共同研究報告書
整理番号第91号

軟弱地盤耐震対策工法に関する
共同研究報告書

平成5年5月

建設省土木研究所地震防災部動土質研究室
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 © (1993) 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91号 1993年5月

共同研究報告書

軟弱地盤耐震対策工法に関する

共同研究報告書

建設省土木研究所地震防災部動土質研究室長　松尾　修
東亜建設工業㈱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一部長　布施勝
五洋建設㈱技術研究所第一研究開発室課長代理　藤原敏光
三信建設工業㈱常務取締役技術開発担当　佐藤武
㈱竹中工務店竹中技術研究所副所長　鈴木善雄
㈱間組技術研究所研究第一部部長　大野睦雄
戸田建設㈱土木技術開発室研究課課長　橋本司
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長　西林清茂
鹿島建設㈱土木設計本部設計技術部部長　久保田翼
㈱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㈱土木本部地震防災室室長　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㈱取締役技術本部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：軟弱地盤耐震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「軟弱地盤耐震対策工法に関する共同研究」について，初年度である平成4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，盛土，地中構造物，広域的地盤，液状化，注入工法，締固め工法，固化工法，鋼材，排水工法

目　　次

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 …… 7
2.1　研究体制 …… 9
2.2　研究計画 …… 10

第3章　耐震設計の基本方針に係わる検討 …… 23
3.1　概　要 …… 25
3.2　二段階耐震設計法に関する調査・検討 …… 25
3.3　設計入力地震動の設定方法 …… 33
3.4　液状化判定法 …… 36
参考文献 …… 43

第4章　軟弱地盤耐震対策工法の開発および整備に関する研究成果 …… 45
4.1　今年度の研究の概要 …… 47
4.1.1　研究目的 …… 47
4.1.2　研究概要 …… 47
4.2　グラウト工法の設計・施工法の検討 …… 54
4.2.1　グラウト工法の設計・施工法の概要 …… 54
4.2.2　注入材料の特性試験に関する室内実験（中間報告） …… 55
4.2.3　まとめと今後の課題 …… 60
参考文献 …… 61
4.3　特殊石灰パイル工法の設計・施工法の検討 …… 62
4.3.1　特殊石灰パイル工法の設計・施工法の概要 …… 62
4.3.2　効果の検証に関する土槽実験 …… 66
4.3.3　強度増加に関する実験 …… 76
4.3.4　振動台実験計画の概要 …… 79
4.3.5　まとめと今後の課題 …… 82
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 …… 83
4.4.1　コンパクショングラウチング工法の設計・施工法の概要 …… 83

4.4.2 工法実施例の調査 …… 84
4.4.3 既往文献の調査、検討 …… 88
4.4.4 設計方法および実大実験方法の方針検討 …… 90
4.4.5 まとめと今後の課題 …… 90
参考文献 …… 91
4.5 深層混合処理工法の設計・施工法の検討 …… 92
4.5.1 深層混合処理工法の設計・施工法の概要 …… 92
4.5.2 設計法の検討 …… 97
4.5.3 施工事例の調査 …… 110
4.5.4 まとめと今後の課題 …… 121
参考文献 …… 122
4.6 鋼材を用いた軟弱地盤耐震対策工法の設計・施工法の検討 …… 123
4.6.1 鋼材を用いた軟弱地盤耐震対策工法の設計・施工法の概要 …… 123
4.6.2 鋼壁への作用外力把握実験 …… 126
4.6.3 地中構造物の浮上がり抑止効果把握実験 …… 130
4.6.4 まとめと今後の課題 …… 134
参考文献 …… 135
4.7 締固め工法の設計・施工法の検討 …… 137
4.7.1 締固め工法の設計・施工法の概要 …… 137
4.7.2 設計法の現状と留意点 …… 145
4.7.3 施工法の現状と留意点 …… 151
4.7.4 締固め地盤の諸物性に関する知見 …… 160
4.7.5 まとめと今後の課題 …… 180
参考文献 …… 181
4.8 ドレーン工法の設計・施工法の検討 …… 184
4.8.1 ドレーン工法の設計・施工法の概要 …… 184
4.8.2 設計法の現状と留意点 …… 186
4.8.3 施工法の現状と留意点 …… 196
4.8.4 まとめと今後の課題 …… 208
参考文献 …… 209

第5章 盛土・堤防に対する軟弱地盤耐震対策工法の開発に関する研究成果 …… 213
5.1 今年度の研究の概要 …… 215
5.2 関連設計基準に関する調査 …… 218
5.2.1 目的と調査方法 …… 218

5.2.2 調査結果および分析 …… 219
5.2.3 最近の動向 …… 227
5.2.4 今後の検討課題 …… 228
参考文献 …… 228
5.3 既往の地震時被害事例に関する調査 …… 230
5.3.1 目的と調査方法 …… 230
5.3.2 調査結果のまとめ …… 232
5.3.3 代表的被害事例の紹介 …… 250
5.3.4 今後の検討課題について …… 254
参考文献 …… 254
5.4 設計・施工事例に関する調査 …… 257
5.4.1 目的と調査方法 …… 257
5.4.2 調査結果および分析 …… 257
5.4.3 代表的事例の紹介 …… 264
5.4.4 まとめ …… 269
5.5 動的解析法・変形予測法に関する調査 …… 270
5.5.1 目的と調査方法 …… 270
5.5.2 動的解析法に関する調査結果 …… 271
5.5.3 変形予測法に関する調査結果 …… 280
5.5.4 まとめ …… 293
参考文献 …… 294
5.6 二段階設計法への対処方針に関する検討 …… 294
5.6.1 土構造物における二段階設計法の例 …… 295
5.6.2 二段階設計法への検討課題の整理 …… 306
参考文献 …… 308
5.7 今後の検討課題 …… 309
5.7.1 研究項目および実施手順の見直し …… 309
5.7.2 次年度の検討課題 …… 310

第6章 地中構造物（線状・面状）に対する軟弱地盤耐震対策工法の開発に関する研究成果 … 311
6.1 今年度の研究の概要 …… 313
6.2 関連基準に関する調査 …… 314
6.2.1 調査の目的 …… 314
6.2.2 調査結果 …… 316
参考文献 …… 330

6.3 既往の地震時被災事例に関する調査 …… 331
6.3.1 調査の目的 …… 331
6.3.2 地中構造物の液状化による震害状況 …… 331
6.3.3 地中構造物の被害形態予想 …… 341
参考文献 …… 342
6.4 既往の設計・施工事例に関する調査 …… 343
6.4.1 線状地中構造物 …… 343
6.4.2 面状地中構造物 …… 356
参考文献 …… 376
6.5 耐震対策工法に関する検討 …… 377
6.5.1 対象施設の特徴と対策工設計法の留意点 …… 377
6.5.2 地中構造物への各対策工の適用方法と問題点の整理 …… 379
6.5.3 まとめ …… 398
参考文献 …… 398
6.6 今後の検討課題と検討計画 …… 399
6.6.1 検討課題 …… 399
6.6.2 改良範囲に関する検討計画 …… 399
参考文献 …… 404
6.6.3 縦断方向の耐震設計法に関する検討計画 …… 404
参考文献 …… 412

第7章 広域的耐震地盤対策の開発に関する研究 …… 415
7.1 まえがき …… 417
7.1.1 研究の背景と目的 …… 417
7.1.2 「広域」の範囲 …… 417
7.1.3 今年度の研究フローと研究項目 …… 417
7.2 地震被害事例の調査 …… 420
7.2.1 調査の目的 …… 420
7.2.2 調査の対象範囲 …… 420
7.2.3 調査結果 …… 420
7.2.4 調査のまとめ …… 454
参考文献 …… 454
7.3 大都市域の地震危険度マップの調査 …… 455
7.3.1 調査の目的 …… 455
7.3.2 調査の対象範囲 …… 455

7.3.3 調査結果 …… 455
7.3.4 調査のまとめ …… 464
参考文献 …… 464
7.4 大都市域の埋立地盤の調査 …… 465
7.4.1 調査の目的 …… 465
7.4.2 調査の対象範囲 …… 465
7.4.3 調査結果 …… 465
7.4.4 調査のまとめ …… 474
参考文献 …… 474
7.5 広域的地盤調査方法の調査 …… 475
7.5.1 調査の目的 …… 475
7.5.2 調査の対象範囲 …… 475
7.5.3 調査結果 …… 478
7.5.4 調査のまとめ …… 482
参考文献 …… 483
7.6 広域的地盤対策工法の調査 …… 484
7.6.1 調査の目的 …… 484
7.6.2 調査の対象範囲 …… 485
7.6.3 調査結果 …… 485
7.6.4 調査のまとめ …… 487
参考文献 …… 491
7.7 研究課題および研究計画 …… 492
7.7.1 今年度の研究のまとめと課題 …… 492
7.7.2 今後の課題 …… 493

第8章 全体のまとめ …… 497
8.1 耐震設計の基本方針に係わる検討成果 …… 499
8.2 軟弱地盤耐震対策工法の開発および整備に関する研究成果 …… 499
8.3 盛土・堤防に対する軟弱地盤耐震対策工法の開発に関する研究成果 …… 501
8.4 地中構造物（線状、面状）に対する軟弱地盤耐震対策工法の開発に関する研究成果 … 501
8.5 広域的耐震地盤対策の研究成果 …… 502

平成四年度共同研究担当者名簿

	氏名	所属
	古賀 泰之	建設省土木研究所 動土質研究室 室長
	古関 潤一	〃 〃 研究員
	米田 義弘	〃 〃 〃
	島津 多賀夫	〃 〃 〃
	鷲田 修三	〃 〃 〃
	高橋 晃浩	〃 〃
	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 隆幸	〃 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 土木設計部 設計第1部長
	本間 政幸	〃 〃 課長
	大川 尚哉	〃 〃 主任
	石黒 健博	〃 技術本部 技術研究所 土質研究室 主任
	大島 孝	〃 土木設計本部 土木設計部
	藤原 敏光	五洋建設㈱ 技術研究所 第一研究開発室 課長代理
	小石川 功	〃 〃 〃 係長
	北本 利男	〃 〃 〃 主任
	白上 勝章	〃 〃 第一研究開発室
	佐藤 武	三信建設工業㈱ 常務取締役 技術開発部長
	秋山 敏行	〃 技術開発部 課長
	富坂 哲次	〃 〃 主任
	新坂 孝志	〃 〃
◎	鈴木 雄	㈱竹中工務店 技術研究所 副所長
	鈴木 善吉	〃 〃 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
	大野 睦雄	ハザマ 技術研究所 研究第一部 部長
	三原 正哉	〃 技術本部 エンジニアリング第一部 第一課 課長
	大橋 幹生	〃 土木本部 設計第二部 設計第一課 係長
	西岡 邦夫	〃 技術研究所 研究第一部 第三研究室
	渦岡 良介	〃 土木本部 設計第二部 設計第一課
	橋本 司	戸田建設㈱ 土木技術開発室研究課 課長
	光成 高志	〃 建築R&D部プロジェクトマネージャー
	谷沢 亮	〃 土木工事技術部 技術管理課 主任
	渡辺 明	〃 土木技術開発室 研究課
	朝倉 明	〃 土木設計室 設計1課
	柴田 靖	〃 土木技術開発室 研究課
○	磯部 知	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 広	〃 〃 部長
	坪井 広	〃 〃 技術統轄部第二研究室長
	山本 夫	〃 〃 技術統轄部第一研究室長
	桑原 実彦	〃 〃 開発室 課長

◎：は幹事長、○：は副幹事長

氏名	所属
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	〃 〃 〃 主任研究員
細谷 芳巳	〃 〃 〃 〃
後藤 洋三	〃 〃 土木第5研究室 室長
保寺 家光	〃 〃 〃 研究員
東野 光男	〃 土木技術本部 設計第2部
沢内 至武	鹿島建設㈱ 土木設計本部 設計技術部 次長
草野 直幹	〃 〃 〃 課長
竹田 哲夫	〃 技術研究所 第1研究部 第2研究室長
大保 直人	〃 〃 〃 〃 主任研究員
鈴木 輝一	〃 〃 〃 〃 〃
林 寛	〃 〃 第2研究部 第1研究室長
神崎 靖	㈱竹中土木 技術開発本部 副本部長
永山 毅	〃 〃 企画管理部長
奥村 良介	〃 工事本部 技術部 技術課長
中島 秀晃	〃 〃 〃 技術係長
古賀 重利	㈱フジタ 技術研究所 土木研究部長
斉藤 悦郎	〃 土木耐震ｸﾞﾙｰﾌﾟﾘｰﾀﾞｰ
中野 浩之	〃 〃 主任
山県 達弥	〃 土木本部 技術部 ﾁｰﾌｴﾝｼﾞﾆｱ
谷藤 正樹	〃 設計部 ﾁｰﾌｴﾝｼﾞﾆｱ
福田 直三	復建調査設計㈱ 技術研究所 所長
吉浪 康行	〃 第二事業部 課長
滝昌 和照	〃 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 地震防災室 室長
真鍋 進	〃 〃 〃 課長補佐
金聲 漢裕	〃 〃 綜合技術部 主任
濱野 雅裕	〃 〃 地震防災室 主任
川上 圭二	新日本製鐵㈱ 建材開発技術部 部長代理
川端 規之	〃 〃 〃
柳悦 孝	〃 〃 掛員
飯田 毅	住友金属工業㈱ 建設技術部 次長
才村 幸生	〃 〃 開発企画室 担当課長
喜田 浩暢	〃 〃 土木技術研究室 室長
西谷 道	〃 〃 〃 研究員
渡辺 晋平	小野田ケミコ㈱ 常務取締役
下田 正雄	〃 技術本部 技術研究所 所長
西尾 経	〃 〃 技術部 技術開発課 課長
竹田 敏彦	〃 〃 設計部 課長
別所 三千夫	〃 土木本部 設計部 課長

◎：は幹事長、○：は副幹事長

1章　研究目的

第１章　研究目的

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軟弱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る。

・道路局、都市局では既設の道路構築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つつある例がある。

・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る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。

本共同研究でと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)　軟弱地盤耐震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

・鋼材を用いた軟弱地盤対策工法

（既存工法）

・締固め工法

・ドレーン工法

(B) 盛土・堤防に対する軟弱地盤耐震対策工法の開発

道路盛土、河川堤防のような盛土構造物が軟弱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

・(A) 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軟弱地盤耐震対策工法の開発

(D) 面状地中構造物に対する軟弱地盤耐震対策工法の開発

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) 軟弱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) 軟弱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、設計・施工法の体系化の検討を行い、「軟弱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。

（建設省土木研究所）

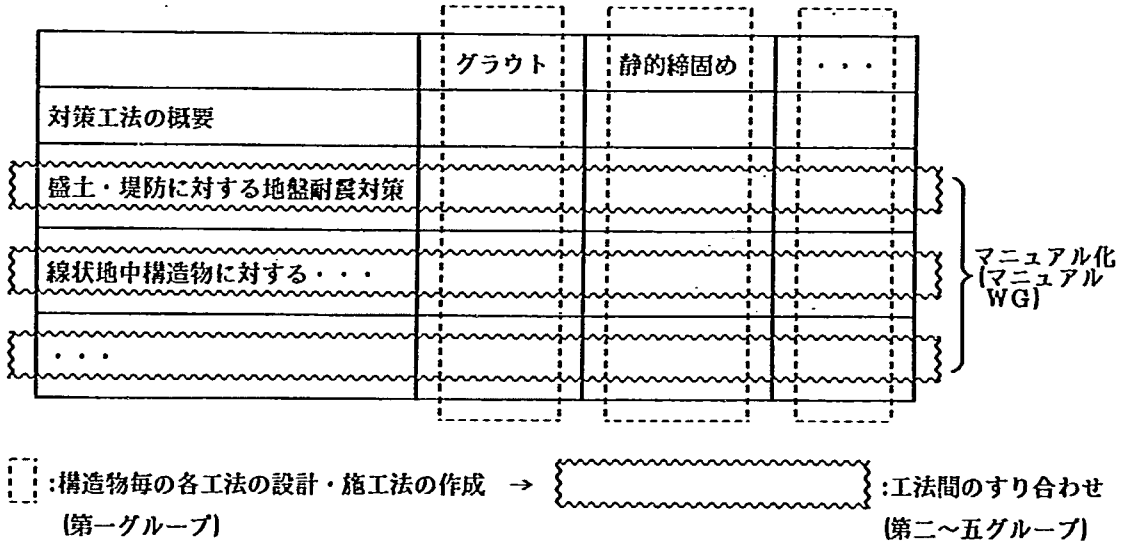
2章　研究体制および研究計画

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軟弱地盤耐震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）に対する軟弱地盤耐震対策工法の開発を目的としている点である。

よって、研究グループの今後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から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る予定である。



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開始の年にあたり、1．に示した研究目的を達成するために、第一から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2.2.2から表2.2.11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。特に、今年度は初年度のため、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をグループ活動としてでなく実施し、また、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た。

今後は、この全体研究工程をもとに、各年度の成果を踏まえて合理的な次年度計画を立ててゆく必要がある。

（竹中工務店）

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　軟弱地盤耐震対策工法の開発及び整備に関する研究 開工法：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／鋼材を用いた軟弱地盤対策工法の開発 整備法：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) 軟弱地盤耐震対策工法の開発および整備
第二グループ　盛土・堤防に対する軟弱地盤耐震対策工法の開発に関する研究 盛土構造物に対する軟弱地盤耐震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／軟弱地盤耐震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、 *小野田ケミコ、*三信建設、*竹中工務店、 *竹中土木、*大林組、*住友金属 *新日鉄、*前田建設 *東亜建設、*五洋建設、*戸田建設	(B) 盛土・堤防に対する軟弱地盤耐震対策工法の開発
第三グループ　線状地中構造物に対する軟弱地盤耐震対策工法の開発に関する研究 線状地中構造物に対する軟弱地盤耐震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／軟弱地盤耐震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、*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、*戸田建設	(C) 線状地中構造物に対する軟弱地盤耐震対策工法の開発
第四グループ　面状地中構造物に対する軟弱地盤耐震対策工法の開発に関する研究 面状地中構造物に対する軟弱地盤耐震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／軟弱地盤耐震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、*小野田ケミコ、*三信建設 *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、	(D) 面状地中構造物に対する軟弱地盤耐震対策工法の開発
第五グループ　軟弱地盤における広域的軟弱地盤対策の開発に関する研究 広域地盤耐震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、*戸田建設、*小野田ケミコ *不動建設、*住友金属、*新日鉄、*間組 *前田建設、*東亜建設、*五洋建設、*三信建設	(E) 軟弱地盤における広域的耐震地盤対策の開発
マニュアル作成WG 軟弱地盤耐震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	(F) 軟弱地盤の耐震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二～五グループへの参加会社

表－2.2.2　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 ｺﾝﾊﾟｸｼｮﾝｸﾞﾗｳﾁﾝｸﾞ工法 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ﾌﾟ） 4．施工法の検討 5．マニュアルの作成
（4）鋼材を用いた軟弱地盤対策工法の開発	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ｻﾝﾄﾞｺﾝﾊﾟｸｼｮﾝﾊﾟｲﾙ工法（ＳＣＰ工法） ②ﾛｯﾄﾞｺﾝﾊﾟｸｼｮﾝ工法 ③ﾊﾟｲﾌﾟ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－2.2.3(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	―	―	―	―	―
	開発研究 大型土槽注入実験		―			
	開発研究 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) 鋼材を用いた軟弱地盤対策工法の開発	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－2.2.3(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－2.2.4　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・堤防に対する軟弱地盤耐震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・堤防を対象とした耐震地盤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耐震対策工法の簡易設計法の検討・提案
（6）軟弱地盤耐震対策工法の適用性に関する研究	①盛土・堤防を対象に、各耐震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）耐震地盤対策技術ﾏﾆｭｱﾙの作成	①盛土・堤防を対象とした耐震地盤対策技術ﾏﾆｭｱﾙ(案)の検討・提案

表－2.2.5　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	――				
	耐震地盤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)	各耐震対策工法の簡易設計法の検討・提案		――	――	――	
(6)	各耐震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)	耐震地盤対策技術マニュアル（案）の検討・提案				――	――

表－2.2.6　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耐震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パラメトッリクスタディ（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耐震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）　耐震地盤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耐震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－2.2.7　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)	耐震設計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ッリクスタディ		―	―		
	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)	地盤改良による耐震対策工法の設計法の検討		―	―		
	構造物による耐震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－2.2.8　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の検討する。
（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耐震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）　耐震地盤対策工法技術マニュアルの作成	①面状地中構造物の耐震地盤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－2.2.9　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		―			
	耐震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－2.2.10　第五グループ研究項目および内容

研　究　項　目	研　究　内　容
（1）　広域的耐震地盤対策工法の開発基本方針、および実施計画の策定	大都市地域の軟弱地盤耐震対策として、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）　広域的耐震地盤対策工法開発のための基本調査	広域的耐震地盤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）　広域的耐震地盤対策工法の効果に関する研究	上記で絞り込んだ広域的耐震地盤対策に関し、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）　広域的耐震地盤対策工法の周辺への影響評価に関する研究	広域的耐震地盤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）広域的耐震地盤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）　耐震地盤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耐震地盤対策工法の設計法のまとめ ③試算例の作成

表－2.2.11　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				―	―

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

3.1　概要

本検討は軟弱地盤耐震対策工法に関する研究を進めるにあたっての基本事項となる耐震設計法の考え方、および同設計法の基本条件で、かつ4章以降の各構造物で共通となる入力地震動条件と液状化判定法について、今後の検討方針をとりまとめたものである。

耐震設計法としては、本研究が平成8年度（5ケ年後）に最終成果をとりまとめることから、最近の土木構造物の耐震設計の動向調査から判断し、二段階耐震設計法の採用が望ましく、同設計法の採用を前提に今後調査・研究を進めるにあたっての各構造物の確保目標水準と照査基準のイメージを示した。入力地震動は、対象構造物間での整合性も考慮し、耐震設計上の基盤面で規定することが望ましく、上述した二段階の各確保目標水準に対応した速度応答スペクトルおよび加速度波形の設定方法を提案した。また、液状化判定法は、上記の入力地震動との関連から大規模地震を想定した場合、現行基準類の規定のものより適用性は高く、かつ対策工の設計での入力地震動条件との整合性も図りやすい累積損傷度理論を適用した判定手法を提案した。

3.2　二段階耐震設計法に関する調査・検討

(1)　定義

二段階耐震設計法は地震の強さが、その発生のし易さを表わす再現期間が長くなるにつれて大きくなる性質を考慮し、比較的起こりやすい中規模の地震と稀に起こる（再現期間の極めて長い）大規模地震の二段階の地震を想定し、それぞれの地震に対して当該構造物の種類に応じた地震直後に要求される機能および安全性の確保水準を規定するとともに、耐震設計の手法と安全性の照査の基準を具体的に定めて行う耐震設計の方法と定義される。

(2)　目的および趣旨

上述した二段階耐震設計法の適用については、その前提として最近の地震学および耐震工学の研究の進展と関係するところが大きい。

すなわち、前者の分野では任意の地域に影響を及ぼす地震発生のパターンやその機構が明らかにされつつあり、最大規模の地震の再現期間やその発生位置をある程度の精度で推定することが可能となってきている。一方、後者に関しては各種施設や構造物の震害体験の積み重ね、種々の構造物に対する地震時の挙動 —— 大規模地震に対する非線形応答も含めて —— を予測するための解析手法の開発や地盤の液状化現象をシミュレーションする手法および地盤の動的性状に関するデータの蓄積、基礎と地盤との動的相互作用に関する実務的研究の進展等々により地震動の強さに応じた地盤～基礎～上部構造物系の挙動を定量的に予測することが可能となってきている。

一方、構造物の設計では安全性の確保と経済性の追求という相反する二つの要因の中で最適な解を求めることが重要な問題である。耐震設計の場合を考えると、当該地域に最大の影響を及ぼすであろう再現期間の極めて長い大規模地震（想定最大地震）に対して構造各部を弾性的な応答の範囲に留めようとすると構造物の巨大化を招き、コストの著しい増加をもたらすことは明らかである。それに対して比較的生じる可能性の高い（再現期間の比較的短い）中規模地震に対して構造部材の非線形応答 —— 局部的な損傷の発生 —— を許すような設計を行うと復旧がそのたび毎に必要となるとともに、対象施設の種類によっては、それらを利用する人々の生活や企業活動に不都合を与える機会を増加させることになる。

二段階耐震設計法はこのような不合理な点を解決するために有効と考えられている。この方法は、当該施設の機能や重要度に応じて発生する地震の強さを二段階想定し、それらに対して確保すべき耐震性の目標を機能上、構造（安全）性の両面から定めて、想定される限界状態における安全性を照査しようとするものである。

一般には、大規模地震に対しては損傷の発生に伴う人命への影響の防止や再使用の可能性の確保、中規模地震に対しては機能の確保が目標とされ、それに応じて前者に対しては大規模な損傷、崩壊の防止、後者に対しては構造各部の健全性の確保が設計としての要件となるものと考えられる。この考え方を適用することにより、当該構造物の重要度に応じた合理的な耐震設計が可能になるものと考えられており、後述するように最近では重要構造物の耐震設計に採用される機会が増加している。

本研究の適用にあたっては、工法によっては地震のマグニチュードや地震動の継続時間といった地震に係わる諸要因を設計条件として定めることが必要となるが、二段階耐震設計法を採用することにより、それぞれの水準に対して地震に関するこれらの要因を決めることが可能となるので、この面からも二段階耐震設計法の採用のメリットがあるものと考えられる。

(3) 既往の適用事例

表－3.2.1に各種施設・構造物の「二段階耐震設計法」の目標水準を整理して示す。表－3.2.2には、道路関係である道路橋示方書・同解説Ⅴ．耐震設計編の２章　耐震設計の基本方針の解説(1)に示された二段階耐震設計法の考え方を、表－3.2.3(a)～(c)には、東京湾横断道路の耐震設計で採用された橋梁、トンネル、盛土式人工島それぞれに対する二段階地震入力を用いた地震応答解析の位置づけと結果の評価方法を整理した結果を示す。

この他、参考になる事例を表－3.2.4～3.2.9に示す。

表－3.2.1　各種構造物の耐震設計の目標水準

		中規模地震	大規模地震	備考
国内	道路橋示方書[1]	比較的生じる可能性の高い中規模程度の地震に対しては、構造物としての橋の健全性が損なわれない。	大正12年の関東地震級の稀に起こる大きな地震に対しても落橋などが生じない。	東京湾横断道路橋梁 関西新空港連絡橋梁
	東名高速道路橋梁下部工[2]		緊急輸送路としての機能確保から少なくとも2車線が震後数日間内に関係車輌の通行を可能ならしめるような状態を確保。	
	原子力発電所[3]	建築基準法に定める「短期応力に対する許容応力度」を満足すること。したがって、構造部材の健全性が損なわれない。 （設計用最強地震）	最も重要と考えられる施設に対して、動的解析を適用して、構造物として十分な変形（ねばり）能力を有し、終局耐力に対して妥当な安全余裕を有していること。したがって、多少の損傷は生じても機能上支障とならない。 （設計用限界地震）	
	建築物[4]	人命、機能および財産の確保	直接的な人命の保全および単体あるいは集団としての人命の保全に関連する機能の維持のみを確保。 建物自体のある程度の被災は受認する。	
海外	アメリカ合衆国道路橋[5] (AASHTO)	重大な損傷は生じさせず、構造要素の弾性範囲内で抵抗させる。	橋のどの部分においても崩壊は生じさせない。できるだけ損傷は目視により容易に確認でき、補修が容易な箇所に発生を限定させるものとする。	
	ニュージーランド道路橋[6]	橋の耐用年数の半分の再現期間を有する地震に対して、弾性範囲内で抵抗し、被害は生じない。 通行機能は確保する。	再現期間150年の地震（設計地震）に対しては、少なくとも緊急用車輌が震後数時間以内に通行可能とする。そのため、最小限の復旧と緊急措置が必要。	設計地震を超える大地震に対しても崩壊は生じさせない。 通行能力が低下しても、応急復旧後に緊急用車輌が通行可能で、しかも本復旧が可能でなければならない。
	アメリカ石油協会沖合プラットホーム[7]	重大な損傷は生じさせない。 応力は降伏強度以下もしくは座屈を生じさせない。	構造物として崩壊を生じさせない。	

表－3.2.2　道路橋示方書・同解説V．耐震設計編に示された二段階耐震設計の基本方針[1)]

耐震設計の目的：地震に対する道路交通の安全性の確保

地震の発生頻度	地震の規模	確　保　の　目　標
比較的生じる可能性の高い地震	中規模程度の地震	構造物としての橋の健全性が損なわれないこと
稀に起こる地震	大正12年の関東地震級の大きな地震	落橋などが生じないこと

表－3.2.3　東京湾横断道路の地震応答解析の考え方[8)]

(a) トンネル

地震応答解析の耐震設計における位置づけ	入力水準[8)]	入力水準に着目した耐震性の目標	照査基準	備考
震度法、修正震度法、応答変位法を基本として、地震応答解析により照査を行う。 地震応答解析を行い、得られた応答値に対しても安全であるように改良、補強を行う。 可換性継手の設計と周辺地盤の安定の検討は、地震応答解析により設計する。	L－1	(1) 道路としての機能に異常がなく、構造物は健全な状態にあること。	(1) 発生する応力度が原則として許容応力度以下になること。 (2) 可換性継手で完全な止水が保たれること。 (3) 地盤のせん断破壊は生じないか、ごく一部分にかぎられること。	
	L－2	(1) 漏水や構造体の損傷の程度が補修可能な範囲で、実質的にトンネルが再使用できること。	(1) コンクリートのひびわれが補修可能な程度であること。 (2) 地震後の継手の止水性が確保されること。 (3) 周辺地盤に大規模な破壊が生じること。	

(b) 橋　梁

地震応答解析の耐震設計における位置づけ	入力水準[8)]	入力水準に着目した耐震性の目標	照査基準	備考
震度法、修正震度法を基本とし、地震応答解析で照査を行う。 地震応答解析を行ない得られた応答値に対しても安全であるように、改良・補強を行う。	L－1	(1) 橋が本来持つ機能を損うような損傷を受けないこと。 橋としての機能の保持を目的とし、地震後軽微な修復で走行可能なこと。	(1) 発生する応力度が原則として許容応力度以下になること。 (2) 塔は破壊しないこと。	
	L－2	(1) 落橋の防止を目的とし、一部修復後、自由な走行は困難だが車両が通行可能なこと。	(1) コンクリートの破壊、鉄筋の破断は生じないこと。 (2) 鋼製橋脚、くいは座屈しないこと。 (3) 塔は破損してもよいが、桁が橋脚上にあること。 (4) エキスパンジョンは破損してもよいが、修復後使用にたえること。	

(c) 盛土式人工島

地震応答解析の耐震設計における位置づけ	入力水準[8)]	入力水準に着目した耐震性の目標	照査基準	備考
震度法による安定計算、修正震度法による変形量の算定および液状化判定を基本とし地震応答解析により照査を行う。 地震応答解析を行ない、得られた応答値に対しても、安全であるように改良・補強を行う。	L－1	(1) トンネルと橋梁との接合部の通路機能を保持すること。	(永久変形量)	今後の課題としては ・永久変形量の許容値の設定
	L－2	人工島の全体的な安定が損なわれるような大規模な変状の発生を阻止する。具体的には、 (1) セル前面捨石盛土のすべり安定の確保 (2) 山砂盛土部分の液状化発生防止 (3) 護岸構造物の安定の確保	(1) 要素安全率及び永久変形量 (2) 液状化抵抗率 F_L (3) 護岸構造物の安定及び応力度	・要素安全率及び液状化抵抗 ・永久変形量の許容値の設定 ・護岸構造物の安定性の検討ならびに照査の具体的方法

注）L－1：耐用年数内に発生することが予測される地震動
　　L－2：当該地点にまれにしか発生しない地震動

表－3.2.4　原子力施設の耐震設計の目標[3]

施設としての重要度[注]	耐震計算法	荷重の組合せ	地震荷重	許容限界
A_s	設計限界地震を用いた動的解析	常時荷重＋運転時荷重＋地震荷重	設計限界地震による荷重	構造物として十分な変形能力（ねばり）を有し，終局耐力に対して妥当な安全余裕も有していること。
A	① 設計最強地震による地震力を用いた動的解析 ② 静的解析のいずれか大きい方の地震力を採用	常時荷重＋運転時荷重＋地震荷重	設計最強地震による荷重および静的地震力のうちの大きなもの	建築基準法に定める「短期応力に対する許容応力度」
B	原則として静的解析，共振の恐れのあるものについては動的解析	常時荷重＋運転時荷重＋静的地震力（動的解析による地震力）	静的震度（設計限界地震による荷重）	同　上
C	静的解析	同　上	同　上	同　上

設計用最強地震：歴史的資料から過去において敷地またはその近傍に影響を与えたと考えられる地震が再び起こり，敷地およびその周辺に同様な影響を与える恐れのある地震および近い将来敷地に影響を与える恐れのある活動度の高い活断層による地震のうち最も影響の大きいもの．

設計用限界地震：地震学的見知に立脚し，設計用最強地震を上廻る地震について過去の地震の発生状況，敷地周辺の活断層の性質および地震地体構造に基づき工学的見知からの検討を加え最も影響の大きいもの．

注）　わが国の原子力施設の耐震重要度の分類

A_sクラス	その破損により冷却材喪失を引き起こす恐れのあるもの，原子炉を緊急停止させ，かつ，安全停止状態に維持するために必要なもの，使用済燃料を貯蔵するための施設および原子炉格納容器
Aクラス	原子炉事故の際に放射線障害から公衆を守るために必要なものおよびその機能喪失が公衆に放射線障害を及ぼす恐れのあるものでA_sクラスに属する以外のもの
Bクラス	高放射性物質に関連するものであって，A_sおよびAクラスに属する以外のもの
Cクラス	放射性物質に係わる施設で，上記耐震クラスに属さないもの，および放射線安全に関係しない施設

表－3.2.5　石油採掘用沖合プラットホームの耐震設計法[7]

強度要求事項（耐用年限に予想される地震に重大な損傷が生じない）	① 部材は降伏あるいは座屈しない ② 三次元解析とする ③ 土・杭は一体とした剛性と質量からなる線形モデルとしてよい ④ Free Field での地震波の変形を考慮し，水平動は地表面付近のものを，鉛直動は地盤の深い部分のものを用いてよい ⑤ 応答の重ね合せは各モードの自乗和の平方根を用いるが，固有周期との関係で重要なモードは絶対和で加える ⑥ 自重・浮力・静水圧を同時に考慮する ⑦ 許容応力は常時の70%割増しを考えてよい
延性要求事項（稀に起こるような強い地震動を受けても構造物の崩壊を防止するのに十分なエネルギー吸収能力を有する）	① 三次元の構造・杭・地盤を一体解析し，それらの非弾性挙動を解析する ② 材料の繰返し影響による劣化を考慮する ③ 目標塑性率として4以上を確保する

表－3.2.6　建築物に対する二段階の地震動レベルに対する耐震設計の方法[9)]

設計法の名称	対象とする地震動	確保すべき耐震性の目標	安全性照査の考え方	備　　考
1次設計	比較的発生頻度の多い[1)]中程度の地震	人命，機能および財産の確保	低層の建築物に0.2g程度[2)]の弾性応答を生じさせる地震に対して許容応力度法により設計を行う．	1）建築物の耐用年数中1，2度以上起こる地震 2）旧政令の基準震度0.2に対して，許容応力度法により設計された建築物はいわゆる中地震に対して被害が軽微であるという経験的事実を反映したもの
2次設計	稀に生じる大地震動	直接的な人命の保全および単体あるいは集団としての人命の保全に関連する機能の維持のみを確保 建物自体のある程度の被災は受忍する．	構造体の応答が塑性域に及ぶことは許容したうえで構造体に十分のじん性を保有させ建物の崩壊，圧壊，転倒を防止	

表－3.2.7　ライフライン施設の耐震設計の目標
(Whitman, Cornellらによる試案[10)])

		中規模地震	大規模地震
上水道	貯水施設	被災無し	人命に影響を与えるような破壊は生じさせない．
	消火のための貯水施設	損傷レベル　B	適当な供給施設が使用可能であるようにする．
	配水施設		損傷レベル　A^1
道　路	橋，跨道橋	構造的な被災は生じさせない．	崩壊は生じさせない．
	土　工	損傷レベル　B	損傷レベル　A
電　　力		同　上	同　上
ガ　　ス		同　上	同　上 ただし，火災を生じさせない．

損傷レベルA：供給不能が当該地域の20％以下；1日以内で完全復旧
(損傷レベルA^1は1週間以内で完全復旧)
損傷レベルB：供給不能が当該地域の1％以下；数時間以内で完全復旧

表－3.2.8　各ライフラインに対し提案されている信頼度水準(Duke, Moranによる[11])

ライフライン		地震の影響を受ける地域内の信頼度水準	
		中程度の地震動地域（修正メルカリ震度階Ⅵ～Ⅶ）	強い地震動地域(修正メルカリ震度階Ⅸ～Ⅹで地層断層の露出を伴う)
上水道システム	貯水施設*	すべて機能する	生命に危険を及ぼす被害がない
	消火施設	すべて機能する	レベルA－適切な貯水が利用可能
	浄水施設	すべて機能する	レベルA
	配水施設	すべて機能する	レベルB－飲料用の給水車が利用可能
下水道システム	集水施設*	レベルA	レベルC
	処理施設*	すべて機能する	レベルB
電力流通システム	発電施設*	すべて機能する	レベルA
	送電施設*	すべて機能する	レベルA
	変電施設	すべて機能する	レベルB
	配電施設*	レベルA	レベルB
天然ガスシステム	輸送幹線*	すべて機能する	レベルA
	貯蔵施設*	すべて機能する	レベルA
	供給施設	レベルA	レベルB
一般道路，高速道路および鉄道	橋　梁*	すべて機能する	レベルA－倒壊しない
	路　線	すべて機能する	レベルB
空　港	管制施設	すべて機能する	レベルA
	滑走路，タクシー専用道路*	すべて機能する	レベルA
港湾施設		レベルA	レベルB
ラジオ，テレビ		すべて機能する	レベルA
電　話		すべて機能する	レベルA

注）レベルA：地域全体のうち5％以下の地域で1日間サービスが受けられないエリアが発生し，完全に復旧するまで1週間を要する．
レベルB：地域全体のうち20％以下の地域で1週間サービスが受けられないエリアが発生し，完全復旧するまで1か月を要する．
レベルC：地域全体のうち50％以下の地域で1週間サービスが受けられないか，または，地域全体の20％以下の地域で1か月サービスが受けられないエリアが発生し，完全に復旧するまでに3か月を要す．
*印　：生命および財産の損失の危険性があるもの．

表－3.2.9　共同溝の震後に確保すべき状態の目標水準

（文献12）をもとに作成）

	中規模地震	大規模地震	備　考
国道の交通機能	基本的には支障が及ばないよう路面の状態を確保する。	緊急輸送路としての機能の確保方針を満たす状態を確保する。 大規模な路面の変状（隆起や陥没）の発生は防止する。	
共同溝の構造	健全性は損なわない。注) 特に液状化に伴う浮上りの発生と継手部の損傷に伴う地下水、土砂の流入は生じさせない。	躯体の部分的な損傷や継手部の損傷は、受認するが、補修、補強により再使用可能な状態に留める。	注）共同溝設計指針の関連規定を満足させるようにする。

(4) 本研究における二段階耐震設計法の適用について

二段階耐震設計法の基本概念および既往の適用事例を紹介した。この二段階耐震設計法は、最近公刊された「建設省総合技術開発プロジェクト　地下空間の利用技術の開発報告書」の第4編にまとめられた“大規模地下構造物の耐震設計法ガイドライン”の中にも取入れられている。

このように、土木構造物の設計において二段階耐震設計法を採用する機会が増加している。本研究の対象である地盤の耐震対策は構造物の耐震安全性を確保することが目的であり，構造物が二段階耐震設計法を採用するのであれば，おのずと地盤の耐震対策においても同設計法の採用が要求されることとなる。

表－3.2.10には本研究の対象構造物に対してこの方法を適用した場合の確保目標水準と照査基準のイメージを示す。なお、表－3.2.10に示した本研究における二段階耐震設計の適用の概念はあくまでも現時点における参考的なものである。安全率の値や許容変位（変形）量の設定には構造物の種類、機能、大規模な被災による人命への影響などの要因を考慮して定められる性格のものである。したがって、今後の研究の中でどの程度の精度で決めることができるか、マニュアル（案）の中にどのように表現しうるかについては各グループの検討の成果に照らして判断して行くことになろう。また、工法によっては、設計諸元が中規模地震もしくは大規模地震のどちらかで決まるか傾向が異なることも考えられるので、これについては今後具体的な試設計の中で詰めて行く必要がある。

3.3　設計入力地震動の設定方法

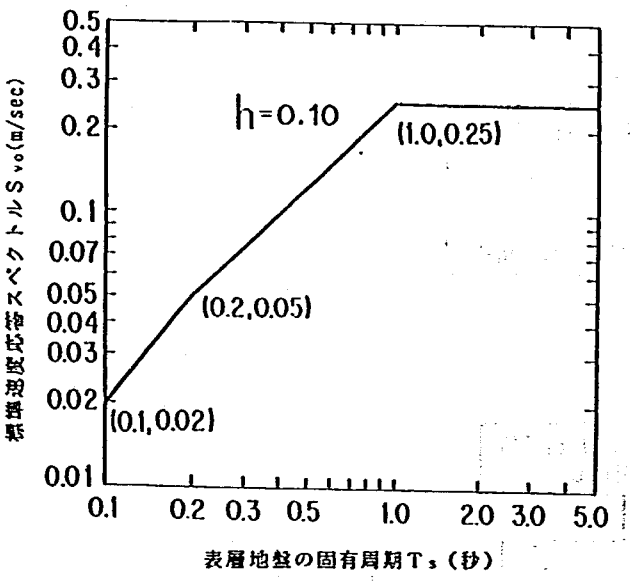
本研究の対象とする構造物は、盛土および地中構造物であり、これら構造物の耐震設計法の現状は5、6章にその詳細が示されている。盛土は震度法によるすべり安定計算が適用されることが一般であり、地震入力はすべり対象土塊の重心位置等における水平震度としてあたえることが多い。一方、地中構造物は地震時の周辺地盤の変位に着目した“応答変位法”が適用され、この応答変位法に用いる地震入力は地中基盤における速度応答スペクトルS_vとして表わされるのが一般的である。しかし、これら構造物の設計において地盤と一体とした地震応答解析の実施も想定した場合には、耐震設計上の基盤面での入力地震動が必要となる。

このように対象とする構造物や設計計算法によって地震入力の位置や設定方法が異なることとなるが、地震応答解析も含めた耐震設計を考えれば、対象構造物間で整合性を図り、統一的に取扱うためには、耐震設計上の基盤面で地震入力を評価できることが適切であり、その設定方法としてはスペクトルで定めておくことが望ましい。このように設定しておけば、地中構造物では問題はなく、盛土に対しても基盤面以浅の表層地盤および盛土を多自由度にモデル化して、その応答を考慮することで比較的簡易に、任意の深度で水平震度も設定することが可能である。

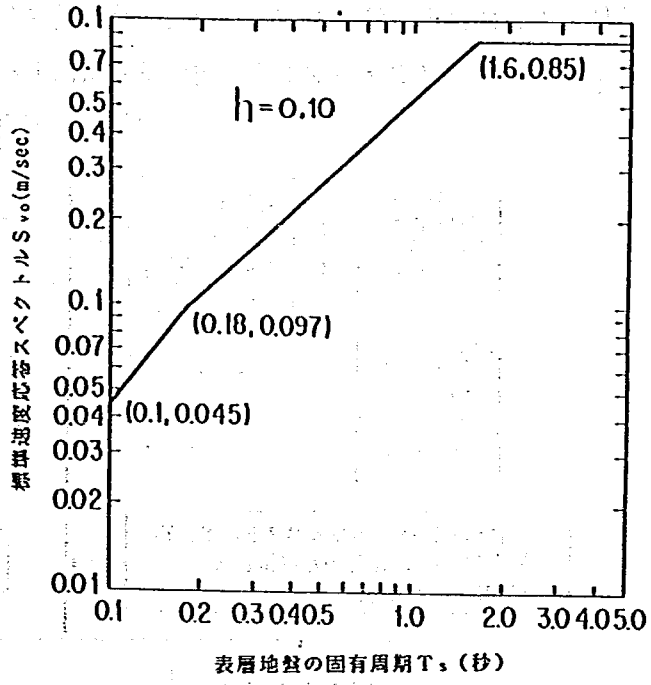
一つの提案としては、地下総プロの耐震設計ガイドライン[13]の中にも図－3.3.1に示すように許容応力度レベルの設計に用いるものと保有耐力照査に用いるものの2つのS_v曲線が提示されている。本研究を進めるにあたり、各種の試算検討が必要になるが、当面はこの2つの地震入力を適用することも考えられる。

表－3.2.10　対象構造物の確保目標水準と照査基準のイメージ

	対策の目的	設計・照査対象インデックス	確保目標水準と照査基準						
			対象構造物	耐震対策工法					
				液状化発生の防止・軽減				液状化の発生は許容（鋼材の使用）	
				防止（固化）		軽減（締固め・ドレーン）			
盛土・堤防等土構造物	すべり発生による堤体の破壊・沈下の防止低減	すべり安全率沈下量	＜L－1＞ 道路：道路としての機能支障は生じない（軽微な修復車線規制程度で走行可能なこと） 河川：異常時にも止水性が安全に保たれること ⇒すべり安全率F_s＞1.0、沈下S＜？cm	・すべり安全率については同左 改良体の滑動、転倒、支持に加え、内部応力度のチェック ⇒許容応力度法	・改良形式：ブロックor格子 ・改良体強度（配合）：q_u ・改良範囲（位置）、断面諸元：B×H×L	・所定のすべり安全率(F_s)、沈下量(S)を満足するように（せん断強度、変形特性$\Delta u/\sigma_c'$）改良率と改良範囲を設定する ⇒照査基準は対象構造物に同じ	・改良杭の径とピッチ （せん断強度と変形特性 締固め：杭間N値 ドレーン：杭間$\Delta u/\sigma_c'$） ・改良範囲	・必要根入れ長：すべり安定、水平安定（安全率：1.？） ・部材断面照査 ⇒許容応力度法	・部材配置：疎放or連続 ・部材長：ℓ（非液状化層への根入れ長） ・部材の断面形状剛性：E.I.A（？型、ϕと t）
			＜L－2＞ 道路：緊急輸送路としての機能を確保する 河川：通常時に止水性が保たれること ⇒F_s＞1.0、S＜？cm	・すべりについては同左 ・改良体はL－1と同じく外部および内部安定を照査 ⇒終局限界、耐力照査		・所定のすべり安全率(F_s)、沈下量(S)を満足するように（せん断強度、変形特性$\Delta u/\sigma_c'$）改良率と改良範囲を設定する ⇒照査基準は対象構造物に同じ		・必要根入れ長：すべり安定、水平安定（安全率：1.0） ・部材断面照査 ⇒終局限界、耐力照査	
線状地中構造物（共同溝、開削道路）	・浮上がり ・永久変形 ・ブロック間の離手相対変位の低減 （の発生の防止低減）	・浮上がり安全率 ・沈下量と横方向の変位 ・ブロック間の相対変位	＜L－1＞ ・構造物の健全性が損なわれない ⇒許容応力度 ・道路としての機能支障は生じない（軽微な修復車線規制程度で走行可能なこと） ⇒許容変形量	・改良体を含めた浮上がり安定（F_s＞1.1） ・改良体は土構造に同じ ⇒許容応力法	・改良形式：ブロック？ ・改良体強度（配合）：q_u ・改良範囲：B×H×L（横断、縦断）	・浮上がり安定の確保：改良率と改良範囲の設定（$\Delta u/\sigma_c'$） ・離手が終局変位以下となる改良率と改良範囲の設定（変形特性） ⇒F_s＞1.1、ΔS＜？cm	・改良杭の径とピッチおよび改良範囲 （底面での過剰間隙水圧量と周面からの流入防止 締固め：杭間N値 ドレーン：$\Delta u/\sigma_c'$）	・必要根入れ長：浮上がり安定、水平安定（安全率：1.？） ・部材断面照査 ⇒許容応力度法	締切り工法 ・部材長：ℓ（非液状化層への根入れ長） ・部材断面剛性：E.I.A（？型、ϕと t） アンカー工法 ・杭配置、本数、根入れ長、断面形状剛性
			＜L－2＞ ・躯体の部分的な損傷や離手部の損傷は、受認するが、補修、補強による再使用可能な状態に留める ・道路（緊急輸送路）としての機能を確保する ⇒躯体断面は部材耐力以下、離手の止水は確保、通行不能となる不等沈下の発生は防止	・改良体を含めた浮上がり安定（F_s＞1.0） ・改良体は土構造に同じ ⇒終局限界、耐力照査		・浮上がり安定の確保：改良率と改良範囲の設定（$\Delta u/\sigma_c'$） ・離手が許容変位以下となる改良率と改良範囲の設定（変形特性） ⇒F_s＞1.0、ΔS＜？cm		・必要根入れ長：浮上がり安定、水平安定（安全率：1.0） ・部材断面照査 ⇒終局限界、耐力照査	
面状地中構造物（地下駐、沈殿池）	・浮上がり ・永久変位 ・伸縮離手の相対変位の低減 ・地震力の低減（拘束効果or有効入力） （の発生の防止低減）	・浮上がり安全率 ・沈下量と横方向の変位 ・離手部の相対変位	＜L－1＞ ・構造物の健全性が損なわれない ⇒許容応力度 ・止水性が十分確保できる ⇒離手許容変位量	・改良体を含めた浮上がり安定（F_s＞1.1） ・改良体は土構造に同じ ⇒許容応力法	同上 ただし改良範囲は構造物周囲	・浮上がり安定の確保：改良率と改良範囲の設定（$\Delta u/\sigma_c'$） ・離手が許容変位以下となる改良率と改良範囲の設定（変形特性） ⇒F_s＞1.1、ΔS＜？cm	同上 ただし改良範囲は構造物周囲	・必要根入れ長：浮上がり安定、水平安定（安全率：1.？） ・部材断面照査 ⇒許容応力度法	同上
			＜L－2＞ ・躯体の部分的な損傷や離手部の損傷は、受認するが、補修、補強による再使用可能な状態に留める ⇒貫通クラックの発生防止と離手の止水性確保（終局限界状態の確保）	・改良体を含めた浮上がり安定（F_s＞1.0） ・改良体は土構造に同じ ⇒終局限界、耐力照査		・浮上がり安定の確保：改良率と改良範囲の設定（$\Delta u/\sigma_c'$） ・離手が許容変位以下となる改良率と改良範囲の設定（変形特性） ⇒F_s＞1.0、ΔS＜？cm		・必要根入れ長：浮上がり安定、水平安定（安全率：1.0） ・部材断面照査 ⇒終局限界、耐力照査	



図－3.3.1(a) 標準速度応答スペクトル
（許容応力度法を用いる場合）[13]



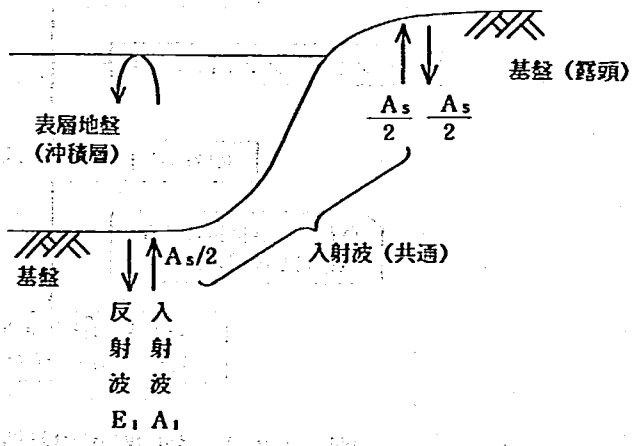
図－3.3.1(b) 標準速度応答スペクトル
（地震時保有水平耐力を用いる場合）[13]

しかしながら、それらの設定の背景、根拠については必ずしも明確にされていないことや、地盤改良工法の種類によっては地震動のマグニチュードMや主要動の継続時間、繰り返し回数が必要になることなどを勘案すると本研究の中で新たに上記の耐震設計上の基盤面でのS_vを設定することが望ましい。このため、次の方針により検討することを提案する。

① 二段階設計地震入力のマグニチュードMと建設地点までの震央距離Δを検討設定。

② 露頭基盤を洪積層、V_S＝400m/s相当として、その地表面での加速度応答スペクトルS_Aを二段階地震に応じて土研推定式より求める。

③ 代表的地層構成のパターンを数ケース～10ケース程度想定し、重複反射理論により②で求めたS_A曲線に合うように振幅調整した加速度波形の振幅を1/2にして地中基盤に入力させ、その面における合成波の速度応答スペクトル$\{S_v\}_B$を求める（図－3.3.2参照）。

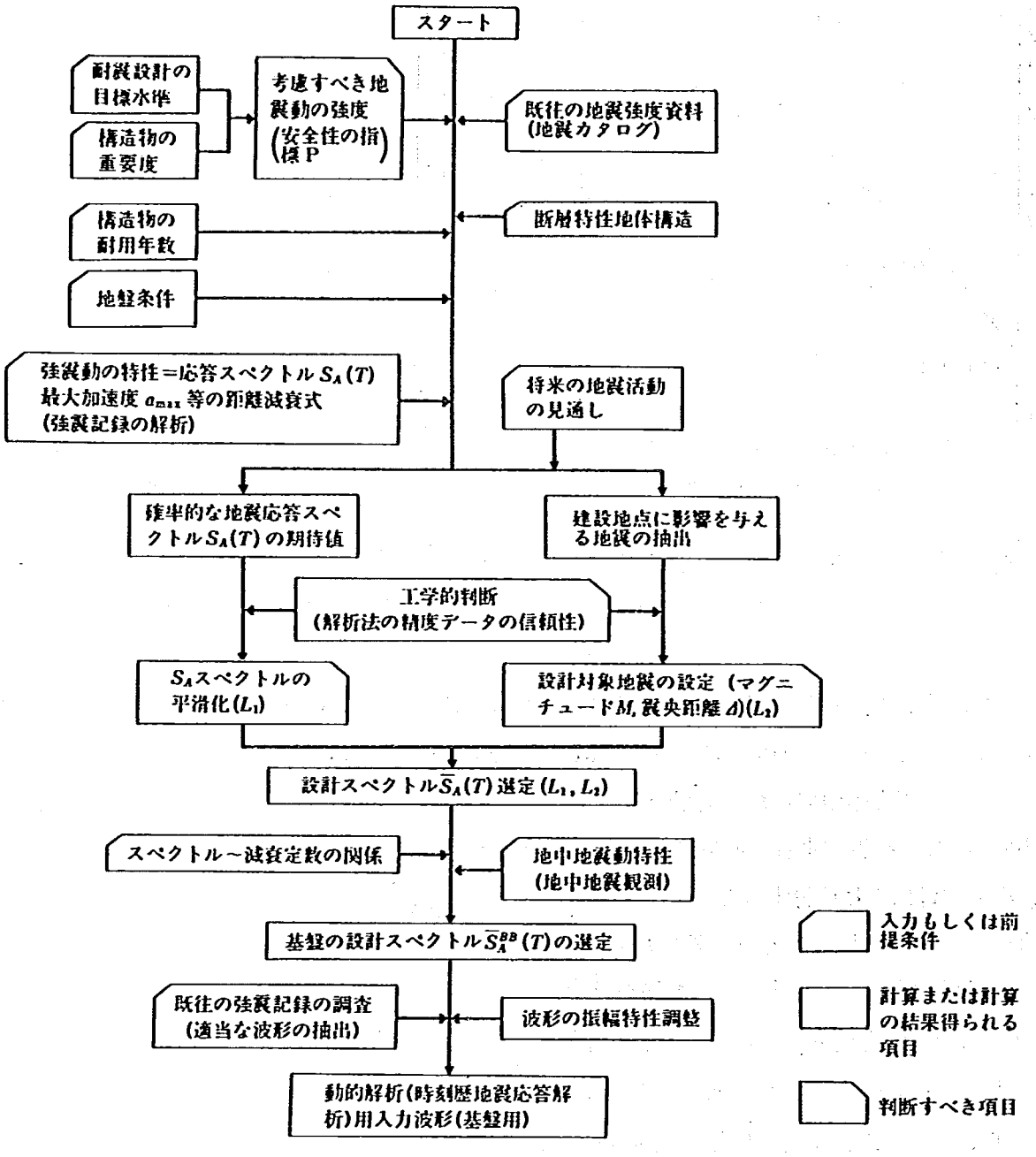


図－3.3.2 基盤面への入射方法

④ ③の結果から、二段階入力毎に表層地盤の固有周期T_Gに着目した地盤種別（Ⅱ種、Ⅲ種）毎に地中基盤面上の代表$\{S_v\}_B$曲線を設定する。

地震応答解析に用いる入力地震動については、応答変位法の場合と同じく耐震設計上の基盤面の二段階地震に応じた速度応答スペクトル$\{S_v\}_B$を目標として加速度波形を作成することとする。

具体の方式には東京湾横断道路や明石海峡大橋など土木分野で採用された図－3.3.3に示す荒川、川島、相沢による一様リスクスペクトルを用いる方法によることとする。



図－3.3.3　動的解析用基盤入力加速度波形の設定フロー[14]

3.4　液状化判定法

現在の液状化対策工の設計は、各機関の規準類に規定された液状化判定手法によりその発生の有無や程度を評価し、必要な対策工の諸元を定めるのが一般である。表－3.4.1には、関連機関も含め液状化判定方法と構造物への影響の評価方法を整理してとりまとめた。この表からわかるように液状化判定法は、大別して以下2つの方法が採用されている。

①　F_L 法による判定

表－3.4.1(a) 各基準類における液状化判定手法

指針・基準名	液状化判定の対象とすべき土層	液状化の判定方法	液状化強度の求め方	地震外力の求め方（地震時せん断応力）	構造物への影響の評価、対処方等
共同溝設計指針[4]	・地下水位面が現地盤面から10m以内にある沖積層 ・N値が30以下（共同溝のみ）	液状化に対する抵抗率 F_L を求め、この値が1.0以下の土層については液状化の可能性があるものとする。 $F_L = \frac{R}{L}$ ここで、 R：動的せん断強度比 L：地震時せん断応力比	液状化強度R $R = R_1 + R_2$ ここで、 R_1：N値と有効上載圧σ_v'の関数で表わされる動的せん断強度比の第1項 R_2：平均粒径D_{50}の関数で表わされる動的せん断強度比の第2項	地震外力L $L = r_d \cdot k_h \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma_v'}$ ここで、 r_d：地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数（$=1-0.015Z$、Zはメートル単位で表わした地表からの深さ） k_h：液状化判定に用いる地表面での水平震度で次式により求める。 $k_h = \nu_1 \cdot \nu_2 \cdot \nu_3 \cdot k_{h0}$ ν_1：地域別補正係数 ν_2：地盤別補正係数 ν_3：重要度別補正係数 k_{h0}：標準水平震度（$=0.15$）	計算されたF_L値より共同溝底面における過剰間隙水圧を求め、共同溝の浮上がりに対する検討を行う。 共同溝地盤の液状化発生の可能性が高く、浮上がりに対する安全率が1.1未満となり、共同溝に変状の発生が予測される場合には、適切な対策を講じるものとする。
水道施設耐震工法指針・解説[5]	・現地盤面から20m以内の飽和砂質土層 ・平均粒径D_{50}が0.02mm以上2.0mm以下の土層				液状化すると判定される場合には、必要に応じて地盤改良等の方法により対応しなければならないとしており、構造物への影響の評価はなされていない。
下水道施設地震対策指針と解説[6]					液状化すると判断された土層の扱いは、液状化に対する抵抗率F_Lと施設の重要度とに応じ、可能なときは、次の対策を講ずることが望ましいとしている。 ① 地盤の改良を行う。 ② くい基礎等を用いて支持力の低下および浮力に対処する。
道路橋示方書・同解説			細粒分含有率が40%を越える場合には、その補正項R_3が加えられる。		F_L値と対象深さより土質定数の低減を行う。
駐車場設計・施工指針・同解説[7]			同　上	地震外力L $L = k_h \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma_v'}$ ここで、 k_h：液状化の判定に用いる設計水平震度 $k_h = C_1 \cdot C_2 \cdot C_u \cdot k_{h0}$ C_1：地域別補正係数 C_2：地盤別補正係数 C_u：深度別補正係数（$=1.0-0.015z$） k_{h0}：液状化の判定に用いる標準設計水平震度（$=0.15$） z　：地表面からの深さ（m）	地下駐車場躯体底面以深の地盤が、液状化に対する抵抗率$F_L \leq 1.0$となる場合、必要に応じて地盤改良等の液状化対策を講じるものとする。 地下駐車場躯体底面以深の地盤が液状化に対する抵抗率$F_L \leq 1.0$となる場合でも、地下駐車場躯体底面以浅の地盤が液状化に対する抵抗率を算出する必要がある土層と判定された場合には、浮上がりに対する検討を行い、浮上がりに対する安全率F_sが1.0未満となる場合には、必要に応じて液状化対策を講じるものとす。
沈埋トンネル耐震設計指針(案)[8]	—	港湾構造物の耐震設計における液動化の判定および道路橋の耐震設計における液動化の判定をもとに、より慎重に判定を行うべきであるとしている。			液状化すると浮上がり、沈下が生じるおそれがあるので、液状化の可能性が認められればサンドコンパクション工法などにより地盤改良することが必要である。

「東京都：東京湾埋立地における液状化対策　手引書、1990.」に加筆

表－3.4.1(b) 各基準類における液状化判定手法

指針・基準名	液状化判定の対象とすべき土層	液状化の判定方法	液状化強度の求め方	地震外力の求め方（地震時せん断応力）	構造物への影響の評価、対処方等
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[19]	飽和砂質土 ・15mまで ・D_{50}≦2.0mm	限界N値を下回れば液状化と判定する。	細粒分含有率によって限界N値が設定されている。	――	――
ガス導管耐震設計指針[20]	Ⅰ．高圧，ゆる詰めの飽和砂質土	Ⅰ．高圧ガス導管耐震設計指針 示されていない。 Ⅱ．一般（中・低圧）ガス導管耐震設計指針 判定方法については統一された基準がないので示されていないが、液状化現象の起こりやすい条件を列挙している。 （ⅰ）沖積層に数mの砂層がある場合 （ⅱ）N値12以下の地下水で飽和された砂層 （ⅲ）粒径が中砂（1.0～0.25mm）、細砂（0.25～0.05 mm）の均一な砂粒子 （ⅳ）粘土分含有率10%以下			高圧ガス やむを得ず液状化の可能性のある地盤に埋設する場合には、必要に応じて、次のような対応を考慮するものとする。 （ⅰ）地盤改良等の対策を講ずる（砂ぐい、締固め等）。 （ⅱ）導管の強度余裕を評価し、液状化発生時の導管の耐力の検討を行う。 （ⅲ）液状化の可能性のある地盤の前後にバルブ等の保安措置を設ける。
ＬＮＧ地下式貯槽（土木設備）設計指針[21]	――	地質調査の結果に基づいて、地盤の液状化の可能性を検討する。 液状化の判定については、地質・地盤の調査・試験結果に基づき、関連諸規定を参照して行うものとする。			
ＬＮＧ地下式貯槽指針[22]	①飽和砂質土 ②15mまで ③D_{50}≦2.0mm ④ＦＣ≦35%	限界N値を下回れば液状化と判定する。	限界N値と細粒分含有率の関係が与えられている。	――	液状化の可能性があると判定された場合には、盛土および構造物等が影響を受けないように適切な対策をとる必要がある。
港湾の施設の技術上の基準・同解説（改訂版）[23]	ゆるくつまった飽和砂質土	ステップ1 粒度によって液状化する可能性のある土層を含む地盤かどうかの判定を行う。可能性がなければこのステップで終了する。 ステップ2 各土層の等価N値と等価加速度により判定を行う。	ステップ1 均等係数の大きな砂と小さな砂に分け、各々の粒度分布が液状化しやすい粒径範囲にあるかどうかを調べる。 ステップ2 N値とσ_v'よりσ_v'=0.66kg/cm²でのN値（等価N値）を算定する。 細粒分含有率5%以上の土質についてはN値の補正を行う。	等価加速度 $\alpha_{eq}=0.7\times\frac{\tau_{max}}{\sigma_v'}\times g$ ここで、 α_{eq}：等価加速度(gal) τ_{max}：最大せん断応力(kgf/cm²) σ_v'：地震時の地盤高に基づいて算定された有効上載圧(kgf/cm²) g：重力加速度(980gal) τ_{max}は地震応答解析で求める。	液状化すると判断されれば対策工を実施する。

＊石油パイプライン事業の事業用施設の技術上の基準の細目を定める告示（通商産業省、運輸省、建設省、自治省、1979）も同じ。

「東京都：東京湾埋立地における液状化対策，平引書，1990，」に加筆

表－3.4.1(c) 各基準類における液状化判定手法

指針・基準名	液状化判定の対象とすべき土層	液状化の判定方法	液状化強度の求め方	地震外力の求め方（地震時せん断応力）	構造物への影響の評価、対処方等
建築基礎構造設計指針[34]	・20m程度以浅の飽和土層 ・細粒分含有率ＦＣが35%以下の土層 ・ＦＣが35%以上であっても粘土含有率が10%以下、または塑性指数が15%以下の低塑性のシルト層 ※粘土分含有率が20%を超える土層は判定対象から除外してよい。	液状化安全率F_L $F_L = \frac{\tau_d / \sigma'_z}{\tau_e / \sigma'_z} = \frac{\tau_d}{\tau_e}$ ここで、 $\frac{\tau_d}{\sigma'_z}$は地盤内の各深さに発生する等価な繰返しせん断応力比 $\frac{\tau_l}{\sigma'_z}$は飽和土層の液状化抵抗比	測定されたN値を測定方法、深さ、細粒分含有率で補正した値（補正N値）よりチャートを用いて液状化強度を求める。	地震外力τ_d/σ'_zは次式によって求める。 $\frac{\tau_e}{\sigma'_z} = r_d \cdot \frac{\alpha_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_z}{\sigma'_z} r_d$ τ_e：水平面に生じる等価な一定繰返しせん断応力振幅(tf/m²) σ'_z：検討深さにおける有効土被り圧（鉛直有効応力）(tf/m²) r_d：等価な繰返し回数に関する補正係数で、$r_d = 0.1(M-1)$ ただし、Mは地震のﾏｸﾆﾁｭｰﾄﾞ α_{max}：地表面における設計用水平加速度(gal) g：重力加速度(980gal) σ_z：検討深さにおける全土被り圧（鉛直全応力）(tf/m²) r_d：地盤が剛体でないことによる低減係数で(1-0.015z)	① 水平地盤反力係数の低減 F_L値と補正N値（N_a）および検討対象深さより水平地盤反力係数を低減する。 ② 杭周面摩擦力の低減 液状化層から杭周面を伝わって土砂を含んだ水があふれ出す現象が起こり得る。従って、周面摩擦力を0としておくことが妥当と考えられる。
東京低地の液状化予測[16]	地下水面からGL－20mまでの土層	F_L値より判定する。	測定されたN値、D_{50}、細粒分含有率から推定する。	沖積層厚から地表最大加速度を決定する。	――

「東京都：東京湾埋立地における液状化対策　手引書、1990.」に加筆

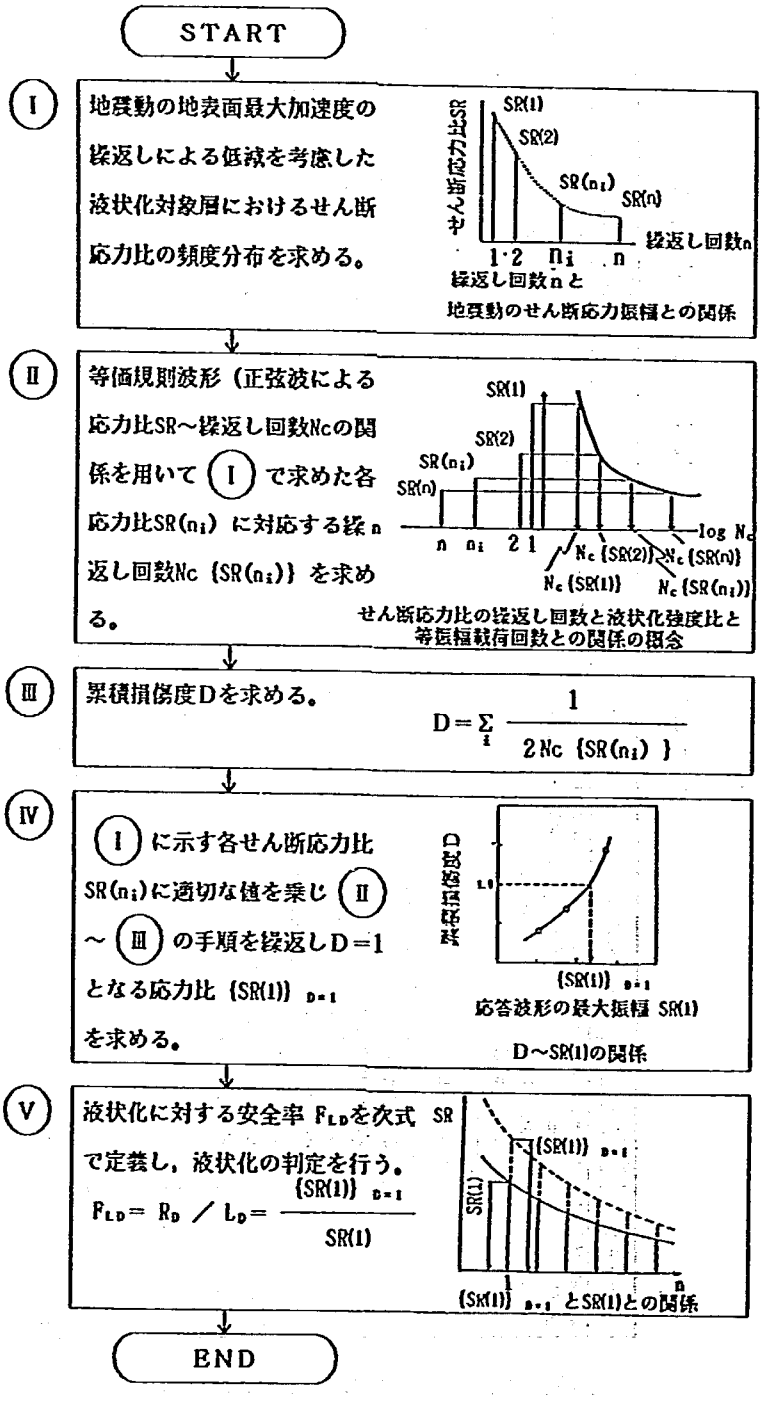
② 限界N値による判定

本研究の対象となる建設省所轄の施設は、①のF_L法によることが主体となっているが、地表面での水平震度$k_{s0}=0.15$を標準とする地震動強度を考えており、橋の設計で採用している水平震度$k_{h0}=0.20$とは別の値となっている。また、構造物本体の耐震設計における入力地震動は3.3に示したように速度応答スペクトルS_vで規定されているなど、本体の耐震設計と液状化判定において整合性に欠けることが指摘できる。また、液状化強度についても現行規定は比較的ゆるい砂質土を対象としたものであり、密な砂質地盤や本研究対象の工法である締固め工法では、強度を過小評価することとなる。

このような現行基準での課題は、大規模地震も想定する二段階設計法では、大きな問題となる可能性が高い。これは、大規模地震を想定した入力水準をそのまま現行基準に適用して液状化判定を行えば、いくら密に締固めた地盤でも液状化するとの結果となるためである。

この問題をある程度解決できる方法として、龍岡[27]は、金属疲労破壊の分野で提案された累積損傷度理論を砂の液状化特性に適用することの妥当性の検証を行い、液状化判定法への適用可能性を示している。これらの成果にもとづき、同理論を用いた具体的な液状化判定法の提案もされている[28),29)]。図－3.4.1にその基本手順を示すが、地震荷重の繰返し特性を考慮した地盤内のせん断応力を作用外力とし、室内繰返し試験での液状化強度（SR～N_c曲線）を疲労強度（S～N曲線）として液状化の発生の有無を判定するものである。

このように、液状化強度としてSR～N_c曲線を用いることから密な砂地盤の強度特性をより合理的に反映できると言える。文献28）は東海地震（M＝8クラス）を想定した場合の液状化判定方法として提案されたもので、地盤内のせん断応力は式(3.4.1)に示すように簡易な計算で求められるのが特徴である。また、液状化強度特性は図－

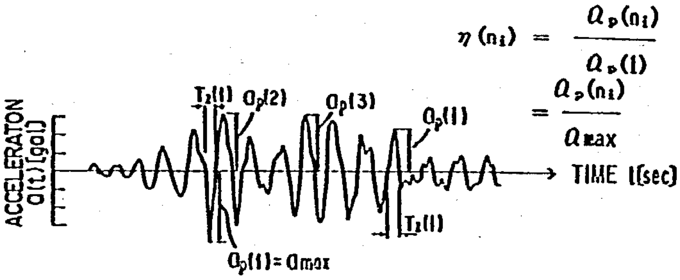


図－3.4.1　累積損傷度理論による液状化判定手法の手順[28)]

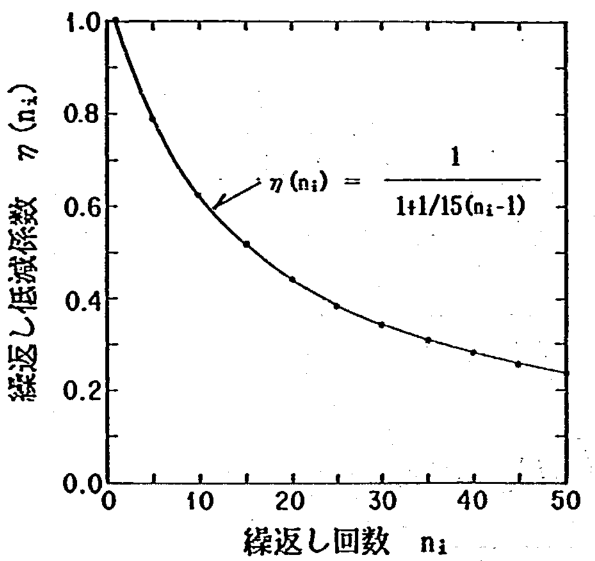
$$SR(Z,\ n_i)=\beta(Z)\ \frac{\eta(n_i)S_A\max}{g}\ \frac{\sigma_v(Z)}{\sigma_v'(Z)} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (3.4.1)$$

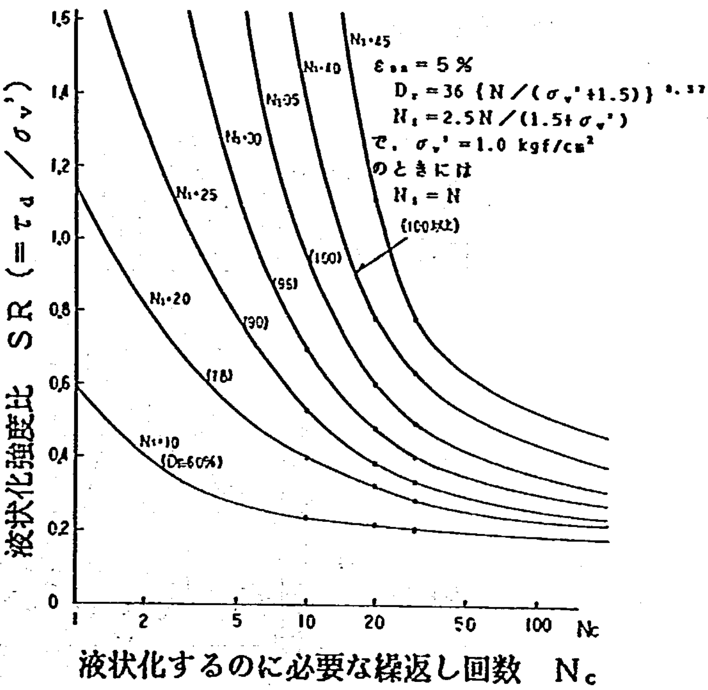
ここに，

$SR(Z,\ n_i)$ ：地表面からZ(m)における応答の繰返しを考慮した最大値から第i番目のせん断応力比
$\beta(Z)$ ：表層地盤の１次固有周期に着目した場合の振動モードを表わす係数
g ：重力の加速度(980gal)
$\eta(n_i)$ ：最大値から第i番目の繰返し低減係数で図−3.4.2のように求まる。
$S_A\max$ ：表層地盤の最大加速度応答(gal)
$\sigma_v(Z)$ ：地表面から深さZ(m)における全上載圧(tf/m²)
$\sigma_v'(Z)$ ：地表面から深さZ(m)における有効上載圧(tf/m²)



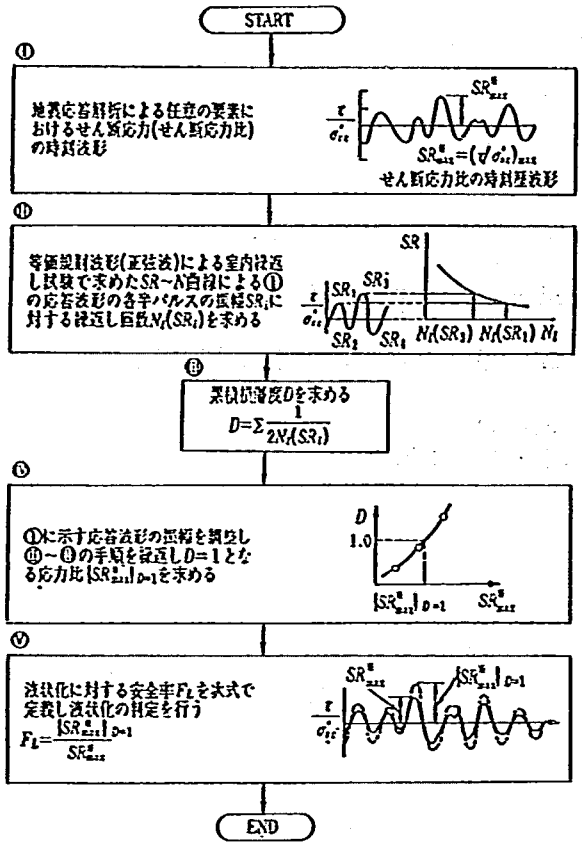
繰返し低減係数の定義



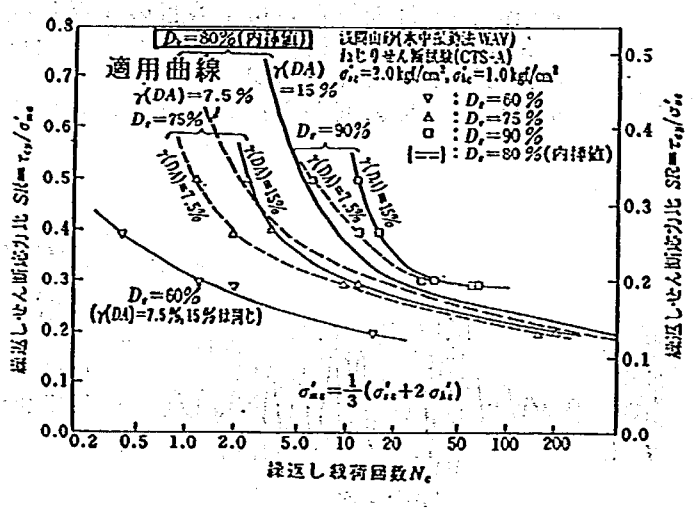


図−3.4.2　各パルスを大きさの順にならべた時のni番目（niを繰返し回数と呼ぶ）のパルスの相対的大きさ
$\eta(ni)=a_p(ni)/a\max$ [28]

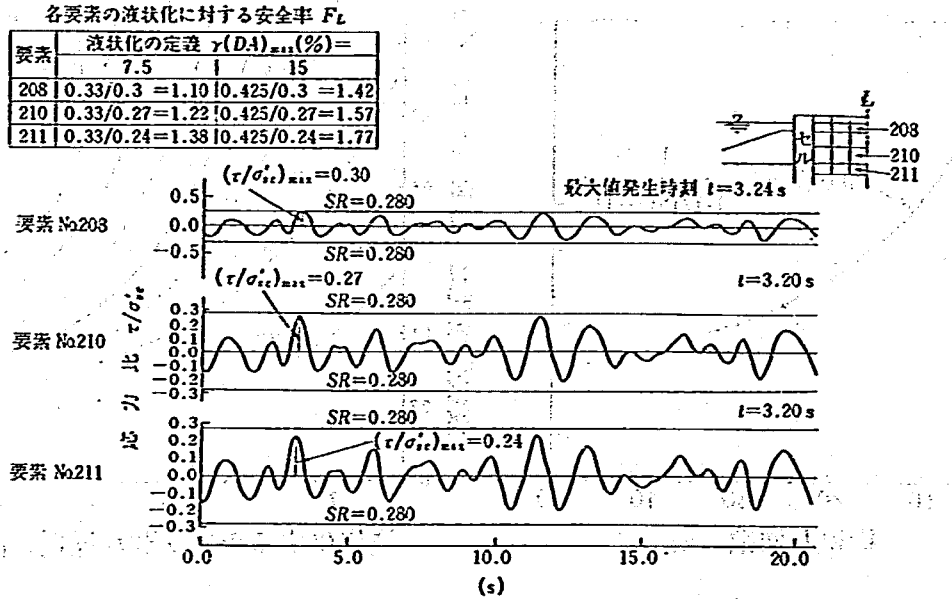
図−3.4.3　SR〜Nc曲線[28]



(a) 累積損傷度理論による液状化判定手法のフローチャート



(b) 浅間山砂の正弦波荷重に対する強度曲線（締固め地盤を想定Ｄｒ＝80％）



(c) 地震応答解析結果から得られたせん断応力比の時刻応答波形（入力地震動：Ｌ－２，相対密度Ｄｒ＝80％相当）

図－3.4.4 動的解析結果を用いた累積損傷度理論を適用した液状化判定の事例[29]

3.4.3に示すように国生ら[30]の提案を採用している。また、文献29）は東京湾横断道路盛土式人工島での事例であり、関東地震（M＝7.9）を想定した地震入力を用いた地震応答解析を行い、盛土地盤（相対密度80%程度に締固められた地盤）の液状化判定を行ったものである。図－3.4.4に解析方法と結果の概要を示すが、相対密度80%程度に締固められた盛土地盤は、その地盤特性に応じた液状化強度を用いることにより、液状化抵抗率F_Lは1.0を上廻る結果を得ている。

このように地震荷重の繰返し特性や密な砂地盤の強度特性が合理的に反映できる累積損傷度理論による液状化判定法は、大規模地震を想定した場合には、現行規定のものより適用性は高いと判断できる。

また、3.3に示した基盤面で設定された地震動強度を用いて、地表面もしくは表層地盤重心位置での加速度応答を推定し、この値を用いることで入力地震動条件は対策工の設計や本体の耐震設計と整合を図ることができる。このため、累積損傷度理論を適用した判定方法を採用することにより、本研究で対象とする締固めによる液状化対策工法の特徴も反映でき、かつ二段階設計法での対策工や本体構造物の設計入力地震動条件と整合性も図れるなどの利点があり、今後その適用性を検討して行くこととする。

（日本技術開発）

参考文献

1）日本道路協会：道路橋示方書V．耐震設計編、1990.2.

2）大川征治：道路の耐震補強 ― 東名高速道路 ― 、土木技術 1989.8.

3）電気技術基準調査会：原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1987 、㈳日本電気協会、1987.

4）佐伯光昭：道路橋の限界状態設計法に適用する耐震設計法に関する研究、1992.

5）American Association of State Highway And Transportation Officials : Guide Specifications for Seismic Design of Highway Bridges, 1983.

6）Chapman, H.B. : The New Zealand Philosophy and Design Loading, Proc. of Japan-New Zealand Workshop on Base Isolation of Highway Bridges, Nov.9, 1987.

7）American Petroleum Institute : Recommended Practice for Planning, Designing, and Constructing Fixed Offshore Platforms , 1986.

8）吉田光雄：諸施設の耐震安全性と地震防災 ①東京湾横断道路、土木学会誌、pp.40～44、1986.4.

9）土木学会：コンクリート標準示方書（平成3年版）改訂資料およびコンクリート技術の今後の動向、コンクリート・ライブラリー第70号、1991.9.

10）Whitman, R.V., Cornell, C.A. and Taleb-Agha, G. : Analysis of Earthquake Risk for Lifeline Systems, U.S. 1st National Conference on Earthquake Engineering , 1975.

11）Duke, C.M. and Moran, D.F. : Guidelines for Evaluation of Lifeline Earthquake Engineering, U.S. 1st National Conference on Earthquake Engineering, 1975.

12）藤井弘造・古賀泰之・古関潤一・佐伯光昭・真鍋 進：既設共同溝に対する鋼矢板締切りによる液状化対策工法の設計法について、第21回地震工学研究発表会、pp.637～640、平成3年7月

13）建設省土木研究所、㈶先端建設技術センター：建設省総合技術開発プロジェクト「地下空間の利用技

術の開発」及び共同研究「地下空間の建設技術の開発に関する研究」成果発表会技術資料
14) 荒川直士・川島一彦：動的解析における入力地震動の設定法、土木技術資料、26-3、pp. 10～15、1984.
15) 日本道路協会：共同溝設計指針、1986.
16) 日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説、1979.
17) 日本下水道協会：下水道施設地震対策指針と解説、1981.
18) 日本道路協会：駐車場設計、施工指針・同解説、1992.
19) 土木学会：沈埋トンネル耐震設計指針（案）、1975. 3.
20) 消防庁危険物規制課：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.
21) 日本ガス協会：ガス導管耐震設計指針、昭和57年３月
22) 電気事業連合会：ＬＮＧ地下式貯槽（土木設備）設計指針、1978.
23) 日本瓦斯協会：ＬＮＧ地下式貯槽指針、1979.
24) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説、改訂版、1989.
25) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針、1988.
26) 東京都土木技術研究所：東京低地の液状化予測、昭和62年
27) 龍岡文夫：講座　土の動的性質　2.2 動的強度特性、土と基礎、Vol. 33、No. 9、pp. 63～70、1985.
28) 大川征治・前田良刀・真鍋　進・龍岡文夫：累積損傷度理論を用いた簡易液状化判定手法の提案、第19回地震工学研究発表会、pp. 249～252 、 1987.
29) 大石・龍岡：東京湾横断道路における人工島の土質工学的諸問題、土と基礎、Vol. 34、No. 1、pp. 19～25、1986.
30) 国生・吉田・長崎：密な砂地盤のＮ値による液状化判定法、第19回土質工学研究発表会講演集、pp. 559～562 、1984.

4章　軟弱地盤耐震対策工法の開発および整備に関する研究成果

第4章　軟弱地盤耐震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が整備されている状況にはない。

そこで、既往の軟弱地盤耐震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軟弱地盤耐震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

研究をすすめるにあたり、軟弱地盤耐震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た。

本研究では開発工法5工法、整備工法2工法を取り上げた。工法の分類を以下に示す。

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

鋼材を用いた軟弱地盤耐震対策工法

整備工法：

締固め工法

ドレーン工法

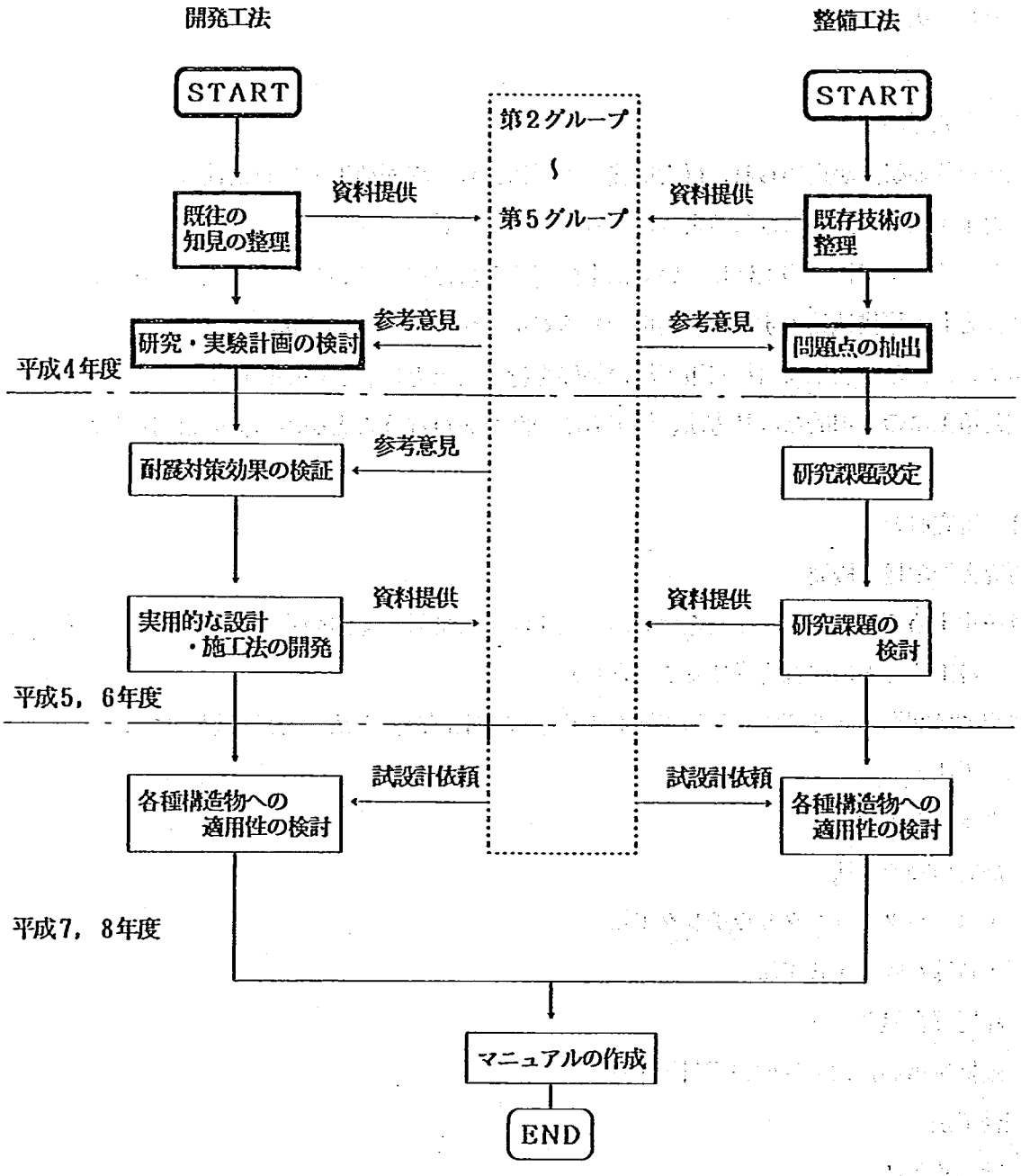
研究のフローを図－4.1.1に示す。図中の左側には実施予定時期を示した。今年度は図中の太枠部分を実施した。

具体的には、開発工法にあっては、既往の知見の整理、必要な実験計画の検討を行ない、整備工法にあっては既存技術の整理、問題点の抽出を主に行った。各工法ごとの平成4年度の当初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。研究実施項目の詳細は4.2～4.8に報告されている。

(2)　軟弱地盤耐震対策工法の各構造物への適用形態

各工法にどのような適用形態があるか第1グループ共通の課題として、盛土構造物、地中線状構造物に

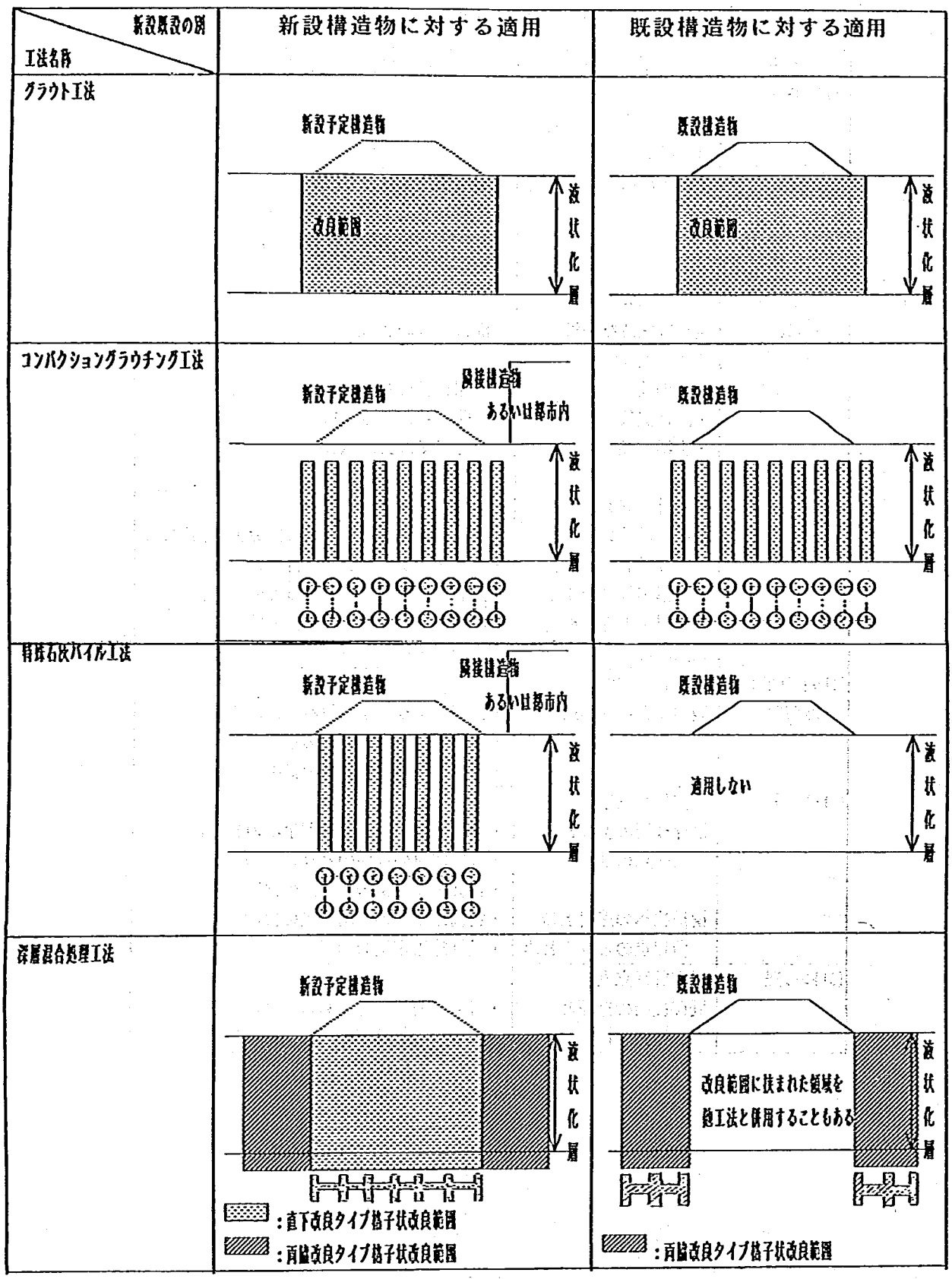
適用した場合に考えられる形態を検討した。これを図－4.1.2(a)～(d)に示す。



図－4.1.1　研究のフロー

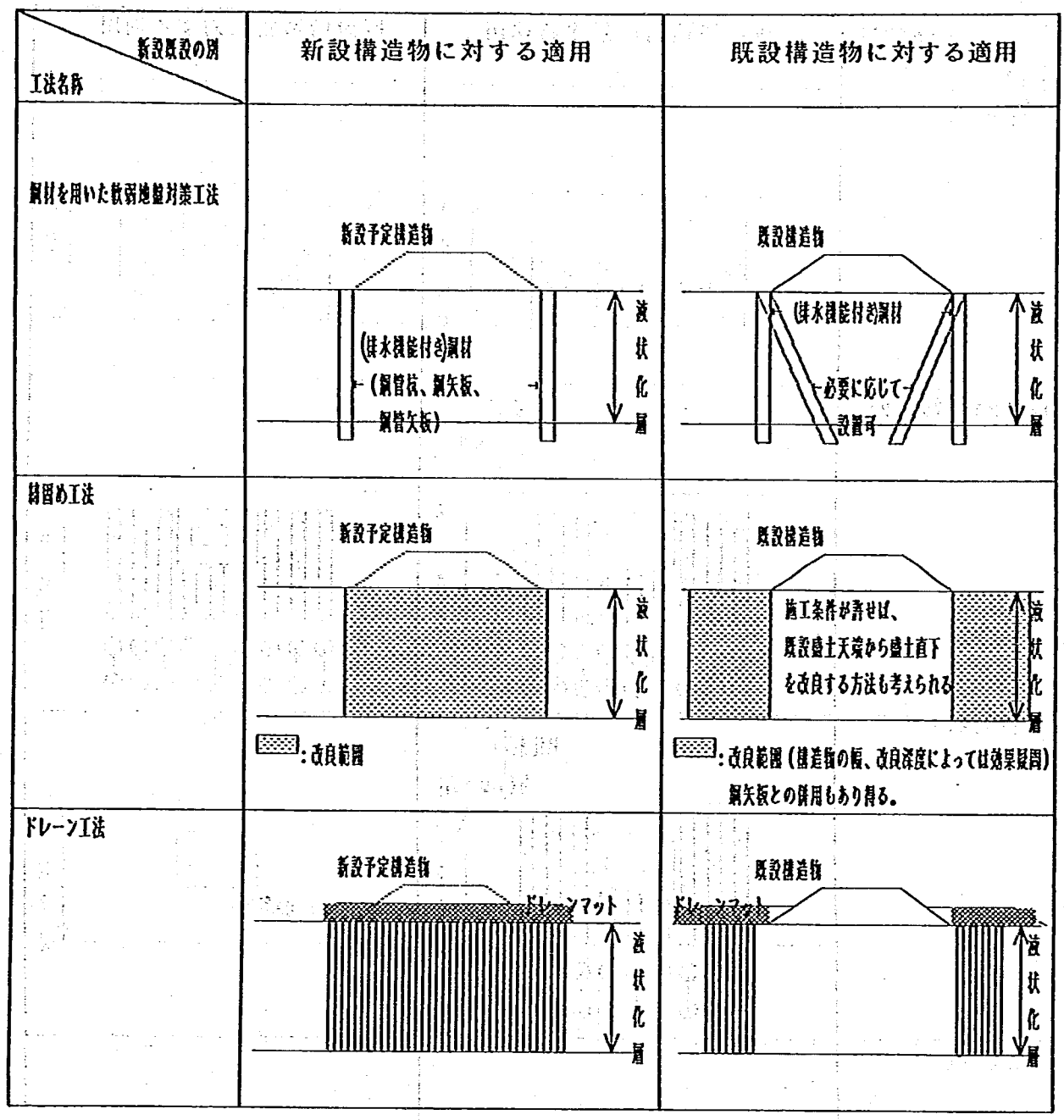
表－4.1.1　平成4年度研究項目一覧表

工法	研究内容	具体的実施項目
(1)グラウト工法	研究計画立案 工法適用範囲の調査 開発研究 ・注入材料の特性試験	 ・溶液型注入材の強度特性の検討 ・超微粒子セメントを用いた 長期強度特性の検討
(2)-1 コンパクショングラウチング工法	研究計画立案 資料収集及び分析	 ・海外文献の調査
(2)-2 特殊硬質パイル工法	研究計画立案 効果の検証 ・配合実験 ・土槽実験	 ・効果検証のための土槽実験実施 ①パイル強度試験 ②パイル打設試験 ③事前・事後調査
(3)改質混合処理工法	研究計画立案 既往設計法の 問題点の検討 新設構造物に対する 利用上の課題検討 施工法の検討	 ・試設計計算（盛土）の実施および感度分析 ・パラメータースタディ計画の準備 ・設計法の組立てにあたっての課題抽出 ・数値シミレーション計画の検討 ・現場施工例の調査
(4)鋼材を用いた軟弱地盤 変形対策工法	研究計画立案 地中構造物への適用	 ・矢板締切りによる対策効果の検討 ・壁体に作用する外力の把握 ・浮き上がり抑止効果の把握
(5)締固め工法	研究計画立案 既存技術の整理と 問題点の抽出 構造物への適用上の 留意点のとりまとめ	 ・設計・施工・施工管理手法のとりまとめ ・改良地盤の物性のとりまとめ ・設計・施工上の問題点の抽出 ・各構造物への適用事例の提示 ・設計施工事例の提示
(6)ドレーン工法	研究計画立案 既存技術の整理と 問題点の抽出	 ・設計・施工・施工管理手法のとりまとめ ・構造物への適用の検討

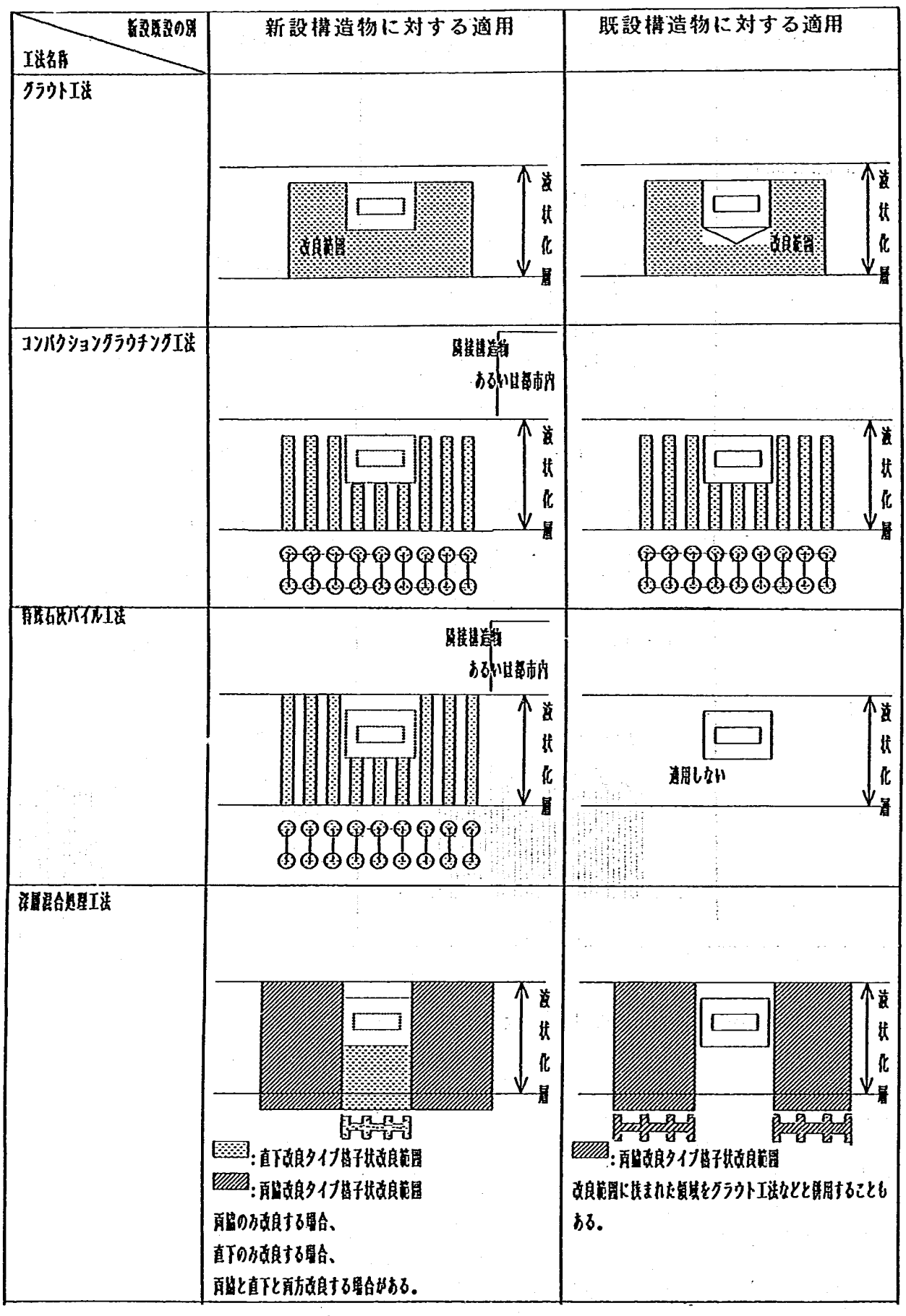


図－4.1.2(a)　軟弱地盤耐震対策工法の構造物に対する適用形態

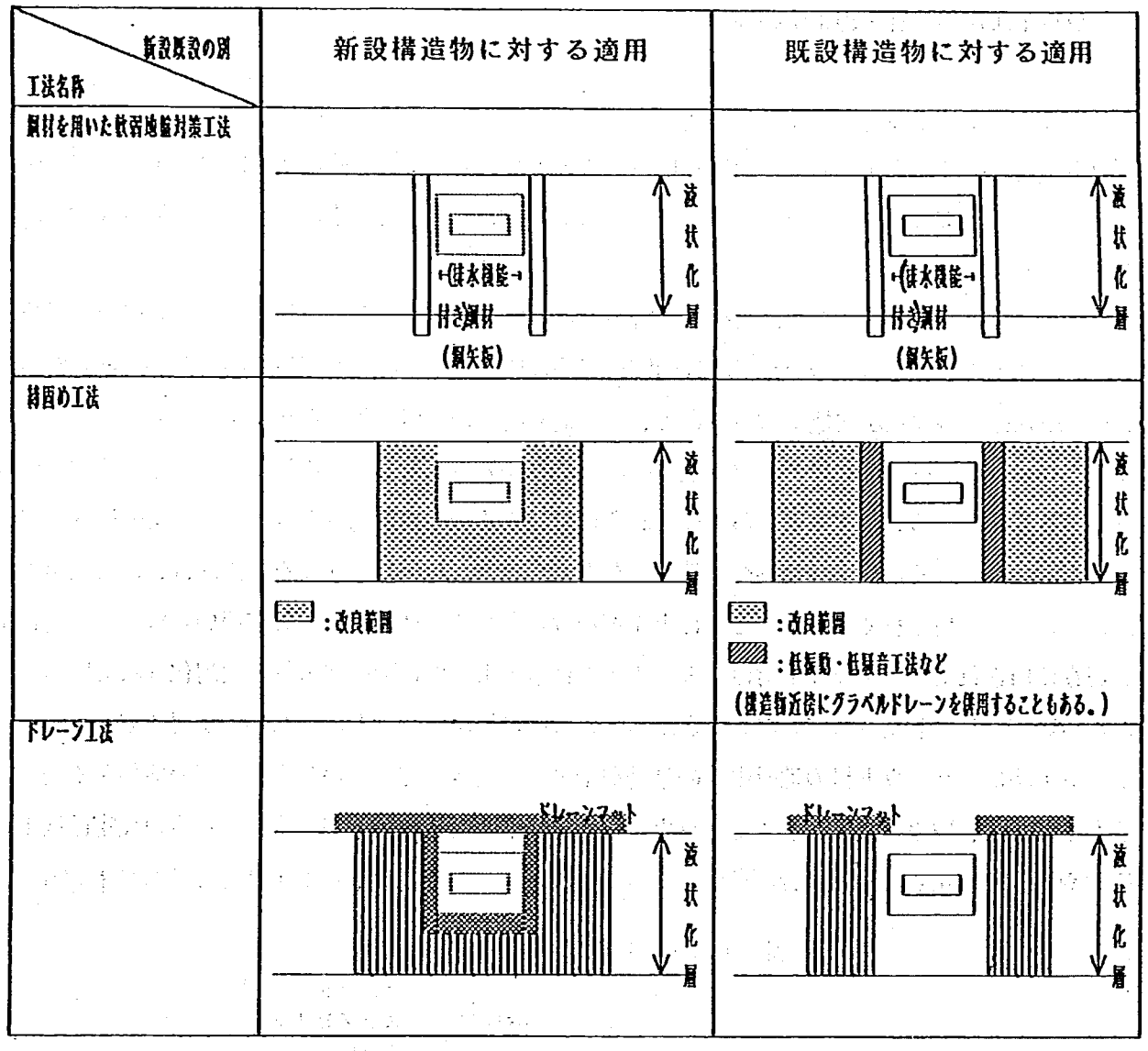
（盛土構造物に対する適用（その１））



図－4.1.2(b) 軟弱地盤耐震対策工法の構造物に対する適用形態
(盛土構造物に対する適用（その２）)



図－4.1.2(c) 軟弱地盤耐震対策工法の構造物に対する適用形態
（地中線状構造物に対する適用（その１））



図－4.1.2(d) 軟弱地盤耐震対策工法の構造物に対する適用形態

(地中線状構造物に対する適用（その２））

軟弱地盤耐震対策工法を構造物に適用する場合、新設構造物ならびに既設構造物に適用する場合がある。そこで両者について検討し、その結果を図中に示している。構造物によっては特定の工法が適用が困難な場合がある。一方、他の工法と併用することにより適用の可能性が増している工法が認められる。

図中の適用形態で効果が期待できるか今後詳細に検討すべきものもあるが、図－4.1.2は各工法を構造物に適用する際のおおまかな適用の指標となろう。なお、地中線状構造物については第4グループで検討を進めており、第6章に示してあるので参考とされたい。

なお、軟弱地盤耐震対策工法の各構造物への実用的な設計方法、施工方法を検討するにあたり、どのような範囲をどのような改良仕様で改良を行うかが、それぞれの工法に共通な課題であることがわかった。平成5年度からこれらの工法の各構造物に対する具体的な設計方法の検討に入り、適用形態をより明確にしてゆく予定である。

(不動建設)

4.2　グラウト工法の設計・施工法の検討

4.2.1　グラウト工法の設計・施工法の概要

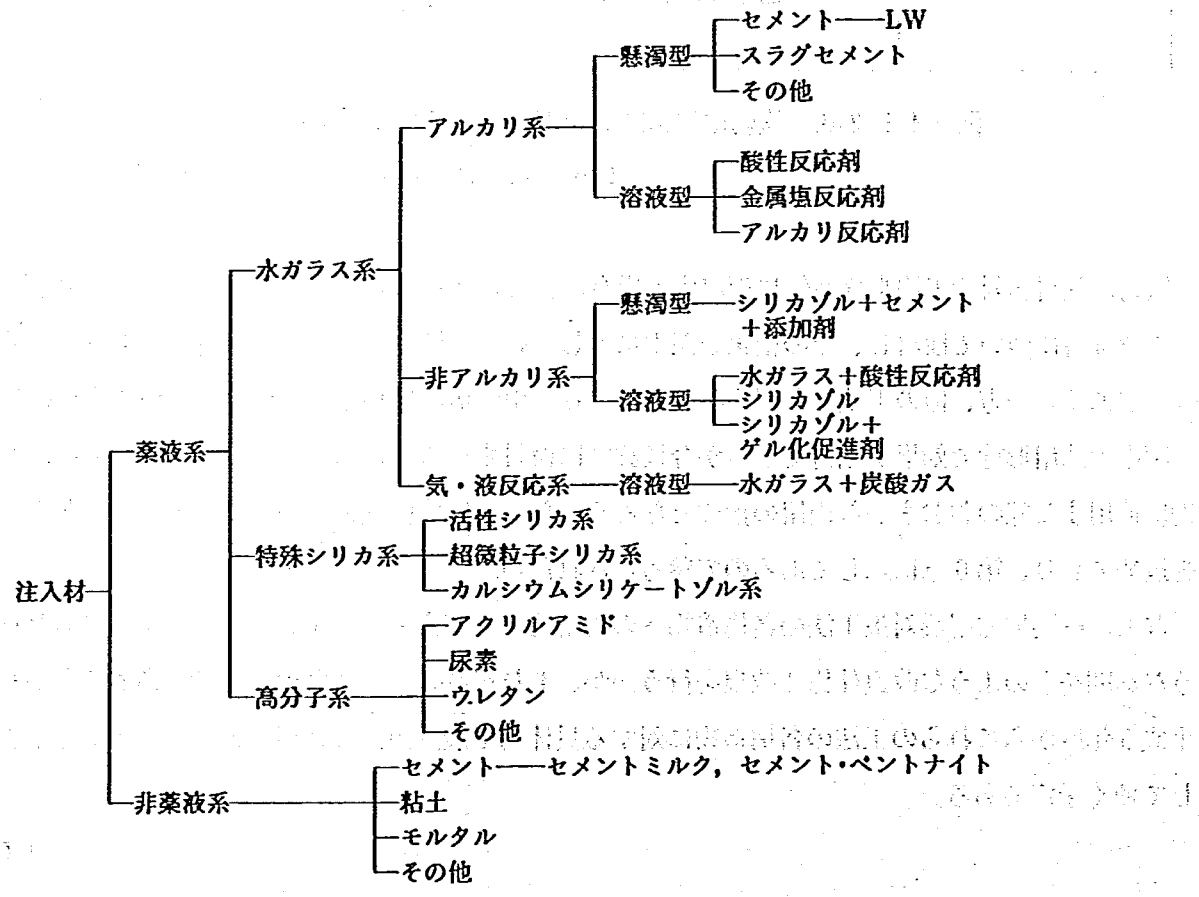
グラウト工法（薬液注入工法）は、薬液を地盤に注入することにより、土粒子間に浸透注入、割裂注入あるいは、これらが複合されたことによって改良範囲全体を固結化させ、止水、地盤強化が図れることから、固化工法として位置づけられる。

本工法は、工法の性格上、他工法に比べ、一日当たりの施工能力が小さく、新設地盤の大規模な対策工には、経済性に劣るが、深層混合処理工法等の固化工法と比較して、機械が軽量小型であること、斜め注入により構造物直下の改良が可能であること等、既設構造物への適用が可能となるメリットを有する。

このことから、グラウト工法は、既設構造物の浮上がり等の対策として、液状化が予想される地盤に敷設されている共同溝あるいは下水道、およびこれらに付随する地中埋設物等のライフラインの確保を目的とし、比較的小断面の線状地中構造物への適用性が考えられる。しかし、グラウト工法は、建設工事の広い分野にわたって適用されているが、そのほとんどが仮設としての補助工法として用いられている場合が多い。現在使用されているグラウト材は、表－4.2.1に示すように各種の注入材が実用化されているが、耐久性について十分に解明されていないことから、永久的な使用例はほとんどないのが現状である。

グラウト工法は、グラウト材の地盤中での挙動が十分に解明されていないこと、実際の地盤が不均一であることなどから、理論的な設計手法でグラウト域の範囲や強度を決定しがたく、これらの設定は従来からの経験や実績で設定している場合が多い。よって、現段階におけるグラウト工法の設計の基本方針は、

表－4.2.1　薬液注入材の分類[1)]



深層混合処理工法による固化工法と同じとするが、グラウト注入域が土層構成により不確実となる部分があるため、原則的にブロック改良となるグラウト注入を計画する必要がある。また、グラウト工法の場合、深層混合処理工法に比べ、低強度改良となるため、破壊モードを考慮した注入域の設定方法については、今後、振動実験等で確認していく必要がある。

4.2.2 注入材料の特性試験に関する室内実験（中間報告）

薬液注入工法は、薬液材を対象地盤に静的に注入することにより、土粒子間の間隙部へ浸透あるいは割裂状に注入される。注入された薬液は、ある時間の経過とともにゲル化を生じ、土粒子間間隙を固定、あるいはゲル化物そのものの固結化により止水性を高めて地盤強化を行うものである。

しかし、薬液注入工法は、本来、一時的な止水、あるいは地盤強化といった補助工法として用いられる場合が一般的であった。

ここでは、本研究テーマに示される液状化防止対策として薬液注入工法を用いる場合において、注入固結土が長期にわたり、安定した固化対策となる可能性を検討するものである。

薬液注入工法では、数多くの注入工法とそれらに用いる多数の注入材料が開発・実用化されているが、ここでは、土粒子間隙へ浸透し、長期にわたり安定化した改良地盤の形成を行うことを主眼とする注入材料の諸特性についての室内実験の中間報告を行うものである。

(1) 必要強度の概略目標

液状化防止を想定し、必要改良強度の概略は次のとおりである。

地盤内せん断応力比　$L=\tau d/\sigma v'$

$= ks \cdot \sigma v/\sigma v' = 2\,ks$

但し、$\tau d = ks \cdot \sigma v$

$\sigma v = \gamma sat \cdot Z = 2Z$　(tf/m²)

$\sigma v' = \gamma' Z = Z$　(tf/m²)

動的せん断応力比　$R=\tau l/\sigma v'$

但し、$\tau l = C + f \cdot \sigma v' \tan\phi$

ここで、液状化強度はR＞Lを満足することとする。

未処理砂の相対密度Dr=60%、N=20と仮定し、動的強度として、C=0、f=0.3、ks=0.3とする。また、改良された固結土において fは変化しないとし、f=0.3、$\tan\phi$=0.7とする。

液状化強度　R＞Lより

$C/\sigma v' + f \cdot \tan\phi > 2\,ks$

$\therefore C > 0.4\sigma v'$

但し、

L：地盤内せん断応力比

R：動的せん断応力比

ks：地表面での設計水平震度

σv ：全上載圧　(tf/m²)

$\sigma v'$ ：有効上載圧　(tf/m²)

τd ：地盤内せん断応力　(tf/m²)

τl ：動的せん断応力　(tf/m²)

γsat ：土の飽和単位重量 (tf/m³)

γ' ：土の有効単位重量 (tf/m³)

Z ：地表面からの深さ (m)

C ：粘着力　(tf/m²)

f ：土質定数に乗じる係数

ϕ ：内部摩擦角

ここで、Z=10mとすると、C=4tf/m²で、非拘束状態における一軸圧縮強さquは、qu=2CよりqU=8tf/m²である。したがって、改良強度の概略目標はqu=1.0kgf/cm²(10tf/m²)以上とする。

(2) 実験目的

薬液注入材料は、大別して、溶液型注入材および懸濁液型注入材が用いられている。本研究の目的は、地震時における液状化防止対策であることから、注入材料によって固結化された地盤は、耐久性を有することが必要条件となる。

溶液型注入材のうち、アルカリ系では、固結されたサンドゲル強度が短期間にNaイオンやSiO_2の溶脱によって強度劣化することが報告されている[2) 3)]。また、これらの問題を解決するために非アルカリ系（酸性シリカゾル）が開発され、耐久性が高いとされる[1)]。さらに最近では、弱アルカリ系シリカゾルを用いた注入材も開発され、耐久性が向上したとされている。

一方、懸濁液型注入材では、粒度組成を極めて微粒子化することにより、溶液型注入材に匹敵する浸透性が可能な超微粒子セメントが用いられている。超微粒子セメントは、最大粒径10μm、平均粒径4μm、ブレーン比表面積約9,000cm²/g以上からなるもので無機系のセメントをベースとしており、長期的耐久性に優れているとされる[5)]。

これらの注入材料について、室内における一次元注入試験により、次のような特性試験を実施した。

1) 溶液型注入材の強度特性

2) 超微粒子セメントを用いた長期強度特性

(3) 実験方法

① 注入材料

本実験に用いた注入材料は、溶液型では、水ガラス系を主材とするアルカリ系、中性領域において安定化させる非アルカリ系および弱アルカリ系シリカゾルで配合を表－4.2.2に示すが、いずれも二液タイプである。

使用した注入材は、いずれも無機系とした。また、浸透性を考慮し、注入材料のゲル化時間は、比較的長い緩結型を用いることとしたが、アルカリ系では、実験には瞬結型の無機系注入材とした。

一方、超微粒子セメントにおいては、予備試験で通常用いられる配合（水・固化材比W/C＝465%）

表－4.2.2　溶液型注入材の配合とゲル化時間

	A液(200ℓ)	B液(200ℓ)	ゲル化時間
アルカリ系	水ガラス:100ℓ 水　:100ℓ	硬化剤:19kg 水　:残り	10秒
非アルカリ系	微粒ガラス：54ℓ 中和剤 :11.2ℓ 水　:134.8ℓ	K 剤 :6.0kg B_1剤 :0.8kg 水　:100ℓ	41分
弱アルカリ系シリカゾル	シリカゾル :200ℓ	硬化剤:16kg 水　:残り	22分

表－4.2.3　超微粒子セメントの配合

水比 (W/C)	超微粒子セメント	MC ヘルパー	水
500%	94kg	0.94kg	468ℓ
750%	64kg	0.64kg	478ℓ
1000%	49kg	0.48kg	483ℓ

表－4.2.4　試料砂の性状

比　重　ρ	2.625
最大密度　ρ_{max}	1.652g/cm³
最小密度　ρ_{min}	1.345g/cm³
均等係数　Uc	1.4
D_{50}	0.21mm

では、高強度であることが確認されたため、強度を抑制する方法として、表－4.2.3に示すようにW/C＝500%、750%および1000%の高い水比による強度特性とその長期耐久性について調べた。

なお、超微粒子セメントは、一液タイプとした。

② 使用した試料土

試験に用いた試料土は、豊浦砂でその性状を表－4.2.4に示す。

また、試料土の粒度分布を図－4.2.1に示す。

③ 供試体の作成方法

直径 5cm×22cmの透明アクリルパイプに豊浦砂を水平打撃によって充填し、間隙率n＝40%（相対密度78%）の比較的密実な試料状態とした。これは、緩い試料土に注入した場合、注入圧力により充填砂が圧縮を受け、均一性の高い固結供試試料が得られにくいためである。

充填した試料土の上端部および下端部に厚さ40mmの山形 4号珪砂のフィルター層を設け、さらに金網フィルターを敷いた。透明アクリルパイプ内の実質注入長は14cmである。

さらに、作成した供試体を飽和させるために、圧力P＝0.5kgf/cm²で水を注水し、飽和状態を確認後、同時に透水係数を測定した。この時の透水係数は概ねk＝2.67×10^{-2}cm/secであった。

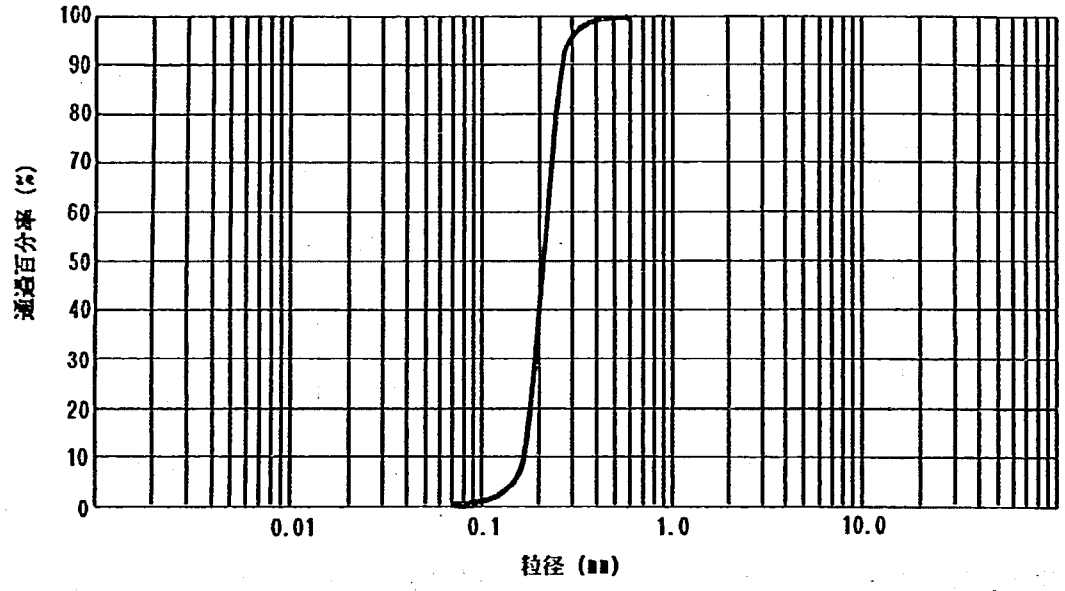
④ 注入方法および養生方法

注入方法は、表－4.2.2の溶液型注入材においては、図－4.2.2に示す二液別の注入装置を、表－4.

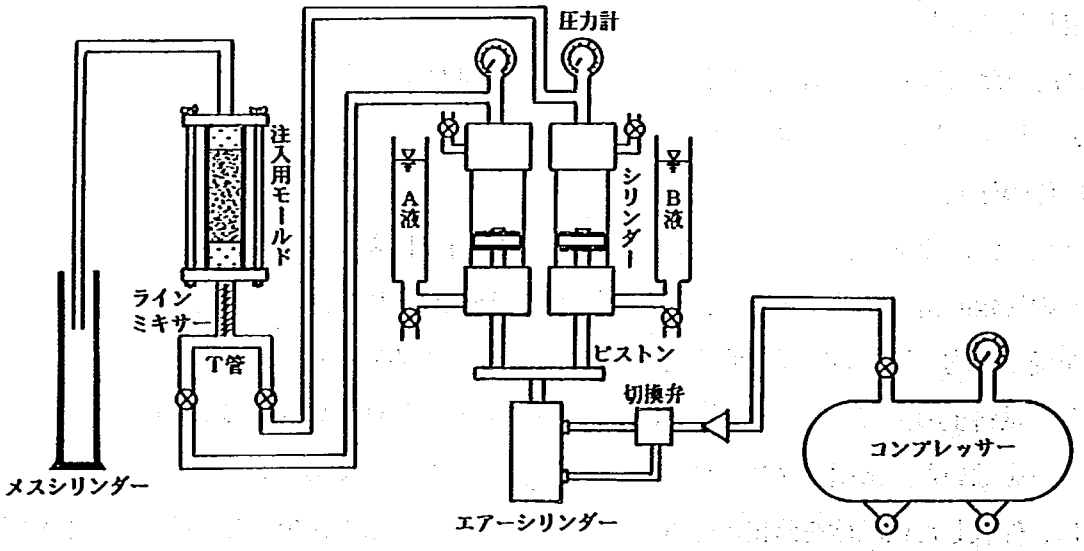
2.3の超微粒子セメントにおいては、図－4.2.3に示す一液の注入装置を用いた。注入前に各注入材のゲル化時間を測定した後、飽和された供試試料に注入圧力P＝1kgf/cm²を一定圧力として圧入した。

なお、注入量は、供試試料の間隙量の1.2倍とした。

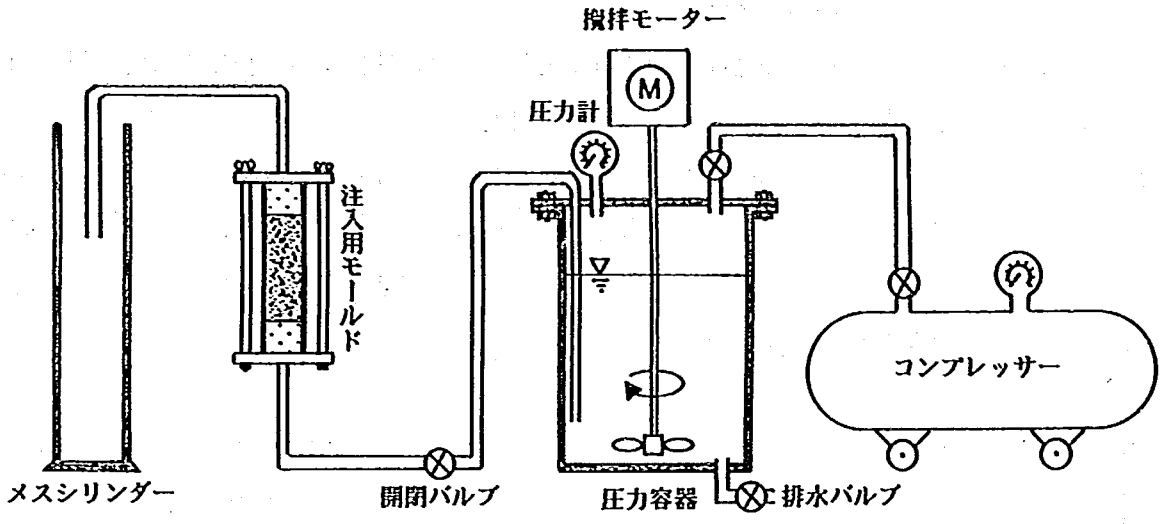
注入された試料土は、溶液タイプについては、注入後1時間後に脱型し、高さ10cm程度に成型した。また、超微粒子セメントについては、ゲル化時間が数時間を要するため、注入後3日～4日後に脱型した。これらの供試試料は、供試試料体積の10倍量の水中で静水養生としたが、超微粒子セメントについては地下水の移動を想定し材令1カ月までは2週間に1回、その後は、1カ月ごとに養生水の全量を入れ替え、より苛酷な養生条件下とした。



図－4.2.1　試料砂の粒径加積曲線



図－4.2.2　溶液型注入材に用いた注入装置



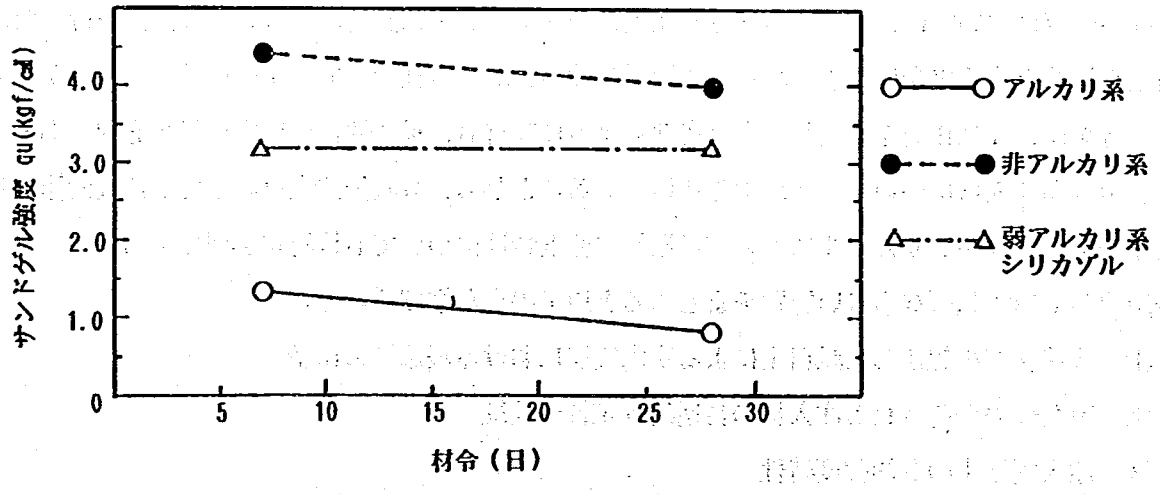
図－4.2.3　超微粒子セメント注入材に用いた注入装置

(4) 実験結果および考察

① 溶液型注入材の強度特性

3種類の溶液型注入材のサンドゲル強さを一軸圧縮試験によって行った。その結果を図－4.2.4に示す。この結果によると、サンドゲル状態において非アルカリ系はサンドゲル強度が比較的高く、アルカリ系では強度が劣化する傾向にある。また、シリカゾル系では強度の劣化は認められなかったが、28日材令の短期材令であるため、今後は長期材令について検証していく必要がある。

これらの実験は、供試体を水中養生させる方法によるものであり、これらをもってすべてを評価することはできないと考えられる。いずれにおいても、溶液型注入材は、長期的な安定性の見地から考察した場合、材料の特性について慎重な配慮が必要であろう。

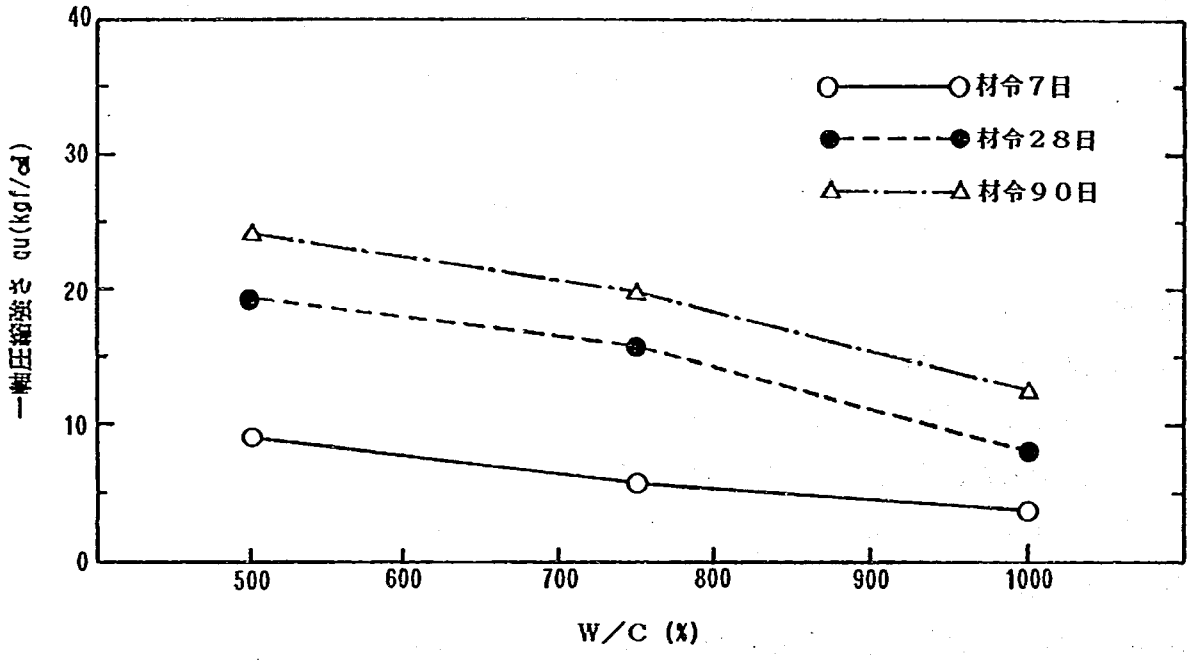


図－4.2.4　溶液型注入材のサンドゲル強度

② 超微粒子セメントを用いた長期耐久性

固結強度をある程度抑制し、かつ浸透性を図る方策として、高水比による配合によって、材令 3年程度までのサンドゲル強度の長期耐久性の挙動を検証する目的で実施した。その結果を図－4.2.5に示す。

この結果、超微粒子セメントの水比をコントロールすることにより固結強度を調整することが可能であり、また、材令90日までではあるが、強度の劣化は全く見られず、むしろ強度は大きく増加傾向にあることが確認された。しかし、W/C＝1000%においてもサンドゲル強度は非常に高く、数kgf/cm²程度の低強度まで抑制することが今後の課題である。



図－4.2.5　超微粒子セメントのW/Cの変化におけるサンドゲル強度特性

4.2.3　まとめと今後の課題

本年度の研究においては、室内における各注入材のサンドゲル強度特性についての把握を行ったが、液状化対策を目的とする場合に要求される長期的耐久性の見地から判断して、超微粒子セメントが適当と考えられ、今後は、液状化層を想定した充填密度による長期材令、浸透性について検討が必要である。

また、溶液型注入材についても検討する余地もあることから、溶液型注入材の中でも比較的耐久性が期待される弱アルカリ系シリカゾルについて長期的な強度特性についても検討が必要である。

今後解決していかねばならない課題をまとめると以下の点が挙げられる。

① 液状化層を想定した試料土による室内実験における浸透性の確認
② 耐久性の期待される注入材の長期的安定性の検証
③ 注入固結土の動的強度特性
④ 実施工を想定した既設構造物への施工方法の確立
⑤ 改良範囲の合理的な設定方法
⑥ 注入範囲の現地調査法の検討

⑦ 注入効果の評価方法の検討

また、上記の課題を考慮した本工法開発の全体計画は表－4.2.5のとおりである。

（小野田ケミコ）

表－4.2.5　グラウト工法の全体計画

研究課題	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
注入材料の特性実験					
大型土槽実験による注入形態の検証		———	———		
振動台実験による改良範囲の検証			———		
現場注入実験による注入形態の検証			———		
既設構造物に対する施工法の検討					
グラウト工法の設計に関する検討					
まとめ					

参考文献

1) 島田俊介，佐藤　武，多久　実：最先端技術の薬液注入工法，理工図書，1989

2) 檜垣貫司，内藤清司，山田邦光：薬液注入材の長期耐久性について，第18回土質工学研究発表会講演集，1983.6

3) 所　武彦，高橋則雄，奥村英二：水ガラス系グラウトの耐久性について，第24回土質工学研究発表会講演集，1989.6

4) 米倉亮三，加賀宗彦，島田俊介：薬液注入における長期耐久性の研究，土木施工，1991.2

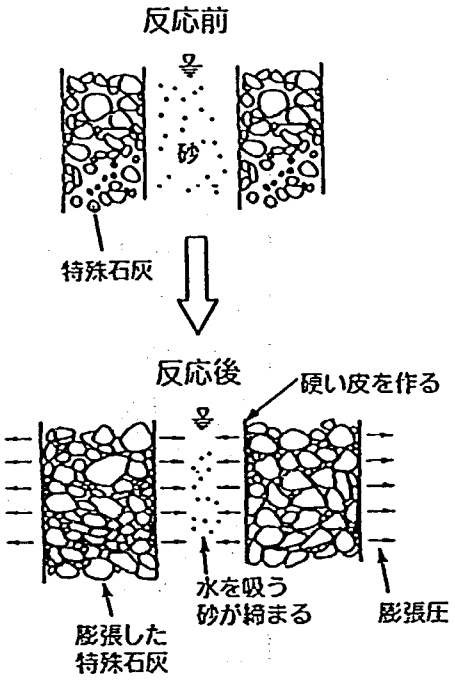
5) 下田正雄：ＭＣ工法とその実施例，最近の薬液注入工法⑤，総合土木研究所，1979.10

4.3　特殊石灰パイル工法の設計・施工法の検討

4.3.1　特殊石灰パイル工法の設計・施工法の概要

(1)　特殊石灰パイル工法の原理と目的

特殊石灰パイル工法は特殊石灰と湿潤状態の砂や有姿の水滓、石膏を混合した材料を、地下水面下の緩い砂地盤の中にパイル状に打設するものである。その際、水和反応の活性度を抑えた硬焼きの特殊石灰を用いると、地下水と直ちに反応することなく、パイルの造成が可能となる。　材料に硬焼きの特殊石灰を用いたもう一つの大きな理由として、硬焼き石灰は嵩比重が大きく間隙が小さいため、一般の軟焼石灰に比べて、見かけの膨張度が大きくなる（湿潤状態の砂を用いたのは、コスト面の制約と水和反応の水を供給する透水材料として活用させるためである。）。さらに、特殊石灰パイルは、土中水と反応して膨張し、パイル間の地盤を締固め密度を増大させる（図－4.3.1参照）。またパイル自体は、水滓、石膏によるポゾラン反応という固化反応によって、徐々に硬化し強度を発現する。このため、よく締まった砂層と固化して強度をもったパイルとの複合地盤として改良され、液状化抵抗の大きい地盤となる。



図－4.3.1　パイル膨張図

(2)　特殊石灰パイル工法の特長

特殊石灰パイル工法には、次のような特長がある。

①　細粒分の多い砂質土地盤にも有効である。

振動打設方式では、細粒分の多い地盤は締まりにくい。また、ドレーン方式は目詰まりするため、やはり細粒分の多い地盤での施工実績が少ない。特殊石灰パイル工法は、化学反応により地盤を静的に締固めるため、地盤を選ばない。

②　支持力の向上につながる。

パイル自体は、ポゾラン反応により徐々に強度を発現する。従って、固いパイルと締固められたパイル間地盤との複合地盤としての支持力対策になる。ただし、対象となる建物の規模は、平均接地圧で15tf/m²程度までの中・低層建物に限る。

③　低騒音、低振動の施工が可能である。

特殊石灰パイル工法は、スパイラル付のケーシングを回転しながら地盤に圧入するため、騒音や振動が少なく、市街地等の施工に適している。

(3)　設 計 法

1)　設計方針

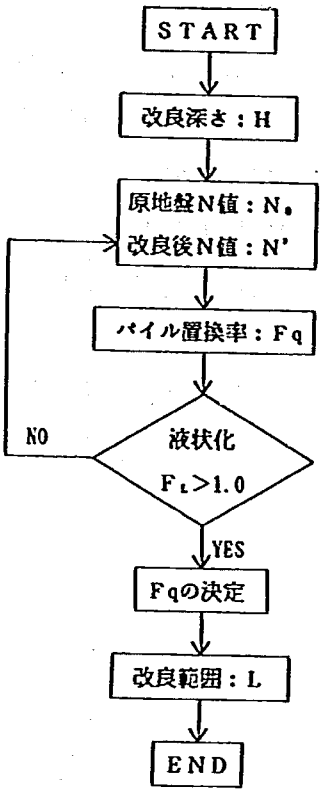
液状化対策として静的締固めを行う場合には、改良後の地盤の液状化強度が、対象構造物ごとの関連

基準により液状化しないと判定される値となるように改良することを原則とする。また改良範囲については、各構造物ごとの設計基準類に指示されている無対策時の評価手法の考え方をもとに、改良地盤の効果を考慮した手法により決定する。

2) 設計手順

設計地震力に対して、液状化しないと判断される地盤物性値（N値）を改良目標値とし、その改良目標値を得るためのパイルの置換率とパイルピッチを定める。

設計フロー図を図－4.3.2に示す。



図－4.3.2 設計フロー図

3) 設計外力

静的締固め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使用する。

4) 改良諸元の設定方法

① 改良範囲

改良範囲のうち深度については、液状化層下端までの改良を基本とする。平面的には仮定として、改良地盤部では過剰間隙水圧は発生せず、液状化部はせん断強度を持たないものとして全体系の安定計算を行い、安全率が許容値を満足する最小の範囲をもとに改良範囲を設定する。

② 地盤物性値

改良地盤の地盤物性値は、既存データをもとに設定する。

5) 改良地盤の評価

改良後の各物性値を使用して、各構造物の基準に従って液状化の判定を行う。

6) 調査方法

静的締固め工法設計のための地盤調査は、土層構成と軟弱層の土質特性を把握するために行う。

① 静的締固め工法設計のための事前調査

事前調査の調査項目、地盤性状及び調査方法を表－4.3.1に示す。

表－4.3.1 事前調査項目一覧表

調査項目		調査または地盤性状	調査方法
土質調査	土層構成	土質柱状図、土層断面図、地下水位	
	砂質土	N値、粒度組成（F_c、D_{50}）	貫入試験 粒度試験
特殊石灰パイル材料調査		粒度組成、含水比、材料必要量、供給経路	

② 事後調査

改良効果を確認するために、改良前のボーリング位置の近傍でパイル間地盤のN値およびF_cを調査し、$F_L > 1$であることを確認する。

(4) 施 工 法

1) 施工方法

特殊石灰パイル工法の材料、機械、混合、打設等の施工方法について以下に述べる。

① 材 料

材料は、特殊石灰、砂、石膏、水滓の4種とし、標準調合を特殊石灰25%、砂62%、石膏3%、水さい10%とする。

② 使用機械

使用機械の一例を表－4.3.2(a)、(b)に示す。

表－4.3.2(a) 使用機械一覧表

機 械 名	形 式 ・ 仕 様	数量	用 途
三点式杭打機	吊能力30t リーダー長24m	1台	特殊石灰パイル打設
ドライバー	D－80K	1台	特殊石灰パイル打設
クレーン	トラッククレーン	1台	機材組立解体・材料投入
発電機	185KVA	1台	ドライバー電源用
発電機	100KVA	1台	モービルミキサー電源用
コンプレッサー	10.5m³/min 7kg/cm²	1台	ケーシング内の加圧
バックホー	0.4m³級	1台	材料混合・排土処理
計量器	バネ式3t・台ハカリ50kg	1組	材料の計量
管理計	T型	1台	打設記録用
鉄板	2.5cm×1.5m×6.0m	14枚	混合機台・重機足場
溶接・溶断機		1台	加工補修その他
容量マス		1式	材料投入用
材料投入ホッパー	2t袋改造型投入ホッパー	2台	

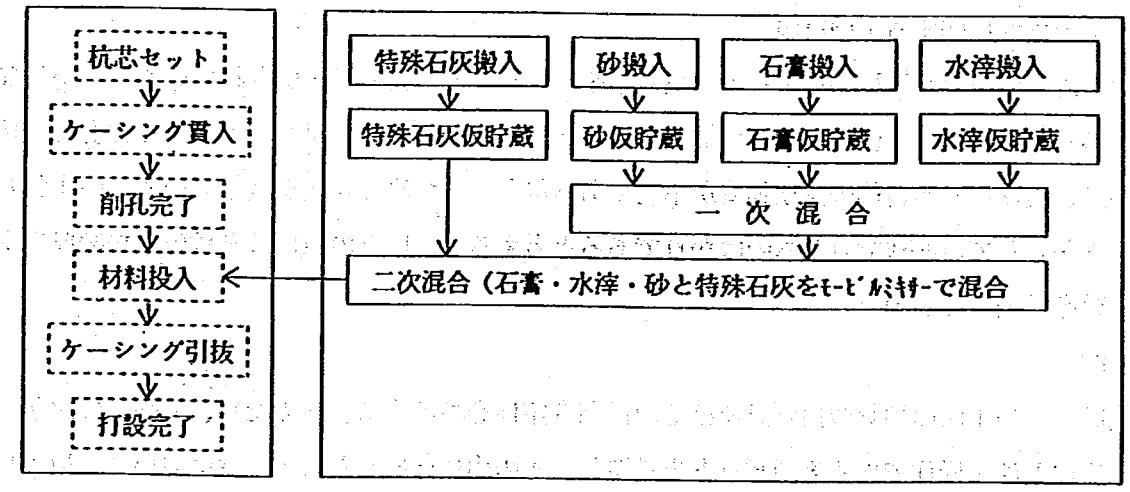
表－4.3.2(b) 使用機械一覧表（前頁の表の続き）

機械名	形式・仕様	数量	用途
ホッパー受け台		2台	
防水シート		数枚	
サイドホッパー	特殊石灰パイル用大口径型	1台	
テーブルホッパー	特殊石灰パイル用大口径型	1台	
ケーシング	全長スパイラル付・16㎜用	13m	
膨らまし型ｹｰｼﾝｸﾞ	φ600型	1本	
備考 ケーシング取り付け及び解体時、ふくらまし型ケーシングのため高所作業車を使用			

③ 混合と打設のフロー

i) 混 合

材料混合を中心としたフローとその詳細説明を図－4.3.3に示す。



1. 一次混合　砂・水滓・石膏の混合
2. 二次混合　特殊石灰と一次混合材料の混合
3. 材料投入

図－4.3.3　材料混合フロー図

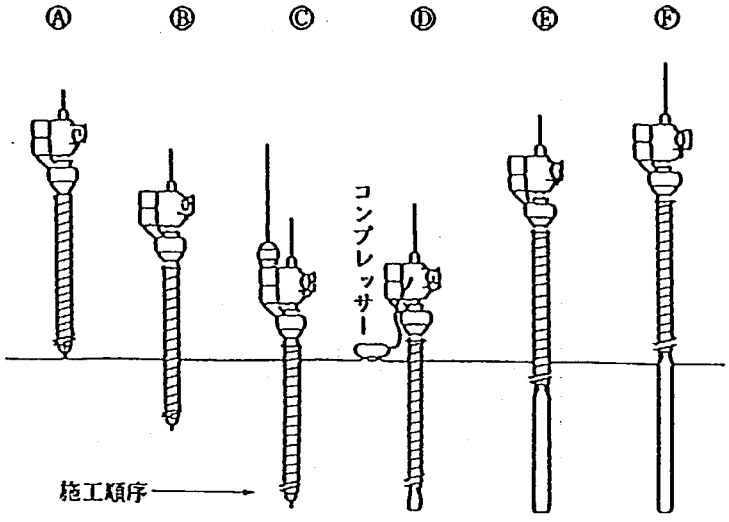
ii) 打　設

オーガータイプによる施工順序の概略を図－4.3.4に示す。

Ⓐ. 所定の位置に杭打機を移動し、杭打機リーダーを垂直に調整する。

Ⓑ. ケーシングを回転させながら、所定の深さまで貫入する。

Ⓒ. ケーシングが所定の深さに達したら、ドライバーの回転を止めケーシング上部のホッパーから材料（特殊石灰等混合物）を投入する。



図－4.3.4　施工順序

Ⓓ. 材料投入が終わったら、ケーシング上端の気密弁を閉じ、圧気する。

Ⓔ. ケーシング内気圧が所定値になったら、アースオーガーを始動させ、ケーシングを回転（正転）で引き抜く。この時ケーシング内気圧の調整を行う。

Ⓕ. ケーシング引き上げ完了。

4.3.2　効果の検証に関する土槽実験

本工法は室内試験及び現場試験によって改良効果を確認したので実施工に供されている。しかしながら、なぜ効果があるのかについての原理が十分解明されたとは言えず、また改良地盤の液状化強度を直接測定していない点、更にパイル自体の長期強度が不明であるなど、まだ研究課題を残している。いずれも現在までのデータからして、解決できるものばかりであると考えるが、以上の点につき数値的な把握を主眼に大型土槽実験を計画したものである。

(1)　実験目的

今回の実験は、当工法の地盤改良効果及びその長期安定性を検証する。そのため、実験条件が明確でかつ人為的に実験条件を操作できる大型ピットを設置し、その中に作成した人工地盤において、以下に示す確認実験を行った。

①　液状化対策工法としての効果の確認実験

②　静的支持力増大効果の確認実験

③　パイルの強度試験および長期安定試験

(2)　実験方法

1)　液状化対策工法としての効果の確認実験

改良前後で地盤の貫入抵抗を直接測定するとともに、地盤密度及び拘束圧（静止土圧）を、前者は凍結サンプリング法により、後者はステッププレード型の土圧計により、調査を行った。また、実験土槽からサンプリングした試料に対する室内試験（動的三軸試験）により、直接液状化強度の測定を行った。

2) 静的支持力増大効果の確認実験

当工法は、液状化対策工法として軟弱な砂地盤に対しての締固めを主目的として開発されたものであるが、動的強度が増大するのであれば、静的強度（支持力）の増大効果も期待できると考え、パイル間地盤の平板載荷試験を行い、主に変形係数の増加を確認した。ただし今回は、パイルと周辺地盤とを含めた複合地盤としての載荷試験は行っていない。

3) パイルの強度試験および長期安定試験

当工法では、混合材料の固化反応により発現するパイル自体の強度も高く、パイルとパイル間地盤との複合地盤としての効果も期待できる。そこで、当初からの特殊石灰パイルの配合の内、水滓の代わりに高炉セメントを用いて、短期間に強度が発現する新配合特殊石灰パイルの２種類の特殊石灰パイルを打設した。

長期安定試験は、特殊石灰パイルを打設した土槽内の地下水位を変動させ、その影響を含む長期的な安定性を見るためパイル打設後一定期間の後（半年～５年）に掘り出し調査を行う。

（以上の確認実験は、特殊石灰パイルの効果の原点を把握する目的で、砂杭だけを打設した場合と比較して行った。）

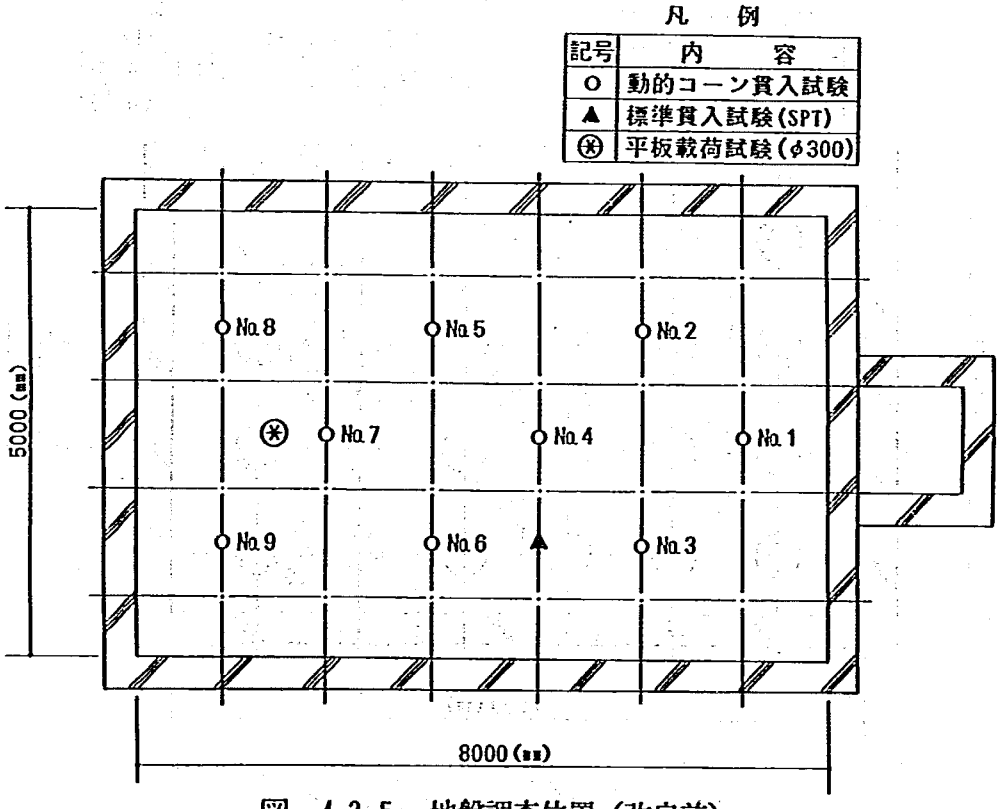
(3) 実験結果および考察

1) 動的コーン貫入試験および標準貫入試験結果

調査は、動的コーン貫入試験および標準貫入試験により、パイル打設一ヶ月後に実施した。これらの結果を、パイル打設前と砂パイル間、特殊石灰パイル間とで比較した。

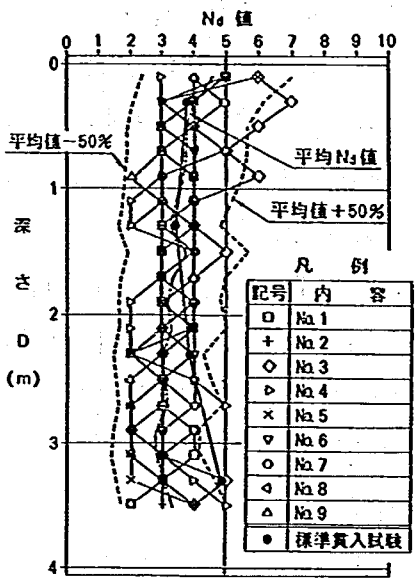
① 特殊石灰パイル打設前

図－4.3.5に示す位置で動的コーン貫入試験と標準貫入試験を実施した。結果は図－4.3.6に示す



図－4.3.5　地盤調査位置（改良前）

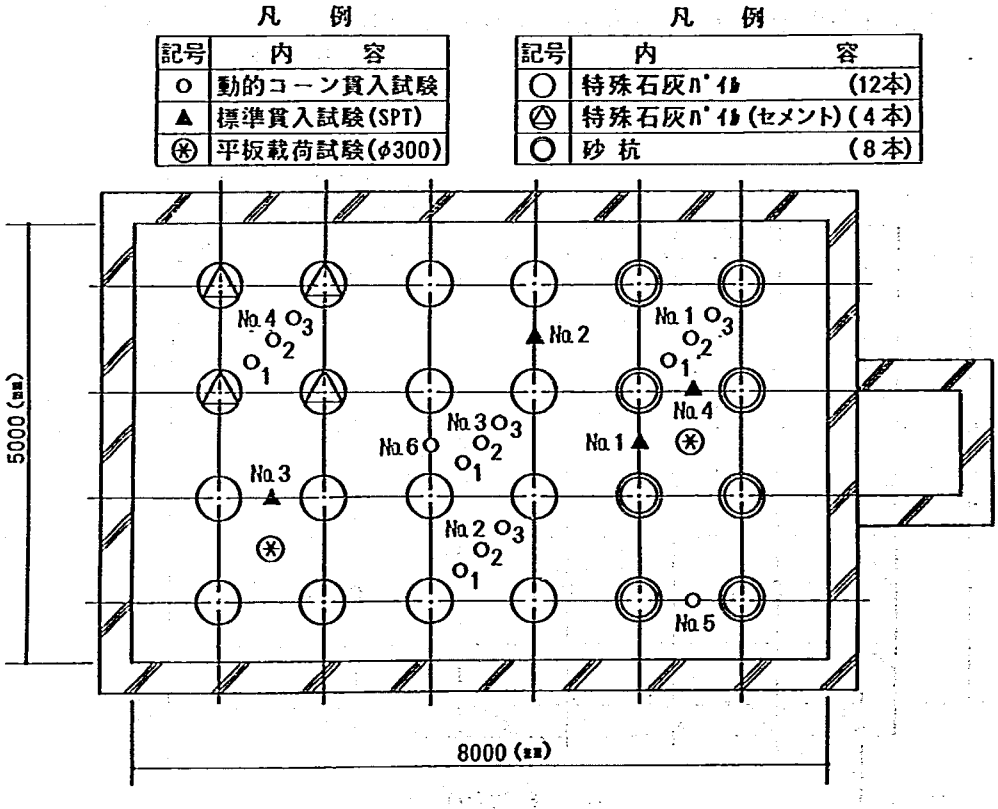
通りでNd 値は上部1m（深さは盛土天端より1m下をGL-0m として示す）でやや大きな値を示すもののほとんどの位置で平均値±（平均値／2）の範囲に入っており，比較的均質で平均的には3～4を示した。また、N値はほぼNd 値と対応した値を示した。



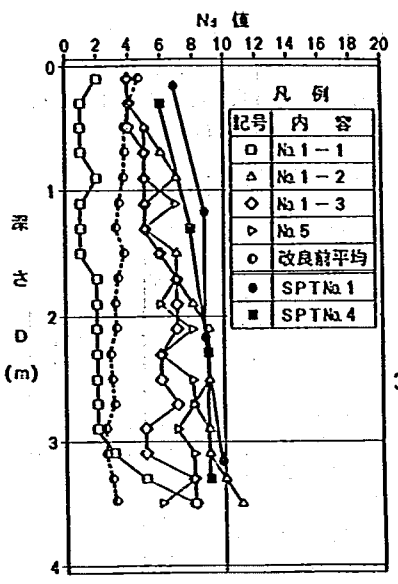
図－4.3.6 貫入試験結果（改良前）

② 特殊石灰パイル打設後

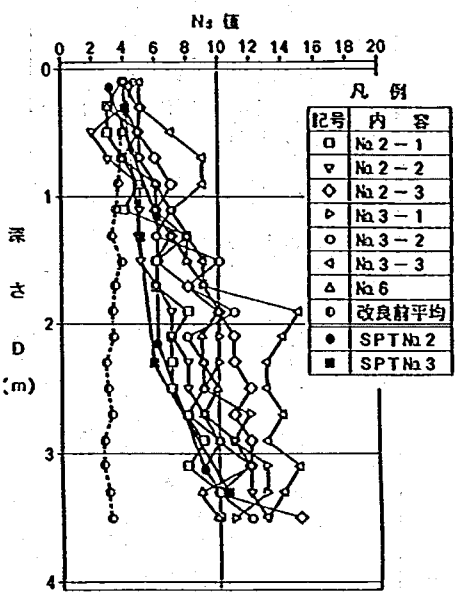
動的コーン貫入試験と標準貫入試験を特殊石灰パイルの打設1ケ月後に図－4.3.7に示す位置で実施した。今回の調査ではパイル間を4等分した各位置で調査し、パイルからの離れの影響も調べた。砂パイル間での調査結果を改良前と比較して図－4.3.8に示す。Nd 値は一ケ所だけ非常に小さな値を示したが他はほとんど同じ値で、パイル位置からの離れの影響がなく、N値はNd 値の上限を示した。特殊石灰パイル間のNd 値は図－4.3.9に示すとおりで、砂パイル間同様パイルからの離れによる差は生じておらず、N値はNd 値の下限を示した。これらのNd 値の平均値の比較を図－4.3.10に示す。砂パイル間の平均値は非常に小さなNd 値を除外した値である。特殊石灰パイル間とセメント添加のパイル間で差はほとんどなく、砂パイル間は特殊石灰パイル間の約7割の大きさであった。砂パイル打設の効果をケーシング貫入効果と考えると、この結果は特



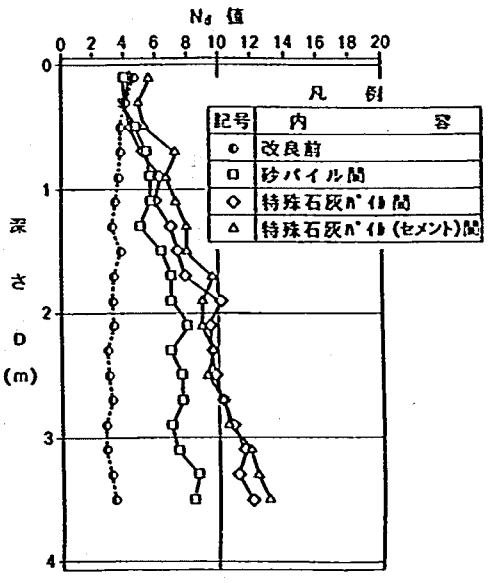
図－4.3.7 地盤調査位置（改良後）



図－4.3.8　貫入試験結果
（砂パイル間）



図－4.3.9　貫入試験結果
（特殊石灰パイル間）



図－4.3.10　平均値の比較

殊石灰パイル工法でのケーシング貫入の締固め効果は約７割と考えられる。いずれの場合も、上部１m程度は、改良前の地盤とほとんど同じNd 値であった。本ピットの条件ではパイルの上部は膨張の効果が水平より上の方に働いたからと考えられる。特殊石灰パイル打設後地表面は約20cm程度盛り上った。

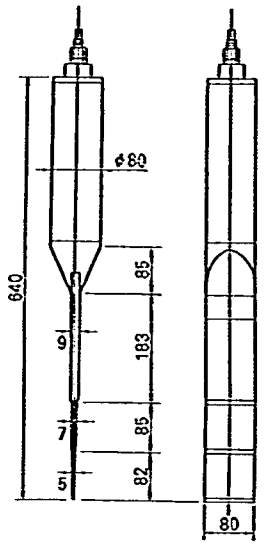
2)　静止土圧計測結果

特殊石灰パイルの膨張により静止土圧が上昇することから、ピット地盤に土・水圧計を設置し、特殊石灰パイル打設による土・水圧の経時変化を調査した。静止土圧はダイアフラムの厚さを３段階に変えたステップドブレード型土圧計（図－4.3.10）と一枚のブレードのトータルセル式土圧計を孔底に押し込んで測定した。水圧はポーラスストーンを通して水圧を差動トランスで測定するものを設置し測定した。

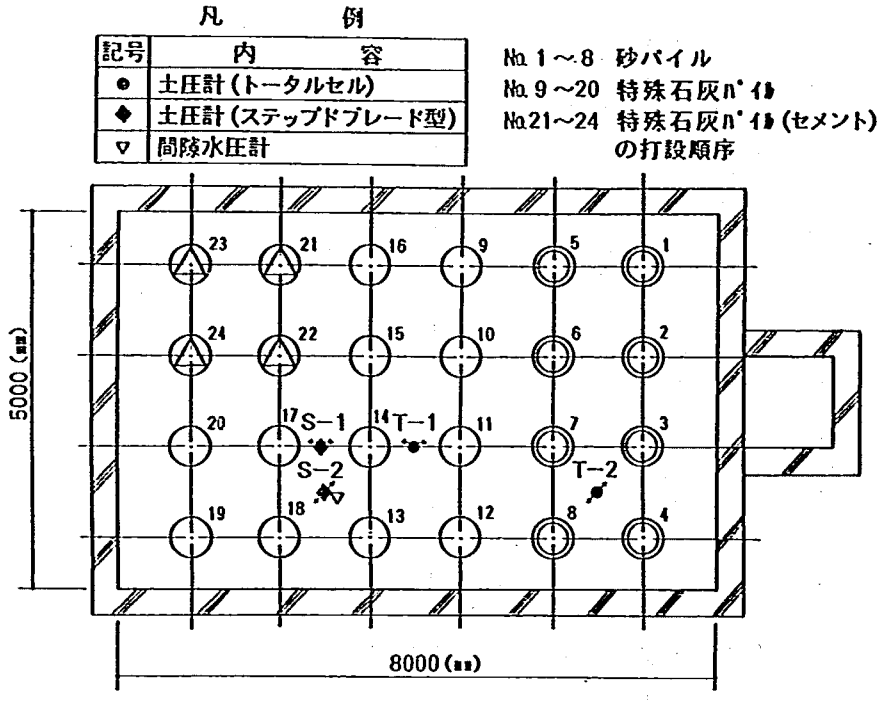
この計測器を図－4.3.11に示す地点でピット天端から約３m下（盛土天端より約４m下）の位置に埋設した。埋設は無水掘りで行なった。実測時の水位はピット天端 0.0mにした。

①　特殊石灰パイル打設前

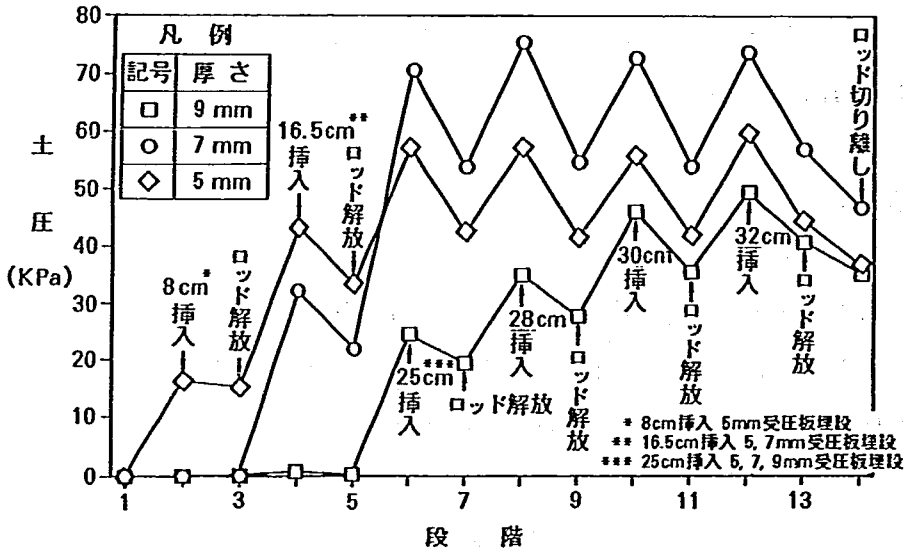
図－4.3.12に挿入時のステップドブレード型土圧計の挿入深さと土圧値について示す。土圧計の受圧面が完全に土中に入った時点よりさらに深く挿入すると挿入時の土圧値の増加があった。ボーリング孔底よりさらに７cm程度深く挿入すると挿入時の土圧値はほ　一定値を示した。挿入式土圧計では、ボーリング孔底上部の応力が解放されるのである程度深く挿入する必要があり、挿入式土圧計を用いる場合の留意点となる。図－4.3.13には、ステップドブレード型土圧計（S－2）の厚さと土圧値の関係を示した。挿入後の改良前土圧は厚さによる土圧値の変化はみられず、ほぼ一定であった。一枚のブレードのトータルセル（T－1）の土圧計により計測した土圧値はステップドブレードの５mm厚の土圧とほぼ同じであった。



図－4.3.11　ｽﾃｯﾌﾟﾄﾞﾌﾞﾚｰﾄﾞ型土圧計



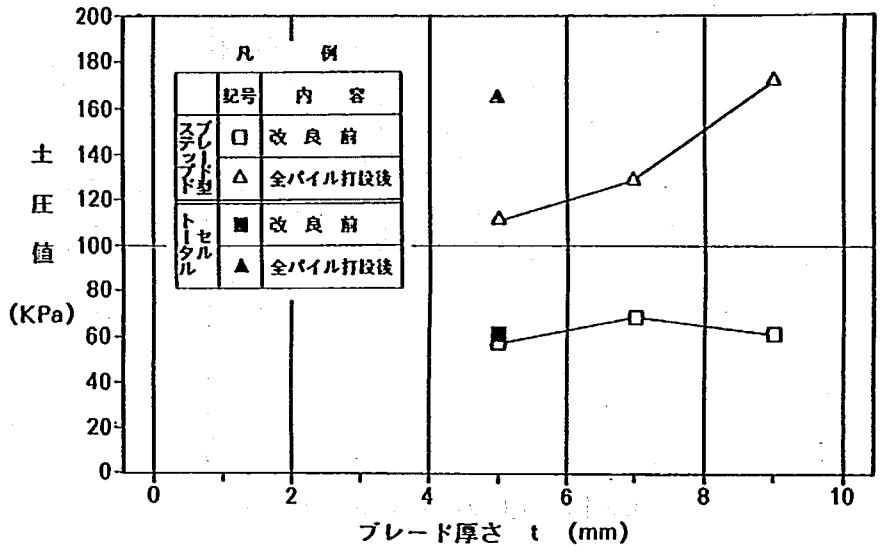
図－4.3.12　調査測定位置



図－4.3.13　挿入時土圧値　（ｽﾃｯﾌﾟﾄﾞﾌﾞﾚｰﾄﾞ型）

② 特殊石灰パイル打設後

図－4.3.14に、特殊石灰パイル打設前から打設終了以後のステップドブレード型（S－2）の土圧の経時変化を示した。パイル打設順序は砂パイル（No1～No8）を先に打設し、引き続き特殊石灰パイル（No9～No24）を打設した。　土圧は、砂パイル打設により20KPa程度厚さに関係せずに上昇し、特殊石灰パイル打設により４０～１００KPa程度上昇して厚さの効果が現れた（図－4.3.14参照）。この時のトータルセル土圧計（T－1）の値はブレード厚9㎜と同程度の値を示した。また、この時水圧は変化しておらず有効応力のみ増加していた。この厚さ5㎜の土圧値の違いは、ステップドブレード型土圧計がパイル間の中心に埋設されたのに対し、トータルセル土圧計は、パイルとパイルの辺



図－4.3.14　土圧板の厚さと土圧値の関係

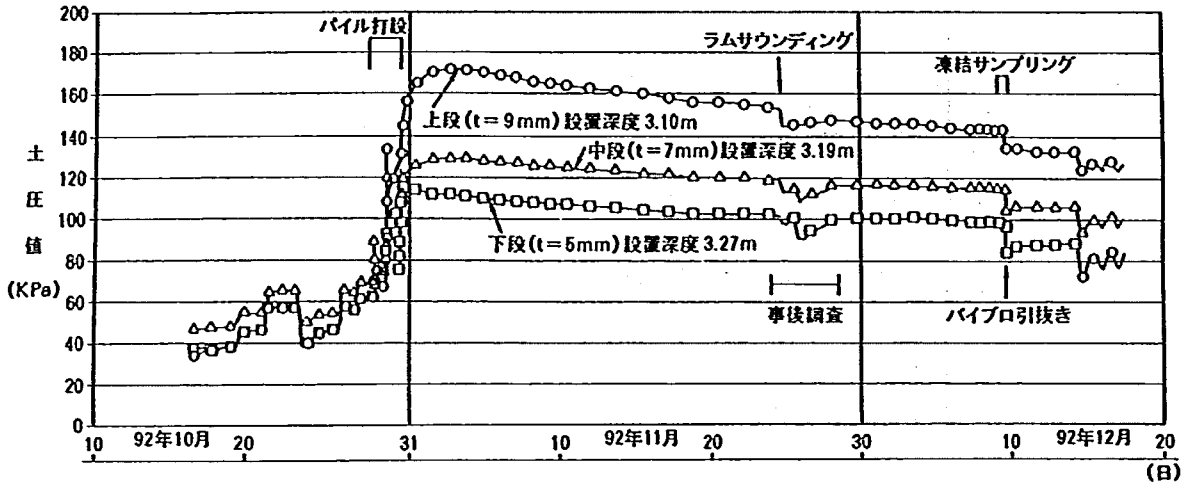
上に埋設されていることによると考えられる。この上昇した土圧は、図4.3.14に示すように長期間では、わずかであるが減少する傾向がみられる。この傾向は他の土圧計でも同様であった。もう一つのステップブレード型土圧計（S－1）は、測定値が振動する不安定な動きを示したので参考値に留めた。砂杭間に設置したトータルセル式土圧計（T－2）は、砂杭を打設したときは40KPa上昇したが、これはT－1の上昇値に比べて約4割であった。有効静止土圧係数（K_o値）を改良前と全パイル打設直後を比較して表－4.3.3に示す。平均0．7前後（0．63～0．82）のK_o値が、全パイル打設後平均2．5（1．7～3．1）に上昇した。

表－4.3.3　K_o値の比較

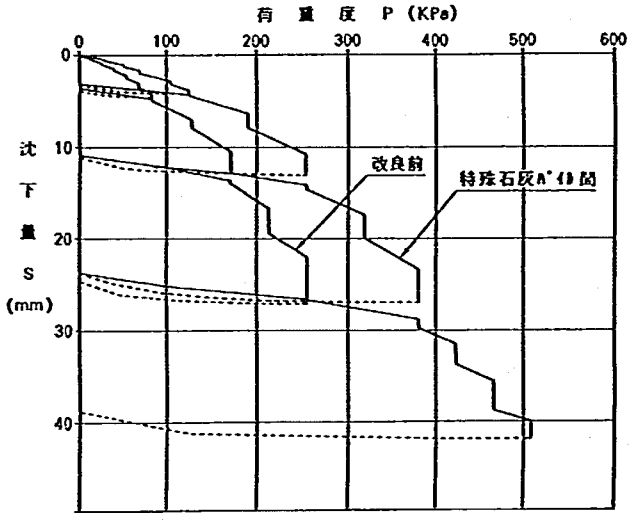
型式	厚さ	改良前K_o値	最大K_o値
ステップドブレード型	t＝5㎜	0．695	1．69
	t＝7㎜	0．817	2．13
	t＝9㎜	0．659	3．14
トータルセルプレッシャー	t＝5㎜	0．631	3．12

3)　平板載荷試験結果

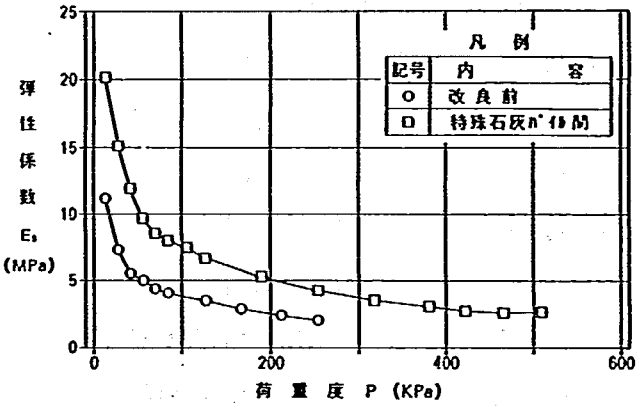
直径30㎝の載荷盤を用いた平板載荷試験の結果のうち荷重と全沈下量を改良前（図－4.3.5参照）と特殊石灰パイル間（図－4.3.7参照）で比較して図－4.3.16に示す。試験は盛土部分を除いた位置（GL－0．10m）で実施した。沈下量は、特殊石灰パイル間の量が改良前より少なくなっていた。載荷重と地盤剛性の関係を改良前と特殊石灰パイル間について図－4.3.17に示す。特殊石灰パイル間の地盤剛性は改良前の約2倍となっていた。GL 0m～GL－1m部分では、Nd 値の改良効果が顕著に表れていなかったが、平板載荷試験では改良効果が得られた。



図－4.3.15　土圧の経時変化（S－2）



図－4.3.16　荷重と沈下の関係



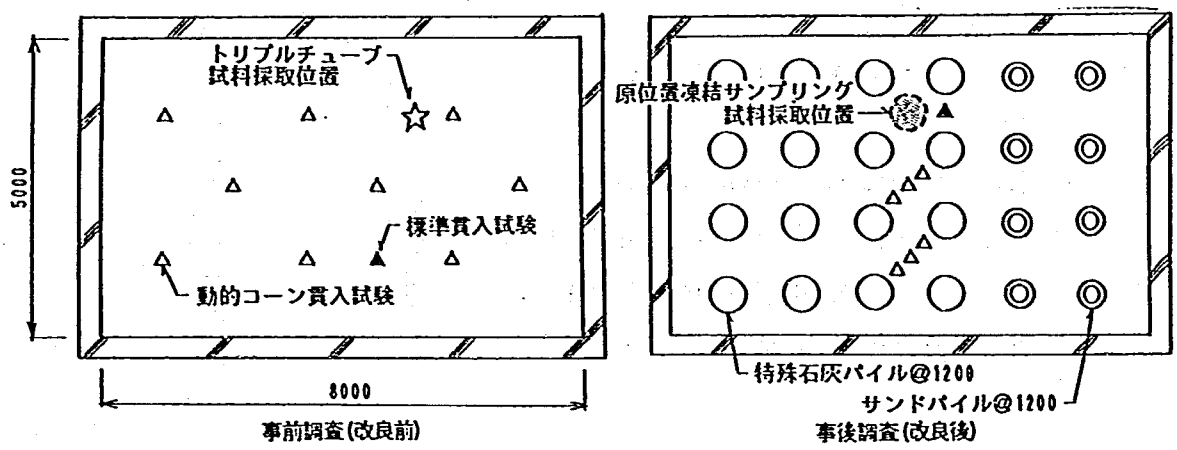
図－4.3.17　荷重と地盤剛性の関係

4)　液状化試験結果

特殊石灰パイル打設前後にピットから採取した試料に対して室内液状化試験を行い、地盤改良による液状化強度増加の効果を確認した。室内試験は繰返し三軸試験装置および中空ねじり載荷試験により、改良前（事前調査）はチューブサンプラによる採取試料および室内再調整試料に対して、改良後（事後調査）については、地盤改良に伴う応力履歴を考慮して、原位置凍結サンプリング法により試料を採取し、非排水繰返しせん断試験を行った。なお、中空ねじり試験の圧密条件は改良効果を含めた原位置での状態を考慮している。

①　事前調査

特殊石灰パイル打設前の貫入試験実施位置、試料採取位置を図－4.3.18に示す。事前調査では人工地盤である事から室内調整試料で原位置の状態を再現可能であると考え、三軸試験ではトリプルチューブサンプラによる採取試料（ピット天端からの深さ3～4m）および室内再調整試料の両方、中空ねじり試験では再調整試料のみを用いた。再調整試料の作成にあたっては、密度を合わせるだけでな



図－4.3.18　試料採取実施位置

くピット中の地盤の作成課程を模擬した構造とするため、乾燥砂を空中落下させた後に打撃による振動を加えた。

拘束圧は三軸試験では原位置の有効上載圧での等方圧密とし、中空ねじり試験では原位置での状態を再現するため、鉛直応力は原位置での有効上載圧、側方圧は土圧の測定結果から推定した静止土圧係数0.6を有効上載圧に乗じた値とした。

圧密後にB値0.95以上を確認し、非排水状態で繰返し載荷を加えた。試験結果を表－4.3.4および表－4.3.5に示すが、応力はせん断応力を平均有効応力で無次元化したせん断応力比で表している。

三軸試験では、試料の平均相対密度は約45%、繰返し回数20回でひずみ両振幅5%にいたるせん断応力比（有効上載圧で無次元化）は0.16～0.17、中空ねじり試験では相対密度47%、せん断応力比は0.24～0.25であり、試験条件の違い等から2つの装置の結果には差が見られるが、いずれからもピット内に作成した地盤は液状化しやすいゆるい砂地盤であることが確認された。

表－4.3.4　三軸試験・事前試験結果

乾燥密度 (t/m³) ( )は相対密度:%	せん断応力比* σd/2σv'	繰返し載荷回数 DA2%	5%	10%	
1.429(33)	0.20	3	4	6	トリプル試料
1.512(52)	0.16	72	75	78	
1.467(42)	0.17	12	14	16	再調整試料
1.473(44)	0.18	7	8	10	
1.480(46)	0.16	12	14	16	

DA:軸ひずみ両振幅
* せん断応力比は有効上載圧で無次元化

表－4.3.5　中空ねじり試験・事前試験結果

乾燥密度 (t/m³) ( )は相対密度:%	せん断応力比* τ/σm'	繰返し載荷回数 DS2%	5%	10%
1.474(45)	0.27	6	14	40
1.484(47)	0.34	1.5	6	22
1.498(50)	0.37	0.8	2	18
1.476(45)	0.19	24	38	73

DS:せん断ひずみ両振幅，すべて再調整試料
* せん断応力比は平均有効応力で無次元化

② 原位置凍結サンプリング

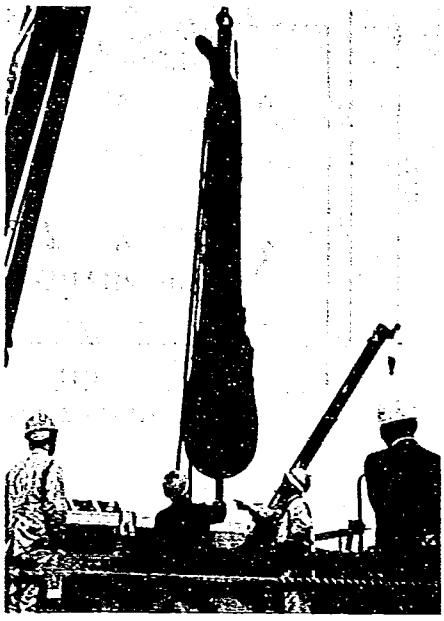
地盤改良後のサンプリング方法としては、砂地盤から乱さない試料を採取するにはもっとも有効と思われる、原位置凍結サンプリング法を採用した。試料採取は、地盤中に設置した2重管内に液体窒素を約45時間循環させ、周辺地盤が凍結したことを付近に埋設した温度計により確認した後、凍結し

た試料全体を引き抜いて行った。全体としては上が細く下が膨れた形状となったが、深さ３m付近で直径約60cmの試料を採取できた。（写真-4.1）

採取した試料はその場でブロック状に切り出し、凍結したままの状態で試験室内に搬送・保冷し、円筒(三軸用：50φ×高さ100㎜)または中空円筒状(中空ねじり用：外径100φ、内径60φ×高さ100㎜)に成型し、室内試験用の供試体を作成した。

③　事後調査

特殊石灰パイル打設位置、打設後の貫入試験位置および原位置凍結サンプリング実施位置を図－4.3.18に示す。改良後地盤から採取した凍結サンプリング試料（深さ3.0～3.2m）を用いて液状化試験を行った結果を表－4.3.6および表－4.3.7に示す。試験条件は装置内で圧密しながら解凍する過程が加わる以外は事前調査と同じである。



写真－4.1　原位置凍結サンプリングで採取した試料

また、中空ねじり試験の拘束圧は、パイル打設中および打設後の土圧の測定結果から静止土圧係数の下限値を 1.0と判断し、これを側方圧とした。結果的には三軸試験と同等な等方圧密状態である。

表－4.3.6　三軸試験・事後試験結果

乾燥密度 (t/m³) ( )は相対密度:%	せん断応力比* σd/2σv'	繰返し載荷回数 DA2%	5%	10%
1.591(69)	0.25	5	8	11
1.540(59)	0.20	21	26	31
1.578(67)	0.18	65	73	84
1.609(73)	0.23	6	10	13

DA:軸ひずみ両振幅，すべて原位置凍結サンプリング試料
* せん断応力比は有効上載圧で無次元化

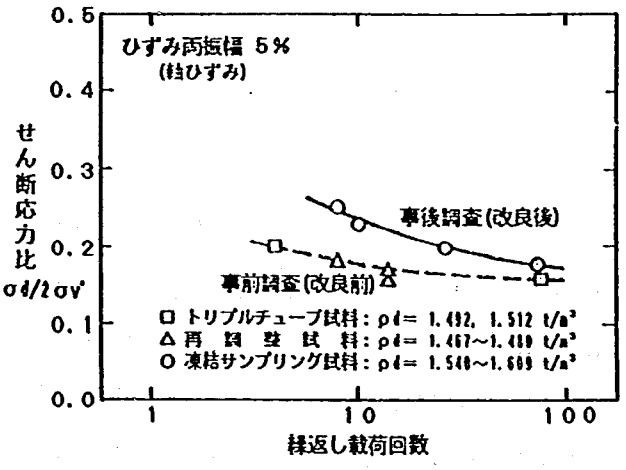
表－4.3.7　中空ねじり試験・事後試験結果

乾燥密度 (t/m³) ( )は相対密度:%	せん断応力比* τ/σm'	繰返し載荷回数 DS2%	5%	10%
1.568(64)	0.24	17	59	138
1.577(66)	0.35	5	26	61
1.572(65)	0.42	1.5	11	47
1.567(64)	0.27	6.5	17	42

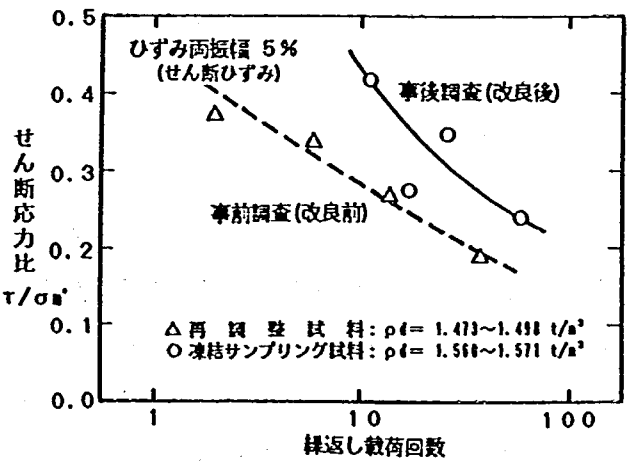
DS:せん断ひずみ両振幅，すべて原位置凍結サンプリング試料
* せん断応力比は平均有効応力で無次元化

図－4.3.19および図－4.3.20に事前調査結果との比較を示す。三軸試験結果では繰返し回数20回でひずみ両振幅５%に至るせん断応力比でみると、改良前に比べ20%強の強度増加となっている。しかしなから、ピット内の動的コーン貫入試験結果および標準貫入試験の結果では、N値は深さ 3.1m前後で平均で４から１０に上昇しており、事後調査での液状化強度増加の割合は、液状化強度はN値の平方根にほぼ比例するという従来のゆるい砂での実験結果と比べると、やや低い値となっている。これは事前調査では地盤の密度が低くサンプリング時の乱れにより強度を高めに評価する可能性があること、事後調査では、ピット中の地盤は細粒分が多く拘束圧が低いことから、凍結時に体積膨張が生じ構造が乱されたため、応力履歴の効果が発揮されなかった可能性があることが原因と思われる。

また、中空ねじり試験結果も平均有効応力で無次元化した応力比で比べれば、事前調査に比べ30%



図－4.3.19 せん断応力比－繰返し回数の関係
(三軸試験)



図－4.3.20 せん断応力比－繰返し回数の関係
(中空ねじり試験)

程度の増加であるが、有効上載圧で無次元化したせん断応力比で比較すると約2倍となる。これは、密度の増加による強度増加（N値からは$\sqrt{(10/4)}$ =1.6倍）および拘束圧として測定結果の下限値を用いていることによる過圧密履歴による強度増加（KO=2とすると$\sqrt{2}$=1.4倍）の可能性から考え、大きすぎる値ではない。（1.6×1.4=2.2）

三軸試験は伸張状態になる（最大最小主応力方向が水平面に対して90°及び0°）ため、中空ねじり試験（同±45°）に比べ、試料の局所的乱れや構造異方性の影響が表れ易く、強度が低めになると考えられるが、その他の試験条件の違いもあり定量的な比較は難しい。いずれの試験方法によっても、特殊石灰パイルを用いた改良効果による液状化強度の増大が確認された。

5) 本実験のまとめ

以上の実験結果をまとめると以下の通りである。

① 本実験地盤は動的コーン貫入抵抗値N_d値で表して、平均N_d＝3～4であり、深さ4mまでどの深さでも、平均±（平均値／2）の範囲にはいる均質な砂地盤であった。

② 特殊石灰パイルを1．2m正方形配置（置換率Fq＝0．5）で打設した後のパイル間地盤のN_d値は、上部で4、下部で12にほぼ深さに比例して上昇した。同じ方法で打設した砂杭では上部で4、下部で8に留まった。ケーシング貫入効果は膨張しない砂杭の効果と等価と考えられるので、ケーシング貫入効果は7割となり、残り3割は特殊石灰パイルの膨張による効果である。

③ パイル間地盤に埋設した土圧計及び水圧計による有効土圧は、パイル打設前後で有効土圧係数K_0値が平均0．7から2．5に上昇した。今回トータルセル式土圧計の他にブレードの厚さの違うステップドブレード式土圧計を埋設したが、厚さの効果は改良後だけに現れた。

④ パイル間地盤での平板載荷試験から、地盤の変形係数は約2倍に増加した。

⑤ パイル間地盤の液状化強度は、三軸試験装置を用いた等方圧密による非排水繰返しせん断試験によれば、繰り返し回数20回で軸ひずみ両振幅5%に至るせん断応力比が改良前0．16から改良後0．2に増加した。中空ねじり試験装置を用いた異方圧密による試験では、有効上載圧で

無次元化すれば、同比は0．１８から0．３９に増加した。

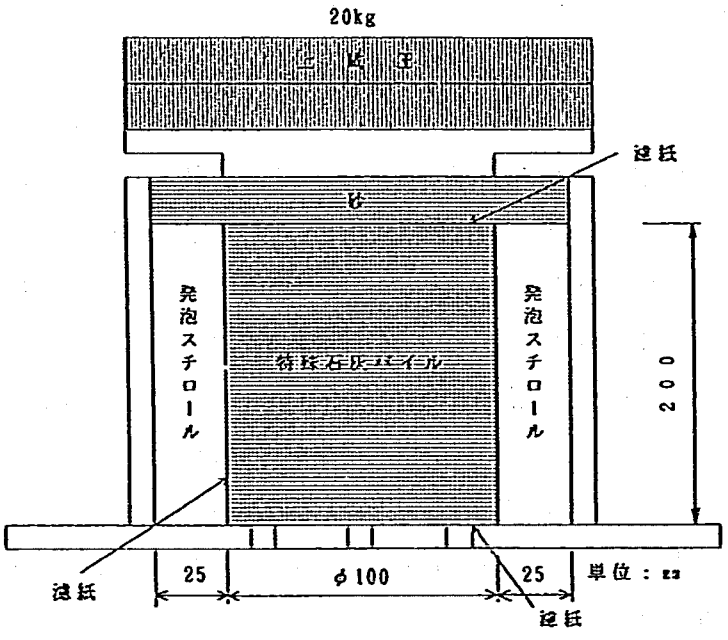
4.3.3　強度増加に関する実験

(1)　実験目的

特殊石灰パイルは砂、水滓、石膏に硬焼生石灰を混合した地盤改良用パイルであり、軟弱地盤の液状化防止工法の一つとして特殊石灰パイル工法に使われるものである。本工法はゆるい砂地盤に打設した特殊石灰パイルが土中水と反応して膨張し、パイル間の砂地盤を静的に締固めて密度を増大させる工法であるが、パイル自体もポゾラン反応により硬化して強度を発現する。パイル自体の強度をさらに高めると複合地盤としてより耐震性を有する改良地盤となる。本実験は特殊石灰パイルの強度増加をより一層図る目的で行った。

