

iii）法尻改良の場合

kh′＝0.126　（低減率30%）

kh′＝0.09　（低減率50%）

} 同一断面

（但し、各モードの安全率は

低減率が大きいほど大きい）

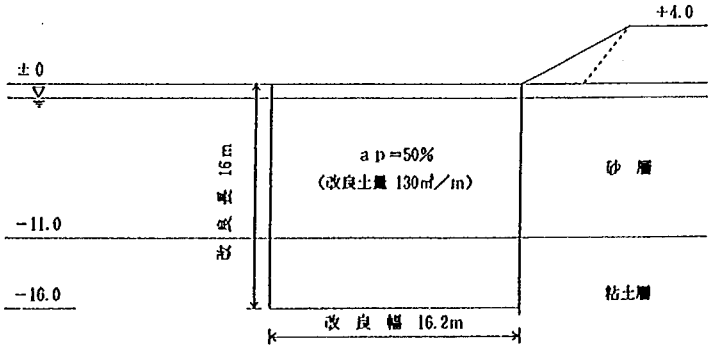


図-4.5.53　改良諸元（ケース２）

ケース３

ｉ）法尻改良の場合（kh＝0.18）

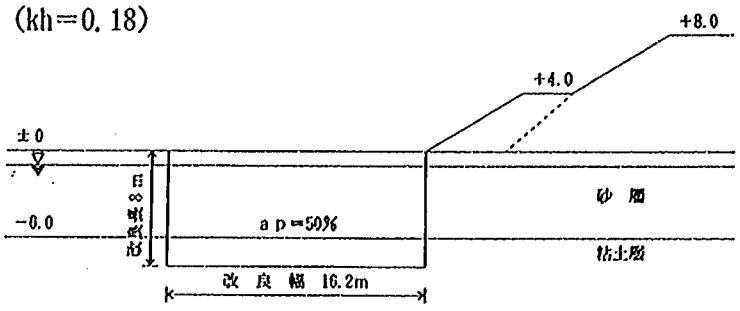


図-4.5.54　改良諸元（ケース３）

ii）法内改良の場合（kh＝0.18）

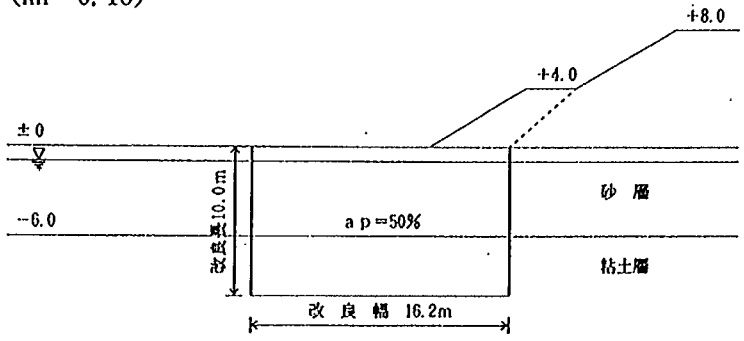


図-4.5.55　改良諸元（ケース３）

ケース４

ｉ）法尻改良の場合（kh＝0.18）

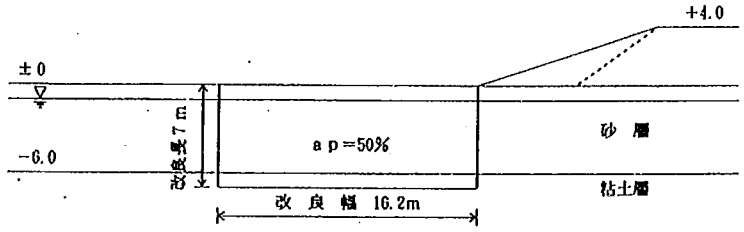


図-4.5.56　改良諸元（ケース４）

ii）法内改良の場合（kh＝0.18）

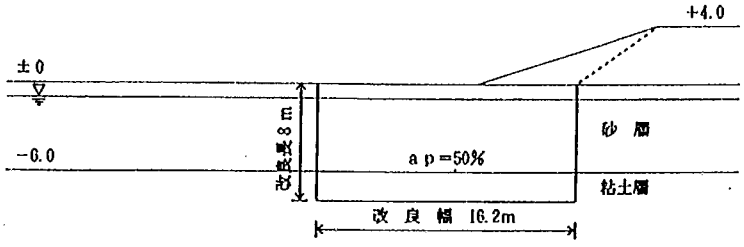


図-4.5.57　改良諸元（ケース４）

② 液状化層厚と盛土延長m当りの改良土量の関係

液状化層厚と盛土延長m当り改良土量の関係を図-4.5.58に示す。

液状化層厚が厚くなればなるほど必要改良土量は大きくなる。これは、改良長だけでなく改良幅の大きくなるためで必要土量は液状化層厚5mの場合の必要改良土量に対して増加の割合は、①に示すように盛土高さが高くなる場合の必要改良土量の増加よりも顕著である。これは、液状化層の主働側の土水圧の増加、改良地盤の慣性力の増加が顕著なためと考えられる。

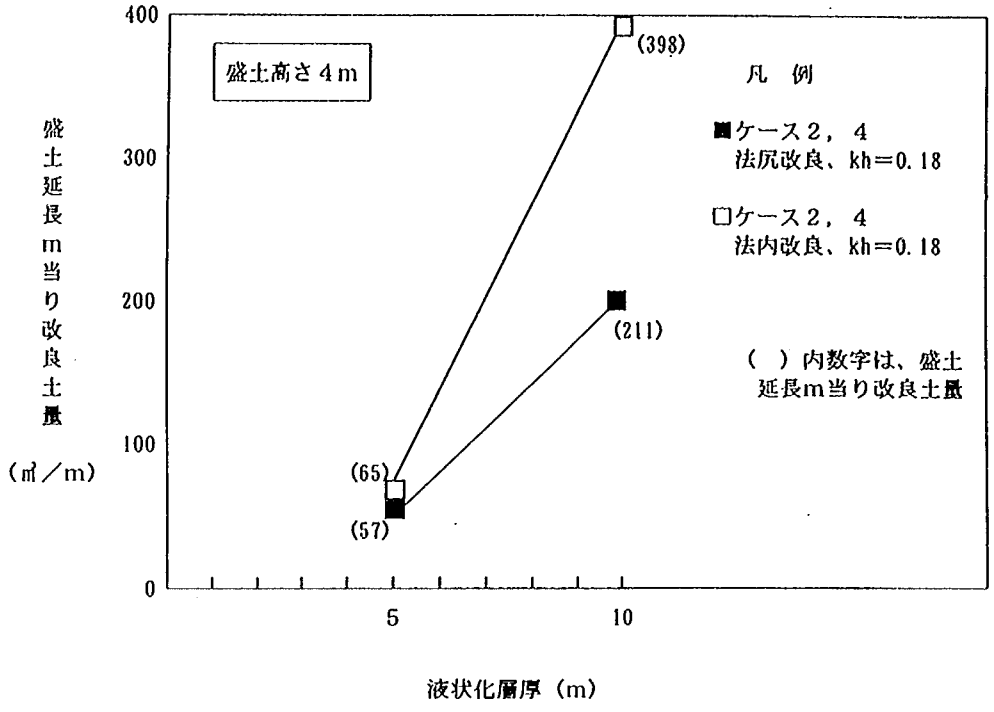


図-4.5.58 液状化層厚と改良土量の関係

③ 法尻改良と法内改良の比較

①、②の検討結果より、法尻改良のほうが法内改良よりも盛土延長m当りの改良土量が少なくてすむ。また、法尻改良と法内改良の差は液状化層厚が大きくなると顕著になる。

これは、法内改良において改良地盤上の盛土の慣性力、主働側土圧が法尻改良よりも大きいためである。

④ 改良地盤に働く水平震度と盛土延長m当り改良土量との関係

改良地盤に働く水平震度と盛土延長m当り改良土量との関係を図-4.5.59 に示す。

これより改良地盤に働く水平震度の増大により改良土量が急速に増加することがわかる。改良地盤に働く水平震度が変わっても改良地盤に働く土水圧は、kh=0.18のままであるので改良地盤に働く水平震度、即ち改良地盤に働く慣性力が改良土量に与える影響はきわめて大きいと考えられる。

3) まとめ

試計算結果については以下のようにまとめられる。

① 法尻改良および法下改良を問わず、盛土高さが大きい場合には、主働側の盛土荷重が大きくなる

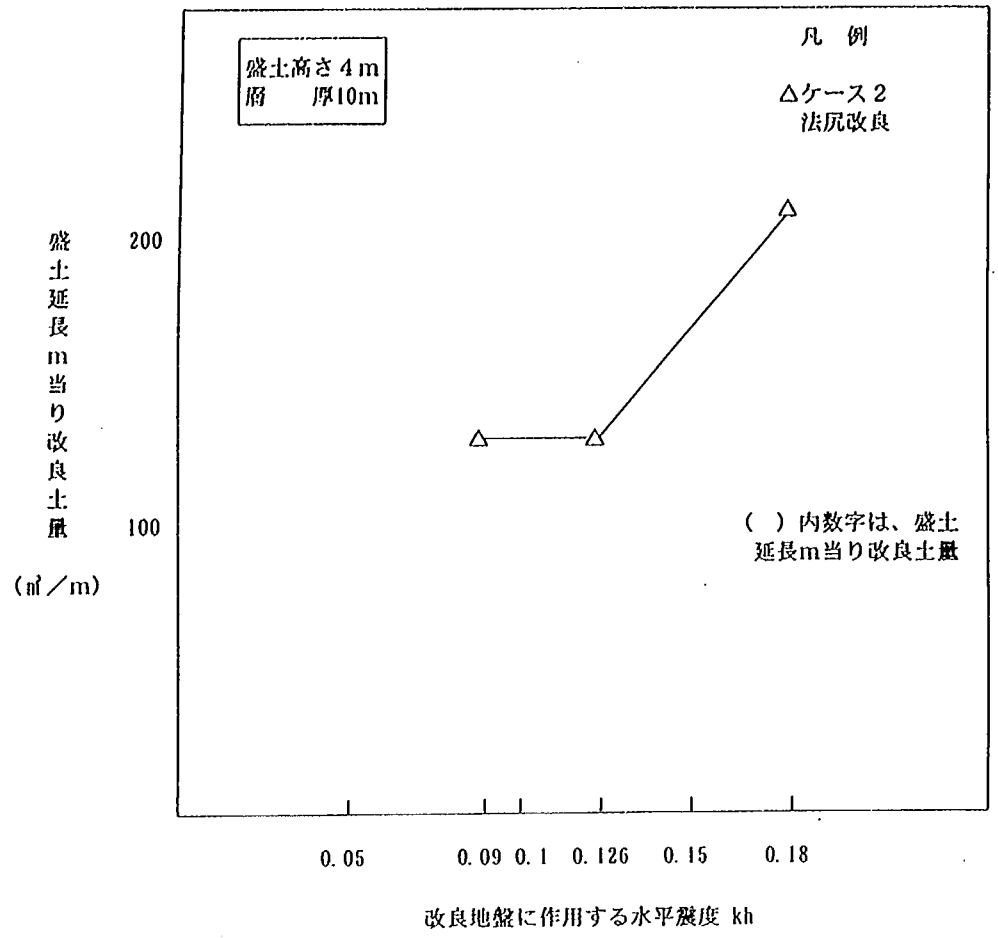


図-4.5.59　震度と改良土量の関係

ために必要改良土量は大きくなる。

② 液状化層厚が大きい場合には、改良地盤に働く主動側の土水圧の増加ならびに改良地盤の慣性力の増加により必要改良土量は大きくなる。

③ 法尻改良のほうが法内改良よりも必要改良土量が少ない。

④ 改良地盤の慣性力を低減（土圧・水圧は従来通り）した場合には、必要改良土量は小さくなる。

4) 今後の課題

① 改良断面を合理的に設定するためには、改良地盤に作用する土圧・水圧について詳細な検討を行なうのみならず、改良地盤に働く慣性力の評価を適切に行なう必要がある。これによって現行設計法の見直しを図れば、合理的な改良断面が得られると考えられる。

② 地震動の継続時間が長い大規模地震時に適用される設計法が現状では確立されていないため今後、既往の模型振動実験結果について、改良地盤の挙動、改良地盤に作用する土圧・水圧等の再検討を行なうことが必要と考えられる。

（不動建設）

4.5.2　地中線状構造物に対する設計法の検討

(1)　内的安定検討のための新設計法について

1)　現行設計法の概要

現行設計法による線状構造物に関する内的安定の検討方法の要旨を耐震固化工法マニュアル[1]より抜粋して表-4.5.24に示す。

表-4.5.24　現行設計法における内的安定の検討方法

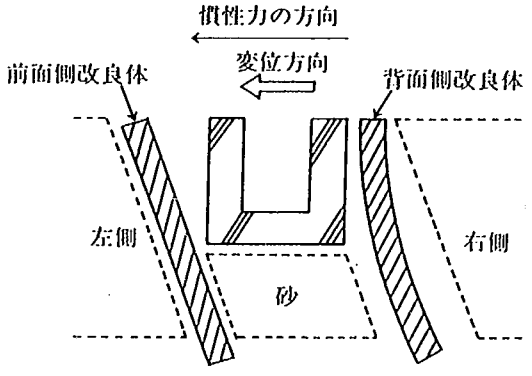
3.6.2　内部安定の検討

（1）　内部安定用外力の算定

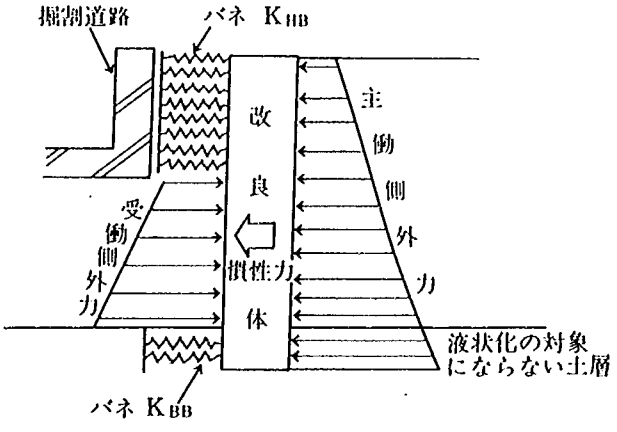
改良地盤の内部安定の検討用外力を算定する。外力は、周辺地盤からの改良地盤に作用する土圧および水圧、改良地盤の慣性力および掘割構造物からの反力等である。

両脇改良方式の内部安定の検討をする場合の変形モデルを図－3.11に示す。同図は左側に変位した状態を示しているが、内部安定は同図での右側改良地盤が最も厳しい安定状況にある。従って、内部安定の検討用外力は同図の右側改良地盤の変形状態に対応したものとして設定するのがよい。

また、内部安定を検討するための外力の模式図を図－3.12に示す。



図－3.11　安定性の検討用変形モデル



図－3.12　内部安定用バネモデル

（ｉ） 非液状化層

バネモデルを用いて求めた反力を土水圧とする。外部安定の非液状化層の土水圧設定値をその値の限界値とする。

（ii） 掘割構造物からの側面反力

バネモデルを用いて求めた反力を側面反力とする。地盤のバネ定数の設定は、道路橋示方書を参考にする。掘割構造物からの側面反力のバネ定数は、掘割構造物が鉄筋コンクリート製であり、改良地盤と掘割構造物の間は液状化しない良質の材料で埋め戻されるので、非液状化層のバネ定数よりも遙かに堅いバネ定数になることが予想される。

3）改良地盤の慣性力

改良地盤の慣性力は次式で求める。

$$H = W \cdot k_h \quad \cdots\cdots (3.26)$$

ここで、H：慣性力

W：改良地盤の全自重（水位以下は飽和重量を用いる）。

（2） 内部安定の検討

改良地盤の内部応力の検討は梁モデルを用いて、梁の断面力としてのせん断応力、縁応力を算定する。せん断応力は改良体のせん断強さを、縁応力は改良体の圧縮強さおよび引張り強さを越えてはならない。

図－3.12に示した改良地盤と外力に基づいて、改良体はその水平断面の寸法・形状に応じた断面性能をもつ梁モデルあるいはFEMモデルとし、それに内部安定の検討用の外力とバネを付加して断面応力およびバネ反力を求める。バネ反力の限界値を満たす状態で得られた梁の断面応力を用いてせん断応力および縁応力に関して内部安定の検討を行う。

2)　現行設計法の問題点

1)で示した現行設計法の問題点の幾つかを以下に示す。

①　地盤のばね定数の評価が困難である。

②　改良体－ばねモデルを解くためには計算機を必要とするため、かなり面倒である。

3)　新設計法の概要

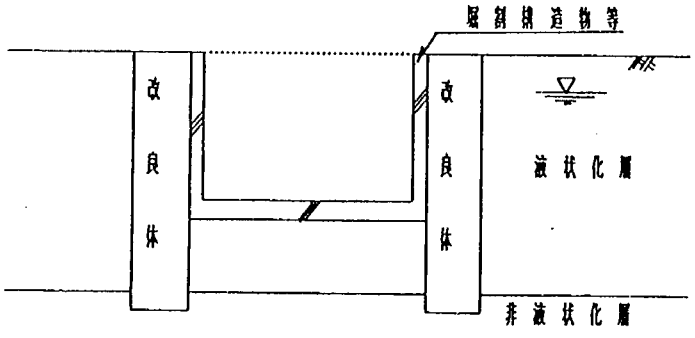
2)で取り上げた問題点を解決するために、地盤ばねを使用しない方法（モーメントゼロ法と呼ぶ）を考案した。この方法の要旨を共同研究報告書[2]より抜粋して表-4.5.25に示す。

表-4.5.25　モーメントゼロ法による内的安定の検討方法

5．9．7　線状構造物の場合

既設の線状構造物の改良形式は、両脇改良方式である。なお改良形式としては、ブロック状を原則とする。検討は、改良体の内的安定、外的安定および改良地盤の全体の安定について行う。

改良形式は、図－解.5.9.4に示したものとする。



図－解.5.9.4　横断方向の改良形式

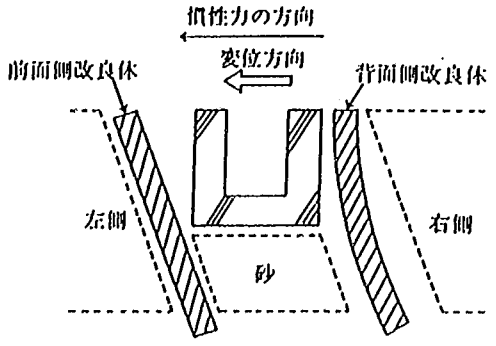
5．9．7．1　内部安定の検討

（1）　内的安定用外力の算定

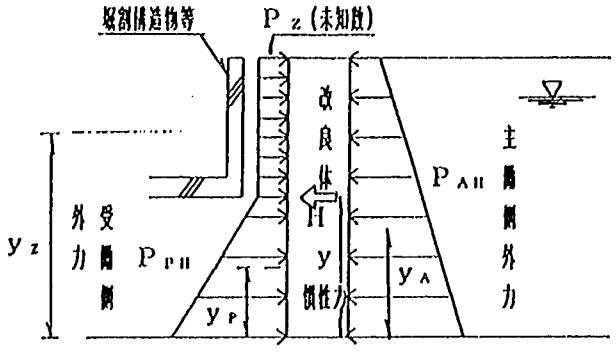
改良体の内的安定の検討用外力を算定する。外力は、周辺地盤からの改良体に作用する土圧および水圧、改良体の慣性力および線状構造物からの反力等である。

両脇改良方式の内部安定の検討をする場合の検討用モデルを図－解.5.9.5に示す。同図は左側に変位した状態を示しているが、内部安定は同図での右側改良体が最も厳しい安定状況にある。従って、内部安定の検討用外力は同図の右側改良体の変形状態に対応したものとして設定するものとする。

また、内部安定を検討するための外力モデルを図－解.5.9.6に示す。



図－解.5.9.5　安定の検討用変形モデル



図－解.5.9.6　内部安定用外力モデル

1）主働側（自由地盤側）の土水圧
図－解.5.9.3 に示した計算フローに従って土圧および水圧を求める。

2）受働側（構造物下方地盤側）の土水圧
図－解.5.9.4 に示した計算フローに従って土圧および水圧を求める。

3）改良体の慣性力は次式で求める。

$$H = W \cdot k_h \quad \cdots\cdots (5.9.4)$$

k_h：設計水平震度
W　：改良体の全自重（水位以下は飽和重量を用いる）。

4）線状構造物からの側面反力
図－解.5.9.6の内部安定用外力モデルを用いて求めた構造物からの反力を側面反力P_zとする。
側面反力P_z はモーメントのつりあいから次式で求める。

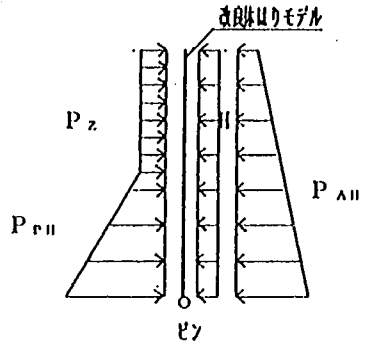
$$P_z \cdot y_z = H \cdot y + P_{AH} \cdot y_A - P_{PH} \cdot y_P \quad \cdots\cdots (5.9.5)$$

P_{AH}：主働側外力の合力の水平成分（tf/m）
P_{PH}：受働側外力の合力の水平成分（tf/m）
H　：慣性力（tf/m）
y_z，y_P，y，y_A：改良体底面からP_z、P_{PH}、H、P_{AH}の作用点までの距離

（2） 内的安定の計算

改良体の内的応力の検討は梁モデルを用いて、梁の断面力としてのせん断応力、縁応力を算定する。せん断応力は改良体のせん断強さτ_sを、縁応力は改良体の圧縮強さσ_{ck}および引張り強さσ_{tk}を越えてはならない。

図－解.5.9.6に示した改良体と外力に基づいて、改良体はその水平断面の寸法・形状に応じた断面性能をもつ梁モデルとし、それに内部安定の検討用の外力を付加して断面応力を求める。また、梁の断面応力を用いてせん断応力および縁応力に関して内部安定の検討を行う。（図－解.5.9.7参照）



図－解.5.9.7 内部安定用計算モデル

4) 試計算結果

① 計算モデルと条件

図-4.5.60に計算モデルを示し、表-4.5.26に計算条件を示す。また、表-4.5.27 に計算ケースを示す。

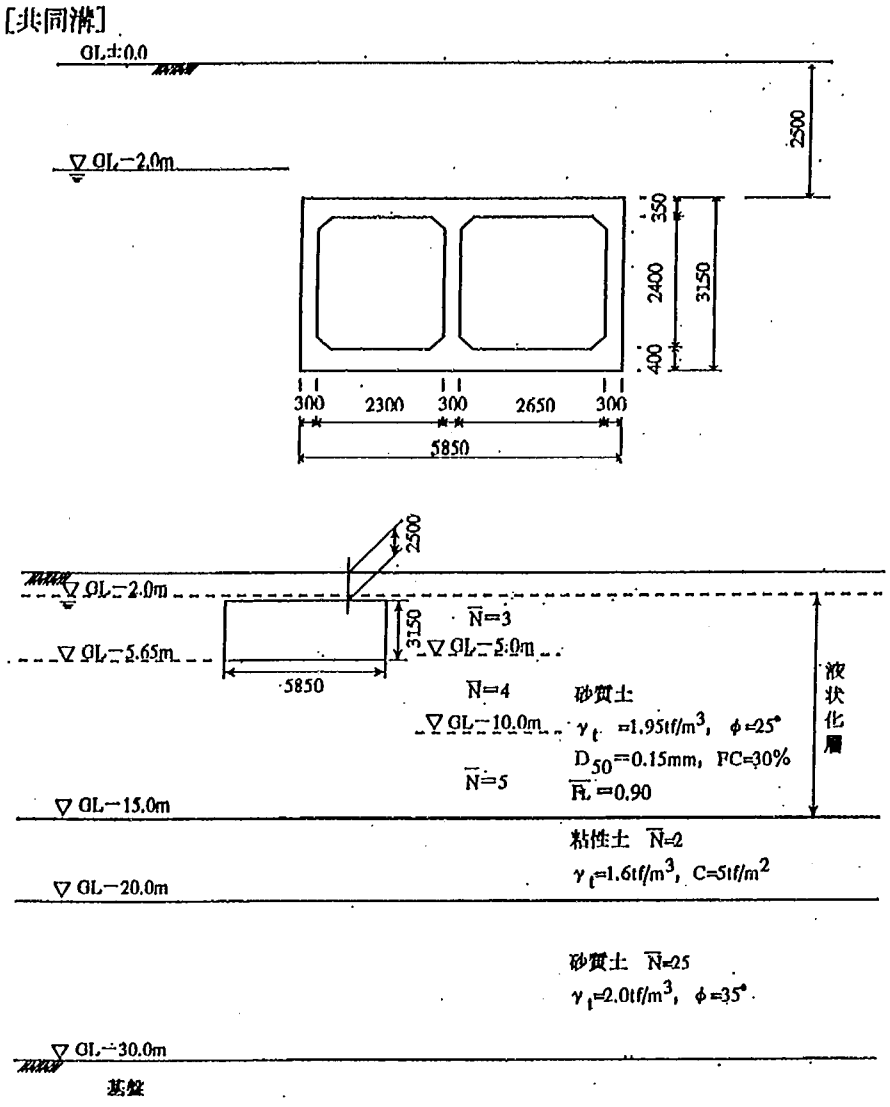


図-4.5.60 計算モデル

表-4.5.26 計算条件

躯体重量	W_B =17.1 tf/m (収容物件0.5tf/m含む)
上載土砂	W_S = (1.75×2.0+1.95×0.5)×5.85 =26.2 tf/m
静水圧による揚圧力	U_S = (5.65−2.0)×5.85 =21.4 tf/m
過剰間隙水圧による揚圧力	U_D = {1.75×2.0+0.95×(5.65−2.0)} ×5.85 =40.8 tf/m
常時	$F_S = \frac{W_B + W_S}{U_S} = \frac{17.1+26.2}{21.4}$ =2.02>1.2 OK
地震時	$F_S = \frac{W_B + W_S}{U_S + U_D} = \frac{17.1+26.2}{21.4+40.8}$ =0.70<1.0 NG
(Q_S, Q_B 無視)	

表-4.5.27 試計算のケース

ケース	設計震度	粘性土への根入れ長さ
1	0.18	0 m
2		1 m
3		3 m
4	0.126 (0.18 × 70%)	
5	0.09 (0.18 × 50%)	

② 計算結果

表-4.5.28に計算結果を示す。

表-4.5.28 計算結果

ケースNo.	計算ケース		外的安定		内的安定（改良幅Bを1～10m）	
	改良体の設計震度（kh）	粘性土への根入れ長（m）				
1	0.18	0	滑動	×	せん断応力	B≧2m
			転倒	○	縁応力	B≧8m
			全体滑動	×		
2		1	滑動	○	せん断応力	B≧1m
			転倒	○	縁応力	B≧8m
			全体滑動	×		
3		3	滑動	○	せん断応力	B≧2m
			転倒	○	縁応力	B≧8m
			全体滑動	○		
4	0.126（0.7kh）	3	滑動	◎	せん断応力	B≧2m
			転倒	◎	縁応力	B≧8m
			全体滑動	◎		
5	0.09（0.5kh）	3	滑動	◎	せん断応力	B≧2m
			転倒	◎	縁応力	B≧8m
			全体滑動	◎		

注）×は改良幅は求められるがコスト的に論外な場合を示す。
○は改良幅が限定される場合を示す。
◎は改良幅が限定されない（改良幅に無関係に所定の安全率を満足する）場合を示す。

図-4.5.61に設計震度と必要改良幅の関係を示す。図-4.5.62に改良体の根入れ長さと必要改良幅の関係を示す。

5) 結果の考察

① 外的安定

ⅰ. 設計震度kh(=0.18) を0.5kh(=0.09)、0.7kh(=0.126) に低減した場合には、改良体の外的安定は改良幅に無関係に所定値を満足する。

ⅱ. 設計震度kh(=0.18) の場合には、改良体の外的安定に対して改良幅は限定される。

② 内的安定

ⅰ. 改良体のせん断応力については、改良幅は2m程度で許容値を満足している。

ⅱ. 改良体の縁応力については、改良幅は7m～8m以上で許容値を満足している。

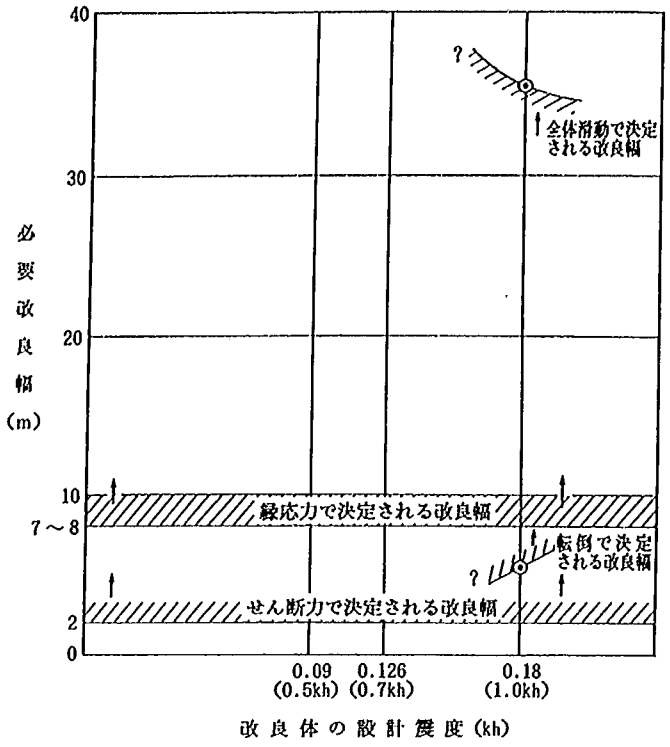


図-4.5.61　改良体の設計震度と必要改良幅の関係
（粘性土への根入れ長３ｍの場合）

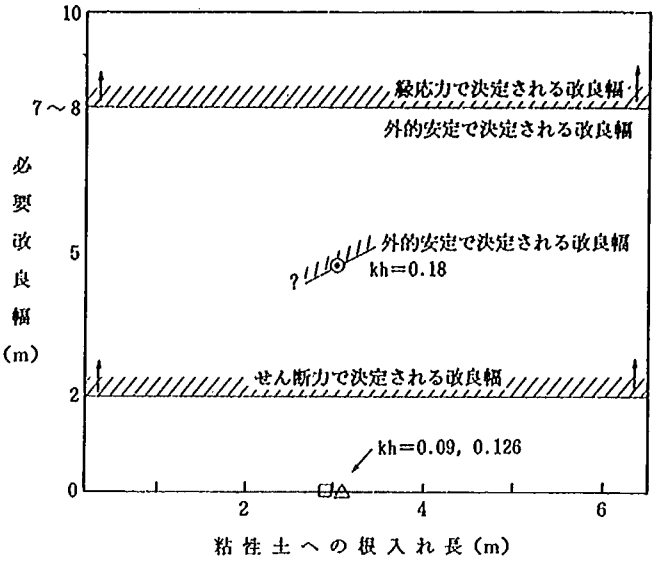


図-4.5.62　粘性土への根入れ長と必要改良幅の関係（kh=0.18 で一定）

③　全体の安定

ｉ．最終的には内的安定のうち、改良体の縁応力の照査で改良幅が決定される。

(2)　その他の検討

1)　改良体の根入れ長の検討

改良体の安定に必要な根入れ長の検討を以下に示す手順で行った。

①　根入れ長は、滑動について所要の安全率を満足するように設定する。

②　支持層が砂質土地盤の場合には、地中構造物側でボイリングが起こらないように根入れ長を設定する。加速度が小さい地震においては間隙水の浸透の影響は少ない（締固め工法で検討済み）と判断されている。したがってボイリングの検討は必要がない。ただし、地震動継続時間が長い大規模地震では検討の必要性が出てくる可能性もある（図-4.5.63参照）。

③　支持層が粘性土地盤の場合には、地中構造物側でヒービングしないように根入れ長を設定する（図-4.5.64）。

ヒービングの検討を図-4.5.64に示すモデルを用いて、以下に示す要領で行った。

地中構造物の幅Ｂより、改良体の地中構造物側下端を中心とする半径Ｒの半円を考える。Ｒ＞Ｂの場合にはヒービングは起こらないとし、Ｒ≧Ｂの場合についてのみ検討を行う。

改良体下端を中心とするモーメントの釣合いを考えると、起動モーメントM_Dは次式で求められる。

$$M_D = \{\gamma'_1 (Z_1 + Z_2) \times B + \gamma'_2 \times h \times B\} \times B / 2$$

また、抵抗モーメントM_Rは次式で求められる。

$$M_R = \{\gamma' \times Z_1 \times B + \gamma'_1 \times Z_2 \times B + \gamma'_2 \times h \times B\} \times B / 2 + \pi \times B \times B \times c$$

したがってヒービングに関する安全率F_sは次式で求められる。

$$F_s = M_R / M_D$$

これより所要安全率を1としてヒービングしない条件を求めると、$M_R \geqq M_D$であることより次式に示す結果となる。

$$c \geqq (\gamma'_1 - \gamma') Z_1 / 2 \times \pi$$

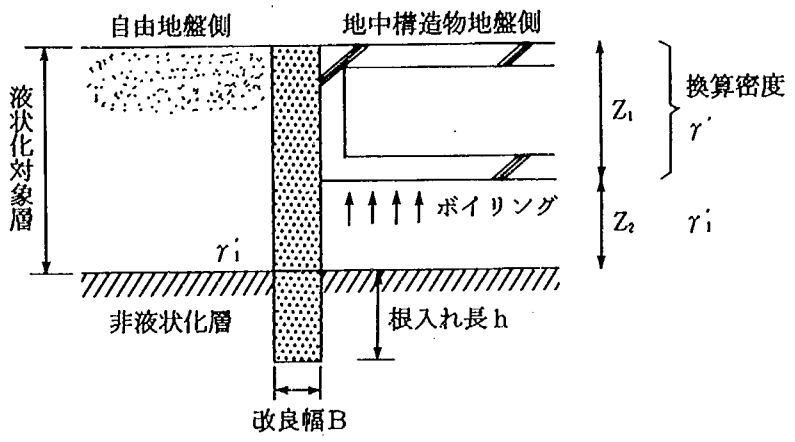


図-4.5.63　ボイリングの検討

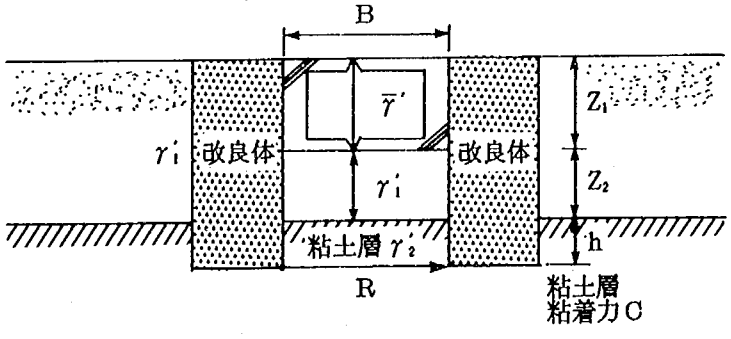


図-4.5.64　ヒービングの検討

（竹中土木）

参考文献

1)　㈱大林組・㈱竹中工務店・㈱竹中土木・不動建設㈱：耐震固化工法設計マニュアル，1991.

2)　液状化対策工法に関する共同研究：液状化対策技術マニュアル暫定版，1996年2月.

4.5.3　まとめと今後の課題

(1) まとめ

より合理的な設計法を構築するために今年度実施した項目および結果は次のとおりである。

1) 既往の強震記録を用いた深層混合処理工法の耐震効果に関する検討を実施した。等価線形化手法により、既往の強震記録を対象に解析を行った結果、改良による耐震効果を説明できるが、今回の計算条件ではひずみが発生しにくい計算となっていることに留意する必要がある。

今後の課題として、これらの結果を利用し既往設計法の改良を行う必要がある。

2) 直下改良タイプに対する模型振動実験結果のＦＥＭ解析を実施した。その結果、改良体の内部応力の分布が明らかになった。またせん断ひずみ分布も明らかになった。せん断ひずみ分布は改良体の端部に集中しており、この部分に応力集中が起こっていることが分かった。

3) 直下改良タイプに対する変形量の推定をＮｅｗｍａｒｋの方法を使用して実施した。その結果、ｓｉｎ波入力では実現象を再現できそうなことが分かった。

4) 改良地盤に円弧すべり手法が適用可能かどうかの検討を行った。その結果、実験結果との比較においては、必ずしも円弧すべり計算のみで設計することは望ましくないことが明らかとなった。

5) 現行設計法の評価を以下の３項目について実施した。

① 地震時粘性土土圧の算定について

② 格子内未改良土の取扱いについて

③ 慣性力の低減について

その結果、

① 地震時粘性土土圧の算定については、地震時土圧を常時の土圧と同等とするのが合理的であることが分かった。

② 格子内未改良土の取扱いについては、改良体の根入れ部が粘性土の場合、未改良土を抵抗側に見込んでも良いことが分かった。

③ 慣性力の低減については、低減できる可能性があることが分かった。

6) 盛土構造物に対する両脇改良タイプにおいて試計算を実施した。その結果、限定された設計条件ではあるが、平成５年度に実施したパラメータスタディの結果とほぼ同等となった。

7) 地中線状構造物に対する内的安定検討の新しい計算方法を考案し試計算を実施した。その結果、改良体の縁応力で改良幅が決定され、その値は想定していたよりも大きな幅となった。

(2) 今後の課題

今年度も含めて次年度以降の研究計画を表-4.5.29 に示す。平成８年度においては、現行設計法の改良に関して、

① 改良体の変形量の推定に関する精度をあげること

② 合理的な改良幅となる設計外力を決定すること

③ 改良地盤の適切な格子間隔を決定すること

④ Ｌ２対応の設計法を構築すること

などを実施する予定である。

表-4.5.29　研究計画

NO	研究項目	研究内容	工程				
			4年度	5年度	6年度	7年度	8年度
1	既設計法の問題点の検討（両脇改良タイプ）	①問題点の把握 ②ﾊﾟﾗﾒｰﾀｽﾀﾃﾞｨの計画と実施 ③変形量の計算の計画と実施 ④まとめ					
2	新設構造物に対する適用上の課題の検討（直下改良タイプ）	①振動実験の計画と実施 ②ﾊﾟﾗﾒｰﾀｽﾀﾃﾞｨの計画と実施 ③動的外力の検討 ④ＦＥＭ解析の実施 ⑤変形量の計算の実施 ⑥まとめ					
3	その他の課題の検討	①円弧すべり法の可能性検討 ②適正な格子間隔の検討 ③まとめ					
4	施工法の検討	①実績の調査と収集と分析 ②関連文献の収集と分析 ③関連施工データの収集と分析 ④まとめ					
5	マニュアルの作成						

（竹中土木）

4.6　鋼材を用いた対策工法の設計・施工法の検討

4.6.1　研究概要

鋼材を用いた液状化対策工法に関し、昨年度までに模型振動台実験および遠心模型実験によって以下の検討を行い、既にその結果を報告している[1),2),3),4),5),6),7)]。

(1) 模型振動台実験による液状化地盤中の矢板壁に作用する外力に関する検討。

① 液状化地盤中の剛な壁体に作用する地震時の動的水平圧に関する検討とその定式化。

② 液状化地盤中の柔な壁体に作用する地震時の動的水平圧に関する検討とその評価方法。

(2) 模型振動台実験による地中構造物の液状化対策（鋼矢板締切り工法）に関する検討。

① 鋼矢板締切り工法による地中構造物の浮上り防止効果およびそのメカニズムの把握。

② 排水機能付き鋼矢板締切り工法による地中構造物の浮上り防止効果およびそのメカニズムの把握。

③ 締切り鋼矢板－周辺地盤－地中構造物の加振時挙動の検討。

④ 締切り鋼矢板の曲げモーメント算定モデルの提案と実験結果との照合による妥当性検証。

⑤ 鋼矢板締切りが構造物に与える影響の検討。

⑥ 鋼矢板締切り対策時に生じる構造物浮上り量の評価方法について。

(3) 矢板剛性と地盤内応力レベルおよび透水挙動の相似則を考慮した遠心模型実験による地中構造物の液状化対策（鋼矢板締切り工法）に関する検討。

① 鋼矢板締切り工法の対策効果に関する知見の確認

② 排水機能付き鋼矢板締切り工法の対策効果に関する知見の確認

(4) 模型振動台実験による盛土構造物の液状化対策（鋼矢板締切り工法）に関する検討

① 鋼矢板締切り工法による盛土構造物の沈下低減効果およびそのメカニズムの把握。

② 排水機能付き鋼矢板締切り工法による盛土構造物の沈下低減効果およびそのメカニズムの把握。

③ 締切り鋼矢板の曲げモーメント算定モデルに関する検討。

(5) 矢板剛性と地盤内応力レベルおよび透水挙動の相似則を考慮した遠心模型実験による盛土構造物の液状化対策（鋼矢板締切り工法）に関する検討。

① 鋼矢板締切り工法の対策効果およびそのメカニズムの把握

② 排水機能付き鋼矢板締切り工法の対策効果およびそのメカニズムの把握

③ 締切り鋼矢板に作用する外力に関する検討

以上の検討によって得られた知見を踏まえ、今年度は盛土構造物の液状化対策としての鋼矢板締切り工法に関し、以下に示す検討を実施したので結果を報告する。

(1) 盛土の液状化対策として用いる締切り鋼矢板の曲げモーメント算定モデルの検討を主目的とした模型振動台実験

(2) 盛土の液状化対策としての鋼矢板締切り工法および排水機能付き鋼矢板締切り工法の対策効果とそのメカニズムの検証を目的とした数値解析

4.6.2　盛土の液状化対策として用いる鋼矢板壁の設計計算法に関する模型振動台実験

(1)　実験目的

盛土の液状化対策としての鋼矢板締切り工法に関しては、昨年度までの模型振動台実験および遠心模型実験によって、対策効果やそのメカニズムについての多くの知見が得られ、締切り鋼矢板の設計法に関しても作用外力や曲げモーメント計算モデルに関する基本的な検討を行った[3),7)]。今年度は、新たに模型振動台実験を実施して地盤液状化時の矢板の曲げひずみ発現特性について検討し、昨年度の共同研究報告書で提案した矢板の曲げモーメント計算モデルによる計算結果を実験結果と比較することにより、その適用性について検討する。

(2)　実験方法

実験模型と主な計測位置の例を図-4.6.1に、実験ケースを表-4.6.1に示す。実験は、自立普通鋼矢板締切り、自立排水機能付き鋼矢板締切り、タイロッド付き普通鋼矢板締切りの3種類の対策工、および無対策のケースについて実施した。各対策工に関しては曲げ剛性の異なる2種類の矢板を用いており、実験は合計7ケースである。

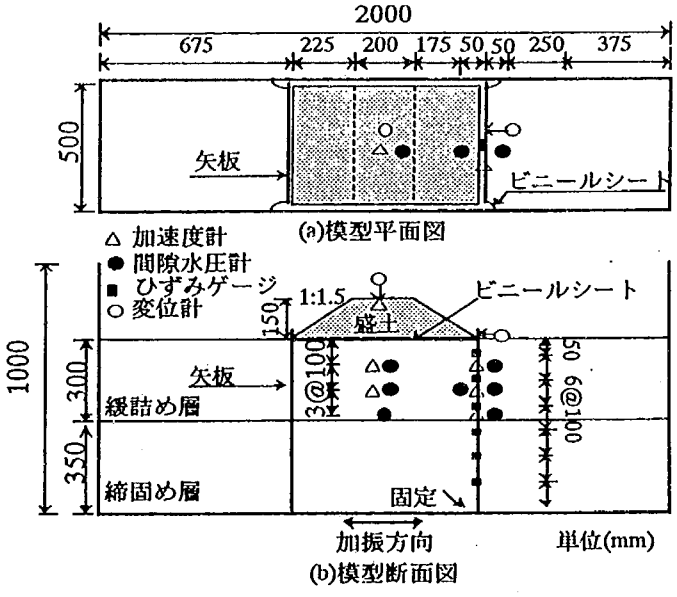


図-4.6.1　実験模型と主な計測位置

表-4.6.1　実験ケース

No.	矢板種類	Dr*)	台加速度	
1	無対策	36%	229gal	328gal
2	自立普通矢板 t 3.2mm	35%	223gal	313gal
3	自立普通矢板 t 2.0mm	45%	223gal	317gal
4	自立排水機能付き矢板 t 3.2mm	36%	223gal	313gal
5	自立排水機能付き矢板 t 2.0mm	44%	223gal	317gal
6	普通矢板 t 3.2mm＋タイロッド付き	38%	236gal	327gal
7	普通矢板 t 2.0mm＋タイロッド	40%	236gal	327gal

*）緩詰め地盤の相対密度

地盤は豊浦標準砂を用いて砂箱（長２ｍ×高１ｍ×奥行0.５ｍ）内に作成した。上層が緩詰め（目標相対密度40%、平均単位体積重量1.9gf/㎤）、下層が締固め（目標相対密度80%）の２層構造で、緩詰め地盤は水中落下法で作成した。

盛土は単位体積重量が約 1.65gf/㎤で、下からの間隙水の浸透を避けるため地盤上にビニールシートを敷き、含水比を20%に調整した豊浦標準砂を用いて作成した。

矢板には板厚 t =3.2㎜, 2.0㎜の曲げ剛性が異なる２種類の鋼板(高680×幅410㎜)を用いた。排水機能付きの場合には、表面に開孔率16%の通水孔を持つ曲げ剛性の小さい蛇腹式のパイプ（外径15㎜）に土粒子侵入防止用のステンレスメッシュ（0.18㎜メッシュ）を巻き付けた排水部材を鋼板片面に３本づつ両面で６本鉛直方向に取付けた。なお、排水部材は緩詰め層部のみに取付けた。

実験No.４ではタイロッドとしてφ３㎜の鋼線を２本用い両側矢板を連結している。ただし、事前に緊張力は導入していない。

加振は、振動数３Hzの正弦波30波で、目標台加速度が200gal, 300galの２段階加振である。

(3) 実験結果および考察

1) 盛土の沈下量の経時変化

各実験ケースの200gal加振時の盛土天端沈下量の経時変化を図-4.6.2に、無対策および自立鋼矢板締切り対策（排水機能付き含む)の実験No.１～５に対する300gal加振時の盛土天端沈下量の経時変化を200gal加振終了後の盛土沈下量に累加する形で示したものを図-4.6.3に示す。

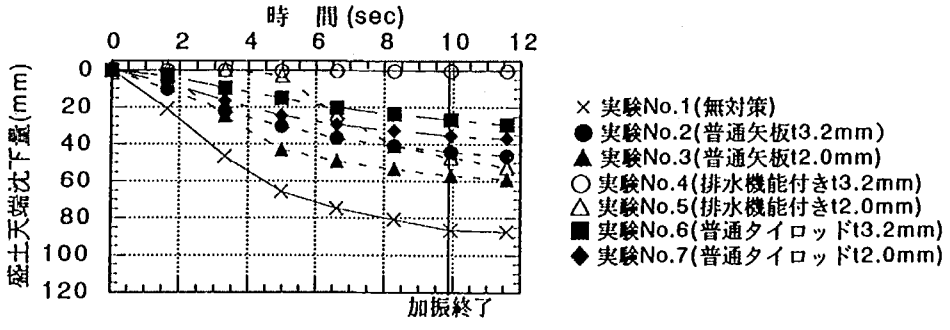


図-4.6.2 盛土天端沈下量の経時変化（200gal加振時）

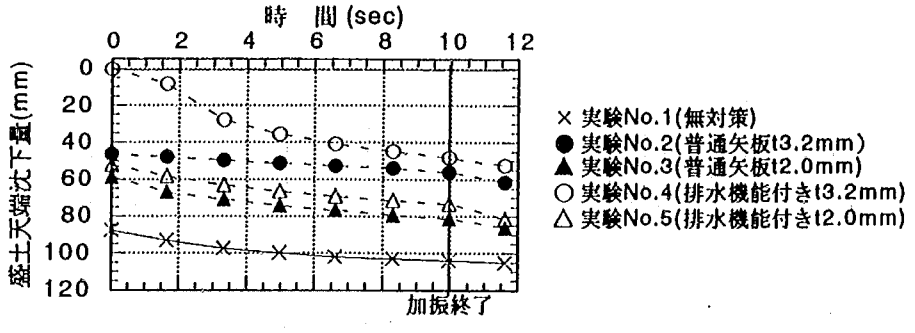


図-4.6.3 盛土天端沈下量の経時変化（300gal加振時）

図-4.6.2より、以下のことがわかる。

① 無対策時に比べ両側のり尻部に鋼矢板壁を設けることで盛土の沈下を低減できる。また、普通鋼材による対策では、矢板板厚2.0mm, 3.2mm, 2.0mm+タイロッド, 3.2mm+タイロッドの順に盛土の沈下量が小さいことから、矢板の剛性を高めることによって、さらに、タイロッドで矢板頭部の変位を拘束することによってより確実な対策効果が期待できる。

② 普通鋼材による対策に関しては、地盤が液状化する約1.5secあたり（図-4.6.4参照）から、加振中盤にかけて盛土の沈下が進行し、その後も加振の継続によって沈下量が漸増していく傾向があることがわかる。

③ 自立排水機能付き鋼矢板締切りでは矢板剛性が同じでも自立普通鋼矢板締切りに比べ盛土沈下量を低減できる。これは、普通矢板対策時に比べ地盤の液状化が遅れるためであり（図-4.6.4参照）、板厚ｔ2.0mm(実験No.5）では約5sec あたりから盛土の沈下が始まり、ｔ3.2mm(実験No.4）では加

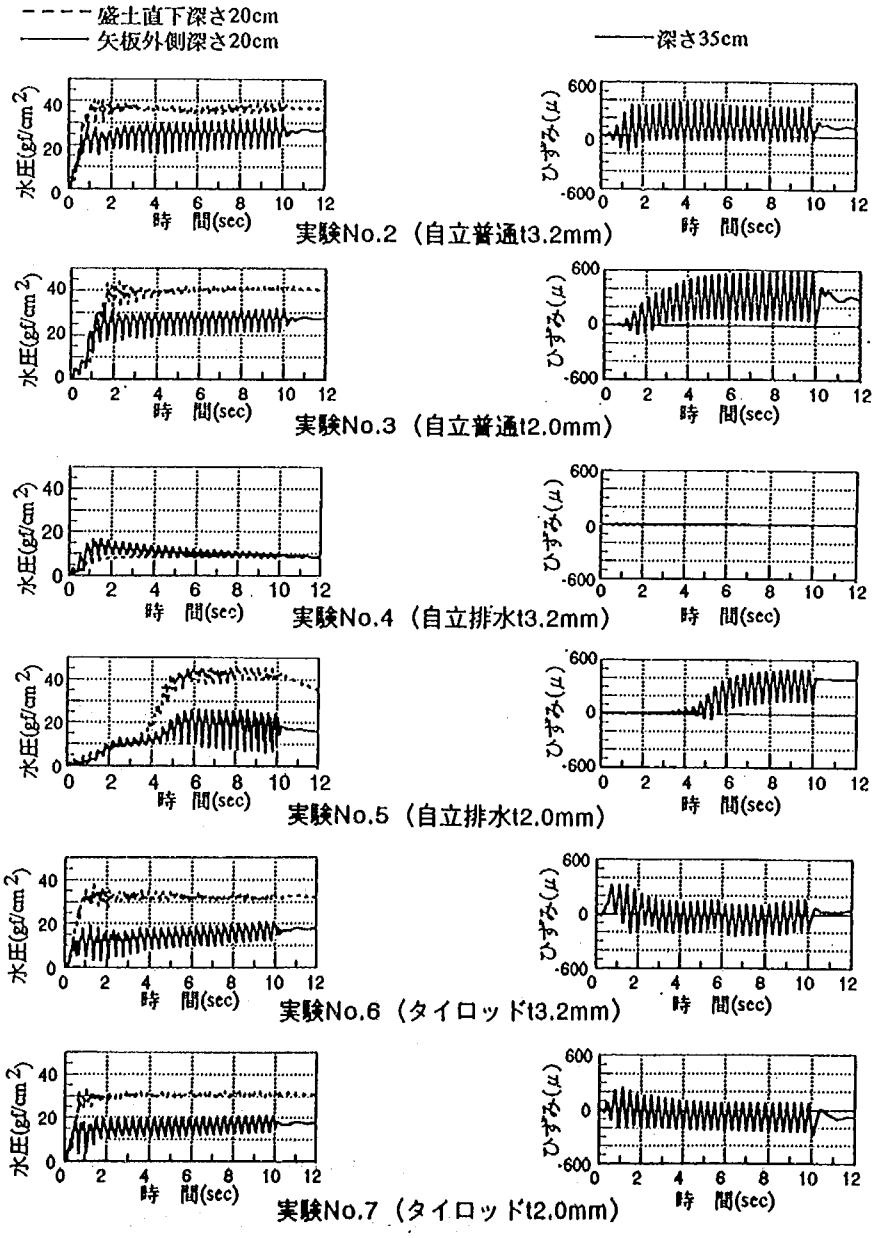


図-4.6.4 過剰間隙水圧と矢板曲げひずみの経時変化

振終了まで過剰間隙水圧が小さいために盛土の沈下は見られない。ただし、板厚 t 2.0mm(実験No.5)では、地盤液状化後には盛土の沈下が進行し、加振終了時には普通鋼矢板締切り時の値に近づいている。

図-4.6.3より、以下のことがわかる。

④ 200gal で液状化に至らなかった実験No.4で盛土の沈下が増加するのに対し、他のケースにおいてはほとんど沈下が増加しない。また、排水機能の有無にかかわらず、矢板の曲げ剛性が同じものでは最終的な盛土の沈下量がほぼ同程度の値となっている。これは、盛土の沈下にともなって矢板の変形が増加していくが、ある変形量に至ると盛土が自重によって沈下しようとする力と矢板の曲げ剛性による反力がバランスし盛土の沈下が進行しなくなるためであると考えられる。

2) 過剰間隙水圧と矢板曲げひずみの経時変化

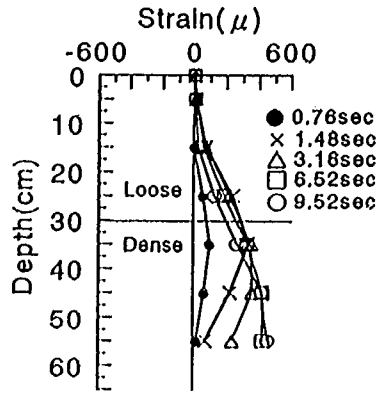
実験No.2～7の200gal加振における過剰間隙水圧および矢板曲げひずみの経時変化例を図-4.6.4に示す。水圧、ひずみ両者とも加振の継続につれて漸増する平均的な成分（漸増成分）とその周りを振動する成分（振動成分）が見られる。図-4.6.4より以下のことがわかる。

① 普通鋼矢板締切りのケースについては、いずれも加振開始後1～2 sec で過剰間隙水圧の漸増成分がほぼ一定値に収束し液状化に至っていると考えられる。一方、排水機能付き矢板のケースについては普通矢板の場合よりも水圧の上昇が遅く、板厚 t 2.0mm(実験No.5) では約5～6 sec で液状化に至っていると考えられ、板厚 t 3.2mm(実験No.4) では加振終了まで過剰間隙水圧が初期有効上載圧値にまで至らない。

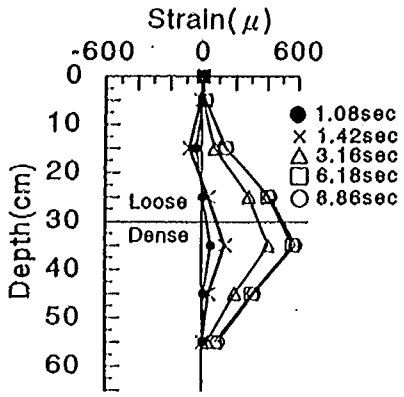
② 一方、矢板のひずみ、特に漸増成分は地盤が液状化するあたりから急増しはじめ、液状化後すぐに最大とはならずに間隙水圧より遅れてある一定の最大値に収束していく傾向が見られる。これは、前述のとおり、液状化による盛土の沈下にともなって矢板の変形も増加するが、矢板の曲げ変形がある程度進行すると、盛土が自重によって沈下しようとする力と矢板の曲げ剛性による反力がバランスするためと考えられる。

3) 地盤の液状化と矢板の曲げひずみの発現の関係

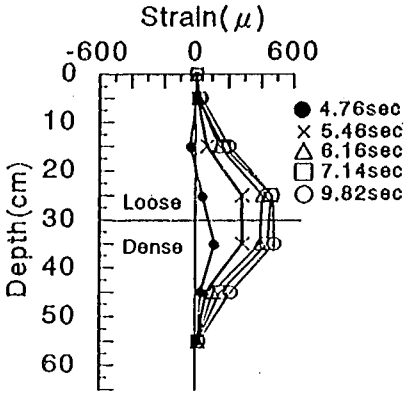
実験No.2,3,5,7の4ケースについて200gal加振時の矢板曲げひずみの鉛直分布の経時変化を図-4.6.5に示す。図中には、地盤の液状化と矢板曲げひずみの発現の関係を見るために、過剰間隙水圧上昇過程、液状化時、液状化後の加振継続時に関してのひずみ鉛直分布を示してある。なお、実験No.2,3,7の普通矢板に関しては1.5sec付近で、実験No.5の排水機能付き矢板に対しては5.46sec で地盤がほぼ液状化に至ったと考えられる。図より、地盤が液状化した後も加振の継続によって矢板の曲げひずみが漸増し、普通鋼矢板のケースに関しては3～6 secあたりで、排水機能付き矢板の実験No.5に関しては7 secあたりで矢板曲げひずみがほぼ一定値に収束していることがわかる。また、いずれのケースにおいても、水圧上昇過程では矢板の曲げひずみがそれほど大きくなく、地盤の液状化直前から液状化後2～3 sec にかけて急増することがわかる。なお、実験No.2で時間の経過につれて深部でのひずみが大きくなるのは、剛性の高い矢板の振動によって締固め層内でも矢板周辺地盤に緩みが生じたためと考えられる。



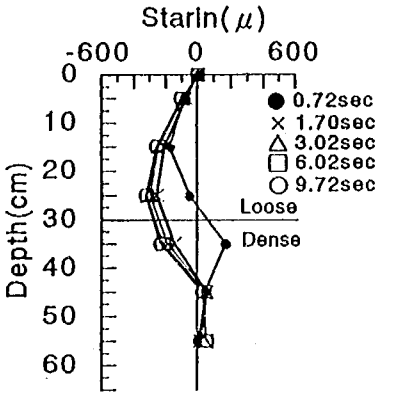
実験No.2（自立普通t3.2mm）



実験No.3（自立普通t2.0mm）



実験No.5（自立排水t2.0mm）



実験No.7（普通タイロッドt2.0mm）

図-4.6.5　矢板ひずみの鉛直分布の経時変化

(4)　矢板の設計計算法に関する検討

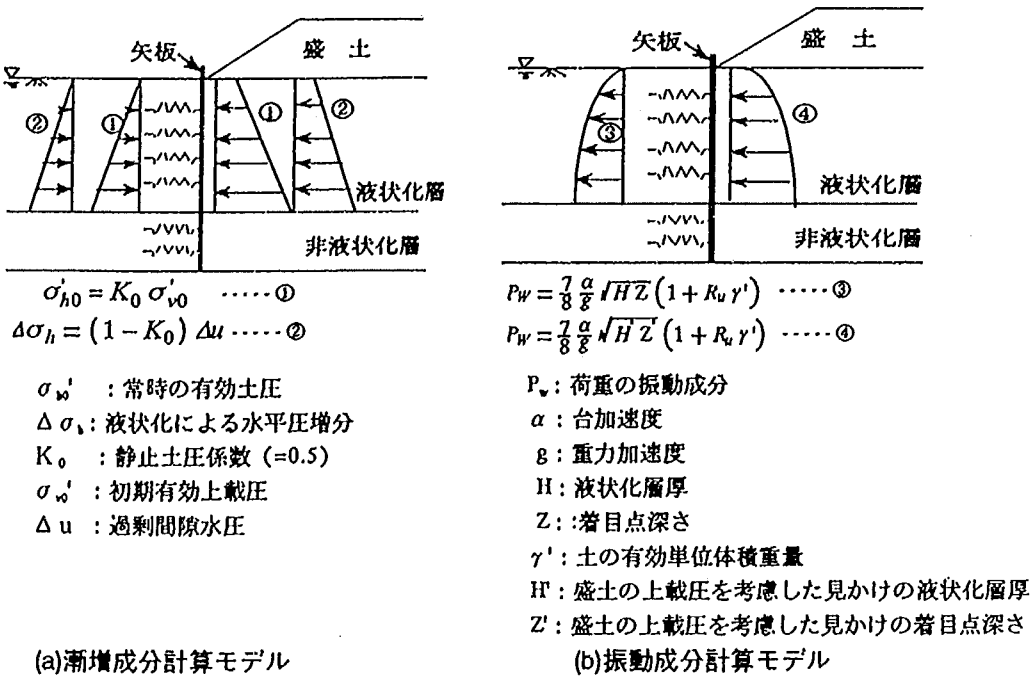
1)　計算方法

矢板曲げひずみの漸増成分は間隙水圧の上昇に伴う水平圧の増加に、振動成分は加振に対する矢板の加速度応答に依存すると考えられる[2),4),5)]。そこで、矢板の曲げひずみ（曲げモーメント）を漸増成分と振動成分に分けて考え、図-4.6.6に示すモデル[8),9),10)]を用いて矢板の曲げモーメントの算定を行った。計算は、実験No.2,3,5,7の200gal加振を対象とし、液状化前の水圧上昇過程、液状化後に分けて実施した。

①　液状化前の計算

○作用外力：計算対象時刻における矢板の応答加速度、および過剰間隙水圧の実測値を用いて図-4.6.6中の矢板への作用外力を算定する。

○地盤バネ：締固め層は加振中も軟化しないとし、加振前の地盤反力係数と等価な地盤バネを見込む。緩詰め層部に関しては、水圧上昇に伴う軟化を考慮せず加振前の地盤反力係数と等価な地盤バネを見込む場合と、図-4.6.7の低減カーブによって過剰間隙水圧比に応じて地盤バネを低減させた[11),12),13)]場合の2種類を考えた。なお、図-4.6.7の低減カーブは、今回の実験と同サイズの土槽を用いた各種加振条件の振動台実験におい



$\sigma'_{h0} = K_0\,\sigma'_{v0}$ ……①

$\Delta\sigma_h = (1-K_0)\,\Delta u$ ……②

σ_{v0}' ：常時の有効土圧
$\Delta\sigma_h$：液状化による水平圧増分
K_0 ：静止土圧係数（=0.5）
σ_{v0}' ：初期有効上載圧
Δu ：過剰間隙水圧

(a)漸増成分計算モデル

$P_W = \frac{7}{8}\frac{\alpha}{g}\sqrt{HZ}\left(1+R_u\gamma'\right)$ ……③

$P_W = \frac{7}{8}\frac{\alpha}{g}\sqrt{H'Z'}\left(1+R_u\gamma'\right)$ ……④

P_w：荷重の振動成分
α ：台加速度
g：重力加速度
H：液状化層厚
Z：:着目点深さ
γ'：土の有効単位体積重量
H'：盛土の上載圧を考慮した見かけの液状化層厚
Z'：盛土の上載圧を考慮した見かけの着目点深さ

(b)振動成分計算モデル

図-4.6.6　矢板曲げモーメント計算モデル

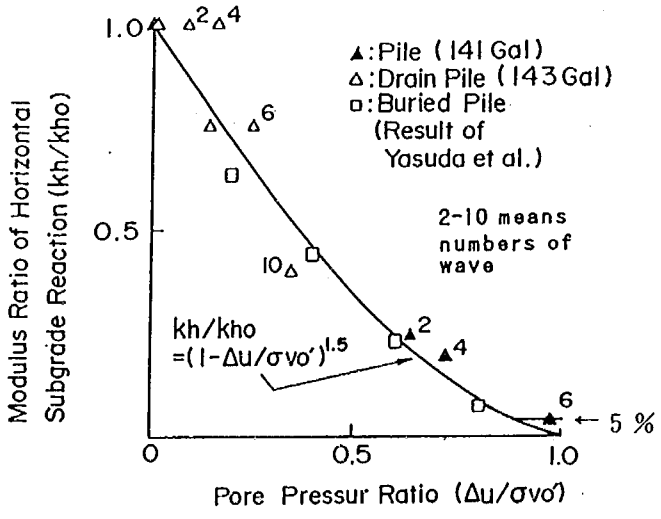


図-4.6.7　水平地盤反力係数と過剰間隙水圧比の関係

て、加振終了後速やかに地盤中の模型杭を水平載荷して得られた地盤反力係数とその時の過剰間隙水圧比の関係を表したものである。

② 液状化後の計算

○作用外力：漸増成分は、緩詰め地盤全域が一様に液状化していると考え、$\Delta u = \sigma_{v0}'$ として荷重を算定した。なお、この場合、結局、矢板には盛土の上載圧（盛土を一定高さにならしたときの値を使用）に等しい等分布荷重が作用することになる。振動成分に関しては、各計算対象時刻における矢板の応答加速度の実測値を用い、過剰間隙水圧比Ru=1.0として荷重を算定した。

○地盤バネ：緩詰め層部は、図-4.6.7の地盤反力係数低減カーブに示すように、過剰間隙水圧比Ru=1.0でも加振前の地盤反力係数の5%に相当する地盤バネを見込む場合と、地盤バネをゼロとする場合の2種類を考えた。締固め層に関しては、矢板の剛性の高い実験No.2の矢板周辺で軟化が見られたが、ここではいずれの実験に対しても、加振前の地盤反力係数と等価な地盤バネを与えて計算を実施した。

2) 計算結果

① 液状化前に対する計算結果

液状化前の水圧上昇過程に対する矢板曲げモーメントの計算結果を実験結果とともに図-4.6.8に示す。図-4.6.8(a)は漸増成分、(b)は振動成分の計算結果である。

(a) 矢板曲げモーメント漸増成分の計算結果

図-4.6.8(a)では、各実験ケースごとに計算時刻での液状化程度に差があるために矢板のモーメント値の大小も異なるが、いずれのケースにおいても加振前の地盤反力係数と等価な地盤バネを見込んだ計算結果は実験値より小さな値となっている。一方、図-4.6.7の低減カーブによって地盤バネを低減させた計算結果は、実験値と同程度もしくはそれより大きめの値となっており、過剰間隙水圧の上昇による地盤反力係数の低減を考慮する必要があることがわかる。しかし、実験値と計算値の差に関しては各ケースごとにかなりのバラツキが見られること、図-4.6.7の低減カーブが加振中の矢板に対する地盤反力とは異なった条件で導かれたものであることを考慮すると、さらに多くの実験データに基づく適用性の確認や加振中の矢板の挙動に則したより適切な液状化程度～地盤反力係数関係の提案などが必要となること等がわかる。

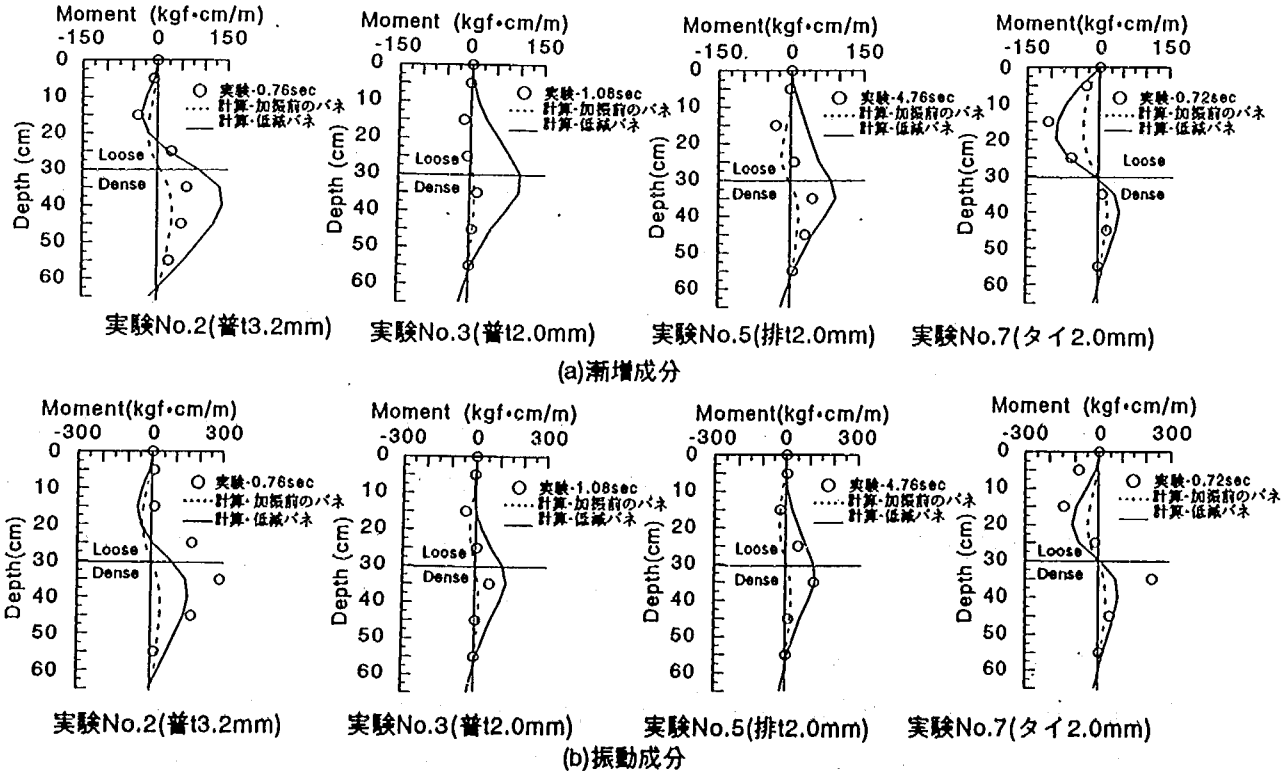


図-4.6.8 矢板曲げモーメント計算結果①（液状化前）

(b) 矢板曲げモーメント振動成分の計算結果

図-4.6.8(b)の振動成分の計算結果においても、加振前の地盤反力係数と等価なバネを見込んだ計算結果は実験値より小さな値となっている。しかし、図-4.6.7の低減カーブによって地盤バネを低減させた計算結果に関しては、実験No.3とNo.5では計算結果が実験結果以上の値を、実験No.2とNo.7では逆に実験結果が計算結果よりも大きな値を示しており、漸増成分とは異なった結果になっている。特に、実験No.2においては、漸増成分では計算結果の方が、振動成分では実験結果の方が大きくなっている。これより、矢板の曲げモーメントを正確に算定するためには、同時刻に対する計算でも振動成分と漸増成分で異なった地盤バネを設定する必要があることがわかる。これには、振動成分に対する地盤バネは矢板の振動挙動に対する地盤の抵抗を、漸増成分に対する地盤バネは地盤の水平圧の増加とともに累加・蓄積される矢板の変形に対する地盤の抵抗を表すものであり、両者の発現メカニズムが異なること、今回の計算モデルで用いた荷重の算定方法において振動成分と漸増成分で精度に差があること、など種々の原因が考えられる。

② 液状化後に対する計算結果

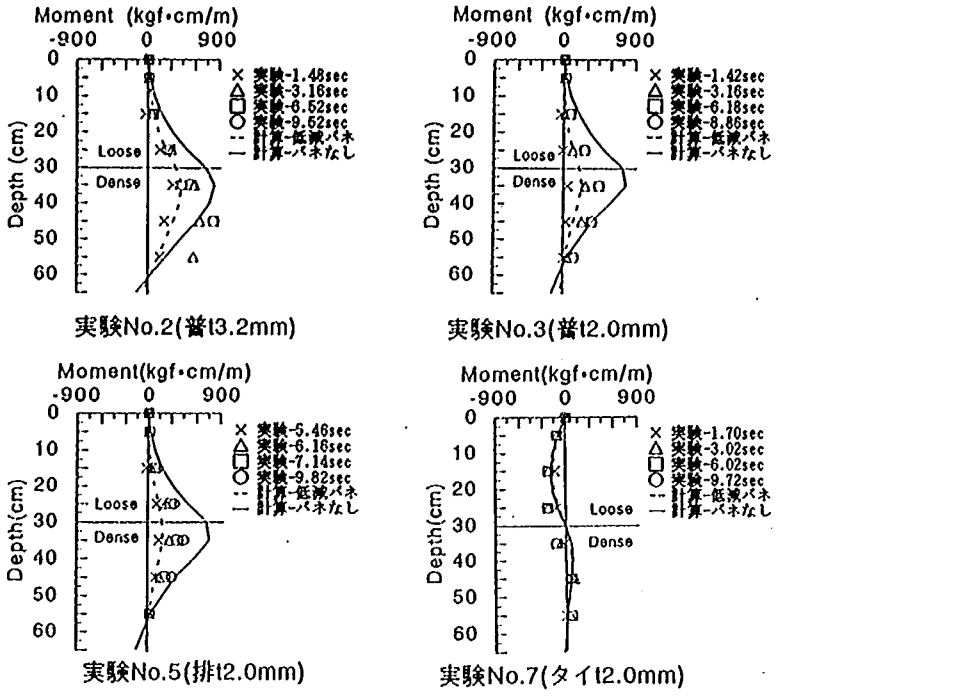
液状化後の矢板曲げモーメントの計算結果を実験結果とともに図-4.6.9に示す。図-4.6.9(a)は漸増成分、(b)は振動成分の計算結果である。図-4.6.9(a)では、矢板の曲げひずみ（モーメント）の漸増成分が地盤液状化後にも漸増することから、普通矢板のケースに対しては、約1.5sec（液状化時), 3 sec, 6 sec, 9.5sec の4種類、排水機能付き矢板の実験No.5に対しては、5.46sec(液状化時), 6.16sec, 7.14 sec, 9.82secの4種類の実験値を示した。図-4.6.9(b)の振動成分に関しては、荷重の算定に用いる矢板の応答加速度が各計算対象時刻ごとに異なることから、約1.5secあたり（実験No.5の排水機能付き矢板については5.46sec)と矢板のひずみ（モーメント）がほぼ一定値に落ち着いていると考えられる6～7secあたりの2種類の計算結果を示した。

(a) 矢板曲げモーメント漸増成分の計算結果

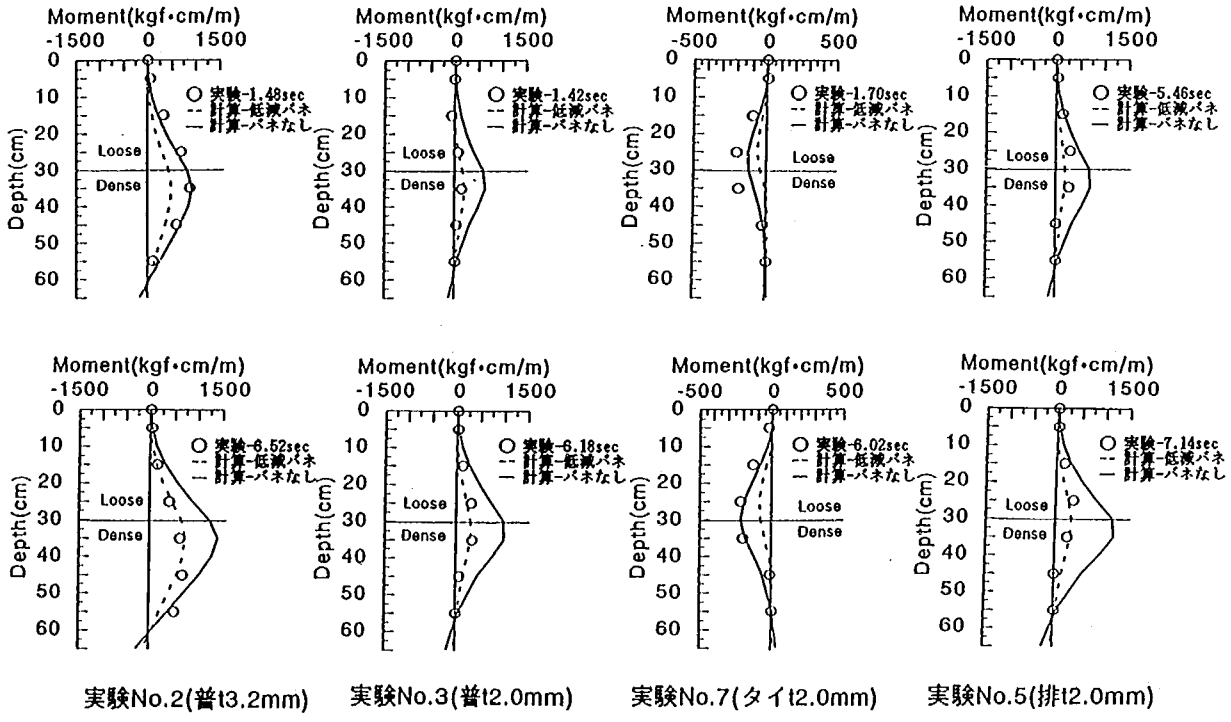
図-4.6.9(a)によれば、地盤バネをゼロとした計算結果は液状化後の加振の継続によってモーメント値がほぼ一定になる6sec以降の実験値と同程度またはそれ以上の値となり、過剰間隙水圧比Ru=1.0でも加振前の5%の地盤反力係数を見込んだ計算結果は液状化直後の実験値と同程度で6sec以降の実験値よりも小さな値となっている。これより、今回のモデルで地盤バネをゼロとすれば液状化後の加振の継続によって矢板の変形が十分進行した状態で生じる最大モーメント値よりも大きめの計算結果を与え、地盤の液状化程度に応じて加振前の0～5%程度以下の地盤反力係数を見込めば計算結果が実験値と一致することがわかる。ただし、液状化程度と矢板の曲げひずみ（モーメント）の発現の関係は地盤条件や加振条件の他、矢板の曲げ剛性やタイロッドの有無など構造形態にも影響されるようであり、現状でこれらを適切に考慮して地盤バネを細かく設定するのは難しく今後の課題である。

(b) 矢板曲げモーメント振動成分の計算結果

図-4.6.9(b) によれば、自立鋼矢板のケースに対しては、計算時刻によらず地盤バネをゼロとした計算結果が実験結果よりも大きめの値を与え、過剰間隙水圧比Ru=1.0でも加振前の5%の地盤反力係数を見込んだ計算結果は実験結果とほぼ同程度の値となっている。これより、今回の振動成分計算モデ



(a)漸増成分



(b)振動成分

図-4.6.9　矢板曲げモーメント計算結果②（液状化後）

ルによれば、地盤液状化直後、液状化後の加振継続時にかかわらず、加振前の5%程度の地盤反力係数が残存することになる。一方、タイロッド付きの実験No. 7に関しては、地盤バネをゼロとした計算結果よりも実験結果が大きな値になっている。これは、タイロッドによって両側矢板が連結されていることなどから自立矢板の場合に比べ挙動が複雑で、今回の静的な計算モデルにはあてはまりにくいためと考えられる。

4.6.3　盛土構造物に対する鋼矢板を用いた液状化対策工法に関する数値解析

(1)　目的及び概要

鋼矢板及び排水機能付鋼矢板を用いた対策効果の検証をするため、昨年度実施した遠心模型実験に対して数値解析を行った。数値解析においては、鋼矢板を用いた液状化対策工法を施した地盤の液状化時の変形量を評価するため、全応力解析プログラム「CONSBP」を用い、永久変形の評価では基準ひずみの考え方においてSADAP+GSTR2で用いられているのと同じ山根の式を用いた。

(2)　盛土モデル（図-4.6.10）

剛な基礎地盤上の厚さ7.5mの軟弱地盤層の上に、高さ4.5m、幅7.5mの盛土構造物が載っているモデルを設定した。

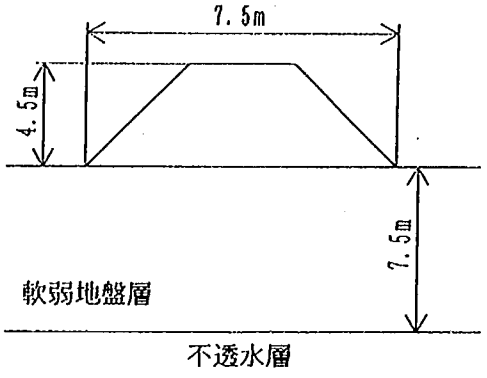


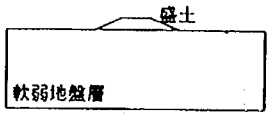
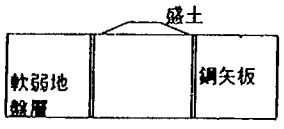
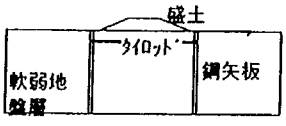
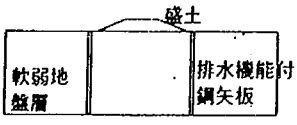
図-4.6.10　盛土モデル

(3)　遠心模型実験の概要

1)　実験ケース

実験は、無対策、普通矢板、タイロッド付普通矢板、排水機能付普通矢板（以下、排水矢板）の4ケースを行い、過剰間隙水圧、地表面沈下量を測定した。表-4.6.2に各モデルの特徴を示す。

