マイクロフィルム用資料

共同研究報告書
第１８６号

液状化対策工法設計・施工マニュアル(案)

平成11年３月

建設省土木研究所耐震技術研究センター動土質研究室
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 © (1999) 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186号平成11年3月

液状化対策工法設計・施工マニュアル(案)

建設省土木研究所耐震技術研究センター動土質研究室室長　松尾　修
東亜建設工業㈱取締役土木本部技術研究所所長　半沢秀郎
前田建設工業㈱土木本部土木設計部長　布施勝
五洋建設㈱技術研究所開発課長　藤原敏光
三信建設工業㈱取締役技術開発部部長　大友孝之
㈱竹中工務店技術研究所主席研究員　鈴木吉夫
㈱間組土木本部道路・造成統括部長　石原公明
戸田建設㈱土木技術開発室プロジェクトマネージャー　松下清一
不動建設㈱ジオ・エンジニアリング事業本部開発部長　磯田知広
㈱大林組技術研究所副所長　西林清茂
鹿島建設㈱土木設計本部設計技術部次長　清水保明
㈱竹中土木技術本部取締役技術本部長　神崎靖
㈱フジタ技術研究所副所長　青景平昌
復建調査設計㈱技術研究所所長　福田直三
日本技術開発㈱環境防災事業部事業部長　佐伯光昭
新日本製鐵㈱建材開発技術部部長代理　片山猛
住友金属工業㈱建設技術部部長　飯田毅
小野田ケミコ㈱技術・開発本部取締役副本部長兼技術研究所長　下田正雄
(いずれも代表者のみを記す。なお，所属は共同研究終了時のものである。)

要旨：液状化対策工法設計・施工マニュアル(案)

本報告は、軟弱地盤に構築される構造物の地震時安全性の向上を図るために、特に都市内の多様な条件下の構造物へ適用可能な地盤対策工法の体系化並びに新規技術の開発を行う目的で、建設省土木研究所と民間企業17社との共同研究として平成4年度から8年度までの5年にわたり研究を進めてきた「液状化対策工法に関する共同研究」について、成果をマニュアル(案)としてとりまとめたものである。

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

まえがき

近年の頻発する地震災害に鑑みて，建設省では平成4年度より総合技術開発プロジェクト「大都市地域における地震防災技術の開発」が5年間の予定で開始された。その中の研究課題の一つとして液状化対策技術の開発が位置づけられた。さらに，本研究課題に取り組むにあたり，建設省土木研究所（耐震技術研究センター動土質研究室）と民間企業17社との間で官民共同研究（課題名：「液状化対策工法に関する共同研究」，平成4年度～8年度）を締結し，研究を推進することとした。本書はその共同研究の成果として各種の液状化対策工法の設計法および施工法についてとりまとめたものである。

本研究の当初の目的は，大都市地域のように施工条件の厳しい条件の下でも適用可能な液状化対策工法を開発すること，および既往の対策工法を含む各種工法の合理的な設計・施工法を構築することであった。また，対象構造物としては，河川堤防や道路盛土などの盛土構造物，および共同溝，地下駐車場あるいは下水処理場等の地中構造物を想定していた。これまでの設計基準類においては，盛土構造物にあっては一般に耐震設計を行うことが規定されておらず，また，地中構造物においては中規模クラスの地震動に対して有意な被害を防止することを目標に研究を進めた。

しかるに，本研究プロジェクトの開始以来約3年が経過した平成7年1月に兵庫県南部地震が発生した。この地震を契機として，原則としてあらゆる構造物に大規模地震動を考慮した耐震設計を行うことの必要性が広く認識されるに至った。このため，本研究プロジェクトにおいても，大規模地震動を考慮した液状化対策工法の設計法のあり方に関する研究項目を急遽追加実施することとした。しかしながら，残り1年余りの時間内ではその基本的な考え方を整理するのが精一杯であり，具体的な設計手法及び照査方法については今後の研究にゆだねることとした。

本書はI編とII編から構成され，I編では，盛土構造物および地中線状・面状構造物に対する構造物ごとの液状化対策工法について述べ，II編では，構造物ごとではなくある一定の地域全体を対象とした，広域的な液状化対策について述べている。I編では「1．総説」，「2．調査」に始まり，「3．各種対策工法に関する一般事項」で対策工法の設計法の概要を述べ，第4章，第5章でそれぞれ盛土構造物，地中構造物に適用する場合の設計法を述べている。さらに，第6章では，各対策工法の施工法について述べている。II編では「1．総説」，「2．調査」に始まり，「3．広域的液状化対策工法としての地下水位低下工法の設計」で具体的に地下水位低下工法による広域的な液状化対策工の設計法について述べ，4章にモデル地区による設計事例について述べている。

本書で取り扱った対策工法は，既存工法として動的締固め工法，深層混合処理工法，ドレーン工法，及び広域的な地下水位低下工法があり，新規工法としてグラウト工法，静的締固め工法，鋼材を用いた工法がある。これらの工法は施工実績の有無，研究の進捗度合いが必ずしも一様でないため，記述内容にも精粗があるのは否めない。また，既に述べたように，大規模地震動対応の設計法についても，具体的な方法論を示すことができていない。したがって，本書は内容的にこのような限界があることを踏まえた上で参考資料として活用されることを望むものである。

共同研究担当者名簿

氏　名	所　属
松尾　修	建設省土木研究所耐震技術研究センター動土質研究室室長
佐々木哲也	〃　〃　〃　研究員
堤　達也	〃　〃　〃　研究員
古賀泰之	前建設省土木研究所地震防災部動土質研究室室長
古関潤一	前　〃　〃　動土質研究室主任研究員
島津多賀夫	前建設省土木研究所耐震技術研究センター動土質研究室研究員
米田義弘	前建設省土木研究所地震防災部動土質研究室研究員
高橋晃浩	前　〃　〃　〃　研究員
半沢秀郎	東亜建設工業㈱取締役技術研究所所長
辻　清	〃　〃　副所長
岸田隆夫	〃　〃　土質研究室室長
鈴木耕司	〃　〃　〃
浅田英幸	〃　〃　〃
布施　勝	前前田建設工業㈱土木本部土木設計部長
本間政幸	前田建設工業㈱土木本部土木設計部土木設計第1部次長
大川尚哉	〃　〃　〃　課長代理
石黒　健	〃　技術本部技術研究所研究第3 Gr 課長代理
大竹利幸	〃　〃　土木設計部土木設計第1部主任
藤原敏光	五洋建設㈱技術研究所技術課長
林　健太郎	〃　〃　課長代理
白上勝章	〃　東京支店
村松伴博	〃　中国支店
吉川立一	〃　土木本部土木設計部
林　規夫	〃　技術研究所
大友孝之	三信建設工業㈱常務取締役技術開発部長
大沢一実	〃　技術開発部部長
秋山敏行	〃　大阪支店課長
新坂孝志	〃　技術開発部主任
渡辺将美	〃　第一事業部主任
鈴木善雄（故人）	前㈱竹中工務店原子力エネルギーエンジニアリング本部副本部長
鈴木吉夫	㈱竹中工務店技術研究所研究開発部マネージャー
塩見忠彦	〃　〃　基礎研究部グループリーダー
山田弘道	〃　総本店機材グループグループリーダー
山本光起	〃　ニューフロンティアエンジニアリング本部課長
並河　努	〃　技術研究所研究員
石原公明	ハザマ土木本部道路・造成統括部長
三原正哉	〃　〃　技術設計部　課長
大橋幹生	〃　〃　技術管理部　課長
西　邦夫	ハザマ大阪支店土木部第一工事部
中島　聡	ハザマ土木本部道路・造成統括部
渦岡良介	前〃　〃　技術設計部
松下清一	戸田建設㈱土木技術開発室プロジェクトマネージャー
光成高志	〃　技術研究所　プロジェクトマネージャー
柴田　靖	〃　土木技術開発室プロジェクトチーム
橋本　司	〃　札幌支店土木部品質管理課長
倉林　清	〃　技術研究所土木研究室課長
渡辺稔明	〃　名古屋支店土木工事部
谷沢　亮	〃　土木工事技術部特許課主任
朝倉弘明	〃　土木設計室主任
◎磯田知広	不動建設㈱ジオ・エンジニアリング事業本部開発部長
川上高弘	前〃　〃　営業統轄部部長
山本　実	不動建設㈱ジオ・エンジニアリング事業本部技術統轄部長
桑原正彦	〃　〃　開発部第一開発室長
栗波啓治	〃　営業統括部課長
原田健二	〃　ジオ・エンジニアリング事業本部技術統轄部技術管理室課長

◎：幹事長
○：副幹事長

氏　名	所　属
西林清茂	㈱大林組技術研究所副所長
松尾龍之	〃　〃　土木第一研究室主任研究員
細谷芳巳	〃　土木技術本部技術第四部副部長
後藤洋三	〃　技術研究所土木第五研究室室長
松田隆	〃　〃　〃　主任研究員
伊藤浩二	〃　〃　〃　副主任研究員
久保寺家光	〃　四国支店土木工事部
田中紀和	〃　本社土木工事部
久保田翼	前鹿島建設㈱土木設計本部次長
沢内至武	鹿島建設㈱土木設計本部CAEチーム担当部長
砂坂善雄	〃　〃　設計技術部設計長
萩原智寿	〃　〃　第3設計部副主査
草野直幹	前〃　エンジニアリング本部企画部次長
林寛	鹿島建設㈱技術研究所土木技術研究部主管研究員
大保直人	〃　〃　先端技術研究部主管研究員
神崎靖	㈱竹中土木技術本部取締役技術本部長
奥村良介	〃　〃　技術部　技術部長
堀淳二	〃　〃　〃　課長
太田恵智	〃　工事本部機材部課長
青景平昌	㈱フジタ技術研究所副所長
中村正博	〃　土木本部営業部主席コンサルタント
斉藤悦郎	〃　技術研究所土木研究部長
谷藤正樹	〃　土木本部生産技術部主査
山県達弥	〃　横浜支店土木部主査
中野浩之	〃　首都圏土木支店技術部主査
岸下崇裕	〃　技術研究所土木研究部主査
福田直三	㈱復建調査設計取締役山口支社長
田尻宣夫	〃　企画開発本部技術研究所所長
滝昌和	〃　横浜事務所地盤技術課チーフエンジニア
藤井照久	〃　地質調査部地質調査課チームリーダー
○佐伯光昭	日本技術開発㈱環境防災事業部事業部長
真鍋進	〃　〃　地震防災部課長
金磐漢	〃　東京支社地下・構造部課長
濱野雅裕	〃　環境防災事業部地震防災部課長補佐
佐伯宗大	〃　〃　地震防災部主任
片山猛	新日本製鐵㈱建材開発技術部グループリーダー
川端規之	〃　〃　マネージャー
龍田昌毅	〃　〃　マネージャー
原田典佳	〃　〃
中山裕章	〃　鉄鋼研究所鋼構造研究開発センター研究員
河原繁夫	〃　大阪支店グループリーダー
柳悦孝	〃　九州支店マネージャー
飯田毅	前住友金属工業㈱建設技術部部長
小山清一	住友金属工業㈱建設技術部部長
喜田浩	〃　〃　次長
才村幸生	〃　〃　大阪建設技術室長
岡本政信	〃　〃　担当課長
田中宏征	〃　〃　土木技術研究室副主任研究員
下田正雄	前小野田ケミコ㈱技術・開発本部取締役副本部長兼技術研究所長
別所三千夫	小野田ケミコ㈱技術・開発本部技術部長
竹田敏彦	小野田ケミコ（アジア）㈱社長
西尾経	小野田ケミコ㈱技術・開発本部技術部副部長
佐野昌明	〃　第一営業本部技術設計部課長
岩城正典	〃　技術・開発本部技術部
藤井壮一	〃　第一営業本部FM部
新越寿郎	〃　技術・開発本部技術研究所
池上正芳	〃　東京支店工事部

◎：幹事長
○：副幹事長

（共同研究担当者全員を記す。なお，所属はH.11.3時点のものである。）

目　　次

まえがき
共同研究マニュアル担当者名簿

第Ⅰ編　盛土構造物，線状・面状構造物の液状化対策工法設計・施工マニュアル

1．総　説 …… 5
1.1　目的と適用範囲 …… 5
1.2　本マニュアルの性格 …… 6
1.3　用語の定義 …… 7
1.4　液状化対策工法の設計・施工の基本方針 …… 9
1.5　関連する設計基準類 …… 10

2．調　査 …… 15
2.1　調査の種類 …… 15
2.2　構造物調査 …… 15
2.3　地盤調査 …… 16
2.4　地震動および液状化履歴の調査 …… 19
2.5　施工条件調査 …… 20

3．各種対策工法に関する一般事項 …… 23
3.1　液状化対策工法の分類 …… 23
3.2　対策工法の特徴と設計法の概要 …… 25
3.2.1　特　徴 …… 25
3.2.2　設計に用いる用語 …… 28
3.2.3　改良諸元の設定方法 …… 30
3.3　適用上考慮すべき事項 …… 33

4．盛土構造物の液状化対策工法の設計 …… 39
4.1　設計の基本方針 …… 39
4.2　設計条件 …… 44
4.2.1　地盤条件 …… 44
4.2.2　構造物条件 …… 45

4.2.3 設計地震入力 …… 45
4.3 対策工の必要性の判定 …… 47
4.3.1 一 般 …… 47
4.3.2 液状化判定 …… 49
4.3.3 盛土構造物の安定性の検討 …… 52
4.4 対策工法選定 …… 65
4.4.1 工法選定の方針 …… 65
4.4.2 工法選定にあたっての留意事項 …… 66
4.5 締固め工法 …… 70
4.5.1 設計方針 …… 70
4.5.2 設計手順 …… 70
4.5.3 設計用定数 …… 73
4.5.4 設計用地震力 …… 73
4.5.5 改良範囲の設定方法 …… 73
4.5.6 改良仕様の設定方法 …… 75
4.5.7 すべり安定計算の方法 …… 82
4.6 特殊石灰パイル工法 …… 84
4.6.1 設計方針 …… 84
4.6.2 設計手順 …… 84
4.6.3 設計用定数 …… 87
4.6.4 設計用地震力 …… 87
4.6.5 改良範囲の設定方法 …… 88
4.6.6 改良仕様の設定方法 …… 89
4.6.7 すべり安定計算の方法 …… 97
4.7 コンパクショングラウチング工法 …… 99
4.7.1 設計方針 …… 99
4.7.2 設計手順 …… 99
4.7.3 設計用定数 …… 102
4.7.4 設計用地震力 …… 102
4.7.5 改良範囲の設定方法 …… 102
4.7.6 改良仕様の設定方法 …… 103
4.7.7 すべり安定計算の方法 …… 108
4.8 深層混合処理工法 …… 109
4.8.1 設計方針 …… 109
4.8.2 設計手順 …… 109

4.8.3 設計用定数 …… 111
4.8.4 設計用地震力 …… 112
4.8.5 改良範囲の設定方法 …… 113
4.8.6 改良体仕様の設定方法 …… 114
4.8.7 改良体に作用する土圧・水圧の算定 …… 115
4.8.8 改良体の外的安定の検討 …… 125
4.8.9 改良体の内的安定の検討 …… 131
4.8.10 全体系の安定の検討 …… 134
4.9 ドレーン工法 …… 136
4.9.1 設計方針 …… 136
4.9.2 設計手順 …… 136
4.9.3 設計用定数 …… 139
4.9.4 設計用地震力 …… 139
4.9.5 改良範囲の設定方法 …… 140
4.9.6 改良仕様の設定方法 …… 141
4.9.7 すべり安定計算の方法 …… 153
4.10 鋼材を用いた工法 …… 155
4.10.1 設計方針 …… 155
4.10.2 設計手順 …… 156
4.10.3 設計用定数 …… 158
4.10.4 設計用地震力 …… 158
4.10.5 鋼材の種類，規格および許容応力度 …… 159
4.10.6 根入れ層の水平方向地盤反力係数 …… 160
4.10.7 設計計算モデル …… 161
4.10.8 設計荷重 …… 164
4.10.9 根入れ長 …… 168
4.10.10 鋼材の設計計算結果の照査 …… 169
4.10.11 盛土の全体安定 …… 169
4.10.12 排水機能付き鋼材周辺の過剰間隙水圧低減による土圧強度算定 …… 170
4.10.13 排水機能付き鋼材による連続壁の設計 …… 175
4.11 ジオテキスタイル工法 …… 178
4.11.1 設計方針 …… 178
4.11.2 設計手順 …… 180
4.11.3 設計用定数 …… 182
4.11.4 設計用地震力 …… 183

4.11.5 改良諸元の設定方法 …… 183

5．線状・面状地中構造物の液状化対策工法の設計 …… 191
5.1 設計の基本方針 …… 191
5.2 設計条件 …… 197
5.2.1 地盤条件 …… 197
5.2.2 構造物条件 …… 198
5.2.3 設計地震入力 …… 199
5.3 対策工の必要性の判定 …… 200
5.3.1 一 般 …… 200
5.3.2 液状化の判定 …… 202
5.3.3 構造物の安定性の検討 …… 202
5.4 対策工法選定 …… 210
5.4.1 工法選定の方針 …… 210
5.4.2 工法選定にあたっての留意事項 …… 211
5.5 締固め工法 …… 214
5.5.1 設計方針 …… 214
5.5.2 設計手順 …… 214
5.5.3 改良範囲の設定方法 …… 218
5.5.4 改良仕様の設定方法 …… 221
5.5.5 すべり安定計算の方法 …… 223
5.6 特殊石灰パイル工法 …… 225
5.6.1 設計方針 …… 225
5.6.2 設計手順 …… 226
5.6.3 改良範囲の設定方法 …… 229
5.6.4 改良仕様の設定方法 …… 231
5.6.5 すべり安定計算の方法 …… 232
5.7 コンパクショングラウチング工法 …… 234
5.7.1 設計方針 …… 234
5.7.2 設計手順 …… 234
5.7.3 改良範囲の設定方法 …… 239
5.7.4 改良仕様の設定方法 …… 240
5.7.5 すべり安定計算の方法 …… 241
5.8 深層混合処理工法 …… 243
5.8.1 設計方針 …… 243

5.8.2 設計手順 …… 244
5.8.3 設計用定数 …… 247
5.8.4 設計用地震力 …… 248
5.8.5 改良範囲の設定方法 …… 249
5.8.6 改良仕様の設定方法 …… 249
5.8.7 改良体に作用する土圧・水圧の算定 …… 250
5.8.8 線状構造物の安定計算 …… 251
5.8.9 面状構造物の場合 …… 263
5.9 グラウト工法 …… 267
5.9.1 設計方針 …… 267
5.9.2 設計手順 …… 268
5.9.3 設計用定数 …… 272
5.9.4 設計用地震力 …… 272
5.9.5 改良範囲の設定方法 …… 272
5.9.6 改良仕様の設定 …… 273
5.9.7 改良地盤の内的安定の検討 …… 275
5.10 ドレーン工法 …… 278
5.10.1 設計方針 …… 278
5.10.2 設計手順 …… 278
5.10.3 改良範囲の設定方法 …… 280
5.10.4 改良仕様の設定方法 …… 281
5.10.5 すべり安定計算の方法 …… 283
5.11 鋼材を用いた工法 …… 285
5.11.1 設計方針 …… 285
5.11.2 設計手順 …… 286
5.11.3 設計用定数 …… 288
5.11.4 設計用地震力 …… 288
5.11.5 鋼材の種類，規格および許容応力度 …… 289
5.11.6 鋼材に作用する荷重 …… 289
5.11.7 排水機能付き鋼材を用いた場合の鋼材周辺の過剰間隙水圧 …… 294
5.11.8 設計で用いる水平地盤反力係数 …… 298
5.11.9 根入れ長 …… 301
5.11.10 鋼材の断面計算 …… 303
5.11.11 全体系の安定の検討 …… 306

6. 施　工 …… 311
6.1　振動締固め工法 …… 311
6.1.1　工法の概要 …… 311
6.1.2　施工方法 …… 311
6.1.3　施工仕様 …… 314
6.1.4　施工機械 …… 316
6.1.5　施工管理 …… 320
6.1.6　施工能率 …… 323
6.1.7　適用事例 …… 324
6.2　特殊石灰パイル工法 …… 328
6.2.1　工法の概要 …… 328
6.2.2　施工方法 …… 328
6.2.3　施工仕様 …… 330
6.2.4　施工機械 …… 331
6.2.5　施工管理 …… 333
6.2.6　施工能率 …… 334
6.2.7　適用事例 …… 335
6.3　コンパクショングラウチング工法 …… 339
6.3.1　工法の概要 …… 339
6.3.2　施工方法 …… 339
6.3.3　施工仕様 …… 341
6.3.4　施工機械 …… 343
6.3.5　施工管理 …… 343
6.3.6　施工能率 …… 344
6.3.7　適用事例 …… 346
6.4　深層混合処理工法 …… 350
6.4.1　工法の概要 …… 350
6.4.2　施工方法 …… 352
6.4.3　施工仕様 …… 353
6.4.4　施工機械 …… 356
6.4.5　施工管理 …… 357
6.4.6　施工能率 …… 359
6.4.7　適用事例 …… 360
6.5　グラウト工法 …… 364
6.5.1　工法の概要 …… 364

6.5.2 施工方法 …… 364
6.5.3 施工仕様 …… 367
6.5.4 施工機械 …… 369
6.5.5 施工管理 …… 371
6.5.6 施工能率 …… 373
6.5.7 適用事例 …… 373
6.6 ドレーン工法 …… 375
6.6.1 工法の概要 …… 375
6.6.2 施工方法 …… 375
6.6.3 施工仕様 …… 381
6.6.4 施工機械 …… 382
6.6.5 施工管理と品質管理 …… 388
6.6.6 施工能率 …… 389
6.6.7 適用事例 …… 390
6.7 鋼材を用いた対策工法 …… 394
6.7.1 工法の概要 …… 394
6.7.2 施工方法 …… 394
6.7.3 施工仕様 …… 397
6.7.4 施工機械 …… 397
6.7.5 施工管理 …… 401
6.7.6 施工能率 …… 401
6.7.7 適用事例 …… 404
6.8 ジオテキスタイル工法 …… 406
6.8.1 工法の概要 …… 406
6.8.2 施工方法 …… 407
6.8.3 施工仕様 …… 410
6.8.4 施工機械 …… 410
6.8.5 施工管理 …… 411
6.8.6 施工能率 …… 412

第II編 広域的液状化対策工法の設計マニュアル

1. 総 説 …… 419
1.1 目的と適用範囲 …… 419
1.2 本マニュアルの性格 …… 419

1.3 関連する設計基準類 …… 420
1.4 用語の定義 …… 420

2．調 査 …… 425
2.1 調査の種類 …… 425
2.2 地盤調査 …… 425
2.3 土地利用状況の調査 …… 425
2.4 地震力設定のための調査 …… 426
2.5 施工条件の調査 …… 426
2.6 広域的地盤調査の方法 …… 427

3．広域的液状化対策工法としての地下水位低下工法の設計 …… 435
3.1 地下水位低下工法の特徴と留意点 …… 435
3.1.1 地下水位低下工法の概要 …… 435
3.1.2 地下水位低下工法の特徴 …… 435
3.1.3 地下水位低下工法の留意点 …… 436
3.2 設計の基本方針 …… 437
3.3 設計条件 …… 439
3.3.1 地盤条件 …… 439
3.3.2 構造物条件 …… 439
3.3.3 地震及び地震力条件 …… 439
3.4 地下水位低下工法の必要性の判定 …… 440
3.4.1 液状化の判定 …… 440
3.4.2 液状化危険度の検討 …… 440
3.5 設計手順 …… 443
3.6 改良目標値の設定 …… 445
3.7 周辺環境への影響検討 …… 446
3.8 地下水位低下工法の施工上の留意点 …… 447
3.9 対策工の評価 …… 451

4．設計例－東京都下Ａ地区 …… 455
4.1 モデル地区の選定 …… 455
4.2 設計条件の設定 …… 456
4.3 改良目標値の設定 …… 456
4.4 周辺環境への影響検討 …… 464

4.5 対策工の諸元の設定 …… 474
4.6 総合評価 …… 477

第Ⅰ編

盛土構造物，線状・面状構造物の液状化対策工法設計・施工マニュアル

第1章

総　　説

1. 総　説

1.1 目的と適用範囲

本マニュアル(案)は，基礎地盤の液状化により地震時の安定性が損なわれると判断された盛土および地中構造物に対して適用可能な液状化対策工法の設計・施工に資することを目的とする。

本マニュアル(案)は，既設および新設の盛土および地中構造物の液状化対策に適用する。

既往の被害地震の経験から，地盤の液状化が生じた場合に，各種構造物において多くの被害を生ずることが知られている。対象とする構造物に対して，そのような被害の可能性があると判断された場合に，とるべき対策は，その原理・方法に着目して分類すると以下のものがある。

(1) 新設構造物の場合

1) 構造物の位置を変更する方法　例えば，道路におけるルート変更等

2) 構造物の形式を変更する方法　例えば，道路盛土を橋梁に変更する。

3) 液状化の発生そのものを防止するか，もしくはその程度を軽減する対策

4) 液状化の発生は許すが構造的に抵抗する対策

(2) 既設構造物の場合

1) 構造物を更新する方法　→(1) 新設の場合に帰着する。

2) 液状化の発生そのものを防止するか，もしくはその程度を軽減する対策

3) 液状化の発生は許すが構造的に抵抗する対策

本マニュアル(案)では，上記の対策の内，(1)(2)の場合とも，構造物の位置・形式が定められたものとして，(1)3)，4)，(2)2)，3)を対象とする。実際の検討においては，これら以外の対策も含めて，総合的に検討を加えるものとする。

本マニュアル(案)は，各対策工法の設計・施工法に関して現時点の技術水準内容を記述したものであり，6章から構成している。1，2章には本マニュアル(案)の適用範囲，液状化対策工の設計・施工の基本方針および設計・施工にあたって必要な調査等の基本事項を記述した。3章には，液状化対策工法の理解を深めるため各工法の特徴や設計の基本的な手順や方法を要約して記述した。各工法の具体的な設計法に関しては盛土構造物を4章に，地中構造物を5章に記述した。また，各対策工の施工法は6章にまとめて記述した。

設計地震動に関して，本マニュアル(案)では中規模地震動（L－1）と大規模地震動（L－2）の2つを考慮しているが，大規模地震動(L－2)に対する設計法についてはその基本的な考え方を述べ，現時点で考えられる設計計算法や照査方法を提案した。このため，工法間において，設計法の内容

に精粗があるのも否めない。したがって，本マニュアル(案)の利用にあたってはマニュアルの記述の趣旨，目的を十分理解し現場の状況・条件に応じて柔軟な姿勢をもって有効に活用されることを望むものである。

1.2 本マニュアルの性格

本マニュアル(案)は，各種の液状化対策工法のうち，締固め工法，静的締固め工法，深層混合処理工法，グラウト工法，ドレーン工法および鋼材を用いた工法等の設計・施工法に関する現時点での技術水準内容を記述したものである。

本マニュアル(案)は，平成4年度から平成8年度にかけて実施した建設省土木研究所と民間会社17社との共同研究「液状化対策工法に関する研究」の一環として作成したものである。このため，本マニュアル(案)では，基本的に当該共同研究で研究対象とした工法に限定して記述している。

対象とした工法は，以下のとおりである。

(1) 整備工法――既に設計法がある程度確立されており，設計法の整備を本共同研究の目的とした工法

① 締固め工法――サンドコンパクション工法，ロッドコンパクション工法等の振動締固め工法

② ドレーン工法――グラベルドレーン工法及び人工材ドレーン工法

(2) 開発工法――設計法の確立を本共同研究の目的とした工法

① 静的締固め工法――特殊石灰パイル工法，コンパクショングラウチング工法

② グラウト工法

③ 深層混合処理工法――機械撹拌による深層混合処理工法

④ 鋼材を用いた工法

(3) 盛土における液状化対策の補助的工法

① ジオテキスタイル工法

これらの対象とした工法には，開発後まだ日が浅いものも含まれており，各工法が同一レベルの記述内容となっていないことに留意する必要がある。

液状化対策工法に関する技術は，近年めざましい進歩をとげているが，液状化に伴う構造物への影響や液状化対策工の効果の確実性など未解明の部分も多く残されており，十分な設計・施工法が確立されているとは言いがたい状況である。これに加え，大規模地震動（L－2）も想定した合理的な設計･施工法となると，今後の技術開発によるところが大きい。このため，大規模地震動（L－2）を対象とした設計法は，断定的な表現をさけ，手法・条件等の紹介に留めている。液状化対策工法の設計法に関しては，便宜上の措置として，極限つりあい法等の簡易法を主体に記述した。したがって，本マニュアル(案)を参考に技術的に重要かつ高度な問題に対しては，新しい設計技術の動向に留意し新たな技術の進歩を積極的に取り入れ，設計・施工に反映するのが望ましい。

1.3 用語の定義

本マニュアル(案)に用いる用語の意味は次のとおりとする。

(1) 液状化

地震動の作用による間隙水圧の急激な上昇により，飽和した砂質土層がせん断強度を失い，土の構造に破壊が生じること。

(2) 液状化抵抗率（F_L）

飽和した砂質土層について，所定の大きさの地震動を想定したときに液状化するか否かを判定する指標(安全率)。$F_L \leqq 1$ であれば液状化する，$F_L > 1$ であれば液状化しないと判定される。

(3) 液状化指数（P_L）

液状化の発生程度を表わす指標であり，この値が大きい程，液状化発生が激しく構造物の被害も著しいと判断される。

(4) 液状化（判定）対象層

関連基準類で液状化判定の対象となる土層

(5) 非液状化層

上記(4)以外の土層，および上記(4)の土層でも過剰間隙水圧の上昇が実質的に十分小さいと見込める土層

(6) 完全液状化層

液状化抵抗率 F_L が１以下の土層

(7) 準液状化層

上記(4)のうち，(5)，(6)以外の土層

(8) 液状化層

上記(6)，(7)の土層

(9) 簡易法

盛土構造物や地中構造物の地震時の安定性や変形・沈下量などを簡便な手法により評価する手法

(10) 詳細法

地震応答解析等に基づいて，盛土構造物や地中構造物の地震時の安定性や変形・沈下量などを評価する手法

(11) 浮上がり安全率

地中構造物を地盤や構造物の自重，静水圧や過剰間隙水圧による揚圧力などの荷重と地盤の抵抗力を評価して行う浮上がり計算により得られる安全率

(12) すべり安全率

盛土構造物および地中構造物の安定性の検討にあたり，地盤内のすべり面を仮定し，すべり面内の自重による起動力とすべり面に沿ったせん断抵抗力を評価して行うすべり計算により得られる安全率

(13) 残留強度

非排水単調載荷試験等において応力～ひずみ曲線でピーク強度発生後，ひずみが増加してもある一定のせん断応力を保つことがある。このピーク強度発生後の大きなひずみ領域において残留するせん断強さ

(14) 動的強度

所定の回数の非排水繰返しせん断により所定のせん断ひずみを生じるような繰返しせん断応力の大きさ

(15) 中規模地震動（L－1）

構造物の耐用年数内に1，2度は生じうる地震を想定した地震動をいい，土木学会の「土木構造物の耐震基準等に関する『第二次提言』」[1]でいうレベル1の地震動強さを生じさせる地震動

(16) 大規模地震動（L－2）

マグニチュード8クラスの海洋型地震やマグニチュード7クラスの直下型地震で構造物の建設地点で想定される最大級の地震を想定した地震動をいい，土木学会の「土木構造物の耐震基準等に関する『第二次提言』」[1]でいうレベル2の地震動強さを生じさせる地震動

本マニュアル(案)で共通的に使用される用語の意味を示したものである。各対策工法独自の用語に関しては，3章「各種対策工法に関する一般事項」で定義しており，これも併せて参照するのがよい。

なお，(4)～(8)に定義した用語の関係は表－解1.1のように整理できる。すなわち，このマニュアル(案)では，過剰間隙水圧Δuの発生状況に着目して液状化層と非液状化層を分類している。非液状化層とは，地震動による繰返し荷重が作用してもΔuが発生しないか，もしくはほとんど発生しない層のことをいう。これに対して液状化層とはΔuが発生する層をいい，過剰間隙水圧比R_uが1.0となる層を完全液状化層，R_uが1.0以下の層を準液状化層という。液状化対象層の準液状化層と非液状化層の区分は，共同溝設計指針によるR_uとF_Lの関係式（$R_u = F_L^{-7}$）を用いればF_Lはおおむね1.3（$R_u \fallingdotseq 0.2$）程度が目安と考えられる。

表－解1.1　液状化関連層の区分

一般的な土性	地下水位	層区分			F_L	R_u	備考
砂質土	地下水位以深	液状化(判定)対象層	液状化層	完全液状化層	$F_L \leqq 1.0$	$R_u = 1.0$	
				準液状化層	$1.0 < F_L$ ≦おおむね1.3	$1.0 > R_u$ ≧おおむね0.2	共同溝設計指針 $R_u = F_L^{-7}$による
			非液状化層		$F_L >$おおむね1.3	$R_u <$おおむね0.2	
	地下水位以浅	液状化対象外	―		―	―	
粘性土	―						

1.4　液状化対策工法の設計・施工の基本方針

(1)　液状化対策工法の設計・施工は，対象とする構造物の特徴，震後に要求される機能および復旧の難易度などを考慮し，安全かつ経済的となるよう行わなければならない。
(2)　液状化対策工法の設計では，対象とする構造物の設計基準類に規定された地震入力，設計計算法および安全性の基準を適用することを原則とする。

(1)　液状化対策工法の設計・施工は液状化の発生に対して構造物の安全性の確保を目的とするものである。本マニュアル(案)で対象とする盛土および地中構造物は，構造特性や建設位置が異なるので，その設計・施工にあたって考慮すべき要因を網羅し，対象構造物の種類に応じて慎重に設計・施工を行うよう注意喚起したものである。

(2)　本マニュアル(案)で対象とする構造物（道路盛土，河川堤防，共同溝，地下駐車場等）の設計基準類は以下のとおりである。

・道路盛土：「道路土工－のり面工・斜面安定工指針」
　　「道路土工－軟弱地盤対策工指針」
・河川堤防：「河川砂防技術基準（案)」
・共同溝：「共同溝設計指針」
・地下駐車場：「駐車場設計・施工指針」
・下水道施設：「下水道施設地震対策指針と解説」

本マニュアルで対象とする構造物の設計基準類は，平成7年1月17日の兵庫県南部地震での被災を契機として改訂の方向にあるものが多く，これらは中規模地震動(L－1)と大規模地震動(L－2)の2つの設計地震動を考慮した耐震設計法をとり入れることになると予想される。

たとえば，1996年12月に改訂された道路橋示方書では，中規模地震動(L－1)と大規模地震動(L－2)の2つの設計地震動を考え，それぞれに対して許容応力度法と保有水平耐力法ないしは変形性能照査法を採用している。ここに，許容応力度法は，目標とする橋の耐震性能として，“構造物の健全性を損なわない”こととしており，構造各部材の弾性的な挙動を保証するものである。これに対し，保有耐力法や変形性能照査法は“致命的な被害を防止する”もしくは“限定された損傷にとどめる”ことが耐震性能の目標であり，構造部材が弾性範囲を超え，構造物の損傷の発生や塑性変形まで許容するものである。

このように，本マニュアル(案)で対象とする構造物の基準類の多くが，いずれ近いうちに，2つの地震動レベルを想定し，各地震動レベルに対応した設計計算法，照査法が規定されるようになると想定されることから，本マニュアル(案)も構造物の耐震設計に対応できるよう，2つの地震動レベルを想定した設計法を記述することを試みた。

なお，2つの地震動を想定した耐震設計を行う意義は以下のように解釈でき，対象構造物の重要度に応じた適切な設計法を採用するのがよい。

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大規模地震動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中規模地震動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，地震の生じるたびに復旧が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社会活動に不都合を与える機会を増加させることになる。このような実態を考えて適切な設計計算法を採用し，合理的な耐震設計を行うことが要求される。

一般には，大規模地震動（L－2）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，中規模地震動（L－1）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である。

1.5 関連する設計基準類

本マニュアル(案)は液状化対策工法に関する部分に重点を置いて記述しており，構造物自身の通常の設計・施工方法等については各構造物での基準類に従うことを原則とする。

関連する設計基準類として，1.3に紹介した基準類以外に以下のものが挙げられる。「　」内は，本マニュアル(案)で参考文献として用いる際の略称である。

・道路橋示方書・同解説（平成8年）

－Ⅰ　共通編「道示Ⅰ」

－Ⅳ　下部構造設計編「道示Ⅳ」

－Ⅴ　耐震設計編「道示Ⅴ」

・道路土工指針

－土質調査指針（昭和61年）「道路土工－土質調査」

－擁壁・カルバート・仮設構造物工指針（昭和62年）「道路土工－擁壁」

・建築基礎構造物設計指針（1988年）「建築基礎」

・港湾の施設の技術上の基準・同解説（1989年）「港湾」

なお，この他に「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――（昭和62年度～平成3年度）」での成果としてとりまとめられた「大規模地下構造物の耐震設計法・ガイドライン（案）」についても参考にするのがよい。

[参考文献]

1）㈳土木学会：土木学会耐震基準等に関する提言集，1996．5．

第2章

調　　査

2. 調　査

2.1 調査の種類

液状化対策工法の設計・施工に必要な資料を得るために必要に応じて以下の調査を実施する。

(1) 構造物調査

(2) 地盤調査

(3) 地震動および液状化履歴の調査

(4) 施工条件調査

盛土および地中構造物を対象として必要な調査の種類を述べたものである。

2.2 構造物調査

構造物の調査は，それぞれ次の事項について行うことを原則とする。

(1) 基本断面構造

(2) 使用材料

(3) 付帯構造物

(4) その他

条文に示した構造物調査の各項目は，新設構造物の場合には液状化対策工の設計条件，あるいは設計成果となるものである。したがって，液状化対策工の設計では構造物設計と連携し，これらの諸条件を設定するのがよい。

これに対し既設構造物の場合は，対象構造物は建設済であり，場合によっては変状の進行が見られるものが対象となることから，対象構造物の現況を詳細に調査することが望まれる。条文に示した各項目について以下のように調査を行うのがよい。

(1) 基本断面構造

構造物の断面形状・寸法について現地踏査の実施や設計図書およびマイクロフィルムなど既存の資料の収集に務め，整理を行う。場合によっては関係者からの聞き取り調査も実施する。

(2) 使用材料

構造物を構成する材料の種類，強度および単位体積重量等について設計図書類を参照する。場合によってはサンプリング調査により材料特性を把握する。

(3) 付帯構造物

付帯構造物の形状・寸法等について設計図書類を参照して調査する。特に当該構造物との取合い部の構造について把握しておくことが重要である。

(4) その他

その他の調査項目として地中構造物では対象施設の変状の有無，程度を把握するための現況調査を実施するのがよい。調査方法は原則目視によるが，変状の著しい施設では計測機器を用いてその変状程度を定量的に把握するのがよい。これらの調査結果は，対策工の必要性の判定，対策工法の選定，および対策工の施工法などに反映する。特に地中構造物での対策工の必要性判定では，対象施設の継手構造の性能が大きく影響することから，地盤や構造物の変位・変形状況を把握する必要がある。また，構造物によっては，常時の変状に対する対策をすでに実施している可能性もあり，現況調査に加え，補修・補強等の履歴調査を合せて実施し，対象施設の現況を明らかとすることが重要である。

2.3 地盤調査

液状化対策工法の設計・施工を合理的に，精度良く実施するために必要な地盤調査を実施する。

ここでいう地盤調査とは，予備調査として既往の関連資料より以下に示す項目について調査した結果，地震時に液状化するものと判定されたものに対して，各種対策工法の設計・施工に必要となる地盤情報を得ることを目的に行うものである。

① 既往地盤調査資料

② 地形図および土地条件図

新設構造物の場合は，本体構造物の設計・施工に必要な調査が設計の進捗に合せて，予備調査，本調査，補足調査と進められる。液状化対策は，予備調査の結果を受けた構造物の概略設計を行う時に液状化対策工の必要性が生じた場合，対策工の概略の対策範囲や対策工の基本工法が検討され，対策工法の決定とその諸元設定のための地盤調査が本調査や補足調査時に合せて実施されるのが一般的である。このため，地盤調査の目的は，対策工の必要性の検討から適用工法の選定および対策工法の設計・施工と広範囲におよび，検討対象とする工法も多くなる。

一方，既設構造物は建設年次が古く，液状化の発生を考慮した耐震設計が行われていない場合や，設計基準の改訂により液状化対策が必要とされる場合が検討対象となる。このため，既存調査資料が比較的入手可能であること，また適用可能工法が新設に比べある程度限定されることから，地盤調査の対象範囲もおのずと限定される。

このように，検討対象とする構造物の属性，調査（設計）段階により調査内容が異なること，ま

た当然ではあるが構造物の種類や規模，および対策工法によってもその内容が大きく異なるものである。したがって，地盤調査実施にあたっては調査の目的，調査の対象を明確にし，適切な調査内容・調査数量を定めて実施するのがよい。

本マニュアルは，4章，5章にそれぞれ盛土構造物，地中構造物の液状化対策工法の設計法を，6章に各対策工法の施工法を示している。このため，各対策工法の設計・施工に係わる地盤調査の内容は4章以下の関連事項に示されているので，本節では，地盤調査にあたっての留意事項および対策工の必要性を判断するための液状化判定および各構造物の安定計算に用いる地盤情報を得るための調査について以下に記述する。

液状化対策工法の検討にあたって各工法で共通となる項目について調査目的とこれに対応する調査の方法を表－解2.1に示す。

(1) 設計地震動入力設定のための地盤調査

この調査は，液状化対策に限らず構造物の耐震設計に必要なものであり，新設構造物の一般的な調査で実施される場合はそれを準用できる。ただし，既設構造物で基盤面までの情報が得られていない場合は，調査を実施する必要がある。

(2) 液状化判定および対策工の必要性判定のための地盤調査

1) 液状化の簡易判定法には，地層の構成，地下水位と各土層の土質定数として密度，N値および粒度特性等が必要となる。これらの土質定数は，同一地層と判定される地層内でも平面的な位置あるいは深度方向の位置の違いによりかなり変化することが少なくないので，比較的密度の濃い調査が必要である。

2) 液状化の詳細判定には，1)の調査に加え，地盤のS波速度や液状化強度が必要となる。S波速度はN値との相関図が用意されているため，設計ではN値から推定することもしばしば行われるが，地震応答解析を実施する場合には，土質定数の設定精度と解析手法のバランスから考えてもS波速度の測定を行うのがよい。

S波速度検層や液状化強度を得るための繰返し三軸試験は，地層構成の確認および粒度特性に関する地質調査に比べて高価なことから，調査数量はあまり多くできないのが現実である。また，繰返し三軸試験を行うためには不撹乱試料が必要となるが，砂質土層にあっては，通常のチューブサンプリング方法では乱れの少ない良質な試料を採取できない可能性が高いことから，そのサンプリング方法には特に留意する必要がある。したがって，このような調査の実施の可否，実施位置の選定は，充分検討して決定する必要がある。

3) 対策工の必要性の検討は，盛土および地中構造物ともに原則としてすべり計算を適用するため，各土層の強度定数(c，ϕ)が必要となる。これは，各構造物で想定するすべり面に沿った土層で必要なことから，液状化層に加え，非液状化層でも必要となることから，その調査範囲の設定には十分留意する必要がある。せん断強度定数(c，ϕ)をせん断試験によらずに，N値などから経験的に求める方法もあるが，この方法は推定の幅が大きいこと，設計上安全側過ぎる推定値を与え，設計が不経済になることもあるので，安易に経験式のみに依存しないのが望

表－解2.1　調査目的と調査方法の関係

調査の目的	必要となる地盤条件	調査の方法	備　　考
(1) 設計地震入力（地盤固有周期）算定に必要な地盤条件の設定 ① 当該地盤の基盤面の把握 ② 耐震設計上の地盤種別の判定	地層構成	ボーリング	ボーリングの深さ；地盤図などから判定して，基盤面に相当するN値（$N=50$）を目安にする。
	N値	標準貫入試験	自由落下法を原則とする。 場合によってはPS検層によりせん断弾性波速度を求める。
(2) 液状化判定および安定計算に必要な土質定数の設定	地層構成	ボーリング	液状化判定は地表面から20mまでの範囲が最大である。
	地下水位	ボーリング，孔内水位測定	
	N値	標準貫入試験	自由落下法を原則とする。
	平均粒径D_{50} 細粒分含有率FC *粘土分含有率CC	サンプリング（乱した），粒度試験	
	塑性指数　I_p	サンプリング（乱した），液性・塑性限界試験	注）細粒分含有率FCが多い(35%以上)場合に実施する。
	単位体積重量γ_t	サンプリング（乱さない），単位体積重量試験	
	*動的せん断強度比R_lおよび液状化強度（$R-N_c$）曲線	サンプリング(乱さない) 繰返し三軸試験等	注）サンプリング方法の適用性に十分に留意する必要がある。
	*せん断弾性波速度 V_s	PS検層	基盤面までが対象となる。
	強度定数　c，ϕ	サンプリング(乱さない) 一軸・三軸・せん断試験	原則，液状化対象層以浅が対象となる。

＊必要に応じて実施する。

ましい。なお，すべり計算で動的強度や残留強度を用いる場合には，初期せん断作用時の繰返し三軸強度を求めることも必要となる。

液状化対策工法の設計・施工のための調査は，各対策工法の設計計算に必要なもの，および工期・工費の算出にあたって必要となる施工機械，施工方法，施工能率を設定するための調査である。これらの調査は，上述した液状化対策工の必要性判定のための調査と大部分は重複するものである。ただし，対策工の施工範囲（平面および深度）に亘って比較的詳細な調査が必要であること，また，対策工の効果の確認や設計成果の照査のための地震応答解析等の解析を行うこともあり，比較的詳細な地盤調査を行う必要がある。これらの調査は，対象構造物および対策工法によってそれぞれ異なるので，対策工法設計のための調査は，4章，5章の関連規定を参考に設定する。また，施工のための調査は6章の関連規定により設定する。

2.4 地震動および液状化履歴の調査

液状化対策工法の設計のため，必要に応じ，以下の調査を実施する。

(1) 設計震度等，設計地震入力設定のための調査

(2) 既往の地震による周辺地盤の液状化発生履歴の調査

(1) 震度法による設計計算では，水平震度を決定する必要があり，その際に必要となる耐震設計上の地盤種別について調査する必要がある。耐震設計上の地盤種別の判定は，道示Ⅴ 3.6の規定に準拠することとし，2.3に記述した地盤調査を実施する。また，液状化の詳細判定や対策工の設計で時刻歴地震応答解析を実施する場合は，基盤面で地震入力（加速度波形）を設定するのが一般であり，地盤調査において基盤面のせん断弾性波速度V_SをS波検層により調査する。この他，想定地震動の規模，タイプの選定の基礎資料とするため，地方公共団体で公表している地域防災計画（震災対策編）や当該構造物の建設地点周辺の既往の被害地震を対象にその発生地点（震央位置，震源深さ），マグニチュードなどを理科年表などの資料を用いて調査する。対象とする地域の範囲は建設地点を中心とする半径200 km以内としてよい。この際，併せて活断層の位置，活動度および確実度と既往の被害地震の発生との関係についても関連する文献により参考までに調査するのがよい。

(2) 既に実施した液状化判定結果の妥当性を裏付けるため，(1)に述べた調査の結果から明らかとなった被害地震を対象に液状化の兆候を示す噴砂，噴水，亀裂，陥没などの現象や建物などの被害状況などについて既往資料[1]などから把握することが望ましい。

2.5 施工条件調査

施工条件の調査は，次の事項について行うことを原則とする。

1) 地下埋設物及び近接構造物

2) 周辺環境

3) 作業環境

液状化対策の施工可能範囲の把握，使用可能施工法，施工機械の設定等のために，これらの調査を行うことを規定したものである。対象構造物が既設構造物の場合は，構造物本体に与える影響や供用しながらの施工可能性などについても調査する必要がある。

[参考文献]

1）若松加寿江：日本の地盤液状化履歴図，東海大学出版会，1991．12．

第3章

各種対策工法に関する一般事項

3．各種対策工法に関する一般事項

3.1　液状化対策工法の分類

本マニュアルで扱う液状化対策工法は，対策工の設計上の取扱いの違いに着目し，以下のように分類する。

(1)　地盤系設計法を用いる対策工法

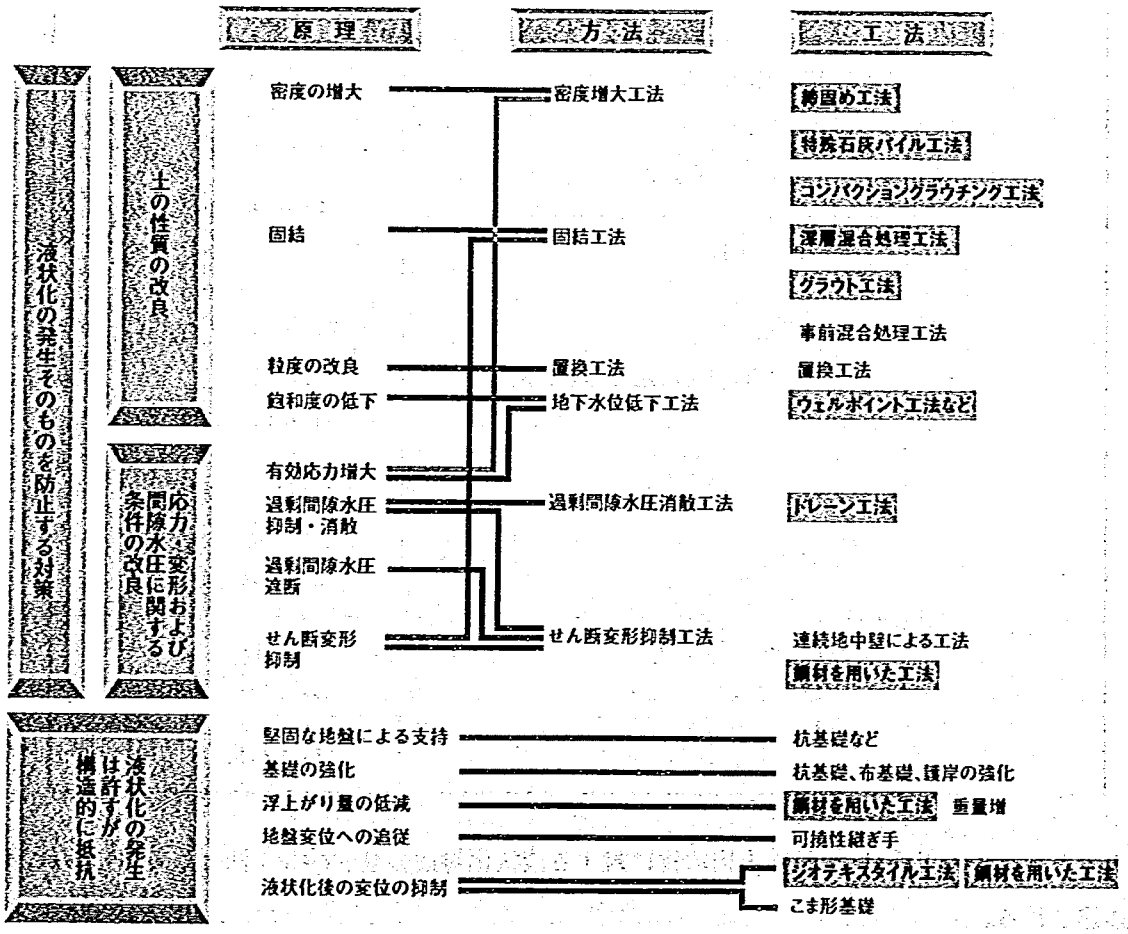
地盤改良を実施した領域を地盤として扱う設計法を採用する工法

(2)　構造系設計法を用いる対策工法

対策工そのものを基本的に構造物として扱う設計法を採用する工法

一般的に液状化対策工法は，改良原理，改良方法に着目し，表一解3.1.1に示すように液状化の発生そのものを防止する対策，液状化の発生は許すが構造的に抵抗する対策に分類され，各種の工

表一解3.1.1　液状化対策工法の分類[文献1)に加筆]



法が提案されている。表中ハッチをしたものが，本マニュアルで扱っている液状化対策工法である。

本マニュアルで扱う液状化対策工法は，簡易設計上の取扱いの違いに着目すると，地盤として取扱う工法と構造物として取扱う工法に分類される（表一解3.1.2参照)。

(1) 地盤系設計法を用いる対策工法

地盤系設計法を用いる対策工法で改良された領域（以下，改良範囲）は，設計上，地盤として取り扱う。締固め工法，静的締固め工法（特殊石灰パイル工法，コンパクショングラウチング工法)，ドレーン工法がこの工法に分類される。

この工法の設計では，改良範囲（改良幅，改良深度)，打設間隔を定める。

(2) 構造系設計法を用いる対策工法

構造系設計法を用いる対策工法では，設計上，対策工そのものを構造物として取り扱う。固結工法（深層混合処理工法，グラウト工法)，鋼材を用いた工法がこの工法に分類される。

固結工法の設計では，改良範囲(改良幅，改良深度)，改良率，改良体の強度などを，鋼材を用いた工法では，鋼材の断面，根入れ長を定める。

表一解3.1.2　本マニュアルで取り扱う工法の設計上の分類

用いる設計法	工　法　名　称	設計において決定する諸元
地盤系設計法	・締固め工法	・改良範囲 改良深度 改良幅 ・改良仕様 打設間隔
	・静的締固め工法 (特殊石灰パイル工法， コンパクショングラウチング工法)	
	・ドレーン工法	
構造系設計法	・固結工法 (深層混合処理工法，グラウト工法)	・改良範囲 改良深度 改良幅 ・改良仕様 改良率 改良体の強度など
	・鋼材を用いた工法	・鋼材の仕様 断面 根入れ長

注：ジオテキスタイル工法は，新設盛土構造物に対する液状化対策の補助的な工法として用いられ，第4章で詳述される。

3.2 対策工法の特徴と設計法の概要

3.2.1 特徴

液状化対策工法の選定にあたっては，各対策工法の特徴を十分理解し，対策目的に適したものとなるよう留意する。

各液状化対策工法の特徴を設計法に基づく分類に則してまとめると，表一解3.2.1のようになる。表中には環境条件，地盤条件に応じた適用性の指標も一部示しているが，3.3にさらに検討すべき条件も付記した。第4章，第5章では，構造物に適した工法の選定の留意点を示し，第6章では施工法に関して示しているので，これらと併せて適用性の検討を行うことが必要である。また，この表は現状の技術レベルに基づいて作成しているが，今後の技術開発により新しい工法が開発される可能性もあるので，その時点での最新の情報に基づいて判断することが必要である。

なお，ジオテキスタイル工法は，新設盛土構造物に対する補助的な工法であるが，種々の対策工法と併用すると，盛土の大規模な変位を抑制することが可能である。また，この表の参考事項の中の破壊に至るまでのねばりは，大規模な変形の抑制に有効と考えられる。

表一解3.2.1　各種

工法			工法の原理と概要	工法の特徴	環境 振動・騒音
地盤系設計法を用いる対策工法	締固め工法		(振動締固め工法) 振動締固め工法は，鉛直あるいは水平の振動や衝撃力による砂地盤の密度増加と地盤の側方拘束を高めることにより，地盤の液状化強度を高める工法である。 施工法により，サンドコンパクションパイル工法，振動棒工法，バイブロフローテーション工法，重錘落下工法，バイブロタンパー工法がある。 (補給材：砂，砕石)	・大深度でも工法を選定すれば地盤の高密度化が期待可能。 ・施工実績が豊富である。	大
			(低振動締固め工法) 高周波バイブロや高周波の大容量バイブロフロットを用いて周辺地盤や補給材を締め固め，地盤の密度を高める工法である。強制昇降装置を用いて締固めを行う方法も開発されてきている。 (補給材：砂，砕石，鉱さい)	・サンドコンパクションパイルと同程度の締固め効果が得られる割に振動・騒音は少ない。	中
	静的締固め工法	特殊石灰パイル工法	特殊石灰とセメント，石膏，砂の混合材料を地盤中にパイル状に造成し，ケーシングの貫入圧と材料の水和反応による膨張圧によって，地盤を静的に締固め，密度の増大，地盤の側方拘束増加を図る。	・振動・騒音が少ない。 ・地盤変位が小さい。 ・小型の機械により，狭い場所でも施工可能である。ただし改良深度に限度がある。	小
		コンパクショングラウチング工法	流動性の極めて小さいソイルモルタルを地盤中に圧入し，球根状の固結体を連続的に造成し，固結体による締固め効果で周辺の地盤を圧縮強化する。	・狭い場所でも施工が可能である。 ・振動，騒音が少ない。 ・地表付近に施工し，被災施設の沈下修正などを行える。	小
	ドレーン工法		(グラベルドレーン工法) ケーシングオーガーを所定の位置に回転貫入させた後，砕石を地中に排出させながらケーシングを引き上げ地中に砕石パイルを造成する。地震時に発生する過剰間隙水圧の上昇を抑制する。	・施工実績が豊富である。 低振動・低騒音の施工が可能 ・締固め式によれば，周辺地盤の締固め効果も期待できる。	小
			(人工材料を用いる工法) 透水性の高い人工材料をドレーン材として用いる。打設方法にはオーガースクリューで埋設する方法と圧入する方法がある。	・低振動・低騒音の施工が可能 ・施工に伴う地盤変位が小さい。	小
構造系設計法を用いる対策工法	固結工法	深層混合処理工法	セメント系安定剤（砂地盤の改良であるためここではセメント系に限定）により地盤を固結する。機械撹拌方式と高圧噴射方式に大別される。	・周辺地盤の変位が想定される場合には，排土など施工法の工夫により，地盤変位を小さくすることも可能である。	小
		グラウト工法	ボーリング孔を利用してセメントグラウトを注入し，地盤を固化する。	・設備が小規模で狭い空間でも施工が可能。 ・振動・騒音に対する問題が少ない。	小
	鋼材を用いた工法		矢板の剛性で液状化層の側方変位を抑制する効果が期待できる。排水機能付き鋼材を用いれば同時に鋼材周辺の過剰間隙水圧の上昇を抑制できる。	・圧入，中堀り形式などで施工すれば振動，騒音を低くできる。 ・狭い空間でも施工可能。 ・既設盛土構造物を掘削することなく対策できる。	施工法による
その他	ジオテキスタイル工法		ジオテキスタイルを盛土に層状に敷設することにより，盛土を補強し，盛土のぜい性的破壊を防ぐ。	・ジオテキスタイルの補強により盛土の変形を低減できる。 ・特に施工的制約を受けることはない。	な　し

(注)(1)　この表は現状の技術レベルに基づいて作成している。今後の技術開発により，新しい工法が開発される可能性もあるので，その時点での最新の情報も収集するとよい。

液状化対策工法の特徴

への影響		適用可能な地盤条件			留意事項	参考事項	
施工による地盤変位	地下水遮断	粒径	液状化層厚	適用深度 (m)		施工実績	破壊に至るまでのねばり
大	なし	細粒分に注意	工法による	サンドコンパクションパイル工法 40 振動棒工法 20 バイブロフローテーション工法 20 重錘落下工法 10 バイブロタンパー工法 3～5	・対象地盤の細粒分が多いと改良後のN値が上昇しにくい。 ・施工時の周辺地盤の変位や，騒音・振動が大きい。	多い	強い
中	なし	細粒分に注意	厚くても効果あり	20	・対象地盤に細粒分が多いと改良後のN値が上昇しにくい。	やや多い	強い
中	なし	大礫不適	厚くても効果あり	30	・pHが一時的に上昇することがある。 ・大礫があれば不適。	少ない	強い
中	なし	細粒分に注意	厚くても効果あり	ボーリング可能深度	・本体構造物への影響に留意する。 ・周辺地盤に変位・変形が生じる可能性がある。	少ない	強い
小	なし	大礫不適	厚いと効果が落ちる	25	・地震後にある程度の沈下が生じる可能性がある。	多い	弱い
小	なし	大礫不適	厚いと効果が落ちる	25	・地震後にある程度の沈下が生じる可能性がある。	やや多い	弱い
中	有り	大礫不適	厚くても効果あり	45	・周辺地盤に変形を与えることがある。	やや多い	強い
小	有り	細粒分に注意	厚くても効果あり	ボーリング可能深度	・細粒分が多いと適用性は低い。 ・地下水汚染に注意。 ・施工管理が難しい。	少ない	強い
なし	有り但し，鋼材加工により対応可能	礫注意	対象構造物使用鋼材による	40	・一般に自立型の対策工では浅層を対象とする。	施工スペースの狭い場合の事例は多い	弱い
なし	なし	盛土材は砂質土	—	—	・新設道路盛土構造物に対して補助的に用いる。 ・堤防については水みちとなるおそれもあり，適用には注意を要する。	少ない	やや強い

(2) 工法名称については，“1章1.2 本マニュアルの性格”を参照されたい。
(3) ジオテキスタイル工法は，新設盛土構造物に対する液状化対策の補助的な工法として用いられる。

3.2.2 設計に用いる用語

液状化対策工法の設計では各工法で用いる用語が定義されており，それらの定義に従うものとする。

各液状化対策工法の設計で用いる用語の定義は以下のとおりである。なお，液状化対策工の設計全般に関する用語については，第1章1.3を参照されたい。

(1) 締固め工法

① 改良目標N値：締固め後の改良地盤のN値に対する目標値

② 置　換　率：原地盤を1.0とした時の砂杭の原地盤に対する体積割合で改良程度を表す指標

③ 砂　杭　径：サンドコンパクションパイル工法における造成砂杭の直径

④ 打設間隔：砂杭造成や振動ロッド打設の配置間隔（三角形もしくは四角形）

(2) ドレーン工法

① ドレーン：狭義の意味では，排水材を杭状に施工したものであるが，広義として，マット状あるいは壁状に設置したものも含めて表現している。

② ドレーンマット：ドレーンの上端に砕石などの排水材をマット状に敷きならべたものであり，地下構造物の下や表層付近に設置され，排水層の機能を有する。

③ ドレーン壁：排水材を壁状に設置したものであり，地下構造物の側方に配置され，通常，ドレーンマットと接続される形となっている。ドレーンマットと一体化して，排水層の機能を有する。

④ 許容間隙水圧比：改良域の過剰間隙水圧がこの値以下になるようにドレーンを配置するための目標値

⑤ 地震動の等価繰返し回数：複数の振幅を有する不規則波全体を単一応力レベルでの等振幅繰返しせん断波で置き換えた繰返し回数

⑥ 地震動の有効継続時間：等価繰返し回数の継続時間

⑦ 時間係数：ドレーンの排水性を表す無次元数

⑧ ウェルレジスタンス係数：ドレーンの排水抵抗を表す無次元数

⑨ ドレーンの等価有効円：正方形あるいは正三角形に配置したドレーンと等価な排水性を有する円柱

⑩ 打設間隔：ドレーンの配置間隔（三角形もしくは四角形）

(3) 特殊石灰パイル工法

① パイル：特殊石灰パイル工法により地中にパイル状に造成されて，膨張し硬化した円柱体

② パイル間地盤：パイルとパイルの間にあって締め固められた改良地盤

③ 複 合 地 盤：パイルおよびパイル間地盤を含めた改良地盤

④ 置 換 率：原地盤を1.0とした時の膨張後のパイルの原地盤に対する体積割合。改良程度を表す指標

⑤ 改良後 N 値：置換率に応じて設定される締固めた後の改良地盤の N 値

⑥ 打 設 間 隔：パイルの配置間隔(三角形もしくは正方形打設)。置換率と排土量から算定する。

⑦ 側方拘束圧：パイル間地盤に作用する水平土圧（改良後はケーシングの圧入とパイルの吸水膨張によって増加する水平土圧）

(4) コンパクショングラウチング工法

① 改 良 範 囲：圧入による圧縮強化により改良する範囲

② 圧 入 ピ ッ チ：置換率・改良径より設定される圧入間隔

③ 圧 入 量：地中へ圧入するソイルモルタルの量

④ 圧入による置換率：ソイルモルタルの地中における改良土1 m^3 当りの圧入量の比

⑤ 圧 入 圧 力：ソイルモルタルを地中に圧入する圧力（圧入地点直上のメーターの読み）

⑥ 収 縮 係 数：ソイルモルタルの圧入量と圧入地盤において硬化した改良体の体積比(1.0～0.8)

(5) 深層混合処理工法

① 改 良 体：改良されて固化した改良土

② 改 良 地 盤：改良体および改良体に挟まれた未改良部を含めた地盤

③ 改 良 率：改良地盤の面積に対する改良土全体の面積の百分率

④ オーバーラップ：改良体どうしを接合させて打設すること

⑤ 1 ユ ニ ッ ト：安定計算を行う場合の延長方向の単位長さ

(6) グラウト工法

① サンドゲル強度：グラウト材が浸透して固結した部分の強度

② 浸 透 距 離：グラウト材の浸透注入可能な距離

③ 注 入 形 状：グラウト材の浸透状態

④ 浸 透 注 入：土の間隙にグラウト材が浸透し，間隙水をグラウト材で置き換えること

⑤ 割 裂 注 入：グラウト材周辺地盤の間隙水圧の上昇に伴い，地盤局部せん断破壊を生じできた間隙に，注入材が脈状または枝状になって地中に不均一に入ること

⑥ 注 入 率：設計注入範囲内の地盤体積に対する注入材液体積の割合をいう。

⑦ 間 隙 率：改良対象地盤体積に対するグラウト材と置き換えることのできる地盤間隙の体積比率

⑧ 充 塡 率：注入材液の対象地盤の間隙に対する体積比率

(7) 鋼材を用いた工法

① 排 水 部 材：間隙水を排出するために，排水経路を形成する部材

② ドレーンマット：排水部材の上端に砕石などの排水材をマット状に敷きならべたもので，地下構造物の下や表層付近に設置され，排水層の機能を有する。

③ 排水部材の等価半径：円形断面以外の断面の排水部材を円形断面に換算したときの半径

④ 着　　目　　点：設計に用いる過剰間隙水圧比を定める点

⑤ 水平地盤反力係数比：過剰間隙水圧発生下での水平地盤反力係数を過剰間隙水圧が発生しない状態での地盤反力係数で除したもの

(8) ジオテキスタイル工法

① ジオテキスタイル：織布・不織布・ジオグリッドのような引張り強度および引張り剛性が高く，かつ耐久性の高い補強材

② 設計引張り強度：引張り試験による最大引張り強度に対して，クリープ破壊，施工時の損傷，連結部の強度低減，耐久性に関する安全率で除した値

③ 引張り抵抗：土とジオテキスタイルとの間で生じる摩擦応力によって，土構造物が不安定化する状況に置いて土に付与される抵抗力

④ 必要補強材力：盛土の安定に対して不足する抵抗力をジオテキスタイルで補う際に必要とされる抵抗力の最大値

3.2.3 改良諸元の設定方法

> 改良諸元は，各構造物の安定性が確保できるよう各設計法により以下のように設定する。
>
> (1) 地盤系設計法を用いる対策工法にあっては，改良範囲(改良幅，改良深度)，改良仕様(打設間隔) を設定する。
>
> (2) 構造系設計法を用いる対策工法にあっては，固結工法（深層混合処理工法，グラウト工法) では改良範囲 (改良幅，改良深度)，改良率，改良体の強度などを設定し，鋼材を用いた工法にあっては，根入れ長，鋼材の断面を設定する。

改良諸元の設定は，構造物の地震時，地震後の安定の検討により，改良範囲(改良幅，改良深度)，仕様（地盤系設計法を用いる工法；打設間隔，構造系設計法を用いる工法；改良率や改良体，部材の強度など) を設定することである。中規模地震動 (L−1)，大規模地震動 (L−2) により，その設定方法は異なるが，各構造物に対する対策工法の改良諸元の設定方法の概要は，以下のとおりである（各構造物に対する詳細な改良諸元の設定方法は第4章，第5章に示しているので，参照されたい)。

(1) 地盤系設計法を用いる対策工法

地盤系設計法を用いる対策工法の計算モデルを図−解3.2.1に示す。

1) 改良仕様（打設間隔) の設定方法

改良範囲内が所定の条件(締固め工法では，液状化抵抗率F_L>1.1，ドレーン工法では過剰間隙水圧比が0.5以下) を満足するよう打設間隔を設定する。

2) 改良深度の設定方法

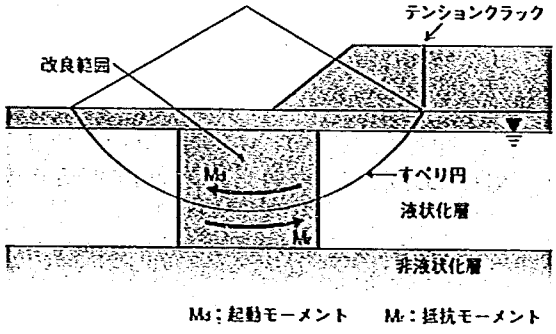
改良深度の設定にあたっては，完全液状化層の下端までを最小の改良深度とする。

3) 全体系の安定の検討

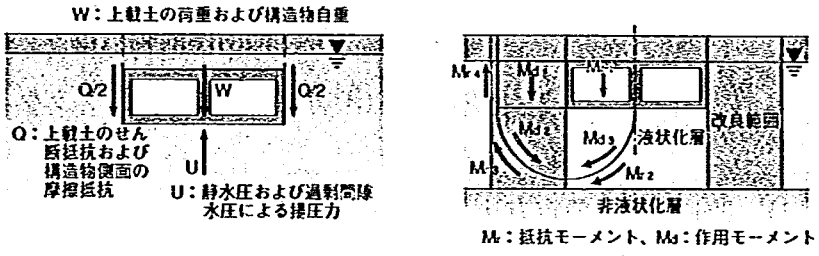
1)，2)に示す方法により設定した改良仕様・改良深度にさらに改良幅を仮定し，図一解3.2.1に示すすべり計算により，安定の検討を行い，改良断面を設定する。

(2) 構造系設計法を用いる対策工法（固結工法（深層混合処理工法，グラウト工法））

構造系設計法を用いる対策工法（固結工法（深層混合処理工法，グラウト工法））の計算モデルを図一解3.2.2に示す。

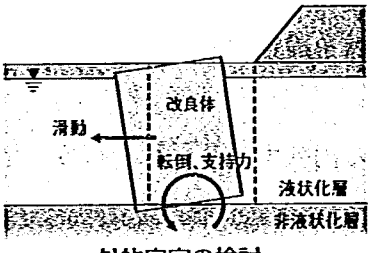


(a) 盛土構造物の場合

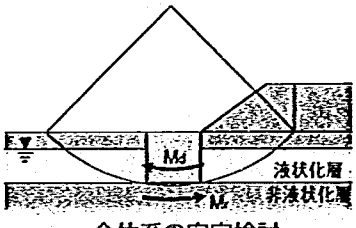


(b) 地中構造物の場合

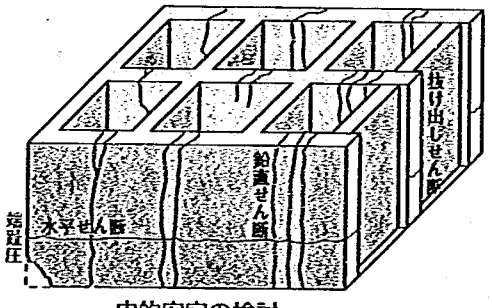
図一解3.2.1 地盤系対策工法の計算モデルの概要



外的安定の検討



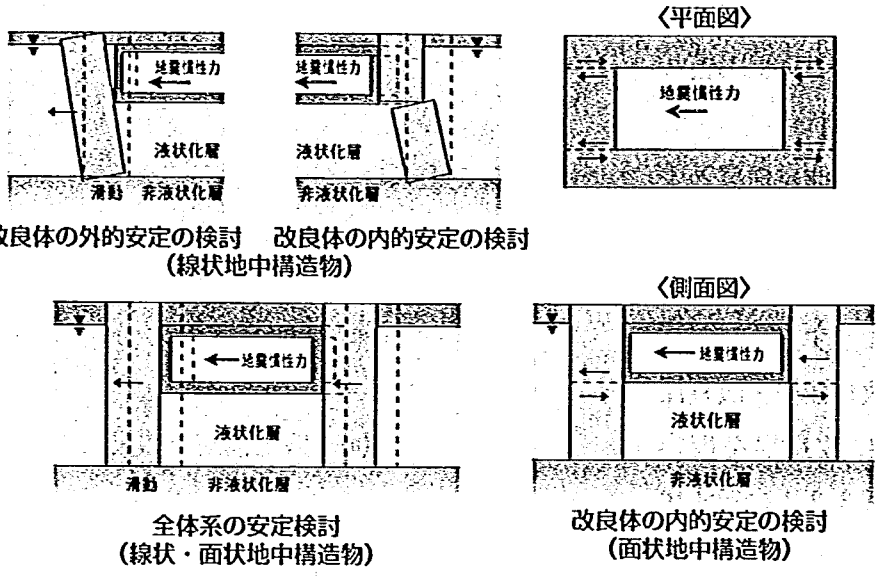
全体系の安定検討



内的安定の検討

(a) 盛土構造物の場合

図一解3.2.2 固結工法（深層混合処理工法，グラウト工法）計算モデルの概要



(b) 地中構造物の場合

図—解 3.2.2 固結工法（深層混合処理工法，グラウト工法）計算モデルの概要

1) 改良深度の設定方法

改良深度の設定にあたっては，非液状化層まで根入れすることを原則とする。非液状化層とは，液状化抵抗率F_Lがおおむね 1.3 以上の層である。

2) 外的安定の検討（改良幅，改良率の設定）

1)で設定した改良深度に改良幅，改良率を仮定し，外力に対する改良地盤の安定（滑動，転倒，支持力）を検討する。

3) 内的安定の検討（改良体の強度の設定）

外的安定が確保できる断面に対し，外力に対する改良体の内的安定（改良体の水平せん断，抜け出しせん断，鉛直せん断）を検討し，改良体の仕様を設定する。

4) 全体系の安定の検討

盛土構造物の場合は改良範囲外の未改良地盤をとおる円弧すべり計算を行う。地中構造物の場合は全体の滑動の検討を行う。

(3) 構造系設計法を用いる対策工法（鋼材を用いた工法）

構造系設計法を用いる対策工法（鋼材を用いた工法）の計算モデルを図—解 3.2.3 に示す。

1) 根入れ長の設定

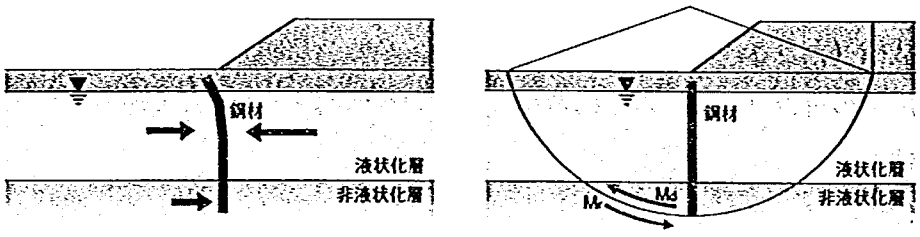
準液状化層もしくは非液状化層への根入れ長を仮定する。

2) 鋼材断面の安定の検討

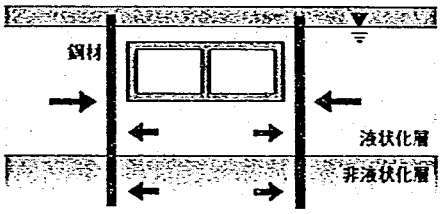
液状化時の荷重として土水圧，動水圧を作用させ，部材に発生する応力度が許容応力度以内であることを確認する。

3) 変形の検討

必要に応じ，鋼材頭部の変位量を算定する。



(a) 盛土構造物の場合



(b) 地中構造物の場合

図一解 3.2.3 鋼材を用いた工法の計算モデルの概要

3.3 適用上考慮すべき事項

液状化対策工法を適用するにあたっては，以下の事項を検討する必要がある。

① 地盤条件	② 施工条件	③ 環境条件
④ 構造物条件	⑤ 経済的条件	⑥ その他

(1) 適用上考慮すべき事項

液状化対策工法には，土性によって効果が十分発揮できない工法や，既設構造物の近傍で振動や変位の影響により適用が困難な工法がある。このため，液状化対策工法を適用するにあたっては，以下の項目を検討し，その適用性に十分留意し，選定する必要がある。

① 地盤条件

地盤条件については，主に以下の項目に留意する。

・液状化層厚

・土層構成

・地盤物性（N 値，細粒分含有率，透水係数）

・その他

② 施工条件

施工条件については，主に以下の項目に留意する。

・能率

・改良可能区域（新設，既設の区分，プラントや諸機材置き場など）

・施工能力（改良深さ，貫入能力など）

・施工機械（大きさ，施工機械の特殊性）

・近接施工の可否（架線，地中構造物，施工域を横断する既設構造物など）

・その他

③ 環境条件

環境条件については，施工中の以下の5項目について留意する。

・振動レベル

・騒音レベル

・周辺地盤の変形

・材料の空中への飛散

・その他

④ 構造物条件

・形状，形式規模

・機能，重要度

・その他

構造物の対策工の設計に必要な調査事項については，第2章　2.2に示しているので，参照されたい。

⑤ 経済的条件，その他

経済的条件については，工期も含めて検討する。また，工法そのものの信頼度も考慮する。

・概算工費

・概算工期

・工法の信頼度（設計法の熟度，効果の確実性，長期安定性，破壊までのねばり）

・その他（構造物機能に対策工施工による本体構造物に及ぼす影響など）

(2) 近接施工での対処方法

既設構造物や地中埋設物，架線などが施工個所の近傍に存在したり，施工範囲内に存在するような場合，対策工法の施工方法によっては支障をきたす場合がある。具体的には，施工時に発生する振動，騒音および地盤内への材料の圧入等による変形などである。実施にあたっては，第6章の各種対策工法の施工法を参照して，施工手順などを確認し，以下のような項目に配慮することが必要である。

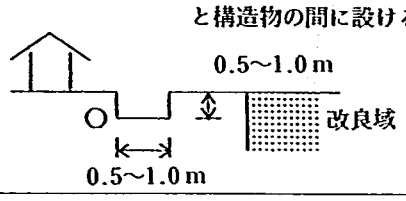
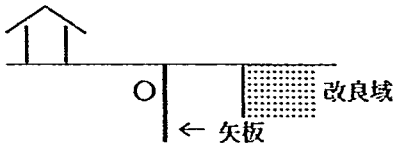
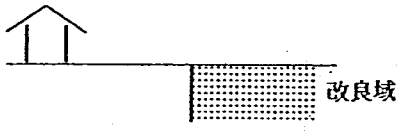
・施工前に，既設構造物の状況を確認し，必要な場合は，対策を行う。

・施工中は，既設構造物の振動・変形量などを測定し，許容値以内であるか確認しながら施工する。

近接施工の対処方法としては，経験的に表一解3.3.1，3.3.2に示すような方法がとられているのが一般的である。

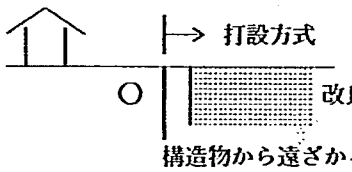
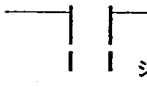
表－解3.3.1　既設構造物・地中埋設物に対する対処方法

(a)　構造物の設置による対策

対策		概要	対策目的	
			振動	変位
構造物設置による対策	空溝設置	0.5～1.0 mの空溝を改良域と構造物の間に設ける。 	○ 表面波を低減できる。	○ 地表付近の変位を低減できる。
	矢板設置	改良域と構造物の間に自立矢板を打設する。 	○	○
構造物そのものの補強			○	○

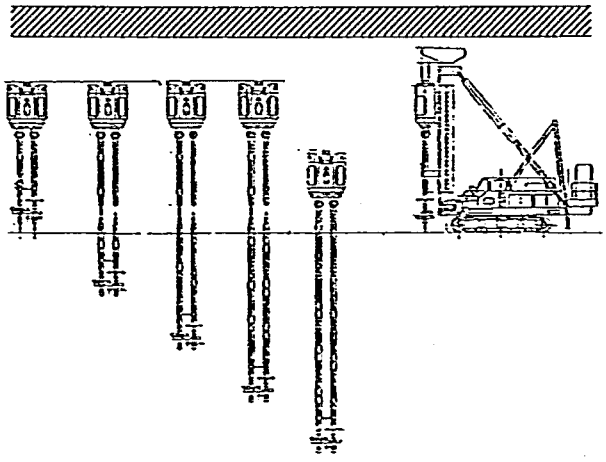
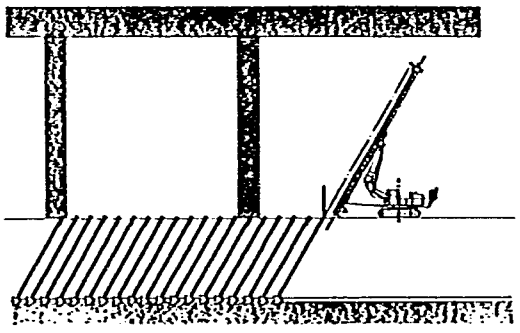
(注)・空溝の設置の中には，ここに示すよりも深い溝を設ける方法や空隙孔を設ける方法もある。
・これらの方法を併用したり，(b)に示す方法を併用することもある。

(b)　施工順序，施工方式の変更による対策

対策		概要	対策目的	
			振動	変位
施工順序による対策	打設方向考慮	 構造物から遠ざかる方向に打設する。	—	○
施工方式の変更による対策	ジェットの利用	ケーシングの先端からジェット水を噴出し，貫入を容易にし，振動を低減する。 	○	—
	圧入方式の利用	・油圧などによりケーシングを地盤中に押し込む。	○	—
	排土式の利用	・打設箇所を施工すると同時に材料投入量に見合う土砂を排出する。	○	○
	先行先堀りの実施	・打設箇所にあらかじめ先行して孔を設ける。	○	○

(注)・(a)に示す方法と併用することもある。
・施工方式の変更は一部の工法で可能である。

表一解3.3.2　架線，橋桁など空中障害物に対する対処方法

対策		概要	
施工方式による対策	継ぎ打ち		低空頭の施工機械を用い，打設管などをジョイントでつないで施工する。
	斜め打ち		通常鉛直方向に地盤改良を行なっているが，これを斜めに施工し，空中障害物などの影響を避ける。

(注)　施工方式による対策は一部の工法で可能である。

既設構造物や地中埋設物には，改良域と構造部の間に構造物（空溝，矢板など）を設置したり，施工順序，施工方式を変更する対策があり，架線などの空中障害物に対しては施工方式を変更する対策がある。

なお，ここに示す方法は現状の技術レベルに基づいて作成しており，今後の技術開発により新しい工法が開発される可能性もあるので，その時点での最新の情報に基づいて判断することが必要である。

[参考文献]

1）土質工学会編：現場技術者のための土と基礎シリーズ　液状化対策の調査・設計から施工まで，pp.123～174，1993.

第4章

盛土構造物の液状化対策工法の設計

[illegible]

4．盛土構造物の液状化対策工法の設計

4.1 設計の基本方針

(1) 道路盛土や河川堤防のような盛土構造物の液状化対策工の設計にあたっては，当該盛土構造物の有する機能，重要度，構造特性，地形，既往の類似盛土構造物の震害事例，周辺環境，立地条件などを考慮して，対象となる盛土構造物全体が考慮する地震動に対し，十分な耐震性を有するように配慮しなければならない。

(2) 液状化対策工の設計においては，盛土構造物の機能および安定性に関する照査基準に適合する設計諸元を定めなければならない。

(1) 地震時の液状化による盛土構造物の液状化対策工の設計を行うにあたっては，当該盛土構造物の機能，重要度，構造特性，地形，地盤条件，既往の類似盛土構造物の震害事例，周辺環境，立地条件などを考慮して，対象となる盛土構造物全体が考慮する地震動に対し，十分な耐震性を有するように配慮しなければならない。

既往の類似盛土構造物の震害事例として，道路盛土・河川堤防の被災形態を図－解 4.1.1[1)2)] に示す。いずれの盛土構造物についても，大きく分けて以下の２つの被災形態がみられる。

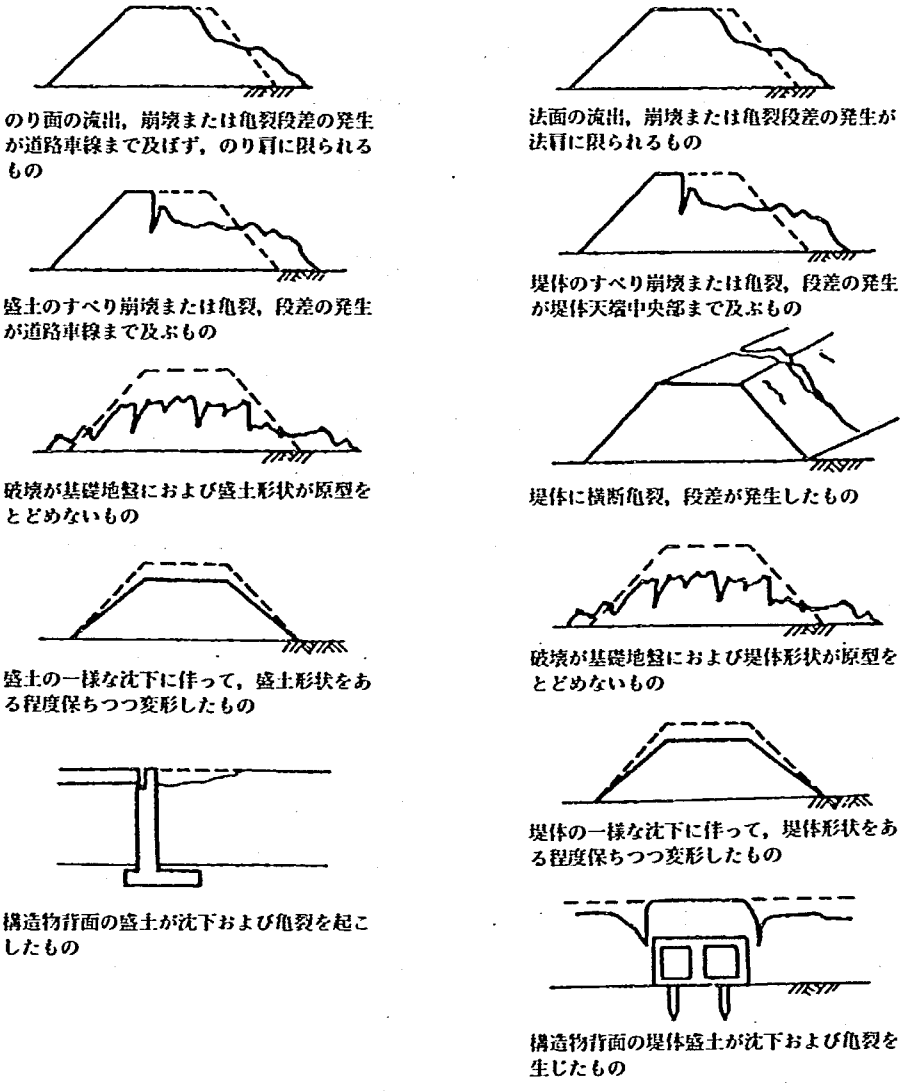
① 盛土体のみにクラック，崩壊などの変状がみられる形態

② 盛土基礎地盤も含めて盛土全体に変状がみられる形態

①の被災形態は，主に盛土体自体の強度不足などの原因により安定性が損なわれたために発生するものである。一方，②の被災形態は，過去の被災事例をみても基礎地盤の液状化に起因している場合が多い。本マニュアルでは，主に②の被災形態を対象とし，盛土および基礎地盤全体の安定性が確保されることを目的とする。したがって，盛土体および基礎地盤の地盤条件，盛土体の構造的条件などを考慮し，盛土体と基礎地盤全体を対象とした対策工の検討を行うものとする。なお，対象とする盛土構造物の形態（新設あるいは既設），盛土構造物の周辺環境などによって，対策工の形態，各対策工の適応性が異なることに配慮して，対策工の検討を行う必要がある。

例えば，液状化が発生する可能性のある地盤上の道路盛土では，道路の重要度(広域幹線道路，緊急輸送道路，一般道路）に応じて必要とする道路機能を確保するよう対策工を検討するという考え方がある。一方，一般の河川堤防については，地震と洪水が同時に発生する可能性は少ないこと，また，土堤が被害を受けても復旧が容易であることなどから，これまでは地震に対する検討は一般に実施されなかった。しかし，液状化が発生する可能性がある地盤上の堤防で，津波の影響が考えられる場合や海抜０m地帯など重要度の高い堤防については優先的に対策工を検討するという考え方がある。

本マニュアル（案）では，原則として中規模地震動（L－1）を対象とし，大規模地震動（L－2）についても対策の考え方を述べている。中規模地震動（L－1）および大規模地震動（L－2）に対する盛土構造物の設計目標水準は上位の基準類によるものとするが，ここでは一例として表－解4.1.1を示す。これらの地震力に対する盛土構造物の安定性照査の基本方針は，以下のとおりである。



(a) 道路盛土の被害形態[1)]　　(b) 河川堤防の被害形態[2)]

図－解4.1.1　道路盛土・河川堤防の被害形態の模式図

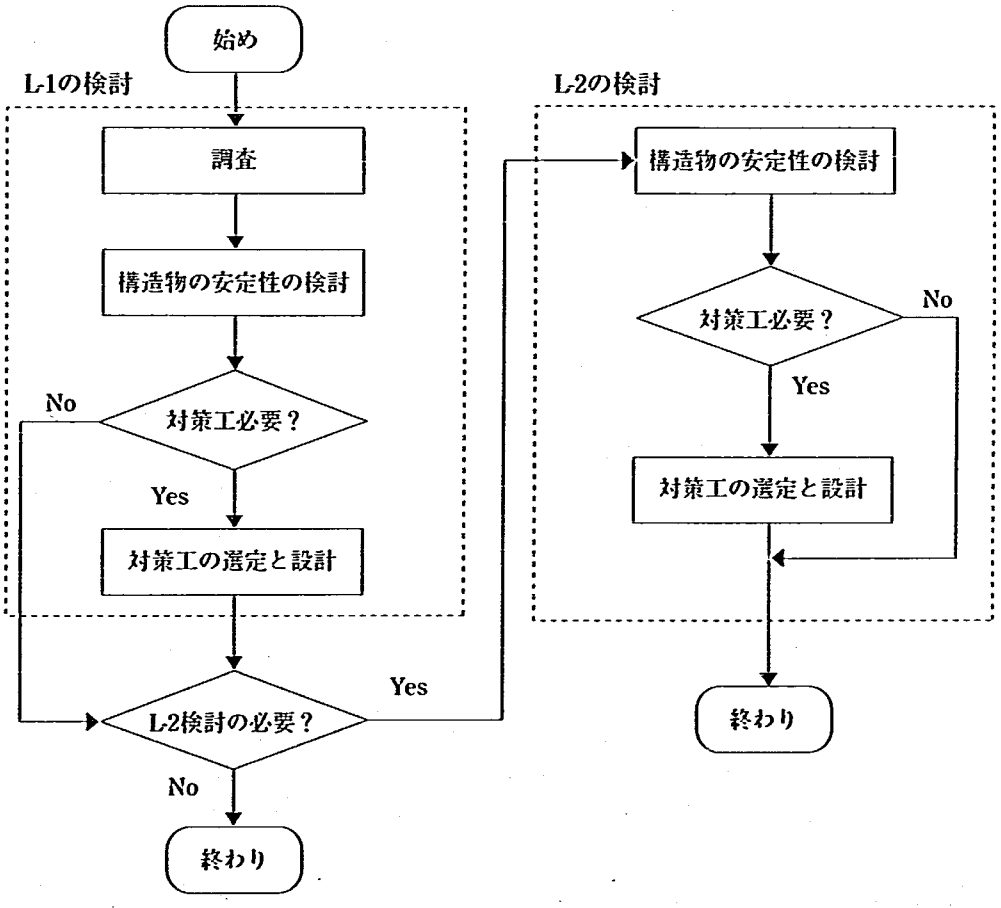
表－解4.1.1　盛土構造物の設計目標水準の指標

対象盛土構造物		道路盛土	河川堤防
設計目標水準	中規模地震動（L－1）	道路としての機能障害は生じない。軽微な修復，車線規制程度で走行可能なこと。	洪水時に止水性が安全に保たれる。
	大規模地震動（L－2）	道路の重要度に応じて必要とする機能を確保できる。	通常時に止水性が保たれる。

① 中規模地震動（L－1）に対して，盛土構造物に有害な変形は発生せず，震害は軽微で必要とされる盛土構造物の機能が確保されること。

② 大規模地震動（L－2）に対して，盛土構造物のある程度の変形は許容するが，盛土構造物の機能が著しく低下するような変形を防止し，比較的早期復旧が可能となること。

(2) 中規模地震動（L－1）および大規模地震動（L－2）に対する液状化対策工の設計手順の概念を図－解4.1.2に示す。まず，地震動に応じて設計目標水準を設定し，地盤，盛土構造物，地震動について必要な調査を実施する。次に基礎地盤の液状化の判定を実施し，盛土構造物の安定性の検討を行い，対策工の必要性を判定する。対策工が必要であると判定された場合には，適切な対策工を選定し，対策工の設計を行う。また，大規模地震動（L－2）を対象とした検討まで行う必要がある場合には，中規模地震動（L－1）で設計した対策工の諸元をもとに，大規模地震動（L－2）に対する盛土構造物の安定性の検討を行い，安定性が確保できない場合は，さらに対策工の仕様の変更を行うものとする。



図－解4.1.2　液状化対策工の設計手順

地震時における盛土構造物の安定性の検討は，本来盛土構造物の沈下量，変形量を直接予測できる手法を用いて，沈下量，変形量によって行うのが望ましい。しかしながら，現状では簡易的かつ

信頼性の高い変形予測手法は確立されていない。そこで，本マニュアル（案）では対策工の必要性の検討および対策工の設計において，以下に示すような震度法により盛土構造物の安定性を照査するものとしている。この際，大規模地震動（L－2）に対する検討では，盛土構造物にある程度の変形量を許容することを念頭においたすべり安全率，土の破壊基準などを用いて，盛土構造物の安定性を照査する。

1) 対策工の必要性の検討は，液状化の判定に続き，震度法による円弧すべり法を用いて行い，その結果所定のすべり安全率を確保できない場合には対策工の検討を行う。この際，中規模地震動（L－1）に対する検討では，一般には過剰間隙水圧の上昇を考慮した有効応力法による円弧すべり法を用いて安定性を照査する。また，大規模地震動（L－2）に対する検討では，一つの考え方として，地震中と地震後の2つの時点について安定性を照査する方法がある。その際，地震中は動的強度を用いた全応力法による円弧すべり法，地震後は残留強度を用いた円弧すべり法を用いる。2つの地震動レベルに対して，異なる円弧すべり法を用いる考え方は，それぞれの解法の特性を考慮したものである。なお，動的強度を用いた円弧すべり法は中規模地震動（L－1）に対しても適用可能である。

2) 対策工の設計諸元の設定および対策後の盛土構造物の安定性照査の手法は，対策工法の設計上の分類（「3.1.2 対策工法の設計上の分類」参照）に示したように，各対策工で異なる。中規模地震動（L－1）および大規模地震動（L－2）に対する各対策工の設計は，原則として以下のような手法を基本としている。各対策工の設計法の分類に基づく盛土構造物の安定性照査法を表－解4.1.2に示す。

表－解4.1.2 各対策工設計における盛土構造物の安定性評価手法

工法		中規模地震動（L－1）	大規模地震動（L－2）
地盤系設計法	締固め工法	過剰間隙水圧を考慮した有効応力法による円弧すべり法	地震中：動的強度を用いた全応力法による円弧すべり法 地震後：残留強度を用いた円弧すべり法
	ドレーン工法	過剰間隙水圧を考慮した有効応力法による円弧すべり法	過剰間隙水圧を考慮した有効応力法による円弧すべり法
構造系設計法	固結工法	改良体の外的安定，内的安定の照査および非改良部の過剰間隙水圧を考慮した円弧すべり法による全体系の安定の照査	改良体の内的安定および円弧すべり法による全体系の安定の照査 変形量の照査
	鋼材を用いた工法	鋼材の安定，変形の照査および過剰間隙水圧を考慮した円弧すべり法による全体系の安定の照査	鋼材の安定，変形の照査および円弧すべり法による全体系の安定の照査

注：なお，ジオテキスタイル工法は，基礎地盤については必要によって各対策工法の設計法を用い，同時にジオテキスタイルの引張り抵抗を考慮した円弧すべりを行い盛土体内の補強材の安定性を照査する。

i）地盤系設計法

改良された地盤の物性を考慮し，対策工の必要性の検討で用いる手法と同様に円弧すべり法を適用する。改良範囲で液状化が発生しないとし，対策後の盛土構造物の安定が確保されるように対策工の設計諸元の設定を行う。

ii）構造系設計法

対策工自体の安定および盛土構造物を含めた全体系の安定について検討する。対策工自体の安定は，各対策工に応じた荷重条件などを設定し，震度法を用いて検討する。また，盛土構造物を含めた全体系の安定は，対策工の必要性の検討で用いる手法と同様に円弧すべり法を用いて行う。対策工自体の安定，盛土構造物を含めた全体系の安定を確保させるように対策工の設計諸元の設定を行う。

しかしながら，対策後の盛土構造物の地震時挙動など，十分に解明されていない問題も多く，特に大規模地震動（L−2）に対しては対策工の対策効果が検証された事例も少ない。各対策工の設計手法は現状の技術レベルに基づいたものであり，特に大規模地震動（L−2）の検討では最新の知見を取り入れるなどの十分な注意が必要である。

(3) 重要もしくは不整形な地形・地質構造を有する地盤上などで地震時の挙動が複雑と想定される盛土構造物に対しては，上述したような震度法による静的な設計を行うのみでは盛土構造物の安定性を十分な精度で評価できない可能性があるため，適切な動力学系に置き換えた地震応答解析や永久変形解析などを適用し，安定性や変形に関する照査を行うことが望ましい。

特に大規模地震動（L−2）での検討において，液状化対策工による盛土構造物の変形量の抑制効果を評価する場合は，最新の研究成果に基づいた手法を用いるなどして，変形に関する定量的な照査を行うことが望ましい。

[参考文献]

1）㈶土木研究センター：土木構造物の震災復旧技術マニュアル（案），p. 99，1987.
2）㈶土木研究センター：土木構造物の震災復旧技術マニュアル（案），p. 206，1987.

4.2 設計条件

4.2.1 地盤条件

液状化対策工の設計にあたり，地盤条件として以下の事項について把握する必要がある。

(1) 液状化対象層の液状化の判定・強度設定に必要な地盤定数，地層構成

(2) 非液状化層の地盤定数，地層構成

(3) 対策工の設計に必要な地盤定数

(4) 地下水位

液状化の判定や対策工の設計に必要な地盤の諸定数は，地盤調査および室内土質試験によって求めることを原則とする。また，対策を行うにあたって以下に該当する場合には試験施工を実施し，対策後の地盤調査および室内土質試験により設計で用いた地盤定数の確認を行い，改良効果を明確にすることが望ましい。

① 試験施工により改良後の物性を確認することで，より経済的な対策工の設計が可能となる場合

② 対策工の施工実績が少なく改良効果の評価が特に必要とされる場合

中規模地震動（L－1）を対象として盛土構造物の安定性を検討する場合，液状化の判定に必要な地盤定数に加えて，土の静的な排水強度定数が必要となる。なお，特に必要があると判断される場合には，振動三軸試験など詳細な調査を行うことにも配慮する必要があるが，試料のサンプリング手法などに十分留意して実施するものとする。

大規模地震動（L－2）の検討においては，初期せん断応力を考慮した動的強度や残留強度の推定が必要となる。本マニュアルで提案しているこれらの強度定数の簡易推定手法は，限られた土質に対して得られたものであり，当該地盤の土質条件が本マニュアル（案）での土質条件と著しく異なる場合には，繰返し三軸試験など詳細な調査試験を行うことにも配慮する必要がある。

対策工によっては，液状化の判定，対策工の必要性の判定の際に用いた地盤定数以外の地盤定数を必要とするものもある。これらの対策工の設計の際には，「第３章　各種対策工法に関する一般事項」および4.5節以降を参照されたい。

地下水位の調査は，堤体内および堤体周辺で行うものとする。特に，河川堤防の液状化対策工においては，対策工によっては止水性を有するものや浸透を助長するものもあり，対策工による地下水環境の変化などにも配慮して十分な調査が必要である。

液状化の判定，盛土構造物の安定性の検討で必要な地盤の諸定数を以下に示す。

① 液状化の判定

・地層構成，地下水位

・地下水位以浅地盤の単位体積重量

・地下水位以深地盤の単位体積重量
・N 値（標準貫入試験）
・塑性指数（コンシステンシー試験）
・細粒分含有率（粒度試験）

② 中規模地震動（L－1）での盛土構造物の安定性検討
・基礎地盤の静的強度定数
・液状化の判定に必要な定数

③ 大規模地震動（L－2）での盛土構造物の安定性検討
・基礎地盤の動的強度定数，液状化後の残留強度定数
・液状化の判定に必要な定数

地盤の地震応答解析や永久変形解析で盛土構造物の安定性を照査する場合は，用いる解析手法に応じて必要な地盤定数を地盤調査や室内土質試験によって設定するものとする。なお，地盤調査および室内土質調査の詳細については，「第２章　調査」を参照されたい。

4.2.2 構造物条件

液状化対策工の設計にあたり，当該盛土構造物の条件として以下の事項について把握する必要がある。

(1) 構造特性（新設・既設）
(2) 盛土構造物の寸法・形状
(3) 盛土構成材の材料定数
(4) 盛土構造物の荷重条件

道路盛土・河川堤防は，要求される機能を達成するために必要な規模・断面形状が各基準，指針，構造令に基づいて決定される。液状化の判定や対策工の設計では，決定された盛土構造物の特性を十分に把握した上で適切な諸元を定める必要がある。

盛土構造物の条件としては，構造特性（新設・既設），その形状（高さ，平均法面勾配，小段など水平部地盤長），構成材の土質，単位体積重量，強度定数および荷重条件を調査のうえ，設計条件として整理する必要がある。新設の盛土構造物の場合，盛土構造物本体の設計時に定められた定数を原則として用いる。既設の盛土構造物の場合には，構築時の設計図書などを整理するとともに，必要に応じて現地調査や各種試験を実施して定数を設定することが望ましい。

4.2.3 設計地震入力

液状化判定および対策工の設計に用いる地震力は，当該盛土構造物の設計基準類に準拠する。

液状化判定に用いる地震力および慣性力として作用させる地震力は，第1章1.2に示された当該盛土構造物の設計基準類に準拠する。

これらの設計基準類において，液状化判定に用いる地震力および慣性力として作用させる地震力は，震度法による設定を標準としており，それぞれ液状化判定用震度，慣性力用震度と呼ぶ。これらの震度は，地表面で与えられるものであり，水平に作用させる。

また，動的強度を用いた全応力法による円弧すべり法で用いられる慣性力用震度には，地震動の不規則性やすべりブロック内の応答加速度分布の不均一性などを考慮して等価化された震度（等価震度[1]）を用いるのが一般的である。

地震応答解析に用いる地震入力としては，建設地点で観測された強震記録を用いること最も望ましいが，一般にはそのような記録は非常に少ない。したがって，既往の強震記録の中から適切な強震記録を選定するものとする。具体的には，道路橋示方書[2]や共同研究報告書（平成5年）[3]などを参照されたい。

[参考文献]

1）建設省土木研究所他：液状化対策工法の開発に関する共同研究報告書（その4），pp. 253～265，1996.
2）㈳日本道路協会：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編，pp. 75～80，1996.
3）建設省土木研究所他：液状化対策工法の開発に関する共同研究報告書（その1），pp. 33～35，1993.

4.3 対策工の必要性の判定

4.3.1 一 般

液状化対策工の必要性の判定は，当該盛土構造物の重要度，地盤条件，構造物条件，地震動条件などを考慮し，地盤の液状化に伴う盛土構造物の安定性を評価して行う。

(1) 中規模地震動（L－1）の対策工の必要性の検討

液状化対策工は，盛土構造物の基礎地盤で液状化の発生が予測され，かつ盛土構造物の安定性が損なわれる場合に必要となる。中規模地震動（L－1）を対象とした対策工の必要性の判定は，図－解4.3.1に示すとおりであり，以下の手順により行う。

1) 地盤の液状化の判定

地盤の液状化の判定は，「4.3.2 液状化の判定」で示す手法を用いて行う。ここで用いる手法は，原則として液状化抵抗率 F_L を用いた簡易法である。

2) 盛土構造物の安定性の検討

盛土構造物の安定性の検討は，「4.3.3 盛土構造物の安定性の検討」で示す中規模地震動（L－1）を対象とした手法を用いて行う。ここで用いる手法は，原則として震度法による円弧すべり法である。すべり安全率が，所定のすべり安全率を満足しない場合には対策工の検討が必要となる。

(2) 大規模地震動（L－2）の対策工の必要性の検討

大規模地震動（L－2）を対象とした対策工の必要性の判定は，図－解4.3.1に示すように，以下の手順により行う。

1) 中規模地震動（L－1）に対して対策工の設計がなされている場合

i）地盤の液状化の判定

液状化の判定は対策工が施された地盤に対して行い，「4.3.2 液状化の判定」で示す手法を用いて行う。ここで用いる手法は，原則として液状化抵抗率 F_L を用いた簡易法である。

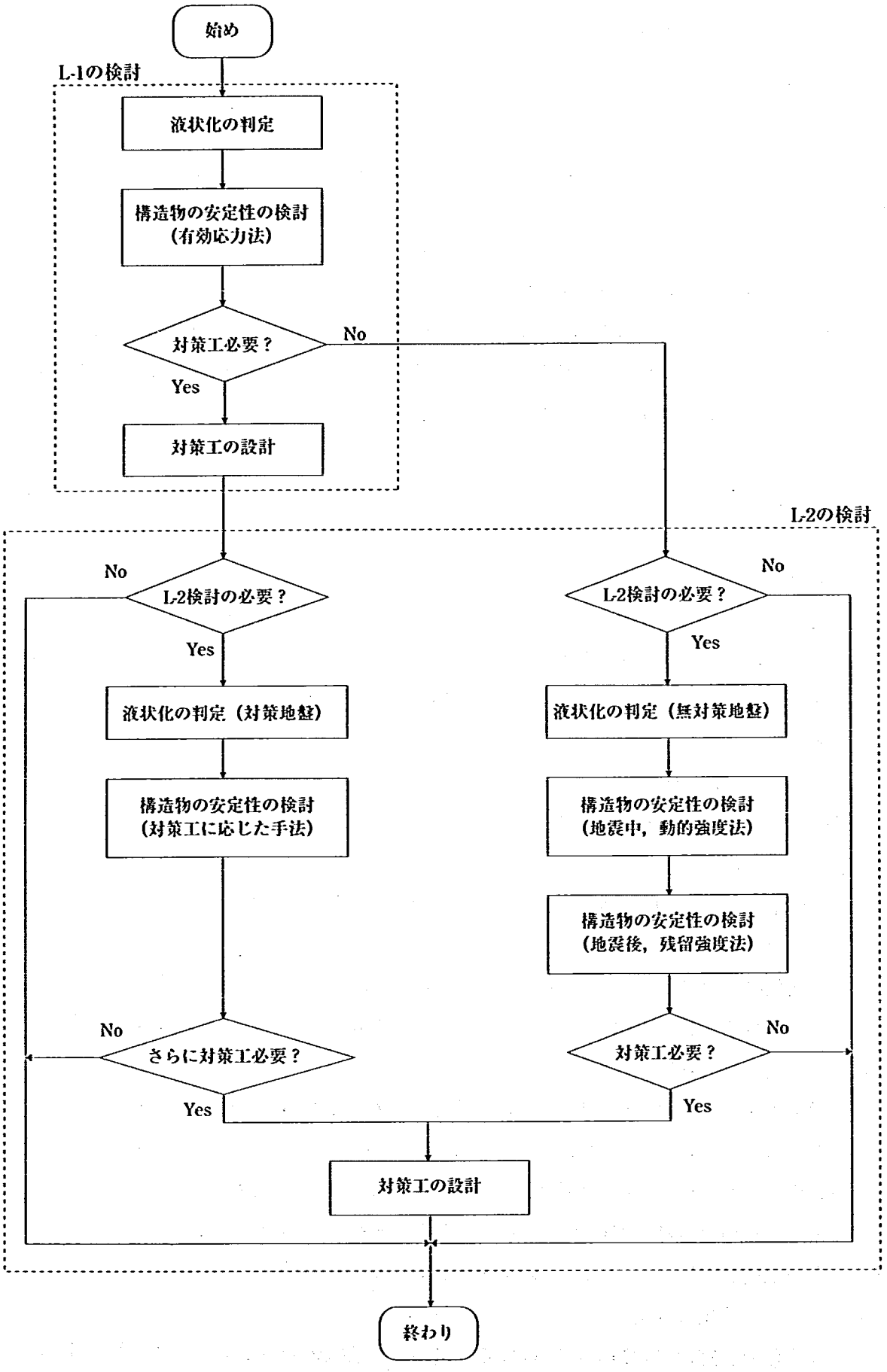
ii）盛土構造物の安定性の検討

対策工を含めた盛土構造物に対する対策工の必要性の判定を行うこととなる。この場合，盛土構造物の安定性の検討は，4.5以降に示す各対策工の大規模地震動(L－2)を対象とした設計法に基づき行う。中規模地震動（L－1）を対象として対策された盛土構造物の安定性が確保されない場合は，対策工の諸元を見直すことなどが必要となる。

2) 中規模地震動（L－1）に対して対策工の必要性がない場合

i）地盤の液状化の判定

液状化の判定は無対策地盤に対して，「4.3.2 液状化の判定」で示す手法を用いて行う。ここで用いる手法は，原則として液状化抵抗率 F_L を用いた簡易法である。



図－解 4.3.1　対策工の必要性の判定の手順

ii）盛土構造物の安定性の検討

「4.3.3　盛土構造物の安定性の検討」で示す大規模地震動（L－2）を対象とした手法を用いて行う。ここで用いる手法は，原則として震度法による円弧すべり法である。すべり安全率が，所定のすべり安全率を満足しない場合には対策工の検討が必要となる。

(3)　その他

円弧すべり法以外の手法を必要に応じて用いてもよい。

地震応答解析や永久変形解析などを用いて，変形量を設計指標として盛土構造物の安定性を検討する場合は，算定された変形量が許容変形量を満足しない場合に対策工の検討が必要となる。

4.3.2　液状化の判定

液状化の判定は，原則として液状化抵抗率 F_L を用いた簡易法に基づいて行う。

液状化の判定は，液状化抵抗率 F_L を用いた簡易法に基づいて行うことを原則とする。液状化抵抗率の算出は以下の考え方を基本として行う。

① 液状化抵抗率 F_L の算出において，動的せん断強度比 R は，原則として道路橋示方書[1]の方法によって算出する。なお，中規模地震動(L－1)の検討においては，地震動特性による補正係数 C_w を1.0とする。

② 地震時繰返しせん断応力比 L の算出においては，当該盛土構造物の設計基準類に準じて設定した液状化判定用震度 k_s を用いる。

③ 検討位置は，水平地盤および盛土天端直下部とし，便宜上，盛土荷重の応力分散効果を無視した土被り圧に基づいて液状化抵抗率を算出するものとする（図－解4.3.2)。

④ N 値から液状化抵抗率 F_L を算定するにあたり，動的せん断強度比 R は以下のように求めることとする。

- 水平地盤部（図－解4.3.2におけるA）と盛土天端部（図－解4.3.2におけるC）のそれぞれに N 値のデータが存在する場合には，対応する N 値を用いることとする。
- 水平地盤部あるいは盛土天端部のどちらか一方の地点の N 値のデータしか存在しない場合には，N 値のデータがある地点の算出位置で求めた動的せん断強度比を両地点に適用する。これは基礎地盤が水平方向に連続していると考えた場合，盛土直下地盤では土被り圧が水平地盤部より大きいため，一般に N 値および動的せん断強度は大きくなる。しかしながら，土被り圧で正規化した動的せん断強度比は水平地盤部と盛土天端部で同一と考えられるためである。

⑤ 液状化抵抗率 F_L を算定するにあたり，盛土天端部の地震時動的せん断応力比 L は盛土天端を地表面として算出する。

(1)　液状化の判定を行う必要がある砂質土層

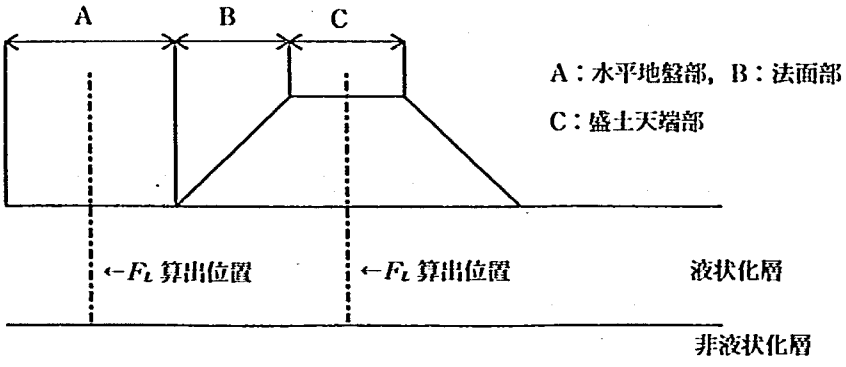
以下の3つの条件すべてに該当する原則として沖積層の飽和砂質土層は地震時に液状化の可能

性があるため，(2)項以下によって液状化の判定を行わなければならない。

① 地下水位が現地盤面から 10 m以内にあり，かつ現地盤面から 20 m以内の深さに存在する飽和土層

② 細粒分含有率 F_c が 35%以下の土層，または F_c が 35%を越えても塑性指数 I_p が 15 以下の土層

③ 平均粒径 D_{50} が 10 mm以下で，かつ 10%粒径 D_{10} が 1 mm以下である土層



図－解 4.3.2 液状化抵抗率 F_L の算定位置

(2) 液状化の判定

(1)項の規定により液状化の判定を行う必要のある土層に対しては，液状化抵抗率 F_L を式（解 4.3.1）により算出し，この値が 1.0 以下の土層については液状化するとみなすものとする。

$$F_L = R / L \quad \cdots\cdots (解\ 4.3.1)$$

$$R = C_W \cdot R_L \quad \cdots\cdots (解\ 4.3.2)$$

$$L = r_d \cdot k_s \cdot \sigma_v / \sigma_v' \quad \cdots\cdots (解\ 4.3.3)$$

$$r_d = 1.0 - 0.015x \quad \cdots\cdots (解\ 4.3.4)$$

$$\sigma_v = \{\gamma_{t1} h_w + \gamma_{t2}(x - h_w)\} / 10 \quad \cdots\cdots (解\ 4.3.5)$$

$$\sigma_v' = \{\gamma_{t1} h_w + \gamma_{t2}'(x - h_w)\} / 10 \quad \cdots\cdots (解\ 4.3.6)$$

（中規模地震動（L－1）および大規模地震動（L－2）における道路橋示方書のタイプⅠと同様の地震動の場合）

$$C_W = 1.0 \quad \cdots\cdots (解\ 4.3.7)$$

（大規模地震動（L－2）における道路橋示方書のタイプⅡと同様の地震動の場合）

$$C_W = \begin{cases} 1.0 & (\quad R_L \leqq 0.1) \\ 3.3 R_L + 0.67 & (0.1 < R_L \leqq 0.4) \\ 2.0 & (0.4 < R_L \quad) \end{cases} \quad \cdots\cdots (解\ 4.3.8)$$

ここに，F_c：細粒分含有率（%）（粒径 75 μm以下の土粒子の通過質量百分率）

I_p：塑性指数

D_{50}：平均粒径（mm）

D_{10}：10%粒径（mm）

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

C_W：地震動特性による補正係数

R_L：繰返し三軸強度比で，(3)の規定により求める

r_d：地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数

k_s：液状化判定用震度

σ_v：全上載圧（kgf/cm²）

σ_v'：有効上載圧（kgf/cm²）

x：地表面からの深さ（m）

γ_{t1}：地下水位面より浅い位置での土の単位体積重量（tf/m³）

γ_{t2}：地下水位面より深い位置での土の単位体積重量（tf/m³）

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/m³）

h_w：地下水位の深さ（m）

(3) 繰返し三軸強度比

繰返し三軸強度比 R_L は式（解 4.3.9）により算出するものとする。

$$R_L=\begin{cases}0.0882\times\sqrt{(N_a/1.7)} & (N_a<14)\\ 0.0882\times\sqrt{(N_a/1.7)}+1.6\times10^{-6}\cdot(N_a-14)^{4.5} & (14\leqq N_a)\end{cases} \quad\cdots\cdots\text{(解 4.3.9)}$$

ここで，

1) 砂質土の場合

$$N_a=c_1\cdot N_1+c_2 \quad\cdots\cdots\text{(解 4.3.10)}$$

$$N_1=1.7\cdot N/(\sigma_v'+0.7) \quad\cdots\cdots\text{(解 4.3.11)}$$

$$c_1=\begin{cases}1 & (0\%\leqq F_c<10\%)\\ (F_c+40)/50 & (10\%\leqq F_c<60\%)\\ F_c/20-1 & (60\%\leqq F_c\quad)\end{cases} \quad\cdots\cdots\text{(解 4.3.12)}$$

$$c_2=\begin{cases}0 & (0\%\leqq F_c<10\%)\\ (F_c-10)/18 & (10\%\leqq F_c\quad)\end{cases} \quad\cdots\cdots\text{(解 4.3.13)}$$

2) 礫質土の場合

$$N_a=\{1-0.36\log_{10}(D_{50}/2)\}N_1 \quad\cdots\cdots\text{(解 4.3.14)}$$

ここに，R_L：繰返し三軸強度比

N：標準貫入試験から得られる N 値

N_1：有効上載圧 1 kgf/cm² 相当に換算した N 値

N_a：粒度の影響を考慮した補正 N 値

c_1, c_2：細粒分含有率による N 値の補正係数

また，地震応答解析などの詳細法を用いて液状化の判定を行う場合は，用いる解析手法の特性や必要なパラメータの設定などに十分留意して行う必要がある。

4.3.3 盛土構造物の安定性の検討

盛土構造物の安定性の検討は，原則として震度法による円弧すべり安定計算を用いて行う。

盛土構造物の安定性は，原則として震度法による円弧すべり法を用いて照査する。すべり安全率が，所定の許容すべり安全率を満足しない場合に対策工の検討が必要となる。また，地震応答解析，永久変形解析を用い，変形量を設計指標として盛土構造物の安定性を検討する場合は，算定された変形量が所定の許容変形量を満足しない場合に対策工の検討が必要となる。中規模地震動（L－1），大規模地震動（L－2）に対する盛土構造物の安定性の照査基準を表－解4.3.1に示す。

盛土構造物の安定性の検討では，対象とする地震の規模に応じて，検討時点，考慮する外力，強度の扱い方の異なる円弧すべり法を用いる。ここで用いる震度法による円弧すべり法の概要を表－解4.3.2に示す。

表－解4.3.1　盛土構造物の安定性照査基準

<table>
<tr><td colspan="2">対象構造物</td><td>道路盛土</td><td>河川堤防</td></tr>
<tr><td colspan="2">照査対象
インディックス</td><td colspan="2">すべり安全率
沈下量，変形量</td></tr>
<tr><td rowspan="4">安定性照査基準</td><td rowspan="2">中規模地震動
(L－1)</td><td>道路としての機能障害は生じない。軽微な修復，車線規制程度で走行可能なこと。</td><td>洪水時に止水性が安全に保たれる。</td></tr>
<tr><td colspan="2">簡易法：有効応力法によるすべり安全率 F_s ＞所定の安全率 F_{sa}（1.0としてよい）*
詳細法：沈下量 S ＜所定の沈下量 S_{a1}*</td></tr>
<tr><td rowspan="2">大規模地震動
(L－2)</td><td>道路の重要度に応じて必要とする機能を確保できる。</td><td>通常時に止水性が保たれる。</td></tr>
<tr><td colspan="2">簡易法：地震中のすべり安全率 F_{sd} ＞所定の安全率 F_{sda}*
地震後のすべり安全率 F_{sr} ＞所定の安全率 F_{sra}*
詳細法：沈下量 S ＜所定の沈下量 S_{a2}*</td></tr>
</table>

＊所定の安全率，沈下量については各盛土構造物の重要度などを考慮して技術者が判断するものとする。
また，F_s は有効応力法によるすべり安全率，F_{sd} は動的強度を用いた全応力法によるすべり安全率，F_{sr} は残留強度を用いた地震後のすべり安全率を意味する。

表－解4.3.2　各検討レベルでの安定性評価手法

地震動規模	検討時点	手法	外力	強度
中規模地震動 (L－1)	地震中，地震後	有効応力法	重力	過剰間隙水圧を考慮した静的強度
大規模地震動 (L－2)	地震中	全応力法	重力，震度	初期せん断応力を考慮した動的強度
	地震後	全応力法	重力	液状化後の残留強度

中規模地震動（L－1）においては，過剰間隙水圧を考慮した有効応力法による円弧すべり法を用いて，盛土構造物の安定性の検討を行うこと原則とする。有効応力法による円弧すべり法の適用は，この手法が，盛土構造物が不安定状態になるか否かの判断に適用できること，有効応力強度が比較的簡単に推定できることなどの理由による。しかしながら，有効応力法は，物理的意味が不明確であり[2]，過度に安全側の結果を与える可能性があること[3]などの問題点が指摘されている。

大規模地震動（L－2）においては，動的強度を用いた全応力法による円弧すべり法を用いて，盛土構造物の安定性の検討を行うことを原則とする。ただし，この手法は地震中のみの安定性を評価するものであり，地震終了後に盛土構造物が大きな変形を生じた事例も報告されていることから，地震後の安定性照査も行うことが望ましい。地震後の安定性照査法の一手法として，液状化後の残留強度を用いた全応力法による円弧すべり法が挙げられる。地震中に対して動的強度を用いた全応力法による円弧すべり法を適用したのは，この手法により得られるすべり安全率が変形量とある程度の関連性を有していること[4]などの理由による。また，この手法は中規模地震動（L－1）に対しても適用可能である。一方，地震後について残留強度を用いた円弧すべり法の適用したのは，この手法が地震後の地盤流動により盛土構造物が不安定状態になるか否かの判断に適用できる可能性があることなどの理由による。ただし，後述するように，いずれの手法においてもせん断強度の設定には十分留意することが必要である。特に残留強度を用いた全応力法による円弧すべり法は，現時点では十分な検証がなされておらず，本手法の適用にあたっては，残留強度の推定値のバラツキなどを考慮し，許容安全率をある程度の幅を与えて設定するなどの十分な注意が必要である。なお，大規模地震動（L－2）に対する盛土構造物の安定性照査法については，これらの課題や適用例がまとめられている[5]ので参照されたい。

以下，各地震動レベルで用いる3つの円弧すべり手法について説明する。

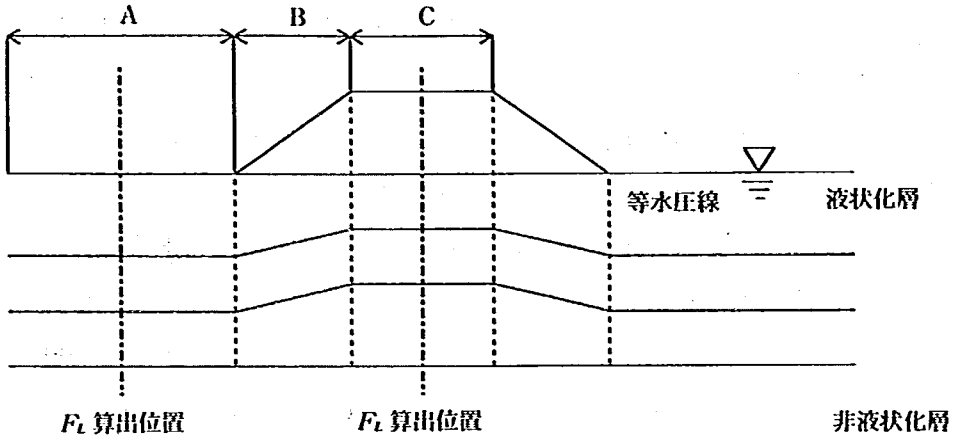
(1) 中規模地震動（L－1）での盛土構造物の安定性の検討

中規模地震動（L－1）での盛土構造物の安定性の検討は，以下の手順で行うことを基本とする。

1) 過剰間隙水圧比 r_u の算出

地震動により生じる過剰間隙水圧比 r_u は，「4.3.2 液状化の判定」で算出された F_L 値をもとに，㈳日本道路協会：共同溝設計指針[6]に示されている下記の式を適用して算出する。

$$r_u = \Delta u / \sigma_v' = \begin{cases} F_L^{-7} & (F_L \geq 1) \\ 1 & (F_L < 1) \end{cases} \quad \cdots\cdots\cdots\



A：水平地盤部の水圧分布，B：AC間の一次補間，C：盛土天端直下の水圧分布

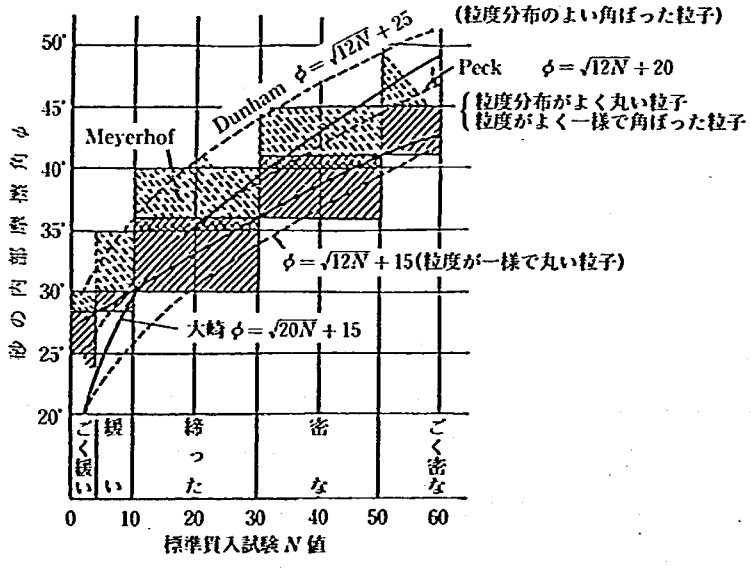
図－解 4.3.3　過剰間隙水圧分布の算定法

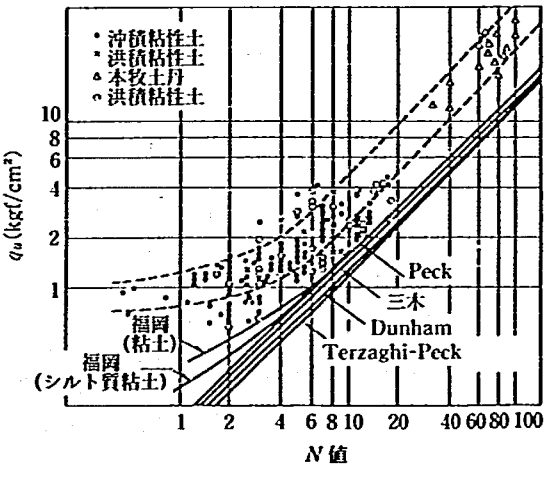
3)　静的強度定数の設定

静的強度定数 c, ϕ は，砂質土においては排水強度定数，粘性土においては非排水強度定数とし，室内土質試験から求めることを原則とする。

なお，室内土質試験結果がない場合には，便宜的に N 値などから強度定数を推定する方法もある。砂質土については図－解 4.3.4[7]，粘性土については図－解 4.3.5[7] に示すような経験式がある。これらは推定の幅が大きいので，同図のみにより静的強度定数を設定することは好ましくない。このため，当該盛土構造物の周辺において既存のデータが存在する場合には，それらを同図にプロットして用いることが望ましい。

また，これらの図表を用いて静的強度定数を推定する場合，砂質土においては $c=0\text{tf/m}^2$ と





図－解 4.3.4　N 値と内部摩擦角 ϕ の関係[7]　　図－解 4.3.5　N 値と一軸圧縮強さ q_u の関係[7]

し，推定した ϕ が 30° 以下の場合には 30° とする。粘性土においては $\phi=0°$ とし，推定した c が 1.5 tf/m² 以下の場合は 1.5 tf/m² とする。

4) 有効応力法による円弧すべり安全率の算定

有効応力法による円弧すべり安全率 F_s の算定には，過剰間隙水圧の増分のみを考慮し，地震時慣性力を考慮しない以下の式を適用する。

$$F_s=\frac{\sum\{cl+(W-u_0b-\Delta ub)\cos\alpha\tan\phi\}}{\sum W\sin\alpha}=\frac{M_r}{M_d} \quad \cdots\cdots\cdots\

6) 液状化対策の必要性の判定

地震時の液状化の発生による過剰間隙水圧の上昇を考慮したすべり安定計算により，算出された最小すべり安全率が所定の許容すべり安全率を下回る場合には，液状化対策工が必要と判定される。

すべり安全率により安定性を評価する方法では，通常安全率の余裕をみて確保すべき安全率として $F_s=1.2$ などの値が採用されることが多い。ただし，4)で示した地震により発生する過剰間隙水圧により土のせん断抵抗を低下させる方法（Δu 法）は安全側の評価となることがこれまでの研究により確かめられていることから，一般には $F_s=1.0$ を許容安全率とすることとした。

参考までに，既往の地震における河川堤防の被災事例および模型振動実験を対象に，上記の方法で計算して得られた安全率と実測沈下量の関係を図－解 4.3.7[8] に示す。この図から，盛土高さに対し 0.05 以上の沈下量を生じた場合の安全率はおおむね 0.5 以下となっていること，安全率が 1.0 ないし 1.2 以上では，一部の実験を除いて，沈下量は盛土高さの 0.01 以下となっていることがわかる。

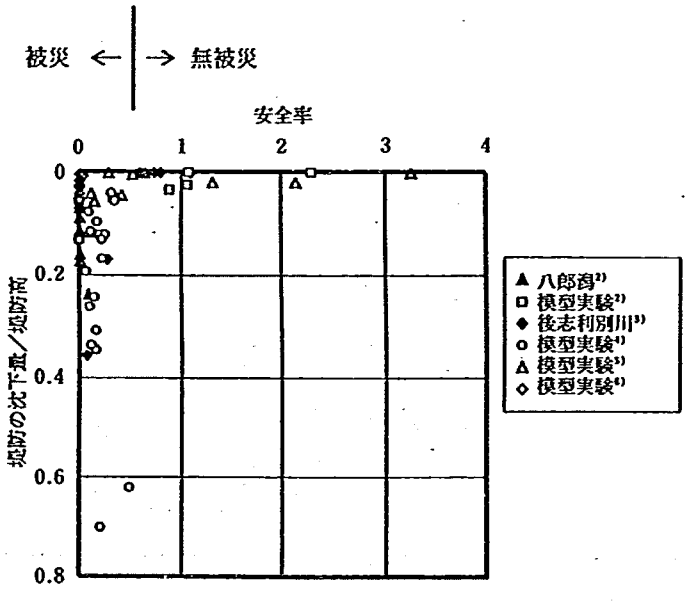
これらのことから，Δu 法は十分安全側の評価を与えており，円弧すべり計算（Δu 法）で安全率が 1.0 を満足すれば盛土は安定であるといえる。

(2) 大規模地震動（L－2）での地震中の盛土構造物の安定性の検討

大規模地震動（L－2）での地震中の盛土構造物の安定性の検討は，以下の手順で行うことを基本とする。

1) 動的強度の算出

動的強度は，所定の回数の繰返しせん断により所定のひずみ量を生じるような繰返しせん断応力の大きさとして定義される。この動的強度は，常時に作用している初期せん断応力の大き



図－解 4.3.7 堤防の沈下量と計算安全率の関係の例[8]

さにより変化し，一定ではない。動的強度は，通常は初期せん断応力を考慮した非排水繰返し中空ねじりせん断試験あるいは三軸試験により求めることができる。

動的強度を求める際には，破壊を定義するためのひずみ量の設定に注意が必要である。液状化の判定で用いられる動的強度は，非排水繰返し三軸試験において両振幅軸ひずみ5%を破壊基準とする場合が多いが，全応力法による安定計算での動的強度は盛土構造物の変形量に関係していると考えられる。つまり，すべり安全率が同じ1.0であっても，破壊基準が異なれば，盛土構造物の変形量も異なるものとなる。しかしながら，現状ではこの破壊基準と盛土構造物の変形量の関係が明確ではなく，変形量に応じた破壊基準を簡易的に算定する手法については今後の課題である。

ここでは，既往の室内試験結果に基づき，簡易的に動的強度を推定する手法の一例を以下に示す。ただし，この手法は限られた土質に対する室内試験結果をもとにしたものであり，本来は前述のように室内試験を実施して動的強度を求めることが望ましい。

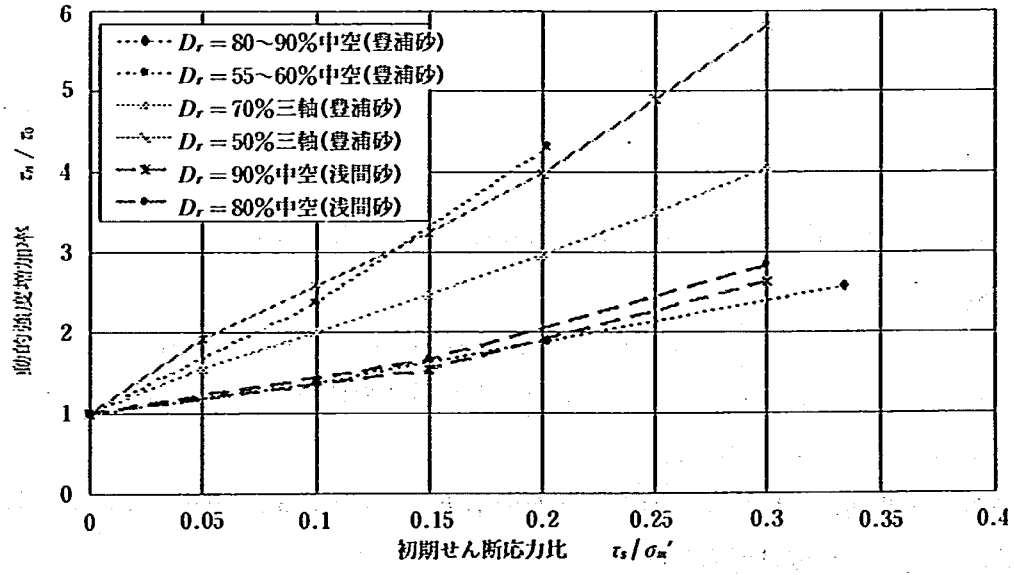
なお，液状化層以外の粘性土や不飽和土の動的強度は，飽和砂質土のような顕著な強度低下は少ないことから，静的強度で代用するものとする。

i）動的せん断強度比の推定

繰返し三軸強度比 R_L は，原則として道路橋示方書の方法（「4.3.2　液状化判定」参照）で算定する。ただし，道路橋示方書での繰返し三軸強度比とは異なる破壊基準を用いる場合には補正が必要となる。

ii）初期せん断応力比に対する動的強度増加率の算定

既往の室内試験結果[9)10)11)]をもとに，動的強度増加率 τ_n / τ_0 と初期せん断応力比 τ_s / σ_m' の関係について整理した結果を図ー解4.3.8に示す。ここに，動的強度増加率 τ_n / τ_0 は，初期せん断応力比0の場合の動的強度に対する動的強度の比である。



図ー解4.3.8　動的強度増加率と初期せん断応力比の関係

iii）動的強度～初期せん断応力比の関係

図－解4.3.8の関係を直線で近似すれば，円弧すべり計算で用いる動的強度比～初期せん断応力比の関係は，次式で表される。

$$\frac{\tau_n}{\sigma_m'} = R_L\left(A \cdot \frac{\tau_s}{\sigma_m'} + 1\right) \quad \cdots\cdots (解4.3.17)$$

ここに，τ_n：$\tau_d + \tau_s$（動的せん断応力＋初期せん断応力）（tf/m^2）

σ_v'：有効土被り圧（tf/m^2）

σ_m'：平均有効応力（tf/m^2）

A：動的強度増加率の勾配（図－解4.3.8より算定）

R_L：繰返し三軸強度比

τ_s：初期せん断応力（tf/m^2）

iv）動的せん断強度比の補正

動的せん断強度比は，等方応力状態での繰返し三軸強度比を，原地盤での動的せん断強度比に補正する必要がある。平均有効応力σ_m'に対して，静止土圧係数K_0を用いて有効土被り圧σ_v'で表示すると，式（解4.3.17）は，次式のようにあらわせる。

$$\frac{\tau_n}{\sigma_v'} = R_L \cdot A \cdot \frac{\tau_s}{\sigma_v'} + \frac{1+2K_0}{3} R_L \quad \cdots\cdots (解4.3.18)$$

ここに，K_0：静止土圧係数（通常，0.5程度）

2）　地震中のすべり安全率の算定

地震中のすべり安全率F_{sd}の算定には，初期せん断応力比を考慮した動的強度を用い，慣性力用震度を考慮した以下の式を適用する。

$$F_{sd} = \frac{\Sigma \tau_n \cdot l \cdot R}{\Sigma\{W \cdot R \cdot \sin\alpha + k_h \cdot W \cdot y\}} = \frac{M_r}{M_d} \quad \cdots\cdots (解4.3.19)$$

ここに，τ_n：動的強度（tf/m^2）

l：各分割片の円弧長（m）

R：すべり円弧半径（m）

W：各分割片の重量（tf/m）

α：各分割細片のすべり円弧の接線方向と水平面のなす角（°）

k_h：慣性力用震度

y：すべり中心からすべりブロック分割片の重心までの垂直距離（m）

また，円弧すべり計算においては，以下のような手順で任意のすべり面上の動的強度比を算定し，最小すべり安全率を算定する。

① あるすべり面について常時のすべり安全率F_sを算出する。この場合，地盤の強度定数は静的強度を用い，震度は考慮しない。

② すべり安全率を算定した，すべり面上の平均的な初期せん断応力比を次式により算出する。

$$\frac{\tau_s}{\sigma_v'}=\frac{\tan\phi'}{F_s} \quad \cdots\cdots(解\ 4.3.20)$$

ここに，ϕ'：有効応力に関する土のせん断抵抗角（°）

F_s：常時のすべり安全率

③ ここで，初期せん断応力比はすべり面全体にわたって一定と仮定し，式（解 4.3.18）よりすべり面上での動的強度比を算出する。

3) 地震中の安定計算における円弧すべりの形状

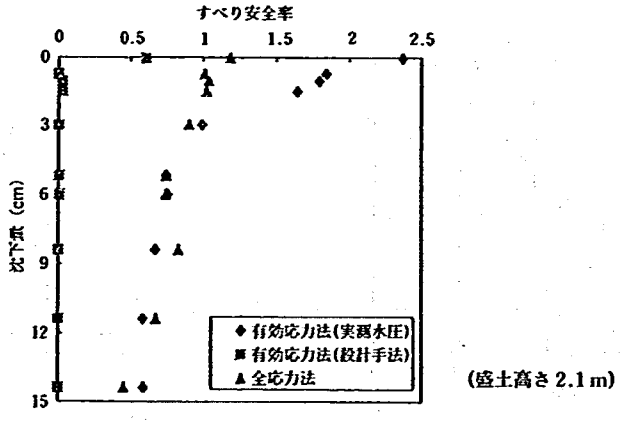
有効応力法による円弧すべり計算と同様な考え方に基づき円弧すべりの形状を設定する。また，動的強度を用いた円弧すべり計算を行うと，最小安全率を与えるすべり面が非現実的に大きなものとなる場合がある。この問題に対する明確な解決策は見出されていないが，便宜上，すべり面の範囲を水平方向には盛土のり尻から盛土高さの 2 倍程度の範囲以内に制限するのがよいと考えられる。

4) 液状化対策の必要性の判定

動的強度を用いた地震中の円弧すべり安定計算により，算出された最小すべり安全率が所定の許容すべり安全率を下回る場合には，液状化対策工が必要と判定される。

大規模地震動（L−2）の安定性照査に用いる許容すべり安全率は，盛土構造物の変形が許容変形量以下となるように設定される必要がある。既往の研究成果によると，動的強度を用いて算定したすべり安全率は，盛土構造物の沈下量と相関があることが指摘されている[4]。動的遠心模型実験を対象とし，動的強度を用いた安定計算から得られたすべり安全率と盛土天端の沈下量との関係[12]を図−解 4.3.9 に示す。図より，盛土天端に有意な沈下量が発生するときの動的強度を用いて算定したすべり安全率（▲全応力法）はほぼ 1.0 であり，盛土構造物に有意な変形を生じさせないためには，許容すべり安全率を 1.0 とすることが適当であると思われる。

また，盛土構造物の変形をある程度許容するような場合においては，許容変形量に対応する盛土構造物の許容すべり安全率の関係が必要となるが，現段階では，両者の明確な関係は得られていない。地震応答解析や永久変形解析などを用いた詳細な検討を実施して，変形量により盛土構造物の安定性を検討することが望ましい。



図−解 4.3.9 動的強度を用いたすべり安全率と盛土天端沈下量との関係[12]

(3) 大規模地震動（L－2）での地震後の盛土構造物の安定性の検討

大規模地震動（L－2）での地震後の盛土構造物の安定性の検討は，以下の手順で行うことを基本とする。

1) 残留強度の算出

砂の残留強度を用いた安定計算法の適用範囲および残留強度の評価手法は，未だ十分には確立されていない状況にある。現在のところ，既往の液状化被災事例や実地震データから逆解析によって残留強度を求める手法[13]，および室内試験結果を定式化した事例[14]などを挙げることができる。

図－解 4.3.10 は既往の液状化被災事例（主に盛土のすべり破壊）や阪神・淡路大震災での実測データなどから逆算された残留強度と，地震前の換算 N 値との関係を各種文献[15]より調べたもの[16]である。砂地盤の残留強度と換算 N 値との間には，図－解 4.3.10 に示すような正の相関が認められ，N 値と有効上載圧から式（解 4.3.11）により得られる換算 N 値 N_1 を用いて残留強度を推定することができる。

ただし，図－解 4.3.10 のプロットはいずれも高さ数m～数十mの盛土構造物の被災事例から逆算されたものであり，これに相当する有効上載圧において発揮された残留強度であることに留意する必要がある。

一方，吉峯[17]は室内での単純せん断試験結果から砂の残留強度を定式化している。残留強度は，砂の換算 N 値（あるいは相対密度）により定まる流動ポテンシャルと有効上載圧から次式を用いて推定され，すべり計算においては，すべり面上の各すべりブロックの有効上載圧を考慮して残留強度を設定することができるとしている。なお，この式は限られた種類の砂に対する室内試験から得られたものであることに留意する必要がある。

$$\tau_r = 0.335(1 - u_f/100)\cdot\sigma_v' \quad \cdots\cdots\cdots\

詳細は文献17）を参照されたい。

なお，液状化層以外の砂質土，粘性土および不飽和土は残留強度が発揮される状態には至らないと考えられることから，ひとつの参考としてその強度は静的強度で代用することもある。また，液状化層の内，完全液状化層に対しては上記の残留強度を適用することもある。一方，準液状化層は残留強度が発揮される状態には至らないと考えられるが，ある程度の過剰間隙水圧が発生している可能性がある。そこで，準液状化層の強度として静的強度あるいは過剰間隙水圧を考慮した静的強度の適用が考えられるが，現状では十分な検証ができておらず，その設定法は今後の課題である。

2) 地震後のすべり安全率の算定

地震後のすべり安全率 F_{sr} の算定には残留強度を用い，地震時慣性力を考慮しない以下の式を適用する。

$$F_{sr}=\frac{\Sigma\tau_r\cdot l}{\Sigma W\cdot\sin\alpha}=\frac{M_r}{M_d} \quad \cdots\cdots\cdots\

盛土構造物の安定性をより詳細に検討する手法を大別すると，

① 有効応力地震応答解析より永久変形を求める方法

② 全応力地震応答解析と静的応力解析より永久変形を求める方法

③ 地盤のポテンシャルエネルギーにより永久変形を求める方法

などが挙げられる。

① 有効応力地震応答解析より永久変形を求める方法

この方法は，地震動による盛土および基礎地盤の変形挙動を忠実に追跡するものであり，本来最も望ましい方法である。これまでその適用性を被災事例により検証した例は少なかったが，阪神大震災以来，急速にその検証が進められており[20]，その実績もある程度積まれてきている。この方法により永久変形を求める場合は文献[21]などを参考にして，使用するプログラムの特性，解析定数の設定，解析事例などを十分把握した後，適切な解析手法を選定する必要がある。

② 全応力地震応答解析と静的応力解析より永久変形を求める方法

この手法は，その簡便さより数多く提案されており，被害事例の検証にも多く適用されている。この手法には，大別してSeed（シード）らの方法とLee（リー）らの方法の二つがある。

i）Seed（シード）らの方法[22]

静的解析を行った後，各要素に静的応力を加えて残留ひずみポテンシャルを生じるのに必要なだけの応力を生じさせる。これを有限要素メッシュの各節点に等価節点力として作用させ，この荷重段階で生じた変位を地震力によって生じた残留変形とする方法。

ii）Lee（リー）らの方法[23]

地震前と地震後では静的応力状態は変わらないと仮定し，各要素毎にせん断応力一定の条件下で残留ポテンシャル分だけのひずみが生じるようにせん断剛性に小さな値を与える。このせん断剛性を用いて求めた変位と，地震前のせん断剛性を用いて求めた変位の差を残留変位とする方法。

前者に属するものの例として谷口[24]，桑野[25]の方法，後者に属するものの例として，佐々木ら[26]，安田ら[27]の方法などがある。これらの手法では，ほとんどが非排水状態のものであるため過剰間隙水圧を消散させる工法などを検証する場合には，慎重な検討が必要である。

③ 地盤のポテンシャルエネルギーにより永久変形を求める方法

この手法は，東畑[28]によって開発されたもので，地盤のポテンシャルエネルギー的考察に基づき，解析的に永久変位量を推定するものである。

[参考文献]

1）㈳日本道路協会：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編，pp. 91～95，1996.