(2)　実験方法と実験ケース

供試体はＣＢＲ試験用モールド（有孔底盤）の内部に供試体作成時内径が10cmになるように、発泡スチロールの内空円筒を挿入し、これに試料を詰めた。供試体の大きさは供試体セット時φ100mm×200mmになるようにセットし、土中での応力状態を再現するため、2.5 tf／㎡相当の上載圧を砂を介して載荷した。供試体セット時の断面を図－4.3.21に示す。



図－4.3.21　供試体

この供試体をコンテナケース内で浸水養生し、１週間、２週間、４週間養生を行い一軸圧縮試験を実施した。供試体は膨張により直径、高さとも大きくなっていたが、上面のみを整形し、高さ20cmにして試験を実施した。測定項目は直径（上、中、下）、高さ（３箇所）、湿潤重量、乾燥重量、ひずみ、応力である。　実験ケースは強度増加用に添加するセメントの種類と特殊石灰の粒径を変えたシリーズ（表－4.3.8）とセメントの添加量と特殊石灰の粒径を変えたシリーズ（表－4.3.9）で行った。

表－4.3.8　実験ケース１

NO.	特殊石灰　（%）				高炉
	10mm	5mm	2mm	2mm通ｱﾝﾀﾞｰ	ｾﾒﾝﾄ（%）
1				25	20
2				25	15
3				25	10
4	25				20
5		25			20
6	8.33	8.33		8.33	20
7		12.5		12.5	20
8		25			15

表－4.3.9　実験ケース２

NO.	特殊石灰　（%）				普通	高炉	水
	10mm	5mm	2mm	2mm通ｱﾝﾀﾞｰ	ｾﾒﾝﾄ（%）	ｾﾒﾝﾄ（%）	滓（%）
1	25						10
2	25						10
3			25				10
4	25				10		
5			25		10		
6	25					10	
7			25			10	

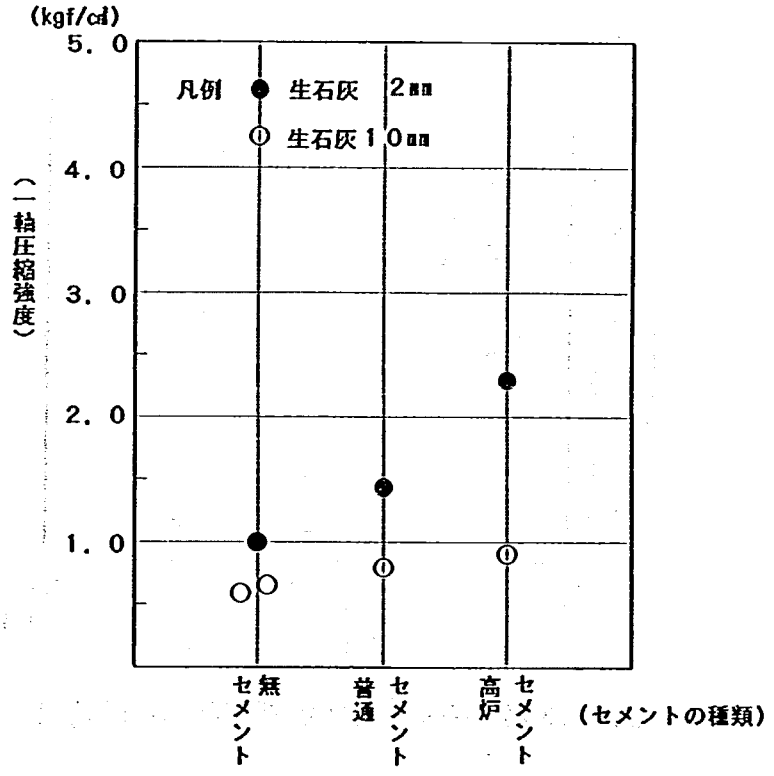
(3) 実験結果と考察

セメントの種類と特殊石灰の粒径を変えた実験結果を図－4.3.22に示す。特殊石灰の粒径が10㎜の場合はセメントの添加による強度の増加はほとんど見られないが、特殊石灰の粒径が 2㎜の場合はセメントの添加による強度増加が見られる。また、普通ポルトランドセメントより高炉セメントの方が約 1.5倍の強度が発現している。これは、特殊石灰の粒径が大きいと生石灰の膨張する時間が伸び、セメントの強度発現後に膨張が起きているために、結合した組織が破壊されて強度が発現しなかったものと考えられる。特殊石灰の粒径が 2㎜の場合に普通ポルトランドセメントと高炉セメントの強度に差があるのも、高炉セメントの凝結が特殊石灰膨張後に起こっているためと考えられる。

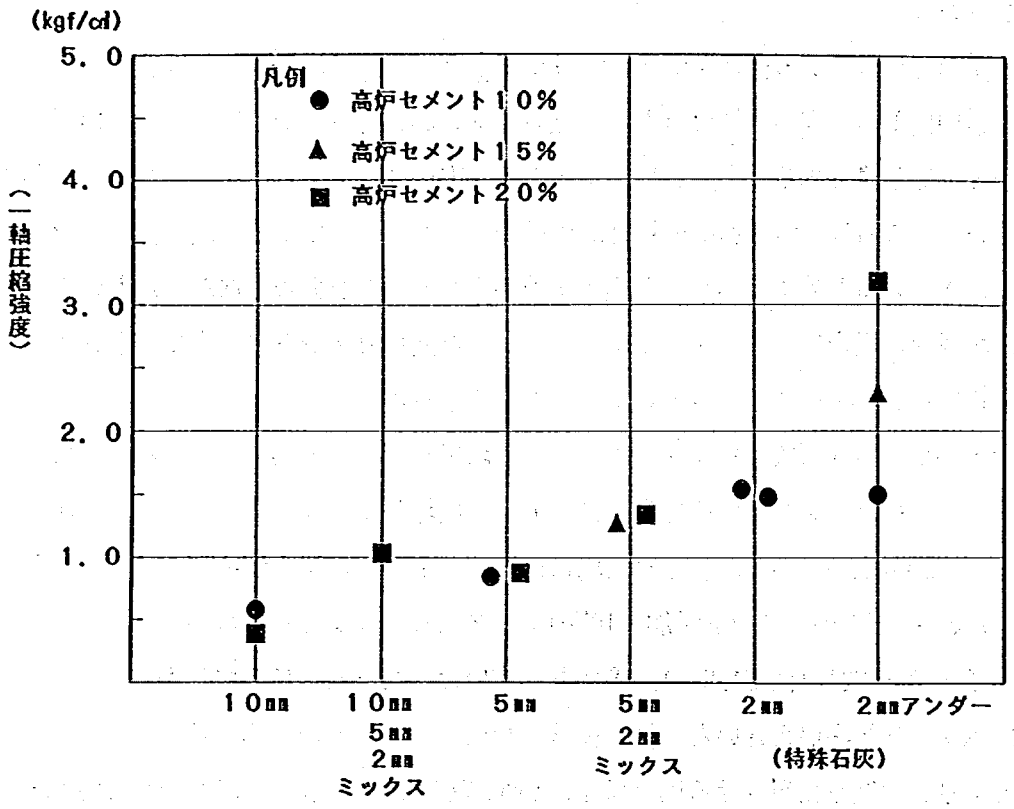
セメントの添加量と特殊石灰の粒径を変えた実験の結果を図－4.3.23に示す。特殊石灰の粒径が 2㎜、2㎜ アンダーの場合にはセメントの添加量によって一軸圧縮強度にはっきりとした違いが認められる。特殊石灰の粒径が 2㎜以上のものが添加された場合はセメントの添加量を変えても一軸圧縮強度に大きな違いがない。また、2㎜以下のセメント添加量10%のケースより強度が発現しない。

特殊石灰パイルの膨張は直径で1.2～1.4倍になっていた。特殊石灰杭の膨張率と一軸圧縮強度の関係を図－4.3.24に示す。膨張率が大きいと一軸圧縮強度が低下する傾向がみられる。

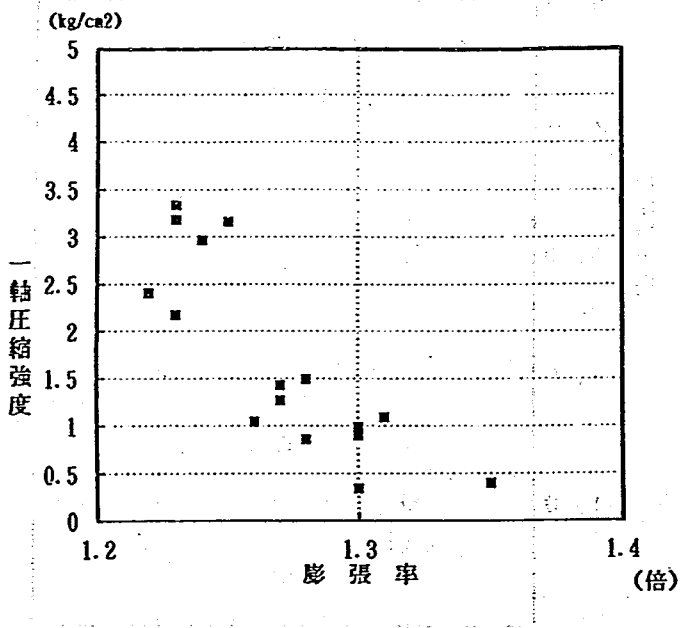
以上のことより、強度を発現させる場合は粒径が2㎜以下の特殊石灰を使用した方が良いことがわかる。



図－4.3.22 セメントの種類と特殊石灰の粒径の変化による発現強度



図－4.3.23　セメント添加量および特殊石灰の粒径の変化による発現強度



図－4.3.24　特殊石灰杭の膨張率と一軸圧縮強度

4.3.4　振動台実験計画の概要

(1)　実験目的

特殊石灰パイル工法の振動台実験は、平成5年度土木研究所の施設を使用して行う予定である。振動台実験を行う目的は、以下にあげるものである。

・特殊石灰パイルにより改良された地盤の複合地盤としての地震時（動的）性状の調査

・特殊石灰パイルによる構造物周辺地盤の必要改良範囲の定性的把握

(2)　実験ケース

振動台実験の実験ケースを下記の一覧表（表－4.3.10）に示す。

表－4.3.10　実験ケース一覧表

No.		改良体	ピッチ	地　盤	備　　考
1	①	な　し	－	軟弱砂層（N値5）	比較の元のケース
	②	特殊石灰パイル（φ90）	300(mm)		置換率　0.07
2	①		250(mm)		置換率　0.10
	②		200(mm)		置換率　0.16
3	①	な　し	－	改良密度	
	②	弾性体	250(mm)		

(3)　実験装置

実験装置として、振動台および加振・計測・解析装置一式、計測機器、実験土槽および砂敷き装置（以上土木研究所施設利用予定）、特殊石灰パイル打設装置、計測器設置用治具を使用する。

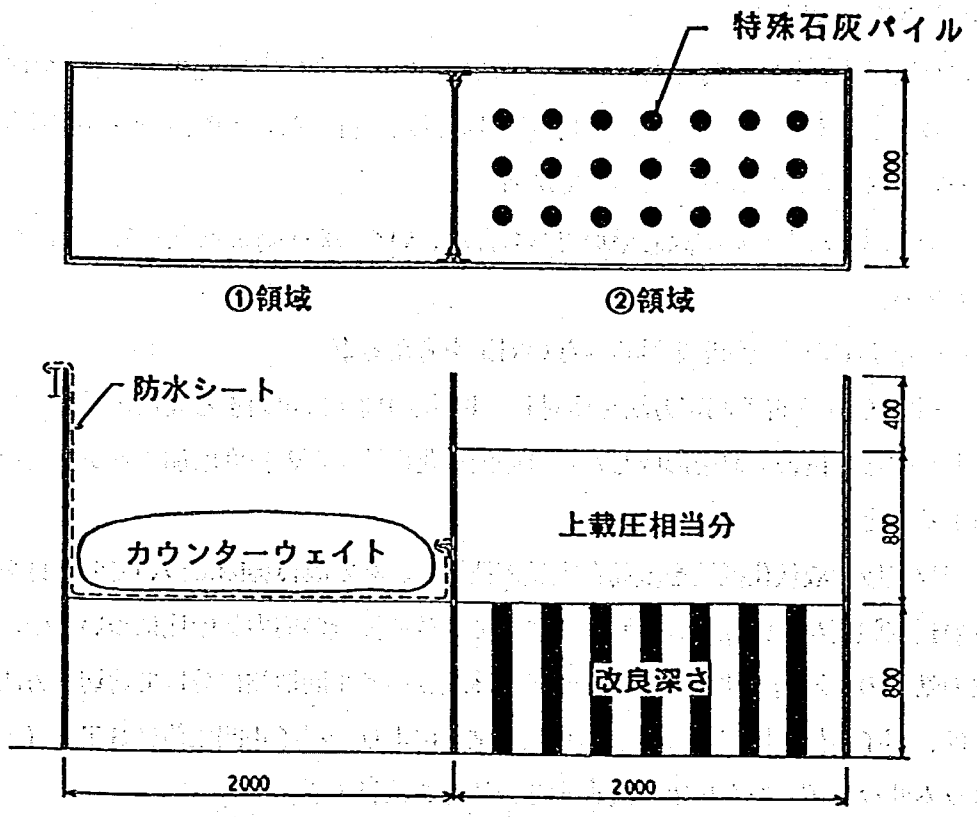
特殊石灰パイル打設装置は、振動台実験の目的を達成するための重要な装置なので、事前に打設装置の検討および打設方法の検討を行い、予備実験を行って装置の仕様と打設方法を決定する。

実験で使用する施設と機器類の規格および数量を表－4.3.11に示す。また土槽の形状と特殊石灰パイルの配置（案）を図－4.3.25に示す。

表－4.3.11　使用施設および使用機器一覧表

施設・機器類	規　格	数 量	備 考
振動台	4×4m	1式	
加振・計測・解析装置	ECLIPS S/30、磁気ﾃﾞｨｽｸ 1.2KB 計測ﾁｬﾝﾈﾙ数　64ch	1式	
実験土槽	中型：0.68×2.50×1.00m 大型：1.00×4.00×2.00m	1 1	
砂敷き装置		1式	
水圧計	超小型、容量0.5kg/cm²、感度2000μ	最大30	
土圧計	超小型、容量0.5kg/cm²、感度2000μ	最大24	
加速度計	超小型防水型、応答周波数0～40Hz	最大 6	
変位計	ストローク±30%	最大 4	
動ひずみ計	応答周波数0～2.5kHz	最大64	

注：水圧以下の規格値は参考値

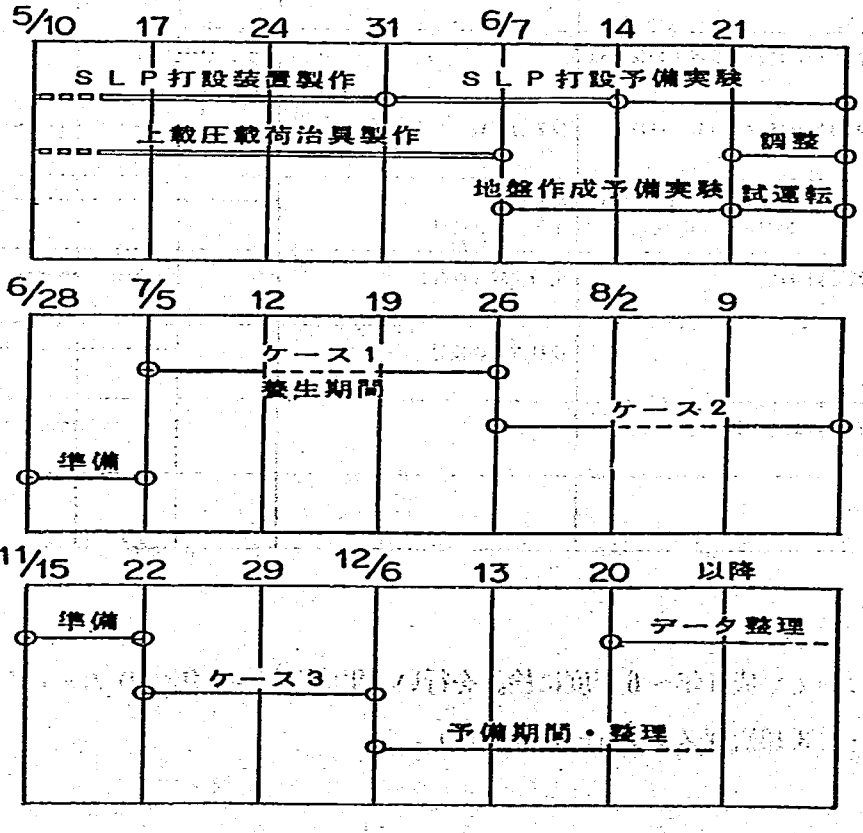


図－4.3.25　土槽の形状および特殊石灰パイルの配置（案）

(4) 工　程

表－4.3.12に実験の工程を示す。

表－4.3.12　振動台実験工程表



4.3.5　まとめと今後の課題

軟弱地盤耐震対策工法としての特殊石灰パイル工法について、今年度は設計・施工法の概略検討、効果の検証を行うための土槽実験の実施及び、振動台実験の計画を行った。土槽実験の結果明らかになったことは、3.3.2の5）にまとめて述べたとおりである。

全体的には当初予想したような改良効果が得られたが、いくつかの課題を残している。それらを列挙すると次の通りである。

①地表面より2mまでの改良効果を減らさない対策を考える事。

②より確度の高いK_0値を得る測定方法を検討し、K_0値の増加に起因する液状化抵抗を評価すること。

③パイル体と地盤との複合地盤を形成したときの液状化抵抗がどの程度増加するかを振動台実験で定量的に評価すること。

④改良域と非改良域の液状化抵抗を振動台実験で把握し、必要改良範囲についての知見を得ること。

⑤パイル体の長期強度及び弾性係数を明らかにして、載荷重時の応力集中比についての知見を得ること。

⑥改良地盤の効果の現地調査法について、パイル体及びパイル間地盤に分けて適切な方法を設定すること。例えば、パイル体は捨て杭の掘り出し強度試験により、パイル間地盤はＳＴＰ（標準貫入試験）もしくはラムサウンディングにより調査する方法等を検討する。

表－4.3.13　特殊石灰パイル工法　研究スケジュール

項目番号	共同研究における研究項目	具体的研究方法、実施作業項目	全体工程 4年度	5年度	6年度	7年度	8年度
1.	既存技術の整理、問題点の抽出						
2.	設計法の統一化						
3.	構造物毎の可能工法の抽出・適用上の留意点の検討						
4.	必要改良範囲及び複合地盤の実験・解析的検討	振動台実験					
5.	工法の効果の検証（パイルの長期強度及び地盤の液状化強度）	配合実験 土槽実験（屋外）					
6.	工法の効果の現地調査法	土槽実験（屋外）					
7.	工法の設計法	設計方法の検討					
8.	工法適用性のための試算検討						
9.	マニュアル作成						

以上の課題について平成5年～6年度に検討を行い、平成7年～8年度のマニュアルに反映させていく予定である（表－4.3.13研究スケジュール表参照）。　（戸田建設）

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

4.4.1　コンパクショングラウチング工法の設計・施工法の概要

コンパクショングラウチング工法（ＣＰＧ工法）は、きわめて非流動性の注入材料を地盤中に圧入し、均一な固結体を形成するとともに、周辺の地盤を圧縮強化する工法である。図－4.4.1は主な注入方式を模式的に比較したものであるが、コンパクショングラウチング工法以外の工法では、できるだけ流動性の高い材料を使用するところが根本的に異なっている。

コンパクショングラウチング工法の特徴を以下に示す[1]。

① スランプ0に近い非流動性材料を使用するため、注入材が計画以外の場所に迷走することなく、ほぼ計画どおりの場所に均質な固結体を形成できる。

② 計画位置に注入された注入材は周辺地盤を圧縮し、その密度を高めて地盤改良することができる。

③ そのスランプの小さい注入材料は、強度的に均質な固結体を形成し、パイルとしても使用できる。固結体の強度は、配合によりある範囲(15kgf/cm²～150kgf/cm²)で任意に設定できる。

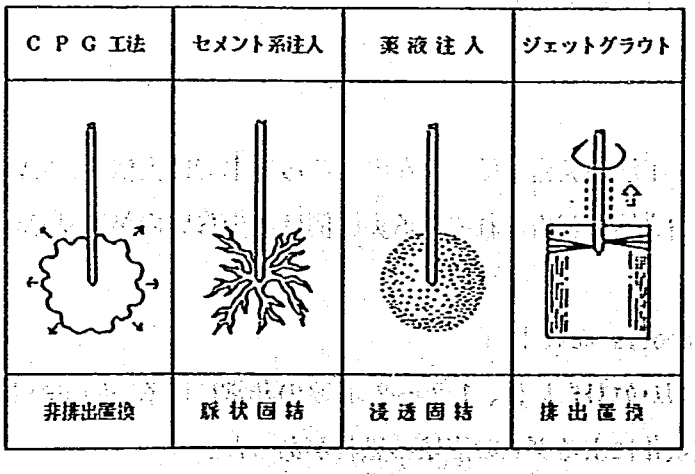
④ 既設構造物の周辺や地下室内など比較的狭い場所でも、現状維持のまま施工できる。

コンパクショングラウチング工法の施工仕様の決定法は、現在のところ確立されていない。現状での施工仕様の決定手順（案）を図－4.4.2に示す。

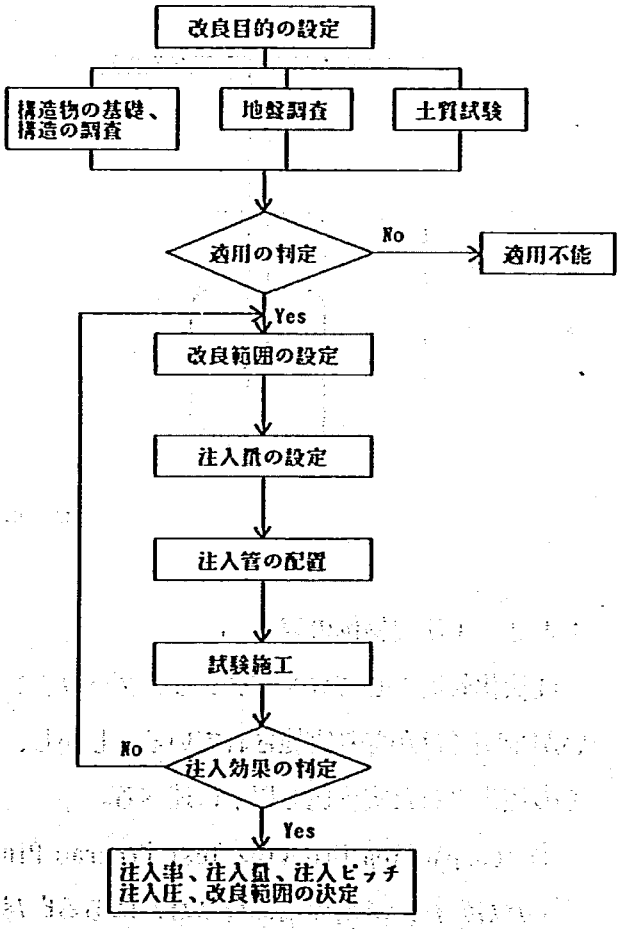
コンパクショングラウチング工法の標準的な施工フローを図－4.4.3に示す。注入方式には、ボトムアップ方式とトップダウン方式があり、施工目的により注入方式を決定する。この2つの注入方法の特徴を以下に示す。

・　ボトムアップ方式

① 注入対象地盤の下部より上部に向かってステップ注入する方式で、計画注入が可能である。



図－4.4.1　他の注入工法との比較



図－4.4.2　ＣＰＧ工法施工仕様の決定手順（案）

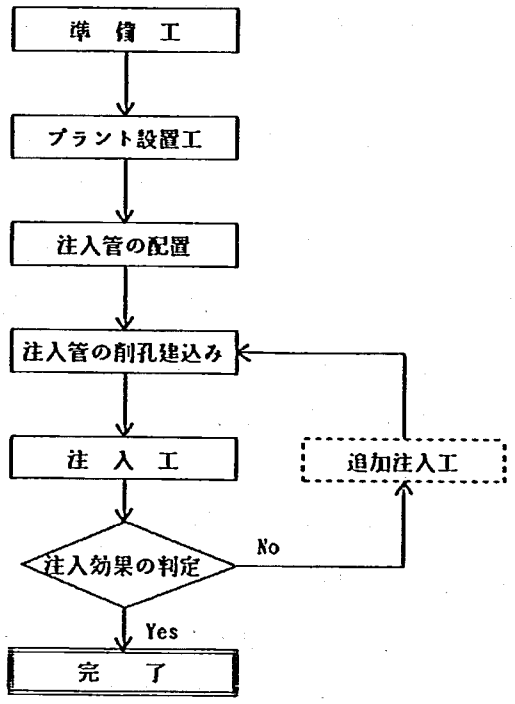
② 下部から注入を行うため注入の影響範囲が平面的な広がりを持つ。

③ 土被りが厚いため、縦方向より横方向への押し出しが大きく、周辺地盤の締め固めに適している。

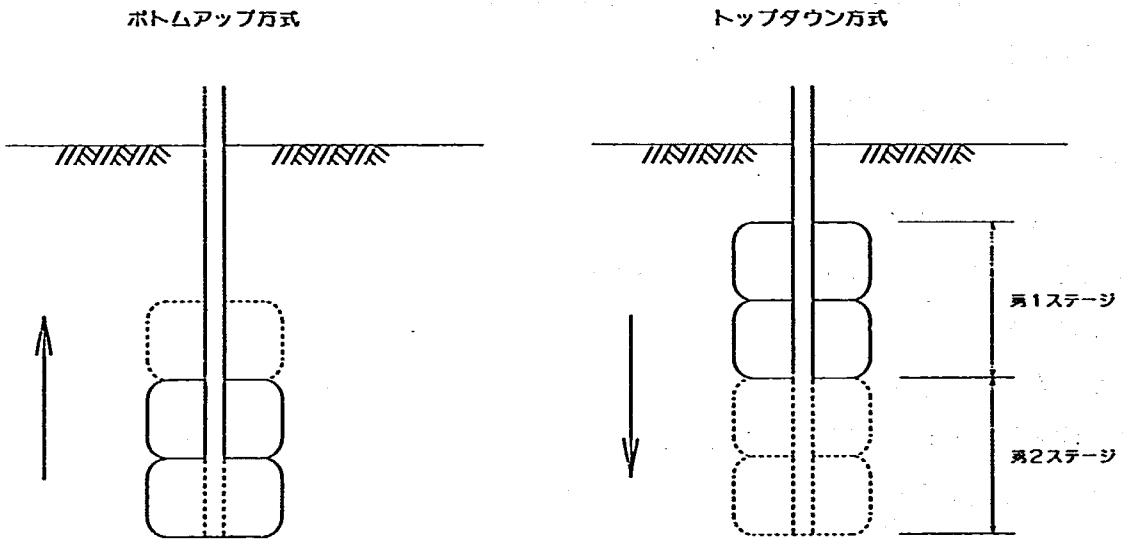
トップダウン方式

① 注入対象地盤の上部より下部に向かってステップ注入する方式で、その影響範囲が平面的に狭く局所的になるため、短期的に上部構造物を持ち上げることになる。したがって、地表変位を確認しながらの沈下修復に適している。

② 計画注入が難しく、また再注入する場合には再削孔が必要となる。



図－4.4.3 標準的な施工フロー



図－4.4.4 注入方式

4.4.2 工法実施例の調査

液状化対策としてコンパクショングラウチング工法の実施例は、現在のところ日本では実施されていないが米国ではかなり実施されている。しかし、論文等で報告されている実施例は数少ないのが現況である。その報告された実施例を以下に述べる。

① Compaction Grouting Test Program Pinopolis West Dam[2)]

ｳｴｽﾄﾞｳｨｰｼﾞﾆｱ州の州都ﾁｬｰﾙｽﾄﾝにあるﾋﾟﾉﾎﾟﾘｽ･ｳｴｽﾄﾀﾞﾑは、1.2m～2.4m厚の非常にゆるい砂層の上に構築されたﾌｨﾙﾀﾞﾑであり、地震時における液状化によるダムの崩壊の恐れがあった。

本報告は、コンパクショングラウチングによるゆるい砂地盤の高密度化の可能性を確認するために実

施された注入試験に関するものである。

・試験目的　コンパクショングラウチング工法の効果の確認および改良程度の計測方法の開発を目的としている。

・地盤状況　ゆるい砂層　厚さ　1.2m～2.4m

D_{50}＝0.3～0.6mm

平均N値　4

平均Q_c値 2270kPa

γ_d＝1.52 g/cm³

・試験方法　改良地盤の上に盛土を行い、この盛土上よりコンパクショングラウチングを施工し改良前後において計測を実施した。

計測項目　傾斜計による地盤の移動（監視）

地中および地上の隆起（監視）

標準貫入試験

コーン貫入試験

その他

・設計　目標値　（改良前）γ_d＝1.52 g/cm³ →（改良後）γ_d＝1.68 g/cm³

（液状化に対する安全率1.25とした場合にN値11が必要）

注入率　10%に設定

注入ピッチ　注入を3段階に分けて、1回目は3.6mピッチ、2回目は2.55mピッチ、3回目は1.8mピッチで行った。

注入条件　地盤の隆起と圧力に制限を設けて注入を実施した。

（制限）　隆起…地中：25.5mm

地表：6.4mm

圧力…2070kPa

・注入結果　平均注入率　（1次）5.6%

（2次）9.2%

（3次）10.2%　（計）25.0%

・効果確認　コーン貫入試験　（注入前の平均）2298kPa

（注入後の平均）7948kPa

標準貫入試験　（注入前の平均）　4

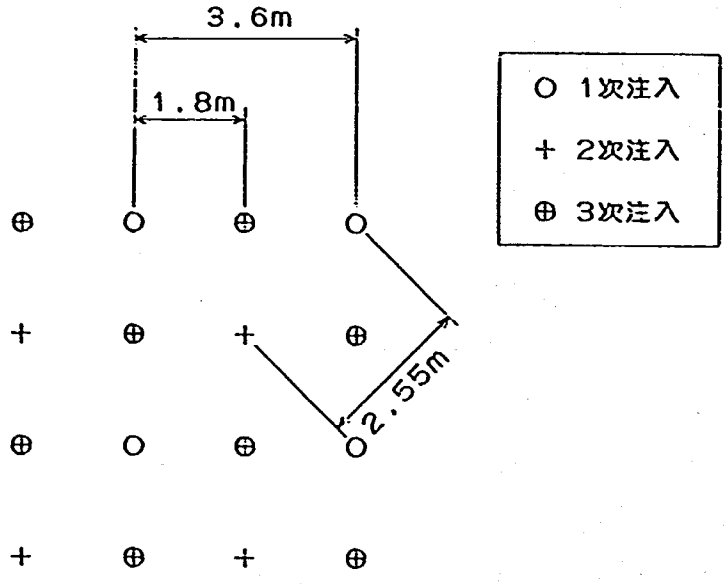
（注入後の平均）13

Q_c/N_1の相関と注入ピッチの関係

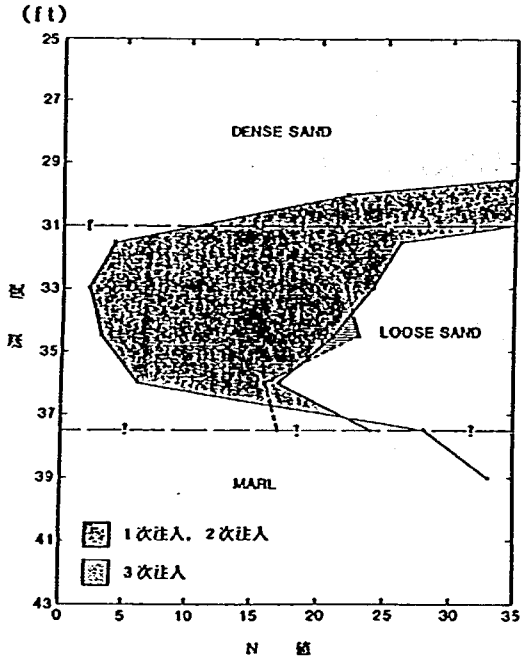
Q_c/N_1＝5.1

ただし、Q_c：コーン貫入試験による先端抵抗

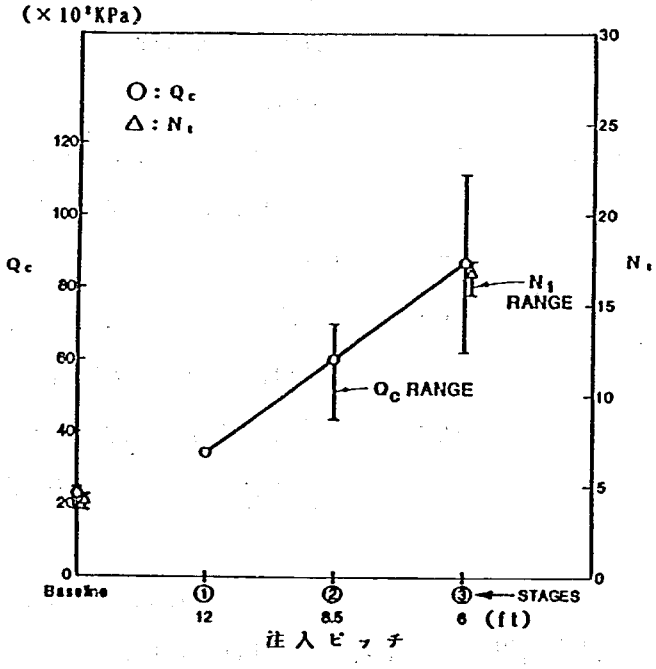
N_1：標準貫入試験によるN値



図－4.4.5　注入配置



図－4.4.6　標準貫入試験結果



図－4.4.7　Q_c/N_1の相関と注入ピッチの関係

② Compacting grouting to improve liquefiable dam foundation[3)]

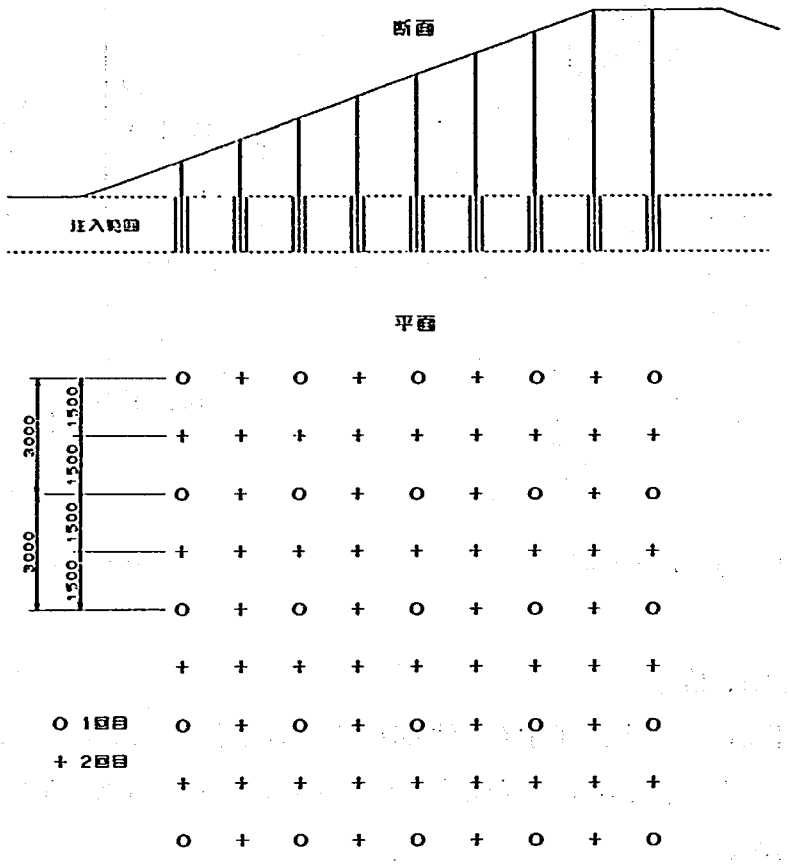
モンタナ州にあるチェスマンダムの堤防基礎地盤中に非常にゆるい砂層があり、地震による液状化対策としてコンパクショングラウチング工法を行った。

・対象地盤　N値2～10のゆるい砂層

・注入配合　#200メッシュ以下のシルト分が20～30%の土とポルトランドセメント50～155kg/m³の配合（スランプ：2.5～4.0cm）

・施工　注入方式…ボトムアップ方式

1ステップ…60cm



図－4.4.8　注入配置

注入制限…注入量が0.02　/min以下で28kg/cm²以上が続くとき
表面が隆起したとき

注入ピッチ…（1次）3.0mピッチ　（2次）1.5mピッチ

注入率…12.5%

・注入結果　1回目（注入ピッチ3.0m）の注入後、N値は8～15

2回目（注入ピッチ1.5m）の注入後、N値は14～26

③ Earthquake Support Grouting In Sands[4]

カリフォルニア州にあるカリフォルニア病院において、病院を休むことのない状態でその下部にあるゆるい砂層の液状化対策として、コンパクショングラウチング工法を行った。

・対象地盤　N値10～25のゆるい砂層

・施工　注入方式…ボトムアップ方式

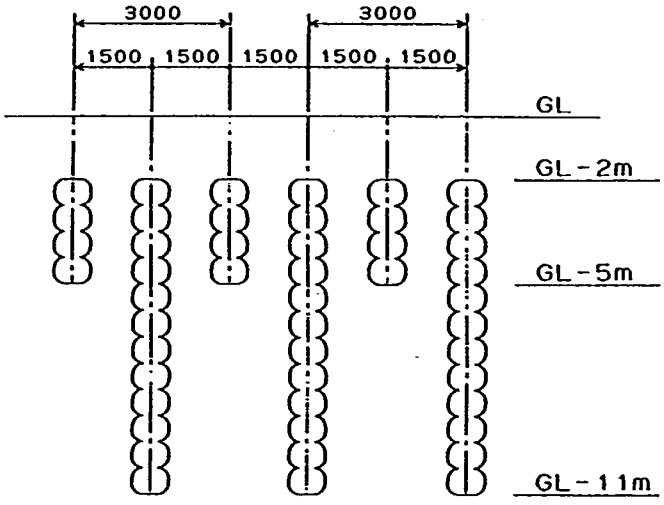
1ステップ…90cm

注入ピッチ…1.5mピッチ

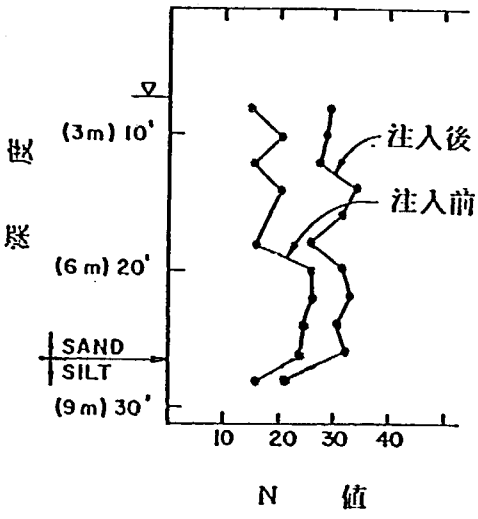
・注入結果　注入後のN値30～35

1989年のロマ・プリエータ地震では無災害

また、施工条件等の詳細はわからないが、1989年のロマ・プリエータ地震以前に注入されていた200～300の構造物は、この地震によって激しい影響を受けたが被害が無かったと報告されている。



図－4.4.9　注入配置



図－4.4.10　注入結果

4.4.3　既往文献の調査、検討

既往文献の調査結果では、米国でもＣＰＧ工法の理論的な設計法がなく、専門業者がそれぞれのノウハウにより施工しているのが実態であることがわかった。調査の結果得られたメカニズムや理論などについて項目ごとに以下に示す。

1)　グラウトの配合[1)]

グラウト材は、「土」＋「礫分」＋「セメント」＋「水」で構成される。グラウト材の主材料である「土」の適正粒度分布を図－4.4.11に示す。このとき、シルトの含有量は通常砂の10%～25%が適正であり最大でも35%とする。「礫分」に関しては2㎜～10㎜の礫を使用する。また、スランプは25㎜以下が最適ではあるが50㎜以下であればよいとしている。

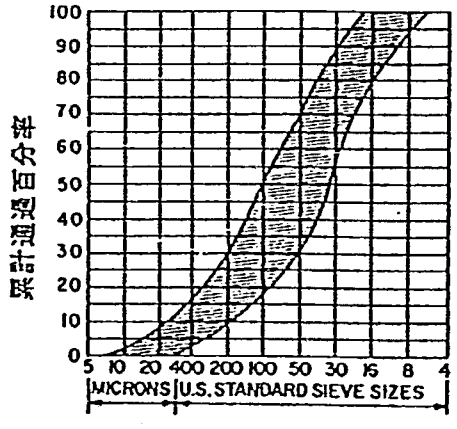
これらのことを検討した上で現状では、以下のようにしている。

土……図－4.4.12に示す粒径加積曲線を参照（図中に明記してある標準砂は豊浦砂である）

礫分……10㎜以下の円礫

ｾﾒﾝﾄ……普通ポルトランドセメント

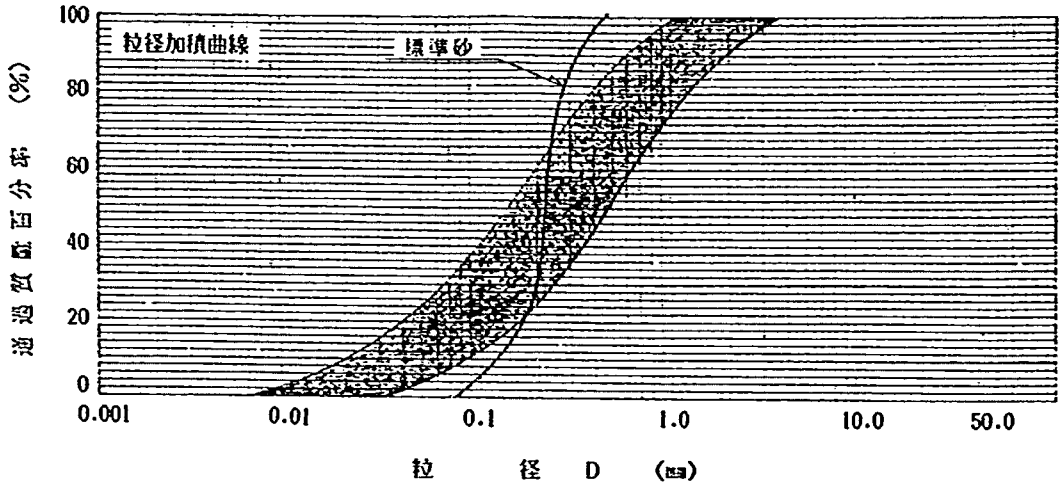
このときの1㎥当たりの標準配合を表－4.4.1に示す。



図－4.4.11　適正粒度分布

表－4.4.1　標準配合（1㎥当たり）

成　分	規　格	重　量
土	砂、シルト	1,040 kg
礫分	2.0～10.0㎜	320 kg
セメント	普通ﾎﾟﾙﾄﾗﾝﾄﾞｾﾒﾝﾄ	160 kg
水		426 kg
合　計		1.0 ㎥



図－4.4.12 粒径加積曲線

2) 注入ピッチ[1]

注入ピッチは締め固められる土の性質や深さ等により決定する。深さにより注入ピッチを経験的に次のような標準値を設定している。

・3.6mよりも深い注入……標準ピッチ2.4m～4.8m

・3.6mよりも浅い注入……標準ピッチ1.2m～3.0m

現在のところ経験的に2.0m～3.0mの格子状としているが、液状化対策のための最適ピッチの検討が必要である。

3) 注入率[1]

注入率に関しては、調査結果では統一的にまとめられてはいない。現状では、注入率 5%～15%として施工している。今後、注入ピッチと同様に液状化対策のための注入率の検討が必要である。

4) 設計法関連[5]

液状化対策のための設計法に関するものを表－4.4.2に示す。

表－4.4.2 横方向応力係数Kとtanϕ

砂の状態	K（上段）および tanϕ（下段）				
	注入率 5%	注入率10%	注入率15%	注入率20%	注入率25%
極めてゆるい	1.0	1.3	1.4	1.5	1.5
	0.60	0.65	0.68	0.70	0.70
ゆるい	1.5	2.0	2.3	2.5	2.6
	0.70	0.73	0.75	0.77	0.78
中程度	2.5	3.3	3.7	4.0	4.2
	0.80	0.82	0.83	0.84	0.85

表－4.4.2は、支持力に関する設計理論の研究で算出されたものである。

土の状態と注入率を変えて横方向応力係数Kとtanϕ のパラメーターを設定しており、このtanϕ から注入後のN値を算出し、注入効果の評価を推定する参考となるものと思われる。

4.4.4　設計方法および実大実験方法の方針検討

(1)　設計方法確立のための方針検討

コンパクショングラウチング工法の注入による改良効果は、軟弱地盤を圧縮してその密度を高めることであるが、効果を確認する手法として標準貫入試験による評価を基準に考え、現場における注入を実施する。

試験は、注入ピッチ、注入率を変化させて施工を行いそれぞれのケースにおけるN値の増加傾向を確認する。試験は、方法を統一し数多く実施してデータを収集する。このデータをもとに現地盤のN値、注入ピッチ、注入率の相関を考察し、必要N値から注入モード（注入ピッチ、注入率）を設計できる相関式を提唱する。

(2)　実大実験方法の方針検討

コンパクショングラウチング工法による地盤の挙動および改良効果の確認に関して基本となるデータを収集するとともに今後の研究課題を明確にするために試験条件の明確なピット内での実大実験を実施する。

実大実験では、以下の点を主な着目点とする。

① 注入時における注入圧力および地盤中に設置した土圧計により土圧測定を行い、注入による地盤の挙動を把握する。

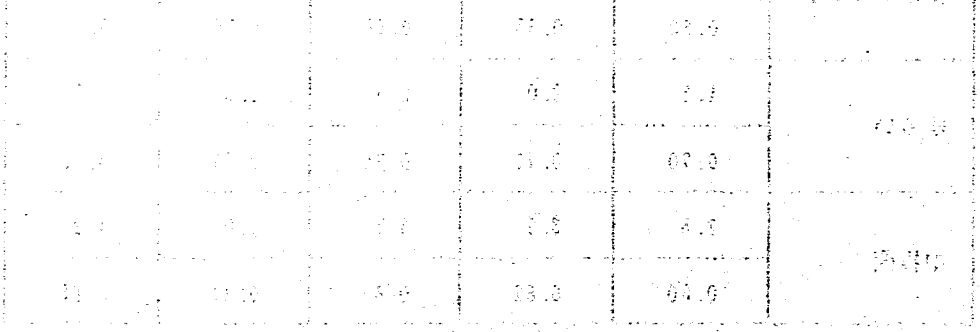
② 注入効果の確認手法として、注入前後に動的コーン貫入試験を実施し、注入孔からの距離とN値の増加の関係を考察する。

4.4.5　まとめと今後の課題

コンパクショングラウチング工法による静的締固めのメカニズムは解明されておらず、設計法は現在のところ確立されていない。

本共同研究により、大型の土層実験を行い注入率（注入ピッチ、注入径）と地盤強度増加の相関関係を解明し、また、現場データーも多く収集して、設計法の提案を行いたいと考えている。

耐震設計については改良された地盤に振動を加えて地盤の変状注入体の変位等の現像を把握して、コンパクショングラウチング工法の振動に対するメカニズムを解明出来ればとも考えている。



参 考 文 献

1) Edward D. Graf:Compaction Grout 1992, Grouting, Soil Improvement and Geosynthetics, ASCB pp. 275～287, 1992.

2) Salley, J. R. :Compaction Grouting Test Program Pinopolis West Dam, SOIL IMPROVEMENT-A Ten Year Update, ASCB, pp. 245～269, 1987.

3) G. A. Quinn and A. N. Stilley:Compaction grouting to improve liquefiable dam foundation, Proceedings of the 25th of Symposium on Engineering Geology and Geotechnical Engineering, pp. 189～196, 1989.

4) Edward D. Graf:Earthquake Support Grouting in Sands, Grouting, Soil Improvement and Geosynthetics, ASCB pp. 879～888, 1992.

5) John H. S. and James F. H. :A Design Theory for Compaction Grouting, Grouting, Soil Improvement and Geosynthetics, ASCB pp. 215～228, 1992.

4.5　深層混合処理工法の設計・施工法の検討

4.5.1　深層混合処理工法の設計・施工法の概要

(1) 工法の特徴

① 耐震対策に適用できる新しい設計技術（動土圧および動水圧の採用、改良地盤の外部安定および内部安定など）を保有している。

② 改良形状を任意に選ぶことができるので、液状化防止として経済的に優れた改良形状である格子状とすることができる。

③ 低振動・低騒音工法であるため、市街地での施工や構造物に近接しての施工が可能である。また、新設構造物に限らず既設の構造物等の耐震対策にも適用が可能である。

④ 対象地盤の土質性状に応じたセメント添加量を設定することにより所要強度の固化体が得られる。また、施工管理記録が殆ど自動化されているために信頼性の高い改良が可能である。

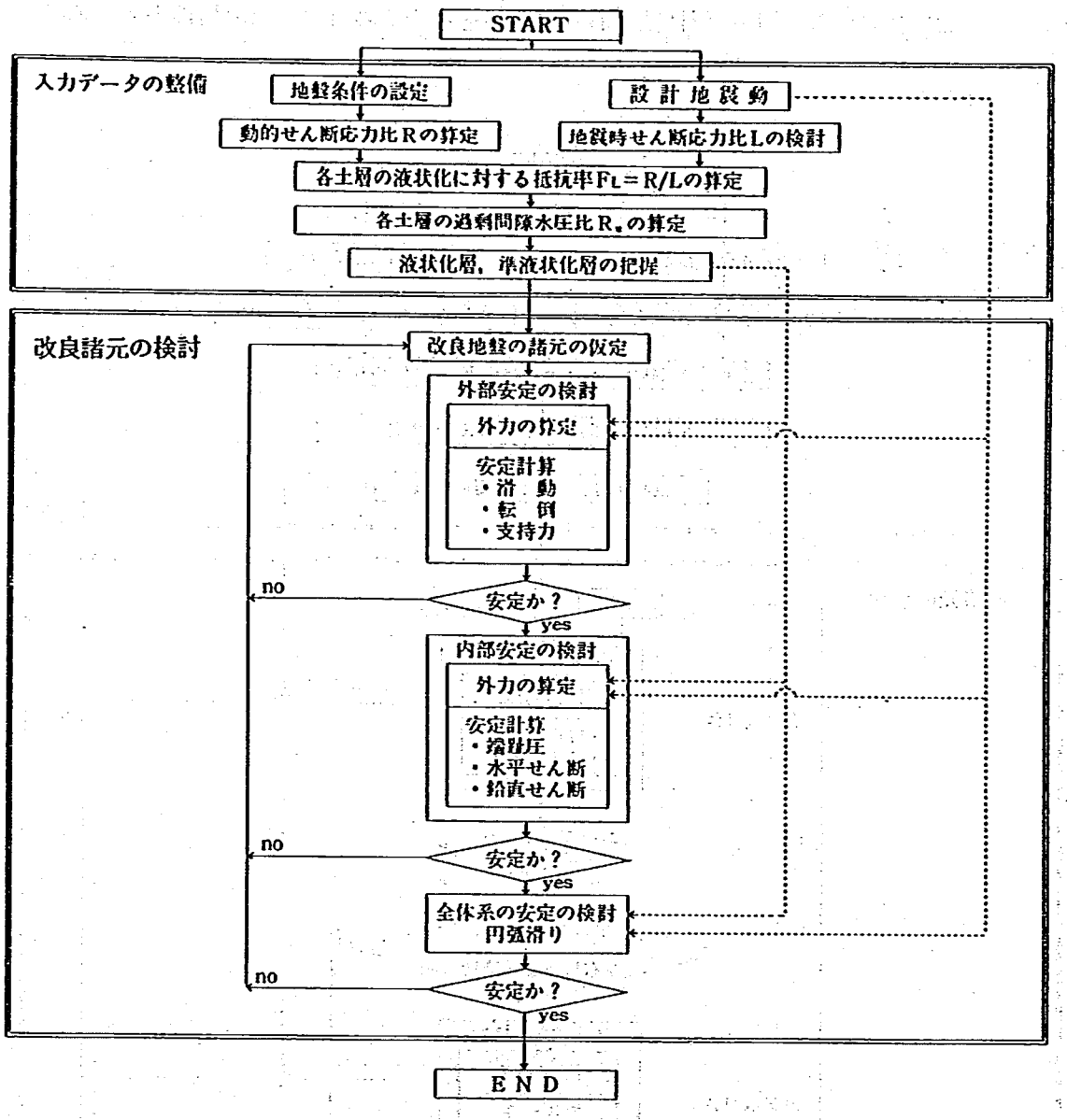
(2) 設計法の概要

1) 盛土構造物安定化対策

道路盛土や河川堤防等の既設盛土構造物の場合の設計法の流れを図－4.5.1に示す[1]。同図に示すように設計法の順序としては、入力データの整備を済ませた上でまず改良地盤の諸元の仮定を行う。続いて改良地盤の外部安定を検討する。外部安定の照査項目は滑動、転倒、原地盤の支持力である。この場合、外部安定用の外力を算定する必要があり、外力としては周辺地盤から改良地盤に作用する土水圧と改良地盤の慣性力等である。

次に内部安定の検討を行う。内部安定の照査項目は端趾圧、水平せん断、鉛直せん断である。この場合も内部安定用の外力を算定する必要があり、その外力としては改良地盤に作用する土水圧と改良地盤の慣性力等である。

最後に、全体系の安定の検討として円弧すべりの検討を行う。



図－4.5.1　盛土構造物の場合の設計フローチャート[1)]

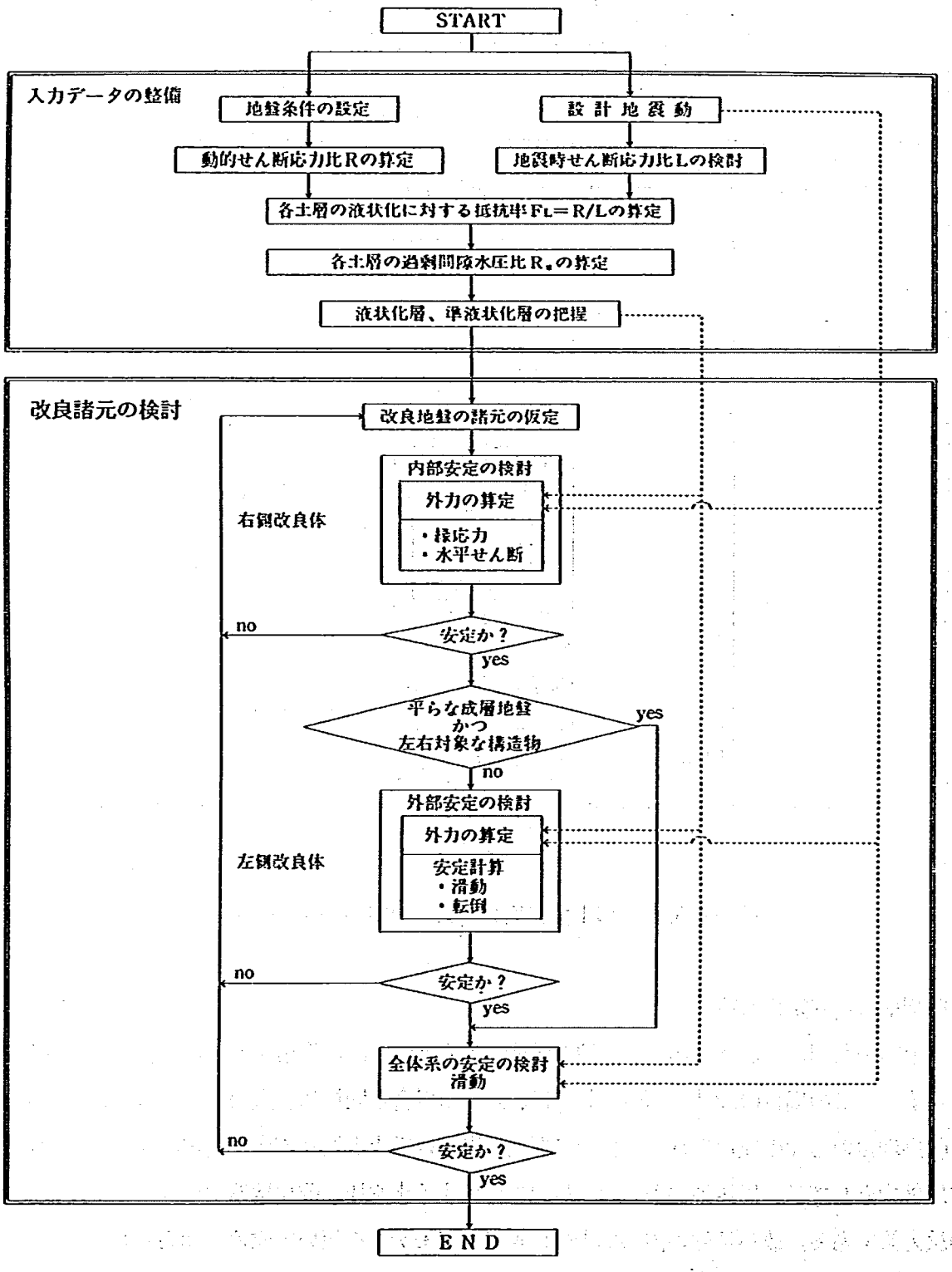
2)　掘割構造物安定化対策

掘割道路や共同溝のような半地下、地下構造物等の掘削断面に適用する場合の設計の流れを図－4.5.2に示す[1)]。この場合の設計の順序としては、盛土の場合と同様に、入力データの整備を済ませた上でまず改良地盤の諸元の仮定を行う。続いて掘割の場合は盛土と違って内部安定の検討から始める。この検討用外力としては、周辺地盤から改良地盤に作用する土水圧、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。改良地盤の内部応力の照査は、梁モデルを用いて梁の断面力としてのせん断応力と縁応力を算定することで行う。すなわち、発生せん断応力は改良体のせん断強さを越えてはならないし、発生縁応力は改良体の圧縮強さおよび引張強さを越えてはならない。

次に外部安定の検討を行う。外部安定の検討用外力としては、改良地盤に作用する土水圧、改良地盤の慣性力および掘割構造物からの反力等であり、外部安定の照査項目は滑動、転倒である。

最後に、全体系の安定の検討として滑動の検討を行う。この外力は周辺地盤から改良地盤に作用する

土水圧、改良地盤の慣性力、改良地盤に挟まれた掘割構造物やその直下地盤の慣性力である。

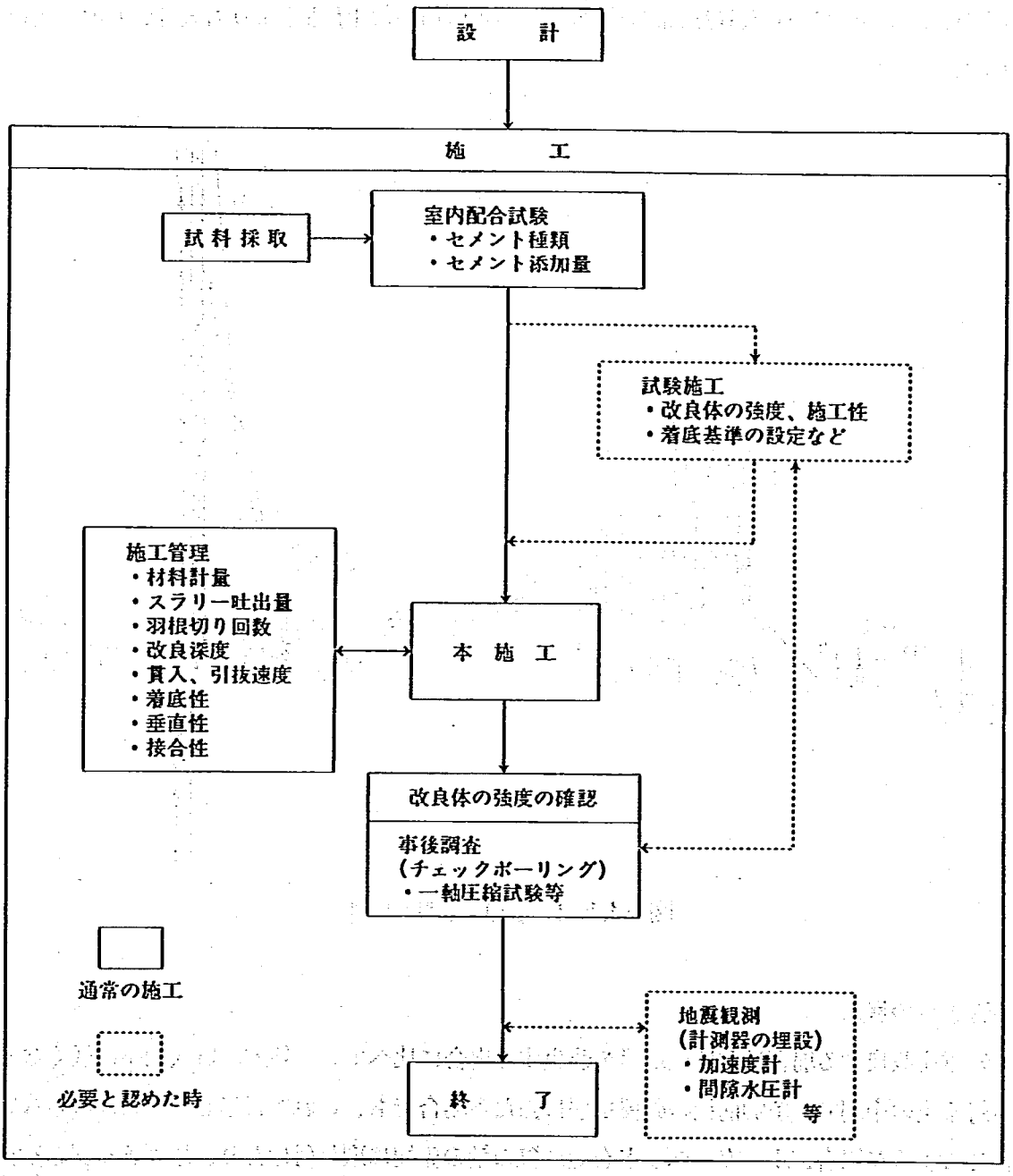


図－4.5.2　掘割構造物の場合の設計フローチャート[1]

(3) 施工法の概要

1) 施工の流れ

本工法による施工の流れを図－4.5.3に示す[2]。実施項目としては、室内配合試験、本施工（場合によっては試験施工も行う）、事後調査があり、それらが一連の流れとなっている。以下、それぞれの項目について説明を加える。



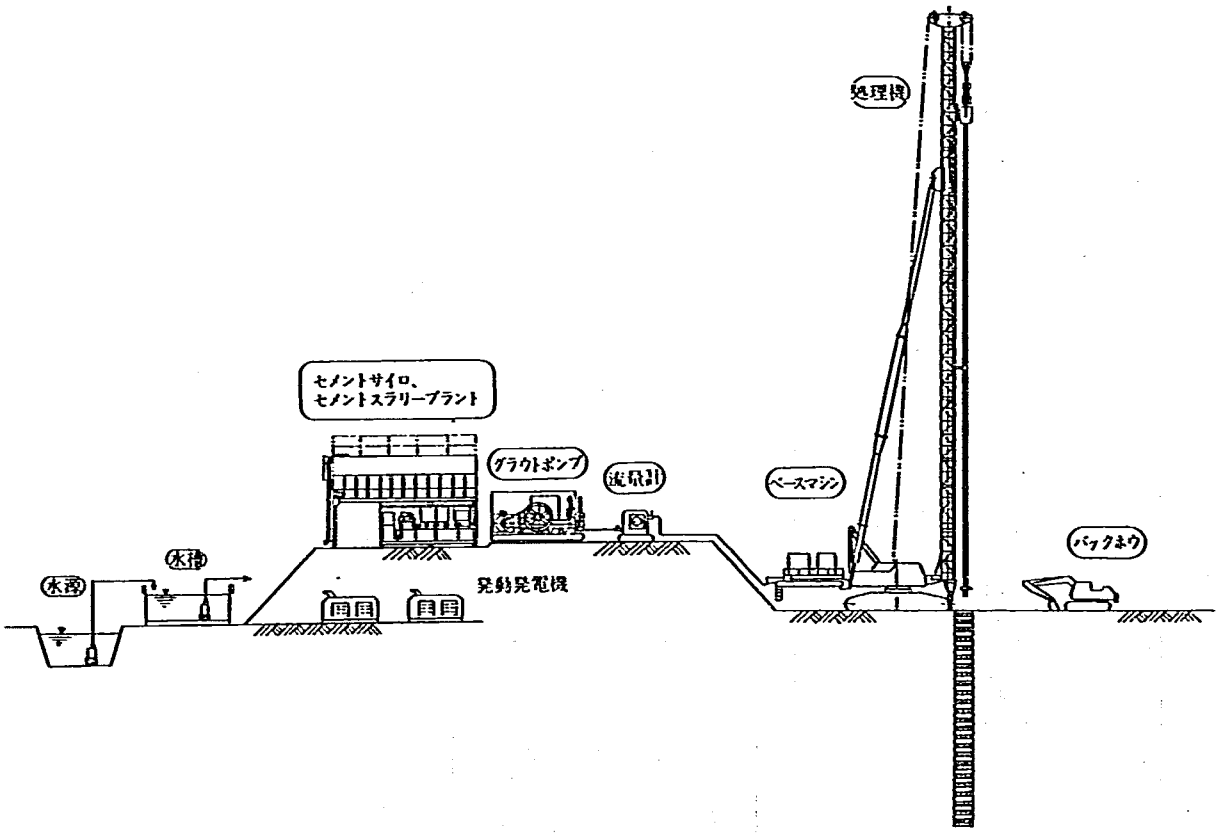
図－4.5.3　施工フロー図[2]

2) 室内配合試験

本工法の施工に用いるセメントの種類、セメントの添加量を決定するために、原位置でサンプリングされた試料土を使用して室内配合試験を実施する。場合によってはベントナイトを有効利用することも考える。

3) 施工機械

図－4.5.4に施工機械の概念図を示す[2)]。対象地盤が一般的に砂質地盤であることに留意すると、処理機およびベースマシンの容量は通常の深層混合処理工法に使用する物よりも大きいものを選択することが望ましい。



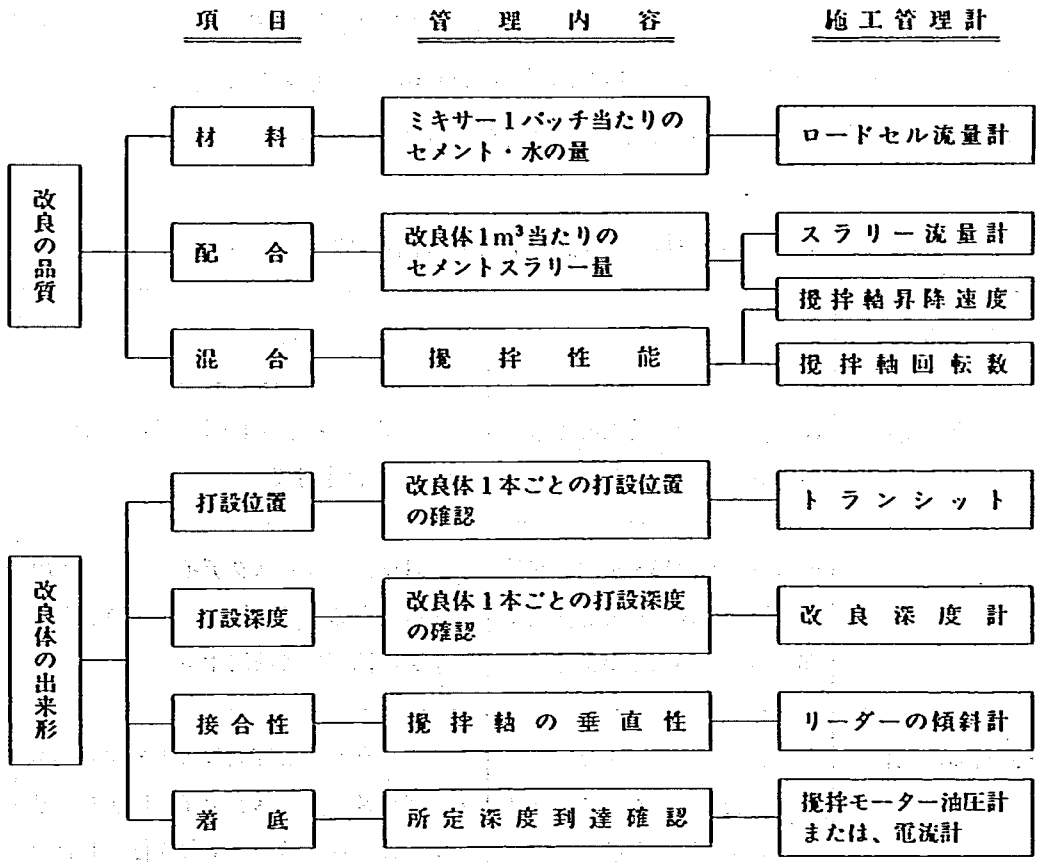
図－4.5.4　施工機械概念図[2)]

4) 硬質層への貫入

砂質地盤を改良する場合は粘性土地盤を改良する場合に比べて、一般的に貫入能率は低くなる。さらに改良対象土の中間でN値20前後の硬質な層に当たる場合でも、これを貫通しなければならないときがある。このような場合、オーガーヘッドを処理機の軸の先端に取り付けたり、超硬チップを撹拌翼に取り付け硬質地盤へのくい込みを良くしたり、あるいは水セメント比を増大して処理機の摩擦抵抗を減らしたりする処置が考えられる。

5) 施工管理

本工法は出来形を直接肉眼で観察しながら施工することができないため、施工管理は各種計測機器による計器管理が主体となる。主な施工管理項目を図－4.5.5に示す[2)]。



図－4.5.5　施工管理項目[2)]

6)　事後調査

出来上がった改良地盤の事後調査としてはチェックボーリングが一般的である。チェックボーリングは、改良地盤の強度、均一性および改良体相互のラップに関する品質の確認を行う目的で実施される。

（竹中土木）

4.5.2　設計法の検討

(1)　現行設計法の問題点の検討

ここでは、現行設計法における矛盾点の是正、設計の簡素化、経済的な改良仕様の設定方法の確立を目的とし、設計法の問題点を抽出し、その解決の方向性を検討した。

1)　盛土構造物の場合

a)　問題点の抽出と対応

図－4.5.8のような既設盛土を対象とした試計算を行った結果、明らかになった問題点、および当工法による液状化対策の経済化を図っていく場合に設計上、検討する必要があると考えられる課題を、その対応と共に表－4.5.1にまとめて示す。

以下、さらに表－4.5.1を詳述する。

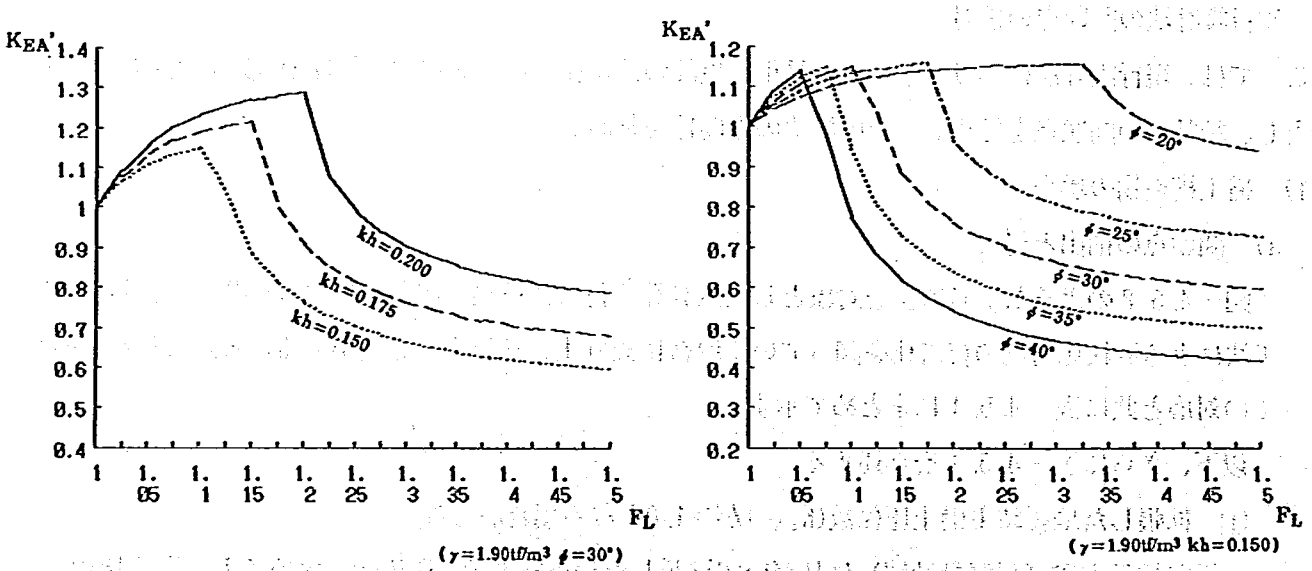
①　拡張した地震時主働土圧係数(K_{EA})が＞1.0となる場合がある。

道路橋示方書（耐震設計編）に基づいて拡張した地震時主働土圧係数を求めると、準液状化層に

おいて、図－4.5.6に示すように$K_{EA'}>1.0$となる範囲があり、完全液状化の主働側土水圧よりも大きくなる場合がある。したがって、計算上、$K_{EA'}>1.0$となる場合は$K_{EA'}=1.0$とし、完全液状化との整合をとることとしたが、この安全性の確認が必要であろう。

表－4.5.1　現行設計法の問題点とその対応（盛土構造物の場合）

目　的	問　題　点	対　　応
・矛盾点の是正	①拡張した地震時土圧係数が$K_{EA'}>1.0$となる場合がある	・　計算上、$K_{EA'}>1.0$となる場合は$K_{EA'}=1.0$とする
	②改良幅と滑動安全率の関係で、幅を大きくしても安全率が上がらない場合がある	・　パラメータースタディーにより矛盾する場合の条件を把握した上で、実験事実に基づいて検討する
・設計の簡素化	③設計法が複雑である ・土水圧算定法が複雑である ・設計照査項目が多い	・　プログラムを作成して省力化を図る ・　パラメータースタディーによりクリティカルな破壊モード等を把握した上で簡素化を検討する
・経済的な改良仕様の設定方法の確立	④過大な設計条件がある ・動水圧と慣性力を同時に考慮している	・　②に含めて検討する
	⑤設計ノウハウが無い ・経済的な改良仕様が決められない	・　パラメータースタディーにより有利な改良仕様を把握する

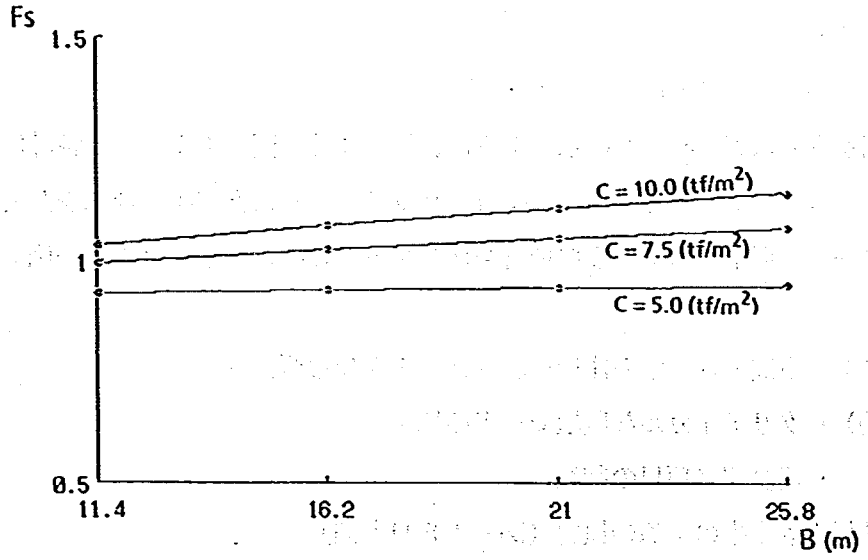


図－4.5.6　拡張した地震時手働土圧係数（$K_{EA'}$）

② 改良幅を拡げても滑動に対する安全率が上がらない場合がある。

試計算モデルのように改良体底面地盤のせん断強度が小さく（C=10tf/㎡）、液状化対象層が厚い（10m)場合、図－4.5.7に示すように改良幅(B)を拡げても滑動に対する安全率はあまり上がらない。条件によっては幅を拡げると、安全率が下がる場合も有り得る。

対応としては、まずパラメータースタデイー（b)参照）を行って矛盾する場合の条件を把握する。その上で、その条件における実験事実に基づいて設計方法の妥当性を検討し、妥当でない場合は設計方法を変更するというような流れで検討を行っていく。



図－4.5.7　滑動に対する安全率

③ 4.5.1の設計フローチャートに示すように設計法が複雑で手間がかかる。

たとえば、準液状化層においては土圧方式と液圧方式の２通りの土水圧算定が必要である、あるいは設計照査項目が多い（外部安定で3項目、内部安定で４項目、全体系の安定で１項目）などである。

対応としては、現行設計法の電算プログラムを作成し、パラメータースタデイーによりクリテイカルな土水圧算定方式と破壊モードを把握した上で設計法の簡素化を検討する。

④ 過大な設計条件のスリム化（逆に言えば妥当な設計外力の検討）を図る。

②に示した矛盾点と関連するが、改良体に働く外力が大きいために外部安定を満足する改良幅は極めて大きくなる。ここで、現行設計法では動水圧と改良体の慣性力を同時に考慮しているが、液状化が発生すると地盤内の加速度が低下することから、どちらか一方を低減できる可能性があると思われる。この点については②に含めて検討する。

⑤ 経済的な改良仕様が決められない。

後述するパラメータースタデイーにより、種々の条件下におけるクリテイカルな破壊モードを把握し、それに対して有利な改良仕様を把握する。

⑥ その他

1次設計案では、模型実験での‘格子内の砂層が液状化しない’結果をもとに「液状化層厚の1/3～1/5程度を仮定し、最適格子間隔を求める」としているが、下記のような結果となる場合もある。

ｱ) 現行の設計法では格子内の液状化の有無については言及していないが、液状化しないように要求される場合の厳密な対応方法がない。

ｲ) 内部応力の計算結果では格子間隔をもっと粗くできる。

ｳ) 液状化層厚が薄いと格子間隔が密になる。

この対応としては、新設盛土直下を改良する場合の研究の中で、格子内の液状化の取扱いを検討するものとする。

b) パラメータースタデイー計画

以上の検討をもとに表－4.5.2 に示すように、地盤条件（図－4.5.8）、設計震度、改良仕様（図－4.5.9）をパラメーターとした試計算を行うパラメータースタデイー計画をたてた。このパラメータースタデイーでは以下に示すような項目を検討する。この時の結果整理の一例を図－4.5.10～4.5.13に示す。

① 各破壊モード間の安全率の比較検討（図－4.5.10参照）

（目的）・クリテイカルな破壊モードの把握

・設計照査項目の削減

② 改良仕様と安全率の関係の検討（図－4.5.11参照）

（目的）・有利な改良仕様の把握

③ 設計震度と安全率の関係の検討（図－4.5.12参照）

表－4.5.2 パラメーター一覧

	地盤条件			設計震度		改良仕様		
	液状化層厚(T_1)	地下水位	支持層	k_{H1}	k_{H2}	改良位置	根入れ(T_2)	格子間隔
基本	12.0m	GL±0m	C＝10tf/m²	0.18	0.15	法尻	無し	A
	4.0m	GL-2.0m	C＝5tf/m²	0.10	0.083	法内5.0m	2.0m	B
	20.0m	GL-4.0m	C＝15tf/m²	0.14	0.117			C
			ϕ＝40°	0.24	0.20			
				0.30	0.25			
				0.18	0.09			
				0.18	0.12			
				0.18	0.18			

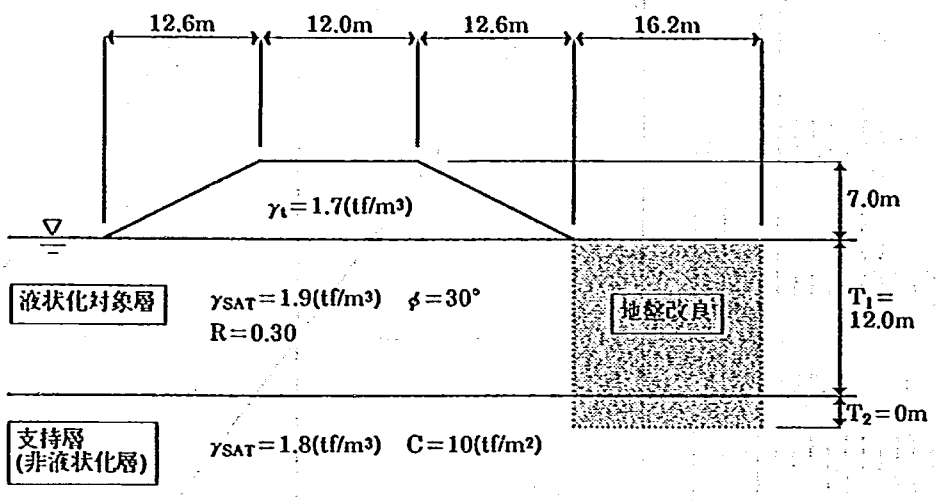
※ k_{H1};液状化の判定および過剰間隙水圧の算定に用いる設計水平震度

k_{H2};慣性力の算定に用いる設計水平震度

（目的）・妥当な設計外力の検討

④　土圧方式と液圧方式の土水圧の比較検討（図－4.5.13参照）

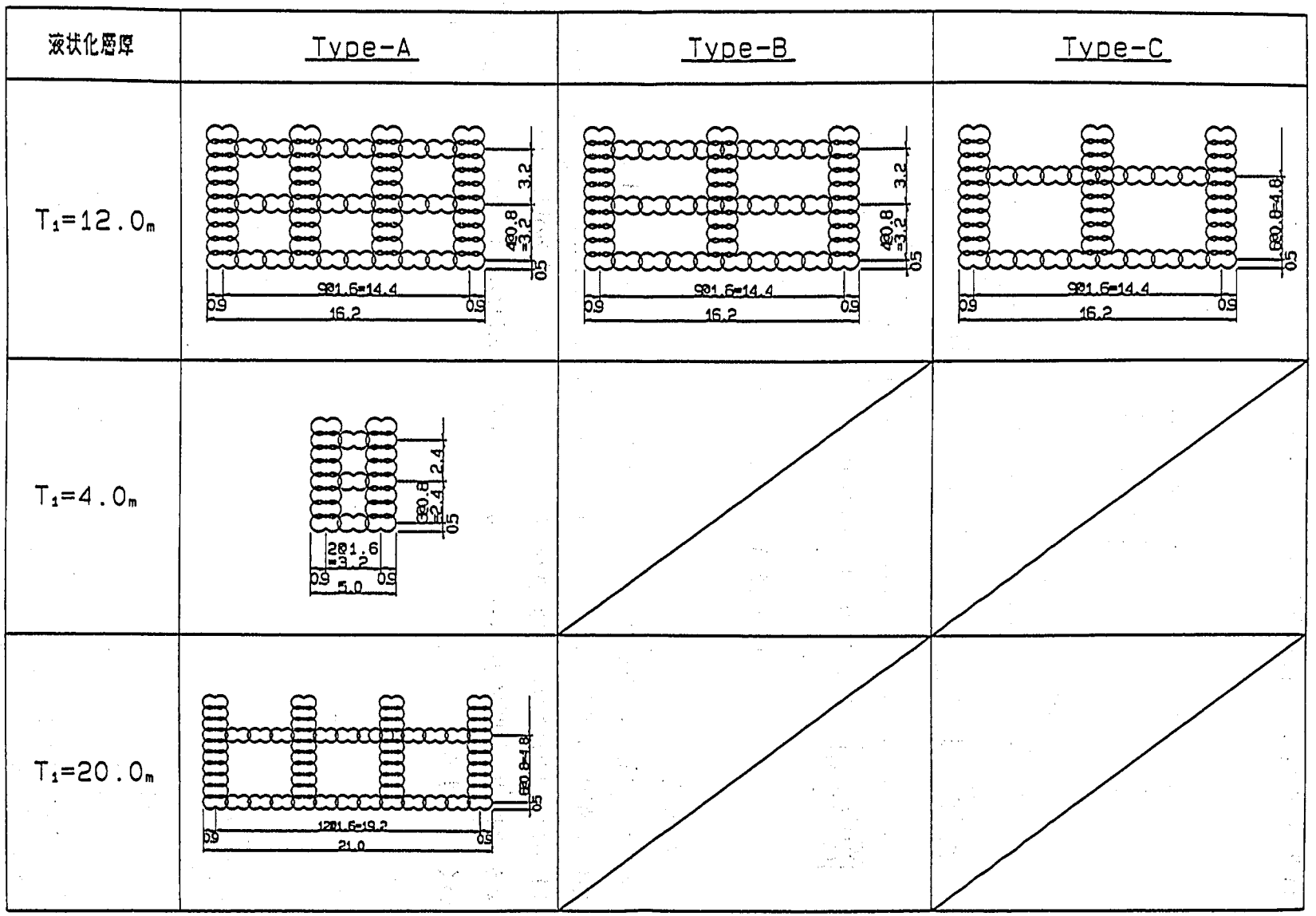
（目的）・準液状化範囲での土水圧算定法（液圧・土圧方式）の一本化



図－4.5.8　基本検討モデル

2)　掘割構造物の場合

既設の掘割構造物に対する液状化対策としては両脇改良型であり、その場合盛土構造物とは異なり改良地盤の内部安定がクリテイカルになる。したがって、改良形式としては格子状ではなくブロック状となり、盛土構造物の場合における格子間隔の問題は生じない。しかし、新設の場合も含めると盛土構造物と同じような問題点、課題が想定されることから、盛土構造物の場合と同様のアプローチにより検討を進めていくこととする。　（大林組）

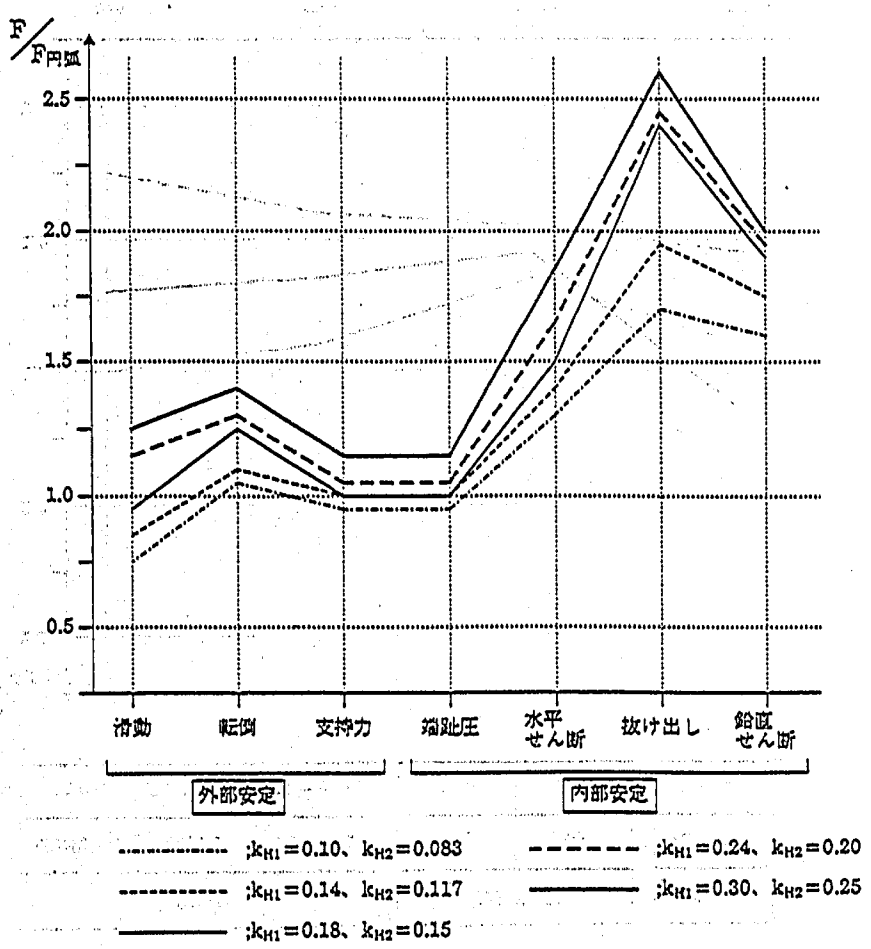


図－4.5.9　格子状の改良パターン

Series 1-A-1(1) [$k_{H2}/k_{H1}=0.83$]

地盤条件		
液状化層厚	支持層	地下水位
12.0m	C=10tf/m²	GL±0.0m

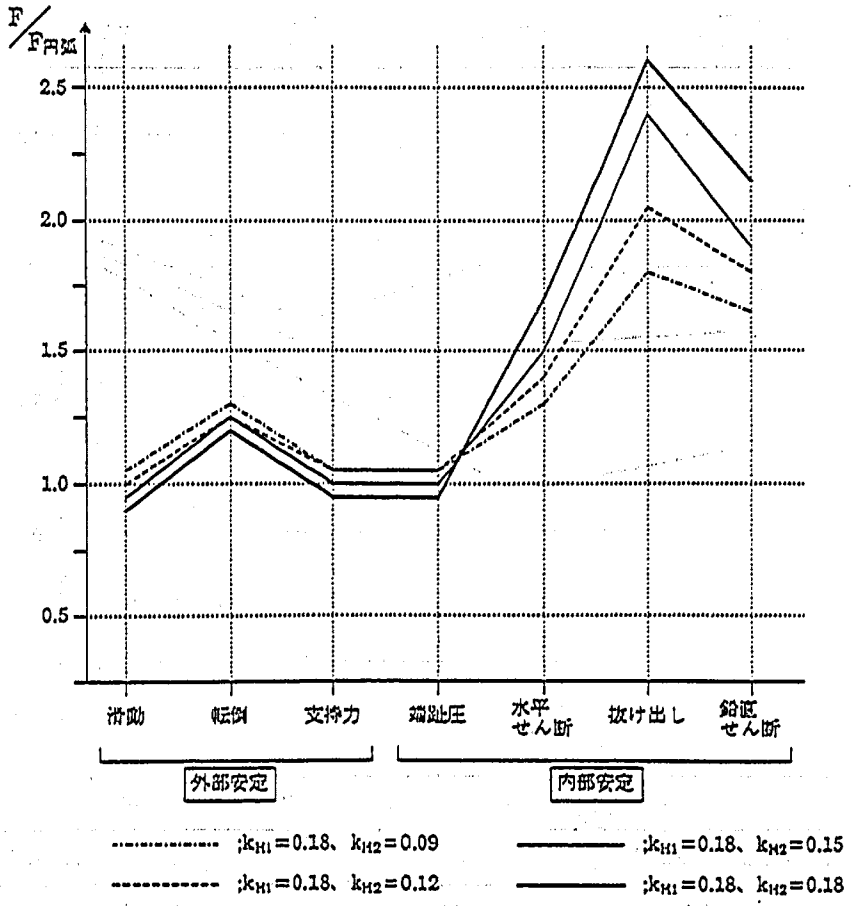
改良仕様		
位置	根入れ	格子間隔
法尻	無し	Type-A



Series 1-A-1(1) [$k_{H1}=0.18$]

地盤条件		
液状化層厚	支持層	地下水位
12.0m	C=10tf/m²	GL±0.0m

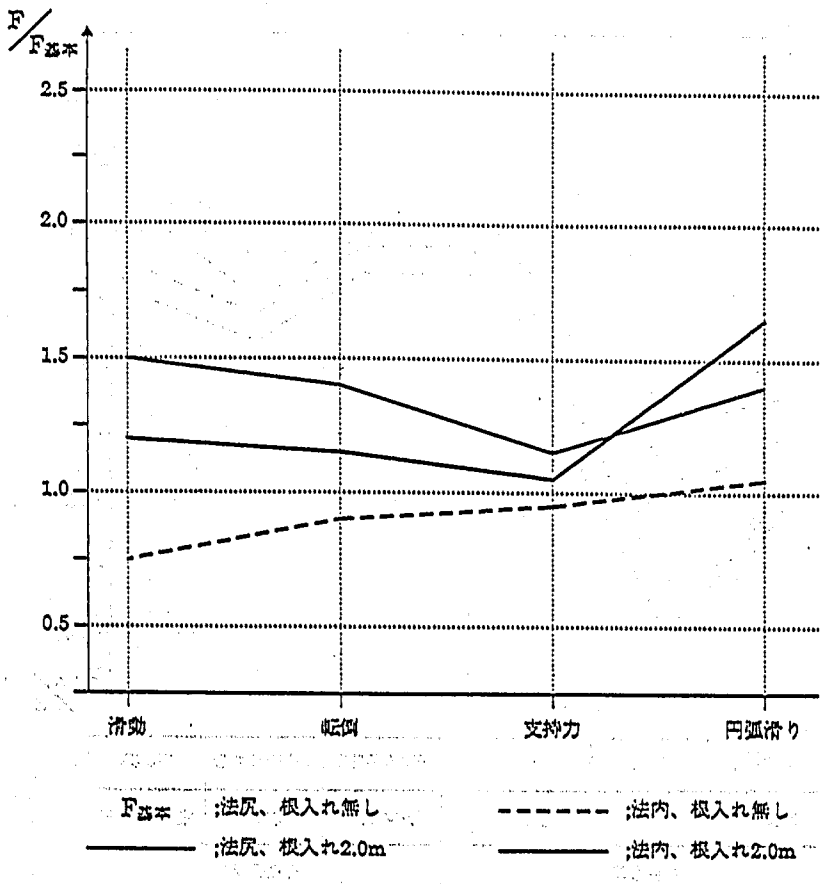
改良仕様		
改良位置	根入れ	格子間隔
法尻	無し	Type-A



図－4.5.10　各破壊モードと安全率の関係

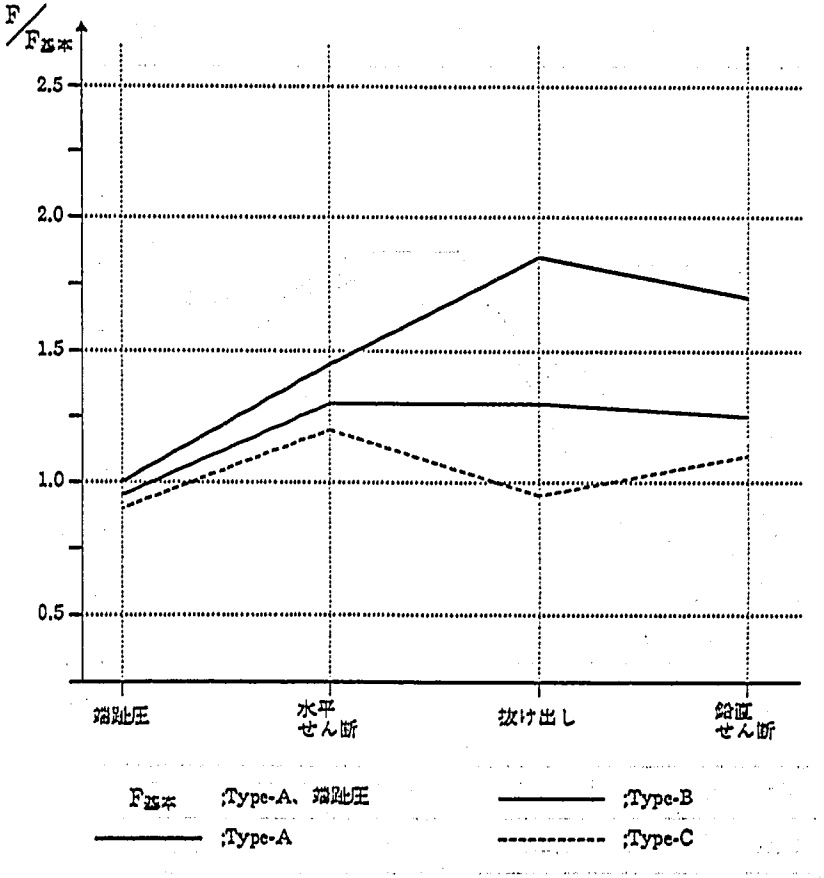
改良諸元と外部安定安全率

地盤条件			設計震度		改良仕様
液状化層厚	支持層	地下水位	k_{H1}	k_{H2}	格子間隔
12.0m	C＝10tf/m²	GL±0.0m	0.18	0.15	Type-A



改良諸元と内部安定安全率

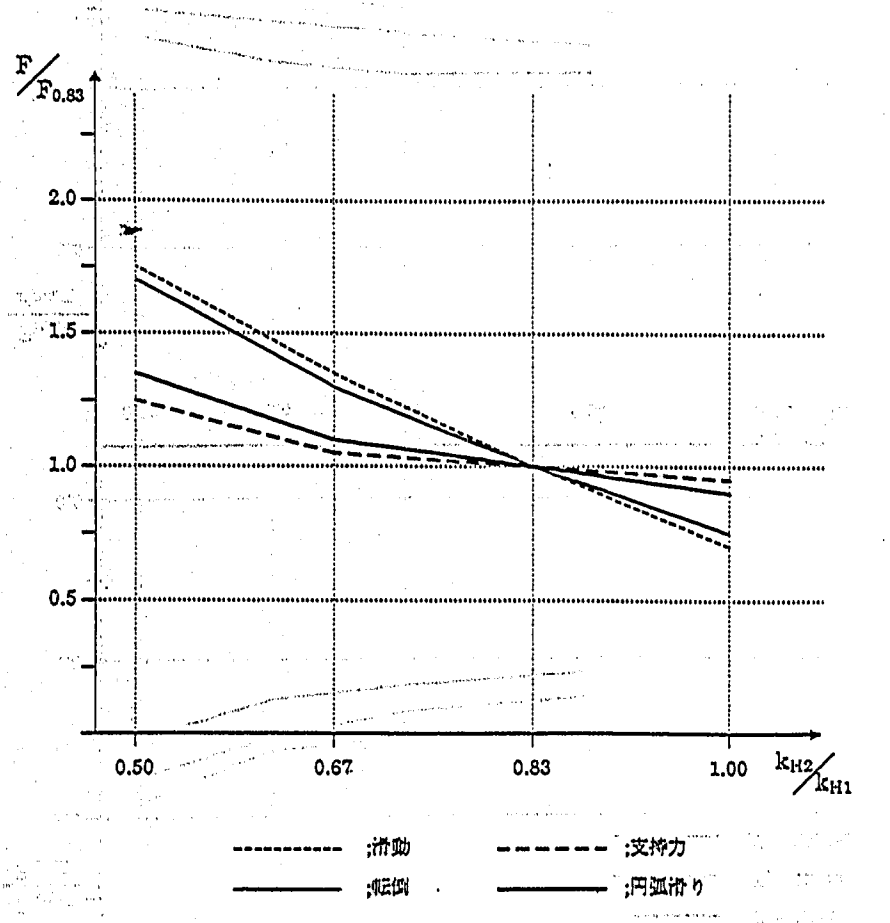
地盤条件			設計震度		改良仕様	
液状化層厚	支持層	地下水位	k_{H1}	k_{H2}	改良位置	根入れ
12.0m	C＝10tf/m²	GL±0.0m	0.18	0.15	法尻	無し



図－4.5.11　改良諸元と安全率の関係

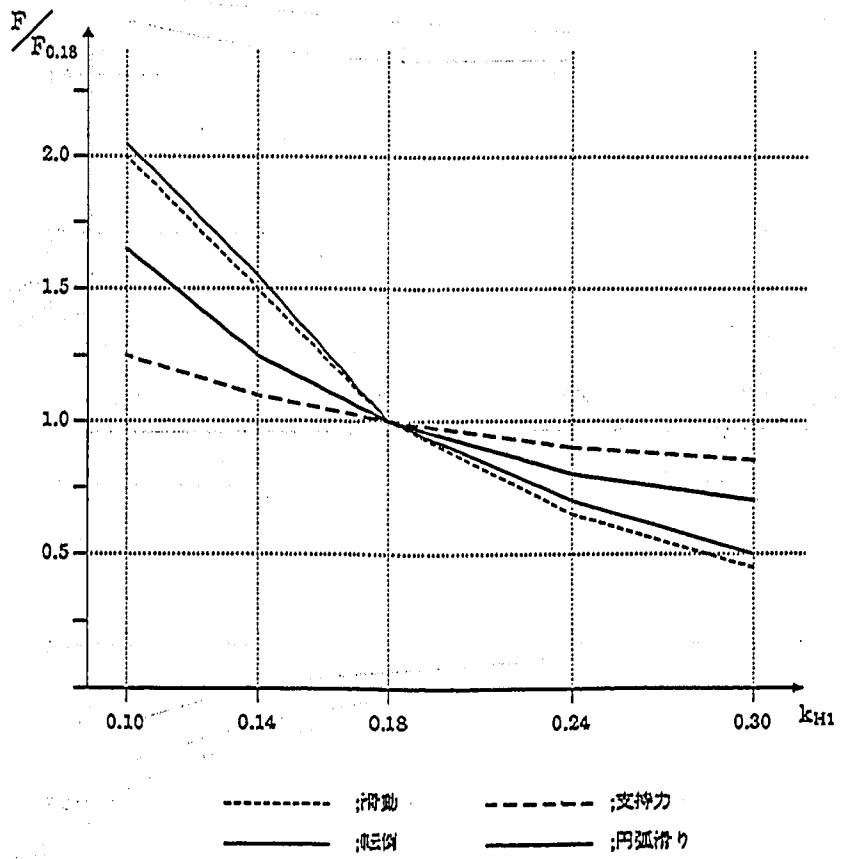
設計震度と外部安定安全率

地盤条件			設計震度	改良仕様		
液状化層厚	支持層	地下水位	k_{H1}	改良位置	根入れ	格子間隔
12.0m	C＝10tf/m²	GL±0.0m	0.18	法尻	無し	Type-A

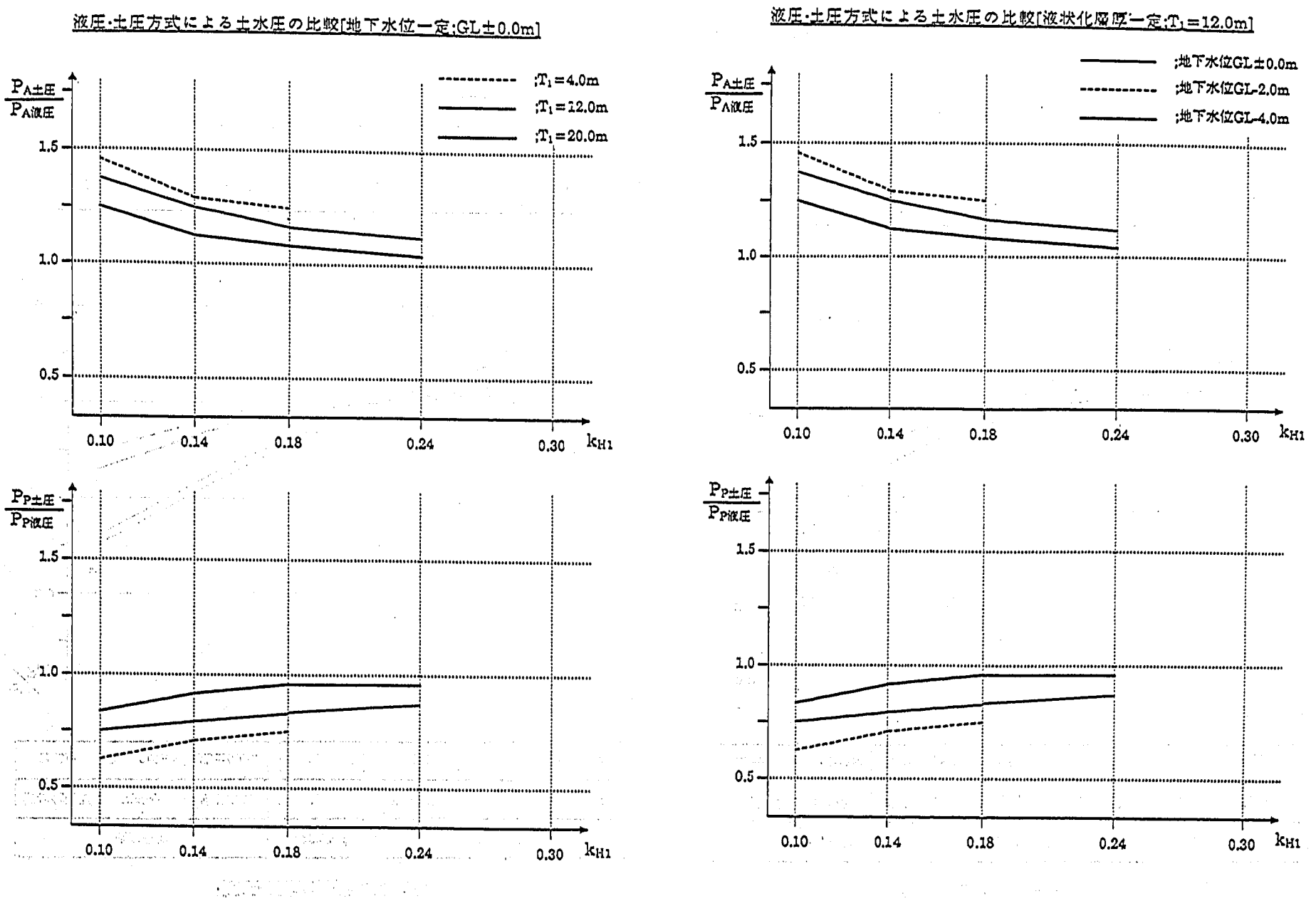


設計震度と外部安定安全率

地盤条件			設計震度	改良仕様		
液状化層厚	支持層	地下水位	k_{H2}/k_{H1}	改良位置	根入れ	格子間隔
12.0m	C＝10tf/m²	GL±0.0m	0.83	法尻	無し	Type-A



図－4.5.12　設計震度と安全率の関係



図－4.5.13　液圧・土圧方式による土水圧の比較

(2) 新設構造物に対する適用上の課題の検討

深層混合処理工法による耐震対策工法の既往の設計法は、既設構造物を意識して、構造物周辺まわりを改良することにより耐震対策を行う設計法である。しかしながら、既設構造物に挟まれた空間に新規に構造物を建設する場合で、構造物直下を改良することにより耐震対策を行うには、一般的に用いられている振動を用いた締固め工法は既設構造物に対する振動の影響を考慮すると適用しがたい。また、新設構造物でも設計外力が極めて大きい場合では、従来の工法では対応がとれない場合がある。

深層混合処理工法は低騒音・低振動工法であり、従来の地盤改良工法にはないほど地盤自体の強度を高めることができる。このことから、上記のような条件のもとで、本工法を適用できる可能性がある。しかし、このような新設構造物の直下を改良して耐震対策を行う深層混合処理工法の設計・施工法は未検討である。そこで、直下改良タイプの深層混合処理工法の設計法の開発と構築の検討を平成4年度に一部行った。

以下に、その成果を示す。

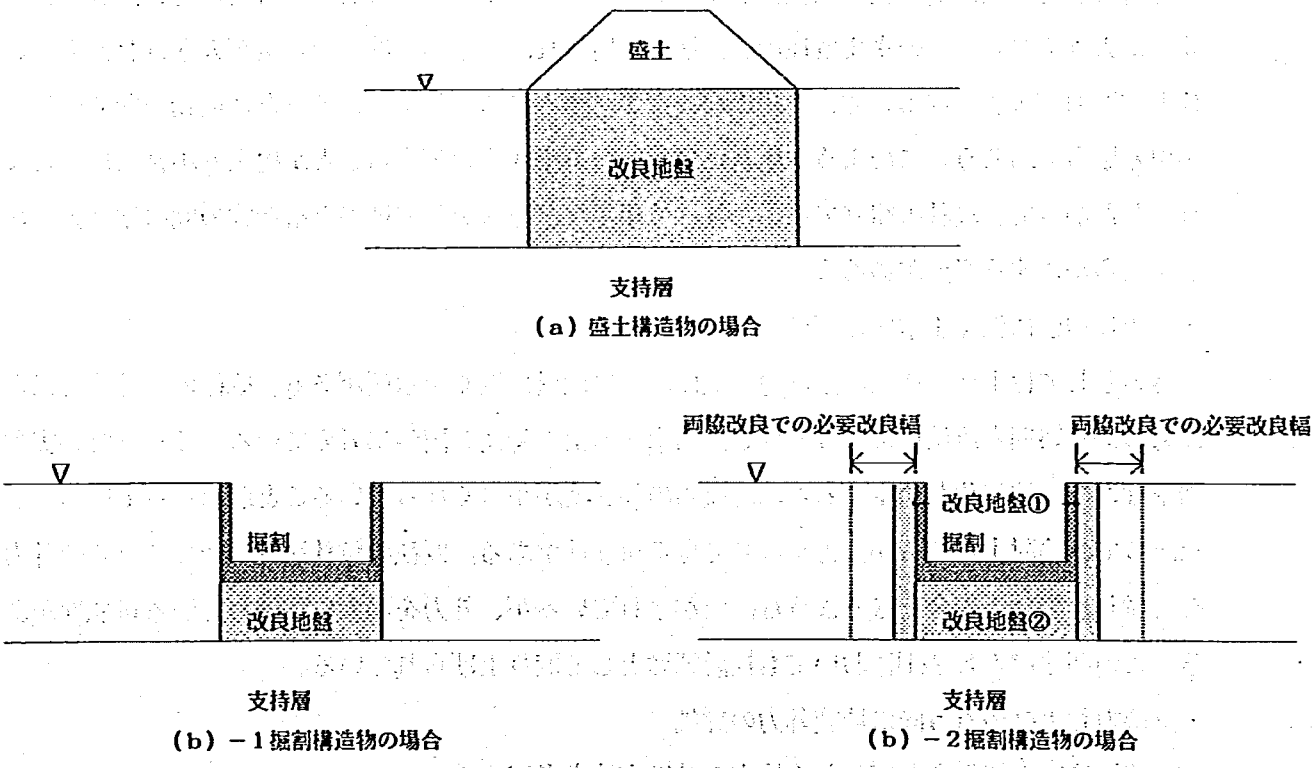
対象構造物として、

・地上構造物である盛土構造物・直接基礎構造物

・地中である地中線状および面状構造物（共同溝、下水処理場など）

を取り上げた。

耐震対策工法として直下改良タイプの深層混合処理工法の適用例の模式図を、図－4.5.14に示す。



（a）盛土構造物の場合

（b）－1掘割構造物の場合

（b）－2掘割構造物の場合

図－4.5.14 直下改良タイプの深層混合処理工法の適用例の模式図

1) 検討の手順

検討は図－4.5.15に示す手順ですすめる事とした。

①設計法の組立て

②実験計画の作成

③実験

慣性力（構造物、改良地盤）の評価

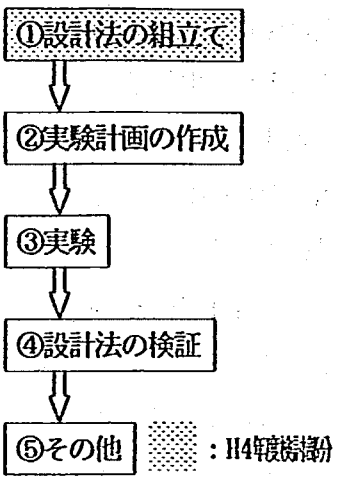
外力（動土圧、動水圧）の評価

④設計法の検証

⑤その他

施工法の検討など

平成４年度に実施した事項は上記の①の一部である。



図－4.5.15　検討の手順

2) 設計法の組立てにあたり考慮すべき事項の検討

設計法の組立てに際して、直下改良（新設構造物の直下を深層混合処理工法で改良すること）の場合に既往の設計法を適用しようとするとどのような問題が出てくるかを検討した。また、設計法の組立てにあたり考慮すべき事項の抽出も行った。

① 盛土構造物・直接基礎構造物の場合

a) 設計について

・ 位相差を考慮した構造物の慣性力の評価

外力としての上部構造物の慣性力が１００％改良地盤に作用するものと考えると、設計外力が非常に大きくなる。このまま既往の設計法を適用すれば、上部構造物の重量が大きければ大きいほど慣性力が大きくなるので、大規模な改良が必要となる。しかし、地盤と構造物の間で位相差が出る場合もあろう。このような場合には慣性力を小さく評価することが出来る場合も出てこよう。したがって、設計の組立てにあたり、位相差などを考慮して地盤と構造物の間の慣性力の伝達を明らかにする必要があろう。

・ 改良地盤に働く土水圧の評価

外力としては上部構造物の慣性力の他に、改良地盤に働く土水圧がある。既往の設計法では慣性力の働く時期と液状化により発生した動水圧の働く時期を同時に考えている。これまでの実験結果などでは液状化が発生すると、地盤内の加速度が小さくなっていることがわかっている。したがって、検討上どちらか一方を低減できる可能性がある。既往の設計法は同時にこれらの外力を考慮し、設計上安全となるような配慮がされているが、外力を過大に評価している可能性がある。この問題は4.5.2(1)においても検討課題として取り上げられている。

・支持力および鉛直方向の地震外力の評価

上部構造物の荷重を考慮した支持力の計算方法を考察する。

上部構造物の指針に依存する事になろうが、構造物によっては鉛直方向の地震外力を考慮する必要がある。

・格子間内部への上部構造物のめり込み

格子で挟まれた部分は液状化しずらいものの、ある程度の過剰間隙水圧の発生は許容せざるを得ない。この場合、水圧の消散にともない格子間内部が沈下し、例えば上部構造物が盛土のような場合、上部構造物が沈下する可能性がある。

この対策として、改良杭の上部の一部を全面改良するとか、格子間をテンション材で保たせるなどの考え方ができるので、このような場合の考え方を構築する必要がある。

b) 施工について

・ 広い面積での格子状改良を行う場合の施工法

一日の施工数量と設計必要形状との関係を考慮した平面的な目地の設定方法の検討を行う。

・ 高強度改良

上部構造物の支持力を確保するにともない改良体下端部の端し圧が極めて大きくなる恐れがあるので、改良体自体の高強度化が必要と思われる。

② 掘割の場合

図－4.5.14(b)-1に示すように両脇改良ができないために構造物直下のみを改良する場合、もしくは両脇改良に必要な幅がとれないものの一部改良が可能な場合（図－4.5.14(b)-2参照）で両脇改良と直下改良（この場合の改良率などは直下改良単独の場合よりも小さくなるかもしれない。）を併用する場合の設計方法の構築を行う。

その場合の検討上考慮すべき事項には多くの事項があるが、全く両脇改良が出来ない場合の最大の問題点として以下の二項目が考えられる。

a) 構造物・改良体に働く水平外力に対する抵抗

構造物に働く水平外力は構造物と改良体との間の摩擦で抵抗する。抵抗が不足する場合、構造物の自重を増したり、構造物と改良体との間に水平外力に抵抗するジョイントを設けて抵抗することを考えることになろう。

構造物および改良体に働く水平外力は改良体底面の摩擦で抵抗する。

b) 構造物に働く浮力の評価とその抵抗

特に、準液状化層における、過剰間隙水圧比をパラメーターとしたF_Lと構造物に働く浮力の評価方法を設定する必要があろう。

構造物に働く浮力は構造物の自重で抵抗する。抵抗が不足する場合、水平外力の抵抗力の不足する場合と同様、構造物の自重を増したり、構造物と改良体との間に抵抗するジョイントを設けて抵抗することを考えることになろう。

3) 検討のまとめと今後の対応

① まとめ

新設構造物の直下を改良する直下改良タイプの深層混合処理工法の設計法の開発を取り上げて、既往の設計法を適用しようとするとどのような問題が出てくるかを検討した。また、設計法の組立てにあたり、考慮すべき事項の抽出を行った。

② 今後の対応

抽出された事項から、平成５年度の検討項目は以下のとおりである。

a) 設計法の細部の組立てを検討し定式化する。

b) 数値シミュレーションの条件を設定する。

c) 数値シミュレーション手法の選定を行う。

d) 数値シミュレーションを行い、必要な実験の条件を設定する。

e) 実験計画を作成する。

（不動建設）

4.5.3 施工事例の調査

(1) 施工例－１ 岩淵下流堤防堤体改良工事

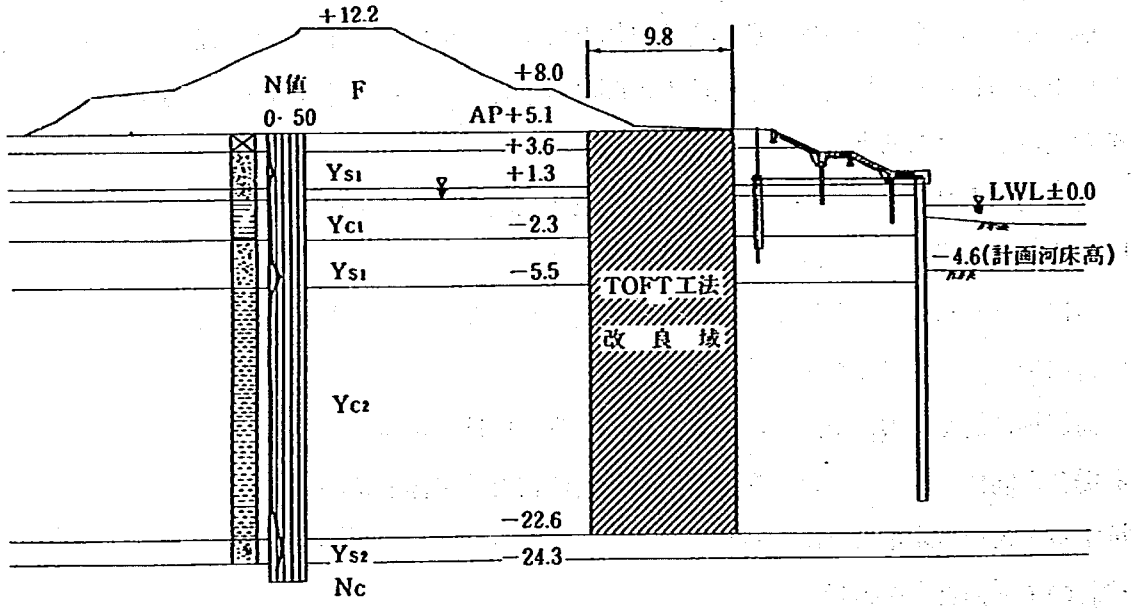
1) 概 要

荒川下流の岩縁水門付近は、液状化現象や堤防のすべり破壊が予測される旧河道区間である。本工事はこの区域の液状化対策として、格子状配置による深層混合処理工法が採用された事例である。

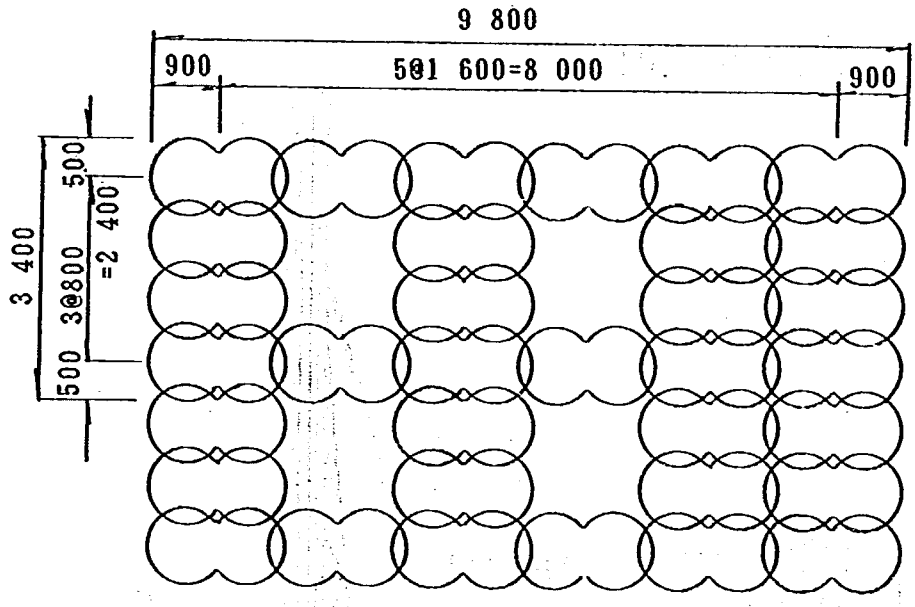
施工断面図を図－4.5.16にまたパイル配置を図－4.5.17に示す。

2) 土質条件

土質条件は図－4.5.18に示すように砂層と粘性土層の互層をなしており、表層部、中層部はN値が５～１０程度の緩い砂層で構成されている．粘性土層は３～４で最大でもN値は６程度である。

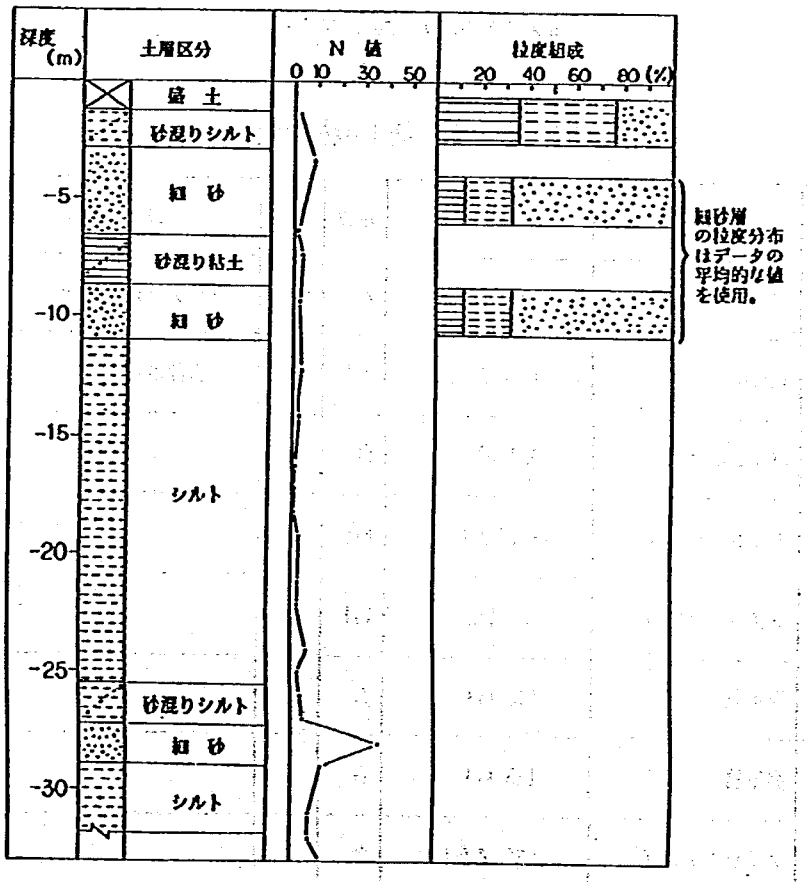


図－4.5.16 施工断面



ラップ幅：20cm ， ピッチ：0.8mX1.6m

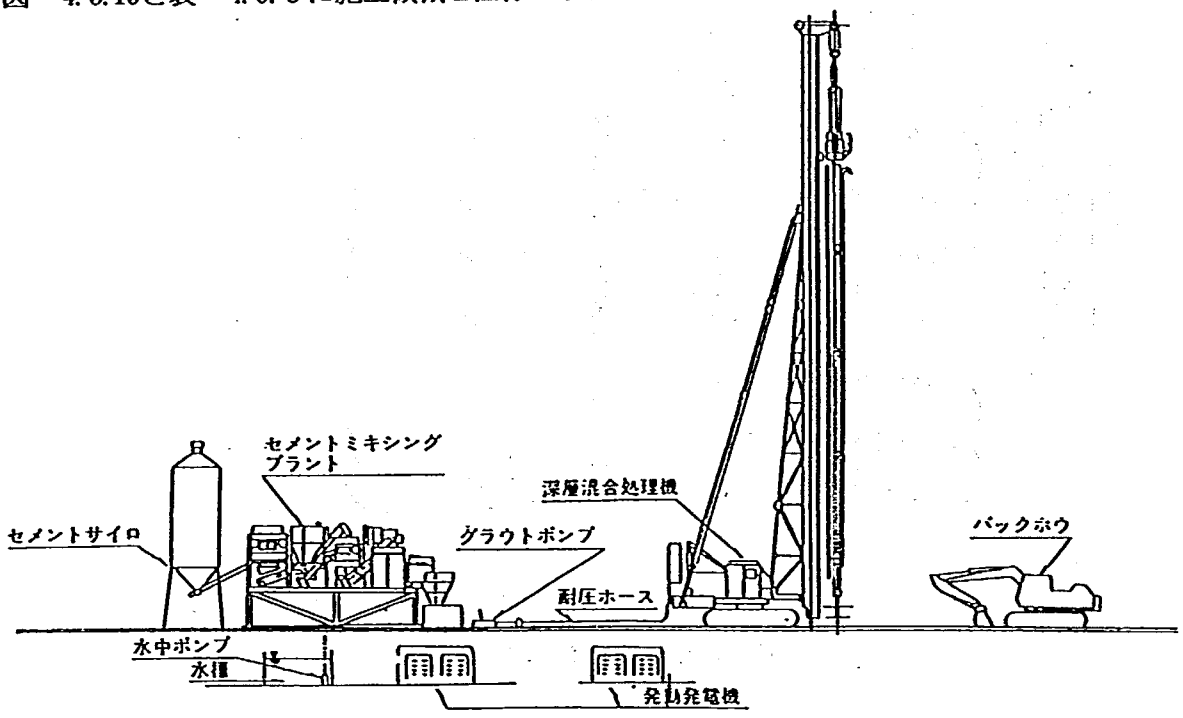
図－4.5.17 パイル配置



図－4.5.18 土質条件

3) 施工機械

図－4.5.19と表－4.5.3に施工機械と仕様を示す。



図－4.5.19 施工機械

表－4.5.3 施工機械仕様

番号	名 称	規 格	単位	数量	備 考
1	ベースマシン	50 ton	台	1	リーダー長 41 m
2	処理機	90 kw × 2 台	ｾｯﾄ	1	大深度用
3	バックホウ	0.7 m³	台	1	
4	ミキシングプラント	18 m³ /h	ｾｯﾄ	1	
5	セメントサイロ	30 ton	ｾｯﾄ	1	
6	発電機	500 KVA	台	1	
7	発電機	125 KVA	台	1	
8	グラウトポンプ	220 ℓ/min	台	2	
9	施工管理計器		式	1	深度、流量、電流、他

4) 施工方法

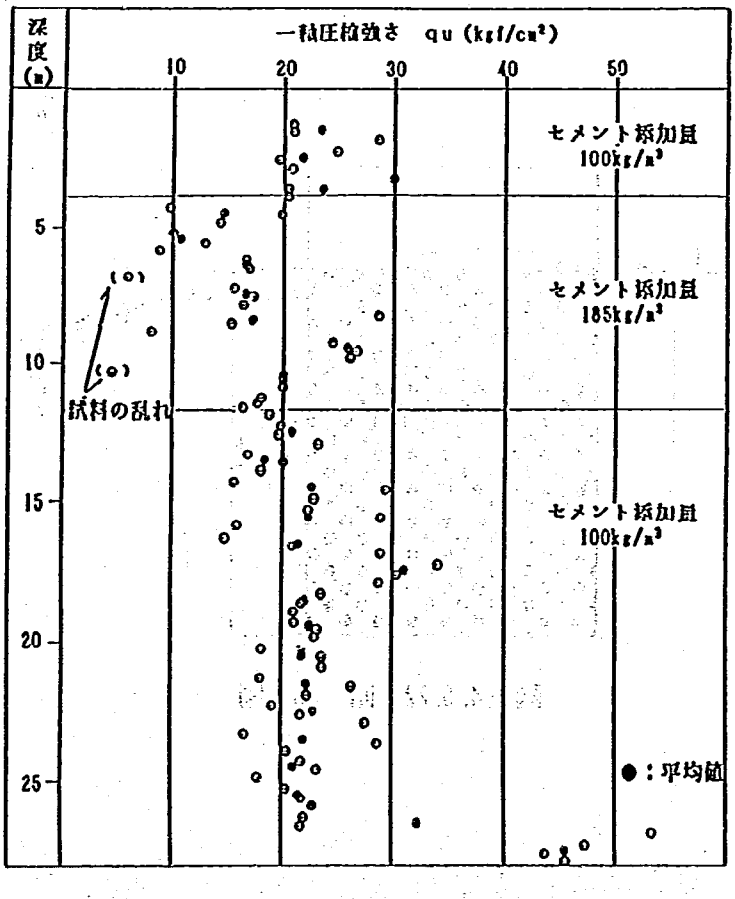
室内配合試験、試験施工の結果に基づいた固化材の配合及び施工条件を表－4.5.4に示す。

5) 打設後のチェックボーリングの結果を図－4.5.20に示す。

(不動建設)

表－4.5.4 施工仕様

項目		改良対象土層		
		表層	砂層	下部シルト層
配合条件	セメント kg／㎥	100	185	100
	遅延材	1.5 %		
	水セメント比	W / C = 1.2		
施工条件	スラリ吐出方法	貫入吐出		
	改良深度	G L- 27.7 m		
	貫入速度	1.0 m / min		
	引上げ速度	1.0 m / min		
	軸回転数（50Hz）	35 rpm ～ 17.5 rpm		



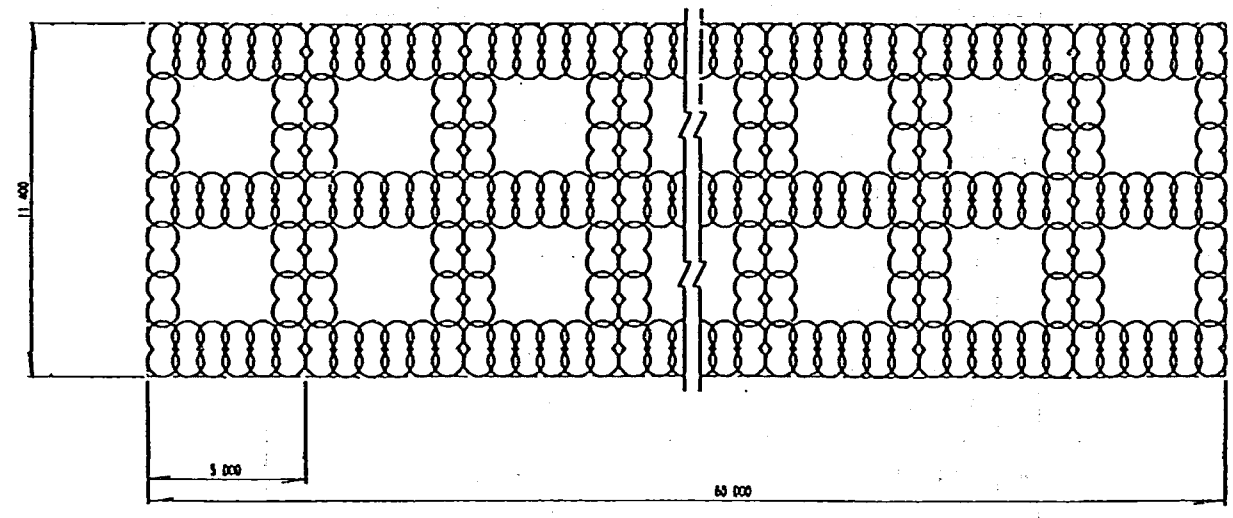
図－4.5.20 一軸圧縮強さの深度分布図（28日強度）

(2) 施工例－2　関屋大川前堤体改良工事

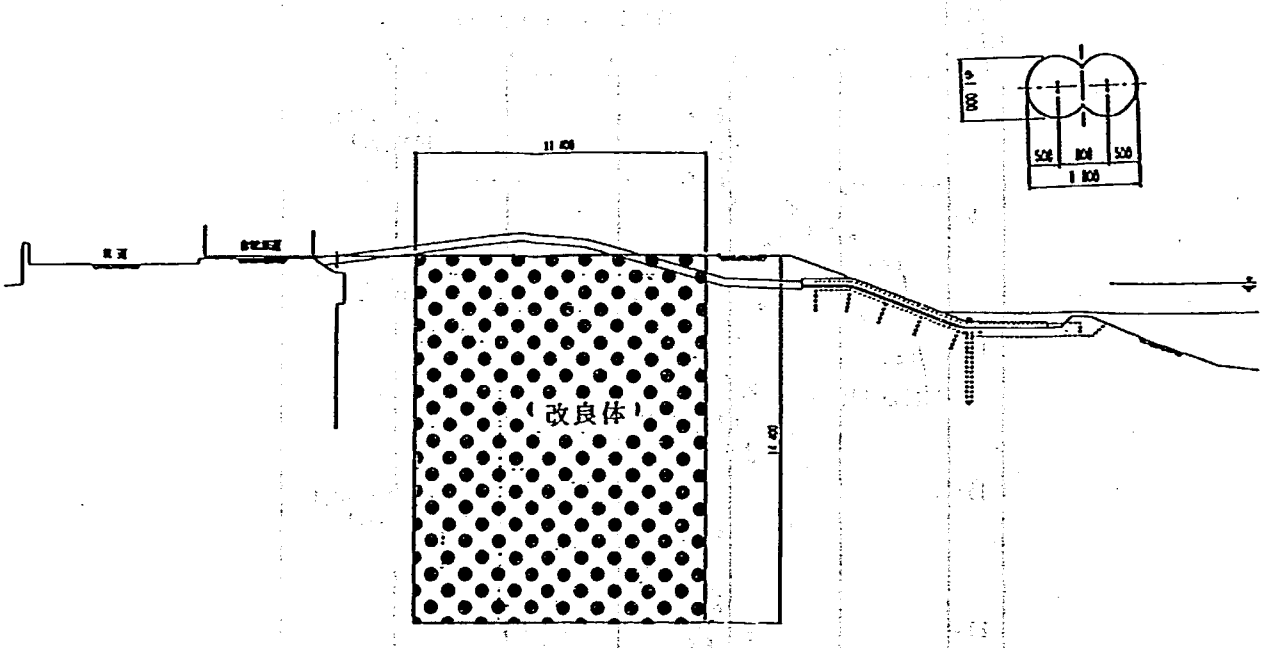
1) 概　要

本工事は、新潟市関屋大川前の河川堤防の液状化対策に深層混合処理工法が延長60m間において用いられたもので、平面・断面図を図－4.5.21、図－4.5.22に示す。

改良の形状は格子状となっている。



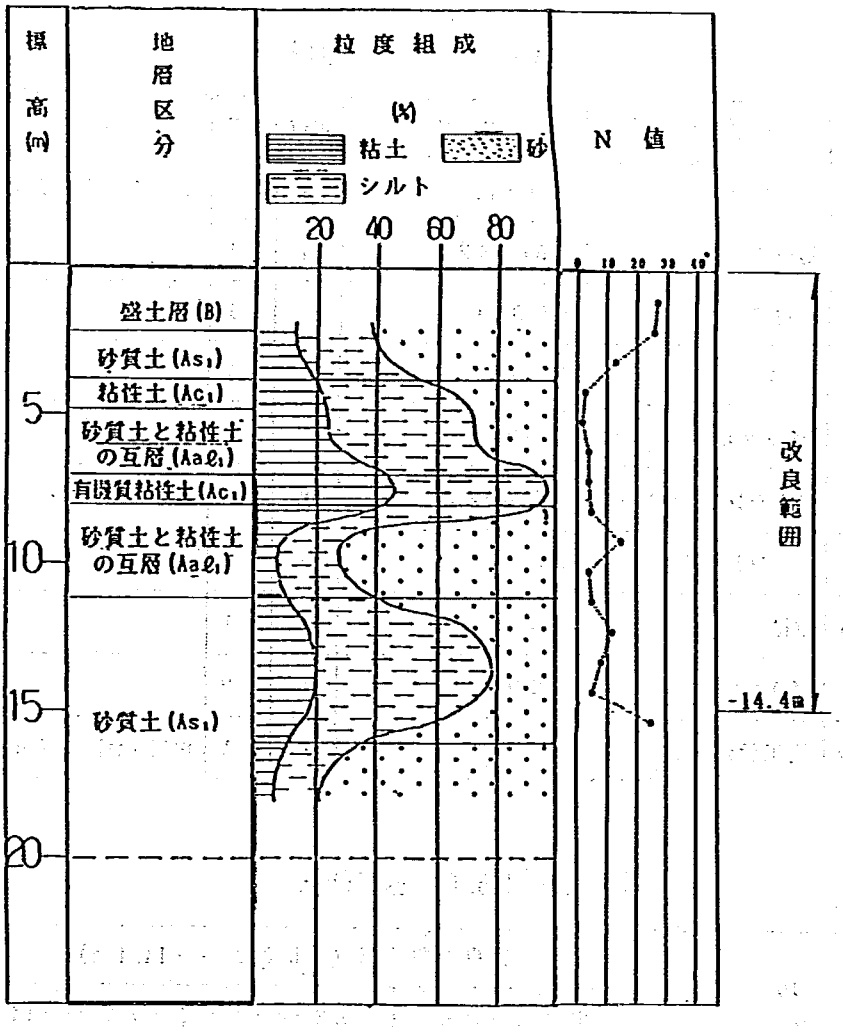
図－4.5.21　平　面　図



図－4.5.22　断　面　図

2)　土質条件

地盤は地表面よりＧＬ -11.5m付近まで粘性土と砂質土の互層、ＧＬ -11.5m以下は砂質土となっており、一部ＧＬ-7～-8m付近に有機質粘性土を介在している（図－4.5.23）。



図－4.5.23　土質条件

3) 施工機械

使用した処理機は２軸機（75KW×2 ）で、表－4.5.5に施工機械仕様を示す。

4) 施工方法

室内配合試験結果に基づいた固化材の配合、及び施工条件を表－4.5.6に示す。

表－4.5.5 施工機械仕様

番号	機械名称	規 格	単位	数量	備考
1	ベースマシン	６０ｔ吊	台	1	リーダー 長２７ｍ
2	処理機	75kw ×2台	ｾｯﾄ	1	
3	発電機	６００KVA	台	1	
4	〃	１７５KVA	〃	1	
5	バックホウ	0．7m³	〃	1	
6	ミキシングプラント	１８ m³／Hr	〃	1	
7	セメントサイロ	３０ ｔ	〃	1	
8	水槽	２０ m³	〃	1	
9	グラウトポンプ	２２０ l/min	〃	2	
１０	施工管理装置		式	1	深度 流量 電流 他

表－4.5.6 施工仕様

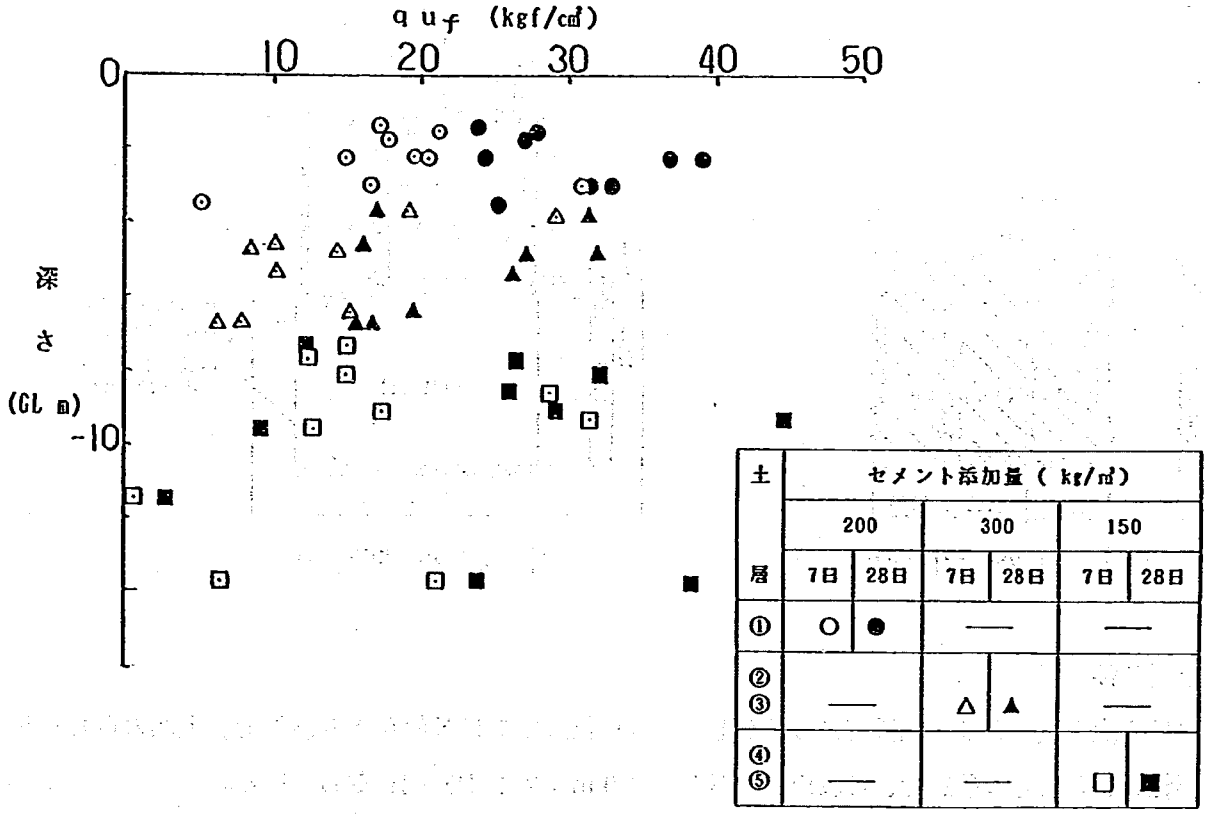
項目		改良対象土層（ GL 0.0 ～－14.4 m）		
		GL 0.0～－3.2	－3.2 ～－7.2	－7.2 ～－14.4
配合	ｾﾒﾝﾄα （kgf/m³）	２００	３００	１５０
	水ｾﾒﾝﾄ比（％）	１００		
施工条件	ｽﾗﾘｰ 吐出方法	貫 入 吐 出		
	改良深度（m）	GL －１４．４		
	貫入速度(m/min)	０．５	０．５	１．０
	引抜速度(m/min)	１．０		
	回転数（rpm）	貫入時 16 引抜時 32		

5) 施工結果

図－4.5.24に現場における改良土の一軸圧縮試験結果（材例 7日、28日）を示す。

材令28日における改良土の一軸圧縮強さの平均値（$\overline{q_u f}$）は、$\overline{q_u f} \geqq 20$ kgf/cm²を示している。

（竹中土木）



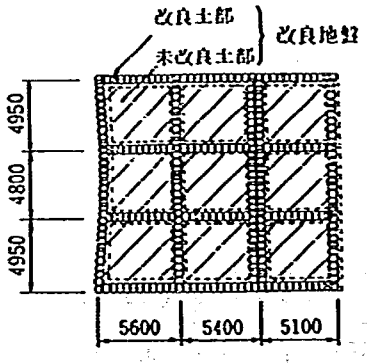
図－4.5.24 現場一軸圧縮試験結果

(3) 施工例－3　鹿児島Nビル液状化対策

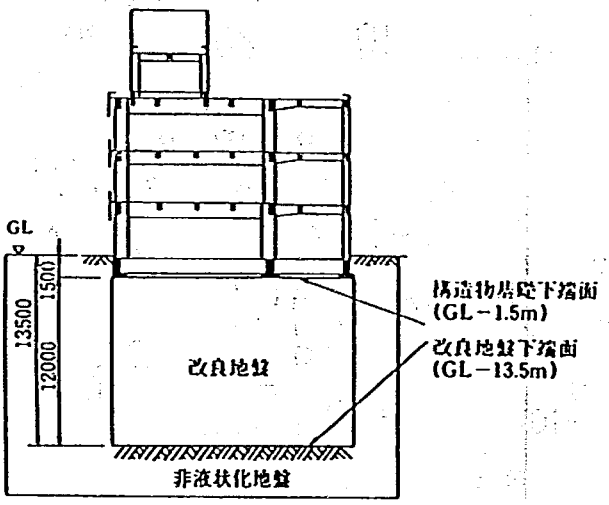
1) 概　要

鹿児島市内に広く分布する沖積シラス地盤上に鉄筋コンクリート造の3階（一部4階）建の事務所ビルの建設が計画された。地盤調査の結果、液状化の可能性が指摘され、基礎工法の詳細な検討を行った。

その結果、建築の基礎形式を布基礎とし、基礎地盤を固化工法を用いて格子状に地盤改良することとなった。



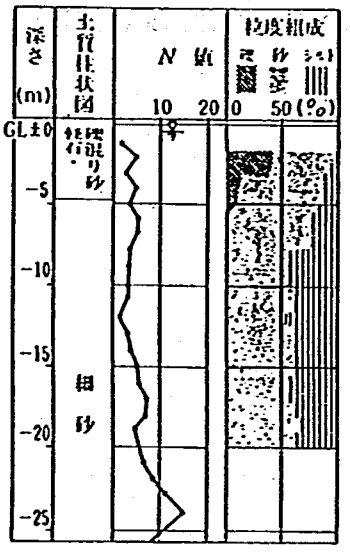
図－4.5.25　平面図[3)]



図－4.5.26　断面図[3)]

2) 土質条件

地盤は2次堆積のシラス地盤であり、ＧＬ－２０m付近まではN値が１０以下で、上部のＧＬ－５mまでが軽石、礫まじり砂層で、これ以深のＧＬ－２０mまでが細砂層となっている。



図－4.5.27　土質条件[3)]

3) 施工機械

使用した処理機は3軸のソイルセメント柱列用（Φ７００）のものであり、処理機とプラントの仕様は表－4.5.7のとおりである。

表－4.5.7　処理機の仕様[3)]

			仕　様			
処理機	形　式		D-120H-P型			
	モータ		45kw×2			
	HZ		50		60	
	P数		4P	6P	4P	6P
	回転数　r.p.m		21.0	14.0	25.0	17.0
	トルク　t.m		4.20	6.31	3.50	5.28
	重　量		10.5t			
	回転軸		15m (撹拌羽幅2m) ×3軸			
	撹拌羽径 と ラップ幅(mm)		250 ft			
マシーンベース	クローラ式杭打機 PD 80		リーダー長さ　21 m			
プラント	全体仕様	全体寸法	2.48×5.03×2.00m　(高さ×横×幅)			
		総重量	5.7　t			
		総使用電力	33.0　kw			
	ミキサーグラウト	タンク容量	850ℓ × 3槽			
		撹拌容量	500ℓ × 3槽			
		撹拌軸回転数	223　r·p·m			
	モルタル	吐出量	0～434ℓ/min			
		吐出圧	0～32 kg/cm²			

4) 施工方法

室内配合試験、試験施工の結果に基づいた固化材の配合、及び施工条件を表－4.5.8に示す。

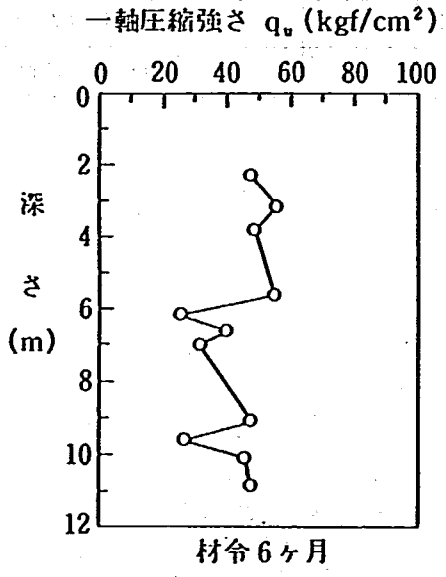
表－4.5.8　施工仕様[3)]

項目		改良対象土層	
		軽石・混り砂層	細砂層
配合条件	セメント　ac(kg/m²)	300	200
	ベンナイト ab(kg/m²)	10	
	水　aw(kg/m²)	200	
施工条件	スラリー吐出方法	貫入吐出	
	改良深度(m)	GL - 13.5	
	貫入速度(m/min)	0.5	0.5
	引上げ速度(m/min)	0.5	1.0
	軸回転速度(r·p·m)	25	

ベンナイトは筑前7号仕様

5) 施工結果

材令6ヶ月の改良土の一軸圧縮強度を図－4.5.28に示す。強度は深度によってバラツキはあるが、20kg／cm² 以上の改良強度を確保している。



図－4.5.28　現場一軸圧縮試験結果[3)]

(竹中工務店)

4.5.4　まとめと今後の課題

(1) まとめ

1) 設計法

深層混合処理工法の設計法について、以下の点について検討した。

① 盛土構造物および掘割構造物の液状化対策を対象にした場合の現行設計法の適用性の概要を示した。

② 現行設計法の改良すべき事項および改良作業の具体策を、盛土構造物の場合を中心にして検討し、次年度以降の実施計画事項とした。

③ 構造物の側方のみではなく、その直下をも改良して液状化対策をする場合の設計法の開発について検討した。

（竹中工務店）

2) 施工法

4.5.3に示した3つの施工例から分かった事項を以下に記す。

① セメント添加量は 200～300kg/m³であった。

② 水セメント比は 0.6～ 1.2の範囲であった。

③ セメントの種類は高炉セメントであった。

④ 貫入速度と引抜速度は 0.5～ 1.0m/分であった。

⑤ 現場改良土の一軸圧縮強さは、概ね 20kgf/cm²以上確保されていた。

今後もこのようなデータの収集を精力的に実施することにより、施工に関する基礎資料の蓄積を計っていきたい。

（竹中土木）

(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－4.5.9に示す。特に平成5年度においては、現行設計法の簡素化を狙ったパラメータスタディと直下改良タイプの設計法の構築のための基礎資料を得る目的で実施する数値シミュレーションに力を入れたいと考えている。

表－4.5.9　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
1	既設計法の問題点の検討	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まとめ				
2	新設構造物に対する適用上の課題の検討	①数値ｼﾐｭﾚｰｼｮﾝの計画と実施 ②振動実験の計画と実施				
3	新規適用分野における検討	①課題の把握と検討				
4	施工法の検討	①実績の調査と収集 ②まとめ				
5	マニュアルの作成					

（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，1992.

2) 大林組・竹中工務店・竹中土木・不動建設：耐震固化工法　施工・積算マニュアル，1992.

3) 鈴木善雄・時任和哉・鈴木吉夫・斉藤　聡・朝長　孝・山本光男：固化工法を用いた耐液状化基礎工法，建築技術，No.8，pp.132～140，1998.

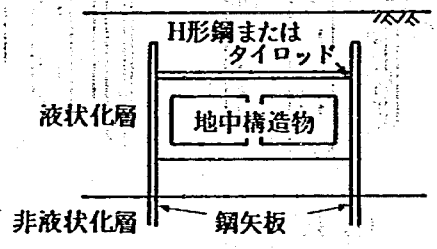
4.6　鋼材を用いた軟弱地盤耐震対策工法の設計・施工法の検討

4.6.1　鋼材を用いた軟弱地盤耐震対策工法の設計・施工法の概要

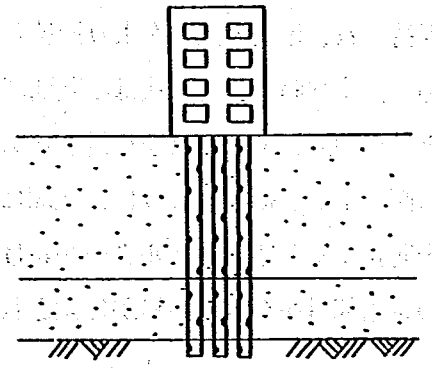
(1)　はじめに

耐震対策を必要とする軟弱地盤として液状化の可能性のある地盤をとり挙げる。このような地盤では地震時に地盤強度が低下し、杭基礎では地盤の水平抵抗が期待できず、盛土、堤防などの土構造物では地盤からみて偏載荷条件となるために沈下や側方流動などの地盤変状が生じ、共同溝などの地中構造物ではその見かけ密度に応じて浮上がりが見られる。このような場合の既存の耐震対策としては、杭基礎では地盤の水平抵抗を期待せずに鋼杭や合成杭を用いるもの、土構造物や埋設構造物では二重締切り矢板工法などが見られ、さらには、地盤の水平抵抗を期待して杭、矢板などの部材に排水機能を付与するものなどが見られる。

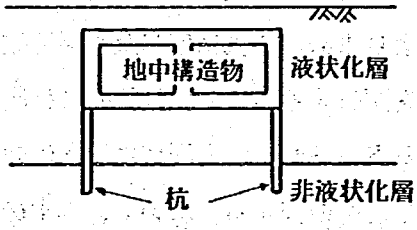
これら対策工法の概要図の一例を図－4.6.1に示す。



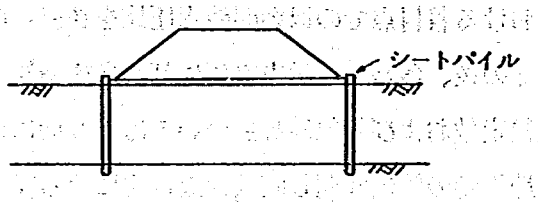
(a)　矢板・H形鋼による浮上り防止対策例[1)]



(c)　支持杭の液状化対策例[1)]



(b)　杭による浮上り防止対策例[1)]



(d)　盛土の対策例[2)]

図－4.6.1　鋼材による液状化対策法の概要

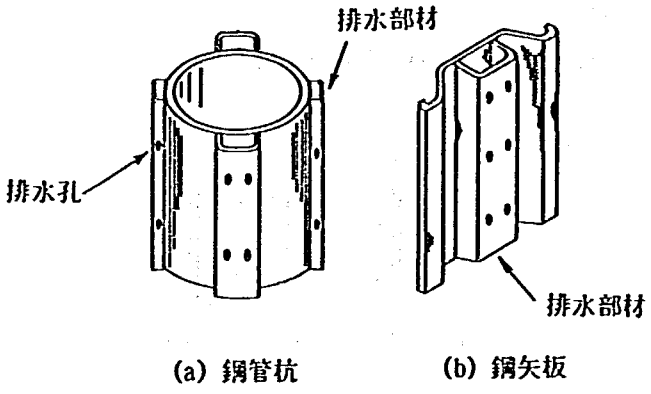
図－4.6.1(a), (b)は地中構造物の浮上がり対策例で、鋼矢板で構造物の両側を締切って矢板同士をH形鋼あるいはﾀｲﾛｯﾄﾞで連結し、矢板壁で地中構造物底面への地盤構成粒子の回り込みを防ぐとともに、H形鋼あるいはﾀｲﾛｯﾄﾞを介して伝わる構造物の浮上がり力に矢板の摩擦抵抗で対応するもの、および、杭を摩擦杭として用いて浮上がり力に抵抗するものである。また、図－4.6.1(c)は地上構造物の支持杭の対策例で、杭に排水機能を持たせて杭群の内側および外周の地盤強度低下を緩和し、杭ないし杭群に対して地盤の水平抵抗を期待するもので、盛土の対策である図－4.6.1(d)は、杭・矢板で囲むことにより盛土とその直下地盤を拘束するものである。

ところで、橋梁などの上部工を基礎杭により支持する構造物では道路橋示方書に液状化の発生を考慮した耐震設計法が規定されており、地中構造物に関しては共同溝を対象に設計法が提案されている[3]ため、通常の鋼材を用いる場合の設計は可能である。また、共同溝設計指針が存在することから、排水機能を付与する鋼材を用いた工法についてもこれらの設計法の適用は可能と考えられるが、その用い方における作用外力や対策効果などについていまだ検討の余地がみられる。そこで、4.6.1節では鋼材に排水機能を持たせた場合の対策工法の設計法の概要を取り挙げ、4.6.2節および4.6.3節では地中構造物の浮上がり対策として用いる鋼矢板締切り工法を対象とし、鋼壁への作用外力と浮上がり抑止効果の2項目について実施した模型振動台実験による検討結果について報告する。

(2) 排水機能付き鋼材による液状化対策工法の設計法の概要

1) 工法概要

本工法は、地震時に鋼材周辺地盤の過剰間隙水圧を抑え、かつ、早期に逸散させ得るため、地盤強度が保持され、地盤の抵抗をより期待し得るものである。すなわち、本工法は過剰間隙水圧の消散と構造的対策の両効果を具備するもので、例えば図－4.6.2に示すように、孔部に土砂の侵入を防止するためのフィルターが設けられた中空の排水部材を有する鋼材が提案されている[1]。



図－4.6.2 排水機能付き鋼材[1]

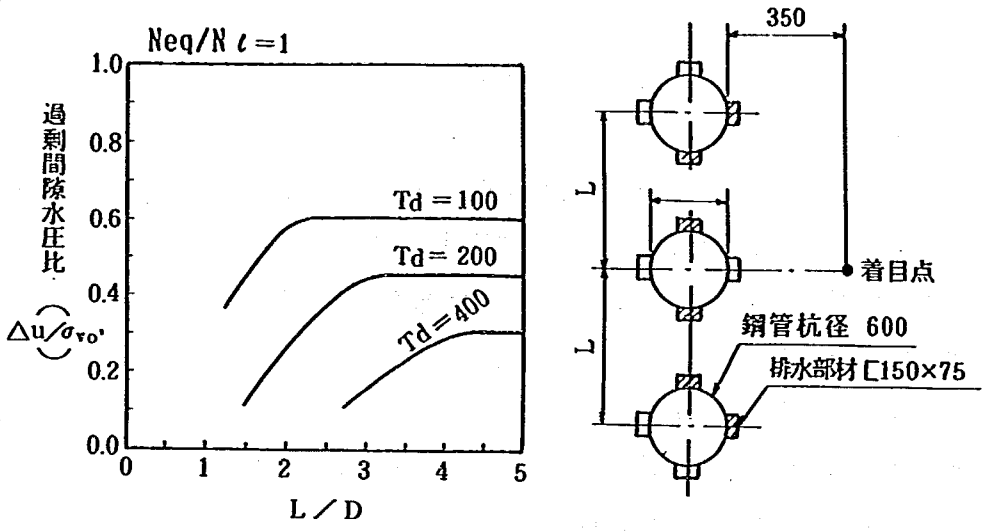
2) 設計法の概要

設計の概略手順は、対象地盤の地盤定数の調査および対象地震動の設定の後、当該鋼材の配置パターンにおける着目点での過剰間隙水圧比をTheis の方法により求め、これに応じた水平地盤反力係数を定め、その後、各基準、示方書類に基づき構造物の安全性を照査するもので、具体的には次のようである。

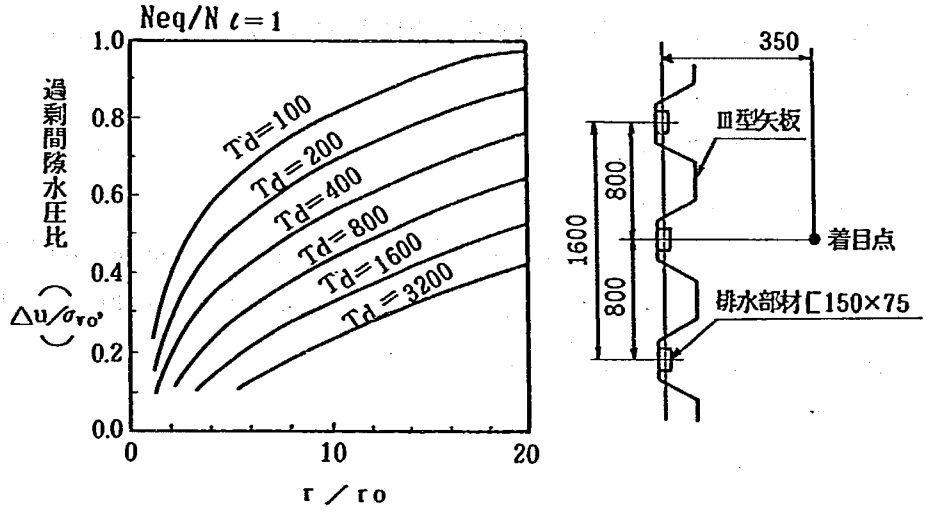
地盤定数および対象地震動ついては4.8節に後述されるドレーン工法と同様に透水係数、体積圧縮係数、地震動の等価繰返し回数、液状化に至る繰返し回数などを準備する。次いで、排水機能付き鋼材では排水部材の配置が当該鋼材の配置パターンに依存するため、排水部材1本の過剰間隙水圧低減効果をTheis の方法により求め、着目点で重ね合わせて過剰間隙水圧比を算定する。結果の一例を当該鋼材の配置パターン着目点とともに図－4.6.3、図－4.6.4に、その際の水平地盤反力係数の算定図を図－4.6.5に示す。

図－4.6.5の縦軸は常時の水平地盤反力係数に対する着目点での過剰間隙水圧発生下の水平地盤反力係数の比で、実物杭周辺地盤をバイブロロッドで加振しつつ水平載荷する実物大実験[5]により決定されたものであり、水平載荷時の杭・矢板の曲げ挙動に関わる杭の第一不動点以浅での計測値である。

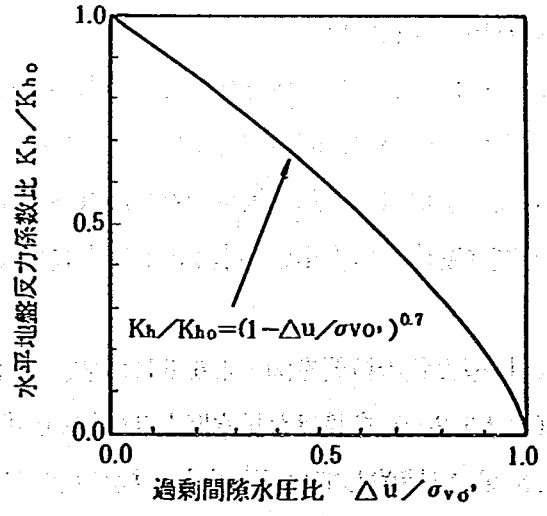
以上により、排水機能付き鋼材を通常の杭・矢板と同様に設計し得る。



図－4.6.3　列状杭配置前面での過剰間隙水圧比（着目点）



図－4.6.4　矢板壁前面での過剰間隙水圧比分布（着目点）



図－4.6.5　水平地盤反力係数比と過剰間隙水圧比の関係の設計曲線

(3) おわりに

最後に本共同研究の今後の方向をまとめると次のようである。

1) 地中構造物の浮上がり対策工法に関する設計法の提案

本報告では4.6.3節地中構造物の浮上がり抑止効果把握実験において、4.6.2節鋼壁への作用外力把握実験で得られた結果を用い、曲げ剛性の高い矢板に着目して計算モデルに骨組み構造を用い簡易解析を試みているが、さらに下記の点を検証することが必要であると考える。

① 曲げ剛性の低い矢板への作用外力評価式の妥当性

② 対策工設置に伴う地中構造物への影響

③ 排水に伴う地中構造物の沈下と加速度パルスが高い場合の浮上がりの考え方

④ 埋戻し材の材料選定および矢板－構造物間に作用する応力の考え方

2) 盛土・堤防などの土構造物および橋台の対策工法に関する設計法の検討

これらの構造物は対策工への偏土圧による載荷状態が地中構造物と逆方向であり、構造物別に鋼材の種類と使用目的が異なるため、次に示す項目を検討することにより設計が可能と考えられる。

① 対策構造に応じた作用外力の把握

② 離散配置杭での杭間からの砂抜け照査法

③ 土構造物および橋台周辺地盤の沈下

なお、地中構造物の浮上がり対策工法に関する今回の報告は設計提案に至る過程における基礎検討段階のものであること、並びに、これらの対策工法の施工については、従来の杭・矢板の施工と同様であるため特記すべき事項をその都度記述することを付記しておく。

4.6.2 鋼壁への作用外力把握実験

(1) 実験目的

液状化地盤中の構造物に作用する動的水平圧の振動成分およびその振動振幅を除いた漸増成分の評価については、飽和砂地盤の単位体積重量を用いた動水圧公式および土圧係数と過剰間隙水圧を用いた評価式が模型振動台実験結果に対してそれぞれ提案されている[6),7)]。

一方、耐震対策工法に用いる地中の鋼壁については剛体と見なせないものや排水機能を付与したものが見られるが、これらに作用する動的水平圧については明らかでない。

ここでは、地中構造物の浮上がり対策工法に用いる鋼矢板締切りの設計への第一段階として、壁面に排水機能がある場合と無い場合に関する剛な壁体への作用動的水平圧を明かにすることを目的とする。

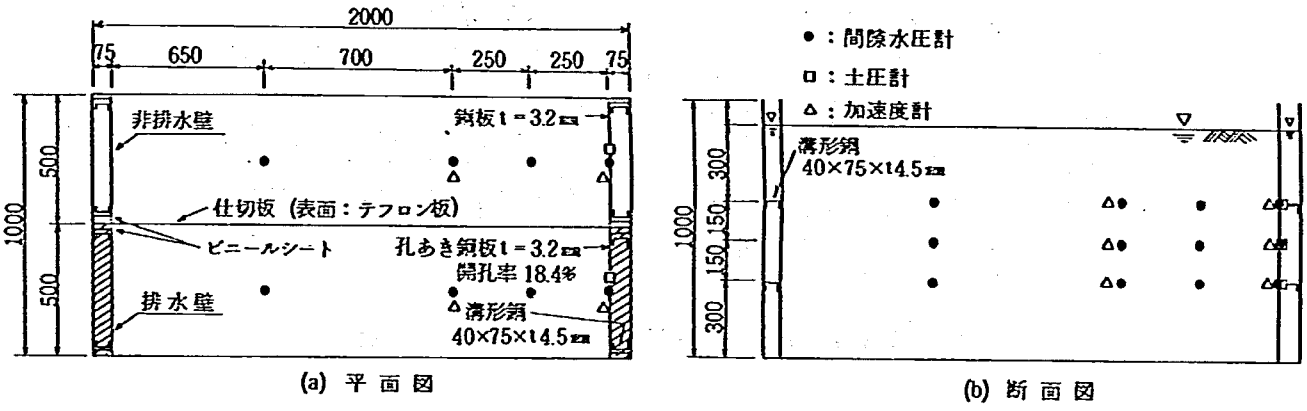
(2) 実験方法

実験の種類と条件を表－4.6.1に、模型実験の概要を図－4.6.6に示す。壁体の種類は砂箱側面に面積開孔率18.4%の鋼板（高1000×幅460×t3.2㎜）を設けた排水壁と孔の無い鋼板を設けた非排水壁の2種とし、鋼板は溝形鋼（40×75×t4.5㎜）で補強している。また、模型地盤は乾燥状態の千葉県産山砂(Gs=2.678, D_{50}=0.38㎜, Uc=3.21)を水中落下させて作成した。

実験は、表面にﾃﾌﾛﾝ板を貼付けた長手方向の仕切板で砂箱中央を仕切り、上記の2種の壁を設けた模型

表－4.6.1　実験の種類と条件

実験No.	壁の配置	壁の条件	相対密度 Dr (%)	使用砂	加振条件
1	両側側壁	排水	48.1	G_s=2.68, D_{50}=0.38 U_c=3.21 千葉県産山砂	正弦波：10波, 3Hz 加速度：105, 168 (Gal) 218, 310
2		非排水	44.4		



図－4.6.6　作用外力把握実験概要（両側側壁）

地盤を同時に加振した。計測項目は間隙水圧、土圧、加速度である。

(3) 実験結果および考察

1) 加速度、土圧計計測圧および過剰間隙水圧の経時変化

壁面に取付けた深さz=45cm、台加速度α=218Galでの加速度、土圧計計測圧および過剰間隙水圧(以下、水圧という）の経時変化結果の一部を図－4.6.7～図－4.6.9に示す。

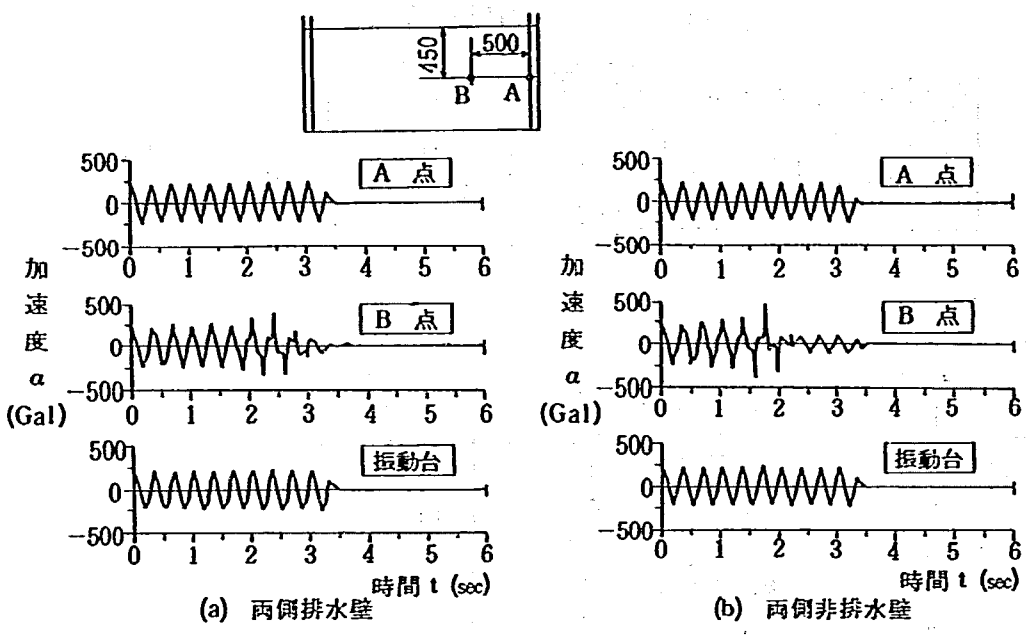
なお、ここでは省略したが、壁面での加速度は台加速度と等しく壁は剛体とみなされる。また、105Gal加振ではいずれの結果もほとんど変化が見られなかった。

図－4.6.7～図－4.6.9より、水圧については非排水壁と比較し排水壁での結果がA点で小さいこと、土圧計計測圧（以下、動的水平圧という）の漸増成分は排水壁の場合でやや小さいこと、振動成分では加振当初より排水壁の結果がやや大きくかつ両壁とも振幅が徐々に増加し、最大振幅は入力加速度（振動台の加速度）よりも壁前面地盤（AないしB点）での最大加速度との対応が良いことなどがわかる。

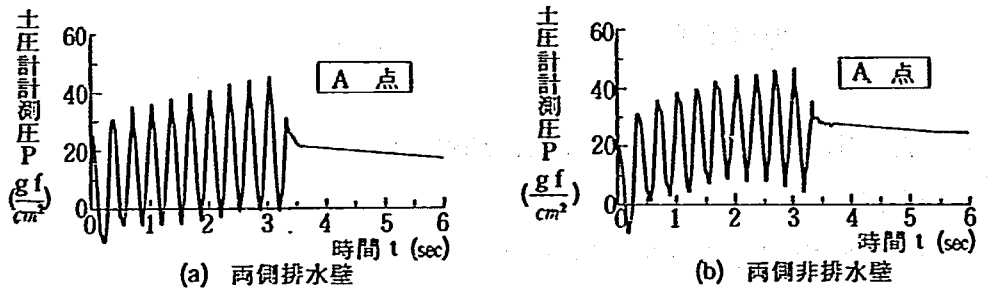
他の加速度レベルでの加振結果では、A点での水圧は168、310Gal加振とも218Galと同様の傾向を示し、また、動的水平圧の漸増成分では、加振加速度レベルの増加に伴って排水壁での結果が非排水壁での結果に近づき、振動成分は218Galの場合と同じ傾向であった。水圧についてはいうまでもなく排水による水圧低減効果が寄与するためである。また、動的水平圧の漸増成分、振動成分については、排水壁付近で地盤強度の低下が緩和されるためと考えられるが、この点については以下に記す。

2) 動的水平圧の漸増成分に関する土圧係数

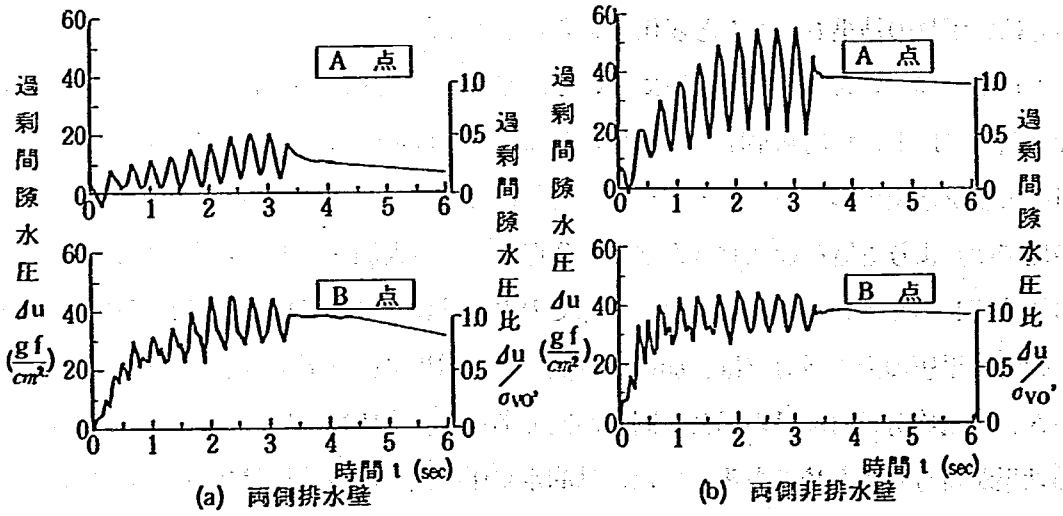
非排水壁の場合に液状化時でも地盤の応力状態が等方的であると仮定すると、加振中の有効水平土圧σ_h'と有効上載圧σ_v'は間隙水圧と動的水平圧の実測値から求めることができる[8]。



図－4.6.7　加速度の経時変化（218Gal, z＝45cm）



図－4.6.8　土圧計計測圧の経時変化（218Gal, z＝45cm）



図－4.6.9　過剰間隙水圧の経時変化（218Gal, z＝45cm）

本仮定による非排水壁での結果の1例を図－4.6.10に示す。図中、tは加振開始後の時刻、Kは土圧係数($K=\sigma_h'/\sigma_v'$)で、水圧は矢印の方向に上昇する。

図－4.6.10より、水圧上昇過程での土圧係数Kは加振前の結果を除きほぼ一定で、K=0.5 付近の値に収束することがわかる。また、本結果は文献6)、7) の結果とほぼ合致している。

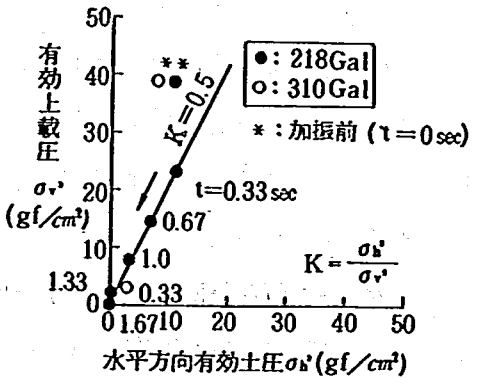
以上より、非排水壁での動的水平圧の漸増成分$\Delta\sigma_h$は概ね(4.6.1)式で表し得ることになる。

$$\Delta\sigma_h=(1-K_0)\cdot Ru\cdot\sigma_{v0}' \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (4.6.1)$$

ここに、 K_0:静止土圧係数(0.5)

Ru:過剰間隙水圧比

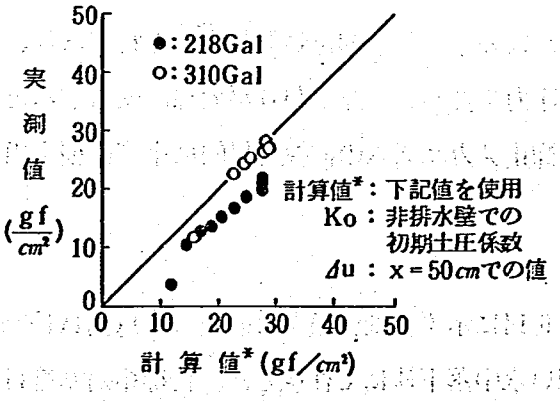
σ_{v0}':着目深度での初期有効上載圧



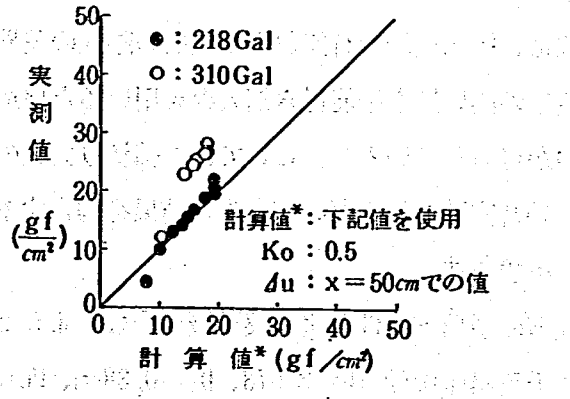
図－4.6.10 有効上載圧と水平方向有効土圧の関係（両側非排水壁, z＝45cm）

排水壁の場合は、(3) 1)項に述べたように排水壁と非排水壁との漸増成分の差が小さいことから、排水効果を考慮せずに(4.6.1) 式を用いるものとし、その適用性を検討した。すなわち、水圧に排水効果の影響が小さい壁からの距離x=50cmでの値を採用し、土圧係数K_0に図－4.6.10における非排水壁での加振前の初期土圧係数値(218Gal:K=0.27、310Gal:K=0.2)と加振中の値K=0.5 を用いて実験値と比較した。結果を図－4.6.11, 図－4.6.12に示す。各図より、液状化が加振の早期に生じる310Gal加振では土圧係数に加振前の値を用いた結果が計算値と良く一致し、徐々に液状化に至る218Gal加振ではK=0.5 の結果と良く一致することがわかる。

本結果は、排水壁における漸増成分は非排水壁と大差がなく、排水による地盤強度の低減緩和効果は漸増成分にさほど寄与しないこと、加振レベルが310Galと大きい場合にK=0.5 を採用すると計算値が過小評価であることなどを示している。しかしながら、計算値と実測値との差は図－4.6.9の実測最大動的水平圧に対して15%以下の大きさであり、工学的には、排水壁においてもK=0.5 が採用できよう。



図－4.6.11 土圧の漸増成分の実測値と計算値の関係（両側排水壁, z＝45cm）



図－4.6.12 土圧の漸増成分の実測値と計算値の関係（両側排水壁, z＝45cm）

3) 動的水平圧の振動成分

液状化状態での動的水平圧の振動成分σ_{hd}の実測最大値と(4.6.2)式に示す動水圧公式の拡張式[6),7)]による計算値との比較を図－4.6.13に示す。図より、実験値は計算値と良く一致することがわかる。

$$\sigma_{hd}=\pm(7/8)\cdot k_h\cdot\sqrt{H\cdot z\cdot(\gamma_w+Ru\cdot\gamma')}\cdots\cdots\cdots(4.6.2)$$

ここに、 k_h:水平震度(壁前面最大加速度を適用)

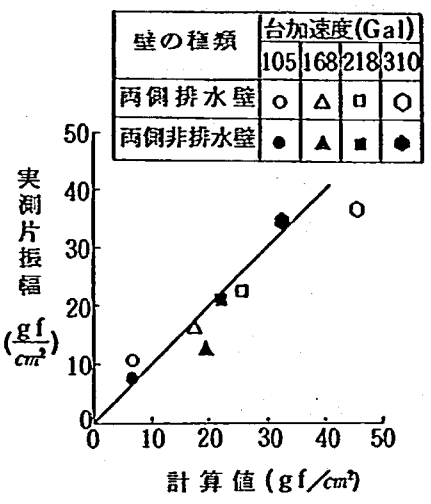
H:模型地盤厚、

z:着目点深度、

γ_w:水の単位体積重量

Ru:過剰間隙水圧比

γ':砂の有効単位体積重量



図－4.6.13 動的水平圧の実測最大値と計算値の関係 (z＝45cm)

(4.6.2)式は、(3)1)項に述べたように、動的水平圧の振動成分が壁前面での増幅された地盤加速度と対応するものとし、水平震度k_hに壁前面地盤での増幅加速度を用い、かつ、地盤の液状化に伴う飽和砂の有効単位体積重量γ'に替え水圧比との積$Ru\cdot\gamma'$を用いたものである。

ここに、排水壁での壁前面地盤の加速度増幅が非排水壁よりやや大きく、かつこれを考慮した計算値が実測値と一致することから、排水による地盤強度の低減緩和効果は加速度増幅に影響していると言えよう。

以上、剛壁に作用する動的水平圧では排水機能の有無により漸増成分および振動成分に若干の差が見られるが、排水機能の有無に関わらず(4.6.1)、(4.6.2)式が適用し得ると考えられる。

4.6.3 地中構造物の浮上がり抑止効果把握実験

(1) 実験目的

地中構造物の浮上がり対策工では鋼材を用いるものとして、排水機能付き鋼矢板を用いる締切り工法を対象に、排水機能の有無および矢板の剛性の差異による構造物の浮上がり抑止効果が検討されており、曲げ剛性の高い排水機能付き鋼矢板を用いると構造物への揚圧力を抑制し、浮上がりが大幅に低減するとの結果が得られている[9)]。ここでは、締切り矢板の浮上がり抑止メカニズムの把握を目的に小型模型を用いた振動台実験を行ったので、その結果を報告する。

(2) 実験方法

模型の種類と条件および実験概要を表－4.6.2、図－4.6.14に示す。地盤模型は砂箱（幅1x高1x長2m）内に千葉県産山砂（G_s=2.678、D_{50}=0.38mm、U_c=3.21)を用い水中落下法にて作成した。目標相対密度は緩詰め地盤で50%、締固め地盤で90%で、緩詰め地盤の単位体積重量は1.86gf/cm³程度である。構造物模型は幅500x高250x長400mm、重さ43.9kgf、見かけ密度0.88gf/cm³の中空鋼製とした。模型矢板は、面積開孔率4.2%で多数の孔を配した樹脂製排水部材（10本、E形断面;高85x幅25x長410xt1.2mm）を鋼板（横410x

縦900㎜)の構造物側に取り付けた排水機能付き矢板（以下、抑止矢板という）とその孔を塞いだ普通矢板の２種であり、矢板と構造物の純間隔を50㎜、下端を固定とした。

実験は砂箱を加振方向に２分割し、２模型を同時に加振した。加振は、振動数３Hzの正弦波10波で、目標台加速度を100、150、200、300galの４段階加振とした。主な測定項目は、矢板の水平変位・曲げひずみ、地盤の過剰間隙水圧・加速度、構造物の浮上がり量・加速度である。

なお、上記目標加速度に対し、実験での実加速度は表－4.6.3に示す通りであった。

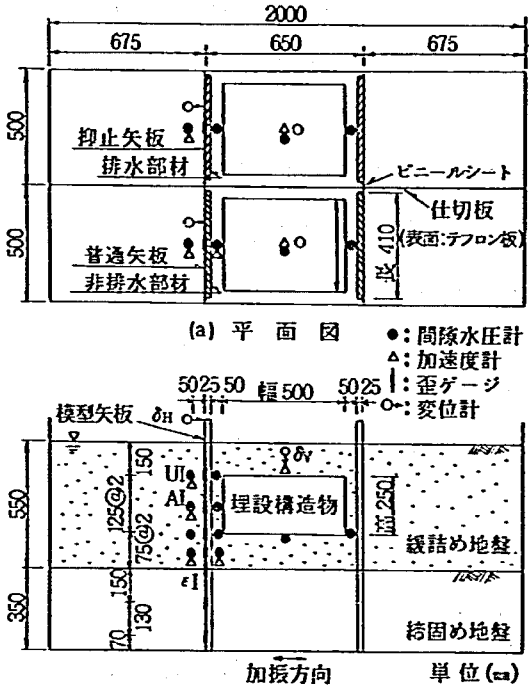
表－4.6.2　模型の種類と条件

実験No.	模型の種類	板厚*1 (㎜)	Dr*2 (%)
1	普通矢板	2.3	55.6
2		3.2	52.7
3	抑止矢板	2.3	46.1
4		3.2	49.6

板厚*1：模型矢板の板厚
Dr*2　：緩詰め地盤の相対密度

表－4.6.3　実験加速度（Gal）

目標加速度	100	150	200	300
実験No.1, No.3	98	154	188	312
実験No.2, No.4	101	160	203	299



図－4.6.14　模型実験概要

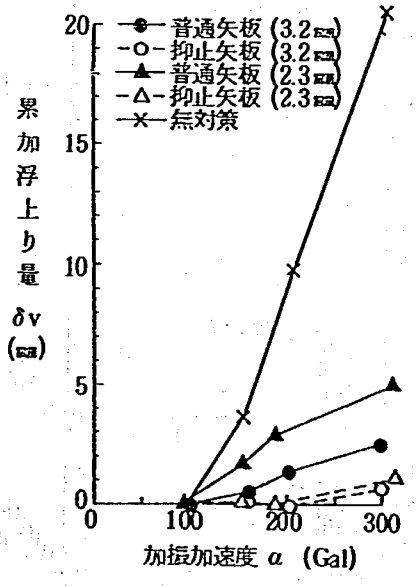
(3)　実験結果および考察

1)　構造物の累加浮上がり量と加振加速度の関係

構造物の累加浮上がり量と加振加速度との関係を図－4.6.15に示す。図は文献9)と同様の結果を示し、この種の液状化対策模型実験の再現性が確認された。

2)　矢板、構造物および地盤の計測値の経時変化

矢板の水平変位と曲げひずみ、構造物の浮上がり量、締切り外側地盤の加速度と水圧比の経時変化の１例を図－4.6.16(a), (b)に示す。図より、普通矢板締切りに比較し、抑止矢板締切りは矢板の水平変位、曲げひずみおよび締切り外側地盤の加速度増幅を抑制していること、排水部材が締切り内側にあるにも関わらず、抑止矢板締切りでは外側地盤の水圧比が小さく、構造物がほとんど浮き上がらないことなどがわかる。



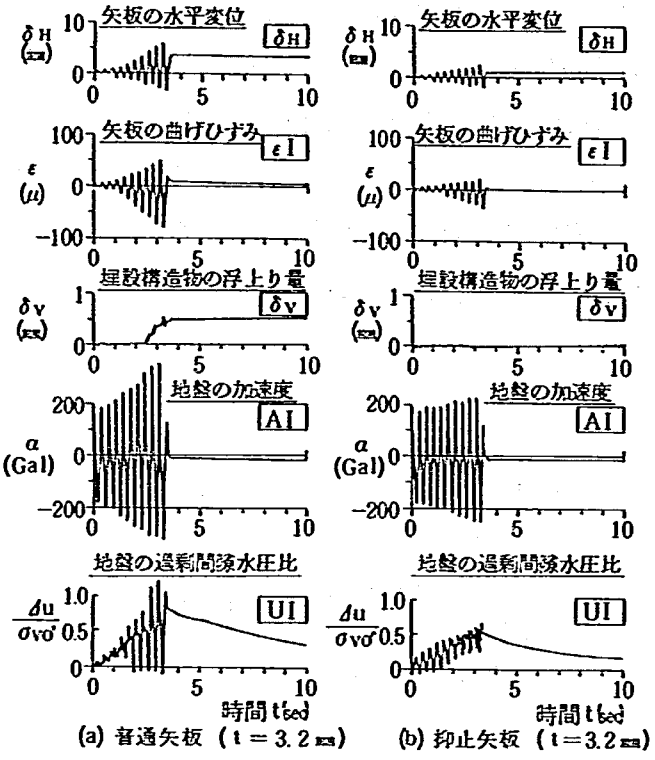
図－4.6.15　構造物の累加浮上り量と加振加速度の関係

本結果は、文献9)と同様、抑止矢板の排水効果による構造物への揚圧力の抑制に加え、締切り内側の矢板近傍地盤砂の強度低減の抑制、締切り内外の圧力差による締切り内地盤の拘束などが矢板と構造物を一体化し、この構造系の曲げ剛性が矢板壁単体のそれより高くなり、矢板の曲げ変形が抑えられるためと推定される。

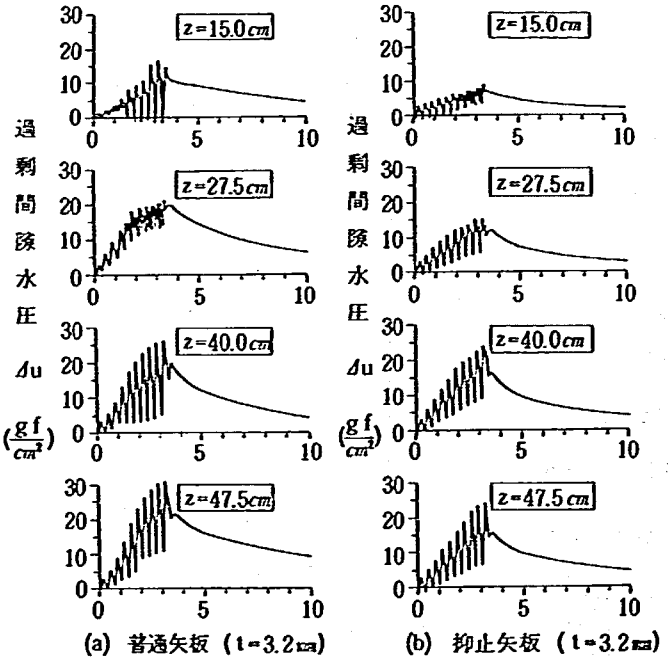
3) 締切り矢板外側および構造物周りの過剰間隙水圧の経時変化

締切り矢板外側および構造物周りの水圧の経時変化を図－4.6.17，図－4.6.18に示す。

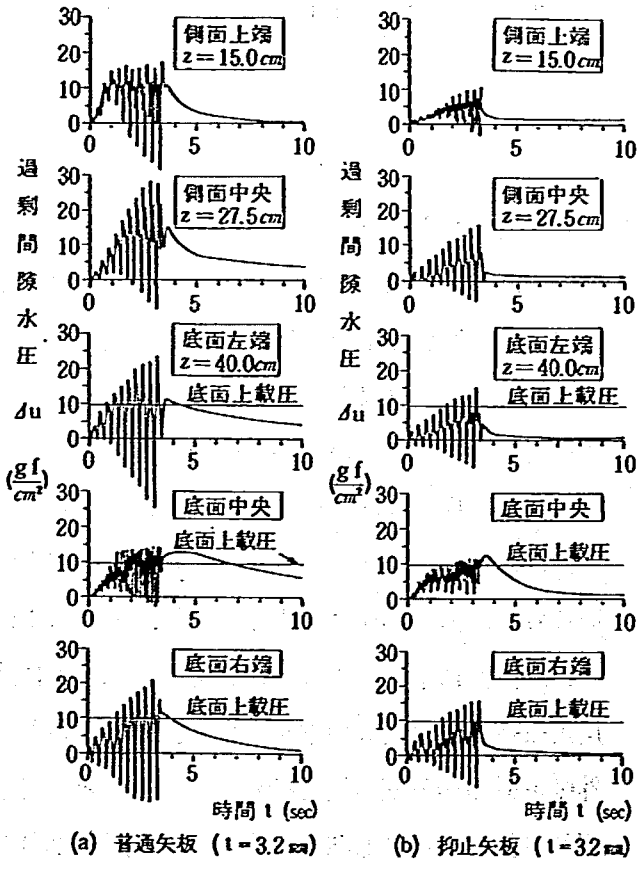
これらの図より、締切り外側の水圧の平均成分、振動成分とも普通矢板の方が抑止矢板より大きいこと、また、締切り内側の構造物周りでは、普通矢板、抑止矢板締切りとも加振途中から構造物底面でその上載圧を