表-4.6.2　各モデルの特徴

無対策	普通矢板	ﾀｲﾛｯﾄﾞ付普通矢板	排水矢板
盛土に対する液状化対策工法なし	盛土法尻に鋼矢板を打設	盛土法尻に打設した鋼矢板の頭部をﾀｲﾛｯﾄﾞで締結	盛土法尻に排水機能付鋼矢板を打設
			

2)　実験条件

①　模型寸法

遠心加速度は50gとし、設定した実構造物に対して1/50のモデルとした。供試体の寸法、計測位置を図-4.6.11に示す。

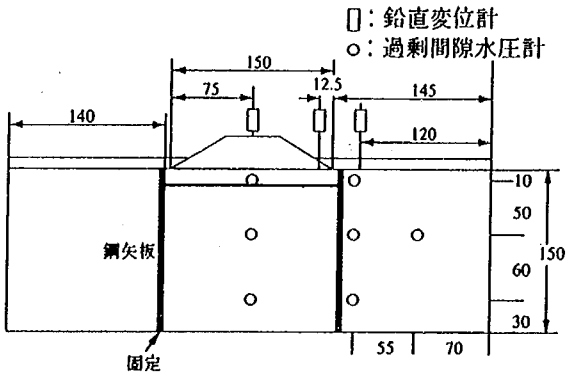


図-4.6.11　供試体寸法及び計測位置

②　地盤条件

間隙流体に水を用い、粒径の小さな硅砂A8号（土屋カオリン）を緩詰めした（相対密度50%）飽和地盤とした。実験に用いた試料特性を表-4.6.3に示す。また、遠心力場で有効上載圧が0.1kgf/cm²となるよう、ジルコン砂を模型砂層上に設置した。

表-4.6.3　試料特性

砂粒子の密度Gs	D60	D50	D30	D10	均等係数Uc	曲率係数Uc'	最大間隙比e_{max}	最小間隙比e_{min}
2.65	0.120	0.100	0.069	0.041	2.927	0.968	1.333	0.7063

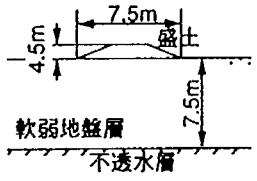
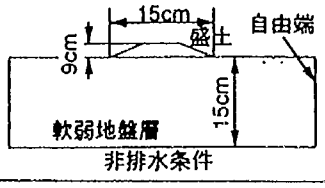
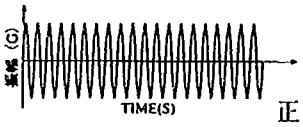
③　境界条件

容器底部には十分な剛性を持たせ、非排水条件とした。容器側壁は、加振方向の変形を拘束しないよう、せん断箱を用いた。

④　振動条件

100Hz，振動時間0.2秒，加速度10G(実地盤で2Hz，10秒，200gal）で20波の正弦波加振を行った。以上のように設定した、実地盤と実験モデルを比較した表を表-4.6.4に示す。

表-4.6.4　実地盤と実験モデルの比較

		実地盤		実験ﾓﾃﾞﾙ
寸法，境界条件				
地盤の相対密度		50%		50%
入力波	周波数(Hz)	2		100
	振動時間(s)	10		0.2
	水平加速度(G)	0.2	正弦波20波	10

(4)　数値解析モデル

解析法としては全応力解析法を用いた。液状化時の地盤変形については、「地盤のせん断剛性低下による変形」及び「過剰間隙水圧発生消散による砂の圧縮性による沈下」の2つの変形モードをそれぞれ別々に解析し、両者を足し合わせるモデルとした。前者には、山根[1)]らによる応力－ひずみ関係を基準ひずみを境界とする2本の直線としてモデル化し、ひずみの大きさにより変化する地盤の剛性を考慮した解析法を用いた。後者の解析には、過剰間隙水圧の値とダイレイタンシーによる体積ひずみとの関係を取り入れた、Biotの圧密方程式に基づいた過剰間隙水圧の消散による変形解析手法を用いた。プログラムとしてはCONSEPを使用した。地盤及び加振条件は遠心模型実験と等価に設定した。

1)　地盤のせん断剛性低下による変形

地震応答解析で求めたせん断応力の時刻歴及び静的解析による初期応力に基づいて基準ひずみを算定し、地盤の応力ひずみ関係を設定し、次に物体力を作用させた。

基準ひずみγ^*の算定は以下の通り。

$$\gamma^*=\{0.6\sum_{i=1}^{n}(\tau_{maxd}/\sigma_m')^{c2/c1}\}^{c1}\exp\{0.5\cdot c3(\sigma_y'-\sigma_x')/\sigma_m'+c4\cdot\tau_s/\sigma_m'+c5\cdot Dr+c6\}$$

n	:動的せん断応力がゼロクロスする半波の数
$_i\tau_{maxd}$	:i番目の半波中の最大せん断応力の最大値
$\sigma_x' - \sigma_y'$	:$_i\tau_{maxd}$が作用する要素の静的軸差応力
τ_s	:$_i\tau_{maxd}$が作用する要素の静的せん断応力
σ_m'	:平均有効応力
Dr	:相対密度(50%)

c1=0.721, c2=2.241, c3=-3.299, c4=0.708, c5=-0.083, c6=8.476

2) 過剰間隙水圧発生消散による砂の圧縮性による沈下

地震応答解析で得られた地盤中のせん断応力時刻歴から、体積ひずみモデルを用いることにより振動中に発生する過剰間隙水圧を算出し、同時にその過剰間隙水圧が消散することによって生じる地盤の変形量を算出する。液状化強度（τ/σ_{m0}'：繰り返し回数N=20で液状化に達するせん断応力比）、及び体積ひずみモデルの材料定数[15]については、表-4.6.5に示す。

表-4.6.5 数値解析モデルにおける各種定数

地層区分	τ/σ_{m0}'		m*	A	a	b	c	k
	盛土下部	盛土外側	(cm^2/kg)		($\times 10^{-3}$)			(cm/s)
GL±0から-3cm	0.11	0.14	5	2.8	5.0	0.53	0.15	2.13×10-2
GL-3cm以深	0.12	0.14	3	2.8	5.0	0.53	0.15	2.13×10-2

但し排水矢板を用いた場合においては、矢板の両面に透水要素（片面幅0.8cm)を設け、排水機能の傾向を把握するためその部分の透水係数を地盤要素の100倍とし、

k=1.0 cm/s

とした。

(5) 実験及び解析結果

1) 実験と解析結果の比較

① 地表面鉛直変位（図-4.6.12～15)

図-4.6.12～15に加振1秒後の地表面の鉛直変位を示す。解析では、液状化時の盛土の変形を「地盤のせん断剛性低下による変形」,「過剰間隙水圧発生消散による砂の圧縮性による沈下」、と2つの機構を組み合わせて評価した。解析から得られた地表面での沈下量は、実験と傾向的に一致していることから、上記2つの機構から成り立つと仮定することで、遠心模型実験の液状化時の盛土の変形を定性的に評価できた。但し、排水矢板においては、矢板外側の沈下量が普通矢板に比べてかなり抑えられるという実験の傾向が捉えられていない。この理由は、全応力解析法では排水機能による過剰間隙水

圧の発生抑制効果が評価できないため、排水矢板でも無対策と同じ過剰間隙水圧が発生してしまい（図-4.6.16）、なおかつ排水が促進されるため、その水圧の消散による沈下量が過大評価されているものと考えられる。

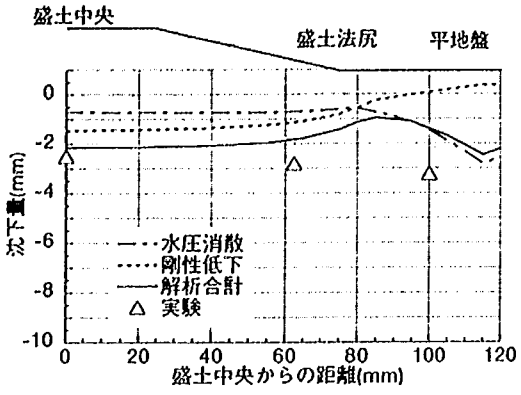


図-4.6.12　地表面鉛直変位（無対策）

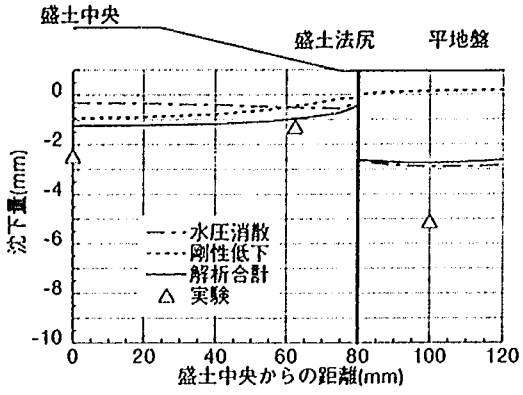


図-4.6.13　地表面鉛直変位（普通矢板）

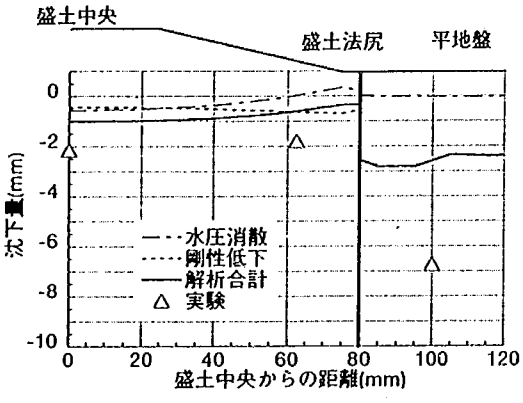


図-4.6.14　地表面鉛直変位（ﾀｲﾛｯﾄﾞ付普通矢板）

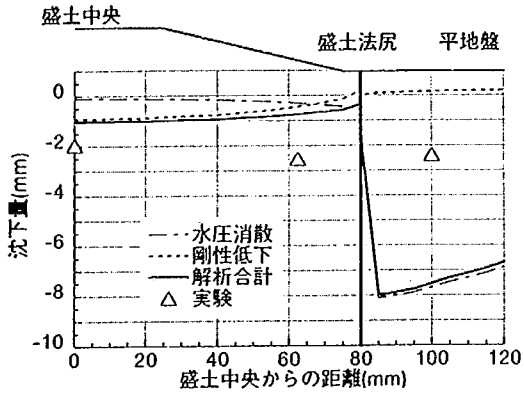


図-4.6.15　地表面鉛直変位（排水矢板）

② 過剰間隙水圧比（図-4.6.16～19）

図-4.6.16 ～19に加振終了後の過剰間隙水圧比を示す。無対策，普通矢板及びタイロッド付普通矢板においては、実験と解析結果の値がほぼ一致している。実験と同様に解析においては、無対策では盛土中央から盛土法尻へ向かう程過剰間隙水圧比は高くなり平地盤部でほぼ液状化しており、普通矢板，タイロッド付普通矢板は盛土中央部分での過剰間隙水圧比は低く、矢板外側ではほぼ液状化している。尚、排水矢板に関しては、矢板外側の盛土法尻部の過剰間隙水圧比が、実験では深さ方向に全て0.5以下に抑えられているのに対して、数値解析では普通矢板と同程度まで上昇しており実験と比較すると過大評価している。これは(5). 1). ①で述べたように、排水機能による過剰間隙水圧発生抑制効果を評価できていないことが原因と考えられる。

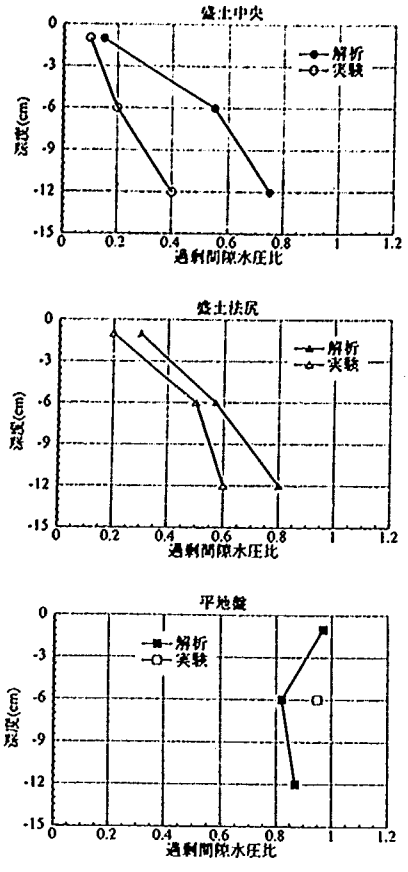


図-4.6.16　過剰間隙水圧比（無対策）

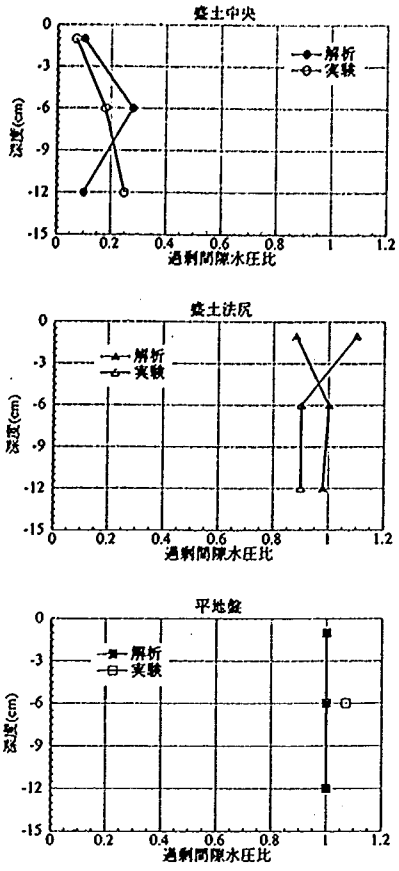


図-4.6.17　過剰間隙水圧比(普通矢板)

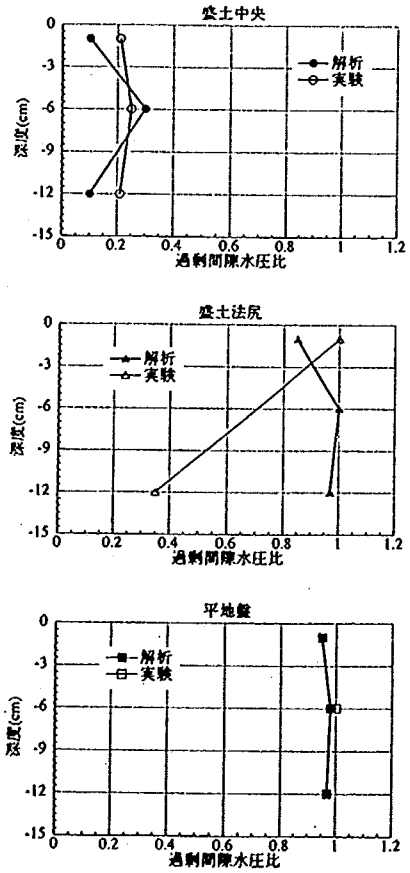


図-4.6.18　過剰間隙水圧比(ﾀｲﾛｯﾄﾞ付普通矢板)

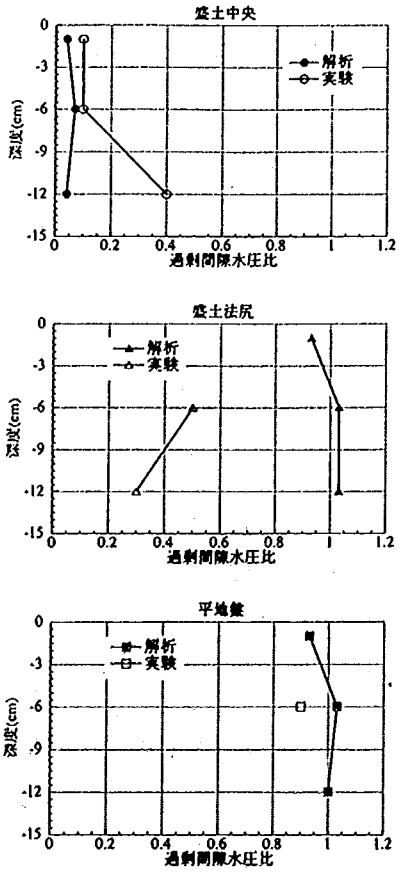


図-4.6.19　過剰間隙水圧比(排水矢板)

2) 盛土構造物の液状化による挙動

① 地盤のせん断剛性低下による影響（図-4.6.20）

地震時の盛土構造物のせん断剛性低下量を示す指標として、数値解析から得られた無対策時の基準ひずみのコンター図を示す。地盤の剛性低下がもっとも大きいところ即ち基準ひずみの値が大きい場所は、盛土法尻から平地盤にかけてであり、盛土法尻部が地震時に最も変形しやすい場所と判断できる。これは盛土法尻部は盛土荷重により発生するせん断力が大きく、また過剰間隙水圧比も高い（図-4.6.16)ことが原因と考えられる。

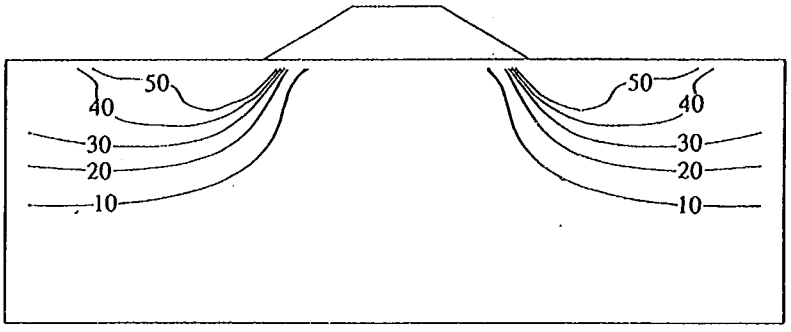


図-4.6.20 基準ひずみ分布（無対策）

② 過剰間隙水圧の影響（図-4.6.12,16）

実験及び数値解析結果から、過剰間隙水圧比は盛土中央部では小さく盛土の外側では大きい。これは盛土の上載荷重により、盛土中央部分では初期鉛直応力が大きく、盛土外側では鉛直応力が小さくなりせん断応力が増加することが原因と考えられる。数値解析結果から過剰間隙水圧の発生消散による地表面沈下量を比較すると、過剰間隙水圧比の発生量が大きい盛土外側ではその消散による地盤沈下が大きく、盛土中央部分では過剰間隙水圧比が小さく抑えられるためその消散による沈下も少ない。

③ 盛土の変形メカニズム（図-4.6.21）

数値解析では、盛土中央部分の沈下量は、地盤の剛性低下による影響が約7割、過剰間隙水圧による圧密の影響が約3割程度（図-4.6.12)であり、地盤の剛性低下による原因が支配的である。地震時に盛土構造物が液状化した場合、盛土法尻部分の剛性が最も劣化し変形しやすくなることから、盛土構造物の破壊は下部地盤が液状化した場合、盛土法尻部分の地盤が盛土荷重により横方向に押し出され、ここに盛土中央部分の砂粒子が移動することが主原因で盛土の沈下が引き起こされ、またそれに伴い盛土外側の地盤は膨れ上がる、と考えられる。この現象を示すものとして、図-4.6.21 に実験におい

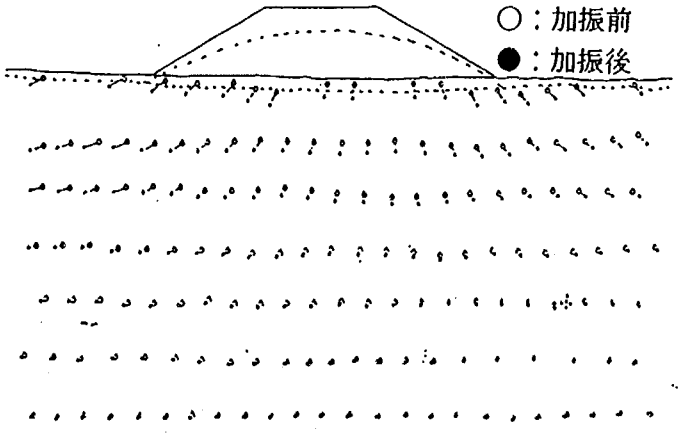


図-4.6.21 鉛散弾から読み取った砂粒子の動き（実験）

て地盤中に設置した鉛散弾を加振前後でX線で撮影し、砂粒子の動きを読み取った結果を示す。盛土中央部から盛土法尻へ向かうにつれ、砂粒子の横方向への動きが大きくなることが分かる。

3) 鋼矢板を用いた対策効果（普通矢板，タイロッド付普通矢板）

① 地盤のせん断剛性低下に与える影響

1．地盤の水平移動（図-4.6.22，23）

盛土法尻に矢板を打設することは、下部地盤の液状化時に盛土中央から平地盤部の方向へ砂粒子が水平方向に押し出されるのを防ぐ、と考えられる。実験及び数値解析とも、盛土法尻に矢板を打設することで、盛土法尻部の水平変位量を抑えられている。実験では無対策時と比べ、普通矢板で約7割に、排水矢板で約6割，タイロッド付普通矢板では約2割程度までに盛土法尻部地表面の水平移動を低減し、普通矢板，排水矢板，タイロッド付普通矢板の順に水平変位抑制効果が大きくなった。数値解析では、普通矢板，タイロッド付普通矢板に関して無対策時と比較した水平変位量は、地表面において普通矢板で約5割程度，タイロッド付普通矢板では0、最大変位量で比較すると普通矢板は約4割，タイロッド付普通矢板は約1割になり、タイロッド付普通矢板が実験同様盛土法尻部の水平変位抑制効果が最も大きかった。しかし排水矢板においては、実験と同様に無対策に比べ地表面水平変位量は抑制されているものの、普通矢板よりも大きく変形した。

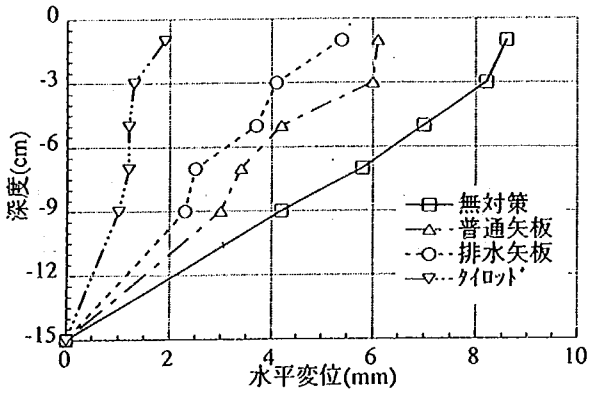


図-4.6.22 盛土法尻の水平変位（実験）

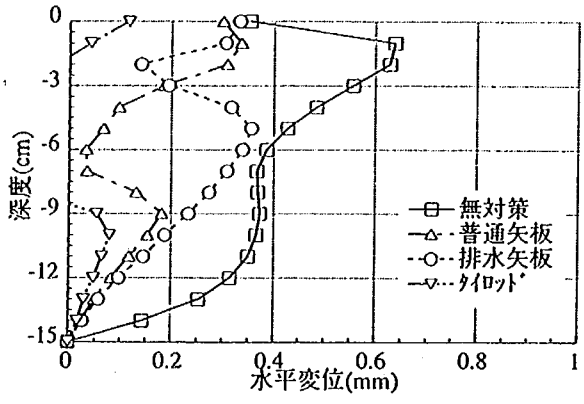


図-4.6.23 盛土法尻の水平変位（解析）

2. 盛土中央部の沈下量（図-4.6.24）

図-4.6.24 に示すように、地盤の剛性低下に伴う盛土法尻部の水平変位を抑制することは、盛土中央部の沈下を抑えることに効果があることが分かる。盛土中央部の沈下量を無対策時と比べると、数値解析上、普通矢板で約6割，タイロッド付普通矢板で約5割程度に、排水矢板では約5割に抑えられている結果となった。

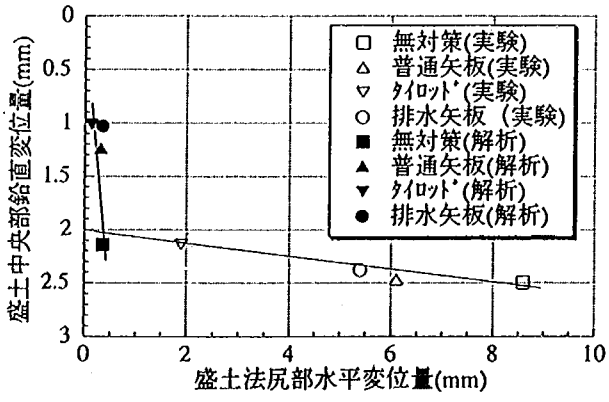


図-4.6.24 盛土法尻部の水平変位量と盛土中央部の鉛直変位量の関係

② 過剰間隙水圧に与える影響（図-4.6.16,17,18）

実験及び数値解析ともに、盛土法尻に矢板を打設した影響で、過剰間隙水圧比が矢板を境に盛土の内と外で、無対策時と比べ異なる傾向を示す。矢板内側では無対策時に比べ過剰間隙水圧比の発生が抑えられ、過剰間隙水圧の消散による沈下も抑制されているのに対し、矢板外側では過剰間隙水圧の発生量が増し、その消散による圧密のため無対策時よりも地表面の沈下が大きい。この原因として、①矢板で盛土中央と平地盤部とを遮断することにより、平地盤で発生した過剰間隙水圧は盛土下部地盤に伝播せず、矢板外側では、平地盤と同程度まで過剰間隙水圧比が上昇する，②矢板の拘束効果により、盛土下部地盤のせん断変形を抑制し、過剰間隙水圧比の増加を抑える，③盛土による上載荷重が矢板の外側に伝わらなくなり、矢板外側の過剰間隙水圧比が上昇する、等が考えられる。①に関してみると図-4.6.17,18より、盛土法尻付近の矢板外側の過剰間隙水圧比が平地盤部と同程度まで上昇している。

4) 排水矢板について

排水矢板においては、数値解析では遠心模型実験結果の傾向を必ずしも評価できていない。しかし実験から得られた結果としては、既に述べた普通矢板の効果に加えて以下の効果が発現した。

① 地盤のせん断剛性低下に与える影響（図-4.6.15,22）

矢板周辺の過剰間隙水圧の発生を低減するため、矢板周囲の地盤のせん断剛性の低下が抑制される。そのため地盤の強度が保持され、矢板による地盤のせん断変形抑制効果を向上させる。盛土法尻部において排水矢板は普通矢板に比べ、矢板頭部の変形量が約1割程度小さい。

② 過剰間隙水圧に与える影響（図-4.6.15,19）

矢板内側の盛土中央下部地盤において、普通矢板に比べ排水矢板の方が過剰間隙水圧発生抑制に効果があり盛土の沈下抑制効果が大きい。矢板外側においても過剰間隙水圧の発生量を低減するため、普通矢板，タイロッド付普通矢板に比べ地表面の沈下量が小さく、普通矢板と比べた場合約35%程度である。また、矢板周囲の過剰間隙水圧の発生量を減少させることで、矢板に作用する過剰間隙水圧上昇に伴う土圧の増加を低減するものと考えられる。

4.6.4　まとめと今後の課題

(1) 盛土の液状化対策としての鋼矢板締切り工法に関する模型振動台実験を実施し、主に地盤液状化時の矢板の曲げひずみの発現特性について検討するとともに、昨年度の共同研究報告書で提案した矢板の曲げモーメント計算モデルによる計算結果を実験結果と比較することにより、その適用性に関する検討を実施した。その結果、以下のことが明らかになった。

1) 自立普通鋼矢板締切り、自立排水機能付き鋼矢板締切り、タイロッド付き普通鋼矢板締切りの3種類の対策工の対策効果に関して、以下の知見が得られた。

① 盛土両側のり尻部に鋼矢板壁を設けることで無対策時に比べ盛土の沈下を低減できる。また、普通鋼材による対策では、矢板板厚t2.0mm、t3.2mm、t2.0mm+タイロッド、t3.2mm+タイロッドの順に盛土の沈下量が小さいことから、矢板の剛性を高めることによって、さらに、タイロッドで矢板頭部の変位を拘束することにより確実な効果が期待できる。

② 自立排水機能付き鋼矢板締切りでは、矢板剛性が同じでも自立普通鋼矢板締切りに比べ盛土沈下量を低減できる。これは、普通矢板対策時に比べ地盤の液状化が遅れることから、盛土の沈下も遅れて進行するためである。

③ しかし、排水機能付き鋼矢板の場合でも、加振の継続や加振加速度の増大で地盤が液状化に至った後は普通鋼矢板の場合と同様に盛土の沈下が進行する。自立矢板対策の場合、最終的には排水機能の有無にかかわらず、矢板の板厚（曲げ剛性）ごとにある一定の沈下量に収束していく傾向が見られる。これは、盛土の沈下にともなって矢板の曲げ変形が増加していくが、ある変形量に至ると盛土が自重によって沈下しようとする力と矢板の曲げ剛性による反力がバランスし盛土の沈下が進行しなくなるためと考えられる。

2) 地盤の液状化と矢板曲げひずみの発現特性の関係について、以下の知見が得られた。

矢板の曲げひずみは、液状化前の水圧上昇過程ではそれほど大きくなく、過剰間隙水圧が有効上載圧に達する直前から増加しはじめ、液状化後すぐに最大とはならずに間隙水圧より2～3sec 遅れてある一定の最大値に収束していく傾向が見られる。これは、前述のとおり、液状化による盛土の沈下にともなって矢板の変形も増加するが、ある変形量に至ると盛土が沈下しようとする力と矢板の曲げ剛性による反力がバランスして矢板の変形がほとんど増加しなくなるためと考えられる。

3) 昨年度の共同研究報告書で提案した矢板曲げモーメント算定モデルの適用性に関する検討を実施した結果、以下の知見が得られた。

① 提案モデル、および模型杭に対する加振後の水平載荷試験から求めた過剰間隙水圧比～地盤反力係数関係を用いて、液状化前の水圧上昇過程における矢板曲げモーメントの算定を試みた結果、

・液状化前でも過剰間隙水圧の上昇に伴う地盤強度（バネ）の低下を考慮に入れる必要があること、

・今回用いた過剰間隙水圧比～地盤反力係数関係についてはより多くのデータに基づいたさらなる適用性の検証が必要であり、また、その適用性が不十分と判断される場合には、加振中の矢板の挙動に則したより適切な過剰間隙水圧比～地盤反力係数関係の提案が必要であること、

・矢板の曲げひずみ（モーメント）の振動成分に対する地盤バネは矢板の振動挙動に対する地盤の

抵抗を、漸増成分に対する地盤バネは地盤の水平圧の増加とともに累加・蓄積される矢板の変形に対する地盤の抵抗を表すものであり、両者の発現メカニズムが異なることから、厳密にはそれぞれに対応した別々の過剰間隙水圧比～地盤反力係数関係の設定も必要になる可能性があること、などの知見が得られた。

② 提案モデル、および模型杭に対する加振後の水平載荷試験から求めた過剰間隙水圧比～地盤反力係数関係を用いて、地盤液状化後の矢板曲げモーメントの算定を試みた結果、

・提案モデルにおいて地盤バネをゼロとした計算結果は、振動成分、漸増成分いずれに対しても、加振の継続によって矢板の変形が十分進行した状態で生じる最大モーメント値と同程度もしくはそれ以上の値を与えること、

・漸増成分に対しては、液状化後もその程度に応じて加振前の０～５％程度の地盤バネを見込めば計算結果と実験結果が一致するが、液状化程度と矢板の曲げひずみ（モーメント）の発現の関係は地盤条件や加振条件の他、矢板の曲げ剛性やタイロッドの有無など構造形態にも影響されるようであり、現状でこれらを適切に考慮して地盤バネを細かく設定するのは難しく今後の課題であること、

・振動成分に関しては、液状化直後、液状化後の加振継続時にかかわらず、加振前の５％程度の地盤バネを見込んだ計算結果が実験結果とよく対応すること、などの知見が得られた。

(2) 昨年度実施した盛土の液状化対策としての鋼矢板締切り工法に関する遠心模型実験に対する数値解析を実施し、対策効果やそのメカニズムの検証を行った。その結果、以下の知見が得られた。

1) 液状化時の盛土の変形は、「地盤のせん断剛性低下による変形」および「過剰間隙水圧の発生消散による砂の圧縮性による沈下」を考慮することで、遠心模型実験結果を定性的に評価できた。

2) 過剰間隙水圧比が高く地盤の強度が最も劣化しやすい盛土のり尻部から水平地盤部へ向かって盛土中央部の砂粒子が移動することにより、盛土の沈下が引き起こされる。

3) 地盤の強度劣化が大きい盛土のり尻部に鋼矢板を打設することで、盛土下部地盤の変形を拘束し、盛土全体の変形を抑制する。

4) 鋼矢板に排水機能を付与することにより、矢板周辺の過剰間隙水圧の発生量を低減し、地盤抵抗の低下を抑制するとともに、盛土構造物の弱点となるのり尻部の地盤の強度を保持する。

5) 今回の解析法においては、無対策、普通矢板については地表面沈下量や盛土下部地盤の過剰間隙水圧比が遠心模型実験と定性的に一致した。しかし、排水矢板に関しては、今回用いた排水の影響を逐次解析にフィードバックしない全応力法では排水効果による地盤物性への影響を直接は表せない。

（住友金属工業、新日本製鐵）

参考文献

1) 建設省土木研究所：軟弱地盤の耐震対策工法に関する共同研究報告書（その２）、pp. 192～207, 平成６年６月

2) 建設省土木研究所：軟弱地盤の耐震対策工法に関する共同研究報告書、pp. 123～136, 平成５年５月

3) 建設省土木研究所：液状化対策工法に関する共同研究報告書、平成７年12月

4) 田中、喜田：鋼矢板締切りによる埋設構造物の液状化対策に関する検討、第９回日本地震工学シンポジウム論文集、pp. 1345～1350, 1994年12月

5) 田中、喜田：液状化地盤中の柔壁に作用する動的水平圧に関する振動台実験、土木学会第49回年次学術講演会、Ⅲ部門 pp. 588～589, 1994年

6) 田中、喜田：液状化対策として鋼矢板締切りを施した埋設構造物に関する振動台実験、第29回土質工学研究発表会、pp. 935～936, 1994年

7) 田中、喜田：鋼矢板締切りによる埋設構造物の液状化対策に関する模型実験、土木学会第50回年次学術講演会、Ⅲ部門 pp. 560～561, 1995年

8) 田中、喜田：鋼矢板による盛土の液状化対策に関する振動台実験、第30回土質工学研究発表会、pp. 1077～1078, 1995年

9) 松尾、堤、田中、喜田、飯田：液状化対策として盛土のり尻に打設する鋼矢板壁の設計計算法に関する一考察、第31回土質工学研究発表会、pp. 1193～1194, 1996. 7.

10) 田中、喜田、松尾、堤：盛土の液状化対策として用いる締切り鋼矢板の挙動に関する振動台実験、土木学会第51回年次学術講演会、Ⅲ部門(A)、pp. 270～271, 1996. 9.

11) 野田、喜田：液状化過程における孔あき杭の水平抵抗について、第20回地震工学研究発概要、pp. 281～284, 1989年

12) H. Kita, T. Iida, M. Nishitani & S. Noda : Experimental study on countermeasures for liquefaction by steel piles with drain, Proceedings of the 10th world conference on Earthquake engineering, pp. 1701～1706, 1992

13) H. Tanaka, H. Kita, T. Iida & Y. Saimura : Countermeasure against liquefaction for buried structures using sheet pile with drain capability, Proceedings of First international conference on earthquake geotechnical engineering, Vol. 1, 999-1004, 1995

14) 古関ら：液状化性地盤上盛土の動的遠心模型実験を対象とした永久変形解析、第29回土質工学研究発表会、1994

15) 西ら：地震時における基礎地盤の安定性評価（その１）、電力中央研究所報告、1996

4.7　締固め工法の設計・施工法の検討

締固め工法の整備グループでは、本年度以下の2点について検討を行った。

① 締固め地盤の損傷領域に関する検討

締固め地盤と未改良地盤の境界部分での挙動に関し、特に、井合ら[1]によって提案されている未改良域からの過剰間隙水圧の伝播、損傷領域について非定常浸透流解析による考察を加えた。損傷領域の考え方についての知見を、締固め工法設計マニュアルへ資することが本検討の目的である。

② 阪神大震災における締固め工法の効果に関する知見の収集

阪神大震災においては、締固め系工法による改良地盤が被災を免れた事例が幾つか報告されている。これらの情報を収集し、Ｌ２クラスの実地震で発揮された締固め工法の効果についての知見をまとめる。

4.7.1　締固め改良地盤の損傷領域に関する検討

(1) 既往の検討事例

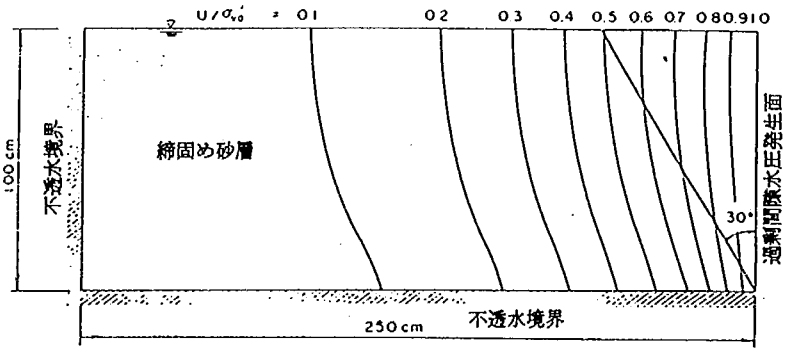
締固めによる地盤改良部と外側の未改良部との境界付近の挙動、安定性に関する検討例としては、井合ら[1]による一連の振動台実験、数値解析を挙げることができる。井合らの研究成果は、以下のような知見を与えるものである。

① 相対密度80%以上の締固め地盤であれば、未改良部の液状化に伴って締固め部が液状化するおそれは無い。

② 十分に締固めた地盤であっても、未改良部に発生した過剰間隙水圧の浸透に伴い締固め部に過剰間隙水圧が伝播する。その上限値は定常浸透流解析で得られる伝播範囲に相当し、概ね締固め境界の未改良部下端から締固め部へ向けて30度の角度の範囲内が過剰間隙水圧比＞0.5となる（図-4.7.1）。

③ この範囲内の三角形の領域は他の締固め部分と比べて安定性が低下する。

井合らは、これらの知見から種々の構造物を想定した締固め範囲



締め固め改良範囲に発生する過剰間隙水圧比 Δu／σv0'
（定常浸透流解析による。）

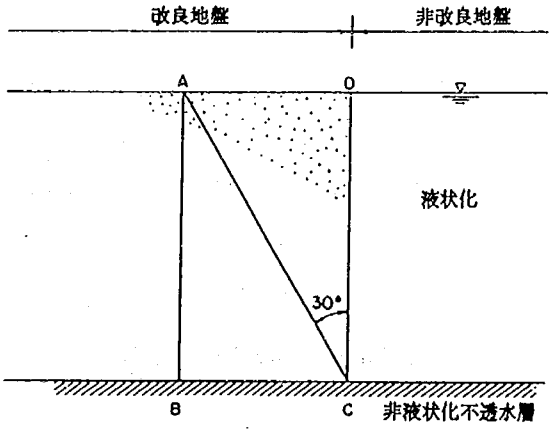
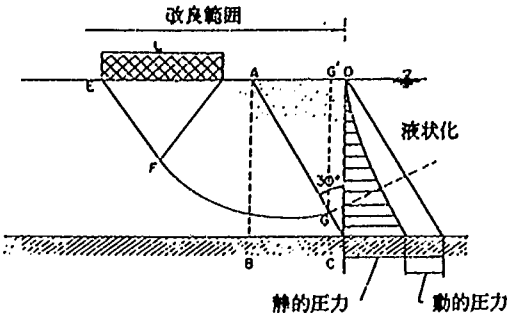
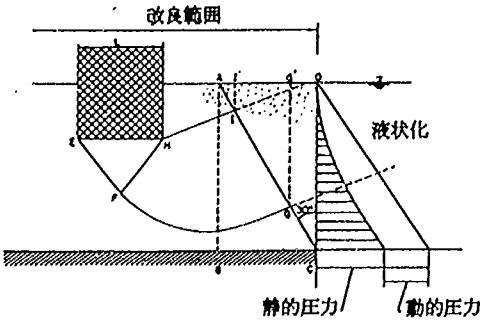


図-4.7.1　井合らによる損傷領域の考え方[1]

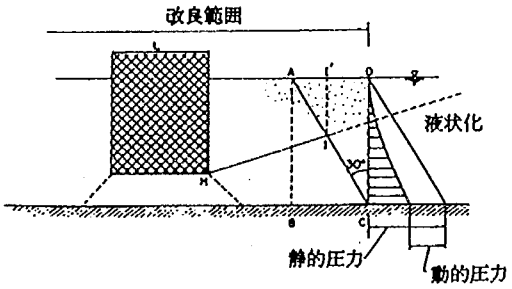
の提案を行っており（図-4.7.2）、さらに未改良部からの水圧伝播対策としてのドレーン設置の効果、ドレーンに要求される機能等を示している。



(a) 浅い基礎（液状化層厚が基礎幅Lに比べて十分に大きい場合）



(b) 根入れのある基礎（液状化層厚が基礎幅L比べて十分に大きい場合）



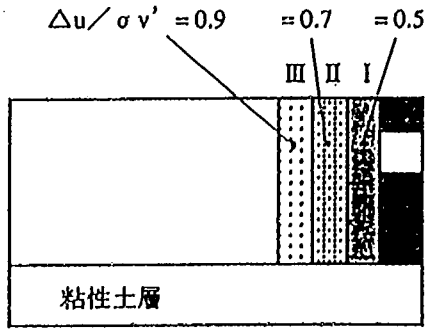
(c) 根入れのある基礎（液状化層厚が基礎幅L比べて十分に小さい場合）

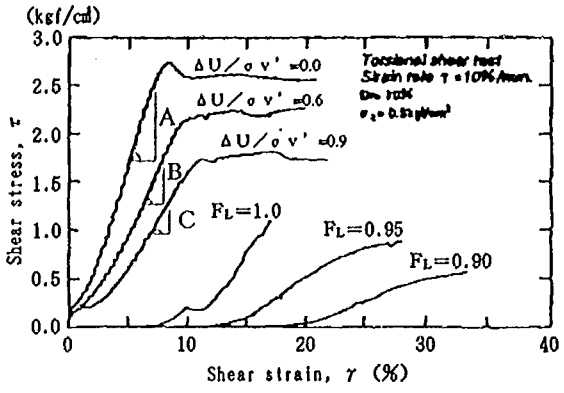
図-4.7.2 井合らによる締固め範囲の考え方[1)]

井合らによるこの先駆的な研究は、以降の地盤改良範囲設定法の範となった。本共同研究で実施した締固め改良地盤の残留変形解析においても、図-4.7.1の結果を参照して締固め境界部の損傷の影響を考慮している[2)]。その概要を図-4.7.3に示す。井合らの実験データをもとに液状化層下端から30度の範囲内を間隙水圧伝播領域とし、有効応力の低下に対応して地盤のせん断剛性を低減させることで損傷の影響を表現している。損傷の影響を検討した結果の一例を図-4.7.4に示すが、例えば地中構造物の浮き上がり量では損傷の有無が8～14%程度の差異を生ずる結果となった。

しかしながら、この提案手法が与える改良範囲は液状化層厚によってはかなり広くなり、特に改良幅に施工上の制約がある場合には、そのことによって工法の成立性自体が否定されてしまう場合すらある。さらに、井合らの設定範囲はあくまで定常浸透流解析による伝播範囲の上限値に相当し、また、以下に述べるような条件下で求められたものであることに留意しなければならない。

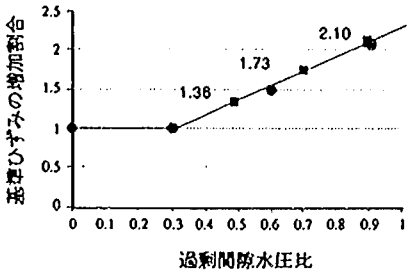
① 実験に用いた砂は、細粒分を完全に除去したものであり、間隙水圧の伝播が生じ易い。透水係数は10^{-2}cm/secオーダーで、解析もこの値を用いている。現実的には細粒分を含有すると透水係数が低下し、10^{-3}～10^{-4}cm/sec程度の値をとる場合もあり、このような原地盤透水係数の影響は加味されていない。





応力～ひずみ関係

ゾーンⅠ：非損傷部分の1.36倍
ゾーンⅡ：非損傷部分の1.73倍
ゾーンⅢ：非損傷部分の2.10倍



過剰間隙水圧比と基準ひずみの増加割合

図-4.7.3　残留変形解析における損傷領域の考え方[2)]

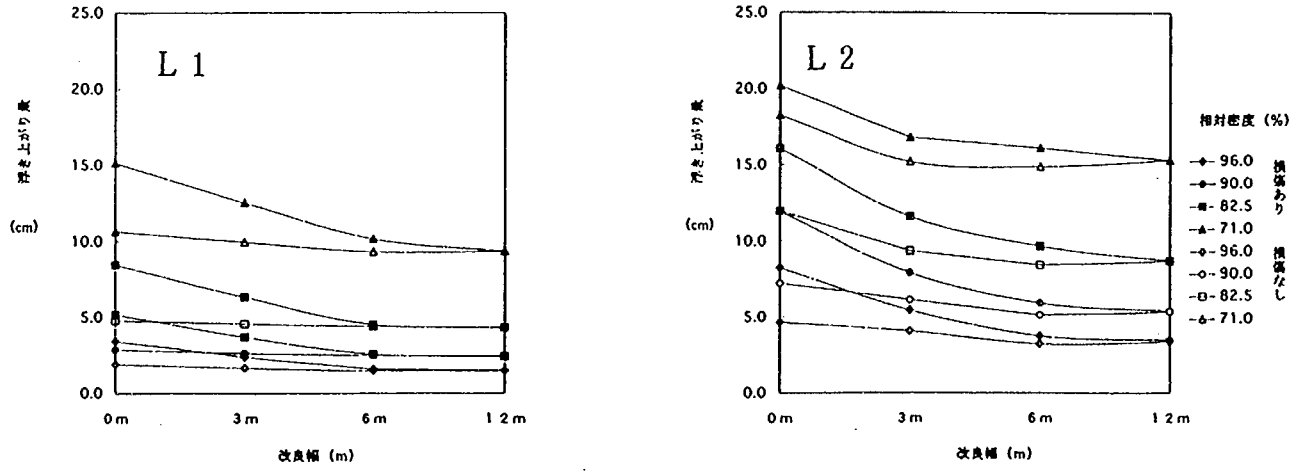


図-4.7.4　残留浮き上がり量に及ぼす損傷領域の影響[2)]

② 過剰間隙水圧比＞0.5ゾーンについては、これを調べた振動台実験では、入力加速度 120、206galの2種類の加振が行われている。両者で未改良部からの過剰間隙水圧の伝播状況は異なっており（ただし、未改良部に発生した過剰間隙水圧はいづれも水圧比1.0相当）、後者の206gal加振では、2秒間（20波）の加振後、上記の30度範囲内までが過剰間隙水圧比＞0.5ゾーンとなっているのに対し、前者の120gal加振ではその半分以下の10～15度程度の範囲内で収まっている（図-4.7.5）。この原因については、全層締固め地盤の振動台実験で、場所によっては締固め地盤内に過剰間隙水圧比20～30%程度の水圧発生が見られた（すなわち、締固め領域の過剰間隙水圧が0ではなかった）ことによる

ものと考えられる。120gal加振のケースを考えると、Ｌ１クラスの場合や締固め地盤の過剰間隙水圧が十分に押さえられる場合には、損傷範囲が定常浸透流解析による範囲以下となる可能性があるように思われる。

③　境界領域に不安定部分が現れた実験では、3.2Hz、２分間と加振条件がかなり過酷であり、通常の加振条件とは異なる。

井合らの検討は、設計上安全側に考えて上限値を与えたものと理解される。しかしながら、上記の点を考慮すると、入力地震動の大きさや締固めゾーンの液状化強度（過剰間隙水圧比）によっては提案範囲に対して低減を加えることができるものと考えられる。また阪神大震災においては、振動締固め工法による地盤改良範囲の内と外とで液状化の有無に対応するものと思われる段差が発生したが、境界領域付近では損傷の影響を裏付けるような遷移的な沈下傾向ははっきりとは観察されなかった（写真-4.7.1。ただし、地表面には不飽和層や舗装が存在し、地中での影響については不明な点も多い）。また釧路沖地震での盛土の安定計算結果[3]によっても、締固め境界の損傷の影響が顕著ではないことが裏付けられていることから、損傷領域について見直しを加えることとした。

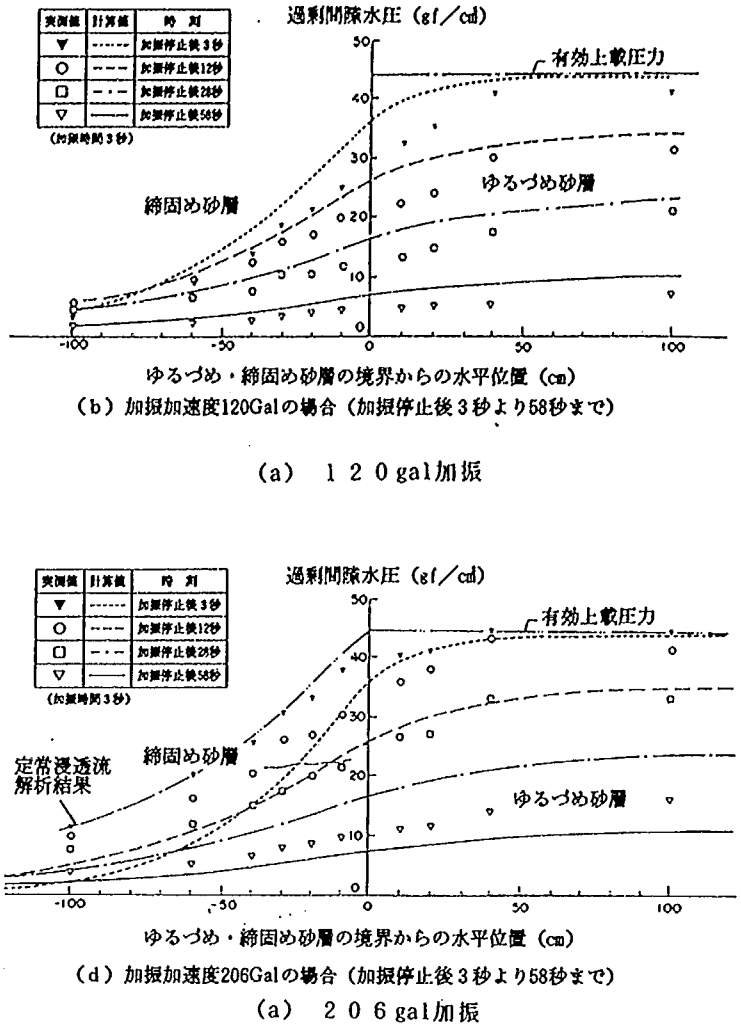


図-4.7.5　井合らによる振動台実験のデータ[1]

以下では、締固め地盤が十分な強度を有し、過剰間隙水圧の発生が０と見なせる場合で、かつＬ１クラスの比較的地震動継続時間の短い場合、すなわち工学的に見ても定常の浸透流解析結果を準用するには及ばない場合について、損傷領域の目安やドレーンによる対策効果についての検討を行った結果を報告する。

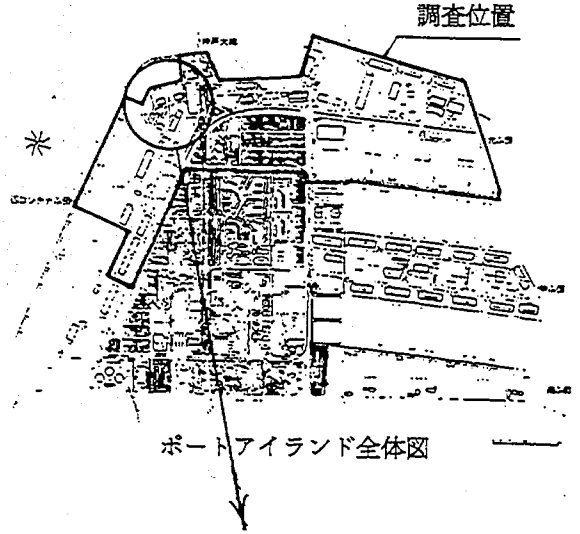
(2)　浸透流解析による水圧伝播の検討

(a)　解析モデルおよび解析条件

損傷領域に関する検討には、二次元の非定常浸透流解析を用いた。解析では、地震動の繰り返しによる過剰間隙水圧の蓄積は対象外とし、発生した過剰間隙水圧の消散のみに着目する消散解析とした。初期条件として改良域および未改良域に各々所定の水頭値（未改良部は完全液状化時の過剰間隙水圧比1.0相当の、改良域には静水圧相当の値）を与え、その消散過程を追跡した。解析に用いたメッシュを



(外周道路の沈下と境界部分からの噴砂)



ポートアイランド全体図



(外周道路の陥没)

写真-4.7.1　地盤改良境界部の沈下性状（阪神大震災）

図-4.7.6に、解析ケースを図-4.7.7および表-4.7.1に示す。解析領域は深さ15m、幅60mとし、これを改良部と未改良部に二分して用いた。境界条件としては、側方および底面を非排水境界とし、地表面のみ排水境界とした。発生した過剰間隙水圧は地表面のみに消散が許される。

解析は、地盤条件の影響や損傷対策を念頭に置き、以下の4ケースを実施した。

① ケース1：締固め地盤と未改良地盤の2層モデル

② ケース2：地盤内に連続した難透水層（粘性土）が存在するケース

③ ケース3：境界部分に礫相当（グラベル柱）の排水層を設けたケース

④ ケース4：境界部分に粗砂相当の排水層を設けたケース

未改良地盤に発生した過剰間隙水圧は、地表面および締固め改良部に伝播して消散する。地盤内に連続した粘性土層やシルト層などの難透水層が存在する場合、過剰間隙水圧の地表面への消散が阻害され、代わりに改良部への水圧伝播が促進されることが予想される。ケース2はこのような現象を勘案したものである。また損傷領域の存在に対しては、締固め範囲を拡幅し、余裕幅をもたせる方法がまず考えられるが、代替的な手段として境界部に過剰間隙水圧の伝播を遮断する排水層を設ける方法が考えられる。ケース3、4はこのような間隙水圧遮断工を念頭においたものである。

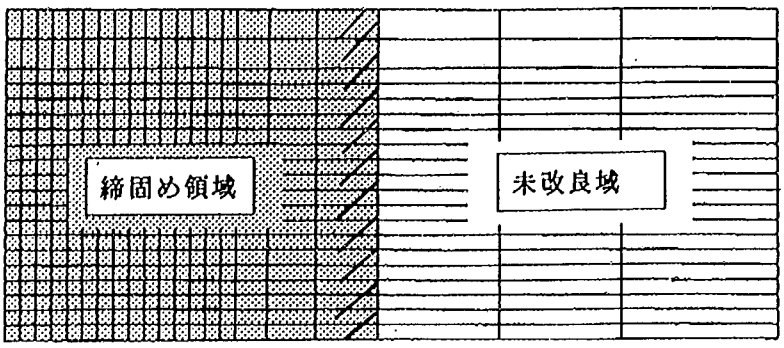
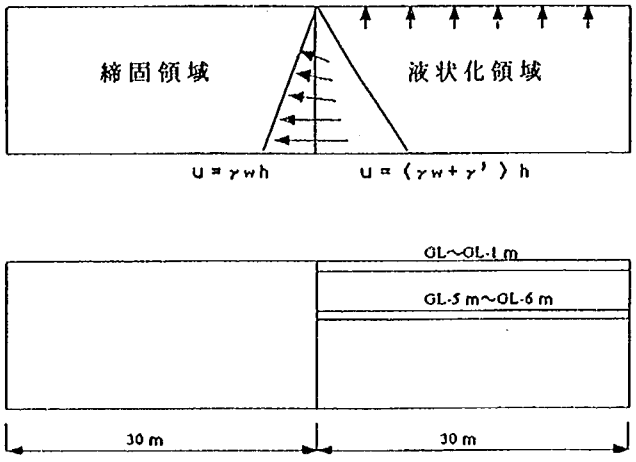
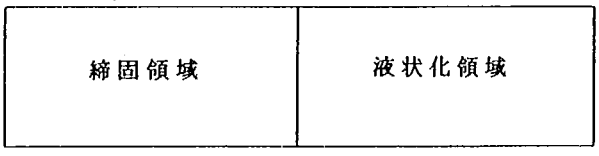


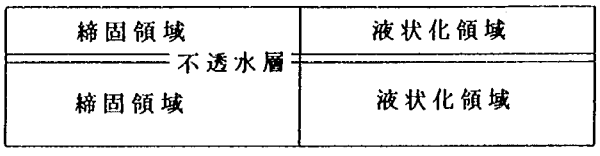
図-4.7.6 解析に用いたメッシュ



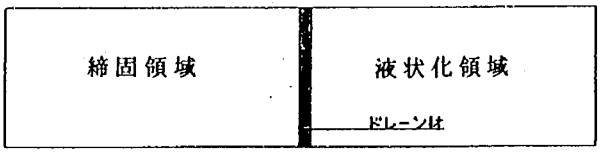
CASE1（液状化領域と締固領域）



CASE2（中間部に不透水層がある場合）



CASE3（液状化領域と締固領域の境界にドレーンを配置）



※ドレーン材の物性　1cm/s　1×10⁻²cm/sの②ケースで解析

図-4.7.7 解析ケース

表-4.7.1　解析ケース一覧

解析ｹｰｽ	解析条件	透水係数値(cm/sec)
ケース１	締固め領域と未改良域が隣接	ks=1.4×10⁻³（未改良） ks=8.4×10⁻⁴（締固め）
ケース２	砂層内に難透水層が連続する場合	kc=1×10⁻⁷（難透水層）
ケース３	境界部に礫相当のドレーンを配置	kd=1×10⁰（礫柱壁）
ケース４	境界部に粗砂相当のドレーンを配置	kd=1×10⁻²（砂柱壁）

解析では、未改良部の各節点に過剰間隙水圧比1.0相当の水頭値を与え、その後1時間にわたる間隙水圧の消散傾向を調べた。解析に用いたパラメーター一覧を表-4.7.1に示す。解析に用いた透水係数は、未改良部を相対密度40%相当と仮定しk=1.4×10⁻³cm/secとした（グラベルドレーン工法グループの解析条件と整合させた)。締固め地盤については、相対密度を80%に仮定し、以下のKozeny Carman式に従って間隙比の関数f(e)=e³/(1+e)に比例させて透水係数を低減した（k=8.4×10⁻⁴cm/sec）。

$$k = C \cdot (\gamma w / 2) \cdot e^3 / (1+e) \cdot Ds^2$$

間隙比の算定に際しては、豊浦標準砂の物性を用い相対密度40%でe=0.833、相対密度80%でe=0.684とした。ケース２の難透水層はk=1×10⁻⁷cm/sec、ケース３、４の排水層は各々k=1×10⁰ cm/sec（グラベル相当）、k=1×10⁻²cm/sec（粗砂相当）に設定している。

(b)　解析結果および考察

ケース１の解析結果を図-4.7.8に示す。図では、間隙水圧コンターと流速ベクトル、および締固め側で過剰間隙水圧比＞0.5となる範囲を示した。また図-4.7.9には、締固め地盤内の節点水頭の時刻歴を示した。これらの図より以下の知見が得られる。

①　浸透開始後から５秒程度の間に未改良域からの水圧伝播が発生し、10秒程度で最大値をとる。この後、過剰間隙水圧は消散の方向に向かい、約10分間後にはもとの静水圧状態に戻る。

②　非定常解析では、定常の場合のような液状化層下端から30度といった広範囲な領域への水圧伝播とはならず、角度にしてその半分程度、10～15度程度の範囲内に収まっている。締固め層が十分な液状化抵抗を有している場合（解析条件と同じく、締固め層内の過剰間隙水圧＝０の条件が確実に

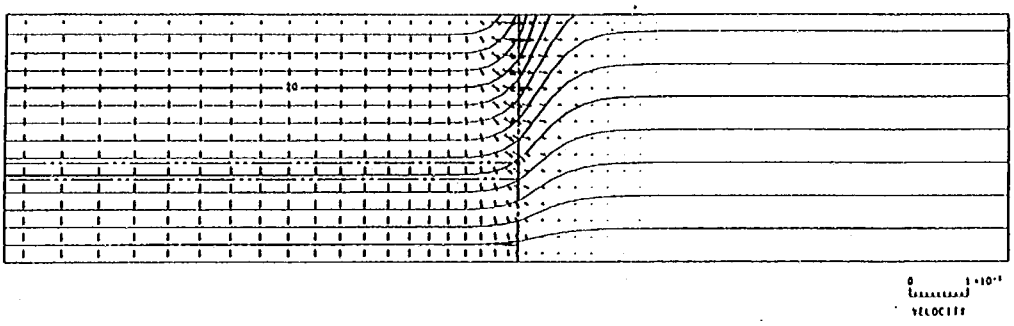


図-4.7.8　ケース１の解析結果

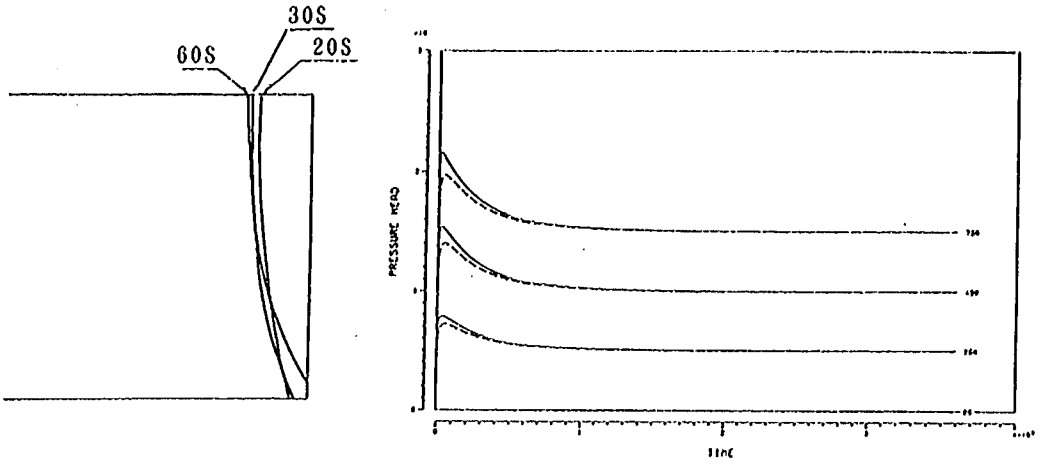


図-4.7.9　節点水頭の時刻歴例（ケース１）

達成できる場合）には、損傷領域を既往の提案値よりも狭くとることが可能であることを示唆している。

次に、ケース２の結果を図-4.7.10 に示す。ケース２は、難透水性の粘土・シルト層が連続しており、地表面に向けての過剰間隙水圧の消散が阻害される場合を想定している。なお、締固め工法ではこの難透水層を貫いて砂杭を造成したり、振動による締固めを行うことになるが、締固めた砂杭は離散的に配

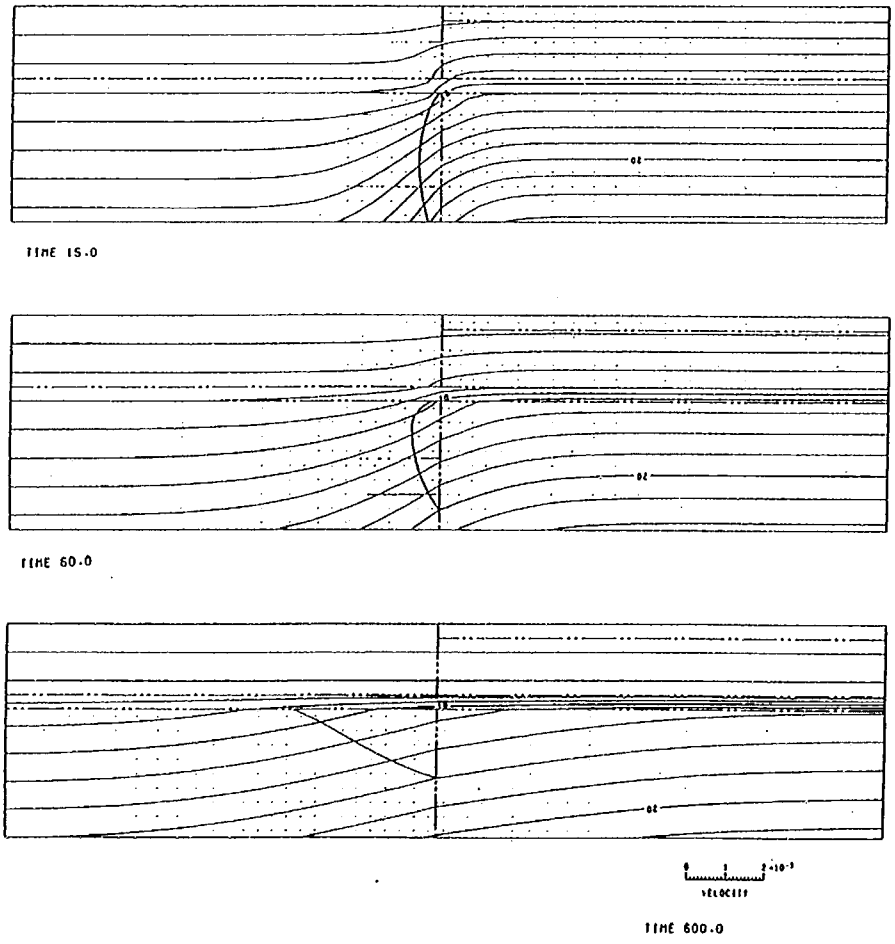


図-4.7.10　ケース２の解析結果

置されかつ締固めによって砂杭自体の透水係数も低下しているものと考え、安全側を見て砂杭部分の排水性能は考慮していない。図より、

① 難透水層が介在する場合、過剰間隙水圧の伝播や水圧消散にかなりの遅れが発生する。地震終了後長期間に渡って境界部での水圧伝播が継続するものと考えられる。解析では、締固め境界からやや離れた位置にある難透水層の下の砂層では1時間経過後も過剰間隙水圧の上昇が緩やかに進行する結果となった。

② 過剰間隙水圧比＞0.5となるゾーンについても、その範囲が時間と共に難透水層下で横に大きく広がり、損傷域の幅はむしろ既往の提案よりも大となる傾向を示す（ただし、横幅は広がるが、縦方向には低減）。中間層の透水係数によっては砂層単独の場合よりも危険側となる可能性があることを示唆している。

ケース3、4の結果を図-4.7.11、図-4.7.12に示す。締固め領域の損傷に対する対処としては、まず損傷幅相当の余裕範囲を与える方法が考えられるが、代替的にドレーンを境界部に壁状に配置し、伝播してくる間隙水圧の遮断を積極的に行う方法も考えられる。ドレーンの設置位置やウエルレジスタンスに対する所要品質等は井合らの研究[1]に詳しい。ここでは、非定常状態でのドレーン効果、ドレーンの透水係数の影響について検討を加えた。2つの解析結果より以下の知見が得られる。

① ドレーンの設置によって、未改良域からの間隙水圧の伝播はかなり抑制される。ドレーンの透水係数が礫相当の場合には過剰間隙水圧の浸透はほとんど見られず、境界のドレーン部でほとんどが

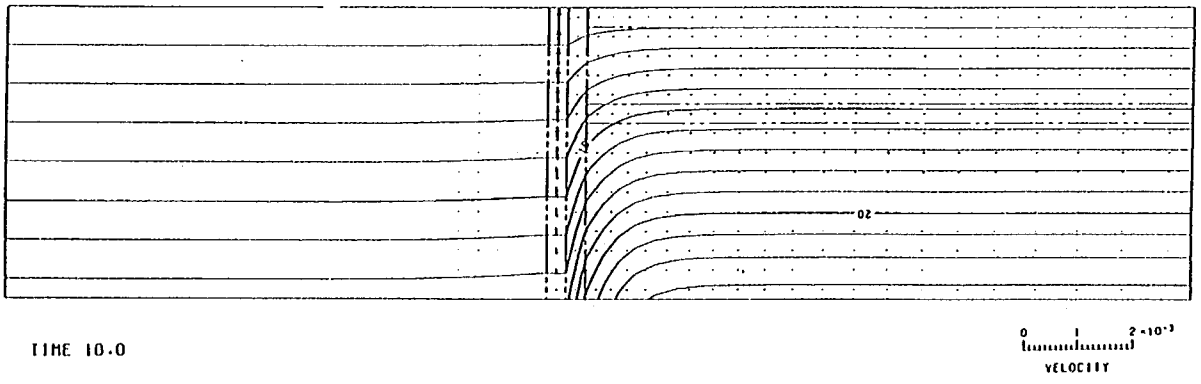


図-4.7.11 ケース3の解析結果

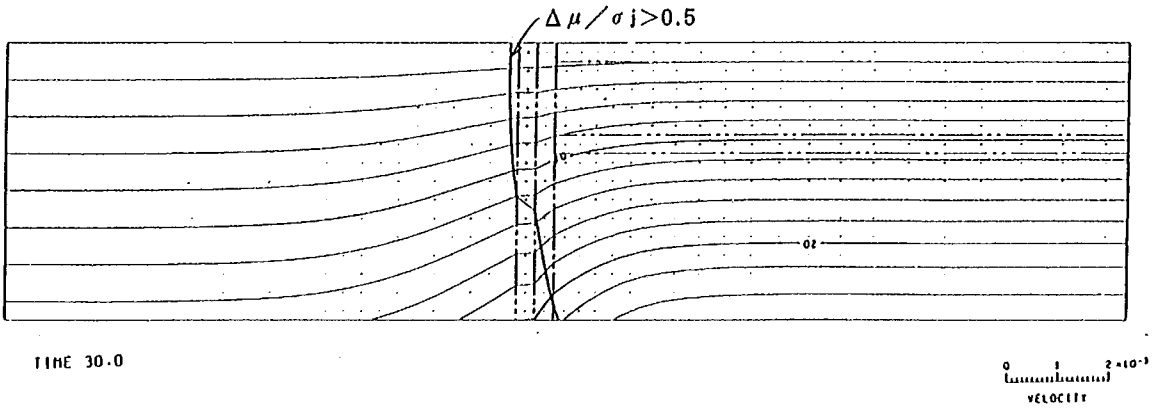


図-4.7.12 ケース4の解析結果

瞬時に消散していることがわかる。

② ドレーンの透水性が粗砂相当の場合には締固め領域への浸透が見られ、間隙水圧の消散にもいくらかの時間を要する結果となった。ドレーン壁の透水性を十分に確保するためには、良好な使用材料の選定、長期の目詰まり防止、ウエルレジスタンスの低減等に対する考慮が必要となり、これが困難な場合にはある程度の損傷は許容して損傷領域の低減にドレーン層を使用することになろう。

以上の検討結果をとりまとめると、次のようになる。

① 締固め地盤に過剰間隙水圧の発生がないと見なせる場合で、かつＬ１レベル相当の、地震動の継続時間が比較的短いと考えられる場合、締固め領域の損傷は既往の提案範囲の半分程度をとっておけば十分と考えられる。ただし、損傷領域の大きさは原地盤の透水係数値に依存しており、詳細は対象地盤の透水性を考慮した浸透流解析によって検討されるべきである。ただし、Ｌ２クラスの地震動の場合、井合らの実験結果を見ても損傷領域は定常解析相当まで広がる可能性を有しており、慎重な検討が要求される。

② 地盤内に難透水層が連続する場合など、過剰間隙水圧の消散が妨げられる要因が有る場合、損傷領域に対しては慎重な対処が必要となる。

③ 締固め領域に損傷相当の余裕幅を与える他に、境界部にドレーン層を設置して過剰間隙水圧の消散を促す方法も得策と考えられる。しかし、間隙水圧伝播の遮断ドレーン壁には長期的に十分な排水機能を与える必要があることから、これを損傷領域の低減目的に用いることも考えられる。

④ いづれにしても、損傷領域に関する詳細な検討を行う場合には、現地の地盤条件（原地盤透水係数、難透水層の存在など）、締固め地盤の透水係数、締固め地盤の初期過剰間隙水圧（初期は地震動終了時を表す）等を勘案した非定常浸透流解析を実施し、場合によってはドレーン壁による対策を含めた損傷への対処法を検討することが望ましい。この場合、締固め幅の拡大、ドレーン層の物性や幅などを変えた検討を実施し、最も効果的かつ経済的な境界対策を選択することになる。浸透流解析から求められた損傷領域を考慮して地中構造物の浮上がり安定計算（円弧すべり法）や盛土構造物のすべり計算を実施し、損傷領域での強度低減を反映させたうえで所定の安全率を確保できるよう、余裕幅やドレーン工を検討することになる。なお本解析からは除外したが、境界部に鋼矢板等の止水壁を設けるなどもひとつの対処法として挙げられる。

4.7.2　阪神・淡路大震災における締固め改良地盤の実挙動に関する検討

(1)　締固め改良地盤の震災時記録の収集

阪神・淡路大震災においては、地盤の液状化事例が少なからず報告されている。また、その一方で、地盤改良を施した地盤について、周囲の未改良地盤は液状化したが改良範囲では液状化しなかった事例も報告されている。本節では、締固め改良地盤の報告事例、および、検討事例を収集し、それらの取りまとめを行った。

なお、資料の収集は、一般に公開されている資料で執筆時点で入手可能なものについて行っている。また、地盤改良工法としては振動締固め工法に限定したが、その目的は必ずしも液状化対策ではなく、他の目的で実施した地盤改良により液状化に対して効果が認められたという報告も含めた。

表-4.7.2に収集した文献一覧とその概要を示し、表-4.7.3に表-4.7.2の文献で述べられている調査場所と改良工法の関係を示す。

収集した文献数は表-4.7.2に示した19件であるが、同一箇所の報告が多く、地点数は表-4.7.3に示す通り７地点の報告に留まっている。締固め改良工法としては、ＳＣＰ工法（サンドコンパクションパイル工法）、ＲＣ工法（ロッドコンパクション工法）、ＤＣ工法（動圧密工法）の事例が報告されている。どの地点についても、未改良の隣接地盤では液状化がみられるが、改良地盤では液状化していないか、あるいは、小被害に留まっていると報告されている。

以下、地点毎に報告の概要を述べる。

①　ポートアイランド

六甲アイランドとともに最も報告件数が多く、今回の地震による液状化の被害例としても最も注目された箇所でもある。本地点では、ＲＣ工法による地盤改良例とともに圧密沈下対策を目的としたＳＤ工法（サンドドレーン工法）や、プレロード工法等も施工されており、ＲＣ工法、ＳＤ工法では改良効果があったと報告されている。また、後述のようにそれら工法の適用地盤の沈下量の比較についても報告されている。

なお、ＳＤ工法については、ドレーン長が30～45mと長く、埋立土層中にレキが混入しており、一部鉱さいも堆積していたことから、ケーシングの貫入に多くの時間を要し、バイブロの振動により埋立層が締固まるという副次的な効果があり、材料の充填（置換率２～５％）による圧入効果以上に締固まっていたものと考えられると報告されている。

②　六甲アイランド

ポートアイランドと同様、振動締固め工法（ＳＣＰ工法）、ＳＤ工法、プレロード工法により施工された箇所があり、ＳＣＰ工法により締固めた地点では噴砂・噴水が発生せず地盤の沈下も発生しなかった。ポートアイランドではＲＣ工法が採用され、六甲アイランドではＳＣＰ工法が採用されていることについては、六甲アイランドの地盤の方が細粒分が多いためである。

③　芦屋浜

芦屋浜高層集合住宅では、ＳＣＰ工法＋鋼管杭による液状化対策が施されていた。建物より離れた周辺地盤には液状化による被害が認められるのに対し、建物に近い敷地では駐車場に一部噴砂が認められ

表-4.7.2(a)　阪神・淡路大震災における締固め改良地盤の震害調査報告文献

	出典	タイトル	著者	場所	工法	改良目的	改良効果の調査結果に関する記述
①	土と基礎、1996年２月号、pp67～pp69	埋立地盤の液状化対策とその効果	坪井英夫、高橋嘉樹、原田健二、仁田尾洋	ポートアイランド、六甲アイランド	ＳＤ、ＲＣ、ＳＣＰ、プレロード	支持力増強、液状化対策、圧密沈下対策	幾種類かの地盤改良工法が施工されており、改良域(特に締固め工法により改良された範囲)と非改良域において明瞭な被害の相違が見られた。
②	阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集　1996年１月、pp201～pp216	兵庫県南部地震による液状化発生層の推定	安田進、坪田邦治、西川修、浅香真之、内藤福隆	ポートアイランド、六甲アイランド	締固め		ＲＣやＳＣＰで締固めてあった地区で噴砂・噴水が発生せず地盤の沈下も発生しなかった。
③	同　上　、pp209～pp216	阪神淡路大震災における地盤液状化とＳＣＰ工法の対策効果について	渕田邦彦、秋吉卓、松本秀敏、兵藤武士	ポートアイランド	締固め		解析的手法によりＳＣＰ地盤改良の液状化防止効果を確認
④	同　上　、pp217～pp220	兵庫県南部地震における液状化による被害と地盤改良工法の効果	坪井英夫、高橋嘉樹、原田健二、新川直利、石原研而、安田進	ポートアイランド、六甲アイランド	ＳＤ、ＲＣ、ＳＣＰ、プレロード	支持力増強、液状化対策、圧密沈下対策	幾種類かの地盤改良工法が施工されており、改良域(特に締固め工法により改良された範囲)と非改良域において明瞭な被害の相違が見られた。
⑤	基礎工、1995年12月、pp10～pp16	液状化による被害（建築）	大岡弘	芦屋浜高層棟地区、ポートアイランド	SCP(VF)+鋼管杭、ＳＣＰ、ＲＣ	液状化対策	芦屋浜高層集合住宅は基礎構造に被害はなかった。改良地盤に直接基礎で支持された低層構造物（ポートアイランドの倉庫、西宮の学校建物（ＲＣ造３階建）等）には、無被害の事例が多い。
⑥	同　上　、pp28～pp31	阪神・淡路大震災における液状化対策工法の効果	安田進	ポートアイランド、六甲アイランド、南大阪湾岸北部処理場	ＳＤ、ＲＣ、ＳＣＰ、プレロード、ＤＣ	支持力増強、液状化対策、圧密沈下対策	地盤改良された区域では地盤・構造物とも地震による被害は見受けられなかったが、その周辺の未改良区域では噴砂等が見られた。
⑦	同　上　、pp52～pp55	サンドコンパクション工法（浜甲子園の例）	坂口理	西宮市鳴尾	ＳＣＰ	液状化対策	敷地内の一部で噴砂がみられたが、建物は最大1/60の傾斜を起こすにとどまった。建物本体の被害はなかった。
⑧	同　上　、pp77～pp81	グラベルドレーン工法（淀川河口付近西島地区での施工例）	伊藤克彦、田中幸芳、田村和宏、今井省三	新淀川左岸西島地区	締固め砕石ドレーン工法	液状化対策、杭の水平抵抗確保	ｽｰﾊﾟｰ堤防地盤改良試験工事・大阪市営住宅建設現場において液状化防止効果を確認
⑨	同　上　、pp114～pp117	動圧密工法による河川堤防基礎地盤の地盤改良	土谷尚	岸和田市臨海埋立地津名町臨海埋立地	ＤＣ	液状化対策	同一敷地内の非改良区域では噴砂・噴水が発生した。これに対し、動圧密工法による改良域では噴砂・噴水が発生せず下水処理作業に支障はきたさなかった。津名においても同様。
⑩	土木学会第50回年次学術講演会、pp1520～pp1521	兵庫県南部地震により液状化した地盤の沈下量と改良工法の関係	石原研而、安田進、原田健二、新川直利	ポートアイランド、六甲アイランド	ＳＤ、ＲＣ、ＳＣＰ、プレロード	支持力増強、液状化対策、圧密沈下対策	地盤改良区域では無処理区域と比較すると沈下等の被害は軽微であった。

ＳＤ：ｻﾝﾄﾞﾄﾞﾚｰﾝ工法、　ＲＣ：ﾛｯﾄﾞｺﾝﾊﾟｸｼｮﾝ工法、　ＳＣＰ：ｻﾝﾄﾞｺﾝﾊﾟｸｼｮﾝﾊﾟｲﾙ工法、　ＶＦ：ﾊﾞｲﾌﾞﾛﾌﾛｰﾃｰｼｮﾝ工法、　ＤＣ：動圧密工法