2）松尾修，古賀泰之，武藤正人：震度法すべり面計算法に用いる土の動的強度に関する考察（その3），土木学会第42回年次講演概要集，第Ⅲ部，pp. 152-153，1987.

3）島津多賀夫，松尾修：円弧すべり法による地震被災堤防の安定計算，第31回地盤工学研究発表会，pp. 1143～1144，1996.

4）建設省土木研究所：盛土・斜面の簡易動的安定解析法に関する実験的研究報告書（第1報），土木研究所資料第2542号，pp. 23～56，1988.
5）建設省土木研究所他：液状化対策工法の開発に関する共同研究報告書（その5），1997.
6）㈳日本道路協会：共同溝設計指針，pp. 65～66，1986.
7）㈳地盤工学会：土質工学ハンドブック，p. 480，1982.
8）㈶リバーフロント整備センター：高規格堤防盛土設計・施工指針（案），pp. 57-58，1996.
9）建設省土木研究所：密な飽和砂の非排水繰返しせん断試験結果，動土質研究室資料No. 53，1988.
10) Hyodo, M., Murata, H., Yasufuku, N. and Fujii, T.：Undrained cyclic shear strength and residual shear strain of saturated sand by cyclic triaxial tests. Soils and foundations, Vol. 31, No. 3, pp. 60-76. 1991.
11) Tatsuoka, F., Muramatsu, M. and Sasaki, T.：Cyclic undrained stress-strain behavior of dense sands by torsional simple shear test. Soils and foundations, Vol. 22, No. 2, pp. 55-70. 1982.
12) 建設省土木研究所他：液状化対策工法の開発に関する共同研究報告書（その4），p. 274，1996.
13) 例えば，Seed,H. B.：Design problems in soil liquefaction, J. Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol. 113, No. 8, pp. 827-845, 1978.
14) 例えば，Ishihara, K.：Liquefaction and flow failure during earthquakes, Geotechnique, Vol. 43, pp. 351-415, 1993.
15) 以下の文献
・Ishihara, K., Yasuda, S. and Yoshida, Y.：Liquefaction-induced flow failure of embankments and residual strength of silty sands. Soils and Foundations, Vol. 30, No. 3, pp. 69-80, 1990.
・Baziar, M. and Dobry, R.：Residual strength and large-deformation potential of loose silty sands, J. Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol. 121, No. 12, pp. 896-906, 1995.
・De Alba, P., Seed, H. B., Retamal, E. and Seed, R. B.：Analysis of dam failures in 1985 Chilean earthquake, J. Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol. 114, No. 12, pp. 1414-1434, 1988.
・Yegian, M. K., Ghahraman, V. G. and Harutiunyan, R. N.：Liquefaction and embankment failure case histories 1988 Armenia earthquake, J. Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol. 120, No. 3, pp. 581-596, 1994.
・Seed, H. B.：Design problems in soil liquefaction, J. Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol. 113, No. 8, pp. 827-845, 1978.
・東畑郁生，プラサド・クリシュナ・スンダラジ，アッバース・ガランダルザデ：土構造物の大変形挙動から推定した土の残留強度の報告，阪神・淡路大震災に関する学術講演会講演論文集，pp. 131-136，1996.
・竹内幹雄，有本勝二，柳原純夫，坂上明，相場敏延，増井仁，岩崎浩生，石井敏之：親水性護岸における液状化対策工の効果について，奥村組技術研究所報，pp. 49-54，1991.
・吉嶺充俊：単調載荷による飽和砂の非排水流動特性に関する研究，東京大学博士論文．1996.
・石原研而：地震時の液状化と流動破壊－第33回Rankine Lectureより－，土と基礎，Vol. 41, No. 8, pp. 6-12, 1993.
・永瀬英夫，廣岡昭彦，柳畑享，津末明義，呂友舜：液状化した超緩詰め砂の強度・変形特性試験，第31回地盤工学研究発表会，pp. 1039-1040，1996.
16) 建設省土木研究所他：液状化対策工法の開発に関する共同研究報告書（その5），1997.
17) 吉嶺充俊：単調載荷による飽和砂の非排水流動特性に関する研究，東京大学博士論文，1996.
18) 建設省土木研究所他：液状化対策工法の開発に関する共同研究報告書（その5），1997.
19) 建設省土木研究所他：液状化対策工法の開発に関する共同研究報告書（その5），1997.
20) 建設省土木研究所他：液状化対策工法の開発に関する共同研究報告書（その5），1997.
21) 井合進：4.3　各種解析法の概要，地盤の液状化対策に関するシンポジウム発表論文集，pp. 83-88，1991.
22) Seed, H. B. and Martin, G. R.：The seismic coefficient in earth dam design, Proc. ASCE, Vol. 92, SM3, pp. 25-58, 1966.
23) Lee, K. L. and Fitton, J. A.：Factors affecting the cyclic loading strength of soil, vibration effects of earthquakes on soil foundations, ASTM STP 450, pp. 71-95, 1969.
24) 谷口栄一，森下毅：土構造物の地震時変形量の予測手法に関する検討，土木技術資料，Vol. 27, No. 1, pp. 3-8, 1985.

25) Kuwano, J. and Ishihara, K. : Analysis of permanent deformation of earth dams due to earthquakes, Soils and Foundaiotns, Vol. 28, No. 1, pp. 41-45, 1988.
26) 佐々木康，松尾修，唐沢安秋：地震による盛土の永久変形解析法とその適用例，土木技術資料，Vol. 27，No. 3，pp. 46-51，1985.
27) Yasuda, S., Nagase, H., Kiku, H. and Uchida, Y. : The mechanism and a simplified procedure for the analysis of permanent ground displacement due to liquefaction, Soils and Foundations, Vol. 32, No. 1, pp. 149-160, 1992.
28) Towhata, I. : Liquefaction and associated phenomenon, Theme Lecture, IS-Tokyo '95, 1995.

4.4 対策工法選定

4.4.1 工法選定の方針

盛土構造物に対する液状化対策工法は4.4.2に示す工法選定上の留意事項を考慮して，数工法を一次選定した後，選定された工法に対して比較設計を行って最適な工法を選択するものとする。

盛土構造物に対する液状化対策工法の選定は適用現場毎により条件が異なるので，一つの考え方で選定方法が定まるものではなく，それぞれの現場の特殊性を十分考慮して選定する。

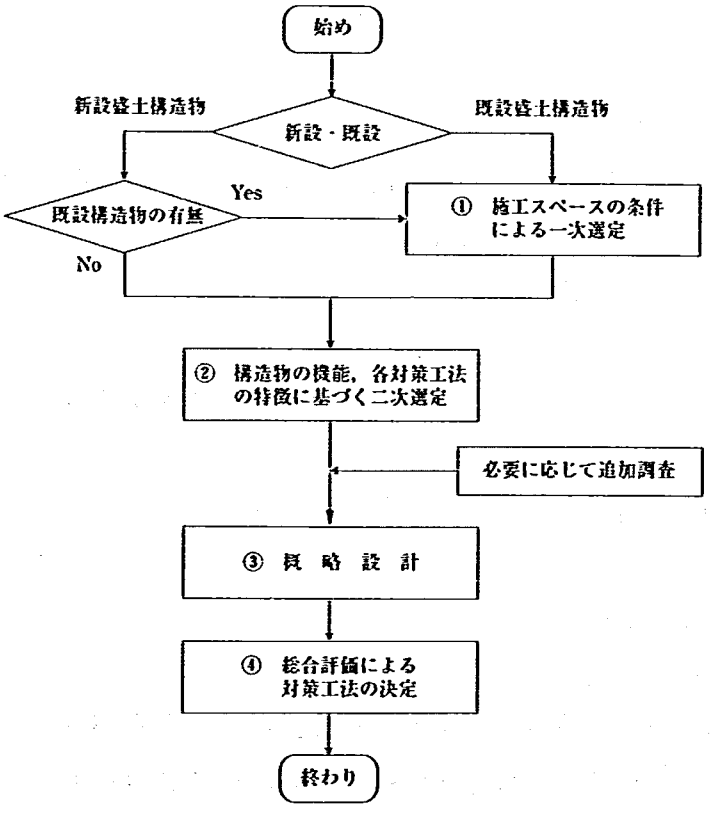
工法選定の手順の一例を図－解4.4.1に示す。最初に工法選定の留意事項を考慮して，対策工法を数工法選定する。次に，選定した工法の比較設計を行って，最終的に一つの対策工法に絞り込む。設計方法については，4.5節以下に示されている方法に基づいて行う。

対策工法の選定にあたっては，施工箇所近傍に既設の構造物が存在する場合や，既設盛土構造物に対し対策工の施工条件による制約が厳しくなる場合などが想定される。このことから，以下の手順により対策工法の選定を行うことが合理的である。

① 施工スペースの条件が工法選定において重要であり，一次選定として，施工スペースの条件により選定を行う。

② 盛土構造物の機能，各対策工法の特徴に基づく二次選定を行う。このときに，構造物の構造機能を考慮する。

③ ②で絞りこまれた2～3の工法に対して，具体的な現場条件をふまえた概略設計を行う。このとき，概略設計を行うにあたって不足する土質データや諸条件については必要に応じて追加調査を実施し，情報を得る。



図－解4.4.1 工法選定の手順

④ ③の設計の結果を用いて工費の算定を行い，経済性の検討を行う。最終的に表－解3.2.1に示した各工法の特徴も考慮して総合評価を行い，対策工を決定する。

4.4.2 工法選定にあたっての留意事項

対策工法の盛土構造物への適用性を検討する場合には，対策の目的・目標条件を明確にした上で，以下の事項を考慮する必要がある。

(1) 想定される被害と要因：被害形態，被害程度，被害要因
(2) 盛土構造物の構造：形状と構造，盛土材の土質
(3) 地盤条件：盛土下の基礎地盤の土質
(4) 施工条件：施工ヤード，周辺地盤の変状，施工時（仮設時）の盛土の安定，施工限界深度，施工能率（施工工期），地中埋設物，空中架線など
(5) 環境条件：振動，騒音，地下水の汚濁，地下水流の阻害
(6) 経済的条件：純工事費，仮設費，維持管理費
(7) その他：構造物機能に及ぼす影響，施工実績(効果の確実性)，長期安定性や対策工の破壊にいたるまでのねばり

(1) 想定される被害と要因

対策工の選定にあたっては，どのような形態の被害をどの程度まで防止・軽減するかを明確にした上で，各工法ごとの特徴を把握し適切な工法を選定する。

盛土構造物の被害形態・被害想定については，下記の文献を参照するとよい。

道路盛土については，

「道路震災対策便覧（震前対策編）」昭和63年2月　日本道路協会

河川堤防については，

「河川堤防耐震点検マニュアル（案）」平成7年3月　建設省河川局治水課

(2) 盛土構造物に適用可能な工法

盛土構造物に適用可能な工法は表－解4.4.1に示す通りである。グラウト工法は積極的に盛土構造物の液状化対策として適用する工法ではないが，特殊な事例で適用する可能性を考慮し，その際の留意点等をあえて記述している。なお，設計地震入力として大規模地震動（L－2）を対象とする場合には，表－解3.2.1などを参考に破壊に至るまでのねばりの強い工法を選定することが望ましい。

(3) 構造機能に及ぼす影響

1) 既設道路盛土については，道路を供用しながら施工できない場合は，通行を遮断することとなるので，迂回路の確保や工期の短縮が図れる工法の選定が必要である。また，道路直下には埋設管，空中には架線が設置されている場合も想定されるので，これらの機能を阻害しないための施工時の措置も別途講じておく必要がある。

2) 河川堤防においては，治水機能を阻害しない工法を選定する必要がある。具体的には，河川水を基礎地盤に浸透させやすくする工法を堤外側に使用したり，あるいは反対に難透水性の工

法を堤内側に使用することを避けるのが望ましい。

(4) 施工条件の制約について

1) 道路・河川堤防共通の条件

道路盛土の施工予定箇所には空中に架線，地中には配管が設置されていたり，ボックスカルバートが設置されていることが多い。また，堤防の施工予定箇所では樋管や樋門などの構造物があることもある。このような既設構造物に近接する箇所では施工時の振動，騒音および材料の地盤中への圧入による変形等の制約があるので，工法の選定にはこれらの構造物の存在に十分留意する必要がある。

2) 道路盛土の場合での条件

既設道路の敷地内には地中埋設物，空中架線が設置されていることが多い。また，道路を片側通行などで供用しながら施工するときは，施工スペースが極度に制限される。一方，迂回路が確保できることにより通行止めが可能な場合でも，その期間が短い工法が望まれる。既設道路盛土の施工スペースによる1次選定例を表－解4.4.2に示す。本表は，新設道路盛土で既設構造物が存在する場合の工法選定にも有効である。

3) 河川堤防の場合での条件

浸透や地下水流にともなう障害とならない工法を選定する必要がある。堤外側で高水敷がない場合は，仮設足場あるいは船上からの施工となる。既設河川堤防の施工スペースによる1次選定例を表－解4.4.3[1]に示す。

表－解4.4.1 盛土構造物に対する液状化対策工法

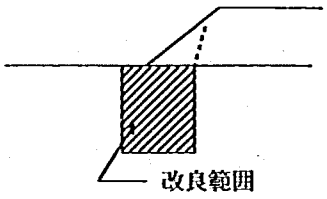
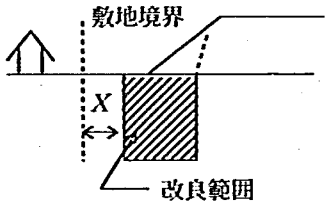
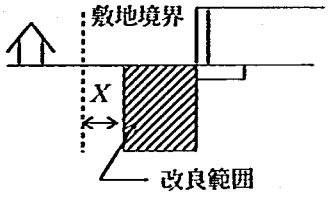
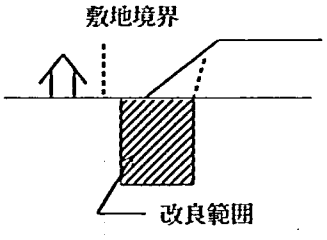
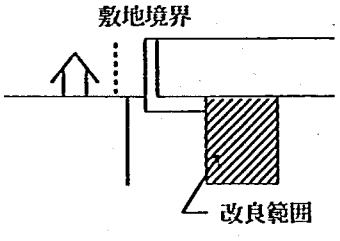
工法名称	新設盛土構造物	既設盛土構造物
締固め工法	○	○
特殊石灰パイル工法	○	○
コンパクショングラウチング工法		○
深層混合処理工法	○	○
グラウト工法(*)		
ドレーン工法	○	○
鋼材を用いた工法	○	○
ジオテキスタイル工法	○(**)	

○：適用可，(*)：グラウト工法は新設，既設ともに○がついていないが，各工法が適用できないような場合，局部的に利用することがある。
(**)：河川堤防では浸潤線の及ばない腹付け盛土部に適用可。なお，ジオテキスタイル工法の適用の詳細については，4.11.1を参照されたい。

[参考文献]

1）建設省土木研究所：河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル（案），土木研究所資料第3513号，1997.10.

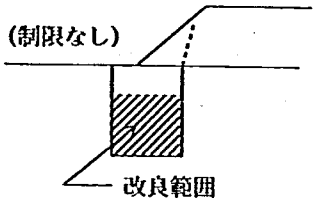
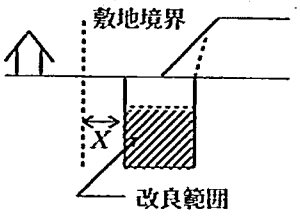
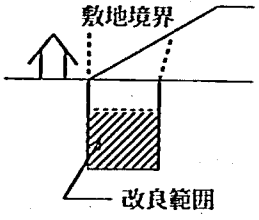
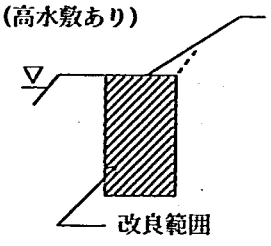
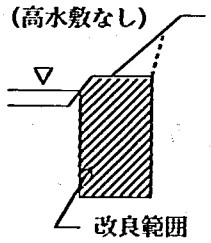
表－解 4.4.2　既設道路盛土における施工スペースの条件による１次選定例*

施工スペース	適用可能な工法
タイプ１（周辺に構造物がない。）  	・締固め工法 ・特殊石灰パイル工法 ・深層混合処理工法 ・ドレーン工法 ・鋼材を用いた工法
タイプ2－1（近くに構造物がある。） 盛土の場合  	・特殊石灰パイル工法 ・コンパクショングラウチング工法 ・締固め工法（低振動） ・深層混合処理工法（排土式） ・ドレーン工法 $X \geqq 3 \sim 5$ m**
タイプ2－2（近くに構造物がある。） 擁壁の場合  	・深層混合処理工法（排土式） ・特殊石灰パイル工法 ・コンパクショングラウチング工法 ・ドレーン工法 ・鋼材を用いた工法 $X \geqq 3 \sim 5$ m**
タイプ3－1（直近に構造物がある。） 盛土の場合  	・グラウト工法（＋縁切矢板） ・コンパクショングラウチング工法 ・鋼材を用いた工法
タイプ3－2（直近に構造物がある。） 擁壁の場合  	・グラウト工法 ・コンパクショングラウチング工法 ・鋼材を用いた工法

*本表は，施工スペースによる工法の相違を重視した上で標準的な工法を示したものであって，適用にあたっては，現地条件などによって他の工法や組合せ工法の適用もあり得る。

**X は表に示す工法が適用できる敷地境界までの距離を示す。
この距離は現場の条件，施工方法により異なり，これらを考慮して施工限界を設定する。

表－解4.4.3　既設河川堤防における施工スペースの条件による一次選定例*1)

施工場所	施工スペース	適用可能な工法
堤内側	タイプ1（周辺に構造物がない。） 	・締固め工法 ・特殊石灰パイル工法 ・深層混合処理工法** ・ドレーン工法 ・鋼材を用いた工法**
	タイプ2（近くに構造物がある。） 	・特殊石灰パイル工法 ・締固め工法（低振動） ・深層混合処理工法（排土式）** ・ドレーン工法 ・鋼材を用いた工法** ・コンパクショングラウチング工法 $X \geqq 3 \sim 5$ m***
	タイプ3（直近に構造物がある。） 	・グラウト工法（＋縁切矢板） ・鋼材を用いた工法**
堤外側	(高水敷あり) 	・締固め工法 ・特殊石灰パイル工法 ・深層混合処理工法 ・鋼材を用いた工法**
	(高水敷なし) 	・締固め工法(バイブロフローテーション，バイブロロッド工法は不適)** ・特殊石灰パイル工法 ・深層混合処理工法 ・鋼材を用いた工法**

*本表は，施工スペースによる工法の相違を重視した上で標準的な工法を示したものであって，適用にあたっては，現地条件などによって他の工法や組合せ工法の適用もあり得る。
**浸透・地下水問題に要注意
***X は表に示す工法が適用できる敷地境界までの距離を示す。
この距離は現場の条件，施工方法により異なり，これらを考慮して設定する。

4.5 締固め工法

4.5.1 設計方針

盛土構造物の液状化対策としての締固め工法の設計では，設計用地震力に対して，所要の安定性が確保できるように改良範囲（改良深度，改良幅），改良仕様（置換率，打設間隔）を設定する。

(1) 締固め工法は地盤に振動を与えるか，あるいは材料を地盤中に圧入することで，砂地盤の密度増大や地盤の側方拘束応力を高めることによって，改良範囲内の地盤の液状化強度を高める工法である。

(2) 締固め工法により改良した盛土構造物の安定性の評価は，「4.3.3 構造物の安全性検討」で示した盛土と基礎地盤を含めた地震時の円弧すべり計算により行う。所定の安全率が確保できれば，想定した地震動に対する盛土構造物の安定性は確保されるものとする。

(3) 上記の安定性評価手法は，中規模地震動（L－1）および大規模地震動（L－2）に対して適用されるが，安定性評価に用いる地盤の強度定数，作用震度はそれぞれ異なるものとなる。中規模地震動（L－1）の安定性評価は，盛土の有意な変形・沈下は生じないことを設計目標水準として行われる。大規模地震動（L－2）に対する安定性評価においては，ある程度の地盤のひずみを許容した手法を用いるため，所定の許容すべり安全率が確保できていても盛土の変形・沈下が発生する可能性がある。大規模地震動（L－2）における締固め地盤を含めた盛土構造物の挙動については不明な部分が多い。したがって，大規模地震動時の検討に際しては，必要に応じて地震応答解析や永久変形解析等を実施し，詳細な構造物の安定性の検討を行うことが望ましい。

(4) 盛土構造物の設計では，安全性の確保と共に経済性の追求も必要である。締固め工法の設計においてはこの点に留意し，改良範囲・仕様の設定を行う。締固め工法の中には，施工時の振動・騒音や地盤変位を伴うものもあるため，周辺環境への留意も必要である。

4.5.2 設計手順

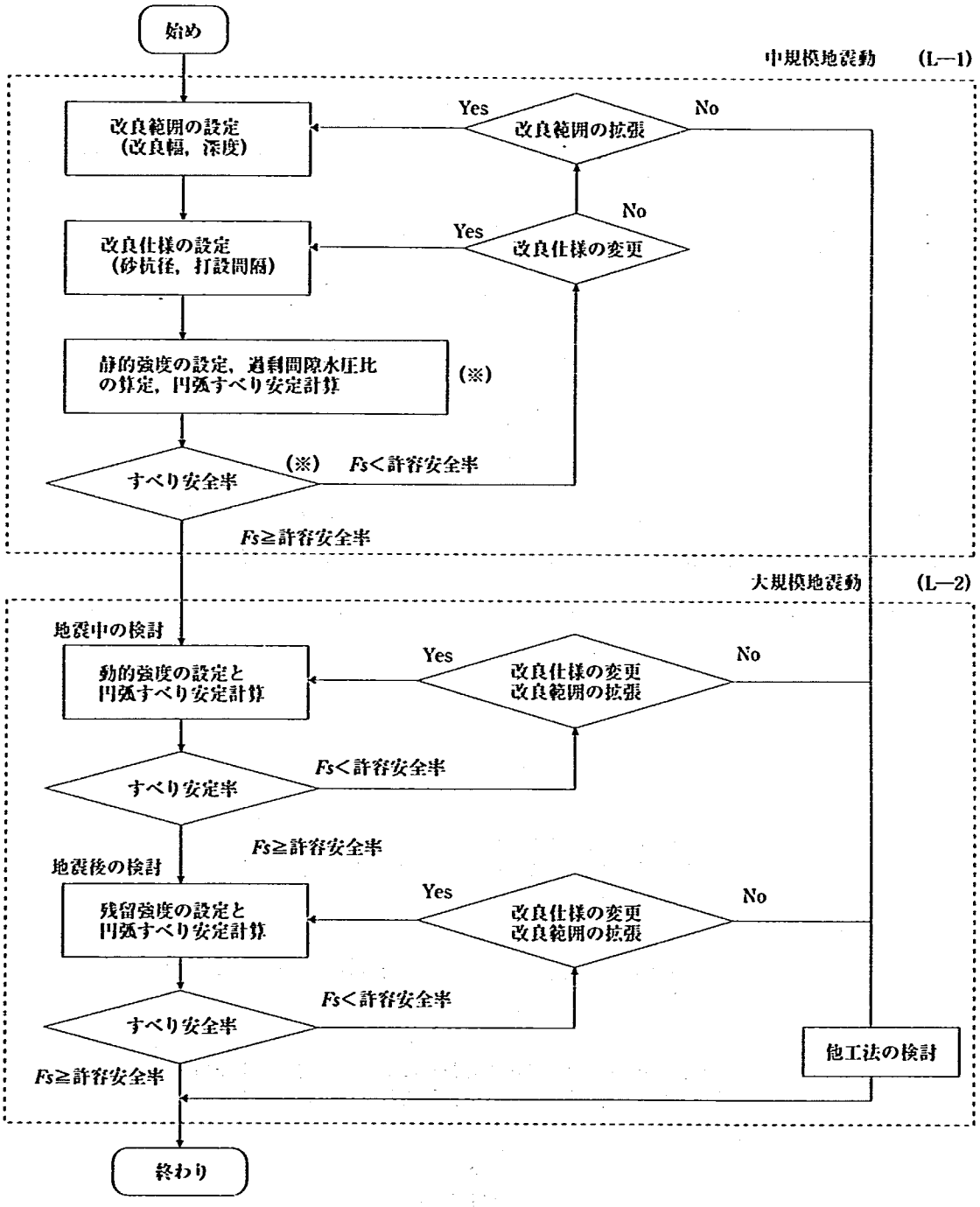
(1) 締固め工法の設計では，改良範囲の仮定を行い，改良目標 N 値が確保できるような改良仕様を設定する。

(2) その後，改良域および未改良域の地盤の強度を考慮した，地震時の円弧すべり計算により盛土構造物の安定性検討を行うものとする。

(1) すべり安全率の評価にもとづく締固め工法の設計手順を図－解4.5.1に示す。中規模地震動（L－1）に対する検討では，はじめに改良範囲（改良深度，改良幅）を盛土形状，周辺環境などから設定する。次に改良範囲内の地盤が液状化しないような改良仕様（砂杭径，打設間隔）を設

定する。最後に，地震動レベルに応じて地盤の強度，作用震度を設定し，地震時の円弧すべり計算により所定のすべり安全率を確保できるか検討し，確保できないならば，改良仕様，改良範囲の見直しを行う。大規模地震動（L－2）に対する検討は，必要に応じて中規模地震動（L－1）に対する検討に続いて行い(図－解4.1.2参照)，中規模地震動(L－1)に対して設定した改良範囲，改良仕様を初期値として，安定性を検討する。

なお，対策工が大規模地震動（L－2）においてはじめて必要となる場合には，図－解4.5.1において（※）の部分を除いた全体フローを適用すればよい。



図－解4.5.1　締固め工法の設計手順

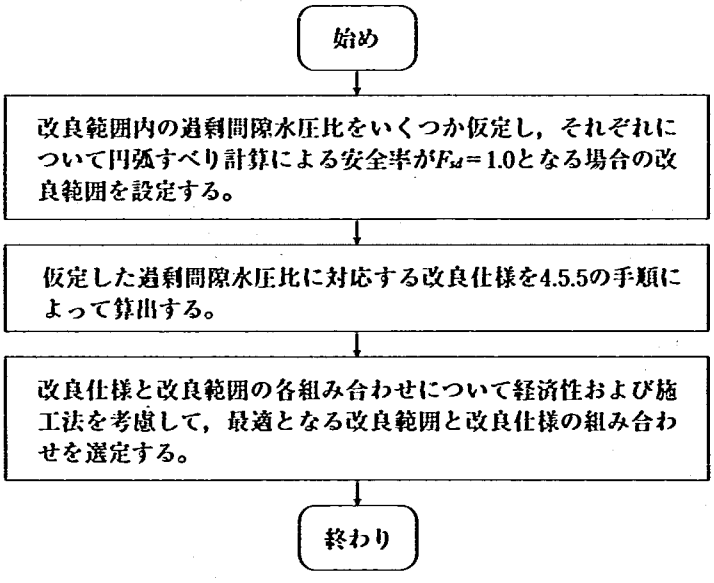
(2) 締固め工法の設計における円弧すべり計算での地盤の強度および震度の作用方法を地震動規模で整理したものを表－解4.5.1に示す。中規模地震動（L－1）に対する検討では，慣性力用震度は考慮せず，地盤の静的強度定数を用いて過剰間隙水圧を考慮した円弧すべり計算を行う。大規模地震動(L－2)に対する検討手法は十分に確立されたものはないが，ここでは試案として「4.3.2構造物の安定性の検討」で示した手法を用いる。大規模地震動（L－2）に対する検討では，地震中と地震後の2つの時点について検討する。地震中の検討では，初期せん断応力を考慮した動的強度を用い，円弧すべり計算においては，盛土・基礎地盤の慣性力用震度（等価震度）を用いる。地震後の検討では，液状化を考慮した残留強度を用い，円弧すべり計算の慣性力震度は考慮しない。

表－解4.5.1　地盤強度および震度の設定方法

地震動規模	検討時点	地盤の強度	慣性力用震度
中規模地震動（L－1）	地震中，地震後	過剰間隙水圧を考慮した静的強度	考慮しない
大規模地震動（L－2）	地震中	初期せん断応力を考慮した動的強度	考慮する
	地震後	液状化後の残留強度	考慮しない

(3) 盛土構造物の円弧すべり計算による適正な安全率を確保できるような改良仕様と改良範囲の組み合わせを求め，経済性，施工性を考慮して改良仕様および改良範囲を決めるのがよい。特に盛土の直下を改良することができる新設構造物の場合には，この点に留意する必要がある。中規模地震動（L－1）に対する経済的な設計の考え方を図－解4.5.2に示す。

(4) 締固め工法の改良仕様に関しては，施工仕様の限界や改良強度の上限値などを勘案して，適切に設定する必要がある。



図－解4.5.2　締固め工法の経済的な設計手順

4.5.3 設計用定数

締固め工法の設計を行う場合には，構造物の諸元，原地盤の物性，改良地盤の物性が設計用定数として必要となる。

締固め工法の設計を行う場合，まず改良仕様の設定を行う際には，以下の地盤定数が必要となる。

① 土層構成，地下水位

② 単位体積重量

③ N 値

④ 細粒分含有率 F_c

これらの設計用定数は，いずれも対策工の必要性の判定で用いた「4.2.1 地盤条件」，「4.2.2 構造物条件」で示したものと同じであり，締固め工法の改良仕様を設定する際に特別に必要な地盤定数はない。また，構造物の安定性の検討を行う際にも，「4.2.1 地盤条件」，「4.2.2 構造物条件」で示した条件が必要となり，改良地盤の物性値は，仮定した改良仕様をもとに設定できる。ただし，未改良部から改良部への過剰間隙水圧の伝播の検討を行う際には，別途透水係数などの浸透解析に用いる定数が必要となる。

4.5.4 設計用地震力

締固め工法の設計を行う場合には，「4.3 対策工の必要性の判定」で用いた設計用地震力を用いる。

締固め工法の設計を行う場合の設計用地震力には，「4.2.3 設計用地震力」に示された対策工の必要性の判定で用いたものと同様の値を用いる。通常，改良仕様の設定には，液状化の判定で用いた設計用地震力を用いる。

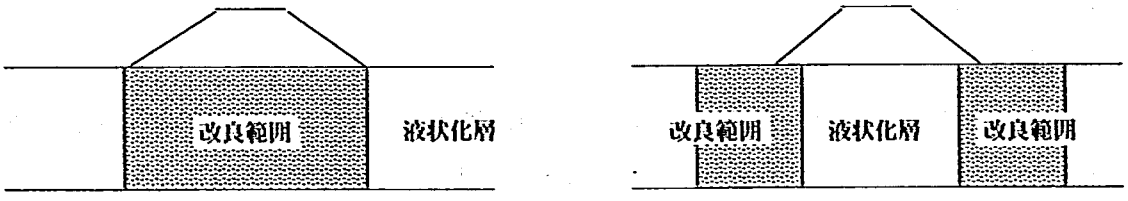
4.5.5 改良範囲の設定方法

締固め工法の改良範囲は，完全液状化層の下端までを最小の改良深度とすることを原則とし，かつ地震時の円弧すべりの安全率が許容安全率を確保できるように設定する。

(1) 改良範囲として図－解 4.5.3 に示すように，盛土直下の基礎地盤全域を改良範囲とする場合（直下型改良）と盛土の法尻付近のみを改良範囲とする場合（両脇型改良）が考えられる。直下型改良は新設盛土に適用される。両脇型改良は新設，既設盛土のいずれにも適用される。両脇型改良の場合，設計上所要のすべり安全率を確保するため，改良範囲を図－解 4.5.3(b)に示すように盛土のり面直下まで広げることも考えられる。既設盛土を対象とする場合は，用地条件・施工期間などを十分考慮した上で設計・施工計画を立案しなくてはならない。

(2) 中規模地震動（L－1）に対する検討において，改良深度については「4.3.1 液状化判定」で完全液状化層と判定された層の下端深度までを原則とするが，円弧すべり安定計算の結果，所定の安全率が得られないような場合には，改良コストも勘案し，必要に応じて完全液状化層下部の準液状化層についても改良を実施することがある。

大規模地震動（L－2）に対する検討においても，完全液状化層下端までを改良深度とすることが望ましいが，盛土構造物の安定性が確保できれば，設計目標水準は満足されることから，液状化抵抗率による改良深度の規定は行わないものとする。



(a) 直下型改良　　(b) 両脇型改良

図－解 4.5.3 改良範囲の一例

(3) 改良幅の決定は「4.3.2 構造物の安全性検討」により，すべり安全率が許容安全率を満足する範囲を原則とする。直下型改良の場合，必ずしも盛土幅全域を改良範囲とする必要はない。両脇型改良の場合，設計上の改良幅が極端に狭くなる場合でも，砂杭の圧入効果，未改良部からの過剰間隙水圧の伝播を勘案して，地震動の規模や適用工法の特性に応じて適切な改良幅を設定するものとする。

(4) 地震時に未改良部の液状化層から過剰間隙水圧が改良範囲内に伝播し，改良範囲内の境界部分の水圧が上昇し，強度が低下することが実験[1]などにより確認されている。しかし，非定常浸透流解析結果[2]によれば中規模地震動（L－1）では損傷の領域がごく狭い範囲に限定されること，兵庫県南部地震において振動締固め工法によって改良された範囲の境界部では特にこのような現象がみられなかったこと[3]などから，中規模地震動（L－1）に対する検討では改良範囲内の損傷は考慮しないものとした。なお，改良幅が狭小な場合や大規模地震動（L－2）に対する検討の場合には，別途浸透流解析などを実施して，水圧伝播部分に対して改良幅に余裕幅を加えることが望ましい。

(5) 既設盛土の両脇型改良において，施工上の制約から改良幅が決定される場合には，改良地盤の強度を高め，必要すべり安全率を確保するとともに，未改良部からの過剰間隙水圧伝播を抑制するためドレーン工法との併用を図るなどして，安定性確保に対する十分な検討が必要である。

4.5.6 改良仕様の設定方法

(1) 締固め工法では，構造物の安定性を確保できるように改良範囲内の改良目標 N 値を設定する。
(2) 設定した改良目標 N 値が確保できるように，改良仕様として置換率や打設間隔を設定する。

(1) 中規模地震動（L－1）に対する検討において，改良目標値は，「4.3.1 液状化判定」により，液状化抵抗率 $F_L > 1.1$ となる N 値とする。液状化しない N 値とは $F_L > 1.0$ を与える N 値であるが，4.5.3 で示したように改良範囲外からの過剰間隙水圧の伝搬による改良範囲内の間隙水圧の上昇を中規模地震動（L－1）では考慮していないため，改良範囲内の過剰間隙水圧の発生を極力抑制するため，$F_L > 1.1$ とするものである。

大規模地震動（L－2）に対する検討においても，改良範囲内の液状化を防止することが望ましいが，盛土構造物の安定性が確保できれば，設計目標水準は満足されることから，液状化抵抗率による改良仕様の規定は行わないものとする。

(2) F_L から設定した改良仕様では盛土構造物の安定性が十分に確保できない場合には，打設間隔を狭くするなどして改良仕様を上げる必要がある。

(3) 改良目標 N 値は，地盤のばらつきについても十分考慮して決定する必要がある。また，改良範囲内の液状化抵抗率に基づき改良目標 N 値を設定する場合，改良対象となる地盤内のすべての点で $F_L > 1.1$ となるように改良仕様の設定を行うのが一般的である。しかし，層厚が薄くかつ細粒分含有率が多い土層で改良仕様が設定されるような不経済な場合には，液状化指数などによる判定も併用して，合理的な改良仕様の設定を行う必要がある。また，締固め工法の改良後 N 値については，各工法における過去の実績の上限値にも留意して，施工可能な改良後 N 値を設定する必要がある。

なお，兵庫県南部地震での事例によると，改良対象層内のすべての点で所要液状化抵抗率が満足されなかった場合でも地震後の沈下が抑制されたことが報告されており[4]，大規模地震動（L－2）に対する設計に際しては，改良地盤にある程度の不良率（改良対象領域に対して液状化抵抗率が 1.0 を下回る領域の割合）を容認することもできると考えられる。

(4) 締固め工法の改良仕様の設定方法は，多くの施工実績データから得られた経験則をもとにした方法が定着している[5]。材料の圧入による体積変化を間隙比の減少として定量化された締固め効果に加えて，振動による締固め効果や静止土圧係数の増大効果を考慮すれば，さらに合理的な改良仕様の設定が可能となると思われるが，少なくともこれまでは，振動による締固めや静止土圧係数の増大の効果を定量的に評価することは困難であるとして，設計上安全側である密度変化のみを定量化した効果評価がなされていることが多い。しかしながら，大規模地震動（L－2）を考慮する場合には，土圧増大の効果および(3)に述べたことをより適切に評価して経済的な設計を行うことが必要と考えられる。

(5) 所定の改良目標 N 値を得るための打設間隔の決定に際しては，適用する締固め工法によってそ

の決定方法が異なるため，各工法に応じたものを使用する。締固め工法の改良効果は，対象地盤の細粒分含有率によって大きく変化するため，打設間隔の決定においても対象地盤の細粒分含有率に関する十分な調査が必要となる。また，重錘落下工法やタンパー工法では改良可能な深度に限界があるため，他工法との併用などの対処が必要となる。本マニュアルでは，代表的な締固め工法の例としてサンドコンパクションパイル工法，振動棒工法(ロッドコンパクション工法)，バイブロフローテーション工法，動圧密工法（重錘落下工法）を扱っている。これらの工法で定めるべき改良仕様の項目を表－解 4.5.2 に示す。

表－解 4.5.2　各締固め工法の改良仕様項目

工法名	改良仕様項目
サンドコンパクションパイル工法	砂杭径，打設間隔
振動棒工法	等価砂杭径，打設間隔
バイブロフローテーション工法	打設間隔，補給材必要量
動圧密工法	重錘重量，落下高さ，落下回数

ここでは，代表的工法としてサンドコンパクションパイル工法の改良仕様の設定方法を示す。

1)　置換率と砂杭配置

置換率は原地盤を 1.0 としての砂杭の体積割合で，改良の程度を示す指標である。砂杭は正方形や三角形および矩形で配置され，置換率 a_s は式（解 4.5.1）および式（解 4.5.2）で表される。

①　正方形・ひし形配置

$$a_s=\frac{A_s}{A}=\frac{A_s}{x^2}\ \text{または}\ \frac{A_s}{x_1\cdot x_2} \qquad \text{(解 4.5.1)}$$

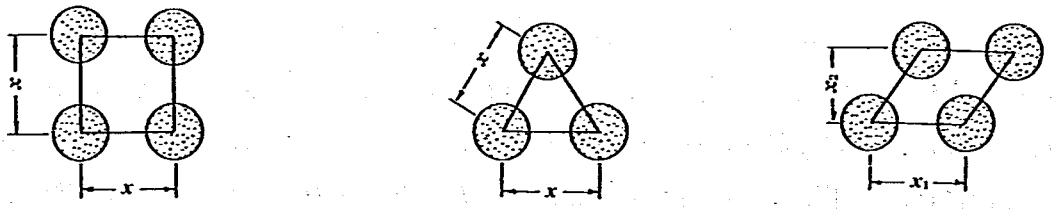
②　正三角形配置

$$a_s=\frac{A_s}{A}=\frac{2}{\sqrt{3}}\cdot\frac{A_s}{x^2} \qquad \text{(解 4.5.2)}$$

ここに，A_s：砂杭断面積（m²）

A：砂杭 1 本が分担する面積（分担面積）（m²）

x, x_1, x_2：打設間隔（図－解 4.5.4 参照）（m）



(a)　正方形配置　　(b)　正三角形配置　　(c)　ひし形配置

図－解 4.5.4　サンドコンパクションパイル工法のパイル配置

2) 基本的な考え方

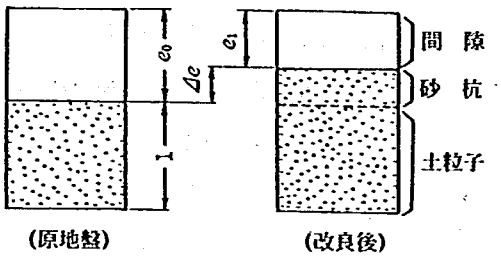
図－解4.5.5にサンドコンパクションパイル工法で砂質地盤を改良するときの基本的な考え方を示す。同図で原地盤の間隙比を e_0 とすると，$(1+e_0)$ の体積の地盤に Δe に相当する砂を振動圧入することで締固める。したがって，置換率は式（解4.5.3）となる。

$$a_s = \frac{\Delta e}{1+e_0} = \frac{e_0 - e_1}{1+e_0} \quad \cdots\cdots (解\ 4.5.3)$$

ここに，a_s：置換率

e_0：原地盤の間隙比

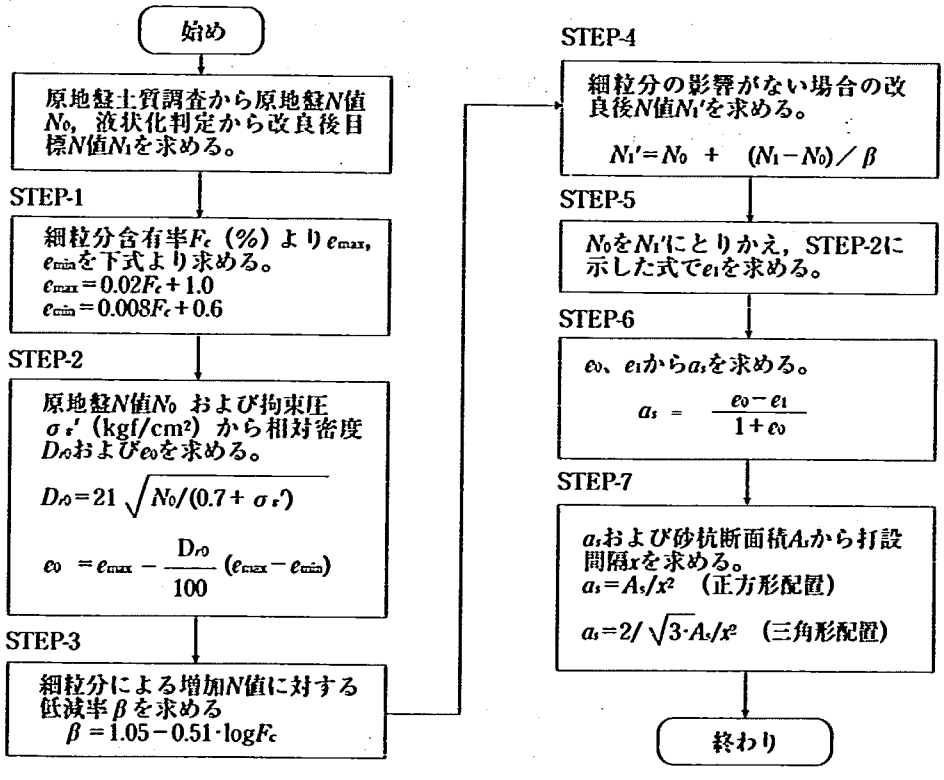
e_1：改良後の地盤の間隙比



図－解4.5.5 砂質土に対するサンドコンパクションパイル工法の改良原理

3) 設計の手順

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となる。これらの評価方法として，方法A，B，Cの3種類の設計方法[5]がある。方法A，Bは細粒分含有率20%以下の地盤に適用でき，方法A[5]は置換率の目安をつけるのに，方法B[6]はある限られた粒度特性をもつ地盤での設計に利用できる。方法C[7]は細粒分含有率により改良後の N 値増加が減少することを考慮した設計法で，砂質土地盤への適用性が高く，一般に広く用いられている。方法Cの設計手順を図－解4.5.6に示す。



図－解4.5.6 サンドコンパクションパイル工法の打設間隔算定手順[5]

この方法では，細粒分含有率による N 値増加の低減率を式（解 4.5.4）で定義する。

$$\beta=\frac{\Delta N}{\Delta N'}=\frac{N_1-N_0}{N_1'-N_0}=1.05-0.51\cdot\log_{10}F_c \quad \cdots\cdots(解\ 4.5.4)$$

ここに，F_c：細粒分含有率（%）

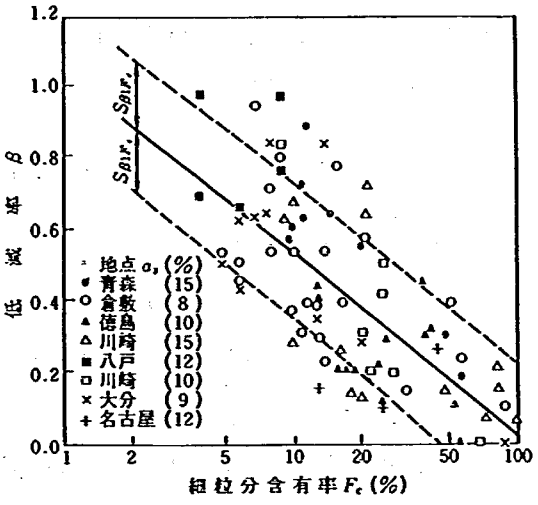
β：N 値増加効果の低減率

N_0：原地盤 N 値

N_1：改良後の N 値

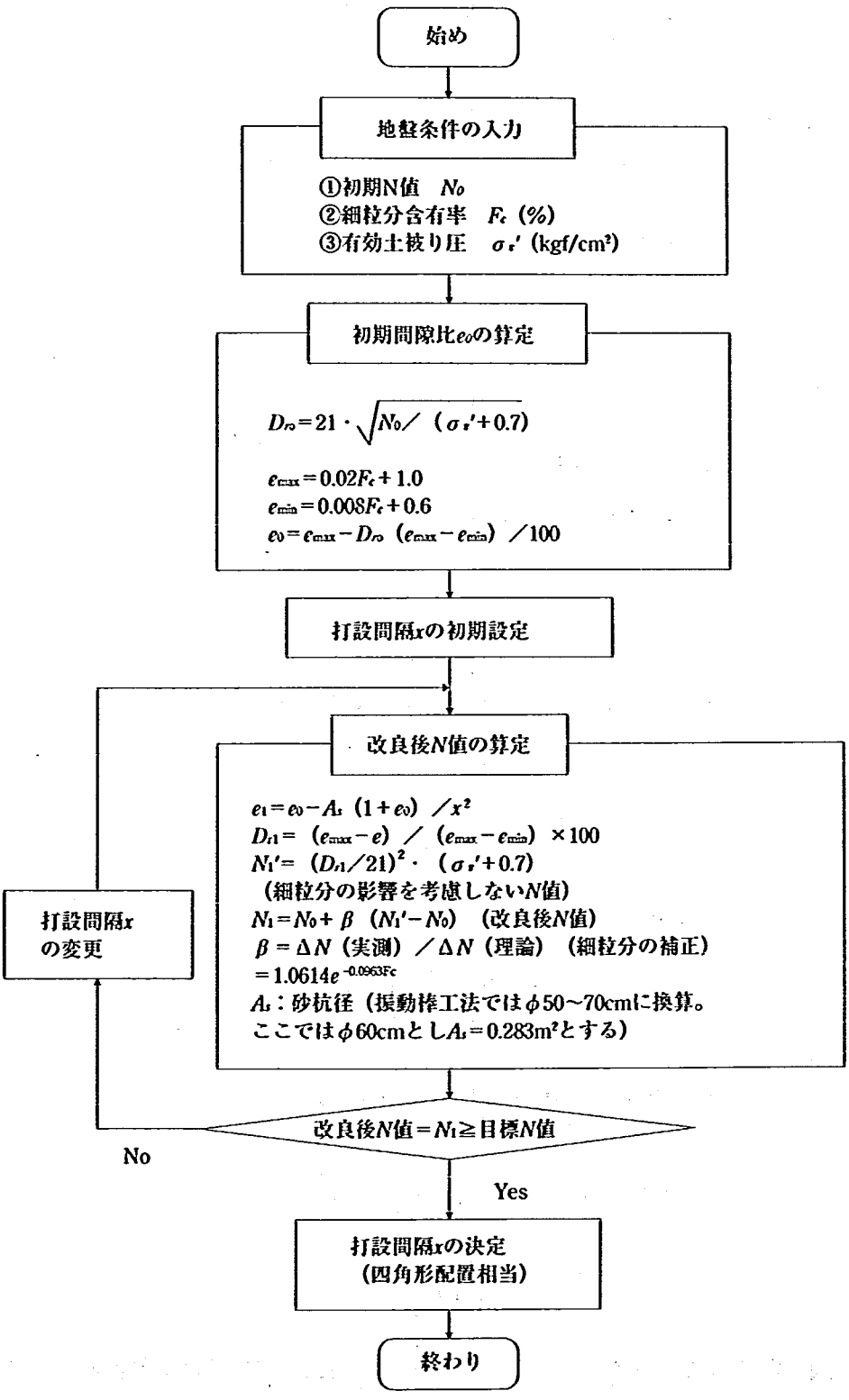
N_1'：細粒分の影響がない場合の改良後 N 値

細粒分含有率と低減率の関係を図－解 4.5.7 に示す。細粒分が多いほど β は 1 より小さくなり，改良後の N 値の増加は小さくなる。この結果，細粒分が多いほど同じ目標 N 値に対する置換率 a_s は大きくなる。なお，本方法は，N～D_r～e の関係に Meyerhof（マイヤーホッフ）の式[8]，e_{max} 値と e_{min} 値の推定に平間の実験式[9]を用いている。

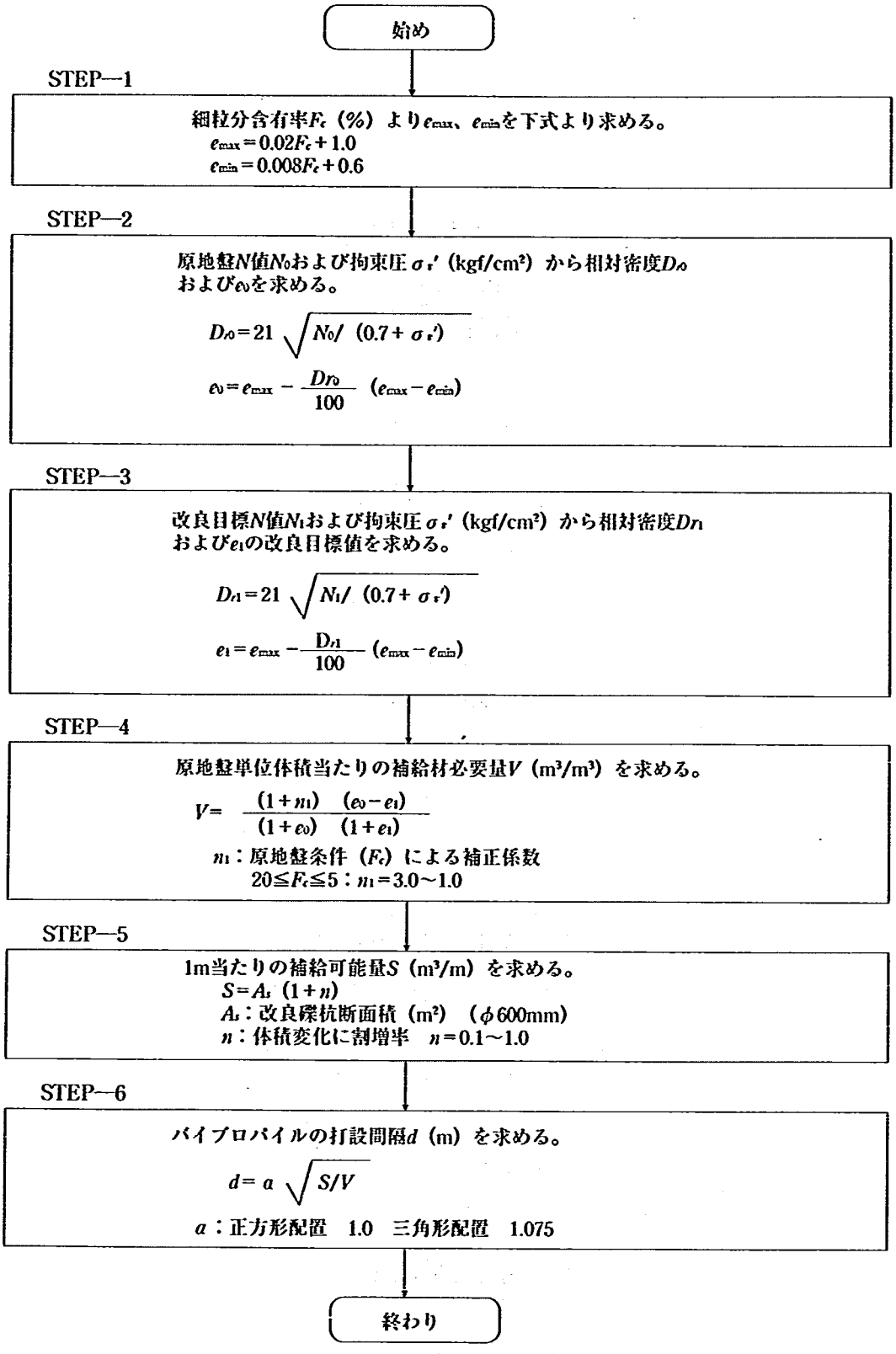


図－解 4.5.7　細粒分含有率 F_c と N 値増加低減率 β の関係[7]

(6) 他の振動棒工法（ロッドコンパクション工法），バイブロフローテーション工法，動圧密工法について打設間隔算定フローをそれぞれ図－解 4.5.8[10]，図－解 4.5.9[10] および図－解 4.5.10[10] に示す。詳細については既往の文献[5]などを参照されたい。なお，締固め工法の中でも，周辺環境に与える影響の少ない低振動・低騒音の締固め工法が開発されており，これらの工法もここに示す方法と同様の方法で設計が可能である。



図－解 4.5.8 振動棒工法の打設間隔算定フロー[10)]



図－解4.5.9　バイブロフローテーション工法の打設間隔算定フロー[10)]

始め

STEP—1

重錘を選定し，改良深度に合わせて落下高さHを決定する。

$H=(D/a)^2/W$

D：改良深度（m）

W：重錘重量（tf）　通常12、20、25tf使用

H：落下高さ（m）

a：影響係数　0.4～0.6

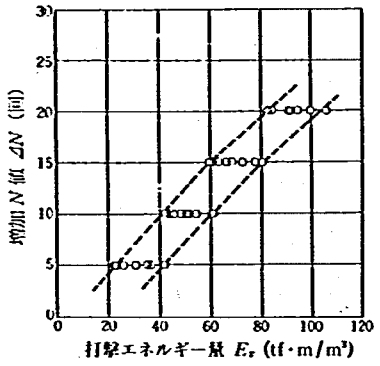
STEP—2

第1シリーズの打撃点間隔Lを設定する。

$L \fallingdotseq D$

STEP—3

改良目標N値と原地盤N値の差ΔNから下図より改良対象土1m³当たりの打撃エネルギー量E_r（tf·m/m³）を算定する。



	E_r～ΔN関係	ΔNの範囲
F_c=5%の場合	$E_r=20/6.0\times(\Delta N-10)+40$ $E_r=20/5.0\times(\Delta N-10)+40$ $E_r=20/4.5\times(\Delta N-15)+60$	$\Delta N<10$ $10\leqq\Delta N<15$ $15\leqq\Delta N$
F_c=20%の場合	$E_r=20/5.5\times(\Delta N-10)+60$ $E_r=20/5.0\times(\Delta N-10)+60$ $E_r=20/4.5\times(\Delta N-15)+80$	$\Delta N<10$ $10\leqq\Delta N<15$ $15\leqq\Delta N$

STEP—4

1打撃点当たりの打撃回数N_B（回）を算定する。

$E=E_r\cdot D$

$$N_B=\frac{E\cdot L^2}{W\cdot H\cdot n^*}$$

E：打撃エネルギー（tf·m/m²）

n^*＝施工シリーズ数nに対応した分担面積換算係数

施工シリーズ数n	1	2	3
分担面積換算係数n^*	1	2	4

終わり

図—解 4.5.10　動圧密工法の打設間隔算定フロー[10)]

4.5.7 すべり安定計算の方法

地震時の円弧すべり計算を行い，得られた安全率が許容安全率以上であることを照査する。締固め工法による改良範囲は改良地盤の力学特性を有するものとする。

(1) 地震時安全率の算出は，「4.3.2 構造物の安全性検討」によって行い，所定の許容安全率を満足することを確認する。所定の許容安全率を満足しない場合には，改良範囲，改良仕様の見直しを行う必要がある。

(2) 地震動の規模に応じて，円弧すべり計算で用いる地盤強度(粘着力，内部摩擦角)の扱いは表－解4.5.1に示したように異なる。以下では地盤強度の設定法について述べる。なお，液状化対策を実施する締固め対象層は砂質土層となるため，設計上の粘着力は考慮しないのが一般的である。

1) 中規模地震動（L－1）の場合

締固められた改良範囲の内部摩擦角は，図－解4.3.3に示したN値と内部摩擦角の関係より改良後のパイル間N値を用いて評価する。

2) 大規模地震動（L－2）の場合（地震中）

動的強度の算出は，「4.3.2 構造物の安定性検討」によって行い，締固められた改良範囲については，改良後の地盤のパイル間N値，相対密度，動的せん断強度比等を用いることができる。

3) 大規模地震動（L－2）の場合（地震後）

残留強度の算出は，「4.3.2 構造物の安定性検討」によって行い，締固められた改良範囲については，改良後の地盤のパイル間N値などを用いることができる。

(3) 地盤の強度と同様に用いる震度の設定方法は，地震動の規模に応じて表－解4.5.1に示したように異なる。以下ではこれらの設定法について述べる。

1) 中規模地震動（L－1）の場合

慣性力用震度は考慮しない。

2) 大規模地震動（L－2）の場合（地震中）

「4.5.4 設計用地震力」に基づき設定する。

3) 大規模地震動（L－2）の場合（地震後）

地震後の検討であるため，慣性力用震度は考慮しない。

(4) 許容すべり安全率は，「4.3.3 構造物の安定性検討」にもとづき，地震動の規模に応じた値を設定する。

[参考文献]

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

2）建設省土木研究所ほか：軟弱地盤耐震対策工法に関する共同研究報告書（その4），pp. 185～196，1996.
3）建設省土木研究所ほか：軟弱地盤耐震対策工法に関する共同研究報告書（その4），pp. 197～202，1996.
4）松尾修，安田進，原田健二，石黒健，渦岡良介：レベル2地震動による改良地盤の評価について，第32回地盤工学研究発表会，pp. 1065～1066，1997.
5）土質工学会編：液状化対策の調査設計から施工まで，pp. 175～242，1993.
6）小川充朗，石堂稔：砂質土に対するパイプロコンポーザー工法の適用について，土と基礎，Vol. 13，No. 2，pp. 77～81，1965.
7）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. 21～26，1987.
8）Meyerhof,G. G：Discussion of session 1, Proc. 4th ICSMFE, London, Vol. 1.3, 1957.
9）平間邦興：相対密度の適応に関する2，3の私見，砂の相対密度と工学的性質に関するシンポジウム発表論文集，土質工学会，pp. 53～56，1981.
10）建設省土木研究所ほか：軟弱地盤耐震対策工法に関する共同研究報告書（その3），pp. 296～326，1995.

4.6 特殊石灰パイル工法

4.6.1 設計方針

盛土構造物の液状化対策としての特殊パイル工法の設計では，設計用地震力に対して，所要の安定性が確保できるように改良範囲（改良深度，改良幅），改良仕様（打設間隔）を設定する。

(1) 特殊石灰パイル工法は，特殊石灰と水砕スラグまたはセメント，石膏ならびに砂の混合材料を地盤中にパイル状に造成し，パイル打設時の圧入力と特殊石灰の消化反応に起因するパイルの膨張圧により，パイル間地盤の密度や側方拘束圧を増して，改良範囲内の地盤の液状化強度を高めるとともに，硬化したパイル体と密なパイル間地盤との複合地盤を形成する工法である。

(2) 盛土構造物の地震時安定性の照査は，「4.3.2 構造物の安定性検討」に示すような盛土体と地盤を包含した範囲に対する地震時の円弧すべり計算によって行い，所定の安全率が確保できれば，想定した地震動に対する盛土体の安定性は確保されるものとする。

(3) 上記の安定性評価手法は，中規模地震動（L－1）および大規模地震動（L－2）に対して適用される。中規模地震動(L－1)に対しては，所定の安全率が確保できれば，盛土構造物の有意な沈下はないものとし，また大規模地震動(L－2)に対しては，たとえ基礎地盤が液状化しても構造物の安定性が保たれていれば，基礎地盤の側方への大変形による盛土体の破壊や盛土構造物の大規模な沈下はないものとする。

(4) 盛土構造物の設計では，安全性の確保と共に経済性の追求も必要である。たとえば，ある改良範囲と仕様で構造物の安定性が確保された場合でも，改良仕様を高くして，逆に改良範囲を狭めた方が経済的な組み合わせとなる状況が生じ得る。このように，特殊石灰パイル工法の改良効果は，改良範囲と改良仕様の組合せにより決定されるため，この点に十分留意して改良範囲・仕様を設定する必要がある。

4.6.2 設計手順

(1) 特殊石灰パイル工法の設計は，原則として簡易法による液状化抵抗率 F_L と震度法による円弧すべり計算によって行う。

(2) 無対策時の液状化の判定の結果，液状化すると判断された層の下端までを改良深度とし，原則として簡易法による液状化抵抗率 F_L が所定の安全率を満足するように改良仕様を設定する。

(3) (2)で設定した改良深度および仕様で円弧すべり安定計算を行い，所定の安全率を満足する最小の幅を改良幅とする。

(4) 工費の観点から，所定の安全率を満足する改良範囲と改良仕様の組合せのうち，最も経済的な組合せを採用する。

(1) 特殊石灰パイル工法の設計は，原則として簡易法による液状化抵抗率 F_L と震度法による円弧すべり安定計算によって行うが，重要構造物の場合などで地震応答解析や永久変形解析結果を用いて液状化の判定，安定性の照査を行う場合には，「4.3.1　液状化の判定」に述べたように解析定数の設定，解析手法の特性等に十分留意する必要がある。

(2) 改良仕様の設定方法は，「4.6.6　改良仕様の設定方法」に詳述する。ここでは，その概略について記述する。新設構造物を対象とした特殊石灰パイル工法の簡易設計では，置換率 F_q を仮定して改良後 N 値(N')を設定し，原則として液状化抵抗率 F_L が所定の安全率を満たすような置換率 F_q を求める。つぎに，改良幅を仮定して地震時の円弧すべり安全率 F_s を算定（「4.3.2　構造物の安定性検討」参照）し，所定の安全率以下であれば，再度改良仕様（置換率 F_q）または改良幅の設定を変えて，円弧すべり安全率 F_s が所定の安全率以上になるように設定する。その際，所定の安全率を満足する置換率と改良幅の組合せのうち，施工可能な最も経済的な組み合わせを採用するものとし，決定した置換率 F_q と膨張後のパイル径（約 60 cm）および排土量（約 0.07 m³/m）からパイル打設間隔を決定する。

既設盛土構造物や近接構造物が存在する新設盛土構造物に対する設計では，通常の場合，施工可能幅が限られるので，改良幅を上限に設定して置換率を定めることが多い。

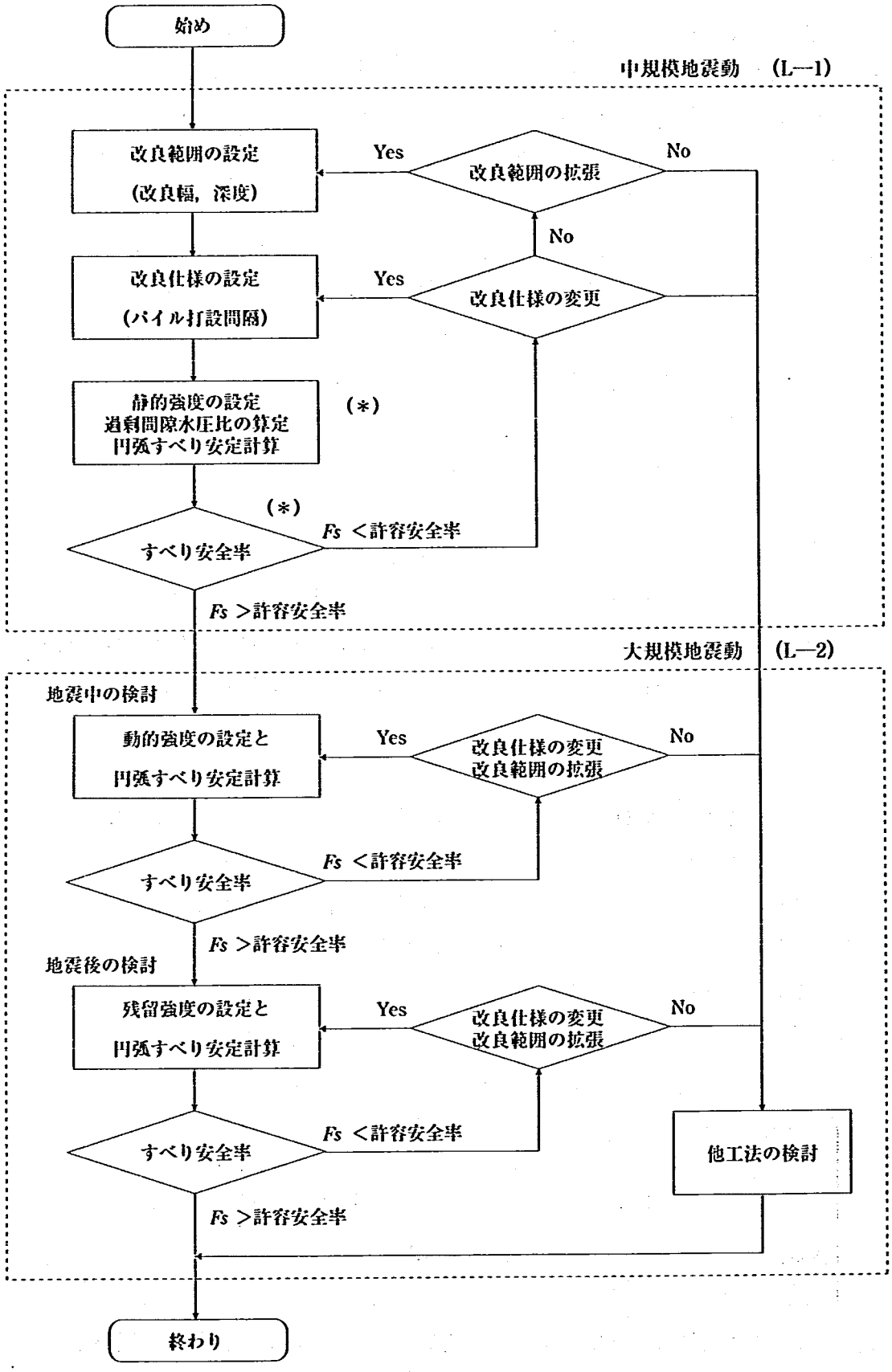
特殊石灰パイル工法の設計手順を図－解 4.6.1 に示す。なお，対策工が大規模地震動(L－2)において初めて必要となる場合（図－解 4.6.1 参照）には，図－解 4.6.1 において（＊）の部分を除いた全体フローを適用すればよい。

(3) 改良地盤の強度および円弧すべり計算での震度の概要を，地震動規模に対応させて表－解 4.6.1 に示す。中規模地震動(L－1)の検討では，慣性力用震度は考慮せず，地盤の静的強度定数を用いて過剰間隙水圧を考慮した円弧すべり計算を行う。大規模地震動(L－2)の検討では，検討時点を地震中と地震後とに分離し，地震中については，盛土，基礎地盤の慣性力震度(等価震度)と初期せん断応力を考慮した動的強度を用いた円弧すべり計算を，地震後については，慣性力用震度は考慮せず，液状化を考慮した残留強度を用いた円弧すべり計算を行う。なお，中規模地震動（L－1)の検討においては，動的強度を用いた手法の適用も可能である。

表－解 4.6.1　地盤強度および震度の設定方法

地震動規模	検討時点	改良地盤の強度	慣性力用震度
中規模地震動 (L－1)	地震中，地震後	過剰間隙水圧を考慮した静的強度	考慮しない
大規模地震動 (L－2)	地震中 地震後	初期せん断応力を考慮した動的強度 液状化後の残留強度	考慮する 考慮しない

(4) 特に，既設盛土構造物のように施工可能範囲が狭小となる場合，適用する置換率，パイル配置などによって打設本数が増減して，結果的に改良コストに大きな影響を及ぼすことが予想される。したがって，改良仕様と改良範囲の組合せを決定する際には，この点も十分考慮しなければならない。



図－解 4.6.1　特殊石灰パイル工法の設計手順

4.6.3 設計用定数

液状化対策としての特殊石灰パイルの設計を行う場合には，構造物の諸元（形状寸法，重量など）と，原地盤，パイル間地盤の地盤物性が設計用定数として必要である。

特殊石灰パイル工法の設計で，改良仕様の設定を行う場合には，以下の地盤定数が必要となる。

① 土層構成および地下水位
② 単位体積重量
③ N 値
④ 細粒分含有率 F_c
⑤ 土圧係数 K（設計に土圧を考慮する場合）

これらの設計用定数のうち①から④については，いずれも対策工の必要性の判定で用いた「4.2.1 地盤条件」，「4.2.2 構造物条件」で示したものである。

⑤の土圧係数については，後述する土圧増加による液状化強度の増加を積極的に取り入れる設計法を用いる場合に必要となる。土中の水平土圧は，土圧計を土中に押し込む方法や孔内水平載荷試験などによって測定することが可能であるが，結果の信頼性，試験方法の違いによる測定値の誤差などに留意する必要がある。施工時には，必要とする改良効果が得られているかどうか，また，土圧係数増分が長期間にわたり発現されるかどうかを確認するために，土圧計などによって実際に計測，監視することが望ましい。さらに，今後の現場データの蓄積により，本工法の設計の合理化が図れるものと考えられる。

また，構造物の安定性の検討を行う際にも，「4.2.1 地盤条件」，「4.2.2 構造物条件」で示した条件が必要となり，改良地盤の物性値は，仮定した改良仕様をもとに設計できる。ただし，未改良部から改良部への過剰間隙水圧の伝播の検討を行う際には，透水係数などの浸透解析に用いる定数が別途必要となる。

4.6.4 設計用地震力

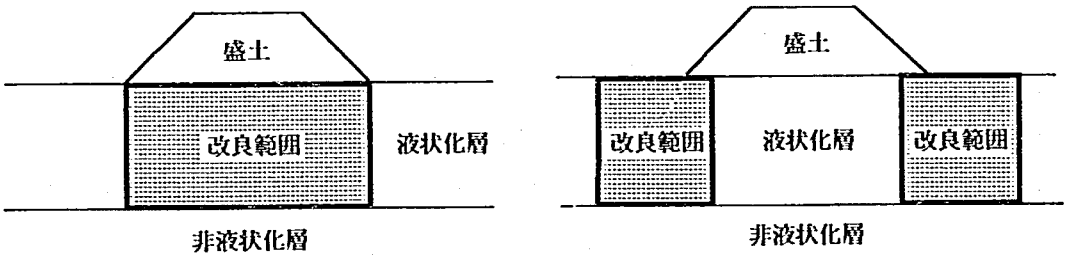
特殊石灰パイル工法の設計を行う場合には，「4.3 対策工の必要性の判定」で用いた設計用地震力を用いる。

特殊石灰パイル工法の設計を行う場合の設計用地震力には，「4.2.3 設計用地震力」に示された対策工の必要性の判定で用いたものと同様の値を用いる。通常，改良仕様の設定には，液状化の判定で用いた設計用地震力を用いる。

4.6.5 改良範囲の設定方法

特殊石灰パイル工法の改良範囲は，完全液状化層の下端までを最小の改良深度とすることを原則とし，かつ，地震時の円弧すべり安全率が許容安全率を確保できるように設定する。

(1) 改良を実施する位置としては，図－解4.6.2に示すように，盛土直下の基礎地盤全域を改良する場合（直下改良型）と盛土の法尻付近のみを改良する場合（両脇改良型）が考えられる。直下改良型は新設盛土構造物に，また，両脇改良型は新設，既設盛土構造物のいずれに対しても適用される。



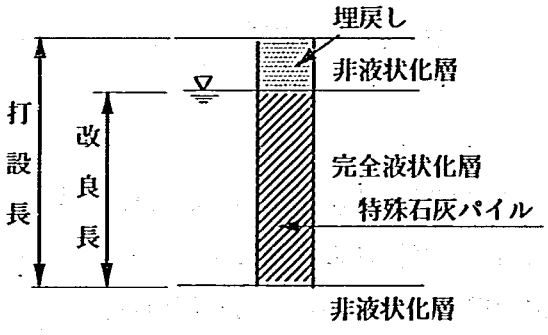
(a) 直下改良型（新設構造物に適用）　　(b) 両脇改良型（新設，既設構造物に適用）

図－解4.6.2 改良実施位置の一例

(2) 中規模地震動（L－1）に対する検討において，改良深度については「4.3.1 液状化判定」で完全液状化層と判定された層の下端までを原則とするが，円弧すべり安定計算の結果，所定の安全率が得られないような場合には，改良コストも勘案し，必要に応じて完全液状化層下部の準液状化層についても改良を実施することとする。

大規模地震動(L－2)に対する検討においても，完全液状化層下端までを改良深度とすることが望ましいが，盛土構造物の安定性が確保できれば，設計目標水準は満足されることから，液状化抵抗率による改良深度の規定は行わないものとする。

(3) 地下水位以上の非液状化層については，パイル上部を拘束して液状化層を確実に改良し，なおかつ残土処分量を減少させるために，図－解4.6.3に示すように，空打ち部としてパイル材料を投入せず，ケーシング圧入時に排出する土砂を充填，転圧する。ただし，埋戻し部の深度は最大でも2mとする。

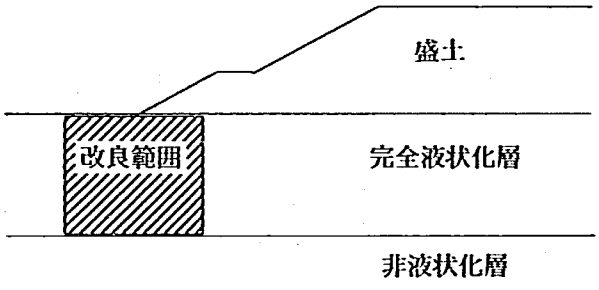


図－解4.6.3 地下水位以上の非液状化層の措置

(4) 改良幅の決定は，「4.3.2 構造物の安定性検討」により，すべり安全率が許容安全率を満足する範囲を原則とする。直下改良型では，設計上

必要な改良幅が盛土幅よりも狭くなる場合，必ずしも基礎地盤の盛土幅全域を改良範囲とする必要はない。また，両脇改良型では，設計上の改良幅が極端に狭くなる場合でも，未改良部からの過剰間隙水圧の伝播などの影響を勘案し，地震動の規模に応じて適切な改良幅を設定するものとする。

また既設構造物を対象とした場合，平面的な改良範囲は，原則として構造物の法尻付近に限定される。しかしながら，所定の安全率を確保するため，改良域を図－解4.6.4に示すように盛土体内部に広げる場合は，特に河川堤防において，施工時期・施工期間を十分考慮した上で設計・施工計画を立案しなければならない。



図－解4.6.4　既設構造物の改良範囲の一例

(5)　地震時に未改良部の液状化層から過剰間隙水圧が改良範囲内に伝播し，改良範囲内の境界部分の過剰間隙水圧が上昇して，強度が低下することが実験[1]などにより確認されている。しかし，非定常浸透流解析結果[2]によれば，中規模地震動(L－1)では損傷の領域がごく狭い範囲に限定されること，兵庫県南部地震において振動締固め工法によって改良された範囲の境界部では特にこのような現象がみられなかったこと[3]などから，中規模地震動(L－1)に対する検討では改良範囲内の損傷は考慮しないものとした。なお，改良幅が狭小な場合や大規模地震動(L－2)に対する検討の場合には，別途浸透流解析などを実施して，水圧伝播部分に対して改良幅に余裕幅を加えることが望ましい。

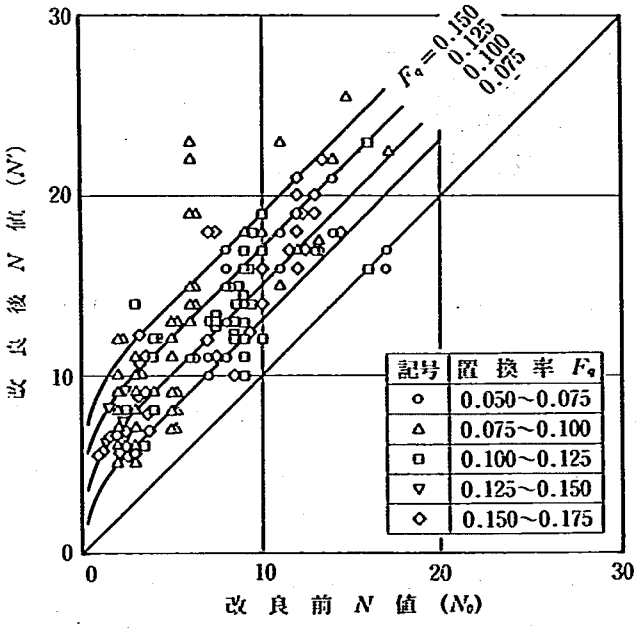
4.6.6　改良仕様の設定方法

特殊石灰パイル工法では，原則として，パイル中間地点の改良前後の N 値の関係から推定した改良後 N 値が構造物の安定性を確保できるように，改良仕様（置換率）を設定するものとする。

(1)　改良仕様の設定に用いるパイル中間地点の改良前後の N 値の関係(図－解4.6.5)は，細粒分含有率55%以下の地盤における試験施工や既往の施工実績のデータをプロットしたもので，振動締固め工法の方法A[4]に相当する。

振動締固め工法では，他にGibbs-Holtz(ギブス・ホルツ)の $N\sim D_r\sim e$ の関係に基づく方法B[5]と，細粒分含有率を考慮した方法C[6]がある。しかしながら，締固め原理の違いから，方法Bを適用すると，改良効果を過大評価する恐れがあること，また，既往の実績では細粒分含有率が大きい地盤でも同等の改良効果が認められること[7]などから，現状では，パイル中間地点の改良前後のN値の関係図（図－解4.6.5)によって，改良後N値を推定する方法を用いることとする。

なお，本工法は新しい工法であり，特に同図において原地盤N値15程度以上の地盤に対する実績データに乏しいことに留意して，現段階では，設計に用いる改良後N値としては25を上限値とする。また，図－解4.6.5に示す実績データの蓄積を図る意味からも，試験施工ないしは事後調査によって改良後N値を確認することが望ましい。



図－解4.6.5　改良前後のN値の関係

(2) 改良仕様の設定に関しては，まず中規模地震動(L－1)に対して改良地盤の液状化を防止し，さらに改良地盤内に発生する過剰間隙水圧の値を極力低減させて，地震時の地盤の健全性を保持することを前提とする。そのために，中規模地震動（L－1)に対しては地盤の液状化抵抗率 F_L が1.1 ($\Delta u/\sigma_v'=0.5$ に相当)以上となるように置換率を定め，改良仕様を設定する。大規模地震動(L－2)に対しても液状化の発生を防ぐことが望ましいが，たとえ液状化が発生しても構造物の安定が確保できれば，大きな被災を受けず，設計目標水準を満足できるという観点から，大規模地震動に対しては液状化抵抗率による改良仕様の規定は行わないものとする。

(3) 改良部の液状化抵抗率 F_L は，地盤内の深度方向すべての点において，これが1.1を満足することが望ましい。しかしながら，層厚の薄い一点で改良仕様が決定されるなど，非現実的で，不経済な改良仕様の設定を避けるため，深度方向の液状化抵抗率 F_L の平均値を採用することなども

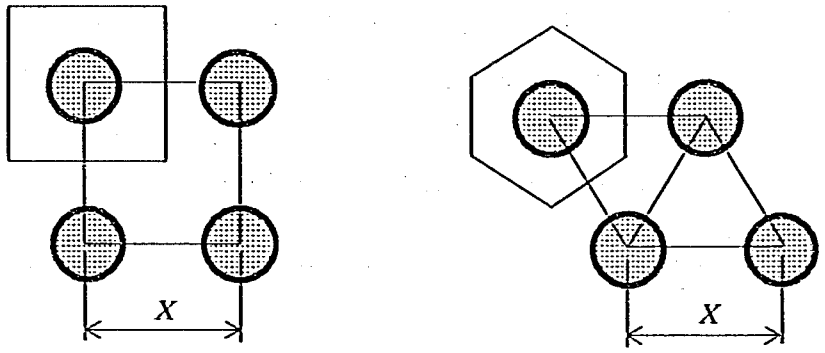
考えられる。

(4) 特殊石灰パイルの打設間隔は，液状化抵抗率，円弧すべり安全率を満足すると判定された置換率から，排土量を考慮した置換率と打設間隔の算定表あるいは算定式から算出する。

特殊石灰パイルの施工では，スパイラルケーシングによるオーガー式の施工を行うため，スパイラル分の土砂を地表に排出し，排出した土量の分だけパイル体による地盤の間隙の置き換え効果が低下する。図－解4.6.6に示す置換率と打設間隔の関係は，パイル初期径50 cm，排土量0.07 m³/mの場合について作成したものであるが，パイル初期径，排土量がこの値と異なる場合は，式(解4.6.1)に示す算定式から打設間隔を求めることが可能である。

$$F_q = \frac{\Delta e}{1+e_0} = \frac{Q_v - Q_s}{Q_0 - Q_s} \quad \cdots\cdots\cdots\

既設構造物の耐震補強などで平面的な改良範囲が狭小な場合，三角形配置とすることが望ましい（図－解 4.6.7）。



図－解 4.6.7　パイル配置

(5) 互層地盤の場合では，非液状化層と判定される粘性土層の強度が小さいために，改良範囲の改良仕様をいくら高めても，構造物の安定性が確保できないような状況が生じ得る。本工法は，その改良原理から粘性土の強度増加に対しても有効であると想定されるが，現状では粘性土の改良は研究段階であるため，ここでは考慮しないこととする。

(6) 締め固めた地盤の N 値の増加や液状化強度の増加は，密度の増加と側方拘束圧の増加の相乗効果によるものと考えられる。サンドコンパクションパイル工法では，側方拘束圧の増加を考慮して原位置の液状化強度を検討した事例[8]もあるが，一般的には，密度増加のみを定量化した既存の設計法が設計上安全側であるという判断から，側方拘束圧の増加による液状化強度の増加効果は，安全余裕として設計法に取り入れられていない。

本工法の改良仕様の設定において，側方拘束圧の増加による液状化強度の増加効果を積極的に取り入れた方法として，以下の考え方もあるが，現段階では，N 値と側方拘束圧の関係や室内の液状化強度と原位置の液状化強度の関係には様々な考え方があるため，今後の実績データの蓄積などが必要である点に留意して適用する必要がある。

（参考資料）土圧を考慮した方法の設計手順

① 置換率 F_q を仮定し，原地盤 N 値 N_0 から改良後 N 値 N' を推定する。

② 改良効果として，改良前後の N 値増分（ΔN）を密度増加による増分 ΔN_1 と側方拘束圧増加による増分 ΔN_2 とに分離して評価する[9]。

$$\Delta N = N' - N_0 \quad \cdots\cdots (解\ 4.6.2)$$

ここに，N_0：原地盤 N 値

N'：改良後 N 値

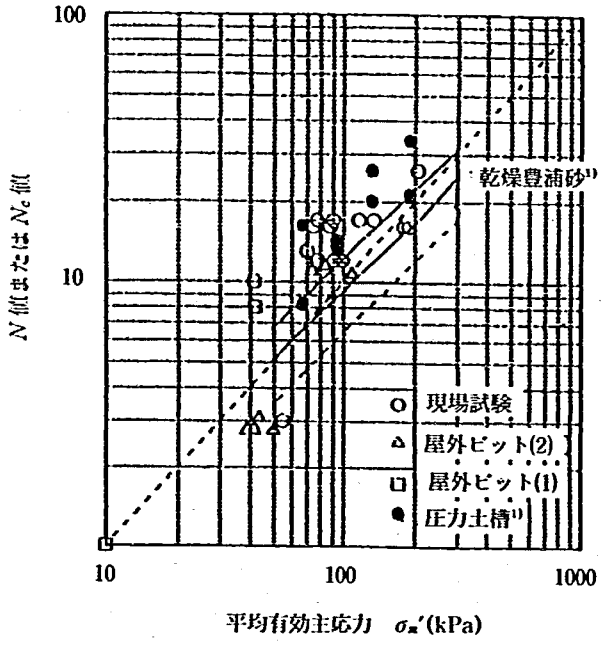
ΔN：改良前後の N 値の増分

$$\Delta N = \Delta N_1 + \Delta N_2 \quad \cdots\cdots (解\ 4.6.3)$$

ここに，ΔN_1：密度増加による N 値増分

ΔN_2：側方拘束圧増加による N 値増分

ここで，図－解 4.6.8 に示す平均有効主応力 σ_m' と N 値の関係[10]が両対数グラフ上で勾配 $\alpha = 1$ の直線近似で表されるとすると，N 値と土圧係数の関係が式（解 4.6.4）で表され，側方拘束圧増加による N 値増分 ΔN_2 が式（解 4.6.5）により求まる。



図－解 4.6.8　平均有効主応力と N 値の関係

$$\frac{\sigma_{m1}'}{\sigma_{m0}'} = \frac{1 + 2(K_0 + \Delta K_L)}{1 + 2K_0} = \frac{N_0 + \Delta N_2}{N_0} \quad \cdots\cdots (解\ 4.6.4)$$

$$\Delta N_2 = \frac{2\Delta K_L}{1 + 2K_0} N_0 \quad \cdots\cdots (解\ 4.6.5)$$

ここに，σ_{m0}'：原地盤の平均有効主応力（kgf/cm²）

σ_{m1}'：改良地盤の平均有効主応力（kgf/cm²）

K_0：原地盤の静止土圧係数

ΔK_L：設計用土圧係数増分

ΔN_2 が求まれば，密度増加による増分 ΔN_1 は式（解 4.6.6）で定まる。

$$\Delta N_1 = \Delta N - \Delta N_2 \quad \cdots\cdots (解\ 4.6.6)$$

③　液状化層としての沖積砂質土を対象にする場合は改良前静止土圧係数 $K_0 = 0.5$ 程度と考えられるが，K_0 および改良前後の土圧係数増分 ΔK については，地盤条件，置換率などを勘案，検討のうえ設定する必要がある。また，改良前静止土圧係数 K_0 および改良前後の土圧係

数増分 ΔK に関しては，土圧計などにより実際に計測，監視して現場データの蓄積を図るとともに，必要とする改良効果が得られているかどうか確認することが望ましい。参考として，パイル中間地点における改良前後の土圧係数の関係を図－解 4.6.9 に示すが，パイル中間地点の土圧係数増分 ΔK としては概ね 0.5 以上を確保している。

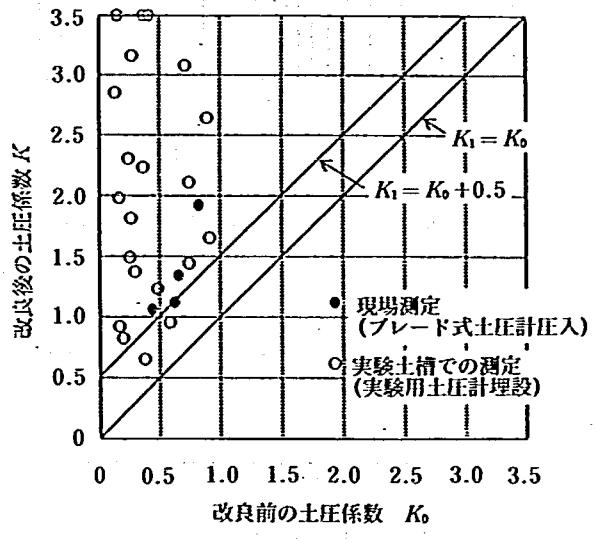
ここで，中規模地震動(L－1)に対しては，液状化の発生ならびに盛土構造物の有意な沈下を許容しないという高い設計目標水準が求められ，大規模地震動(L－2)時の盛土構造物の挙動に関して不明な部分も多いことから，外乱の影響などによる突発的あるいは長期的な側方拘束圧の低下を考慮して，設計上の改良前後の土圧係数増分 ΔK_L は，設計上余裕をもたせたものとして，以下の式で表すこととする。

$$\Delta K_L = \frac{1}{F_{sk}} \Delta K \quad \cdots\cdots (解\ 4.6.7)$$

ここに，ΔK_L：設計用土圧係数増分

ΔK：パイル中間地点の土圧係数増分

F_{sk}：土圧係数増分に対する安全率（＝2.0）



図－解 4.6.9　改良前後の土圧係数の関係（パイル中間地点）

④　式（解 4.6.6)から得られる密度増加による改良後 N 値（$N_0+\Delta N_1$)により，密度増加による繰返し三軸強度比 R_L の算定を行う。

⑤　繰返し三軸強度比 R_L から動的三軸強度比 R の変換は，地震動の不規則性に関する補正係数 C_2 と，拘束応力に関する補正係数 $C_1=(1+2K_0)/3$ によって行われる[12]。

$$C_w = C_1 \cdot C_2 \quad \cdots\cdots (解\ 4.6.8)$$

$$R = C_w \cdot R_L \quad \cdots\cdots (解\ 4.6.9)$$

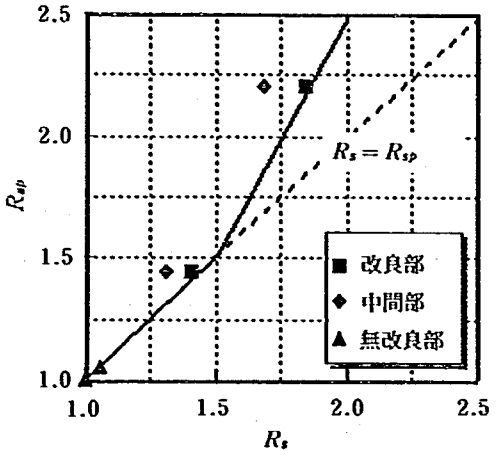
ここに，C_w：繰返し三軸強度比を動的せん断強度比に変換する補正係数

C_1：地震動の不規則性に関する補正係数

（タイプⅠ地震動では 1.5，タイプⅡ地震動では 1.5～3.0）

C_2：拘束応力に関する補正係数（$=(1+2K_0)/3$，$K_0=0.5$ のとき 0.67）

側方拘束圧の増加による動的せん断応力比 τ_d/σ_m' の低下効果を補正係数 C_w の割増しに反映させる係数 R_s は，図－解 4.6.10 から式（解 4.6.10）により算出する[11]。



図－解 4.6.10　平均有効主応力と割増係数

$$\left.\begin{aligned} R_s &= R_{sp} \qquad (R_{sp} \leqq 1.5) \\ R_s &= \frac{3+2R_{sp}}{4} \quad (R_{sp} > 1.5) \end{aligned}\right\} \cdots\cdots (解\ 4.6.10)$$

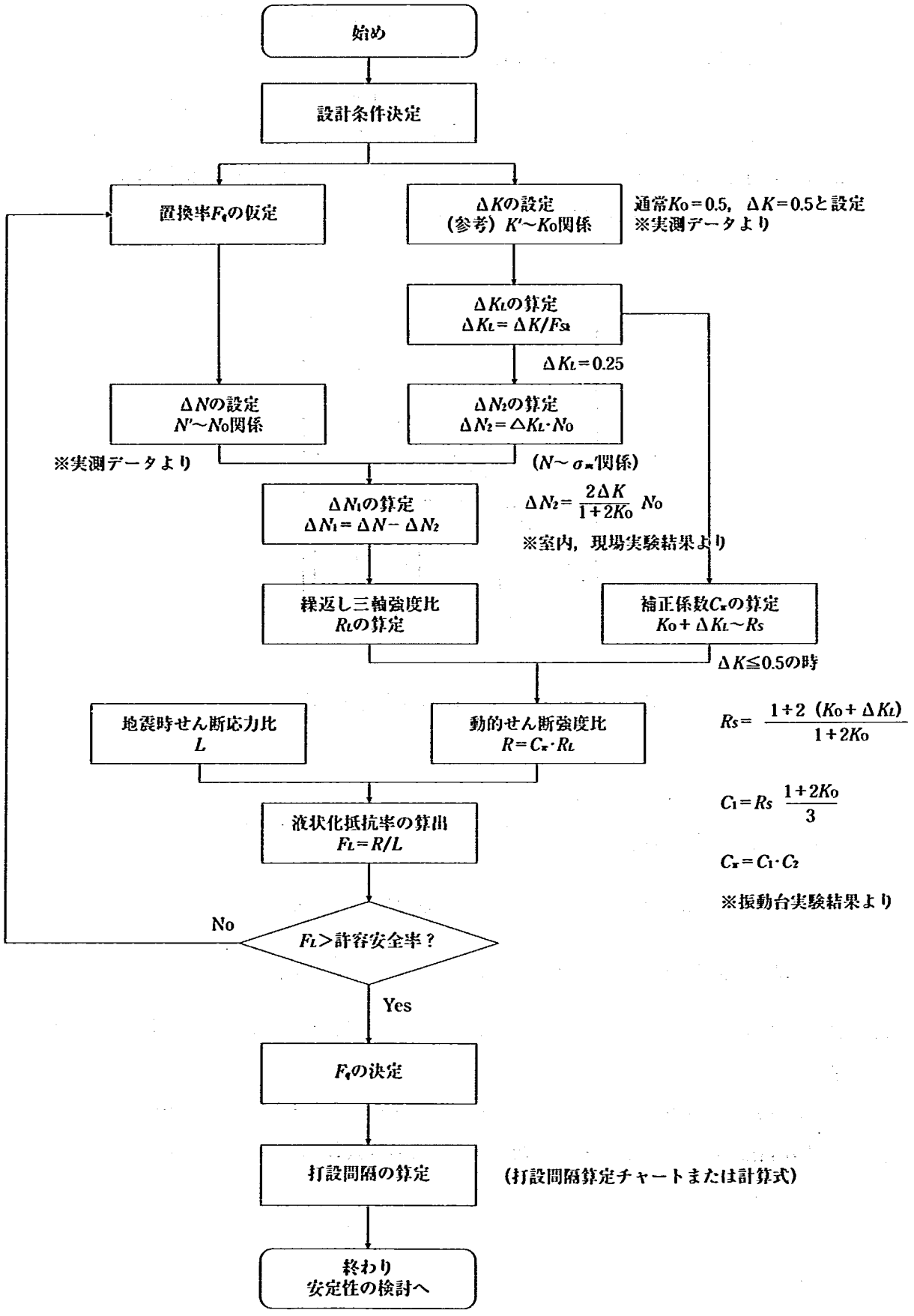
ここに，R_s：側方拘束圧の増加による補正係数 C_w の割増係数

R_{sp}：改良前後の平均有効主応力の比 $\left(=\dfrac{1+2(K_0+\Delta K_L)}{1+2K_0}\right)$

⑥　補正係数 C_w を式（解 4.7.11）から求め，式（解 4.7.9）により動的せん断強度比 R を算出する。

$$C_w = R_s \cdot C_1 \cdot C_2 \cdots\cdots (解\ 4.6.11)$$

以上の特殊石灰パイル工法の土圧を考慮した方法の改良仕様設定手順を図－解 4.6.11 に示す。



図－解 4.6.11　土圧を考慮した設計法の改良仕様設定手順

4.6.7 すべり安定計算の方法

地震時の円弧すべり安定計算を行い，得られた安全率が許容安全率以上であることを照査する。なお特殊石灰パイル工法によって改良した範囲は，改良地盤としての力学特性を有するものとする。

(1) 地震時安全率の算出は，「4.3.2 構造物の安定性検討」によって行い，所定の許容安全率を満足することを確認する。所定の許容安全率を満足しない場合には，改良範囲，改良仕様の見直しを行う必要がある。

(2) 地震動の規模に応じて，円弧すべり計算で用いる地盤強度(粘着力，内部摩擦角)の扱いは，表－解4.6.1に示したように異なる。以下では地盤強度の設定法について述べる。なお，液状化対策を実施する改良対象層は砂質土層となるため，設計上の粘着力は考慮しないのが一般的である。

1) 中規模地震動 (L－1)の場合

改良した範囲の内部摩擦角は，図－解4.3.3に示したN値と内部摩擦角の関係より，改良後N値を用いて評価する。

2) 大規模地震動 (L－2)の場合 (地震中)

動的強度の算出は，「4.3.2 構造物の安定性検討」によって行い，改良した範囲については，改良後N値，相対密度，動的せん断強度比などを用いることができる。

3) 大規模地震動 (L－2)の場合 (地震後)

残留強度の算出は，「4.3.2 構造物の安定性検討」によって行い，改良した範囲については，改良後N値などを用いることができる。

(3) 改良した範囲の地盤強度については，特殊石灰パイルのせん断強さを考慮し，パイル面積比a_sを用いて複合地盤として評価することも考えられるが，パイル体の地震時の挙動，地盤が流動化した場合の保有強度など，なお不明な部分が多いため，現段階ではパイル体強度は設計上考慮しないこととする。

(4) 円弧すべり計算に用いる震度の設定方法は，地盤強度と同様，表－解4.6.1に示したように地震動の規模と検討時点に応じて異なる。以下ではこれらの設定方法について述べる。

1) 中規模地震動 (L－1)の場合

慣性力用震度は考慮しない。

2) 大規模地震動 (L－2)の場合 (地震中)

「4.6.4 設計用地震力」によって算出する。

3) 大規模地震動 (L－2)の場合 (地震後)

地震後の検討であるため，慣性力用震度は考慮しない。

(5) 許容すべり安全率は，「4.3.3 構造物の安定性検討」に基づき，地震動の規模に応じた値を設定する。

[参考文献]

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

2）建設省土木研究所他：液状化対策工法の開発に関する共同研究報告書（その4），pp. 185～196，1996.

3）建設省土木研究所他：液状化対策工法の開発に関する共同研究報告書（その4），pp. 197～202，1996.

4）地盤工学会編：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－，pp. 175～242，1996.

5）小川充朗，石堂　稔：砂質土に対するバイブロコンポーザー工法の適用について，土と基礎，Vol. 13，No. 2，pp. 77～81，1965.

6）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. 21～26，1987.

7）光成高志，伊勢本昇昭，保井美敏，下田正雄，別所三千夫：特殊石灰パイルによる液状化対策試験－その3：改良効果に関する考察－，第26回土質工学研究発表会，1991.

8）草野　郁：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，土と基礎，Vol. 31，No. 4，1983.

9）光成高志，松尾　修，古関潤一：土圧増加を考慮した特殊石灰パイル工法の設計法に関する研究，第30回土質工学研究発表会，pp. 2297～2298，1995.

10）古賀泰之，古関潤一，鷲田修三，三原正哉，松原勝己：動的貫入試験結果に及ぼす静止土圧係数の影響(その2)，第24回土質工学研究発表会，pp. 44～45，1989.

11）柴田　靖，松下清一，渡辺稔明，朝倉弘明：特殊石灰パイルにより改良した地盤の液状化強度の算定，土木学会第51回年次学術講演会講演概要集III-A，pp. 318～319，1996.

12）松尾　修：液状化の判定法と耐震設計，基礎工，Vol. 25，No. 3，pp. 34～39，1997.