図－4.6.16 矢板の水平変位・曲げひずみ，埋設構造物の浮上り量，地盤の加速度・過剰間隙水圧比の経時変化例（150Gal）



図－4.6.17 締切り矢板外側地盤の過剰間隙水圧の経時変化（150Gal）



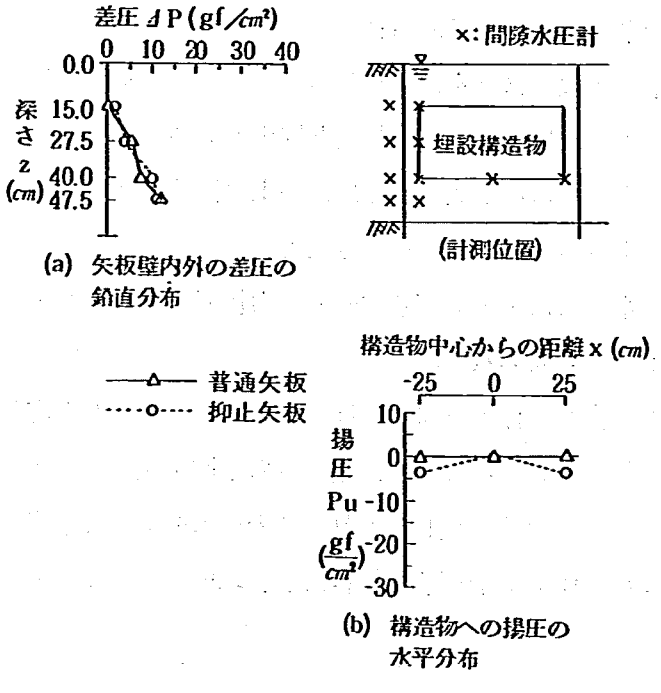
図－4.6.18 埋設構造物周りの過剰間隙水圧の経時変化（150Gal）

上回る水圧すなわち揚圧が作用するが、抑止矢板でのその値は普通矢板締切りより小さいこと、構造物底面中央での平均水圧は普通矢板で上載圧と同程度になるとともに構造物が浮上がり始めるが、抑止矢板では上載圧に至らず浮上がりが生じないことなどがわかる。

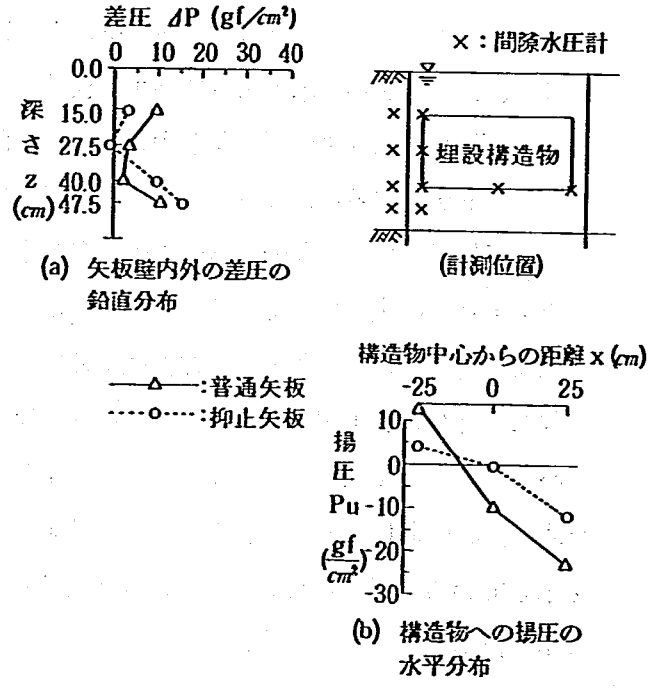
4) 矢板－地盤－構造物周りの圧力状態

最大揚圧発生時の矢板－地盤－構造物周りの圧力状態を、締切り矢板内外の水圧差の鉛直分布および構造物への揚圧の水平分布について平均成分と振動成分に分け図－4.6.19, 図－4.6.20に示す。図－4.6.19の平均成分結果から、普通矢板締切りでは、矢板壁が構造物側に抑え込まれるに過ぎないのに対して、抑止矢板締切りでは揚圧力が負の値を示し、締切り内地盤が構造物と矢板で拘束されていることがわかる。

また、図－4.6.20に示す最大揚圧発生時の結果では、両者とも構造物を回転させるように揚圧が作用するが、抑止矢板では構造物の浮上がりが見られないことから、抑止矢板では締切り内の地盤強度がある程度確保され、矢板－構造物間の地盤砂の摩擦抵抗が発揮されていると考えられる。一方、普通矢板締切りでは負の揚圧が大きく、かつ正負の値とも抑止矢板の2倍程度を示すこと、および図－4.6.16に見られるように構造物の浮上がりおよび矢板頭部の構造物側への水平変位が生じていることから、矢板－構造物間の地盤砂は加振中に構造物直下に回り込むように動くものと推定される。



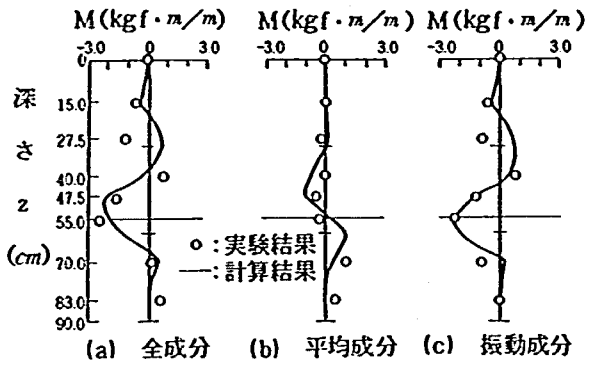
図－4.6.19 矢板－地盤－構造物周りの圧力状態
(平均成分, 150Gal)



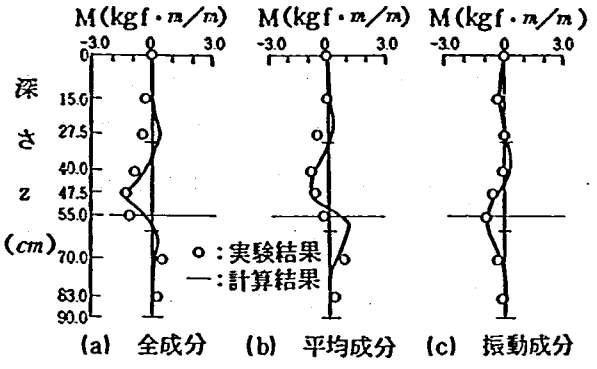
図－4.6.20 矢板－地盤－構造物周りの圧力状態
(最大揚圧発生時, 150Gal)

5) 矢板の曲げ挙動

矢板の曲げひずみより求めた全モーメントの鉛直分布を平均成分と振動成分に分け、計算値とともに図－4.6.21, 図－4.6.22に示す。図より、最大モーメント発生部位は、両矢板とも緩詰め地盤と締固め



図－4.6.21 普通矢板のモーメントの鉛直分布
(最大モーメント発生時, t=3.2㎜, 150Gal)



図－4.6.22 抑止矢板のモーメントの鉛直分布
(最大モーメント発生時, t=3.2㎜, 150Gal)

地盤の境界面付近に生じ、その値は、普通矢板締切りでは振動成分に、抑止矢板では平均成分に依存することがわかる。

地盤境界での最大モーメントの発生は、締固め地盤の強度が緩詰め地盤より大きく、矢板への主な作用水平力は緩詰め地盤内で見られるためである。また、普通杭の平均成分が小さい理由は、地盤強度の低下により矢板の曲げひずみが開放されるためであり、抑止杭のそれは加振中に生じる矢板の曲げ変形および地盤の変形が、地盤のせん断抵抗により累加されるためと考えられる。

なお、図－4.6.16に示すように抑止矢板頭部の水平変位がほとんど生じないことから、排水による地盤強度の低減緩和効果は明らかと思われる。また、緩詰め地盤内で普通矢板と抑止矢板のモーメントの分布モードが異なるが、これは普通矢板締切り外側地盤の水圧が大きくて地盤の水平抵抗が期待しがたく、普通矢板－構造物間の地盤砂の動きが抑止矢板より激しいためと推定される。

以上より、抑止矢板締切りの浮上がり防止は、排水効果による締切り内外の圧力状態がもたらす矢板－地盤－構造物の一体化と地盤強度低下の抑制が主因と考えられる。

なお、計算は、上記結果に基づいて杭－地盤－構造物を一体と見なし、地盤をその強度低下を考慮したバネで置き換えた構造モデル[10]に、作用荷重として4.6.2節に記した剛壁への平均土圧、動土圧を与え、矢板の曲げ変形の累加を考慮した結果で、実験値と良く一致しており、この種のモデルの妥当性を示していると考えられる。また、本結果は液状化地盤中で変形可能な矢板にも、剛壁への作用外力を適用し得ることを示唆していよう。

4.6.4 まとめと今後の課題

(1) まとめ

平成4年度の成果として以下の諸点が明かとなった。

1) 鋼壁への作用外力把握実験、地中構造物の浮上がり抑止効果把握実験の何れについてもその再現性が確認された。

2) 剛壁に作用する動的水平圧の評価式は排水機能の有無に関わらず適用可能と考えられる。

3) 普通矢板締切りでは、矢板壁が構造物側に抑え込まれるに過ぎないのに対して、抑止矢板締切りでは締め切り内地盤が構造物と矢板で拘束されていることが判明した。

4) 矢板－構造物間の地盤砂の挙動は抑止矢板締切りでは摩擦抵抗が発揮されており、普通矢板締切りでは、加振中に構造物直下に回り込むように動くものと推定される。

5) 矢板の最大モーメント発生部位は、緩詰め地盤と締固め地盤の境界面付近に生じること、および、その値は、普通矢板締切りでは振動成分に、抑止矢板では平均成分に依存することが判明した。

6) 抑止矢板締切りの浮上がり防止は、排水効果による締切り内外の圧力状態がもたらす矢板－地盤－構造物の一体化と地盤強度低下の抑制が主因と考えられる。

7) 締切り矢板に作用する最大モーメントは、杭－地盤－構造物を一体と見なし、地盤をその強度低下を考慮したバネで置き換えた構造モデルに、剛壁に作用する動的水平圧の評価式に基づく作用荷重を与えて計算可能であることが判明した。

8) 液状化地盤中で変形可能な矢板にも剛壁への作用外力を適用し得ると考えられる。

(2) 今後の課題

地中構造物の浮上がり対策工法および盛土・堤防などの土構造物並びに橋台の対策工法に関する今後の課題については既に4.6.1節で述べたが、具体的内容につきそれぞれ以下に記す。

1) 地中構造物の浮上がり対策

① 曲げ剛性の低い矢板での妥当性：曲げ剛性対応した設計用作用外力・地盤バネの評価

② 対策工設置に伴う地中構造物への影響：地中構造物への外力評価

③ 排水に伴う地中構造物の沈下と加速度パ ルが高い場合の浮上がりの考え方：矢板の変形と地中構造物直下地盤の体積変化

2) 盛土・堤防などの土構造物および橋台の対策工法

① 対策構造に応じた作用外力の把握：壁状および離散配置杭状対策工への作用外力

② 離散配置杭での杭間からの砂抜け照査法：作用外力と砂抜け杭間隔

③ 土構造物自体および橋台周辺地盤の沈下

（住友金属、新日本製鉄）

参考文献

1) 東京港埋立地の液状化対策検討委員会：東京港埋立地における液状化対策手引き書、平成2年3月

2) 那須：盛土の地震被害例と変状対策、鉄道技術, 44-3 1987

3) 藤井、古賀、古関、佐伯、真鍋：既設共同溝に対する鋼矢板締切りによる液状化対策工法の設計法について、第21回地震工学研究発表会、pp637～pp640、平成3年

4) 野田、喜田、飯田：排水機能付鋼杭による液状化対策に関する実験的検討、地盤の液状化対策に関するシンポジウム発表論文集、PP. 227～232、H3

5) 才村、飯田、喜田他：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

6) 古関、古賀：液状化地盤の地震時土圧に関する振動台実験、土木学会第46回年次学術講演会、平成3年9月

7) 喜田、西谷、飯田：模型液状化地盤の地震時土圧に関する振動台実験、土木学会第46回年次学術講演会、平成3年9月

8) 安田：液状化の調査から対策工まで、鹿島出版会、pp160～161、昭和65年11月

9) 西谷、喜田、飯田：排水機能付き鋼矢板による埋設構造物の液状化対策に関する振動台実験、第26回土質工学研究発表会、平成3年6月

10) 喜田、西谷：排水機能付き鋼矢板締切り工法の挙動、土木学会第48回年次学術講演会、平成5年9月（投稿中）

4.7　締固め工法の設計・施工法の検討

4.7.1　締固め工法の設計・施工法の概要

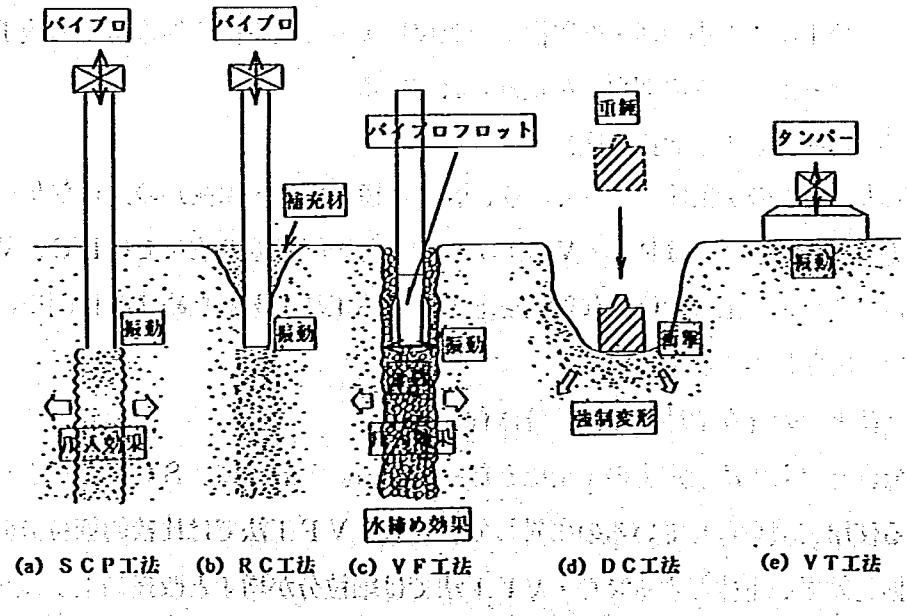
(1) 締固め工法の概要

本節ではまず、「締固め工法」の概要と使用実績、および使い分けの現状について述べる。現在、実施工に用いられている代表的な締固め工法としては以下の５工法を挙げることができる[1]。

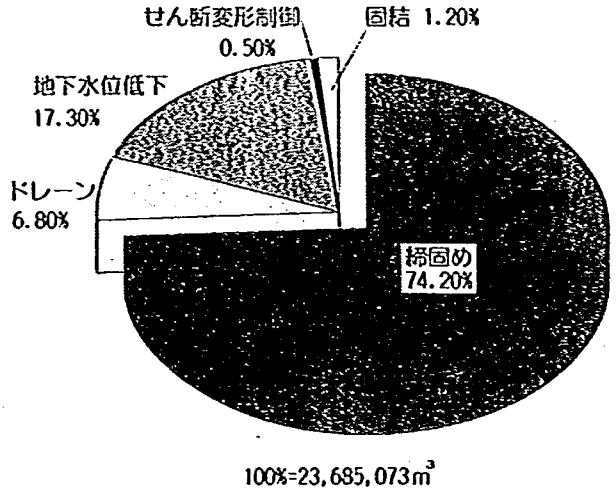
① サンドコンパクションパイル工法（略称　ＳＣＰ工法）　：振動＋砂杭の圧入効果
② ロッドコンパクション工法（略称　ＲＣ工法）　：振動効果
③ バイブロフローテーション工法（略称　ＶＦ工法）　：振動＋骨材の圧入＋水締め効果
④ 重錘落下（動圧密）工法（略称　ＤＣ工法）　：衝撃＋強制変形効果
⑤ 表層締固め（バイブロタンパー）工法（略称　ＶＴ工法）：振動効果

図－4.7.1は各工法の概念図を示したものである。「締固め工法」は鉛直あるいは水平の振動や衝撃力によって地盤の密度増加・構造強化を図ったり、砂や砕石などの材料を圧入することで地盤の側方拘束を高めることによって液状化抵抗を増大させるものである。ただし上に示したように、５工法は主体となる締固め要因が各々異なっており、工法原理の違いについては次節にて詳述する。

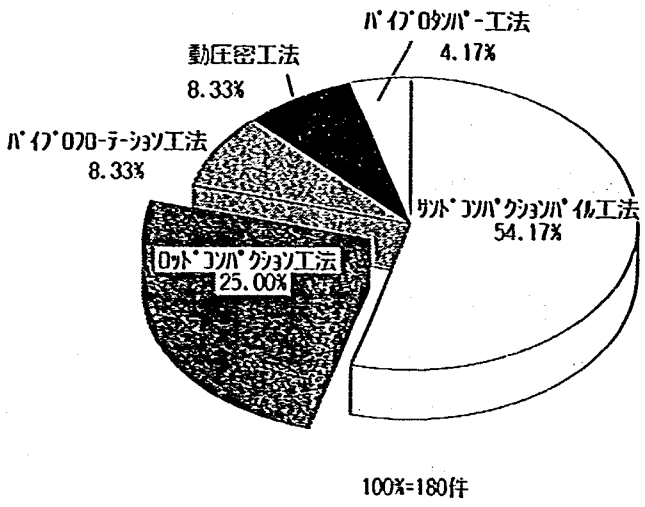
図－4.7.2(a)(b)は、「締固め工法」の使用状況と締固め工法内での各工法の使用実績をとりまとめたものである。土質工学会「地盤の液状化防止策に関する研究委員会」が行ったアンケート調査結果[1]（ただし１９８５年～１９９０年の５年間に限定）によると、「締固め工法」が全改良体積に占める割合は７５%程度となっており、ドレーン工法・地下水位低下工法・固結工法等に比べて高い実績を有していることがわかる。また(b)によると、締固め工法の中では工事件数に占める割合ではＳＣＰ工法が最も多く（半数以上）、ＲＣ工法（約１／４）、ＶＦ工法、ＤＣ工法がこれに続いている。このような使用実績の現状は各工法の特性や適用条件、制約条件等に関連している。図－4.7.3(a)には締固め工法内での使い分けの



図－4.7.1　各締固め工法の概念図



図－4.7.2(a) 「締固め工法」の使用状況
（文献１より作図）



図－4.7.2(b) 締固め工法内での各工法の使用実績
（文献１より作図）

状況をとりまとめているが、現状では主として以下のような制約条件に左右されているようである。

① 周辺環境の制約（振動・騒音に関する条件）

締固め工法は振動・衝撃を伴う施工となるため、振動・騒音に関する制約条件の厳しい市街地等での使用実績は非常に少ない。なお、このような条件に対しては近年低振動・低騒音型のＳＣＰ工法や先端振動型のＲＣ工法などの開発が行われているが、現状では、制約条件の厳しい場合には他工法（ドレーン工法や固結工法）が採用されることが多い。

② 既設構造物の存在

締固め工法においても既設構造物近傍での施工実績は比較的多い。ただし砂を強制圧入するＳＣＰ工法では地盤変位の影響が大であり、このような場合代替的にＲＣ工法やＶＦ工法が採用されている事例が見られる。近年では、既設構造物近傍においてはドレーン系や固結系の無振動型工法の採用が多くなっているが、締固め工法でも小口径・低置換率の改良によって既設構造物近傍での施工を可能とする工法（ミニコンポーザー工法）等の開発[21]が試みられている。

③ 改良規模（改良面積および改良深度）

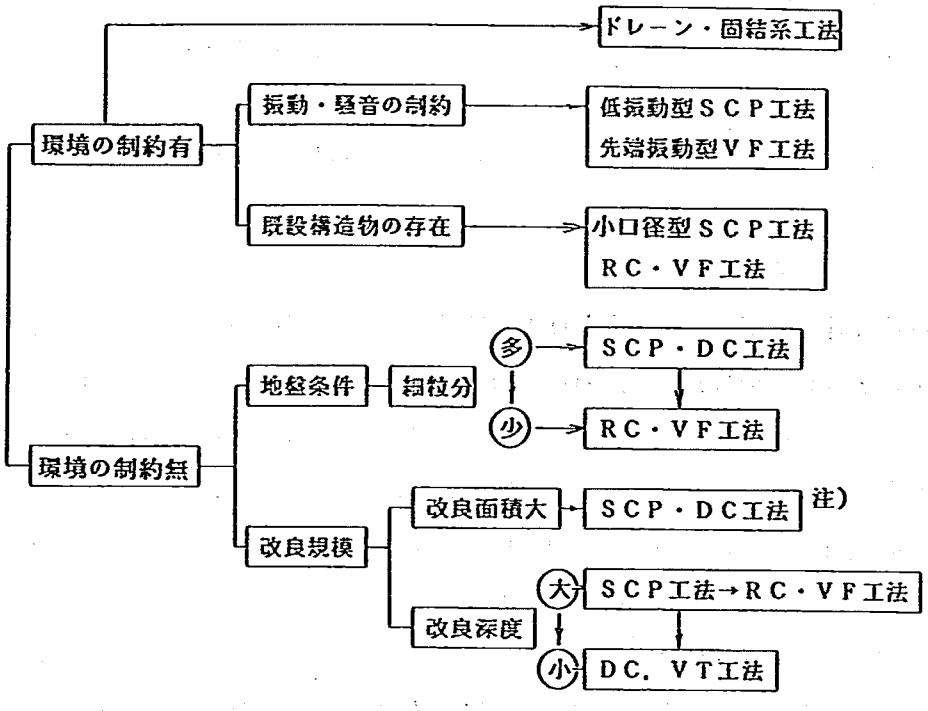
改良規模も工法選定上の１条件となっており、改良規模（面積・深度）の大きなケースではＳＣＰ工法が、改良深度の浅いケースではＲＣ・ＶＦ工法が、また表層付近の改良ではＤＣ、ＶＴ工法が採用される傾向が強い。またＤＣ工法は巨大な重錘を落下させる工法であるため「改良面積は広く改良深度は浅い」ケースで採用されることが多い。

④ 地盤条件（粘土層の存在や地盤の細粒分含有率）

地盤の細粒分含有率も工法選定上の１指標となっている。一般的に、ＳＣＰ工法とＤＣ工法が広範囲なＦｃに対する使用実績を有しているのに対して、ＲＣ，ＶＦ工法では比較的細粒分の少ない地盤での実績が多い。振動効果を主体とするＲＣ・ＶＦ工法では細粒分が増すと改良効果が極端に低下するのに対して、側方拘束や地盤変形の効果を有するＳＣＰ・ＤＣ工法では細粒分の含有や粘土層の存在をさほ

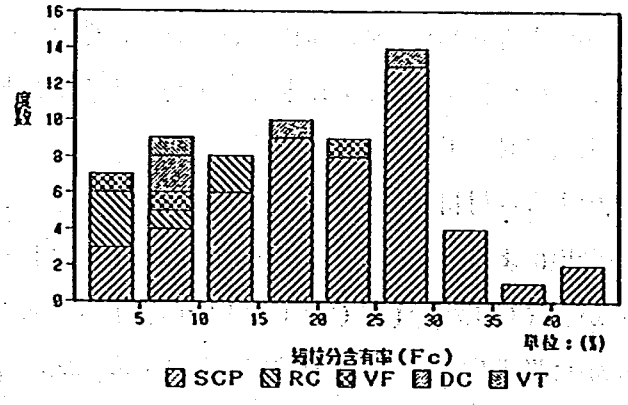
ど苦とせず、広範囲な地盤への適用実績を有している。図－4.7.3(b)は締固め工法における「原地盤の細粒分含有率」の度数分布を示したもの[1]であるが、ＳＣＰ・ＤＣ工法では細粒分含有率３０％を越える地盤での施工実績が見られるのに対してＲＣ・ＶＦ工法では１０％以下の地盤での適用が大半を占める。

最後に図－4.7.3(c)(d)は、「対策工法の選択理由の重み付き度数分布（第ｉ位で選択した場合の得点を１／ｉとして度数を合計）」を示したもの[3]である。(c)は液状化対策全体の、(d)は締固め工法での度数分布を表している。(c)によると、締固め工法は全体として改良効果に重点がおかれており、振動・騒音や近接構造物への影響が主な選択理由となるドレーン工法とは異なっている点が指摘される。また、締固め工法に限定すると、ＳＣＰ工法は主に改良効果（信頼性）により選択される傾向が強いこと、Ｖ

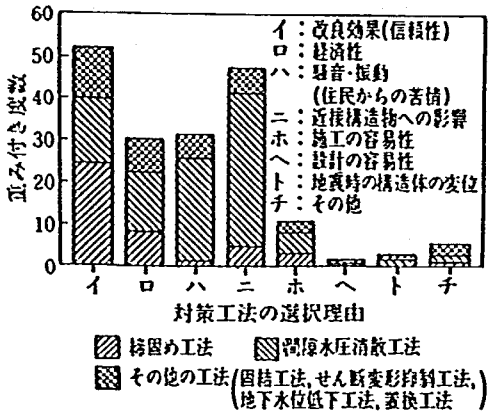


注）あくまで実績の傾向であり、ＲＣ・ＶＦ工法の施工限界を示すものではない。

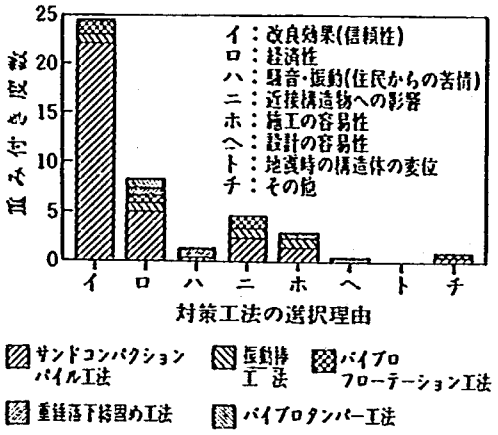
図－4.7.3(a)　締固め工法内での使い分けの状況



図－4.7.3(b)　「原地盤の細粒分含有率」の度数分布[1]



図－4.7.3(c) 対策工法の選択理由の重み付き度数分布[3)]
(対策工法全体)



図－4.7.3(d) 対策工法の選択理由の重み付き度数分布[3)]
(締固め工法)

F工法やRC工法では、これ以外に「近接構造物への影響」や経済性が選択理由の1つとなっていることなどがわかる。

(2) 各締固め工法の設計・施工法の概要

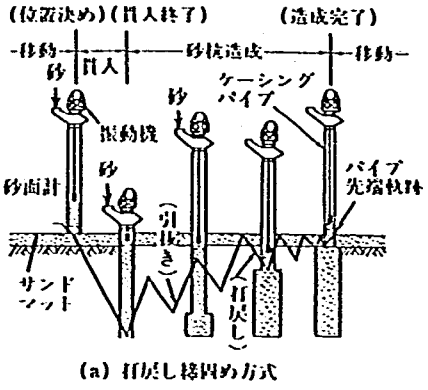
次に、各締固め工法における設計・施工法の概要をとりまとめる。なお「液状化対策の設計」は、改良地盤の目標強度に応じた施工方法（ピッチなど）を定めるための「地盤改良工の設計」と、盛土や地中構造物などの対象構造物を意識した「対策規模（改良範囲など）の設計」の2つに区分して考える必要がある。ここで述べる設計法は前者に相当するものであり、後者については次の4.7.2にて取り扱う。また、施工法についても同様に、「地盤改良工そのもの」と「対象構造物を意識した施工事例」とを区別して考え、以下では前者を、また後者については4.7.3で述べることとする。

(a) サンドコンパクションパイル工法（SCP工法）

SCP工法は、振動機による振動の効果および砂杭の圧入による拘束効果を主体として液状化抵抗の増大を図る工法である。本工法の施工手順および施工機械を図－4.7.4(a)(b)[3)]に示す。SCP工法の施工は、上下振動する振動機（バイブロ）を上部に備えた中空のケーシングパイプを地盤に挿入し、下端より中詰め材を供給して地盤内に強固な砂杭を造成することにより行われる。またSCP工法の設計は、水野・末松・奥山ら[1)]が提案した「細粒分を考慮した設計法」（図－4.7.5(a)）や、いままでの施工実績に基づく設計チャート（図－4.7.5(b)）[5)]等が準備されており、地盤の初期N値や細粒分含有率、有効土被り圧などの地盤条件と改良後目標N値から所要ピッチを算定することができる。

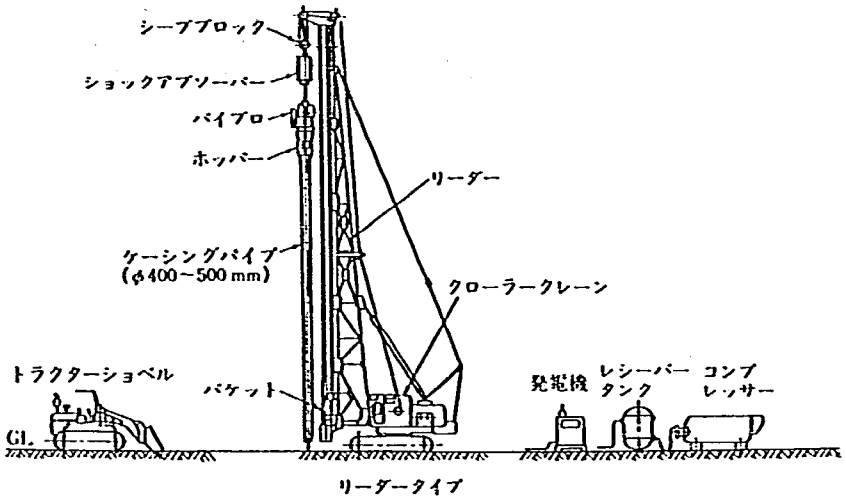
(b) ロッドコンパクション工法（RC工法）

RC工法は、SCP工法のような材料の強制的な圧入・砂杭造成を伴わず、主として振動による繰返しせん断（ひずみ履歴）の効果によって液状化強度の増加を図る工法である。施工手順および施工機械を図－4.7.6(a)(b)[3)]に示すが、RC工法でもSCP工法と同様、上下振動する振動機（バイブロ）を上部に備えた振動ロッドを地中に貫入し、原地盤を直接振動させて締固めを行う。また、中詰め材の供給は振動締固めによって生じた沈下分を地表より補充する形をとる。RC工法では先端部分や側方の形状



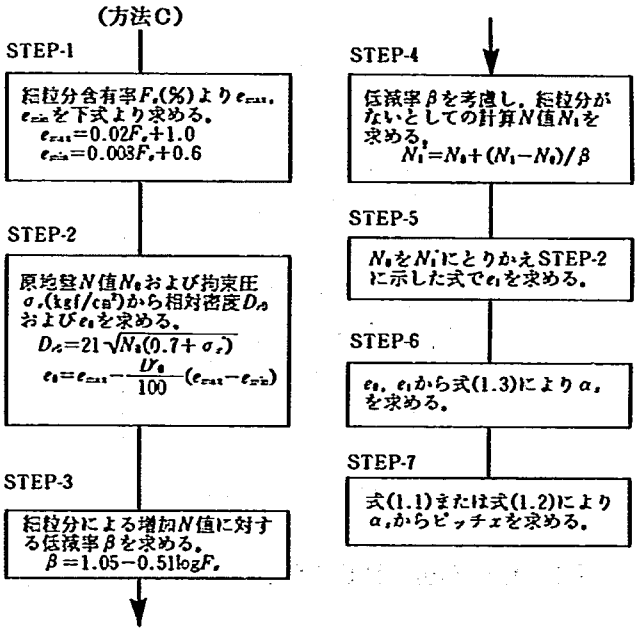
(a) 打戻し締固め方式

図－4.7.4(a)　ＳＣＰ工法の施工手順[3)]

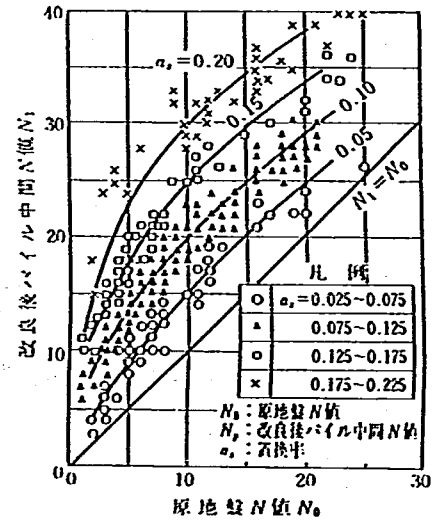


リーダータイプ

図－4.7.4(b)　ＳＣＰ工法の施工機械[3)]



図－4.7.5(a)　ＳＣＰ工法の設計フロー[4)、5)]



(a) 原地盤N値N_0とパイル中間N値N_1の関係

図－4.7.5(b)　ＳＣＰ工法の設計チャート例[4)、5)]

の異なる種々の振動ロッドが用いられているが、上部での振動のみならず先端にバイブロフロットを配するものや、さらにねじり振動を与えるタイプ[6)]、施工時に間隙水圧の低下を図るタイプ[7)]などいくつかの工法が提案されている。ＲＣ工法の施工ピッチは基本的には試験施工を行ったうえで定めるが、図－4.7.7(a)(b)に示すような既往の施工実績[8)]や、(4.7.1)に示すGibbs-Holtz の式を利用した計算式を用いて概略決定することも可能である。ただしＲＣ工法では原地盤の体積変化分だけ砂の補充を行うため式中の「砂杭の断面積Ａ」を確定することができないことから、補充する砂の量をパイル径50～70cmに換算するなどの便宜的な方法がとられる。

$$x = \sqrt{\frac{1+e_0}{e_0-e_1}} \cdot A_s \quad \cdots \quad (4.7.1)$$

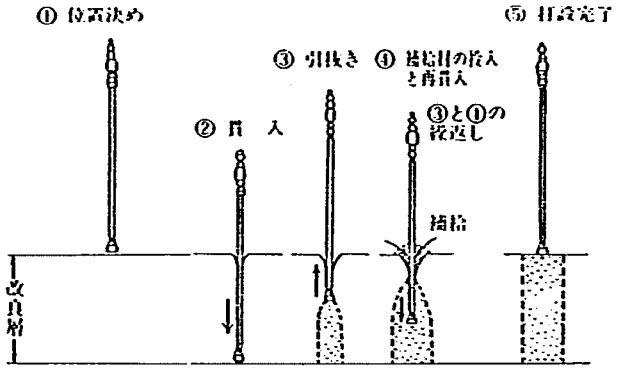
（四角形配置の場合）

ここに，　x：パイルピッチ

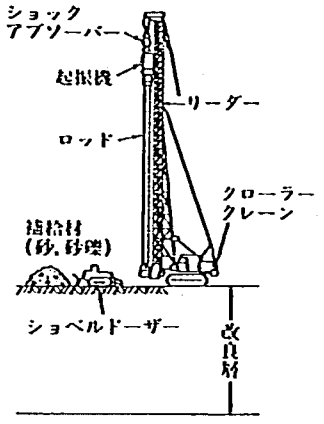
e_0：初期間隙比

e_1：締固め後の間隙比

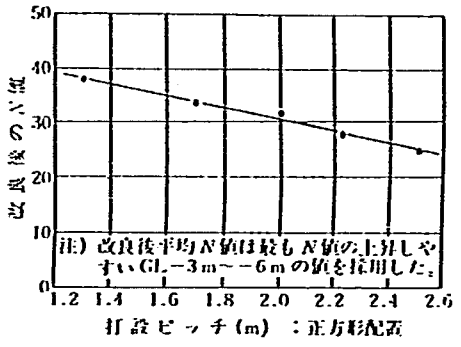
A_s：砂杭の断面積



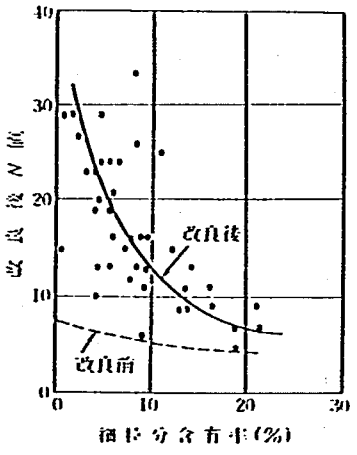
図－4.7.6(a)　ＲＣ工法の施工手順[3]



図－4.7.6(b)　ＲＣ工法の施工機械[3]



図－4.7.7(a)　ＲＣ工法による改良効果の例[8]



図－4.7.7(b)　ＲＣ工法による改良効果の例[8]

(c)　バイブロフローテーション工法（ＶＦ工法）

ＶＦ工法はＲＣ工法と同様に振動効果を主体とし、これに初期貫入時の水締め効果も期待する工法である。施工手順および施工機械を図－4.7.8(a)(b)[3]に示す。ＶＦ工法は、水平振動するバイブロフロットを先端に備え、先端からの水ジェットを併用しながらこれを地中に貫入し、フロットの振動によって地盤を締固める工法である。また中詰め材（骨材）の供給はＲＣ工法と同様地表面より行われる。近年では大型のバイブロフロットを用い水ジェットの代わりにエアーを使用する工法[9]も開発されており、従来のものよりも改良深度を深くできること、振動源が地中にあることから低振動・低騒音タイプであることなどが特徴的である。ＶＦ工法の設計では、ＲＣ工法と同様いままでの施工実績(図－4.7.9)[10]に基づくか、あるいは(4.7.2)に示す算定式を用いてバイブロパイルの施工間隔を定めることができる。なお、式中の「補給材可能量」と「補給材必要量」は既往の施工実績を用いた補正値を用いて算定される（詳細は文献3)を参照されたい）。

$$d=\alpha\sqrt{S/v} \quad \cdots \quad (4.7.2)$$

ここに，d ：バイブロパイル施工間隔（m）

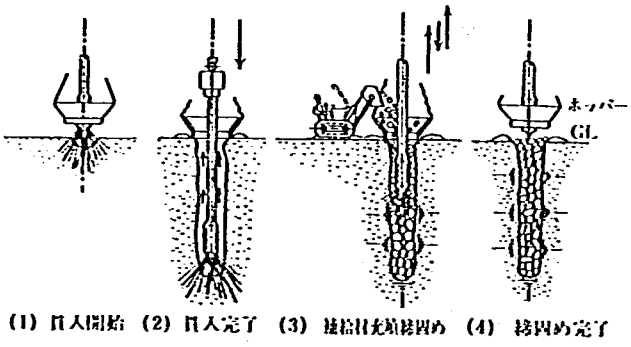
α ：パイル配置による係数

正方形配置の場合は $\alpha=1.0$

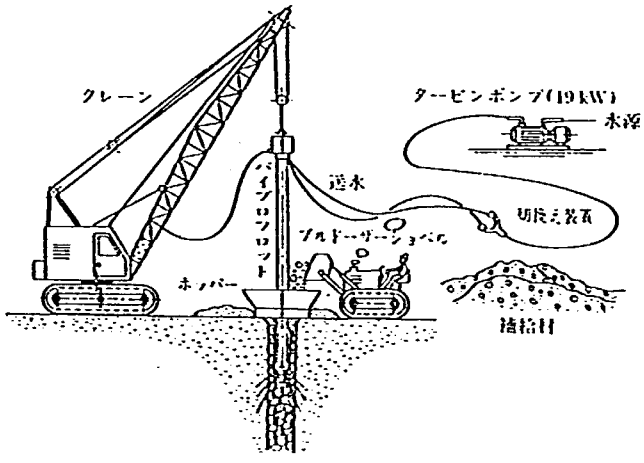
正三角形配置の場合は $\alpha=1.075$

S ：バイブロパイル単位長さ当たりの補給材可能量（m^3/m）

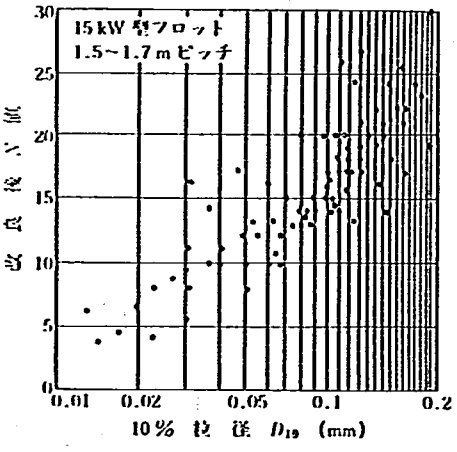
v ：原地盤単位体積当たりの補給材必要量（m^3/m^3）



図－4.7.8(a) ＶＦ工法の施工手順[3]



図－4.7.8(b) ＶＦ工法の施工機械[3]



図－4.7.9 ＶＦ工法による改良効果[10]

(d) 重錘落下（動圧密）工法（ＤＣ工法）

ＤＣ工法は、主として地盤に衝撃と強制的な変形を与えることで密度増加を図るタイプの工法である。施工機械の概要を図－4.7.10[3]に示す。ＤＣ工法では10tf～50tf程度の重錘を数十mの高さから繰り返し落下させ、その衝撃によって地盤を締固めるが、施工後には巨大な陥没孔と地表面沈下が生じ、地盤の密度増加によって地盤強度の改善が図られる。また、シリーズ打設（既打設点間の施工）による側方拘束の増加も一要因であるとの報告もある[11]。ＤＣ工法の設計法は、(4.7.3)～(4.7.5)に示すような改良深度Ｄ（＝打撃点間隔Ｌ）および打撃回数N_B を定めるための算定式と、図－4.7.11(a)(b)に示す既往実績[12] をもとに行われる。

$$D=\alpha\sqrt{W\cdot H} \quad \cdots \quad (4.7.3)$$

ここに，D：改良深さ（m）

W：重錘重量（tf）

H：落下高（m）

α：影響係数 0.4～0.6

$$L\fallingdotseq D \quad \cdots \quad (4.7.4)$$

ここに，L：第1シリーズの打撃点間隔（m）

D：改良深さ（m）

$$N_B=\frac{E\cdot L^2}{W\cdot H\cdot n^*} \quad \cdots \quad (4.7.5)$$

ここに，N_B：1打撃点当たりの打撃回数（回）

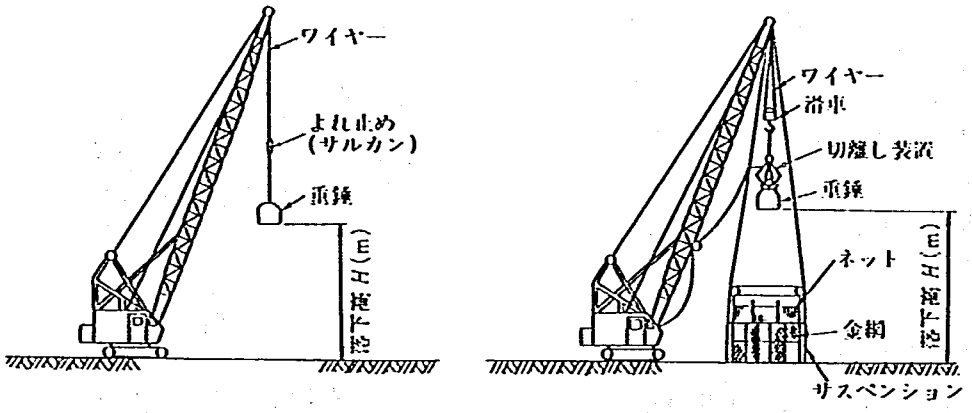
E：打撃エネルギー（tf·m/m²）

L：第1シリーズの打撃点間隔（m）

W：重錘重量（tf）

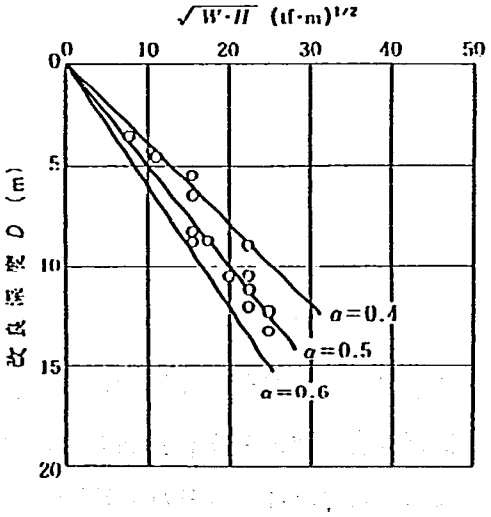
H：落下高（m）

n^*：シリーズ数，

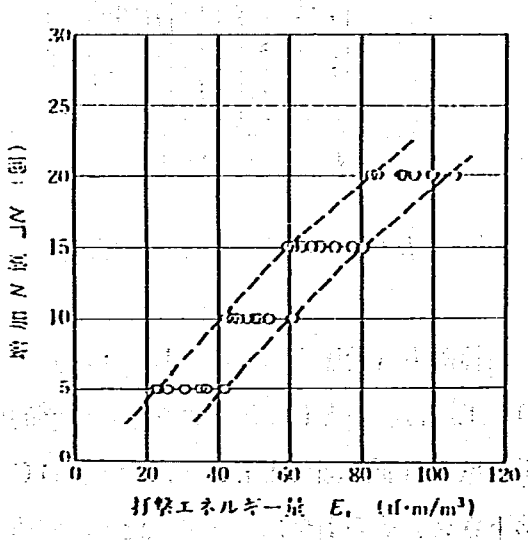


(a) 1本吊り落下方法　　(b) 切離し落下方法（フロントアンカー型式）

図－4.7.10　DC工法の施工機械[3]



図－4.7.11(a)　DC工法の設計チャート[8) 12)]



図－4.7.11(b)　DC工法の設計チャート[8) 12)]

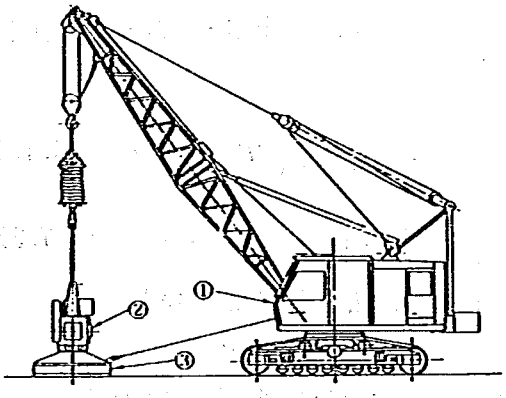
(e) 表層締固め（バイブロタンパー）工法（ＶＴ工法）

ＶＴ工法は、上下振動するバイブロタンパーによって地表から地盤に振動を加え地盤を締固める工法である。施工機械の概要を図－4.7.12[3]に示す。本施工機械は振動ローラーに類似した機構を有するが、施工範囲は地表面付近の浅部に限定されており他工法との併用の形で用いられることが多い。また、従来定置式のものが用いられてきたが、近年牽引式のタイプ[5-1]も開発が進められている。ＶＴ工法の設計法では、室内での突固め試験により求めた「突固めエネルギー～乾燥密度関係」とＶＴ工法でのエネルギー算定式((4.7.6)～(4.7.7))を用いて転圧仕様の決定を行う。なお、室内試験での突固めエネルギーはProctor の式によって算出し、所要密度をクリアーするためのエネルギー値から転圧回数や転圧時間を決定する（詳細は文献3)を参照）。

$$E=\frac{E_0\cdot n\cdot t\cdot 60}{A\cdot B\cdot h} \quad \cdots \quad (4.7.6)$$

$$E_0=2\cdot a\cdot\left(W+\frac{F}{2}\right)\cdot\frac{f}{60} \quad \cdots \quad (4.7.7)$$

ここに、 E_0：単位時間当たりに土に与えるエネルギー
n：締固め転圧回数（回）
t：締固め時間（min）
A, B：タンパーの有効幅（cm）
h：締固め改良厚（cm）
a：起振機搭載した状況での片振幅（cm）
W：振動部重量（kgf）
F：起振力（tf）
f：振動数（cpm）



図－4.7.12 ＶＴ工法の施工機械[3]

以上では、各締固め工法の工法原理・施工法とともに改良工の設計法について述べてきた。改良工の設計は「締固め効果の予測」に基づいて行われるが、予測に際しては「地盤の細粒分含有率」「改良深度」「初期Ｎ値」といった地盤条件を詳細に調査することが重要となる。施工仕様（施工ピッチなど）は各設計法に基づいて概略検討したうえで、試験施工によりこれを最終決定する。

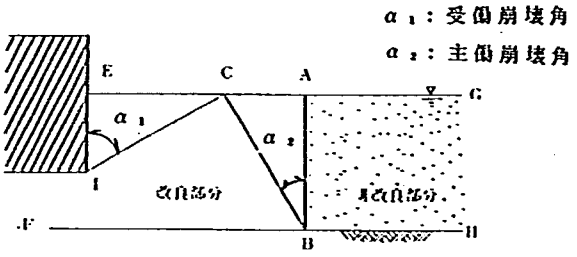
4.7.2 設計法の現状と留意点

本節では、盛土や地中構造物などの対象構造物を意識した「対策規模（改良範囲など）の設計」について、その現状と留意点をとりまとめる。(1)では改良範囲や改良規模に関する現状を、(2)では盛土や地中構造物を対象とした設計法の提案や実設計例について述べる。

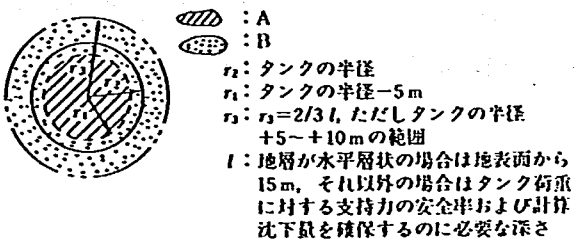
(1) 改良規模の設計に関する現状

液状化対策の範囲（構造物からの離れや改良深度）については現在いくつかの提案がなされているものの、地震時の構造物への影響を反映させた、より合理的な設計手法の登場が望まれている状況にある。本節では、液状化対策の設計の中の「対策範囲」と「改良深度」についての現状をとりまとめる。

図－4.7.13(a)(b)は、液状化対策範囲についての土田・井合・倉田[13]の提案、および消防法[14]で定める対策範囲の例を示している（文献15）より）。(a)の土田らの手法では、締固め地盤のモデルに対する振動台実験の結果から地盤の受働崩壊角と主働崩壊角に基づく改良範囲の決定法が提案されており、また(b)ではタンクの縁から5m中に入った所から縁の外側5～10m間が改良範囲として規定されている。また(c)は、ＶＦ工法における改良範囲の例[3]であるが、ここでは改良深度と構造物の幅によって改良範囲が規定されている。



図－4.7.13(a)　土田・井合・倉田の考え方[13]



図－4.7.13(b)　消防法の規定[14]

$$B' > B + \frac{2}{\sqrt{3}} H' \quad \cdots \quad (4.7.8)$$

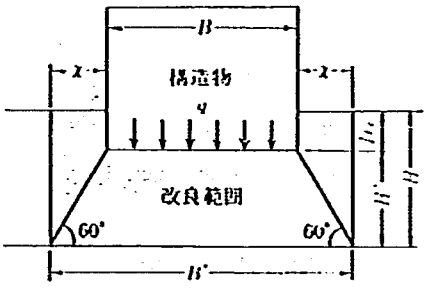
$$\chi > \frac{H'}{\sqrt{3}} \quad \cdots \quad (4.7.9)$$

ここに，　B：構造物範囲幅（m）

B'：改良幅（m）

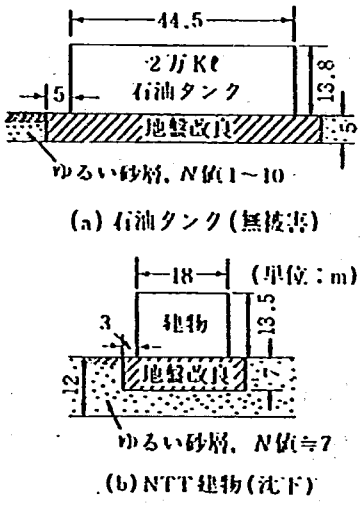
χ：構造物外側範囲幅（m）

H'：構造物基礎下よりの改良深度（m）

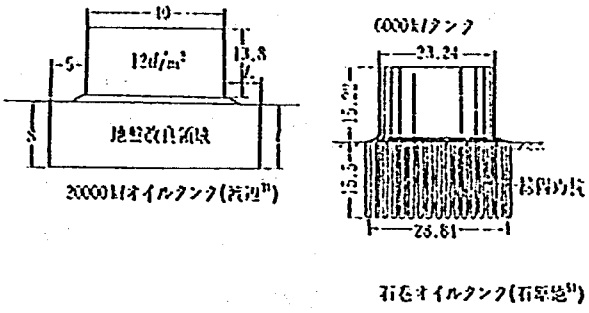


図－4.7.13(c)　ＶＦ工法での改良範囲の考え方[3]

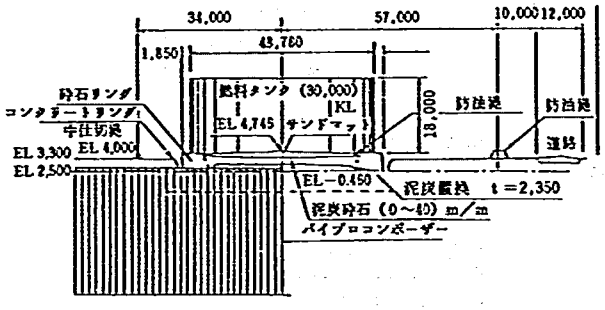
一方図－4.7.14および図－4.7.15は、実構造物での対策範囲の例を示している。図－4.7.14は新潟地震におけるＶＦ工法による対策例（文献15）より）であるが、全層を改良した(a)に対して液状化層の途中で改良を止めていた(b)では液状化による沈下が生じたとの報告がある。また図－4.7.15(a)～(d)には、いくつかのタンクにおける実際の施工例（文献16）～文献18））を示しておいた。図に示されるように、改良範囲は構造物の規模や改良深度によって異なっており、必ずしも統一的な設計はなされていないようである。また図－4.7.16は改良幅を表すパラメータθの、図－4.7.17は改良深度に関する現状をとりまとめた結果を示している（文献1)3)より）。改良幅を表すパラメータθには前述したように確定的なものはなく、その分布は広範囲に渡っている。また、土質工学会のアンケートによると深度方向については砂層全体、あるいは液状化判定においてＦＬ値＜1となる範囲とする設計が多く、改良範囲をある程度確定することができているようである。ただし前節で述べたように、締固め工法の種類によっては改良深度に制約があることに留意する必要がある。液状化対策の平面的な改良範囲に関しては、非改良域から改良域への過剰間隙水圧の伝播や構造物への影響等を考慮したより合理的な設定法の登場が望まれる。



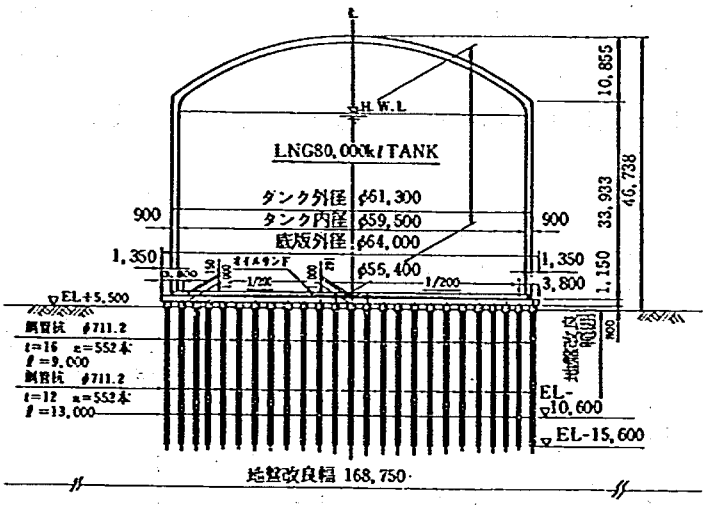
図－4.7.14　改良範囲の例（安田による）[15]



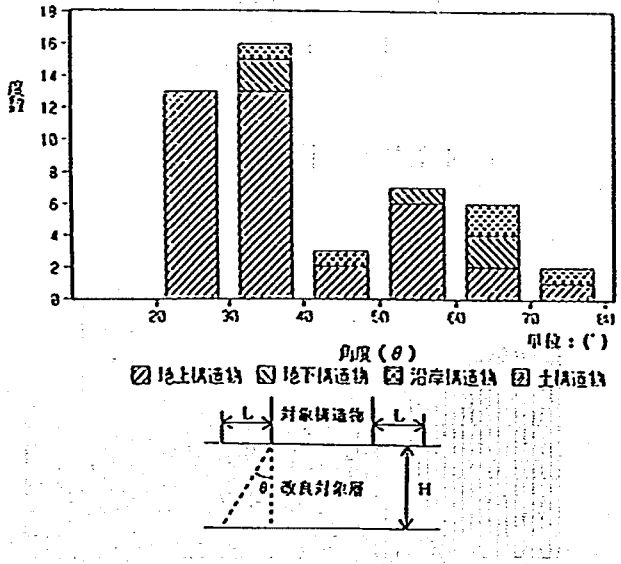
図－4.7.15(a)(b)　オイルタンクの改良範囲例[16]



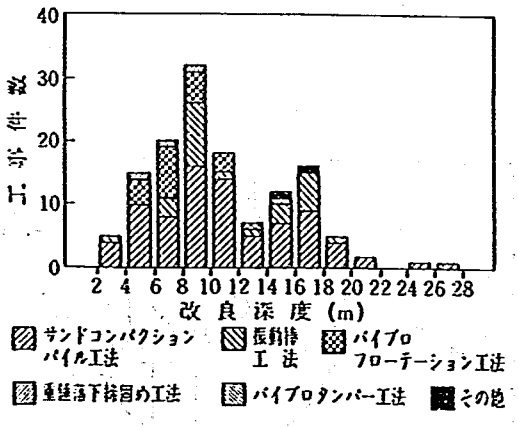
図－4.7.15(c)　知内発電所の例[17]



図－4.7.15(d)　ＬＮＧタンクの例[18]



図－4.7.16　改良幅を表すパラメータθの度数分布[1]



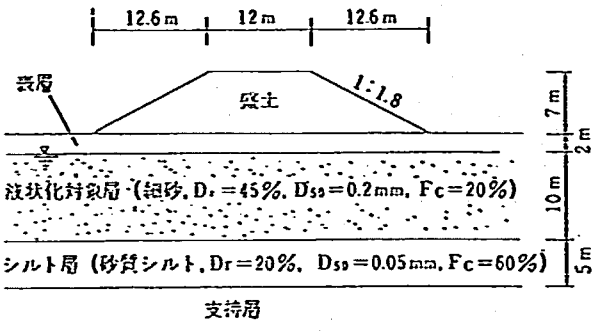
図－4.7.17　改良深度の度数分布[3]

(2) 各種構造物に対する設計法の現状

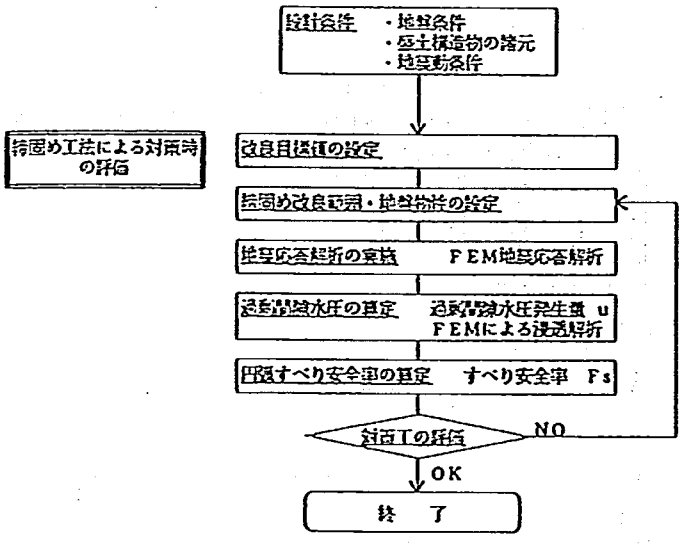
次に、盛土構造物および地中構造物を対象とした液状化対策の設計例について述べる。液状化対策の設計は現在、前節で述べた「地盤改良工の設計」と(1)で述べた「改良範囲に関する設計」が単独に行われており、構造物と改良地盤を一体に考え、さらに構造物への影響を加味した設計法はいまだ確立されていない状況にある。そこで、ここでは「耐震地盤改良工法に関する共同研究報告（平成4年度）」[19]において試みられた試設計と盛土構造物に関する実設計の一例を紹介する。

(a) 盛土構造物に対する試設計例

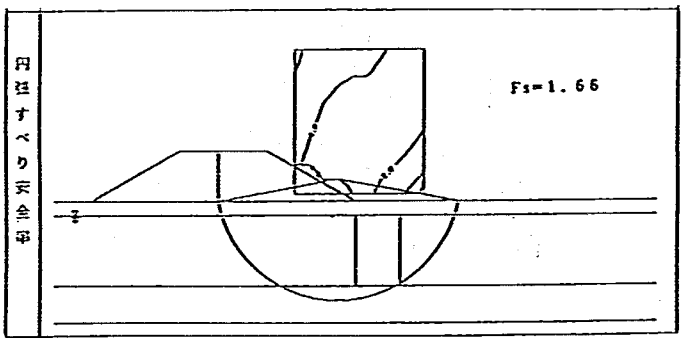
図－4.7.18(a)～(d)は、「耐震地盤改良工法に関する共同研究報告（平成4年度）[19]」にて行われた盛土構造物に対する試設計の例を示したものである。(a)は設計条件を、(b)は検討のフローを示している。本設計では、液状化判定の結果から「改良目標N値」を求め、これにより締固めのピッチを、また簡易な円弧すべり計算によって改良範囲を定めた後、動的応答解析を実施して過剰間隙水圧の発生量を求め、「盛土のすべり」に対する安全性を照査する方法が採られている。(c)には円弧すべり安全率の、また(d)には過剰間隙水圧比分布の算定結果の例を示した（詳細は文献19）を参照されたい）。



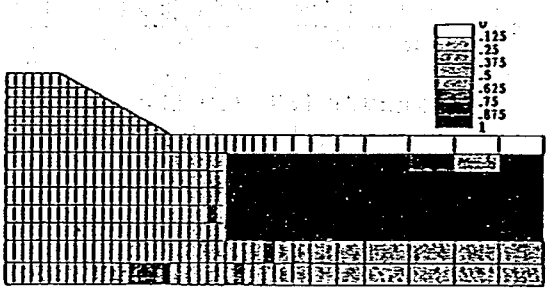
図－4.7.18(a) 設計条件[19]



図－4.7.18(b) 検討のフロー[19]

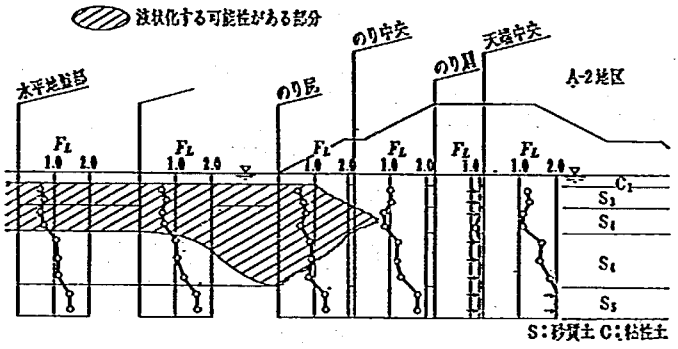


図－4.7.18(c) 円弧すべり計算の例[19]

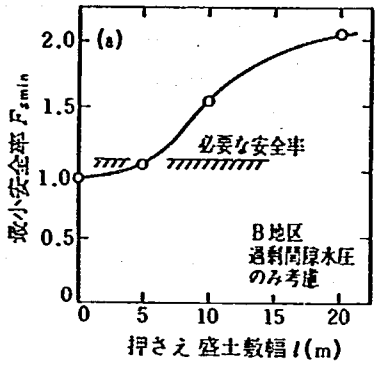


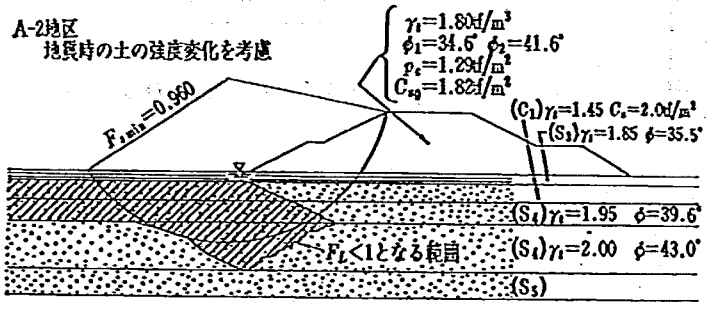
図－4.7.18(d) 過剰間隙水圧比の計算例[19]

また図－4.7.19(a)～(d)は、佐々木・沢田・安田・田上[20]による高瀬川高潮堤防の液状化対策に関する検討例を示したものである。佐々木らは、高瀬川に建設予定の高潮堤防を対象として、二次元の地震応答解析を用いた盛土基礎地盤の液状化判定（(a)参照）、円弧すべり計算による対策効果の検証と必要改良規模、改良強度の検討（(b)～(d)）等を実施している。盛土基礎地盤の液状化検討は、盛土を含めた二次元の応答解析により求められたせん断応力比と別途推定した動的せん断強度比より算定したＦｌ値を用いて行っている。また、地震時の盛土の安定性については、求めたＦｌ値から過剰間隙水圧比を推定し、これを考慮した円弧すべり解析を行うことで検討を加えている。さらに対策工の解析では、押え盛土や締固めを想定した検討を行い、盛土の安定性を確保するために必要な押え盛土幅や改良範囲、改良Ｎ値の値などを導いている。

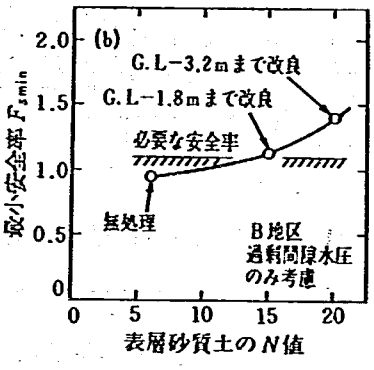


図－4.7.19(a)　二次元応答解析を用いた液状化判定[20]

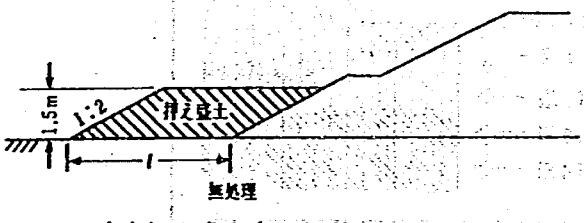




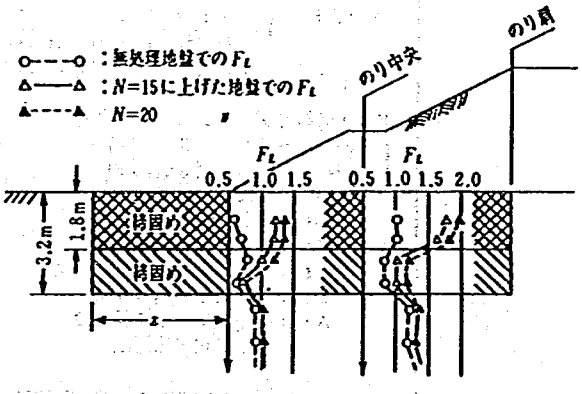
図－4.7.19(b)　円弧すべりの計算モデル[20]



図－4.7.19(d)　所要改良度の検討結果[20]



(a)押え盛土（B地区）

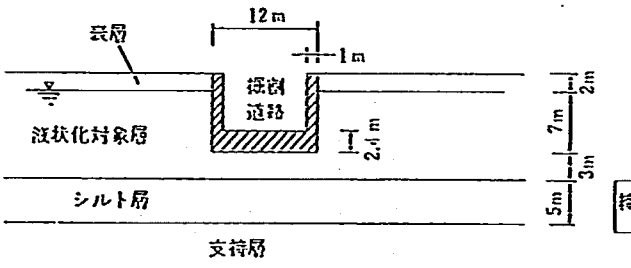


(b)締固め（B地区）

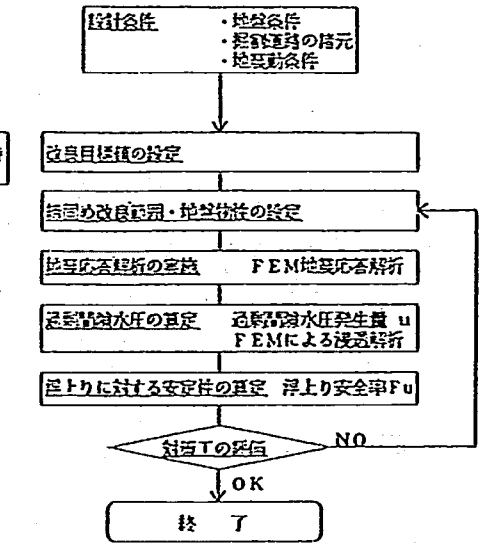
図－4.7.19(c)　対策工の検討結果[20]

(b) 地中構造物に対する試設計例

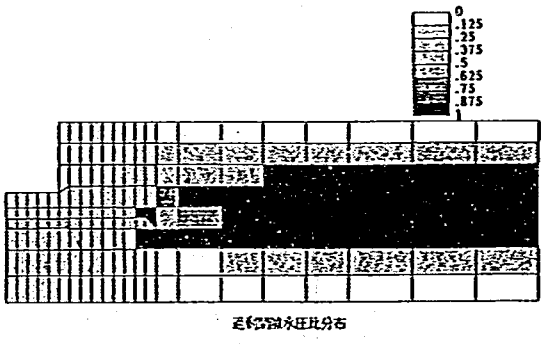
図－4.7.20(a)～(c)は、「耐震地盤改良工法に関する共同研究報告（平成4年度）」[19] にて行われた地中構造物（掘割道路）に対する試設計の例を示したものである。(a)は設計条件を、(b)には検討のフローを示している。本設計では、図－4.7.18と同様に液状化判定の結果から改良目標N値を求め、これにより締固めのピッチを、また主働崩壊角を用いて改良範囲を定めた後、動的応答解析を実施して過剰間隙水圧の発生量を求め、「構造物の浮き上がり」に対する安全性を照査する方法が採られている。(c)には過剰間隙水圧比の分布と揚力の算定結果の一例を示した。なお、地中構造物に対する液状化対策の設計に関しては実設計の事例は見られない。



図－4.7.20(a) 設計条件[19]



図－4.7.20(b) 検討のフロー[19]



図－4.7.20(c) 過剰間隙水圧比の算定例[19]

要素No.		66	67	68	69	70	Ud, F (片側)	Ud, F (両側)
過剰間隙水圧による揚力 Udn・An		1.53	1.51	1.55	1.45	1.60	7.64	15.24
浸透水力Fn F＝ΣFn	第2層	-1.41	-1.46	-1.41	-1.59	-1.50	0.0	0.0
	第3層	-3.04	-2.84	-2.78	-2.00	-2.31	0.0	0.0
	第4層	-5.48	-5.42	-5.41	-5.33	-5.46	0.0	0.0

Udn：掘割道路直下の地盤の過剰間隙水圧

Fn ：各鉛直ブロック毎の浸透水力

Fn＝Sn－Tn （Sn≧Tn）

Fn＝0 （Sn≦Tn）

Sn＝－（Udn－Usn）・An

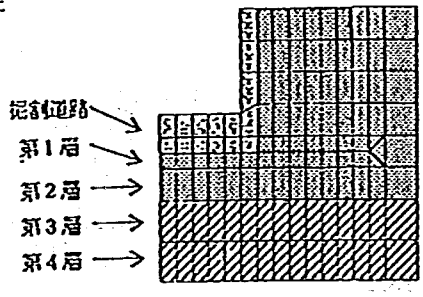
Tn＝γ'（Zsn－Zdn）・An

Usn：地盤の過剰間隙水圧

Zsn：掘割道路直下地盤の深度

Zdn：Usn発生箇所の深度

An ：各鉛直ブロック部での掘割道路の断面積



図－4.7.20(d) 揚力の算定例[19]

以上、「構造物への影響」を考慮した液状化対策の設計法についていくつかの事例を述べてきた。今後は、佐々木・沢田・安田・田上[20]の設計事例に見られるような、「対策範囲や改良度合いが構造物へ及ぼす影響」を反映させた液状化対策の設計方法を確立し、より合理的な液状化対策をめざしていく必要があろう。このためには「構造物ー改良地盤系の地震時挙動の把握」「地盤改良の規模や改良度が構造物の地震時挙動に及ぼす影響」といった基礎的な検討や、「動的応答解析によらない簡易設計法の提案」といった実務的な検討を積み重ねていく必要がある。また「締固め工法」の立場からは、地震時における改良地盤の挙動や動的物性に関するデータの蓄積が望まれる。後出の4.7.4では、このような観点から「締固め地盤の動的物性」に関する知見の収集を行った結果について報告する。

4.7.3　施工法の現状と留意点

本節では、盛土構造物および地中構造物（線状および面状）に対する液状化対策の施工事例について述べる。なお、ここでは杭基礎と締固めを併用するパターンも含めて施工事例を示した。

(1)　盛土構造物に対する施工事例

盛土を対象とした締固め工法の施工事例は少ないが、ここでは土谷[21]による報告例を示す。本施工では遊水池流入堤の基礎地盤の液状化防止を目的として動圧密工法による地盤改良が実施されている（図－4.7.21(a)～(d)参照）。施工仕様は以下の通りである。

・重錘重量　W＝１２トン、落下高さ　H＝２０m、落下回数　N＝7回

・打設方法　4mピッチの2シリーズ打設

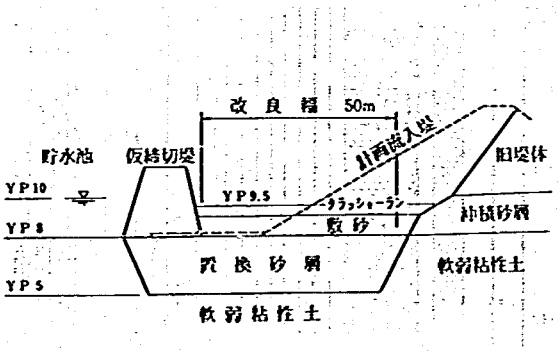
重錘の重量・落下高さは既往の改良深度との関係式より設定されているが、落下回数については図(c)の試験施工結果と所要N値から決定されている。また改良効果を把握するために改良前後でのN値を測定し、十分な効果が見られることを確認している（図(d)）。改良範囲としては置換砂の部分を前層に渡って改良することとし、目標N値は液状化の発生しない所要N値にて規定されている。

(2)　地中構造物に対する施工事例

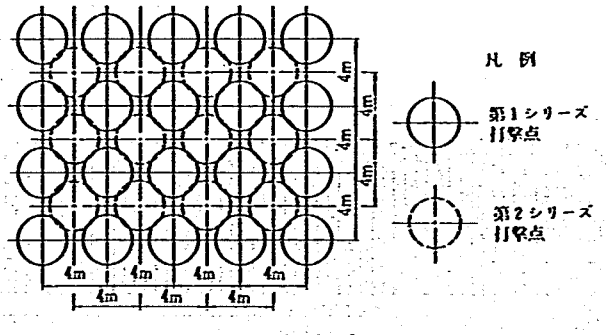
(a)　線状地中構造物に対する施工事例

①　川越火力発電所における放水路基礎の改良[17]

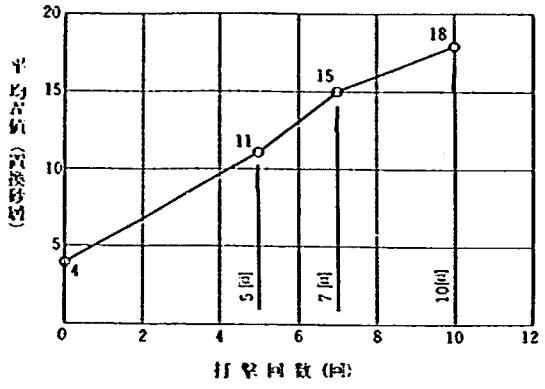
2連カルバートボックスからなる放水路の新設工事に伴い、施工対象土層のうち液状化のおそれの



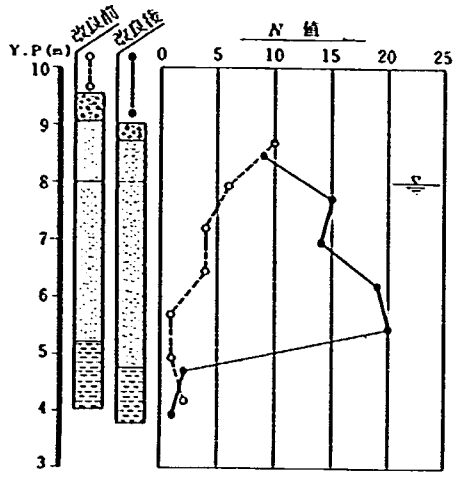
図－4.7.21(a)　地盤改良断面図[21]



図－4.7.21(b)　地盤改良平面図[21]



図－4.7.21(c)　試験施工の結果例[21]



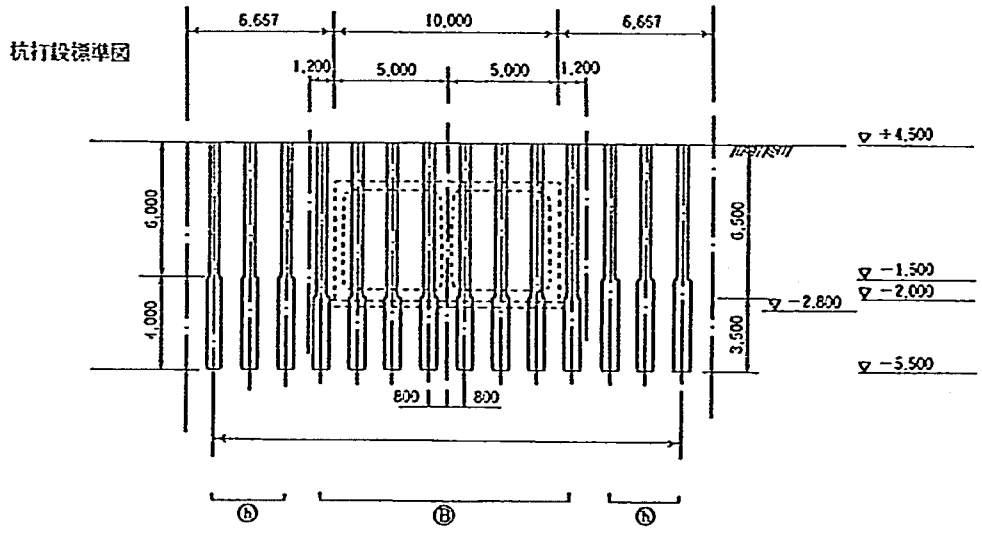
図－4.7.21(d)　チェックボーリングの結果の一例[21]

ある埋土層をＳＣＰ工法によって改良した事例である。改良仕様は以下のとおりである。

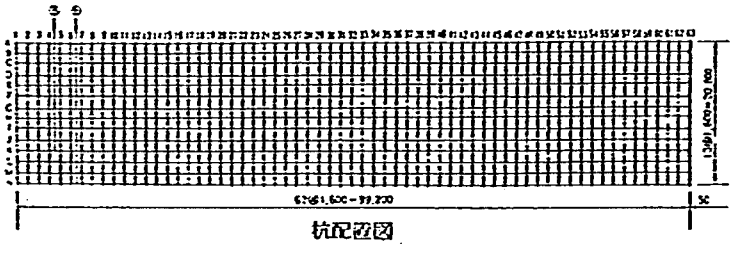
・液状化対象はＧＬ－６ｍから以深４ｍであり、上部はＳＤ（非圧入）、下部がＳＣＰ（圧入）による。砂杭径は圧入部φ０．７ｍ、非圧入部φ０．５ｍ。

・置換率１０～２０％、パイルピッチ１．３～１．９ｍ。改良目標Ｎ値は１５に設定されている。

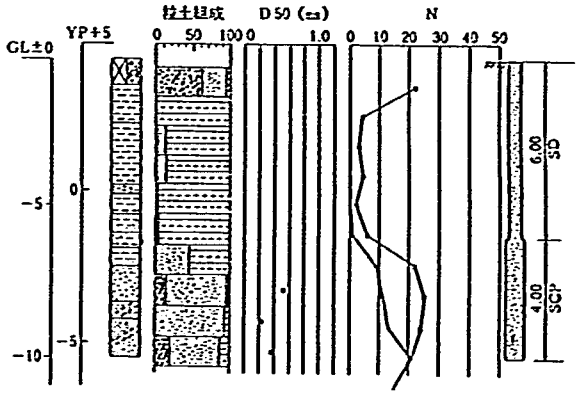
改良断面図と平面図および事後のチェックボーリング結果の例を図－4.7.22(a)～(c)に示す。チェッ



図－4.7.22(a)　地盤改良断面図[17]



図－4.7.22(b)　地盤改良平面図[17]



図－4.7.22(c)　チェックボーリングの結果の一例[17]

クボーリングによると、対象砂層では所要N値をすべて満足する結果となっている。

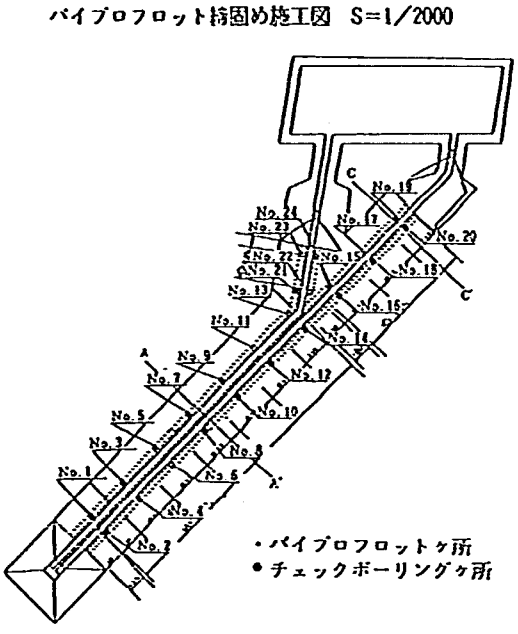
② 新大分発電所における放水管埋戻し締固め[17]

海底埋設管となる放水管の埋戻し部に対する水中振動締固め（ＲＣ工法）の事例を図－4.7.23(a)～(d)に示す。地盤改良は地盤にバイブロフロットの水平振動とバイブロハンマーの鉛直振動を同時に与えるＳＶＳ工法（図(c)）を用いている。改良は起重機船にて施工位置まで移動後アンカーにて固定し、トランシット・光波測距儀にて位置決めの後実施している。施工仕様は以下のとおりである。

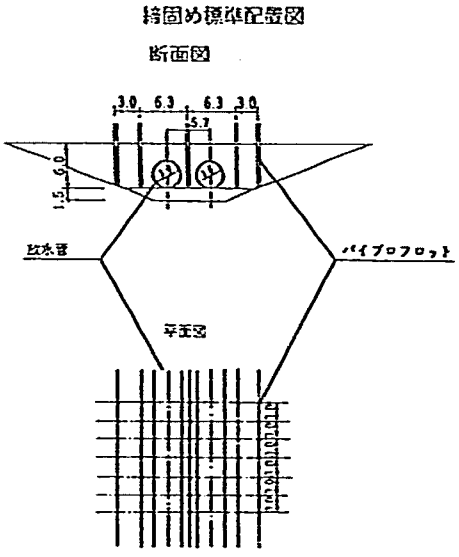
・バイブロフロットは７．５ｋW，バイブロハンマーは１２０ｋWを使用

・地盤より深度６ｍまで貫入させ、２ｍごとに一定時間締固めながら引き上げる。施工パターンは試験施工にて決定し、施工時は深度計にて記録。

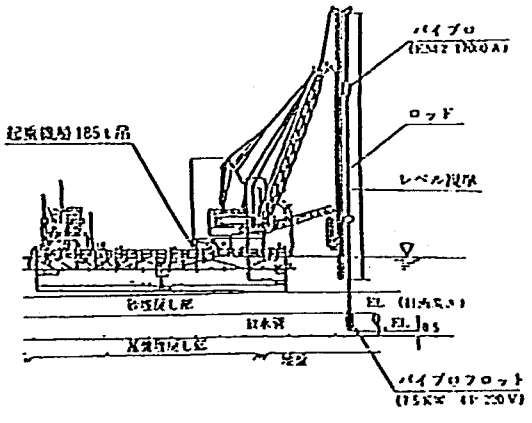
また、施工に先立ち室内試験および試験施工を行って目標N値を５以上に設定し、チェックボーリングによって所要値の確保を確認している（図(d)）。



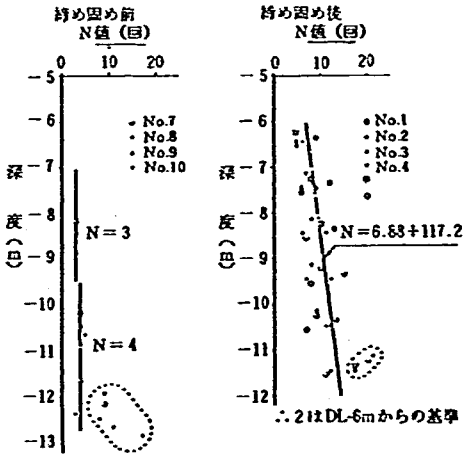
図－4.7.23(a) 地盤改良平面図[17]



図－4.7.23(b) 地盤改良標準断面図[17]



図－4.7.23(c) ＳＶＳ工法の施工状況[17]



図－4.7.23(d) チェックボーリングの結果の一例[17]

(b) 面状地中構造物に対する施工事例

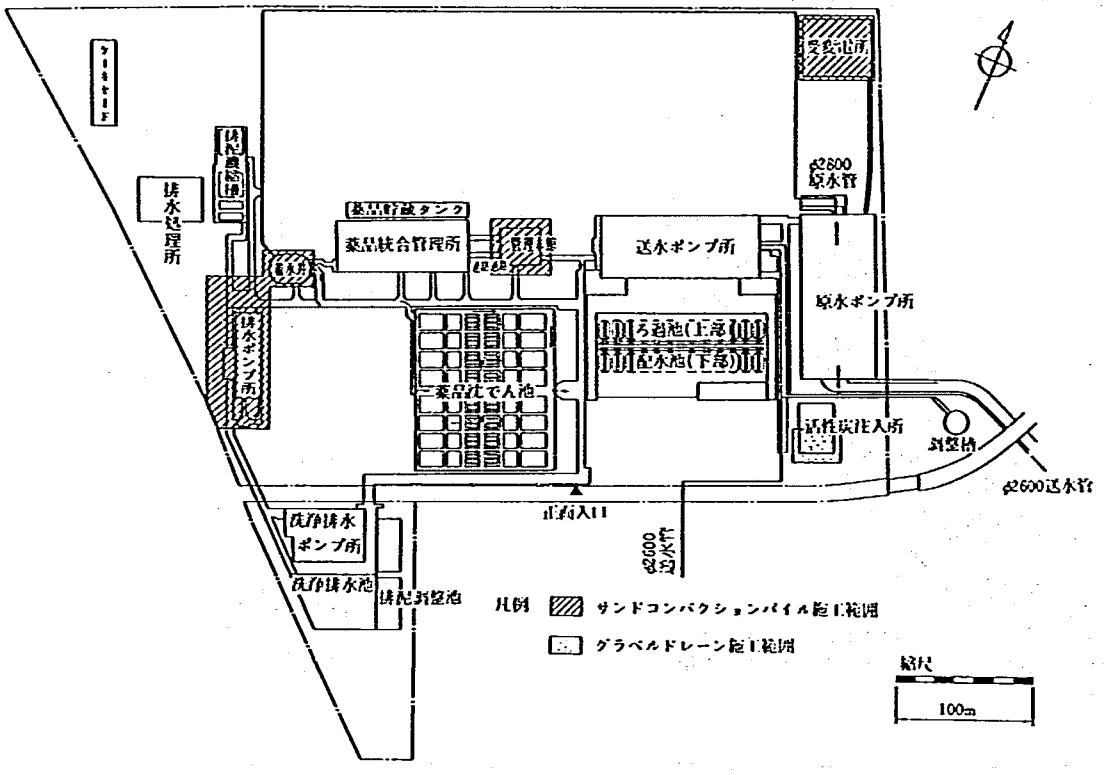
① 三郷浄水場建設における液状化対策[22)]

図－4.7.24(a)～(f)は、三郷浄水場において種々の建造物の基礎地盤に対して実施された液状化対策の事例を示したものである（杭基礎併用の形）。改良工法はＳＣＰ工法が主体となっているが、敷地端部では民家に近接しているために低騒音・低振動のグラベルドレーン工法が採用されている。図(b)～(e)に示すように、本事例では地盤改良の範囲について詳細な検討がなされており、杭と地盤の位置関係に応じた改良範囲の設定がなされている。改良の仕様（ＳＣＰ工法）は以下の通りである。

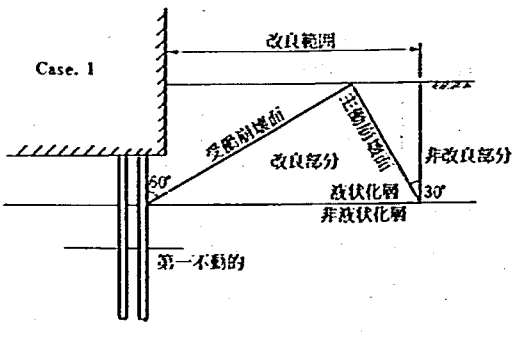
・杭径φ７００～８００mm。パイルピッチ２．０～２．５m。改良深度は最大１６．９m。

・改良目標値はＦｓ層で１５以上、Ａｓ層で２０以上。

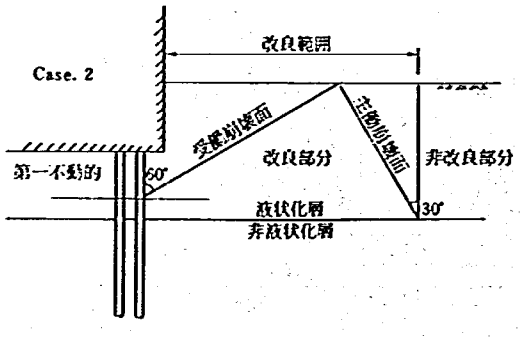
また、図(f)に示すように事後ボーリングを各所で実施し、目標N値の達成を確認している。



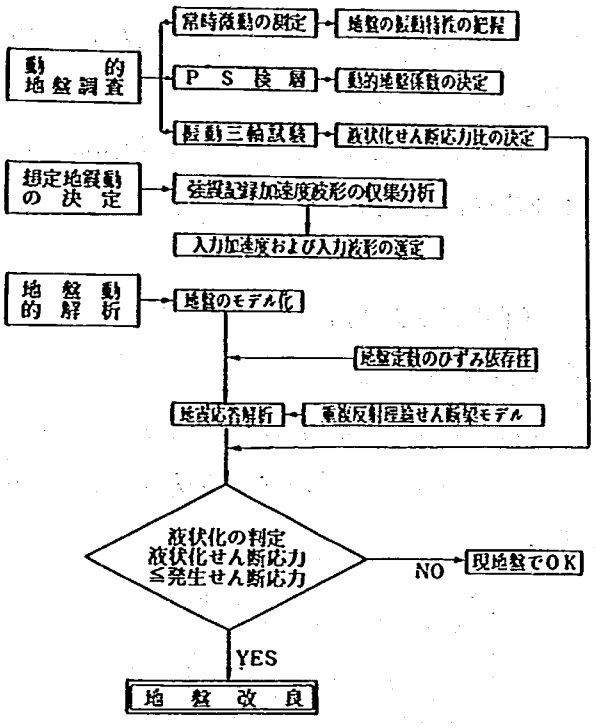
図－4.7.24(a) 地盤改良一般平面図[22)]



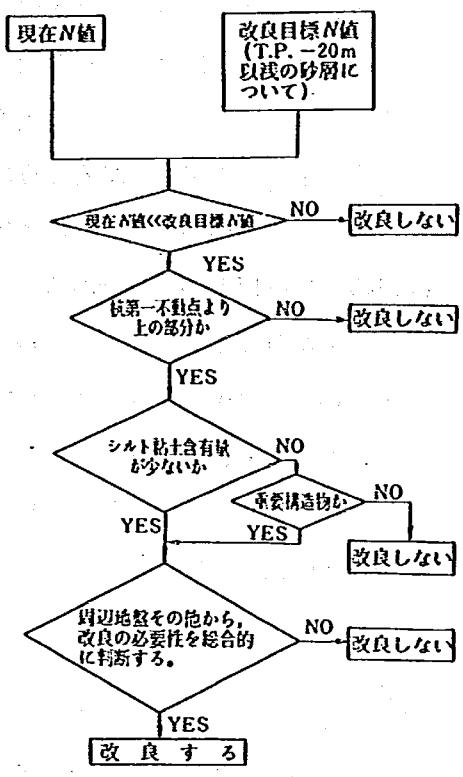
図－4.7.24(b) 改良範囲の決定法(CASB1)[22)]



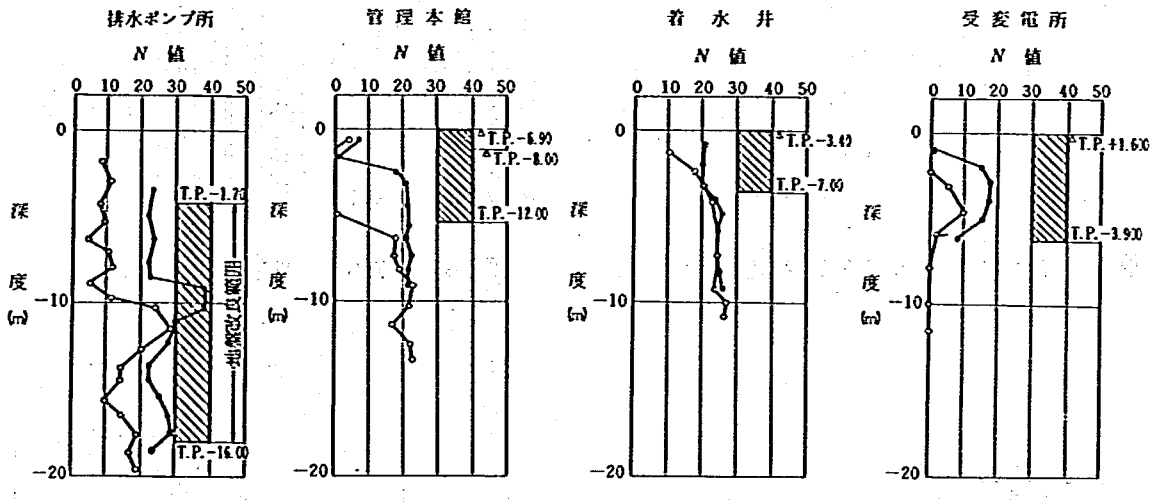
図－4.7.24(c) 改良範囲の決定法(CASB2)[22)]



図－4.7.24(d)　液状化判定のフロー[22)]



図－4.7.24(e)　改良範囲の決定フロー[22)]



図－4.7.24(f)　チェックボーリングの結果の一例[22)]

② ＬＰＧタンク基礎地盤の液状化対策例[23]

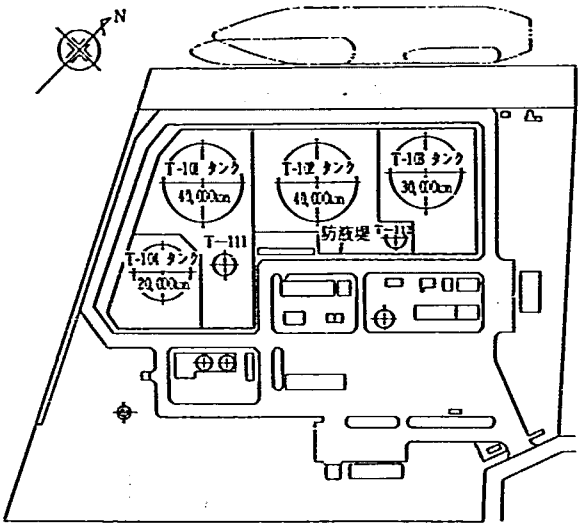
図－4.7.25(a)～(d)には、液化石油ガス備蓄基地建設におけるタンク基礎地盤の液状化対策の事例を示している。液状化の判定は「高圧ガス製造施設等耐震設計基準」に基づいて実施されており、本基準によるＦｌ値が１以上となるようにＳＣＰ工法による改良が実施された。施工の仕様を(b)に示す。また、改良範囲については受動崩壊角を考慮してタンク半径に１０ｍをプラスした値としている。

改良の仕様は以下の通りである。

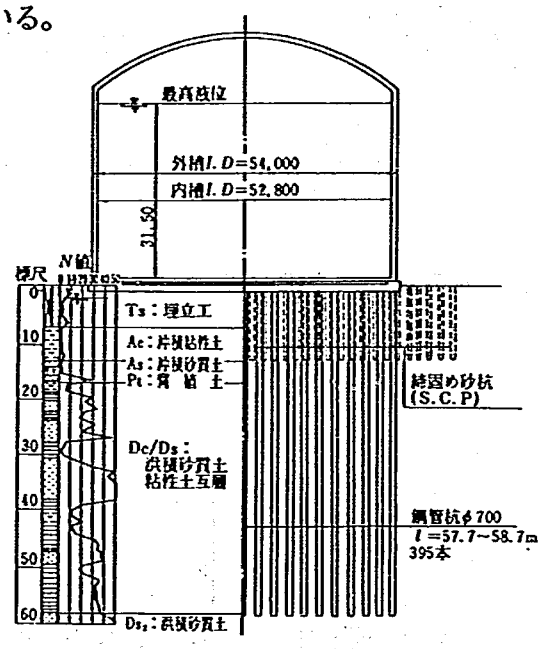
・仕上がり径７００㎜。パイル長１２～１４ｍ。パイルピッチ２ｍ（正三角形配置）。

・改良目標Ｎ値＝１０（図(c)に事後ボーリングの結果を示す）。

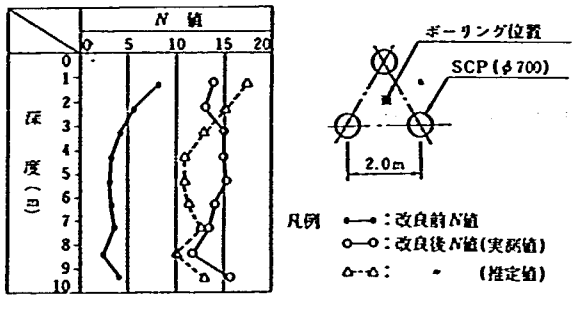
また、本工事では鋼管杭とＳＣＰの併用となっているため改良後の地盤の水平バネk_hの値が重要となる。これに対して事後Ｎ値と孔内載荷試験によるk_h値の関係（図(d)）を求めた上で、改良後の地盤バネが所要値を確保していることを確認している。



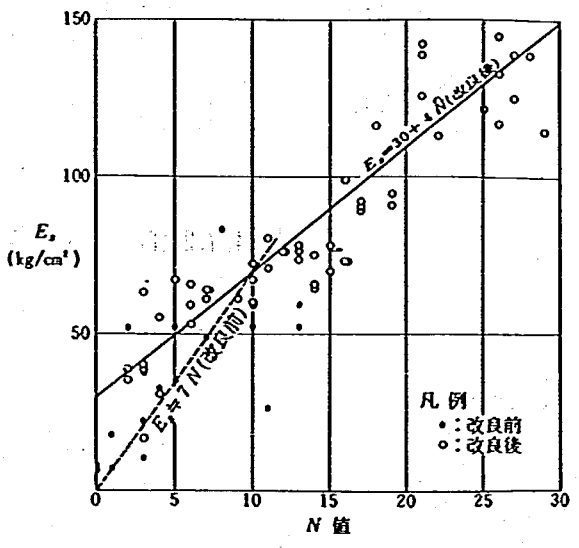
図－4.7.25(a)　ＬＮＧタンク配置図[23]



図－4.7.25(b)　地盤改良断面図[23]



図－4.7.25(c)　チェックボーリングの結果の一例[23]



図－4.7.25(d)　Ｎ値とＥｓの関係（孔内載荷試験）[23]

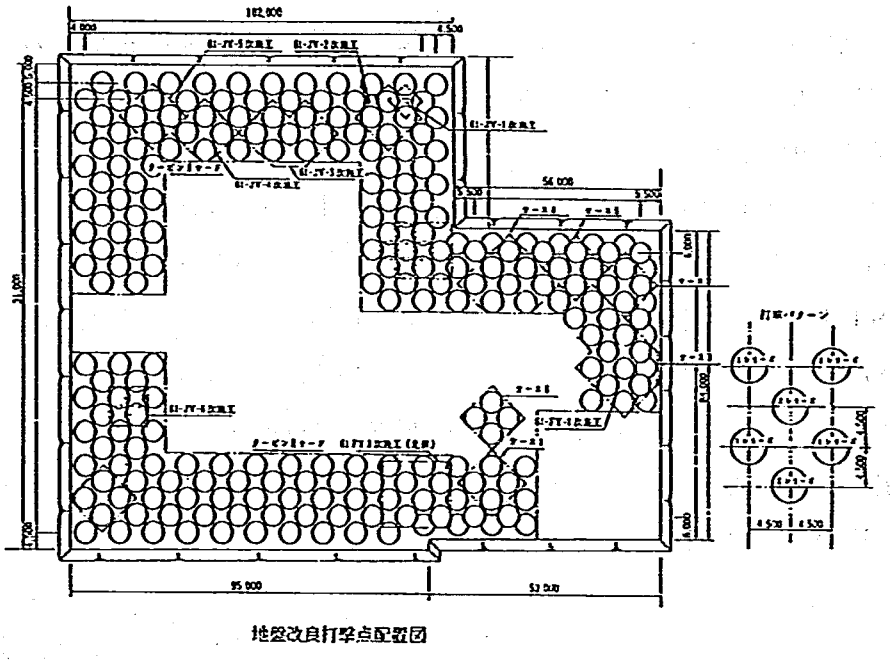
③ 能代火力発電所における本館基礎の地盤改良[17]

図－4.7.26(a)～(c)は、能代火力発電所におけるラフト基礎の本館（９６×１１３m）の建設に先だって行われた動圧密工法による地盤改良の様子を示したものである。当現場では施工中の振動・騒音についての問題がなく、また改良深度も８m程度であったことから経済性を勘案して本工法が採用された。施工仕様は以下の通りである。

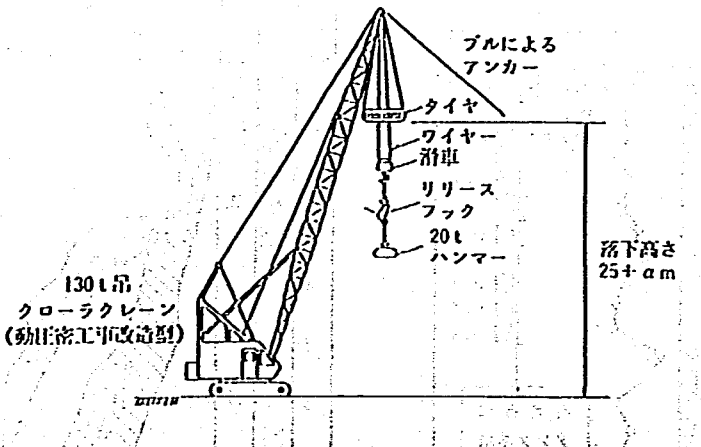
・重錘重量　W＝２０トン、落下高さ　H＝２５m、落下回数　N＝３５回

・打撃点配置　９mの千鳥配置、２シリーズ打設。

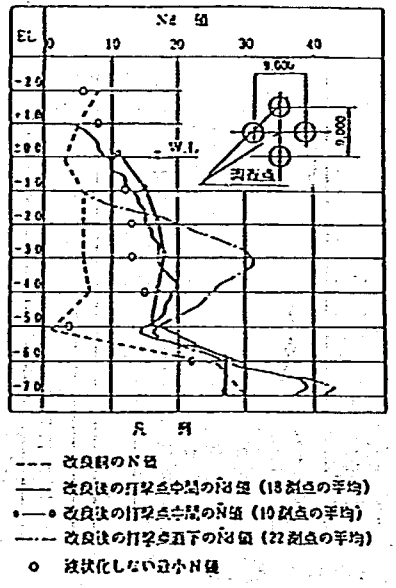
施工時には打撃孔の径および深さを測定して打撃孔体積を求め、この値を用いて施工管理を行っている。さらにオートマチックラムサウンドによる強度管理（図(c)）も頻繁に実施されている。



図－4.7.26(a)　地盤改良平面図[17]



図－4.7.26(b)　動圧密工法の施工状況[17]



図－4.7.26(c)　チェックボーリングの結果の一例[17]

(3) 締固め工法による改良効果の確認例

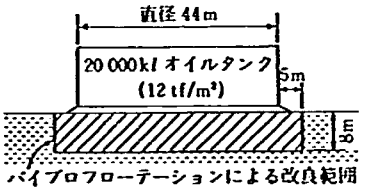
締固め工法では実地震時において改良効果が確認された事例が幾つか報告されている。ここでは、新潟地震と宮城県沖地震においてオイルタンクが液状化による被災を免れ、締固め工法による対策効果が実際に発揮された事例を示す。

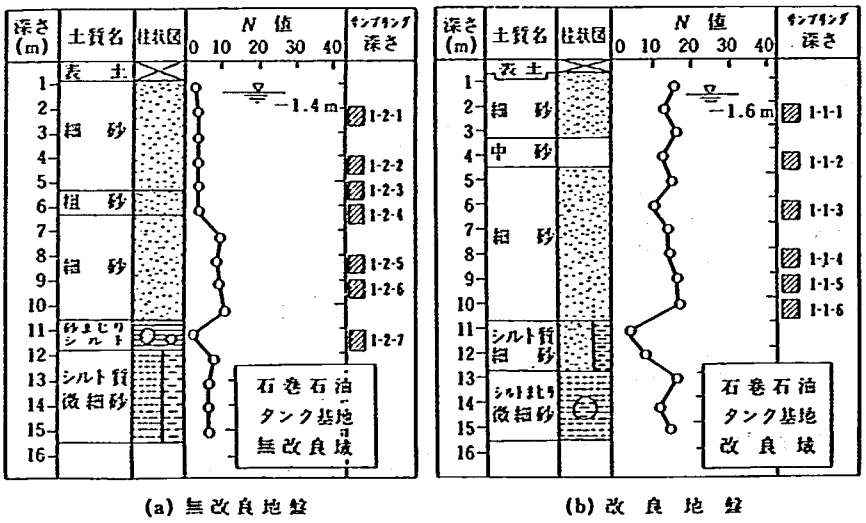
(a) 新潟地震での事例[24]

新潟地震では、ＶＦ工法によって改良された地盤上に建造された３基のオイルタンクが液状化による被災を免れた事例が報告されている（渡辺[24]）。図－4.7.27はＶＦ工法による改良範囲と改良効果を示したものであるが（吉見吉昭「砂地盤の液状化」[56] より引用）、ＶＦ工法の施工はピッチ1.4～1.5mの三角形配置で行われており、図に示すように中砂部分のＮ値が地盤改良によってかなり増大していることがわかる。この結果、非改良地盤上のオイルタンクが著しい沈下・傾斜をきたし使用不能となったのに対して３基のタンクは何等支障がなく、その後の使用に耐えうる状態であったことが報告されている。また吉見[56] によると、十勝沖地震においてもＶＦ工法の有効性を示す報告がなされている。

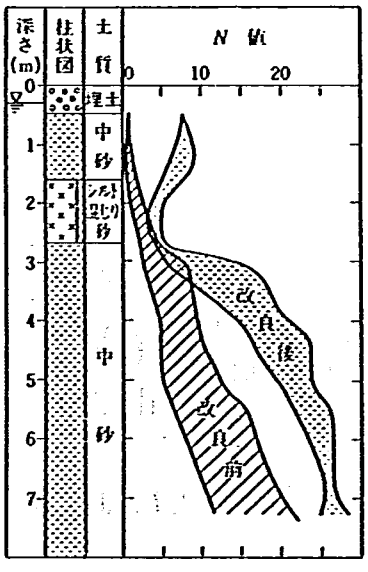
(b) 宮城県沖地震での事例[25]

宮城県沖地震では、ＳＣＰ工法による改良を施した地盤上のタンクが液状化被災を免れた事例が報告されている（石原ら[25]）。図－4.7.28は改良地盤と無改良地盤のＮ値を比較した結果を示しているが、改良地盤ではＳＣＰ工法による対策（ピッチ1.8mの三角形配置）によってＮ値が１５付近まで増加していることがわかる。石原らの解析によると、無処理地盤ではＦｌ値＜１であったものが地盤改良によってＦｌ＞１に改善されており、事実、改良地盤上のタンクは不等沈下などの被害を生ずることはなかった。また文献3)によると、日本海中部地震の際にもＳＣＰ工法による改良地盤上のタンクが無被害であったことが報告されている。





図－4.7.28　ＳＣＰ工法の事例[25]



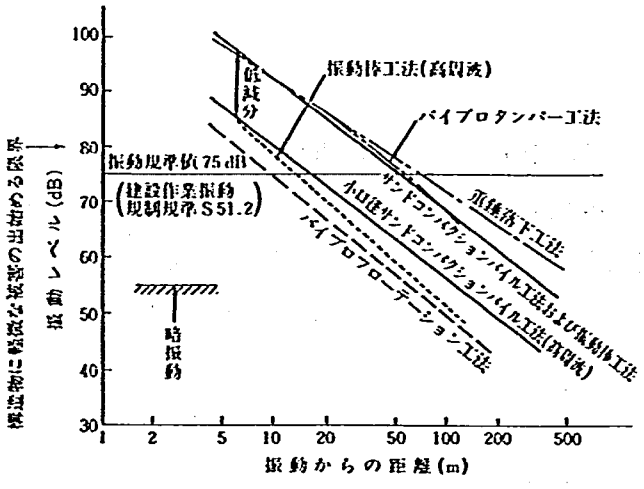
図－4.7.27　ＶＦ工法の事例[24]

(4) 施工上の留意点

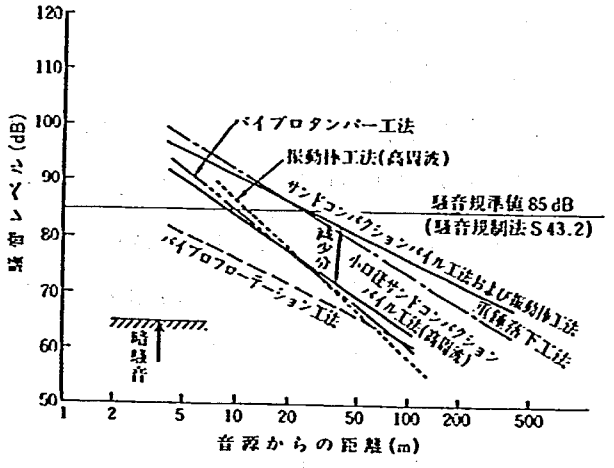
冒頭で述べたように、締固め工法は施工時の振動・騒音および地盤変位を伴う工法であるため、これが厳しく規制される場合には何らかの対策を講じなければならない。図－4.7.29(a)(b)は締固め工法施工時の振動・騒音に関するデータ[26]を示している（図中には規制値を併記）が、振動を低減するためには高周波型の振動機の使用や小口径化、あるいは防振溝の使用等の方策がとられている。また、騒音防止のためにも各種設備による低騒音化対策が実施される。

図－4.7.30(a)(b)は、ＳＣＰ工法施工時の地盤変位のデータをとりまとめた結果[2),26)]を示している。砂杭を強制圧入するＳＣＰ工法では地盤変位の影響が大きく、既設構造物近傍での施工が難しいことは既に述べたが、この場合は地盤変位の影響の少ないＲＣ工法やＶＦ工法を代替的に用いたり（例えば構造物近傍のみＲＣ工法とするなど）、(b)に示すような低置換率タイプの工法[2)]を採用するなどの方策によって対処することができる。

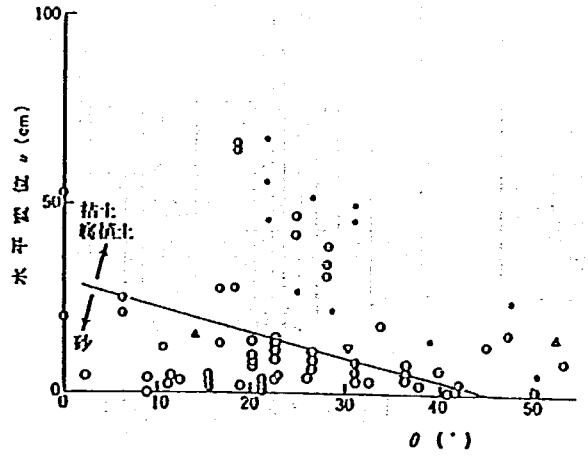
（前田建設工業・不動建設・間　組）



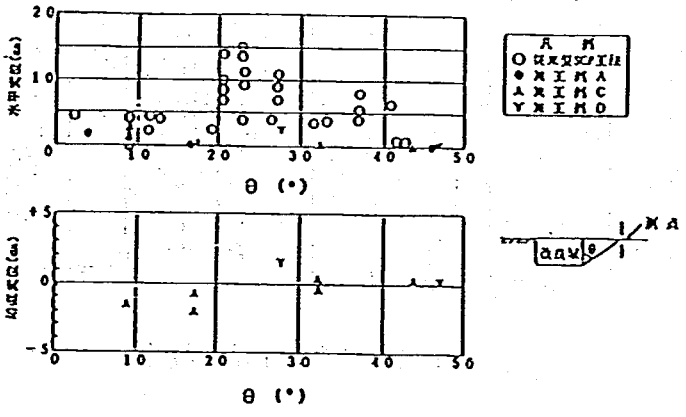
図－4.7.29(a)　施工時の振動レベル[26]



図－4.7.29(b)　施工時の騒音レベル[26]



図－4.7.30(a)　ＳＣＰ工法施工時の地盤変位[2),26)]



図－4.7.30(b)　ミニコンポーザー工法による地盤変位[2),26)]

4.7.4　締固め地盤の諸物性に関する知見

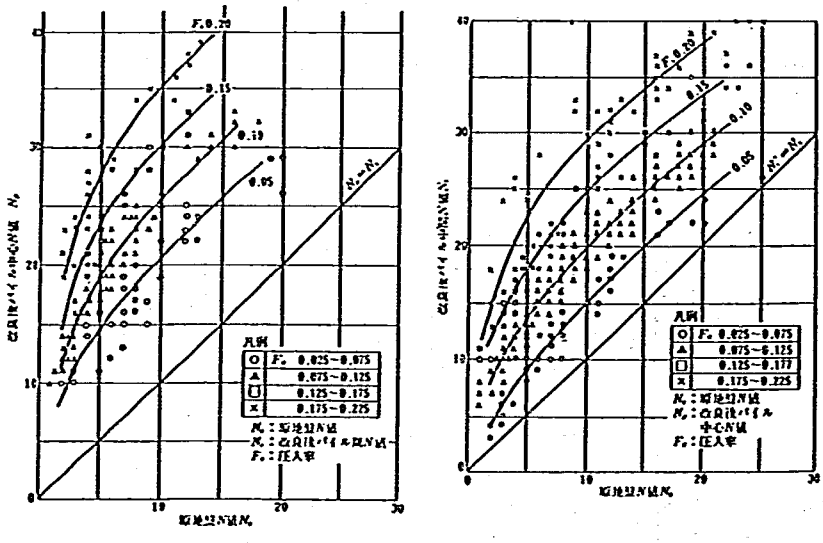
締固め工法を想定した設計において、特に構造物や地盤の変形特性、相互作用、あるいは周辺の液状化の影響などを考慮した詳細な検討を行う場合、従来の簡易的な手法に併せて種々の地震応答解析を実施する必要が生ずる。この場合、解析のなかで用いられる構成則に対応した地盤物性を準備しなければならないが、各種締固め工法によって改良された地盤の動的物性に関してはデータの集積が少ない状況にある。ここでは種々の締固め工法によって改良された地盤の各種物性（主として動的物性）に関する原位置および室内試験結果についてとりまとめ、設計の一助としたい。また、現行の設計では締固め効果として標準貫入試験によるN値を用いることが多いため、動的物性に先立ち各締固め工法における事後N値の評価チャートの例も提示しておく。

(1)　N値に基づく既往評価手法

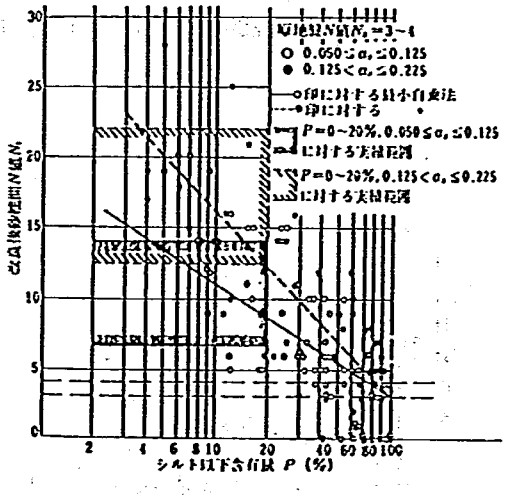
ここではまず、締固め地盤の動的物性に先立ち各締固め工法における事後N値の評価チャートあるいは試験施工例を提示しておく。後述するように、締固め地盤の各種物性とN値との間には何らかの相関性を認めることができるため、概略的には設定した改良仕様と既往データに基づき事後N値を推定し、これを用いて物性値を定めることができる。

①　ＳＣＰ工法における評価チャート

図－4.7.31、図－4.7.32にはＳＣＰ工法の改良効果を評価するための代表的なチャート[8]を示す。図－4.7.31はパイル中心およびパイル間での事後N値を改良率Ｆｖごとに示した結果である。改良率は砂杭の径とピッチにより算定されるため、原地盤のN値と改良仕様が定まれば、図を用いて改良後N値を推定することができる。またＳＣＰ工法においても地盤の細粒分含有率とともに改良効果は低下するが、その効果を表したものが図－4.7.32である。



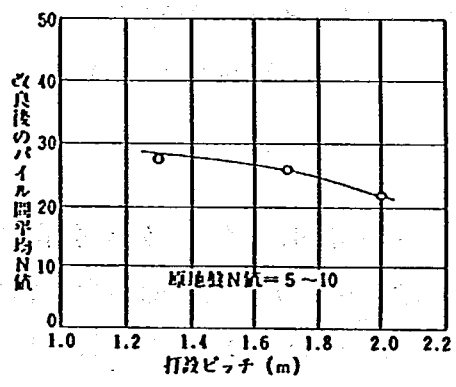
図－4.7.31　ＳＣＰ工法の設計チャート[8]



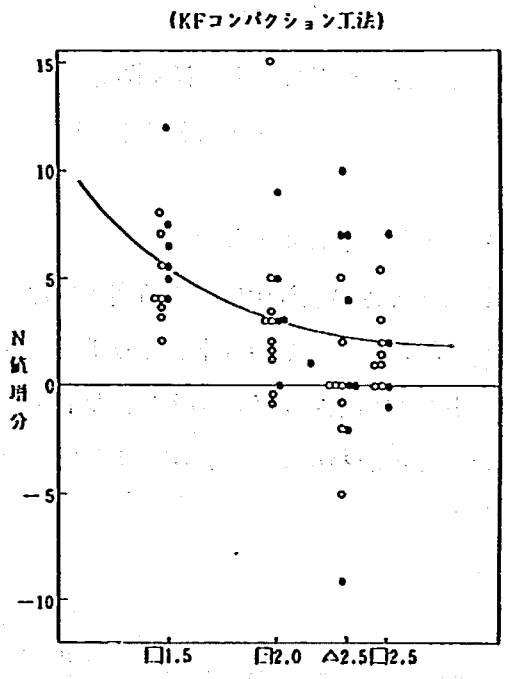
図－4.7.32　細粒分の影響[8]

② ＲＣ工法における既往実測例

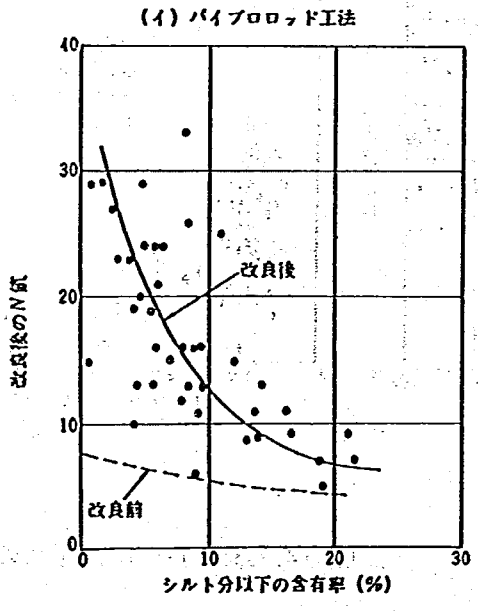
ＲＣ工法ではＳＣＰ工法のような砂の圧入を行わないために事後Ｎ値を推定するための詳細な設計法は見られない（概略式は文献3)に紹介されている）。従って、一般的には試験施工を実施して事後Ｎ値を確認する方法がとられている。図－4.7.33はその一例としてバイブロロッドおよびＫＦコンパクション工法の例[3]を示したものである。また図－4.7.34に示すように、ＲＣ工法では地盤の細粒分含有率が改良効果に大きく影響し、Ｆｃの増加とともに事後Ｎ値が急激に減少する。このような現象はＲＣ工法を用いた地盤改良による設計を行う場合十分に考慮すべきである。最後に施工ピッチ～Ｎ値関係あるいはＦｃ～Ｎ値関係についての既往のデータをとりまとめた結果を図－4.7.35、図－4.7.36に示す。図中に併記した「改良型のＲＣ工法」は施工時に発生する過剰間隙水圧の除去を図るタイプ[21]であり改良効果はＲＣ工法中最も高い。

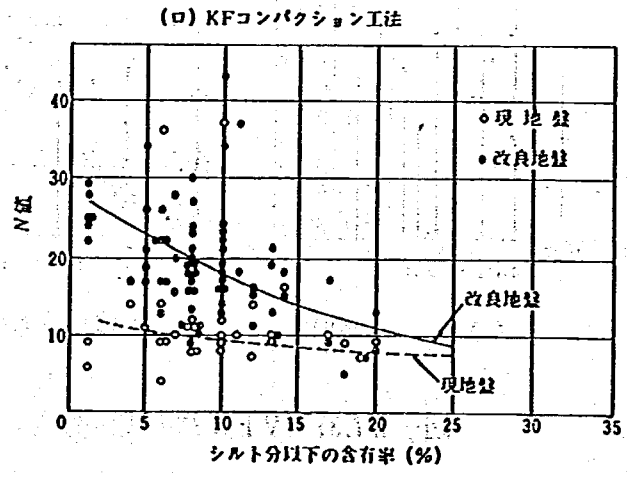


図－4.7.33(a) バイブロロッド工法[3]

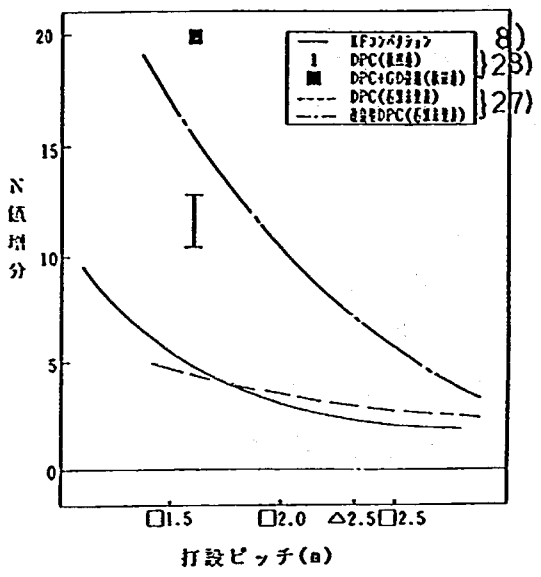


図－4.7.33(b) ＫＦコンパクション工法[3]

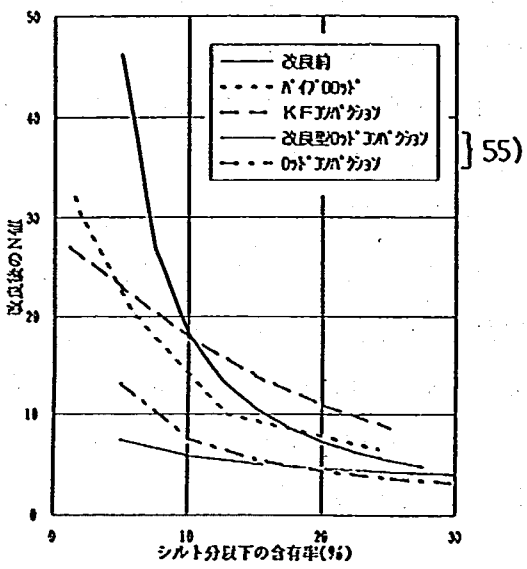




図－4.7.34 地盤の細粒分含有率の影響（ロッドコンパクション）[3]



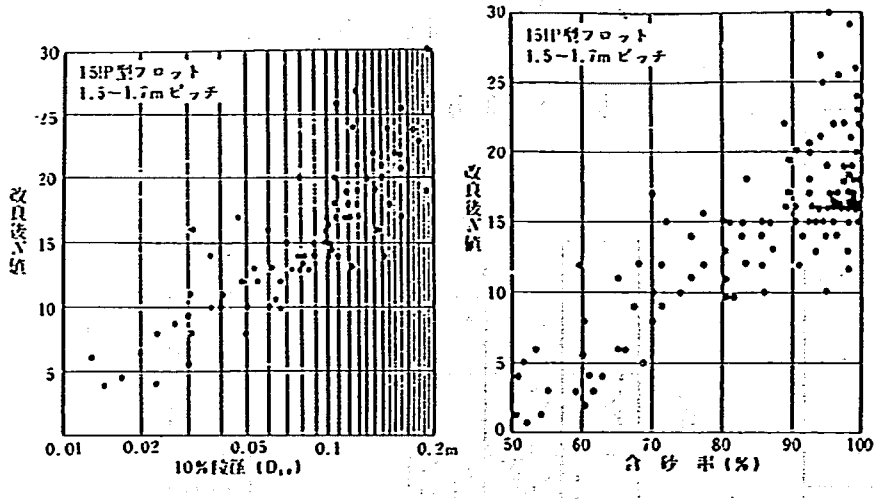
図－4.7.35　施工ピッチ～N値関係
（文献8に加筆）



図－4.7.36　Ｆｃ～N値関係
（文献8に加筆）

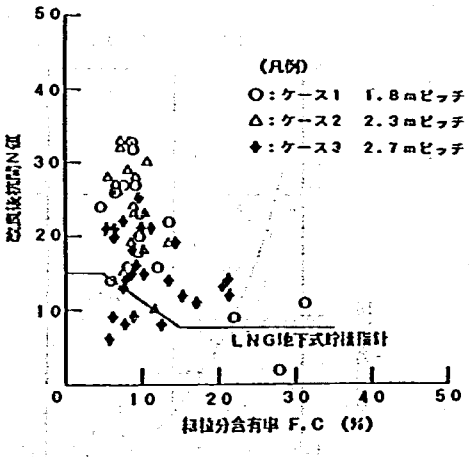
③　ＶＦ工法における既往実測例

ＶＦ工法では事後N値に関する実測例はさらに少なく、ここでは田中によるデータ[10]を示しておく。図－4.7.37は15HP型フロット、ピッチ１．５～１．７ｍでの事後N値をD_{10}および砂分含有率に対してプロットした結果である。図より、ＶＦ工法においても地盤の細粒分含有率が締固め効果に大きく関係していることがわかる。また図－4.7.38には水の代わりにエアーを用いるディープバイブロ工法の例[9]を示した。



(a) D_{10}～N値関係　　(b)含砂率～N値関係

図－4.7.37　ＶＦ工法の実績例[10]



図－4.7.38　ディープバイブロ工法の例[9]

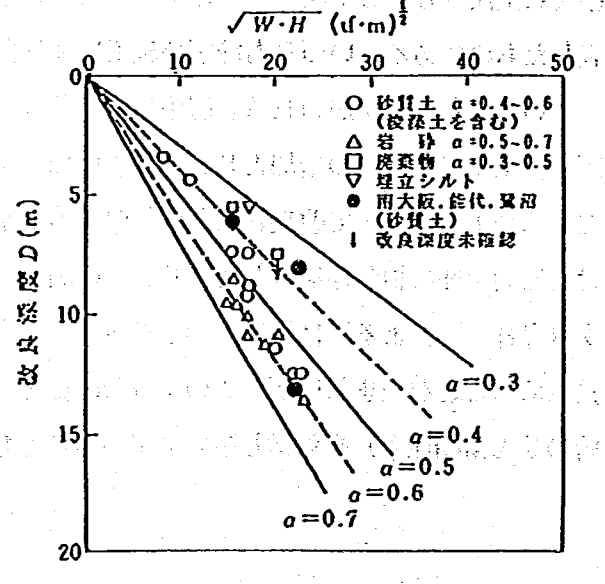
④ ＤＣ工法における評価チャート

図－4.7.39、図－4.7.40はＤＣ工法における改良効果の評価チャート[26]を示している。図－4.7.39は重錘の重さＷ・落下高さＨ・土質により異なる効率αと改良深度Ｄ（影響範囲）の関係を示すものである。図中にはいくつかの実施工例をプロットしたが、若干のばらつきはあるものの本チャートによって改良深度を概略把握しうることがわかる。図－4.7.40は打撃エネルギー（重錘の重さＷ、落下高さＨ、落下回数Ｎ、ピッチにより算定される）と事後Ｎ値の関係を示す図表上にいくつかの実施工例をプロットしたものである。両者は必ずしも一意的な関係になく、地盤条件の違い等が関与しているものと思われる。ＤＣ工法においても、既往チャートから推定される事後Ｎ値は十分な精度を有するものでないことに留意しなければならない。

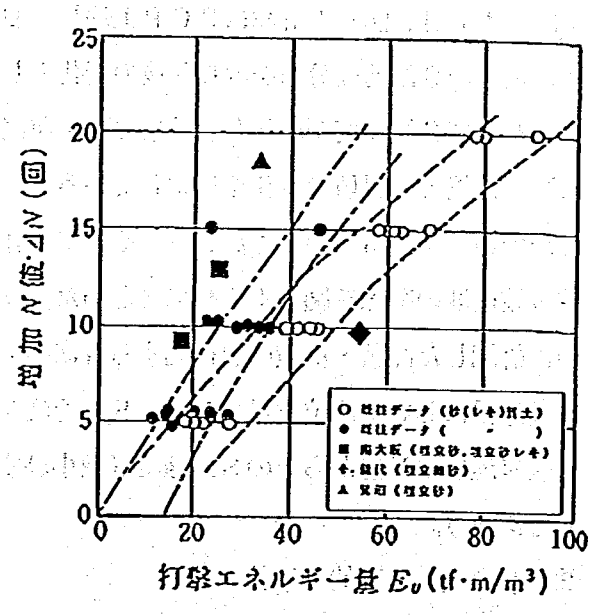
(2) 改良地盤の動的物性の評価

(a) 動的物性の評価手法

未改良地盤－締固め地盤－構造物系の応答解析は全応力解析と有効応力解析に大別される。前者は地盤材料の非線形特性を主として等価線形化手法によって処理しており、地盤に関する情報としては密度値以外にせん断波速度Ｖｓおよび動的変形特性が必要とされる。「4.7.2設計法の現状と留意点」の中で述べた解析手法では、全応力解析結果と過剰間隙水圧蓄積モデル（Seedモデル）を用いて間隙水圧挙動および地震後変形を取り扱っているが、この場合はさらに過剰間隙水圧蓄積モデルのパラメーターが必要となる。さらに地盤の変形と間隙水圧挙動を連成させる有効応力解析では用いる構成則に対応した各種パラメーターを設定する必要が生じてくる。ただし、これらの大部分は室内での要素試験結果（振動三軸試験や単純せん断試験）に対するシミュレーションを別途行うことで決定可能であるため、地盤物性としては液状化カーブそのものを準備すればよい。さらに、解析を実施するうえで必要となる地盤物性としては改良後の地盤の密度やK$_0$値（初期応力解析に用いる）などが挙げられる。これら各種物



図－4.7.39 改良深度の設計図表
（文献26に加筆）



図－4.7.40 事後Ｎ値の設計図表
（文献26に加筆）

性値の評価手法を以下にまとめる。なお原位置での締固め効果は通常、標準貫入試験によるN値を指標として用いることが多いが、以下ではそれ以外の指標に関する評価方法を示す。

① 原位置試験による手法

微小ひずみ時のせん断剛性率G_0は、締固め地盤における原位置ＰＳ検層の結果（S波速度Ｖｓ）と密度測定結果より $G_0 = Vs^2 \times \rho$にて算定される。また動的変形特性（$G\sim\gamma$、$h\sim\gamma$カーブ）および液状化カーブは原位置の締固め地盤よりサンプリングした試料に対する室内動的変形試験によって求められている。これらの試験結果の精度はサンプリング手法に左右されるため、凍結サンプリング法が採用されることもある[38]。さらに、地盤の密度については密度検層（ＲＩ法など）あるいはサンプリングによる原位置測定が、さらにK_0値の測定には各種の孔内水平載荷試験（ＬＬＴ，プレッシオメーター、ディラトメーター等）が提案されている。

② 室内試験による手法

室内試験による手法としては、現場材料を室内で再調整したうえで微小なひずみ履歴を与えて供試体を密実化し、これを供試体として動的変形試験あるいは液状化試験を実施する手法が挙げられる。この手法では原位置の締固めとの対応は明確ではないが、例えば、履歴によって室内供試体のせん断剛性が原位置地盤の実測Ｓ波速度と同程度になっていることを確認して試験を開始するなどの方法[33]により原位置との整合がとられている。また、地盤のK_0値については模型土槽を用いた実験の例[29]が見られる。

(b) 改良地盤の動的物性に関する知見

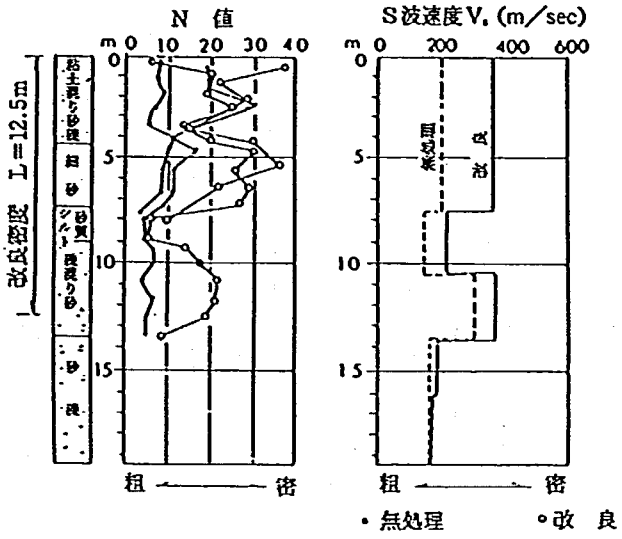
前述した観点から、締固め工法に対応する（あるいはこれを想定した）室内試験・原位置計測結果を集積し既往の知見をとりまとめた。以下にその結果を示すが、用いた文献およびその概要は末尾の表－4.7.1を参照されたい。

① 改良地盤のＳ波速度あるいはG_0に関するデータ

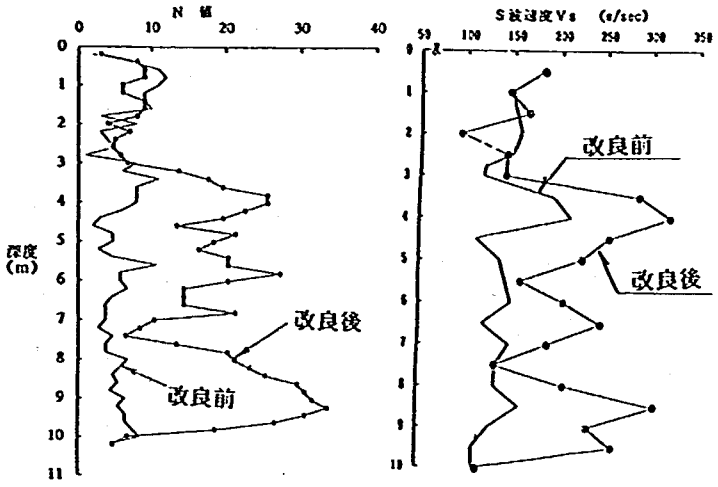
図－4.7.41、図－4.7.42はＳＣＰ工法[30]およびＲＣ工法（ＤＰＣ工法）[27]によって締固めを行った地盤のＳ波速度分布を改良前後の変化として表したものである。いづれも締固め施工により全層にわたってＳ波速度が増加し、地盤の剛性が高まっていることがうかがわれる。図中には参考のために同一位置でのＮ値の変化を併記しているが、締固め施工によるＮ値の増加とＳ波速度の増加には何らかの相関があるものと思われる。そこで、様々な締固め工法によって改良された地盤のＮ値と原位置Ｓ波速度の関係を図－4.7.43にまとめた。両者は比較的良好な相関性を有しており、その関係は図中に併記した沖積・洪積砂層に関する既往のデータ（今井[31]による）に近いものとなった。本来は改良地盤において原位置試験を行いＳ波速度を直接求めることが望ましいが、このような関係を用いて改良地盤のＮ値からそのＳ波速度（微小ひずみ時のせん断剛性率）を類推し設計に用いることも可能であろう。

② 改良地盤の動的変形特性

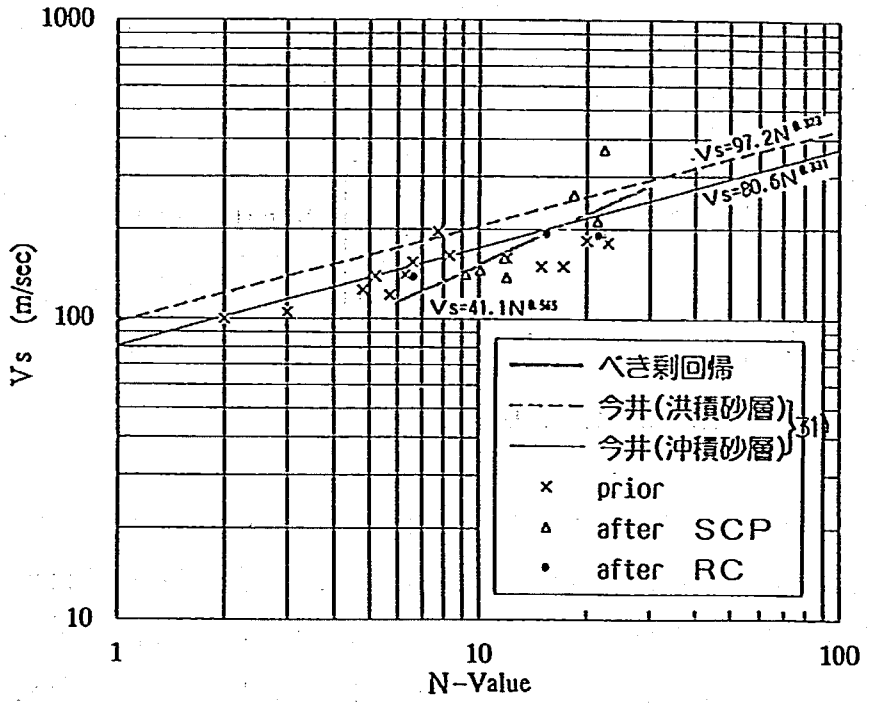
次に、等価線形化手法に用いられる非線形特性（せん断剛性率および等価減衰のひずみ依存性）について述べる。締固め工法によって改良された地盤の非線形カーブに関するデータは非常に少ないが、



図－4.7.41　ＳＣＰ工法でのＶｓ測定例[30]

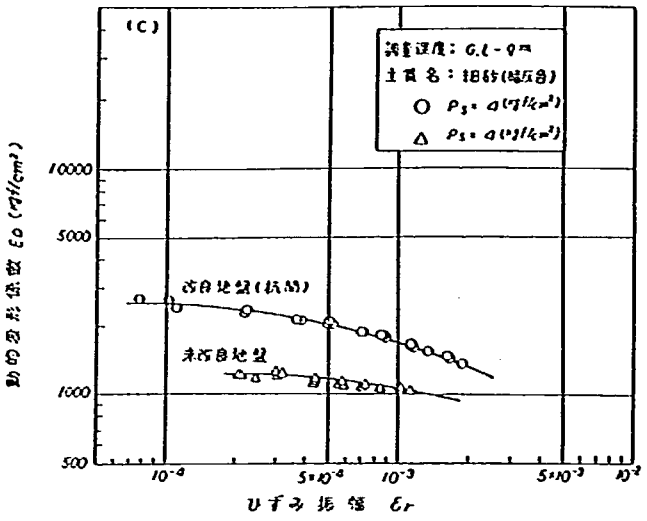


図－4.7.42　ＲＣ工法でのＶｓ測定例（文献27を修正）

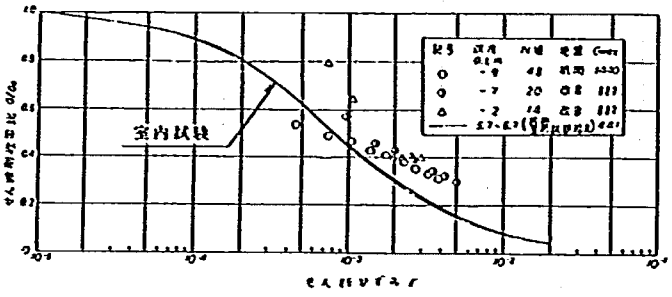


図－4.7.43　原位置改良地盤におけるＮ値～Ｓ波速度関係（表－4.7.1の文献より作図）

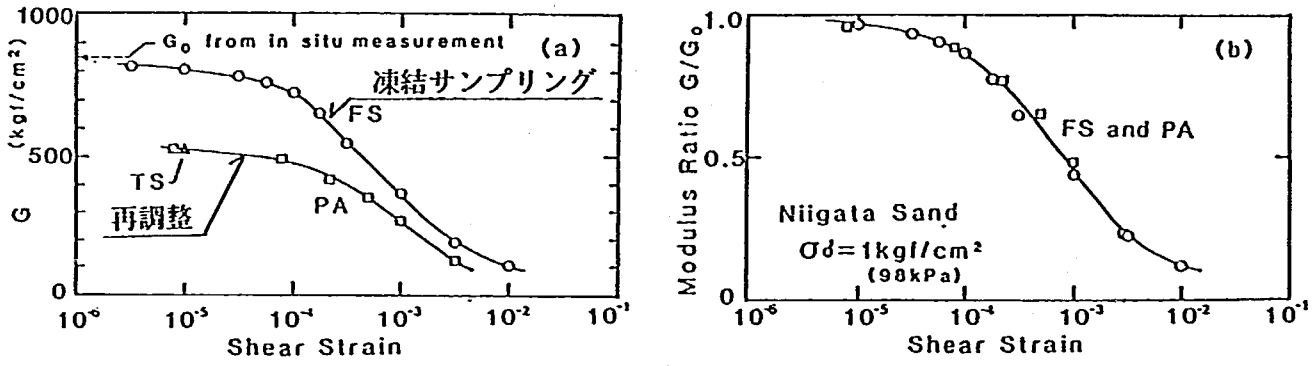
ここではその唯一の例として電中研による実測例[32]を示す。図－4.7.44はＳＣＰ工法によって改良された砂地盤に対して「動的地盤係数測定装置」を用いて動弾性係数のひずみ依存カーブを求めた結果である。図中には未改良地盤に対する測定結果を併記してあるが、図より、ＳＣＰによる改良を施すことにより地盤のせん断剛性が増加していること（これは同一位置でのＳ波速度の上昇とも対応している）、剛性の低下率Ｇ／Ｇ$_0$のひずみ依存性に関しては大差のないことがわかる。また図－4.7.45は同一材料を用いた室内試験結果との比較を行った例を示しているが、せん断剛性のひずみ依存カーブでは室内試験と原位置改良地盤で大差はなく、従来の室内試験により得られる非線形特性を使用可であることがうかがわれる。これに類似した結果は時松[33]によっても報告されており、図－4.7.



図－4.7.44　ＳＣＰ改良地盤のG～γカーブ[32)]



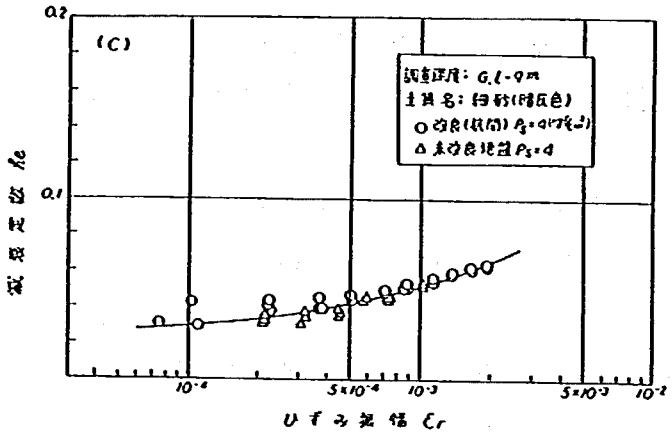
図－4.7.45　室内試験結果との比較[32)]



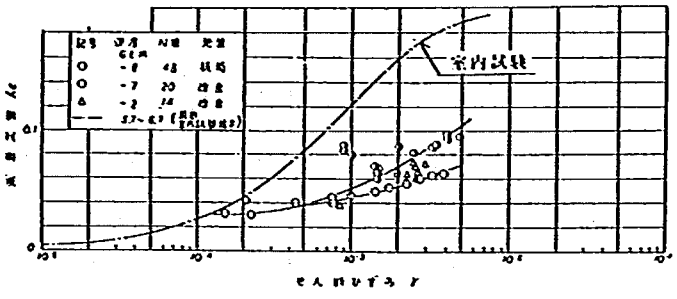
図－4.7.46　密な砂の動的変形特性（時松）[33)]

46は原位置の密な砂地盤から凍結サンプリングにより採取した材料（ＦＳ）およびこれを室内で再調整した材料（ＰＡ）のG～γカーブを比較した結果である。両者のせん断剛性自体は撹乱の影響でかなり異なっているものの、G／G₀～γカーブで整理すると両者はほぼ同一のライン上にプロットされている。これらの結果は、締固め効果が砂の動的変形特性に及ぼす影響を微小ひずみ時のせん断剛性の増加（すなわちＳ波速度の変化）のみによって評価しうることを示唆するものである。

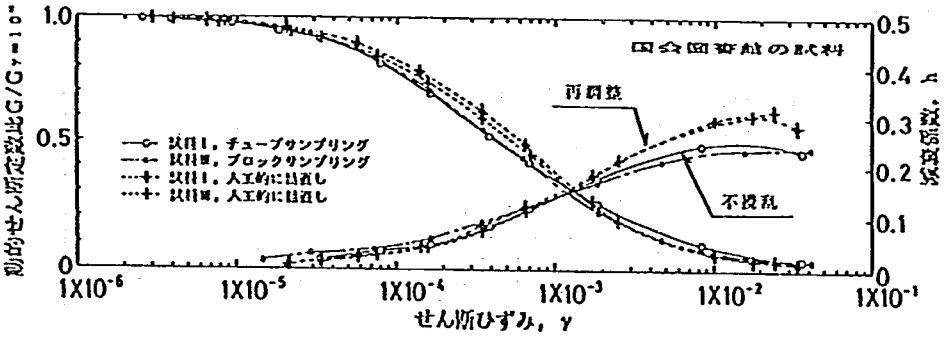
一方図－4.7.47は、「動的地盤係数測定装置」を用いて等価減衰のひずみ依存カーブを求めた結果[32)]であり、減衰定数についても改良・未改良で顕著な差が見られていない（ただし、別深度での実験結果では改良地盤の減衰が未改良地盤よりも若干低い値となる傾向も報告されている）。図－4.7.48は図－4.7.46と同様の実験を行った安田のデータ[34)]であるが、せん断剛性のひずみ依存性のみならず減衰定数についても原位置試料と室内試料での差は顕著でなく、締固め地盤に対しても室内試験結果を準用しうる可能性を示唆している。ただし、図－4.7.49では再び「動的地盤係数測定装置」による減衰カーブと室内試験結果との比較を行っているが、ここでは両者の減衰の大きさはかなり異なっており、原位置の減衰は室内よりもかなり小さい結果となっている（ただし、未改良地盤でも同様の傾向が見られることから試験法自体の問題も残されているものと思われる）。



図－4.7.47　ＳＣＰ改良地盤のｈ～γカーブ[32]



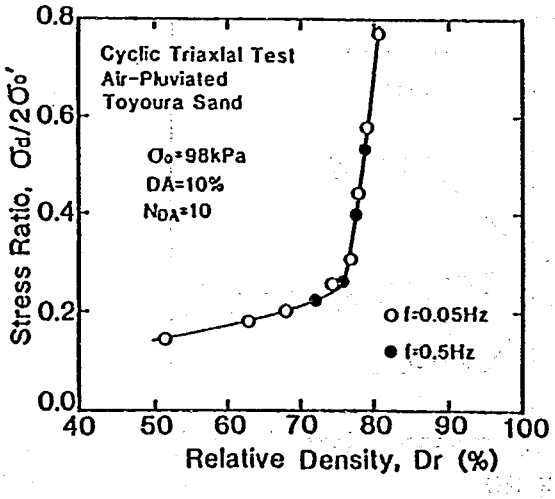
図－4.7.49　室内試験結果との比較[32]



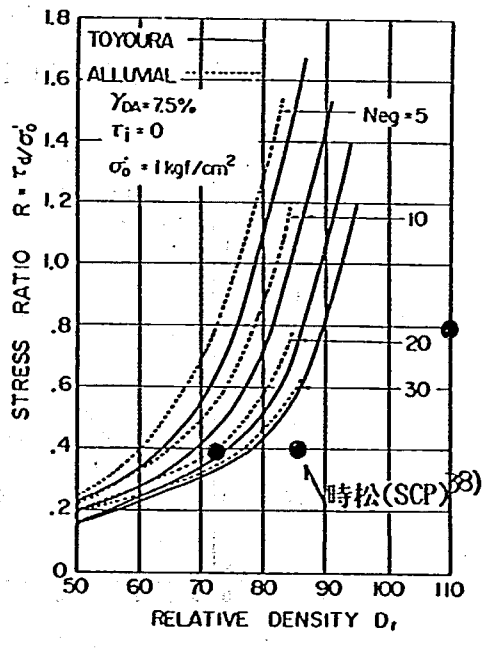
図－4.7.48　ｈ～γ　カーブに及ぼす攪乱の影響（安田）[34]

③　改良地盤の液状化特性（液状化カーブ）

締固め工法は、吉見[35]の指摘するように材料靭性（ダクティリティー）を有する「ねばり強い」地盤を造成することができる。図－4.7.50(a)(b)は室内で締固めた試料に対する振動三軸試験結果を相対密度Ｄｒに対してプロットした結果[36][37]であるが、いづれも相対密度が８０％を越えるあたりからサイクリックモビリティの効果によって液状化強度が急激に増大していく傾向が認められる。締固め工法を対



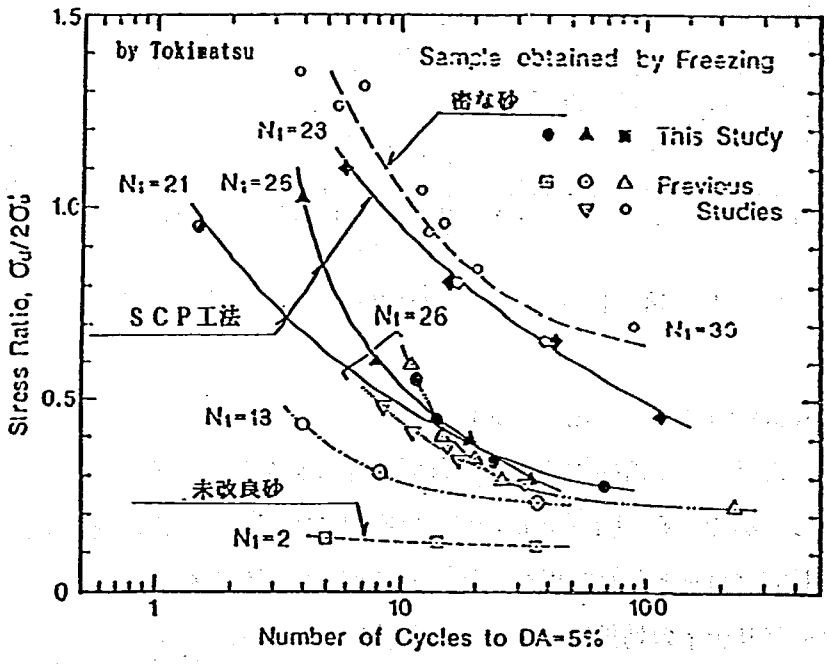
図－4.7.50(a)　Ｄｒ～液状化強度関係（吉見）[36]



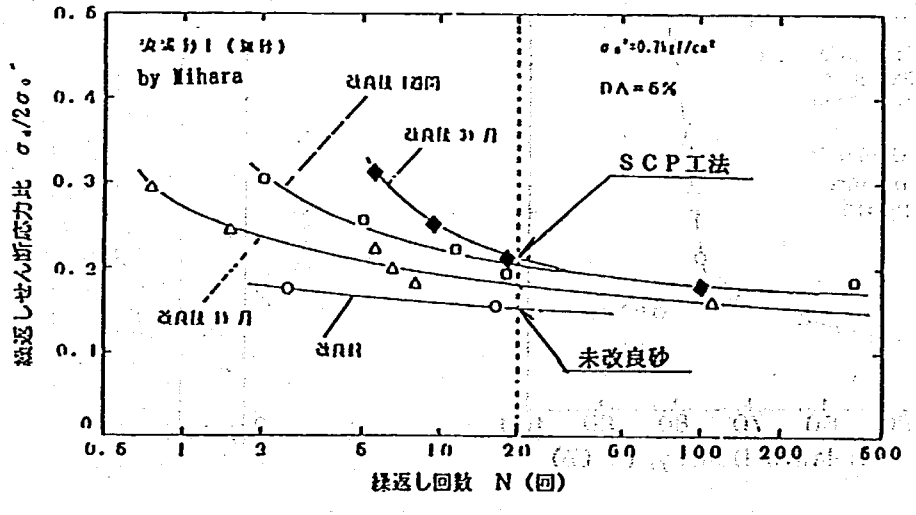
図－4.7.50(b)　同左（国生）[37]

象とする場合、このようなドレーン工法等にはない「ねばり強さ」を設計に考慮すべきと考えられる。以下では、締固め工法によって改良された地盤に対して求められた液状化強度特性についてとりまとめる。

図－4.7.51、図－4.7.52はＳＣＰ工法によって改良された地盤よりサンプリングした試料に対する振動三軸試験の結果を示したものである（時松[38]および三原[39]による）。いづれのデータも締固めによって液状化強度（例えば繰り返し回数２０回でのせん断応力比）が増大するのみならず、液状化カーブ自体も繰り返し回数の少ない部分が立ち上がる形に変化しており、サイクリックモビリティの影響が如実に表れている。累積損傷度を用いた液状化判定を行う場合や室内試験のシミュレーションによって締固め地盤の物性値を決定する場合には、このような実際に即した液状化カーブを採用する必要があろう。



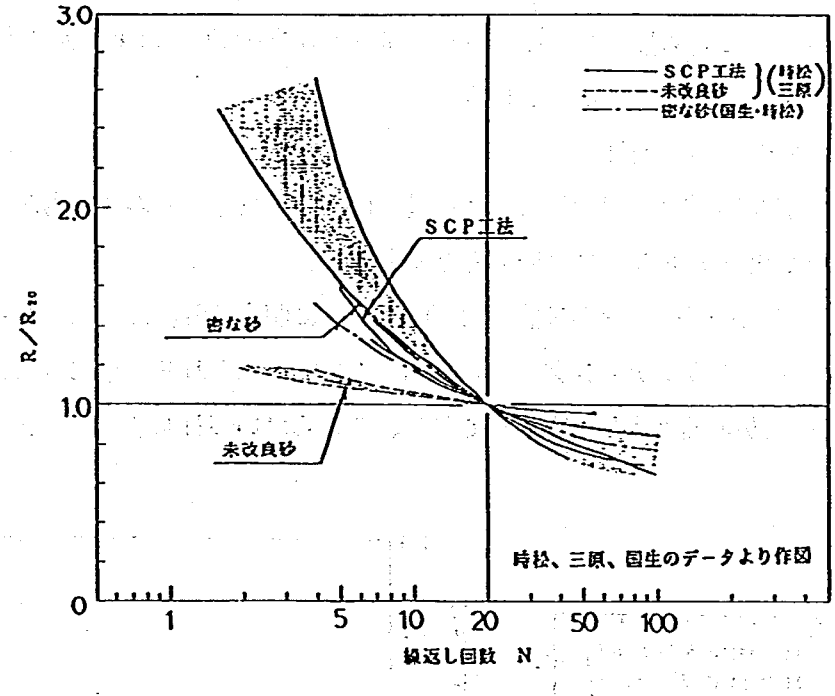
図－4.7.51　ＳＣＰ改良地盤の液状化強度特性（時松）[38]



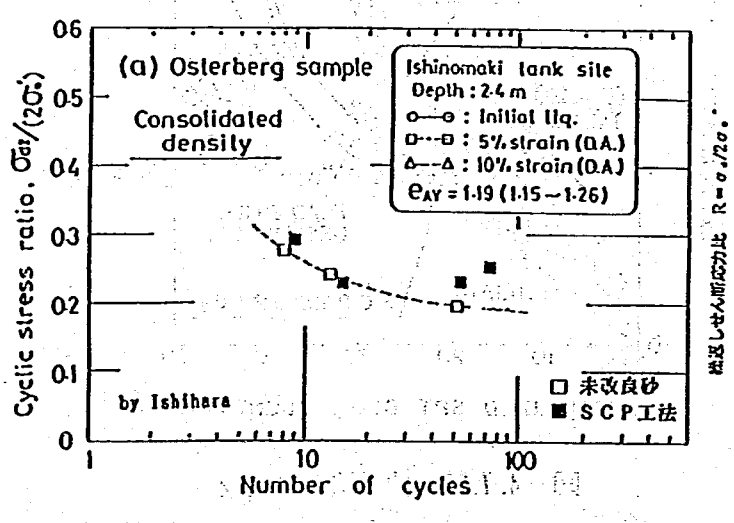
図－4.7.52　ＳＣＰ改良地盤の液状化強度特性（三原）[39]

さらに図－4.7.53は、繰り返し回数２０回でのせん断応力比を用いて正規化液状化カーブを求めた結果であるが、ＳＣＰで改良された地盤では未改良地盤とは全く異なった形状をとり、むしろ密な砂地盤のデータに近いことなどがうかがえる。一方、図－4.7.54、図－4.7.55はＳＣＰ工法[10]およびＶＦ工法[29]による改良地盤に対する試験結果の例を示している。ここでは改良・未改良での差、カーブの形の変化等が顕著に表れておらず、これは改良仕様の違い、サンプリングの手法、原位置深度と室内試験での拘束圧の関係、あるいは地盤の細粒分や改良後の経過時間などいくつかの要因が影響しているようである。締固め地盤の液状化強度の評価に関する今後の検討課題といえよう。

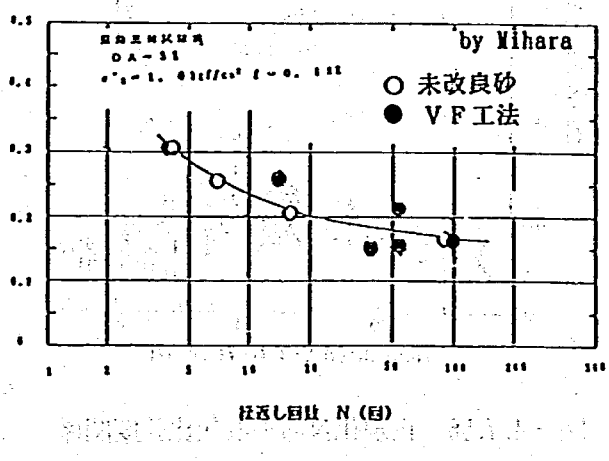
図－4.7.56は、締固め地盤のＮ値と液状化強度（繰り返し回数１５もしくは２０回相当）との関係を求めた時松のデータ[38]に他のデータを加筆した結果を表している。これらは図中にハッチしたよ



図－4.7.53　R_{20}によって正規化した液状化カーブ（文献36～39より作図）



図－4.7.54　改良地盤の液状化強度（ＳＣＰ工法）[10]



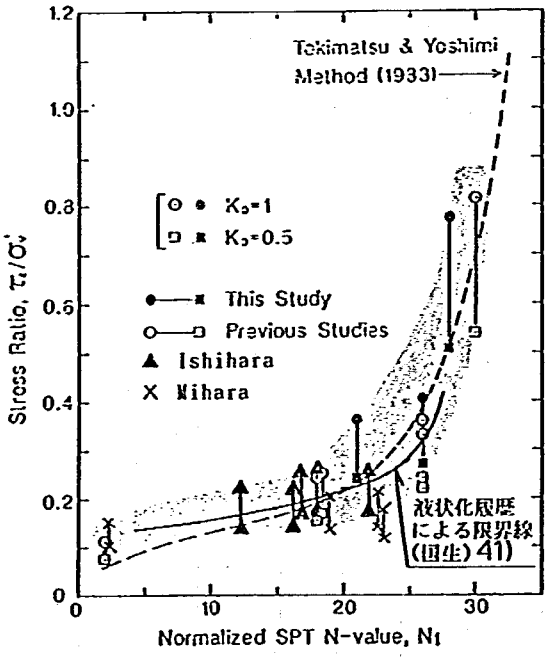
図－4.7.55　同左（ＶＦ工法）[29]

うな範囲にあり、吉見・時松による評価カーブ（建築基礎構造設計指針に採用）や国生による既往データの限界線[1]（液状化履歴をもとに求めた液状化・非液状化の境界ライン）との整合も比較的良好である。締固め地盤の液状化強度を直接求めるには凍結サンプリング等によって試料採取を行う必要があり、かなりの労力・費用を要する。図のような関係を用いて改良地盤のN値からその液状化強度を推定することも可能である。また図－4.7.57は、締固め地盤の液状化強度R（図中のハッチ）を土木系の評価手法と比較した結果を示している（国生の図[1]に加筆）。道路橋示方書ではN値20以下までは適用可能なものの、これを越えると過小評価の可能性があること、また国生の提案する密な砂に対する評価式に比較的近いことがわかる。さらに、図－4.7.58は時松の提案するS波速度による推定法[2]を表している。これは締固め地盤のVsと最小間隙比e_{min}、平均主応力σ_m'より求めた正規化せん断剛性G_sによって液状化強度を推定するものであり、図中に併記したSCP工法による改良地盤のデータとの整合も比較的良好である。原位置S波速度の測定精度の問題などが残されてはいるものの有用な評価手法として期待される。

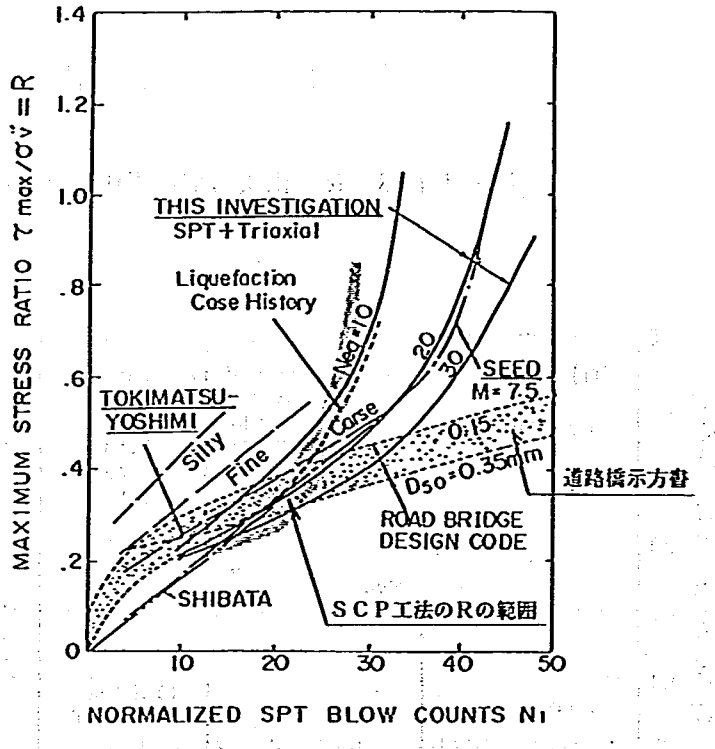
④ 改良地盤の静的強度－変形特性

次に締固め地盤の静的な強度－変形特性、特に設計に用いられることの多い内部摩擦角ϕ'、変形係数E、および横方向地盤バネk_hについてとりまとめる。

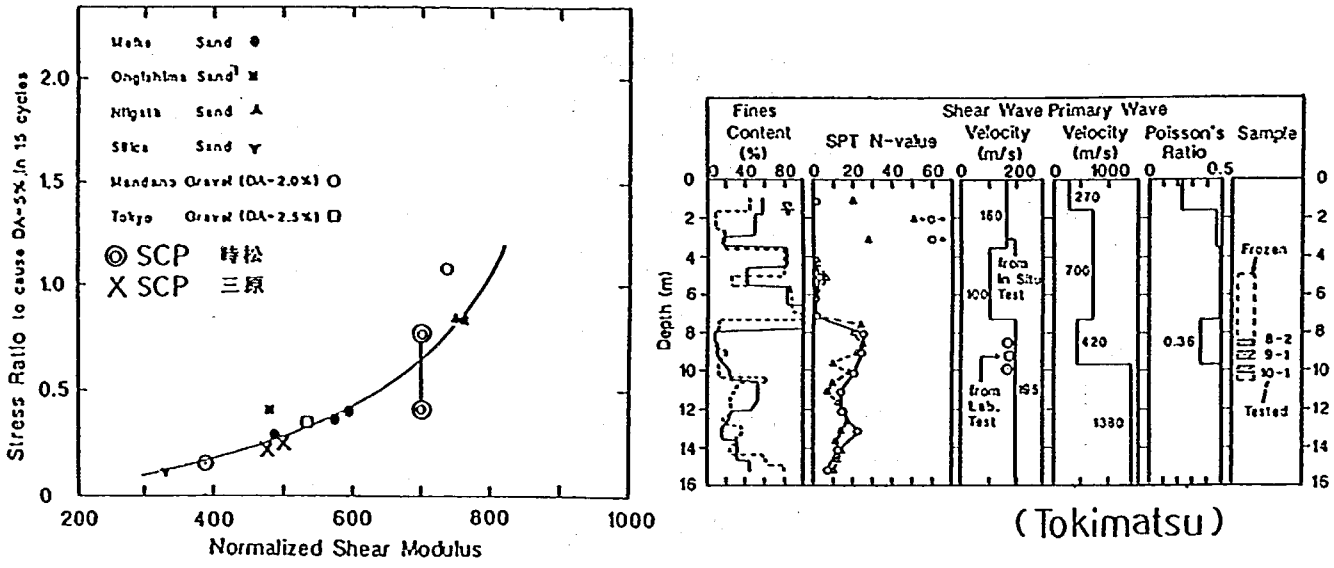
図－4.7.59、図－4.7.60は砂地盤のN値と内部摩擦角ϕに関する既往の評価式を示したものである（土質調査法　第6章　サウンディング[3]）。図－4.7.59に示されるようにN値と内部摩擦角ϕの関係については何種類かの関係式が提案されており、これらはいづれも$\phi=\sqrt{(A\times N)}+B$の形を



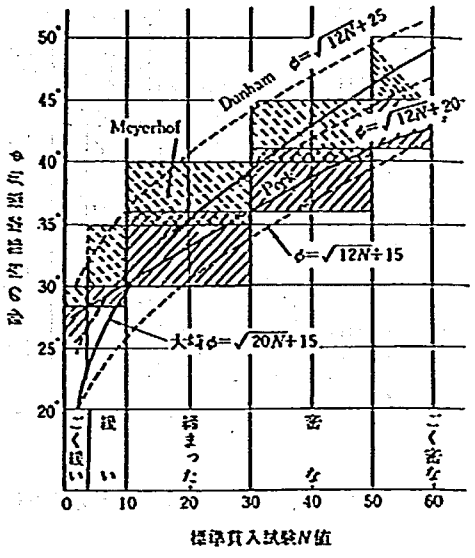
図－4.7.56　正規化N値～液状化強度関係
（文献38に加筆）



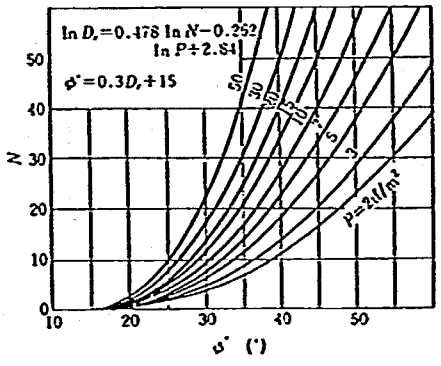
図－4.7.57　他手法との比較
（文献41に加筆）



図－4.7.58　正規化せん断剛性による評価法（時松）[12]

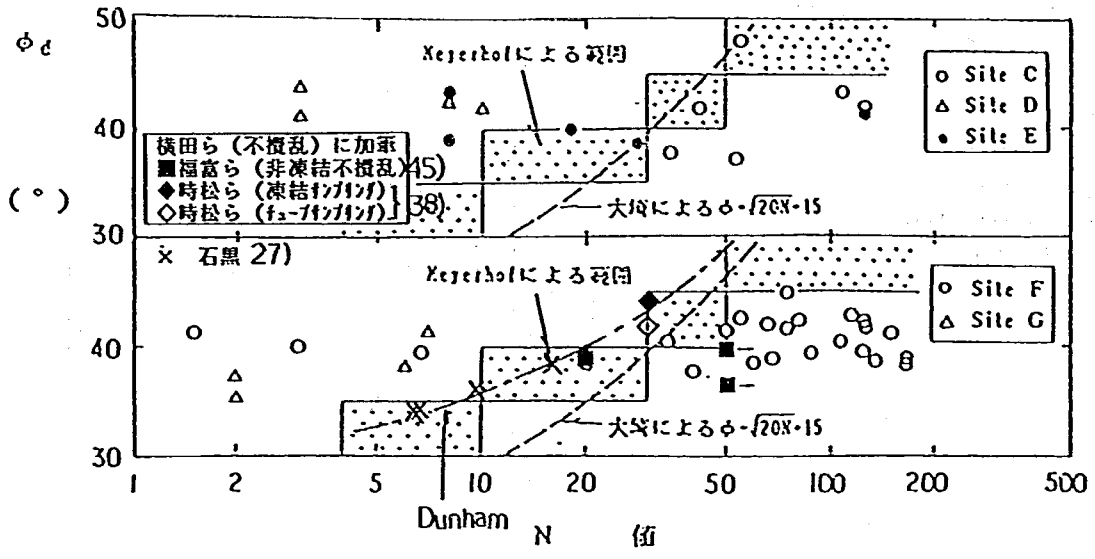


図－4.7.59　N値と内部摩擦角の関係[13]

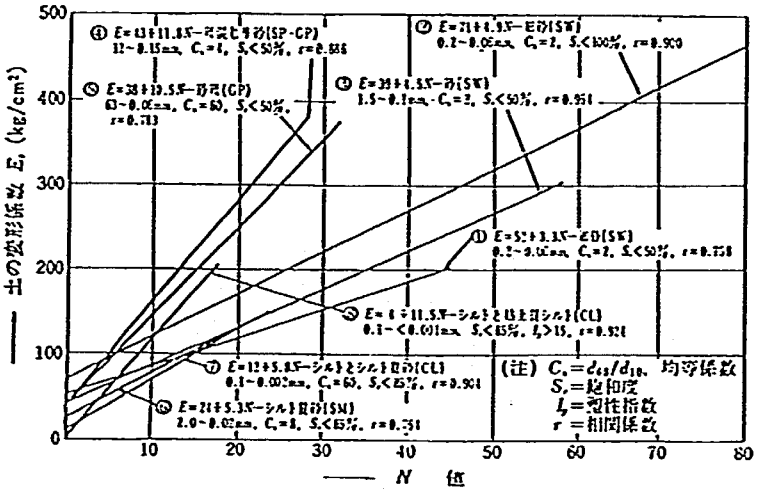


図－4.7.60　落合による図表[13]

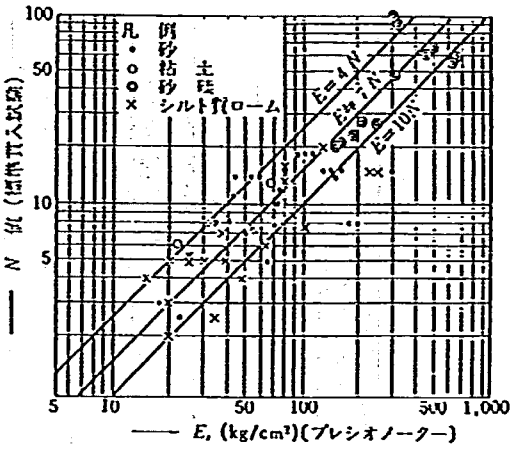
とる。またN値が有効土被り圧に依存することを考慮して図－4.7.60のような関係を導いている例（落合による）もある。これら既往の関係式が締固め工法によって改良された地盤に直接適用可能かどうかは議論の余地があるが、第一近似としては改良地盤に対して推定したN値をもとに、これらの関係式から内部摩擦角φを設定することも可能と考えられる。図－4.7.61は、自然地盤のN値と内部摩擦角φ（サンプリング試料による）の関係を求めた横田・今野ら[11]の結果に締固め地盤におけるデータ（福富ら[15]、時松ら[38]など）をプロットした結果を示している。自然地盤のデータでは内部摩擦角とN値の間に明瞭な関係が見られず、N値による評価の難しさを示唆しているが、締固め地盤においては事後N値の１０から３０程度の範囲内では既往のMeyerhof・Dunhamらの提案式との整合性は比較的良好である。ただしN値が３０を越えるような地盤では既往評価式が危険側の評価を与え



図－4.7.61　締固め地盤におけるN値と内部摩擦角の関係（文献44に加筆）



図－4.7.62　Schultze-Menzenbach式[16]



図－4.7.63　宇都による関係[16]

る可能性を有しており注意を要する。

次にN値と変形係数の関係について述べる。図－4.7.62、図－4.7.63は、Schultze-Menzenbach および宇都（プレシオメーター）によるN値～Ｅｓ関係を示している（土質工学会、土質調査試験結果の解釈と適用例[16] より）。図に示されるように両者の関係は土性や飽和度、均等係数などによってかなりばらついており、N値による推定の難しさを暗示している。図－4.7.64は、締固め地盤に対して実施されたプレシオメーターの結果をまとめたもの（杉山ら[23] のデータに加筆）であるが、やはりばらつきはかなり大であるといえる。ただし文献6), 32)によるデータを除けば他のデータは比較的近接した位置にプロットされており、杉山らの提案した式Ｅｓ＝３０＋４Ｎによって概略の評価が可能と考えられる。２文献のデータはＥｓ＝１５Ｎ近くにプロットされているがその原因については不明である。

最後に地盤の横方向バネ k_h に関する事例を示す。図－4.7.65はN値と k_h に関する既往のデータ

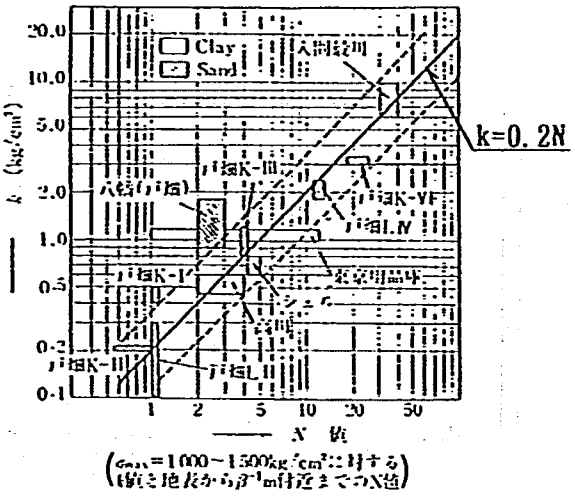
をまとめたものである（土質工学会 クイ基礎の調査・設計から施工まで[7]）。k_h についてもN値に対するばらつきはかなり大であるといわざるをえないが、平均的な関係として$k_h = 0.2N$が用いられることが多い。

一方、図－4.7.66は木村ら[8] による締固め地盤での実測データに熊谷ら[11] の動圧密工法のデータを併記した結果を示している。熊谷らのデータは既往の評価式に近い関係を与えているが、木村らの結果はこれと異なり$k_h = 0.75N$付近に位置していることがわかる。ＤＣ工法とＳＣＰ工法の差異も考慮すべきではあるが、締固め地盤の変形特性については今後も検討の余地が残されている。

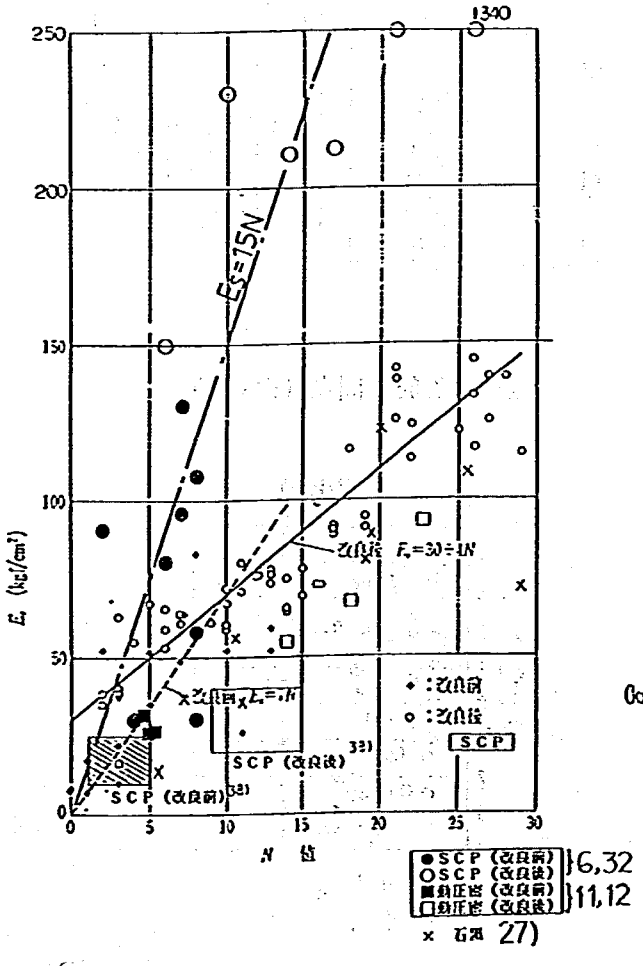
⑤ その他の物性（密度変化、K_0 値など）

締固め工法は振動および材料の圧入によって地盤の密度やK_0 値を増加させる効果を有している。以下ではそれらの測定例を示す。

図－4.7.67、図－4.7.68はＳＣＰ工法による改良前後でのK_0 値と相対密度の変化を示した結果で

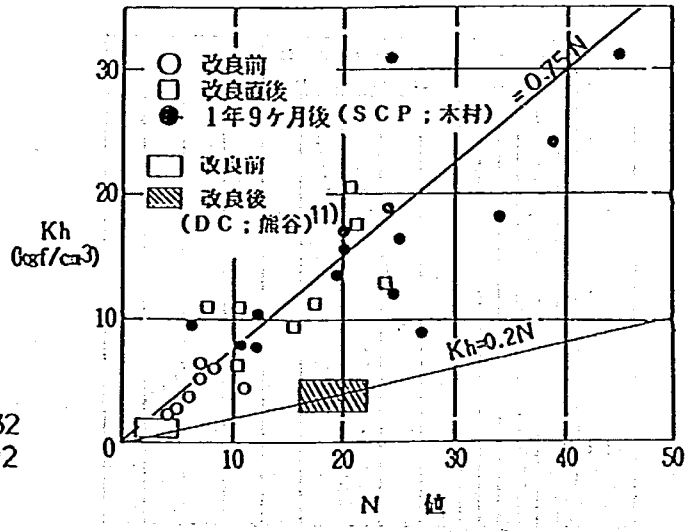


図－4.7.65　N値とk_hの関係[7]



図－4.7.64　締固め地盤のN値～Ｅｓ

（文献23に加筆）

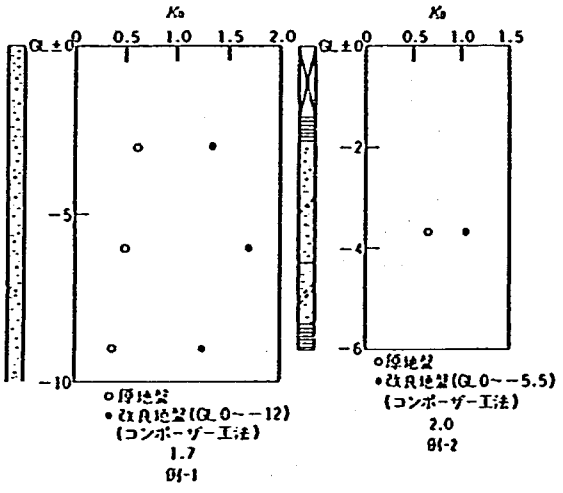


図－4.7.66　締固め地盤のN～k_h

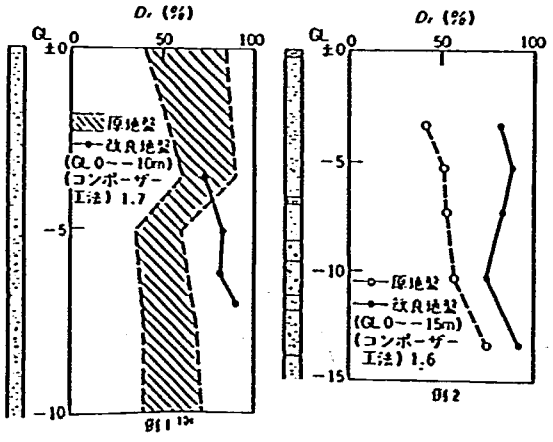
（文献48に加筆）

ある（末松[49]による）。締固め施工によって地盤の密度とともにK₀値が増大しており、側方拘束効果が相乗されて地盤強度の増大がもたらされていることがうかがえる。ＳＣＰ工法における密度・K₀値の増加を報告した例は数多く、図－4.7.69は石田・高橋による計測結果[50]である。K₀値に関しては、原位置プレッシオメーターによる他の測定事例（和泉・山田[51]や木村・川鍋ら[48]、草野[52]）を総合すると、ＳＣＰ施工後の地盤のK₀値は１～２といったかなり大きな値をとっていることが予想される。また、ＤＣ工法においても改良前後でK₀値の増加が認められた例が報告されており（熊谷・原田・鈴木[11]）、図－4.7.70はプレッシオメーターの初期圧P₀の変化を示している。この測定例ではＤＣ工法による改良後のK₀値は１．３～２．４の値となっている。

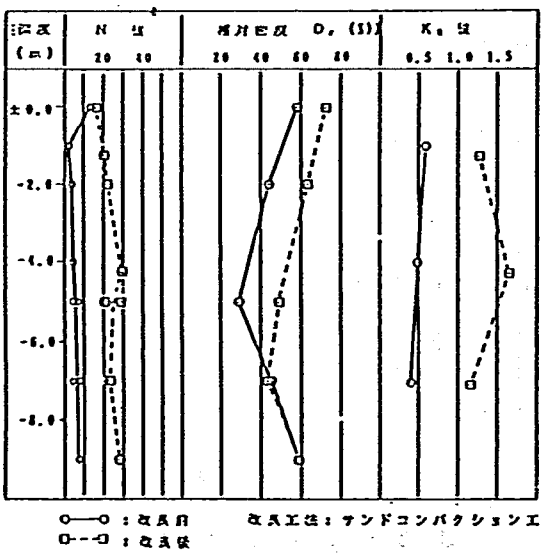
一方、ＳＣＰ工法やＶＦ工法では材料の強制的な圧入がK₀値の増大をもたらすものと考えられるが、砂杭を造成しないＲＣ工法では状況が異なる。図－4.7.71は同一地盤においてＳＣＰ工法とＲＣ工法のK₀値を比較した事例[53]であるが、ＲＣ工法ではＳＣＰ工法に比べてK₀値の増加割合が小となっていることがわかる。図－4.7.72は同一位置で実施した傾斜計による地盤変位の測定結果[53]



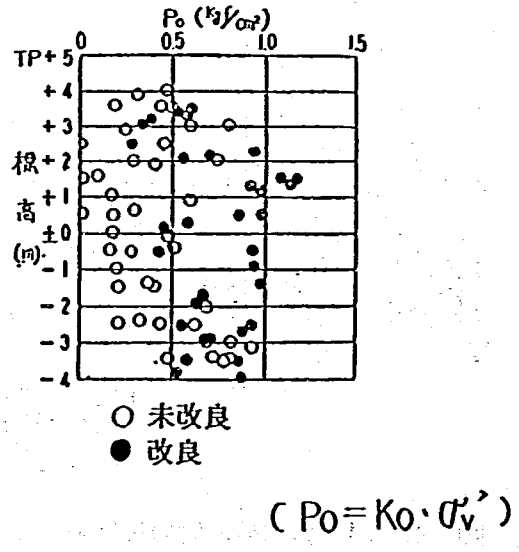
図－4.7.67　ＳＣＰ工法でのK₀値の変化[49]



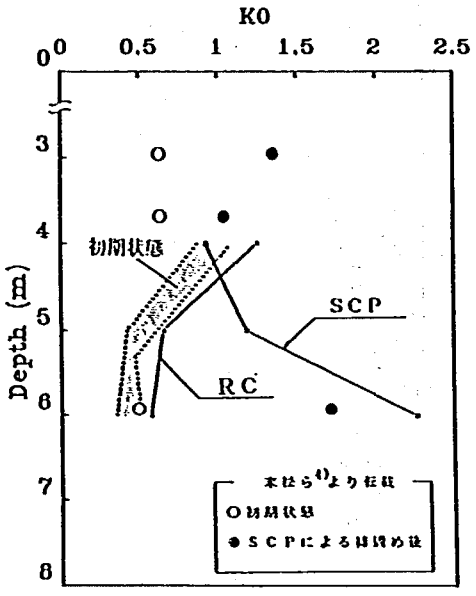
図－4.7.68　同左（相対密度）[49]



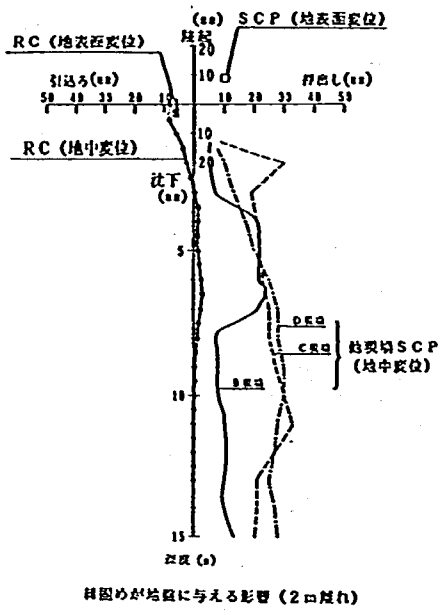
図－4.7.69　石田・高橋による計測例[50]



図－4.7.70　ＤＣ工法の実測例[11]



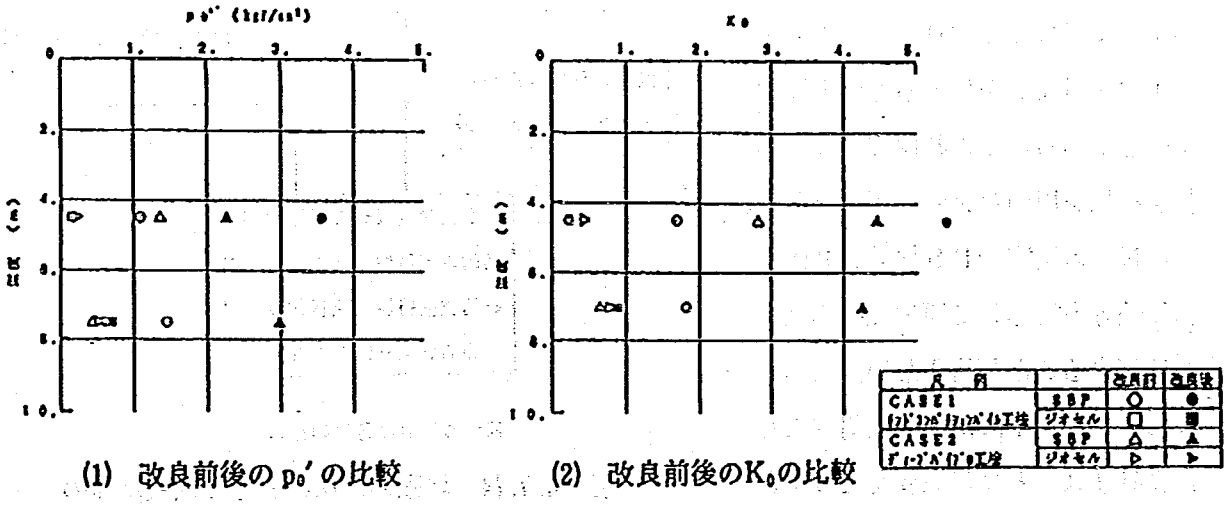
図－4.7.71　ＲＣ工法とＳＣＰ工法の比較例[53]



図－4.7.72　同左（地盤変位）[53]

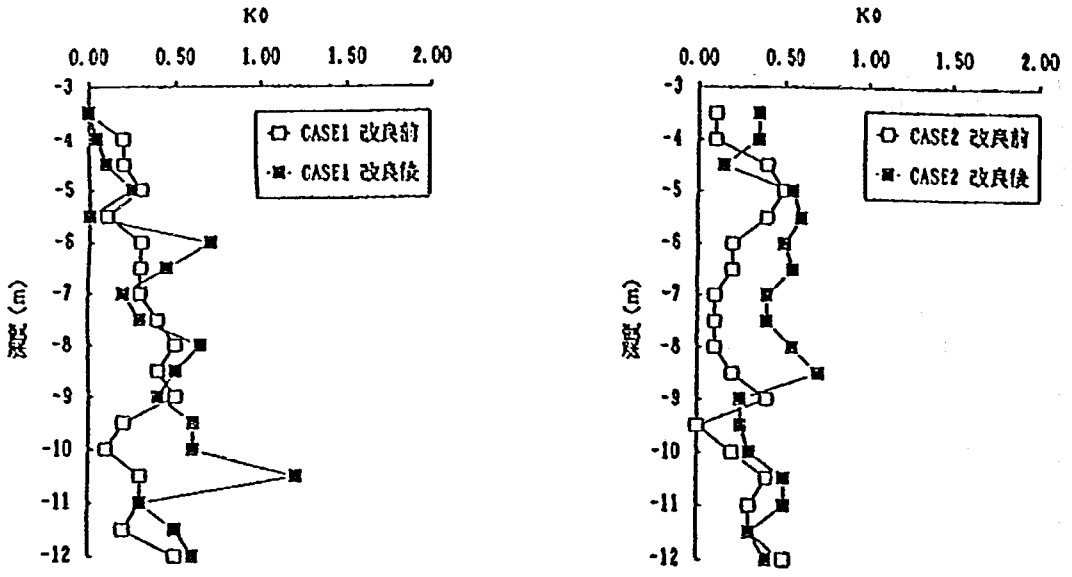
を示すが、ＳＣＰ工法が地盤を押し出す傾向であるのに対してＲＣ工法はほとんど無変位となっており、左のK_0値の違いに対応している。

最後に図－4.7.73(a)(b)は、千葉県の埋立て地において実施された現場実験の結果[29]を示している。本実験ではＳＣＰ工法とディープバイブロ工法の２工法にて締固めを行った後、ＳＢＰ，ジオセル、ダイラトメーターの３種類の測定方法によって改良前後のK_0値の変化を調査している。(a)はＳＢＰとジオセルによる、(b)はダイラトメーターによるK_0値のデータを表したものである。図からは、地盤改良によりK_0値が増加する傾向を概略認めることはできるものの、例えば同一の地盤でありながらK_0値の絶対値が測定法によって異なること、地盤改良によるK_0値の変化についてもＳＢＰ、ダイラトメーターでは増加傾向を示すもののジオセルでは顕著に見られないなど、測定方法によって傾向が異なることが報告されている。このようなK_0値の原位置評価法の問題は課題として残されよう。



(1)　改良前後のp_0'の比較　　(2)　改良前後のK_0の比較

図－4.7.73(a)　ＳＢＰおよびジオセルによる改良前後でのK_0値の測定例[29]

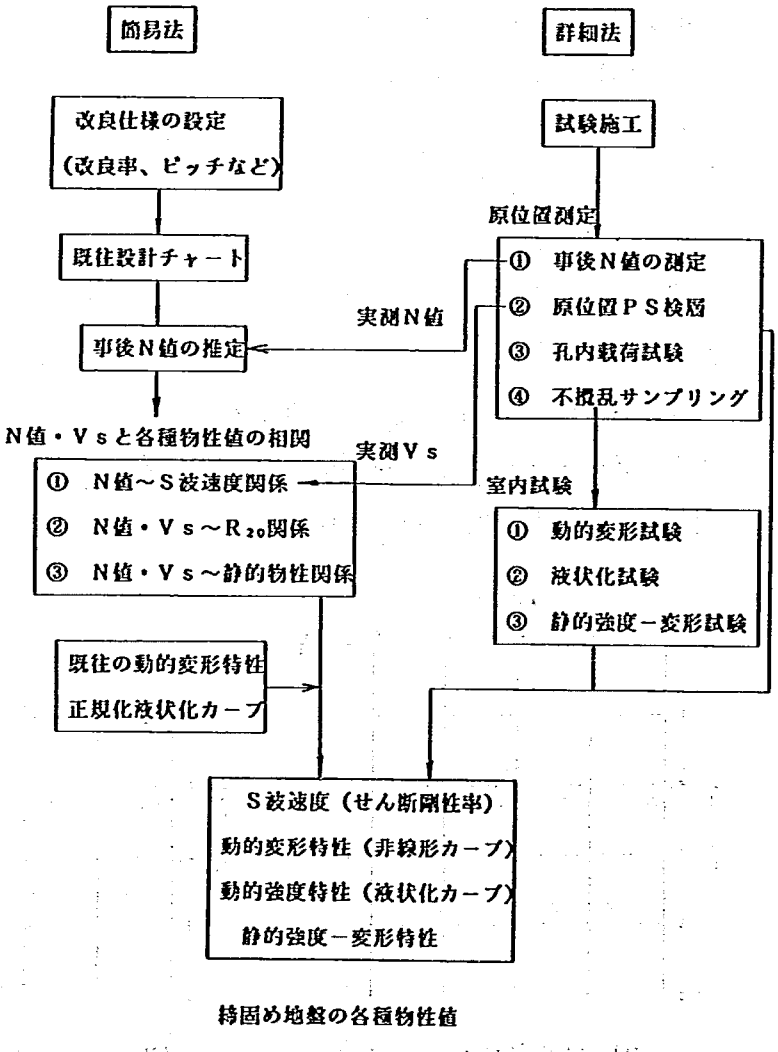


(1) サンドコンパクションパイル工法　　(2) ディープバイプロ工法

図－4.7.73(b) ダイラトメータによる改良前後でのK₀値の測定例[29]

⑥ 締固め工法における改良地盤の動的物性評価フロー

以上の結果をもとに、「締固め工法における改良地盤の動的物性評価フロー」を作成した。これを図－4.7.74に示す。このフローに従って改良地盤の動的物性を事前に類推し設計に供することは可能である。しかしながら、「簡易法」で用いられる既往のデータは測定されたサイトの土質特性、採用した施工機械の特性等が各々異なっており、あくまで設計上の「目安」を与えるものと理解すべきである。できれば実地盤、実施工機械を用いた試験施工を行ない、事後N値の測定やＰＳ検層、孔内載荷試験等を実施して原位置の物性値を確認することが望ましい。なお章末の表－4.7.1には、調査対象とした文献リストと文献概要をとりまとめた。　　(前田建設工業)



図－4.7.74 締固め工法における改良地盤の動的物性評価フロー

表－4.7.1　文献リストおよび概要一覧（その１）

文献番号	著者名	題名	出典	工法	原位置試験								サンプリング及び室内試験				その他
					標準貫入	PS検層	孔内水平載荷				水圧加速度計測	その他	密度	液状化試験	Go	変形試験	
					N	Vs	Ko	E	Pl	kh							
1	末松　他	基礎のための地盤改良工法	橋梁と基礎 77-12	SCP	○	○	○			○	○		○				
2	谷本　他	砂柱による地盤改良効果の動的判定法に関する研究	第12回土質工学研究発表会 124	SCP	○	○					○						N～Vs
3	木村　他	M.V.C.P.工法と施工例 －ネジリ振動締固めを利用した砂地盤の改良－	大林組技術研究所報 No.28	MVCP (SCPとの比較)	○	○	△	○	○		△	ｸﾞｯﾁｺｰﾝ振動・騒音					
4	Tokimatsu et al.	Evaluation of Liquefaction Resistance of Sand Improved by Deep Vibratory Compaction	Soils and Foundations Vol.30.No.3	SCP	○	○						Vp	○	○	○		改良地盤の凍結ｻﾝﾌﾟﾘﾝｸﾞ N1～R15
5	三原	締固め改良地盤の動的強度変形特性	第24回土質工学研究発表会 299	SCP	○								○	○	○	△	時間効果
6	Ishihara et al.	Liquefaction Characteristics of Sand Deposits at an Oil Tank Site during the 1978 Miyagiken-oki Earthquake	Soils and Foundations Vol.20.No.2	SCP	○								○	○			Osterberg Sampling
7	水野　他	細粒分を含む砂質地盤における サンドコンパクションパイル工法の設計法	土と基礎 Vol.35.No.5	SCP													設計法
8	和泉　他	サンドコンパクションによる地盤改良効果に関する一考察	第16回土質工学研究発表会 422	SCP	○	○		○					○				N～Sc
9	木村　他	コンパクションパイル打設地盤のKo値について	第21回土質工学研究発表会 714	SCP	○		○										
10	木村　他	コンパクションパイル打設地盤のKo値について(その2)	第22回土質工学研究発表会 678	SCP	○		○			○							時間効果 N～Kh
11	斎藤　他	サンドコンパクションパイルによる液状化対策工の効果	土木学会第36回年次学術講演会 III-361	SCP			○				○						
12	杉山　他	緩い埋立て砂質土地盤の改良効果例	第19回土質工学研究発表会 628	SCP	○												N～Fc
13	谷口　他	大分ＬＮＧ基地タンク基礎工事	基礎工 1989.7.	SCP	○												N～Fc

表－4.7.1　文献リストおよび概要一覧（その２）

文献番号	著者名	題名	出典	工法	原位置試験								サンプリング及び室内試験				その他
					標準貫入	PS検層	孔内水平載荷				水圧加速度計測	その他	密度	液状化試験	Co	変形試験	
					N	Vs	Ko	E	Pl	kh							
14	北松　他	日本海ＬＮＧ備のタンクにおける対策工事例	基礎工 1984.7.	ＳＣＰ マンセスパイプロタンパー（表層締固め）	○	○		○				動的孔内載荷試験 ED, he					
15	矢島　他	地上式ＬＮＧタンク基礎の耐震性（その1）－地盤調査および杭基礎構造物の振動特性－	電力中央研究所報告 (S. 58. 6.) No. 382056	ＳＣＰ	○	○	○	○	○			動的孔内載荷試験 ED, he			○	○	C/Co～γ he～γ ・再調整試料で室内試験 ・動的孔内載荷試験で原位置試験
16	菅野	サンドコンパクションパイル工法の実際と問題点(3) 埋防基礎地盤の改良効果と埋防の耐震性	土と基礎 Vol. 31. No. 4	ＳＣＰ	○	○	○						○	○			
17	島取	東関線高架橋の液状化対策	基礎工 1984.7.	ＳＣＰ	○		○				○		○	○			
18	杉山	細粒分を含む砂質地盤の振動締固めの事例	土と基礎 Vol. 33. No. 4	ＳＣＰ	○			○									N～Fc N～Es
19	佐藤　他	振動棒工法による砂質地盤の改良効果に関する一考察	土木学会第43回年次学術講演会 Ⅲ-31	ＤＰＣ	○												
20	森本　他	オイルタンク基礎地盤改良工事におけるダイレクトパワーコンパクション工法	基礎工 1973.9.	ＤＰＣ	○												設計法
21	中田　他	液状化防止対策とその実証試験	土と基礎 Vol. 32. No. 12	ＤＰＣ ＣＤ併用	○						○	矢板変位 〃 応力					
22	石黒	吸水－振動締固め工法に関する現場検証実験	土質工学会「砂地盤の液状化対策に関するシンポジウム」平成3年	改良型 ＤＰＣ	○						○						
23	石黒　他	吸水－振動締固め工法に関する現場実験（その1）（その2）	第27回土質工学会	改良型 ＤＰＣ	○						○						

表－4.7.1　文献リストおよび概要一覧（その３）

文献番号	著者名	題名	出典	工法	原位置試験								サンプリング及び室内試験				その他
					標準貫入	PS検層	孔内水平載荷				水圧加速度計測	その他	密度	液状化試験	Co	変形試験	
					N	Vs	Ko	E	Pl	εh							
24	清水 他	吸水－振動締固め工法及びＳＣＰ工法による締固め性状に関する測定事例	第47回土木学会	改良型DPC	○	○	○					密度測定(RI)地盤変位(傾斜計)					
25	田中	－地盤改良による液状化防止工法－バイブロ・フローテーション工法	基礎工 1985.5.	VF	○												工法紹介 N～D_{10} N～Sc
26	三原 他	振動締固め工法の現場実験	地盤の液状化対策に関するシンポジウム II.3.1.	ディープバイブロ(SCPとの比較)	○						○	振動・騒音 地中変位 RI	△				N～Fc
27	湯槇 他	能代火力発電所砂地盤の液状化対策工事	電力土木 No.211	DC	○						○	地中変位 振動					N～Fc N～Uc N～εn
28	河村 他	南大阪湾岸北部処理場における重錘落下締固め（動圧密工法）地盤改良工事	下水道協会誌 Vol.20.No.231	DC	○			○	○			振動騒音					D～$\sqrt{W/l}$ ΔN～εn
29	鶴 他	動圧密工法による砂質地盤の改良試験	第15回土質工学研究発表会 424	DC	○			○	○		○	ダッチコーン 平板載荷 ベーンせん断					
30	熊谷 他	動圧密工法による砂質地盤の改良結果と衝撃土圧の測定	第16回土質工学研究発表会 423	DC	○		○	○	○	○		ダッチコーン 平板載荷 衝撃土圧	○				
31	土谷	動圧密工法による液状化対策	基礎工 1984.7	DC	○							ダッチコーン					N～εn
32	土質工学会	軟弱地盤対策工法－調査・設計から施工まで－															D～$\sqrt{W/H}$ ΔN～εn

4.7.5　まとめと今後の課題

「4.7 締固め工法の設計・施工法の検討」では、締固め工法の概要や設計・施工法の現状、その実施例等を示すとともにいくつかの留意点について述べた。さらに締固め地盤の諸物性、特に地震時挙動の検討に必要とされる動的強度一変形特性について原位置締固め地盤に対するデータを中心にして知見の収集・整理を試みた。

締固め工法は多くの実績を有しており、「完成された液状化対策工法」とのイメージが強い。しかしながら、改良効果に関する問題や強震時における挙動など今後の検討課題もいくつか残されている。本節では最後にこれらを列挙し、本研究において今後実施していくべき検討内容を整理することで結びとしたい。

(1) 設計面での検討課題

① 強震時における締固め地盤の挙動について不明な部分が多い。締固め地盤の地震時応答やサイクリックモビリティ等を含め、その強度（変形）特性を明らかにする必要がある。

② 締固め工法による改良効果に関する課題として、以下のようなものが挙げられる。

- 改良効果（N値）のばらつきを考慮した信頼性設計的な考え方についての検討
- K_{θ} 値の上昇を考慮した液状化強度評価
- 細粒分含有率の効果に関する検討（粘土分や塑性の影響）
- 締固め時の振動数が締固め効果に及ぼす影響についての検討
- コーン貫入試験など液状化判定のための簡易な原位置試験法の締固め地盤への適用
- 他工法（例えば鋼材など）との併用を考慮した設計やこの際の強震時の地盤バネの評価

(2) 施工面での検討課題

① 振動・騒音に対する対策法とその効果についての検討

表－4.7.2には研究の全体工程をとりまとめた。今後は上記の課題の中から重要と思われるものについて検討を加えていくが、平成5年度は「強震時における締固め地盤の挙動」を中心に研究を進めていく予定である。

表－4.7.2　研究の全体工程

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	実施項目内容
(5) 締固め工法	研究計画立案	═══					
	既存技術の整理と問題点の抽出	═══	═══				● 液状化に関する・N・N値等のとりまとめ ● 改良効果に関するとりまとめ ● 設計・施工法に関するとりまとめ
	各種工法への適用上の留意点のとりまとめ	═══	═══				● 各種工法への適用条件のとりまとめ ● 設計・施工法のとりまとめ ● 新しい技術に関する設計・施工法に関するとりまとめ
	研究課題の設定	═══	═══				
	技術課題の検討		強震時挙動の検討				

（前田建設工業・不動建設・間　組）

参考文献

1) 田中幸久、中島　豊、坪井英夫：対策工法、地盤の液状化対策に関するシンポジウム発表論文集、土質工学会、pp. 15～40, 1991.