表-4.7.2(b)　阪神・淡路大震災における締固め改良地盤の震害調査報告文献

	出典	タイトル	著者	場所	工法	改良目的	改良効果の調査結果に関する記述
⑪	平成７年兵庫県南部地震被害調査中間報告書　平成７年８月pp423～pp440	地盤の被害と要因	建設省　建築研究所	芦屋浜高層棟地区	ＳＣＰ＋鋼管杭	液状化対策	建物より離れた周辺地盤には液状化による被害が認められるのに対し、建物に近い敷地では駐車場に一部噴砂がみとめられるものの液状化による被害が認められなかった。
⑫	第30回土質工学会研究発表会　特別セッション　阪神大震災調査報告、pp1～pp24	兵庫県南部地震の地盤災害	谷本喜一	ポートアイランド、六甲アイランド	ＳＤ、ＳＣＰ、プレロード		杭基礎構造物と周辺地盤との相対沈下量の測定結果から、地盤改良の種類と地盤の沈下には関連があるように思える。
⑬	同　上　、pp25～pp36	兵庫県南部地震によるウォーターフロントの被害	嘉門雅史	南芦屋浜	ＳＤ	圧密沈下	埋立中の南芦屋浜では、ﾊﾞｰﾁｶﾙﾄﾞﾚｰﾝが施工され、これが液状化対策として作用し、噴砂が免れた例が発見されている。
⑭	第23回地震工学研究発表会講演概要、pp229～pp232	兵庫県南部地震により液状化した地盤の沈下量と改良工法の効果に関する考察	原田健二、安田進、新川直利	ポートアイランド、六甲アイランド	ＳＤ、ＲＣ、ＳＣＰ、プレロード	支持力増強、液状化対策、圧密沈下対策	地盤の沈下量においても改良地盤と未改良地盤に差がみられ振動締固め工法の効果が確認された
⑮	平成７年兵庫県南部地震の震害とその傾向　平成７年６月、pp25～pp26	表層地盤特性と被害	鴻池組	新淀川左岸西島地区	ＳＣＰ	液状化対策	ｽｰﾊﾟｰ堤防整備事業のため、締固め砕石ﾄﾞﾚｰﾝ工法、ｻﾝﾄﾞｺﾝﾊﾟｸｼｮﾝ工法および深層混合撹拌工法による地盤改良試験工事が行われていた。近隣では液状化による被害が発生したにもかかわらず、これらの地盤改良を施したところでは液状化の形跡は全くなかった。
⑯	土質工学会・阪神大震災報告会　講演概要集　平成７年５月、pp29～pp30	液状化対策の効果	柴田徹	ポートアイランド、六甲アイランド、芦屋浜高層棟地区	ＳＤ、ＲＣ、ＳＣＰ	支持力増強、液状化対策、圧密沈下対策、杭の水平抵抗増大	芦屋浜地区においても改良域と未改良域で液状化発生に差がみられた。
⑰	同　上　、pp31～pp38	液状化・地盤変状：建築基礎への影響	時松孝次	ポートアイランド、六甲アイランド、芦屋浜高層棟地区	ＳＤ、ＲＣ、ＳＣＰ、プレロード	支持力増強、液状化対策、圧密沈下対策、杭の水平抵抗増大	芦屋浜では、隣接する潮見中学校（杭基礎で液状化対策無し）には地盤の側方流動による被害があったが、高層住宅には同様の被害は報告されていない
⑱	土木学会阪神大震災震災調査第二次報告会資料、pp37～pp44	地盤災害	松尾稔、落合英俊、森川高行、梅村順	ポートアイランド、大阪北港ヨットハーバー	ＲＣ、ＳＤ、ＳＣＰ	支持力増強、液状化対策、圧密沈下対策	液状化対策工を施した地区とそうでない地区の、液状化被害の差が顕著に表れ、液状化対策工の効果が明らかになった。新淀川河口、1～3km上流の河川堤防では液状化発生しているが、対策を実施したヨットハーバーでは液状化は認められなかった。
⑲	平成７年兵庫県南部地震被害調査速報　平成７年２月、pp22, pp124	調査建物一覧	戸田建設	甲南大学六甲アイランド体育館	ＳＣＰ	液状化対策ではない	建物周辺の地盤沈下は僅か

ＳＤ：ｻﾝﾄﾞﾄﾞﾚｰﾝ工法、　ＲＣ：ﾛｯﾄﾞｺﾝﾊﾟｸｼｮﾝ工法、　ＳＣＰ：ｻﾝﾄﾞｺﾝﾊﾟｸｼｮﾝﾊﾟｲﾙ工法、　ＶＦ：ﾊﾞｲﾌﾞﾛﾌﾛｰﾃｰｼｮﾝ工法、　ＤＣ：動圧密工法

表-4.7.3　調査場所および改良工法の一覧

場所	SCP	RC	SD	締固め砕石ドレーン	SCP(VF)＋鋼管杭	DC
ポートアイランド		○	○			
六甲アイランド	○		○			
芦屋浜					○	
西宮市鳴尾	○					
新淀川左岸西島地区	○			○		
岸和田市臨海埋立地						○
津名町臨海埋立地						○

SCP：ｻﾝﾄﾞｺﾝﾊﾟｸｼｮﾝﾊﾟｲﾙ工法，RC：ﾛｯﾄﾞｺﾝﾊﾟｸｼｮﾝ工法，SD：ｻﾝﾄﾞﾄﾞﾚｰﾝ工法
VF：ﾊﾞｲﾌﾞﾛﾌﾛｰﾃｰｼｮﾝ工法，DC：動圧密工法

るものの、基礎構造には液状化による被害が認められなかった。隣接する潮見中学校（杭基礎で液状化対策無し）には地盤の側方流動による被害が報告されている。

また、埋立中の南芦屋浜では、バーチカルドレーンが施工され、これが液状化対策として作用し、噴砂が免れた例も発見されている。

④　西宮市鳴尾

4～5階建ての集合住宅の基礎地盤に液状化対策としてSCP工法を施工した箇所の報告である。敷地内の一部で噴砂がみられたが、建物は最大1/60の傾斜を起こすにとどまっており、建物本体の被害はなかったと報告されている。

⑤　新淀川河口地区

新淀川河口から1～3㎞上流の河川堤防では液状化が発生しているが、その近隣の大阪北港ヨットハーバー（SCP工法）や、大阪市営住宅建設現場（締固め砕石ドレーン工法）では、液状化防止効果が確認されている。

また、ｽｰﾊﾟｰ堤防整備事業のため、締固め砕石ドレーン工法、SCP工法および深層混合処理工法による地盤改良試験工事が行われており、近隣では液状化による被害が発生したにもかかわらず、これらの地盤改良を施したところでは液状化の形跡は全くなかった。

⑥　岸和田市臨海埋立地・津名町臨海埋立地

両地点においては、DC工法による改良事例が報告されている。同一敷地内の非改良区域では噴砂・噴水が発生しているが、DC工法による改良域では噴砂・噴水が発生せず岸和田の下水処理施設では作業に支障はきたさなかったと報告されている。また、津名の建物の事例においても同様であった。

(2)　締固め工法の改良効果に関する考察事例

前節で述べた文献のうち、ほとんどは報告事例であり詳細な検討あまり行われていないが、文献①（④、⑩）、②、③においては、締固め改良地盤の改良効果に関する考察が行われており、本節ではそれらにつ

いて述べる。

まず、文献①では、ポートアイランド、六甲アイランドの改良地盤に対する文献④、⑩を含めた一連の調査検討から、地盤改良の効果と地震による沈下の関係について検討している。

図-4.7.13は地盤改良前後のN値の変化を示したものであり、図-4.7.14は地盤改良工法と沈下量との関係を示したものである。図-4.7.13 より、ＳＤ工法、振動締固め工法によりＮ値が５～10程度増加しており、それに対応して図-4.7.14 に示すように沈下量も未処理地盤が平均で40cm以上沈下していることと比較して、ＳＤ工法で10～20cm程度の沈下で収まっており、振動締固め工法ではほとんど沈下していないことがわかる。前節で述べたように当該地点におけるＳＤ工法の適用は、液状化に対する効果が認められ、図-4.7.13、4.7.14の結果は、それらを裏付けるものとなっている。

また、図-4.7.15は、図-4.7.16に示す石原・吉嶺[1]の相対密度と液状化安全率から沈下量を予測する手法を用いて算定した沈下量と測定値の比較を行ったものであり，平均Ｎ値と相対沈下量の関係を示している。細粒分含有率Ｆc＝15%、地表面加速度 α＝500galとした場合に計算値と測定値がよく対応すると報

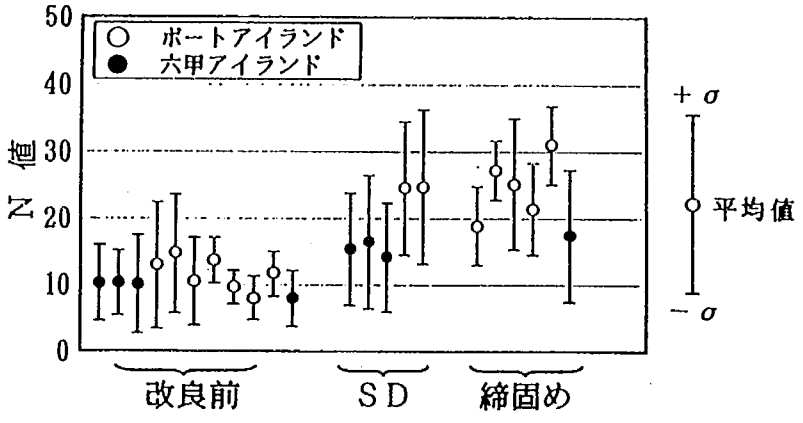


図-4.7.13　地盤改良前後のＮ値の変化（文献⑩より）

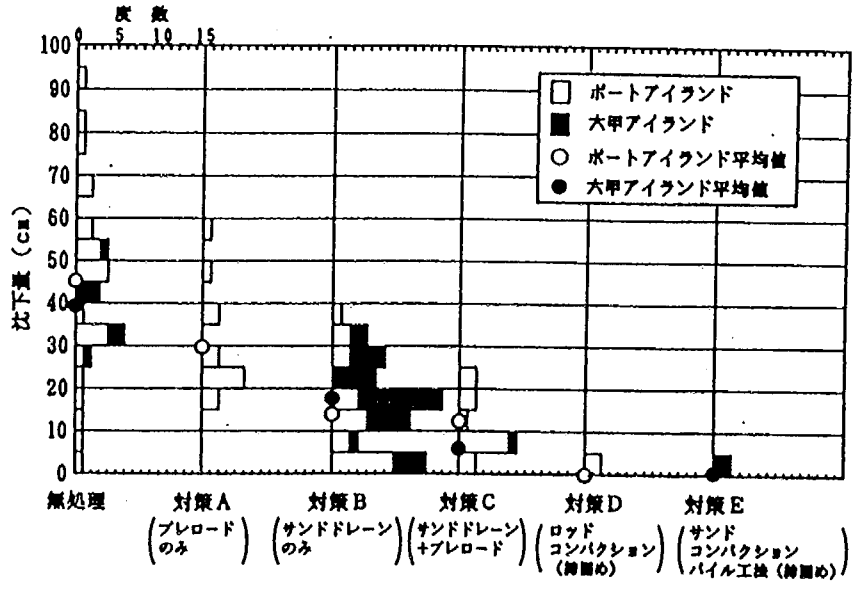


図-4.7.14　地盤改良工法と沈下量との関係（文献⑩より）

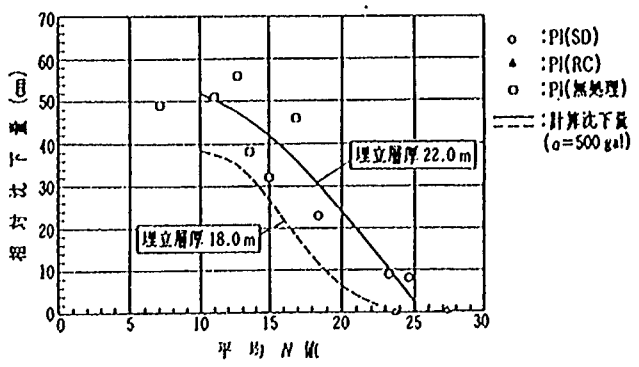


図-4.7.15　沈下量の計算値と測定値との比較
（文献⑩より）

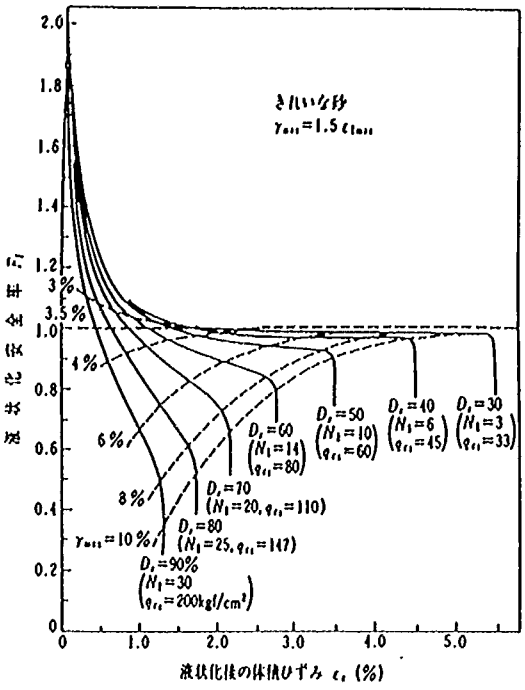


図-4.7.16　砂の液状化安全率と体積ひずみの関係[1]

告している。

文献②は、神戸市近郊の４地質断面に対し現行の液状化簡易判定法（道路橋、建築、原子力、港湾）を用いて液状化層の推定を行い、実際の噴砂・噴水箇所と比較することで判定法の適用性を調べており、そのうちの１断面がポートアイランドの締固め改良地盤となっている。それらの考察として以下の事項を指摘している。

- 本共同研究の締固めグループの報告でも指摘してきた通り、道路橋、原子力の方法では、Ｎ値が20以上と大きい場合の液状化強度を小さめに評価する傾向がある。
- 不規則な地震荷重と正弦波荷重を関係づける補正係数は、通常 0.625としているが、今回の地震のような直下型の場合には0.43程度であるという実験結果が報告されている。
- 発生せん断力の算定手法として等価線形化法と有効応力法を比較すると、等価線形化法を用いる方が２割程度せん断応力比を大きく評価する。

以上の３点の指摘は、それを修正することで液状化安全率が高くなる傾向にある。したがって、これらは今後、Ｌ２対応の液状化判定法を論ずる上で必要な検討課題であると考えられる。

最後に文献③では、著者らの開発した解析手法を用いてポートアイランド地震観測地点におけるＳＣＰ工法による改良地盤をシミュレーションし、地盤改良により液状化防止に効果があることを確認することで実現象の説明を行っている。

4.7.3　まとめと今後の課題

締め固め境界の損傷領域について検討を加え、以下のような設計上の知見を得た。

① Ｌ１レベルの地震動で、締め固め領域自体に過剰間隙水圧の発生がほとんど発生しないと想定される場合、未改良域からの過剰間隙水圧の伝播範囲は、従来の井合らの提案式よりも低減することが可能で、その範囲は、液状化層下端から10～15度の範囲と考えられる。

② Ｌ２レベルで地震動の継続時間が長い場合には、安全側に考慮すれば井合らの定常浸透流解析を準用することが考えられる。また原地盤の透水係数が小さい場合や、中間に粘土層などの難透水層が存在する場合には、これを考慮した非定常浸透流解析を実施し、損傷領域（例えば過剰間隙水圧比＞0.5となる範囲）を求めることが望ましい。

③ 未改良域からの過剰間隙水圧の伝播に対しては、締固め幅を拡幅する以外に、ドレーン壁による水圧消散といった方策も考えられる。この場合も、原地盤の透水係数やドレーンの透水性などを勘案した検討を行って、所定の安全率を確保するための最も経済的な境界対策とその仕様を決定することが望ましい。

また、本報告書の後半では、阪神・淡路大震災というＬ２クラスの実地震において、締め固め系工法による改良地盤がどのようにふるまったかをとりまとめた。締め固め工法の信頼性が検証された結果がいくつか報告されており、境界領域の設計も含めて、今後締め固め工法の設計法に展開していく必要があるものと思われる。

（前田建設工業、不動建設、間組）

参考文献

1) 井合　進・小泉勝彦・倉田栄一：液状化対策としての地盤の締め固め範囲に関する基的検討、港湾技研資料，No.590，1987.

2) 建設省土木研究所：液状化対策工法に関する共同研究報告書、地中構造物の地盤改良範囲の設定法に関する研究より、平成７年

3) 不動建設社内資料

4) 石原研而・吉嶺充俊：地震時の液状化に伴う砂地盤の沈下量予測、第26回土質工学研究発表会、pp.767～770，1991

4.8　ドレーン工法の設計・施工法の検討

4.8.1　ドレーン施工部と未改良部の境界部における間隙水圧の変化傾向の検討

(1)　改良範囲

改良範囲の考え方については、崩壊角を用いる方法[1),2)]や改良深さを用いる方法[3),4)]が基準等に示されている。根拠となるような文献として井合ら[5)]のものがある。この文献は液状化対策としての締固め範囲について述べているので、それ以外の工法には使えないかもしれないが、論文の要点は、

① 締固め砂層内に伝播する過剰間隙水圧の上限値は締固め部分の境界に液状化した部分の圧力が定常的に加わるとした定常浸透流により推定されることが確認された。

② u／σv' <0.5 の場合、ひずみが小さいので過剰間隙水圧の影響を設計上では考慮する必要はない。
u／σv' >0.5 の場合にはひずみが大きいので設計において過剰間隙水圧の影響を考慮する必要がある。

③ ②によりu／σv' >0.5となる改良範囲は安定性が低下すると考えなければならない。

④ 締固めの境界にドレーンや止水壁などを設置して過剰間隙水圧の伝播を遮断した場合には安定性の低下を考慮する必要はない。

といったところである。

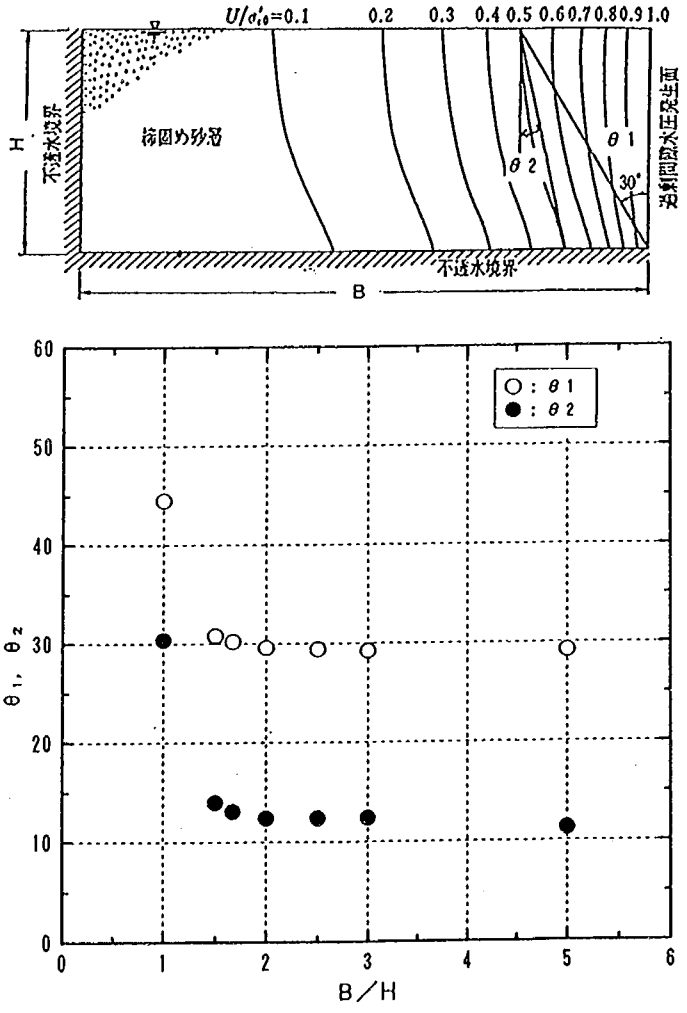


図-4.8.1　定常浸透流解析の結果

②、③は実験から得られた結果である。

①については、非定常浸透流解析より定常浸透流解析の結果のほうが実験結果とよく合ったからだと思われるが、これについて、2, 3計算を行ってみた。定常浸透流解析の結果は図-4.8.1のようになる。改良幅(B)と改良深さ(H)の比B/H>1.5では、井合らの計算結果と同様にu／σv' >0.5の範囲を表す角度は30°になる。ただし、この値は改良区域の透水係数を変えても同じとなる。この場合、流量だけが変化する。したがって、定常浸透流解析を行って損傷域を計算する方法によると、未改良地盤の透水係数に無関係に損傷域が決まることになるが、これは現実的ではないと考えられる。そこで、本研究では、改良域の透水係数、体積圧縮係数、液状化強度を用いて、非定常浸透流解析を行って、損傷域を算定

してみる。

(2) 計算方法

計算に用いた基本式を式(4.8.1)に示す。

$$\frac{k_x}{\gamma_w}\cdot\frac{\partial^2 u}{\partial x^2}+\frac{k_z}{\gamma_w}\cdot\frac{\partial^2 u}{\partial z^2}=m_v\left(\frac{\partial u}{\partial t}+\frac{\partial u_g}{\partial t}\right) \quad \cdots\cdots (4.8.1)$$

ここに、k_x, k_z ; 地盤の透水係数

γ_w ; 水の単位重量

m_v ; 地盤の体積圧縮係数

u ; 間隙水圧

u_g ; せん断による間隙水圧の蓄積量

t ; 時間

x ; 水平方向の座標

z ; 鉛直方向の座標

なお、u_gは式(4.8.2)により算定した。

$$\frac{u_g}{\sigma_0'}=\frac{2}{\pi}\sin^{-1}(N/N_l)^{1/2\alpha} \quad \cdots\cdots (4.8.2)$$

ここに、N/N_l ; 繰返し回数比

α ; 砂の性質と試験条件によって決まる係数（$\alpha=0.7$とした）

u_g/σ_0' ; 間隙水圧比

(3) 計算条件および結果

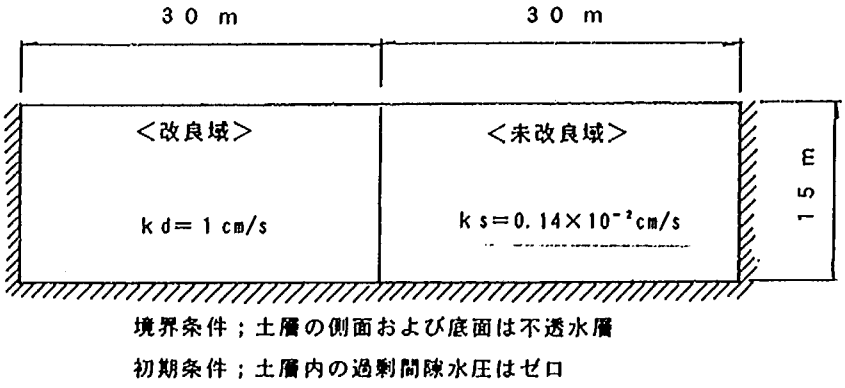
計算条件を表-4.8.1および図-4.8.2に示す。

なお、ドレーンの配置は、改良域の許容間隙水圧比を0.5として設定した。ドレーン域の透水係数はこの配置に対する等価透水係数である。この算定方法は、平成6年度の共同研究報告書[6]に記述してある。

計算結果を図-4.8.3に示す。図中の最大間隙水圧比は、各地点における深度方向の間隙水圧比の平均値が最大となる値である。これによると、未改良域の最大間隙水圧比はほぼ1.0、改良域の最大間隙水圧比

表-4.8.1 計算条件

ドレーン改良域の幅	a=30 (m)
未改良域の幅	b=30 (m)
液状化層厚	h=15 (m)
ドレーン域の透水係数	k_d=1.0 (cm/s)
液状化層の透水係数	k_s=0.14×10^{-2} (cm/s)
体積圧縮係数	m_v=0.5×10^{-3} (m^2/tf)
地震動の有効継続時間	t_d=12 (s)
等価繰返し回数	N_{eq}=25
液状化回数	N_l =20



境界条件；土層の側面および底面は不透水層

初期条件；土層内の過剰間隙水圧はゼロ

図-4.8.2 計算条件

はほぼ0.5となっている。

(4) まとめ

図-4.8.3からもわかるように、非定常解析では改良域と未改良域の最大間隙水圧比は大きく異なり、未改良域において最大間隙水圧比が1.0であっても、改良域では許容間隙水圧比になっており、通常言われているような損傷域はほとんどみられない。したがって、ドレーン工法の改良域を設定する場合には、損傷域を考慮しなくてもよいと考えられる。

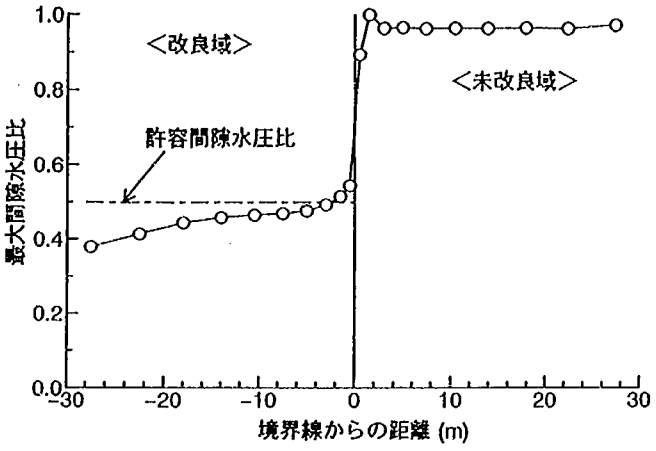


図-4.8.3 非定常浸透流解析の結果

4.8.2 地中構造物に作用する揚圧力の発生と消散傾向の検討

(1) 概 要

地中構造物の地震時の安定検討の手法として、揚圧力による浮き上がりの検討法と円弧滑りによる周辺土の回り込みの検討法がある。前者の検討には、構造物底面に作用する揚圧力が必要であり、後者の検討には構造物下方地盤の過剰間隙水圧が必要となる。これらの検討を簡便に行うには、揚圧力や過剰間隙水圧を算定する簡単な図表または式が必要となる。ここでは、計算に必要なパラメータが多くて簡単な図表を作成することは困難と考えられたので、パラメータを変えて数値計算を多数のケースについて行い、回帰式により上記の諸量を算定することにした。

(2) 数値計算

1) 基本式

過剰間隙水圧の発生および消散の計算に用いた基本式は、4.8.1で示した式と同じである。

2) 解析モデルおよび境界条件 解析モデルを図-4.8.4に示す。

解析範囲は左右対称と考えて半断面のみ解析した。

節点316-1、1-21、21-336は不透水境界、節点316-336は自由水面境界とした。

なお、節点1-11-326-316で囲まれた部分は改良地盤、節点11-21-231-221 で囲まれた部分は未改良地

盤、節点221-231-336-326 で囲まれた部分は地中構造物である。地中構造物の透水係数は $k=3\times10^{-12}$ m/s 、体積圧縮係数は $m_v=4.3\times10^{-7}$ t/m² とした。

3) 計算ケース

計算に使用したパラメータとその値を表-4.8.2に示す。ケース数は、2×2×2×3×2×2=96となる。

ただし、改良域の幅はA=5m、地盤の体積圧縮係数は $m_v=5\times10^{-4}$ m²/t とした。

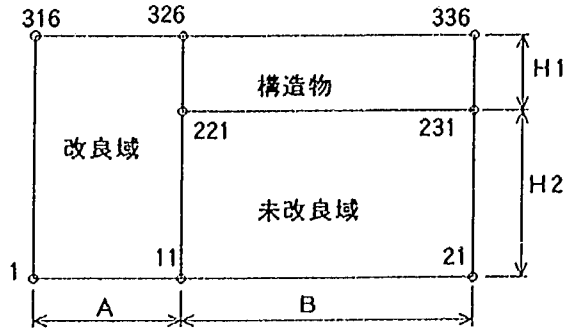


図-4.8.4 解析モデル

地震動に関する条件としては、M=7.5を対象として、有効継続時間 $t_d=9$ sec、$N_{eq}/N_1=1.0$ とした。

表-4.8.2 計算パラメータ

項目	数値
ドレーン改良域の等価透水係数 k_d	0.01 , 0.05 (m/s)
ドレーン改良域の許容間隙水圧比 (u/σ_0')	0.5 , 0.2
地中構造物の半幅 B	5 , 10 (m)
地中構造物の没水深さ H_1	1 , 3 , 6 (m)
地中構造物下端の液状化層厚 H_2	5 , 10 (m)
地盤の透水係数／体積圧縮係数 (k_s/m_v)	0.1 , 4.0 (m³/s/tf)

4) 計算結果

間隙水圧の上昇および消散の傾向は、いずれのケースにおいても、

① 地震動の進展に従って、改良域および未改良域の水圧が上昇する。ただし、改良域の間隙水圧は、その発生量の最大値を許容間隙水圧比としているので、未改良域ほど上昇しない。したがって、未改良域と改良域の境界部（節点11-221）では水圧差が生じるとともに、透水係数の差もあるので、水の流れが未改良域から改良域に向かって起こるため、境界部の幾分内側の未改良域も水圧がやや下がる。

② 地震動が終了すると、せん断変形が生じないため間隙水圧の発生はなくなるので、透水係数の大きい改良部は、すぐに過剰間隙水圧が消散する。

③ 未改良部は、透水性が悪いため水圧の消散が遅い。過剰間隙水圧は下方ほど大きいので、上方に向かう流れが生じる。

④ 最終的には、地中構造物底面（節点221-231）に作用する揚圧力がピークを向かえた後、徐々に過剰間隙水圧が消散していく。

という順序になっている。ただし、これらの現象の定量的な評価はケースによって異なる。

(3) 重回帰分析

計算結果の項目の内の、①地中構造物に作用する平均揚圧力、②平均揚圧力が最大となる時間、③未改良域の平均過剰間隙水圧比について重回帰分析を行った。

1) 地中構造物に作用する平均揚圧力

平均揚圧力uに対する重相関係数は表-4.8.3のようになる。これによると、平均揚圧力は、地中構造物の規模と透水係数に大きく影響されることがわかる。

表-4.8.3 重相関係数

u	k_d	u/σ_0'	B	H_1	H_2	k_s/m_v
1.0	-0.185	0.0346	0.481	0.665	0.367	0.275

回帰式は、式(4.8.3)のようになる。

$$u = 0.308 \cdot k_d^{-0.0731} \cdot (u/\sigma_0')^{0.0241} \cdot B^{0.443} \cdot H_1^{0.287} \cdot H_2^{0.337} \cdot (k_s/m_v)^{0.0475} \quad \cdots\cdots (4.8.3)$$

数値計算値と回帰式値を比較すると、図-4.8.5のようになる。平均揚圧力が1～4 tf/m² の範囲では、回帰式は適用できそうである。

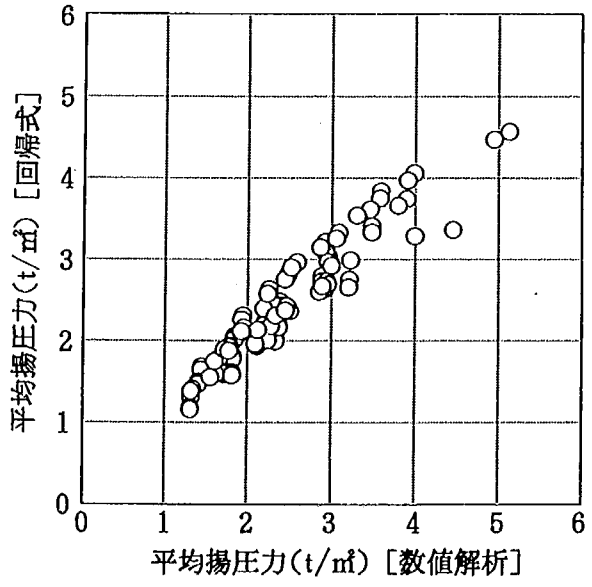


図-4.8.5 平均最大揚圧力

2) 平均揚圧力が最大となる時間

平均揚圧力が最大となる時間tに対する重相関係数は表-4.8.4のようになる。これによると、最大揚圧力到達時間は、未改良部の透水係数に大きく影響されることがわかる。

回帰式は、式(4.8.4)のようになる。

表-4.8.4　重相関係数

t	k_d	u/σ_0'	B	H_1	H_2	k_s/m_v
1.0	-0.0388	-0.00268	0.269	0.108	0.141	-0.941

$$t = 1.016 \cdot k_d^{0.0833} \cdot (u/\sigma_0')^{0.0101} \cdot B^{1.34} \cdot H_1^{0.252} \cdot H_2^{0.705} \cdot (k_s/m_v)^{0.882} \quad \cdots\cdots (4.8.4)$$

数値計算値と回帰式値を比較すると、図-4.8.6のようになる。t＜1200sec 程度までは回帰式が適用できそうである。

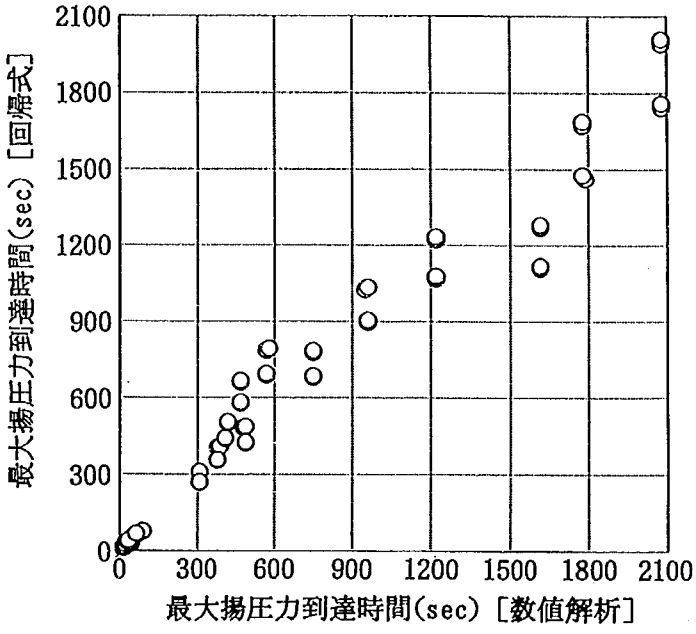


図-4.8.6　最大揚圧力到達時間

3)　未改良域の平均過剰間隙水圧比

未改良域の平均過剰間隙水圧比L_w に対する重相関係数は表-4.8.5のようになる。これによると、未改良域の平均過剰間隙水圧比は、地盤の透水係数に大きく影響されることがわかる。
回帰式は、式(4.8.5)のようになる。

$$Lw = 0.412 \cdot k_d^{-0.0238} \cdot (u/\sigma_0')^{0.024} \cdot B^{0.141} \cdot H_1^{-0.0783} \cdot H_2^{0.121} \cdot (k_s/m_v)^{-0.0647} \quad \cdots\cdots (4.8.5)$$

表-4.8.5　重相関係数

L_w	k_d	u/σ_0'	B	H_1	H_2	k_s/m_v
1.0	-0.119	0.0682	0.303	-0.358	0.261	-0.740

数値計算値と回帰式値を比較すると、図-4.8.7のようになる。これによると、途中から傾向が変わっていて、Lw=0.6以下および0.8以上では回帰式による値が大きくなり、Lw=0.6～0.8では数値計算による値が大きくなる傾向がある。

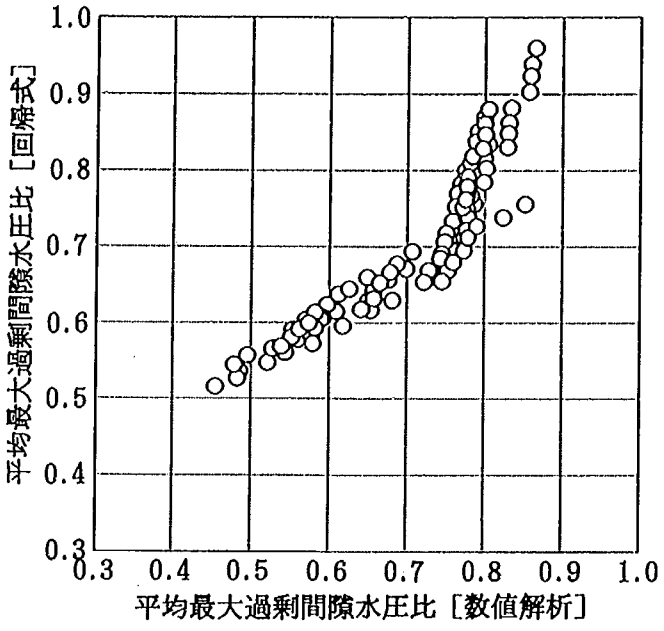


図-4.8.7　未改良域の平均過剰間隙水圧比

4)　まとめ

地震時における地中構造物周辺の過剰間隙水圧の挙動について数値解析により検討した結果をまとめると、

① 地中構造物に作用する揚圧力は、地震終了後にピークを向かえ、その値は、構造物の規模と、地盤の透水係数に影響される。また、そのときの時間は、主として未改良域の地盤の透水係数によって決まる。

② 地中構造物下方の未改良部の平均過剰間隙水圧比は、地震動終了時に最大となり、その値は、未改良部の地盤の透水係数に大きく影響される。

となる。

なお、地中構造物に作用する揚圧力を構造物底面における間隙水圧比に直してみると、構造物の根入長が3m以下では、間隙水圧比が1.0以上となるが、根入長がそれ以上になると間隙水圧比が1.0以下となる傾向がみられる。ただし、構造物の有効重量は地盤のそれと同じとした。今回の計算だけからは、根入長が3m以上あれば地中構造物の浮き上がりが生じないことになるが、ここで、問題点として過去の被災例との整合性が生じる。過去の地震においてマンホール、貯水槽、管路などの地中構造物の浮き上がりの事例が報告されているが、これらを再調査して、上記のパラメータがどのような値であったかを調べ、被災度との関連性を調べる必要がある。

4.8.3　まとめと今後の課題

平成7年度は、表-4.8.6に示す項目のうち、④技術課題の検討および⑤構造物毎のドレーン工法の設計法の整備を行った。

表-4.8.6　研究計画

	H4	H5	H6	H7	H8
①研究計画立案	——				
②既存技術の整理・問題点の抽出 （文献調査） （設計・施工法1次案作成）	——				
③構造物毎のドレーン工法の適用上の留意点の検討（数値解析） （盛土構造物） （地中構造物）					
④技術課題の検討					
⑤構造物毎のドレーン工法の設計法の整備 （盛土構造物） （地中構造物）					

④では改良範囲の設定および地中構造物の液状化対策設計法の基礎資料とするために、

1)　ドレーン施工部と未改良部の境界部における間隙水圧の変化傾向の検討

2)　地中構造物に作用する揚圧力の発生と消散傾向の検討

の検討をおこなった。

⑤では予備的な作業として、

1)　設計施工マニュアル（平成7年度版）および試設計

をおこなった。

今回の試設計の結果、本マニュアルで使用しているドレーンの設計図表に不都合な点があることがわかった。今回のマニュアルに載せてあるドレーンの設計図表は、井合らの文献[7]にならって作成したが、ここでは液状化に要する時間をt_lとして、t_lまで水圧が発生し、それ以後は発生しないと考えている。t_lと地震の有効継続時間t_dの関係は、$t_l=(N_l/N_{eq})\cdot t_d$となっており、

1)　$N_l/N_{eq}<1.0$の場合には、$t_l<t_d$となり、t_d以前に水圧がピークに達する。

2)　$N_l/N_{eq}>1.0$の場合には、$t_l>t_d$となり、t_dでは水圧がピークに達していない。

今回の図表は、t_lまで、水圧を発生させているので、②の場合には、最大水圧比が過大になっていると考えられる。また、①の場合については、従来のt_dまで水圧を発生させる方法の場合より、最大水圧比が小さくなる。この違いは、(t_d-t_l)時間水圧のピーク発生量を持続させるかどうかによるものある。

したがって、広範囲なN_l/N_{eq}に対応する設計図表を作成するには、N_l/N_{eq}を何種類か変えて作成したほうがよいと考えられる。ただし、これらについて全ての図表を作成すると図表の数が多くなりすぎ、利用しづらくなる恐れもある。

平成8年度の研究では、この問題を解決して、設計施工マニュアルを完成させたい。

（東亜建設工業、間　組、五洋建設、不動建設）

参考文献

1) 古賀泰之：構造物における液状化対策、基礎工、Vol. 12, No. 7, 1984

2) 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, pp. 9～12, 1976

3) 消防庁：危険物の規制に関する規則、及び危険物の規制に関する技術上の基準の細目を定める告示、1977

4) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針, 1988. 1

5) 井合進・小泉勝彦・倉田栄一：液状化対策としての地盤の締固め範囲、土と基礎、Vol. 39, No. 2, pp. 35～40, 1991. 2

6) 建設省土木研究所ほか：液状化対策工法に関する共同研究報告書、共同研究報告書第150号, 1995. 12

7) 井合進・梶谷卓美：液状化対策としてのプラスチックドレーンの振動実験と解析、港湾技研資料、No. 647, 1989. 6

4.9　杭基礎の設計法の検討

4.9.1　研究概要

液状化の可能性のある地盤での杭基礎の設計においては、一般に、過剰間隙水圧の上昇に伴う地盤の水平抵抗の低減が考慮される。このような液状化の程度と水平地盤反力係数の関係については、室内平板載荷試験や模型の杭を用いた水平載荷試験、実物大の杭を用いた現場での水平載荷試験など、従来より様々な方法で実験的な研究が行われてきている[1),2),3),4),5),6),7)]。また、この中で排水機能を付与した杭に対する結果も見られ、排水機能のない杭よりも大きな水平地盤反力係数が得られること等も報告されている[6),7)]。しかし、いずれも試験規模や載荷方式、液状化の発生方法などが必ずしも実現象におけるそれと対応していないこと、また、実験条件によって結果に差が見られることなどから、今後、実際の液状化地盤中での杭基礎の挙動をより忠実に反映した液状化程度～水平地盤反力係数関係の整理が望まれる。

そこで、ここでは上載圧や液状化発生方法、載荷方向、および排水機能付き杭の水圧低減効果の影響などを考慮した室内平板載荷試験による基礎的検討を行うとともに、それによって得られた結果の妥当性の検証、および杭の加振時挙動に基づく液状化程度～水平地盤反力係数関係の提案を目的に、杭基礎の挙動に関する模型振動台実験ならびに遠心模型実験を実施することにした。

昨年度の共同研究報告書においては、側壁にピストンによる貫入装置を備えた加圧式土槽を用いて、振動台上で加振しながら液状化地盤に対して水平載荷を行う方式により求めた過剰間隙水圧比と水平地盤反力係数の関係を報告した[8)]。また、模型の単独杭を用いた振動台実験によって、液状化地盤中における杭基礎の挙動について基礎的な検討を行い、その結果を報告した。

今年度は、加圧式土槽を用いた水平方向の平板載荷試験では、相対密度、シルト分含有率を変化させた実験を実施し、その影響の検討を実施する。また、昨年度実施した模型振動台実験結果の継続検討として、液状化地盤と杭基礎の相互作用、昨年度報告した関係も含めた既往の液状化程度～水平地盤反力係数関係の適用性に関する考察を加えるとともに、新たに遠心模型実験を実施し、排水機能付き杭も含めて液状化地盤中の杭基礎の挙動や水平地盤反力係数に関する検討を実施する。

4.9.2　液状化時の水平地盤反力係数に関する検討

(1)　実験概要

本検討では、液状化時における地盤反力係数の低減率を求めるため、地盤の相対密度、シルト分含有率、過剰間隙水圧比等の条件を変化させ、地盤に対し水平方向載荷を行い、過剰間隙水圧比と地盤反力係数の低減率の関係を求めることとした。

図-4.9.1に、本実験に用いた装置の概要を示す。実験は矩形断面の鋼製土槽(内寸100×50×47cm）を用いた。この土槽に砂試料を充填し、土槽上にゴム膜付きの上蓋をかぶせ砂地盤を密閉し、所定の空気圧をゴム膜上方に加えて砂地盤に上載圧を与え、所定の深度の状態に近い初期応力状態を加えることとした。

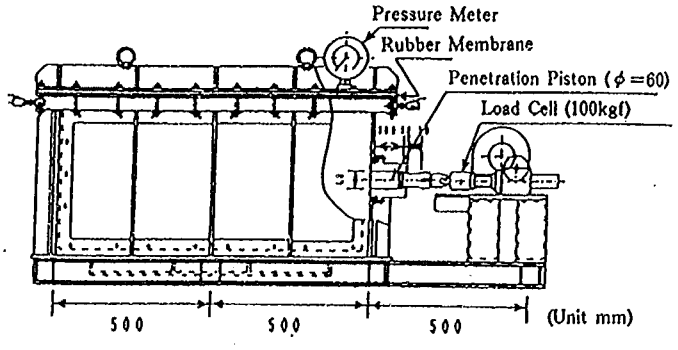


図-4.9.1　加圧式土槽の概要

地盤反力係数は、一定の過剰間隙水圧の中を、土槽側面から水平方向にφ60mmの載荷ピストンを変位制御（50mm/min）で地盤内に貫入させ、ピストン先端に作用する荷重と貫入量を計測して求めた。荷重は載荷ピストン先端に設置したロードセルの変位が10mmのときの値とし、過剰間隙水圧比についても変位が10mmのときの値を用いた。それぞれの実験ケースにおいて有効上載圧0.2(kgf/cm²)とし、過剰間隙水圧比は0.0～1.0の4段階に変化させて試験を行った。また、地盤の相対密度を30%～70%の3段階、シルト分含有率を20%～60%の3段階に変化させて試験を行い、その影響について検討した。

(2)　実験結果

図-4.9.2に、相対密度を変化させた試験の地盤反力低減係数D_Eと過剰間隙水圧比の関係を示す。相対密度が高くなると、地盤反力係数は大きくなる。なお、相対密度70%の試験の載荷ロッド貫入中には過剰間隙水圧の変動は見られていないため、相対密度の増加に伴う地盤反力係数の増加には、負のダイレイタンシーの影響は含まれていないものと考えられる。

図-4.9.3にはシルト分含有率を変化させた場合のD_Eと過剰間隙水圧比の関係を示す。シルト分0%の場合が最も低い値となり、シルト分20%以上の場合はほぼ同一線上にプロットされている。このことから、シルト分0%（全て砂）の場合は過剰間隙水圧の増加に伴って急激に剛性を失うが、シルト分が含まれると急激な剛性の低下は発生しないと

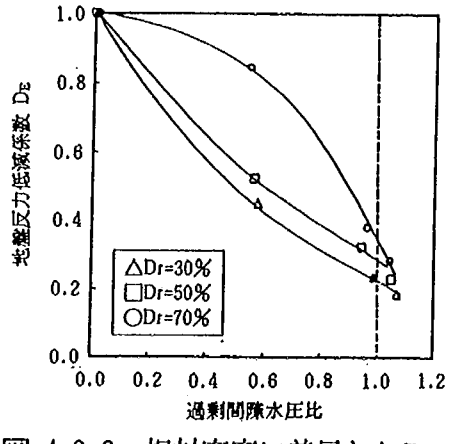


図-4.9.2　相対密度に着目したD_Eと過剰間隙水圧の関係

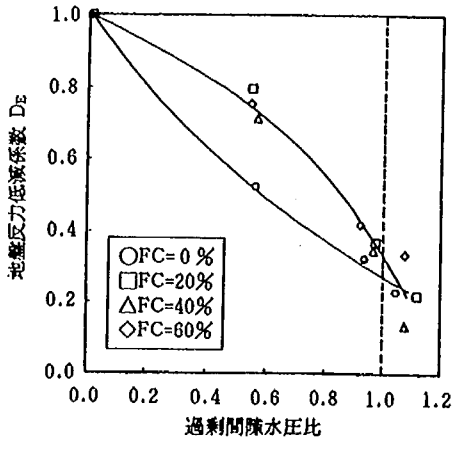


図-4.9.3　細粒分含有率に着目したD_Eと過剰間隙水圧の関係

考えられる。

(3) まとめ

1) 地震動波形の繰返しが少ない直下型地震では、海洋型に比べて液状化強度を大きく評価できる。

2) 相対密度が高い場合には、過剰間隙水圧の上昇に伴う地盤反力の低減は緩やかになる傾向が認められた。また、シルト分を含む砂質土についても、同様の傾向が見られた。

4.9.3　液状化地盤中における杭基礎の挙動に関する模型振動台実験による検討

(1) 目　的

昨年度実施した模型振動台実験の結果と今年度新たに実施した追加実験の結果を用いて、液状化地盤と杭基礎の相互作用、杭基礎に対する液状化地盤の水平地盤反力係数に関する考察を行う。

(2) 実験概要

実験模型と主な計測位置の例を図-4.9.4に、実験ケースを表-4.9.1に示す。実験はいずれも最も単純な系である単杭＋杭頭質量に対して実施した。また、曲げ剛性の異なる2種類の杭を用い、それぞれ杭頭質量を4種類に変化させた（杭頭質量無しの場合も含む）。なお、地盤条件および加振条件はいずれのケースに対しても同一である。

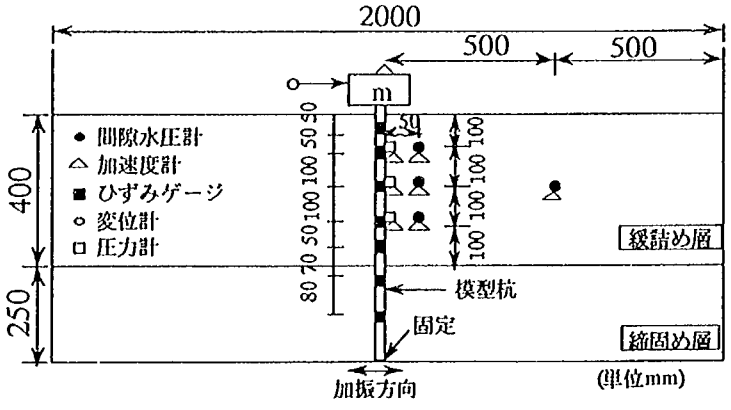


図-4.9.4　実験模型と主な計測位置

表-4.9.1　実験ケース

実験No.	杭　種　類	杭頭質量	緩詰め地盤の相対密度	空中加振時の固有振動数 締固め地盤上	地盤なし
1	ポリカーボネート杭	なし	55%	—	—
2	ポリカーボネート杭	110g	48%	5.2Hz	4.2Hz
3	ポリカーボネート杭	423g	55%	3.0Hz	2.2Hz
4	ポリカーボネート杭	847g	58%	2.2Hz	1.6Hz
5	鋼　杭	なし	54%	—	—
6	鋼　杭	5..6kg	59%	—	4.3Hz
7	鋼　杭	18.0kg	58%	3.1Hz	3.0Hz
8	鋼　杭	40.5kg	54%	2.2Hz	2.1Hz

1)　模型地盤：千葉県産山砂（Gs=2.678, D50=0.38mm, Uc＝3.21）を用いて砂箱（長さ2×高さ1×奥行0.5m）内に作成した。上層が緩詰め（目標相対密度50%）、下層が締固め（目標相対密度90%）の2層構造で、緩詰め地盤は水中落下法で作成し、その平均的な単位体積重量は1.86gf/cm³である。

2)　模型杭　：ポリカーボネート製杭（φ22mm, t1mm）と鋼製杭（φ22mm, t2mm）の2種類の杭を用いた。

3) 杭頭質量：ポリカーボネート杭に対して杭頭質量m=847g，423g，110g，0g（杭頭質量なし）の4種類、鋼杭に対して杭頭質量m=40.5kg，18.0kg，5.6kg，0kg（杭頭質量なし）の4種類とした。なお、それぞれの杭に対する杭頭質量の大きさは、締固め地盤上の突出杭（緩詰め地盤無しの状態での空中加振）とした場合の固有振動数が対応するように設定したものである。

4) 加振条件：3Hzの正弦波30波で、目標台加速度は200galである。

5) 計測項目：地盤の加速度と過剰間隙水圧、杭の曲げひずみと加速度、杭頭の水平変位などである。

(3) 実験結果

1) 経時変化

各実験ケースにおける経時変化の例として、深さz=20cmでの過剰間隙水圧、深さz=10cmでの地盤の加速度、杭頭の加速度、杭頭の水平変位、深さz=35、45cmでの杭の曲げひずみを図-4.9.5に示す。図より、以下のことがわかる。

① いずれのケースにおいても、加振開始後2secあたりで過剰間隙水圧がほぼ一定値に至り、地盤の加速度も急激に減衰しほぼゼロになっていることから、この時点で地盤が液状化に至ったと考えられる。

② 加振開始後0～2secの水圧上昇過程において地盤および杭頭の加速度に増幅が見られる。一方、液状化後には地盤の加速度はほぼゼロとなるのに対し、実験No.7を除いて杭頭の加速度はほぼ定常的な振動性状を示す。

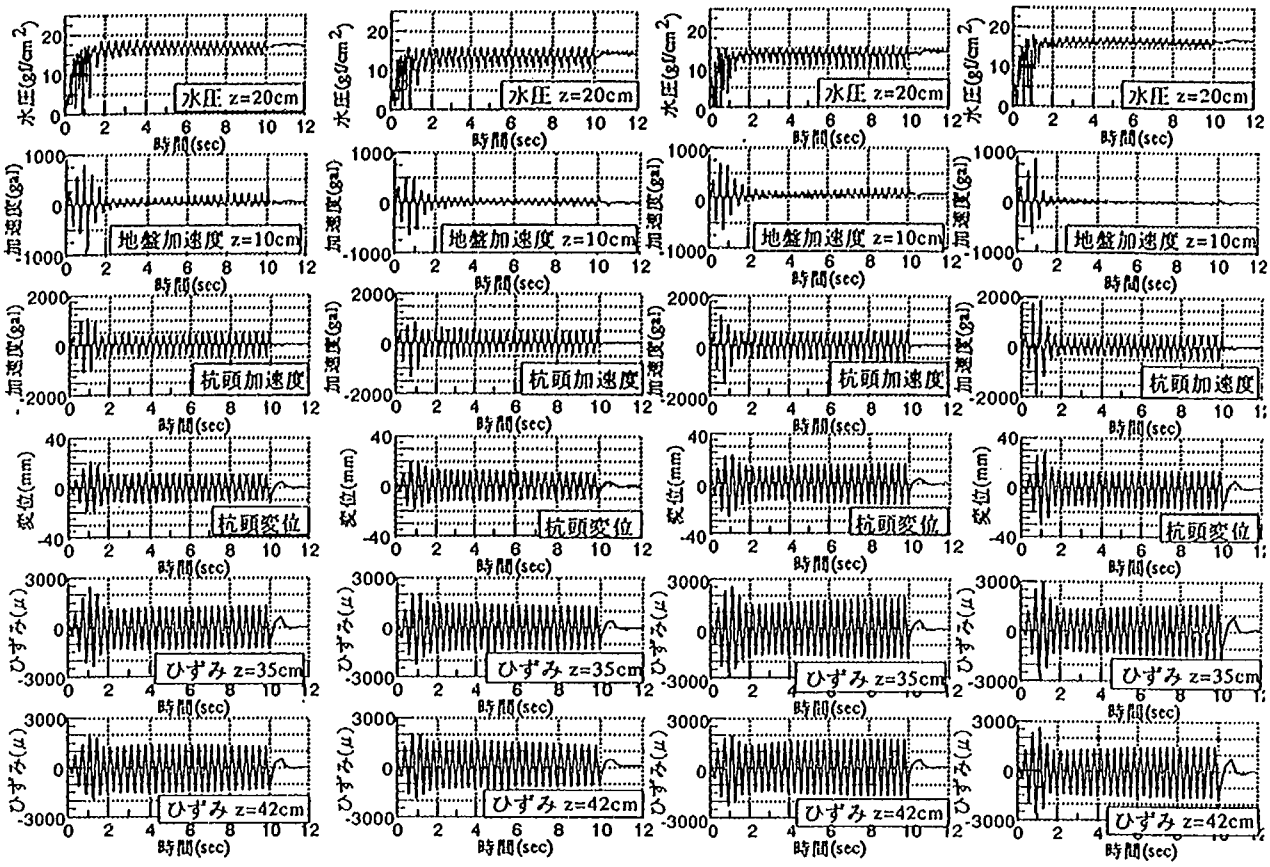
③ 実験No.7を除いて、ポリカーボネート杭、鋼杭にかかわらず、杭頭の水平変位および杭の曲げひずみは液状化前の地盤の加速度増幅時に最大値を示し、液状化後はほぼ一定振幅の定常的な振動になっている。

④ 曲げ剛性の小さなポリカーボネート杭では、杭頭質量がゼロの場合にも比較的大きな杭頭変位、曲げひずみが生じており、かつ、杭頭質量の有無や大小による杭頭変位量、曲げひずみ値の変化が小さい。一方、曲げ剛性の大きな鋼杭では、杭頭質量がゼロの場合にはほとんど杭頭変位や曲げひずみが生じず、杭頭質量の増加にともない大きくなる傾向が見られる。また、締固め上の突出杭とした場合の固有振動数が入力加速度の振動数とほぼ一致する実験No.7では共振が見られ、加振の継続によって杭頭加速度や杭頭変位、曲げひずみがしだいに大きくなっている。

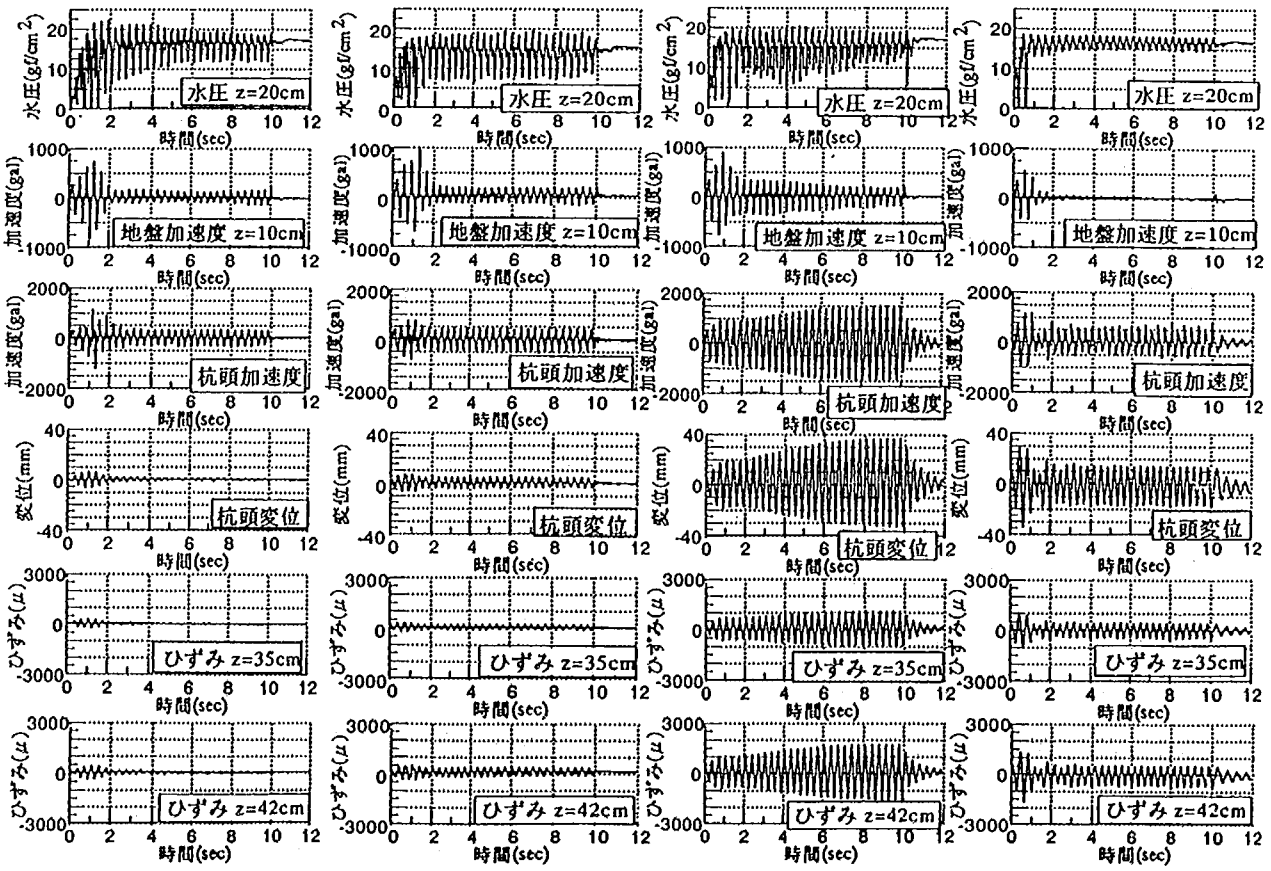
2) 杭頭質量と杭頭変位および杭頭の応答加速度の関係

杭頭質量と杭頭変位、および杭頭質量と杭頭の応答加速度の関係を図-4.9.6に示す。図中の杭頭変位には液状化前の地盤加速度増幅時に生じた変位の最大値と液状化後の定常振動時の変位の2種類が示してあり、杭頭の加速度はそれぞれの変位が生じた時刻における値を示してある。図より、以下のことがわかる。

① 前述のとおり、実験No.7を除いて液状化後よりも液状化前の地盤加速度増幅時に生じる杭頭加速度・杭頭変位の方が大きく、また、杭頭の質量が大きいほど杭頭変位が大きくなっていく傾向が見られる。

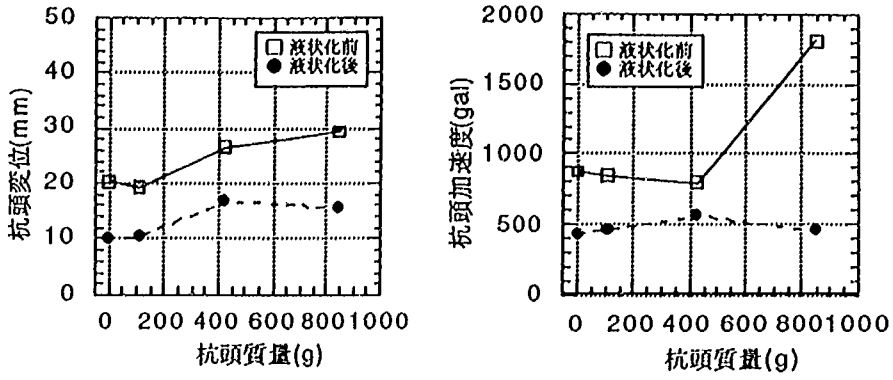


実験No. 1　実験No. 2　実験No. 3　実験No. 4

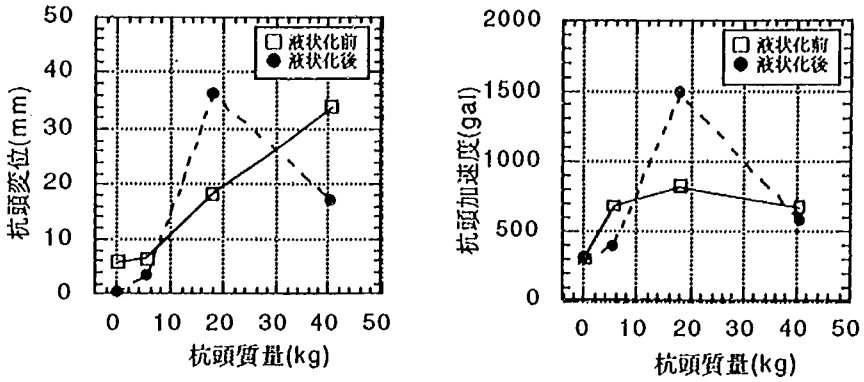


実験No. 5　実験No. 6　実験No. 7　実験No. 8

図-4.9.5　過剰間隙水圧、地盤加速度、杭頭加速度、杭頭水平変位、杭の曲げひずみの経時変化



(a) ポリカーボネート杭



(b) 鋼 杭

図-4.9.6 杭頭質量と杭頭変位量の関係および杭頭質量と杭頭の応答加速度の関係

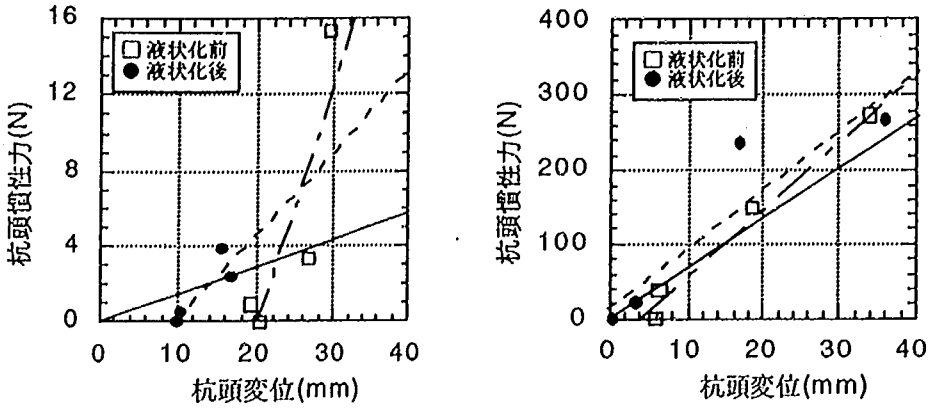
② 曲げ剛性の小さいポリカーボネート杭では、杭頭質量が無い場合にも液状化前で約20㎜、液状化後で約10㎜の杭頭変位が生じており、これは杭頭質量の増加による変位の増加分よりも大きい。一方、曲げ剛性の大きい鋼杭では、杭頭質量が無い場合の杭頭の変位は液状化前でも6㎜程度、液状化後にはほぼゼロと非常に小さく、杭頭質量による杭頭変位の変動が顕著である。

③ 締固め上の突出杭とした場合の固有振動数が入力加速度の振動数とほぼ一致する杭頭質量m=18kgの鋼杭（実験No.7）で液状化後に共振が見られ、杭頭変位、杭頭加速度が大きくなっている。しかし、液状化前ではそれが見られない。また、曲げ剛性の小さいポリカーボネート杭では、入力加速度の振動数と突出杭とした場合の固有周期がほぼ一致するm=423g（実験No.3）で液状化後に若干変位や加速度が大きくなっているが鋼杭ほど顕著ではなく、液状化前の杭頭変位最大時にはそのような現象は見られない。

以上のことから、地盤と比べて相対的な剛性が小さいポリカーボネート杭では、杭＋杭頭質量の系としての挙動よりも周辺地盤からの影響の方が卓越し、曲げ剛性の大きい鋼杭では杭＋杭頭質量の系としての挙動が卓越していると考えられる。

3) 杭頭慣性力と杭頭変位の関係

図-4.9.6の杭頭質量と杭頭変位および杭頭質量と杭頭加速度の関係から、杭頭の慣性力と杭頭の変位の関係を求めた結果を図-4.9.7に示す。図中には、液状化前の地盤加速度増幅時および液状化後の定常振動時に対する2種類のデータが示してある。また、図中の実線は、固有周期から求めた締固め地盤上



(a) ポリカーボネート杭　　(b) 鋼　杭

図-4.9.7　杭頭の慣性力と杭頭変位の関係

の突出杭とした場合の杭頭変位～慣性力関係を、一点鎖線は液状化前のデータを直線で近似した場合の結果を、破線は液状化後のデータを直線で近似した場合の結果を表す。杭の種類にかかわらず、液状化前、液状化後それぞれの杭頭の変位は、杭頭慣性力がゼロ(杭頭質量ゼロ)の時の値を起点にして慣性力の増加とともにほぼ線形的に増加していく傾向が見受けられる。その傾きに関しては、液状化前のデータに対するもの(一点鎖線)が液状化後のそれ(破線)よりも大きく、また、液状化後でも突出杭とした場合の傾き(実線)よりは大きくなっている。これは、液状化後でも周辺地盤からの何らかの抵抗があるために突出杭の場合よりも傾きが大きくなり、より大きな地盤反力が期待できる液状化前の場合に傾きが最も大きくなったのではないかと考えられる。また、鋼杭の方がポリカーボネート杭よりも３つの直線の傾きの差が小さく、特に液状化後の杭頭変位は突出杭の場合のそれに近いものとなっている。これは、剛性の高い鋼杭では自身の曲げ変形による反力が大きく相対的に地盤の反力の影響が小さいのに対し、曲げ剛性の小さなポリカーボネート杭では周辺地盤の抵抗が敏感に反映されるためと考えられる。

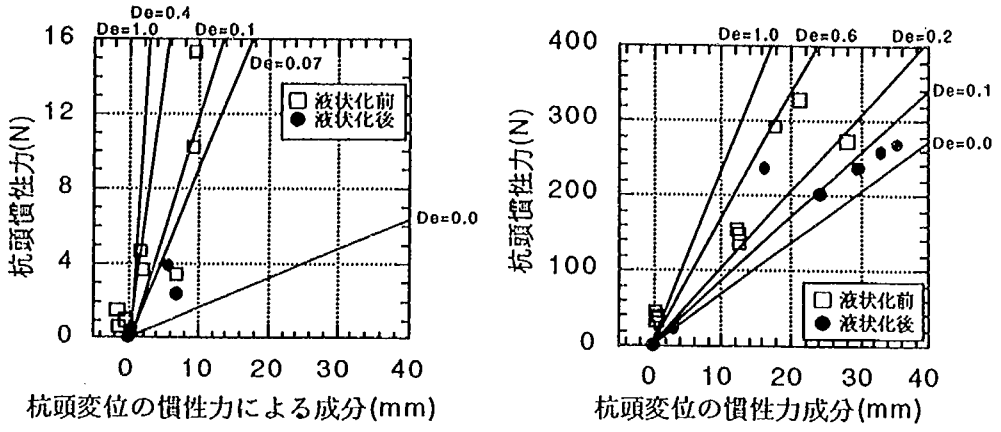
4)　液状化程度と地盤反力係数に関する考察

杭頭慣性力がゼロ（杭頭質量ゼロ）でも生じる杭頭の変位は、液状化前の地盤強度の保持段階では地盤の応答変位に杭が追随することにより、また、液状化後には応答を失った地盤の中で杭が非液状化層からの入力によって振動する際の液状化地盤からの土水圧などにより生じると考えられる[8]。ここでは、各実験で計測された変位から杭頭慣性力ゼロの時の変位を差し引いたものを杭頭慣性力による変位とし、この変位成分に対し地盤反力が発揮されると仮定する。なお、厳密には杭頭慣性力による変位成分と地盤の影響による変位成分は両者の位相を考慮して分離すべきである[9]が、ここではそれを考慮せず変位波形のピーク値のみに着目する。

上記の仮定のもとに杭頭慣性力と変位の慣性力成分の関係を描いたものが図-4.9.8であり、液状化前については図-4.9.7の最大変位時のデータの他にその前後の波形ピーク値に関するデータも含まれている。液状後についても鋼杭のm=18.0kgの場合に共振のため杭頭加速度と変位が変化することから、若干のデータを追加している。また、図中の実線は深さ方向に一定の線形バネを与えた場合の杭頭変位の計算結果で、数種類の地盤バネ値に対する結果を示している。地盤バネの大きさは地盤反力係数の低減係

数De=k_h/k_{h0}(k_{h0}:非液状化時の地盤反力係数）を用いて示してある。なお、非液状化時の地盤反力係数k_{h0}は同じ杭を用いて静的水平載荷試験を実施して求めた。

図によれば、ポリカーボネート杭では液状化前のデータは概ねDe=0.1～0.4 、液状化後のデータはいずれもDe=0.0～0.07の範囲内に、鋼杭では液状化前のデータは概ねDe=0.1～0.6 、液状化後のデータはDe=0.0～0.1 の範囲に含まれているようであり、杭の種類にかかわらず両者から得られた結果はほぼ対応したものとなっている。なお、液状化前のデータに関しては、同じ時刻でも深さごとに過剰間隙水圧の発生状態が異なるため液状化程度を一意に規定するのは難しいが、今回のデータはいずれも平均的な過剰間隙水圧比でLu=0.70～0.95程度のものである。



(a) ポリカーボネート杭　　(b) 鋼　杭

図-4.9.8　杭頭慣性力と杭頭変位の慣性力成分の関係

上記の結果を岩崎らの実験[1]、濱田らの実験[3]、才村らの実験[6]、および昨年度の共同研究報告書において報告した実験[8]の結果とあわせて図-4.9.9に示す。図によれば、今回の実験結果の領域は従来の実験データをほぼ内包する結果となっており、従来より提示されている過剰間隙水圧比～地盤反力係数関係と対応したものとなっている。しかしながら、今回の実験結果は、実験やデータ整理の精度、データ整理における様々な仮定等の影響でばらつきが大きく、また、ある限られた範囲の過剰間隙水圧比でのデータのみを対象としたものであり、過剰間隙水圧比～地盤反力係数関係をより詳細に検討するには不十分である。今後さらに地盤と杭の相互作用の検討を進め、その結果を踏まえて液状化地盤中での杭基礎の挙動を適切に考慮して過剰間隙水圧比～地盤反力係数関係を検討していくことが必要である。

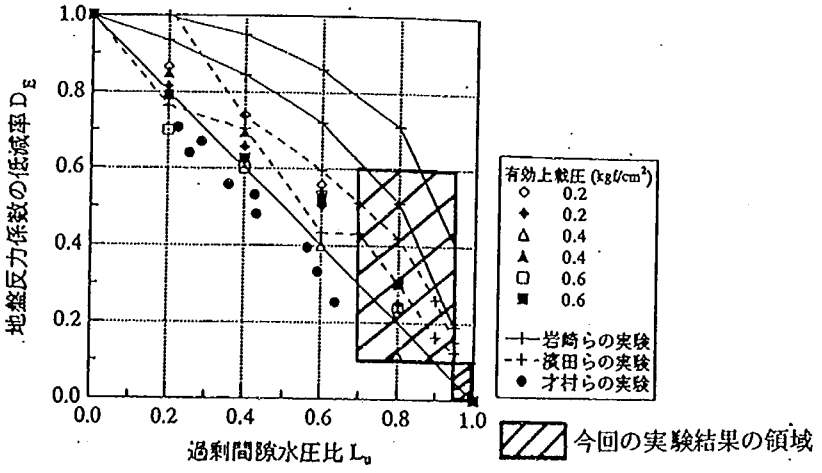


図-4.9.9　地盤反力係数の低減率と過剰間隙水圧比の関係

4.9.4　杭基礎の挙動に関する遠心模型実験

(1) 目　的

砂地盤中の杭基礎の挙動および排水機能を付与した対策工に対して、地盤の応力－ひずみ－破壊関係について相似則が成立する遠心模型実験装置を用い、その挙動を把握することを目的として実験を実施した。

(2) 実験概要

実験は遠心模型実験装置を用い、遠心加速度５０Ｇにて実験を実施した。実験は杭頭に質量を与え、単杭（普通杭、排水杭）、４本杭（普通杭、排水杭）について行った。実験条件は以下に示す。

1) 模型地盤：模型土槽は内寸で幅44cm、高さ22cm、奥行き15cmの大きさのせん断土槽を用いた。試料は表-4.9.2に示す物理特性を有する珪砂を用い、間隙水には水を用いた。相対密度は40%を目標とし、表面の有効上載圧が 10kPaとなるようにジルコン砂を模型地盤の表面に敷いた。

表-4.9.2　試料の物理特性

土粒子の密度 Gs	2.65
D50 (mm)	0.100
D30 (mm)	0.069
D10 (mm)	0.041
D60 (mm)	0.120
均等係数 Uc	2.927
曲率係数 Uc'	0.968
最大間隙比 e_{max}	1.333
最小間隙比 e_{min}	0.703

2) 模 型 杭：ステンレス製（φ15mm、板厚0.2mm、長さ230mm：実物換算でφ750mm、径10mm)の杭を用いた。杭には径４mmの孔が21.0mm間隔で８カ所×４列（開口率4.8%）開いており、普通杭のケースでは中に水が入らないようにシリコンを詰め、排水杭のケースではメッシュを取り付け、砂が内部に入らないようにした。

片持ち梁の試験から求められた剛性はＥＩ＝57371（kg・cm²）であった。

3) 杭頭質量：１本当たり200ｇとし、４本杭の場合は800ｇとした。

4) 加振条件：６Ｇの加速度で、50Hzの正弦波を0.8秒（40波）与えた。実物換算では0.12G、１Hzの波を40秒与えることに相当する。

5) 計測項目：図-4.9.10および図-4.9.11に示すように、地盤の加速度と間隙水圧、杭の曲げひずみ、杭頭加速度と変位などである。

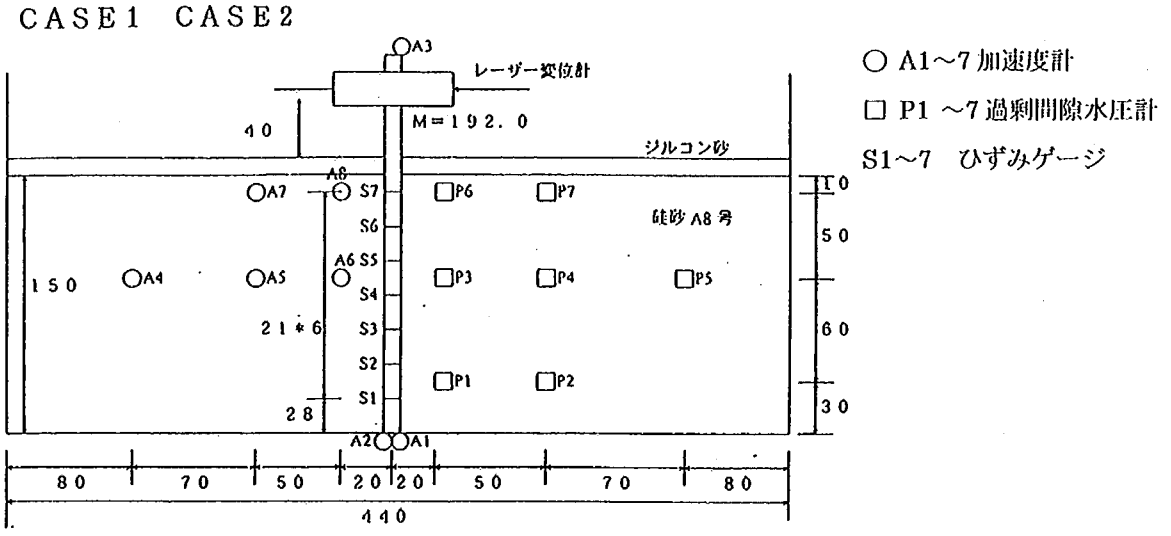


図-4.9.10　実験模型および計測位置（単杭）

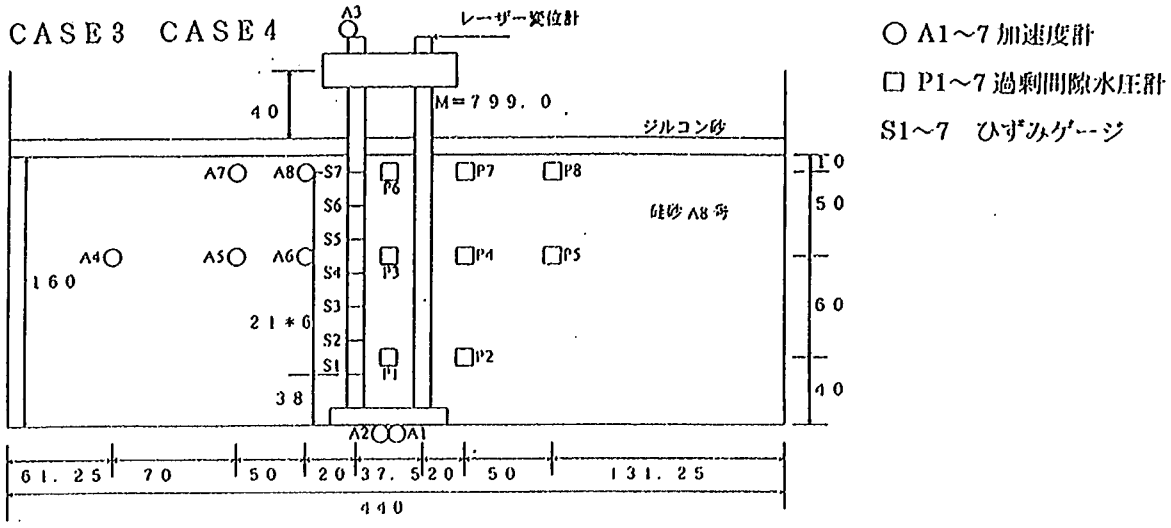


図-4.9.11 実験模型および計測位置（4本杭）

6) 実験ケース：実験ケースは表-4.9.3に示すように単杭の普通杭、排水杭、4本杭の普通杭、排水杭の4ケースである。

表-4.9.3 実験ケース

ケース	構造条件	排水機能
CASE1	単杭	無
CASE2	単杭	有
CASE3	4本杭	無
CASE4	4本杭	有

(3) 実験結果および考察

1) 杭頭加速度

杭頭加速度の時系列の変化を図-4.9.12に示す。

単杭の場合、杭頭加速度は普通杭(CASE1)、排水杭(CASE2)ともに地盤が完全に液状化する以前の最初の2～3波で入力加速度の1.8～1.9倍まで増幅し最大値を示し、その後普通杭では1.6倍、排水杭では1.0倍程度にまで低下する。その後、応答加速度は徐々に増加していき、最終的には初期の最大応答加速度まで増幅する。

4本杭の場合、普通杭(CASE3)、排水杭(CASE4)とも地盤が完全に液状化する以前の初期の4～6波で入力加速度の1.5倍程度に増幅し、その後1.0倍程度まで減衰する。普通杭の場合0.4secで再び1.7倍程度まで増幅し、その後再び低下し、1.2倍程度でほぼ一定となる。排水杭の場合は、0.4sec以降に増幅し始め応答は1.6倍程度でほぼ一定となり普通杭の場合よりも大きな値となる。