4.7 コンパクショングラウチング工法

4.7.1 設計方針

既設盛土構造物の液状化対策としてのコンパクショングラウチング工法の設計では，設計用地震力に対して，所要の安定性が確保できるように改良範囲(改良深度，改良幅)，改良仕様(打設時ソイルモルタル平均径，打設間隔など）を設定する。

(1) コンパクショングラウチング工法は，流動性の極めて小さいソイルモルタルを地盤中に圧入し，球根状の固結体を連続的（串団子状）に造成するもので，この固結体による締固め効果で地盤を圧縮強化し，改良範囲内の地盤の強度を高める工法である。

なお，本工法は，既設盛土構造物のうち，下記に示したような特殊条件下において適用する可能性が考えられる。

① 横断カルバートなどの構造物に近接した部分を改良する場合

② 液状化層と非液状化層が互層となっているといったように，深度方向に対して部分的に改良する場合

③ 作業スペースが狭い場合

(2) コンパクショングラウチング工法により改良した盛土構造物の安定性の評価は，「4.3.3 構造物の安全性検討」で示した盛土と基礎地盤を含めた地震時の円弧すべり計算により行う。所定の安全率が確保できれば，想定した地震動に対する盛土構造物の安定性は確保されるものとする。

(3) 上記の安定性評価手法は，中規模地震動（L−1）および大規模地震動（L−2）に対して適用されるが，安定性評価に用いる地盤の強度定数，作用震度はそれぞれ異なるものとなる。中規模地震動（L−1）の安定性評価は，盛土の有意な変形・沈下は生じないことを設計目標水準として行われる。大規模地震動（L−2）の安定性評価においては，ある程度の地盤のひずみを許容した手法を用いるため，所定の許容すべり安全率が確保できていても盛土の変形・沈下が発生する可能性がある。ただし，大規模地震動（L−2）における締固め地盤を含めた盛土構造物の挙動については不明な部分が多い。

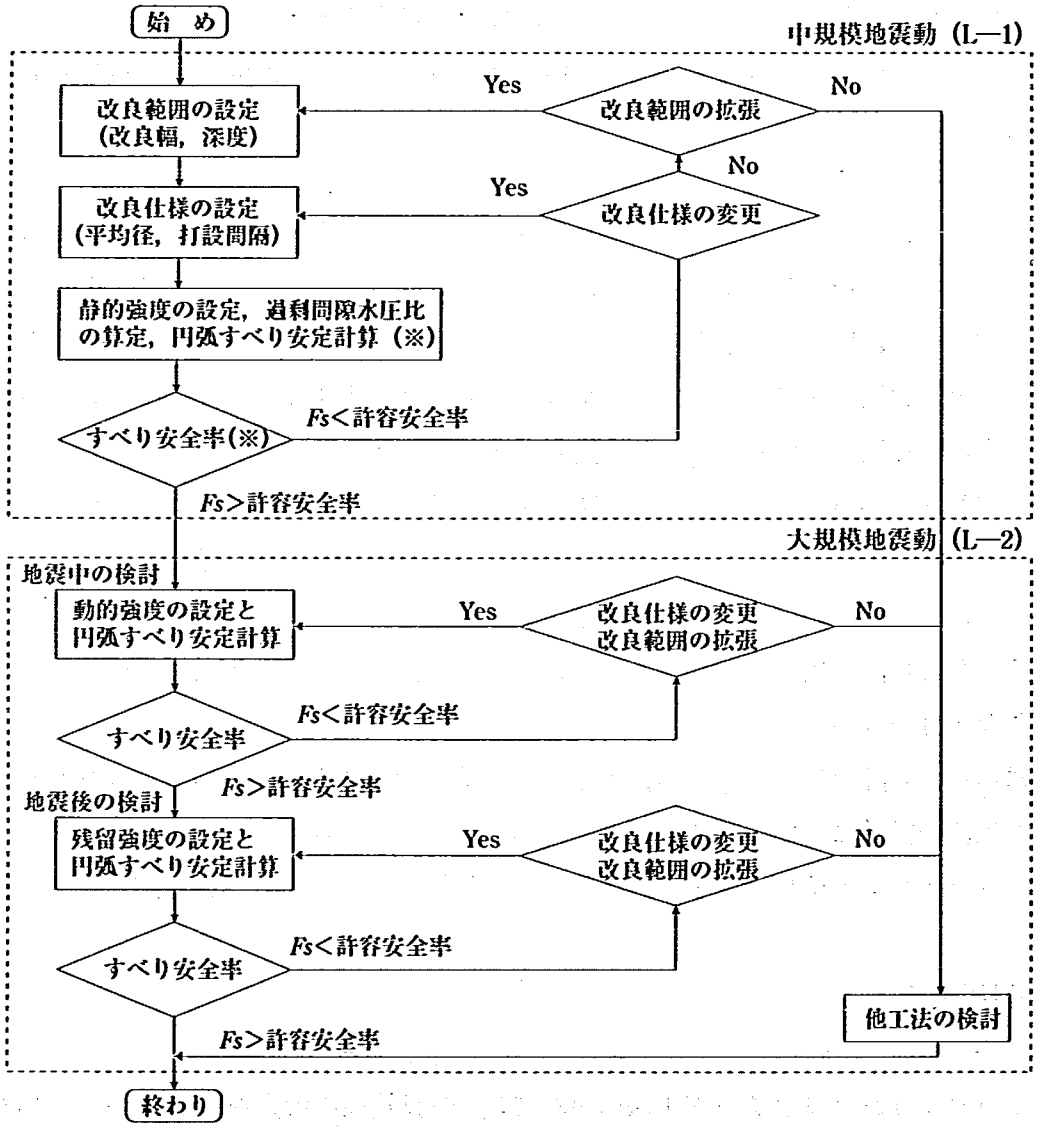
(4) 盛土構造物の設計では，安全性の確保と共に経済性の追求も必要である。コンパクショングラウチング工法の設計においてはこの点に留意し，改良範囲・仕様の設定を行う。また，コンパクショングラウチング工法は，施工中に地盤変位を伴うこともあるため，周辺環境への留意も必要である。

4.7.2 設計手順

(1) コンパクショングラウチング工法の設計では，改良範囲の仮定を行い，目標 N 値が確保できるような改良仕様を設定する。

(2) その後，改良域および未改良域の地盤の強度を考慮した，地震時の円弧すべり計算により盛土構造物の安定性検討を行うものとする。

(1) すべり安全率の評価にもとづくコンパクショングラウチング工法の設計手順を図－解4.7.1に示す。はじめに改良範囲（改良深度，改良幅）を盛土形状，周辺環境などから設定する。次に改良範囲内の地盤が液状化しないような改良仕様（打設時ソイルモルタル平均径，打設間隔）を設定する。最後に，地震動レベルに応じて地盤の強度，作用震度を設定し，地震時の円弧すべり計算により所定のすべり安全率を確保できるか検討し，確保できないならば改良仕様，改良範囲の見直しを行う。大規模地震動（L－2）の検討は，必要に応じて中規模地震動（L－1）の検討に続いて行い（図－解4.1.2参照），中規模地震動（L－1）で設定した改良範囲，改良仕様を初期値として，安定性を検討する。なお，対策工が大規模地震動（L－2）において初めて必要となる場合（図－解4.3.1参照）には，図－解4.7.1において（※）の部分を除いた全体フローを適用すればよい。



図－解4.7.1　コンパクショングラウチング工法の設計手順

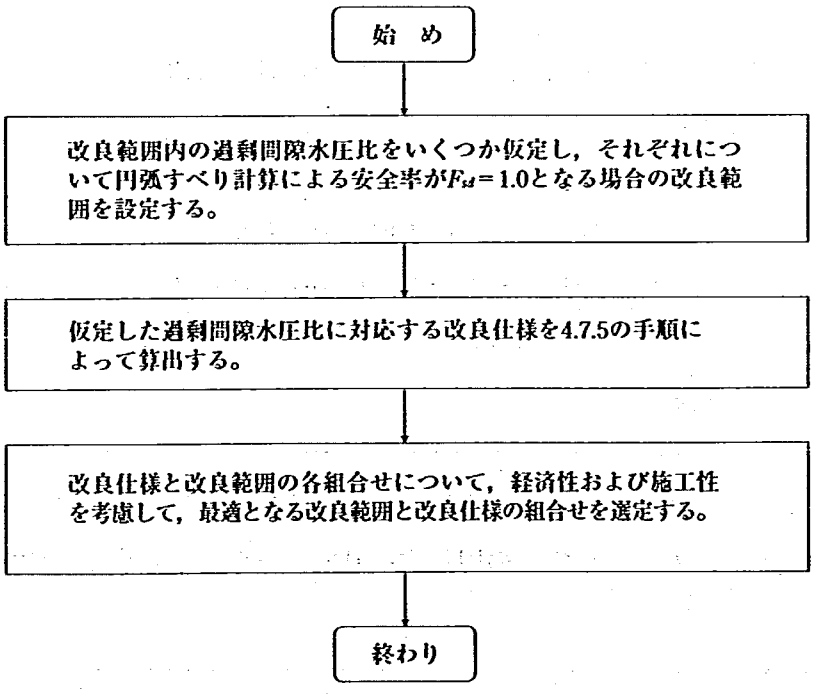
(2) コンパクショングラウチング工法の設計における地盤の強度および円弧すべり計算での震度の概要を，地震動規模に対応させて表－解 4.7.1 に示す。中規模地震動（L－1）の検討では，慣性力用震度は考慮せず，地盤の静的強度定数を用いて過剰間隙水圧を考慮した円弧すべり計算を行う。大規模地震動（L－2）に対する検討手法は十分に確立されたものはないが，ここでは試案として「4.3.3　構造物の安定性の検討」で示した手法を用いる。大規模地震動（L－2）の検討では，地震中と地震後の 2 つの時点について検討する。地震中の検討では，初期せん断応力を考慮した動的強度を用い，円弧すべり計算においては，盛土・基礎地盤の慣性力用震度（等価震度）を用いる。地震後の検討では，液状化を考慮した残留強度を用い，円弧すべり計算の慣性力震度は考慮しない。

表－解 4.7.1　地盤強度および震度の設定方法

地震動規模	検討時点	地盤の強度	慣性力用震度
中規模地震動（L－1）	地震中，地震後	過剰間隙水圧を考慮した静的強度	考慮しない
大規模地震動（L－2）	地震中	初期せん断応力を考慮した動的強度	考慮する
	地震後	液状化後の残留強度	考慮しない

(3) 盛土構造物の円弧すべり計算による適正な安全率を確保できるような改良仕様と改良範囲の組合せを求め，経済性，施工性を考慮して改良仕様および改良範囲を決めるのがよい。中規模地震動（L－1）を対象とした経済的な設計の考え方を図－解 4.7.2 に示す。

(4) コンパクショングラウチング工法の改良仕様に関しては，施工仕様の限界や改良強度の上限値などを勘案して，適切に設定する必要がある。



図－解 4.7.2　コンパクショングラウチング工法の経済的な設計手順

4.7.3 設計用定数

液状化対策としてコンパクショングラウチング工法の設計を行う場合には，構造物の諸元，原地盤の物性および改良地盤の物性が設計用定数として必要である。

(1) 液状化対策としてのコンパクショングラウチング工法の設計法は，海外の文献にもない。しかし，改良を必要とする地盤中にソイルモルタルを圧入する作業によって地盤を圧縮強化することから，初期のサンドコンパクションパイル工法の締固め作業と同一と考え，Gibbs-Holtz（ギブス・ホルツ）の提案した設計法を適用する[1]。

設計上必要な設計用定数は，以下のものである。

① 土層構成（柱状図），地下水位

② 標準貫入試験の N 値

③ 土層の土質諸定数

単位体積重量

粒度分布特性（D_{60}，細粒分含有率など）

初期間隙比

④ 上載荷重

構造物の安定性の検討を行う際にも，「4.2.1 地盤条件」，「4.2.2 構造物条件」で示した条件が必要となり，改良地盤の物性値は，仮定した改良仕様をもとに設定できる。ただし，圧入されて地中に形成された固結体は設計上考慮しない。

4.7.4 設計用地震力

コンパクショングラウチング工法の設計を行う場合には，「4.3 対策工の必要性の判定」で用いた設計用地震力を用いる。

コンパクショングラウチング工法の設計を行う場合の設計用地震力には，「4.2.3 設計用地震力」に示された対策工の必要性の判定で用いたものと同様の値を用いる。通常，改良仕様の設定には，液状化判定で用いた設計用地震力を用いる。

4.7.5 改良範囲の設定方法

コンパクショングラウチング工法の改良範囲は，完全液状化層の下端までを最小の改良深度とすることを原則とし，かつ，地震時の円弧すべり安全率が許容安全率を確保できるように設定する。

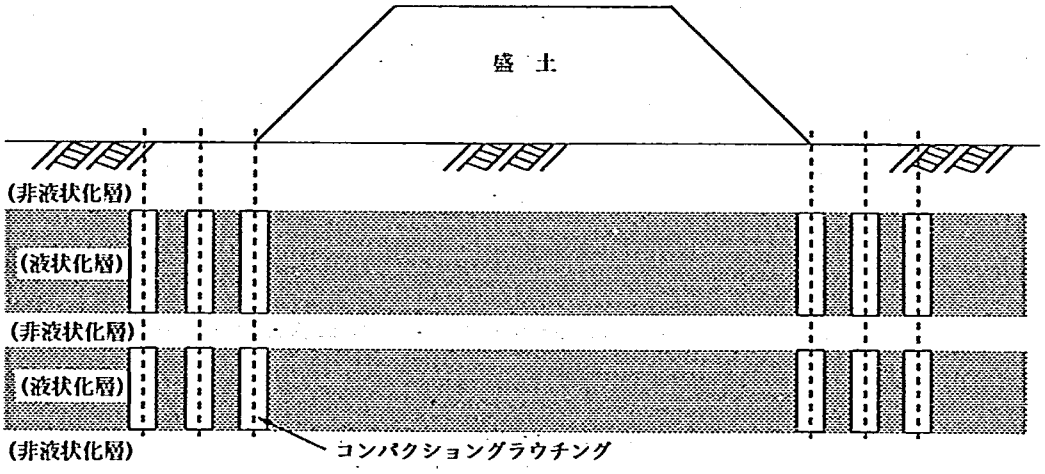
(1) 改良範囲としては，盛土直下の基礎地盤全域を改良範囲とする場合（直下型改良）と盛土の法

尻付近のみを改良範囲とする場合(両脇型改良)が考えられる。両脇型改良の例を図一解4.7.3に示す。コンパクショングラウチング工法は，既設盛土を対象とするため，用地条件・施工期間などを十分考慮したうえで設計・施工計画を立案しなくてはならない。

また本工法は，同図に示すように液状化層が複数存在する場合，改良が必要な層のみ改良することが可能であるが，この場合には土層構成が十分に把握できていることが前提である。

(2) 中規模地震動（L－1）に対する検討において，改良深度については「4.3.1 液状化判定」で完全液状化層と判定された層の下端深度までを原則とするが，円弧すべり安定計算の結果，所定の安全率が得られないような場合には，改良コストも勘案し，必要に応じて完全液状化層下部の準液状化層についても改良することがある。

大規模地震動（L－2）に対する検討においても，完全液状化層下端までを改良深度とすることが望ましいが，盛土構造物の安定性が確保できれば，設計目標水準は満足されることから，液状化抵抗率による改良深度の規定は行わないものとする。



図一解4.7.3 両脇改良の改良範囲の一例

(3) 改良幅の決定は「4.3.2 構造物の安定性検討」により，すべり安全率が許容安全率を満足する範囲を原則とする。直下型改良の場合，必ずしも盛土幅全域を改良範囲とする必要はない。両脇型改良の場合，設計上の改良幅が極端に狭くなる場合でも，未改良部からの過剰間隙水圧の伝播を考慮して余裕幅を持たせることが望ましい。

4.7.6 改良仕様の設定方法

(1) 改良地盤の N 値設定

コンパクショングラウチング工法では，構造物の安定性を確保できるように改良範囲内の改良目標 N 値を設定する。

1) 中規模地震動（L−1）に対する検討において，改良目標値は，「4.3.1 液状化判定」により，液状化抵抗率 $F_L > 1.1$ となる N 値とする。液状化しない N 値とは $F_L > 1.0$ を与える N 値であるが，4.7.3 で示したように改良範囲外からの過剰間隙水圧の伝播による改良範囲内の過剰間隙水圧の上昇を中規模地震動（L−1）では考慮していないため，改良範囲内の過剰間隙水圧の発生を極力抑制するため，$F_L > 1.1$ とするものである。

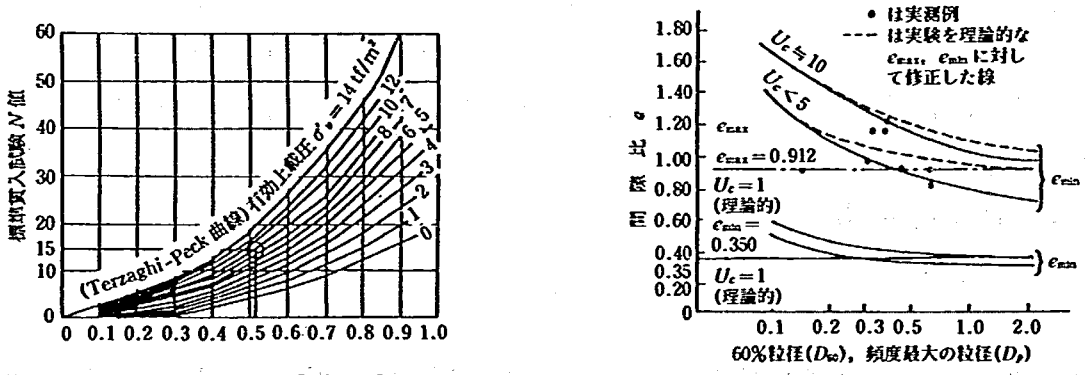
大規模地震動（L−2）に対する検討においても，改良範囲内の液状化を防止することが望ましいが，盛土構造物の安定性が確保できれば，設計目標水準は満足されることから，液状化抵抗率による改良仕様の規定は行わないものとする。

2) F_L から設定した改良仕様では盛土構造物の安定性が十分に確保できない場合には，打設間隔を狭くするなどして改良仕様を上げる必要がある。

3) 改良目標 N 値は，地盤のばらつきについても十分考慮して決定する必要がある。また，改良範囲内の液状化抵抗率にもとづき改良目標 N 値を設定する場合，改良対象となる地盤内のすべての点で $F_L > 1.1$ となるように改良仕様の設定を行うのが一般的である。また，コンパクショングラウチング工法の改良後 N 値については，過去の実績の上限値にも留意して，施工可能な改良後 N 値を設定する必要がある。

4) コンパクショングラウチング工法による地盤改良は，原地盤の間隙比を e_0 としたとき，$(1+e_0)$ の体積の地盤に Δe に相当するソイルモルタルを圧入して密度を増大させることによるものである。この密度増加により，強度定数の割り増し，液状化抵抗の増大が改良効果となって現れる。なお，コンパクショングラウチング工法の場合，既設構造物を対象としており，改良規模も小さいことが多いことから，土圧係数の増加による液状化抵抗の増大の効果は考慮しない（$\Delta K = 0$）ものとする。

コンパクショングラウチング工法による締固めの設計は，Gibbs-Holtz（ギブス・ホルツ）の $N \sim D_r \sim e$ の関係及び粒度と最大間隙比，最小間隙比の関係を用いて行う（図−解 4.7.4 参照）。なお，細粒分含有率は 20%以下に対して適用する（細粒分含有率 20%以上については，改良効果について不明な点が多く現段階では適用しない）。



(a) 相対密度 $D_r = \dfrac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}$　　(b) 粒径・粒度と e_{max}, e_{min} の関係

図−解 4.7.4 Gibbs-Holtz（ギブス・ホルツ）の $N \sim D_r \sim e$ の関係および粒度と最大間隙比，最小間隙比の関係[1)]

i）土質調査の結果から，原地盤の N 値を設定し，液状化の判定および安定計算結果にもとづいて，所定の液状化抵抗率を満足するように改良目標 N 値を求める。

ii）図－解 4.7.4(a)より，原地盤 N 値，目標 N 値と有効上載圧とからそれぞれの相対密度：D_{r0}，D_{r1} を求める。

iii）図－解 4.7.4(b)より，原地盤の 60%粒径（D_{60}）を用いて最大，最小間隙比：e_{max}，e_{min} を求める。

iv）以上の数値を用いて下式により，原地盤の間隙比：e_0 および：e_1 を算出する。

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \text{ より} \quad \cdots\cdots \text{(解 4.7.1)}$$

$$e_0 = e_{max} - D_{r0}(e_{max} - e_{min})$$

$$e_1 = e_{max} - D_{r1}(e_{max} - e_{min})$$

ここに，D_{r0}：原地盤の相対密度

D_{r1}：目標地盤の相対密度

e_0：原地盤の間隙比

e_1：目標 N 値を達成するのに必要な間隙比

v）以上の数値を用いて，次式から注入による置換率 a_s を求める。

$$a_s = \frac{A_s}{A} = \frac{\Delta e}{1 + e_0} = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} \quad \cdots\cdots \text{(解 4.7.2)}$$

ここに，a_s：置換率

A_s：固結体断面積（m²）

A：固結体 1 本が分担する面積（m²）

なお，有効上載圧は，改良対象層の 1/2 の深度の土被り圧を用いる。

(2) 打設間隔の算出方法

コンパクショングラウチング工法の打設間隔は，液状化抵抗率を満足すると判定された置換率および原地盤の強度から改良体の平均径を考慮して算出される。

1) 改良体の平均径

コンパクショングラウチング工法の施工は，2 インチの特殊鋼管を地中に挿入して，ソイルモルタルを特殊ポンプで地盤中に注入する工法であるので，原地盤の強度により注入造成できるソイルモルタルの改良体径が制限される。このため，表－解 4.7.2 に示すように，原地盤の N 値から改良体の平均径の目安を設定している。なお，構造物に近接して施工する場合は，原地盤強度に係わらず改良体径は 50 cmとする。

表－解 4.7.2　原地盤強度と改良体径の関係の目安

原地盤 N	改良体の平均径（cm）
$N \leqq 5$	60～70
$N > 5$	50

まず，改良体の平均径を決定して，置換率から打設間隔を算出する。

なお，ソイルモルタルは注入することによって，圧入圧力による脱水などにより体積が収縮することが室内試験よりわかっている[2]。この体積の収縮を考慮に入れて下記により求める。

注入量 × α ＝ 改良体の体積 ……（解 4.7.3）

ここに，α：収縮係数（0.8～1.0）

改良体の平均径は，注入量によりコントロールする。一般的には，改良体平均径は 50～70 cm であり，そのときの注入量（ℓ/m）との関係を表－解 4.7.3 に示す。

表－解 4.7.3　改良体径と注入量の関係

改良体径（cm）	1 m当り注入量（ℓ/m）	
	$\alpha=0.8$	$\alpha=1.0$
50	246	197
60	354	283
70	481	385

2)　置換率と改良体配置

置換率 a_s と改良体配置の打設間隔 x との間には次の式が成り立つ。

①　正方形・ひし形配置

$$a_s=\frac{A_s}{A}=\frac{A_s}{x^2} \text{ または } \frac{A_s}{x_1 \cdot x_2} \quad \cdots\cdots (解\ 4.7.4)$$

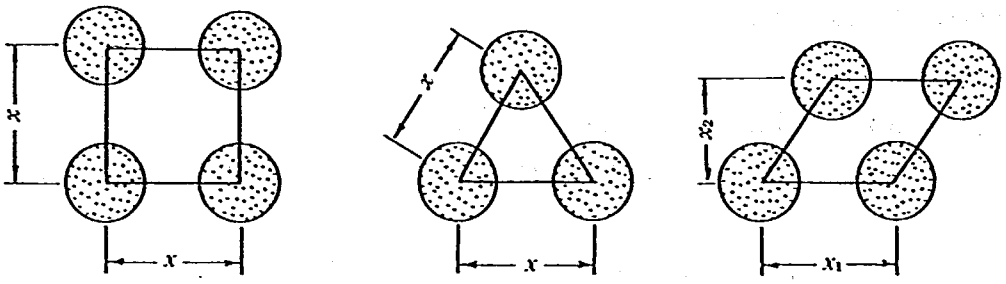
②　正三角形配置

$$a_s=\frac{A_s}{A}=\frac{2}{\sqrt{3}}\cdot\frac{A_s}{x^2} \quad \cdots\cdots (解\ 4.7.5)$$

ここに，A_s：改良体断面積（m²）

A：改良体 1 本が分担する面積（分担面積）（m²）

x, x_1, x_2：打設間隔（図－解 4.7.5 参照）（m）

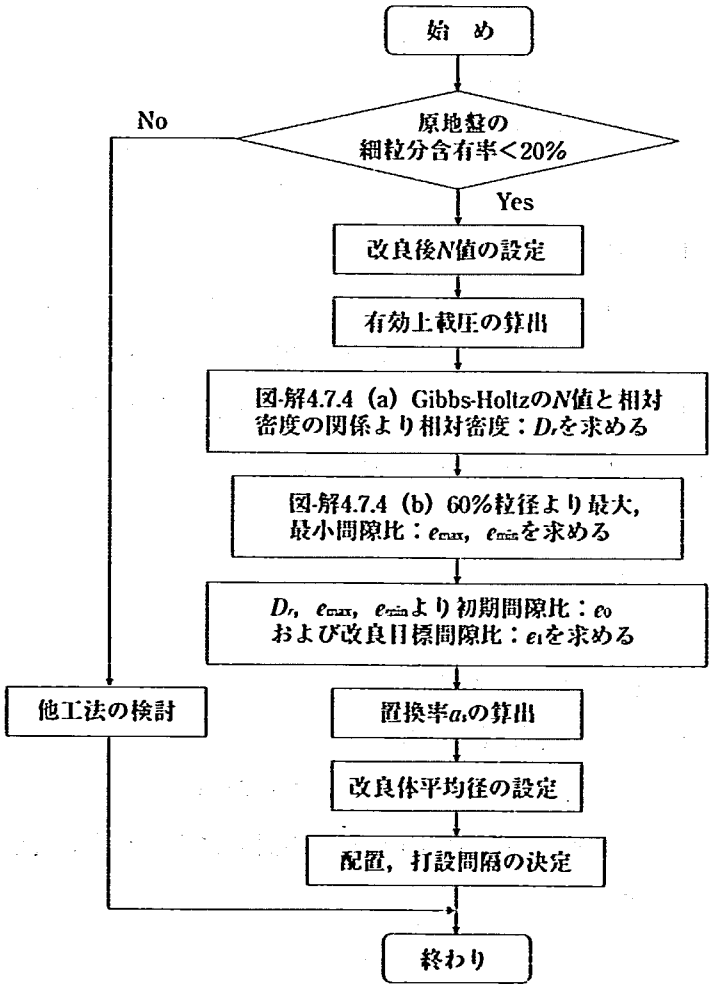


(a) 正方形配置　　(b) 正三角形配置　　(c) ひし形配置

図－解 4.7.5　打設間隔

3)　打設間隔算定手順

打設間隔算定フローを図－解 4.7.6 に示す。なお，ここに示した手順により設定した打設間隔で施工された地盤の N 値の増加を調べた事例が参考文献 3) に示されているので参考にされたい。



図－解 4.7.6　コンパクショングラウチング工法の打設間隔算定手順

4.7.7 すべり安定計算の方法

地震時の円弧すべり計算を行い，得られた安全率が許容安全率以上であることを照査する。コンパクショングラウチング工法による改良範囲は改良地盤の力学的特性を有するものとする。

(1) 地震時安全率の算出は，「4.3.2 構造物の安定性検討」によって行い，所定の許容安全率を満足することを確認する。所定の許容安全率を満足しない場合には，改良範囲，改良仕様の見直しを行う必要がある。

(2) 地震動の規模に応じて，円弧すべり計算で用いる地盤強度（粘着力，内部摩擦角）の扱いは，表－解4.7.1に示したように異なる。以下では地盤強度の設定法について述べる。なお，液状化対策を実施する締固め対象層は砂質土層となるため，設計上の粘着力は考慮しないのが一般的である。

1) 中規模地震動（L－1）の場合

締固められた改良範囲の内部摩擦角は，図－解4.3.4に示した N 値と内部摩擦角の関係より改良後のパイル間 N 値を用いて評価する。

2) 大規模地震動（L－2）の場合（地震中）

動的強度の算出は，「4.3.2 構造物の安定性検討」によって行い，締固められた改良範囲については，改良後の地盤のパイル間 N 値，相対密度，動的せん断強度比などを用いることができる。

3) 大規模地震動（L－2）の場合（地震後）

残留強度の算出は，「4.3.2 構造物の安定性検討」によって行い，締固められた改良範囲については，改良後の地盤のパイル間 N 値などを用いることができる。

(3) 地盤の強度と同様に用いる震度の設定方法は，地震動の規模に応じて表－解4.7.1に示したように異なる。以下ではこれらの設定方法について述べる。

1) 中規模地震動（L－1）の場合

慣性力用震度は考慮しない。

2) 大規模地震動（L－2）の場合（地震中）

「4.7.4 設計用地震力」にもとづき設定する。

3) 大規模地震動（L－2）の場合（地震後）

地震後の検討であるため，慣性力用震度は考慮しない。

(4) 許容すべり安全率は，「4.3.3 構造物の安定性検討」にもとづき，地震動の規模に応じた値を設定する。

[参考文献]

1）地盤工学会編：液状化対策の調査・設計から施工まで，pp. 187-193，1993.
2）建設省土木研究所他：液状化対策工法の開発に関する共同研究報告書，pp. 95-101，1995.
3）建設省土木研究所他：液状化対策工法の開発に関する共同研究報告書（その5），pp. 65-72，1997.

4.8 深層混合処理工法

4.8.1 設計方針

盛土構造物の液状化対策としての深層混合処理工法の設計では，対象とする構造物に要求される設計用地震力に対して所要の安定性が確保できるように，改良範囲（改良深さ，改良幅）や改良仕様（改良体形状，改良体強度）を設定する。

(1) 深層混合処理工法は，砂地盤にセメント系安定材（砂地盤の固化であるためここではセメント系に限定）を供給・撹拌・混合して，砂地盤を全体的あるいは部分的に固結することにより砂地盤の液状化を防止する工法である。

(2) 深層混合処理工法を適用した盛土構造物の安定性については，4.8.2 以降に示す設計方法により評価する。これらの計算の結果，所定の安全率が確保できれば，地震時の盛土構造物の破壊や沈下は許容値以下に収まるものと考える。

(3) 中規模地震動（L−1）に対しては，改良体の外的安定（滑動，転倒，支持力）を確保し，かつ改良体の内的安定（水平せん断，鉛直せん断，端趾圧，抜け出しせん断）および地震中の改良体を含む盛土構造物全体の安定を確保するものとする。

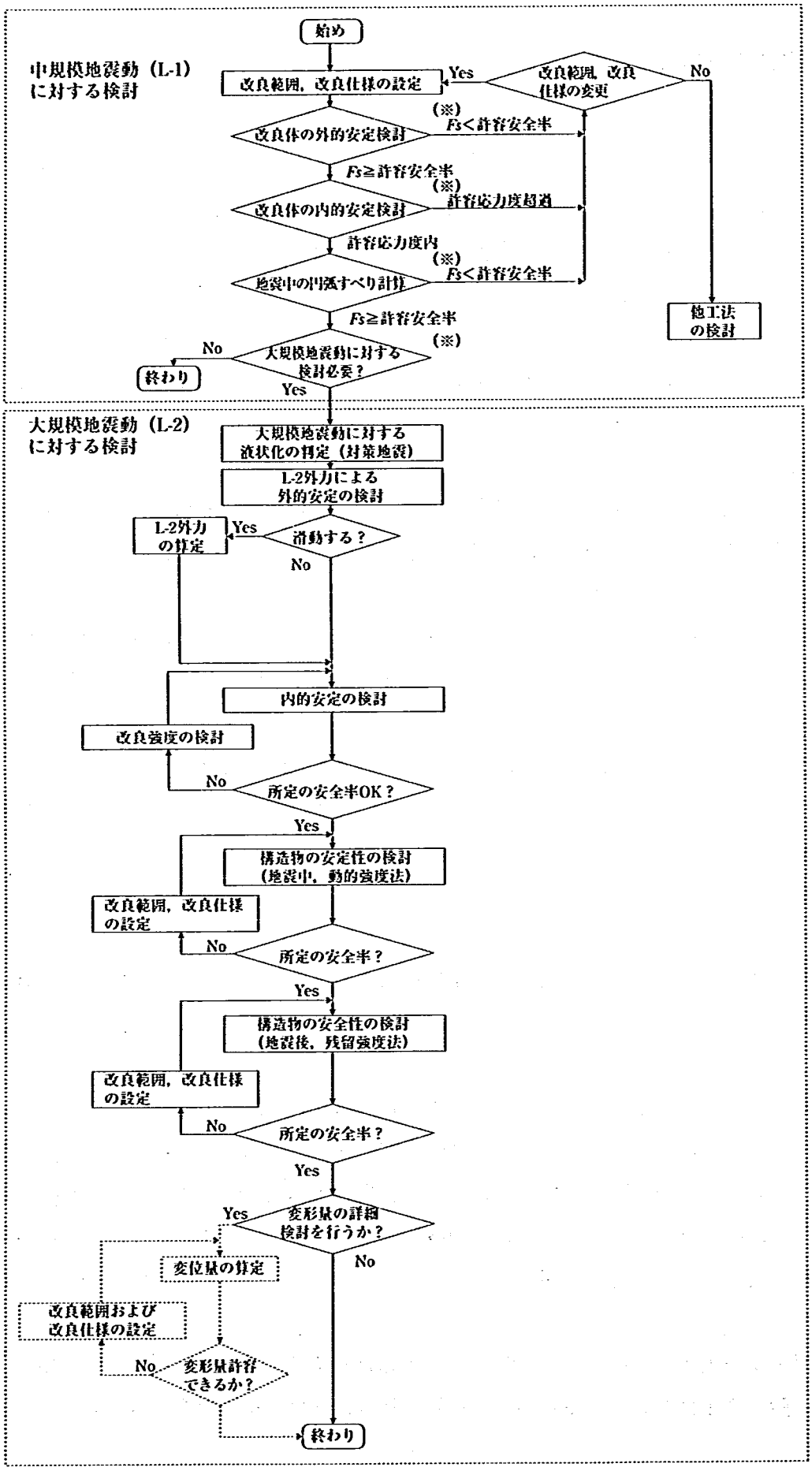
(4) 大規模地震動（L−2）に対しては，外的安定における多少の変形は許容するものの，内的安定および地震中，地震後の改良体を含む構造物全体の安定性を確保するものとする。なお，必要に応じて変形量の算定を行う。

4.8.2 設計手順

深層混合処理工法では改良範囲と改良仕様を仮定し，地震時の改良体自体の安定および改良体を含む盛土構造物全体の安定性を円弧すべり計算により照査する。

設計手順は図−解 4.8.1 に従って行う。基本フローは，まず無対策地盤の検討を行う。中規模地震動（L−1）の検討については，改良体の外的安定，改良体の内的安定，全体系のすべり安定計算を実施して，各々の許容値を満足するように改良範囲，改良仕様を設定する。次に大規模地震動(L−2)の検討では，改良体の外的安定，改良体の内的安定，さらに地震中および地震後の全体系のすべり安定計算を実施して安定性を検討する。また，必要に応じて改良体の変形量の算定も行うこともある。

なお，対策工が大規模地震動（L−2）においてははじめて必要となる場合（図−解 4.3.1 参照）には，図−解 4.8.1 において（※）の部分を除いた全体フローを適用すればよい。


中規模地震動（L-1）
に対する検討
始め
改良範囲，改良仕様の設定
Yes
改良範囲，改良
仕様の変更
No
(※)
Fs＜許容安全率
改良体の外的安定検討
Fs≧許容安全率
(※)
許容応力度超過
改良体の内的安定検討
許容応力度内
(※)
Fs＜許容安全率
地震中の円弧すべり計算
Fs≧許容安全率
(※)
他工法
の検討
No
大規模地震動に対する
検討必要？
終わり
Yes
大規模地震動（L-2）
に対する検討
大規模地震動に対する
液状化の判定（対策地震）
L-2外力による
外的安定の検討
L-2外力
の算定
Yes
滑動する？
No
内的安定の検討
改良強度の検討
No
所定の安全率OK？
Yes
構造物の安定性の検討
（地震中，動的強度法）
改良範囲，改良仕様
の設定
No
所定の安全率？
Yes
構造物の安全性の検討
（地震後，残留強度法）
改良範囲，改良仕様
の設定
No
所定の安全率？
Yes
Yes
変形量の詳細
検討を行うか？
No
変位量の算定
改良範囲および
改良仕様の設定
No
変形量許容
できるか？
終わり

図－解 4.8.1　設計手順

4.8.3 設計用定数

液状化対策として深層混合処理工法の設計を行う場合には，構造物の諸元（現状寸法，単位体積重量など）と原地盤，改良体の物性および地下水位の位置が設計用定数として必要である。

設計用定数を表－解 4.8.1 に示す。原地盤の設計用定数としては，液状化の判定のためには地下水位，土層構成，標準貫入試験の N 値，粒度分布特性が必要であり，安定検討のためには，以上に加えて強度定数の設定に用いる土層の諸定数が必要である。

また，改良体の設計用定数としては以下のものが必要である。

(1) 単位体積重量

原地盤の単位体積重量としてよい。

(2) 許容圧縮強さ

地震時の設計に用いる許容圧縮強さは，一般的には $q_{ua}=10$ kgf/cm² 以下（常時に換算すると 6～7 kgf/cm² 程度）が用いられている。また，許容圧縮強さの設定方法としては，改良対象土を用いた室内配合試験の一軸圧縮強さを基に設定するのが一般である。さらに，設定した許容圧縮強さの目安値から現場強度および室内配合強度を予測する手順となる。

現場強度 q_{uf} と室内配合強度 q_{ul} の関係については各種の調査研究が行われているが，砂質地盤では $q_{uf}=(1.0\sim4.7)q_{ul}$ とかなり大きくばらついた結果[1),2)]となっており，現場強度が高くなっている事例も多い。この要因として，現地との含水比・養生条件・排水状態の違い等の他に，細粒分の少ない砂質土においては室内配合試験の供試体作成時にブリージングに伴うセメントの一部分離が生じ，室内強度をより小さな値にすることが報告[3)]されている。

以上より，現場強度 q_{uf} と室内配合強度 q_{ul} の関係については，現時点では砂質土については適切な値が設定できないため，許容圧縮強さの目安値から予測した現場強度が確保されていることを現地の施工で確認するのがよい。

許容圧縮強さの目安値の設定にあたっては，現場強度 q_{uf} と室内配合強度 q_{ul} の相違（前述の砂質地盤における調査結果[1),2)]より安全側として $q_{uf}=1.0\cdot q_{ul}$ とする。）と強度のばらつきおよびラップの影響を考慮した安全率を 3[4)] として式（解 4.8.1）によって許容圧縮強さ q_{ua} を求めてよい。また，現場強度が高くなりすぎる事態を防ぐため，設計者の判断により安全率を低めに設定することもある。

$$q_{ua}=\frac{1}{3}\cdot q_{ul} \quad \cdots\cdots\cdots\

の不確実性の違いは，常時と中規模地震動時における関係と同等と考えることとする。従って，前述の常時と中規模地震動時における強度の許容値の関係より，大規模地震動に対しては，中規模地震動の1.5倍の許容圧縮強さまで許容することも妥当と考えられる。すなわち，中規模地震動時の安全率を3と設定した場合には，大規模地震動時には $F=3/1.5=2$ となる。

$$q_{ua}=\frac{1}{2}\cdot q_{ul} \quad \cdots\cdots(解\ 4.8.2)$$

(3) 許容せん断強さ

設計に用いる許容せん断強さ τ_a の目安は，設計に用いる許容圧縮強さから式(解4.8.3)によって求めてよい。

$$\tau_a=1/2\cdot q_{ua} \quad \cdots\cdots(解\ 4.8.3)$$

表－解4.8.1 設計用定数

種別	盛　土	原地盤	改良体
必要定数	単位体積重量 せん断強度特性	単位体積重量 せん断強度特性 地下水位	単位体積重量 圧縮強さ せん断強さ

4.8.4 設計用地震力

地盤の液状化の判定および上部構造物の設計は，各構造物に該当する各種設計基準に準拠して決定する。液状化の判定および改良体に作用する土圧・水圧の算定に用いる設計用地震力は，地表面で与えられる設計水平震度を用いる。なお，改良体に作用させる慣性力用震度を改良体の規模に応じて低減させることもできるものとする。

(1) 地盤の液状化の判定および改良体に作用する土圧・水圧の算定に用いる設計用地震力は，地表面で与えられる設計水平震度 k_{h0} を用いる。

(2) 改良地盤は，格子状改良体に囲まれた未改良土部も含めて剛体として挙動している。また，改良地盤での地震動は，周辺の未改良地盤より小さく，改良地盤内での増幅も小さいとの報告[6),7),8)]がある。

さらに地中部にある構造物に作用する慣性力は，各種基準において深度方向に低減して設定されることが多い[9)]。これらの知見より改良地盤の底面から入力された地震力でもって改良体に作用する慣性力として評価するものとする。

以上より，改良地盤の慣性力用震度は，地表面において与えられた設計水平震度を式(解4.8.4)を用いて改良地盤の底面の深度で算定したものを改良体に一様に与える。

$$k_h=\gamma_d\cdot k_{h0} \quad \cdots\cdots(解\ 4.8.4)$$

ここに k_h：低減した改良地盤の慣性力用震度

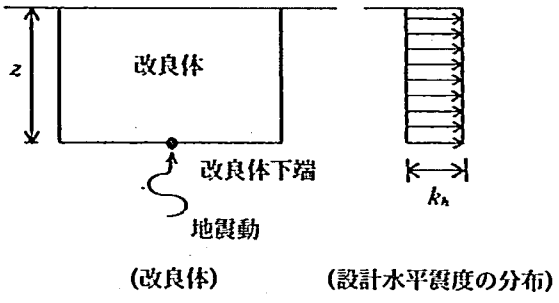
r_d：深度方向の震度の低減係数

$r_d = 1 - 0.015z$ ……(解 4.8.5)

z：深度（m）

k_{h0}＝地表面で与えられる設計水平震度

ただし，改良体上の盛土の慣性力には，地表面の設計水平震度を用いる。



図－解 4.8.2　設計用地震力の概念図

4.8.5　改良範囲の設定方法

深層混合処理工法の改良範囲は，非液状化対象層まで根入れすることを原則とする。また，改良体自体の外的安定および内的安定に関する安全率および盛土構造物の地震時の円弧すべりの安全率が許容安全率を確保できるような範囲とする。

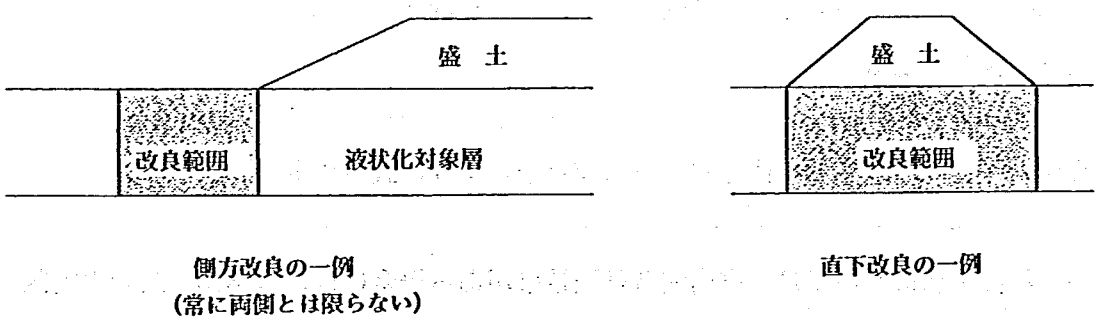
(1) 改良範囲のうち深度については，「4.3　対策工の必要性の判定」で非液状化層まで根入れすることを原則とする。

(2) 平面的な改良範囲については，既設構造物の場合は，施工可能範囲から法尻付近の改良に限定される。また，盛土構造物内部に広げる場合は，施工条件を十分考慮した上で改良範囲を設定する。

新設構造物の場合は，両脇型改良あるいは盛土天端下の直下型改良となる（図－解 4.8.3 参照）。

(3) 平面的な改良範囲の決定は，「4.8.8　改良体の外的安定の検討」，「4.8.9　改良体の内的安定の検討」および「4.8.10　全体系の安定の検討」（大規模地震動に対しては，内的安定および地震中，地震後の改良体を含む盛土の安定性が確保できるような範囲とする。）により，安全率が許容値を満足する範囲とする。

(4) 深層混合処理工法の改良効果は，改良範囲と改良仕様の組合せにより決定されるため，設計においては前述の点に留意し，改良範囲や改良仕様の設定を行うものとする。



図－解 4.8.3　改良範囲の例

4.8.6 改良体仕様の設定方法

(1) 改良体形状

改良体形状はブロック状または格子状を原則とする。

1) 深層混合処理工法の改良形式として，一般的には，ブロック状，格子状，壁状および杭状がある。本工法の液状化対策工としての対策原理は，弄改良した部分の液状化の防止ないしは抑制，および醋格子内の砂地盤のせん断変形の抑止である。このうち，杭状では上記弄，醋の両面において効果が低いことが実験的に確認されている[10]。

また，壁状改良については実証例はないが，液状化した土が壁間をすり抜けることが懸念される。ブロック状および格子状は，上記弄，醋の両面において効果が高い。なお，改良されて造成された固化体を改良体といい，改良体で構成された地盤の部分を改良地盤という。



図－解 4.8.4 改良形状

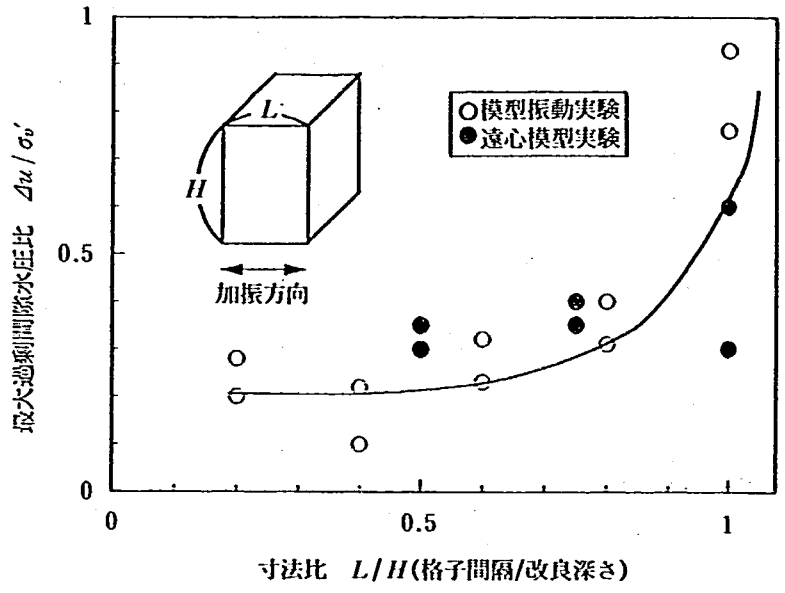
2) 経済的な格子状改良を選択する場合には，各工法におけるラップ部の施工性，信頼性に留意する。

3) 格子状改良における改良率は，50%程度を目安として設計を行うのがよいと考えられる。既往の実験結果である図－解 4.8.5 によれば，(格子間幅)/(改良深さ) の値が 0.8 程度までの範囲において格子壁内の過剰間隙水圧の低減効果が認められる。また，設計に当っては，地盤の液状化強度，地震動の大きさを考慮して経済設計を行う。

(2) 改良体強度の設定法

改良体の強度は，改良体自体の安定を損なわないように設定する。

1) 機械撹拌工法においては，室内配合試験結果がある場合には，「4.8.3 設計用定数」を参照して設計に用いる改良体強度を決定する。ただし，比較設計などにおいては室内配合試験結果がないことが多いため，その場合には 10 kgf/cm² 以下の範囲で改良体強度を設定してもよい。



図－解 4.8.5　格子寸法比～最大過剰間隙水圧比の関係[11),12)]

(最大過剰間隔水圧比は格子内の中央部の $H/2$ の位置の過剰間隙水圧比)

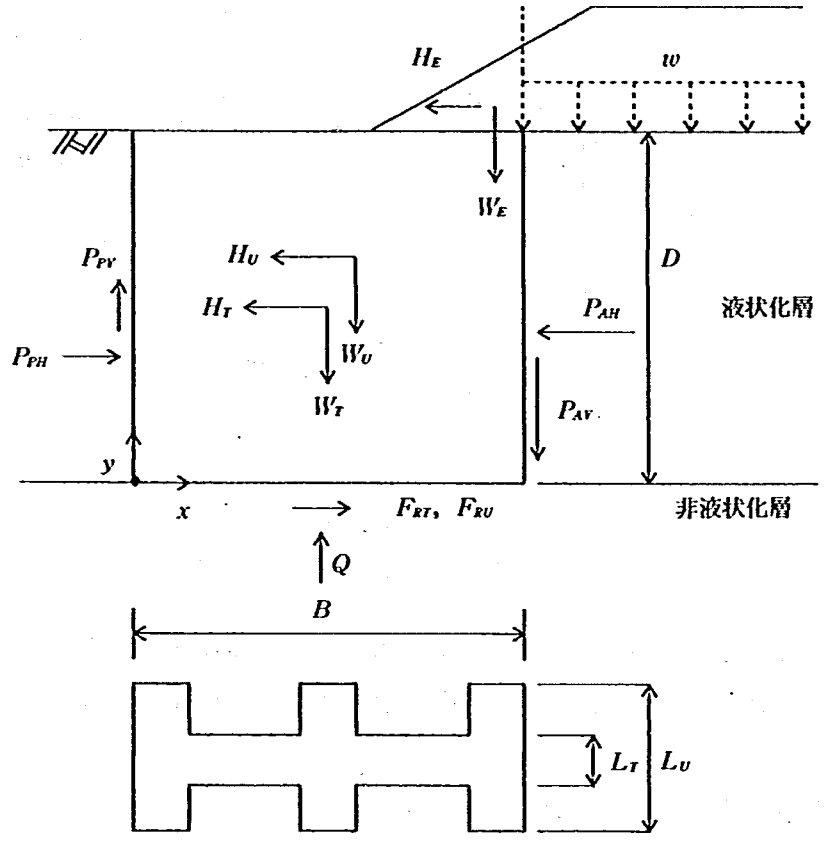
4.8.7　改良体に作用する土圧・水圧の算定

(1)　荷重とその組合せ

改良地盤に作用する外力としては，改良地盤の自重，上載荷重，盛土及び改良地盤に作用する慣性力，主働側および受働側土水圧，改良地盤底面に作用する地盤反力を考慮する。また，土水圧は各土層の状況により，水位以浅の土層，完全液状化層，準液状化層，非液状化層に区別して算定する。

1)　外　力

考慮すべき外力は図－解 4.8.6 に示すとおりである。



図－解 4.8.6　改良地盤に作用する外力概念図

図－解 4.8.6 に示す改良地盤の諸元，各外力については以下に奥行き方向単位 1 mについて示す。

i ）改良地盤の諸元

D：改良深度（m）

B：改良幅（m）

L_U：改良地盤の延長方向の 1 ユニットの長さ（m）

L_T：1 ユニットに占める延長方向の改良体の厚さ（m）

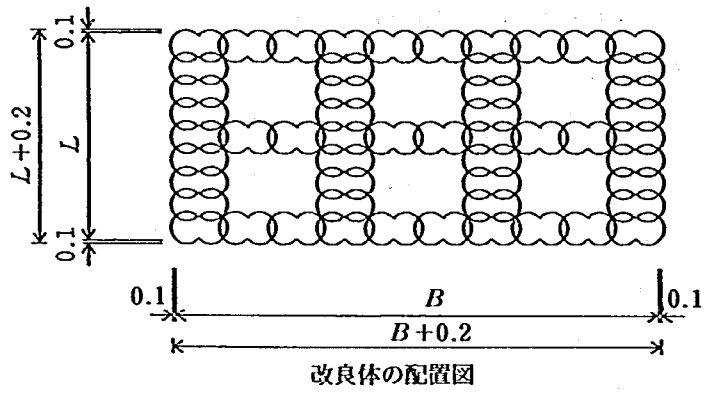
a_p：改良率

$$a_p = \frac{A_p}{A}$$

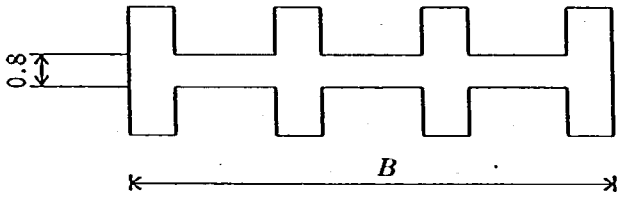
A_P：$B \times L$ の面積中の改良体占有面積（m²）

A：$B \times L$（m²）

B：改良幅（m）



改良体の配置図



検討用モデル図(1 ユニット)　　(単位：m)

＊施工配置は，ラップ施工を 2 日以内に実施できるように，目地の間隔を考慮して決定する。

図－解 4.8.7　改良体の配置図と検討用モデル図の例

ii）改良地盤の重重

W：改良地盤の全重量（$= W_T + W_U$）(tf)

（格子内部の重量も含み，水位以下は飽和重量を用いる。）

W'：改良地盤の有効重量（$= W_T' + W_U'$）(tf)

（水位以浅は湿潤単位体積重量，水中以深は有効単位体積重量を用いる。）

W_T：改良体の重量（$= a_p \cdot W$）(tf)

W_T'：改良体の有効重量（$= a_p \cdot W'$）(tf)

W_U：格子内部の重量（$= (1 - a_p) \cdot W$）(tf)

W_U'：格子内部の有効重量（$= (1 - a_p) \cdot W'$）(tf)

iii）上載荷重

w：改良地盤背面の上載荷重および盛土荷重 (tf/m)

（ただし，改良地盤上面に載る盛土部は除く）

w_E：改良地盤の上面に載る上載荷重および盛土荷重 (tf/m)（合力は W_E）

iv）盛土および改良地盤に作用する慣性力

H：改良地盤の慣性力（$= k_h \cdot W = k_h (W_T + W_U) = H_T + H_U$）(tf)

k_h：慣性力用震度（改良体，格子内部の未改良土に関しては式（解 4.8.5）によって求める。）

H_T：改良体に作用する慣性力（$= k_h \cdot W_T$）(tf)

H_U：格子内部の未改良土に作用する慣性力（$= k_h \cdot W_U$）(tf)

H_E：改良地盤の上載荷重および盛土に作用する慣性力（tf）

v）主働側および受働側土水圧

P_{AH}：改良地盤の主働側（盛土側）に作用する土水圧合力の水平成分（tf）

P_{AV}：改良地盤の主働側に作用する土水圧合力の鉛直成分（tf）

粘性土の場合は，側面に働くせん断抵抗を以下のように付加する。

$$P_{AC} = c_u \cdot D$$

c_u：粘性土の粘着力（tf/m）

δ：改良体の土圧作用面での土との壁面摩擦角（°）

壁面摩擦角 $\delta = \phi/2$ を使用する

D：粘性土の層厚（m）

P_{PH}：改良地盤の受働側（自由地盤側）に作用する土水圧合力の水平成分（tf）

P_{PV}：改良地盤の受働側に作用する土水圧合力の鉛直成分（tf）

vi）底面に作用する外力

Q：改良地盤底面に作用する地盤反力（tf）

F_R：改良地盤底面に作用するせん断抵抗力の合力（$= F_{RT} + F_{RU}$）（tf）

F_{RT}：改良体底面に作用するせん断抵抗（tf）

F_{RU}：格子内の未改良地盤底面に作用するせん断抵抗力（tf）

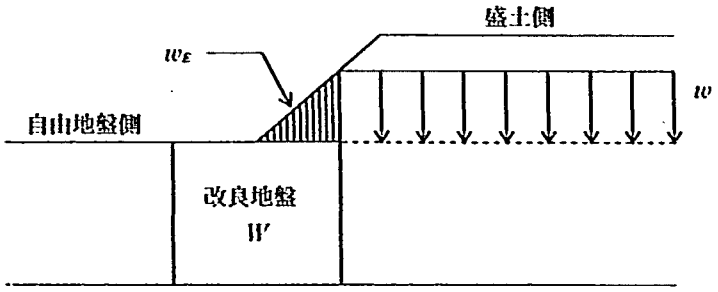
2) 液状化層の区分

地盤は，土質，地下水位，液状化抵抗率 F_L に応じて，表－解 1.3.1 に示すように完全液状化層，準液状化層，非液状化層に区分される。なお，同表で液状化の影響を受けるか否かの境界値として，$F_L = 1.3$ をとっているが，これは想定される過剰間隙水圧比の大きさ，および F_L の評価のばらつきなどを勘案して判断したものである。

3) 盛土荷重の考慮方法

盛土側の F_L の算定，外力の算定にあたって地盤に盛土構造物の平均荷重 w が作用したとして算出する（図－解 4.8.8 参照）。

なお，法勾配が通常に比べてゆるい盛土などについては別途検討するのが望ましい。



図－解 4.8.8　盛土荷重の考え方

4)　過剰間隙水圧の算定法

過剰間隙水圧は式（解 4.8.6）より算出する。

$$r_u = \Delta u / \sigma_v' = F_L^{-7} \quad (F_L > 1) \quad \cdots\cdots \text{(解・4.8.6)}$$
$$= 1 \qquad (F_L \leq 1) \qquad r_u：\text{過剰間隙水圧比}$$

ここに，

Δu：過剰間隙水圧（tf/m²）

σ_v'：有効土被り圧（tf/m²）

F_L：地盤の液状化抵抗率

5)　震　度

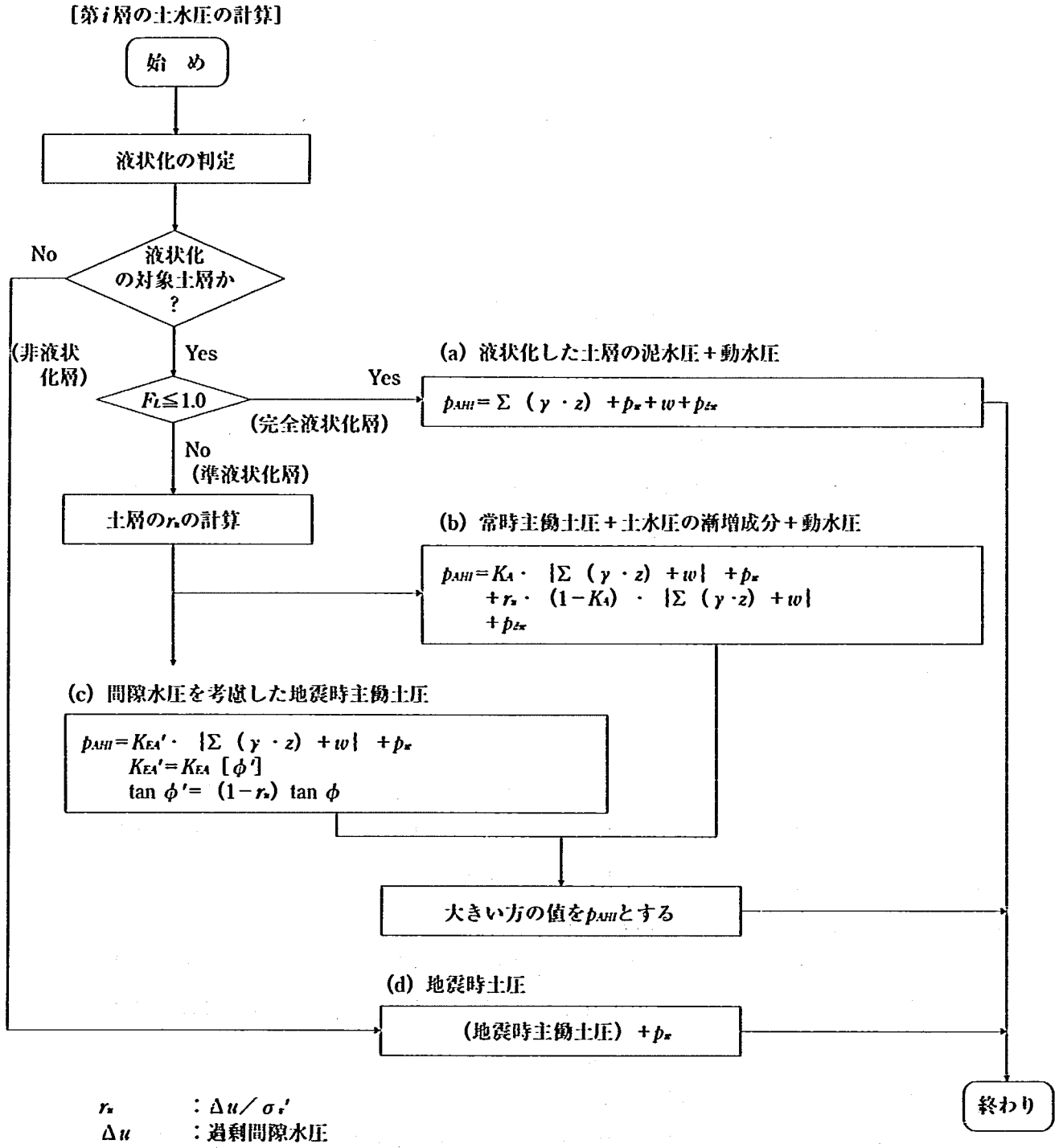
「4.8.4　設計用地震力」に示したように改良地盤での地震動は，未改良地盤よりも小さく，また改良地盤内での増幅も小さいため，改良地盤に作用させる震度については設計条件で与えられた設計水平震度を低減した値を用いることができるものとする。

6)　砂質土地盤における土水圧強度の算定法

砂質土地盤における改良地盤に作用する土水圧は，完全液状化層，準液状化層，非液状化層により異なり，図－解 4.8.9，解 4.8.10 に示す手順で算定する。土圧係数は表－解 4.8.3 に示す方法で算定する。また，液圧は表－解 4.8.4 により求める。

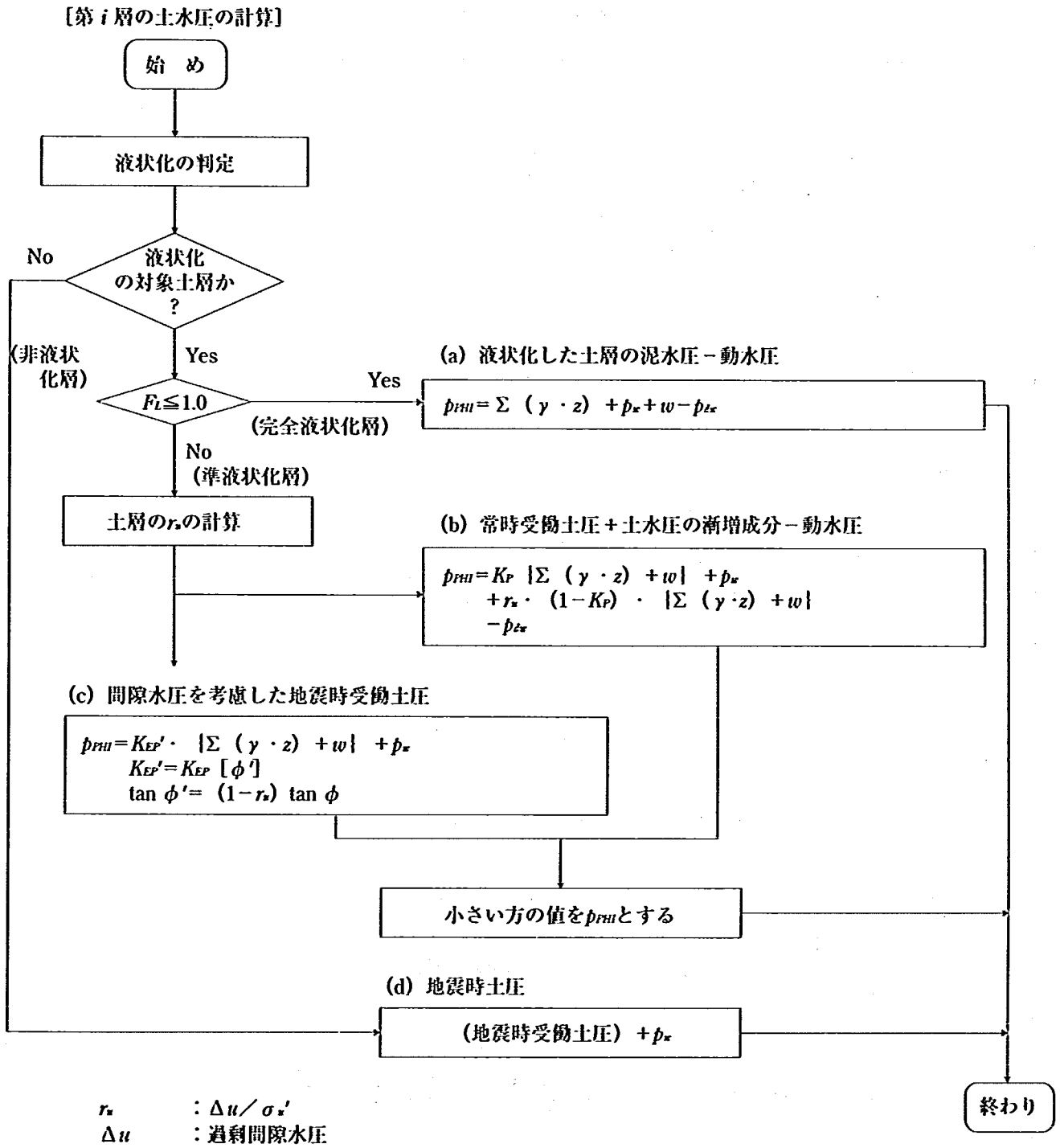
7)　粘性土地盤における土水圧強度の算定法

粘性土地盤における改良地盤に作用する土水圧は表－解 4.8.5 に示す式により求める。



r_u ：$\Delta u / \sigma_z'$
Δu ：過剰間隙水圧
σ_z' ：有効土被り圧
γ ：土の単位体積重量（地下水位以下は有効重量）
γ_{sat} ：飽和土の単位体積重量
p_w ：土圧が作用する深さでの静水圧
γ_w ：水の単位体積重量
z ：地表面からの深さ
w ：上載荷重
K_A ：常時の主働土圧係数
p_{dw} ：Westergaard（ウェスターガード）の動水圧公式による値
$K_{EA}\ [\phi']$ ：ϕ'を土の内部摩擦角とした地震時主働土圧係数
ϕ' ：土の内部摩擦角

図－解4.8.9　外力の計算手順(主働側)



r_w　：$\Delta u / \sigma_z'$
Δu　：過剰間隙水圧
σ_z'　：有効土被り圧
γ　：土の単位体積重量（地下水位以下は有効重量）
γ_{sat}　：飽和土の単位体積重量
p_w　：土圧が作用する深さでの静水圧
γ_w　：水の単位体積重量
z　：地表面からの深さ
w　：上載荷重
K_P　：常時の受働土圧係数
p_{dw}　：Westergaard（ウェスターガード）の動水圧公式による値
$K_{EP}[\phi']$　：ϕ'を土の内部摩擦角とした地震時受働土圧係数
ϕ'　：土の内部摩擦角

図－解 4.8.10　外力の計算手順（受働側）

表－解 4.8.3　土圧係数一覧表

土層	土圧係数		算　　定　　式
準液状化層	常時の土圧係数	主働土圧係数	$K_{Ai}=\dfrac{\cos^2\phi_i}{\cos\delta\cdot\left[1+\sqrt{\dfrac{\sin(\phi_i+\delta)\cdot\sin\phi_i}{\cos\delta}}\right]^2}$ ϕ_i：i 層の土の内部摩擦角(°) δ：改良体と周辺地盤の壁面摩擦角(°)
		受働土圧係数	$K_{Pi}=\dfrac{\cos^2\phi_i}{\cos\delta\cdot\left[1-\sqrt{\dfrac{\sin(\phi_i-\delta)\cdot\sin\phi_i}{\cos\delta}}\right]^2}$
		留意点	$\delta=\phi/2$ を用いる。
非液状化層	地震時の土圧係数	主働土圧係数	$K_{EAi}=\dfrac{\cos^2(\phi_i-\theta)}{\cos\theta\cdot\cos(\delta+\theta)\cdot\left[1+\sqrt{\dfrac{\sin(\phi_i+\delta)\cdot\sin(\phi i-\theta)}{\cos(\delta+\theta)}}\right]^2}$
		受働土圧係数	$K_{EPi}=\dfrac{\cos^2(\phi_i-\theta)}{\cos\theta\cdot\cos(\delta-\theta)\cdot\left[1-\sqrt{\dfrac{\sin(\phi_i-\delta)\cdot\sin(\phi_i-\theta)}{\cos(\delta-\theta)}}\right]^2}$
		留意点	θ：地震合成角で $\theta=\tan^{-1}k_h$，もしくは $\theta=\tan^{-1}k_h'$，(水位以浅では k_h，水位以深では見かけの震度 k_h' を用いる)。 $k_h'=\dfrac{\gamma}{\gamma-1}\cdot k_{h0}$($k_{h0}$ は式(解 4.8.4)により求める。) γ：地盤の単位体積重量(飽和重量) $\phi_i-\theta<0$ の場合は，$\sin(\phi_i-\theta)=0$ とする。$\delta=\phi/2$ を用いる。
準液状化層	過剰間隙水圧の上昇を考慮した土圧係数	主働土圧係数	$K_{EAi}'=\dfrac{\cos^2(\phi_i'-\theta)}{\cos\theta\cdot\cos(\delta'+\theta)\cdot\left[1+\sqrt{\dfrac{\sin(\phi_i'+\delta')\cdot\sin(\phi_i'-\theta)}{\cos(\delta'+\theta)}}\right]^2}$
		受働土圧係数	$K_{EPi}'=\dfrac{\cos^2(\phi_i'-\theta)}{\cos\theta\cdot\cos(\delta'-\theta)\cdot\left[1-\sqrt{\dfrac{\sin(\phi_i'-\delta')\cdot\sin(\phi_i'-\theta)}{\cos(\delta'-\theta)}}\right]^2}$
		留意点	内部摩擦角 ϕ と壁面摩擦角 δ は，過剰間隙水圧比 $r_u(=\Delta u/\sigma_v')$ を用いて低減する。 $\tan\phi'=(1-r_u)\cdot\tan\phi$ $\delta'=(\phi_i'/\phi_i)\cdot\delta$

※土圧の水平成分は上記の土圧係数 $K\times\cos\delta$ または $K\times\cos\delta'$，また鉛直成分は $K\times\sin\delta$ または $K\times\sin\delta'$ として算定する。

表－解 4.8.4　液圧の算定方法

土層	液圧	液圧の算定方法
準液状化層	土水圧の漸増成分	改良地盤に作用する準液状化時の土水圧の漸増成分は，液状化過定において土圧係数が一定のまま液状化に至るものとして次式により求める。 $p_{ei} = r_{ui} \cdot (1 - K_i) \cdot \{\Sigma(r_i \cdot h_i) + w\}$ p_{ei}：i 層底面の土水圧の漸増成分(tf/m²) K_i：i 層の土圧係数 r_i：i 層の土の単位体積重量(tf/m²)(地下水位以下は有効重量) h_i：i 層の厚さ(m) r_{ui}：i 層の過剰間隙水圧比 w：上載荷重(tf/m²)
完全液状化層・準液状化層	拡張した動水圧	改良地盤に作用する完全液状化時または準液状化時の土水圧の振動成分は以下の拡張された動水圧公式により求める。 $p_{dwi} = 7/8 \cdot k_h \cdot (\gamma_w + r_{ui} \cdot \gamma_i) \cdot \sqrt{h_i \cdot z_w}$ p_{dwi}：水位面からの深さ Z_w における拡張した動水圧(tf/m²) k_h：設計水平震度(式(解 4.8.4)により求める。) γ_w：水の単位体積重量(tf/m³) h_i：液状化層の厚さ(m) z_w：動水圧を計算する水位面からの深さ(m) ・地震時の動水圧を求める方法として，Westergaard（ウェスターガード）の動水圧公式がある。振動台の実験結果と本式にもとづく計算値を対比すると，計算値のほうが大きくなる。しかし，この算定法を利用する限りは，設計上安全側と判断し，この公式を過剰間隙水圧の上昇を考慮する場合にも拡張し，準液状化領域でも適用できるようにした。なお，動水圧は放物線的な分布を示すが，その分布形を直線に近似しても安定計算結果に著しい影響を与えないため，本マニュアルでは直線に近似した分布形を採用している。しかし，この式は剛体壁に作用する場合の算定方法であり，改良体がロッキングをするような場合は，土水圧を低減できる可能性も残されている。

表－解 4.8.5　粘性土層の地震時土圧の算定方法

<table>
<tr><th>土層</th><th></th><th>地震時土圧の算定方法</th></tr>
<tr><td rowspan="2">非液状化層</td><td>主働側</td><td>
i）$c\cdot\phi$ 材の場合（$\phi\neq0$）の場合
$p_{AHi}=\gamma_i h_i\cdot K_{EAi}-2c_i\sqrt{K_{EAi}}+w_i\cdot K_{EAi}+p_w$
$K_{EAi}=\dfrac{\cos^2(\phi-\theta)}{\cos\theta\cdot\cos(\theta+\delta)\left\{1+\sqrt{\dfrac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\theta)}{\cos(\theta+\phi)}}\right\}^2}$
K_{EAi}：地震時主働土圧係数
γ_i：土の有効単位体積重量(tf/m³)
h_i：土圧が改良体壁面に作用する深さ(m)
c_i：土の粘着力(tf/m²)
p_w：土圧が作用する深さでの水圧(tf/m²)
w_1：地震時に作用する盛土の上載荷重(tf/m²)
θ：地震合成角で $\theta=\tan^{-1}k_h$ もしくは $\theta=\tan^{-1}k_h'$（k_h は式(解 4.9.4)により求める）
ϕ：土のせん断抵抗角(°)
δ：改良体の主働側の土圧作用面での土と壁面摩擦角(°)($\delta=0$)
ただし，$\phi-\theta<0$ のときは，$\sin(\phi-\theta)=0$ とする。また，w_1 は地震時に確実に作用するもののみとし，活荷重は含まないものとする。
ii）c 材の場合（$\phi=0$ の場合）
上式において，$\phi-\theta=0$，$\delta=0$ と考えると，$K_{EAi}=1$ となり，常時の土圧に等しくなる。
$p_{AHi}=\gamma_i h_i-2c_i+w_1+p_w$
</td></tr>
<tr><td>受働側</td><td>
i）$c\cdot\phi$ 材の場合（$\phi\neq0$）の場合
$p_{PHi}=\gamma_i h_i\cdot K_{EPi}+2c_i\sqrt{K_{EPi}}+w_i\cdot K_{EPi}+p_w$
$K_{EPi}=\dfrac{\cos^2(\phi-\theta)}{\cos\theta\cdot\cos(\delta-\theta)\left\{1-\sqrt{\dfrac{\sin(\phi-\delta)\sin(\phi-\theta)}{\cos(\delta-\theta)}}\right\}^2}$
K_{EPi}：地震時受働土圧係数
ただし，$\phi-\theta<0$ のときは，$\sin(\phi-\theta)=0$ とする。また，w_1 は地震時に確実に作用するもののみとし，活荷重は含まないものとする。
ii）c 材の場合（$\phi=0$ の場合）
上式において，$\phi-\theta=0$，$\delta=0$ と考えると，$K_{EPi}=1$ となり，常時の土圧に等しくなる。
$p_{PHi}=\gamma_i h_i+2c_i+w_1+p_w$
</td></tr>
</table>

4.8.8 改良体の外的安定の検討

地震時において，改良体の外的安定を損なわないよう所定の安全率を確保するものとする。

(1) 中規模地震動に対する改良体の外的安定の照査項目は，滑動，転倒および支持力である。

(2) 構造物の耐用年数の期間内にまれに発生する大規模地震に対しては，設計外力による滑動の検討を行う。

(3) 各照査項目の許容安全率は次のように定める。

滑動安全率　1.0

転倒安全率　1.1

支持力安全率　1.0

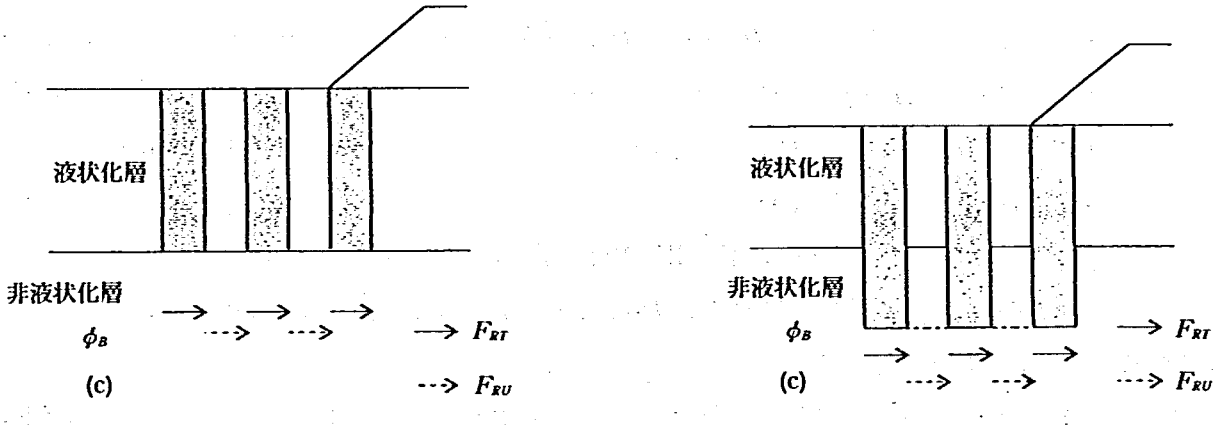
(1) 滑動の検討

改良地盤の滑動の検討は，改良地盤底面に作用するせん断力を求め次式で行う。

$$F_S = \frac{P_{PH} + F_R}{H + H_E + P_{AH}} \quad \cdots\cdots (解\ 4.8.9)$$

滑動の安全率は1.0以上とする。

改良地盤底面に作用するせん断抵抗力は以下の式で算定する。図－解4.8.11にせん断抵抗力の概念図を示す。



ϕ_B：支持層が砂層の場合の内部摩擦角

c：支持層が粘性土の場合の粘着力

(a) 支持層に着底する場合　　(b) 支持層に根入れする場合

図－解4.8.11　改良地盤底面のせん断抵抗力概念図

1) 砂層支持層に着底する場合

$$F_{RT}=(a_p\cdot W+W_E+P_{AV}-P_{PV})\cdot\tan\phi_B \quad \cdots\cdots(解\ 4.8.10)$$

$$F_{RU}=\min\{(1-a_p)\cdot W\cdot\tan\phi,\ (1-a_p)\cdot W\cdot\tan\phi_B\} \quad \cdots\cdots(解\ 4.8.11)$$

$$F_R=F_{RT}+F_{RU} \quad \cdots\cdots(解\ 4.8.12)$$

ϕ：支持層上層の砂層の内部摩擦角（度）

ϕ_B：支持層の内部摩擦角（度）

さらに，砂層支持層の中に根入れする場合には以下の式により算定する。

$$F_{RT}=(a_p\cdot W+W_E+P_{AV}-P_{PV})\cdot\tan\phi_B \quad \cdots\cdots(解\ 4.8.13)$$

$$F_{RU}=(1-a_p)\cdot W\cdot\tan\phi_B \quad \cdots\cdots(解\ 4.8.14)$$

$$F_R=F_{RT}+F_{RU} \quad \cdots\cdots(解\ 4.8.15)$$

2) 粘土層支持層に着底する場合

$$F_{RT}=a_p\cdot c\cdot B \quad \cdots\cdots(解\ 4.8.16)$$

$$F_{RU}=\min\{(1-a_p)\cdot W\cdot\tan\phi,\ (1-a_p)\cdot c\cdot B\} \quad \cdots\cdots(解\ 4.8.17)$$

$$F_R=F_{RT}+F_{RU} \quad \cdots\cdots(解\ 4.8.18)$$

さらに，粘土層支持層の中に根入れする場合には以下の式により算定する。

$$F_R=c\cdot B \quad \cdots\cdots(解\ 4.8.19)$$

(2) 転倒の検討

改良地盤の転倒の検討は，改良地盤前趾回りのモーメントから算定する。

$$F_s=\frac{M_{R1}}{M_D} \quad \cdots\cdots(解\ 4.8.20)$$

$$M_{R1}=W\cdot x+W_E\cdot x_E+P_{AV}\cdot B+P_{PH}\cdot y_p \quad \cdots\cdots(解\ 4.8.21)$$

$$M_D=H\cdot y+H_E\cdot y_E+P_{AH}\cdot y_A \quad \cdots\cdots(解\ 4.8.22)$$

ここに，M_{R1}：抵抗モーメント（格子に挟まれた未改良土の抵抗を考慮する）(tf･m)

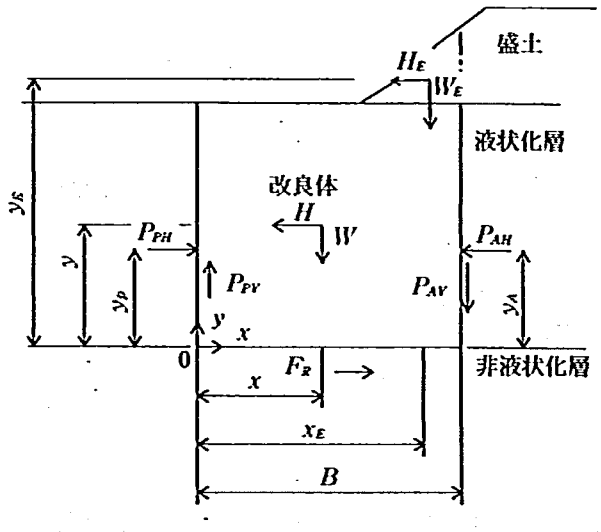
M_D：転倒モーメント (tf･m)

x, x_E：受働側前面から外力 W，W_E の作用点間までの間の距離 (m)

y, y_A, y_P, y_E：改良地盤底面から外力 H，P_{AH}，P_{PH}，H_E の作用点までの距離 (m)

転倒の安全率は 1.1 以上とする。

格子に挟まれた未改良土は改良体と一体になって挙動すると考え，抵抗モーメントとして未改良土の重量を考慮し，転倒モーメントとして未改良土による慣性力を考慮する。図－解 4.8.12 に転倒の検討に用いる外力の概念図を示す。



図－解 4.8.12　転倒に関する外力概念図

(3)　支持力の検討

格子内の未改良土は自重のみを負担するものとし，慣性力などの水平力によって生ずる偏心した地盤反力については基本的に格子状の改良体で負担させると考えて地盤反力を算定し，改良体の地盤反力が算定された許容支持力を越えてはならない。

1)　準液状化層が有る場合には支持力の照査では水平方向の外力が釣合っているものとして考える。したがって，滑動および転倒の照査用外力とは受働側（自由地盤側）の準液状化層のみ考え方が異なっているので，以下それについて示す。

準液状化層の受働側土水圧合力と改良体底面のせん断抵抗力の発揮割合 f を未知数（発揮割合は底面も側面も同じとする）として，主働側土水圧および改良体の慣性力との水平方向の力の釣合いにより，受働側準液状化層の土水圧合力を以下の式により求める（図－解 4.8.13 参照）。

$$P_{PH2}' = f \cdot P_{PH2} \quad \cdots\cdots (解\ 4.8.23)$$

$$f = \frac{H + P_{AH} - P_{PH1}}{P_{PH2} + F_R} \quad \cdots\cdots (解\ 4.8.24)$$

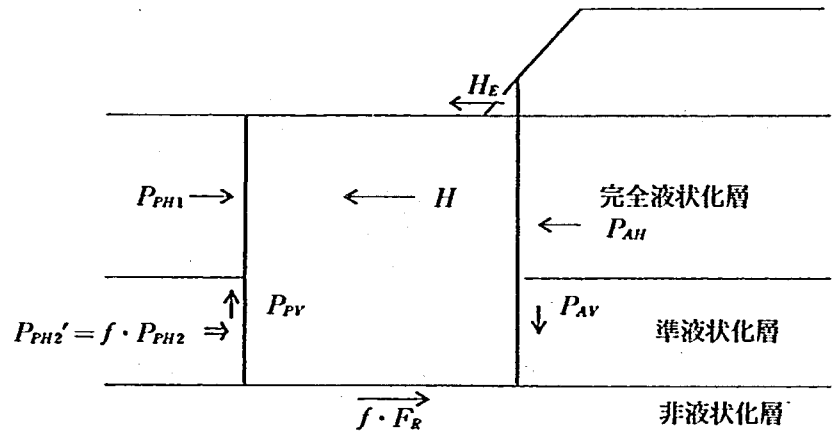
ここに，f：抵抗力の発揮割合（準液状化層が無い場合は $f=1.0$ とする。）

P_{PH1}：水位以浅の土層，完全液状化層および非液状化層の受働側土水圧合力（tf/m）

P_{PH2}：準液状化層の受働側土水圧合力であり外部安定と同じ土水圧式により求める（tf/m）

P_{PH2}'：発揮割合を考慮した準液状化層の受働側土水圧合力（tf/m）

F_R：改良地盤底面に作用するせん断抵抗力の合力（tf/m）



図－解 4.8.13　準液状化層の土水圧分布概念図

2)　支持力の検討に用いる改良体の地盤反力は次式で算出される。その後，4)で算定される許容支持力が，改良体の地盤反力よりも小さくならないことを確認する。

i）砂層に着定する場合または根入れする場合

a）$e \leqq (B/6)$ のとき

$$q_1, q_2 = \frac{V_T}{B}\left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) \cdot \frac{1}{a_p} \quad \cdots\cdots (解\ 4.8.25)$$

b）e＞ (B/6) のとき

$$q_1 = \frac{2 \cdot V_T}{3 \cdot d} \cdot \frac{1}{a_p}$$

$$q_2 = 0.0 \quad \cdots\cdots (解\ 4.8.26)$$

ここに，q_1，q_2：地盤反力 (tf/m²)

V_T：改良体に作用する鉛直力（未改良土の重量は考慮しない）

$$V_T = a_p \cdot W + W_E + P_{AV} - (P_{PV1} + f \cdot P_{PV2}) \quad \cdots\cdots (解\ 4.8.27)$$

ここに，d：合力の作用位置 (m)

P_{PV1}：発揮割合を考慮しない層の受働側土水圧の鉛直成分 (tf/m²)

P_{PV2}：発揮割合を考慮する層の受働側土水圧の鉛直成分 (tf/m²)

$$d = \frac{M_{R2} - M_D}{V_T} \quad \cdots\cdots (解\ 4.8.28)$$

ここに，M_{R2}：抵抗モーメント（格子に挟まれた未改良土の抵抗は無視する）(tf･m)

$$M_{R2} = M_{R1} - W_U \cdot x$$

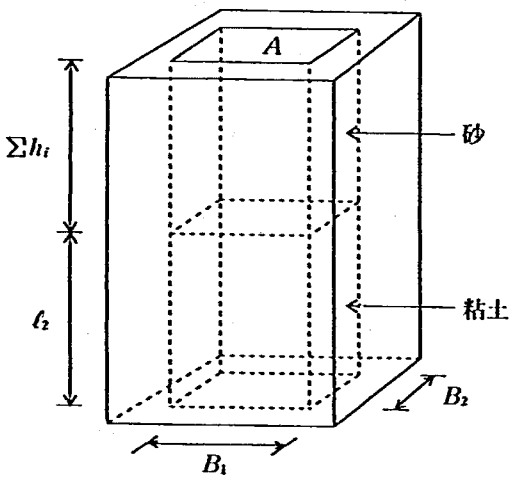
ここに，W_U：格子に挟まれた未改良土の重量 (tf･m)

e：偏心距離 (m)

$$e = (B/2) - d \quad \cdots\cdots (解\ 4.8.29)$$

ii）粘土層に根入れする場合

a）改良体が下部粘土層に根入れされている時で式（解4.8.30）を満足する場合には，粘土層は液状化しないために，格子内の未改良土は，あたかも栓がされた状態となる。したがって，格子内の重量を抵抗モーメントに見込むことができるとして，抵抗モーメントを算定する（図－解4.8.14参照）。



図－解4.8.14　1つの格子の模式図

$$\{w+(\Sigma\gamma_i h_i+l_2\times\gamma_c')\}\cdot A\leqq 2c\,(B_1+B_2)\,l_2$$

$$l_2\geqq\frac{A\,\{(\Sigma\gamma_i h_i+\gamma_c'\times l_2)+w\}}{2c(B_1+B_2)}$$

$$=\frac{B_1\times B_2\,\{(\Sigma\gamma_i h_i+\gamma_c'\times l_2)+w\}}{2c(B_1+B_2)}\quad\cdots\cdots\text{(解 4.8.30)}$$

ここに，c：粘性土の粘着力（tf/m²）

Σh_i：砂層の厚さ（m）

γ_i：砂層の単位体積重量(tf/m³)（水位以深では水中単位体積重量 γ_i' を用いる）

l_2：粘土層への根入れ長（m）

γ_c'：粘土層の水中単位体積重量（tf/m³）

B_1，B_2：格子内壁の幅（m）

A：格子内断面積（m²）

w：上載荷重（tf/m²）

① $e\leqq(B/6)$ のとき

$$q_1,\ q_2=\frac{V_T}{B}\left(1\pm\frac{6e}{B}\right)\quad\cdots\cdots\text{(解 4.8.31)}$$

ここに，V_T：改良体に作用する鉛直力（tf）

$$V_T=W+W_E+P_{AV}-(P_{PV1}+f\cdot P_{PV2})\quad\cdots\cdots\text{(解 4.8.32)}$$

d：合力の作用位置（m）

$$d=\frac{M_{R1}-M_D}{V_T}\quad\cdots\cdots\text{(解 4.8.33)}$$

ここに，M_{R1}：抵抗モーメント（格子に挟まれた未改良の抵抗を考慮する）（tf･m/m）

e：偏心距離（m）

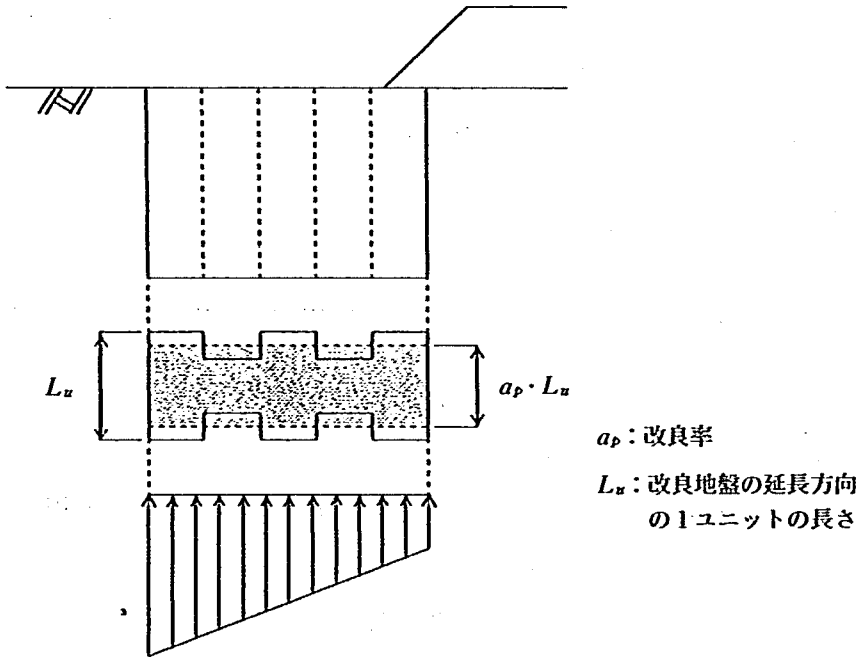
$$e = (B/2) - d \quad \cdots\cdots \text{(解 4.8.34)}$$

② $e > (B/6)$ のとき

$$q_1 = \frac{2V_T}{3d},\ q_2 = 0 \quad \cdots\cdots \text{(解 4.8.35)}$$

b）粘土層への根入れ長 l_2 が式（解 4.8.30）を満足しない場合には，i）に準ずる。

3) 改良体の底面形状を考えた地盤反力を算定する場合には，本来は鉛直力とモーメントの釣合い式を解かなければならない。しかし，本マニュアルにおいては，上記方法よりも設計上安全側の解が得られ，かつ計算も簡略化できるために，改良体の奥行き方向の長さを改良率で平均化して改良体の底面形状を長方形と仮定した地盤反力を求めている（図－解 4.8.15 参照）。



図－解 4.8.15　地盤反力模式図

4) 許容支持力は，次式で求める。

$$q_a = (\alpha \cdot c \cdot N_c + 1/2 \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_r)/F_s + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q \quad \cdots\cdots \text{(解 4.8.36)}$$

ここに，q_a：許容支持力度（tf/m²）

c：基礎底面地盤の粘着力（tf/m²）

γ_1：基礎底面地盤の単位体積重量（tf/m³）（地下水位以下は有効重量）

γ_2：基礎底面上部の単位体積重量（tf/m³）（地下水位以下は有効重量）

α, β：基礎底面の形状係数

B：基礎幅（m）

D_f：基礎の有効根入れ深さ（m）（ただし，液状化層および液状化層以浅は無視する。）

N_c, N_r, N_q：支持力係数

(道路橋示方書・同解説IV下部構造編　9.4.1 に準拠)

F_s：安全率 (1.0)

(4) 大規模地震動に対する改良体の外的安定の検討

構造物の耐用年数の期間内にまれに発生する大規模地震に対しては，設計外力による滑動の検討を行う。

① 設計外力は，大規模地震動用設計震度を用いて算定する。

② 改良体の外的安定の検討方法は，「4.8.8　改良体の外的安定の検討」に示す中規模地震動中の検討と同様のものにする。

③ 外的安定の検討後に改良体の内的安定の検討を行う。詳細については 4.8.9 に示す。

4.8.9 改良体の内的安定の検討

(1) 一　般

改良体の内的安定が損なわれないよう所定の許容応力度を確保するものとする。

1) 中規模地震動に対する改良体の内的安定の照査項目は，端趾圧，改良体全体の水平せん断，格子状改良壁の抜け出しせん断（格子状改良のみ）および鉛直せん断に対して，各々の許容応力度を満足しなければならない。

2) 大規模地震動に対する検討は，4.8.8(1)に示す外的安定（滑動）の検討結果において，改良体が滑動しない場合は，大規模地震に対する設計外力を用い，改良体が滑動する場合は，設計外力を低減して改良体の内的安定が損なわれないよう所定の許容応力度を確保するものとする。

3) 許容応力度は，「4.8.6(2)　改良体強度の設定」で設定した改良体の強度である。

(2) 端趾圧

改良体の端趾圧の検討により，改良体内部に働く圧縮応力が設計に用いる許容圧縮強さ q_{ua} よりも大きくならないことを確認する。照査に用いる端趾圧は，4.8.8(3)で求めた地盤反力の最大値とする。

(3) 改良体全体の水平せん断および格子状改良壁の抜け出しせん断

改良体に生じる全体の水平せん断応力 τ_1 および各格子状改良壁に生じる水平せん断応力 τ_2 は，設計に用いる改良体の許容せん断強さ τ_a を越えてはならない。

1) ブロック状改良の場合は，格子状改良壁の抜け出しせん断による照査は行わなくてよい。

2) 改良体全体のせん断破壊

改良体全体のせん断破壊は，図一解 4.8.16 に示すような破壊モードであるために，改良体に

働くせん断応力を求め，これが設計に用いるせん断強さ τ_a を越えないことを確認する。なお，検討にあたっては，未改良土のせん断抵抗については無視する。

$$\tau_1 = \frac{H_Z + P_{AHZ} - P_{PHZ} + H_E}{a_p \cdot B} \quad \cdots\cdots\cdots\

(4) 鉛直せん断

改良体に生じる鉛直せん断力 τ_v は，設計に用いる改良体のせん断強さ τ_a を超えてはならない。

1) 式（解 4.8.39）を用いて τ_v を算出する。

$$\tau_v = \frac{\{(P_1 - W_1)\cdot a_p - W_E + P_{PV}'\}\cdot L_U}{D\cdot L_T} \quad \cdots\cdots(解\ 4.8.39)$$

ここに，τ_v：鉛直せん断強さ（tf/m²）

P_1：改良地盤前趾より，鉛直せん断を検討する地点間までの地盤反力の合力（tf）

W_1：改良地盤前趾より，鉛直せん断を検討する地点間までの改良地盤の全重量（tf）

W_E：改良地盤前趾より，鉛直せん断を検討する地点間までの盛土の重量（tf）

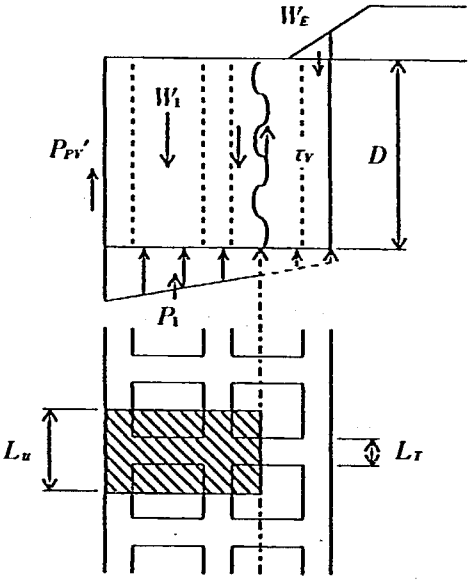
D：改良深さ（m）

L_U：改良地盤の延長方向の１ユニットの長さ（m）

L_T：１ユニットに占める延長方向の改良体の厚さ（m）

P_{PV}'：$P_{PV1} + f\cdot P_{PV2}$ で受働側鉛直土圧を算定する。（tf）

改良体には慣性力と共に，盛土側・自由地盤側共に土水圧が働くが，盛土側から大きな土水圧が働くために，結果とした偏った地盤反力が生じる。鉛直せん断は，この地盤反力によって改良体に生じるせん断応力の検討を行うものである（図－解 4.8.18）。



図－解 4.8.18　鉛直せん断の検討モード

(5) 大規模地震動に対する改良体の内的安定の検討

4.8.8(1)に示す外的安定（滑動）の検討結果において，改良体が滑動しない場合は，大規模地震動に対する設計外力を用い，改良体が滑動する場合は，設計外力を低減して改良体の内的安定が損なわれないよう所定の許容応力度を確保することを原則とする。

1) 設計外力の算定は以下のように行う。

中規模地震動に対する検討においては，設計上で限界になる照査項目は，外的安定（滑動）となることが多いことが，既往の模型振動実験，解析から得られているため[13),14)]，以下の方法による土水圧を用いて内的安定の検討を行う。

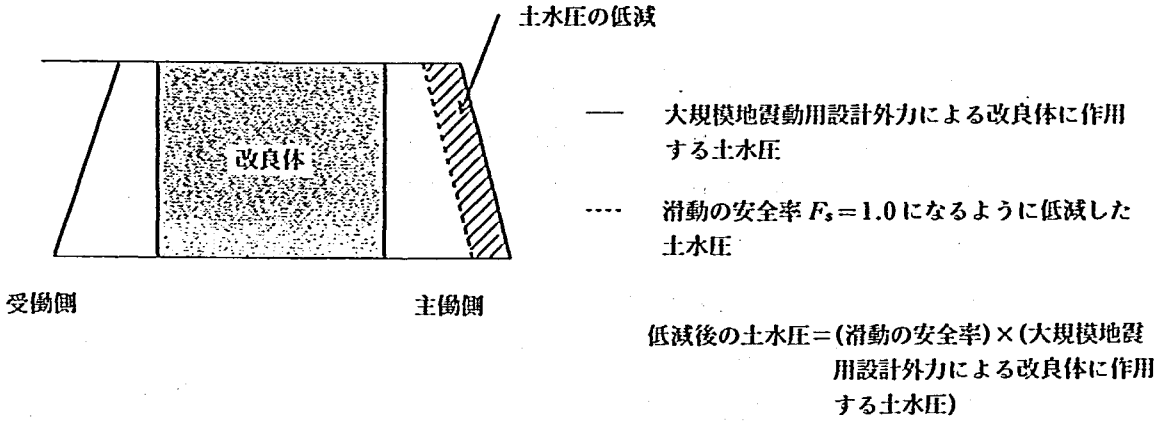
外的安定（滑動）の大規模地震動に対する検討結果の安全率 F_s を用いて，

① 滑動する場合は，滑動の安全率 $F_s=1.0$ になるように改良体に作用する土水圧を，深度方向の分布形状を変えないで主働側土水圧を低減する（図一解 4.8.19 参照）。

② 滑動しない場合は，そのときの改良体に作用する土水圧を用いる。

2) 許容応力度は，「4.8.6(2) 改良体強度の設定」で設定した改良体の強度である。

3) 改良体の内的安定の照査項目および検討方法は，中規模地震動に対する検討と同様である。

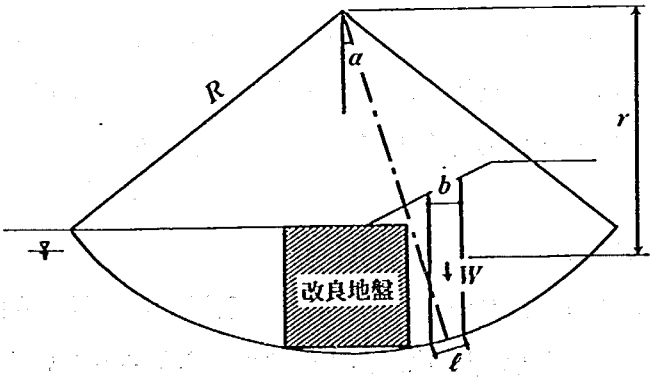


図一解 4.8.19 土水圧低減の概念図

4.8.10 全体系の安定の検討

改良地盤を含む盛土構造物全体の安定検討として円弧すべり計算を行い，所定の安全率を確保するものとする。

(1) 中規模地震動に対しては，地震時円弧すべり計算による安全率の算出は，「4.3.3 構造物の安全性検討」に示す過剰間隙水圧を考慮した有効応力による円弧すべり法により地震中の検討を行う。改良体の外側を通る円弧についてのみ計算を行い，許容安全率を満足することを確認する（図一解 4.8.20 参照）。許容安全率 F_s は 1.0 とする。



図一解 4.8.20 円弧すべり概念図

(2) 大規模地震動に対しては，「4.3.3 構造物の安全性検討」に示す地震中については動的強度を用いた全応力法による円弧すべり法，地震後については残留強度を用いた全応力による円弧すべり法を用いて行うこととする。改良体の外側を通る円弧について計算を行い，許容安全率を満足することを確認する。この場合も，許容安全率 $F_s=1.0$ とする。

(3) 大規模地震動に対する盛土構造物の安定性は，改良地盤の滑動量で判断するという考え方もある。改良地盤の滑動量は，盛土構造物の重要度によって把握しておくことが必要となる場合があり，簡易な計算が試みられた例もある[15),16),17)]。

[参考文献]

1) S. Saito,Y. Suzuki, S. Nishioka, R. Okumura：Required strength of cement improved ground, Proceedings of IS-TOKYO '96. The Second International Conference on Ground Improvement Geosystems, pp. 557～562, 1996. 5.

2) 建設省土木研究所他：液状化対策工法の開発に関する共同研究報告書（その5），共同研究報告書第205号，pp. 118～127，1997.11.

3) 石橋正光，山田清臣，斉藤聡：深層混合処理工法による砂地盤改良における室内配合試験の基礎的検討，ブリージングに伴うセメントの分離，第32回地盤工学研究発表会，pp. 2399～2400，1997.7.

4) CDM研究会：CDM工法設計と施工マニュアル（設計・施工編），pp. 10～12，1998.3.

5) 例えば，社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編，pp. 173～175，1996.12.

6) 西本晴男，近藤邦博：深層混合処理工法により改良した信濃川堤防基礎地盤の地震動記録，JSCE新潟会，pp. 255～259，1995.11.

7) H. Sato： An experimental and numerical study on the behavior of improved ground by D. M. M. against liquefaction, Earthquake Geotechnical Engineering, Ishihara (ed.), pp. 767～772, 1995.

8) 風間基樹，稲富隆昌，今村俊博：深層混合処理工法による格子改良地盤の地震時挙動，港湾技術研究所報告，第2巻，第4号，pp. 141～179，1983.12.

9) 建設省土木研究所他：液状化対策工法の開発に関する共同研究報告書（その5），共同研究報告書第205号，pp. 75～78，1997.11.

10) 建設省土木研究所他：昭和60年度耐震地盤改良工法に関する研究報告書，pp. 225～251，1986.3.

11) 古賀泰之，松尾修，榎田実，伊藤浩二，鈴木吉夫：深層混合処理工法による砂地盤の液状化対策に関する模型振動実験（その2），第23回土質工学研究発表会，pp. 1019～1020，1988.6.

12) 馬場崎亮一，鈴木吉夫，鈴木善雄，藤井斉昭：固化工法を用いた耐液状化基礎地盤改良工法（その2），格子状改良地盤の液状化抑制効果に関する遠心模型振動実験，第26回土質工学研究発表会，pp. 1007～1008，1991.6.

13) 島津多賀夫，松尾修，田中紀和，鈴木吉夫，奥村良介，桑原正彦：深層混合処理工法により補強した砂地盤上盛土の耐震設計法に関する検討(その2)，土木学会第50回年次学術講演会，第III部門 pp. 570～571，1995.9.

14) O. Matsuo, T. Shimazu, Y. Goto, Y. Suzuki, R. Okumura, M. Kuwabara：Deep mixing method as a liquefaction prevention measure, Proceedings of IS-TOKYO '96, The Second International Conference on Ground Improvement Geosystems, Tokyo, 14-17 May, Grouting and Deep Mixing, pp. 521～526, 1996.

15) 建設省土木研究所他：液状化対策工法の開発に関する共同研究報告書，共同研究報告書第150号，pp. 102～130，1995.12.

16) 建設省土木研究所他：液状化対策工法の開発に関する共同研究報告書，共同研究報告書第185号，pp. 126～137，1996.12.

17) 建設省土木研究所他：液状化対策工法の開発に関する共同研究報告書（その5），共同研究報告書第205号，pp. 105～115，1997.11.

4.9 ドレーン工法

4.9.1 設計方針

盛土構造物の液状化対策としてのドレーン工法の設計では，設計地震力に対して，所要の安定性が確保できるように改良範囲（改良深度，改良幅），改良仕様（ドレーン材の種類，打設間隔）を設定する。

(1) ドレーン工法は液状化の可能性のある地盤に一定の間隔で排水性のよいドレーン柱を設けることにより，地震時の過剰間隙水圧を消散させ，地盤の安定を保つ工法である。ドレーン材としては，砕石，人工材料によるものが用いられる。

(2) 盛土の安定性の評価は，「4.3.2 構造物の安全性検討」に示す盛土と基礎地盤を含めた地震時の円弧すべり計算により行う。所定の安全率が確保できれば，想定した地震動に対する盛土構造物の安定性は確保されるものとする。

(3) 大規模地震動（L－2）におけるドレーン工法対策地盤を含めた盛土構造物の挙動については不明な部分が多い。したがって，大規模地震動（L－2）に対する検討に際しては，必要に応じて地震応答解析や永久変形解析などを実施し，詳細な構造物の安定性の検討を行うことが望ましい。

(4) 構造物の設計では，安全性の確保と共に経済性の追求も必要である。ドレーン工法の改良効果は，改良範囲と改良仕様の組合せにより決定されるため，設計においては前述の点に留意し，改良範囲・仕様の設定を行うものとする。

4.9.2 設計手順

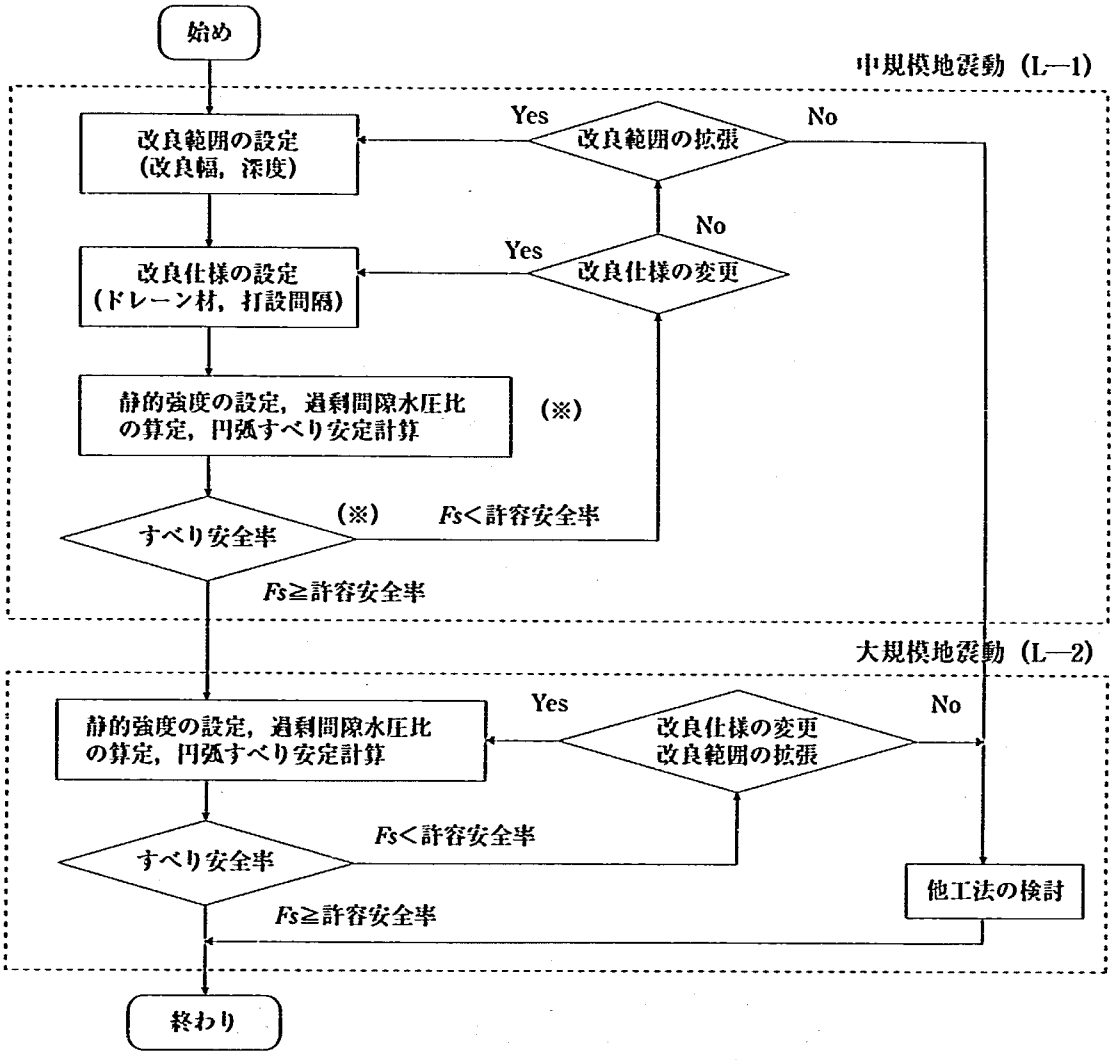
(1) ドレーン工法の設計では，改良範囲の仮定を行い，許容過剰間隙水圧比を確保できるような改良仕様を設定する。

(2) その後，改良域および未改良域の地盤の強度を考慮した，盛土の地震時の円弧すべり計算により安定の検討を行うものとする。

(1) ドレーン工法の設計手順を図－解4.9.1に示す。はじめに改良範囲（改良深度，改良幅）を盛土形状，周辺環境などから設定する。次に改良範囲内の地盤が液状化しないような改良仕様（ドレーン材の種類，打設間隔）を設定する。最後に，地盤の強度を設定し，地震時の円弧すべり計算により所定の許容すべり安全率を確保できるか検討し，確保できないならば，改良仕様，改良範囲の見直しを行う。大規模地震動（L－2）に対する検討は，必要に応じて中規模地震動（L－1）に対する検討に続いて行い（図－解4.1.2参照），中規模地震動（L－1）に対して設定した改良範囲，改良仕様を初期値として，円弧すべり計算を実施し，安定性を検討する。

なお，対策工が大規模地震動（L－2）においてはじめて必要となる場合（図－解4.9.1参照）

には，図－解4.9.1において（※）の部分を除いた全体フローを適用すればよい。



図－解4.9.1　ドレーン工法の設計手順

表－解4.9.1　地盤強度および震度の設定方法

地震動規模	検討時点	地盤の強度	慣性力用震度
中規模地震動 (L－1)	地震中，地震後	過剰間隙水圧を考慮した有効応力強度	考慮しない
大規模地震動 (L－2)	地震中，地震後	過剰間隙水圧を考慮した有効応力強度	考慮しない

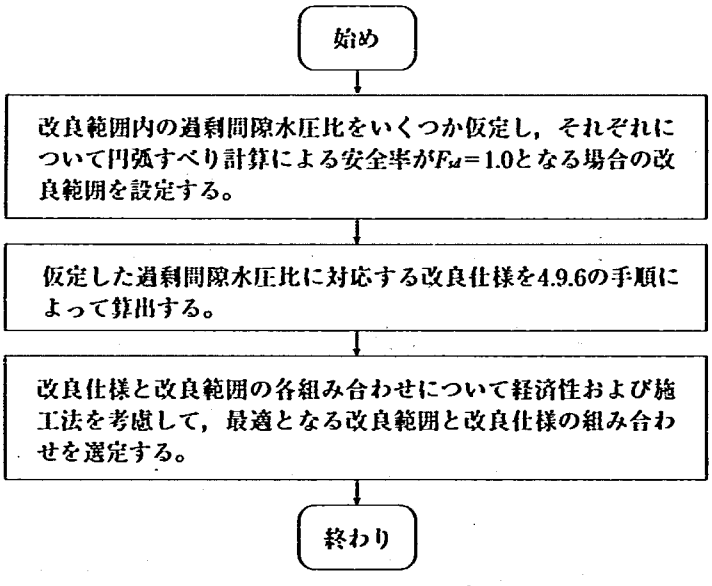
(2)　ドレーン工法における地盤の強度および円弧すべり計算での震度の設定方法の概要を地震動の規模に対応させて表－解4.9.1に示す。中規模地震動（L－1）に対する検討では，過剰間隙水圧を考慮した静的強度を用い，円弧すべり計算においては，慣性力用震度は考慮しない。大規模地震動（L－2）に対する検討では，「4.3.2　構造物の安全性検討」では地震中と地震後の2つの時

点について検討することとしている。しかしながら，ドレーン工法では地震中の検討に用いる改良地盤の動的強度を算定する手法が確立されていない[1]ことから，ここでは，大規模地震動(L－2)に対する検討でも中規模地震動(L－1)と同様の手法を用いるものとする。この場合は「4.3.2 構造物の安全性検討」で述べたように設計上安全側の評価を与えることに留意する必要がある。したがって，詳細にはドレーンの排水効果を適切に表現できる数値解析手法などにより検討することが望ましい。

(3) 盛土構造物の円弧すべり計算による適正な安全率を確保できるような改良仕様と改良範囲の組み合わせを求め，経済性，施工性を考慮して改良仕様および改良範囲を決めるのがよい。特に盛土直下を改良することが可能な新設盛土の場合には，この点に留意する必要がある。中規模地震動（L－1）を対象とした経済的な設計の考え方を図－解4.9.2に示す。

(4) ドレーン工法の改良仕様に関しては，施工的な仕様の限界や改良強度の上限値等を勘案して，適切に設定する必要がある。設計上，これらの上限値を超えるような改良仕様が要求される場合には，他工法の適用も検討する必要がある。

(5) ドレーン打設地盤は，地震により沈下を生じる可能性がある。この沈下量は，地震時に発生する地盤内の過剰間隙水圧と地盤の体積圧縮性に関係している。既往の室内試験結果[2]では，過剰間隙水圧比が0.5以下であれば，体積圧縮係数は大きく増加することはなく，地震後の沈下量は少ないと考えられる。しかしながら，地震後のわずかな沈下量でも問題となるような地点（例えば道路盛土の橋梁取り付け部など）では，適切な手法[3]による沈下の検討が必要である。



図－解4.9.2　ドレーン工法の経済的な設計手順

4.9.3 設計用定数

ドレーン工法の設計を行う場合には，構造物の諸元，地盤の物性，ドレーン部の諸元とドレーン材の物性が必要となる。

ドレーン工法の設計を行う場合に必要となる構造物の諸元および地盤物性は，いずれも対策工の必要性の判定で用いた「4.2.1　地盤条件」，「4.2.2　構造物条件」で示したものが基本となるが，それ以外に以下に示す地盤物性が必要となる。

① 地盤の透水係数

② 地盤の体積圧縮係数

③ 地盤の液状化強度

また，ドレーン工法では，以下に示すドレーン部の諸元およびドレーン材の物性が必要となる。

① ドレーン部の半径

② ドレーン長

③ ドレーン材の透水係数

ここで，設計で用いるドレーン長とは，地下水面からドレーン下端までの長さのことをいう。

なお，現在使用されているドレーンは，砕石・礫などの自然材料を用いたグラベルドレーンとプラスチック製品を用いたプラスチックドレーンに大別され，それぞれに対しこれらの値は大きく異なるので，留意する必要がある。ドレーン工法に関する設計用定数の設定方法については，4.9.6 に示す。

4.9.4 設計用地震力

ドレーン工法の設計を行う場合には，「4.3　対策工の必要性の判定」で用いた設計用地震力と整合した地震パラメータが必要となる。

ドレーン工法では，その排水性を評価するため，地震力の大きさだけでなく，以下に示す地震パラメータが必要となる。

① 地震マグニチュード

② 地震動の有効継続時間

③ 地震動の等価繰返し回数

地震マグニチュードと有効継続時間，地震マグニチュードと等価繰返し回数について，過去の地震に基づいた提案がなされており，通常それらが用いられる。この場合，設計用地震力と整合したマグニチュードを用いることが必要である。ただし，この方法は海洋型地震が対象となるため直下型地震の地震パラメータを対象とする場合は別途検討が必要である。

これらの設計用地震力のパラメータの設定方法は，4.9.6 に示す。

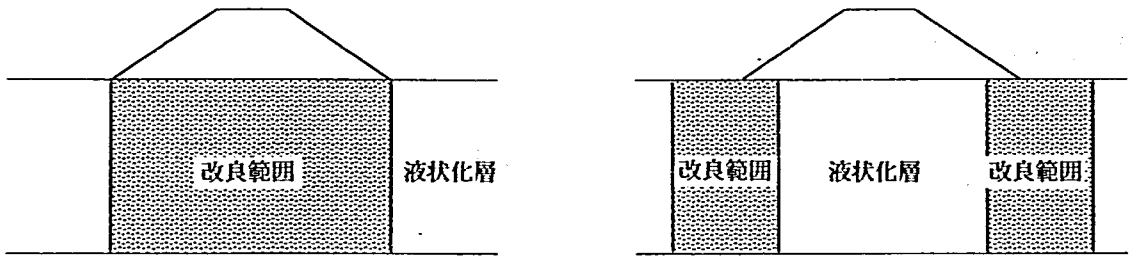
4.9.5 改良範囲の設定方法

ドレーン工法の改良範囲は，完全液状化層の下端までを最小の改良深度とすることを原則とし，かつ地震時の円弧すべりの安全率が許容安全率を確保できるように設定する。

(1) 改良範囲として図－解4.9.3に示すように，盛土直下の基礎地盤全域を改良範囲とする場合（直下型改良）と盛土の法尻付近のみを改良範囲とする場合（両脇型改良）が考えられる。直下型改良は新設盛土に適用される。両脇型改良は新設，既設盛土のいずれにも適用される。両脇型改良の場合，設計上所要のすべり安全率を確保するため，改良範囲を図－解4.9.3(b)に示すように盛土法面直下まで広げることも考えられる。既設盛土を対象とする場合は，用地条件・施工期間などを十分考慮した上で設計・施工計画を立案しなくてはならない。

(2) 中規模地震動（L－1）に対する検討において，改良深度は「4.3.1 液状化判定」で完全液状化層と判定された層の下端深度までを原則とするが，円弧すべり安定計算の結果，所定の安全率が得られないような場合には，改良コストも勘案し，必要に応じて完全液状化層下部の準液状化層についても改良を実施することがある。

大規模地震動（L－2）に対する検討においても，完全液状化層下端までを改良深度とすることが望ましいが，盛土構造物の安定性が確保できれば，設計目標水準は満足されることから，液状化抵抗率による改良深度の規定は行わないものとする。



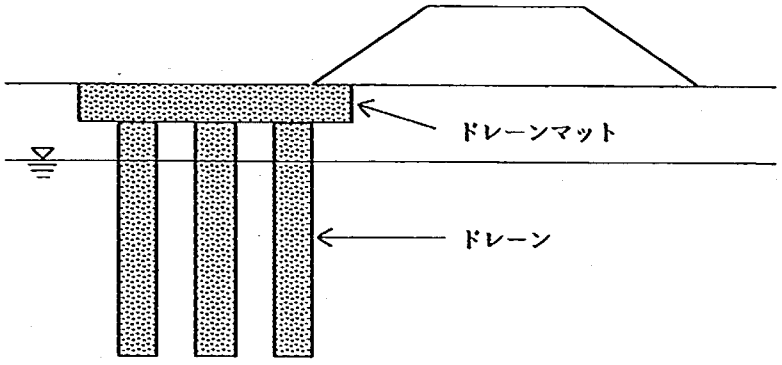
(a) 直下型改良　　(b) 両脇型改良

図－解4.9.3 改良範囲の一例

(3) 平面的な改良範囲の決定は「4.3.2 構造物の安全性検討」により，すべり安全率が許容安全率を満足する範囲を原則とする。直下型改良の場合，必ずしも盛土幅全域を改良範囲とする必要はない。両脇型改良の場合，設計上の改良幅が極端に狭くなる場合には，地震動の規模や適用工法の特性に応じて適切な改良幅を設定するものとする。

(4) 改良区域の上面には，砕石や礫などのドレーンマットを設け，ドレーンの頭部はその中に入れ，上昇してきた間隙水が速やかに排水できるようにする。通常，ドレーンマットの材料としては6号砕石あるいは5号砕石またはそれと同程度の透水性を有する材料が使用され，その敷設厚さは

30～50 cm以上が採用されている。ドレーンマットの施工位置は図－解4.9.4に示すように地下水面より上にすることを原則とする。



図－解4.9.4　ドレーンマットの位置

4.9.6　改良仕様の設定方法

(1)　ドレーン工法では，構造物の安定性を確保できるように改良範囲内の許容過剰間隙水圧比を設定する。
(2)　この過剰間隙水圧比が確保できるように打設間隔を設定する。

(1)　中規模地震動（L－1）に対する検討において，改良範囲の許容過剰間隙水圧比は，円弧すべり計算を行って盛土の安定性を確保できるように設定するが，ドレーンによる間隙水圧抑制効果の特性からみて，0.5以下に設定する。

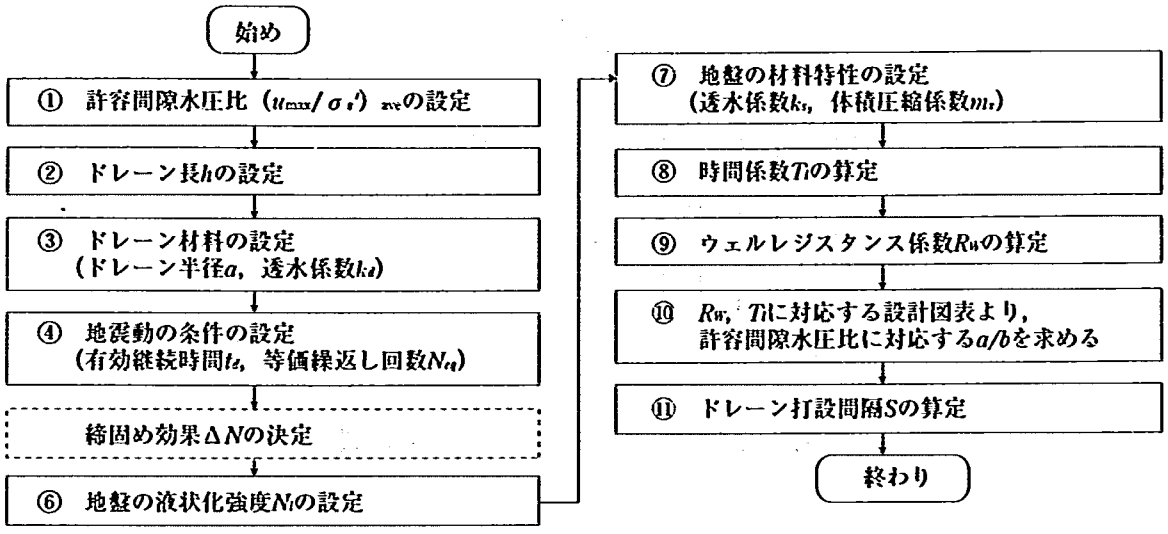
大規模地震動（L－2）に対する検討においても，改良範囲内の過剰間隙水圧比を0.5以下にすることが望ましいが，盛土構造物の安定性が確保できれば，設計目標水準は満足されることから，過剰間隙水圧比による改良仕様の規定は行わないものとする。

(2)　ドレーンの打設間隔の設定にあたり，地盤のばらつきについても十分考慮して決定する必要がある。一般に，ドレーンの打設間隔の設定では，液状化層を平均的な土質特性をもつ一様な層でモデル化するため，地層の平面的な広がりなども考慮して適切な土質定数の設定が必要である。

(3)　所定の過剰間隙水圧比を得るための打設間隔の決定は，図－解4.9.5に示す手順で行う。この手順は，グラベルドレーン，人工材ドレーンのいずれの場合にも共通である。最近では突き棒や振動棒を利用した排土率の少ない締固め式のグラベルドレーン工法[4]などのようにドレーン打設によりドレーン間の地盤強度を増加させる工法がある。これらの工法を用いる場合は，試験施工などにより締固め効果を確認した上で，設計に反映することができる。

(4)　ドレーンの打設間隔の設定では，比較的多くの設計パラメータを必要とする。この中には地盤の透水係数，体積圧縮係数などのように現状の調査技術では十分な精度で予測することが困難な

パラメータも含まれている。設計では，必要に応じて感度分析を行うなどして，設計パラメータの変化に対して余裕のあるドレーン打設間隔を設定することが望ましい。



図－解 4.9.5　ドレーンの配置算出の手順

(5)　ドレーンの打設間隔の設定に当たっては，通常，柱状ドレーン単体についてドレーンの支配する砂層の等価円柱の半径を b，ドレーンの半径を a とした軸対称問題として砂層中の過剰間隙水圧の挙動に関する方程式を解くことによって作成した設計図表を使用する場合が多い[5]。他にも設計図表を用いない簡易的な田中の方法[6]，累積損傷の概念を用いた井合らの方法[7]がある。

ここでは，式(解 4.9.1)に示す基本方程式をウェルレジスタンスの影響を考慮して解くことによって求めた平均最大過剰間隙水圧と a/b の関係を表す設計図表[5]（図－解 4.9.11）を用いる。

$$\frac{k_s}{m_v \cdot \gamma_w}\left[\frac{\partial^2 u}{\partial r^2}+\frac{1}{r}\cdot\frac{\partial u}{\partial r}\right]=\frac{\partial u}{\partial t}-\frac{\partial u_g}{\partial t} \quad \cdots\cdots(解\ 4.9.1)$$

ここに，γ_w：水の単位体積重量（kgf/cm³）

k_s：砂層の透水係数（cm/s）

m_v：砂層の体積圧縮係数（cm²/kgf）

u：間隙水圧（消散と発生と重ね合わせたもの）（kgf/cm²）

u_g：繰返しせん断により発生する間隙水圧（kgf/cm²）

r：半径（cm）

t：時間（s）

u_g はDe Albaら[8]（デアルバ）による式（解 4.9.2）を使用した。

$$\frac{u_g}{\sigma_{v0}'}=\frac{2}{\pi}\cdot\sin^{-1}\left(\frac{N}{N_l}\right)^{1/2\alpha} \quad \cdots\cdots(解\ 4.9.2)$$

ここに，σ_{v0}'：初期有効上載圧（kgf/cm²）

α：砂の性質と試験条件によって決まる係数（一般に $\alpha=0.7$）

N_l：一定振幅に換算した地震動で液状化する繰返し回数

式（解4.9.2）より，繰返しせん断による間隙水圧の蓄積速さは式（解4.9.3）で表せる。

$$\frac{\partial u_g}{\partial t}=\frac{\partial u_g}{\partial N}\cdot\frac{\partial N}{\partial t}=\frac{\sigma_{v0}'N_{eq}}{\alpha\pi N_l t_d}\left\{\sin^{2\alpha-1}\left(\frac{\pi u_g}{2\sigma_{v0}'}\right)\cos\left(\frac{\pi u_g}{2\sigma_{v0}'}\right)\right\}^{-1} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(解\ 4.9.3)$$

ここに，N_{eq}：地震動の等価繰返し回数

t_d：地震動の有効継続時間（s）

以上の式による解はドレーンの透水係数が無限大である場合に対するものであるが，ドレーンの透水係数は有限であるのでこの影響を考慮する必要がある。ここでは，吉国ら[9]の解法を適用してドレーンの透水性を考慮する。すなわち，過剰間隙水圧消散の時間遅れ $T_h(R_w)/T_h(R_w=0)$ はウェルレジスタンス係数（R_w）と線形関係にあり，その傾きは b/a によって異なる。

間隙水圧消散の時間遅れをBarron（バロン）の近似式を使って表せば，次式のようになる。

$$T_h(R_w\neq 0)/T_h(R_w=0)=(F(n)+0.8R_w)/F(n) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(解\ 4.9.4)$$

ここに，$F(n)=n^2/(n^2-1)\cdot\log_e n-(3n^2-1)/4n^2$

$n=b/a$

間隙水圧消散の時間遅れは砂層の透水性の低下，あるいは，消散に関する地震動有効継続時間の短縮と考えられる[10]ので，時間係数を縮小補正して基本方程式を解くことができる。

以下にドレーンの打設間隔の標準的な設定方法を示す。

1) 許容間隙水圧比

改良範囲の許容間隙水圧比は，円弧すべり計算を行って盛土が安定性を確保できるように設定するが，ドレーンによる間隙水圧抑制効果の特性からみて，0.5以下に設定する。既設盛土の法尻付近の対策においては，改良範囲を十分に広くできない場合がある。この場合には，許容間隙水圧比を小さく設定し，盛土の安定性を確保する必要がある。

2) ドレーン長

ドレーンは，完全液状化層の下端まで設置するのが標準的である。道路橋示方書[11]では液状化の判定を行う必要がある土層を地下水面が現地盤面から10 m以内にある沖積層で，かつ原地盤面から20 m以内の範囲としているため，最大改良深度は原地盤面から20 m以内となることが多いと考えられる。

3) ドレーン材料

現在使用されているドレーンは，砕石・礫などの自然材料を用いたグラベルドレーンとプラスチック製品を用いたプラスチックドレーンに大別される。

通常使用されているドレーンの直径および透水係数は，表－解4.9.2のようである。ただし，ドレーンの透水係数は動水勾配によって変化するので，透水係数の値は適切に求める必要がある。動水勾配は過剰間隙水圧比と密接な関連があり，動水勾配が設計において許容する最大過

剰間隙水圧比から求められるものと等しいものとすれば安全側の設計ができる。砕石の透水係数の例を図－解4.9.6および図－解4.9.7に，プラスチックドレーンの透水係数の例を図－解4.9.8に示す。なお，表－解4.9.2の透水係数は動水勾配 $i=0.25$ に対応する値である。

グラベルドレーンが所要の透水係数を保持するためには，グラベルドレーンが目詰まりしないことが条件となる。目詰まりしない概略の条件として，以下に示す提案[13]がある。

$$D_{G15} / D_{S85} < 9 \quad \cdots\cdots (解\ 4.9.5)$$

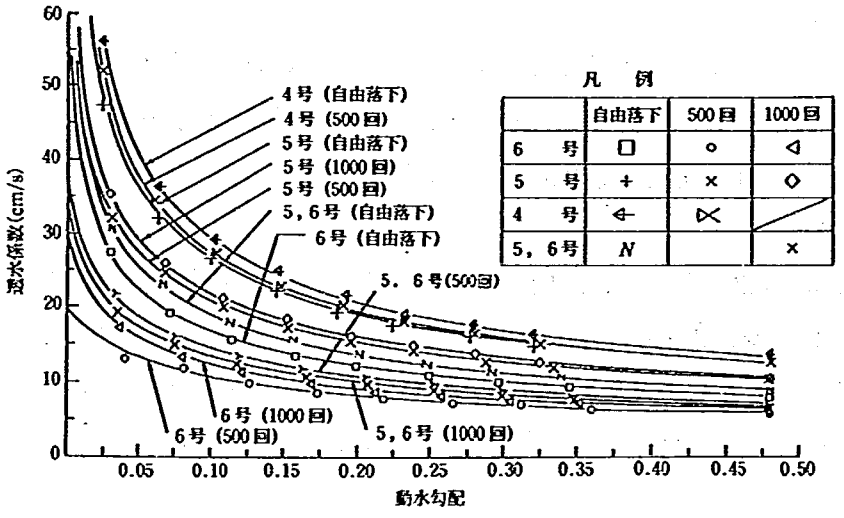
ここに，D_{G15}：排水材の15%粒径（mm）

D_{S85}：ドレーン周辺地盤の85%粒径（mm）

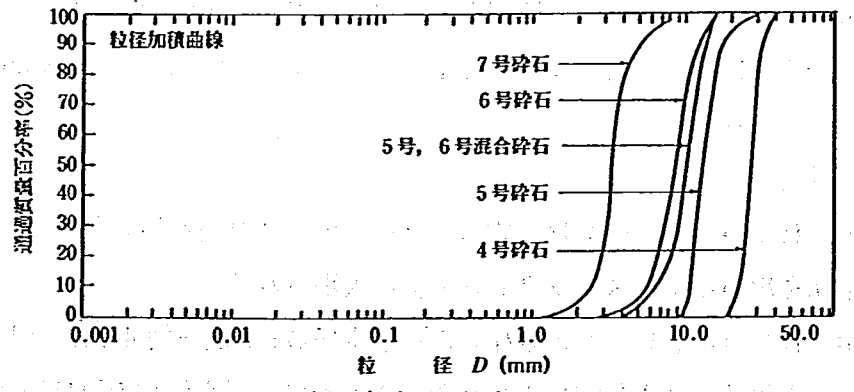
表－解4.9.2　ドレーン部の直径および透水係数[12]

		直径（$2a$）	透水係数（k_d）*
グラベルドレーン		400～500 mm	5～15 cm/s
プラスチックドレーン	A工法	100 mm	1400cm/s
	B工法	77 mm	980cm/s
	C工法	90 mm	700cm/s

＊$i=0.25$ の値

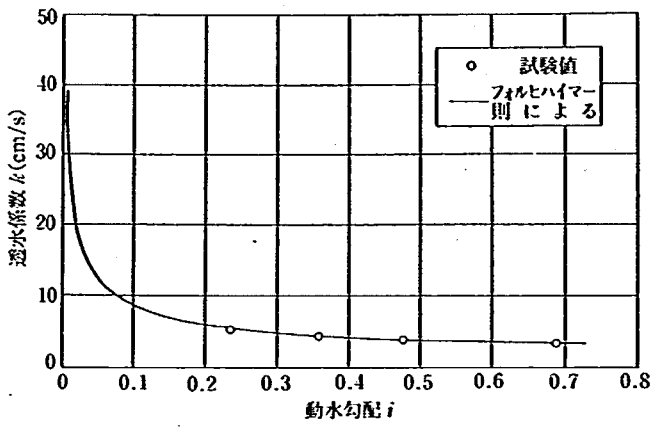


(a)　砕石の透水係数（4～6号および5，6号混合砕石）

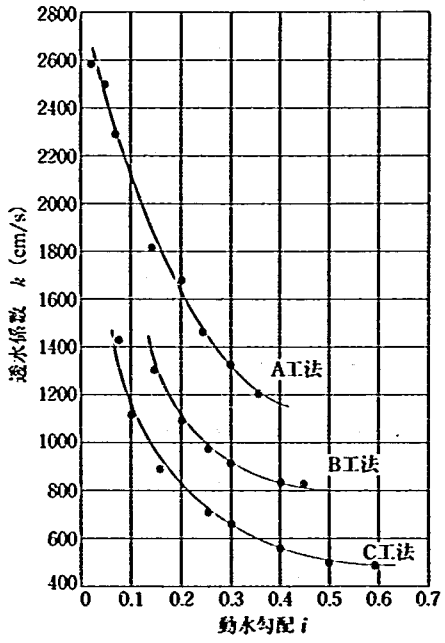


(b)　各砕石の粒度

図－解4.9.6　動水勾配に応じた砕石の透水係数[14]



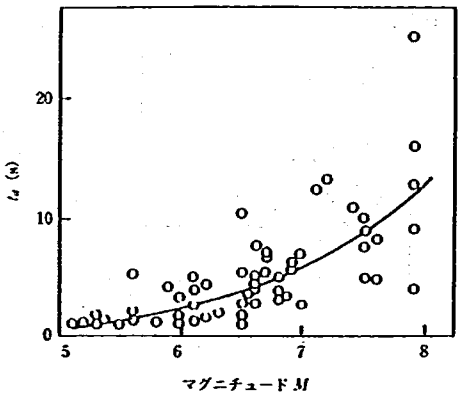
図－解 4.9.7　砕石の透水係数（7 号砕石）[14]



図－解 4.9.8　プラスチックドレーンの透水係数[15]

4)　地震動の条件

ドレーンの設計に用いる地震動の有効継続時間は，地震動そのものの継続時間ではなく，N_{eq} の継続時間である。時松ら[16]は，過去の地震加速度波形を用いて，地震動の有効継続時間と地震マグニチュードの関係（図－解 4.9.9）を表し，その平均値として排水効果に関する地震動の有効継続時間を表－解 4.9.3 のように表している。マグニチュードは，液状化判定で用いたマグニチュードと整合性をとる必要がある。



図－解 4.9.9　地震動の有効継続時間と地震マグニチュードの関係[16]

表－解 4.9.3　排水効果に関する有効継続時間[16]

地震マグニチュード M	6	7	7.5	8
有効継続時間 $t_d(s)$	2	6	9	12

等価繰返し回数 N_{eq} は，複数の振幅 τ_i を有する不規則波全体を τ_e なる単一応力レベルでの等振幅繰返しせん断波で置き換えるためのものである。Seed（シード）は，多くの加速度波形を

検討した結果，地震マグニチュード M が大きいほど N_{eq} が多くなる傾向を認め，$\tau_e=0.65\,\tau_{max}$ としたとき，表－解4.9.4のような M と N_{eq} の関係を提案している[16]。

表－解4.9.4　$\tau_e=0.65\,\tau_{max}$ に対応する等価繰返し回数[16]

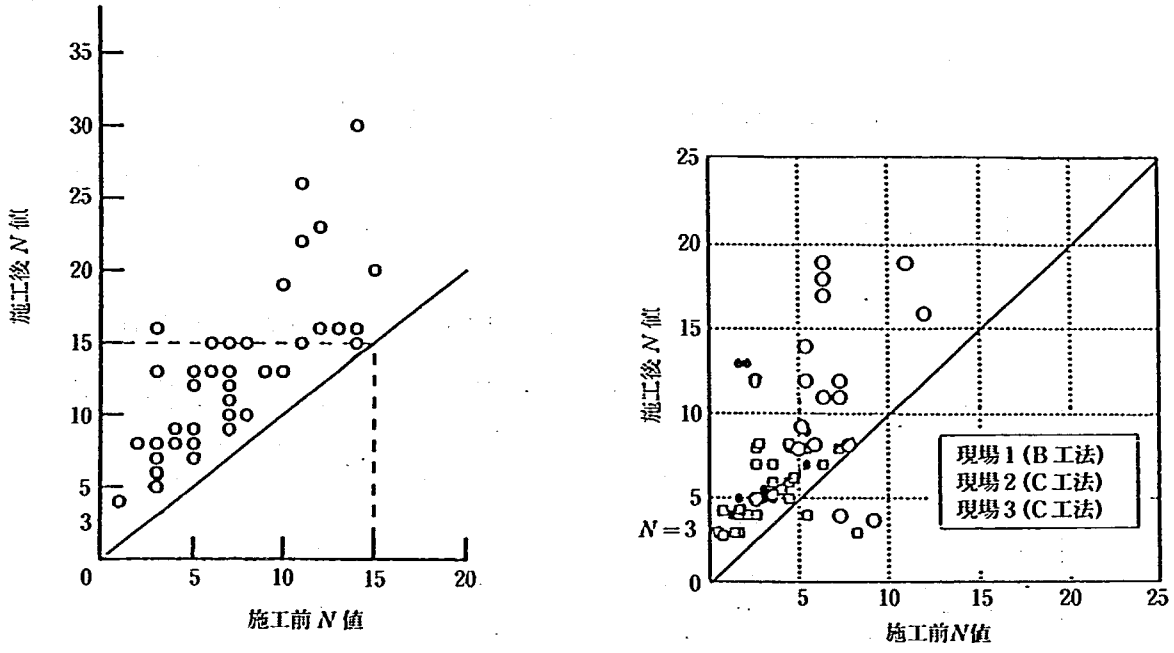
地震マグニチュード M	8.5	7.5	6.75	6	5.25
有効継続時間 $t_d(s)$	26	15	10	5	2～3

この表では，$M>6.5$ について，$\log_{10}N_{eq}=1+0.236\,(M-6.75)$ なる関係がある。

なお，上記の考え方は海洋型地震を対象としたものであり，直下型地震を対象とする場合は別途検討が必要である。

5)　締固め効果

ドレーン打設によりドレーン間の地盤の N 値が増加するという事例が，締固め式のグラベルドレーン，人工材ドレーンについて報告されている。参考として一例を図－解4.9.10[17]に示す。これらのデータは，主に埋立て地盤での施工後の計測から得られたものである。自然堆積地盤での適用性や土質特性およびドレーン仕様と地盤強度の増加との関係が明確でないため，実際に適用する場合には試験施工などの実施により地盤強度の増加を確認することが望ましい。



(a)　グラベルドレーン(細粒分含有率25～35%)　　(b)　人工材ドレーン

図－解4.9.10　ドレーン打設前後の原地盤 N 値の変化[17]

6)　地盤の液状化強度

地盤の液状化強度を表す一定振幅で換算した地震動で液状化する繰返し回数（N_l）を適切に

設定しなければならない。地盤の液状化強度の設定には，「4.3.1　液状化判定」で使用した情報が使用できる。N_l は室内試験結果から得られた液状化強度曲線より設定することができる。室内試験結果がない場合には，岩崎ら[18]による次式により簡易的に算定することができる。

$$N_l = 20 \times (1/F_L)^{-1/0.170} \quad \cdots\cdots\cdots\

8) 時間係数

時間係数（T_t）は，式（解4.9.7）にしたがって計算する。

$$T_t = k_s \cdot t_t / (m_v \cdot \gamma_w \cdot a^2) \quad \cdots\cdots (解4.9.7)$$

ここに，k_s：地盤の透水係数（cm/s）

t_t：$N_t \cdot t_d / N_{eq}$（s）

N_t：一定振幅に換算した地震動で液状化する繰返し回数

t_d：地震動の有効継続時間（s）

N_{eq}：地震動の等価繰返し回数

m_v：地盤の体積圧縮係数（cm²/kgf）

γ_w：水の単位体積重量（kgf/cm³）

a：ドレーンの半径（cm）

時間係数はグラベルドレーンとプラスチックドレーンで異なり，グラベルドレーンは T_t=1～100程度，プラスチックドレーンは T_t=100～8000程度となる。