2) 河本憲二、高橋嘉樹、奥田眞也、山下祐司、多賀久勝：高周波小径サンドコンパクションパイル工法の施工結果、第27回土質工学研究発表会、pp. 2153～2154, 1992.

3) 土質工学会：液状化対策の調査・設計から施工まで、1993.

4) 水野恭男、末松直幹、奥山一典：細粒分を含む砂質地盤におけるサンドコンパクションパイル工法の設計法、土と基礎、Vol. 35, No. 5, pp. 21～26, 1989.

5) 不動建設研究室：コンポーザーシステムデザインマニュアル、pp. 11～18, 1971.

6) 木村　薫、平間邦興、菱河恭一、八戸　裕、羽生田吉也、松本　伸：ＭＶＣＰ工法と施工例－ネジリ振動締固めを利用した砂地盤の改良－、大林組技術研究所報、No.28, pp. 72～77, 1984.

7) 石黒　健：吸水－振動締固め工法に関する現場検証実験、地盤の液状化対策に関するシンポジウム発表論文集、土質工学会、pp. 221～226, 1991.

8) 軟弱地盤ハンドブック：第９章　対策工法の設計・施工 9. 11, 9. 12, 9. 16

9) 三原正哉、鶴岡龍彦、末広修三：振動締固め工法の現場実験、地盤の液状化対策に関するシンポジウム発表論文集、土質工学会、pp. 215～220, 1991.

10) 田中誠一：特集・基礎工事施工管理のチェックリスト、３地盤改良工法、③バイブロフローテーション工法、基礎工、pp. 88～95, 1976.

11) 熊谷至幸、原田眞志、鈴木正人：動圧密工法による砂質地盤の改良結果と衝撃土圧の測定、第16回土質工学研究発表会講演集、pp. 1689 ～1690, 1981.

12) 河村保蔵、生田良史：南大阪湾岸北部処理場における重錘落下締固め（動圧密工法）地盤改良工事、下水道協会誌, 1983.

13) 土田　肇、井合　進、倉田栄一：液状化対策としての締固めの施工範囲について、第14回地震工学研究発表会講演集、pp. 9～12, 1976.

14) 消防庁：危険物の規制に関する規則, 1978.

15) 安田　進：液状化の調査から対策工まで、鹿島出版会

16) 末松直幹、吉見吉昭、佐々木康：講座　地盤の液状化　7.　液状化被害を軽減するための対策、土と基礎、Vol. 30, No. 14, pp. 71～79, 1982.

17) ㈳日本電力建設業協会：電力土木における地盤改良工法と施工事例、昭和63年・平成元年事業年度技術部会報告書、第Ⅲ編　電力土木工事における施工事例, 1990.

18) 北松治男、佐藤雅之、山本英夫：日本海ＬＮＧ㈱のタンクにおける対策工事例、基礎工、Vol. 12, No. 7, pp. 94～98, 1984.

19) 建設省土木研究所：耐震地盤改良工法に関する共同研究報告書（その６）、平成４年３月.

20) 佐々木康、沢田善治、安田　進、田上　裕：高瀬川高潮堤防の耐震性調査、土と基礎、Vol. 35, No. 8, pp. 19～24, 1987.

21) 土谷　尚：動圧密工法による液状化対策、基礎工、Vol. 12, No7, pp. 90 ～93, 1984.

22) 小池昭彦、峯尾正臣、村元修一：三郷浄水場建設における液状化対策、基礎工、Vol. 12, No. 7, pp. 115～119, 1984.

23) 杉山貞雄、藤咲忠臣、池水富美矢、時任正人：ＬＰＧタンク基礎地盤の液状化対策工事例、基礎工、Vol. 12, No. 7, pp. 99～103, 1984.

24) Watanabe, T. :Damage to Oil Refinery Plants and a Building on Compacted Ground by the Niigata Earthquake and Their Restoration, Soils and Foundations, Vol. 6, No. 2, pp. 86～99, 1966.

25) Ishihara, K., Kawase, Y. and Nakajima, M. :Liquefaction Characteristics of Sand Deposits at Oil Tank Site during the Miyagiken-Oki Earthquake, 土質工学会論文報告集、Vol. 20, No. 2, pp. 97～111, 1980.

26) 土質工学会：軟弱地盤対策工法　－調査・設計から施工まで－, 1991.

27) 石黒　健、鳩田三朗、飯島　健、菅井正澄、清水英樹：吸水型振動棒締固め工法に関する現場検証実験（その２）締固め効果および改良地盤の性状、第28回土質工学研究発表会講演集, pp. 1307～1310, 1993.

28) 中田邦男、寺内　潔、千代義広：液状化防止対策とその実証試験、土と基礎、32-12, pp. 29～37, 1984.

29) 建設省土木研究所：耐震地盤改良工法に関する共同研究報告書（その５）、平成３年３月

30) 谷本喜一、末松直幹、坪井英夫：砂柱による地盤改良効果の動的判定法に関する研究、第12回土質工学研究発表会、po. 485～488, 1977.

31) Imai, T. :P-and S-wave velocities of the ground in Japan, Proc. of the 9th Int. Conf. ICSMFB, vol. 2, pp. 257～260, 1977.

32) 矢島　浩、吉田保夫、江刺靖行、沢田義博、西　好一：地上式ＬＮＧタンク基礎の耐震性（その１）－地盤調査および杭基礎構造物の振動特性－、電力中央研究所報告382056, 1983.

33) Tokimatsu, K. and Hosaka, Y. :Effects of Sample Disturbance on Dynamic Properties of Sand, Soils and Foundations, Vol. 26, No. 1, pp. 53～64, 1986.

34) 安田　進、山口　勇：室内および原位置で求めた動的せん断定数、室内試験法および試験結果の解釈と適用に関するシンポジウム発表論文集、pp. 115～118, 1984.

35) 吉見吉昭：「ねばり強さ」に関する液状化対策の評価基準、土と基礎、Vol. 38, No. 6, pp. 33～38, 1990.

36) Yoshimi, Y., Tokimatsu, K., Kaneko, O. and Makihara, Y. :Undrained Cyclic Shear Strength of a Dense NIIGATA Sand, Soils and Foundations, Vol. 24, No. 4, pp. 131～145, 1984.

37) 国生剛治、吉田保夫、西　好一、江刺靖行：密な砂地盤の地震時安定性評価法の検討（その１）密な砂の動的強度特性、電力中央研究所報告383025, 1983.

38) Tokimatsu, K., Yoshimi, Y. and Ariizumi, K. :Evaluation of Liquefaction Resistance of Sand Improved by Deep Vibratory Compaction, Soils and Foundations, Vol. 30, No. 3, pp. 153～158, 1990.

39) 三原正哉：締固め改良地盤の動的強度変形特性、第24回土質工学研究発表会講演集、pp. 823～824, 1989.

40) Ishihara, K., Kawase, Y. and Nakajima, M. :Liquefaction Characteristics of Sand Deposits at an Oil Tank Site During The 1978 MIYAGIKEN-OKI Earthquake, Soils and Foundations, Vol. 20, No. 2, pp. 97～111, 1980.

41) 国生剛治、吉田保夫、江刺靖行：密な砂地盤の地震時安定性評価法の検討（その２）標準貫入試験による評価法、電力中央研究所報告383026, 1983.

42) 時松孝次、吉見吉昭、前田慎二：Ｓ波速度を用いた砂質土の液状化強度予測、第23回土質工学研究発表会講演集、pp. 711～712, 1988.

43) 土質工学会：土質調査法、第６章　サウンディング

44) 横田耕一郎、今野政志：室内試験と原位置試験から得られる土質定数の比較、室内試験法および試験結果の解釈と適用に関するシンポジウム発表論文集、pp. 111～114, 1984.

45) 福富幹男、田中　晃：ボーリングによるよく締まった砂、砂礫地盤の非凍結サンプリング、地質と調査、1989年第４号、pp. 43～49, 1989.

46) 土質工学会：土質調査試験結果の解釈と適用例、第２章　標準貫入試験、1979.

47) 土質工学会：クイ基礎の調査・設計から施工まで

48) 木村　保、奥村一郎、三沢久詩、川鍋　修：コンパクションパイル打設地盤のＫ。値について、第21回土質工学研究発表会講演集、pp. 1863～1866, 1986.

49) 末松直幹、竹原有二：特集・構造物基礎の耐震、基礎のための地盤改良工法、橋梁と基礎、77-12, pp. 21～25, 1977.

50) 石田定一・高橋五郎：埋立地盤における液状化防止対策工法について、第31回建設省技術研究会報告、1977.

51) 和泉公比古、山田　淳：サンドコンパクションによる地盤改良効果に関する一考察、第16回土質工学研究発表会講演集、pp. 1685～1688, 1981.

52) 草野　郁：サンドコンパクション工法の実際と問題点（３）、堤防基礎地盤の改良効果と堤防の耐震性、土と基礎、Vol. 31, No. 4, 1983.

53) 清水英樹、鵜田三朗、石黒　健、飯島　健、菅井正澄：吸水－振動締固め工法及びＳＣＰ工法による締固め性状に関する測定事例、第47回土木学会年次学術講演会概要集、第Ⅲ部門、pp. 210～211, 1992.

54) 石原公明、麻生公裕、苗村康造、谷口利久：牽引式マンモスバイブロタンパー工法の開発、平成元年度建設機械と施工シンポジウム、1990.

55) 石黒　健、鵜田三朗、飯島　健、菅井正澄、清水英樹：吸水－振動締固め工法に関する現場実験（その２）　吸水併用効果に影響を及ぼす要因、第27回土質工学研究発表会、pp. 891～892, 1992.

56) 吉見吉昭：砂地盤の液状化、第二版、第７章　液状化対策

4.8　ドレーン工法の設計・施工法の検討

4.8.1　ドレーン工法の設計・施工法の概要

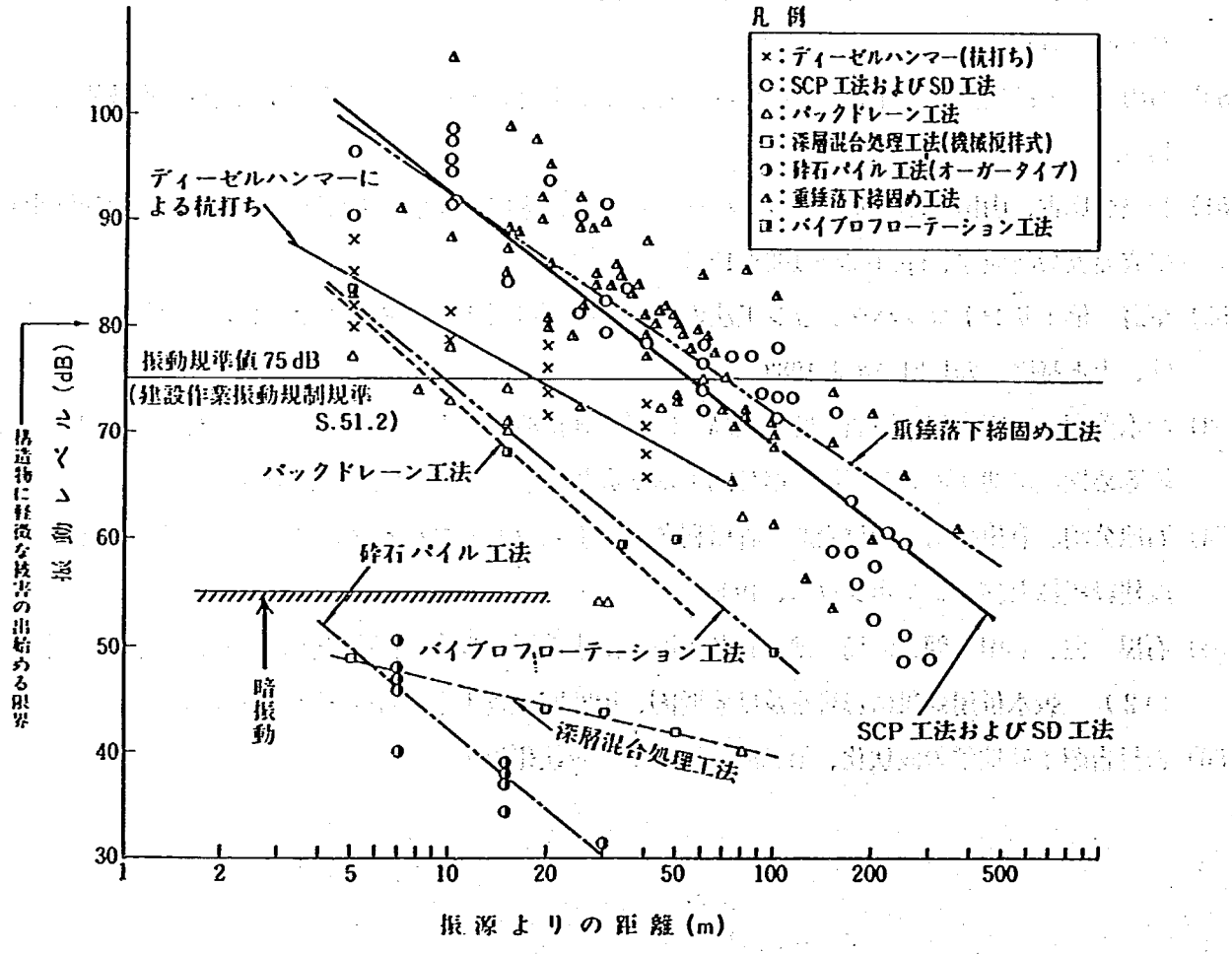
(1)　ドレーン工法の概要

ドレーン工法は、砕石や人工材料からなる排水材を用いて、地盤中に透水性の高い柱状のドレーンや壁状あるいはマット状のドレーンを構築することによって、地震時に発生する過剰間隙水圧をドレーン内に早期に導き、過剰間隙水圧の上昇を抑制し、速やかに消散させることにより、液状化強度の低減を抑制する工法である。

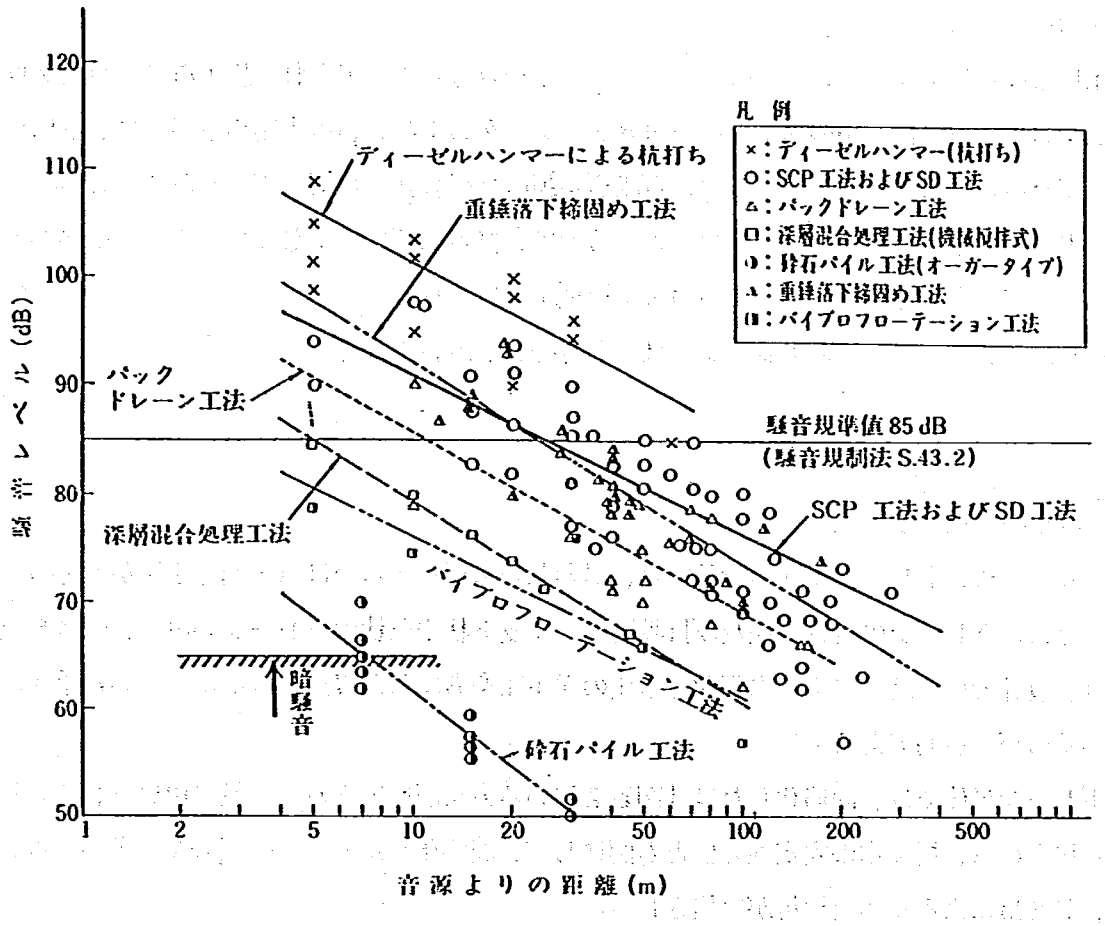
ドレーン工法は、液状化対策工法として比較的新しい工法であるが、施工に伴う振動・騒音が少なく、地盤変状も小さいため、近年、締固め工法の適用が困難な都市部や既設構造物近傍などでよく使用されるようになってきた。図－4.8.1、図－4.8.2に、振動および騒音の他工法との比較例[1]を示す。なお、これらの図中で砕石パイル工法と呼ばれているものが、砕石を用いたドレーン工法を表している。

ドレーン工法は実験的にはその効果が実証されているが、実際の地震による効果の検証例はまだない。しかしながら、１９９３年１月に発生した釧路沖地震では、液状化対策としてドレーン工法が施工された岸壁と対策が採られなかった岸壁が地震を受けており、それらの調査結果が待たれる。

また、最近では、砕石を用いたドレーン工法の場合、ドレーン部を締め固めたりすることにより周辺地



図－4.8.1　振動レベルの距離減衰[1]



図－4.8.2　騒音レベルの距離減衰[1)]

盤の密度増加を図り、地盤全体としての液状化強度を高める工法も行われている。

(2) 設計法の概要

ドレーン工法の設計においては、地盤内に発生する過剰間隙水圧をどの程度まで許容するかが重要となり、改良を要する地盤の使用目的や対象構造物の地震時安定性の評価手法とも関連しており、最大過剰間隙水圧比（u_{max}/σ_{vo}'）を用いる場合と、最大過剰間隙水圧（u_{max}）自体を用いる場合がある。

ドレーン工法の設計では、過剰間隙水圧比あるいは過剰間隙水圧を所定の許容値を満足するように、ドレーンの長さ、径及び打設間隔、マット状や壁状ドレーンの厚さ、配置を決定する必要があり、設計では、地震による過剰間隙水圧の発生項を考慮した浸透流解析に基づいた手法により実施されているのが一般的である。

柱状のドレーン単体に対する設計法としては、浸透流解析に基づいた設計図表をSeed and Booker[2)] が最初に提案したが、近年では、ウェルレジスタンスの影響を考慮した方法が提案され、それらが用いられることが多い。

一方、構造物がある場合の設計では、柱状のドレーン単体に対して提案されているような簡略化した方法で過剰間隙水圧分布を予測することは困難であり、このような問題では１つの方法として、鉛直面内の二次元に拡張した過剰間隙水圧の発生を考慮した浸透流解析を有限要素法により実施し、過剰間隙水圧分布を求めることが行われている。

(3) 施工法の概要

砕石を用いる柱状のドレーンは、一般にケーシングオーガ方式で施工され、施工機は三点式クローラ杭打ち機、アースオーガ、排土用のスクリュー付きケーシングおよび砕石投入用ホッパーにより構成される。

一方、人工材料によるドレーン工法では、合成樹脂製の細径有孔長尺管が用いられる。この時、ドレーンの径は砕石を用いるドレーンの 1/5～1/10となるので、打設間隔は狭くなり打設本数は増加するが、少ない貫入力で施工できるため、一般に小型の施工機械が用いられる。

また、壁状あるいはマット状のドレーンには、通常砕石が用いられる。

(間　組)

4.8.2　設計法の現状と留意点

先に述べたように、ドレーン工法の設計では、過剰間隙水圧比あるいは過剰間隙水圧が所定の許容値を満足するように、ドレーンの長さ、径及び打設間隔、マット状や壁状のドレーンの厚さ、配置を決定する必要があり、設計では、地震による過剰間隙水圧の発生項を考慮した浸透流解析に基づいた手法により実施されているのが一般的である。

柱状のドレーン単体では、簡略化した設計図表を用いる方法が提案され、一般に用いられているが、構造物がある場合には、構造物の安定性評価とも関連して、簡略化した方法で水圧分布を予測することは困難であり、ＦＥＭによる浸透流解析が実施される。

ここでは、柱状ドレーン単体の場合と構造物がある場合に分けて、設計法の現状を述べる。

(1) 柱状ドレーン単体の設計

柱状ドレーン単体の設計では、ドレーン材が砕石あるいは人工材料にかかわらず考え方は全く同じであり、ドレーン径のみが異なると考えることができる。ドレーン単体に着目した設計は、水平地盤内にドレーンを多数打設し液状化を防止する場合などに行われる。

図－4.8.3に示すように各ドレーンの支配する砂層の等価円柱の半径をｂ、ドレーン半径をａとすれば軸対称問題として取り扱うことができ、間隙水圧の発生項を考慮した浸透流解析での砂層中の間隙水圧に関する基本方程式は、深度方向（ｚ軸）も考慮すると次のように書ける。

$$\frac{k_s}{\rho_w g m_{vs}}\left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2}+\frac{1}{r}\cdot\frac{\partial u}{\partial r}+\frac{\partial^2 u}{\partial z^2}\right)=\frac{\partial u}{\partial t}-\frac{\partial u_g}{\partial t} \qquad \cdots\cdots\cdots(4.8.1)$$

ここに、 ρ_w；水の密度

ks；土の透水係数（等方と仮定）

mvs；土の体積圧縮係数

u；間隙水圧（消散と発生を重ね合わせたもの）

ug；繰返しせん断により発生する間隙水圧

g；重力加速度

r；半径

z；深度

t ；時間

ugとしては、De Albaら[3]による次の実験式を用いることが多い。

$$\frac{u_g}{\sigma'_{v0}} = \frac{2}{\pi}\sin^{-1}\left(\frac{N}{N_l}\right)^{1/2\alpha} \quad \cdots\cdots(4.8.2)$$

ここに、σ'_{v0}；初期有効上載圧

α ；砂の性質と試験条件によって決まる係数（代表的な値は$\alpha=0.7$）

N_l ；非排水状態で間隙水圧比が100%に達する繰返し回数

上式を用いると

$$\frac{\partial u_g}{\partial t} = \frac{\partial u_g}{\partial N}\cdot\frac{\partial N}{\partial t} = \frac{\sigma'_{v0}N_{eq}}{\alpha\pi N_l t_d}\left\{\sin^{2\alpha-1}\left(\frac{\pi u_g}{2\sigma'_{v0}}\right)\cdot\cos\left(\frac{\pi u_g}{2\sigma'_{v0}}\right)\right\}^{-1} \quad \cdots\cdots(4.8.3)$$

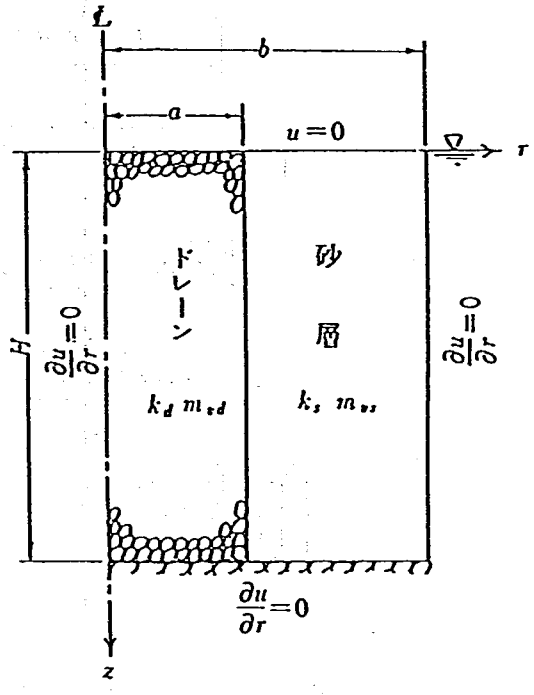
となる。ここで、Neq、td は、Seedらによって導入された地震動の特性値であり、Neqは等価な一定振幅せん断応力の繰り返し回数、td はNeqの継続時間を表す。

柱状ドレーンに対する設計法は、Seedらによって最初に提案された。ドレーン内の透水性が砂に比べて無限に大きく、砂層内の間隙水がドレーンに向かって水平方向にのみ流れるとの仮定のもと式(4.8.1) を簡略化し、水平面内の放射状流れ（一次元軸対称放射流理論）として、ＦＥＭ解析により設計図表を作成した。

しかしながら、尾上ら[1]は現場実験の結果から、パイル内の透水性は有限でありその影響は無視できないことを指摘している。

ドレーン部の排水抵抗はウェルレジスタンスと呼ばれており、次式で示されるウェルレジスタンス係数Lがその大きさを示す指標となる。

$$L = \frac{32}{\pi^2}\cdot\frac{k_s}{k_d}\cdot\left(\frac{H}{2a}\right)^2 \quad \cdots\cdots(4.8.4)$$



図－4.8.3　柱状ドレーンの解析モデル

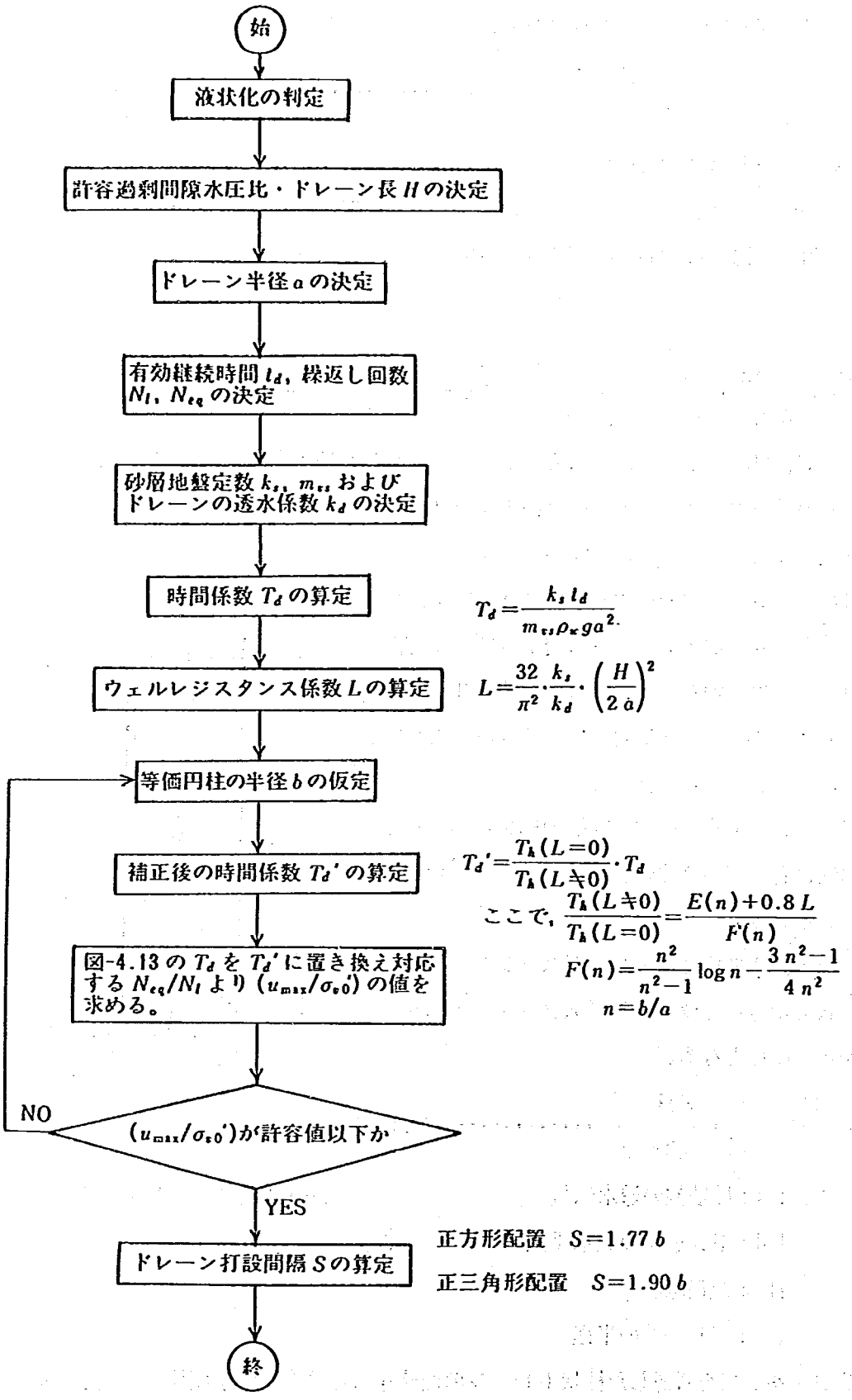
ここに、ks；砂地盤の透水係数

kd；ドレーンの透水係数

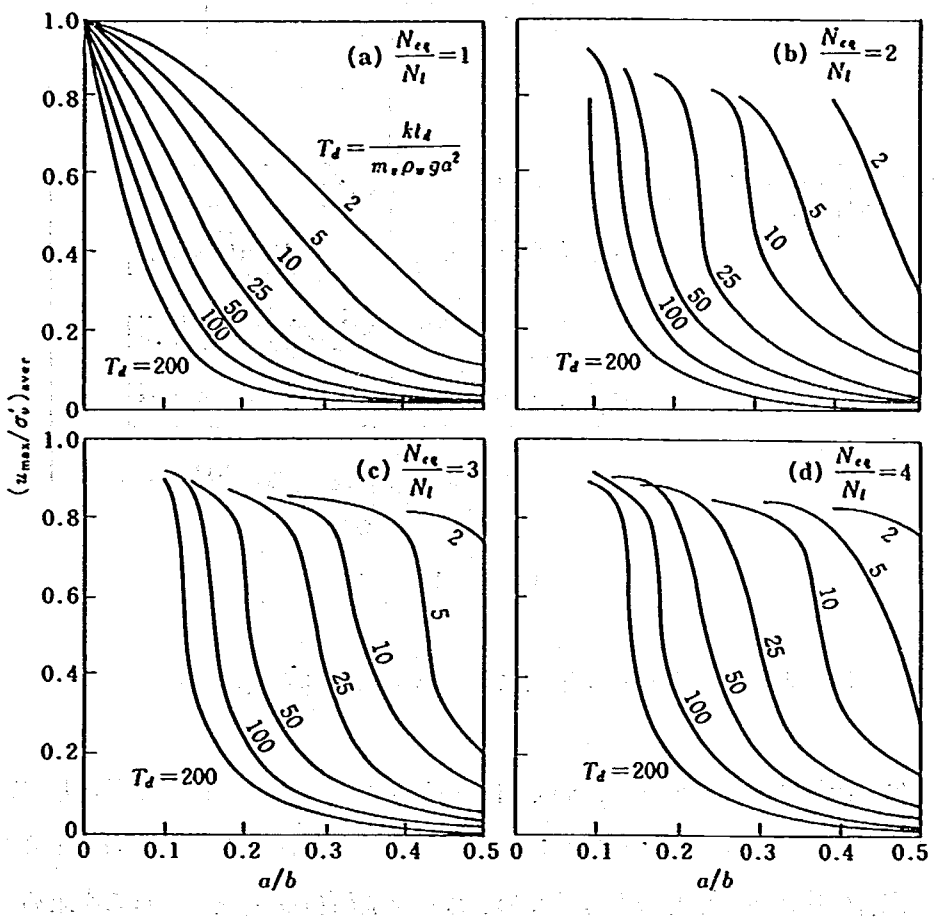
H ；改良深度

a ；ドレーンの半径

ウェルレジスタンスを考慮した柱状ドレーンの簡略化した最大間隙水圧比の予測法はいくつか提案されている。ここでは、大北らの方法を例にとり、ドレーン打設間隔の決定フローを図－4.8.4に示す[5]。大北らは、バーチカルドレーンの透水性が有限な場合における解法を適用し、ウェルレジスタンスによる消散の時間遅れTh(L)/Th(L=0)を求め、時間係数Tdを縮小補正した時間係数Td'に置き換え、図－4.8.5に示すSeedらの設計図表から間隙水圧比を求めている。



図－4.8.4　ウェルレジスタンスを考慮した設計フロー[3)]



図－4.8.5　平均過剰間隙水圧比の最大値とドレーン間隔の関係[2)]

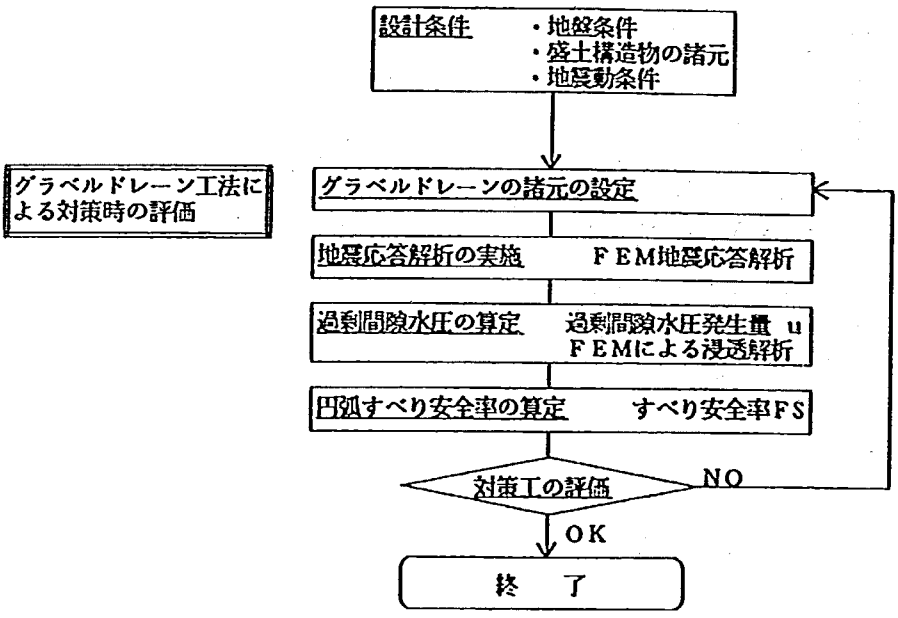
なお、Seedらの設計図表ではa/bは0.～0.5の範囲であり、砕石を用いたドレーンの場合には適しているが、人工材料を用いた場合には不適当であり、人工材料を対象とした設計図表としては井合ら[6)]によって提案されたものが利用できる。井合らの設計図表ではウェルレジスタンス係数の大きさにより図表が区別されている。

水平地盤内に柱状ドレーンを設ける場合、地震時にドレーンを通して排出される間隙水を貯留する帯水層として、地下水面以浅にマット状グラベルドレーンを設ける必要があり、その層厚は算出される排水流量から定められる。松原ら[1)]は、１本のグラベルドレーンが支配する領域からの排水流量を求める図表を、ウェルレジスタンスを考慮した間隙水圧比の図表とともに提案している。

(2)　構造物がある場合の設計

構造物がある場合のドレーンの設計は、構造物の地震時安定性と関連し、ドレーンを設置し間隙水圧を低下させることにより、構造物の安定性が損なわれないようにすることになる。図－4.8.6に盛土構造物に対するドレーン工法の検討フローを示す。

本手順では改良範囲などを仮定して盛土及び地盤の加速度分布・間隙水圧分布を求め、その結果を用いて円弧すべり安全率を算定し、許容値と比較する形となっている。盛土構造物では、地震時安定性は間隙水圧を考慮した円弧すべり安全率で評価されるのが通常であり、ドレーンを設けた場合の間隙水圧分布を求めるために、過剰間隙水圧の発生を考慮した浸透流解析がＦＥＭにより実施される。



図－4.8.6　ドレーン工法による盛土構造物の検討フロー[9)]

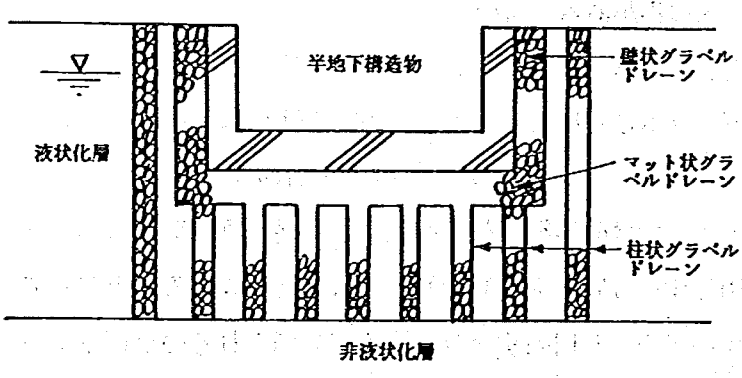
対策工の設計では、円弧すべり安全率を用いて構造物の安定性の評価を行うこととしているが、円弧すべり安全率を求める場合、盛土構造物を含めた地盤の加速度分布および地盤の間隙水圧分布が重要となり、盛土がある場合、応答性状は複雑なものとなるため、地震応答解析を実施しこれらを求めることが望ましい。

地震応答解析手法には、全応力法によるものと有効応力法によるものがあり、有効応力法によるものでは、加速度分布や間隙水圧分布が同時に求まるが、一般に普及しているとは言い難い。そこで、設計では、全応力法による地震応答解析を実施し、間隙水圧分布は、地震応答解析から求まるせん断応力分布から算出するのが通常である。

図－4.8.7に地中構造物に対するドレーンの配置例を、また、図－4.8.8に地中構造物に対するドレーン工法の検討フローを示す。

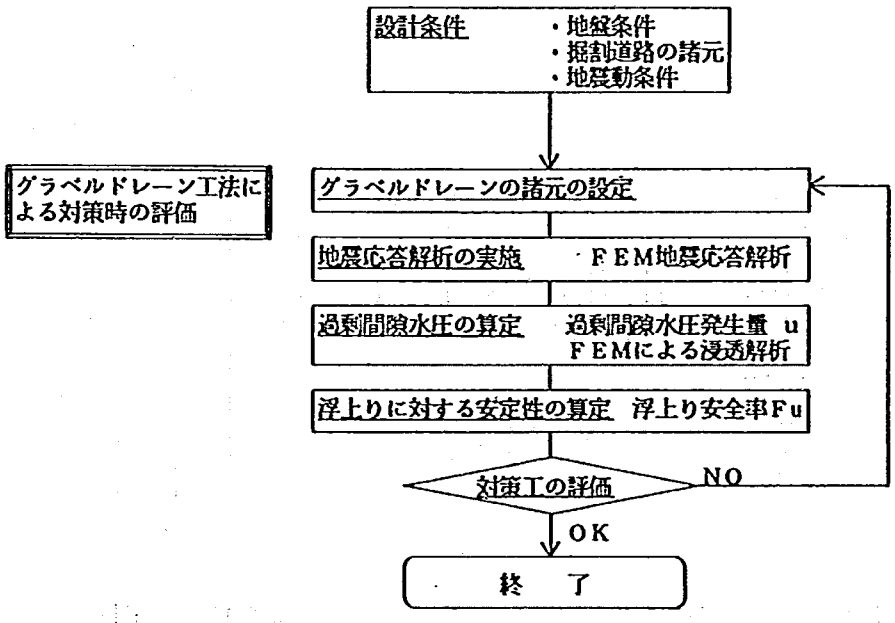
地中構造物では、周辺地盤が液状化することによる主な被害形態は構造物の浮上がりであり、地震時の安定性としては浮上がりの検討が中心となる。盛土構造物と比較した場合、浮上がり安全率の算定が円弧すべり安全率の算定と異なるが、全体のフローとしては同様な形となっている。

なお、構造物がある場合の設計については、建設省土木研究所ほかによる耐震地盤改良工法に関する共同研究報告書（その6）[9)]に試算例を含めて詳述されており、実際の設計に当たっては参考となる。



（間　組）

図－4.8.7　ドレーンの配置例（地中構造物）



図－4.8.8　ドレーン工法による地中構造物の検討フロー[9]

(3)　ドレーン材の打設間隔を決定するための現設計方法の留意点

ドレーン材の適切な打設間隔を決定するための設計は、基本的にはSeed and Booker[2] の提案した圧密方程式を用いて行う。

ドレーン材の打設間隔を設定するための諸元としては、

・ドレーン工法の選択

・ドレーン材の諸物性（形状、透水能力）

・地盤条件（地盤の透水係数、地盤の体積圧縮係数）

・地震動条件

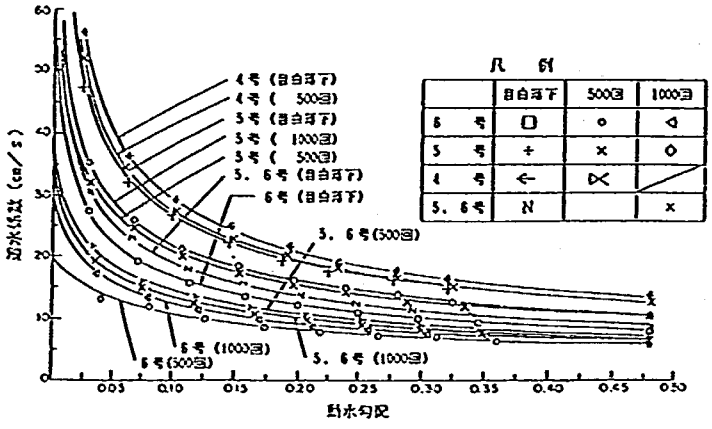
・過剰間隙水圧比の設定

などがあり、これらを的確に把握した上でドレーン材の打設間隔を決定する必要がある。

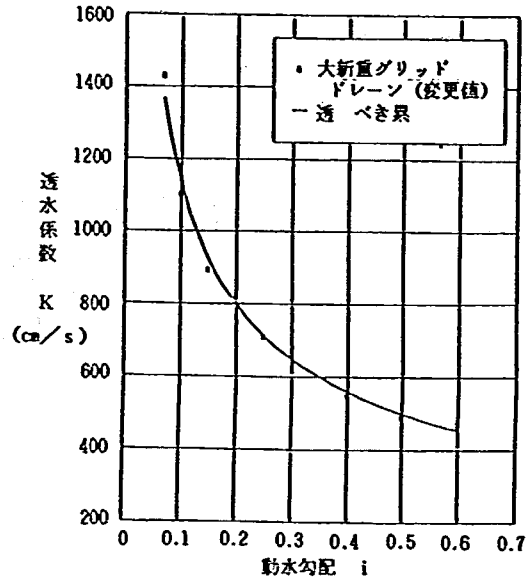
1)　ドレーン工法の選択と諸物性

砕石などの自然材料を用いる工法と、プラスチック系の人工材料を用いる工法があり、これらの選択は施工条件から行われることが多い。設計上の違いとしては、自然材料を用いる工法のドレーン直径が500㎜ 前後であるのに対し、人工材料を用いる工法のドレーン直径は75～90㎜と極端に小さくなる。しかし、逆にドレーン材の持つ透水能力は後者が前者の70～200 倍程度の値を示している（図－4.8.9，図－4.8.10参照）。

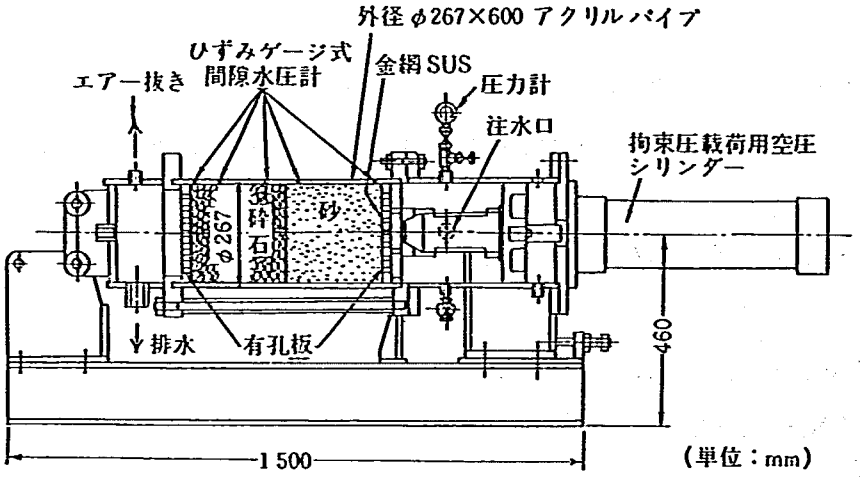
次に、ドレーン材の長期的安定の問題として、自然砕石を用いる場合には原地盤の土質を考慮し、特に目詰まりを起こさない材料を選定することが重要となる。つまり、ドレーン効果を高めるために粒径の大きな砕石を用いると、一次的には透水性は高くなるが、目詰まりを起こすとドレーン効果が低下する。逆に、当初から粒径の小さな砕石を用いると、ドレーンの透水性が小さくなることからドレーン材を密に打設することとなり、経済的な問題が発生する。最適な粒径の砕石を選定するにあたっては、図



図－4.8.9　自然材料の透水係数



図－4.8.10　人工材料の透水係数（B工法）



図－4.8.11　ドレーン材の目詰まり特性実験装置[8]

－4.8.11に示すような装置[8]を用いて目詰まり試験を行って決定する必要があるが、一応の目安としては以下のような提案もある[9]。

$$D_{F15} < 5\,D_{S85} \quad \cdots\cdots (4.8.5)$$

$$20\,D_{S15} < D_{F15} < 8\,D_{S85} \quad \cdots\cdots (4.8.6)$$

ここに、D_{F15}：砕石の15%粒径

D_{S85}：原地盤の15%粒径

D_{S15}：原地盤の85%粒径

また、人工材料を用いる場合には、どの工法も周辺を透水性のよいフィルターで覆っているために、このフィルターのメッシュの大きさによってはドレーンの透水性に影響する。メッシュの大きさの選定は、自然材料と同様に長期的安定を考える上で重要であり、目詰まり試験を行うかまたは振動実験などで適切なメッシュを選定する必要がある。さらに、長期的な排水断面を確保するためにドレーン材自体

の変形特性（クリープ特性など）も事前に検討する必要がある。

2) 地盤条件（地盤の透水係数、地盤の体積圧縮係数）

実設計に先立ち、事前に対象となる地盤の特性を把握する必要がある。特に、ドレーン工法の設計では、圧密方程式を用いるために、対象地盤の透水係数と体積圧縮係数が重要となる。また、構造物の地震時安定性を評価するためにはＦＥＭによる地震応答解析も行う必要があり、これに伴う地盤の動的特性も把握する必要がある。

特に、地盤の体積圧縮係数は浸透流解析に用いられ、この解析結果が大きく影響するためにこの定数の設定にあたっては事前に十分留意する必要がある。また、体積圧縮係数は拘束圧に対しても非線形性があり、地盤内の過剰間隙水圧の上昇・消散によって著しく異なり、過剰間隙水圧比が 0.5を超えると１オーダーも上昇することも有り得ると言われている[10]。したがって、体積圧縮係数の設定については原地盤から採取した試料を用いて繰り返し三軸試験を行い、対象となる拘束圧での特性値を把握した上で決定する必要がある。ただし、直接的に値が設定できない場合には文献11), 12)を参考として用いる場合とＮ値（ヤング率と相関性がある）から求める場合がある。

$$m_v = \frac{1}{E_s} \cdot \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)} \quad \cdots\cdots(4.8.7)$$

ここに、m_v ：体積圧縮係数（cm²／kgf）

E_s ：ヤング率 （kgf／cm²）

ν ：ポアソン比

次に、地盤の透水係数の設定にあたっては、現場透水試験を行った値を用いるのがよいが、参考として、Creager の式から推定することもある（表－4.8.1参照）。

表－4.8.1 CreagerによるＤ₂₀と透水係数[13]

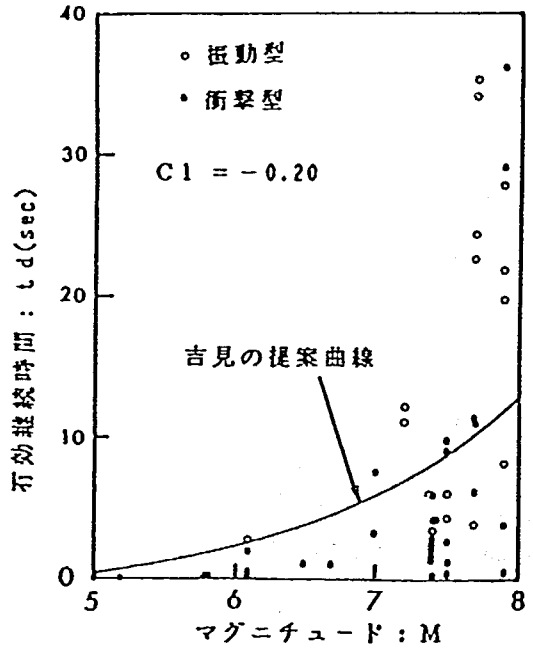
D_{20}(mm)	k(cm/s)	土質分類	D_{20}(mm)	k(cm/s)	土質分類
0.005	3.00×10^{-6}	粗粒粘度	0.18	6.85×10^{-3}	微粒砂
0.01	1.05×10^{-5}	細粒シルト	0.20	8.90×10^{-3}	
0.02	4.00×10^{-5}	粗砂シルト	0.25	1.40×10^{-2}	
0.03	8.50×10^{-5}		0.3	2.20×10^{-2}	中粒砂
0.04	1.75×10^{-4}		0.35	3.20×10^{-2}	
0.05	2.80×10^{-4}		0.4	4.50×10^{-2}	
0.06	4.60×10^{-4}	極微粒砂	0.45	5.80×10^{-2}	
0.07	6.50×10^{-4}		0.5	7.50×10^{-2}	
0.08	9.00×10^{-4}		0.6	1.10×10^{-1}	粗粒砂
0.09	1.40×10^{-3}		0.7	1.6×10^{-1}	
0.10	1.75×10^{-3}		0.8	2.15×10^{-1}	
0.12	2.6×10^{-3}	微粒砂	0.9	2.8×10^{-1}	
0.14	3.8×10^{-3}		1.0	3.60×10^{-1}	
0.16	5.1×10^{-3}		2.0	1.80	細　礫

3) 地震動条件

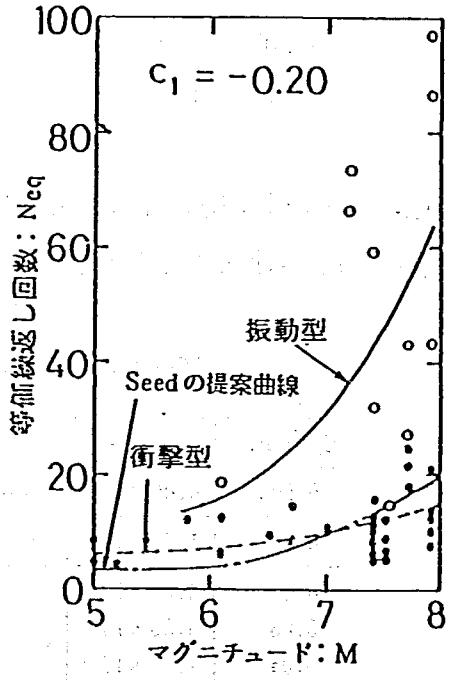
ドレーン工法の設計地震力は、基本的には構造物の耐震設計に用いる地震力と同一なものを用いるが、ドレーン間隔の初期設定においては、地震荷重を規定する設計定数として有効継続時間tdと等価繰返し回数Neqが必要である。なお、これらの値は不規則な地震動によるせん断応力波を等価な一定振幅のせん断応力の繰り返しと考えて求められている。ここでは、地震波形を振動型と衝撃型に大別し、図－4.8.12、図－4.8.13に示す地震のマグニチュードMとtd、Neqの関係を示している。また、Seed[14]、吉見ら[15]によって両者の関係が提案されている。

ドレーン工法の設計にあたっては、設計に用いる地震動の最大加速度と波形が一定であっても、地震動の有効継続時間が短いほど設計が厳しくなるので、安全上を考慮して短い地震動有効継続時間を設定する指摘もある[16]。また、ドレーン工法は「ねばり強さ」に欠けるという指摘もある[17]ことから、入力地震動の設定については十分な検討が必要である。

さらに、地盤の液状化特性として、非排水状態における等価一定せん断応力の繰返し回数（過剰間隙水圧比が1に到達する）N1が設計上必要となる。このN1は、通常繰返し三軸試験結果から求められるが、液状化の判定の際に算出された液状化に対する抵抗率FL値を用いて、FLとNeq／N1の関係から求める方法もある[17]。



図－4.8.12　Mとtdの関係[9]



図－4.8.13　MとNeqの関係[9]

4) 過剰間隙水圧比の設定

設計に用いる過剰間隙水圧比の設定は、地盤と構造物を含めた浸透流解析を行って算定する必要がある。特に構造物の耐震性から地盤内に発生する過剰間隙水圧をどの程度許容するかが重要であり、改良する地盤の使用目的や対象構造物の地震時安定性評価手法にも関連してくる。

地盤全体の液状化を防止する場合には、最大過剰間隙水圧比を0.5あるいは0.3程度に設定する場合

が多い。もし 0.5以上の値に設定する場合には、許容以上の地震力が作用した時に急激に地盤の過剰間隙水圧が発生し、ドレーン効果が低減する可能性があるので留意する必要がある。

(4) 構造物を考慮した現設計方法の留意点

盛土構造物や地下構造物の液状化対策としてドレーン工法を用いる場合には、打設した柱状ドレーン、マット状ドレーン、壁状ドレーンで形成される。このように改良された地盤と対象となる構造物を含めた安定計算から入力地震動における照査が行われ、ドレーン工法の詳細な検討が実施される。

構造物からの安定性を検討するための留意点は後述することとし、ここでは一連の排水経路におけるドレーン工法の留意点について検討する。

1) マット状、壁状ドレーンの設計方法

ドレーン材単体についての設計方法は、各種簡素化された手法で設計できるのに対し、マット部および壁部におけるドレーン材の設計は、過剰間隙水圧の発生を考慮した浸透流解析をＦＥＭで実施しているために、簡易設計方法の確立が望まれる。ここで留意する事項として、マット状、壁状ドレーンにおいても柱状ドレーンと同様にドレーン内の排水抵抗（マットレジスタンス）を考慮した設計が必要である。

2) 地震時の残留沈下

ドレーンを打設した地盤は、地震時に過剰間隙水を排水するために地盤の沈下が発生する。そこで、事前にこの沈下量を予測し、この沈下が許容できない構造物に対しては十分に検討しておくことが必要である。

この沈下量を推定する１方法として、以下の方法がある[19]。

$$S=\sum_{i=1}^{e} hi\cdot\varepsilon i \qquad \cdots\cdots(4.8.8)$$

ここに、S　：沈下量（cm）

hi　：第ｉ層の層圧（cm）　（ｉ＝1, 2, 3、　e）

εi　：第ｉ層の体積ひずみ　（ｉ＝1, 2, 3、　e）

なお、上式における各層の体積ひずみεiは、以下の方法で推定する。

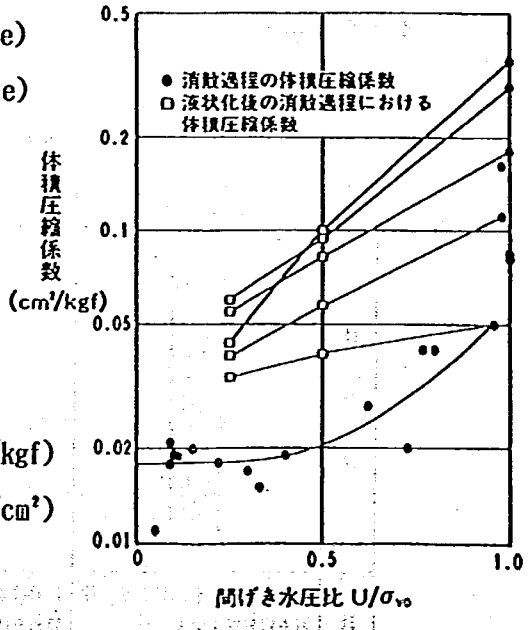
$$\varepsilon i=m_v i\cdot\sigma_{v_0}' i\cdot(U/\sigma_{v_0}')_{max} i\cdot\frac{(N/Ne)_{max} i}{(N1/Ne)\, i} \qquad \cdots\cdots(4.8.9)$$

ここに、$m_v i$　：第ｉ層の体積圧縮係数（cm²／kgf）

$\sigma_{v_0}' i$　：第ｉ層の有効上載圧力（kgf／cm²）

$(N/Ne)_{max} i$：第ｉ層の累積損傷度

$(N1/Ne)\, i$　：第ｉ層の過剰間隙水圧上昇曲線においての$(U/\sigma_{v_0}')_{max} i$



図－4.8.14　過剰間隙水圧比と体積圧縮係数の関係[19]

に対応するN／Neの値

$(U/\sigma_{v0}')_{max\,i}$：第i層の過剰間隙水圧比の水平断面内の平均値の時間的最大値

ここで、留意する事項として、地震時に発生する過剰間隙水圧比が0.5以上の場合には、体積圧縮係数が変化し、例えば液状化が発生した場合には5～10倍程度と報告されている点である。（図－4.8.14参照）[19]。

（五洋建設）

4.8.3　施工法の現状と留意点

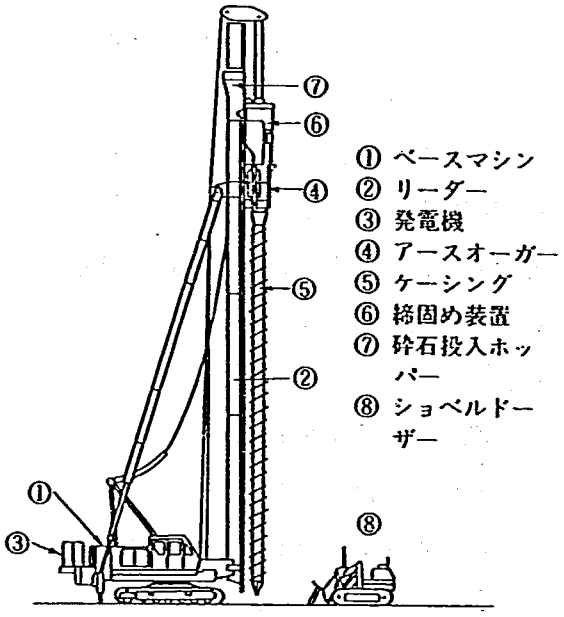
(1)　自然材料を用いたドレーン工法

1)　施工法の概要

砕石（グラベル）のような自然材料を用いたドレーン工法は既に実績のある工法であるため、ここでは、施工法の概略を示す。

施工機械の例を図－4.8.15に示す。

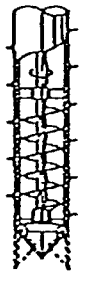
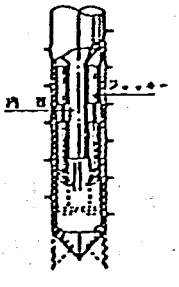
砕石を用いたドレーン工法はケーシングを用いて地盤中に砕石パイルを作製するものである。ケーシング貫入方法としては、ケーシングにスクリューを取り付け、排土しながら回転・貫入させるケーシングオーガー方式が一般的である。



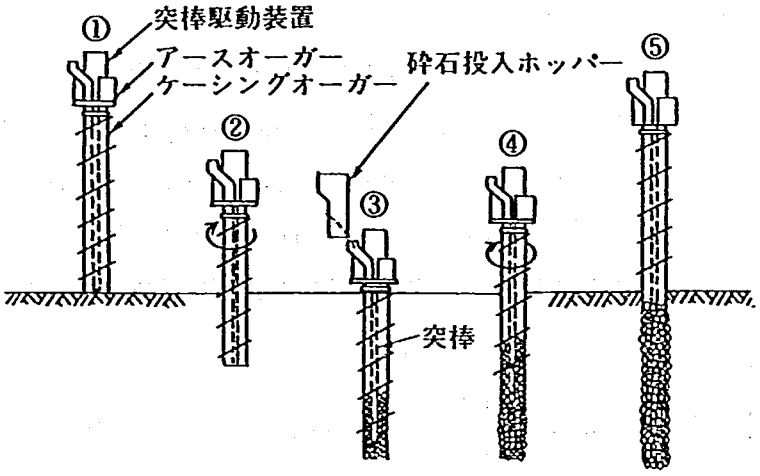
図－4.8.15　施工機械の例

施工機は三点式クローラ杭打ち機、アースオーガスクリュー付きケーシング、および砕石投入装置より構成される。また、砕石パイル施工に伴う周辺地盤の緩みを防止する意味から、突固め装置などを装備しているものが多くなっている。締固め方法の例を表－4.8.2に示す[20]。

表－4.8.2　砕石の締固め方法[20]

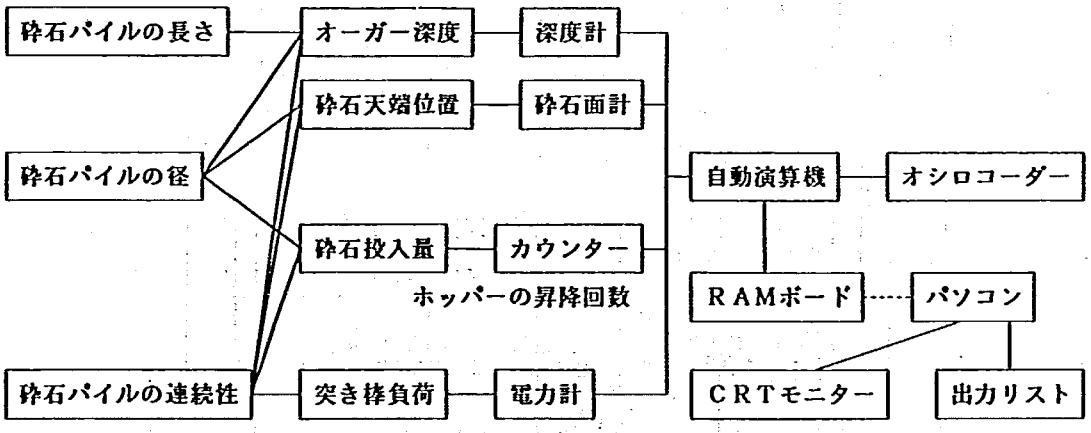
方式	1. スクリュー	2. 振　動	3. 圧　入	4. 突　棒
概念図				
概要	スクリューを回転させ、砕石を回転圧入する。	振動により砕石の排出及び締固めをはかる。	ケーシングを二重とし、外管と内管の間に圧入装置を取付け、上下動させることにより砕石を突固める。	ケーシング中央に突棒を配置し、上下動させることにより砕石を固める。

ケーシングオーガ方式の施工では、ケーシングパイプを所定の深度まで挿入し、パイプ内に材料を入れたのち、パイプを逆回転させて引き抜き、その削孔部に材料を残置し、地盤中に直径40cm～50cmのドレーンを形成する手順となる。図－4.8.16に施工方法の例を示す。



図－4.8.16　施工手順

ドレーンは、その性能上、所定の断面積を有する連続したパイルが必要である。そのため本工法では、砕石面計、深度計、砕石投入度数計により施工管理を行っている。施工管理システムの例を図－4.8.17に示す。

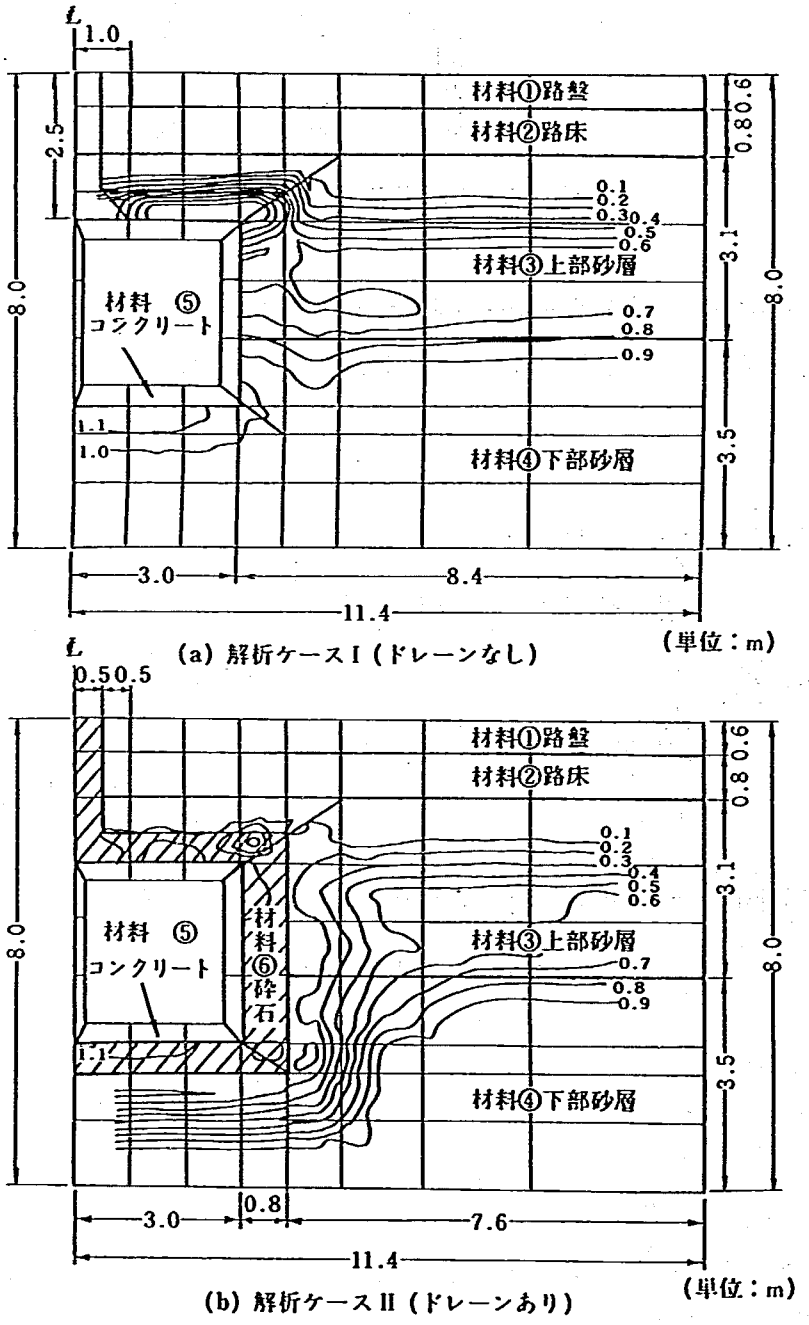


図－4.8.17　施工管理システム

2) 施工例

ドレーンの施工例として、共同溝の例を以下に示す[21]。現場は埋立て地に位置し、地表面より5～10mの間にN値 2～15程度の砂層が連続して工事区間全体に堆積している。ドレーンによる液状化対策は軟弱な海成粘土層がこの砂層の下部に厚く堆積している区間が対象とされ、周辺地盤が液状化した場合の共同溝の浮上がりを防止することが工事の目的とされた。

液状化の判定は、道路橋示方書に従った簡易法および地震応答解析を用いた詳細法によって行われた。ドレーンの設計には全応力法による振動解析と浸透流解析が組み合わされたＦＥＭ解析プログラムＳＡＤＡＰ[21]が適用された。入力波は、重複反射法による地震応答解析から得られた最大加速度の65%にあたる92 galを振幅とする周波数1.6 Hzで繰返し回数（Neq）20回の正弦波とされた。図－4.8.18にドレーンの有無による地盤中の過剰間隙水圧比の最大値を比較した解析結果の一例を示す。同図は道路用

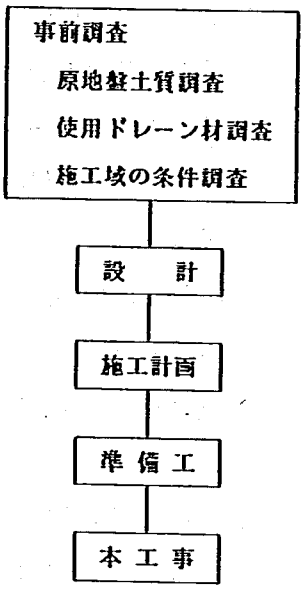


図－4.8.18 過剰間隙水圧比の最大値分布[21]

単粒砕石６号のドレーンを側面80cm、上下面50cmで巻き立てれば共同溝底面で過剰間隙水圧比を0.31まで抑制できることを示しており、この仕様で施工されることとなった。なお、ドレーンより流出する間隙水の処理、すなわち排水処理は、中央分離帯に20m間隔で設置された直径700 mmのスパイラルダクトで図られている。

(2) 人工材料を用いたドレーン工法

自然砕石を用いるドレーン工法と同等な効果がある工法として、最近プラスチック系の人工ドレーン材を用いた工法が開発され、すでに施工されている。この工法は、ドレーン材の形状が円形の場合と矩形の場合があり、また施工方法もオーガースクリューで施工する場合と圧入方式で施工する場合があり、これらの方式によって工法名を異にするが、ここでは各工法の共通点について述べる。



図－4.8.19　施工手順（人工材料によるドレーン工法）

1) 施工手順

人工材料を用いたドレーン工法の概略の施工手順を図－4.8.19に示す。

① 事前調査

人工材料によるドレーン工法の設計・施工のために必要な事前調査の項目としては、大別すると(a)原地盤土質調査、(b)使用ドレーン材調査、(c)施工域の条件調査がある。また、設計・施工計画等を行っていくなかで必要な場合には追加調査を実施する。

(a) 原地盤調査

原地盤の土層構成の把握、原地盤の土質条件の把握を目的とし、土質調査を実施する。

土層構成については、土質柱状図、土質断面図等から判断し、特に地下水位については留意する。

土質条件は、標準貫入試験結果などから判断し、特に地盤の透水係数、地盤の体積圧縮係数、粒度組成についても調査を実施する。

(b) 使用ドレーン材調査

人工材料を用いる工法は、ドレーン材の形状が円形の場合と矩形の場合があり、また施工方法もオーガースクリューで施工する場合と圧入方式で施工する場合がある。

表－4.8.3に人工材料を用いるドレーン工法の例を示す。

表－4.8.3　人工材料を用いるドレーン工法

工　法	ドレーン材の形状	施工方法
A工法	外径　φ１００mm 内径　φ　９０mm	オーガースクリューによる
B工法	①幅　１６１mm，厚さ　３０．０mm ②幅　１５５mm，厚さ　１２．６mm	圧入方式による
C工法	外径　φ９１mm 内径　φ７５mm	圧入方式による

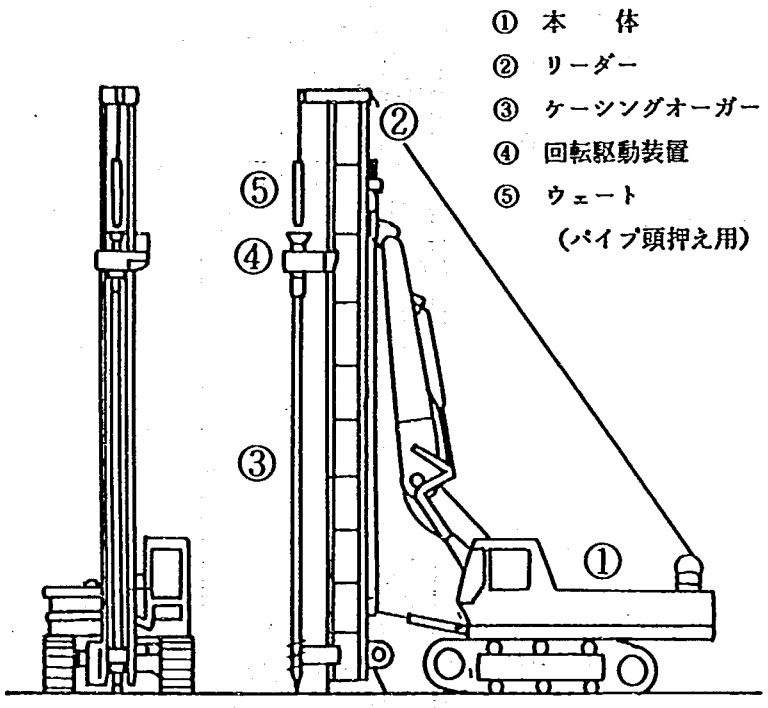
人工材料を用いる工法から工事に使用する工法を選定したならば、使用材料の材料特性について調査し、特にドレーン材の透水係数については、設計で用いる過剰間隙水圧比と関係するので留意する。人工ドレーン材は工場生産されるために安定的な供給と安定した品質管理が可能であるが、事前にドレーン材の周辺を覆うフィルター材が目詰まりを起こすか否かについても検討する必要がある。

(c) 施工域の条件調査

既設の近接構造物に対する影響、および施工性の調査を行う。特に、近隣構造物の有無、既設埋設構造物の有無、施工域周辺の土地利用状況、施工域の高さ制限などについて調査する。ドレーン工法は、振動・騒音の問題の少ない工法であるが、民家などの既設構造物に近接する場合には、施工時に使用する施工機械全般の振動・騒音について検討しておくことが望ましい。また、ドレーン工法は施工に伴い幾らかの地盤沈下が生じることも留意する必要がある。

2) 施工機械と仕様

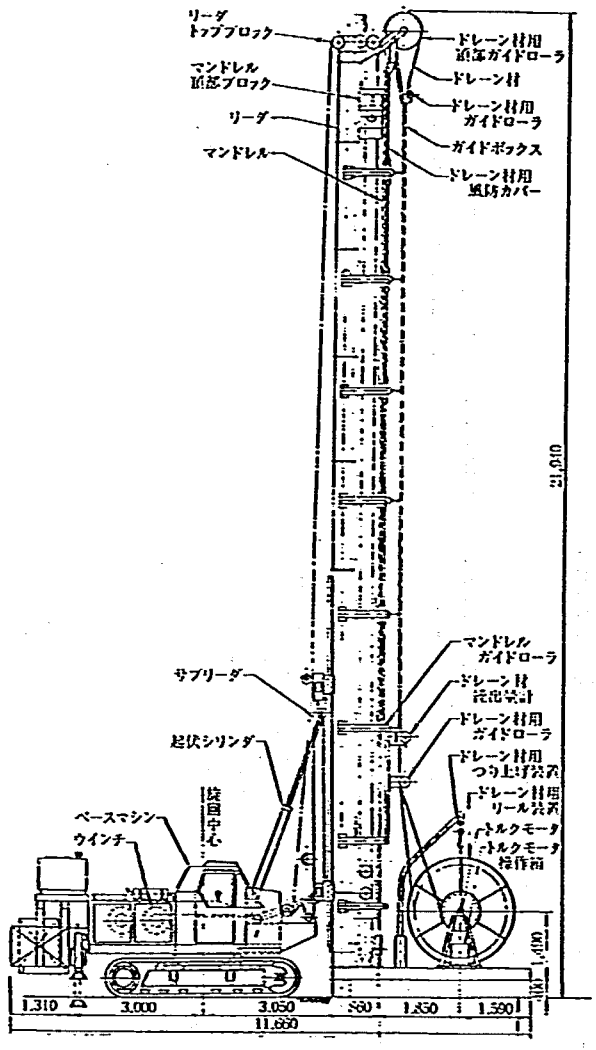
表－4.8.3に示した3種の工法の施工機械とその仕様を図－4.8.20～図－4.8.22、表－4.8.4～表－4.8.6に示す。



図－4.8.20　A工法の施工機械

表－4.8.4　A工法の機械仕様

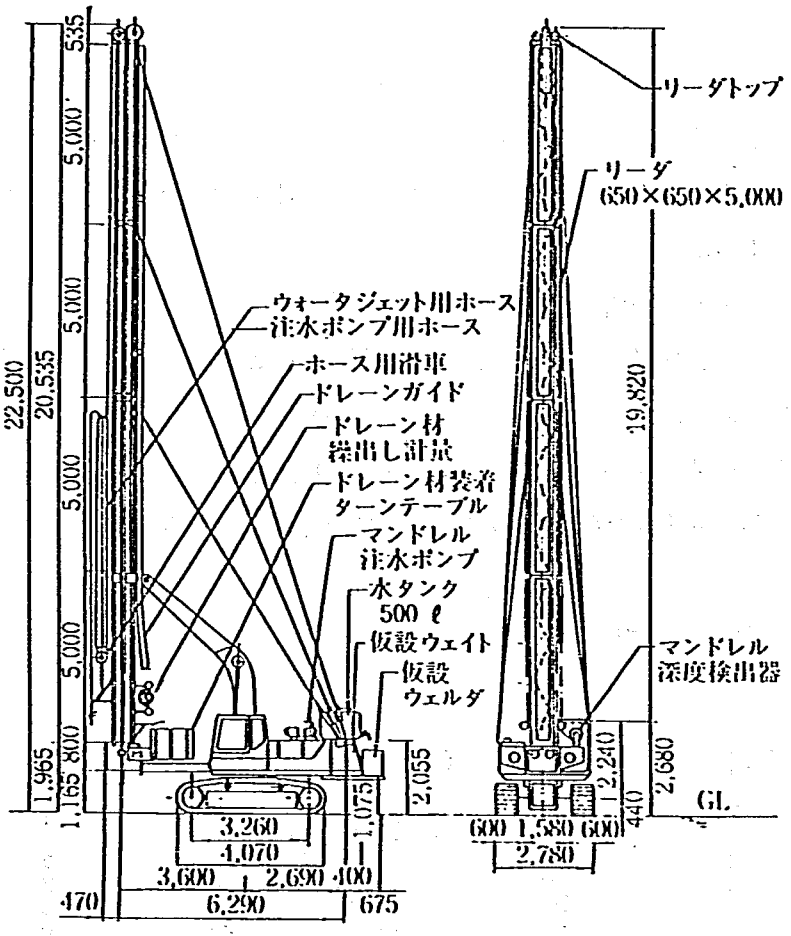
	名　称	仕　様
標準型打設機	F．Pオーガ（本　体）	エンジン出力　155PS ブーム　折りタタミ式 リーダ　角　型 推進形式　油圧式 駆動方式　複式ローラチェン 発電機　20KVA
	オーガ減速機	入力回転数　260rpm 出力回転数　40rpm 出力トルク　1600kgf／m
	ケーシング	外　径　φ＝140mm 内　径　φ＝120mm オーガ径　φ＝240mm 最大長さ　l＝12．5m
	ウェイト	径　φ＝100mm 長　さ　l＝1．5m 重　量　W＝93kgf
	計測器	深度計　GL計 傾斜計　NCS－L形
	総重量	28．5tf



図－4.8.21　B工法の施工機械

表－4.8.5　B工法の機械仕様

名　称		規格・形状寸法	備　考
打設機	型式（呼称） 機械の全長 機械の全幅 リーダー長さ クローラ全幅（作業時） クローラ全長 旋回速度 走行速度 原動機出力 全装備重量（ｼﾞｪｯﾄ水含む）	ＤＨＪ－３０（日本車両） １１，６６０mm ３，１００mm ２０，８００mm ３，１００mm ４，３２５mm ２．５ｒｐｍ １．８ｋｍ／ｈ ９４ＰＳ／２２００ｒｐｍ 約４０．５ｔｆ	
マンドレル（長さ×幅×厚さ）		鋼製20.750㎜×295.5㎜×60.5㎜	
ウインチ		油圧駆動　5t×36m/min×３台	圧入用1台，引抜用1台
共上がり防止装置		ｽﾌﾟﾘﾝｸﾞﾊﾞｯｸ式油圧ｼﾘﾝﾀﾞ φ30㎜×300㎜ｽﾄﾛｰｸ×２本	
水ｼﾞｪｯﾄ装置	ｼﾞｪｯﾄﾉｽﾞﾙ ｼﾞｪｯﾄﾎﾟﾝﾌﾟ型式 ｼﾞｪｯﾄﾎﾟﾝﾌﾟ能力	２個 ＬＪ－１５Ｅ（トーメン建機） 60kgf/cm²×70ℓ×min	
ドレーン材巻取り装置		ドレーン材巻取り長さ 200m 三和ﾄﾙｸﾓｰﾀ　ﾄﾙｸ400kgf・cm	



図－4.8.22　C工法の施工機械

表－4.8.6　C工法の機械仕様

機 械 名	PC300LC-SF
型　式	クローラ型
クローラ全幅	3,440 ㎜
クローラ全長	3,945 ㎜
総重量	38,580 kgf
本体高	3,060 ㎜
接地圧	0.57kgf/cm²
エンジン	210PS/1,950rpm
打設速度	20 cm/sec
ケーシング径	φ127 ㎜
貫入力	N値 20
最大打設深度	30 m
走行速度	5.5 km/h

3) 施工方法

① ドレーン部

表－4.8.3に示したように人工材料を用いたドレーン工法は、ケーシングオーガーを用いてドレーン材を埋設する方法とマンドレルと称する部材を介して圧入方式でドレーン材を埋設する方法がある。

(a) A工法の施工方法

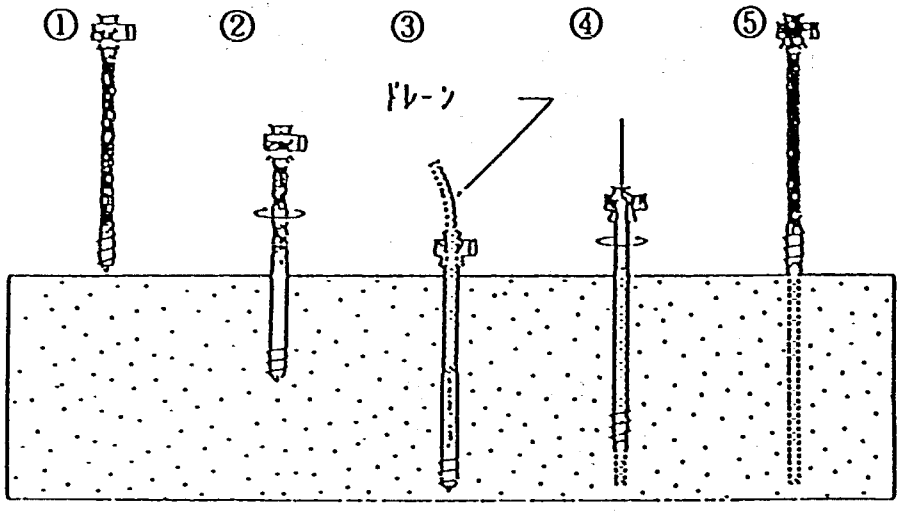
①ケーシングオーガーを所定の位置に垂直に設置する。

②オーガー減速機を作動してケーシングオーガーを回転させ、所定の深度まで削孔する。この間にケーシング内に注水すると共にドレーンを吊り上げておく。

③回転と注水を止め、ケーシング内にドレーンを挿入する。

④ドレーンの頭を共上がり防止用のウェイトで押さえ、ケーシングオーガーを逆回転しながら引き抜く。

⑤打設完了。次の位置に移動。



図－4.8.23 打設順序（A工法）

(b) B工法の施工方法

①打設準備；ロール状に巻かれたドレーン材をマンドレル下端まで通し、アンカープレートを装着する。

②打設機械の位置決め

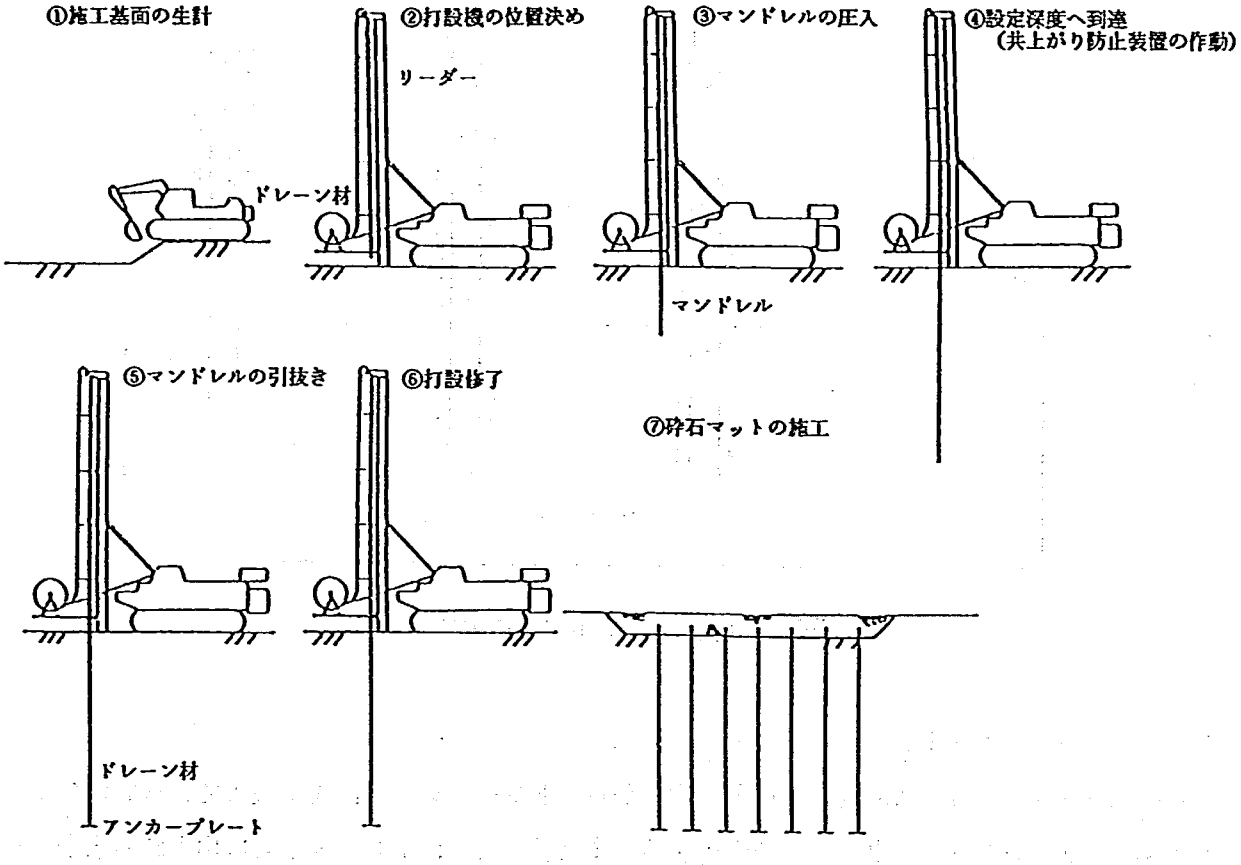
③マンドレルの圧入；マンドレルを圧入し、所定の深度まで貫入する。障害物などで圧入に支障を生じた場合には、マンドレル先端の水ジェット装置を作動させ、荷重を軽減させながら圧入する。

④マンドレル引抜き；所定深度に達したら、マンドレル先端の共上がり防止装置を作動させながらマンドレルを引抜く。

⑤ドレーンの頭部処理；地表部にでたドレーン材を切断し、頂部に土砂混入防止用のキャップを

取りつける。

⑥打設終了。作業②～作業⑤を繰り返す。



図－4.8.24　打設順序（B工法）

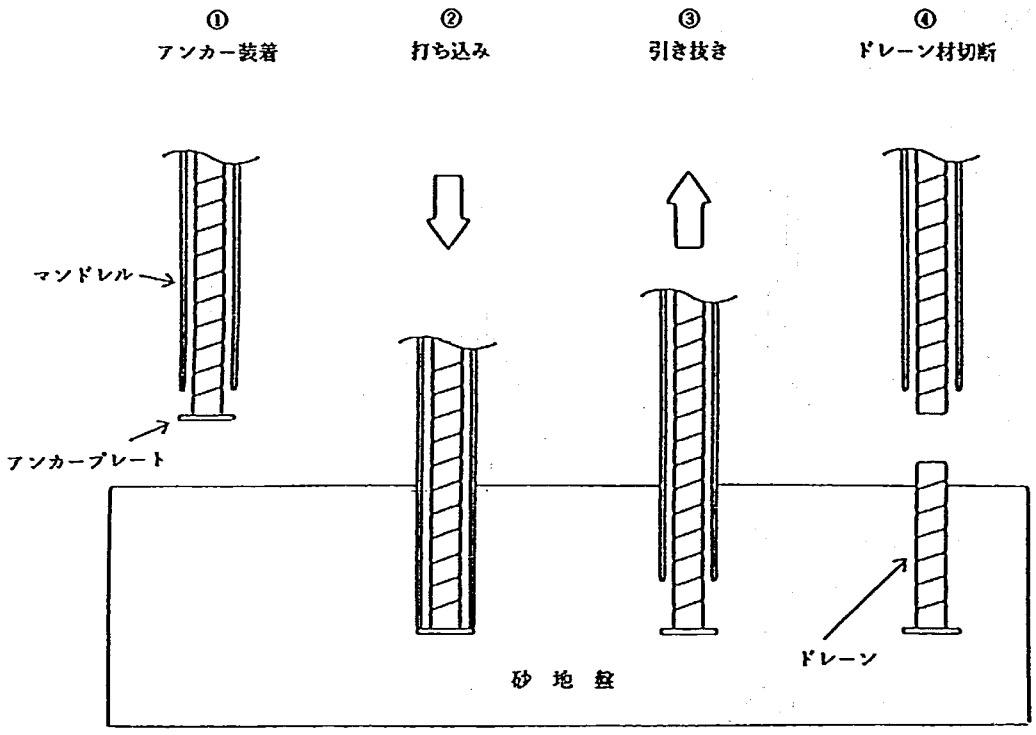
(c)　C工法の施工方法

①マンドレル下端にあるドレーン材にアンカープレートを装着し、正確な位置にセットする。

②マンドレルを所定の深度まで打設する。もし、障害物などから打設に支障をきたした場合には、マンドレル先端の水ジェット装置を併用する。

③ドレーン材を残し、マンドレルを引き抜く。

④作業①～作業④を繰り返す。



図－4.8.25　施工順序（C工法）

② マット部、ウォール部

構造物がドレーン直上に位置するなどの理由から、ドレーンを地表面まで設置できない場合には、グラベルマットやグラベルウォールを併用する。また、地表面にドレーンから排出される水を吸収・蓄積するためにグラベルマットを施工する。

これらの施工方法としては、開削工法により設置した地中構造物の側方の地盤を埋め戻す際、あるいは地表面を埋め戻す際にグラベルを材料として埋め戻し、所定寸法のグラベルマット、グラベルウォールを構築する。

4) 施工管理・品質管理

人工材を用いるドレーン工法は、工場生産された材料を使用するために品質的には一定している。そこで、事前に使用するドレーン材の透水性、耐圧性およびフィルターの目詰まり有無などの確認をすることにより、常に均質な材料が供給できる。

施工管理に関しては、以下の項目を確認する必要がある

①ケーシングオーガーまたはマンドレルの貫入長

②ドレーン長

③ドレーン材の下端深度（特に、共上がりの有無）

④圧入方式を用いる場合の圧入荷重

⑤水ジェットを使用した場合の水使用量

一般にドレーン工法は、ドレーン材の打設施工によって地盤の強度（N値）が上昇する傾向にあり、特に砕石を用いたドレーン工法においては、この地盤強度の上昇分をドレーン材の打設間隔の拡大に反

映させることが提案されている。しかし、ドレーン工法は原地盤の土質物性を改良する工法ではなく、さらにねばり強さに欠ける工法である[23]という指摘もなされている。したがって、ドレーン工法の施工によって地盤強度は上昇するが、これをすぐにドレーン間隔の拡大に反映することは現段階では難しい。

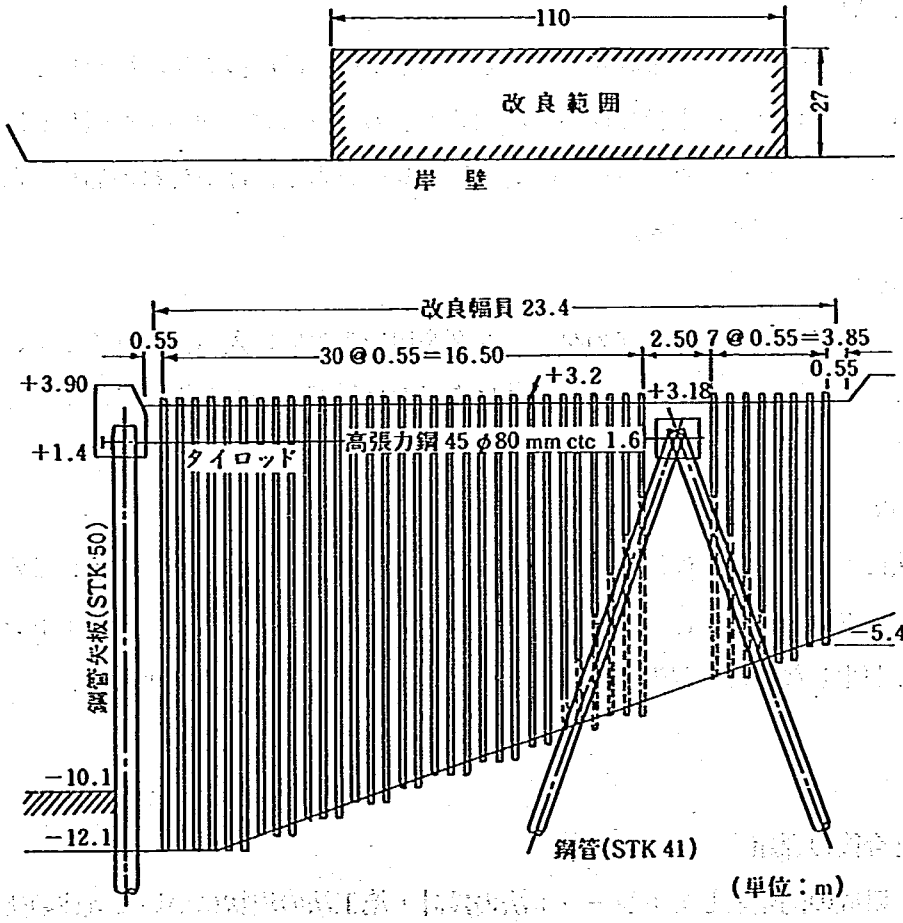
5) 施工例

人工材料によるドレーンの施工例として、矢板岸壁の例を示す[23]。

液状化対策として改良すべき地盤は液状化の可能性の高いN値10以下の置換砂である。改良範囲は、図－4.8.26に示すように、岸壁方向に110m、法線方向に27mである。ドレーンの打設間隔Bは、時間係数Td とウェルレジスタンス係数Lを求めるとともに、（umax/σo'）ave =0.25と設定し、設計図表より求めた。その結果、正方形配置で55cmと決定された。

ドレーンの打設では、ウォータージェット併用方式によりケーシングの貫入を行った。なお、図－4.8.26に示したタイロッドと控え杭は 1.6m間隔で設けられているため、打設に先立ち、基準とすべきタイロッドを試掘し、これより 1.6m間隔でマーキングを行い、すべてのタイロッドの位置を確認した。ドレーンはこの間に3列打設した。また、ケーシングの鉛直性が確保されていないと、これの先端が控え杭にあたり施工できなくなる恐れがあるので、トランシットによりケーシングの鉛直性を常に監視しながら施工した。

（間　組）



図－4.8.26　施工位置と施工断面[23]

(3) 現状施工法の留意点

ドレーン工法は、低振動・低騒音で施工が可能な点が締固め工法に比べて有利であるため、既設岸壁等の構造物の、あるいは近接施工が要求される場合の液状化対策として計画される場合が多い。施工機械・施工方法等の詳細については巻末資料に述べているので、ここでは施工上の留意点について述べる。

1) 施工域および周辺地盤の施工時変位について

上述したように本工法は低振動・低騒音工法であり、周辺地盤・構造物に変状を与えることが少ない等の理由によって、他工法では適用が困難な市街地などの液状化対策として近年の施工実績は急速に増大している。

しかし、設計上では施工前後の土質定数の変化を考慮しないのが一般的であるが、実際には施工域および周辺地盤の密度は変化し、その変化量は施工法によって異なり、

① ケーシング体積分に相当する砂を排除するので周囲の地盤密度は殆ど増加しない

② ケーシング体積の3～8割程度の砂を排除するが、残りは地盤の密度を増大する

③ ケーシング体積分の砂を周辺地盤に押し込み、密度を増大する

等の場合があり、当然密度の変化によって地盤変位を生ずる。また、施工時に上昇する間隙水圧がドレーンによって早期に消散し、施工域および周辺地盤が沈下を生じるケースもある。

締固め工法等が周辺地盤に与える変位に比べるとドレーン工法のそれは小さいが、周辺地盤および構造物に与える影響についても留意を要する場合がある。

2) 施工管理について

ドレーン工法による改良効果を確認する目的で試験工事等では加振実験が行われることがあるが、個々の工事において実施されることは少ない。締固め工法のように改良効果をN値などにより評価できないので、施工管理（砕石を用いたドレーンの場合はドレーンの連続性や材料の品質、人工材料の場合は共上がり防止等）に特に留意を要す。

3) 貫入力について

人工材料を用いる場合の施工は細径のケーシングを用いるので貫入力は小さくてよいが、土層の成層状態によっては貫入不可となる場合もある。特に表層部に転石等がある場合は、予めこれらを撤去しておく必要がある。

4) 緩みについて

ドレーン工法による排水効果は地盤特性や地震動特性に対し非常に敏感であり、この点に関して、液状化対策としてのドレーン工法は「ねばり」に問題があるとの指摘がある。よってドレーン施工中の杭間砂質土に緩みが生じないような適切な施工機械・施工法を選定する必要がある。

（不動建設）

4.8.4 まとめと今後の課題

平成4年度は、研究の開始としてドレーン工法の設計・施工法の現状について既往の研究成果を調べた。建設省土木研究所では、1980年頃から、盛土や掘割道路の液状化対策にドレーン工法を用いることについ

表－4.8.7　研究計画

	H4	H5	H6	H7	H8
研究計画立案	――				
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）	――				
構造物毎のドレーン工法の適用上の留意点の検討 （盛土構造物） （線状地中構造物） （面状地中構造物）		……	……		
技術課題の検討		……	……	……	
構造物毎のドレーン工法の設計法の整備 （盛土構造物） （線状地中構造物） （面状地中構造物）				……	……

て一連の研究を行っており、その成果は文献９）、２５）～３０）に発表されている。特に、「耐震地盤改良工法に関する共同研究」において、盛土および掘割道路の液状化対策に関する一連の研究が行われ、この中にドレーン工法の設計法も提案されている。今年度の研究では、まず、前回の共同研究の最終成果、すなわち、「建設省土木研究所ほか：耐震地盤改良工法に関する共同研究報告書（その６）、(1991)」をもとに、「設計・施工法の１次案」を作成した。つぎに、これについて検討した結果、上述のように、いくつかの設計法上の留意点はあるがドレーン単体としての設計法はほぼ確立していると考えられた。そこで、次年度以降は、表－4.8.7に示すように盛土構造物、線状地中構造物、面状地中構造物などの構造物の耐震対策工法としてのドレーン工法の設計法について検討することにした。

③構造物毎のドレーン工法の適用上の留意点の検討では、対象構造物の設計基準に示されている地震外力に対してドレーンを含めた構造物のＦＥＭ解析を行い、ドレーン工法の適用性を調べる。

④技術課題の検討では、自然材料から人工材料まで適用できるウェルレジスタンスおよびマットレジスタンスを考慮したドレーンの設計図表の作成、永久変形の計算法の検討、過剰間隙水圧比が大きくなった場合の透水係数および体積圧縮係数の考え方、二段階設計法に対応する地震動の有効継続時間および等価繰返し回数などについて検討する。

⑤設計法の整備では、前回の共同研究の成果をもとに今年度作成した「設計・施工法の１次案」および③、④における成果をもとに、構造物毎に、液状化対策工法としてドレーン工法を用いる場合の設計法を整備する。

（東亜建設工業）

参考文献

1)　土質工学会：軟弱地盤対策工法－調査・設計から施工まで－，pp.28～29，1988

2)　Seed, H.B. and Booker, J.R.　：Stabilization of Potentially Sand Deposits Using Gravel Drains, ASCB, Vol.103, No.GT7，1977

3) De Alba, P., H. B. Seed and C. K. Chan : Sand Liquefaction in Large-Scale Simple Shear Tests, J. GED, ASCE, Vol. 102, No. GT9, pp. 909 ～927, 1976

4) Onoue, A. : Diagrams Considering Well Resistance for Designing Spacing Ratio of Gravel Drains , 土質工学会論文報告集, Vol. 28, No. 3, pp. 160～168, 1988

5) 大北康治, 柚木孝治, 伊藤克彦, 中島豊, 島岡久壽：砕石ドレーンの透水性を考慮した設計ノモグラム, 第21回土質工学研究発表会講演集, pp. 737～738, 1986

6) 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 No647, 1989

7) Matsubara, k., Mihara, M. and Tsujita, M. : Analysis of Gravel Drain against Liquefaction and its Application to Design , Proc. 9th WCEE, Vol. Ⅲ, pp. 249～254, 1988

8) 伊藤克彦, 大北康治, 松沢宏：砕石ドレーン工法における目詰まり防止に関する研究, 土木学会論文集, No. 439, Ⅲ-17, 1991.

9) 建設省土木研究所, ㈱間組, 東急建設㈱, 不動建設㈱, ㈱大林組, ㈱竹中工務店, ㈱竹中土木：耐震地盤改良工法に関する共同研究報告書（その６）, 共同研究報告書第68号, 1991. 3

10) 井合進, 小泉勝彦, 野田節夫：実物大グラベルドレーンの模型振動実験と解析, 第18回地震工学研究発表会講演概要, 1985.

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

12) K. Tokimatu: Generation and Dissipation of Pore Water Pressures in Sand Deposits During Earthquake, Tokyo Institute Technology, 1979.

13) 土質工学会：土質基礎工学ライブラリー３, 掘削のポイント, 1967.

14) Seed, H. D.: Soil Liquefaction and Cyclic Modility Evaluation for Level Grounnd During Earthquakes, ASCE, Vol. 105, GT2, 1979.

15) 吉見吉昭：砂地盤の液状化, PP. 133～135, 技報堂, 1980.

16) 土質工学会：液状化対策の調査・設計から施工まで, P313, 1992.

17) 吉見吉昭：「ねばり強さ」に関する液状化対策の評価基準, 土と基礎, Vol. 38, No. 6, 1990.

18) 沿岸開発技術研究センター：埋立地の液状化対策ハンドブック, 1993.

19) 井合進, 小泉勝彦：Estimation of Earthquake Induced Pore Water Pressure for Gravel Drains, 7th Japan Earthquake Engineering Syposium, 1986.

20) 日本建設機械化協会：最近の軟弱地盤工法と施工例, p. 139, 1991

21) 土質工学会：液状化対策の調査・設計から施工まで, pp. 335～337, 1993

22) 吉見吉昭：「ねばり強さ」に関する液状化対策の評価基準, 土と基礎, Vol. 38, No. 6, 1990.

23) 土質工学会：液状化対策の調査・設計から施工まで, pp. 344～345, 1993

24) 古賀泰之, 佐々木康, 小笠原久, 館山悟：土構造物の地震応答解析プログラム：ＳＡＤＡＰ, 土木技術資料, Vol. 25, No. 3, PP. 33～38, 1983. 3

25) 佐々木康，谷口栄一，小笠原久：砕石ドレーン工法の効果に関する大型振動台実験，土木技術資料，Vol. 24, No. 5, PP. 27～33, 1982. 5

26) 建設省土木研究所，㈱間組，㈱大林組，㈱竹中工務店，不動建設㈱，東急建設㈱：耐震地盤改良工法に関する共同研究報告書（その１），共同研究報告書第2号，1987. 8

27) 建設省土木研究所，㈱間組，東急建設㈱，不動建設㈱，㈱大林組，㈱竹中工務店：耐震地盤改良工法に関する共同研究報告書（その２），共同研究報告書第3号，1987. 8

28) 建設省土木研究所，㈱間組，東急建設㈱，不動建設㈱，㈱大林組，㈱竹中工務店：耐震地盤改良工法に関する共同研究報告書（その３），共同研究報告書第23号，1988. 12

29) 建設省土木研究所，㈱間組，東急建設㈱，不動建設㈱，㈱大林組，㈱竹中工務店，㈱竹中土木：耐震地盤改良工法に関する共同研究報告書（その４），共同研究報告書第31号，1989. 8

30) 建設省土木研究所，㈱間組，不動建設㈱，㈱大林組，㈱竹中工務店，㈱竹中土木：耐震地盤改良工法に関する共同研究報告書（その５），共同研究報告書第52号，1991. 1

5章　盛土・堤防に対する軟弱地盤耐震対策工法の開発に関する研究成果

第5章　盛土・堤防に対する軟弱地盤耐震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

本年度は、本共同研究の一年目であり、共同研究をスタートするにあたり、以下に示すような目的・基本的な方針・研究項目と内容および実施手順について確認した。

5.1.1　研究の背景と目的

我が国の主要な都市の多くは、臨海部の沖積低地に位置し、軟弱な土層が厚く分布していることが多い。このため、これまでに何回も地震による被害を経験している。最近では、液状化をはじめとして軟弱地盤での地震動の局地的かつ顕著な増幅特性などが関連する研究により明らかにされ、軟弱地盤中に建設される各種構造物の耐震対策、被害軽減のための技術の整備が大きな社会的要請の一つとして浮かび上がってきている。

特に、軟弱地盤上に建設された道路盛土や河川堤防では、これまでにも地震に伴う基礎地盤の液状化によりより多くの被害を被っており、震災復旧や二次災害の防止といった観点から耐震対策、被害軽減のための技術の整備が急がれている。　本研究では、このような背景のもとで、液状化の可能性がある軟弱地盤上に建設される盛土・堤防を対象に、新設、既設それぞれに適用可能な軟弱地盤の耐震対策工法の評価、および実用的な設計法開発することを目的に必要な調査・検討（実験、解析）および試設計を行い、最終的には耐震設計マニュアル（案）としてとりまとめる。

5.1.2　研究推進上の基本的な方針

本研究を進める上での基本方針は、次の通りである。

① 盛土・堤防を対象にした関連する既往の研究成果、設計・施工の実績調査を踏まえて、課題を抽出整理する。

② 実務的な設計手法の開発が本研究の目標であることに鑑み、耐震対策工法の目的、原理を十分理解し、対象構造物の機能、構造上の特徴を考慮して第一グループと協力して設計体系の構築を図る。

③ 動的解析や実験の実施にあたっては、研究の最終目標である設計マニュアルの作成に反映させることに留意し、その目的を明確にしておく。

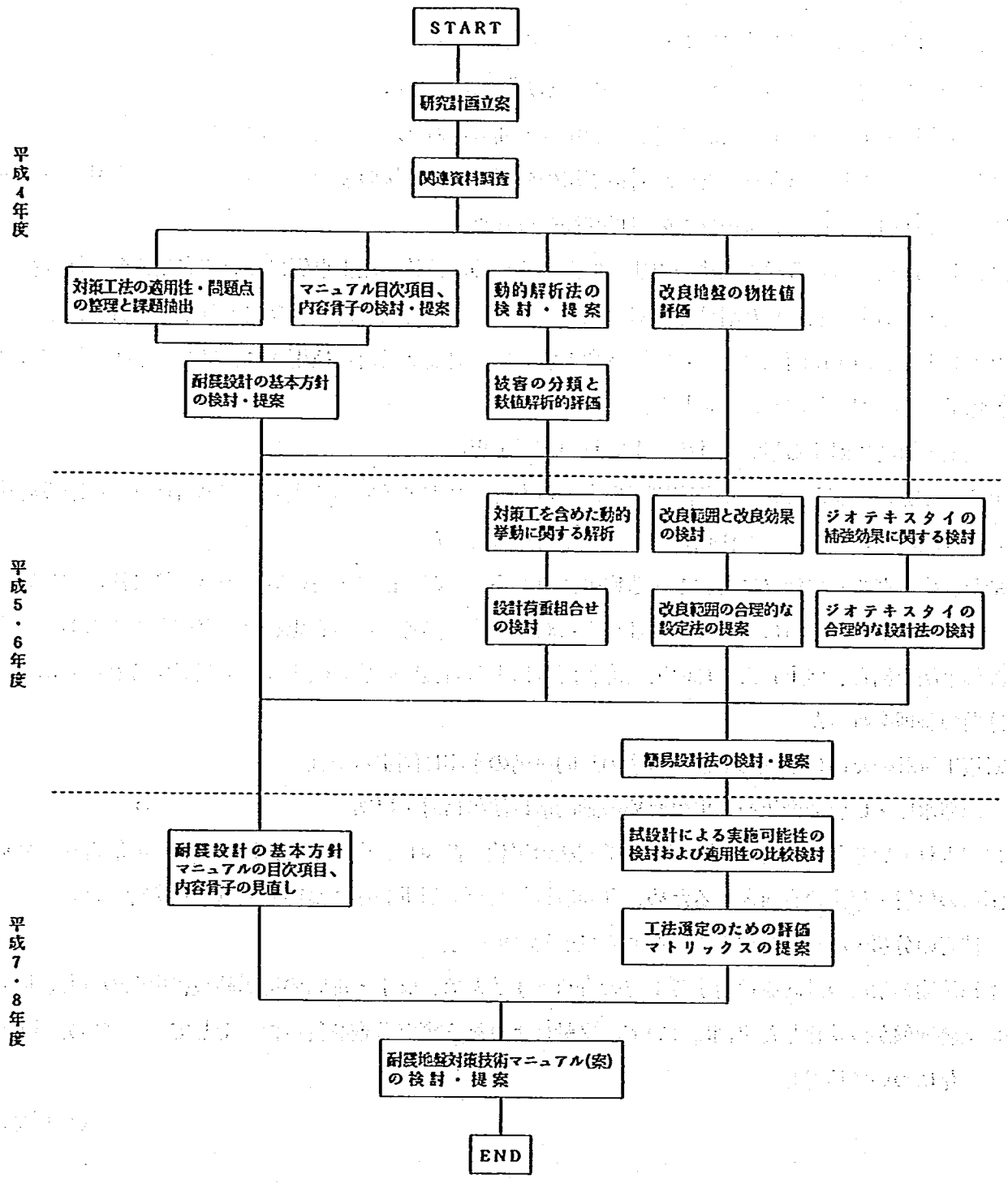
④ 耐震設計の基本方針等、共通的な項目については他のグループと十分に調整を行って検討を進めるものとする。

5.1.3　研究項目と内容および実施手順

表－5.1.1に研究項目および内容をまとめる。図－5.1.1にこれらの研究項目の相互関係および実施手順を示す。

表－5.1.1　研究項目及び内容

研　究　項　目	研　究　内　容
(1) 盛土・堤防に対する軟弱地盤耐震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・堤防を対象とした耐震地盤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時刻暦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耐震対策工法の簡易設計法の検討・提案
(6) 軟弱地盤耐震対策工法の適用性に関する研究	①盛土・堤防を対象に、各耐震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) 耐震地盤対策技術ﾏﾆｭｱﾙの作成	①盛土・堤防を対象とした耐震地盤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（当初）

5.1.4　今年度の研究実施項目と概要

今年度は、以下に示す研究項目を実施した。その概要を示す。

(1)　盛土・堤防に対する軟弱地盤耐震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

第1グループより提出された各耐震対策工法の概要および現状の設計法について、その適用性や問題点について検討し、第1グループとの意見交換を行った。

また、土構造物に対する対策工法の現状を把握するため、設計・施工事例について文献調査を行った。

2)　盛土・堤防を対象とした耐震地盤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

第1グループの工法開発にあたっての参考とすべく、耐震地盤対策技術マニュアルの目次項目および内容骨子の1次案を作成し、提示した。

3)　盛土・堤防に対する耐震設計の基本方針の検討・提案

第3・4グループと共同で本共同研究を進める上での基本事項である入力地震動条件（二段階設計法への取り組み含む）および液状化判定について検討を行った。

また、第2グループ独自にも、土構造物の観点から、既存の指針・基準等での耐震設計法の取扱い方について調査した。さらに、二段階設計法を検討する上で参考になると思われた発電所周辺斜面の耐震性評価手法の例と、盛土式人工島の地震応答解析による耐震性の検討例を詳しく調査するとともに、検討課題の整理を行った。

(2)　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

提案されている動的解析法および変形予測法の現状を把握し、今後の研究における動的解析法や変形予測法の検討・選定の資料とするため、動的解析法及び変形予測法について文献調査を行った。

2)　被害の分類・パターン化と被害形態の数値解析的評価

土構造物の耐震設計法を検討する上での資料とするため、盛土・堤防の地震時被害事例のうち、明らかに基礎地盤が液状化した事例について、文献により被害事例調査を行った。そして、被害の分類・パターン化について検討した。

（ハザマ）

5.2　関連設計基準に関する調査

5.2.1　目的と調査方法

(1)　目　的

軟弱地盤上の盛土・堤防等土構造物の新しい耐震対策の設計法を検討する上で、我が国における既往の耐震基準を整理し、今後必要な検討課題を抽出することを目的とした。

(2)　調査方法

下記の基準をもとに、盛土・堤防等土構造物に関連する事項に着目し、①地震時斜面安定解析で仮定す

るすべり面形状、②安定解析計算式、③震度の作用位置、④土の強度及び液状化検討方法、⑤震度の取扱い、⑥過剰間隙水圧の取扱い、⑦地震時安全率の考え方について対比し、特徴を整理した。

[調査対象とした関連基準]

・土地改良事業計画設計基準（設計ダム）[1]・・・以下、「土地改良」と略称する。
・捨石鉱さいたい積場建設基準及び解説[2]・・・以下、「捨石鉱さい」と略称する。
・港湾の施設の技術上の基準・同解説[3]・・・以下、「港湾基準」と略称する。
・ＬＮＧ地下式貯槽指針[4]・・・以下、「ＬＮＧ」と略称する。
・道路土工－のり面工斜面安定工指針[5]・・・以下、「道路土工のり面」と略称する。
・道路土工－軟弱地盤対策工設計指針[6]・・・以下、「道路土工軟弱」と略称する。
・原子力発電所地質・地盤の調査・試験方法および地盤の耐震安定性の評価[7]・・・以下、「原子力」と略称する。
・新耐震設計法（案）[8]・・・以下、「新耐震法」と略称する。
・第２次改訂ダム設計基準[9]・・・以下、「ダム設計基準」と略称する。
・増補改訂防災調節池等技術基準（案）[10]・・・以下、「防災調節池」と略称する。
・河川構造物設計基準[11]・・・以下、「河川基準」と略称する。
・宅地耐震設計指針[12]・・・以下、「宅地設計指針」と略称する。

5.2.2　調査結果および分析

5.2.1で示した整理方法に従い取りまとめたものが表－5.2.1(a)～(f)である。これらの基準をとりまとめると以下の特徴があることが判明した。

(1)　すべり面形状

斜面安定解析で仮定するすべり面形状は円形がほとんどであるが、他に直線、複合、無限斜面を仮定する場合もある。

円形・・・土地改良、捨石鉱さい、港湾基準、ＬＮＧ、道路土工のり面、道路土工軟弱、原子力、新耐震法、ダム設計基準、防災調節池、河川基準、宅地設計指針

直線、複合、無限斜面・・・港湾基準、原子力

(2)　安定解析計算式

斜面の安定解析に用いる安定計算法は、フェレニウス法、修正フェレニウス法、Bishop法、摩擦円法等が提案されているが、主流の解析法は修正フェレニウス法である。最近の解析法には、有限要素法によって得られる地盤内応力分布に基づいて安全率を算定し、安定性の評価を行うものもある。

フェレニウス法・・・土地改良、ダム設計基準、防災調節池、河川基準

修正フェレニウス法・・・捨石鉱さい、港湾基準、ＬＮＧ、原子力、新耐震法、宅地設計指針

その他・・・土地改良、港湾基準、原子力

表－5.2.1(a)　関連基準の一覧表

制定機関（基準名）	対象土構造物	すべり形状	計算法	計算式	強度の作用点	土の強度及び液状化の検討	強度の大きさ	過剰間隙水圧	安全率
農林水産省構造改善局 土地改良事業計画設計基準 （設計ダム） 昭和５６年４月	高さ15m以上のフィルダム	円形	○フェレニウス法 ○ウェッジ法 ○簡便円法	$F_s = \dfrac{\Sigma\{c\,l+(N-N_w)\tan\phi\}}{\Sigma(T+T_w)}$　（全応力表示） $F_s = \dfrac{\Sigma\{c'\,l+(N-U-N_w)\tan\phi'\}}{\Sigma(T+T_w)}$　（有効応力表示） ここに、l：各スライスのすべり面の材料の長さ c, c'：各スライスのすべり面の材料の粘着力 （c：全応力表示，c'：有効応力表示） φ, φ'：各スライスのすべり面のせん断抵抗角 （φ：全応力表示，φ'：有効応力表示） b：各スライスの幅 N：各スライスのすべり面上に働く荷重合力の垂直分力 T：各スライスのすべり面上に働く荷重合力の接線分力 N_w：各スライスのすべり面上に働く地震荷重の垂直分力 T_w：各スライスのすべり面上に働く地震荷重の接線分力 U：各スライスのすべり面上に働く間隙圧	すべり面	①全応力解析 強度定数の決定に当たってはサンプルの攪乱度を受けかの直線によって近似する。なお、全応力表示のc, φは試料の密度や含水比によって著しく変化するので、施工時の現場条件とよく一致させるよう細心の注意を払う。なお、このc, φにはせん断時の間隙水圧の影響が既に入っているので、斜面の安全率を求める際、間隙水圧を改めて考慮してはならない。 ②有効応力解析 ダム完成直後の間隙水圧の値がかなりの精度で定量的に評価できる場合には圧密非排水試験、または圧密排水試験より有効応力表示のc', φ'をもとめ、斜面のすべりに対する安全率を求める。	強震地帯 0.15 0.12 弱震地帯 0.12 0.10	考慮せず	いかなる場合も安全率は 1.2以上となるように設計せねばならない。
建設省土地公害局 日本道路協会 指石盛さいたい積堤造成基準及び解説 昭和５７年１２月	指石盛さいダム	円形	○修正フェレニウス法	$F_s = \dfrac{\Sigma R(c'\,l+\{(V-Ub)\cos\alpha-K_w W\sin\alpha\}\tan\phi')}{\Sigma(RW\sin\alpha+K_w Wh)}$ ここに、R：すべり面の半径 V：各スライスの単位長さ当たり U：液状化による過剰間隙水圧を考慮した各スライスのすべり面上に働く間隙水圧 K_w：設計震度 b：スライスの幅 α：すべり面の中心とすべり面を円弧とする円の中心を結ぶ直線が鉛直線となす角度 h：すべり面の中心と各スライスの重心との鉛直距離 l：すべり面の長さ φ'：有効応力により求めた内部摩擦角 c'：有効応力により求めた粘着力	重心	盛固面以上 / 盛固面以下 礫粒土及び砂：CD法 / CD又はCU法 シルト及び粘土：CU又はUU法 / UU法	強震帯地域 / 弱震帯地域 コンクリートかん止堤：0.12 / 0.10 その他のかん止堤：0.15 / 0.12	考慮する	・安定解析による安定度は1.20以上とする。 ・浸潤水位が以下の条件の時は安定度を1.40以上とする。 1）液状化によりたい積場の安定に影響を及ぼすと思われる位置にないこと、またはたい積場の表面から10mを超える位置にあること。 2）堤頂幅中心から降ろした垂線との交点が当該かん止堤の有効高さの2分の1以下の位置にあること。

表－5.2.1(b) 関連基準の一覧表

制定機関（基準名）	対象土構造物	すべり形状	計算法	計算式	震度の作用点	土の強度及び液状化の検討	震度の大きさ	過剰間隙水圧	安全率
日本道路協会 運輸省港湾局監修 港湾の施設の技術上の基準・同解説 平成元年2月	粘性土地盤の斜面	円形	○修正フェレニウス法	$F_s = \dfrac{R\Sigma\{(cl+W'\cos\alpha\tan\phi)\}}{\Sigma W_R + \Sigma Ha}$ ここに、R:すべり面の半径（m） c:土の粘着力（tf/m²） φ:土の内部摩擦角（度） l:分割片の底辺長（m） b:分割片の幅（m） W':分割片の有効重量（tf/m） W:分割片の全重量（tf/m） α:分割片底辺の傾度 x:分割片の重心とすべり円中心の間の水平距離（m） H:すべり円内の土塊に働く水平外力（tf/m） a:外力Hのすべり円中心に関する腕の長さ（m）	重心	①砂質土の場合には内部摩擦角のみを用いる。内部摩擦角の値は圧密排水三軸試験によって求めるのが望ましいが、標準貫入試験から推定してもよい。 ②粘性土の短期安定問題においては、粘着力のみを用いる。粘着力cとしては全応力表示のCuを求める。つまり、一軸圧縮強さqu（tf/m²）の1/2を深さに対してプロットし、qu/2の平均線の深さに対する分布を求めれば良い。粘土の長期安定問題においては二とおりの扱い方がある。一つは有効応力によって土が抵抗することによる粘着力の減少をせん断試験で推定し、減少した粘着力を用いるものである。他の方法は、c, φの値として有効応力で整理した見かけの粘着力 c'（tf/m²）とせん断抵抗角φ'とを用いるものである。	設計震度＝ 地域別震度×地盤係数×重要度係数	考慮せず	①円形すべり面 すべり破壊に対する安全率は常時1.3を標準とする。 （注 地震時の検討に円形すべりは適用しない。）
	砂質の斜面	直線	○直線すべり面法	$F_s = \dfrac{\Sigma\{(cl+W'\cos\alpha-H\sin\alpha)\tan\phi\}}{\sin\alpha\,\Sigma W'+\cos\alpha\,\Sigma H}$ ここに、c:土の粘着力（tf/m²） φ:土の内部摩擦角（度） l:分割片の底辺長（m） W':分割片の有効重量（tf/m） α:分割片底辺の傾度 H:すべり円内の土塊に働く水平外力（tf/m）					②直線すべり面 すべり破壊に対する安全率は、常時1.2以上異常時1.0以上を標準とする。

表－5.2.1(c) 関連基準の一覧表

制定機関（基準名）	対象土構造物	すべり形状	計算法	計算式	震度の作用点	土の強度及び液状化の検討	震度の大きさ	通例間隙水圧	安全率
日本土質協会 液化天然ガス用貯槽耐震調査委員会 LNC地下式貯槽指針 昭和56年12月	地下式貯槽の周辺の盛土	円形	○修正フェレニウス法	$F_s=\frac{[R\int\tan\phi_j\cos\theta(\Sigma\gamma_j'h_j)dx+R\int c_ndl]}{[R\int\sin\theta(\Sigma\gamma_j'h_j)dx+\int(2/3\Sigma k_{hj}\gamma_jh_jy_j)dx]}$ ここで、R:円弧の半径 θ:滑り面の中心と滑り面を円弧とする円の中心を結ぶ直線が鉛直線となす角度 dx:微少区間のスライス幅 dl:微少区間の滑り面の長さ h_j:j層の層厚 y_j:円の中心からj層の重心までの鉛直距離 γ_j':j層の水中単位体積重量 γ_j:j層の飽和単位体積重量 ϕ_j:j層の内部摩擦角 c_j:j層の粘着力 k_{hj}:j水平震度	重心	液状化の判定については、地質・地盤の調査・試験結果に基づき、関連諸規定を参考にして行うものとする。 その結果、液状化の可能性のある場合には、地盤改良を実施するなどして液状化を防止するものとする。	$k_h=\alpha_1\alpha_2\alpha_3\cdot k_{h0}$ k_h:地盤の水平震度 k_{h0}:基準水平震度でk_{h0}=0.15とする。 α_1:地域別補正係数 α_2:地盤種別による補正係数 α_3:地中部分の補正係数	考慮せず	○常時　1.3以上 ○地震時　1.1以上
日本道路協会 道路土工 のり面工・斜面安定工指針 昭和61年11月	盛土	円形	○修正フェレニウス法	$F_s=\frac{\Sigma r[cl+\{(W-Ub)\cos\alpha-k_hW\sin\alpha\}\tan\phi]}{\Sigma(rW\sin\alpha+hk_hW)}$ ここで、r:すべり円の半径（m） c:粘着力（tf/m²） l:分割片で切られた滑り面の弧長（m） W:分割片の重量（tf/m） u:間隙水圧（tf/m²） b:分割片の幅（m） α:各分割片で切られたすべり面の中心とすべり円の中心を結ぶ直線と鉛直線のなす角（度） k_h:設計水平震度 ϕ:せん断抵抗角（度） h:各分割片の重心とすべり円の中心との鉛直距離（m）	重心	全応力解析 / 有効応力解析 透水性が低い：c_{cu}, ϕ_{cu} / c', ϕ' 透水性が高い：c_d, ϕ_d / c', ϕ' u_e, u_o c_{cu}, ϕ_{cu}：CU試験より求める強度定数 c_d, ϕ_d：CD試験より求める強度定数 c', ϕ'：間隙水圧の測定を伴うCU試験より求める強度定数 u_e：通常の地下水による間隙水圧 u_o：地震時に発生する間隙水圧	$k_h=\nu_1\cdot\nu_2\cdot k_{h0}$ k_h:設計水平震度 ν_1:地域別補正係数 ν_2:地盤別補正係数 k_{h0}:標準水平震度でk_{h0}=0.15とする。	全応力考慮せず 有効応力考慮する	常時の盛土の設計においては最小安全率が1.2以上となる断面とすることが望ましい。 地震時の盛土の設計においては最小安全率が1.0以上となるような断面とすることが望ましい。

表－5.2.1(d) 関連基準の一覧表

制定機関（基準名）	対象土構造物	すべり形状	計算法	計算式	震度の作用点	土の強度及び液状化の検討	震度の大きさ	過剰間隙水圧	安全率
日本道路協会 道路土工 軟弱地盤対策設計指針 昭和61年11月	液状化性地盤上の盛土	円形	○修正フェレニウス法	$F_s=\frac{\Sigma(c'l+((W-Ueb-Ueb)\cos\alpha\tan\phi'))}{\Sigma(W\sin\alpha+k_hW(h/R))}$（有効応力） $F_s=\frac{\Sigma(\tau_f l)}{\Sigma(W\sin\alpha+k_hW(h/R))}$（全応力） ここで、$c'$：有効応力に関する土の粘着力（tf/m²） ϕ'：有効応力に関する土のせん断抵抗角（度） W：分割片の全重量（tf/m） l：細片の底面の長さ（m） b：細片の幅（m） u_e：常時地下水によって発生する間隙水圧（tf/m²） u_e：地震時によって発生する過剰間隙水圧（tf/m²） k_h：設計水平震度 R：すべり円の半径（m） h：細片の重心からすべり円の中心までの高さ（m） τ_f：全応力で表わした土の動的強度（tf/m²）	重心	盛土：c(tf/m²)＝－，φ(度)＝－，備考＝全面アンショックラック 地盤：c＝2，φ＝25，備考＝-3.5mアンショックラック 地盤：c＝0，φ＝42.5，備考＝D_r*=90% 地盤：c＝0，φ＝40，備考＝D_r*=80% 地盤：c＝0，φ＝37.5，備考＝D_r*=70% 地盤：c＝0，φ＝35，備考＝D_r*=60% 地盤：c＝0，φ＝30，備考＝D_r*=50% 過剰間隙水圧は「道路橋示方書Ⅴ耐震設計編」の方法により求めた液状化に対する抵抗率F_Lを用いて算出する。	$k_h=\nu_1\cdot\nu_2\cdot k_{he}$ k_h：設計水平震度 ν_1：地域別補正係数 ν_2：地盤別補正係数 k_{he}：標準水平震度でk_{he}=0.15とする。	考慮する	有効応力強度を用いた地震時安定解析の安全率は、震度を用いる場合には過剰間隙水圧u_eを考慮せず、一方地震時に生じる最大過剰間隙水圧u_eを想定するときには、震度を考えなくても良い。 震度のみを考慮する場合には1.0以上、一方過剰間隙水圧のみを考慮する場合には常時安定と同様に1.2以上確保することが必要と考えられる。 全応力強度を用いた地震時安定計算の安全率は1.0以上とする。
	粘土質地盤上の盛土	円形	○修正フェレニウス法	$F_s=\frac{\Sigma(c_u l)}{\Sigma(W\sin\alpha+k_hW(h/R))}$ ここで、c_u：非排水せん断強さ（tf/m²）	重心	安定計算に用いる強度定数は静的強度（圧密非排水試験）を用いるのが通常。 一般的に圧密が終了していると考え、粘性土の非排水強度を用いる。		考慮せず	
社団法人土木学会 原子力土木委員会 原子力発電所地質・地盤の調査・試験方法および地盤の耐震安定性の評価 昭和60年6月	原子炉建屋の周辺斜面	①円・形	(1)修正フェレニウス法 (2)Bishop法 (3)Spencer法			斜面の安定解析で必要な物性値は解析手法、評価項目等を勘案して適切に定めるものとする。 なお、各種の物性値は「第3編 地盤調査・試験法」に従って評価し、決定する。	$K_h=n_1\cdot n_2\cdot K_0$ n_1：地域による補正係数 n_2：地盤条件、斜面形状等による応答に関する増幅係数である。 K_0：標準設計震度 K_0=0.2 原則として、鉛直地震力は水平震度の1/2の値を震度として同時に不利な方向に作用させる。		すべりに対する評価基準値 すべり面力：静的安定解析＝1.5，動的安定解析＝1.5，動的安定解析＝1.2
		②円弧円							
		③複合すべり面法	(1)Janbu法 (2)複合円弧すべり面法 (3)ウェッジ法 (4)Morgenstern-Price法 (5)修正スウェーデン法						
		④無限斜面							

表－5.2.1(e)　関連基準の一覧表

制定機関（基準名）	対象土構造物	すべり形状	計算法	計算式	震度の作用点	土の強度及び液状化の検討	震度の大きさ	過剰間隙水圧	安全率
建設省土木研究所 新耐震設計法（案） 昭和52年3月	フィルダム	円形	○フェレニウス法 場合により ○修正フェレニウス法 ○ウェッジ法	$F_s = \dfrac{\Sigma\{c l + (N - U - N_e)\tan\phi\}}{\Sigma(T + T_e)}$ ここに、c：各スライスのすべり面における材料の粘着力（t/m²） l：各スライスのすべり面の長さ（m） φ：各スライスのすべり面における材料の内部摩擦角（度） N：各スライスのすべり面に働く荷重の垂直分力（t/m） U：各スライスのすべり面に働く間隙水圧（t/m） N_e：各スライスのすべり面に働く地震慣性力の垂直分力（t/m） T：各スライスのすべり面に働く荷重の接線分力（t/m） T_e：各スライスのすべり面に働く地震慣性力の接線分力（t/m）	すべり面	解析に用いる材料の静的・動的定数は調査・試験の結果を総合的に検討して適切に定める。	$k_h = \Delta_1 \Delta_2 \Delta_3 k_0$ k_h：設計水平震度 Δ_1：地域係数 Δ_2：地盤特性による補正係数 Δ_3：その他の補正係数 k_0：標準設計水平震度　$k_0 = 0.2$	考慮せず	土構造物の中でも最も重要度が高いと考えられるフィルダムの場合、強震地域では均一ダムに対して震度0.15以上その他のフィルダムに対して0.12以上、弱震地域では均一ダムに対して震度0.12以上その他のフィルダムに対して震度0.10以上の値でダムの実状に応じて定めた設計震度を用い、震度法による所要の安全率を 1.2 以上としている。
日本大ダム会議 第2次改訂ダム設計基準 昭和53年	高さ15m以上のフィルダム	円形	○フェレニウス法 場合により ○複合円 ○ウェッジ法 ○修正フェレニウス法	$n = \dfrac{\Sigma\{c l + (N - U - N_e)\tan\phi\}}{\Sigma(T + T_e)}$ ここに、c：各スライスのすべり面における材料の粘着力（t/m²） l：各スライスのすべり面の長さ（m） φ：各スライスのすべり面における材料の内部摩擦角（度） N：各スライスのすべり面に働く荷重の垂直分力（t/m） U：各スライスのすべり面に働く間隙水圧（t/m） N_e：各スライスのすべり面に働く地震慣性力の垂直分力（t/m） T：各スライスのすべり面に働く荷重の接線分力（t/m） T_e：各スライスのすべり面に働く地震慣性力の接線分力（t/m）	すべり面	解析に用いる材料の静的・動的定数は調査・試験の結果を総合的に検討して適切に定める。	○強震地帯　0.15～0.25 　　0.12～0.20 ○弱震地帯　0.12～0.20 　　0.10～0.15	考慮せず	土構造物の中でも最も重要度が高いと考えられるフィルダムの場合、強震地域では均一ダムに対して震度0.15以上その他のフィルダムに対して0.12以上、弱震地域では均一ダムに対して震度0.12以上その他のフィルダムに対して震度0.10以上の値でダムの実状に応じて定めた設計震度を用い、震度法による所要の安全率を 1.2 以上としている。
住宅・都市整備公団 地域振興整備公団 日本河川協会 増補改定防災調節池等技術基準（案） 昭和62年3月	高さ15m未満のフィルダム	円形	○フェレニウス法	$F_s = \dfrac{\Sigma\{c\cdot\Delta l\cdot R + (W\cos\theta - U)\tan\phi R - KW\sin\phi\tan\phi R\}}{\Sigma(W\sin\theta R + KW\cos\theta R)}$ ここに、c：盛土材料の粘着力（t/m²） Δl：各スライスのすべり面の長さ（m） R：すべり面の半径（m） W：自重（t/m） φ：盛土材料の内部摩擦角（度） U：間隙水圧（t/m） K：設計震度	すべり面 ただし慣性力は堤体部のみ対応	堤体に用いる土質材料は、あらかじめ試験を行い、安定性の高い材料であることを確かめなければならない。	○強震地帯　(K=0.15～0.20) ○中震地帯　(K=0.12～0.20) ○弱震地帯　(K=0.10～0.18) 設計震度はダム地点の地域区分、基礎の条件及びダムの重要等を考慮して上記の値を目安とする。	考慮せず	洪水調節の状況 / 最小安全率 洪水時 / 1.2 空虚 / 1.2 建設中及び建設直後 / 1.1

表－5.2.1(f) 関連基準の一覧表

制定機関（基準名）	対象土構造物	すべり形状	計算法	計算式	震度の作用点	土の強度及び液状化の検討	震度の大きさ	過剰間隙水圧	安全率
東京都建設局 河川構造物設計基準 昭和63年4月	河川堤防	円形	○フェレニウス法	$F_s = \frac{\Sigma\{c \cdot l + (N - U - N_e)\tan\phi\}}{\Sigma(T + T_e)}$ ここで、N:各スライスのすべり面上に働く荷重の垂直分力 T:各スライスのすべり面上に働く荷重の接線分力 U:各スライスのすべり面上に働く間隙水圧 N_e:各スライスのすべり面上に働く地震時慣性力の垂直分力 T_e:各スライスのすべり面上に働く地震時慣性力の接線分力 ϕ:各スライスのすべり面上における材料の内部摩擦角 c:各スライスのすべり面上における材料の粘着力 l:各スライスのすべり面の長さ	すべり面	間隙水圧はスライス法による計算においてスライスの側面及びすべり面に垂直に作用するものとし、完成直後の安定性の検討には工事中の間隙水圧を、その他のケースでは浸透による間隙水圧を考慮するものとする。	$K_H = \nu_1 \cdot \nu_2 \cdot \nu_3 \cdot K_0$ K_H:設計水平震度 ν_1:地域別補正係数 ν_2:地盤別補正係数 ν_3:重要度別補正係数 K_0:標準設計水平震度（0.2とする） 地震時慣性力は、自重に設体震度を乗じた値とし、水平方向に一様に作用するものとする。 地震時に作用する動水圧は、外力として小さいので、また剛圧は安全側に作用するのでともに考慮しない。	考慮せず	<table><tr><th></th><th>常時</th><th>地震時</th></tr><tr><td>堤体の一般部</td><td>1.2以上</td><td>1.0以上</td></tr><tr><td>堤体の特殊部</td><td>1.5以上</td><td>1.2以上</td></tr></table>
住宅・都市整備公団 宅地耐震設計指針（案） 昭和59年3月	宅地	円形	○修正フェレニウス法	$F_s = \frac{\Sigma R\{c \cdot l - ((W - U \cdot b)\cos\alpha - K_H \cdot W \cdot \sin\alpha)\tan\phi\}}{\Sigma(R \cdot W \cdot \sin\alpha + K_H \cdot W \cdot h)}$ ここに、R:すべり面の半径（m） W:各スライスの単位長さ重量（t/m） U:液状化による過剰間隙水圧を考慮した各スライスのすべり面上に働く間隙水圧（t/m²） （$U = U_s + U_l$） U_s:静水圧（t/m²） U_l:過剰間隙水圧（t/m²） K_H:設計水平震度 b:スライスの幅（m） α:滑り面の中点と滑り面を円弧とする円の中心とを結ぶ直線が鉛直線となす角度（度） h:滑り面を円弧とする円の中心と各スライスの重心との鉛直距離（m） l:滑り面の長さ（m） ϕ:内部摩擦角（度） c:粘着力（t/m²）	重心	地震時の土の強度変化は過剰間隙水圧比で評価し、式 Uの項に入れればよい。過剰間隙水圧の量を予測する方法は、F_Lから過剰間隙水圧 UI を求め、 <table><tr><th>F_L の範囲</th><th>過剰間隙水圧</th></tr><tr><td>$F_L > 1.25$</td><td>UI=0</td></tr><tr><td>$1.00 \leq F_L \leq 1.25$</td><td>$UI = 0.3\sigma_v'$</td></tr><tr><td>$F_L < 1.00$</td><td>$UI = \sigma_v'$</td></tr></table> また、過剰間隙水圧と震度の両方を同時に考慮するのは過大設計となるとも考えられ、以下の3方法を提案している。 ①過剰間隙水圧のみを考慮し、設計震度＝0とする。 ②過剰間隙水圧と0.5K_H程度の震度を見込む。 ③過剰間隙水圧のみを考慮した場合と震度のみを考慮した場合．	$K_H = \Delta_1 \cdot \Delta_2 \cdot \Delta_3 \cdot K_0$ K_H:設計水平震度 Δ_1:地域別補正係数 Δ_2:地盤種別補正係数 Δ_3:重要度別補正係数 K_0:標準設計水平震度（K_0=0.2）	考慮する	地震時ののり面の安定に必要な安全率は 1.0程度とする。

(3) 震度の作用位置

震度の作用位置は重心とすべり面に分かれるが、最近の傾向としてはすべり面に作用させている基準が多くなっている。

重心・・・捨石鉱さい、港湾基準、ＬＮＧ、道路土工のり面、道路土工軟弱、宅地設計指針

すべり面・・・土地改良、新耐震法、ダム設計基準、防災調節池、河川基準

(4) 土の強度及び液状化の検討方法

・地震時の液状化判定では、「道路橋示方書Ⅴ耐震設計編」で採用されているF_L法を用いたり、振動三軸試験結果など他の手法により判定する場合がある。

道路橋示方書による判定・・・道路土工のり面、道路土工軟弱

その他の手法による判定・・・ＬＮＧ、港湾基準、原子力、新耐震法、ダム設計基準

・全応力法で解析する場合には、地震時に土中で発生する過剰間隙水圧を考慮しないので、透水性に見合った排水条件下の静的試験から求めた強度定数を用いている。

土地改良、捨石鉱さい、ＬＮＧ、道路土工のり面

・有効応力法で解析する場合には、地震時に土中で発生する過剰間隙水圧を考慮する。この過剰間隙水圧を評価する方法としては、三軸試験から得る方法や液状化に対する安全率 F_L 値を用いる方法などが採用されている。

土地改良、捨石鉱さい、ＬＮＧ、道路土工のり面、道路土工軟弱

(5) 震度の取扱い

地震時斜面安定解析に使用する水平震度は、標準水平震度に地域別係数、地盤種別係数、重要度別係数等の補正係数を考慮した値を用いる場合が多い。標準水平震度としては、 k_H=0.15～0.2 程度とするものが最も多い。

設計震度＝地域別係数×地盤種別係数×重要度別係数×標準水平震度・・・港湾基準、ＬＮＧ、新耐震法、河川基準、宅地設計指針

その他・・・土地改良、捨石鉱さい、道路土工のり面、道路土工軟弱、原子力、ダム設計基準、防災調節池

(6) 過剰間隙水圧の取扱い

地震により発生する過剰間隙水圧を考慮するもの、考慮しないもの半々であるが、最近の傾向としては考慮している基準が多い。

過剰間隙水圧を考慮する・・・捨石鉱さい、道路土工のり面（有効応力解析時）、道路土工軟弱（有効応力解析時）、宅地設計指針

過剰間隙水圧を考慮しない・・・土地改良、港湾基準、ＬＮＧ、道路土工のり面（全応力解析時）道路土工軟弱（全応力解析時）、新耐震法、ダム設計基準、防災調節池、河川基準

(7) 地震時安全率

斜面安定に関する目標安全率は対象とする構造物の重要度によってその値は異なっているが、地震時安全率としては、1.0以上、1.2以上、1.3以上の3種類に分類される。

地震時安全率をF_s=1.0とする・・・港湾基準（直線）、道路土工のり面、道路土工軟弱、河川基準（堤体の一般部）、宅地設計指針

地震時安全率をF_s=1.2とする・・・土地改良、捨石鉱さい、原子力、新耐震法、ダム設計基準、防災調節池、河川基準（堤体の特殊部）

地震時安全率をF_s=1.3とする・・・LNG

5.2.3 最近の動向

(1) 地震時外力（震度）

1) 詳細な検討では、関東地震クラスの地震を設定し、動的応答解析（一次元、および二次元）を実施することにより外力を求める場合もある。

例えば、想定地震；関東地震1923年（M7.9）

入力波形；八戸波1968年

入力加速度；90gal

地表面加速度；280～370gal

一次元応答解析；用いたプログラム SHAKB

二次元応答解析；用いたプログラム FLUSH

2) さらに詳細な検討では、応答解析で求めた結果を用い、不規則波の影響を考慮し、震度を求める場合もある。

例えば、$k_h = C_r (\alpha_{max}/g)$

k_h；等価震度

α_{max}；地表面最大加速度

g；重力加速度

C_r；等価化係数

3) 最近の詳細な検討では、限界状態設計を取り入れている場合もある。

例えば、地震の水準により照査基準を区別する。

L－1地震（土構造物の機能が阻害されるような損傷を受けないように照査を行う。）

L－2地震（ある程度の地震被害は生じてもやむを得ないが、人命にかかわるような大きな被害や地震後の残留変形などを含めて復旧が困難なほど大きな被害は発生しないことを前提として照査を行う。）

(2) 過剰間隙水圧

宅地設計指針では過剰間隙水圧と震度を同時に考慮するのは過大設計であると考え、間隙水圧と震度の組合せとして以下の３つの組合せ方法を提案している。

①過剰間隙水圧のみを考慮し、設計震度＝０とする方法。

②過剰間隙水圧と、設計震度の半分を考慮する方法。

③設計震度のみを考慮する方法。

(3) 安全率

最近の詳細な検討では安全率の程度と過去の被害事例から被害形態、被害程度（最大沈下量）を表している。

例えば、

被害形態	被害程度
○堤内・外側の地震時安全率 $F_{sd}>1.0$ 無被害	○$0.8<F_{sd}\leq 1.0$ 最大沈下量 1.0m
○堤内・外側何れか片方の地震時安全率 $F_{sd}\leq 1.0$ Ⅱ型の被害形態	○$0.6<F_{sd}\leq 0.8$ 最大沈下量 2.0m
○堤内・外側両方の地震時安全率 $F_{sd}\leq 1.0$ Ⅲ型の被害形態	○ $F_{sd}\leq 0.6$ 最大沈下量 4.0m

5.2.4 今後の検討課題

盛土・堤防等土構造物の新しい耐震対策の設計法を検討する上で、5.2.3で示した最近の動向を参考にしながら、以下の検討を行うこととする。

(1) 地震時沈下量の評価方法と対策工の効果の判定方法

(2) 地震時に発生する過剰間隙水圧の評価法と対策工の効果の判定方法

(3) 二段階設計法の導入

(4) 地震時の動的強度の考え方

(5) 地震時の盛土・堤防等土構造物の安定解析法の検討

(6) ジオテキスタイルを用いた盛土・堤防等の地震時補強対策の解析と設計法の検討

（復建調査設計）

参考文献

1）農林水産省構造改善局；土地改良事業計画設計基準（設計ダム），１９８１．

2）通産省立地公害局日本鉱業協会；捨石鉱さいたい積場建設基準及び解説，１９８２．

3）日本港湾協会；港湾の施設の技術上の基準・同解説，１９８８．

4）日本瓦斯協会液化天然ガス用貯槽保安調査委員会；ＬＮＧ地下式貯槽指針，１９８１．

5）日本道路協会；道路土工のり面工・斜面安定工指針，１９８６．

6）日本道路協会；道路土工軟弱地盤対策設計指針，１９８６．
7）社団法人土木学会原子力土木委員会；原子力発電所地質・地盤の調査・試験方法および地盤の耐震安定性の評価，１９８５．
8）建設省土木研究所；新耐震設計法（案），１９７７．
9）日本大ダム会議；第２次改訂ダム設計基準，１９７８．
10）住宅・都市整備公団，域振興整備公団，日本河川協会；増補改訂防災調節池等技術基準（案），１９８７．
11）東京都建設局；河川構造物設計基準，１９８８．
12）住宅・都市整備公団；宅地耐震設計指針，１９８４．

5.3　既往の地震時被害事例に関する調査

5.3.1　目的と調査方法

(1) 調査目的

被害の分類・パターン化と被害形態の数値解析的評価を行うことを目的として、被害事例の調査を行った。また、今後の具体的な事例検討のための資料を収集することも目的とした。調査対象としては、盛土・堤防の地震時被害事例のうち、明らかに基礎地盤が液状化したことによる被害事例を対象とした。

具体的には、以下のような事柄を行った。

a.　破壊モードの検討や被害時の外力の推定

①　どのような破壊モードとなるか、特に、盛土・堤防における特異な破壊モードがあるか検討する。

②　盛土・堤防にどのような外力が働いているか検討する。

b.　二段階設計法の検討のための設計水準の検討資料の収集

確保目標水準設定の課題は上位の研究成果から、本共同研究に対し与件として示されるべき条件と考えられる。一般的には、これまでの被害度合いの大きさ、復旧の困難さを定量的に分析した資料に基づき、工学的判断から、確保目標水準が設定されるであろう。被害事例はこのような基礎資料となりうる。

c.　被害事例と対策工法、その効果の評価

①　実務的対策方法の調査

・応急対策：一時的な対策方法を調査する。

・恒久的対策：恒久的対策方法を調査する。

②　対策選定プロセスの調査

外力の設定や設計方法はどのような方法を用いているかを調べる。

③　対策の効果の有効性の調査

④　対策事例での被害例の調査

(2) 調査方法

a.　調査方法と調査対象

①　調査方法

調査は文献調査により行った。

②　調査対象文献

調査対象文献は建設省がまとめた資料、土木学会、土質工学会などより公表されている文献から調査した。

③　調査対象構造物

本章の研究テーマでは対象構造物を盛土・堤防としている。堤防は特定の機能を受持つようにつくられた盛土構造物の一種類と考えられるので、一般に、盛土構造物を対象とする。盛土構造物には、下記のようなものがある。

盛土：フィルダム、河川堤防、海岸堤防、干拓堤防、道路盛土、鉄道盛土、宅造盛土

ここでは都市施設の防災を考慮し、主に以下の構造物を調査対象とする。

道路盛土

堤防（河川、海岸、干拓）

鉄道盛土

④ 調査対象地震

液状化の発生が報告されている最近の国内の地震を表-5.3.1に示す。このうち建設省、土木学会などで調査が実施され、記録の評価がなされて報文が多く発表されている＊印のものを調査対象地震とした。

表－5.3.1 日本における液状化の報告がある主な地震

	地震名	発生日	マグニチュード
*	新潟地震	1964. 6. 16	M＝7. 7
*	十勝沖地震	1968. 5. 16	M＝7. 9
	根室半島沖地震	1973. 6. 17	M＝7. 4
	伊豆大島近海地震	1978. 1. 14	M＝7. 0
*	宮城県沖地震	1978. 6. 12	M＝7. 4
	浦河沖地震	1982. 3. 21	M＝7. 3
*	日本海中部地震	1983. 5. 26	M＝7. 7
	千葉県東方沖地震	1987. 12. 17	M＝6. 7
	釧路沖地震	1993. 1. 15	M＝7. 8

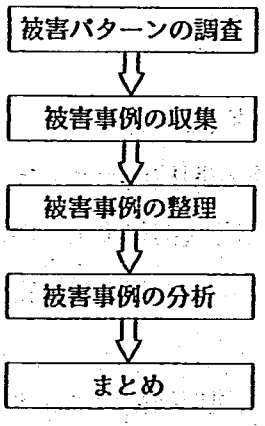
b. 調査手順

調査は図-5.3.1に示すフローに従って行った。

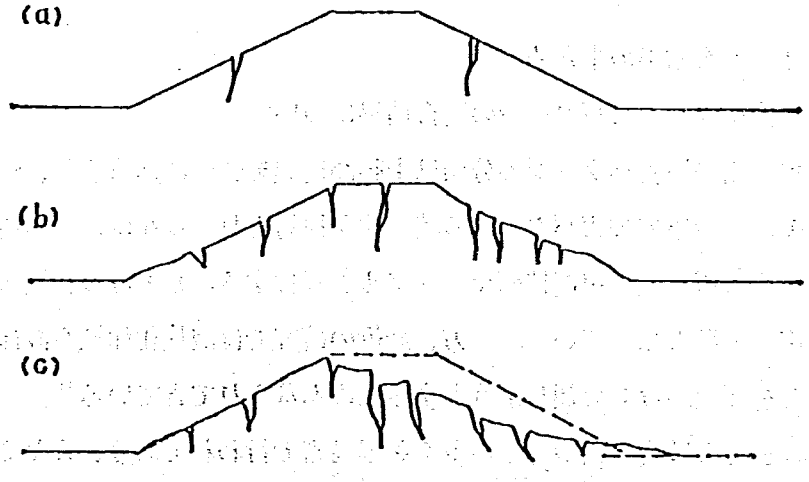
① 被害パターンの調査

振動台を用いた実験によれば、液状化する地盤の上の盛土は図－5.3.2に示すような模式図のように破壊が進行してゆく[1]。すなわち加振加速度の小さい段階では、地盤内にはほとんど過剰間隙水圧が発生せず盛土にも永久変形は生じない。ある程度加振加速度が大きくなると、法尻付近の地盤内に過剰間隙水圧のやや大きい領域が発生し、この部分の地盤の変形のために盛土法面に亀裂が発生する（図中の(a)）。さらに加振加速度がますと盛土天端にも亀裂が生じる（図中の(b)）。さらに法尻付近の過剰間隙水圧が上昇し液状化の状態になると、盛土法面や法肩の亀裂は拡大し、天端中央部分にも亀裂が生じて、天端は沈下する（図中の(c)）。

このように振動レベルと破壊モード、被害パターンは相関性があると思われる。また、同一振動レベルでも振動継続時間が長くなれば被害も大きくなると思われる。そこで、被害パターンの検討を最初に行なうこととした。



図－5.3.1 調査手順



図－5.3.2 盛土の破壊過程の模式図[1]

② 被害事例の調査

基礎地盤が液状化したことがおもな原因で被害が発生したと推察される盛土構造物の被害事例を、調査対象文献から収集した。しかし、盛土構造物自身が液状化して被害が発生したものも、記録が残されており今後の研究に有効と考えられるので事例の調査対象とした。

③ 整理方法

被害事例の一覧表を作成した。一覧表には以下の事項を記録した。

- 地震名称
- 被害の場所
- 盛土種別
- 地盤N値（砂地盤部分）
- 盛土形状（高さ、法勾配）
- 加速度記録（推定、実測）
- 路線名
- 場所（県名、場所）
- 被害パターン＊
- 被害ランク＊
- 被害事例引用文献数

＊被害ランクについては5.3.2(1)に示す。

④ 検討方法

・被害パターンの分析

どのような被害パターンが特徴的か調べた。

破壊モードとの関連性についても併せて調べた。

・外力の分析

どのような外力が働いた結果、被害が発生したのか加速度記録のあるものについて被害パターンとの関連について分析してみた。

5.3.2 調査結果のまとめ

(1) 土構造物の被害パターンの調査結果について

土構造物の被害パターンの分類は十勝沖地震を契機に進められ、建設省や旧国鉄で検討された[2),3)]。その後、建設省で被害パターンの統一化が検討され、現在は、土木構造物の震災復旧技術マニュアル（案）[4)]（以下震災復旧技術マニュアルと呼称する。）となり、被害の分析と応急復旧対策工法の対策工法選定の一助となっている。一方、最近の研究では液状化領域を液体とみなし、その形状と構造物の被害形態とを関連づけて分類しようとする試みもなされてきている[5)]。

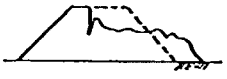
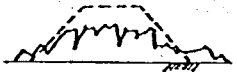
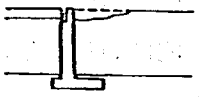
これまでの被害事例の調査の多くが建設省で行われており、またそれらが震災復旧技術マニュアルに即して調査されていることから、震災復旧技術マニュアルの被害パターンの分類方法の内の平地盛土の分類

方法を今回の調査で採用した。この分類方法を表-5.3.2に示す。

この分類方法では被害ランク分類表もあり、被害パターンと被害ランクを組み合わせることにより、被害をより定量的に評価できる。

表－5.3.2　平地部盛土被害パターンと被害ランクの分類表[1]

(1) 被災パターン分類表

被災パターン	被災模式図	被害形態
I型		のり面の流出，崩壊又は亀裂段差の発生が道路車線まで及ばず，のり肩にかぎられるもの。
II型		盛土のすべり崩壊又は亀裂，段差の発生が道路車線まで及ぶもの。
III型		破壊が基礎地盤に及び盛土形状が原形をとどめないもの。
IV型		盛土の一様な沈下に伴って，盛土形状をある程度保ちつつ変形したもの。
V型		構造物背面の盛土が沈下及び亀裂を起こしたもの。

(2) 被害ランク類表

被災パターン	被害ランク	被害ランクの説明
I	β	亀裂幅15cm以上又は段差量20cm以上
	γ	亀裂幅15cm未満，かつ段差量20cm未満
II	α	亀裂幅30cmをこえ，かつ段差量50cmをこえたもの
	β	亀裂幅30cm以下又は段差量50cm以下
III	α	――
IV	β	沈下量50cm以上
	γ	沈下量50cm未満
V	β	沈下量20cm以上
	γ	沈下量20cm未満

(2) 被害事例調査結果

a. 被害事例について

被害事例の調査結果一覧表を表-5.3.3に示す。この一覧表には5.3.1(2)b. に示した項目が示されている。

この一覧表は土木研究所資料第１５７６号”土構造物の地震被害事例”[6]，土木研究所資料第２１７７号”１９８３年日本海中部地震による道路盛土の被害調査結果”[7]，土木研究所資料第２７１６号”地震による盛土の被災・復旧事例調査報告書”[8]に基づき、現地盤の土質が砂質土地盤のものを抜粋し、さらに参考文献などより事例を追加して作成した。土木研究所資料における新潟地震や宮城県沖地震に関する資料には断面図・ボーリングデータがよく整備されており、地盤分類の参考となった。日本海中部地震については、断面図・ボーリングデータが記述していないものが多かったので、地盤分類は当該報告書の記述のまま一覧表に示した。また、調査対象文献から引用した被害事例も判明した該当項目は出来る限り示した。

事例としては、１５６例ある。しかし、大きな被害箇所の近傍の小さな被害も含めて示してある点に留意する必要がある。また、鉄道は道路や河川堤防のように設置密度が高くない点に留意したい。

地震別、構造物別の分類をすると、表-5.3.4に示すようになる。宮城県沖地震や日本海中部地震の事例が多い。新潟地震や十勝沖地震などの事例が少ないのは、地震の規模などは宮城県沖地震や日本海中部地震とほぼ同規模であることを考慮すると、記録が残っていないことによるものと思われる。

宮城県沖地震では宮城県内の沖積平野の河川堤防の被害が、日本海中部地震では秋田県北部の秋田市から能代市にかけての道路盛土、河川では岩木川下流、米代川河口部、雄物川河口部および八郎潟の堤防の被害が多いことが目に付く。このことから一般的にいわれているように、液状化による被害が一般に沖積平野の沿岸部に多く発生する事が確認できた。

b. 被害パターンについて

① 盛土構造物

被害ランクと工学的指標との関係の分析が建設省土木研究所で行なわれている[8]。このなかでは、砂質土地盤の平地部盛土に対し、N値と被害ランク、盛土高さ・地盤N値と被害ランク、盛土法勾配・地盤N値と被害ランクの関係について調べている。

N値と被害ランクについてはN値５～１０の範囲の事例が最も多く、N値１０以上については、N値が大きくなるにしたがって事例数が減少している結果を得ている（図－5.3.3参照）。

また、盛土高さ・地盤N値と被害ランクについては盛土高さが４～５ｍで、地盤のN値が０～１０の事例が多いことがわかるが、全体的にみて地盤N値・盛土高さと被害ランクの間には明確な相関関係は見いだしていない（図-5.3.4参照）。

表－5.3.3(a)　液状化による盛土構造物の被災事例一覧表

文献6），7），8）に加筆して作成

被災パターン	0：被災なし 1：平地部盛土Ⅰ型 2：〃　Ⅱ型 3：〃　Ⅲ型 4：〃　Ⅳ型 5：〃　Ⅴ型 6：山岳部盛土 9：不明	被害ランク	0：なし 1：ランクγ 2：ランクβ 3：ランクα 9：不明

番号	地震名称	構造物	N値	盛土高	法勾配	推定加速度	路線名	県名	箇所名	パターン	ランク	引用文献数
1	新潟地震	河川	5	5.8	2.7	137	阪上川	山形	砂越地区	0	0	0
2	新潟地震	河川	5	5.2	1.9	157	大山川	山形	右岸	2	2	0
3	新潟地震	河川	5	3.5	1.9	167	阿賀野川	新潟	下山地区	2	3	1
4	新潟地震	河川	5	3.7	1.8	167	阿賀野川	新潟	新松浜橋付近	2	2	0
5	新潟地震	鉄道	5	5.5		133.4	越後線	新潟	関屋～白山	3	3	3
6	新潟地震	鉄道		8		71.4	羽越線	新潟	出戸～西目	5	3	5
7	十勝沖地震	道路	3	3.8	1.2	166.2	国道４号	青森	三戸町目時(第２工区)	2	3	1
8	宮城県沖地震	河川	20	3.4	2.1	246	北上川	宮城	長面	2	2	0
9	宮城県沖地震	河川	10	3.2	2.2	248	北上川	宮城	釜谷第一	2	2	2
10	宮城県沖地震	河川	8	4.8	2.7	246	北上川	宮城	橋浦第二	2	2	0
11	宮城県沖地震	河川	10	4.2	2.6	242	北上川	宮城	橋浦第三	2	2	0
12	宮城県沖地震	河川	9	6.4	2.9	241	北上川	宮城	橋浦第四	2	2	0
13	宮城県沖地震	河川	5	5.2	3.1	241	北上川	宮城	橋浦第四	1	2	0
14	宮城県沖地震	河川	5	5	2.5	241	北上川	宮城	橋浦第四	1	2	0
15	宮城県沖地震	河川	10	3.9	1.6	221	旧北上川	宮城	前谷地第二	1	1	1
16	宮城県沖地震	河川	12	3.4	3.8	221	鳴瀬川	宮城	浜市第二	2	2	1
17	宮城県沖地震	河川	3	2.8	2.1	221	鳴瀬川	宮城	浜市第二	2	3	1
18	宮城県沖地震	河川	10	4.6	1.7	221	鳴瀬川	宮城	浜市第二	2	3	1
19	宮城県沖地震	河川	3	5.4	3.5	193	吉田川	宮城	袋第二堤防	5	1	2
20	宮城県沖地震	河川	9	2.8	1.8	194	名取川	宮城	閖上上	2	2	4
21	宮城県沖地震	河川	5				名取川	宮城	柳次			2
22	宮城県沖地震	河川	12	4.8	3.2	247	北上川	宮城	釜谷第三	1	1	2
23	宮城県沖地震	河川	8	3.9	1.6	221	旧北上川	宮城	前谷地第二	2	2	2
24	宮城県沖地震	河川	20	2.8	2.1	221	鳴瀬川	宮城	浜市第二	3	3	0
25	宮城県沖地震	河川	8	5.4	3.5	193	吉田川	宮城	袋第三	4	2	2
26	宮城県沖地震	河川				200	江合川	宮城	和渕			2
27	宮城県沖地震	河川				200	江合川	宮城	上谷地			2
28	宮城県沖地震	海岸	4	3.5				宮城	手樽千拓堤防	2	3	1
29	日本海中部地震	道路		1.7	1.5	200	一般国道７号	秋田	秋田市金足大清水字堤下	4	1	3
30	日本海中部地震	道路		2	1.5	200	一般国道７号	秋田	秋田市金足大清水字関	4	1	3
31	日本海中部地震	道路		2		200	一般国道７号	秋田	秋田市金足大清水字関	4	1	3
32	日本海中部地震	道路		2		200	一般国道７号	秋田	秋田市金足大清水字関	4	1	3
33	日本海中部地震	道路		1.8		200	一般国道７号	秋田	南秋田郡昭和町８丁目字大関	4	1	3
34	日本海中部地震	道路		1.2	1.5	200	一般国道７号	秋田	南秋田郡飯田川町飯塚字古関	4	1	3
35	日本海中部地震	道路		2	1.5	200	一般国道７号	秋田	南秋田郡飯田川町飯塚字古関	4	1	3

注）　引用文献数は参考文献6），7），8）以外に記載されている文献数。

表－5.3.3(b)　液状化による盛土構造物の被災事例一覧表

文献6），7），8）に加筆して作成

被災パターン	0：被災なし 1：平地部盛土Ⅰ型 2：〃　Ⅱ型 3：〃　Ⅲ型 4：〃　Ⅳ型 5：〃　Ⅴ型 6：山岳部盛土 9：不明	被害ランク	0：なし 1：ランクγ 2：ランクβ 3：ランクα 9：不明

番号	地震名称	構造物	N値	盛土高	法勾配	推定加速度	路線名	県名	箇所名	パターン	ランク	引用文献数
36	日本海中部地震	道路		1.8	1.5	200	一般国道７号	秋田	南秋田郡飯田川町飯塚字上提敷	4	1	3
37	日本海中部地震	道路		3	1.5	200	一般国道７号	秋田	南秋田郡飯田川町飯塚字上提敷	4	1	3
38	日本海中部地震	道路		3	1.5	200	一般国道７号	秋田	南秋田郡井川町字州崎浜井川橋	4	1	3
39	日本海中部地震	道路		3	1.5	200	一般国道７号	秋田	南秋田郡井川町字州崎浜井川橋	4	1	3
40	日本海中部地震	道路	2	1.4	1.5		一般国道７号	秋田	琴丘町鯉川	1	1	1
41	日本海中部地震	道路	2	1.3	1.5		一般国道７号	秋田	山本郡琴丘町鹿渡	4	2	2
42	日本海中部地震	道路	8	2	1.5		一般国道７号	秋田	能代市浅内字浅内提下	1	2	10
43	日本海中部地震	道路	8	2.5	1.5		一般国道７号	秋田	能代市浅内字浅内出戸谷地	3	3	10
44	日本海中部地震	道路	8	2.5	1.5		一般国道７号	秋田	能代市浅内字浅内出戸谷地	3	3	10
45	日本海中部地震	道路	8	2.5	1.5		一般国道７号	秋田	能代市浅内字浅内出戸谷地	1	2	10
46	日本海中部地震	道路	8	2	1.5		一般国道７号	秋田	能代市浅内字浅内出戸谷地	1	2	10
47	日本海中部地震	道路	8	1.7	1.5		一般国道７号	秋田	能代市浅内字浅内出戸谷地	3	3	10
48	日本海中部地震	道路	9	1.7	1.5		一般国道７号	秋田	能代市浅内字浅内出戸谷地	3	3	10
49	日本海中部地震	道路	25	2	1.5		一般国道７号	秋田	能代市浅内字南大関	4	1	10
50	日本海中部地震	道路	6	1.7	1.5		一般国道７号	秋田	能代市浅内字大関	4	2	10
51	日本海中部地震	道路	13	1	1.5		一般国道７号	秋田	能代市浅内字赤沼	1	2	10
52	日本海中部地震	道路	14	1.5	1.5		一般国道７号	秋田	能代市河戸川字上酉山	4	2	0
53	日本海中部地震	道路		9	1.5		一般国道７号	秋田	能代市仁井田（右）能代跨線橋	5	2	0
54	日本海中部地震	道路		8	1.5		一般国道７号	秋田	能代市仁井田（左）能代跨線橋	5	2	0
55	日本海中部地震	道路		4.1	1.5		一般国道７号	秋田	能代市扇田（右）桧山新橋	5	2	0
56	日本海中部地震	道路		3.4	0		一般国道７号	秋田	能代市扇田（左）桧山新橋	5	2	0
57	日本海中部地震	道路		4	1.2		鷹巣川井堂川線	秋田	北秋田郡相川町芦沢芦沢橋	9	9	0
58	日本海中部地震	道路		5	2		一般国道１０１号線	秋田	能代市能代（左）能代橋	9	9	0
59	日本海中部地震	道路		5	2		一般国道１０１号線	秋田	能代市能代（左）能代橋	9	9	0
60	日本海中部地震	道路		4	1.5		能代五城目線	秋田	山本郡山本町高田森岳橋（左）	9	9	0
61	日本海中部地震	道路		4	1.5		能代五城目線	秋田	山本郡山本町高田森岳橋（右）	9	9	0
62	日本海中部地震	道路		3.8	0		一般国道１０１号線	秋田	山本郡峰浜村沼田	9	9	0
63	日本海中部地震	道路		2.5	1.5		一般国道１０１号線	秋田	山本郡峰浜村沼田	9	9	0
64	日本海中部地震	道路		5	0.5		一般国道１０１号線	秋田	能代市竹生竹生橋	9	9	0
65	日本海中部地震	道路		2.5	0		一般国道１０１号線	秋田	能代市落合	9	9	0
66	日本海中部地震	道路		2.2	0.3		能代男鹿線	秋田	八竜町大口	9	9	1
67	日本海中部地震	道路		2.4	1.5		能代男鹿線	秋田	八竜町芦崎	9	9	1
68	日本海中部地震	道路		5	1.5		常盤目名潟線	秋田	能代市園見	9	9	0
69	日本海中部地震	道路		2	0		常盤目名潟線	秋田	能代市豊栄	9	9	0
70	日本海中部地震	道路		2.5	1.5		常盤目名潟線	秋田	能代市大野	9	9	0

注）　引用文献数は参考文献6），7），8）以外に記載されている文献数。

表－5.3.3(c)　液状化による盛土構造物の被災事例一覧表

文献６），７），８）に加筆して作成

被災パターン	被害ランク
0：被災なし	0：なし
1：平地部盛土Ⅰ型	1：ランクγ
2：〃　Ⅱ型	2：ランクβ
3：〃　Ⅲ型	3：ランクα
4：〃　Ⅳ型	9：不明
5：〃　Ⅴ型	
6：山岳部盛土	
9：不明	

番号	地震名称	構造物	N値	盛土高	法勾配	推定加速度	路線名	県名	箇所名	パターン	ランク	引用文献数
71	日本海中部地震	道路		3.4	1.2		常盤目名湯線	秋田	峰浜村石川	9	9	0
72	日本海中部地震	道路		8.5	1.5		常盤目名湯線	秋田	峰浜村大沢	9	9	0
73	日本海中部地震	道路		3.8	1.5		茶屋下能代線	秋田	能代市天内	9	9	0
74	日本海中部地震	道路		3	1.5		笹根能代線	秋田	能代市向能代	9	9	0
75	日本海中部地震	道路		1	1.5		鳴川能代線	秋田	峰浜村小手萩	9	9	0
76	日本海中部地震	道路		1.2	1.5		鳴川能代線	秋田	能代市小土	9	9	0
77	日本海中部地震	道路		6.1	1.5		秋田男鹿線	秋田	男鹿市船越男鹿大橋	9	9	0
78	日本海中部地震	道路		1	1.5		琴丘男鹿公園線	秋田	南秋田郡大潟村鳶橋（１）	9	9	0
79	日本海中部地震	道路		1.3	1.5		琴丘男鹿公園線	秋田	南秋田郡大潟村鳶橋（２）	9	9	0
80	日本海中部地震	道路	5	5	1.5		琴丘男鹿公園線	秋田	南秋田郡大潟村野石橋	9	9	2
81	日本海中部地震	道路		2.5	0.3		男鹿昭和飯田川橋	秋田	南秋田郡天王町天王八竜ノ橋	9	9	0
82	日本海中部地震	道路		5.5	1.5		道村大川線	秋田	南秋田郡大潟村橋（左）	9	9	0
83	日本海中部地震	道路		6	1.5		道村大川線	秋田	南秋田郡大潟村橋（右）	9	9	0
84	日本海中部地震	道路		1	1.5		道村大川線	秋田	南秋田郡大潟村御幸橋（１）	9	9	0
85	日本海中部地震	道路		1.6	1.5		道村大川線	秋田	南秋田郡大潟村御幸橋（２）	9	9	0
86	日本海中部地震	道路		2	1.5		道村大川線	秋田	南秋田郡大潟村祝田橋（１）	9	9	0
87	日本海中部地震	道路		2.4	1.5		道村大川線	秋田	南秋田郡大潟村祝田橋（２）	9	9	0
88	日本海中部地震	道路					町道五明光線	秋田	南秋田郡大潟村五明光橋	3	3	4
89	日本海中部地震	道路		2	1.5		男鹿八竜線	秋田	南秋田郡大潟村大潟地内	4	3	3
90	日本海中部地震	道路		2	1.5		秋田昭和線	秋田	秋田市堀内	9	9	0
91	日本海中部地震	道路		1.5	1.5		道村大川線	秋田	南秋田郡大潟村大潟地内	9	9	0
92	日本海中部地震	道路		2	1.5		寒風山線	秋田	男鹿市脇本富永	9	9	0
93	日本海中部地震	道路		1.2	1.5		脇本脇本（停）線	秋田	男鹿市脇本字打ケ崎	9	9	0
94	日本海中部地震	道路		2	1.5		船川新屋線	秋田	秋田市豊岩前郷	9	9	0
95	日本海中部地震	道路		3.5	1.5		河辺郡雄和線	秋田	河辺郡雄和町左手子	9	9	0
96	日本海中部地震	道路		3	1.5		大平山八田線	秋田	秋田市木留石	9	9	0
97	日本海中部地震	道路		2	1		三倉鼻五条目線	秋田	南秋田郡八郎潟町一日市	9	9	0
98	日本海中部地震	道路		5	1.5		白石・角館線	秋田	仙北郡角館町白岩大威徳橋	9	9	0
99	日本海中部地震	道路		5	1.5		一般国道１０５号線	秋田	仙北郡西木村上戸沢橋	9	9	0
100	日本海中部地震	道路		9	1		一般国道３４１号線	秋田	仙北郡田沢湖町玉川（３号）	9	9	0
101	日本海中部地震	道路		1.1	0		一般国道２８０号線	青森	青森市沖館沖館橋	9	9	0
102	日本海中部地震	道路		1.1	0		一般国道２８０号線	青森	青森市沖館沖館橋	9	9	0
103	日本海中部地震	道路		2.5	1.5		一般国道２８０号線	青森	青森市新田新井田橋	9	9	0
104	日本海中部地震	道路		2.5			一般国道２８０号線	青森	青森市新田新井田橋	9	9	0
105	日本海中部地震	道路		1.6	0		一般国道２８０号線	青森	青森市六枚橋六枚橋	9	9	0

注）　引用文献数は参考文献６），７），８）以外に記載されている文献数。

表－5.3.3(d)　液状化による盛土構造物の被災事例一覧表

文献６），７），８）に加筆して作成

被災パターン	0：被災なし 1：平地部盛土Ⅰ型 2：〃　Ⅱ型 3：〃　Ⅲ型 4：〃　Ⅳ型 5：〃　Ⅴ型 6：山岳部盛土 9：不明	被害ランク	0：なし 1：ランクγ 2：ランクβ 3：ランクα 9：不明