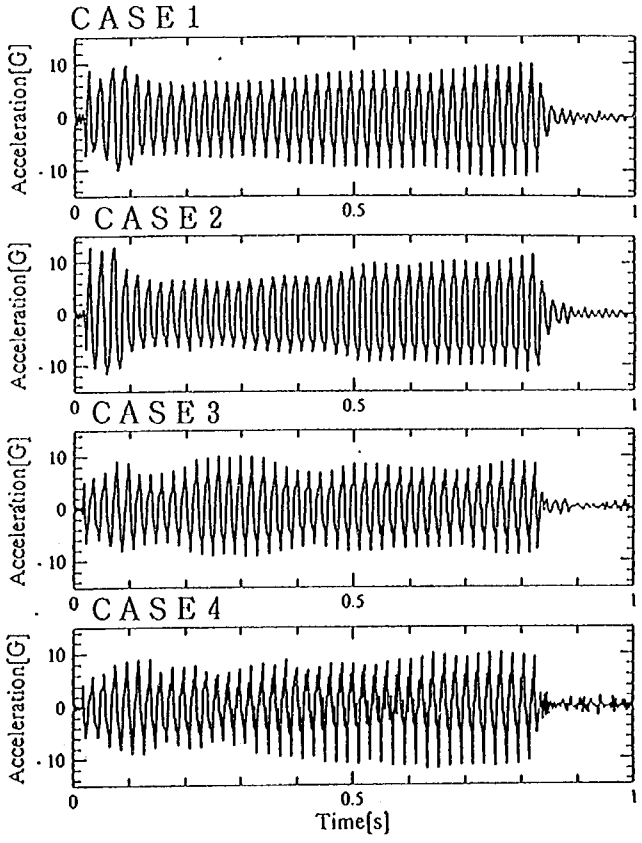


図-4.9.12 杭頭加速度の時系列変化

2) 過剰間隙水圧

単杭のケースにおける深さ6cmで測定した過剰

間隙水圧比の時系列の変化を図-4.9.13 に示す。普通杭(CASE1) の場合、P 3、P 4 ともに過剰間隙水圧比はほぼ1.0となっているが、排水杭(CASE2) ではP 4では普通杭と同じであるが、杭近傍のP 3においては1.0まで過剰間隙水圧比が上昇せず、排水機能の効果が現れている。

4本杭のケースにおける過剰間隙水圧の時系列の変化を図-4.9.14 に示す。普通杭、排水杭ともに杭から一番離れたP 5では過剰間隙水圧比はほぼ1.0まで上昇しているが、P 3、P 4では過剰間隙水圧が1.0まで上昇しておらず、群杭（4本杭）が杭基礎近傍の過剰間隙水圧の発生を抑制する効果があることがわかる。また、排水杭の場合、杭間に設置したP 3では、過剰間隙水圧比は普通杭の70%程度となっており、排水機能の効果が現れている。

3) 杭の曲げひずみ

一番深い箇所で測定した杭の曲げひずみ（S 1）の時系列の変化を図-4.9.15に示す。

全てのケースで3～4波目のひずみが最大となっている。その後ひずみの大きさは減衰し、ほぼ一定となる。

定常となった状態では杭頭加速度はほぼ同じ

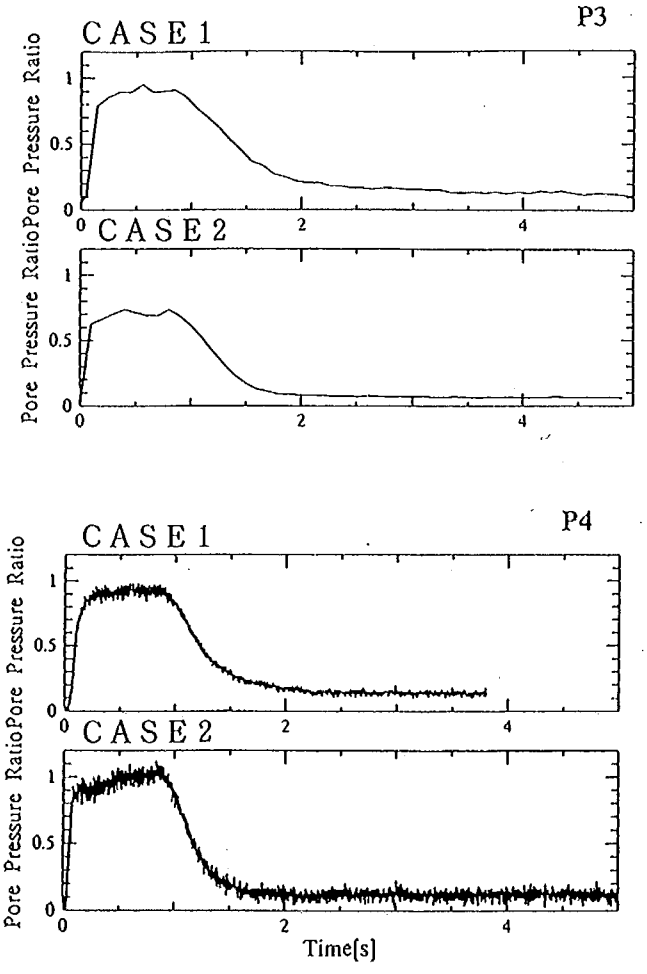


図-4.9.13 過剰間隙水圧比の時系列変化（単杭）

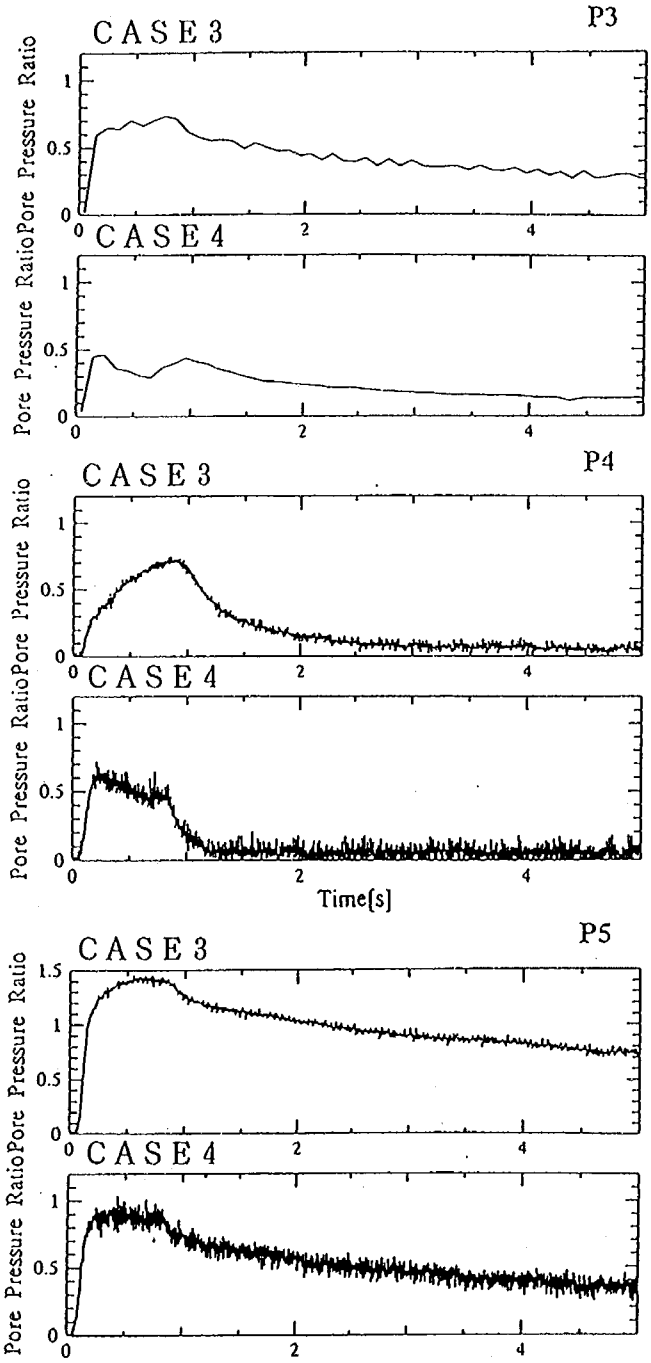


図-4.9.14 過剰間隙水圧比の時系列変化（4本杭）

であるにも拘わらず、単杭の場合は２割程度に、４本杭の場合は３割程度、排水杭(CASE2、4)の方が普通杭(CASE1、3)に比べてひずみが小さくなっている。

図-4.9.16 に単杭のケースのひずみ分布の変化図を示す。３波目以降は下端のひずみが大きく、片持ち梁に近いひずみ分布となっている。これは地盤が液状化したために地盤の抵抗が小さくなったためであると考えられる。そこで、地盤が無い場合の杭頭に慣性力を荷重として作用させた下端固定の片持ち梁のひずみの計算値を基に実験結果のひずみを正規化した。その結果を図-4.9.17 に示す。図より、３波目以降は、深さによらずほぼ一定値を示すことから、慣性力にほぼ比例した片持ち梁に近い挙動を示していることがわかる。正規化された値は普通杭(CASE1)では0.８～0.９程度を、排水杭(CASE2)

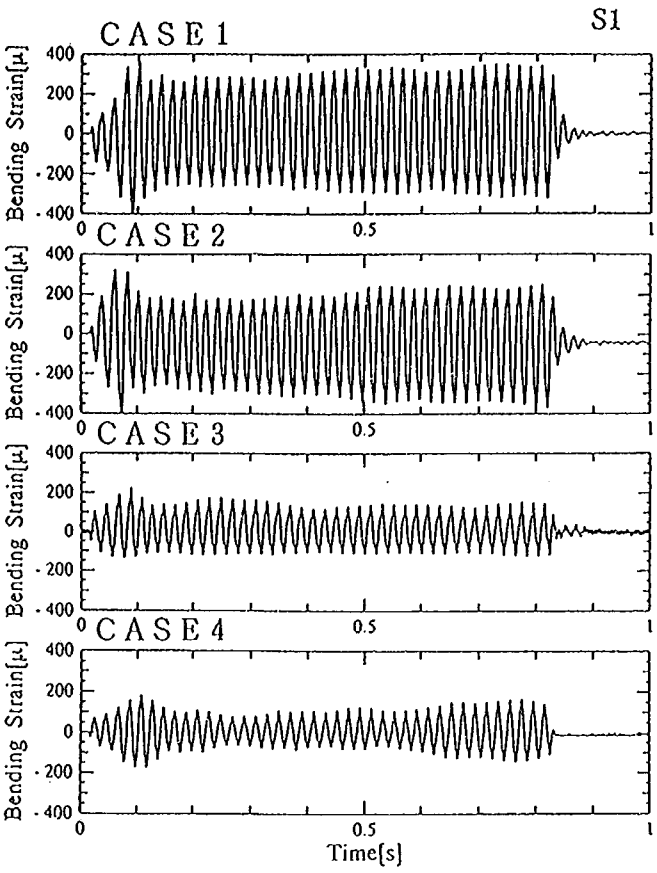


図-4.9.15　杭の曲げひずみ（Ｓ１）の時系列変化

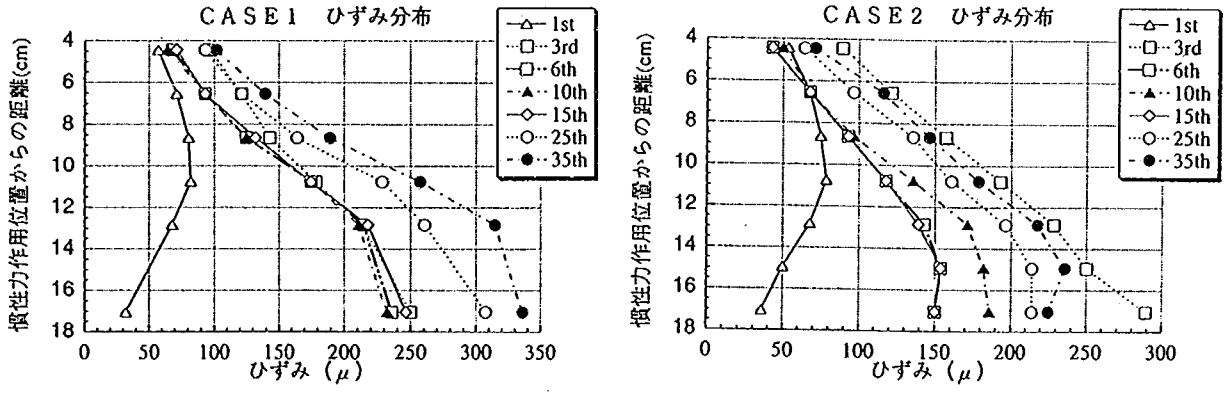


図-4.9.16　杭の曲げひずみ分布（単杭）

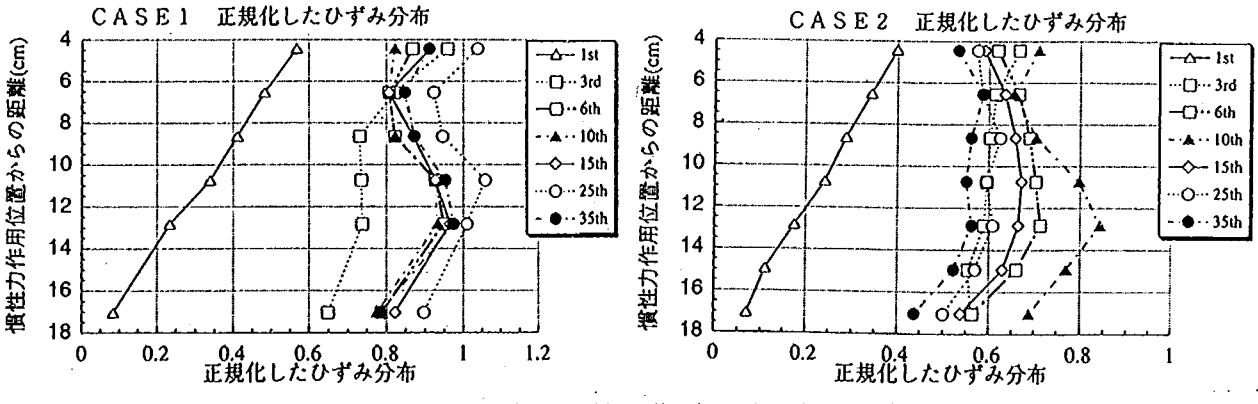


図-4.9.17　正規化した杭の曲げひずみ分布（単杭）

では0.5～0.7程度を示し、排水杭のほうが同じ慣性力に対して生じているひずみが小さいことがわかる。

図-4.9.18 に4本杭のケースのひずみ分布の変化図を示す。3波目以降はひずみはほぼ直線分布となっており、地盤が液状化してからは、地盤の抵抗がかなり小さくなっていることがわかる。図-4.9.19

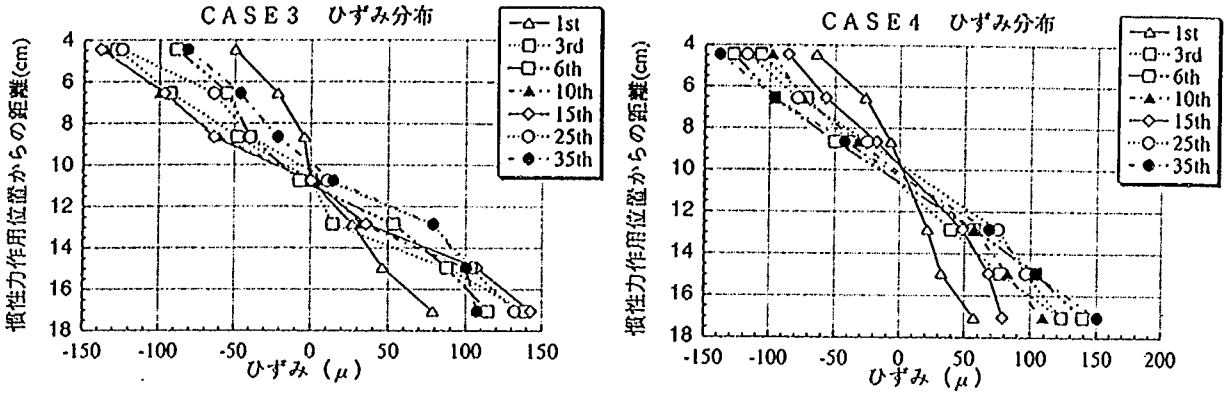


図-4.9.18 杭の曲げひずみ分布（4本杭）

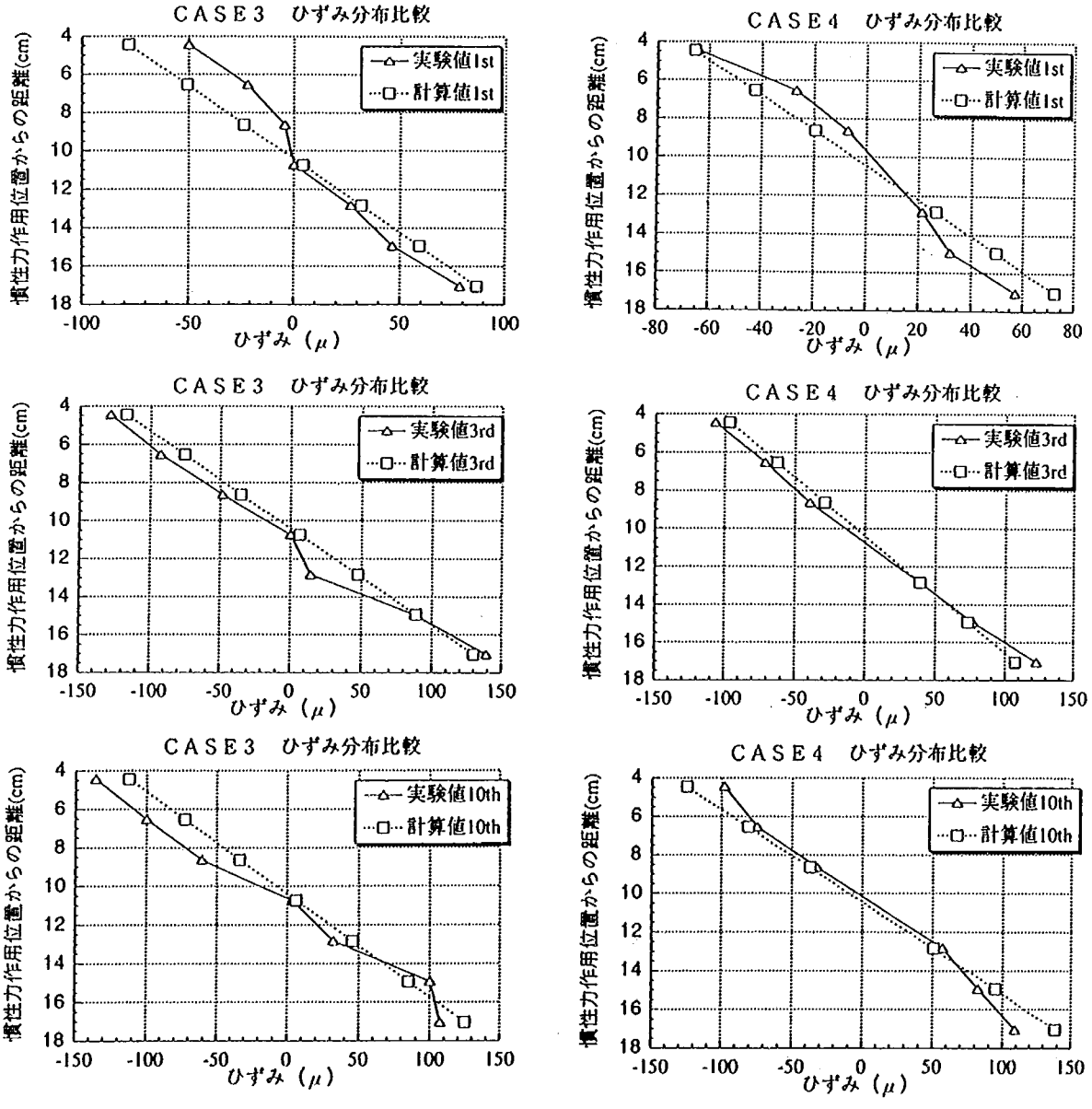


図-4.9.19

には実験のひずみ分布と地盤を無いものと考えて杭頭に慣性力を荷重として作用させた場合の計算値を比較した図を示す。1波目は実験値は計算値より小さく地盤の拘束が働いているが、3波目以降は実験値と計算値はかなり近く、慣性力に比例してひずみが発生していることがわかる。また、10波目をみると普通杭では計算値より大きなひずみが生じているのに対し、排水杭では計算値より小さい値となっており、排水機能の効果が現れている。

4) 地盤反力係数

本実験では、杭の剛性に比べて、地盤の剛性が弱く、また、下端を完全に土槽に固定しているため、特に地盤が液状化して以降は地盤による拘束は小さく、杭基礎の挙動が地盤ではなく構造そのものの振動モードに支配された結果となった。したがって、過剰間隙水圧比と地盤反力係数との関係を精度良く捉えることは困難である。しかしながら、普通杭と排水杭では地盤抵抗の違いが見られたので相対的な比較を行ってみた。その結果、排水機能付き杭は単杭、4本杭の場合とも、上部地盤については普通杭に比べて10倍以上の地盤反力係数が、下部地盤については1.5倍程度の地盤反力係数が作用しているという結果となった。詳細な地盤反力係数について検討するためには、地盤に比べて相対的に杭の剛性がもっと小さい実験で確認する必要がある。

4.9.5　まとめと今後の課題

(1) 加圧式土槽実験より以下のことがわかった。

1) 相対密度が大きくなることにより、地盤反力係数は増大し低減係数D_Eも大きくなった。

2) シルト分を多く含む砂質土では地盤反力係数値は減少するが、低減係数D_Eについてはシルト分0%では急激な低減を示すのに対しシルト分含有率20%以上のものではあまり急激な低減が見られなかった。

(2) 液状化地盤中における杭基礎の挙動に関する模型振動台実験より以下のことがわかった。

1) 一定振幅の正弦波加振の場合、杭の曲げひずみや杭頭の変位は液状化前の地盤の加速度増幅時に最大値を示し、液状化後はそれより小さい一定振幅での定常的な振動性状を示す。

2) 地盤と比べて相対的な剛性が小さい杭では、杭＋杭頭質量の系としての挙動よりも周辺地盤からの影響を強く受け、地盤と比べて相対的な剛性が大きい杭では杭＋杭頭質量の系としての挙動が卓越した挙動を示し、系の固有周期と入力の周期が一致する場合には共振も見られる。これより、杭と地盤の相互作用を検討する際には、地盤と杭との相対剛性を考慮する必要があると考えられる。

3) 杭頭の変位は、杭頭質量がない場合（杭頭慣性力がゼロ）でも生じ、この値を起点にして杭頭慣性力の増加とともにほぼ線形的に増加していく傾向が見られた。

4) 各実験で計測された杭頭変位量から杭頭慣性力無しで生じる変位を差し引いたものを杭頭慣性力による変位成分とし、これに対して地盤からの反力が発揮されると仮定して、液状化時の地盤反力係数に関する検討を実施した。今回得られた結果は、従来より提案されている各種の過剰間隙水圧比～地盤反力係数関係とほぼ対応する結果となった。しかしながら、今回の実験結果は、実験やデータ整理の精度、データ整理における様々な仮定等の影響でばらつきが大きく、過剰間隙水圧比～地盤反力係数関係をより詳細に検討するには不十分であった。今後さらに地盤と杭の相互作用の検討を進め、その結果を踏まえて液状化地盤中での杭基礎の挙動を適切に考慮した上で過剰間隙水圧比～地盤反力係数関係を検討していくことが必要である。

(3) 液状化地盤中の杭基礎の遠心模型実験の結果より以下のことがわかった。

1) 杭の曲げひずみ、杭頭加速度は地盤の液状化前に最大応答値を示し、液状化後は小さくなる。

2) 液状化後の杭の曲げひずみは、杭頭の慣性力にほぼ比例する。

3) 普通杭と排水杭を比べると、地盤が液状化した後についても、同じ慣性力に対しても排水機能付き杭のひずみが小さく、排水機能の効果が現れている。

4) 4本杭の場合、排水機能がない場合でも、組杭近傍の過剰間隙水圧比が周辺地盤ほど上昇せず、過剰間隙水圧を抑制する効果が確認できた。また、排水機能を付与することにより過剰間隙水圧の発生がさらに抑制された。

（建設省土木研究所、住友金属工業、新日本製鐵）

参考文献

1) 岩崎、常田、木全：地震時における砂質地盤の液状化判定法と耐震設計への適用に関する研究、土木

研究所資料　第1729号，1981

2) 常田他：地盤の流動化特性およびその影響に関する実験的検討、第16回土質工学研究発表会 pp. 629～632，昭和56年

3) 濱田、大塚、二宮：液状化時の水平地盤反力係数の低減に関する実験的研究、土木学会第49回年次学術講演会 pp. 524～525，1994

4) 佐々木他：液状化地盤中の杭の水平載荷試験、土木技術資料29-11，pp. 21～26，1987

5) 規矩他：埋設管に対する地盤の拘束力と液状化程度の関係、第20回地震工学研究発表会 pp. 277～280，1989

6) 才村他：排水機能付き鋼杭の液状化抑止効果に関する現場実験（その２）、第27回土質工学研究発表会、1992

7) 野田他：液状化過程における孔あき杭の水平抵抗について、第20回地震工学研究発表会 pp. 281～284，1989

8) 建設省土木研究所：液状化対策工法の開発に関する共同研究報告書、pp. 347～353，平成７年12月

9) 三原、社本他：遠心力場における地盤－杭基礎－構造物系の模型振動台実験、第30回土質工学研究発表会 pp. 1087～1088，1995

第５章　盛土・堤防に対する液状化対策工法の開発に関する研究成果

第５章　盛土・堤防に対する液状化対策工法の開発に関する研究成果

5.1　今年度の研究の概要

本共同研究における第二グループの研究項目および内容を表-5.1.1に、また、研究項目の相互関係と実施手順を図-5.1.1に示す。そのうち、４年目にあたる今年度に実施した研究項目とその概要を以下に示す。

(1)　盛土・堤防に対する液状化対策工の基本方針に関する研究

③　盛土・堤防に対する耐震設計の基本方針の検討・提案

耐震地盤対策技術マニュアル（案）の基本方針、目次構成、内容骨子およびマニュアル暫定版作成にあたっての課題と今後の検討事項を整理した。特に二段階設計法における設計地震力の考え方、対策工法選定の考え方などについて検討した。

(2)　必要改良範囲の評価に関する研究

①　改良地盤の物性値の評価

表-5.1.1　研究項目および内容

研　究　項　目	研　究　内　容
(1) 盛土・堤防に地する液状化対策工の基本方針に関する研究	①各液状化対策工法の盛土・堤防に対する適用性・問題点の整理と課題の抽出 ②盛土・堤防を対象とした液状化対策技術マニュアルの目次項目および内容骨子の検討・提案 ③盛土・堤防に対する液状化対策の基本方針の検討・提案　（設計地震動、安定性の水準等）
(2) 必要改良範囲の評価に関する研究	①改良地盤の物性値の評価 ②動的解析等による改良範囲と改良効果の検討 ③改良範囲の合理的な設定法の提案
(3) 対策工設計のための地盤および構造物の動的挙動の予測に関する研究	①間隙水圧・地盤変形等を算出のための動的解析法の検討・提案 ②被害の分類・パターン化と被害形態の数値解析的評価 ③対策工を含めた地盤および構造物の動的挙動に関する解析 ④時刻歴を考慮した設計荷重の組合わせの検討
(4) 盛土体の耐震補強としてのｼﾞｵﾃｷｽﾀｲﾙの適用性に関する研究	①補強効果に関する数値解析による検討 ②合理的な設計法の検討
(5) 簡易設計法の開発に関する研究	①盛土・堤防を対象とした各液状化対策工法の簡易設計法の検討・提案
(6) 液状化対策工法の適用性に関する研究	①盛土・堤防を対象に、各液状化対策工法を用いた試設計による実施可能性の検討および適用性の比較検討 ②現地状況、新設、既設別の工法選定のための評価マトリックスの提案
(7) 液状化対策技術マニュアルの作成	①盛土・堤防を対象とした液状化対策技術マニュアル（案）の検討・提案

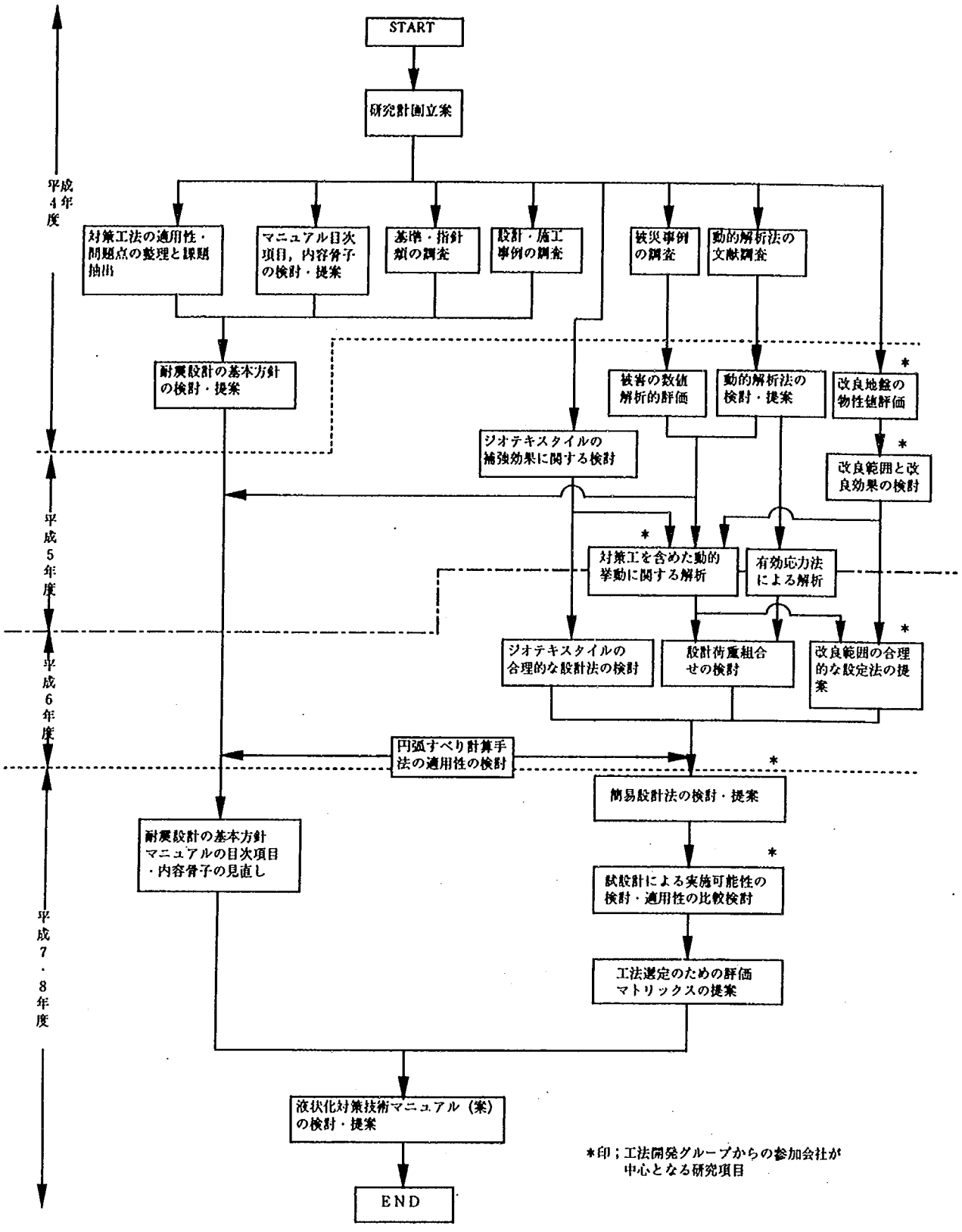


図-5.1.1　研究項目および実施手順

特に、締固め工法について改良地盤部の過剰間隙水圧比の算定方法を検討した。

③ 改良範囲の合理的な設定法の提案

特に、締固め工法について、改良範囲と改良仕様の関係などを検討した。

(3) 対策工設計のための地盤および構造物の動的挙動の予測に関する研究

③ 対策工を含めた地盤および構造物の動的挙動に関する解析

一昨年度に引き続き、有効応力液状化解析手法の適用性を動的遠心模型実験に基づき検討した。

(4) 盛土体の耐震補強としてのジオテキスタイルの適用性に関する研究

② 合理的な設計法の検討

ジオテキスタイルによる簡易設計法、詳細設計法を提案、試設計を実施した。試設計に基づきジオテキスタイルの敷設仕様などを検討し、設計法の課題を整理した。

(5) 簡易設計法の開発に関する研究

① 盛土・堤防を対象とした各液状化対策工法の簡易設計法の検討・提案

各対策工法について、中規模地震を想定したＬ－１レベルでの簡易設計法を提案した。

地盤系対策工法の簡易設計法のベースとなる円弧すべり計算手法について、動的遠心模型実験結果をベースとして有効応力法・全応力法の適用性を検討した。

特殊石灰パイル工法では、側方土圧の増加を考慮した設計手法を検討した。

鋼材を用いた対策工法では、簡易的な根入れ長算定手法について検討した。

(6) 液状化対策工法の適用性に関する研究

① 各液状化対策工法を用いた試設計による実施可能性の検討および適用性の比較検討

河川堤防を対象とした試設計モデルに対して、提案した簡易設計法を適用した試設計を実施し、実施の可能性及び適用性を検討した。また、各対策工法の簡易設計法について課題を整理した。

② 現地状況、新設、既存別の工法選定のための評価マトリックスの提案

盛土構造物に適用可能な対策工法の選定と選定にあたっての留意事項を検討した。さらに、工法選定の手順、既設道路盛土及び既設河川堤防に対する１次選定について検討した。

(7) 液状化対策技術マニュアルの作成

① 盛土・堤防を対象とした液状化対策技術マニュアル（案）の検討・提案

既設の盛土構造物を対象とし、主に中規模地震（Ｌ－１レベル）を想定した液状化対策技術マニュアル暫定版を作成した。

（ハザマ）

5.2　各対策工法の適用性の検討

5.2.1　簡易設計法の課題

(1) 簡易設計法の概要

盛土構造物に対して現在提案されている各対策工法は、設計法の観点から次の2つに分類できる。

① 地盤系対策工法

対策域（改良体）を基本的に地盤として取り扱う。堤防の安定は、円弧すべり安全率により照査する。地盤系対策工法では、無対策領域および対策領域の過剰間隙水圧比を用いて、有効応力法に基づいた円弧すべり安定計算を行い、堤防の安定性を照査する。水平震度は、過剰間隙水圧の算定に用いられるのみであり、慣性力算定は行わない。

② 構造系対策工法

対策域（改良体）を基本的に構造物として取り扱う。堤防の安定は、円弧すべり安全率による照査に加えて、構造物（改良体）の外的安定および内的安定により照査する。

構造物系対策工法では、構造体自体の外的安定および内的安定を照査するとともに、無対策領域の過剰間隙水圧比および構造体の仕様を用いて全体の安定について円弧すべり計算を行い、堤防の安定性を照査する。水平震度は、過剰間隙水圧の算定及び構造体の安定性の照査に用いられる。

盛土構造物に適用可能な液状化対策工法について、設計上の分類および評価方法を表-5.2.1に示す。

地盤系対策工法の設計フローを図-5.2.1に示す。構造系対策工法の各工法について、深層混合処理工法は4.5節、鋼材工法は4.6節、ジオテキスタイル工法は5.6節でそれぞれ述べているので省略する。

表-5.2.1　液状化対策工法の設計上の分類

	工　法　名	安定性の評価	改良仕様の設定
地盤系対策工法	締固め工法	過剰間隙水圧を用いた円弧すべり計算で安定性を評価	所要の液状化抵抗率を満足するように設定
	特殊石灰パイル工法	過剰間隙水圧を用いた円弧すべり計算で安定性を評価	所要の液状化抵抗率を満足するように設定
	ドレーン工法	過剰間隙水圧を用いた円弧すべり計算で安定性を評価	所要の過剰間隙水圧比を満足するように設定
構造系対策工法	深層混合処理工法	円弧すべり安全率による照査に加えて、改良体の外的安定及び内的安定により照査する。	円弧すべり安全率及び改良体の外的安定及び内的安定を満足するように設定
	鋼材工法	円弧すべり安全率による照査に加えて、鋼材の外的安定及び内的安定により照査する。	円弧すべり安全率及び改良体の外的安定及び内的安定を満足するように設定
	ｼﾞｵﾃｷｽﾀｲﾙ工法	円弧すべり安全率による照査に加えて、ｼﾞｵﾃｷｽﾀｲﾙの外的安定及び内的安定により照査する。	円弧すべり安全率及び改良体の外的安定及び内的安定を満足するように設定

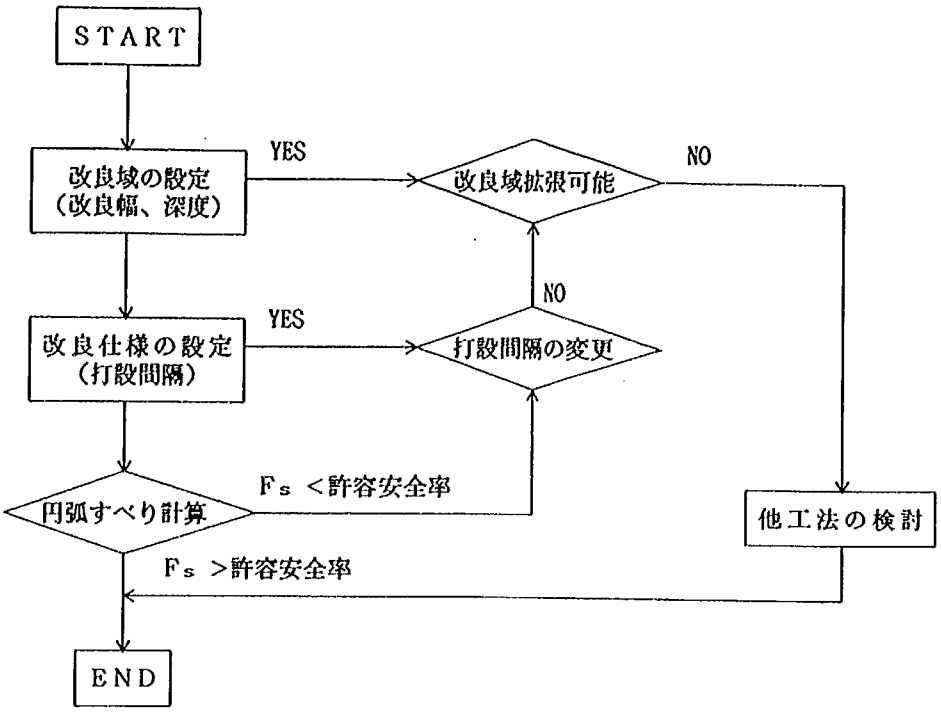


図-5.2.1　地盤系対策工法の設計手順

(2)　地盤系対策工法における検討事項と課題

地盤系対策工法においては、構造物の安定性の検討に、有効応力法に基づく円弧すべり計算手法を用いる。この手法を採用するにあたり検討した事項と課題を表-5.2.2に示す。このうち、円弧すべり手法の選定については、有効応力法及び全応力法の適用性の検討を5.4節において実施している。また、設計震度の設定手法については、大規模地震時の取扱い方も含めて5.3節で検討している。

締固め工法の簡易設計法の作成において検討した事項と課題を表-5.2.3に示す。改良部が未改良部からの過剰間隙水圧の伝播により強度低下（損傷）を受ける問題は、特に大規模地震時において顕著になることが予測される。締固め工法の損傷域に関しては、4.7.1節で検討している。また、ドレーン工法についても改良部と未改良部の境界部における間隙水圧の変化傾向を4.8.1節で検討している。

ドレーン工法の簡易設計法の作成において検討した事項と課題を表-5.2.4に示す。現状のドレーン工法の設計手法では、大規模地震時の設計において大きな設計地震力を考慮した場合、ドレーン材の打設ピッチが狭くなりすぎ、施工不能となることが予想される。この問題に対処するには、表に示すような設計地震動の考え方（有効継続時間、等価繰返し回数の設定方法）、ドレーン柱間の締固め効果による密度増加の考え方を整理する必要があると思われる。

また、締固め工法については、1)改良域の液状化抵抗率F_Lの算定方法、2)改良域の過剰間隙水圧比r_uの算定方法について検討した。地盤系対策工法については、3)改良範囲と改良仕様の関係について検討した。

1)　改良域の液状化抵抗率FLの算定方法

有効応力法による円弧すべり計算において、地盤の過剰間隙水圧比r_uは有効応力強度に密接に関係する重要なパラメータである。簡易的に過剰間隙水圧比を予測する場合、液状化抵抗率F_Lから算定す

表-5.2.2　円弧すべり計算手法の検討課題

項目	検討内容	検討方法 (あれば記入)	検討結果 (結論に至る理由)	結論と課題
円弧すべり手法	・有効応力法or全応力法？	・被災堤防の逆解析。	・被災の有無については有効応力法で判定可能。 ・有効応力法の方が簡便な手法。	・有効応力法を採用。 ・沈下量とFsの関係は明確でない。
設計震度	・静的震度と動的最大加速度の関係 ・工法間で等価な震度となっているのか？			・未検討
FL～水圧比予測式（その１）	・安田の予測式の採用。	・ﾊﾟﾗﾒｰﾀｽﾀﾃﾞｨ。	・安田の予測式では，液状化強度Rの上昇に伴い水圧比が上昇。 →締固めの設計に影響	・安田の予測式は不採用。
FL～水圧比予測式（その２）	・FLの-7乗則or-4乗則 ・建築or道示	・標準的な細砂，中砂に対し，同基準を用いてパラスタ実施。 ・無対策，締固め対策を対象。	・無対策では，建築，道示の差は少ない。 ・対策時では，道示の方が必要Ｎ値が大きくなり，水圧比に対しても敏感である。 ・対策時の建築は水圧比に対するＮ値の変化が鈍感で，予測式の乗数の影響も少ない。	・締固め対策時の水圧の予測には建築を採用。 ・FL-7乗則を採用。
円弧すべり手法（その１）	・水圧比の深度分布を考慮するか？	・水圧比の深度分布を考慮したすべり計算と水圧比の平均値を用いたすべり計算を比較。	・水圧比の平均値を用いた場合，すべり安全率は，深度分布を考慮した場合より大きくなる。 ・実務上，深度分布を考慮するのは面倒。	・特に明記せず，設計者の判断にゆだねる。
円弧すべり手法（その２）	・円弧制限		・盛土のり先のすべりを除外。	・盛土天端を通るすべり円弧を想定する。

表-5.2.3　締固め工法の検討課題

項目	検討内容	検討方法 (あれば記入)	検討結果 (結論に至る理由)	結論と課題
対策範囲の設定	・損傷域を考慮するか？	・文献調査 ・施工実績と強震履歴調査など	・中規模地震動レベルでは，損傷域が狭い。 ・強震時にも改良地盤の被害事例がない。	・損傷域は考慮しない。 ・解析的な裏付けが必要。 ・大規模地震時の扱いは明確でない。
改良仕様の設定	・改良範囲内のFL値をいくら以上に設定するか？	・強度，変形特性など ・他工法の設定値	・過剰間隙水圧比＞0.5となると，ひずみが大きくなる。 ・ドレーン工法では水圧比0.5を許容値として採用。	・改良範囲は，FL＞1.1となるように，改良仕様を設定する。

表-5.2.4　ドレーン工法の検討課題

項目	検討内容	検討方法 (あれば記入)	検討結果 (結論に至る理由)	結論と課題
地震動の条件	・td，Neqの算定方法		・中規模地震を対象として，既往の文献よりtd，Neqを設定。	・大規模地震時のtd，Neqの算定方法は明確でない。
地震時安全率の算定方法	・締固めを伴うｸﾞﾗﾍﾞﾙﾄﾞﾚｰﾝの場合の杭間の土の強度増加の扱い		・定量的に杭の配置と関連付けて示せるデータが現状では整理されていない。	・杭間強度が上がることが確認された事例があることを記述するにとどめる。

る方法が一般的である。ここでは、締固め改良域のＦＬの算定方法について検討した。

土木構造物のＦＬの算定には、道路橋示方書（以下、道示）[1]の方法が広く用いられている。しかしながら、この方法は比較的密な地盤の液状化強度を過小評価する可能性があり、この方法を用いて締固め工法の改良仕様を設定した場合、不経済な改良仕様を与える場合がある。特に、大規模地震時の対策工の設計に道示の方法を用いた場合、締固め工法の設計が成り立たない場合もあり得る。ここでは、締固め改良域のＦＬの算定に建築基礎構造設計指針（以下、建築）[2]を採用することを考え、道示と建築の方法の違いが改良仕様に与える影響などを検討した。

検討ケースを表-5.2.5に示す。土質、液状化層厚、設計震度をパラメータとして改良域の過剰間隙水圧比と打設ピッチの関係を整理した。なお、打設ピッチの算定は、細粒分含有率を考慮した方法[3]を用いて行い、原地盤のN値は5.0、砂杭径は70cmとした。また、r_uは、F_Lから共同溝指針[1]の式を用いて算出した。

表-5.2.5 検討ケース

ケースNo.	1	2	3	4	5	6	7	8
土質	細砂	細砂	細砂	細砂	中砂	中砂	中砂	中砂
液状化層厚	5.0m	5.0m	10.0m	10.0m	5.0m	5.0m	10.0m	10.0m
設計震度	0.18	0.36	0.18	0.36	0.18	0.36	0.18	0.36

(細砂：γt=1.95tf/m³, D_{50}=0.15mm, Fc=30.0%　中砂：γt=2.00tf/m³, D_{50}=0.35mm, Fc=5.0%)

各ケースにおいて道示、建築を用いて算定した過剰間隙水圧比 r_u～打設ピッチの関係を図-5.2.2に示す。この結果、以下のようなことがいえる。

・いずれのケースでも、建築の方が打設ピッチが大きくなる。特に、設計震度が大きい場合には、両者の差は大きくなる。

・建築では、道示より細粒分含有率によるN値の割増しが大きいため、細砂の場合は両者の差が大きくなる。

・道示では、設計震度0.36のケースにおいて、打設ピッチが非常に狭くなり、設計不能となるケースもみられる。この傾向は、細粒分の多い細砂の場合に顕著である。

・道示では、細砂の設計震度0.18のケースでも、r_uが0.3以下となる場合には、打設ピッチが狭くなる。

・細砂の設計震度0.18のケースを除いて、r_uに対する打設ピッチの変化は鈍感である。

以上の結果をもとに、今回の簡易設計法では改良域のF_L算定には、建築を採用している。

2) 改良域の過剰間隙水圧比の算定方法

液状化抵抗率F_Lから過剰間隙水圧比r_uを推定する方法として、以下の2つの方法を検討する。

① 安田の方法[5]

・液状化強度Rが0.35程度以下の液状化しやすい砂

$r_u=(F_L)^{-0.163(R)-2.42}$　　ただし、$r_u \leq 1$

・細粒分を多く含むためRが0.35程度以上と液状化しにくい砂

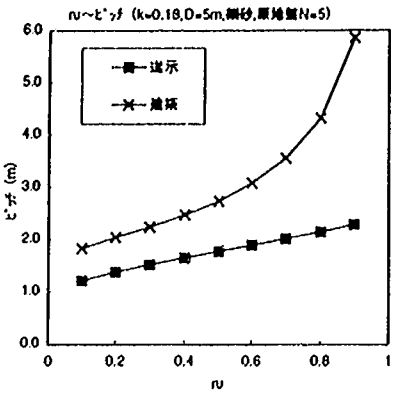
$r_u=(1.7-2R)(F_L)^{-0.163(R)-2.42}$　　ただし、$r_u \leq 1.7-2R$

・密なためRが0.35程度以上と液状化しにくい砂

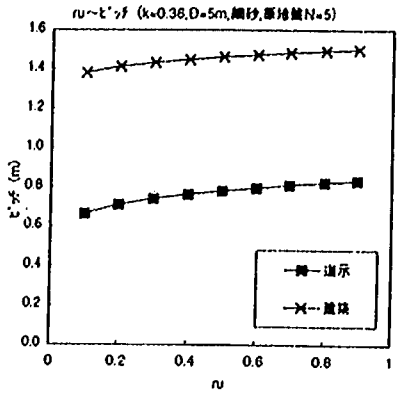
$r_u=1.2(F_L)^{-0.163(R)-2.42}$　　ただし、$r_u \leq 1$

② 共同溝設計指針[1]の方法

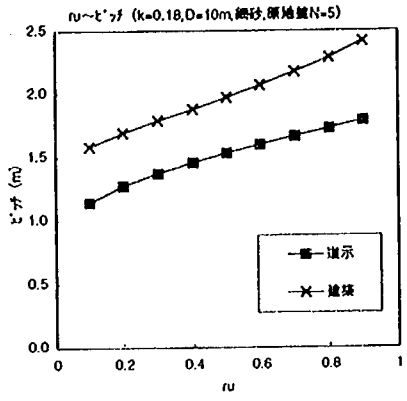
$r_u=(F_L)^{-7}$　　ただし、$r_u \leq 1$



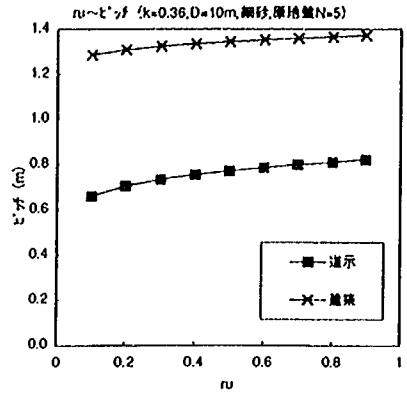
(a) ケース1



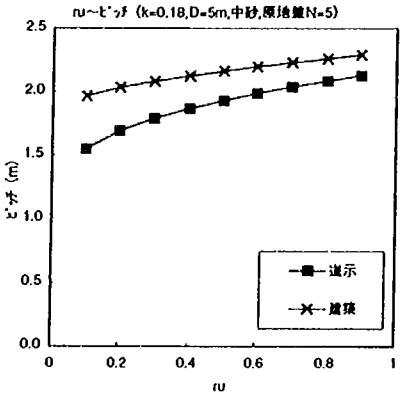
(b) ケース2



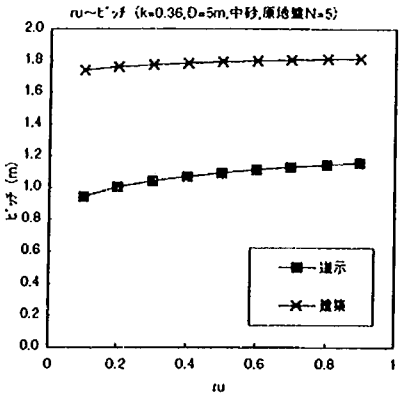
(c) ケース3



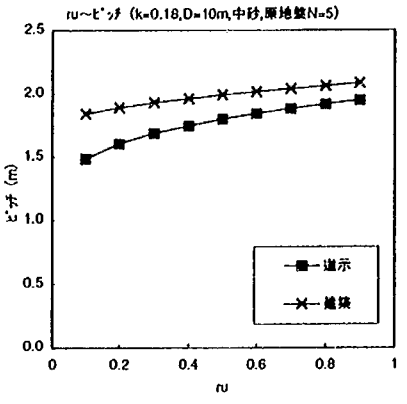
(d) ケース4



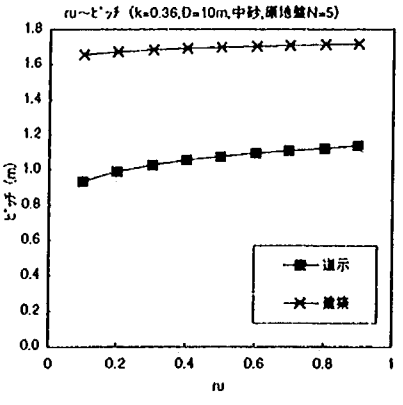
(e) ケース5



(f) ケース6



(g) ケース7



(h) ケース8

図-5.2.2　過剰間隙水圧比と打設ピッチの関係

液状化強度Rを一定として、２つの方法で算定した液状化抵抗率F_Lと過剰間隙水圧比r_uの関係を図-5.2.3に示す。安田の方法の場合、液状化強度Rに応じて算定式が変わるため、R=0.15～0.40まで0.05間隔で変化させたRに対して算定している。共同溝設計指針の方法は、安田の方法においてR=0.20程度の場合に一致する。

一方、地震時せん断応力比Lを一定とした場合の液状化抵抗率F_Lと過剰間隙水圧比r_uの関係を図-5.2.4に示す。共同溝設計指針の方法では、Lに依存せず関係が求まるが、安田の方法では、液状化強度Rに応じて算定式が変わるため、L=0.20～0.30まで0.02間隔で変化させたLに対して算定している。締固め工法の設計では、一定の地震力に対して、F_Lを増加させ、r_uを減少させるように改良仕様を設定することになるので、この図のF_L～r_u関係を使うことになる。しかし、安田の方法では、L一定のもとでr_uを算定するとF_Lの増加（すなわちRの増加）につれて水圧比が高くなる傾向がある。このため、改良率を上げても水圧比を下げることができなくなり、例えば、円弧すべり計算で改良域のr_uを0.2以下にする必要がある場合には、改良仕様の設定ができなくなることになる。したがって、安田の方法を簡易設計法に取り入れるには、さらなる検討が必要となるため、今回の簡易設計法では共同溝設計指針の方法を採用している。

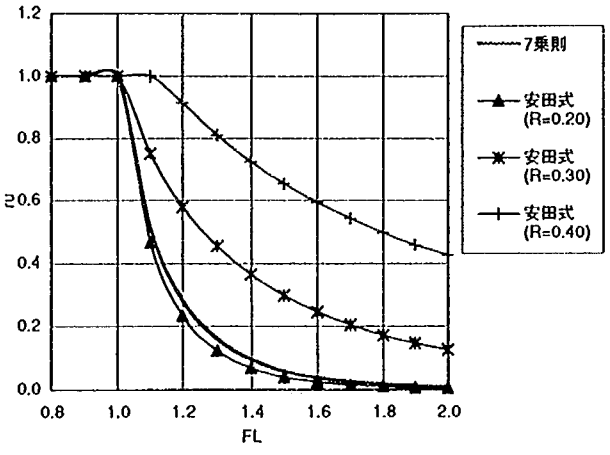


図-5.2.3　F_Lとr_uの関係（R一定）

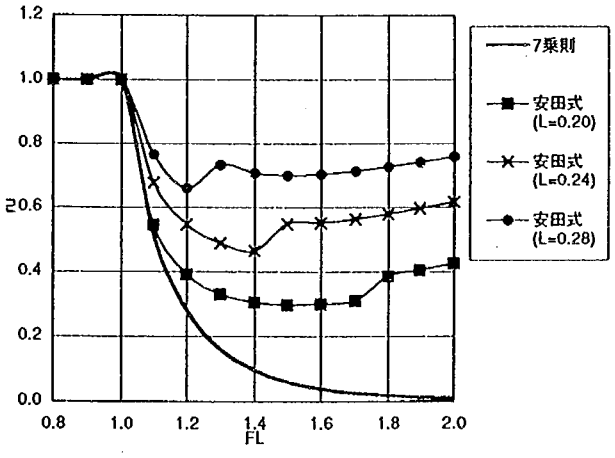


図-5.2.4　F_Lとr_uの関係（L一定）

3)　改良範囲と改良仕様の関係

地盤系対策工法の設計において、図-5.2.1に示すように改良範囲及び改良仕様の設定が重要である。一定の円弧すべり安全率を満足するような改良範囲と改良仕様の組合せは無数に考えられ、このうち最も経済的な組合せを用いるのが理想的な対策工の設計と考えられる。ここでは、典型的な盛土構造物と地盤条件を用いて地盤系対策工法の試設計を行い、改良範囲と改良仕様の関係について考察する。

①　検討条件

盛土構造物の形状と基礎地盤条件を図-5.2.5に示す。盛土高さは8.0m、液状化層厚は10.0mであり、基礎地盤の平均N値は2.5であり、かなり緩い砂地盤をモデルとしている。

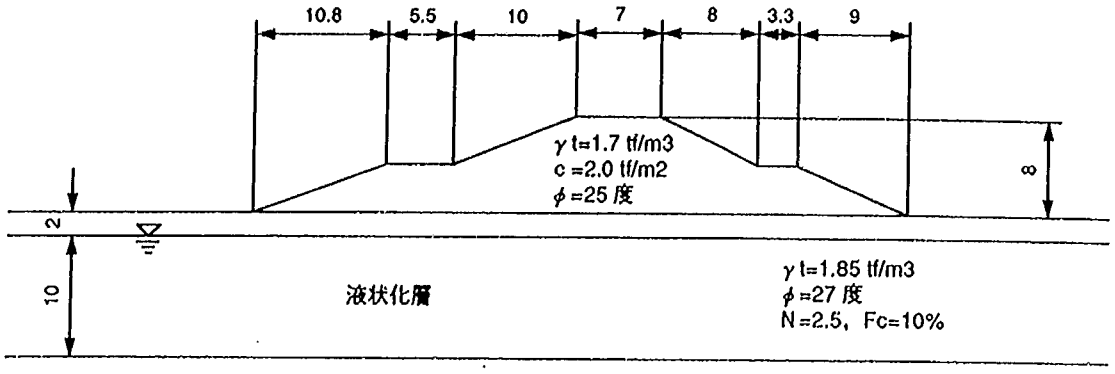


図-5.2.5　検討モデル

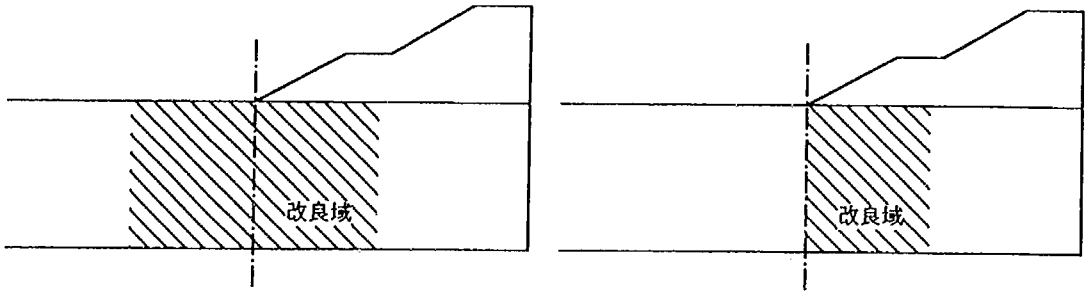
② 検討ケース

検討ケースを表-5.2.6に示す。改良範囲として盛土のり尻を中心として両面改良するケース、片面改良するケースを検討する。改良範囲の取り方を図-5.2.6に示す。改良仕様として改良域の過剰間隙水圧比 r_u を0.0，0.2，0.5，0.8とするケースを検討する。また、未改良部からの過剰間隙水圧の伝播により改良部端部の過剰間隙水圧が上昇する領域（損傷域）を考慮したケースも一部検討する。

表-5.2.6　検討ケース

ケースNo.	1	2	3	4	5	6	7
改良域	両面	両面	両面	両面	片面	片面	片面*
改良部水圧比	0.0	0.2	0.5	0.8	0.2	0.5	0.0

＊：損傷域を考慮する。



(a) 両面改良　　(b) 片面改良

図-5.2.6　改良範囲の取り方

③ 検討方法

円弧すべり安全率の算定方法、過剰間隙水圧比の算定方法などは、今回提案している簡易設計法と同じ方法で検討した。なお、原地盤の液状化抵抗率の算定には、建築の方法を用いており、地表面の最大加速度は180gal、マグニチュードは7.5とした。

各ケースについて、円弧すべり安全率の最小値が1.2となる場合の改良範囲を試行錯誤で求めた。

なお、損傷域は主働崩壊角を30度として設定し、この部分の過剰間隙水圧比は0.5とした。

④ 検討結果

各ケースにおいて、円弧すべり安全率が1.2となる場合の改良範囲とこの時の改良部の過剰間隙水圧比の関係を図-5.2.7に示す。この結果より、以下のことがいえる。

・同じ過剰間隙水圧比であれば、のり面下のみを改良（片面改良）した方が経済的である。ただし、今回の検討結果は、盛土小段下のF_Lが1以下であったこと、液状化層下方の土層はモデル化していないことなどの条件のもとでの結果であり、他の条件下では異なる結果も考えられる。

・改良域の過剰間隙水圧比は0.0と0.2では、改良範囲にほとんど差がみられない。改良率が高くなると、改良率の変化に対する改良範囲の変化は鈍感となる。

・損傷域を考慮した場合、改良範囲は1.5倍程度となる。

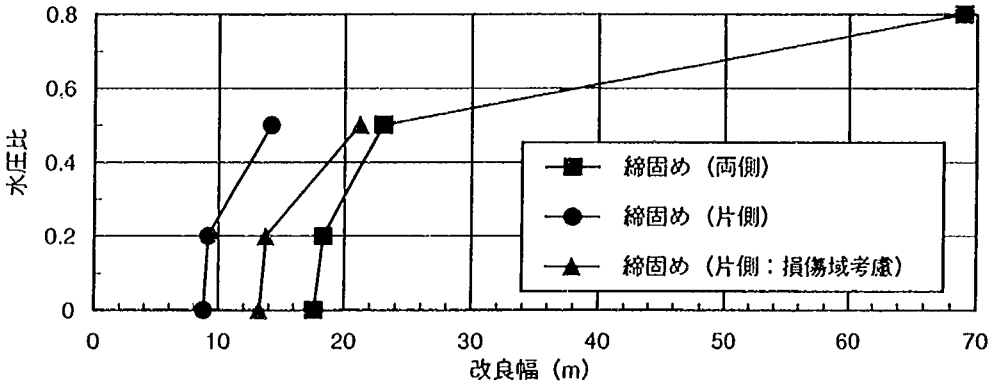


図-5.2.7 改良範囲と過剰間隙水圧比の関係

(3) 構造系対策工法における検討事項と課題

構造系対策工法については、対策に用いる構造物の違いにより、地盤系対策工法よりも工法間で設計手法の異なる点が多く見られる。

鋼材工法の簡易設計法の作成において検討した事項と課題を表-5.2.7に示す。深層混合処理工法は4.5節、ジオテキスタイル工法は5.6節でそれぞれ詳しく述べているので省略する。

深層混合処理工法のように構造物の震度を必要とする設計法では、地盤系対策工法で用いた設計震度（液状化判定用震度）と構造物の慣性力を算定するための震度（慣性力用震度）の関係を明確にする必要がある。

深層混合処理工法及び鋼材工法のように土圧を設計外力として取り扱う工法については、地盤が液状化した場合の土圧の考え方が整理される必要があると思われる。現状の設計手法においては、深層混合処理工法では、土圧は固化体の左右で主働土圧、受働土圧の考え方を用いているが、鋼材工法では、静止土圧と地盤反力係数を用いている。

地盤系対策工法では、設計指標として円弧すべり安全率を用いたが、構造系対策工法では、対策工法によって設計指標がまちまちである。例えば、深層混合処理工法においては、外的安定では、固化体の滑動、

転倒、支持力の許容安全率、内的安定では固化体の許容応力度がそれぞれ設計指標となっている。また、鋼材工法では、鋼材の許容応力度が設計指標となっている。各工法の設計法のバランスを考慮すると、これらの許容値と円弧すべり安全率との関係についても検討する必要があると思われる。

盛土の沈下量を予測する場合、地盤系対策工法では、沈下量をすべり安全率に関係付けることが試みられている（5.4節参照）。しかし、構造系対策工法では、地盤とはかなり剛性の異なる構造体を扱うため、各工法とも独自の沈下量予測手法が必要となる。大規模地震時の設計では、沈下量を設計指標とすることが考えられるため、各工法において沈下予測手法の整備が必要であると思われる。

表-5.2.7　鋼材工法の検討課題

項目	検討内容	検討方法 （あれば記入）	検討結果 （結論に至る理由）	結論と課題
対策工の構造形式	・自立以外の設計は可能か		・市販ソフトで可能。	・自立以外も記載。
設計外力の考え方	・外力の和をとる	・模型実験，文献調査など	・振動成分と漸増成分に分割すると精度良好。	・振動成分と漸増成分に分割して設計外力を算定。
地盤反力係数	・水圧比1.0での扱い	・実験，文献調査	・普通鋼材でもバネ有り。	・現状では，認めがたい。 ・排水鋼材では採用。
水平変位	・水平変位の照査	・他工法との整合性	・基本的には必要。	・ややマイルドに記載。
沈下量	・水平変位と沈下量の関係	・他工法との整合性	・基本的には必要。	・ややマイルドに記載。
根入れ長	・根入れ長の算定手法	・実験では，短くても効果有り。		・既存基準のうち最短長を与える式を採用。
全体安定	・検討の必要性	・他の工法では記載。		・実施する場合のすべり線を規定。

（建設省土木研究所、ハザマ、不動建設、復建調査設計）

参考文献

1）（社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説　V耐震設計編，1990.2

2）（社）日本建築学会：建築基礎構造設計指針，1988.1

3）（社）地盤工学会：液状化対策の調査・設計から施工まで、pp.187-193，1993

4）（社）日本道路協会：共同溝設計指針，1986.3

5）　安田進：F_Lと過剰間隙水圧比の関係、第21回土質工学研究発表会，pp.841-842，1988

5.2.2　工法選定に関する考察

(1)　工法選定の方針

道路盛土・堤防などの盛土構造物に対する液状化対策工法は工法選定上の留意事項を考慮して、数工法を一次選定し、選定した工法に対し比較設計を行って、最終的に一つの対策工法に絞り込み、定められた工法について詳細な設計を行う二段階の選定を行うこととした。

なお、第1グループが実施したアンケート結果を参考にして、本共同研究で対象とする工法のうち盛土構造物に対する液状化対策工法として適用可能な工法を選定すると、表-5.2.8のようになる。このうち、グラウト工法は積極的に盛土構造物の液状化対策として適用する工法ではないが、特殊な事例で適用するものとした。

表-5.2.8　盛土構造物に適用可能な液状化対策工法

工法名称	新設盛土構造物	既設盛土構造物
グラウト工法	○注)	○注)
特殊石灰パイル工法	○	○
ｺﾝﾊﾟｸｼｮﾝｸﾞﾗｳﾁﾝｸﾞ工法		○
深層混合処理工法	○	○
鋼材工法	○	○
ドレーン工法	○	○
締固め工法	○	○
ジオテキスタイル工法	○	

○　：適用可

注）：他工法が適用できないような特殊な事例で適用するものとする。

(2)　工法選定にあたっての留意事項

対策工法を盛土構造物へ適用する場合は対策の目的・目標条件を明確にし、以下の事項を考慮する。

・想定される被害とその要因：被害形態、被害程度、被害要因

どのような形態の被害をどの程度まで防止・軽減するかを明確にした上で、各工法ごとの特徴を把握し、適切な工法を選定する。

既設道路盛土構造物の被害形態・被害想定については、下記の文献を参照するとよい。

既設道路盛土については、

「道路震災対策便覧（震前対策編）」　昭和63年2月　日本道路協会

既設堤防については、

「河川堤防耐震点検マニュアル（案）」　平成7年3月　建設省河川局治水課

・盛土構造物の構造：形状と構造、盛土材の土質

河川堤防においては、治水機能を阻害しない工法を選定する必要がある。

・地盤条件：盛土下の基礎地盤の土質

土質によっては、工法の改良効果が十分得られないこともあり留意する必要がある。

・施工条件：施工ヤード、周辺地盤の姿状、施工時（仮設時）の盛土の安定、施工限界深度、施工能率（施工工期）、地中埋設物、空中架線など

既設道路盛土では、交通を遮断して施工する場合がある。この場合、迂回路の確保が必要となったり、工期の短縮を図る必要がある。また、空中架線、地中埋設物などの障害への対策がとれる工法が必要となる。

河川堤防の場合、堤外側で高水敷がない場合は、仮設足場あるいは、船上からの施工となる。

・環境条件：振動、騒音、地下水の汚濁、地下水流の汚濁、地下水流の阻害

・経済的条件：純工事費、仮設費、維持管理費

・その他：長期的安定性や対策工の破壊にいたるまでのねばり

(3) 工法選定の手順

対策工法の選定にあたっては、対象とする構造物が既設か新設か、施工箇所近傍に構造物が存在するか否かにより施工条件の制約が厳しくなると想定される。このことから、工法の選定は以下の手順により行うと合理的である（図-5.2.8参照）。

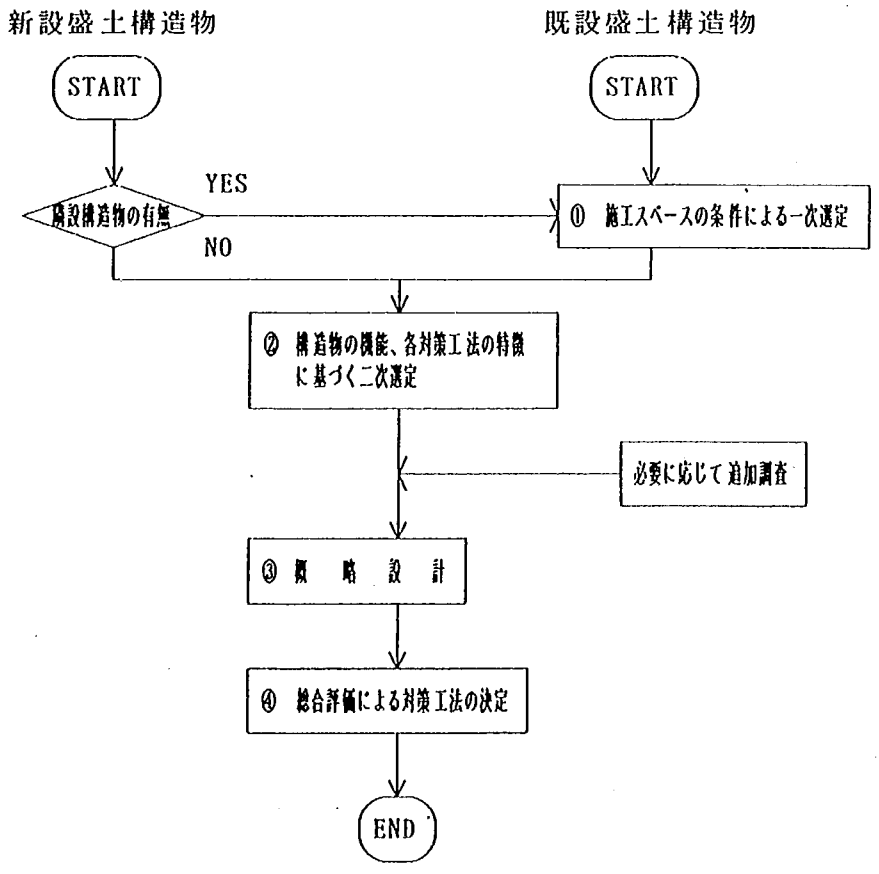


図-5,2,8 対策工法選定の手順

具体的には、以下に示すように行う。

① 施工スペースの条件が、工法選定において重要であり、かつ工法の適用条件によって限定されるた

め、一次選定として、施工スペースの条件により工法を選定する。

なお、既設構造物に対する対策工法の施工スペースによる一次選定の例を、道路盛土の場合と河川堤防の場合について、表-5.2.9～5.2.10に示す。

② 盛土構造物の機能、各対策工法の特徴に基づく二次選定を行う。このときに、構造物の構造機能を考慮する。

③ ②で絞り込まれた2～3の工法に対して、具体的な現場条件を概略設計を行う。このとき、概略設計を行うにあたって不足する土質データや諸条件については必要に応じて追加調査を実施し、情報を得る。

④ ③の設計の結果を用いて工費の算定を行い、経済性の検討を行い、各工法の特徴も考慮して総合評価を行い、対策工を決定する。

（建設省土木研究所、ハザマ、不動建設、復建調査設計）

表-5.2.9　既設道路盛土における施工スペースの条件による一次選定例

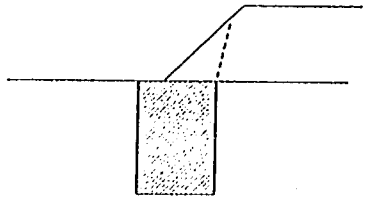
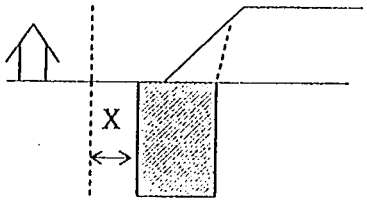
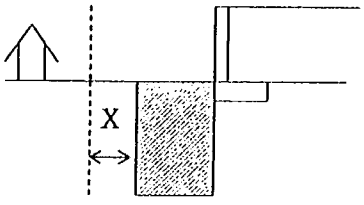
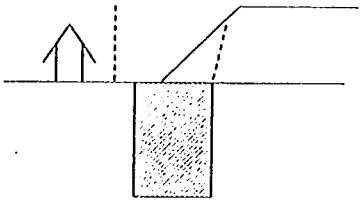
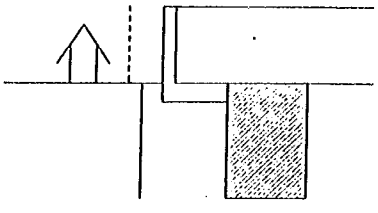
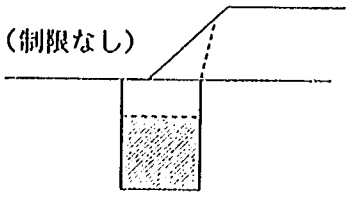
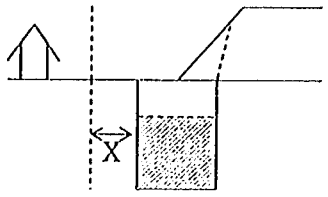
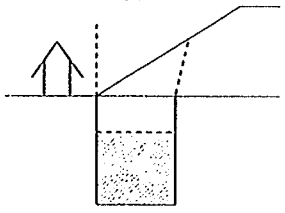
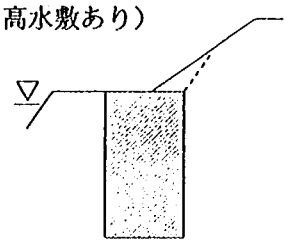
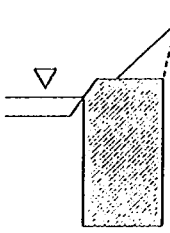
施工スペース	適用可能な工法
タイプ1 	・締固め工法 ・特殊石灰パイル工法 ・深層混合処理工法 ・ドレーン工法 ・鋼材を用いた工法
タイプ2－1 	・特殊石灰パイル工法 ・コンパクショングラウチング工法 ・締固め工法（低振動） ・深層混合処理工法（排土式） ・ドレーン工法 } X≧5mが必要 （X≦5mの部分の改良の場合はグラウト工法を併用する） ・鋼材を用いた工法（自立(鋼管)矢板工法(排水機能付)）
タイプ2－2 	・深層混合処理工法（排土式）→X≧5mが必要 （X≦5mの部分の改良はグラウト工法を併用する） ・特殊石灰パイル工法 ・コンパクショングラウチング工法 ・ドレーン工法 ・鋼材を用いた工法（自立(鋼管)矢板工法(排水機能付)）
タイプ3－1 	・グラウト工法（＋縁切矢板） ・コンパクショングラウチング工法 ・自立（鋼管）矢板工法（排水機能付）
タイプ3－2 	・グラウト工法 ・コンパクショングラウチング工法 ・自立（鋼管）矢板工法（排水機能付）

表-5.2.10　既設河川堤防における施工スペースの条件による一次選定例

施工場所	施工スペース	適用可能な工法
堤内側	タイプ1 （制限なし） 	・締固め工法 ・特殊石灰パイル工法 ・深層混合処理工法** ・ドレーン工法（グラベルドレーン工法（締固め式）） ・鋼材を用いた工法 （自立（鋼管）矢板工法（排水機能付）**）
	タイプ2 施工限界 	・特殊石灰パイル工法 ・締固め工法（低振動） ・深層混合処理工法（排土式）** } X≧5mが必要 （X≦5mの部分の改良の場合はグラウト工法を併用） ・ドレーン工法（グラベルドレーン工法（締固め式）） ・鋼材を用いた工法 （自立（鋼管）矢板工法（排水機能付）**）
	タイプ3 施工限界 	・グラウト工法（＋縁切矢板） ・自立（鋼管）矢板工法（排水機能付）**
堤外側	（高水敷あり） 	・締固め工法 ・特殊石灰パイル工法 ・深層混合処理工法 ・自立（鋼管）矢板工法（排水機能付）**
	 水深2.5m以上の場合は台船を用いた水上施工 水深2.5m未満の場合は仮締切りまたは埋立てによる陸上施工	・締固め工法（バイブロフローテーション、バイブロロッド工法は不適） ・特殊石灰パイル工法 ・深層混合処理工法 ・自立（鋼管）矢板工法（排水機能付）**

*　本表は、施工スペースによる工法の相違を重視した上で標準的な工法を示したものであって、適用にあたっては、現地条件等によって他の工法や組合せ工法の適用もあり得る。
**　浸透・地下水問題に要注意

5.3　大規模地震時の設計法の検討

5.3.1　設計の基本方針

(1) 基本方針の概要

現在、提案している中規模地震、大規模地震に対する盛土構造物の液状化対策の設計方針は以下の通りである。

1)　地震時の液状化による盛土構造物の液状化対策の設計を行うにあたっては、当該構造物の機能、重要度、構造特性、地形、地盤条件、既往の類似構造物の震害事例、周辺環境、立地条件などを考慮して、液状化対策工法のみならず、対象となる構造物全体が十分な耐震性を有するように配慮しなければならない。

すなわち、道路盛土としては、道路の重要度に応じて必要とする道路機能を確保するものとする。一方、河川堤防については、これまでは地震と洪水が同時に発生する可能性は少ないこと、また、土堤が被害を受けても復旧が容易であることなどから、地震による外力は一般には検討しないが、液状化が発生する可能性がある地盤上の堤防で、津波の影響が考えられる場合や0m地帯など重要度の高い堤防を対象とし、液状化対策を適用する。

工法の選定においては、対象とする構造物が新設か既設かによって適合性が異なることに配慮する必要がある。

2)　構造物の耐用年数内にしばしば生じる中規模の地震（L－1レベル）を想定した盛土構造物の液状化対策の設計において、地震時の盛土構造物の安定性の検討は、過剰間隙水圧の上昇を考慮した有効応力法による円弧すべり法を適用し、すべり安全率を用いて行うこととする。

一方、大正12年の関東大震災や平成7年の阪神・淡路大震災のように稀に発生する大規模地震（L－2レベル）を想定した設計においては、構造物の安定並びに機能が損なわれるような大規模な変状の発生を阻止できることを目標とし、変形量を直接あるいは間接評価することができる手法を用いて、地震時の盛土構造物の安定性を検討することとする。L－1、L－2レベルに対する盛土構造物の設計目標水準を表-5.3.1に示す。

構造物の耐用年数内にしばしば生じる中規模の地震（L－1レベル）に対して、地震動による過剰間隙水圧の発生を考慮した円弧すべり安定計算により、すべり安全率F_{sd}が所定の安全率以上確保されることとし、構造物の震害は軽微で必要とされる機能が確保されなければならない。

稀に発生する大規模地震（L－2レベル）に対しては、簡易予測手法あるいは詳細予測法による沈下量が道路盛土の場合、道路の重要度に応じて必要とする機能を確保できる程度、河川堤防の場合には、通常時の止水性が確保され、構造物の重要度に応じた機能が確保されなければならない。ただし、特に重要な構造物とされる場合、あるいは、地形・地質構造が不整形な地盤条件で地震時の挙動が複雑と考えられる場合などでは、地震応答解析において、上述の変形量に関する限界状態が確保されていることを確認する必要がある。

表-5.3.1　盛土構造物の設計目標水準

対象構造物		道路盛土	河川堤防
対策の目的		すべり発生による盛土体の破壊、沈下の防止・低減	
設計・照査対象インデックス		すべり安全率、沈下量	
設計目標水準	中規模地震（L－1）	道路としての機能障害は生じない。軽微な修復、車線規制程度で走行可能なこと。	洪水時にも止水性が安全に保たれる。
		すべり安全率Fs>所定の安全率[1)] 参考：沈下量S<所定の沈下量[1)]	すべり安全率Fs>所定の安全率[1)] 参考：沈下量S<所定の沈下量[1)]
	大規模地震（L－2）	道路の重要度に応じて必要とする機能を確保できる。	通常時に止水性が保たれる。
		沈下量S<所定の沈下量[1)] 参考:すべり安全率Fs>所定の安全率[1)]	沈下量S<所定の沈下量[1)] 参考:すべり安全率Fs>所定の安全率[1)]

1）所定の安全率、沈下量については各構造物の重要度などを考慮して技術者が判断するものとする。

3)　重要もしくは不整形な地形・地質構造を有する地盤上で地震時の挙動が複雑と想定される構造物に対しては、通常の液状化対策の設計を行うのみでは構造物の安定性を十分な精度で評価できない可能性があるため、適切な動力学系に置き換えた動的解析を適用し、安定性や変形に関する照査を行うことが望ましい。

(2)　検討課題の整理

本年度は、主にL－1レベルを想定した簡易設計法の確立を実施した。ここでは、検討した簡易設計法を含め、改めてL－1、L－2レベルでの設計手法を確立する上での課題を整理する。設計地震力、液状化判定、安定解析、変形解析の各項目について、L－1、L－2レベルでの設計における考え方と課題を整理したものを表-5.3.2に示す