9) ウェルレジスタンス係数

ウェルレジスタンス係数（R_w）は，式（解4.9.8）にしたがって計算する。

$$R_w = (8/\pi^2)(k_s/k_d)(h/a)^2 \quad \cdots\cdots (解4.9.8)$$

ここに，k_s：地盤の透水係数（cm/s）

k_d：ドレーンの鉛直透水係数（cm/s）

h：ドレーンの長さ（cm）

a：ドレーンの半径（cm）

ウェルレジスタンス係数はグラベルドレーンとプラスチックドレーンで異なり，グラベルドレーンは R_w=0.01～10程度，プラスチックドレーンは R_w=0.1～10程度となる。

10) 設計図表とドレーン等価有効円の半径

各ドレーンの支配する砂層の等価円柱の半径（b）は，ウェルレジスタンス係数（R_w）および時間係数（T_t）をパラメータとした図－解4.9.11に示す設計図表より，許容間隙水圧比と対応させて求めた（a/b）から算定する。設計図表は横軸が a/b，縦軸が平均最大過剰間隙水圧比となっている。設計図表は，T_t=2.5, 10, 20, 40, 50, 80, 100, 200, 400, 800, 1200, 1600, 2000, R_w=0, 0.01, 0.03, 0.06, 0.1, 0.3, 0.6, 1, 3, 6, 10について作成してある。この中間の T_t, R_wについては設計上安全側となるように（a/bが大きくなるように）a/bを決定すればよい。

11) ドレーンの打設間隔

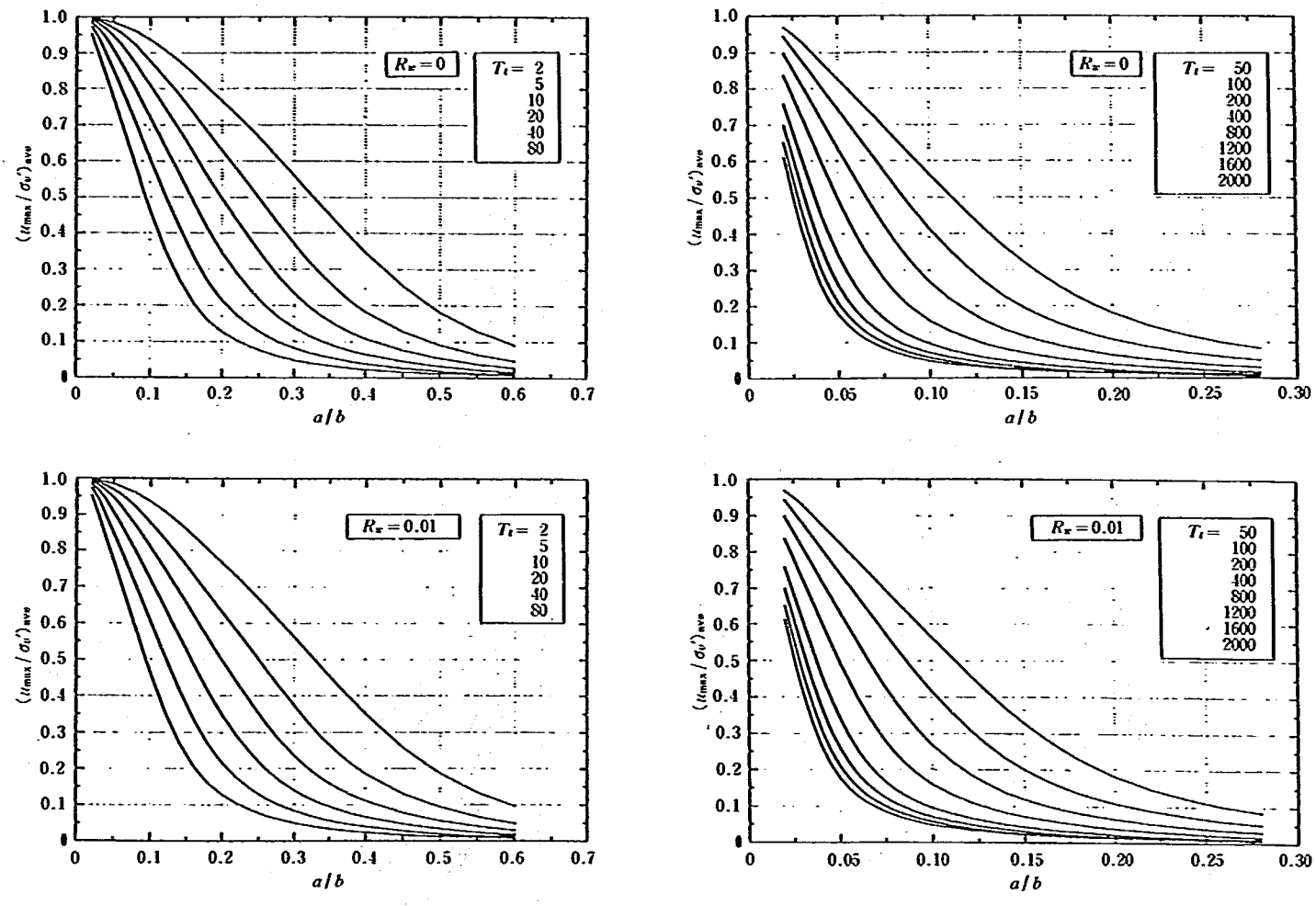
ドレーンの打設間隔（S）は，ドレーンの配置法にしたがって，式（解4.9.9）により算定する。

正方形配置：$S = 1.77b$ $\cdots\cdots$ (解4.9.9)

正三角形配置：$S = 1.90b$

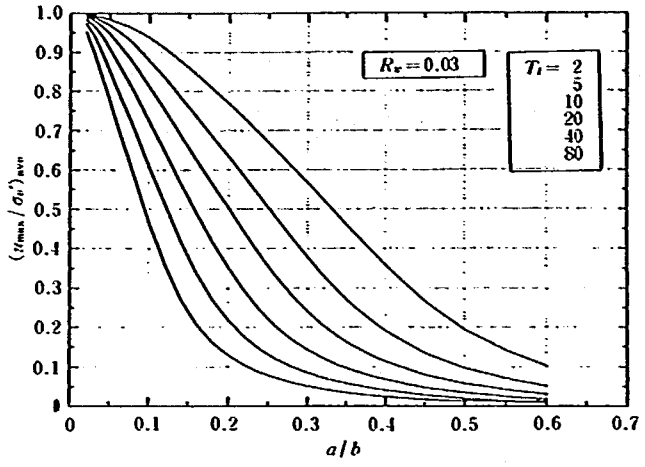
ここに，b：設計図表より求めたドレーンの等価有効円の半径

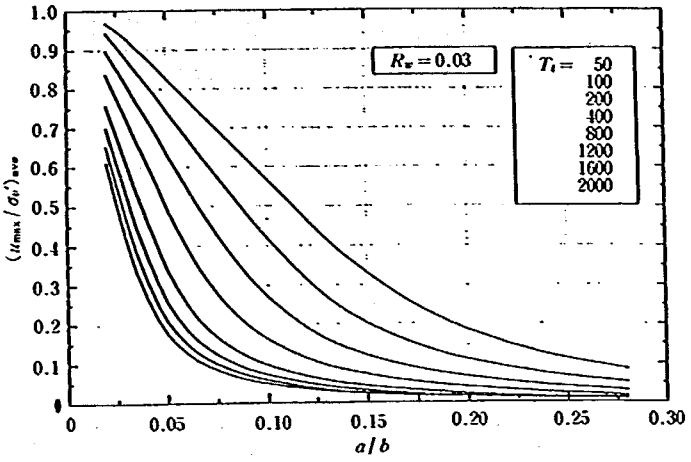
配置法については，正方形配置でも正三角形配置でもかまわないが，通常は，施工機械の位置決めの容易さなどから正方形配置が採用されている。施工性の面からみて，ドレーンの最小打設間隔は，自然材料を用いた工法の場合 1 m程度，人工材料を用いた工法の場合 0.5 m程度である。

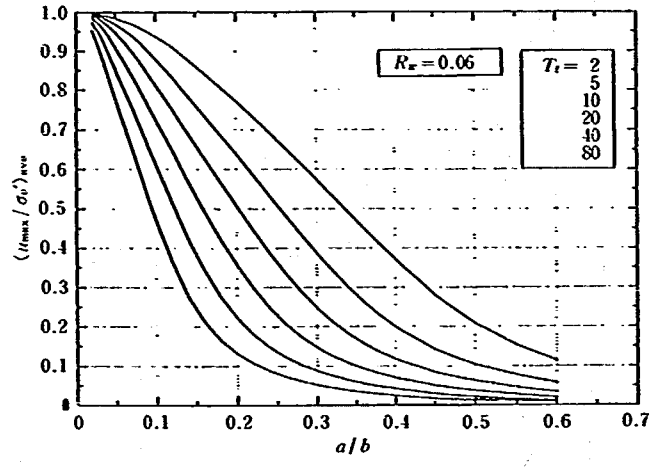


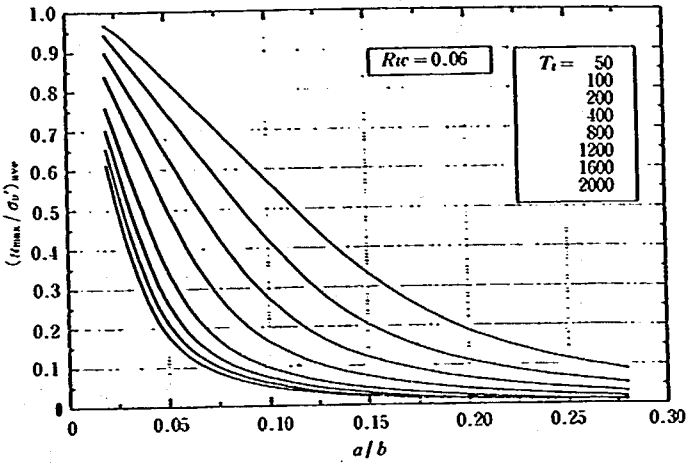
注：図中のグラフは，上から順に凡例中の時間係数 T_t に対応している。

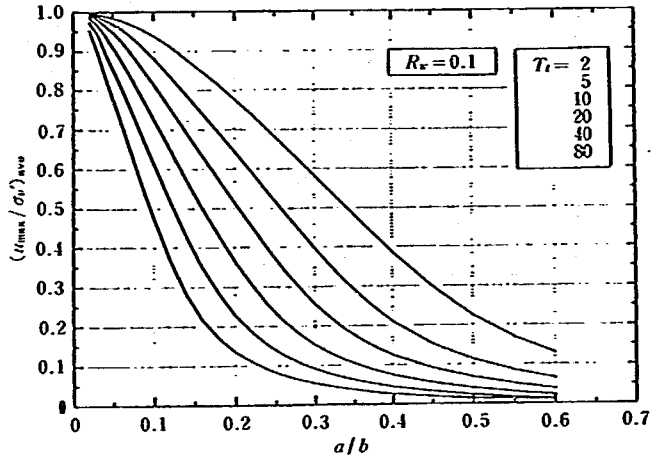
図－解 4.9.11　設計図表(a)

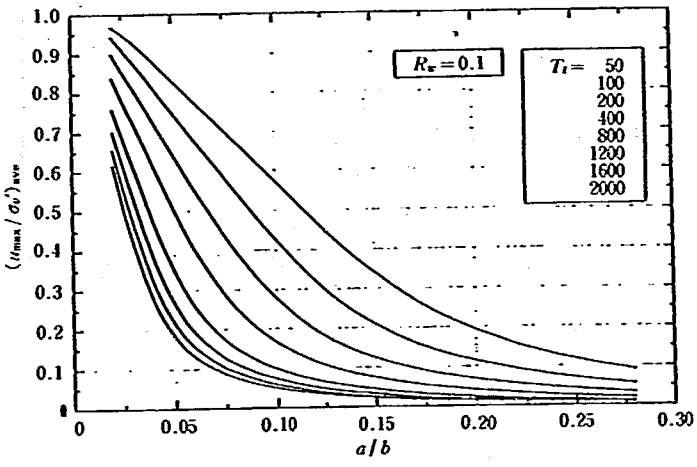






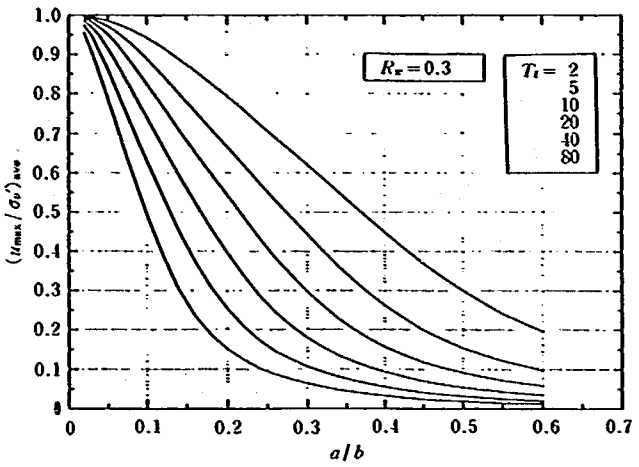


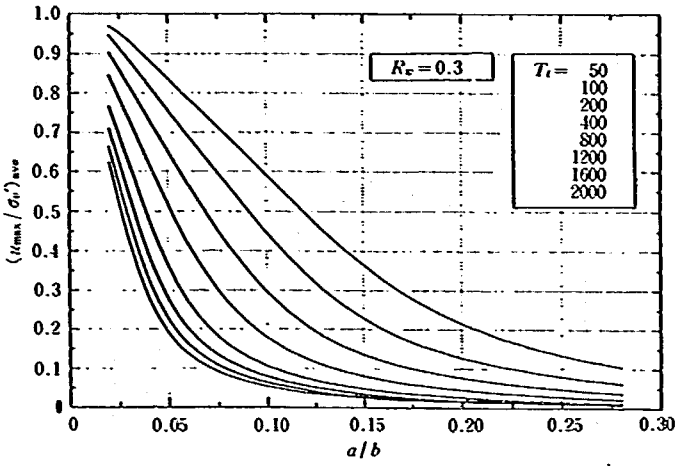


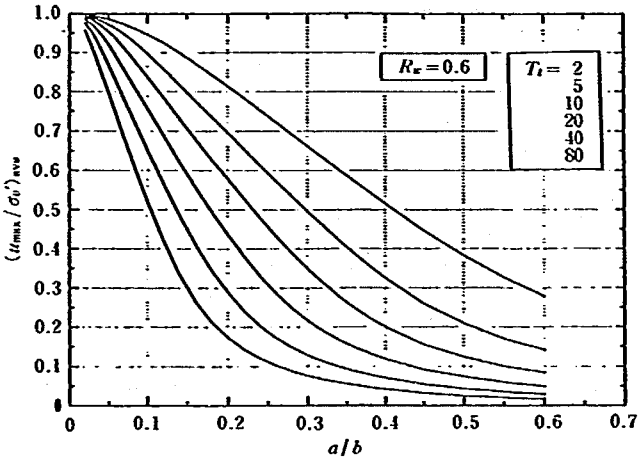


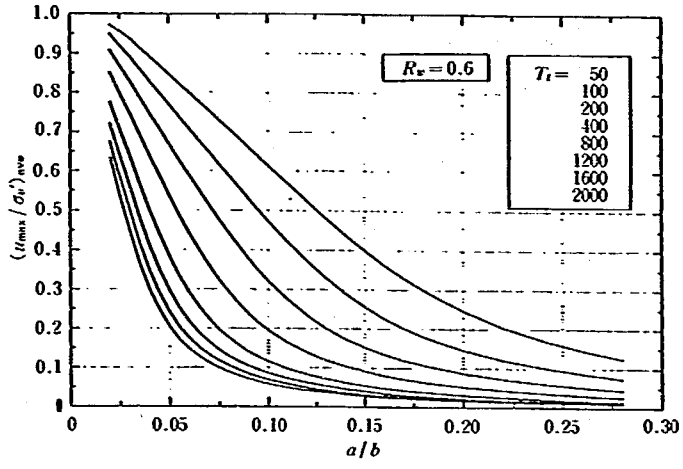
注：図中のグラフは，上から順に凡例中の時間係数 T_t に対応している。

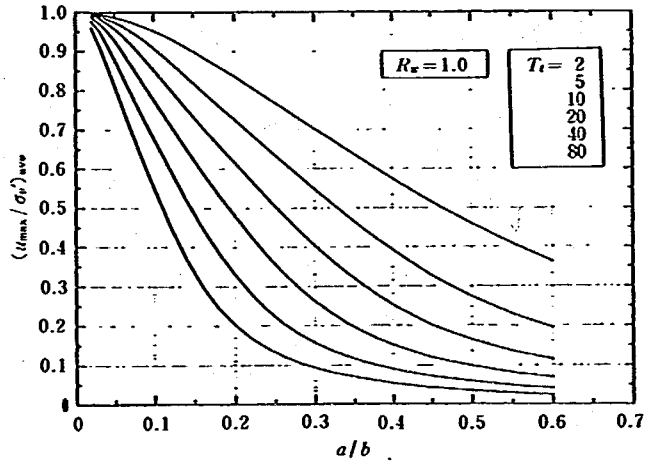
図－解 4.9.11　設計図表(b)

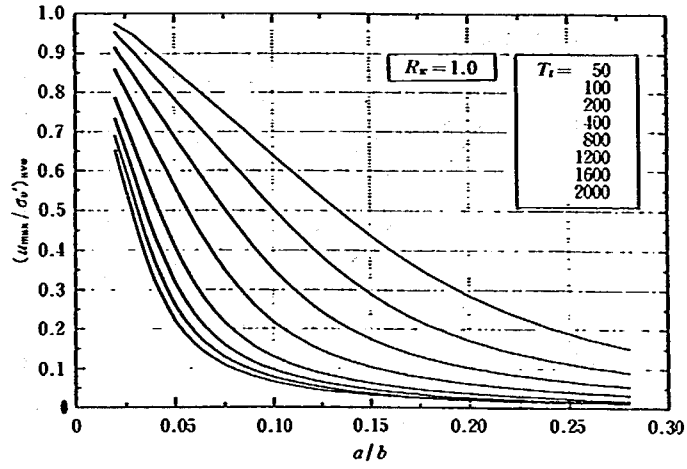






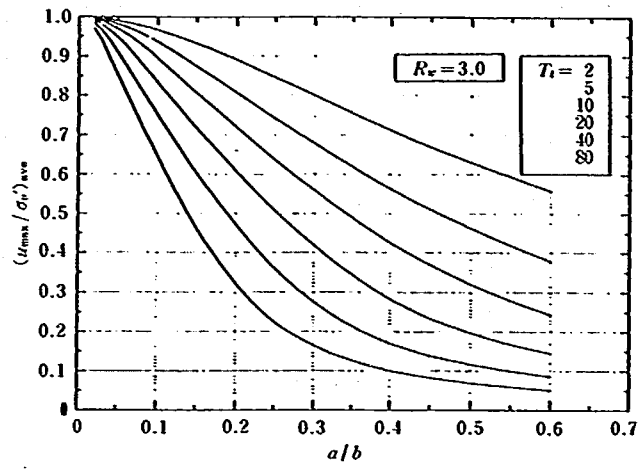


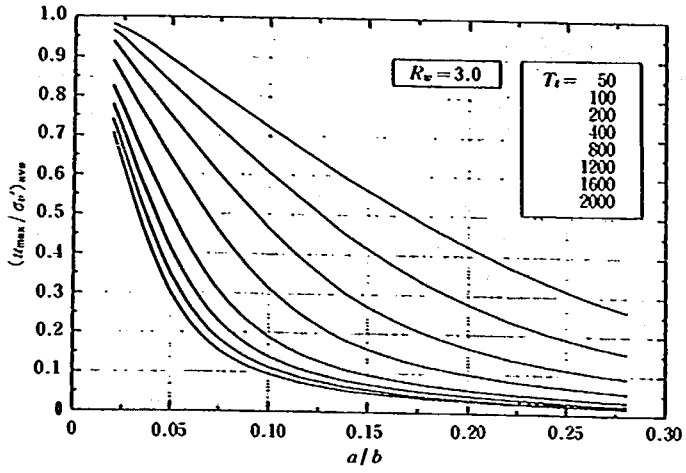


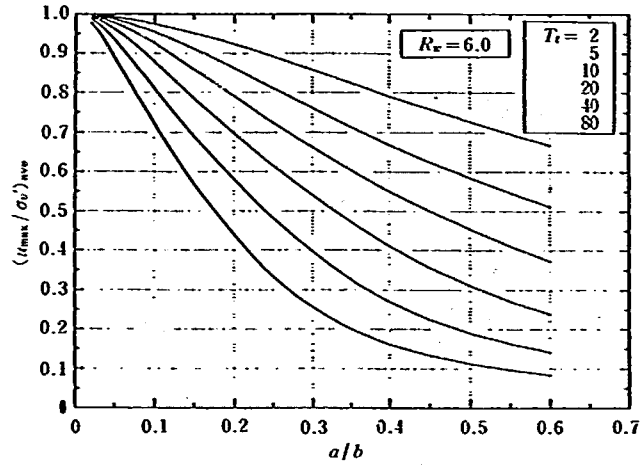


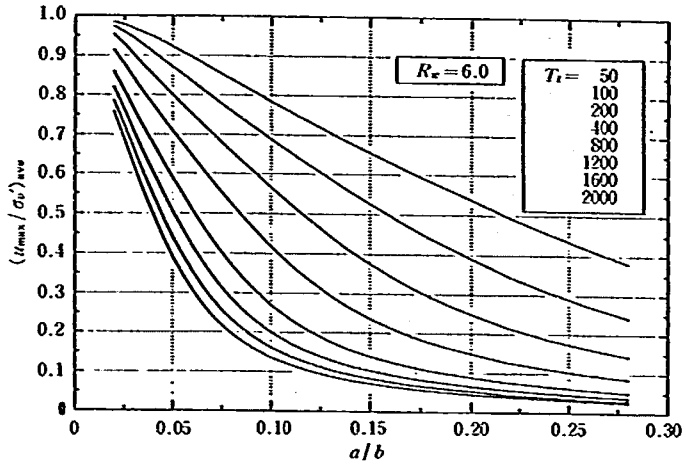
注：図中のグラフは，上から順に凡例中の時間係数 T_t に対応している。

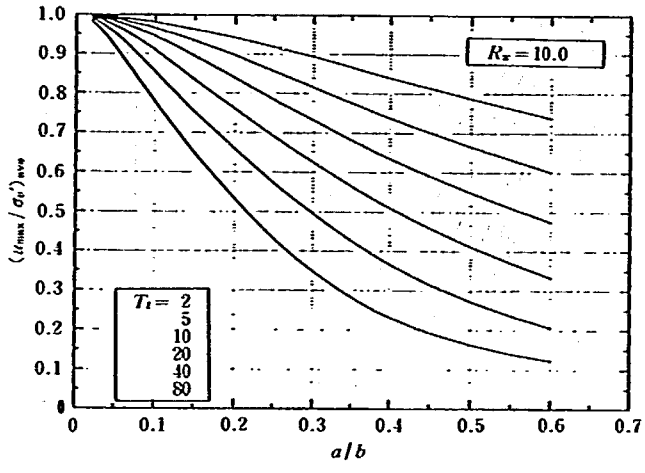
図－解 4.9.11　設計図表(c)

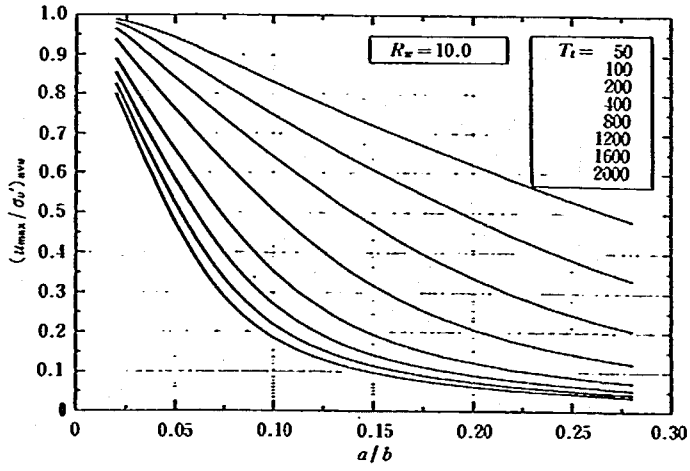












注：図中のグラフは，上から順に凡例中の時間係数 T_t に対応している。

図－解 4.9.11　設計図表(d)

4.9.7 すべり安定計算の方法

地震時の円弧すべり計算を行い，その安全率が許容安全率以上であることを検討する。なお，ドレーン工法による改良範囲は改良地盤の力学特性を有するものとする。

(1) 地震時安全率の算出は，「4.3.2 構造物の安全性検討」によって行い，所定の許容安全率を満足することを確認する。所定の許容安全率を満足しない場合には，改良範囲，改良仕様の見直しを行う必要がある。

(2) 円弧すべり計算で用いる地盤強度（粘着力，内部摩擦角）の設定法を以下に述べる。なお，液状化対策を実施する層は，砂質土層となるため，設計上の粘着力は考慮しないのが一般的である。ドレーン工法による改良域は一般に地盤強度は増加しないので，中規模地震動（L－1）および大規模地震動（L－2）の場合とも，「4.3.2 構造物の安全性検討」で用いたものと同じ地盤強度を用いる。ドレーン工法による改良域の過剰間隙水圧比は，設計時に設定した許容間隙水圧比としてよい。

ドレーン打設によるドレーン間の地盤強度の増加が確認されている工法を用いる場合，締固められた改良範囲の内部摩擦角は，図－解4.3.3に示した N 値と内部摩擦角の関係より改良後のパイル間 N 値を用いて評価することもできる。

(3) ドレーン工法の設計における円弧すべり計算では，いずれの地震動の規模でも慣性力用震度は考慮しない。

(4) 許容すべり安全率は，「4.3.3 構造物の安定性検討」によって，地震動の規模に応じた値を設定する。

[参考文献]

1）建設省土木研究所他：軟弱地盤耐震対策工法に関する共同研究報告書（その2），共同研究報告書第104号，pp. 272～277，1994.

2）大野義郎，伊藤克彦，大北康治：砕石ドレーン工法の過剰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，pp. 575～576，1983.

3）㈱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，pp. 159～160，1993.

4）グラベルドレーン工法研究会：グラベルドレーン工法技術資料，pp. 35～37，1996.

5）建設省土木研究所他：軟弱地盤耐震対策工法に関する共同研究報告書，共同研究報告書第104号，pp. 264～267，1994.

6）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，pp. 23-32，1987.

7）井合進，小泉勝彦：Estimation of earthquake induced excess pore water pressure for gravel drains，第7回日本地震工学シンポジウム，pp. 679～684，1986.

8）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.

9）吉国洋：バーチカルドレーン工法の設計と施工管理，技報堂，pp. 40～49，1979.

10）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.
11) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V．耐震設計編，pp. 38～40，1990.
12) 土質工学会：液状化対策の調査・設計から施工まで，p. 338，1993.
13) 大野義郎・伊藤克彦・南川洋士雄・大北康治：砕石ドレーンの短期目詰まり限界について，第19回土質工学研究発表会，pp. 191～192，1984.
14) 海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，p. 147，1993.
15) 建設省土木研究所他：軟弱地盤耐震対策工法に関する共同研究報告書，共同研究報告書第91号，p. 192，1993.
16) 吉見吉昭：砂地盤の液状化，技報堂，pp. 149～150，1991.
17) 建設省土木研究所他：軟弱地盤耐震対策工法に関する共同研究報告書（その5），1998.
18) 岩崎敏男・龍岡文夫・安田進：不撹乱砂質土の非排水動的強度の正規化表示，第13回土質工学研究発表会講演集，pp. 465～468，1978.
19) 建設省土木研究所他：軟弱地盤耐震対策工法に関する共同研究報告書（その2），共同研究報告書第104号，p. 268，1994.
20) 土質工学会：液状化対策の調査・設計から施工まで，p. 318，1993.

4.10 鋼材を用いた工法

4.10.1 設計方針

鋼材を用いた盛土構造物の液状化対策工法の設計においては，設計用地震力に対して所要の安定性が確保できるように，構造形式や鋼材仕様（断面・寸法，種類）を設定する。

(1) 鋼材を用いた工法は，非液状化層で支持された鋼材によって地震時の地盤の変形に抵抗し，地盤の側方変形の抑制，盛土構造物の沈下・破壊等を抑制する工法である。

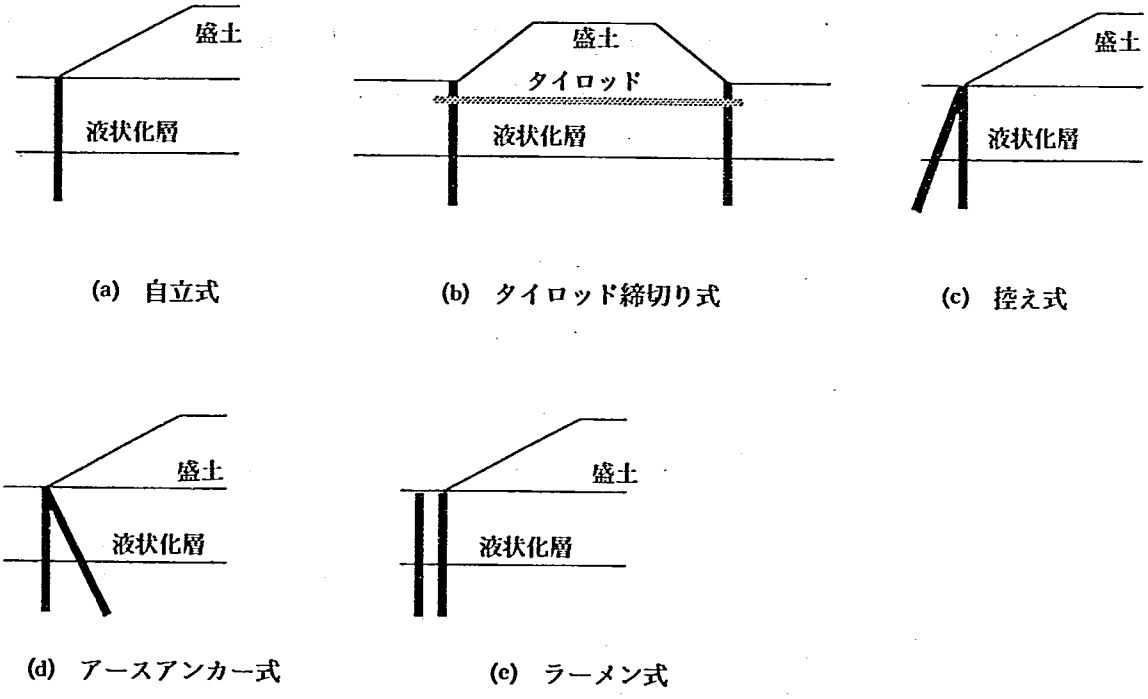
(2) 鋼材を用いて対策した盛土構造物の安定性の評価は，鋼材の構造計算による鋼材の安定性の計算と，鋼材を含む円弧すべり計算による安定計算によって行い，以下の条件が全て満足されれば，盛土構造物の安定性は確保できるものとする。

① 鋼材の発生応力および変形が所定の許容値以内である。

② 非液状化層へ所要の根入れ長が確保されている。

③ 鋼材を含む円形すべり計算において所定の安全率が確保されている。

(3) 盛土構造物の液状化対策に用いる鋼材としては，4.10.5 に示すように普通鋼材と排水機能付き鋼材があり，構造形式は，これらの鋼材を用いて連続壁を構成するものを原則とする。鋼材を用いた工法の構造形式の例を図－解 4.10.1 に示す。設計においては，経済性，施工性，周辺環境への影響なども考慮した上で適切な鋼材仕様および構造形式を設定する必要がある。



図－解 4.10.1 鋼材による連続壁の種類

なお，河川堤防においては，治水上，所要の止水性を確保する必要があるため，タイロッド締切り式等，堤体内に鋼材を設置し，水みちを形成する可能性のある構造形式の適用には留意する。また，堤外側に排水機能付き鋼材を用いる場合は，排水部材が水みちとなることを避けるため，堤体側には取り付けないのがよい。

(4) 大規模地震時（L－2）における鋼材及び盛土構造物の挙動については不明な部分が多いため，設計においては，地震応答解析や永久変形解析による盛土構造物の挙動計算，弾塑性解析による鋼材の挙動計算，などの詳細な検討を行うことが望ましい。

4.10.2 設計手順

鋼材を用いた対策工の設計では，地震時に鋼材に作用する荷重および水平地盤反力係数を設定して鋼材に生じる変形量，断面力を算定し，それらが所定の許容値（許容応力など）以内になるように鋼材の仕様を決定する。

(1) 設計手順を図－解 4.10.2 に示す。

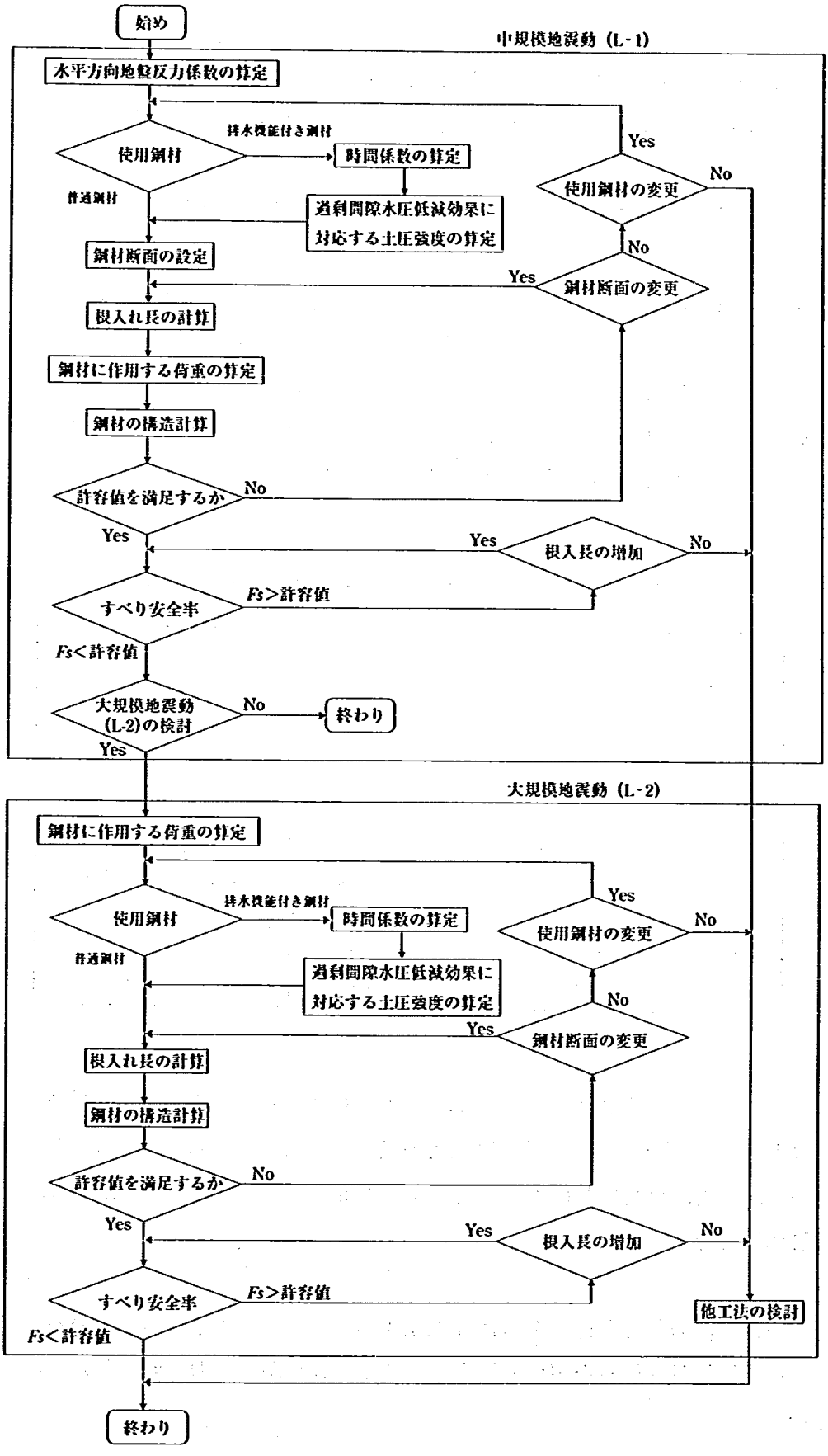
(2) 地震時に鋼材に作用する荷重は 4.10.8 に基づいて算定する。

(3) 普通鋼材を用いる場合には，4.10.6 に基づいて根入れ層の水平地盤反力係数を算定する。

(4) 排水機能付き鋼材を用いる場合には，4.10.12 に基づいてその過剰間隙水圧の上昇抑制効果による抵抗土圧の増加および作用土圧の低減量を算定する。

(5) 4.10.9 によって根入れ長を決定し，4.10.7 による計算モデルに基づいて変形量，断面力を算定する。そして，これらが所定の許容値を満足するかを 4.10.10 に従って照査する。満足しない場合には鋼材仕様や構造形式の変更を検討する。

(6) 構造物が大規模あるいは重要度が高い場合や，大規模地震動（L－2）を対象とする場合などには，詳細検討として弾塑性解析，地震応答解析，永久変形解析，ポテンシャルエネルギー理論による地盤流動解析[1]，などを実施することが望ましい。



図－解 4.10.2　鋼材を用いた工法の設計手順

4.10.3 設計用定数

鋼材を用いた対策工法の設計を行う場合には，構造物の諸元(形状寸法，単位体積重量など)と，原地盤の物性，鋼材の物性などの設計用定数が必要となる。

(1) 構造物の諸元に関する設計用定数として，盛土構造物の形状（盛土幅，盛土高，法勾配など）と，単位体積重量などの設計用定数が必要となる。

(2) 原地盤の物性に関する設計用定数として必要となる基本的な設計用定数を表－解 4.10.1 に示す。排水機能付き鋼材を用いる場合は，排水による鋼材周辺の過剰間隙水圧上昇の抑制効果を算定するために，透水係数，体積圧縮係数などが必要となる。

なお，大規模地震動（L－2）の検討などにおいて，地震応答解析や永久変形解析等を行う場合には，用いる解析手法に応じて必要な地盤物性を把握する必要がある。

表－解 4.10.1　原地盤の物性に関する基本的な設計用定数

設計に用いる地盤物性	備　　考
地下水位	――
単位体積重量（γ_{sat}，γ，γ'）	――
せん断強度特性（c，ϕ）	――
水平方向抵抗特性（E_0 または N値）	――
液状化強度特性（F_L 値）	排水機能付き鋼材を用いる場合は，F_L 値の他，液状化強度曲線による N_1 があれば，それを用いる
液状化層の透水係数	排水機能付き鋼材の設計にのみ必要
液状化層の体積圧縮係数	排水機能付き鋼材の設計のみに必要

(3) 鋼材の物性に関する設計用定数としては，鋼材の断面二次モーメント，断面係数，断面積および，表－解 4.10.1 に示す許容応力度，降伏応力度などが必要となる。これらの数値は，鋼材の断面形状，型式，規格，材質などによって異なり，使用する鋼材に応じて設定する。

4.10.4 設計用地震力

鋼材を用いた工法の設計を行う場合には 4.3.3 で用いた設計用地震力を用いる。

ただし，排水機能付き鋼材を用いる場合は，別途，設計用地震力と対応した地震パラメータが必要となる。

排水機能付き鋼材の設計においては，排水機能付き鋼材周辺の過剰間隙水圧を評価するために，地震パラメータとしてマグニチュード，有効継続時間，等価繰返し回数などが必要となる。

これらのパラメータの設定については，4.10.12 によって行う。このとき，設計用地震力と対応したマグニチュードを設定することが必要である。

4.10.5 鋼材の種類，規格および許容応力度

(1) 対策工に用いる鋼材としては，普通鋼材と排水機能付き鋼材がある。

(2) 鋼材は表−4.10.1 に示す材料規格および許容応力度に従うものとする。

(3) 鋼矢板の継手効率および鋼材の腐食代は関連基準類を参考にして決定する。

表−4.10.1 主要鋼材，材料規格，許容応力度

鋼材の種類	規　格	許容応力度	降伏応力度	許容応力度の割り増し
鋼矢板	SY 295	1,800 kgf/cm²	3,000 kgf/cm²	施工時
	SY 390	2,400 kgf/cm²	4,000 kgf/cm²	通常の 1.5 倍
鋼管矢板	SKY 400	1,400 kgf/cm²	2,400 kgf/cm²	
	SKY 490	1,900 kgf/cm²	3,200 kgf/cm²	地震時
タイロッド	SS 400（径 40 mm以下）	960 kgf/cm²	2,400 kgf/cm²	通常の 1.5 倍
	SS 400（径 40 mm超）	880 kgf/cm²	2,400 kgf/cm²	
	SS 490（径 40 mm以下）	1,120 kgf/cm²	3,200 kgf/cm²	
	SS 490（径 40 mm超）	1,040 kgf/cm²	3,200 kgf/cm²	
	高張力 30	1,320 kgf/cm²	3,300 kgf/cm²	
	高張力 40	1,600 kgf/cm²	4,000 kgf/cm²	
	高張力 45	1,800 kgf/cm²	4,500 kgf/cm²	

(1) 鋼材は，機能面から通常の鋼材（以下，普通鋼材という）と排水機能付き鋼材がある。普通鋼材による対策ではその強度・剛性で構造物の安定を確保し，排水機能付き鋼材では地震時に過剰間隙水圧上昇を抑制するため，その強度・剛性の他に周辺地盤の強度保持効果によって構造物の安定を確保する。

(2) タイロッドの許容応力度は，矢板式係船岸等で用いられている値[2]とした。タイロッドの許容応力度は盛土の沈下などによりタイ材が曲げられ，計算値より大きな応力が発生するなどの理由により，降伏応力に対する許容応力度の比を，一般構造物の 2/3 程度に下げることによって設定する。

(3) 鋼矢板の継手効率および腐食代は，使用状況，周辺環境などを考慮して設定するものとし，関連基準類を参考にして決定する。

4.10.6 根入れ層の水平方向地盤反力係数

設計に用いる根入れ層の水平方向地盤反力係数（k_{H0}）は，地盤調査，土質試験などの結果を検討した上で求めるものとする。

〔解説〕

鋼材は，表－解4.10.2に示す液状化層，準液状化層，非液状化層の分類のうち，非液状化層(非液状化層の上に準液状化層がある場合には当該の準液状化層も含む)に根入れすることを原則とし，根入れ長の算定は，4.10.9によることとする。

表－解4.10.2　土層の分類

液状化層	$F_L \leq 1.0$ の層
準液状化層	$1.0 < F_L \leq 1.3$ の層
非液状化層	$F_L > 1.3$ または液状化の考慮が必要のない層

根入れ層における地盤の水平方向地盤反力係数の算定方法を以下に示す。

「道路橋示方書IV下部構造編」[3)]

・水平方向の地盤反力係数

$$k_H = k_{H0}\left(\frac{B_H}{30}\right)^{-3/4} \quad \cdots\cdots(解4.10.1)$$

$$k_{H0} = \frac{1}{30}\cdot\alpha\cdot E_0 \quad \cdots\cdots(解4.10.2)$$

ここに，k_H ：水平方向の地盤反力係数（kgf/cm³）

k_{H0} ：直径30 cmの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数

B_H ：基礎の換算載荷幅(cm)で，連続壁の場合$B_H = 1{,}000$ cmとする。

E_0 ：表－解4.10.3に示す方法で測定または推定した設計の対象とする位置での地盤の変形係数（kgf/cm²）

α ：地盤反力係数の推定に用いる係数で，表－解4.10.3に示す。

表－解4.10.3　E_0 と α

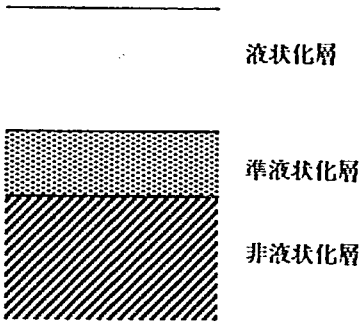
次の試験方法による変形係数E_0(kgf/cm²)	α
直径30 cmの剛体円板による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数の1/2	2
ボーリング孔内で測定した変形係数	8
供試体の一軸または三軸圧縮試験から求めた変形係数数	8
標準貫入試験のN値より$E_0 = 28N$で推定した変形係数	2

また，図－解 4.10.3 に示すような，非液状化層の上に準液状化層が位置する場合の準液状化層の地盤反力係数の算定を式（解 4.10.3）に示す。

$$k_H' = (1-R_u)\cdot k_H \quad \cdots\cdots (解\ 4.10.3)$$

ここに，k_H'：非液状化層の上に位置する準液状化層の水平方向の地盤反力係数（kgf/cm³）

k_H ：式（解 4.10.1）および式（解 4.10.2）による水平方向地盤反力係数（kgf/cm³）



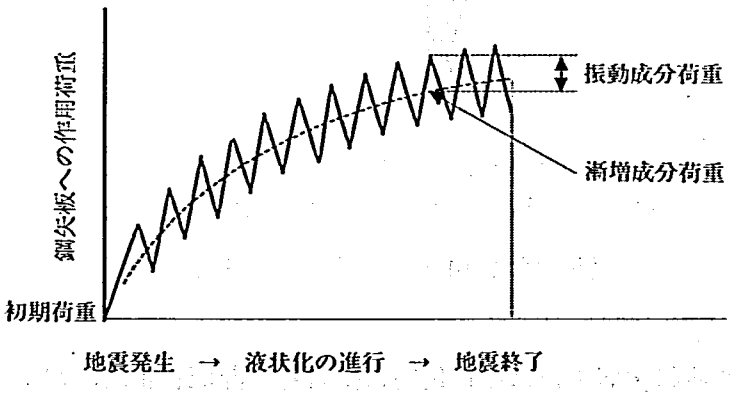
図－解 4.10.3　非液状化層の上に準液状化層がある場合の土層位置関係

4.10.7 設計計算モデル

設計計算モデルは，液状化層で鋼矢板前背面に作用する土圧を考慮し，根入れ部は地盤反力を考慮する。

〔解説〕

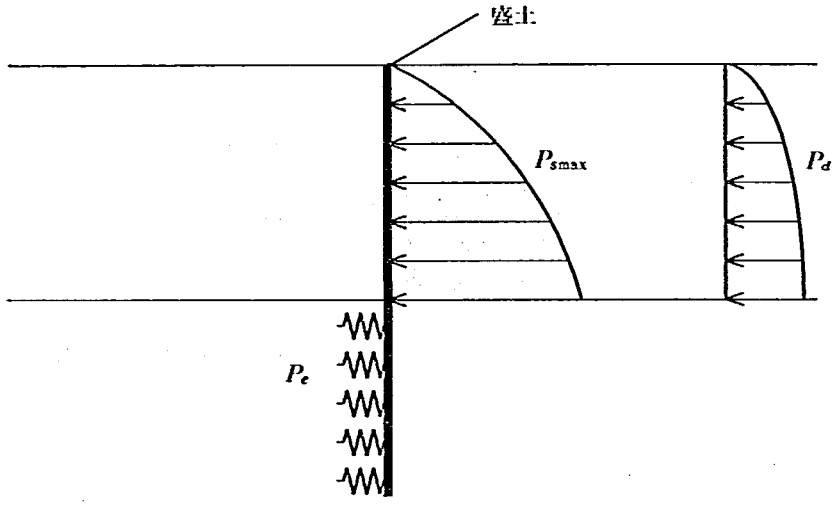
(1) 液状化層における鋼矢板への作用荷重は，漸増成分荷重と振動成分荷重を考慮する。図－解 4.10.4 に示すように，漸増成分荷重とは，地震時に液状化が進行するのに伴って鋼矢板への作用荷重が増加することを考慮したもので，振動成分とは，地震時の地盤及び鋼矢板の振動に応じた荷重が鋼矢板に作用することを考慮したものである。



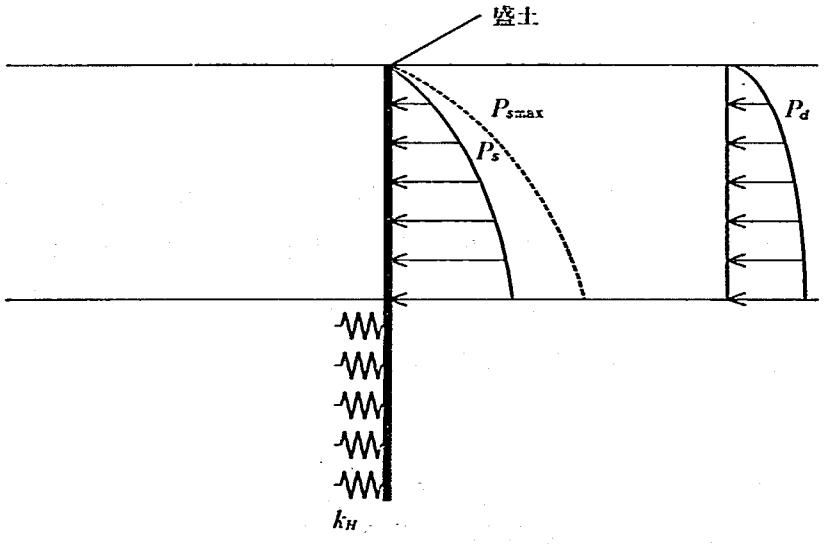
図－解 4.10.4　漸増成分荷重と振動成分荷重

設計計算モデルを図－解4.10.5に示す。同図(a)は，十分な継続時間を有する地震動のくり返しによって盛土下まで完全に液状化し，漸増成分荷重が最大値に達した状態(最大荷重状態)，および，同図(b)は，盛土下が完全には液状化しておらず，漸増成分荷重が最大値に達する前に地震動が終了した状態（最大荷重状態までに至る過程）について示したものである。なお，同図に示す土圧荷重は鋼矢板前面と背面に作用する土圧の差分（差し引き分）を示している。設計計算においては，漸増成分荷重と振動成分荷重を矢板に作用させる。

(a) 最大荷重状態



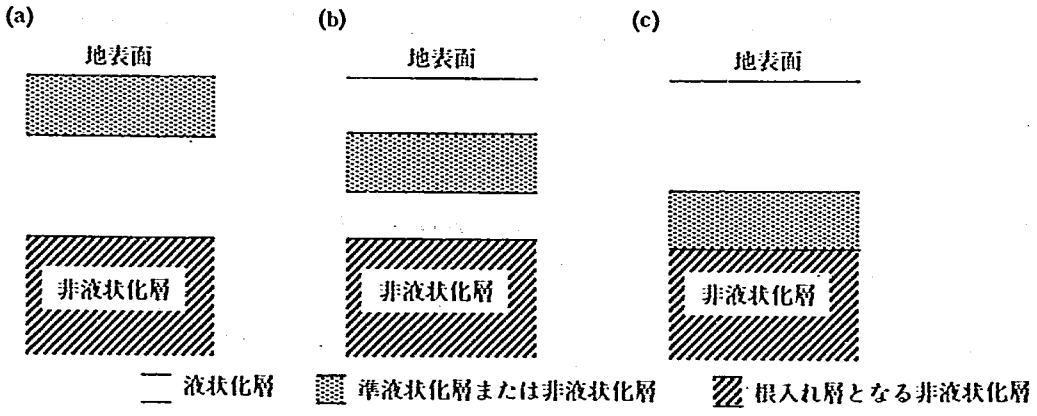
(b) 最大荷重状態に至るまでの過程



ここに，P_{smax}：漸増成分荷重の最大値，P_s：漸増成分荷重，P_d：振動成分荷重，
k_H：4.10.6による根入れ層の水平方向地盤反力係数

図－解4.10.5　設計計算モデル

(2) 液状化層より上の非液状化層または液状化層に挟まれた非液状化層，および準液状化層が存在する場合の位置関係に関しては，図－解4.10.6に示す場合が考えられる。



(a) 液状化層の上方に非液状化層または準液状化層が位置する場合
(b) 液状化層の中間に非液状化層または準液状化層が位置する場合
(c) 液状化層の下方に非液状化層または準液状化層が位置する場合

図－解 4.10.6　非液状化層および準液状化層が存在する場合の位置関係

図－解 4.10.6 の(a)および(b)の場合における非液状化層または準液状化層の取扱いを表－解 4.10.4 に示す。

表中の準液状化層の作用荷重の算定式については 4.10.8 で述べる。

表－解 4.10.4　(a)および(b)の場合の非液状化層または準液状化層の取扱い

	非液状化層	準液状化層
作用荷重	作用荷重＝0	・漸増成分荷重 準液状化層の盛土下過剰間隙水圧比 R_{uB} に応じて考慮 $P_s = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot F(z)$ ・振動成分荷重 準液状化層の平地盤過剰間隙水圧比 R_u に応じて考慮 $P_s = \alpha_d \cdot k \cdot (\gamma_w + \gamma' \cdot R_u) \cdot \sqrt{(H_d \cdot z)}$
地盤反力	地盤反力＝0	地盤反力＝0

図－解 4.10.6 の(C)の場合における非液状化層または準液状化層の取扱いを表－解 4.10.5 に示す。

表中の準液状化層の作用荷重の算定式については 4.10.8 で述べる。また，この場合の準液状化層の地盤反力係数は，式（解 4.10.4）による。

$$k_H' = (1 - R_u) \cdot k_H \quad \cdots\cdots (解\ 4.10.4)$$

ここに，k_H'：図－解 4.10.6 の(c)の場合の準液状化層の地盤反力係数 [kgf/cm³]

R_u：準液状化層の平地盤側の過剰間隙水圧比

k_{H0}：式（解 4.10.1），式（解 4.10.2）による非液状化時の地盤反力係数 [kgf/cm³]

表－解 4.10.5 (c)の場合の非液状化層または準液状化層の取扱い

	非液状化層	準液状化層
作用荷重	作用荷重＝0	・漸増成分荷重 準液状化層の盛土下過剰間隙水圧比 R_{uB} に応じて考慮 $P_s = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot F(z)$ ・振動成分荷重 準液状化層の平地盤過剰間隙水圧比 R_u に応じて考慮 $P_s = \alpha_d \cdot k \cdot (\gamma_w + \gamma' \cdot R_u) \cdot \sqrt{(H_d \cdot z)}$
地盤反力	地盤反力＝非液状化時の健全な地盤反力	地盤反力 $k_H' = (1 - R_u) \cdot k_H$

(3) 大規模地震動（L－2）の場合の設計法については未だ不明な部分が多いため，地震応答解析や永久変形解析による盛土構造物の挙動計算，弾塑性解析による鋼材の挙動計算等の詳細な検討を加えることが望ましい。

4.10.8 設計荷重

設計荷重は，漸増成分荷重と振動成分荷重を考慮する。

〔解説〕

(1) 漸増成分荷重

漸増成分荷重の大きさは，盛土下の液状化の進行度合に支配される。ここでは，盛土下まで完全に液状化し，鋼矢板への作用荷重が最大となる状態（最大荷重状態）で荷重の最大値 P_{smax}，および，盛土下が完全には液状化に至らずに地震動が終了した状態(最大荷重状態までに至る過程)での荷重 P_s について考慮する。

鋼矢板に作用する液状化層の漸増成分荷重 P_s は，式（解 4.10.5）による。

$$P_s = \alpha (P_{Amax} - \Sigma \gamma_{sat} \cdot z)$$
$$= \alpha \cdot P_{smax} \quad \cdots\cdots (解\ 4.10.5)$$

ここに，α：漸増成分荷重の最大荷重値に至る過程に関する補間係数

P_{Amax}：鋼矢板に作用する主働側荷重の最大荷重値

P_{smax}：鋼矢板に作用する漸増成分荷重の最大荷重値

γ_{sat}：土の全単位体積重量

z：地表面からの深さ

式（解 4.10.5）は，鋼矢板に作用する荷重は，主働側荷重と受働側荷重の差し引き荷重として評価したものである。ただし，液状化時に鋼矢板に抵抗として作用する受働土圧は，未解明な点が多く，式（解4.10.5）では，受働土圧は完全に液状化した状態を考慮して，$\gamma_{sat} \cdot z$ とした。

鋼矢板の漸増成分荷重は，実験，解析[4),5)]から，盛土下の液状化程度，鋼矢板のたわみ性（相対

剛性)，盛土形状等に依存することが確認されている。

これらを考慮して，式（解4.10.5）を式（解4.10.6）のように書き換える。

$$P_s = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot F(z) \quad \cdots\cdots (解4.10.6)$$

ここに，P_s：漸増成分荷重

α_1：盛土下の液状化程度に関する係数

α_2：矢板の相対剛性に対する補正係数

α_3：盛土形状に対する補正係数

$F(z)$：漸増成分荷重の基本分布関数

既往の振動実験によれば，盛土下の地盤は，盛土の上載圧効果などによって平地盤部よりも完全な液状化状態に至りにくいことが確認されている[4),6)~10)]。

盛土下の液状化程度に関する係数 α_1 は，式（解4.10.7）によって求めることとする。

$$\alpha_1 = R_{uB} \quad \cdots\cdots (解4.10.7)$$

ここに，R_{uB}：盛土下の最大過剰間隙水圧比

盛土下の過剰間隙水圧比 R_{uB} は，式（解4.10.8）～式（解4.10.10）および図－解4.10.7，図－解4.10.8により求めることとする。

$$R_{uB} = F_{LB}^{-7} \text{（ただし，} R_{uB} \leqq R_{u\max}) \quad \cdots\cdots (解4.10.8)$$

$$R_{u\max} = 1 - a\ (h/d_c) \quad \cdots\cdots (解4.10.9)$$

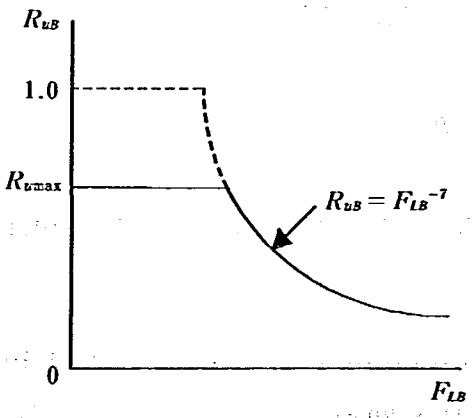
$$a = 0.15\ (1/n - 0.1) \quad \cdots\cdots (解4.10.10)$$

ここに，F_{LB}：盛土の上載圧を考慮した盛土下の液状化抵抗率

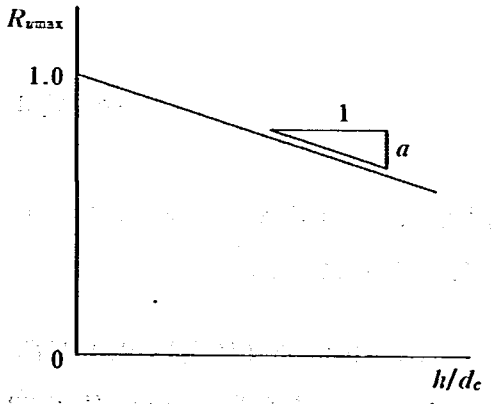
h：盛土高さ

d_c：液状化層中央の深さ（水平地盤部の地表面を基準）

n：盛土の法勾配（1：n），ただし，$n \geqq 1.0$



図－解4.10.7　R_{uB}～F_{LB} 関係



図－解4.10.8　$R_{u\max}$～a 関係

α_2 は，矢板の相対剛性より式（解 4.10.11）により求める（図－解 4.10.10 参照）。

$$\alpha_2 = 0.32 \log(\rho) - 0.16 \quad (\text{ただし，} 0.4 \leqq \alpha_2 \leqq 1.0) \quad \cdots\cdots (\text{解 4.10.11})$$

$$\rho = (EI / b) / (\gamma_{sat} H^3 h_{sp}) \quad \cdots\cdots (\text{解 4.10.12})$$

ここに，ρ：鋼矢板の相対剛性

E：鋼矢板の弾性係数（tf/m²）

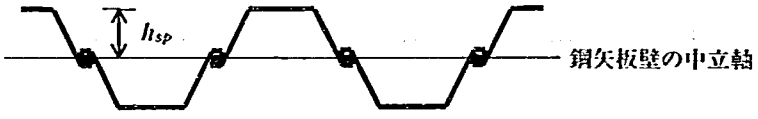
I：鋼矢板壁の断面二次モーメント（m⁴）

b：壁幅（m）

γ_{sat}：液状化層の飽和単位体積重量（tf/m³）

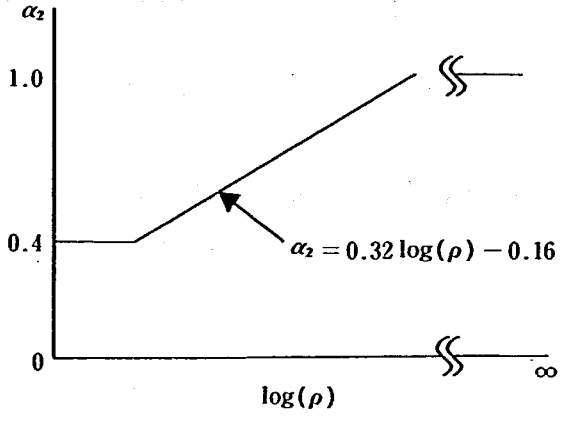
H：液状化層厚（m）

h_{sp}：図－解 4.10.9 による鋼矢板の有効高さ（m）



図－解 4.10.9　鋼矢板の有効高さ h_{sp}

ただし，図－解 4.10.1 に示す控え杭式構造，アースアンカー式構造などでは，鋼矢板が控え杭やアンカーで固定されるため，相対剛性の高い壁体とみなし，$\alpha_2 = 1.0$ とする。



図－解 4.10.10　$\alpha_2 \sim \rho$ 関係

盛土形状に対する補正係数 α_3，盛土漸増成分荷重の基本関数 $F(z)$ は，式（解 4.10.13）～式（解 4.10.15）による。

$$\alpha_3 = 0.0236 \cdot (B_u/2) - 0.0126 B_b + 1.071 \quad \cdots\cdots (\text{解 4.10.13})$$

ただし，$6\,\text{m} \leqq B_u \leqq 20\,\text{m}$，$10\,\text{m} \leqq B_b \leqq 20\,\text{m}$

$$F(z) = \gamma_t \cdot h \cdot (0.00054z^3 - 0.0149z^2 + 0.140z + 0.275) \quad (0 \leqq z \leqq 10\,\mathrm{m}) \quad \cdots\cdots(解\ 4.10.14)$$

$$= 0.725 \cdot \gamma_t \cdot h \quad (z > 10\,\mathrm{m}) \quad \cdots\cdots(解\ 4.10.15)$$

ここに，$F(z)$：盛土漸増成分荷重の関する基本分布関数

α_3：盛土形状に対する補正係数

z：地表面からの深さ（m）

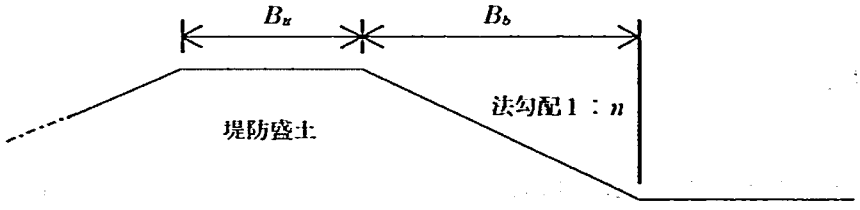
γ_t：盛土の湿潤単位体積重量（tf/m³）

h：盛土高さ（m）

B_u：図－解 4.10.11 に示す盛土天端幅（m）

B_b：図－解 4.10.11 に示す盛土の法肩から法尻までの水平距離（m）

n：盛土の法勾配



図－解 4.10.11　B_u および B_b

(2)　振動成分荷重

鋼矢板に作用する液状化層の振動成分荷重は，式（解 4.10.16）による。

$$P_d = \alpha_d \cdot P_{d\max}$$

$$P_{d\max} = k \cdot (\gamma_w + \gamma' \cdot R_u) \cdot \sqrt{(H_d \cdot z)} \quad \cdots\cdots(解\ 4.10.16)$$

ここに，P_d：振動成分土圧

α_d：使用矢板の剛性に応じた振動成分土圧に係わる係数

k：設計水平震度

γ'：土の水中単位体積重量

R_u：堤防盛土外側の平地盤部での過剰間隙水圧比

H_d：水位面から最も下の液状化層の下端までの距離

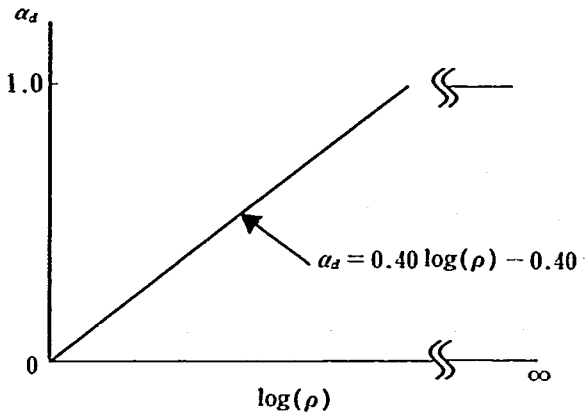
γ_w：水の単位体積重量

z：深度

α_d は，矢板の相対剛性より式（解 4.10.17），式（解 4.10.18）および図－解 4.10.12 により求める。

$$\alpha_d = 0.40 \log(\rho) - 0.40 \ (\text{ただし，}\ 0 \leqq \alpha_d \leqq 1.0) \quad \cdots\cdots(解\ 4.10.17)$$

$$\rho = (EI / b) / (\gamma_{sat} \cdot H^3 \cdot h_{sp}) \quad \cdots\cdots(解\ 4.10.18)$$



図－解 4.10.12　α_d ～ ρ 関係

4.10.9　根入れ長

自立式構造の場合の根入れ長 L は対象とする最下端の液状化層以深の地盤と鋼材の曲げ剛性から算定される特性値 β を用い，次式で設定する。

$$L = 2 / \beta \quad \cdots\cdots (4.10.1)$$

ここに，β：特性値（$=\{k_H \cdot D/(4EI)\}^{1/4}$）（1/m）

k_H：水平方向地盤反力係数（tf/m^3）

D：鋼矢板壁の単位幅（m）

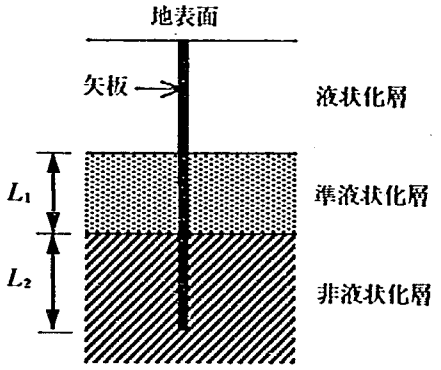
E：鋼矢板の弾性係数（tf/m^2）

I：鋼矢板の断面２次モーメント（m^4）

〔解説〕

鋼矢板は非液状化層に根入れすることを原則とする。液状化地盤を矢板で支持する場合の必要根入れ長については必ずしも明らかになっていないが，ここでは暫定的に，山留め構造物[11]で規定されている上式を準用することとした。根入れ長の算定方法は，この特性値 β を用いる方法の他，土圧及び水圧のつり合い安定計算から根入れ長を求める方法[12),13)]もある。

液状化層の下方に準液状化層が位置する場合（図－解 4.10.6 の(c)の場合）の自立式構造の根入れ長算定方法を，図－解 4.10.13 に示す。



準液状化層で β_1 を求め，非液状化層で β_2 を求め，

$$\beta_1 \cdot L_1 + \beta_2 \cdot L_2 = 2$$

となる L_2 を求めることにより，根入れ長を算定する。

図－解 4.10.13　根入れ層となる非液状化層の上に準液状化層が存在する場合の根入れ長の算定

4.10.10　鋼材の設計計算結果の照査

鋼材の設計計算結果の照査は鋼材断面の応力度および変位量について行うことを原則とする。

〔解説〕

鋼材の応力度の照査の他，必要に応じて確保すべき盛土の沈下量を照査する。鋼材の応力度は，4.10.5 に示す許容応力度以下であることを確認する。盛土の許容沈下量については一意的に決め難く，盛土の機能，重要度などを考慮して設定する。本章に示した設計計算法では盛土の沈下量は直接には算定されないが，一つの方法として，鋼矢板の側方たわみ量による盛土下地盤の側方移動体積分だけ，盛土の沈下が生じるとする方法がある。また，必要に応じて，液状化後の過剰間隙水圧の消散による砂質土層の体積圧縮量をこれに加える。

照査の結果，許容値を満足しない場合は，鋼材断面の変更，あるいは杭またはアンカーのピッチ(図－解 4.10.1(b)～(e)参照) の変更などにより対処する。

4.10.11　盛土の全体安定

鋼材の設計計算が完了した後，必要に応じて盛土全体の安定を検討し，許容安全率を確保するものとする。

〔解説〕

一般に，4.10.9 による根入れ長を有していれば，堤防の全体すべりは生じないと考えられるが，必要に応じて円弧すべりにより盛土の全体安定を検討する。この場合，鋼材下端を通るすべり計算において所定の安全率を満たすものとする。

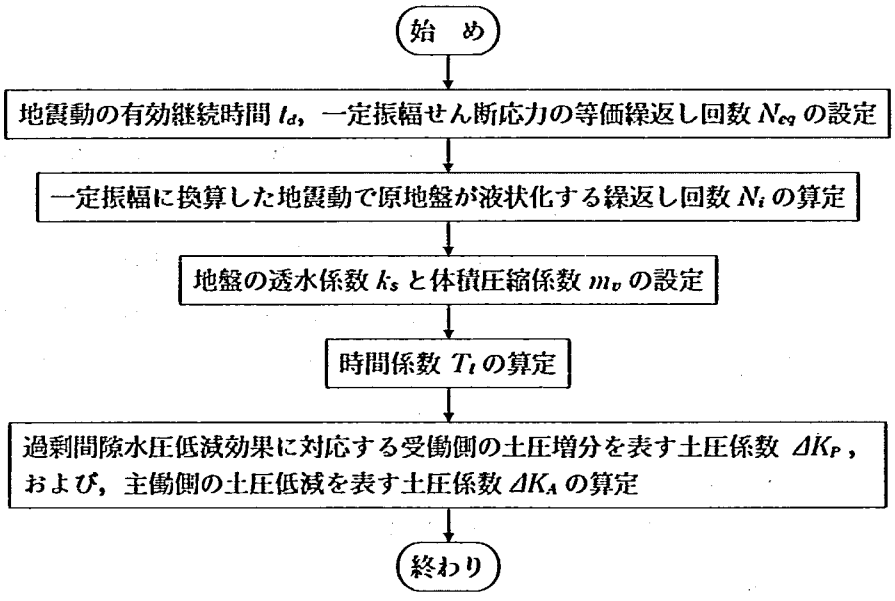
4.10.12　排水機能付き鋼材周辺の過剰間隙水圧低減による土圧強度算定

使用鋼材として排水機能付き鋼材を用いる場合には，排水部材の特性，地盤条件，地震動条件等を考慮して周辺地盤での過剰間隙水圧の低減効果を算定する。

〔解説〕

(1)　使用鋼材として排水機能付き鋼材を用いる場合の過剰間隙水圧低減による土圧強度の算定手順を図－解 4.10.14 に示す。

排水部材の特性，地震動条件，地盤条件等によって定まる鋼材周辺での過剰間隙水圧の低減効果を土圧強度で表して以降の鋼材による連続壁の設計で考慮するものとし，ここでは，受働側地盤に配置された排水部材に対しては抵抗土圧の増加量を表す抵抗土圧増加係数 ΔK_P を，また，主働側（盛土側）地盤に配置された排水部材に対しては作用土圧の低減量を表す作用荷重の低減係数 ΔK_A を算定する。



図－解 4.10.14　排水機能付き鋼材による過剰間隙水圧低減による土圧強度の算定手順

(2)　排水部材は，打設時および地震時に，地盤中に混入するれき等の点荷重や土水圧などによって断面の過大な変形や破損が生じない十分な耐力を有するものとする。また，十分な排水能力を保持できるものでなければならない。排水部材長は液状化する層のうち最下層の下端までとするのが標準的である。

(3)　排水部材による過剰間隙水圧の低減効果を評価するために地盤動の条件として，地震動の有効継続時間 t_d および等価な一定振幅せん断応力の繰返し回数 N_{eq} を設定する。

a．地震動の有効継続時間 t_d

地震動の有効継続時間 t_d は，地震動そのものの継続時間ではなく，地震波を等価な一定振

幅のせん断応力波に置き換えた場合の繰返し回数 N_{eq} の継続時間であり，4.9.6 に従い設定する。

b．等価な一定振幅せん断応力の繰返し回数 N_{eq}

等価な一定振幅せん断応力の繰返し回数 N_{eq} は，複数の振幅 τ_i を有する不規則波全体を単一応力レベル τ_e の等振幅の繰返しせん断応力に置き換えた場合の繰返し回数であり，4.9.6 に従い設定する。

(4) 排水部材による過剰間隙水圧の低減効果を評価するために，等価な一定振幅に換算した地震動で地盤が液状化する繰返し回数 N_l を設定する。N_l は室内試験から得られる液状化強度曲線から設定することができる。また，液状化強度曲線がない場合には 4.9.6 に示す方法で推定することができる。

(5) 地盤の透水係数 k_s は，現場透水試験によって求めた値がある場合にはそれを使用し，無い場合には 4.9.6 に示すCreager（クレーガー）による方法で推定することもできる。

(6) 体積圧縮係数 m_v は，繰返し三軸試験により求めた値がある場合にはそれを使用し，無い場合には 4.9.6 に示す方法で推定することもできる。

(7) 排水矢板周辺地盤の過剰間隙水圧分布は，4.10.12(8)に示すように時間係数 T_l によって支配される。

T_l は地盤の透水性（圧縮特性）と地震動の条件および地盤の液状化に関する情報を含んだ無次元パラメータであり，式（解 4.10.19）によって算定する。

$$T_l = \frac{k_s t_l}{m_v \gamma_w x_0^2} \quad \cdots\cdots\cdots\

γ_w：間隙水の単位体積重量

u_g：地震動の繰返しによって地盤内に発生する過剰間隙水圧

排水機能付き鋼矢板では，排水部材が鋼矢板壁面に沿って列状に均等配置されるのが一般的である。この場合，過剰間隙水圧を消散させるための流れの方向は，矢板壁面に向かう方向および鉛直方向である。ここでは鉛直方向への流れを無視して，式(解4.10.20)を直座標系で書き直すと式（解4.10.21）のようになる。

$$\frac{\partial u}{\partial t}=\frac{k_s}{m_v\gamma_w}\frac{\partial^2 u}{\partial x^2}+\frac{\partial u_g}{\partial t} \quad \cdots\cdots(解4.10.21)$$

地盤内の過剰間隙水圧の発生に関するu_gは，式(解4.10.22)に示すDe Albaらによる式を仮定する。

$$\frac{u_g}{\sigma_{v0}'}=\frac{2}{\pi}\sin^{-1}\left(\frac{N}{N_l}\right)^{\frac{1}{2\alpha}} \quad \cdots\cdots(解4.10.22)$$

式（解4.10.22）を式（解4.10.21）に代入して無次元化すると式（解4.10.23）が得られる。

$$\frac{\partial u}{\partial t}=T_d\frac{\partial^2 u}{\partial x^2}+\frac{1}{\pi\alpha}f(\overline{u}) \quad \cdots\cdots(解4.10.23)$$

$$f(\overline{u})=\frac{1}{\sin^{2\alpha-1}\left(\frac{2}{\pi}\overline{u}\right)\cos\left(\frac{\pi}{2}\overline{u}\right)} \quad \cdots\cdots(解4.10.24)$$

$\overline{u}=\dfrac{u}{\sigma_{v0}'}(=R_u)$，$R_u$：過剰間隙水圧比

$\overline{t}=\dfrac{t}{t_d}$，$t_d$：地震動継続時間

$\overline{x}=\dfrac{x}{x_0}$，$x_0$：幾何形状の基準長さ

α：0.7

N：くり返し回数

N_l：一定振幅に換算した地震動で液状化に至るまでの回数

さらに，式(解4.10.25)は排水部材内への流入時，および，排水部材内での流れの抵抗を考慮する必要がある。排水部材としては一般に中空部材が用いられていることから，ここでは，その一つの方法として，排水部材近傍地盤から部材の開口部さらには部材内での一連の水の流れに圧損を考慮したベルヌイ式と連続式を適用する。すなわち，

$$\frac{u_i}{\gamma_w}=\frac{u_o}{\gamma_w}+\frac{R_b v_d^2}{2g} \quad \cdots\cdots(解4.10.25)$$

$$R_b=\eta_s\left(\frac{A_{dl}}{A_{sl}}\right)^2+\frac{fl}{D}+\eta_d+1.0-A_{dl}^2 \quad \cdots\cdots(解4.10.26)$$

なお，式(解4.10.25)は，排水部材近傍から部材開口部の間の透水抵抗による圧損は考慮していない。

式(解 4.10.25) を変形すると式 (解 4.10.27) が得られる。

$$\frac{u_i}{\gamma_w}=\frac{u_o}{\gamma_w}+\frac{Rv_i^2}{2g} \quad \cdots\cdots(解\ 4.10.27)$$

$$R=\frac{R_b}{A_{di}^2} \quad \cdots\cdots(解\ 4.10.28)$$

ここに，u_i, u_o：部材の入側および出側の過剰間隙水圧

R_b, R：部材および壁面の見掛けの排水抵抗

v_d, v_i：部材内および地盤内壁面方向の排水の流速。$v_d=v_i/A_{dl}$

η_s：部材の入側の縮流損失係数

η_d：部材（セグメント）の出側の排出時損失係数

f：部材（セグメント）の管路としての圧損係数

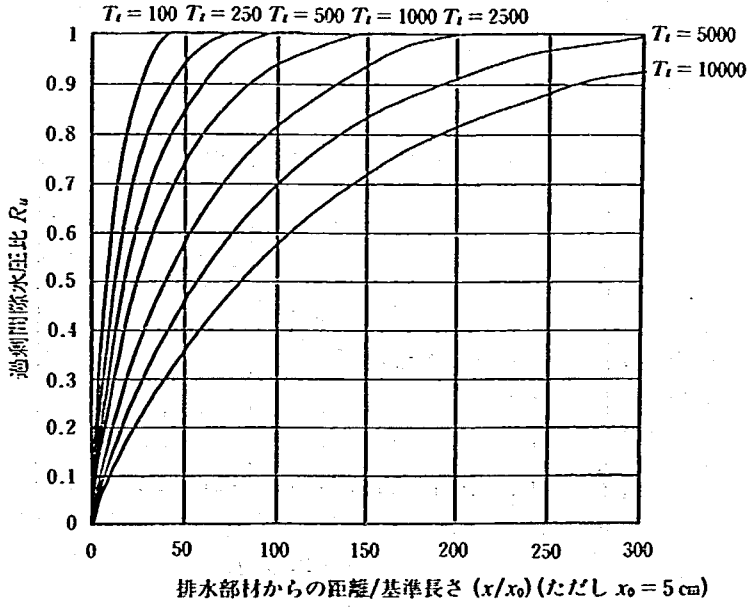
A_{sl}：(＝部材の表面開口面積／部材の受持ち壁面積)

A_{dl}：(＝部材の断面積／部材の受持ち壁面積)

l/D：部材（セグメント）長／部材（セグメント）径

式 (解 4.10.25) を考慮して式 (解 4.10.23) を解くことにより排水機能付き鋼矢板周辺地盤の過剰間隙水圧分布を算定することができる。排水矢板周辺地盤の過剰間隙水圧分布を図－解 4.10.15 に示す。過剰間隙水圧分布は式 (解 4.10.25) 中の無次元パラメータ T_i に支配される。

なお，ドレーン工法などにおいてはドレーン柱内での流れがダルシー則に従うと仮定してウエルレジスタンスで評価する方法があり，ここでも式(解 4.10.23) にウエルレジスタンスの影響を考慮して排水機能付き鋼矢板周辺の過剰間隙水圧分布を算定することもできる。なお，ウエルレジスタンス係数を適切に評価することにより，両者の方法による算定結果が対応することが確認されている。



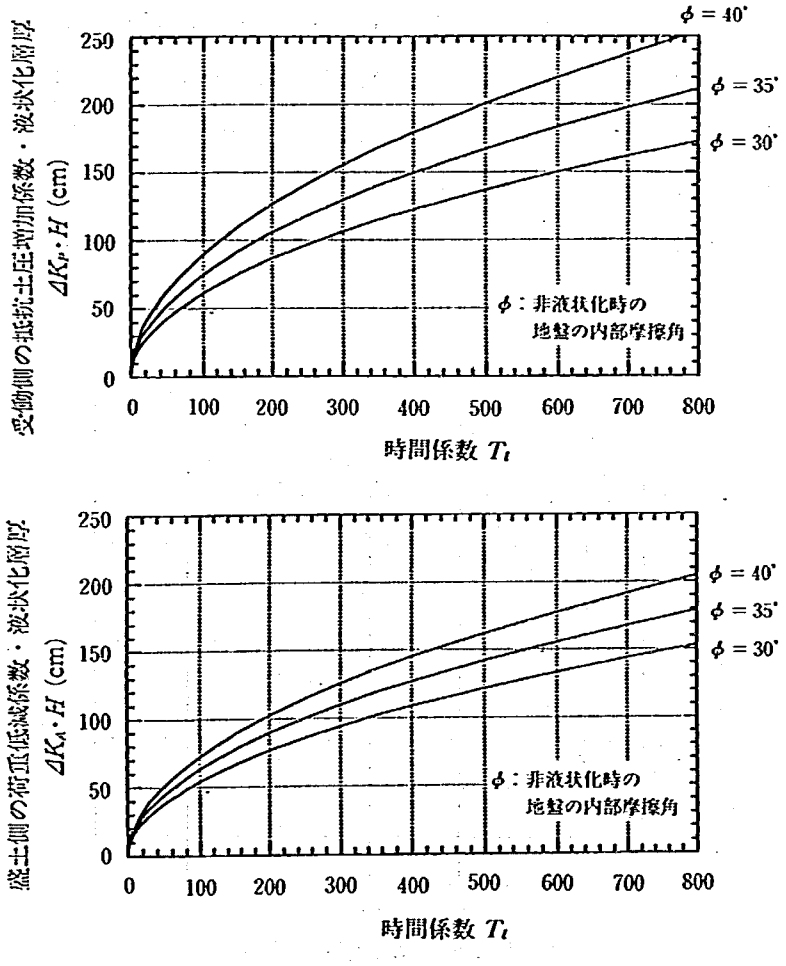
図－解 4.10.15　排水矢板近傍の過剰間隙水圧分布

また，砂質土地盤中に設置された所要の断面性能を有する中空排水部材では，式（解 4.10.25）の排水部材での排水抵抗は，式（解 4.10.23）で表される地盤内での抵抗に比べて十分小さく，実用上は無視しても差しつかえない程度である。これは，レキのように透水係数が大きな場合を除けば，地震時の排水部材からの間隙水の排水現象は地盤中での透水現象によって支配されていることを意味している。

(9) 排水機能付き鋼材の過剰間隙水圧の低減効果に応じた受働側の抵抗土圧増加係数 ΔK_P および盛土側の作用荷重低減係数 ΔK_A は，周辺の過剰間隙水圧分布と地盤性状を考慮して算定する。

過剰間隙水圧低減効果に応じた受働側の抵抗土圧の増加係数 ΔK_P および盛土側地盤に対する作用荷重低減係数 ΔK_A は地盤の物性と地震動の条件を考慮した無次元パラメータである時間係数 T_l との関係で整理された図－解 4.10.16 から求めることができる。また，図－解 4.10.16 は，内部摩擦角 ϕ としては過剰間隙水圧上昇前の初期の値を取って整理したものである。

なお，ΔK_P，ΔK_A は，矢板周辺地盤にせん断強度を有する有限幅の地盤が存在する場合の極限土圧に関する土圧係数の増分に相当し，過剰間隙水圧分布に応じて決定されるものである。さらに，過剰間隙水圧分布が T_l によって規定されることから，これらの関係から ΔK_P，ΔK_A と時間係数 T_l の関係を求めたものが図－解 4.10.16 である。過剰間隙水圧低減効果の及ぶ距離が同じ



図－解 4.10.16　時間係数 T_l と ΔK_P および ΔK_A の関係

でも，液状化層厚 H との比によって土圧係数が異なることから図の縦軸には液状化層厚の項が含まれている。

(10) 大規模地震動（L－2）における排水機能付き鋼材の過剰間隙水圧低減効果については未だ不明な部分が多いため，排水効果を直接評価できるより高度な解析により詳細な検討を加えることが望ましい。

4.10.13 排水機能付き鋼材による連続壁の設計

排水機能付き鋼材による連続壁の設計は，対象とする地盤の物性や液状化状態，周辺地盤の過剰間隙水圧低減効果等を考慮して行う。

〔解説〕

(1) 設計計算は 4.10.7 に示すモデルを用い，矢板を液状化層の下の非液状化層で支持される弾性床上の梁とし，液状化層では鋼矢板前背面に作用する土圧を考慮して行う。

(2) 設計荷重としては，漸増成分荷重と振動成分荷重を考慮する。

a．漸増成分荷重

排水機能付き鋼材に対する漸増成分荷重は，過剰間隙水圧低減効果を受働側に対しては抵抗土圧の増加，および，盛土側に対しては作用荷重の低減で表現し，これらを普通鋼材に対する作用荷重に考慮して求める。なお，受働側の抵抗土圧の増加，および，盛土側の作用荷重の低減は，排水部材が配置されている側のみに考慮するものとする。

排水機能付き鋼材に対する漸増成分荷重は式（解 4.10.29）によって求める。ただし，P_{sd} が負となる場合は，P_{sd} は 0 とする。

$$P_{sd} = P_s - \Delta P = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot F(z) - \Delta P \quad \cdots\cdots\text{(解 4.10.29)}$$

ここに，P_{sd}：排水機能付き鋼材に対する漸増成分荷重

P_s：普通鋼材に対する漸増成分荷重で 4.10.8 に従う。

α_1：盛土下の液状化程度に関する係数で 4.10.8 に従う

α_2：矢板の相対剛性に関する係数で 4.10.8 に従う

α_3：盛土形状に関する係数で 4.10.8 に従う

$F(z)$：漸増成分荷重の基本関数で 4.10.8 に従う

ΔP：排水機能付き鋼材の過剰間隙水圧低減効果に対応する漸増成分荷重の低減量で式（解 4.10.30）によって表される。

$$\Delta P = \Delta P_P + \Delta P_A \quad \cdots\cdots\text{(解 4.10.30)}$$

ΔP_P：受働側排水部材による抵抗土圧の増加量で式（解 4.10.31）による。

ΔP_A：盛土側排水部材による作用荷重の低減量で式（解 4.10.32）による。

$$\Delta P_P = \Delta K_P \cdot \gamma' \cdot z \quad \cdots\cdots (解\ 4.10.31)$$

$$\Delta P_A = \Delta K_A \cdot \gamma' \cdot z \quad \cdots\cdots (解\ 4.10.32)$$

ここに，ΔK_P：受働側地盤の抵抗土圧の増加係数で 4.10.12 による。

ΔK_A：盛土側の作用荷重の低減係数で 4.10.12 による。

γ'：土の水中単位体積重量

なお，盛土側排水部材による作用荷重低減量の算定において，盛土の上載圧に相当する荷重 P_S が数値解析結果に基づいて定式化されたものであり，極限土圧との理論的な対応関係が不明瞭であること，それに関する実験的な検証も十分ではないことから，ここでは ΔK_A に乗じる荷重項を平地盤部の土圧に相当する $\gamma' z$ のみとし，盛土の上載圧に関する項は含めないこととした。

b．振動成分荷重

普通鋼矢板の場合に準拠し，4.10.8 の式（解 4.10.16）によって求める。

排水機能付き鋼材に対する振動成分荷重に関しては，模型実験によれば周辺地盤の過剰間隙水圧の低減効果によって矢板の応力の振動成分が低減される例も見られるが，現状ではそのメカニズムが必ずしも明解ではないため，ここでは普通矢板と同様の荷重を考慮することとした。

(3) 排水機能付き鋼材の設計計算結果の照査に関しては，4.10.10 および 4.10.11 に準拠して行う。

さらに，ここでの設計計算手法では，作用土圧の分布や大きさに関係なく排水効果による抵抗土圧を深さ方向に直線増加としていることなど，複雑な現象を簡略なモデルに書き換えようとしているために，いくつかの仮定を含んでいることから，その適用範囲に留意する必要がある。

そこで，限られた条件での検討結果ではあるが，現状で得られている実験結果および有効応力解析結果との比較に基づいて，盛土構造物に対しては排水機能付き鋼材の計算結果に対して以下の下限値を設定しておくこととする。

排水効果を考慮する前の鋼矢板の最大曲げ応力を σ_1，排水効果を考慮した鋼矢板の最大曲げ応力を σ_2 として，

・矢板の平地盤側または盛土側の片側に排水部材がある場合には，　$\sigma_2 \geqq 0.75 \cdot \sigma_1$

・矢板の平地盤側と盛土側の両側に排水部材がある場合には，　$\sigma_2 \geqq 0.50 \cdot \sigma_1$

とする。

また，必要に応じて，弾塑性有限要素解析法などによる詳細法で別途検討することもできる。

(4) 大規模地震動（L−2）の場合の設計法については未だ不明な部分が多いため，地震応答解析や永久変形解析による盛土構造物の挙動計算，弾塑性解析による鋼材の挙動計算等の詳細な検討を加えることが望ましい。

[参考文献]

1）東畑郁生：地中矢板壁による液状化地盤の流動化抑止効果，土木学会第51回年次学術講演会概要集，III－A 150，pp.300～301，1996.
2）㈳日本港湾協会：港湾の施設の技術上の技術・同解説（略），pp.87～88，1989.
3）㈳日本道路協会：道路橋示方書IV下部構造，pp.239～240，1996.
4）岡村他：矢板締め切り工を施した盛土の模型振動大実験，第33回地盤工学研究発表会講演集，pp.1035～1036，1998.
5）建設省関東地方建設局河川工事課，㈱先端建設技術センター：平成9年度 河川堤防耐震対策工法検討業務 報告書，pp.3-1～3-239，1998.3.
6）布川他：液状化対策工としての締め切り矢板工法効果，第32回地盤工学研究発表会講演集，pp.1013～1014，1997.
7）高橋他：地震時盛土締め切り鋼矢板の挙動，第32回地盤工学研究発表会講演集，pp.1015～1016，1997.
8）島津他：盛土周辺地盤における地震時間隙水圧特性，第26回土質工学研究発表会講演集，pp.1037～1040，1991.
9）古賀他：液状化性砂地盤上盛土の動的遠心模型実験（その2），天然資源の開発利用に関する日米会議，1994.
10）建設省土木研究所：液状化対策工法に関する共同研究報告書（その3），共同研究報告書第150号，pp.273～289，1995.
11）㈳日本建築学会：山留め設計施工指針，丸善（株），pp.123～126，1988.1.
12）㈳日本道路協会：道路土工－擁壁・カルバート・仮設構造物工指針，pp.245～246，1987.5.
13）国鉄施設局土木課，鉄道技術研究所土質研究室，構造物設計事務所基礎土構造編：盛土耐震補強構造工法の手引き（案），1979.
14）建設省土木研究所：液状化対策工法に関する共同研究報告書，共同研究報告書第91号，1993.
15）建設省土木研究所：液状化対策工法に関する共同研究報告書（その2），共同研究報告書第104号，1994.

4.11 ジオテキスタイル工法

4.11.1 設計方針

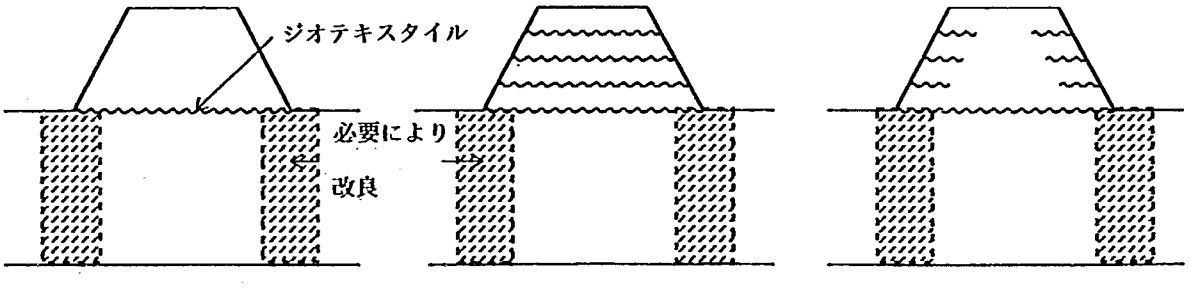
液状化を生じる地盤上の新設盛土の耐震対策としてのジオテキスタイル工法の設計では，無補強時すべり安定が所要の安定性を確保するために必要となる不足抵抗力を算出し，これを満足できるジオテキスタイルの設計強度，敷設仕様（敷設間隔，敷設長）を決定する。

(1) 液状化を生じる地盤上の新設盛土の耐震対策としてのジオテキスタイル工法は，盛土内にジオテキスタイル補強材を敷設することによる引張り補強効果によって盛土体を一体化させ，その安定を確保するものである。これにより，これまでの盛土構造物の被災事例のように，盛土が壊滅的に破壊することを抑制し，その形状を確保できるために盛土としての機能の確保，復旧を容易とすることが可能となる。しかし，支持地盤を改良するものではないため，支持地盤の液状化により盛土の全体的な沈下のような変形は生じ得る。

(2) 設計では，無補強時のすべり安定が所要の安全率を確保するために必要となる不足抵抗力を算出し，これを満足できるジオテキスタイルの設計強度，敷設仕様（敷設間隔，敷設長）を決定する。

図－解 4.11.1 はジオテキスタイルの敷設様式を示したものであり，盛土構造物の規模，盛土・支持地盤の性状，および必要とする盛土構造物の機能を考慮して，盛土の底面に１層敷設する方法，盛土内に多層敷設する方法および盛土の底面とのり面部の安定のために短いジオテキスタイルを多層敷設する方法に分類される。

補強対策としては，ジオテキスタイルを単独に使用する方法が基本となるが，必要に応じて他の工法と組み合わせることができる。



(a) 盛土底面１層敷設　(b) 盛土底面・盛土内多層敷設　(c) 盛土底面・のり面（短い）敷設

図－解 4.11.1 ジオテキスタイル工法の敷設様式

(3) 本工法は，新設道路盛土へ適用され得ると考えられるが，特に，本工法が選定される条件として以下があげられる。

1) 軟弱な砂地盤上に急勾配盛土として補強対策を行う場合の適用

都市部などのように用地が制約される場所において盛土を急勾配化させる（1：1.8→1：1.5～1：0.2程度）ことが必要とされ，ジオテキスタイル補強盛土を適用する場合。このとき，基礎地盤が軟弱な砂地盤であり，地震時に基礎地盤が液状化するときに液状化対策としての補強を追加する。

例えば，一般の急勾配盛土のり面の補強のためにはのり面近傍のみの補強で済むが，液状化対策としては盛土全面に敷設することが肝要である。

2) 他工法との組み合わせによる適用

1)のジオテキスタイルによる液状化対策において，改良効果が不足する場合，すなわちすべり安全率が不足する場合や盛土の沈下が許容値を上回る場合には，基礎地盤対策として他の液状化対策工法（締固めやドレーン工法など）を適用する。

3) 他の液状化対策工の補助としての適用

基礎地盤の液状化対策が適用される場合において，不整形な地形・地質構造を有する地盤で地震時の挙動が複雑とされる盛土の場合や，盛土体の安定性の問題が生じると想定される場合に補助的に盛土体の補強を行う。

4) 盛土体の沈下が許せる場合の適用

液状化により盛土体が沈下を生じた場合においても，盛土としての機能が確保できるか比較的容易に復旧ができる程度の簡易な対策で十分であるとされる場合に，盛土体の補強で対処する。

5) 対策規模が小さい場合の適用

比較的軟弱砂層が薄いあるいは範囲が狭い場合など，重機による大規模な地盤改良が適さないとされる場合において，盛土体の補強によって対処する。

4.11.2 設計手順

ジオテキスタイル工法の改良諸元は，簡易設計法では当該地盤の土質条件と設計用地震力から，無補強時の設計すべり安全率に対して必要となる補強材力の最大値を求め，これを満足する引張り強度および敷設層数を設定する。

(1) 簡易設計法

無補強盛土に対して，想定する地震レベルの地震力を考慮した安定計算を行い，設計すべり安全率に対して不足する不足抵抗力を算出し，その最大値として必要補強材力 $(\Sigma T_{req})_{max}$ を求める。この場合，対象とする円弧はすべり安全率が最小となる円弧とは一致しないことに留意する必要がある。

必要補強材力に対して，対象とするすべり円弧について設計安全率を満足するようにジオテキスタイルの設計引張り強度と敷設層数を組み合わせ，経済的な敷設様式を決定する。この敷設様式の決定ののち，盛土のり面における地震時安全率が設計安全率を満足しているかを確認する。

基礎地盤に液状化対策を施して，さらに盛土体の安定化のためにジオテキスタイル工法を併用する組み合わせ工法では，基本的には地盤改良部での液状化は発生しないことから，盛土体の地震中のすべり安定を満足させるために必要な補強材力を算定し，必要補強材力に対応するジオテキスタイルを敷設する。

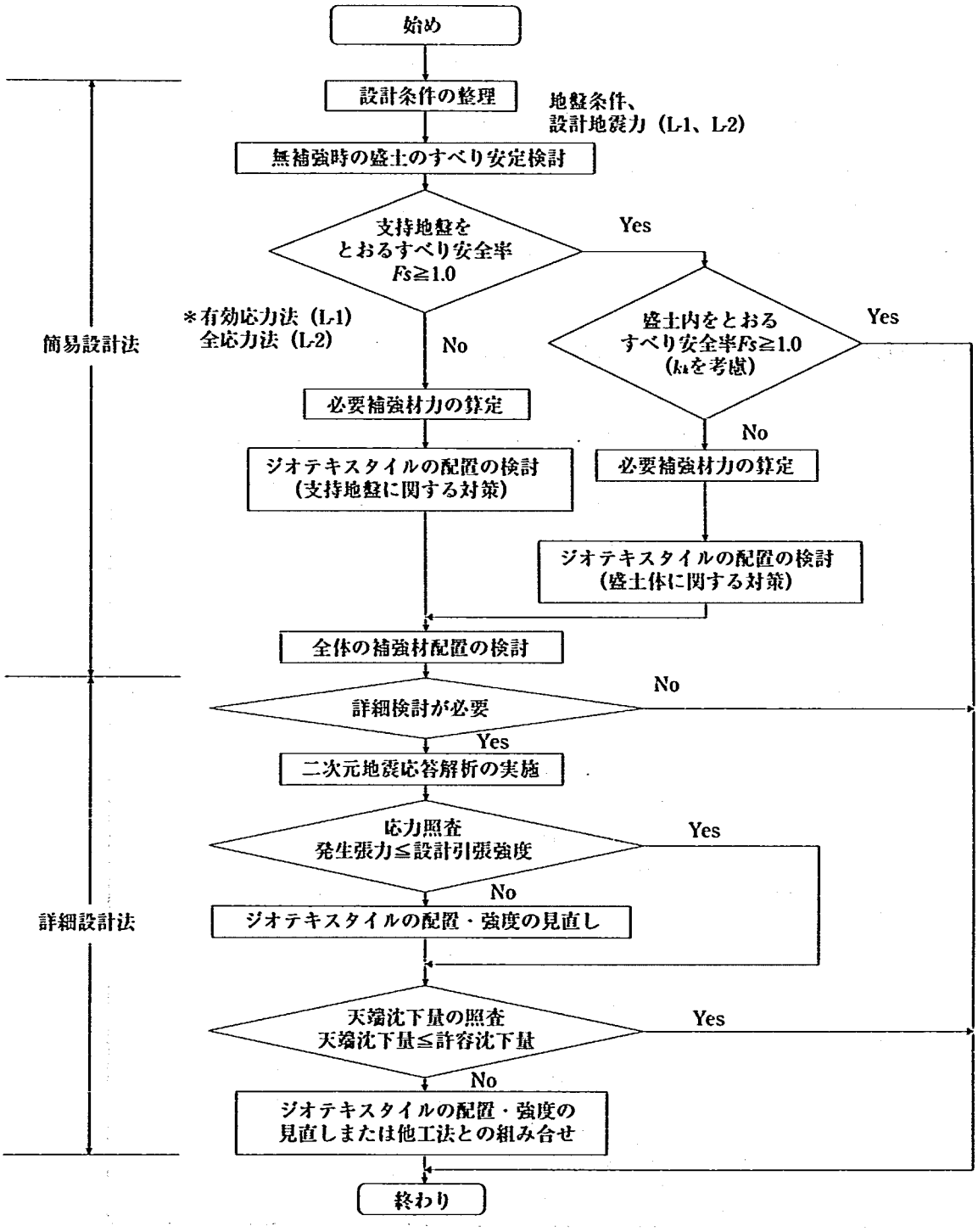
なお，基本的な設計手順は，中規模地震動（L−1）および大規模地震地震動（L−2）とも同じである。

(2) 詳細設計法

対象とする構造物が重要である場合，あるいは施工場所の地盤性状等が複雑であり，簡易設計法で適切に評価しずらいと考えられる場合には，地震応答解析などによって簡易設計法で決定した敷設様式を基に補強効果の照査を行う。特に，基礎地盤の沈下によってジオテキスタイルに発生する二次的な応力に対して，簡易設計で配置したジオテキスタイルに作用する張力が設計引張り強度を満足するかを確認し，必要によって敷設仕様を見直す。また，天端沈下量が盛土構造物の機能に関する目標水準を満足しているかを照査する[1),2)]。

(3) 設計のフロー

ジオテキスタイル工法単独使用の設計は，以下の手順で行うことを基本とする。



図－解 4.11.3　ジオテキスタイルによる液状化対策の設計フロー

4.11.3 設計用定数

ジオテキスタイル工法の設計にあたっては，構造物の諸元（形状寸法，単位体積重量）と構造物，原地盤およびジオテキスタイルの物性が必要となる。

通常の設計では円弧すべり法による簡易設計法が適用される。また，詳細設計法の検討においては地震応答解析が適用される。この場合の盛土および原地盤の物性は無対策の場合の検討に用いる定数が採用される。ジオテキスタイル工法に特有な設計用定数としては，簡易設計法においてはジオテキスタイルの設計引張り強度，土とジオテキスタイルとの間の摩擦特性，また詳細設計法においてはジオテキスタイルの応力変形特性，土とジオテキスタイル間のジョイント要素の特性等が必要となる。

表－解 4.11.1 は，簡易設計法および詳細設計法の設計に必要な諸定数をまとめたものである。

表－解 4.11.1　ジオテキスタイルの設計に必要な諸定数

定	数	簡易設計法	詳細設計法
盛　土　部	単位体積重量	○	○
	せん断強度定数	○	△
	静的せん断変形特性		○
	動的せん断変形特性		○
原　地　盤	単位体積重量	○	○
	N 値	○	△
	粒度特性	○	
	せん断強度特性	○	△
	相対密度	○	△
	静的せん断変形特性		○
	動的せん断変形特性		○
	液状化強度特性	○	○
	透水係数		○
	体積圧縮係数		○
ジオテキスタイル	引張り強度特性	○	○
	応力変形特性		○
	土との摩擦特性	○	○

○：設計上必要な定数，△：設計上参考にする定数

4.11.4 設計用地震力

ジオテキスタイル工法の設計に用いる震度および地震力は，対象構造物の耐震設計に用いるものを基本とする。ただし，通常の設計に用いる地震パラメータ（水平震度）のみでは不十分な場合には地震のレベルと整合した設計地震パラメータを設定する。

簡易法では円弧すべり解析を適用するために，設計地震レベルに合わせた水平震度を設定する。詳細法の適用においては，FEMによる地震応答解析を行うため，地震レベルに合わせた地震荷重として地震動の時刻歴を設定する必要がある。この設定法については，「2.4 設計用地震力設定のための調査」を参照されたい。

4.11.5 改良諸元の設定方法

ジオテキスタイル工法による改良諸元の設定は，円弧すべり法に基づいて行う。円弧すべり計算において液状化発生時に必要とするすべり安定に対して不足する最大の抵抗力を算定し，これを満足するジオテキスタイルの設計強度と敷設仕様を設定する。また，盛土体についてものり面部の地震時安定性を確保する必要がある場合には，ジオテキスタイルの敷設仕様（敷設長，敷設間隔）を決定する。

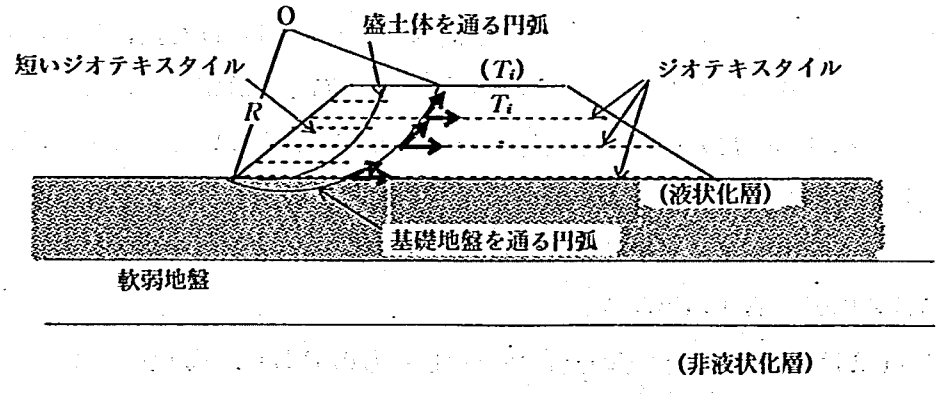
なお，液状化によるすべり安全率が著しく小さく，ジオテキスタイルのみでは対策が困難とされる場合においては，他工法との組み合わせを含めてこの工法の適用性について検討する。

(1) 円弧すべり安定の計算手法

安定性の検討は，4.3.3と同様に，中規模地震動(L−1)に対する盛土構造物の安定性の検討には，一般に有効応力法による円弧すべり法を用い，大規模地震動（L−2）に対する盛土構造物の安定性の検討には全応力法による円弧すべり法を用いて行うこととする。

(2) すべり安定計算式

円弧すべりによる安定計算は，図−解4.11.2に示すとおりである。



図−解4.11.2 ジオテキスタイルによる抵抗力の算定の考え方

安定計算の照査式は式（解4.11.1）を適用する。

$$F_s = \frac{M_R + \Delta M_R}{M_D} \geqq 1.0 \quad \cdots\cdots (解4.11.1)$$

ここに，M_R：盛土・地盤のせん断抵抗に基づく抵抗モーメント（tf・m/m）

全応力法の場合：$M_R = R\Sigma\tau_n \cdot l$

有効応力法（間隙水圧のみ考慮）の場合：

$M_R = R\Sigma\{c' \cdot l + (W - u_0 \cdot b - \Delta u \cdot b)\cos\alpha \cdot \tan\phi'\}$

M_D：地震力を考慮した起動モーメント（tf・m/m）

全応力法の場合：$M_D = \Sigma(RW\sin\alpha + k_h \cdot W \cdot y)$

有効応力法の場合：$M_D = R\Sigma W\sin\alpha$

ΔM_R：ジオテキスタイルによる抵抗モーメント[3]（tf・m/m）

$\Delta M_R = R\Sigma T_i$，（$\Delta M_R = R\Sigma T_i(\cos\theta_i + \sin\theta_i \tan\phi)$も使用可能）

θ：ジオテキスタイルとすべり面のなす角（°）

ΣT_i：ジオテキスタイルによる全補強材力（tf/m）

c', ϕ'：盛土・地盤の粘着力，内部摩擦角（tf/m²，°）

R：すべり円弧半径（m）

u_0：常時地下水によって生じる間隙水圧（tf/m²）

Δu：地震動によって生じる過剰間隙水圧（4.3.3参照）（tf/m²）

W：各分割細片の全重量（tf/m）

b：各分割細片の幅（m）

l：各分割片で切られたすべり円弧長（m）

α：各分割片のすべり円弧の接線方向と水平面のなす角（°）

y：各分割片の重心とすべり円の中心との鉛直距離（m）

θ_i：ジオテキスタイルとすべり面のなす角（°）

τ_n：動的強度（4.3.3参照）（tf/m²）

(3) 必要補強材力の検討

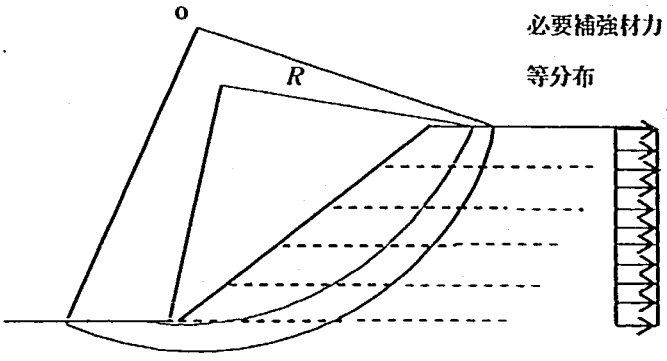
地震時においては，円弧すべり検討によって規定するすべり安全率（F_s=1.0）に対して，不足する抵抗モーメントΔM_Rが最大となるすべり円弧を式(解4.11.1)を基にして各円弧すべりの計算結果より抽出し，式（解4.11.2）から全必要抵抗力ΣT_{req}を算定する。ここで，すべり安全率が最小となるすべり円弧において，不足抵抗力が最大とはならないことに留意が必要である。

また，無対策時においては盛土天端範囲内を通る円弧に限定し，テンションクラックを考慮するが，一方，ジオテキスタイルを敷設した場合はテンションクラックが生じないことから，対策の有無における円弧の形状が異なる。

図一解4.11.3は，ΣT_{req}の算定の概念図を示したものであり，式（解4.11.2）はその基本式である。なお，高さ方向のΣT_{req}の分布は盛土の場合は等分布とする。

必要補強材力：

$$\Sigma T_{req}=\frac{\Delta M_R}{R}=\frac{F_S M_D-M_R}{R} \quad \cdots\cdots(解\ 4.11.2)$$



図－解 4.11.3　必要強材力の算定概念図

（無補強時の安定計算においてはジオテキスタイルを無視し，テンションクラックを考慮する）

(4)　ジオテキスタイルの配置の検討

1)　ジオテキスタイルの破断による敷設間隔の検討

破断の検討ではジオテキスタイルに作用する引張力に対して，破断を生じないような設計強度を有するジオテキスタイルの種類および垂直方向の敷設間隔を決定する。検討方法は下記の2通りがある。

(3)で求められた必要補強材力 ΣT_{req} に対して，まず，ジオテキスタイルの設計引張り強さ T_A を設定し，式（解 4.11.3）から敷設層数 N を求め敷設間隔（等間隔）を決定する。この場合，敷設層数は小数点以下を切り上げとした整数値とする。あるいは，敷設間隔（敷設層数）を先に決定し，ジオテキスタイル1層当たりに発生する引張り力 T を求め，これに対して必要設計引張り強さ T_A が上回る材料を選定する。このようにして材料の種類や敷設間隔を変更して繰り返し計算を行い，経済性や施工性を考慮して最適な敷設仕様を決定する[3)]。

$$N=\frac{\Sigma T_{req}}{T_A} \quad \cdots\cdots(解\ 4.11.3)$$

ここに，ジオテキスタイルの設計強度 T_A は式（解 4.11.4）によって決定される[3)]。

$$T_A=T_{\max}/F_{cr}F_D F_C F_B \quad \cdots\cdots(解\ 4.11.4)$$

ここに，$T_{\max}$：ジオテキスタイルの単位幅当たりの最大引張り強さ

（地震時に強度割り増しができる材料がある）

F_{cr}：クリープを考慮した材料安全率

F_D：耐久性を考慮した材料安全率

F_C：施工中の損傷を考慮した材料安全率

F_B：ジオテキスタイルの接合部の強度低下を考慮した材料安全率

なお，ジオテキスタイルの敷設仕様の目安は表－解4.11.2のように設定する[3]。ただし，盛土底面には必ず1層ジオテキスタイルを敷設し，支持地盤の液状化に伴う盛土体の不同沈下に対処させることとする。

表－解4.11.2　ジオテキスタイルの敷設仕様の目安[3]

盛土高	敷設間隔の目安
8m未満	2m以下かつ敷設層数を2枚以上とする。 最小間隔は盛土基本締固め層厚とする。
8m以上	2.5m以下とする。 最小間隔は盛土基本締固め層厚とする。

2)　ジオテキスタイルの引抜けの検討による敷設長の検討

1)で示したように盛土体の底面においてはジオテキスタイルは全面敷設とする。ここでは，盛土体の補強が必要な場合の敷設長の検討が基本となる。

ジオテキスタイルの引抜けの検討では，地震時に盛土体の必要補強材力が最大$(\Sigma T_{req})_{max}$となる円弧すべりに対して，各ジオテキスタイルに必要とされる抵抗力（$(T_{req})_i=(\Sigma T_{req})_{max}/N$）に安全率$F_s$を乗じた値に対し，ジオテキスタイルが潜在すべり面から盛土奥側の安定土塊内（抵抗領域）において，引抜けを生じない抵抗力T_Pが発揮されるようにジオテキスタイルの長さL_eを決定することを基本とする（式（解4.11.5））[3]。この場合，ジオテキスタイルの両面に土とジオテキスタイル間の摩擦抵抗力τが発揮されるとする。このような考え方に基づいて図－解4.11.4に示すようにジオテキスタイルの基本長を算出し，全ジオテキスタイルを等長ないしこれに近い長さとして設計敷設長を決定する。ここで，定着長の最小は1mとする。

$$L_e=F_s(T_{req})_i/2\tau \quad \cdots\cdots(解4.11.5)$$

$$\tau=\alpha_1 c'+\alpha_2\sigma_v\tan\phi' \quad \cdots\cdots(解4.11.6)$$

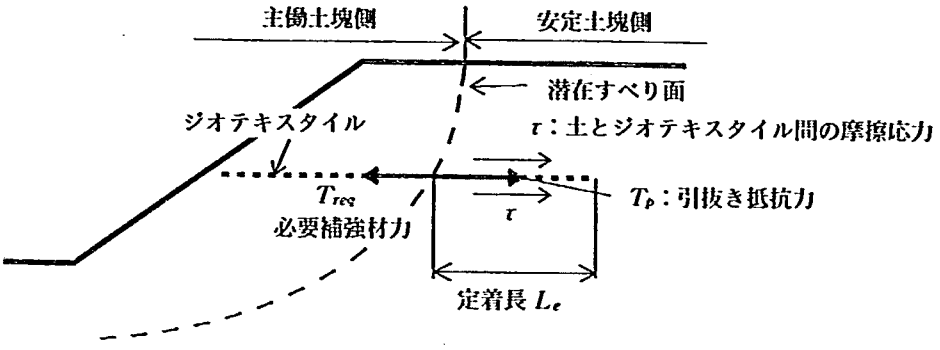
ここに，α_1，α_2：補正係数（粘性土：$\alpha_1=0.5$および$\alpha_2=1.0$，砂質土：$\alpha_1=0.0$および$\alpha_2=1.0$），

σ_v：ジオテキスタイルの拘束圧（土被り圧）

F_s：引抜けに対する安全率（=1.2）

ジオテキスタイルの引抜き抵抗力に関する照査は式（解4.11.8）によって行う。

$$照査基準：T_p \geq F_s T_{req} \quad \cdots\cdots(解4.11.8)$$



図－解 4.11.4　引抜き抵抗力の算定と敷設長の決定の考え方

なお，盛土体内の基本敷設仕様が決定された後，盛土体内をとおる想定されるあらゆるすべり円に対して地震時のすべり安全率（F_s=1.0）が確保されているかを照査し，満足されない場合には敷設長を長くするなどの対応を行う。

ここで，安定計算式は式（解 4.11.1）とし，ΔM_R の算定におけるジオテキスタイルの引張り抵抗力については，発揮可能引張り強さ T_{avail} を代入する。すなわち，ジオテキスタイルの設計引張り強度 T_A と引抜き抵抗力 T_P* のうち最小値として式（解 4.11.9）から算定する[3]。

$$T_{avail} = \min(T_A, T_p^*) \quad \cdots\cdots (解\ 4.11.9)$$

$$T_p^* = \frac{2(\alpha_1 \cdot c' + \alpha_2 \cdot \sigma_v \cdot \tan\phi')\, L_e^*}{F_s} \quad \cdots\cdots (解\ 4.11.10)$$

ここに，T_p*：すべり面より奥のジオテキスタイルの定着長 L_e* に対する引抜き抵抗力。

(5)　その他

本節に述べた設計計算法は，補強盛土がすべり破壊を起こさないことを照査するものであり，基礎地盤の液状化による全体的な沈下が起こらないことを照査しているものではないことに注意する必要がある。このような沈下を評価するためには，有限要素解析などによらざるを得ない。

[参考文献]

1）O. Matsuo, T. Shimazu, J. Koseki, N. Fukuda, T. Fujii, N. Tajiri：Analysis of behavior and effect of geosynthetic reinforced embankments at the occurrence of liquefaction, Proc. 6th U. S.-Japan Workshop on Earthquake Disaster Prevention for Liquefaction for Lifeline Systems, pp. 57-68, 1995.

2）松尾修，藤井照久，福田直三，田尻宣夫，渦岡良介：締固め改良地盤上におけるジオシンセティックス補強盛土の地震時挙動と効果の解析，第 10 回ジオシンセティックスシンポジウム，pp. 83-92, 1995.

3）㈱土木研究センター・ジオテキスタイル補強土工法普及委員会：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル，1997.9（第 7 刷，1993.1 初版）.

第5章

線状・面状地中構造物の液状化対策工法の設計

第一章

绪论

5．線状・面状地中構造物の液状化対策工法の設計

5.1 設計の基本方針

(1) 線状・面状地中構造物の液状化対策工の設計にあたっては，当該構造物の有する機能，重要度，構造特性，地形・地質および既往の類似構造物の震害事例，周辺環境，立地条件などを考慮して，対象となる施設・構造物が想定する地震動に対し，十分な耐震性を有するように配慮しなければならない。

(2) 液状化対策工の設計においては，地中構造物の機能および安定性に関する照査基準に適合する設計諸元を定めなければならない。

(1) 地震時の液状化による線状地中構造物もしくは面状地中構造物の液状化対策の設計を行うにあたっては，当該構造物の機能，重要度，構造特性，地形・地盤条件，既往の類似構造物の震害事例，周辺環境，立地条件などを考慮して，液状化対策工法の設計のみならず，対象となる構造物全体が考慮する地震動に対し，十分な耐震性を有するように配慮しなければならない。

ここに取り上げる線状地中構造物とは，共同溝や掘割道路などのように地中に連続して存在する長尺な施設であり，また面状構造物とは，下水処理場や地下駐車場などのように面的に広大な施設で，かつ地中に構築された構造物である。したがって，各施設ごとに地形・地質・地盤条件が異なり，さらに構造物の形態が複雑な場合には地震時の挙動が複雑化する場合も生じる。

既往の類似構造物の震害事例として，線状地中構造物の被災パターンを表－解5.1.1に示すが，周辺地盤の液状化により以下のような被災形態がある。

① 液状化すると揚圧力により構造物が浮き上がる。

② 局部的に液状化が発生した場合には，構造物間に大きな変位差が生じて継手部に被害が発生する。

③ 液状化により側方流動が生じた場合には，構造物自体が大きく変位して大きな被害となる。

④ 過剰間隙水圧の消散により，地盤が不同沈下を起こして構造物に被害を生じる。

また，図－解5.1.1には面状地中構造物の被災事例を示すが，この被災状態は以下のようになる。

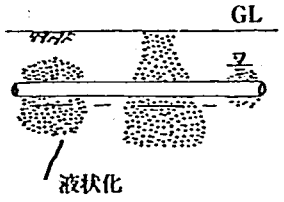
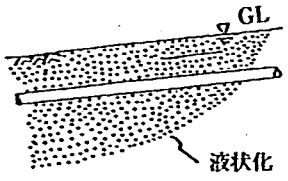
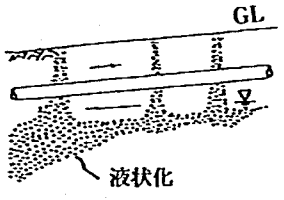
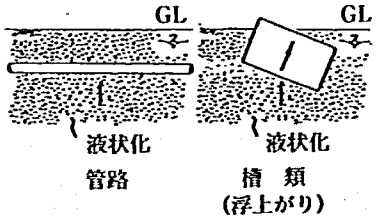
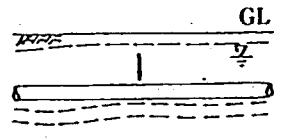
① 液状化による揚圧力により構造物が浮き上がる。

② 本体の浮上がりにより伸縮目地にて構造物間にずれが生じる。

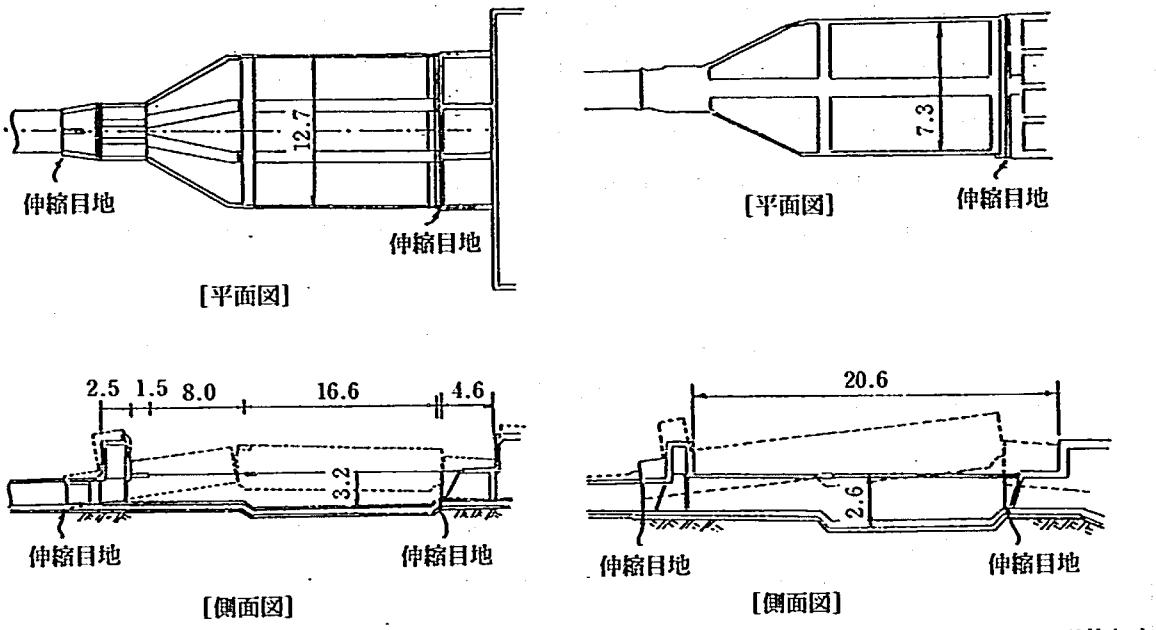
これらの被災形態を鑑みると，各地中構造物は，表－解5.1.2に示す機能を確保するために十分な耐震性を有することが必要である。そこで，本マニュアルでは被害発生の支配的要因である「浮上がり・変形」に起因して生じる被災を対象とし，これによる地中構造物の安定性を確保す

ることを目的とする。したがって，地盤の側方流動による被災は対象外とする。構造物の安定性を検討する場合には，構造物の立地する地盤特性や構造物形態を事前に把握し，もし安定性が損なわれる場合には，地中構造物の浮上がり・変形を抑制する対策工の検討が必要となる。なお，対象とする構造物が新設であるか既設であるかによって対策工の適応性が異なることにも配慮することが必要である。

表－解5.1.1　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，蛇行など変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導管で，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。



(a) 蔵所堀ポンプ場　　(b) 古信濃川ポンプ場

図－解 5.1.1　面状地中構造物の被害事例（下水場沈砂地，1964 年新潟地震）[2)]

表－解 5.1.2　各地中構造物の確保すべき機能

対象構造物		機能確保の目標		照査項目
		施設の機能	確保すべき状態	
線状地中構造物	共同溝	・道路交通機能の確保	・路面の段差の防止	・沈下，浮上がり
		・収容ライフライン施設の安全性の確保	・止水性の確保 ・土砂の流入防止 ・躯体の健全性	・継手の変位
	堀割道路	・交通機能の確保	・路面の段差の防止 ・浸水，土砂流入防止 ・躯体の健全度	・継手の変位
面状地中構造物	下水処理場	・通水機能の確保 ・貯留機能確保 ・地下水汚染防止	・線形（流水勾配）の確保 ・漏水防止 ・躯体の健全度	・継手部の変位 ・沈下，浮上がり
	地下駐車場	・車両，人命の安全性確保	・止水性確保，土砂流入防止 ・躯体の健全度	・取り合い部の相対変位
		・交通機能の確保	・路面の段差の防止	・沈下，浮上がり

地震力について本マニュアル（案）では，原則として構造物の耐用年数内にしばしば生じる中規模地震動（L－1）を対象にしているが，稀に発生する大規模地震動（L－2）についても対策の考え方を述べている。ここに，中規模地震動（L－1）および大規模地震動（L－2）に対する地中構造物の設計目標水準は上位の基準類によるものとするが，ここでは例として表－解5.1.3を示す。これらの地震力に対する構造物安定性照査の基本方針は，以下の通りである。

① 中規模地震動（L－1）に対して，構造物に有害な変形を発生せず，震害は軽微で必要とされる機能が確保されること

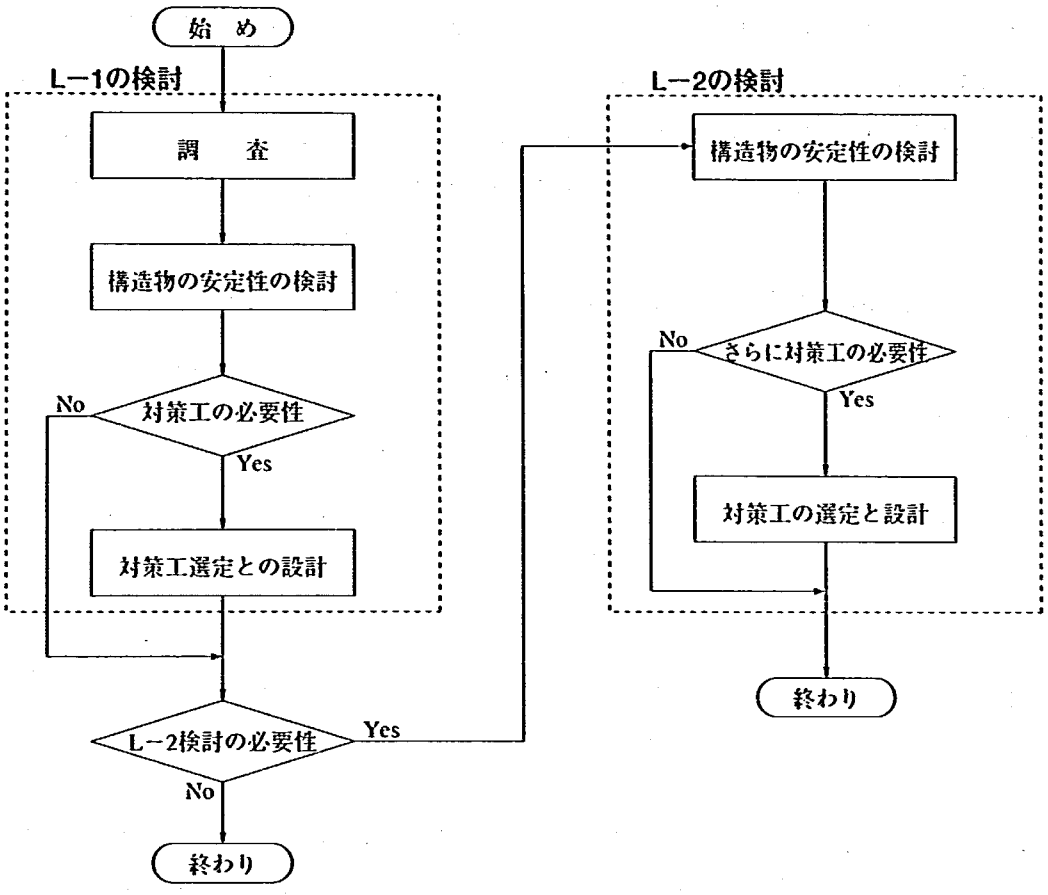
② 大規模地震動（L－2）に対して，構造物のある程度の変形は許容するが，構造物の機能が著しく低下するような変形を防止し，比較的早期復旧が可能になること

表－解5.1.3 地中構造物の設計目標水準の例

対象構造物		線状地中構造物		面状地中構造物	
		共同溝	堀割道路	下水処理場	地下駐車場
設計目標水準	中規模地震動	・構造物の健全性を損なわない。 ・収容施設の安全性の確保と道路交通機能に障害を生じさせない。		・構造物の健全性を損なわない。 ・機能の低下を生じさせない。	
	大規模地震動	・ある程度の構造物損傷，変形・変位の発生は許容するが，最低限の施設の安全性と道路交通機能は確保できる。		・ある程度の構造物損傷，変形・変位の発生は許容するが処理施設の長期停止は生じさせない。	・人体への影響の防止 ・ある程度の構造物損傷，変形・変位の発生は許容するが，最低限の施設の安全性は確保できる。

(2) 液状化対策工の設計手順の概念を図－解5.1.2に示す。まず，想定地震動レベルに応じて設計目標水準を設定し，地盤・構造物・地震動について必要な調査を実施する。次に基礎地盤の液状化の判定を実施し，構造物の安定性の検討を行い，対策工の必要性を判定する。ここで，対策工が必要と判定される場合には，適切な対策工を選定し，対策工の設計を行う。また，大規模地震動（L－2）を対象とした検討を行う必要がある場合には，対策工の設計手法が比較的簡便である中規模地震動（L－1）での検討を実施したのちに大規模地震動（L－2）の検討を行うものとする。この場合，中規模地震動（L－1）で設計した対策工の諸元を基に，大規模地震動（L－2）の構造物の安定性の検討を行い，ここで安定性が確保できない場合には，さらに対策工の仕様の変更を行うものとする。

地中構造物は，一般にみかけの単位体積重量が周辺の地盤に比べて小さいために，周辺地盤の変形によってその挙動が支配される度合いが大きい。また，上記構造物の底面下の地盤またはその周辺の地盤が液状化した場合には，液状化した砂質土の単位体積重量が構造物のみかけ単位体



図−解5.1.2　液状化対策工の設計手順

積重量よりも大きいために浮上がり被害が生じる恐れがある。このため，地盤の液状化を考慮した構造物の安定性評価（浮上がり，変形等）を行うことが必要である。しかしながら，現状では地中構造物の浮上がり量，変形量を直接に予測する手法は確立されていないため，本マニュアルでの地中構造物の地震時安定性の検討は，以下の方法で検討することを前提にしている。

① 対策工の必要性の検討は，液状化判定に続き，浮上がり計算法とすべり計算法(5.3.2参照）の2種類で行い，所定の安全率を確保できない場合には対策工の検討を行う。

② 対策工の検討の設計では，原則として既設構造物・新設構造物ともすべり計算法で構造物の浮上がりに対する安定性を検討し，所定の安全率が確保できる工法の選定，改良範囲，改良仕様の確保に努めなければならない。

対策工の設計諸元の設定および対策後の地中構造物の安定性照査の手法は，「3.1.2　対策工法の設計上の分類」に示したように各対策工で異なる。中規模地震動（L−1）および大規模地震動（L−2）に対する各対策工の設計は，原則として表−解5.1.4に示す手法で行うことを基本としている。ここで，

a）地盤系設計法とは改良地盤を地盤の一部として対策工の設計諸元の設定および対策後の構造物の安定性の照査を行う手法である。

b）構造物設計法とは対策工自体の安定性および構造物を含めた全体系の安定性を検討し，こ

れらの条件が確保されるように対策工の設計諸元の設定を行う手法である。

しかしながら，対策後の地中構造物の地震時挙動などは，十分に解明されていない問題も多く，特に大規模地震動（L－2）に対しては対策工の対策効果が検証された事例も少ない。ここで示した大規模地震動（L－2）の検討では最新の知見を取り入れるなどの十分な注意が必要である。

表－解5.1.4　各対策工設計における地中構造物の安定性評価手法

工　　法		中規模地震（L－1）	大規模地震（L－2）
地盤系設計法	締固め工法（静的・動的）	過剰間隙水圧を考慮した浮上がりの検討	残留強度または過剰間隙水圧を考慮した浮上がりの検討
	ドレーン工法	過剰間隙水圧を考慮した浮上がりの検討	残留強度または過剰間隙水圧を考慮した浮上がりの検討
構造系設計法	固化工法	改良体の外的安定，内的安定の照査	改良体の内的安定の照査
	鋼材を用いた工法	鋼材の安定の照査	鋼材の安定の照査

一方，構造物の形態に着目すると，線状構造物は断面的には数10 cmから数m程度の幅であるが縦断方向に連続して地中に埋設され，面状構造物は，例えば100 m×100 m程度と面的に広大な施設が地中に埋設されている。したがって，対象施設の立地する地形・地盤が一様でない場合が予測され，基盤面の傾斜や地層構造が変化し，液状化の発生範囲や発生程度も異なることが考えられる。また，構造物の重要度が異なる場合も考えられる。したがって，重要度の高い施設や地盤条件の複雑な箇所に立地された施設については，地盤改良の効果を加味した上で，構造物の安全性をより精度良く評価できる適切な変形解析等を行い，十分な安全性の照査を行うことが望ましい。特に大規模地震動の検討において，地中構造物の変形量で構造物の安定性や液状化対策工の抑制効果を評価する場合には，最新の研究成果に基づいた手法で定量的な照査を行うことが望ましい。

[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，1990.
2）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，pp. 321～330，1965.