番号	地震名称	構造物	N値	盛土高	法勾配	推定加速度	路線名	県名	箇所名	パターン	ランク	引用文献数
106	日本海中部地震	道路		1.6	0		一般国道２８０号線	青森	青森市六枚橋六枚橋	9	9	0
107	日本海中部地震	道路		1.4	0		一般国道２８０号線	青森	東津軽郡蓮田村瀬辺地瀬辺地橋	9	9	0
108	日本海中部地震	道路		1.4	0		一般国道２８０号線	青森	東津軽郡蓮田村瀬辺地瀬辺地橋	9	9	0
109	日本海中部地震	道路		2.3	0		一般国道２８０号線	青森	東津軽郡蓮田村広瀬広瀬橋	9	9	0
110	日本海中部地震	道路		2.3	0		一般国道２８０号線	青森	東津軽郡蓮田村広瀬広瀬橋	9	9	0
111	日本海中部地震	道路		9	0.5		岩崎西目歴弘前線	青森	中津軽郡西目屋村大字砂子瀬湯の沢橋	5	1	0
112	日本海中部地震	道路		1.8	2.1		一般国道３３９号線	青森	北津軽郡中里町大字中里新中里橋	9	9	0
113	日本海中部地震	道路		1.8	2.1		一般国道３３９号線	青森	北津軽郡中里町大字中里新中里橋	9	9	0
114	日本海中部地震	道路	9	6.2	1.5		鰺ケ沢蟹田線	青森	北津軽郡市浦村大字十三字羽黒崎十三大橋	5	2	0
115	日本海中部地震	道路	9	6.2	1.5		鰺ケ沢蟹田線	青森	北津軽郡市浦村大字十三字五月女澤十三大橋	5	1	0
116	日本海中部地震	道路	3	2.5	2.5		蒔田五所川原線	青森	五所川原市大字福川字川袋	1	2	0
117	日本海中部地震	道路		2.1	1.8		羽野木沢梅田線	青森	五所川原市大字中泉中泉橋	9	9	0
118	日本海中部地震	道路		6.5	1.5		折茂上北町（Ｔ）線	青森	上北郡上北町大字普提寺普提寺橋	9	9	0
119	日本海中部地震	道路		2.1	0		３３８号線	青森	むつ市金谷２丁目新金谷橋	5	1	0
120	日本海中部地震	道路	4	2.1	0		１０１号線	青森	西津軽郡鰺ケ沢町川尻３号鳴沢橋	5	2	0
121	日本海中部地震	道路	3	3.5	0		鰺ケ沢蟹田線	青森	西津軽郡車力村車力７号（３７４号）	2	2	0
122	日本海中部地震	道路	6	3.4	0		高山稲荷神社線	青森	西津軽郡車力村高山１号（４５５号）	2	2	0
123	日本海中部地震	道路		4.2	1.5		１０１号線	青森	西津軽郡鰺ケ沢町赤石（左）新赤石大橋	9	9	0
124	日本海中部地震	河川		6	2		馬渕川	青森	川原木築堤（内舟渡護岸）	1	2	0
125	日本海中部地震	河川		2			岩木川　十三湖放水路　L	青森	（南導流提）河口から２００m	9	9	0
126	日本海中部地震	河川		1	3		岩木川　十三湖放水路　R	青森	（北導流提）河口から２００m	9	9	0
127	日本海中部地震	河川	7	4	2	179	岩木川　L	青森	車力築堤（藩第１築堤）	2	3	1
128	日本海中部地震	河川	7	4	2	179	岩木川　L	青森	車力築堤（藩第１築堤）	2	2	1
129	日本海中部地震	河川	3	5	2	179	岩木川　L	青森	車力築堤（悪富築堤）	2	3	2
130	日本海中部地震	河川	3	1.5			岩木川　十三湖　R	青森	囲繞提	1	1	0
131	日本海中部地震	河川	3		2	179	岩木川　R	青森	武田築堤（長沼護岸）	1	1	0
132	日本海中部地震	河川	3	4	2	179	岩木川　L	青森	下繁田築堤（船越護岸）	1	2	0
133	日本海中部地震	河川	3	5	2	179	岩木川　R	青森	繁田築堤	1	2	0
134	日本海中部地震	河川	3	4	2	179	岩木川　R	青森	武田築堤（富野第１築堤）	2	2	0
135	日本海中部地震	河川	3	4	2	179	岩木川　R	青森	武田築堤（富野第２築堤）	2	2	0
136	日本海中部地震	河川	3	4		179	岩木川　R	青森	武田築堤（悪島築堤）	2	3	0
137	日本海中部地震	河川				179	岩木川	青森	富やち第一築堤	2	2	2
138	日本海中部地震	河川	3	5	2		岩木川　R	青森	五所川原築堤（堰川築提）	1	2	0
139	日本海中部地震	河川	7	4	2		米代川　L	秋田	中島築堤	2	2	1
140	日本海中部地震	河川		4.5	2		米代川　L	秋田	中島護岸	1	2	1

注）　引用文献数は参考文献６），７），８）以外に記載されている文献数。

表－5.3.3(e)　液状化による盛土構造物の被災事例一覧表

文献6），7），8）に加筆して作成

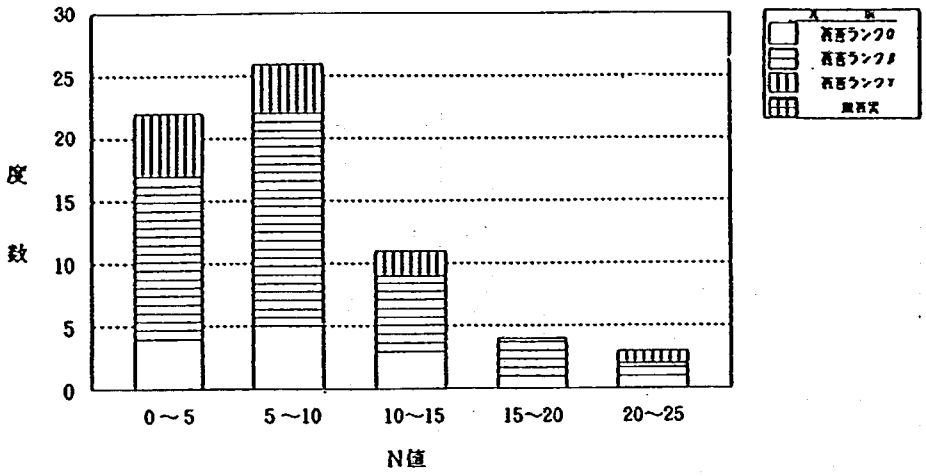
被災パターン	0：被災なし 1：平地部盛土Ⅰ型 2：〃　Ⅱ型 3：〃　Ⅲ型 4：〃　Ⅳ型 5：〃　Ⅴ型 6：山岳部盛土 9：不明	被害ランク	0：なし 1：ランクγ 2：ランクβ 3：ランクα 9：不明

番号	地震名称	構造物	N値	盛土高	法勾配	推定加速度	路線名	県名	箇所名	パターン	ランク	引用文献数
141	日本海中部地震	河川	17	5.5	2		米代川　L	秋田	中島第２築堤	2	3	1
142	日本海中部地震	河川		5	2		米代川　L	秋田	中川原築堤	2	3	2
143	日本海中部地震	河川	14	3	2		米代川　R	秋田	落合築堤	2	3	1
144	日本海中部地震	河川	8	4	2		米代川　R	秋田	落合護岸	1	2	1
145	日本海中部地震	河川	8	4	2		米代川　R	秋田	落合第２護岸	1	1	1
146	日本海中部地震	河川	13	2.5	2		米代川　R	秋田	吹越護岸	1	2	1
147	日本海中部地震	河川	18	4.5	2		米代川　R	秋田	吹越第２護岸	2	2	1
148	日本海中部地震	河川	7	5	2		米代川水系　小猿部川　R	秋田	第１築堤	1	1	1
149	日本海中部地震	河川	7	4.5	2		米代川水系　小猿部川　R	秋田	第２築堤	1	1	1
150	日本海中部地震	河川	2	4.5	1.5		雄物川下流　R	秋田	割山護岸	1	2	2
151	日本海中部地震	河川		3.5	2		雄物川下流　R	秋田	鹿野戸堤防	2	2	1
152	日本海中部地震	河川	3	5	2		最上川下流　L	山形	新堀堤防ＣＳNo.９１＋８５	1	1	0
153	日本海中部地震	河川		6	2		赤川　R	山形	浜中護岸ＣＳNo.２９＋３４	1	1	0
154	日本海中部地震	河川		6.7	3	165	八郎潟	秋田	南秋田郡大潟村正面堤防	2	3	6
155	日本海中部地震	河川		6.85	3	165	八郎潟	秋田	南秋田郡大潟村西部承水路堤防	2	3	6
156	日本海中部地震	河川		6.7	3	165	八郎潟	秋田	南秋田郡大潟村東部承水路堤防	2	3	6

注）　引用文献数は参考文献6），7），8）以外に記載されている文献数。

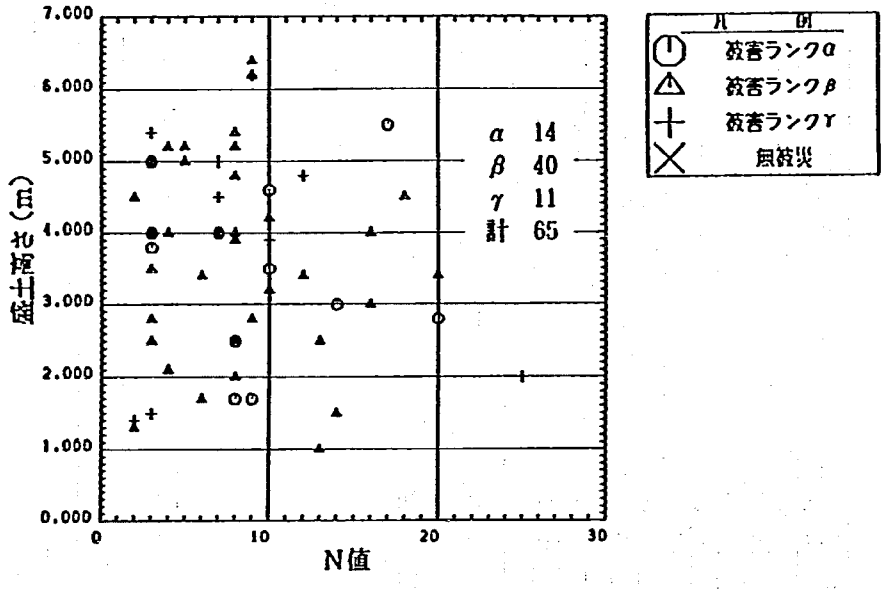
表－5.3.4　被害事例の地震別・構造物別分類

地震名	総被害事例数	道路	堤防	鉄道
新潟地震	6		4	2
十勝沖地震	1	1		
宮城県沖地震	21		21	
日本海中部地震	128	95	33	
合計	156	96	58	2



図－5.3.3　地盤N値の区分による被害ランク別事例数[8)]

（砂質土地盤上の平地部盛土）



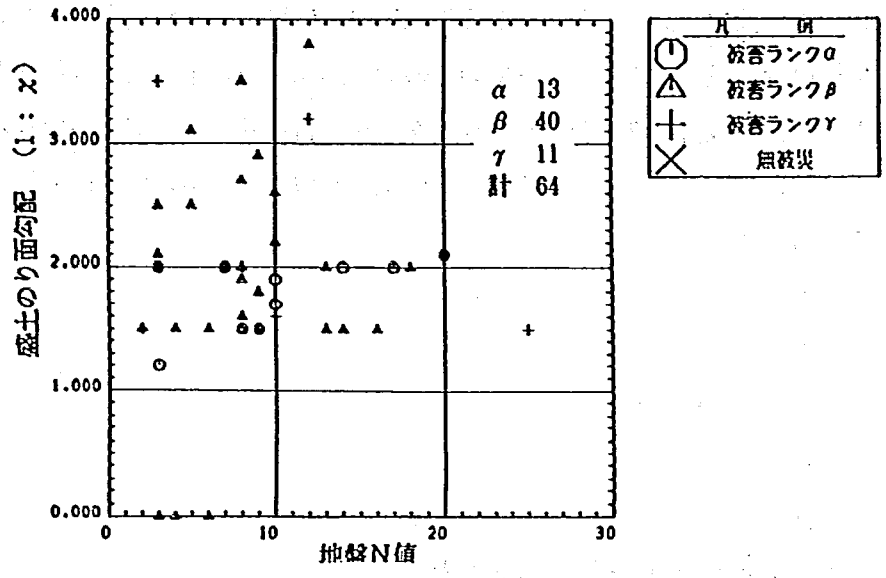
図－5.3.4　盛土高さ，地盤N値と被害ランクの関係[8)]

（砂質土地盤上の平地部盛土）

さらに、盛土法勾配・地盤N値と被害ランクについても明確な関係を見いだしてはいない（図－5.3.5参照）。

最終的に、震度に関する情報を示してないが、数量化理論により、震度ランクが被害に対する一番大きな要因となっていること、また、地盤N値が小さいほど、盛土が低いものの方が被害が大きくなることを示している（表－5.3.5参照）。

以上の解析では被害パターン（破壊モード）との関係には言及してはいない。そこでこれまでのデータを再検討し、さらに今回調査したデータを加えて、被害パターンとN値の関係や、被害パターンと加速度の関係を検討した。



図－5.3.5　盛土法面勾配，地盤N値と被害ランクの関係[3]

（砂質土地盤上の平地部盛土）

表－5.3.5　数量化理論を用いた整理結果[3]

（砂質土地盤上の平地部盛土）

i	名称	j	項　目	回帰係数	レンジ値
1	地盤条件（N値）	1	10≦N	2.392	1.086
		2	6≦N<10	2.350	
		3	N<6	2.203	
2	盛土条件 盛土高さH	1	3>H 2>H	1.000	1.101
		2	6>H≧3 4>H≧2	0.908	
		3	10>H≧6 8>H≧4	0.916	
3	震度条件 震度ランク	1	4＋	1.000	1.842
		2	5－	1.431	
		3	5＋	1.319	
		4	6－	1.842	
重相関係数			0．321		

注）項目の内，盛土条件は上段が標準のり勾配の盛土、
下段が標準のり勾配より急な盛土の場合である。

注）カテゴリースコア（回帰係数）のレンジ値（カテゴリースコアの最大値と最小値の差、もしくは比）が大きいほどそのカテゴリーが外的基準に及ぼす影響が大きい。

表－5.3.2によると被害パターンがⅠ型からⅢ型になるに従い、また被害ランクでもγからβ，βからαになるに従い変形量が多くなってきているので、図-5.3.2に示したような盛土の破壊過程、即ち、破壊モードの変化を被害パターンと被害ランクを組み合わせることで表現できると考えられる。そこで、破壊モードと被害パターン、被害ランクの関係を以下の５種類に分けて検討した。

変形が大きくなる順に、

1・・・・Ⅰ－γ

2・・・・Ⅰ－β

3・・・・Ⅱ－β，Ⅳ－γ

4・・・・Ⅱ－α，Ⅳ－β

5・・・・Ⅲ

とした。なお、Ⅳ型をⅡ型の被害パターンとした。

また、N値の分類を０～２、３～５、６～１０、１１～１５、１６以上とした。これは、０～２では粘性土と砂層の互層の可能性があること、３～５は砂層としてはきわめて緩く、６～１０は緩い、１１からは中位で、１５は一般的に液状化の限界N値と言われているからである。

・被害パターンとN値の関係

被害パターンとN値の関係を図-5.3.6に示す。被害パターンについて見ると、Ⅱ型が最も多い。つまり、盛土に亀裂が入り、段差が発生したり、盛土のすべり破壊や破壊が多く認められる。ついで、Ⅰ型、Ⅲ型の順となっている。

被害の度数とN値の関係は被害ランクとN値の関係のように、６～１０の範囲がもっとも多く、N値が１６以上となると被害事例が少なくなる。一方、破壊モードとの関係をみると、平均N値が大きくても変形の大きな破壊モードが発生している。

・被害パターンと加速度の関係

被害パターンと被害ランクを組み合わせ変形が大きくなる順に破壊モードを５種類に分け、また、被害事例の原地盤のN値のグループを３つのグループに分けて、加速度記録の残されているものについて、その相関性を調べた。その結果を図-5.3.7に示す。

全体に被害事例は、現地盤のN値が大きくなると推定加速度も大きい傾向が見受けられることは興味深い。しかし、被害パターンと加速度の間には明確な相関関係は見いだせない。小さい加速度でも大きな変形があらわれる被害パターンが見られ、その一方、大きな加速度でも変形の小さい被害パターンの事例が見られた。

このように相関関係が見いだせない理由として、

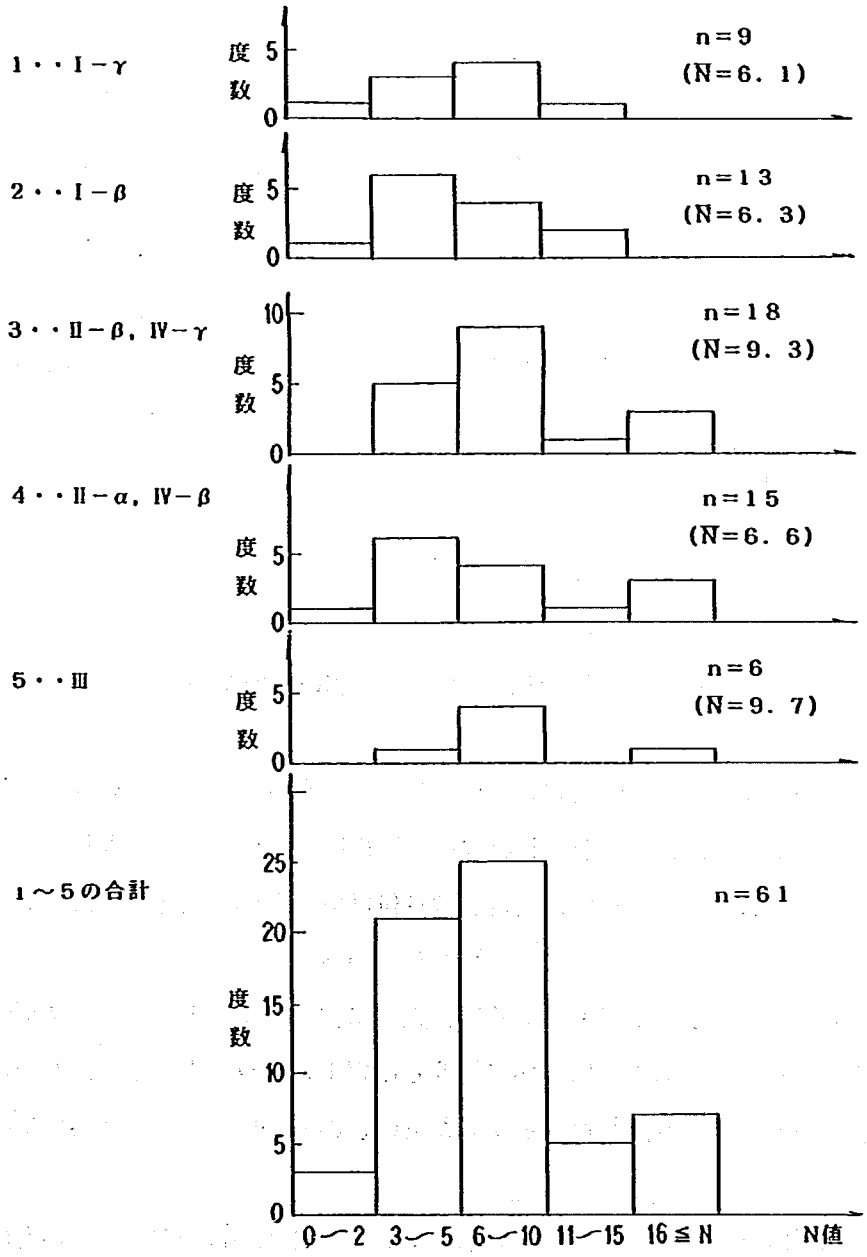
・データの整理では地震継続時間を考慮していないこと

・もともと盛土構造物自体の強度が低いものがあったかもしれないこと

・旧河道など微地形の影響があったかもしれないこと

などの理由があげられる。

例えば、小さい加速度でも変形量の大きい被害パターンが認められるのは、小さい加速度でも地震



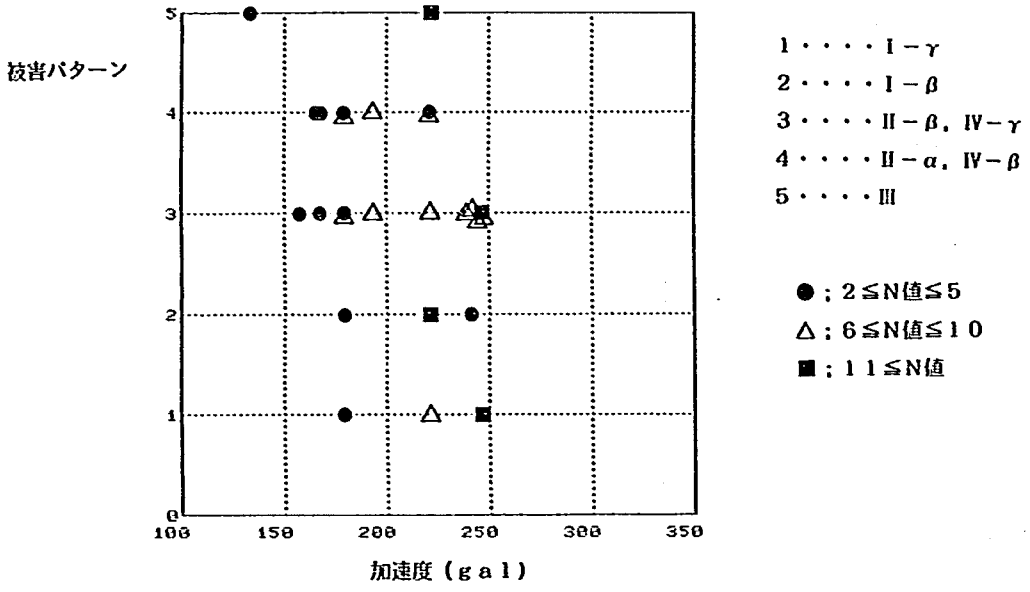
図－5.3.6　被害パターンとN値の関係

継続時間が長いと、振動中に過剰間隙水圧が蓄積されて過剰間隙水圧比が大きくなり、大きな変形を引き起こすことになる。逆に、大きな加速度でも短時間で振動継続時間が短いと、過剰間隙水圧が消散し、小さい変形で済むことになる。

したがって、今後、調査結果の整理において上記の項目に留意した整理も必要となろう。

② 橋梁との取り付け盛土

砂地盤における橋梁との取り付け盛土の被害事例（表－5.3.2のV型に分類される被害事例）は、表－5.3.3によれば１１例である。１１例のうち、６例は２０ｃｍ以上の沈下が発生しており、交通に支障が発生したものと思われる。なお、橋梁取り付け盛土の被害事例は文献などに紹介されることが多いが、V型の被害事例として調べると比較的事例数が少ない結果であった。これは、盛土縦断方



図－5.3.7　被害パターンと加速度の関係

向の被害パターンを重視するか、横断方向の被害パターンを重視するかで見解が分かれて、盛土横断方向の被害事例として報告されたのかもしれない。縦横断両面の記録が残されていると状況の把握がより明確になったと思われる。　また、橋台と取り付け盛土との不同沈下によって発生する段差による機能障害の発生の判断基準を以下のように設定している[9),10)]。

・盛土天端の最大沈下量が５ｃｍ以上、あるいは天端に幅５ｃｍ以上のクラックが生じたもの。

・盛土法面が崩壊したもの、あるいは法面に幅５ｃｍ以上のクラックが生じたもの。

・盛土を構成する擁壁がはらみ出したり倒壊したもの、あるいは擁壁に１ｃｍ以上のクラックが生じたもの。

このことから橋梁取り付け盛土に耐震上要求している設計水準はかなり厳しいものであることがわかる。

c．外力の検討について

①　盛土に働く外力

橋梁、港湾施設、ダム、建築物などで強震記録が測定されている例はあるが、盛土構造物に液状化による被害が発生した地震の強震記録が残されているのは、日本海中部地震（１９８３年）における八郎潟干拓堤防正面堤での強震記録のみである。この点で、この記録はきわめて貴重である。

この記録を用いて液状化解析などが試みられたが、地震前の正確な地盤情報が不足していたりして、この記録が十分活かしきれてはいないように思われる。

おもな強震記録を表－5.3.6に示す。

②　盛土内の振動の増幅

基盤から伝達された振動は地表面から盛土構造物に伝達される。このときに盛土内部で振動が増幅される可能性がある。

表－5.3.6　液状化による被害が発生したおもな地震の強震記録

文献１１）に加筆

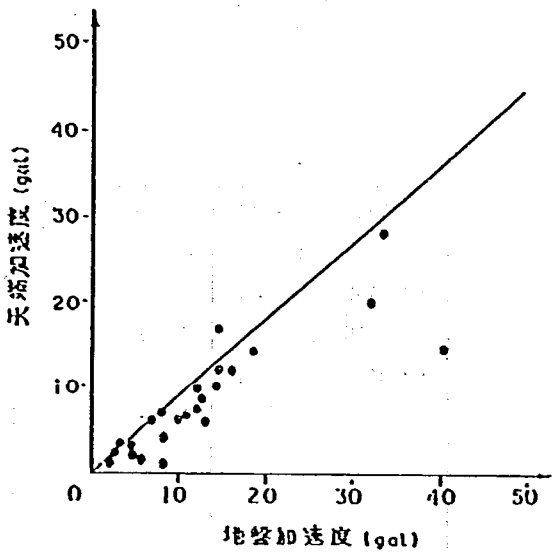
＊本研究における調査対象地震

地震名・発生日時	マグニチュード	測定場所	測定記録における最大加速度
＊　新潟地震 １９６４．６．１６	Ｍ＝７．７	秋田県 秋田県庁	 ｍａｘ９８ｇａｌ
＊　十勝沖地震 １９６８．５．１６	Ｍ＝７．９	北海道 北海道開発局 土木試験所 新石狩大橋	 ｍａｘ３８ｇａｌ ｍａｘ１８１ｇａｌ
		青森県 八戸港	
＊　宮城県沖地震 １９７８．６．１２	Ｍ＝７．４	宮城県 開北橋Ｉ種地盤 （凝頭岩盤上）[12] 震央距離Δ＝８０ｋ	 ｍａｘＬＧ１９２ｇａｌ
浦河沖地震 １９８２．３．２１	Ｍ＝７．３	北海道 苫小牧	 ｍａｘ６４ｇａｌ ｍａｘ７７ｇａｌ
＊　日本海中部地震 １９８３．５．２６	Ｍ＝７．７	青森県 津軽大橋Ⅲ地盤[12),13)] 震央距離Δ＝１１０ｋｍ 青森港[13)]	 ｍａｘＬＧ２７８ｇａｌ ｍａｘＴＲ２３８ｇａｌ ｍａｘＵＤ２０５ｇａｌ ｍａｘＮＳ１２２ｇａｌ ｍａｘＥＷ１６８ｇａｌ
		秋田県 秋田港[13),14)] 八郎潟正面堤[13),15),16)]	 ｍａｘＮＳ２１９ｇａｌ ｍａｘＥＷ２３５ｇａｌ ｍａｘＵＤ５４ｇａｌ ｍａｘＬＧ１４４ｇａｌ ｍａｘＴＲ１６６ｇａｌ ｍａｘＵＤ１３１ｇａｌ

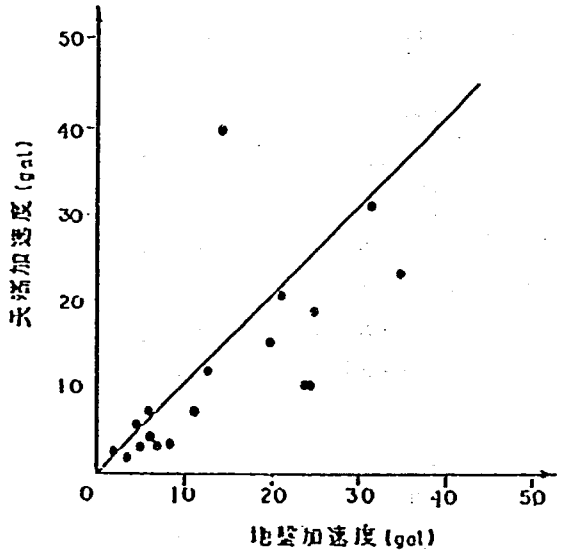
注）最大加速度の値は土木学会による震害調査報告書[13)]の値を示した。

図－5.3.8は堤防の法尻と天端における加速度を比較したものである。これによると、地盤の加速度と天端の加速度は概ね等しいことがわかる。

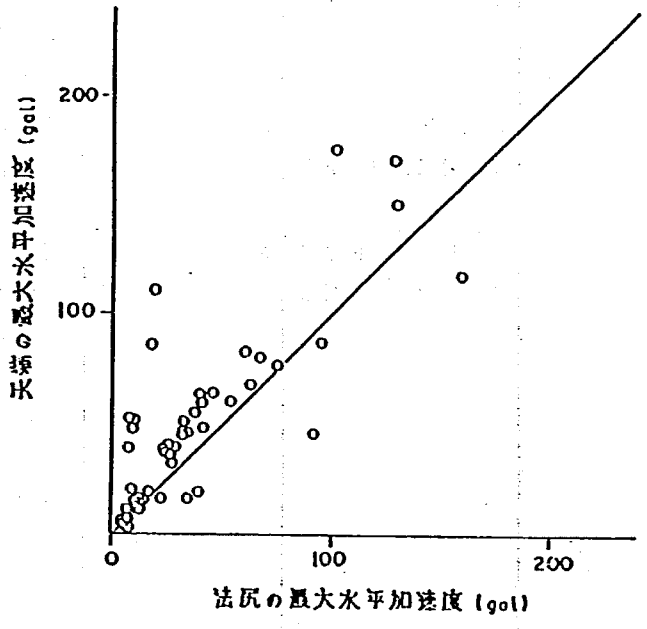
このことから、固有振動数の小さくなる高い盛土では天端近くで振動が増幅される場合もあり注意がいるが、通常規模の盛土では実用上盛土内での増幅を考慮しないで一様な加速度分布を呈するものとして扱ってよさそうに思えるという報告がある[17]。



（a）荒川



（b）渡良瀬川



（c）千曲川

図－5.3.8　堤防における盛土天端と地盤の加速度記録の比較[17]

③　最大加速度と設計加速度の関係

該当地点での測定事例ではないが、マグニチュードと震央あるいは震源距離から推定した最大加速度を地震時の被災した盛土構造物の地震時安全率を１として、逆算震度を求めている研究がある[18)・19)など]。これらの研究では、設計震度は最大加速度の数１０％を重力加速度で除した値であり、それは実務的経験と合致しているとしている。しかし、推定最大加速度に対する逆算震度のばらつきがあり、各地点に作用した地震外力の評価法の精度があがれば、ばらつきの幅を小さくできるであろうとしている。

④　Ｌ－１，Ｌ－２対応のための事例の利用

被害事例からは加速度と被害パターンとの間には明確な関係が認められなかった。しかし、被害ラ

ンクに対し、震度ランクが比較的大きい要因となっていること、小さい加速度でも被害パターンが小さい変形をともなうものから大きな変形をともなうものまであることを考慮すると、震度や振動の継続時間などを考慮して、L－2対応のための設計加速度設定をする必要があろう。

また、橋梁取り付け盛土の機能障害が不同沈下によること等から、変形で評価することも必要であろう。

(3) 対策事例調査結果一覧

a. 対策事例について

被害事例の調査と併せて、その被害に対する復旧対策がどのように行われているか、文献より調査した。結果を表-5.3.7に既往の耐震盛土補強事例[20]と併せて示す。

大部分の復旧事例は原形復旧ということで、記録に残されていないものが多い。

そのなかで軟弱地盤耐震対策工法として適用されている工法としては、締固め工法が最も多く、ついで置換工法の順となっている。

表－5.3.7　被害事例の復旧対策工法

年代	1985以前	1985~1989
調査方法	文献調査	土質工学会アンケート[5]
施工件数	10	7件
盛土	6	5
堤防	4	2
工法		
締固め	2 東北自動車道バイパス	5
ドレーン固結		
置換	2 1 八郎潟干拓地堤防 3 昭和・能代バイパス（盛土置換） 名取川堤防	1 1

既往の耐震補強事例[20]

分　　類	実　施　例　（ ）は対策工
地震を考慮して補強したもの	・東海道新幹線盛土（矢板＋タイロッド） ・東名高速道路（鋼管ぐい＋PC鋼線，矢板タイロッド）
地震を考慮して新設したもの	・淡良潟遊水池締切堤防（動圧密工法） ・東京都葛西沖荒川中川堤防（サンドコンパクションパイル工法） ・倍浪川水門締切堤防（サンドコンパクションパイル工法） ・扇島埋立地護岸（グラベルドレーン工法） ・東京都隅田川堤防（深層混合処理工法）
地震時の被害が皆少だったもの	・昭和バイパス（サンドコンパクションパイル工法） ・能代バイパス（サンドコンパクションパイル工法）（日本海中部地震） ・静岡県修善寺下田線（井げた組擁壁，コンクリート擁壁）（伊豆大島近海地震）
地震被災後に地震を考慮して復旧したもの	・八郎潟干拓地堤防（押え盛土＋止水矢板＋集水ドレーン工法） ・能代南バイパス（パイプロタンパー締固め，振動ローラ＋敷網工法） ・名取川閘上堤防
地震被災後に地震を考慮して復旧はしなかったが，同程度の地震には効果があると思われるもの	・大分県やまなみハイウェイ（逆T型擁壁） ・宮城県コバルトライン（テールアルメ） ・青森県今別蟹田線（井げた組擁壁） ・長野県御岳王滝黒沢線（鋼管ぐい＋アースアンカー）
地震以外の災害復旧事例または，変状対策のうち地震においても効果があると思われるもの	・鹿児島県国道220号（井げた組擁壁） ・岩手県国道45号（深礎ぐい＋集水井） ・山形県国道113号（片のり枠＋蛇かご張＋地下排水工） ・福島県国道49号（逆T型擁壁） ・東名高速道路（深礎ぐい＋アースアンカー）

b. 復旧対策事例の検討結果

① 一般的な対策

(盛土構造物)

盛土構造物については、応急対策、ついで恒久的対策がとられる。対策方法については参考文献5)、19)に詳しい。

・応急対策 ;道路:暫定供用

堤防:嵩上げ

・恒久的対策;耐震対策が必要な構造物に対し、軟弱地盤耐震対策工法を適用している。

地震後の震害復旧対策として、土構造物の液状化対策に関する例は日本海中部地震の震害復旧対策としての能代南バイパス、宮城県沖地震の手樽干拓堤防の対策事例の報文がある[21),22)]。

地震前対策に関する報文、指針などもある(東京都葛西の荒川堤防の締固め工法による耐震対策の例)[23)]が、新設構造物での設計事例(5.4参照)で述べられているので参照されたい。

(橋梁との取り付け盛土)

橋梁との取り付け盛土の復旧事例のなかで以下の事例は、橋梁取り付け盛土に要求される耐震上の設計水準が厳しい状況(5.3.2(1)b.②)からは、一つの対策として有用な情報を提供している。

すなわち、橋台と盛土との段差が生じないよう踏掛版を設置するのが効果的であるとの報告がある。とくに、日本海中部地震において、青森県内の主要地方道鰺ケ沢蟹田線の十三大橋の両側の取り付け部盛土周辺では液状化による噴砂が生じ、踏掛版のない部分で不同沈下が発生したものの、橋台と取り付け盛土との間には踏掛版が設置されていたため段差が発生しなかった[9),13)]。

② 対策選定プロセス・評価基準

対策方針・水準については、震災復旧技術マニュアルに詳しい。

・対策方針:対策方針としては、一時的対策程度とすることが多い。地盤が問題となる場合で、恒久的対策がとられる場合の安定性確保の一般的方法は、表-5.3.7に示すような方法がとられている。

・設計方法

慣用設計法が適用される。

しかし、軟弱地盤耐震対策工法を適用した場合に、粘性土地盤ではあるが軟弱地盤耐震対策工法を適用することにより、軟弱地盤対策工法により改良された改良地盤および改良地盤上の構造物側の応答特性が変わる報告がある(深層混合処理工法、グラベルコンパクションパイル工法)[24),25),26)]。

このような点は現行設計法ではまだ配慮されていない。

・工法選定評価基準

概略の選定一覧表が参考文献4)に示されている。また、参考文献8)には復旧事例も含めて、復旧工法の選定の現状について示されている。

③ 対策として効果のあった事例

この事例の報告は土構造物の例ではみていない。タンクで締固め工法の有効性を報告している事例[27]はある。また、粘性土地盤上であるが、道路盛土の安定対策としてサンドコンパクションパイル工法を適用した事例では被害がなかったが、その近傍の無処理地盤では著しい被害があった報告がある[28]。

大規模地震の履歴を受けた対策事例を詳細に分析した事例は見当たらないが、対策後調査を行い、その結果を用いて、解析的に評価をおこなった事例がある[23]。おそらく、この種の検討の報告がほとんどだろう。

④ 対策された構造物での被害例

該当する資料は見当たらない。

(4) 地震被害事例の調査結果のまとめ

公表されている文献を中心にまとめた地震時の砂質土地盤の液状化による被害事例に関する調査で得られた結果をまとめると、以下のようになる。

a. 破壊モードやそのときの外力の推定

① 被害パターンから破壊モードを整理することとし、被害パターンの整理方法として震災復旧マニュアルの方法を選定した。

② 震災復旧マニュアルの被害パターンで被害事例を整理し、出現数の多い割合を示すと以下のようであり、従来から認められているように、盛土の沈下・すべり破壊が主要な破壊モードであった。

- 盛土のすべり破壊または亀裂、段差の発生（Ⅱ型）
- 法面の流出、崩壊または亀裂段差の発生（Ⅰ型）
- 破壊が基礎地盤におよび原形をとどめない（Ⅲ型）

③ 基礎地盤のN値が大きくなると、被害事例を受けた箇所の推定最大水平加速度が大きくなる傾向がある。しかし、加速度と被害パターンの間には明確な関係は見いだせない。

④ 盛土構造物では八郎潟正面堤防の事例で強震記録が残されており、これに基づいた解析が試みられているが、今後の事例検討の参考となろう。

⑤ 通常規模の盛土では盛土内の振動の増幅を考慮する必要はない。

b. 二段階設計法の検討のための設計水準の検討資料

- 加速度と被害パターンの間には明確な関係が見いだせなかったが、震度ランクが被災の一番大きな要因となっていることや変形量が機能障害の判断指標であることから、二段階設計法は震度と変形で規定されることとなろう。

c. 被害後の対策事例と対策工法、その効果の推定

① 対策工法としては締固め工法が最も多く、ついで置換工法の順となっている。

② 対策選定プロセス・選定基準については震災復旧マニュアルに即して対応されている。

③ 対策として効果があったことを確認できる事例は砂質土地盤の盛土構造物では見当たらなかった。

④ 橋梁の取り付け盛土部の被害の判断基準は変形量で5ｃｍと非常に厳しいが、踏掛版が設置され

ていると橋台と取り付け盛土部の段差がなく有効な方法である。

その他被害事例のとりまとめで気がついた事柄を以下に示す。

- 盛土で、締固めが十分でないと構造物の変形が大きく、壊滅的な被害パターンのⅢ型に該当する場合が多い。たとえば八郎潟西部承水路、五明光橋取り付け盛土など。
- 河川堤防などでは、旧河道などで液状化の被害が多い。
- 地盤が軟弱な粘性土地盤での盛土・堤防の地震時の被害事例も数多い。

5.3.3 代表的被害事例の紹介

調査した被災例のうち事例の多かった被害パターンⅡ型の例と、被害ランクの最も高いⅢ型の例を紹介する。

(1) 手樽干拓堤防の被害の概要[22]

手樽干拓堤防は１９７８年６月１２日に発生した宮城県沖地震（マグニチュードM＝７．４）により被災し、堤防の内外を問わず堤体に亀裂、段差、噴砂が見られた。

a. 地震による被災の状況

- 亀裂は主に堤防縦断方向に生じ、深さ約１ｍ、幅約５０ｃｍであった。
- 一部には横断方向の亀裂が見られ、亀裂間で約１０～２０ｃｍの段差が認められた。
- 噴砂が堤内、堤外各所で認められ、噴砂の一部にはクレーター状の噴砂孔が認められた。
- また、地震前と地震後での盛土標高の測定結果から、堤防が全体に沈下しており、最大で８０ｃｍになることがわかった。以上の状況から、震災復旧マニュアルの被害パターンのⅡ型で被災ランクαに該当するものと考えられる。

b. 地盤状況

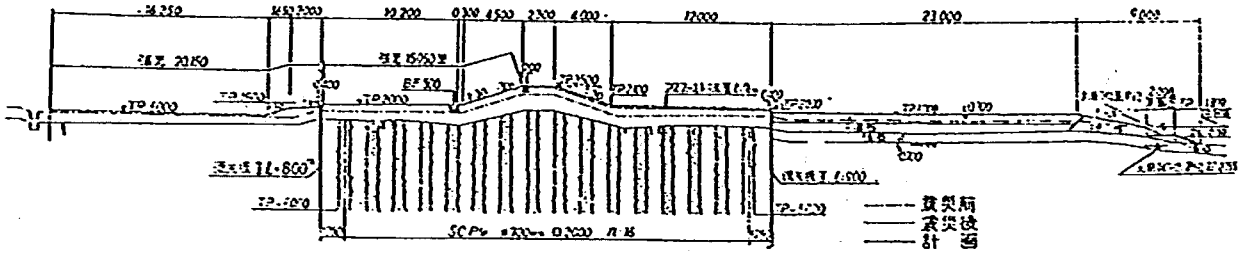
- 盛土部および原地盤地表面から５ｍ程度までは砂質土からなり、N値はN＝１～８（平均４．４程度）であった。また、地表面以下の砂質土は地下水位以下で飽和していた。
- その下部は軟弱粘性土層（一軸圧縮強さｑｕ＝０．２５～０．７ｋｇｆ／ｃｍ²）が２０ｍほどの層厚で存在していた。

c. 復旧対策

- 堤体のいたるところで噴砂が見られたこと、堤体の変形に比較して周辺部には顕著な隆起が認められないこと、緩い砂質土層の存在などから被災の直接の原因は、上部砂質土層の地震時の液状化と考えられた。
- 構造物の重要度などから上部の砂質土層を堤防本体も含めてN値１５以上となるようサンドコンパクションパイル工法で締固める方法が採用された。しかし、堤外側は改良幅が十分とれないため、後背地への塩害防止もかねて矢板による締切り工法が併用された（図－5.3.9参照）。

(2) 五明光橋取り付け盛土部の被害の概要[13]

村道五明光線にかかる五明光橋の橋梁の取り付け盛土は、１９８３年５月２６日に発生した日本海中部地震（マグニチュードM＝７．７）で著しい被害をうけた八郎潟地域の中でも、完全に取り付け盛土が破



図－5.3.9　手樽干拓堤防復旧事業標準断面図[2-2)]

壊した異様な被害形態で多くの注目を集めた。

a.　地震による被災の状況

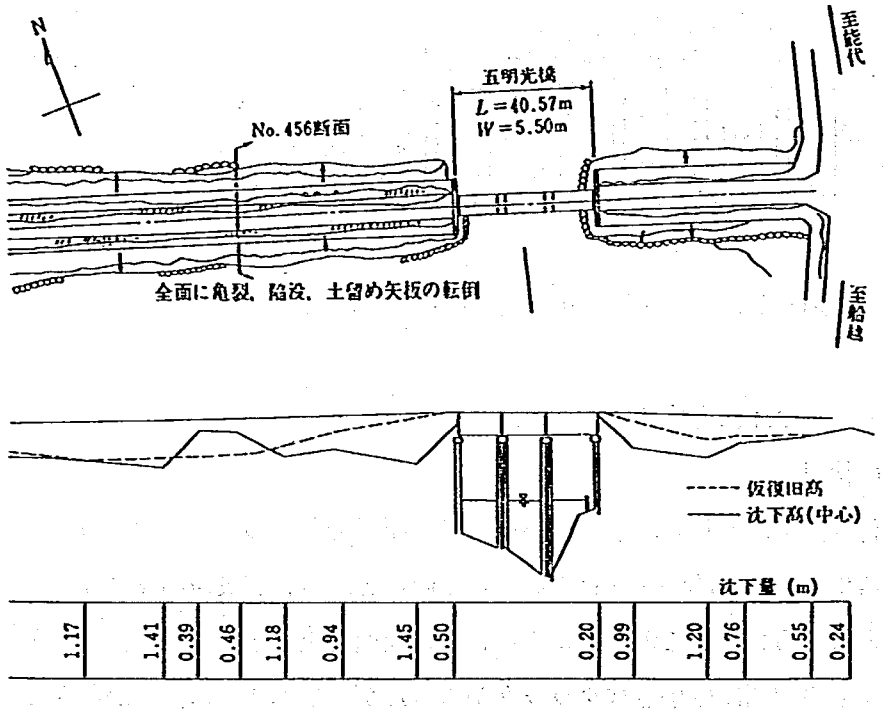
橋梁の前後の取り付け盛土に著しい沈下、亀裂が生じ、原形をとどめない状況の被害を受けた。盛土法尻にはいたるところに噴砂の形跡が残されていた。このことから、震災復旧マニュアルの被害パターンのⅢ型に該当すると考えられる。この被害により、3日間通行止めとなった（図－5.3.10参照）[9)]。なお、ＲＣパイルベントの頭部には小さなクラックが入ったが、橋本体には被害がなかった。盛土構造物より橋梁構造物のほうが耐震性能が高いことを示している一例であろう。

b.　地盤状況

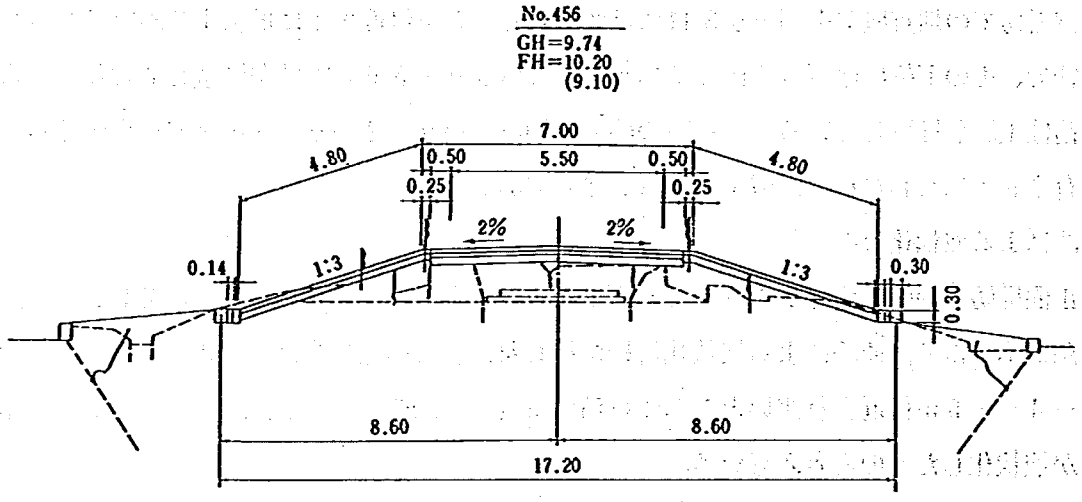
五明光橋近傍での地質概要を図－5.3.11に示す。ＥＬ－5ｍ付近までに堆積する砂層はN値3～29程度の細砂で、その下位には厚さ5ｍ程度の密な（N値30～50）細砂が堆積しており、さらにその下位には粘性土層が堆積している。これらの砂の平均粒径が0．2～0．3mmで粒径がそろった砂で、細粒分含有率Ｆｃはおおむね2％以下のきれいな砂である。

c.　簡便法による液状化解析

八郎潟正面堤防での強震記録が１６６ｇａｌであったことから、地表面推定震度をk_h＝0．１７として、道路橋示方書の簡便法による液状化解析が行われた。この結果を図－5.3.12に示す。この結果より、ＥＬ－4～－5ｍ付近より浅いところに堆積するA_{s-1}層のうちの、比較的緩いＥＬ－3ｍ程度以浅の部分が液状化したものと考えられる。

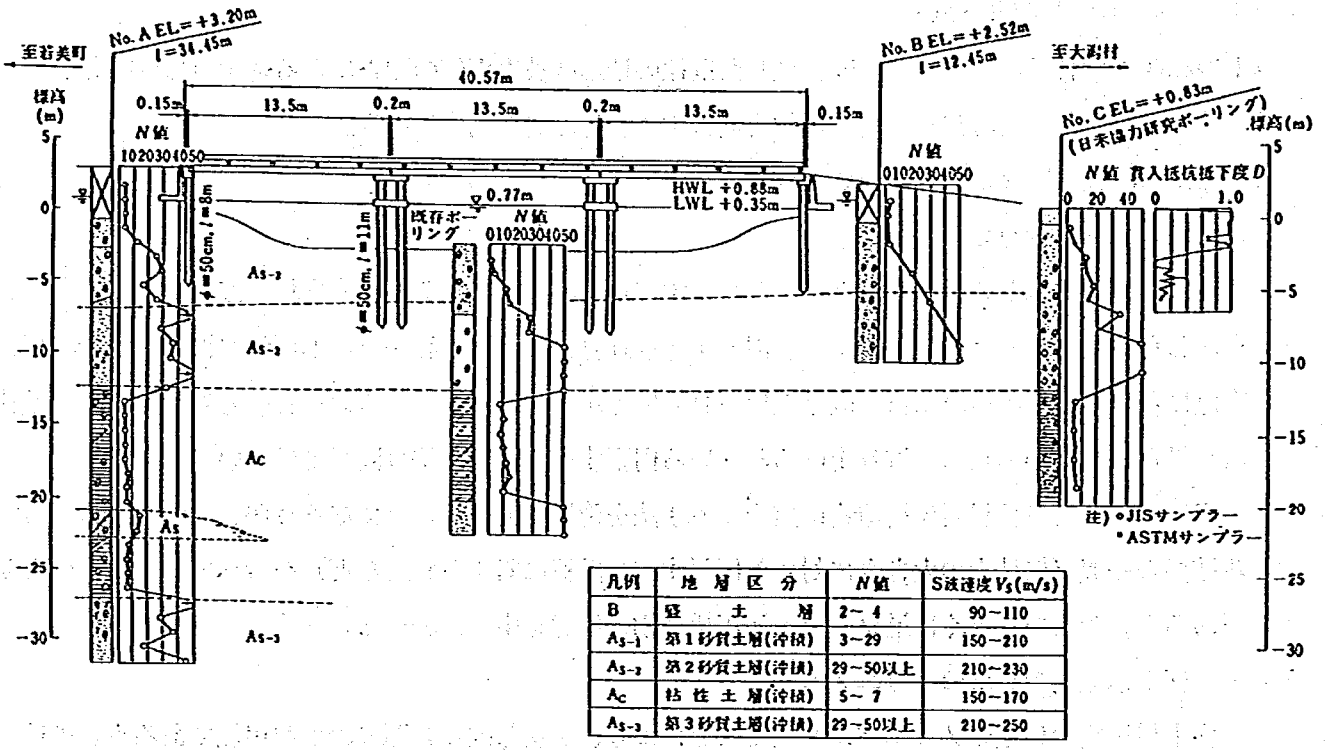


(a) 平面図、縦断図



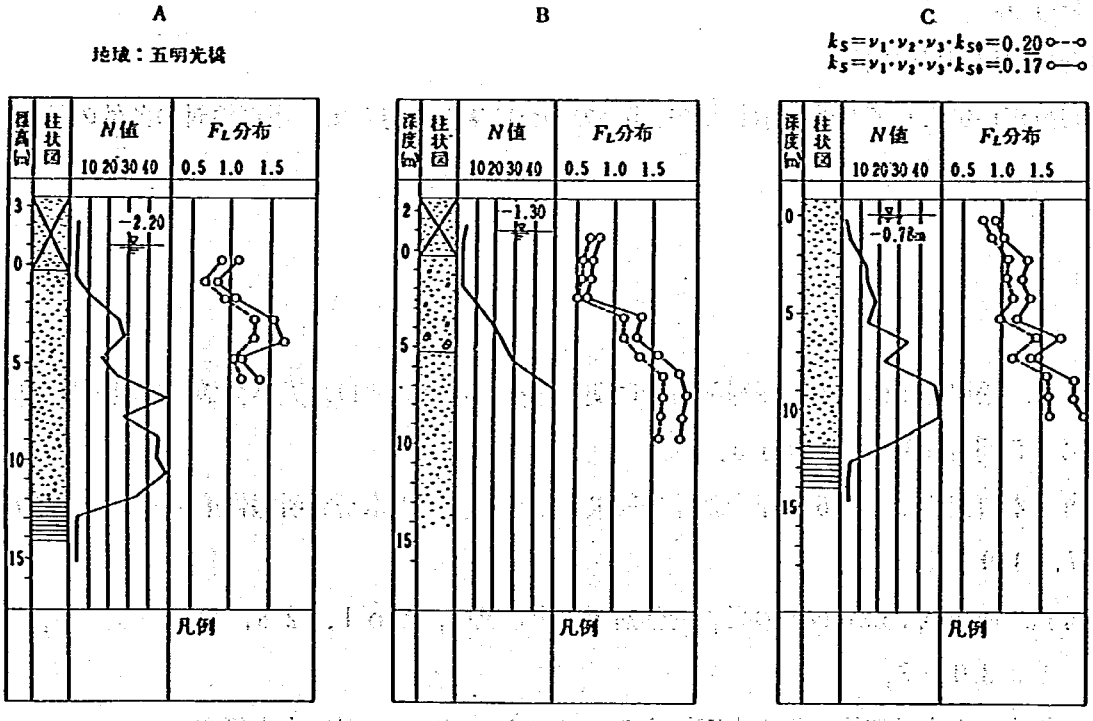
(b) 横断図

図－5.3.10　五明光橋取り付け盛土の被害状況[13)]



凡例	地層区分	N値	S波速度 V_S(m/s)
B	盛土層	2～4	90～110
As_{-1}	第1砂質土層(沖積)	3～29	150～210
As_{-2}	第2砂質土層(沖積)	29～50以上	210～230
Ac	粘性土層(沖積)	5～7	150～170
As_{-3}	第3砂質土層(洪積)	29～50以上	210～250

図－5.3.11　五明光橋取り付け盛土部土層縦断図[13)]



図－5.3.12　簡便法による液状化解析結果[13)]

5.3.4　今後の検討課題について

以下の課題の検討のために、今年度実施した既往の地震時被害事例の調査による情報量には限界があるので、その被害事例の検討などの周辺情報を調査する、付加的な調査を行う。

①　適正な改良範囲設定のための資料収集

・　円弧すべり計算の手法と結果

被害事例の調査からは被害パターンとしてすべり破壊に該当すると考えられる破壊モードが多いことがわかった。このような結果から、円弧すべり計算は実用的設計法では不可欠な検討項目であり、実際に各種構造物の検討項目に取り上げられているが、各種構造物の機能などを考慮して実用的設計法が設定されているため、取り上げられている円弧すべり計算手法は同一ではない。

実際の検討では検討対象構造物に該当する手法を適用して行くことになろうが、各手法から得られる結果の差異（慣性力の大きさに対する円弧すべり計算に対する感度など）を調べておくことは必要であろう。そこで、とくに道路盛土、河川構造物の検討を中心に調べる。

・　盛土構造物の破壊のメカニズム

盛土構造物の破壊のメカニズムを知ることにより、適切な改良範囲の設定が可能であろう。破壊のメカニズムを把握するために、振動台を用いた実験などが行われている。これらの既往の実験結果と被害パターンを分析することにより、どこを改良することが構造物の安定にとって適切なのか基礎的検討を行う。

②　事例検討用資料の収集

代表的被害事例として２例を示したが、5.5の調査結果を考慮して、事例検討の条件の設定をすすめる。

（不動建設）

参考文献

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

2）建設省土木研究所；１９６８年十勝沖地震災害調査報告，土木研究所報告第１４１号，ｐｐ．６７～７７，１９７１．

3）大橋勝弘，那須誠；鉄道盛土の耐震補強対策，土と基礎，ｖｏｌ．２８，Ｎｏ．８，ｐｐ．３７～４４，１９８０．８．

4）建設省監修；土木構造物の震災復旧技術マニュアル（案），（財）土木研究センター，１９８７．３．

5）土質工学会；地盤の液状化に関するシンポジウム発表論文集，１９９１．１．

6）佐々木康，谷口栄一，松尾修，館山悟；土構造物の被害事例，土木研究所資料第１５７６号，１９８０．３．

7）谷口栄一，森下義；１９８３年日本海中部地震による道路盛土の被害調査結果，土木研究所資料第２１７７号，１９８５．３．

8) 古賀泰之，伊藤良弘；地震による盛土の被災事例・復旧事例調査報告書，土木研究所資料第２７１６号，１９８９．２．
9) 谷口栄一，森下義；１９８３年日本海中部地震による橋梁取り付け盛土の被害調査，土木技術資料２７－１２，ｐｐ．３３～３７，１９８５．１２．
10) 佐々木康，谷口栄一，松尾修，伊藤良弘；日本海中部地震による土構造物の沈下，土と基礎，ｖｏｌ．３２，ＮＯ．９，ｐｐ．７～１３，１９８４．９．
11) 安田進；液状化の調査から対策工まで，ｐｐ．１１～３２，１９９０．５．
12) 日本道路協会編；道路橋示方書・同解説ｖ耐震設計編，ｐｐ．１４８～１６３，１９９０．２．
13) 土木学会編；１９８３年日本海中部地震震害調査報告書，１９８６．１０．
14) 倉田栄一，福原哲夫，野田節男；昭和５８年日本海中部地震の港湾地域における強震記録，港湾技研資料Ｎｏ．４５８，１９８３．
15) 柳沢栄司，石原金洋，飛田善雄，中村晋；日本海中部地震における八郎潟干拓正面堤防の地盤振動特性，土と基礎，ｖｏｌ．３２，Ｎｏ．９，ｐｐ．４１～４４．１９８４．９．
16) 東山勇；日本海中部地震における八郎潟干拓地の液状化被害について，地盤の液状化，土質工学会編，ｐｐ．１２５～１３４，１９８４．２．
17) 佐々木康；土構造物の耐震設計・その２，土木技術資料２６－２，ｐｐ．９３－１００．１９８４．２．
18) 松尾稔，板橋一雄，佐々木康；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，ｐｐ．２５～３３，１９８４．３．
19) 松尾稔，板橋一雄；斜面および土構造物の耐震性評価に関する研究，土木学会論文集，第３５２号／Ⅲ－２，ｐｐ．１３９～１４７，１９８４．１２．
20) 日本道路協会編；道路震災対策便覧（震前対策編），１９８８．２．
21) 山本重義、鈴木康広；能代南バイパスの震害と復旧工事，基礎工，ｐｐ．４４～４９，１９８４．２．
22) 風間彰，加藤昌平；海岸保全施設の被災の解析例と復旧工法，農業土木学会誌，ｐｐ．５０～６０，１９７９．６．
23) 草野郁，阿部博，小川好，軟弱な埋め立て地盤上の堤防の耐震性，都土木技研年報，ｐｐ．２８５～３２３，１９７８．
24) 稲富隆昌，風間基樹；深層混合処理工法により地中構造物として改良された地盤の耐震特性，基礎工，ｐｐ．１０～１５，１９８５．２．
25) 江刺靖行，沢田義博，岩盾敬広，塩見哲，吉田保夫；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，ｐｐ．３０～３８，１９８５．２．
26) 柳沢栄司，志田智之，菅野高弘，高橋準一；砂柱による改良地盤および試験盛土の振動特性について，「構造物の基礎と地盤との動的相互作用に関するシンポジウム」発表論文集，土質工学会，ｐｐ．１４５～１５０，１９９０．７．
27) Ishihara, K., Kawase, Y., and Nakajima, M.; Liquefaction Characteristics of Sand Deposits at

Oil Tank Site during the Miyagiken-Oki Earthquake, Soils and Foundations, Vol. 20, No. 2, pp. 97～111, 1980.

28) 長谷川久夫，三苫寛；日本海中部地震による昭和・飯田川バイパスの盛土被害，土と基礎，ｖｏｌ．３２，Ｎｏ．９，ｐｐ．１５～１９，１９８４．９．

5.4　設計・施工事例に関する調査

5.4.1　目的と調査方法

盛土・堤防に対する液状化対策の設計・施工事例について、文献調査を実施した。その目的は、

1)　土構造物で実績の多い対策工法の現状を把握すること

2)　地盤条件・施工条件との関連を把握すること

であり、対策の結果および動向をとらえて今後の研究の一助とすることにある。

調査方法は、科学情報検索サービス（JICST)を利用して文献名を抽出したのち、リストアップされた文献の内容を調査し、取捨選択した。検索キーワードは、（盛土or堤防）＋（液状化）＋（設計or施工）とし、調査対象期間は1981年～1991年とした。その他、「地盤の液状化対策に関するシンポジウム発表論文集」（土質工学会；平成３年１月）の文献調査を参考とした。

液状化対策の設計・施工事例に関連する文献の内容をある程度明かにするため、調査内容は以下の項目について実施した。

1)　文献；文献名、著者名、出典名、発表年を記した文献リストの番号

2)　工事物件；工事物件名、対象構造物の種類と規模、対策工法名、新規・補強・復旧の区別

3)　設計に関する記述；地盤概要、改良目標強度、設計手法、効果の確認

4)　特記事項；対策工選定に関わる記述あるいは特記すべき事項

5.4.2　調査結果および分析

先の方法で得られた文献リストおよびそれに対応する調査結果一覧表を表－5.4.1、表－5.4.2に示す。文献リストは発表年代別に、一覧表は対象構造物別に示した。文献数は31編であった。

調査結果一覧表を、さらに分析しやすいように構造物別、工事物件別にまとめて示したのが表－5.4.3である。以下に、表を基に分類し、各種条件と選定された対策工法との関連性を求める資料とする。

1)　対象構造物との関連

堤防；押え盛土工法４件、サンドコンパクション（以下ＳＣＰ）工法２件、動圧密工法２件

道路；置換工法、ＳＣＰ工法、マンモスバイブロタンパー工法、シートパイル工法各１件

鉄道；シートパイル工法２件、ドレーン工法１件、固結工法１件

空港（造成）；ＳＣＰ工法１件（釧路空港は液状化対策主体でないため分析対象から除く）

2)　新規・補強・復旧物件との関連

新規；ＳＣＰ工法３件、動圧密工法２件、ドレーン工法１件

補強；押え盛土工法３件、シートパイル工法２件、固結工法１件

復旧；押え盛土工法、置換工法、ＳＣＰ工法、マンモスバイブロタンパー工法、シートパイル工法各１件

表－5.4.1(1) 設計・施工事例の文献リスト

文献番号	タイトル，著者，出典，発表年
99	地震を考慮した補強盛土工法（上越新幹線新潟車両基地） 今村昌弘（日本鉄道建設公団），鉄道土木 Vol.21 No.4 pp.229-233,1979
16	盛土振動調査解析について 妹尾英世，出垣広明（北海道開発局），北海道開発局技術研究発表会論文集 Vol.24 pp.1253-1260,1981
40	木曽三川下流部における地震時の堤防機能検討について 中村義秋，村上由高（中部地方建設局），建設省技術研究会報告 Vol.34 pp.96-114,1981
90	サンドコンパクションパイルによる液状化対策工の効果 斉藤和夫，出垣広明，妹尾秀世，土木学会年次学術講演会講演概要集 第36回 pp.720-721,1981
108	敷砂の液状化による堤防の被災の一例とその対策 柳沢栄司（東北大）他，土質工学研究発表会講演集 pp.1197-1200,1981
98	渡良瀬貯水池流入堤地盤改良について 木戸卓美（関東地建），建設省技術研究会報告 第３６回 pp.64-68,1982
39	高瀬川高潮堤耐震構造の検討 小原善蔵，佐々木正人，沢田善治（東北地方建設局），建設省東北地方建設局内技術研究発表会 Vol.35 pp.313-320,1983
91	サンドコンパクションパイル工法の実際と問題点（３）堤防基礎地盤の改良効果と堤防の耐震性 草野郁，土と基礎 Vol.31 No.4 pp.79-85,1983
100	八郎潟堤防の地震による被災状況と復旧計画 小笠原道夫(秋田県)，河川 No.449 pp.20-30,1983
122	日本海中部地震における道路被害と復旧について 遠藤均，佐藤利夫（東北地方建設局），1984
12	鉄道路盤における耐震解析 久保田清三（佐藤工業中央技術研究所）他，佐藤工業中央技術研究所報 No.10 pp.1-15,1984
13	動圧密工法による液状化対策 土谷尚（海洋工業），基礎工 Vol.12 No.7 pp.90-93,1984

表－5.4.1(2) 設計・施工事例の文献リスト

文献番号	タイトル，著者，出典，発表年
37	釧路空港高盛土安定解析 浦辺信一（北海道開発局）他，北海道開発局技術研究発表会論文集 Vol.27 pp.1396-1411,1984
92	能代南バイパスの震害と復旧工事 山本重義，鈴木康広（東北地方建設局），基礎工 Vol.12 No.7 pp.44-49,1984
93	道路の震災復旧工事例 日本海中部地震の災害復旧工事 長井典雄（建設省東北地建），土木技術 Vol.39 No.8 pp.64-71,1984
133	東海道新幹線盛土の液状化対策 那須誠，基礎工 Vol.12 No.7 pp.64-68,1984
135	日本海中部地震による昭和・飯田川バイパスにおける盛土被害 長谷川久夫（建設省東北地建），土と基礎 Vol.32 No.9 pp.15-19,1984
151	葛西沖荒川堤防の耐震性 草野郁，阿部博（東京都土木技術），東京都土木技術研究所年報 Vol.1984 pp.189-203,1984
36	鉄道構造物の地震対策 山本強（国鉄構造物設計事務所），土木学会論文集 No.355 pp.164-173,1985
23	Damage of dikes by earthquake and their countermeasures 山村（日大）他，Proc 8th Asian Reg Conf Soil Mech Found Eng Vol.1 pp.277-280,1987
66	高瀬川高潮堤防の耐震性調査 佐々木康（建設省土研）他，土と基礎 Vol.35 No.8 pp.19-24,1987
109	盛土の地震被害例と変状対策 那須誠，鉄道技術 Vol.44 No.3 pp.86-89,1987
110	日本海中部地震（1983年）震害が教えるもの 佐々木康（建設省土研），基礎工 pp.77-84,1987
130	道路の震害と復旧 梅森昭治，土と基礎 Vol.35 No.9 pp.37-42,1987
150	特集 防災 鉄道構造物の耐震設計法と耐震補強工法 西村明彦（鉄道総合技研），土木技術 Vol.42 No.8 pp.113-119,1987

表－5.4.1(3) 設計・施工事例の文献リスト

文献番号	タイトル，著者，出典，発表年
5	淀川下流部における堤防の耐震化の検討について 河瀬芳邦，岡村政彦（建設省 近畿地方建設局），建設省技術研究報告 Vol.41 pp.946-950,1988
157	八郎潟堤防災害復旧助成工事 榊田昭雄（秋田県土木部）他，河川 Vol.502 pp.93-101,1988
20	木曽三川下流部における地震対策調査について 土井弘次（建設省中部地方建設局），建設省中部地方建設局技術報告会資料 河川編 Vol.38 pp.17-24,1989
18	東海道新幹線東海地震対策 JR東海，JR東海技術情報 No.2 pp.83-91,1990
128	青森海岸堤防調査について 渥美雅裕，小野松輝美（東北地方建設局），土木学会東北支部技術研究発表会講演概要集 Vol.1989 pp.170-171,1990
136	日高自動車道における地盤改良工事 進藤健次（北海道開発局），土と基礎 Vol.39 No.10 pp.59-62,1991

3) 地盤条件との関連

液状化地盤層厚

H＞10m；ＳＣＰ工法、押え盛土工法各１件

H＝５～10m；シートパイル工法２件、固結工法１件

H＜５m；置換工法、ＳＣＰ工法、マンモスバイブロタンパー工法各１件

改良目標強度

N＞10；マンモスバイブロタンパー工法１件

N＞12、15；ＳＣＰ工法、動圧密工法各２件

N＞17；押え盛土工法１件

4) 施工条件等との関連

堤防；河川管理上の問題で押え盛土工法２件、必要用地の少なさと経済性で動圧密工法２件

道路；交通確保の理由で置換工法、シートパイル工法各１件、経済性でマンモスバイブロタンパー工法１件、改良強度でＳＣＰ工法１件

鉄道；営業線の安全性確保のためシートパイル工法２件、固結工法１件

表－5.4.2(1) 設計・施工事例文献一覧表

文献番号	工事物件				設計条件			対策効果の確認	特記事項
	工事物件名	対象構造物 ・種類 ・規模	対策工法 ・工法名	1．新規 2．補強 3．復旧	地盤概要 ・液状化層厚 ・土質、物性値	改良目標強度	設計手法 ・液状化の判定法 ・安定解析法	・原位置試験 ・室内試験 ・解析等	・対策工選定に係わる施工条件等
108	松島町手樽地区干拓堤防	堤防 H=4m、L=480m	SCP工法+ｼｰﾄﾊﾟｲﾙ	3	ｼﾙﾄ質細砂（敷砂層）層厚6m N=4.38±2.76 D50=0.239±0.062	N=12	建設省の河川・海岸施設の耐震性調査要領、応答解析	N値	ｼﾙﾄ分高く、SCPではFLが小さい（200gal に対して）そこで、SPを打設して流動防止をはかる。
91 151	東京都江戸川区葛西沖埋立工事	堤防 L=2.7km	SCP工法	1	埋立土：層厚6m N=2～5ｼﾙﾄ砂 沖積砂層：層厚30m N=5～20	（複合地盤） 杭心・杭間共 N=15	円弧すべり計算 Fs＞1.0	N値平均17.1 一軸圧縮せん断強さqu 原地盤の1.69倍	
13 98	流良瀬遊水池流入堤	堤防 L=2200m	動圧密工法	1	置換砂：層厚3m N=1～6 平均4 D50=0.2～0.5 Uc=2～5	N≧15	「道示」Fc	N値、ﾀﾞｯﾁｺｰﾝ	工期・工費・効果などSCP・ｾﾒﾝﾄ混合と比較検討のうえ採用。
23 100 110 130 157	八郎潟承水路堤防	堤防 H=2.0m L=3500m	止水壁＋押え盛土＋排水ﾄﾞﾚｰﾝ	3	上部沖積砂：層厚5m N=5前後 D50=0.2 Uc＜2 堤体（砂質土）：N＜10 ところにより2～3		「道示」判定	qc	
39 66	高瀬川高潮堤防	堤防 L=5km	動圧密工法 （あるいは、 押え盛土工法）	1	沖積砂層：層厚1.8m～3.2m	N＞15	地震応答解析と振動三軸試験よりFL算定 円弧すべり解析		工費、必要用地、施工実績、効果の信頼性などより採用。
5	淀川下流部河口～大堰間	堤防 L=10km	基本的には押え盛土 部分的には、固結	2	沖積層厚30m		詳細FL値判定 円弧すべり法 （△U考慮）	固結－浸透流の検討 押え盛土－弾性変形量計算	地盤の強化、細粒分の多い、基盤が深い、堤防であるため、維持管理上の問題考慮など。
20 40	木曽三川下流部	堤防	SCP工法 深層混合、押え盛土	2	層厚10.3m Ag:N=12 As:N=7	Ag:N≧20 As:N≧17	詳細判定 FEM地震応答解析 円弧すべり	円弧すべり計算	長期効果、施工時影響、河川管理、用地、施工性、経済性で比較。 総合的に、押え盛土だが、用地問題あり。
128	青森海岸堤防	堤防	押え盛土（消波施設） 間隙水圧消散（水抜孔）地下水位低下（水抜孔）	2	常時安定性 Fs=0.99 液状化FL＜1 PL＞14		円弧すべり FL、PL判定		①堤体の円弧すべりに対する安定性確保。 ②ﾊﾟｲﾋﾟﾝｸﾞおよび液状化現象の回避
135	国道7号線昭和・飯田川ﾊﾞｲﾊﾟｽ 復旧工事	道路	置換工法 （砕石置換）	3	層厚1.8～2.9m 砂（基礎、埋戻）N≦5		「道示」判定		交通を常に確保。
92	国道7号線 能代南ﾊﾞｲﾊﾟｽ	道路 L=800m	MVT工法 一部（振動ﾛｰﾗｰ＋ﾈｯﾄ敷き）	3	地表GL-5mまで N≦10 qu＜50kg/cm² Vs=100～130m/s	N≧10	「道示」判定	N値	工法比較表あり。 改良範囲が3～5m深さ、効果確実性工費から採用。 ﾌﾞﾙﾄﾞｰｻﾞｰ、およびﾀｲﾔﾛｰﾗｰ転圧によりN値10以上を確保。

表－5.4.2(2) 設計・施工事例文献一覧表

文献番号	工事物件				設計条件			対策効果の確認	特記事項
	工事物件名	対象構造物 ・種類 ・規模	対策工法 ・工法名	1．新規 2．補強 3．復旧	地盤概要 ・液状化層厚 ・土質、物性値	改良目標強度	設計手法 ・液状化の判定法 ・安定解析法	・原位置試験 ・室内試験 ・解析等	・対策工選定に係わる施工条件等
122	国道7号線　能代南バイパス	道路	MVT工法（振動ローラー＋ネット敷工法）	3	層厚3～5m	N≧10	試験施工	N値（振動ローラーでは1.3m以深は、目標N値以下）	①砕石置換②MVT③シート・ネット盛土補強④盛土両側のり尻部矢板打設を比較し、効果の確実性と経済性より決定
130	国道7号線　能代南バイパス	道路 L=1600m	マンモスパイプロクンパー 路床部礫質土置換	3	砂層：層厚7m　N=5～10				施工性、経済性、確実性から決定。ただし、周辺家屋近接区間は振動ローラー。
130	主要地方道琴丘男鹿公園線 大潟地区	道路 H=5m	せん断変形抑制 自立式鋼矢板	3	砂層：層厚5m　N=3～7				交通を常時確保するためタイロッド不可。従来より根入れ長を確保。
136	日高自動車道ウトナイ改良工事	道路 B=23.50m H=5.7～7.5m	SCP工法	1	火山灰および軽石、層厚20m N=1～10		FL判定（qc採用） 円弧すべり面法	N値、qc値 液状化試験、試験施工実施	必要改良深度、施工実績、工事費および隣接湖への水位の影響等施工環境考慮。
99	上越新幹線新潟車両基地	A=35万m² 鉄道 V=77万m³	のり面シートネットによるせん断力の強化＋排水による盛土の地下水位低下	1	盛土層厚2.25m N=4～31（半分が10以下）、Uc≦2、D20=0.2mm		液状化危険度判定（土質基礎工学ライブラリー）国鉄基礎構造物の設計標準		良質の盛土材料が入手困難。締固めによる密度増大が期待できない。
12	東海道線鶴見川橋梁付近	鉄道	固結工法 （ADG工法）	2	細砂：層厚6m N=6、8　D50=0.26、0.39		岩崎龍岡らの方法 Seedの方法 「SHAKE」	N値 液状化試験 一次元波動法による応答解析	
36 109 133 150	東海道新幹線	鉄道	シートパイル締切工法 および盛土底部排水工法	2			振動実験による効果確認	静的震度法による円弧すべり解析	施工空間に制約があること、施工時にも盛土を変状させずに列車の走行安全性を確保すること。
18	東海道新幹線浜松湖西間 257k540付近盛土強化工事	鉄道 H=6.0	シートパイルとアースアンカー シートパイルとタイロッド	2	シルト質細砂：層厚9m　N=7～13		PL値 円弧すべり		
16 90	新千歳空港敷地内高盛土工事	空港 H=6.0m	SCP工法＋押え盛土	1	火山灰砂層（泥灰層）：層厚2.0m D50=0.4、C=0、 φ=38.5～40°		詳細調査・解析	起振器（39t.9Hz、φ400）による△U現場計測	
37	釧路空港高盛土工	空港	置換 ＋砕石コンパクション工法	1	腐植土（AP）Cu=5t/m²　φu=8°	C=0、φ=27	FL詳細判定 円形すべり面法	沈下、円形すべり面法 静的および動的FEM解析	盛土完成後長期安定のための対策である。

表－5.4.3　構造物別対策工法

対象	工事名	対策原理	対策工法	目的	原地盤	改良地盤	選定理由	文献番号
堤防	仙台市松島町手樽地区	密度増大	ｻﾝﾄﾞｺﾝﾊﾟｸｼｮﾝ+ｼｰﾄﾊﾟｲﾙ	復旧	N=4.4,H=6m	N>12	締固めと流動防止	108
	東京都江戸川区葛西沖	密度増大	ｻﾝﾄﾞｺﾝﾊﾟｸｼｮﾝ	新規	N=5～20,H=30	N>15		91 151
	渡良瀬遊水池流入堤	密度増大	動圧密	新規	N=1～3,H=3m	N>15	SCP,ｾﾒﾝﾄ混合と比較	13 98
	八郎潟承水路堤防	地下水位低下等	止水+ﾄﾞﾚｰﾝ+押え盛土	復旧	N=5,H=5m		経済性，過去の経験	23 100 110 130 157
	高瀬川高潮堤防	密度増大	動圧密	新規	H=1.8～3.2m	N>15	工費,用地,実績,信頼性	39 66
	淀川下流部	密度増大	押え盛土+固結	補強	H=30m		細粒分多い,基盤深い等	5
	木曽三川下流部	密度増大	押え盛土（SCP，深層混合）	補強	N=7,H=10.3m	N>17	効果,施工性,経済性等	20 40
	奇森海岸堤防	密度増大+消散	押え盛土+水抜き孔	補強	FL<1		すべり,ﾊﾟｲﾋﾟﾝｸﾞ防止	128
道路	国道７号線昭和ﾊﾞｲﾊﾟｽ	置換	砕石置換	復旧	N<5,H<3m		交通確保	135
	国道７号線能代南ﾊﾞｲﾊﾟｽ	密度増大	ﾏﾝﾓｽﾊﾞｲﾌﾞﾛﾀﾝﾊﾟｰ，振動ﾛｰﾗｰ	復旧	N<10,H<5m	N>10	施工性,経済性,確実性	92 93 122 130
	主要地方道琴丘男鹿公園線	変位抑制	自立式鋼矢板	復旧	N=3～7,H=5m		交通確保ﾀｲﾛｯﾄﾞ不可	130
	日高自動車道ｳﾄﾅｲ地区	密度増大	ｻﾝﾄﾞｺﾝﾊﾟｸｼｮﾝ	新規	N=1～10,H=20		改良深度,実績,工費等	136
鉄道	上越新幹線新潟車両基地	地下水位低下	排水ﾄﾞﾚｰﾝ+ｼｰﾄﾈｯﾄ	新規	N=4～31（大半10以下）		盛土材不良締固め不可	99
	東海道線鵜見川橋梁付近	固結	固結工法	補強	N=6～8,H=6m		営業線確保	12
	東海道新幹線	変位抑制	ｼｰﾄﾊﾟｲﾙ締切り＋排水	補強			施工区間,走行安全性	36 109 133 150
	東海道新幹線浜名湖西	変位抑制	ｼｰﾄﾊﾟｲﾙ+ｱｰｽｱﾝｶｰ,ﾀｲﾛｯﾄﾞ	補強	N=7～13,H=9m		盛土地震対策に実績	18
空港	新千歳空港高盛土	密度増大	ＳＣＰ＋押え盛土	新規	H=2m,C=0		せん断抵抗増加	16 90
	釧路空港高盛土	置換，密度増大	置換＋砕石ｺﾝﾊﾟｸｼｮﾝ	新規	C=5,ϕ=8	ϕ=27	せん断抵抗増加	37

5.4.3　代表的事例の紹介

収集した文献の中から、代表的な設計・施工事例を構造物別に1編づつ紹介する。

1)　八郎潟堤防被害の復旧工法の概要；文献番号110

2)　能代南バイパスの震害と復旧工事；文献番号92

3)　東海道新幹線東海地震対策；文献番号18

以下に各事例の概要を述べる。

なお、図は全て「液状化対策の調査・設計から施工まで」（土質工学会1993）より引用した。

1)　八郎潟堤防被害の復旧工法の概要；文献番号110

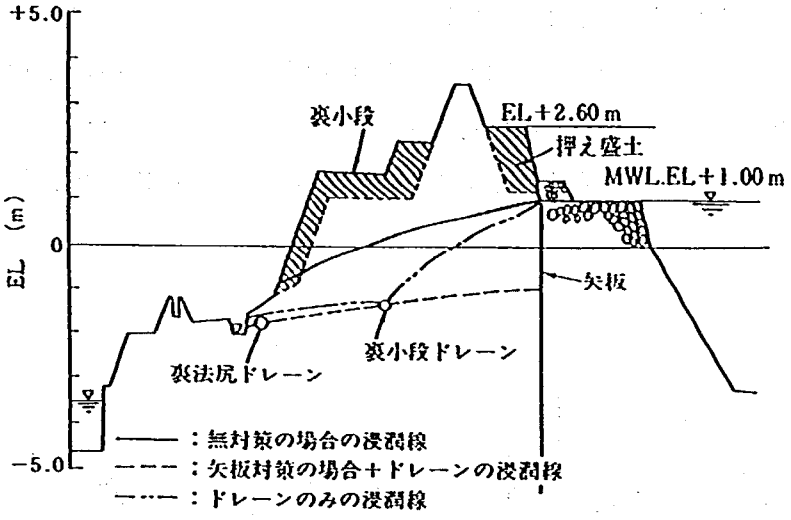
１９８３年5月２６日に発生した日本海中部地震（M＝７．７）に伴い発生した津波によって多くの人命が失われたが、この地震によって秋田・青森両県の日本海沿岸を中心とする各地で土木構造物にも多くの被害が発生した。河川施設の被害金額が大きいが、中でも最も甚大な被害を被ったのは八郎潟干拓堤防である。被害の特徴は、堤体直下の飽和した砂質地盤の液状化により堤体に亀裂、沈下などを生じたことである。この地震による土木構造物の被害の大部分のものは、八郎潟堤防の例に象徴されるように、盛土などの土構造物が、主として地盤液状化によって被った被害であったということができよう。

八郎潟堤防に生じた被害の主な原因は液状化であること、これまでにも何回か地震による被害を被っていることなどを勘案し、原形復旧を原則とするものの、堤体直下の地盤の液状化についてはこれを軽減できる工法を採用している。

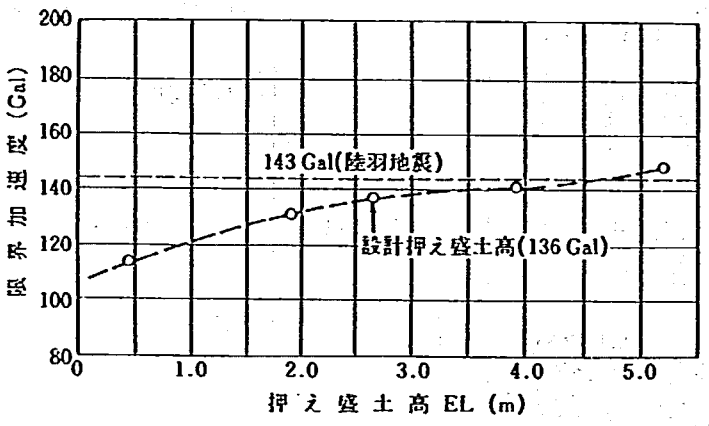
地盤の液状化を防止する工法には、地盤締固めをはじめいくつかの工法があるが、延長も長く工費の嵩む地盤改良工法は八郎潟堤防の場合には得策でなく、また過去にも押え盛土工法による堤防の地震被害軽減の効果が経験されているところから、八郎潟堤防の復旧では液状化の発生を抑制するため押え盛土工法を主体とする考え方がとられた。

また、中央干拓地では堤内地盤標高が堤外の常時水位より低いため、パイピングに対する堤体の安定性を確保する目的で、堤体下部にはドレーン工が設置されていた。しかし、日本海中部地震後の調査によってこのドレーン工も損傷していることが判明した。損傷したドレーン工の機能を十分復旧し、川表側に止水工を施工することは常時の堤体の安定性を確保する上で必要であるばかりでなく、堤体直下の浸潤面を低下させるため液状化対策としても有効である。浸潤面の低下は、地下水で飽和した砂層厚さを減ずるとともに地下水面下の砂層に対しては有効上載圧の増加という効果を持つからである。

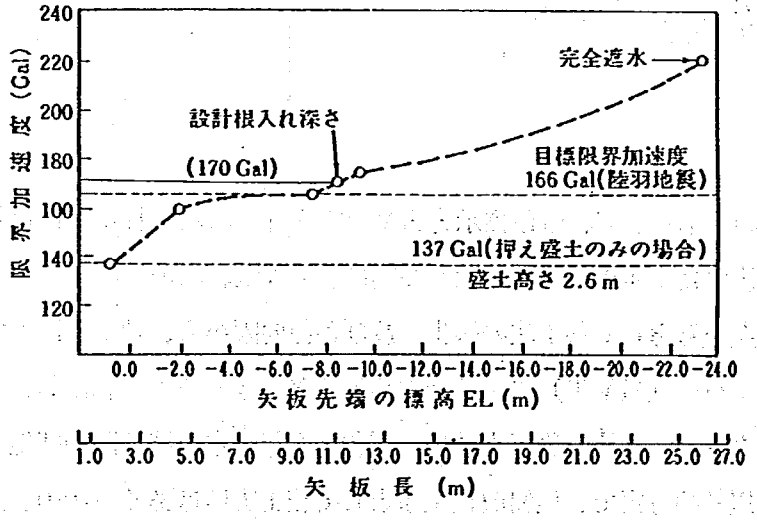
そこで原地盤の標準貫入試験結果から得られる液状化強度に対して押え盛土ならびに浸潤面の低下がもたらす効果を算定するため、道路橋示方書の液状化判定式を用いてこれらの対策を施工した場合の液状化抵抗率FL＝1.0とする加速度（限界加速度）を逆算している。図－5.4.1に対策工の模式図を示す。このような検討の結果、押え盛土だけでは図－5.4.2に示すように盛土高さを増しても限界があるものの、図－5.4.3に示すように浸潤面の低下を図ることと合わせると、ある程度の規模の既往の地震時に生じたと考えられる推定加速度程度まで限界加速度を増加させ得ることが判明した。



図－5.4.1　対策工の模式図



図－5.4.2　押え盛土高さと限界加速度の関係



図－5.4.3　押え盛土と矢板（ドレーン併用）による効果

2) 能代南バイパスの震害と復旧工事；文献番号92

能代南バイパス被災について各種の調査検討の結果これらの被害は沖積砂層の液状化によることが明らかになり、再発災害の発生防止の面から液状化対策を考慮した復旧工法を検討した。

地盤条件、施工条件に適用可能と考えられる工法で液状化対象の深さに応じた工法の種類を表－5.4.4に示す。

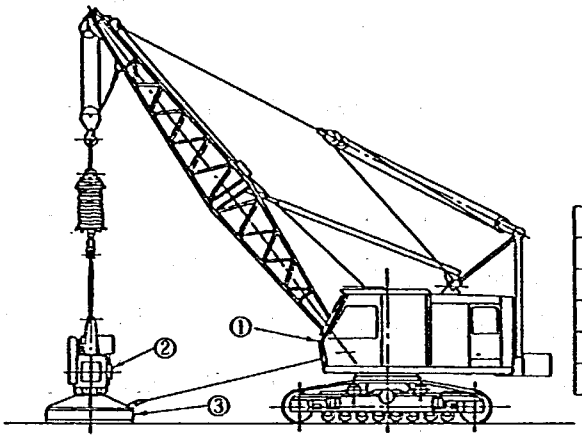
表－5.4.4　工法比較表

工　法	効果の確実性	施工性	周辺環境に与える影響	工費	総合評価	備考
① 砕石置換	・地盤の土質状態を確認しながら掘削を行い、また転圧締固め状態も確認できるため、非常に確実な工法である。	・掘削深度が2mを越えると地下水位以下となり、施工上の配慮が必要となる。	・地下水位面以深の掘削の場合、ｷﾞｿﾌﾟ等で排出するため周辺井戸、水田に対して留意する必要がある。 完成後についての路盤へのｻｸｼｮﾝ、隣接水田からの水の流入を防止するための排水工事が必要。	高	△	
② ﾏﾝﾓｽﾊﾟｲﾌﾟﾛﾀﾝﾊﾟｰ	・振動締固め効果は深さ3m程度である。 細粒分の多い地盤の場合は効果が小さい。	特に問題なし。	・振動により近接構造物に影響を与える可能性がある	安	○	災害復旧工事に採択
③ 砕石置換 ＋ ﾏﾝﾓｽﾊﾟｲﾌﾟﾛﾀﾝﾊﾟｰ	・改良層は5m程度で浅層のﾙｰｽﾞな砂層は改良できるため液状化防止に対する効果が大きい。	①と同様	①②と同様	高	△	
④ ｼｰﾄﾈｯﾄによる盛土補強	・地盤は液状化する。大きい変形は抑制するが、小さな変形は避けられない。	特に問題はない	特に問題はない	安	×	
⑤ ｼｰﾄﾈｯﾄによる盛土補強 ＋矢板 ﾀｲﾛｯﾄﾞ	・道路盛土高さが低いため盛土下も周囲と同様に液状化を生じる。そのため矢板で大きな変形は抑制可能であるが小さな変形は避けられない。	同上	同上	高	×	
⑥ 砕石置換＋ ｼｰﾄﾈｯﾄによる盛土補強	・砕石置換でｶﾊﾞｰできない部分の液状化をｼｰﾄﾈｯﾄにより盛土を補強するため、変形等はかなり抑制される。	①と同様	①と同様	高	△	
⑦ ﾏﾝﾓｽﾊﾟｲﾌﾟﾛﾀﾝﾊﾟｰ＋ｼｰﾄﾈｯﾄによる盛土補強	・ﾏﾝﾓｽﾊﾟｲﾌﾟﾛﾀﾝﾊﾟｰでｶﾊﾞｰできない部分の液状化をｼｰﾄﾈｯﾄにより盛土する。	特に問題はない	②と同様	安	◎	

今回設定した復旧の水準として、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編に示された液状化判定に用いる設計震度程度を考えた場合、液状化発生防止のための改良範囲は、最大限、原地盤面から3～5m程度の深さまでである。従って、この点を考慮して各工法の得失、及び各種要因から、効果の確実性、工費などを検討し、マンモスバイブロタンパー（MVT）による締固め工法が最適であると判断し、この工法を採用した。

マンモスバイブロタンパー工法の施工実績は、昭和38年日本住宅公団の団地造成を初めとして、火力発電所など道路工事以外の分野で、地盤改良工事として施工実績はあるものの、道路工事での施工は当バイパスが初めてである。

施工機械の概要を図－5.4.4に示す。



	機械名称	規　　格
①	クローラークレーン	機械式 35～37トン吊り
②	バイブロハンマー	出力　75kW
③	マンモスタンパー	2.0m×2.0m 4.0m²
	発動発電機	200 kVA
	ブルドーザー	整地用(適宜選択)

図－5.4.4　マンモスバイブロタンパー概念図

マンモスバイブタンパー（ＭＶＴ）工法の締固め管理指標値にはＮ値を用いた。

耐震水準は、盛土の土構造物であることを考慮し重要度係数を第２級、安全率などを見込み目標Ｎ値を10以上とした。

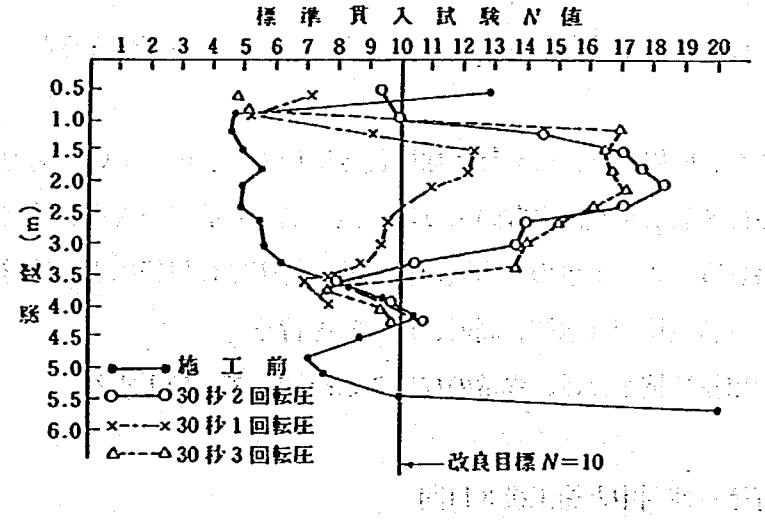
施工の結果、当地区での地盤改良は、-3.5m程度までに及ぶことがわかった。

しかし、-0.5m付近までは、地下水やＭＶＴ施工の繰り返しにより地盤の緩みがでて、Ｎ値が低下したが、路体整形のためのブルドーザー及びタイヤローラー転圧により、Ｎ値10以上を確保することができた。

ＭＶＴ施工は当初30秒2回で計画していたが、30秒１回や30秒３回では締固め効果はどうなるのか事前に試験を行い、締固め効果を確認した。

１回転圧では、図－5.4.5でもわかるように、施工前と比較すれば締固め効果はあるが、-2.5m以下においては、目標のＮ値10以上は期待できない。30秒２回転圧と３回転圧については、ほぼ同じ結果として現れている。

地下水位の高い箇所については、50cm程度砂を盛土し、ＭＶＴによる締固めを実施し、その効果を標準貫入試験で確認した結果、-1.8mでＮ値35という高い値を示すなど、その改良効果が認められた。ＭＶＴ



図－5.4.5　ＭＶＴによる転圧回数による締固め効果

による地盤締固めは十分効果のある工法であるが、振動による苦情のため一部区間については工法変更を余儀なくされた。

ＭＶＴに代わる工法としてはいろいろ考えられるが、振動の影響や経済性、施工性から振動ローラー締固めと、ネット敷の工法を採用した。

ネット敷工法は、土中に敷いた網目による土粒子の拘束力を摩擦力、そしてネットの適度な剛性を利用したものであり、在来地盤と盛土を区画して、過剰な水分を含んだシルト質土の上昇を抑制できる。また、網上下付近の締固められた盤状層の網目に貫入した土と、ネットの間に生ずるせん断抵抗力が上載荷重を水平方向に分散させ、破壊を防止する効果がある。ネットの強度については、従来の施工実績から500kg/m以上を有し、また目の大きさも15mm程度以下のものを使用した。

工事は交通を一部規制しながら実施し、昭和５９年３月末に災害復旧を完了した。

3)　東海道新幹線東海地震対策；文献番号18

東海地方の駿河湾地域は、マグネチュード８程度の大規模地震が発生することが予想されており、地震予知及び防災に関する研究対策が国を上げて推進されてきた。ＪＲ東海においても、新幹線48km500m（海老名市）～262km500m（湖西市）間において、国鉄時代から、各種土木構造物の耐震評価、研究、これに基づいた対策が進められてきた。

盛土の地震対策は、軟弱地盤上、液状化地盤上の盛土に区分されており、いずれの盛土にも鋼矢板締切工法による補強工事を実施してきた。６３年度は、新幹線１２７km付近（富士市）において橋台背面補強４ヶ所、盛土補強２ヶ所、新幹線２５７km付近（新居町）において、盛土補強２ヶ所を施工した。今回は、２５７km付近の盛土対策について述べる。

地質は、シルト質細砂が主体で、Ｎ値は７から１３の層が地盤から約9.0mの層となっている。

液状化指数ＰＬ は、257km500m付近が 0.7、257km640m付近は、8.7 であり、円弧すべり安全率はそれぞれ1.18 (0.81) 及び0.69(0.64)となった［（ ）内の数字は、震度法による安全率］。また、257km500m付近の盛土は、本線左側が山であるため、地盤は急激に傾斜しているものと考えられる。対策として257km500m付近盛土は片側を鋼矢板とアースアンカーで締切り、257km640m付近は両側を鋼矢板で締切り、タイロッドで結ぶ工法となった。（図－5.4.6）

盛土の地震対策は、昼間に、新幹線に近接して施工するために、以下のような安全対策及び安全管理を行っている。

①鋼矢板が転倒しても、線路に悪影響を与えない長さに切断し、継手くい（高力ボルト継手）とする。

②打ち込みは、軌道に悪影響を及ぼさないように、無振動、無騒音圧入機を使用する。

③昼間において、毎日盛土強化工事の本作業の施工前、施工後に目視により軌道状態をチェックする。

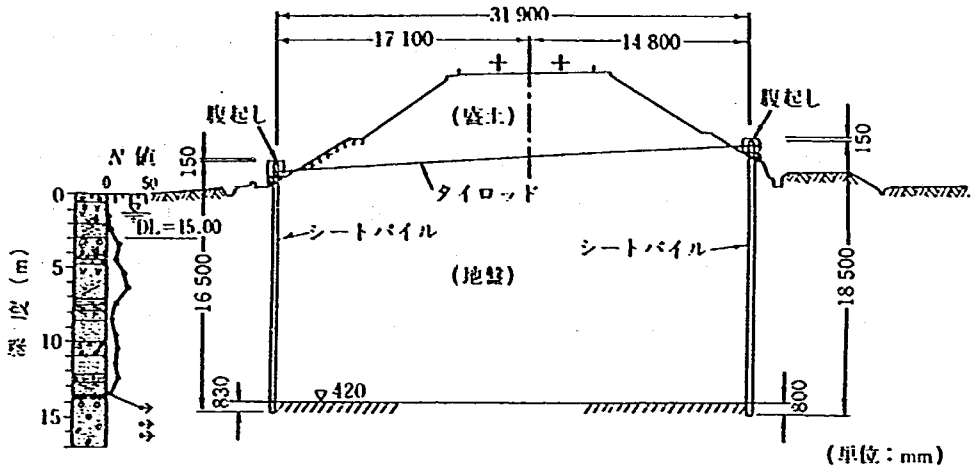
④夜間において、毎夜軌道検測（水準、高低、通り）を行う。

⑤のり面に変状測定用基準杭を設け、異常のないこと確認して、施工する。

⑥軌道測定期間

鋼矢板打込・・・打込み期間中と施工後３日間

アースアンカー及びタイロッド・・・施工期間中と施工後１日間



図－5.4.6　シートパイル締切り工法の施工例

腹起し工・・・施工期間中と施工後１日間

タイロッド工における水平ボーリングは、精度を高めるために二重管方式を用い盛土をゆるめないように無水掘りとしている。ボーリング完了後は、軌道への悪影響を防ぐために、到達側シールド管先端に防護管を連結しシールド管引抜き時に挿入している。

アースアンカー本工事の施工は、「アースアンカーの設計施工基準」（土質工学会）および「掘削土留工設計の手引き」（建管設第３７号）によって行った。また、基本試験・適性試験・確認試験を行い、管理を行った。なお、アースアンカーの最終締め付け力はタイロッド工と同じで５ｔ程度とした。

新幹線の地震対策工事は、昭和５３年から始まり、平成３年度には終了する予定であるが、これらの対策により、東海道新幹線の信頼性が高まり、新幹線の安全輸送の原動力の一部として寄与するものと考える。

5.4.4　まとめ

今回の文献調査では、盛土・堤防に限定したため内容の合致する文献数は31と少なかった。したがって、統計的に分析するには絶対数が足りず、内容の割合を数字で示すには信頼性に欠けることから先に示した対策工法選定に関わる分類の結果から得られた若干の知見を述べるものとする。

1)　構造物別では、堤防において新規には効果の信頼性から密度増大を目的としたＳＣＰや動圧密工法が採用されており、補強・復旧には押え盛土工法が特徴的である。堤体としての性質上、河川管理に影響の少ない工法が選択されたものと思われる。また、道路・鉄道ではシートパイル締切り工法が採用されているが、鉄道におけるそれは新幹線の事例において、模型振動実験により比較検討されたものであり、営業線確保の目的で採用されたものである。

2)　地盤条件のうち、液状化層厚による分類では、深い場合にはＳＣＰ工法、浅い場合にはタンパー工法や置換工法と各工法の特長が明確に現われている。ただし、地盤との関連性はデータが少なく、改

良地盤強度との関連は密度増大工法に限られており対策工法の選択理由とは結び付かなかった。

3) 施工条件との関連は、河川堤防では堤体に影響の少ないこと、道路・鉄道では交通を確保することが優先すべき問題となっている。

今回の調査では、地盤条件と対策工法との関連性を示すことができなかったが、今後、対策工を検討していくうえで、鉄道におけるシートパイル締切り工法のように液状化の発生は許すが施設の被害を軽減する対策、すなわち、盛土の場合には沈下・変形を抑制する対策を考慮することも重要かと思われる。また、新しい対策工法の開発・研究にあたっては対象構造物が既設か新設か明確にしておく必要があるものと思われる。

(ハザマ)

5.5 動的解析法・変形予測法に関する調査

5.5.1 目的と調査方法

土構造物の設計には、震度法が用いられ、液状化の判定も簡易法で行われるのが通例であるが、特に大規模、複雑あるいは重要な構造物の場合は、動的応答解析による液状化判定、安定解析が行われ、安全性の照査が行われる。ここで、用いられる動的解析法には様々な解析コードが提案されており、近年は有効応力法によるものも多く提案されている。また、盛土上に沈下を許さない構造物がある場合などには、土構造物の安全性は、すべり破壊に対する評価だけでなく、沈下量、側方への変形量での評価が必要になる。しかし、現状では沈下、変形の予測法は確立されているとはいい難く、設計基準類にも取り入れられていない。

ここでは、これまで提案されている動的解析法および変形予測法の現状を把握し、今後の研究における解析手法選定の資料とする。

調査法は、科学情報検索サービス（ＪＩＣＳＴ）を利用し、文献名を抽出したのちリストアップされた文献の内容を調査し、取捨選択した。検索キーワードは動的解析法については、

（盛土or堤防）＋（液状化）＋（設計or解析）

変形予測法については、

（沈下or変形）＋（液状化）＋（設計or解析）

とした。動的解析法に関しては、対象構造物を土構造物（盛土、堤防）に限定して検索した。一方、変形予測法に関しては、対象構造物を限定せず、１次元・２次元問題の広い範囲に対して検索した。

動的解析法については、手法の特徴を明らかにするため、調査内容は以下の項目について実施した。

1) 地震応答解析：プログラム名、解析種別、定式化、構成式
2) 初期応力解析
3) 適用例：実地盤、模型地盤、その他
4) 特記事項：対象構造物、安定解析等

変形予測法については以下の項目について調査を実施した。

1) 変形解析：変形の要因、解析種別、基本関係式
2) 地震力の算定：動的解析、簡易法
3) 初期応力解析
4) 解析対象：水平地盤、構造物－地盤系、土構造物
5) 適用例：実地盤、模型地盤、その他
6) 特記事項

5.5.2 動的解析法に関する調査結果

先の方法で得られた文献リストおよびそれに対応する調査結果一覧表を表－5.5.1、表－5.5.2に示す。両者とも発表年順に示しており、文献総数は31編である。なお、表－5.5.2では、同じ手法と思われるものは、まとめて示した。以下では、調査結果をもとに、地震応答解析の解析種別、用いている構成式に着目して分類・比較する。

液状化を考慮した地震応答解析法は、大別すると全応力法と有効応力法に分類できる。概念的に液状化解析は、つり合い式を解く応答解析と、過剰間隙水圧の発生・消散解析で成り立っている。全応力法では、動的応答解析を一通り行った後、その結果（せん断応力の履歴など）より過剰間隙水圧の発生・消散解析を行うのに対し、有効応力法では、2つの解析を時間領域で逐次同時に行うものであり、過剰間隙水圧の発生による有効応力の減少、地盤の軟化を取り扱うことができる。また、有効応力法はこの2つの解析の扱い方からさらに2つに分類できる。1つは、Biot[1]により導かれたつり合い式と連続式を連成させて2相系の式を解く厳密解法（表－5.5.2中の定式化＝連成）と、2つの解析を時間領域で交互に解く近似解法（表－5.5.2中の定式化＝非連成）がある。以上の分類法をもとに調査文献をまとめた結果を表－5.5.3に示す。

全応力法に含まれるものには、プログラム名のない文献が多いが、ほとんどは複素応答解析であると思われる。全応力法の適用例（表－5.5.2）を見ると、文献番号4を除いて全て実地盤に適用されており、液状化の判定とともに、その後液状化を考慮した安定解析が実施されている例が多い。全応力法は有効応力法に比較して簡便であり、また通常は設計上安全側の結果を与えることが多い。このような理由のため全応力法が、実地盤に多く適用されたものと思われる。また、全応力法は液状化後の挙動を解析することはできないが、液状化の予測に限れば適用可能[2]であると思われ、今後もその適用は増加すると思われる。

一方、有効応力法では、連成・非連成とも多くのプログラムが提案されているが、その適用例（表－5.5.2）を見ると、実地盤に対して適用されているのは、文献番号77, 67, 50のみである。その他は、模型実験（1G場、遠心力場）や仮想モデルに適用されており、いまだ検証段階のものが多い。これは、有効応力法で用いられている構成式の解析パラメータの設定に際して、特別な実験が必要となることや、実験結果からパラメータを設定するためのノウハウが必要となることが原因の一つであると思われる。

また、全応力法・有効応力法を問わず解析手法によっては、過剰間隙水圧の消散を取り扱うことができるものがある。通常は、地震動によるせん断応力の載荷時間は短いので、消散は考慮せず非排水条件の下で解析することが多く、実際、今回の文献調査でリストアップした文献では、全て非排水条件を課して解

表－5.5.1(1) 動的解析法の文献リスト

文献番号	タイトル，著者，出典，発表年
41	地盤の流動化を考慮した河川堤防の耐震解析 岩崎敏男，常田賢一（建設省土研），土木技術資料 Vol.22 No.10 pp.529-533, 1980
89	地盤の液状化を考慮した河川堤防の耐震解析（その２） 岩崎敏男，常田賢一（建設省土研）他，建設省技術研究会報告 Vol.34 pp.96-104, 1981
39	高瀬川高潮堤耐震構造の検討 小原善蔵，佐々木正人，沢田善治（東北地方建設局），建設省東北地方建設局管内技術研究発表会 Vol.35 pp.313-320, 1983
86	液状化を考慮した堤防の耐震安定解析 草野郁，阿部博（東京都土研），東京都土木技術研究年報 Vol.1983 pp.201-220, 1983
91	サンドコンパクションパイル工法の実際と問題点（３）堤防基礎地盤の改良効果と堤防の耐震性 草野郁，土と基礎 Vol.31 No.4 pp.79-85, 1983
151	葛西沖荒川堤防の耐震性 草野郁，阿部博（東京都土木技術），東京都土木技術研究所年報 Vol.1984 pp.189-203, 1984
76	液状化を考慮した盛土堤防の耐震解析 草野郁，阿部博（東京都土研），土質工学研究発表会講演集 Vol.20 No.1 pp.743-746, 1985
77	八郎潟干拓堤防の液状化解析 田中忠次（明治大），土質工学研究発表会講演集 Vol.20 No.1 pp.725-726, 1985
234	Dynamic effective stress response of soil structions : Theory and centrifuge model studies Finn.W.D.L, 5th. International conference on numerical methods in geomechanics pp.35-46, 1985
31	盛土構造物の動的応答および液状化解析 内田一徳，長谷川高士（京大農），土質工学研究発表会講演集 Vol.21 No.2 pp.649-650, 1986

表－5.5.1(2) 動的解析法の文献リスト

文献番号	タイトル，著者，出典，発表年
69	任意応力条件下の土の構成式と液状化解析 福武毅芳，大槻明（清水建設），日本地震工学シンポジウム講演集 Vol.7 pp.691-696,1986
70	遠心載荷装置による液状化実験のシミュレーション解析 1 実験結果と準備解析 塩見忠彦，田中芳行（竹中工務店），土木学会年次学術講演会講演概要集 第3部 Vol.41 pp.63-64,1986
66	高瀬川高潮堤防の耐震性調査 佐々木康（建設省土研）他，土と基礎 Vol.35 No.8 pp.19-24,1987
67	盛土構造物の液状化検討法 安中正実（農業土木試験所），農業土木学会九州支部シンポジウム Vol.1987 pp.19-28,1987
4	深層混合処理工法による盛土の液状化対策に関する数値シミュレーション解析 古賀泰之（土木研），土木学会年次学術講演会講演概要集 第3部 pp438-439,1988
64	地震時斜面安定解析に用いる土の強度に関する考察 古賀泰之，松尾修（建設省土研），土と基礎 Vol.36 No.5 pp.37-42,1988
65	地震による被災堤防の調査解析 古賀泰之，松尾修，唐沢安秋（建設省土研），土木技術資料 Vol.30 No.3 pp.163-170,1988
236	任意応力条件下の繰返しせん断と液状化解析 福武毅芳，大槻明，土木学会論文集 No.400 pp.103-112,1988
54	有効応力法に基づく２次元動的非線形解析コードの開発とその適用例 大波正行，沢飯明広，伊藤和朗（構造計画研究所）他，土木情報システムシンポジウム講演集 Vol.14 pp.17-20,1989
58	東金ダム新設仮排水路変形解析及び耐震解析 遠藤良直（水資源開発公団），水資源開発公団試験所年報 Vol.1988 pp.167-172,1989
60	構成則の違いによる二次元液状化解析結果の比較検討 福武毅芳，大槻明（清水建設），土質工学シンポジウム発表論文集 Vol.34 pp.121-128,1989

表－5.5.1(3) 動的解析法の文献リスト

文献番号	タイトル，著者，出典，発表年
61	地盤・構造物系の地震応答解析における主応力軸の回転について 井合進，亀岡知弘（港湾技研），土質工学シンポジウム発表論文集 Vol.34 pp.107-114,1989
62	有効応力解析における土の構成式に関する研究 5 Pasteor-Zienkiewiczモデルよる遠心載荷試験のシミュレーション 塩見忠彦，鈴木善雄（竹中技研），土質工学研究発表会講演集 Vol.24 No.2 pp.81-82,1989
238	地盤と土構造物の地震時の挙動に関するシンポジウム 委員会報告：2.地震および土構造物の有効応力解析 土質工学会，地盤と土構造物の挙動に関するシンポジウム pp.50-136,1989
49	土構造物の液状化解析 履歴型関数モデルを用いた有限要素非線形振動解析法 阿部博，草野郁（東京都土研），東京都土木研究所年報 Vol.1990 pp.307-317, 1990
50	耐震安定性評価システム"TOTAL"と土構造物への適用 阿部博，草野郁（東京都土研），東京都土木研究所年報 Vol.1990 pp.319-332, 1990
42	盛土の二次元液状化解析 阿部博，草野郁（東京都土研），土木学会年次学術講演会講演概要集 第３部 Vol.46 pp.986-987,1991
158	盛土地盤の液状化解析 阿部博，草野郁（東京都土木技術研），東京都土木技術研究所年報 Vol.1991 pp.277-286,1991
276	主応力回転を考慮したモデルによる盛土構造物の液状化解析 伊藤浩二，表佑太朗（大林組技研），土質工学研究発表会講演集 pp.965-966, 1991
44	有効応力解析コード"DIANA-J2"の適用性に関する研究 久保寺家光（大林組技研），大林組技術研究所年報 No.44 pp.51-56,1992
221	根固めを含む盛土の二次元液状化解析 阿部博，草野郁（東京都土木技研），土木学会年次学術講演会講演概要 Vol.47 pp.268-269,1992

表－5.5.2(1) 動的解析法一覧表

文献番号	解析手法						適用例			特記事項 ・対象構造物 ・安定解析等
	地震応答解析					初期応力解析	実地盤	模型地盤	その他	
	プログラム名	解析種別	定式化	構成式						
				応力～ひずみ関係	間隙水圧モデル					
41	－	全応力	－	等価線形	間隙水圧比$u/\sigma_0'=1/2F_L^{1/b}$ F_L：FL値	－	○			河川堤防（被害事例） 安定解析
89	LUSH	全応力	－	等価線形	$u/\sigma_0'=1/2F_L^{1/b}$ （初期せん断考慮）	－	○			河川堤防（被害事例） 安定解析
39 66	－	全応力	－	等価線形	$u/\sigma_0'\sim F_L$ 非排水振動三軸試験より	－	○			高潮堤防 安定解析
86 76 91 151	FLUSH	全応力	－	等価線形	初期・動的せん断応力比 $\sim u/\sigma_0'$ 非排水動的ねじり試験より	線形	○			河川堤防（被害事例） SCP改良地盤 安定解析
77	－	有効応力	－	Drucker Pragerモデル	Endochronicモデル	弾塑性築堤解析	○			千拓堤防（被害事例）
234	TARA-2	有効応力	非逐成	双曲線+Masing則	Martin-Finn-Seedモデル	－		○遠心		水浸盛土
31	LASSⅢ	有効応力	逐成	弾塑性モデル（複合硬化則+関連流動則）		－			○	水平地盤での適用例
69 236	ALISS	有効応力	非逐成	修正松岡モデル（応力反転パラメーターの導入）		線形			○	長大盛土モデル
70	DIANA-J	有効応力	逐成	Multi-mechanismモデル		線形		○遠心		コンクリート製堤防

表－5.5.2(2)　動的解析法一覧表

文献番号	解析手法						適用例			特記事項 ・対象構造物 ・安定解析の有無
	地震応答解析					初期応力解析	実地盤	模型地盤	その他	
	プログラム名	解析種別	定式化	構成式						
				応力～ひずみ関係	間隙水圧モデル					
67	－	有効応力	非連成	Drucker Pragerモデル	Endochronicモデル	弾塑性	○			ため池（被害事例）
4	－	全応力	－	等価線形	$u/\sigma_0' = F_L^m$	線形		○		盛土モデル（固化工法）
64 65	SADAP	全応力	－	H-D, R-Oモデル	$u/\sigma_0' \sim 1/F_L$	－	○			被害事例 等価震度による安定解析
54	NANSSI	有効応力	連成	西モデル		－			○	盛土モデル S-FLUSHと比較
58	－	全応力	－	等価線形	－	弾塑性 突堤解析	○			アースダム 安定解析，残留変形解析
60	ALISS	有効応力	非連成	修正R-Oモデル	おわんモデル	線形		○遠心		文献238と同じ実験
				単純せん断モデル（松岡モデル）						
				任意応力モデル（松岡モデル）						
61	FLIP	有効応力	非連成	本畑，石原モデル （任意方向せん断モデル）	井合モデル 塑性せん断仕事とせん断応力の関数	線形 （2ステップ）		○遠心		文献238と同じ実験
62	DIANA-J	有効応力	連成	修正Pastor-Zienkiewicz モデル		弾塑性 （2ステップ）		○遠心		文献238と同じ実験
238	TARA-3	有効応力	非連成	双曲線モデル	Martin-Finn-Seedモデル	線形 （2ステップ）		○遠心		水浸盛土

表－5.5.2(3)　動的解析法一覧表

文献番号	解析手法					初期応力解析	適用例			特記事項 ・対象構造物 ・安定解析の有無
	地震応答解析									
	プログラム名	解析種別	定式化	構成式			実地盤	模型地盤	その他	
				応力～ひずみ関係	間隙水圧モデル					
238	DIANA-J	有効応力	逐成	Multi-mechanismモデル		線形 (2ステップ)		○遠心		水浸盛土
	ALISS	有効応力	非逐成	修正松岡モデル		線形 (2ステップ)		○遠心		〃
	FLIP	有効応力	非逐成	衣畑・石原モデル (任意方向のセン断モデル)	井合モデル 塑性セン断仕事・セン断応力の関数	線形 (2ステップ)		○遠心		〃
	DIANA-J	有効応力	逐成	修正Pastor-Zienkiewiczモデル		線形 (2ステップ)		○遠心		〃
	NAFSS	有効応力	逐成	西モデル		線形 (2ステップ)		○遠心		〃
	NON SOLAN	有効応力	非逐成	田中モデル f=mohr-coulomb g=Drucker-Prager	Endochronicモデル	弾塑性 (2ステップ)		○遠心		〃
42 49	EFFECTD	有効応力	非逐成	修正R-O, H-Dモデル	Seed モデル (初期セン断考慮)	線形 (2ステップ)		○遠心		文献238と同じ実験
50 158	BOWL	有効応力	非逐成	修正R-Oモデル	おわんモデル	線形	○	○		河川堤防（被害事例） 盛土モデル（砕石ドレーン）
	EFFCTD	有効応力	非逐成	修正R-Oモデル	Seed モデル(初期セン断考慮)					
276	DIANA-J	有効応力	逐成	主応力軸回転を考慮したMulti-mechanismモデル		線形			○	水浸盛土

表－5.5.2(4)　動的解析法一覧表

文献番号	解析手法						適用例			特記事項 ・対象構造物 ・安定解析の有無
	地震応答解析					初期応力解析	実地盤	模型地盤	その他	
	ﾌﾟﾛｸﾞﾗﾑ名	解析種別	定式化	構成式						
				応力～ひずみ関係	間隙水圧モデル					
44	DIANA-J2	有効応力	逐成	主応力軸回転を考慮したMulti-mechanismﾓﾃﾞﾙ		線形		○遠心		盛土ﾓﾃﾞﾙ（固化工法）
221	EFFECTD	有効応力	非逐成	修正R-Oﾓﾃﾞﾙ	Seed ﾓﾃﾞﾙ （初期ｾﾝ断考慮）	線形		○		盛土ﾓﾃﾞﾙ （ｼｰﾄﾊﾟｲﾙ締切工法）

表－5.5.3　解析手法の分類

解析手法		プログラム名（文献番号）
全応力法		41, 39, 66, 4, 58 LUSH(89), FLUSH(86, 76, 91, 151) SADAP(64, 65)
有効応力法	連成	LASSⅢ(31) DIANA-J(70, 62, 238, 276), DIANA-J2(44) NANSSI(54), NAFSS(238)
	非連成	77, 67, ALISS(69, 236, 60, 238), TARA-2(234) TARA-3(238), FLIP(61, 238), NON SOLAN(238) EFECTED(42, 49, 50, 158, 221), BOWL(50, 158)

析している。しかし、砕石ドレーン工法等の過剰間隙水圧の消散を促進させる地盤改良を対象とする場合や、締固め工法による地盤改良範囲の設定の際、過剰間隙水圧の浸透・転移による２次的な液状化を考慮する場合には、過剰間隙水圧の消散を考慮した解析が必要になると思われる。

砂の動的挙動を表現する構成式には様々な種類のものが提案されている。解析手法の定式化にも関係するが構成式は表－5.5.2に示すように、応力～ひずみ関係と間隙水圧の発生を１つのモデルで表現するもの、つまり、応力～ひずみ関係にダイレタンシー則を含むものと、両者を別々にモデル化したものの２つに大別できる。前者は、通常有効応力法に用いられ、弾塑性論に基づくもの、粒状体理論に基づくものがある。後者は、全応力法・有効応力法に用いられ、大別すれば、応力～ひずみ関係に関しては等価線形型・履歴型のものがあり、間隙水圧モデルについては排水動的せん断試験結果よりダイレタンシー則を定式化したもの、非排水動的せん断試験結果より間隙水圧の発生を定式化したものがある。これらの構成式の分類を表－5.5.4に示す。ここで、２つに大別した構成式の適用例を見ると、有効応力法に組み込まれ実地盤に対して適用されているのは、応力～ひずみ関係に履歴型、間隙水圧モデルには排水動的せん断試験結果より定式化されたものからなる構成式のみであり、応力～ひずみ関係にダイレタンシー則を含む構成式は、模型実験に適用されている例が多く、検証段階にある。本構成式は、有効応力に立脚し、砂の複雑な挙動、例えばサイクリックモビリティ、主応力軸の回転効果などを表現できるものがあるが、その使用においては、パラメータが多く、その設定が困難なことなどもあり、実地盤に適用されるには至っていないのが現状である。

盛土の様な２次元構造物の場合、地盤内にせん断応力が常時存在しており、それを正確に把握することも後の液状化解析にとって重要なことである。全応力法については、応力～ひずみ関係、間隙水圧モデルの両者とも、初期せん断応力を無視しているものもあるが、有効応力法で用いられている弾塑性モデル等では、初期せん断応力に加え、水平地盤でも存在する異方圧密状態での軸差応力によるせん断応力も、考慮でき、初期応力状態が解析結果に影響する。しかし、現実には地盤内の２次元的な初期応力状態を解析時点までの荷重履歴・施工ステップなどを考慮して正確に求めることは困難であり、表－5.5.2に見られるように、ほとんどの解析では簡便な線形自重解析により初期応力解析が行われている。線形モデルによ

り初期応力状態を算定した場合には、せん断応力の集中する要素では、初期状態から破壊状態あるいは変相状態になることがあるため、特に初期応力状態に敏感な有効応力法では、初期応力状態を操作することも行われている。（例えば文献番号238）

表－5.5.4　構成式の分類

	応力～ひずみ関係	間隙水圧ﾓﾃﾞﾙ	文献番号
応力～ひずみ関係とﾀﾞｲﾚﾀﾝｼｰ則が別々	等価線形型	非排水動的ｾﾝ断試験より定式化されたもの $u/\sigma_0' \sim F_L$値 Seedﾓﾃﾞﾙ等	41, 89, 39, 66, 86, 76 91, 151, 4
	履歴型		64, 65, 42, 49, 158, 221
	修正H-Dﾓﾃﾞﾙ 修正R-Oﾓﾃﾞﾙ	排水動的ｾﾝ断試験より定式化されたもの Martin-Finn-Seedﾓﾃﾞﾙ Endochronicﾓﾃﾞﾙ 井合ﾓﾃﾞﾙ	77, 234, 67, 60, 61, 238, 50
応力～ひずみ関係にﾀﾞｲﾚﾀﾝｼｰ則を含む	弾塑性理論に基づくもの Multi-mechanismﾓﾃﾞﾙ 修正Pastor-Zienkiewiczﾓﾃﾞﾙ 西ﾓﾃﾞﾙ		31, 70, 54, 62, 238, 276, 44
	粒状体理論に基づくもの 松岡の単純ｾﾝ断ﾓﾃﾞﾙ 〃　任意応力ﾓﾃﾞﾙ		69, 236, 60

5.5.3　変形予測法に関する調査結果

5.5.1に示した方法で得られた文献リストおよびそれに対応する調査結果の一覧表を表－5.5.5および表－5.5.6に示す。両者とも年代順に整理しており、文献総数は36編である。地震時、地震後の沈下変形の要因は、藤川ら（文献番号211）によれば、図－5.5.1に示すように整理されている。これらの要因を表－5.5.6の解析手法の第一項目にダイレタンシー・初期せん断・軟化・圧密として示している。変形解析手法はどの要因を取り扱っているかで分類される。調査文献を変形の要因、解析種別ごとに分類した結果を表－5.5.7に示す。以下では、表－5.5.7の1）～5）の手法について、その概要を述べる。

1)　ダイレタンシーのみ考慮した手法

この手法は、排水動的せん断試験結果から定式化された実験式に基づくものであり、過剰間隙水圧の影響が考慮されていない。従って、適用は1次元の不飽和・乾燥砂に限られる。

2)　圧密＋軟化を考慮した手法

この手法には、簡易法によるものと圧密解析によるものがある。簡易法では、非排水動的せん断試験（試験後排水）結果に基づき、体積ひずみへの影響パラメータを把握した後、それらの関係を定式化し沈下量を算定する。影響パラメータには間隙水圧比、最大せん断ひずみなどがある。地震力の算定は、簡易法（設計震度など）あるいは1次元波動論により行われ、これより過剰間隙水圧比、最大せん断ひずみ等のパラメータが算定される。適用は、水平の飽和砂地盤に限られるが、液状化により実際に沈下

表－5.5.5(1) 変形予測法の文献リスト

文献番号	タイトル，著者，出典，発表年
240	Earthquake induced settlement in saturated sand Lee,K.L, Albasia,A. , J. GED ASCE Vol.100 No.GT4 pp.387-406,1974
257	Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations Makdisi,F.T., Seed,H.B, J. GED ASCE Vol.104 GT7 pp.849-967,1978
258	フィルダムの動的解析に基づくすべり安定評価法の一考察 渡辺啓行，馬場恭平（電中研），大ダム No.97 PP.25-38,1981
204	液状化による砂地盤の沈下予測法について 佐々木勉（梶谷調査工事）他，土質工学研究発表会講演集 Vol.17 No.2-2 pp.1661-1664,1982
267	盛土の地震時沈下解析 中村邦男，渡辺憲夫，谷野謙吾（東京電力）他，土質工学研究発表会講演集 Vol.17 pp.1889-1892,1982
192	Prediction of earthquake-induced deformation of earth dams TANIGUCHI E(Public Works Research Inst.,Tsukuba)，土質工学会論文報告集 Vol.23 No.4 pp.126-132,1983
194	土構造物の地震時変形量の予測 谷口栄一（土木研機械施工部），土木技術資料 Vol.25 No.5 pp.255-260,1983
203	土構造物の地震時変形量の予測に関する考察 谷口栄一（建設省土研），土質工学研究発表会講演集 Vol.18 No.2-1 pp.699-700 1983
84	繰返し荷重による盛土の変形量に関する振動台実験と解析結果の比較 谷口栄一，佐々木康（建設省土研），土木学会年次学術講演会講演概要集 第3部 Vol.39 pp.113-114,1984
241	Settlement in saturated sand induced by cyclic undrained simple shear Tatsuoka,F., Sasaki,T., Yamada,S., 8th World Conference on Earthquake Engineering,Vol.3 pp.95-102,1984
74	日本海中部地震における被災盛土の沈下解析 古賀泰之，松尾修，唐沢安秋（建設省土研），土木学会年次学術講演会講演概要集 第3部 Vol.40 pp.47-48,1985

表－5.5.5(2) 変形予測法の文献リスト

文献番号	タイトル，著者，出典，発表年
115	土構造物の地震時変形量の予測手法に関する検討 谷口栄一，森下毅（建設省土研），土木技術資料 Vol.27 No.1 pp.3-8,1985
116	地震による盛土の永久変形解析法とその適用例 佐々木康，松尾修，唐沢安秋（建設省土研），土木技術資料 Vol.27 No.3 pp.46-51,1985
72	日本海中部地震における被災盛土の安定解析 古賀泰之，松尾修，唐沢安秋（建設省土研），土木技術資料 Vol.28 No.2 pp.59-63,1986
117	東京湾横断道路における人工島の地震時永久変形量の予測 谷口栄一（建設省土研），真鍋進（日本技術開発），土と基礎 Vol34 No.1 pp.27-33,1986
149	Earthquake design consideration of coal refuse tailing dam DAYAL U (Indian Inst.Technology,Kanpur), 8th Symp Earthqu Eng1986 VOL.1 pp 559-556,1986
189	地震時の液状化による構造物基礎地盤の残留沈下解析 宮本幸始，長内進（東京電力），土質工学研究発表会講演集Vol.21 No.2-1 pp.847-850,1986
201	Seismic displacement of slopes considering liquefaction CHANG C J(Univ.Rhode Island) 他，Civ Eng Pract Des Eng Vol.5 No.3 pp.183-205,1986
249	地震時における基礎地盤の安定性評価（その３）礫，砕石などから成る地盤の地震時沈下に関する簡易予測法 西 好一，金谷 守，電力中央研究所報告 U86016,1986
250	地震時における基礎地盤の安定性評価（その２）砂・砂礫地盤一構造物の地震時沈下・支持力 西 好一，金谷 守，電力中央研究所報告 U86003,1986
268	地震時における基礎地盤の安定性評価（その１）動的解析に基づく砂・砂礫地盤の安定性評価手法の開発 西 好一，金谷 守，松井家孝，当麻純一，電力中央研究所報告 U86002,1986
24	土構造物の地震時永久変形量の予測 谷口栄一（建設省土研），土木研究所報告 No.176 46p,1987

表－5.5.5(3) 変形予測法の文献リスト

文献番号	タイトル，著者，出典，発表年
243	Evaluation of settlements in sands due to earthquake shaking Tokimatsu,K., Seed,H.B., J. GED ASCE Vol.113 No.8 pp.861-878,1987
232	地震時における基礎地盤の安定性評価（その6） 有効応力に基づく二次元非線形地震応答解析法の開発とその適用 金谷 守，西 好一，電力中央研究所報告 U88027,1988
274	Analysis of Permanent Deformation of Earth Dams Due to Earthquakes Kuwano J., Ishihara K., 土質工学会論文報告集 Vol.28 No.1 pp.41-45,1988
56	苫小牧東港砂マウンド式混成堤実証実験時安定性 第4報 砂マウンドの地震時安定性 伊藤博信，佐々木秀朗，中嶋靖（北海道開発局），北海道開発局技術研究発表会講演概要集 Vol.33 No.4 pp. 317-320,1990
198	Simplified method for estimating ground settlements induced by soil liquefaction AMANTE C,KITAURA M,MIYAJIMA M(Kanazawa Univ.)，日本地震工学シンポジウム論集 Vol.8 No.Pt 1 pp.921-926,1990
199	液状化時の地盤沈下量の予測 社本康広，佐藤正義（清水建設），繰り返し応力を受ける地盤の変形に関するシンポジウム pp.15-18,1990
256	液状化時の砂のe ～p曲線と過剰間隔水圧消散解析 溜 幸生（東電設計），東畑郁生，石原研而，土木学会年次学術講演会講演概要集 pp.700-701,1990
239	地盤の液状化対策に関するシンポジウム委員会報告4.4液状化に関する一斉計算 土質工学会，地盤の液状化対策に関するシンポジウム pp.77-190,1991
245	液状化時の沈下量の推定法 社本康広，佐藤正義，土質工学研究発表会講演集 pp.765-762,1991
248	地震時の液状化に伴う砂地盤の沈下量予測 石原研而，土質工学研究発表会講演集 pp.767-770,1991
253	液状化に伴う盛土周辺地盤の流動特性に関する検討 森利弘，佐々木康，常田賢一 他，地震工学研究発表会講演概要集 pp.265-268,1991

表－5.5.5(4) 変形予測法の文献リスト

文献番号	タイトル，著者，出典，発表年
263	Prediction of earthquake induced permanent deformations Stamatopoulus, C.A., Bouckobalas, G., Whitman, R.V., J. GED ASCE Vol. 117 No. 10 pp. 1471-1491, 1991
172	Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquake ISHIHARA K, YOSHIMINE M(Univ. Tokyo)，土質工学会論文報告集 Vol. 32 No. 1 pp. 173-188, 1992
211	初期せん断作用時の応力・ひずみ関係と過振中における残留変形解析 藤川智，福武毅芳，大槻明（清水建設 大崎研究室），土質工学研究発表会講演集 Vol. 27. pp. 1111-1114, 1992

表－5.5.6(1)　変形予測法一覧表

文献番号	解析手法					解析対象	適用例			特記事項
	変形解析			地震力の算定 1. 動的解析 2. 簡易法	初期応力解析	1. 水平地盤 2. 構造物－地盤系 3. 土構造物	実地盤	模型地盤	その他	
	変形の要因	解析種別	基本関係式							
240	圧密 軟化	簡易法	間隙水圧比u/σ_v'～体積ひずみε_v 非水動的三軸→排水試験より	2	－	1				
257	初期ｾﾝ断	円弧すべり法	剛塑性モデル 降伏加速度を越える加速度を2回積分して変位算定。	1 2D全応力FEM 'QUAD-4'	－	3 ダム	○			
258	初期ｾﾝ断	円弧すべり法	剛塑性モデル	1 2D全応力FEM 'NODAL'	－	3 ﾛｯｸﾌｨﾙﾀﾞﾑ	○			
204 241	圧密 軟化	簡易法	両振ｾﾝ断ひずみγ_{DA}，相対密度D_r～ε_v 非排水動的ねじり→排水より	1 or 2 γ_{DA}を推定	－	1				
267	圧密 軟化	簡易法	ε_v 非排水動的ねじり→排水より	1 2D全応力FEM 'FLUSH'	線形FEM	3 造成盛土	○			地盤の応力状態を要素試験で再現 圧密と軟化による沈下量の和
	軟化 初期ｾﾝ断	2D静的FEM	低減した変形係数 非排水動的ねじり試験より							
192	軟化 初期ｾﾝ断	簡易法 2D静的FEM 'FEAST-D'	初期・動的ｾﾝ断応力～残留ｾﾝ断ひずみ 非排水動的ねじり三軸試験より	1 or 2 応答ｽﾍﾟｸﾄﾙ法 2D全応力FEM	線形FEM	3 ｱｰｽﾀﾞﾑ	○			外力に等価加速度を考慮
194	〃	2D静的FEM 'FEAST-D'	〃	2 2D全応力FEM 'QUAD-4'	〃	3 ｱｰｽﾀﾞﾑ	○	○遠心		
203	〃	〃	〃	〃	〃	3 ｱｰｽﾀﾞﾑ	○			
84 115	〃	〃	〃	2 2D全応力FEM 'SADAP'	〃	3 堀割道路		○		

表－5.5.6(2)　変形予測法一覧表

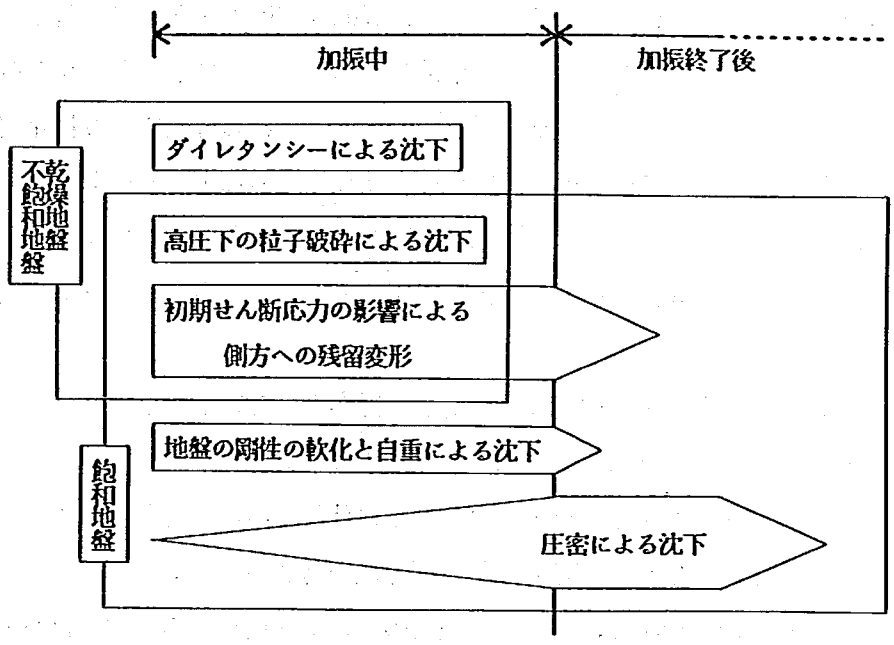
文献番号	解析手法					解析対象	適用例			特記事項
	変形解析			地震力の算定 1.動的解析 2.簡易法	初期応力解析	1.水平地盤 2.構造物－地盤系 3.土構造物	実地盤	模型地盤	その他	
	変形の要因	解析種別	基本関係式							
74 72	軟化 初期ｾﾝ断	2D静的FEM 'SADAP'	初期・動的ｾﾝ断応力～残留ｾﾝ断ひずみ曲線より見かけの剛性率 非排水動的三軸試験より	1 2D全応力FEM 'SADAP'	線形FEM 'SADAP'	3 被災盛土	○			
116	〃	〃	〃	〃	〃	3 しらす堤防		○		
117	軟化 初期ｾﾝ断	2D静的FEM 'FEAST=D'	初期・動的ｾﾝ断応力～残留ｾﾝ断ひずみ 非排水動的ねじり三軸試験より	1 2D全応力FEM 'SADAP'	線形FEM	3 人工島	○			
149	初期ｾﾝ断	円弧すべり法	剛塑性モデル 降伏加速度を越える加速度を2回積分して変位算定。	1 2D全応力FEM	－	3 鉱採ﾀﾞﾑ	○			
189	圧密 軟化 初期ｾﾝ断	2D静的FEM	初期・動的ｾﾝ断応力～残留ｾﾝ断ひずみ・体積ひずみ 非排水動的ねじり→排水より	1 2D全応力FEM	線形FEM	2 タンク	○			地盤内応力に相当したひずみより変形解析ﾊﾟﾗﾒｰﾀを予測
201	初期ｾﾝ断 軟化	円弧すべり法	剛塑性モデル 降伏加速度を越える加速度を2回積分して変位算定。	2	－	3			○	降伏加速度に液状化の影響を考慮
249	ﾀﾞｲﾚﾀﾝｼｰ	簡易法	繰返し回数・ｾﾝ断応力比～ε_v	1 or 2	－	1				間隙水圧比＜0.4のみ 不飽和、乾燥砂向き
250	圧密 軟化	2D圧密解析 2相系 'SAGE'	非線形の体積圧縮係数 （拘束圧に依存）	1 2D全応力FEM 'FLUSH'	線形FEM	2		○		間隙水圧の発生解析を行う （体積ひずみモデル）
268	〃	〃	〃	1 1D全応力 'SHAKE'	－	1		○		〃

表－5.5.6(3) 変形予測法一覧表

文献番号	解析手法					解析対象	適用例			特記事項
	変形解析			地震力の算定	初期応力解析					
	変形の要因	解析種別	基本関係式	1.動的解析 2.簡易法		1.水平地盤 2.構造物－地盤系 3.土構造物	実地盤	模型地盤	その他	
24	軟化 初期ｾﾝ断	簡易法 2D静的FEM 'FEAST=D'	初期・動的ｾﾝ断応力～残留ｾﾝ断ひずみ 非排水動的ねじり三軸試験より	1 or 2 応答ｽﾍﾟｸﾄﾙ法 2D全応力FEM	線形FEM	3 ｱｰｽﾀﾞﾑ 人工島	○	○		
243	圧密 軟化	簡易法	N値・ｾﾝ断応力比～ε_v:飽和砂 N値・ｾﾝ断ひずみ～ε_v:不飽和砂	2	－	1	○			
232	圧密 軟化 初期ｾﾝ断	2D圧密解析 2相系 'NAFSS'	西モデル	1 2D有効応力 'NAFSS'	線形FEM	2			○	自由減衰後圧密解析
274	軟化 初期ｾﾝ断	2D静的FEM 非線形 'ISBILD'	初期・動的ｾﾝ断応力～残留ｾﾝ断・体積ひずみ曲線より低下剛性 非排水動的ねじり三軸試験より	1 2D全応力FEM 'FLUSH'	非線形FEM	3 ｱｰｽﾀﾞﾑ	○			
56	圧密 軟化	簡易法	窒内試験より$u/\sigma_v \sim \varepsilon_v$	1 1D有効応力	－	2 混成提	○			地盤とｹｰｿﾝの変形を別々に算定
	軟化 初期ｾﾝ断	2D静的FEM 'SOIL=2N'	初期・動的ｾﾝ断応力～残留ｾﾝ断・体積ひずみ曲線より軟化剛性	1 2D全応力	線形FEM					
198	圧密 軟化	簡易法	$u/\sigma_v \sim \varepsilon_v$（水圧比<1） $\gamma_{max} \sim \varepsilon_v$（水圧比=1）	2	－	1	○			
199 245	圧密 軟化	簡易法	γ_{max}～余裕間隙比の変化率 非排水動的三軸試験より	1 or 2	－	1		○		
256	圧密 軟化	1D圧密FEM	非線形のe～p曲線 鉛直浸透試験より	－	－	1		○		
239	圧密・軟化	2D浸透流解析	非線形の体積圧縮係数(SEED式)	1 2D全応力FEM 'S-FLUSH'	線形FEM	2 建築物	○			間隙水圧の発生解析を行う（SEEDモデル） 加速度も作用
	軟化	2D静的FEM	水圧比で低減した変形係数							

表－5.5.6(4)　変形予測法一覧表

文献番号	解析手法					解析対象	適用例			特記事項
	変形解析			地震力の算定	初期応力解析		実地盤	模型地盤	その他	
	変形の要因	解析種別	基本関係式	1. 動的解析 2. 簡易法		1. 水平地盤 2. 構造物－地盤系 3. 土構造物				
248 172	圧密 軟化	簡易法	FL値・D_r・γ_{DA}～ε_v 非排水振動三軸→排水試験より	2	－	1	○			
253	軟化 初期ｾﾝ断	簡易法 （解析解）	沈下量～密度・盛土高	－	－	3		○		液状化層を粘性流体とする
263	圧密 軟化	2D圧密FEM 2相系	排水動的三軸試験より	1 2D全応力FEM 'QUAD=4'	非線形FEM	2，3 ﾀﾞﾑ、ﾀﾝｸ	○	○遠心		
211	軟化 初期ｾﾝ断	2D動的FEM 有効応力法 ALISS	初期ｾﾝ断を考慮した修正R-Oﾓﾃﾞﾙ	1 2D有効応力 'ALISS'	線形FEM	3		○遠心		



図－5.5.1　沈下あるいは残留変形の要因（文献番号211より）

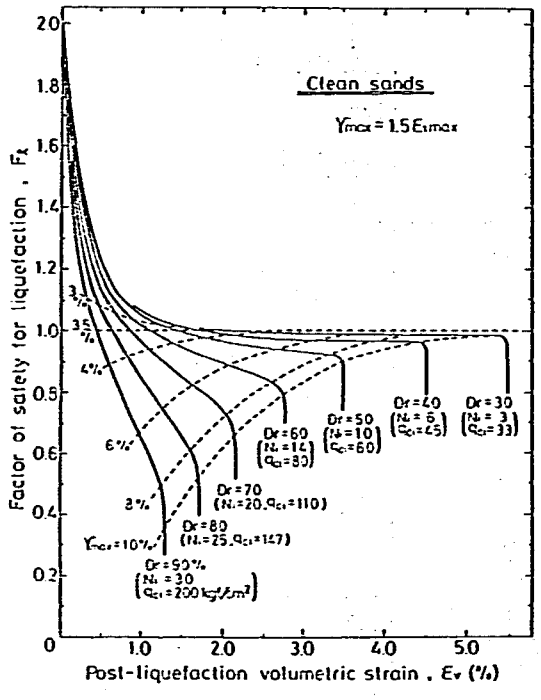
表－5.5.7　変形予測法の分類

変形の要因	解析種別	基本関係式	文献番号
1)ﾀﾞｲﾚﾀﾝｼｰのみ	簡易法 （体積ひずみ ×液状化層厚）	繰返し回数・ｾﾝ断応力比 ～体積ひずみ	249
2)圧密 ＋ 軟化	簡易法	間隙水圧比・最大ｾﾝ断ひずみ ～体積ひずみ	240, 204, 241, 243, 198, 199 245, 248, 172
	１次元圧密解析	非線形の体積圧縮係数	256
	２次元圧密解析	〃	250, 268, 263
	２次元浸透流解析	〃	239
3)初期ｾﾝ断のみ	円弧すべり解析	剛塑性的なﾓﾃﾞﾙ	257, 258, 149
4)初期ｾﾝ断 ＋ 軟化	円弧すべり解析	〃	201
	簡易法（解析解）	沈下量～密度・盛土高	253
	簡易法 （すべり面を仮定）	初期・動的ｾﾝ断応力 ～残留ｾﾝ断ひずみ	192, 24
	２次元静的応力解析	〃	192, 194, 203, 84, 115, 74 72, 116, 117, 24, 274
	２次元動的応答解析 （非排水）	砂の構成式	211
5) 圧密 ＋ 初期ｾﾝ断 ＋ 軟化	簡易法 ＋２次元静的応力解析	体積ひずみ予測式 ＋ 初期・動的ｾﾝ断応力 ～残留ｾﾝ断ひずみ	267, 56
	２次元静的応力解析	初期・動的ｾﾝ断試験 ～残留ｾﾝ断・体積ひずみ	189
	２次元動的応答解析 ↓ 自由減衰・圧密解析	砂の構成式	232

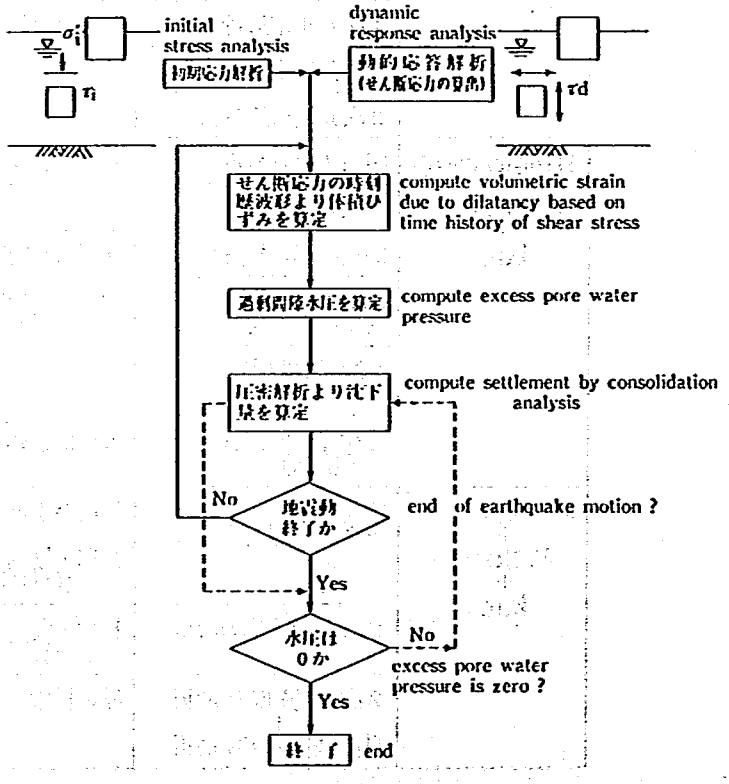
した地盤に対して適用され、検証されている例も多い。代表的な解析手法として、石原ら（文献番号248）の方法を示す。石原らは多方向の不規則載荷による単純せん断試験結果に基づき、沈下量に関係するパラメータとして、相対密度・最大せん断ひずみを考慮している。これらの関係と液状化安全率～最大せん断ひずみ関係をもとに、液状化安全率・相対密度を用いた沈下量の算定チャートを提案しており、これを図－5.5.2に示す。これより、新潟地震で実際に被害を受けた地盤に対して沈下量を算定している。この場合、地震力は実測された地表面加速度を補正して用いている。算定した沈下量は実測値と良い一致を示している。

圧密解析を用いる手法は、1次元・2次元問題に対して提案されている。本手法は、つり合い式と連続式を連成させた2相系の圧密方程式に基づき過剰間隙水圧の消散に伴う変形解析を行うものである。圧密解析で、沈下・変形特性を支配するパラメータは、主に体積圧縮係数である。表－5.5.7の解析法ではいずれも、過剰間隙水圧の発生量に応じて体積圧縮係数を時間領域で逐次変化させ、非線形解析を行っている。しかし、これらの解析法では、繰返し載荷のもとで初期せん断応力の存在のために生じる残留せん断ひずみを考慮することはできない。

地震力の算定は、2次元問題の場合、全応力法による動的応答解析により行われ、この結果より、間隙水圧モデルを用いて過剰間隙水圧の算定が行われている。代表例として西ら（文献番号268）の解析例について述べる。圧密解析による沈下量の算定フローを図－5.5.3に示す。西らは本手法を用いて、水平地盤の模型振動実験をシミュレートした。結果は、本手法による予測値が実験値より小さい沈下を与えており、これは模型実験の精度、低拘束圧下での体積圧縮係数の精度によるものであるとしている。



図－5.5.2　石原らの沈下量算定図表
（文献番号248より）



図－5.5.3　西らの沈下量算定フロー
（文献番号268より）

低拘束圧下での体積圧縮係数を決定するには、特別な試験が必要となることなどから過去の実験式を用いている例が多い。

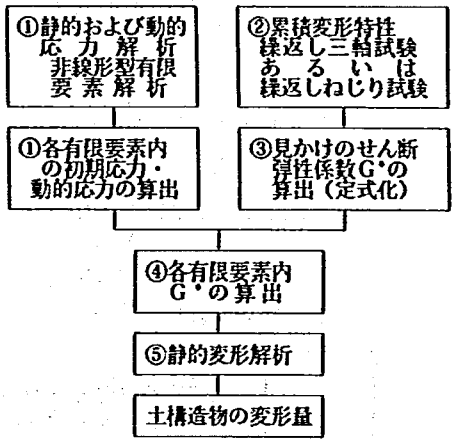
3) 初期せん断のみ考慮した手法

本手法は、斜面を有する土構造物を対象としているが、特に液状化を考慮したものではない。また、作用外力は他の手法が主に自重・過剰間隙水圧を考慮しているのに対し、本手法は慣性力を考慮しており、すべり面上の土のブロックに慣性力が作用した際のすべり量で変形量を算定している。

本手法は、ダムなど実際の土構造物の被害例に対して適用されているが、佐々木ら（文献番号116)の指摘するように、液状化に伴い土のせん断強度が大きく低下する場合、盛土の地震時安全性が主に基礎地盤に支配される場合には適用が難しいと思われる。

4) 初期せん断＋軟化を考慮した手法

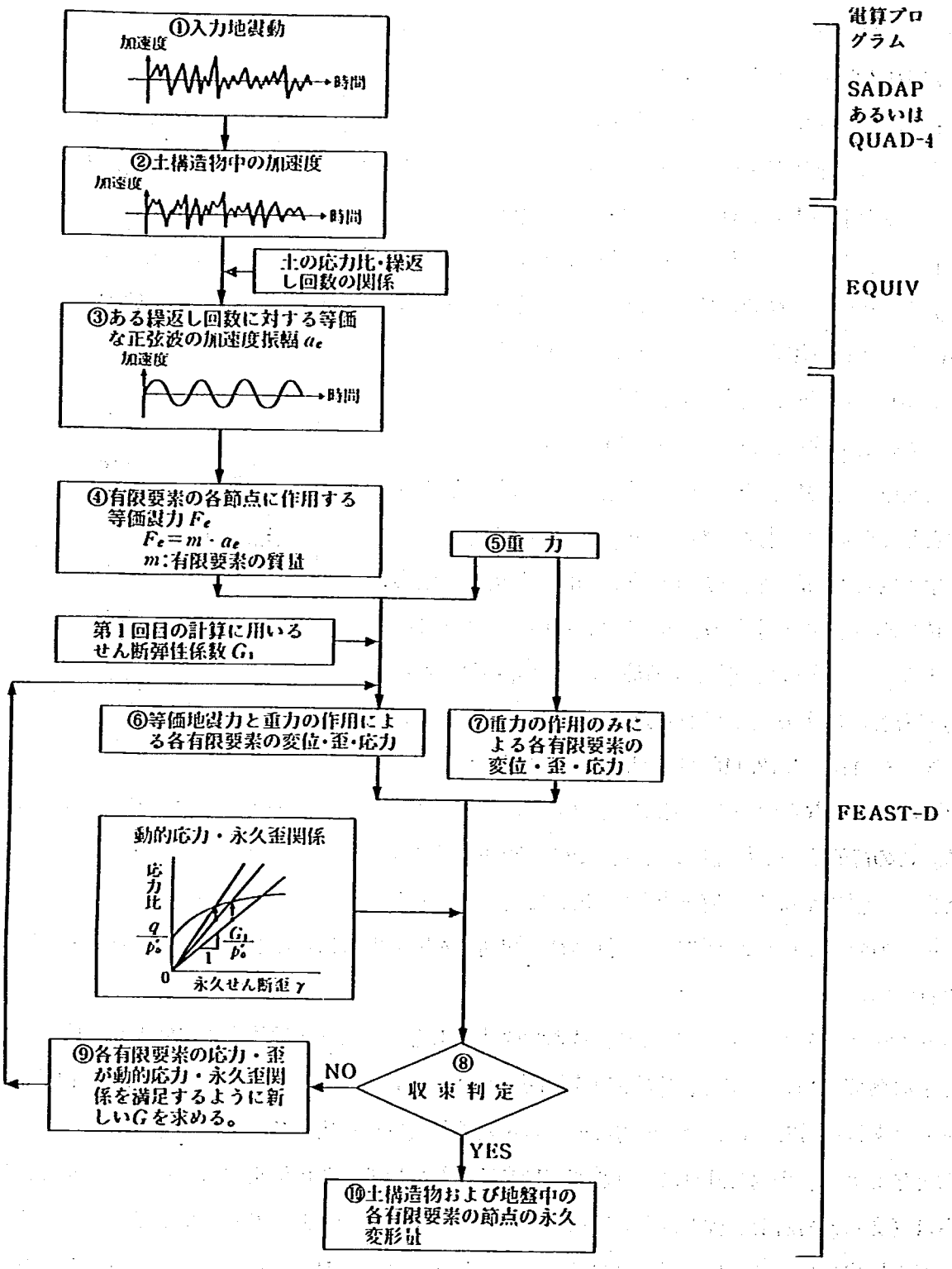
ここでの解析法には、3)の方法に液状化の影響を考慮したもの（文献番号201)、模型振動実験結果より液状化層を粘性流体として解析解を求めたもの（文献番号253)がある。また、非排水動的せん断試験結果に基づき、初期・動的せん断応力～残留せん断ひずみ関係を定め、これを用いて、すべり面でのひずみ量より変形量を算定する簡易法（文献番号192, 24）、静的応力解析により変形量を算定する方法（文献番号192, 194, 203, 84, 115, 74, 72, 116, 117, 24, 274)も提案されており、実際に河川堤防などの被害事例に広く適用され、検証されている。この静的応力解析を用いる手法では、初期・動的せん断応力～残留せん断ひずみの関係式の扱いで各手法に差がある。地震力の算定は全応力法により行われ、初期せん断応力はほとんどの手法で線形自重解析により算定されている。



図－5.5.4 佐々木らの方法
（文献番号116より）

佐々木らは（例えば文献番号116)、基本関係式をもとに、初期・動的応力状態より、見かけの剛性率をFEM の各要素毎に算定し、静的応力解析を行っている。この解析フローを図－5.5.4に示す。谷口（例えば文献番号24）は、静的応力解析で自重と等価震度を作用させ、基本関係式を満たすような応力状態となるよう、繰返し計算により残留変形を算定している。この解析フローを図－5.5.5に示す。桑野らは（文献番号274)、佐々木らの手法と同様な手順で残留変形解析を行っているが、初期応力解析を非線形の構成式により行い、見かけの剛性率も非線形な応力～ひずみ曲線の接線剛性として与えている。さらに、5.5.2で述べた動的解析法の一つである非排水条件下での有効応力法（文献番号211)による変形量の予測も行われており、模型地盤に適用され検証されている。

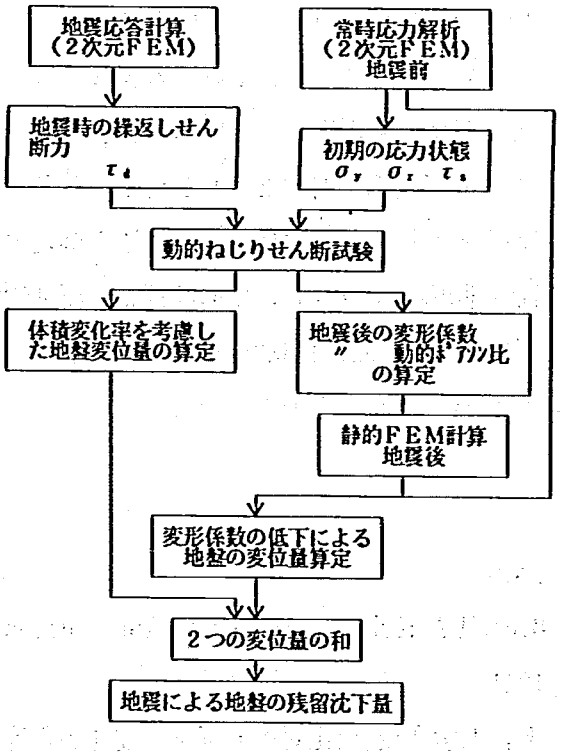
なお、この4)で述べた手法では、基本関係式が非排水条件下で導かれたものであるので、排水による体積圧縮量は算定できない。実際に、静的応力解析で佐々木ら（文献番号116)はポアソン比を 0.499としており、非排水条件を課している。従って、この条件が成り立たない場合では適用が難しいと思われる。



図－5.5.5　谷口の方法（文献番号24より）

5) 圧密＋初期せん断＋軟化を考慮した手法

この解析法は、4)に圧密の効果を取り入れたものである。中村ら（文献番号267)は、4)の解析法に加えて、原地盤の応力状態下での非排水動的ねじりせん断試験（試験後排水）を実施し、これより算定した体積ひずみ量を残留せん断変形量に加えて変形量を算定している。その解析フローを図－5.5.6に示す。宮本ら（文献番号189)は、4)で用いられる基本式に排水試験から得られる体積ひずみを加えた初期・動的せん断力～残留せん断・体積ひずみ関係を用いて、静的応力解析を行う方法を提案している。これらの手法において地震力の算定には全応力法が、初期応力解析には線形自重解析が用いられている。また、いずれも実地盤に適用されており、タンクの被害事例を扱った文献189 では、予測沈下量が実測沈下量と比較的良い対応を示している。また、金谷ら（文献番号232）は２次元動的応答解析を過剰間隙水圧の消散を考慮して行った後、さらに、自由減衰後圧密解析を行い、変形量を求めている。この手法は、２相系の支配方程式に弾塑性構成式を組み込んだものであり、現実の地震時、地震後の構造物の挙動を１つのプログラム、１つの構成式で表現するもので、理論的には1)～5)の中で最も厳密なものだと思われる。金谷らは、2)の２次元圧密解析による変形予測法と本解析法を、構造物－地盤系の模型実験に適用し比較している。その結果、初期せん断応力のない自由地盤では、2)の方法が本解析法より変形量が大きくなり、逆に初期せん断力のある構造物近傍では、本解析法の方が2)の方法より変形量が大きくなると指摘している。これは、2)の全応力法と圧密解析による変形予測法の限界を表していると思われる。



図－5.5.6　中村らの方法（文献番号267より）

5.5.4　まとめ

動的解析法について文献調査を行った結果、以下のことが分かった。

1) 実地盤での土構造物の耐震性の検討には、全応力法が多く用いられている。

2) 有効応力法は、様々な定式化・構成式に基づくものが提案されているが、実地盤に適用された例は少なく、模型実験による検証例が多い。

3) 応力～ひずみ関係にﾀﾞｲﾚｸﾝｼｰ則を含んだ構成式を組み込んだ有効応力法は、実地盤に適用された例はない。

4) 全応力法・有効応力法を問わず初期応力解析は線形自重解析で行われている例が多い。

今後の土構造物の耐震性の検討においても全応力法を適用する場合が多いと思われる。しかし、有効応力法も検証が進んでおり、入力パラメータの設定が比較的容易な構成式を組み込んだものは適用例が増え

ていくものと思われる。

また、変形予測法については以下のことが分かった。

1) 1次元の簡易沈下予測法は、地盤の軟化・過剰間隙水圧の消散（圧密）による沈下を扱っており、近年では最大せん断ひずみ～体積ひずみ関係に基づいて沈下量を算定する手法が多く提案されている。

2) 1次元、2次元の圧密解析による沈下予測法では、その解析パラメータである体積圧縮係数の低拘束圧下（液状化時）での評価が困難であり、適用には注意が必要となる。

3) 非排水動的せん断試験結果より初期・動的応力～残留せん断ひずみ関係を定式化し、2次元静的応力解析に取り入れ変形量を予測する手法は数多く提案されており、被害事例の検証に多く適用されている。

4) 圧密・初期せん断・軟化の3つの変形要因を考慮した手法は、数は少ないものの実地盤に対して適用され、検証されているものもある。

5) 有効応力法により、地震時の変形さらに地震後の圧密沈下までを統一的に1つのプログラムで解析できる手法も提案されているが、まだ検証段階であり実地盤に適用された例はない。

様々な変形要因を対象とした解析法が数多く提案されてるが、土構造物に適用する場合、これらの変形要因の影響を把握し、適切な解析手法を選定する必要があると思われる。また、土構造物の基礎地盤には初期せん断応力が存在し、変形解析および動的解析の両者に大きな影響を及ぼす。この初期せん断応力の算定方法には、線形自重解析が多く用いられているが、今後は築堤解析などの原地盤条件を考慮した解析も必要になってくるものと思われる。

（ハザマ）

参考文献

1) Biot, M. A. ;General Theory of Three-dimensional Consolidation, J. Appl. Phys., Vol. 12, pp. 155-164, 1941

2) 土質工学会;液状化対策の調査・設計から施工まで, p. 75, 1993

5.6 二段階設計法への対処方針に関する検討

二段階設計法は、建築構造物や橋梁のような主に鋼やコンクリートからなる構造物については、基準や指針に取り込まれ始めており、先の3章で述べられているように、『安全性の確保と経済性の追求という相反する二つの要因の中で最適な解を求める』という目的で、合理的な考え方と考えられる。

そして具体的な設計では、”中規模地震”に対しては構造要素を弾性範囲内（許容応力度を満足する）で抵抗させ、”大規模地震”に対しては終局耐力を求めて評価しており、これらの手法については鋼やコンクリート部材では設計に取り入れられるレベルに達していると考えられる。

しかしながら、盛土や堤防のような土構造物では、材料の土自体が非線形材料であるとともに、現在地

震時安定性の評価項目として一般に用いられているすべり安全率自体破壊状態に対する評価であり、二段階設計法のような考え方がそのまま土構造物に対してもあてはまるか否か検討課題が多いと考えられる。

そこで、ここでは、3章の検討内容を踏まえ、特に土構造物に対する二段階設計法という観点から対処方針に関する検討を行うこととした。具体的には、二段階の地震レベルに対する土構造物の設計の考え方、あるいは設計例を調査するとともに、調査結果を踏まえて、二段階設計法を土構造物に適用するにあたっての検討課題を明らかにすることを目標とした。

5.6.1 土構造物における二段階設計法の例

土構造物における二段階設計法が、一般的な指針や基準等で述べられているものはないが、ここでは、2つの地震レベルを考えている原子力発電施設の耐震設計の中での発電所周辺斜面の耐震安定性評価手法の例と、2つの地震レベルに対し耐震性を検討した盛土式人工島の例を示す。

(1) 原子力発電施設（周辺斜面）の例[1]

この例では、土構造物といっても斜面を扱っているが、その基本的な考え方や解析法等については、今後我々が扱う盛土・堤防等の耐震解析・設計を検討していく上で、いろいろ有用な情報が含まれているように思われる。そこで、ここでは、抜粋という形で少し詳しく述べることとする。

1) 基本的な考え方

原子炉建屋等の原子力発電施設の耐震設計では、サイト周辺の発生可能な最強地震動（基準地震動S_1）とその限界的な地震動を考慮した限界地震動（基準地震動S_2）の2種類、あるいはこれらに相当する震度を用いて、安定性の評価を行っている。

一方、原子炉建屋等の周辺斜面は、その崩壊が建屋等に波及的影響を及ぼさないことを確認する必要があるため、周辺斜面に対しても原子炉建屋等の重要構造物に適用される基準地震動S2、またはそれに等価な地震力によってその安定性が評価されなければならないとしている。つまり、原子炉等の周辺斜面に対しては、大きい方の地震力である基準地震動S2、またはそれと等価な地震力で耐震安定性を評価することとしており、地震動としては大きい方のみを考えている。

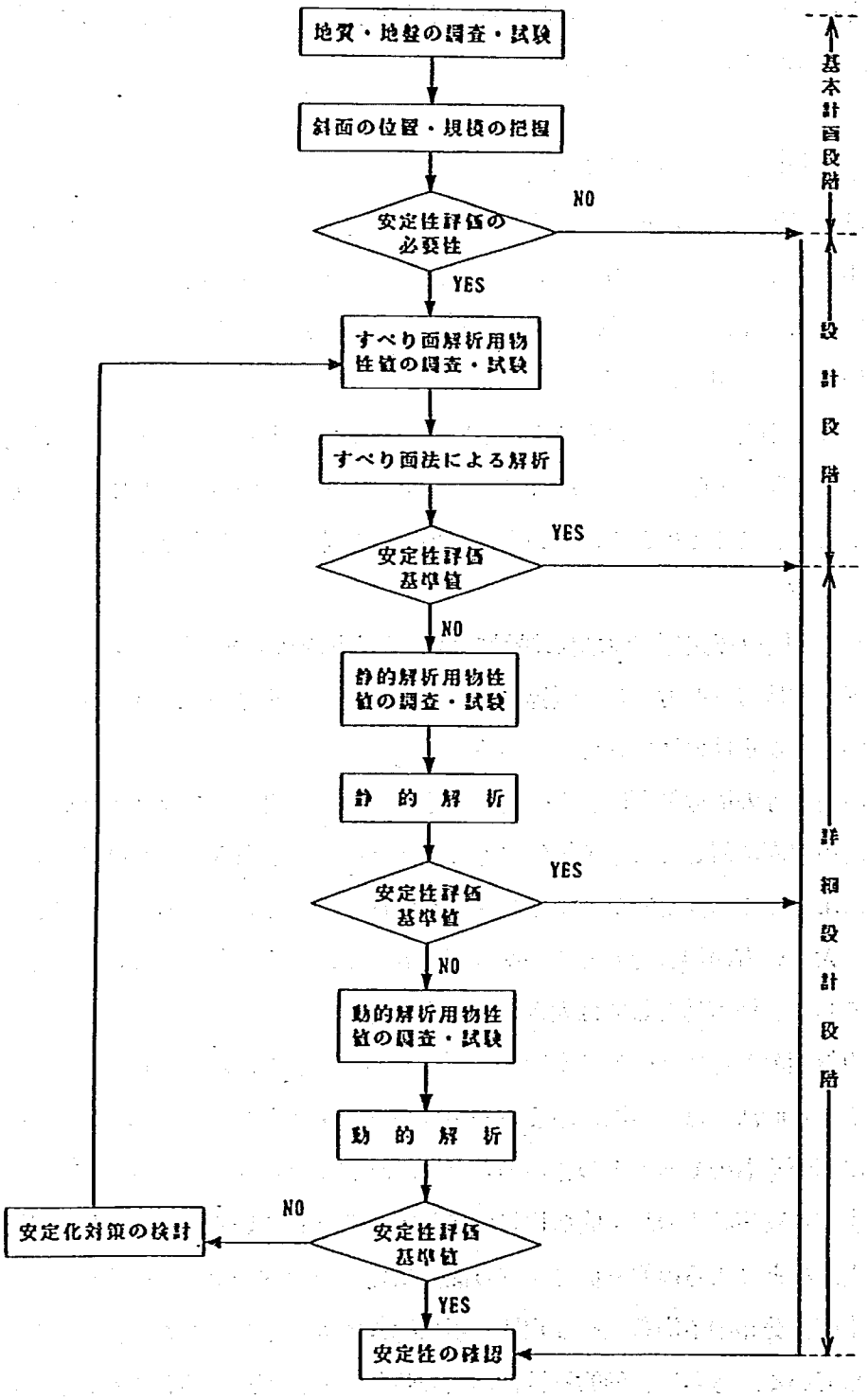
そして、周辺斜面の安定性評価の基本的な考え方を図－5.6.1に示している。

ここで、”すべり面法”は、斜面の地震時安定性の評価手法としては実績があり簡便な剛体の力のつりあいの考えに基づくものであるとの認識のもと、設計震度が適切に設定されていれば、すべり面法は斜面の地震時すべり安定評価の基本的な検討に適しているとしている。また、同じ震度法に基づくものでも、有限要素法などによる静的解析はすべり面法に比べ斜面内の材料非線形性を考慮でき、剛性の不均一性に基づく応力分布の不均質性を安定性評価に導入できるとし、すべり面法より高次の耐震設計に適しているとしている。さらに、動的解析は逐次の時刻歴応答が求められるため、地震時の現象を震度法より真実に近い姿で予測できる信頼性の高い手法であり、詳細な耐震設計に適しているとしている。

そして、斜面の耐震安定性評価はすべり安全率がある評価値以上であることを確認することで行うが、すべり面法、静的解析法、動的解析法の順で物性評価の精度も含めて耐震設計計算の精度は上がるとし、設定すべき安定性評価基準値も各解析法ごとに得られる評価値の信頼度に応じて定められたものとすべ

きであるとしている。

なお、図－5.6.1の流れでは基本的な考えとして、各段階で所定の安定性評価基準値を満足した場合、



図－5.6.1　周辺斜面の安定性評価の基本的な考え方[1]

原則的には、それ以上の詳細な解析を必要としないことを示しているとしている。また、斜面の安定性の確認はすべり面法、静的解析法、動的解析法の順に、必ずしも段階的に行う必要はなく、技術者の判断のもとにいずれの段階からはじめてもよいとしている。

2）設計用地震力

動的な耐震評価法に用いる地震力は敷地の解放基盤表面で定義される基準地震動S_2相当とし、静的な耐震評価法に用いる地震力は原則として、次式の水平震度（K_H）、または地盤の振動特性を考慮した基準地震動S_2に基づく等価震度が得られている場合はその値によるものとしている。

$$K_H = n_1 \cdot n_2 \cdot K_0$$

①標準設計震度K_0は0.2とする。

②n_1は地域による補正係数（当面1.0）

③n_2は、地盤条件、斜面形状等による応答に関する増幅係数（一般的には1.5）

ここで、震度法により設定される地震力は静的であり、載荷継続時間を無限大と考えて安定性を評価するのに対し、地震時に実際に作用する慣性力は、地震動の変化に伴って時々刻々その大きさと方向が変化する。すなわち、震度法では慣性力を一方向に加え続けるのであるから、瞬間的な載荷に比べて、かなり厳しい状態を想定していることになる。一方、震度法における静的荷重を、仮に、その震度に相当する加速度を振幅とする定常正弦波と見なす時、ランダム波形である地震動加速度と同一の応答加速度スペクトルを得るためには、振幅が地震動加速度の最大値の40～60%程度でよいということがこれまでの研究で明らかにされている。この意味で設計震度の値を地震動の瞬間的な最大加速度値と等しいとするこれまでの考え方では、地震力として実際の地震力よりもかなり大きい値を想定していると考えることができよう。また、地震時の斜面の応答はそのサイトの地震動の大きさ、斜面高さや斜面の形状、地盤構造、地盤の材料特性などにより、その位置や時刻に応じて変化するのが普通である。したがって斜面の安定性を震度法で評価する場合にはそのサイトで設定された基準地震動S_2による地震力と等価となるような震度すなわち、等価震度を用いる必要があるとしている。

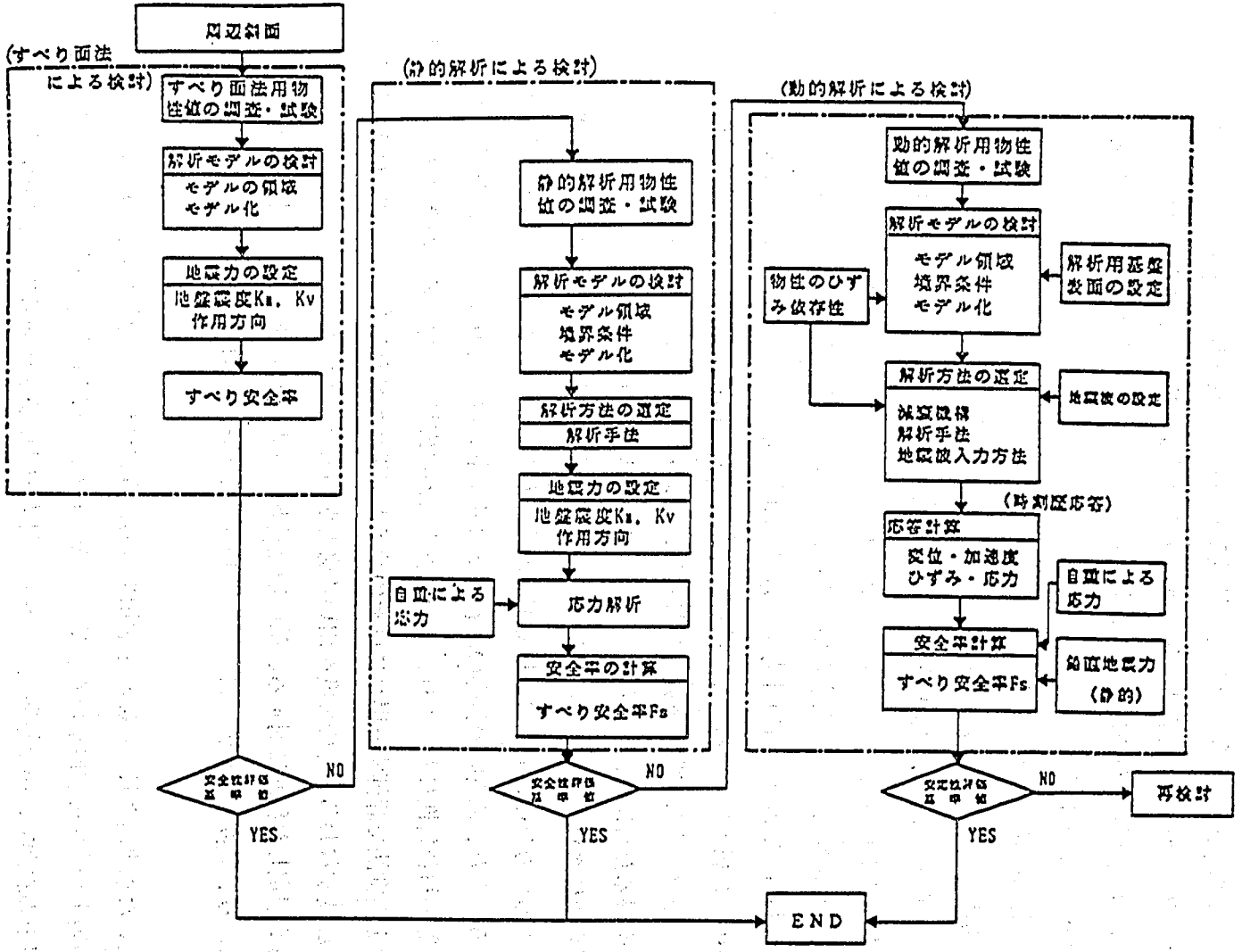
そして、ある想定した斜面に対する、基準地震動S_2（入力地震動の最大加速度値は500gal）を用いた解析的検討より、震度K_H =0.3 は基準地震動S_2による地震力にほぼ相当することが確認されたとしている。

なお、設定した水平震度K_H =0.3 を適用できる斜面は解析を実施した範囲の、V_s = 100～200m／sec 以下の表土や崖錐の層厚が薄く、V_s = 300m／sec 以上の地盤からなる平均勾配 1.2割以上、高さ 150m以下の斜面で、かつ基準地震動S_2の最大加速度値が500galまでのものとしている。

また、上下動についても言及されているが、ここでは省略する。

3） 解析手法

既に述べたように、建屋周辺斜面の安定性評価には、”すべり面法”、”静的安定解析”、”動的安定解析”があり、一般に、慣用的な解析手法の検討ほど安全側の評価結果となり、解析手法が詳細になるにつれてより信頼度の高い評価結果を得ることになるとの認識のもと、図－5.6.2のような安定性検討の流れを示している。図では、すべり面法、静的安定解析、動的安定解析の順に信頼度を上げた検討



図－5.6.2　周辺斜面の安定性検討の流れ[1)]

を行い、各解析段階で所定の安定性評価基準値を満足した場合には、それ以上の詳細な解析を行う必要はないと考えられるとしている。

斜面の安定性に重大な影響を及ぼす地下水圧の取扱いの基本的な考え方の違いにより全応力解析と有効応力解析に区別されるが、地震時の地下水の挙動や発生する間隙水圧の予測評価法、物性評価等が現状では必ずしも確立されていない。したがって、現時点では地下水位以下にある地盤で、地下水の影響を大きく受けると考えられる場合には、その地盤を基本的には完全飽和状態にあるものと見なして、全応力法による安定性評価を基本として解析を行う。しかし、発生する間隙水圧について適切な評価が可能な場合には、有効応力法による安定性評価も考えられる。

すべり面法では、円形すべり面法の簡便法（修正Fellenius法）による安全率は最も安全側の評価を与えるとされている。

静的解析法による耐震安定性評価は一般的に次の手順で行われる。

①盛土・切土により形成された斜面内の初期応力状態の算定

②地震力によって発生する斜面内応力等の算定

③①、②の斜面内応力の重ね合わせ

④③で得られる微小要素ごとの応力を用い、想定すべり面に生じる滑動力と抵抗力からのすべり安全率の算定

⑤必要に応じ、②の結果から求まる変位あるいは③の結果による局所安全係数などの評価

動的解析法による耐震安定性評価は一般に次の解析手順で行われる。

①盛土・切土により形成された斜面内の初期応力状態の算定

②必要に応じ、鉛直震度の地震力による斜面内応力等の算定

③水平地震動の作用による応答値（斜面内応力、加速度、変位等）の算定

④①、②および③の斜面内応力の重ね合わせ

⑤④で得られる微小要素の時刻歴の応力を用い、想定すべり面に生じる滑動力と抵抗力からの時刻歴ごとのすべり安全率の算定

⑥必要に応じ、③の結果から求まる応答変位あるいは④の結果による局所安全係数などの評価

ここで、すべり面法でのすべり安全率は、検討対象すべり面に対して、せん断力またはモーメントのつり合いを考えたすべり安全率である。また、静的安定解析または動的安定解析でのすべり安全率は、解析結果より求まる検討すべり面上の応力分布に基づいたすべり安全率である。

4) 安定性の評価法

斜面の耐震安定性評価は、すべり安全率で行うものとされているが、斜面の地盤状態より、その他の項目（例えば局所安全係数の分布、引張り応力領域の拡がりなどや土質斜面の場合には地震時の変形量など）の評価が必要な場合には適切な手法により評価を行うものとしている。

そして、既に述べたように、斜面のすべりに対する安全率の評価基準値は各解析法ごとに得られる評価値の信頼度に応じて示すこととし、すべり面法と静的安定解析では 1.5を、動的安定解析では 1.2を採用している。

(2) 盛土式人工島の例[2)]

我々が主に参考とした報告書は盛土式人工島の主に地震応答解析に基づく耐震検討結果について述べたものであり、具体的には「地震応答解析」および「解析結果に基づく耐震安全性照査」が中心となっている。したがって、実際にどのような応答解析モデルや解析手法が用いられ、その解析結果を用いてどのような方法で耐震安全性の照査が実施されたかが理解でき、我々の研究の方向を考える上で有用な情報が含まれていると思われる。

本盛土式人工島は、東京湾横断道路の構造物の一つであり、横断道では動的解析用の入力地震動としてＬ１、Ｌ２の二つのレベルが設定されている。

なお、本盛土式人工島は、海底と海上に建設される横断道路において、海底部のシールドトンネルと海上部の橋梁部分の接続構造物として設けられるものである。

1) 概　要

道路建設ルートは我国でも有数の強震頻発地点に位置し、またルート沿いの地盤は耐震設計上の基盤と考えられる層の上に未固結の第四紀沖積世や洪積世の地層が厚く堆積し地盤の固有周期は１秒以上と長く、耐震設計上慎重な取扱いが必要と考えられている。

そして、当該道路の耐震性を確保するためには、人工島構造との動的な相互作用を評価することが必要と考えられた。

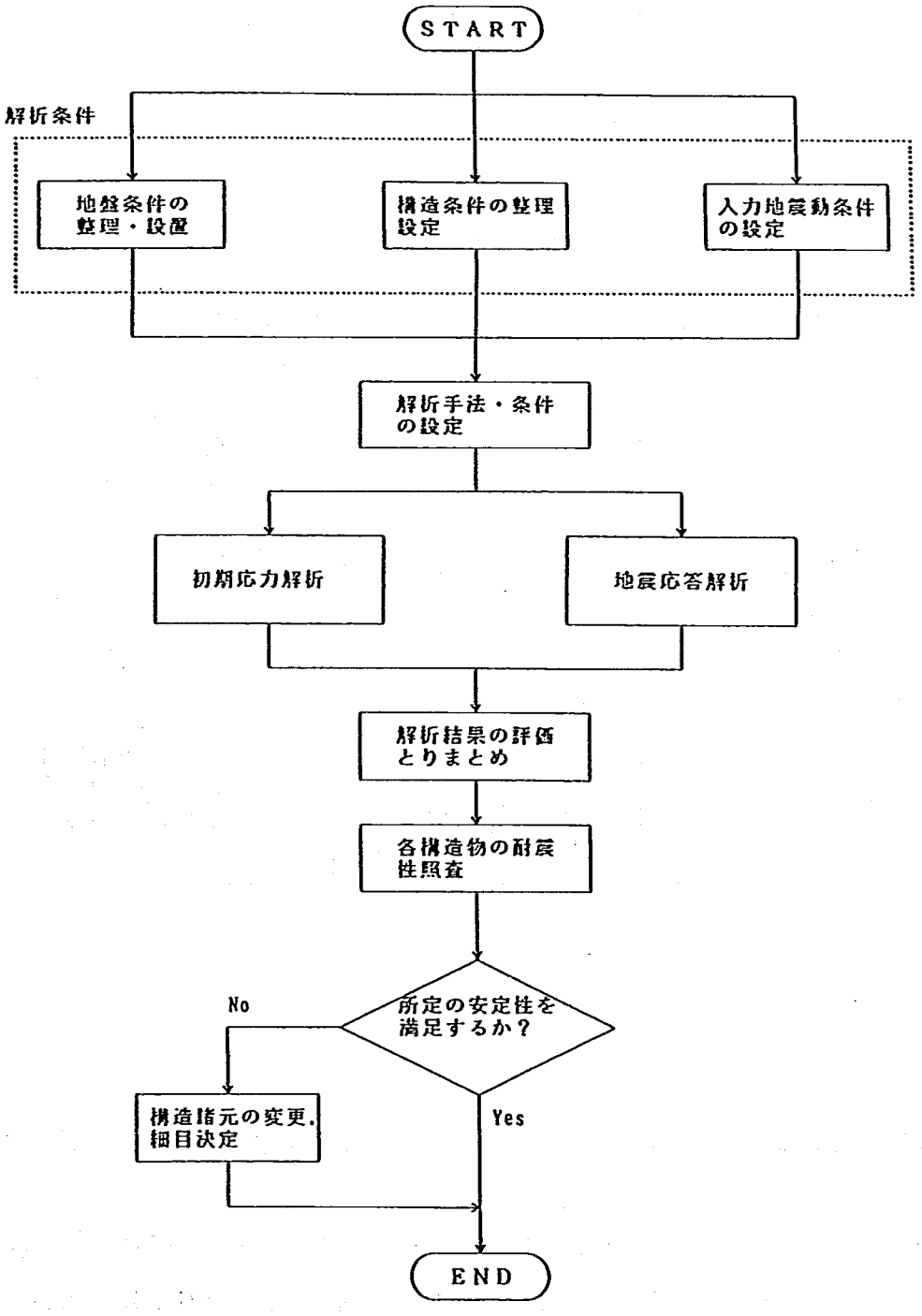
耐震設計は、震度法に代表される静的な設計計算を基本として設計し、動的解析によって照査を行うこととしている。そして、静的な設計では、構造物ごとに構造物に応じた震度が設定されているが、動的照査における地震動の強さは、すべてに共通なものが用いられている。

各構造物の安全性の判定は、設計法に大きく依存するものであるため、設計法（静的設計、動的照査）に応じた判定を行っており、震度法を主体とした静的計算による場合は、安定計算、応力計算から得られる安全率、許容応力度との対比によって行われている。一方、動的解析による照査は、地震の水準により照査基準を区別しており、Ｌ１地震については交通機能を阻害されるような損傷を受けないことを前提とした照査が、Ｌ２地震についてはある程度の地震被害は生じてもやむを得ないが、人命にかかわるような大きな被害や、地震後の残留変形などを含めて復旧が困難なほどの大きな被害は発生しないことを前提とした照査が行われている。

地震応答解析による安定性の検討は、図－5.6.3に示す手順に従っている。すなわち、Ｌ１、Ｌ２の入力水準に応じた地震応答解析等の詳細な解析を実施し、それらの結果を用いて、詳細設計において決定された護岸及び道路本体構造物等の構造諸元に対する耐震性照査が行われている。

基本的には上に述べたような考え方で設計は行われているが、構造物によって若干異なる。そこで、我々が扱う土構造物である盛土式人工島と代表的な土木構造物である橋梁の例を表－5.6.1に示す[3)]。ここで特徴的なことは、盛土式人工島ではＬ１地震の照査がなされていないことであり、これは、土構造物である盛土では許容応力法によるような確たる照査基準がないためと思われる。

今回参考とした報告書では、Ｌ１地震に対しては耐震性の確認は行うものの、基本的にはＬ２地震に対して終局耐力による照査を行うとしている。



図－5.6.3　耐震検討実施フロー[2)]

表－5.6.1　横断道の耐震性の照査[3)]

項　　目	盛土式人工島 （斜路部・平坦部） （土構造物）	橋　　梁
1．静的（耐震）設計		
①設計法	震度法	震度法
②入力の大きさ	Kh＝0.18 （水中部は見かけの震度）	Kh＝0.27～0.3
③安全性判定項目	許容応力度・すべり安全率	許容応力度
2．L1レベルの照査		動解で照査
①解析方法		動解（バネ・質点系モデル）
②入力		L1スペクトル対応波
③安全性の判定方法		許容応力度以下・座屈しない
3．L2レベルの照査	動解で照査	動解で照査
①解析方法	動解（FEM）	動解（バネ・質点系モデル）
②入力	L2スペクトル対応波 （L1の2倍）	L2スペクトル対応波 （L1の2倍）
③安全性の判定方法	すべり： 護岸を通るすべり： Fs＞1.0 （抑え盛土部： Fs＜1.0でも可） 液状化：過大な変形をしないこと	鋼断面：部分的には降伏可 ただし崩壊は不可 支持力：極限支持力以下 RC：許容じん性率を考慮した耐力照査

2)　地震応答解析

（解析モデル）

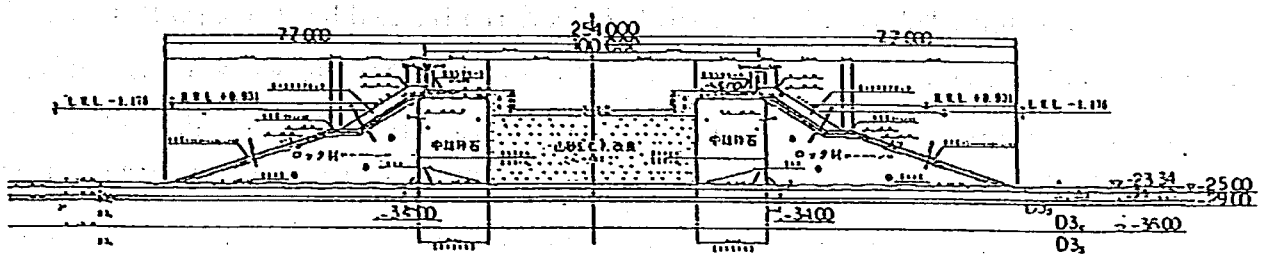
対象構造物のうち、ここでは盛土の安定性評価の観点から、鋼矢板セル式護岸に対象をしぼり記述する。

最終的なものとは異なるが、検討が行われた鋼矢板セル式護岸は、セル前面のロック材盛土と鋼矢板セルから構成され、セル背面には山砂盛土（護岸間山砂盛土部）が構築されるものである。鋼矢板セル式護岸の代表的な断面を図－5.6.4に示す。

（解析手法）

鋼矢板セル式護岸の動的挙動を把握するため、原地盤および盛土構造物を一体としてモデル化可能な有限要素法による動的解析を行っている。また、護岸構造物の地震時安定性の照査に必要となる盛土載荷に伴う原地盤の応力状態は、上述の動的解析と同様のモデルを用い初期応力解析により求めている。

動的ＦＥＭ解析には、等価線形化法により地盤の非線形を近似的に考慮することが可能な複素応答解析有限要素法プログラムが用いられ、地盤の非線形性は、ひずみに依存するせん断変形係数と減衰定数を用いることによって考慮されている。



図－5.6.4　鋼矢板セル式護岸の断面[2)]

また、初期応力解析では、土の応力～ひずみ関係を双曲線でモデル化（Dancan-Changの方法）した非線形解析が適用されている。

（入力地震動）

入力地震動は、既に述べたようにＬ１、Ｌ２のふたつの地震であり、Ｌ１地震は構造物の耐用年数を100 年とした場合の発生確率が50%程度の地震である。一方、Ｌ２地震は東京湾地域に発生し得る最大級の地震であり耐用期間中の発生確率で表現すると10%程度の地震に相当する。具体的な入力加速度波形は、宮城県沖地震における開北橋記録を入力水準に対応した加速度応答スペクトルに振幅調整して作成され、解析モデル上の底面に合成波（Ｅ＋Ｆ）として入力されている。なお、最大加速度で表すと、Ｌ１とＬ２はそれぞれ210galと420galであった。

3)　解析に基づく耐震安全性照査

鋼矢板セル式護岸の耐震安全性は、盛土（護岸間山砂盛土部）および護岸全体の安定性が照査項目であり、具体的には、盛土部については液状化、護岸については護岸のすべり安全率・前面ロック材の残留変形および鋼矢板本体の断面照査となっている。

（山砂盛土部の液状化判定）

盛土部の液状化については、Ｌ１およびＬ２地震に対してＦ１に基づく液状化判定がなされた。しかしながら、盛土部は振動締固め工法により密に締固められた砂地盤であり、Ｆ１法では安定性の評価は困難であるとされ、Ｌ２地震に対するせん断ひずみおよび過剰間隙水圧の予測が行われた。ただし、これらの予測に対する評価は不十分であるとされている。

なお、Ｆ１法に基づく液状化の判定では、Ｌ１地震とＬ２地震に対し、液状化の定義として異なったひずみレベルが用いられており、Ｌ１地震に対してはせん断ひずみ7.5%が、Ｌ２地震に対してはせん断ひずみ15%が液状化の定義とされていた。また、せん断ひずみおよび過剰間隙水圧の予測は、地震応答解析結果を用いたひずみ軟化理論により行われた。

また、山砂盛土部にはカルバートボックスやU型擁壁等の道路構造物が収容され、各構造物間には耐震継手が用いられる。継手構造の耐震性の照査にあたっては、山砂部の液状化に伴う地震時の変位及び地震後の残留変形が及ぼす影響を検討対象の一部としている。

（山砂盛土部の液状化に伴う地震時の変形予測）

液状化の発生を考慮した地震時の変形は以下の手法で推定している。

過剰間隙水圧の発生状況を評価した地震時変位を求めるには有効応力解析を実施すれば求めることが

できるが、同解析の信頼性は設定土質定数の精度に大きく左右され、設計レベルでの採用は現状では困難と考えられるとしている。そして、過剰間隙水圧発生による地震時せん断ひずみを１％程度とし、それに対応した変形係数、減衰定数を用いた全応力による線形の応答解析を実施して液状化発生時の加速度及びせん断応力を求め、これらの値から地盤の変形係数と作用外力を定め、静的ＦＥＭ解析により地震時の最大変位を算出している。なお、ここで求めているのは盛土式人工島横断面内の水平変位である。

（山砂盛土部の液状化に伴う地震後の残留変位予測）

一方、液状化の発生を考慮した地震後の残留変位は以下の手法で推定している。　地震後の残留変位は、地震時に発生する過剰間隙水圧の発生消散に伴う沈下（一次元のゆり込み沈下）と剛性低下による変形量の重ね合わせとしている。

一次元のゆり込み沈下は図－5.6.5に示す手順で計算される。地震時せん断ひずみは地震応答解析結果を用いて累積損傷度理論およびひずみ軟化理論により算定し、各要素のせん断ひずみに対応する各要素の沈下は室内試験から得られた関係から求められる。ここでの室内試験とは、盛土の使用材料を用いた試験で室内非排水繰り返し試験により過剰間隙水圧を発生させた後、再圧密試験を実施し、せん断ひずみと沈下指数（沈下比に相対密度を乗じたもの）との関係を求めた試験のことである。

また、剛性低下による変形量は、以下のように計算される。つまり、地震応答解析結果と初期応力解析結果から各要素の地震時作用せん断応力比を求め、この応力比を用いて、室内繰返し試験から得られた応力比～永久ひずみの関係を介して等価せん断変形係数を求め、これを用いた静的自重解析により変形量を求めるというものである。