- 設計地震力については、L－1、L－2レベルでの震度の考え方、すべり計算で用いる震度と動的加速度との関係、すなわち等価震度の算定方法について検討した（5.3.2節参照）。
- 液状化判定については、簡易法、詳細法とも地盤のみを対象とするものとし、既存手法の整理を実施した。
- 安定解析での簡易法については、地盤系対策工法で用いる円弧すべり計算手法に対して全応力法と有効応力法の適用性について検討を実施した。特にL－2レベルでの設計においては、有効応力法によると、ある程度の地震力以上で過剰間隙水圧比が1.0に達してしまうので、すべり安全率が一定値となり、盛土構造物の被災程度を推定するのが困難となることが考えられる。そこで、L－2レベルでのすべり計算法の適用を考慮して、全応力法を用いたすべり計算手法の適用性を検討する（5.4節参照）。

表-5.3.2　Ｌ－１，Ｌ－２レベルでの盛土構造物の設計方針

		L-1レベル	L-2レベル	備考
設計地震力	簡易法（震度）	・既存指針類での震度 液状化判定用と構造物震度の関係？	○等価震度 ○これらの関係を整理	○対策工の設計にどう反映するか？
	詳細法（入力動）	・動的解析用入力地震動 入力動の最大値？	・動的解析用入力地震動	波形の決め方は範囲外 →共通事項
液状化判定	簡易法	・既存指針類での手法（FL法，１次元）	・基本的には既存指針類での手法（FL法，１次元） Ｌ：深度方向の低減係数 Ｒ：高密度での液状化強度	地盤のみを対象 →共通事項
	詳細法	・動的解析，液状化試験を用いた判定 （全応力法，有効応力法）（１次元）	・動的解析，液状化試験を用いた判定 （全応力法，有効応力法）（１次元）	地盤のみを対象 →共通事項
安定解析	簡易法	円弧すべり計算 ○全応力法or有効応力法 ・荷重の組合せパターン（有効応力法） ・過剰間隙水圧の算定法（有効応力法） ○全応力強度の簡易推定法（全応力法） ・強度定数（ｃ，ϕ） →L-1でも破壊状態に対する評価 全応力法，有効応力法の適用性を検討	円弧すべり計算 ○全応力法or有効応力法（全応力法が有望） ○全応力強度の簡易推定法（全応力法） ○強度定数（ｃ，ϕ）or（残留強度） →L-1でも破壊状態に対する評価 同じ安全率なら，L-1は不要 ○許容安全率の考え方 →L-1とは異なる許容安全率	L-1主体 ○対策工の設計にどう反映するか？
	詳細法	・静的FEM，動的FEM安定解析 ・過剰間隙水圧算定のための液状化解析	・静的FEM，動的FEM安定解析 ・過剰間隙水圧算定のための液状化解析	L-1主体
変形解析	簡易法	・既存の手法 ○円弧すべり安全率との関係（全応力法，有効応力法）	・既存の手法 ○円弧すべり安全率との関係（全応力法，有効応力法）	L-2主体
	詳細法	・永久変形解析，液状化有効応力解析	・永久変形解析，液状化有効応力解析	L-2主体 ○対策工を考慮した解析

○：要検討　　・：検討済み及び検討見送り

・安定解析での詳細法については、既存手法の整理、有効応力法の適用性の検討（5.5節参照）を実施した。

・変形解析の簡易法については、地盤系対策工法で用いる円弧すべり安全率から沈下量を推定する手法の検討を実施した（5.4節参照）。

・変形解析の詳細法については、既存手法の整理、全応力法の一斉解析、有効応力法の適用性の検討（5.5節参照）を実施した。

5.3.2　設計震度の検討

円弧すべり面を仮定した震度法で用いられる設計震度については、以下の2つがある。

① 有効応力強度を用いたすべり計算（有効応力法、Δu法）で用いる震度。この震度は、液状化判定用の震度と等しいもので液状化判定用震度と呼ぶ。

② 動的強度を用いたすべり計算（全応力法）で用いる震度。この震度は、すべりブロックに作用する震度で、慣性力用震度と呼ぶ。

ここでは、この2つの震度の関係、震度と地震応答における最大加速度との関係について、既往の研究成果をもとに整理する。

(1) 設計震度に係わる諸量

盛土構造物の安定性の検討において用いられる地震力に関する諸量（加速度、震度）には、以下のものがあり、これらを図-5.3.1のような位置関係にある。

αI(t)：基盤面における加速度時刻歴

αImax：　〃　最大加速度

αS(t)：地表面における加速度時刻歴

αSmax：　〃　最大加速度

αB(t)：すべりブロックにおける平均的な加速度時刻歴

αBmax：　〃　最大加速度

ks　：液状化判定用震度（地盤の液状化判定のための地表面震度）

kh　：慣性力用震度（すべり破壊に対する安定性評価のためにすべりブロックに作用させる震度）

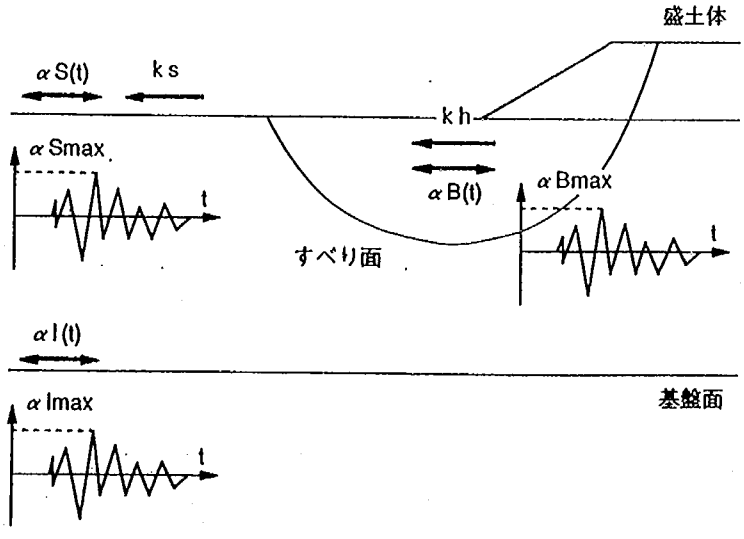


図-5.3.1　地震力に関する諸量

(2) 液状化判定用震度

液状化の判定においては、次式で示される液状化抵抗率F_Lを用いることが多い。

$$F_L = R/L \quad \cdots\cdots (5.3.1)$$

ここに、R：動的強度比（液状化強度比）、L：動的せん断応力比である。動的せん断応力比Lの評価には、以下のような方法がある。

① $\alpha I(t)$を用いて地震応答解析を実施し、地盤内の動的せん断応力を算定する。

② 道路橋示方書耐震設計編[1]（以下道示）、建築基礎構造設計指針[2]（以下建築）等の簡易法のように$\alpha Smax$を経験的に設定し、これから逆に地盤内のせん断応力を推定する。

一方、液状化強度Rの評価には、以下のような方法がある。

① サンプリング試料の室内液状化試験から直接液状化強度を求める。

② 道示、建築等の簡易法のように室内液状化試験結果をもとにした液状化強度推定式を用いて、N値等から液状化強度を推定する。

これらの液状化強度は、等振幅の繰返しせん断試験から得られたものであるため、地盤内の不規則波形である動的せん断応力と直接的な比較はできない。上記①、②のいずれの方法でせん断応力を予測した場合にも、不規則波である動的せん断応力を等価な等振幅の規則波に換算する必要がある。

①の方法でせん断応力を予測する場合は、等価化手法のひとつである累積損傷度の概念に基づく方法[3]を適用できる。この方法は、ある一定のひずみを生じる動的せん断応力と繰返し回数の関係（いわゆる液状化強度曲線）において、同一のひずみを生じるせん断応力と繰返し回数の組合せは互いに損傷度が等価であるという考えによるものであり、不規則な動的せん断応力により発生するひずみに対し、ある繰返し回数で同じひずみを与える等振幅のせん断応力振幅を算定することができる。この場合の等価化係数は、次式で算定でき、この値は、不規則な動的せん断応力波形ごとに異なる。

$$\text{等価化係数} = \frac{\text{ある繰返し回数での規則波のせん断応力振幅}}{\text{せん断応力の不規則波の最大値}} \quad \cdots\cdots (5.3.2)$$

この等価化係数により地盤内の各深度において、例えば繰返し回数20回に対する等価なせん断応力が算定できれば、繰返し回数20回での液状化強度を用いてF_Lの算定が可能となる。

②の方法でせん断応力を予測する場合は、道示、建築では簡易的に次のような方法で等価化係数を定めている。道示では、不規則なせん断応力波形を衝撃型と振動型とに分類し、この波形を載荷荷重とした液状化試験から、それぞれのせん断応力の最大値に対して、繰返し回数20回の規則波に換算する等価化係数を以下のように算定している[1]。

$$\text{等価化係数} = \begin{cases} 0.55 & (\text{衝撃型}) \\ 0.70 & (\text{振動型}) \end{cases} \quad \cdots\cdots (5.3.3)$$

また、建築ではSeed[5]の提案した地震のマグニチュードと等価繰返し回数の関係から、繰返し回数15回

の規則波に換算する等価化係数を次式のように算定している。

$$\text{等価化係数}=0.1(M-1) \quad \cdots\cdots (5.3.4)$$

さて、①の方法では、地盤内のせん断応力を直接算定できるが、②の方法では簡易的にせん断応力波形と$\alpha S(t)$が相似であると仮定し、$\alpha Smax$からせん断応力を推定している。したがって、せん断応力に対する等価化係数は地表面加速度に対する等価化係数とみなすことができ、液状化判定用震度ksは、次式のように表せる。

$$ks=\text{等価化係数}\cdot \alpha Smax/g \quad \cdots\cdots (5.3.5)$$

ここに、g：重力加速度である。なお、道示の場合は等価化係数を液状化強度Rの換算で考慮しているため、形式的には、ksは次式のようになる。

$$ks=\alpha Smax/g \quad \cdots\cdots (5.3.6)$$

(3) 慣性力用震度

動的強度を用いたすべり計算では、一般に次式によりすべり安全率F_dを算定する。

$$F_d=\frac{\Sigma \tau_{df}\cdot l\cdot R}{\Sigma \{W\cdot R\cdot \sin\alpha+k_h\cdot W\cdot y\}} \quad \cdots\cdots (5.3.7)$$

ここに、τdf：動的強度、l：すべりブロック分割片の幅、R：すべり円半径、W：すべりブロック分割片の重量、α：すべり面が水平面となす角度、y：すべり中心からすべりブロック分割片の重心までの距離である。

すべり計算で用いる慣性力用震度と盛土、地盤の応答加速度との関係を整理するにあたり課題となる点は、主に次の2点である。

① すべりブロック内での空間的な応答加速度の分布

慣性力用震度khは、すべりブロックに作用する地震時の慣性力をすべりブロックの自重と関連づける係数であり、すべり面上での地震動による滑動モーメントは式(5.3.7)で示すように慣性力震度khに比例する形で算定される。この慣性力用震度は、すべりブロックに対して一方向かつ一様に作用する。一方、すべりブロック内の応答加速度は水平方向、深度方向に位相差をもっており、またその最大値も一様ではない。したがって慣性力用震度は、すべりブロック内の応答加速度の空間的な分布を考慮して設定する必要がある。すべりブロックにおける平均的な加速度$\alpha B(t)$は、次式で表せる。

$$\alpha B(t)=\int \alpha(t)\cdot dB/B \quad \cdots\cdots (5.3.8)$$

ここに、$\alpha(t)$：すべりブロック内の応答加速度、B：すべりブロック領域である。しかしながら、簡易的な設計法であるすべり計算において、実際にこの$\alpha B(t)$を算定することは現実的ではない。例えば、次式で表せるような$\alpha Bmax$と地表面加速度の最大値$\alpha Smax$の関係を整理すれば、簡易設計法においては有

用なものになると思われる。

$$\alpha Bmax = f\ (\alpha Smax) \quad \cdots\cdots (5.3.9)$$

② すべりブロック内の応答加速度の不規則性

地震動は、短時間にその方向、大きさが繰返し不規則に変動するものである。また、土の動的強度は荷重のピーク値のみで評価されるものではなく、荷重の大きさと繰返し回数で評価されるものである。したがって、応答加速度の最大値をそのまま慣性力用震度に置き換えるのは、震度を過大に評価していることとなり、繰返しの特性を考慮してある程度低減させたものが有効に作用する震度と考えるのが合理的である。

この課題は、液状化判定用震度での検討と同様なアプローチで検討することも可能であり、すべりブロック内での平均的な応答加速度の最大値αBmaxが算定された場合に、動的強度と直接比較できるよう次式で表せるような等価化係数を設定することにある。

$$kh = \text{等価化係数②} \cdot \alpha Bmax / g \quad \cdots\cdots (5.3.10)$$

以上の2点を考慮すると慣性力用震度khは、次式のように表せる。液状化判定用震度との整合性を考慮すれば、次式のように表すのが、望ましいと思われる。

$$kh = \text{等価化係数②} \cdot f\ (\alpha Smax) / g = \text{等価化係数} \cdot \alpha s max / g \quad \cdots\cdots (5.3.11)$$

この等価化係数を算定する手法として、以下のような方法[6]が考えられる。

a法：累積損傷度理論に基づく方法

液状化判定用震度の算定でも用いた方法である。せん断応力時刻歴と加速度時刻歴が相似であると仮定して、破壊ひずみ基準を与える規則波応力～繰返し回数関係（液状化強度曲線）と累積損傷度理論に基づき、規則波の載荷と同じひずみが生じるようなある繰返し回数での等価化係数を算定する方法である。

b法：不規則波実験と規則波実験に基づく方法

aの方法では、地盤内のある要素での等価化であるが、構造物全体の挙動も含めた等価化にはならない。そこで、不規則波と規則波を同じ模型に載荷し、例えば盛土の沈下量を指標として、同じ沈下量を与える場合の不規則波の最大値と規則波の振幅から等価化係数を算定することができる。

c法：安定計算に基づく方法

実際の構造物の被災事例あるいは不規則波加振の実験から得られる盛土の沈下量に対し、この沈下量に対応した破壊基準を用いたすべり安全率が1を与える場合の震度を等価震度とする方法である。すべり安全率が1を与える場合は、すべり面上においてせん断応力が動的強度と一致する状態にあり、せん断ひずみは動的強度を算定した時の基準ひずみと一致している。したがって、沈下量とせん断ひずみの関係が得られれば、等価化係数の算定が可能となる。被災事例を対象とした検討では、この関係を得ることは困難であるので、被災事例と無被害事例の検討から等価化係数を推定している。

以上の方法を、不規則波に対するdamageの算定法、等価震度に対するdamageの算定法、damageの比較基準について整理すると表-5.3.3のようになる。以下では、これらの方法を用いて1)被災事例、2)振動台実験、3)遠心模型実験を対象として、等価化係数を算定した事例を示す。

表-5.3.3　等価化係数の算定方法[6)]

	不規則波に対するdamageの算定方法	等価震度に対するdamageの算定方法	damageの比較基準
a法	累積損傷度理論	累積損傷度理論	せん断ひずみ
b法	不規則波加振実験	規則波加振実験	沈下量
c法	被災事例，不規則波加振実験	すべり安定計算	沈下量～せん断ひずみ

1)　被災事例

港湾構造物（重力式護岸、矢板式護岸）、盛土構造物に対する検討例を示す。なお、ここで示す事例は、いずれも液状化を考慮したものではない。

野田ら[7)]は、重力式護岸を対象に等価化係数を検討している。重力式護岸に対する設計照査項目である滑動、転倒、支持力（円弧すべり）について安全率が1となるような震度を算定した後、実際の被災要因を考慮して、各々の作用震度の存在範囲を推定する。最終的には、その港湾内における唯一の作用震度を決定する。作用震度の推定方法を図-5.3.2に示す。得られた作用震度とその港湾での推定地表面最大加速度から等価化係数を算定する。地表面加速度と作用震度の関係を図-5.3.3に示す。この関係より、作用震度と地表面の最大加速度の関係として、次式を提案している。

$$e_A = 1/3 \cdot (\alpha/g)^{1/3} \quad \cdots\cdots (5.3.12)$$

ここに、e_A：作用震度、α：地表面最大加速度、g：重力加速度である。この式より、等価化係数を算定すると、例えばα＝200galでは約1.0、α＝400galでは約0.6、α＝600galでは約0.5となる。

また、北島ら[8)]は、矢板式護岸を対象に同様な手法で等価化係数を検討している。矢板式護岸の場合は、矢板本体やタイロッドの応力、矢板根入れ長、控え工の安定について作用震度を算定するが、特に応力に対する作用震度は、他の照査項目に対するそれよりも大きくなる。このため、重力式のように照査項目全体をまとめた作用震度を求めることは行っていない。矢板護岸の被災要因が、主に控え工の不安定化によるものであるとすると、重力式護岸と同様に土圧が支配的要因となることから、式(5.3.12)の適用が可能としている。

松尾ら[9)]は、宮城県沖地震によって被害を受けた河川堤防（基礎地盤は粘性土地盤）を対象に等価化係数を検討している。被災堤防に対して円弧すべり計算を実施し、逆算震度を算定した後、この逆算震度を用いて無被災堤防の円弧すべり計算を実施した。等価化係数の算定法を図-5.3.4に示す。この結果、すべり安全率＝1を破壊・非破壊の判断基準とするのが妥当であるとしている。逆算震度の平均値 0.129は、当該地点で距離減衰式から予測される最大加速度200galの約65%となり、以下の関

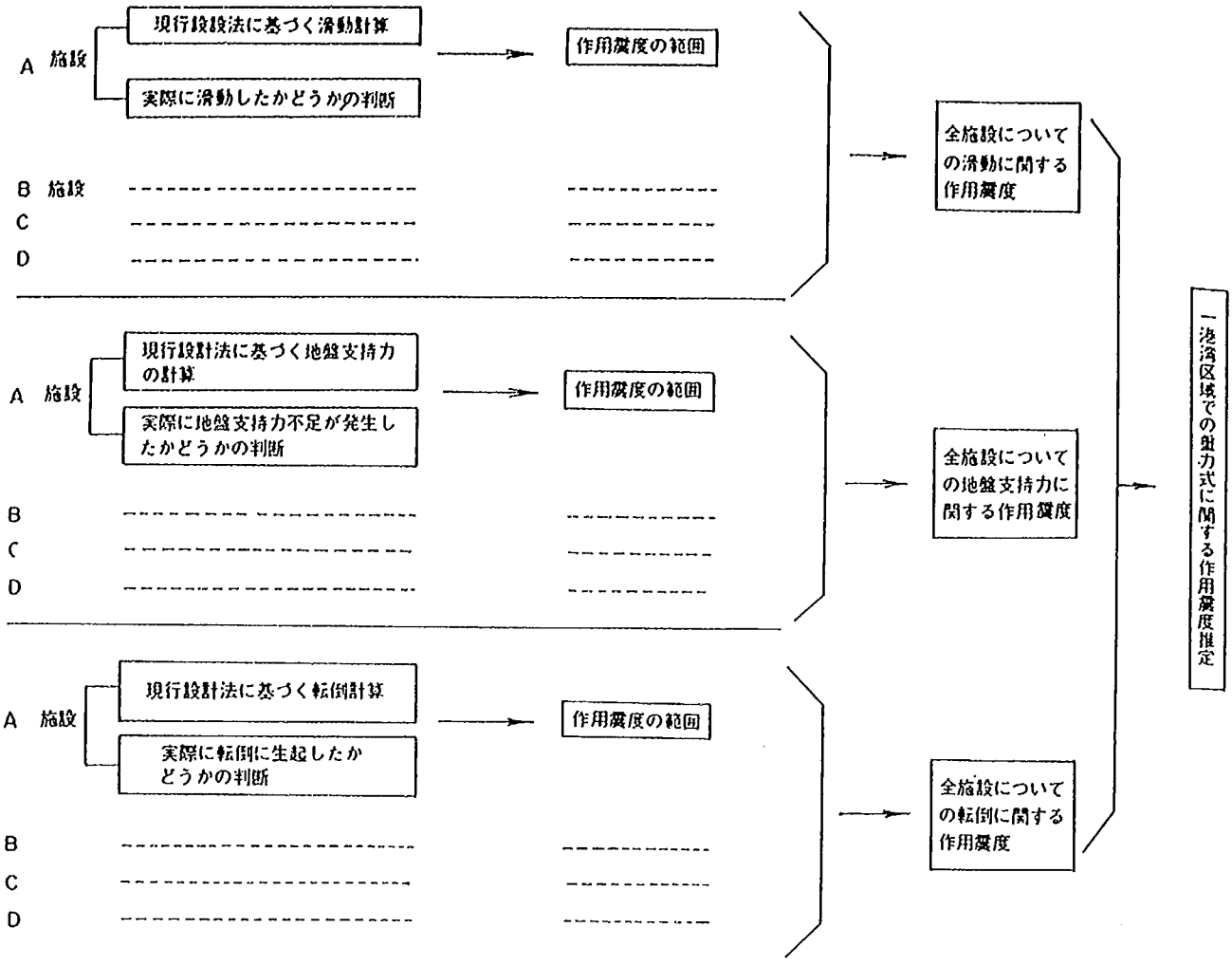


図-5.3.2　作用震度の推定方法[7]

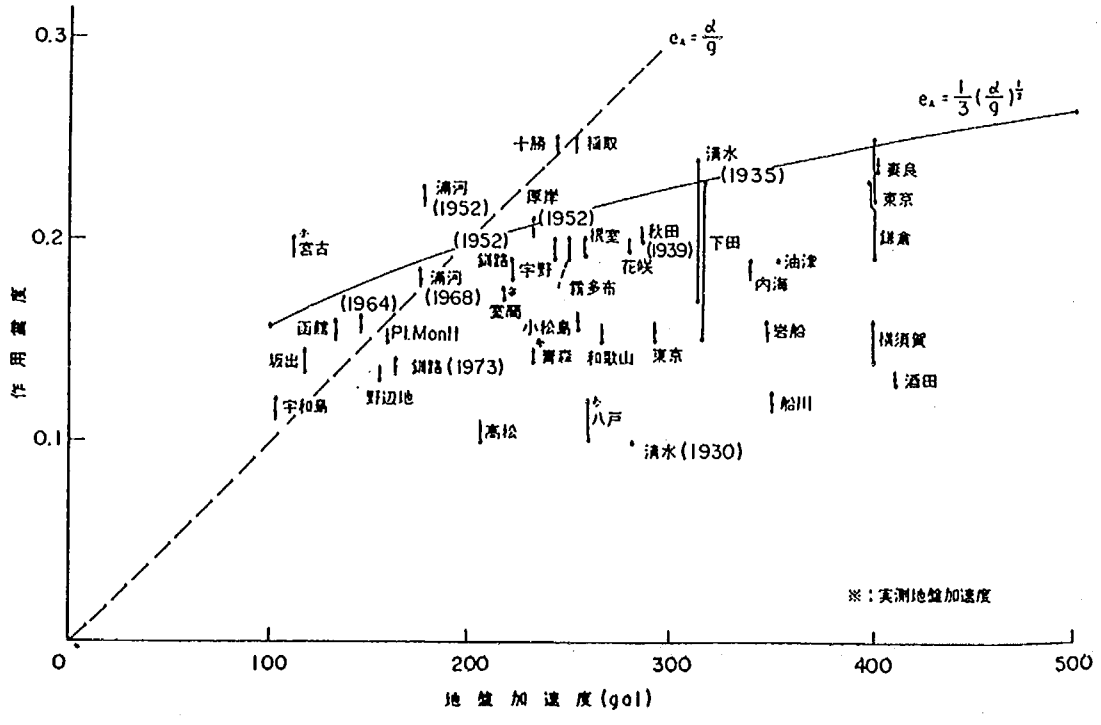


図-5.3.3　地表面加速度と作用震度の関係[7]

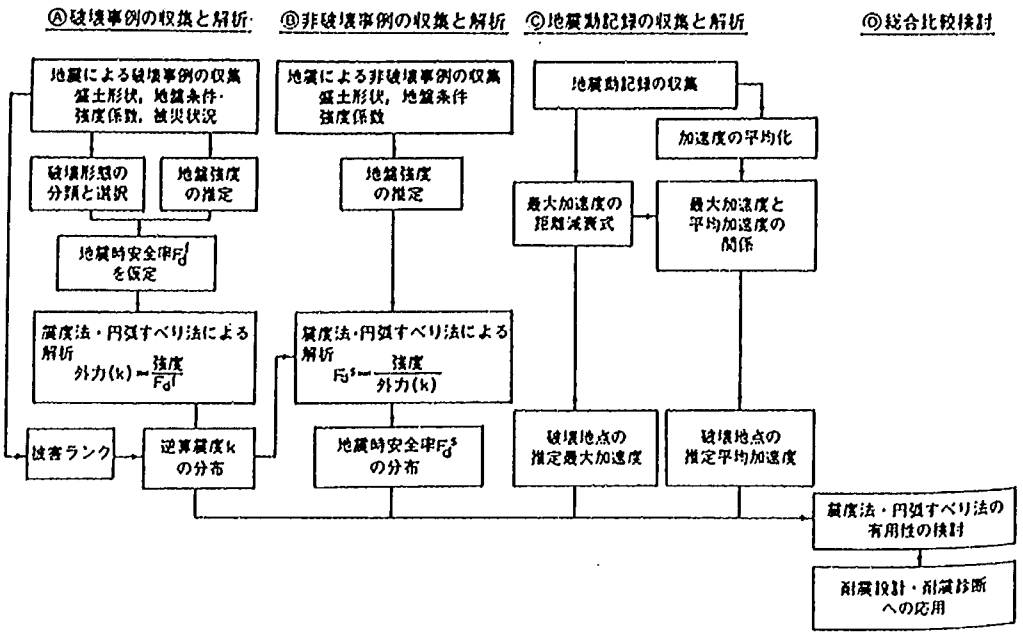


図-5.3.4　等価化係数の算定方法[9)]

係が得られる。

$$kh=0.65\cdot\alpha Smax/g \quad \cdots\cdots (5.3.13)$$

2)　振動台実験

古賀ら[10)11)]は、規則波、不規則波を用いた振動台実験を実施し、a、b、cの方法により等価化係数を算定している。実験に用いた模型を図-5.3.5に、加振ケースを表-5.3.4に示す。模型地盤は、各ケースでほぼ同一の相対密度（68%～79%）で作成されている。また、各ケースにおける加振は、段階的に加振最大加速度を大きくしていくステップ加振としている。各ケース、各加振段階における盛土天端沈下量の関係を図-5.3.6に示す。以下に、等価化係数算定の具体的方法[10)]を示す。

a法では、振動台の入力加速度波形と振動台実験から求めた液状化強度曲線を用いて等価化係数を算定した。

b法では、図-5.3.6をもとに不規則波加振ケースと規則波加振ケースが等しい沈下量を生じる場合の

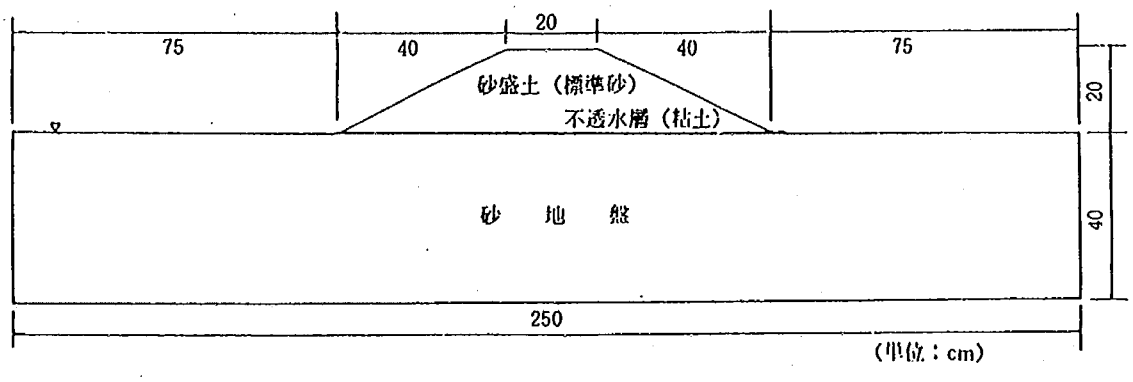
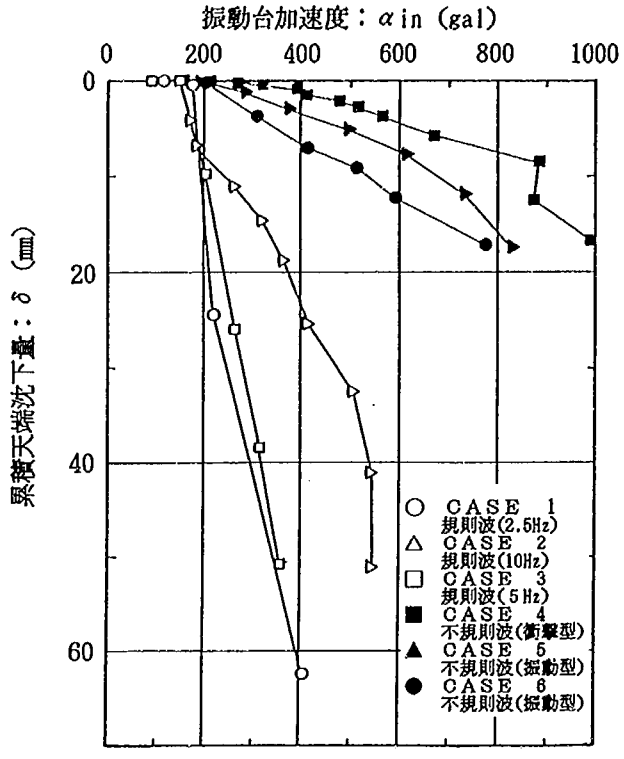


図-5.3.5　実験模型[10)]

表-5.3.4　加振ケース[10)]

ケース	加振条件			
	波形	振動数 f	加振時間td	f×td
1	規則波(N=20波)	f＝2.5Hz	8秒	20
2	規則波(N=20波)	f＝10Hz	2秒	20
3	規則波(N=20波)	f＝5Hz	4秒	20
4	不規則波(衝撃型)	fo＝5Hz	5秒	25
5	不規則波(振動型)	fo＝5Hz	5秒	25
6	不規則波(振動型)	fo＝2.5Hz	10秒	25

fo：卓越周波数



注）　振動台加速度はケース1～3の規則波加振については平均値を、
ケース4～6の不規則波加振については最大値を用いている。

図-5.3.6　加振加速度と盛土天端沈下量の関係[10)]

加振加速度の関係から等価化係数を算定した。なお、規則波加振であっても過剰間隙水圧が発生して応答は規則波でなくなることや、沈下量も加振振動数の影響を受けていることを考慮して、各沈下量毎にケース1～3の規則波加振加速度の値を平均したものを等価加速度とする。

c法では、沈下量とすべり面上でのせん断ひずみの関係については、一義的な定量関係は導かれていないため、ここでは破壊基準ひずみを7.5%（繰返し回数20回）としたときの動的強度を用いたときに、すべり安全率が1となる震度を等価震度とし、不規則波加振加速度との比から等価化係数を算定した。

以上の方法により求めた等価化係数と盛土天端沈下量の関係を図-5.3.7に示す。この結果、以下のことが分かる。

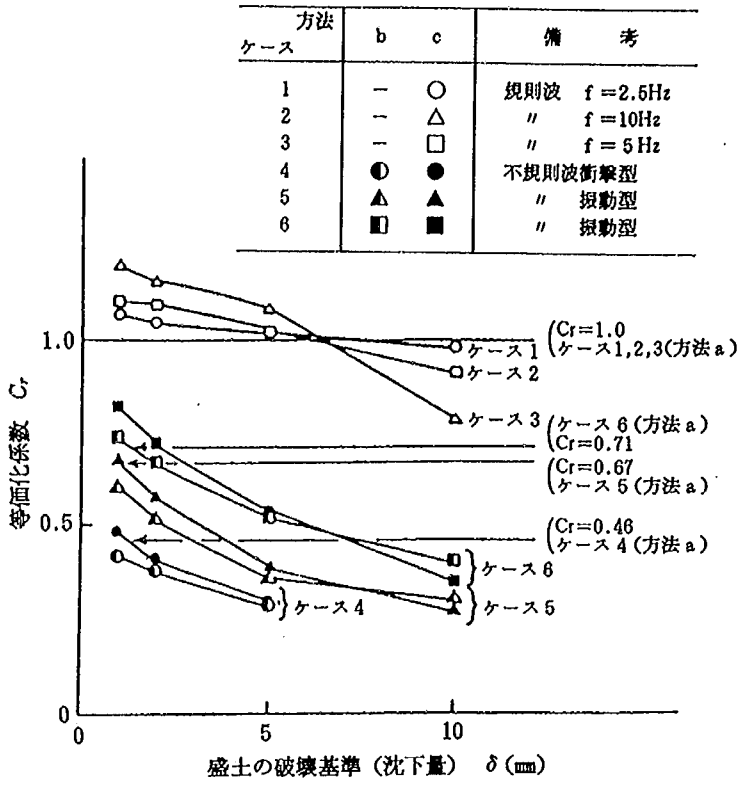


図-5.3.7　盛土天端沈下量と各手法による等価化係数の関係[10)]

・a、b、cのいずれの方法によっても衝撃型波形（ケース4）に対する等価化係数は振動型波形（ケース5）に対するものよりも小さい。この点は、従来の知見と一致するものである。

・c法による結果とa法による結果を比較すると、規則波加振では1前後でほぼ等しく、不規則波加振に対しても大小関係は一致し、絶対値では盛土の沈下量が1～2㎜のところで一致している。これは、盛土の基準沈下量が小さいときは、盛土－地盤系が剛体的な応答を示すため、すべりブロック内での空間的な応答加速度の分布（上記の①の課題）の影響が少なく、不規則波形に対する等価化のみでも等価化係数が算定できることを示している。したがって、盛土の基準沈下量が小さい場合には、a法により等価化係数を算定してもよいといえる。

・b、c法とも、基準沈下量を大きくとると等価化係数は小さくなる。この原因として、b法においては、あくまでも加振加速度での整理であり、液状化に伴う応答の変化を考慮していないことがあげられる。また、c法においては、各沈下量において等価震度を一定としているため、図のように等価化係数が沈下量の増加に伴い小さくなる。しかし、本来基準沈下量が増加すれば等価震度は増加するため、等価化係数の沈下量の増加に伴う変化が図のようになるかは明確ではない。

以上の結果より、盛土の破壊基準が小さい場合の慣性力用震度は、盛土-地盤系が剛体的な応答をすると仮定すると、図-5.3.7より次式のように表せる。

$$kh=(0.4\sim0.8)\cdot\alpha Imax/g=(0.4\sim0.8)\cdot\alpha Bmax/g=(0.4\sim0.8)\cdot\alpha Smax/g \quad \cdots\cdots \quad (5.3.14)$$

一方、盛土の破壊基準がある程度大きい場合（例えば沈下量10㎜）には、

$$kh=(0.3\sim0.4)\cdot\alpha Imax/g \quad \cdots\cdots (5.3.15)$$

となるが、$\alpha Smax$と$\alpha Imax$の関係が明確でないこと、上記のようにc法での等価化係数の算定法に課題が残ることから、等価化係数の推定は困難である。

3) 遠心模型実験

古賀ら[12]は、規則波、不規則波を用いた遠心模型実験を実施し、等価化の検討やすべり安全率と盛土沈下量の関係などを整理している。ここでは、比較的密な地盤を対象に実施された一連の実験結果をもとに等価化係数を整理する。実験に用いた模型を図-5.3.8に、加振ケースを表-5.3.5に示す。模型地盤は、各ケースでほぼ同一の相対密度（約60%）で作成されている。また、2)振動台実験での沈下量はステップ加振時のものであったが、ここでは1回目加振時の沈下量のみについて検討する。各ケースにおける盛土天端沈下量の関係を図-5.3.9に示す。

2)で述べたa、b法に基づいて、以下の方法[12]で等価化係数を算定する。

a法では、地盤中の各計測点において応答加速度（簡易化のため加振加速度）から算定される繰返しせん断応力と繰返しねじりせん断試験から得られた液状化強度曲線[13]を用いて等価化係数を算定した。代表点として盛土下地盤の中間深さ（P5）における等価化係数を採用している。

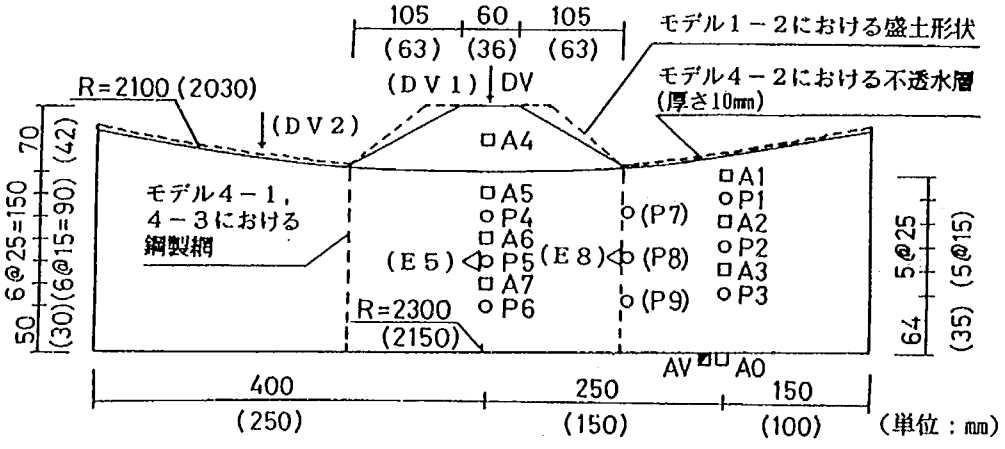


図-5.3.8 実験模型[12]

表-5.3.5 加振ケース[12]

ケース名	加振波形	1回目加振加速度 (g／gal)	盛土の最終沈下量 (mm／cm)	地盤の相対密度 (%)
2-1-1	100Hz正弦波	4.0／130.7	2.8／ 8.4	57
2	〃	5.4／176.4	3.8／11.4	62
3	〃	8.9／290.7	4.8／14.4	60
4	高周波不規則波	6.0／196.0	2.1／ 6.3	60
5	〃	8.3／271.1	4.3／12.9	61
6	〃	4.3／140.5	0.4／ 1.2	63
7	低周波不規則波	5.4／176.4	1.1／ 3.3	63
8	〃	7.0／228.7	2.2／ 6.6	65
9	〃	8.7／284.2	4.8／14.4	66

（模型実測値／重力換算値）

b法における規則波加振の等価加速度の算定においては、表-5.3.5中のケース2-1-1～2-1-3に加えて、60Hzの正弦波20波で加振したケースのデータも用いた。この際、2)のb法での方法と同様に 100Hzと60Hz加振ケースの加速度を各沈下量毎に平均したものを等価加速度とした。このように算定した規則波加振の等価加速度の不規則波加振の最大加振加速度に対する比を等価化係数とする。

a、b法のいずれの方法で算定した等価化係数も加振加速度に対するものである点は、b)の場合と同様である。a、b法による盛土天端の沈下量と算定した等価化係数の関係を図-5.3.10 に示す。b)の場合と異なり、a法において等価化係数が一定とならないのは、各ケース毎に加振加速度波形を用いて等価化係数を算定したためである。

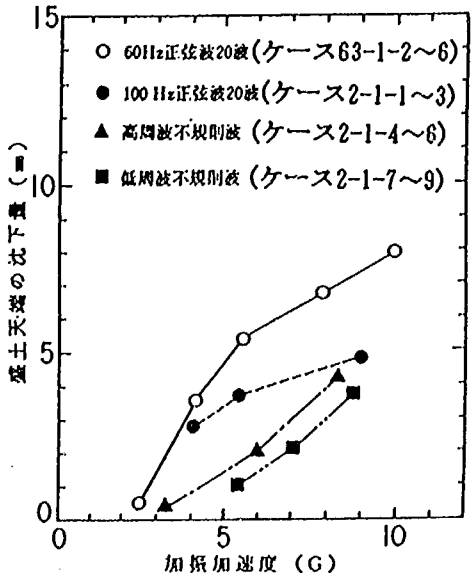


図-5.3.9　加振加速度と盛土天端沈下量の関係[12)]

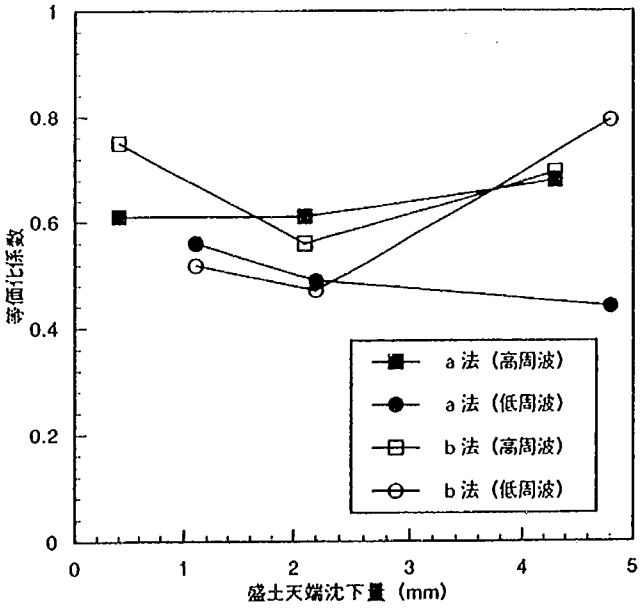
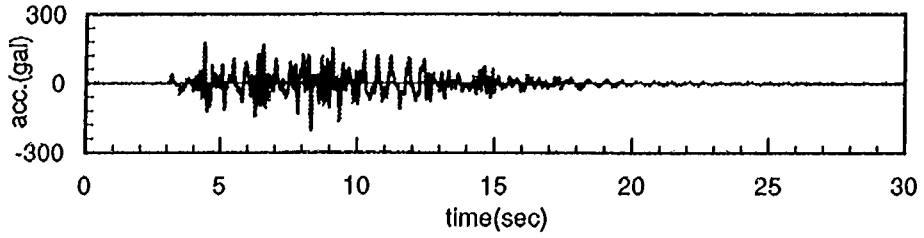
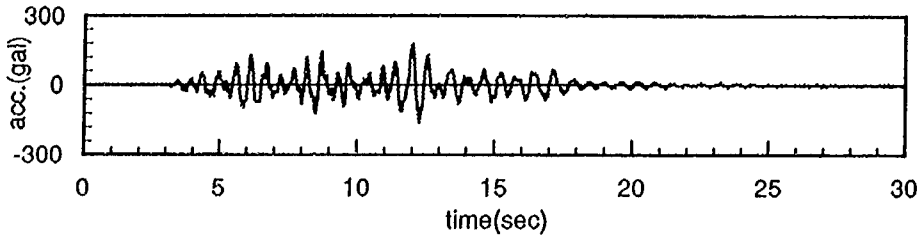


図-5.3.10　盛土天端沈下量と等価化係数の関係

高周波と低周波の違いに着目すると、高周波の方が全体的に低周波より大きな等価化係数を与えている。これは、図-5.3.11 に示すように高周波の方が低周波よりも大きな振幅の波数が多いためと思われる。盛土の沈下量と等価化係数の関係に着目すると、b)の図-5.3.7でのb法の結果とは異なり、盛土の沈下量が大きくなっても等価化係数が減少する傾向がみられない。盛土の沈下量が大きい場合は、図-5.3.9に示すように、等価化のベースとなる規則波加振のケースでも加振振動数の影響が大きくなるため、この手法による等価化係数の算定には課題が残る。



(a) ケース2-1-4



(a) ケース2-1-7

図-5.3.11 不規則波加振加速度波形[12)]

また、盛土天端沈下量とａ法による等価加振加速度（盛土下地盤の中間深さ（P5）における等価加振加速度）の関係を図-5.3.12 に示す。図より、盛土沈下量が小さい場合は、加振波形に関わらず盛土天端沈下量と等価加振加速度の関係はほぼ同一となっており、等価化係数を求める際のａ法の有効性を示している。しかし、盛土沈下量が大きくなると規則波加振と不規則波加振での等価加速度には開きがみられる。

以上の結果より、盛土の沈下が小さい場合の慣性力用震度は、b)の結果と同様に次式のように表せる。

$$kh=(0.4\sim0.8)\cdot\alpha Imax/g$$
$$=(0.4\sim0.8)\cdot\alpha Bmax/g$$
$$=(0.4\sim0.8)\cdot\alpha Smax/g \quad \cdots\cdots \quad (5.3.16)$$

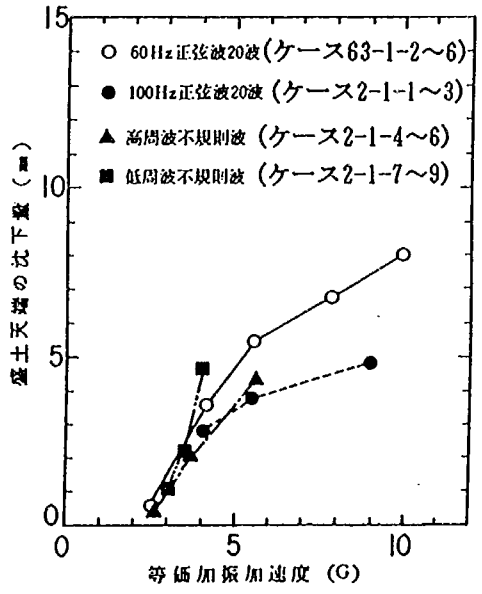


図-5.3.12 等価加振加速度と盛土天端沈下量の関係[12)]

しかし、盛土の沈下が大きい場合には、ａ、ｂいずれの手法でも等価化の誤差が大きく、明確な等価化係数を設定することはできない。

(4) まとめ

既往の研究成果を中心に、震度と地表面加速度の関係を整理した。この結果、以下のことが分かった。

1) 液状化判定用震度

累積損傷度理論に基づき等価化係数を算定することができる。簡易的には、地表面加速度との間に以下の関係を仮定することで、液状化判定用震度を算定できる。

$$ks = \text{等価化係数} \cdot \alpha Smax/g \quad \cdots\cdots \text{再掲 (5.3.5)}$$

2) 慣性力用震度

模型実験の結果によると、盛土の破壊基準が小さい場合は、盛土-地盤系が剛体的な応答をすると仮定すると、前述したａ法により等価化係数の算定が可能である。この場合の慣性力用震度は、次式のように表せる。

$$kh = (0.4 \sim 0.8) \cdot \alpha Smax/g \quad \cdots\cdots \text{再掲(5.3.14)、(5.3.16)}$$

一方、盛土の破壊基準がある程度大きい場合には、２つの模型実験での結果をまとめると、慣性力用震度は次式のように表せる。

$$kh = (0.3 \sim 0.8) \cdot \alpha Imax/g \quad \cdots\cdots (5.3.17)$$

しかし、$\alpha Smax$と$\alpha Imax$の関係が明確でないこと、ｂ、ｃ法での等価化係数の算定手法に課題が残る。

また、港湾構造物の被災事例をもとにした検討からは、地表面加速度が大きくなるにつれ、等価化係数が小さくなる結果が得られている。

（建設省土木研究所、ハザマ、不動建設、復建調査設計）

参考文献

1) 日本道路協会編：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編、1990
2) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針、1988
3) Annaki, M. and Lee, K.L. : Equivalent uniform cycle concept for soil dynamics、J. of SMFD, Proc. ASCE, Vol.103, No.GT6, 1977
4) Ishihara, K. and Yasuda, S. : Sand liquefaction in hollow cylinder torsion under irregular excitation, S & F, Vol.21, No.1, 1981
5) Seed, H.B. : A method for earthquake resistant design of earth dams, J. of SMFD, Proc. ASCE, Vol.92, No.SM1, 1996
6) 古賀他：盛土・斜面の簡易動的安定解析法に関する実験的研究報告書（第１報）、土木研究所資料第2542号, 1988
7) 野田他：重力式岸壁の震度と地盤加速度、港湾技術研究所報告、第14巻, 第４号, 1975
8) 北島他：矢板式岸壁地震時被災の分析、港湾技術研究所報告、第18巻, 第１号, 1979
9) 松尾稔他：実際事例の逆解析による土構造物の耐震性に関する研究、土木学会論文報告集、第343号, 1984
10) 古賀他：盛土・斜面の簡易動的安定解析法に関する実験的研究報告書（第１報）、土木研究所資料第2542号、1988
11) 古賀他：液状化性地盤上の盛土の地震時挙動に関する模型振動実験、土木技術資料、Vol.30, No.8, 1988

12) 松尾修他：盛土のある地盤の液状化時の挙動に関する実験的検討、土木研究所資料第3264号, p. 64, 1994

13) 関真一他：初期せん断を受けた飽和砂の動的強度特性、第24回土質工学研究発表会、pp. 795～796, 1989

5.4　円弧すべり計算手法の検討（その2）

前年度に引き続き、無対策盛土の耐震判定および地盤系の対策工設計法のベースとして用いる円弧すべり計算手法を確立するため、有効応力法及び全応力法の2つの円弧すべり手法について動的遠心模型実験結果と比較し、すべり安全率が構造物の変状とどの程度関係があるのか、その適用性を検討する。

前年度は、正弦波加振のケースを対象としたが、今年度は不規則波加振のケースを対象とし、等価加速度が小さく、盛土沈下量が小さいケースでの両すべり計算手法の適用性を検討した。

5.4.1　検討目的

円弧すべり計算手法には、その強度の考え方により有効応力法と全応力法があるが、それぞれいくつかの問題点を抱えている[1]。

今年度整備したL-1レベルでの簡易設計法として、有効応力法を採用している。これは、有効応力法の簡便さ、中規模地震では構造物の変形を許さない（地盤は液状化しない）という設計目標水準を考慮して、適用されたものである。しかしながら、L-2レベルの設計においては、地盤の液状化は許すが構造物の機能に障害を及ぼすような変形は許さないという設計目標水準が考えられている。この場合、有効応力法では、L-2レベルの地震外力に対してF_L値は容易に1以下になり、過剰間隙水圧比は1となるため、地震外力がいくら大きくてもすべり安全率は一定となる。したがって、液状化の程度による差はすべり安全率には表れないため、構造物の変状の程度とすべり安全率を関連づけるには困難となる。

本検討では、両手法の現状レベルでの計算手法を用いて、設計的なアプローチから実験結果をどの程度表現できるか検討する。前年度は、加振レベルの大きなケースを検討したため、いずれのケースでも構造物の変形が大きく、特に変形の小さい場合のすべり安全率と構造物の変形の関係が明確でなかった。そこで、今年度は構造物の変形の小さいケースについて検討を加え、これらの結果をまとめて、両手法の適用性を検討することとする。

5.4.2　検討方法

(1)　検討ケース

土木研究所では盛土の地震時安定性を検討するため数多くの動的遠心模型実験が行われている[2]。本検討ではこれらの中から平成2年度に実施された実験ケースを対象とする。実験模型の形状を図-5.4.1に示す。本検討ではこの模型を重力下に換算したモデルを検討対象とする。検討モデルを図-5.4.2に示す。図中には、盛土及び基礎地盤について実験から得られている基本的な物性値も示している。

次に、実験ケースの内訳を表-5.4.1に示す。本実験は、遠心加速度30Gの下で 100Hz正弦波、高周波不規則波および低周波不規則波の3タイプの加振条件で行われたものであり、模型地盤の相対密度は全ケース60%前後である。表中の1回目加振加速度、盛土の最終沈下量には（模型実測値／重力換算値）を示している。なお、本実験ケースでは2回目以降も加振が行われているが、本検討では1回目加振時のみを検討対象とする。前年度は、正弦波加振のケース2-1-1～2-1-3について検討した。本年度は、不規則波加振

ケースのうち高周波不規則波を用いたケース2-1-4及び低周波不規則波を用いたケース2-1-7を対象とする。ケース2-1-4、2-1-7においても最終沈下量は、変形が微小といえる範囲ではない。そこで、加振途中の沈下及び加振加速度の時刻歴に着目し、いくつかの時刻における沈下量とその時刻でのすべり安全率を比較することとする。ケース2-1-4、2-1-7の台加振加速度と盛土天端の沈下の時刻歴を図-5.4.3に示す。なお、図中には検討時刻を示している。

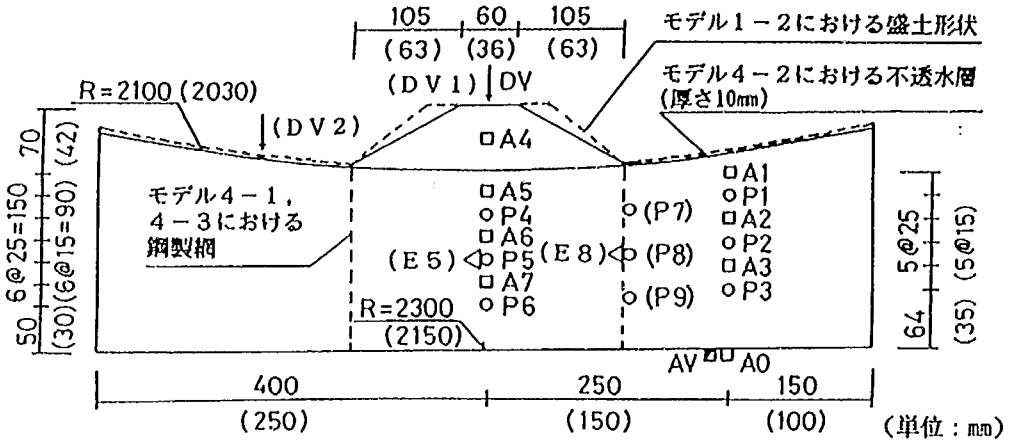


図-5.4.1 実験モデル[2)]

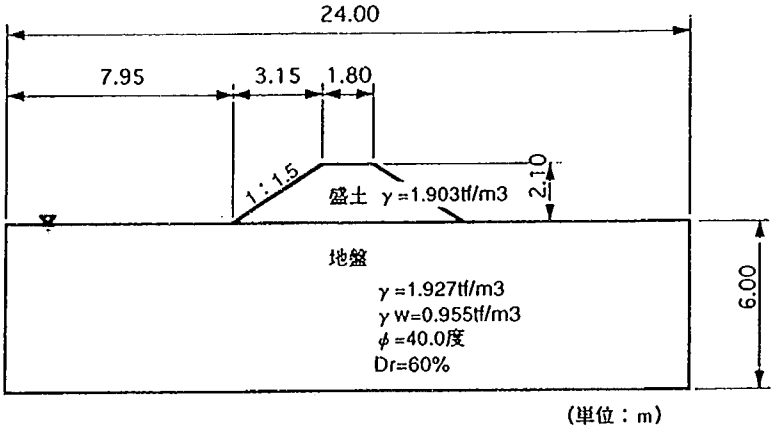
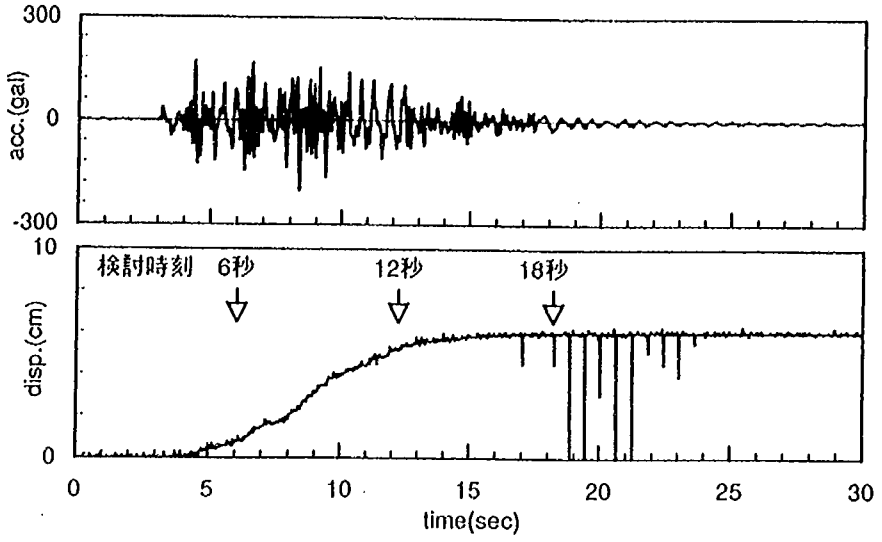


図-5.4.2 検討モデル

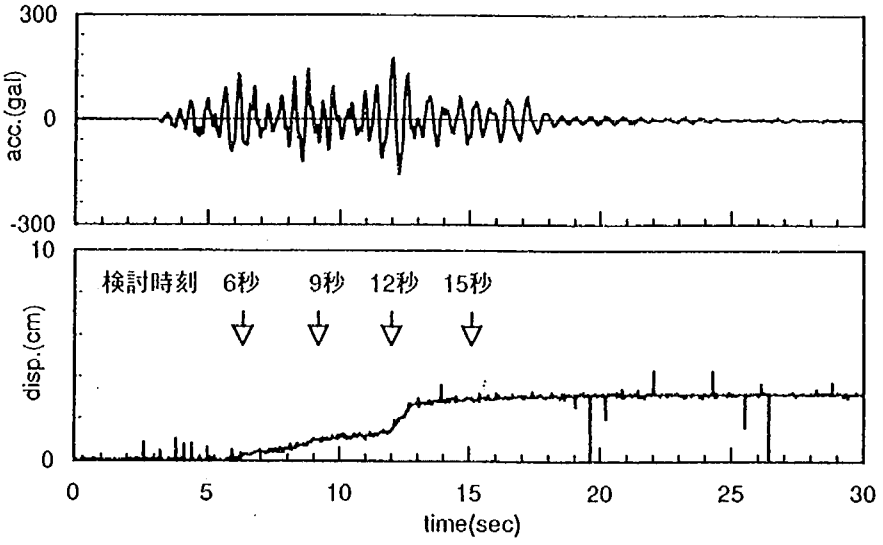
表-5.4.1 検討ケース[2)]

ケース名	加振波形	1回目加振加速度 (g／gal)	盛土の最終沈下量 (mm／cm)	地盤の相対密度 (%)
2-1-1	100Hz正弦波	4.0／130.7	2.8／ 8.4	57
2	〃	5.4／176.4	3.8／11.4	62
3	〃	8.9／290.7	4.8／14.4	60
4	高周波不規則波	6.0／196.0	2.1／ 6.3	60
5	〃	8.3／271.1	4.3／12.9	61
6	〃	4.3／140.5	0.4／ 1.2	63
7	低周波不規則波	5.4／176.4	1.1／ 3.3	63
8	〃	7.0／228.7	2.2／ 6.6	65
9	〃	8.7／284.2	4.8／14.4	66

(模型実測値／重力換算値)



(a) ケース2-1-4



(b) ケース2-1-7

図-5.4.3 台加振加速度と盛土天端沈下量の時刻歴[2)]

(2) 等価震度の算定

検討時刻での等価震度の算定方法について述べる。まず、等価化の対象となる波形については、前年度の検討で有効応力法、全応力法とも設計震度を台加振震度としていることから、台加振波形を用いることとする。等価震度の算定方法は、累積損傷度理論に基づいた手法[3)]を用いることとする。以下にその概要を述べる。

累積損傷度理論に基づいた方法による等価震度の算定方法のフローを図-5.4.4に示す。

a) 繰返しせん断応力

加振時に発生する繰返しせん断応力は、台加速度を用い次式のように求めた。

$$\tau_d = \Sigma \frac{\gamma \cdot h}{N \cdot G} \cdot A \quad \cdots\cdots (5.4.1)$$

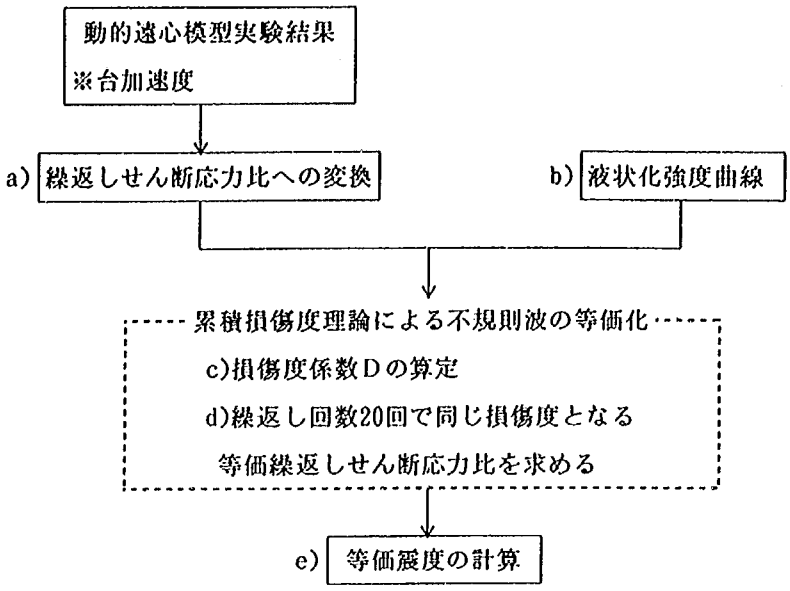


図-5.4.4　等価震度の算定方法のフロー

ここに、τ_d：繰返しせん断応力、γ：土層の単位体積重量、h：土層の層厚、N・G：遠心加速度（Nは模型の縮尺、Gは重力加速度）、A：台加速度である。

b)　液状化強度曲線

液状化強度曲線は、繰返しねじりせん断試験より求められた求められた豊浦砂の液状化強度曲線[1]より、次式のように与えられると仮定した。

$$\left.\begin{array}{l} \tau_d/\sigma_{mc}' \geqq 0.3\text{のとき} \quad \tau_d/\sigma_{mc}' - 0.3 = -1.25 \cdot \log(N_c/N') \\ \tau_d/\sigma_{mc}' < 0.3\text{のとき} \quad \tau_d/\sigma_{mc}' - 0.3 = -0.11 \cdot \log(N_c/N') \end{array}\right\} \quad \cdots\cdots (5.4.2)$$

ここに、N_c：τ_d/σ_{mc}'で繰返しせん断したときの液状化繰返し回数、N'：液状化強度曲線の位置を決める定数である（σ_{mc}'は平均有効主応力）。

c)　損傷度係数D

不規則なせん断応力比を半波毎に区切った場合の、i波までの損傷度係数Dの計算は次式で行った。

$$D = \sum_i \frac{0.5}{(N_c)i} \quad \cdots\cdots (5.4.3)$$

ここに、$(N_c)i$：i波番目の半波の応力比$(\tau_d/\sigma_{mc}')_i$で繰返しせん断したときの液状化までに必要な繰返し回数である。

d)　等価震度の計算

不規則なせん断応力により受けた損傷度と、等しい損傷度を受ける繰返し回数20回の規則的なせん断応力｛$(\tau_d/\sigma_{mc}')_{eq}$｝を算定する。求めた$(\tau_d/\sigma_{mc}')_{eq}$を加速度、さらには震度に修正し、それを等価震度とする。

各ケースの検討時刻において等価震度を算定した結果を表-5.4.2に示す。この等価震度は繰返し回数

20回の等振幅波の震度と等価であり、液状化抵抗率F_Lの算定に直接用いられる。算定した等価震度と盛土天端沈下量の関係を図-5.4.5に示す。また、加振最大加速度と盛土天端沈下量の関係を図-5.4.6を参考に示す。図より、等価加速度～沈下量関係が加振波形によらずほぼ一定であり、ここで用いた等価化手法が妥当であることが分かる。

表-5.4.2　等価震度の算定結果

ケース	加振波形	検討時刻(秒)	等価化係数	最大加速度(gal)	等価加速度(gal)	等価震度	盛土天端沈下量(cm)
case2-1-4	高周波不規則波	6	0.504	174.4	87.9	0.090	0.7
		12	0.711	202.2	143.8	0.147	5.2
		18	0.714	202.2	144.4	0.147	6.0
case2-1-7	低周波不規則波	6	0.713	89.1	63.5	0.065	0.0
		9	0.583	141.5	82.5	0.084	1.0
		12	0.506	170.1	86.1	0.088	1.5
		15	0.626	170.1	106.5	0.109	3.0

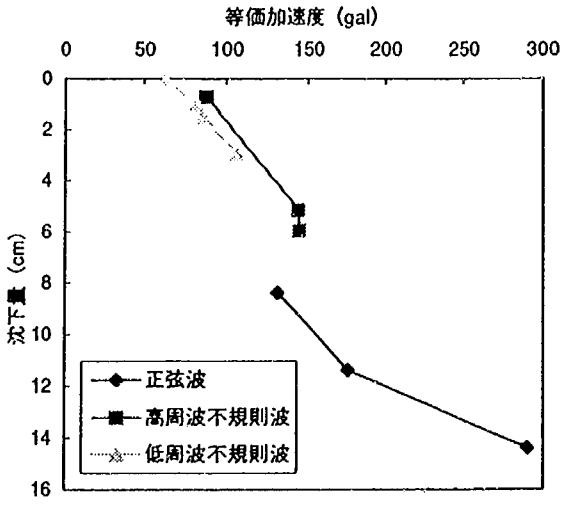


図-5.4.5　等価加速度と盛土天端沈下量の関係

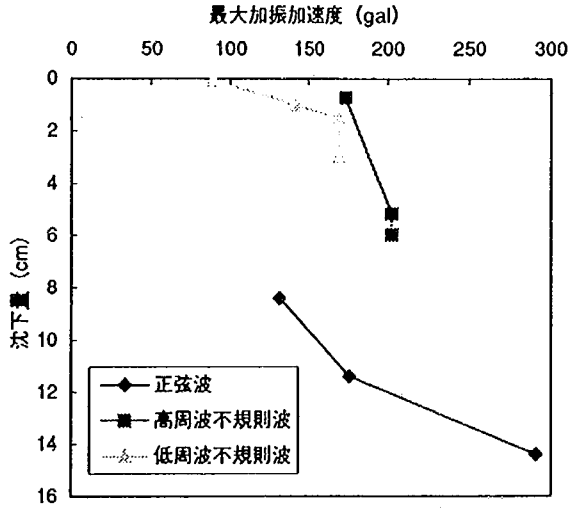


図-5.4.6　加振最大加速度と盛土天端沈下量の関係[2)]

(3)　有効応力法による計算方法

前年度と同様な手法[5)]で有効応力法によるすべり安全率の算定を行う。この手法の要点を以下に述べる。

・すべり安全率の計算には、道路土工軟弱地盤対策工指針[6)]より次式を用いる。

$$F_d = \frac{R \cdot \Sigma \{c \cdot l + (W - u \cdot b)\cos\alpha \cdot \tan\phi'\}}{\Sigma (R \cdot W \cdot \sin\alpha + k_h \cdot W \cdot y)} \quad \cdots\cdots (5.4.4)$$

・震度は考慮せず、液状化による過剰間隙水圧比のみを用いる。

・液状化抵抗率F_L算定用の震度は、台加振震度をそのまま設計震度とする。

・液状化抵抗率F_L値の算定に用いる液状化強度比Rは既存の室内要素試験結果[7)]と静止土圧係数を考慮して設定する。

・液状化抵抗率F_L～過剰間隙水圧比関係は、動的遠心模型実験[8)]の結果から得られた関係を用いる。

・円弧すべり計算において、盛土内にはテンションクラックが発生するものとし、盛土内では鉛直なすべり面を仮定し、すべり面上での抵抗モーメントは考慮しない。

(4) 全応力法による計算方法

前年度と同様な手法[9]で全応力法によるすべり安全率の算定を行う。この手法の要点を以下に述べる。

・すべり安全率の計算には、藤井ら[10]の提案している次式を用いる。

$$F_d = \frac{\Sigma \{(\tau_s + \tau_d) / \sigma_0\}_f \cdot l}{\Sigma W \cdot \sin\alpha / \Sigma W \cdot \cos\alpha + k_h \cdot \Sigma \{W \cdot (y/R)\} / \Sigma W \cdot \cos\alpha} \quad \cdots\cdots (5.4.5)$$

$\{(\tau_s + \tau_d) / \sigma_0\}_f$は初期せん断応力下における非排水繰返しせん断試験結果（強度定数）であり、ここでは前年度同様、既往要素試験結果[11]を参考に設定した。

・円弧すべり計算において、盛土内にはテンションクラックが発生するものとし、盛土内では鉛直なすべり面を仮定し、すべり面上での抵抗モーメントは考慮しない。

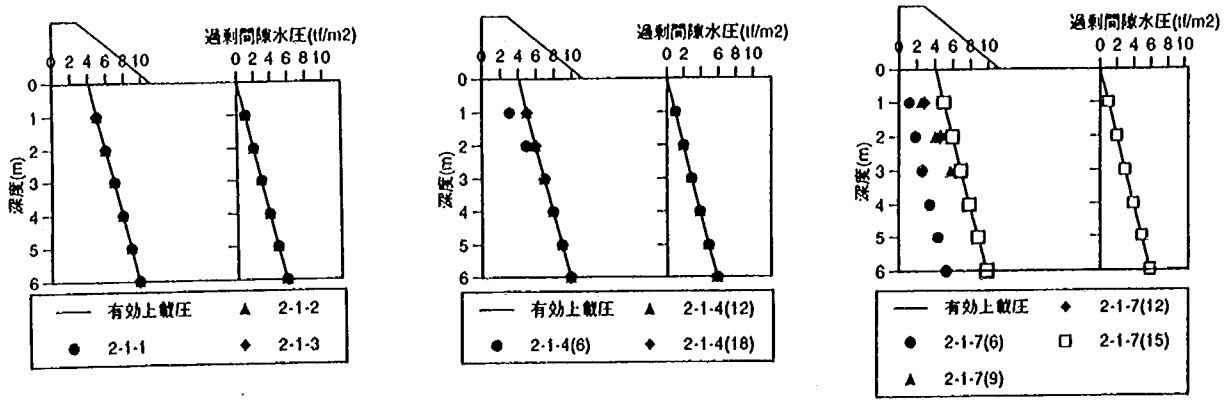
5.4.3 検討結果

以下では、前年度実施した正弦波加振時のケース（2-1-1～2-1-3）及び今年度実施した不規則波加振時のケース（2-1-4、2-1-7）の結果をまとめて示す。

(1) 有効応力法における地盤の過剰間隙水圧比

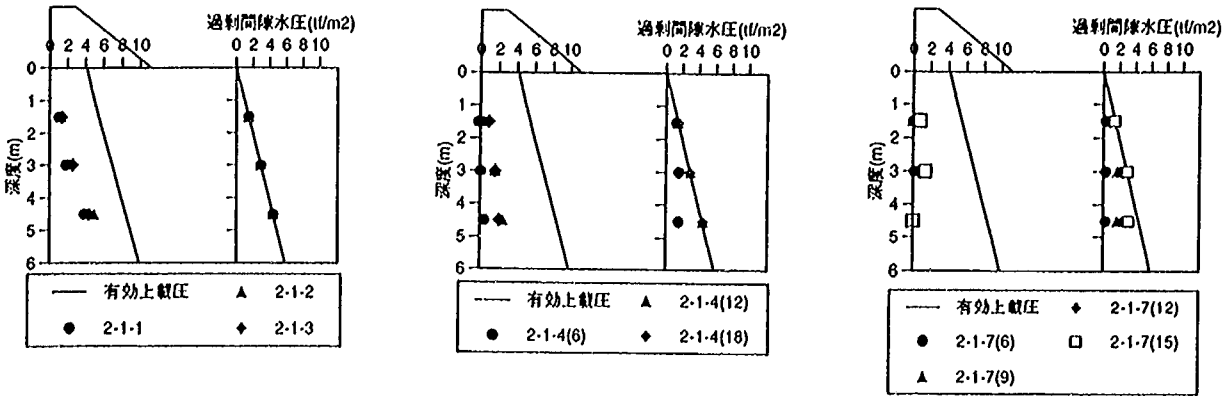
盛土直下部と水平地盤部での過剰間隙水圧分布を図-5.4.7に示す。正弦波加振では、いずれのケースでも水平地盤部、盛土直下部ともF_L値は1を下回り、過剰間隙水圧比は1.0となっている。高周波不規則波加振（ケース2-1-4）において、加振後6秒で、盛土直下部で過剰間隙水圧比が1.0に達していない点がみられるが、加振後12、18秒後では、いずれの点でも過剰間隙水圧比は1.0に達している。低周波不規則波加振（ケース2-1-7）において、水平地盤部で、加振後6秒から過剰間隙水圧比が1.0に達しているが、盛土直下部では、加振後12秒まで、完全液状化に達しない地点が残っている。

また、前年度同様に、有効応力法の特性を把握するため、実測の過剰間隙水圧を用いた検討も実施した。盛土直下部と水平地盤部での実測の過剰間隙水圧分布を図-5.4.8に示す。図に示すように、水平地盤部で



(a) ケース2-1-1～2-1-3　　(b) ケース2-1-4　　(c) ケース2-1-7

図-5.4.7 有効応力法における地盤の過剰間隙水圧分布（設計水圧比）



(a) ケース2-1-1～2-1-3　　(b) ケース2-1-4　　(c) ケース2-1-7

図-5.4.8 有効応力法における地盤の過剰間隙水圧分布（実測水圧比）

はいずれのケースでも過剰間隙水圧比が1.0に達しているが、盛土直下部では最大でも過剰間隙水圧比は0.6程度であり、液状化には至っていない。ただし、ケース2-1-7については盛土直下部の実測水圧値に異常がみられるようである。また、加振レベルが大きくなるほど盛土直下部の過剰間隙水圧比は、概ね大きくなる傾向を示す。このようにF_Lから水圧比を予測する設計手法では、盛土直下の過剰間隙水圧比を適切に予測できていないことが分かる。

(2) 有効応力法、全応力法によるすべり安全率

有効応力法（設計水圧比、実測水圧比）および全応力法で算定した各ケースの最小すべり安全率と盛土天端沈下量を表-5.4.3に示す。全ケースに対する最小すべり安全率と等価加速度の関係を図-5.4.9に、最小すべり安全率と盛土沈下量の関係を図-5.4.10に示す。図-5.4.10では、全ケースまとめたものと各ケース毎でまとめたものを示している。この結果、以下のことが分かる。

1) 有効応力法について

- 盛土の沈下が微小である場合においても、すべり安全率は0.6程度であり、すべり安全率が1.0以上上であれば、盛土は安定しているといえる。
- 等価加速度が約80gal を越えた時点で、すべり安全率はほぼ0.0となっている。この等価加速度は、ちょうど盛土が沈下し始めるときの値である。

表-5.4.3 有効応力法、全応力法のすべり安全率

ケース	加振波形	検討時刻	最小安全率			沈下量	等価加速度
			有効応力法		全応力法		
		(秒)	原設計手法	実測水圧値		(cm)	(gal)
case2-1-1	正弦波	加振終了後	0	0.673	0.834	8.4	130.7
case2-1-2			0	0.589	0.678	11.4	176.4
case2-1-3			0	0.591	0.454	14.4	290.7
case2-1-4	高周波不規則波	6	0	1.841	1.01	0.7	87.9
		12	0.004	0.749	0.748	5.2	143.8
		18	0.004	0.759	0.744	6.0	144.4
case2-1-7	低周波不規則波	6	0.606	2.373	1.183	0.0	63.5
		9	0.028	1.794	1.041	1.0	82.5
		12	0.026	1.639	1.022	1.5	86.1
		15	0.003	0.994	0.906	3.0	106.5

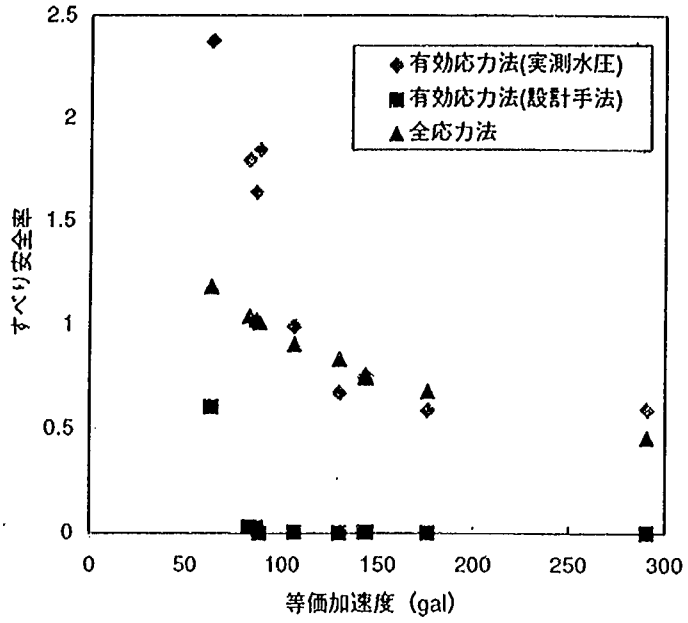


図-5.4.9　有効応力法、全応力法のすべり安全率と等価加速度の関係

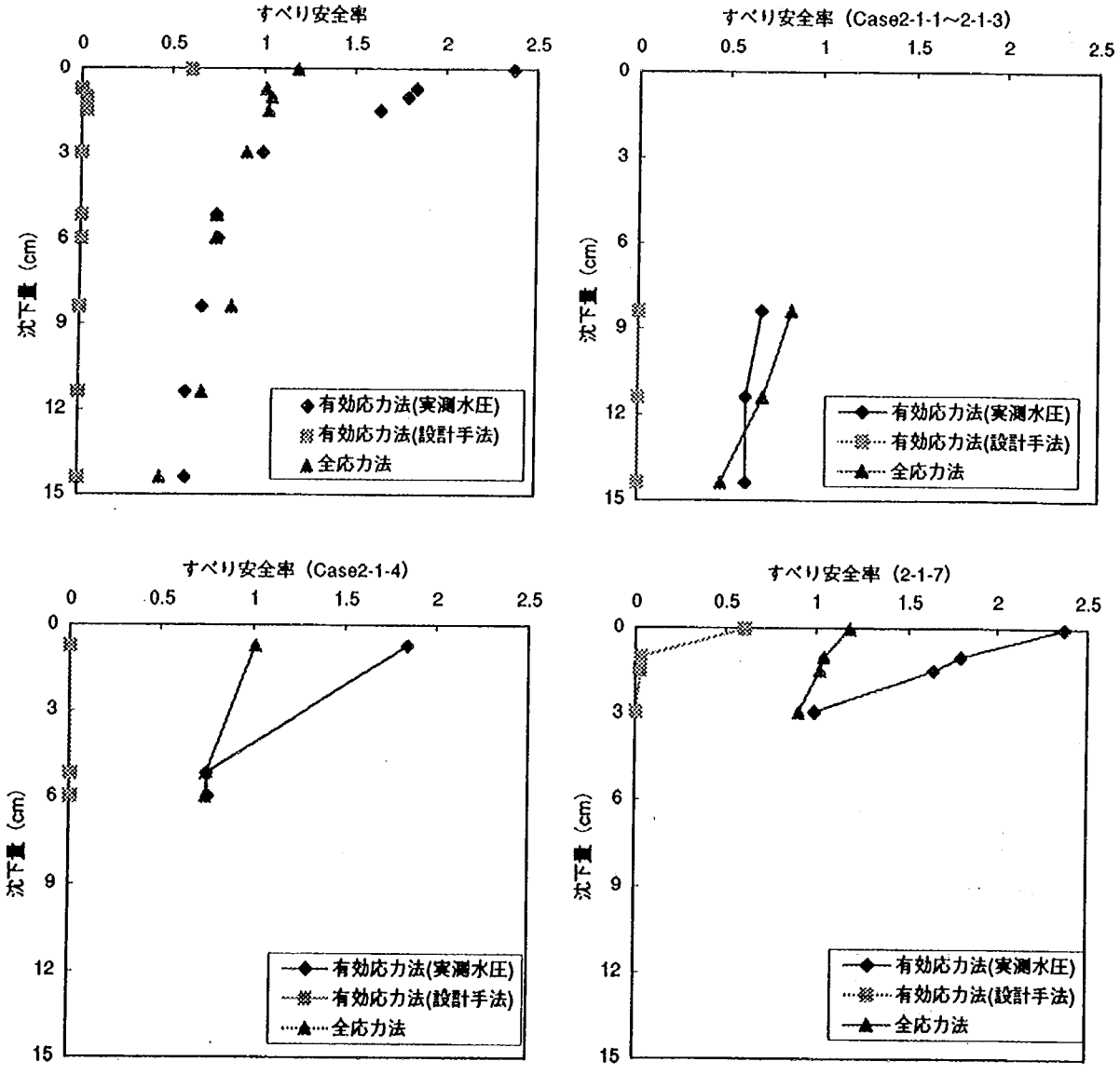


図-5.4.10　有効応力法、全応力法のすべり安全率と盛土天端沈下量の関係

・等価加速度が約80gal以上では、すべり安全率はほぼ0.0であり、加振加速度の増加と共に、盛土の沈下量が増加していく傾向を反映することはできない。

・過剰間隙水圧比の実測値を用いた検討では、設計水圧比を用いた場合と比較して、かなり大きな安全率を与えているが、これは、設計水圧比が過剰間隙水圧比を過大に評価しているためである。特に盛土直下部の過剰間隙水圧比については、差が大きくすべり安全率に影響している。

・実測水圧比を用いたすべり安全率は最小でも0.6前後であり、沈下量が増加すれば、すべり安全率が概ね減少する傾向を示している。したがって、盛土直下部の水圧比の予測精度を上げれば、有効応力法でもすべり安全率と沈下量をある程度まで（盛土直下の水圧比が1.0となるまで）は関係付けることができる可能性もあると思われる。

2) 全応力法について

・等価加速度が約80galを越えた時点で、すべり安全率は1.0以下となっている。この等価加速度は、ちょうど盛土が沈下し始めるときの値である。

・有効応力法とは異なり、すべり安全率は最小でも0.45程度であった。この結果は過剰間隙水圧比の実測値を用いた検討結果と類似した結果であった。

・等価加速度の増加とともにすべり安全率は減少し、沈下量は増加する傾向を示している。したがって、色々な解析を積み重ねていけば、すべり安全率と沈下量をある程度関係付けることができる可能性もあると考えられる。