5.2 設計条件

5.2.1 地盤条件

液状化対策工の設計にあたり，地盤条件として以下のような事項を把握することが必要である。

(1) 液状化対象層の液状化判定・強度設定に必要な地盤定数，地層構成
(2) 非液状化層の地盤定数，地層構成
(3) 対策工の設計に必要な地盤定数
(4) 地下水位

(1) 液状化の判定や対策工法の設計に必要な地盤特性として，対象地盤の地盤定数(単位体積重量，c，ϕ，N値，変形係数，透水係数，体積圧縮係数など）や地層構成（粒度分布，地下水位など）を把握するためには，地盤調査および土質試験などによって求めることを原則とする。また，地盤改良を行う場合，特に以下の場合には，対策後の地盤特性を調査して改良効果を明確にすることが望ましい。

① 試験施工により改良後の物性を確認することで，より経済的な対策工の設計が可能になる場合

② 対策工の施工実績が少なく改良効果の評価が特に必要とされる場合

中規模地震動（L−1）を対象として地中構造物の安定性を検討する場合，液状化の判定に必要な地盤定数に加えて，土の静的な排水強度定数が必要となる。なお，特に必要があると判断される場合には，振動三軸試験など詳細な調査を行うことにも配慮する必要があるが，試料のサンプリング手法等には十分留意して実施するものとする。

大規模地震動（L−2）の検討においては，地盤の動的強度や残留強度の推定が必要となる。本マニュアルで提案しているこれらの強度定数の簡易推定手法は，限られた土質に対して得られたものであり，当該地盤の土質条件が本マニュアル（案）での土質条件と著しく異なる場合には，振動三軸試験など詳細な調査を行うことにも配慮する必要がある。

(2) 液状化の判定のための地盤条件と，地中構造物の地震時安定性を検討するために必要となる地盤データを示すと以下のようになる。

① 液状化の判定を検討する場合

- 地層構成，地下水位
- 地下水以浅地盤の単位体積重量
- 地下水以深地盤の単位体積重量
- 標準貫入試験により得られるN値
- 粒度分析値（平均粒径，細粒分含有率，粘土分含有率）

・塑性指数

② 浮上がり計算法で構造物の安定性を検討する場合

・地下水位

・各土層の単位体積重量

・上載土のせん断抵抗

・構造物側面の摩擦抵抗

・構造物底面に作用する過剰間隙水圧（F_L 値より換算）

・液状化抵抗率 F_L を求めるために必要な地盤データ

③ すべり計算法で構造物の安定性を検討する場合

・地下水位

・各土層の単位体積重量

・各土層のせん断強さ定数

対策工によっては，液状化判定，対策工の必要性の判定に用いた地盤定数以外に，対策工独自の地盤定数が必要となる場合もある。対策工の設計にあたっては，5.5～5.11 節の各工法ごとの安定性の照査の項を参照し，地盤定数を設定する必要がある。

(3) 地下水の調査は，地中構造物が長尺または広範囲に立地する構造物であるために，適切な位置で調査を行うものとする。この場合，対策後の地下水環境の変化などにも配慮して十分な調査が必要である。

(4) 地盤の地震応答解析や変形解析で構造物の安定性を照査する場合は，用いる解析手法に応じて必要な地盤定数を地盤調査や室内土質試験によって設定するものとする。なお，地盤調査および室内土質調査の詳細については「第 2 章 2.3 地盤調査」を参照されたい。

5.2.2 構造物条件

液状化対策工の設計にあたっては，下記に示す当該施設の構造物の条件を適切に定める。

(1) 構造特性（新設，既設）

(2) 構造物の寸法・形状

(3) 構造物の構成材の材料特性（単位体積重量，強度，摩擦抵抗など）

(4) 構造物内の荷重条件

(5) 構造物の基礎条件

共同溝や掘割道路などの線状地中構造物，下水処理場や地下駐車場などの面状地中構造物は，その使用目的を達成するために必要な規模・断面形状が各基準や指針に基づいて決定される。特に液状化判定や対策工の設計では，決定された構造物の特性を十分に把握した上で適切な対策工の諸元を定める必要がある。

線状構造物では，構造物が長尺なために断面ごとに寸法・形状や構造物の材料特性などの設計条

件が異なり，面状構造物では，構造物が広範囲に位置するために検討する断面においては偏心荷重が作用する場合もあり得る。したがって，構造物の寸法・形状・荷重条件および材料特性・基礎条件などの諸条件を整理する必要がある。

液状化対策工の設計に必要な構造物条件としては，新設時には構造物本体の設計時に定められた条件を準用する。しかし，既設構造物に対しては，設計時の設計図書などを整理するとともに，必要に応じて現地調査や各種試験を実施して必要な定数を設定することが望ましい。

5.2.3 設計地震入力

液状化の判定および液状化対策工の設計に用いる地震力は，当該地中構造物の設計基準類に準拠する。

液状化判定に用いる地震力や，地中構造物の浮上がり安定性を検討する地震力は，当該構造物の設計基準類に準拠することとする。以下に，関連する設計基準類を示す。

①共　同　溝：共同溝設計指針[1)]

②地下駐車場：駐車場設計・施工指針[2)]

③下水処理場：下水道施設の耐震対策指針と解説[3)]

これらの設計基準において，③を除けば液状化判定や地中構造物の浮上がり安定性検討では，中規模地震動(L-1)を想定した地震力(震度)を用いることを標準としており，この震度により対象地盤の液状化判定と地中構造物安定性の検討および液状化対策工の設計を行うこととしている。ここで，構造物本体の設計に用いる震度と液状化判定に用いる震度が異なる場合には，原則として液状化判定に用いる震度で上記検討を行うこととする。

また，地震応答解析に用いる地震入力としては，建設地点で観測された強震記録を用いるのが最も望ましいが，一般にはそのような記録は非常に少ないのが普通である。したがって，既往の強震記録の中から標準応答スペクトルに近い特性を有する強震記録を選定するものとする。

具体的には，道路橋示方書・同解説V耐震設計編[4)]，液状化対策工法に関する共同研究報告書（その2）[5)]を参考されたい。

[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，1992.
3）日本下水道協会：下水道施設の耐震対策指針と解説，1987.
4）日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，1996.
5）建設省土木研究所他17社：液状化対策工法に関する共同研究報告書（その2），pp. 27～58，1994.

5.3 対策工の必要性の判定

5.3.1 一 般

液状化対策工の必要性は，当該構造物の重要度，地盤条件，構造物条件，地震動条件等を考慮し，地盤の液状化に伴う線状・面状地中構造物の安定性を評価して判定する。

液状化対策工は，地中構造物の周辺および基礎地盤での液状化の発生が予想され，かつ地中構造物の安定性が損なわれる場合に必要となる。

(1) 中規模地震動（L－1）を対象とした対策工の必要性の判定は，図－解5.3.1に示すように，以下の手順で行う。

1) 地盤の液状化の判定

地盤の液状化の判定は，「5.3.2 液状化の判定」で示す手法を用いて行う。ここで用いる手法は，原則として液状化抵抗率F_Lを用いた簡易法である（「4.3.2 液状化の判定」参照）。

2) 地中構造物の安定性の検討

地中構造物の安定性の検討は，「5.3.3 構造物の安定性の検討」で示す中規模地震動（L－1）を対象とした手法を用いて行う。ここで用いる手法は，浮上がりに対する安定計算法であり，浮上がり安全率およびすべり安全率を算出する。これらの安全率が，所定の安全率を満足しない場合には対策工の検討が必要となる。

(2) 大規模地震動（L－2）を対象とした対策工の必要性の判定は，図－解5.3.1に示すように，以下の手順により行う。

1) 地盤の液状化の判定

地盤の液状化の判定は，「5.3.2 液状化の判定」で示す手法を用いて行う。ここで用いる手法は，中規模地震動（L－1）と同様に原則として液状化抵抗率F_Lを用いた簡易法である。

2) 地中構造物の安定性の検討

中規模地震動（L－1）の検討で対策工が必要とされたか否かによって必要性の判定方法は異なる。

a) 中規模地震動（L－1）で対策工の設計がなされている場合

対策工を含めた地中構造物に対する対策工の必要性の判定を行う。この場合，液状化判定は対策工が施された地盤に対して行い，地中構造物の安定性の検討は，5.5以降に示した各対策工の大規模地震動（L－2）を対象とした設計法に基づいて行う。中規模地震動（L－1）を対象とした対策で大規模地震動（L－2）での地中構造物の安定性が確保されない場合は，さらに対策工の諸元を上げるなどの対処が必要となる。

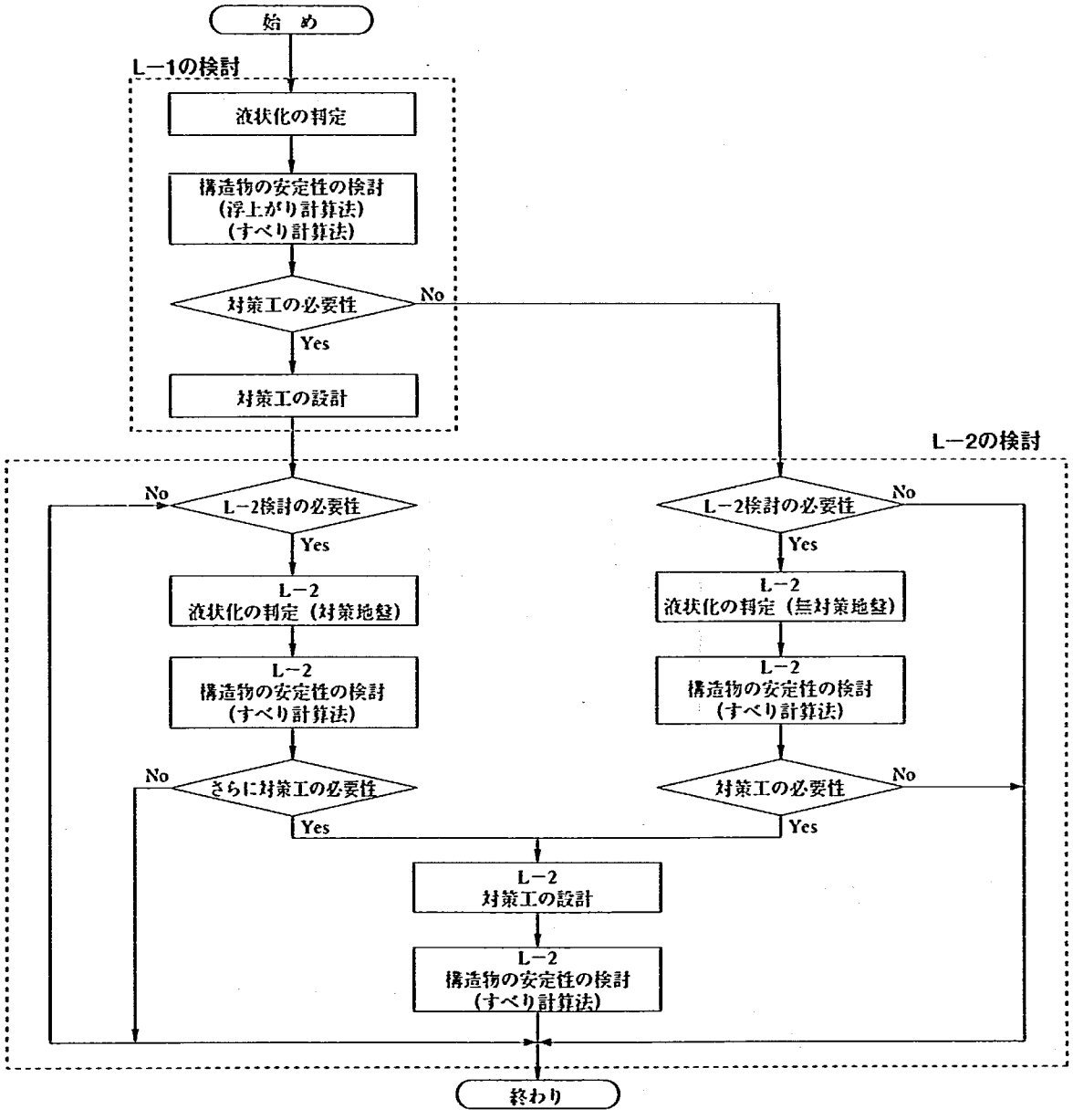
b) 中規模地震動（L－1）で対策工の必要性がない場合

「5.3.3 構造物の安定性の検討」で示す大規模地震動（L－2）を対象とした手法を用い

て行う。

ここで用いる手法は，原則としてすべり計算による浮上がり安定検討で，すべり安全率が所定の安全率を満足しない場合には対策工の検討が必要となる。

また，地震応答解析，永久変形解析を用い，地中構造物の浮上がり量を設計指標として地中構造物の安定性を検討する場合は，算定された浮上がり量が許容値を満足しない場合に対策工の検討が必要となる。



図−解5.3.1　液状化対策工の必要性の判定手順

5.3.2 液状化の判定

液状化の判定は，液状化抵抗率F_Lを用いた簡易法に基づいて行うことを原則とする。

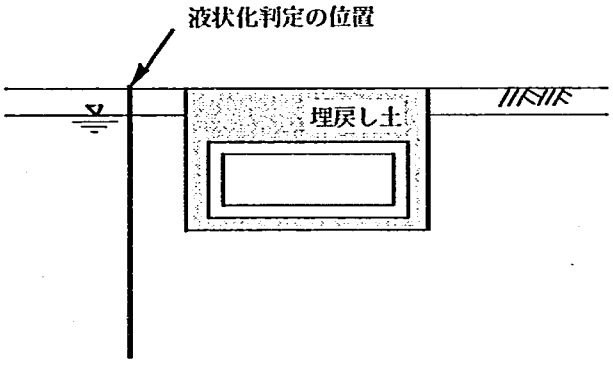
液状化の判定は，盛土構造物の液状化判定と同様，液状化抵抗率F_Lを用いた簡易法に基づいて行うことを原則とする。以下に判定にあたっての留意事項を列記する。

① 動的せん断強度比Rは，原則として道路橋示方書[6]の方法によって算出する。なお，道路橋示方書では中規模地震動に対して規定されておらず，この場合，地震動特性による補正係数C_wは大規模地震タイプⅠと同様に1.0とすることでよい。

② 地震時繰返しせん断応力比Lを算出する場合の設計水平震度k_sは，当該地中構造物の設計基準類で規定された液状化判定用震度を用いる。

③ 判定は，構造物周辺地盤の液状化の発生程度を求めることから，図－解5.3.2に示すように，構造物建設地点の自然地盤を対象に行う。

④ 具体的な判定式等は，「4.3.2 液状化の判定」に準拠する。



図－解5.3.2 液状化抵抗率F_Lの判定位置

5.3.3 構造物の安定性の検討

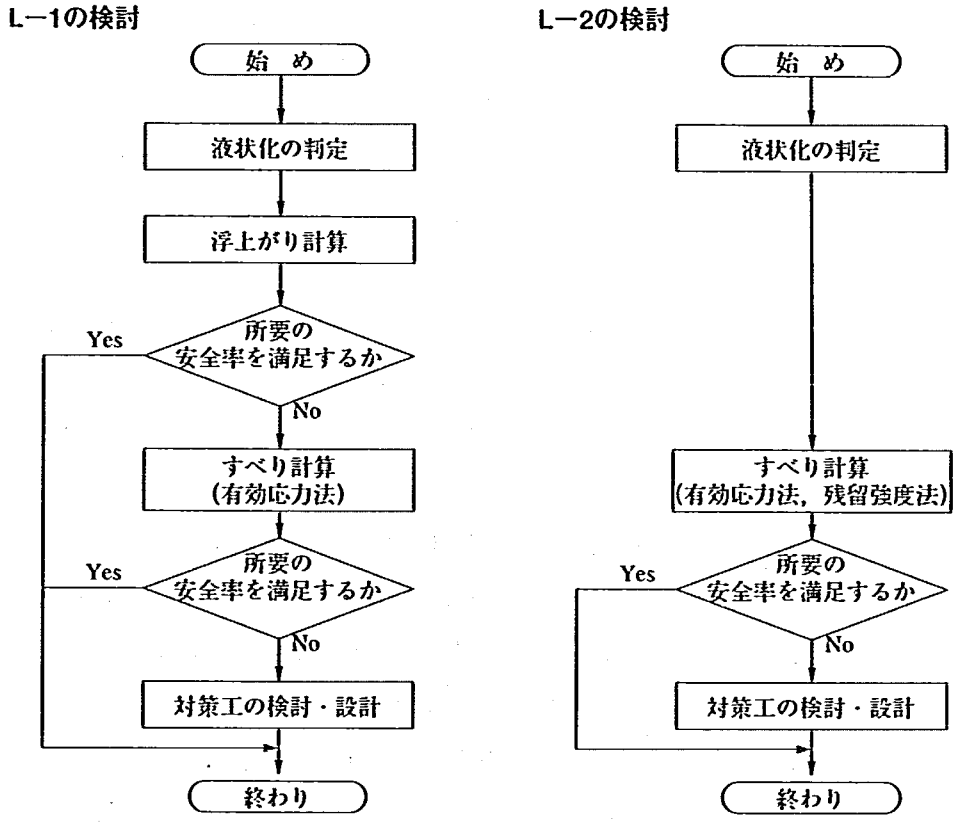
地中構造物の安定性の検討は，原則として構造物周辺地盤の液状化の発生を考慮した浮上がりに対する安定検討を適用して行う。

地中構造物の液状化による被災は，「5.1 設計の基本方針」に示したように種々のパターンが想定される。そこで，対象構造物の特性や機能を考慮し，構造物の被災パターンを想定してた上で，それぞれに対しての安全性の検討を行い，対策工の必要性を判定するのが合理的な方法である。しかし，各被災パターンに対して各々検討するのは極めて煩雑で，また，それぞれの被災パターンに応じた計算法や照査法が現状では確立されていない。この状況を踏まえ，本マニュアル（案）では

各被災パターンのうち地中構造物にとって最もクリティカルと考えられる浮上がりに対する検討を行い，対策工の必要性を検討する。ただし，地中構造物に偏土圧が加わる場合，液状化に伴う側方流動が生じる場合，さらに構造物の片側のみ液状化が発生するような場合など，構造物への外力バランスが大きく異なる場合には，別途検討を要する。

(1) 浮上がりおよびすべり計算（簡易法）による安定検討

簡易法による安定検討は，図－解5.3.3および表－解5.3.1に示すように，想定する地震動レベルにより浮上がり計算もしくはすべり計算を行い，それらの安全率が所定安全率を下回る場合に，対策工の検討を行うこととする。



図－解5.3.3　簡易法による安定検討

表－解5.3.1　地震規模に応じた所要安全率

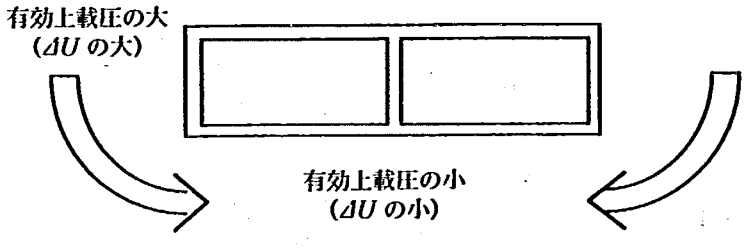
計算法 / 想定地震動	浮上がり計算	すべり計算	
		有効応力法	残留強度法
中規模地震動 (L－1)	○ 1.1	○ 所要安全率 1.5	－
大規模地震動 (L－2)	－	○ 所要安全率 (適切に定める)	○ 所要安全率 (適切に定める)

すなわち，中規模地震動（L−1）に対しては対象構造物の上位基準に規定された浮上がりに対する安定計算法（浮上がり計算）を適用し，その安全率が所定安全率を下回る場合に，有効応力法による強度評価を用いたすべり安定計算を適用する。すべり安定計算（有効応力法）による安全率が所定の安全率を上回れば有意な浮上がりは生じないものとする。大規模地震動（L−2）に対する有効な浮上がり安定性検討手法は現在のところ見られないが，ここでは一つの考えとして有効応力法，あるいは残留強度法による強度評価を用いたすべり計算を適用することとする。

1) 中規模地震動（L−1）に対しては一般に揚圧力による浮上がり計算を適用する。また，仮にこの計算法による安全率が所定の安全率（一般に$F_u=1.1$）を下回っても，有効応力法による強度評価を用いたすべり計算を行い，これが所定の安全率（例えば$F_s=1.5$）を上回れば有意な浮上がりは生じないと判断してよい。

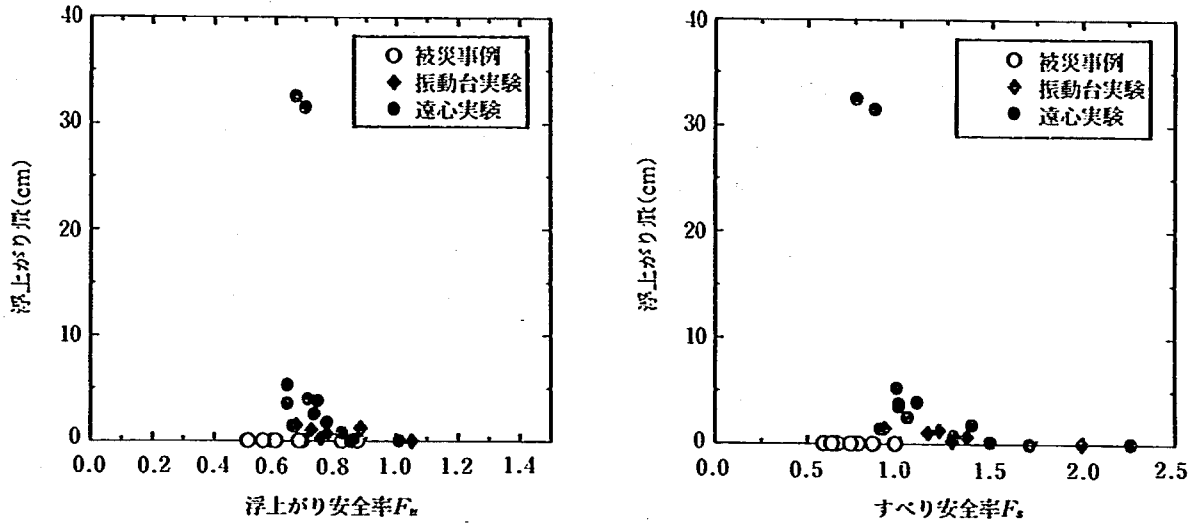
浮上がり計算による手法は，浮上がりが生じるか否かについてはほぼ妥当な結果を与えることが既往の模型振動実験，動的遠心載荷実験および数値解析等で明らかになっている[7]。ただし，浮上がり計算による方法では，地下水面から深度20 m内に存在する粘性土を除く土層の1 m毎のF_L値の平均値より過剰間隙水圧を計算するという方法が一般にとられているが，これは浮上がり安定性に及ぼす地層構成の影響を適切に取り込んでいないこと，および，実験結果として，浮上がり安全率F_u値と浮上がり量との相関が小さいこと（図−解5.3.5参照）等の課題がある。そこで本マニュアルでは，これらの欠点を補う手法としてすべり計算による手法を適用することとした。浮上がり安全率により所要安全率を満たさない場合，引き続きすべり安全率による評価を行うこととした。

地中構造物の浮上のメカニズムは，図−解5.3.4に示すように，構造物周辺地盤の水圧や土砂の構造物底面への回り込みによるものであり，構造物の浮上がり量は周辺地盤の液状化の発生程度や構造物下の液状化層厚により大きく異なる。すべり計算は，比較的密な砂の場合には，浮上がりの発生に必要な水や土砂の周辺地盤からの流入に対し，周辺地盤そのものが何らかの抵抗を発揮し，構造物が浮上がり力に対して若干の浮上がりは生ずるものの，大きく浮き上がることはない場合もあることを想定して設定されたものである。本手法は，土砂等の流入の発



図−解5.3.4　地中構造物浮上がりのメカニズム

生を想定し，非液状化層の存在などの地盤構成の違いも計算モデルに取り込むことが可能なことなど，浮上がり現象をより合理的に評価する計算法といえる。図－解5.3.5に，振動台実験，遠心実験，シミュレーション解析および兵庫県南部地震により被災した共同溝における安全率と浮上がり量との関係を示す。



(a) 浮上がり安全率F_u～浮上がり量　　(b) すべり安全率F_s（有効応力法）～浮上がり量

＊被害事例については，地震後の概略調査で明白な浮上がりによる被害は確認されていないことから，浮上がり量を0としてプロットしている。

図－解5.3.5　安全率と浮上がり量の関係

同図から，浮上がり量との関係は，浮上がり安全率に比べすべり安全率の方がやや相関がよいこと，構造物が大きく浮上がりを生じるのはすべり安全率が1.2～1.5を下回る場合であることがわかる。このため本マニュアルでは，これらの成果を受け，所要すべり安全率は1.5とした。なお，図－解5.3.5の浮上がり量と安全率の関係を求めた実験では，構造物下部に粘性土層や非液状化層が存在する場合については未検討である。したがって，構造物底面に粘性土層や非液状化層が存在する場合のすべり面の設定については注意が必要である。

これらの知見から，構造物の安定検討においては，まず中規模地震動（L－1）に対して浮上がり安全率（F_u）あるいはすべり安全率（F_s）を算定し，所定の安全率を満足しておれば構造物の安定性が保たれるものと判断する。これらが満足されない場合，対策工の検討を行うこととする。

2) 大規模地震動（L－2）に対する安定評価法に関する研究は，未だ進んでいないが，今後の研究により適用可能性が考えられる方法として，次に述べるものが当面の運用方法として考えられる。1つは，地震動作用時の安定性をすべり計算（有効応力法）で評価する方法である。すべり計算（有効応力法）での許容安全率（F_s）として，実験的に得られたF_s～浮上がり量関係（図－解5.3.5参照）を用いて，許容浮き上がり量をもとに設定する方法が考えられる。たとえば，

浮き上がり量として20 cmを許容するとすれば，図－解5.3.5より許容安全率が1.0と得られる。ただし，同図は限られた条件の下で得られた結果であることに留意する必要がある。このように，大規模地震動（L－2）に対しては，ある程度の浮き上がりの発生を容認し，設計者の判断に基づき許容安全率を設定し直して安定性を評価する方法が一案として挙げられる。

一方，1995年兵庫県南部地震の際に共同溝の周辺地盤に液状化が認められた事例が数地点あったが，いずれの地点においても概略調査では顕著な浮き上がり変形は認められなかった。これらの事例に対して上記のすべり計算（有効応力法）を適用したところ，大部分の事例ですべり安全率F_s<1.0という結果が得られた(図－解5.3.5参照)。この事例から，本手法は安全側に過ぎる結果を与える可能性があることも問題点として指摘される。また，これ以外にも，大規模地震動（L－2）を対象とした設計を行うと，未改良部および改良部のすべての液状化抵抗（F_L）値が1.0以下，すなわち過剰間隙水圧比が1.0となり，粘着力を想定しない砂地盤ではすべり面上のせん断強度を全く見込めず，設計自体が不可能となる場合が多々生じてしまうといった設計手法上の問題点も包含している。

他の検討方法としては，砂地盤の残留強度を用いる方法が挙げられる。本手法は，地震動の作用が終了した後に，不平衡力によりすべり変形（ここでは浮上がり量）が進行するかどうかを判定する手法である。砂地盤の残留強度の評価は比較的最近研究が進められてきているものであり，土が液状化した後の残留強度が盛土構造物の被害事例の逆解析，あるいは豊浦砂等を用いた室内試験により求められ，N値との関連付けがなされている（「4.3.3　盛土構造物の安定性の検討」参照)。

大規模地震動（L－2）に対して残留強度法を用いてすべり安全率を算定，これが適切に定めた許容値を満足するかどうかを確認する方法も，現時点での一試案として挙げられる。ただし，この手法においても，N値と残留強度の関係には大きな幅があり土質別の相関関係を導くほどのデータが揃っていないこと，「4.3.3　盛土構造物の安定性の検討」に示した残留強度評価式式（解4.3.21）についても，ある限定されたデータを用いてこれが構築されていることに留意を要する。さらに，本手法は他の手法と同様，原理的には地震中の浮上がり変形量を評価するものではないことにも留意する必要がある。

また，本手法が地中構造物にも適用できるのか，あるいは液状化に至らない土の強度をどのように評価するべきかなども今後の研究課題と考えられ，本手法の適用にあたっては，これら不確定要素を勘案し，許容安全率をある程度の幅を与えて設定するなど，十分な注意が必要といえる。なお，残留強度によるすべり安定計算の適用例，およびこの課題等の詳細については，「液状化対策工法に関する共同研究報告書Ⅰ」にまとめられているので参照されたい。

以上に述べた評価法の詳細については，下記の各計算法を，残留強度の推定方法については「4.3.3盛土構造物の安定性の検討」を参照されたい。この他に，有限要素法を用いた地震応答解析により，直接に変形量（浮上がり量）を評価する方法もあるが，その適用性については今後の研究に待つところが多い。その概要は本節での解説(2)　地震応答解析，永久変形解析等に

よる詳細法にて述べる。

次に，地中構造物の浮上がり計算およびすべり計算の具体的な方法を以下に述べる。なお，面状構造物についての下記手法の適用性についても不明な点が多く，本マニュアルでは線状構造物の延長として面状構造物にも適用できるものと仮定した。したがって，面状構造物については別途詳細検討を行うことが望ましい。

〈共同溝設計指針による浮上がり安定計算法〉[2)]

式（解5.3.1）の浮上がりに対する安全率F_uを算出し，その値が1.1未満の場合浮上がると判断し，必要な対策を実施すると規定している。この場合，原地盤の液状化発生の影響を，式（解5.3.2）により過剰間隙水圧による揚圧力として求め，これを共同溝に作用させている（図－解5.3.6，5.3.7参照）。

$$F_u=\frac{W_s+W_B+Q_s+Q_B}{U_s+U_d} \quad \cdots\cdots(解5.3.1)$$

$$U_d=\Delta u\cdot B=L_u\cdot\sigma_v'\cdot B \quad \cdots\cdots(解5.3.2)$$

$$L_u=F_L^{-7} \quad (F_L\geqq 1)$$

$$L_u=1 \quad (F_L<1)$$

ここに，

W_s：上載土の荷重（水の重量を含む）（tf/m）

W_B：共同溝の自重（収容物件及び捨てコンの重量を含む）（tf/m）

U_s：共同溝底面に作用する静水圧による揚圧力（tf/m）

U_d：共同溝底面に作用する過剰間隙水圧による揚圧力（tf/m）

Q_s：上載土のせん断抵抗（tf/m）

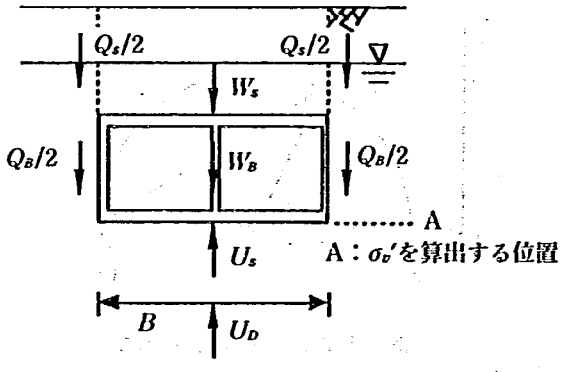
Q_B：共同溝側面の摩擦抵抗（tf/m）

B：共同溝の幅(m)

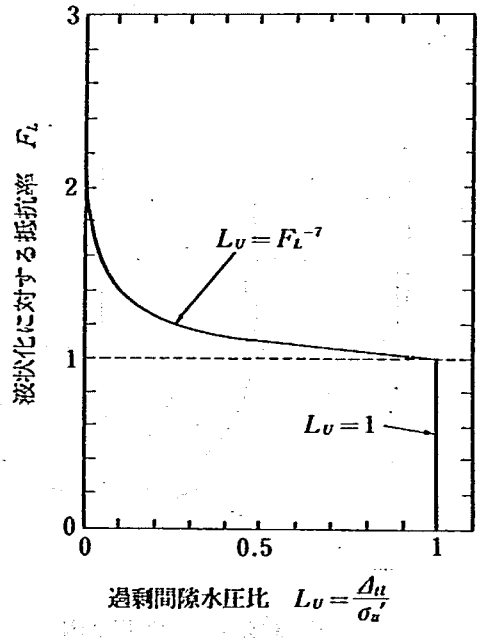
L_u：過剰間隙水圧比で，$L_u=\Delta u/\sigma_v'$

Δu：過剰間隙水圧（tf/m²）

σ_v'：静水圧状態における構造物底面と同じ深さの土中の有効上載圧（tf/m²）



図－解5.3.6　液状化における共同溝に作用する力



図－解5.3.7　F_Lと過剰間隙水圧比L_uの関係

〈すべり計算法〉[3)]

浮上がりに対する安定性をより合理的に評価し得る計算法として，(式－解5.3.3) に示すすべり計算法F_s法（有効応力法）が試案されている。

$$F_s = \frac{M_{r1} + M_{r2} + M_{r3} + M_{r4}}{M_{d1} + M_{d2} + M_{d3}} \quad \cdots\cdots (解5.3.3)$$

ここに，

F_s：すべり安全率

M_{r1}：上載圧と地中構造物の自重による抵抗モーメント（tf/m・m）

M_{r2}～M_{r4}：すべり面上でのせん断抵抗による抵抗モーメント（tf/m・m）

M_{d1}～M_{d3}：すべり土塊の自重による作用モーメント（tf/m・m）

B：共同溝幅(m)

l：すべり面の長さ(m)

τ_f：せん断抵抗（tf/m²）（$=c+\sigma'_{n0}\cdot\tan\phi'$）

c：粘着力（tf/m²）

ϕ'：せん断抵抗角（度）

Δu：過剰間隙水圧　(tf/m²)（$=L_u\times\sigma_v'$）

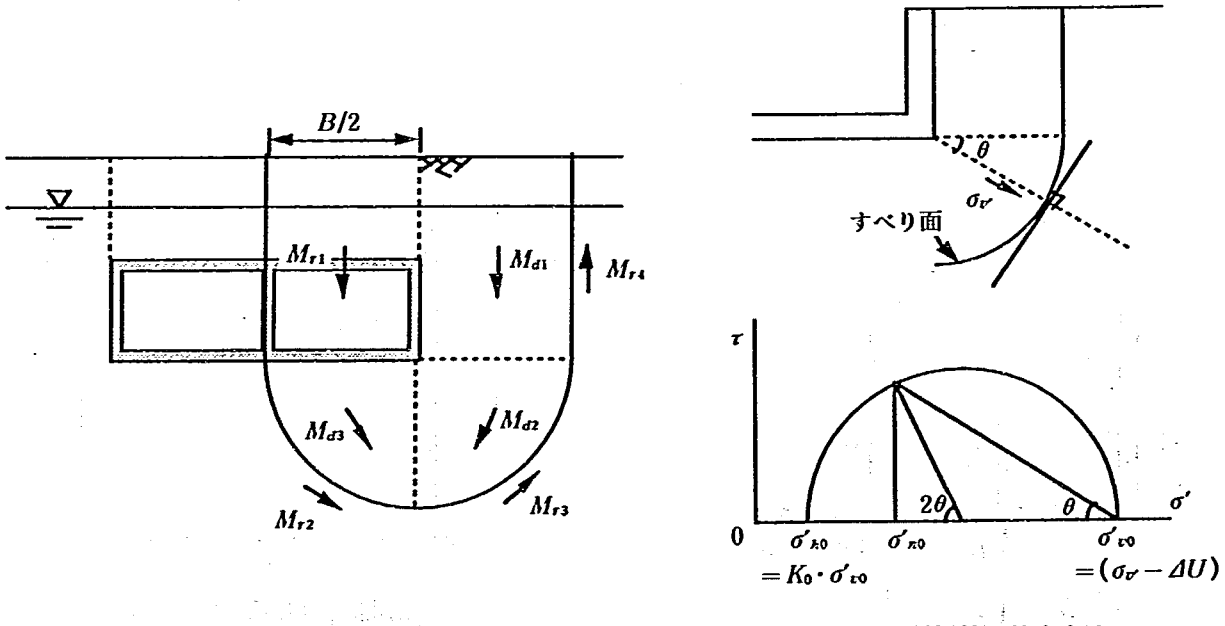
L_u：過剰間隙水圧比

σ_v'：有効上載圧（tf/m²）

σ'_{n0}：すべり面に対して法線方向の有効直応力（tf/m²）で式（解5.3.4）による

$$\sigma'_{n0} = \left(\frac{1+K_0}{2} - \frac{1-K_0}{2}\cos 2\theta\right)\cdot(\sigma_v' - \Delta u) \quad \cdots\cdots (解5.3.4)$$

K_0：静止土圧係数（$=0.5$）



(a) 計算モデルの概念図　　(b) せん断抵抗の算定方法

図－解5.3.8　すべり安定計算による浮上がりの安定検討

なお，上式は有効応力法による計算式で，残留強度法では，抵抗モーメントの算定に用いるせん断抵抗τ_fとして，「4.3.3　盛土構造物の安定性の検討」に示す残留強度を与えて安全率を算定する。

締固め工法等の地盤系設計法による液状化対策工を施した場合の安定性の評価においては，前述したような浮上がり安定計算法が包含する問題点とすべり安定計算の有用性，また，例えば地中構造物の両脇を改良した場合，液状化対策が浮き上がり安定性の向上に全く寄与しないといった設計上の矛盾が生ずることなどを勘案し，構造物のすべり安定の検討のみを実施し，浮上がり安定の照査は行わないこととする。

(2)　地震応答解析，永久変形解析等による詳細法

「(1)浮上がりおよびすべり計算による安定検討」では，原則として適用する簡易法について記述した。しかし，簡易計算法はおのずと限界があり，その根拠も確たるものではない。このため，構造物の重要度が高く，地盤および構造物が複雑な場合には，詳細法を適用するのがよい。この方法には，大別して以下の方法がある。

①　有効応力地震応答解析により変形量を求める方法

②　全応力地震応答解析と静的変形解析により変形量を求める方法

各方法の概要は，「4.5.3　盛土構造物の安定性の検討」で記述されたものと同様であり，それぞれの地中構造物の適用例は「液状化対策工法に関する共同研究報告書[3)]」に詳細に記述しているので参照されたい。

なお，これらの方法は，有限要素法による数値解析であり，境界条件の設定，地盤諸定数の設定によって，得られる結果が大きく異なることから，使用するプログラムの特性，その入力定数の設定方法および解析事例等を十分把握し，適切な解析手法を選定する必要がある。

[参考文献]

1）建設省土木研究所他17社：液状化対策工法に関する共同研究報告書（その5），1997.
2）日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，1996.
3）古関潤一，松尾修：共同溝の地震時浮上がり安定性の簡易評価法に関する検討，第30回土質工学研究発表会，pp. 1049～1052，1995.

5.4 対策工法選定

5.4.1 工法選定の方針

地中構造物に対する液状化対策工法は5.4.2に示す工法選定の留意事項を考慮し，数工法を一次選定した後，選定された工法に対して比較設計を行って最適な工法を選定するものとする。

ここでは，対策工法選定のための基本的な考え方の一例を示したものである。地中構造物に対する液状化対策工法の選定は適用現場毎により条件が異なるので，一つの考え方で選定方法が定まるものではなく，それぞれの現場の特殊性を十分考慮して選定する。

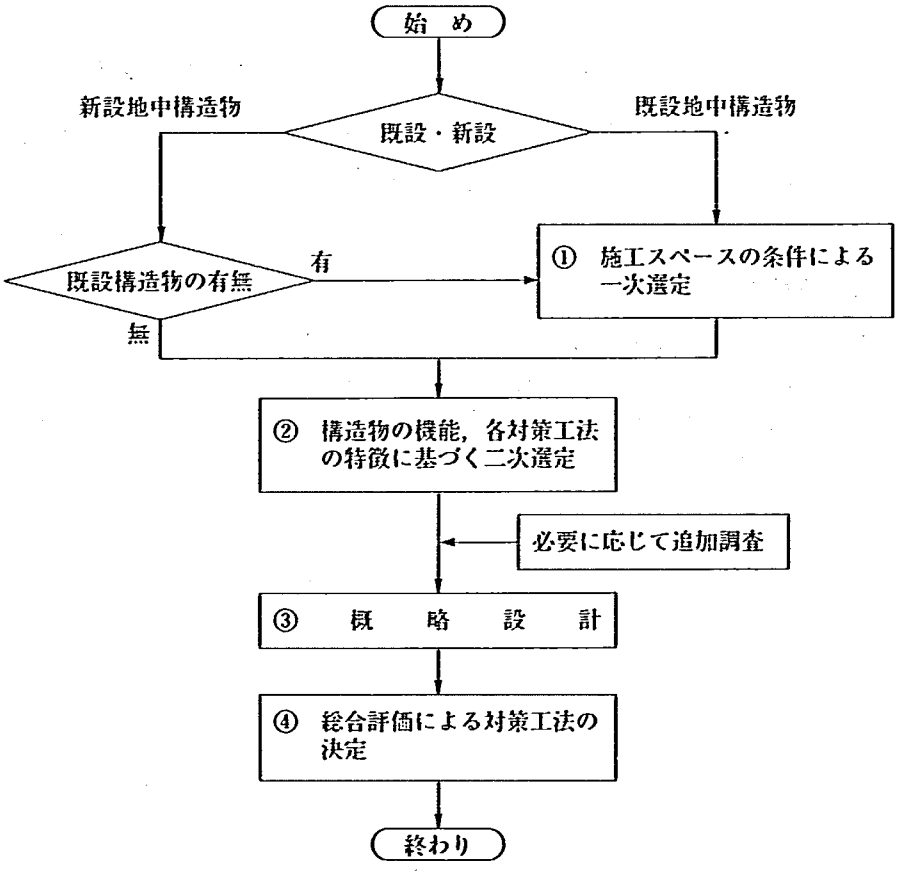
工法選定の手順を図－解5.4.1に示す。最初に工法選定の留意事項を考慮して，対策工法を数工法選定する。次に，選定した工法の比較設計を行って，最終的に一つの対策工法に絞り込む。設計方法については，5.5節以下に示されている方法に基づいて行う。

対策工法の選定にあったては，施工箇所近傍に既設の構造物が存在する場合や，既設地中構造物が対象の場合，施工条件の制約が厳しくなることが想定されることから，適用工法が限定されることになる。このことから，以下の手順により対策工法の選定を行うことが合理的である。

① 施工スペースの条件が工法選定において重要であり，工法の適用性を左右するから，一次選定として，施工スペースの条件により，まず工法選定を行う。

② 地中構造物の機能，各対策工法の特徴に基づく二次選定を行う。このときに，構造物の構造機能を考慮する。

③ ②で絞り込まれた2～3の工法に対して，具体的な



図－解5.4.1 工法選定の順序

現場条件を考慮して概略設計を行う。このとき，概略設計を行うにあたって不足する土質データや諸条件については必要に応じて追加調査を実施し，情報を得る。

④ ③の設計の結果を用いて工費の算定を行い，経済性の検討を行う。最終的に表－解3.2.1に示す各工法の特徴も考慮して総合評価を行い，対策工法を決定する。

5.4.2 工法選定にあたっての留意事項

対策工法の選定にあたっては，対策の目的，震後の機能確保目標水準などを明確にした上で以下の条件に留意しなければならない。

(1) 想定される被害と要因：被害形態，被害程度，被害要因
(2) 地中構造物の構造：形状と構造
(3) 地盤条件：地中構造物周辺の土質
(4) 施工条件：施工ヤード，周辺地盤の変状，施工時（仮設時）の地中構造物の安定，施工限界深度，施工限界空間，施工能率（施工期間），地中埋設物・空中架線などの有無
(5) 環境条件：振動，騒音，地下水の汚濁，地下水流の阻害
(6) 経済的条件：純工事費，仮設費，維持管理費
(7) その他：構造物機能に及ぼす影響，施工実績，効果の確実性

(1) 想定される被害と要因

対策工法の選定にあたっては，地中構造物の被害形態および被害程度を想定し，これをどの程度まで防止し，あるいは軽減することを目的とするかを明確にした上で，各工法ごとの特徴・適用条件を把握し適切な工法を選定する。

(2) 地中構造物に適用可能な工法

地中構造物に適用可能な工法は表－解5.4.1に示す通りである。ただし，既設構造物で地下駐車場や下水処理場等の面状地構造物に対して，構造物底部において液状化対策が必要な場合には，グラウト工法等を併用して対策を講じることもある。

(3) 構造機能に及ぼす影響

地中構造物は，地下埋設物や近接構造物が多数存在するため，地中構造物本体およびその周辺構造物の機能を阻害しない工法を選定する必要がある。

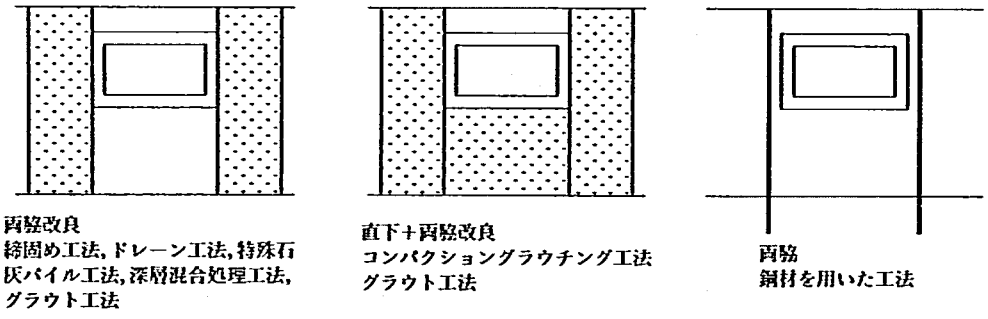
(4) 施工条件の制約について

地中構造物の施工予定箇所には空中に架線，地中に配管や近接構造物が存在することが多い。このように既設構造物に近接する箇所では施工時の振動，騒音および材料の地盤中への圧入による変形等の制約があるので，工法の選定にはこれらの構造物の存在に十分留意する必要がある。既設構造物に対する対策領域を図－解5.4.2に，周辺構造物に対する留意する点を表－解5.4.2に示す。また，既設地中構造物の施工スペースによる1次選定例を表－解5.4.3に示す。

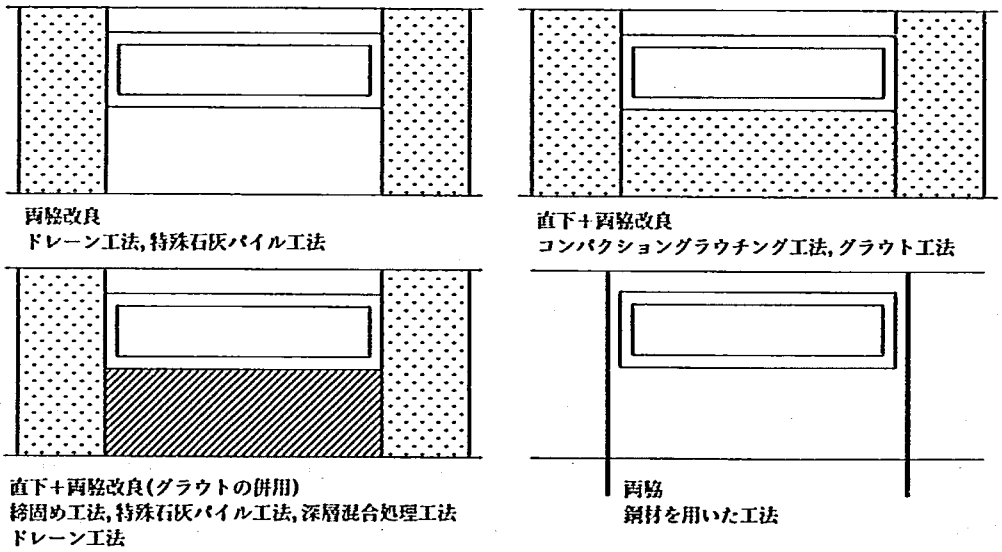
表－解5.4.1　地中構造物に対する液状化対策工法

構造物 / 工法名	線状地中構造物		面状地中構造物	
	新設構造物	既設構造物	新設構造物	既設構造物
締固め工法	○	○	○	○
特殊石灰パイル工法	○	○	○	○
コンパクショングラウチング工法		○		○
深層混合処理工法	○	○	○	○
グラウト工法		○		○
ドレーン工法	○	○	○	○
鋼材を用いた工法	○	○	○	○

線状地中構造物



面状地中構造物



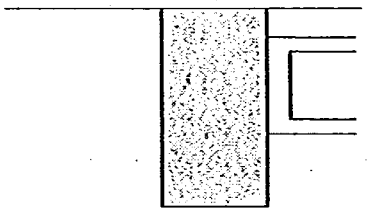
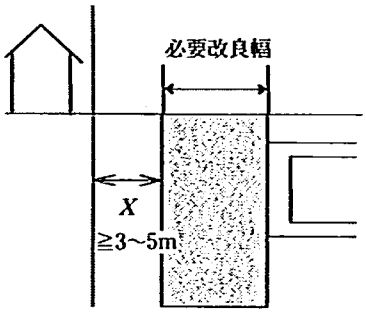
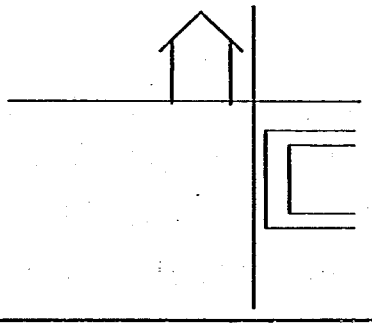
図－解5.4.2　既設構造物に対する対策工法適用領域

表－解5.4.2　周辺構造物に対する留意する点

	地下埋設物	近接建物	空中架線
締固め工法	振動や側方変位の影響について検討し，非影響範囲がとれない場合には縁切り矢板等の対策が必要となる。	振動や側方変位の影響について検討し，非影響範囲がとれない場合には縁切り矢板等の対策が必要となる。	リーダー長を短くして継ぎ足しタイプでの施工を行う。
特殊石灰パイル工法	埋設物よりある程度離して施工する。改良不可能な場所は他の工法を併用する。	構造物よりある程度離して施工する。改良不可能な場所は他の工法を併用する。	施工深度に制限がある。
コンパクショングラウチング工法	掘削してオープンにして施工する。	注入造成半径の8倍以上離して施工する。	作業床から2mの空間があれば問題ない。
深層混合処理工法	埋設物より1m～50cmほど離して施工するか，変位抑止対策等が必要	埋設物より1m～50cmほど離して施工するか，変位抑止対策等が必要改良体と構造物との間をジェット等で間詰めすることは可能である。	小型で処理機長の短いもの，あるいは継ぎ足しであれば施工可能。
グラウト工法	特になし*)	特になし	特になし
ドレーン工法	埋設物より50cmほど離して施工する。	50cmほど離して施工する。	施工深度に制限がある。
鋼材を用いた工法	切り回し可能不可能にかかわらず，枝部を残して打設する。矢板壁が不連続になるところは，壁端部金物等の対策を施す。	特に問題なし	溶接等でつなぎつつ打設するので特に問題ない。

*）低圧の注入工法に限る

表－解5.4.3　既設地中構造物における施工スペースによる1次選定の例（他の工法は併用しない）

施工スペース	適用可能な工法
タイプI（周辺に構造物がない） 	・締固め工法 ・特殊石灰パイル工法 ・コンパクショングラウチング工法 ・深層混合処理工法 ・グラウト工法 ・ドレーン工法 ・鋼材を用いた工法
タイプII（近くに構造物がある） 	・締固め工法 ・特殊石灰パイル工法 ・コンパクショングラウチング工法 ・深層混合処理工法 ・グラウト工法 ・ドレーン工法 ・鋼材を用いた工法
タイプIII（改良幅に余裕がない） 	・鋼材を用いた工法

※X は表に示す工法が適用できる敷地境界までの距離を示す。この距離は現場の条件，施工方法により異なり，これらを考慮して設定する。

5.5 締固め工法

5.5.1 設計方針

地中構造物の液状化対策としての締固め工法の設計では，対象とする構造物に要求される設計用地震力に対して，所要の安定性が確保できるように改良範囲(改良深さ，改良幅)，改良仕様（置換率，打設間隔等）を設定する。

(1) 締固め工法は振動，あるいは材料を地盤中に圧入することで砂地盤の密度や地盤の側方拘束圧を高め，改良範囲内の地盤の液状化強度を増大させることにより構造物の安定性を確保するものである。

(2) 締固め工法の設計を行う場合の設計用定数および設計用地震力については，「4.5.3 設計用定数」および「4.5.4 設計用地震力」を参照されたい。

(3) 地中構造物の安定性の評価は，「4.3.3 地中構造物の安定性の検討」で示した地中構造物と周辺地盤を含めたすべり安定計算により行う。所定の安全率が確保できれば，既往の室内試験結果等から，中規模程度の地震動（L－1）では地中構造物に浮上がりなどの有意な変状は生じないと考えるものである。

(4) 上記の設計手法は，中規模地震動（L－1）および大規模地震動（L－2）に対して適用する。ただし，大規模地震動（L－2）発生時における締固め地盤や地中構造物の挙動については不明な部分が多く，構造物の安定性の検討に際しては，必要に応じて動的解析や永久変形解析等を実施し，詳細な検討を行うことが望ましい。

(5) 地中構造物の設計では，安全性の確保と共に経済性の追求も必要である。構造物直下の改良が可能な新設構造物の設計においてはこの点に留意し，最も経済的な改良範囲，仕様の設定を行う。締固め工法の中には，施工時の振動・騒音や地盤変状を伴うものもあるため，周辺環境への留意も必要である。

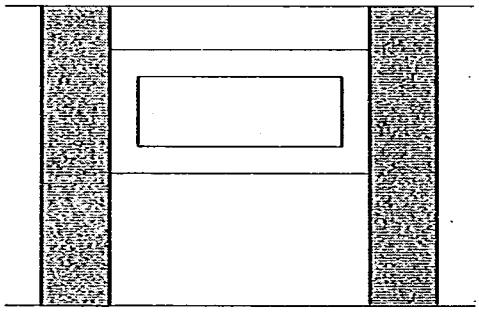
5.5.2 設計手順

(1) 構造物条件や施工条件を勘案し，構造物直下に未改良部を残す両脇改良，および直下も改良する直下＋両脇改良の２つの改良形態から適切なパターンを選択する。

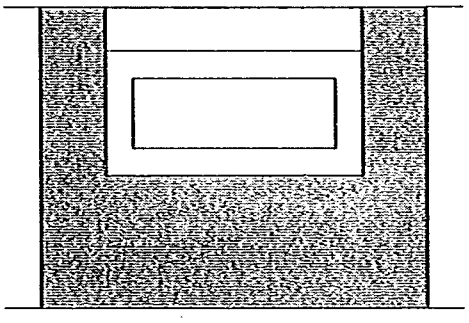
(2) 両脇改良の場合，構造物の諸元や液状化層厚に応じた改良範囲の設定を行い液状化が発生しないような改良仕様を決定する。その後，改良域および未改良域のせん断強度を設定し，構造物と周辺地盤を含むすべり計算を実施して構造物の安定性検討を行うものとする。

(3) 直下＋両脇改良の場合，改良範囲と改良仕様を変えたすべり計算を実施し，所定の安全率を満足するなかで最も経済的な改良形態，仕様を決定する。

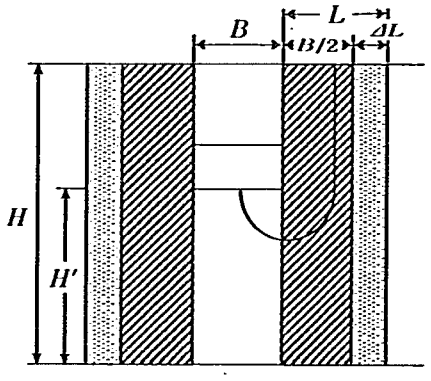
(1) 締固め工法の改良形態には，図－解5.5.1(a)(b)に示すように両脇改良，直下＋両脇改良の2つのタイプがある。両脇改良は，特に既設地中構造物の場合に適用されるタイプであるが，構造物の直下に未改良部が残存するために構造物が地震時に浮上がりなどの変状をきたさないよう，両わき改良部を十分な幅，強度に改良したり，未改良域からの過剰間隙水圧伝播の影響を考慮して余裕幅を持たせる等の方策が必要となる。このため，構造物直下の改良が可能な直下＋両脇改良の場合と設計の考え方を区分したものである。設計ではまず，与えられた構造物条件や施工条件を勘案し，両脇改良，直下＋両脇改良のいづれかの改良形態を決定する。両脇改良と直下＋両脇改良では，改良範囲の設定の仕方が異なる。両脇改良では，構造物諸元に応じた最低改良幅を規定しているのに対し，直下＋両脇改良では，所要の安全率を確保していれば経済性を勘案して構造物側面の改良幅Lを狭めることが可能である。



(a) 両脇改良タイプ



(b) 直下＋両脇改良タイプ



$L=\min(B/2, H')+\Delta L$
B ：構造物幅
H ：液状化層厚
H'：構造物下端からの液状化層厚
ΔL：余裕幅(両脇改良，L－2にて考慮)

(c) 両脇改良の場合の改良範囲の設定

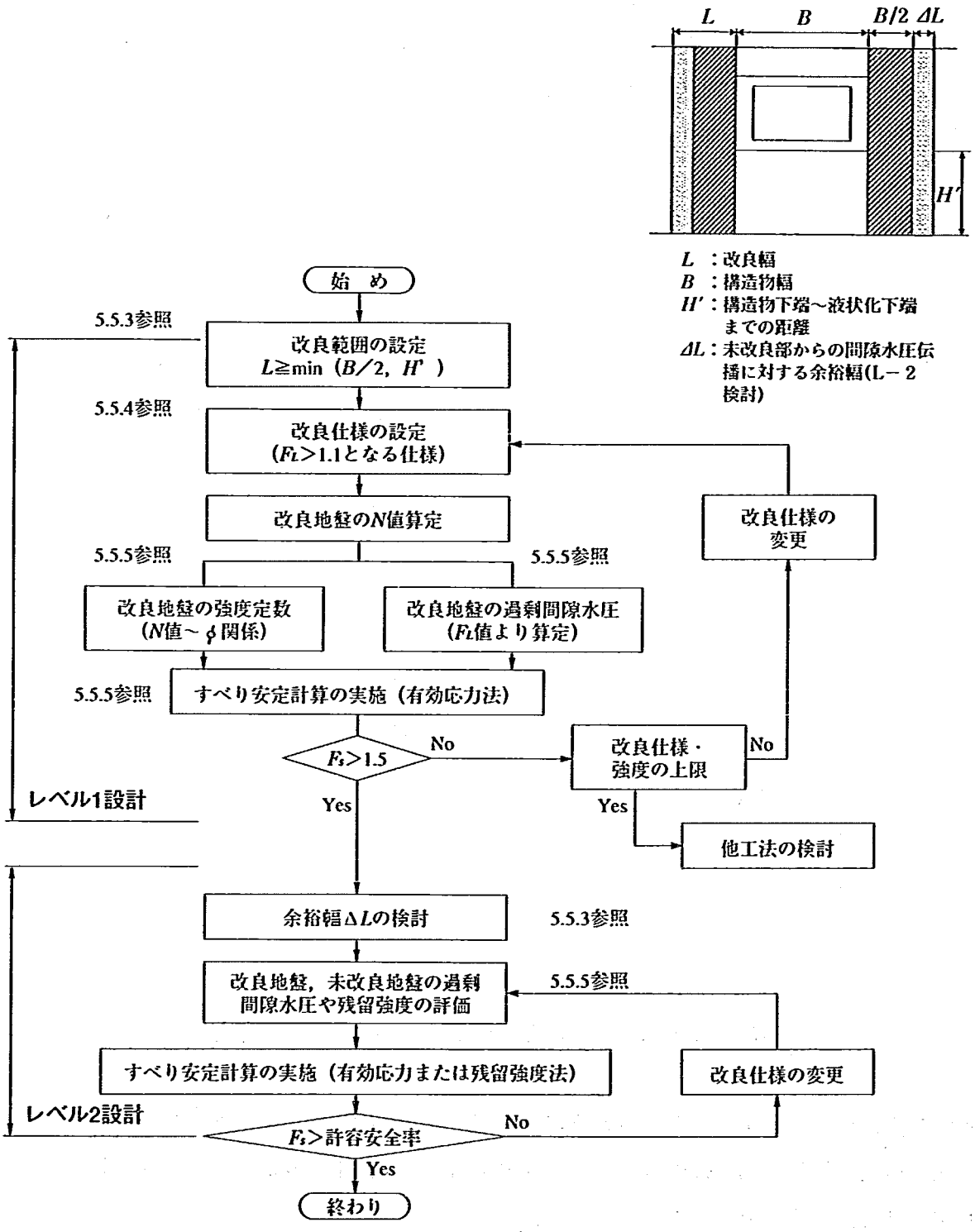
図－解5.5.1 締固め工法の改良形態と改良範囲の考え方

(2) 両脇改良の場合の，すべり安全率の算定に基づく設計手順を図－解5.5.2に示す。締固めによる液状化対策を施した場合の構造物の安定性の検討では，浮上がり計算は行わず，以下の手順によりすべり計算のみを実施する。

① 中規模地震動(L－1)に対して改良仕様を定める。

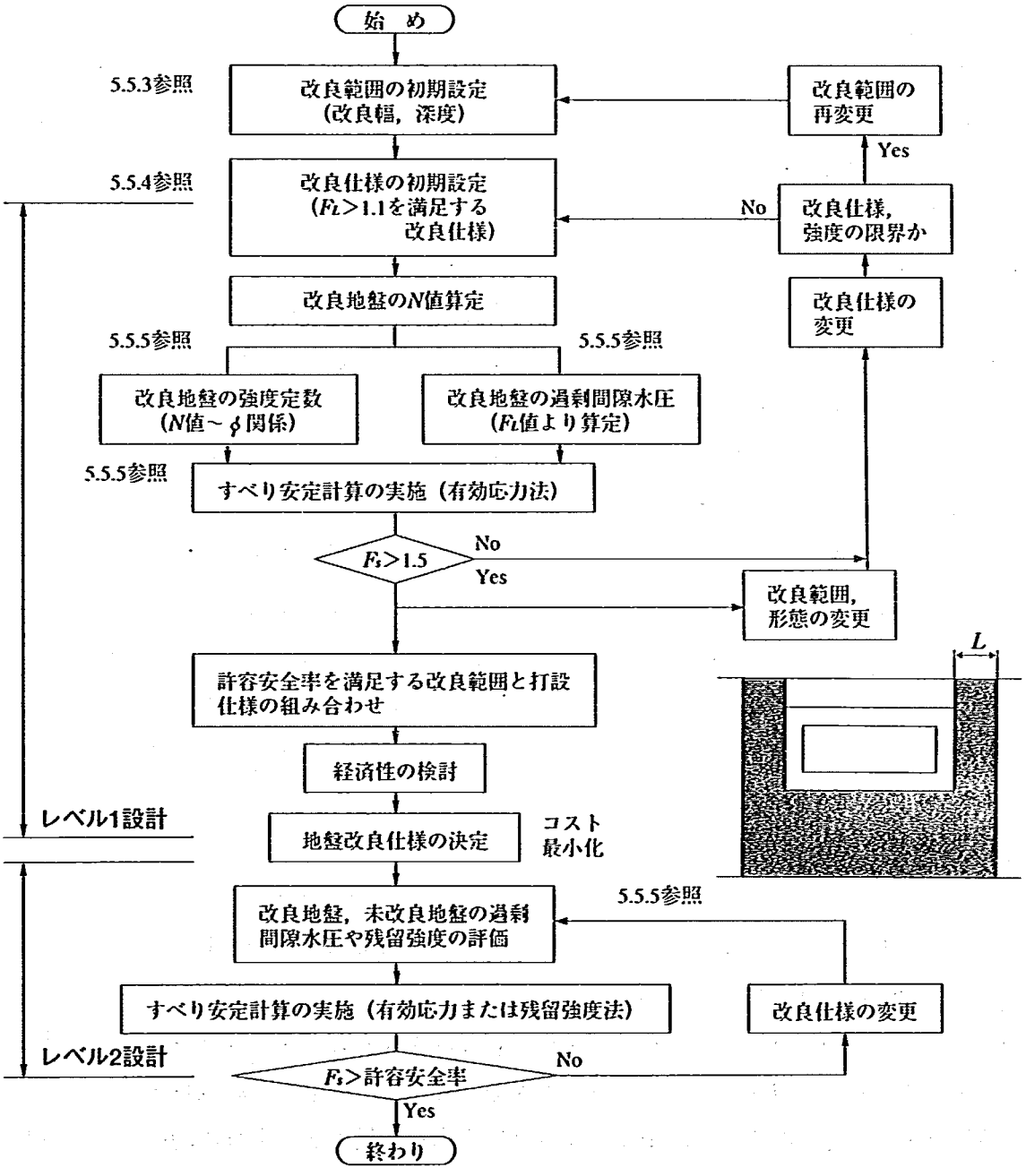
② 両脇改良の場合，構造物と周辺地盤を含むすべり安定計算で用いるすべり線が，構造物両わきの改良範囲内にあるように改良幅Lを定める。大規模地震動（L−2）を想定する場合には，未改良域からの過剰間隙水圧伝播の影響に対する余裕幅ΔLを設けることが望ましい（図−解5.5.1(c)参照）

③ 改良域の液状化抵抗率F_Lが中規模地震動に対して1.1以上となる改良仕様（パイル配置等）を設定する。



図−解5.5.2 締固め工法の設計手順（両脇改良）

④　この改良仕様に対する改良後N値とF_L値より改良地盤の強度定数と過剰間隙水圧を求め，構造物と周辺地盤を含むすべり計算により，その安全率を算出する。地中構造物の地震時浮上がりは周辺の液状化地盤が構造物下に回り込むことによって生ずる。そこで，上記のすべり安定計算によって地震中における周辺地盤の回り込みに対する安全率を求め，間接的に浮上がり安定の照査を行うものである[1]。余裕幅ΔLの領域は周辺からの過剰間隙水圧の伝播により軟化するものと考え，すべり安定計算ではこれを考慮しない。



図－解5.5.3　締固め工法の設計手順（直下＋両脇改良）

⑤ 大規模地震動（L－2）に対する検討手法は十分に確立したものではないが，ここでは「5.3.3 構造物の安定性の検討」で示した手法を用い，過剰間隙水圧を考慮した有効応力によるすべり安定計算法（有効応力法）または地盤の残留強度を考慮した残留強度法により構造物の安定性を照査する。この2つの安定計算法の特徴，適用限界，適用にあたっての許容安全率の考え方等については，5.3.3 の無対策時の設計法の項で詳述しており，適用に当たってはこれを参照するものとする。

(3) 直下＋両脇改良の場合（主に新設構造物に相当）の設計手順を図－解5.5.3 に示す。構造物直下の改良が可能な場合は，中規模地震動（L－1）を対象として，改良範囲と改良仕様をパラメトリックに変えたすべり安定計算を行い，液状化抵抗率とすべり安全率の両者が許容値を満足する範囲内で地盤改良工のコスト試算を行い，最も経済的な改良仕様を設定する。両脇改良に比べて改良幅を狭めることができるが，設計上極端に狭くなる場合には未改良域からの間隙水圧伝播に対する余裕幅の検討を行うことが望ましい。すべり安定計算の方法や大規模地震動（L－2）での照査方法は両脇改良の場合と同様である。

(4) その他の留意事項

① 締固め工法の改良仕様（パイル配置等）や改良強度に関しては，施工的な仕様の限界（施工ピッチの最小間隔）や改良強度の上限値（改良後N 値の上限）を勘案して適切に設定する必要がある。設計上，これらの上限値を越えるような改良強度や施工仕様が要求される場合には，他工法の適用を検討する必要がある。

② 締固め工法の設計は地震後の構造物の浮上がりに対する安定性のみを対象とする。地震中の締固め地盤の水平変位に関しては，中規模地震動（L－1）では液状化抵抗率$F_L \geqq 1.1$ を確保することで過大な変形は発生せず，締固め地盤の強度やねばり強さに対応した有限の水平変位に収まるものと考えられる。改良地盤の変形をある程度許容する代わりに，固化系工法のような改良地盤自体の安定性の照査は行わない。ただし，大規模地震動（L－2）を対象とする場合には，地震中の改良地盤の水平変位量が大となることが予想されるために，必要に応じて動的応答解析や簡易的な算定手法[2)]により構造物の水平変位量を求め，安定性の照査を行うことが望ましい。

5.5.3 改良範囲の設定方法

(1) 締固め工法の改良範囲は，深度方向については液状化抵抗率$F_L < 1.1$ となる層の下端までを最小の改良深度とすることを原則とする。

(2) 改良幅については，両脇改良タイプにおいては少なくともすべり安定計算におけるすべり線を包含する範囲以遠まで改良することを原則とする。直下＋両脇改良タイプにおいては構造物直下と両脇の改良とし，所定のすべり安全率を満足する最も経済的な改良範囲とする。

(1) 改良深度について

改良範囲のうち，改良深度については中規模地震動(L－1)に対して液状化抵抗率がF_L＜1.1となる層下端までを原則とする。大規模地震動（L－2）を想定する場合には，原則として大規模地震動（L－2）に対してF_L＜1.1となる層の下端までを改良深度とする。液状化抵抗率の算定は「4.3.2 液状化の判定」に示した方法に従うものとする。なお，液状化層がかなり深くまで存在する場合には，経済性の面から液状化層途中で地盤改良を止める「浮き型」の改良形態を採用することも，ひとつの考え方として挙げられる。この場合には，深部未改良部の影響により地中構造物の地震時変位や地震後沈下が大となる可能性があるため，別途動的応答解析による照査や直下未改良部の地震後沈下の影響検討などを実施し，慎重な検討を加えることが必要である。

(2) 改良幅について

改良幅（平面的な改良範囲）については，両脇改良と直下＋両脇改良で設定の仕方が異なる。

① 両脇改良の場合，構造物の両側に限定され，構造物直下に未改良部が残存することになる。このため，改良幅の設定においては浮上がり安定性を確保するために，最低限すべり安定計算におけるすべり線を包含する範囲（$L>B/2$）まで両わきを改良することを原則とした。また，構造物幅Bに対して液状化層厚Hが小さい場合，すべり線の半径は構造物下端と液状化層下端の距離H'となる。従って，最小改良範囲は$B/2$とH'のうち小さい方を採用するものとする（図－解5.5.1(c)参照）。

② 直下＋両脇改良の場合には，所要のすべり安全率を満足する範囲内で改良幅を狭めた設計が可能となる。なお，既設構造物に対して構造物直下をグラウト工法等の他工法によって改良し，側面を締固め工法で改良するような場合は，直下改良地盤の強度を適切に評価したうえで，直下＋両脇改良に準じた安定計算や改良幅の設定を行うことができる。

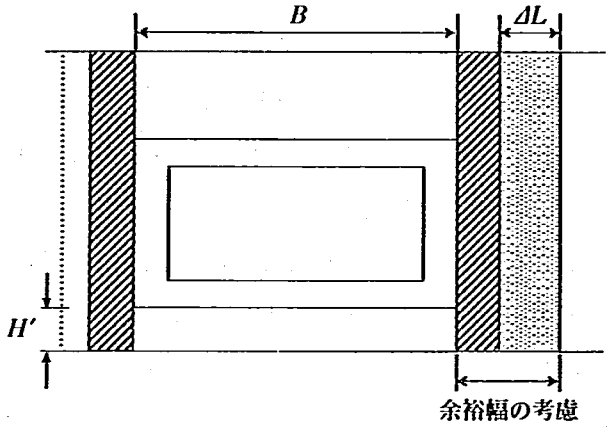
③ 改良幅の設定は上記①②を原則とするが，留意すべき点として，地震時に改良範囲外の液状化層に発生した過剰間隙水圧が改良範囲内に伝播し，改良範囲内の境界部分の間隙水圧が上昇し，強度が低下することが実験など[3]により確認されている。しかし，中規模地震動（L－1）では損傷の領域がごく狭い範囲に限定されること（非定常浸透流解析結果[4]による），阪神大震災において振動締固め工法によって改良された範囲の境界部では特にこのような影響が見られなかったこと，釧路沖地震などでのタンク基礎地盤の逆解析結果[5]等を考慮し，直下＋両脇改良タイプでは原則として改良範囲内の損傷は考慮せず，過剰間隙水圧の伝播に対する余裕幅はとらないものとした。ただし，両脇改良タイプとなる既設構造物の場合は，構造物直下に未改良部が残るため，特に大規模地震動（L－2）を対象とする場合には改良範囲に余裕幅を考慮することが構造物の安定性確保上望ましい。また，継続時間の長い地震動を想定する場合や，対象層に粘土シームなどの非排水層が存在し，過剰間隙水圧の地表面からの消散が阻害されるおそれのある場合などには別途浸透流解析等を実施[4]して，水圧伝播分の余裕幅や対策工の検討を加えることが望ましい。

④ ③で述べたように，過剰間隙水圧の伝播に対する余裕幅は，原則として両脇改良タイプで大

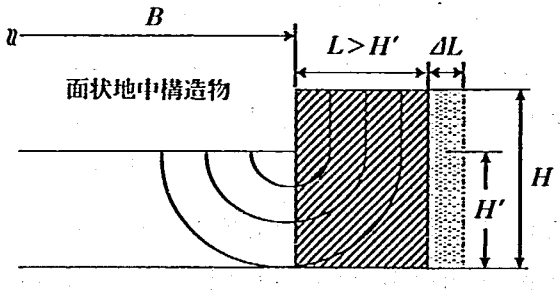
規模地震動（L－2）を想定する場合に検討を加えるものとする。ただし特殊なケースとして，両脇改良でH'が小さく，結果的に改良幅が極端に狭くなる場合（図－解5.5.4(a)参照），近接構造物など施工上の制約から最小幅$B/2$，H'をとることが不可能な場合，直下＋両脇改良タイプで設計上改良幅が極端に狭くなる場合などでは，改良域の強度を極力高め，所要安全率を確保する以外に，過剰間隙水圧の伝播に対する余裕幅の検討，ドレーン工法や鋼材を用いた工法との併用の検討の他，別途数値解析による照査を加えるなど，安定性確保に対する十分な配慮が必要となる。

⑤ 地下駐車場のような構造物幅Bの大きな面状地中構造物では，すべり安全率の算定はすべり面が液状化層下端を通る場合を想定して行うことになる。線状構造物の設計を準用すると，図－解5.5.4(b)に示すように構造物下面から液状化層下端までの距離H'の半径を有するすべり面を用いることになる。しかしながら，面状地中構造物に対しては，円弧すべり法の適用性自体に不明な部分が残されていることから，任意のすべり面半径を設定した計算を行い，最小安全率を求めること，直下未改良部の残る既設地中面状構造物の場合には水圧伝播の影響に対する余裕幅を設けることを原則とする。

⑥ 砂杭圧入タイプの締固め工法では，圧入による拘束効果が十分に発揮される最小打設本数[6]を参照し，締固め効果を保障するための最小改良範囲を設定することが望ましい。



(a) H'が極端に小さな場合の改良幅



(b) 面状地中構造物での改良幅の設定法

図－解5.5.4 特殊な場合の改良範囲の設定法

5.5.4 改良仕様の設定方法

締固め工法では，原則として改良範囲内が液状化せず，過剰間隙水圧の発生が十分に抑制されるように，かつ構造物のすべり安全率が所要の値を満足するように改良目標N値を設定し，この目標N値が確保できるような改良仕様を設定する。

(1) 改良仕様の設定に際しては，まず改良地盤の液状化を抑え，さらに改良地盤内に発生する過剰間隙水圧の値を極力低減させることを前提とする。そのために，改良地盤の液状化抵抗率F_Lが中規模地震動（L−1）に対して1.1以上となるように目標N値を設定し，改良仕様を定める。液状化抵抗率の算定は「4.3.2 液状化の判定」に示した方法に従うものとする。一般には，液状化しないF_L値は1.0以上とされているが，これを1.1としたのは，F_L^{-7}式（$\Delta u/\sigma v' = F_L^{-7}$）[7]を用いた場合，改良範囲内の地盤の過剰間隙水圧比が0.5を上回ることがなく，改良地盤の剛性が極端に低下しないように配慮したものである。

(2) $F_L \geqq 1.1$を満足したうえで，さらに5.5.3で述べた改良範囲に対する有効応力法でのすべり安全率が所要値1.5を満足するような改良後N値をもって目標N値とする。大規模地震動（L−2）の検討を行う場合には，中規模地震動（L−1）で設定した改良仕様に対して5.3.3で述べた方法に従いすべり安全率（有効応力法または残留強度法）を算定し，設計者の判断により定めた許容安全率を満足することを確認して設計を終了する。

(3) 改良強度が比較的低いような改良仕様では，同一のすべり安全率であっても地震後の浮上がり量が相対的に大となる可能性がある[8]ため，場合によっては別途永久変形解析を行い所要安全率の変更を行うことも必要となる。

(4) 改良目標N値は，地盤のばらつきに関しても十分に考慮して決定する必要がある。液状化抵抗率F_Lは，対象地盤内の深度方向，あるいは平面内すべての点でこれが1.1を満足することが望ましい。しかしながら，例えば細粒分含有率の大きな1点のみで改良仕様が決定され，かつその層厚が薄い場合などでは，液状化指数P_Lによる判定等を採用し，非現実的で不経済な改良仕様とならないよう設計上の配慮を加えることが望ましい。なお，阪神大震災での実事例によると，改良対象層内のすべての点で所要の液状化抵抗率が満足されなかった場合でも地震後の沈下が抑制されたことが報告されており[9]，現行の杭間N値による評価は，実際の締固め地盤の強度を過小に評価している可能性がある。このため，大規模地震動（L−2）の設計に際しては，改良地盤にある程度のばらつきを容認する新しい考え方も見られる。締固め工法の改良後N値については各工法における過去の実績の上限値を考慮し，設計ではこれを越える値を設定してはならない。

(5) 締固め工法の改良仕様の設定方法は，多くの施工実績データから得られた経験則をもとにした方法が定着している。材料の圧入による体積変化を間隙比の減少として定量化された締固め効果に加えて，振動による締固め効果や静止土圧係数の増大効果を考慮すれば，さらに合理的な改良仕様の設定が可能となると思われるが，少なくともこれまでは，振動による締固め効果や静止土

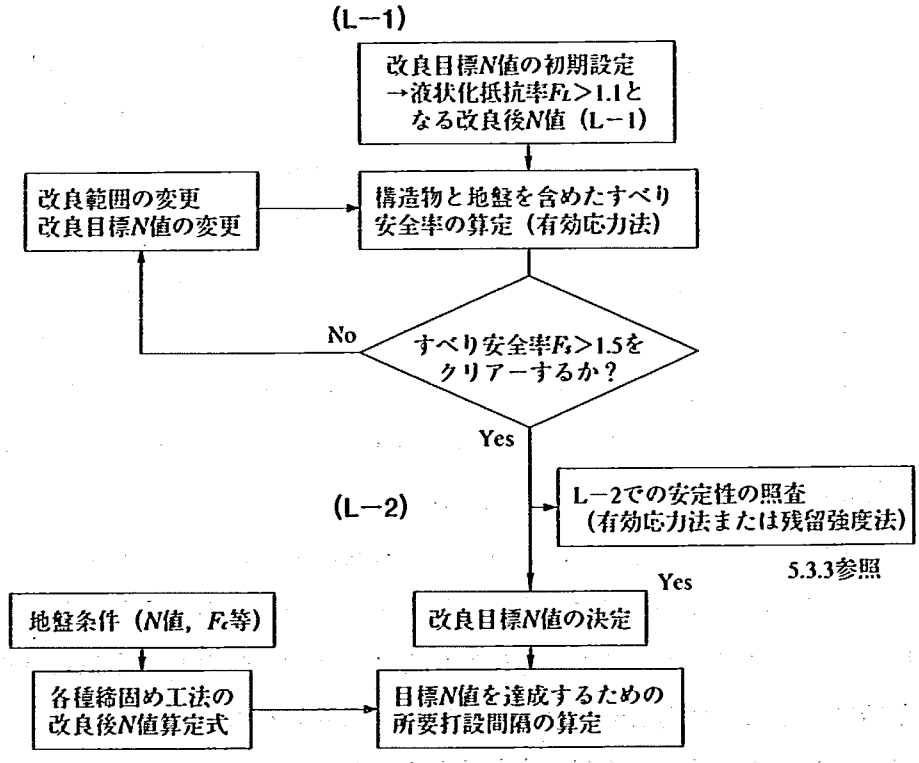
圧係数の増大の効果を定量的に評価することが困難であるとして，設計上安全側である密度変化のみを定量化した効果評価がなされていることが多い。しかしながら，大規模地震動（L−2）を考慮する場合には，土圧増大の効果および(4)に述べたことをより適切に判断して経済的な設計を行うことの必要性も考えられる。

(6) 所定の改良目標N値を得るための打設間隔の決定に際しては，適用する締固め工法によってその方法が異なるため，各工法に応じたものを使用する。締固め工法の改良効果は，対象地盤の細粒分含有率によって大きく変化する。打設間隔の算定においても対象地盤の細粒分含有率に関する十分な調査が必要となる。また，重錘落下工法やタンパー工法では改良可能な深度に限界があるため，他工法との併用などの対処が必要となる。本マニュアルでは，代表的な動的締固め工法の例として，サンドコンパクションパイル工法，ロッドコンパクション工法，バイブロフローテーション工法，重錘落下工法の設計法を示した[10]。打設間隔の算定は「4.5.4　改良仕様の設定方法」に示した方法に従うものとする。

改良仕様の設定手順を図−解5.5.5に，各工法で定めるべき改良仕様の項目を表−解5.5.1に示す。

表−解5.5.1　各締固め工法の改良仕様項目

工　法　名	改良仕様の項目
SCP工法	置換率（打設間隔，配置形状）
バイブロフローテーション工法	打設間隔，補給材量
ロッドコンパクション工法	打設間隔
動圧密工法	重錘重量，落下高さ，落下回数



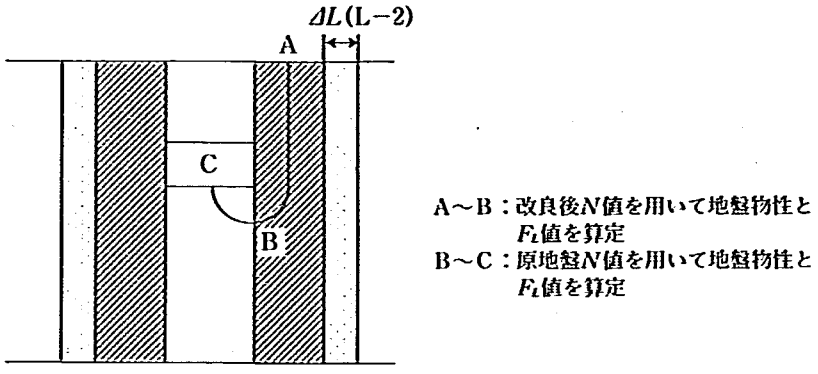
図−解5.5.5　改良仕様の設定手順

5.5.5 すべり安定計算の方法

地震時の過剰間隙水圧および改良地盤の強度定数を用いたすべり安定計算を行い，得られたすべり安全率が許容値以上であることを確認して改良仕様を最終決定する。

(1) 中規模地震動（L−1）に対するすべり安定計算は，「5.3.3 構造物の安定性の検討」に示した方法に従って行い，所定の安全率を満足することを確認する。許容安全率を満足しない場合には，改良範囲，改良仕様の見直しを行う必要がある。

① すべり安定計算は，図−解5.5.6に示すように，構造物下端を中心とした構造物幅Bの1/2の円弧部と，改良部内の直線部からなるすべり線上での作用モーメントと抵抗モーメントの比率をもってすべり安全率とする。すべり面上のせん断抵抗は，式(解5.3.4)に従い，すべり面上の有効直応力（過剰間隙水圧を考慮）と地盤の強度定数を用いて算定する。



図−解5.5.6 すべり安定計算の考え方

② 中規模地震動（L−1）のすべり安定計算に用いる改良地盤の過剰間隙水圧値は，「5.3.3 構造物の安定性の検討」に示した方法（F_L^{-7}則）により求める。

③ 中規模地震動（L−1）のすべり安定計算に用いる改良地盤の強度定数（内部摩擦角）は，改良後N値と既往のN値〜内部摩擦角関係式を用いて算定する。締固め工法による改良範囲内は，改良後N値に対応する力学特性を有するものとし，締固め工法の改良効果は，設計上はこのN値増分によって評価されるものである。なお，改良後N値とは，「5.5.4 改良仕様の設定方法」で求めた，地盤の細粒分含有率の影響を考慮した改良後パイル間N値に相当する。強度定数の設定は「5.3.3 構造物の安定性の検討」に示した方法に従うものとする。未改良地盤のF_L値が1.0を下回る場合，中規模地震動(L−1)では設計上せん断強度は完全に失われるものと考える。砂層の粘着力は基本的には考慮しないこととし，粘性土層に関しては一軸圧縮強度等を参照してその強度定数を評価する。

(2) 大規模地震動（L−2）を対象とする場合には，中規模地震動で設定した改良仕様に対して，締

固め改良域および未改良域の過剰間隙水圧や残留強度を考慮したすべり計算（有効応力法または残留強度法）を実施し，構造物の安定性を照査する。残留強度法では，抵抗モーメントの計算に用いるせん断抵抗τ_fとして，地盤の正規化N値に対応した残留強度（図－解4.3.3参照）を与えてすべり安全率を算定する。締固め改良域では改良後N値，未改良部では改良前N値に対応した残留強度を見込むものとする。詳細は「5.3.3　構造物の安定性の検討」を参照されたい。

(3) 許容すべり安全率は，「5.3.3　構造物の安定性の検討」に従って地震動の規模に応じた値を設定する。大規模地震動（L－2）での所要安全率は，大規模地震に際して構造物に容認する浮上がり量や，残留強度法の実績，不確定要素等を勘案し，設計者の判断により適宜定めるものとする。

[参考文献]

1）古賀泰之・古関潤一・高橋晃浩：掘割道路の地震時浮き上がりに関する検討，土木研究所資料3008号，1991.

2）建設省土木研究所他：液状化対策工法の開発に関する共同研究報告書(その5)，5.2　地中構造物の地震時水平変位に関する検討，1997.

3）井合　進・小泉勝彦・倉田栄一：液状化対策としての地盤の締固め範囲，土と基礎，Vol. 39, No. 2, pp. 35～40, 1991.

4）建設省土木研究所他：液状化対策工法の開発に関する共同研究報告書，共同研究報告書第185号4.7.1　締固め改良地盤の損傷領域に関する検討，pp. 187～198，1996.12.

5）新川直利・山本　実・原田健二：実地震を受けたタンク基礎地盤の挙動に関する一考察，第31回地盤工学研究発表会講演集，pp. 75～76，1996.

6）建設省土木研究所他：液状化対策工法の開発に関する共同研究報告書(その5)，3.7.1　締固め地盤の残留強度に関する検討，および3.7.2　レベル2地震動における動的締固め工法による改良地盤の評価に関する検討，1997.

7）日本道路協会：共同溝設計指針，1986.3.

8）建設省土木研究所他：液状化対策工法の開発に関する共同研究報告書，共同研究報告書第150号，6.4　地盤改良範囲の設計法に関する検討，pp. 515～528，1995.12.

9）松尾　修・安田　進・原田健二・石黒　健・渦岡良介：レベル2地震動による改良地盤の評価について，第32回地盤工学研究発表会講演集，pp. 1065～1066，1997.

10）建設省土木研究所他：液状化対策工法の開発に関する共同研究報告書，共同研究報告書第150号，4.7.1　各種締固め工法を対象とした試設計，pp. 291～323，1995.12.

5.6 特殊石灰パイル工法

5.6.1 設計方針

地中構造物の液状化対策としての特殊石灰パイル工法の設計では，対象とする構造物に要求される設計用地震力に対して，所要の安定性が確保できるように改良範囲(改良深さ，改良幅)，改良仕様（打設間隔）を設定する。

(1) 特殊石灰パイル工法は，特殊石灰と水砕スラグまたはセメント，石膏ならびに砂の混合材料を地盤中にパイル状に造成し，パイル打設時の圧入力と特殊石灰の消化反応に起因するパイルの膨張圧により，パイル間地盤の密度や側方拘束圧を増して，改良範囲内の地盤の液状化強度を高めるとともに，硬化したパイル体と密な砂地盤との複合地盤を形成する工法である。

(2) 液状化対策としての特殊石灰パイル工法の設計を行う場合には，設計用地震力，構造物の諸元（形状寸法，重量など)および原地盤，パイル間地盤の地盤物性を表す設計用定数が必要である。なお，設計用定数および設計用地震力については，「4.6.3 設計用定数」および「4.6.4 設計用地震力」を参照されたい。

(3) 地盤の液状化による地中構造物の主な被害形態は，構造物の浮上がりであり，地震時の安定性の評価は，構造物の浮上がりに対して行うこととする。地中構造物の安定性の評価は，「5.3.3 構造物の安定性の検討」に示す安定計算手法によって行い，所定の安全率が確保できれば，想定した地震動に対する地中構造物の安定性は確保されるものとする。

(4) 上記の安定性評価手法は，中規模地震動（L−1）および大規模地震動（L−2）に対して適用される。中規模地震動（L−1）に対しては，所定の安全率が確保できれば，地中構造物の破壊や有意な浮き上がりは生じないものとする。また大規模地震動（L−2）に対しても，液状化を防止することが望ましいが，たとえ構造物周辺地盤が液状化しても構造物の安定性が保たれていれば，地中構造物の大規模な変状は生じないものとする。

なお，大規模地震動（L−2）の検討に際し，対象構造物の基礎地盤が不整形な地形・地質構造を有して地震時の挙動が複雑な場合や構造物の重要度が高い場合には，別途，地震応答解析や永久変形解析などの詳細な照査を行うことが望ましい。

(5) 地中構造物の設計では，安全性の確保と共に経済性の追求も必要である。たとえば，ある改良範囲と仕様で構造物の安定性が確保された場合でも，改良仕様を高くして，逆に改良範囲を狭めた方が経済的な組み合わせとなる状況が生じ得る。このように，特殊石灰パイル工法の改良効果は，改良範囲と改良仕様の組合せにより決定されるため，この点に十分留意して改良範囲・仕様を設定する必要がある。

5.6.2 設計手順

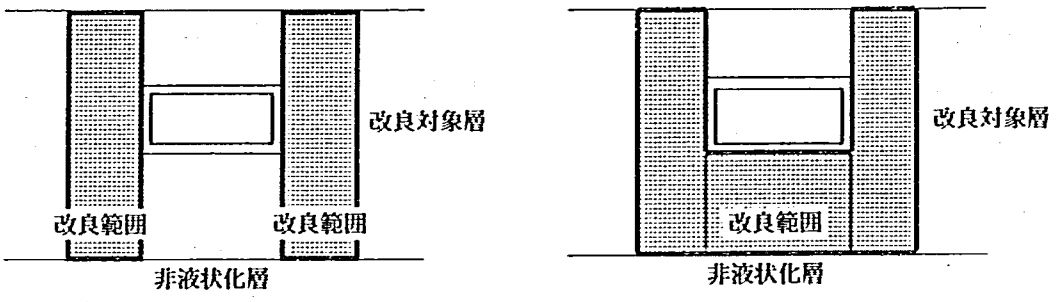
(1) 構造物条件や施工条件を勘案し，構造物直下に未改良部を残す両脇改良，構造物直下も改良する直下＋両脇改良の２つの改良形態から適切なパターンを選択する。

(2) 両脇改良の場合，構造物の諸元や液状化層厚に応じた改良範囲の設定を行い，液状化が発生しないような改良仕様を決定する。その後，改良域および未改良域のせん断強度を設定し，構造物と周辺地盤を含むすべり計算を実施して構造物の安定性検討を行うものとする。

(3) 直下＋両脇改良の場合，改良範囲と改良仕様を変えたすべり計算を実施し，所定の安全率を満足するなかで最も経済的な改良形態，仕様を決定する。

(1) 特殊石灰パイル工法の改良形態には，図－解5.6.1(a)(b)に示すように両脇改良，直下＋両脇改良の２つのタイプがある。両脇改良は，特に既設地中構造物の場合に適用される改良形態であるが，構造物直下に未改良部が残存するために構造物が地震時に浮上がりなどの変状をきたさないよう，両脇改良部を十分な幅，強度に改良したり，未改良域からの過剰間隙水圧伝播の影響を考慮して余裕幅を持たせるなどの方策が必要となる。設計ではまず，与えられた構造物条件や施工条件を勘案し，両脇改良，直下＋両脇改良のいずれかの改良形態を決定するが，両脇改良と直下＋両脇改良では改良範囲の設定の仕方が異なる。両脇改良では，構造物諸元に応じた最低改良幅を規定しているのに対し，直下＋両脇改良では，所定の安全率確保していれば経済性を勘案して構造物側面の改良幅Lを狭めることが可能である。

特殊石灰パイル工法の設計手順を図－解5.6.2に示す。

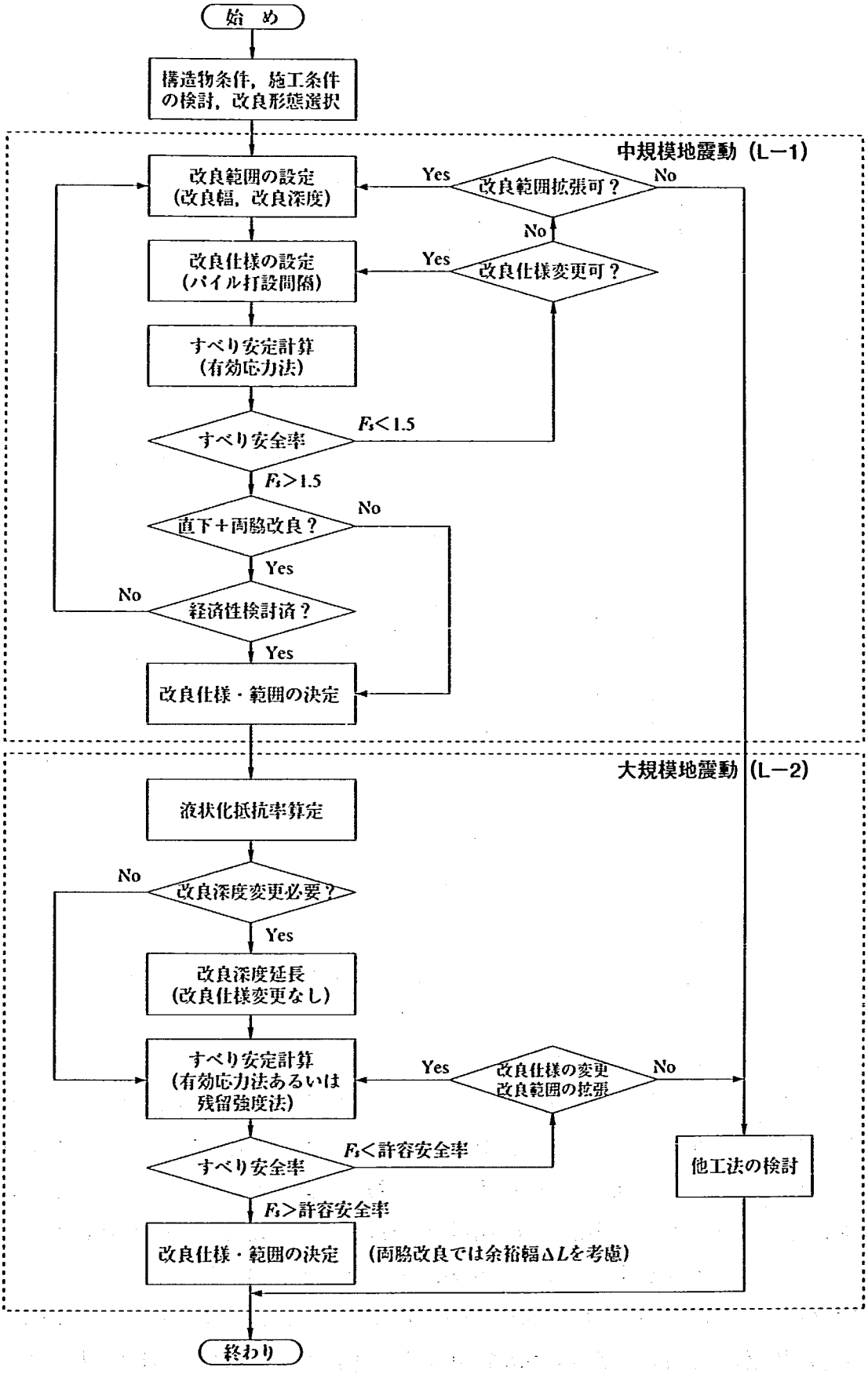


(a) 両脇改良
(主に既設構造成に適用)

(b) 直下＋両脇改良
(主に新設構造物に適用)

図－解5.6.1 改良形態

(2) 両脇改良の場合，改良後の構造物の安定性の検討では，浮上がり安定計算は行わず，以下の手順によりすべり安定計算のみを実施する。なお，中規模地震動（L－1）の検討では，有効応力法によるすべり安定計算を行い，大規模地震動（L－2）の検討では，有効応力法あるいは残留強度法によるすべり安定計算を行う。地震時のすべり安定計算に用いる地盤の強度を，地震動規模に対応させて表－解5.6.1に示す。



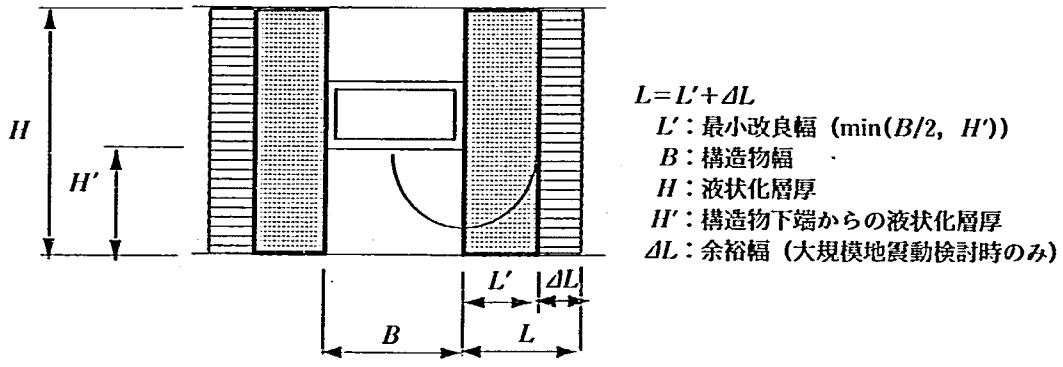
図−解 5.6.2　特殊石灰パイル工法の設計手順

表－解5.6.1　地盤強度の設定方法

地震動規模	地盤の強度
中規模地震動 (L－1)	過剰間隙水圧を考慮した静的強度
大規模地震動 (L－2)	過剰間隙水圧を考慮した静的強度 あるいは 液状化後の残留強度

① 中規模地震動（L－1）に対して改良仕様を定める。

② 構造物と周辺地盤を含むすべり安定計算で用いるすべり線が，構造物両脇の改良範囲内にあるように改良幅Lを定める。大規模地震動（L－2）を想定する場合には，未改良域からの過剰間隙水圧伝播の影響に対する余裕幅ΔLを設けることが望ましい（図－解5.6.3）。



図－解5.6.3　両脇改良の場合の改良範囲の設定

③ 改良域の液状化抵抗率F_Lが中規模地震動（L－1）に対して1.1以上となる改良仕様を設定する。

④ この改良仕様に対応する地盤強度（地盤定数，過剰間隙水圧）を改良後N値とF_L値から求め，構造物と周辺地盤を含むすべり安定計算により，その安全率を算出する。地中構造物の浮上がりは，周辺の液状化地盤が構造物の下に回り込むことによって生ずる。そこで，上記のすべり安定計算によって地震時の周辺地盤の回り込みに対する安全率を求め，間接的に浮上がり安定の照査を行うものである[1]。余裕幅ΔLの領域は周辺からの過剰間隙水圧の伝播により軟化するものと考え，すべり安定計算では，この領域を未改良域として評価する。

⑤ 大規模地震動（L－2）に対する検討手法は十分に確立したものではないが，ここでは「5.3.3 構造物の安定性の検討」で示した手法を用い，過剰間隙水圧を考慮した有効応力によるすべり安定計算法（有効応力法）または地盤の残留強度を考慮した残留強度法により構造物の安定性を照査する。なお，この2つの安定計算法の特徴，適用限界，適用にあたっての許容安全率の

考え方などについては，「5.3.3　構造物の安定性の検討」の無対策時の設計法の項で詳述しており，適用に当たってはこれを参照するものとする。

(3) 直下＋両脇改良の場合，中規模地震動（L－1）を対象として，改良範囲と改良仕様をパラメトリックに変えたすべり安定計算を行い，液状化抵抗率とすべり安全率の両者が許容値を満足する範囲内で地盤改良工のコスト試算を行い，最も経済的な改良範囲と改良仕様を設定する。両脇改良に比べて改良幅を狭めることができるが，設計上極端に狭くなる場合には，未改良域からの間隙水圧伝播に対する余裕幅の検討を行うことが望ましい。すべり安定計算の方法や大規模地震動（L－2）での照査方法は両脇改良の場合と同様である。

5.6.3　改良範囲の設定方法

(1) 特殊石灰パイル工法の改良範囲のうち改良深度については，完全液状化層を含む，液状化抵抗率F_L＜1.1となる層の下端までを最小とすることを原則とする。

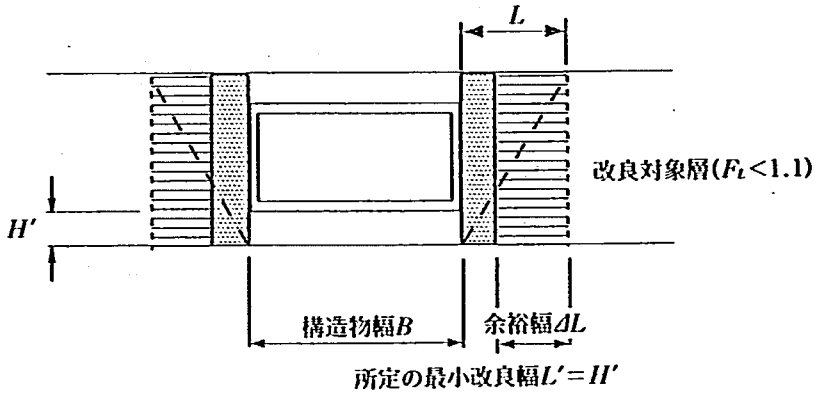
(2) 特殊石灰パイル工法の改良範囲のうち改良幅については，両脇改良においてはすべり安定計算におけるすべり線を包含する範囲までを最小とすることを原則とする。また，直下＋両脇改良においては，構造物直下と両脇を改良することとし，所定のすべり安全率を満足する最も経済的な改良範囲とする。

(1) 改良範囲のうち改良深度については，中規模地震動（L－1）に対して，「4.3.2　液状化判定」で液状化すると判定された層（完全液状化層）を含む，液状化抵抗率がF_L＜1.1となる層（改良対象層）の下端までを原則とする。これは，「5.6.5　すべり安定計算の方法」で述べるすべり安定計算の検討半径が，最大でも地中構造物の幅の1/2にしかならず，この半径以深の部分の安定性が照査されないためである。なお，中規模地震動（L－1）に対して改良対象層と判定されなかった層が大規模地震動（L－2）の検討で改良対象層と判定された場合，改良深度を延長する必要があるが，この場合でも，改良仕様は中規模地震動（L－1）に対する液状化抵抗率で設定され，たとえ改良仕様を変更する場合でも，大規模地震動（L－2）に対する液状化抵抗率$F_L \geqq 1.1$という条件を満たす必要はないものとする（5.6.4参照）。

(2) 改良幅については，両脇改良の場合，構造物直下に未改良部が残存する改良形態となるため，構造物が地震時に浮き上がりなどの変状をきたさないよう，両脇改良部を十分な幅，強度に改良するなどの方策が必要となる。したがって両脇改良における構造物側方の平面的な改良範囲としては，浮上がり安定性を確保するために，構造物側壁からすべり線を包含する範囲までを最小とすることを原則とした（図－解5.6.3参照）。

なお，すべり面の半径Rが構造物下面から改良対象層（F_L＜1.1）下端までの距離H'となった結果，所定の最小改良幅が極端に狭くなった場合には，未改良域からの過剰間隙水圧の伝播の影響を考慮して余裕幅を設定することが望ましい（図－解5.6.4参照）。

さらに，図－解5.6.3に示す所定の最小改良幅L'（＝min（$B/2$，H'））が施工上の制約から確

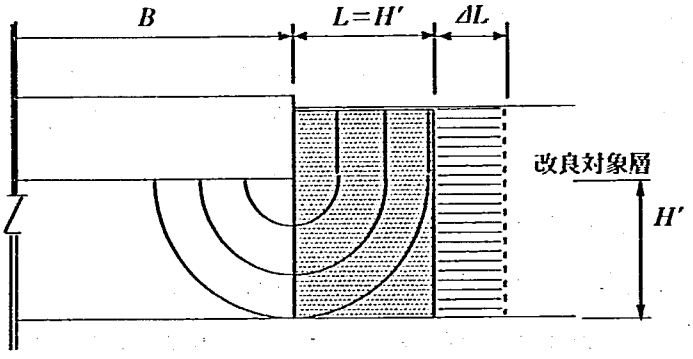


図－解5.6.4　所定の最小改良幅L'が極端に小さな場合の改良幅L（両脇改良）

保できず，置換率を増加させて所定のすべり安全率を満足する場合には，未改良域からの間隙水圧伝播に対して他工法の併用を検討する，あるいは地震応答解析や永久変形解析を実施して詳細な検討を加えるなど安定性の確保に対する十分な配慮が必要となる。

(3)　地震時に未改良域から過剰間隙水圧が伝播し，改良範囲内の強度が低下する場合の改良幅の取扱いについては，「4.6.5　改良範囲の設定方法」に示した通りである。

(4)　地下駐車場のように構造物幅Bが大きな面状地中構造物では，すべり安全率の算定は，すべり線が改良対象層（F_L<1.1）下端を通る場合を想定して行うことになる。線状構造物の設計を準用すると，構造物下面から改良対象層下端までの距離H'の半径を有するすべり線を用いることになる。しかしながら，面状地中構造物に対しては，すべり安定計算の適用自体に不明な部分が残されていることから，任意のすべり面半径を設定した計算を行い，最小安全率を求めること，既設の面状地中構造物の場合には間隙水圧伝播の影響に対する余裕幅を設けることを原則とする（図－解5.6.5参照）。



図－解5.6.5　面状地中構造物の改良幅設定方法

5.6.4 改良仕様の設定方法

特殊石灰パイル工法では，原則として，パイル中間地点の改良前後のN値の関係から推定した改良後N値が構造物の安定性を確保できるように，改良仕様（置換率）を設定するものとする。

(1) 改良仕様の設定に際しては，まず改良地盤の液状化を抑え，さらに改良地盤内に発生する過剰間隙水圧の値を極力低減させることを前提とする。そのために，改良地盤の液状化抵抗率F_Lが中規模地震動（L−1）に対して1.1以上となるように，改良仕様を設定する。なお，液状化抵抗率の算定は「4.3.2 液状化判定」に示した方法に従うものとする。一般には，液状化しないF_L値は1.0以上とされているが，これを1.1としたのは，F_L^{-7}式（$\Delta u/\sigma_v' = F_L^{-7}$）[2]を用いた場合，改良範囲内の地盤の過剰間隙水圧比が0.5を上回ることがなく，改良地盤の剛性が極端に低下しないように配慮したものである。

(2) $F_L \geqq 1.1$を満足したうえで，さらに5.3.3で述べた改良範囲に対する有効応力法でのすべり安全率が所要値1.5を満足するような改良後N値を設定する。大規模地震動（L−2）の検討を行う場合には，中規模地震動で設定した改良仕様に対して5.3.3で述べた方法に従い，すべり安全率（有効応力法または残留強度法）を算定し，設計者の判断により定めた許容安全率を満足することを確認して設計を終了する。

(3) 改良仕様の設定方法については，「4.6.6 改良仕様の設定方法」に詳述した。ここでは，設定手順の概略について記述する。特殊石灰パイル工法の設計では，中規模地震動（L−1）に対して，液状化抵抗率とすべり安全率双方から改良仕様を設定し，大規模地震動（L−2）に対しては，地震時の安定性を検討して所定の安全率が得られるようにする。

中規模地震動（L−1）の検討では，置換率F_qを仮定して改良後N値（N'）を設定し，原則として液状化抵抗率F_Lが所定の安全率を満たすような置換率F_qを求める。つぎに，改良範囲を設定して地震時のすべり安定計算（「5.3.3 構造物の安定性の検討」参照）を行い，すべり安全率F_sが所定の安全率以下であれば，再度，改良仕様または改良範囲の設定を変えて，すべり安全率F_sが所定の安全率以上になるように設定する。

大規模地震動（L−2）の検討では，液状化抵抗率F_Lの算定を行い，所定の液状化抵抗率を下回る領域が拡大した場合には，改良仕様および改良深度を変更したうえで，すべり安定計算を行う。もし所定の安全率が得られない場合は，再度改良仕様または改良範囲の設定を変えて，すべり安全率F_sが所定の安全率以上になるように設定する。

直下＋両脇改良の場合は，所定の安全率を満足する改良仕様と改良範囲の組合せのうち，施工可能な最も経済的な組合せを採用するものとし，決定した置換率と膨張後のパイル径（約60 cm）および排土量（約0.07 m³/m）からパイル打設間隔を決定する。

なお，既設構造物や近接構造物が存在する新設構造物に対する設計では，多くの場合，施工可

能幅が限られるので，改良幅を上限に設定して置換率を定めるのが一般的と考えられる。

5.6.5 すべり安定計算の方法

地震時のすべり安定計算を行い，その安全率が所定の安全率を満足するかどうかを検討する。

(1) 地震時すべり安全率の算出は，「5.3.3 構造物の安定性の検討」に示した方法によって行い，所定の安全率を満足することを確認する。所定の安全率を満足しない場合には，改良範囲，改良仕様の見直しを行う必要がある。

(2) すべり安定計算で用いる地盤強度（粘着力，内部摩擦角）の扱いは，表－解5.6.1に示したように地震動の規模に応じて異なる。以下では地盤強度の設定法について述べる。なお，改良を実施する液状化層は砂質土層となるため，設計上の粘着力は考慮しないのが一般的である。

1) 中規模地震動（L－1）の場合

液状化層には過剰間隙水圧の発生を考慮した静的強度，非液状化層には過剰間隙水圧の発生を考慮しない静的強度を用いる有効応力法で安定計算を行う。過剰間隙水圧は，「4.3.3 構造物の安定性の検討」で示した方法によって算定し，改良した範囲の内部摩擦角は，図－解4.3.3に示したN値と内部摩擦角の関係より，改良後N値で評価し，以下の式によって地盤のせん断強さを評価する。

$$\tau_f = (1 - L_u) \cdot \sigma_{n0}' \cdot \tan\phi' \quad \cdots\cdots (解5.6.1)$$

$$\sigma_{n0}' = \left\{ \frac{1+K}{2} - \frac{1-K}{2} \cdot \cos 2\theta \right\} \cdot \sigma_{v0}' \quad \cdots\cdots (解5.6.2)$$

ここに，　L_u：最大過剰間隙水圧比（$=\Delta u/\sigma'_v$）

σ_{n0}'：すべり面に対して法線方向の初期有効直応力

ϕ'：地盤のせん断抵抗角

σ_{v0}'：初期有効上載圧

θ：すべり面の法線方向の水平方向からの角度

K：改良後土圧係数（$=K_0+\Delta K_L$，「4.6.6 改良仕様の設定方法」参照）

ΔK_L：設計用土圧係数増分

（土圧を考慮しない設計法の場合$\Delta K_L=0$，土圧を考慮した設計法の場合$\Delta K_L=0.25$）

2) 大規模地震動（L－2）の場合

中規模地震動（L－1）同様の有効応力法あるいは液状化後の残留強度を用いる残留強度法で安定計算を行う。残留強度法の場合，液状化層には，液状化を考慮した残留強度，非液状化層については過剰間隙水圧の発生を考慮しない静的強度を用いる。残留強度の算出は，「4.3.3 構造物の安定性の検討」で示した方法によって行い，改良した範囲については，改良後N値などを用いることができるが，「5.3.3 構造物の安定性の検討」で示した点に留意して適用する必

要がある。

(3) 改良した範囲の地盤強度については，特殊石灰パイルのせん断強さを考慮し，複合地盤として評価することも考えられるが，パイル体の地震時の挙動，地盤が流動化した場合の保有強度など，なお不明な部分が多いため，現段階ではパイル体強度は設計上考慮しないこととする。

[参考文献]

1）古賀泰之・古関潤一・高橋晃浩：掘割道路の地震時浮上がりに関する検討，土木研究所資料 3008 号，1991.
2）日本道路協会：共同溝設計指針，1986.3.