（護岸のすべり安定検討）

護岸の安全性としては、セル前面のロック材盛土のすべり安定性が重要であり、この照査方法は図－5.6.6に示す手順に従い、動的解析結果による各要素の発生応力からすべり線を設定し、すべり線に沿った抵抗力と作用力の比によって安定性を評価している。

すべり安定検討は、浅い（小規模な）すべりと、深い（大規模な）すべりに対し、Ｌ１地震とＬ２地震に対して行われた。

その結果、

①Ｌ１地震では、浅いすべりも深いすべりも安全率は1.0を確保した。

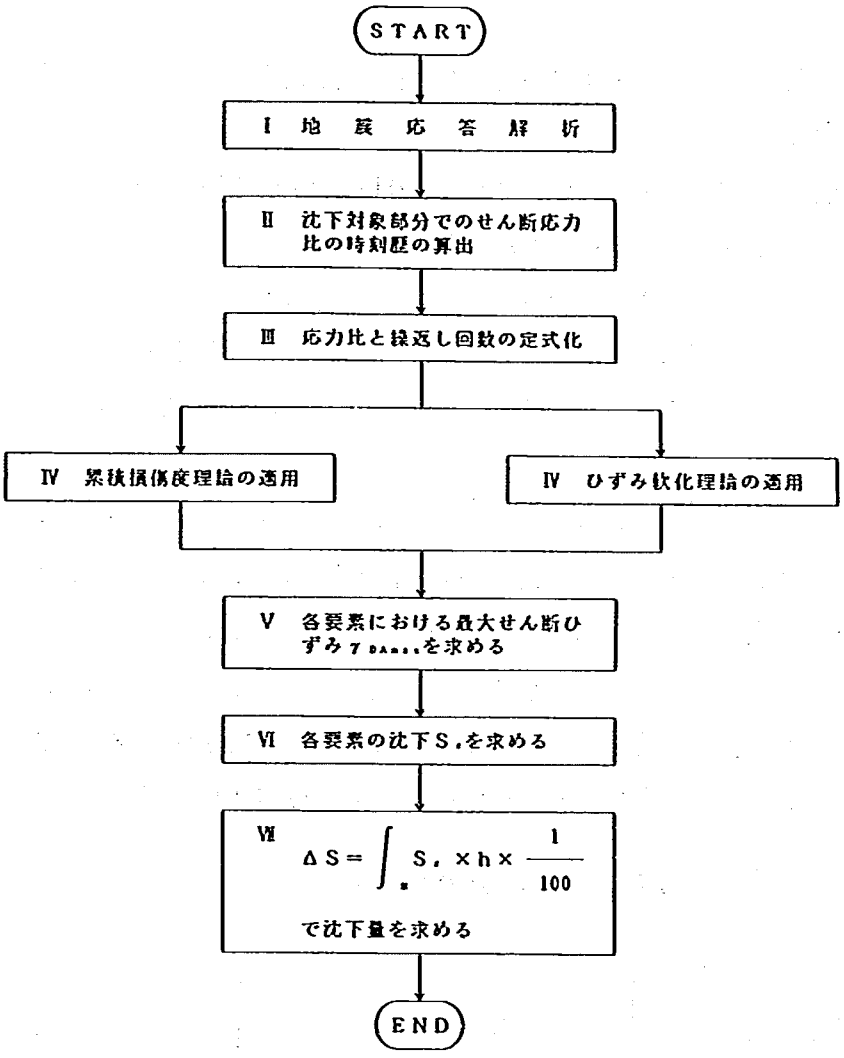
②Ｌ２地震では、深いすべりについては安全率1.0を確保していたものの、浅いすべりについては1.0を下回った。

③上記すべり安全率の時刻歴波形によれば1.0を下回る時間はそれほど長くない。

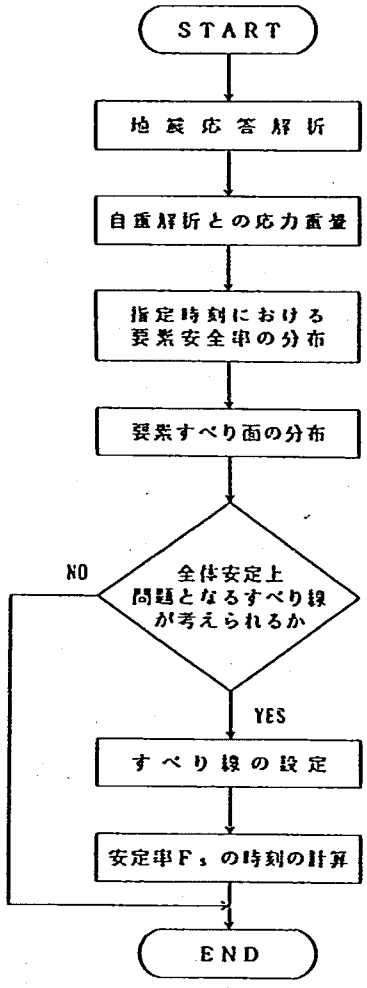
ということが確認され、Ｌ２地震では、大規模な崩壊は生じないこと、ロック材表層部でのすべりは、発生する可能性はあるものの、これは十分補修可能であると考えられるとしている。

（護岸のすべりによる変形量の推定）

護岸前面ロック材盛土では、Ｌ２地震時に表層部分では安全率が 1.0を下回り変状の発生が予想され、すべりによる影響を更に詳しく検討するため変形量が推定された。



図－5.6.5 一次元ゆり込み沈下量の計算手順[2)]



図－5.6.6 全体すべり安定照査計算手順[2)]

推定方法は、

① 地震応答解析結果により加速度の深さ方向の分布を用いて、いくつかのすべり円に対しその面に生じる地震時せん断応力から永久ひずみを推定し、このひずみを深さ方向に積分することによって求める方法（円弧すべりを適用した推定方法）

② 地盤内の土要素が地震動によって繰り返しせん断応力を受けひずみが累積することから室内繰り返し試験と静的および動的応答解析により地震動作用による変形係数を求め、有限要素法による静的変形解析を適用して永久変形を予測する方法（有限要素法を適用した推定方法）

であり、その結果、円弧すべり面法を適用した場合では19.0cm、有限要素法を適用した場合では11.2cmの沈下量であり、大規模な変状は発生しないものと想定された。

（鋼矢板本体の断面照査）

鋼矢板本体の断面照査については、前面ロック材盛土のすべりに伴う変状の発生や山砂盛土部の過剰間隙水圧の発生に伴う、鋼矢板セル前面の抵抗の減少と背面に作用する土圧の増加を考慮し、これらの点を解析モデルに反映し安定解析が実施された。その結果、安定性は保持されているとしている。

5.6.2　二段階設計法への検討課題の整理

5.6.1では、原子力発電所建屋周辺斜面および盛土式人工島の耐震安定性の評価手法について、その基本的な考え方や解析手法等について調査した。

現在、原子力発電施設は第三紀層に属する堅い岩盤の上に建設されており扱っている周辺斜面もＶｓ＝300m/sec以上とかなり堅い地盤である。また、盛土式人工島もセル型護岸で安定性が重要となるセル前面の盛土はロック材である。したがって、我々が扱おうとしている軟弱地盤上の盛土や堤防とはその特性等も異なる点はあると思われるが、軟弱地盤上の土構造物に対して参考となる点も多いと思われる。

これらの調査結果も含めて、盛土・堤防構造物への二段階設計法の適用についての検討課題を整理した。

(1)　土構造物での二段階設計法と地震力

盛土式人工島も原子力周辺斜面もともに社会的影響の大きな構造物であり、設定されている２つレベルの地震力に対し、大きい方で安全性が評価されている。一方、我々が扱う土構造物では復旧が容易であったり社会的影響が上の２つの例よりも小さいと考えられるものもあり、地震力の大きさだけでなく、二段階設計まで考える必要がない場合もあると考えられる。このように考えると、現時点ではまだ検討が不十分であるが、構造物の重要度および二段階設計法の観点から、表－5.6.2に示すような２通りの考えがあるように思われる。今後、この表を一つのたたき台として土構造物への二段階設計法の取り組みを検討し

表－5.6.2　土構造物に対する二段階設計の考え方

（a）

構造物の重要度	地震の規模	評価項目
小	１水準 （中規模地震）	主に すべり安全率
大	１水準 （大規模地震）	被害程度（沈下量・変形量など） （すべり安全率はチェック項目）

（b）

構造物の重要度	地震の規模		評価項目
小	１水準 （中規模地震）		主に　すべり安全率
大	２水準	中規模地震	主に　すべり安全率
		大規模地震	被害程度（沈下量・変形量など） （すべり安全率はチェック項目）

ていく予定である。

(2) 土構造物における評価項目

原子力周辺斜面および盛土式人工島のどちらの場合も、原子力発電施設や横断道の他の構造物では二段階設計が行われているが、土構造物であるこれらに対しては大きい方の地震力を用いて安全性の検討が実施されている。これらの例からみても、すべり安全率を評価項目とする場合、二段階設計法はなじみにくいように思われる。土構造物に対して二段階設計法を考える場合には、破壊するか否かを評価するすべり安全率のみを評価項目とするのではなく、盛土式人工島の中で検討されているように、被害程度を表す沈下量や変形量を評価項目とする必要があるように考えられる。被害調査結果等を参考に、被害程度を表す評価項目としてどのようなものを選定するか、また基準値をどのように定めるかが二段階設計法の適用を考える場合には重要と思われる。ただし、評価項目や特に基準値については、その土構造物が要求されている機能等により、異なることもありえよう。

また、重要度のそれほど高くない構造物に対し、変形量等までを評価項目とするのは、調査・設計における経済面からも不合理と思われ、このような場合には、通常行われているすべり安全率による評価で十分と思われる。

(3) 解析手法（静的解析と動的解析）

安全性を評価するためには、すべり安全率や沈下量・変形量等を求める必要があり、そのため震度法を含む静的解析や動的解析が実施されることになろう。この時、得られている各種データの精粗の違いや、基本設計・詳細設計といった各設計段階に応じて、用いられる解析手法も異なると考えられ、構造物の重要度や設計段階に対応した種々のレベルの解析法の位置づけを行っておく必要があると考えられる。

また、原子力周辺斜面の例でみられたような解析法の精度という観点から異なった評価基準値を設定することも考えられる。

(4) 静的解析（震度法を含む）と動的解析における地震力の整合性

盛土式人工島では、静的解析の震度法における地震力の大きさと動的解析に用いる入力地震動の大きさとは、統一的な考え方では定められていない。一方、原子力周辺斜面では、動的応答解析を行わない震度法によるすべり面法に対しても、原子力発電施設の耐震設計で基本となる基準地震動と等価な地震力に対して耐震安定性を評価することを基本としており、”等価震度”という考え方が使われている。設計震度の値を地震動の瞬間的な最大加速度値と等しいとするこれまでの考え方に対して、”等価震度”の考え方は合理的であると考えられるとともに、静的解析（震度法を含む）と動的解析との地震力を整合性のあるものにできるように考えられる。

今後我々が扱う土構造物の設計においても、取扱いが容易な静的な計算も必要になるものと考えられ、”等価震度”の考え方を組込んでいく必要があると考えている。しかしながら、等価震度の定義としてはいくつかのものが提案されており、適切なものを検討していく必要がある。また、従来の土構造物においては震度法による耐震設計がほとんどであり、その場合用いられていた震度が”等価震度”という考えからみた場合どの程度の地震動に相当していたのかを評価することも、既存土構造物に対する対策工の必要性を評価したりする場合に重要になってくる。

(5) 解析上の課題

評価基準としてすべり安全率や沈下量・変形量が必要になると考えられるが、土構造物での液状化を考慮したすべり安全率や沈下量・変形量の算定については、解析上いくつかの課題があると考えられる。ここでは、それらのいくつかを列挙する。

① すべり安全率の算定

・土の動的強度に対する間隙水圧の考慮方法

・不規則な地震動過程における過剰間隙水圧と地震力の組合せ方法

・盛土との位置関係における過剰間隙水圧分布

・ＦＥＭモデルにおけるすべり安全率（静的解析および動的解析時）

② 沈下量・変形量の予測

・簡易な予測方法の可能性（地震時および地震後）

・有効応力法の地震応答解析による予測の可能性

・予測値の精度と感度

など

以上、土構造物に対する二段階設計法への検討課題を、対策工を考慮しない形で整理してみたが、今後新しい検討課題や異なった考えも出てくる可能性があり、研究成果に照らして判断していく予定である。

また、ここでは対策工については考慮していないが、本共同研究のテーマは対策工の設計法の確立であり、二段階設計法の中で対策工の設計をどのように考えていくかが、次の課題となる。

（ハザマ）

参考文献

1）(社)土木学会原子力土木委員会；「原子力発電所地質・地盤の調査・試験法および地盤の耐震安定性の評価手法」報告書　第５編周辺斜面の耐震安定性評価手法、1985.8

2）東京湾横断道路「技術誌」　第４編　木更津人工島平坦部　第７章　耐震検討

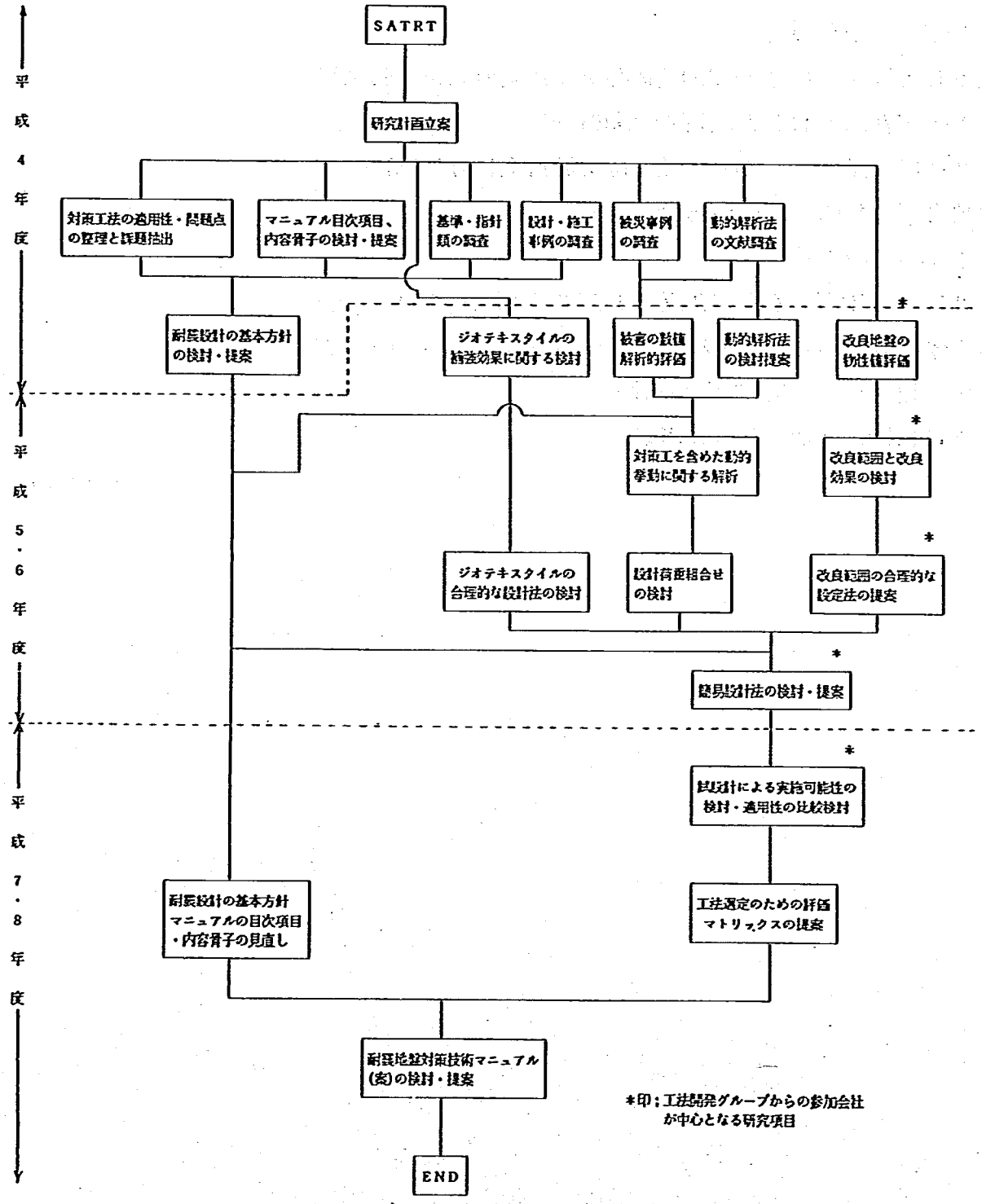
3）米田利博；東京湾横断道路における耐震設計の概要、基礎工、pp14～16、1993.1

5.7　今後の検討課題

5.7.1　研究項目および実施手順の見直し

第2グループは当初3社でスタートしたが、その後工法開発グループの参加会社からも第2グループに参加する形となり、研究項目の担当の見直しをおこなった。

また、今年度、研究・検討を進めてきたなかで、研究項目の相互関係や実施手順について、見直しを行う必要も生じた。見直しを行った現時点の研究項目の相互関係および実施手順を図－5.7.1に示す。



図－5.7.1　研究項目および実施手順（見直し後）

5.7.2　次年度の検討課題

今年度の検討結果を踏まえて、特に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・堤防に対する耐震設計の基本方針の検討

土構造物への二段階設計法の適用を図るため、地震力・評価項目・解析法等について検討を行う。

①二段階設計法における地震力の考え方の整理

②評価項目の設定

③解析手法（静的解析と動的解析）の位置づけ

④震度法と動的解析における地震力の整合

⑤解析上の課題の検討

(2) 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動的解析手法および変形予測手法の選定

②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

(3) 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各対策工に対する動的解析等による改良範囲と改良効果の検討

(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盛土体の補強効果に関する検討

②盛土体の合理的な設計法の検討

（ハザマ）

6章　地中構造物(線状、面状)に対する軟弱地盤耐震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）に対する軟弱地盤耐震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

研究着手当初は地中構造物を線状と面状に分けて実施する計画であった。しかし今年度は構造物各論までの研究内容に至らず、地中構造物としての共通な項目に関する研究に留まったため、線状と面状を別個の章建てにせず、地中構造物として一つの章に纏めることにした。

以下に、今年度に実施した研究項目および研究概要を示す。

(1)　地中構造物の耐震設計法の関連基準に関する調査

地中構造物の耐震設計法は、構造物毎に関係機関が規定している。液状化の判定と液状化対策を中心に設計法の現状を取り纏めることにより、地中構造物に関する耐震設計法の全体像を把握することが出来た。

(2)　地中構造物の地震時の液状化による被災事例に関する調査

対象とする構造物が、液状化によりどの様な破壊様式を示すかを把握することは、構造物の液状化対策法を研究するにあたっての基本の一つである。そこで線状地中構造物および面状地中構造物の液状化による被災事例を調査し、その破壊様式をとり纏めた。

(3)　地中構造物の設計・施工事例の調査

液状化対策の対象構造物の実像を把握するため、その寸法および設置されている地盤について調査した。特に大型線状地中構造物としての共同溝および大型面状地中構造物としての下水処理施設が中心になっている。

(4)　地中構造物の液状化対策工法の具体的適用方法のイメージの検討

共同研究に参加している各工法を、地中構造物の液状化対策工法として適用する場合の具体的形式について検討するため、設計計算などの詳細な検討をしていない、イメージとしての対策法を検討した。特に、構造物と地盤の具体的例に対する液状化対策のイメージ案を各工法についての取りまとめを、面状地中構造物の場合について工法グループの協力を得て実施した。

（竹中工務店）

6.2　関連基準に関する調査

6.2.1　調査の目的

本調査は、各機関における液状化を考慮した地中構造物の耐震設計法の現状を整理し、その課題や問題点を把握することである。これらの整理結果を今後の研究方針や研究課題に反映することを目的に実施するものである。

図－6.2.1は、液状化を考慮した一般的な構造物の耐震設計の手順を示したものである。同図に示すように液状化の発生を考慮した構造物の設計は、大別して3つの項目に分けられる。

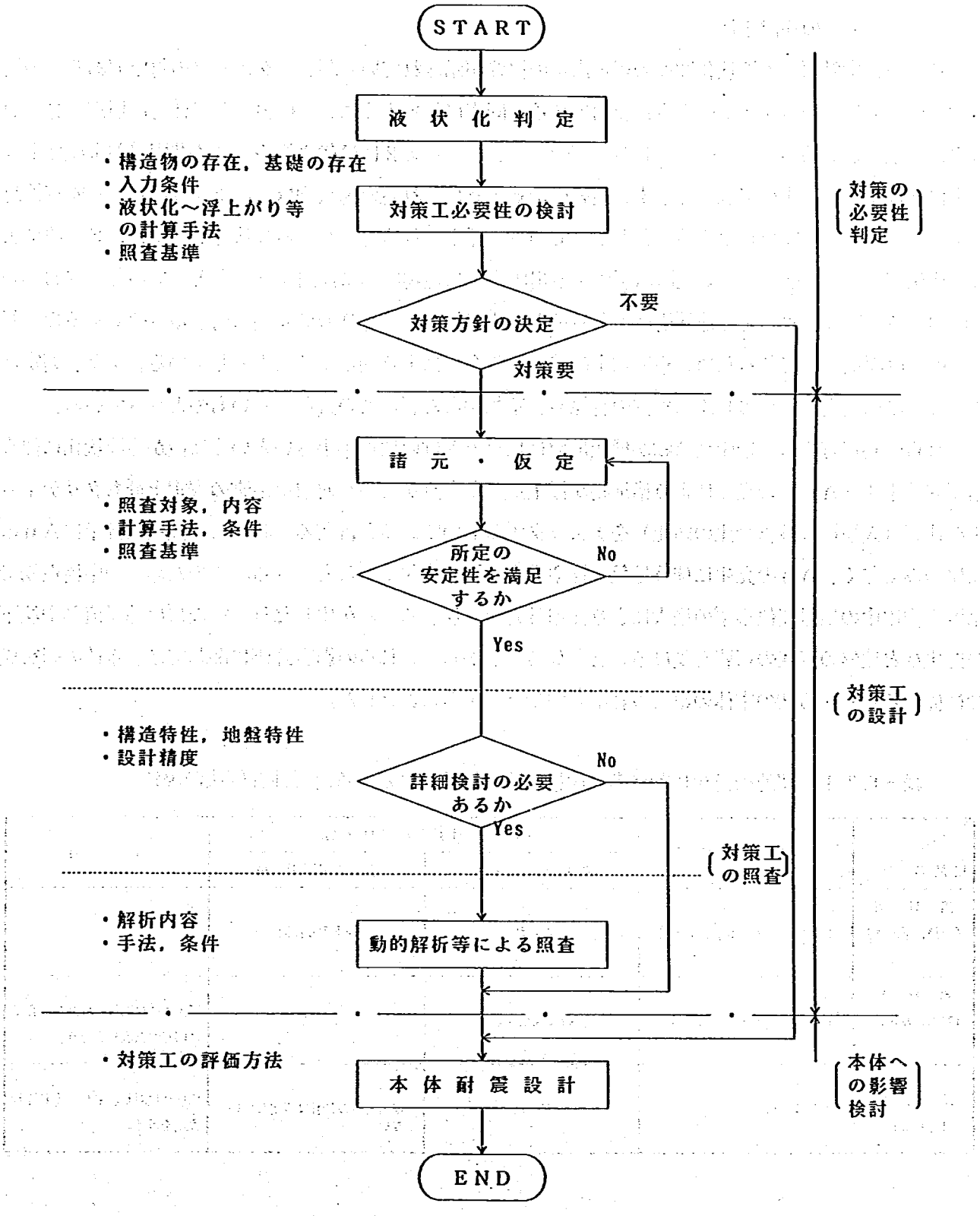
① 液状化判定による対策工の必要性の検討

② 対策工の設計

③ 本体構造物への影響検討

このうち、①の液状化判定法については3章でその概要を示しているが、各機関で手法・条件等が異なり、②, ③との入力水準の整合も図ることから本研究で統一性を図り、合理的な提案判定手法の開発する必要性を指摘した。また、対策工の必要性検討や対処方法についても3章で概要を示したが、必要性の判定法が規定されているのは、共同溝および駐車場のみである。一方、対処方法にいたっては、その対策の方法が示されたものもあるが、対策工の設計法を具体的に規定したものはない。

このため、本項での対象は、3章での概略調査で明らかとなった指針類に限定して、その詳細を調査している。なお、本体構造物への影響検討については、本体の耐震設計法に関連することから、これも合せて調査した。



図－6.2.1　液状化の発生を考慮した耐震設計の手順

6.2.2　調査結果

(1)　対策工必要性の検討手法

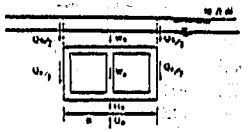
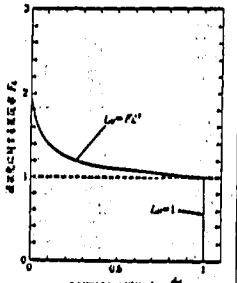
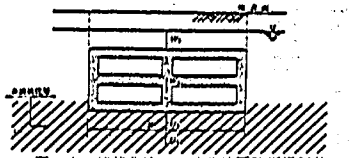
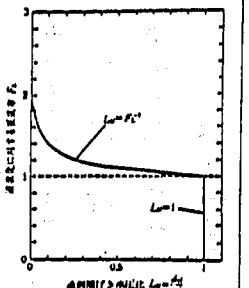
3章に現行指針類での液状化関連の規定内容の概要が示されているが、本グループの対象である地中構造物については、表－6.2.1のように要約できる。同表に示すように、評価方法が具体的に規定されているのは、建設省所轄の施設に限定される。このうち、表－6.2.2には代表施設である共同溝および地下駐車場における検討手法を整理して示す。同表に示すようにこれらの構造物は、浮上がりに対する安定検討により対策工の必要性を判定することとなっている。浮上がり検討における液状化の発生は、F_L 法による液状化判定結果に応じた過剰間隙水圧による揚圧力が構造物底面に作用することとしている。なお、両者における違いは、共同溝は線状構造であることから奥行1mあたりの横断面に対するものであるのに対し、後者は面状構造であるため、構造物全体での釣り合いにより判定することとしている。また、判定にあたっての構造物側面等のせん断抵抗の有無や判定基準など、後者の方が厳しいものとなっている。

これらの判定方法は、地中構造物が周辺地盤に比べみかけの比重が小さいという特徴から液状化に伴う過剰間隙水圧（Δu）の発生により構造物が浮上がるかどうかという対象構造物の安定上最もクリティカルな状態（大規模な被害発生の防止）をチェックするものであると言える。しかし、液状化は単にΔuの発生のみでなく、Δuの発生に伴う地盤物性や地震応答も変化することになる。このため、地中構造物では地震作用中の地盤変位振幅の増大により作用外力が増加することが生じたり、震後には地盤流動や沈下の発生など地盤の変状の影響を受けることとなる。しかし、これらの影響評価に関しては、本体の耐震設計に係わることから(2)の本体の耐震設計法の中で整理することとした。

表－6.2.1　関連指針類における地中構造物の液状化に対する耐震性評価法の現状

機関名 ＼	対象施設	液状化に対する耐震性評価		備考
		液状化判定法	安定計算法	
建設省（道路、下水道）	共同溝、地下駐車場、下水道	F_L 法	浮上がり検討	
通産省（電力、ガス）	送電管、ガス導管 他	特に規定なし	同左	高圧ガスは液状化に対し、必要に応じ地盤改良を行う。
厚生省（上水道）	水道管 他	F_L 法	構造物への影響は規定していない	液状化に対し、必要に応じ地盤改良を行う。

表－6.2.2　各基準類における液状化を考慮した安定計算法の比較（地中構造物）

施設	基準・指針名	液状化判定法	安定計算法	備考
共同溝	共同溝設計指針[1]	本文中に，液状化に対する抵抗率 F_L を求め，この値が1.0以下の土層については液状化の可能性があるものとする。 $F_L=R/L$ $R=R_1+R_2$ $L=r_d\cdot K_0\cdot\frac{\sigma_v}{\sigma_v'}$ $R_1=0.0882\sqrt{\frac{N}{\sigma_v'+0.7}}$ $R_1=\begin{cases}0.19 & (0.02\text{mm}\leqq D_{50}\leqq 0.05\text{mm})\\ 0.225\log_{10}(0.35/D_{50}) & (0.05\text{mm}<D_{50}\leqq 0.6\text{mm})\\ -0.05 & (0.6\text{mm}<D_{50}\leqq 2.0\text{mm})\end{cases}$ $r_d=1.0-0.015Z$ $K_0=\nu_1'\cdot\nu_2'\cdot\nu_3'\cdot K_{0e}$ $\sigma_v=\{\gamma_{t1}\cdot Z_w+\gamma_{t2}'(Z-Z_w)\}/10$ $\sigma_v'=\{\gamma_{t1}\cdot Z_w+\gamma_{t2}'(Z-Z_w)\}/10$ ここに， F_L：液状化に対する抵抗率 R：動的せん断強度比 L：地震時せん断応力比 r_d：地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数 K_0：液状化の判定に用いる地表面での水平震度 σ_v：全上載圧（tf/m^2） σ_v'：有効上載圧（tf/m^2） R_1：N値と有効上載圧σ_v'の関数で表わされる動的せん断強度比の第1項 R_2：平均粒径D_{50}の関数で表わされる動的せん断強度比の第2項 Z：地表面からの深さ（m） ν_1'：拘束圧補正係数。通常の場合1.0としてよい。 K_{0e}：液状化の判定に用いる設計水平震度（0.15とする） γ_{t1}：地下水位面より浅い位置での土の単位体積重量（t/m^3） 砂質地盤の場合は，N値より1.6～1.8t/m^3である。 γ_{t2}：地下水位面より深い位置での土の単位体積重量（t/m^3） 砂質地盤の場合は，N値より1.8～2.0t/m^3である。 γ_{t2}'：地下水位面より深い位置での土の有効単位体積重量（t/m^3） 砂質地盤の場合は，N値より0.8～1.0t/m^3である。 Z_w：地表面から地下水位面までの深さ（m）	計算されたF_L値より共同溝底面における過剰間隙水圧を求め，共同溝の浮上がりに対する検討を下式により行う。  図－A　液状化における共同溝に作用する力 $F_s=\frac{W_c+W_s+Q_s+Q_e}{U_s+U_e}$ ここに， W_c：共同溝の自重（管内容物を含む）（t/m） W_s：共同溝の自重（管内容物及び埋戻コンクリートの重量を含む）（t/m） Q_s：上載土のせん断抵抗（t/m） Q_e：共同溝側面の摩擦抵抗（t/m） U_s：共同溝底面に作用する静水圧による揚圧力（t/m） U_e：共同溝底面に作用する過剰間げき水圧による揚圧力（t/m） $U_e=B\cdot L_e\cdot\sigma_v'$（図－Bによる）  図－B 共同溝地盤の液状化発生の可能性が高く，浮上がりに対する安全率が1.1未満となり，共同溝に変状の発生が予測される場合には，適切な対策を講じるものとする。	
地下駐車場	駐車場設計・施工指針　同解説[2]	本文中に，液状化に対する抵抗率 F_L を求め，この値が1.0以下の土層については液状化の可能性があるものとする。 $F_L=R/L$ $R=R_1+R_2+R_3$ $L=K_h\cdot\frac{\sigma_v}{\sigma_v'}$ $R=0.0882\sqrt{\frac{N}{\sigma_v'+0.7}}$ $R_2=\begin{cases}0.19 & (0.02\text{mm}\leqq D_{50}\leqq 0.05\text{mm})\\ 0.225\log_{10}(0.35/D_{50}) & (0.05\text{mm}<D_{50}\leqq 0.6\text{mm})\\ -0.05 & (0.6\text{mm}<D_{50}\leqq 2.0\text{mm})\end{cases}$ $R_3=\begin{cases}0.0 & (0\%\leqq FC\leqq 40\%)\\ 0.004\,FC-0.16 & (40\%<FC\leqq 100\%)\end{cases}$ $h_0=c_z\cdot c_d\cdot c_g\cdot h_{0a}$ $\sigma_v=\{\gamma_{t1}\cdot h_w+\gamma_{t2}'(z-h_w)\}/10$ $\sigma_v'=\{\gamma_{t1}\cdot h_w+\gamma_{t2}'(z-h_w)\}/10$ ここに， F_L：液状化に対する抵抗率 R：動的せん断強度比 L：地震時せん断応力比 R_1：N値と有効上載圧σ_v'の関数で表わされる動的せん断強度比Rの第1項 R_2：平均粒径D_{50}の関数で表わされる動的せん断強度比Rの第2項 R_3：細粒分含有率FCの関数で表わされる動的せん断強度比Rの第3項 h_0：液状化の判定に用いる設計水平震度（小数点以下2けたに丸める） σ_v：全上載圧（kgf/cm^2） σ_v'：有効上載圧（kgf/cm^2） N：標準貫入試験から得られるN値 D_{50}：土の平均粒径（mm） FC：細粒分含有率（%）（粒径74μm以下の土の質量百分率） z：地表面からの深さ（m） h_{0a}：液状化の判定に用いる標準設計水平震度（0.15とする） γ_{t1}：地下水位面より浅い位置での土の湿潤単位体積重量（tf/m^3） γ_{t2}：地下水位面より深い位置での土の飽和単位体積重量（tf/m^3） γ_{t2}'：地下水位面より深い位置での土の有効単位体積重量（tf/m^3） h_w：地表面から地下水位面までの深さ（m）	地下駐車場躯体底面以深の地盤が，液状化に対する抵抗率 $F_L\leqq 1.0$ となる場合，必要に応じて地盤改良等の液状化対策を講じるものとする。 地下駐車場躯体底面以深の地盤が液状化に対する抵抗率 $F_L>1.0$ となる場合でも，地下駐車場躯体底面以浅の地盤が液状化に対する抵抗率を算出する必要がある土層と判定された場合には，浮上がりに対する検討を下式により行い，浮上がりに対する安全率 F_s が1.0未満となる場合には，必要に応じて液状化対策を講じるものとする。  図－A　液状化時における地下駐車場躯体への作用力 $F_s=\frac{W_c+W_s}{U_s+U_e}$ ここに， W_c：上載土の全重量（tf） W_s：地下駐車場躯体の自重（tf） U_s：地下駐車場躯体底面に作用する静水圧による揚圧力（tf） U_e：地下駐車場躯体底面に作用する過剰間げき水圧による揚圧力（tf） $U_e=B\cdot L_e\cdot\sigma_v'$（図－Bによる）  図－B	

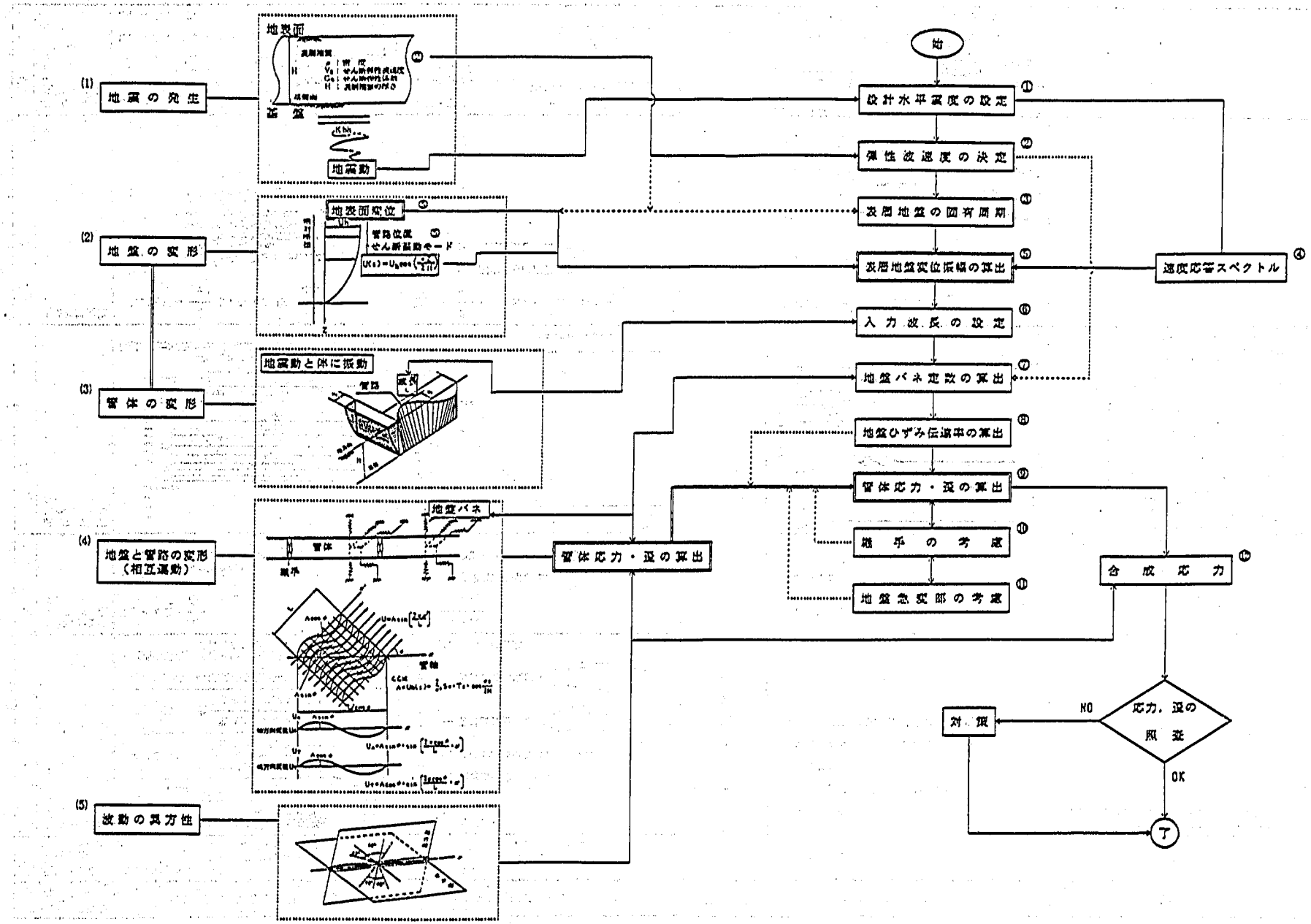
(2) 本体の耐震設計手法

図－6.2.2に地中構造物の長手方向に対する現行指針類での耐震設計の手順を示し、各項目毎に関連基準類で整理結果を表－6.2.3に示す。同様に横断面に対するものをそれぞれ図－6.2.3、表－6.2.4に示す。

これらの図・表に示すように、耐震計算法は地盤の変位に着目した応答変位法によっている。一般に線状構造物は長手方向に対する耐震計算を、面状構造物では短辺、長辺方向に対して横断面の耐震計算を適用しているものと考えられる。

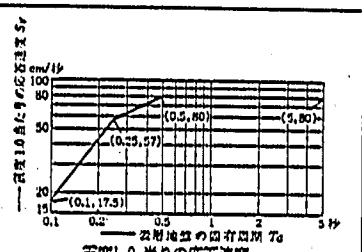
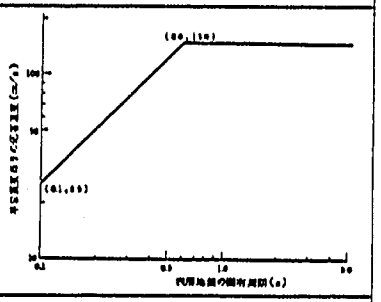
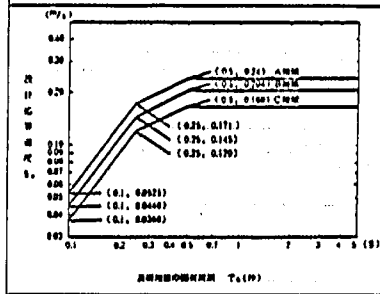
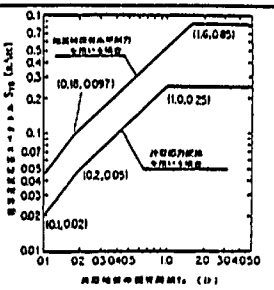
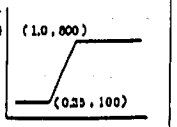
これらの設計では、各機関で設計条件（変位、ばね、断面力等の算出方法）が異なってはいるものの、すべて地盤は健全時（液状化の発生に伴う地盤物性や地震動条件の変化は考慮していない）を対象としており、液状化の発生は考慮されていない。

以上のように構造物本体に対しては、液状化の発生に伴う影響は何ら反映されないが、本研究で対象とする耐震対策工法の有効性や対策実施後の効果を定量的に示すためには、対策実施後の本体構造物への影響評価手法の提案が必要と考えられる。このためには、未対策時（液状化時）の本体構造物への影響程度も合わせて把握しておくことも重要であり、これらの問題は研究課題として今後検討する必要があるものと考えられる。

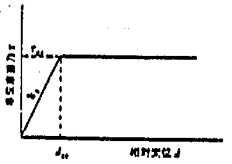
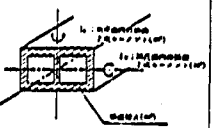


図－6.2.2　地中構造物の長手方向（線状地中構造物）の耐震計算フロー

表－5.2.3(a) 線状地中構造物の耐震計算方法と特徴(1)

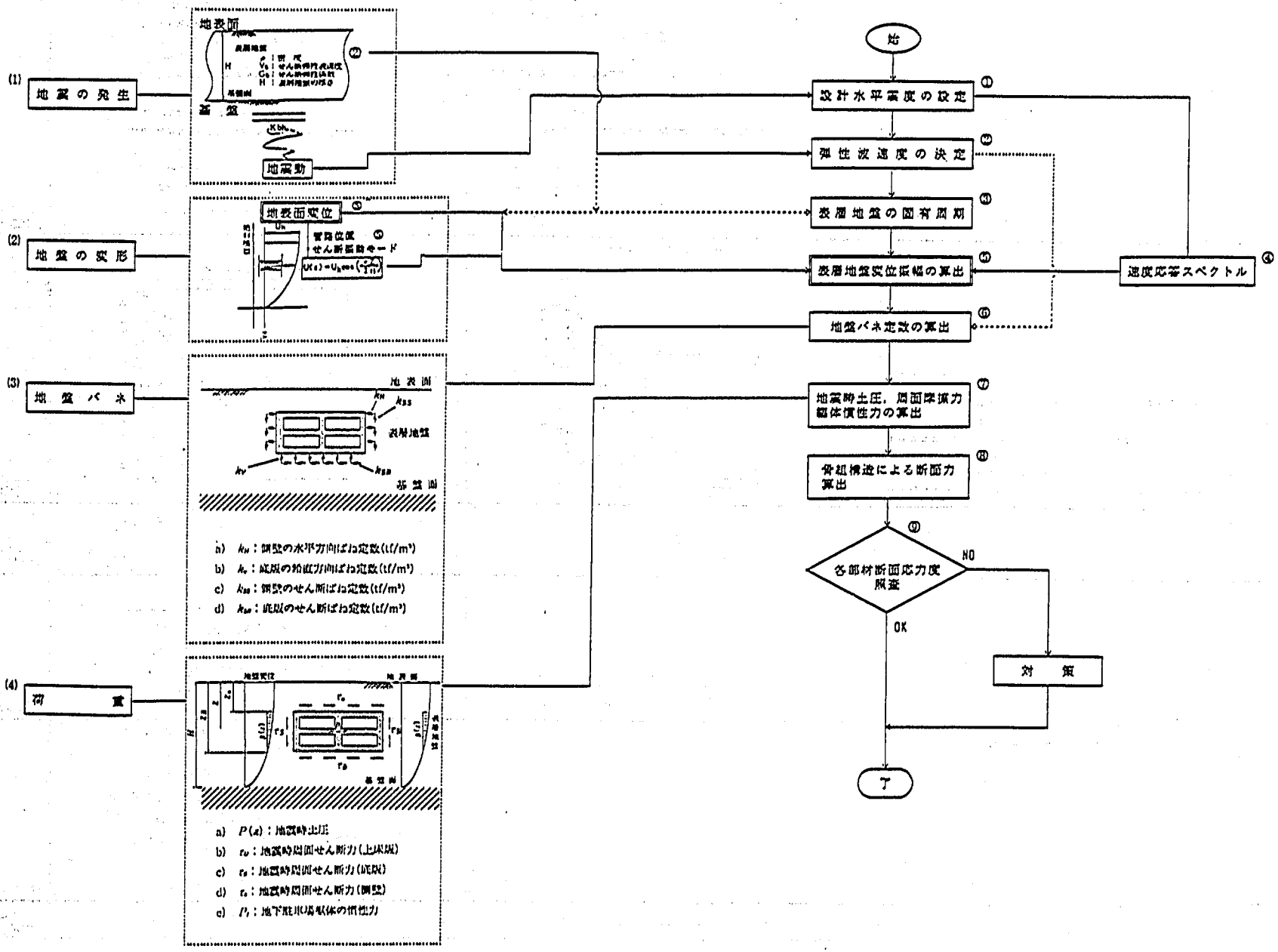
項目＼基準類	水道施設耐震工法指針・解説[1]	ガス導管耐震設計指針（高圧）[2]	下水道施設地震対策指針と解説[3]	共同溝設計指針[4]	地下鉄プロ[5]（大断面シールドトンネル）
① 設計水平震度 K_{h0}（基盤面）	$K_{h0}=3/4\cdot\nu_1\cdot K_0$ K_0：標準設計震度(0.2) ν_1：地域別補正係数	$K_{h0}=0.15\cdot\nu_1\cdot\nu_2$ ν_1：重要度係数 ν_2：地域係数	計算手法の特記なし	計算上必要なし。	同　左
② 弾性波速度 V_s	表層地盤のせん断弾性波速度（ひずみレベル10^{-4}） 洪（こう）積世：粘性土 $120\,N^{0.183}$，砂質土 $123\,N^{0.125}$ 沖積世：粘性土 $122\,N^{0.0777}$，砂質土 $61.8N^{0.211}$ 注）砂，粘土の組成分の百分率により区分した ・実測の場合 $V_s=(0.5\sim0.6)\ V_{s0}$　V_{s0}：実測値	$\overline{V_s}=\dfrac{\Sigma V_{si}\cdot H_i}{H}$ H：表層地盤の厚さ（m） $\overline{V_s}$：表層のせん断弾性波速度(m/s) 弾性波探査×C（砂 0.6，粘土0.85）……実測 V_{si} N値よりの推定（砂 $82N^{0.21}$，粘土 $122N^{0.078}$） H_i：各層の層厚		粘性土層の場合 $V_{si}=100N_i^{1/3}$　$(1\leq N_i\leq 25)$ 砂質土層の場合 $V_{si}=80N_i^{1/3}$　$(1\leq N_i\leq 50)$ N_i：標準貫入試験による i 番目の地層の平均N値	・原則として弾性波探査やＰＳ検層によって測定する。実測のない場合は，同左のようにN値から推定してよい。
③ 表層地盤の固有周期 T_s	$T_s=4\sum_{i=1}^{n}\dfrac{H_i}{V_{si}}$ ここに， H_i：第 i 層の厚さ(m) V_{si}：第 i 層の地震時せん断波速度(m/秒)	$T=\dfrac{4\cdot H}{V_s}$ H：表層地盤の厚さ(m) V_s：表層のせん断波速度(m/秒)		$T_s=1.25T_0$ $T_0=4\sum_{i=1}^{n}\dfrac{H_i}{V_{si}}$	同　左
④ 速度応答スペクトル S_v	 震度1.0 当りの応答速度 （建設省土木研究所，新耐震設計法(案)，昭和52年3月）	 			
⑤ 表層地盤変位 U_s	$U_s(x)=\dfrac{2}{\pi^2}S_v T_0 k_h' \cos\dfrac{\pi x}{2H}$ ここに， $U_s(x)$：地表面からの深さ x (m)における地盤の水平変位振幅 (cm) S_v：単位震度当たりの応答速度(cm/秒) T_0：表層地盤の基本固有周期（秒） k_h'：耐震計算上の基盤面における設計水平震度（1.4.2の3による） H：表層地盤の厚さ（m）	$U_s=\dfrac{2}{\pi^2}\cdot T\cdot S_v\cdot K_{h0}\cdot\cos\dfrac{\pi z}{2h}$ S_v：単位震度当りの応答速度の基準値(cm/s) z：埋管の埋設深さ（m）		$U_s(z)=\dfrac{2}{\pi^2}S_v\cdot T_s\cdot\cos\dfrac{\pi z}{2H}$ $U_v(z)=\dfrac{1}{2}U_s(z)$ $U_s(z)$：地表面からの深さ z (m)における水平方向の変位振幅（m） $U_v(z)$：地表面からの深さ z (m)における鉛直方向の変位振幅（m） S_v：設計速度応答(m/s)であり，表層地盤の固有周期 T，および地震活動度の地域区分に応じて求める。 T_s：表層地盤の固有周期（s）	同　左
⑥ 地震動の見かけ波長 L'	$L'=\sqrt{2}\cdot L$　ここに， $L=\dfrac{2L_1\cdot L_2}{L_1+L_2}$ $L_1=V_{s0}\cdot T_s=4H$　$L_2=V_{s0}\cdot T_s$ V_{s0}：表層地盤のせん断弾性波速度(m/s) V_{s0}：基盤のせん断弾性波速度(m/s) T_s：表層地盤の固有周期 (s) H：表層地盤の厚さ (m)	$L=V\cdot T$ V：地震動の見かけの伝播速度 (m/s)  		$L'=\sqrt{2}\cdot L$　ここに， $L=\dfrac{2L_1\cdot L_2}{L_1+L_2}$ $L_1=V_{s0}\cdot T_s=4H$　$L_2=V_{s0}\cdot T_s$ V_{s0}：表層地盤のせん断弾性波速度(m/s) V_{s0}：基盤のせん断弾性波速度(m/s) T_s：表層地盤の固有周期 (s) H：表層地盤の厚さ (m)	同　左

表－6.2.3(b) 線状地中構造物の耐震計算方法と特徴(2)

項目＼基準類	水道施設耐震工法指針・解説[1]	ガス導管耐震設計指針（高圧）[2]	下水道施設地震対策指針と解説[3]	共同溝設計指針[4]	地下鉄プロ[5]（大断面シールドトンネル）
⑦ 地盤バネ定数 K_0	$K_{01}=k_{01}G_B$ $K_{02}=k_{02}G_B$ ここに、 G_B：表層地盤のせん断弾性係数(kg/cm²)であり、次式によって求める。 $G_B=\frac{\gamma_t}{g}V_s^2$ γ_t：土の湿潤単位体積重量(kg/cm³) g：重力の加速度（980cm/s²） V_s：弾性波速度（cm/S） k_{01}, k_{02}：パイプの管軸方向および管軸直交方向の単位長さ当たりの地盤の剛性係数に対する定数 （$K_{01}=K_{02}=3.0$）	$K_1=\pi\cdot D\cdot k_1$ D：管の外径（cm） K_1：導管単位長さ当りの管軸方向の地盤ばね係数(kgf/cm²) k_1：導管単位面積当りの管軸方向の地盤ばね係数(kgf/cm³) 地盤ばね係数k_1の値は、一般的な粘性土に対して$k_1=0.6$kgf/cm³とするが、実測により定めてもよい。  	計算手法の特記なし	$K_1=C_1G_0$ $K_2=C_2G_0$ $K_3=C_3G_0$ ここに、 C_1, C_2, C_3：地盤の剛性係数K_1, K_2, K_3に対する定数 $C_1=C_2=1.0$　$C_3=3.0$ G_0　：表層地盤のせん断変形係数（t/m²） $G_0=\frac{\gamma_{tm}}{g}\cdot V_{s0}^2$ γ_{tm}：表層地盤の換算単位体積重量（t/m³） $\gamma_{tm}=\frac{\sum\gamma_{ti}\cdot H_i}{H}$ V_{s0}：表層地盤のせん断弾性波速度（m/s）	$K_{s1}=C_{s1}\cdot G_0$ $K_{s2}=C_{s2}\cdot G_0$ $K_{s3}=C_{s3}\cdot G_0$ ここに、 C_{s1}, C_{s2}, C_{s3}：地盤の剛性係数K_{s1}, K_{s2}, K_{s3}に対する定数 $C_{s1}=C_{s2}=1.0$，$C_{s3}=3.0$ G_0：地盤の動的せん断変形係数(tf/m²)
⑧ 地盤ひずみ伝達率 α_i	$\alpha_1=\frac{1}{1+\left(\frac{2\pi}{\lambda_1 L'}\right)^2}$　$\lambda_1=\sqrt{\frac{K_{01}}{EA}}$ (1/cm) $\alpha_2=\frac{1}{1+\left(\frac{2\pi}{\lambda_2 L'}\right)^2}$　$\lambda_2=\sqrt{\frac{K_{02}}{EI}}$ (1/cm) α_1, α_2：地盤に生じたひずみの地設管路に対する伝達率で次式によって計算する。 π：円周率 L'：見かけの波長($=\sqrt{2}L$)(cm) L：波長(cm) K_{01}, K_{02}：パイプの管軸方向および管軸直交方向の単位長さ当たりの地盤の剛性係数(kg/cm³) E：パイプのヤング率(kg/cm²) A：パイプの断面積(cm²) I：パイプの断面2次モーメント(cm⁴)	直管部（軸方向）　ひずみ伝達係数 $\alpha_1=\eta\cdot\frac{1}{1+\left(\frac{2\pi}{\lambda_1 L}\right)^2}=\eta\cdot\alpha_0$ $\alpha_0=\frac{1}{1+\left(\frac{2\pi}{\lambda_1\cdot L}\right)^2}$　η：管と地盤のすべりを考慮した係数 $\lambda_1=\sqrt{\frac{K_1}{E\cdot A}}$　K_1：管軸方向の地盤ばね係数 異形管部（軸方向） 変位伝達係数 $\alpha^*=\eta^*\cdot\alpha_0$ η^*：地盤と管のすべりを考慮した係数 地盤と管の相対変位 $\delta=(1-\alpha^*)\cdot U_0$ ただし、急変地盤にあっては異形管が設置される地点もしくはその付近での値をとる。		$\alpha_1=\frac{1}{1+(\frac{2\pi}{\lambda_1\cdot L})^2}$　$\lambda_1=\sqrt{\frac{K_1}{EA}}$ (1/m) $\alpha_2=\frac{1}{1+(\frac{2\pi}{\lambda_2\cdot L})^2}$　$\lambda_2=\sqrt[4]{\frac{K_2}{E\cdot I_z}}$ (1/m) $\alpha_3=\frac{1}{1+(\frac{2\pi}{\lambda_3\cdot L})^2}$　$\lambda_3=\sqrt[4]{\frac{K_3}{E\cdot I_y}}$ (1/m) $L'=\sqrt{2}\cdot L$ (m) $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$：ひずみ伝達率 L：波長(m) E：コンクリートのヤング係数（t/m²） I_y, I_z：各々の成分の断面2次モーメント(m⁴) K_1, K_2, K_3：地盤バネ定数（t/m²） A：共同溝の断面積（m²）	$\alpha_1^*=\frac{1}{1+(\frac{2\pi}{\lambda_1^*\cdot L'})^2}$　$\lambda_1^*=\sqrt{\frac{K_{s1}}{(EA)_{eq}}}$ $\alpha_2^*=\frac{1}{1+(\frac{2\pi}{\lambda_1^*\cdot L'})^2}$　$\lambda_2^*=\sqrt[4]{\frac{K_{s2}}{(EI)_{eq}}}$ $\alpha_3=\frac{1}{1+(\frac{2\pi}{\lambda_3\cdot L})^2}$　$\lambda_3^*=\sqrt[4]{\frac{K_{s3}}{(EI)_{eq}}}$ $\alpha_0=\frac{1}{1+(\frac{2\pi}{\lambda_0\cdot L})^2}$　$L'=\sqrt{2}\cdot L$ $\lambda_1^*=\sqrt{\frac{K_{s1}}{(EA)_{eq}}}$ K_{s1}, K_{s2}, K_{s3}：トンネル長手方向と、これに直交する水平面および鉛直面内のトンネル軸長さ当りの地盤のばね定数 $(EA)_{eq}$, $(EA)_{eq}^*$：等価軸圧縮剛性および等価軸引張剛性（tf） $(EI)_{eq}$：等価曲げ剛性（tfm²）
⑨ 管体応力・圧設の算出	$\sigma_L=\sigma_{L1}\cdot\frac{\pi U_0}{L}E$ $\sigma_B=\sigma_{L1}\frac{2\pi^2 DU_0}{L^2}E$ ここに、 σ_L, σ_B：地設管路の管軸方向応力（kg/cm²）	直管部（軸方向） 一様地盤　① 直管の地盤時ひずみ 一様地盤　$\varepsilon_{g1}=\alpha_1\cdot\varepsilon_0$ 急変地盤　$\varepsilon_{g1}=\alpha^*\cdot\varepsilon_0$ $\varepsilon_0=\frac{2\pi\cdot U_0}{L}$　② 直管接合部の地盤時ひずみ 一様地盤　$\varepsilon_{g2}=i_\sigma\cdot\alpha_1\cdot\varepsilon_0$　i_σ：応力指数 急変地盤　$\varepsilon_{g2}=i_\sigma\cdot\alpha^*\cdot\varepsilon_0$　$i_\sigma=2.0$ 異形管部（軸方向）　異形管部の地盤時ひずみ 曲管　$\varepsilon_g=\beta_0\cdot\delta$ T字管　$\varepsilon_T=\beta_T\cdot\delta$ 異形管接合部　$\varepsilon_g=\beta_0\cdot\delta$ β：変換係数（応力指数 1 / ひずみ係数 n）		$P_x=\sigma_x\cdot(\frac{\sigma K\cdot A}{L}\cdot U_x$ $P_y=\sigma_y\cdot(\frac{\sigma K\cdot A}{L}\cdot\frac{U_x+U_y}{2}$ $M_z=\sigma_z\cdot(\frac{4\sigma^2 K\cdot I_z}{L^3}\cdot U_y$ $M_y=\sigma_y\cdot(\frac{4\sigma^2 K\cdot I_y}{L^3}\cdot U_z$  P_x, P_y：水平面内及び鉛直面内の地盤振動による軸力（t） M_z, M_y：水平面内及び鉛直面内の地盤振動による曲げモーメント（t・m）	$P_x^*=\sigma_x\cdot\frac{A_{eq}}{L}$ $(EA)_{eq}^*$　$M_z=\sigma_z\cdot\frac{4\pi^2 I_{eq}}{L^2}$ $(EI)_{eq}$ $P_y^*=\sigma_y\cdot\frac{A_{eq}}{L}$ $(EA)_{eq}^*$　$M_y=\sigma_y\cdot\frac{4\pi^2 I_{eq}}{L^2}$ $(EI)_{eq}$ $P_x^*=\sigma_x\cdot\frac{A_{eq}\cdot\cos\theta}{L}$ $(EA)_{eq}^*$　$Q_z=\sigma_z\cdot\frac{4\pi^2 I_{eq}}{L^2}$ $(EI)_{eq}$ $P_y^*=\sigma_y\cdot\frac{A_{eq}\cdot\cos\theta}{L}$ $(EA)_{eq}^*$　$Q_y=\sigma_y\cdot\frac{4\pi^2 I_{eq}}{L^2}$ $(EI)_{eq}$ ここに、P_x^*, P_y^*：水平面内の地盤振動による圧縮軸力（tf） P_x^*, P_y^*：鉛直面内の地盤振動による圧縮軸力（tf） M_z, M_y：水平面内および鉛直面内の地盤振動による曲げモーメント（tf・m） Q_z, Q_y：水平面内および鉛直面内の地盤振動によるせん断力（tf） $(EA)_{eq}$, $(EA)_{eq}^*$：等価軸圧縮剛性および等価軸引張剛性（tf） $(EI)_{eq}$：等価曲げ剛性（tfm²） U_x, U_y：トンネル中心軸位置における地盤振動の水平方向および鉛直方向変位量（m） α_1^*, α_2^*, α_3, α_0：地盤ひずみの地設管への伝達率で次式により算出する。
⑩ 継手の考慮	$\sigma'_L(x)=\xi_1(x)\cdot\sigma_L$ $\sigma'_B(x)=\xi_2(x)\cdot\sigma_B$ ξ_1, ξ_2：継手低減率	ガス導管の場合、剛接合のため考慮なし		$P_x'=\xi_1\cdot P_x$，$P_y'=\xi_1\cdot P_y$ $M_z'=\xi_2\cdot M_z$，$M_y'=\xi_2\cdot M_y$ ξ_1：軸力の低減率　$\xi_1=0.00L^{-1.0}$ ξ_2：曲げモーメントの低減率（水平面内力） $\xi_2=1.16L^{-0.5}\times10^{-2}+890\lambda_1^{2.7}$ ξ_3：曲げモーメント低減率（鉛直面内力）	特になし （可とう性継手等を採用する場合には、断面力を低減してよい。）

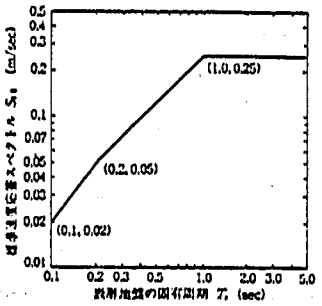
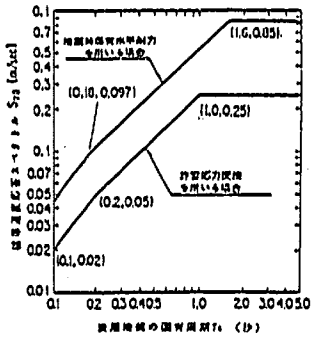
表－6.2.3(c) 線状地中構造物の耐震計算方法と特徴(3)

項目＼基準類	水道施設耐震工法指針・解説[2]	ガス導管耐震設計指針（高圧）[1]	下水道施設地震対策指針と解説[3]	共同溝設計指針[1]	地下鉄プロ[4]（大断面シールドトンネル）
① 地盤急変部の考慮	特記なし	・基盤傾斜角5°以上の場合（急変地盤） $\varepsilon_{u_1}=\sqrt{\varepsilon_{u_1}^2+\varepsilon_{u_2}^2}$ $\varepsilon_{u_2}=\varepsilon\cdot\frac{K_{eh}}{C_s}\cdot\tan\theta\cdot\cos\frac{\pi z}{2H}$ ε；$T<0.3$s　$\varepsilon=405\cdot T$ $T\geqq0.3$s　$\varepsilon=122$ θ：基盤傾斜角（度） ただし，急変地盤の設計断面において表層厚Hが最大となる地点での値をとる。	計算手法の特記なし	・表層地盤の固有周期の変化を考慮 $P_s'=\beta P_s$，$P_r'=\beta P_r$ $M_s'=\beta M_s$，$M_r'=\beta M_r$ β：割増係数 $\beta=1.2\sqrt{\Delta T-0.3}+1.0$ ΔT：固有周期の変化量(S) $\Delta T=T_1-T_2$ T_1：地盤の固有周期の長い側の値(S) T_2：地盤の固有周期の短い側の値(S) 注）割増は，固有周期の長い側の地盤内の構造物断面に対して行なう。	特記なし
② 合成応力の算出 σ_s	$\sigma_s=\sqrt{\gamma\sigma_L^2+\sigma_s^2}$ γ：波動成分による重複係数 $\gamma=1.0\sim3.12$ （$\gamma=1.0$ の場合　1成分） （$\gamma=3.12$の場合　5成分）	管軸方向のみ考慮 したがって，波動成分は1成分として， 重複係数　$\gamma=1.0$ に相当		1）水平面内 $P_s'=1/\sqrt{2}\cdot P$ $M_s'=1/\sqrt{2}\cdot M_s$ 2）鉛直面内 $P_r'=1/\sqrt{2}\cdot P$ $M_r'=1/\sqrt{2}\cdot M_r$ ここに，$P=\sqrt{2P_s'^2+2P_r'^2}$ 注）水平面内，鉛直管内の2平面で45°の傾きをもつ2成分の成，計4成分を考慮。	同左
③ 応力，歪の照査	各管材料の許容応力度による。 地震時は，常時の値に1.5倍割増す。 $\sigma_a>\sigma_s$　OK σ_a：許容応力度 σ_s：断面応力	・直管の許容ひずみ （i）1.0％ （ii）$35t/D_0$（%）あるいは，実測により求めた既用管始ひずみに安全率1.2を考慮した値のいずれか小さい方の値 ・直管接合部及び異形管部の許容ひずみ 1.0％ $\varepsilon_a>\varepsilon_s$　OK ε_a：許容ひずみ ε_s：断面ひずみ		鉄筋の許容応力度 （基準材料／許容応力度 kg/cm²） SD30：引張応力 ①長辺，短辺および中間 1800；②地震の影響を考慮した場合の長辺応力度 1800；③隔壁の両側を考慮，変形量を算出する場合 1900 コンクリート設計基準強度 $\sigma_{ck}=210$ kg/cm²：曲げ圧縮応力度 70；せん断応力度 3.8；付着応力度 14 なお，コンクリートの許容圧応力度については，道路橋示方書Ⅳ下部構造編3.2.3(1)(3)の規定によるものとする。 地震時は上値の1.5倍 Re 断面として断面力，鉄筋量の検討 $\sigma_a>\sigma_s$　OK $A_s\geqq A_{s\min}$ A_s：鉄筋量　$A_{s\min}$：最小鉄筋量	同左 但し，保有耐力照査についての具体の記述はない。
④ 対策	・管種および継手（可とう性継手）による対策 ・地盤改良 ・液状化地盤がある場合，路線をできるだけ回避する。（他，明確な対策方法なし）	・管種の強化 ・液状化地盤がある場合，できるだけルートを変更する。にむを得ない場合は， i）地盤改良 ii）管管の変更 iii）液状化地盤の前後にバルブを設ける	・管きょの剛性及び継手構造による対策 例： ・シールド工法の場合… 軸方向鉄筋の増加 ・推進工法の場合… 継手の補強 ・基礎地盤の安定化	・構造的な補強 ・液状化が予測される場合，浮上がりに対する検討を行なう。危険側になる場合（Fs<1.1），詳細検討を行なうとともに，対策を講じる。 ただし，具体的な対策方法は示されていない。	

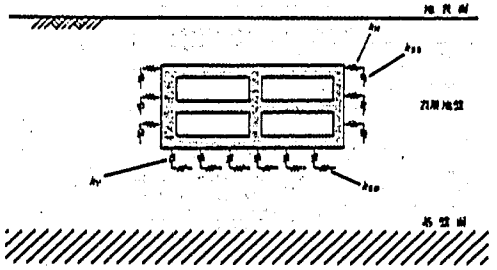
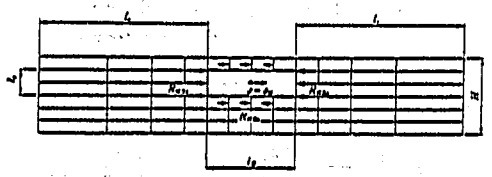
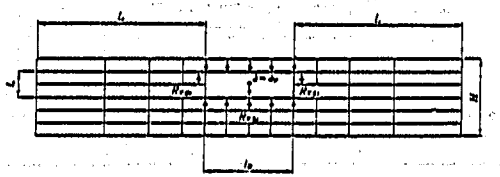
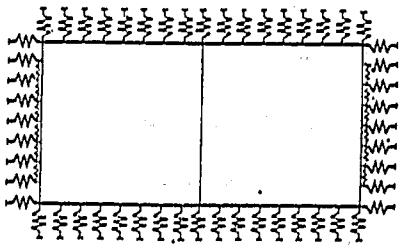


図－6.2.3　地中構造物の横断面（面状構造物）の耐震計算フロー

表－6.2.4(a)　線状地中構造物の耐震計算方法と特徴(1)（横断面）

項目＼基準類	鉄道構造物等設計標準・同解説[1]	地下鉄プロ（幅広地下構造物）[2]	原子力[3]
① 設計水平震度 k_h	$k_h = c_z \cdot c_g \cdot c_u \cdot k_{h0}$ ここに、 k_h：設計水平震度（小数点以下2けたに丸める） k_{h0}：標準設計水平震度（0.2とする） c_z：地域別補正係数 c_g：地盤別補正係数 c_u：強度別補正係数 （躯体の慣性力算出用）	同　左	水平震度は、動的解析法によるものを基本とし、設計想定地震に対する地盤及び構造物の応答特性の特質を考慮して定めるものとする。 $K_H = \frac{\Sigma W_i \cdot \alpha_i}{\Sigma W_i} \cdot \frac{1}{g}$　（動水圧算定用） （動的解析では地盤～構造一体モデルとして取扱われる）
② 弾性波速度 V_s	粘性土層の場合 $V_{si} = 100\,N_i^{1/3}\ (1 \leq N_i \leq 25)$ 砂質土層の場合 $V_{si} = 80\,N_i^{1/3}\ (1 \leq N_i \leq 50)$ N：標準貫入試験による i 番目の地層の平均 N 値	・原則として弾性波探査やＰＳ検層によって測定する。実測のない場合は、同左のようにＮ値から推定してよい。	同　左 （地盤の動的解析用として必要）
③ 表層地盤の固有周期 T_s	$T_s = 1.25\,T_G$ $T_G = 4 \sum_{i=1}^{n} \frac{H_i}{V_{si}}$	同　左	
④ 速度応答スペクトル S_v			基準地震動 S_1：原子力発電所の敷地周辺の過去の地震または活動度の高い活断層による地震，即ち設計用最強地震により敷地の解放基盤表面に想定する基準地震動． 基準地震動 S_2：S_1を上回るもので，活動度の低い活断層，地震地体構造および直下地震（マグニチュード6.5）による地震，即ち設計用限界地震により敷地の解放基盤表面に想定する基準地震動． を用いる。
⑤ 表層地盤変位 U_s	$u(z) = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_v \cdot T \cdot \cos\left[\frac{\pi z}{2T}\right]$ $S_v = c_z \cdot S_{v0}$ $T_s = 1.25\,T_G$ ここに、 $u(z)$：地表面から深さ z(m)における地震時地盤変位(m) z：地表面からの深さ(m) S_v：基盤面における速度応答スペクトル(m/s) S_{v0}：基盤面における標準速度応答スペクトル(m/s) c_z：3.2.3.3に規定する地域別補正係数 T_s：表層地盤の固有周期(s) T_G：地盤の特性値(s)	$u(z) = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_{ve} \cdot T_s \cdot \cos\frac{\pi z}{2H}$ $S_{ve} = c_z \cdot S_{ve}$ $T_s = 1.25 \cdot T_G$ ここに、 $u(z)$：地表面から深さ z(m)における地震時水平地盤変位(m) z：地表面から深さ(m) S_v：基盤面における速度応答スペクトル(m/sec) S_{ve}：基盤面における標準速度応答スペクトル(m/sec)． c_z：地域別補正係数 T_s：表層地盤の固有周期(sec) T_G：地盤の特性値(sec)	地盤応答解析により求める。

表－6.2.4(b) 線状地中構造物の耐震計算方法と特徴(2)（横断面）

項目＼基準類	駐車場設計施工指針[1]	地下総プロ（幅広地下構造物）[1]	原子力[1]
⑪ 地盤バネ定数	 応答変位法による地下駐車場の耐震計算モデル $k_H=\frac{\Sigma R_{Hn}}{l_0\cdot\delta_H}$　$k_V=\frac{\Sigma R_{Vn}}{l_0\cdot\delta_V}$　$k_{HS}=\frac{\Sigma R_{Hn}}{l_0\cdot\delta_V}$　$k_{VS}=\frac{\Sigma R_{Vn}}{l_0\cdot\delta_H}$ ここに， k_H：側壁の水平方向ばね定数(tf/m³) k_V：底版の鉛直方向ばね定数(tf/m³) k_{HS}：側壁のせん断ばね定数(tf/m³) k_{VS}：底版のせん断ばね定数(tf/m³) l_0：側壁の高さ(m) l_0：底版の幅(m) δ_H：水平方向に与える強制変位量(m) δ_V：鉛直方向に与える強制変位量(m) R_{Hn}：水平方向に強制変位を与えた場合に側壁の各節点に作用する水平反力(tf/m) R_{Hn}：水平方向に強制変位を与えた場合に底版の各節点に作用する水平反力(tf/m) R_{Vn}：鉛直方向に強制変位を与えた場合に側壁の各節点に作用する鉛直反力(tf/m) R_{Vn}：鉛直方向に強制変位を与えた場合に底版の各節点に作用する鉛直反力(tf/m)  (a) 水平方向の単位強制変位を与える場合  (b) 鉛直方向の単位強制変位を与える場合	同左	 応答変位法の構造モデルの例

表－6.2.4(c) 線状地中構造物の耐震計算方法と特徴(3)（横断面）

<table>
<tr><th>項目 ＼ 施設</th><th>駐車場設計施工指針[1]</th><th>地下鉄ボックス（幅広地下構造物）[4]</th><th>原子力[7]</th></tr>
<tr><td>① 荷重</td><td>地震変位
地表面
z_u
z
$2B$
H
$p(z)$
τ_u
τ_S
τ_S
τ_B
$p(z)$
表層地盤
基盤面
地下駐車場に作用させる地震時荷重
$P(z)=k_H\cdot\{u(z)-u(z_0)\}$
$\tau_u=\frac{C_0}{\pi\cdot H}\cdot S_V\cdot T_1\cdot\sin\frac{\pi\cdot z_u}{2H}$, $\tau_0=\frac{C_0}{\pi\cdot H}\cdot S_V\cdot T_1\cdot\sin\frac{\pi\cdot z_0}{2H}$
$\tau_S=\frac{\tau_u+\tau_0}{2}$, $P_I=W\cdot k_H$
ここに，
$p(z)$：地表面からの深さ z(m)において地下駐車場躯体に作用する地震時土圧(tf/m²)
z：地表面からの深さ(m)
z_u：地表面から地下駐車場上床版までの深さ(m)
z_0：地表面から地下駐車場底版までの深さ(m)
$u(z)$，$u(z_0)$：地表面からの深さ z(m)および z_0(m)における地盤の変位(m)
τ_u，τ_0，τ_S：上床版，底版，および側壁に作用する地震時周面せん断力(tf/m²)
C_0：地盤の動的せん断変形係数(tf/m²)
S_V：基盤面における速度応答スペクトル(m/s)
T_1：地盤の固有周期
H：表層地盤の厚さ(m)であり，地表面から耐震設計上の基盤面までの深さをとる。
P_I：地下駐車場躯体に作用する慣性力(tf)
W：地下駐車場躯体重量(tf)
k_H：設計水平震度</td><td>同左</td><td>地震変位
上面せん断力
地震変位
躯体慣性力
底面せん断力
応答変位法の地震荷重系の例</td></tr>
<tr><td>② 断面照査</td><td>各材料の許容応力度により照査する。
使用材料および許容応力度は道路橋示方書に準じて定められている。
コンクリートの許容曲げ圧縮応力度および許容せん断応力度 (kgf/cm²)
コンクリートの設計基準強度 (σck)：210 / 240 / 270 / 300
曲げ圧縮応力度：70 / 80 / 90 / 100
軸圧縮応力度：55 / 65 / 75 / 85
せん断応力度 コンクリートのみでせん断力を負担する場合 (τa1)：3.6 / 3.9 / 4.2 / 4.5
せん断応力度 斜引張鉄筋と協同して負担する場合 (τa2)：16 / 17 / 18 / 19
許容せん断応力度 (τa)：8.5 / 9 / 9.5 / 10
鋼の許容応力度 (kgf/cm²)
応力度、部材の種類 / 鋼種の種類：SD 295 A SD 295 B / SD 345
引張応力度 荷重の組合せに地震荷重あるいは地震の影響を含まない場合の基本値 一般の部材：1,800 / 1,800
引張応力度 荷重の組合せに地震荷重あるいは地震の影響を含まない場合の基本値 水中あるいは地下水位以下に設ける部材：1,600 / 1,600
引張応力度 荷重の組合せに地震荷重あるいは地震の影響を含む場合の許容応力度の基本値：1,800 / 2,050
引張応力度 鉄筋の継手に溶接あるいは圧着継手を用いる場合：1,800 / 2,000
圧縮応力度：1,800 / 2,000</td><td>許容応力度法 ― 地震時断面力によって部材に生じる応力度が許容応力度以下になるように断面を定める。
地震時保有水平耐力法 ― 地震時断面力が構造系の地震時保有水平耐力以下になるように断面を定める。</td><td>基準地震動S_1に基づく動的解析手法による照査
動的解析法
基準地震動S_2に基づく動的解析手法による照査
動的解析法
曲げ：$\gamma_i\frac{f_c}{f_{ca}}\leq 1.0$　　曲げ：$\gamma_i\frac{M_d}{M_{ud}}\leq 1.0$
せん断：$\gamma_i\frac{V_d}{V_{cd}}\leq 1.0$　　せん断：$\gamma_i\frac{V_d}{V_{sd}}\leq 1.0$
かつ　$\gamma_i\frac{V_d}{V_{mu}}\leq 1.0$　　かつ　$\gamma_i\frac{V_d}{V_{mu}}\leq 1.0$
（S_1とS_2では部材係数γ_i異なる）</td></tr>
</table>

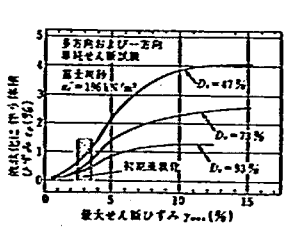
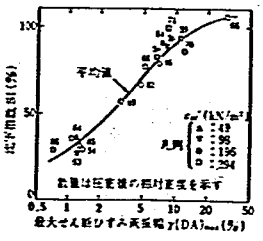
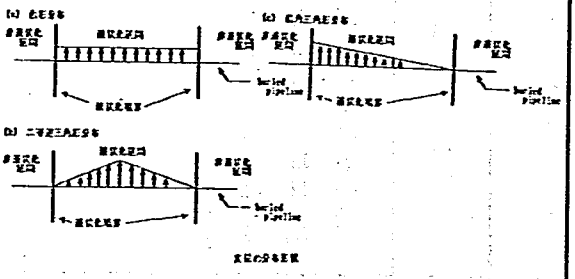
(3) 今後の課題

本研究の最終目的は、現在明確に基準化されていない液状化対策の各工法の設計法をマニュアルとしてとりまとめることにある。

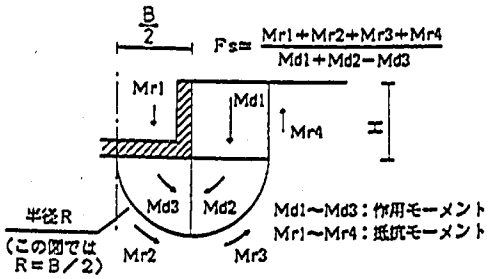
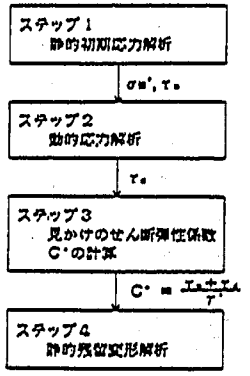
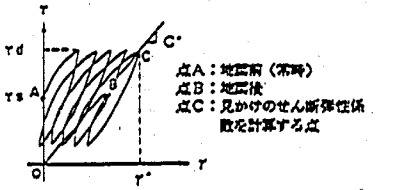
これまで示したように、液状化対策工の設計手法はもちろんであるが、対策工の必要性判定や本体の耐震設計に関しても十分に液状化の発生の影響が評価されているとは言えない。このため、各工法の液状化対策としての設計法をまとめるにあたっては、液状化発生に伴う構造物への影響程度を明らかにし、その程度に応じた合理的な対策工諸元を定め、対策工実施による本体構造物の安全性も合せて確認できることが望ましいものと考えられる。

このためには、現在基準類でも対策工必要性の評価要因である浮上がり安定に加え、表－6.2.5に示すような液状化発生に伴う地盤変状も考慮することも必要と考えられる。また、対策工の必要性や地盤改良による対策工実施の効果の検証では、表－6.2.6に示したすべり安定や永久変形解析の適用も有効と考えられ、構造物による締切り工法等では表－6.2.7に示す対策工の安定計算法も提案されている。このよう

表－6.2.5　液状化に伴う地盤変状の予測とその影響の評価手法の現状

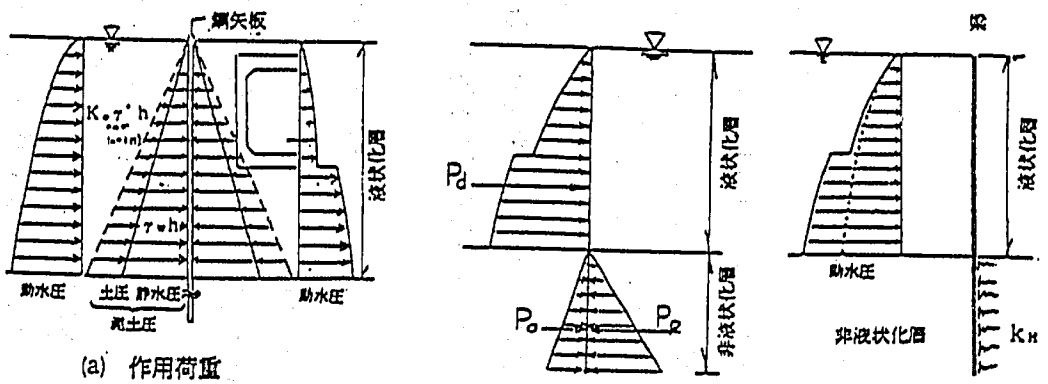
		予測手法	構造物の安定計算への反映
沈下	1次元のゆり込み沈下	室内繰返し試験等にもとづき発生ひずみに応じた沈下量を算出する方法を提案している。  体積ひずみ ε_v と最大せん断ひずみ γ_{max} の関係[1]  最大せん断ひずみ振幅と沈下指数の関係[1]	―
	液状化地盤の沈下	新潟地震および日本海中部地震での被害状況から液状化層厚との関係で沈下を算出する方法を提案している[11]。 液状化による沈下量（S_L） $S_L \approx 0.09 \cdot H$（m） H：液状化層厚（m）	線状地中構造物では，下図に示すように長手方向に対して沈下分布を仮定し，これを強制変位として与え，構造物の応力度照査を行っている[11]。 
永久変形		・沈下と同じく，新潟地震や日本海中部地震での震前と震後の空中写真から変位量を求め，これと層厚と傾斜との関係から水平変位量を算出することを提案している[11]。 $D=0.75\cdot\sqrt{H}\cdot\sqrt{\theta}$ ここで，D：地盤の永久変位（m） H：液状化層の厚さ（m） θ：地表面勾配および液状化層下面勾配のうち最大の勾配（%）	・線状は沈下に同様に，長手方向に対して変形分布を仮定し，これを強制変位として与え，構造物の応力度照査を行っている[11]。 ・構造物基礎では，新潟地震での道路基礎の被害事例を参考に，深度方向の変位分布を仮定して，これを強制変位として弾性床上の梁に作用させる方法などを提案している[11]。

表－6.2.6　液状化の発生の原因および現象に着目した構造物の安定解析法（地中構造物）

要　因	着目点	提案の要旨
地盤の強度・変形特性の低下と土砂のまわりこみ	浮上がり量の定量評価を目的に構造物周辺から底面への砂のまわり込みを考えた計算法	ヒービング的な現象を想定し，右図に示す円弧すべり面を想定した安定計算により安定性（安全率）を評価する。これらの結果から，浮上がり量～安全率の関係を求め，浮上がり量の定量評価を行う。  円弧すべり安全率の計算方法[14]
	同　上	有限要素法による静的初期応力解析および動的解析による地盤内に発生するせん断応力を求め，室内くり返し試験等での応力～ひずみの関係から，見かけの変形係数を定め，静的自重解析により残留変形量を求める[10]。  解析フロー[15]  繰返し応力を受ける土要素の応力・ひずみ関係（模式図）[15]

表－6.2.7　液状化の発生の原因および現象に着目した構造物の安定解析法（地中構造物）

要　　因	着　目　点	提　案　の　要　旨
地盤の流体化による水圧の増加	地盤の流体化による荷重として，泥水圧および地震時動水圧を考慮した，構造物の安定性計算法	液状化判定～浮上がり検討を行った後，浮上がりに対する設計および水平安定に対する設計により，必要根入れ長と断面剛性を決定するものである。水平安定に対する設計で想定する荷重と抵抗は，下図に示すように液状化層では液状化に伴い土が泥土化した状態を想定し，泥土圧と動水圧を作用させ，非液状化層は根入れ算定時では土圧，断面照査ではばねとして評価するものである。



(a) 作用荷重　(b) 根入れ算定用モデル　(c) 断面力算定用モデル

作用荷重と計算モデル[10]

に最近の技術動向を踏まえ、今後、合理的な設計法を開発するため研究を進めて行くことが必要と言える。

（日本技術開発）

参考文献

1) 日本道路協会：共同溝設計指針、1986.
2) 日本道路協会：駐車場設計、施工指針・同解説、1992.
3) 日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説、1979.
4) 日本ガス協会：ガス導管耐震設計指針、昭和57年３月
5) 日本下水道協会：下水道施設地震対策指針と解説、1981.
6) 建設省土木研究所、㈱先端建設技術センター：建設省総合技術開発プロジェクト「地下空間の利用技術の開発」及び共同研究「地下空間の建設技術の開発に関する研究」成果発表会技術資料
7) 土木学会：原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震設計に関する安全性照査マニュアル、平成４年９月
8) 永瀬英生・石原研而・田部元太：多方面不規則荷重を受ける砂の沈下特性、第21回土質工学研究発表会講演集、pp. 615～616 、1986.
9) 佐々木勉・龍岡文夫・山田真一：液状化による砂地盤の沈下予測法について、第17回土質工学研究発表会講演集、pp. 1661～1668、1982.
10) 例えば、浜田政則・磯山龍二・佐藤修：液状化による鉛直方向の地盤の永久変位、第19回地震工学研究発表会、pp. 181～184 、1987.
11) 例えば、安田進　他：地盤の液状化がライフラインに与える被害の研究、平成元年度文部省科学研究費補助金（一般研究(B)）研究成果報告書、pp. 123～150 、平成２年３月
12) 例えば、浜田政則・安田進・磯山龍二・志本克利：液状化による地盤の永久変位と地震被害に関する研究、土木学会論文集№376 、pp. 221～229 、昭和61年12月
13) 例えば、吉田望・浜田政則：地盤の永久変位による基礎杭の被害の解析、第８回日本地震工学シンポジュウム、pp. 55～60 、1990.
14) 古関潤一・古賀泰之：掘割道路の地震時浮上がりの判定法に関する検討、土木学会第44回年次学術講演会、pp. 612～613 、1989.
15) 例えば、古賀泰之・古関潤一・森下義：掘割道路の地震時安定性に関する模型振動実験 ― 浮上がりに関する検討 ― 、土木技術資料31-1、pp. 42～47 、1989.
16) 藤井弘造・古賀泰之・古関潤一・佐伯光昭・真鍋進：既設共同溝に対する鋼矢板締切りによる液状化対策工法の設計法について、第21回地震工学研究発表会、pp. 637～640 、平成３年７月

6.3　既往の地震時被災事例に関する調査

6.3.1　調査の目的

地盤が液状化した場合には、地表への噴砂・噴水、地盤の沈下、地盤の流動およびそれに伴う地盤の亀裂・隆起、地盤の支持力の低下、浮力の発生などの地盤変状により、構造物に種々の被害が発生する。

ここでは、地中構造物の液状化対策の設計・施工法、各対策工法の適用上の課題などの検討に資することを目的として、線上・面状地中構造物の被害事例を調査することとする。

6.3.2　地中構造物の液状化による震害状況

(1)　地中線状構造物

安田[1]は、これまでの液状化に伴なう構造物の被害事例をとりまとめ表－6.3.1を示すとともに各構造物の被害パターンを図－6.3.1のように整理している。また、埋設管について被災事例から考察を加え、被災パターンと被災のメカニズムを表－6.3.2のように対応づけ、地中埋設管の被害の分析結果を以下のようにまとめている[2]。

① 地中埋設管の種類別被害状況についてみると、継手の被害が全体の約４０％と最も多く、続いて直管部、異形部の順になっている。継手の被害では、特に抜け出しによるものが多いが、これは継手の変位吸収能力が小さかったためと考えられる。また、直管部の被害が異形部に比較して多くなっているが、これは被害を受けた直管部の材質が強度的に弱いヒューム管、石綿セメント管などから成っていたことによるものである。

② 地中埋設管の被災パターン別被害状況をみてみると、大変形すべりによる被害が２６件で全体の47％を占め、続いて大きな動的変位、沈下の順に減少し、揚圧力による浮上がり被害は３件（５％）と少なくなっている。埋設管の浮上り被害が少ないのは、一般的に埋設管径があまり大きくないため表層の路面など非液状化層をつきやぶるだけの浮力が生じないことによると考えられる。

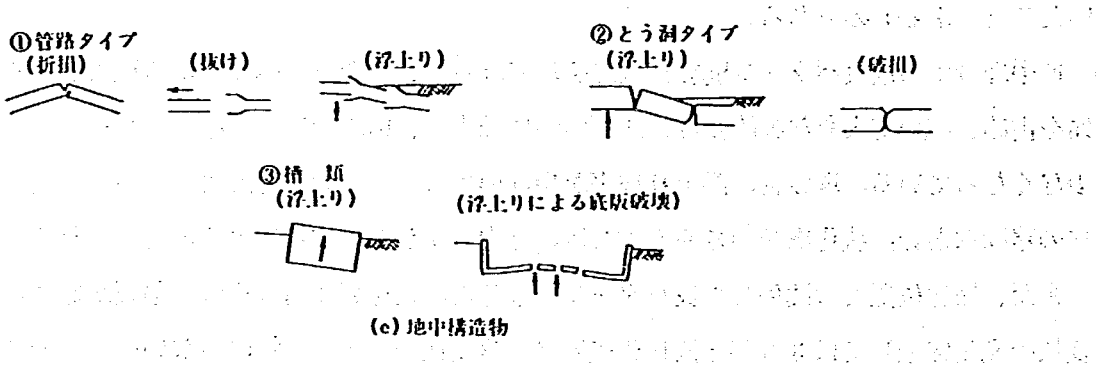
また、被害位置との関係で被災パターンをみると液状化範囲内（噴砂、亀裂が顕著にみられ、地盤変状の発生区域）では３６件と液状化境界（地盤変状の境界や変状の少ない区域）の２０件を上回っている。被災パターン別では、液状化範囲内では大変形すべりによる被害が顕著であるが、液状化境界では地震時の大きな動的変位による被害が多いことが特徴的である。

③ 液状化範囲でタンクやマンホール類は、浮上りによる被害が多くなっている。この浮上りに伴って、継手や接合部に亀裂、破損などの被害が、また、暗きょやボックス類も浮上りによりレベルが不揃いとなり施工継手に破損などの被害が生じている。

ここに、代表的な事例として、大口径の下水管路、取水・排水管路、マンホールなどに関する被災状況を図－6.3.2～図－6.3.4、写真－6.3.1～写真－6.3.5に示す。

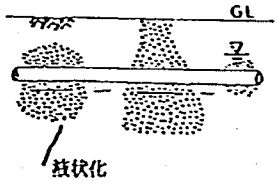
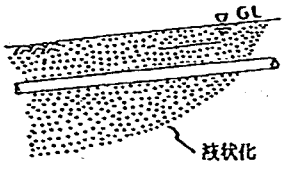
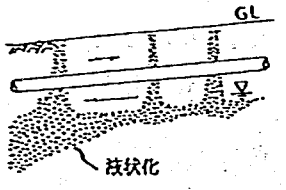
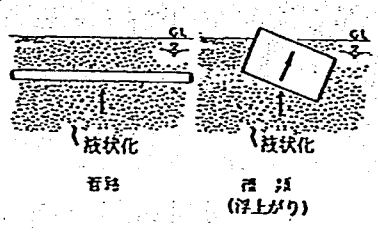
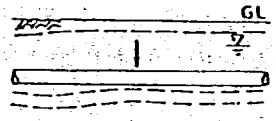
表－6.3.1　液状化に伴う構造物の被害事例[1)]

構造物	地震名	被害を受けた構造物	液状化に起因した被害	記述している著者
地下構造物	新潟	鉄道病院浄化槽 新潟火力発電所取水路 新潟市の上水道管 新潟市の下水道	2m浮上り 鋳鉄管の浮上り(0.5m)，水平移動(1.1m) 抜け，管内への砂の流入 管きょの浮上り，破損等	土木学会 河上ら 土木学会 土木学会
	十勝沖(1968)	七戸浜 八戸の某製紙工場 八戸市衛生処理場	下水の槽の浮上り 地下貯水槽の浮上り(30cm) 軽い浄化槽の浮上り	土質工学会 土質工学会 土質工学会
	宮城県沖	国民保養センター 松島町	浄化槽の浮上り(30cm)，プールの被害 浄化槽の浮上り	陶野・安田 陶野・安田
	日本海中部	能代市等の上水道 能代市等の下水道 能代市等のガス導管 ガソリンスタンドタンク オイルタンク等	抜け，管内への砂の流入等 破損等 破損等 浮上 浮上	土木学会 土木学会 ガス協会 陶野ら 建設省土研
	メキシコ	工場内排水路	蛇行	土木学会

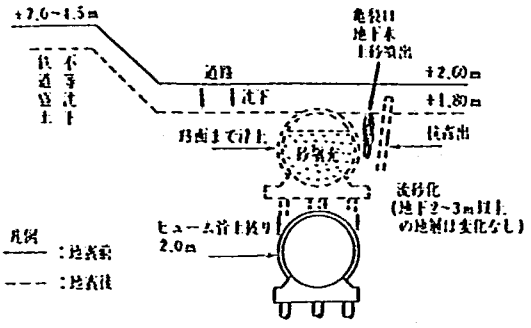


図－6.3.1　液状化に伴う構造物の被害パターン[1)]

表－6.3.2　埋設管の被災パターンの分類[1]

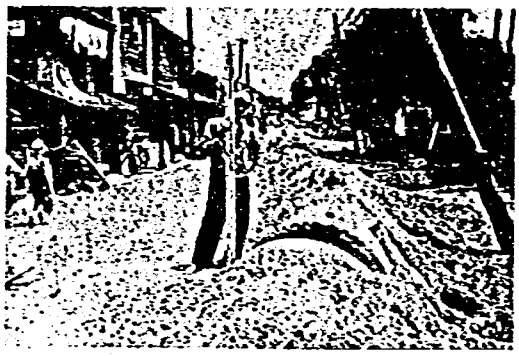
被災パターン	被災のメカニズム	被災しやすい地盤や構造物	被災事例	被災の模式図
動的変位	地震動継続中に液状化が局部的に発生し、その部分の管路に大きな動的変位が作用する。	液状化・非液状化地盤の境界、局部的に液状化が発生する地盤。 接合部、異形部、曲部	ガス導管、上水道の継手被害の多くは、このタイプによると考えられる。	
地盤の大変形・すべり	地震動継続中～終了後に地表付近の液状化した地盤がすべり出し、管路に大きな静的変位が作用する。	液状化によりすべり易い傾斜地盤や護岸近傍の地盤。	新潟市の地中送電線は液状化した土塊が信濃川に向かってすべりを生じたため、大きな被害を受けた。 能代市では液状化層より上の土層がすべったために、ガス導管、上下水道などが被害を受けた。	
	地震動継続中に深部が液状化し、浅部の液状化していない土塊が境界部ですべることにより、管路に大きな静的変位が作用する。	液状化によりすべり易い傾斜地盤や護岸近傍の地盤、液状化層が傾斜し、蛇行など突状が生じ易い水平地盤。		
過剰間隙水圧による揚圧力	地震動継続中～終了後に地表付近まで液状化することによって、過剰間隙水圧による上向きの揚圧力が管路や地下タンク類に作用し、構造物が浮上がる。	地下水位が浅く、地表まで液状化しやすい地盤。 見かけの比重が小さい管路、洞道、地下タンク類	新潟市の下水管路ではヒューム管がマンホールとともに、地表まで浮上がり、露出した。 能代市では地下のガソリンタンクがコンクリート床版を突き破って浮上がった。	
地盤沈下	主として地震動終了後に、過剰間隙水圧の消散に伴って、地盤が不同沈下を起こす。	圧縮性の大きな、ゆるい砂地盤	能代市や秋田市の下水道管で、地盤沈下による被害が発生した。	

他に、建築物、マンホールなどの構造物との連結部における被害もある。



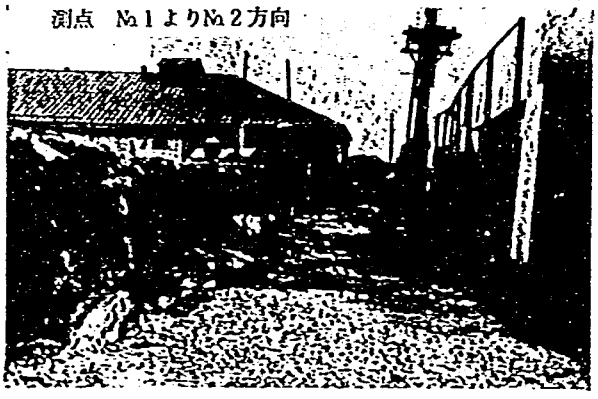
新潟市内の第二排水区第三幹線被害状況略図

図－6.3.2　下水道の被害状況
(1964年新潟地震)[3]

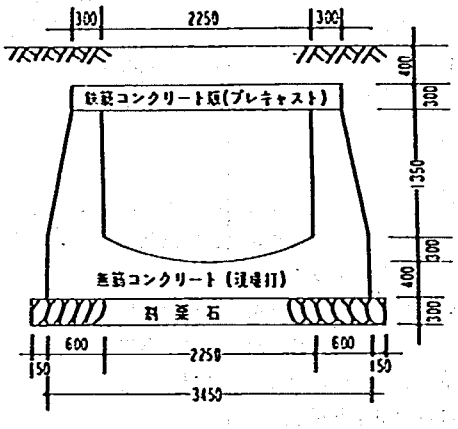


第二排水区と同じく 1.5 m の土かぶりがあったが，管が露出，蛇行している．右側に堤防がある．堤防も2m以上沈下した．

写真－6.3.1　下水道の被害状況
(1964年新潟地震)[3]



(a)　下水渠の浮上（100mにわたる浮上）



下水渠の断面

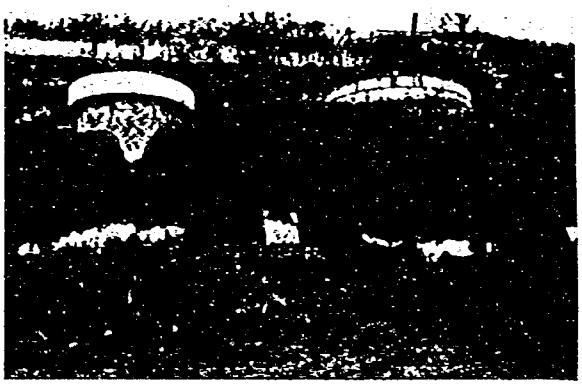


(b)　下水渠の浮上（上床板がみえている）



(c)　下水渠の浮上（打継目の開きを示す）

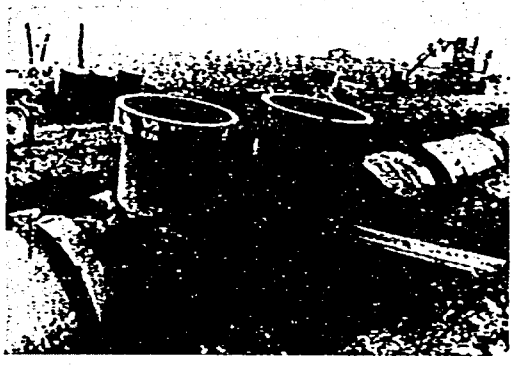
写真－6.3.2　下水道の被害状況（函館市，1968年十勝沖地震）[4]



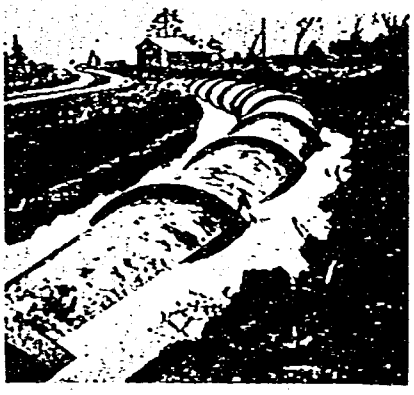
(a) コンクリート管（下に見える白い部分）の浮上と回転（上に出ているのはマンホールの入口）



(b) コンクリート管の浮上と回転（手前はマンホールの入口）

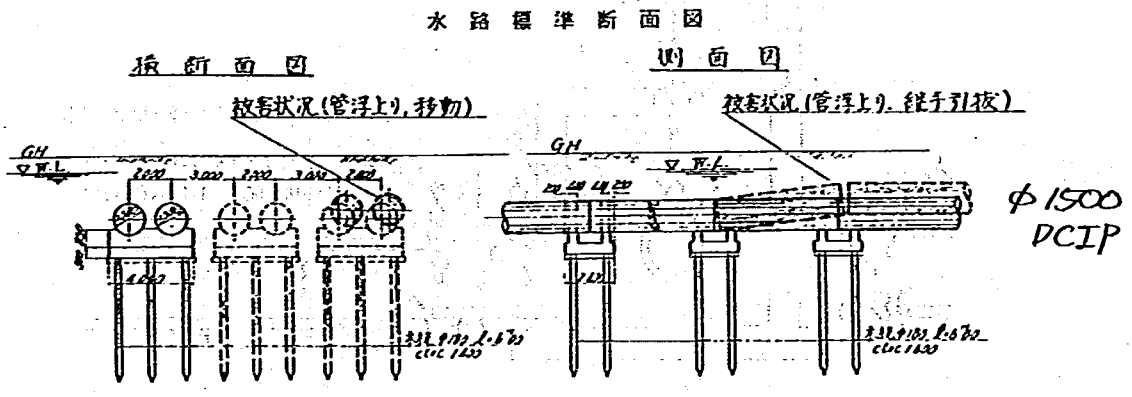


(c) 浮上した管径1,650㎜コンクリート管の表土をとり除いた状態

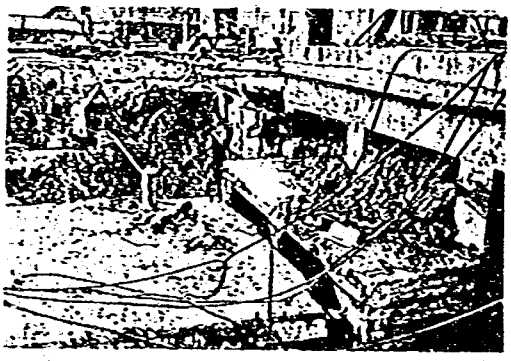


(d) 浮上管の表土を除いた状態

写真－6.3.3　工業用導水管の被害状況（1968年十勝沖地震）[1]

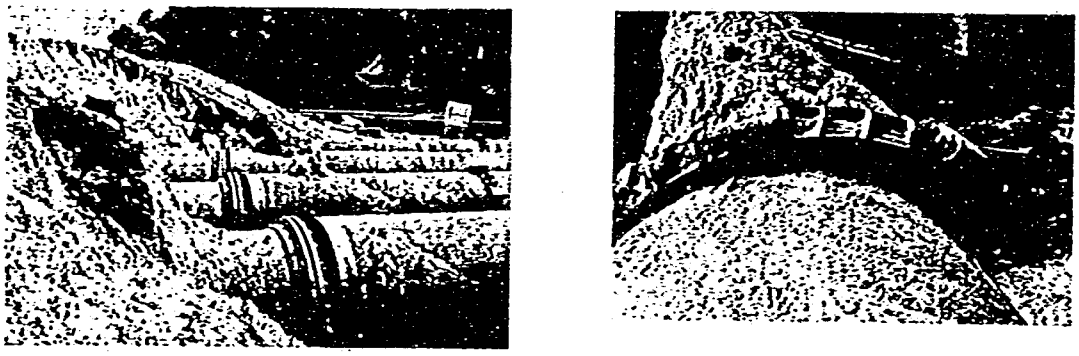


図－6.3.3　取水・排水管路の被害状況（新潟火力発電所，1964年新潟地震）[3]



(a)　取水口被災

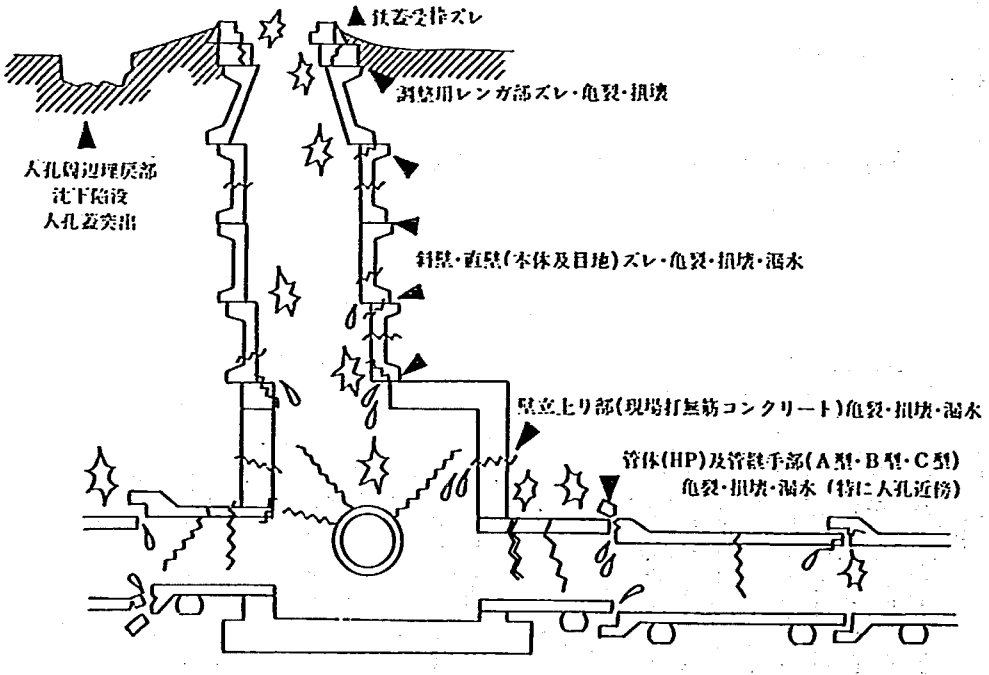
（地盤の不等沈下による継手部の開口，沈下）



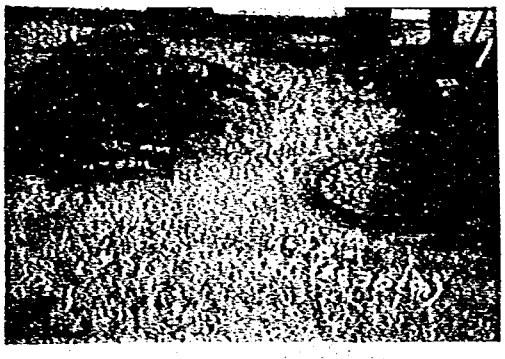
(b)　排水路の被災

（地盤の水平移動や陥没による継手部の開口，引抜け）

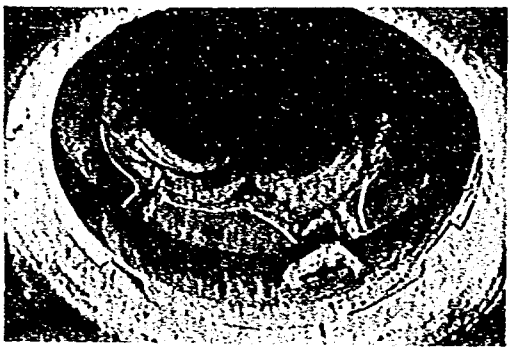
写真－6.3.4　取水・排水管路の被害状況（新潟火力発電所，1964年新潟地震）[3]



図－6.3.4　下水道・マンホールの被害状況（1978年宮城県沖地震）[5]



(a) 地盤の液状化に伴う周辺地盤と浅いマンホール（右側）の沈下



(b) マンホール内への管渠の突出

写真－6.3.5　下水道・マンホールの被害状況（1983年日本海中部地震）[6]

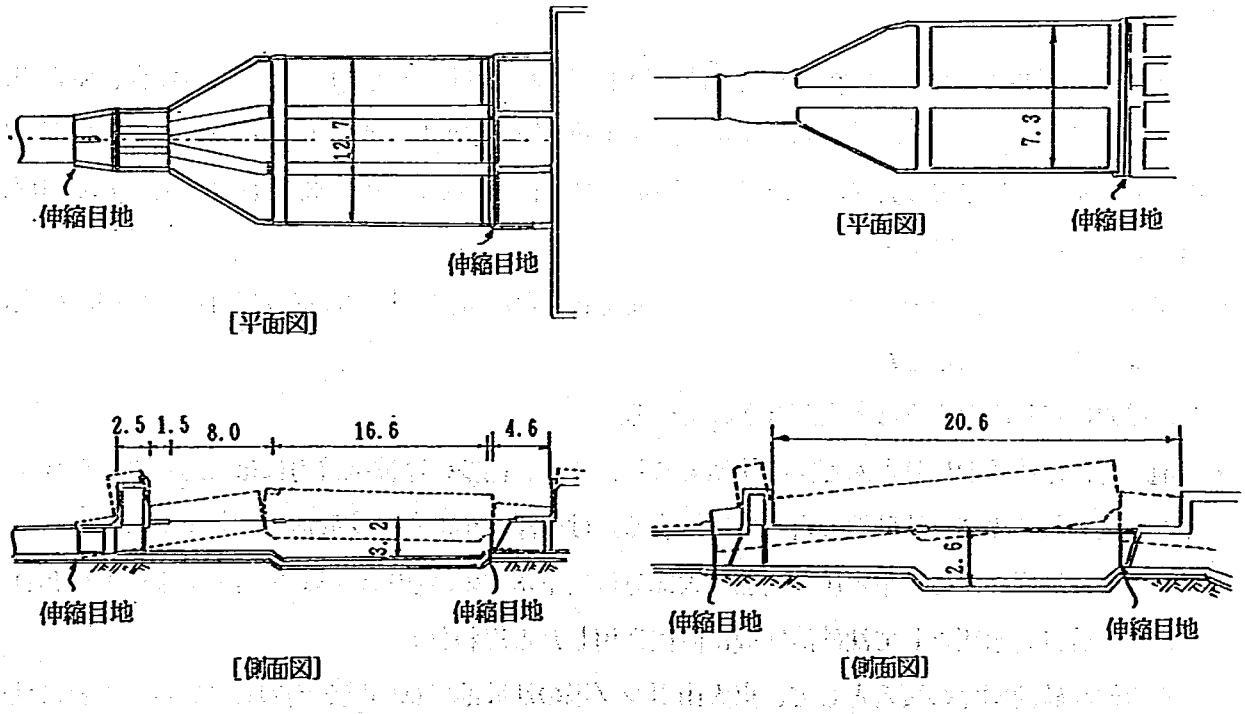
(2) 面状地中構造物

１９６４年新潟地震以降の主な地震被害調査報告[3]～[5]を調べた結果、面状地中構造物に関する被害報告は極めて少なく、次の数列が挙げられる程度である。構造物別に被害状況を以下に記す。

① 下水道施設 —— ポンプ場沈砂池[7]

１９６４年新潟地震において、池状構造物の一つの沈砂池に浮上り及びそれに伴なう破壊が発生している。破壊状況は図－6.3.5、写真－6.3.6に示すように、沈砂池中央部で「く」の字型に折れている。このような破壊は次の過程で起こったと推定されている。

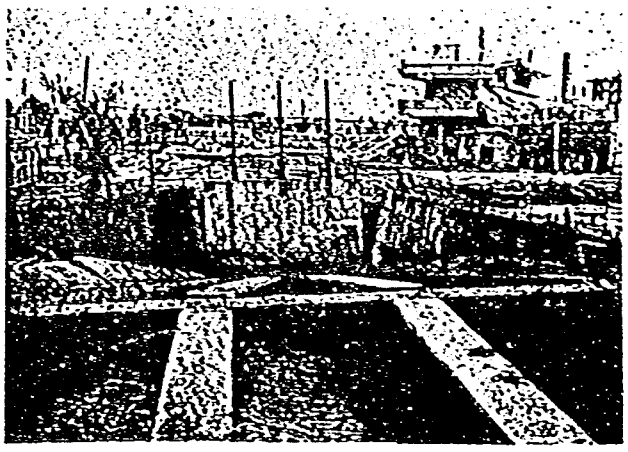
ⓐ 地下水位または地下水圧の増加によって浮力が働くとともに沈砂池側壁と砂との間の摩擦が砂の液状化のためにほとんど働かなくなり、浮上り易い状態になった。



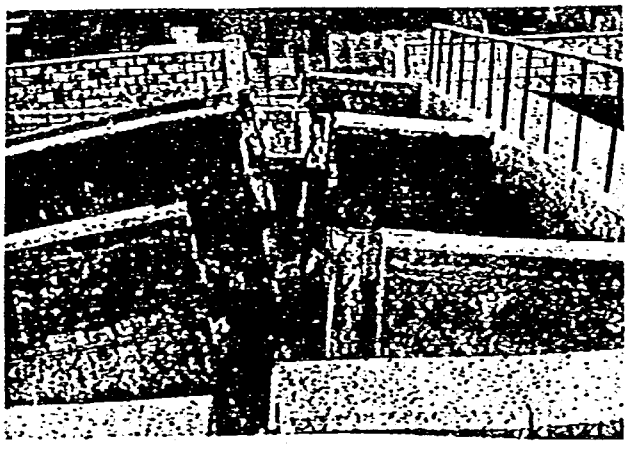
(a) 蔵所堀ポンプ場　　(b) 古信濃川ポンプ場

単位(m)

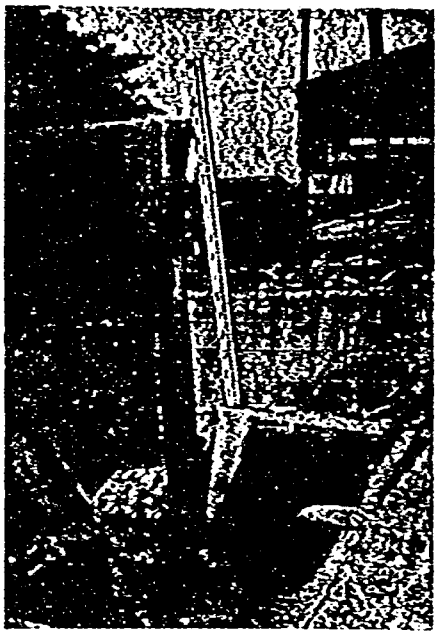
図－6.3.5　沈砂池の被害状況（1964年新潟地震）［新潟県内部資料による］



(a) 蔵所堀ポンプ場



(b) 川端町ポンプ場



(c) 古信濃川ポンプ場

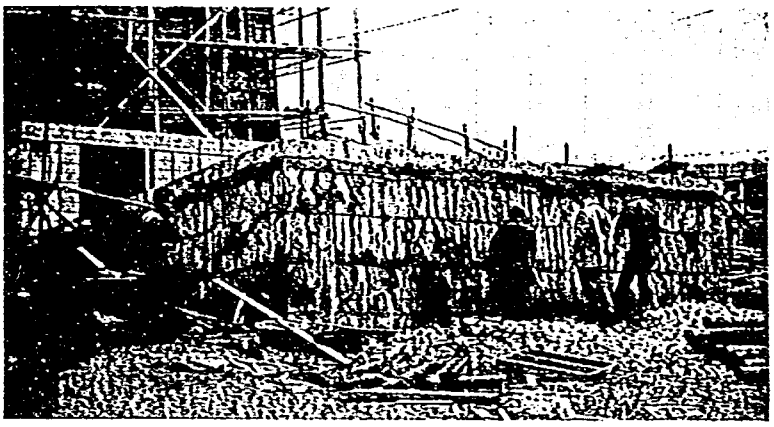
写真－6.3.6 沈砂池の破損状況（1964年新潟地震）[1]

ⓑ 浮力により沈砂池とポンプ井との間の伸縮目地が切れて沈砂池が浮上った。この場合、便宜的に破断した部分によって沈砂池前部（流入側）と沈砂池後部（吐出側）に分けると、前部と後部では重量・底面積比が非常に異なるため（蔵所堀ポンプ場については前部で3.87t/㎡、後部で5.64t/㎡）前部が浮上りの状態になる。

ⓒ 沈砂池後部は支持を失ない、ほぼ破断部で支持された片持梁の状態になって自重及び地震荷重によるモーメントで破壊した。

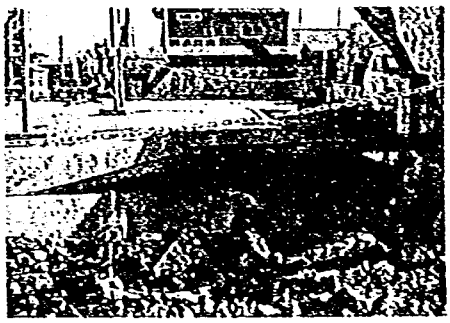
また、浮力に対し次のような考察がなされている。

- 地震時には沈砂池はほとんど空の状態であり、また、側壁の摩擦抵抗力はほとんど働らかなかったと考えられるので、沈砂池の自重に対抗するだけの浮力があれば沈砂池は持ち上がる。
- 加えて、地震による地下水圧の増加の大部分は地下水位の増加に転換して考えてよいと思われるが、一部分は動水圧として沈砂池底版に直接作用したと思われる。
- その他沈砂池関係の被害として、東大山ポンプ場の沈砂池では隔壁が崩壊している。これは地震の震動そのものによると思われる。その他ほとんどすべての沈砂池が傾斜したり大小の亀裂が入ったりしている。



新潟地震における浄化槽の浮上り（渡辺睦博士提供）

(a) 浄化槽の浮上り（１９６４年新潟地震）[1)]



日本海中部地震の際の
能代市におけるガソリ
ンタンクの浮上り

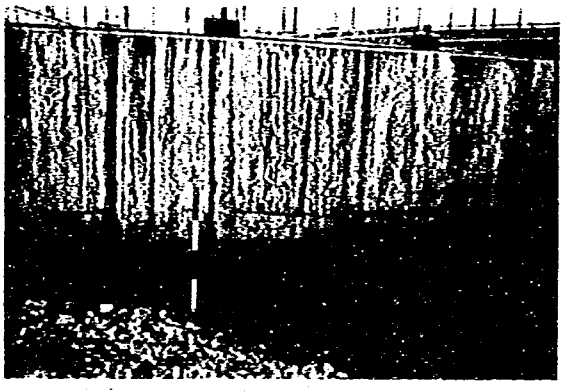
(b) ガソリンタンクの浮上り
（１９８３年日本海中部地震）[8)]

写真－6.3.7　地下タンクの浮上り状況

・　上記より、動的な要因による浮力に対する対策としては、第１に沈砂池の自重を増すことが考えられる。しかし、軟弱地盤においては自重を増すこと自体得策ではなく、加えて地下水位が沈砂池底部から５～６m以上ある場合には浮力に対抗できるほど自重を大きくすることは困難である。このような場合には地盤の改良とともに、引抜きにも抵抗する杭を用いるなど他の方法も考慮すべきであろう。

② 地下タンク類

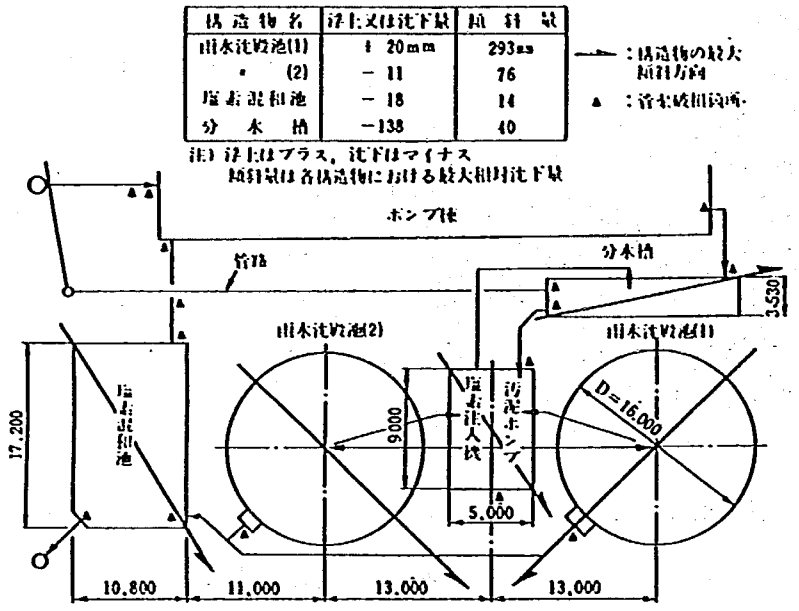
１９６４年新潟地震における浄化槽、１９８３年日本海中部地震でのガソリンタンクそれぞれについての浮上り状況を写真－6.3.7[1),8)] に示す。また、１９８３年日本海中部地震での雨水沈澱槽の沈下、傾斜状況を写真－6.3.8[8)] に示す。後者の雨水沈澱槽については液状化による浮上りと不等沈下が生じ傾斜したとされており、被害状況の詳細を表－6.3.3、図－6.3.6[8)] に示す。



写真－6.3.8　雨水沈澱槽の傾斜[8)]
（土崎ポンプ場）

表－6.3.3　土崎ポンプ場の被害状況[8)]

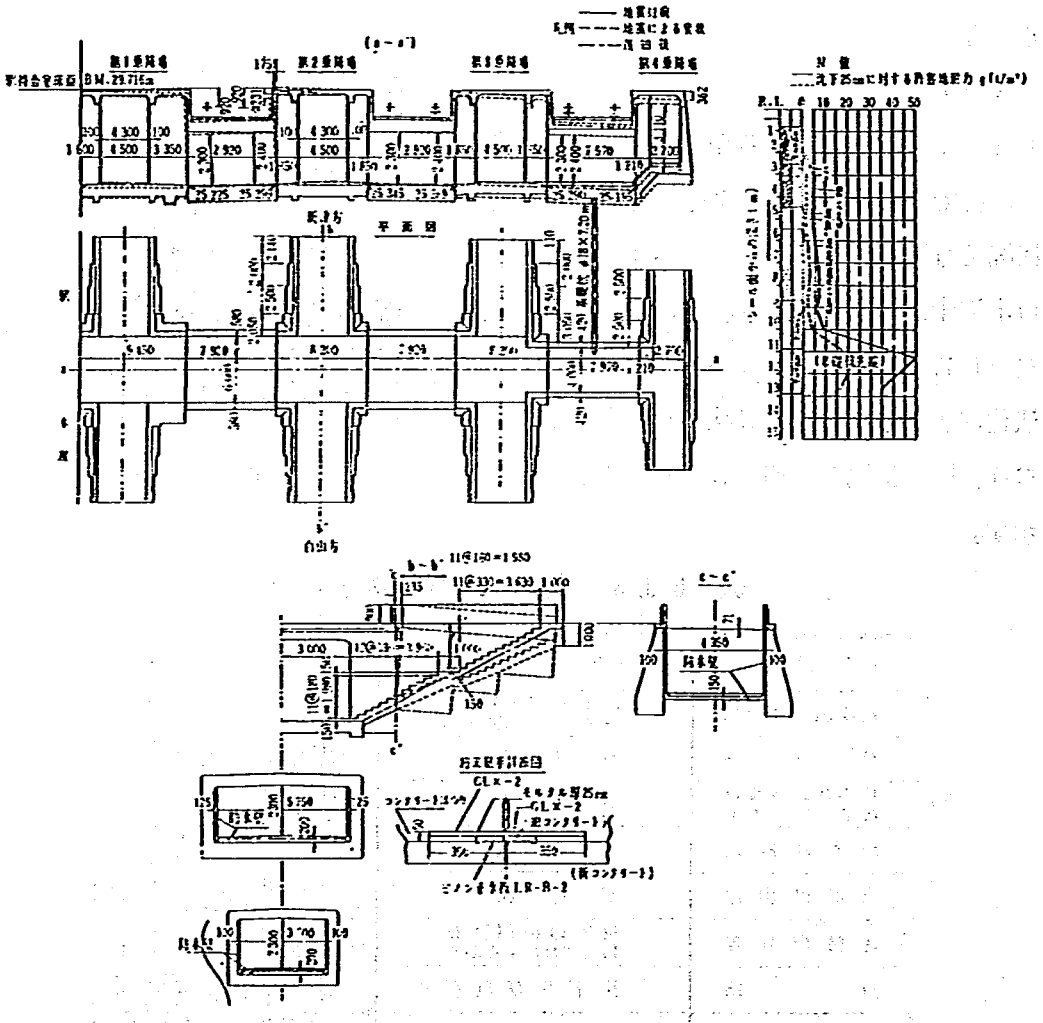
施設名	被害概況	基礎形式及び地盤
沈砂池，ポンプ棟	Exp.jのずれ及びカバープレート相間はく離	杭基礎　埋戻し中砂 埋戻土～砂質発生土
分水槽	不等沈下	直接基礎　相砂混りシルト 埋戻土～砂質発生土
塩素注入機及び汚泥ポンプ室	不等沈下	直接基礎　埋戻し中砂 埋戻土～砂質発生土
雨水沈殿池	不等沈下	直接基礎　埋戻し中砂 埋戻土～砂質発生土
塩素混和池	不等沈下	直接基礎　相砂混りシルト 埋戻土～砂質発生土
連絡配管等	目地の相違及び目地ずれによる漏水	直接基礎　相砂混りシルト 埋戻土～砂質発生土
道路	沈下及び亀裂	直接基礎　相砂混りシルト 埋戻土～砂質発生土
外構	沈下及び亀裂	直接基礎　相砂混りシルト 埋戻土～砂質発生土



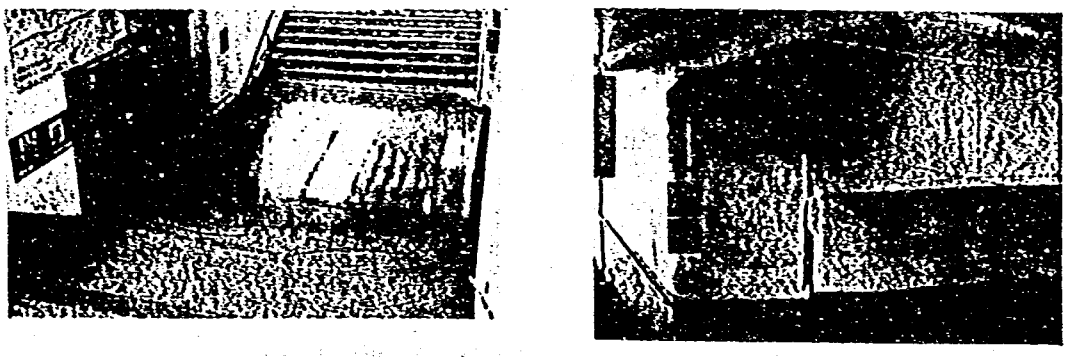
図－6.3.6　主要設備の被害状況（土崎ポンプ場）[8]

③　地下道

１９６４年新潟地震において地下道に変状が生じた例がある。状況を図－6.3.7、写真－6.3.9に示す。



図－6.3.7　地下道変状図（新潟駅，1964年新潟地震）[3]



(a) 地下道に侵入した地下水，噴出土砂　　(b) 施工継手の破損

写真－6.3.9　地下道変状図（新潟駅，1964年新潟地震）[3)]

6.3.3　地中構造物の被害形態予想

(1) 地中線状構造物

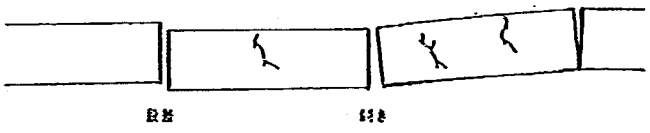
6.3.2で述べたように、地中線状構造物の被害は継手部や接合部に集中して発生していることがわかる。一般の埋設管路を考える場合、主要原因は地盤のすべり、大変形及び動的変位が挙げられる。共同溝のように大きな内空断面を有し、一般に止水板を施しタイバーで接合されたような継目構造をもつ場合、外力のパターンによって以下のような被害形態が予想される。とくに、管路が完全に液状化層に含まれるような場合には完全な浮上りの発生もありうる。

- 動的変位 …… 止水板の破損、衝突による接合部の破損、水、土砂の流入。
- 地盤の大変形・すべり …… 上記および継目部の変形による線形のずれ・ゆがみ（がたつき）、矩体の亀裂。
- 地盤沈下 …… 上記と同様。
- 揚圧力 …… 上記および土砂流入による内部閉塞、矩体の浮上（線形のずれ、がたつきはきわめて大きくなる）、道路面への影響。

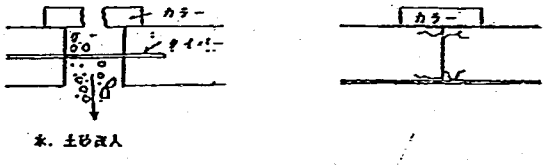
共同溝で予想される被害の形態を図－6.3.8に示す。

(2) 地中面状構造物

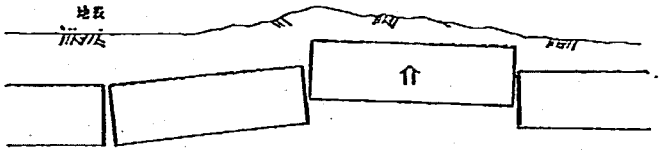
6.3.2で述べたように、地中面状構造物の被害は全体の浮上りないしは浮上りによる槽類底版の破壊であり、図－6.3.1での槽類の



(b) 線形の変化・矩体の亀裂



(a) 継目部の破損



(c) 揚圧力による浮上り

図－6.3.8　予想される共同溝の被害形態

被害例が典型であろう。しかし、面的にみて重量／単位面積に大きな差異がある場合には、図－6.3.5での沈砂池の被害状況のごとく、部分的浮上り、部分的浮上りによる構造物の破壊、不等沈下（傾斜）、継手部の破損などが今後とも被害形態として予想される。

（住友金属工業）

参考文献

1)安田：液状化の調査から対策工まで，鹿島出版会, PP27～30，平成2年5月

2)東京港埋立地の液状化対策検討委員会：東京港埋立地における液状化対策手引き書，平成2年3月

3)土木学会新潟地震調査委員会編：昭和39年新潟地震震害調査報告，1966.

4)1968年十勝沖地震調査委員会：1968年十勝沖地震調査報告，1968年5月

5)土木学会東北支部：1978年宮城県沖地震調査報告書，1980年4月

6)建設省土木研究所：1983年日本海中部地震災害調査報告，土木研究所報告，昭和60年3月

7)建設省土木研究所：新潟地震調査報告“第6編下水道関係の被害”，土木研究所報告第125号，PP321～330，昭和40年6月

8)土木学会：1983年日本海中部地震，震害調査報告書，昭和61年3月

6.4　既往の設計・施工事例に関する調査

6.4.1　線状地中構造物

(1) 概要

線状地中構造物は電気・ガス・電話・水道などのライフラインから地下水道など多種多様なものが対象となるが、比較的新しい構造物であり、断面が大断面になる共同溝を対象とする。従来、地中構造物であることより、耐震性に余り考慮されなかったが１９８６年の共同溝設計指針などで、液状化に関する基準が制定された。同指針以前に設計された既設の共同溝に対して耐震性の調査を進めてきたところ、一部の路線において液状化の影響を受けることがわかってきており、共同溝に対する具体的な対策をする必要があることが示されるようになってきている[1]。

土質工学会「地盤の液状化防止策に関する研究委員会」によって１９９０年に実施された液状化対策工法に関するアンケート調査結果によれば[2]、線状地中構造物のうちの共同溝に対する液状化対策の施工事例は表6.4.1に示すように６件であり、全体の構造物に対する件数２７６件に比して極端に少ないのが現状である。

線状地中構造物の液状化対策として安田は一般的な方法として表6.4.2に示している[3]が、具体的な適用にあたっては、効果的な地盤改良範囲、工費、施工性の検討が必要であるとしている。

表－6.4.1　液状化対策工法別対象構造物別の施工件数[2]

対象構造物		工法						合計
		締固め	間隙水圧消散	固結	せん断変形抑制	地下水位低下	置換	
地上構造物	タンク	45	6	2	0	2	1	56
	建屋	45	45	2	2	0	0	94
	橋梁	4	1	0	0	0	0	5
地下構造物	共同溝	0	2	4	0	0	0	6
	埋設管路	10	2	1	0	0	0	13
	マンホール	0	0	0	0	0	0	0
沿岸構造物	岸壁	27	39	4	0	0	0	70
	護岸	4	2	0	0	0	0	6
	防波堤	0	1	1	0	0	0	2
	水門	0	0	0	0	0	0	0
土構造物	盛土	4	0	0	1	0	0	5
	擁壁	0	0	0	0	0	0	0
	堤防	1	0	0	0	0	0	1
その他（鉄塔基礎など）		11	4	3	0	0	0	18
合計		151	102	17	3	2	1	276

表－6.4.2　地中構造物に対する液状化対策[3)]

	対策工法	概　　要	適　用　性
地盤改良	締固め工法	周辺地盤を締め固めて液状化を防止する。	都市内などでは施工に伴う振動公害などが問題となる。
	固化工法	周辺地盤をセメントなどにより固化させ液状化を防止する。	ある程度の範囲を改良すれば効果は確実である。止留め工としても用いることを検討するとよい。
	地下水位低下工法	周辺地盤の地下水位を低下し，液状化の可能性を減少させる。	
	置換工法	構造物の埋戻し部分を液状化しない材料に置換する。	
	ドレーン工法	周辺地盤または構造物周りに透水性の高いドレーン材を施工し，液状化に伴う水圧を速やかに低下させる。	比較的安価ではあるが，構造物が大きい場合には間隙水圧の十分な消散の確認が必要である。
	矢板などによる締切り工法	液状化に伴う周辺地盤の過剰間隙水圧の伝播や地盤の回りこみを抑制し，浮上がりを防止する。	掘削工事の際の止留め矢板などの有効利用をはかるとよい。
構造物対策	杭　工　法	杭により水平変位・沈下・浮上がりを防止する。	効果は確実であるが周辺地盤との相対沈下が大きくなることが問題になる場合がある。
	重量化工法	杭や砂袋で支え，浮上がりや沈下，側方移動を拘束する効果がある。	地中管路，洞道に対し問題はあまりなく，適用性は良い。ただし，砂袋は地中管路に適用例がある。
	アンカー工法	アンカーで浮上がりを防止する。	
	継手対策	構造物自体や継手の強さ，あるいは変形性能を増し，液状化により地盤の変位が大きくなってもそれに耐えうる構造とする。	補強するだけでよいが，液状化の程度が激しい場合には，効果は明らかでない。

(2)　調査結果

線状地中構造物の設計・施工事例については、公に発表された論文も少ないところもあり、本節では最近の公表された文献と建設省土木研究所での報告書より、代表事例を集めることとした。

設計事例として２事例、施工事例として２事例を示す。

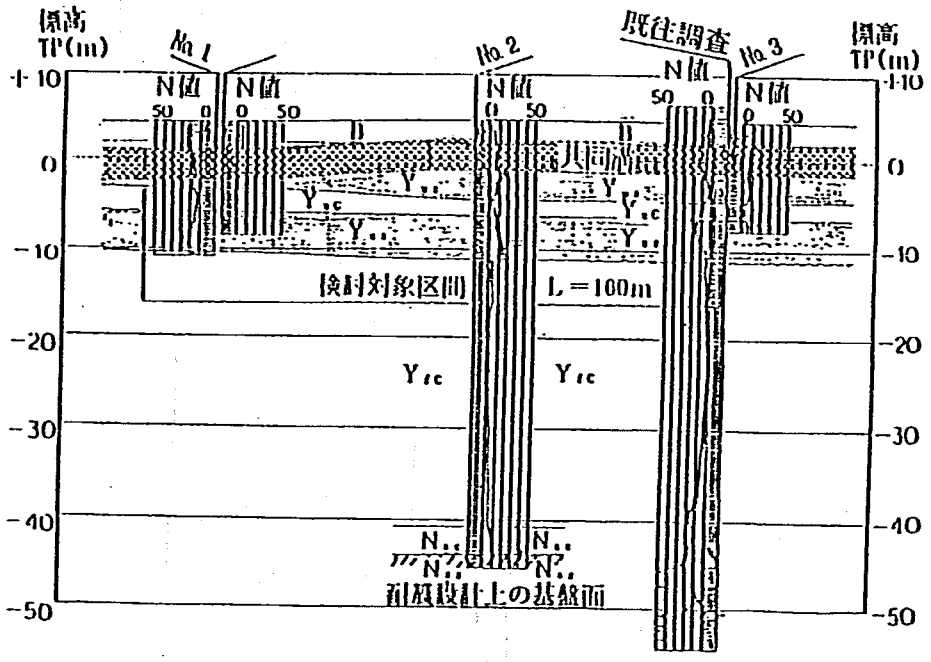
これらの事例はいずれも単一的な液状化対策をするのではなく、色々な液状化対策である地盤改良や構造的対策などを組み合わせた事例が多い。特に共同溝については掘削が伴うため、掘削時の安定も考慮して液状化対策工を併用する事例が多い。

a）事例－Ａ：既設共同溝に対する鋼矢板締切りによる液状化対策工法の設計事例[1)]

出典：藤井・古賀・古関・佐伯・真鍋；既設共同溝に対する鋼矢板締切りによる液状化対策工法の設計法について、第２１回地震工学研究発表会、PP. 637～640, 1991.

① 場　　所：東京湾臨海部の埋立地

② 原 地 盤：N＜１０　　砂層　　(図－6.4.1)



図－6.4.1　地質縦断図

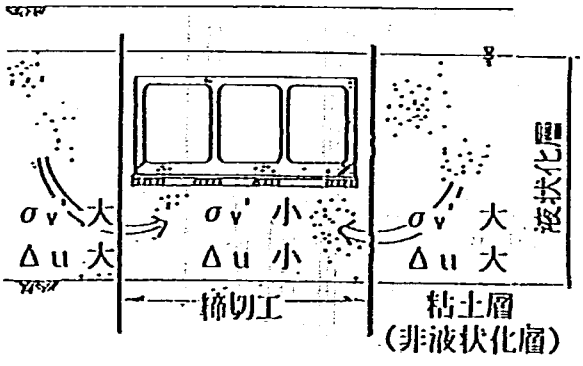
③ 液状化対策：締切工　　(図－6.4.2)

④ 設計概要　：共同溝設計指針に従う　(図－6.4.3，6.4.4，6.4.5)

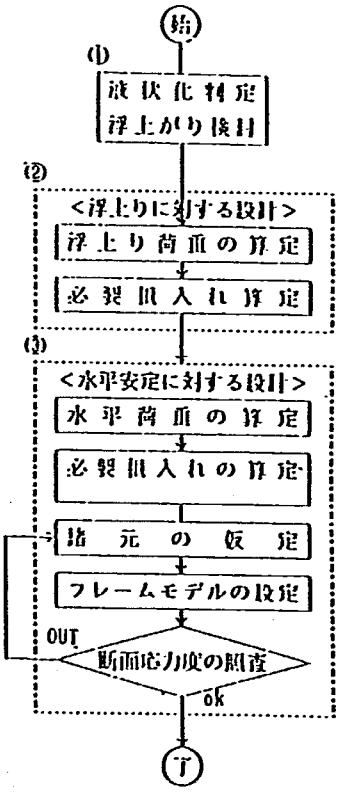
液状化の判定と浮き上りの検討，水平安定による検討。

泥土圧と動水圧を作用させ非液状化層は根入れ算定時には土圧を、断面照査ではばねとして評価。

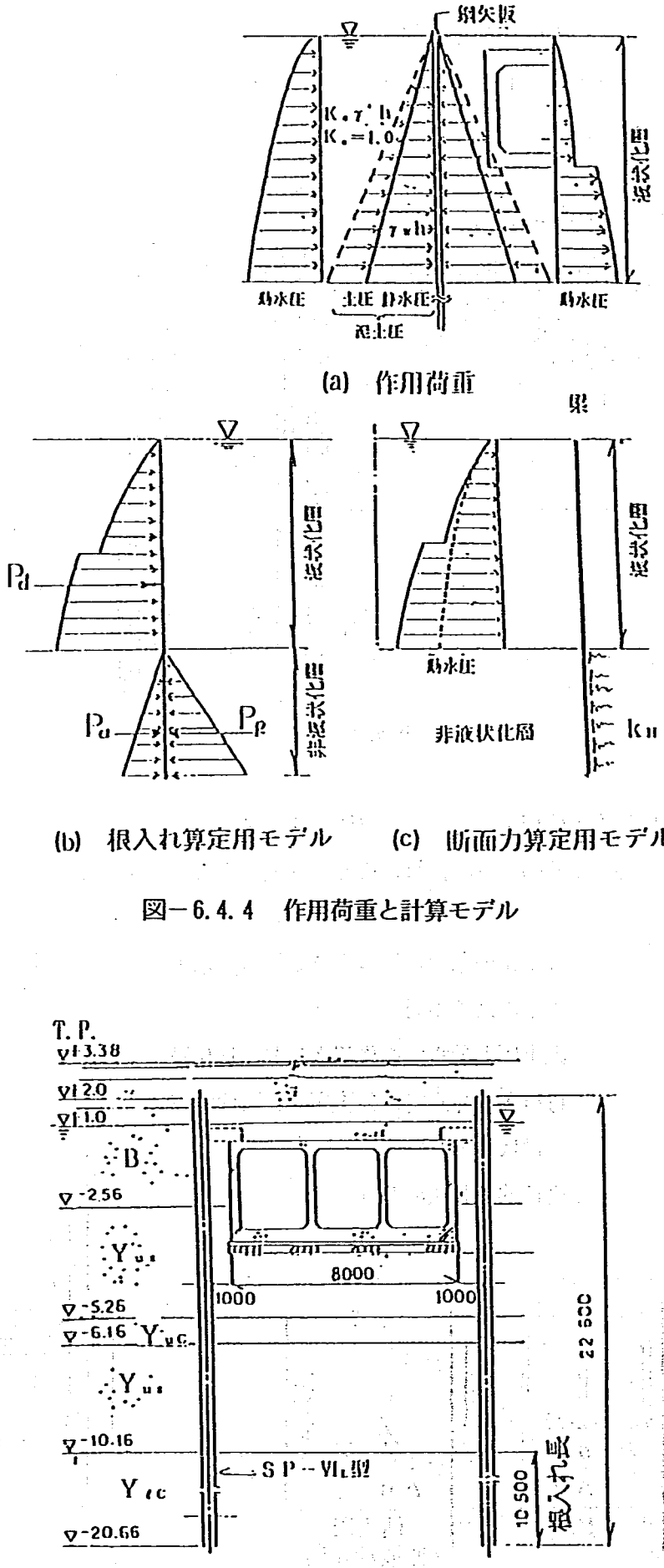
⑤ 今後の課題：合理的設計法の開発



図－6.4.2　締切工による対策工



図－6.4.3　設計の流れ



図－6.4.4　作用荷重と計算モデル

図－6.4.5　設計成果

b）事例－B：比治山共同溝　（昭和５７年頃）の設計事例[1]

① 場　　所：広島市比治山共同溝

② 原 地 盤：N＝5～7　砂層　　（図－6.4.6）

③ 液状化対策：共同溝周辺のドレーン巻き立て　　（図－6.4.7）

④ 設計概要　：　（図－6.4.8）

解析プログラム“ＳＡＤＡＰ”，“ＰＡＧ”を用いて周辺巻き立てドレーンの有無により、地震時の過剰間隙水圧上昇量の差異を解析し、ドレーン巻き立て厚さを変え過剰間隙水圧の発生、消散効果より適当なドレーン厚、排水間隔を検討している。

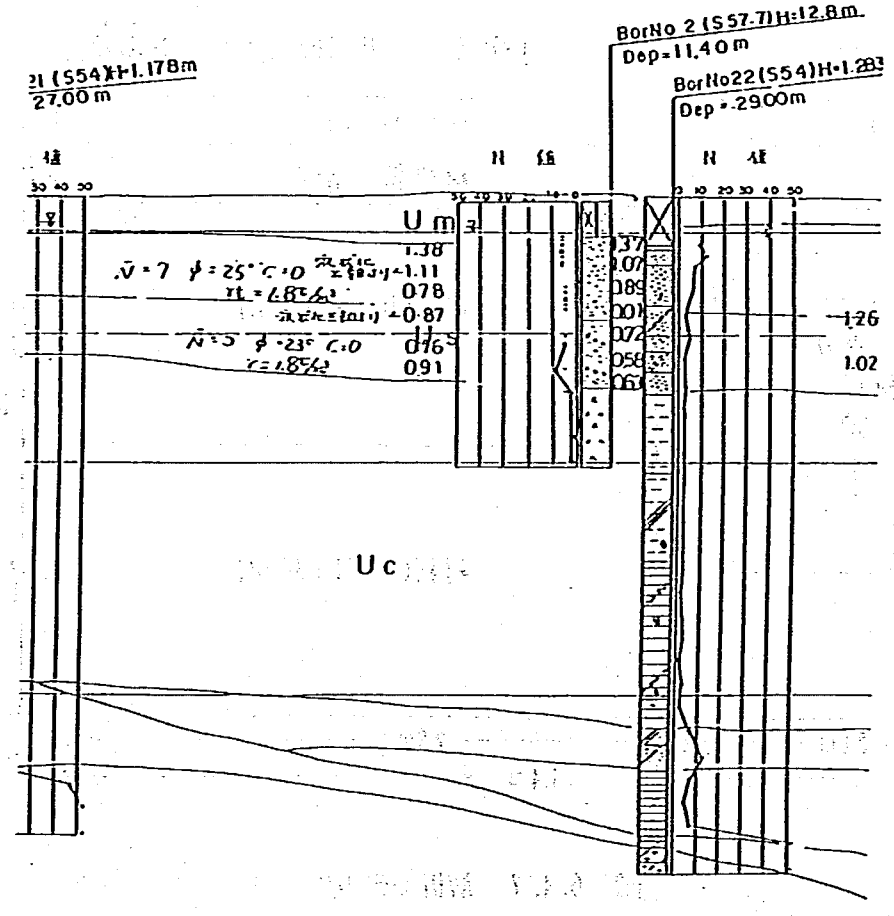
地震応答解析は、等価な正弦波に変換したものを入力地震とし、道路橋示方書に準拠した方法を採用している。

提案設計値として

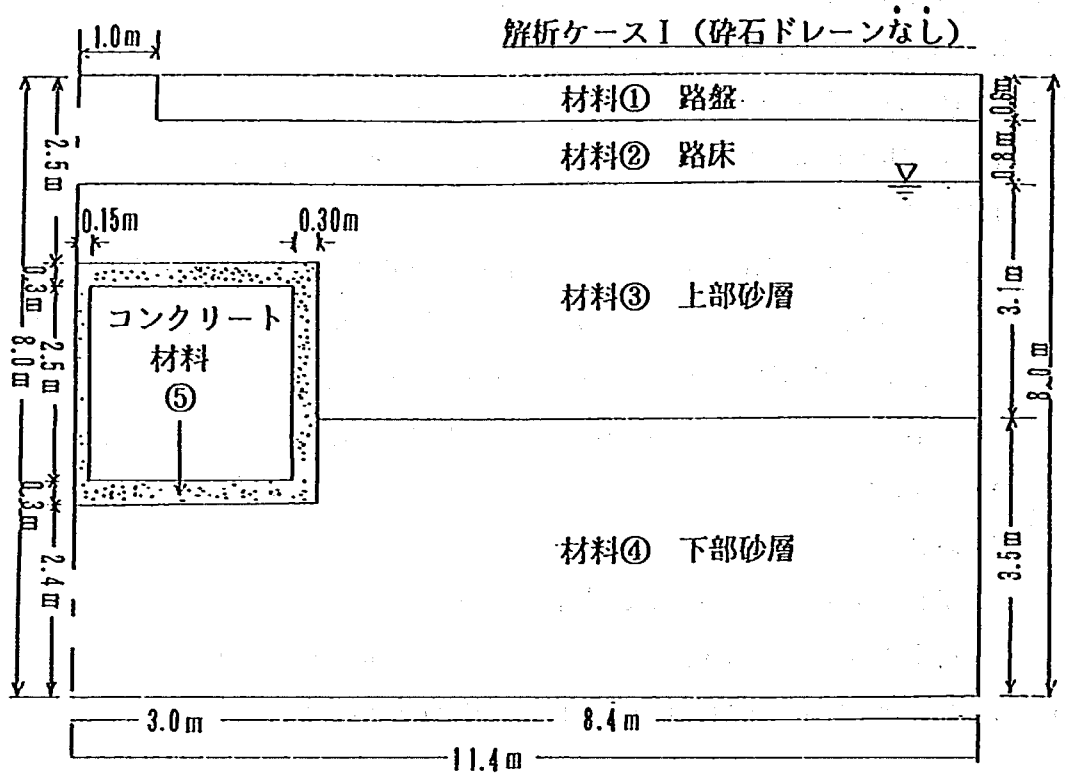
ドレーン厚；　側面８０cm，上下面５０cm

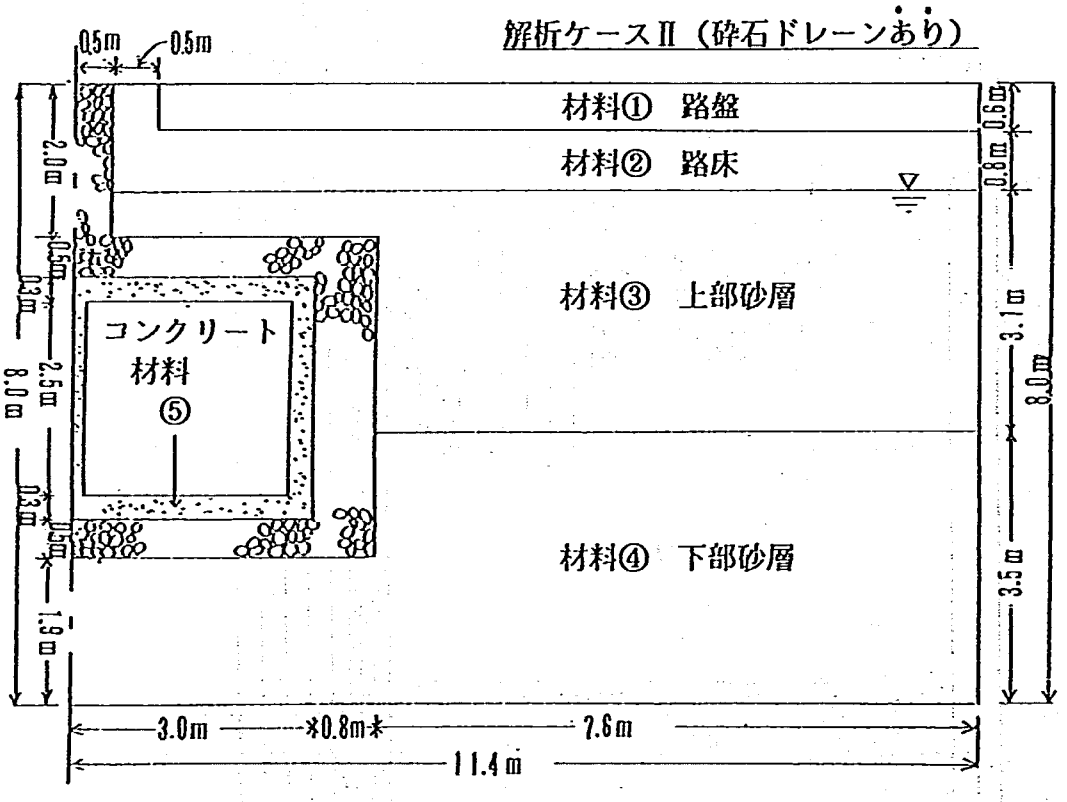
排水間隙　；　２０m　　と設定された　（図－6.4.9）

⑤ 今後の課題：仮定、制約を十分認識した上での対応が必要。

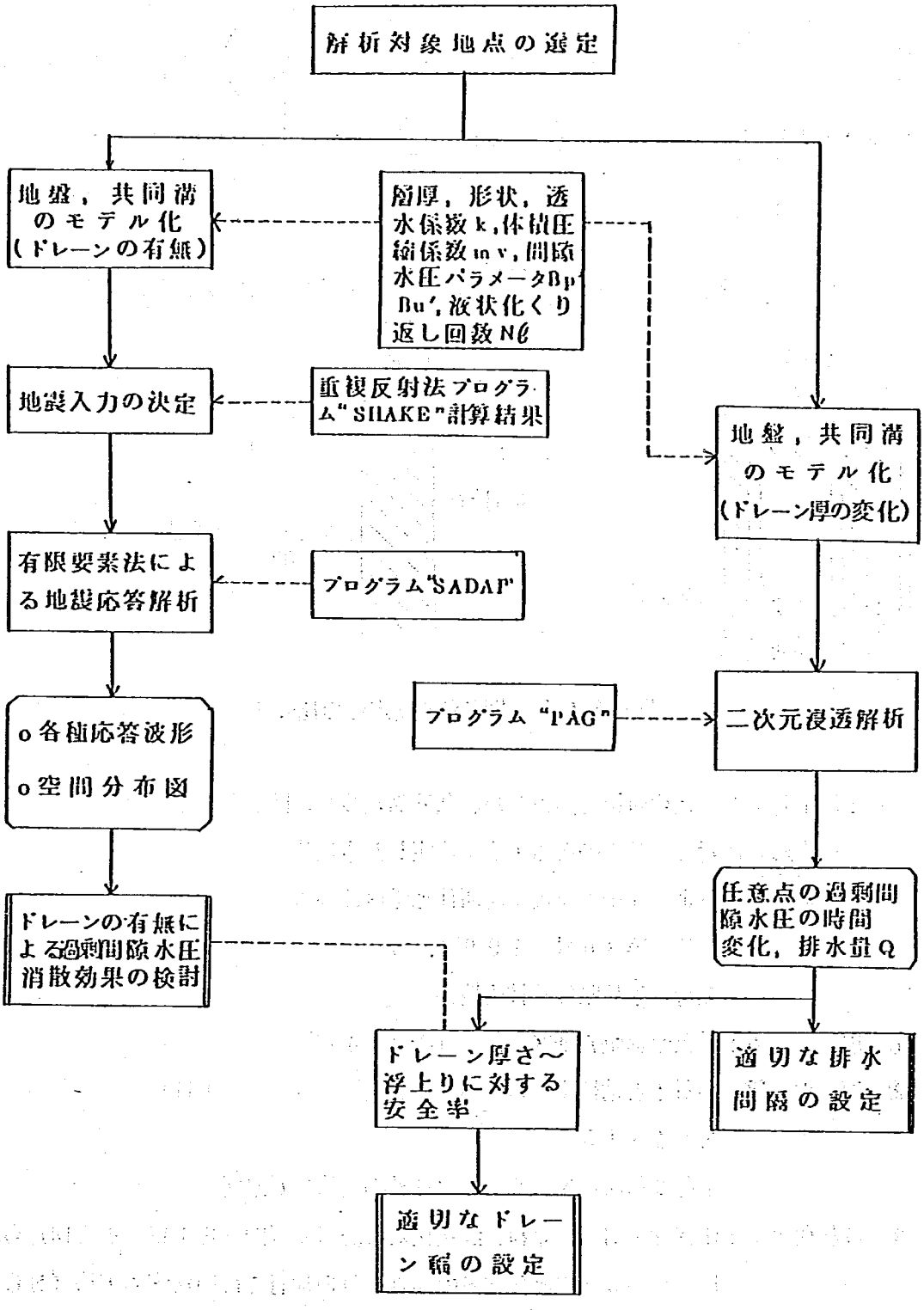


図－6.4.6　解析対象地点付近の地盤状況[1]

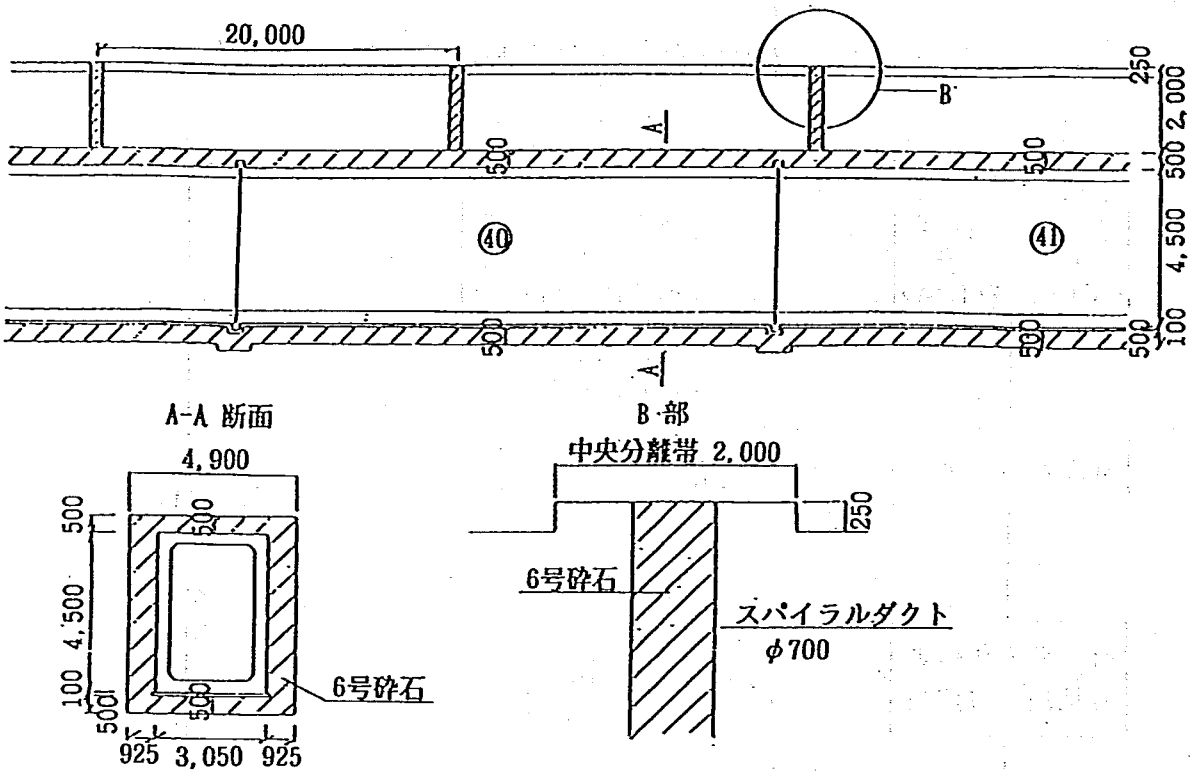

解析ケースⅠ（砕石ドレーンなし）
1.0m
材料① 路盤
材料② 路床
0.15m
0.30m
材料③ 上部砂層
コンクリート
材料
⑤
材料④ 下部砂層
0.6m
0.8m
3.1m
8.0m
3.5m
2.5m
0.3m
2.5m
8.0m
0.3m
2.4m
3.0m
8.4m
11.4m


解析ケースⅡ（砕石ドレーンあり）
0.5m
0.5m
材料① 路盤
材料② 路床
材料③ 上部砂層
コンクリート
材料
⑤
材料④ 下部砂層
0.6m
0.8m
3.1m
8.0m
3.5m
2.0m
0.5m
0.3m
2.5m
8.0m
0.3m
0.5m
1.9m
3.0m
0.8m
7.6m
11.4m

図－6.4.7　解析モデル[1]



図－6.4.8　解析の流れ図[1]



図－6.4.9　共同溝の安定性の比較[1)]

ﾆ）事例－C：沈下対策と液状化対策を両方兼ね、共同溝建設時に問題となる地盤の変形等に対して効果のある工法を選定した事例[5)]。

出典：千葉県企業庁千葉建設事務所住宅地区建設班

葉建　第３６号　１９９３．３

発行：千葉県建設技術協会

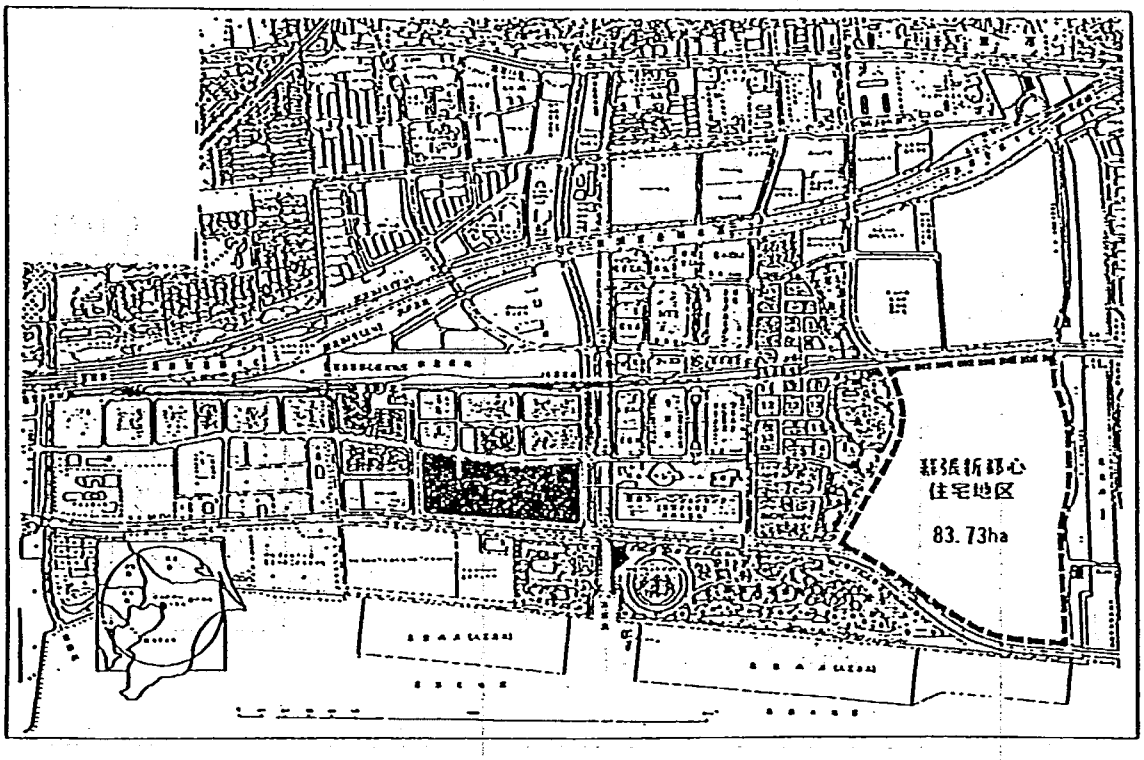
① 場　　所：千葉県幕張Ａ地区　　（図－6.4.10）

② 原 地 盤：砂質土と粘性土層の互層の埋立層　　（図－6.4.11）

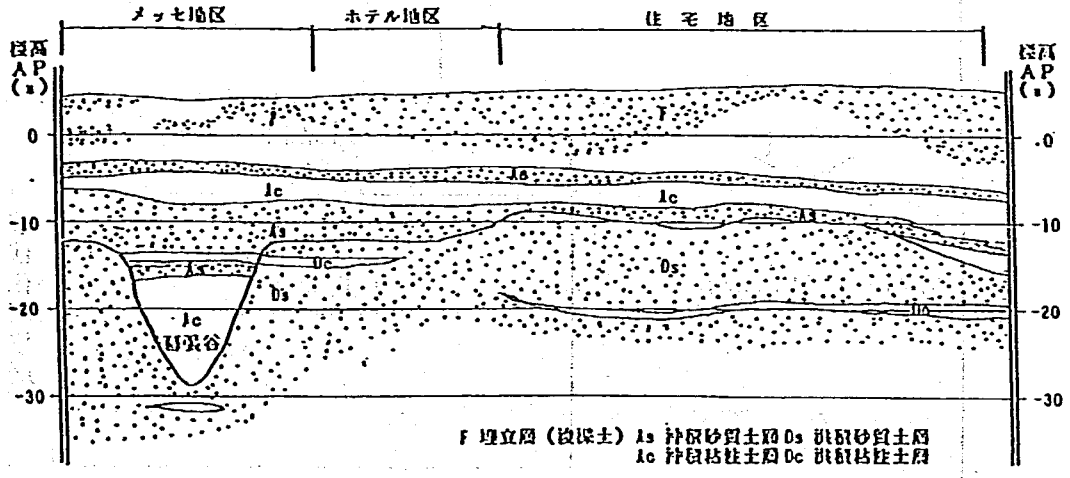
Ｎ＝１～１５

下部沖積層はＮ＝５～６の細砂の液状化対象層

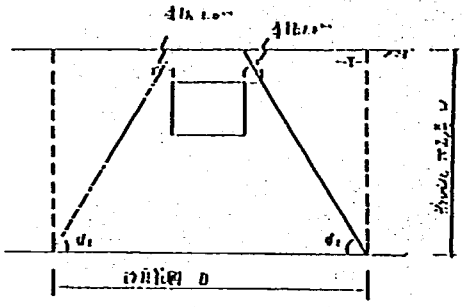
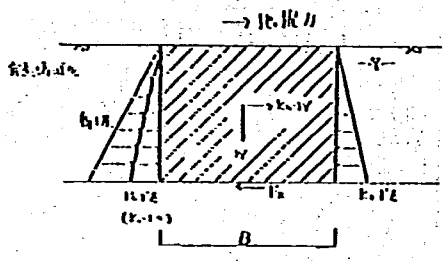
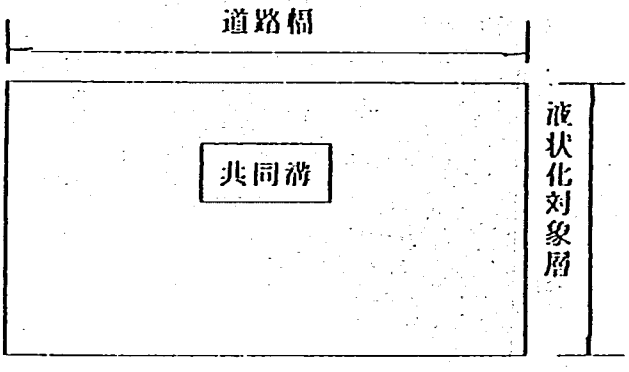
③ 液状化対策：圧密沈下対策も兼ね、液状化対策が考え（図－6.4.12，6.4.13）られ、特に地震時の液状化と共同溝の浮き上りの検討を行い締固め工法（ＳＣＰ）、深層混合処理工法、グラベルドレーン工法が適宜採用された。



図－6.4.10　土地利用計画図



図－6.4.11　北西方向から南東方向の模式断面図

<table>
<tr><td>目的</td><td colspan="2">共同溝液状化対策
共同溝圧密沈下対策（道路部含む）</td></tr>
<tr><td>改良工法</td><td colspan="2">砂質土の卓越する場所　－－－－　ＳＣＰ
粘性土の卓越する場所　－－－－　ＤＪＭ　ｏｒ　ＣＤＭ</td></tr>
<tr><td rowspan="4">設計法
及び
改良仕様</td><td>ＳＣＰ</td><td>ＤＪＭ　ｏｒ　ＣＤＭ</td></tr>
<tr><td>  </td><td>  </td></tr>
<tr><td>（改良率）
粒度、Ｎ値に応じて
φ７００　□１．４～２．０ｍ</td><td>（改良率）
接円改良
（Ａｐ＝７８．５～８３％）</td></tr>
<tr><td colspan="2">結果的に
道路幅全域の改良
  </td></tr>
<tr><td>その他</td><td>既設構造物に近接する区域
（埋設管）
グラベルドレーンに変更</td><td></td></tr>
</table>

図－6.4.12　幕張Ａ地区共同溝地盤改良工法について

④ 設計概要

砂質土が卓越した箇所は液状化による共同溝の浮き上り防止のための地盤改良工法を適用し、粘性土が卓越した箇所は圧密沈下対策を考慮した地盤改良工法を適用している。また、共同溝建設時については掘削工事の安定性についても検討している。

地震時の液状化予測は「道路橋示方書・同解説V．耐震設計編（日本道路協会）」を適用して検討したところ、ほとんどの調査位置で埋立層、沖積層の液状化抵抗率 F_L ＜1.0 となった。このため、共同溝の浮き上りに対する安全率は、安全率 F_s ＜1.1 となる箇所が全体の４０％を占めた。当地区では未圧密地盤であることより、圧密沈下と液状化の両面からの対策工が検討され評価された。（表－6.4.3）

表－6.4.3　各対策工と評価

○：効果あり　△：効果ややあり　×：不適切

	対策工法	予想される問題								評価	部分的採用	全面的採用
		地震時液状化	圧密沈下	地震時動的変位	地震時比下	ボイリング	ヒービング	引抜き時の沈下シートパイル	変形・沈下住復提削時の			
①	表層処理工法	×	×	×	×	×	×	×	×	深層部の対策工法ではない。	×	×
②	置換工法	×	×	×	×	×	×	×	×	深層部の置換えは不可能。	×	×
③	載荷重・バーチカルドレーン工法	×	○	×	×	×	○	×	△	液状化対策としては不適当。	△	×
④	締固め工法	○	△	○	○	○	○	△	△	粘性土の卓越した箇所では圧縮沈下の低減に問題あり。	○	△
⑤	固結工法	○	○	○	○	○	○	△	○	効果は早く期待でき、沈下対策・地震対策を兼ねる。	○	○
⑥	構造物工法（矢板、連続壁）	△	×	○	○	△	△	×	○	道路占有地に構造物を残す問題あり。④、⑤との併用が必要。	○	△
⑦	グラベルドレーン工法	○	×	○	○	○	△	×	×	圧縮沈下に対し、不適当。	○	×

地盤改良工法としては、互層地盤のうち粘性土層が４０％以上の区域は深層混合処理工法とした。また、粘性土層の割合が４０％未満となる区域及び単一層地盤の区域は、サンドコンパクションパイル工法とした。地盤改良施工時に近接構造物への影響がある砂質地盤については、施工時の振動・水平変位の少ないグラベルドレーン工法が採用された。

サンドコンパクションパイル工法は、間隙水圧比 $\Delta u / \sigma_v$ ＝0.5 に相当する F_L ＝1.1 を目標強度として、置換率を a_s ＝10, 15, 20%（□2.0m, 1.6m, 1.4m相当）としている。また、改良深度は F_L ＞1.1 の箇所までとした。

深層混合処理工法は、地盤が液状化するまでは外力として地盤の動水圧と改良体の慣性力が同位相で作用したものとし、動水圧、最大せん断応力により改良体の設計基準強度を求めた。改良率を高める為、接円タイプとしパイル置換率 a_s＝0.785とし、設計基準強度

として、一軸圧縮強度 q_{uck} ＝ 1.6kgf/cm² と設定した。改良深度は共同溝の不同沈下防止、局部変形防止のため洪積層上面までとした。

グラベルドレーン工法は Seed らの設計方法を改善した電力中央研究所の方法により行った。間隙水圧比は、$\Delta u / \sigma_v' = 0.5$ と設定し、φ500 正三角形 1.0mピッチとした。使用材料は7号砕石を使用し、グラベルマットは30cmとした。

各施工区域、工事概要を図－6.4.13、表－6.4.4に示す。

⑤ 今後の課題：基礎整備の為、道路域に限定して対策を実施。

表－6.4.4 各工法の工事概要[5)]

工 区	工 法	杭長（m）	本数（本）	改良延長、土量
1工区	SCP	13.5～15.5	5,706	80,768 m
	GD	14.5	1,091	15,819.5 m
	VD	12.5	656	8,200 m
2工区	VD	11.5～13.5	15,712	206,132 m
	CDM	13.0～15.0	6,836	78,358.7 m³
3工区	CDM	15.0～17.0	7,876	97,109.21m³
4工区	VD	11.5～20.5	10,268	155,058 m
	DJM	15.0～20.0	8,232	106,201.08m³
5工区	VD	12.5～16.5	4,944	70,180 m
	CDM	15.0～19.0	7,766	102,200.72m³

d）事例－D：東京湾臨海部の共同溝下面の対策施工事例

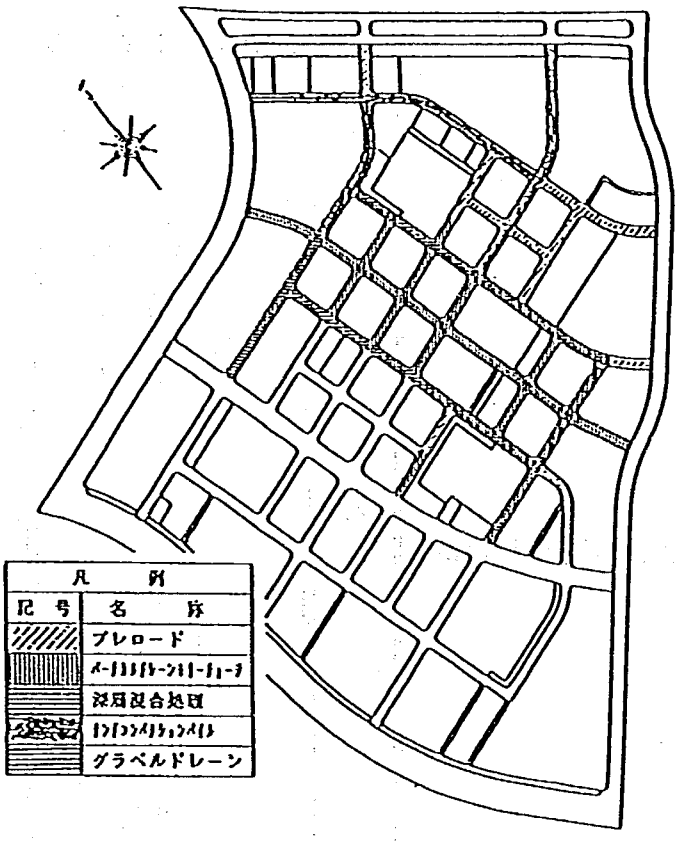
① 場　　所：東京都臨海部

② 原 地 盤：シルト混り砂層

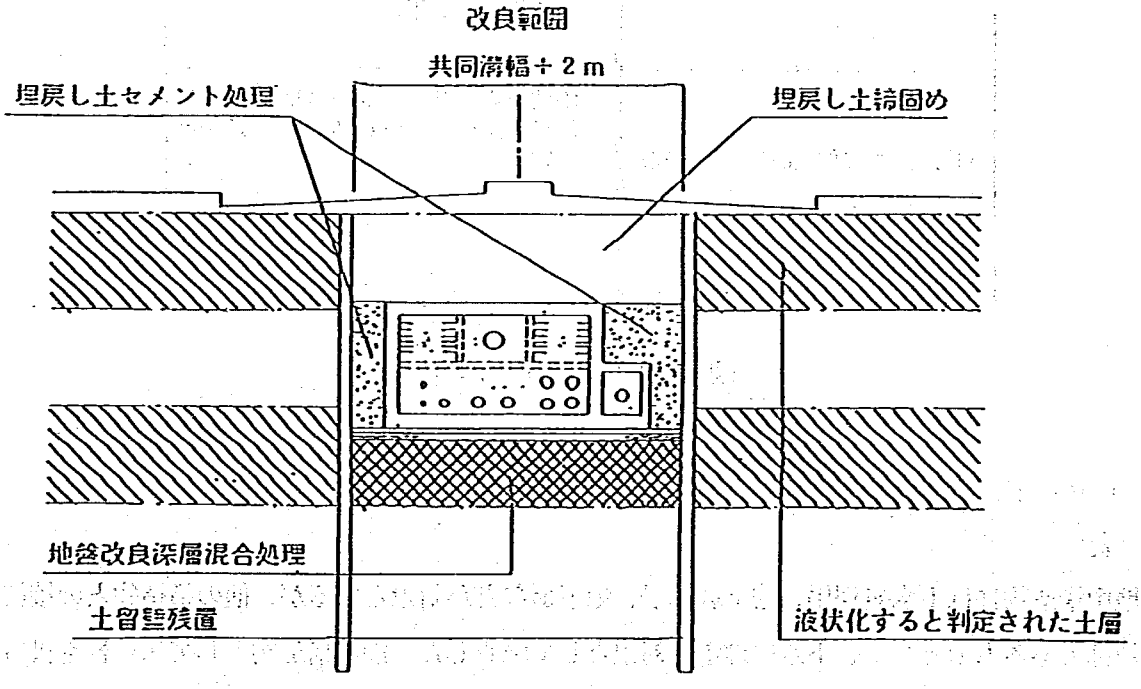
③ 液状化対策：共同溝床付面下の山留壁内部の土層は、液状化すると判定された土層の下面まで深層混合処理工法により地盤改良を行う。埋戻し土はセメント処理した液状化しない掘削土を用いる。（図－6.4.14）

④ 施工の内容：（図－6.4.15）

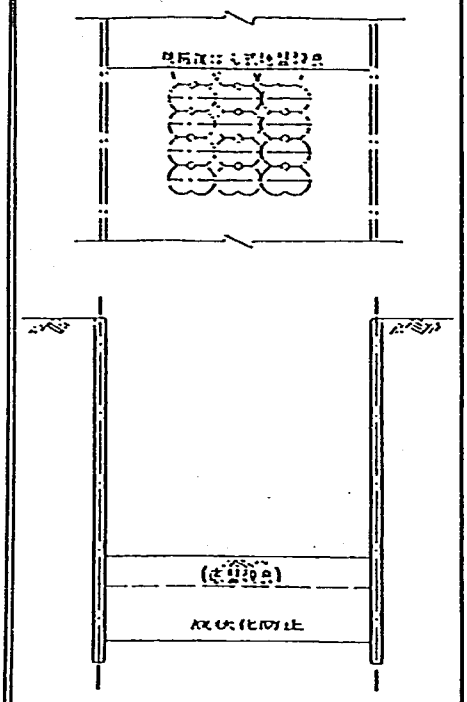
・山留壁の際まで全面CDM改良、改良体は接円施工。



図－6.4.13　地盤改良一般平面図（幕張地区）[5]



図－6.4.14　共同溝の液状化対策工標準断面図

対　策　用　途	液状化防止対策
地盤改良標準図	
適　用　箇　所	・底盤改良下あるいは底盤改良を必要としない底付面下に液状化層が存在する場合に適用。
地盤改良工法	・山留壁の際まで全面撹拌混合式地盤改良を用い、各改良体はラップさせない。

図－6.4.15　施工の内容

6.4.2　面状地中構造物

(1) 概　要

面状地中構造物には下水処理場、地下駐車場、地下街などが対象となるが、他の構造物との接続が少なくなく単体であるものとして、下水処理場を対象として調査した。面状構造物として耐震性を扱った例はほとんど見あたらないが、軟弱地盤耐震対策工法を検討する上では対象となる構造物のイメージを明らかにする必要があり、特に面状としての大きさ（形状寸法）、地盤条件等についての検討資料を得る目的で調査を行った。

調査の対象構造物を下水処理場としたことから東京都下水道局、および日本下水道事業団発注による下

記の構造物について調査した。

（東京都下水道局）

① 新河岸処理場　[表6.4.7(a)]

② 有明処理場　[図6.4.16、図6.4.17、図6.4.18、表6.4.5、表6.4.7(a)]

③ 葛西処理場（北）　[表6.4.7(a)]

④ 葛西処理場（南）　[表6.4.7(a)]

（日本下水道事業団）

⑤ 江戸川第二終末処理場　[図6.4.19、図6.4.20、図6.4.21、図6.4.22、図6.4.23、図6.4.24、図6.4.25、表6.4.7(b)]

⑥ 山崎下水道終末処理場　[表6.4.7(b)]

⑦ 広野浄化センター　[表6.4.7(b)]

(2) 調査結果

各下水処理場の調査結果は次に示す通りで、詳細は表-6.4.7(a)、(b)に示す。

① 新河岸処理場（東京都下水道局）

a 場所　：東京都板橋区新河岸三丁目

b 現地盤　：地表面から3～8mの沖積砂層

c 液状化対策：対策工は特に無し

d 設計概要　：地表面から3～8mの沖積砂層部分は水平震度を割り増しして設計

② 有明処理場（東京都下水道局）

a 場所　：東京都江東区有明二丁目

b 現地盤　：N＜5　砂質・粘性土層

c 液状化対策：対策工は特に無し

d 設計概要　：側方に液状化層があるのでその部分の水平震度を割り増しして設計
液状化の判定は東京都下水道局の「下水道施設設計標準（案）」の式に基づく。

③ 葛西処理場（北）（東京都下水道局）

a 場所　：東京都江戸川区臨海一丁目

b 現地盤　：N＜10

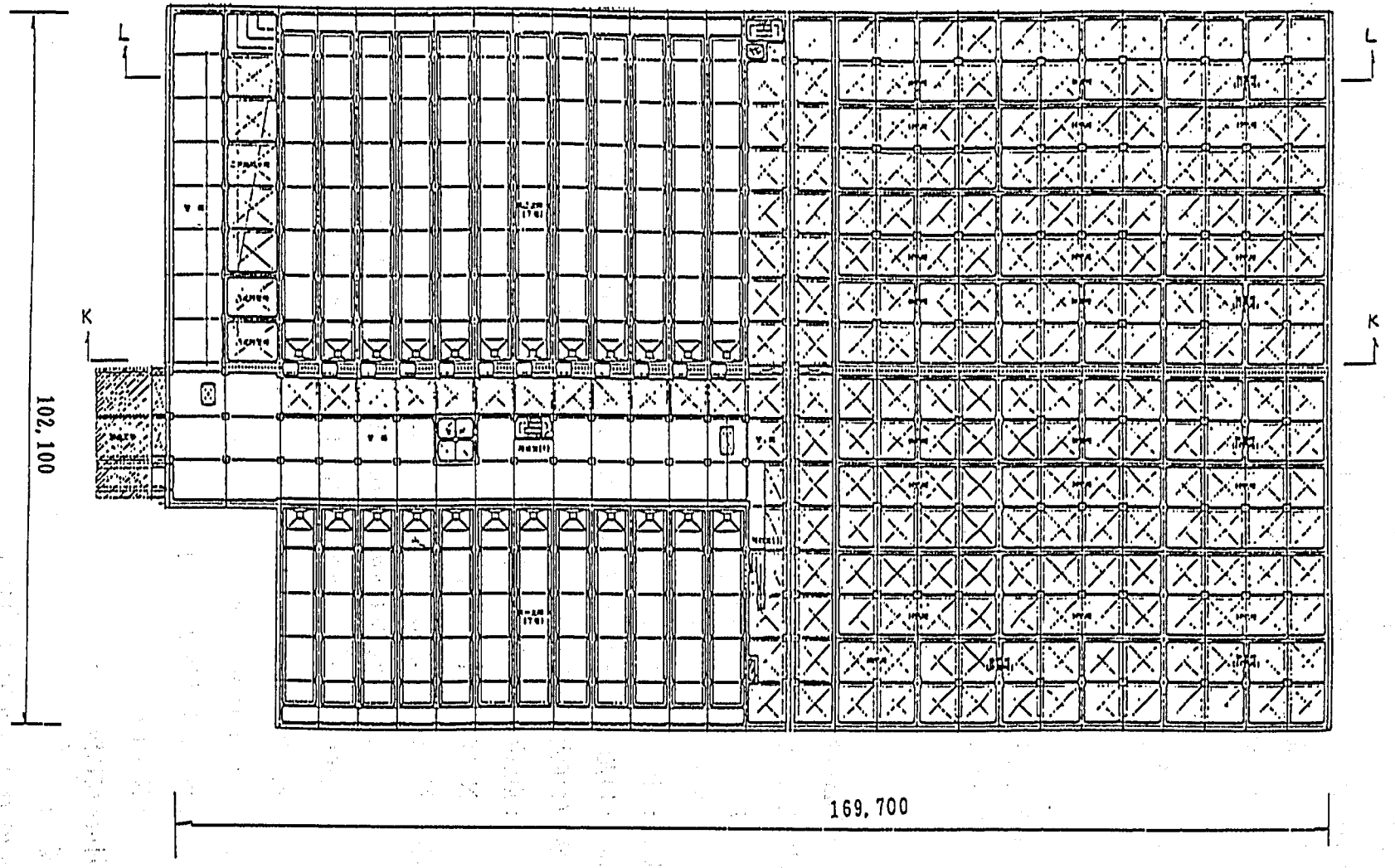
c 液状化対策：特に無し

d 設計概要　：――――

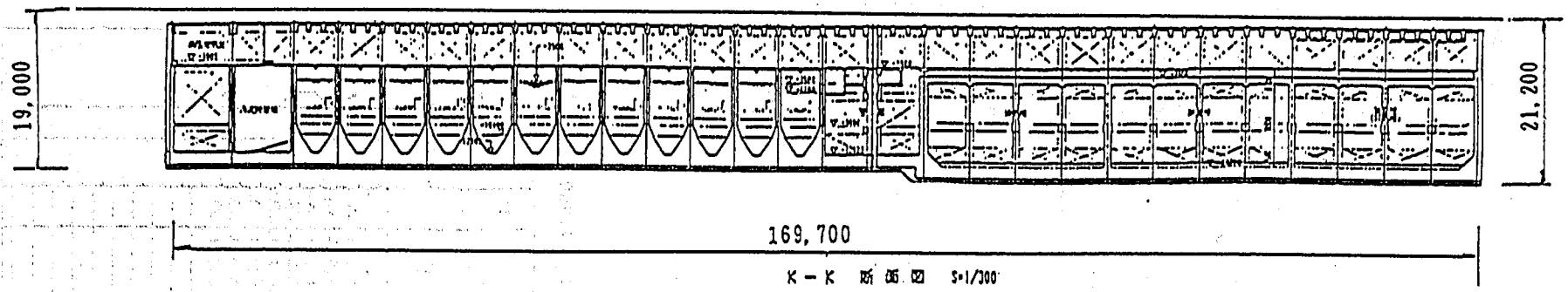
④ 葛西処理場（南）（東京都下水道局）

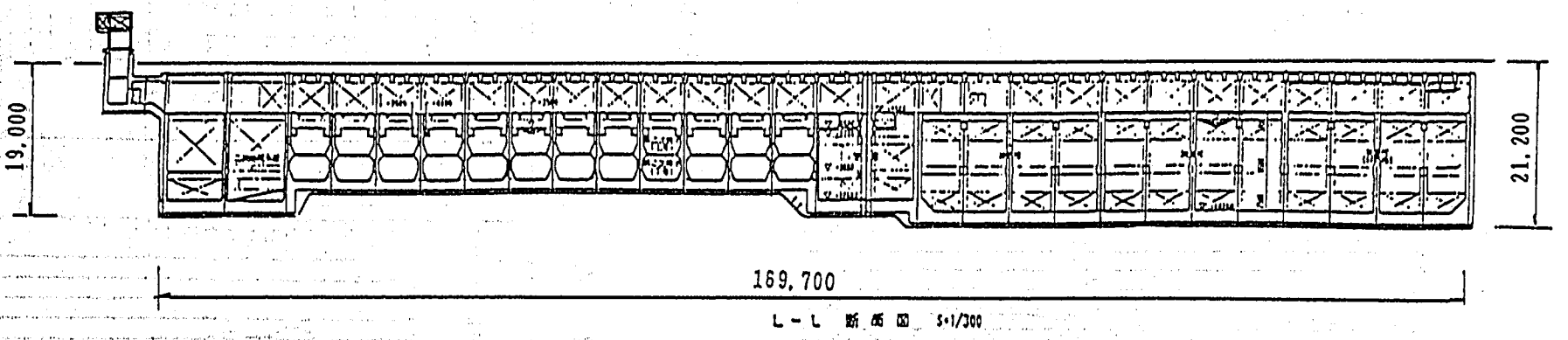
a 場所　：東京都江戸川区臨海一丁目

b 現地盤　：地下水位GL-10m程度

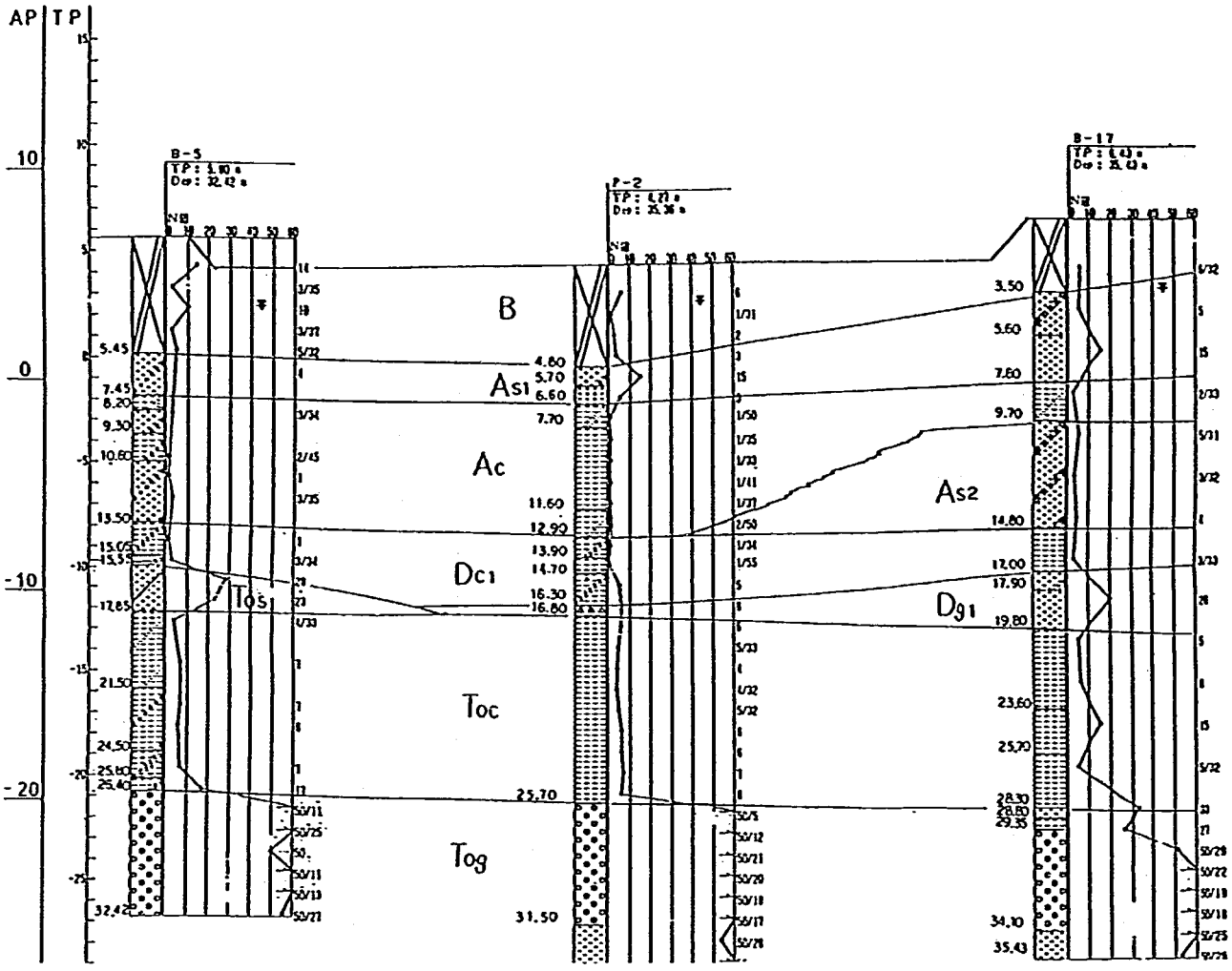


図－6.4.16　有明処理場 平面図

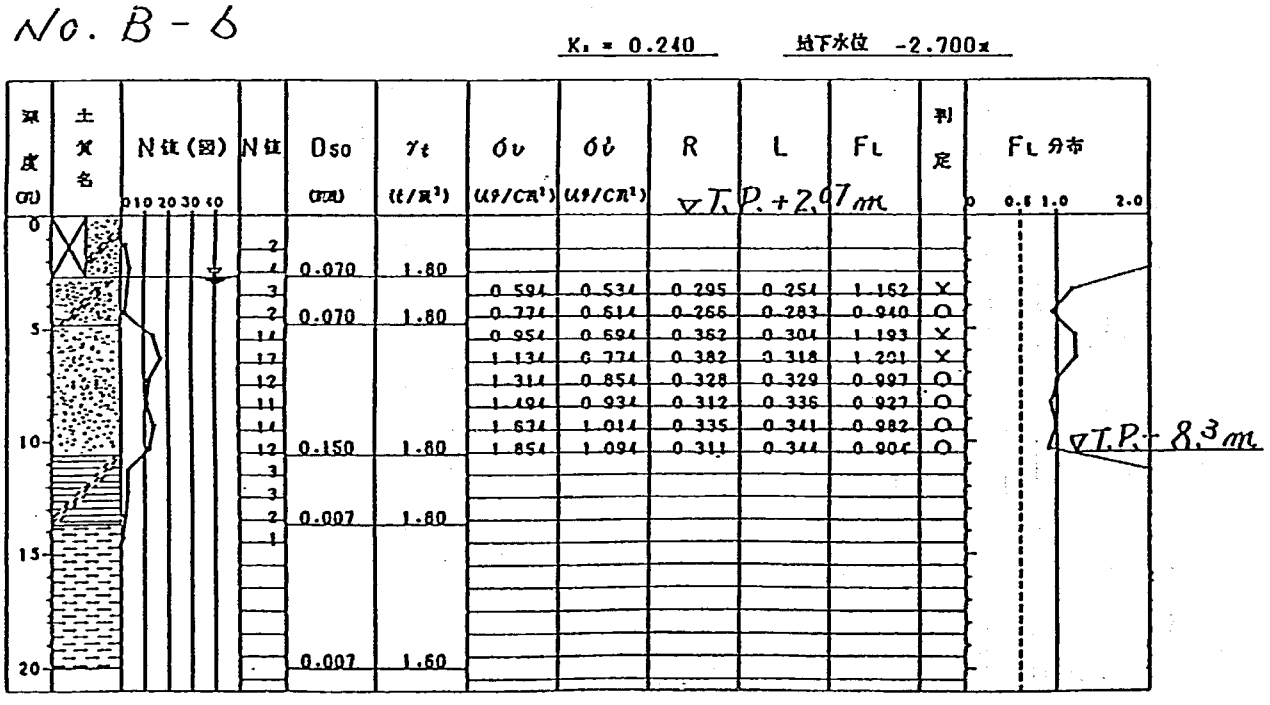




図－6.4.17 有明処理場 断面図



図－6.4.18　有明処理場 地質柱状図



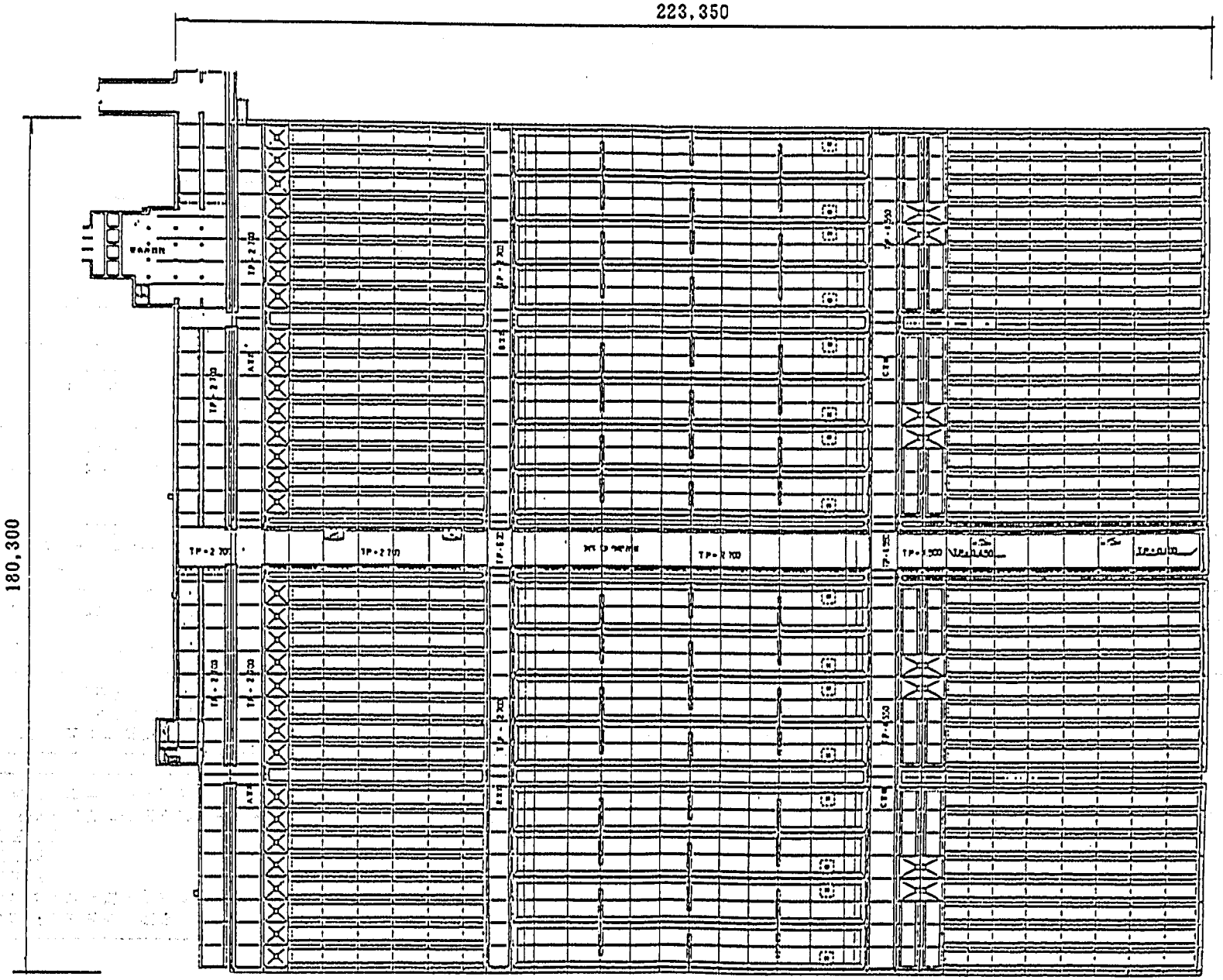
図－6.4.19　江戸川第二終末処理場 流動化判定結果

表－6.4.5　有明処理場の流動化判定計算表

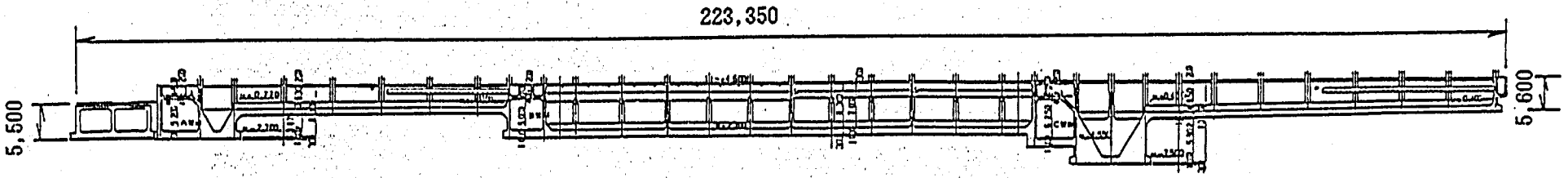
H_w ：地表面から地下水位までの深さ	2.50
K_{so}：流動化の判定に用いる標準設計水平震度	(0.2125)
ν_1 ：地域別補正係数	1.00
ν_g ：地盤別補正係数	1.20
ν_s ：重要度別補正係数	1.00
ρ_w ：地下水位以下の湿潤単位体積重量の補正値	1.00
K_s ：地表面での水平震度＝$\nu_1 \cdot \nu_g \cdot \nu_s \cdot K_{so}$	0.255 ＊