(3) まとめ

有効応力法、全応力法による円弧すべり手法を設定し、動的遠心模型実験結果をもとにその適用性を検討した。少ない検討ケースに対してではあるが、以下のことが明らかとなった。

・有効応力法では、すべり安全率と沈下量の関係を直接結びつけるのは困難であり、加振加速度が大きい場合の構造物の被災程度の予測手法にはなりえない。

・有効応力法は、安全側の結果を与えるが、盛土の安定性の判定に対して有効であると思われる。現設計手法では、盛土直下の過剰間隙水圧予測の精度は低く、水圧比を過大に評価するようである。このことが安全側の評価を与える一因になっている。

・全応力法では、すべり安全率と沈下量の関係を関係づける可能性がありそうである。したがって、特にある程度の変形を許すレベル2クラスの大地震に対しては有効な手法であると考えられる。

・しかしながら、強度定数の決定方法については今年度は未検討であり、今後の重要課題であるといえる。

（建設省土木研究所、ハザマ、復建調査設計）

参考文献

1) 建設省土木研究所ほか：液状化対策工法の開発に関する共同研究報告書，1995.12

2) 松尾修他：盛土のある地盤の液状化時の挙動に関する実験的検討、土木研究所資料第3264号，p.27，1994

3) 松尾修他：盛土のある地盤の液状化時の挙動に関する実験的検討、土木研究所資料第3264号，p.64，

1994

4) 古関潤一他：砂地盤上盛土の動的遠心模型実験(その３)、第26回土質工学研究発表会, pp. 1041-1044, 1991

5) 建設省土木研究所ほか：液状化対策工法の開発に関する共同研究報告書, 1995. 12

6) 日本道路協会編：道路土工－軟弱地盤対策工指針、1986

7) 古関潤一他：砂地盤上盛土の動的遠心模型実験(その３)、第26回土質工学研究発表会, pp. 1041-1044, 1991

8) 古関潤一他：砂地盤上盛土の動的遠心模型実験(その３)、第26回土質工学研究発表会, pp. 1041-1044, 1991

9) 建設省土木研究所ほか：液状化対策工法の開発に関する共同研究報告書, 1995. 12

10) 藤井、兵藤、村田、福田：初期せん断応力下の粘性土地盤の地震時安定性、第9回日本地震工学シンポジウム, pp. 811-816, 1994

11) Hyodo, M. , Murata, H. , Yasufuku, N. and Fujii, T. : Undrained cyclic shear strength and residual shear strain of saturated sand by cyclic triaxial tests, Soils and Foundations, Vol. 31, No. 3, pp. 60-76, 1991

5.5 有効応力解析手法の適用性の検討（その2）

液状化の有効応力解析手法は、地盤を土骨格と間隙水の2相混合体として扱い、地盤の地震応答及び間隙水の浸透を時々刻々と解析する手法である。従って、全応力解析法よりも直接的に鋼材や地盤改良による液状化対策の効果を解析上表現することが可能となる。特に、大地震時の設計（L-2レベル）では、盛土の沈下・変形量を設計指標として液状化対策を設計・照査することが考えられるため、有効応力解析手法は一つの設計手法として有効なものになると思われる。

しかしながら、現状の有効応力手法（特に2次元）は、精度の面で十分な検証がなされているとはいい難い。ここでは、一昨年度に引き続き、特に変形・沈下予測の点から有効応力解析手法の精度を検証し、解析手法の適用の可能性と問題点を明らかにすることを目的とし、動的遠心模型実験の数値シミュレーションを実施した。この動的遠心模型実験は、建設省土木研究所によって実施された液状化性地盤上の盛土の挙動を解明するために実施された一連の実験の一つである。一昨年度、同モデルを対象として、全応力法、解析コードDIANA、NANSSIの解析を実施した。本年度は、解析コードLIQCA（95年版）の解析を実施した。

5.5.1 LIQCA による解析

(1) 解析手法の概要

支配方程式は、土のつりあい式と水の連続式から成るu-p formulation である。空間的離散化には、つりあい式に有限要素法、連続式に差分法を用いた。また、時間積分にはNewmarkのβ法を用いた[1]。

砂の構成式は、繰返し弾塑性モデル[2]を用いた。この構成式は、微小ひずみ、非関連流れ則、非線形移動硬化則、過圧密境界面の概念に基づき定式化されている。本解析で用いる構成式では、変相線到達後の挙動を改善するため、変相線到達後のせん断弾性係数を塑性偏差ひずみ不変量の増加に伴い低減させている[3]。また、初期応力が異方状態にある場合のダイレタンシー挙動を表現するため、ひずみの蓄積に伴う初期異方性の消失を仮定し、初期応力比の不変量を塑性偏差ひずみ不変量の増加に伴い低減させている[3]。

(2) 解析モデルのパラメータ設定

飽和砂地盤については、砂の繰返し弾塑性モデルを用い、盛土体には弾性モデルを用いてモデル化する。以下に各々のパラメータの設定について述べる。

① 物理定数

飽和砂地盤及び盛土の密度は実験での模型地盤作製時の計測結果[4]をもとに設定する。砂地盤の間隙比は模型地盤作製時に計測された相対密度より算定した。砂地盤の透水係数は、既往の解析データ[5]をもとに設定した。

② 力学定数

弾性定数を表す膨潤指数は、砂地盤の中央深度において岩崎・龍岡の式[6]から算定したせん断弾性係数より、拘束圧と間隙比を用いて逆算した。圧縮指数及びポアソン比については、既往の解析データ[5]をもとに設定した。破壊応力比M_f^*及び変相応力比M_m^*は、それぞれ次式により算定される。

$$M_f^* = \frac{2\sqrt{6}\ \sin\phi_f}{3-\sin\phi_f} \quad \cdots\cdots (5.5.1)$$

$$M_m^* = \frac{2\sqrt{6}\ \sin\phi_m}{3-\sin\phi_m} \quad \cdots\cdots (5.5.2)$$

ここに、ϕ_fは内部摩擦角、ϕ_mは変相角であり、それぞれ既往の解析データ[5]をもとに39度、30度と設定した。

盛土の弾性定数は、盛土体で一様な値とし、盛土体の中央深度で算定したものを盛土体全体の平均的な値として採用した。せん断弾性係数は、便宜的に豊浦砂のせん断弾性係数を算定した方法と同様の方法を用いて算定した。

③　硬化関数

硬化関数のパラメータであるBは、所定の液状化強度を表現できるように要素試験のシミュレーションにより試行錯誤的に設定した。目標とした液状化強度は、相対密度60%の豊浦砂に対して実施された既往の中空ねじりせん断試験[7]より得られたものである。目標とした液状化強度曲線及び設定した本モデルの液状化強度曲線を図-5.5.1に示す。ここで、液状化の判定基準は、要素試験及び本モデルとも両振幅ひずみDA15%である。本解析では、繰返し回数10回での液状化強度を基準として硬化関数のパラメータを設定したため、繰返し回数10回では試験値と設定値は一致している。しかし、設定した強度曲線の勾配は試験値と比較してかなり急勾配であり、本モデルは実物よりも繰返し回数の変化に対してせん断応力比が敏感となっている。以上、設定したパラメータを表-5.5.1に示す。

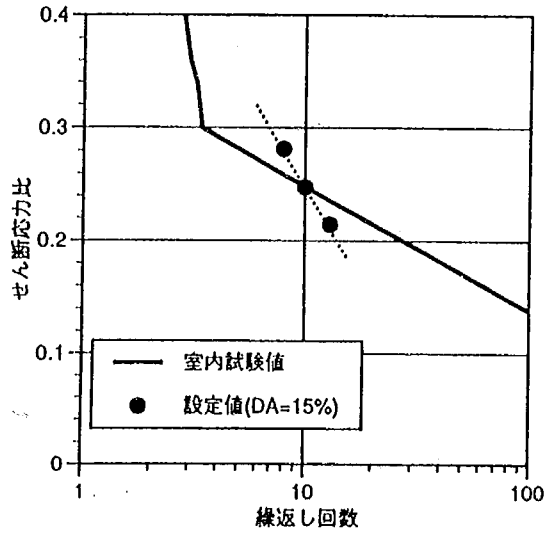


図-5.5.1　モデルの液状化強度曲線

表-5.5.1　パラメータ一覧

（a）砂地盤

物理定数	密度	ρ	1.926 t/m3
	初期間隙比	e_0	0.738
	透水係数	k	5.0E-5 m/s
力学定数	圧縮指数	λ	5.00E-03
	膨潤指数	κ	4.59E-04
	せん断弾性係数	G_0	54000KPa
	ポアソン比	ν	0.2
	破壊応力比	M_f	1.30
	変相応力比	M_m	0.98
	過圧密比	OCR	1.2
硬化関数	初期値	B_0	10000
	最終値	B_1	100
	パラメータ	C_f	130
弾性係数の低減パラメータ		γ^p_t	0.005
異方性消失のパラメータ		C_d	2000

（b）盛土

物理定数	密度	ρ	1.954 t/m3
力学定数	せん断弾性係数	G_0	68000 KPa
	ポアソン比	ν	0.49

(3) 解析条件の設定

解析は、実サイズのモデルを対象とし、模型を30倍したものを解析モデルとする。２次元解析に用いるFEM モデルを図-5.5.2に示す。土の境界条件は、遠心模型実験での境界条件を考慮して、側方は、水平方向固定、底面は水平・鉛直方向固定とした。また、間隙水の境界条件は地表面のみ排水とし、他は非排水境界とした。また、地盤の初期応力は、弾塑性モデルを用いた自重解析により算定した。

数値解析上のパラメータは以下のように設定した。時間積分に関しては、Newmarkのβ法を用いており、パラメータβ、γをそれぞれ0.3025, 0.6とした。また、時間ステップ増分は0.001秒とし、粘性減衰として剛性比例型のRayleigh減衰を採用し、その係数は減衰を５％と仮定し0.002とした。

入力動には、振動台上で測定された加速度記録を実サイズに換算した波形を用いた。解析では、この波形をモデル底面の剛基盤に入力する。この波形は、周期0.３秒、20波の正弦波形に近いものである。入力動の波形を図-5.5.3に示す。解析は加振前後の時間も加えて6.５秒間行った。この波形の平均的なピーク値は約176gal（模型では5.4G）である。

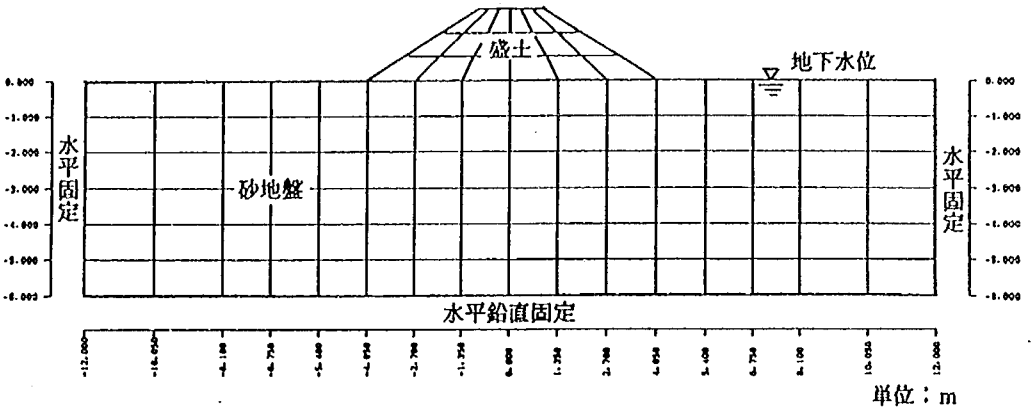


図-5.5.2 解析モデル（実サイズ）

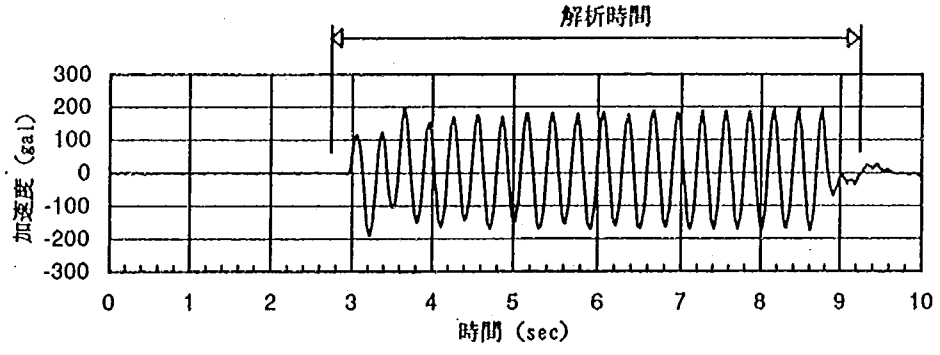


図-5.5.3 入力波形（実サイズ）

(4) 解析結果

実験値と解析値について過剰間隙水圧の最大値の断面内分布を図-5.5.4に示す。図には盛土中心線上と中心線から7.5m離れた位置での過剰間隙水圧の深度分布および初期有効上載圧線を示している。盛土荷重により初期有効上載圧の大きい盛土中心線上において、基礎地盤中間部では概ね一致しているものの上部、

下部では解析値の方が大きな値を示している。これは、上部では弾性体の盛土、下部では境界条件により、水平方向に拘束されていることが一因となっていると思われる。一方、中心線から7.5m離れた位置では、実験・解析とも過剰間隙水圧比が1.0に達しており、深度3mの実験値（異常値と思われる）を除いて両者はよく一致している。

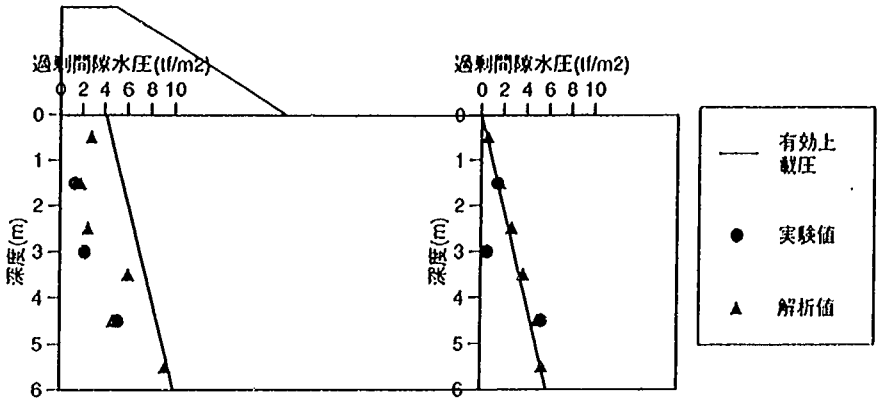
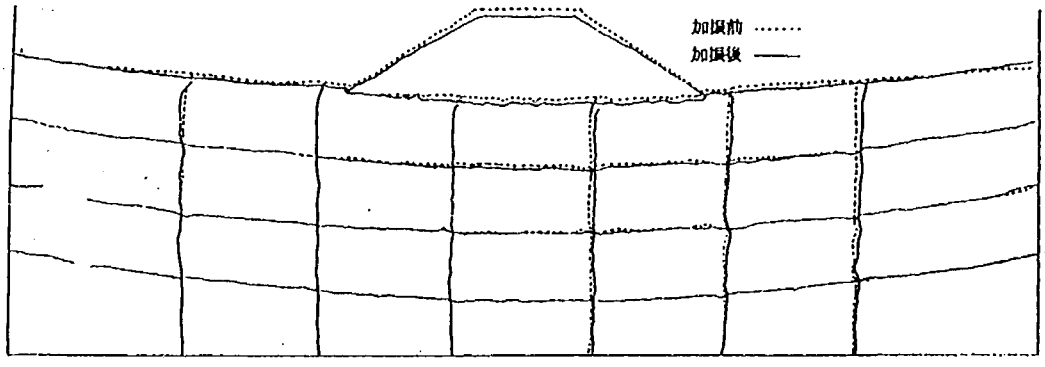
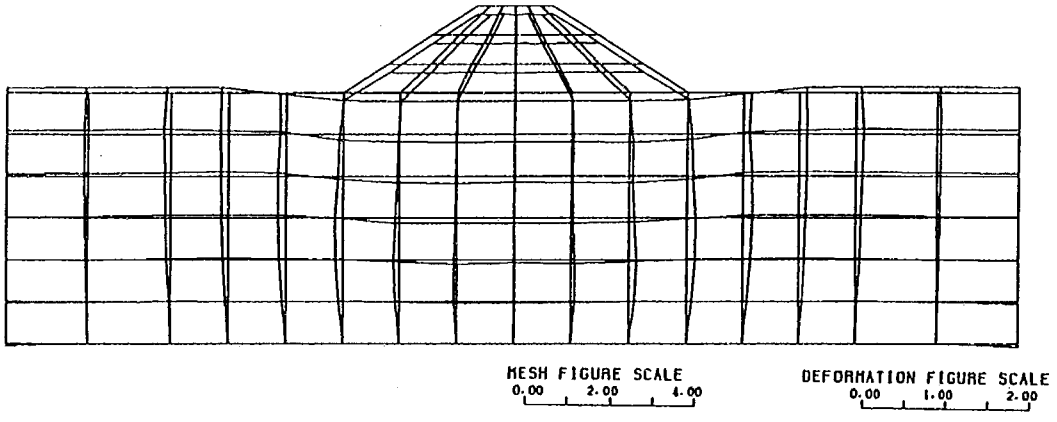


図-5.5.4　最大過剰間隙水圧の断面内分布

実験値と解析値について加振終了後の変形図を図-5.5.5に示す。変形モードをみると盛土下部層が鉛直方向に圧縮され、側方にはらみ出す形となっており、側方境界部ではやや盛り上がりが生じている。この傾向は、実験結果、解析結果とも同様である。



(a)　実験結果[1)]



(b)　解析結果

図-5.5.5　加振終了後の変形図

加振終了後の盛土天端沈下量の実験値と解析値の比較を図-5.5.6に示す。実験値の沈下量11.25cmに対し、解析値の沈下量は10.4cmであり実験値とほぼ一致している。なお、沈下量の解析値は、加振終了直後の値であるが、実験値は、加振後かなり時間が経過した後の測定値である。しかし、実験での沈下量は加振終了後はさほど増加していないため、ここでは両者を直接比較した。

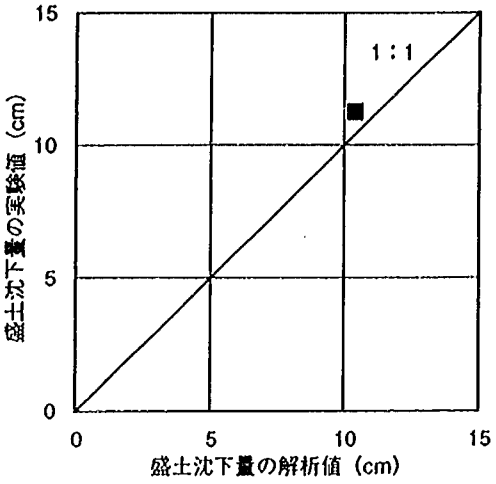


図-5.5.6　盛土天端の沈下量

(5)　まとめ

動的遠心模型実験に対して、主に既存の資料をもとにパラメータを設定し、液状化解析を試みた。その結果、過剰間隙水圧の発生及び盛土天端の沈下量について、実験値をほぼシミュレートできた。

5.5.2　動的遠心模型実験シミュレーションのまとめ

建設省土木研究所によって実施された動的遠心模型実験に対して、いくつかの有効応力解析コードでシミュレーションを試み、解析手法の適用性を検討した。一昨年度は、全応力法、解析コードDIANA、NANSSIの解析を実施し、本年度は、解析コードNANSSIの解析条件の見直し及び解析コードLIQCA(95年版）の解析を実施した。

現在提案されている主な有効応力解析手法を構成式の取扱いで分類したもの[8]を表-5.5.2に示す。表に示すように各手法で用いている構成式は、パラメータの与え方など異なる点もあるが、基本的なフレームは共通点も多いことが分かる。本検討で用いた３つの解析手法（表中のMulti-Mechanism modelがDIANAにNAFSS はNANSSIにほぼ該当する。）にも多くの共通点があり、パラメータの与え方によっては同様な解析結果が導かれるものと思われる。

しかしながら、盛土天端の加振終了後の沈下量については、解析手法によって、かなり差がある結果となった。今年度、解析を実施した LIQCAについては、要素試験のシミュレーションにおいて、室内試験での液状化の判定基準であるひずみを再現できる形でモデルのパラメータを設定したため、ある程度変形量の予測ができたものと思われる。

一方、一昨年度実施した DIANAの解析では、要素試験のシミュレーションにおいてひずみの発生量を表現できるパラメータの設定ができず、過剰間隙水圧比を液状化の判定条件としてパラメータの設定をしたため、変形量を過小評価してしまったものと思われる。有効応力解析においては、要素レベルでひずみの発生を再現できるパラメータの設定が、変形予測のためには重要となるものと思われる。

（ハザマ）

表-5.5.2　主な有効応力解析手法の分類[8)]

モデル（またはプログラム）名	負荷曲面	流れ則	硬化関数	主応力軸回転	客観性
TARA-3	一次元的負荷	せん断は応力増分方向 累積体積ひずみ	双曲線	モデルのパラメータで調整	座標軸の適切な設定が必要
Multi-Mechanism model	$\frac{q_k}{p_k}$=const. （多重機構）	Cam Clay型	双曲線	モデルのパラメータで調整	○
ALISS	一次元的負荷	せん断は応力増分方向 おわんモデルによる体積ひずみ	R-Oモデル	モデルのパラメータで調整	座標軸の適切な設定が必要
FLIP	多重機構	多重せん断機構 ひずみ空間での塑性論 せん断仕事による体積ひずみ	双曲線	○	○
MuDIAN	Cam Clay型	Cam Clay型	双曲線	モデルのパラメータで調整	○
NAFSS	η^*=const.	Cam Clay型	双曲線	○	○
LIQCA	η^*=const.	Cam Clay型	双曲線	○	○
多曲面モデル	η^*=const.	Cam Clay型	双曲線	○	○

$\eta = \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2\sigma_m'}$ ，　$\eta^* = \sqrt{(\eta_{ij} - \eta_{ij0})(\eta_{ij} - \eta_{ij0})}$ ，ここに、$\eta_{ij} = S_{ij}/\sigma_m'$
S_{ij}は偏差応力

参考文献

1) Oka, F. , Yashima, A. , Shibata, T. , Kato, M. and Uzuoka, R. : FBM - DBM coupled liquefaction analysis of a porous soil using an elasto-plastic model、Applied Scientific Research, Vol. 52, pp. 209～245, 1994

2) 岡二三生他：非線形移動硬化則を用いた砂の繰返し弾塑性構成式の拡張、第28回土質工学研究発表会、pp. 489～490, 1994

3) Tateishi, A. , Taguchi, Y. , Oka, F. and Yashima, A. : A cyclic elasto-plastic model for sand and its application under various stress conditions, Proc. IS-Tokyo, Vol. 1, pp. 399～404, 1995

4) 古関潤一ほか：盛土のある地盤の液状化時の挙動に関する実験的検討、土木研究所資料、第3264号、1995

5) 建設省土木研究所他：軟弱地盤耐震対策工法に関する共同研究報告書(その２), pp. 341～359, 1996

6) Iwasaki, T. and Tatsuoka, F. : Effects of grain size and grading on dynamic shear moduli of sands 、Soils and Foundations, Vol. 17, No. 3, pp. 19～35, 1977

7) 古関潤一、高橋晃浩、古賀泰之：砂地盤上盛土の動的遠心模型実験（その３）、第26回土質工学研究発表会、pp. 1041～1044, 1991

8) 井合進他：液状化に関する一斉解析、地盤の液状化対策に関するシンポジウム発表論文集、地盤工学会、pp. 77～190, 1991

5.6　ジオテキスタイルによる耐震対策の検討

5.6.1　ジオテキスタイル工法の設計の考え方

(1)　設計方針

液状化を生じる地盤上の新設盛土の耐震対策としてのジオテキスタイル工法は、盛土内にジオテキスタイル補強材を敷設することによる引張り補強効果によって盛土体の安定を確保させるものである。これは、これまでの盛土構造物の被災事例のように、盛土が壊滅的に破壊することを抑制し、その形状を確保できるために盛土としての機能の確保、復旧を容易とすることが可能となる。しかし、支持地盤を改良するものではないため、支持地盤の液状化により盛土の変形が生じる。

設計では、無補強時に所要のすべり安全率を確保するために必要となる不足抵抗力を算出し、これを満足できるジオテキスタイルの設計強度、敷設仕様すなわち敷設間隔、敷設長を決定する。

補強対策としては、ジオテキスタイルを単独に使用する方法と他の工法と組み合わせる使用方法とがある。後者の場合は、基本的には盛土を補強することによって、特に地震時の耐久性を確保することが目的である。また、工法的には、他の工法の改良仕様を軽減しうる可能性もあるが、現在は研究段階にある。

図-5.6.1はジオテキスタイルの敷設様式を示したものである。盛土構造物の規模、盛土・支持地盤の性状、および必要とする盛土構造物の機能を考慮して、盛土の底面に1層敷設する方法、盛土内に多層敷設する方法および盛土の底面とのり面部の安定のために短いジオテキスタイルを多層敷設する方法に分類される。

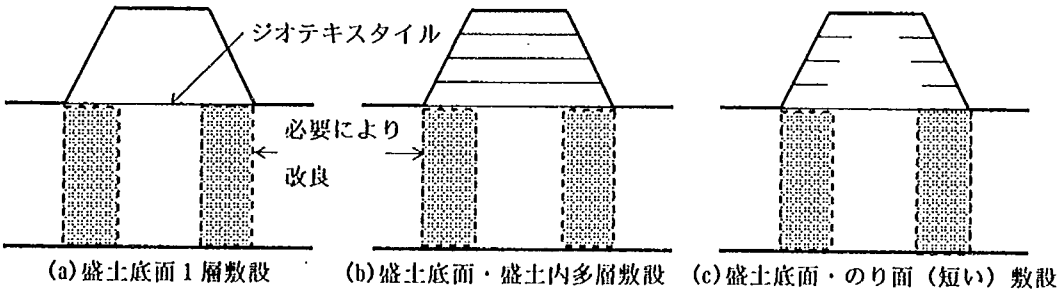


図-5.6.1　ジオテキスタイル工法の敷設様式

(2)　設計手順

1)　概　要

ジオテキスタイル工法の改良諸元は、簡易法では当該地盤の土質条件と設計用地震力から、無補強時の設計すべり安全率に対して必要となる補強材力の最大値を求め、これを満足する引張り強度および敷設層数を設定する。

詳細法の適用においては、簡易法で決定したジオテキスタイルの敷設様式を基に地震時の安定性並びに地震後の沈下量を解析し、構造物の変形に伴うジオテキスタイルに発生する付加応力が設計引張り強度を満足するかを確認し、必要によって敷設仕様を見直す。

2) 簡易法の設計

無補強盛土に対して、想定する地震レベルの地震力を考慮した安定計算を行い、設計すべり安全率に対して不足する不足抵抗力を算出し、その最大値として必要補強材力（$\Sigma T_{req})_{max}$ を求める。この場合、対象とする円弧はすべり安全率が最小となる円弧とは一致しないことに留意する必要がある。また、すべり安定検討は、地盤の液状化抵抗率 F_L の算定値から求めた間隙水圧を考慮した円弧すべり法により行うものとする。

必要補強材力に対して、対象とするすべり円について設計安全率を満足するようにジオテキスタイルの設計引張り強度と敷設層数を組み合わせ、経済的な敷設仕様を決定する。

この敷設仕様の決定ののち、盛土のり面における地震時安全率が設計安全率を満足しているかを確認する。

他工法との組み合わせでは、基本的には基礎地盤内での液状化は発生しないことから、盛土体の地震中のすべり安定を満足させるために必要な補強材力を算定し、必要補強材力に対応するジオテキスタイルを敷設する。

3) 詳細法の設計

対象とする構造物が重要である場合、あるいは施工場所の地盤性状が複雑であり、応答挙動が簡易法とは大きくことなると判定される場合に動的解析によって、簡易法で決定した敷設仕様に対して補強効果の照査を行う。特に、基礎地盤の沈下によってジオテキスタイルに発生する二次応力と天端沈下量を照査する。

4) 設計のフロー

ジオテキスタイル単独使用の設計は、図-5.6.2の手順で行うことを基本とする。

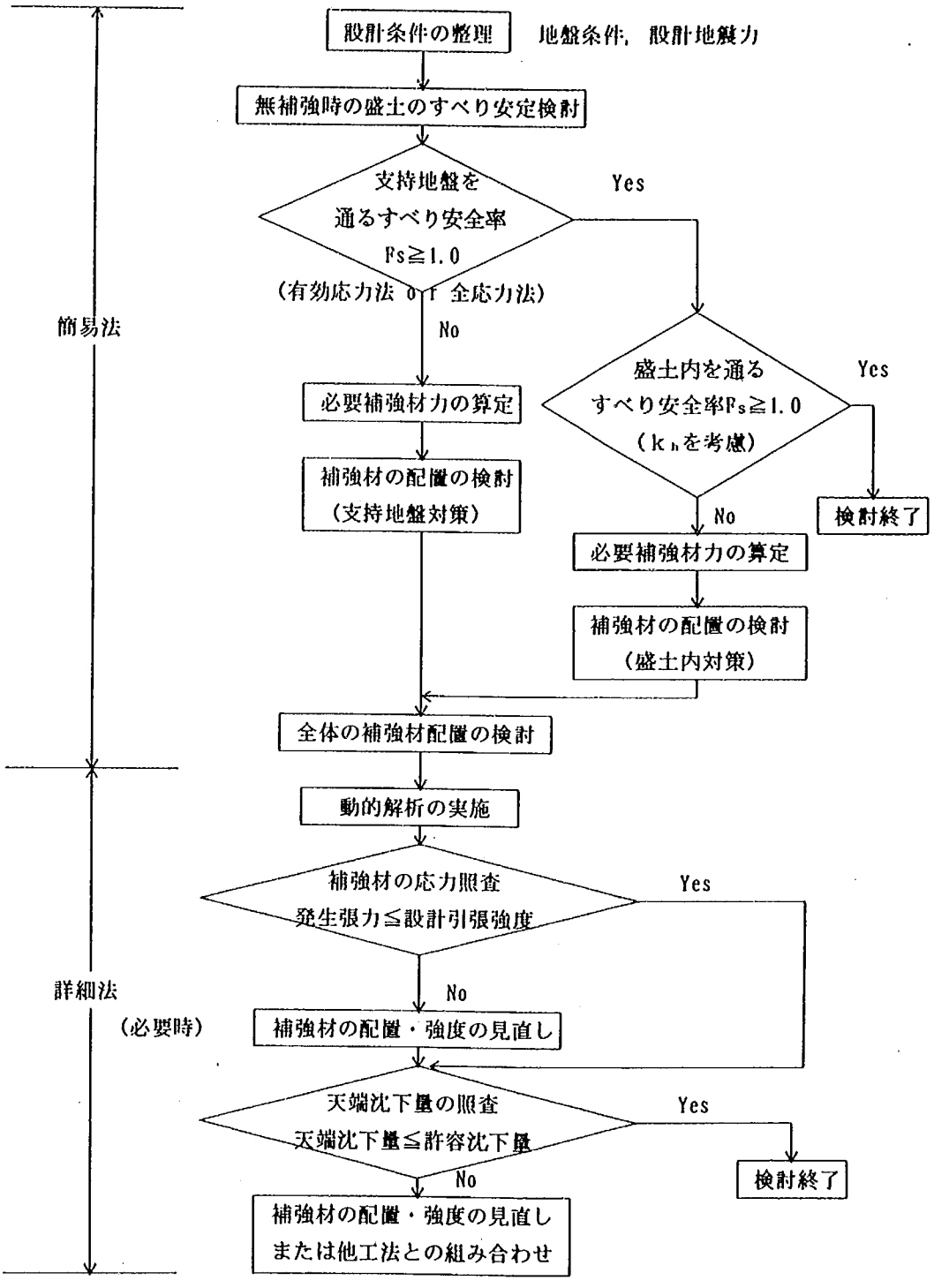


図-5.6.2 ジオテキスタイルによる液状化対策のフロー

5) 設計用定数

液状化対策としてジオテキスタイル工法の設計を行う場合には、盛土構造物の形状寸法と盛土および原地盤の土質特性、並びにジオテキスタイルの物性が設計用定数として必要となる。

通常の設計では円弧すべり法による簡易法が適用される。また、詳細法の検討においては、動的解析が適用される。この場合の盛土および原地盤の物性は無対策の場合の検討に用いる定数が採用される。

ジオテキスタイル工法に特有な設計用定数としては、簡易法においてはジオテキスタイルの設計引張り強度、土とジオテキスタイルとの間の摩擦特性、また詳細法においてはジオテキスタイルの応力変形特性、土とジオテキスタイル間のジョイント要素の特性が必要となる。

表-5.6.1は、簡易法および詳細法の設計に必要な諸定数をまとめたものである。

表-5.6.1 設計に必要な諸定数

定数		簡易法	詳細法
盛土部	単位体積重量	○	○
	せん断強度定数	○	△
	静的せん断変形特性		○
	動的せん断変形特性		○
原地盤	単位体積重量	○	○
	N値	○	△
	粒度特性	○	
	静止土圧係数	△	○
	せん断強度特性	○	△
	相対密度	○	△
	静的せん断変形特性		○
	動的せん断変形特性		○
	液状化抵抗率 F_L	○（有効応力法）	
	液状化強度曲線	○（全応力法）	○
	透水係数		○
	体積圧縮係数		○
ジオテキスタイル	引張り強度特性	○	○
	応力変形特性	○	○
	土との摩擦特性	○	○

○：設計上必要な定数

△：設計上参考にする定数

6) 設計用地震力

ジオテキスタイル工法の設計に用いる震度および地震力は、対象構造物の耐震設計に用いるものを基本とする。ただし、通常の設計に用いる地震パラメータ（加速度波形および最大加速度値）のみでは不十分な場合には地震のレベルと整合した設計地震パラメータを設定する。

簡易法では円弧すべり解析を適用するために、設計地震レベルに合わせた水平震度を設定する。詳細法の適用においては、ＦＥＭによる地震応答解析を行うため、地震レベルに合わせた地震荷重として地震動の時刻歴を設定する必要がある。

7) 改良諸元の設定方法 【有効応力法（間隙水圧のみ）の適用限界と全応力法の適用法】

ジオテキスタイル工法による改良諸元の設定は、円弧すべりを基本とし、液状化発生時の条件で不足する最大の不足抵抗力を算定し、これを満足するジオテキスタイルの設計強度と敷設仕様を設定する。また、盛土内では基礎地盤を通らない円弧すべりにおいてのり面部の地震時安定性を確保できるジオテキスタイルの敷設仕様を決定する。

なお、液状化によるすべり安全率が著しく小さく、ジオテキスタイルのみでは対策が困難とされる場合は他工法との組み合わせを検討する。

① すべり安定計算式

円弧すべりによる安定計算は、 図-5.6.3に示すとおりである。

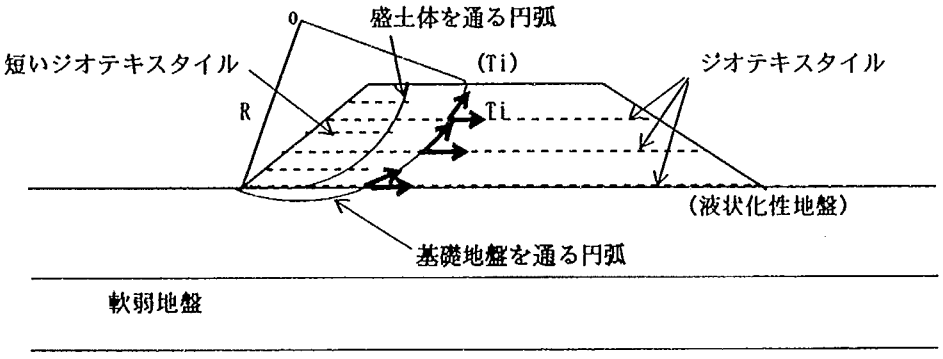


図-5.6.3 ジオテキスタイルによる抵抗力の算定の考え方

安定計算の照査式は式-(5.6.1)を適用する。

$$F_S = \frac{M_R + \Delta M_R}{M_D} \quad \geqq 1.0 \quad \cdots\cdots (5.6.1)$$

ここに、M_R ：盛土・地盤のせん断抵抗に基づく抵抗モーメント

※有効応力法（間隙水圧のみ）の場合

$$M_R = R\Sigma \{c \cdot 1 + (W - u \cdot b)\cos\alpha \cdot \tan\phi'\}$$

※全応力法の場合

$$M_R = R\Sigma \{(\tau_{cyc}/\sigma_0)\}_f \cdot \sigma_0$$ ……初期せん断応力を考慮しない場合

$M_R = R\Sigma \{ (\tau_s + \tau_{cyc}/\sigma_0) \}_i \cdot \sigma_0$ ……初期せん断応力を考慮した場合

M_D ：起動モーメント

※有効応力法（間隙水圧のみ）の場合

$M_D = R\Sigma W\sin\alpha$

※全応力法の場合

$M_D = \Sigma \{R\Sigma W\sin\alpha + k_h W \cdot y\}$

ΔM_R ：ジオテキスタイルによる抵抗モーメント（算定式の選択は今後の検討課題）

$\Delta M_R = R\Sigma T_i$ （ジオテキスタイルマニュアル：補強盛土工法）[1]

または、 $\Delta M_R = R\Sigma T_i(\cos\theta_i + \sin\theta_i \tan\phi)$ …… (5.6.2)

ΣT_i ：ジオテキスタイルによる全補強材力

＊c，ϕ ：盛土・地盤の粘着力、内部摩擦角

R ：すべり円の半径

u ：間隙水圧（液状化による過剰水圧を含む）

W ：すべりブロック分割片の重量

b ：スライス幅

α ：すべりブロックが水平面となす角

σ_0 ：すべり面に働く垂直応力

τ_{cyc} ：動的せん断応力

τ_s ：初期せん断応力

θ_i ：ジオテキスタイルとすべり面のなす角

② 必要補強材力の検討

地震時の盛土においては、円弧すべり検討によって規定するすべり安全率(F_S=1.0)に対して、不足する抵抗力が最大となるすべり円弧を抽出し、必要抵抗モーメントから全必要抵抗力ΣT_{req}を算定する。ここで、すべり安全率が最小となるすべり円弧が、不足抵抗力が最大とはならないことに留意が必要である。

円弧すべりの算出手法には、

a）液状化に伴う過剰間隙水圧を考慮する有効応力法

b）過剰間隙水圧を考慮しない全応力法

がある。

有効応力法は解析に用いる土質定数や過剰間隙水圧が比較的簡単に推定できることから実務上よく用いられる手法であるが、その力学的意味合いが曖昧である。特に、ある震度（k_{h1}）で有効応力解析で盛土直下の原地盤の液状化抵抗率F_Lが1以下になる場合には、過剰間隙水圧比は1となるため、結果的に抵抗モーメントがゼロとなり、その震度（k_{h1}）以上の安全率は常にゼロという結果になってしまう。一方、全応力法では安全率がゼロになることがないため、ジオテキスタイルの不足抵抗力

を求めることができ、その適用性は有効応力法よりも高いとされている。しかしながら、全応力解析に用いる土質試験は、有効応力解析で用いるような静的強度（c'，φ'）ではなく、液状化試験から求まる液状化強度曲線そのものが必要となる。また、実際の傾斜地盤では水平地盤と異なり地震前に静的なせん断応力（以下、初期せん断応力と呼ぶ）が付加された状態であるため、室内試験においてはこの初期せん断応力を考慮した試験が必要といえる。しかしながら、初期せん断応力を考慮した室内試験はその手法の煩雑さから、まだその結果が実務レベルまで普及していないのが事実である。

なお、円弧すべりの検討では盛土天端範囲内にテンションクラックが通る円弧に限定する。この考え方は、ジオテキスタイルを敷設した場合テンションクラックを生じないことから、円弧の形状が大きく異なることになる。したがって、無対策時と対策時にすべり面の考え方を同じにすべきか否かを今後検討する必要があるといえる。

図-5.6.4は、ΣT_{req} の算定の概念図を示したものであり、式-(5.6.3)はその基本式である。なお、高さ方向のΣT_{req}の分布は盛土の場合は等分布とする。

必要補強材力：

$$\Sigma T_{req} = \frac{\Delta M_R}{R} = \frac{F_S M_D - M_R}{R} \quad \cdots\cdots (5.6.3)$$

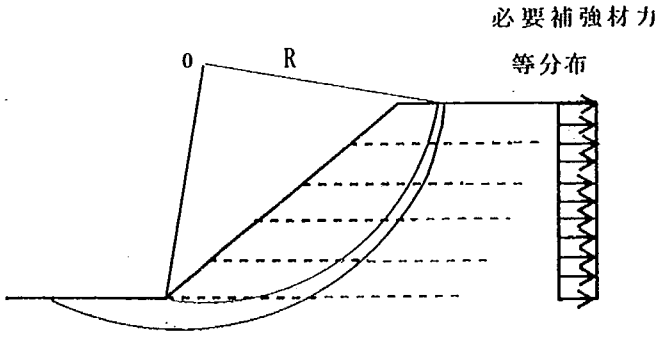


図-5.6.4　必要強材力の算定概念図

（無補強時の安定計算においては補強材を無視する）

8)　ジオテキスタイルの選定

2)で算定された各補強材に作用する必要補強材力の分布特性から、破断を生じない程度の設計強度を有する補強材の種類および使用部材を選定する。なお、これらは経済性や施工性の観点から最適な材料とするために試行計算を行うことが一般である。

補強材の設計強度T_Aは式-(5.6.4)によって決定される。

$$T_A = T_{max} / F_{cr} F_D F_c F_B \quad \cdots\cdots (5.6.4)$$

ここで、T_{max}；補強材の単位幅当たりの最大引張り強さ(地震時に強度割り増しができる材料がある)

F_{cr}　；クリープを考慮した材料安全率

F_D　；耐久性を考慮した材料安全率

F_c　；施工中の損傷を考慮した材料安全率

F_B　；補強材の接合部の強度低下を考慮した材料安全率

ただし、地震中にはジオテキスタイルによる抵抗力が短期に発揮されればよいためクリープに関する強度の低減を考慮しなくてもよいと考えられる（$F_{cr} \fallingdotseq 1.0$）。地震後の基礎地盤の変形に対しては、$F_{cr}$は常時と同じ設定とする。

9)　ジオテキスタイルの配置の検討

補強材の破断および引抜けの検討によって、敷設間隔および敷設長を算定する。

補強盛土および急勾配補強盛土・補強土壁における補強材の配置の考え方は以下のとおりである。

①　ジオテキスタイルの破断の検討

破断の検討では補強材に作用する引張力に対して、破断を生じないような設計強度を有する補強材の種類および垂直方向の敷設間隔を決定する。

2)で求められた、必要補強材力から、補強材の設計引張り強さT_Aをもとに、式-(5.6.5)から敷設層数Nを求め、等しい間隔を決定する。あるいは、逆に敷設間隔を決定した上で補強材の必要設計引張り強さT_Aを求める。これらを繰り返し、最適な敷設仕様を決定する。

$$N = \frac{\Sigma T_{req}}{T_A} \qquad \cdots\cdots (5.6.5)$$

なお、ジオテキスタイルの敷設間隔の上限の目安は表-5.6.2のように設定されている。

表-5.6.2　ジオテキスタイルの敷設間隔の上限の目安

盛土高	敷設間隔の上限
8m未満	2mかつ敷設層数を2枚以上とする
8m以上	2．5m

②　ジオテキスタイルの引抜けの検討

補強材の引抜けの検討では、各補強材に必要とされる抵抗力$(T_{req})_i$に安全率F_Sを乗じた値に対し、補強材が潜在すべり面から盛土奥側の安定土塊内（抵抗領域）において、引抜けを生じない抵抗力T_Pが発揮されるように補強材の長さL_eを決定することを基本とする式-(5.6.6)。この場合、補強材の両面に土と補強材間の摩擦抵抗力τが発揮されるとする。このような考え方に基づいて図-5.6.5に示すように補強材の基本長を算出し、全補強材を等長ないしこれに近い長さとして設計敷設長を決定する。

$$L_e = F_S (T_{req})_i / 2\tau \qquad \cdots\cdots (5.6.6)$$

$$\tau = \alpha_i c + \alpha (\sigma_v - u) \tan\phi \qquad \cdots\cdots (5.6.7)$$

ここで、α_1、α_2：補正係数（粘性土：α_1=0.5およびα_2=1.0、砂質土：α_1=0.0およびα_2=1.0）

σ_v：補強材の拘束圧

F_s：引抜けに対する安全率（＝1.2）

u：液状化により発する過剰間隙水圧

ジオテキスタイルの強度に関する照査基準は式-5.6.8に示すとおりである。

照査基準：$T_p \geqq F_s T_{req}$ …… (5.6.8)

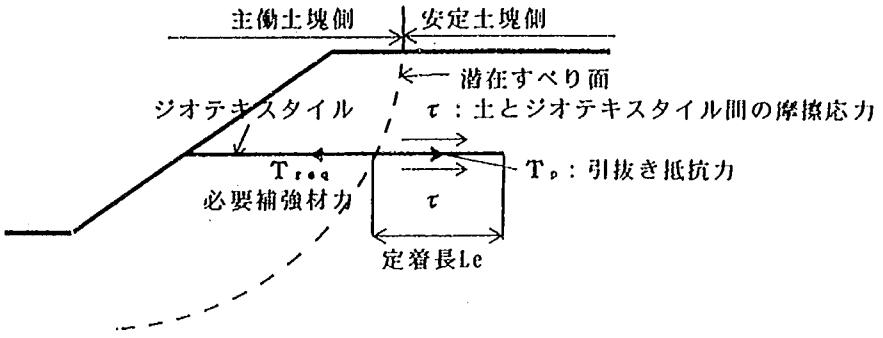


図-5.6.5　引抜き抵抗力の算定と敷設長の決定の考え方

10）ジオテキスタイルの配置の見直し

3），4)の検討において、補強材の仕様と敷設間隔および敷設長は、相互に関連することから、その組み合わせについて比較検討し、経済性や施工性を考慮して最適な敷設仕様を決定する。

5.6.2　簡易設計法による試設計

(1)　検討モデル

平成５年度から検討を行ってきた道路盛土断面[2]について検討を行う。モデルの地盤構成を図-5.6.6に示す。また、各層の物性値を表-5.6.3に示す。

なお、液状化強度曲線は山根の式から計算されたものを用いた（図-5.6.7）。また、初期せん断応力を考慮した液状化強度は既往の資料[3]より表-5.6.4のように決定した。

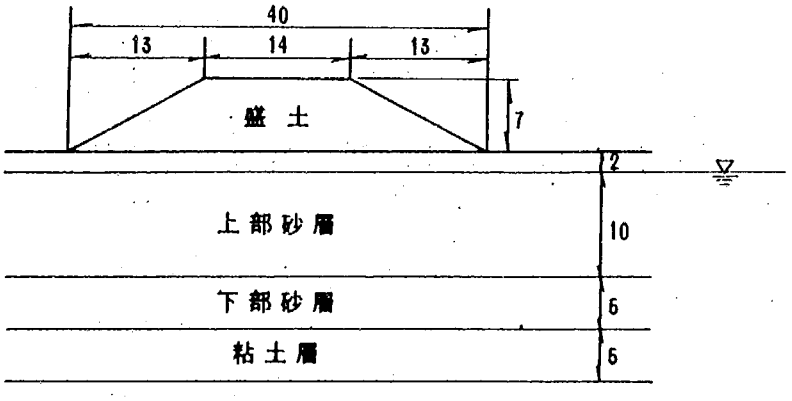


図-5.6.6　検討モデル図

表-5.6.3　検討モデルの物性値

	深　度 (GL m)	相対密度 (%)	湿潤密度	粘着力 (tf/m²)	φ (deg)	N値
盛　土	+7～ 0		1.900	1.0	25.0	7
上部砂層	0～ -2	60	1.798	0.0	39.0	3
(地下水位以浅)						
上部砂層	-2～-12	60	1.930	0.0	39.0	4
(地下水位以深)						
下部砂層	-12～-17	80	1.971	0.0	43.0	37
粘性土層	-17～-22		1.800	10.0	0.0	

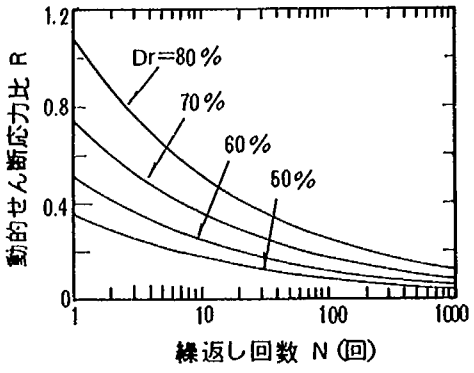


図-5.6.7　全応力解析に用いる液状化強度曲線

表-5.6.4　初期せん断応力を考慮した液状化強度[3)]

τ_s/σ_c	τ_{cyc}/σ_c	$(\tau_s+/\tau_{cyc})/\sigma_c$
0.0	0.197	0.197
0.05	0.231	0.281
0.10	0.259	0.359
0.15	0.287	0.437
0.20	0.316	0.516

(N=20回の時)

(2)　水平震度

全応力解析時に用いる水平震度（図-5.6.8）は、無対策時の二次元地震応答解析結果を基に、表-5.6.5 のように設定した。

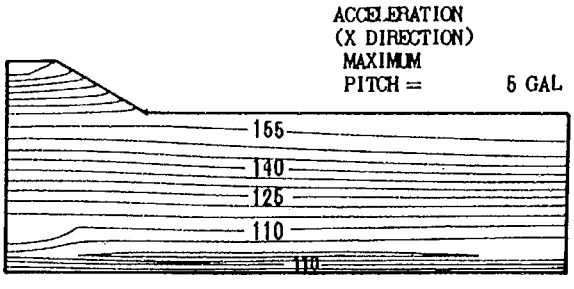


図-5.6.8　L 1 レベルの加速度分布図

表-5.6.5　水平震度

	深度 (GL m)	最大加速度 α (gal)	震度 α/g
盛　土	+7～ 0	170	0.173
上部砂層	0～ -2	150	0.153
(地下水位以浅)			
上部砂層	-2～ -6	150	0.153
(地下水位以深)			
上部砂層	-6～-12	130	0.133
(地下水位以深)			
下部砂層	-12～-17	115	0.117
粘性土層	-17～-22	110	0.112

(3)　過剰間隙水圧比

表-5.6.5の水平震度による原地盤の液状化抵抗率の分布図が表-5.6.6である。この表より地下水以深の上部砂層のほとんどが$F_L<1.0$である。従って、ここでは地下水位以深の過剰間隙水圧比を1.0 とする（図-5.6.9参照）。

表-5.6.6　原地盤の液状化抵抗率の分布図

応答解析結果（L 1）		
α／g	L	F_L
0.167	——	——
0.166	0.165	1.197
0.165	0.162	1.216
0.163	0.180	1.091
0.161	0.201	0.979
0.157	0.229	0.859
0.154	0.236	0.835
0.150	0.244	0.808
0.145	0.247	0.797
0.141	0.252	0.781
0.136	0.249	0.790
0.131	0.253	0.779
0.128	0.255	0.771
0.124	0.258	1.600
0.121	0.257	1.610
0.119	0.256	1.614
0.116	0.254	1.624
0.113	0.251	1.648

上部砂層

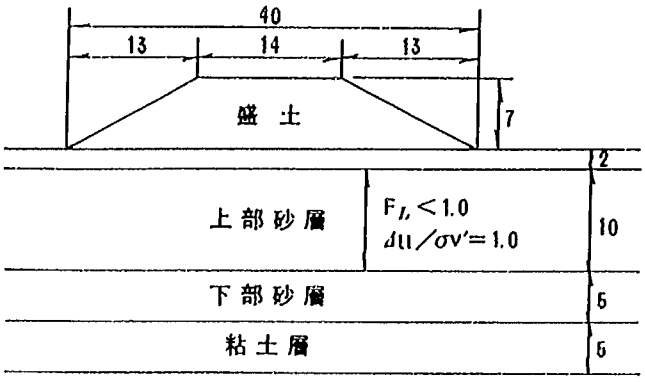


図-5.6.9　過剰間隙水圧比の分布

(4)　すべり円弧の設定

検討モデルの底面及び端部を円弧が通らないような範囲で円弧の中心位置と半径を変えながら、それぞれに対する安全率を計算し、それらの中で最小の安全率を検討断面の安全率とする。なお、盛土内にはテンションクラックが発生するものとし、盛土内では鉛直なすべりを仮定する。つまり、盛土内の抵抗テーメントは期待しない検討を行う。

(5)　検討結果

1)　有効応力法（間隙水圧のみ）

有効応力法により基礎地盤の安定解析結果を行った結果が図-5.6.10 である。地下水直下の砂地盤の過剰間隙水圧比が1.0となっているため、砂層の抵抗力がゼロとなり、結果的にすべり安全率がゼロに近い値になっている。このすべり円弧に対する、不足抵抗力は62.8tfである。

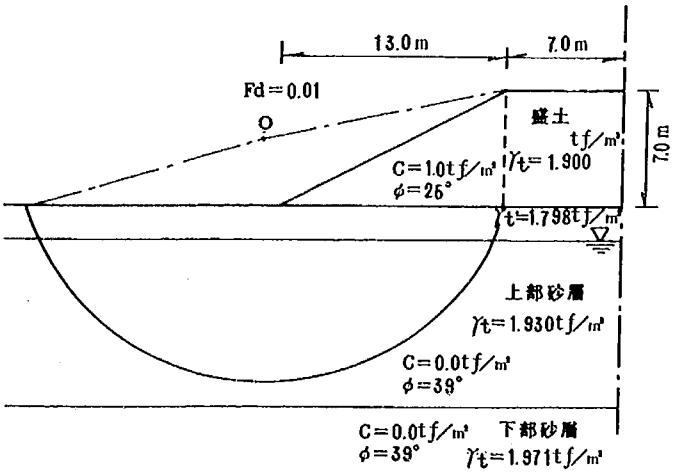


図-5.6.10　有効応力法による円弧すべり解析結果

一方、盛土内のすべり安全率（盛土に対して震度（k_h=0.173)を加えた場合）は、1以上であったため、短いジオテキスタイルは必要ない（図-5.6.10中に示す)。従って、盛土の補強材は基礎地盤の円弧すべりに対する不足抵抗力を補うために敷設するものとする。

①　必要補強材力

必要補強材力は、（式-5.6.3）より、

必要補強材力　ΣT_{req}=62.8tf/m

となる。

② 補強材の設計引張り強さ

補強材の設計引張り強さは、T_A＝10.0tf/mとする。

③ ジオテキスタイルの敷設層数

ジオテキスタイルの敷設層数は、式-(5.6.5)より、

$$N = \frac{\Sigma T_{req}}{T_A} = \frac{62.8}{10.0} = 6.28 \fallingdotseq 7$$

となる。

本解析法に対する敷設例を図-5.6.11に示す。

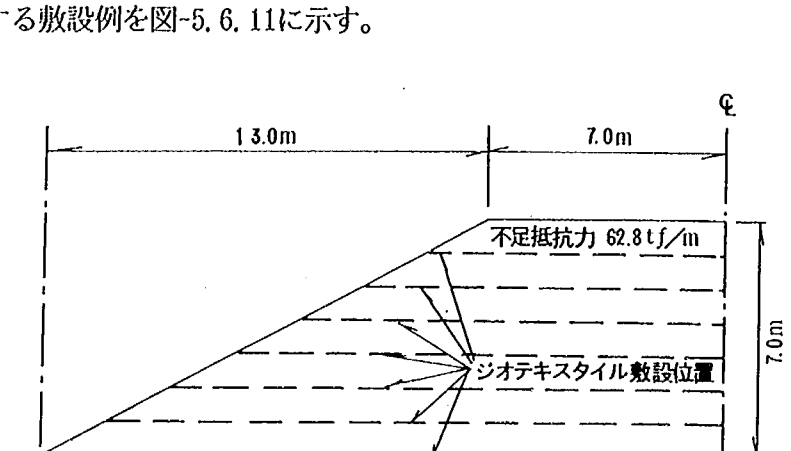


図-5.6.11 ジオテキスタイルの敷設例（有効応力法の場合）

2) 全応力法

全応力法によるすべり安定結果を示したのが図-5.6.12である。図中には、a)初期せん断応力を考慮しない場合と、b)初期せん断応力を考慮した場合の結果を示す。

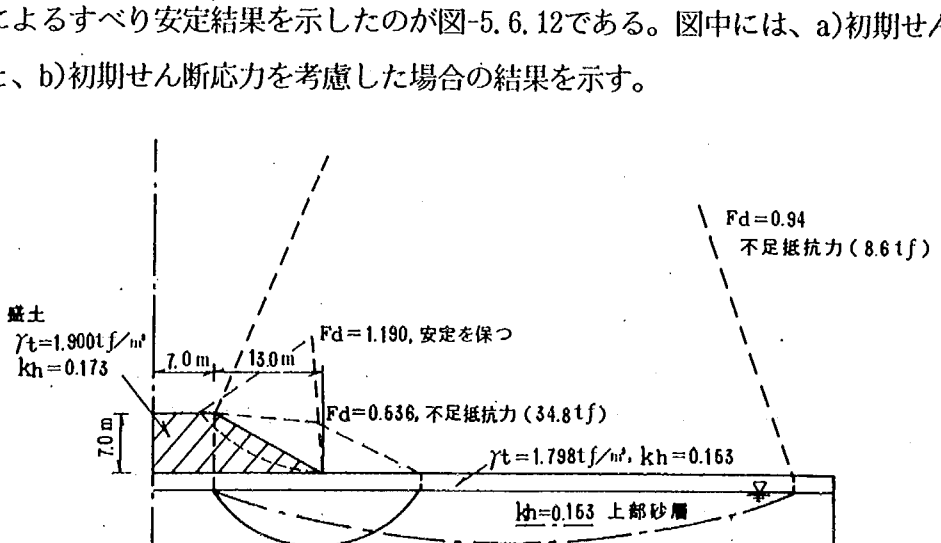


図-5.6.12 全応力法による円弧すべり解析結果

有効応力法と同様に、盛土内では安全率が１以上となるため、盛土の補強材は基礎地盤の円弧すべりに対する不足抵抗力を補うために敷設するものとする。

① 必要補強材力

必要補強材力は、式-(5.6.3)より、

a）初期せん断応力を考慮しない場合

必要補強材力　$\Sigma T_{req}=34.8tf/m$

b）初期せん断応力を考慮する場合

必要補強材力　$\Sigma T_{req}=8.6tf/m$

となる。

② 補強材の設計引張り強さ

補強材の設計引張り強さは、$T_A=10.0tf/m$とする。

③ ジオテキスタイルの敷設層数

ジオテキスタイルの敷設層数は、式-(5.6.5)より、

a) 初期せん断応力を考慮しない場合

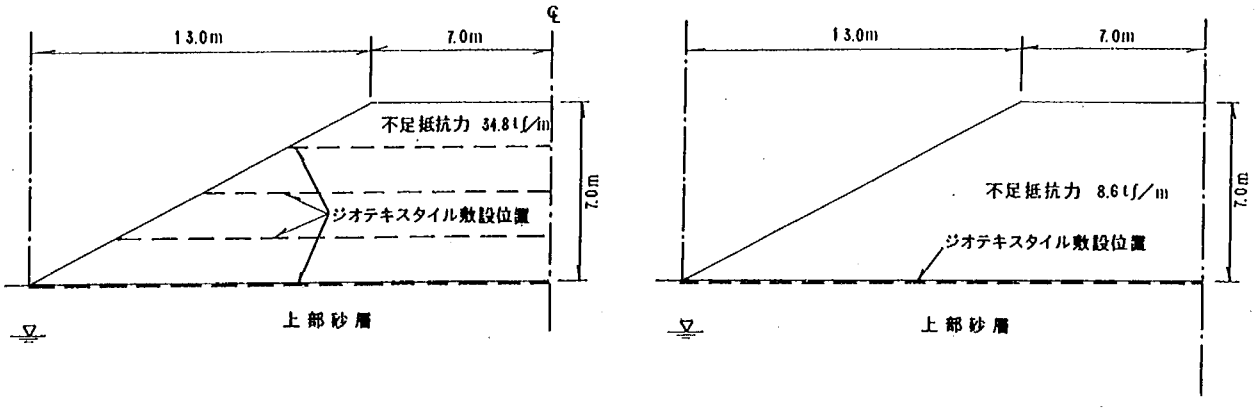
$$N=\frac{\Sigma T_{req}}{T_A}=\frac{34.8}{10.0}=3.48\fallingdotseq 4$$

b) 初期せん断応力を考慮する場合

$$N=\frac{\Sigma T_{req}}{T_A}=\frac{8.6}{10.0}=0.86\fallingdotseq 1$$

となる。

本解析断面に対する敷設例を図-5.6.13に示す。



(a) 初期せん断応力を考慮しない場合　　(b) 初期せん断応力を考慮する場合

図-5.6.13　全応力解析のジオテキスタイルの敷設例

(6) 考 察

安定解析の計算手法の違いによってすべり円弧の形状と安全率の計算結果が大きく異なった。その結果ジオテキスタイルの必要総数が１層から10層と大きく異なった。これには以下のような理由が考えられる。

① 有効応力法の不足抵抗力が62.8tf/mと最大になった理由は、本解析では地下水位以下の上部砂層を完全液状化層としたのに対し、SADAP による解析では盛土直下から法尻付近にかけて基準ひずみが５%以下と小さく液状化に達していないために差が生じたものと考えられる。従って、実際には盛土直下から法尻付近にかけて抵抗力が発揮されて安全率は高く、不足抵抗率も小さかったと考えられる。

② 全応力法において、初期せん断応力を考慮した場合とそうでない場合ではすべり円弧の形状が大きく異なる。これは初期せん断応力を考慮した場合、初期せん断応力が大きくなるほど液状化強度は増加するため、結果的に初期せん断応力が小さくなるよう大円弧になってしまうことが原因と考えられる。

③ 一方、全応力法の初期せん断応力を考慮しない解析では、実際の地盤の液状化強度より小さな強度を用いているため、実際の安全率は初期せん断力を考慮しない安全率(0.536) と初期せん断応力を考慮した安全率(0.940) の間にあると考えられる。従って、不足抵抗率も8.6～34.8tf/mの間であると考えられる。

5.6.3 詳細設計法による照査

(1) 詳細設計法による手順

動的解析による詳細設計は、以下の手順で行うことを基本とする。

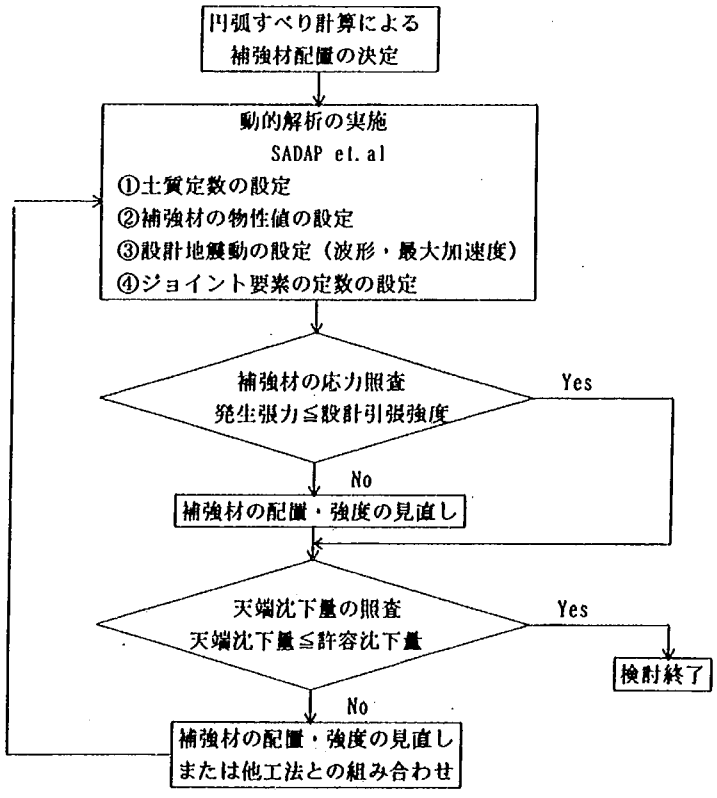


図-5.6.14 詳細設計法のフロー

(2) 解析事例

前述の5.6.2(6)2)で示したように、円弧すべり検討のうち、全応力法（初期せん断応力を考慮しない円弧すべりの解析結果：安全側）による解析結果では、必要補強材力がΣT_{req}=34.8tf/mとなり、ジオテキスタイルの敷設層数は4層という結果になった。この結果を用い、動的解析による詳細設計を行う。

① 地盤条件、盛土条件の設定

地盤条件、盛土条件は、表-5.6.7の様に設定した。

表-5.6.7 地盤条件、盛土条件

土質定数		盛土層	砂質シルト層	砂礫層
湿潤密度 γ_t (tf/cm³)		1.80	1.80	2.10
粘着力 c' (tf/cm²)		0.7	1.53	0.0
内部摩擦角 ϕ' (°)		27.0	0.0	34.5
ポアソン比	静的	0.3333	0.3333	0.3333
	動的	0.4999	0.4999	0.4999
せん断弾性係数 $G_0=\alpha\cdot\sigma_m^n$ を決定する係数	α ((tf/m²)^(1-n))	2907.0	1790.0	1963.0
	n	0.4	0.4	0.4

② ジオテキスタイルの物性値の設定

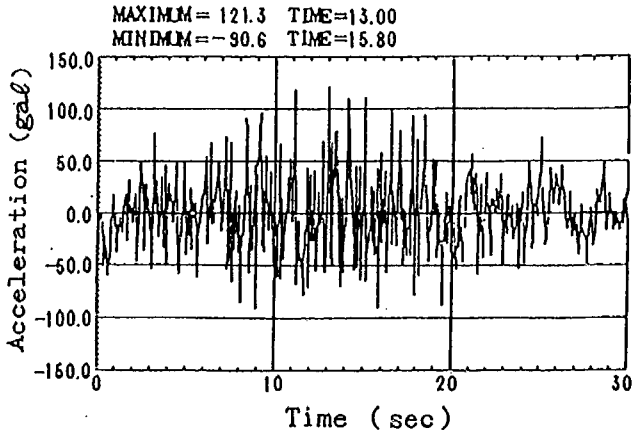
ジオテキスタイルの物性値は表-5.6.8の様に設定した。

表-5.6.8 ジオテキスタイルの物性値

項目	設定値	備考
E・A E：弾性係数 A：断面積	E・A=100 (tf) E=100.0 (tf/m²) A=1.0 (m²)	→引張り試験結果 入力上の仮設定
I_s：断面2次モーメント	I_s=0.01 (m⁴)	→引張り材として評価
γ_t：単位体積重量	$\gamma_t=10^{-6}$ (tf/m³)	→十分小さな値 ジオシンセティックスの自重は考慮しない

③ 地震動

地震動は、図-5.6.15の地震動を用いた。



Level-1(α_{max}=121.3 gal)

図-5.6.15 解析に用いた地震動

④ 天端沈下量

天端沈下量は、表-5.6.9のようになった。

表-5.6.9 盛土の天端沈下量

	天端沈下量(cm)
無補強	17.09
ジオテキスタイル補強あり	15.06

⑤ 補強材の引張り応力

ジオテキスタイル内に発生する引張り応力は表-5.6.10 のようになった。

表-5.6.10 ジオテキスタイルの引張り応力

最大引張り応力(tf/m)	許容引張り応力(tf/m)
0.89	10.00

(復建調査設計)

参考文献

1) (財) 土木研究センター：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル（第5刷），1996.4

2) 建設省土木研究所ほか：軟弱地盤耐震対策工法に関する共同研究報告書（その2），1994.6

3) 藤井照久・兵動正幸・安福規之・村田秀一：初期せん断応力を考慮した飽和砂斜面の地震時安定解析－斜面の安定解析と安定化工法の諸問題、第36回土質工学シンポジウム，pp.35-45,1991

5.7　特殊石灰パイル工法による耐震対策の検討

本工法は、少量の排土を伴うケーシングの回転圧入と地盤に造成するパイル中の硬焼生石灰の水和膨張による地盤のN値の増加により液状化抵抗率を増加させることを液状化対策の原理としている。したがって、本工法の設計では、過去の実績に基づくパイル中間地盤の改良前N値と改良後N値の関係から液状化強度を算出する。従来の設計法では、N値の増加がパイルの置換によって生じる地盤の相対密度の増加のみに起因しているものとし、拘束圧の影響による液状化強度の増加については考慮しなかったが、本研究では、土圧増分を考慮した簡易設計法を検討しており、「4.3.4 特殊石灰パイルの設計法の検討」で、累積損傷度理論による振動台実験の解析の結果から、土圧増分による液状化強度増加に関する係数を安全側に評価する設計法を提案した。ここでは、盛土構造物に対する土圧増加を考慮した簡易設計法を道路橋示方書・同解説（V耐震設計編）と建築基礎構造設計指針に適用して検討した結果について記述する。

5.7.1　土圧増加を考慮した簡易設計法の検討

(1)　液状化強度Rの算定

1)　N値増分の分離

改良前N値と改良後N値の関係を図-5.7.1に示す。本検討では、置換率ごとに得られるN値増分△Nを密度増加によるものと土圧増加によるものに分離し、改良後N値（N'）を次式で表す。

$$N' = N_0 + \Delta N_1 + \Delta N_2 \quad \cdots\cdots (5.7.1)$$

ここに　N'：改良後N値

N_0：改良前N値

ΔN_1：密度増加によるN値増分

ΔN_2：土圧増加によるN値増分

ここで、図-5.7.2に示すように、両対数グラフにおける平均有効主応力σ_m'とN値の関係を勾配$\alpha = 1$の直線近似とすると、N値と土圧係数の関係が以下の式で表され、土圧増加によるN値増分が求められる。

$$\frac{N_0 + \Delta N_2}{N_0} = \frac{1+2(K_0+\Delta K)}{1+2K_0} \quad \cdots (5.7.2)$$

$$\Delta N_2 = \frac{2 \cdot \Delta K}{1+2K_0} \cdot N_0 \quad \cdots\cdots\cdots (5.7.3)$$

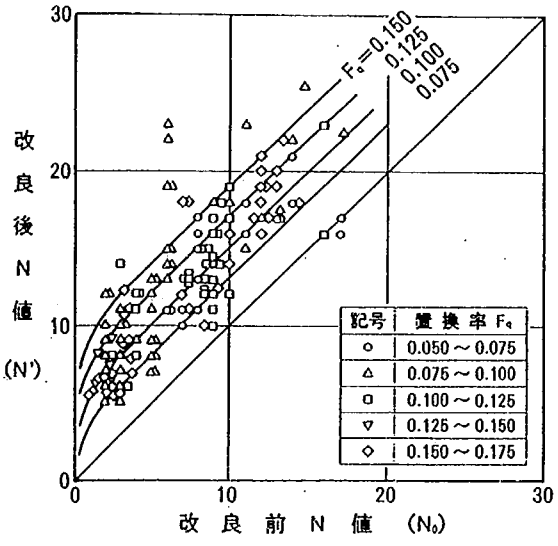


図-5.7.1　改良前N値と改良後N値の関係

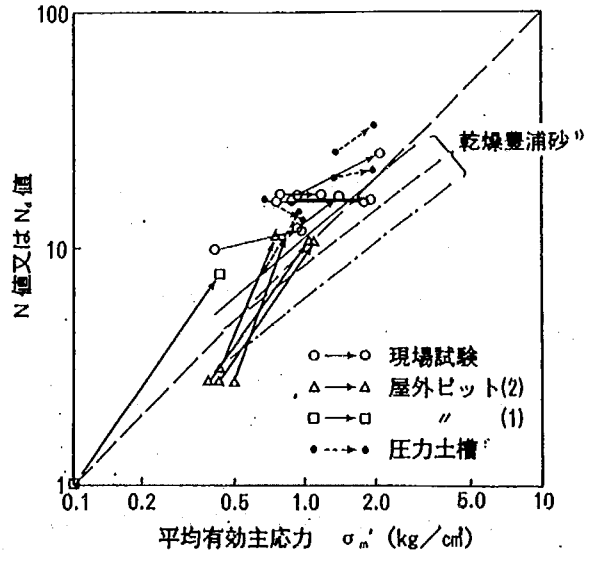


図-5.7.2　平均有効主応力とN値の関係

ここに　K_0：改良前静止土圧係数

ΔK：土圧係数増分

よって密度増加によるN値増分ΔN_1を次の式で表す。

$$\Delta N_1 = N' - (N_0 + \Delta N_2) \quad \cdots\cdots (5.7.4)$$

(2) 密度増加による液状化強度の算定

密度増加による改良後N値（$N_0 + \Delta N_1$）を計算し、これを改良後N値として所定の液状化強度算定を行う。例えば「道路橋示方書」の計算方法では、動的せん断強度比Rのうち相対密度による影響を表す項R_1を式5.7.5 で表し、平均粒径D_{50}と細粒分含有率F_cの影響を表す項R_2、R_3を加えて、密度増加による繰返し三軸強度比R_{L1}とする[1]（式-(5.7.6)）。

$$R_1 = 0.0882 \sqrt{\frac{N_0 + \Delta N_1}{\sigma'_v + 0.7}} \quad \cdots\cdots (5.7.5)$$

$$R_{L1} = R_1 + R_2 + R_3 \quad \cdots\cdots (5.7.6)$$

ここに　σ'_v：有効上載圧（kgf/cm²）

また、「建築基礎構造設計指針」の方法では、密度増加による改良後N値($N_0 + \Delta N_1$)から得られる換算N値N_1と細粒分含有率によって密度増加による改良後補正N値N_aを計算し、密度増加による液状化抵抗比$(\tau_\ell / \sigma_z')_f$を求める[2]。

$$N_a = N_1 + \Delta N_f \quad \cdots\cdots (5.7.7)$$

$$N_1 = \sqrt{\frac{10}{\sigma'_z}} \cdot (N_0 + \Delta N_1) \quad \cdots\cdots (5.7.8)$$

ここに　ΔN_f：細粒分含有率に応じた補正N値増分

σ'_z：有効土被り圧（tf/m²）

3) 土圧増加を考慮した液状化強度

「道路橋示方書」の方法では、繰返し三軸強度比R_Lに各種補正を行って動的せん断強度比Rを算定しており、最終的に以下に示す式で表している。

$$R \equiv \left(\frac{\tau}{\sigma'_v} \right) = C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot C_4 \cdot C_5 \cdot R_L \fallingdotseq R_L \quad \cdots\cdots (5.7.9)$$

ここに　C_1：地盤の異方性に関する補正係数 $\left(= \dfrac{1 + 2K_0}{3} \right)$

C_2：地震波の不規則性に関する補正係数

C_3：サンプリングなどによる乱れに対する補正

C_4：サンプリング，土質試験時の密度化に対する補正

C_5：多方向せん断，地盤内の飽和度に対する補正

ここで、C_2～C_5の補正係数および繰返し三軸強度比を改良前後で一定と仮定すると、改良前後の動的せん断強度比Rの比は式-(5.7.10) で表され、これが「4.3.4 特殊石灰パイルの設計法の検討」で述べた土圧増加による液状化強度の割増し係数R_sに相当する。「建築基礎設計指針」ではこのような地盤の異方性に関する補正についての記述はないが、「道路橋示方書」の考え方を準用し、最終的な改良地盤の液状化強度Rを密度増加による改良後の繰返し三軸強度比$R_{L'}$あるいは液状化抵抗比$(\tau_1/\sigma_z')_f$に割増し係数R_sを乗じて算出する式-(5.7.11)。

$$\frac{R}{R_0}=\frac{C_2'}{C_2}\left(=\frac{1+2K}{1+2K_0}\right) \quad \cdots\cdots (5.7.10)$$

ここに　R：改良後の動的せん断強度比

R_0：改良前の動的せん断強度比

C_2'：改良後のC_2

K：改良後の土圧係数（$=K_0+\Delta K$）

K_0：改良前の土圧係数

$$R=R_s\cdot R_f \quad \cdots\cdots (5.7.11)$$

ここに　R_s：液状化強度の割増し係数 $\left(=\dfrac{1+2(K_0+\Delta K)}{1+2K_0}\right)$

(2) 地震時安定性の検討

1) 地震時安定性の照査

地震時の円弧すべり計算手法は、有効応力法を用いる。

$$F_s=\frac{M_R}{M_F}=\frac{\Sigma[C'\cdot L+(W-u\cdot b)\cdot\cos\alpha\cdot\tan\phi']\cdot R}{\Sigma(W\cdot\sin\alpha)\cdot R} \quad \cdots\cdots (5.7.12)$$

ここに　M_R：抵抗モーメント　　α：円弧接線と水平線の角度

M_F：滑動モーメント　　R：円弧半径

W：スライス全重量　　C'：粘着力

u：間隙水圧　　ϕ'：内部摩擦角

L：円弧の長さ　　b：スライス幅

2) 改良効果の取り扱い方法

特殊石灰パイルの打設による改良効果は、内部摩擦角φ'の増加と間隙水圧の減少となって現われ、内部摩擦角φ'の増加は密度増加、間隙水圧の減少は密度および土圧が増加して生じる液状化抵抗率の増加によって表現される。

① 内部摩擦角

改良による内部摩擦角φ'の増分△φ'を各種基準類に定められているN値と内部摩擦角の関係[3]（図-5.7.3参照）から算定する。道路橋示方書の式を用いた場合を以下に示す。

$$\triangle\phi' = \phi_t' - \phi_0'$$
$$= \sqrt{15\ (N_0+\Delta N_1)} - \sqrt{15N_0} \quad \cdots\cdots\ (5.7.13)$$

ここに　△φ'：密度増加による内部摩擦角の増分

ϕ_t'：密度増加による改良後の内部摩擦角

ϕ_0'：改良前の内部摩擦角

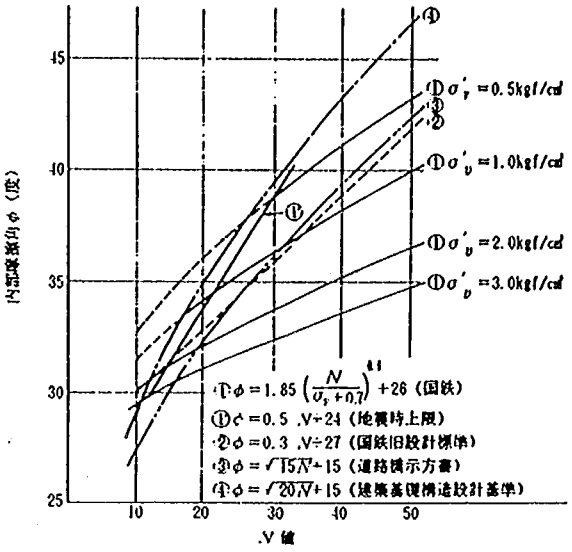


図-5.7.3　N値と内部摩擦角[2]

② 間隙水圧

地震時に発生する過剰間隙水圧比は、簡易的に液状化抵抗率F_Lから以下の式で算定する。

$$L_u = \begin{cases} F_L^{-7} & (F_L \geqq 1) \\ 1 & (F_L \leqq 1) \end{cases} \quad \cdots\cdots\ (5.7.14)$$

5.7.2　既設河川堤防に対する試計算

1) 試計算モデルと計算条件

試計算を実施した既設河川堤防のモデル図と地盤条件を図-5.7.4に示す。

試計算は、改良幅を施工可能最大幅8.3mに固定して、改良部の置換率を0.100から0.175に変化させて行った。また液状化抵抗率の計算は、道路橋示方書および建築基礎構造設計指針の方法で、土圧を考慮しない設計法と土圧を考慮する設計法によって行い、計算結果を比較した。以下に試計算の計算条件を列記する。

① 液状化抵抗率F_Lの計算は、水平地盤部、小段直下部、堤頂直下部について行い、いずれも地盤面からの深さで計算する。

② 過剰間隙水圧比は、深度ごとに式-(5.7.14) から計算し、のり面直下部の過剰間隙水圧分布は、水平地盤部と小段直下部、あるいは、小段直下部と堤頂直下部の過剰間隙水圧を線形補間する形状とする。また改良部と無改良部の過剰間隙水圧は別個に計算し、境界を不連続とする。