5.7 コンパクショングラウチング工法

5.7.1 設計方針

地中構造物の液状化対策としてのコンパクショングラウチング工法の設計では，対象とする構造物に要求される設計用地震力に対して所要の安定性が確保できるように，改良範囲（改良深さ，改良幅），改良仕様（打設時ソイルモルタル平均径，施工間隔等）を設定する。

(1) コンパクショングラウチング工法は，流動性の極めて小さいソイルモルタルを地盤中に圧入し，球根状の固結体を連続的（串団子状）に造成するもので，この固結体による締固め効果で地盤を圧縮強化し，改良範囲内の地盤の強度を高める工法である。
なお，本工法は，既設地中構造物に対して適用することとする。

(2) コンパクショングラウチング工法の設計を行う設計用定数および設計用地震力については，「4.7.3 設計用定数」，「5.2.1 地盤条件」および「5.2.3 設計用地震力」を参照されたい。

(3) 地中構造物の安定性の評価は，「5.3.3 構造物の安定性検討」で示した地中構造物と周辺地盤を含めたすべり安定計算により行う。所定の安全率が確保できれば，既往の室内試験結果等から，中規模程度の地震動（L－1）では地中構造物に浮き上がりなどの有意な変状は生じないと考えるものである。

(4) 上記の設計手法は，中規模地震動（L－1）および大規模地震動（L－2）に対して適用する。ただし，大規模地震動（L－2）発生時における締固め地盤や地中構造物の挙動については不明な部分が多い。

(5) 地中構造物の設計では，安全性の確保と共に経済性の追求も必要である。コンパクショングラウチング工法の設計においてはこの点に留意し，最も経済的な改良範囲，仕様の設定を行う。また，本工法は，施工中に地盤変位を伴うこともあるため，周辺環境への留意も必要である。

5.7.2 設計手順

(1) 構造物条件や施工条件を勘案し，構造物直下に未改良部を残す両脇改良，および直下も改良する直下＋両脇改良の２つの改良形態から適切なパターンを選択する。

(2) 両脇改良の場合，構造物の諸元や液状化層厚に応じた改良範囲の設定を行い，液状化が発生しないような改良仕様を決定する。その後，改良域および未改良域のせん断強度を設定し，構造物と周辺地盤を含むすべり計算を実施して，構造物の安定性検討を行うものとする。

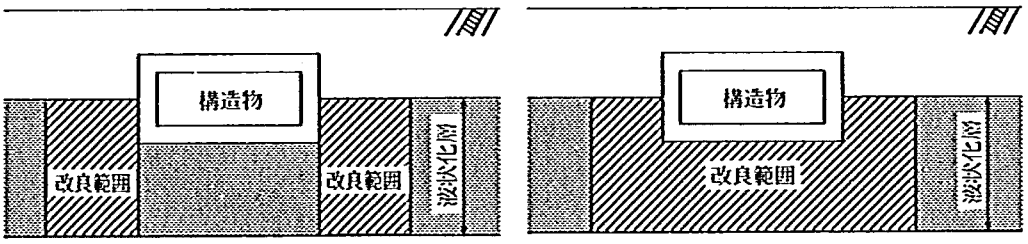
(3) 直下＋両脇改良の場合，改良範囲と改良仕様を変えたすべり計算を実施し，所定の安全率を満足するなかで最も経済的な改良形態，仕様を決定する。

(1) コンパクショングラウチング工法の改良形態には，図－解5.7.1(a), (b)に示すように両脇改良，直下＋両脇改良の2タイプがある。両脇改良は，特に既設構造物の場合に適用されるタイプであるが，構造物の直下に未改良部が残存するために構造物が地震時に浮上がりなどの変状をきたさないよう，両脇改良部を十分な幅，強度に改良したり，未改良域からの過剰間隙水圧伝播の影響を考慮して余裕幅を持たせる等の方策が必要となる。このため，構造物直下の改良が可能な直下＋両脇改良の場合と設計の考え方を区分したものである。設計では，まず，与えられた構造物条件や施工条件を勘案し，両脇改良，直下＋両脇改良のいずれかの改良形態を決定する。両脇改良と直下＋両脇改良では，改良範囲の設定の仕方が異なる。両脇改良では，構造物諸元に応じた最低改良幅を規定しているのに対し，直下＋両脇改良では，所要の安全率を確保していれば経済性を勘案して構造物側面の改良幅Lを狭めることが可能である。

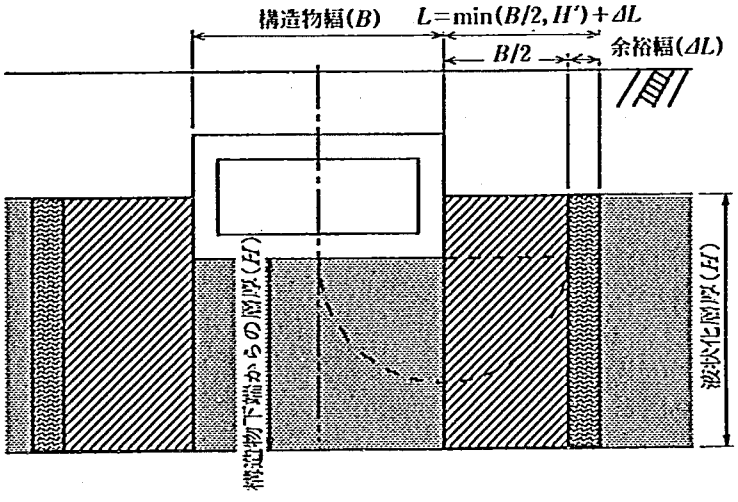
(2) 両脇改良の場合の，すべり安全率の算定に基づく設計手順を図－解5.7.2に示す。締固めによる液状化対策を施した場合の構造物の安定性の検討では，浮上り計算は行わず，以下の手順によりすべり計算のみ実施する。

1) 中規模地震動（L－1）に対して改良仕様を定める。

2) 両脇改良の場合，構造物と周辺地盤を含むすべり安定計算で用いるすべり線が，構造物両脇

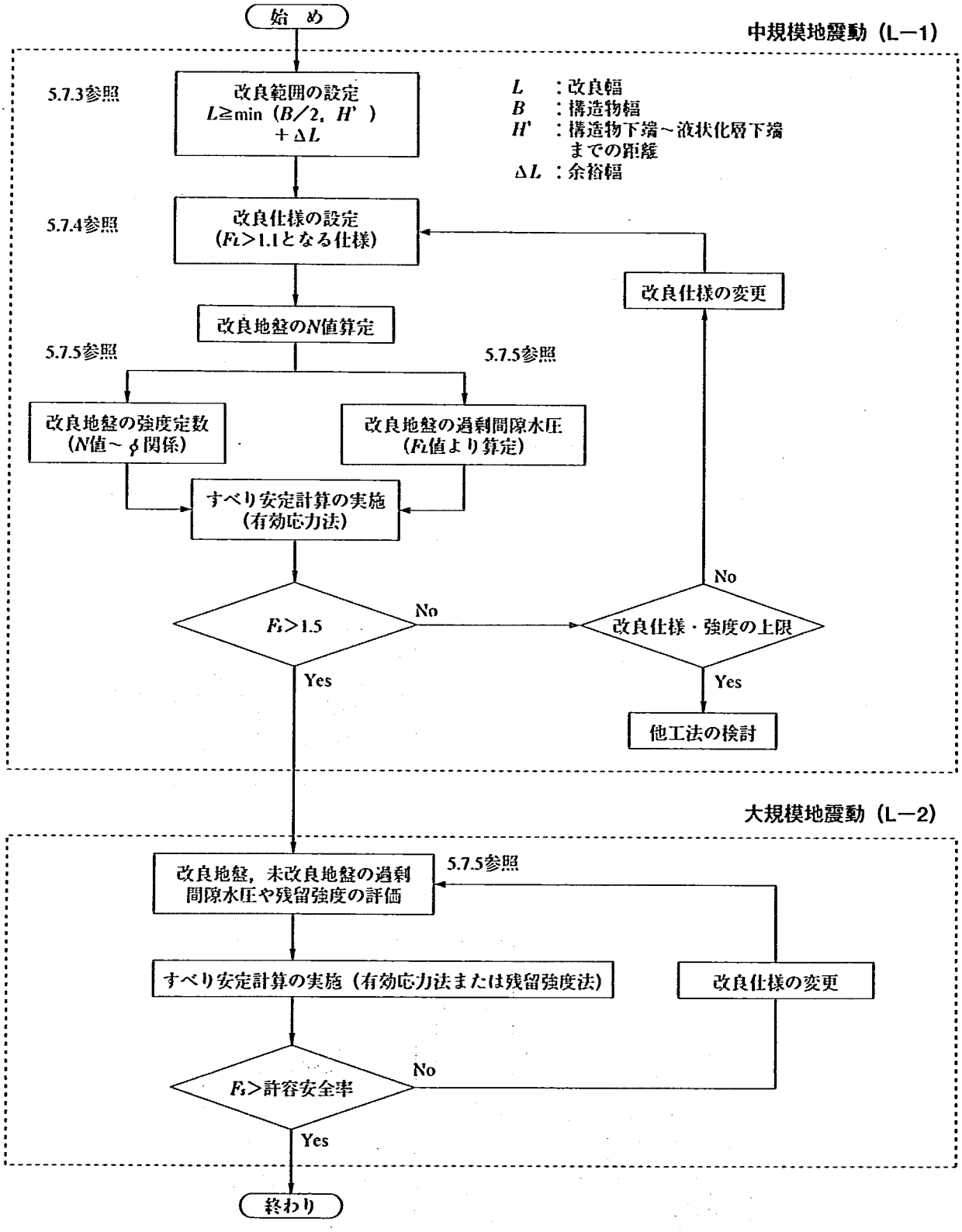


(a) 両脇改良型　　(b) 直下＋両脇改良型



(c) 両脇改良の場合の改良範囲の設定

図－解5.7.1　改良形態および改良範囲の設定



図−解5.7.2　コンパクショングラウチング工法の設計手順（両脇改良）

の改良範囲内にあるように改良幅Lを定める。大規模地震動(L−2)を想定する場合には，未改良域からの過剰間隙水圧伝播の影響に対する余裕幅ΔLを設けることが望ましい(図−解5.7.1(c)参照)。

3) 改良域の液状化抵抗率F_Lが中規模地震動(L−1)に対して1.1以上となる改良仕様(改良体配置等)を設定する。

4) この改良仕様に対する改良後N値とF_L値より改良地盤の強度定数と過剰間隙水圧を求め，構造物と周辺地盤を含むすべり計算により，その安全率を算出する。地中構造物の地震時浮上がりは，周辺の液状化地盤が構造物下に回り込むことによって生ずる。そこで，上記のすべり安定計算によって地震中における周辺地盤の回り込みに対する安全率を求め，間接的に浮き上がり安定の照査を行うものである。余裕幅ΔLの領域は周辺からの過剰間隙水圧の伝播により軟化するものと考え，すべり安定計算ではこれを考慮しない。

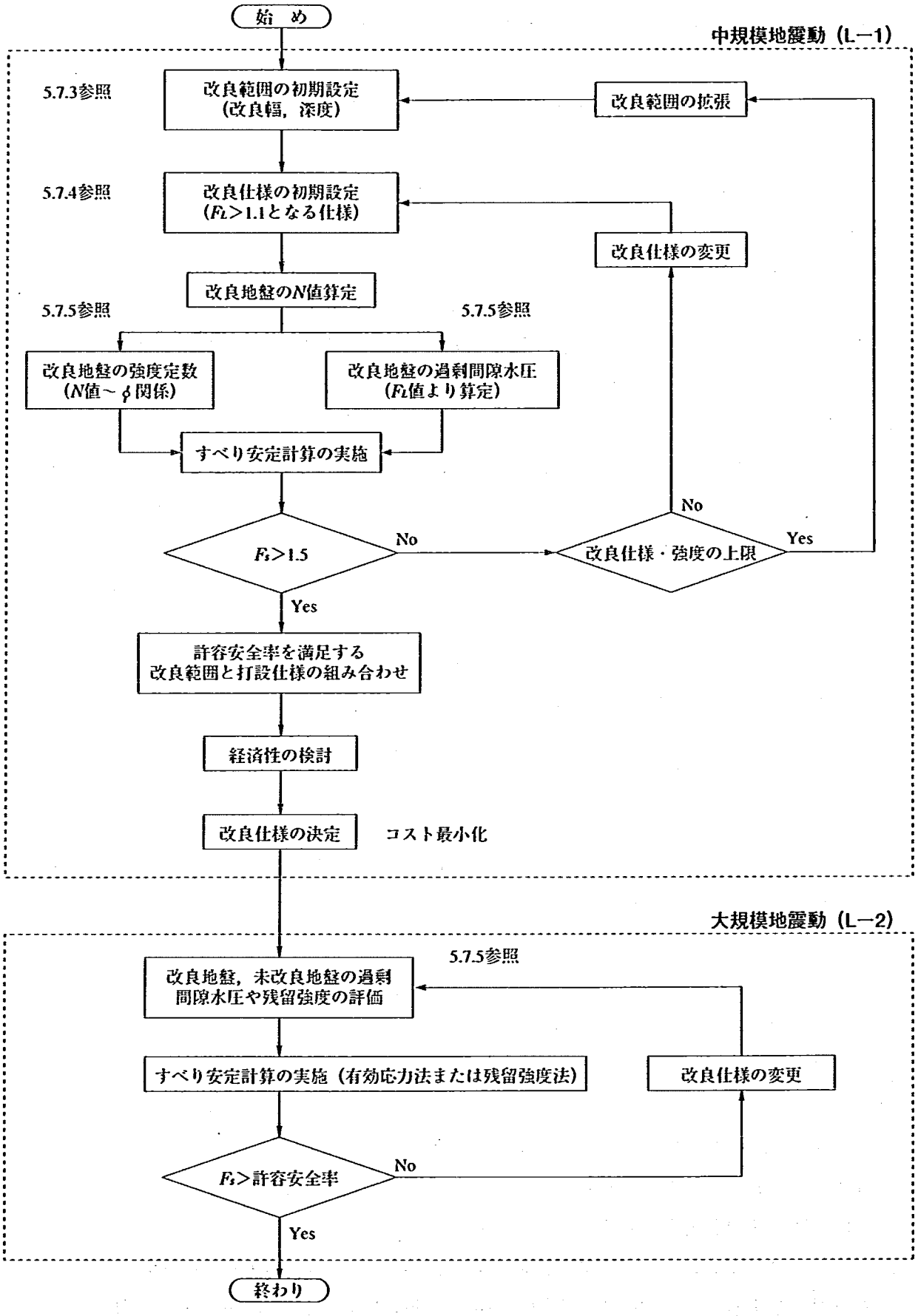
5) 大規模地震動(L−2)に対する検討手法は十分に確立したものではないが，ここでは「5.3.3構造物の安定性の検討」で示した手法を用い，過剰間隙水圧を考慮した有効応力によるすべ安定計算法(有効応力法)または地盤の残留強度を考慮した残留強度法の両者により構造物の安定性を照査する。この2つの安定計算法の特徴，適用限界，適用にあたっての許容安全率の考え方については5.3.3の無対策時の設計法の項で詳述しており，適用にあたってはこれを参照するものとする。

(3) 直下＋両脇改良の場合の設計手順を図−解5.7.3に示す。コンパクショングラウチング工法は，既設構造物のみ対象としているため，構造物直下の改良は，地中構造物の中から施工することになる。このとき，構造物下面にϕ2インチ程度の孔を空けることができ，また，高さ2.5m程度，幅2m程度の作業スペースが確保できる場合のみ適用可能となる。直下＋両脇改良が可能な場合は，中規模地震動(L−1)を対象として，改良範囲と改良仕様をパラメトリックに変えたすべり安定計算を行い，液状化抵抗率とすべり安全率の両者が許容値を満足する範囲内で地盤改良工のコスト試算を行い，最も経済的な改良仕様を設定する。両脇改良に比べて改良幅を狭めることができるが，設計上極端に狭くなる場合には未改良域からの間隙水圧伝播に対する余裕幅の検討を行うことが望ましい。すべり安定計算の方法や大規模地震動(L−2)での照査方法は両脇改良の場合と同様である。

(4) その他の留意事項

1) コンパクショングラウチング工法の改良仕様や改良強度に関しては，施工的な仕様の限界(施工ピッチの最小間隔)や改良強度の上限値(改良後N値の上限)等を勘案して，適切に設定する必要がある。設計上，これらの上限値を超えるような改良強度や施工仕様が要求される場合には，他工法の適用を検討する必要がある。

2) コンパクショングラウチング工法の設計は，地震後の構造物の浮き上がりに対する安定性のみを対象とする。地震中の締固め地盤の水平変位に関しては，中規模地震動(L−1)では液状化抵抗率$F_L \geq 1.1$を確保することで過大な変形は発生せず，締固め地盤の強度やねばり強さに



図−解5.7.3　コンパクショングラウチング工法の設計手順（直下＋両脇改良）

対応した有限の水平変位に収まるものと考えられる。改良地盤の変形をある程度許容する代わりに，固化系工法のような改良地盤自体の安定性の照査は行わない。ただし，大規模地震動(L－2)を対象とする場合には，地震中の改良地盤の水平変位量が大となることが予想されるために，必要に応じて動的応答解析や簡易的な算定手法により構造物の水平変位量を求め，安定性の照査を行うことが望ましい。

5.7.3 改良範囲の設定方法

(1) コンパクショングラウチング工法の改良範囲は，深度方向については液状化抵抗率F_L<1.1となる層の下端までを最小の改良深度とすることを原則とする。

(2) 改良幅については，両脇改良タイプにおいては少なくともすべり安定計算におけるすべり線を包含する範囲以遠まで改良することを原則とする。直下＋両脇改良タイプにおいては構造物直下と両脇の改良とし，所定のすべり安全率を満足する最も経済的な改良範囲とする。

(1) 改良深度について

改良範囲のうち，改良深度については中規模地震動(L－1)に対して液状化抵抗率がF_L<1.1となる層下端までを原則とする。大規模地震動（L－2）を想定する場合は，L－2に対してF_L<1.1となる層の下端までを改良深度とする。液状化抵抗率の算定は「4.3.2　液状化の判定」に示した方法に従うものとする。

(2) 改良幅について

改良幅（平面的な改良範囲）については，両脇改良と直下＋両脇改良で設定の仕方が異なる。

1) 両脇改良の場合，構造物の両側に限定され，構造物直下に未改良部が残存することになる。このため，改良幅の設定においては浮き上がり安定性を確保するために，最低限すべり安定計算におけるすべり線を包含する範囲（$L>B/2$）まで両脇を改良することを原則とした。また，構造物幅Bに対して液状化層Hが小さい場合，すべり線の半径は構造物下端と液状化層下端の距離H'となる。したがって，改良範囲は$B/2$とH'のうち小さい方を採用するものとする(図－解5.7.1(c)参照)。

2) 直下＋両脇改良の場合には，所要のすべり安全率を満足する範囲内で改良幅を狭めた設計が可能となる。

3) 脇改良タイプで，施工上の制約から最小幅$B/2$，H'をとることが不可能な場合には，改良域の強度を極力高め，所要安全率を確保するとともに，未改良部からの過剰間隙水圧伝播に対してドレーン工法や鋼材を用いた工法との併用を採ったり，数値解析による照査を加えるなど，安定性確保に対する十分な配慮が必要となる。

4) 地下駐車場のような構造物幅Bの大きな面状地中構造物では，すべり安全率の算定はすべり面が液状化層下端を通る場合を想定して行うことになる。線状構造物の設計を準用すると，構造物下面から液状化層下端までの距離H'の半径を有するすべり面を用いることになる。しかし

ながら，面状地中構造物に対しては，円弧すべり法の適用性自体に不明な部分が残されていることから，任意のすべり面半径を設定した計算を行い，最小安全率を求めること，既設の地中面状構造物の場合には水圧伝播の影響に対する余裕幅を設けることを原則とする。

5.7.4 改良仕様の設定方法

> コンパクショングラウチング工法では，原則として改良範囲内が液状化せず，過剰間隙水圧の発生が十分に抑制されるように，かつ構造物のすべり安全率が所要の値を満足するように改良目標N値を設定し，この目標N値が確保できるような置換率や施工間隔等を設定する。

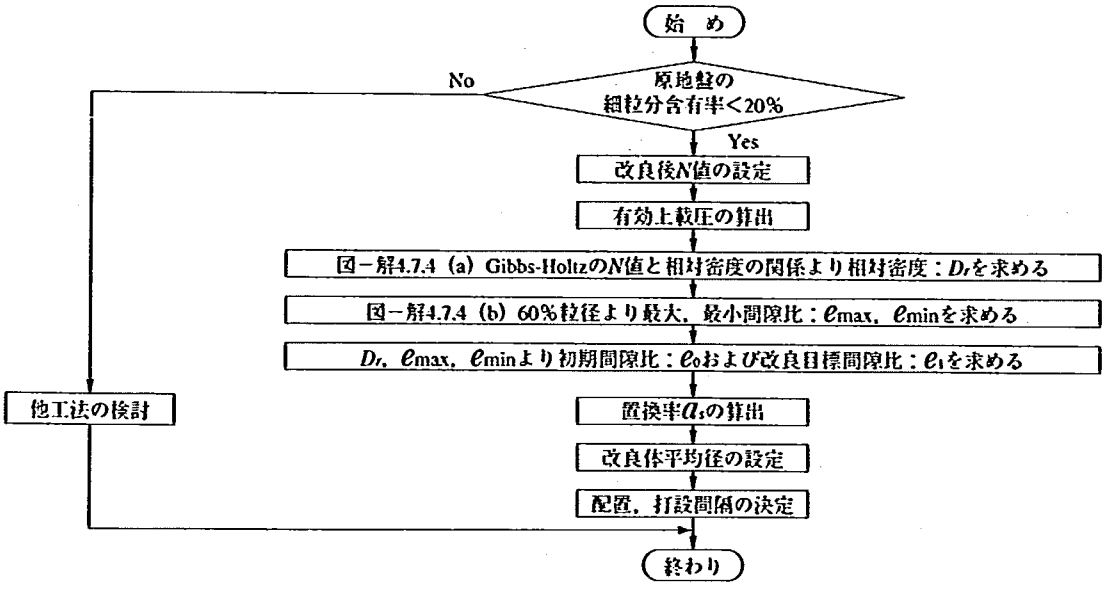
(1) 改良仕様の設定に際しては，まず改良地盤の液状化を押さえ，さらに改良地盤内に発生する過剰間隙水圧の値を極力低減させることを前提とする。そのために，改良地盤の液状化抵抗率F_Lが中規模地震動（L−1）に対して1.1以上となるように目標N値を設定し，改良仕様を定める。液状化抵抗率の算定は「4.3.2 液状化の判定」に示した方法に従うものとする。

(2) $F_L \geqq 1.1$を満足したうえで，さらに5.7.3で述べた改良範囲に対する有効応力法でのすべり安全率が所要値1.5を満足するような改良後N値をもって目標N値とする。大規模地震動（L−2）の検討を行う場合には，中規模地震動（L−1）で設定した改良仕様に対して5.7.3で述べた方法に従いすべり安全率（有効応力法または残留強度法）を算定し，設計者の判断により定めた許容安全率を満足する事を確認して設計を終了する。

(3) 改良強度が比較的低いような改良仕様では，同一のすべり安全率であっても地震後の浮上がり量が相対的に大となる可能性があるため，場合によっては別途永久変形解析を行い所要安全率の変更を行うことも必要となる。

(4) 改良目標N値は，地盤のばらつきに関しても十分考慮して決定する必要がある。液状化抵抗率F_Lは，対象地盤内の深度方向，あるいは平面内すべての点でこれが1.1を満足することが望ましい。なお，コンパクショングラウチング工法の改良後N値については，過去の実績の上限値を考慮し，設計ではこれを超える値を設定してはならない。

改良仕様の設定手順を図−解5.7.4に示す。



図－解 5.7.4　コンパクショングラウチング工法の改良仕様の設定手順

5.7.5　すべり安定計算の方法

地震時の過剰間隙水圧と改良地盤の強度定数を用いたすべり安定計算を行い，すべり安全率が許容値以上であることを確認して改良仕様を最終決定する。

(1)　すべり安定計算は，「5.3.3　構造物の安定性検討」に示した方法に従って行い，所定の安全率を満足することを確認する。許容安全率を満足しない場合には，改良範囲，改良仕様の見直しを行う必要がある。

1)　すべり安定計算は図－解 5.3.8 に示す方法により行い，構造物下端を中心とした構造物幅Bの 1/2 の円弧部と，改良部内の直線部からなるすべり線上での作用モーメントと抵抗モーメントの比率をもってすべり安全率とする。すべり面上のせん断抵抗は，式(解 5.3.4)に従い，すべり面上の有効直応力（過剰間隙水圧を考慮）と地盤の強度定数を用いて算出する。

2)　中規模地震動（L－1）のすべり安定計算に用いる改良地盤の過剰間隙水圧値は，「5.3.3　構造物の安定性検討」に示した式（解 5.3.2）により求める。

3）中規模地震動（L－1）のすべり安定計算に用いる改良地盤の強度定数（内部摩擦角）は，改良後N値と既往のN値～内部摩擦角関係式を用いて算出する。コンパクショングラウチング工法による改良範囲内は，改良後N値に対応する力学特性を有するものとし，コンパクショングラウチング工法の改良効果は，設計上はこのN値増分によって評価されるものである。なお，改良後N値とは，「5.7.4　改良仕様の設定方法」で求めた，地盤の細粒分含有率の影響を考慮した改良後パイル間N値に相当する。強度定数の設定は，「4.3.3　構造物の安定性検討」に示

した方法に従うものとする。砂層の粘着力は基本的には考慮しないこととし，粘土層に関しては一軸圧縮強度等を参照してその強度定数を評価する。

(2) 大規模地震動を対象とする場合には，中規模地震動で設定した改良仕様に対して，締固め改良域および未改良域の過剰間隙水圧や残留強度を考慮したすべり計算（有効応力法，残留強度法）を実施し，構造物の安定性を照査する。残留強度法では，抵抗モーメントの計算に用いるせん断抵抗τ_fとして，第4章に示すような残留強度を与えてすべり安全率を算定する。締固め改良域では改良後N値，未改良域では改良前N値に対応した残留強度を見込むものとする。詳細は「5.3.3 構造物の安定性の検討」を参照されたい。

(3) 許容すべり安全率は「5.3.3 構造物の安定性検討」に従って，地震動の規模に応じた値を設定する。大規模地震動（L−2）での所要安全率は，大規模地震に際して構造物に容認する浮上り量や，残留強度法の実績，不確定要素等を勘案し，設計者の判断により適宜定めるものとする。

[参考文献]

1）地盤工学会：液状化対策の調査・設計から施工まで，1993.

5.8 深層混合処理工法

5.8.1 設計方針

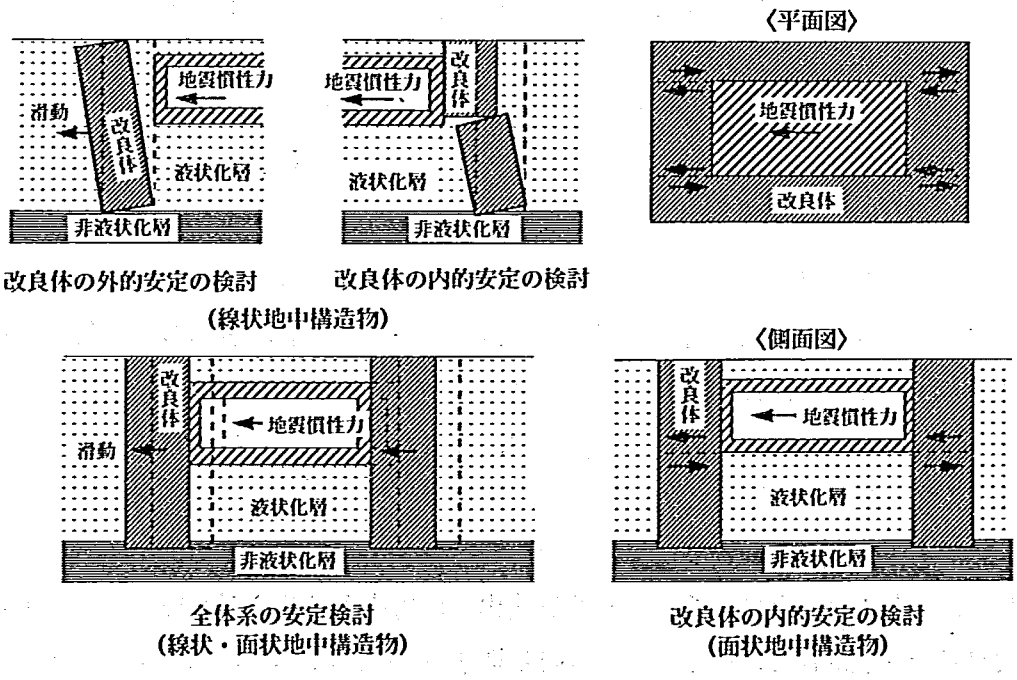
線状・面状地中構造物の液状化対策としての深層混合処理工法の設計では，対象とする構造物に要求される設計用地震力に対して所要の安定性が確保できるように，改良範囲(改良深さ，改良幅）や改良仕様（改良体形状，改良体強度）を設定する。

(1) 深層混合処理工法は，砂地盤にセメントスラリーなどの安定材を供給・撹拌・混合して，砂地盤を全体的あるいは部分的に固結することにより砂地盤の液状化を防止する工法である。

模型振動実験や二次元FEM解析[1]によれば，液状化による構造物の浮上がりは，周囲の地盤から液状化した砂が構造物の下に回り込むことにより生じることがわかっている。この対策として，深層混合処理工法により周辺地盤を改良し，改良体により構造物底面への液状化した砂の回り込みを防止することが有効である。従って，構造物の浮上がりを防止するためには，改良体を非液状化層に十分に根入れすることと改良体の安全性を確保することが必要である。

また，新設の場合には直下の液状化層を改良するのが一般に合理的である。

(2) 中規模地震動（L－1）に対しては，図－解5.8.1に示す改良体の内的安定の検討（圧縮，引張，せん断），改良体の外的安定の検討（改良地盤を構造物と仮定した滑動の安定計算），全体安定の検討（構造物と地盤を含めた全体系に対する滑動の安定計算）を行う。地震時の安定性を確保するためには，これらの計算の結果，所定の安全率を確保することが必要である。



図－解5.8.1 各安定計算の概念図

(3) 大規模地震時には，外的安定における多少の変形を許容するものとする。線状・面状構造物は地中に構築されており，大規模地震時に側方流動現象を除けば全体としての滑動のような外的安定にかかる大変形を起こすとは考えにくい。従って，大規模地震動（L－2）に対しては内的安定検討のみ行うものとする。

ただし，構造物の片側のみに盛土があり偏土圧が加わるような場合，液状化に伴う側方流動が生じる場合，さらには構造物の片側のみ液状化が発生するような場合など，構造物両側の外力バランスが大きく異なる場合には，別途検討を要する。

(4) 改良体の形状については，ブロック状を原則とする。

5.8.2 設計手順

(1) 構造物条件や施工条件を勘案し，構造物直下に未改良部を残す両脇改良方式，および直下も改良する直下＋両脇改良方式，構造物直下付近のみを改良する直下改良方式の3つの改良形式から適切なパターンを選択する。

(2) 両脇改良方式の場合，改良範囲と改良仕様の設定を行い，改良体の内的安定の検討，改良体の外的安定の検討，全体安定の検討を行う。

(3) 直下＋両脇改良方式の場合，外的安定と全体安定は同じ検討内容となるため，改良範囲と改良仕様の設定を行った後，改良体の内的安定および全体安定の検討を行う。

(4) 直下改良方式の場合，構造物が改良体上で滑らないことが必要であり，改良範囲と改良仕様の設定を行った後，改良体の内的安定の検討，全体安定の検討を行う。

(1) 改良範囲は既設構造物を検討対象とする場合には，両脇付近の改良に限定される。新設構造物の場合には，両脇付近を改良する場合，両脇付近に加えて構造物直下も改良する場合，構造物直下付近のみを改良する場合がある。

両脇改良方式は，改良体により構造物底面への液状化した砂の回り込みを防ぐもので非液状化層への根入れが必要となるが，新設構造物の場合には仮設時の自立山留めとしても兼用できる方式である。

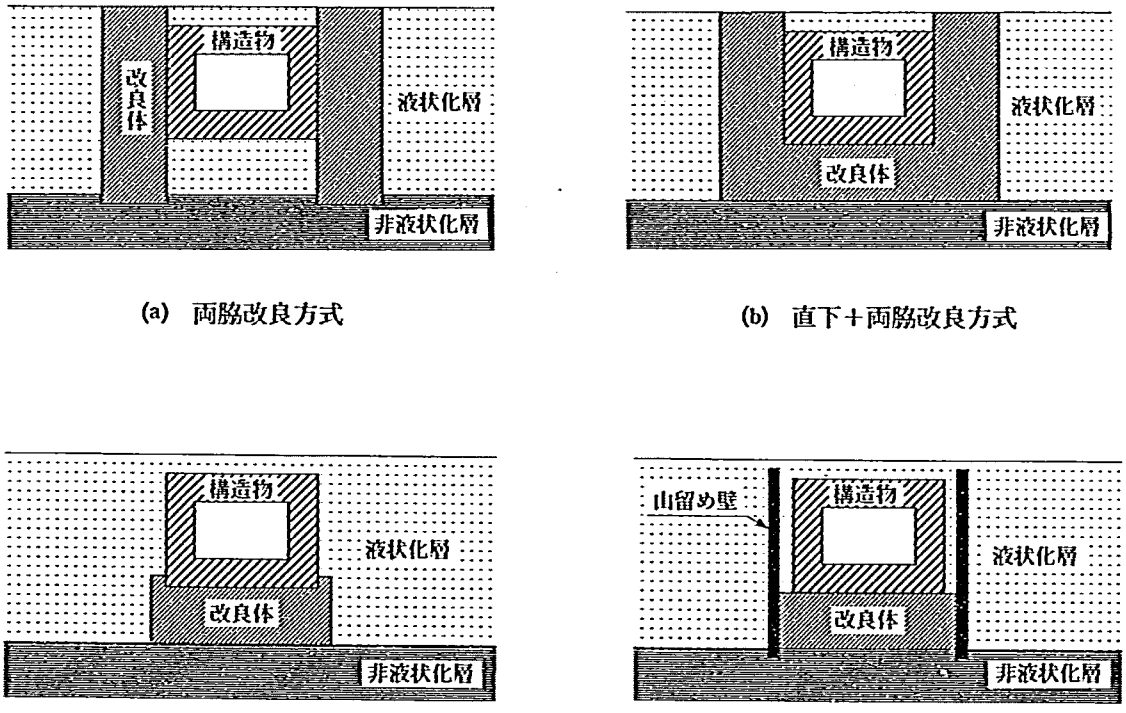
直下＋両脇改良方式は，液状化に対してより効果の高い改良形式であることが確認されており[2)]，仮設時の自立山留めとして兼用できる方式である。しかし，既設構造物に対しては施工条件から適用が困難であり，新設構造物に対しても仮設時の自立山留めとして兼用できない場合には，コスト面で不利となることが考えられる。なお，この方式の場合には改良体を非液状化層に着底させる事が必要となる。

直下改良方式は，新設構造物に対して適用可能であり，構造物が改良体上で滑らないことが必要となる。この方式の場合には改良体を非液状化層に着底させる事が必要となる。また，構造物底面と改良体との隙間に液状化した砂が回り込まないようにすることが重要となる。図－解5.8.2(c)では，構造物を改良体に埋込む形式とし，隙間がないように施工する例を示している。構

造物の埋め込み深さとしては，1m以上必要と考えられる。

さらに図－解5.8.2(d)には直下改良＋山留め壁残置方式を参考として示した。この方式は，直下改良方式に加えて，構造物構築時の山留め壁を撤去せずに残置した場合のものである。この場合には，山留め壁が非液状化層に根入れされているか，山留め壁と改良体とが隙間無く設置されており地震時にもその状態が確保されていれば，液状化した砂が構造物の下に回り込むことはないと考えられる。山留め壁と改良体の間に間隙がある場合には，グラウト工法等により充填することが必要となる。但し，この方式については本マニュアルの適用範囲から若干はずれるため，設計の詳細については記載していない。

設計では，与えられた構造物条件，施工条件，コスト，液状化に対する効果，自立山留め兼用の可能性などを勘案し，両脇改良方式，直下＋両脇改良方式，直下改良方式のいずれかを選定する。



図－解5.8.2 改良形式

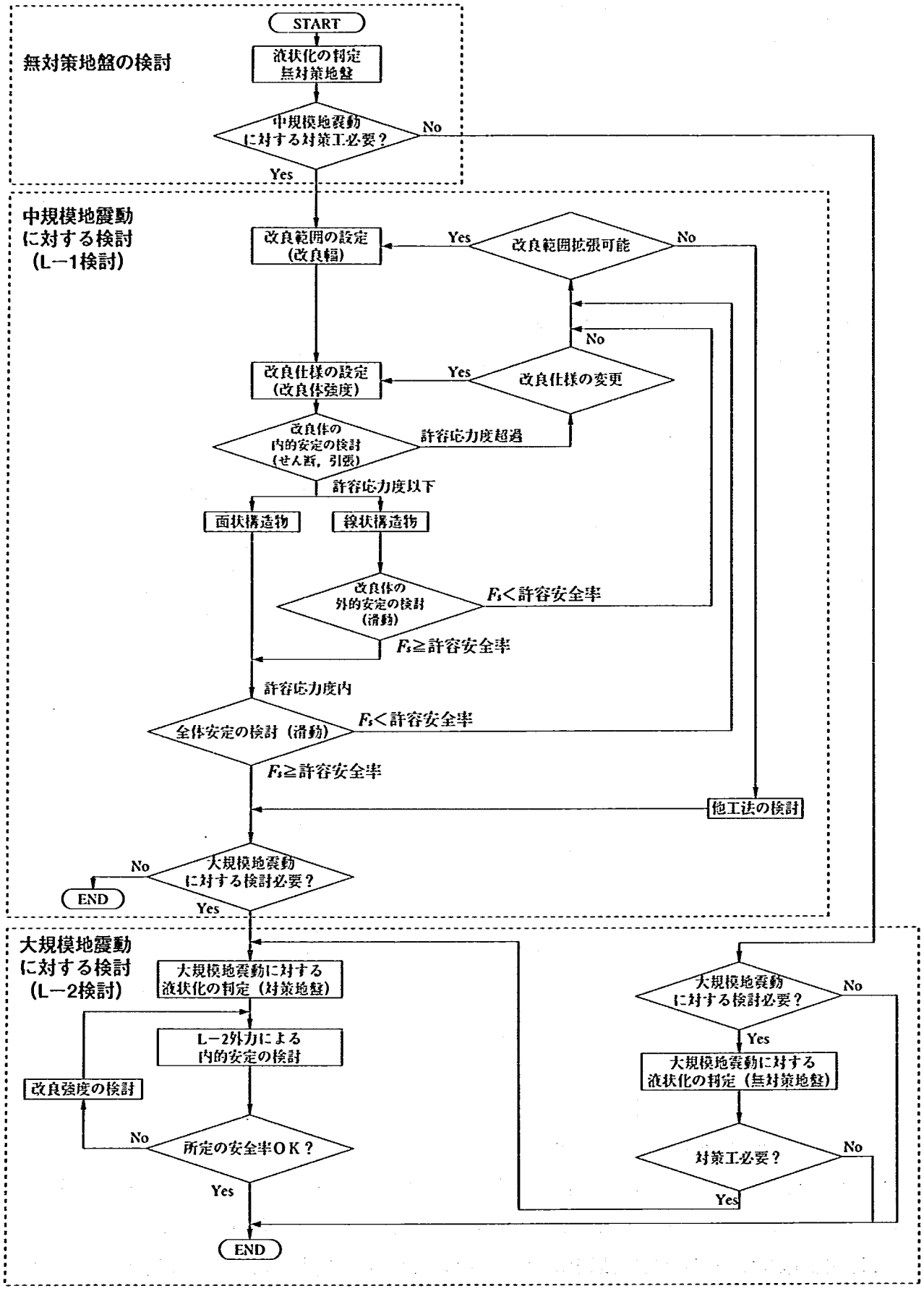
(2) 両脇改良方式の場合の設計

設計手順を図－解5.8.3に示す。以下にこのフローに従い設計の手順を説明する。

① 中規模地震動に対して改良範囲（改良幅，改良深さ），改良仕様（改良体強度）を設定する。

② 改良体の内的安定の検討（せん断，引張）を行い，改良体の応力が許容値内であることを確認する。改良体の応力が許容以上になった場合には，許容値内に入るような改良範囲，改良仕様を求める。

③ 線状構造物の場合には，改良体の外的安定の検討（滑動）を行い，所要の安全率を確保して


無対策地盤の検討
START
液状化の判定
無対策地盤
中規模地震動
に対する対策工必要？
No
Yes
中規模地震動
に対する検討
(L−1検討)
改良範囲の設定
(改良幅)
Yes
改良範囲拡張可能
No
No
改良仕様の設定
(改良体強度)
Yes
改良仕様の変更
改良体の
内的安定の検討
(せん断，引張)
許容応力度超過
許容応力度以下
面状構造物
線状構造物
改良体の
外的安定の検討
(滑動)
F_s＜許容安全率
F_s≧許容安全率
許容応力度内
全体安定の検討（滑動）
F_s＜許容安全率
F_s≧許容安全率
他工法の検討
大規模地震動
に対する検討必要？
No
END
Yes
大規模地震動
に対する検討
(L−2検討)
大規模地震動に対する
液状化の判定（対策地盤）
L−2外力による
内的安定の検討
改良強度の検討
No
所定の安全率ＯＫ？
Yes
END
大規模地震動
に対する検討必要？
No
Yes
大規模地震動に対する
液状化の判定（無対策地盤）
対策工必要？
No
Yes

図−解5.8.3　設計手順

いることを確認する。所要の安全率が確保できない場合には，改良範囲，改良仕様を変更し安全率が確保できる形状を求める。面状構造物では，改良体の外的安定は行わない。

④ 構造物と改良体を合わせた全体の安定検討（滑動）を行い，所要の安全率を確保していることを確認する。所要の安全率が確保できない場合には，改良範囲，改良仕様を変更し安全率が確保できる形状を求める。

⑤ 大規模地震動に対する検討が必要な場合，L−2 外力に対して改良体の内的安定検討を行い，改良体の応力が許容値内であることを確認する。改良体の応力が許容以上になった場合には，許容値内に入るような改良範囲，改良仕様を求める。

(3) 直下＋両脇改良方式の場合には，外的安定と全体安定は同じ検討内容となるため，外的安定の検討を省略する。それ以外は両脇改良方式と同じ設計手順である。従って，両脇改良方式の手順の内，①②④⑤の設計手順となる。但し，改良形状等から全体安定に関する安定性がかなり高いと判断される場合には，全体安定の検討を省略しても良い。

なお，自立山留めとして兼用する場合には，別途に山留めとしての検討を行うことが必要である。

(4) 直下改良方式の場合には，外的安定と全体安定は同じ検討内容となるため，外的安定の検討を省略する。また，内的安定において

構造物と改良体とのせん断抵抗 ＞ 改良体底面と支持地盤とのせん断抵抗

となっていることを確認し，構造物が改良体上で滑らないことを照査すると共に，せん断に対する検討を行う。従って，両脇改良方式の手順の内，①②④⑤の設計手順となる。但し，改良形状等から全体安定に関する安定性がかなり高いと判断される場合には，全体安定の検討を省略しても良い。

5.8.3 設計用定数

液状化対策として深層混合処理工法の設計を行う場合には，構造物の諸元（現状寸法，単位体積重量など），原地盤，改良体の物性および地下水位が設計用定数として必要である。

設計用定数を表−解 5.8.1 に示す。原地盤の設計用定数としては次のものが必要である。すなわち，液状化判定には地下水位，土層構成，標準貫入試験の N 値，粒度分布特性が必要であり，安定検討には以上に加えて強度定数の設定に必要となる各土層の諸定数が必要である。

また，改良体の設計用定数としては以下のものが必要である。

(1) 単位体積重量，許容圧縮強さ，許容せん断強さについては 4.8.3 の規定による。

(2) 許容引張強さ

設計に用いる許容引張り強さ σ_{ta} の目安としては，設計に用いる許容圧縮強さ q_{ua} から式（解 5.8.1）によって求めてよい。

$$\sigma_{ta} = 0.15 \cdot q_{ua} \quad \cdots\cdots (解5.8.1)$$

表－解5.8.1　設計計算に必要な諸定数

種別	構造物	原地盤	改良体
必要定数	単位体積重量	単位体積重量 せん断強度特性 地下水位	単位体積重量 圧縮強さ せん断強さ 引張強さ

5.8.4　設計用地震力

地盤の液状化の判定および線状・面状構造物の設計は，対象となる構造物に該当する各種設計基準に準拠して行う。液状化の判定および改良体に作用する土圧・水圧の算定に用いる設計用地震力は，地表面で与えられる設計水平震度を用いる。ただし，改良体に作用させる慣性力用震度は，改良体の規模に応じて低減させることができるものとする。

(1)　地盤の液状化判定および改良体に作用する土圧・水圧の算定に用いる設計用地震力は，地表面で与えられる設計水平震度を用いる。

(2)　改良地盤の慣性力用震度は4.8.4(2)を参照されたい。

(3)　構造物の慣性力算定は，対象となる構造物の基準に従って定めるものとする。しかし，地盤内に構築された構造物については，地表面から地下深くなるほど地震動が小さくなると考えられる。例えば「駐車場設計・施工指針　同解説[3]」では，この影響を見込むために式（解5.8.2）に示す深度別補正係数を用いている。

$$k_h = c_Z \cdot c_G \cdot c_U \cdot k_{h0} \quad \cdots\cdots (解5.8.2)$$

k_h：設計水平震度
c_Z：地域別補正係数
c_G：地盤別補正係数
c_U：深度別補正係数

$$c_U = 1.0 - 0.015z$$

z：地表面からの深さ(m)

ただし，c_U が0.5を下まわる場合は0.5とする。

k_{h0}：標準設計水平震度

（駐車場設計・施工指針　同解説より）

5.8.5 改良範囲の設定方法

深層混合処理工法の改良範囲は，両脇改良方式においては非液状化層へ十分根入れすることを原則とする。直下＋両脇改良方式，直下改良方式においては改良体を非液状化層に着底することが必要である。また，改良体自体の安定に関する安全率および構造物の全体安定に関する安全率が，許容安全率を確保できるような範囲とする。

(1) 両脇改良方式においては液状化した砂の回り込みを防ぐため，改良範囲のうち深度については，「5.3 対策工の必要性の算定」で液状化層と判定された層下の非液状化層への十分な根入れを行うことを原則とする。直下＋両脇改良方式，直下改良方式の場合には，改良体を非液状化層に着底することが必要となるが，根入れは必ずしも行わなくても良い。

(2) 両脇改良部の平面的な改良範囲については，構造物の近傍を改良するのが最適であるが，既設構造物の耐震補強の場合には，必ずしも最適位置の施工が可能とは限らない。しかし，可能な限り構造物付近の改良を実施することが望ましい。

(3) 平面的な改良範囲の決定は，「改良体の外的安定の検討」，「改良体の内的安定の検討」および「全体安定の検討」により，安全率が許容値を満足する範囲とする。

(4) 大規模地震動に対しては，改良体自体の内的安定を満足できるような範囲とする。

5.8.6 改良仕様の設定方法

(1) 改良体形状の設定方法

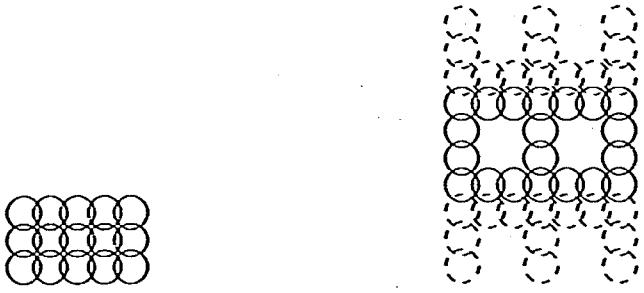
改良体の形状については，ブロック状を原則とする。

改良体の形状は，図一解5.8.4に示すブロック状を原則とする。線状・面状構造物に対して深層混合処理工法を両脇改良方式や直下＋両脇改良方式で用いる場合，内的安定検討の中で両脇部分の改良体の曲げに対する検討を行う。これまでの検討結果より，改良体の応力を許容引張応力内におさめるためには，ブロック状の改良体でもある程度の改良幅が必要となることが分かっている[41]。格子状の改良形状とした場合には，改良幅がさらに大きくなり現実的ではないため，ここでは改良体形状を原則としてブロック状とした。また，接円改良や杭状改良は改良体がバラバラになり一体構造として働かないため適用できない。

なお，曲げ引張応力がほとんど働かないと思われる場合には，設計者の判断により格子状の改良形状を用いても良い。また，直下＋両脇改良方式における直下改良部分については，格子状の改良形状を用いても良いが，その場合には両脇改良部分を非液状化層に根入れさせて，構造物底面への液状化した砂の回り込みを防ぐことが必要となる。

直下改良方式の場合には，構造物底面と改良体との隙間に液状化した砂が回り込まないように

することが重要となるため，改良体形状としてはブロック状改良が原則となる。但し，液状化時に構造物が浮き上がる可能性がない場合には，格子状の改良形状を用いても良い。



図－解5.8.4　改良形状

(2)　改良体強度の設定法

改良体の設計強度は，改良体自体の安定を損なわないように設定する。

室内配合試験結果がある場合には，「5.8.3　設計用定数」を参照して設計に用いる改良体強度を決定する。ただし，比較設計などにおいては室内配合試験結果がないことが多いため，その場合には10 kgf/cm² 以下の範囲で改良体強度を設定してもよい。

5.8.7　改良体に作用する土圧・水圧の算定

改良体に作用する外力としては，改良体の自重，改良体に作用する慣性力，主働側および受働側土水圧の他に，検討モデルに応じて，線状・面状構造物に作用する慣性力，構造物からの反力，構造物底面での改良体とのせん断抵抗を考慮する。また，土水圧は各土層の状況により，完全液状化層，準液状化層，非液状化層に区分して算定する。

(1)　外　力

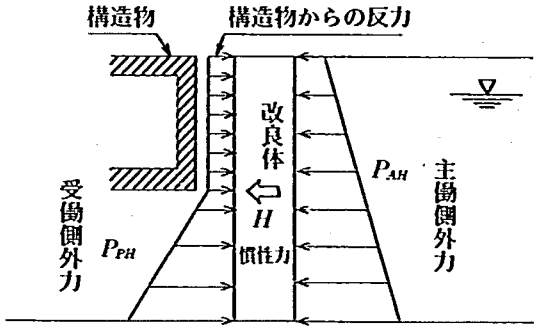
考慮すべき外力の例を図－解5.8.5に示す。その他の外力については，図－解5.8.9，図－解5.8.13，図－解5.8.18を参照のこと。

(2)　液状化層の区分については，「1.3　用語の定義」表－解1.1の規定による。

(3)　過剰間隙水圧の算定法については，「4.8.7」の規定による。

(4)　震度

外力の算出に用いる震度としては，F_L，過剰間隙水圧および土圧を求める場合には「液状化判定用震度」に示す値を用い，慣性力には「5.8.4」に示す「慣性力用震度」を用いる。



図－解5.8.5　改良体に作用する外力概念図の例（内的安定の検討モデル）

(5)　砂質土層における土水圧の算定方法

砂質土層における改良体に作用する土水圧の算定方法は，完全液状化層，準液状化層，非液状化層の区分により異なり，図－解4.8.9，図－解4.8.10および表－解4.8.3，表－解4.8.4を参照して求める。

完全液状化層では，液圧が作用するものと考え，(液状化した土層の泥水圧±動水圧)を考慮する。

準液状化層では，(常時土圧＋土水圧の漸増成分±動水圧)と過剰間隙水圧を考慮した地震時土圧を比較し，主働側外力としては両者の大きい方の値，受働側外力としては両者の小さい方の値を用いる。

非液状化層では，(地震時土圧＋水圧）が作用するものとする。

(6)　粘性土層における土水圧の算定法

粘性土層における改良体に作用する土水圧は，表－解4.8.5により求める。

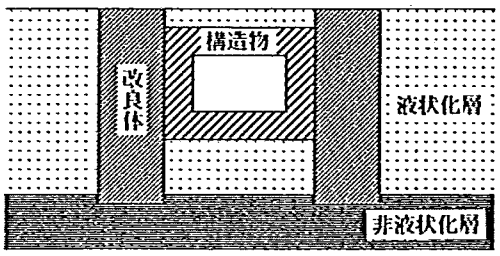
5.8.8　線状構造物の安定計算

(1)　一般

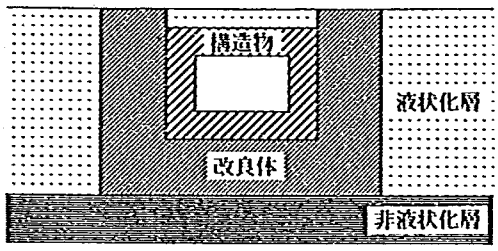
既設の線状構造物の改良形式は，両脇改良方式となる。新設構造物の場合には，直下＋両脇改良方式や直下改良方式もあり得る。なお改良形状としては，ブロック状を原則とする。中規模地震動に対しては，両脇改良方式の場合には改良体の内的安定，外的安定および改良地盤の全体の安定について行う。直下＋両脇改良方式の場合には，外的安定と全体安定は同じ検討内容となるため，改良体の内的安定および全体安定の検討を行う。直下改良方式の場合には，構造物が改良体上で滑らないことが必要であり，改良体の内的安定および全体安定について行う。

1)　改良形式は，図－解5.8.6に示したものとする。

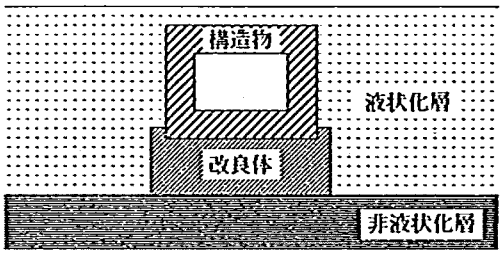
2)　大規模地震動に対しては，両脇改良方式，直下＋両脇改良方式，直下改良方式ともに，改良体の内的安定のみ行うものとする。



(a) 両脇改良方式



(b) 直下＋両脇改良方式



(c) 直下改良方式

図－解5.8.6 横断方向の改良形式

3) 中規模・大規模地震時における各改良方式別の検討項目を，表－解5.8.2に示す。

表－解5.8.2 検討項目の一覧

検討項目	中規模地震時（L－1検討）			大規模地震時（L－2検討）		
	両脇改良	直下＋両脇改良	直下改良	両脇改良	直下＋両脇改良	直下改良
内的安定の検討	○	○	○	○	○	○
外的安定の検討	○	×	×	×	×	×
全体安定の検討	○	○	○	×	×	×

（○：検討項目，×：検討不要項目）

注）地中構造物の片側に偏土圧が加わる場合や構造物の片側のみ液状化が発生する場合には，別途検討が必要となる場合が有る。また，直下改良の場合には，構造物と改良体との間で滑動しないことを確認する必要がある。

なお，直下＋両脇改良および直下改良において改良形状等から全体安定に関する安定性がかなり高いと判断される場合には，全体安定の検討を省略しても良い。

(2) 内的安定の検討

1) 中規模地震時における，改良体の内的安定の検討用外力を算定する。外力は，周辺地盤からの改良体に作用する土圧および水圧，改良体の慣性力および線状構造物からの反力を考慮

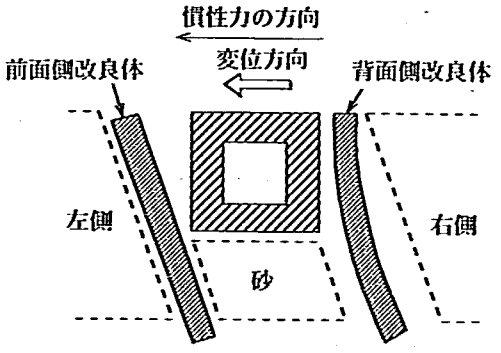
する。

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

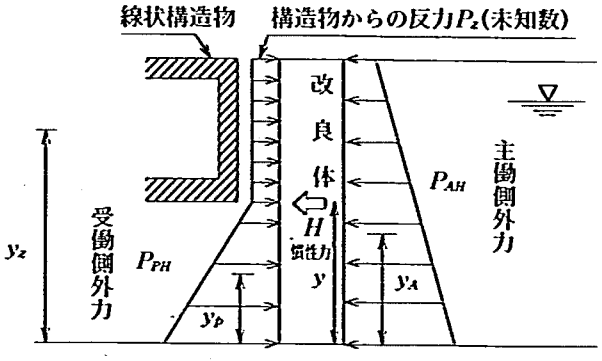
1) 内的安定用外力の算定

両脇改良方式での内的安定検討を行う場合の検討用モデルを図－解5.8.7に示す。同図は左側に変位した状態を示しているが，模型振動実験[5]によれば，内的安定は同図での右側改良体の方が厳しい状況にあることがわかっている。従って，内的安定の検討用外力は同図の右側改良体の変形状態に対応したものとして設定するものとする。

また，内的安定を検討するための外力モデルを図－解5.8.8に示す。

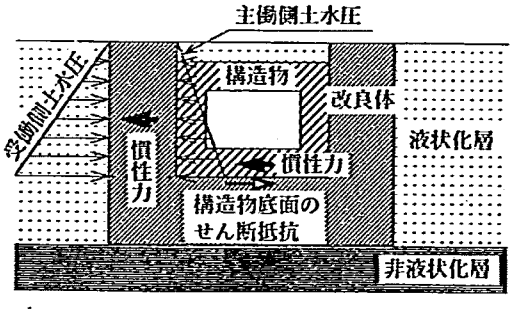


図－解5.8.7 安定の検討用変形モデル



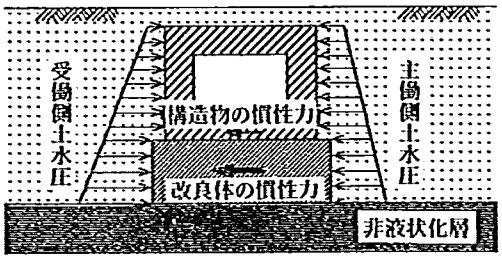
図－解5.8.8 内的安定用外力モデル

直下＋両脇改良方式の内的安定の検討をするための外力モデルを図－解5.8.9に示す。外力として土水圧，改良体の慣性力の他に，線状構造物の慣性力，構造物底面のせん断抵抗を考慮する。



図－解5.8.9 直下＋両脇改良方式の場合の内的安定用外力モデル

直下改良方式の内的安定の検討をするための外力モデルを図－解5.8.10に示す。外力として土水圧，改良体の慣性力，線状構造物の慣性力を考慮する。



図－解5.8.10　直下改良方式の場合の内的安定用外力モデル

① 主働側（構造物側または自由地盤側）の土水圧

図－解4.8.9に示した計算フローに従って土圧および水圧を求める。

② 受働側（自由地盤側）の土水圧

図－解4.8.10に示した計算フローに従って土圧および水圧を求める。

③ 改良体および構造物の慣性力は次式で求める。

改良体　$H_1 = W_1 \cdot k_{h1}$ ……(解5.8.3)

構造物　$H_2 = W_2 \cdot k_{h2}$ ……(解5.8.4)

k_{h1}：改良体の設計水平震度

k_{h2}：構造物の設計水平震度

W_1：改良体の全自重（水位以下は飽和重量を用いる）

W_2：構造物の全自重

④ 線状構造物からの側面反力

図－解5.8.8の内的安定用外力モデルを用いて求めた構造物からの反力を側面反力P_Zとする。

側面反力P_Zはモーメントのつりあいから次式で求める。

$$P_Z = \frac{H_1 \cdot y + P_{AH} \cdot y_A - P_{PH} \cdot y_P}{y_Z} \quad \text{……(解5.8.5)}$$

P_{AH}：主働側外力の合力の水平成分（tf/m）

P_{PH}：受働側外力の合力の水平成分（tf/m）

H_1：改良体の慣性力（tf/m）

y_Z，y_P，y，y_A：改良体底面からP_Z，P_{PH}，H，P_{AH}の作用点までの距離（m）

（図－解5.8.8参照）

⑤ 構造物底面のせん断抵抗は次式で求める。

$F_R = W_2 \times \mu$ ……(解5.8.6)

W_2：構造物の全自重

μ：構造物底面と改良体の間の摩擦係数

2) 内的安定の計算

① 両脇改良方式

既往の実験に基づく検討の結果[5]，検討用モデルとしては梁モデルを用いることとする。両脇改良方式の場合，図－解5.8.8に示した改良体と外力に基づいて，改良体はその水平断面の寸法・形状に応じた断面性能をもつ梁モデルとし，それに内的安定の検討用の外力を付加して断面応力を求める。また，梁の断面応力を用いてせん断応力および縁応力に関して内的安定の検討を行う。(図－解5.8.11参照)

$$\tau = \frac{S}{l} \qquad \text{(解5.8.7)}$$

S：改良体に働くせん断力（tf/m）

τ：改良体に発生する平均せん断応力（tf/m²）

l：せん断力方向の改良体の厚さ(m)

$$\left.\begin{matrix}\sigma_a \\ \sigma_t\end{matrix}\right\} = \frac{W}{A} \pm \frac{M}{Z} \qquad \text{(解5.8.8)}$$

M：改良体に働く曲げモーメント（tf・m/m）

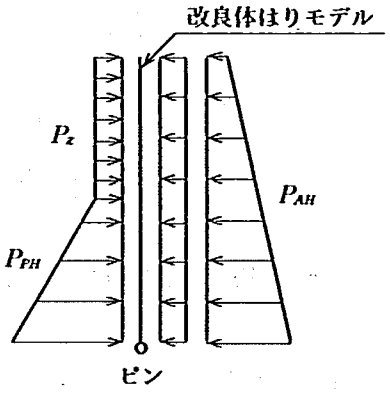
σ_a：改良体に発生する圧縮応力（tf/m²）

σ_t：改良体に発生する引張応力（tf/m²）

W：改良体の自重（tf/m³/m）

A：改良体の断面積（m²/m）

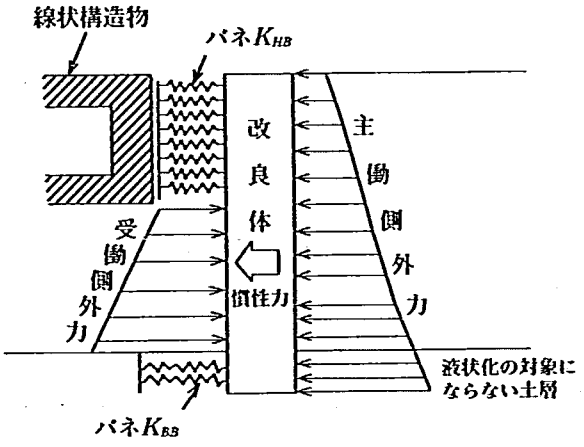
z：改良体の断面係数（m³/m）



図－解5.8.11　内的安定用計算モデル

なお，内的応力の検討には，バネモデルを用いても良い。バネモデルは計算がやや煩雑となるが，改良体の応力状態を若干詳細に求められるモデルである[4]。

内的安定用バネモデルを図一解5.8.12に示す。主働側の土水圧は，完全液状化層，準液状化層，非液状化層とも外的安定と同じ土水圧を用いる。受働側の土水圧については，完全液状化層と準液状化層は外的安定と同じ土水圧を用いるが，非液状化層（埋戻し土，粘土等）についてはバネモデルを用いて求めた反力を土水圧とする。なお，外的安定の非液状化層の土水圧設定値をその値の限界値とする。地盤のバネ定数の設定は(道示IV，7.6.2)[6]を参考に定める。



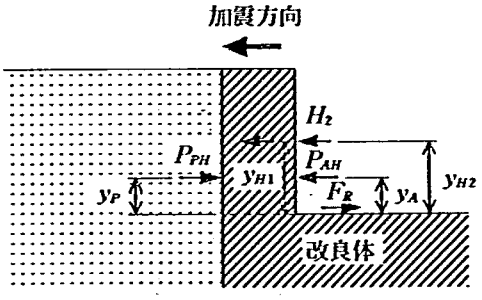
図一解5.8.12　バネモデル

② 直下＋両脇改良方式

直下＋両脇改良方式の場合，改良体の両脇部分の曲げ，せん断の照査を行う。

図一解5.8.13に示す内的安定用外力モデルを基に，次式にて照査を行う。

・せん断に対して



図一解5.8.13　内的安定用外力モデル

$$S = P_{AH} + H_1 - P_{PH} + (H_2 - F_R) \quad \cdots\cdots \text{(解5.8.9)}$$

S：改良体に働くせん断力（tf/m）

P_{AH}：主働側外力の合力の水平成分（tf/m）

P_{PH}：受働側外力の合力の水平成分（tf/m）

H_1：改良体の慣性力（tf/m）

H_2：構造物の慣性力（tf/m）

F_R：構造物底面のせん断抵抗（tf/m）

但し，$(H_2-F_R)<0$ の場合は線状構造物が滑らないため，$(H_2-F_R)=0$ とする。

$$\tau=\frac{S}{l} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (解5.8.10)$$

τ：改良体に発生する平均せん断応力（tf/m²）

l：せん断力方向の改良体の厚さ（m）

・曲げに対して

$$M=P_{AH}\cdot y_A+H_1\cdot y_{H1}+H_2\cdot y_{H2}-P_{PH}\cdot y_P$$

M：改良体に働く曲げモーメント（tf・m/m）

y_A，y_{H1}，y_{H2}，y_P：両脇部分の下端から P_{AH}，H_1，H_2，P_{PH} の作用点までの距離(m)

（図－解5.8.13参照）

但し，$(H_2-F_R)<0$ の場合は線状構造物が滑らないため，$H_2=0$ とする。

$$\left.\begin{matrix}\sigma_a\\ \sigma_t\end{matrix}\right\}=\frac{W}{A}\pm\frac{M}{Z} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (解5.8.8)$$

σ_a：改良体に発生する圧縮応力（tf/m²）

σ_t：改良体に発生する引張応力（tf/m²）

W：改良体の自重（tf/m³/m）

A：改良体の断面積（m²/m）

z：改良体の断面係数（m³/m）

③　直下改良方式

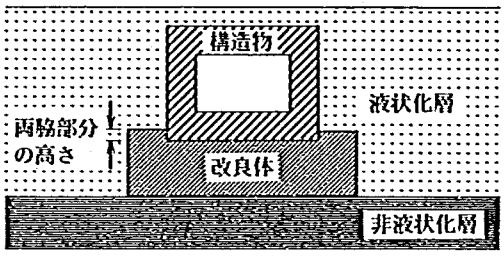
直下改良方式の場合，構造物が改良体上で滑らないことを確認した後，改良体の水平せん断に対する照査を行う。

・構造物の滑動に対して

構造物が改良体上で滑らないことを，式（解5.8.12）により確認する。

構造物と改良体とのせん断抵抗＞改良体底面と支持地盤とのせん断抵抗…（解5.8.12）

上式を満足しない場合には，改良体を埋め込んだ両脇部分に構造物から力が加わるため，両脇部分に対する内的安定の検討が必要となる。検討方法は，直下＋両脇改良方式と同じ方法を用いる。但し，図－解5.8.14に示すように両脇部分の高さが少ない場合には，改良体のせん断応力がクリティカルとなると考えられるため，設計者の判断により曲げの検討を省略しても良い。



図－解 5.8.14　両脇部分の高さが少ない場合の例

・改良体の水平せん断に対して

$$S = P_{AH} - P_{PH} + H_1 + H_2 \quad \cdots\cdots \text{(解 5.8.13)}$$

S：改良体に働くせん断力（tf/m）

P_{AH}：主働側土水圧の合力の水平成分（tf/m）

P_{PH}：受働側土水圧の合力の水平成分（tf/m）

H_1：改良体の慣性力（tf/m）

H_2：構造物の慣性力（tf/m）

$$\tau = \frac{S}{l} \quad \cdots\cdots \text{(解 5.8.14)}$$

τ：改良体に発生する平均せん断応力（tf/m^2）

l：水平方向の改良体の厚さ（m）

3)　大規模地震動に対する改良体の内的安定の検討

①　内的安定用外力の算定

内的安定を検討する場合の検討用モデルおよび内的安定を検討するための外力モデルは，1)に示した中規模地震動に対するモデルを用いる。従って，主働側・受働側の土水圧，改良体および構造物の慣性力，線状構造物からの側面反力，構造物のせん断抵抗についても，1)に示したものと同様の方法で求める。

②　内的安定の計算

改良体の内的応力の検討方法は，2)に示す中規模地震動に対する検討方法と同様のものとする。但し，震度法の限界等々の理由により，安全側に過ぎる検討方法となっている可能性がある。また，改良体の設計用定数については「4.8.3」を参照されたい。

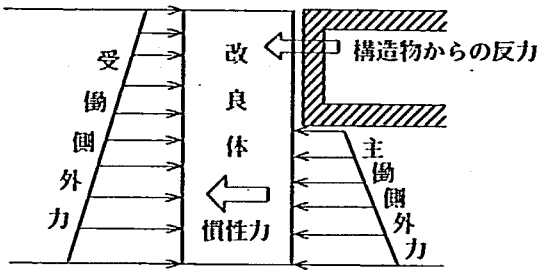
(3) 外的安定の検討

1) 中規模地震時における，改良体の外的安定の検討用外力を算定する。外力は周辺地盤から改良体に作用する土水圧，改良体の慣性力，線状構造物等からの反力である。
2) 中規模地震時における外的安定の計算では，滑動の検討を行う。

1) 外的安定用外力の算定

図－解5.8.7に示した変形モデルを考える。同図は左側に変位した状態を示しているが，外的安定は同図での左側改良体が最も厳しい状態にある。従って，外的安定の検討用外力は，同図の左側改良体の変位状態を対象としたものとする。

改良体に作用する外力の概念を図－解5.8.15に示す。



図－解5.8.15　外的安定用外力モデル

① 主働側（構造物側）の土水圧

a．各土層の土水圧

図－解4.8.9に示した計算フローに従って土圧および水圧を求める。

b．構造物からの反力

改良地盤に作用する構造物からの反力は以下のようにして求められる（図－解5.8.15，図－解5.8.16参照）。

自由地盤からの土圧はK_0土圧と仮定し，静水圧は改良体の左右で同一とする。また，構造物下方地盤による土圧係数を一定値K_0'と仮定し，構造物と改良体の間の接触力（間を砂等で埋め戻してあってもよい）を構造物の高さの1/2の位置に作用する集中力P_{NU}で表せると仮定する。

以上の条件でK_0の値を設定し，P_{NU}およびK_0'の値を未知数として改良体の水平方向の力の釣合い式（解5.8.15）および改良体底面を中心とした回転モーメントの釣合い式（解5.8.16）を作る。両式より，P_{NU}およびK_0'の値を求める。

水平方向の力の釣合い式：$\Sigma H=0 \rightarrow P_{PH}=P_{AH}+P_{NU}$ ……（解5.8.15）

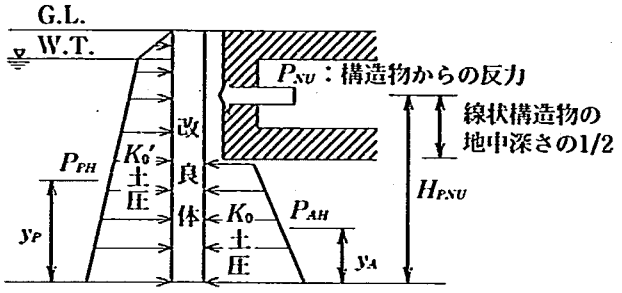
回転モーメントの釣合い式：$\Sigma M=0 \rightarrow P_{PH} \cdot y_P = P_{AH} \cdot y_A + P_{NU} \cdot H_{PNU}$ …(解 5.8.16)

P_{AH}：主働側外力の合力（tf/m)

P_{PH}：受働側外力の合力（tf/m)

P_{NU}：構造物からの反力（tf/m)

y_A，y_P，H_{PNU}：改良体底面からP_{AH}，P_{PH}，P_{NU}の作用点までの距離（m)



図－解 5.8.16　構造物からの反力

② 受働側（自由地盤側）の土水圧

a．各土層の土水圧

図－解 4.8.10 に示した計算フローに従って土圧および水圧を求める。

なお，水位以浅の土層の受働側土水圧は，基本的には地震時受働土圧として算出する。ただし，土層の厚さや液状化の程度を考慮することにより受働土圧として考慮せず，その下の土層の土水圧に対する鉛直荷重として考慮しても良い。

③ 改良体の慣性力

内的安定と同じく，式（解 5.8.3）で求める。

④ 土水圧合力の算定

外的安定計算を実施するためには，これまでに求めた各深度における土圧強度の合力とモーメントを主働側，受働側のそれぞれにおいて求めなければならない。

2) 外的安定の計算

改良体の滑動の検討は，図－解 5.8.17 を参照にして改良体底面に作用するせん断力のバランスから次式を用いて行う。

$$F_s = \frac{P_{PH} + F_R}{H + P_{AH} + P_{NU}} \quad \cdots\cdots(解\ 5.8.17)$$

H：改良体の慣性力（tf/m)

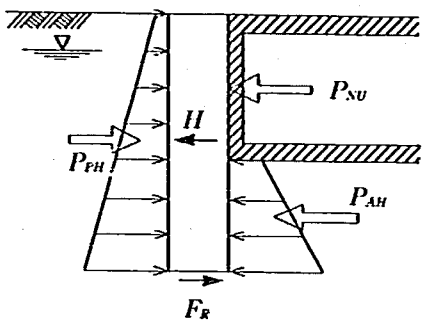
P_{AH}：改良体の主働側に作用する土水圧合力の水平成分（tf/m)

P_{PH}：改良体の受働側に作用する土水圧合力の水平成分（tf/m)

F_R：改良体底面に作用するせん断抵抗力の合力（tf/m）

P_{NU}：線状構造物からの反力（tf/m）

滑動の安全率は1.0以上とする。



図－解5.8.17　作用外力の概念図

3)　大規模地震動に対する改良体の外的安定の検討

大規模地震動に対しては外的安定の検討は行わない。詳細については「5.8.1　設計方針 3)」を参照のこと。

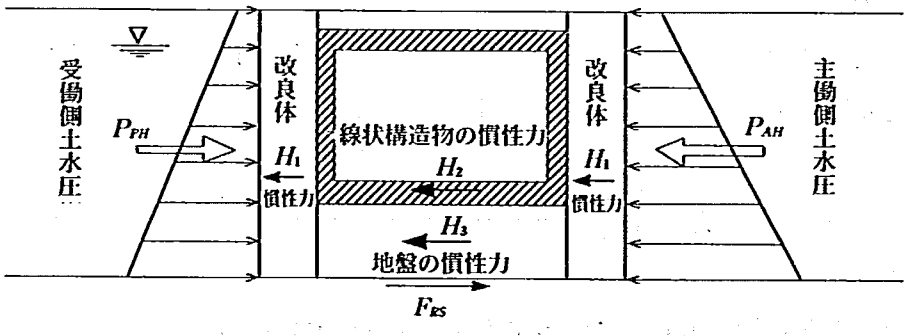
(4)　全体の安定の検討

1)　中規模地震時における改良地盤の全体系の安定（外的安定）のための検討用外力を算定する。外力は周辺地盤から改良体に作用する土水圧，改良体の慣性力，改良体に挟まれた構造物やその直下地盤の慣性力を考慮する。

2)　中規模地震時における全体安定の計算では，滑動の検討を行う。

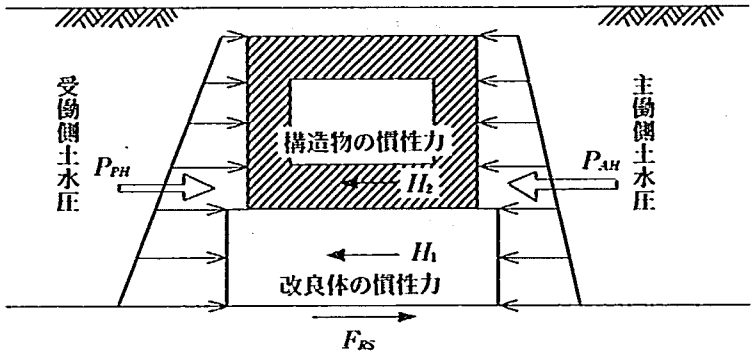
1)　外力の算定

作用外力の概念図を図－解5.8.18に示す。



(a)　両脇改良方式

図－解5.8.18①　作用外力の概念図



(b) 直下改良方式

図－解 5.8.18② 作用外力の概念図

① 主働側（自由地盤側）の土水圧

図－解 4.8.9 に示した計算フローに従って土圧および水圧を求める。

② 受働側（自由地盤側）の土水圧

図－解 4.8.10 に示した計算フローに従って土圧および水圧を求める。

③ 改良体等の慣性力は次式で求める。

改良体　$H_1 = W_1 \cdot k_{h1}$ ……(解 5.8.18)

構造物　$H_2 = W_2 \cdot k_{h2}$ ……(解 5.8.19)

地　盤　$H_3 = W_3 \cdot k_{h3}$ ……(解 5.8.20)

k_{h1}：改良体の設計水平震度

k_{h2}：構造物の設計水平震度

k_{h3}：地盤の設計水平震度

W_1：改良体の全自重（水位以下は飽和重量を用いる）

W_2：構造物の全自重

W_3：地盤の全重量（水位以下は飽和重量を用いる）

④ 土水圧合力の算定

各深度で求めた土水圧強度の合力を求める。

2) 全体安定の計算

中規模地震時における全体系の滑動の検討は，図－解 5.8.18 を参照して，改良地盤系底面に作用するせん断力のバランスから次式を用いて行う。

$$F_s = \frac{P_{PH} + F_{RS}}{H_1 + H_2 + H_3 + P_{AH}} \quad \cdots\cdots (解\ 5.8.21)$$

ここで，　F_{RS}：改良地盤系底面に作用するせん断抵抗力の合力

H_3 は両脇改良方式のみ考慮する。

滑動の安全率は 1.0 以上とする。

但し，改良形状等から全体安定に関する安定性がかなり高いと判断される場合には，全体安定の検討を省略しても良い。

3) 大規模地震動に対する改良体の全体安定の検討

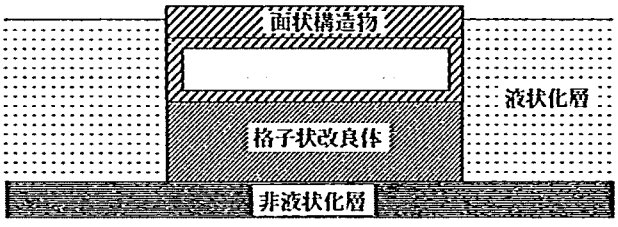
大規模地震動に対しては全体安定の検討は行わない。詳細については「5.8.1 設計方針 3)」を参照のこと。

5.8.9 面状構造物の場合

(1) 適用の考え方

設計用外力に対して，改良体の安定性が確保できるように設計する。

1) 改良方式には構造物側面改良方式，構造物直下＋側面改良方式および構造物直下改良方式があり，線状構造物における両脇改良方式，直下＋両脇改良方式および直下改良方式（図－解5.8.6)に対応している。直下改良方式の場合で，面状構造物が液状化時にも浮上がる可能性のない場合，格子状の改良形状が適用可能である（図－解5.8.19参照)。事例としては，構造物が直接基礎の場合に改良体を基礎地盤として支持させた事例，構造物が杭基礎の場合に改良体の格子間隔を液状化を起こさない間隔として基礎杭の水平抵抗を確保した事例などがある[4)7)8)]。



図－解5.8.19 直下改良方式

2) 中規模地震時における改良地盤の安定性の評価は「改良体の内的安定の検討」および「全体安定の検討」により行う。

3) 大規模地震時においては，「改良体の内的安定の検討」のみ行う。

4) 中規模・大規模地震時における各改良方式別の検討項目を，表－解5.8.3に示す。

5) 構造物側面改良方式で面状構造物直下の地盤に液状化の可能性があり，面状構造物の浮上がりおよび沈下を防止する必要がある場合には対策をとる。対策としては，杭基礎とする方法，グラウト工法による地盤改良を併用して沈下を防止する方法などが考えられる。

表－解5.8.3　検討項目の一覧

検討項目	中規模地震時（L－1検討）			大規模地震時（L－2検討）		
	側面改良	直下＋側面改良	直下改良	側面改良	直下＋側面改良	直下改良
内的安定の検討	○	○	○	○	○	○
外的安定の検討	×	×	×	×	×	×
全体安定の検討	○	○	○	×	×	×

（○：検討項目，×：検討不要項目）

注）直下＋側面改良および直下改良において改良形状等から全体安定に関する安定性がかなり高いと判断される場合には，全体安定の検討を省略しても良い。

(2)　改良体の内的安定の検討

中規模地震時において，改良体の内的安定が損なわれないよう所定の許容応力度を確保するものとする。

1)　改良体に作用する土圧および水圧は，5.8.7に従って計算する。

2)　改良体および改良体に囲まれた原地盤ならびに面状構造物に作用する慣性力は次式で求める。

慣性力＝検討するせん断面より上方の自重（水位以下は飽和重量）×設計水平震度

……（解5.8.22）

（図－解5.8.20参照）

改良体に作用する震度は，改良体が根入れされている非液状化層の性状で設定される設計震度とする。面状構造物の直下の地盤に作用する震度は，改良体に作用する震度と同等とする。面状構造物に作用する震度は，構造物によって規定されている設計基準等に準拠して設定する。

大規模地震時においては改良地盤の水平変位を許すものとし，改良地盤・面状構造物の直下の地盤の震度は，改良地盤が根入れされている非液状化土層の滑動抵抗力に応じた値に低減してよい。

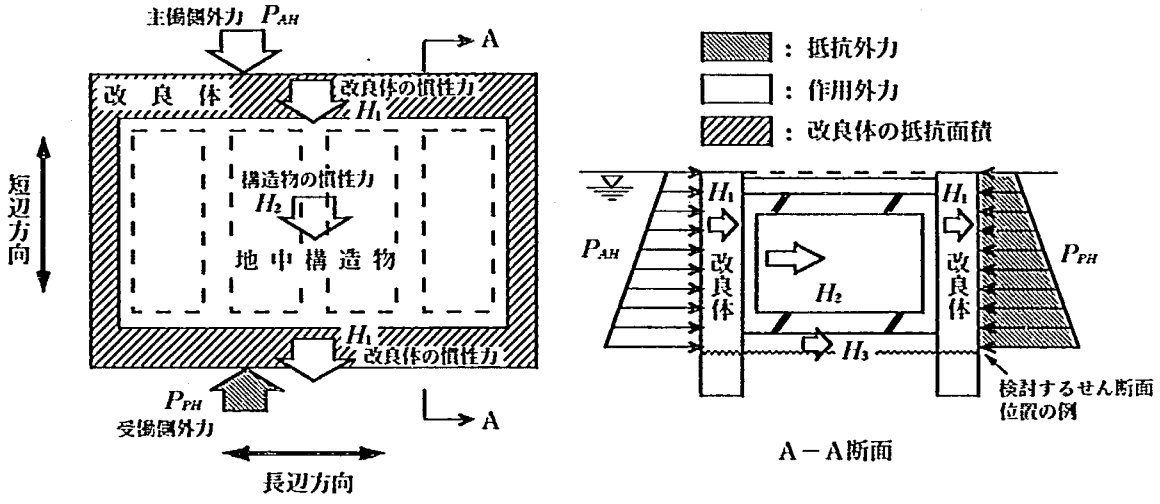
3)　改良体の内的安定は，改良体の水平せん断によって検討する。改良体の水平せん断による検討では，図－解5.8.20に示すモデルにより水平せん断応力τ_2を求め，その最大値が「5.8.3　設計用定数」で設定した改良体の許容せん断強さを超えないことを確認する。改良体の水平せん断応力は式（解5.8.23）により計算する。

$$\text{改良体の水平せん断応力}=\frac{\text{作用外力}-\text{抵抗外力}}{\text{改良体の抵抗面積の和}} \quad \cdots\cdots\text{（解5.8.23）}$$

作用外力：改良体に作用する主働側土水圧合力，改良体の慣性力，面状構造物の慣性力，面状構造物直下地盤の慣性力

抵抗外力：改良体に作用する受働側土水圧合力，構造物直下地盤の滑動抵抗力

改良体の抵抗面積の和：水平方向の改良体の断面積の総和（図－解 5.8.20 参照）



図－解 5.8.20　改良体の水平せん断応力の計算モデル

4)　作用外力の総和は面状構造物の長辺が最大となる。従って，水平せん断の検討は，面状構造物の短辺方向に対して行う。

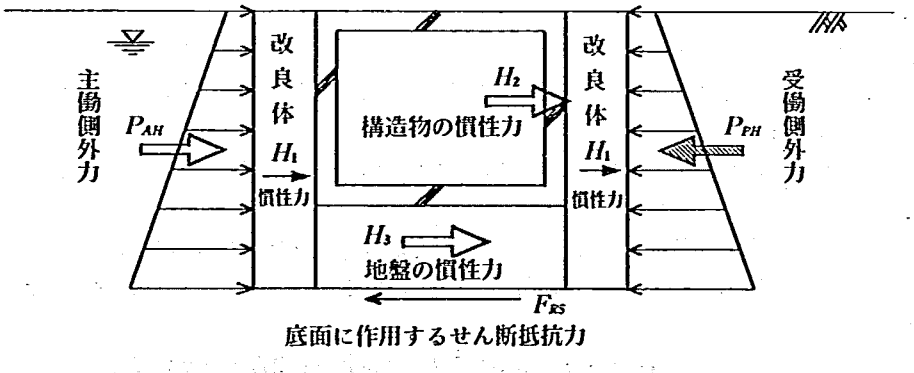
(3)　全体の安定の検討

1)　中規模地震時における改良地盤の全体系の安定（外的安定）のための検討用外力を算定する。外力は周辺地盤から改良体に作用する土水圧，改良体の慣性力，改良体に挟まれた構造物やその直下地盤の慣性力を考慮する。

2)　中規模地震時における全体安定の計算では，滑動の検討を行う。

1)　外力の算定

作用外力の概念図を図－解 5.8.21 に示す。



図－解 5.8.21　作用外力の概念図

① 主働側（自由地盤側）の土水圧

図－解4.8.9に示した計算フローに従って土圧および水圧を求める。

② 受働側（自由地盤側）の土水圧

図－解4.8.10に示した計算フローに従って土圧および水圧を求める。

③ 改良体等の慣性力

改良体および改良体に挟まれた面状構造物とその直下の地盤の慣性力は次式で求める。

$$H = W \cdot K_h \quad \cdots\cdots (解5.8.24)$$

H：慣性力

W：改良体等の全自重（水位以下は飽和重量を用いる）

k_h：改良体の設計水平震度

④ 土水圧合力の算定

各深度で求めた土水圧強度の合力を求める。

2) 安定計算

全体系の滑動の検討は，図－解5.8.21を参照して改良地盤系底面に作用するせん断力のバランスから次式を用いて行う。

$$F_S = \frac{P_{PH} + F_{RS}}{H + P_{AH}} \quad \cdots\cdots (解5.8.25)$$

ここで，F_{RS}：改良地盤系底面に作用するせん断抵抗力の合力

P_{PH}：受働側外力の合力の水平成分（tf/m）

P_{AH}：主働側外力の合力の水平成分（tf/m）

H：慣性力

滑動の安全率は1.0以上とする。

[参考文献]

1）建設省土木研究所他：液状化対策工法の開発に関する共同研究報告書，共同研究報告書第150号，pp. 497～502，1995.12.

2）建設省土木研究所他：耐震地盤改良工法に関する共同研究報告書(その2)，共同研究報告書第3号，pp. 66～124，1987.8.

3）㈳日本道路協会：駐車場設計・施工指針　同解説，pp. 158～160，1992.11.

4）建設省土木研究所他：液状化対策工法の開発に関する共同研究報告書（その5），共同研究報告書第205号，pp. 94～104，1997.11.

5）建設省土木研究所他：耐震地盤改良工法に関する共同研究報告書(その5)，共同研究報告書第52号，pp. 449～487，1991.1.

6）㈳日本道路協会：道路橋示方書・同解説　Ⅳ下部構造編，pp. 238～241，1996.12.

7）建設省土木研究所他：軟弱地盤耐震対策工法に関する共同研究報告書，共同研究報告書第91号，pp. 118～120，1993.5.

8）建設省土木研究所他：軟弱地盤耐震対策工法に関する共同研究報告書（その2），共同研究報告書第104号，pp. 182～189，1994.6.

5.9 グラウト工法

5.9.1 設計方針

地中構造物の液状化対策工法としてのグラウト工法の設計では，設計用地震力に対して所要の安定性が確保できるように，原則として直下＋両脇改良方式とし，改良地盤の改良範囲（改良深さ，改良幅），および改良仕様（施工ピッチ，改良体強度）を設定する。

(1) グラウト工法による液状化対策は，砂地盤の間隙部にグラウト材を注入して，砂地盤を固結することにより砂地盤の液状化を防止する工法である。

1) グラウト工法は，強制的な圧入，撹拌により改良体を形成する工法とは異なり，その改良体強度，浸透径は，主に液状化対策地盤の性状に支配されるため，連続壁体を形成することが保証しがたい場合がある。したがって，グラウト工法単独での適用は直下＋両脇改良方式を原則とする。

2) グラウト工法は，既設構造物に変位をおよぼさず，固結による非液状化領域を造成するため，線状および面状構造物直下および構造物脇等で他工法の補助的工法として適用が可能である。

(2) 地中構造物の安定性の評価については，「5.9.7 改良地盤の内的安定の検討」において所定の改良体の内的安定が確保されれば，地震時の地中構造物の破壊や浮上がりが生じないことが振動台実験[1]によって示されている。

(3) 上記の安定性の評価は，主に既設構造物の中規模地震動（L－1）および大規模地震動（L－2）に対して適用できると考えられる。ただし，大規模地震動（L－2）の発生時における改良地盤や地中構造物の挙動について不明な部分が多く適切な設計法は確立されていない。

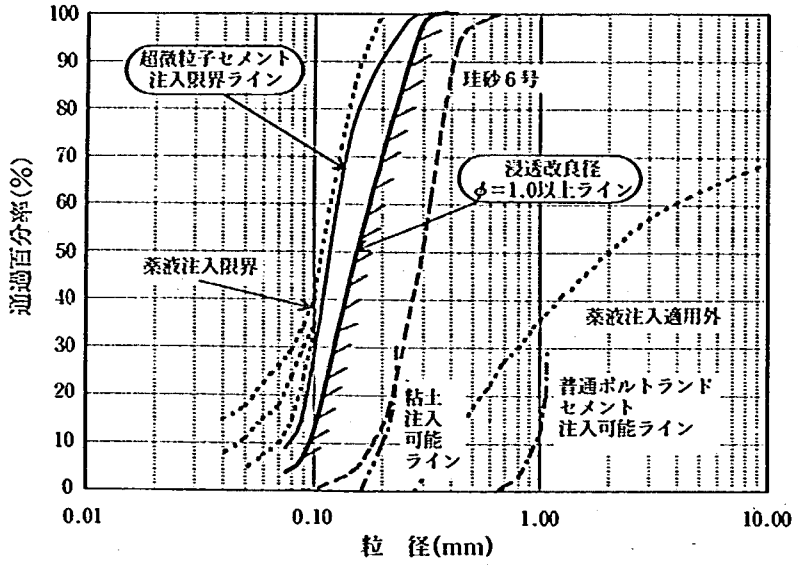
(4) グラウト工法の地盤性状に対する適用範囲は，浸透注入可能な地盤土の粒度範囲であり，基本的には，細粒分の少ない均一な砂地盤での適用が望ましい。おおよその超微粒子セメント注入限界の粒径加積曲線を図－解5.9.1に示す。

1) 改良体形状は，図－解5.9.2に示す注入孔配置でブロック状とする。注入孔配置の選定に当たっては，グラウト材の浸透範囲が重なるように留意するものとする。

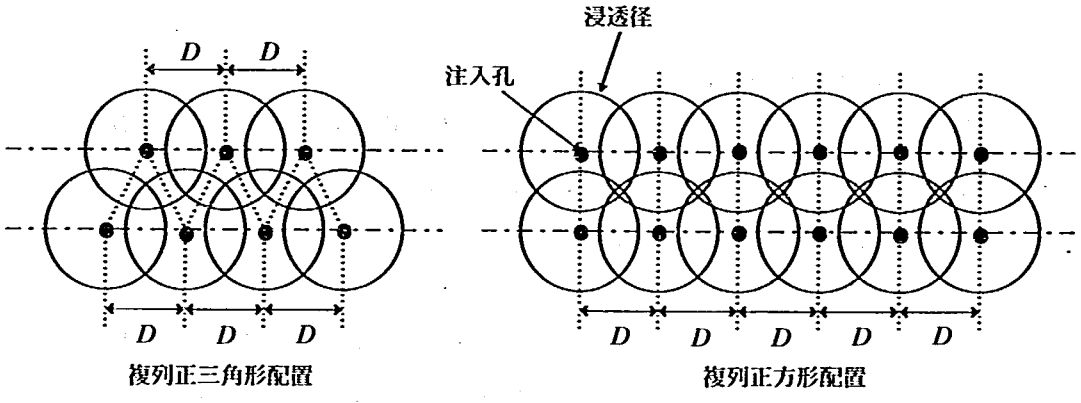
2) グラウト工法では，改良体を液状化層以深の非液状化層（粘性土）に根入れすることは困難であるため，構造物の片側のみに偏土圧が加わるような場合，液状化に伴う側方流動が生じる場合，さらには，構造物の片側のみ液状化が発生するような場合など外力バランスが大きく異なる場合には別途検討を要する。

3) グラウト工法は，設計範囲をもれなく所期の目標値に固結することが必要条件といえるが，実施工においては改良の一様性を保証しがたい場合もある。したがって，対策後に改良体の評価を行い，改良範囲を確認する必要がある。

① 現場透水試験による改良効果の評価



図－解5.9.1　グラウト工法の適用範囲[2)]



図－解5.9.2　注入孔の配置

② 標準貫入試験等による改良効果の評価

③ サンプリング試料の室内試験による改良効果の評価

④ 各種の原位置試験等による改良効果の評価などがあるが，いずれの方法でも測定値が改良範囲全体の状態を代表しているとはいえないため，各評価法の適用範囲を理解して複数の手法により改良範囲の確認を行い総合的に評価することが望ましい。

(5) 対策工を設計する上で，安全性の確保と共に経済性の追求も必要である。

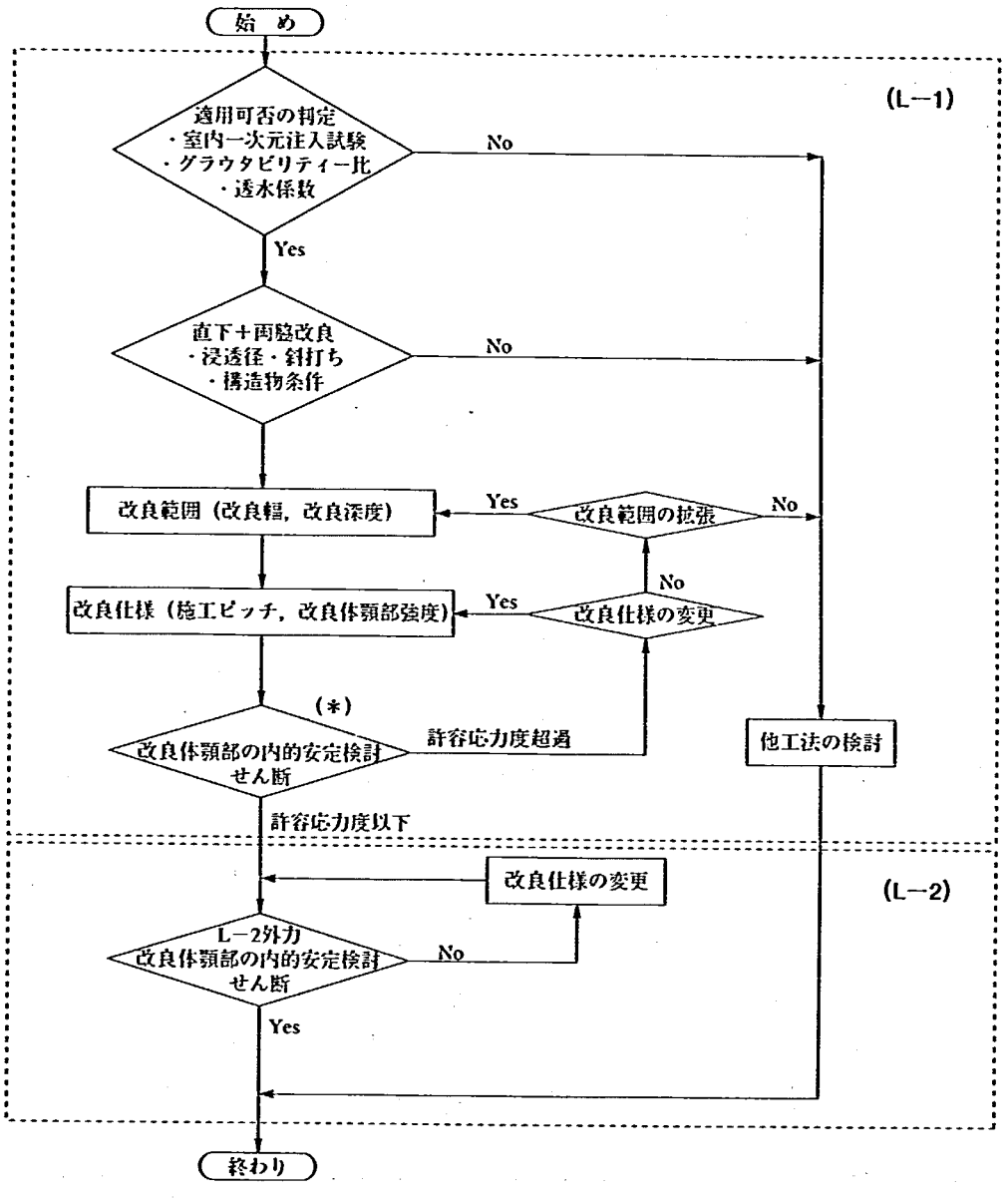
5.9.2 設計手順

(1) グラウト工法の設計では，室内一次元注入試験や事前土質調査（透水係数，グラウタビリティー比）から得られた地盤条件より工法適用の判定を行うものとする。

(2) 地盤条件，構造物条件および施工条件を勘案し，直下＋両脇改良方式となる注入孔の配置を行うものとする。

(3) 改良範囲および改良仕様（施工ピッチ，改良強度）を仮定する。
(4) 地震時における改良体頸部の内的安定の検討を行うものとする。

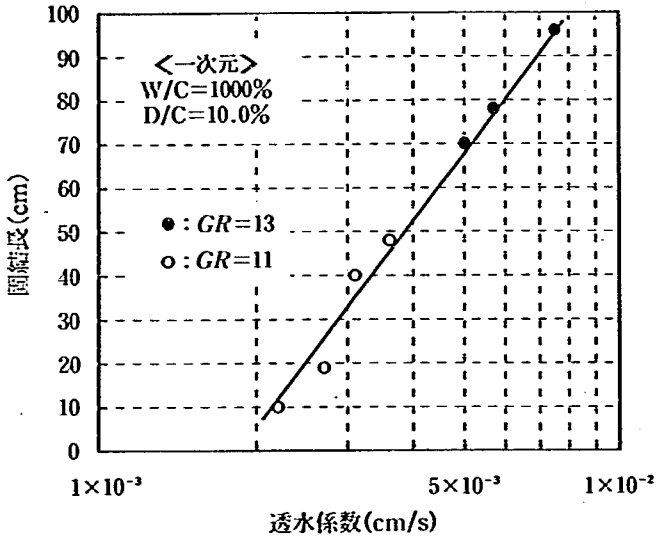
グラウト工法の設計手順を図－解5.9.3に示す。なお，対策工がL－2において，はじめて必要になる場合（図－解4.3.1参照）には，図－解5.9.3において（＊）の部分を除いた全体フロー を適用すればよい。



図－解5.9.3 グラウト工法の設計手順

(1) グラウト工法は，強制的な圧入，撹拌により改良体を形成する工法とは異なり，砂地盤の間隙部に グラウト材を浸透させる工法であるため，改良対象地盤の性状により適用可否の判断を行う必要がある。

1) 適用可否の判断として室内一次元注入試験を行う。室内一次元注入試験により形成された固結長と原地盤で行う三次元注入により形成された固結径の関係を定量的に示すことは難しいが，水・セメント比（W/C）＝1,000%，分散剤・セメント比（D/C）＝10%の材料配合で，室内一次元注入試験を行い，5 ϕ×50 cmモールドを懸濁液が通過すれば，適用可能と判断してもよい。この際，原地盤の砂を原地盤と同等の密度でモールドに詰め，注入圧力は，モールドに詰めた砂層が注入圧力により圧縮されない程度に設定する。参考までに室内一次元注入試験結果[3)4)]による透水係数と固結長の関係の一例を図－5.9.4 に示す。室内一次元注入試験は，地盤性状と浸透注入により形成された固結長との間に明確な相関関係が見られるため，浸透性の確認において有意な試験と考えられる。



図－解5.9.4　室内一次元（5 ϕ×100 cm）注入試験による透水係数と固結長の関係

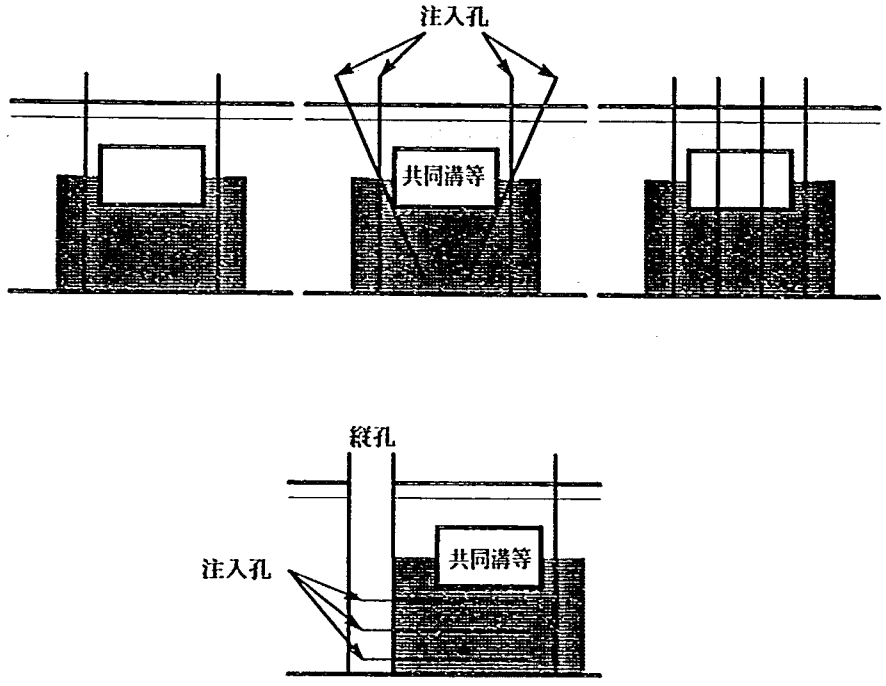
2) 室内一次元注入試験を事前に行うことが困難な場合には，主に地盤の透水係数kないしはグラウタビリティー比GRにより適用の可否を判断する。

① 透水係数による判断基準　　$k>1\times10^{-3}$cm/sで適用可能

② グラウタビリティー比による判断基準　　$GR>11$で適用可能

ここでGRとは，超微粒子セメントの85%粒径G_{85}と地盤土の15%粒径D_{15}との比である。

$$GR = D_{15} / G_{85} \quad \cdots\cdots\cdots\



図－解　5.9.5　直下＋両脇改良

1)　改良深度は，事前の液状化抵抗率の算出で液状化層と判定された層下端までとする。

2)　改良幅は構造物直下と構造物脇の頸部とし，図－解5.9.6に示す構造物脇の改良体頸部の高さは，構造物下端から1m程度とすることが望ましい。また，改良体頸部の幅は「5.9.7改良地盤の内的安定の検討」により許容値を満足する範囲とする。

3)　改良仕様の設定においては，試験施工および室内一次元注入試験を実施し，施工ピッチが1m程度となるよう浸透注入可能な水・セメント比（W/C）を設定することが望ましい。改良強度は，選定された水・セメント比（W/C）により決定される。

(4)　グラウト工法では，直下＋両脇改良とすることにより，改良地盤部（構造物直下および構造物両脇）は液状化せず，構造物両脇に頸部を配置し周辺部からの液状化した砂のまわり込みを防止することで，地中構造物は破壊や浮上がりを生じない。したがって，頸部と改良体の一体化が重要となるため，「5.9.7　改良地盤の内的安定の検討」を行う必要がある。

1)　改良体を確実に液状化層以深の非液状化層（粘性土）に根入れすることは困難であるため，過度に偏土圧がかかる条件下では適用外とする。その上で，設計においては改良地盤の外的安定の検討は行わなくてもよいものとする。

2)　大規模地震動に対する検討が必要な場合，L－2外力に対して改良体頸部の内的安定検討を行い，改良体頸部の応力が許容値内であることを確認する。改良体頸部の応力が許容以上になった場合は，許容値内に入るように改良範囲，改良仕様を求める。

5.9.3 設計用定数

グラウト工法の設計を行う場合は，構造物の諸元，原地盤の物性，改良地盤の物性が設計用定数として必要となる。

グラウト工法の設計を行う場合に必要となる構造物の諸元および地盤物性は，「5.2.1 地盤条件」，「5.2.2 構造物条件」で示したものが基本となるが，それ以外にグラウト材である超微粒子セメントの物性および改良体の物性が必要となる。

(1) 超微粒子セメント

85%粒径：G_{85}

(2) 改良体

① 単位体積重量

② 一軸圧縮強さ

③ せん断強さ

なお，改良体の一軸圧縮強さは可能な限り現場試験施工および室内一次元注入試験により得られた供試体を用いて得ることが望ましい。(5.9.6 参照)

5.9.4 設計用地震力

液状化の判定およびグラウト工法の設計を行う場合には，「5.2.3 設計地震入力」を用いる。

(1) 改良体顎部に作用する土圧・水圧の算定に用いる設計用地震力は地表面で与えられる設計水平震度を用いる。

(2) 改良体顎部に作用させる慣性力用震度は，設計水平震度に対し改良体顎部底面の深度に応じて低減した値で，詳細については「4.8.4 設計用地震力 (2)」を参照されたい。

5.9.5 改良範囲の設定方法

グラウト工法の改良範囲は液状化対象層の下端までを改良深度とし構造物両脇に顎部を配置することを原則とする。

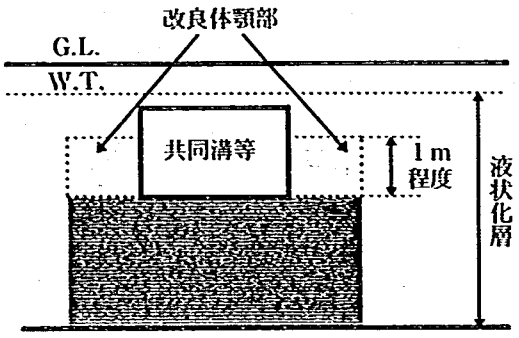
改良範囲のうち深度については，「液状化抵抗率の算出」で液状化層と判定された層下端までを改良深度とすることを原則とする。

(1) 断面的な改良範囲については，構造物直下および構造物両脇を改良することが最適であるが，既設構造物の耐震補強である点を考慮すると必ずしも最適位置の施工が可能とは限らない。しかし，可能な限り構造物直下および両脇の改良をすることが望ましい。

(2) 改良体顎部の高さは，図一解5.9.6に示すよう構造物脇下端から1m程度に設定することが望

ましく，改良幅は「5.9.7　改良地盤の内的安定の検討」により許容値を満足する範囲とする。

(3) グラウト工法の効果は，改良範囲と改良仕様の組合せにより決定されるため，設計においては原地盤におけるグラウト工法の適性に留意し，改良範囲と改良仕様の設定を行うものとする。



図－解5.9.6　改良体頸部の設定

5.9.6　改良仕様の設定

(1) グラウト工法の改良仕様は，改良体自体の安定を損なわないように，改良対象地盤の性状から施工ピッチを設定する。

(2) 施工ピッチの設定により選定された材料配合および改良地盤の一様性を勘案し，改良体強度を設定する。

(1) 施工ピッチの設定に際しては，注入材の土中における挙動や改良地盤の工学的性質に未解明な部分が残されているため，現場条件，地盤条件，施工効率を勘案の上，現場試験施工を実施し，施工ピッチを設定することを原則とする。

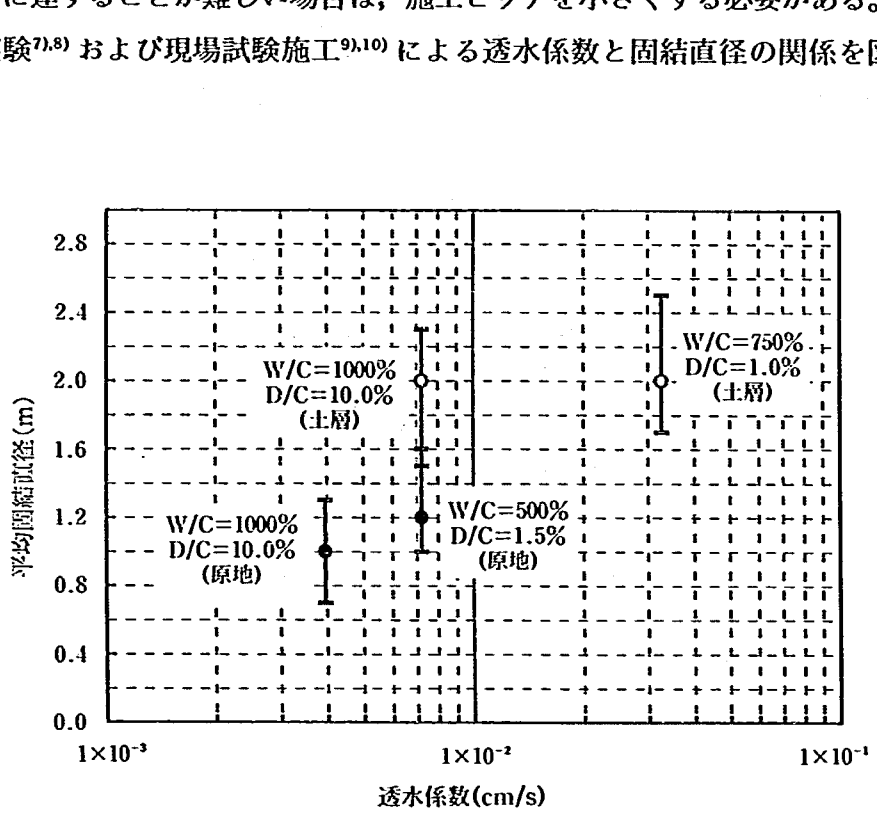
1) 施工効率および信頼性の観点から，施工ピッチを広くすると削孔本数（注入孔）は減るが，注入時間/注入孔が長くなり，改良地盤の均一性も失われる可能性が高くなる。また，施工ピッチを狭くすると削孔本数が増える。従って，施工ピッチは1m程度が一般的である。

2) 設定した施工ピッチに対して，材料配合(水・セメント比，分散剤・セメント比)を選定する。

3) 材料配合の選定に際しては，これまでの室内一次元試験より水・セメント比（W/C)＝1,000%，分散剤・セメント比（D/C)＝10%において良好な浸透性を有する結果[5),6)]（本工法適用地盤範囲）が得られており，W/C＝1,000%，D/C＝10%を基準配合とする。

4) 材料配合の特性として，W/CまたはD/Cを大きくすると浸透性は向上するが，W/Cを大きくすると地盤間隙中の超微粒子セメント量が少なくなり，改良地盤の均一性が失われる恐れがある。また，D/Cを大きくすると初期の強度発現が遅れる。したがって，改良対象地盤に対してW/C＝1,000%，D/C＝10%の基本配合で設定した施工ピッチ以上の浸透径が確保できる場合は，W/CまたはD/Cを小さくする方向で配合を選定することが望ましい。また，浸透径が設定した

施工ピッチに達することが難しい場合は，施工ピッチを小さくする必要がある。参考として，大型土槽実験[7),8)]および現場試験施工[9),10)]による透水係数と固結直径の関係を図－解5.9.7に示す。



図－解5.9.7　透水係数と固結直径の関係
(大型土槽実験および現場試験施工)

(2)　改良体強度の設定においては，現場試験施工または室内一次元注入試験[9),11)]を実施することを原則とする。

1)　現場試験施工による改良体強度の設定

現場試験注入より形成された固結体の一軸圧縮強さ（q_{uf}）に強度のばらつきおよび改良地盤の非一様性を考慮し，許容一軸圧縮強さq_{ua}を設定する必要がある。

$$q_{ua} = \gamma \cdot q_{uf} \quad \cdots\cdots (解5.9.2)$$

ここに，γ：改良地盤の非一様性による低減率。採取したコアの固結状況により1/3～2/3程度に設定することが望ましい。

2)　室内一次元注入試験による改良体強度の設定

室内一次元注入試験より形成された固結体の一軸圧縮強さ（q_{ut}）に室内・現場強度比および改良地盤の非一様性を考慮し，許容一軸圧縮強さ（q_{ua}）を設定する。ただし，室内一次元注入試験を事前に行うことが困難な場合は，図－解5.9.8を参考に，水・セメント比（W/C）から一軸圧縮強さ（q_{ut}）を設定してもよい。

$$q_{ua} = \beta \cdot \gamma \cdot q_{ut} \quad \cdots\cdots (解5.9.3)$$

ここに，β：室内・現場強度比（1程度）

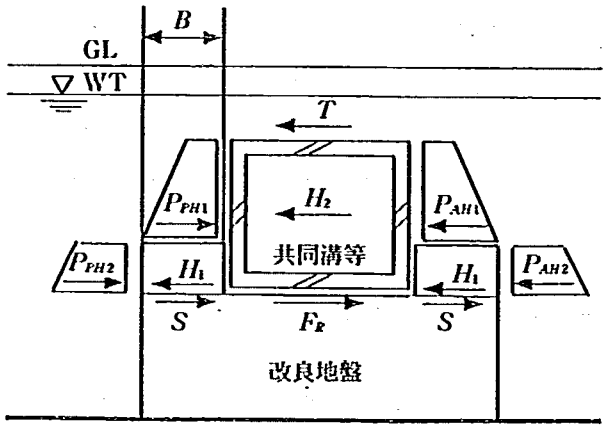
セメント系懸濁液を砂地盤に注入すると注入開始直後から，砂粒子間にセメント粒子が残留し改良範囲にセメント粒子を分布させるためには，地盤間隙に対して1.2～2.0倍程度の懸濁液を注入する必要がある。このため改良体中のセメント濃度は注入時のW/Cよりも濃くなり，強度も高くなる傾向を示す。これに原地盤に形成された固結体強度のばらつきを考慮し，室内・現場強度比は1程度とすることが望ましい。

γ：改良地盤の非一様性による低減率（1/3～2/3程度）

改良対象地盤が均一な場合は2/3程度，改良対象地盤が不均一な場合は1/3程度とすることが望ましい。

3) 設計に用いるせん断強さは，許容一軸圧縮強さq_{ua}から次式によって求める。

$$\tau_a = 1/2 \cdot q_{ua} \quad \cdots\cdots\cdots\



図－解5.9.9　内的安定用外力モデル

改良体頸部について設定する。

2)　改良体に作用する土圧・水圧の算定

改良体に作用する土水圧および慣性力の算定方法は，「4.8深層混合処理工法　4.8.7改良体に作用する土圧・水圧の算定」に準拠する。

3)　改良体頸部および構造物の慣性力は次式で求める。

改良体頸部　$H_1 = W_1 \cdot K_{h1}$ ……(解5.9.5)

構造物　　$H_2 = W_2 \cdot K_{h2}$ ……(解5.9.6)

K_{h1}：改良体頸部の設計水平震度

K_{h2}：構造物の設計水平震度

W_1：改良体頸部の全重量

W_2：構造物の全重量

(2)　内的安定の検討

改良地盤の内的安定については，改良体頸部に生じる水平せん断応力τが，設計に用いる改良体のせん断強さτ_aを超えないことを確認する。

まず，改良体頸部に作用するせん断力Sを次式のいずれか大きい方として求める。

$$\left.\begin{aligned} S &= P_{AH1} + H_1 + H_2 + T - P_{PH1} - P_{PH2} - F_R \\ S &= 1/2(P_{AH1} + P_{AH2} + H_2 + 2H_1 + T - P_{PH1} - P_{PH2} - F_R) \end{aligned}\right\} \quad \text{……(解5.9.7)}$$

S：改良体頸部に働くせん断力　(tf/m)

P_{AH}：構造物に作用する主働側土水圧の合力　(tf/m)

P_{PH1}：構造物に作用する受働側土水圧の合力　(tf/m)

P_{PH2}：改良体頸部に作用する受働側土水圧の合力　(tf/m)

H_1：改良体頸部に作用する慣性力　　(tf/m)

H_2：構造物に作用する慣性力　　(tf/m)

F_R：構造物底面のせん断抵抗力　　(tf/m)

T：構造物上面に作用するせん断力　　(tf/m)

ここに，構造物底面のせん断抵抗力F_Rは，構造物底面と改良体との密着度等を勘案して求める。また，構造物上面に作用するせん断力Tの求め方として以下の方法が考えられる。すなわち，構造物上部の土層が液状化しない場合には，構造物両側面に沿って土層内に仮想壁面を設け，その土層に慣性力および主働・受働土圧を作用させて求める。他方，上部土層が液状化している場合には$T=0$としてよいものと考える。さらに，上部土層にある程度の過剰間隙水圧が発生する場合には，過剰間隙水圧比に応じてせん断力を低減させる。なお，せん断力Tは，せん断抵抗力を上回らないものとする。

つぎに，頸部のせん断応力τを次式により求め，$\tau \leqq \tau_a$であることを確認する。

$$\tau = S/B \quad \cdots\cdots (解5.9.8)$$

τ：改良体頸部に生じる水平せん断応力(tf/m²)

B：改良体頸部の幅 (m)

ここに，幅Bは本工法による改良体形状の一様性を勘案して設定するのがよい。

[参考文献]

1）建設省土木研究所：液状化対策工法の開発に関する共同研究報告書第150号，pp. 51～55，1995.

2）建設省土木研究所：超微粒子セメント懸濁液の砂地盤への注入特性に関する室内実験，土木研究所資料第3490号，p. 6，1997.

3）市川公彦，松尾修，古関潤一：液状化対策を目的とした超微粒子セメント懸濁液注入による浸透性について（その5），第31回地盤工学研究発表会講演集，pp. 119～120，1996.

4）藤井壮一，新越寿郎，佐野昌明，渕上憲児，松尾修：超微粒子セメント注入材による土槽注入実験(その2)，土木学会第50回年次講演概要集　第3部，pp. 1492～1493，1995.

5）佐野昌明，松尾修，古関潤一：液状化対策を目的とした超微粒子セメント懸濁液注入による浸透性について（その3），第30回地盤工学研究発表会講演集，pp. 2093～2096，1995.

6）藤井壮一，新越寿郎，佐野昌明，松尾修：超微粒子セメント懸濁液注入による砂地盤での現場施工実験(その2)，第32回地盤工学研究発表会講演集，pp. 2265～2266，1997.

7）建設省土木研究所：液状化対策工法の開発に関する共同研究報告書第104号，pp. 71～79，1994.

8）建設省土木研究所：液状化対策工法の開発に関する共同研究報告書第185号，pp. 41～49，1994.

9）笹尾禎，竹本国博，下田正雄，大森啓至：懸濁液型グラウトの新たなる可能性，土木学会誌4月号，pp. 63～68，1981.

10）新越寿郎，藤井壮一，佐野昌明，松尾修：超微粒子セメント注入材の浸透限界地盤に関する研究，第31回地盤工学研究発表会講演集，pp. 121～122，1996.

11）土質工学会編：土質試験の方法と解説，第7章　薬液注入による安定処理土の供試体作製，pp. 263～269，1990.

5.10 ドレーン工法

5.10.1 設計方針

地中構造物の液状化対策としてのドレーン工法の設計では，設計用地震力に対して，所定の安全性が確保できるように改良範囲(改良深さ，改良幅)，改良仕様(ドレーン材の種類，杭径，打設間隔）を設定する。

(1) ドレーン工法とは，液状化の可能性のある地盤に一定のピッチで排水性のよいドレーン柱を設けることにより，地震時の過剰間隙水圧を消散させ，地盤および構造物の安定を保つ工法である。ドレーン材としては，砕石あるいは，プラスチック材料によるものが用いられる。

(2) 地盤の設計用定数や設計用の地震力については「4.9.3 設計用定数」および「4.9.4 設計用地震力」を参照されたい。

(3) 地中構造物の安定性の評価は，「5.3.3 地中構造物の安定性の検討」で示した地中構造物と周辺地盤を含めたすべり安定計算により行う。すべり安定計算で所定の安全率が確保できれば，中規模程度の地震動（L－1）では地中構造物に浮上がりなどの有意な変状は生じないと考える。

(4) 上記の設計手法は，中規模地震動（L－1）および大規模地震動（L－2）に対して適用する。ただし，大規模地震動（L－2）発生時におけるドレーン打設地盤や地中構造物の挙動に関しては不明な部分が多く，構造物の安定性の検討に際しては，必要に応じて動的解析や永久変形解析等を実施し，詳細な検討を行うことが望ましい。

(5) 地中構造物の設計では，安全性の確保と共に経済性の追求も必要である。構造物直下の改良が可能な新設構造物の設計においてはこの点に留意し，改良範囲の設定を行う。ドレーン工法は，他工法に比べて騒音振動が少ない工法であるが，施工条件によっては地盤変状を伴う場合もあるため，周辺環境への留意も必要である。

5.10.2 設計手順

(1) 構造物条件や施工条件を勘案し，構造物直下に未改良部を残す両脇改良，および直下も改良する直下＋両脇改良の２つの改良パターンから適切なパターンを選択する。

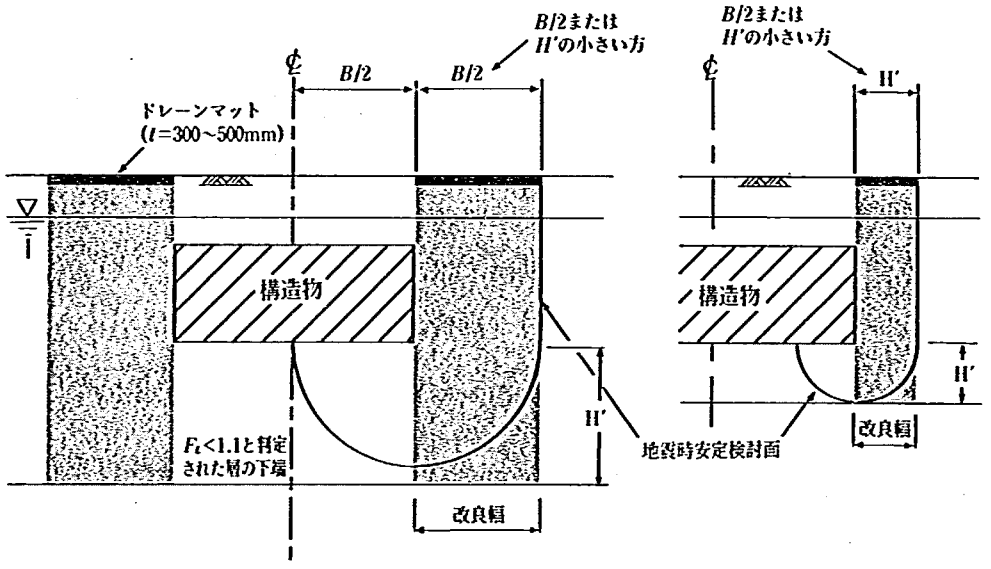
(2) 両脇改良の場合，構造物の諸元や液状化層厚に応じた改良範囲を設定し，地震時の過剰間隙水圧を考慮したすべり安定計算を行い，地震時に構造物が安定するのに必要な過剰間隙水圧比の上限値（許容間隙水圧比）を求める。その後，それらの仕様を満足するために必要なドレーンの諸元を算定する。

(3) 直下＋両脇改良の場合，過剰間隙水圧を考慮したすべり安定計算を実施し，地震時に構造物が安定するために必要な改良範囲及び許容間隙水圧を経済性を考慮して決定する。その後，それらの仕様を満足するために必要なドレーンの諸元を算定する。

(1) ドレーン工法の改良形態には図－解5.10.1および図－解5.10.2に示すように両脇改良，直下＋両脇改良の2つのタイプがある。両脇改良は，構造物の直下を改良できない既設構造物に対して適用される改良形態であり，直下＋両脇改良は新設構造物に適用される。地中構造物の場合，周辺地盤から構造物の直下への水圧の伝搬によって浮上がり等の被害が生じるため，どちらの改良形態もこれらの水圧の伝搬を阻止することで，構造物の安定を保つものである。

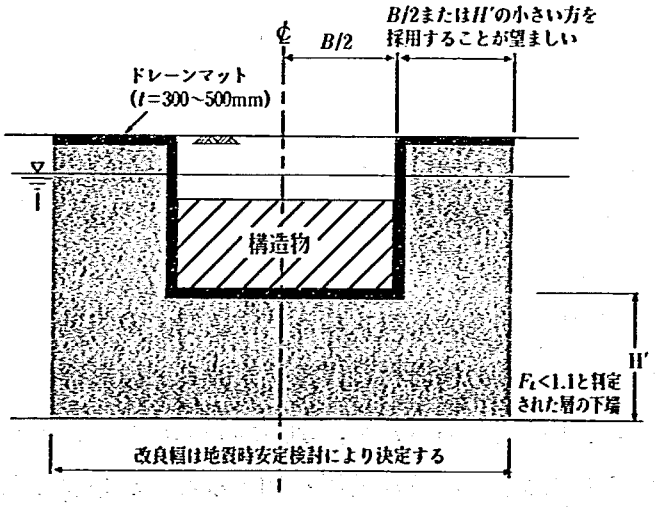
(2) ドレーン工法の設計フローを図－解5.10.3に示す。ドレーン工法の設計では，まず，中規模地震動（L－1）に対する設計を行い，次に必要に応じて大規模地震動（L－2）に対する設計を行う。

中規模地震動を対象としたドレーンの設計では，構造物が安定を保つのに必要な改良範囲と過剰間隙水圧比の上限値（許容間隙水圧比）をすべり安定計算により決定する。次に地盤内に発生



(a) H' の方が$B/2$ より大きい場合　　(b) $B/2$ の方が，H' より大きい場合

図－解5.10.1　ドレーン工法の改良範囲（両脇改良）



図－解5.10.2　ドレーン工法の改良範囲（直下＋両脇改良）

する過剰間隙水圧比の上限値が許容間隙水圧比以下になるようにドレーンの配置を決定する。なお，対策工が大規模地震動（L－2）に対して初めて必要になる場合には，図－解5.10.3において（L－1検討）の部分を省いた全体フローを適用すればよい。

(3) 両脇改良と直下＋両脇改良とでは，設計手順において改良範囲の設定方法が異なる。両脇改良の場合，液状化層の下端の深さと構造物の形状から一律に改良幅および改良深さが決まる。このため，両脇改良の安定検討では改良地盤内の許容間隙水圧比だけがすべり安定計算のパラメータとなる。これに対して，直下＋両脇改良の場合は改良幅と許容間隙水圧比をパラメトリックに変化させてすべり安定計算を行い，改良コストを考慮して，所定の安全率が得られる範囲で，最も経済的となる改良範囲と許容間隙水圧を決定する。

(4) 改良区域の上面および地中構造物の側面には，砕石や礫などのドレーンマットを設け，ドレーンの頭部はその中に入れ，上昇してきた間隙水が速やかに排水できるようにする。

① グラベルマットの材料としては6号砕石あるいは7号砕石またはそれと同程度の透水性を有する材料を使用する。グラベルマットの敷設厚さは，地震時にドレーンから排出される排水量を一時的にグラベルマットの空隙に吸収できる程度とすること好ましいが，実施事例では，敷設厚さは30～50 cm以上とされていることが多い。

② ドレーンより集められた地震時の地盤内間隙水は，ドレーンマット内に一時的に蓄えられる。このため，ドレーンマットの上面に覆土を行う場合，ドレーンからの排水がスムーズにマット内に蓄積できるように，地表部とマットをつなぐ空気抜き桝を設ける。通常，空気抜き桝は200 m² に一カ所程度設置する。

5.10.3 改良範囲の設定方法

(1) ドレーン工法の改良範囲は，深度方向については液状化抵抗率F_L＜1.1となる層の下端までを最小の改良深度とする。

(2) 改良幅については，両脇改良タイプにおいては少なくともすべり安定計算におけるすべり線を包含する範囲以遠まで改良することを原則とする。直下＋両脇改良タイプにおいては構造物の直下と両脇の改良とし，所定のすべり安全率を満足する最も経済的な改良範囲とする。

(1) 改良範囲のうち改良深度については，「4.3.2 液状化判定」でF_L＜1.1と判定された層の下端までを原則とする。大規模地震動を対象とする場合，原則として大規模地震動(L－2)に対してF_L＜1.1となる層の下端までを改良深度とする。なお，液状化層がかなり深くまで存在する場合には，経済性の面から液状化層途中で地盤改良を止める「浮き型」の改良形態を採用することも，ひとつの考え方として挙げられる。この場合には，深部未改良部の影響により地中構造物の地震時変位や地震後沈下が大となる可能性があるため，別途動的応答解析による照査や直下未改良部の地震後沈下の影響検討などを実施し，慎重な検討を加えることが必要である。

(2) 既設地中構造物に対してドレーン工法を適用する場合は，両脇改良であるため構造物の直下に

は未改良部が残存する。地中構造物では地震時に周辺地盤から間隙水圧の伝搬が生じることにより地盤の強度が下がり，破壊時には周辺地盤からの土塊の回り込みが生じることが実験などにより確認されている[1]。この破壊メカニズムとして，図－解5.10.1に示すようなすべり破壊が想定されることから，この範囲にドレーンを打設することにより，地震時の構造物直下への水圧の伝搬を阻止するものである。すなわち，改良範囲はこれらのすべり線を包括する範囲とし，図－解5.10.1に示すように，構造物の両端から構造物幅の半分($B/2$)，または，構造物直下の液状化層の層厚（H'）のいずれか小さい方の長さとする。施工範囲に余裕がある場合，図－解5.5.4のように改良範囲を広げ余裕幅を設けることも安定性の向上につながる。ただし，構造物直下の液状化層の層厚（H'）が小さく，その結果改良範囲が極端に小さくなる場合は，未改良部からの水圧の伝搬を考慮して改良範囲を広げることが望ましい。

(3) 新設地中構造物に対してドレーン工法を適用する場合の改良範囲は直下＋両脇改良とし，すべり安定計算により最も経済的な改良範囲を決定する。(図－解5.10.2参照。)ただし，直下＋両脇改良の場合も破壊メカニズムには，両脇改良の場合と同様なすべり破壊が想定されることから，用地等の制約がある場合を除き，構造物幅の半分($B/2$)か，構造物下端から$F_L<1.1$と判定された層までの長さ（H'）の小さい方を採用することが望ましい。

(4) 地下駐車場のように構造物の幅Bが大きくなる面状構造物では，液状化時の破壊のメカニズムが図－解5.10.1～2に示すすべり線とは異なることが考えられる。このため，面状構造物に対するドレーンの設計では別途，有限要素法などを用いた詳細な検討を行うことが望ましい。

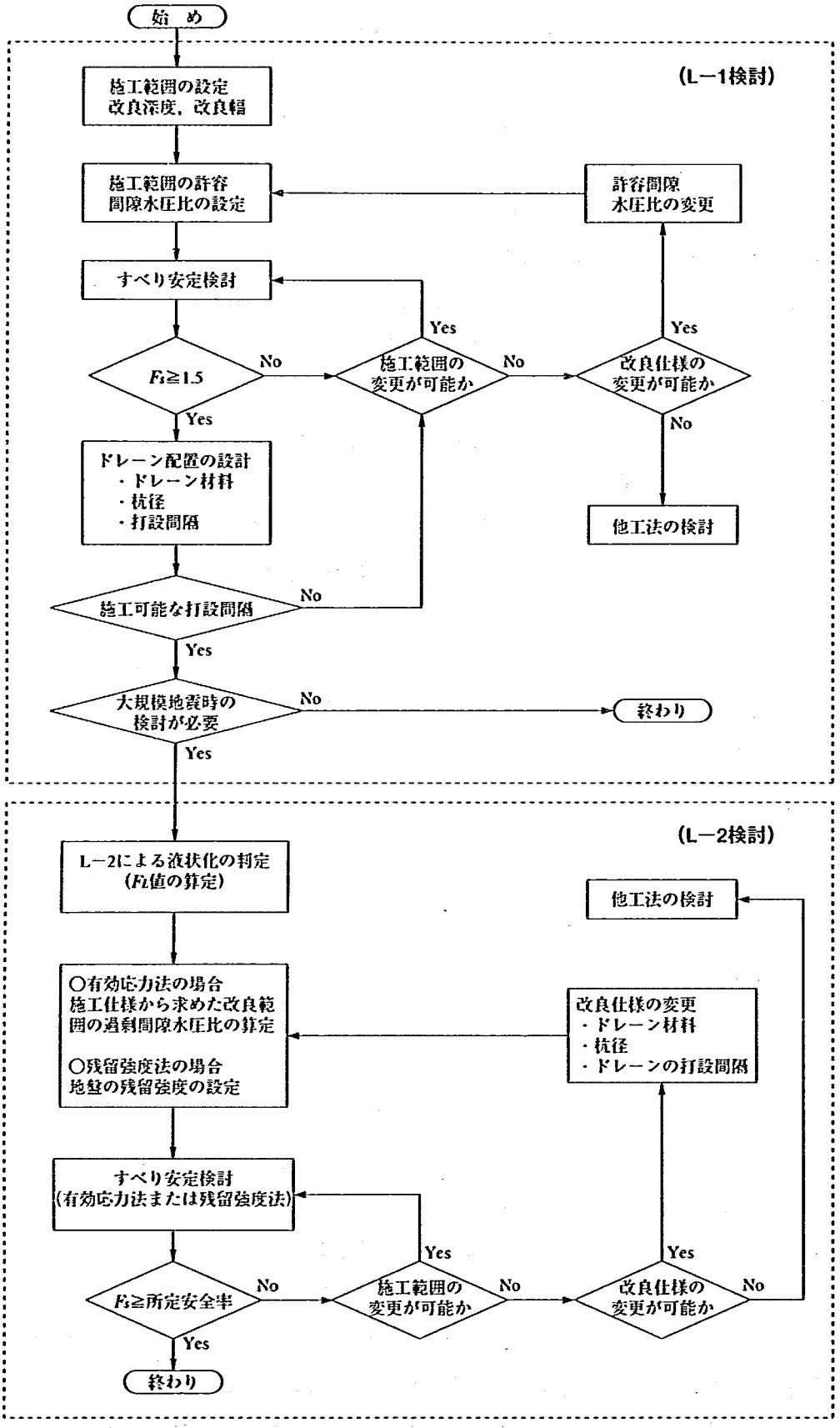
5.10.4 改良仕様の設定方法

ドレーン工法では，中規模地震動に対して地盤内部に発生する過剰間隙水圧比が，設定した許容間隙水圧比以下になり，構造物のすべり安全率が所要の値を満足するように，ドレーン材料，杭径および打設間隔を決定する。

(1) ドレーン工法の場合，改良仕様に最も影響を与える因子はすべり安定計算より求められた許容間隙水圧比である。地震時に構造物が安定を保つためには，地盤内に発生する過剰間隙水圧比がこの許容間隙水圧比以下になるように，ドレーンの改良仕様を決定する必要がある。なお，地震時の地盤の変位は，地盤内部に発生する過剰間隙水圧比が0.5を越えると極度に大きくなることが知られている[2]。このため，設計に使用する許容間隙水圧比は0.5以下とする。実施事例を見ると許容間隙水圧比には0.25～0.5程度の値が用いられる場合が多い。

(2) 改良仕様の検討では，ドレーン材料，杭径およびドレーンの打設ピッチを検討する。これらに関する設計手法については，「4.9.6 改良仕様の設定方法」に準じて行う。

(3) ドレーンの改良仕様の検討は，図－解5.10.1に示すように基本的には中規模地震動（L－1）についてのみ行う。大規模地震動（L－2）に関する検討では，中規模地震動（L－1）を対象に設計された改良仕様および改良範囲に対してすべり安定計算だけを実施する。この方法に関しては



図−解5.10.3 ドレーン工法の設計フロー

「5.10.5　すべり安定計算の方法」に述べる。

(4) ドレーン工法は，ドレーン材料などによっていくつかの工法に分類されるが，各工法毎に打設方法が異なる。これらの内いくつかの工法では，「4.9.6　改良仕様の設定方法」の図－解4.9.10に示すように，ドレーン打設によってドレーン柱間の地盤強度の増加が確認されているものがある。これらの工法に関しては，各地震動においてドレーン打設による締固め効果（図－解4.9.10参照）を考慮して地震時の過剰間隙水圧等を算定してよいが，試験施工などにより締め固め効果を確認した上で設計に反映することができる。

5.10.5　すべり安定計算の方法

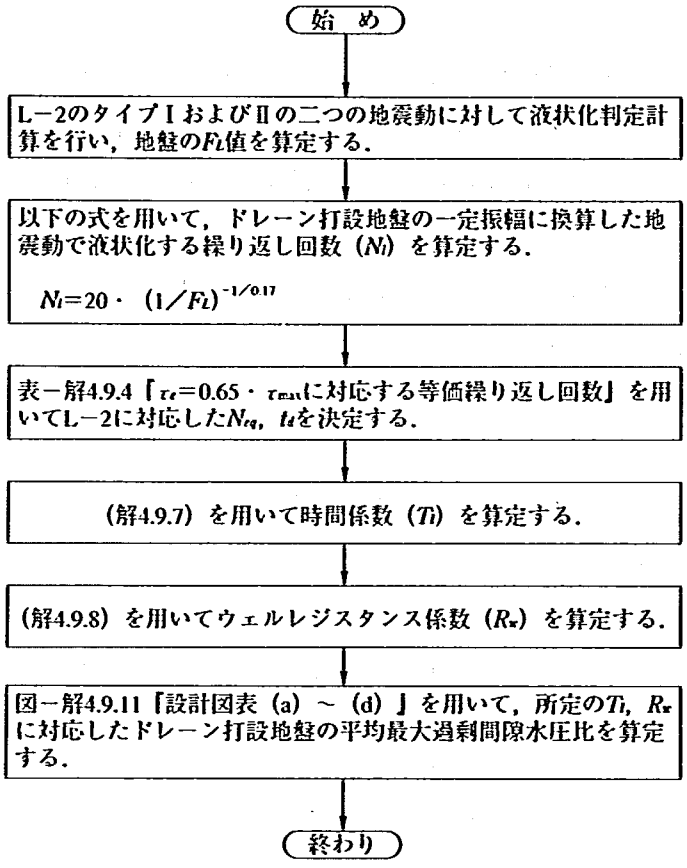
ドレーンによる改良効果の検証には，周辺地盤を含むすべり安定計算で判定を行い，地震時に十分な安全率を満足することを確認する。

(1) 中規模地震動（L－1）を対象とした安定検討は，地盤内部の過剰間隙水圧を考慮した有効応力法による円弧すべり法で行い，所定の安全率を満足することを確認する。安定検討では，図－解5.3.8に示す周辺地盤からの構造物直下の地盤への土塊の回り込みを考慮したすべり破壊を想定している。このすべり安定計算は「5.3.3　構造物の安定性の検討」に示す方法に準じて行う。すべり安定計算では，ドレーン工法による改良区域は，地震時の最大過剰間隙水圧比が設計時に設定した許容間隙水圧比以下に押さえられるものとして実施する。すなわち，ドレーン工法による改良範囲の過剰間隙水圧比としてドレーンの設計に使用した許容間隙水圧比を用いる。すべり安定計算の許容安全率は，中規模地震動（L－1）においては1.5以上とする。

(2) 大規模地震動（L－2）を対象とした検討では，改良地盤に発生する過剰間隙水圧を考慮する有効応力法によるすべり安定計算，あるいは，地盤の正規化したN値から算定される残留強度を用いる残留強度法によるすべり安定計算のどちらかの方法を用いて，地盤と構造物の安定検討を行う。許容安全率は，地震時の許容浮上がり量を設定して，図－解5.3.7の関係を参照し，1.0～1.5の間の適切な数値を設定することができると考えられる。

(3) 大規模地震動（L－2）を対象とした有効応力法によるすべり安定計算は，中規模地震動を対象に設計された改良地盤に対して実施する。このため，大規模地震動（L－2）地震時に改良地盤内部に発生する過剰間隙水圧を図－解5.10.4の手順で求める必要がある。次に，得られた過剰間隙水圧比を用いてすべり安定計算を行い，所定の安全率を満足することを確認する。所定の安全率が得られない場合，ドレーン配置間隔や改良深さなどの改良地盤の仕様を変更し，再度検討を行う。

(4) 残留強度法によるすべり安定計算では，抵抗モーメントの計算に用いるせん断抵抗τ_fとして，正規化したN値から算定される残留強度を用いる。残留強度の算定方法については「4.3.3　盛土構造物の安定性の検討」を参照されたい。



図−解 5.10.4　大規模地震動（L−2）地震時のドレーン改良地盤の過剰間隙水圧比の算定方法

[参考文献]

1）板藤繁，安田進，永瀬英生，本田直樹：地中構造物の浮上りに伴う液状化砂の回り込みに関する振動台実験，第 30 回土質工学研究発表会　発表講演集，1995.
2）例えば，土質工学会：液状化対策の調査・設計から施工まで，p. 49，1993.