＊港湾局の液状化対策の手引きに示されている、地表最大加速度250gal は震度換算すると、
250÷980≒0.255　であり、この値はν_1～ν_sの補正係数を加味した値と判断される。

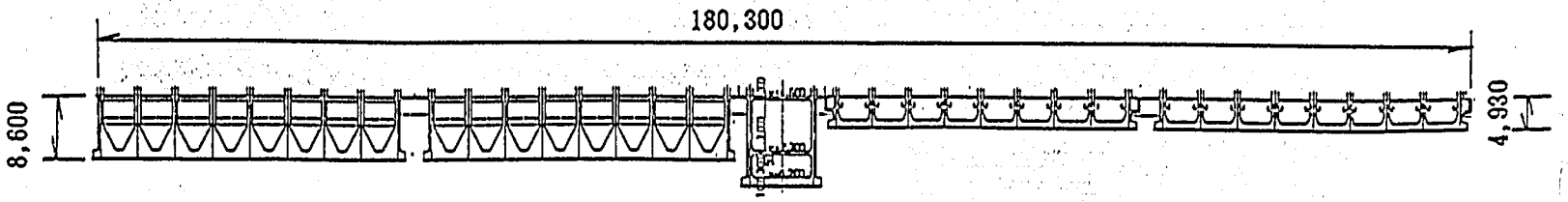
土層 NO	土質名	X：地表面からの深さ (m)	N値 (－)	D50：平均粒径 (mm)	γx：土の湿潤単位重量 (t／m³)	γd：1.0 -0.015・X (－)	δx：層厚 (m)	σv：全上載圧 (kg/cm²)	$\sigma v'$：有効上載圧 (kg/cm²)	L=rd・ks ・$\sigma v/\sigma v'$ (－)	R=R1+R2 (－)	F_L=R/L (－)	DE：低減係数 (－)
1	埋土　F1	5.20	5.5	0.011	1.70	0.9220	5.20	0.8840	0.5640	0.3885	－	－	
2	S-M	TP -2.38≒-2.40 8.90	7.1	0.150	1.70	0.8665	3.70	1.5130	0.8230	0.4062	0.2812	0.892	1/3
3	MS (M-S)	-7.92≒-7.90 14.40	2.3	0.011	1.60	0.7840	5.50	2.0930	1.1530	0.4149	－	－	
4	C	-11.21≒-11.10 17.70	3.1	0.005	1.60	0.7345	3.30	2.9210	1.3510	0.4050	－	－	
5	C (S-C)	-13.02≒-13.00 19.50	28.4	0.285	1.00	0.7075	1.80	3.2810	1.5310	0.3886	0.397	1.026	1.00
6	M-S	-14.91≒-14.90 21.40	4.1	0.011	1.60	0.6790	1.90	3.5850	1.6450	0.3773	－	－	
7	M-SH (M_o-C)	-19.29≒-19.90 26.40	7.5	0.011	1.60	0.6040	5.00	4.3850	1.9450	0.3472	－	－	



図－6.4.20　江戸川第二終末処理場 平面図

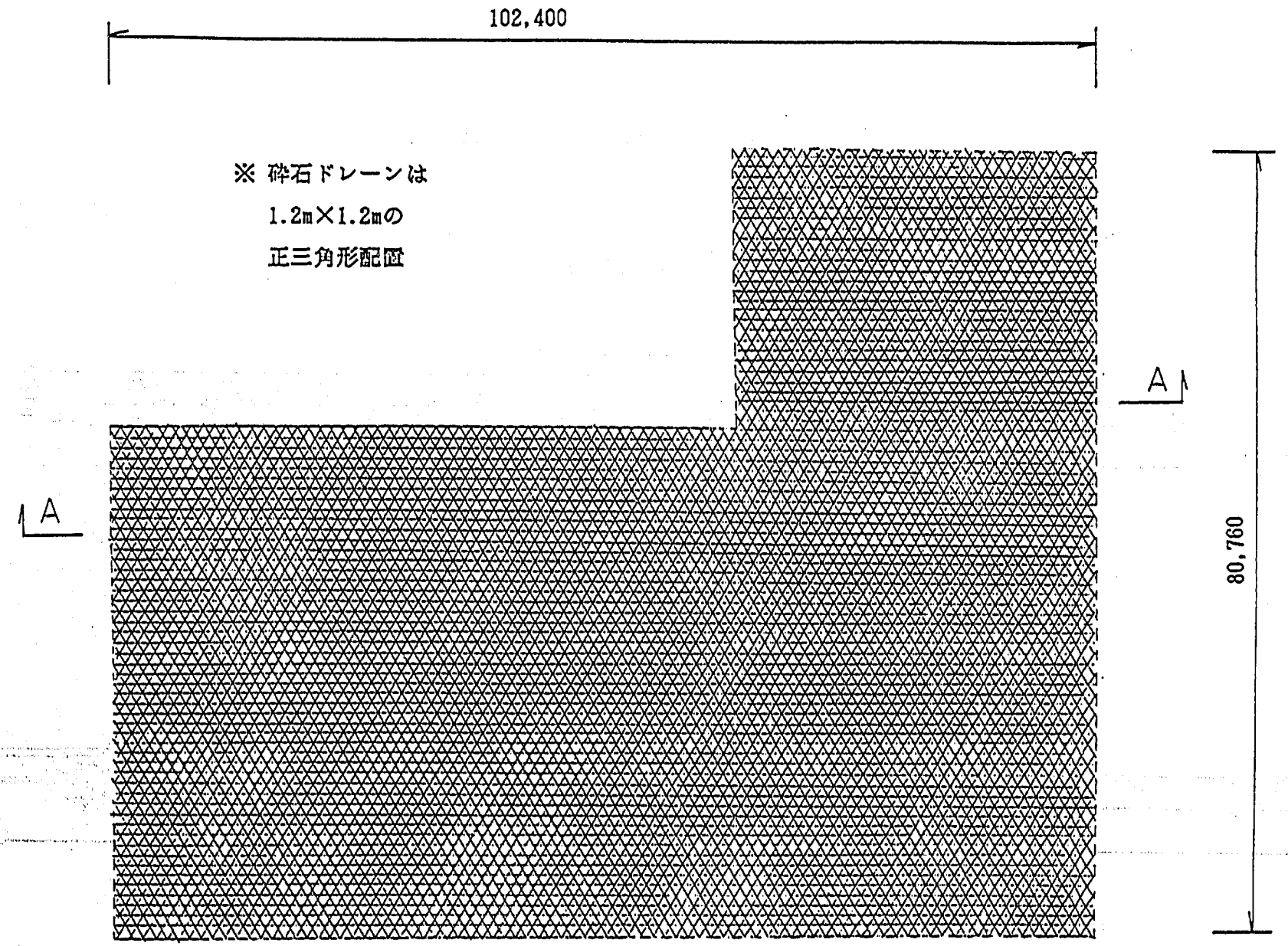


縦　断　図

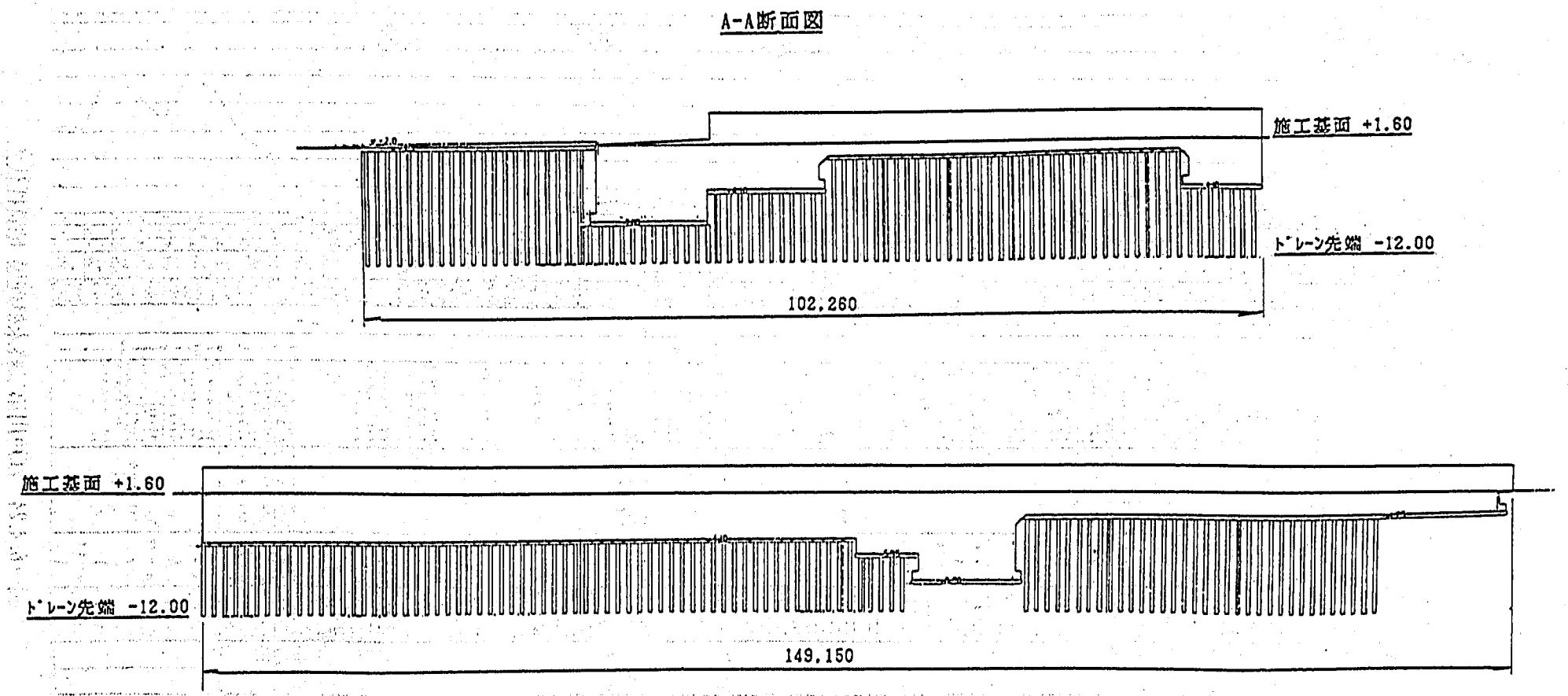


横　断　図

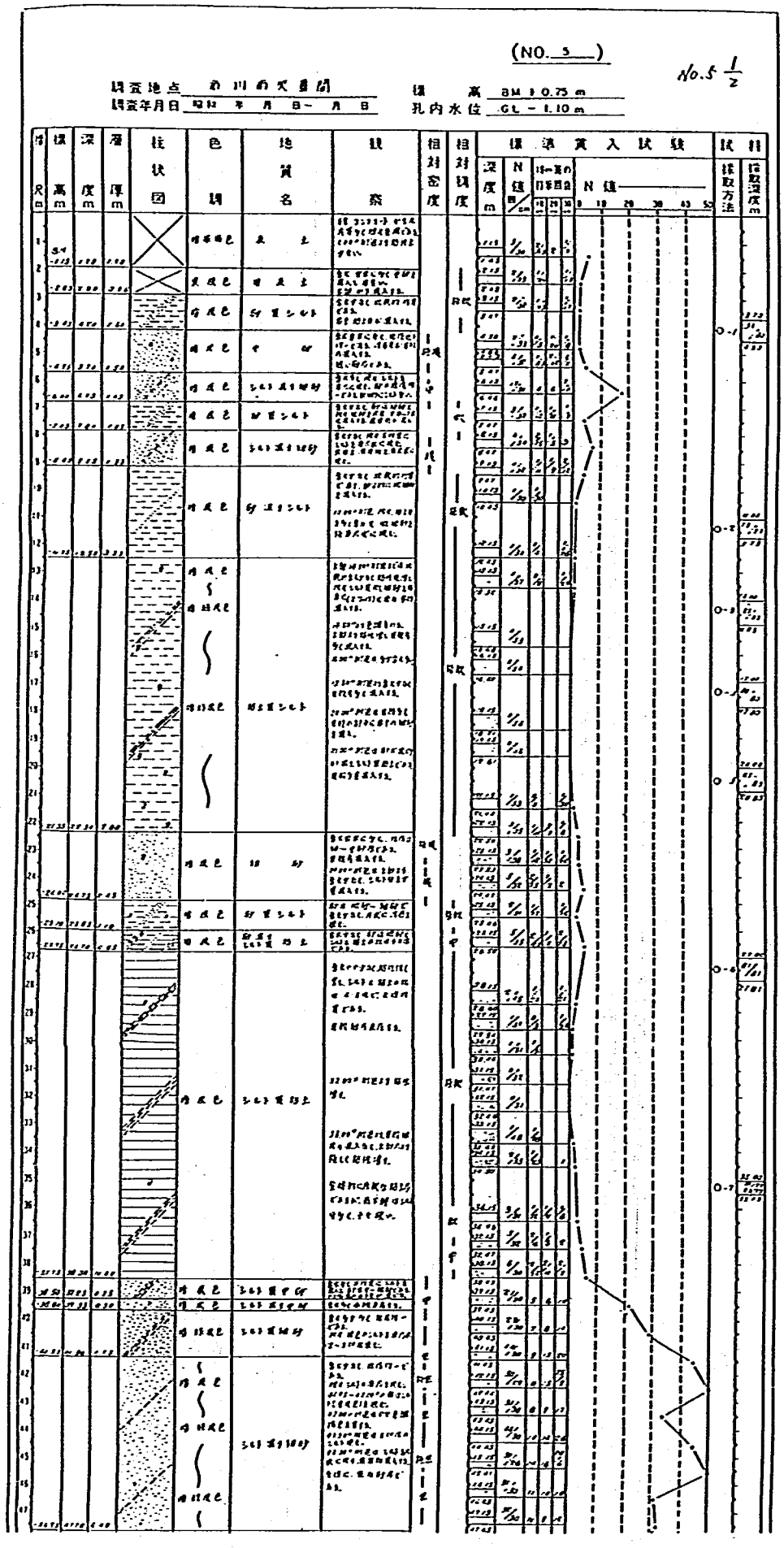
図－6.4.21　江戸川第二終末処理場 断面図



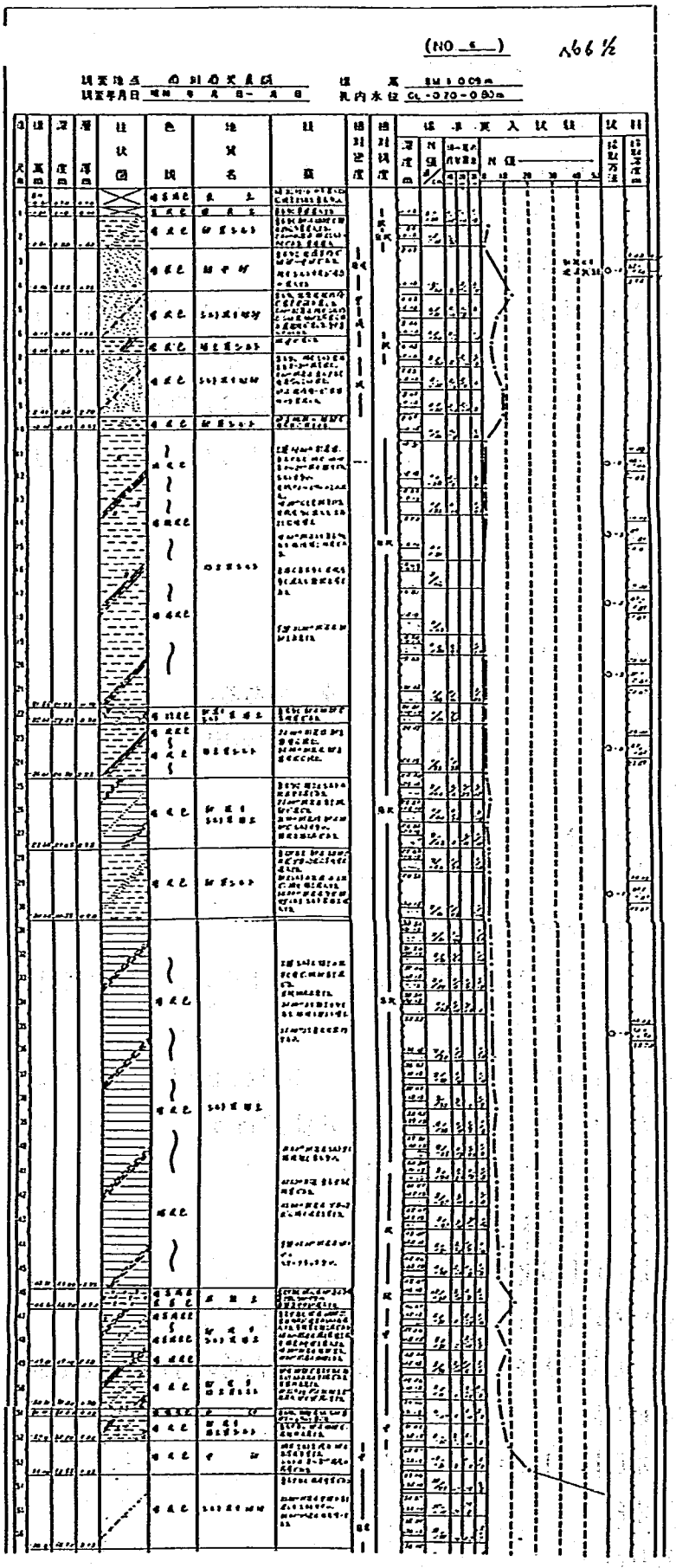
図－6.4.22　江戸川第二終末処理場 砕石ドレーン配置図



図－6.4.23　江戸川第二終末処理場 砕石ドレーン断面図



図－6.4.24　江戸川第二終末処理場 地質柱状図



図－6.4.25　江戸川第二終末処理場 地質柱状図

c液状化対策：特に無し

d設計概要　：地震時の浮力を考慮して設計

⑤　江戸川第二終末処理場（日本下水道事業団）

a場所　　：千葉県市川市福栄四丁目

b現地盤　　：N＜5　砂質シルト・シルト質細砂層

c液状化対策：砕石ドレーン工法

d設計概要　：日本下水道事業団編「設計基準（案）」により液状化判定を行い、
地盤改良により横方向抵抗力の増大を図る。軸対称二次元放射流
理論プログラム（ＬＡＲＦ）により平均過剰間隙水圧比を計算し、
目標の過剰間隙水圧比Ｌu=0.3を満足するドレーン配置とする。

e　設計例（江戸川第二終末処理場）

3.　砕石ドレーンの設計

3-1　設計手順

設計の基本的な手順を以下に示す。

①～⑤が砕石ドレーンの設計に必要なパラメーターである。

①　対象砂地盤の透水係数：k、体積圧縮係数：mvの設定

②　F_L値からＮℓを設定

③　地震規模を設定し、Neq、ｔdを決定

④　目標Ｌuを設定する。

⑤　砕石ドレーン半径ａを設定する。

⑥　発生する過剰間隙水圧比が、目標Ｌu 以下となるようノモグラムで砕石ドレーンの配置を決定する。

⑦　上記の配置による△ｕの発生、消散過程を軸対称放射流理論によるプログラム（ＬＡＲＦ）で解析し、⑥で求めたドレーン配置での発生Ｌuの検証を行う。

Ｎℓ：Ｌuが1.0に達するまでの繰り返し回数

k：対象砂地盤の透水係数

mv：対象砂地盤の体積圧縮係数

N：地震波の繰り返し回数

Neq：不規則波（地震波）を一定の振幅波に換算した時の等価繰り返し回数

ｔd：地震動継続時間

Ｌu：過剰間隙水圧比　$Lu=\Delta u/\sigma v'$

△ｕ：過剰間隙水圧

$\sigma v'$：有効土被り荷重

3-2　k、mvの設定

1)透水係数、k

土質試験結果より

$k = 1.0 \times 10^{-3}$ cm/sec

に設定する。

2)体積圧縮係数：mv

体積圧縮係数は次式により算出する。

$$mv = \frac{1}{Es} = \frac{1}{24 + 5.3N}$$

$Es = 24 + 5.3N$ （N：N値）；変形係数

(Shultze-Merzenbach)

$$mv = \frac{1}{24 + 5.3 \times 7.8}$$

$= 0.0153$ (m²/kgf)

$(\overline{N} = 7.8)$

[$\overline{N}$：液状化層の平均N値]

3-3 $N\ell$の設定

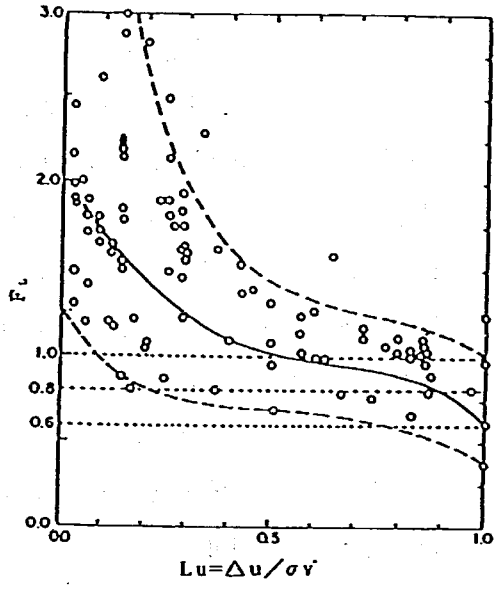
液状化の判定は、繰り返し回数N＝20回を基準として定められている。図6.4.26はF_LとLuとの関係を示したもので両者には以下の関係がある。

a) $F_L \leqq 0.6$の場合　　$Lu = 1.0$

b) $0.6 \leqq F_L \leqq 0.8$の場合　$0.9 \leqq Lu \leqq 1.0$

c) $0.8 \leqq F_L \leqq 1.0$の場合　$0.5 \leqq Lu \leqq 0.9$

d) $1.0 < F_L$の場合　　$Lu < 0.5$



図－6.4.26　F_Lと過剰間隙水圧の関係

また図6.4.27はLuとN／Nℓとの関係を示したものであるがLu＝1.0で、N／Nℓ＝1である。

以上より、$F_L = 0.6$でN＝Nℓ＝Neq＝10であることがわかる。液状化の判定でのF_L値の最小は、0.558となり0.6以下で繰り返し回数20回未満でLu＝1.0となる。

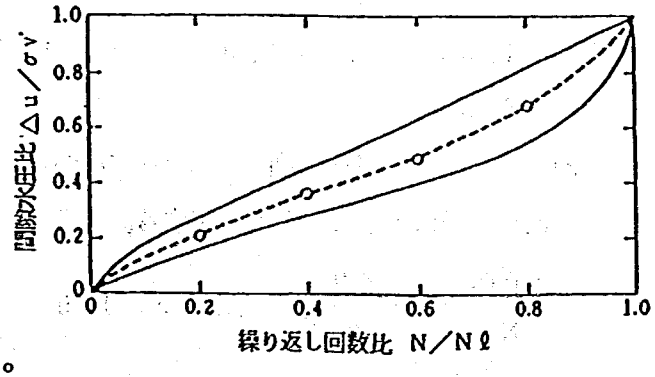
$F_L = 0$で、Nℓ＝0となることより、この間のF_LとNℓが線形関係であると仮定した場合、Nℓは下式で表される。

$$N\ell = \frac{20.0}{0.6} \cdot F_L = 33.3 \cdot F_L$$

$\therefore N\ell = 33.3 \times 0.558 \fallingdotseq 18.6$回

下表よりM＝7－1/2 に該当する値を設定する。

Neq＝20回　td＝40sec



図－6.4.27　繰り返し単純せん断試験における過剰間隙水圧蓄積を表す曲線

(De Alba・Seed・Chan. 1976)

3-5 目標Lu

室内の液状化試験では、Luが0.6程度に達し

た時、ひずみが急増しはじめることが多い。従って目標Luは0．6が提唱されている。(図6.4.28)

また図6.4.28に示すようにFLが1以上となるLuは0．5である。一般に砕石ドレーンの設計では、砕石の透水係数、ドレーン長等が考慮されていない。

従って本設計では、安全率を考慮して

目標Lu＝0．3

に設定する。尚、目標Lu＝0．3とした場合、FL値は1．2程度となる。(図6.4.26)

3-6　砕石ドレーン半径：aの設定

砕石ドレーンの径は、φ４００㎜、φ５００㎜が一般的である。バーチカルドレーン工法は、径の細いものをピッチこまかく打設することが望ましいとされている。従って本設計では、砕石ドレーンの径は、φ４００㎜とし、a＝２００㎜となる。

3-7　砕石ドレーンの配置

砕石ドレーンの配置をノモグラムにより決定する。

1)　排水効果　Td

地震の継続時間と砂の排水特性に関係したパラメーターであり、次式で表される。

$$Td=\frac{k}{mv\cdot\gamma w}\cdot\frac{td}{a^2}$$

$$=\frac{1\times10^{-3}}{1.53\times10^{-2}\times1.0\times10^{-3}}\times\frac{40}{20^2}$$

$$=6.54$$

2)　a／b　(ドレーン半径／ドレーンピッチ ×1/2)

図6.4.29によりa／bを決定する。

$$\frac{Neq}{N\ell}=\frac{20}{18.6}=1.075\rightarrow1.0$$

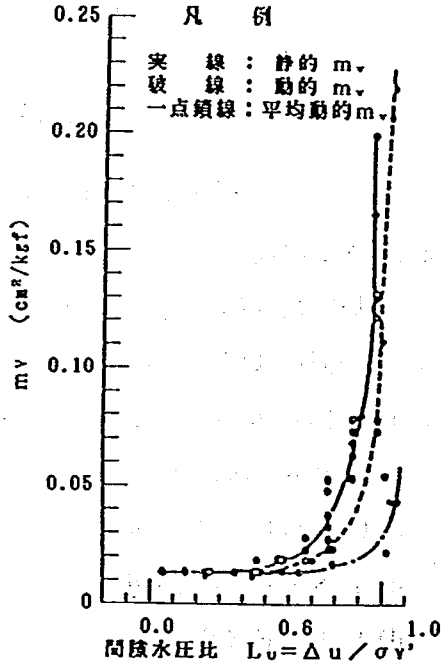
a／b＝0．32　　b＝６２５㎜

3)　ドレーンピッチの決定

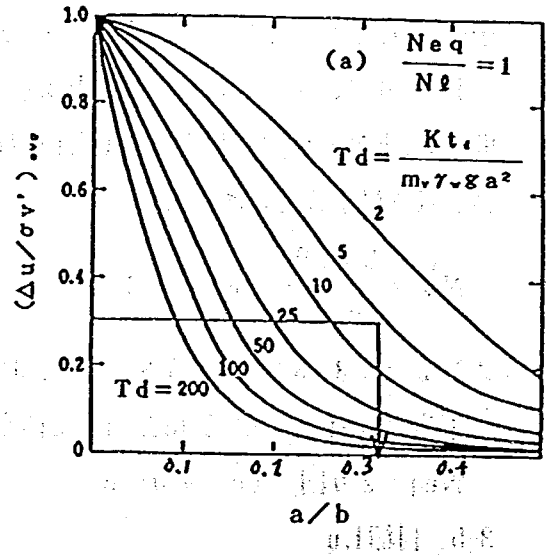
正三角形配列として、ピッチは下式により求める

表－6.4.6　Earthquake Magnitude and Corresponding Values of Neq and Shaking Duration

Earthquake Magnitude (1)	Neq (2)	Duration of strong shaking in second (3)
5-1/2-6	5	8
6-1/2	8	14
7	12	20
7-1/2	20	40
8	30	60



図－6.4.28　体積圧縮係数



図－6.4.29　Luの半径方向平均値

$$\frac{3 \cdot x^2}{2} = \pi \cdot b^2$$

$$x = \sqrt{\frac{2}{3} \times \pi \times 0.625^2} = 1.19 \text{ m}$$

ドレーンピッチは△1.2mとする。

3-8 軸対称放射理論による解析

前記のノモグラムは、軸対称二次元放射流理論プログラム（ＬＡＲＦ）による計算結果を図化したものである。

ここでは、このプログラムを用いて、3-7 で決定した砕石ドレーンパイルの配置の検証を行う。

1)基本式

砂層中の過剰間隙水圧uに関する基本方式は、軸対称問題として次のように書ける。

$$\frac{k_h}{\rho w g mv} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) + \frac{kv}{\rho w g mv} \frac{\partial^2 u}{\partial Z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial ug}{\partial t} \quad -(1)$$

ここに、 ρw：水の密度

mv：土の体積圧縮係数

kh：水平方向透水係数

kv：鉛直方向透水係数

r ：半径

z ：鉛直座標

t ：時間

$\frac{\partial u}{\partial t}$ ：消散による間隙水圧の変化速さ

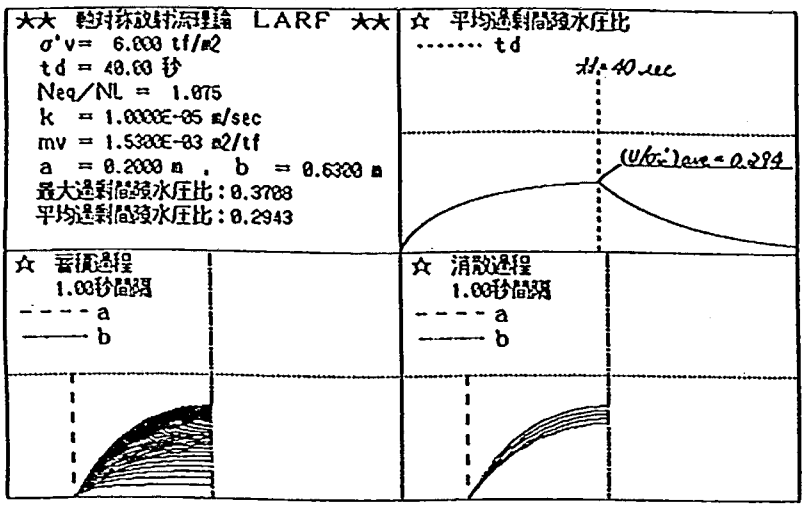
$\frac{\partial ug}{\partial t}$ ：繰り返しせん断による間隙水圧の蓄積速さ

いま、水平方向の浸透だけを考えれば(1)式は、

$$\frac{kh}{\rho w g mv} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) = \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial ug}{\partial N} \frac{\partial N}{\partial t} \quad -(2)$$

と書ける。

(2)式に次の関係を導入する。



図－6.4.30　LARFによる計算結果（1.2m正三角形配列）

$$\frac{\partial uq}{\partial N} =$$

$$\frac{2\sigma v'}{\alpha \pi N \ell}\left[\sin^{2\alpha-1}\left(\frac{\pi ug}{2\partial V}\right)\cos\left(\frac{\pi ug}{2\sigma v'}\right)^{-1}\right] \quad (3)$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} = \frac{Neg}{td} \quad -(4)$$

(2)式に、(3)、(4)式の関係を代入すれば、u（過剰間隙水圧）のr（半径）、t（時間）に関する分布が求まる。

図6.4.27は、次式で表される。

$$\frac{ug}{\sigma v'} = \frac{2}{\pi}\sin^{-1}\left(\frac{N\ell}{N}\right)^{1/2\alpha} \quad -(5)$$

次式中αは砂の性質と試験条件によって決まる係数であり、$\alpha=0.7$が平均的な値である。

また、$\alpha=0.7$に対応する曲線が図中波線で示される。(5)式より、(3)式が導かれる。

3-9　改良範囲

設計基準（案）の地盤改良範囲は、直接基礎を対象としている。

α_1：受働崩壊角　$\alpha_1 = 45° + \phi/2$

α_2：主働崩壊角　$\alpha_2 = 45° - \phi/2$

地震時に構造物の横抵抗力を確保するため、受働土圧が働く領域と、さらにその外側の主働崩壊領域を改良することにより液状化を防止する。

杭基礎の場合、杭の横方向抵抗力を確保しなければならない。改良範囲の考え方としては、以下の3ケースが一般的である。

ⓐ　受働土圧が働く領域のみを対象とする場合

ⓑ　主として杭の横方向抵抗力に寄与する層を対象とし改良範囲は、受働、主働の両崩壊領域を考慮する場合

ⓒ ⓑと同様に、受働、主働の両崩壊領域を考慮するが、受働崩壊領域を液状化層全体を対象とする場合

本検討では、ケースｂを採用し、液状化層の深さ方向の天端は、T.P+1.0m（将来地下水位）とする。

（改良範囲計算式）

ⓐ $B = h \cdot \tan\alpha_1$

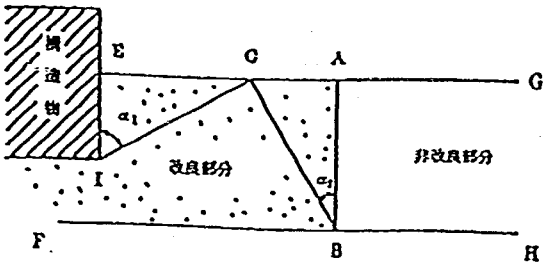
ⓑ $B = h \cdot \tan\alpha_1 + H\tan\alpha_2$

ⓒ $B = H\tan\alpha_1 + H\tan\alpha_2$

α_1：受働崩壊角（$=45° + \phi/2$）

α_2：主働崩壊角（$=45° - \phi/2$）

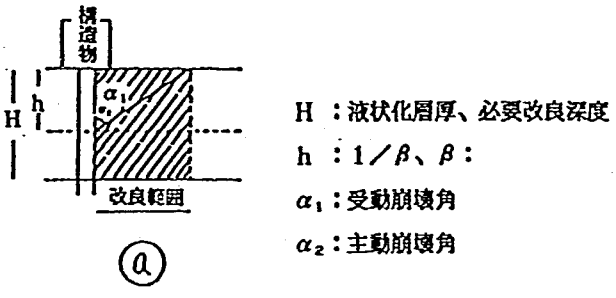
ϕ：内部摩擦角（$=25°$）



図－6.4.31　地盤改良範囲

杭の横方向抵抗に寄与する区間の計算

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}}$$



k：横方向地盤反力係数（$=1.67 kg/cm^2$）

D：杭径（$=\phi 800mm$）鋼管杭およびＰＨＣ杭

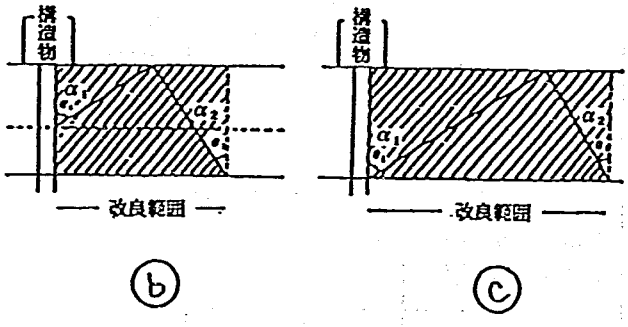
E：杭の変形係数（$=2.1\times10^6 kg/cm^2$）鋼管杭

（$=3.5\times10^5 kg/cm^2$）ＰＨＣ杭

I：杭の断面２次モーメント

（$=1,546,350 cm^4$）　鋼管杭

（$=135,000 cm^4$）　ＰＨＣ杭



図－6.4.32　改良範囲の３ケースの考え方

β：鋼管杭

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{1.67\times80}{4\times2.1\times10^6\times135000}} = 3.295\times10^{-3} \quad (1/cm)$$

$1/\beta = 3.03$　(m)

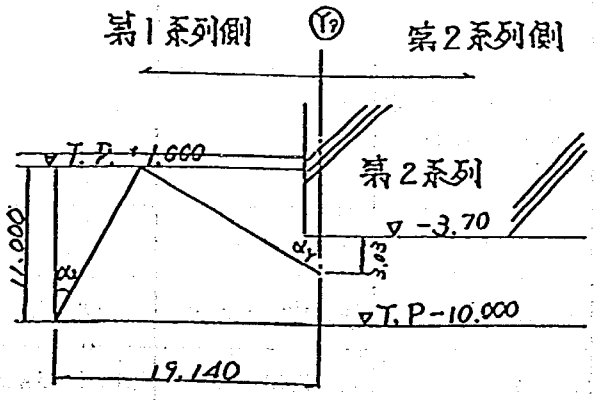
β：ＰＨＣ杭

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{1.67\times80}{4\times3.5\times105\times1546350}} = 2.803\times10^{-3} \quad (1/cm)$$

$1/\beta = 3.57$　(m)

⑥ 山崎下水道終末処理場（日本下水道事業団）

a場所　　：神奈川県鎌倉市山崎地内



図－6.4.33　第２系列の影響範囲

表－6.4.7(a) 下水道関係諸施設の液状化に関する調査表1

施設の名称			① 新河岸処理場		② 有明処理場				③ 葛西処理場(北)		④ 葛西処理場(南)	
構造物			水処理場		水処理施設		管理棟	高度処理施設	水処理施設			
			第一沈澱池		第一沈澱池	反応槽	(沈砂池)		第一沈澱池	第二沈澱池	一次調整池	二次曝気槽
寸法	地下部	平面W×L(m)	81×115		102×65	102×104	36×72	30×100	30×50	30×50	27.9×50	27.8×50
		深さh(m)	12~18		11	19.5	13	7	4	3	4	3,10
	地上部	平面W×L(m)	81×115							30×50	30.3×57.1	
		高さh(m)	2				(最高)55	(最高)30		3	5	
	合計		81×115		102×170				100×100			
液状化対策			地表面から3~6mは沖積砂層であり、その部分は水平震度を割り増しして設計		側方に液状化層あり。その部分に水平震度を割り増しして設計		直下の液状化層を深層混合処理で改良(現在上の制限あり)		杭打前は流動化の可能性があるが、杭打後は少ないとの結論		流動化抵抗比F_Lを検討した結果 D_E=1.0となり対策は特に行ってない	
基礎構造			PHC杭φ400		PHC杭φ800、連壁		PHC杭	PHC杭	AC杭(土杭PRC杭) φ600		PHC杭φ600	
適用地盤(N値、粒度、地下水位)			地表面から3~6mの沖積砂層 地下水位 GL-3.5m		GL-4~17mの砂質土層・粘性土層 N値 0~5 地下水位 GL-3.5m				GL-10m以浅でN値10以下均等係数6以下、D_{20}が0.04~0.5%の範囲にあるので、杭打設前は流動化の心配もあった		地下水位が現地盤から1m以内にある沖積層	
設計(設計法、外力、液状化判定方法、基準値他)			地震時水平力(杭決定要素)						地震時水平力(決定要素)		地震時の浮力を考慮して設計	
改良効果の確認(調査結果など)									・定性的判定(道路橋耐震設計指針による) ・地震時の地盤挙動と応答計算書に基ずく算定(流動化算定法)			
地震の有無、被害状況(中規模以上の地震に対して)												
所有者			東京都		東京都				東京都		東京都	
完成年月日			昭和49年9月 一部稼動		平成7年9月 一部稼動予定				昭和55年9月一部稼動		平成4年3月 一部稼動	
備考			下部は雨水貯水池		地中、上部は管理スペース		地上部は、体育館とレストラン	地上部はトレーニングルーム				

表－6.4.7(b)　下水道関係諸施設の液状化に関する調査表2

施設の名称			⑥江戸川第二終末処理場		⑥山崎下水道終末処理場		⑦ 広野浄化センター			
構造物			水処理施設		水処理施設	焼却設備棟	オキシデーションディッチ	最終沈澱池		
			最初沈澱池	エアレーションタンク						
寸法	地下部	平面W×L(m)	49×375	78×375	69×137	19×48	20×57	φ12		
		深さh(m)	3.8	5.6	(最高)11	(最高)8	(最大)4	(最大)4		
	地上部	平面W×L(m)								
		高さh(m)			7	22				
	合計		210.7×375							
液状化対策			SCP+ロックドレイン+GD		特に無し		特に無し			
基礎構造			PHC杭φ800 一部鋼管		PHC杭φ600～φ800		PHC杭φ350			
適用地盤(N値、粒度、地下水位)			砂質シルト・シルト質細砂 N値GL-5.5m迄2～10 地下水位GL-2.0m		N値5以下の層が13m		N値はGL-5mまで5以下	N値はGL-15mまで5以下		
設計(設計法、外力、液状化判定方法、基準値他)			日本下水道事業団編「設計基準(案)」による		N値50の支持層で支持		N値40の支持層で支持			
改良効果の確認(調査結果など)										
地震の有無、被害状況(中規模以上の地震に対して)										
所有者			下水道事業団		下水道事業団		下水道事業団			
完成年月日			昭和56年4月 一部稼動		平成5年3月 一部稼動		平成5年4月 一部稼動			
備考			改良範囲の設計案							

b現地盤　　：N＜5の層が13m

c液状化対策：特に無し

d設計概要　：————

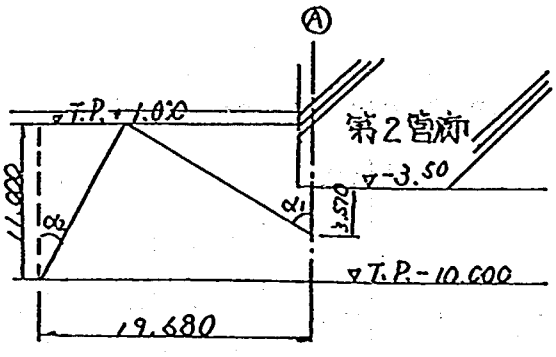
⑦　広野浄化センター（日本下水道事業団）

a場所　　：福島県双葉郡広野町地内

b現地盤　　：N＜5

c液状化対策：特に無し

d設計概要　：————



図－6.4.34　第2管廊外側の影響範囲

参考文献

1）藤井弘造ほか：既設共同溝に対する鋼矢板締切りによる液状化対策工法の設計法について、第21回地震工学研究発表会。PP. 637～640, 1991.

2）田中幸久・中島豊・坪井英夫：2対策工法、地盤の液状化対策に関するシンポジュウム発表論文集、土質工学会。 PP. 15～40, 1991.

3）安田　進：液状化対策の調査・設計から施工まで、6．地中構造物の対策、土質工学会。PP. 408～422, 1993.

4）鵜田和行・濱本隆：比治山共同溝の液状化に関する検討，第38回中国地方建設局管内技術研究会，PP. 638～650，1987.

5）千葉県企業庁：事業報告、地盤改良工事について（幕張A地区住宅地基盤整備のⅠ期工事、葉建、第36号。PP. 90 ～103, 1992.

6.5　耐震対策工法に関する検討

6.5.1　対象施設の特徴と対策工設計法の留意点

地震時に液状化の可能性のある緩い砂地盤中に建設される地中構造物の液状化対策工法を検討するに当たり、対象となる地中構造物を具体的な施設として認識しておくことは、検討が効率よくできることになると判断し、本節では線状・面状という地中構造物を形状と寸法による具体的イメージを示すことで、地盤改良工法を中心にした液状化対策の設計法構築の留意点について検討した。

線状および面状の地中構造物の形状・寸法の概念的区部を示したのが図6.5.1ある。パイプ状の線状構造物はライフラインを想定しており、箱状の線状構造物は共同溝や掘割道路を対象にしている。面状構造物は下水道処理施設のような、厚さに対して平面的広がりが大きい地中構造物を対象にしている。これら構造物の寸法的な特徴を図6.5.1に併せて示した。

特に面状地中構造物の特徴としては

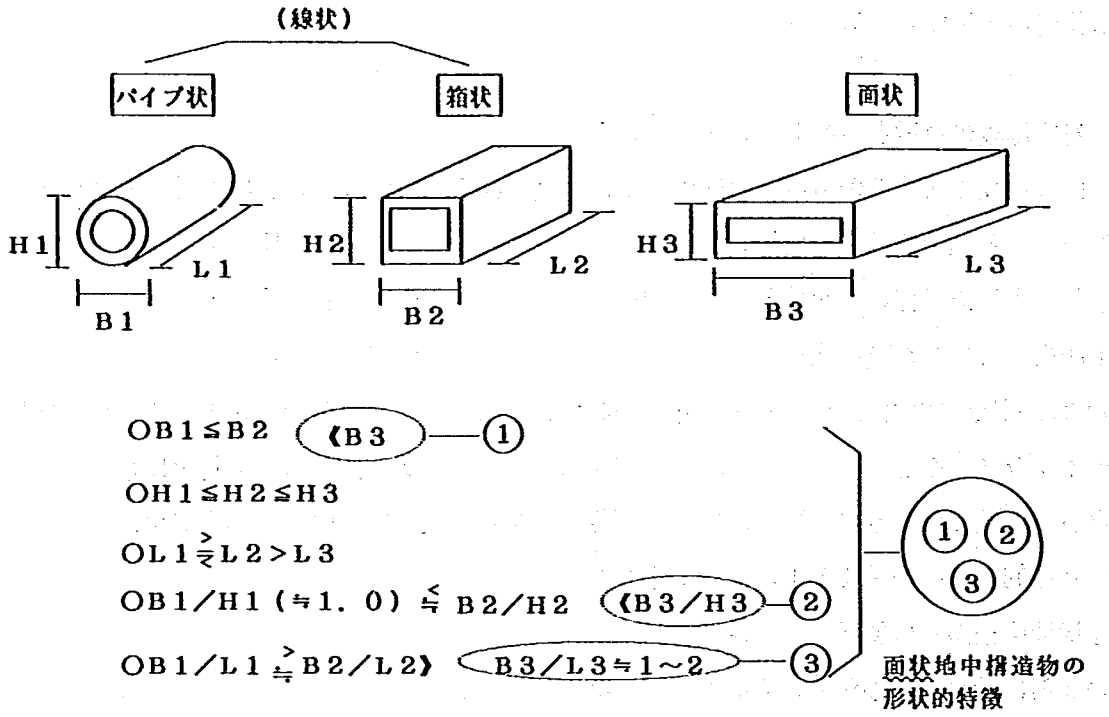
他の2者に較べて、幅が著しく広く　　(図中の①)、
幅と厚さの比が最も大きく　　(図中の②)、
幅と奥行き長さの比が最も小さい　　(図中の③)。

すなわち面状構造物は平べったく、3次元的構造を持つ点が特徴である。

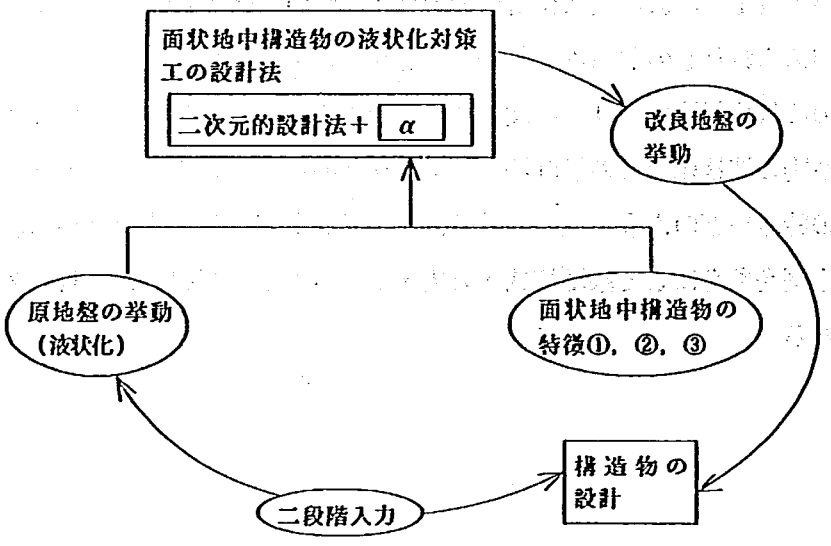
線状構造物の地盤改良工法による液状化対策の設計法については「共同溝の設計示方書」[1]に代表されるように、すでに纏められたものがある。しかし、面状構造物のそれは無い。

面状地中構造物の液状化対策の設計法に関して、一つの方向を示したのが図6.5.2である。すなわち、設計は線状地中構造物の液状化対策の設計法として2次元的な考え方を基本にする。それに上述した面状地中構造物の三つの特徴をどのように反映させるかがポイントである。そのために、模型実験・数値実験および地震時被災事例を参考にして破壊様式・外力・応答特性など把握し、それを2次元的な設計に組み込む作業が必要である。

(竹中工務店)



図－6.5.1　地中構造物の形状・寸法の特徴



図－6.5.2　面状地中構造物の液状化対策工の
設計法の概念

6.5.2　地中構造物への各対策工の適用方法と問題点の整理

(1) 概　要

地中構造物の耐震性を向上するために構造物周辺に施される各対策工は、工種によって対策効果、適用範囲、適用限界が異なり、さらに地震時に及ぼす構造物への影響度合（変状、浮上がり、沈下など）も異なる。ここでは、現状における各工法の地中構造物への適用イメージを明確にするためのとりまとめを行った。この結果を表－6.5.1に示す。

(2) 各対策工の適用方法

1) 目　的

各工法を地中構造物に適用した場合のイメージをより明確にし、かつ現状における設計および施工上の問題点を抽出し、これを解決するための手法を見いだすために、面的に広範囲な地中構造物となる下水処理設備（170m×100m，深さ10m）を仮定した場合の検討を行った。また、入力地震動を中規模地震（L1）と大規模地震（L2）を想定した場合の検討も行った。

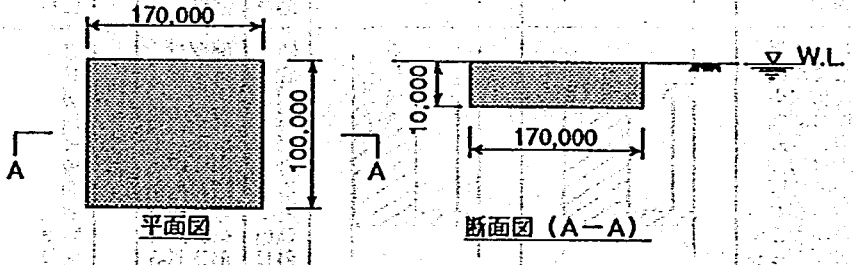
さらに、現状における各工法の位置づけと、今後共同研究で解決すべき内容を抽出し、この方向性を明確にするための資料を得た。

2) 対象構造物と液状化の判定結果

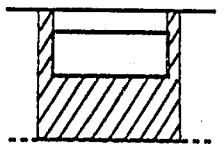
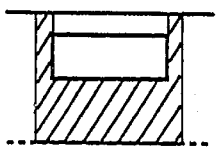
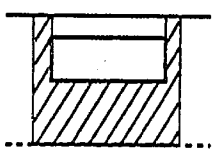
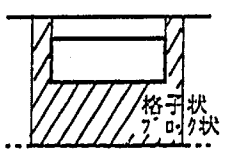
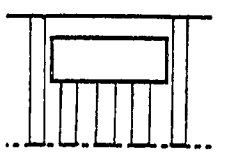
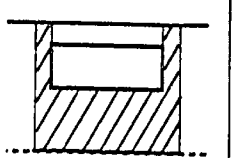
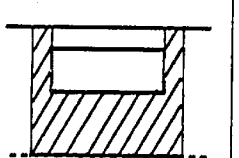
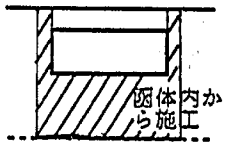
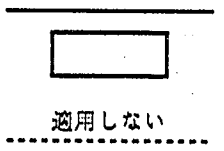
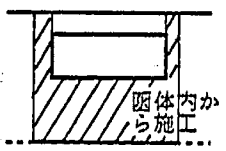
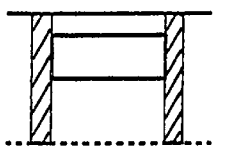
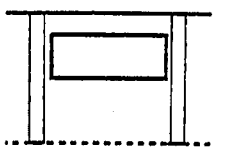
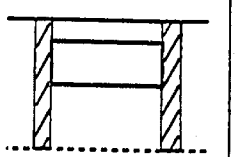
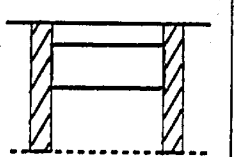
試設計の対象とした構造物と地盤の状況を示すと、図－6.5.3、6.5.4になる。構造物の大きさは、6.4.2項に示した面状地中構造物の施工事例調査から代表的な例と思われる東京都有明処理場（102m×170m）を簡略化して決定したが、本体の部材の検討は行っていない。また、地盤状況は、近隣のボーリング調査結果を一部訂正して示している。

この地盤を対象にして液状化の判定を道路橋示方書に基づいて行った。設計震度は、中規模地震に相当する震度（L1）を0.18、大規模地震に相当する震度（L2）を0.30と想定している。この結果を表－6.5.2、6.5.3に示す。

L1に対してはG.L-10.50m～-21.50mで液状化する可能性があり、構造物の下位で液状化現象が発生する。また、L2に対してはG.L-2.50m～-21.50mの広範囲で液状化する可能性があり、特にG.L-10.50m～-21.50mにおいては、液状化抵抗率PLが0.50程度と大変厳しい結果となる。



図－6.5.3　対象とした構造物

工法	① グラウト	② 静的締固め		③ 深層混合処理	④ 鋼材	⑤ 締固め	⑥ ドレーン
		特殊石灰パイル	コンパクショングラウト				
対策の原理	構造物周辺にセメント系の固化材を静的に注入し、恒久性に富み、透水性の高い注入材を浸透注入いた固結地盤を形成する。	構造物周辺に特殊石灰パイルやソイルモルクルを打設し、その改良体と周辺地盤の静的な締固め効果により地盤を強化する。		構造物周辺をセメント系の改良材で機械撹拌して固化し、構造物底面への水・土砂の流入を防止する。	構造物周辺に排水機能を有する鋼材を圧入打設しの、過剰間隙水圧と鋼材自体の抑制特性で構造物への被害を防止する。	構造物の周辺地盤を強制的な振動により締固め、地盤の液状化強度を増大させる。	構造物の周辺地盤にドレーン材を一定間隔で打設し、過剰間隙水圧上昇の抑制により被害を防止する。
適用方法 新設構造物							
適用方法 既設構造物							
周辺地盤への期待する効果	改良部が非液状化地盤に変化する。	改良部は非液状化地盤に変化し、また周辺地盤は液状化強度が増大する。		改良部が非液状化地盤に変化する。	変化しないが、ドレーン効果が期待できる。	液状化強度が増大する。	変化しないが、ドレーン効果が期待できる。
構造物本体への効果	改良強度と遮水性が確保できれば構造物の変状防止と浮上がり防止が期待できる。	改良強度が確保できれば構造物の変状防止が期待できる。		改良強度と遮水性が確保できれば構造物の変状防止と浮上がり防止が期待できる。	効率的に鋼材を配置すると構造物の変形防止が期待できる。	地盤の液状化強度に期待。	地盤のドレーン効果に期待
対策工の分類	(A)	(B')		(A)	(C, D)	(B)	(C)
対策工の設計の概要	深層混合処理工法に準じる。	締固め工法に準じるが、改良体の強度が期待できればより効果がある。		無筋コンクリートとして滑動、転倒、支持、内部応力度について照査する。	杭、矢板として支持、部材応力度を照査する。	締固め地盤の液状化抵抗を評価し、構造物の安定を照査する。	地盤の過剰間隙水圧の上昇を考慮し、構造物の安定を照査する。

対策工の分類（記号の説明）

(A) ：不透水性かつ非液状化材料を構造物の周辺また直下に構築し、底面への土圧、土砂流入を防ぎ、構造物の浮上がりを防止する。

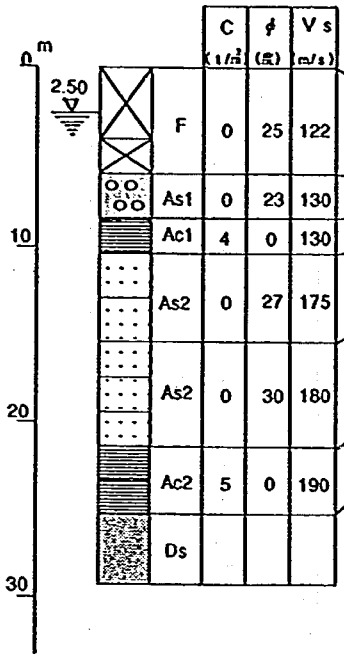
(B) ：液状化地盤の密度を高め、液状化強度の増加により構造物への被害を防ぐ。

B ：振動系による地盤の締固め

B' ：固化材による静的締固め

(C) ：ドレーン材を適切な間隔に配置して過剰間隙水圧の上昇を抑制し、地盤の変状を防止する。

(D) ：浮上がりや水平安定を確保するための杭基礎。



層番号	層下端深度 (m)	層厚 (m)	N値	平均粒径 (mm)	単位体積重量 (tf/m3)	FC (%)
1	4.00	4.00	5	0.100	1.77	25
2	6.00	2.00	5	0.100	1.77	25
3	8.50	2.50	3	0.100	1.83	22
4	10.50	2.00	3	0.004	1.60	90
5	13.00	2.50	7	0.200	1.83	17
6	15.50	2.50	7	0.200	1.83	17
7	17.50	2.00	10	0.200	2.00	25
8	19.50	2.00	10	0.200	2.00	25
9	21.50	2.00	10	0.200	2.00	25
10	23.50	2.00	6	0.040	1.69	70
11	25.50	2.00	6	0.040	1.69	70

図－6.5.4　対象とした地盤状況

表－6.5.2　液状化の判定結果（設計震度0.18の場合）

設計震度：　0.18　の場合　(液状化判定に用いる水平設計震度)

層番号	層中央深度 (m)	全上載圧 σv (tf/m2)	有効上載圧 σv' (tf/m2)	動的せん断強度比 R	地震時せん断応力比 L	液状化に対する抵抗率 FL
1	1.25	2.21	2.21	0.33	0.18	1.83
2	3.25	5.75	5.00	0.30	0.20	1.50
3	5.00	8.85	6.35	0.29	0.23	1.26
4	7.25	12.91	8.16	0.25	0.25	1.00
5	9.50	16.80	9.80	0.32	0.26	1.23
6	11.75	20.69	11.44	0.23	0.27	0.85
7	14.25	25.27	13.52	0.22	0.26	0.85
8	16.50	29.56	15.56	0.24	0.26	0.92
9	18.50	33.56	17.56	0.23	0.25	0.92
10	20.50	37.56	19.56	0.23	0.24	0.96
11	22.50	41.25	21.25	0.44	0.23	1.91
12	24.50	44.63	44.63	0.41	0.11	3.73
13						
14						
15						

表－6.5.3　液状化の判定結果（設計震度0.30の場合）

設計震度：	0.30	の場合	(液状化判定に用いる水平設計震度)			
層番号	層中央深度 (m)	全上載圧 σv (tf/m2)	有効上載圧 σv' (tf/m2)	動的せん断強度比 R	地震時せん断応力比 L	液状化に対する抵抗率 FL
1	1.25	2.21	2.21	0.33	0.29	1.14
2	3.25	5.75	5.00	0.30	0.33	0.91
3	5.00	8.85	6.35	0.29	0.39	0.74
4	7.25	12.91	8.16	0.25	0.42	0.60
5	9.50	16.80	9.80	0.32	0.44	0.73
6	11.75	20.69	11.44	0.23	0.45	0.51
7	14.25	25.27	13.52	0.22	0.44	0.50
8	16.50	29.56	15.56	0.24	0.43	0.56
9	18.50	33.56	17.56	0.23	0.41	0.56
10	20.50	37.56	19.56	0.23	0.40	0.58
11	22.50	41.25	21.25	0.44	0.39	1.13
12	24.50	44.63	44.63	0.41	0.19	2.16
13						
14						
15						

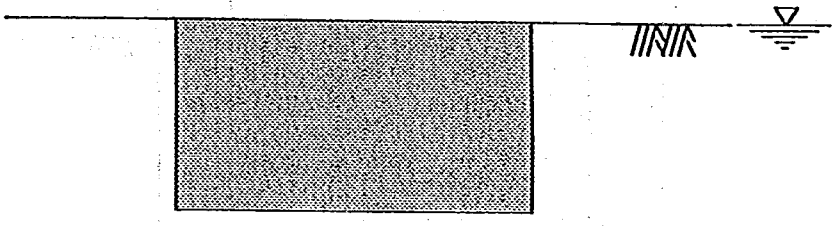
3)　各対策工の適用

各対策工のＬ１およびＬ２への対応を新規構造物、既設構造物に区分してとりまとめると以下のようになる。

①グラウト工法

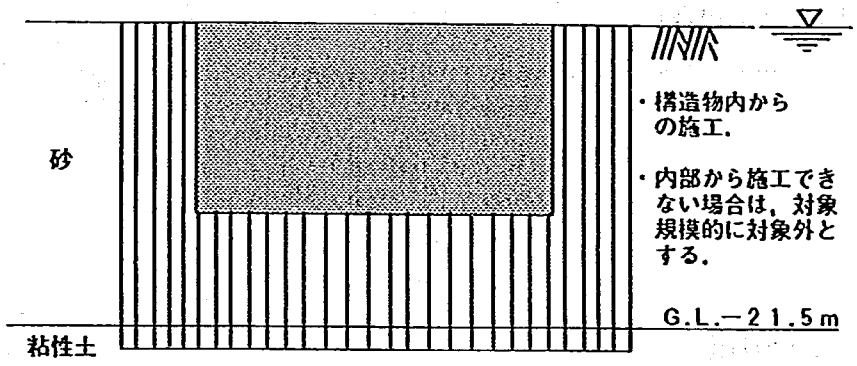
・中規模地震への対応

（新設構造物の場合）



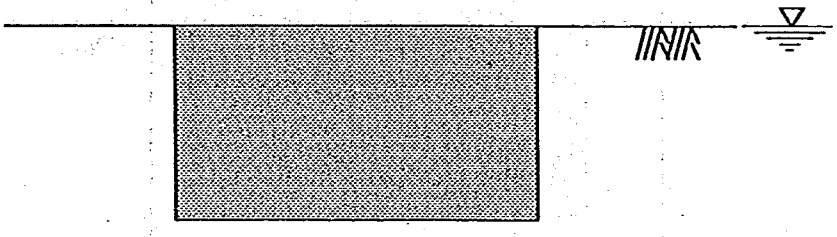
経済性を考慮して，対象外とする．

（既設構造物の場合）



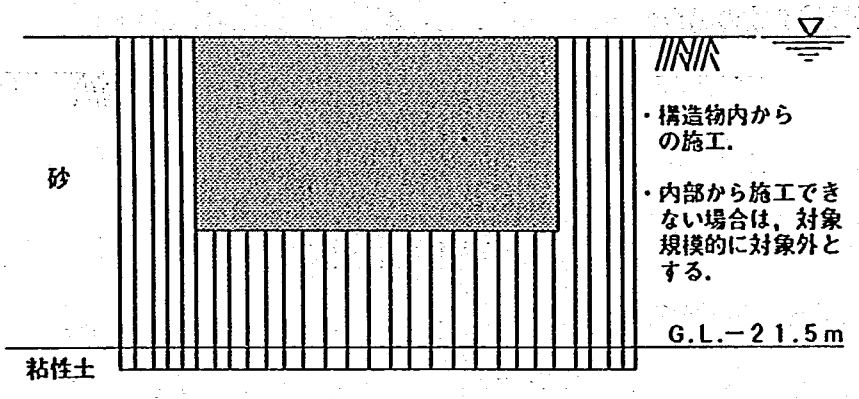
・大規模地震への対応

（新設構造物の場合）



経済性を考慮して，対象外とする．

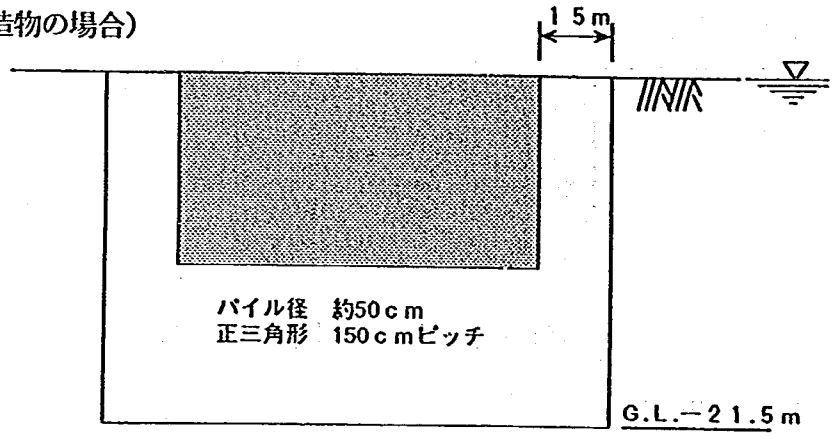
（既設構造物の場合）



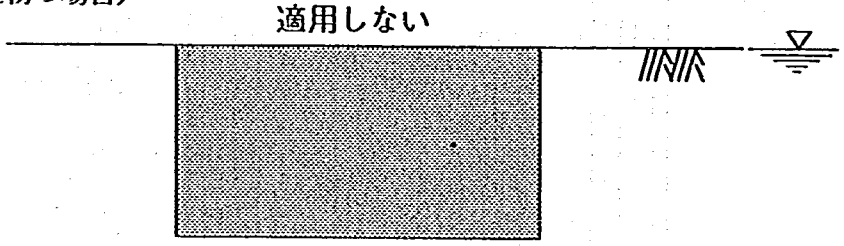
②特殊石灰パイル工法

・中規模地震への対応

（新設構造物の場合）

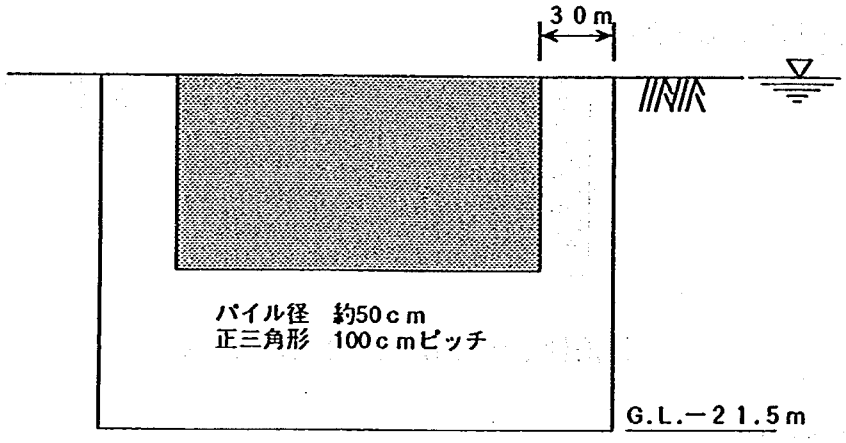


（既設構造物の場合）

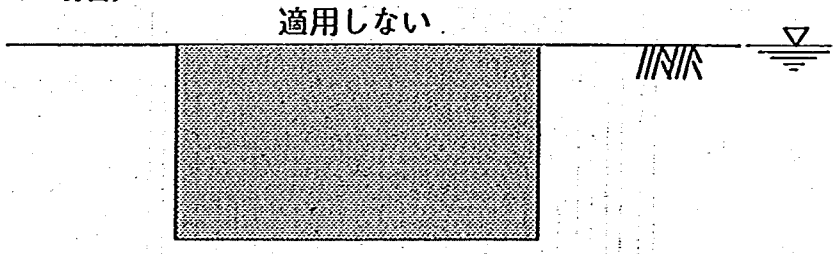


・大規模地震への対応

（新設構造物の場合）



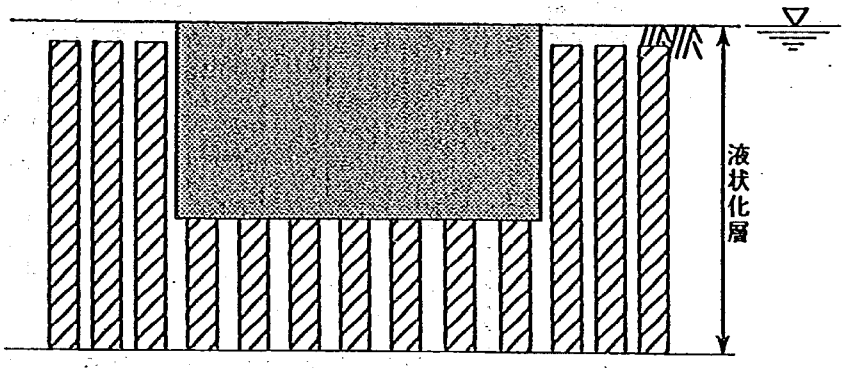
（既設構造物の場合）



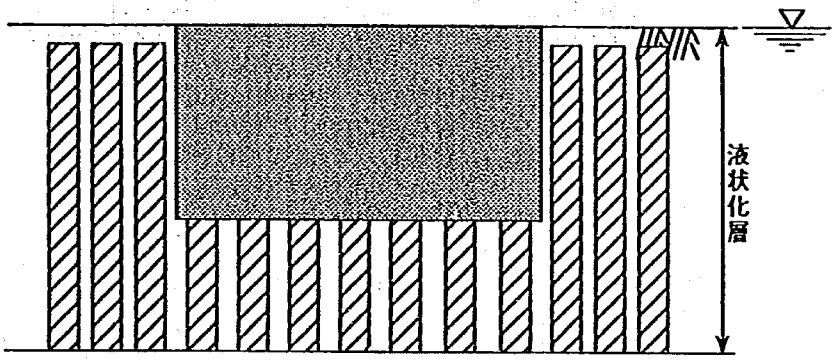
③コンパクショングラウト工法

・中規模地震への対応

（新設構造物の場合）

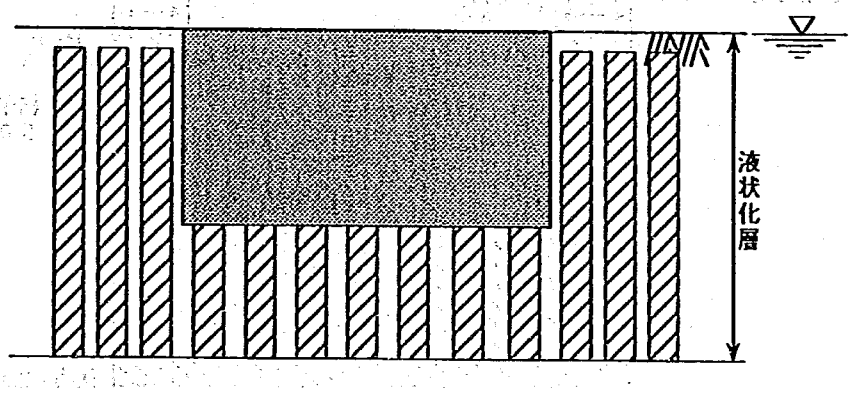


（既設構造物の場合）

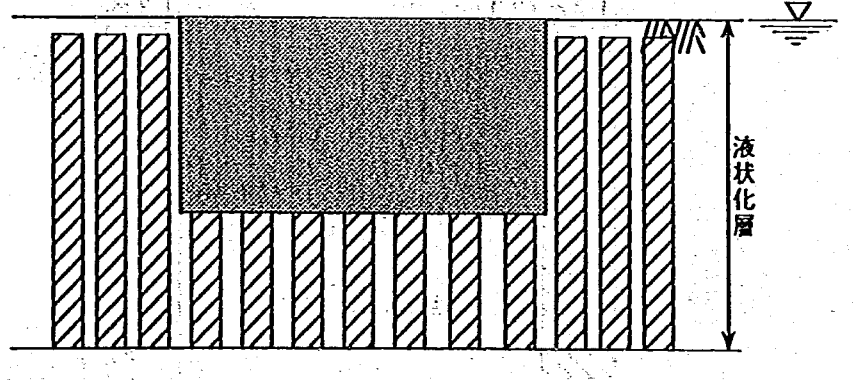


・大規模地震への対応

（新設構造物の場合）



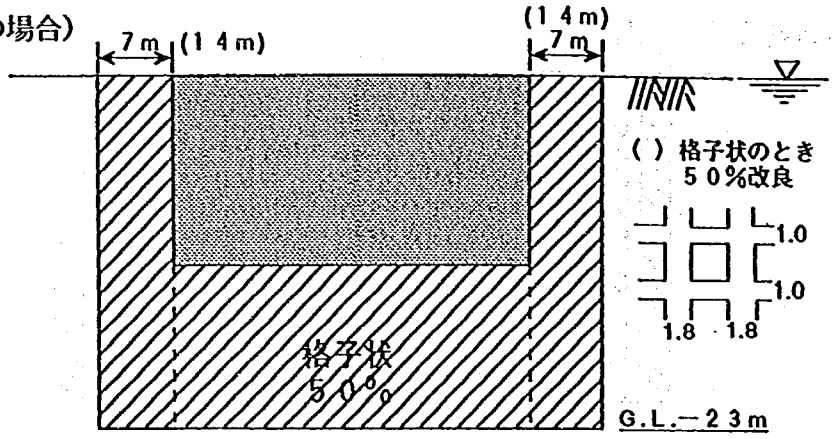
（既設構造物の場合）



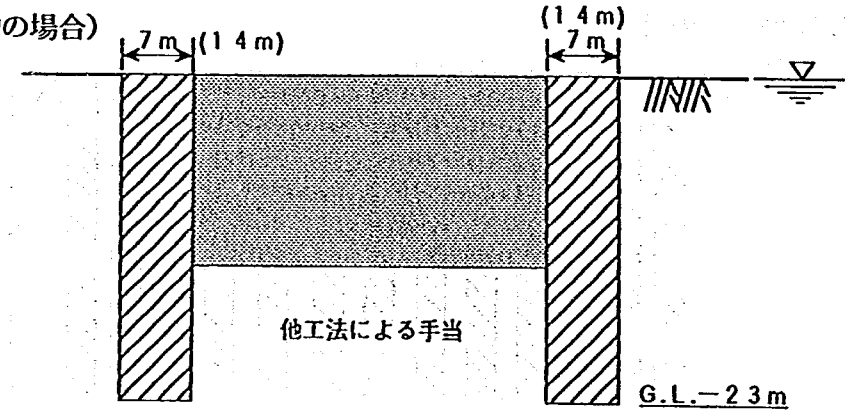
④深層混合処理工法

・中規模地震への対応

（新設構造物の場合）

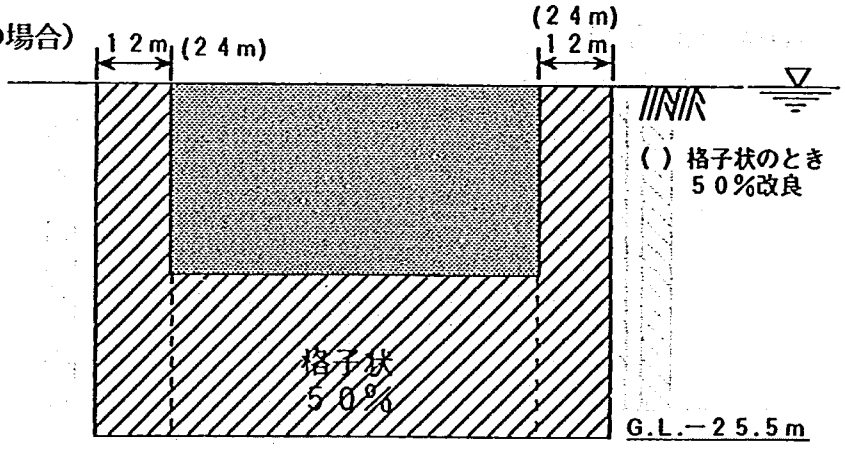


（既設構造物の場合）

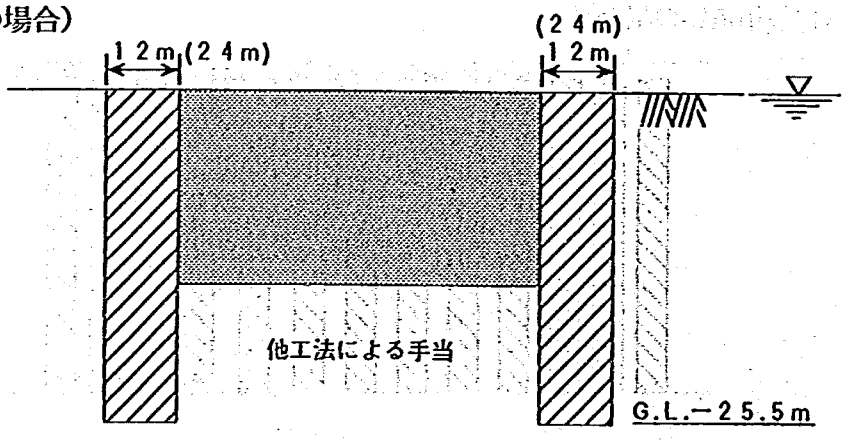


・大規模地震への対応

（新設構造物の場合）



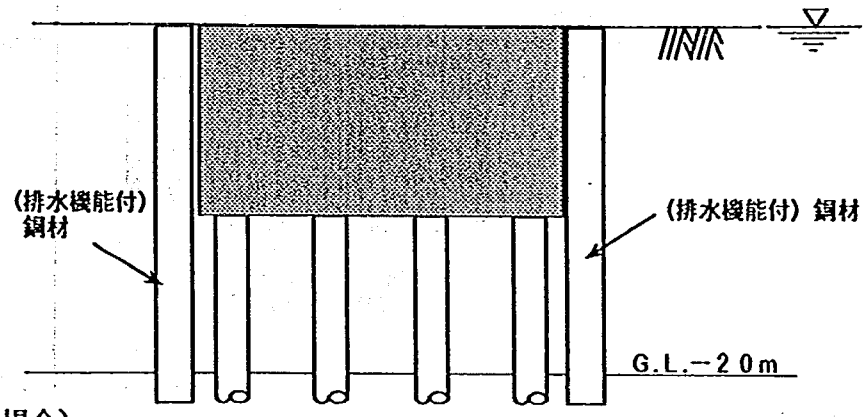
（既設構造物の場合）



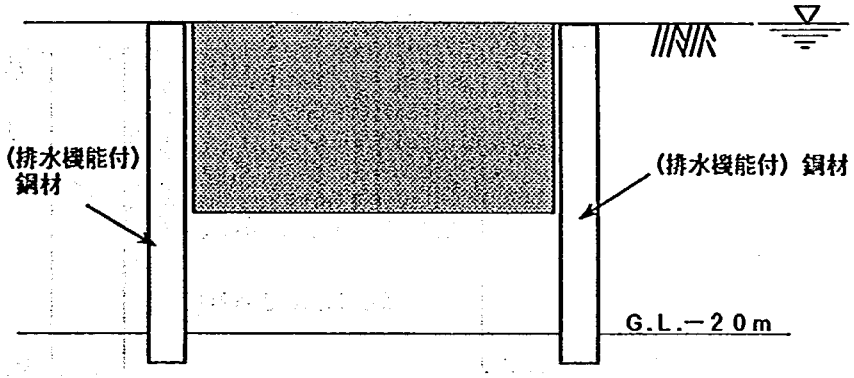
⑤鋼材を用いる工法

・中規模地震への対応

（新設構造物の場合）

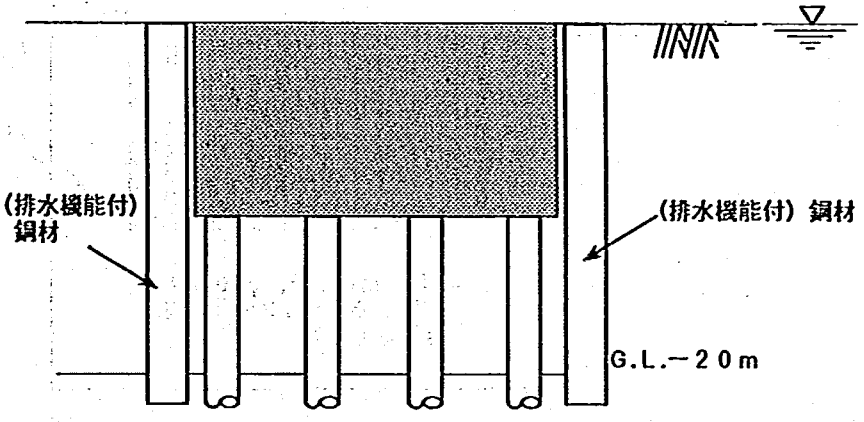


（既設構造物の場合）

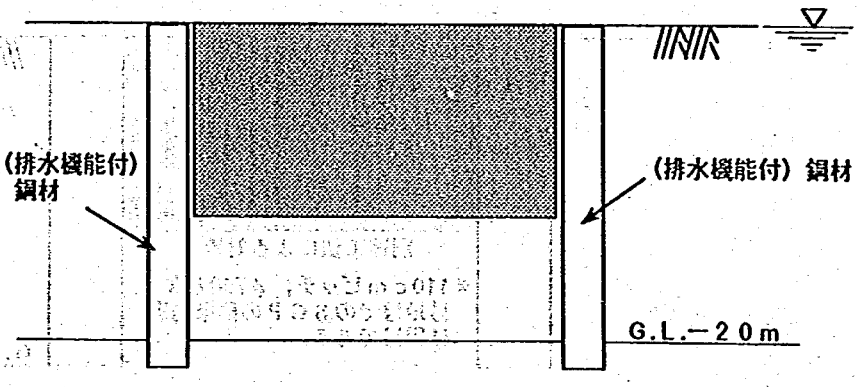


・大規模地震への対応

（新設構造物の場合）



（既設構造物の場合）

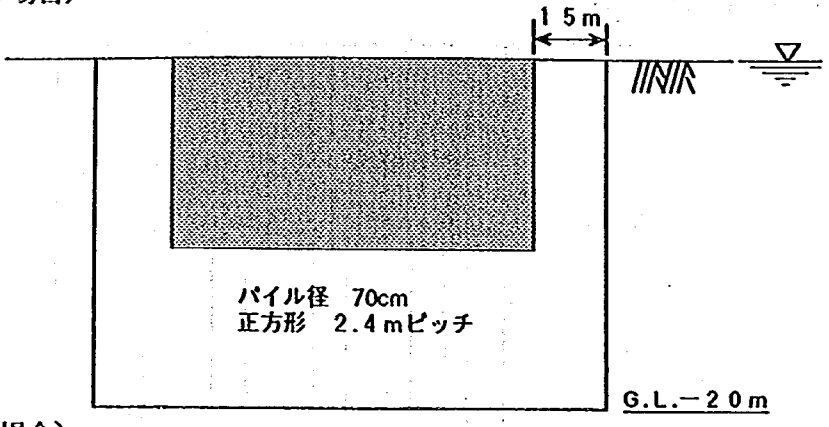


⑥締固め工法

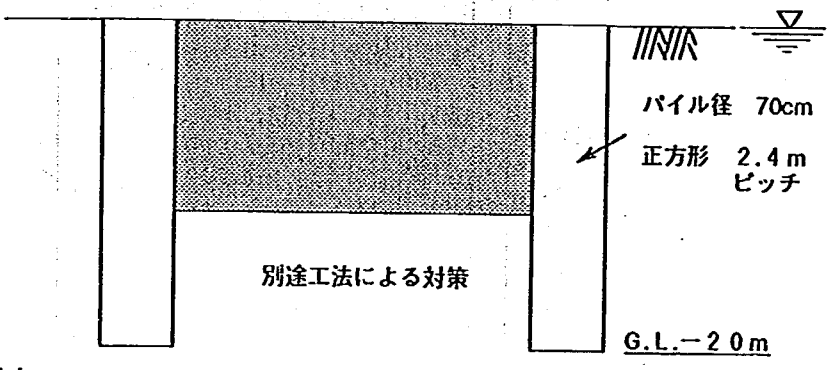
サンドコンパクションパイル工法

・中規模地震への対応

（新設構造物の場合）

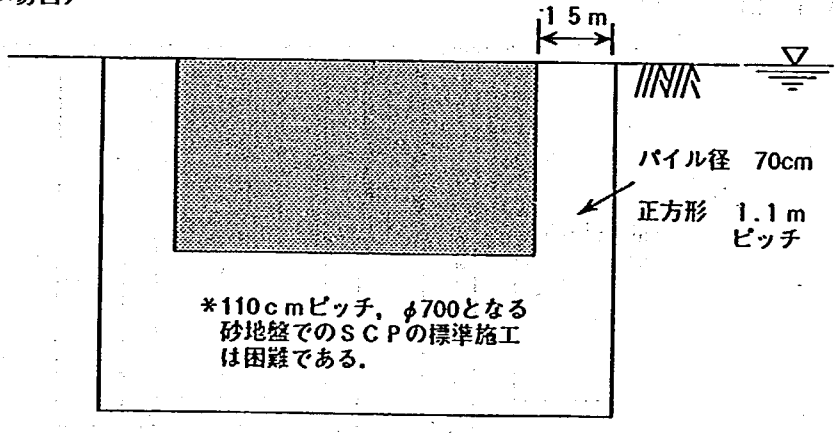


（既設構造物の場合）

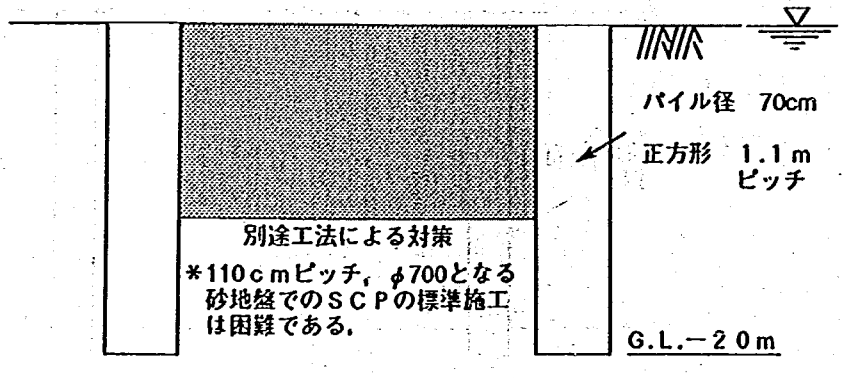


・大規模地震への対応

（新設構造物の場合）



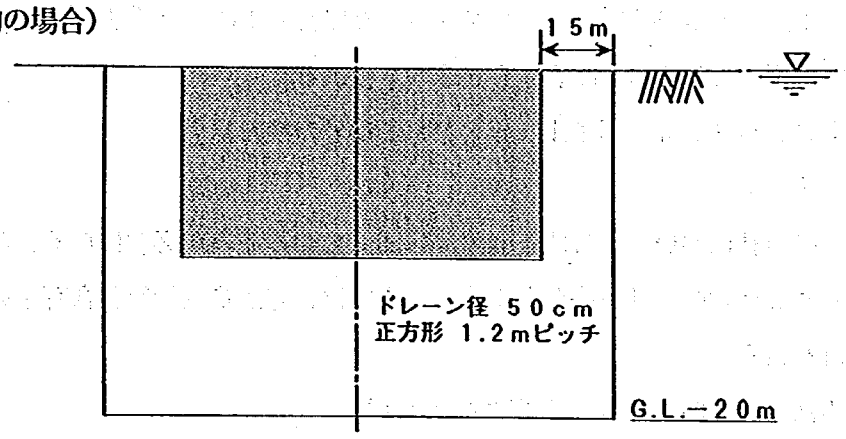
（既設構造物の場合）



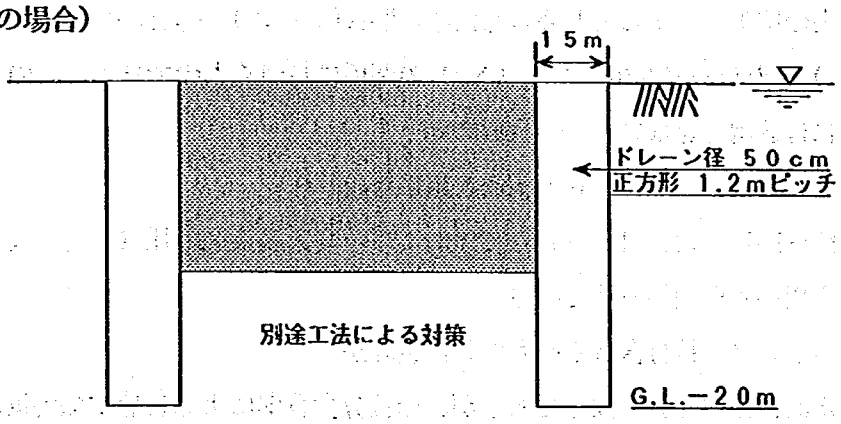
⑦ドレーン工法　　グラベルドレーン工法

・中規模地震への対応

（新設構造物の場合）

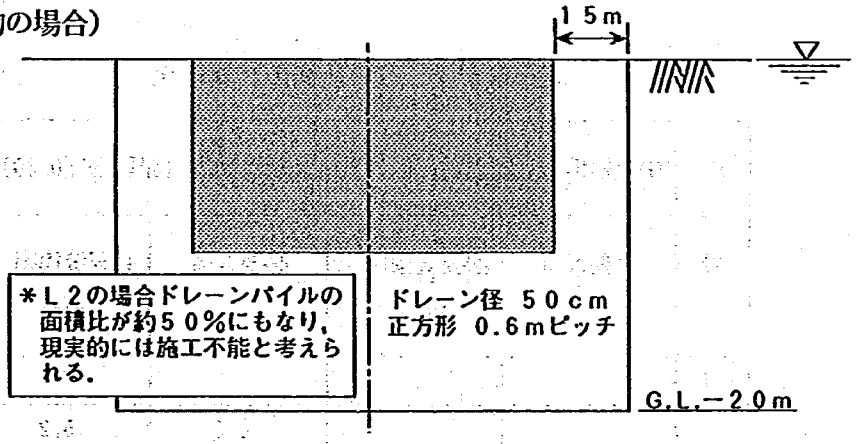


（既設構造物の場合）

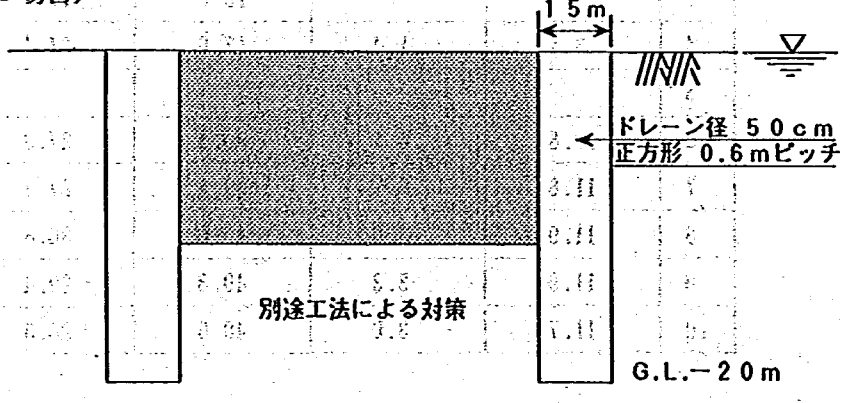


・大規模地震への対応

（新設構造物の場合）



（既設構造物の場合）



4) 整備工法における検討結果

本項では、整備工法（サンドコンパクションパイル工法およびグラベルドレーン工法）について、中規模地震（L1）と大規模地震（L2）を想定した場合の現行設計手法による改良仕様の試算を行った。検討地盤条件は図－6.5.4および表－6.5.2～3による。

① サンドコンパクションパイル（SCP）工法での検討結果

○ 設計手法

本工法の設計においてはN値と間隙比の関係を知ることが必要になる。これらの評価方法として、下記に示す3種類の設計方法がある[1]。ここでは、方法C（細粒分含有率を考慮した設計法）を用いて設計を行う。

Ⅰ）方法A（実績に基づく簡易図表設計法）

過去の施工実績からまとめられた原地盤N値（N_o）～置換率（a_s）～改良後パイル中間N値（N_1）またはパイル中心N値（N_P）の関係に基づくものである。この方法は細粒分が多い砂質地盤には適用できない。

Ⅱ）方法B（N～D_r～eの関係を用いた設計法）

Gibbs-HoltzのN－D_r－eの関係および粒度と最大間隙比（e_{max}）、最小間隙比（e_{min}）の関係を用いる理論的方法である。

Ⅲ）方法C（細粒分含有率を考慮した設計法）

基本的には方法Bと同じであるが、細粒分含有率によるN値増加効果の低減率を施工実績から考慮する方法である。

表－6.5.4 改良仕様の計算結果

層番号	中規模地震（設計震度0.18）		大規模地震（設計震度0.30）	
	必要N値	必要置換率 As(%)	必要N値	必要置換率 As(%)
1				
2			6.5	5.2
3			12.0	16.3
4	3.4	1.4	17.6	24.4
5				
6	10.8	6.1	36.5	27.3
7	11.6	6.7	39.4	27.3
8	11.9	3.6	40.6	30.8
9	11.9	3.3	40.8	29.4
10	11.7	3.0	40.6	28.3

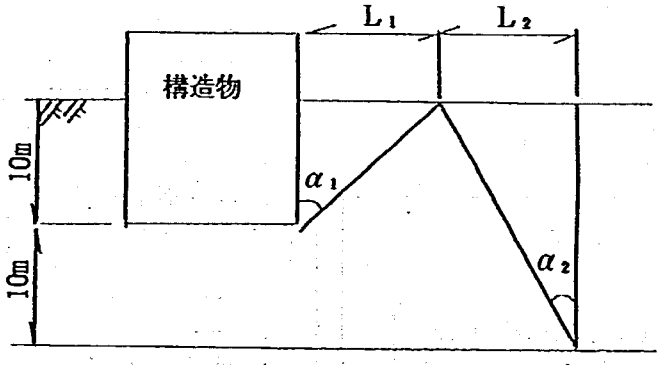
○ 計算結果

サンドコンパクションパイル（ＳＣＰ）工法のパイルピッチは、表－6.5.4の計算結果より中規模地震の場合は置換率Ａs＝6.4%（パイル径700㎜、正方形2.4m配置）、また大規模地震の場合は置換率Ａs＝29.5%（パイル径700㎜、正方形1.1m配置）と決定した。

○ 改良範囲について

・土田他の提案[2]

Ｌ＝15～21m



k	受動側		主動側		L1＋L2
	α1	L1	α2	L2	
0.15	44°	9.7m	30°	11.6m	21.3m
0.25	33°	6.5m	24°	8.9m	15.4m

φ=20°、δ=0°

・消防法[3]

Ｌ＝2/3×Ｈ＝2/3×20＝13m

※Ｈ；液状化対象深さ

・建築基礎構造設計指針[4]

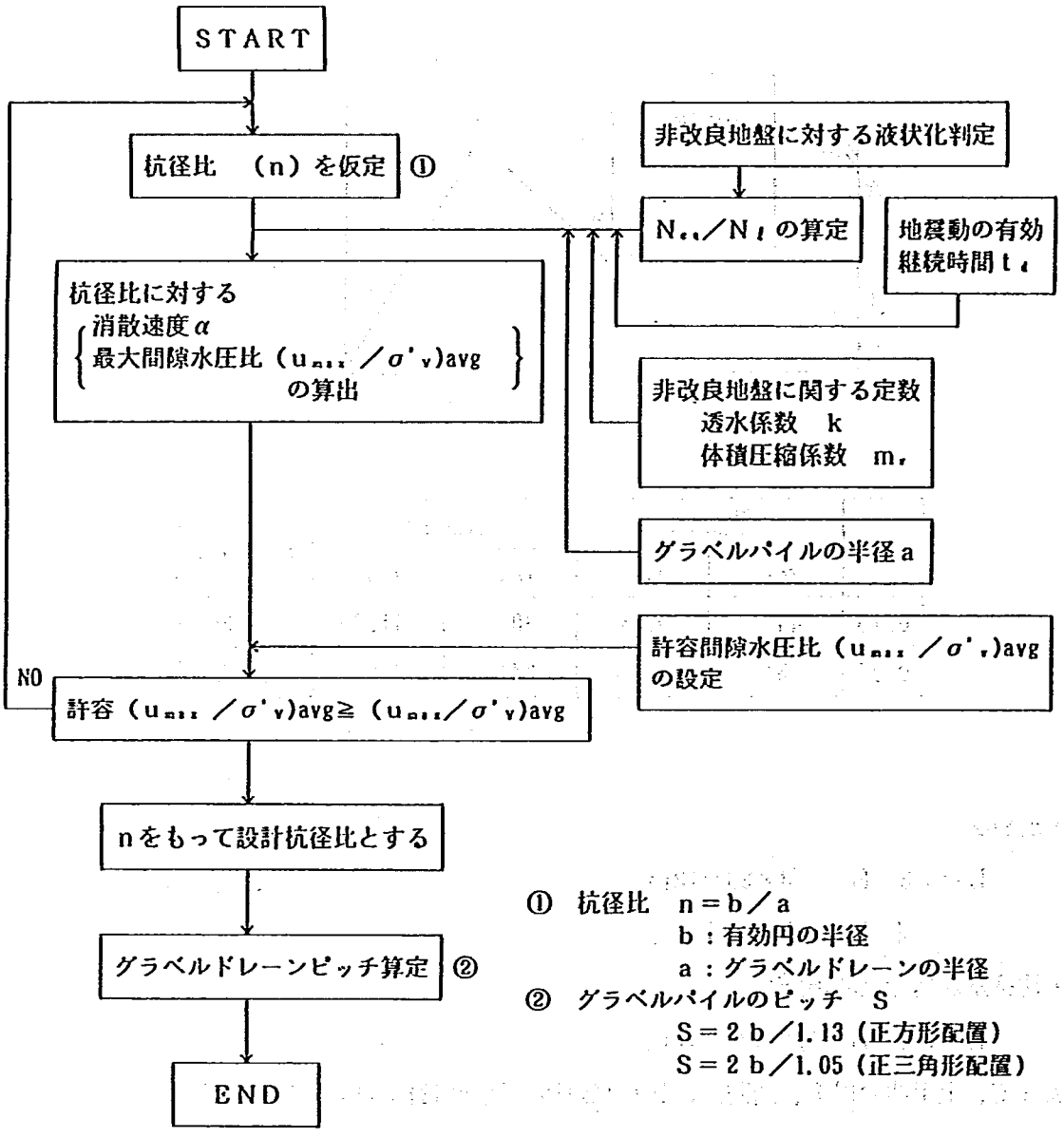
Ｌ＝1/2×Ｈ＝1/2×20＝10m

よって、土田他の提案、消防法、建築基礎構造設計指針よりＬ＝15mとする。

② グラベルドレーン（GD）工法での検討結果

○ 設計手法

円柱状のグラベルドレーンの設計には、たとえば建設省の方法[5]、運輸省の方法[6]および電力中央研究所の方法[7]等があるが、ここでは電力中央研究所の方法[8]（簡便法）を用いて設計を行う。以下に簡便法による設計のフローチャートを示す。

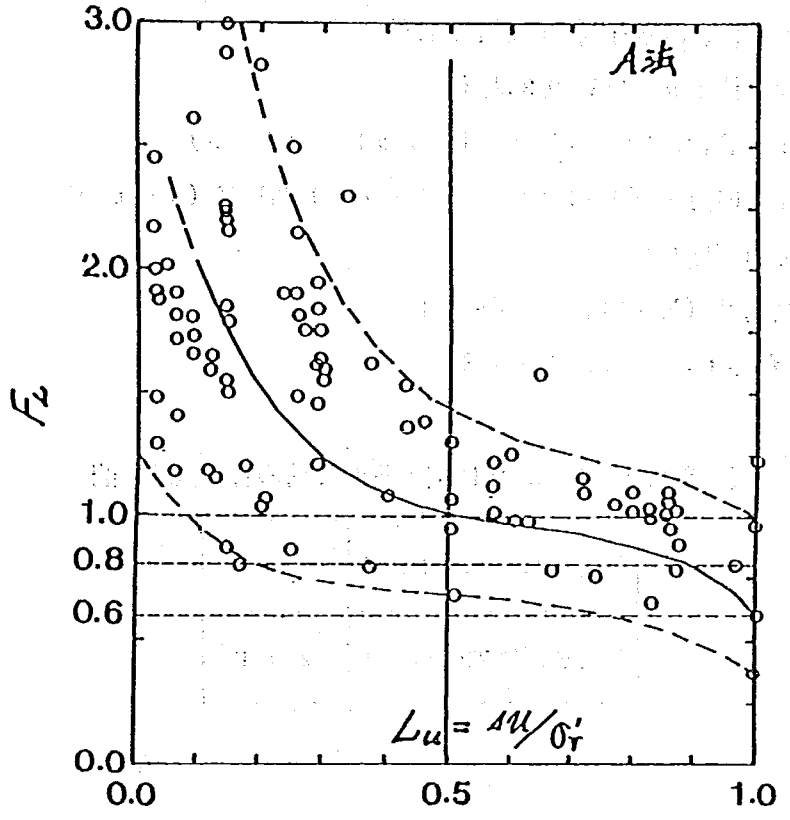


① 杭径比 $n = b/a$
b：有効円の半径
a：グラベルドレーンの半径

② グラベルパイルのピッチ S
$S = 2b/1.13$（正方形配置）
$S = 2b/1.05$（正三角形配置）

○ 設計条件

・許容最大間隙水圧比（$\gamma_{u\,ave}$）max ＝0.5 （下図参照）



図－6.5.5 F_Lと過剰間隙水圧比の関係[9]

・設計マグニチュード M＝7.5

・透水係数；k

D_{50}＝0.2㎜から、下表を参考にしてk＝0.008(㎝/sec) とする。

表－6.5.5 砂粒子の径と透水係数[10]

土 質	土粒子の径(㎜)	透水係数(㎝/s)
微細砂	0.05～0.10	0.001～0.005
細 砂	0.10～0.25	0.005～0.01
中 砂	0.25～0.50	0.01 ～0.1
粗 砂	0.50～1.00	0.1 ～1.0
小砂礫	1.00～5.00	1.0 ～5.0

・体積圧縮係数；m_v

$m_v = 1/E_s \times (1+\nu) \times (1-2\nu) / (1-\nu)$

ここで、$E_s = 24+5.3\times N = 24+5.3\times 7 = 61.1$ (kg/cm²)

※N値は、液状化対象層の平均N値

また、ポアソン比；$\nu = 1/3 = 0.33$とする。

∴ $m_v = 1/E_s \times (1+\nu) \times (1-2\nu) / (1-\nu)$

$= 1/61.1 \times (1+0.33) \times (1-2\times 0.33) / (1-0.33)$

$= 0.01$ (kg/cm²)

・地震動の継続時間（Neqの継続時間）；t_d

t_dは、下表から$t_d = 9$（sec）とする。

表－6.5.6　排水効果に関する地震動の有効継続時間

地震マグニチュード、M	6	7	8
地震動継続時間、t_d (S)	2	6	12

○　計算結果

グラベルドレーンのパイルピッチの決定は、表－6.5.2、表－6.5.3より液状化に対する最小抵抗率F_Lの土層（№6,7)に着目して、設計震度0.18の場合は平均F_L値0.85、また設計震度0.30の場合は平均F_L値0.50として、グラベルドレーンのピッチを決定した。計算結果を下表に示す。

表－6.5.7　改良仕様

設計震度	平均FL値	ドレーン径	ドレーンピッチ
0.18	0.85	φ500mm	□1.2m
0.30	0.50	φ500mm	□0.6m

○　改良範囲について

サンドコンパクションパイル（ＳＣＰ）工法と同様に、改良範囲をＬ＝15mとする。

(3) 問題点と課題

共同研究において解決すべき内容をより具体化するために、各工法を線状地中構造物または面状地中構造物に適用した場合の施工上および設計上の問題点を抽出し、また、大規模地震（Ｌ２）を想定した場合の問題点も抽出した。この結果を示すと表－6.5.8となる。

なお、各工法により、現段階における開発程度が異なるために、各項目毎の問題点と課題が同一レベルとなっていないが、今後これらの問題点の早期解決を図りたい。また、地中構造物から決定される照査項目と照査基準を明確にし、各開発および整備工法の問題点解決に必要な資料を提供したい。

（五洋建設、不動建設）

表－6.5.8　地中構造物に対する問題点と課題(1)

工法名		グラウト工法	特殊石灰パイル工法	コンパクショングラウト工法	深層混合処理工法
適用性		・小は水バクがに道力事工施工規模、下良あで改、施大共問が必のす討設と検本新既物の築ないは造等をかくて構定入とにし中設注こと地の透い用数のン浸さ適対す一	・原則として新設構造物を対象にし、既設は合地盤と考えて適用する。 ・原則として地盤の新旧複数施改良する。	・既設構造物の補助工法としては大規模工事に適用し可能である。 ・小規模、入交入は補強を主に補助工法として適用する。	・新設、既設構造物のいづれにも適用可能である。 ・施工法に特に必要な施工目地の処理に関しては、特に必要な施工目地の処理に関しては、特に必要な施工目地の処理に関しては、

表－6.5.8　地中構造物に対する問題点と課題(2)

工法名		鋼材を用いた工法	締固め工法	ドレーン工法
適用性		・新設、既設構造物の両方に適用できる。 ・施工機械の大きさ、施工面積は問題にならない。 ・地盤の変化が大きな箇所に用いると不経済な施工法である。	・締固め工法は、一般に地盤の液状化防止を目的として用いられるが、地盤の液状化防止効果の評価方法は確立されていない。 ・新設構造物の場合、地盤改良工法と構造物の基礎工法との比較検討が必要である。 ・既設構造物の場合、地盤改良工法は構造物の基礎工法の選定に関係なく施工できるが、施工機械の大きさ、施工面積は問題になる。	・ドレーン工法は、一般に地盤の液状化防止を目的として用いられるが、地盤の液状化防止効果の評価方法は確立されていない。 ・ドレーン工法は、施工機械の大きさ、施工面積は問題にならない。 ・ドレーン工法は、一般に地盤の液状化防止を目的として用いられるが、地盤の液状化防止効果の評価方法は確立されていない。
施工法	1. 新設構造物に対して	・特に問題なし	・特に問題なし	・特に問題なし
	2. 既設構造物に対して	・鋼矢板は、地盤の変形に対して柔軟に追従するので、既設構造物に対する影響は少ない。 ・鋼矢板は、地盤の変形に対して柔軟に追従するので、既設構造物に対する影響は少ない。	・締固め工法は、地盤の変形に対して柔軟に追従するので、既設構造物に対する影響は少ない。 ・締固め工法は、地盤の変形に対して柔軟に追従するので、既設構造物に対する影響は少ない。	・ドレーン工法は、地盤の変形に対して柔軟に追従するので、既設構造物に対する影響は少ない。
設計法	1. 設計体系	・地盤の液状化に対する安全率を外力の評価に考慮する。 ・地盤の液状化に対する安全率を外力の評価に考慮する。	・締固め工法の設計は、N値による評価が主体であるが、N値以外の評価方法も提案されている。 ・締固め工法の設計は、N値による評価が主体であるが、N値以外の評価方法も提案されている。	・ドレーン工法の設計は、地盤の液状化に対する安全率を外力の評価に考慮する。 ・ドレーン工法の設計は、地盤の液状化に対する安全率を外力の評価に考慮する。
	2. 改良地盤の改良性	・水平方向排水工法は、地盤の排水係数を考慮して用いる。 ・水平方向排水工法は、地盤の排水係数を考慮して用いる。	・締固め工法の設計は、締固めによる地盤の強さ、変形特性の評価が主体であるが、締固めによる地盤の強さ、変形特性の評価方法も提案されている。 ・締固め工法の設計は、締固めによる地盤の強さ、変形特性の評価が主体であるが、締固めによる地盤の強さ、変形特性の評価方法も提案されている。	・ドレーン工法の設計は、地盤の液状化に対する安全率を外力の評価に考慮する。 ・ドレーン工法の設計は、地盤の液状化に対する安全率を外力の評価に考慮する。
	3. 設計計算法	・鋼矢板は、地盤の変形に対して柔軟に追従するので、既設構造物に対する影響は少ない。 ・鋼矢板は、地盤の変形に対して柔軟に追従するので、既設構造物に対する影響は少ない。	・締固め工法の設計は、締固めによる地盤の強さ、変形特性の評価が主体であるが、締固めによる地盤の強さ、変形特性の評価方法も提案されている。 ・締固め工法の設計は、締固めによる地盤の強さ、変形特性の評価が主体であるが、締固めによる地盤の強さ、変形特性の評価方法も提案されている。	・ドレーン工法の設計は、地盤の液状化に対する安全率を外力の評価に考慮する。 ・ドレーン工法の設計は、地盤の液状化に対する安全率を外力の評価に考慮する。
	4. 現場と照査法	・鋼矢板は、地盤の変形に対して柔軟に追従するので、既設構造物に対する影響は少ない。 ・鋼矢板は、地盤の変形に対して柔軟に追従するので、既設構造物に対する影響は少ない。	・締固め工法の設計は、締固めによる地盤の強さ、変形特性の評価が主体であるが、締固めによる地盤の強さ、変形特性の評価方法も提案されている。 ・締固め工法の設計は、締固めによる地盤の強さ、変形特性の評価が主体であるが、締固めによる地盤の強さ、変形特性の評価方法も提案されている。	・ドレーン工法の設計は、地盤の液状化に対する安全率を外力の評価に考慮する。 ・ドレーン工法の設計は、地盤の液状化に対する安全率を外力の評価に考慮する。
地盤の変形への対応	1. 施工法	・鋼矢板は、地盤の変形に対して柔軟に追従するので、既設構造物に対する影響は少ない。 ・鋼矢板は、地盤の変形に対して柔軟に追従するので、既設構造物に対する影響は少ない。	・締固め工法の設計は、締固めによる地盤の強さ、変形特性の評価が主体であるが、締固めによる地盤の強さ、変形特性の評価方法も提案されている。 ・締固め工法の設計は、締固めによる地盤の強さ、変形特性の評価が主体であるが、締固めによる地盤の強さ、変形特性の評価方法も提案されている。	・ドレーン工法の設計は、地盤の液状化に対する安全率を外力の評価に考慮する。 ・ドレーン工法の設計は、地盤の液状化に対する安全率を外力の評価に考慮する。
	2. 設計法	・鋼矢板は、地盤の変形に対して柔軟に追従するので、既設構造物に対する影響は少ない。 ・鋼矢板は、地盤の変形に対して柔軟に追従するので、既設構造物に対する影響は少ない。	・締固め工法の設計は、締固めによる地盤の強さ、変形特性の評価が主体であるが、締固めによる地盤の強さ、変形特性の評価方法も提案されている。 ・締固め工法の設計は、締固めによる地盤の強さ、変形特性の評価が主体であるが、締固めによる地盤の強さ、変形特性の評価方法も提案されている。	・ドレーン工法の設計は、地盤の液状化に対する安全率を外力の評価に考慮する。 ・ドレーン工法の設計は、地盤の液状化に対する安全率を外力の評価に考慮する。

6.5.3　まとめ

対象とする地中構造物は、①底面幅が広く三次元的な構造である面状構造と、②底面幅は広くはないが二次元的に連続する線状構造である。

これらの施設に対する各工法の適用方法と問題点の整理を行った。対象となる耐震対策工法は開発工法と整備工法に分かれる。開発工法は、工法としての適用可能性の検討も含め、工法自体の信頼性の確認や改良物性の確認など基本的事項の検討が多く残されていると言える。これに対し整備工法は、設計・施工法のより合理的な方法の提案・開発のための課題が中心にあげられる。これらの問題や課題のうち、液状化対策としての効果の検証や対策工実施に伴う改良体および地盤物性の評価方法に関しては、地中構造物に限らず各構造物に共通のものが多く、工法の開発・整備に関する研究ともラップすることから、本研究グループとしては、これらの結果を待って設計・施工マニュアルへ反映する。

これに対し、地中構造物の対策として各被災要因に対する合理的な改良範囲の設定方法や対策工の構造物との相互作用に関する問題は、本グループ特有のものであり、本グループではこの問題解決が最優先されるものと考えられる。このため、実験・解析も含めた具体の実施計画を立案し効率的な研究を進めることが重要である。また、各被災要因に関しては、地中構造物に対する影響程度の把握のため数値解析の実施など、今後試算検討により合理的な計算手法の開発も必要と考えられる。

（日本技術開発）

参考文献

1）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２０、pp187～193、1993.

2）土田他：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、1976.

3）消防庁：危険物の規制に関する規則、1978.

4）日本建築学会：建築基礎構造設計指針、1988.

5）J.R.Booker, M.S.Rahman and H.B.Seed:GADFLEA A Computer program for the Analysis of Pore Pressure Generation and Dissipation During Cyclic or Earhtquake Loading, EERC 76-24, 1976.

6）Seed, H.B. and J.R Booker:Stabilization of Potentially Liquefiable Sand Deposits Using Gravel Drains, J.GED, Vol.103, No.GT7, 1977.

7）田中幸久：グラベルパイルによる改良地盤内への過剰間隙水圧、体積変化量の計算方法、土木学会論文集　第388号／Ⅲ－８、1997.

8）田中幸久、国生剛治、江刺靖行、松井家孝：グラベルパイルによる地盤改良の地震時安定性の簡便な検討方法について、電力土木　№196、pp46～55、1985.

9）建設省土木研究所：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検討、土研資料、1981.

１０）土質工学会編：土質工学ハンドブック、pp69、1982.

6.6　今後の検討課題と検討計画

6.6.1　検討課題

地中構造物に対する軟弱地盤耐震対策工法の開発に関して今年度は、予備調査として関連基準類の現状、地震時被災事例調査による地中構造物の被害形態、液状化対策工の設計・施工事例の状況を整理した。これらの整理結果を踏まえ、地中構造物に対して対策工を適用するにあたっての現時点の問題点や今後の課題を各工法毎に整理した。

対象とする工法は、まだ開発途上で設計・施工法の開発・整備に加え、工法としての適用可能性の検討も要する“開発工法”およびある程度の実績を有し、設計・施工法の確立に向けての検討が主体となる“整備工法”がある。このため、各工法での課題も性格が異なる。これらの各工法の具体的な課題や今後の研究計画は4章にもまとめられているが、次の3項目に集約されるものと考えられる。

① 構造物に対する対策（改良）効果に関する調査・研究

② 対策工の材料物性評価（強度・変形特性）に関する調査・研究

③ 対策工に作用する荷重や抵抗機構に関する調査・研究

本研究グループは、これの研究成果も踏まえ、各工法の地中構造物への適用性の評価や設計手法を開発するためのものであり、以下に示す内容について今後研究を進める必要があるものと考えられる。

① 地中構造物にとってクリティカルとなる液状化に伴う地盤物性の変化や地盤変状の発生も考慮した対策工の設計法の開発

② 対策工実施による本体構造物への影響評価手法の検討

これらの研究課題に対して対象とする施設が線状および面状地中構造物であるという特徴を考慮し、本グループでは、次に示す内容に関する検討を主体に今後研究を進めることとし、6.6.2以下に現時点で想定した具体的な検討内容を計画書としてとりまとめた。

(1) 地中構造物の液状化に伴う各被災要因に対する合理的な改良範囲・改良規模の設定法に関する調査・研究

(2) 地中構造物の長手方向での液状化発生程度の違いや対策工の有無による構造物への影響評価手法などの構造物の長手方向に対する耐震設計法に関する調査・研究

（日本技術開発）

6.6.2　改良範囲に関する検討計画

本研究では「地中構造物＋締固めによる地盤改良」の組み合わせを対象として、液状化対策時の地中構造物の動的挙動と改良範囲の影響を把握するための一連の解析的検討を実施する。なお、本節で述べる内容は地中構造物の横断方向を対象としており，縦断方向の検討については次節6.6.3にて述べる。

(1) 研究の目的

本研究の最終目的は、締固めを用いた地中構造物の液状化対策範囲に関する評価方法を検討し、入力レベルに応じた最適設計法（改良範囲と改良度の組み合わせなど）の提案を試みることにある。そのための

検討内容は以下のように分類されるが、平成５年度はまず、①に関する検討を行うための解析手法の検証とパラメータスタディを主体として研究を実施する。

① 液状化対策時の地中構造物（横断方向）の動的挙動の把握

② 対策のレベル（改良規模・改良物性）と対策効果との関連性の検討

③ 地中構造物の液状化対策に関する合理的かつ簡易な実用設計手法の提案

(2) 研究の内容

本研究で実施する検討内容の詳細を以下に示す。本研究では地震時の砂地盤の挙動および構造物との動的相互作用等を適切に再現することを目的として、有効応力に基づく連成型の非線形解析手法を用いることとする。①ではまず、解析コードの妥当性検証を目的として大型振動台実験（土研実施）を対象とした試解析を実施する。次に②では、実構造物・実地盤をモデル化した実大モデルを用いたパラメータスタディを実施して構造物の動的挙動に及ぼす液状化対策の影響や、対策範囲・対策の度合い（例えば改良後Ｎ値など）の影響について検討を加える。最後に③では、②の結果を用いて液状化対策に関する実用的な設計手法の提案を試みる。平成５年度はこのうち①を中心に実施する。

① 動的挙動把握のための解析コードの選択と妥当性の検証

・ 解析コードおよび地盤構成則の選択

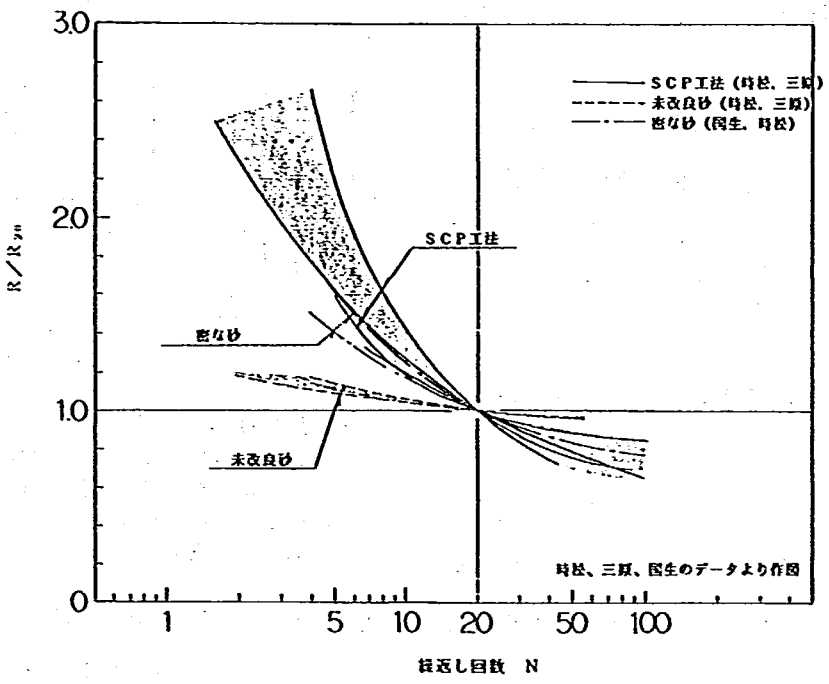
Biotの方程式に基づく２相系の有効応力解析手法を用いる。なお地盤の構成則は石原・Kabilamany[1]によるMulti-Mechanism モデルを用いる。本構成則では地盤の弾性パラメーターの他に砂の破壊やダイレイタンシー、硬化等を表す何種類かのパラメーターを設定する必要がある。これらは既往の実験データおよび室内要素試験結果に対する解析によって定めることができる。図－6.6.1はＳＣＰ工法によって改良された地盤より凍結サンプリングによって採取された試料に対する液状化カーブをとりまとめた結果である（ただし繰り返し回数２０回でのせん断強度比にて正規化）。パラメータスタディでは設定した締固め度（例えば事後Ｎ値）からR_{20}を推定し、図－6.6.1にこれを掛け合わせて液状化カーブを設定したうえで、これを対象とした要素解析を別途行ってMulti-Mechanism モデルのパラメーターを決定する。

・堀割道路を対象とした中型振動台実験[2]に対する試解析

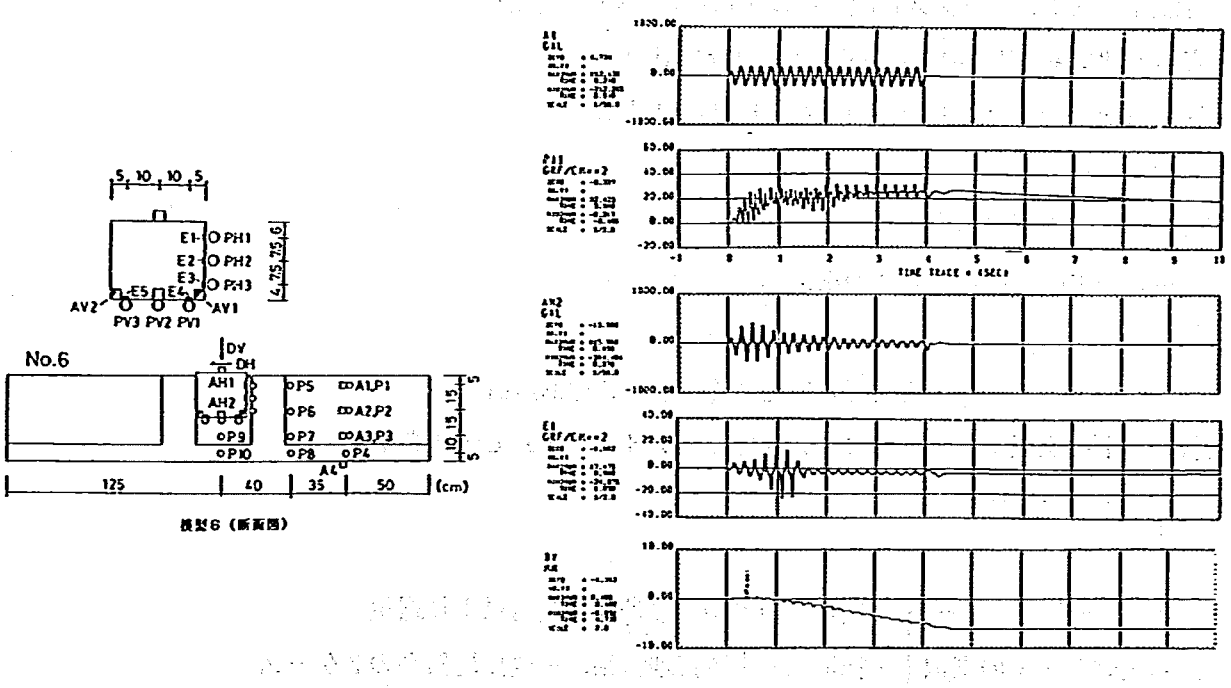
解析手法の妥当性を検討するために、土研実施の中型振動台実験（堀割道路＋締固め）を対象とした試解析を実施する。図－6.6.2に対象とする実験データの一例[2]を示す。なお、振動台実験は低拘束圧下での実験となるため本解析ではこれを考慮した地盤物性の設定が必要となる。ただし、実験は豊浦標準砂を用いて行われているため、国生[3]による既往の実験データ等を用いてパラメーターの設定を行う。

・解析手法の妥当性の検証

解析結果と実験結果との比較検討を行い、問題点の抽出と改良を行う。ここでは応答や変位の最大値のみならず、時刻歴での挙動や地盤のサイクリックモビリティ特性等についても着目し、実測値との整合をできるだけ図る。



図－6.6.1　締固め地盤の正規化液状化カーブ（「締固め工法の整備」グループより）



図－6.6.2　試解析の対象とする中型振動台実験データの一例[2)]

② 実地盤・実構造物を対象としたパラメータスタディ

・実改良地盤の動的物性（動的変形・強度特性）の評価

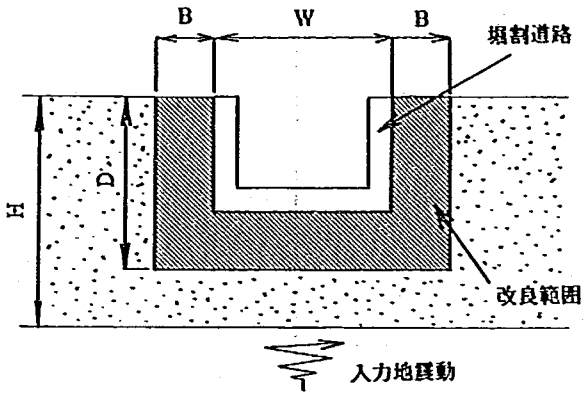
前述したように、ＳＣＰ工法の改良地盤に対する実データをもとに地盤物性を決定する。この際、第１グループの「締固め工法の整備」にて行われた文献調査の結果をできるだけ参照し、これを反映させた物性評価を試みる（図－6.6.1を使用）。

・改良規模・改良形態に関するパラメータスタディの実施

改良範囲と改良度（事後N値。施工ピッチによって可変）を変えたパラメータスタディを実施する。そのイメージは図－6.6.3に示す通りである。なお、入力地震波と構造物規模は一定、もしくは2段階とする。

・対策効果（液状化の低減・構造物への影響）の検討

改良範囲と改良度の組み合わせによる構造物への影響の違い、被害の低減度合いの違い等について検討を行い、対策レベルと対策効果との相関性を把握する。



・改良幅B、改良深度Dをパラメータとする（ケース数によってはD＝Hに固定）
・改良域の物性は改良強度（N値にて規定）に応じて2種類程度設定
・入力は一定もしくは2段階で与える

図－6.6.3　改良形態に関するパラメータスタディのイメージ

③　実用設計手法の提案

本研究内容については平成6年度以降に詳細を詰めることとするが、その概要は以下の通りである。

・各設計照査インデックスと改良規模・形態との相関性把握
・実用設計チャートの提案（対策工法の設計用）
・横断方向の簡易設計モデルの提案（構造物設計用）

(3) 研究のフロー

研究のフローを以下に示す。

①　解析コードの選択と妥当性の検証

解析コードの選択
・有効応力に基づく連成型非線形解析
・地盤の構成則はマルチメカニズムモデルを使用

↓

振動台実験データの選択
・文献2)中の中型振動台実験結果より選定
・構造物－未改良地盤系、－改良地盤系の2ケース

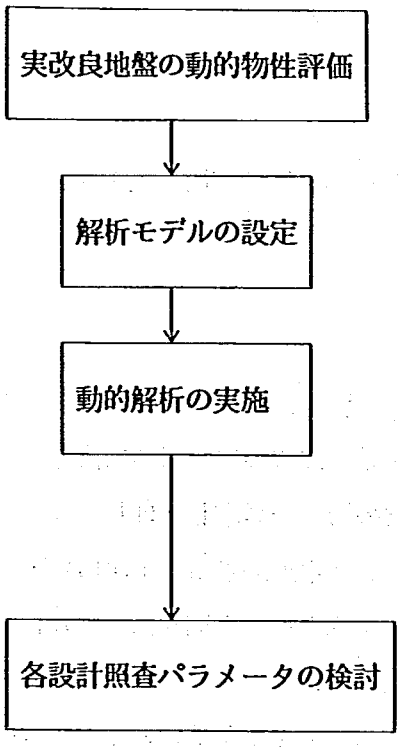
↓

試解析の実施
・上記2ケースに対する解析（正弦波加振）
・地盤物性は低拘束圧下での豊浦砂のデータを使用

↓

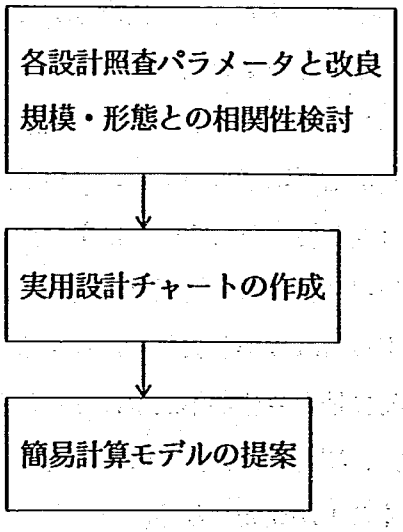
解析方法の妥当性検証
・解析条件・物性設定法等の改良
・問題点の抽出

② 実地盤・実構造物を対象としたパラメータスタディ



- 『締固め工法』を想定した改良地盤の物性評価
- ＳＣＰ工法での実液状化カーブを用いた要素試験解析（有効応力パラメーターの決定）
- 改良範囲・改良形態等をパラメータとする掘割道路モデルの設定
- 構造物・入力地震波形は一定とする
- 改良範囲・形態の水準は検討中。締固め度（例えば改良後Ｎ値）は２水準程度とする
- 入力レベルはＬ－１，Ｌ－２の２水準
- 液状化の発生、地盤改良による低減の度合い
- 構造物の浮き上がり量（地震時および地震後）
- 構造物の変形・沈下、残留変位

③ 実用設計手法の提案



- 解析結果の整理
  例：改良幅～構造物の最大変形、浮上がり量など
- 横軸を改良規模、縦軸を各照査パラメータとした図表の作成　（簡易設計チャートの作成）
- 液状化対策工の簡易設計モデルの提案（範囲など）
- 構造物の設計法に対する提案（液状化や対策工の影響を考慮した簡易設計モデル）。例えば地震時荷重や地震時地盤バネの評価手法の提案（相互作用や改良地盤のサイクリックモビリティを考慮）

（前田建設工業）

参考文献

1) Ishihara, K., Kabilamany, K. :Stress Dilatancy and Hardening Laws for Rigid Granular Model of Sand, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 9, No. 2, 1990., pp. 66～77.

2) 建設省土木研究所:堀割道路の地震時浮上がりに関する検討、土木研究所資料第3008号、平成３年６月

3) 国生　剛治:土の動的変形特性と地盤の非線形震動応答、電力中央研究所総合報告No. 301, 1982.

6.6.3　縦断方向の耐震設計法に関する検討計画

(1) 目的と概要

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性を考える際、横断方向に加え、縦断方向（長手方向）の検討が必要不可欠である。これは地中構造物の地震時挙動が周辺の地盤振動に依存するため、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を考慮しなければならないからである。これに対して現行の設計指針（例えば「共同溝設計指針」、「水道施設耐震工法指針・解説」等）では応答変位法が適用されている[7, 8, 9, 10, 11]。応答変位法では構造物と地盤を別々にモデル化し、この間をバネでつないで、あらかじめ求めた地盤変位をバネを介して構造物に作用させている。長手方向に対しては、別途、表層地盤を水平方向に伝播する波を仮定し、これによって生ずる地盤の相対変位に基づいて構造物本体の耐震設計を行っている。しかしながらこの方法は、通常の非液状化地盤の動的挙動（地盤のひずみレベルが微小）に基づいて提案されたものであり、今回のような液状化地盤への適用は基本的に考えられていない。ただし、構造物本体に着目する場合に限り、液状化が生じても完全液状化までに至らなければ、一次近似として液状化の程度に応じて低減させた土質定数から地盤変位とバネ定数を求めて設計を行うこともある。この方法にしても土質定数に対する低減率などパラメータの決め方がまだ試行段階であり、液状化過程までを考慮した縦断方向の耐震設計法は確立されていない状態にある。

一方、都市の巨大化に伴い共同溝に代表される大型の地中線状構造物が臨海地域のような液状化危険度の高い地域に建設される機会が多くなった。こうした場所では液状化判定結果に基づいて地盤改良工法など様々な対策工法が適用されはじめている。こういった対策工の設計（安定性や改良範囲）は主に横断方向に対して行われているが、線状構造物のように建設区間が数百m～数kmに渡るなど総延長が長い場合には、長手方向に対して部分的な領域での改良工事であったり、区間によって改良率が異なったりすることも考えられる。このような場合、未改良部と改良部の境界では、地震時に地盤変位が不連続になることが予想され、本体構造物縦断方向への影響が懸念される。これらに対しても問題点を明確にし、対処方法（例えば継ぎ手構造）や対策後の本体の挙動の確認などを検討しておくことが重要になる。

以上の観点から、本研究では「液状化時の線状地中構造物の縦断方向の挙動を解明し、その動的解析法を検討するとともに、耐震対策工法の効果や問題点について検討をし、実用設計法の提案をする」ことを目的とする。

(2) 縦断方向に関する既往の研究

ここでは「線状構造物」、「液状化」、「対策工法」をキーワードとした文献調査を行った。個々のキーワードに関連する論文は、液状化の研究が盛んになった１９６４年の新潟地震以降、多数発表されているが、これら３つのキーワードが相互に関連したものは少なく、最近になってからライフラインの液状化に関する日米共同研究会「Japan-U.S. Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facil-ities and Countermeasures for Soil Liquefaction」[1]で研究テーマとして扱われはじめた。よって本項では以下の３つの観点に分類して技術的な現状と研究課題をまとめることにする。表－6.6.1には主な文献一覧を示す。

① 「線状地中構造物の数値解析」

線状地中構造物の種類は、ガス・水道のような管路から共同溝・沈埋トンネルのような大型構造物まで広範囲に渡り、動的解析手法も構造物の寸法や形状、材料の力学的特性、建設地点の特徴などにより様々なものが提案されている。しかしいずれの地中構造物も基本的には周辺地盤の変形に追従した挙動をすることから、動的応答解析も応答変位法を基にした手法が開発されている。中でも田村らによって提案された沈埋トンネルの動的応答解析手法が広く知られている。この方法はトンネル長手方向に沿った表層地盤の変位を多質点系モデルによって求め、この変位を弾性床上の梁に置き換えた構造物モデルに相互作用を表すバネを介して入力するものである（表－6.6.3文献15, 16, 17）。これは同じ線状地中構造物である共同溝やシールドトンネルにも応用されており、シールドでは等価剛性梁というシールド特有の覆工剛性を考慮した動的応答解析法が開発されている（表－6.6.3文献20）。また構造物の挙動を詳細に見るため、地盤の３次元的な構造を考慮した方法も提案されている（表－6.6.3文献19）。これらの方法は地盤が非線形な特性を示す場合に対しても、地盤の応答計算に等価線形の概念を取り入れたり、地盤・構造物間を結ぶバネにすべりを意味する非線形バネを導入するなどして応用できる。しかしこれらはあくまでも弾性論に基づく手法であるため、液状化のような大変形問題に適用するには検討の余地が残されている。

② 「液状化の解析」

線状構造物を対象に有効応力による液状化解析がなされた研究は、松永・井合らおよび大槻らによる沈埋トンネル横断方向の解析例があるものの、その数は少なく、解析手法自体が確立されていないことや解析時間が膨大なことなどを理由に一般的には全応力系の解析に浸透流解析を付加したものが多い（表－6.6.2文献13, 14）。一方、線状構造物の長手方向に対して浮力を考慮した液状化解析を行った例に、管路を対象とした田邊らやYanagimotoらの研究、および渕田らの研究がある（表－6.6.1文献2, 5, 7）。しかしこれらは手法が間接的で単純化されたモデルであり、詳細は今後の検討課題である（表－6.6.2文献10, 11, 12）。

③ 「耐震対策工法」

線状地中構造物はその被災状況から、浮き上がり、構造物本体の破損・亀裂、継手部での変形のずれなどが主に問題となる。このためこれらに応じた各種の液状化対策工法が開発されている（表－6.6.4文献21～27）。これらを大別すると地盤改良系の対策工法と構造的な対策工法になり、前者の例として

表－6.6.1　線状構造物と液状化に関する主な文献リスト

NO	論　文　名	著　者	出　典	ｷｰﾜｰﾄﾞ	内　容
1	Small Scale Tests on Countermeasures against Liquefaction for Pipelines Using Gravel Drain System	Miyajima,M. Yoshida,M. Kitaura,M.	Fourth Japan-U.S. Workshop on Earth -quake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasure for Soil Liquefaction, August,1992	長手方向 対策工法 模型実験	ﾊﾟｲﾌﾟﾗｲﾝの液状化対策として２つのｸﾞﾗﾍﾞﾙﾄﾞﾚｰﾝ（盤状，柱状）を取り上げ，長手方向に関する小型模型振動実験を実施し，その対策効果を定性的に調べている。
2	Several Simulation of Buried Pipelines During Liquefaction	Yanagimoto,H Ono,T., Yamada,S., Kiku,H.	Fourth Japan-U.S. Workshop on Earth -quake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasure for Soil Liquefaction, August,1992	液状化 数値解析	実験結果から，液状化の進行程度に応じて地盤ばね定数を段階的に求め，液状化過程中の埋設管の応力解析を行っている。
3	Seismic Effects On Underground Pipelines due to Permanent Longitudinal Deformations	Raul Flores -Berrones, Michael O'Rourke	Fourth Japan-U.S. Workshop on Earth -quake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasure for Soil Liquefaction, August,1992	液状化 数値解析 長手方向	液状化によって軸方向の永久変位を受ける鋼製ﾊﾟｲﾌﾟﾗｲﾝの挙動を解析的に検討している。
4	Experimental Study on Strain Chara -cteristics of Underground Pipe during Liquefaction	Kitaura,M. Miyajima,M.	土木学会論文集，No.323/I,1982.7	模型実験 液状化 長手方向	液状化地盤中の管のひずみ特性を明らかにするため，ウレタン丸棒ゴムで模型を作製し，ひずみ特性を調べている。
5	管路および管路ーマンホール系の液状化時浮上解析	田嶋揮司良 高田至郎	土木学会第42回年次学術講演会，昭和62年	数値解析 液状化 管路	実験から得た液状化時等価バネ定数を用いて管路ーマンホール系の液状化の設計法を検討している。
6	部分的に液状化した地盤中の埋設管の挙動に関する実験的研究	西尾宣明 塚本克良 羽村　淳	土木学会論文集，第380 号，I-7, pp.449～458,1987.4	模型実験 管路 液状化	実際の埋設管の液状化被害を解明するため，部分的液状化状態を想定した実験を行い，管の曲げひずみを考察した。
7	液状化時の浮力に対する共同溝の応答解析	渕田邦彦 秋吉　卓 堤　　隆	土木学会第46回年次学術講演会，平成３年	数値解析 液状化	共同溝を弾性床上の梁に置き換え，地盤バネで支えられた共同溝本体をモデル化し，構造物の断面力を求めている。

NO	論 文 名	著 者	出 典	ｷｰﾜｰﾄﾞ	内 容
8	Spatial characteristics of soil liquefaction and induced behavior of underground pipelines	Matsumoto,H Tokida,K	Proceedings of the 10WCEE,V-3, 1503-1509, July 1992	模型実験 液状化 長手方向	地盤の不規則性，液状化の程度そして埋設管の動的挙動の関係を縦断に着目した模型実験により検討している。
9	Experimental study on underground pipeline stabilizing techniques and their effectiveness during lique-faction	Sekiguchi,K. Oishi,H	Proceedings of the 10WCEE,V-9, 5511-5517, July 1992	模型実験 液状化 対策工法	パイプラインの液状化対策として４種の対策工法を取り上げ，振動実験により効果を検証している。

表－6.6.2　一般の液状化解析に関する主な文献リスト

NO	論 文 名	著 者	出 典	種別	内 容
10	An effective stress model for liquefaction.	Finn,W.D.L., Lee,K.W., Martin,G.R.	GED,ASCE,Vol.103,No.GT6,pp.517～533, 1977	液状化 数値解析	間隙水圧発生にMartin-Finn-Seedモデルを用いた一次元有効応力解析手法の提案
11	One-dimensional soil response analysis during earthquake based on effective stress model.	Ishihara,K., Towhata,I.	J. of the Faculty of Engineering, The University of Tokyo,Vol.XXXV,No.4, pp.654～700,1980.	液状化 数値解析	間隙水圧発生に石原－東畑モデルを用いた一次元有効応力解析手法の提案
12	液状化に関する一斉解析	井合進　他	地盤の液状化対策に関するシンポジウム発表論文集，土質工学会，pp.70 ～190 ，1991	液状化 数値解析	土質工学会の研究委員会で行われた各構成則に基づく数種の２次元液状化解析プログラムでの一斉解析の結果を示している。
13	液状化による浮き上がりのシミュレーション	松永康男 井合　進 村岡　猛	土木学会第45回年次学術講演会，平成２年	液状化 数値解析 沈埋ﾄﾝﾈﾙ	２次元有効応力解析法により沈埋トンネルの浮き上がりシミュレーションを行っている。
14	沈埋トンネルの２次元有効応力解析	大槻　明 福武毅芳 田蔵　隆 広瀬利光　他	第24回土質工学研究発表会，平成元年	液状化 数値解析	沈埋トンネルの支持地盤の液状化発生のメカニズムを解析的なアプローチにより解明することを試みている。

表－6.6.3　線状構造物の数値解析に関する主な文献リスト

NO	論　文　名	著　者	出　典	ｷｰﾜｰﾄﾞ	内　容
15	Dynamic behavior of a submerged tunnel during earthquake	Tamura,C., Hamada,M., Okamoto,S.	Report of the Institute of Industrial Industrial Science,Vol.24, No.5, University of Tokyo,1975.	地震観測 数値解析 沈埋ﾄﾝﾈﾙ	沈埋トンネルの地震応答計算のための解析モデルについて検討している。
16	沈埋トンネルの軸線上の断面力および変位の地震応答解析法に関する研究	栗林栄一 川島一彦 柴田松雄	土木研究所資料，第1193号，1977年	数値解析 沈埋ﾄﾝﾈﾙ	沈埋トンネルの地震応答計算のための解析モデルについて検討している。
17	埋設管の地震観測と応答解析	大石　博 関口宏二	第６回日本地震工学シンポジウム pp.1921-1936，1982.12.	地震観測 数値解析	水道鋼管路φ1800mmの地震観測結果をもとに２つの地震応答解析法の有効性を検討している。
18	沈下土槽による埋設管路の大変形挙動実験とその解析	高田至郎 山部泰男	土木学会論文集，第323 号， pp.55 ～65,1982.7	模型実験 数値解析 管路	φ100mm の硬質塩ビ管を用いて，液状化等で生じる地盤沈下の大変形に対する力学的挙動を調べ，解析と比較している。
19	地下構造物の地震応答解析のための疑似３次元モデルの提案	鈴木猛康 田村重四郎	生産研究，Vol.39,No.1,1987年	数値解析	地下構造物周辺の地盤特性をより詳細に表現するため，バネ・質点系による疑似３次元モデルを提案している。
20	シールドトンネルの耐震解析に用いる長手方向覆工剛性の評価法	志波由紀夫 川島一彦 大日方尚巳 加納尚史	土木学会論文集，No.398/I-10,1988	模型実験 数値解析 シールド	本来不連続な構造のシールド覆工を，長手方向に等価な剛性を持つ梁にモデル化し，評価する方法を示している。

表－6.6.4　線状地中構造物の液状化対策工法に関する主な文献リスト

NO	論　文　名	著　者	出　典	ｷｰﾜｰﾄﾞ	内　容
21	地中送電設備の液状化対策について	藤波富次 小山俊博	電力土木，No.164,pp.69～81,1980	対策工法	直径300mm の電力用鋼管に対するシートパイルと砂袋を用いた液状化対策工法等の紹介。
22	既設共同溝に対する鋼矢板締切りによる液状化対策工法の設計法について	藤井弘造 古賀泰之　他	第21回地震工学研究発表会，pp.637-640,1991	対策工法 設計法	シートパイルを用いた液状化対策工の設計外力（動水圧等）の検討と設計例。
23	マンホールの浮上対策に関する実験的研究	中野雅弘 佐々木康 吉川正昭	土木学会論文集，第410 号，I-12, pp.415～424,1989.10	対策工法 模型実験	３つのマンホールの浮上対策を取り上げ，模型振動実験から効果を検討。
24	砕石ドレーン工法による液状化対策	杉　正 戸田晴敏	基礎工，pp.109～114,1980	対策工法	間隙水圧逸散のためガス導管に対してグラベルドレーンと鋼矢板を施した対策工法紹介。
25	深層混合処理工法による掘削道路の液状化対策に関する模型振動実験	古賀泰之 谷口栄一　他	第22回土質工学研究発表会，pp.777～780	対策工法 模型実験	ＤＭＭを施した掘り割り道路の浮き上がり防止効果について地盤改良の形状，寸法等をパラメータとし実験的な検討をしている。
26	海底パイプラインの液状化対策工法に関する一考察	関口宏二 大石　博	土木学会論文集，第380 号，I-7, pp.467～473,1987.4	対策工法 数値解析	有限要素法による数値解析により，３種類の液状化対策工法の有効性に関して定量的な解析を実施している。
27	Protection of buried structure from soil liquefaction hazard by means of cut off walls	Yoshimi,Y. Tamaoki,K. Mori,N. Kondo,T.	Proceedings of the 10WCEE,V-3, 1485-1490, July 1992	模型実験 対策工法	共同溝のような地中構造物の浮上防止に対し締め切り工による対策を取り上げ，模型実験から効果を定性的に調べている。

は固化工法、締め固め工法、ドレーン工法、後者の例としては鋼矢板や地中連続壁による締め切り工法などがある。各工法はその効果を調べるため、振動台を用いた模型による確認実験や数値シミュレーションが多数行われている（表－6.6.1文献1）。中には実構造物への適用も試みられているが、施工例や被災経験が少なく、効果に対して各工法を比較できるほど十分な資料はない。

また、対策工法は設計指針に基づき液状化被害が予測された場所に対して施されるが、その設計法は概して対策工法サイドの立場だけで進められ、本体と対策工の両方の立場から設計を考えているものは少ない。今後、構造物の存在を加味して改良範囲や改良形状などを検討していく必要がある。

(3) 研究項目

線状地中構造物の耐震対策工法について縦断方向からの検討を進めるため、以下の研究項目を実施する。

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、および動的挙動の数値解析的評価

③対策工効果検証のためのパラメトリックスタディ

④模型振動実験による検証

⑤実用設計法の提案

(4) 研究内容

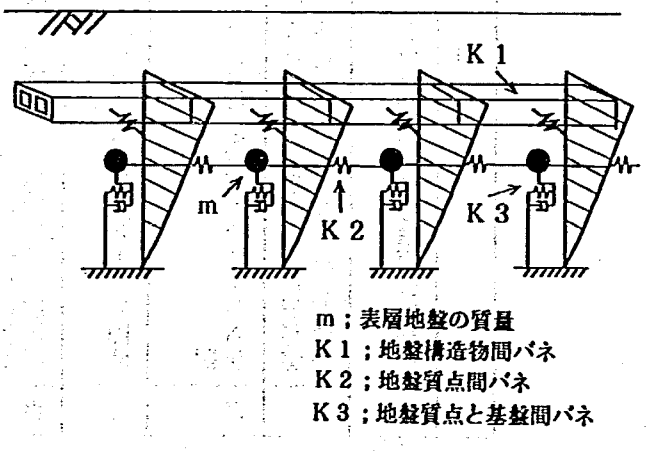
① 動的解析手法の検討

線状地中構造物の動的解析手法に要求される条件は、縦断方向に沿った長い区間の地盤の地震時挙動を詳細に表現できること、地盤・構造物間の相互関係を的確に表現していることが挙げられる。これに対して前述した既往の方法では、バネ質点系の連成解析で地盤をモデル化し、構造物を弾性床上の梁とおくことで対処している。今回はこの方法を見直し、等価線形と応答変位法からなる考え方を液状化地盤に対して適用できるか否か、また適用する場合の限界や問題点などを整理する。次に有効応力の概念を取り入れ、過剰間隙水圧を考慮した地盤モデルに対して構造物の浮き上がり、変形、応力度の検討を行うこととする。この場合、具体的にはばね質点系モデルや有限要素法による2相系モデルの適用を考える。

② 被害分類・パターン化、および動的挙動の数値解析的評価

ここでは既往の研究資料から被害が想定される地盤と構造物のモデル化を行い、後に実施する解析的検討の際の参考モデルとする。以下には被害分類とパターン化についてまとめる。

地中線状構造物の被害は、その多くが水道管などの小口径の管路であり、１９２３年の関東地震以降、１９４８年の福井地震、１９６３年の新潟地震、１９８３年の日本海中部地震、１９９０年フィリピン地震などで多数の液状化による被害が報告されている[5, 9]。これらによる



図－6.6.1 従来の線状構造物の動的解析手法

と地中構造物の液状化被害は構造物の種類や材質、地盤変状などの条件により多様であるが、対象構造物を共同溝や洞道などの大型構造物に限定した場合、安田ら[6]、藤井ら[13]などの研究から表－6.6.5のような被災パターンに分類することができる。

表－6.6.5　線状構造物の被害のパターン化

タイプ	説　明	模式図	モデル化
動的変位	地形・地質条件により，部分的液状化が発生し，局所的に変位が大きくなる。	継目破損・亀裂 液状化 硬 軟	構造物 非液状化　液状化
永久変位	地表や地層が傾斜している場合，液状化により永久的な大変形・すべりが発生する。	本体破損 液状化	軸方向 流動 δ 軸直角方向 液状化
揚圧力	地盤が完全に液状化し，その部分に過剰間隙水圧による浮力が生じる。	液状化	浮力 非液状化域　液状化
液状化の沈下	地震終了後，水圧の消散により地盤が圧密沈下する。	線形ずれ 沈下 液状化	地表面 沈下 鉛直変位

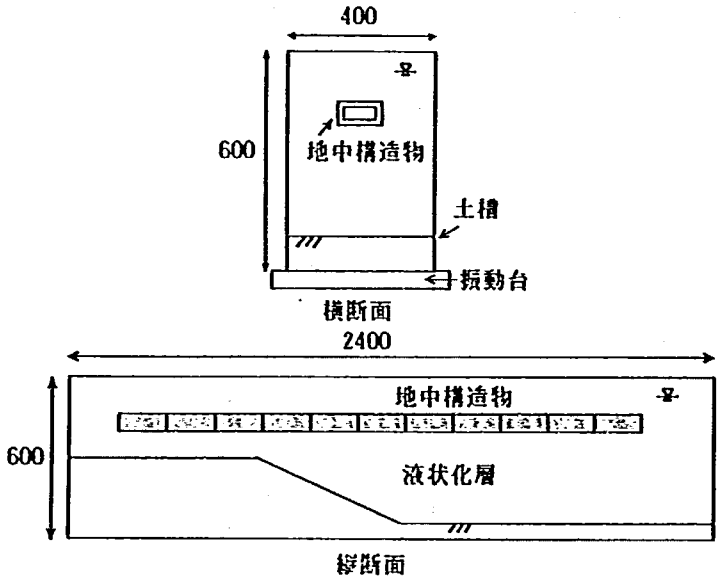
③　対策工効果検証のためのパラメトリックスタディ

対策工法として地盤改良系の工法を選定し、地盤改良を施した後の地盤と構造物の動的挙動に着目する。具体的には地盤形状や地盤物性、改良範囲などをパラメータとした解析的な検討を実施する。これにより縦断に関する挙動を把握して、対策工法の留意点などを考察する。

④　模型振動実験による検証

液状化地盤における線状地中構造物の挙動や対策工の効果を実験から定性的に把握・確認し、数値解析と比較検討することを目的とする。

具体的には、縦断方向に不整形な地盤を作製し、部分的な液状化をさせ、地盤変形、構造物の浮上量など被害パターンを見る。また、対策工の効果（浮上量、断面力など）と問題点（改良部と未改良部の相対変位など）を現象論的に把握し、これらに対する対処方法（例えば、継ぎ手など）を検討する。



図－6.6.2　模型実験概要

⑤　実用設計法の提案

液状化地盤にある構造物本体の設計法（例えば、応答変位法でよいのか）、対策工を施した複合地盤にある構造物の設計法（例えば、複合地盤の評価の仕方、応答変位法への適用の仕方）など、対策工自体の設計でなく、対策工と本体構造物の設計に関する問題点を整理して、長手方向の簡易設計モデルを提案する。

（フジタ）

参考文献

4)M. Hamada and T. D. O' Rourke; Proceedings from the Fourth Japan-U. S. Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction, Technical Report NCEER-92-0019, August 12, 1992

5)M. Hamada and T. D. O' Rourke; Case Studies of Liquefaction and Lifeline Performance During Past Earthquakes, Technical Report NCEER-92-0001, February 17, 1992

6)安田進；「液状化の調査から対策工まで」、鹿島出版会、１９８８年

7)日本道路協会；共同溝設計指針、昭和６１年３月

8)日本道路協会；駐車場設計・施工指針　同解説、平成４年１１月

9)日本水道協会；水道施設耐震工法指針・解説、１９７９年度版

10)土木学会；沈埋トンネル耐震設計指針（案）

11)土木学会；地下貯油施設技術指針（案）

12)M. Hamada and T. D. O' Rourke; Case studies of Liquefaction and Lifeline Performance During Past Earthquakes, Volume1 and 2, Technical Report NCEER-92-0002

13)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２０

14)吉見吉昭；「砂地盤の液状化（第2版）」、技報堂出版、１９９１年
15)建設省；地下空間の利用技術の開発報告書、第4編地下土木構造物の建設技術の開発、大断面シールドトンネルの耐震設計法、平成4年8月
16)土質工学会；地盤の液状化、昭和５９年2月
17)高田至郎；ライフライン地震工学、共立出版、１９９１年
18)藤井・古賀他；既設共同溝に対する鋼矢板締切りによる液状化対策工法の設計について、第２１回地震工学研究発表会、１９９１年

7章　広域的耐震地盤対策の研究成果

第7章　広域的耐震地盤対策の開発に関する研究

7.1　まえがき

7.1.1　研究の背景と目的

我国の都市の多くは、臨海部の沖積低地に位置し、軟弱な土層が厚く分布している。このため、これまでに幾度となく地震による被害を経験している。一方、都市への機能集中が進み、ますます臨海地区の軟弱地盤地域に生活圏が拡大している。このような地盤に建設される各種構造物の液状化対策の重要性が増大している。

従来、液状化対策は個々の構造物毎に、それらの構造物建設時に施すことが多い。軟弱地盤地区の既存の構造物や中小の構造物、またはライフライン系にみられるような広い範囲にまたがる構造物に対しては、技術的、経済的な面から有効な液状化対策をすることはなかなか難しいのが現状である。

このような観点から本研究では、広範囲な地域を対象とし、合理的な液状化対策工法を開発することを目的とする。従来の構造物ごとの耐震地盤対策とは異なり、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、行政的観点も必要となってくる。従って、今年度の目的は「広域」の範囲を明確にした上で、広域的対策工法の調査およびその他の基本調査を行い、研究の基本方針、実施計画の策定を行う。

7.1.2　「広域」の範囲

典型的な臨海軟弱地盤地域の都市の概念図を図－7.1.1に示す。この領域においては、種々の既存構造物があり、新規埋立地には今後新しい構造物が建設される。また、道路などの線状構造物は軟弱地盤域内を縦横に走っている。

そこで、「広域」を“面的な広域”と“線的な広域”に大別して考える。前者は、ある地域例えば、工場敷地や公園、団地、埋立地、市町村など面的な広がりをいい、後者は例えば、道路網、ライフライン施設など線的にある広がりをもったものをいう。

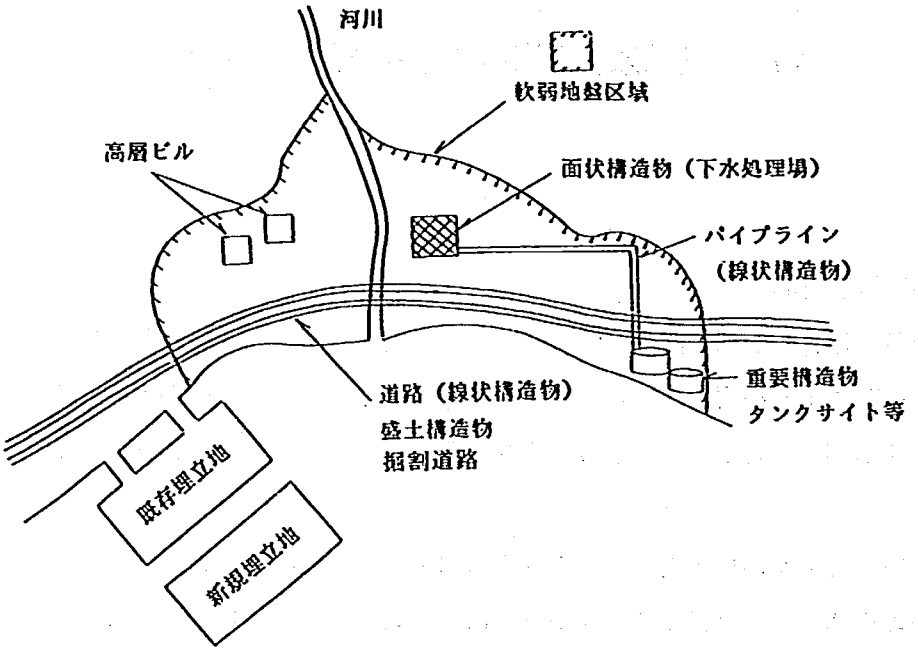
本研究では、“面的な広域”を町丁目単位で種々の構造物がある数百メートル四方の範囲に限定し、“線的な広域”とは“面的な広域”内の道路またはライフライン施設のみを対象とする。この範囲を「広域」とした理由は、軟弱地盤区域全体の対策を考える上で、この範囲を一つの単位と考えて、広域的対策の目処が立てば、軟弱地盤全体に順次拡大していくことは、比較的容易だからである。

7.1.3　今年度の研究フローと研究項目

今年度の研究項目と内容を以下に示し、図－7.1.2に研究フローを示す。

(1)　地震被害事例の調査

広域的な液状化対策を考えるに当たり、道路とライフライン施設を中心に過去の地盤被害の特徴、被害



図－7.1.1　広域の概念図

形態を把握することを目的とする。調査の対象は1964年新潟地震以降の日本の大地震とする。

(2)　大都市域の地震危険度マップの調査

我国の大都市においてどの程度の地震危険度調査が行われているか、液状化危険度の高い地域はどこかを把握し、広域的対策の対象とするモデル地区を選定することを目的とする。

(3)　大都市域の埋立地盤の調査

埋立地は埋立材料にもよるが、地下水位も高く、液状化危険度が高いといわれている。そこで、既存の埋立地の埋立材料、液状化対策の現状を調査する。新規埋立地については、今後の埋立計画及び埋立材料を調査する。これらの調査を踏まえて、埋立地盤における広域的液状化対策の可能性を探る。

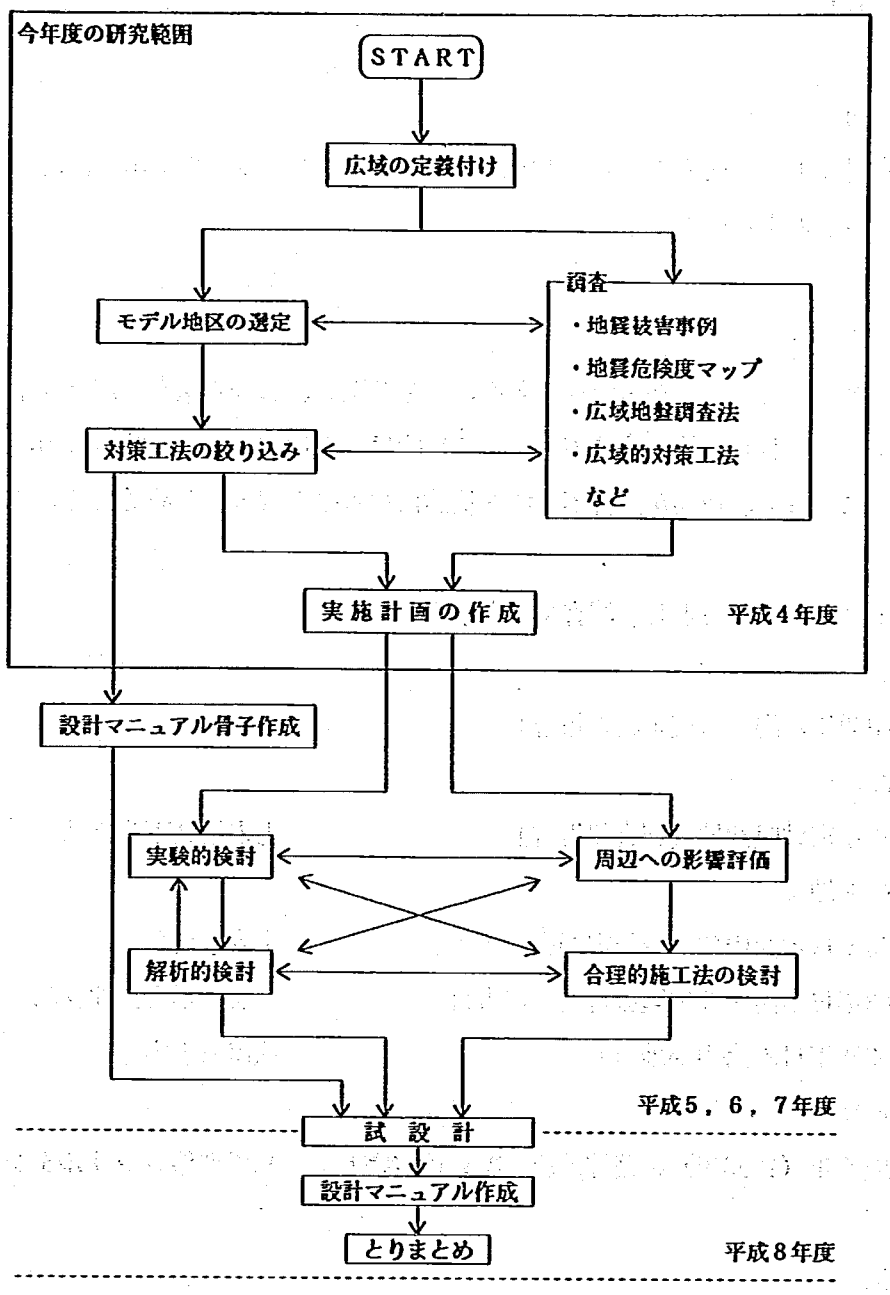
(4)　広域的地盤調査法の調査

現在、地盤の調査に良く用いられている調査法はボーリングによる標準貫入試験などの現地調査と、動的三軸試験などの室内試験の両者が必要であり、これらを広域に使用すると費用、時間の両面で多大なものとなる。そこで、より手軽で安価な広域に適した調査法を開発するため、まずその可能性の調査を行う。

(5)　広域的地盤対策工法の調査

現在行われている液状化対策工法で比較的広い範囲に適用した例や、それらの工法の可能性を探る。これにより、広域に適用することができる工法をある程度絞り込むことを目的とする。

（鹿島建設）



図－7.1.2　研究のフロー

（鹿島建設）

7.2　地震被害事例の調査

7.2.1　調査の目的

広域的耐震地盤対策工法の研究を進める上で、道路とライフライン施設を中心に過去の地震被害の特徴、被害形態を把握することを目的とする。

7.2.2　調査の対象範囲

液状化による被害であること、都市防災であることを勘案し、調査対象を道路とライフライン施設の被害に絞ることとする。これらの施設を被害調査する目的は、液状化により道路自身の崩壊や管渠、暗渠の浮き上り及び沈下によって、道路が通行不可能な状態になるのを避けるためである。これにより、緊急道路を確保する。

対象地震は以下に示す4地震とし、調査文献を示す。

1)　新潟地震

「昭和39年新潟地震震害調査報告」　　土木学会

2)　宮城県沖地震

「1978年宮城県沖地震調査報告書」　　土木学会東北支部

3)　日本海中部地震

「1983年日本海中部地震震害調査報告書」　　土木学会

「1983年日本海中部地震被害調査報告書」　　土質工学会東北支部

「昭和58年日本海中部地震」　　秋田県土木部

4)　釧路沖地震

「平成5年（1993年）釧路沖地震　調査報告書」　　基礎地盤コンサルタンツ（株）

7.2.3　調査結果

次頁以降に調査結果を示す。

表－7.2.1(a) 道路の被害事例（新潟地震）[1]

No	場　所	形　態	地形・地質	被害状況	原　因
1	国道７号線 新潟市礎町	盛土	旧河川敷で信濃川の河床砂を盛土材料としている	道路の亀裂、陥没、地盤沈下、土砂の吹き上げ	液状化
2	国道７号線 新潟市明石通り	平地	湿地地帯を埋め立てた	沿道ビル、人家の陥没、傾斜。地下水、土砂の噴出により地震直後は60cmのかん水。橋梁取付部の陥没、段違い。中央目地の段違い舗装版の波状の不陸。舗装版下に空洞	液状化
3	国道７号線 新潟市日の出町～山木戸	高い盛土		国道橋取付前後で舗装版との間に段違い（30～50cm）。縦断方向に舗装版の段違い（最大80cm）。盛土の陥没、法面崩壊。	



新潟市礎町付近アスファルト舗装版（コンクリート舗装にアスファルトカバー）の突起状況



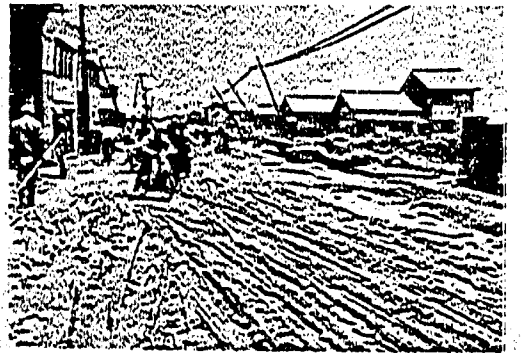
新潟市明石通り
傾斜したビルは信水商店。黒煙は昭和石油の火災前方の道路は冠水している（６月16日13時頃）

新潟市山木戸
国道橋（跨線橋）取付道路の車線段違いの状況
応急復旧工事中
（６月17日 朝）



表－7.2.1(b)　道路の被害事例（新潟地震）[1]

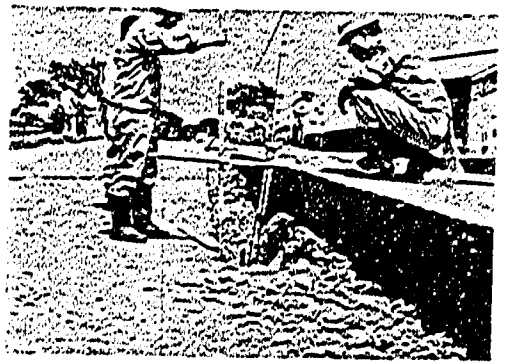
No	場　所	形　態	地形・地質	被害状況	原　因
4	国道７号線 新潟市寺山～海老ヶ瀬	盛土	湿田地帯	道路全般に陥没、沈下、亀裂を生じ、地下水の噴出による泥土の堆積。道路の平面線形が沿道の土地、建物と一緒に蛇行（最大４ｍ以上）。縦断的にも波状変形。	液状化
5	国道７号線 北蒲原郡豊栄町木崎	盛土	軟弱地盤	舗装版に段違い、亀裂	
6	国道７号線 北蒲原郡豊栄町笠柳	盛土		橋梁取付部の段違い、新潟寄りの約80ｍ区間の左車線が大きく陥没（最大70cm）。	



新潟市海老ケ瀬
道路はかん没移動し噴出した土砂は路面をおおい自動車も埋まった。道路の横移動も大きく直線道路が曲がりくねった。



新潟市海老ケ瀬　（同左箇所）



北蒲原郡豊栄町笠柳
コンクリート舗装版の片側車線沈下による段違いと橋台取付部の段違い（６月16日）

表－7.2.1(c) 道路の被害事例（新潟地震）[1]

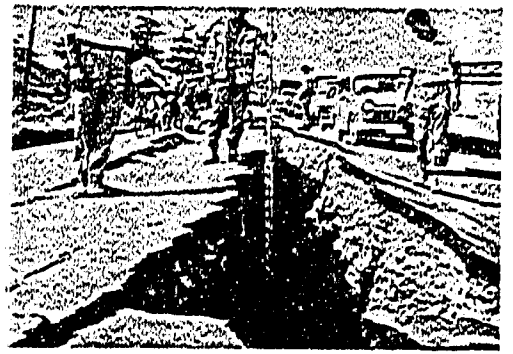
No	場　所	形　態	地形・地質	被害状況	原　因
7	国道８号線 新潟県白山浦		以前信濃川の堤防敷	路面の隆起、陥没、亀裂、地盤沈下、泥砂の噴出、軌道の蛇行、波状凹凸、電柱建物の傾斜、電線のだれ下がり、埋設管の破損	（液状化）
8	国道８号線 西蒲原郡黒埼村寺地	盛土	湿地地帯で堤防と国道の兼用工作物	堤体に亀裂、陥没を生じ舗装面、路肩などに亀裂	
9	国道８号線 西蒲原郡黒埼村善久	盛土	信濃川堤防と国道の兼用物	国道８号線で最も被害が激しく、620ｍに亘り陥没、亀裂が生じ、道路中心部の縦方向亀裂の幅が１ｍ以上もあり、その深さも最大３ｍ以上に達した。また、特に道路全体が延長80ｍに亘り、３ｍ以上も陥没し堤体はほとんど埋没した。	



西蒲原郡黒埼村寺地
アスファルト舗装面と路肩沈下（約30 cm）状況



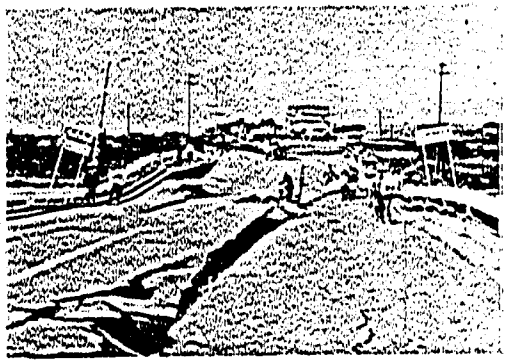
西蒲原郡黒埼村善久
道路のかん没沈下とされつ状況



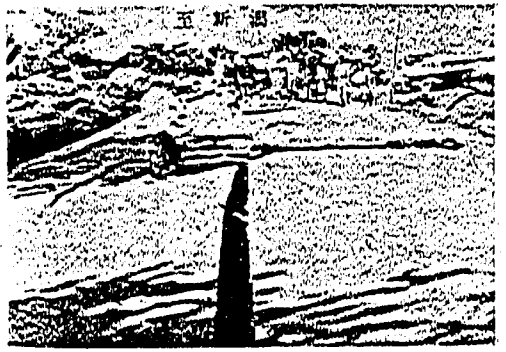
西蒲原郡黒埼村善久
車両の列と道路のとれつ（約 1.7 m）状況

表－7.2.1(d) 道路の被害事例（新潟地震）[1]

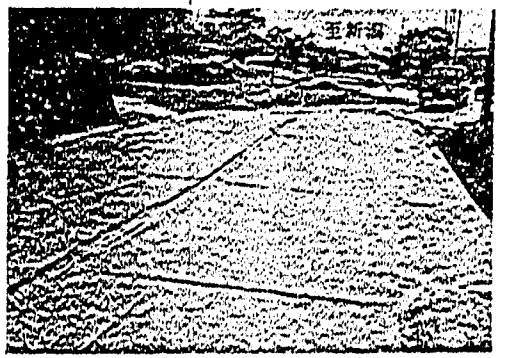
No	場　所	形　態	地形・地質	被害状況	原　因
10	国道８号線 白根市下塩浜	盛土		大野大橋の右岸取付部の盛土が大きく陥没し、石積擁壁がはみだし、橋台取付部に大きな段差を生じた	
11	国道１１６号線 新潟市大字青山地内		砂丘	砂丘崩壊による道路の滑り出し	



大野橋取付け



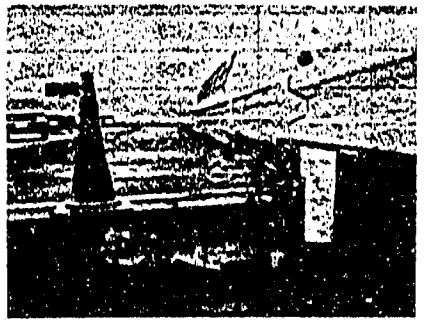
青山地区



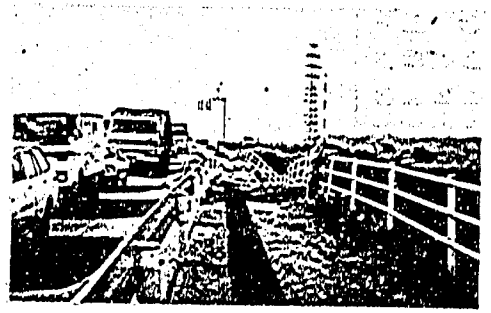
青山地区

表－7.2.2(a)　道路の被害事例（宮城県沖地震）[2)]

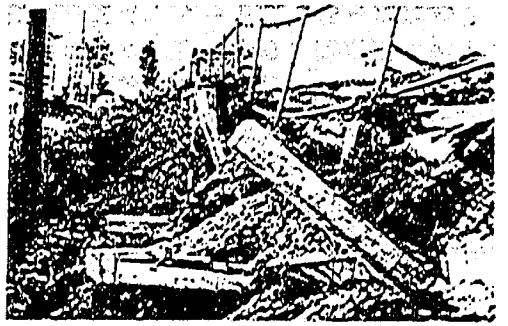
No	場　所	形　態	地盤性状	被害状況	原　因
1	国道４号 仙台市郡山～日の出町（仙台バイパス）	比較的低い盛土	大半が田園地帯に属し、ゆるい粘性土であり、一部ピートを介在する極度の軟弱地盤帯である。	地盤自体の変状、路体の沈下	極度の軟弱地盤
2	国道４号 仙台市小鶴～燕沢（仙台バイパス）	比較的高い盛土 （７ｍ～９ｍ）	ピート層が厚さ２ｍ以上も介在する高含水比の極度の軟弱地盤	地震動により盛土の安定が低下し、一部盛土法面のすべり破壊によって延長約80ｍに亘り崩壊	地盤が地震動により大きく揺さぶられたため
3	国道４号 栗原郡高清水町本町地内	比較的高い盛土 （約６ｍ）		板柵がのり面の変状に伴って延長約６０ｍにわたって倒壊した	道路直角方向に卓越した地震動によりアースアンカーの支持力が減少し、板柵が以上な土圧に耐えられなかった



被災状況（仙台市郡山～日の出間の路面段差）



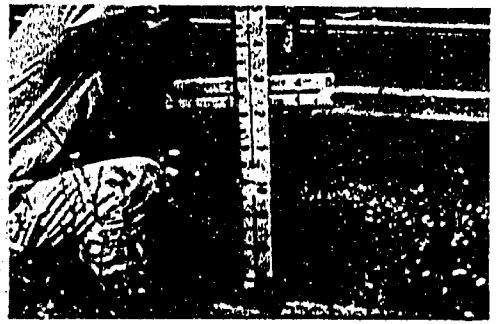
被災状況（仙台市燕沢地内ののり面崩壊）



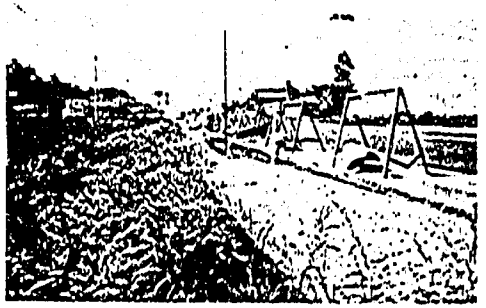
被災状況（高清水町本町地内の板柵工の倒壊）

表－7.2.2(b) 道路の被害事例（宮城県沖地震）[2)]

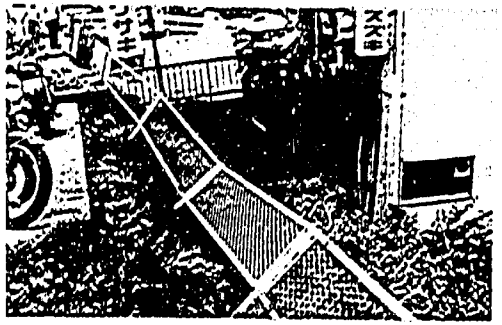
No	場　所	形　態	地形・地質	被害状況	原　因
4	国道６号 亘理郡山元町八手庭	比較的低い盛土	沖積層に属し、地表より概ね３ｍ内外まで腐食土層が分布し、その下位に１～２ｍの砂層の挟在する軟弱地盤地帯	堤埋立地区を中心に延長９８ｍにわたり、平均７cmの沈下が全幅に均一に発生	軟弱地盤帯であるため
	亘理町吉田地内	〃	〃	路肩のコンクリート版が車道のアスファルト舗装との境界において延長１１０ｍにわたって、のり面崩落に伴って４０～１００cmの深さで沈下	軟弱地盤帯であるのに加えて現道腹付けという不均衡な構造であり、路肩が重いコンクリート版であったため
5	国道４５号 仙台市福田町地内	盛土（約７ｍ）	沖積層のローム等によって構成されるゆるい軟弱地盤地帯	のり面のすべり、練石積みの前傾、歩道部にクラック	道路の中心線にほぼ直角方向に卓越した地震動により、路体そのものの変状がのり面に現れたため



被災状況（亘理町吉田地内の路肩崩壊）



被災状況（同左箇所の全景）



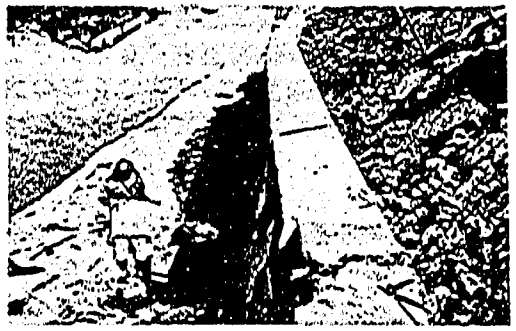
被災状況（仙台市福田町）

表－7.2.2(c) 道路の被害事例（宮城県沖地震）[2)]

No	場　所	形　態	地形・地質	被害状況	原　因
6	宮城郡松島町高城地内	土砂を用いた盛土（2.5～4.0m）	沖積層からなり、ロームを挟在する軟弱地盤である	盛土のり面のすべり破壊とこれに伴う歩道崩落、板柵の倒壊、橋台背面の盛土沈下による路面段差約20cm）	道路に直角方向に卓越した地震動により、路体に大きな揺れが生じたため
7	宮城郡松島町新橋地内	コンクリートブロック積み擁壁（平均高3.5m）	河床から1.5m程度までは軟弱地盤、その下位に比較的地耐力のある土質	川側コンクリートブロック積みが延長約84mにわたって、1m前後傾斜転倒 右側歩道部のコンクリート擁壁も延長140mにわたり、30cm前後の傾斜転倒	地震動による基礎地盤の地耐力低下に伴う沈下、河川水及びブロック積み背後の地下水の動水圧 基礎地盤の地耐力の低下



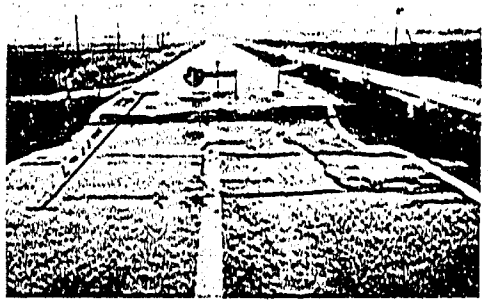
被災状況（松島町高城地内の板柵工の倒壊）



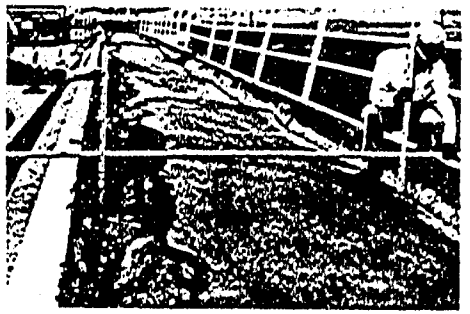
被災状況(松島町新橋地内の擁壁転倒)

表－7.2.2(d) 道路の被害事例（宮城県沖地震）[2)]

No	場　所	形　態	地形・地質	被害状況	原　因
8	国道１０８号 桃生郡河南町須江地内	低盛土（１ｍ内外）		堀と道路を一緒に横断するサイフォン部を中心に７～10mの範囲にわたり、コンクリートブロック敷みが破損約70cmの深さで路面が陥没	
9	国道１０８号 桃生郡河南町広渕地内	低盛土（１ｍ内外）	旧北上川の氾濫地域で、深さ２ｍ程度まではシルト質粘土層により構成されている軟弱地盤帯	歩道部の重力式擁壁が延長140mにわたり、最大40cm程度傾斜したことにより、車道縁端を境に歩道が20～30cmの範囲で沈下し、縦断的に大きな亀裂	軟弱地盤帯であるのに加えて、稲作の田圃一面が湛水していたため地震動によって基礎地盤の支持力が極度に低下した



被災状況（河南町須江地内の路面陥没）



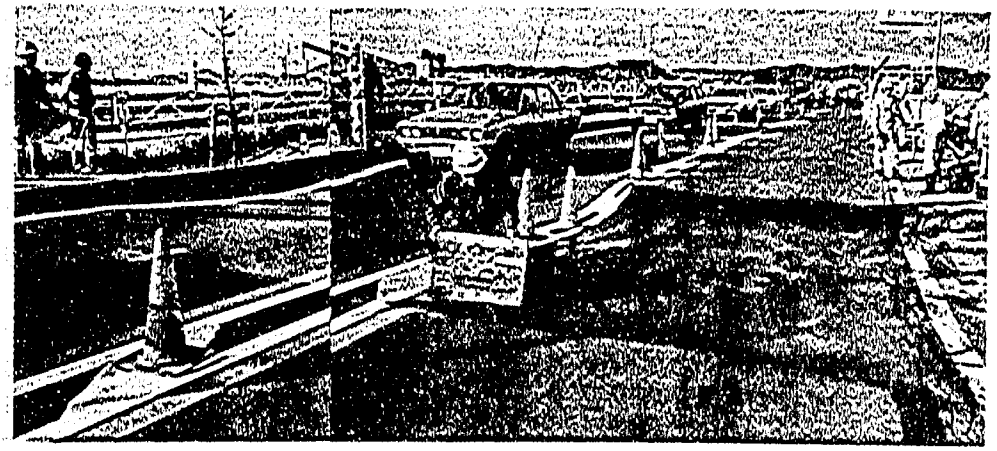
被災状況（河南町広渕地内の歩道部崩壊）



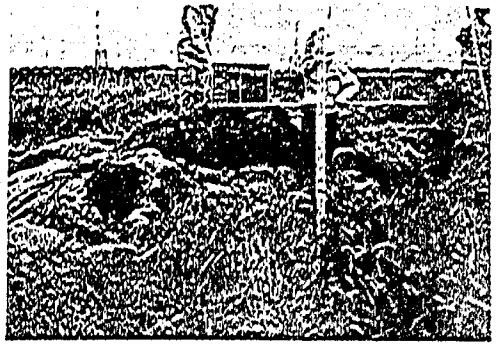
被災状況（同上箇所の擁壁転倒）

表－7.2.3(a) 道路の被害事例（日本海中部地震）[3) 4) 5)]