③ 設計水平震度はK_s=0.18、改良幅は図-5.7.4に示すように8.3mとする。

④ 堤体内部については、水平地盤面から鉛直方向に引っ張り亀裂が生じ、すべり抵抗を考慮しない

ものとする。

⑤ 改良部の内部摩擦角は式-(5.7.13)から計算する。

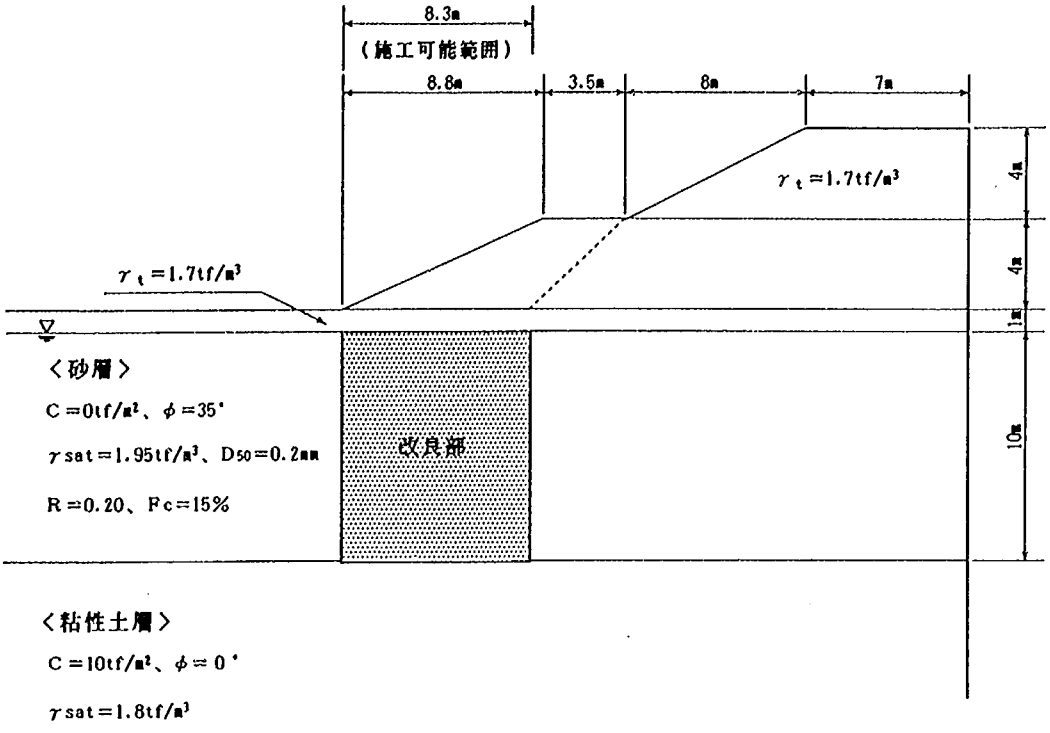


図-5.7.4 モデル図

2) 計算結果

道路橋示方書および建築基礎構造設計指針による無改良部の液状化抵抗率F_Lおよび過剰間隙水圧Δuの計算結果を表-5.7.1～2 に示す。水平地盤部、小段直下部、堤頂直下部ともに建築基礎構造設計指針による液状化抵抗率F_Lが道路橋示方書よりも大きくなっている。改良部の液状化抵抗率F_Lおよび過剰間隙水圧Δuは、置換率F_q=0.125のケースについて土圧を考慮しない設計法と土圧を考慮する設計法で計算した結果を表-5.7.3～4に示す。道路橋示方書の方法では液状化抵抗率F_Lに対する土圧の影響が大きくなっているが、建築基礎構造設計指針では影響は小さい。なお土圧を考慮した設計法では、改良前の土圧係数をK_0=0.5、改良による土圧係数増分をΔK=0.5と設定し、これに安全率2.0を考慮して、設計用土圧係数増分をΔK_L=0.25として計算した（表中の表示はΔK=0.5）。

無改良部、改良部（Fq=0.100, 0.125, 0.150, 0.175）について計算した水平地盤部の液状化抵抗率F_Lの最小値と最小すべり安全率F_sを表-5.7.5に示す。道路橋示方書の方法では、土圧を考慮しない設計法ではF_q=0.175、土圧を考慮する設計法ではF_q=0.125で$F_L>1.1$ となっていて、最小すべり安全率でも$F_s>1.0$を満たしている。一方、建築基礎構造設計指針の方法では、土圧を考慮するしないに拘わりなくF_q=0.150の時に$F_L>1.1$、$F_s>1.0$を満たしている。液状化抵抗率F_L の最小値と最小すべり安全率F_s の関係を図-5.7.5に示す。F_Lが増加するにしたがって液状化層のすべり抵抗が増大してF_sが大きくなっている。また、いずれの設計法によってもF_LとF_sの関係は同様の傾向を示している。置換率F_qと水平地盤部の液状化抵抗比F_Lおよび最小すべり安全率F_sの関係を図-5.7.6～7に示す。

表-5.7.1　道路橋示方書による無改良部の液状化抵抗率 F_L および過剰間隙水圧 Δu

河川堤防試計算　ケース1　道路橋示方書　Ks=0.18
無改良部
水平地盤部

深さ (m)	N値	σv (tf/m^2)	σv' (tf/m^2)	ΔN	ΔN2	N0+ΔN1	Rf	Rs	R	L	FL	Δu (tf/m^2)
1	2	1.700	1.700	0	0	2	0.200	1.000	0.200	0.177	1.128	0.731
2	3	3.650	2.650	0	0	3	0.200	1.000	0.200	0.240	0.832	2.650
3	3	5.600	3.600	0	0	3	0.200	1.000	0.200	0.267	0.750	3.600
4	3	7.550	4.550	0	0	3	0.200	1.000	0.200	0.281	0.714	4.550
5	3	9.500	5.500	0	0	3	0.200	1.000	0.200	0.288	0.697	5.500
6	4	11.450	6.450	0	0	4	0.200	1.000	0.200	0.291	0.689	6.450
7	4	13.400	7.400	0	0	4	0.200	1.000	0.200	0.292	0.686	7.400
8	4	15.350	8.350	0	0	4	0.200	1.000	0.200	0.291	0.688	8.350
9	4	17.300	9.300	0	0	4	0.200	1.000	0.200	0.290	0.691	9.300
10	5	19.250	10.250	0	0	5	0.200	1.000	0.200	0.287	0.697	10.250
11	5	21.200	11.200	0	0	5	0.200	1.000	0.200	0.284	0.703	11.200

小段直下部

深さ (m)	N値	σv (tf/m^2)	σv' (tf/m^2)	ΔN	ΔN2	N0+ΔN1	Rf	Rs	R	L	FL	Δu (tf/m^2)
5	4	8.500	8.500	0	0	4	0.200	1.000	0.200	0.167	1.201	2.352
6	4	10.450	9.450	0	0	4	0.200	1.000	0.200	0.181	1.104	4.719
7	5	12.400	10.400	0	0	5	0.200	1.000	0.200	0.192	1.041	7.835
8	5	14.350	11.350	0	0	5	0.200	1.000	0.200	0.200	0.999	11.350
9	5	16.300	12.300	0	0	5	0.200	1.000	0.200	0.206	0.969	12.300
10	5	18.250	13.250	0	0	5	0.200	1.000	0.200	0.211	0.949	13.250
11	6	20.200	14.200	0	0	6	0.200	1.000	0.200	0.214	0.935	14.200
12	6	22.150	15.150	0	0	6	0.200	1.000	0.200	0.216	0.927	15.150
13	6	24.100	16.100	0	0	6	0.200	1.000	0.200	0.217	0.922	16.100
14	7	26.050	17.050	0	0	7	0.200	1.000	0.200	0.217	0.920	17.050
15	7	28.000	18.000	0	0	7	0.200	1.000	0.200	0.217	0.921	18.000

堤頂直下部

深さ (m)	N値	σv (tf/m^2)	σv' (tf/m^2)	ΔN	ΔN2	N0+ΔN1	Rf	Rs	R	L	FL	Δu (tf/m^2)
9	6	15.300	15.300	0	0	6	0.200	1.000	0.200	0.156	1.284	2.655
10	6	17.250	16.250	0	0	6	0.200	1.000	0.200	0.162	1.231	3.791
11	7	19.200	17.200	0	0	7	0.200	1.000	0.200	0.168	1.192	5.039
12	7	21.150	18.150	0	0	7	0.200	1.000	0.200	0.172	1.162	6.328
13	7	23.100	19.100	0	0	7	0.200	1.000	0.200	0.175	1.141	7.593
14	7	25.050	20.050	0	0	7	0.200	1.000	0.200	0.178	1.125	8.775
15	8	27.000	21.000	0	0	8	0.200	1.000	0.200	0.179	1.115	9.824
16	8	28.950	21.950	0	0	8	0.200	1.000	0.200	0.180	1.108	10.707
17	8	30.900	22.900	0	0	8	0.200	1.000	0.200	0.181	1.105	11.400
18	8	32.850	23.850	0	0	8	0.200	1.000	0.200	0.181	1.105	11.892
19	9	34.800	24.800	0	0	9	0.200	1.000	0.200	0.181	1.107	12.183

表-5.7.2 建築基礎構造設計指針による無改良部の液状化抵抗率 F_L および過剰間隙水圧 Δu

河川堤防試計算　ケース1　建築基礎構造　Ks＝0.18
無改良部
水平地盤部

深さ (m)	N値	σv (tf/m^2)	σv' (tf/m^2)	ΔN	ΔN2	N0+ΔN1	Na	Rf	Rs	R	L	FL	Δu (tf/m^2)
1	2	1.700	1.700	0	0	2	13	0.146	1.000	0.146	0.115	1.270	0.320
2	3	3.650	2.650	0	0	3	12	0.142	1.000	0.142	0.156	0.907	2.650
3	3	5.600	3.600	0	0	3	12	0.140	1.000	0.140	0.174	0.801	3.600
4	3	7.550	4.550	0	0	3	12	0.139	1.000	0.139	0.182	0.761	4.550
5	3	9.500	5.500	0	0	3	12	0.138	1.000	0.138	0.187	0.740	5.500
6	4	11.450	6.450	0	0	4	12	0.138	1.000	0.138	0.189	0.731	6.450
7	4	13.400	7.400	0	0	4	12	0.138	1.000	0.138	0.190	0.729	7.400
8	4	15.350	8.350	0	0	4	12	0.138	1.000	0.138	0.189	0.730	8.350
9	4	17.300	9.300	0	0	4	12	0.138	1.000	0.138	0.188	0.735	9.300
10	5	19.250	10.250	0	0	5	12	0.139	1.000	0.139	0.187	0.742	10.250
11	5	21.200	11.200	0	0	5	12	0.139	1.000	0.139	0.185	0.751	11.200

小段直下部

深さ (m)	N値	σv (tf/m^2)	σv' (tf/m^2)	ΔN	ΔN2	N0+ΔN1	Na	Rf	Rs	R	L	FL	Δu (tf/m^2)
5	4	8.500	8.500	0	0	4	12	0.138	1.000	0.138	0.108	1.277	1.537
6	4	10.450	9.450	0	0	4	12	0.138	1.000	0.138	0.118	1.175	3.053
7	5	12.400	10.400	0	0	5	12	0.139	1.000	0.139	0.125	1.110	5.009
8	5	14.350	11.350	0	0	5	12	0.139	1.000	0.139	0.130	1.067	7.224
9	5	16.300	12.300	0	0	5	12	0.139	1.000	0.139	0.134	1.038	9.504
10	5	18.250	13.250	0	0	5	12	0.139	1.000	0.139	0.137	1.018	11.679
11	6	20.200	14.200	0	0	6	12	0.140	1.000	0.140	0.139	1.006	13.618
12	6	22.150	15.150	0	0	6	12	0.140	1.000	0.140	0.140	0.999	15.150
13	6	24.100	16.100	0	0	6	12	0.141	1.000	0.141	0.141	0.997	16.100
14	7	26.050	17.050	0	0	7	12	0.141	1.000	0.141	0.141	0.998	17.050
15	7	28.000	18.000	0	0	7	12	0.141	1.000	0.141	0.141	1.002	17.798

堤頂直下部

深さ (m)	N値	σv (tf/m^2)	σv' (tf/m^2)	ΔN	ΔN2	N0+ΔN1	Na	Rf	Rs	R	L	FL	Δu (tf/m^2)
9	6	15.300	15.300	0	0	6	12	0.140	1.000	0.140	0.101	1.385	1.561
10	6	17.250	16.250	0	0	6	12	0.141	1.000	0.141	0.106	1.332	2.188
11	7	19.200	17.200	0	0	7	12	0.141	1.000	0.141	0.109	1.293	2.854
12	7	21.150	18.150	0	0	7	12	0.141	1.000	0.141	0.112	1.264	3.516
13	7	23.100	19.100	0	0	7	12	0.142	1.000	0.142	0.114	1.244	4.138
14	7	25.050	20.050	0	0	7	12	0.142	1.000	0.142	0.115	1.231	4.688
15	8	27.000	21.000	0	0	8	12	0.143	1.000	0.143	0.117	1.222	5.146
16	8	28.950	21.950	0	0	8	12	0.143	1.000	0.143	0.117	1.219	5.498
17	8	30.900	22.900	0	0	8	12	0.143	1.000	0.143	0.118	1.219	5.738
18	8	32.850	23.850	0	0	8	12	0.144	1.000	0.144	0.118	1.222	5.867
19	9	34.800	24.800	0	0	9	12	0.144	1.000	0.144	0.117	1.228	5.890

表-5.7.3 道路橋示方書による改良部(F_q=0.125)の液状化抵抗率F_Lおよび過剰間隙水圧Δu

河川堤防試計算　ケース1　道路橋示方書　Ks=0.18
改良部　Fq=0.125
水平地盤部

深さ (m)	N値	σv (tf/m^2)	σv' (tf/m^2)	ΔN	ΔN2	N0+ΔN1	Rf	Rs	R	L	FL	Δu (tf/m^2)
1	2	1.700	1.700	6	0	8	0.328	1.000	0.328	0.177	1.852	0.023
2	3	3.650	2.650	7	0	10	0.333	1.000	0.333	0.240	1.386	0.269
3	3	5.600	3.600	7	0	10	0.324	1.000	0.324	0.267	1.212	0.936
4	3	7.550	4.550	7	0	10	0.316	1.000	0.316	0.281	1.126	1.982
5	3	9.500	5.500	7	0	10	0.309	1.000	0.309	0.288	1.075	3.313
6	4	11.450	6.450	7	0	11	0.303	1.000	0.303	0.291	1.042	4.830
7	4	13.400	7.400	7	0	11	0.298	1.000	0.298	0.292	1.020	6.437
8	4	15.350	8.350	7	0	11	0.293	1.000	0.293	0.291	1.005	8.052
9	4	17.300	9.300	7	0	11	0.288	1.000	0.288	0.290	0.995	9.300
10	5	19.250	10.250	7	0	12	0.284	1.000	0.284	0.287	0.989	10.250
11	5	21.200	11.200	7	0	12	0.281	1.000	0.281	0.284	0.987	11.200

小段直下部

深さ (m)	N値	σv (tf/m^2)	σv' (tf/m^2)	ΔN	ΔN2	N0+ΔN1	Rf	Rs	R	L	FL	Δu (tf/m^2)
5	4	8.500	8.500	7	0	11	0.292	1.000	0.292	0.167	1.753	0.167
6	4	10.450	9.450	7	0	11	0.288	1.000	0.288	0.181	1.588	0.372
7	5	12.400	10.400	7	0	12	0.284	1.000	0.284	0.192	1.477	0.679
8	5	14.350	11.350	7	0	12	0.280	1.000	0.280	0.200	1.398	1.085
9	5	16.300	12.300	7	0	12	0.277	1.000	0.277	0.206	1.341	1.574
10	5	18.250	13.250	7	0	12	0.274	1.000	0.274	0.211	1.299	2.121
11	6	20.200	14.200	7	0	13	0.271	1.000	0.271	0.214	1.267	2.702
12	6	22.150	15.150	7	0	13	0.268	1.000	0.268	0.216	1.244	3.288
13	6	24.100	16.100	7	0	13	0.266	1.000	0.266	0.217	1.227	3.854
14	7	26.050	17.050	7	0	14	0.264	1.000	0.264	0.217	1.214	4.379
15	7	28.000	18.000	7	0	14	0.262	1.000	0.262	0.217	1.206	4.844

河川堤防試計算　ケース1　道路橋示方書　Ks=0.18
改良部　Fq=0.125　　土圧考慮ΔK=0.5
水平地盤部

深さ (m)	N値	σv (tf/m^2)	σv' (tf/m^2)	ΔN	ΔN2	N0+ΔN1	Rf	Rs	R	L	FL	Δu (tf/m^2)
1	2	1.700	1.700	6	1	7	0.308	1.250	0.385	0.177	2.173	0.007
2	3	3.650	2.650	7	1	8	0.314	1.250	0.392	0.240	1.630	0.087
3	3	5.600	3.600	7	1	8	0.304	1.250	0.380	0.267	1.420	0.310
4	3	7.550	4.550	7	2	9	0.295	1.250	0.369	0.281	1.313	0.675
5	3	9.500	5.500	7	2	9	0.287	1.250	0.359	0.288	1.249	1.158
6	4	11.450	6.450	7	2	9	0.281	1.250	0.351	0.291	1.207	1.731
7	4	13.400	7.400	7	2	9	0.275	1.250	0.343	0.292	1.177	2.364
8	4	15.350	8.350	7	2	9	0.269	1.250	0.337	0.291	1.156	3.025
9	4	17.300	9.300	7	2	9	0.264	1.250	0.331	0.290	1.141	3.689
10	5	19.250	10.250	7	2	9	0.260	1.250	0.325	0.287	1.131	4.330
11	5	21.200	11.200	7	2	9	0.256	1.250	0.320	0.284	1.124	4.927

小段直下部

深さ (m)	N値	σv (tf/m^2)	σv' (tf/m^2)	ΔN	ΔN2	N0+ΔN1	Rf	Rs	R	L	FL	Δu (tf/m^2)
5	4	8.500	8.500	7	2	9	0.268	1.250	0.336	0.167	2.015	0.063
6	4	10.450	9.450	7	2	9	0.264	1.250	0.330	0.181	1.819	0.143
7	5	12.400	10.400	7	2	9	0.259	1.250	0.324	0.192	1.687	0.267
8	5	14.350	11.350	7	2	9	0.255	1.250	0.319	0.200	1.593	0.435
9	5	16.300	12.300	7	3	10	0.252	1.250	0.314	0.206	1.524	0.644
10	5	18.250	13.250	7	3	10	0.248	1.250	0.310	0.211	1.472	0.884
11	6	20.200	14.200	7	3	10	0.245	1.250	0.306	0.214	1.433	1.146
12	6	22.150	15.150	7	3	10	0.242	1.250	0.303	0.216	1.403	1.419
13	6	24.100	16.100	7	3	10	0.239	1.250	0.299	0.217	1.380	1.691
14	7	26.050	17.050	7	3	10	0.237	1.250	0.296	0.217	1.363	1.953
15	7	28.000	18.000	7	3	10	0.234	1.250	0.293	0.217	1.351	2.194

表-5.7.4　建築基礎構造設計指針による改良部(F_q=0.125)の液状化抵抗率F_Lおよび過剰間隙水圧Δu

河川堤防試計算　ケース1　建築基礎構造　Ks=0.18
改良部　Fq=0.125
水平地盤部

深さ (m)	N値	σv (tf/m^2)	σv' (tf/m^2)	ΔN	ΔN2	N0+ΔN1	Na	Rf	Rs	R	L	FL	Δu (tf/m^2)
1	2	1.700	1.700	6	0	8	27	0.500	1.000	0.500	0.115	4.339	0.000
2	3	3.650	2.650	7	0	10	26	0.500	1.000	0.500	0.156	3.199	0.001
3	3	5.600	3.600	7	0	10	23	0.357	1.000	0.357	0.174	2.056	0.023
4	3	7.550	4.550	7	0	10	22	0.304	1.000	0.304	0.182	1.667	0.127
5	3	9.500	5.500	7	0	10	21	0.274	1.000	0.274	0.187	1.464	0.381
6	4	11.450	6.450	7	0	11	20	0.254	1.000	0.254	0.189	1.343	0.816
7	4	13.400	7.400	7	0	11	20	0.240	1.000	0.240	0.190	1.267	1.413
8	4	15.350	8.350	7	0	11	19	0.230	1.000	0.230	0.189	1.216	2.120
9	4	17.300	9.300	7	0	11	19	0.223	1.000	0.223	0.188	1.183	2.876
10	5	19.250	10.250	7	0	12	19	0.217	1.000	0.217	0.187	1.160	3.620
11	5	21.200	11.200	7	0	12	18	0.212	1.000	0.212	0.185	1.146	4.304

小段直下部

深さ (m)	N値	σv (tf/m^2)	σv' (tf/m^2)	ΔN	ΔN2	N0+ΔN1	Na	Rf	Rs	R	L	FL	Δu (tf/m^2)
5	4	8.500	8.500	7	0	11	19	0.229	1.000	0.229	0.108	2.113	0.045
6	4	10.450	9.450	7	0	11	19	0.221	1.000	0.221	0.118	1.880	0.114
7	5	12.400	10.400	7	0	12	18	0.216	1.000	0.216	0.125	1.728	0.226
8	5	14.350	11.350	7	0	12	18	0.211	1.000	0.211	0.130	1.622	0.384
9	5	16.300	12.300	7	0	12	18	0.207	1.000	0.207	0.134	1.547	0.580
10	5	18.250	13.250	7	0	12	18	0.204	1.000	0.204	0.137	1.492	0.803
11	6	20.200	14.200	7	0	13	18	0.202	1.000	0.202	0.139	1.453	1.040
12	6	22.150	15.150	7	0	13	18	0.200	1.000	0.200	0.140	1.424	1.275
13	6	24.100	16.100	7	0	13	17	0.198	1.000	0.198	0.141	1.404	1.496
14	7	26.050	17.050	7	0	14	17	0.196	1.000	0.196	0.141	1.391	1.693
15	7	28.000	18.000	7	0	14	17	0.195	1.000	0.195	0.141	1.383	1.857

河川堤防試計算　ケース1　建築基礎構造　Ks=0.18
改良部　Fq=0.125　土圧考慮ΔK=0.5
水平地盤部

深さ (m)	N値	σv (tf/m^2)	σv' (tf/m^2)	ΔN	ΔN2	N0+ΔN1	Na	Rf	Rs	R	L	FL	Δu (tf/m^2)
1	2	1.700	1.700	6	1	7	24	0.399	1.250	0.499	0.115	4.332	0.000
2	3	3.650	2.650	7	1	8	23	0.344	1.250	0.430	0.156	2.751	0.002
3	3	5.600	3.600	7	1	8	21	0.275	1.250	0.344	0.174	1.977	0.030
4	3	7.550	4.550	7	2	9	20	0.241	1.250	0.301	0.182	1.648	0.138
5	3	9.500	5.500	7	2	9	19	0.220	1.250	0.275	0.187	1.473	0.366
6	4	11.450	6.450	7	2	9	18	0.207	1.250	0.259	0.189	1.368	0.719
7	4	13.400	7.400	7	2	9	17	0.197	1.250	0.247	0.190	1.301	1.173
8	4	15.350	8.350	7	2	9	17	0.190	1.250	0.238	0.189	1.257	1.685
9	4	17.300	9.300	7	2	9	17	0.185	1.250	0.231	0.188	1.227	2.215
10	5	19.250	10.250	7	2	9	16	0.181	1.250	0.226	0.187	1.208	2.725
11	5	21.200	11.200	7	2	9	16	0.177	1.250	0.221	0.185	1.197	3.187

小段直下部

深さ (m)	N値	σv (tf/m^2)	σv' (tf/m^2)	ΔN	ΔN2	N0+ΔN1	Na	Rf	Rs	R	L	FL	Δu (tf/m^2)
5	4	8.500	8.500	7	2	9	17	0.189	1.250	0.237	0.108	2.186	0.036
6	4	10.450	9.450	7	2	9	16	0.184	1.250	0.230	0.118	1.954	0.087
7	5	12.400	10.400	7	2	9	16	0.180	1.250	0.225	0.125	1.801	0.169
8	5	14.350	11.350	7	2	9	16	0.176	1.250	0.221	0.130	1.695	0.283
9	5	16.300	12.300	7	3	10	16	0.174	1.250	0.217	0.134	1.619	0.423
10	5	18.250	13.250	7	3	10	15	0.171	1.250	0.214	0.137	1.563	0.581
11	6	20.200	14.200	7	3	10	15	0.169	1.250	0.212	0.139	1.522	0.749
12	6	22.150	15.150	7	3	10	15	0.168	1.250	0.209	0.140	1.493	0.917
13	6	24.100	16.100	7	3	10	15	0.166	1.250	0.207	0.141	1.472	1.077
14	7	26.050	17.050	7	3	10	15	0.165	1.250	0.206	0.141	1.457	1.220
15	7	28.000	18.000	7	3	10	15	0.163	1.250	0.204	0.141	1.449	1.343

表-5.7.5　計算結果

試計算結果
Ks=0.18　B=8.3m

置換率 Fq	道路橋示方書				建築基礎構造設計指針			
	ΔK=0		ΔK=0.5		ΔK=0		ΔK=0.5	
	最小FL	最小Fs	最小FL	最小Fs	最小FL	最小Fs	最小FL	最小Fs
0.000	0.686	0.302	—	—	0.729	0.401	—	—
0.100	0.917	0.755	1.026	0.964	0.988	0.999	1.061	1.212
0.125	0.987	0.881	1.124	1.260	1.146	1.449	1.197	1.487
0.150	1.051	1.134	1.213	1.414	1.360	1.516	1.381	1.516
0.175	1.110	1.327	1.295	1.431	1.650	1.516	1.629	1.516

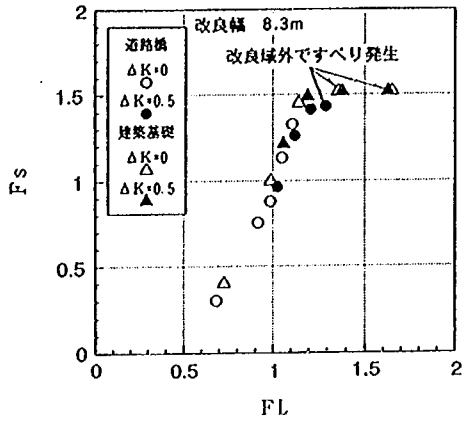


図-5.7.5　液状化抵抗率F_Lの最小値と最小すべり安全率F_s

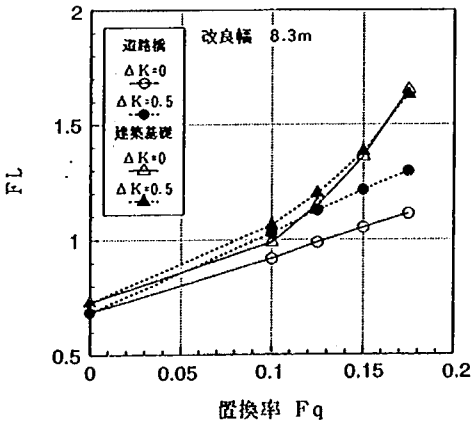


図-5.7.6　置換率と液状化抵抗率

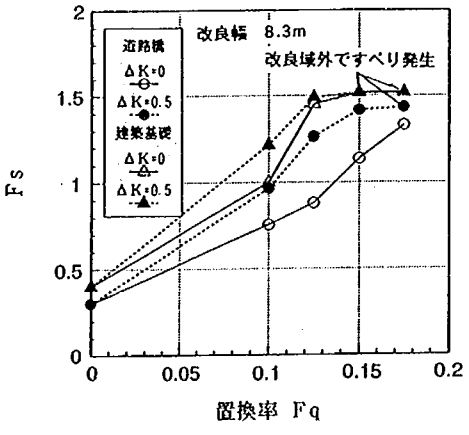


図-5.7.7　置換率とすべり安全率

3)　まとめ

今回、パイルの膨張によって発生する側方拘束によるせん断応力比低減効果を液状化強度の増加とした設計法をまとめて、試計算を行った。その結果道路橋示方書の方法では土圧を考慮しない設計法に比べて大きな差が現れたが、建築基礎構造設計指針では置換率が大きくなるにしたがって、土圧増加の効果が現れなくなった。

これは、両者で相対密度と液状化抵抗の関係が大きく異なり、道路橋示方書が相対密度と液状化抵抗の関係を直線で定義しているのに対し、建築基礎構造設計指針が補正N値20程度で液状化抵抗が急増す

る曲線をとっているためである（図-5.7.8参照）。したがって、相対密度が大きいほど、両者の隔たりは大きくなる。

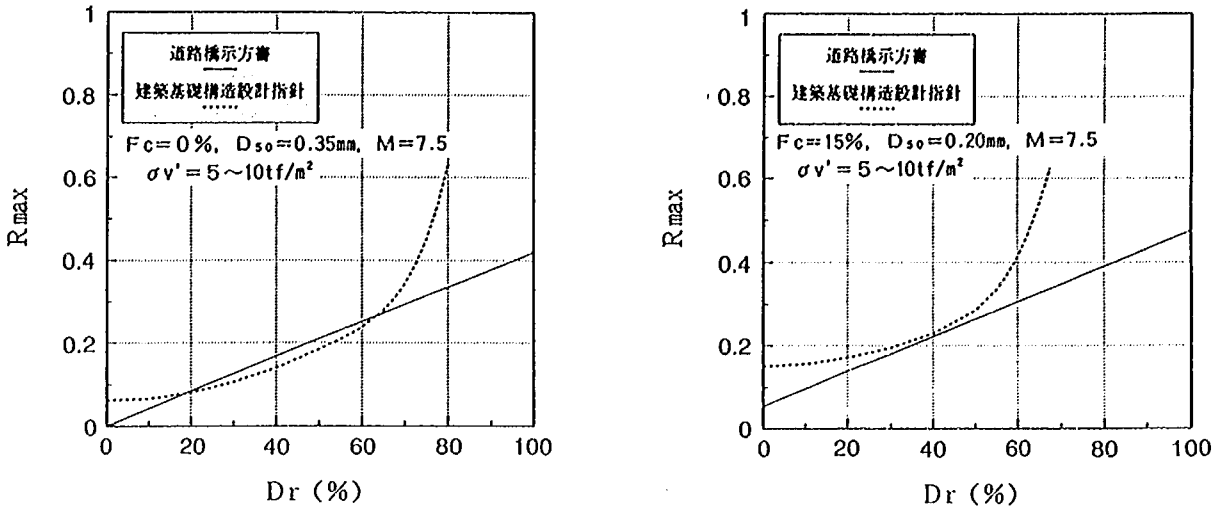


図-5.7.8　相対密度と液状化強度

（建築基礎構造設計指針の液状化抵抗
R=(1/0.65)*(τ1/σz'））

ところで、現在特殊石灰パイル工法の簡易設計は、有効上載圧、細粒分含有率による補正を考慮していない改良前後のN値の関係によっているため、建築基礎構造設計指針で設計するには、不適当な点があると思われる。今後の課題として、改良前後の補正N値の関係の整理、平均有効主応力とN値の関係の整理が挙げられる。

（戸田建設）

参考文献

1)　道路橋示方書・同解説　V耐震設計編,　（社）日本道路協会,　1990年2月

2)　建築基礎構造設計指針,　（社）日本建築学会,　1988年3月

3)　N値およびC・φ－考え方と利用法－,　（社）地盤工学会,　1992年8月

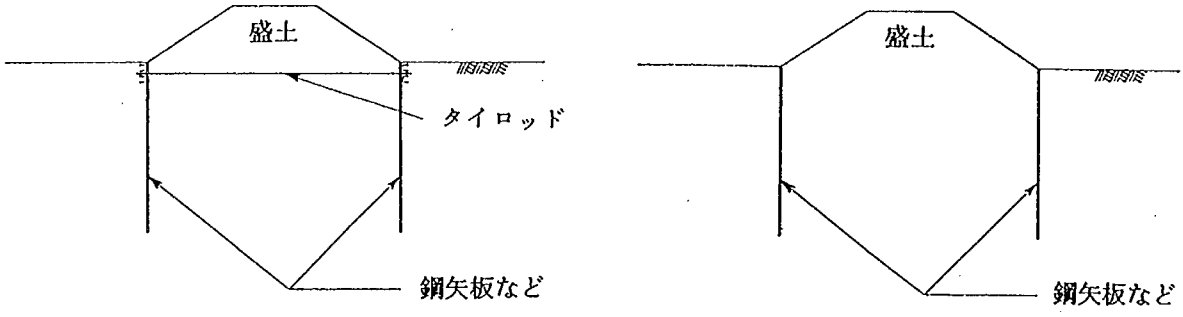
5.8　鋼材を用いた耐震対策の検討

鋼材を用いた盛土構造物の液状化対策の設計は、①作用外力、②地盤抵抗の考え方が明確になれば、既往の鋼矢板・鋼管杭工法の設計に従った設計が可能となる。

ここでは、盛土の耐震対策として、図-5.8.1に示すような両法尻に設置した鋼矢板の頭部をタイロッドで締結した場合のタイロッド式の根入れ長算定法について述べる。

(1)　各種根入れ長算定法の概要

タイロッドで鋼矢板頭部を水平支持し、鋼矢板壁を安定させる工法は河川・港湾構造物の護岸、岸壁などで多く用いられている。



タイロッド式　　自立式

図-5.8.1　鋼材を用いた盛土の耐震対策工法

①　河川・港湾の方法[1),2)]

鋼矢板壁の根入れ長は、下式に示すように主働土圧および残留水圧と、受働土圧のタイロッド取付け点まわりのモーメントのつり合いより決定する。

$$M_P \geqq F_S * M_A$$

M_A　：主働土圧および残留水圧によるタイロッド取付け点まわりのモーメント

$$M_A = P_A * l_A * P_W * l_W$$

M_P　：受働土圧によるタイロッド取付け点まわりのモーメント

$$M_P = P_P * l_P$$

F_S　：安全率（根入れ地盤に応じて下表の値を採用）

表-5.8.1　安全率

根入れ地盤の土質	常時	地震時
砂質土	1．5以上	1．2以上
粘性土	1．2以上	1．2以上

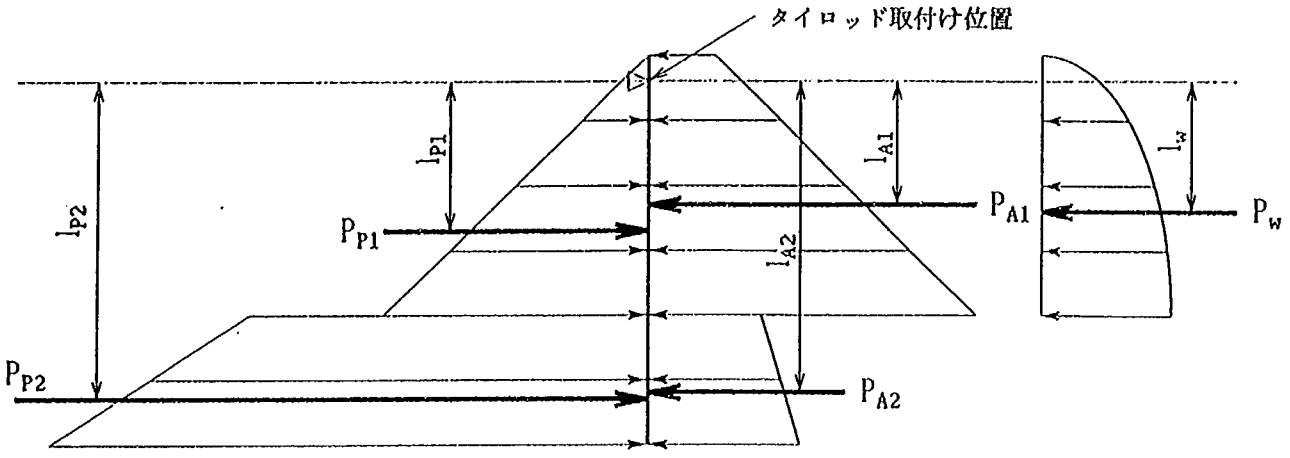


図-5.8.2　根入れ計算モデル（河川、港湾）

この他、港湾構造物において、海底地盤が軟弱な場合や剛性の高い鋼矢板を用いる場合には、「たわみ曲線法」[2]が用いられることもある。

② ＪＲの方法

ＪＲの「鉄道盛土の耐震設計手引き」[3]に設計法が示されており、道路協会の「道路震災対策便覧」[1]にもこれに基づく記載がある。

設計モデルを図-5.8.3に示す。

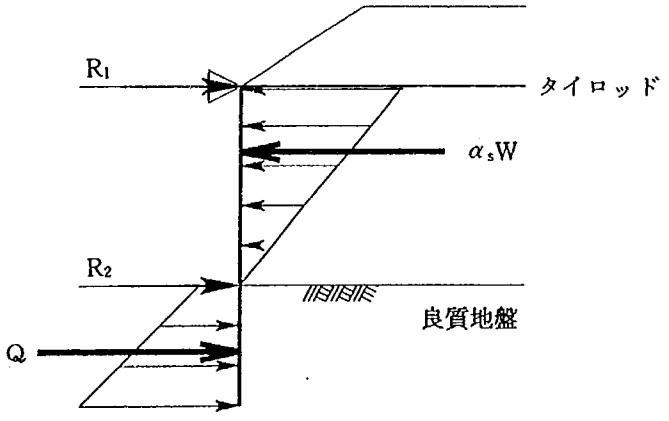


図-5.8.3　根入れ計算モデル（ＪＲ）

1. 作用する外力の１／２α_sを乗じたものを鋼矢板への作用外力とする。α_sは地表面加速度の値により、0.16～0.25とする。

表-5.8.2　α_sの値

	α＜３００ｇａｌ	α≧３００ｇａｌ
F_{Smin}≦１．０	０．２０	０．２５
F_{Smin}＞１．０	０．１６	０．２０

2. 地盤抵抗：軟弱地盤部の地盤抵抗は考慮しない。

3. 根入れ長：軟弱地盤下面での反力Ｒ２より、良質地盤の有効抵抗度圧が大きくなるように根入れ長さを決定する。この場合、土圧に対する安全率を1.5とする。

(2) 自立式の根入れ長算定法の比較

①、②の方法とも鋼矢板壁が剛なものと仮定し、作用外力と地盤抵抗のつり合いから算定するものであるため、タイロッド式の根入れ長は鋼矢板の剛性に関係無く決定する。

一方、自立式では、以下に示す特性値β

$$\beta = 4\sqrt{\frac{B k_H}{4 E I}} \qquad \cdots\cdots \quad (5.8.1)$$

Ｂ　：壁幅

k_H ：水平方向地盤反力係数

ＥＩ：鋼矢板壁の曲げ剛性

を用いて、次式によって根入れ長が算定される。

$$L = n / \beta \qquad \cdots\cdots \quad (5.8.2)$$

Ｌ：必要根入れ長

ｎ：定数。一般に２～π

β：特性値

自立式の場合は水平方向地盤反力係数と鋼矢板の剛性で算定されるため、作用外力に関係無く根入れ長さが決定される。ただし、一般的には、作用外力に応じて根入れ地盤面を下げて計算をすることが多い。

作用外力、地盤抵抗、鋼材剛性を考慮する点で自立式の根入れ計算は合理的であるといえるが、自立式の根入れ算定法をタイロッド式にそのまま適用することは、構造補強材であるタイロッドの効果を考慮せず、設計に反映しないこととなるため、一般的に根入れ長が大きくなる傾向にある。

(3) 試設計モデル

設計断面は盛土の変形解析において用いたもの[5),6)]とする。

試設計断面を図－5.8.4に、土質条件を表-5.8.3に示す。

(4) 設計計算

① 河川・港湾の方法による試設計計算

土圧、水圧は以下の式によって求める。

・液状化層の主働土圧

$$P_A = K_0 * (\Sigma \gamma h + w) + (1 - K_0) * Ru * (\Sigma \gamma h + w) \qquad \cdots\cdots \quad (5.8.3)$$

K_0 ：静止土圧係数

Ｒｕ：過剰間隙水圧

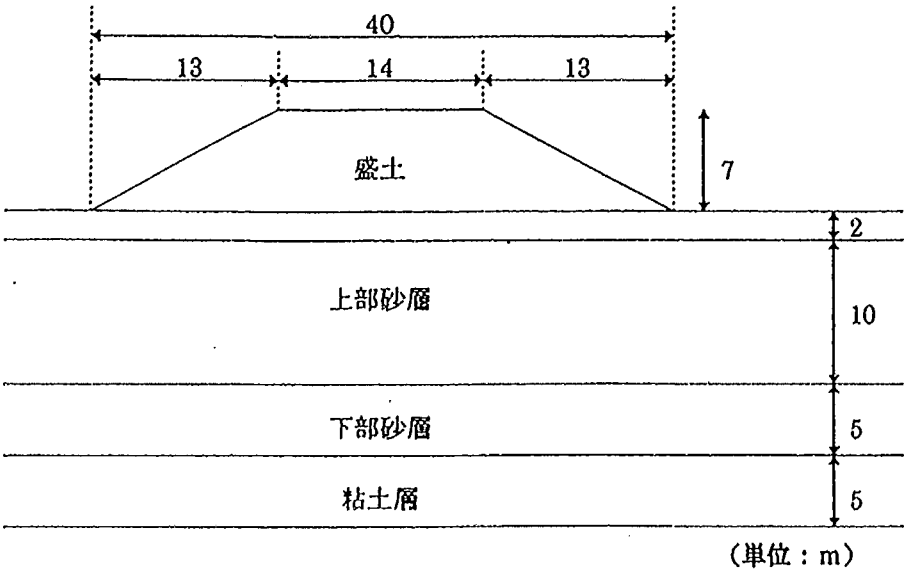


図-5.8.4　試設計断面

表-5.8.3　試設計断面土質条件

	深度 (m)	相対密度 (%)	湿潤密度 (t/m^3)	粘着力 (tf/m^2)	ϕ (deg)	N値
盛土	—		1.900	1.0	25.0	7
上部砂層（地下水位以浅）	0～2	60	1.798	0.0	39.0	3
上部砂層（地下水位以深）	2～12	60	1.930	0.0	39.0	4
下部砂層	12～17	80	1.971	0.0	43.0	37
粘性土層	17～22		1.800	10.0	0.0	

・非液状化層の主働土圧

$$P_A = K_A (\Sigma \gamma h + w) \quad \cdots\cdots (5.8.4)$$

K_A ：主働土圧係数

・液状化層の受働土圧

$$P_A = K_0 * (\Sigma \gamma h + w) + (1 - K_0) * Ru * (\Sigma \gamma h + w) \quad \cdots\cdots (5.8.5)$$

・非液状化層の受働土圧

$$P_P = K_P (\Sigma \gamma h + w) \quad \cdots\cdots (5.8.6)$$

K_P ：主働土圧係数

・液状化層の拡張した動水圧

$$P_W = \frac{7}{8} k_h (\gamma_W + Ru * \gamma') \sqrt{h * Z} \quad \cdots\cdots \quad (5.8.7)$$

k_h ：設計水平震度

h ：水位から液状化層下端までの距離

Z ：深度

鋼矢板に作用する主働土圧および水圧については、

（1）主働土圧と拡張した動水圧の両方を考慮する場合

すなわち、$M_A = P_A * l_A + P_W * l_W$ …… (5.8.8)

（2）主働土圧のみを考慮し、拡張した動水圧を考慮しない場合

すなわち、$M_A = P_A * l_A$ …… (5.8.9)

の2種類を考慮する。

また、受働土圧については、

（Ⅰ）受働土圧に液状化層以浅の上載荷重を考慮する場合

（Ⅱ）受働土圧に液状化層以浅の上載荷重を考慮しない場合

の2種類を考慮する。

よって、主働土圧および水圧と受働土圧の組合せにより、検討ケースは表-5.8.4に示す4ケースとする。

表-5.8.4 検討ケース

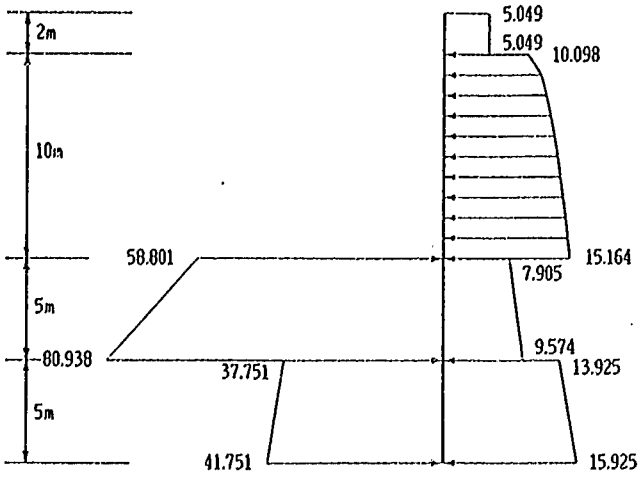
主働土圧および水圧 / 受働土圧	(1)主働土圧と拡張した動水圧の両方を考慮する場合	(2)主働土圧のみを考慮
（Ⅰ）液状化層以浅の上載荷重を考慮する	ＣＡＳＥ１	ＣＡＳＥ２
（Ⅱ）液状化層以浅の上載荷重を考慮しない	ＣＡＳＥ３	ＣＡＳＥ４

各ケースの作用土圧を図-5.8.5に示す。

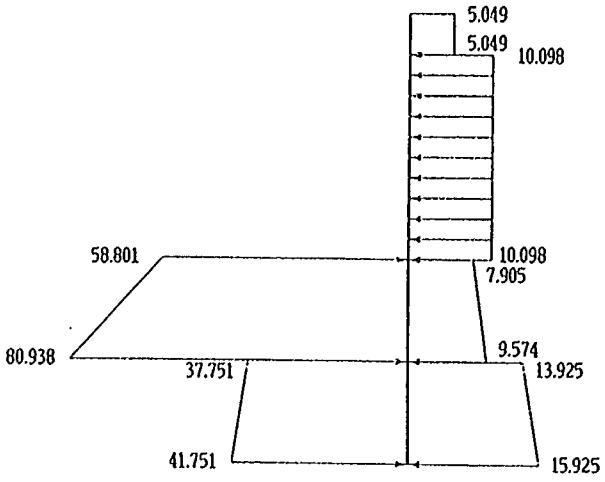
また、安全率F_sについても、1.0，1.2（河川・港湾の基準で用いられている値）、1.5とした場合について検討する。

ここで、

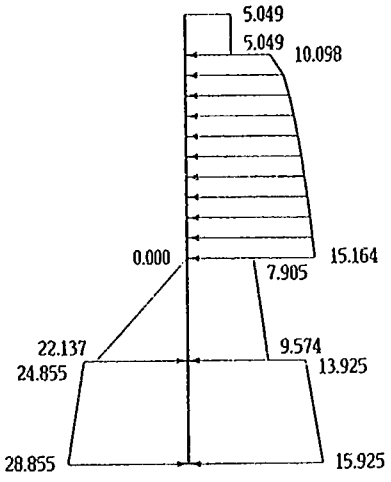
$$M_p = F_s * M_A \quad \cdots\cdots \quad (5.8.10)$$



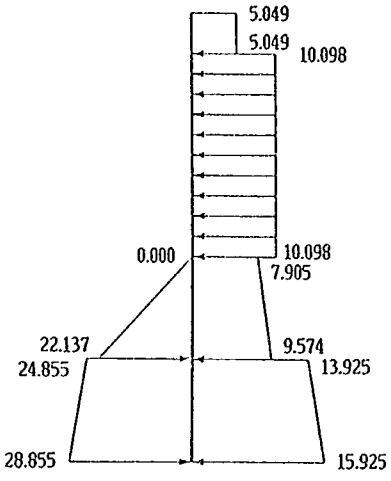
CASE 1



CASE 2



CASE 3



CASE 4

単位（tf/m²）

図-5.8.5　河川、港湾の方法における作用土圧

より、必要根入れ長は表-5.8.5のとおりとなる。

表-5.8.5　必要根入れ長

単位：m

	土圧および水圧の考え方			
	CASE 1	CASE 2	CASE 3	CASE 4
F_s＝1．0	1.343	0.995	8.154	7.097
F_s＝1．2	1.624	1.210	—	9.062
F_s＝1．5＊	2.055	1.543	—	—

＊河川・港湾構造物の設計で通常用いられている値

また、液状化層直下の砂層の内部摩擦角を変化させた場合の必要根入れ長は図-5.8.7のようになる。

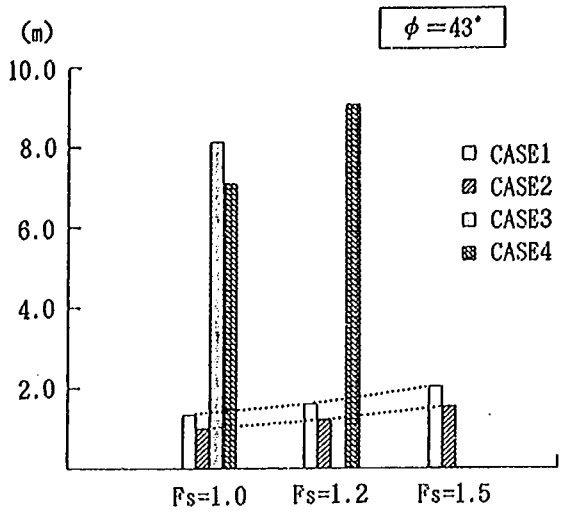


図-5.8.6　根入れ長計算結果（ϕ＝43°）

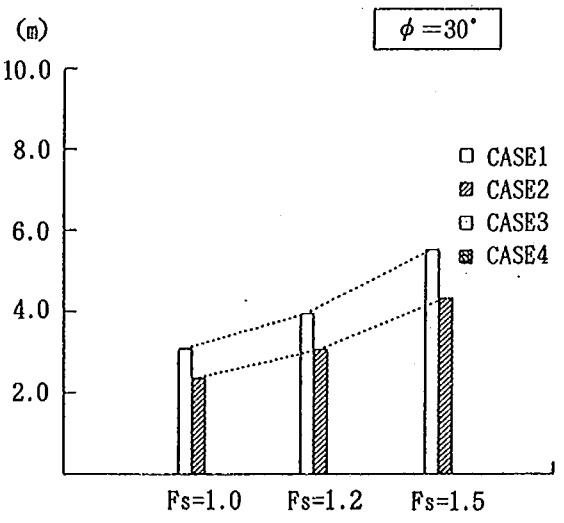


図-5.8.7　根入れ長計算結果（ϕ＝30°）

② ＪＲの方法による試設計計算

計算モデルは、円形すべりによって良質地盤が浅い場合と深い場合に分けられるが、ここでは良質地盤が浅い場合のモデルとする。

断面計算は図-5.8.8に示すように、線形分布荷重の作用する両端支持の単純梁モデルによって行う。

α_s は、円形すべりの安全率が1.0以下、地盤の最大加速度が300gal未満の場合の値α_s＝0.2を用いる。

作用荷重強度は、図-5.8.8に示すような良質地盤上面で0となる逆三角形分布とする。

・断面設計

最大曲げモーメント、タイロッド張力は以下の式によって求める。

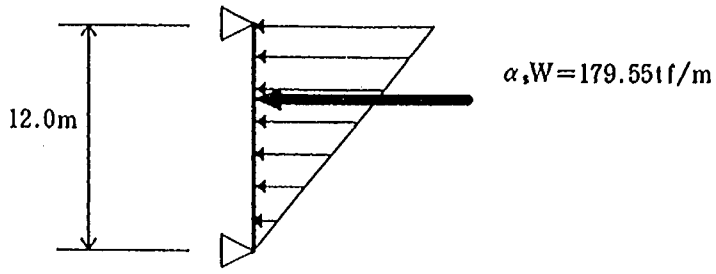


図-5.8.8　ＪＲの方法における作用土圧

最大曲げモーメント　$M_{max}=\frac{2}{9\sqrt{3}}\ell\alpha_s W=\frac{2}{9\sqrt{3}}*12.0*0.2*179.55$

$=55.29tf*m/m$

タイロッド張力　　$E_t=\alpha_s' W=0.16*179.55=28.73tf/m$

鋼矢板ＳＰ－V_L 型（材質ＳＹ295)を使用すると、最大曲げ応力σ_{max} は以下となる。

$\sigma_{max}=M_{max}/Z=55.29E5/2855=1,940kgf/cm^2<2,700kgf/cm^2$

ここで、鋼矢板の断面係数Ｚは腐食代片面１㎜（両面２㎜）を考慮した値

タイロッドφ55（材質ＨＴ690)を２ｍピッチ（ＳＰ－V_L 型の場合鋼矢板４枚ごとに１本）で設置すると、最大引張応力σ_{max}は以下となる。

$\sigma_{max}=E_t/A=28.73E3/33.06=2,600kgf/cm^2<2,700kgf/cm^2$

ここで、タイロッドの断面積Ａは腐食代全周１㎜を考慮した値

・根入れ長

$R_2=\alpha_s W/3=0.2*179.55/3=11.97tf/m$

$Q=K_P\gamma\Delta l^2/2=4.560*0.971*\Delta l^2/2$

Ｑ　：液状化層下端からの根入れ部の受働土圧による抵抗力

K_P ：地震時クーロン土圧係数

必要根入れ長は次式によって求める。

$Q=F_S*R_2$

安全率F_S ごとに必要根入れ長の結果を表-5.8.6に示す。

また、液状化層直下の砂層の内部摩擦角を変化させた場合の必要根入れ長は以下のようになる。

表-5.8.6　必要根入れ長さ

	必要根入れ長(m)
$F_s=1.0$	2.325
$F_s=1.2$	2.547
$F_s=1.5$*	2.848

＊ＪＲの方法による設計で通常用いられている値

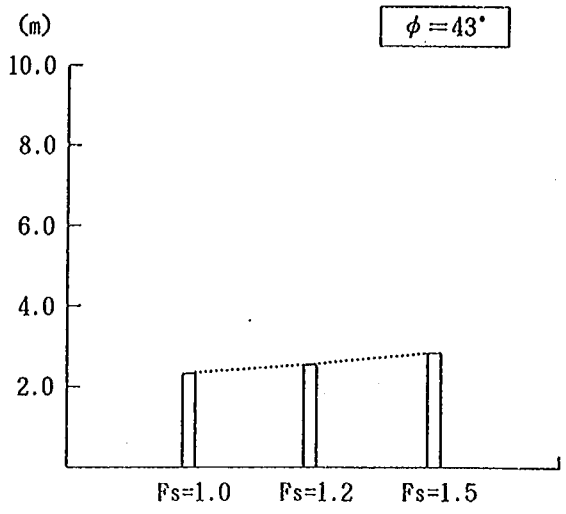


図-5.8.9　根入れ計算結果（$\phi=43°$）

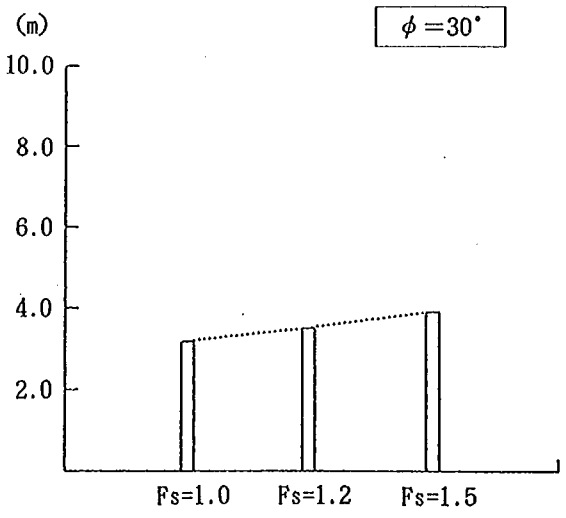


図-5.8.10　根入れ計算結果（$\phi=30°$）

(5)　設計計算結果のまとめ

各計算法による根入れ長計算結果のまとめを図-5.8.11，図-5.8.12に示す。

また、参考値として鋼矢板V_L型（ＪＲの方法での決定断面）を用いた場合の自立式の必要根入れ長$2/\beta$も図中に示す。このときの地盤反力係数はＮ値より算定するものとする。

$E_0 = 28N$

E_0 ：変形係数

N ：N値（$\phi = 43°$ のときN＝37, $\phi = 30°$ のときN＝7）

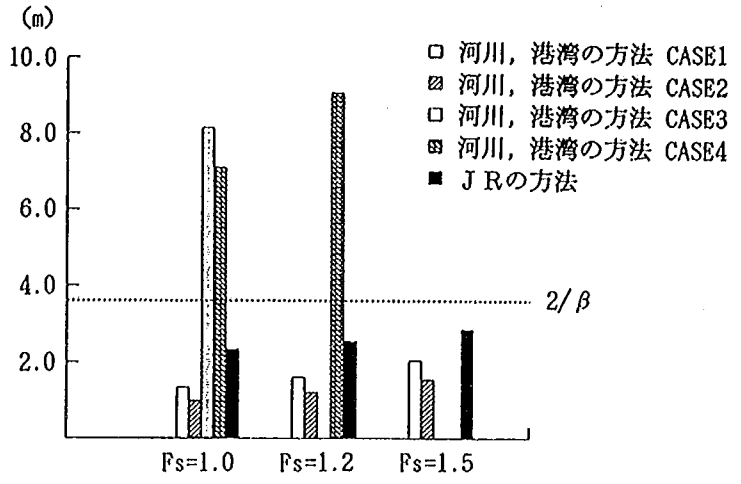


図-5.8.11 根入れ計算結果のまとめ（$\phi = 43°$ ）

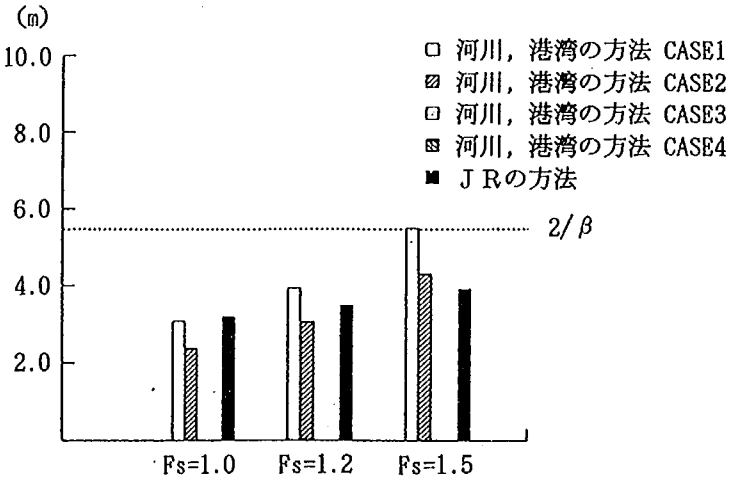


図-5.8.12 根入れ計算結果のまとめ（$\phi - 30°$ ）

ＪＲの方法では受働土圧の算定の際に液状化以浅の上載荷重を考慮していない。

河川、港湾の方法で同様の受働土圧算定法を行っているのは、ＣＡＳＥ３、ＣＡＳＥ４であり、これらの計算結果とＪＲの方法による計算結果を比較すると、河川、港湾の方法の方がかなり大きい必要根入れ長を与える結果となった。

河川、港湾の方法は、タイロッド取付け点回りのモーメントの釣り合いによって根入れ長算定を行うため、必要根入れ長を３次方程式で求めるのに対し、ＪＲの方法は水平方向力の釣り合いによって根入れ長算定を行うため、必要根入れ長を２次方程式で求める。

このため、今回のケースにおいては、河川、港湾の方法の方がＪＲの方法に比べて安全率が変化すると根入れ長の変化も大きいものとなった。

また、自立式の根入れ長$2/\beta$との比較では、河川、港湾の方法のＣＡＳＥ１，ＣＡＳＥ２およびＪＲの方法が自立式の根入れ長より短いものとなった。

（新日本製鐵）

参考文献

1) 日本河川協会；河川関係事業例規集

2) 日本港湾協会；港湾の施設の技術上の基準・同解説、1989

3) 鉄道盛土の耐震設計手引き

4) 日本道路協会；道路震災対策便覧

5) 建設省土木研究所他；軟弱地盤耐震対策工法に関する共同研究報告書（その２），1993

6) 建設省土木研究所他；液状化対策工法に関する共同研究報告書，1994

5.9　今後の研究課題と研究計画

5.9.1　研究項目及び実施手順の見直し

今年度は、昨年度末に見直した研究項目および実施手順に従って検討を進めるなかで、中規模地震を想定した各液状化対策工法の簡易設計法の提案、大地震時の設計法の基本方針の検討などを実施した。これらを実施した現時点での研究項目の相互関係及び実施手順を図-5.9.1に示す。大規模地震時の簡易設計法については、来年度に持ち越すこととなった。

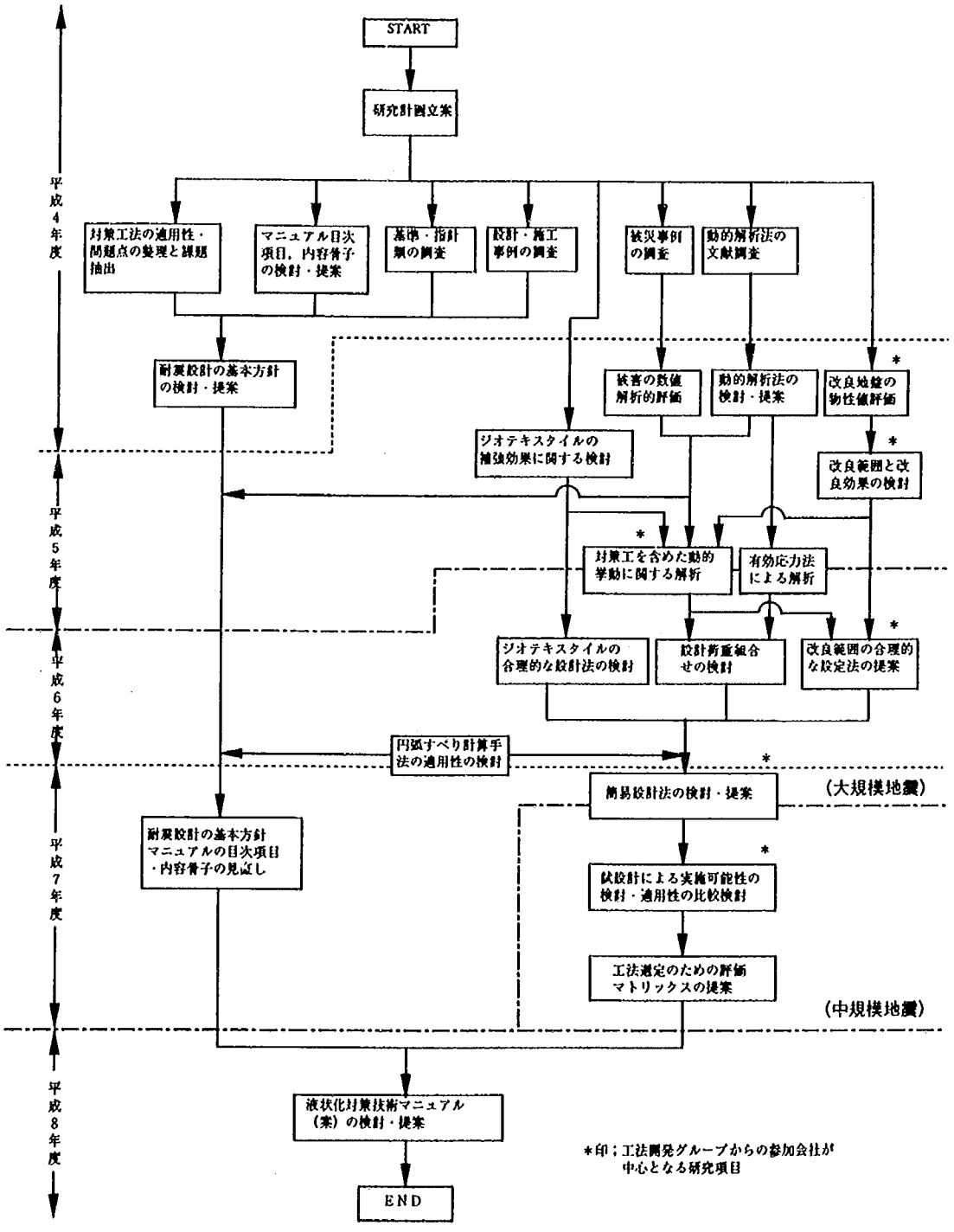


図-5.9.1　研究項目および実施手順（見直し後）

5. 9. 2　次年度の研究課題

今年度に実施した検討内容を踏まえて、次年度を中心とした今後の検討課題を以下に示す。

(1)　盛土・堤防に対する液状化対策工の基本方針に関する研究

③　盛土・堤防を対象とした液状化対策技術マニュアルの目次項目および内容骨子の検討・提案

マニュアル（案）作成にあたって整理された今後の検討課題についての検討。特に、大規模地震時の各対策工法の設計の基本方針を検討する。

(2)　必要改良範囲の評価に関する研究

①　改良地盤の物性値の評価

特に、全応力法による円弧すべり計算に用いる改良地盤の全応力強度の設定手法の検討。

(3)　対策工設計のための地盤及び構造物の動的挙動の予測に関する研究

③　対策工を含めた地盤及び構造物の動的挙動に関する解析

有効応力液状化解析手法の適用性を被災堤防事例に基づき検討する。

(4)　盛土体の耐震補強としてのジオテキスタイルの適用性に関する研究

②　合理的な設計法の検討

提案した簡易設計法について課題を検討し、より合理的な設計法を提案する。

(5)　簡易設計法の開発に関する研究

①　盛土・堤防を対象とした各液状化対策工法の簡易設計法の検討・提案

提案した各対策工法の簡易設計法について、各工法間の整合性など中心に課題を検討し、より合理的な設計法を提案する。特に、大規模地震時の各対策工法の簡易設計法を検討する。

(6)　液状化対策工法の適用性に関する研究

①　各液状化対策工法を用いた試設計による実施可能性の検討および適用性の比較検討

試設計モデルを検討した後、提案した簡易設計法を適用した試設計を行う。この際、簡易設計法の問題点等を抽出し、設計法の改良を検討する。

②　現地状況、新設、既設別の工法選定のための評価マトリックスの提案。

新設構造物も含めた工法選定のための工法選定上の留意点を検討する。

(7)　液状化対策技術マニュアルの作成

①　盛土・堤防を対象とした液状化対策技術マニュアル（案）の検討・提案

中規模地震、大規模地震を想定した液状化対策技術マニュアル（案）を検討する。

（ハザマ）

第６章　地中構造物（線状・面状）に対する液状化対策工法の開発に関する研究成果

第6章　地中構造物（線状・面状）に対する液状化対策工法の開発に関する研究成果

6.1　今年度の研究の概要

第3グループは線状地中構造物を、第4グループは面状地中構造物を担当している。今年度の研究内容も前年に引き続き両グループに共通な研究項目が多いため、両グループは合同で研究を実施した。

本共同研究における第三、四グループの研究項目および内容を表-6.1.1に、これらの各研究項目の相互関係と実施手順を図-6.1.1に示す。このうち、平成7年度に実施した研究項目とその概要を以下に示す。

(1)　地中構造物に適用する液状化対策工法の設計法基本方針，体系に関する研究

今年度は、中規模地震を想定し既設構造物を対象としたマニュアル暫定版をとりまとめることから、昨年度までの検討成果を踏え、目次構成、基本方針、簡易設計法の検討を行い、マニュアル暫定版にその成果を反映した。

(2)　液状化地盤内に位置する線状地中構造物の縦断方向の動的挙動に関する研究

昨年度まで実施した実験結果およびシミュレーション解析結果を整理し、現時点で想定しうる線状地中構造物の安定検討の基本的な考え方を提案した。

(3)　地盤改良の必要範囲の合理的設定法に関する研究

地盤改良範囲を変化させた6モデルについて、数値解析（永久変形解析）を実施した。また、液状化対策工の簡易設計法として採用したすべり安定計算も実施し、すべり安全率を求めた。これらの両者の関係を整理し、合理的な地盤改良範囲の設定法の提案を行った。

(4)　面状地中構造物の動的挙動に関する研究

昨年度に引続きＦＥＭによる動的有効耐力解析を適用して、二次元と三次元での面状地中構造物の動的挙動の差違の把握を試みた。しかし、今年度は解析途中の段階であり、次年度早々に成果をとりまとめ、面状地中構造物の設計法に反映する予定である。

(5)　液状化対策技術マニュアル（案）の作成

マニュアル暫定版作成のため、(1)で設定した簡易設計手法の妥当性の検証と適用性を確認するため、各対策工で試計算を実施した。これらの成果は第4章の各対策工法の研究成果を含めてとりまとめている。

（日本技術開発）

表-6.1.1　平成7年度の研究内容

研　究　項　目	研　　究　　内　　容
(1) 地中構造物に適用する液状化対策工法の設計法基本方針、体系に関する研究 （線状、面状共通）	① 各液状化対策工法の地中構造物に対する適用性、問題点の整理と課題の抽出 ② 地中構造物の液状化対策技術マニュアルの目次構成および内容骨子の検討・提案 ③ 地中構造物に対する耐震設計の基本方針の検討・提案 （入力地震動、限界状態、安全性の水準等）
(2) 液状化地盤内に位置する線状地中構造物の縦断方向の動的挙動に関する研究	① 動的解析手法の検討・提案 ② 模型振動実験による挙動把握 ③ 数値解析による実験結果のシミュレーション解析 ④ 簡易設計法の検討・提案
(3) 地盤改良の必要範囲の合理的設定法に関する研究 （線状，面状共通）	① 締固め工法と改良地盤物性値との相関性分析 ② 数値解析手法の検討・提案 ③ 数値解析による地盤改良必要範囲の検討 ④ 改良範囲の合理的な設計設定法の提案
(4) 面状地中構造物の動的挙動に関する研究	① 面状構造物の被災モードの想定、外力、応答特性の整理 ② 線状・面状の構造特性の違いに着目した数値解析による動的挙動把握 ③ 簡易設計法の検討・提案
(5) 液状化対策技術マニュアルの作成	① マニュアル（案）の検討・提案 ② 試計算の実施および試設計のとりまとめ

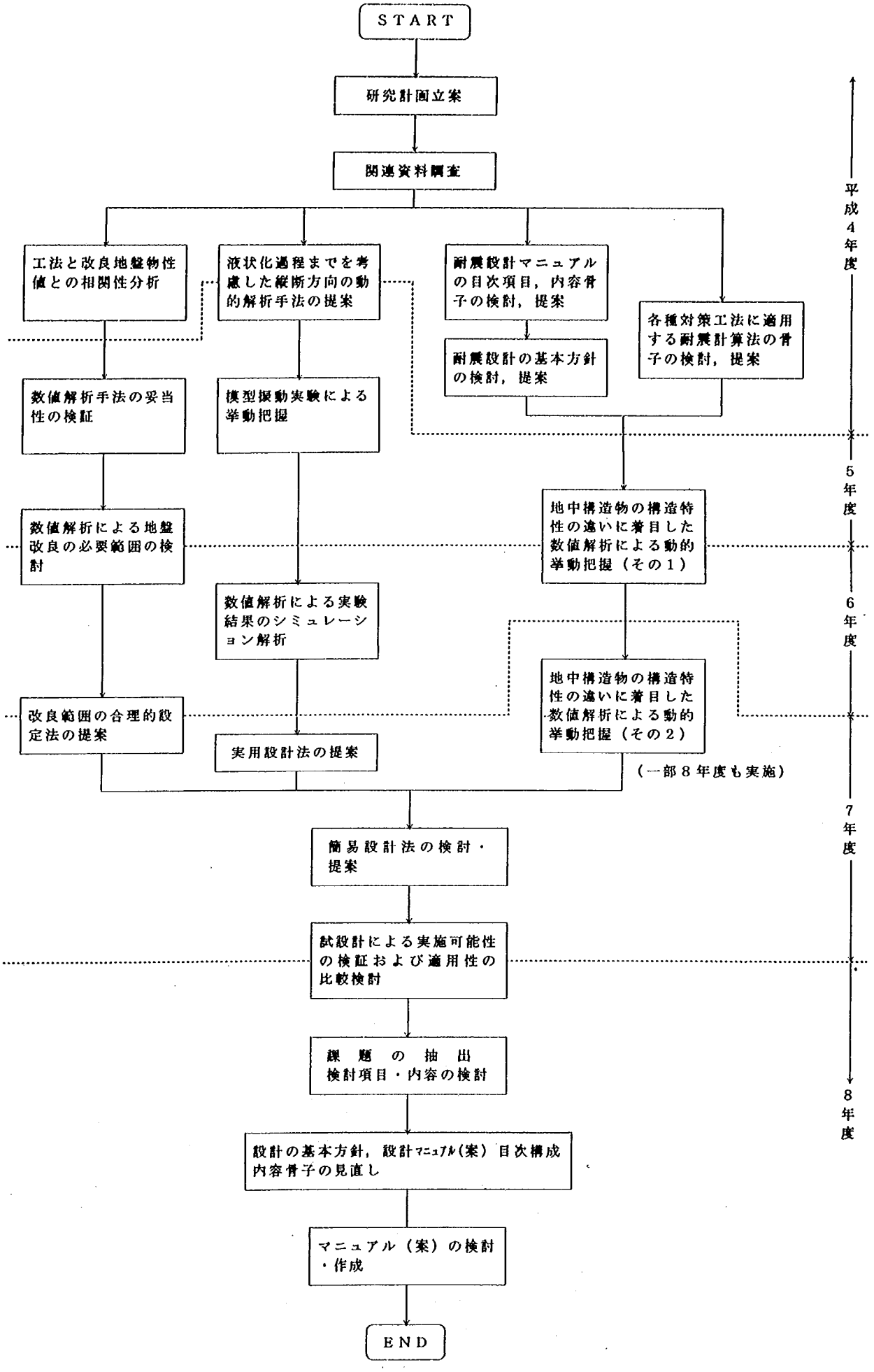


図-6.1.1　研究項目および実施手順

6.2　液状化時における線状地中構造物の設計計算について

6.2.1　概要と目的

共同溝やシールドトンネルのような線状地中構造物の耐震設計は、地上構造物に比べ地震時の加速度が小さいため耐震性に優れており、一般的に地震時の検討は省略されている。ただし構造物長手方向に沿った地盤構造の変化や入力地震動の位相差などの影響があるような特殊な場合には、応答変位法により耐震計算を行われる[1]。この方法は、表層地盤を水平方向に伝播する波を仮定し、これによって生じる地盤の相対変位に基づいて耐震計算を行っている。しかしながらこの方法は、非液状化地盤を対象としたものであり、液状化地盤への適用は考えられていない。ただし、液状化が生じても完全液状化までに至らなければ、液状化の程度に応じて低減された土質定数を用いて、応答変位法に基づいた計算法が提案されている[2),3)]。この方法にしても土質定数に対する低減率などのパラメータの決め方がまだ試行段階であり、液状化程度までを考慮した耐震計算方法は確立されていない。

本研究は、液状化時の線状地中構造物の縦断方向に対する耐震設計計算法の確立を目的としたものである。本報告では、部分的に液状化した地盤が線状地中構造物へ与える影響について検討を行った模型振動台実験[4]や3次元ＦＥＭ解析による検討結果[5]を基に、液状化時の線状地中構造物に耐震設計法ついて検討を行ったものである。

6.2.2　模型振動台実験の結果

(1)　実験概要

実験は、長さ 240cm、幅40cm、高さ60cmの鋼製土槽を用いて行った。図-6.2.1に実験概要図を示す。地盤材料には豊浦標準砂を用い、高さ50cm、湿潤密度ρt=1.93gf/cm^3、相対密度Ｄr=約47%の飽和砂質地盤を作製した。地中構造物模型は、幅10cm、高さ6cm、長さ220cm、板厚1cmの矩形断面のアクリル板で作成した。ただし模型のみかけの比重が実構造物に比べ軽いため、ρs=1.19g/cm^3 になるように調整した。入力波は、0Hz～30Hzまでの周波数帯域を持つホワイトノイズに形状関数を掛けて作成し、最大加速度は200galとした。モデル化は、構造物長手方向に液状化領域の違う3ケースの地盤を想定した。

- ケース1　構造物全体が液状化層にある場合
- ケース2　構造物の片側が液状化層にある場合
- ケース3　構造物の中央が液状化層にある場合

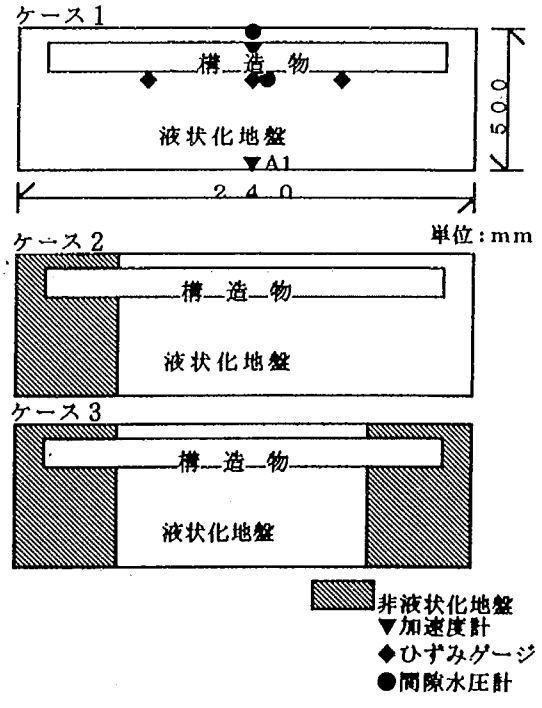


図-6.2.1　地盤モデル概要

(2) 実験結果

a) 軸直角加振による結果

液状化時における線状地中構造物に作用する加速度やひずみの結果を図-6.2.2に示す。実験の詳細な結果は参考文献[1]に記するものとする。線状地中構造物に作用するひずみの傾向として以下の点が上げられる。

① 上下成分のひずみは、地盤の液状化状況の違いや地中構造物の浮上り状況により生じる。

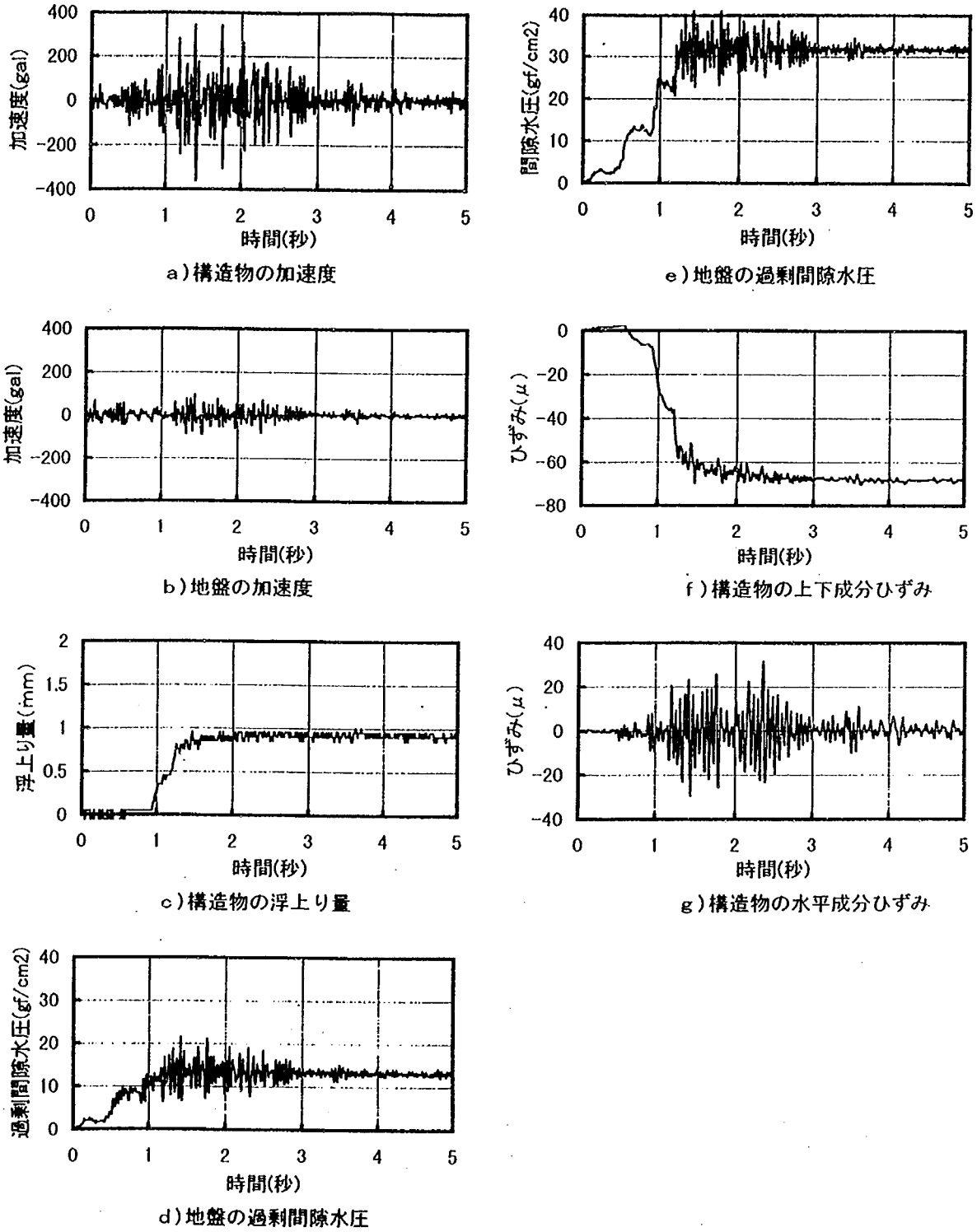


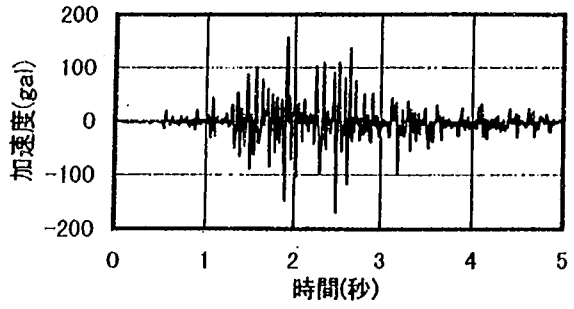
図-6.2.2 振動台実験結果（軸直角加振）

② 水平成分のひずみは、地盤が液状化するとともに生じる。

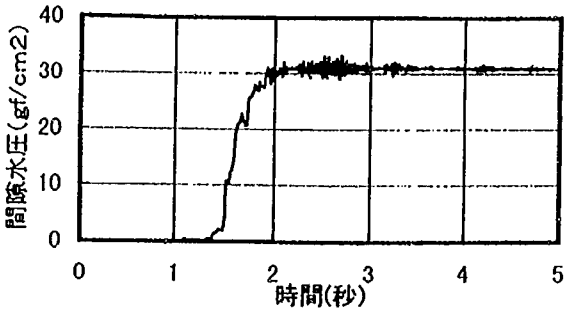
③ 液状化時に生じる線状地中構造物のひずみは、加振による水平成分よりも浮上りによる上下成分の方が大きくなる。

b) 軸方向加振による結果

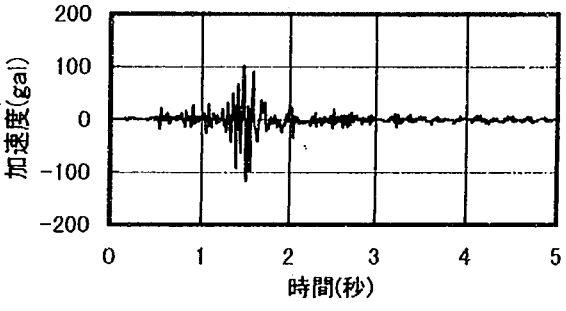
液状化時における線状地中構造物に作用する加速度やひずみの結果を図-6.2.3に示す。実験の詳細な結果は参考文献[1]に記するものとする。線状地中構造物に作用するひずみの傾向として以下の点が上げ