5.11 鋼材を用いた工法

5.11.1 設計方針

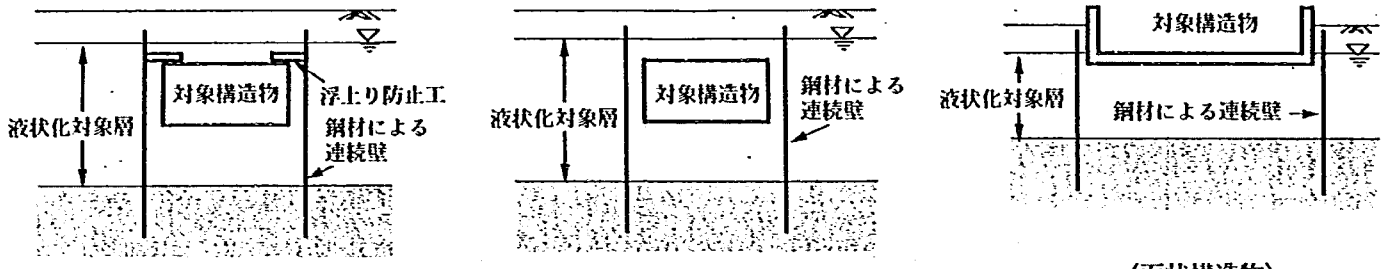
鋼材を用いた地中構造物の液状化対策工法の設計においては，設計用地震力に対して所要の安定性が確保できるように，構造形式や鋼材仕様（断面・寸法，種類）を設定する。

(1) 鋼材を用いた工法は，構造物の両側面または周囲を囲うように鋼材による連続壁を設け，周辺の液状化地盤が，有効上載圧が小さい構造物直下へ回り込むことを防止することによって，構造物の浮き上がりを抑止するものである。このような鋼材を用いた液状化対策工法の構造形式の例を図一解5.11.1に示す。

(2) 鋼材を用いて対策を施した地中構造物の安定性の評価については，設計地震力に対して鋼材の応力度が所定の許容値以内で，かつ，非液状化層への所要の根入れ長が確保されていれば，浮き上がりなどに対する安定性は確保されているものと考える。ただし，鋼材の応力度が許容値を満足する場合でも，液状化層厚が大きい場合などで，鋼材のたわみによる構造物の浮き上がりや間隙水圧の消散に伴う地盤の体積圧縮による構造物の沈下が懸念される場合には，別途これを検討しておくことが望ましい。また，鋼材による連続壁に構造物の浮き上がり防止工（ストッパー）を設置することなどにより，構造物から連続壁への引き抜き力の伝達が予想される場合には，別途，連続壁の引き抜きに対する安定性に留意する必要がある。

(3) 地中構造物の液状化対策に用いる鋼材としては，5.11.5において後述するように普通鋼材と排水機能付き鋼材がある。普通鋼材はその強度，剛性で，排水機能付き鋼材はこれらに加え周辺地盤の過剰間隙水圧上昇抑制による地盤の強度保持効果をあわせて構造物の安定を確保するものである。設計においては，構造物の重要度，経済性，施工性，周辺環境への影響などを考慮した上で適切な鋼材仕様および構造形式を設定する必要がある。なお，排水機能付き鋼材の適用にあたっては，比較的新しい工法で限れられた実験に基づいており，さらなる妥当性の検証が望まれる知見も含まれることから，地盤条件や地震動の条件を総合的に判断してその適用性を十分検討することが望ましい。

(4) ここで対象とする地震の規模としては，中規模地震動（L－1）の他に，大規模地震動（L－2）も含まれる。ただし，大規模地震動（L－2）に対しては，鋼材を含めた地中構造物の挙動に関し未解明な部分が多いのが現状であり，設計においては，別途地震応答解析や永久変形解析等を実施し，より詳細な検討を行うことが望ましい。また，構造物の片側のみに盛土があり偏土圧が加わるような場合，液状化にともなう側方流動が生じる場合，さらには構造物の片側のみ液状化が発生する場合など，構造物両側の外力バランスが大きく異なる場合にもそれらの影響を別途検討する必要がある。



〈線状構造物〉　　〈面状構造物〉

図－解 5.11.1　鋼材を用いた液状化対策工法の構造形式の例

5.11.2　設計手順

鋼材を用いた対策工法の設計では，地震時に鋼材に作用する荷重および水平地盤反力係数を設定して鋼材に生じる断面力を算定し，これが所定の許容値以内になるように鋼材の仕様を決定する。

鋼材を用いた工法の設計手順を図－解 5.11.2 に示す。

(1)　地震時に発生すると考えられる原地盤の過剰間隙水圧値を算定する。

(2)　液状化判定結果，過剰間隙水圧値に基づき，5.11.6 に従い地震時に鋼材に作用する荷重を算定する。

(3)　使用鋼材として普通鋼材を用いる場合には，5.11.8に基づいて水平地盤反力係数を算定する。

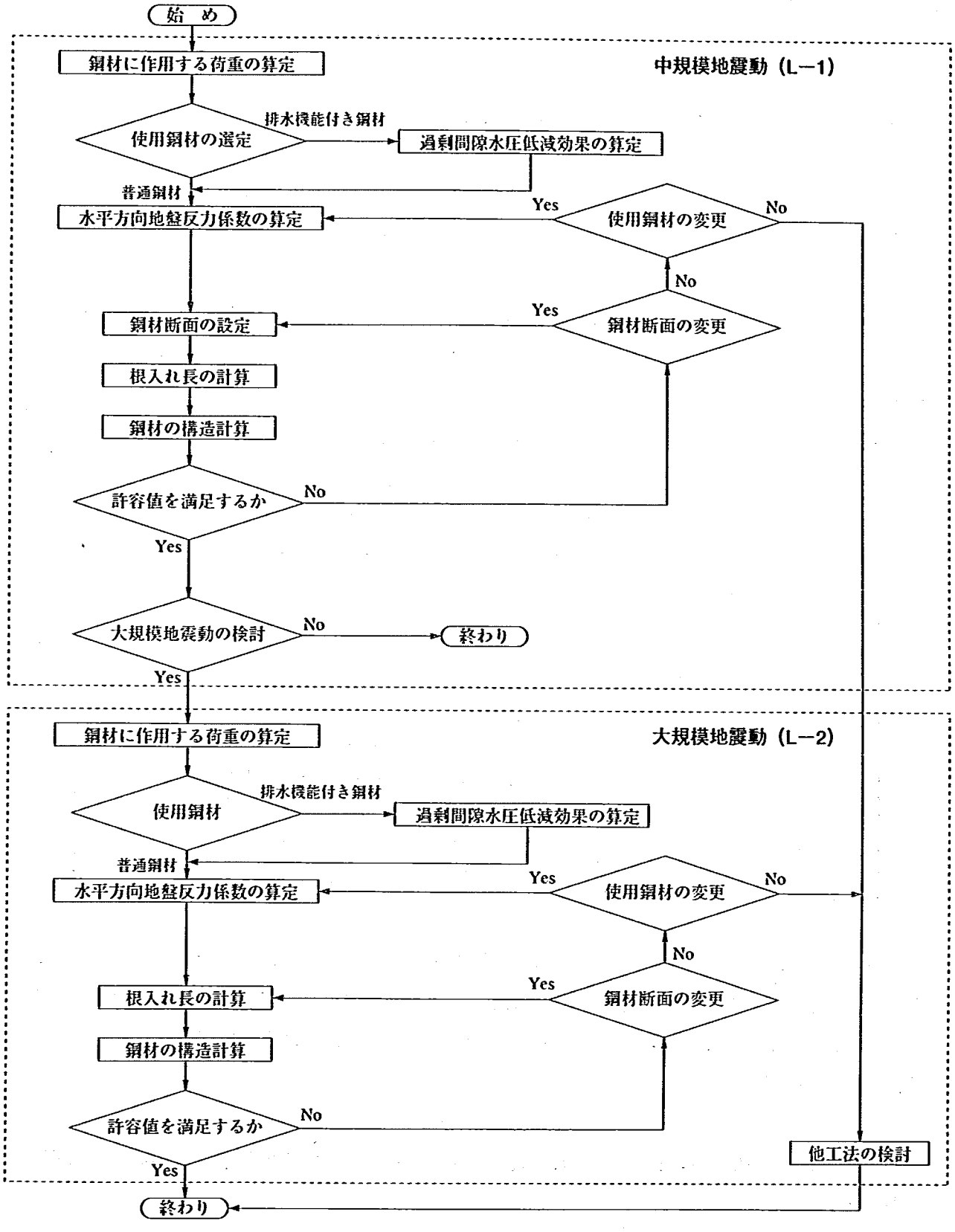
(4)　排水機能付き鋼材を選定する場合には，5.11.7 に基づいてその過剰間隙水圧低減効果を評価し，これを考慮して 5.11.8 に従い水平地盤反力係数を算定する。

(5)　仮定した鋼材断面に対し 5.11.9 によって根入れ長を決定した後に，5.11.10 に基づいて鋼材の断面力の計算を行い，発生応力度が所定の許容値を満足するか否かを照査する。この時，中規模地震動（L－1）に対しては応力度の許容値は鋼材の許容応力度とする。

(6)　大規模地震動（L－2）に対する設計を行う場合には，液状化判定結果および原地盤の過剰間隙水圧値をもとに，5.11.6，5.11.7，5.11.8 に従って作用荷重，水平地盤反力係数を算定し，中規模地震動（L－1）に対して設定された鋼材仕様での断面力が所定の許容値を満足するか否かを 5.11.10 によって照査する。満足しない場合には鋼材仕様や構造形式の変更，他工法との併用等を検討する。この時，大規模地震動（L－2）に対しては応力度の許容値は鋼材の降伏応力度とする。また，構造物の規模や重要性，周辺環境などを考慮して，詳細検討として地震応答解析や永久変形解析等を実施することが望ましい。

なお，大規模地震動（L－2）において対策工を検討する場合には，図－解 5.11.2 に示す手順の中で大規模地震動（L－2）の枠の中のみを適用すればよい。

(7)　鋼材の変形が大きい場合など対象構造物本体に与える影響が懸念される場合にはこれに留意し，必要に応じて 5.11.10 に示す計算モデルまたは動的解析や永久変形解析等によってその影響



図−解 5.11.2　鋼材を用いた工法の設計手順

を検討する。

5.11.3 設計用定数

鋼材を用いた対策工法の設計を行う場合には，構造物の諸元(形状，寸法，重量など)，原地盤の物性および鋼材の物性に関する設計用定数が必要となる。

(1) 構造物の諸元に関する設計用定数として，対象地中構造物の寸法，形状，および，見かけの単位体積重量（計算断面における構造物の重量を構造物の体積で除した値）などの設計用定数が必要となる。

(2) 原地盤の物性に関する基本的な設計用定数を表－解5.11.1に示す。排水機能付き鋼材を用いる場合には，鋼材周辺の過剰間隙水圧上昇の抑制効果を算定するために，透水係数，体積圧縮係数などが必要となる。なお，大規模地震動（L－2）を対象とした検討などにおいて，地震応答解析や永久変形解析などを行う場合には，用いる解析手法に応じた地盤物性の設定が必要となる。

表－解5.11.1 原地盤の物性に関する基本的な設計用定数

設計に用いる地盤物性	備　　考
地下水位	――――
単位体積重量（γ_{sat}，γ，γ'）	――――
せん断強度特性（c，ϕ）	――――
水平方向抵抗特性（E_0 またはN 値）	水平地盤反力係数の算定に必要
液状化強度特性（F_L 値）	排水機能付き鋼材の場合にはF_L 値の他，液状化強度曲線によるN_l（一定振幅に換算した地震動で原地盤が液状化する繰り返し回数）があればそれを用いる。
透水係数	排水機能付き鋼材の場合のみ必要
体積圧縮係数	排水機能付き鋼材の場合のみ必要

(3) 鋼材の物性に関する設計用定数としては，鋼材の断面二次モーメント，断面係数，断面積，および，表－解5.11.2に示す許容応力度，降伏応力度などが必要となる。これらの数値は，鋼材の断面形状，型式，規格，材質などによって異なり，使用する鋼材に応じて設定する。

5.11.4 設計用地震力

鋼材を用いた工法の設計を行う場合には，「5.3 対策工の必要性の判定」で用いた設計用地震力を用いる。

ただし，排水機能付き鋼材を用いる場合は，設計用地震力と整合した地震パラメータが必要となる。

(1) 使用鋼材として普通鋼材を用いる場合には，「5.3 対策工の必要性の判定」で用いた地震動の大きさが必要となる。

(2) 使用鋼材として排水機能付き鋼材を用いる場合には，「5.3 対策工の必要性の判定」で用いた地震動の大きさの他に，鋼材周辺地盤の過剰間隙水圧を評価するために，地震マグニチュード，地震動の有効継続時間，地震動の等価繰返し回数などが必要となる。これらの地震パラメータの設定は5.11.7によって行う。このとき，設計用地震力と整合したマグニチュードを設定することが必要である。

5.11.5 鋼材の種類，規格および許容応力度

(1) 対策工に用いる鋼材としては，普通鋼材と排水機能付き鋼材がある。
(2) 鋼材は表－解5.11.2に示す材料規格および許容応力度に従うものとする。
(3) 鋼材の継手効率および腐食代は関連基準類を参考にして決定する。

(1) 鋼材の材料規格および許容応力度，降伏応力度を表－解5.11.2に示す。

表－解5.11.2 主要鋼材，材料規格，許容応力度

鋼材の種類	規 格	許容応力度	降伏応力度	許容応力度の割り増し
鋼 矢 板	SY 295	1,800 kgf/cm²	3,000 kgf/cm²	施工時
	SY 390	2,400 kgf/cm²	4,000 kgf/cm²	通常の1.5倍
鋼管矢板	SKY 400	1,400 kgf/cm²	2,400 kgf/cm²	地震時
	SKY 490	1,900 kgf/cm²	3,200 kgf/cm²	通常の1.5倍

(2) 連続壁に用いる鋼材には，鋼矢板，鋼管矢板等があり，さらにこれらには，機能面から通常の鋼材（以下，普通鋼材という）と排水機能付き鋼材がある。普通鋼材による対策ではその強度・剛性で構造物の安定を確保し，排水機能付き鋼材では過剰間隙水圧の発生を抑制するため，その強度・剛性の他に周辺地盤の強度保持効果によって構造物の安定を確保する。

(3) 鋼矢板・鋼管矢板の継手効率および腐食代は，使用状況，周辺環境などを考慮して設定するものとし，関連基準類を参考にして決定する。

5.11.6 鋼材に作用する荷重

鋼材を用いた工法の設計にあたっては，鋼材による連続壁に作用する荷重として，以下のものを考える。

① 静水圧
② 常時の有効土圧
③ 地震時土水圧の漸増成分
④ 地震時土水圧の振動成分

(1) 上記荷重のうち，① 静水圧，および，② 常時の有効土圧に関しては，地震に関係なく常時の状態で既に作用している荷重であるが，地震時の過剰間隙水圧の発生による地盤の軟化によって，この荷重によっても矢板の変形の進行が考えられるため考慮することとした。

地震時土水圧の漸増成分とは，地震時の過剰間隙水圧の増加にともなう水平土圧の増分のことを指し，下記(3)に定義する荷重成分をいう。地震時土水圧の振動成分とは，地震時の鋼材による連続壁および周辺地盤の振動に起因する水平土圧の増分のことを指し，下記(4)に定義する荷重をいう。

(2) 常時の有効土圧

① 常時の有効土圧は，以下の式（解5.11.1）によって算定する。

$$P_{0i}=K_{0i}\cdot(\Sigma\gamma_i'\cdot h_i) \quad \cdots\cdots(解5.11.1)$$

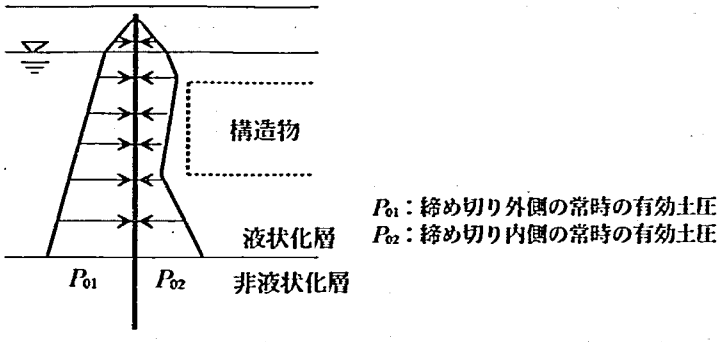
ここに，P_{0i}：i層の常時の有効土圧

K_{0i}：i層の静止土圧係数（$K_{0i}=0.5$）

γ_i'：i層の土の有効単位体積重量

h_i：i層の厚さ

② 図－解5.11.3に示す鋼材による連続壁に作用する常時の有効土圧の算定において，連続壁の側方に地中構造物が存在する側（締め切り内側）に関しては，地中構造物の見かけの有効単位体積重量（計算断面における構造物の重量を構造物の体積で除した見かけの重量から浮力を差し引いたもの）を考慮して算定した値を用いるものとする。



図－解5.11.3 鋼材による連続壁に作用する常時の有効土圧

(3) 地震時土水圧の漸増成分

① 地震時の過剰間隙水圧の上昇にともなって水平方向の土圧が増加していくことが知られている[1]。ここでは，この過剰間隙水圧の上昇にともなう水平土圧の増分を地震時土水圧の漸増成分と呼ぶことにし，式（解5.11.2）に基づいて，その値を算定するものとする[2),3),4),5),6)]。

$$P_{ei}=[(1-K_{0i})\cdot(\Sigma\gamma_i'\cdot h_i)]\cdot R_{ui} \quad \cdots\cdots(解5.11.2)$$

ここに，　P_{ei}：i 層の地震時土水圧の漸増成分

K_{0i}：i 層の静止土圧係数（$K_{0i}=0.5$）

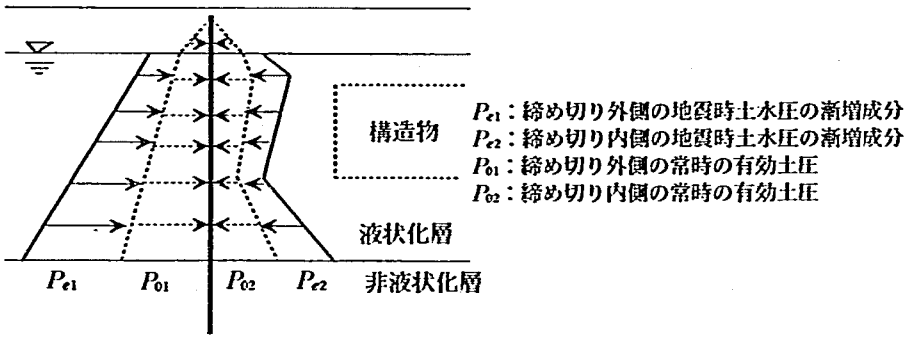
γ_i'：i 層の土の有効単位体積重量

h_i：i 層の厚さ

R_{ui}：i 層の過剰間隙水圧比

② 図－解5.11.4に示す鋼材による連続壁に作用する地震時土水圧の漸増成分の算定において，連続壁の側方に地中構造物が存在する側（締め切り内側）に関しては，地中構造物の見かけの有効単位体積重量（計算断面における構造物の重量を構造物の体積で除した見かけの重量から浮力を差し引いたもの）を考慮して算定した値を用いるものとする。

③ 地震時土水圧の漸増成分は，連続壁の液状化層および準液状化層部位に作用させることを基本とする。なお，液状化層の途中に非液状化層が介在する場合の取り扱いに関しては，未解明な部分が多いのが現状であるが，後述する5.11.8(5)でこの部分の地盤の抵抗を見込まないことに対応して，一つの考え方てして，ここでは暫定的に非液状化層には地震時土水圧の漸増成分を考慮しないことにした。



図－解5.11.4　鋼材による連続壁に作用する地震時土水圧の漸増成分

(4) 地震時土水圧の振動成分

① 地震時には，地盤および鋼材による連続壁が互いに影響を及ぼしあいながら基盤からの地震入力に応じて振動し，それらの動的相互作用の結果として，連続壁にはその振動加速度に応じた水平力が作用する。ここでは，この周辺地盤と連続壁の振動に起因する荷重成分を地震時土水圧の振動成分と呼ぶことにし，式(解5.11.3)によって，その値を算定するものとする[3),4),6),7)]。

$$P_{di}=\alpha_{du}\cdot P_{di\max}$$

$$P_{di\max}=(7/8)\cdot k_{hc}\cdot(\gamma_w+R_{ui}\cdot\gamma_i')\cdot\sqrt{(H\cdot z_i)} \quad \cdots\cdots\text{(解5.11.3)}$$

ここに，　P_{di}：i 層における地震時土水圧の振動成分

α_{du}：使用矢板の剛性に応じた地震時土水圧の振動成分に係わる係数

k_{hc}：地震時土水圧算定用の水平震度（以下の②参照）

γ_w：水の単位体積重量

R_{ui}：i 層の過剰間隙水圧比

γ_i'：i 層の土の有効単位体積重量

H：水位面から最も下の液状化層の下端までの距離

z_i：i 層の液状化層上面からの深さ

式(解 5.11.3）中の係数 α_{du} は，P_{dimax} が剛壁に対する境界条件の下で導かれたWestergaardの動水圧式の拡張式より得られるもので，鋼材のような柔な壁体に対する地震時動水圧の振動成分はこれより小さい値となる傾向があること[6),7)]を考慮したものである。例えば，盛土に対しては，いくつかの実験，解析結果に基づいて，4.10.8 に示すように，地盤と矢板の相対剛性に応じた係数 α_d が導入されている。

しかしながら，地中構造物に対しては，現状ではこれに関する実験・解析データが必ずしも十分ではなく，矢板近傍に構造物が存在する点で盛土の場合とは条件が異なることから，ここでは，安全性への配慮から，当面 $\alpha_{du}=1.0$ を基本とする。

なお，限られた実験結果ではあるが，矢板の剛性が小さい場合や大規模地震（L−2）を対象とする場合では式（解 5.11.3）が過大な荷重評価を与える可能性が指摘されていることから[6)]，より合理的な評価手法の確立が望まれるところであり，必要に応じて既往の知見や地盤，地震動，構造物，矢板等の条件を総合的に勘案して適切な α_{du} 値の設定を検討することが望ましい。

② 地震時土水圧算定用の水平震度 k_{hc} に関しては，模型実験によれば各深度における地盤または連続壁の応答加速度と対応した値を用いることで実験結果と比較的良く対応することが報告されている[7)]。液状化判定に用いた水平震度 k_h が地表面での最大応答加速度に対応した値であることを考慮して，ここでは，想定する地震の規模に応じて，地震時土水圧算定用の水平震度 k_{hc} を以下のように設定する。

$$k_{hc}=\beta\cdot k_h \quad \cdots\cdots\cdots\

k_h：液状化判定に用いた水平震度

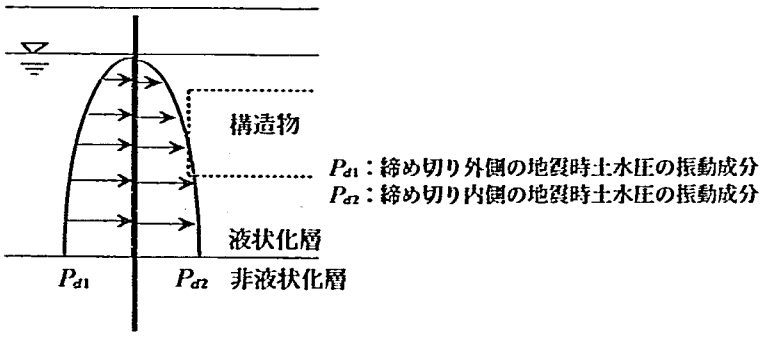
③ 地震時土水圧の振動成分は，図－解5.11.5に示すように連続壁の液状化層および準液状化層部位に作用させるものとする。なお，締め切り内側から作用する地震時土水圧の振動成分に関しては，その算定において，本来，構造物の存在を考慮する必要があるが，現状ではこれを適切に評価するのは難しいため，ここでは，締め切り外側と同様に式(解5.11.3）による土水圧の振動成分を作用させている。

なお，式（解5.11.3）が半無限の自由水面を有する場合の動水圧公式に基づくことから，有限領域内での動水圧の補正の考え方[9]にならい，両側矢板の間や構造物側面と矢板の間には締め切り幅の影響を考慮して式（解5.11.5）に示す補正係数μを乗じて低減する考え方も見られる[10]。ただし，式（解5.11.5）の柔な壁体で締め切られた場合への適用性には十分留意する必要がある。

$$\mu=\begin{cases}1.0 & (L_2/H\geqq 1.5)\\ L_2/(1.5H) & (L_2/H<1.5)\end{cases} \quad \cdots\cdots(解5.11.5)$$

ここに，　H：地震時土水圧の振動成分を考慮する層の厚さ

L_2：締め切り幅



図－解5.11.5　鋼材による連続壁に作用する地震時土水圧の振動成分

(5) 荷重の組み合わせ

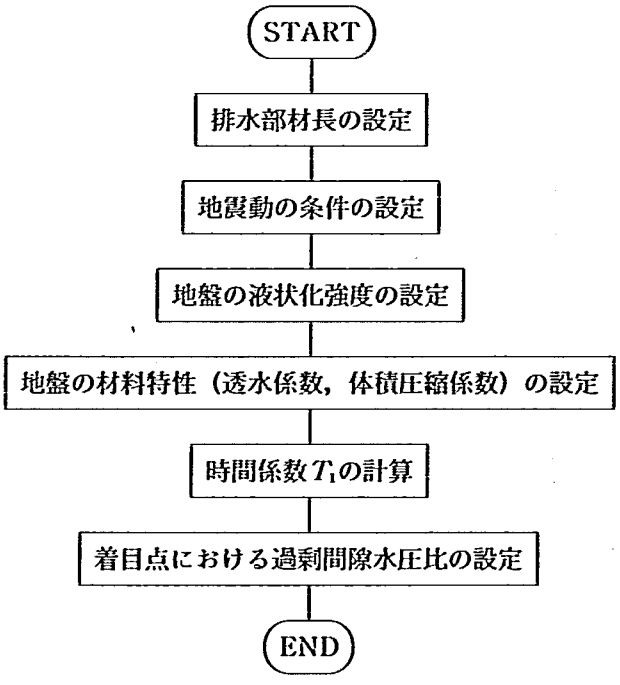
鋼材による連続壁に作用する荷重としては，静水圧，常時の有効土圧，地震時土水圧の漸増成分，地震時土水圧の振動成分を，それらの方向性を考慮した上で作用させることを基本とする。適用する荷重の組み合わせは，鋼材の断面力の算定に用いる計算モデルにおいて，地震動規模，地盤反力モデルなどに応じて設定するものとし，「5.11.10　鋼材の断面計算」によるものとする。

5.11.7　排水機能付き鋼材を用いた場合の鋼材周辺の過剰間隙水圧

(1)　使用鋼材として排水機能付き鋼材を用いる場合には，排水機能付き鋼材の排水部材の特性を考慮して，地盤条件，地震動規模などに応じて，周辺地盤の過剰間隙水圧を算定する。
(2)　排水部材は，必要な排水性能を有するもので，かつ，打設時および供用時に損傷しない十分な強度を有するものとする。

(1)　排水機能付き鋼材を用いる場合の周辺地盤の過剰間隙水圧分布，および，着目点における過剰間隙水圧比の算定手順を図－解5.11.6に示す。排水機能付き鋼材においては，排水部材の配置が鋼材の配置に依存することから，排水部材からの距離に応じて水圧状態が変化する。

そこで，まず排水部材による水圧低減効果を考慮した場合の周辺地盤の過剰間隙水圧分布を算定する。さらに，排水部材からの距離によって変化する水圧状態を代表するために，設計上の観点から代表的な鋼材の配置に対して便宜的に着目点を定め，この点での過剰間隙水圧比を算出し，後の5.11.8において水平地盤反力係数を算定する際に用いる[10]。



図－解5.11.6　排水機能付き鋼材周辺地盤の過剰間隙水圧の算定手順

①　排水部材による過剰間隙水圧低減効果を評価するために地震動の条件として，地震動の有効継続時間（t_d）および，等価な一定振幅せん断応力の繰返し回数（N_{eq}）を設定する。

地震動の有効継続時間t_dは，地震動そのものの継続時間ではなく，地震波を等価な一定振幅のせん断応力波に置き換えた場合の繰返し回数N_{eq}の継続時間であり，4.9.6に従って設定する。

等価な一定振幅せん断応力の繰返し回数N_{eq}は，複数の振幅τ_iを有する不規則波全体をτ_eなる単一応力レベルでの繰返しせん断応力に置き換えた場合の繰返し回数で，4.9.6に従って設定

する。

② 排水部材による過剰間隙水圧低減効果を評価するために，等価な一定振幅に換算した地震動で原地盤が液状化する繰返し回数（N_l）を設定する。地盤が液状化する繰返し回数N_lは室内試験から得られる液状化曲線から設定することができる。また，液状化強度曲線がない場合には4.9.6に示す方法で推定することもできる。

なお，まれに発生する大規模地震動(L−2)に対しては，原地盤が液状化する繰返し回数(N_l)に関する従来の実験データが非常に少ないのが現状であることから，液状化試験を実施してこれを算定することが望ましく，それ以外の手法を適用する場合には，その精度等に十分留意する必要がある。

③ 排水部材による過剰間隙水圧低減効果を評価するために，地盤の透水係数および体積圧縮係数を設定する。

地盤の透水係数(k_s)に関しては，現場透水試験によって求めた値がある場合にはそれを使用し，ない場合には，4.9.6に示すCreagerの方法により推定することもできる。

地盤の体積圧縮係数（m_v）に関しては，繰返し三軸試験により求めた値がある場合にはそれを使用し，ない場合には，4.9.6に示す方法によっても推定することもできる。

④ 排水機能付き鋼材周辺地盤の過剰間隙水圧分布は，4.10.12に示すように時間係数T_lによって支配される。時間係数T_lは地盤の透水性（圧縮特性）と地震動の条件および地盤の液状化強度に関する情報を含んだ無次元パラメータであり，式（解5.11.6）によって算定する。

$$T_l = k_s \cdot t_l / (m_v \cdot \gamma_w \cdot x_0^2) \quad \cdots\cdots (解5.11.6)$$

ここに，k_s：地盤の透水係数（cm/sec）

t_l：$N_l \cdot t_d / N_{eq}$

N_l：一定振幅で換算した地震動で液状化する繰返し回数

t_d：地震動の有効継続時間（sec）

N_{eq}：等価な一定振幅せん断応力の繰返し回数

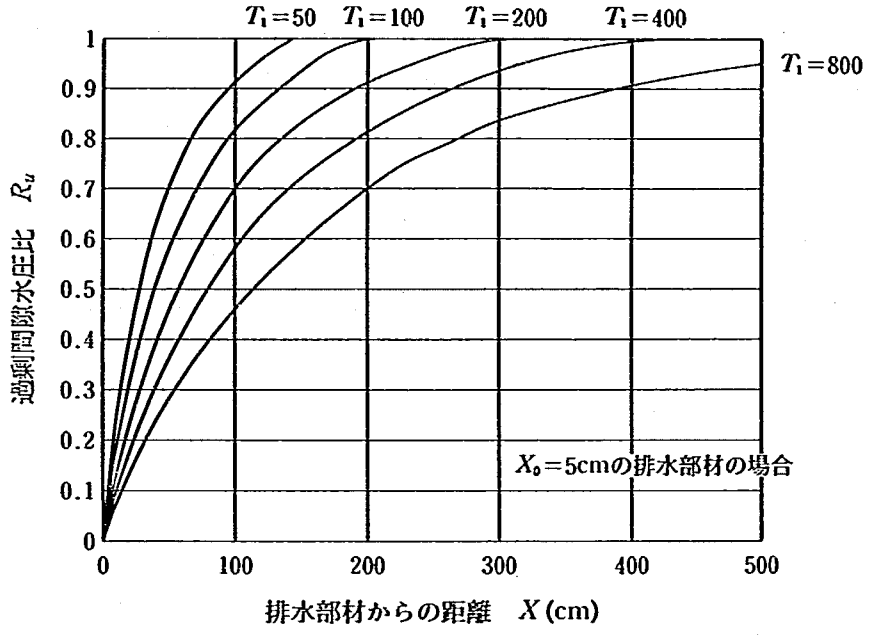
m_v：地盤の体積圧縮係数（cm^2/kgf）

γ_w：水の単位体積重量（kgf/cm^3）

x_0：代表長さ(cm)。通常，排水部材の半径r_0を用いる。

なお排水部材の半径r_0に関して，排水部材が矩形断面の場合，式（解5.11.7）に示す方法で等価な円形断面の排水部材に置き換えた時の半径を用いることができる。

⑤ 地盤の過剰間隙水圧の消散に関する圧密方程式に地震による過剰間隙水圧の発生を考慮した4.10.12(8)に示す方法で，地盤の物性と地震動条件に応じた排水機能付き鋼材周辺の過剰間隙水圧分布を算定する。上記手法で求められる排水機能付き鋼材周辺地盤の過剰間隙水圧分布は，時間係数T_lによって整理される。排水機能付き鋼材の周辺地盤の過剰間隙水圧分布を図−解5.11.7に示す。



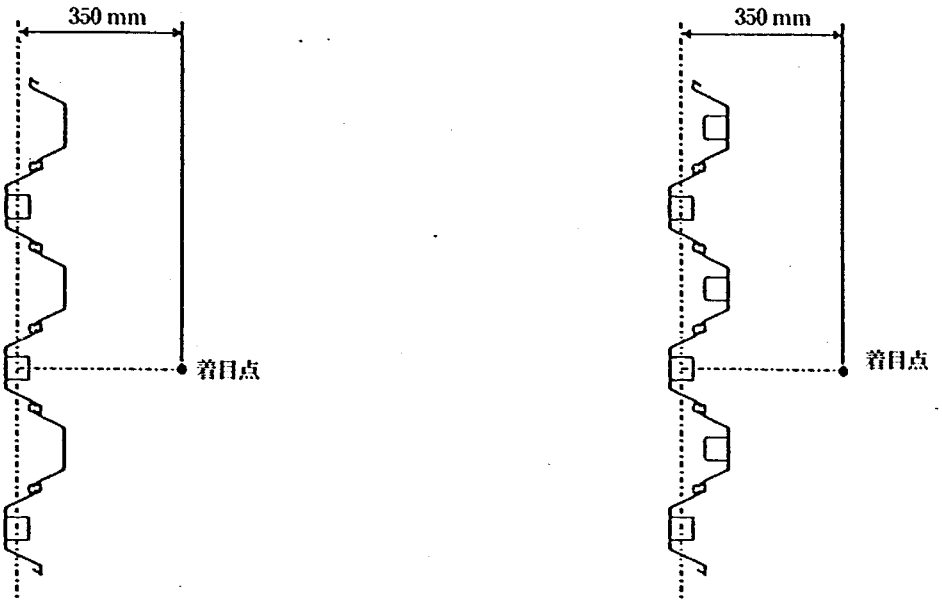
図－解 5.11.7　排水機能付き鋼材周辺地盤の過剰間隙水圧分布

⑥　着目点における過剰間隙水圧比の設定

排水機能付き鋼材周辺地盤の過剰間隙水圧の状態は排水部材からの距離に応じて変化するが，ここでは鋼材の配置を考慮して着目点を定め，この点での過剰間隙水圧比を用いて過剰間隙水圧低減効果を代表する。図－解 5.11.8 に排水機能付き鋼材によって連続壁を形成する場合の着目点を示す。ここで排水部材中心からの距離 r が $r=35$ cmとなる点を着目点としたのは，現場実大実験[10]において，排水部材からの距離が 35 cmの位置で計測された過剰間隙水圧比をもとに図－解 5.11.11 に示す過剰間隙水圧比～地盤反力係数低減率の関係がまとめられているためである。

図－解 5.11.11 または式（解 5.11.12）によって排水機能付き鋼材に対する水平地盤反力係数を算定する場合には，図－解 5.11.7 から着目点における過剰間隙水圧比を求めることができる。

なお，一般に線状地中構造物では盛土に比べ構造物幅が小さく，排水機能付き鋼材によって締め切られた領域および排水機能付き鋼材と構造物間の地盤に関しては，他方の連続壁または構造物を不透水境界として扱うこともできる。図－解 5.11.7 はそのことを考慮しない場合の結果であるが，ここでは，簡単のためこれらの部位に対しても図－解 5.11.7 を適用することとする。ただし，大規模地震動（L－2）を対象とする場合や排水機能付き鋼材が構造物の近傍に設置される場合などで図－解 5.11.7 の条件との相違が大きくなることが予想される場合には，必要に応じて，4.10.12(8)に示す計算方法に構造物や他方の連続壁の影響を考慮してより厳密な過剰間隙水圧分布を算定することもできる。



図－解 5.11.8　排水部材の配置と着目点

(2)　排水部材は，打設時および地盤中に混入するれき等の点荷重，さらには地震時の土水圧により過大な変形および破損が生じない十分な耐力を有するものとする。

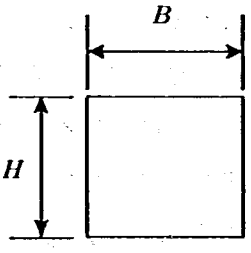
また，鋼材への取り付けの容易さ等から溝形状鋼材などを用いて矩形断面の排水部材を形成する場合，前記(1)の過剰間隙水圧低減効果の算定における排水部材内での管内流れの評価に関しては，式（解 5.11.7）に示す方法[11]によって矩形断面管路をこれと等価な円形断面管路に置き換えた場合の半径を算定し，この半径を有する円形断面の排水部材として取り扱うことができる。

$$r_0 = BH/(B+H) \quad \cdots\cdots (解\ 5.11.7)$$

ここに，　r_0：等価な円形排水部材の半径

B：矩形排水部材の幅

H：矩形排水部材の高さ

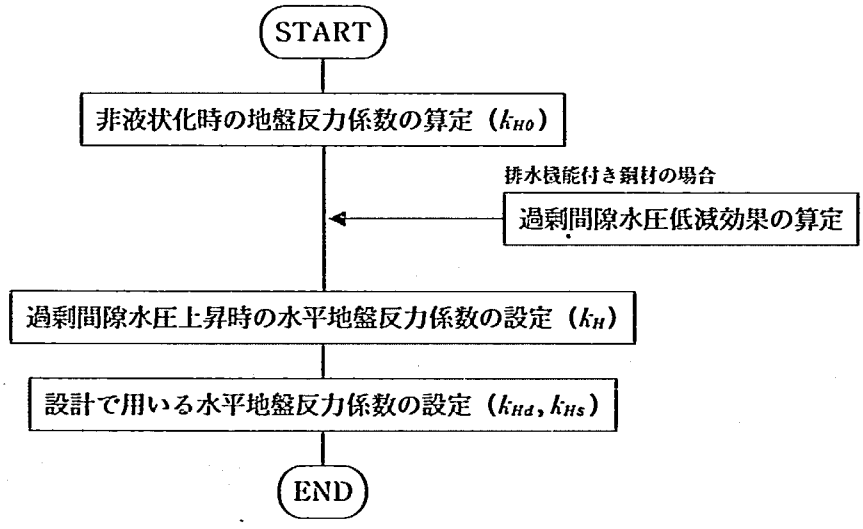


図－解 5.11.9　排水部材断面の例

5.11.8 設計で用いる水平地盤反力係数

設計で用いる地盤の水平地盤反力係数は，対象とする地盤の物性，地震時に発生する過剰間隙水圧の他，地震時の鋼材による連続壁の変形性状を考慮して設定する。

(1) 設計で用いる水平地盤反力係数の算定手順を図－解5.11.10に示す。設計で用いる水平地盤反力係数は，液状化層内の過剰間隙水圧状態に応じて非液状化時の水平地盤反力係数を低減することによって得られる。なお，使用鋼材として排水機能付き鋼材を選定した場合には，液状化層内の過剰間隙水圧状態とは，排水部材による過剰間隙水圧低減効果を考慮したものを指す。



図－解5.11.10 設計で用いる水平地盤反力係数の算定手順

過剰間隙水圧上昇時の水平地盤反力係数（k_H）は，鋼材近傍の着目点における過剰間隙水圧比を用いて非液状化時の水平地盤反力係数（k_{H0}）を低減することによって算定する。さらに，設計で用いる水平地盤反力係数としては過剰間隙水圧上昇時の地盤反力係数（k_H）にもとづいて，鋼材による連続壁の振動挙動に対する動的な水平地盤反力係数（k_{Hd}）と一方向に蓄積される連続壁の変形に対する見かけの水平地盤反力係数（k_{Hs}）を分けて設定するものとする。これは，地盤液状化時の連続壁の変形性状が，地盤および連続壁の振動に起因する動的な成分と地盤の軟化にともなって一方向に累加・蓄積される成分に分けて見ることができ，過剰間隙水圧の上昇に伴う発現性状が異なること，模型実験によれば両者に対して異なった地盤反力係数を見込んだ方が実験結果をよりよく説明できること[6),7)]，などを考慮したものである。

(2) 非液状時の水平地盤反力係数（k_{H0}）は，地盤調査，土質調査などの結果を検討した上で求めるものとする。非液状化時の水平地盤反力係数の算定方法に関しては，関連基準に示された方法を適用する。ここでは，「道路橋示方書Ⅳ下部構造編」[12)]の方法を以下に例示する。

$$k_{H0} = k_{h0} \cdot (B_H/30)^{-3/4} \quad \cdots\cdots (解5.11.8)$$

$$k_{h0} = (1/30) \cdot \alpha \cdot E_0 \quad \cdots\cdots (解5.11.9)$$

ここに，k_{H0}：水平方向の地盤反力係数（kgf/cm³）

k_{h0}：直径30 cmの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数（kgf/cm³）

B_H：基礎の換算載荷幅（cm）で連続壁の場合，便宜上B_H＝1000 cmとする。

E_0：表－解5.11.3に示す方法で測定または推定した設計の対象とする位置での地盤の変形係数（kgf/cm²）

α：地盤の反力係数の推定に用いる係数で，表－解5.11.3に示す

表－解5.11.3　E_0とα

次の試験方法による変形係数E_0（kgf/cm²）	α（地震時）
直径30 cmの剛体円板による平板載荷試験の繰り返し曲線から求めた変形係数の1/2	2
ボーリング孔内で測定した変形係数	8
供試体の一軸または三軸圧縮試験から求めた変形係数	8
標準貫入試験のN値よりE_0＝28Nで推定した変形係数	2

(3) 過剰間隙水圧上昇時の水圧地盤反力係数（k_H）は，普通鋼材，排水機能付き鋼材に対してそれぞれ以下のように算定する[10]。

① 普通鋼材の場合は，着目点での過剰間隙水圧比を用いて図－解5.11.11または，式（解5.11.10）によって過剰間隙水圧上昇時の水平地盤反力係数k_Hを算定する。このとき用いる着目点の過剰間隙水圧比としては，式（解5.11.11）によって算定される値を用いる。

$$k_{Hi}/k_{H0i} = (1 - R_{ui})^{1.3} \quad \cdots\cdots (解5.11.10)$$

ここに，k_{Hi}：i層の過剰間隙水圧上昇時の水平地盤反力係数

k_{H0i}：i層の非液状化時の水平地盤反力係数

R_{ui}：i層の着目点における過剰間隙水圧比

$$R_{ui} = \begin{cases} F_L^{-7} & (F_L \geq 1) \\ 1.0 & (F_L < 1) \end{cases} \quad \cdots\cdots (解5.11.11)$$

② 排水機能付き鋼材に対しては，5.11.7で設定した着目点における過剰間隙水圧比を用いて，図－解5.11.11，または式（解5.11.12）によって過剰間隙水圧上昇時の水平地盤反力係数k_Hを算定する。ただし，図－解5.11.11および式（解5.11.12）は，着目点までの距離がr＝35 cmの場合の過剰間隙水圧比～水平地盤反力係数比関係であり，これ以外の点を着目点とした場合

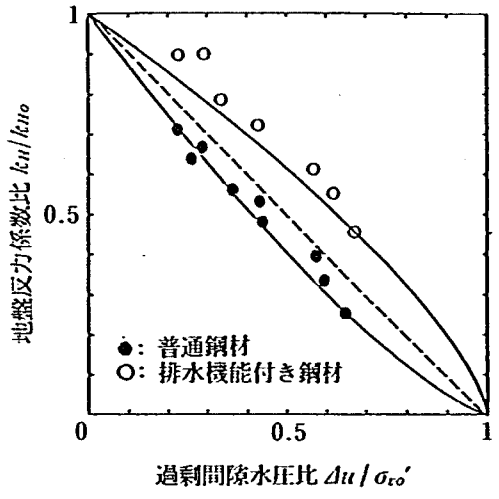
には別途検討する必要がある。

$$k_{Hi}/k_{H0i}=(1-R_{ui})^{0.7} \quad \cdots\cdots(解\ 5.11.12)$$

ここに，k_{Hi}：i 層の過剰間隙水圧上昇時の水平地盤反力係数

k_{H0i}：i 層の非液状化時の水平地盤反力係数

R_{ui}：i 層の排水部材による過剰間隙水圧上昇の抑制効果を考慮して算定した着目点における過剰間隙水圧比



図－解 5.11.11　着目点における過剰間隙水圧比と水平地盤反力係数比の関係[10)]

なお，過剰間隙水圧上昇時の水平地盤反力係数の算定に用いた図－解 5.11.11 中のデータは，現場での実大実験の結果得られたものであり，式（解 5.11.10）および式（解 5.11.12）は，それらの結果をもとに，過剰間隙水圧比が 1.0 で水平方向地盤反力係数がゼロとなるように定式化したものである。ただし，これらの関係は現場実大実験で得られたものであるが，地震時に周辺地盤が液状化した場合とは境界条件が異なること，現状では，振動実験等による妥当性の検証が必ずしも十分でないこと等から，これらの適用には十分な注意が必要である。

(4) 設計で用いる水平地盤反力係数は，過剰間隙水圧上昇時の水平地盤反力係数（k_H）を用いて，表－解 5.11.4 を参考にして設定する。同表は図－解 5.11.11 の結果に基づくものであるが，上述の理由により参考として示す。この表で，矢板の変形のうち，地震による繰返し加振および地盤の軟化に伴って一方向に累加・蓄積していく成分に関しては，構造物の永久変形，すなわち，対策効果に大きく影響することを考慮して，液状化判定において F_L 値が 1 以下の層に対しては見込みうる水平地盤反力係数に上限値を設けたものである。

表－解5.11.4　水平地盤反力係数の設定方法（参考）

液状化判定に用いたF_L	$F_L \leqq 1.0$		$F_L > 1.0$
	$k_H > 0.05k_{H0}$	$k_H \leqq 0.05k_{H0}$	
設計で用いる水平地盤反力係数k_{Hd}	$k_{Hd}=k_H$	$k_{Hd}=k_H$	
設計で用いる水平地盤反力係数k_{Hs}	$k_{Hs}=0.05k_{H0}$	$k_{Hs}=k_H$	

なお，4.10に示す盛土構造物に対する鋼材の設計では，周辺地盤からの抵抗を連続壁の変形に対する抵抗土圧として評価する手法を採用している。この抵抗土圧は連続壁の変形によって発現する周辺地盤の終局耐力に相当し，図－解5.11.11，式（解5.11.10），式（解5.11.12）の地盤反力係数を与えて得られる最大地盤反力値に対応するものと考えられる。これは盛土構造物では一般に作用荷量が大きく，連続壁の変形も比較的大きくなることが予想されることを考慮したものである。しかし，地中構造物に対しては，作用荷重が相対的に小さく連続壁の変位レベルも必ずしも盛土と同程度でない可能性があること，連続壁近傍に構造物が存在し，両側連続壁の間隔も比較的小さいこと，さらに，このような条件に対しては抵抗土圧による評価手法の適用性の検証が十分でないこと等を考慮して，前述のように地盤反力係数を与えることにしたものである。ただし，5.11.10(4)でも後述するように線形の地盤反力を仮定した計算では連続壁の変位の増加に比例して地盤反力が増加することから，液状化層厚が大きい場合や大規模地震動（L－2）の場合等で連続壁の変形が大きくなる可能性がある場合には，その適用性に十分留意することが必要である。

(5)　液状化の影響により地盤反力係数を低減させる層より上方に，粘性土などの非液状化層がある場合には，矢板の変形に抵抗するとも考えられるが，現時点では定まった評価法がないので，ここでは，その層の地盤反力係数を下の液状化層と同じ比率で低減させるものとする。

5.11.9　根入れ長

地震時に荷重が作用して鋼材が変形した場合においても安定性を確保できるように，非液状化層へ鋼材を根入れすることとする。

(1)　液状化地盤中に設置される鋼材の地震時安定性に対する必要根入れ長に関しては，必ずしも十分明らかになっていない点が多く，今後の研究に待つところが多いのが現状である。ここでは暫定的に，既存の山留め構造物に対する規定等を参考にして，構造物や周辺地盤の特性，周辺環境等に留意した上で，次のように非液状化層への根入れ長を算定してもよいこととする。

すなわち，杭や矢板壁などの横抵抗に最も支配的な影響を与えると考えられる深さ（$1/\beta$：特性長）を算定し，この深さの2倍まで鋼材を根入れするものとする[13]。

$$L=\lambda/\beta \quad \cdots\cdots\cdots\

ここに，　L：根入れ長（m）

β：特性値（1/m）　$\beta=(k_H \cdot D/4EI)^{\frac{1}{4}}$

k_h：非液状化層の水平地盤反力係数（tf/m^3）

D：連続壁の単位幅（m）

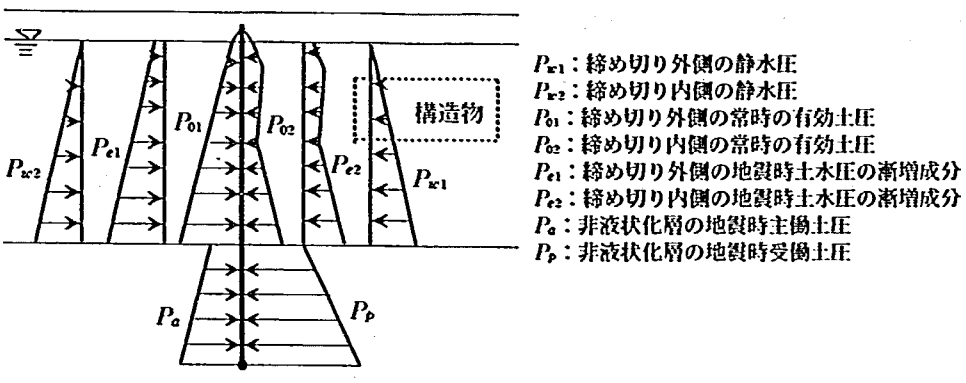
E：鋼材の弾性係数（tf/m^2）

I：連続壁の単位幅あたりの断面2次モーメント（m^4）

λ：定数（ここでは$\lambda=2$）

また，図－解5.11.12に示すように液状化層の下方に準液状化層が位置する場合に対しては，準液浄化層の特性値をβ_1，層厚をL_1，非液状化層の特性値をβ_2として式（解5.11.14）の関係を満たすL_2を求め，これを非液状化層への根入れ長さとする。

$$\beta_1 \cdot L_1+\beta_2 \cdot L_2=2 \quad \cdots\cdots\cdots\



図－解5.11.13　荷重のつり合いによる根入れ長の算定方法

(3) 鋼材による連続壁に構造物の浮き上がり防止構造（ストッパー）を設置することなどにより，構造物から連続壁に引き抜き力が伝達されることが予想されるときには，別途，連続壁の引き抜きに対する安定性を検討する必要がある。

5.11.10　鋼材の断面計算

鋼材の断面計算モデルは，荷重と鋼材の変形に対する地盤からの抵抗の関係，および，構造特性を考慮して設定する。

(1) 5.11.8 において，鋼材の振動挙動としての動的な変形成分に対する水平地盤反力係数（k_{Hd}）と地盤の軟化に伴って一方向に累加・蓄積される変形成分に対する水平地盤反力係数（k_{Hs}）を分けて設定したことと対応して，鋼材の断面計算も両変形成分に対応する計算をそれぞれ実施する。

この時，水平地盤反力係数k_{Hd}に対する変形成分（以降，振動成分）に対応する荷重として，5.11.6 で定めた荷重のうち④地震時土水圧の振動成分を考え，水平方向地盤反力係数k_{Hs}に対する変形成分（以降，漸増成分）に対応する荷重としては，①静水圧，②常時の有効土圧，③地震時土水圧の漸増成分を考える。作用荷重と水平地盤反力係数の組み合わせを表－解5.11.5 に示す。

表－解5.11.5　作用荷重と水平地盤反力係数の組み合わせ

連続壁の変形成分	対応する荷重	対応する水平地盤反力係数
振動成分	地震時土水圧の振動成分	5.11.8(4)のk_{Hd}
漸増成分	静水圧 常時の有効土圧 地震時土水圧の漸増成分	5.11.8(4)のk_{Hs}

鋼材の断面計算においては，振動成分に対応する荷重および漸増成分に対応する荷重の最大値

(5.11.6 で算定される値) が同時に作用すると考え，振動成分および漸増成分に対応したそれぞれの断面計算で得られる結果を重ね合わせることにより，断面力や鋼材の変形を算定し，鋼材仕様を決定する。

過剰間隙水圧が上昇すると，地盤のせん断剛性が低下し，応答加速度が小さくなることが多いことを考慮すると，過剰間隙水圧の最大値と地盤及び鋼材の応答加速度の最大値が同時に発生することは少なく，地震時土水圧の漸増成分と振動成分が同時に最大値をとることも少ないと考えられる。しかし，この最大値発生の時間ずれは，地盤特性や地震動特性に影響されるため一意に決定できるものではなく，現状で適切に評価することは難しいことから，ここでは安全性を考慮して暫定的に上のようにした。

しかし，大規模地震動 (L−2) を想定し，構造物の終局限界に対する照査の場合などで過大な対策工の設計が懸念されるときには，地盤条件や地震動条件を十分に検討した上で適切な荷重の組み合わせを検討することが望ましい。

(2) 鋼材の断面計算のための構造モデルとしては，対象構造物および両側の鋼材による連続壁からなる系が一体となって挙動すると考えた図−解 5.11.14 に示す[4),5),6),7)] モデルが考えられ，表−解 5.11.5 に従い，鋼材による連続壁の 2 つの変形成分それぞれに対して実施する。

図−解 5.11.14 は，構造物と両側の連続壁を，その間の地盤の剛性と等価な剛性を持つ複数本の部材 (以下，連結部材) で連結した構造系に，5.11.6 で定まる荷重を与え，これに 5.11.8 で定まる水平地盤反力係数によって表される抵抗を考慮したモデルである。

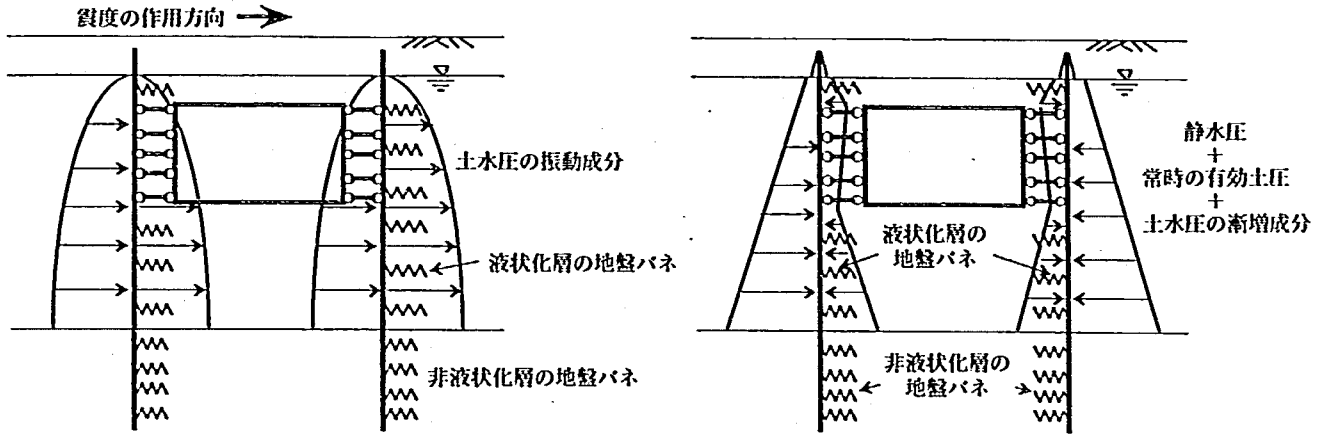
図−解 5.11.14 のモデルにおいて，

① 鋼材の断面力の計算においては，構造物は剛体としてモデル化してもよいものとする。ただし，構造物の諸元を考慮してモデル化することによって，鋼材の断面力の他に構造物断面に生じる断面力を同時に検討することもできる[5),7)]。

② 構造物と鋼材の間の地盤をモデル化する連結部材は，曲げモーメントは伝達せず軸力のみを伝達するものとする。また，その剛性に関しては，周辺地盤と同様に液状化による構造物−鋼材間地盤の剛性低下を考慮して設定するものとする。ただし，埋め戻し土の物性や状態，構造物−鋼材間の距離，排水処理の有無等の諸条件によって，周辺地盤と構造物−鋼材間の液状化状態が異なると考えられる場合には，これを考慮し個々の状況に応じた値を設定することとする。

③ 計算モデルの構造安定性のため地中構造物の鉛直方向の変位に対する拘束を設ける。

④ 漸増成分に対する鋼材の変形量から求められる構造物下部および側方での体積変化を構造物底面積で除すことによって，対策時になおも生じる構造物の浮き上がり量を算定することができる[5)]。

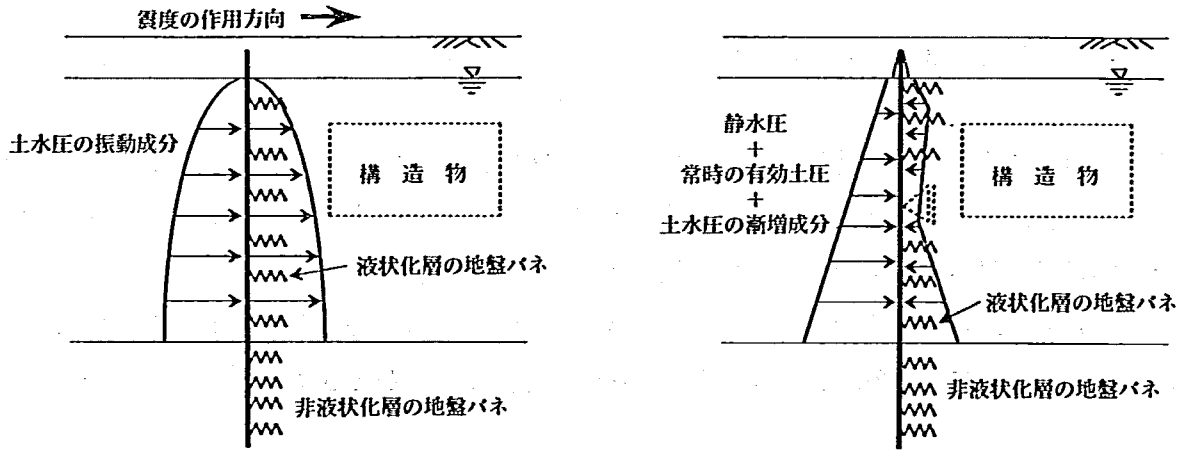


(a) 振動成分計算モデル　　(b) 漸増成分計算モデル

図－解 5.11.14　地中構造物に対する鋼材の断面計算モデル（構造モデル）

(3) 構造物周辺地盤の液状化状態などから判断して両側矢板と構造物が一体となって挙動しないことが懸念される場合，面状構造物等でその規模が大きい場合や平面形状が複雑な場合で図－解 5.11.14 のモデルと挙動が異なることが懸念される場合には，鋼材を自立壁として取り扱ったモデルで構造計算を行う必要がある。自立壁としての計算においては，連続壁－地盤－構造物間の力の伝達機構や相互作用を十分検討した上でモデルを設定する。

図－解 5.11.15 は，自立壁とした場合の断面力計算モデルの一例である。このうち，面状構造物などで鋼材と構造物間の地盤の剛性が保持され力の伝達が確保されているような場合には，特に漸増成分に対して鋼材の変形性状が構造物の存在の影響を受けることを考慮して[6]，一つの考え方として鋼材による連続壁の構造物付近に支点による拘束を設けることも考えられる。ただし，支点位置での拘束によって鋼材の変形を過小に評価することのないように，構造物と鋼材間の地盤の物性や変形性状等に応じて支点の位置や有無を決定する必要がある。



(a) 振動成分計算モデル　　(b) 漸増成分計算モデル

図－解 5.11.15　地中構造物に対する鋼材の断面計算モデル（自立壁モデル）

(4) 線形地盤反力を仮定した計算では，連続壁の変位に比例して地盤反力が増加することから，液状化層厚が大きい場合や大規模地震動（L－２）の場合等で連続壁の変形が大きくなる可能性がある場合には，その適用性に留意することが必要である。一つの考え方として，4.10.12，4.10.13に示した受働側の抵抗土圧増分ΔP_Pおよび主働側作用荷重の低減量ΔP_Aを見込みうる地盤反力の上限値の目安としておくことが考えられる。これは，前述のようにΔP_PおよびΔP_Aが連続壁の変形によって発現する周辺地盤の終局耐力に対応すると考えられるためである。ただし，連続壁近傍に構造物が存在し，両側連続壁の間隔も比較的小さく盛土の場合とは条件が異なること，このような条件に対して適用性の検証が十分でなく今後の検討が待たれるところであること等を勘案し，その適用にあたっては十分留意することが望ましい。

また，大規模地震動（L－2）を対象とする場合に関しても鋼材の地震時挙動について現状では不明確な部分が多い。これらに対しては，構造物の重要度なども考慮して，別途，地震応答解析や永久変形解析などのより詳細な検討を行うことが望ましい。

(5) 計算結果の照査は，原則として鋼材断面の応力度が所定の許容値を満足するかどうかを確認することとする。ここで，応力度の許容値とは，想定する地震動の規模に応じて次のように定めることとする。

中規模地震動（L－1）に対しては，構造物の使用限界に対する照査であること念頭に置いて，安全性を確保するために，鋼材断面の応力度の許容値は5.11.5に示す鋼材の許容応力度とする。

大規模地震動（L－2）に対しては，構造物の終局限界に対する照査であること，対策工の過大な設計を避けること等を考慮して，鋼材断面の応力度の許容値は5.11.5に示す鋼材の降伏応力度とする。

なお，5.11.11に後述するように，構造物の重要度や液状化層厚などの地盤条件を考慮して，必要に応じて鋼材のたわみによる構造物の浮き上がり等を別途検討することが望ましい。

5.11.11 全体系の安定の検討

算定された設計断面に対して，必要に応じて構造物を含めた全体の安定を検討する。

構造物の重要度・規模・特性，地盤条件，周辺の環境等を勘案した上で，対策工が構造物本体に与える影響，鋼材や構造物の変形が周辺に及ぼす影響が懸念されるときには，これを考慮し，必要に応じて鋼材断面の変更やその他の構造的な対処等を検討する。このとき，対策時になおも生じると考えられる構造物の浮き上がり量（永久変形量）および構造物本体に生じる断面力，変形については，5.11.10(2)に示した方法により検討を行うことができる[5),7)]。

[参考文献]

1）土田：振動により流動化した砂層が壁体に及ぼす圧力，土と基礎，Vol. 16，No. 5，pp. 3～10，1968.5.
2）安田：液状化の調査から対策工まで，鹿島出版会，1988.11.
3）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 pp. 222～223，1991.
4）建設省土木研究所：軟弱地盤耐震対策工法に関する共同研究報告書，共同研究報告書第91号，1993.5.
5）建設省土木研究所：液状化対策工法に関する共同研究報告書，共同研究報告書第150号，1995.12.
6）建設省土木研究所：液状化対策工法に関する共同研究報告書（その5），共同研究報告書第205号，1997.11.
7）建設省土木研究所：軟弱地盤耐震対策工法に関する共同研究報告書（その2），共同研究報告書第104号，1994.6.
8）藤井，古賀，古関，佐伯，真鍋：既設共同溝に対する鋼矢板締め切りによる液状化対策工方の設計法について，第21回地震工学研究発表会，pp.637～640,1991.
9）㈱日本港湾協会：港湾施設の技術上の基準・同解説（上巻），1989.2.
10）㈶地震予知総合研究振興会：排水機能付き鋼材を用いた液状化対策としての設計ガイドライン，1992.3.
11）㈱日本建築学会：技術資料　管路・ダクトの流体抵抗，1979.
12）㈱日本道路協会：道路橋示方書Ⅳ下部構造編，1996.12.
13）㈱日本建築学会：山留め設計施工指針，丸善㈱，1988.1.

第6章

施　　工

6. 施　工

6.1 振動締固め工法

6.1.1 工法の概要

振動締固め工法は，以下に示す代表的な5工法があげられる。

振動締固め工法は，振動を用いるため既設構造物周辺などでの施工には難がある。これを克服するため，低振動・低騒音の小口径サンドコンパクションパイル工法や，大容量バイブロフロットなどの工法が開発されている。最近では，強制昇降装置を用いた締固め工法も開発されている。ここでは，振動を用いる以下の締固め工法について示す。

① サンドコンパクションパイル工法
② 振動棒工法
③ バイブロフローテーション工法
④ 重錘落下締固め工法
⑤ バイブロタンパー工法

これらの工法の原理，特徴，用途は以下のとおりである。

(1) 工法の原理

締固め工法は，鉛直あるいは水平の振動や衝撃力により砂地盤の密度増大・粒子構造の強化を図ったり，砂，砕石などの材料で地盤の側方拘束を高めることにより，地盤の液状化強度を増加させる工法である。

(2) 工法の特徴

締固め工法の特徴は，大深度の改良や高密度化が可能で，改良効果の信頼性が高い。

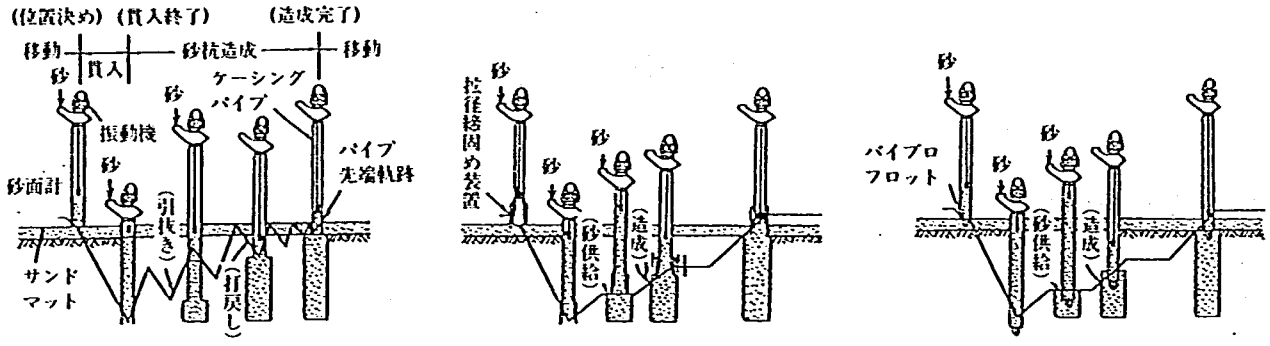
(3) 用　途

埋立地盤での大規模な施工例が多い。市街地での施工例は少ない。

6.1.2 施工方法

(1) サンドコンパクションパイル工法

サンドコンパクションパイル工法の施工方法は図－6.1.1に示すとおり，上下に振動する振動機を上端に備えたケーシングパイプを地中に貫入し，下端より中詰め材を供給しながら，地盤に振動を加えることにより地盤を締め固めるものである。図－6.1.1に示すように，ケーシングパイプの引抜き打戻しを繰り返して砂杭をつくる方法と，ケーシングパイプ先端に装備した拡径締固め装置で砂杭をつくる方法，先端振動により締め固める方法の3種類がある。陸上工事では，ϕ 400～500 mmのケーシングパイプを用い，ϕ 700 mm程度の砂杭をつくるのが一般的である。

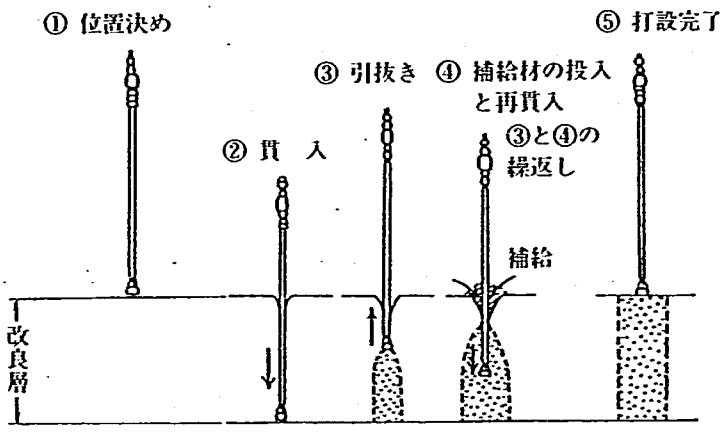


(a) 打戻し締固め方式　　(b) 先端拡径締固め方式　　(c) 先端振動締固め方式

図−6.1.1　サンドコンパクションパイル工法の施工方法[1)]

(2) 振動棒工法

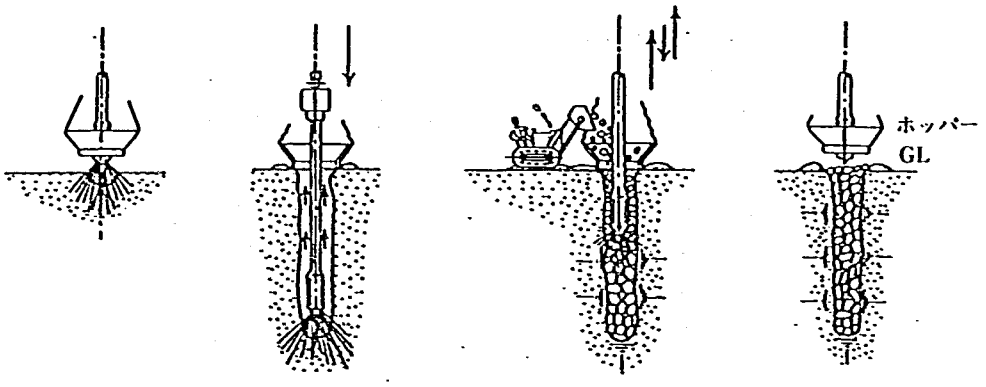
振動棒工法は，上下振動する起振機を上端に備えたロッドを地中に貫入し，地表より中詰め材を供給しながら，地盤に振動を加えることにより地盤を締め固めるものである。下端にバイブロフロットを配し，さらに水平振動を同時に加えるタイプのものもある。図−6.1.2 に代表的な振動棒工法の施工方法を示す。



図−6.1.2　振動棒工法の施工方法[1)]

(3) バイブロフローテーション工法

バイブロフローテーション工法は，水平振動するバイブロフロットの先端から水を噴出させながら所定の深さまで貫入させた後，地表より補給材を介して地盤に振動を加えることにより地盤を締め固めるものである。また，近年，従来のものよりも大型のバイブロフロットを用いて，先端から水のかわりに空気を噴出させながら貫入・締固めを行う方法も開発されており，改良深度・改良効果の増大とともに，排水等に対する施工環境の改善も図られている。図−6.1.3 に代表的なバイブロフローテーション工法の施工方法を示す。

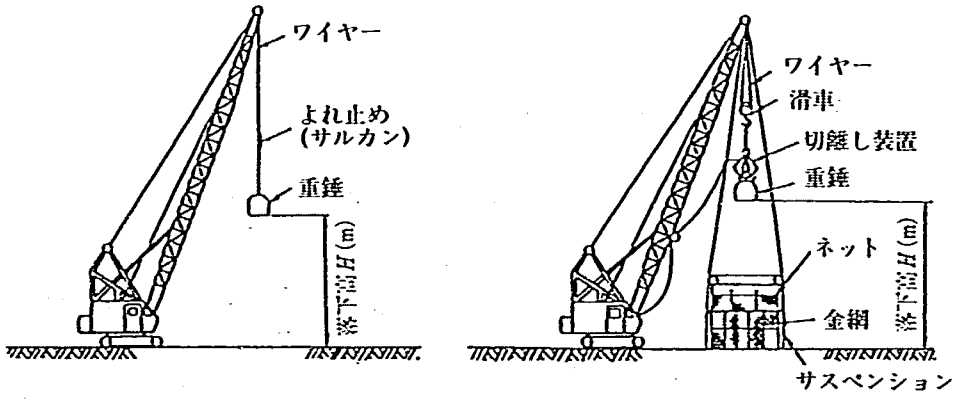


(1) 貫入開始　(2) 貫入完了　(3) 補完材充填締固め　(4) 締固め完了

図−6.1.3 バイブロフローテーション工法の施工方法[1]

(4) 重錘落下締固め工法

重錘落下締固め工法は，鋼製もしくは（鋼＋コンクリート）製の重錘を，クレーンまたは特別の装置を用いて高所から地盤に繰返し落下させ，地表面から振動と動的応力を加えることによって，地盤を深部まで締固め・強化する工法である。図−6.1.4に標準的な施工機械の姿図を示す。

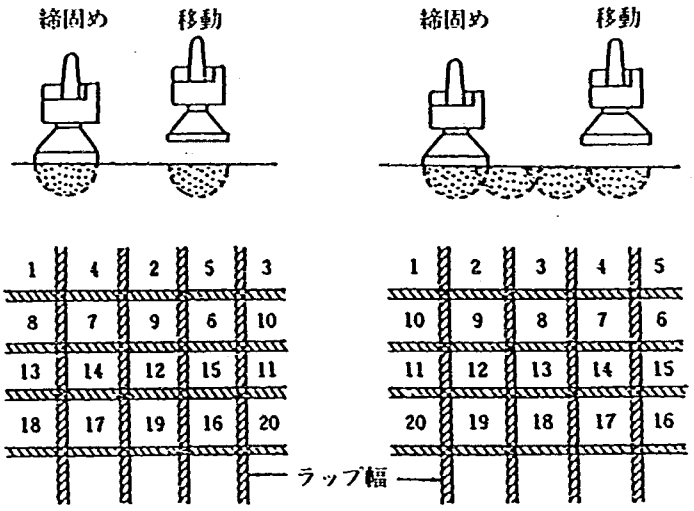


(a) 1本吊り落下方法　(b) 切離し落下方法（フロントアンカー型式）

図−6.1.4 標準的な施工機械の姿図[1]

(5) バイブロタンパー工法

バイブロタンパー工法は，強力な起振機とタンパーとを組み合わせた密度増大工法であり，表層より3〜5mの地盤の締固めを対象としたものである。図−6.1.5にバイブロタンパー工法の施工順序を示す。



(a) 飛び施工　　(b) 連続施工

図－6.1.5 バイブロタンパーの施工順序[1)]

6.1.3 施工仕様

(1) 改良仕様

各工法の改良仕様を表－6.1.1 に示す。

表－6.1.1 各工法の改良仕様[2)]を一部修正

工　　法	改良深度	効果（N 値）	振動の影響
サンドコンパクションパイル工法	GL－40 m程度	25～30程度40限度	鉛直振動主体，比較的有
振動棒工法	GL－20 m程度	15～20 程度まで	鉛直振動主体，比較的有
バイブロフローテーション工法	GL－20 m程度	15～20 程度まで	水平振動主体，比較的少
重錘落下締固め工法	GL－10 m程度	施工結果より判定	衝撃，かなり有る
バイブロタンパー工法	GL-3～5 m程度	施工結果より判定	鉛直振動，比較的少

(2) 使用材料

締固め工法の補給材料については，以下のようなものが使用されている。

① サンドコンパクションパイル工法

0.075 mm以下の細粒分が少なく，施工により土粒子が細粒化しないものが望ましい。

② 振動棒工法

補給材は砂を使用することが多い。

③ バイブロフローテーション工法

水平振動などによる締固めであることから，一般に粒径が5～40 mm(単粒度砕石4号，コンクリート砕石など）程度の砕石・砂利・鉱さいなどが用いられる。また，ドレーン効果による過剰間隙水圧の逸散を考慮した場合にはϕ 20～40 mm程度の砕石が望ましい。

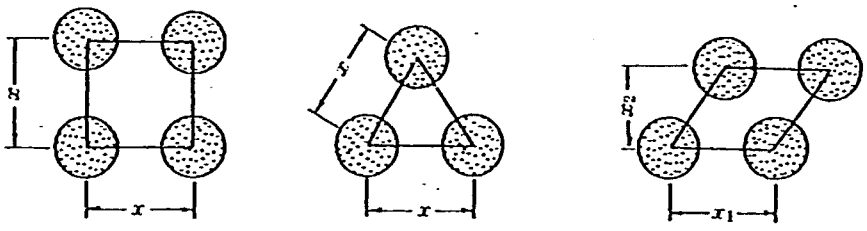
使用材料として砕石は全工法に用いられ，サンドコンパクションパイル工法ではスラグも用いられる。表－6.1.2に各工法の使用材料を示す。

表－6.1.2　各工法の使用材料

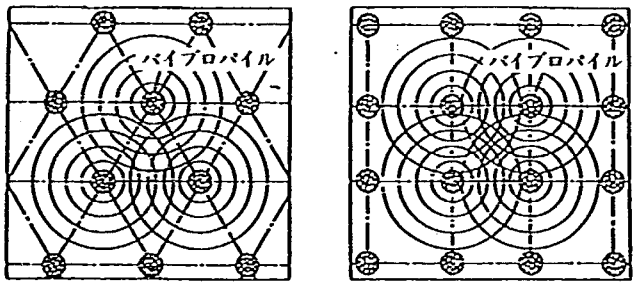
工　　法	砂	砕　石	スラグ
サンドコンパクションパイル工法	○	○	○
振動棒工法	○	○	－
バイブロフローテーション工法	－	○	－

(3) 杭体の配置

サンドコンパクションパイル工法の杭体の配置仕様を図－6.1.6に，バイブロフローテーション工法の杭体の配置仕様を図－6.1.7に示す。振動棒工法の配置は正方形配置を標準とする。



図－6.1.6　サンドコンパクションパイルの配置例[1]



(a) 正三角形配置　　(b) 正方形配置

図－6.1.7　バイブロフローテーションの配置例[1]

6.1.4 施工機械

(1) サンドコンパクションパイル工法

サンドコンパクションパイル工法の施工機械の例を図−6.1.8に示し，仕様の例を表−6.1.3に示す。

サンドコンパクションパイル工法において，陸上施工の場合には，40 tfクラスのクローラークレーンにリーダーを取り付けたものが一般的に用いられる。トラクタショベルはバケットへの砂の供給，発電機はバイブロハンマーの動力源，コンプレッサー（空気圧縮機）とレシーバタンク（空気槽）はケーシング管内の圧気のために使用される。

振動・騒音が問題となる場合は，高周波バイブロを使用し，小口径のケーシング（ϕ 200〜350）を使用する場合がある。また，瓦礫などの障害物があったり岩砕地盤を貫入する必要があるときは大型のバイブロハンマー（起振力 88 tf，180 kW）を使用する場合がある。最近では，強制昇降装置を用いた締固め工法が開発されている。

表−6.1.3 サンドコンパクションパイルの機械仕様例（1セット当たり）

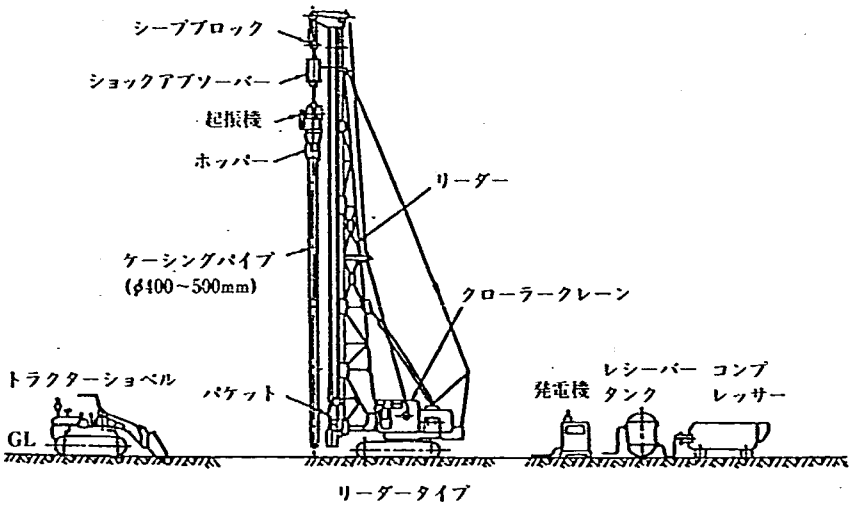
機種	規格	単位	打設長		摘要
			20 m以下	20 mを越え 35 m以下	
クローラー式サンドパイル打機（リーダ式）	バイブロ出力75kW リーダ長 30 m (35〜37 t吊)	台	1	——	
	バイブロ出力120kW リーダ長 30〜45 m (40〜50 t吊)	台	——	1	
空気圧縮機	可搬式スクリュー 10.5〜11.0 m³/min	台	1	——	
	可搬式スクリュー 17 m³/min	台	——	1	
空気槽	3 m³ 7 kgf/cm²	台	1	1	
発動発電機	100 kVA	台	——	——	
	200 kVA	台	1	——	
	350 kVA	台	——	1	
トラクタショベル	ホイール式 0.8 m³	台	1	——	
	ホイール式 1.2 m³	台	——	1	
施工管理計		台	1	1	

(注) 打設長が12 mを越え20 m以下の場合で土質，施工条件により，上表により難しい場合は別途考慮してよい。

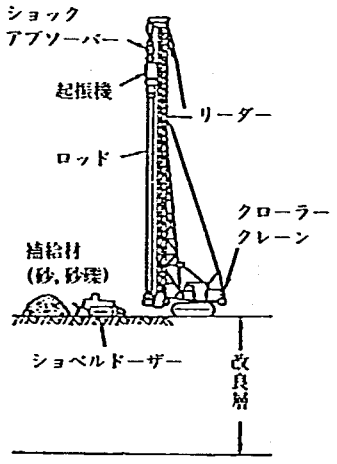
(2) 振動棒工法

振動棒工法では，一般には，リーダー付きのクローラクレーンにロッドを吊り下げたものが使用される。ロッドの上端には，バイブロハンマーが取り付けられている。ロッドとして鋼管を使用するもの，H鋼を使用するものなどがある。また，上端のバイブロとともに，ロッド先端に水平振動を発生するバイブロを併用している工法もある。

振動棒工法の施工機械の一例を図−6.1.9 に示す。施工機械の仕様は標準的なものを示した。



図−6.1.8 サンドコンパクションパイル工法の施工機械[1)]



図−6.1.9 振動棒工法の施工機械[1)]

(3) バイブロフローテーション工法

バイブロフローテーション工法では，20 tfクローラクレーンで水平振動を発生するバイブロフロットを吊り下げて施工を行う。バイブロフロット先端から射水するための給排水設備が必要となる。バイブロフロットの仕様を表−6.1.4 に，施工機械の構成図を図−6.1.10 に，施工機械の仕様を表−6.1.5 に示す。

バイブロフローテーション工法は，他の振動締固め工法に比べて低振動・低騒音工法であるが，施工速度に限界があることや多量の水を使用する等の問題により，近年施工量は減少している。

なお，最近上記の問題点を克服し，低振動・低騒音の有利性を生かしたものとして，大型のバイブロフロットを使用し，水の代わりにエアを用いる工法も開発されている。表−6.1.4 には，従来のバイブロフロットの仕様と比較して，大型バイブロフロットの仕様も示している。

(4) 重錘落下締固め工法

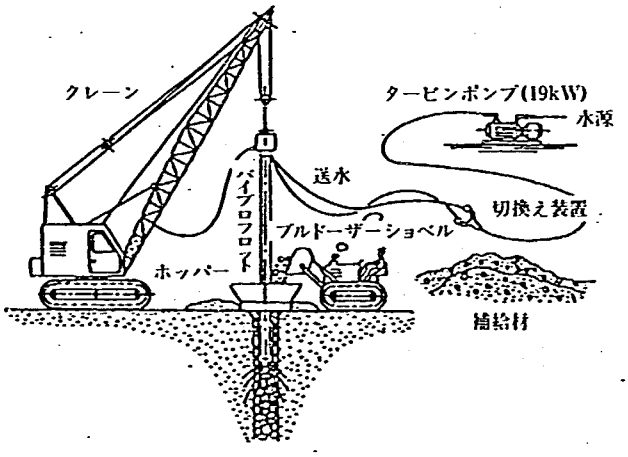
重錘落下締固め工法では，本工法用に特別改造された 100～200 tf吊大型クローラークレーンを使用する。これらのクレーンは，重錘を所定の高さから能率よく繰返し落下させるため，巻上げ力の向上，クラッチ・ブレーキ各部の補強，本体各構造部に対する耐衝撃性などの改造が行われている。図−6.1.11 に最近の施工実績に基づく重錘重量と落下高，落下方法と使用クレーンの関係を示す。

表−6.1.4　バイブロフロット諸元

諸　元	従来型			大型バイブロフロット
	15 HP型	20 HP型	30 HP型	
電動機 (kW)	11	15	22	118（油圧）
振動数 (rpm)	1450/1740	1450/1740	1450/1740	1500～3000
起振力 (tf)	2.5/3.7	3.4/4.8	4.5/6.7	25
起振点振幅 (mm)	4～5	4～5	6～7	14
全重量 (tf)	1.7	2.2	3.2	振動部　1.3 tf 継足　0.2 tf/m
有効長 (m)	7	8	13.5	実績　max 30
ケーシング外径 (mm)	319	267	298.5	325
フィン外径 (mm)	469	397	470	300
モーター取付位置	本体上部	本体上部	本体内蔵下部	本体内蔵下部
構　造	1体式	1体式	継足式	継足式

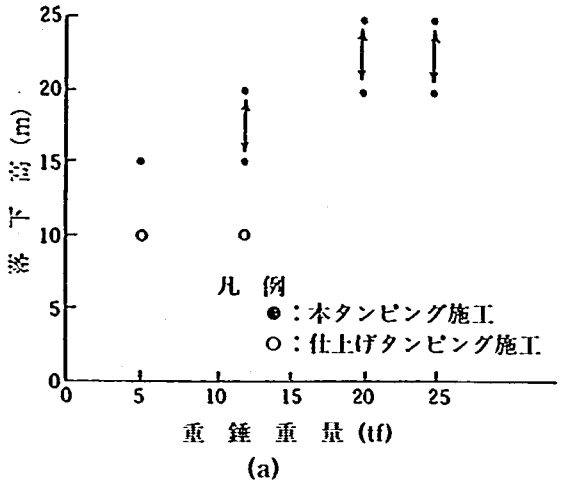
表−6.1.5　バイブロフローテーション工法の施工機械の仕様

機械名称	規　格
バイブロフロット	表−6.1.4
クローラークレーン	15～35 t吊り
トラクタショベル （クローラ式 （ホイール式	0.8～1.5 m³ 程度
給排水設備	給 水 量：300～450 ℓ/min 給水圧力：　3～　8 kgf/cm² ・タービンポンプ (25～30 HP) ・水中ポンプ　(10～15 HP) ・サンドポンプ　(15 HP) ・給排水用貯水槽 (3～6 m³ 程度)
電力設備	バイブロフロット：15 HP　11 kW 20 HP　15 kW 30 HP　22 kW 給水設備：水中ポンプ　15 HP，11 kW 送水設備：タービンポンプ 25 HP，19 kW 排水設備：サンドポンプ　15 HP，11 kW 照明，その他予備電力

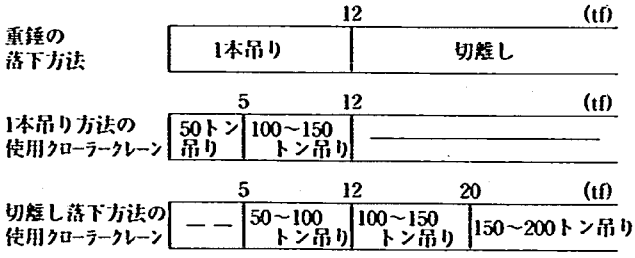


図−6.1.10　施工機材（組合せ一例）[1]

通常の施工では，クレーンの吊能力の関係から，重量 12 tfまでは 1 本吊落下方法，重量 12 tf以上の場合には油圧チャック装置などによる切離し落下方法を用いる。



(a)



※）上記の値は重錘重量である。

(b)

本タンピング施工：地盤の比較的深い部分を施工する。

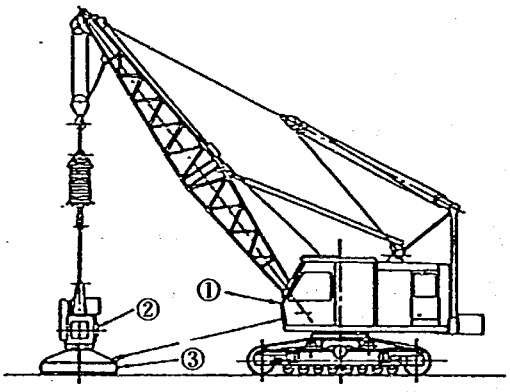
仕上げタンピング施工：地盤の比較的浅い部分（表層部）を施工する。

図－6.1.11　実績による重錘重量と落下高さ(a)および
重錘の落下方法と使用クローラークレーン(b)

(5)　バイブロタンパー工法

バイブロタンパー工法は，起振機付きのタンパーをけん引するタイプとクローラークレーンで起振機付きタンパーを吊るタイプ（設置タイプ）がある。前者は盛土などの転圧を主たる対象としており，液状化対策としては後者の設置タイプのバイブロタンパーが対象となる。

図－6.1.12 に標準的な施工機械を示す。岩砕などの粗粒材を含んだような場合や，大規模な施工を必要とする場合には，クローラークレーンを大型にし，バイブロの出力を 180 kW，タンパーの有効面積を 9 m²（3 m×3 m）程度にした施工機を使う場合もある。



	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)

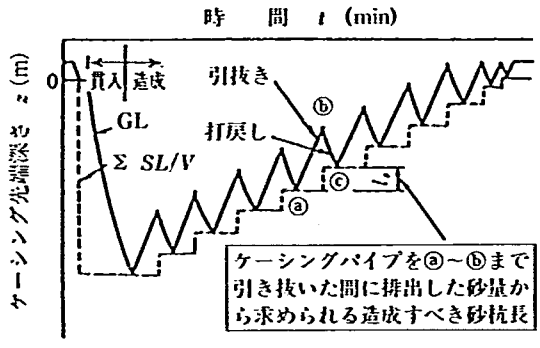
図－6.1.12　バイブロタンパー標準施工機械姿図

6.1.5 施工管理

(1) サンドコンパクションパイル工法

サンドコンパクションパイル工法の施工上最も重要な点は，砂が所定の深度に所要量投入されることである。そのために，ケーシングパイプ先端の深度とケーシングパイプ内にある砂面の高さを常に確認しながら施工を行う。ケーシングパイプ先端の深度を検知する装置を深度計（GL計），砂面の高さを検知する装置を砂面計（SL計）という。

図−6.1.13に打戻し締固め方式の施工記録の例を示す。施工は，ケーシングパイプ引き抜き中の砂の排出量を砂杭断面積とケーシング内径断面積の比で除して砂杭造成高を求め，その高さまでケーシングパイプを打戻すことで行う。他の施工方式でも深度計と砂面計から所定深度に所定砂量を投入したかどうかを記録する点は同様である。なお，施工記録には図−6.1.13に示すような記事をつける。



(a) 施工記録（オシログラフ）

海上工事	陸上工事
・施工年月日 ・砂杭No. ・施工区域No. ・潮位(DL. m) ・海底面高(DL. m) ・杭天端高(DL. m) ・砂杭長(m) ・使用砂量(m³/本) など	・施工年月日 ・砂杭No. ・施工区域No. ・使用砂量など

(b) 施工記録に付記する項目

図−6.1.13　施工記録の例[3)]

サンドコンパクションパイルの施工上のもう一つの重要な点は所定の深度まで砂杭をつくることである。砂杭の長さは深度計で把握できるが，支持層に確実に着底したいときはケーシングパイプの貫入速度などで支持層を確認して施工する。これを着底管理という。管理の目安は土質調査実施地点で試験施工を行い，貫入速度と支持層の関係を把握して求められる。

施工前，施工中，施工後に行う施工管理を表−6.1.6に示す。表に示したものは一般に行われる管理で，その他に砂杭の鉛直度の管理や砂杭径の調査等を行うこともある。

これらの調査は目的に応じ結果に過不足のないよう配慮しなければならない。例えば，原地盤の標準貫入試験では改良効果に影響を及ぼす採取試料の細粒分含有率を粒度分析試験で測定しておくなどに留意する必要がある。

施工後の標準貫入試験は，改良効果のチェックという意味でチェックボーリングという。その本数は，施工量，施工機台数，地盤の複雑さ，構造物の重要度などを考慮して決められる。

表−6.1.6　サンドコンパクションパイル工法における主な施工管理[1]

時　期	管理項目	管理内容	管理基準項目
施工前	・使用材料の品質 ・施工管理計器のチェック ・施工機械のチェック	・粒度試験など	・使用材料の規定
施工中	・施工位置の確認	・測量 ・目杭で表示	・施工位置のずれ量
	・施工深度の確認	・自動記録計(GL計)による施工深度の管理	・施工深度
	・各深度ごとの砂量の確認	・自動記録計(SL計)による砂量の管理	・深度ごとの砂量
	・使用材料の品質	・粒度試験 ・体積変化率の測定	・使用材料の規定 ・使用材料の割増率
施工後	・改良効果の確認 砂杭間強度 砂杭強度	・標準貫入試験 ・粒度試験 （・PS検層 ・水平孔内載荷試験など）※	・改良目標強度の規定

※必要に応じて行う。

(2)　振動棒工法

振動棒工法においては，均一な施工ができるように施工時の施工管理には十分な注意を払う必要がある。

まず，仕上げやサイクルタイムの管理は，貫入深度を記録する自動深度計により行う。次に，投入砂量の管理は，周辺地盤の締固めによる沈下状況やショベルのバケット容量を実測し，バケットの投入回数で行う。また，振動体を駆動するモーターの電流量を記録する場合もある。改良後の施工管理には，標準貫入試験などを行い改良効果を調べる。このときの留意事項はサンドコンパクションパイル工法と同様である。

(3)　バイブロフローテーション工法

施工管理の項目を，表−6.1.7 に示す。試験等の頻度・数量は，施工量・地盤の複雑さ・構造物の重要度など考慮して決める必要がある。

(4)　重錘落下締固め工法

重錘落下締固め工法の施工管理は大きく分けて，①管理計器による管理，②本工法固有の各種測定と施工へのフィードバックの２通りで実施する。本工法は主として②によって得られる情報に基づき，確実な改良効果と均一な地盤強度を有する地盤に改良されるように，必要に応じて打撃エネルギーを修正するなど，施工調整を行いながら施工を進めるのが特徴である。施工管理の主な項目と作業の内容，および目的をまとめて表−6.1.8 に示す。

表−6.1.7　バイブロフローテーション工法における施工管理[1)]

時　期	管理項目	管理内容
施工前	・使用材料の品質 ・施工管理計器のチェック ・施工機材のチェック ・地盤高さの測定 ・打設位置の確認 （地盤の固有周期測定）※	・粒度試験など ・自動電流計 ・始業前点検 ・沈下板の設置 ・基準，引照杭などの設置 （地盤の常時微動測定）※
施工中	・貫入時間，締固め時間，施工時間 ・貫入深度の確認 ・投入補給材の量の確認 ・搬入補給材の量の確認 ・補給材の品質確認 ・打設位置の確認 （騒音，振動等公害問題の確認）※	・電流計による自動記録 ・深度目盛りの記録 ・バケット容量による記録 ・搬入時の計量 ・粒度試験など ・テーピング測量，目杭 （振動計，騒音計による記録）※
施工後	・打設杭間の強さ確認（深度方向） ・打設杭間の強さ確認（平面的） ・地盤高さの確認	・貫入試験，土の変形係数，密度測定，物理試験など ・地耐力平板載荷試験など ・沈下板の水準測量

※必要に応じて行う。

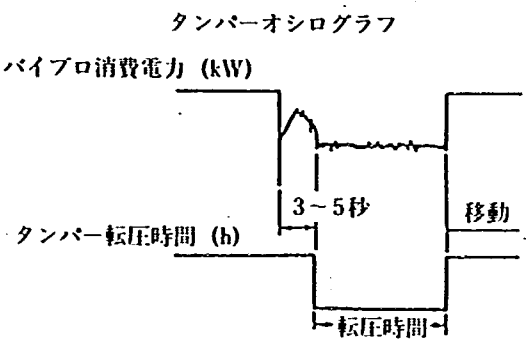
表−6.1.8　重錘落下締固め工法の施工管理における主な項目と作業の内容[1)]

項　目	作業の内容など	備考（目的など）
測　定	・浮上がり沈下（N_B-V） ・平均沈下量 S（打撃孔埋戻し後の平均沈下） ・打撃孔沈下体積 V_d(各打撃孔の直径深さの測定結果に基づいて計算)	この工法固有の管理方法であり，適正打撃回数の確認，打撃に伴う地盤の沈下や改良地盤のばらつき状況などを把握し，施工調整を行うための基礎資料を得る。
改良予測（管理）	・T 値，S/E など ・打撃孔沈下体積分布 ・打撃孔沈下体積に基づく打撃孔の評価と調整	確実な改良成果と強さの均一な地盤に改良するなどのため，上段の測定結果に基づいて改良予測を行うとともに，施工調整を行う。
試　験（調査）	原位置試験を主体にして実施する。(標準貫入試験による効果確認を主体に，改良対象土質や改良目標（目的）に応じてコーン貫入試験などで補間する)	改良前，中間，改良後などで結果を対比し改良効果や目標値の達成を確認する。

T値：12 tの重錘を 20 mの高さから何回落とせば地盤を 2.5 m³ 圧縮できるかという新しい指数
S/E：地盤面沈下量（S）と打撃エネルギー（E）の比

(5) バイブロタンパー工法

バイブロタンパー工法では，所定の転圧時間で施工されたことを確認するため，バイブロ消費電力および転圧時間を表示する記録計にて管理する。その記録例を図－6.1.14に示す。その他地表面沈下，転圧位置を管理する。



図－6.1.14 バイブロタンパー施工管理記録例[1)]

6.1.6 施工能率

(1) サンドコンパクションパイル工法

サンドコンパクションパイル工の施工能率は，建設省土木工事積算基準[4)]では，粘土，シルトおよび有機質土等の地盤を対象としている。今回の対象地盤は砂質土地盤であるため，積算基準の適用範囲とは異なるが，参考となる部分を引用する。

1) 構成人員

構成人員は，世話役1名，特殊作業員1名，普通作業員2名を標準的な構成としている。

2) 施工能力

砂質地盤に対しては地盤条件等より施工時間は大きく異なるため，明確な施工能力算定基準がないが，過去の実績や，試験工事の実績などを参考にして定める必要がある。参考として粘性土の場合を述べると以下のようになる。

① $l \leq 10$ mの場合

$$T_c = 2.00 \times l$$

$$Q = \frac{60 \times T}{T_c}$$

② $l > 10$ mの場合

$$T_c = 2.18 \times l$$

$$Q = \frac{60 \times T}{T_c}$$

T_c：サンドコンパクションパイル1本当り施工時間 (min)
l：打設長 (m)
Q：サンドコンパクションパイル1日当り施工本数 (本/日)
T：サンドコンパクションパイル1日当り施工時間 (6.0 h/日)

ここでの施工時間は，杭間の移動，芯出し，打込み，砂投入，引抜きの各時間からなり，引抜き工程が2～3 m引抜き，1～2 m打込み（締固め）の繰返しとして示されている。

(2) 振動棒工法

振動棒工法の構成人員は，世話役，特殊作業員，普通作業員より構成され，施工歩掛については，本工法の過去の実績，あるいは現地における試験施工時の実績を参考に，単位時間当りの杭施工本数，杭1本当りの砂の使用量，供用日当りの運転時間，諸雑費等の項目について定める必要がある。

(3) バイブロフローテーション工法

本工法の施工歩掛については，過去の実績，あるいは現地における試験施工時の実績を参考に，単位時間当りの杭施工本数，杭1本当りの砂の使用量，供用日当りの運転時間，諸雑費等の項目について定める。表−6.1.9に従来方式による施工能率と施工間隔，骨材の投入量の概略を示す。

表−6.1.9 施工能率と施工間隔，投入量[3]

フロット形式	施工間隔 (m)	施工能率			投入量 (m^3/m)
		改良深度 (m)			
		6	8	10〜12	
15 HP	1.2〜1.8	30〜40 (本/d)	25〜35 (本/d)	20〜30 (本/d)	0.30〜0.40
20 HP					0.35〜0.45
30 HP	1.5〜2.0	8〜12 (分/本)	10〜16 (分/本)	15〜25 (分/本)	0.40〜0.70

(4) 重錘落下締固め工法

施工歩掛については，過去の実績，あるいは現地における試験施工時の実績を参考に，単位時間当りの施工面積，供用日当りの運転時間，諸雑費等の項目について定める。施工能率は打撃仕様，地盤条件によって異なるが，クレーン1台当りの施工面積は概略3,000〜6,000 m^2/月である。ただし，地表の地盤条件が悪く，重錘の引抜き抵抗が大きくなったり，重機のトラフィカビリティーが低下する場合や，施工面積が小さく整地作業と締固め作業が重複する場合等には，施工能率は大幅に変化する。また構成人員は，世話役，特殊作業員，普通作業員より構成される。

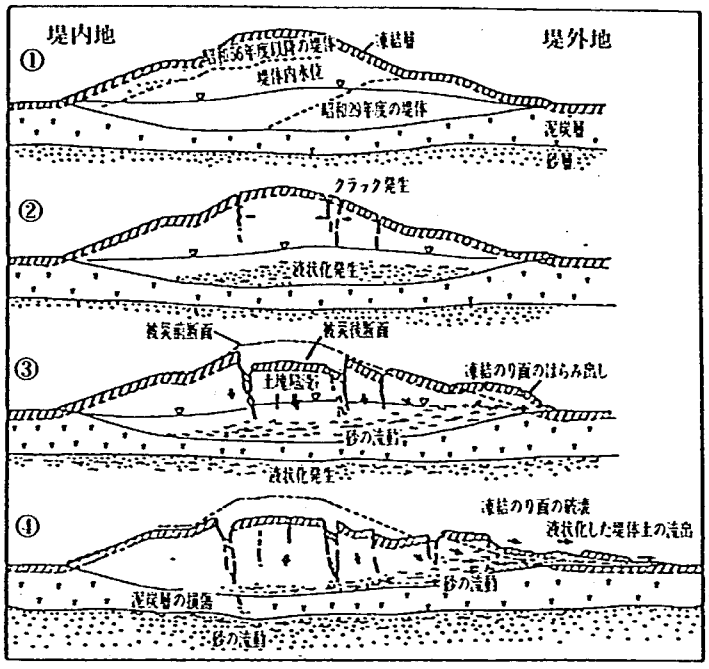
(5) バイブロタンパー工法

施工歩掛については，過去の実績，あるいは現地における試験施工時の実績を参考に，単位時間当りの施工面積，供用日当りの運転時間，諸雑費等の項目について定める必要がある。また，構成人員は，世話役，特殊作業員，普通作業員より構成される。

6.1.7 適用事例

1993年釧路沖地震では釧路川遊水池右岸，左岸築堤に縦横断の亀裂・のり崩れ・陥没などの被害が生じた。図−6.1.15に示すように，被害の原因は，沖積砂層と地下水位以下にめり込んだ堤体部の液状化によるものと判断された[5]。

復旧工事は，堤体の盛り立て時の安定確保と液状化防止のためサンドコンパクションパイルによる基礎地盤の処理工法が採択された。図−6.1.16に対策工の代表的な断面を，図−6.1.17にチェックボーリングによる N 値の変化を示す。



① 堤防の高さは6m，堤体土の沈下量は2.5m，水面下の層厚も2.5mであった。

② 初期の地震動により，堤体中央部の天端にクラックが発生し，次いで地下水位下の堤体砂質土が液状化した。

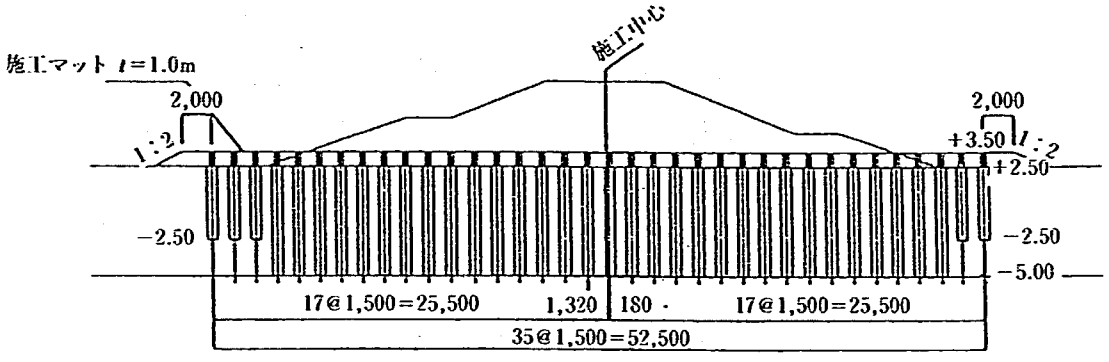
昭和29年までの旧堤，および昭和29年～56年の間の施工部分で液状化が生じたようである。56年以降の施工になる部分は変化が極めて小さい。

③ 天端の土塊が陥没・沈下し，表のり法部土塊は前方に押し出された。砂泥は表のり尻の方向に波動した。

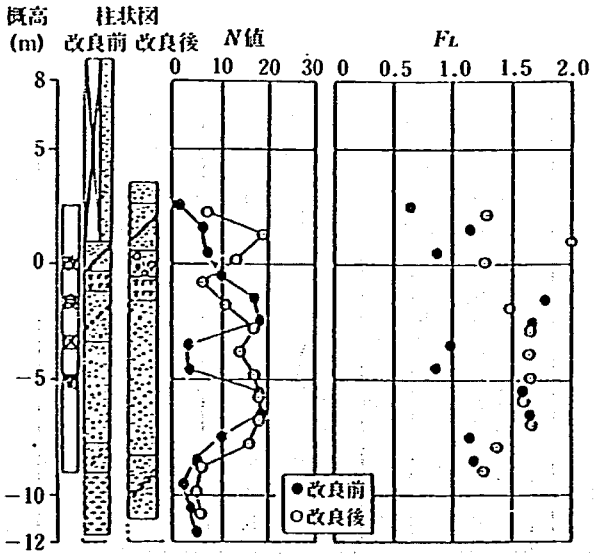
凍結層のために液状化した堤体土は噴出できず，のり尻部からはみだした。

④ のり尻の凍結層が壊れると，液状化した堤体土は一挙に溢れ出し，凍結層の断片が散らばる。泥炭層は，ハンモック状になっている所に上下の砂が液状化し，上方から土塊が落ちてきた衝撃で損傷を受けている可能性がある。

図－6.1.15　堤防の崩壊機構の概念図



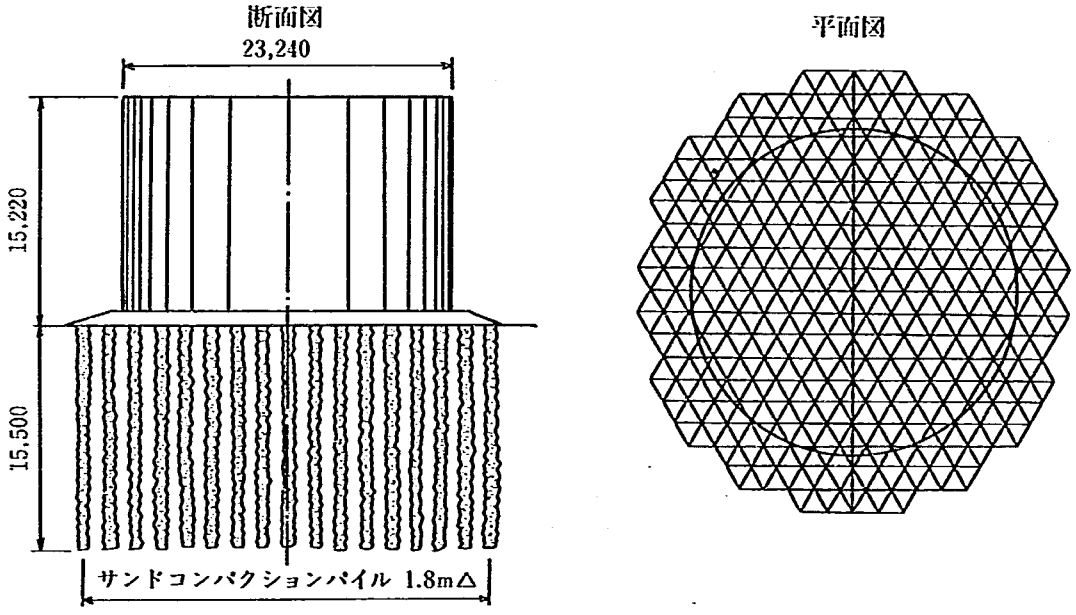
図－6.1.16　対策工の代表的な断面



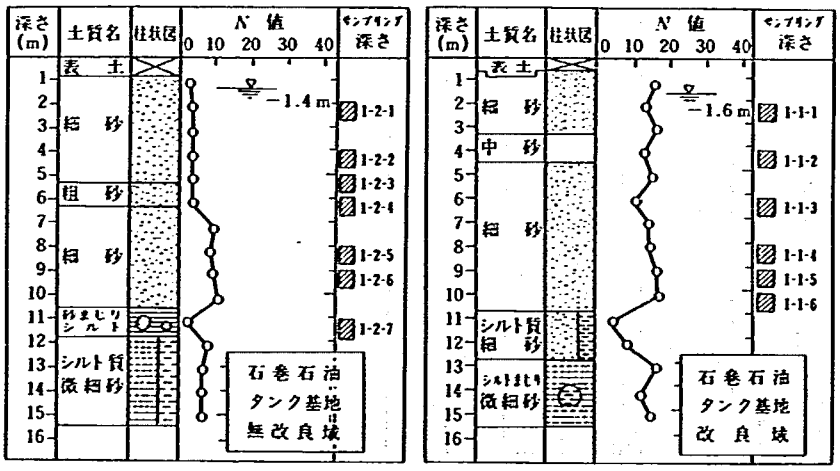
図－6.1.17　チェックボーリング結果

タンク基礎にサンドコンパクションパイルが適用された事例を図−6.1.18に示す[6]。当地は緩い細砂からなっており，同図に示すように，正三角形1.8 m，長さ15.5 mの改良仕様で施工されていた。

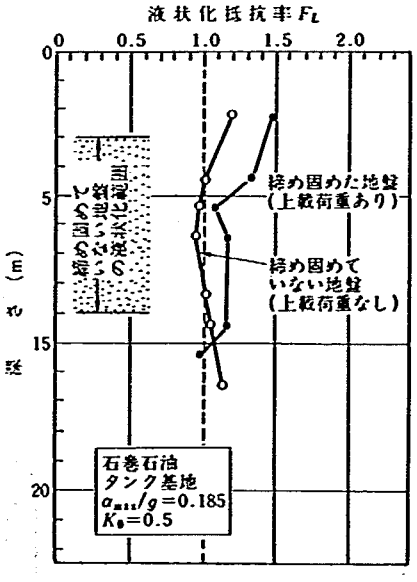
1978年6月に発生した宮城県沖地震の際には，周囲の地盤で液状化を生じたが，タンク部は液状化は発生せず，タンクの不等沈下などの被害も生じなかった。地震後に石原ら[7]により土質調査および液状化解析がなされており，土質調査結果を図−6.1.19に液状化解析結果を図−6.1.20にそれぞれ示している。図−6.1.20より，地震時には無処理地盤で$F_L<1$であるのに対し，サンドコンパクションパイル改良地盤で$F_L>1$であったことが確認され，改良地盤の改良効果が示された。



図−6.1.18　対策工の断面図・平面図



図−6.1.19　土質調査結果（地震後）[7]



図−6.1.20　液状化解析結果[7]

[参考文献]

1）土質工学会編：液状化対策の調査・設計から施工まで，1993.2.

2）末松直幹，吉見吉昭，佐々木康：液状化被害を軽減するための対策，講座　地盤の液状化7，土と基礎，Vol. 30，No. 4，pp. 71～79，1982.

3）土質工学会編：軟弱地盤対策工法－調査設計から施工まで－，1990.2.

4）土木工事積算研究会編：平成7年度版建設省土木工事積算基準，1995.

5）田村圭司，荒井博明，大林淳，村田基治：釧路沖地震災害における河川堤防の基礎処理工事について，土質工学会北海道支部技術報告集第34号，pp. 136～141，1994.2.

6）不動建設株式会社：宮城県沖地震震害調査報告書，1978.7.

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

6.2 特殊石灰パイル工法

6.2.1 工法の概要[1)]

(1) 工法の原理

液状化対策工法としての特殊石灰パイル工法は，特殊石灰と水滓またはセメント，石膏ならびに砂の混合材料を地盤中にパイル状に造成する。その時の材料の水和反応による膨張圧とケーシングの貫入圧によって，地盤を静的に締め固め，密度の増大，地盤の側方拘束の増加を図り，硬化するパイル体との複合地盤を形成せしめて，液状化を防止する工法である。

(2) 工法の特徴

特殊石灰パイル工法には，次の特徴が挙げられる。

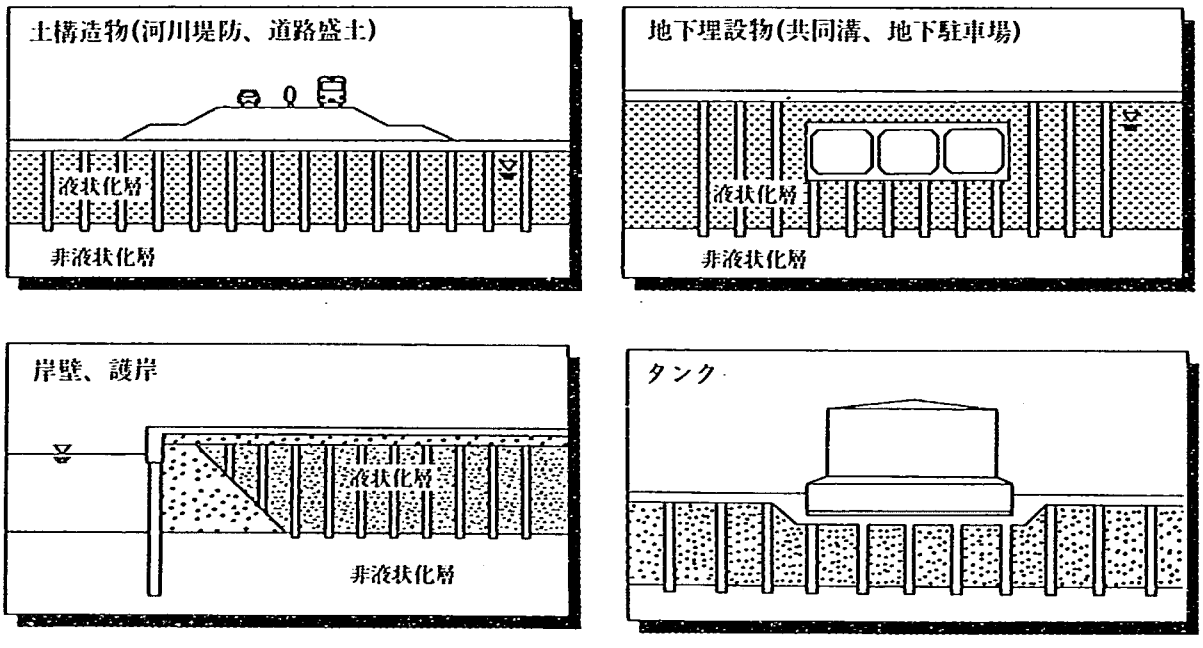
① 細粒分の多い砂質土地盤にも有効である。

② 地盤の支持力も向上し，改良層の沈下量を減少させる。

③ 低振動，低騒音の施工が可能である。

(3) 用 途

本工法の主な用途を図−6.2.1 に示す。



図−6.2.1 主な用途

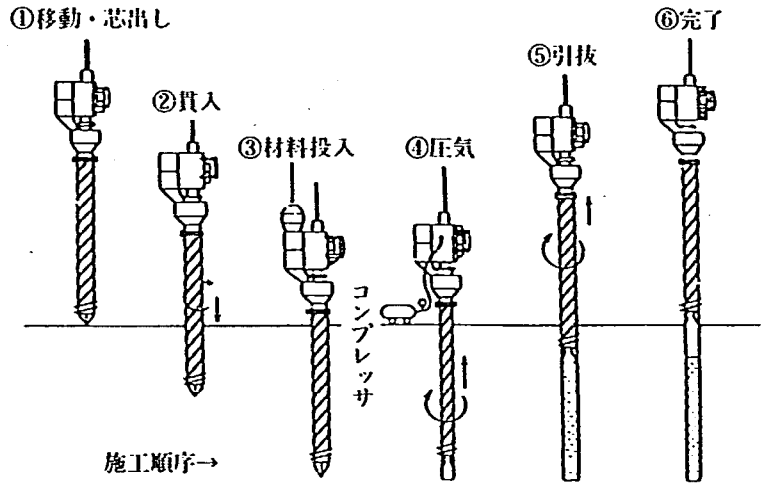
6.2.2 施工方法

(1) 打設方法

ケーシングオーガー方式にて，ケーシングパイプを所定の深度まで貫入し，パイプ内に材料を入れたのち，内部を圧気調整しながらケーシングを回転させて引き抜き，地盤中に直径 50 cmの特

殊石灰パイルを造成する。

図－6.2.2にパイルの打設手順を，図－6.2.3に材料混合手順と合わせた打設フロー図を示す。

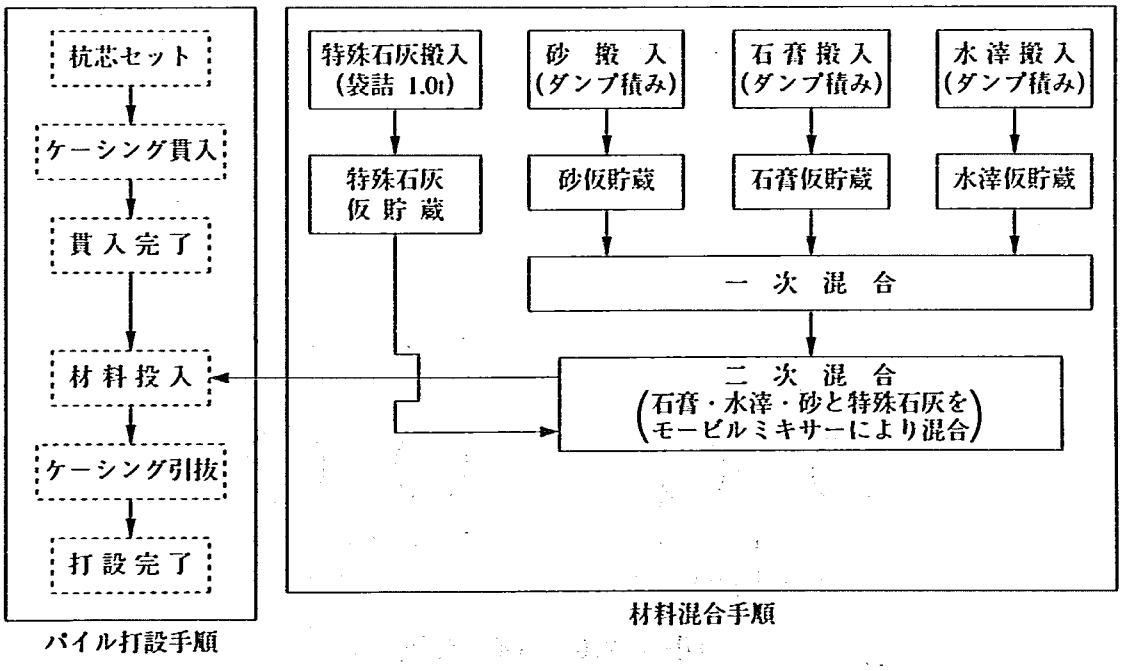


図－6.2.2　打設手順

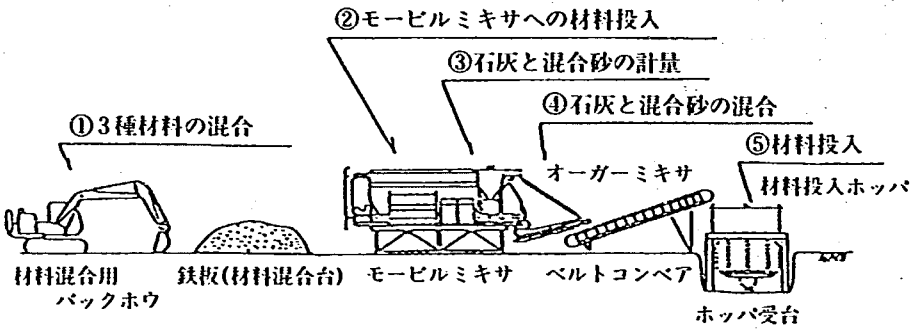
(2)　材料の混合

特殊石灰パイル工法の材料混合は，一次混合と二次混合とに別れ，一次混合ではバックホウにより砂・水滓（またはセメント）・石膏の混合を行って3種混合品を作り，二次混合ではモービルミキサーにより，3種混合品と特殊石灰を施工サイクルに合わせ最終混合する。

代表的な材料混合機械を図－6.2.4に示す。



図－6.2.3　材料の混合手順



図－6.2.4　材料混合機械（クレーン式）

6.2.3　施工仕様

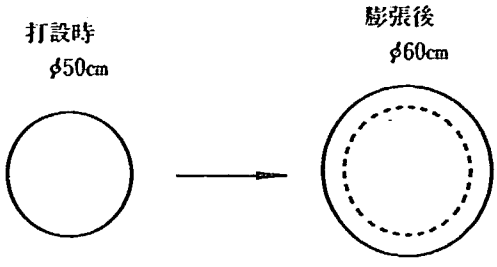
(1)　適用地盤および改良深度

液状化対策の対象地盤は，砂地盤であることから，地盤の N 値が貫入能率に大きく影響する。通常の施工では N 値 15 程度まで可能であるが，N 値 20 前後の硬質層でも，現場に応じた適切な対策をとることにより施工可能である。

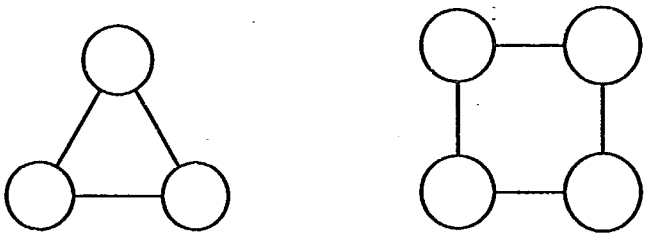
液状化層に対する一般的な改良深度からみて，本工法に適用される貫入長は，標準仕様では 20 m以下とする。20 m以深の改良が要求される場合には，継杭施工により，最大 35 mまでの施工が可能である。

(2)　打設径および打設ピッチ

ϕ 400 ケーシングに ϕ 500 排土用スパイラルを装着したケーシングを用いて，改良地盤中に ϕ 500 の特殊石灰パイルを打設する。パイルは反応後約 ϕ 60 cmに膨張する（図－6.2.5 参照）。また，パイル配置は正三角形配置または正方形配置とし，打設ピッチは，所要置換率に応じて設定する（図－6.2.6 参照）。



図－6.2.5　パイルの膨張



図－6.2.6　パイル配置

(3) 使用材料

特殊石灰パイル工法に使用する材料と仕様，標準配合の2ケースを表−6.2.1に示す。パイル体に短期強度が要求される場合は，標準配合(2)を用いる。

砂については，粒度組成や含水比の確認を行うことによって，現場発生土を使用することもできる。

なお，原則として使用する材料については，以下の項目に準拠する。

① 砂は，通常のコンクリートに使用するものよりやや粗めとする。

② 使用する砂の含水比 w は，10%以下とし，ストックに際してはシート等をかける。

③ 水滓・石膏についても，ストックに際しシート等の養生を行う。

表−6.2.1 使用材料と標準配合

材料名	仕　様	標準配合(1) 重量比(%)	標準配合(2) 重量比(%)
砂	粗目砂　含水比10%以下	62	52
特殊石灰	硬焼生石灰　0〜40 mm	25	25
水滓	有姿	10	−
セメント	高炉セメントB種	−	20
石膏	有姿　二水石膏	3	3

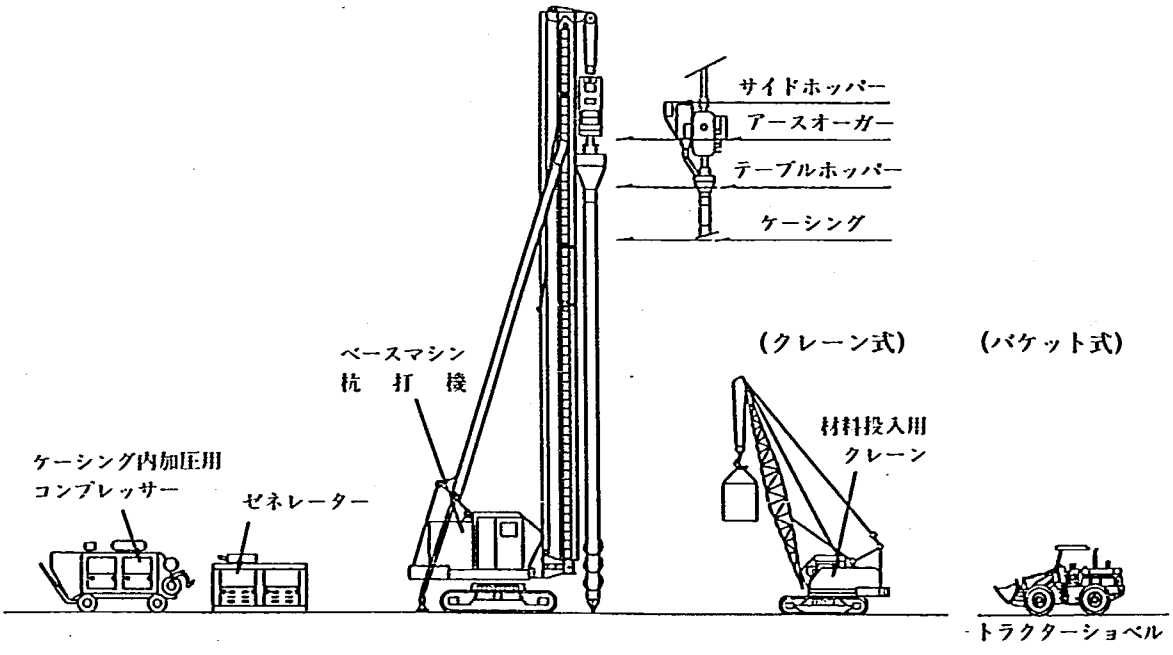
6.2.4 施工機械

施工機械の仕様の例を表−6.2.2に，施工機械の例を図−6.2.7に示す。

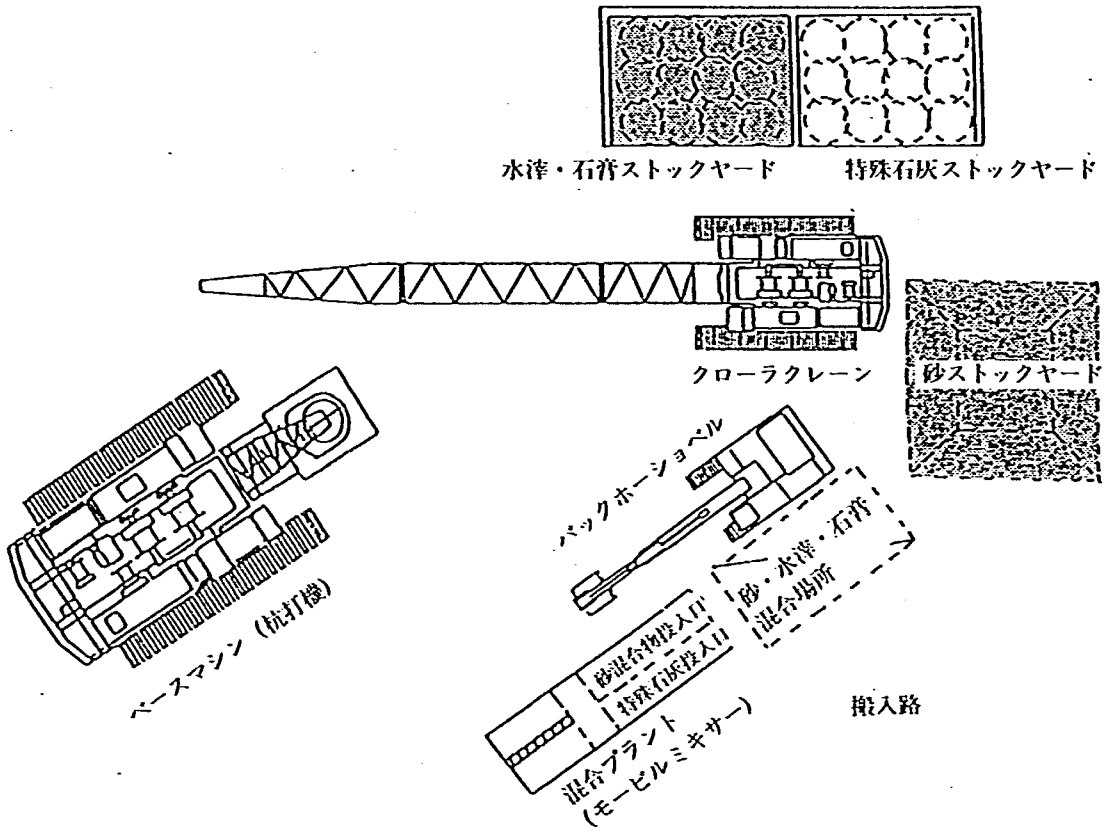
特殊石灰パイル工法は，ケーシングを用いて地盤中に石灰混合砂パイルを造成するものである。ケーシング貫入方法は，ケーシングにスパイラルを取り付け，排土しながら回転，貫入させるケーシングオーガ方式である。材料の混合は，混合プラントにて所定配合量を，モービルミキサーで混合する。打設機械は，三点式クローラ杭打ち機，アースオーガスパイラル付ケーシングおよび材料投入用クレーン（または材料投入装置）より構成され，発電機は動力源，コンプレッサーはケーシング管内の圧気のために使用される。材料混合プラントは，モービルミキサー，ベルトコンベア，バックホウで構成される。使用機材の一般的配置例を図−6.2.8に示す。

表−6.2.2　施工機械の仕様の例（クレーン式）

機　械　名	形式・仕様	数量	用　　途
三点式杭打機	吊り能力 30 t　　リーダー21 m	1 台	パイル打設
アースオーガー	D−80 k クラス	1 台	パイル打設
ケーシング	φ 400　3 m スパイラル付	1	ドライバー
ケーシング	φ 400　全長スパイラル付	1	ドライバー
先端シュー	3 枚型	1	ドライバー
サイドホッパー	大口径型	1	ドライバー
テーブルホッパー	大口径型	1	ドライバー
モービルミキサー	CM−250 型	1	材料計量・混合
材料投入ホッパー	2 t フレコン改造型	3	材料投入用
ホッパー受け台		2	材料投入用
荷解き台		1	材料ひも解き用
ベルトコンベア	7 m　キャスター付き	1	材料投入用
クレーン	25 t	1	機械組立・解体・材料投入
発電機	175 kVA　100 kVA	2	ドライバー電源・プラント電源
コンプレッサー	10.5 m³　100 HP	1	ケーシング加圧
バックホウ	0.7 m³	1	材料混合・投入・排土処理
敷鉄板	6.0×1.5×22 mm	14	
杭頭計		1	杭頭の管理計



図−6.2.7　施工機械例



図－6.2.8　使用資機材の一般的配置（一例）

6.2.5　施工管理

特殊石灰パイル工法の施工上最も重要な点は，材料が所定の深度に所要量投入することと，材料の調合が所定の配合量で均一に混合することである。

(1)　打設長管理

打設長管理としては，ケーシングパイプ先端の深度とケーシング内にある材料面の高さを常に確認するための杭頭管理計を装着し，ケーシングパイプ引き抜き時のエアー圧力の調整により，材料充填位置の管理を行う。なお，このデータは施工記録のチャートに自動記録される。

標準エアーの加圧状況は，材料投入後で 3.0～6.0 kgf/cm² であり，ケーシングの引き上げにより徐々に低下させる。

地表面でエアーの残圧があると地表面へのエアー漏れを生じ，地盤の盛り上がりが発生するので，ケーシングの引き上げ速度と圧力管理に注意する。

(2)　材料混合管理

材料混合管理として，砂，水滓，石膏の混合量管理はバックホウのバケットの容量を予め実測しておき，バケットの投入回数で行う。次に特殊石灰との混合は，所定の配合となるよう事前に

モービルミキサーを調整し，パイル1本ごとの投入量が自動的に計量・混合される管理が行われる。

(3) 排土量管理

スパイラルをケーシングに取り付けることにより，排土量は打設長1m当たり平均0.07 m³となる。通常の排土量は，スパイラル部の体積と貫入長に比例するが，本工法では貫入時のみならず引き抜き時にも排土が発生するためやや多くなる。以下に本工法による排土量算定式を示す。

$$V = \pi(R^2 - r^2) \times L \times \alpha$$

V: 排土量（m³/本）

R: オーガー外端半径（m）

r: オーガー軸半径（m）

L: 貫入長（m）

α: 1～1.5

(4) 改良効果の確認

施工後の改良効果を確認するためには，パイル間地盤にて標準貫入試験を実施する。改良効果が十分発揮されるには，材令を1ケ月以上とすることが望ましい。

6.2.6 施工能率

特殊石灰パイル工法の施工能率の算定に関して，基準化されたものはないが，実績より一例を以下に示す。

(1) 構成人員

特殊石灰パイル打設機1編成に対する構成人員は，世話役1名，特殊作業員2名，鳶工2名を標準的な構成とする。

(2) 施工能力

施工能力は，次式により算定する。なお，材料投入方式にはバケット式とクレーン式の2方式があり，サイクルタイム算定式が異なる。

$$L_d = \frac{60 \times H_d \times L \times E}{C_m}$$

L_d：運転日当たり施工本数（本/日）

H_d：運転日当たり実運転時間（標準6.2 h/日）

L：一本当たりの打設長（m/本）

E：作業効率（0.90±0.05）

C_m：所要サイクルタイム（分/本）

ここで，所要サイクルタイムは杭間の機械移動，芯出し，貫入・引き抜き，材料投入の各時間からなり，次式により算出する。

$$C_m = t_1 + t_2 \quad (分/本)$$

t_1：機械移動，位置決め・材料投入時間（バケット式3分，クレーン式4分）

t_2：ケーシング貫入・引き抜き・エア加圧時間（分）

$$t_2 = 2.0 \times L$$

(3) 材料使用量と割増

パイル1本当たりの材料投入量は，次式による。

$$V = \pi/4 \times D^2 \times L_c \times \gamma_t$$

V：パイル1本当たりの投入量（t/本）

D：設計パイル打設径（m）

L_c：改良長（m）

γ_t：材料充填密度（t/m³）

通常　1.50～1.60 t/m³

材料の混合割増は，砂20%，特殊石灰10%，水滓10%，セメント10%，石膏10%を標準とする。

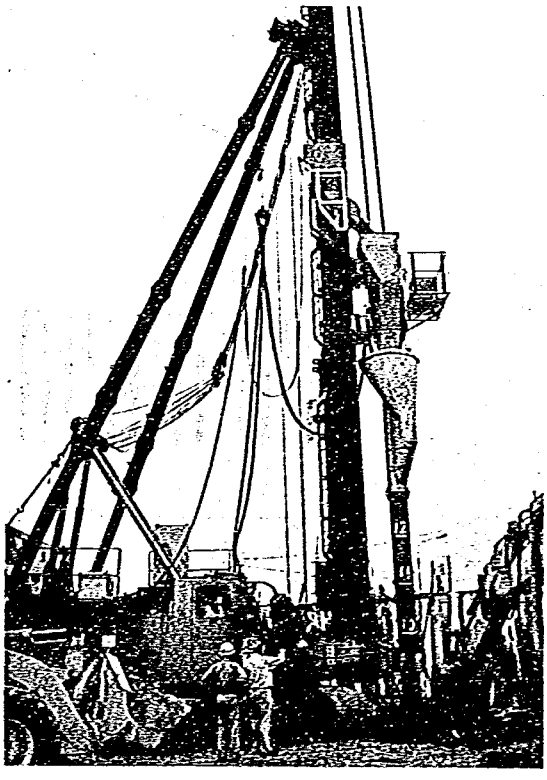
6.2.7 適用事例[2)]

適用例(1)

工事名称	加須市水道事業（第6次拡張） 北部浄水場土木・建築工事
事業主	埼玉県加須市水道課
施工場所	埼玉県加須市上樋遣川
工　期	平成6年5月～7月
工事目的	液状化対策，基礎杭の水平抵抗増加

概　要

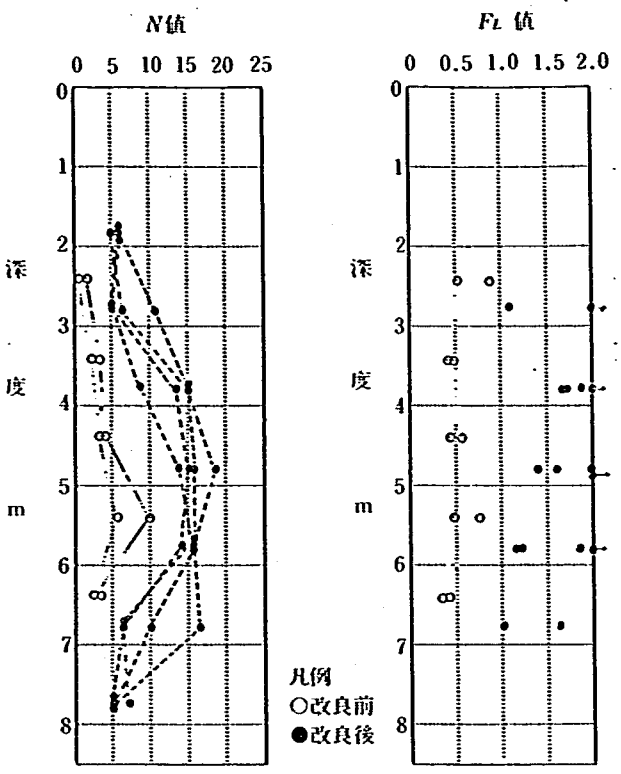
河川堤防の隣接地で上水道配水池タンク建設工事。基礎地盤がN値5以下のシルト質細砂層でG. L. −1 m～−7 mまで堆積しており，地下水位もG. L. −1.5 mと高いため，地震時に液状化の危険性があることが判明した。また，杭基礎の地震時水平抵抗を期待するため，対策工が必要となった。工法の選定は，近接してガソリンスタンドがあるため，振動・騒音の低い特殊石灰パイル工法を採用した。



施工状況

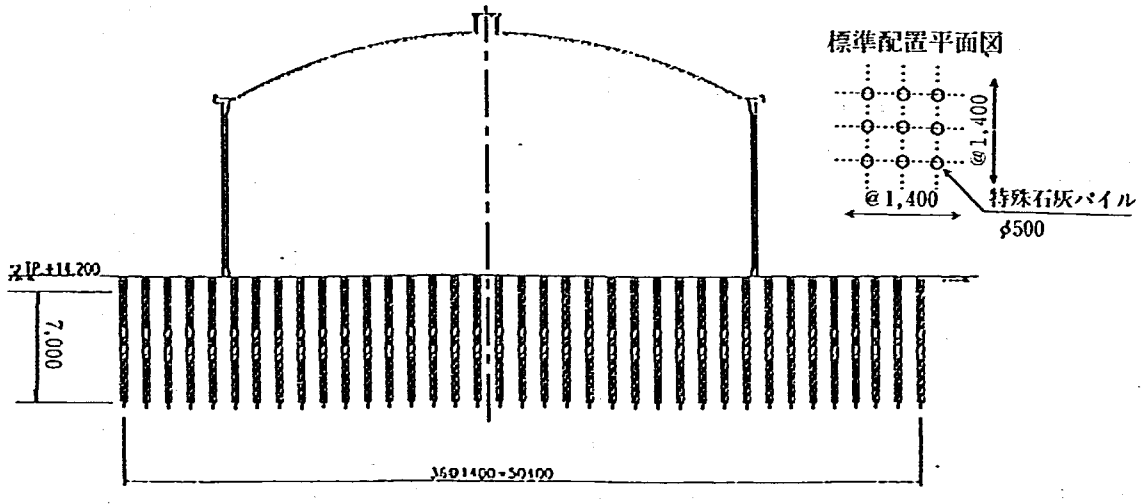
工事規模

項　目	1本当り	延　長	備　考
打設径(㎜)	500		
打設ピッチ(m)	1.4×1.4		
本　数	970本		
打設長(m)	8.0	7,760	
空打ち長(m)	1.0	970	
改良長(m)	7.0	6,790	



N 値と液状化安全率 F_L

断 面 図



標準配置平面図断面図

適用例(2)

工事名称	（仮称）ツインタワーズ瀬戸大橋新築工事
事業主	民間工事
施工場所	香川県宇多津町
工　期	平成3年8月～9月
工事目的	液状化対策，基礎杭の水平抵抗増加

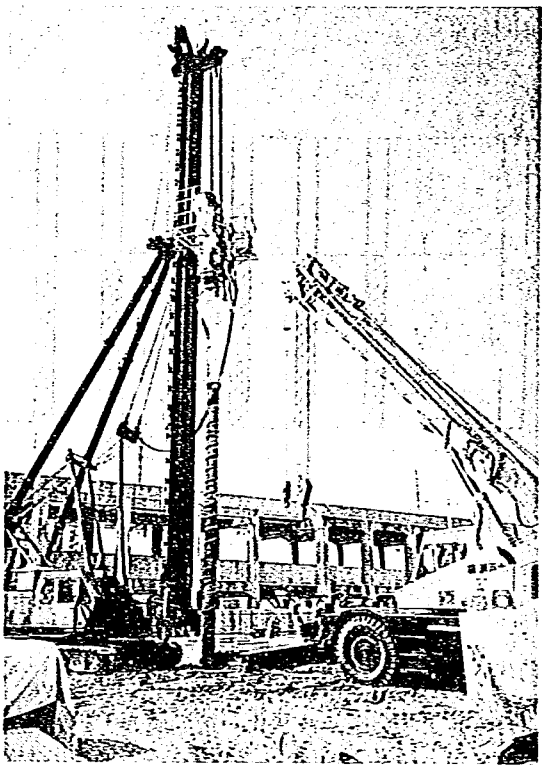
概　要

海岸近くの埋め立て地での，14階建てマンションの建設工事。基礎地盤の N 値が5～11の沖積細砂層で，地下水位もGL－2.0mと高く，地震時に液状化の危険性があることが判明した。

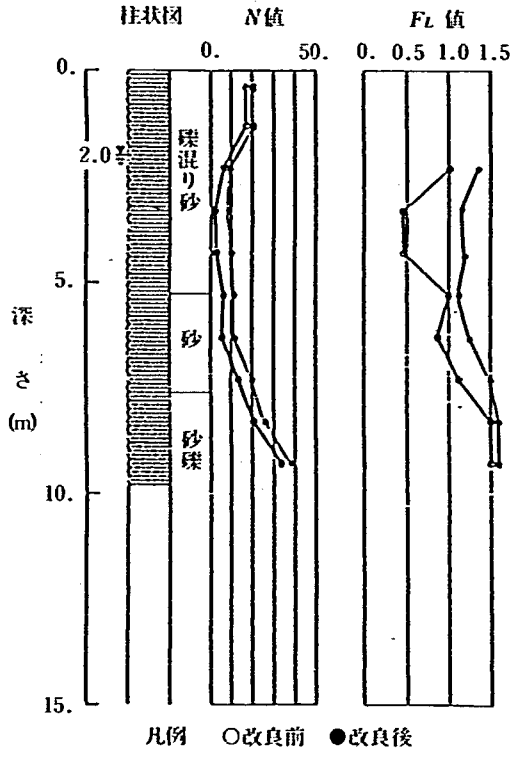
基礎杭の地震時水平抵抗を期待できるように，対策工が必要となり，特殊石灰パイル工法による改良を行った。

工事規模

項　目	1本当り	延　長	備　考
打設径(㎜)	500		
打設ピッチ(m)	1.7×1.7		
本　数	208本		
打設長(m)	7.5	1,560	
空打ち長(m)	1.0	624	
改良長(m)	4.5	936	

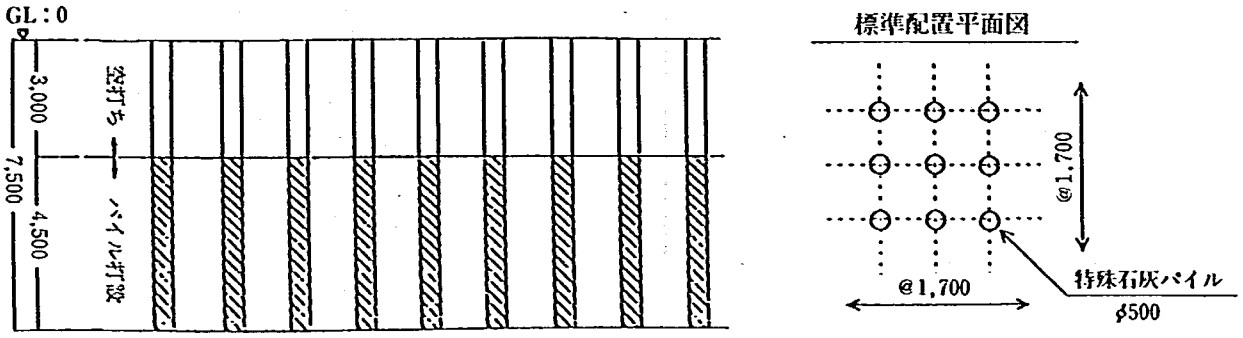


施工状況



N 値と液状化安全率 F_L

断 面 図



標準配置平面図断面図

[参考文献]

1）土質工学会編：液状化対策の調査・設計から施工まで，1993.2.
2）光成，伊勢本他：スーパーライム工法の実施例，基礎工，Vol. 23，No. 12，pp. 99～103，1995.12.