No	場　所	形　態	地形・地質	被害状況	原　因
1	国道７号昭和バイパス	高盛土及び低盛土	新第三紀の泥岩、凝灰岩及び第四紀洪積世の砂礫シルト、ロームからなる丘陵部と、表層部２～５ｍが非常に軟弱な高有機質土とその下位が20ｍ程の軟弱な粘性土からなる平地部となっている。	管渠の沈下、変形による舗装版の沈下	地下水で飽和された置換材が液状化をおこしたため、その上の盛土や構造物（管渠等）が沈下又は変形したため



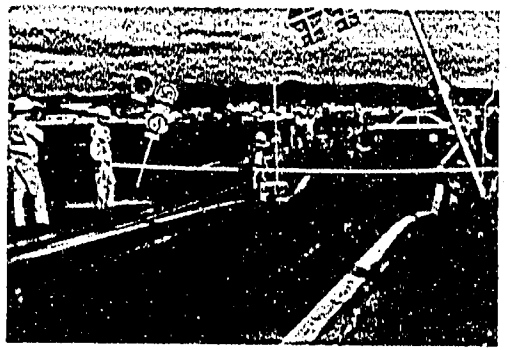
盛土の沈下（国道７号昭和バイパス昭和町地内起点付近）



のり尻部の隆起（噴砂を伴っている）
（国道７号昭和バイパス昭和町地内）

表－7.2.3(b) 道路の被害事例（日本海中部地震）[3) 4) 5)]

No	場　所	形　態	地形・地質	被害状況	原　因
2	国道７号 琴丘町鹿渡地内	盛土	田面から２ｍはシルト層、それ以下５ｍ間は砂利混じりのシルト層	延長２２ｍにわたり、最大１ｍの路面沈下	地震動により路体が陥没
3	国道７号 能代南バイパス	低盛土部（高さ 1.5ｍ程度）	ゆるい砂	地盤の横断方向でひな段状のすべり、縦断方向に舗装版の盛り上がり、沈下、コンクリート舗装版の目地のひらき、衝突	液状化
4	国道７号 能代バイパス		洪積層の上に砂、粘性土及び腐食土からなる軟弱地盤	路面の沈下	地震動による路体の沈下及び道路を横断している管渠、函渠の沈下



盛土の被災状況（国道７号琴丘町地内）



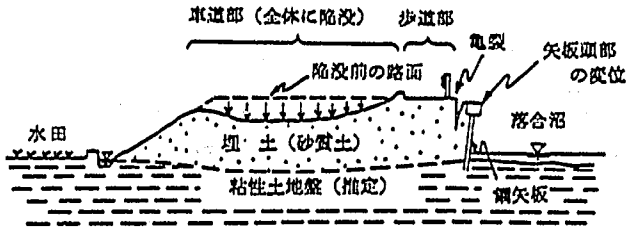
盛土の被災状況（国道７号能代南バイパス能代市地内）



舗装版の浮き上がり（国道７号能代南バイパス能代市地内）

表－7.2.3(c) 道路の被害事例（日本海中部地震）[3) 4) 5)]

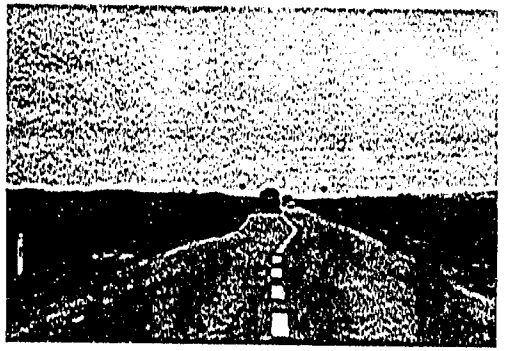
No	場　所	形　態	地形・地質	被害状況	原　因
5	国道１０１号 落合地区	低盛土（高さ２ｍ）	有機質土の上に砂質土の盛土	沼側に打設した鋼矢板が大きく傾き、路面が延長30ｍに亘って沈下亀裂を生じた	盛土を構成している砂質土が液状化したか、液状化にいたらなくとも間隙水圧の上昇による支持力の低下
	峰浜村沼田 〃　目名潟	盛土（2.5ｍ） 盛土（８ｍ）		２地区とも各々路面が100ｍ前後、大きく陥没した	地震動による沈下



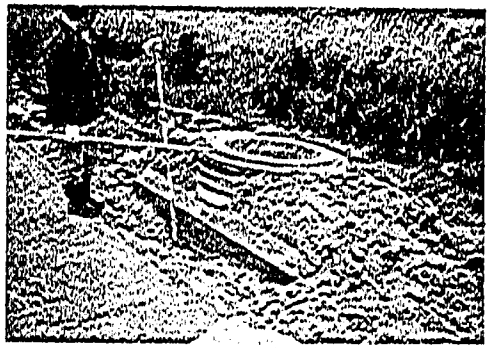
道路陥没の推定（国道101号 能代市落合）

表－7.2.3(d) 道路の被害事例（日本海中部地震）[3) 4) 5)]

No	場　所	形　態	地形・地質	被害状況	原　因
6	主要地方道 能代男鹿線	盛土	砂丘から沖積平野に変わる地点で、沖積粘性土上に構築されている	道路から西側の砂丘が10～15mに亘って１～２mの陥没が生じ、県道も最大80cm程水平に移動	砂丘砂のすべりおよび液状化
7	主要地方道 男鹿八竜線		基礎地盤は軟弱な粘性土が卓越する地盤（砂を挟む）	路面の沈下（平均60cm、多いところで１m以下）	液状化
8	能代市道上野越線が丘線	盛土	用水池の一部と沢地を埋め立てた地盤	沢地の盛土部が用水池方向へ約80m区間に亘って滑落し、約２mの段差が生じ法尻の擁壁が転倒移動	用水池底部と沢部に盛土したため地盤が軟弱であり、地震動により盛土の安定が失われ円弧すべりが生じた



道路法線の移動（主要地方道男鹿八竜線大潟村地内）



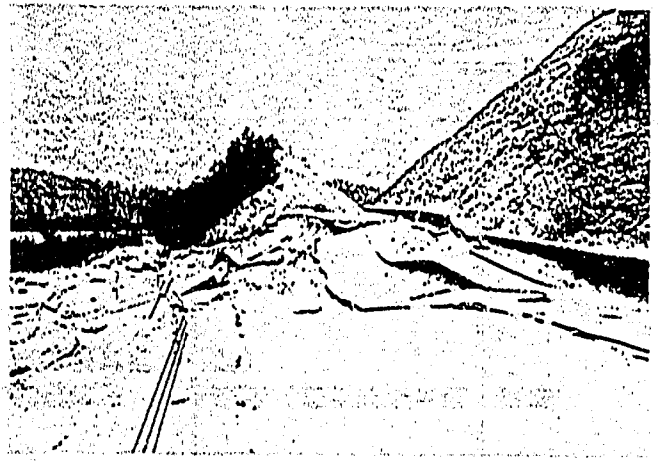
路面の沈下（約 60 cm）（主要地方道男鹿八竜線大潟村地内）



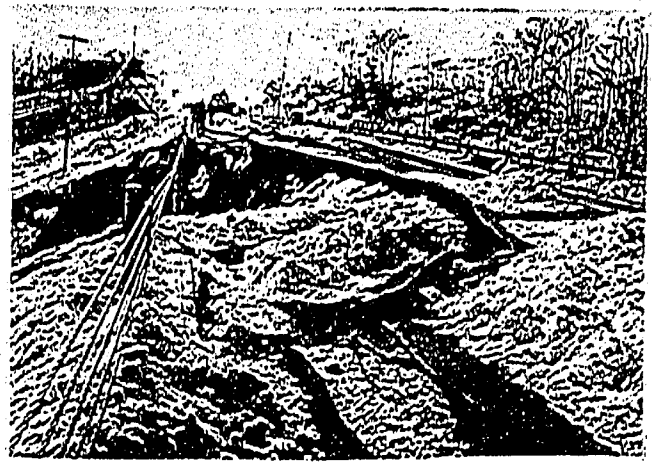
のり尻ブロックの転倒・移動（能代市道上野越線緑ヶ丘線）

表－7.2.4(a) 道路の被害事例（釧路沖地震）[0]

No	場　所	形　態	地形・地質	被害状況	原　因
1	国道44号線 厚岸町糸魚沢付近	盛土	根室段丘に刻まれた沢の出口付近で、地質は表層に泥炭をのせる軟弱地盤で、盛土材は火山灰質の砂。	盛土が幅９ｍ、長さ50mにわたって崩壊した。	明らかではないが、単なるすべり崩壊ではなく、盛土のり尻部の液状化を伴った崩壊の可能性もある。
2	国道38号線 白糠町和天別付近	盛土（盛土高15ｍ～20ｍ程度）	沢地で盛土材料は礫混じり砂の良質な物である。	幅約４ｍ～５ｍ、長さ30～40m程度の崩壊。また、縦断方向の亀裂・段差は、センターライン付近でも生じており、崩壊部分より広範囲にわたっている。	



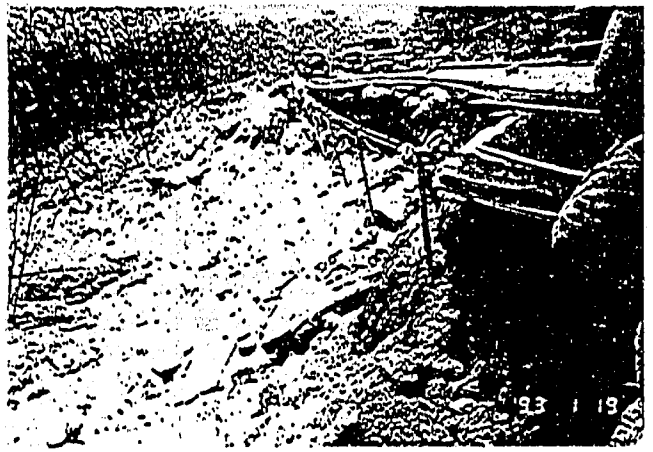
道路盛土の崩壊（国道44号線糸魚沢付近、釧路側を望む）



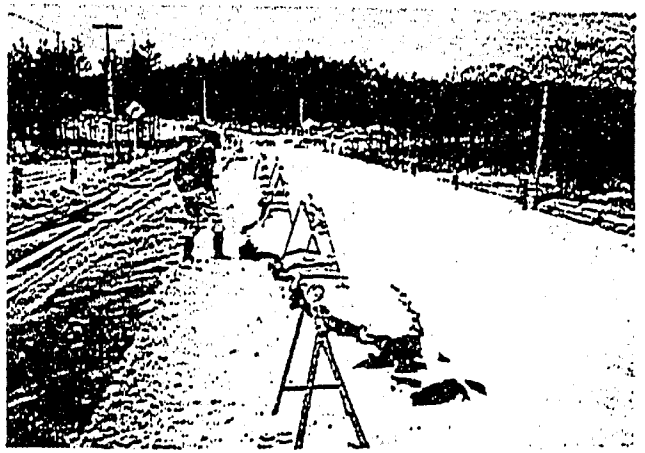
道路盛土の崩壊（国道38号線和天別付近、音別側を望む）

表－7.2.4(b)　道路の被害事例（釧路沖地震）[0]

No	場　所	形　態	地形・地質	被害状況	原　因
3	国道391号線 釧路町鳥通付近	盛土（盛土高７～８ｍ）	沢部	幅約３～４ｍ、長さ30m程度で片側車線が崩壊した。	
4	道道1033号線 標茶町茶安別付近	盛土（盛土高３ｍ程度）	沢部	中央線部分を残して両側が沈下しているが、道路全体の崩壊には至っていない。	



道路盛土の崩壊（国道391号線鳥通付近、釧路側より望む）



道路盛土の沈下・段差（道道1033号線下茶安別付近、厚岸側を望む）

表－7.2.4(c)　道路の被害事例（釧路沖地震）[6]

No	場　所	形　態	地形・地質	被害状況	原　因
5	広域農道釧路東地区道路	盛土（盛土高３～４ｍ）		路肩で亀裂・段差を生じていた。	
6	釧路市武佐４丁目市道	盛土	小さな沢を埋めたもの	道路が完全に崩壊	



農道の被災例（広域農道釧路東地区）



市道の崩壊（釧路市武佐４丁目）

上水道の被害（新潟地震）

試掘による上水道の被害状況を以下の表に、主な被害写真を次頁以降に示す。また、被害の特徴を以下に述べる。

被害は信濃川に沿った地帯に集中し、山手方面はほとんど被害はなかった。また管路としてはどちらかといえば信濃川に平行した管路は被害が少なく、信濃川に直角の管路が大きな被害を受けた。

管路と管の被害については一般的に路面の被害のひどいところはやはり管の被害も大きく、概ね比例している。しかし、路面が平であっても管がひどく被害を被っている場合もしばしば見受けられる。

鋳鉄管は主として上水協議会型で、被害地区の内の西新潟及び東新潟は全てが印ろう継手である。この継手は地震に対して弾性にとぼしく、全部ゆるんで漏水していた。鋳鉄管は折れが少なく、抜けが多いのが特徴である。

石綿管はϕ300㎜以下に使用していた。ϕ250㎜、ϕ150㎜については折れは少なく、継手の抜けが多かった。ϕ100㎜以下は折れが多かった。また、ϕ150～100㎜では突っ込みも多く見受けられた。

表－7.2.5　上水道の被害事例[1]

試掘箇所番号	継手数	被害箇所				路面状況	その他
		継手		管体			
No. 1	15	鉛抜け 鉛ゆるみ	9 6	—	—	起伏多し	
〃 2	8	鉛抜け 鉛ゆるみ	3 4	抜け 折れ	2 1	起伏多し	消火せん折れ 1
〃 3	6	鉛ゆるみ	6	—	—	平坦	
〃 4	10	鉛ゆるみ	10	—	—	平坦	
〃 5	9	鉛ゆるみ	8	抜け	1	平坦	消火せん折れ 1
〃 6	10	鉛抜け 鉛ゆるみ	4 4	折れ	2	起伏多し	
〃 7	8	鉛抜け 鉛ゆるみ	7 1	—	—	起伏多し	
〃 8	8	鉛抜け 鉛ゆるみ	5 3	抜け	1	起伏多し	
〃 9	11	鉛抜け 鉛ゆるみ	1 8	抜け 折れ	2 2	陸起かん没	
〃 10	8	鉛抜け 鉛ゆるみ	6 4	分水せん 折れ	1	陸起	
〃 11	8	—	—	折れ	2	きれつ	
〃 12	7	鉛抜け 鉛ゆるみ	1 6	折れ 分水せん折れ	2 1	かん没蛇行	
〃 13	8	鉛抜け 鉛ゆるみ	4 8	—	—	かん没蛇行	
〃 14	8	カラー抜け	7	—	—	かん没蛇行	
〃 15	10	鉛抜け 鉛ゆるみ	4 6	—	—	平坦	
〃 16	11	鉛抜け 鉛ゆるみ	4 6	折れ	1	平坦	
〃 17	10	カラー抜け	10	—	—	蛇行	



配水本管の被害 割れ



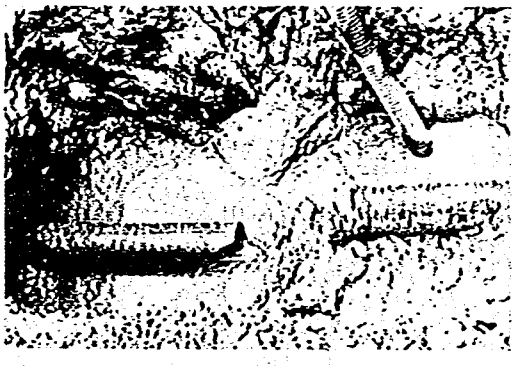
配水本管の被害 抜け



配水管の被害 異型管部



配水管の被害 折れずれ



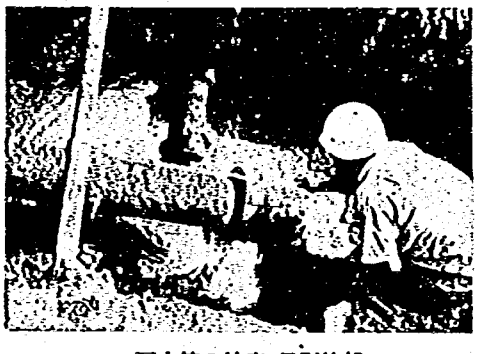
配水管の被害 抜け破損



配水管の被害 抜け



配水管の被害 異型管部



配水管の被害 異型管部

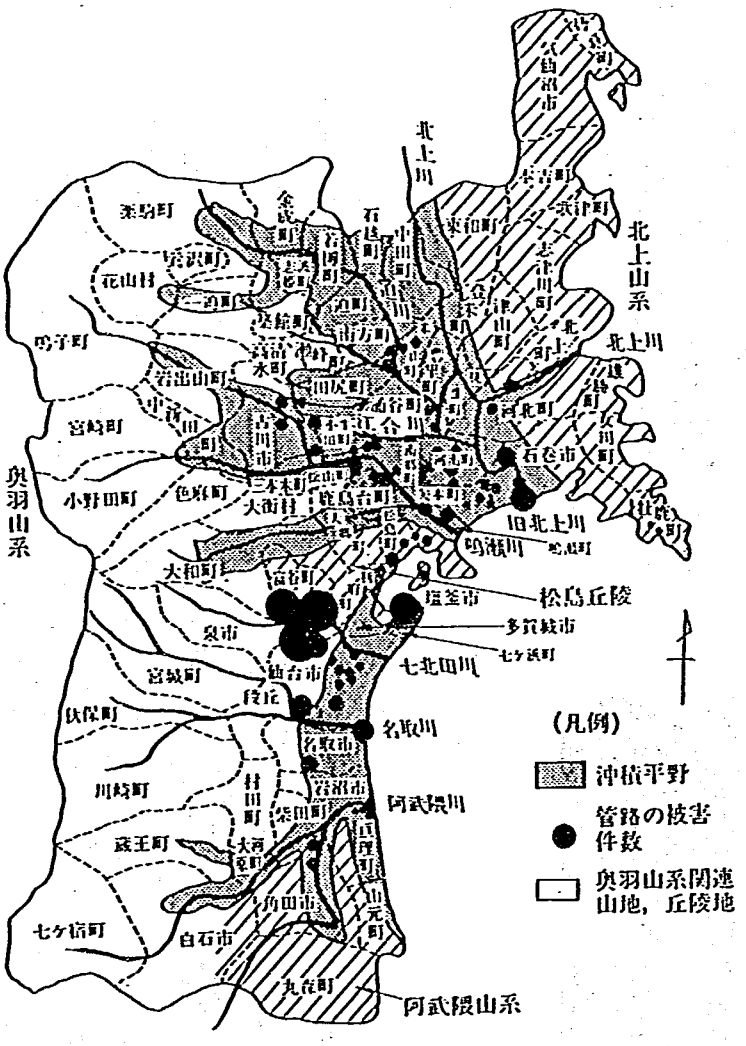
図－7.2.1　被害事例[1)]

上水道の被害（宮城県沖地震）

被害箇所を県内全域を網羅した地質図（20万分の1)にプロットした図を以下に示し、地質との関連について述べる。

被害箇所は、平野部では仙北平野一円、および旧北上川下流部、鳴瀬川沿岸地帯、松島町の干拓地、塩釜市の海岸埋立地、名取市の名取川河口埋立地、阿武隈川沿岸地帯などに集中している。

内陸丘陵地では、仙台市、泉市における宅造における人工盛土地に被害が多発し、段丘堆積物よりなる地盤の良好な旧仙台市街地では、少数の被害にとどまった。このように地盤の比較的良くない沖積平野部および宅造による人工盛土地盤に被害が多かった。



図－7.2.2　宮城県の地形と地質と管路被害の分布[2)]

表－7.2.6　導・送・配水管の管種別口径別被害件数[2)]

53年9月現在

口径＼管種	石綿セメント管	硬質塩化ビニール管	鋳鉄管	ダクタイル鋳鉄管	鋼管	その他	計
20mm		12					12
30		47			30		77
40		37			27		64
50	91	99			60		250
75	327	100	8	1	39		475
100	146	96	40	9	42		333
125	55	1			3		59
150	99	13	27	9	25		173
200	42		9	5	9		65
250	12		25	2			39
300	1		3	6			10
350							
400			1	2	4		7
450	1			2	4		7
500			1	1	1		3
550							—
600							—
650							
700					5		5
1100					4		4
計	774	405	114	37	253	55	1,638

表－7.2.7　400㎜以上の大口径管の被害状況[2)]

事業体名	区分	管種	被害状況
鳴瀬町(上)	橋梁添架(配水管)	SGP φ400	継手の移動
石巻市(上)	住吉跨線橋添架(配水管)	SGP φ450	ドレッサー伸縮II型継手離脱
	石巻大橋取付道路下	SGP φ450	道路部の沈下(2箇所)
	石巻大橋取付道路下(配水管)	DIP φ450	道路部の沈下(上，下流部とも)
	石巻大橋添架(配水管)	SGP φ450	可とう管の沈下
	鳥屋系水管橋橋台部(送水管)	SP φ500	継手の離脱
	真の川水管橋橋台部(送水管)	CIP φ500	メカニカルK型継手離脱
仙台市(上)	埋設管(配水管)	DIP φ500	メカニカルK型継手離脱
	埋設管(配水管)	CIP φ400	メカニカルK型継手離脱
	埋設管(配水管)	DIP φ400	メカニカルK型継手離脱
	梅田川水管橋(配水管)	SP φ400	両岸沈下に伴うぬけだし
	七北田川水管橋(配水管)	SP φ400	両岸沈下に伴うぬけだし
	七北田川水管橋(配水管)	SP φ1000×2条	両岸沈下に伴う伸縮管のぬけだしおよびたわみ
	広瀬川水管橋(配水管)	SP φ1100×2条	伸縮管振動による衝，手すりの破損
塩釜市(上)	大倉系導水管	SP φ400	4箇所，継手部から漏水ほか
	大倉系七北田川水管橋	SP φ700	橋台亀裂
角田市(上)	配水管	ACP φ450	鋳鉄継手破損
古川市(上)	新江合川橋添架管(配水管)	SP φ400	継手移動，橋に亀裂
			(計)　26件

上水道の被害（日本海中部地震）

日本海中部地震による上水道被害の特徴について以下に述べる。

① 管種によって破壊部位に特徴的な差異がある。石綿管は強度・変形性能とも不十分で、継手のみでなく管体の破壊が多い。塩ビ管では局所的に剛性が大きくなる異形管部での応力集中によると思われる破壊が大部分を占める。鋳鉄管・ダクタイル鋳鉄管の破壊は大部分が継手部の抜け・破損である。

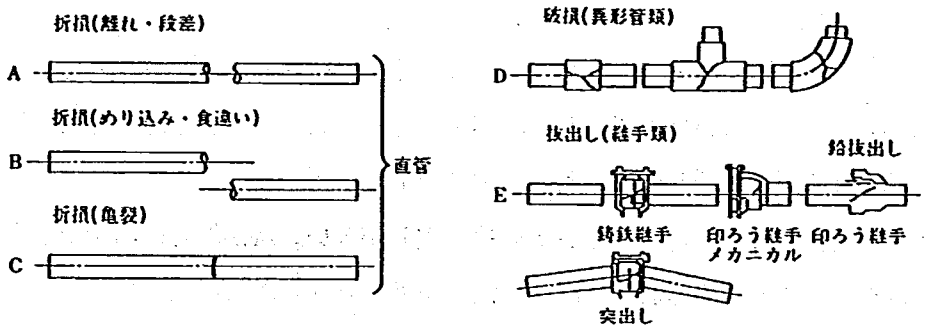
② 道路の盛土部と切土部では、前者に埋設されている管路の方が被害が多く、地震時における地盤の安定性の差が現れたものと考えられる。

③ 石綿管は地盤震動による被害のほかに、液状化によってそれを上まわる被害を受けたのに対し、塩ビ管では両者は同程度の割合であり、一方鋳鉄管の被害はほぼ液状化のみによってもたらされたと考えられる。

以下に管路被害の状況を示す。



図－7.2.3 配水管破損箇所と噴砂現象の認められた地域分布[1]



図－7.2.4　配水管の被害形態（能代市ガス水道局による）[1]

表－7.2.8　配水管の管種・管径と破壊状況（分級A～Eは図－7.2.3による）[1]

管種 管径 ＼ 破壊状況		A	B	C	D	E	計	破壊数比率(%)	延長(m)	延長比率(%)	破壊率(件/km)	備考
ACP	φ200	－	－	－	－	－	－	－	1 469	1.0	－	
〃	φ150	2	1	21	－	30	54	11.7	21 464	14.7	2.52	
〃	φ100	5	6	56	2	33	102	22.1	29 382	20.1	3.47	
〃	φ 75	8	5	21	2	31	67	14.6	16 451	11.3	4.08	
〃	φ 50	－	－	－	－	－	－	－	709	0.5	－	
小	計	15	12	98	4	94	223	48.4	69 475	47.6	3.21	
VP	φ150	－	－	－	－	－	－	－	27	0.0	－	
〃	φ100	1	1	－	58	2	62	13.5	10 012	6.9	6.19	
〃	φ 75	2	2	－	90	5	99	21.5	16 518	11.3	5.99	
〃	φ 50	1	3	1	41	3	49	10.6	14 169	9.7	3.46	
小	計	4	6	1	189	10	210	45.6	40 726	27.9	5.16	
CIP	φ450	－	－	－	－	14	14	3.0	2 832	1.9	4.94	昭和32年敷設，印ろう継手
〃	φ400	－	－	－	－	6	6	1.3	268	0.2	22.39	
〃	φ350	－	－	－	－	－	－	－	664	0.5	－	
〃	φ250	－	－	1	－	2	3	0.7	3 083	2.1	0.97	
〃	φ 75	－	－	－	－	－	－	－	52	0.0	－	
小	計	－	－	1	－	22	23	5.0	6 899	4.7	3.33	CIP φ200 を除く
DCIP	φ300	－	－	－	－	1	1	0.2	5 740	3.9	0.17	昭和50年敷設，メカニカル継手
〃	φ200	－	－	1	－	1	2	0.4	5 885	4.0	0.34	〃
〃	φ150	－	－	－	－	1	1	0.2	7 965	5.5	0.13	〃
〃	φ100	－	－	－	－	1	1	0.2	3 577	2.5	0.28	〃
小	計	－	－	1	－	4	5	1.0	23 167	15.9	0.22	
SGP	φ50～300	－	－	－	－	－	－	－	1 308	0.9	－	
P.P.	φ 50	－	－	－	－	－	－	－	125	0.1	－	
	φ 50未満	－	－	－	－	－	－	－	4 172	2.9	－	
計		19	18	101	193	130	461	100.0	145 872	100.0	3.16	

ACP：石綿管，VP：硬質塩化ビニール管，DCIP：ダクタイル鋳鉄管，CIP：鋳鉄管

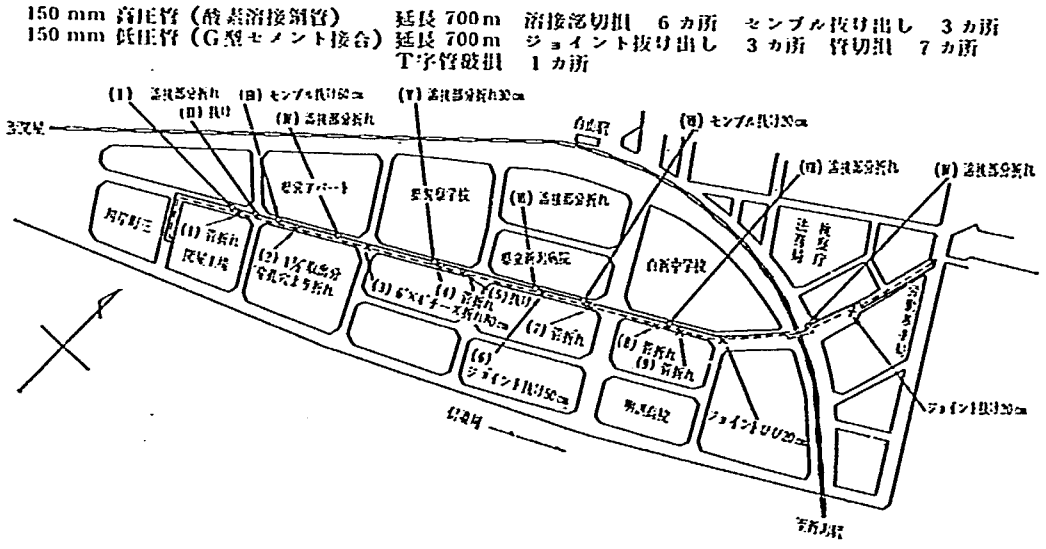
ガス管の被害（新潟地震）

新潟地震におけるガス管の被害状況を述べると以下のようになる。地盤の変動により鉄管が引っ張られ接合部から離脱したりあるいは破断したものが多くみうけられる。この現象は信濃川と直角の管路に多くみられるが、信濃川と平行な管路にもあって一様でない。

また、道路の亀裂、蛇行によるジョイントの抜け出しが多い。溶接鋼管は溶接部が全周にわたって切断し、離れているのが数多くみられる。次に、需要家サービス管の分岐部分は震害の大きい地区では軒並みにネジ部から抜けており、家屋の移動による折損も多い。

鉄管は引張力だけでなく圧縮力によっても被害をうけた。鋳鉄管は主としてジョイント部で破損し、鋼管はZ型に折れ曲がっている。ガス管路には各所に水取器が設置されているが、本管用のものは大部分鋳鉄製で破損が多かった。それはその構造上、力が水取器に集まるような形になるためと考えられる。

ガス管の埋設深度は0.8～1.2mであるが、地盤の液状化により鉄管のみが地上に浮き上がった例もみられた。



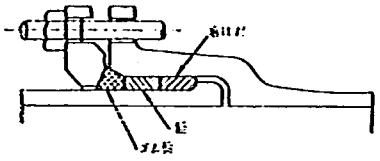
図－7.2.5　川岸町高圧管、低圧管本管被災状況[1]



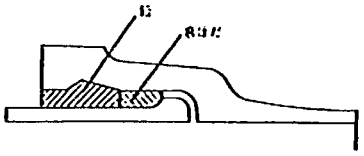
川岸町信濃川沿岸
200㎜ ガス管は蛇行し離脱している。

川岸町通り　G型
150㎜ の離脱状況

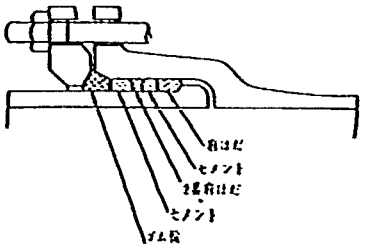
図－7.2.6　被害事例[1]



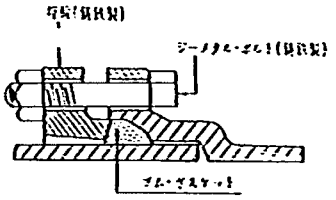
水道型鉛継手



G型鉛継手

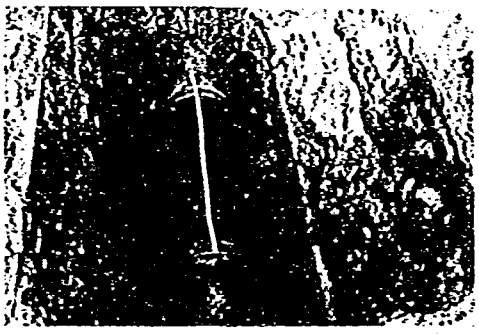


G型セメント継手

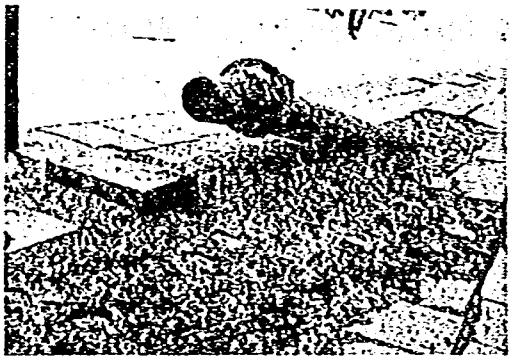


メカニカル型継手

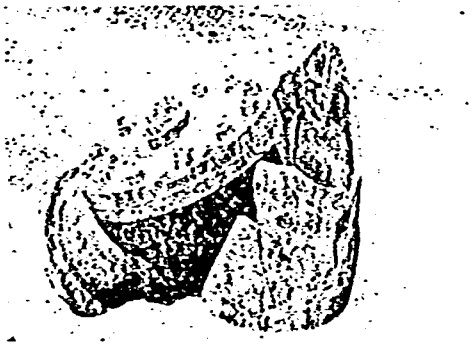
図－7.2.7　各種継手[1]



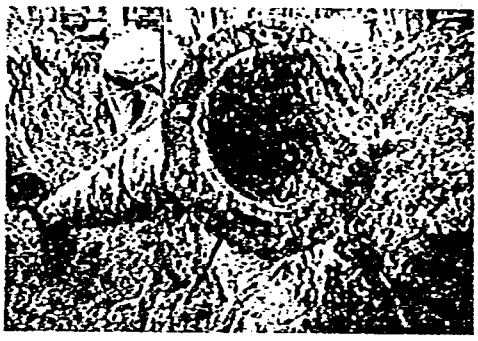
流作場 200
メカニカル型鋳鉄管の抜け出し



駅前帝石ビル前
G型150㎜ が地上にとび出して折損したもの



南浜通り、G型150㎜ 水取器の破損



豊照町　天然ガス輸送管
メカニカル型鋳鉄管の抜けた状態



窪田町地内
G型150㎜ のジョイント部分の折損



関屋田町１丁目
150㎜ 鋼管が地上にとび出して
つぶれたもの。

図－7.2.8　被害事例[1]

ガス管の被害（宮城県沖地震）

地盤からみた被害の特徴について以下に述べる。仙台市ガス局では地盤の良い旧市街地ではほとんど被害がみられなかった。これに対し、仙台市東南部では、供給管・灯外内管の被害が多く発生した。この地域は地盤が軟弱であるため、地盤の不均一な変形や、地盤・建物相互の振動のずれが生じ易いことがこのような被害の原因となっているものと考えられる。一方、丘陵地の団地においては本支管の被害の発生率が高い。この地域では地表に現れた亀裂も多数みられ、明らかに宅地造成の影響があるものと考えられる。仙台市北方の団地においては深い沢や沼が造成により埋められ、平坦な土地にならされた箇所が多数見受けられる。ガス管被害地点の中には20mにおよぶ埋立が行われている所もあり、また、被害の分布は盛土側に片寄っている。さらに、地表に亀裂の見られた場所は、切土・盛土の境目付近の埋立側に位置している。

塩釜市における本支管の被害は海岸埋立地、旧河川跡での被害が大部分であることが特徴である。従って、被害の大きな原因として軟弱な埋立部分を含む不均質な地盤構造や腐食を促す地下水中の塩分を挙げることができる。一方、旧市街地では供給管・灯外内管の被害は見られたが、本支管の被害はほとんどなかった。さらに、北部の丘陵造成団地では導管の被害はどの管種についても僅かなものであった。この団地においては、仙台市北方の宅造地とは異なり、極端な埋立が行われなかったのではないかと考えられる。

表－7.2.9　仙台市ガス局の導管被害件数[2)]

	本管	支管	供給管	灯外内管	合計
丘陵地	12	175	97	100	384
沖積地	6	18	32	51	107
ローム，レキ，段丘	2	5	19	35	61
合計	20	198	148	186	552

（注）文献7)による。

表－7.2.10　塩釜瓦斯の導管被害件数[2)]

	本管	支管	供給管	灯外内管	合計
海岸埋立地	27	20	30	14	91
旧河川跡	12	15	16	4	47
旧市街地	1	1	15	7	24
丘陵地	0	4	1	1	6
合計	40	40	62	26	168

（注）文献7)による。

表－7.2.11　本支管・供給管の被害（仙台市ガス局）[2)]

延長・被害	本支管 / 管種 / 接合方法		本管（75mm以上） 鋼管 溶接	本管 鋼管 ねじ接合	本管 鋼管 小計	本管 鋳鉄管 メカニカル接合	本管 合計	支管（75mm未満） 鋼管 ねじ接合	本支管 合計	供給管 鋼管 ねじ接合	総計
延長	中圧 (km)		189.5	0	189.5	6.4	195.9	0	195.9	—	—
	低圧 (km)		51.2	1.8	53.0	580.2	633.2	591.9	1,225.1	—	—
	合計 (km)		240.7	1.8	242.5	586.6	829.1	591.9	1,421.0	—	—
被害	中圧 (箇所)		0	0	0	0	0	0	0	0	0
	低圧	ねじ部折損(箇所)	0	3	3	0	3	127	130	129	259
		ねじ部亀裂(箇所)	0	1	1	0	1	14	15	8	23
		抜け出し(箇所)	0	0	0	11	11	46	57	2	59
		ゆるみ(箇所)	0	1	1	3	4	5	9	2	11
		その他(箇所)	0	1	1	0	1	6	7	7	14
		合計(箇所)	0	6	6	14	20	198	218	148	366

（注）1．中圧本管の延長の内訳は中圧A 50.8km，中圧B 145.1kmである。
2．メカニカル接合の延長に一部印ろう型接合を含む。
3．供給管の延長および本数は約320km，約39,000本と推定される。
4．中圧本管のバルブフランジ部の微量漏えい（4箇所），パローズの変形（1箇所）は上表に含まれていない。
5．文献8)による。

表－7.2.12　本支管・供給管の被害（石巻瓦斯）[2)]

延長・被害		本支管 / 管種 / 接合方法	本管(75mm以上) 溶接	本管(75mm以上) 鋼管 ねじ接合	本管(75mm以上) 鋼管 小計	本管(75mm以上) 鋳鉄管 メカニカル合計	本管(75mm以上) 合計	支管(75mm未満) 鋼管 ねじ接合	本支管合計	供給管 鋼管 ねじ接合	総計
延長	中圧	(km)	3.7	0	3.7	3.5	7.2	0	7.2	—	—
	低圧	(km)	0	39.8	39.8	23.4	63.2	72.4	135.6	—	—
	合計	(km)	3.7	39.8	43.5	26.9	70.4	72.4	142.8	—	—
被害	中圧	(箇所)	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	低圧	ねじ部折損(箇所)	0	0	0	1	1	1	2	0	2
		ねじ部亀裂(箇所)	0	0	0	0	0	5	5	57	62
		抜け出し(箇所)	0	0	0	0	0	4	4	0	4
		ゆるみ(箇所)	0	0	0	0	0	1	1	0	1
		その他(箇所)	0	0	0	0	0	15	15	2	17
		合計(箇所)	0	0	0	1	1	26	27	59	86

(注) 1．供給管の延長は約48.0kmと推定される。
2．文献8)による。

表－7.2.13　本支管・供給管の被害（塩釜瓦斯）[2)]

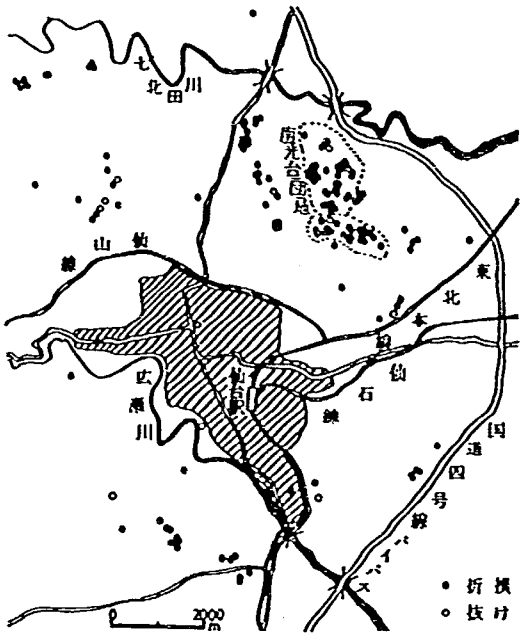
延長・被害	本支管 / 管種 / 接合方法	本管(75mm以上) 溶接	本管(75mm以上) 鋼管 ねじ接合	本管(75mm以上) 鋼管 小計	本管(75mm以上) 鋳鉄管 メカニカル接合	本管(75mm以上) 合計	支管(75mm未満) 鋼管 ねじ接合	本支管合計	供給管 鋼管 ねじ接合	総計
延長	中圧(km)	0	0	0	0	0	0	0	—	—
	低圧(km)	18.9	16.3	35.2	10.9	46.1	44.9	91.0	—	—
	合計(km)	18.9	16.3	35.2	10.9	46.1	44.9	91.0	—	—
被害	ねじ部折損(箇所)	0	28	31	5	41	39	80	61	141
	ねじ部亀裂(箇所)	0			1					
	抜け出し(箇所)	0			4					
	ゆるみ(箇所)	0			0					
	その他(箇所)	3								
	合計(箇所)	3	28	31	10	41	39	80	61	141

(注) 1．供給管の延長は約51.7kmと推定される。
2．溶接鋼管の被害3箇所はすべて旧来の酸素溶接鋼管である。
3．鋳鉄管のメカニカル接合には印ろう型接合4.9kmを含む。
4．文献8)による。

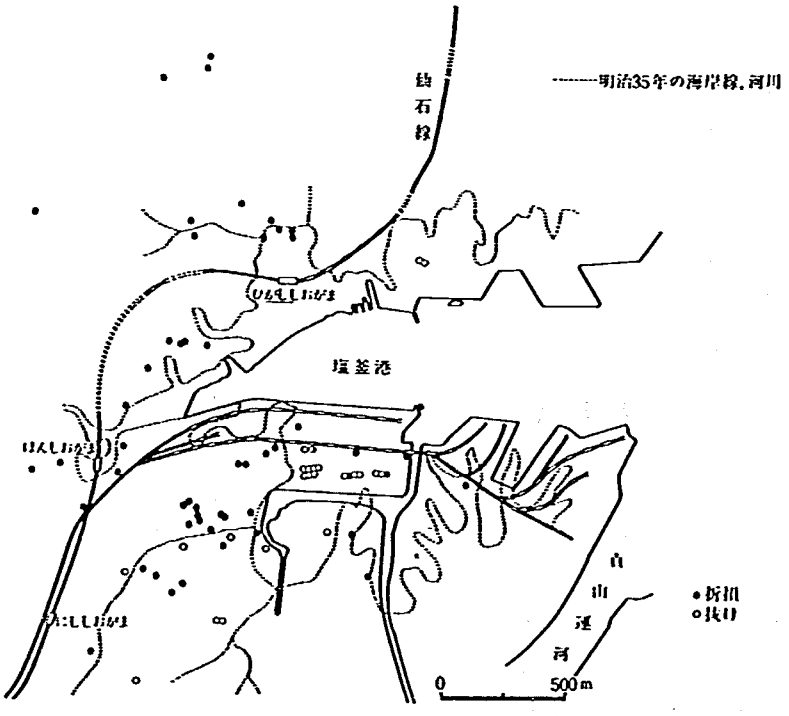
表－7.2.14　本支管・供給管の被害（古川ガス）[2)]

延長・被害	本支管 / 管種 / 接合方法	本管(75mm以上) 溶接	本管(75mm以上) 鋼管 ねじ接合	本管(75mm以上) 鋼管 小計	本管(75mm以上) 鋳鉄管 メカニカル接合	本管(75mm以上) 合計	支管(75mm未満) 鋼管 ねじ接合	本支管合計	供給管 鋼管 ねじ接合	総計
延長	中圧(km)	0	0	0	0	0	0	0	—	—
	低圧(km)	6.4	7.7	14.1	(ねじ1.8含む) 3.8	17.9	16.6	34.5	—	—
	合計(km)	6.4	7.7	14.1	3.8	17.9	16.6	34.5	—	—
被害	ねじ部折損(箇所)	0	0	0	0	0	(ねじ) 5	8	11	19
	ねじ部亀裂(箇所)	0	2	2	0	2				
	抜け出し(箇所)	0	0	0	0	0				
	ゆるみ(箇所)	0	0	0	0	0				
	その他(箇所)	0	1	1	0	1				
	合計(箇所)	0	3	3	0	3	5	8	11	19

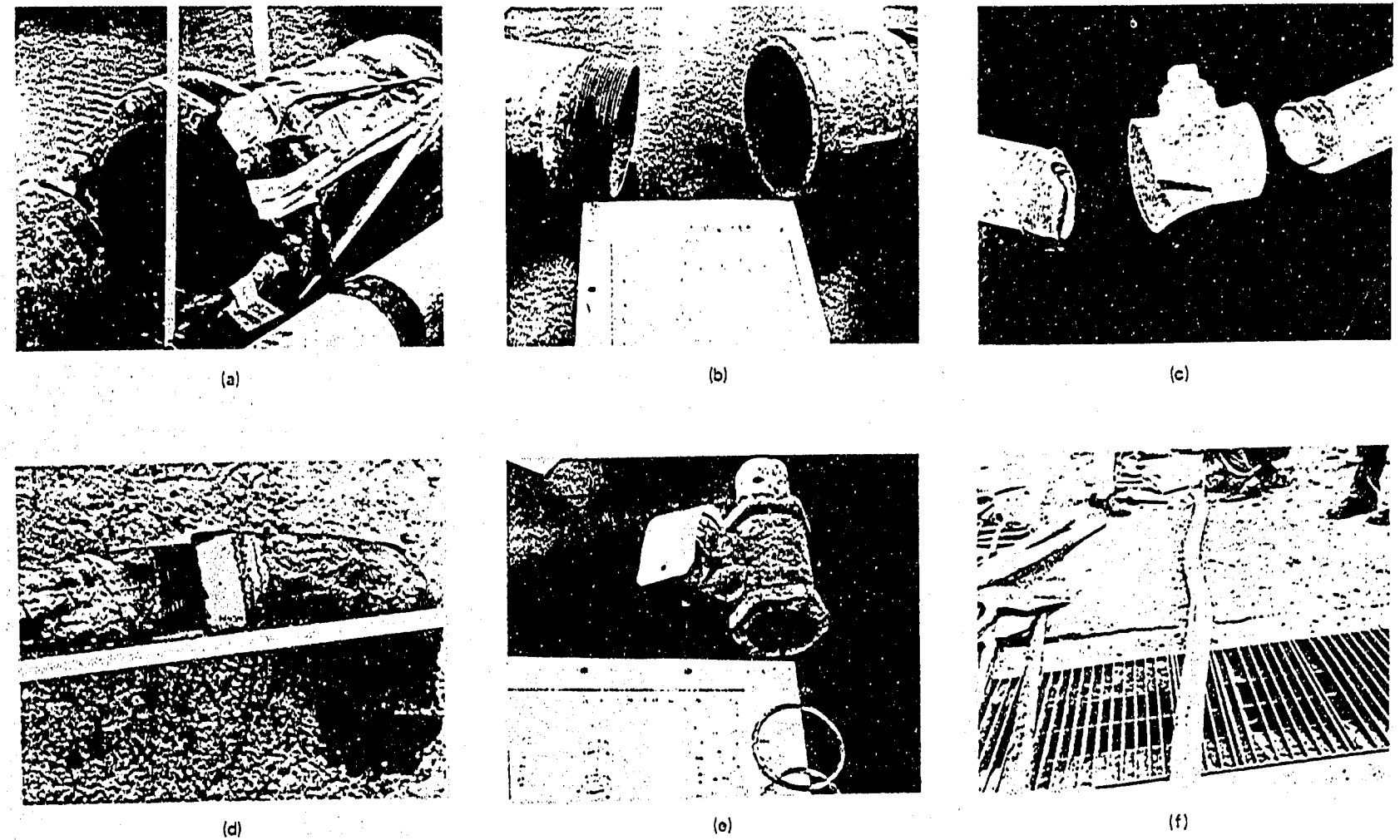
(注) 1．供給管の延長は約10.9kmと推定される。
2．文献8)による。



図－7.2.9　本支管被害分布（仙台市ガス局）[2)]



図－7.2.10　本支管被害分布（塩釜瓦斯）[2)]



図－7.2.11　典型的なガス管被害例[2)]

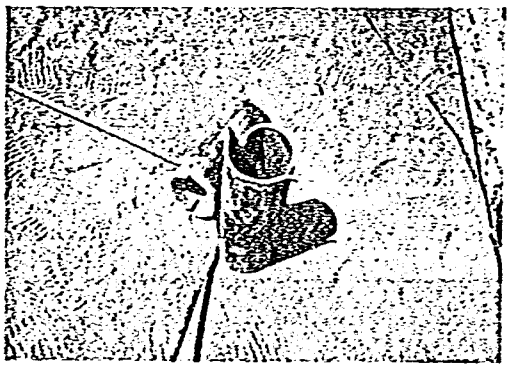
ガス管の被害（日本海中部地震）

日本海中部地震におけるガス供給施設の被害の特徴は、低地の砂質地盤に被害が集中した点で、新潟地震の新潟市における被害と類似している。

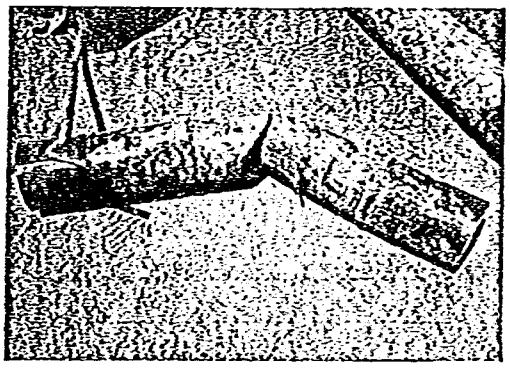
液状化に伴う地震時の地盤の動きは異常に大きなものであったと推測される。このことは、溶接された鋼管が溶接部以外で破断したり亀裂を生じたりした事実に示されている。破断した管の切口が管軸方向に数十cmも引き離されたり（最大は能代市の中圧導管の例で約70cm）、互いに食い込んだりして、地盤変位の異常な大きさを物語っている。砂質低地とそれ以外の地域で、被害の程度に極めて大きな差があることは、以降に示す被害分布状況を見れば明らかである。

ねじ継手で溶接された鋼管が被害を受けやすいことは、宮城県沖地震における傾向と同様である。鋳鉄管も、旧型の印ろう型継手のものは、ねじ接合鋼管よりも大きな被害率を示した（能代市のみ）。ただし、鋳鉄管の被害は継手ゆるみが主であるのに対し、鋼管はねじ部の破断、亀裂が大半である。一方、メカニカル継手の鋳鉄管の被害率は非常に低く、能代市では皆無であった。塩化ビニール管の被害率は、地盤の変状が顕著でない地区ではそれほど大きな値を示しておらず、3市町の被害状況を総合して、ねじ継手の鋼管と同程度と考えられる。しかしながら、液状化が著しい地区では修理不可能で、全面的に入れ替えなければならないほどの被害を受けた。これは、塩化ビニール管が比較的延性に乏しく、破損がぜい性的に継手部から管本体に伝播して、不規則な形の開口を生じ、砂の流入による管の閉塞なども生じやすいためと考えられる。

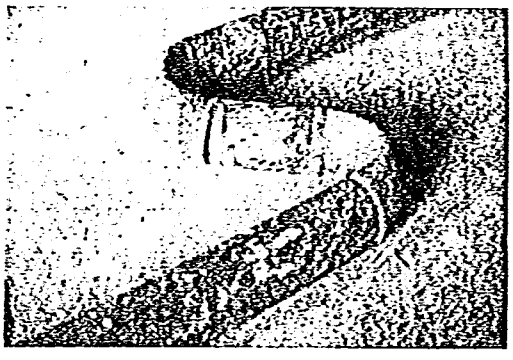
なお、管の破損や亀裂は、主として管軸方向の力の繰り返しによって生じ、曲げ変形の影響はきわめ



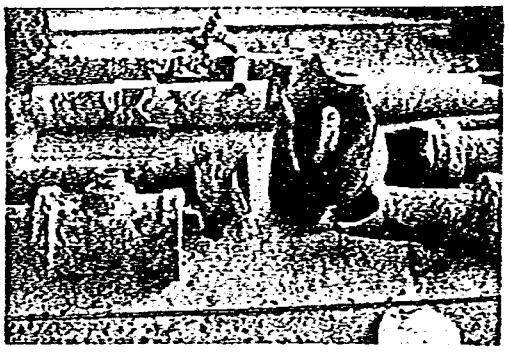
引張り破断した後，互いに食い込んだ鋼管の溶接部（100 mm，男鹿市）



繰返し曲げが作用して破断，座屈した22.5°ベンド（100 mm，男鹿市）



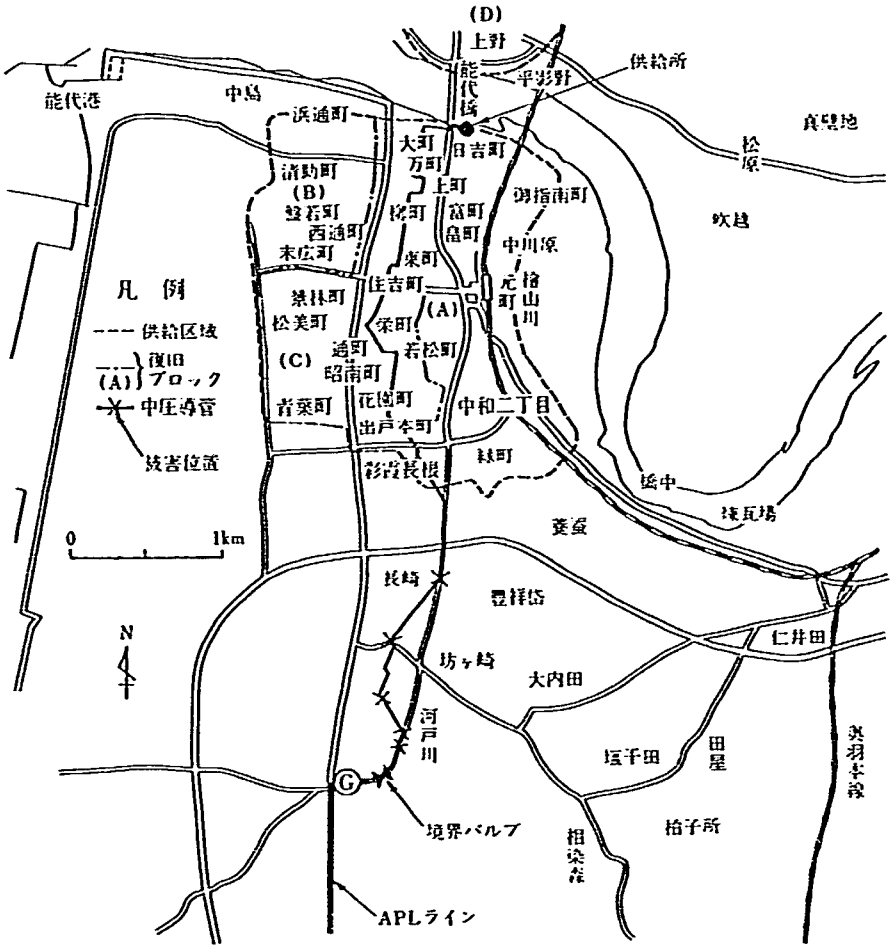
Z字形に変形した80 mm鋼管（90°エルボ×2の配管，若美町）



破損した鋳鉄管（手前）と塩ビ管（後方）（両者とも口径80 mm，能代市）

図－7.2.12　被害事例[1]

てわずかであると考えられる。ただし、管の方向が変化する部分では、軸方向力がエルボなどに対しては曲げ荷重として作用する。鋼管のエルボ本体に亀裂を生じた被害は、このような作用によるものと推定される。



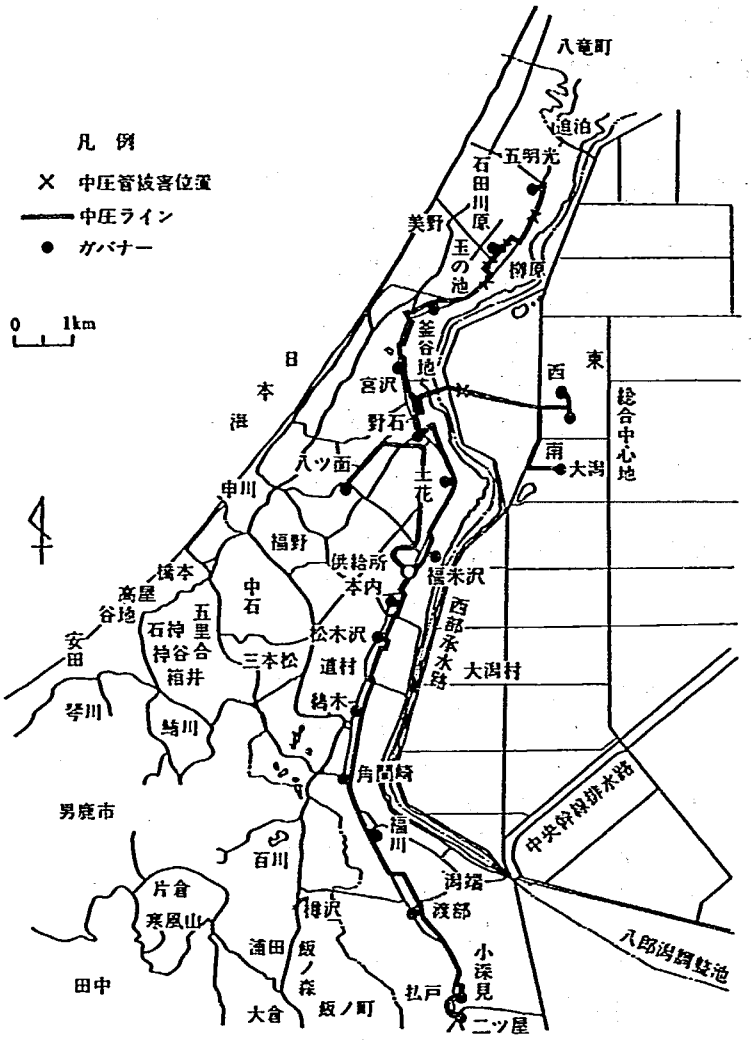
図－7.2.13　能代市ガス供給区域ならびに中圧導管とその被害位置[1]

表－7.2.15　口径、被害形態別被害分布（能代市）[1]

（単位：箇所）

圧力		口径＼被害形態	本・支管 折損	亀裂	抜出し	離手ゆるみ	その他	計	供給管 口径＼被害形態	折損	その他	計
中圧		80	3	2				5	20	74	(稼食)1	75
低圧[1]	鋼管（ねじ）	40以下	46		3	23	(稼食)1	73	25	115		115
		50	116		26	10		152	32	9		9
		80	1		3			4	40	5		5
		100	7		10	3		20	80	3		3
	鋳鉄管[2]	100	3[3]		5	90	2[4]	100	計	206	1	207
		150			5	25		30				
		計	173		52	151	3	379				

注 1）塩ビ管は被害が集中した管路約2200mを全面的に入れ替えたため，被害数は不明である
（塩ビ管内訳，φ100：1450m，φ50：750m）
2）すべて印ろう型鋳鉄管
3）うち1カ所は水取器の損傷
4）1カ所は水取器，1カ所はバルブの損傷



図－7.2.14　若美町中圧導管被害位置[1]

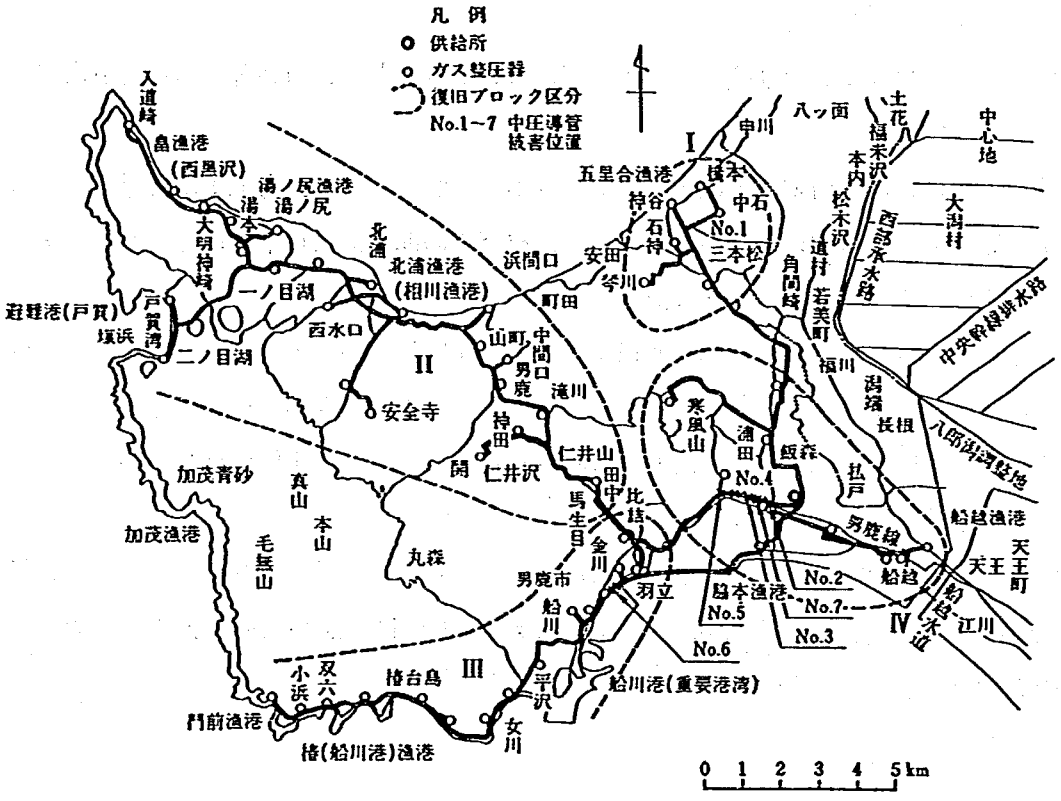
表－7.2.16　口径、被害形態別被害分布（若美町）[1]

（単位：箇所）

圧力	口径＼被害形態	折損	亀裂	抜出し	継手ゆるみ	その他	計
中圧（鋼管）	40	2	1	4[1]			7
	80		1				1
	計	2	2	4	0	0	8
低圧[2]（塩ビ管）	40	14					14
	50	15					15
	計	29					29
	合計	31	2	4	0	0	37

注 1）メカニカル（LA型）継手の抜出し

2）五明光，玉の池地区の低圧管の入替え分（4 831m）は含まれない



図－7.2.15　男鹿市中圧導管被害位置[1]

表－7.2.17　口径、被害形態別被害分布（男鹿市）[1]

（単位：箇所）

圧力	形態／口径		本・支管 折損	亀裂	継手ゆるみ	その他	計	供給管 形態／口径	折損	亀裂	計
中圧		80		1			1	20	66	95	161
		100	3	1	1		5	25	21	45	66
		150			1		1	30		4	4
		計	3	2	2		7	計	87	144	231
低圧	銅管（ねじ）	40	4				4				
		50	10				10				
	塩ビ管	40	74				74				
		50	112				112				
	鋳鉄管（メカニカル）	80				64	64				
		100				5	5				
		150				1	1				
	計		200	0	0	70	270				

釧路沖地震（ライフライン関連）

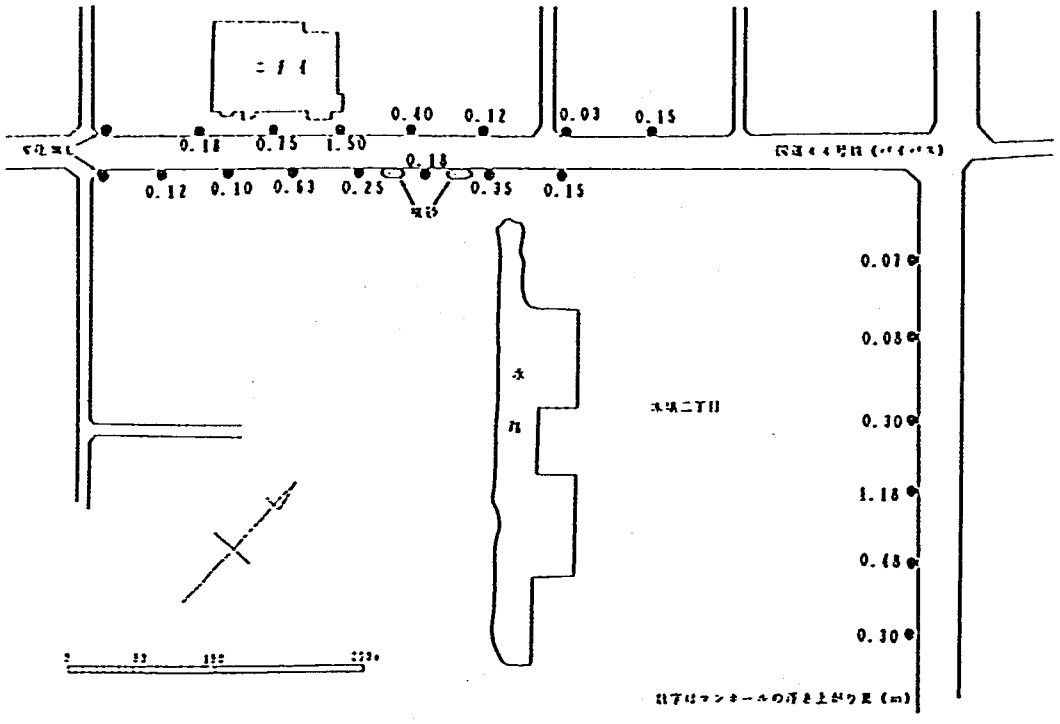
釧路沖地震のライフライン及び関連施設の被害については最も被害の顕著であった下水道の被害を中心に述べる。

下水道管の被害は、釧路町木場・桂木一帯でマンホールが最大 1.5m も地上から浮き上がった例を除けば、地上で確認できた被害は少ない。しかし、道路盛土の崩壊により下水道管が巻き込まれた被災例や、釧路市内 9 箇所で蛇行や折損、土砂流入などの被害があった。

釧路町木場一帯では、計20数ヶ所の下水道マンホールが同様の被害を受けたが、被災箇所は 3 区間に分けられ、各区間とも中央付近で浮き上がり量が大きく、両端で小さい山形分布を示している。

歩道の亀裂から噴砂が確認された場所もあり、液状化が原因である可能性は高いが、マンホールと周辺地盤との間からの噴砂は見られなかった。

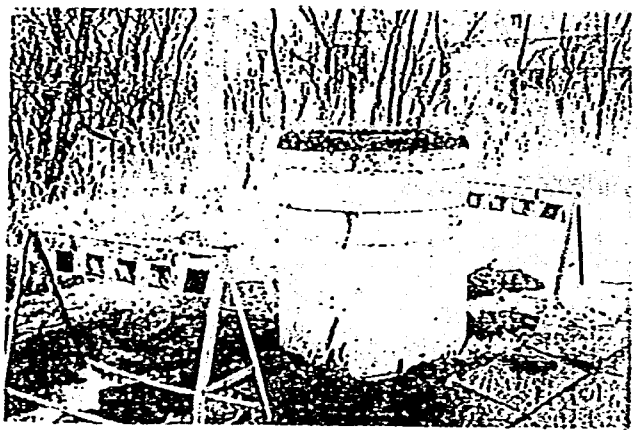
近くに設置されていた電話線のマンホールには浮き上がり被害が見られなかったことは、構造上の違いもあるだろうが、下水道と電話線のマンホール設置深度の違いが被災の有無を分けたと思われる。（電話線は深度 2.5m程度に設置）



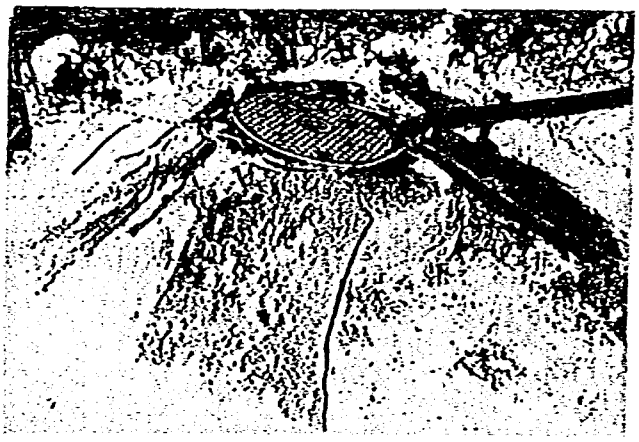
図－7.2.16　下水道マンホールの浮上り地点と浮上り量（釧路市木場・桂木）[1]



1.5m浮き上がった下水道マンホール（釧路町桂木）



下水道マンホールの浮き上がり（釧路町桂木）



アスファルトを突き破って浮き上がる下水道マンホール

図－7.2.17　被害事例[6)]

7.2.4　調査のまとめ

道路の被害調査結果をまとめると以下のようになる。

1)　道路がその機能を失う被害の多くは沈下や盛土の崩壊による路盤、路面の亀裂や段差により、通行不能に陥ったことである。

2)　甚大な道路被害のほとんどが盛土構造物の被害である。

3)　平坦地の被害は、液状化による被害よりも軟弱な粘性土による被害の方が際だっていた。

4)　道路の液状化による被害で注目するべき被害は、暗渠や管渠などの浮き上がりや、沈下によって路盤が破壊されることである。

5)　橋などへの取付道路の盛土部の沈下によって生じる段差による被害。

ライフライン関連の被害の特徴は各々の事例の所で述べているので、ここでは詳しくは述べず総括するにとどめる。

1)　道路盛土の崩壊などにともなう被害が多い。

2)　液状化によると思われる被害が多い。

3)　地盤の種別では、沖積低地および宅地造成などによる埋立地や人工盛土地盤の被害が多い。

4)　管の被害はジョイント部に集中しているケースが多い。

道路およびライフライン関連で甚大な被害は、道路下に敷設された暗渠や管渠が液状化によって浮き上がったり、沈下したりする被害である。都市防災の面から考えて、これらの被害を防ぐ必要がある。特に、ガス管や水道管などは経済的理由から、個々に液状化対策が打たれることは少ない。従って、広域的にこれらの施設を一括して対策し道路およびライフライン関連の施設を守ることは、緊急道路、避難路などの確保、また都市生活の確保という意味からも重要なことである。

（鹿島建設）

参考文献

1)　土木学会：昭和39年新潟地震震害調査報告, 1966

2)　土木学会東北支部：1978年宮城県沖地震調査報告書, 1980

3)　秋田県土木部：昭和58年日本海中部地震, 1984, 5

4)　土木学会：1983年日本海中部地震震害調査報告書, 1986

5)　土質工学会東北支部：1983年日本海中部地震被害調査報告書, 1986

6)　基礎地盤コンサルタンツ株式会社：平成5年(1993年)釧路沖地震調査報告書, 1993

7)　岸野佑次，浅野照雄：ガス製造・供給施設被害，昭和53年度文部省科学研究費自然災害特別研究(1) 1987年宮城県沖地震による被害の総合的調査研究, 1979

8)　日本瓦斯協会：宮城県沖地震と都市ガス, 1979

7.3　大都市域の地震危険度マップの調査

7.3.1　調査の目的

大都市には、液状化の危険性が指摘されているにもかかわらず未だ対策が実行されていない地域がある。これらの地域の多くは、河川流域、臨海部等に開けた古くからの市街地である事が多い。

この節では、大都市における液状化マップの調査および大都市域の地震危険度マップの調査を行い広域的耐震対策を必要とする地域のモデル化と対策工法の選定に役立たせる事を目的としている。

7.3.2　調査の対象範囲

調査の対象範囲は、以下の表を実施した。調査は資料が充実している東京都が中心となった。

表－7.3.1　調査の対象範囲

項　　目	図　書　名	出 版 元	発刊年月
液状化マップ	神奈川県地震被害想定調査報告書	神奈川県	S 60.3
液状化マップ	東京港埋立地の液状化予測	東京都港湾局	H 2.3
液状化マップ	東京低地の液状化予測	東京都土木研究所	S 62
液状化マップ	水道事業に於ける地震対策要綱作成のうち地盤関係の調査結果	福岡市水道局	S 63.3
地震危険度マップ	あなたのまちの地域危険度（第2回）	東京都都市計画局	S 59
地震危険度マップ	あなたのまちの地域危険度（第3回）	東京都都市計画局	H 5
地震危険度マップ	地震に関する地域危険度測定調査報告	東京都都市計画局	H 5

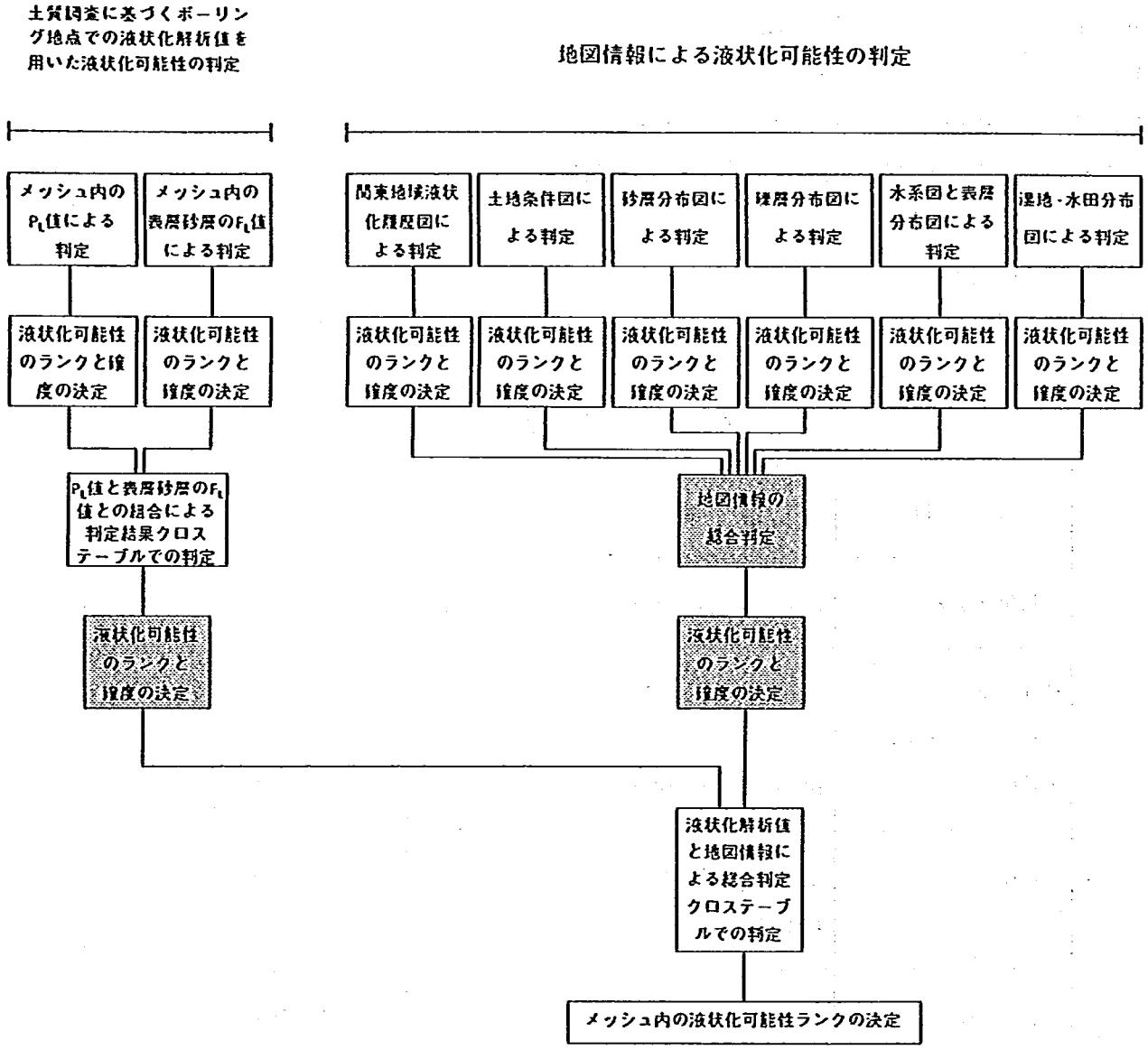
7.3.3　調査結果

(1)　液状化マップの調査内容（メッシュ判定法）

今回、調査した液状化マップは、おもにメッシュ判定法により液状化予測が実施されている。メッシュ判定法による液状化予測は、液状化発生の可能性をメッシュ単位に平均化して表したものである。メッシュの大きさは、５００mがおおく、メッシュ内でえられた地形、地質、液状化履歴、ボーリングデータ等

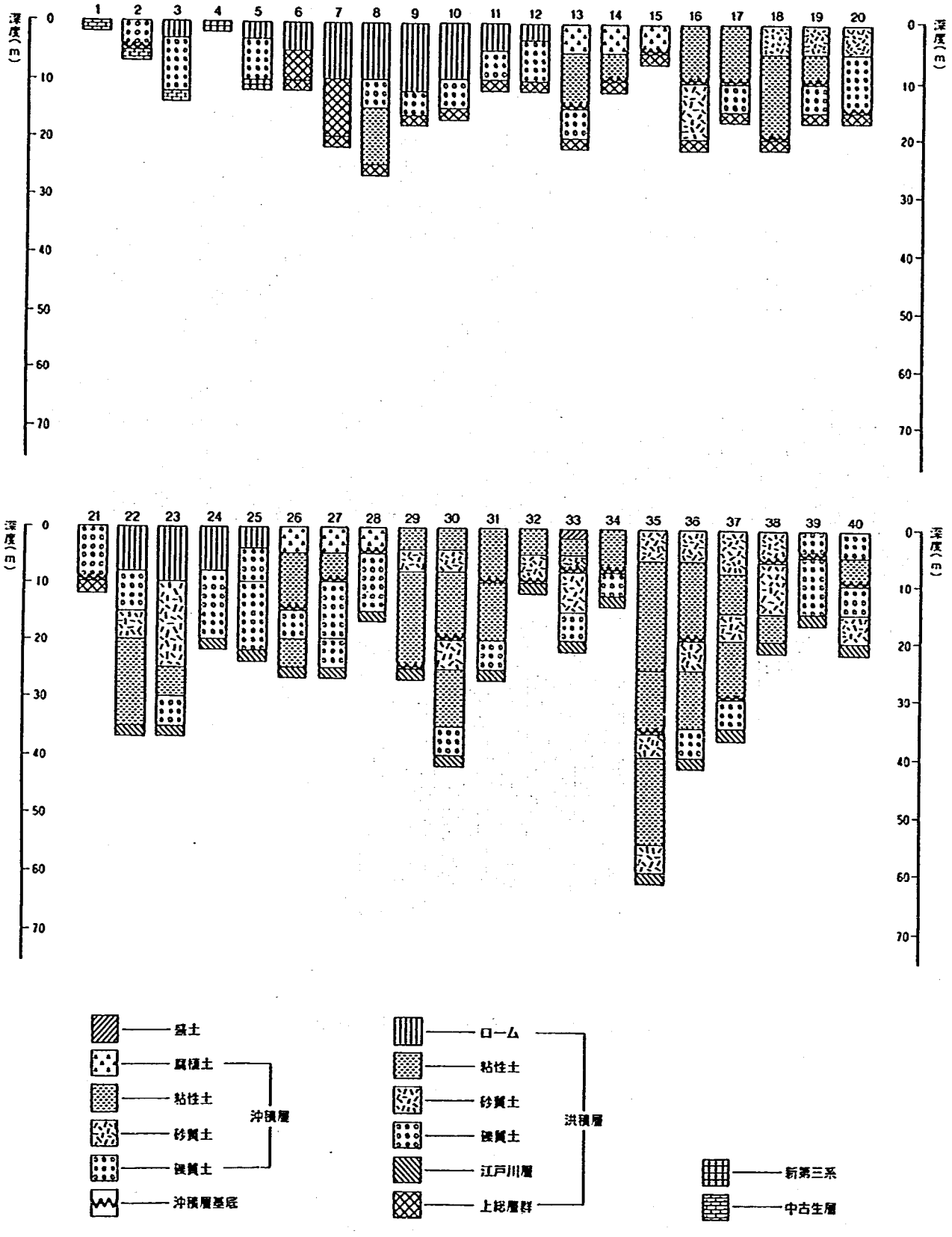
によりメッシュごとの液状化の判定を総合的に実施している。

”東京低地の液状化予測”よりメッシュ判定法の作業フローを示す。

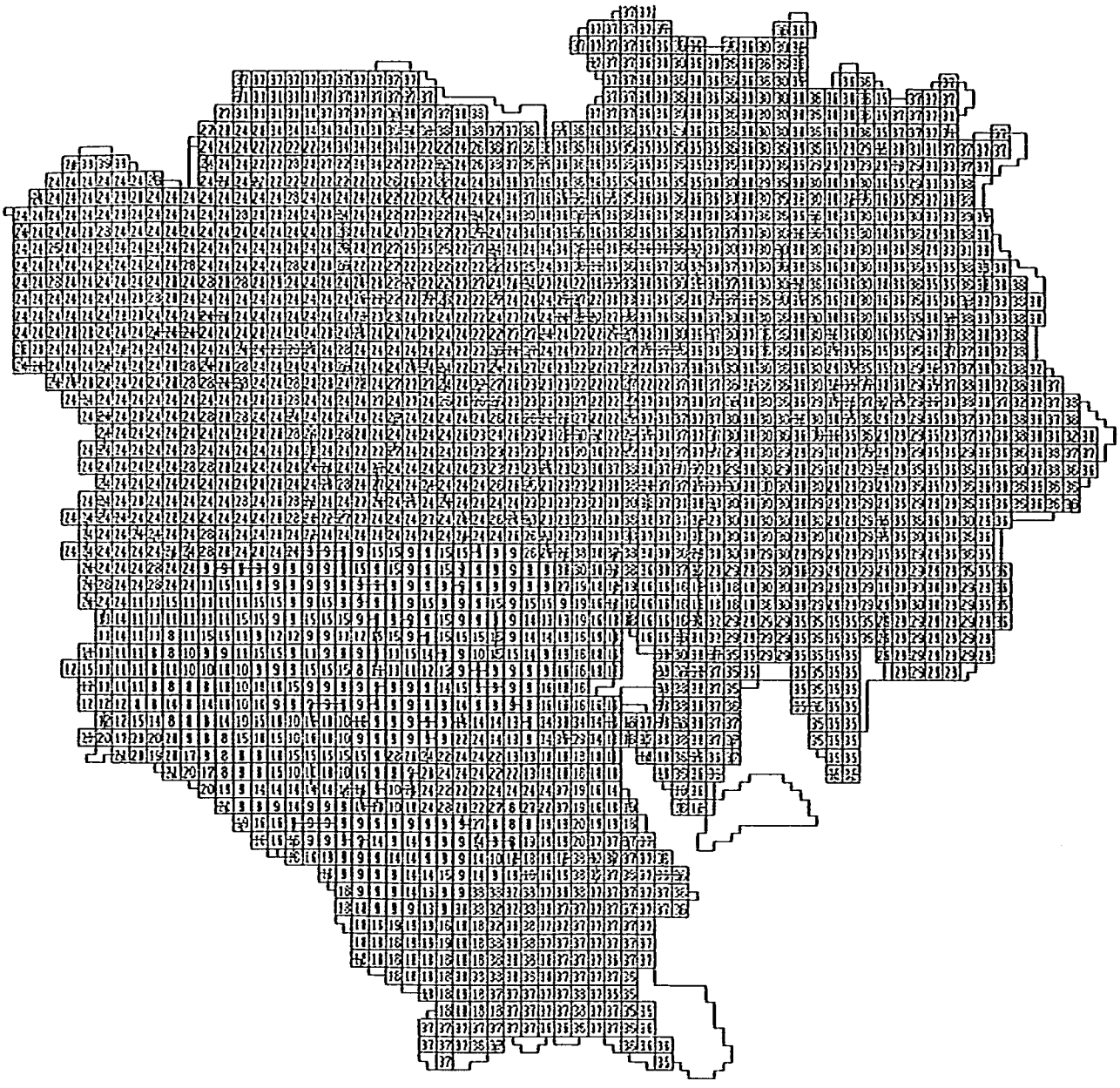


図－7.3.1　メッシュ判定法の作業フロー[1)]

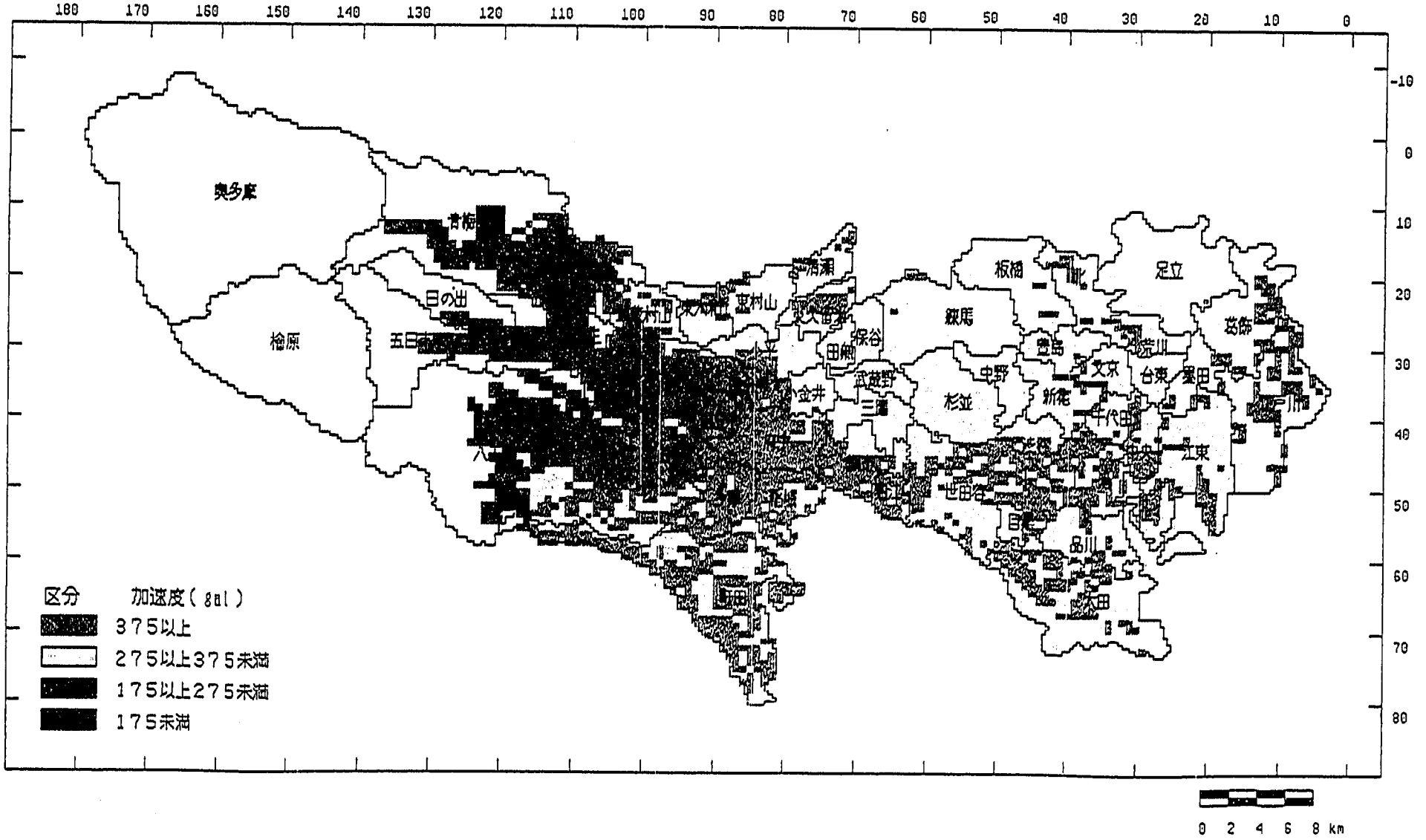
各自治体では、既存のボーリングデータに加え追加ボーリングを実施し、地盤情報の収集をおこなっている。これらの情報に地形等の情報を加味し、地盤の揺れかたによりタイプを設定してている。東京都のケースでは、４０タイプ（図－7.3.2）に分類されている。液状化の判定にあたっては、地震を想定し（東京都では、関東地震M７．９と直下地震M６．９）、地震によるメッシュごとの地表加速度の大きさを３ないし４クラスに分け（図－7.3.4）、液状化の判定にあてている。

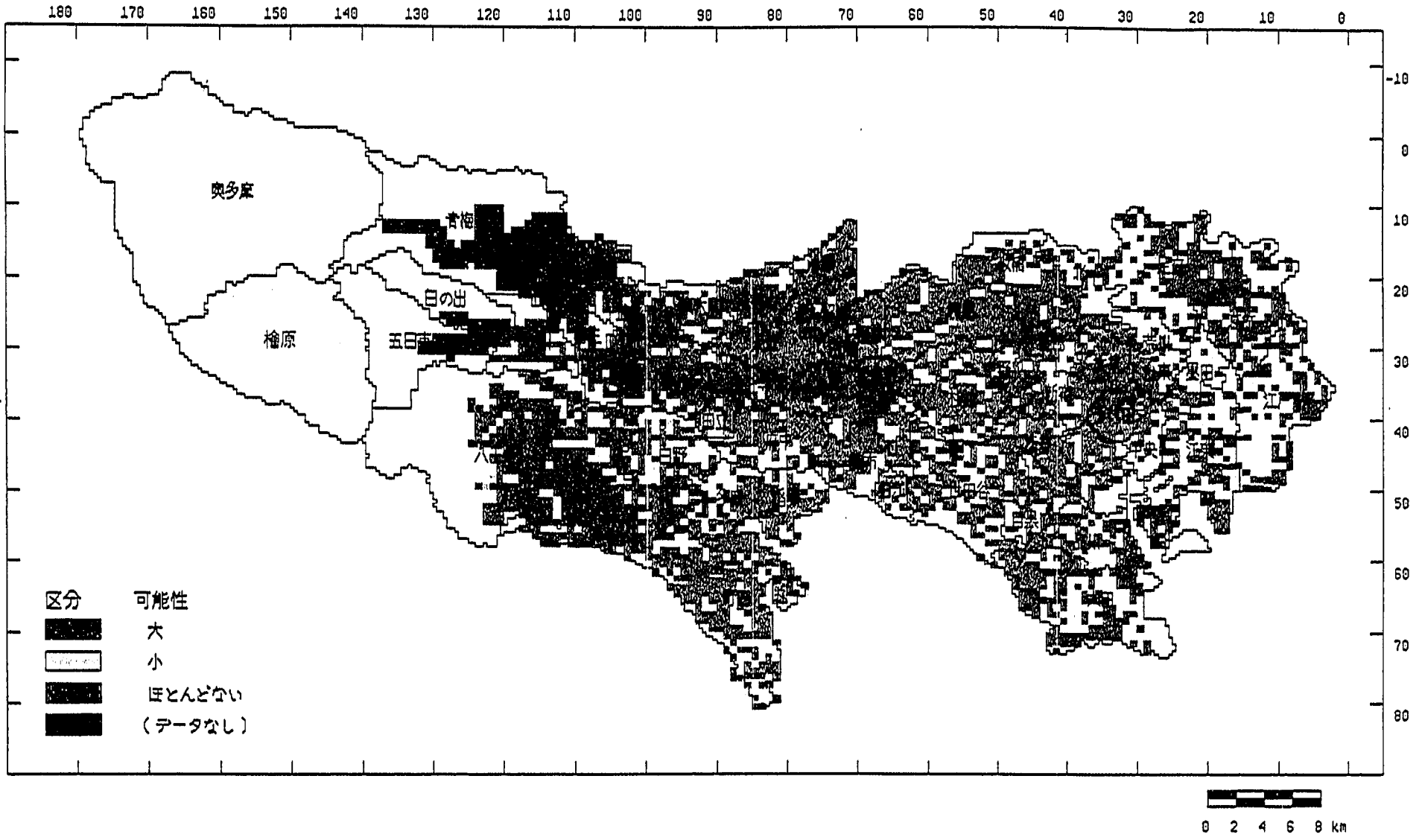


図－7.3.2　４０種の地震光学的地盤分類[2)]



図－7.3.3　メッシュごとの地盤分類[2)]

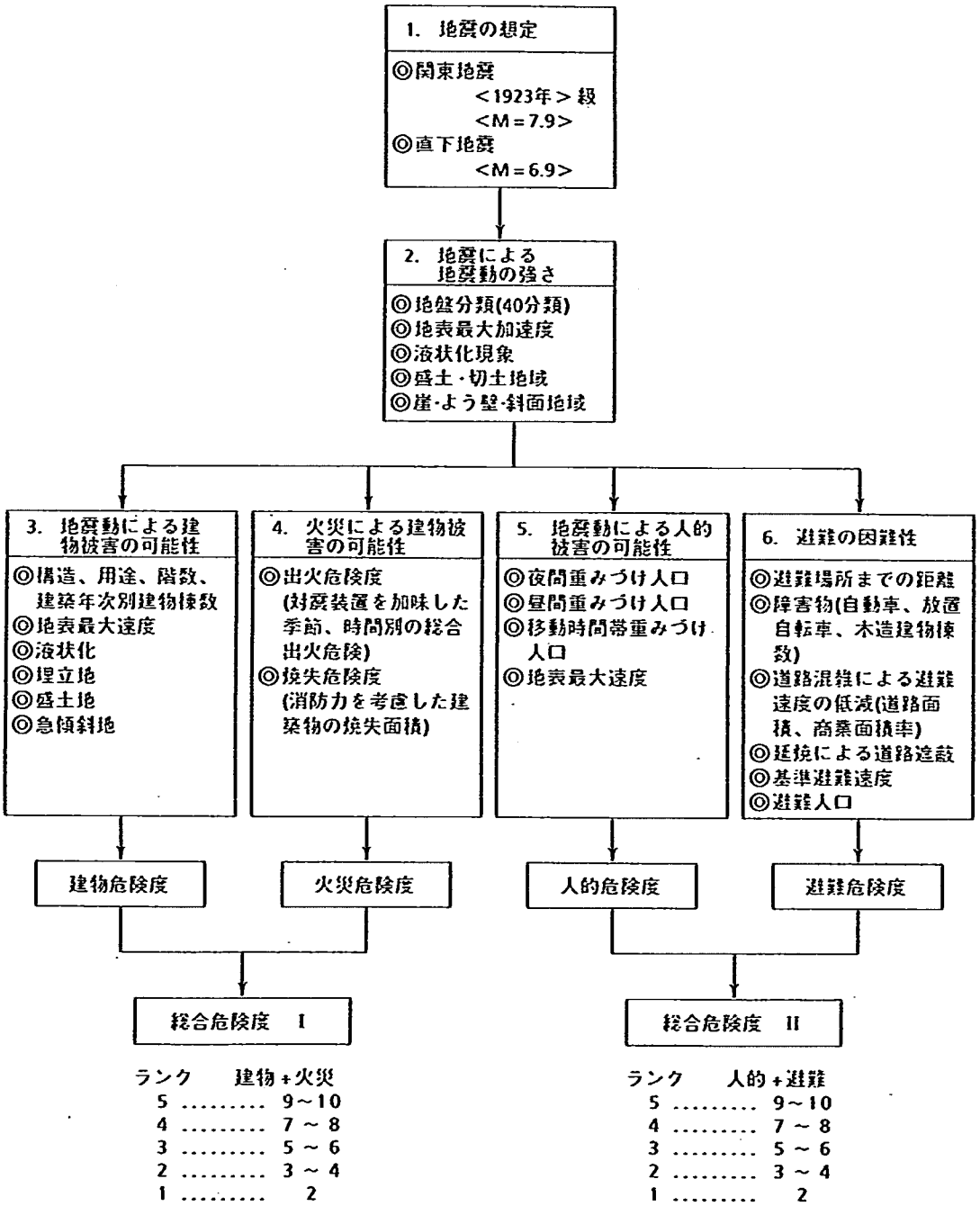

区分　加速度(gal)
375以上
275以上375未満
175以上275未満
175未満
奥多摩
檜原
日の出
五日市
青梅
秩父
飯能
毛呂山
越生
滑浦
鳩山
東松山
小川
川島
吉見
嵐山
ときがわ
小鹿野
皆野
長瀞
横瀬
秩父
小川
川越
狭山
入間
飯能
日高
鶴ヶ島
坂戸
毛呂山
越生
滑川
嵐山
東松山
吉見
鳩



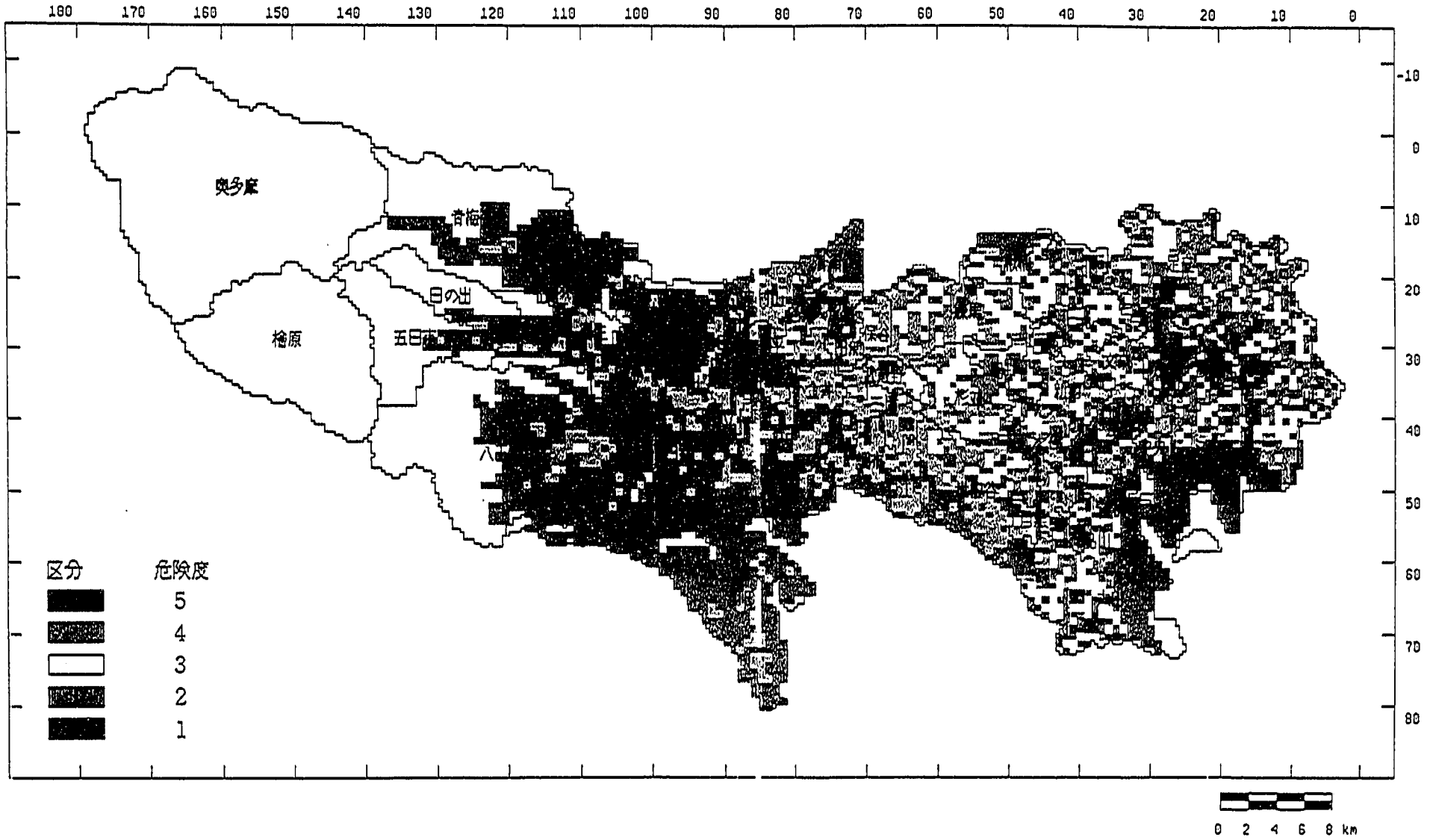
図－7.3.5　液状化判定結果図[2)]

(2) 地域危険度調査

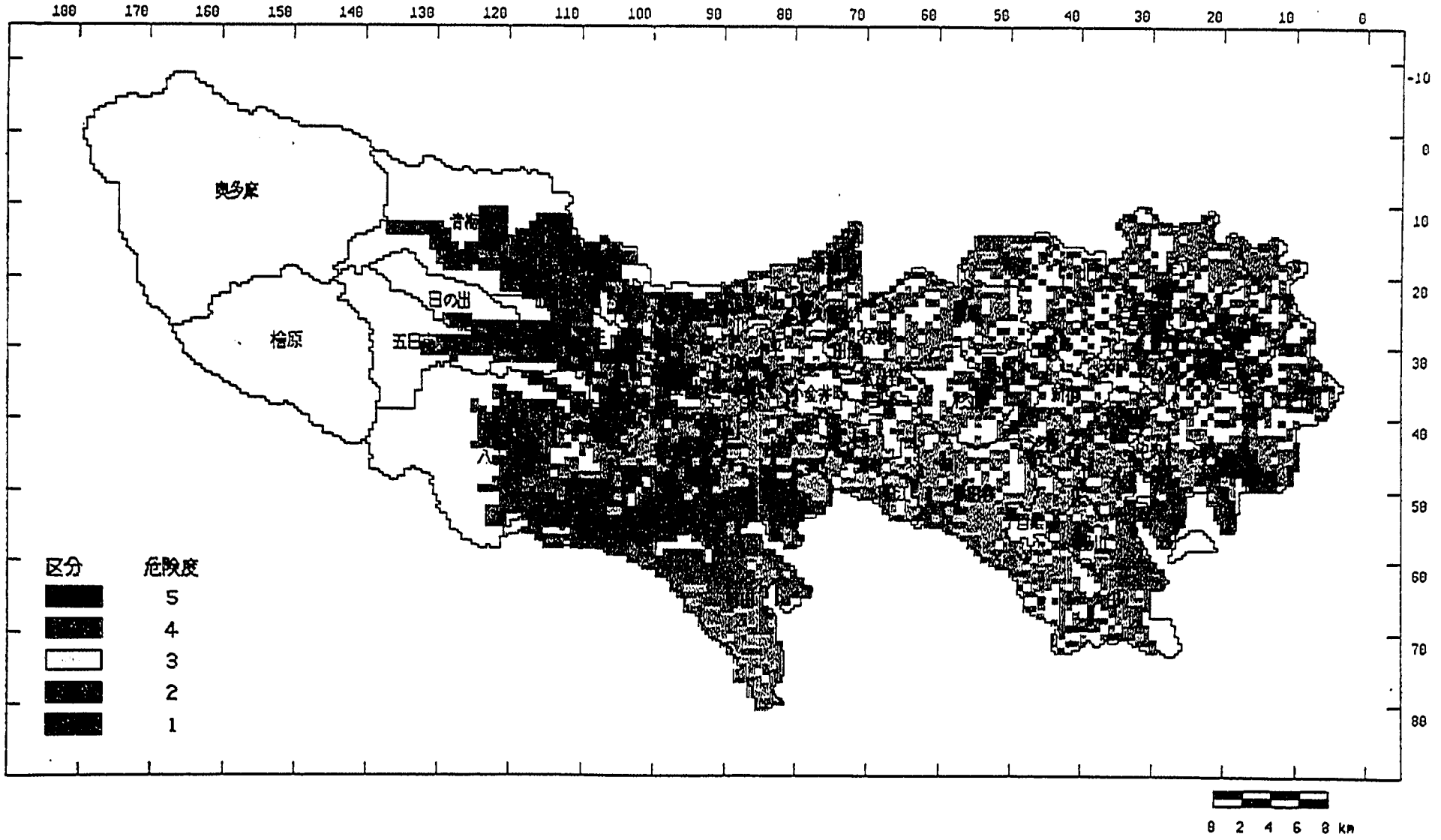
東京都では、都民の生命と財産を守るため、防災に強い街づくりを進めている。その一環としていままでに3回の地域危険度の測定を実施している。危険度の測定は図－7.3.6の流れで実施されている。この流れのなかより液状化が影響をおよぼすのは総合危険度1である。液状化が建物にあたえる影響については、新潟地震，日本海中部沖地震の過去の事例より、液状化の可能性が大の地域における木造構造物は、１０%が大破，２０%が中破として危険度の調査を行っている。また液状化の可能性が小さい地域も震度6では、液状化がおこるとなっている。



図－7.3.6 地域危険度測定調査フロー[3)]



図－7.3.7　建物危険度図[2)]



図－7.3.8　総合危険度Ⅰ図[2)]

7.3.4　調査のまとめ

液状化とそれがおよぼす都市への影響について調査を実施し、その作業より広域に液状化対策を行う必要のある地域を想定する事とした。調査は資料の充実していた東京都を中心におこなった。液状化の可能性のある葛飾区，足立区，荒川区，墨田区，台東区，江戸川区，江東区などは、木造構造物が密集した街で、総合危険度が高い地域である。これらの地域は、危険度が高いにもかかわらず、民地が密集し対策がとられていないのが現状である。従って、広域的な液状化対策の必要性が高い地域として、これらの地域が挙げられる。これらの地域を対象として広域的に対策を実施する為には、道路の活用が有効と考えられる。特に、非常時の道路網の確保は不可欠である。道路網の機能を確保すると共にライフラインおよび道路周辺の構造物の耐震安全性の向上を図る対策工法の開発が必要と考えられる。

（竹中工務店）

参考文献

1）　東京都土木研究所編：東京低地の液状化予測，P.20，昭和６２年，

2）　東京都都市計画局編：地震に関する地域危険度　測定調査報告（第３回）
PP.33～34, 41～42, 101～102, 247～248，　平成５年

3）　東京都都市計画局編：あなたのまちの地域危険度（第３回）　PP.5, 7，平成５年，

7.4　大都市域の埋立地盤の調査

7.4.1　調査の目的

いわゆる埋立地は海上であれ陸上であれ、我々がこの研究の対象としている広域的エリアであると言っても特に大きな問題はないと思われる。広域的なエリアの更に詳細な定義については7.1.2を参照されたい。

この節では埋立地において、埋立前、埋立中、埋立後という時間軸の中で、液状化防止のためにどのような対策が考えられ実施されてきたのかを先ず明らかにする。

次にその調査結果を踏まえて、

① 今後の研究の中でのテーマ設定のための材料を得ること

② 液状化防止としての有効な対策工法のヒントをつかむこと

がこの節の目的である。

この調査は、既往の文献や指針類ならびに液状化関連の報告書及び関係者へのヒアリングに基づいて実施する。

7.4.2　調査の対象範囲

埋立地は既存のもの（過去に既に埋め立てられた）と新規のもの（これから埋め立てようと計画されている）に大別できる。

(1) 既存埋立地

既存埋立地としては、対象調査資料の制約から主に大都市圏での例を取り上げた。

(2) 新規埋立地

新規埋立地としては、計画の内容がそれ程明らかにされていない理由から、次に示す2例のみ調査できた。

① 東京港の今後の計画（東京都）

② 市川二期計画（千葉県）

7.4.3　調査結果

(1) 既存埋立地

表－7.4.1～7.4.4に既存埋立地の概要を示す。なお表－7.4.4は、主に住宅・都市整備公団が建設した葛西沖団地での実施例[1]と東燃㈱川崎工場（神奈川県）での実施例[2]をまとめたものである。

表－7.4.1(1) 既存の大規模開発地域における液状化対策の実態

地域名	A 地区	B 地区
		B₁ 地区
開発規模	総敷地面積 625ha	総敷地面積 83ha
土質の特徴	・埋立て土（砂質土）N=10前後　層厚 5～20m ・沖積層（粘性土主体）N= 0～2　層厚15～30m ・洪積層（砂質土，粘性土）N=30～50以上 ・第三紀層	・埋立て土（粘性土）N= 0～4　層厚 5～10m ・沖積層（砂質土）　N=10前後　層厚 5～10m ・沖積層（粘性土）　N= 0～4　層厚40～50m ・洪積層（砂質土）
液状化対策工法・規模	工　法 個々の構造物毎に 1. 構造物の重要度のランク 2. 基礎の形状と杭種 によって液状化対策の方法を決定している． 対策1 …· バイプロロッド工法による地盤改良 対策2 …· 基礎で対応 規　模 バイプロロッド工法は個々の構造物毎に打設ピッチ，改良深度を変えて施工している． 総延長は，約437,700mに達する．	工　法 ・遊戯施設用地 …· サンドドレーン工法による地盤改良を実施している． ・個々の構造物 …· グラベルドレーンと締固め砂杭工法を併用している． 規　模 遊戯施設用地では46.2haの範囲をサンドドレーン工法で改良している．

表－7.4.1(2) 既存の大規模開発地域における液状化対策の実態

地域名	B 地区 B_2 地区	C 地区
開発規模	総敷地面積 242ha	総敷地面積 436ha
土質の特徴	・埋立て土（砂質土・粘性土） N= 0～5 層厚 6m 程度 ・沖積層（砂質土）N= 5～15 層厚10m程度 ・沖積層（粘性土）N= 0～2 層厚20～60m ・洪積層（砂質土・粘性土）	・埋立て土（マサ土）N= 5～10 層厚10～13m ・沖積層（粘性土）q_u =0～ 1kgf/cm² 層厚 13m程度 ・洪積層（砂・砂レキ・粘土）N=10～50
液状化対策工法・規模	工法 ・道路・独立住宅 …… プレロード，サンドコンパクション，動圧密工法による地盤改良で対応している． ・個々の構造物 …… 基礎で対応している．	工法 ・低層・軽量構造物（直接基礎形式） …… 振動締固め工法を実施

表－7.4.1(3) 既存の大規模開発地域における液状化対策の実態

地域名	D　　地　　区
開発規模	総敷地面積 580ha
土質の特徴	・埋立て土（砂礫）N= 5～25　層厚10～20m ・沖積層（粘性土）q_u =0～ 1kgf/cm² 層厚10～20m ・洪積層（砂・砂礫・粘土）N=10～50
液状化対策 工法・規模	工　　法 ・構造物毎にサンドコンパクション工法などを実施（詳細は不明）.

表－7.4.2(1) 既存の大規模開発地域における液状化対策の実態（E地区）

対象物		下水処理場	清掃工場
建物規模		処理場管理棟 建築面積 3,354m² 地上 55m，地下 13m	ごみ施設用地面積 約2.4 ha
液状化対策工事	基本方針	液状化しても構造物が安全であることを基本とする．液状化に伴って突出杭となる事が予想される場合は地盤改良も行う．	構造物で対処
	工法	①杭の本数や剛性を増す ②噴射撹拌杭，深層混合処理工法	杭基礎（液状化に対応可能なものとする）
	改良範囲・深度	噴射撹拌杭 173m²，GL -12.1～13.0m 深層混合処理 925m²，GL -12.1～13.0m	
	施工予定	予定	予定
液状化対策の考え方	施工範囲		
	管理方法		
	その他		

表－7.4.2(2) 既存の大規模開発地域における液状化対策の実態（E地区）

対象物		給水所	プロムナード
建物規模		①配水池（20,000m²× 2池） ②ポンプ所　地下4F，地上3F	ｾﾝﾀｰﾌﾟﾛﾑﾅｰﾄﾞ　巾員 80m　延長 2.1km ｳｴｽﾄﾌﾟﾛﾑﾅｰﾄﾞ　巾員 80m　延長 1.3km ｲｰｽﾄﾌﾟﾛﾑﾅｰﾄﾞ　巾員 80m　延長 0.7km 面　積　25.7ha
液状化対策工事	基本方針	①山留内の液状化層は，掘削部に含まれるため掘削撤去する． ②山留外の液状化層は，土圧及び横方向反力係数の低減を行う． 山留工法は地下連続壁を採用（本体利用）． ③杭基礎（φ800mm鋼管杭）	プロムナードは地震被災時の避難エリアとしての機能を有するため，液状化対策上信頼性の高い地盤構造に改良する．
	工　法		サンドコンパクション
	改良範囲・深度		プロムナード全域 GL -10～17m
	施工予定	予　定	一部施工中
液状化対策の考え方	施工範囲		プロムナード全体として液状化対策を考える．
	管理方法		
	その他		

表－7.4.2(3) 既存の大規模開発地域における液状化対策の実態（E地区）

対象物		共同溝	下水道
建物規模		共同溝 始動期内整備分 13,140m [但し，プロムナード部分を除く]	ポンプ場 約25m×約10m 地上 約5m，地下 約17m 雨水自然流下管 ボックスカルバート 500×500 ～ 3,000×3,000 汚水自然流下管 φ250 ～φ1,200
液状化対策工事	基本方針	1.ルートの二重化，ループ化を計画している． 2.構造物の液状化対策としては以下の原則とする． ①液状化を起こさせない ②周辺地盤の液状化の影響を受けさせない	①液状化に対して構造物で対応する． ②液状化が生じない地盤とする． いずれかの対策を実施する．
	工法	①深層混合工法による共同溝下面以深の改良と埋戻し土のセメント改良 ②土留壁を残置する．	検討中
	改良範囲・深度	締切幅で床付面以深で，液状化すると判定された地層の底面まで	検討中
	施工予定	施工中～予定	予定
液状化対策の考え方	施工範囲		液状化対策工事の範囲は，個々の構造物の離隔距離の遠近により判断すべきと考える．
	管理方法		
	その他		

表－7.4.3　既存の大規模開発地域における液状化対策の実態（F地区）

対象物		埋立て造成地全般		
液状化対策工事	基本方針	建築物	共同溝	その他
		主として構造物で対処	地震被災時においてもライフラインを確保する	道路，鉄道，橋梁，港湾，海岸施設およびオープンスペースについては，従来の設計指針に基づき設計するものとしている．
	工法	・施設別重要度係数の設定 ・固有地震波の想定 ・超高層ビルは，新耐震基準を基本に検討	・地盤改良（サンドドレーン，深層混合処理） ・ルートの複数化	
	改良範囲・深度		共同溝延長　7.3 km	
	施工予定	一部施工中	一部整備済み	一部整備済み
液状化対策の考え方	施工範囲	対策工を実施する箇所については，その地域全体として液状化対策を考える．		
	管理方法	・基盤サイドの対応は，地域全体について各基盤整備事業者が実施 ・公共施設整備時の対応は，各施設管理者が行う		
	その他	液状化対策工法については，個々の施設管理者が，施設設計を進める中でアセスメントを含めた検討を行っている．		

表－7.4.4　既存の大規模開発地域における液状化対策の実態

地域名	葛西沖団地（住宅・都市整備公団ほか）	東燃㈱川崎工場（川崎市浮島町）
開発年月	昭和55年～	昭和35年頃
開発規模	敷地面積　約19ha	750 m ×435 m
対象構造物	住　　棟	石油ﾀﾝｸ（130基，総容量 150万kℓ）のヤード
土質の特徴	・埋　土　　N=10前後　層厚 3m ・浚渫土　　N= 0～3　層厚 5m ・沖積層（シルト質砂）N= 0～ 2　層厚 10m ・沖積層（シルト）　N= 0～ 4　層厚 25m	・埋立て層　　N=10前後　層厚 5～10m ・旧海底砂層　N=10～30　層厚 5～10m ・沖積粘土層　　層厚 30m
液状化対策工法・規模	工　　法 団地全体の 3/4の住棟について，サンドコンパクションパイル工法を実施 規　　模 φ 700，ℓ=14m，三角形配置，ピッチ 2m	地下水位低下工法 ・止水壁の築造 （厚さ80cm，深さ15m，延長2,400m） ・対　象　26万m² ・ディープウェル（径60cm，深さ21m）
維持管理	特に記述はない	・ウェル内に溜まる細粒子砂の洗浄 ・ポンプの整備 ・水位観測

(2) 新規埋立地

東京都に対して、今後の埋立計画において液状化対策としてどんな考えを持っているかをヒアリングした結果の要旨を以下に示す。

① 東京湾周辺の新規埋立計画については、液状化しない埋立材料を使用する予定である。

② 埋立地盤の液状化問題について

- 昭和62年と平成 2年に液状化マップを発表した。
- 埋立地盤の液状化対策は各構造物毎に実施している。

・液状化に伴う永久変位を心配している。

③ そ の 他

・陸上の埋立地に対しても対策を考える必要がある。

・港湾では緊急用としての護岸の安全性が求められている。

次に千葉県が計画している市川二期計画の埋立地に関する資料を調査したが、特に液状化対策として考えられている事項は見当たらなかった。

7.4.4 調査のまとめ

既存埋立地と新規埋立地を調査の対象として、どのような液状化対策が実施されているか、あるいは計画されているかを調べた結果、以下の点が明らかになった。

(1) 既存埋立地では

① 液状化対策は、各自治体によってかなり精力的に実施されている。

② 液状化対策の考え方に対しては、各施工体がかなりの自由度を持っている。

③ 個々の構造物毎に対処したという例が多い。

④ 対策工としては、サンドコンパクションパイルを採用した例が多い。

⑤ 基礎工そのもの（例えば杭）で対処したという例も多い。

⑥ 7.1.2で定義したいわゆる広域的エリアに対して実施された例は1つだけ（東燃㈱川崎工場の場合）である。

(2) 新規埋立地では

① 埋立材料を工夫する考え方が今後の主流を占めそうである。

② 個々の構造物毎に対処する例がやはり多そうである。

以上の結果より7.4.1の調査目的で述べた目的①（テーマ設定の材料とする）に対しては、各施工体が液状化対策の考え方にかなりの自由度を持っていることから、あるモデル地区を選んで2～3種類の対策工法をあてはめてみるケーススタディ的な作業を行うのが効果的であると思われる。

目的②（対策工法のヒントをつかむ）に対しては、地下水位低下工法が対策工法としてかなり有力であると思われる。

（竹中土木）

参考文献

1) 青木 功：葛西沖団地における地盤の液状化とその対策，基礎工，vol.12，No.7，pp.55～58，1984.

2) 土質工学会編：液状化の調査・設計から施工まで，pp.294～298，1993.

7.5　広域的地盤調査方法の調査

7.5.1　調査の目的

現在、液状化を対象とした地盤調査によく用いられている調査方法は、ボーリングによる標準貫入試験などの現場調査と、動的三軸試験などの室内試験である。標準貫入試験によるN値から地盤の液状化抵抗を間接的（相対密度、有効上載圧、平均粒径）に判定する方法については、N値が30cm貫入するのに必要な打撃回数で定義されることから、通常1mピッチで測定されるために測定間隔がやや粗すぎるなどの課題が指摘されている。一方、地盤内から不撹乱試料を採取して室内で振動三軸試験を行う方法は、精密ではあるが広域の調査方法としては手間が掛かりすぎると言える。

このように、地盤の液状化に関する調査の中でも広域的地盤調査を対象とする場合には、克服するべき課題が多く残されているのが現状である。

広域的地盤調査方法として有するべき機能および特徴としては、次の点を挙げることができる。
（　）内に、現状を知る目安として、具体的な数値を示した。

① 調査対象面積当たりの調査単価が安い
（砂質土　N値＋ボーリングφ86㎜で34,060円。コーン中型 6,010円、コーン大型10,870円。ただし、三成分コーンではこれらの約2倍程度であるが、それでもN値の約半分の単価である。）[1]

② 調査に要する時間が短い
（砂質土　ボーリング4m／日、コーン10m／日程度）

③ 信頼性および精度が高い
（信頼性は資料の蓄積の多いN値が優位）

④ 地下水位を測ることができる
（標準貫入試験では測定が困難であるのに対し、ピエゾコーンや三成分コーンでは可能）

こうした機能および特徴を有する調査方法を開発するための方向性を探ることが、この「広域的地盤調査方法の調査」の目的である。

7.5.2　調査の対象範囲

既往の地盤調査方法としては、物理探査方法、サウンディング、サンプリングなどに多くの方法が考案され、実用化されてきた。各調査方法とその特徴をまとめて表－7.5.1[1]に示す。表に示されたサウンディング方法の内、液状化に関する地盤調査方法は、対象地盤が砂地盤であることを考え合わせると、標準貫入試験のようなチューブ形動貫入試験とダッチコーンを代表とする静的および動的コーン貫入試験に絞られる。

表－7.5.1　既往の地盤調査方法の種類と特徴（力学特性試験を中心として）[1]

分類		調査法	測定する物理現象	得られる測定値	得られる地盤情報	適応土質 粘土	砂	砂レキ	軟岩	大深度に適用するときの問題点
物理探査法	物理探査（地表）	地震探査、等	弾性波動、等	弾性波速度、等						かなりマクロな情報しか得られない
	孔内探査（物理検層）	速度検層、等	弾性波動、等	弾性波速度、等	Vp、等					他の調査法と併用となる
サウンディング	チューブ形動貫入	標準貫入試験	打撃貫入	N	(Dr, φ…)	○	○	△	×	深さ30～40m以上は信頼性が十分でない
		大型貫入試験	〃	Nd	(Dr, φ…)	○	○	△	×	
	コーン形動貫入	動的コーン貫入試験（鉄研式）	打撃貫入	Nd	(Nd≒1～2N)	○	○	△	×	<15m
		オートマチック・ラムサウンディング	打撃貫入	Nd	(Nd≒N)	○	○	△	×	周面摩擦の影響が大きくなる
	静貫入	ポータブルコーン貫入試験	静的貫入	q_c	q_u	○	△	×	×	貫入能力が低い
		ダッチコーン貫入試験	静的貫入	q_c, f_s	q_u(, N)	○	○	×	×	貫入能力が低い
		スウェーデン式サウンディング	静的回転貫入	Nsw	(N)	○	○	×	×	貫入能力が低い
		三成分コーン貫入試験	静的貫入	q_c, f_s, u	q_u,(土質, RI…)	○	○	×	×	貫入能力が低い
	ベーン	簡易ベーン試験	回転せん断	M	τ	○	×	×	×	不適
		ベーン試験	回転せん断	M	τ	○	×	×	×	
	引抜き	イスキメーター試験	引抜きせん断	q_i	q_u	○	×	×	×	不適
	原位置試験（孔内試験）	孔内載荷試験	内圧膨張	P～⊿v/v	E, τf	○	○	△	○	削孔法，データの解釈
		孔壁せん断試験	孔壁せん断	T	τf	○	△	×	○	同上
		フラットダイラトメータ	膨張変形	圧力～変形	(Ko, E…)	○	○	×	×	データの解釈、貫入能力
		ラテラルコーン	静的貫入	q_p	q_u	○	△	×	△	データの解釈、貫入能力
		Koステッププレード	静的貫入・内圧膨張	圧力～変形	(Ko, E, φ…)	○	△	×	×	同上
サンプリング		ツイストサンプラー				N<15～20				注）左欄のN値は砂質土を想定した場合の値
		固定ピストン式三重管サンプラー				N<5～10				
		固定ピストン式シンウォールサンプラー				砂質土(N<15)				
						粘性土(N<3～4)				
		デニソン型サンプラー				硬質粘土(N<20～30)				
		トリプルチューブサンプラー				N<50以上				
		ロータリータイプサンドサンプラー				N<15				
		改良ピショップ式サンプラー				N<20				
		大口径サンドサンプラー				N<10				
		凍結法によるサンドサンプリング				F.C<10%				
		ロータリーフォイルサンプラー				N<50以上（砂・砂礫可）				

※（ ）：経験的な値

したがって、広域的地盤調査方法としては次の方法が考えられる。なお、ここでは一般的に精度が高いと考えられるものから順に示す。これは対象とする地盤の単位面積当たりあるいは単位体積当たりの費用が高いものの順になっている。また、（ ）内に、それぞれの方法の特徴を簡単に記載する。

① ボーリング＋不撹乱試料採取＋振動三軸試験（R_l）

（一般的に砂地盤からの不撹乱試料の採取は困難を伴う。しかも振動三軸試験に供する均質でしかも地盤を代表するような試料を揃えることが難しく、加えて、１点当たりの費用が高いので調査点数を多くとることが難しいため、結果の解釈に高度な技術を必要とする。）

② ボーリング＋標準貫入試験（N値）＋粒度（D_{50}）

（液状化に関する最も一般的な調査方法である。最も広く行われていると共に、実際の地震による被災状況に関する記録が豊富である。N値が30cm貫入するのに必要な打撃回数で定義され、通常は１ｍピッチで測定されるため測定間隔がやや粗く、細やかな土層の変化を表現できない。）

③ 静的コーン貫入試験（q_c, q_t）〔動的コーン貫入試験、振動式貫入試験も含む〕

（直接の実績があるのは、新潟地震(1964)、日本海中部地震(1983)、中国の唐山地震(1976)がある程度と少ない。静的貫入では、地盤の途中の深さに固い層があった場合に貫入が困難になる場合があり、補助工法を必要とする。先端貫入抵抗q_cや水圧補正を行ったq_tの値を深い基礎の先端支持力と考えれば、物理的に明確な意味付けができる。更に、三成分コーン試験は、１cm毎に貫入抵抗ばかりでなく間隙水圧や周面摩擦抵抗も測定でき、近年、普及してきている。）

④ 地盤振動解析[3]（G_0, v）、人工衛星を使ったリモートセンシング など

（広域の調査方法として将来的には利用可能と考えられるが、実績や精度の面で裏付けられていない。）

次に、これらの方法の特質を前項に示した項目について定性的に評価した結果を、表－7.5.2に示す。ただし、調査の対象となる地盤は地下水位が浅い砂質地盤で、深さで０～２０ｍ、N値で２０（コーン貫入抵抗q_cで100kgf／cm²，押し込み力１tf）以下の比較的緩く堆積した地盤を対象と考えることとした。ただし、途中固い層を抜く必要があればこれに対応する必要があるものとした。

表－7.5.2に示した①～④の各方法にはそれぞれ特色があるが、広域を対象とした場合には現時点で評価すれば、振動三軸試験や地盤振動解析の評価は相対的に低い。一方、標準貫入試験の評価は高いが、コ

表－7.5.2 広域を対象として地盤の液状化抵抗を測定する調査方法の評価

	調査費用と時間	信頼性	細やかさ	地下水位等情報
①不撹乱試料採取＋振動三軸試験	×	○	△	○
②標準貫入試験＋粒度試験	△	◎	○	○
③静的コーン貫入試験〔動的も含む〕	○	○	◎	○
④地盤振動解析（G_0, v）	◎	△	△	△

ーン貫入試験の評価は更に高いと判断される。このことは、次項で示す液状化調査への三成分コーン貫入試験機の適用の研究が、近年、精力的に行われていることからも知ることができる。

7.5.3　調査結果

前項で、広域地盤を対象とする調査方法として考えられるものが、必要なまたは望まれる条件をどの程度満足しているかを検討したが、本項では実際に採用される可能性が高いものとして、水圧を測れるタイプの静的コーン貫入試験（ピエゾコーンおよび三成分コーン）を取り上げ、個々の項目毎に検討することにする。

(1)　N値とコーン貫入抵抗の関係

従来、砂地盤の液状化強度は、道路橋示方書に示された方法のように標準貫入試験によって推定することが多かった。わが国の現状では、道路橋示方書を始め、次に示す全ての設計基準またはそれに準ずるもので、液状化抵抗の評価に標準貫入試験で得られるN値またはそれを補正した値を用いている。

①道路橋示方書・同解説

②共同溝設計指針

③建築基礎構造設計指針

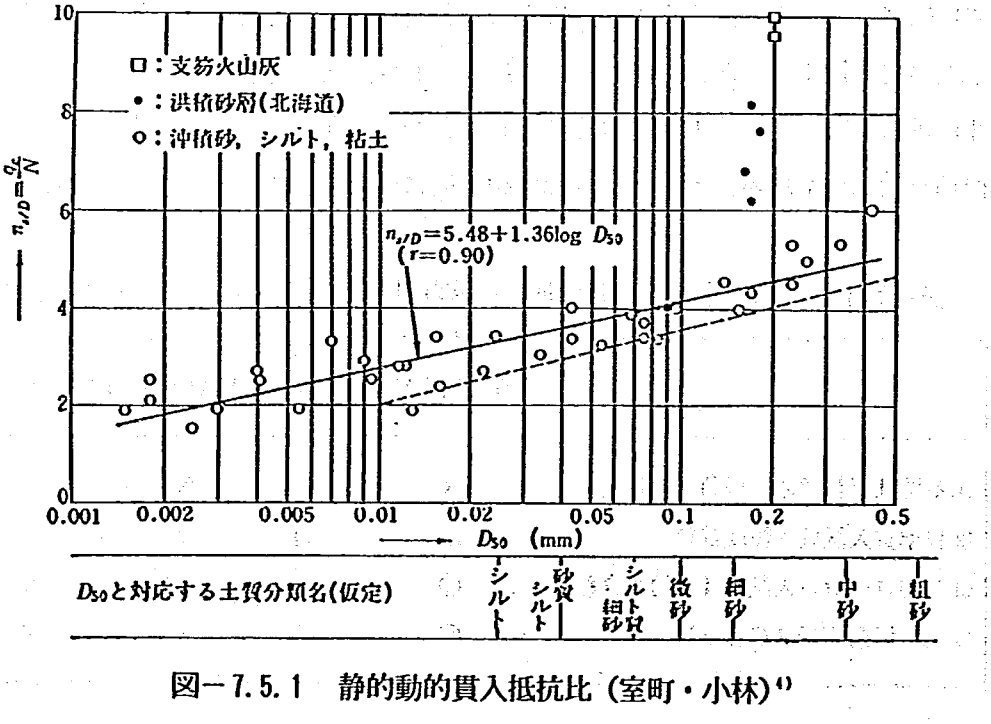
④港湾の施設の技術上の基準・同解説

⑤原子力発電所耐震設計技術指針　　など

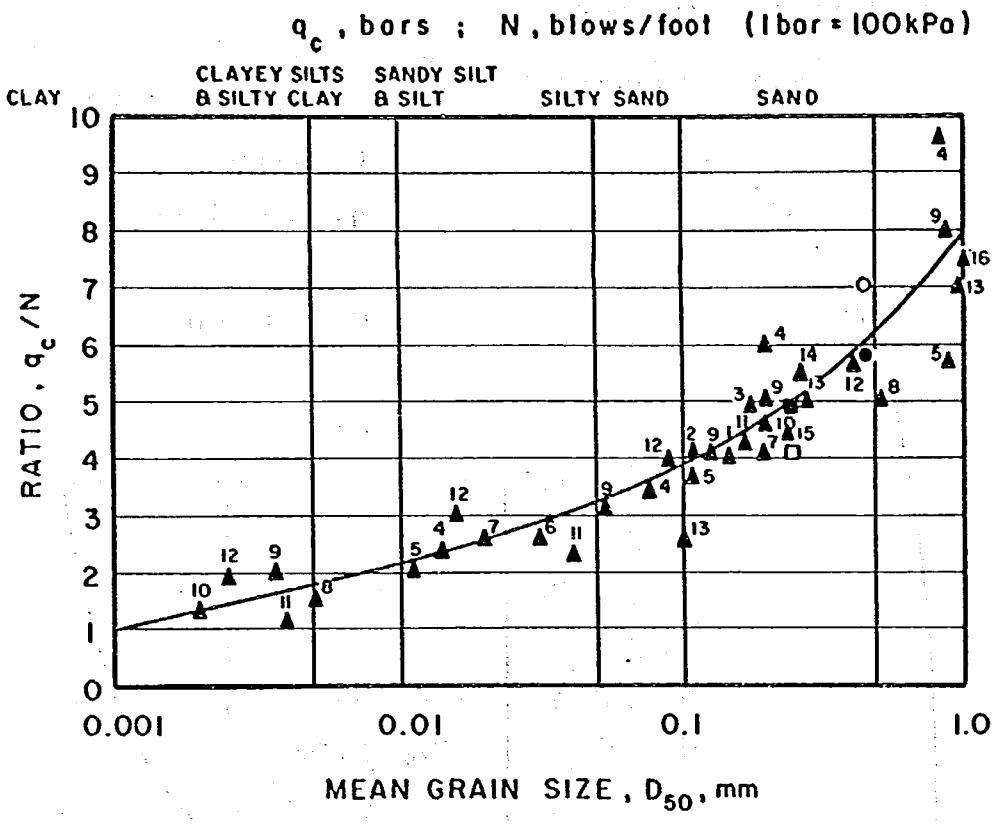
一方、N値とq_cの間には比例関係が認められており、その比例係数は平均粒径D_{50}の関数として表されるのが一般的である。その例を図－7.5.1[1]や図－7.5.2[5]に示す。

これらの図によれば、液状化の主な対象となる砂層では、概ね次の関係が見られる。

$$q_c = (4 \sim 6) \cdot N \cdots\cdots (7.5.1)$$



図－7.5.1　静的動的貫入抵抗比（室町・小林）[1]



図－7.5.2　q_c／Nと平均粒径の関係 (Robertson et al.)[5]

すなわち、コーン貫入抵抗とN値の間にこうした関係があれば、現在多くの基準で示されている「地盤の液状化抵抗とN値の関係」を用いて、コーン貫入抵抗から地盤の液状化抵抗をN値を介して間接的に評価することができる。しかしながら、今後はコーン貫入抵抗と地盤の液状化抵抗の間の直接的な関係が確立されるべきであろう。

(2) 液状化強度の評価

より簡易にあるいはより細やかに液状化強度を調べる手法として、コーン貫入試験方法の研究が行われてきた。その一例として、Robertsonら[6]が提示した液状化抵抗と補正した貫入抵抗Q_cの関係を図－7.5.3に示す。

この他に、周神根ら[7]の判定法が提案されている。1976年の唐山地震の際には、中国の広い地域で液状化が生じた。唐山地震後、鉄道部の研究院と設計院は被災地域で広範な調査、試験、研究を行った。その中で、コーン貫入試験を液状化現象が生じた区域および生じなかった区域で行った。そのデータが次の前提の下で整理された。

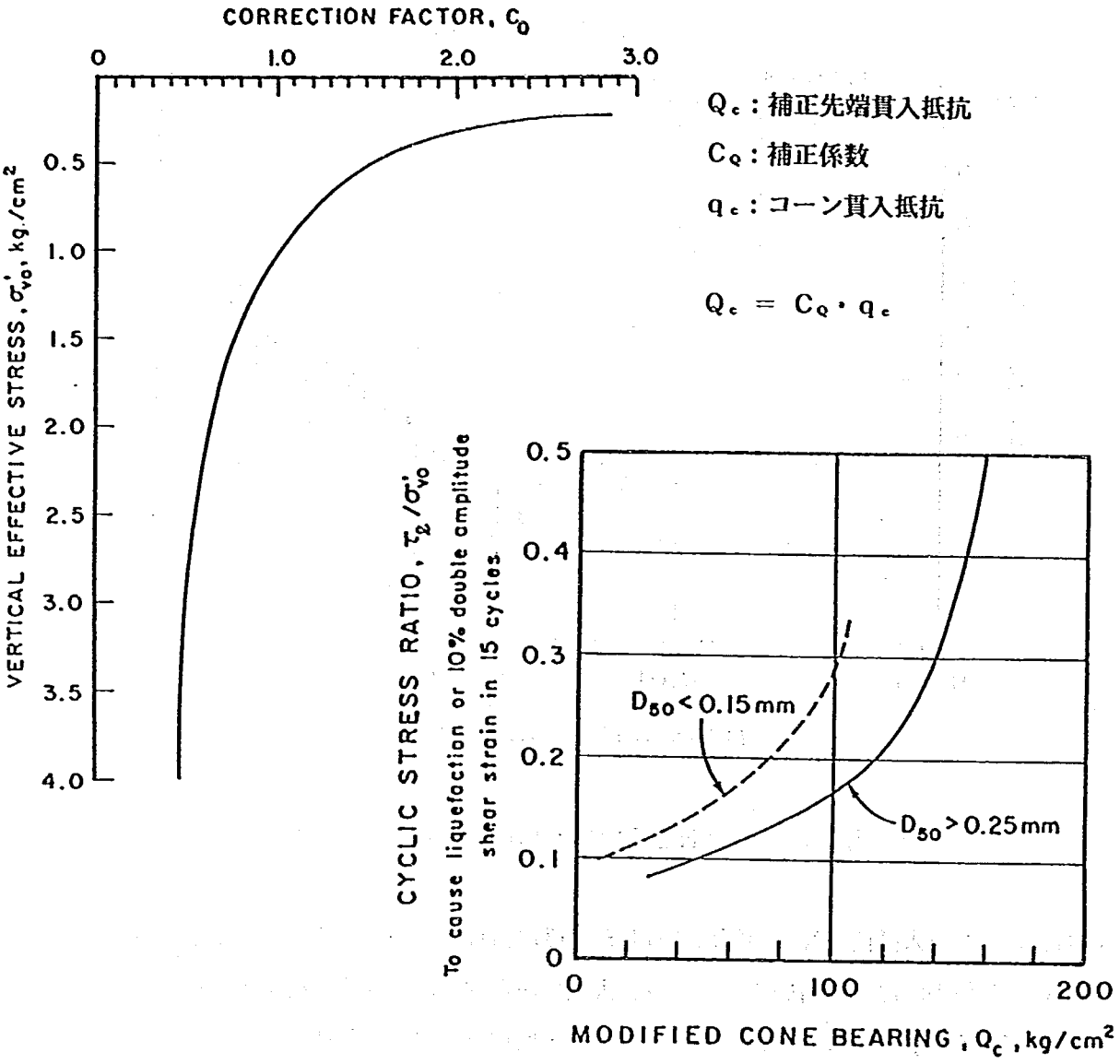
① 軟弱層と硬い層の間の影響を考慮する。

② 平均値をその砂層の貫入抵抗とする。

③ 薄い砂層（厚さ＜0.8～1.0m）に対して最大値を用いる。

④ その砂層が液状化したかどうかを確認することが難しい場合にはデータは使わない。

その結果、地盤の液状化抵抗を評価する次の判定式が提案された。すなわち、限界値 P_s' よりも測定



図－7.5.3　提案された補正先端貫入抵抗と液状化強度（Robertsonら）[6]

された P_s 値が小さいときは液状化が生じると判定される。

$$P_s' = P_{s0} \cdot [1-0.065(d_w-2)] \cdot [1-0.05(H_0-2)] \quad \cdots\cdots (7.5.2)$$

$$= P_{s0} \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_2$$

ここで、d_w ：地表面からの地下水面の深度（m）

H_0 ：砂層上の粘性土の土層の厚さ、深い基礎の場合 $\alpha_2 = 1$

P_{s0} ：d_w=2m、H_0=3m時の限界コーン貫入抵抗（kgf/cm²）（次表より決定する）。

中国震度階 （日本震度階）	7 (4.5)	8 (5)	9 (6)
P_{s0}	50～60	115～130	180～200

ただし、この式はきれいな砂に適用されることに注意する必要がある。もし砂層に多量の細粒分が混入している場合、この式を補正しなければならない。つまり、限界値 P_s' を細粒分の増加に対して減少させてから用いる必要がある。

わが国では、柴田・Teparaksa[8),9),10),11)]が、コーン貫入抵抗値 q_c に有効土被り圧に関する補正を行った値 q_{c1} を用いて、地盤の液状化抵抗 $(\tau/\sigma'_o)_1$ を次式で示している。

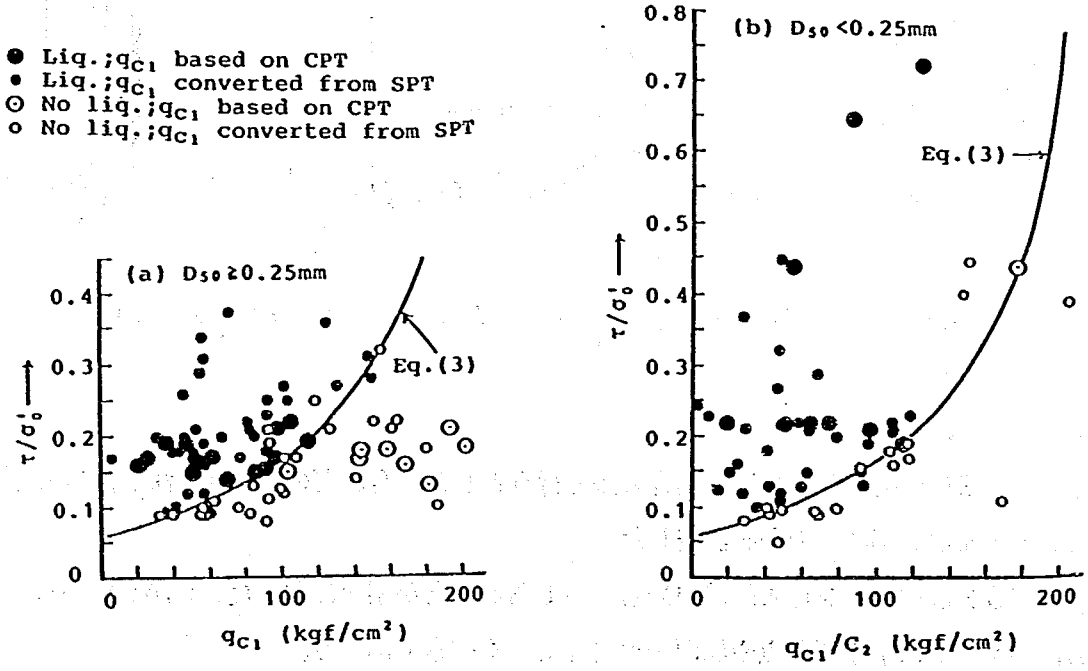
$$(\tau/\sigma'_o)_1 = 0.1+0.2\ \{(q_{c1}/c_2)-50\}\ /\ \{250-(q_{c1}/c_2)\} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (7.5.3)$$

ただし、$q_{c1}=c_1\cdot q_c=1.7/(\sigma'_o+0.7)\cdot q_c$、

$c_2 = 1.0 \quad (D_{50}\geqq 0.25\text{mm})$

$= D_{50}/0.25 \quad (D_{50}<0.25\text{mm})$

を示している。上記の(7.5.3) 式で表される液状化と非液状化を区別するラインは、図－7.5.4に示すように実測結果をよく表現していると言える。



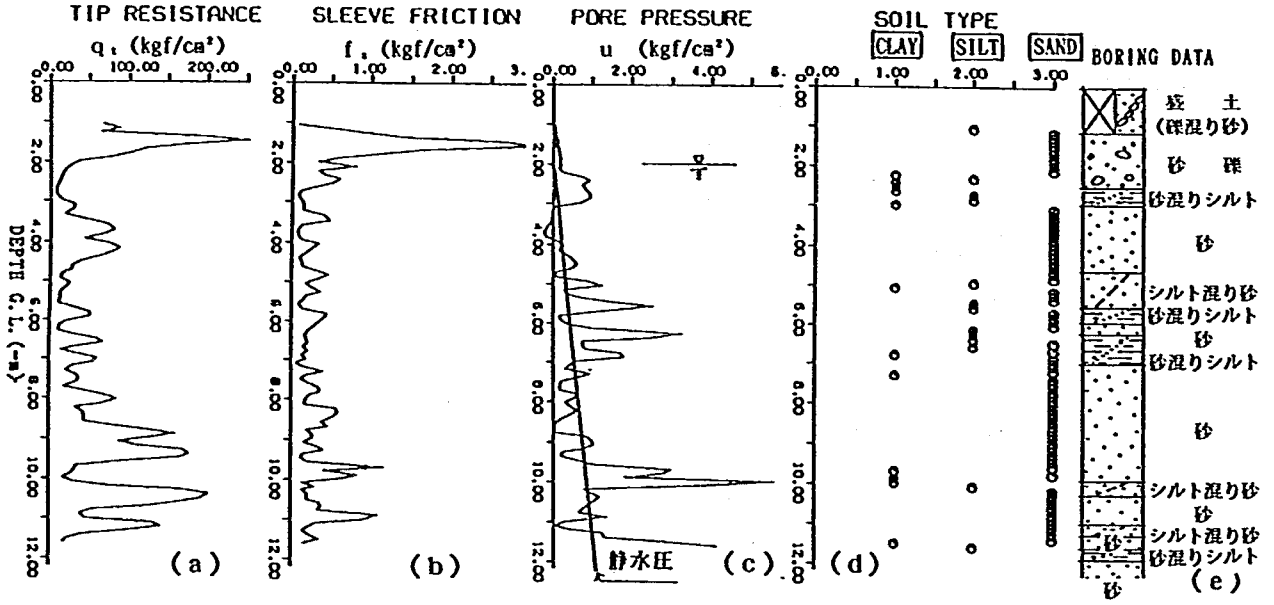
図－7.5.4　地震挙動から推定した地盤の液状化抵抗とコーン貫入抵抗の関係（柴田・Teparaksa）[11)]

以上、静的コーン貫入試験から液状化抵抗を直接評価する3つの方法を示した。いずれも、既に一般的に用いられているコーン貫入試験機を用いたものであるが、更に、先端部にバイブレータを取り付けた特製の振動式貫入試験機による実験結果も報告されている[12),13),14)]。これら一連の研究では、静的な貫入試験結果とこの動的な貫入試験結果との差異に着目して、地盤の液状化抵抗を評価する方法の検討が進められているが、次に示す土層判定や静的な貫入抵抗が不足する場合の補助手段としても有効と思われる。こうした特別な装置が広域の地盤調査で必要になる可能性も考えられる。

(3)　土層の判定

地盤液状化抵抗の調査方法として三成分コーン貫入試験機を採用する場合、1つの弱点は土層の判別およびその平均粒径を直接測定できないことであった。

しかしながら、岩崎ら[15]によれば、三成分コーン貫入試験機による方法は「簡便で素早くしかも安価に行なえ、加えて土質判別まで行なえる可能性があり有望視されている」。このことは、ファジー手法を用いたプラダンテージ[16]による研究で明らかになってきた。その一例を図－7.5.5に示す。今後、こうした成果を地盤の液状化抵抗の評価に利用することが望まれる。



図－7.5.5　三成分コーン貫入試験データと推定断面（プラダンテージ）[16]

7.5.4　調査のまとめ

広域の地盤の液状化抵抗を既存の地盤調査方法で行うとした場合、どのような方法が適当であるのか、また課題としてどんな点があるのかを調査した。

その結果、三成分静的コーン貫入試験が最も有望であることが明かになった。しかしながら、今後更にこの調査方法がもつ次に示す問題点や課題を検討してゆくべきであろう。

① q_cから直接、液状化抵抗（F_L値）を推定する方法
（当面は実際の地震被害調査実績に優る標準貫入試験N値に関しても調査する必要がある）

② 貫入力不足の際の対応策
（ラムサウンダーが使えるように三成分コーン貫入試験機の先端部を強化するなどが考えられる）

③ 地下水位の測定方法
（既往の地下水位の測定結果などから必要な放置時間の算定方法を整備する）

④ 砂の過圧密比の推定方法

⑤ 砂地盤の土質定数（静止土圧係数K、圧密係数c_v、圧縮指数C_c、内部摩擦角ϕ'）の評価方法

⑥ グラウトなど改良土の評価方法

⑦ 最近の地震調査（釧路沖地震など）の成果を盛り込む

（東亜建設工業）

参考文献

1）建設物価調査会：月刊建設物価（平成４年１２月号），p. 800, 1992

2）建設省：地下空間の利用技術の開発報告書、第４編地下土木構造物の建設技術の開発，p. 30, 1992

3）時松孝次・桑山晋一：レーリー波探査を用いた液状化危険度予測、土と基礎、Vol. 38, No. 6, pp. 15-20, 1990

4）室町忠彦・小林精二：q_c/N値の粒度による変化の実測例について、サウンディングシンポジウム発表論文集，pp. 151-154, 1980

5）Robertson, R. K., Campanella, R. G. and Wightman, A. : SPT-CPT Correlations, ASCB, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 109, No. 11, pp. 1449-1459, 1983

6）Robertson, R. K. and Campanella, R. G. : Liquefaction Potential of Sands Using the CPT, ASCB, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 111, No. 3, pp. 384-403, 1985

7）周神根：中国における鉄道工事の分野でのコーン貫入試験の応用、土と基礎、Vol. 36, No. 8, pp. 54-58, 1988

8）Teparaksa W. : Use and Application of Penetaration to Assess Liquefaction Potential of Soils, A Dissertation Submitted for the Degree of Doctor of Engineering, Kyoto University, p. 190, 1987

9）柴田　徹：砂地盤の液状化とコーン貫入抵抗、第２０回土質工学研究発表会，Vol. 1, pp. 565-568, 1985

10）柴田　徹・Teparaksa ：砂地盤の液状化とコーン貫入抵抗（続報）、第２１回土質工学研究発表会，Vol. 1, pp. 833-836, 1986

11）柴田　徹・Teparaksa：砂質土のコーン貫入抵抗と三軸液状化強度、第２２回土質工学研究発表会，Vol. 1, pp. 587-590, 1986

12）佐々木　康・古賀　泰之・小笠原　久：液状化調査法としての振動式貫入試験機の開発、第１７回土質工学研究発表会，Vol. 2, pp. 1657-1660, 1982

13）佐々木　康・伊藤　良弘・小笠原　久：振動式貫入試験機による原位置試験例、第１８回土質工学研究発表会，Vol. 1, pp. 613-614, 1983

14）佐々木　康・伊藤　良弘・島津多賀夫：振動式貫入試験結果と原位置液状化強度の関係について、第２０回土質工学研究発表会，Vol. 1, pp. 569-570, 1985

15）岩崎公俊・土谷　尚・安田　進・龍岡文夫・佐藤剛司：コーン貫入試験による液状化判定のための基礎実験、第２１回土質工学研究発表会、Vol. 1, pp. 35-38, 1986

16）プラダン　テージ　B. S. : Fuzzy手法を用いた三成分コーン結果による土質判別、土木学会第４６回年次学術講演会，第３部，pp. 660-661, 1991

7.6　広域的地盤対策工法の調査

7.6.1　調査の目的

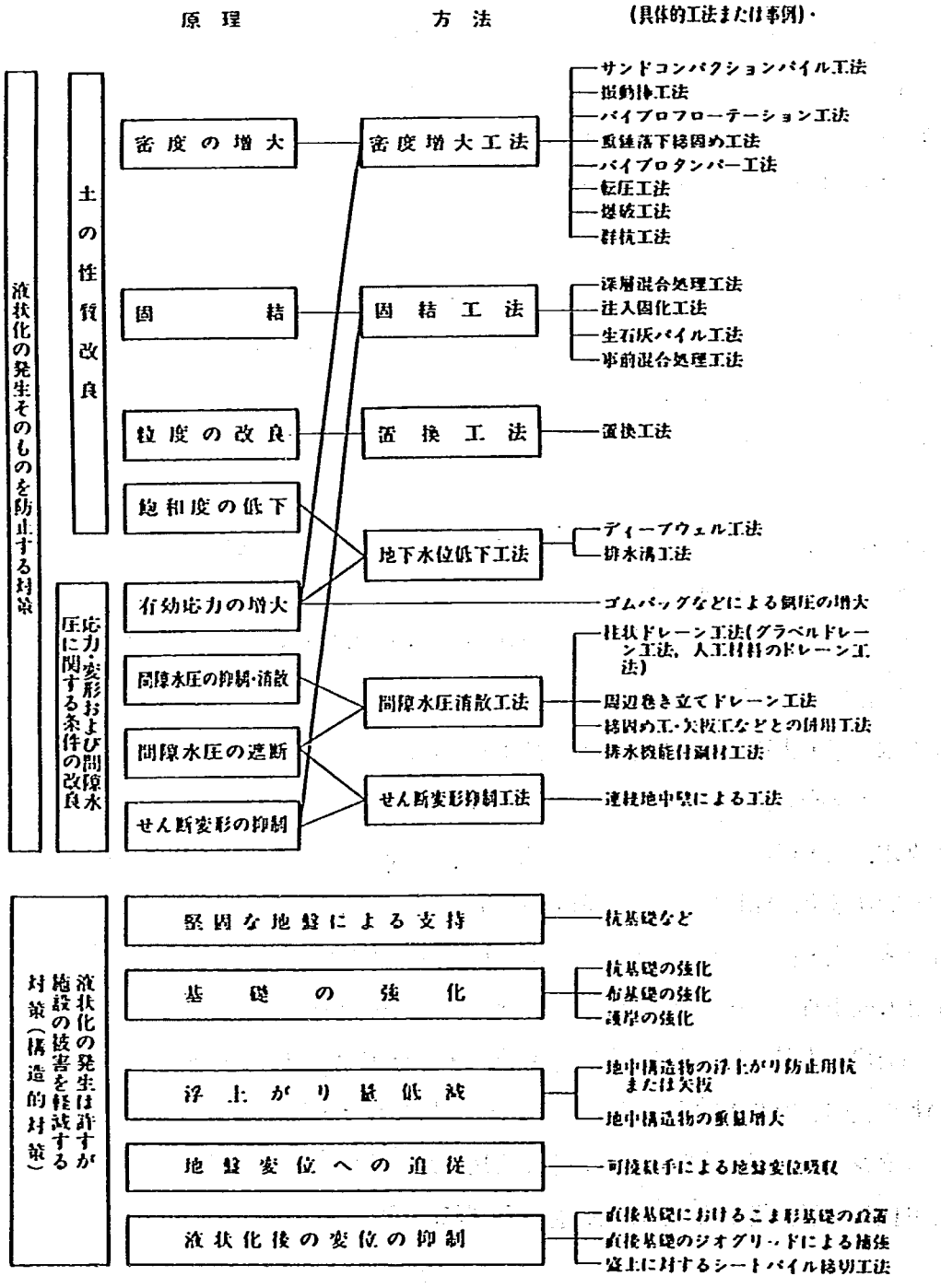
緩い砂地盤の液状化対策として現在取り上げられている考え方は、大別して

(1)　液状化そのものを発生しないように地盤になんらかの処置をする

(2)　液状化の発生は許すが、被害が発生しないように構造物側で対処する

であり、それぞれ図－7.6.1に示すような原理に基づく対策工法が研究開発、適用されている[1]。

しかし、民家やビル、橋、道路などの地上構造物、下水処理場や地下駐車場、共同溝、地中埋設物など



図－7.6.1　液状化対策の原理と方法[1]

の地中構造物がある領域内に共存する都市部、さらには陸上あるいは海上埋め立て地などの広域的地盤を対象とする工法といった観点からの報告は見当たらないのが現状である。

都市防災地震対策としての液状化対策は、こういった既設あるいは新設の重要構造物が地価の高い地域に密集、錯綜する場所での対策となる。また、日本の大都市はほとんどが河川堆積あるいは海岸埋め立てされた跡地に発展しており、さらに大都市近郊においては、今後新規埋め立て地盤もますます増加の傾向にある。そしてこれらはいずれも液状化しやすい地盤でなりたっており、都市防災上きわめて憂慮され早急な対策が求められている地域である。

このように、広域な軟弱地盤を一括して、しかも安く対策のできる液状化対策工法が求められていることから、ここではまず既往の液状化対策工法の現状について調査するとともに、その主旨に適合する工法の絞り込みと、今後の新規工法開発のための研究課題を探ることを目的として調査を実施した。

7.6.2 調査の対象範囲

調査の対象は、本共同研究が耐震地盤対策を目的としたものであるから、前出の構造物による対策法については除外することとし、以下の事項について調査した。なお、調査に当たっては、特に広域に限定しないものとし、広域への適用性は別途評価、検討することとした。

①特許情報による調査

②文献・資料による調査

③共同研究参加各社の対策工法に対するアンケート調査

7.6.3 調査結果

(1) 特許情報から見た液状化対策法と広域への適用性検討

液状化対策工法に対する現状調査の手段として、まず特許情報について検索した。
検索の理論式は、 （液状化）×［（地盤）＋（地中）］ であり、（財）日本特許情報機構（Ｊａｐｉｏ）からの公開特許の回答件数は１７５件であった。

表－7.6.1は、これらの特許の「目的」として記載されている趣旨をもとに分類したものである。

本共同研究で検討対象としている対液状化地盤対策（ａ～ｆ）については１２７件であり、この内、応力・変形および間隙水圧に関する条件の改良が９３件（７３％）、土の性質改良に関するものが３４件（２７％）であった。

工種別では、ドレーンや排水機能付き杭構造を利用するものが７３件（５７％）と圧倒的に多く、次いで固化・注入工法の２５件（２０％）、地下水位低下工法の１１件（９％）の順であった。

これらの中で、興味深いものをいくつか列挙すると以下のとおりである。

・地震発生時にチューブ内の空気または水を排出して減圧をはかる

・可とう性の止水壁で囲み、過剰水圧による水の出入りを防止する

・地盤に挿入したパイプから空気を圧入して不飽和地盤とする

・地盤中に高減衰性弾性体を注入、造成するとともに、地下水位低下をはかる

・ジオテキスタイルを地盤中に挿入し、剛性を高める
・生石灰やセメントなどの膨張性材料を地盤中に層状に造成する
・地震時に水圧の変化を察知して、即座に揚水装置を作動させて水圧を低下させる
・地震時に発生する上部帯水層の過剰水圧を下部帯水層に導く

表－7.6.1　液状化対策法に関する特許件数の分類（全175件）

A．土の性質改良（地盤改良）	
a．密度増大工法	7件
b．固結工法、注入工法	25件
c．置換工法	2件
B．応力・変形および間隙水圧に関する条件の改良	
d．地下水位低下工法、有効応力増大工法	11件
e．間隙水圧消散工法、減圧対策工法	73件
f．せん断変形抑制工法	9件
C．構造物的対策	15件
D．液状化予測方法、調査法、装置など	33件

こういった特許情報は、個々には特に広域地盤対策といった用語では示されてはいないが、本共同研究の広域地盤対策を検討してゆく上での示唆を与えてくれるものであり参考となる。

(2)　文献・資料による液状化対策法と広域への適用性検討

液状化のメカニズムや調査、予測手法に関する文献・資料は多数あるが[2)・3)・4)]、液状化対策工法の広域での適用性や被災時の耐震効果についての実績を示したものは少ない。

現在実用化されている液状化対策工法の概要や特徴、さらに選定にあたっての留意事項、現状の実績調査などについては例えば文献－1)に詳しく示されている。

現時点での液状化対策工法の概要と特徴については、文献－1)中の液状化対策工法の一覧表にまとめられている。

ところで文献－1)では、”広域地盤対策としての適用性”といった観点では述べられていないが、広大な埋立地や干拓地を一括処理して成功した例（神戸港六甲アイランド埋立地での事前混合処理工法、八郎潟干拓地堤防での排水溝工法）や、複数の大型構造物が点在する地盤を一括処理して成功した例（東燃㈱川崎工場タンクヤードの地下水低下工法）が事例として報告されている。

このように、広域対策として一括処理された事例は乏しいが、対象となる適用場所の条件（新設か既設か）、液状化対策効果、改良対象範囲・深さ、経済性、周辺環境への影響などの相違を考慮して、各工法の特徴を生かした適用となっていることがうかがえる。

(3)　共同研究参加各社の対策工法に対するアンケート調査結果

本共同研究に参加する民間側企業は17社である。それぞれに提案する工法の特徴別に6グループに分

表－7.6.2　各対策工法に対するアンケート調査結果

	当工法での実績被災事例の有無	段階的対策レベル設定の可能性	既存構造物対策の可能性	周辺環境への影響	広域への適用事例の有無
グラウト工法	無し	不明	可	有り（水質汚濁）	無し（広域への適用は不経済）
静的締め固め工法	無し	可	可（施工条件による）	有り	無し
深層混合処理工法	無し	可	可（施工条件による）	ほとんど無し	無し（止水壁としての適用・併用）
排水鋼材工法	無し	可	可（施工条件による）	施工法に依存	無し
締め固め工法	有り	可	可（施工条件による）	有り（振動・騒音・変位対策必要）	不明
ドレーン工	有り	可	可	少い	不明（有望の回答）

かれて研究開発が進められいるが、広域対策を検討する場合に当然考えるべき工法である。

そこで、まず各グループに対し、広域対策への適用性に関する認識と現状調査を実施した。表－7.6.2はその結果をまとめたものである。

施工実績と被災事例を結びつけられる工法は、締め固め工法とドレーン工法であり、これまでの施工実績の多さからすれば当然の結果であろう。しかし、広域対策としての事例は無し、あるいは不明と回答されている。また、既設構造物がある場合の対策については、施工条件付きとするものが多く、さらに周辺環境への影響についてもなんらかの影響があることを認識した工法が多く、設計・施工法や管理上の工夫などによって対処する必要のあることがわかった。

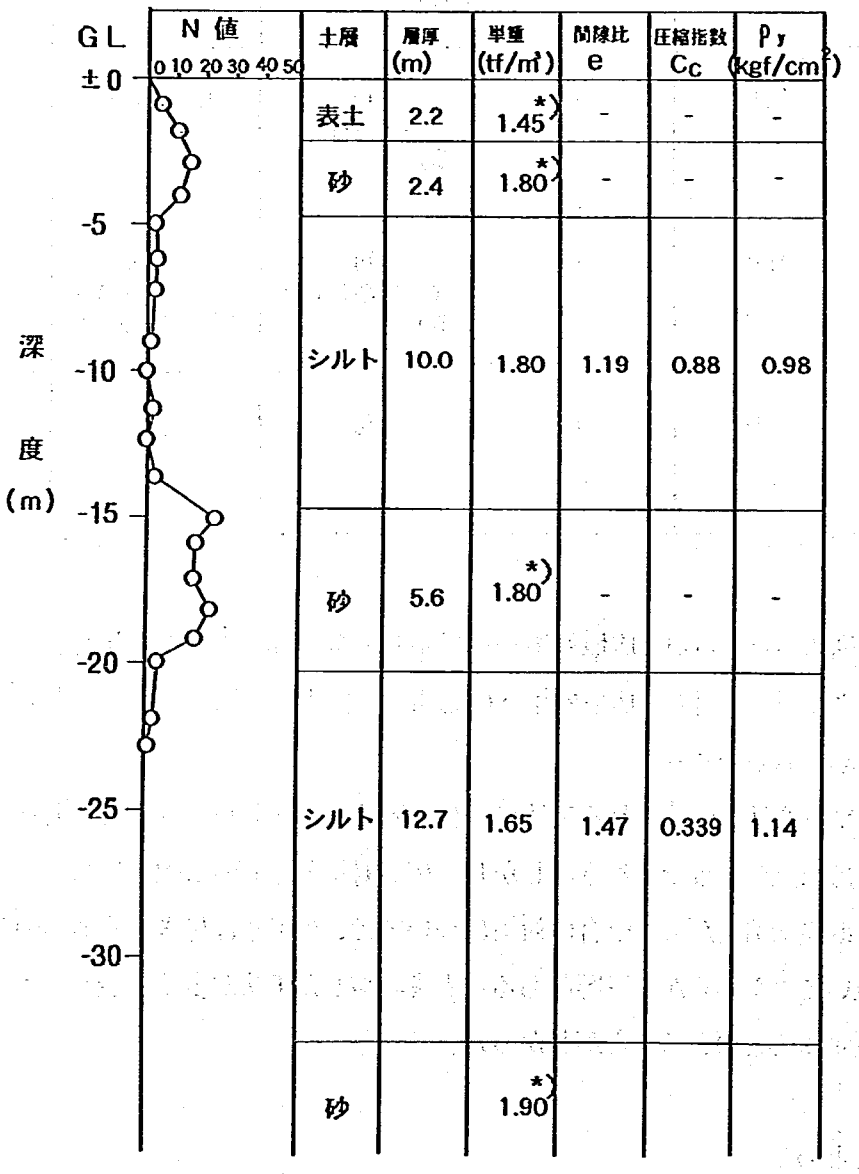
7.6.4　調査のまとめ

液状化対策の原理は、地盤の液状化強度を増加させるか、地盤内の応力・変形に関する条件や間隙水に関する境界条件を液状化しにくいものにすることから成り立っている。

液状化強度については、①高い密度、②液状化しにくい粒土、③安定な土粒子骨格、④低い飽和度、であること、また地盤内の応力・変形および間隙水圧に関しては、⑤速やかな間隙水圧の消散、⑥過剰間隙水圧の不侵入化、⑦せん断応力の液状化抵抗比の増加、⑧せん断変形量の低減　によって液状化しにくい状態に変えることができる。この原理に基づいて、各種対策工法が例えば前出の文献－1）のように研究・開発されている。

広域対策工法を研究開発してゆく上で必要と考えられる適用事例、対象範囲、施工性、経済性、効果、環境への影響、その他問題点について、前節の調査結果とあわせて以下に検討する。

まず、新設埋め立て地盤に対しては、埋め立てと同時に地盤改良を行う事前混合処理工法が有望と考えられる。また、既設の埋め立て地盤に対しても、周辺環境への影響や経済性、効果などを考慮すれば、各工法とも広域での適用は可能であると思われるが、中でもドレーン工法は多種多様なものが提案され、垂直・水平方向の排水機能の付加策として有望な工法と考えられる。



土層	層厚 (m)	単重 (tf/m³)	間隙比 e	圧縮指数 Cc	p_y (kgf/cm²)
表土	2.2	1.45*)	-	-	-
砂	2.4	1.80*)	-	-	-
シルト	10.0	1.80	1.19	0.88	0.98
砂	5.6	1.80*)	-	-	-
シルト	12.7	1.65	1.47	0.339	1.14
砂		1.90*)			

*)推定値

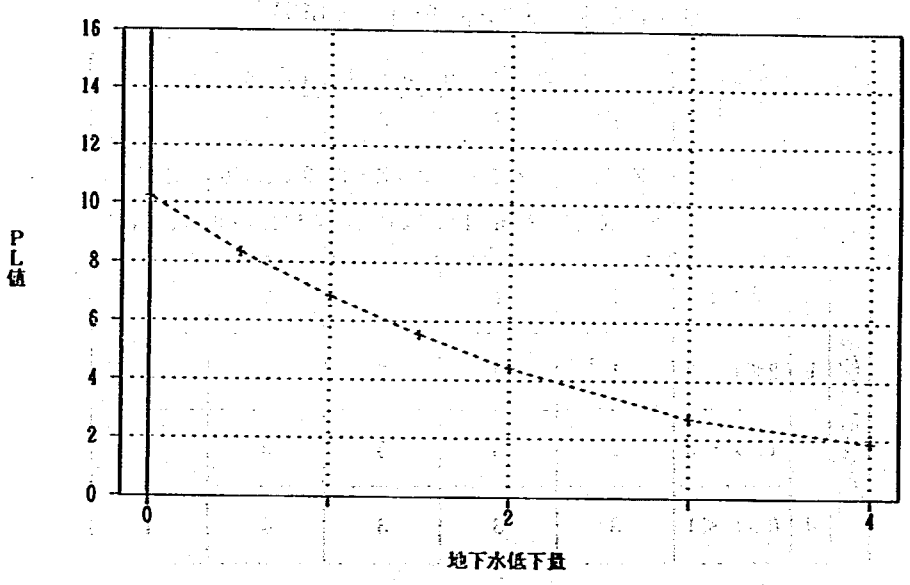
図－7.6.2　地盤条件（江東区）

一方、都市部においては、重要な地上構造物や地中構造物が混在しており、これらの地域を一括処理するための工法については地下水位低下工法が有望と考えられる。

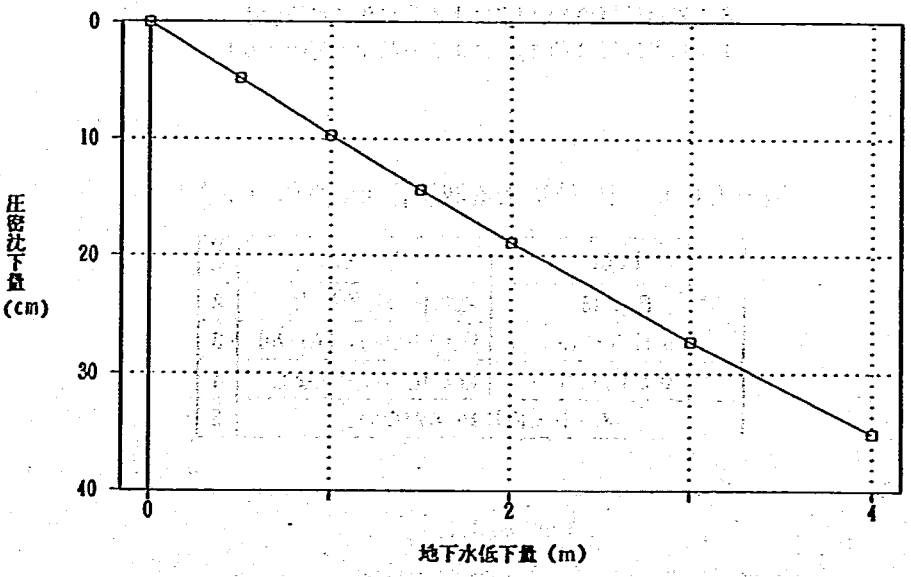
ちなみに、図－7.6.2、図－7.6.3、表－7.6.3～表－7.6.6は江東区のある地盤モデルをもとに、地下水位低下に伴う液状化抵抗率（F_L 値）、液状化抵抗指数（P_L 値）の変化を試算し、その時の液状化判定を行なった一例である。ここでは計算の詳細は省略するが、この例では2m程度の水位低下量でも液状化レベルを相当改善できることがわかる。

このように地下水位低下工法は、広域の液状化対策として極めて有効な工法であるといえるが、同じモデルで試算した図－7.6.4からもいえるように、水位低下に伴う周辺への影響（とくに沈下、水の流向、流速、流量の変化など）についての危惧があるため、この影響評価を十分に考慮した対策検討が必要である。

しかし、こういった地下水位低下に伴う環境影響評価法や防止策（遮水壁との併用策など）についての効果は十分把握されておらず、今後の研究課題である。



図－7.6.3　地下水位低下に伴うP_L値の変化



図－7.6.4　地下水位低下に伴う圧密沈下量の変化

表－7.6.4　F_L値とP_L値による液状化判定結果（関東地震入力）

地下水位低下量（m）	F_L	P_L	判定
0.0	1	3	②
0.5	1	3	②
1.0	1	3	②
1.5	1	3	②
2.0	1	4	③
3.0	1	4	③
4.0	1	4	③

②：液状化の可能性大
③：液状化の可能性いくらかあり
④：液状化の可能性なし

表－7.6.5　表層砂層のF_L判定法[5)]

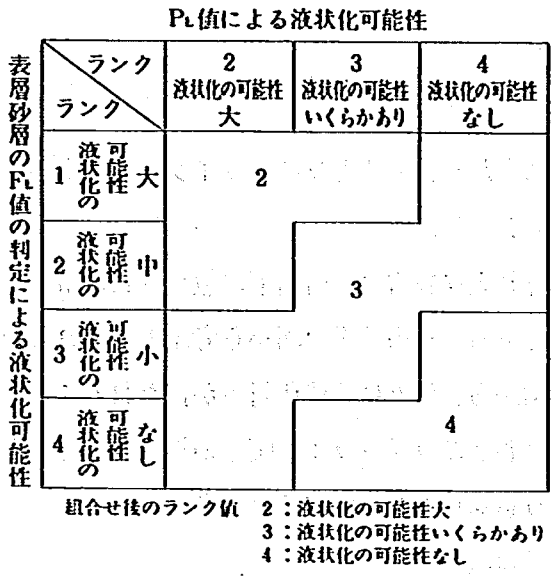
表層砂層厚 ＼ 液状化層の出現深度			$F_L<1.0$, $F_L<0.8$の出現深度Z（m）				
			1	2	3	4	5
			$Z\leqq 3$ $F_L<0.8$	$Z\leqq 3$ $0.8\leqq F_L<1.0$	$3\leqq Z\leqq 6$ $F_L<0.8$	$3<Z\leqq 6$ $0.8\leqq F_L<1.0$	$Z\leqq 6$ $F_L<1.0$
表層砂層の厚さℓ(m)	a	$3\leqq\ell$	1	1	1	2	3
	b	$2\leqq\ell<3$	1	2	2	3	4
	c	$1\leqq\ell<2$	2	3	3	3	4
	d	$0\leqq\ell<1$	3	3	3	4	4

1：表層砂層のF_L判定による液状化の可能性大
2：表層砂層のF_L判定による液状化の可能性中
3：表層砂層のF_L判定による液状化の可能性小
4：表層砂層のF_L判定による液状化の可能性なし

表－7.6.6　P_L値による液状化可能性のランク[5)]

P_L値	区　分	ランク
$P_L\geqq 15$	液状化の可能性大	2
$5\leqq P_L<15$	液状化の可能性いくらかあり	3
$0\leqq P_L<5$	液状化の可能性なし	4
メッシュ内にP_L値がない		5

表－7.6.7　判定結果クロステーブル[5)]



また、広域地盤対策という性格上、液状化の完全防止を目標とするよりも、むしろ地震により各構造物が大災害に至らない程度に現状レベルの改善をはかり、また安価に対処できる工法の研究・開発が求められており、この意味でも水位低下工法の適用性と適用限界を知ることは重要であろう。

（大林組）

参考文献

1). 土質工学会：液状化対策の調査・設計から施工まで，1993，p. 140 ～p. 151

2). 例えば，石原研而：土質動力学の基礎，鹿島出版会，1976

3). 例えば，安田進：液状化の調査から対策工まで，鹿島出版会，1988

4). 例えば，吉見吉昭：砂地盤の液状化（第2版），技報堂出版，1991

5). 東京都土木技術研究所:東京低地の液状化予測，1987, p. 113, p. 174

7.7　研究課題および研究計画

7.7.1　今年度の研究のまとめと課題

(1)　地震被害事例の調査

広域的な液状化対策を考えるに当たり、道路とライフライン施設を中心に過去の地盤被害の特徴、被害形態を把握することを目的として調査した。

道路およびライフライン関連で甚大な被害は、道路下に敷設された暗渠や管渠が液状化によって浮き上がったり、沈下したりする被害である。都市防災の面から考えて、これらの被害を防ぐ必要がある。特に、ガス管や水道管などは経済的理由から、個々に液状化対策が打たれることは少ない。従って、広域的にこれらの施設を一括して対策し道路およびライフライン関連の施設を守ることは、緊急道路、避難路などの確保、また都市生活の確保という意味からも重要なことである。

(2)　大都市域の地震危険度マップの調査

我国の大都市においてどの程度の地震危険度調査が行われているか、液状化危険度の高い地域はどこかを把握し、広域的対策の対象とするモデル地区を選定することを目的として調査した。

今回の調査範囲では東京における地震危険度マップが最も充実していた。東京都の場合、葛飾区、足立区、墨田区、台東区、江戸川区、江東区などは液状化危険度が高い。また、これらの地域は、住宅などが密集し各々の構造物に対して液状化対策を実施することは不可能と思われる。従って、広域的液状化対策を考える範囲として、これらの地区を対象とする。

(3)　大都市域の埋立地盤の調査

埋立地は埋立材料にもよるが、地下水位も高く、液状化危険度が高いといわれている。そこで、既存の埋立地の埋立材料、液状化対策の現状を調査する。新規埋立地については、今後の埋立計画及び埋立材料を調査する。これらの調査を踏まえて、埋立地盤における広域的液状化対策の可能性を探る。

調査は東京湾と大阪湾について埋立地の液状化対策について行った。その結果、液状化対策は各自治体で積極的に行われており、また、考え方も様々である。ただし、埋立地全体に広域的に対策したという例はなく、構造物ごとに対策を施している。さらに、新規の埋立地については液状化しない材料で埋め立てることを前提に計画されているものが多い。

既存の埋立地については、他の軟弱地盤地域と同様に種々の既構造物、道路などを一括して広域的に対策できる可能性がある。新規については、事前混合処理工法などにより、埋立地盤全体を液状化しないものにできる可能性がある。

(4)　広域的地盤調査法の調査

現在、地盤の調査に良く用いられている調査法はボーリングによる標準貫入試験などの現地調査と、動的三軸試験などの室内試験の両者が必要であり、これらを広域に使用すると費用、時間の両面で多大なものとなる。そこで、より手軽で安価な広域に適した調査法を開発するため、まずその可能性の調査を行った。

調査の結果、地盤の液状化抵抗を主に調査するという観点から広域的に使える方法は、経済性、信頼性、

細やかさ、地下水位などの情報量などから判断すると、静的コーン貫入試験が最も有望であると判断された。

(5) 広域的液状化対策工法の調査

現在行われている液状化対策工法で比較的広い範囲に適用した例や、それらの工法の可能性を探る。これにより、広域に適用することができる工法をある程度絞り込むことを目的として調査した。

調査の結果、既存の液状化対策工法のうち大規模な対策事例として以下の3事例が調査された。

- 神戸六甲アイランド　　(事前混合処理工法)
- 八郎潟干拓地　　(排水溝工法)
- 東燃(株)川崎工場タンクヤード(地下水位低下工法)

しかし、この内の多くは、構造物構築時の対策である。調査結果から、都市部の液状化対策を既存構造物に対して広域的に適用した事例はない。

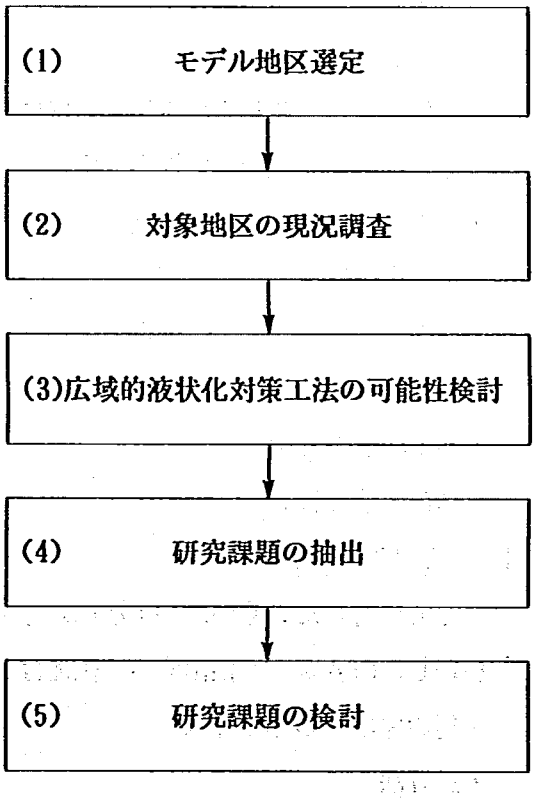
今回の調査の範囲から広域的液状化対策工法として可能性があるのは、既存構造物がある範囲には地下水位低下工法が、新規埋立地盤に対しては事前混合処理工法が考えられる。

7.7.2 今後の課題

従来の液状化対策は、地震時に液状化危険度の高い地域の重要な構造物ごとになされてきた。しかし、危険な地域にある全ての構造物に対して広域的に対策が施されていた例はない。技術的、経済的な面から、現実に対策を実施することがほとんど不可能であることがその理由である。

本研究では、危険度の高い地域全体あるいはその範囲内の主要道路の液状化危険度を低減するための方策を検討する。

そのため、まず具体的にあるモデル地区を選定し、その地区全体の液状化対策工法の可能性を探るとともに問題点を明らかにし、研究課題の明確化を図ることとする。モデル地区は7.2で「広域」として定義した程度の範囲を対象とする。図－7.7.1に本研究の進め方を示し、その内容を以下に詳述する。



図－7.7.1 研究の進め方

1. モデル地区の選定

液状化の危険度が高く、地震による被害が予想されるような、あるモデル地区を選定する。例えば、東京低地のA地区(液状化の危険度が高いとされている地区)を都の液状化危険度マップより選定する。

2. 対象地区の現況調査

対策を実施しようとする地域の現況を把握する。これは対策工法選定の上からも重要である。例えば、調査項目の例を以下に示す。

調査項目

・地盤状況（沖積層の厚さ、沈下などの履歴、等）

・地下水の経時変化（浅井戸、深井戸、異常気象時）

・土木構造物（下水処理場、河川堤防、共同溝、等）

・重要建築物（駅、高層ビル、地下街、等）

・一般建築物（中層鉄筋コンクリート、木造住居、等）

・道路状況（盛土、地盤改良の有無、等）

・鉄道の状況（盛土、地盤改良の有無、等）

なお、東京都のように地盤の液状化危険度やボーリング調査が比較的詳細に行われている場合はあまり問題にならないが、その他の地盤調査が詳細に行われていない地域に広域的に液状化対策を施す場合には、広域的な地盤調査法の確立が必要となる。このため、広域的地盤調査法についての研究・開発も併せて実施する。

3. 広域的液状化対策工法の可能性検討

広域的液状化対策工法として

1）既存工法の適用（広域用に改良）

2）数種類の工法の併用

3）新工法の開発

が考えられる。

例えば、地下水位低下工法を例に採ると、既存の工法として

・ディープウェル工法

・排水溝工法

が挙げられる。これらの工法を広域に適用しようとする場合、以下のような検討項目が考えられる。

・原地盤の液状化の可能性の評価

・地下水位低下による液状化軽減効果の予測

・地下水位低下工法の選定

・地下水位低下による問題点の有無（BX. 沈下）

・他工法との比較

・他工法との併用

・補助工法の検討

4. 研究課題の抽出

3. で検討したいくつかの工法に対して、その工法を適用するために解決しなければならない問題点を整理し、研究課題を抽出する。例えば、以下のような研究項目が考えらえる。

・周辺環境への影響評価

・設計法

・施工法

・経済性

5. 研究課題の検討

4. で挙げられた研究課題を実験・解析の両面から検討する。最終的には、広域的な耐震地盤対策の実施手順をマニュアル化するとともに、その検討事例を示す。

(鹿島建設)

8章　全体のまとめ

第8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。

8.1　耐震設計の基本方針に係わる検討成果

軟弱地盤耐震対策工法に関する研究を進めるにあたっての基本事項であり、今後、各グループで行う各構造物の耐震設計における主な基本条件となる入力地震動および液状化判定法に関する関連基準および研究成果を踏まえ、検討方針を以下のようにとりまとめた。

① 入力地震動については最近の土木構造物の耐震設計の動向から判断し、二段階設計法が望ましく、同設計法の採用を前提に今後、調査・研究を進めるにあたっての各構造物に対する確保目標水準と照査基準のイメージを示した。

② 入力地震動は、対象構造物間での整合性も考慮し、耐震設計上の基盤面で規定することが望ましく、上述した二段階設計での各確保目的に対応した速度応答スペクトルおよび加速度波形の設定法を提案した。

③ 液状化判定法は、上記の入力地震動との関連から大規模地震を想定した場合、現行基準類の規定のものより適用性が高く、かつ対策工の設計での入力地震動の条件との整合性も図りやすい累積損傷度理論を適用した判定手法を提案した。

8.2　軟弱地盤耐震対策工法の開発および整備に関する研究成果

8.2.1　グラウト工法

室内において各注入材のサンドゲル強度特性の把握を行い、液状化対策を目的とする場合に要求される長期耐久性の見地から超微粒子セメントが適切と判断した。ただし、溶液型注入材についても今後の検討課題の抽出を行った。

8.2.2　特殊石灰パイル工法

改良効果の検証を行うため、大型土層実験とパイル強度実験を実施し以下の結果を得た。

① 動的コーン貫入試験によるとケーシング貫入による圧縮の効果は、特殊石灰パイルの効果全体の約7割を占める。

② 特殊石灰パイルの打設により、静止土圧は有効静止土圧係数で0．7前後が2．5まで大きく上昇する。

③ パイル強度の増加には、高炉セメントの添加量の増大によるより、特殊石灰の粒径を小さくすることの方が有効的である。

8.2.3　コンパクショングラウチング工法

本工法は米国での実施例があるが日本では実施されていない。

そこで、実施例に関する文献調査を行い、設計・施工法に関する情報の整理を行うと共に、静的締固めのメカニズムの解明と設計法の構築に向けての検討課題の抽出を行った。

8.2.4　深層混合処理工法

盛土構造物および掘割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 現行設計法の適用性の概要を示すとともに、その改良すべき内容について盛土構造物を中心に検討した。また既設構造物の対策だけでなく新設構造物の対策に関する設計法の開発の方向についての検討をした。

② 3つの施工実施例の調査を行って、液状化対策としての施工データ（セメント添加量、水セメント比、セメント種類、施工速度、改良土の強度）をとりまとめた。施工データの蓄積は設計・施工法の開発・改善の基本条件であり、今後とも実施される。

8.2.5　鋼材を用いた耐震対策工法

地中構造物の浮上り対策として用いる鋼矢板締切工法を対象として鋼壁への作用外力と浮上り抑止効果の把握を目的として模型振動実験を行い以下の主な成果を得た。

① 剛壁に作用する動的水平圧の評価式は排水機能の有無に係らず適用可能であり、液状化地盤中の矢板にも適用可能と考えられる。

② 抑止矢板締切りの浮上り防止は、排水効果による締切り内外の圧力状態がもたらす矢板－地盤－構造物の一体化と地盤強度低下の抑制が主因と考えられる。

8.2.6　締固め工法

締固め工法の概要とその設計・施工の現状、ならびに実施例について整理をした。特に、地震時挙動の検討に必要とされる動的強度－変形特性について原位置締固め地盤に対するデータを中心として知見の収集・整理を試みた。これらの結果、締固め工法は多くの実績を有しており、「完成された液状化対策工法」のイメージが強いが、改良効果の評価や強震時の挙動の評価についての検討課題が残されていることがわかった。

8.2.7　ドレーン工法

研究の開始の年として、ドレーン工法の設計・施工法とその留意点の現状について既往の研究を調べた。特にドレーン材の打設間隔の設計、構造物と改良地盤の全体系の設計および周辺地盤を含めた施工域地盤の密度変化等についての留意点を指摘した。ドレーン単体の設計法はほぼ確立していると考えられているが、盛土構造物・線状地中構造物・面状地中構造物の耐震対策工法としての設計法の検討が課題として残

されている。

8.3 盛土・堤防に対する軟弱地盤耐震対策工法の開発に関する研究成果

第一グループより提出された各耐震対策工法の概要および現状の設計法について、その適用性や問題点について検討し、第一グループとの意見交換を行った。また、第一グループの工法開発にあたっての参考とすべく、耐震地盤対策技術マニュアルの目次項目および内容骨子の1次案を検討した。以上のような経過を踏まえつつ実施された研究成果の主な内容を以下に述べる。

① 対策事例および動的解析関連事項に関する文献調査

土構造物に対する対策工法の現状把握のため、対策工法の設計・施工事例についての文献調査を行った。また、提案されている動的解析法および変形予測法の現状を把握し、今後の研究における動的解析法や変形予測法の検討・選定の資料とするため、動的解析法および変形予測法について文献調査を行った。

② 二段階設計法に関する調査・検討

二段階設計法へ対応するうえでの基本事項である入力地震動条件および液状化判定について、第三・四グループと共同で検討した。また土構造物の観点から、既存の指針・基準等での耐震設計法の取扱い方について調査した。さらに、二段階設計法を検討する上で参考になると思われた発電所周辺斜面の耐震性評価手法の例と、盛土式人工島の地震応答解析による耐震性の検討例を詳しく調査するとともに、検討課題の整理を行った。

③ 液状化による地震被害事例の調査

土構造物の耐震設計法を検討する上での資料とするため、盛土・堤防の地震時被害事例のうち、明らかに基礎地盤が液状化した事例について、文献により被害事例調査を行った。そして、被害の分類・パターン化について検討した。

8.4 地中構造物（線状、面状）に対する軟弱地盤耐震対策工法の開発に関する研究成果

線状地中構造物としては共同溝や掘割道路を対象とし、面状地中構造物としては下水処理関連施設を対象として構造物別のグループで研究に着手した。しかし研究初年度であり地中構造物としての共通点も多いため、構造物の液状化対策工法の検討に必要な項目として、両構造物に共通な基本事項に関する調査が主な研究内容になったので、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）は合同で研究を実施した。また、二段階設計法へ対応すべく、第二・三・四グループの共同で入力地震動等の検討を行った。

研究の実施にあたっては、工法の開発および整備を担当する第一グループによる耐震対策工法の現状についての資料提供を受け、第一グループとの意見交換を行った。また研究の最終成果の一つであるマニュアルの概要を知るために、マニュアルの目次項目および内容骨子の一次案を両グループ個別に検討した。

以上の経過を踏まえて得られた研究成果の主な内容を以下に述べる。

① 地中構造物の耐震設計法の関連基準に関する調査

地中構造物の耐震設計法は、構造物毎に関係機関が規定している。特に液状化対策を含んだ設計の手順としては、液状化判定による対策工の必要性の検討、対策工の設計および本体構造物への対策工の影響となる。これを考慮して液状化の判定と液状化対策を中心に設計法の現状を取りまとめることにより、地中構造物に関する耐震設計法の全体像を把握することが出来た。

② 地中構造物の地震時の液状化による被災事例に関する調査

対象とする構造物が、液状化によりどの様な破壊様式を示すかを把握することは、構造物の液状化対策法を研究するにあたっての基本の一つである。そこで線状地中構造物および面状地中構造物の液状化による被災事例を調査し、その破壊様式を中心にとりまとめた。特に面状構造物の被害事例の報告は非常に少ない中で、1964年の新潟地震での下水道施設のポンプ場沈砂地の事例について、破壊時の変位量に着目した調査を行った。

③ 地中構造物の設計・施工事例の調査

液状化対策の対象構造物の実情を把握するため、その寸法および設置されている地盤について調査した。線状地中構造物としての幅が10m近くある共同溝および大型面状地中構造物としての1辺の寸法が100mの正方形をなす下水道施設などの大型な地中構造物の実施例が調査された。

④ 地中構造物の液状化対策工法の適用方法の検討

共同研究に参加している各工法を、地中構造物の液状化対策工法として適用する場合の具体的形式について検討するため、対策工の素案を検討した。特に、構造物と地盤の具体的事例に対する液状化対策の具体案を各工法についてとりまとめるため、面状地中構造物について第一グループの協力を得て実施した。それによれば、面状も線状もその考え方には大きな相違は見受けられなかった。

8.5 広域的耐震地盤対策の研究成果

研究は「広域」の範囲および広域的耐震地盤対策に関する概括的検討を、液状化対策を中心に実施した。以下に、主な成果を述べる。

① 「広域」の範囲に関する検討

湾岸軟弱地盤地域の都市を対象に、公園あるいは埋立地のような”面的な広域”と、ライフラインあるいは道路のような”線的な広域”に分けた。前者は数百メートル四方の町丁名単位、後者は”面的な広域”の内部のライフライン施設としている。

② 地震被害の調査

道路およびライフライン施設を中心とした地震被害事例について調査した。特に、地震被害事例の調査より、道路下に埋設されている管渠、暗渠が液状化により浮上ったり、沈下してライフラインが被害を受けて、都市生活に大きな影響を与えると共に2次的な被害として道路の通行不能状態を引き起こし、緊急道路、避難路の確保ができない例が特に注目された。

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号平成5年5月
建設省土木研究所動土質研究室

要　旨

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「軟弱地盤耐震対策工法に関する共同研究」について，初年度である平成4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，盛土，地中構造物，広域的地盤，液状化，注入工法，締固め工法，固化工法，鋼材，排水工法

郵便はがき

41円切手をはって下さい

〒305-□□

茨城県つくば市旭一番地

建設省土木研究所

動土質研究室

行

No.

No.

配布先氏名

配布先住所

共同研究報告書第　91　号　　部

上記のとおり受領しました。

所　　属(住所)

氏　名　　印

共同研究報告書第 91 号