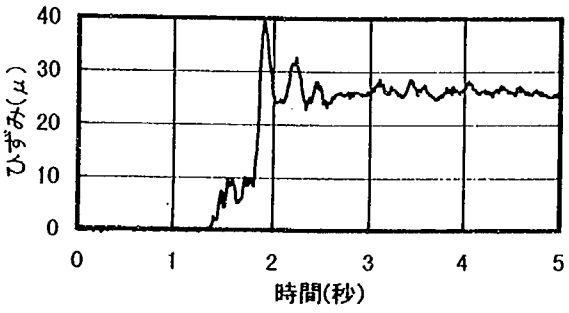
a)構造物の加速度



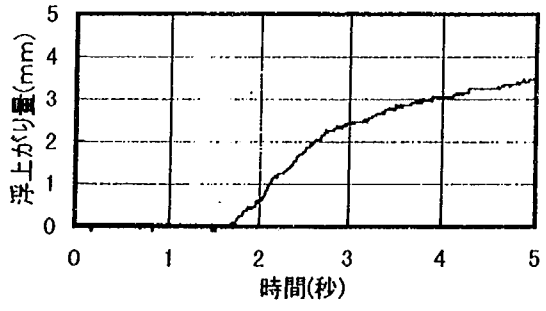
e)地盤の過剰間隙水圧



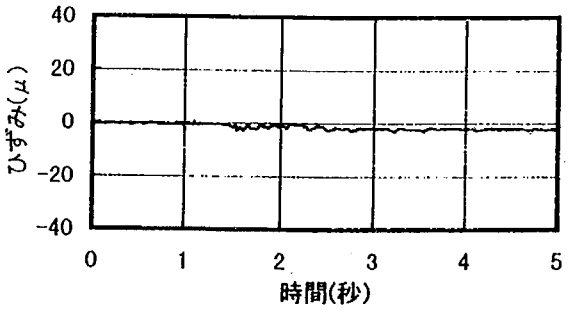
b)地盤の加速度



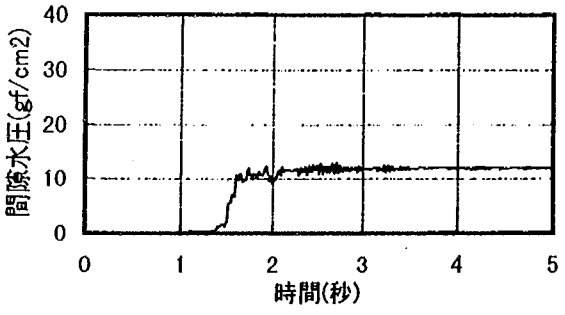
f)構造物の上下成分ひずみ



c)構造物の浮上り量



g)構造物の水平成分ひずみ



d)地盤の過剰間隙水圧

図-6.2.3 振動台実験結果（軸方向加振）

られる。

① 上下成分のひずみは、地盤の液状化状況の違いや地中構造物の浮上り状況により生じる。

② 水平成分のひずみは、生じない。

6.2.3 3次元ＦＥＭ解析による解析結果

(1) 解析概要

図-6.2.4に解析に用いる共同溝モデルの断面図を、図-6.2.5に縦断面図を示す。解析は、液状化領域の違う3ケースについて実施した。また、土質定数の低減は、完全な液状化状態(せん断剛性を1000分の1)を想定したケースと、軟弱な地盤（せん断剛性を10分の1)を想定したケースについて実施した。表-6.2.1に各ケースで使用した物性値を示す。入力波は、0Hz～30Hzまでの周波数帯域を持つホワイトノイズに形状関数を掛けて作成し、最大加速度は200gal でＸ方向加振とした。図-6.2.6に解析に用いたメッシュ図を示す。液状化の平面的広がりは、解析モデルの中央60mとし、その両脇は非液状化領域とした。解析では、地盤の側面には粘性境界を、底面には固定境界を用いた。

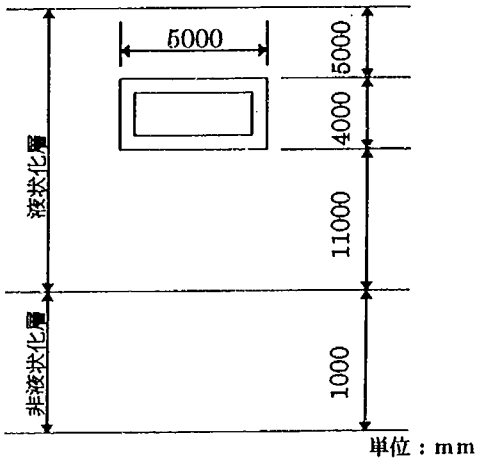


図-6.2.4 共同溝モデル（横断）

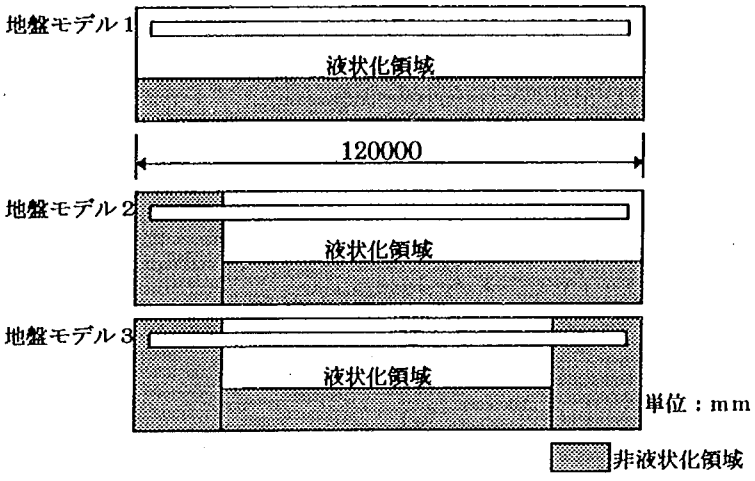


図-6.2.5 地盤モデル（縦断）

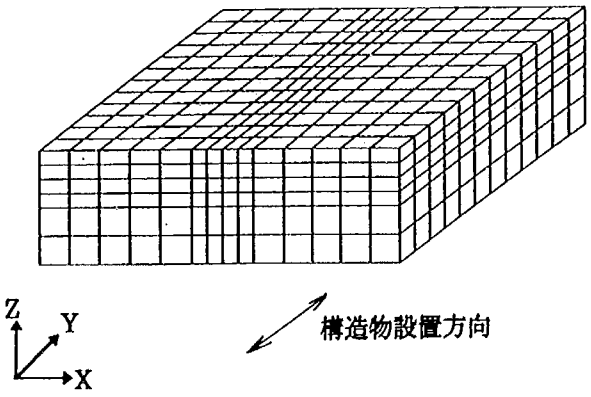


図-6.2.6 解析に用いたメッシュ

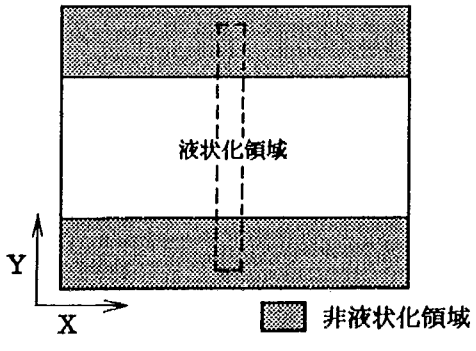


図-6.2.7 液状化領域（平面）
（地盤モデル３）

表-6.2.1　解析に用いた地盤物性値

実験ケース名	地盤モデル名	非液状化地盤			液状化地盤			地中構造物		
		単位体積重量 (tf/㎥)	せん断波速度 (m/sec²)	減衰定数 (%)	単位体積重量 (tf/㎥)	せん断波速度 (m/sec²)	減衰定数 (%)	単位体積重量 (tf/㎥)	せん断波速度 (m/sec²)	減衰定数 (%)
ケース1	モデル1	1．90	400	10	1．80	13	30	2．54	1600	5
ケース2	モデル2	1．90	400	10	1．80	13	30	2．54	1600	5
ケース3	モデル3	1．90	400	10	1．80	13	30	2．54	1600	5
ケース4	モデル1	1．90	400	10	1．85	130	10	2．54	1600	5
ケース5	モデル2	1．90	400	10	1．85	130	10	2．54	1600	5
ケース6	モデル3	1．90	400	10	1．85	130	10	2．54	1600	5

(2)　解析結果

図-6.2.8に線状地中構造物に作用する最大曲げモーメントを示す。線状地中構造物に発生する曲げモーメントは、液状化領域と非液状化領域との境界部において大きな値を示し、液状化領域のせん断剛性が小さくなるほど大きくなる傾向にある。詳細な検討結果については、参考文献[5]に記す。

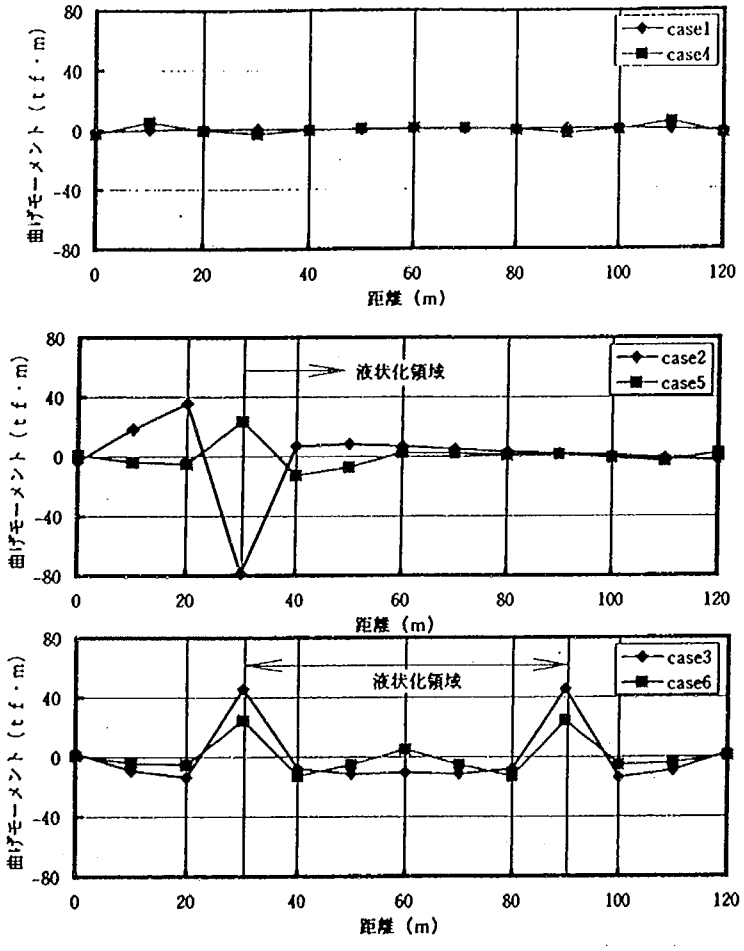


図-6.2.8　線状地中構造物に生じる最大曲げモーメント

6.2.4　液状化時における線状地中構造物の安定性について

上節までの実験および解析による検討結果より、液状化時における線状地中構造物の安定性について基

本的な考え方について以下に記す。

① 線状地中構造物の液状化時安定性は、構造物の浮上り現象について検討を行う。

② 線状地中構造物の長手方向の検討については、液状化時より共同溝等で行われている応答変位法による検討を行なう。ただし、今回は側方流動による長手方向の影響については検討は行ってはいない。

（フジタ）

参考文献

1) 日本道路協会；共同溝設計指針、1986年

2) H. Yanagimoto, T. Ono, S. Yamada, H. kiku; Several Simulation of Buried Pipeline During Liquefaction, Fourth Japan-U. S. Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Counter-measure for Soil Liquefaction, August, 1992

3) 淵田・秋吉・堤；液状化時の浮力に対する共同溝の応答解析、第42回土木学会年次講演会、1987年

4) 建設省土木研究所他；軟弱地盤耐震対策工法に関する共同研究報告書（その２）、平成６年６月

5) 建設省土木研究所他；液状化対策工法の開発に関する共同研究報告書、平成７年12月

6.3　地盤改良範囲の設定法に関する検討

6.3.1　検討内容および目的

本年度作成した『液状化対策技術マニュアル暫定版』において、地中線状構造物（共同溝を対象構造物と想定する）の浮き上がりに対する評価を、円弧すべり面を仮定したすべり安全率の照査により行う方法を採用している（図-6.3.1）。この計算法は、古関らによる『土木研究所資料　第2550号　掘割道路の地震時浮き上がりに関する検討　昭和63年2月　機械施工部動土質研究室』『土木研究所資料　第3008号　掘割道路の地震時浮き上がりに関する検討　平成3年6月　機械施工部動土質研究室』『共同溝の地震時安定性の簡易評価法に関する検討　第30回土質工学研究発表会』等の試験・研究成果をもとに考案されたものである。

本検討では、SADAP を用いた数値解析により浮き上がり量を算定し、上記のすべり安全率との比較をおこなった。加えて、既往の実験結果から、締固めによる改良地盤の浮き上がりと改良形態の関係について、本設計法の妥当性について検討した。さらに、液状化対策技術マニュアルの締固め工法の設計法のなかで、留意点と思われる箇所、特に改良強度と改良範囲の設定法について検討を行った。検討項目を以下に示す。

① 締固め改良部には、未改良部からの過剰間隙水圧の伝播が生じる可能性がある。この現象が、浮き上がり安全率にどの程度の影響を与えるか。また、水圧伝播領域に対する余裕改良幅としてどの程度を確保すればよいか。

② 既設構造物で、構造物直下に液状化層を残した“両脇改良”を施す場合、直下未改良部に発生する過剰間隙水圧の影響も懸念される。既設構造物での、このような改良形態が浮き上がり防止に有効に機能するのかどうか。

$$Fs = \frac{Mr1+Mr2+Mr3+Mr4}{Md1+Md2-Md3} > 1.5 \qquad \text{(図-6.3.1参照)}$$

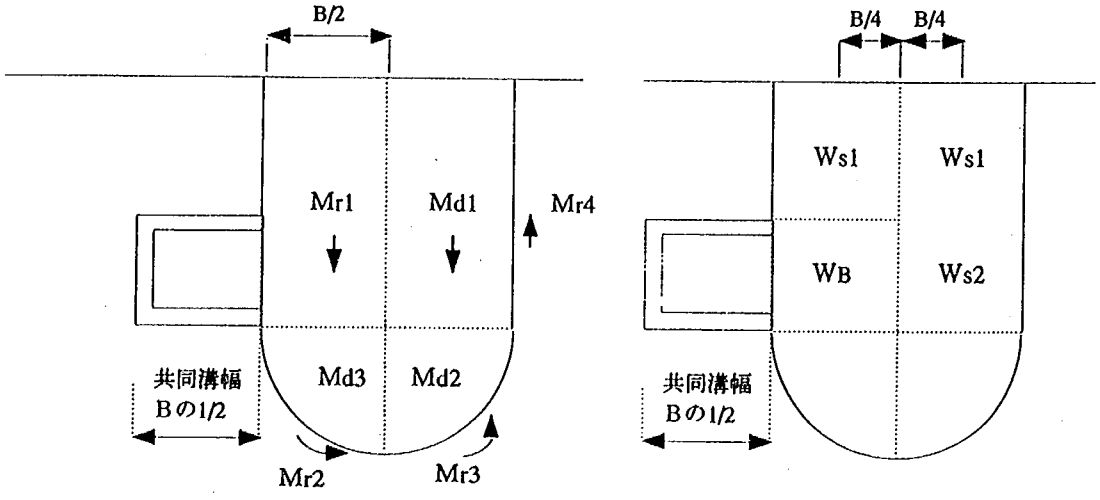


図-6.3.1　すべり安全率の説明

Mr1：共同溝および上載土重量による抵抗モーメント

Mr2～Mr4：すべり面上でのせん断抵抗による抵抗モーメント

Md1～Md3：すべり土塊の自重による作用モーメント

$$\tau f = (1-Lu)\ \sigma no' \cdot \tan\phi$$

$$\sigma no' = ((1+ko)/2-(1-ko)/2 \cdot \cos 2\theta) \cdot \sigma vo'$$

Lu　：過剰間隙水圧比

ko　：静止土圧係数0.5

ϕ　：改良後のパイル中間の平均内部摩擦角（°）

θ　：すべり面の法線方向の水平方向からの角度

6.3.2　すべり安全率にもとづく地中構造物の安定性評価に関する検討

(1)　地盤モデル

線状地中構造物の永久変形解析は、図-6.3.2に示す地盤モデルを用いた。地盤定数は表-6.3.1の通りとする[1),2)]。

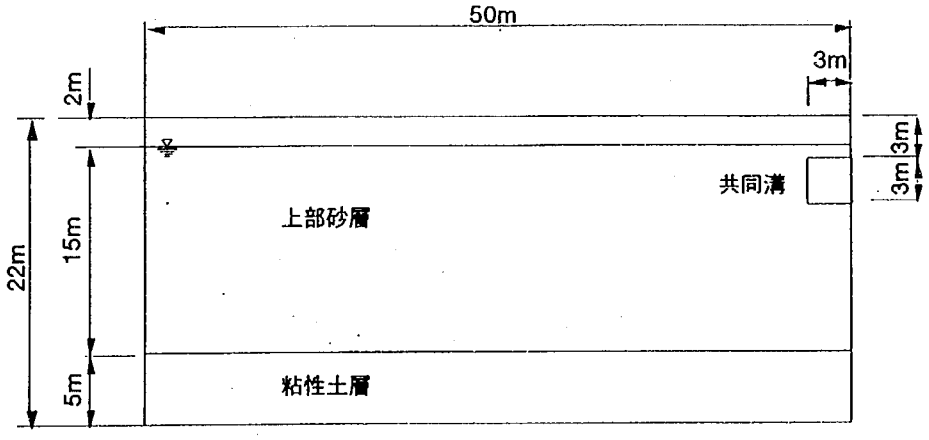


図-6.3.2　解析モデル地盤

表-6.3.1　解析に用いた地盤定数

	Dr (%)	含水比ω (%)	拘束圧 (tf/m²)	e	γd (tf/m³)	γsat (tf/m³)	γt (tf/m³)	解析モデル定数 α1	せん断弾性係数の初期値 Gi (tf/m²)
液状化層	60	20	10.571	0.759	1.4989	1.930	1.798	4055	4641
下部粘性土			19.546			1.800		2070	3030
改良地盤	71.0	20	10.828	0.717	1.5348	1.953	1.842	4402	5087
(地下水位以	82.5	20	11.106	0.674	1.5742	1.977	1.889	4786	5587
	90.0	20	11.295	0.646	1.6011	1.994	1.921	5052	5937
	96.0	20	11.451	0.624	1.6232	2.007	1.948	5274	6232

(2)　入力地震波

入力地震波は、簡易設計を対象としているためＬ１波を想定した[1),2)]。

(3) 解析ケース

図-6.3.3、図-6.3.4に新設および既設構造物の解析モデルを示す。新設構造物を対象としたモデルは、直下を締固め工法により改良し、側部の改良幅Ｌを０ｍから６ｍまで変化させた。また、既設構造物については、直下に未改良部を残し、側部の改良幅Ｌを１ｍから３ｍまで段階的に変化させた。モデル化に際しては、未改良部からの過剰間隙水圧の伝播による損傷域の強度低下は考慮していない。

改良域の強度は、締固め工法の改良強度の上限値としてDr＝96%を想定し、現地盤の相対密度60%に対して、Dr＝71.0～96.0%の４段階とした。改良幅と改良強度により計24通の解析ケースについて浮き上がりの算定をおこなった。表-6.3.2に解析結果を示す。

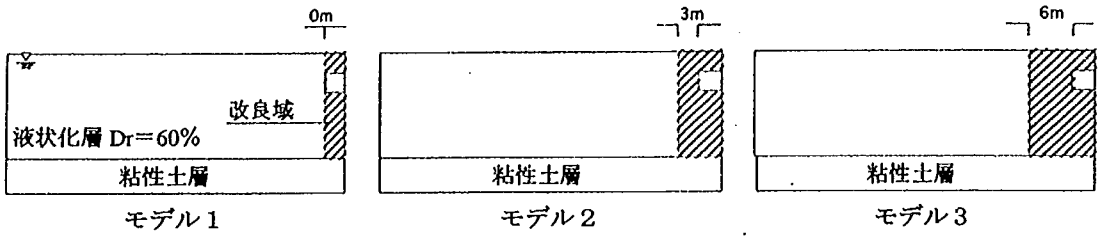


図-6.3.3　解析モデル（新設構造物）

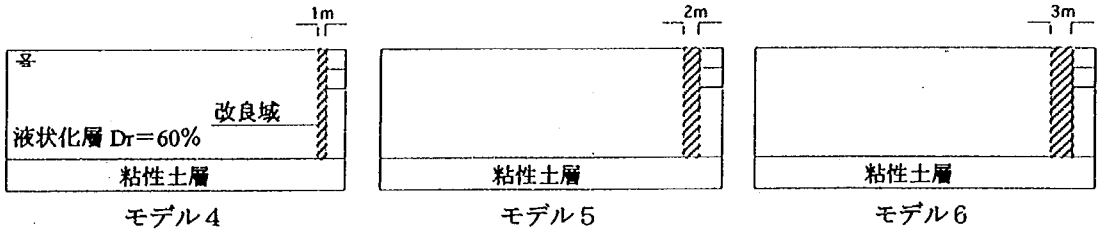


図-6.3.4　解析モデル（既設構造物）

(4) 解析結果および考察

表-6.3.2、図-6.3.5、6.3.6に解析ケースと浮き上がり量の関係を示す。図より、改良幅の減少に伴い、構造物の浮き上がり量が増加していることがわかる。また、新設構造物の浮き上がり量の増加が一定しているのに対し、既設構造物を対象とする改良の場合は、浮き上がり量の増加の比率自体も改良幅の減少に伴って増加する傾向にある。この傾向は、平成７年度に実施した新設構造物を対象とした地盤改良範囲の検討結果と一致している[1]。

すべり安全率Ｆｓの算定結果を表-6.3.3、6.3.4 に示す。すべり安全率の算定は、道路橋示方書および建築基礎設計指針の両指針により行った。それぞれの指針において算定された液状化抵抗ＦＬにより、道路橋示方書の間隙水圧比ＬｕとＦＬの関係式（$Lu = FL^{-7}$ ただしＦＬ＞１）を用いて各層の液状化時の過剰間隙水圧を算定し、すべり面のせん断抵抗を求めた。各指針でＦＬ値を算定した理由は、指針により相対密度とＮ値を結びつける関係式や基準化Ｎ値、細粒分含有率の評価法方等が異なり、地盤条件により強度評価に影響がでるためである。モデル地盤では、指針による浮き上がり安全率の差異は、顕著ではなかったが、傾向として、改良強度が低く改良幅が大きいほど、指針の違いから発生する浮き上がり安全率

表-6.3.2　解析ケースと浮き上がり量（cm）

Dr %	新設構造物			既設構造物		
	モデル1	モデル2	モデル3	モデル4	モデル5	モデル6
無改良(60.0)	16.252	16.252	16.252	16.252	16.252	16.252
71.0	10.644	9.957	9.315	13.269	12.345	11.465
82.5	4.764	4.553	4.379	6.667	5.852	5.748
90.0	2.844	2.61	2.479	4.556	3.625	3.463
96.0	1.895	1.658	1.466	3.478	2.634	2.422

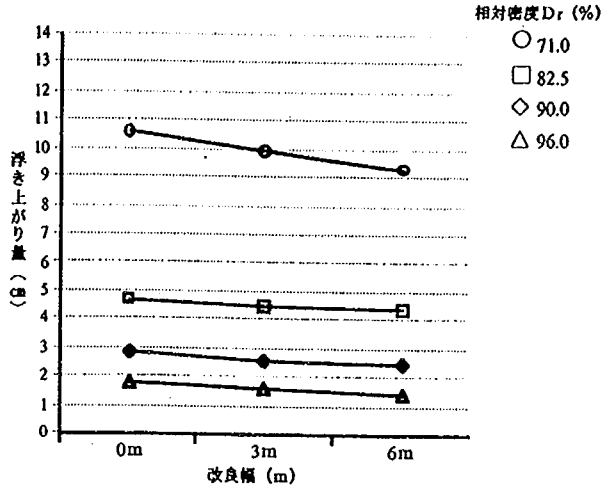


図-6.3.5　改良幅と浮き上がり量の関係（新設）

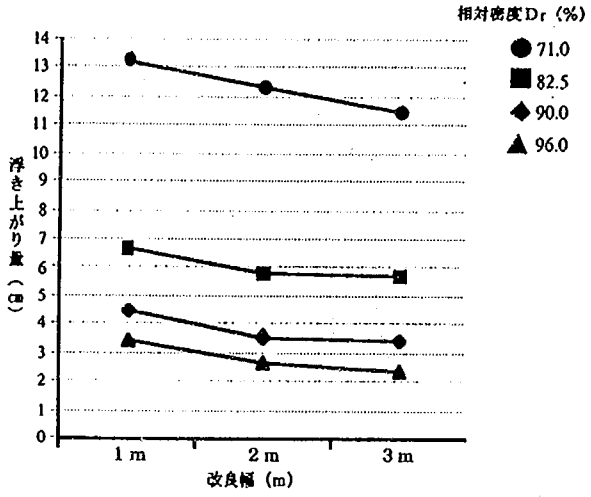


図-6.3.6　改良幅と浮き上がり量の関係（既設）

表-6.3.3　道路橋示方書によるすべり安全率の算定結果

Dr %	新設構造物			既設構造物		
	モデル1	モデル2	モデル3	モデル4	モデル5	モデル6
71.0	1.84	2.89	3.32	1.06	1.36	1.84
82.5	2.19	3.57	4.10	1.15	1.55	2.19
90.0	2.32	3.83	4.41	1.18	1.62	2.32
96.0	2.42	4.04	4.65	1.21	1.67	2.42

表-6.3.4　建築基礎設計指針によるすべり安全率の算定結果

Dr %	新設構造物			既設構造物		
	モデル1	モデル2	モデル3	モデル4	モデル5	モデル6
71.0	1.44	2.08	2.44	0.96	1.15	1.44
82.5	2.32	3.84	4.39	1.19	1.62	2.32
90.0	2.32	3.84	4.39	1.19	1.62	2.32
96.0	2.42	4.04	4.62	1.21	1.67	2.42

の差異が認められた。なお、暫定マニュアルにおいて指針の選定は、原則として道路橋示方書の方法によるが、建築基礎の併用についても可能としている。

すべり安全率の算定において、新設構造物の6m改良以外のケースについては、すべり線の直線部が改良域内にないため、側面のせん断抵抗による抵抗モーメントを加算していない。

図-6.3.7は、構造物の浮き上がり量とすべり安全率の関係をプロットしたものである。Dr＝71%の低い改良強度のプロットを除外した場合、円弧すべりの必要安全率Ｆｓを1.5とみなすことができる。低強度の算定値を除外した根拠として、締固め部の安定性に対する既往の研究を挙げることができる。井合らによる研究[3]により、締固め部の安定性（“十分な締固め度”の必要性）について以下の点が指摘されている。

① 締固め部分の締固め度が十分でない場合には、連鎖的な液状化の可能性が残されている。

② ある相対密度を境として、それ以上の相対密度に対しては液状化に対する抵抗が急激に高まる傾向がある。また、有効上載圧 1～2 kgf/㎠（水位2m程度、深度10～20m）における試験結果より“十分な締固め度”とは、おおよそ相対密度80%と判断できる。

上記解析結果および井合らの報告から判断し、地中構造物周囲を締固め工法により改良する場合、改良強度の下限値としてDr＝80%（Rd≒0.6）程度の採用が必要と考えられる。

Ｌ1 レベルの地震波を対象とした設計に際しては、構造物に対して致命的な浮き上がりを防止することを目的としている。したがって、対策工として想定した改良強度と範囲から算定されたすべり安全率Fsが、1.5を上回っていることが浮き上がりの判定基準となるが、浮き上がり量の急変する Fs＝1.5付近に安全率が設定された場合は、構造物の重要性や設計震度に応じ慎重な配慮が必要と考えられる。

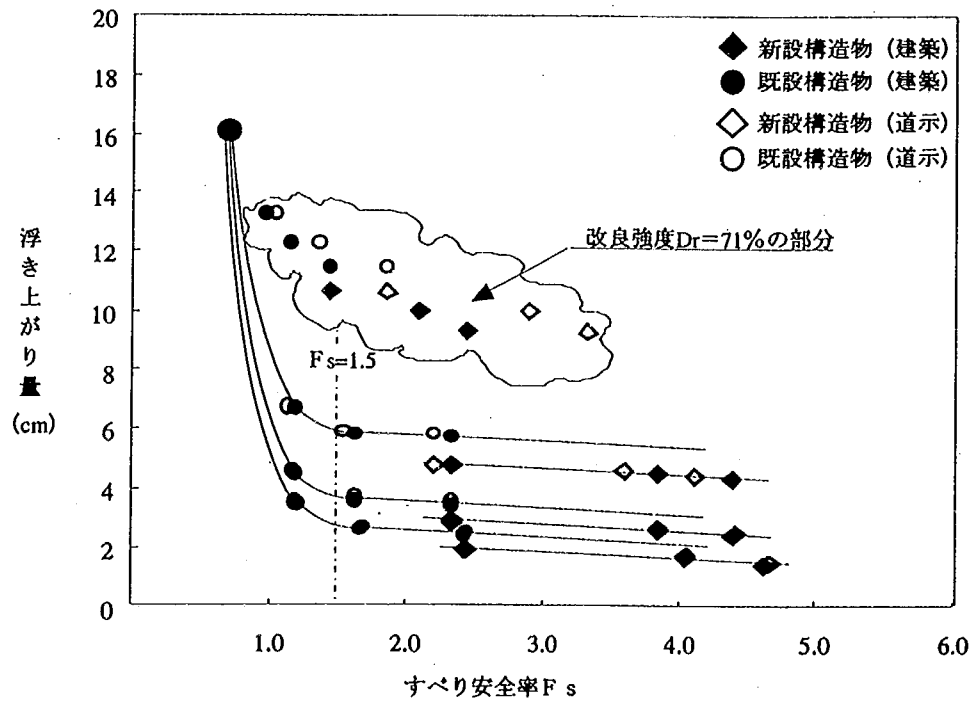


図-6.3.7 新設・既設構造物の浮き上がり量とすべり安全率の関係

6.3.3　構造物側部の改良幅とすべり安全率について

既設・新設構造物側部の改良幅は、下限値としてB/2が採用されている[1]（Bは構造物の幅とし、B/2が構造物下端からの液状化層厚H'より大きい場合はH'とする。図-6.3.15 参照）。この改良幅は、施工条件の制約によっては現地で確保できない場合があり、また、締固め境界部では未改良部からの過剰間隙水圧の伝播により有効応力が低下し、せん断強度の低下がもたらされる可能性がある。したがって、すべり安全率の算定において①所定のせん断抵抗Mr 4（締固め地盤の鉛直面のせん断抵抗による抵抗モーメント）を計算上考慮することができる改良幅をどのように設定すればよいか（損傷域をどれだけ見込むのか）。②L≦B/2の場合でも同じ手法によって安定性を評価しうるのか、といった疑問が生じる。

この点について、本報告書の4.7.1『締固め地盤の損傷領域に関する検討』において、前述の問題の回答となる以下の知見を得た。

① 締固め地盤に過剰間隙水圧の発生がないとみなせる場合で、かつL1レベル相当の、地震動の継続時間が比較的短いと考えられる場合は、締固め領域の損傷は既往の提案範囲の半分程度と考えられる。

② 締固め領域に損傷相当の余裕幅を与える他に、境界部にドレーン層を設置して積極的に過剰間隙水圧を消散させる対策等によっても対処可能である。

さらに、すべり安全率の算定方法は、円弧の中心を構造物の下端、半径をB/2として行うこととしている。この算定法は、根切り工事におけるヒービングの滑り面と対応しているため、図-6.3.8の様に円弧の中心を変化させることですべり面が損傷による強度低下域に入り、すべり安全率が低下することが考えられた。そのため、円弧すべりの中心を変化させ安全率の変化について計算を行った。計算は、新設および既設構造物側部を3m（新設は直下も改良）と損傷域として3m(15m×tan10～15°＝2.6～4.0m）改良したモデルについて、損傷域の強度を3段階に低下させ、滑り面の安全率を算定した。なお、既設構造物を対象としたモデルについては、構造物と締固め境界面にドレーンを併用するものとし、構造物直下の液状化による内側からの損傷は発生しないものとする。

表-6.3.5に各損傷域の相対密度の低減を示す。強度の低下の表現は、各損傷域の過剰間隙水圧比を井合らの振動台実験[5]により想定し、過剰間隙水圧の伝播による有効応力の低下に伴い、SADAP+GSTR2 で用いる地盤のバイリニアモデルの基準ひずみγ＊が増加して変形抵抗性が低下するものと考える。その割合については、人為的に過剰間隙水圧を発生させた飽和砂の応力一ひずみ関係を調べた安田らの実験データ[6]を参照した。過剰間隙水圧比 0の場合の基準ひずみを1とし、間隙水圧発生時の基準ひずみの増加率が、

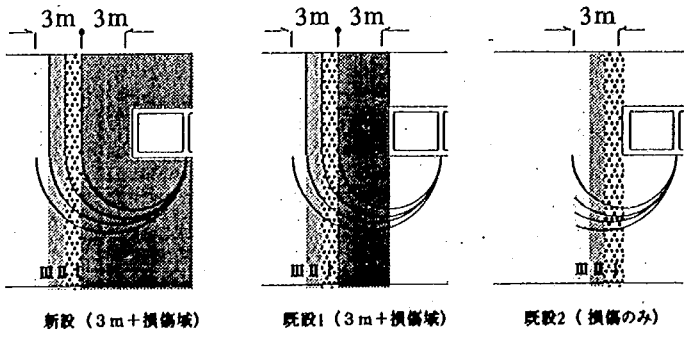


図-6.3.8　損傷を考慮した改良域の説明図

表-6.3.5　損傷部の相対密度の低減

損傷域の区分	相対密度（%）			
損傷なし	Dr=	82.5	90.0	96.0
I	Dr=	78.8	86.3	92.3
II	Dr=	75.9	83.4	89.4
III	Dr=	73.6	81.1	87.1

剛性回復域の応力ひずみ関係の勾配の変化率に反比例するものとしてこれを初期相対密度に依存しない関係とし、相対密度の低下によって表現した。この詳細については、文献[1]を参照されたい。

側部鉛直面のせん断抵抗は、周面地盤に発生する過剰間隙水圧により低減される。図-6.3.8に示すように、計算モデルのすべり面は、強度の変わる境界に位置するため、この面に作用するせん断抵抗は、強度の低い側のDrによって算定された値を採用した。

表-6.3.6に安全率の算定結果を示す。図-6.3.9に示すグラフより、円弧すべり中心位置の変化によるすべり安全率の変化は、比較的小さいことがわかる。これは、円弧が大きくなるにしたがって、既設構造物が土荷重に占める割合が減少するとともに、円弧半径の増加により滑動側・抵抗側のモーメントがともに増加することと、損傷域のせん断抵抗の減少が相殺された結果といえる。したがって、構造物の下端を円弧の中心とし、 B/2を半径と仮定するマニュアル暫定版の安全率により浮き上がり安全率を確保できるものと考えられる。

表-6.3.6　すべり線の中心を変えたすべり安全率

構造物下端から円弧中心までの距離	構造物下端	0.5m移動	1.0m移動	1.5m移動
新設　Dr=96.0%	4.74	4.78	4.82	4.41
新設　Dr=90.0%	4.49	4.53	4.57	4.19
新設　Dr=82.5%	4.17	4.19	4.26	3.96
既設1 Dr=96.0%	3.12	3.38	3.38	3.14
既設1 Dr=90.0%	2.97	3.22	3.22	3.01
既設1 Dr=82.5%	2.79	3.02	3.03	2.83
既設2 Dr=96.0%	2.30 (2.42)	2.10	1.82	1.97
既設2 Dr=90.0%	2.21 (2.32)	2.02	1.77	1.91
既設2 Dr=82.5%	2.09 (2.32)	1.92	1.70	1.84

※（　）内は損傷考慮のない場合の安全率

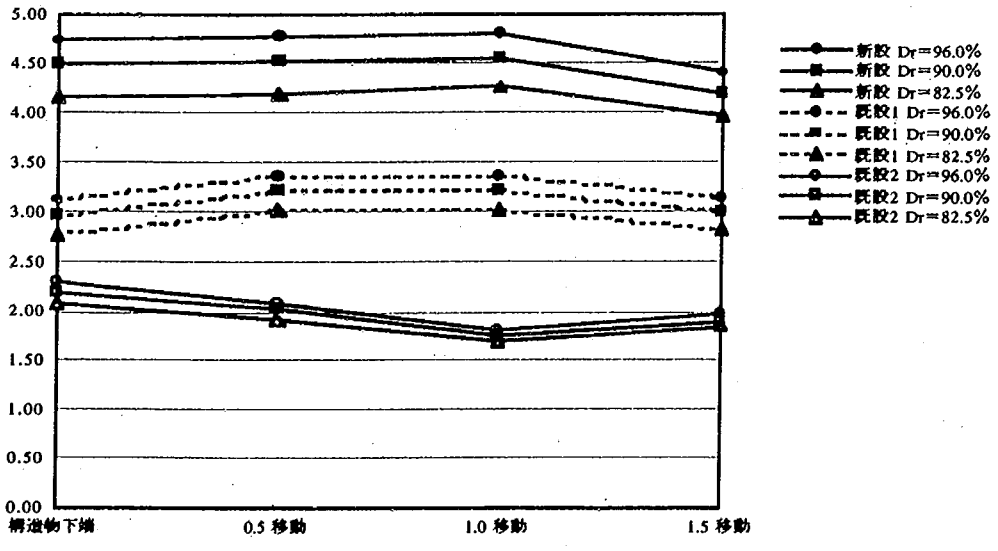


図-6.3.9　円弧位置とすべり安全率の関係

6.3.4　既往の検討例に見られる既設構造物の直下未改良部の影響について

側方の地盤のみに締固め改良を行う場合（直下未改良部が残存する場合）の浮き上がりの抑制効果について、古関らの検討[7]により以下の知見が得られている。

① 側方地盤を締固め改良すると、ある加振レベルまでは、周りの砂が構造物の下に回り込むのを防ぎ、構造物の浮き上がりを抑える効果が見られる。

② 加振レベルが大きくなると締固め部でも変形が生じ構造物が浮き上がるが、浮き上がり量は無対策の場合よりも小さく、また改良幅が広いほど浮き上がり量が小さくなった。ただし、実規模の構造物では、模型実験との相似則の違いから排水距離が正しく評価されないため、締固め改良の効果が模型実験より大きく現れることが予想される。

上記のように、側方のみの地盤改良でも既設構造物に対するある程度の抑制効果を持つことが報告されている。以下では、古関らの実験結果をもとに、本研究で検討し設定したＬ１レベルの地震波を対象として、共同研究マニュアルの設計法の適用性について考察を加える。

実験は、図-6.3.10 に示す６種類のモデルで行われている。今回着目したのは、側方改良幅の違うNo.5, 6と液状化層厚が等しく無改良のNo.2の３ケースである。模型実験は、70, 100, 150, 200, 300Galの加振レベルでおこなわれ、図-6.3.14 の計器配置図に示す測点で間隙水圧等の計測がなされた。実験結果として、構造物直下の加振加速度と最大過剰間隙水圧の関係、模型の累積浮き上がり量と側方締固め改良幅の関係、模型の累積浮き上がり量と浮き上がり安全率の関係を、図-6.3.11、図-6.3.12、図-6.3.13 に示し、

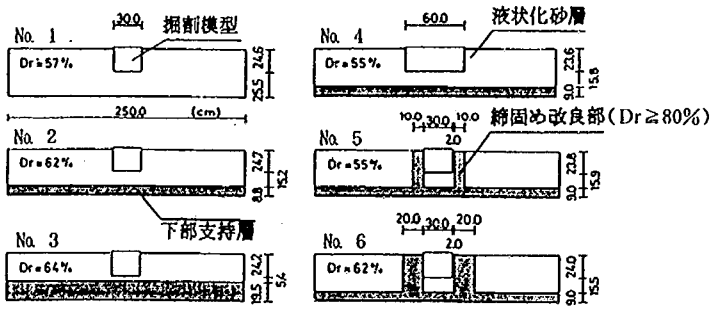


図-6.3.10　実験モデル

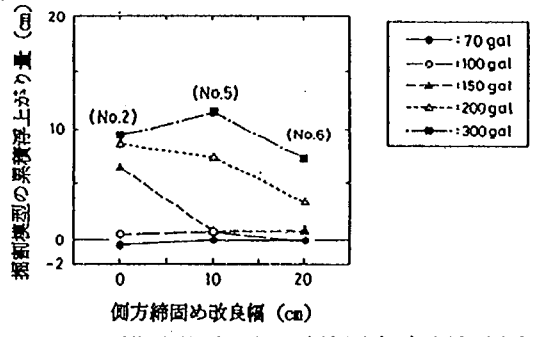


図-6.3.11　構造物直下の累積浮き上がり量と側方締固め改良幅の関係

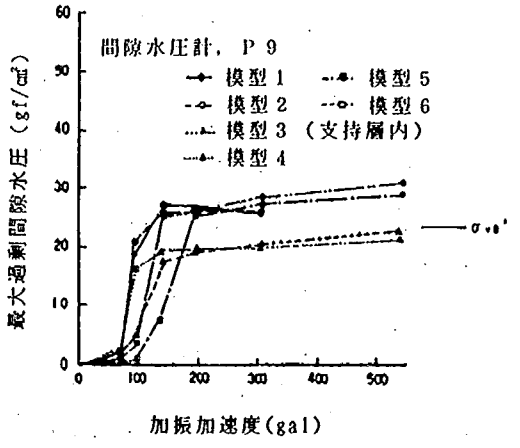


図-6.3.12　加振加速度と最大過剰間隙の関係

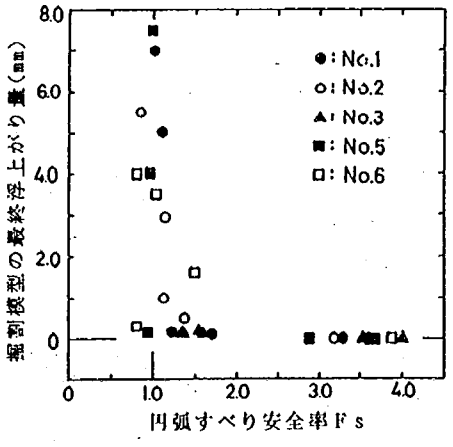


図-6.3.13　すべり安全率と累積浮き上がり量の関係

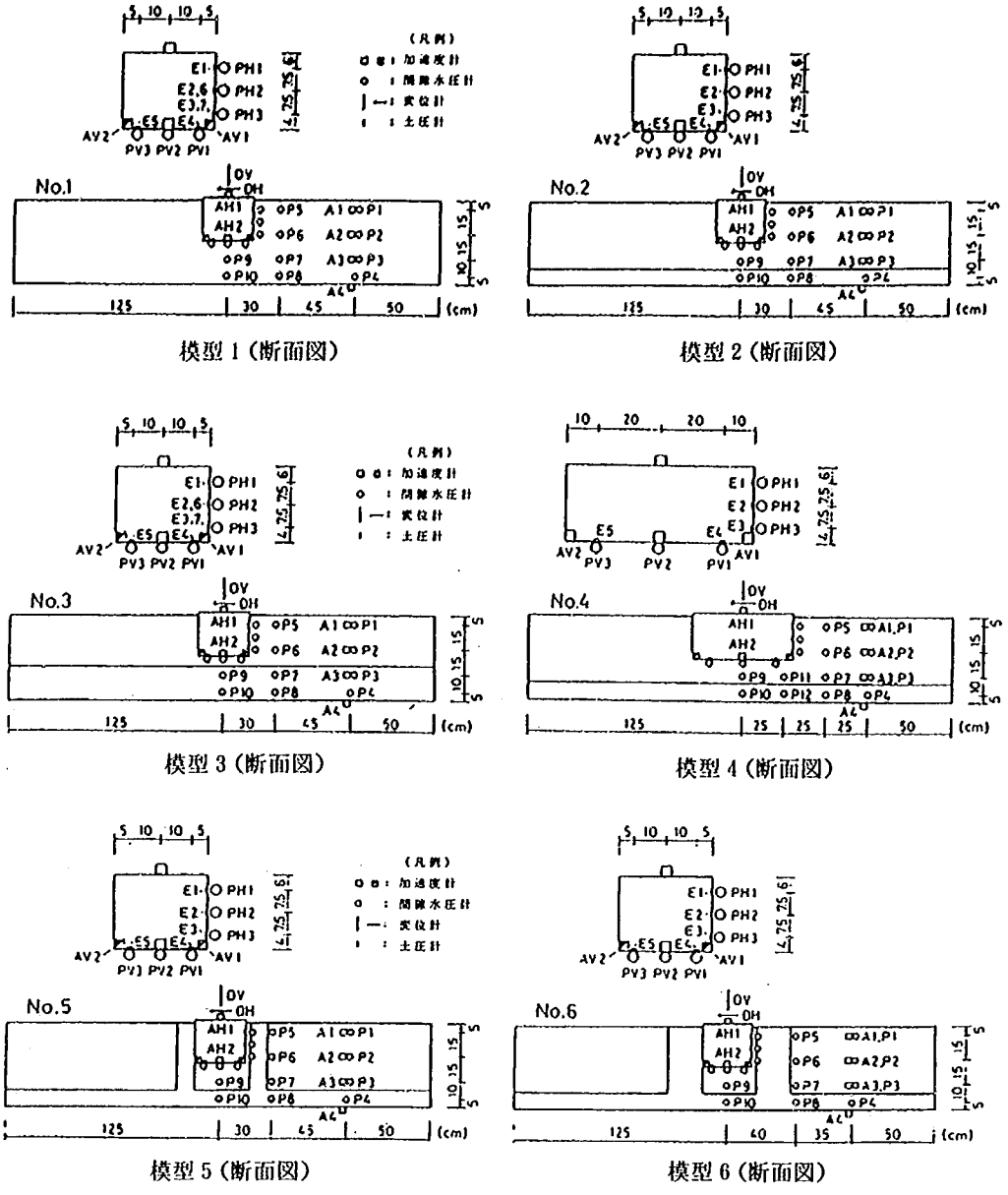


図-6.3.14　計器配置図

得られた知見を以下に示す。

① 図-6.3.11 より、150Galの加振の場合、側部に改良のないNo.2には浮き上がりの発生がみられる。しかし、No.5, 6の”両脇改良”ケースにおいて浮き上がりは生じていない。また、200, 300Galの加振の場合は、無対策時に生じる浮き上がり量が、”両脇改良”により減少し、その減少の度合いは、改良幅の増加と対応している。したがって、この実験結果から”両脇改良”が浮き上がりの防止に効化があること、および、改良幅を広げることで浮き上がり量を低減できることが確認できる。

② 図-6.3.13 は、浮き上がり量と安全率の関係を示したものである。“両脇改良”の場合においても、側方が均一の地盤と同様に、すべり安全率 Fs＞1.5の範囲では、浮き上がりの発生は見られない。

③ 構造物直下の未改良部（模型3は支持層内）に設置された間隙水圧計P9のデータによれば、100Galの加振における、側部を締め固めた実験モデルNo.5、No.6の最大過剰間隙水圧は、両脇が改良されていないモデルに比べ明らかに小さい傾向を示す。したがって、この段階では“両脇改良”により、構

造物直下過剰間隙水圧の発生が抑えられていると考えられる。ただし、150Galを越えると、間隙水圧は急激に上昇し、200Gal以上では、ほぼ液状化状態（過剰間隙水圧比1.0）となる。

得られた知見から、Ｌ１レベルの設計においては、直下未改良の“両脇改良”においても現設計法の適用が可能と判断できる。ただし、加振レベルが大きいと急激に浮き上がりが発生する可能性があり、B/2に加え、損傷域として相当の余裕幅を設けることや、有限要素法等の詳細設計を行うことが望ましい。

6.3.5　まとめと今後の課題

本検討により得られた知見を以下に示す。

①　改良強度の下限値について

締固め地盤の改良強度は、井合らの実験や今回の数値解析結果から見て下限値をDr＝80％（Rd≒0.6）程度とする必要があると考えられる。

②　“両脇改良”の有効性と改良範囲について

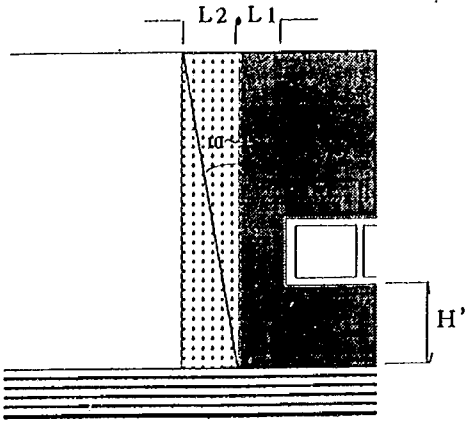
古関らの実験や、SADAP による解析から両脇改良が液状化の防止に有効なこと、また、その改良効果を円弧すべり安全率により評価できることが確認された。

構造物側部の改良幅は、下限値としてＬ＝min（B/2、H’）を採用している。この改良幅は、施工条件によってさらに制約を受ける可能性がある。Ｌが B/2を満たすことができない場合、改良強度を十分に高めて所定の安全率を確保すること、あるいは、適切な透水性をもったドレーン工法の併用や他工法との比較により、経済的な改良工法を選定する必要がある。

既設構造物直下に液状化層を残した“両脇改良”の場合B/2以上の改良幅を確保することが重要である。“両脇改良”は、ある震度レベル以上になると、未改良部からの過剰間隙水圧伝播と改良体内の過剰間隙水圧の上昇により改良体が液状化し、浮き上を生じる可能性がある。直下も改良されている新設の改良と比較し、構造的に工法の粘り強さにかけるため、地震レベルが大きい場合（Ｌ2)や構造物の重要度が高い場合には改良幅や強度に対して慎重な配慮が必要となる。

③　未改良部からの過剰間隙水圧の伝播による締固め改良の損傷損傷域

Ｌ１レベルの地震に対する締固め改良域を健全なものとして設計するため、改良域の境界下端から鉛直面に対して10～15° の損傷域を設定することが望ましい。（図-6.3.15 ）たとえば、改良層厚が15m



改良幅Ｌ＝max（min（B/2、H’），Ｌ1＋Ｌ2)
B　：構造物の幅
H’：構造物下端から液状化対象層下端までの距離
Ｌ1：計算上必要な改良幅
Ｌ2：損傷域

図-6.3.15　改良範囲の提案

とした場合、損傷域としてL2＝15m×tan10～15° ＝2.6～4.0mを設定することで改良体の強度低下を防ぐことができる（4.7章参照）。

以上の知見は、マニュアル暫定版としてまとめたL1 レベルの設計法に限定したうえで得られたものである。L2 レベルでの損傷域の考え方や、既設構造物の安定性などについて今後検討を加えていく予定である。

（前田建設）

参考文献

1) 建設省土木研究所：軟弱地盤耐震対策工法に関する共同研究報告書（その2）、共同研究報告書 第104号, 1996 pp. 27～58
2) 建設省土木研究所：軟弱地盤耐震対策工法に関する共同研究報告書、共同研究報告書 第150号, 1995 pp. 519
3) 井合 進、小泉勝彦、倉田栄一：液状化対策としての地盤の締固め範囲に関する基礎的研究、港湾技研資料 No. 590, 1987, pp. 22～37
4) 液状化対策工法マニュアル暫定版 5.-18
5) 前掲 3), pp. 45
6) 安田進、増田民夫、規矩大義、板藤繁：繰返しねじりせん断試験による液状化の強度・変形特性：地震工学研究発表会講演概要集
7) 古関潤一、森下 義、高橋晃浩：掘割道路の地震時浮き上がりに関する検討, 土木研究所資料 第3008号

6.4　まとめおよび今後の研究課題

第3、4グループは、対象とする構造物が線状、面状地中構造物と規模や構造特性が異なるものの、基本的には地中に埋設された比較的軽い構造物であり、周辺地盤の液状化に伴う被害も浮上がりといった現象が支配的要因であることから、昨年度に引き続き合同で研究を進めてきた。

初年度である4年度では、研究着手にあたっての共通的な課題や問題点を整理することを目的に、現行の耐震設計法、被災事例、設計・施工事例等の資料調査を実施した。これらの調査結果を整理して対象構造物の実態を明らかとし、研究の方向性や研究項目を抽出した。また、地中構造物の液状化対策での共通課題である改良範囲の問題や線状地中構造物特有の縦断方向の耐震設計法に関しても研究項目を具体的に設定した。

これにもとづき5年度より地中構造物の液状化対策工の設計法の具体化を図る目的から、表-6.1.1に示す研究項目について検討を進めており、今年度は以下に列記する成果を得た。

① 線状地中構造物の縦断方向の動的挙動に関しては、これまで実施した模型実験の結果および同実験のシミュレーション解析結果の整理を行い、現時点で想定される設計の基本的な考え方を提案した。

② 地盤改良の必要範囲に関しては、線状、面状地中構造物でそれぞれ整備工法である締固め工法を対象に昨5年度に引き続き具体的に検討した。その結果、改良仕様の合理的な設定法を提案した。

この他、マニュアル暫定版のとりまとめのため実施した各対策工に対する試計算を踏え、設計法確立のための課題の抽出も行っている。また、面状地中構造物の設計法確立のため、数値解析を実施中であり、この結果を踏えて面状地中構造物の簡易設計法の提案を行う予定である。

以上のように、研究の進捗状況は項目により異なっている。しかし、次年度は本研究の最終年度であり、設計マニュアル（案）のとりまとめが主たる作業となる。このため、図-6.1.1に示した手順に従い設計の基本方針に係わる残された課題の決着を早急に図り、これまでの研究成果を反映した合理的な設計マニュアル（案）を作成のため効率よく研究を進めることとした。

（日本技術開発）

第７章　広域的液状化対策の開発に関する研究成果

第７章　広域的液状化対策の開発に関する研究成果

7.1　今年度の研究の概要

「広域的液状化対策工法の開発」では、広域として既存の主要道路を対象とし、広域的液状化対策工法として地下水位低下工法を対象とする。

地下水位低下工法としては、

・補助工法（止水壁）併用の場合

・単独使用の場合

に分けて検討する。

昨年度は、

・広域的液状化対策工法に関する調査

・広域的液状化対策工法の可能性の検討

を行った。また、モデル地区内の主要道路を対象に、広域的液状化対策としての地下水位低下工法の適用可能性を明らかにするために、以下の検討を行った。

・モデル地区の選定

・設計条件の設定

・土地利用状況の調査

・改良目標値設定

・対策工の諸元の設定

・周辺環境への影響検討

・総合評価

その結果、以下のことが明らかになった。

・広域的液状化対策工法として、地下水位低下工法が適用可能である。

・適用に当たっては、既存の技術で対応可能である。

広域的液状化対策工法としての地下水位低下工法の設計フローを図-7.1.1に示す。

ここでは、地下水位低下の線的あるいは面的効果及び周辺への影響を考慮して諸元の設定を行う。

ただし、従来の構造物ごとの耐震地盤対策と異なり、広範囲な地域全体の耐震対策であるため、都市防災全体に関わってくるテーマであり、行政的観点も必要に

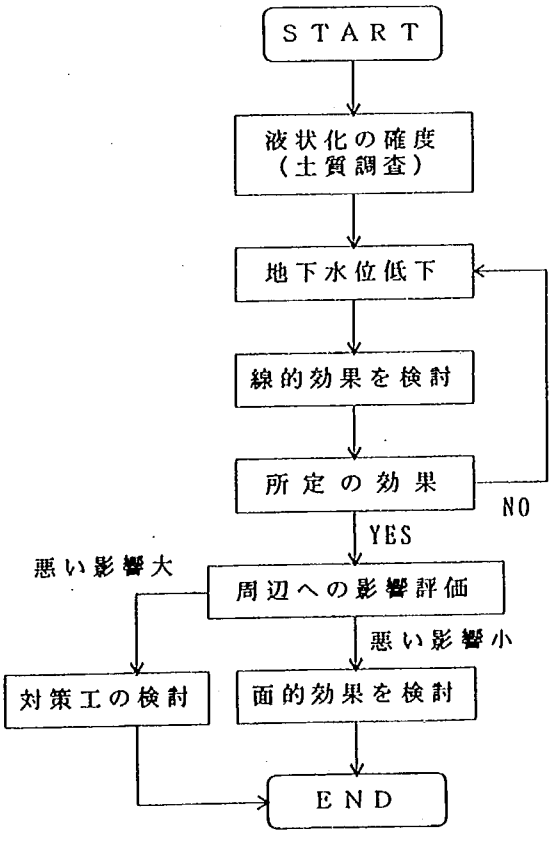


図-7.1.1　広域地盤を対象とした
地下水位低下工法の設計の流れ

なってくる。たとえば、地下水位低下による周辺環境への影響の評価や、地域住民がどの程度の周辺環境への影響を受け入れるか（ＰＡ）という問題において高度に行政的な判断が必要とされる。

本年度は、広域的な液状化対策の実施手順及び昨年度に実施したモデル地区での可能性検討事例をマニュアル化することとし、広域的液状化対策工法の設計のマニュアルについて検討した。広域的液状化対策工法の設計のマニュアルの目次（案）を以下に示す。

広域的液状化対策工法の設計マニュアル目次

1．総　説

1.1　目的と適用範囲

1.2　本マニュアルの性格

1.3　関連する設計基準類

1.4　用語の定義

2．調　査

2.1　調査の種類

2.2　地盤調査

2.3　土地利用状況の調査

2.4　設計地震力設定のための調査

2.5　施工条件の調査

3．広域的液状化対策工法としての地下水位低下工法の設計

3.1　地下水位低下工法の特徴と留意点

3.1.1　地下水位低下工法の概要

3.1.2　地下水位低下工法の特徴

3.1.3　地下水位低下工法の留意点

3.2　設計の基本方針

3.3　設計条件

3.3.1　地盤条件

3.3.2　構造物条件

3.3.3　地震および地震力条件

3.4　地下水位低下工の必要性の判定

3.4.1　液状化の判定

3.4.2　液状化危険度の検討

3.5　設計手順

3.6　改良目標値の設定

3.7　周辺環境への影響検討

3.8　地下水位低下工法の施工上の留意点

3.9　対策工の評価

4．設計例-東京都下A地区

4.1　モデル地区の選定

4.2　設計条件の設定

4.3　改良目標値の設定

4.4　周辺環境への影響検討

4.5　対策工の諸元の設定

4.6　総合評価

7.2　広域的液状化対策工法の設計マニュアルに関する検討

以下に、各章の主な内容を記述する。

7.2.1　総　説

目的と適用範囲、本マニュアルの性格、関連する設計基準類および用語の定義について記述した。特に、目的と適用範囲については、詳しい解説を加えた。

7.2.2　調　査

広域的液状化対策工法の設計という観点から、以下の調査について記述した。

- 地盤調査
- 土地利用状況の調査
- 設計地震力設定のための調査
- 施工条件の調査

7.2.3　広域的液状化対策工法としての地下水位低下工法の設計

地下水位低下工法及び補助工法を広域的液状化対策に適用するに当たって、広域的対策であるが故の特別な問題はないと考えられるが、以下については新しい知見を加える等、適切な記述をするよう心がけた。

- 地下水位低下工法の特徴
- 地下水位低下工法の周辺環境への影響評価手法、規制値
- 広域地盤を対象とした地下水位低下工法の設計の流れ
- 地震および地震力条件
- 液状化危険度の検討

7.2.4　設計例

昨年度、モデル地区Aを選定し主要道路を対象に広域的液状化対策工法としての地下水位低下工法の試設計を行っている。これを設計例として取りまとめ、以下について記述する予定である。

・設計条件の設定
・土地利用状況の調査
・改良目標値設定
・対策工の諸元の設定
・周辺環境への影響検討
・総合評価

7.3 まとめと今後の課題

本年度は、広域的な液状化対策の実施手順及び昨年度に実施したモデル地区での可能性検討事例をマニュアル化することとし、広域的液状化対策工法の設計のマニュアルについて検討した。今後は、マニュアル全体との整合を図り、広域的液状化対策工法の設計のマニュアルを充実させる予定である。

（鹿島建設）

第８章　液状化対策技術マニュアルに関する研究成果

第８章　液状化対策技術マニュアルに関する研究成果

8.1　今年度の研究概要

マニュアルW．Gは、昨年度設定した方針に従い、現場技術者が使用可能なマニュアル暫定版平成７年中にとりまとめることを目標に鋭意作業を進めてきた。同暫定版は、まだ多くの課題を残すものの平成８年２月に印刷し、本研究参画各会社に配付した。

マニュアル暫定版は、以下のⅡ編から構成されている。

Ⅰ．各種構造物の液状化対策工法

１章　総説

２章　調査

３章　各種対策工法に関する一般事項

４章　盛土構造物の液状化対策工法の設計法

５章　地中構造物の液状化対策工法の設計法

６章　各種対策工法の施工法

Ⅱ．広域地盤に対する液状化対策工法

１章　総説

２章　調査

３章　広域的液状化対策としての地下水位低下工法の設計・施工法

４章　設計例

Ⅰ編の各種構造の液状化対策工法では、対象構造物は既設のものを中心に入力地震動レベルは中規模地震を対象としたものである。一方、Ⅱ編はこれまでの研究から対策工として適用性の高い地下水位低下工法に限定し、全般的な内容を網羅したものである。

今回とりまとめたマニュアル暫定版は、平成７年度の途中成果までを反映したものであり、研究途上の成果をまとめたものである。またマニュアルとしての理論の一貫性という点では、まだ多くの問題点を内包している。これらの問題点等に関しては、①設計が可能であるかどうか、②危険側に評価しているところはないかどうか、③工法間において矛盾がないかどうか、④構造物間で矛盾がないかどうかという観点でクロスチェックを実施し、マニュアル最終版へ向けての課題等の指摘事項を抽出した。これらの内容の対処も含め、次年度には新設構造物も対象とし、大規模地震も想定した一般性の高いマニュアルを作成すべく作業を進めていく予定である。

8.2　マニュアル暫定版の課題の整理と今後の予定

マニュアル暫定版のクロスチェックの結果、暫定版ではまだ多くの課題が残されていると言わざるを得ない。表-8.2.1はマニュアル構成および記述内容に係わるものを要約したものである。このうち、Ⅰ編での盛土堤防構造物と地中構造物の構造物間における課題は、表-8.2.2のように整理できる。

これらの課題の対処を含め、次年度はマニュアル最終版作成向け表-8.2.3に示すスケジュールにより作業を進めることとし、その実施体制は表-8.2.4のとおりである。

（日本技術開発）

表-8.2.1　マニュアル暫定案での残された課題

	今後の課題
Ⅰ編 各種構造物の液状化対策工法	
1章　総説	・マニュアルの構成の説明と対象構造物の明示 ・想定地震と設計地震入力のより具体的な記述 ・適用基準類の構造物別の整理 ・用語の定義の充実
2章　調査	・地盤調査方法の仕様（地盤工学会基準）の表示 ・耐震設計のための調査は液状化対策工法の設計に必要な調査としての見直し
3章　各種対策工法に関する一般事項	・各工法間の調整
4章　盛土構造物の液状化対策工法の設計法	・各工法間の調整 ・道路盛土，河川堤防の機能の違いに応じた表現の充実化 ・設計地震入力の表現充実化（盛土は耐震設計は一般に実施しない）
5章　地中構造物の液状化対策工法の設計法	・各工法間の調整 ・面状構造物に対する記述の充実 ・対策工必要性判定と対策工設計での計算手法の明確化
6章　各種対策工法の施工法	・各工法間の調整
Ⅱ編 広域地盤に対する液状化対策工法	・合理的な地震および地震動の設定法の記述 ・広域の液状化対策のための有効な調査方法の記述 ・地下水位低下工法の維持管理方法の記述

表-8.2.2　Ⅰ編4章・5章の一般事項の残された課題

○．1　設計の基本方針	・外力，安全性の基準は既往の基準類に準拠，対策工の計算法はマニュアル（案）による。 ・設計目標水準を設計の基本方針に取り込む。　＊Ｌ２の目標水準も書ける範囲で示す。 ・動的解析の適用用途について示す。
○．2　設計条件 ○．2.1　地盤条件	・液状化判定，構造物の安定の検討に必要な地盤条件に絞って記述する。対策工の検討で必要な地盤条件については，各対策工の設計で示す。
○．2.2　構造物条件	――――
○．2.3　設計地震入力	・液状化判定，構造物の安定の検討に必要な設計地震入力（Ｌ１）について示す。 ＊Ｌ2については，構造物の差はあれ，統一的な記述スタイルとする
○．3　対策工の必要性の判定	・対策にとりかかるまでの意志決定のプロセス（具体的には，液状化し，かつ構造物が不安定となる場合に対策を行うことになる）を節（○．3.1 一般）を新たに設けることによって示す。
○．3.1　液状化の判定	・F_L の算出方法（簡易法）は計算式を含めて示す。 ・詳細法についてもふれる。ただし，詳細法を適用せざるをえない場合（同法の適用方法）について示す。
○．3.2　当該構造物の安全性の検討	＊Ｌ２の扱いについて統一する。Ｌ１で不要でもＬ２で必要なこともある？ Ｌ１に対して対策必要 ―――→ 対策要 Ｌ１に対して対策不要 ―→ Ｌ２で対策必要 ―→ 対策要 Ｌ２で対策不要 ―→ 対策不要 ＊Ｌ２の対策要，不要を判定する方法論については書けるところまで書く。
○．4　工法選定の留意点 ○．4.1　方針 ○．4.2　対策工法の比較選定にあたっての留意事項	・第６章の施工編の記述と矛盾がないようにする。 ・4.4.3対策工法選定の手順は，○．4.1と○．4.2に振り分けて示す。

＊Ｌ２関連部分

表-8.2.3　マニュアル最終版作成のスケジュール（案）

	工法G		構造物G		マニュアルW.G
	L1	L2	L1	L2	
H8.5.末	工法単独の指摘事項調整と整理	方法論提示 検討課題の整理		方法論提示 検討課題の整理	1,2章の検討
H8.7.中旬	工法間調整事項	検討	構造物間調整事項の調整と整理	検討	3,4,5,6章の調整
H8.9.末	（調整期間）		（調整期間）		（調整期間）
H9.1.末		原稿作成			
H9.3.末		原稿調整			

表-8.2.4　マニュアルW. Gの体制と作業分担（案）

		I 編					II 編
		1，2章	3章	4章，5章		6章	広域
		（全体）	工法一般	構造物	工法	施工	
土研		○	○	○	○	○	○
日技		◎		○ 6章地中構造物			
不動		○	◎	○ 4章盛土			
ハザマ			○ 静的締固め，ｼﾞｵﾃｷｽﾀｲﾙ	○ 4章盛土	○ 静的締固め，ｼﾞｵﾃｷｽﾀｲﾙ	○ 静的締固め，ｼﾞｵﾃｷｽﾀｲﾙ	
復建				◎ 4章盛土			
竹中工			○ 締固め	○ 5章地中	○ 締固め	○ 締固め	
五洋			○ 鋼材	◎ 5章地中	○ 鋼材	○ 鋼材	
フジタ			○ 固化	○ 5章地中	○ 固化	○ 固化	
新日鉄			○ ドレーン		○ ドレーン	◎	
大林						◎	
鹿島							◎
ミニW. G	・基本方針	・土研 ・日技 ・不動	———	———		———	
	・工法間	・土研	不動			・大林	
	・構造間	・土研 ・日技	———	・五洋 ・復建		———	
	・広域	・土研					・鹿島

◎：代表会社
○：担当会社

第9章　全体のまとめ

第9章　全体のまとめ

本共同研究の今年度の活動の成果の概要は以下の通りである。

9.1　耐震設計の基本方針に係わる検討成果

各対策工法の簡易設計法について整理を行い、中規模地震においては震度法に基づく設計法を用いることとした。また、対策工法の設計法は、地盤系設計法と構造系設計法の2種類に大別し、工法の特徴に応じて使い分けることとした。

9.2　液状化対策工法の開発および整備に関する研究成果

9.2.1　グラウト工法

長期的耐久性の見地から選定した超微粒子セメント注入材を用いて、注入材の浸透および固結性状を各種実験により調べ、次のような結果を得た。

① 長期的耐久性試験により材令3年経過時点でも、強度劣化は認められない。

② 水セメント比を大きくすることで、注入速度の低下を防止でき、長時間の浸透注入が可能となる。

③ 事後確認の方法として、比抵抗トモグラフィ、ロータリーサウンディングを用いることを試みた。

④ 本工法は構造物直下、既設構造物周辺の対策に有効な工法である。地中線状構造物への設計法の検討を行い、内的安定の検討が必要であることを示した。

今後は、液状化対策としてのグラウト工法のマニュアル化が課題となる。

9.2.2　特殊石灰パイル工法

昨年度に引き続き、屋外ピットを用いて長期安定性の確認を行った。また、中空ねじり試験、振動台実験結果から改良地盤の液状化強度を累積損傷度理論によって、特殊石灰パイル工法の設計法の妥当性を確認し、以下の結果を得た。

① 長期安定性に関する屋外ピット試験で、3年材令のパイル体を掘り起こして作成した供試体の試験より、2年材令から安定していることがわかった。

② パイルの4週強度は、セメントの添加量と上載荷重の増加とともに大きくなる。

③ 中空ねじり試験と振動台実験の結果から評価した模型地盤の液状化強度と、相対密度と平均有効主応力から予測した液状化強度を比較検討し、設計法の妥当性を示した。

④ 特殊石灰パイル工法の静的設計法を提案した。

9.2.3　コンパクショングラウチング工法

注入材の挙動を解明し、注入効果が期待できる設計・施工法を確立する目的で、種々の配合のグラウト材を用いた打設実験を行うとともに、震災復旧工事におけるコンパクショングラウチング工法による改良効果と、施工時の地盤変動を調べた。

コンパクショングラウチング工法のグラウト材としては、れき分が20～40%の材料が圧送可能で、粘性土地盤、飽和砂質土地盤中に打設した固化後の注入形状を確認した。また、液状化対策事例により杭間のN値が、コンパクショングラウチングの打設により上昇することを確認した。一方、震災復旧工事での既設構造物への影響を測定し、土圧の上昇を確認したが、周辺構造物への影響は認められなかった。

これらのことから、制約条件のある箇所でも、構造物によっては、適切な管理を行なえば適用の可能性がありうることを確認した。

9.2.4　深層混合処理工法

盛土構造物および地中線状構造物の液状化対策として用いる深層混合処理工法の設計および施工について検討し、以下のような成果を得た。

① 盛土構造物に対する検討では以下のような成果を得た。

- 改良地盤と隣接する未改良地盤で得られた強震記録を用い、等価線形化法を用い、改良による耐震効果を説明できた。
- 振動台実験での実験外力を用いて内的安定の検討をＦＥＭにより行い、内部応力の分布を明らかにするとともに、実験で生じた端趾圧による破壊を説明できた。なお、最大水平変位発生時点、あるいは慣性力最大時点にセン断ひずみが最大である。
- Newmarkの方法をsin波入力で検討したところ、変位予測法として適用性がありそうであることがわかった。
- 円弧滑り面法の適用の可能性について検討した。
- 設計法（両脇改良タイプ）について問題点を指摘し、設計法の改善を行うとともに、若干の試算を行い内在する問題点を抽出した。

② 地中線状構造物に対する検討では以下のような成果を得た。

- 設計法の問題点を抽出し、算定方法の改善を実施するとともに、若干の試算を行い、改良仕様設定上クリティカルとなる条件を見出した。

9.2.5　鋼材を用いた対策工法

今年度は、鋼矢板締め切り工法による盛土構造物の液状化対策検討のための算定モデルの検討を、模型振動実験の液状化時の矢板の曲げひずみの発現から検討した。また、モーメント計算モデルによる計算結果と実験結果を比較した。

① 盛土法尻部に鋼矢板壁を設けることで、盛土の沈下を低減できる。矢板剛性を高めたり、頭部変位を拘束すると確実な効果が期待できる。地盤が液状化するまでは、排水機能付き鋼矢板は普通鋼矢板より

も沈下を低減できるが、液状化後の盛土の変形は鋼矢板の剛性に依存する。ただし、一定の変形量が発生すると、矢板の曲げ剛性による反力と、沈下により変形しようとする力がバランスし、沈下の進行が止まる。

② 矢板曲げモーメント算定モデルでは、水圧の上昇に伴う地盤バネの低下を考慮する必要がある。振動成分と漸増成分それぞれに対応した過剰間隙水圧の上昇にともなう地盤ばねの低減の必要性が示唆された。

③ 遠心載荷試験の結果でも①を確認した。全応力解析による数値解析結果も併せて実施した。解析結果では、無対策、普通鋼矢板に関しては定性的に実験結果と一致したが、排水矢板については効果を十分表現できなかった。

9.2.6 締固め工法

締固め工法では以下の２点について検討した。

① 改良範囲の適切な設定のため、締固め地盤の損傷領域に関する検討を実施した。Ｌ１レベルでの損傷領域は、既往の提案の１／２の範囲程度となるが、原地盤の透水性に改良範囲は依存する。Ｌ２レベルの場合は定常解析相当まで広がる。難透水性の土層が連続して存在する場合も、損傷領域に対する留意が必要である。

② Ｌ２クラスの実地盤で発揮された締固め工法の効果を把握するために、阪神大震災における締固め工法の効果に関する知見の収集を実施した。締固め工法のＬ２相当地震での改良効果、現行指針の問題点などを把握した。

9.2.7 ドレーン工法

ドレーン工法の技術課題の検討および設計法の整備を実施した。ドレーン工法の技術課題の検討では以下の事柄を検討した。

① ドレーンによる改良部と未改良部の境界部における間隙水圧の変化傾向の検討を実施し、改良域では損傷域がほとんど現れないことを確認した。

② 地中構造物に作用する揚圧力の発生と消散傾向の検討を行った。揚圧力は地中構造物の規模と透水係数に影響される。揚圧力最大となる時刻は、未改良域地盤の透水係数によって決まる。地中構造物の未改良部の平均過剰間隙水圧比は地震動終了時に最大となり、未改良部の地盤の透水係数によってきまる。

9.2.8 杭基礎の設計法

液状化地盤における杭基礎の液状化強度～水平地盤反力係数に関し、新たに加圧式土槽実験や遠心模型実験を行い、通常の杭のみならず排水機能杭についても実施し検討した。以下に得られた成果の概要を示す。

① 加圧式土槽実験により、相対密度、シルト分含有量による地盤反力係数の過剰間隙水圧による低減について調べ、地盤の物性による低減についての傾向を把握した。

② 模型振動実験より液状化地盤と杭基礎の相互作用、杭基礎に対する液状化地盤の水平地盤反力係数に関する検討を行った。

③ 杭基礎の遠心模型実験より、液状化地盤中の杭の曲げひずみ、杭頭加速度は液状化前に最大となり、液状化後は小さくなる。液状化後の杭の曲げひずみは杭頭の慣性力にほぼ比例する。また、排水機能付き杭が普通杭よりひずみが小さいこと、普通杭でも杭本数が増すと間隙水圧の上昇抑制効果を確認した。

9.3 盛土・堤防に対する液状化対策工法の開発に関する研究成果

盛土・堤防に対する液状化対策工法の開発に関する研究では、液状化対策技術マニュアルの基本方針、目次構成、内容骨子およびマニュアル（案）作成にあたっての課題と検討事項を整理した。特に、二段階設計法における設計地震力の考え方、対策工法選定の考え方などについて検討した。

研究成果の主な内容を以下に述べる。

① 液状化対策工の基本方針に関する研究

中規模地震を想定したマニュアル暫定版作成にあたっての課題と今後の検討事項を整理した。また、二段階設計法における設計地震力の考え方、対策工選定の考え方を提案した。

② 必要改良範囲の評価に関する研究

特に、締固め工法に関し、改良地盤部の過剰間隙水圧比の算定方法を検討し、改良範囲と改良仕様の設定方法を提案した。

③ 対策工設計のための地盤および構造物の動的挙動の予測に関する研究

有効応力解析プログラム（ＬＩＱＣＡ）を用いて、遠心模型実験モデルについて挙動の解析を実施し、実験値をほぼシミュレートできた。有効応力解析には、要素レベルでひずみの発生を再現できるパラメータの設定が変形の予測のためには重要である。

④ 盛土体の耐震補強としてのジオテキスタイルの適用性の検討

ジオテキスタイルによる簡易設計法、詳細設計法を提案し、試設計を実施した。試設計の結果に基づきジオテキスタイルの敷設仕様などを検討し、設計法の課題を整理した。

⑤ 簡易設計法の開発に関する研究

対策工法について中規模地震を想定した簡易設計法を提案した。また、円弧すべり計算手法について有効応力法、全応力法の適用性を検討した。

⑥ 液状化対策工法の適用性に関する研究

河川堤防を対象とした試設計モデルに対し、提案した簡易設計法を試設計に適用して、実務への適用の可能性を検討するとともに、各設計法の課題を整理した。また、盛土構造物に適用可能な対策工法の選定方針とその留意事項について検討した。

9.4　地中構造物（線状、面状）に対する液状化対策工法の開発に関する研究成果

地中構造物（線状、面状）に対する液状化対策工法の開発に関する研究では、耐震対策工法の設計法の基本方針・体系に関する研究、液状化地盤内に位置する線状地中構造物の縦断方向の動的挙動に関する研究、地盤改良の必要範囲の合理的設定法に関する研究を主な研究項目とした。

線状構造物のグループ（第三グループ）と面状構造物のグループ（第四グループ）は、両グループに共通な研究項目が多いため、今年度も合同で研究を実施し、以下のような成果を得た。

① 地中構造物に適用する液状化対策工法の設計法の基本方針、体系に関する研究

中規模地震を想定した既設構造物を対象とするマニュアル暫定版に昨年度の成果を反映させるため、基本方針、簡易設計法の検討を実施した。

② 液状化地盤内に位置する線状地中構造物の縦断方向の動的挙動に関する研究

線状構造物の縦断方向の動的挙動に関する振動台実験およびシミュレーション解析結果を整理し、地中構造物の安定検討の基本的考え方を示した。

③ 地盤改良範囲の合理的設定法に関する研究

地盤改良範囲の設定方法について整備工法である締固め工法を対象に検討した。地盤改良範囲を変化させたモデルについて、数値解析やすべり計算を実施した。これらの関係を整理し、合理的な地盤改良範囲の設定方法の提案を行った。

④ 面状地中構造物の動的挙動に関する研究

動的有効応力解析を実施し、二次元と三次元での面状地中構造物の動的挙動の差異の把握を試みた。今年度は解析途中のため、次年度早々にとりまとめ面状構造物の設計法に適用できるようにしたい。

9.5　広域的液状化対策の研究成果

「広域的液状化対策工法の開発」では広域として既存の主要道路を対象とし、広域的液状化対策工法に関する調査、広域的液状化対策工法の可能性の検討を実施し、広域的液状化対策工法として地下水位低下工法が適用可能であること、適用にあたっては、既存の技術で対応可能であることを明らかにしてきた。

本年度は、広域的な耐震地盤対策の実施手順および昨年度に実施したモデル地区での可能性検討事例をマニュアル化することとし、広域的液状化対策工法の設計のマニュアルについて検討した。

今後はマニュアル全体との整合をはかり、広域的液状化対策工法の設計のマニュアルを充実させる。

9.6　液状化対策技術マニュアルに関する研究成果

平成７年度では、現場技術者が使用可能なマニュアル暫定版を作成した。マニュアル暫定版は“各種構造物の液状化対策工法”と“広域地盤に対する液状化対策工法”のⅡ編から構成されている。

各種構造物の液状化対策工法では、対象構造物は既設のものを中心に入力地震動レベルは中規模地震を

対象とした。一方、広域地盤に対する液状化対策工法では、適用性の高い地下水位低下工法に限定し、全体的な内容を網羅している。

これらの内容は研究途上の成果を反映させているため、多くの問題を内包している。これらの問題点については、課題を抽出した。また、課題の処理も含め、マニュアル最終版作成に向けての作業スケジュールを設定した。

（不動建設）