6.3 コンパクショングラウチング工法

6.3.1 工法の概要

(1) 工法の原理

コンパクショングラウチング工法は，流動性の極めて小さいソイルモルタルを地盤中に圧入し球根状の固結体を連続的（串団子状）に造成する工法で，この固結体による締固め効果で周辺の地盤を圧縮強化する工法である。

(2) 工法の特徴

本工法には次のような特徴がある。

1) コンパクトな設備で狭い場所でも施工が可能である。
2) 他の大型機械による工法に比べて振動や騒音が極めて小さい。
3) 固結体の強度は一軸圧縮強度 30 kgf/cm²～150 kgf/cm² 程度の範囲で任意に設定することができる。
4) 斜め施工も可能で既設構造物に近接した施工にも対応できる。
5) 施工は直径 6 cm程度のロッドによるので地中障害物がある場合も対応しやすい。
6) 地表付近に施工することにより発生する地盤変位を利用し，計画的な建物の沈下修正を行うことができる。

(3) 用　途

・地震時の液状化防止
・不等沈下の修正補強
・深部にあるゆるい土層の改良
・アンダーピニング
・シールドトンネルの周辺防護

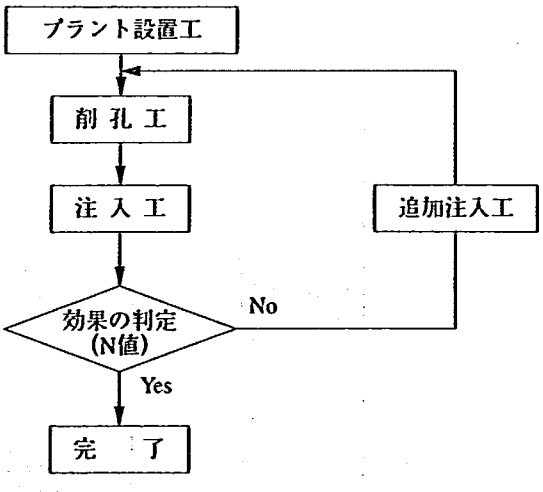
6.3.2 施工方法

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−6.3.1 に示す。

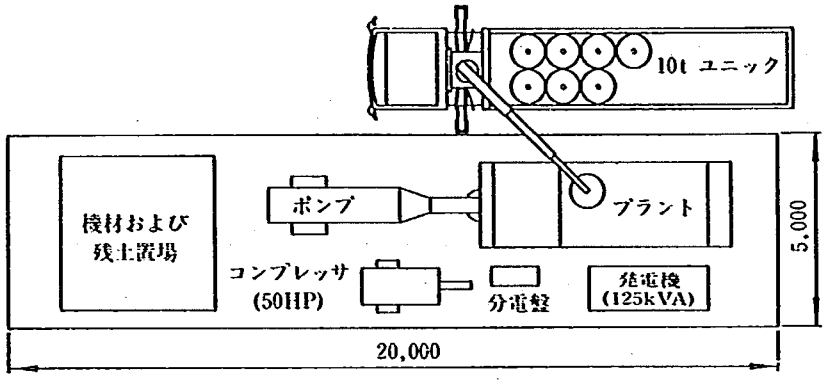
① プラント設置工

注入プラント・注入ポンプ等を所定の位置に設置し，配線配管等を行う。材料は，セメントシルト・山砂・豆砂利をトンパックにて搬入し，プラントに集積する。また，現地配合で行う方法もある。

プラント配置は，概ね，図−6.3.2 とするが，詳細は，現地の状況を勘案して決定する。



図−6.3.1　標準的な施工フロー



図－6.3.2　プラント配置図

② 削孔工

削孔位置にボーリングマシンを据え付け，内径ϕ２インチの肉厚ケーシングを使用し，水を送りながら所定の深度まで削孔する。

③ 注入工

ケーシングに口元圧力ゲージ・注入ホースを取付け，注入管リフト装置をセットし，注入を開始する。注入は，１ステップ33 cmを基本とする。

コンパクショングラウチング工法の施工法には，

・ボトムアップ方式

・トップダウン方式

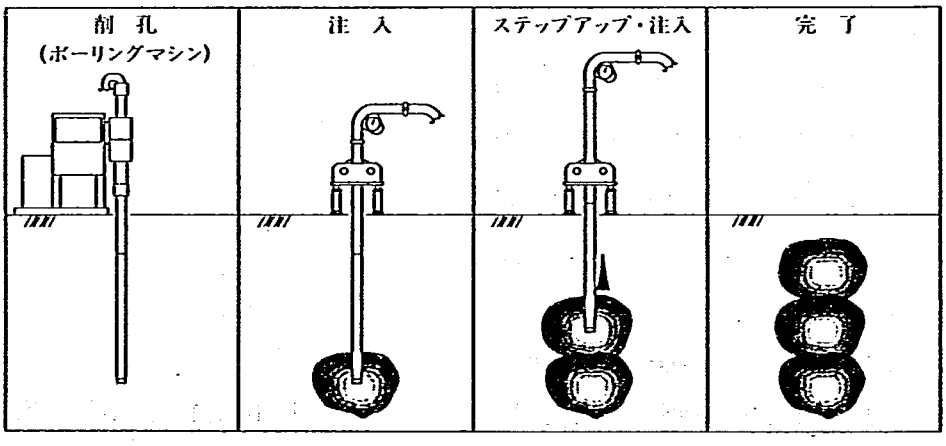
の２通り注入方式がある。ボトムアップ方式の注入は，次のように行う。

削孔→削孔完了→注入開始→ステップアップ注入→注入完了→引抜き

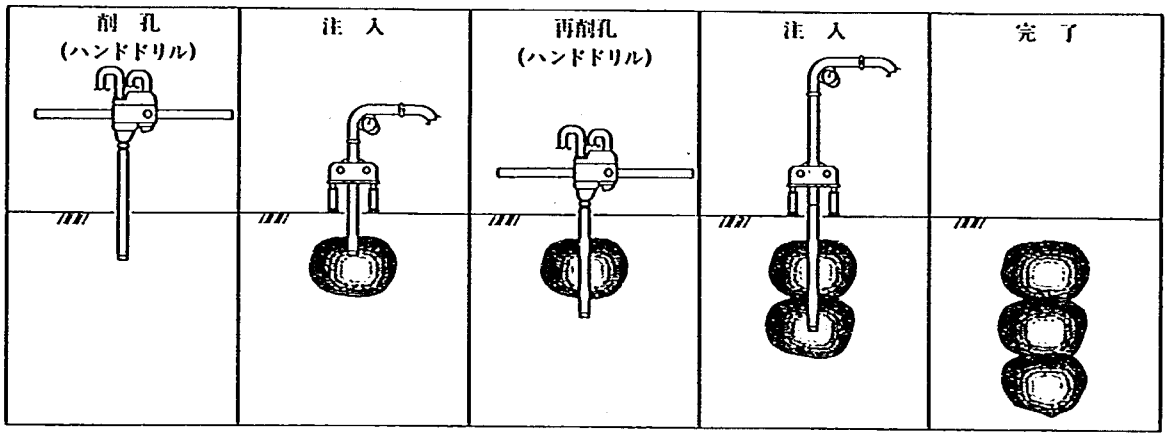
また，トップダウン方式の注入は，次の通り行う。

削孔→注入→引抜き→削孔→注入→引抜き→削孔→注入→注入完了→引抜き

削孔・注入工の標準的な施工手順を図－6.3.3に示す。



図－6.3.3(1)　標準的な施工手順（ボトムアップ方式）



図－6.3.3(2) 標準的な施工手順（トップダウン方式）

6.3.3 施工仕様

(1) 適用地盤

直径6cm程度のロッドにメタルクラウンを装着し，ボーリングマシンにより削孔するので，ほとんど全ての地盤に対応が可能である。

施工深度については，現在のところ20mを限度とする。

(2) 固結体径及び配置

固結体径は，注入量によりコントロールする。一般的な範囲を表－6.3.1に示す。

設計により求められた改良率（面積率）をもとに打設間隔を決定する。正方形配置，正三角形配置または格子状配置等，任意の配置が可能である。

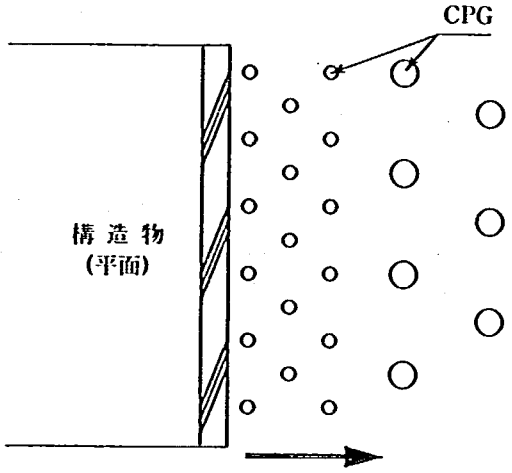
表－6.3.1 固結体径と圧入量の関係

固結体径（cm）	1m当り圧入量（l/m）	
	$\alpha=0.8$	$\alpha=1.0$
50	246	197
60	354	283
70	481	385

α：収縮係数
砂地盤の場合は圧入時脱水が多いと考えられる：$\alpha=0.8$
粘性土・粘土地盤：$\alpha=1.0$

構造物を対象とした施工をする場合の固結体径および配置は，次の点に留意する。

構造物の側面についての留意点を以下に示す。



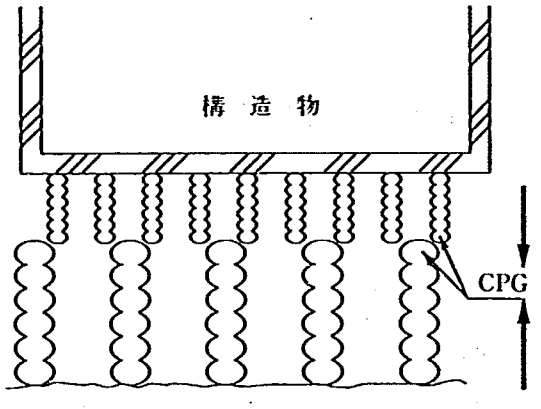
図－6.3.4　構造物側面の施工

1)　施工順序は，構造物に近い所から離れた方に施工する。

2)　注入径は，構造物に近い所は径を小さくして改良し，離れるにしたがって径を大きくする。

3)　施工方法は，構造物に近い所はトップダウン方式とし，離れた所はボトムアップ方式とする。

構造物底面についての留意点を以下に示す。



図－6.3.5　構造物底面の施工

1)　施工順序は，構造物に近いある範囲を改良し，離れた所はその後に改良する。

2)　注入径は，構造物に近い所は径を小さくして改良し，離れた所は径を大きくして改良する。

3)　施工方法は，構造物に近い所はトップダウン方式とし，離れた所はボトムアップ方式とする。

(3) 使用材料

コンパクショングラウチング工法に使用する材料は礫，砂，シルト，セメント，水である。材料の練り上がりスランプは5cm以下としている。

標準配合を表－6.3.2に示す。改良目的によっては，原地盤の単位体積重量と注入固結体の単位体積重量を同一にするために，軽量骨材を使用する場合もある。

表－6.3.2　標準配合

シルト分	0.074 mm以下	208 kg
砂　分	0.074～2.0 mm	832 kg
礫　分	2.0～10 mm	320 kg
セメント		160 kg
水		426 kg
計		1.0 m³

※ただし，シルト・砂・礫の真比重2.6，セメントの真比重3.14として計算

(1.0 m³ 当り；固結体の強度 σ_{28}=30 kgf/cm²と設定)

6.3.4 施工機械

標準的な施工機械を表－6.3.3に示す。注入プラントは，注入位置から60 m以内に設置され，その必要面積は材料置場を含み約200 m²である。

表－6.3.3　施工機械一覧

機械の種類	形　式	性　能	重　量
ボーリングマシン	THS－70クラス		1.5 t
注入プラント	MCD－150 H	容量7.6 m² 40 HP　200 V	4.5 t
注入ポンプ	DGS 2015	注入圧力最大140 kgf/cm² 50 HP　200 V	2.25 t
注入管リフト装置	PQ－60	引抜能力20 t 2.3 kW　200 V	0.1 t
バックホウ		0.4 m³	10.6 t
ゼネレータ		125 kVA	2.7 t
コンプレッサ		50 HP	0.9 t

6.3.5 施工管理

(1) 施工管理

プロセスチャートに沿って，管理項目，管理基準及び管理方法の一例を示せば以下の通りである。

表－6.3.4　施工管理基準

プロセスチャート	管理項目	管理基準	管理方法	頻度
杭芯出し	位置 埋設物	±10 cm以内 管理者立会	スケール（マーキング） 目視（マーキング）	各孔 －
ボーリングマシン設置	角度	±0.5°以内	水準器，スラントルール	各孔
削孔	削孔角度 削孔深度	±0.5°以内 設計値以上	水準器，スラントルール ロッド長・残尺・スケール	各孔 〃
注入材	配合 強度 スランプ	標準配合 設計値以上 スランプ5 cm以下	キャリブレーション 一軸圧縮試験 スランプ試験	施工前 施工前 随時
注入	圧力 注入量 地盤変位	ポンプ110 kgf/㎠以下 設計値	圧力計 ストローク数(7l/ストローク) レベル測量	常時 各ステップ 施工前・中・後
ロッド引抜	ステップ長	15～50 cm/ステップ	スケール	各ステップ
穴埋め，洗浄	点検確認		目視	各孔

(2)　効果の確認

効果の確認は，固結体間地盤における標準貫入試験により行う。設計時の改良目標 N 値を満足していることを確認する。

6.3.6　施工能率

コンパクショングラウチング工法の積算は，以下の3点から算出する。

1)　プラント設置及び機械搬入据え付け

2)　削孔，注入管設置，注入

3)　プラント撤去及び機械搬出片付け

ここでは，2)の削孔，注入管設置，注入について施工能率を示す。

削孔，注入管設置と注入は並行作業可能となるため別個に算出する。

①　1本当り削孔，注入管設置時間: T_1

機械移動据付け時間	(表－6.3.5)
削孔所要時間	(表－6.3.6)
計	T_1' 分

$T_1 = T_1' \times (1 + \Sigma E)$　　ΣE; 補正値

②　1本当り注入時間: T_2

注入所要時間	(表－6.3.7)
計	T_2' 分

$T_2 = T_2' \times (1 + \Sigma E)$　　ΣE; 補正値

(1) 機械移動据付け時間

水平移動で約4.5m以内の移動距離とし，その他の場合は，別途設定するものとする。

表−6.3.5 機械移動据付け時間

	ロータリーボーリング方式	エアドリル方式
機械移動	30分	5分
機械据付け及び角度調整	5分	5分
計	35分	10分

(2) 削孔所要時間

内径50mm，長さ1mのケーシングを用いて直接削孔する。

表−6.3.6 土質別標準削孔時間（分/m）

土質	ロータリーボーリング方式		エアドリル方式	
粘土質	7		$N<3$	5
砂質土	$N\leqq 30$	9	$N<10$	10
	$N>30$	13	—	
砂礫土	45		—	
再削孔	10		10	

注：削孔時間の中には，注入管の継ぎ足し時間を含み，
コンクリート等の削孔及び埋設物付近のジェッティングに必要な時間は含まず。

(3) 注入所要時間

表−6.3.7 注入所要時間（ボトムアップ方式）

注入準備	20分/本
注入吐出量	0.03 m³/分
注入管切継ぎ時間	5分/m
土被り注入管引抜き時間	4分/m

6.3.7 適用事例

【事例－1】

建物外構の地盤強化の施工例

千葉勤労者総合福祉センター外構工事地盤強化工

注入仕様

○施工目的

建物外構の沈下防止

○注入諸元

・注 入 方 式　特殊注入ポンプによる
　　コンパクショングラウチング

・注入ステップ　50cm

・注 入 速 度　0.05㎥/min

・ステップ当り注入量　0.2㎥/ステップ

○注入材と配合　　1㎥当り

セメント	砂＋礫	水
160kg	0.85㎥	0.4㎥

○注入量

本 数	延 長	注入量
204本	801.8m	320.7㎥

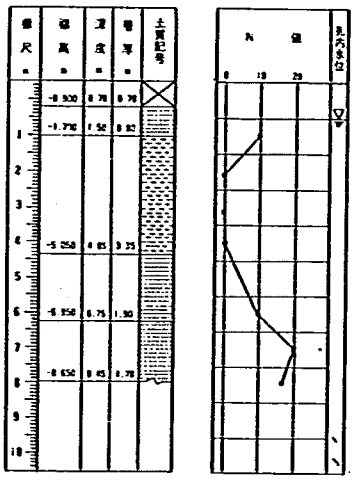
○土 質

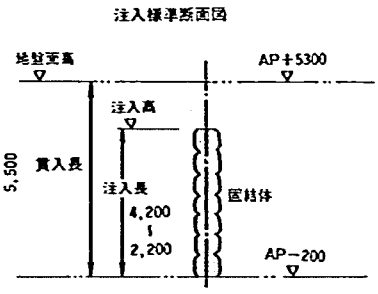
シルト

○施工結果

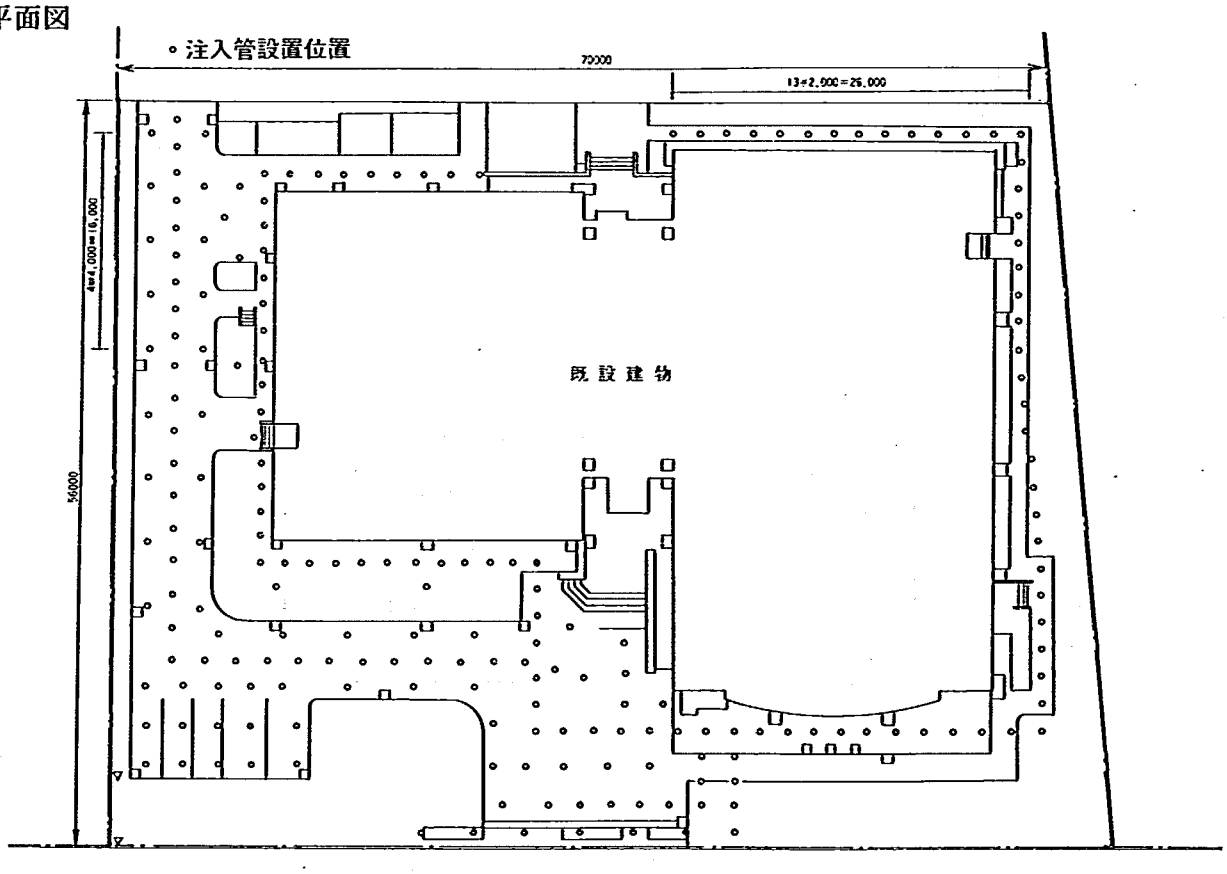
注入体を掘削し確認した。

柱状図および標準断面図





平面図



【事例－2】

釧路沖地震で沈下した穀物コンベヤ基礎の修復および今後の支持地盤の安定の施工例[1)]

釧路西港穀物コンベヤ基礎災害復旧工事に伴うコンパクショングラウチング工法

注入仕様

○施工目的

釧路沖地震で沈下した穀物コンベヤ基礎の修復および今後の支持地盤の安定

○注入諸元

・注 入 方 式　特殊注入ポンプによるコンパクショングラウチング

・注入ステップ　33cm

・注 入 速 度　0.05㎥/min

・ステップ当り注入量　0.07㎥/ステップ

○注入材と配合　　1㎥当り

セメント	砂＋礫	水
160kg	0.85㎥	0.4㎥

○注入量

本 数	延 長	注入量
277本	1,361m	338.3㎥

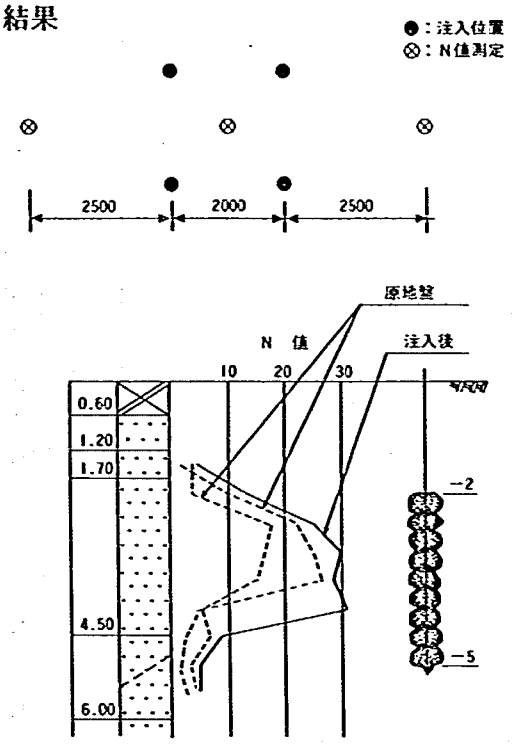
○土 質

埋め立て砂(海底の砂)

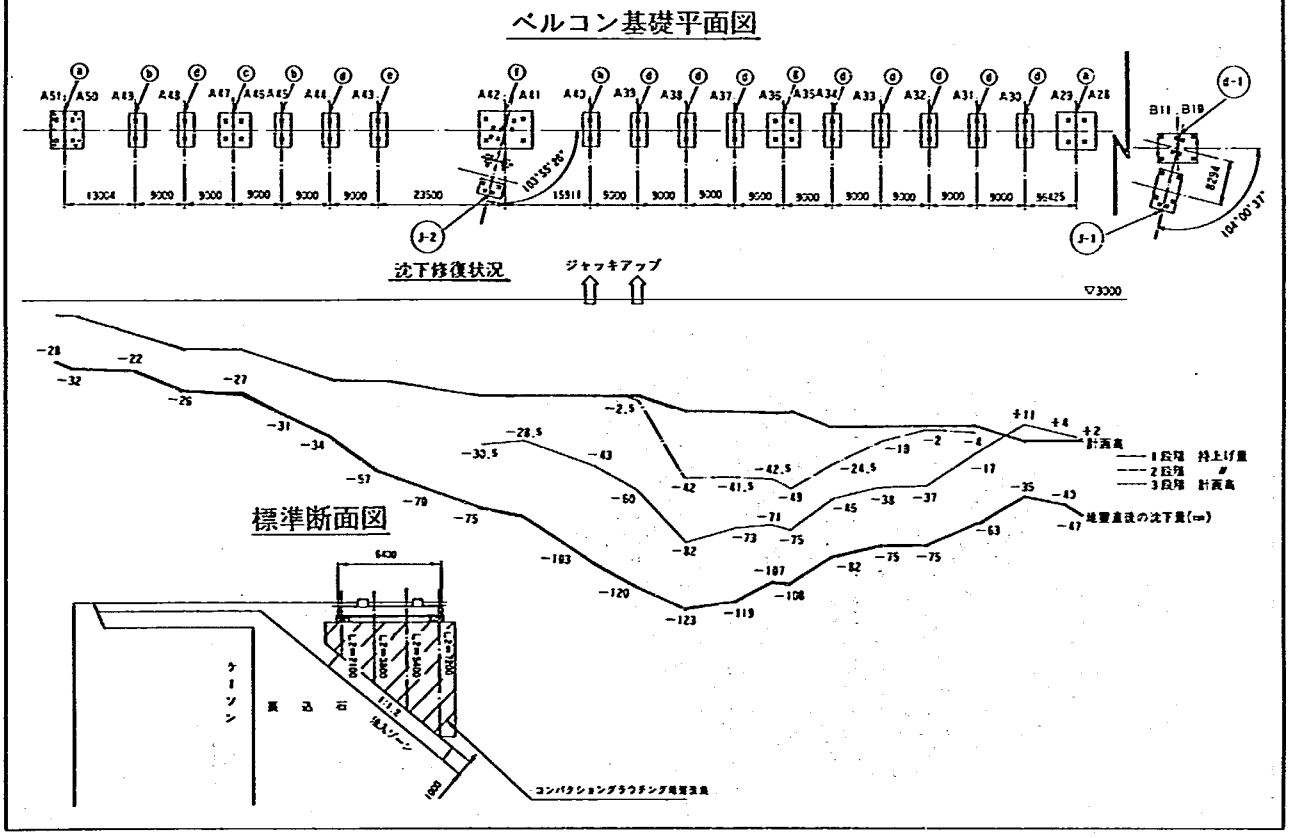
○施工結果

最大沈下量123cmを3段階に分けてリフトアップしコンベヤの不陸を修正した。

試験施工結果



ベルコン基礎平面図、沈下修復状況および標準断面図



【事例－3】

既設油槽所における液状化防止の施工例[2)]

既設油槽所における液状化防止工事

注入仕様

○施工目的

油槽所3,000kℓタンク建設に伴う液状化対策として、コンパクショングラウチング工法による地盤改良を行った。

○注入諸元

・注 入 方 式　特殊注入ポンプによる
　　コンパクショングラウチング

・注入ステップ　33cm

・注 入 圧 力　注入直上地盤の所で20kgf/cm²

○注入材と配合　　1m³当り

セメント	砂＋礫	水
160kg	0.85m³	0.4m³

○注入量

本 数	延 長	注入量
102本	408m	153m³

○土 質

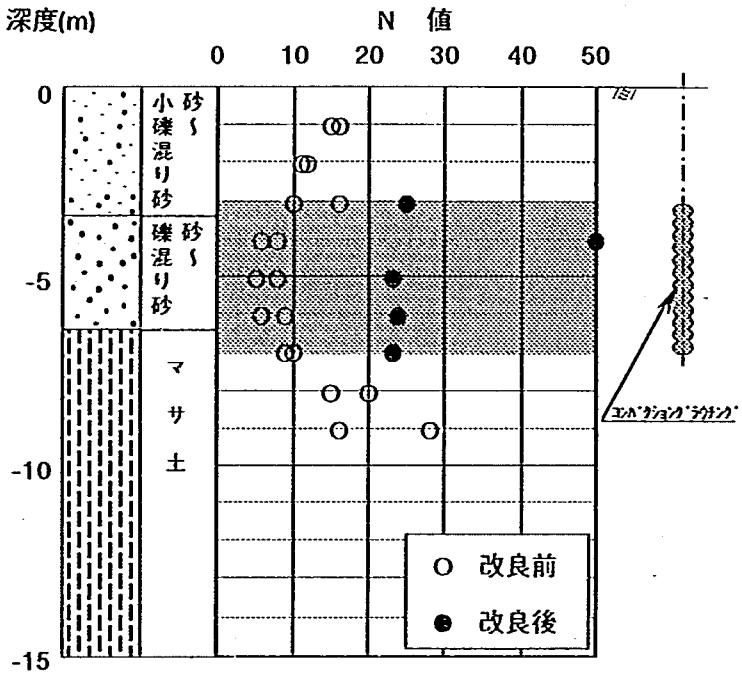
砂～礫混り砂

○施工結果

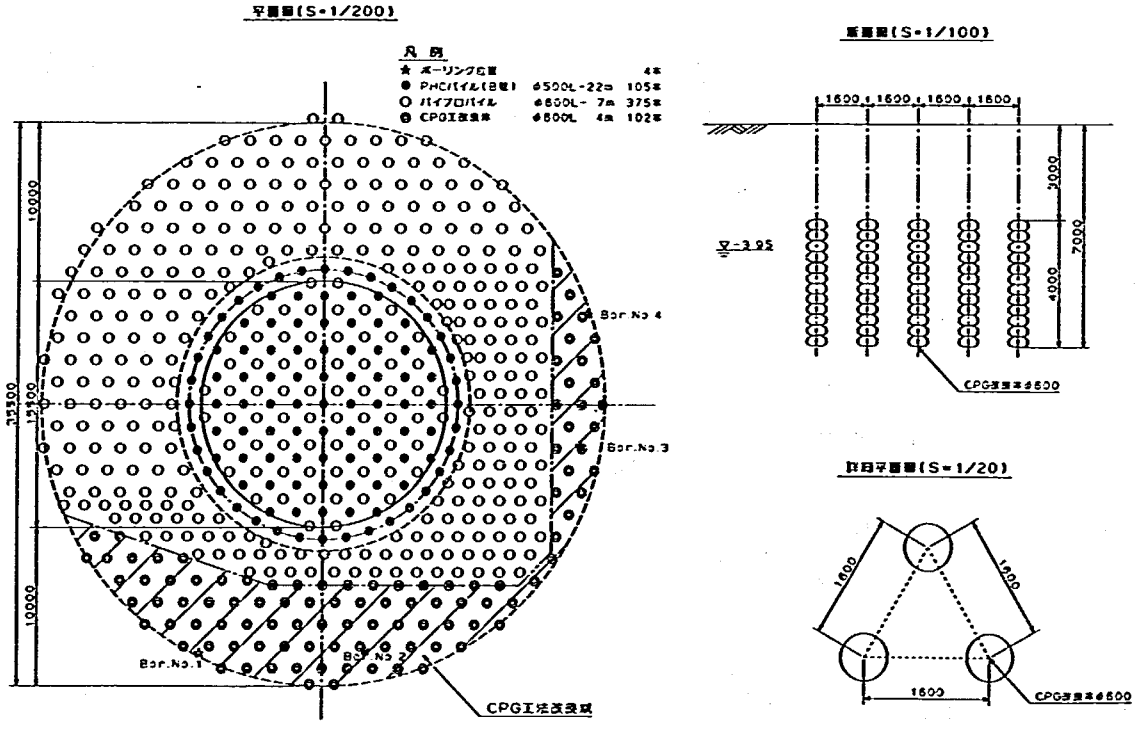
設備がコンパクトであるという特性を活かし、既設タンクの配管設備が交錯する狭い場所において、無事施工を終了した。

改良効果は、目標(N=15)を上回ることが出来た。

試験施工結果



平面図および標準断面図



[参考文献]

1）建設省土木研究所他：軟弱地盤耐震対策工法に関する共同研究報告書（その2），1994.6.
2）大沢一実，新坂孝志，渡辺将美：コンパクショングラウチングによる液状化対策の施工事例，基礎工，No. 7，1996.

6.4 深層混合処理工法

6.4.1 工法の概要

(1) 工法の原理

深層混合処理工法はセメント系ないしは石炭系安定材を用いて地盤を化学的に改良する工法である。ただし，液状化対策として砂地盤を改良する場合にはセメント系に限定される。深層混合処理工法は，その施工方法により，機械的混合工法と高圧噴射（流体切削）工法に分けられる。機械的混合工法にはスラリー状態の安定剤を用いる方法と粉体のものを用いる方法がある。高圧噴射工法は切削する方法により，グラウト噴射系，エアー・グラウト噴射系，水・エアー・グラウト噴射系の方法がある。

ここでは，代表的な施工方法として，機械的混合工法のうちスラリー状態の安定剤を用いる施工法を中心に以下解説する。

本工法の液状化現象を克服する原理は以下のとおりである。

① 改良された砂質地盤は，土粒子が安定材によって固化されているため液状化しない。

② 格子状に改良した改良地盤に囲まれた砂地盤，あるいはブロック状に改良した改良地盤に挟まれた砂地盤のせん断変形を地震時に抑止するので，過剰間隙水圧の発生が抑制できる。

(2) 工法の特徴

本工法には，次のような特徴がある。

① 低騒音，低振動工法であるため，市街地での施工や既設構造物に接近しての施工が可能である。

② 新設構造物に限らず，既設の盛土構造物，掘割道路などの耐震対策にも適用が可能である。

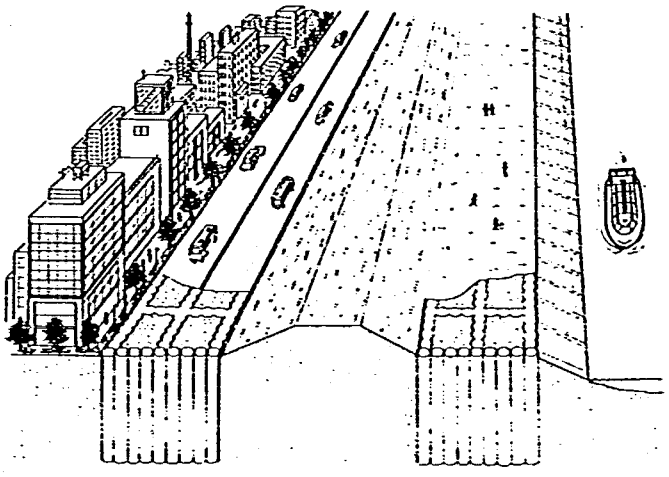
③ 対象地盤の土質性状に応じたセメント添加量を設定することにより，幅広い強度の改良体が得られる。

④ 格子状の改良形状にすれば，経済性にすぐれた構造とすることができる。

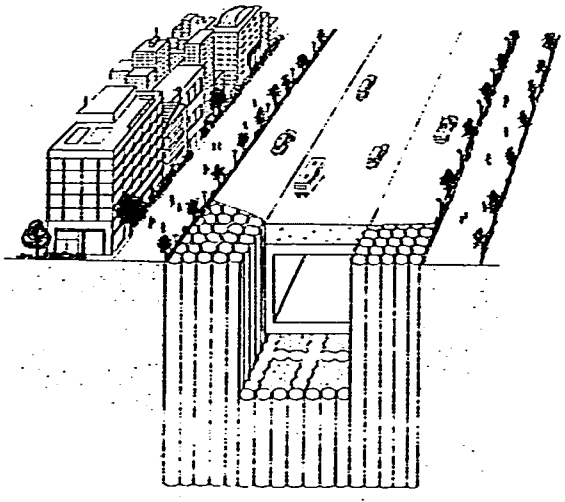
⑤ 施工管理記録がほとんど自動化されているため，信頼性の高い改良が可能である。

(3) 用　途

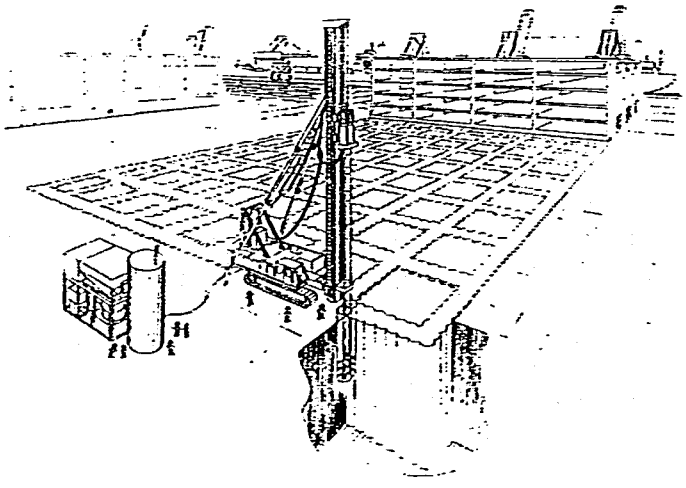
本工法の用途例を図－6.4.1～図－6.4.3 に示す。



図－6.4.1　盛土への用途例



図－6.4.2　共同溝への用途例

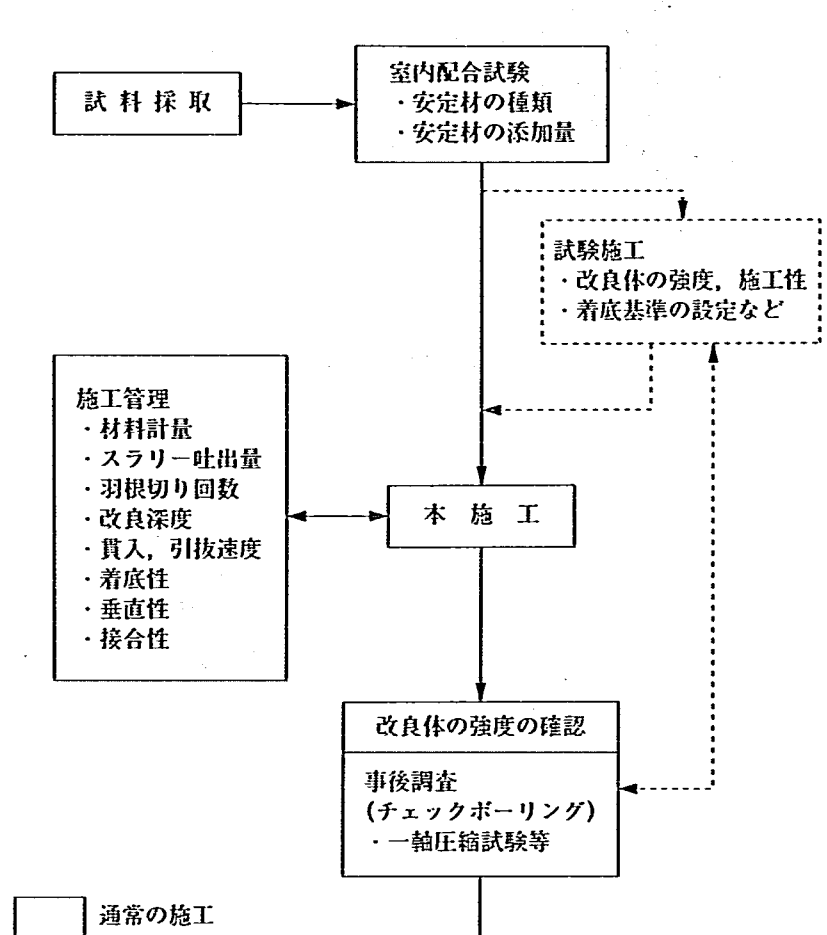


図－6.4.3　建物への用途例

6.4.2 施工方法

(1) 施工フロー

標準的な施工フローを図−6.4.4 に示す。

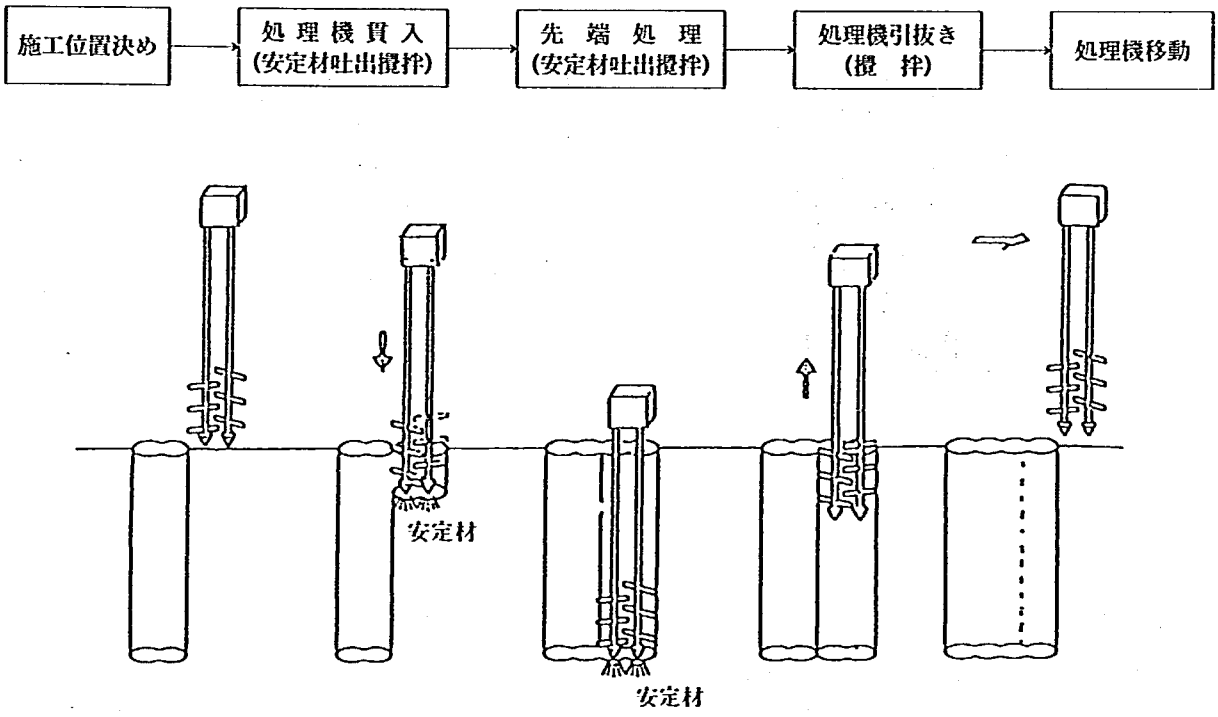


図−6.4.4 施工フロー

(2) 施工手順

改良方法は，撹拌混合処理機を所定の位置にセットし，撹拌翼を回転掘削させながら地盤中に貫入・引抜きを行う。安定材は，撹拌翼貫入時に添加する場合と，引抜き時に添加する場合があるが，本工法では，ラップ施工時の改良体の接合性が有利な貫入時添加を採用している。

図−6.4.5 に，標準的な施工手順を示す。



図−6.4.5 施工手順

6.4.3 施工仕様

(1) 適用地盤

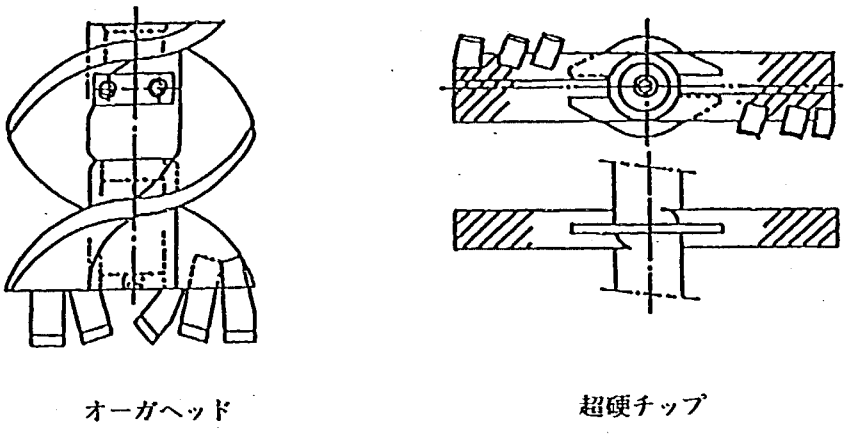
液状化対策として砂地盤の改良を目的とする本工法では，粘性土地盤へ適用する場合に比べて一般的に貫入能率は低くなるが，N 値 20 程度まで施工可能である。

ただし，N 値が 20 を越える硬質層が改良深さ中間に存在する場合は図−6.4.6 に示すような硬質層貫入ヘッドを攪拌翼先端に装着して対処するのが一般的である。さらに，これらの貫入ヘッドだけでは施工ができない硬質層に対しては，攪拌モータの容量増大，アースオーガによる先行削孔，攪拌翼径の縮小，安定材の配合変更，等を考慮する場合もある。

(2) 改良長さ

液状化層に対する一般的な改良深度からみて，本工法に適用される改良長は，根入れ深さも考慮して 25 m以下とする。

ただし，大型ベースマシンの使用，攪拌軸ジョイント方式などを採用することにより施工深度を 40 m前後まで大きくすることが可能である。

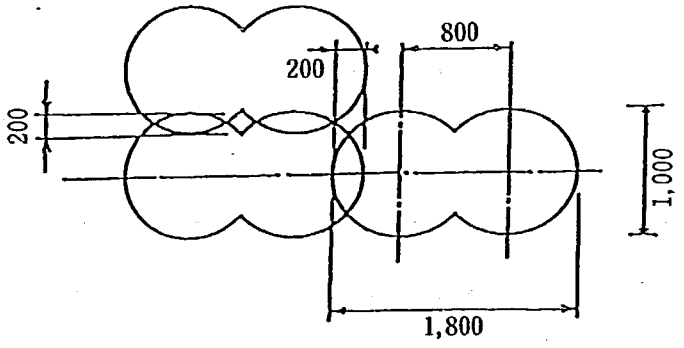


図－6.4.6　硬質層貫入ヘッドの例

(3)　改良杭径

本工法の標準的な改良断面は，図－6.4.7 である。

打設方法は，格子状の杭配置で施工することを基本としており，格子の剛性と遮水性を確保するために，格子状配置の 1 ユニット内では，全ての杭が互いにオーバーラップする形で打設する。ラップ幅は 20 cmを標準とする。



図－6.4.7　改良標準断面

(4)　改良杭の配置計画（格子状改良の場合）

格子状の杭配置は，設計的には連続した固化体として扱われるが，施工的には格子状に配列された一つの改良エリアを独立した 1 ユニットとして仕上げる方が能率的である。図－6.4.8 は標準的な改良杭配置である。

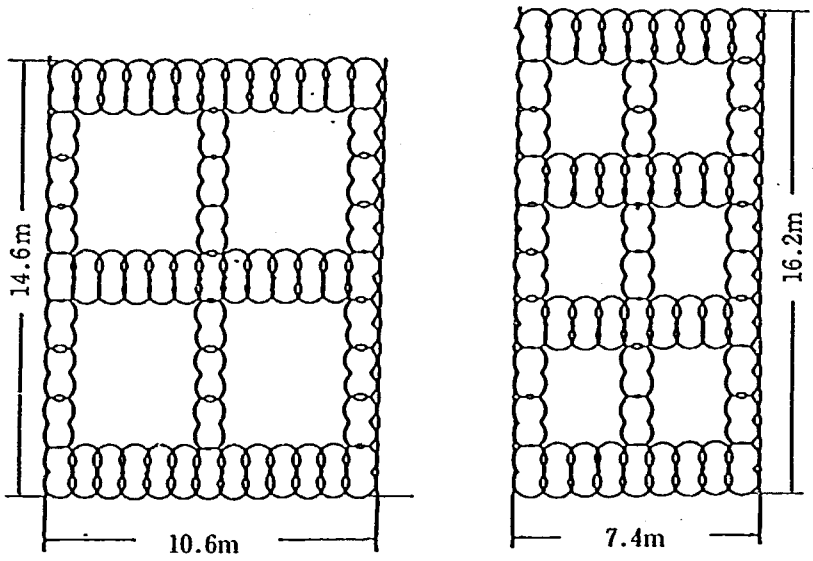
(5)　使用材料

1)　安定材

セメント系安定材は，改良対象地盤の土質に応じて以下の中から最適な種類を選定する。

①　普通ポルトランドセメント

②　高炉セメントB種



図－6.4.8　改良杭配置の例（1ユニット）

③　セメント系固化材

2)　水・セメント比

標準的には

$$W/C = 80 \sim 120 \quad (\%)$$

の範囲で選定する。

3)　遅延剤

オーバーラップ部の施工性向上のため，必要に応じて遅延剤あるいは遅効性セメントなどを使用する。　使用に当たっては，事前の試験により強度の発現傾向を把握し，その種類と添加量を決定する。

(6)　室内配合試験

1)　目　的

室内配合試験は，本施工に用いる安定材の種類，安定材の添加量および水・セメント比を決定するために行うもので，原位置でサンプリングした試料土を使用する。

2)　試験方法

室内配合試験は，土質工学会基準「安定処理土の締固めをしない供試体作製方法（JSF T 821-1990)」により，供試体を作製し，一軸圧縮強度試験を行う。

3)　試験の標準仕様

標準的な室内配合試験の仕様の一例を表－6.4.1に示す。

安定材の種類や添加量，水セメント比，材令などを変化させた供試体の一軸圧縮強さを求め，本施工に必要な配合設計を行う。

表－6.4.1　標準仕様の例

項　目	仕　様	ケース数
安定材の種類	普通ポルトランドセメント，高炉セメントB種 セメント系固化材の中より選定	1～2
安定材添加量（α）	3種類が標準（α＝120，160，200 kgf/m³）など	3
練り混ぜ水	水道水	1
水セメント比（W/C）	W/C＝80～120（%）が標準	1
材令	7日，28日（必要に応じて1日を追加）	2～3
同一条件の試料数	3個	3
使用する試料の量	全モールド数×0.196×1.2l（全モールド数＝18～54）	

6.4.4　施工機械

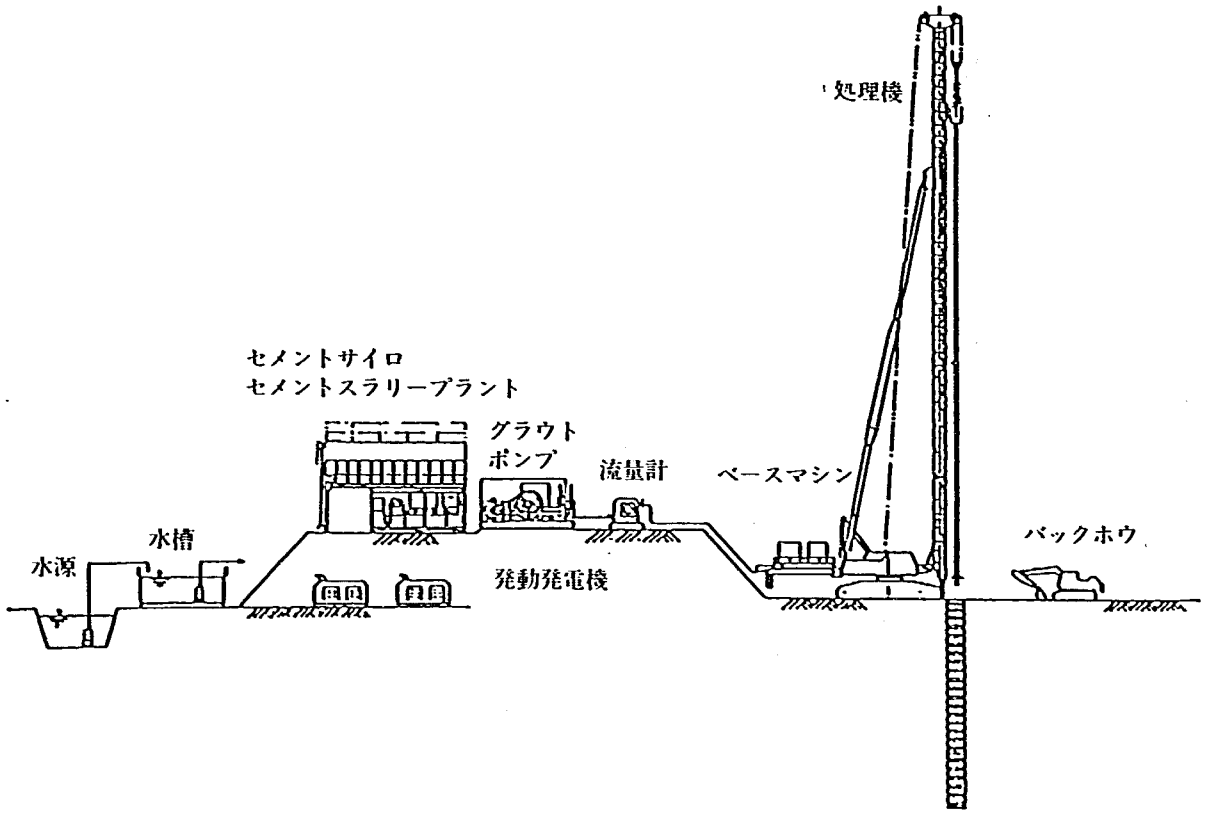
図－6.4.9に施工機械の構成図を示す。

液状化層に対する一般的な改良深度から見て，本工法に適用される貫入長は，根入れ深さも考慮して25 m以下とする。貫入長が短いことは施工機械の取扱いとしては有利になるが，対象地盤が一般的に砂質地盤であることを留意すると，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適用するものより大きめに選択することが望ましい。

表－6.4.2に標準施工方式における機種の選定と機械の組合せを示す。

表－6.4.2　標準施工方式における機種の選定と機械の組合せ

施工機 ＼ 貫入長	15 m	25 m
ベースマシン	クローラクレーン　35～37 t吊	クローラクレーン　35～37 t吊
リーダ長	25 m	35 m
処理機	55～60 kW×2台	75～90 kW×2台
発動発電機	300 KVA	450 KVA
バックホウ	クローラ式　0.6 m³	クローラ式　0.6 m³
セメントスラリープラント	10～20 m³/h	20 m³/h
セメントサイロ	30 t	30 t
水槽	10 m³	10 m³
水中ポンプ	100 mm×2台	100 mm×2台
グラウトポンプ	200～300l/min×2台	300l/min×2台
アジテータ槽	2～5 m³	5 m³
発動発電機	100～125 KVA	125 KVA



図－6.4.9　施工機械構成図

6.4.5　施工管理

(1)　施工管理

主な施工管理項目を以下に示す。

①　使用材料の計量

②　セメントスラリー注入量（多軸機の場合は各軸毎に管理する）

③　撹拌翼の混合回数（撹拌軸の昇降速度，回転数）

④　改良杭の造成位置

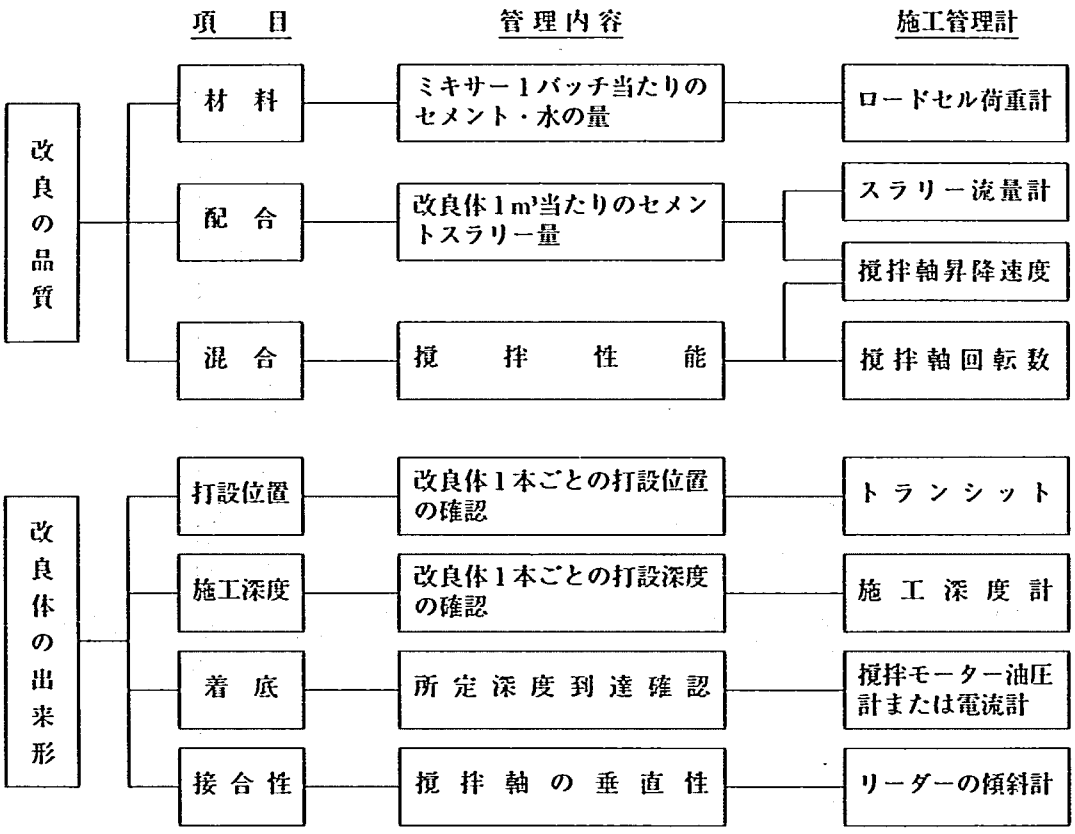
⑤　施工深度

⑥　撹拌軸トルク

⑦　ベースマシンのリーダー垂直性

これらの施工管理のうち，①～⑥の項目は他の地盤改良工法と同様に最小限必要であるが，この他に止水性を考慮した場合の管理として，ベースマシンリーダーの垂直性を管理する傾斜計が必要である。

図－6.4.10 に施工管理項目を示す。



図−6.4.10　施工管理項目

(2)　品質管理

品質管理として改良地盤のチェックボーリングを実施する。

1)　目　的

チェックボーリングの目的は，改良土の強度，均一性および改良体相互のラップについての品質の確認を行うことである。

2)　調査計画

本工法では，改良効果を工事終了後チェックボーリングを用いて実施する。調査計画に当たっては以下の事項を検討する。

①　養生期間，調査時期

②　調査位置，深度，数

③　ボーリング径，サンプラーの種類

④　試験項目と試験方法（改良土の強度，含水比，単位体積重量など）

3)　調査（サンプリング方法）

チェックボーリングの結果はサンプリングの良否による所が多い。したがって，改良土を乱さないでサンプリングすることが重要である。このためには改良土の強度に応じてデニソン型，ダブルコアチューブ型，トリプルコアチューブ型などのサンプラーを使い分ける必要がある。

6.4.6 施工能率

本工法は，砂質地盤を対象としているため，作業能力が軟弱粘性土を対象としている場合よりもやや低下する。

したがって，標準的な作業能力の中の撹拌軸貫入，引抜き速度と作業効率を以下のように設定する。

① 貫入，引抜き速度　0.9 m/分

② 作業効率　0.75

サイクルタイムは次式により算定する。

$$t_m = \frac{L}{V_1} + \frac{L}{V_2} + t_1 + t_2$$

t_m：サイクルタイム（分）

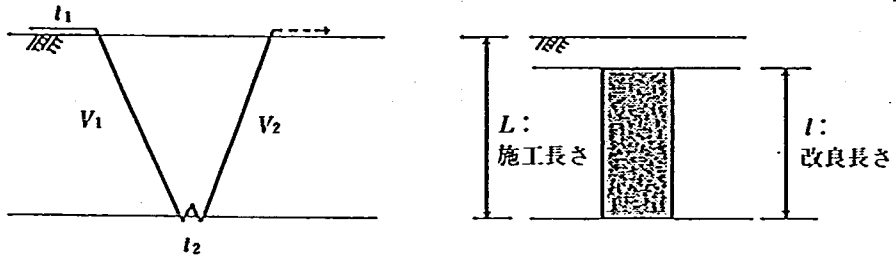
L：施工長さ（m）

V_1：貫入速度（0.9 m/分）

V_2：引抜き速度（0.9 m/分）

t_1：位置決め，刃先点検（8 分）

t_2：先端処理（3 分）



図−6.4.11　サイクルタイムの算出

1 日当たりの施工本数 N は次式により算定する。

$$N = \frac{60 \times T}{t_m} \times E$$

Q：1 日当たりの施工本数（本/日）

T：1 日当たりの運転時間（6.3 時間）

t_m：サイクルタイム（分）

E：作業効率（標準は 0.75）（表−6.4.3 参照）

表－6.4.3　作業効率の補正

施　工　条　件	E の補正値
作業現場が広く，かつ付近に民家や構造物などの作業上の支障物がない場合	+0.05
砂地盤の平均 N 値が 10 以上の場合	−0.05
作業現場が狭く，かつ付近に民家や構造物などの作業上の支障物がある場合	−0.05

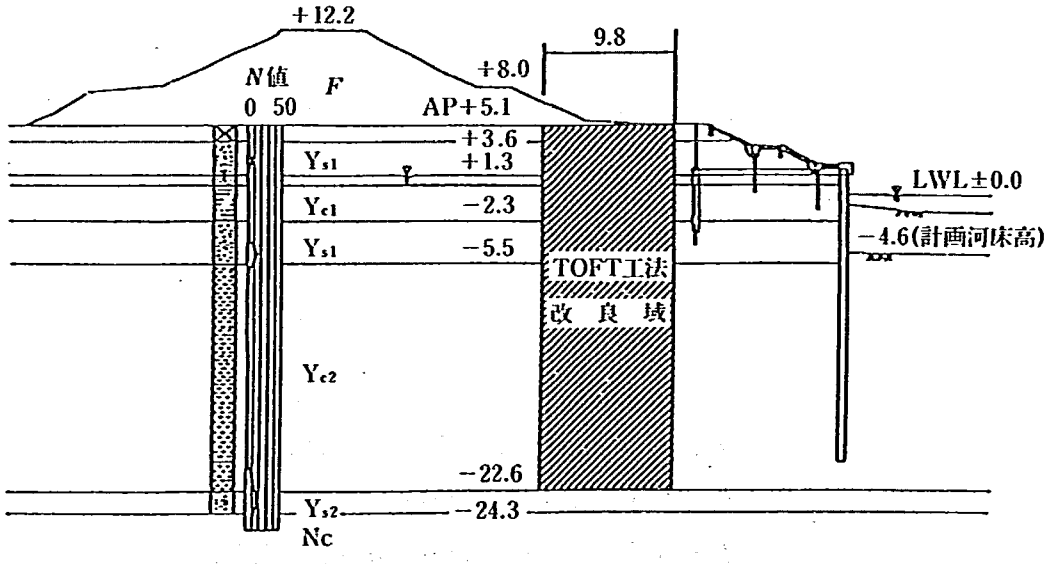
6.4.7　適用事例

(1)　岩淵下流堤防堤体工事[1)]

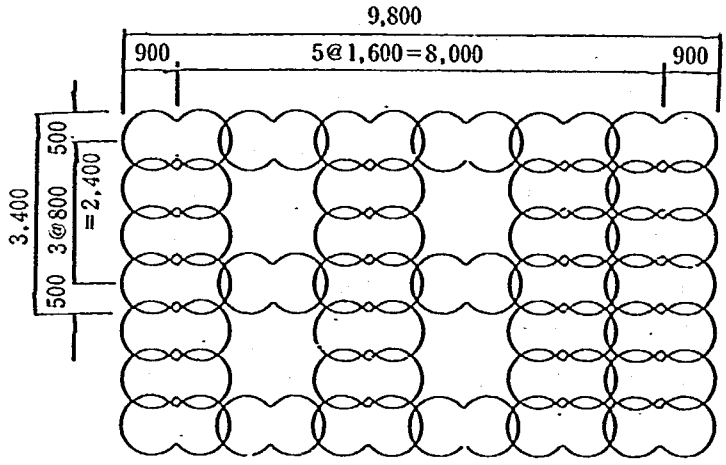
工事概要を表－6.4.4 に示す。工事は，堤体のすべり防止と液状化防止を目的に実施された。図－6.4.12 に改良対象土と液状化対策を行った改良域の断面図を示す。改良対象土は，粘性土と砂層の相互層をなしており表層部と中層部は N 値が 5～10 程度の緩い砂層で構成されている。改良幅は 9.8 m で，1 ユニットのパイル配置を図－6.4.13 に示す。

表－6.4.4　工事概要

事 業 主	建設省関東地方建設局
施工場所	東京都
工　　期	1992 年 2 月～6 月
工事目的	堤体のすべり防止・液状化防止
改良土量	11,638 m³
セメント添加率	普通ポルトランドセメント α＝100，185，100 kg/m³ (地層により変化)
水セメント比	W/C＝120%



図－6.4.12　断面図



ラップ幅：20cm，ピッチ：0.8m×1.6m

図－6.4.13　パイル配置

(2)　関屋大川前堤体改良工事[1)]

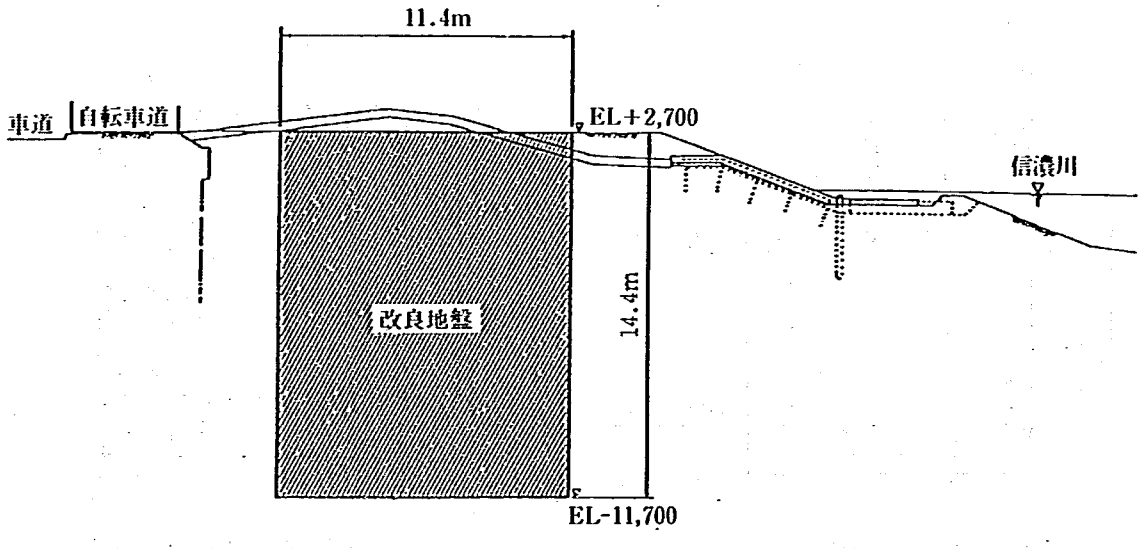
工事概要を表－6.4.5 に示す。

工事は，液状化防止を目的として実施された。硬化材は，高炉セメントB種を使用した。

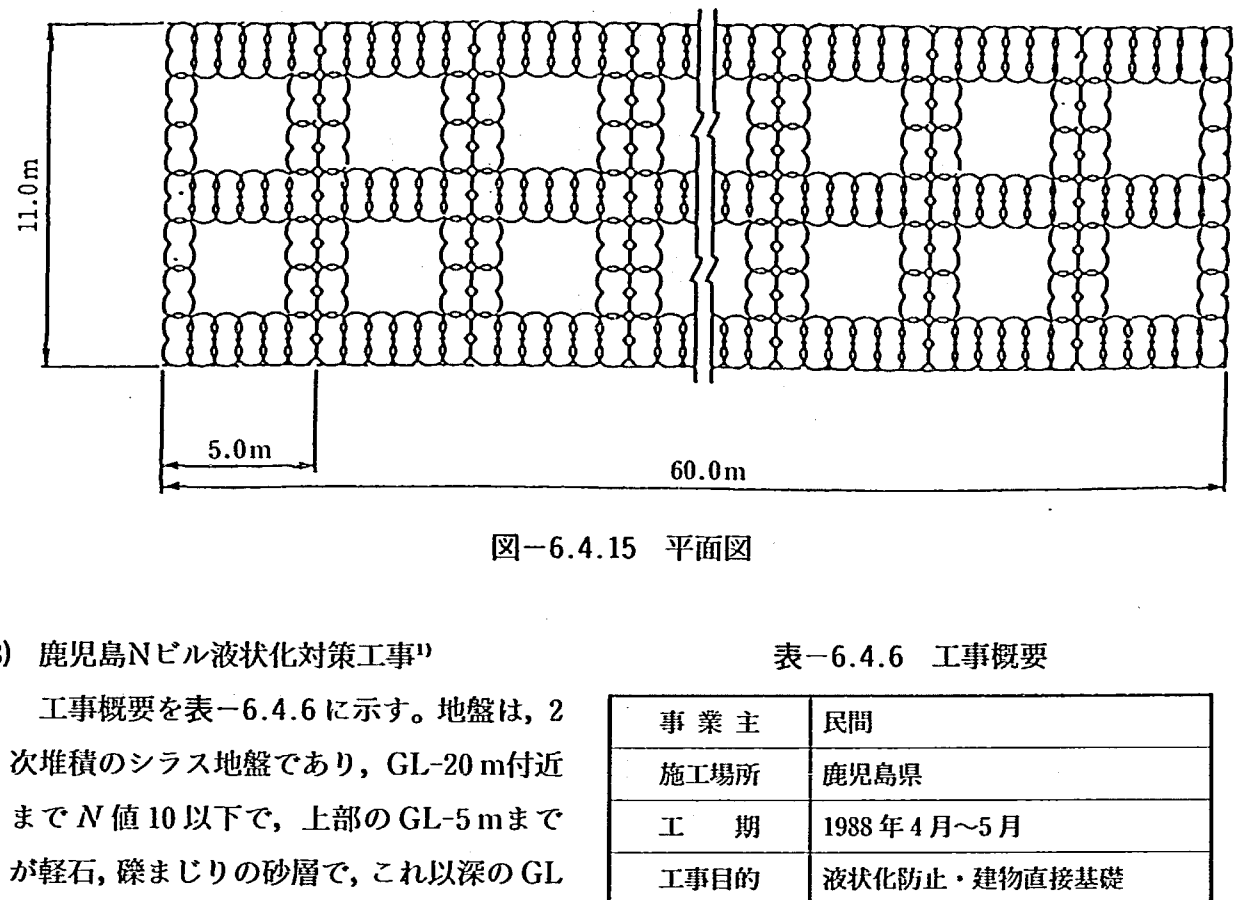
表－6.4.5　工事概要

事 業 主	建設省北陸地方建設局
施工場所	新潟県
工　　期	1992 年 3 月～8 月
工事目的	液状化防止
改良土量	6,656 m³
セメント添加率	高炉セメント α＝200，300，150 kg/m³
水セメント比	W/C＝100%

図－6.4.14 に液状化対策を行った堤体と改良域の断面図を示す。改良対象土は，GL-11.5mまで粘性土と砂質土の互層，GL-11.5m以深は砂質土になっている。図－6.4.15に改良体の平面図を示す。施工延長は 60 mである。なお 1 ユニットは延長 5 m，幅 11 mで 26 本のパイルからなっている。



図－6.4.14　断面図



図－6.4.15　平面図

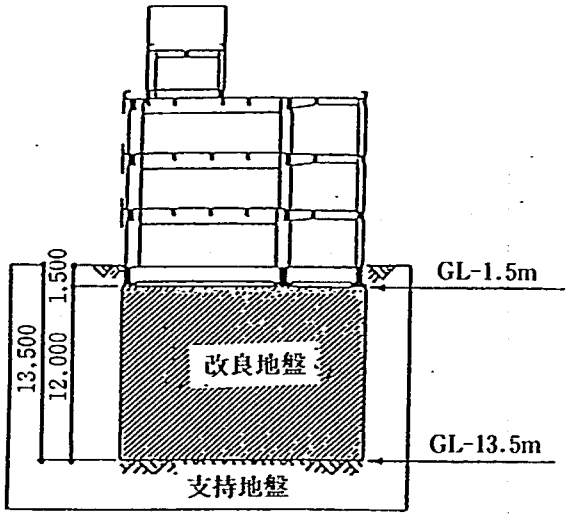
(3)　鹿児島Nビル液状化対策工事[1]

工事概要を表－6.4.6 に示す。地盤は，2次堆積のシラス地盤であり，GL-20 m付近まで N 値 10 以下で，上部の GL-5 mまでが軽石，礫まじりの砂層で，これ以深の GL-20 mまでが細砂層となっている。

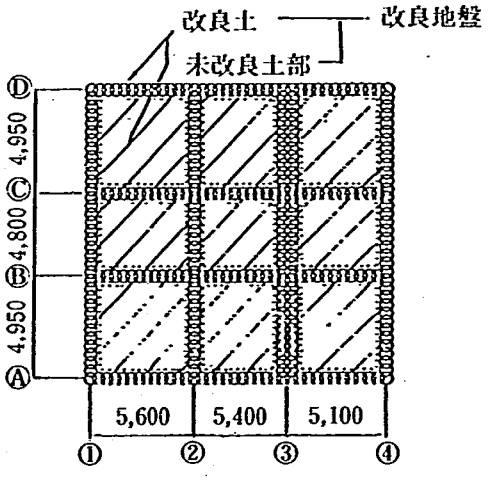
図－6.4.16, 6.4.17 は，改良断面，平面図である。

表－6.4.6　工事概要

事 業 主	民間
施工場所	鹿児島県
工　　期	1988 年 4 月～5 月
工事目的	液状化防止・建物直接基礎
改良土量	1,300 m³
セメント添加率	普通ポルトランドセメント α＝200，300 kg/m³ (地層により変化)
水セメント比	W/C＝66%



図－6.4.16　断面図



図－6.4.17　平面図

(4) Kビル改良工事[2)]

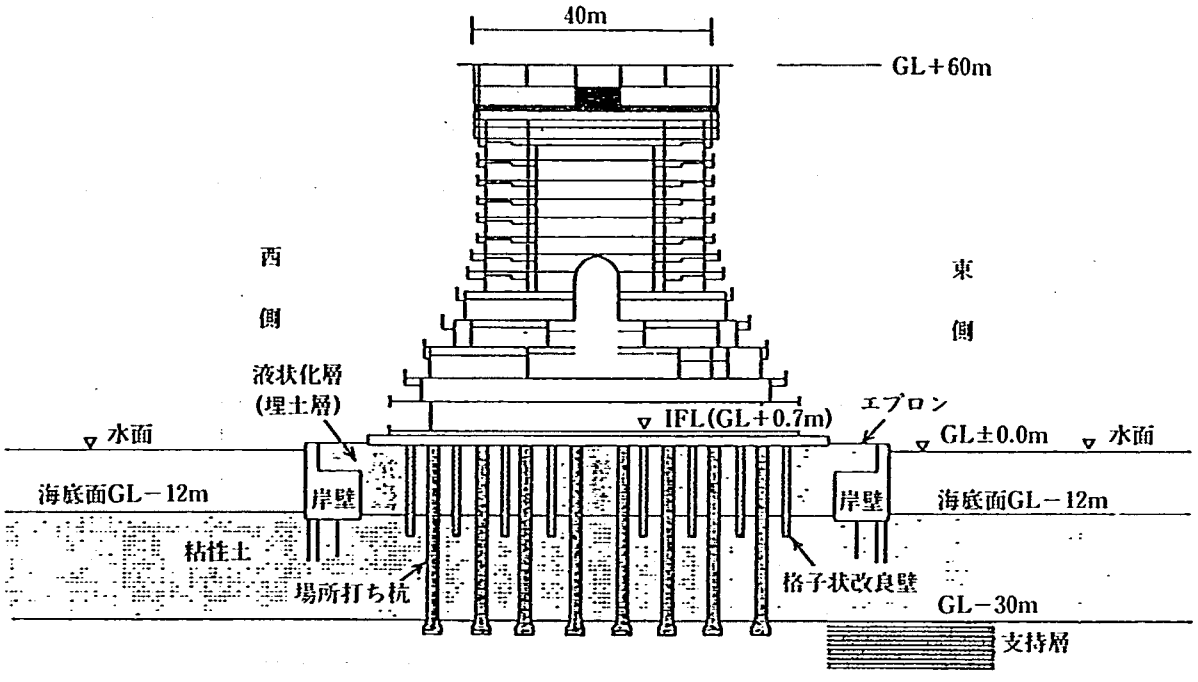
工事概要を表－6.4.7に示す。

この工事は，神戸沖の埋立地に建設された建物の液状化対策工事として実施された。はからずも阪神大震災に遭遇したが，後日の調査で液状化の痕跡は認められず液状化対策の効果を確認することができた。

図－6.4.18に改良断面を示すが，地盤はGL-12 mまでは埋土で，この層は礫まじりの砂質土でN値は5程度である。N値が30を超えるのは，GL-18～20 m付近である。また場所によっては，約1 mの腐植土が含まれている。

表－6.4.7　工事概要

事業主	民間
施工場所	兵庫県
工　期	1996年4月～8月
工事目的	液状化防止
改良土量	22,200 m³
セメント添加率	普通ポルトランドセメント α＝200 kg/m³ (地層により変化)
水セメント比	W/C＝100%



図－6.4.18　断面図

[参考文献]

1）建設省土木研究所他，軟弱地盤耐震対策工法に関する共同研究報告書，1993.5.

2）建設省土木研究所他，軟弱地盤耐震対策工法に関する共同研究報告書（その2），1994.6.

6.5 グラウト工法

6.5.1 工法の概要

(1) 工法の原理

グラウト工法は，比較的細い管（注入管）を用いて注入材を地盤中に圧力をかけて入込む地盤改良工法である。ここでは，主に地盤の土粒子の骨格構造を壊さずに，注入材を土粒子間に浸入させ間隙水と置換し固結させ，非液状化層を造成する工法である。

(2) 工法の特徴

① 小規模で軽量な施工機械を用いるため，作業場所と作業空間が小さくすみ，地盤深層まで広く改良できる。

② 騒音，振動などを伴う公害性がなく，市街地での施工が可能である。

③ 注入管方向が任意の角度にとれるため，既設構造物などの対策にも適用が可能である。

④ 超微粒子セメントを注入材として用いるため，砂質土地盤への注入が可能である。

(3) 用　途

細粒分の少ない均等な砂の卓越する地盤に適用できるが，特に施工に伴う振動・騒音あるいは近接構造物への影響が問題となる都市部に使用できる。

6.5.2 施工方法

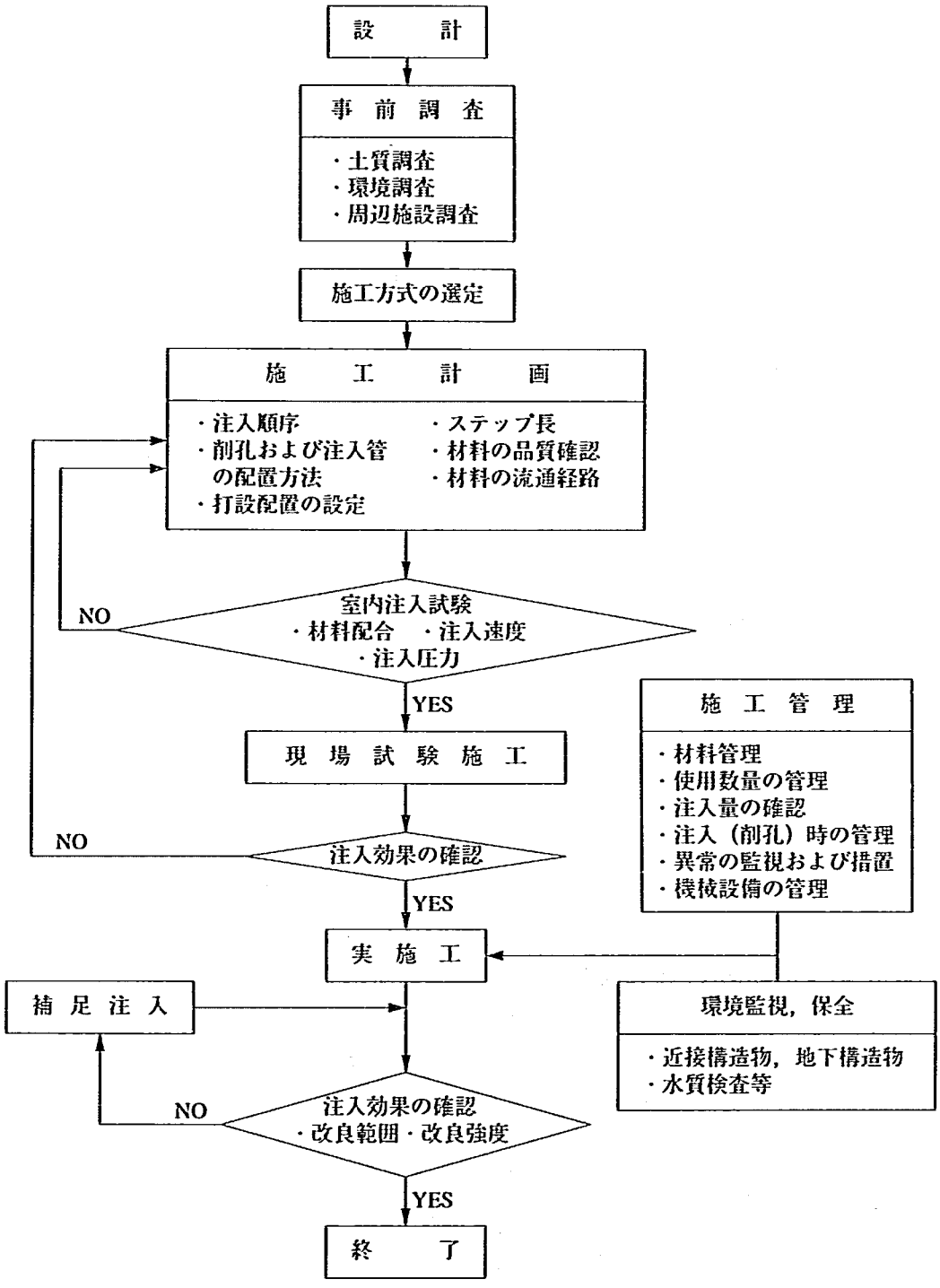
一般的にグラウト工法は注入管の設置方法および注入材の混合方法により分類される。表－6.5.1に代表的な注入方式を示す。

表－6.5.1　注入方式一覧表

注　入　方　式	混　合　方　式
単管ロッド注入	1.5ショット
二重管ストレーナー（単相式）	2ショット
二重管ストレーナー（複相式）	1.5または1ショット
二重管ダブルパッカー注入	1ショット

(1) 施工法

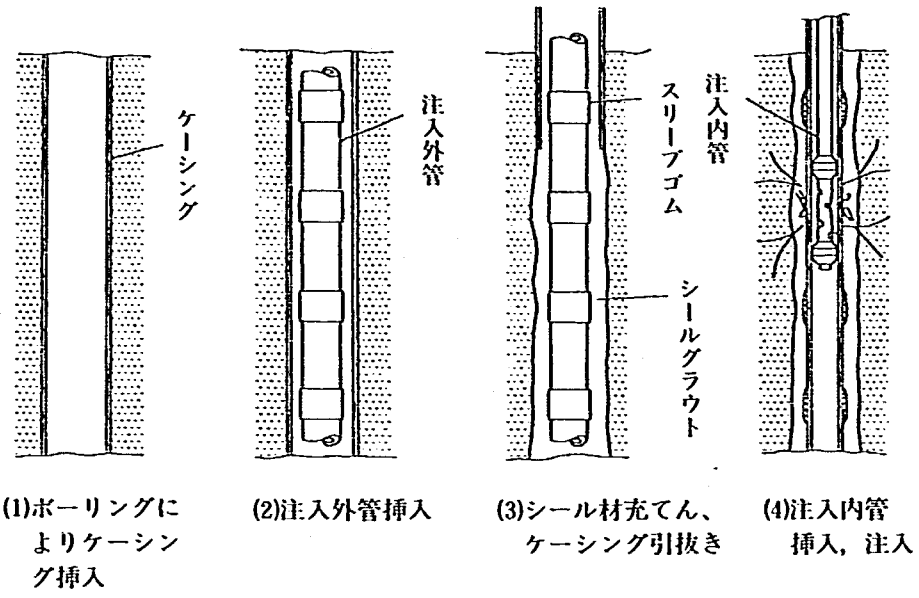
グラウト工法の施工は，図－6.5.1のフローに従って実施される。



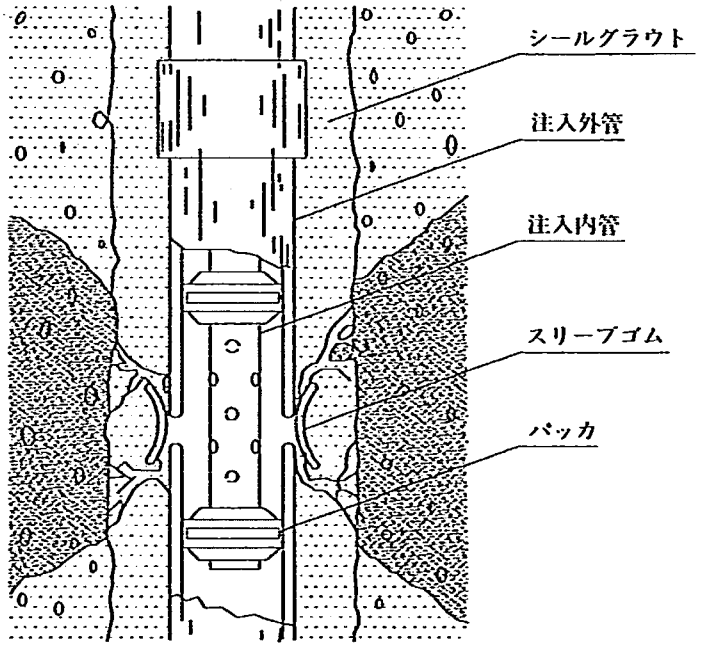
図−6.5.1　施工フローチャート

(2)　施工手順

ゲル化（硬化）時間の長い注入材による均等浸透注入に適した二重管ダブルパッカー方式の，一般的な施工手順を図−6.5.2 に，注入部構成例を図−6.5.3 に示す[1]。



図－6.5.2　二重管ダブルパッカーによる施工手順



図－6.5.3　注入部構成概要図

6.5.3 施工仕様

(1) 適用地盤

① 室内一次元注入試験による適用可否の判断[2),3)]

室内一次元注入試験により形成された固結長と原地盤で行う三次元注入により形成された固結径の関係を定量的に示すことは難しいが，水・セメント比(W/C)＝1,000%，分散剤・セメント比(D/C)＝10%の材料配合で室内一次元注入試験を行い，5 ϕ×50 cmモールドを懸濁液が通過すれば，適用可能地盤と判断してもよい。

この際の試験条件として，原地盤の砂と原地盤と同等の密度でモールドに詰め，注入圧力は，モールドに詰めた砂層が注入圧力により圧縮されない程度に設定する。

② 地盤条件による適用可否の判断

主に地盤の透水係数ないしはグラウタビリティー比により適用の可否を判断する。

透水係数による判断基準　　$k>1.0\times10^{-3}$cm/secで適用可能

グラウタビリティー比による判断基準　　$GR\,(D_{15}/G_{85})>11$ で適用可能

G_{85}：使用注入材の85%粒径

D_{15}：地盤砂の15%粒径

(2) 施工ピッチおよび材料配合の設定[4),5)]

施工ピッチは，現場条件，地盤条件を勘案の上，材料配合を選定し，現場試験施工を実施し設定することを基本とする。施工効率および信頼性を考慮すると，施工ピッチは1 m程度が一般的である。

材料配合の選定に際しては，浸透径がラップするように，設定した施工ピッチ以上確保できる水・セメント比（W/C），分散剤・セメント比（D/C）から，W/C および D/C の小さい配合を選定する。

現場試験施工にあたっては以下の点に留意する必要がある。

① 事前に作成した注入計画の適否を判断する。

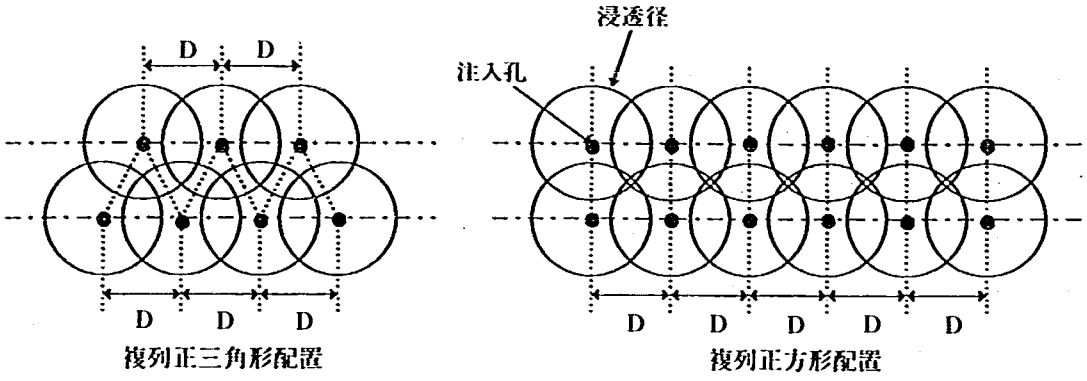
② 実施工に対して最適な効果を発揮する注入方式や注入量を求める。

③ 試験施工は注入量，注入速度，ステップ長等を組合わせ，複数の試験ケースを実施できる規模が望ましい。規模の小さな試験施工の場合には注入効果の確実な把握は困難である。

④ 試験結果により成果が期待できない場合は，改めて計画を再検討し試験施工を実施することが望ましい。

(3) 杭体の配置

改良体の形状および配置は，図−6.5.4に示す注入孔配置でブロック状とする[6)]。注入孔配置の設定に当たっては，グラウト材の浸透範囲が重なるように留意するものとする。



図－6.5.4　注入孔配置例

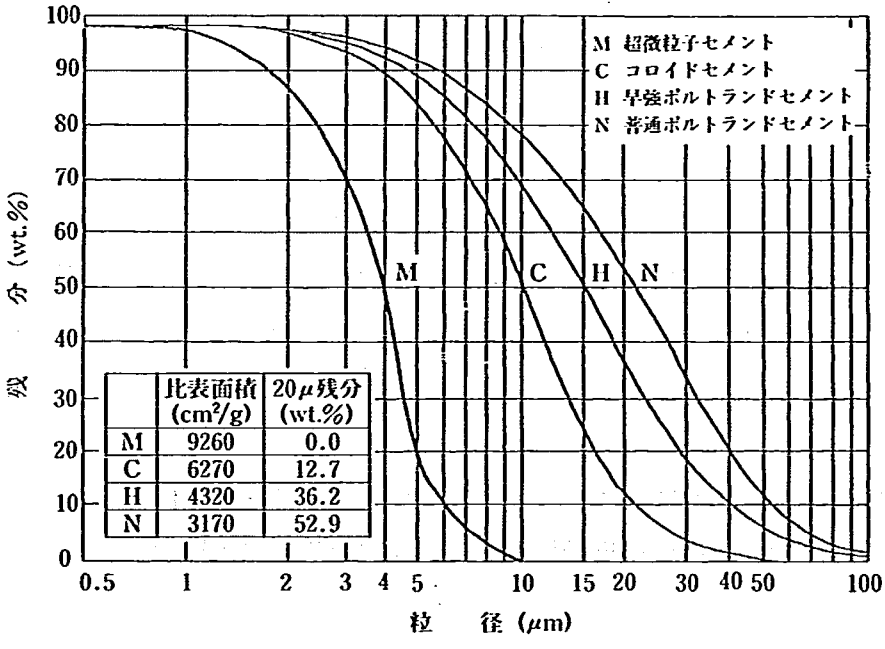
(4)　使用材料

浸透性を有し十分耐久性のある無機質の超微粒子セメント注入材を用いるものとする。当該注入材の物理的性質を表－6.5.2 に，粒度分布を図－6.5.5 に示す。

分散剤については，使用する超微粒子セメント注入材を均一な懸濁液にするものとし，最終強度において影響ないものを選定する。

表－6.5.2　超微粒子セメント注入材の基礎物性

真　比　重	3.0±0.1
粉　末　度	ブレーン比表面積　約 9,000 cm²/g



図－6.5.5　超微粒子セメント注入材の粒度分布

6.5.4 施工機械

(1) 機械の仕様

グラウト工法(二重管ダブルパッカー方式)において，削孔に使用する機械構成を表−6.5.3 に，注入に使用する機械を表−6.5.4 に示す[7]。

表−6.5.3 標準削孔使用機械構成

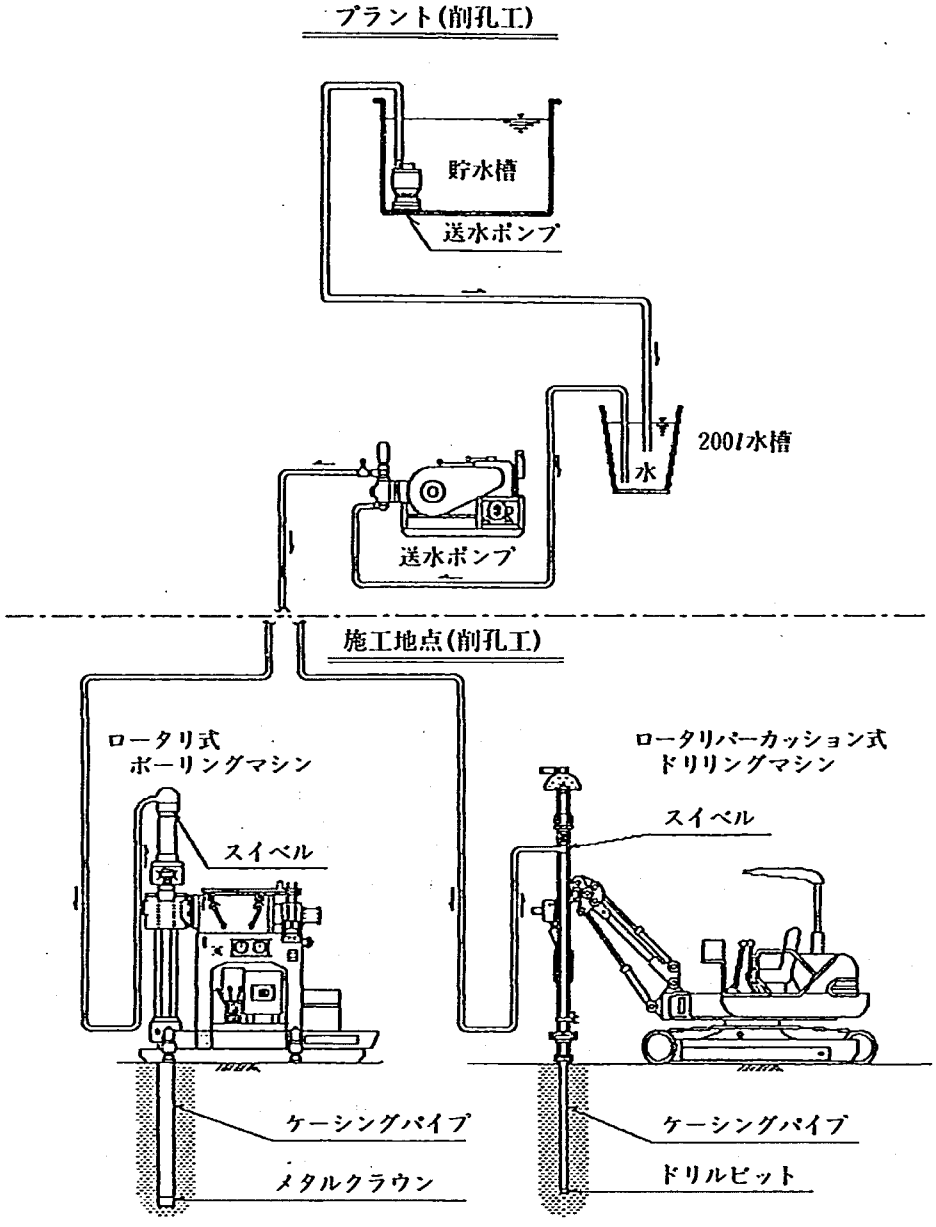
名　　称	仕　　様	寸法(長さ×幅×高さm)	備　　考
ボーリングマシン (ロータリー式)	油圧式 削孔能力 100〜200 m	(1.0〜1.5) ×(0.6〜1.0) ×(1.0〜1.5)	
ドリリングマシン	クローラタイプ 削孔能力 100 PS	6.3×2.3×2.4	ロータリーパーカッション
ポーリングマシン	100l/min	0.5×0.5×0.5	
グラウトミキサ	横型二槽式 (300l×2)	1.3×0.9×0.9	シールグラウト用
グラウトポンプ	100l/min	1.7×0.6×1.0	シールグラウト用
送水ポンプ	ϕ=50 mm	1.5×0.4×0.7	
貯水タンク	5 m³		

表−6.5.4 注入の標準機械構成（二重管ダブルパッカ方式）

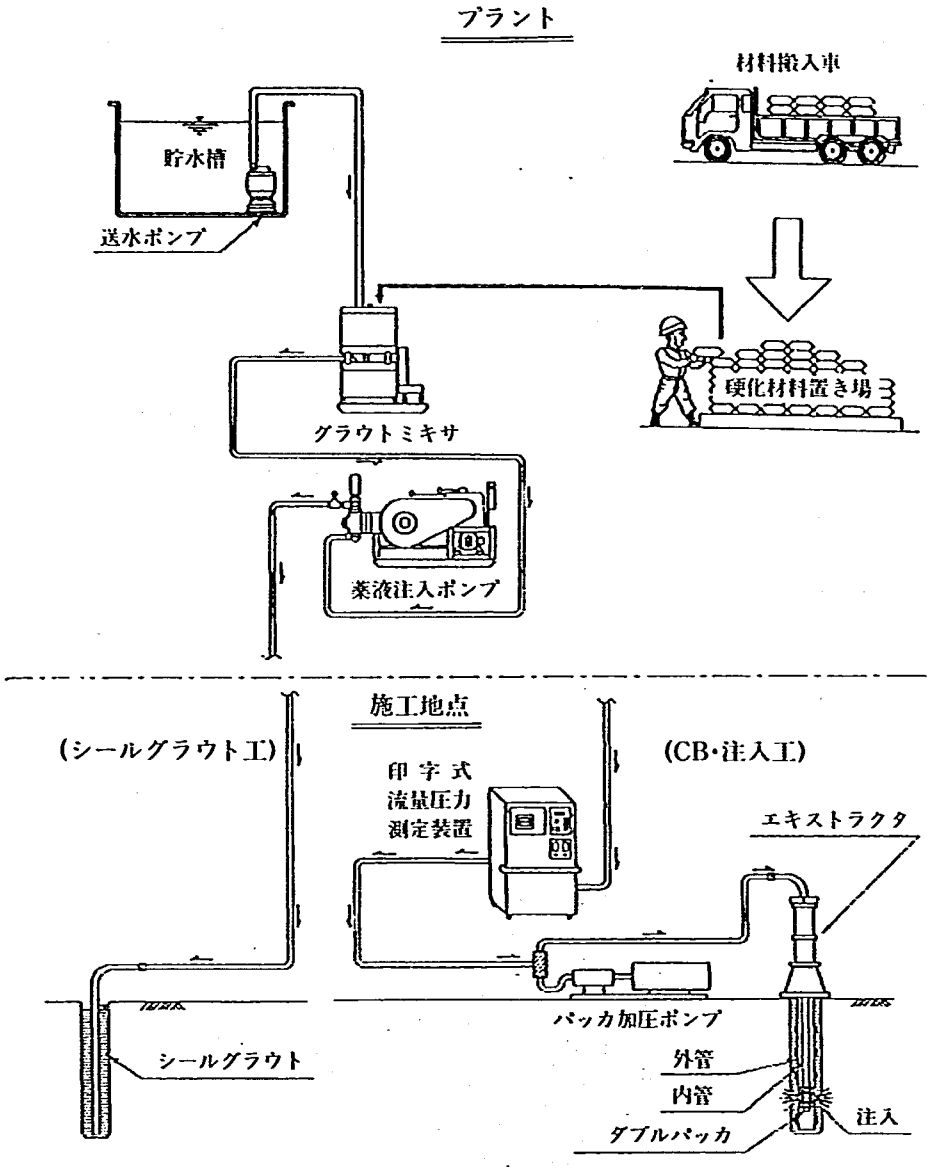
名　　称	仕　　様	寸法(長さ×幅×高さm)	備　　考
インジェクションポンプ	0〜20l/min×2 0〜100 kgf/cm²	2.0×0.6×0.9(ポンプ) 1.4×0.8×0.9(ユニット)	注入ポンプ
グラウトミキサ	横型二槽式 (300l×2)	1.3×0.9×1.7	CB注入用
流量圧力測定装置	q=0〜60l/min p=0〜60 kgf/cm²	(0.7〜0.8) ×(0.4〜0.5) ×(0.9〜1.0)	
グラウトポンプ	0〜70 kg/cm²	1.7×0.5×0.7	注入パッカ加圧用
エキストラクタ	油圧式	0.2×0.2×0.9(ジャッキ) 0.9×0.5×0.8(ユニット)	注入ホース引上げ用
流量積算計	q=0〜50l/min	(0.4〜0.8) ×(0.2〜0.3) ×(0.2〜0.4)	500 m³ 以上で使用
送水ポンプ	100l/min	0.5×0.5×0.5	注入管水洗い用
送水ポンプ	ϕ=50 mm	1.7×0.6×1.0	
貯水タンク	5〜10 m³	0.5×0.5×0.5	

(2) 機械配置図

グラウト工法(二重管ダブルパッカー方式)に使用する削孔装置と注入装置の施工機械例を図－6.5.6および図－6.5.7に示す[8]。



図－6.5.6 削孔装置概念図



図－6.5.7　注入装置概念図

6.5.5　施工管理

(1)　管理項目

①　注入材料（原材料）

②　材料配合

③　注入ピッチ（注入孔間隔，注入ステップ長）

④　注入順序

⑤　注入速度（吐出量）

⑥　注入量

⑦　注入圧力

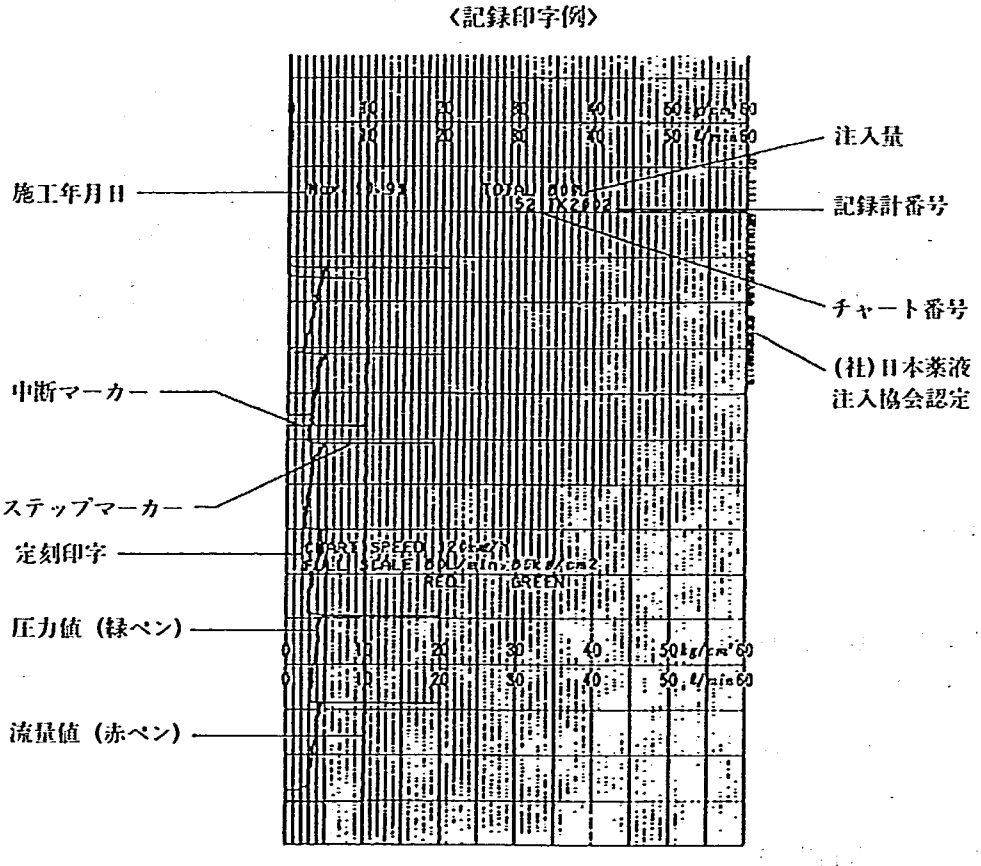
⑧　施工機械および計器類

(2) 施工前の管理

超微粒子セメント注入材の混合用水は，注入材の反応，固結に有害な成分を含まない水を使用する。所定の注入施工を行うためには，施工機械の点検・整備が重要である。施工機械の性能，作動状況等を点検・整備し，注入施工上のトラブル発生防止に努めなければならない。

(3) 施工中の管理

注入効果に大きな影響を及ぼす注入ピッチ，注入順序，注入圧力，注入材の品質（比重または濃度）について，十分な管理を行う必要がある。特に，注入圧力と注入量は，改良効果に大きな影響を及ぼす要因であり，施工管理上非常に重要である。これらの管理として，地盤，環境条件および過去の注入実績等を総合的に判断し，P-Q管理図を解析しながら施工を行うことが一般的である。しかし，注入材の地盤内挙動，それに伴う注入中の改良効果が工学的に未解明な点が多く，定量的に注入効果を推定することは難しい。したがって，現場試験施工を実施し，原地盤に対する注入流量，注入圧力およびその改良効果を事前に確認する必要がある。また，注入材の注入計画範囲外への逸走，近接構造物の損傷防止に努めるとともに，環境条件によっては騒音・振動面でも配慮を払う必要がある。P-Q管理図を図−6.5.8[9] に例示する。



図−6.5.8 P-Q管理図[9]

なお，一般的な注入圧力，注入流量の施工管理について以下に記述する。

① 注入圧力が上昇傾向を示さない場合，注入圧力が急激に低下した場合および注入流量を変えても注入圧力が上昇しない場合は，注入材が改良予定範囲外へ逸走していることが多いので，原因究明を行い，材料配合等の注入仕様変更，さらには注入方式の変更などを検討する。

② 注入圧力が極端に高い場合または異常に上昇する場合は，注入速度が速い，材料配合等に問題があると考えられる。原因究明を行い，注入速度，材料配合および注入順序等の変更を検討する。

(4) 施工後の管理

施工後の管理としては，改良効果の評価が重要である。改良効果の評価[10]として，a）標準貫入試験等による改良効果の評価，b）現場透水試験による改良効果の評価，c）サンプリング試料の室内試験による改良効果の評価，d）各種の原位置試験等による改良効果の評価などがあるが，いずれの方法でも測定値が改良範囲全体の状態を代表しているとはいえないため，各評価法の適用範囲を理解して複数の手法により改良範囲の確認を行い総合的に評価することが必要である。本工法では，施工終了後，チェックボーリングにより改良効果の評価を行うことを基本とし，環境，経済条件および注入時の諸データ（注入圧，注入量等）を勘案の上，総合的な評価を行う。調査計画の策定にあたっては，以下の事項を検討する。

① 養生期間，調査時期

② 調査位置，深度，数

③ ボーリング径，サンプラーの種類

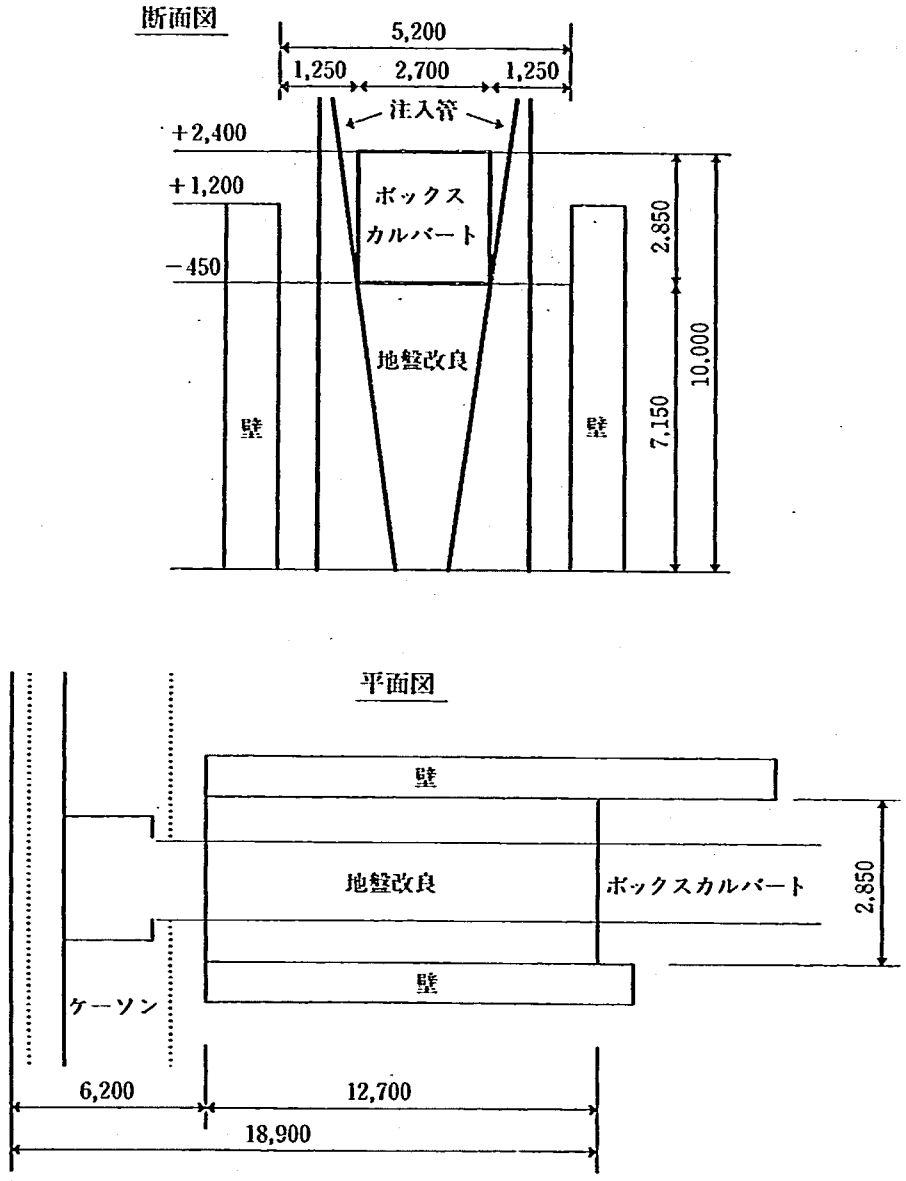
④ 試験項目，試験方法

6.5.6 施工能率

本工法は，基本的に浸透注入を行うため，施工能率の要件である注入速度・圧力，注入孔配置位置，深度ピッチ等は対象地盤により決定される。室内注入実験，現場試験施工を実施し，効率性の良い注入条件を確認する必要がある。

6.5.7 適用事例

工事名称	網走港南防波堤外一連工事
事業主	北海道開発局　網走開発建設部　網走港湾事務所
工　期	平成8年12月
工事目的	既設ボックスカルバート構築物下部地盤の液状化防止
施工数量	改良対象土量　構築物側壁部：198.2 m³　構築物下部：317.1 m³



[参考文献]

1) 土質工学会編：薬液注入工法の調査・設計から施工まで，第5章　注入方式の種類と特徴，pp. 99～101，1996.
2) 市川他：液状化対策を目的とした超微粒子セメント懸濁液注入による浸透性について(その5)，第31回地盤工学会研究発表会講演集，pp. 119～120，1996.
3) 新越他：超微粒子セメント注入材の浸透限界地盤に関する研究，第31回地盤工学会研究発表会講演集，pp. 121～122，1996.
4) 佐野他：液状化対策を目的とした超微粒子セメント懸濁液注入による浸透性について(その3)，第30回地盤工学会研究発表会講演集，pp. 2093～2096，1995.
5) 藤井他：超微粒子セメント注入材による土槽注入実験(その2)，土木学会第50回年次講演概要集第3部，pp. 1492～1493，1995.
6) 土質工学会編：薬液注入工法の調査・設計から施工まで，第6章　計画と設計，pp. 134～136，1996.
7) 日本薬液注入協会：薬液注入工施工資料，5章施工機械設備，pp. 57～60，1994.
8) 日本薬液注入協会：薬液注入工施工資料，4章施工と管理，pp. 28～35，1994.
9) 日本薬液注入協会：薬液注入工施工資料，6章提出書類，pp. 70～71，1994.
10) 土質工学会編：薬液注入工法における注入効果の予測確認手法に関するシンポジウム発表論文集，3. 注入効果の確認方法，1993.3.

6.6 ドレーン工法

6.6.1 工法の概要[1)]

ドレーン工法は，使用するドレーン材の種類によって自然材料を用いる工法と人工材料を用いる工法の2つに大別される。

自然材料を用いる工法は，地盤中に透水性の高い砕石をドレーン材として設置し，地震時に発生する過剰間隙水圧を速やかに消散させることにより，地盤の液状化やそれに伴う構造物の被害を防止する工法で，通常グラベルドレーン工法と呼ばれる。最近では，ドレーン部を積極的に締固めることにより周辺地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ことも行われており，現在のところ突き棒を用いて締固める工法と，強制昇降装置を用いて締固める2種類の工法がある。

人工材料を用いる工法は，ドレーン材として合成樹脂製の細径有孔長尺材を使用する。この工法ではドレーン径がグラベルドレーン工法の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。しかし，小さい貫入力でドレーン材を打設できるので，施工機械を小型化できる。また，既設構造物の下側を改良するためにドレーンを最大傾斜角30度まで傾斜して打設することもできる。

(1) 工法の原理

ドレーン工法は，砕石や人工材料を地盤中に設置することにより地盤の透水性を高め，地震時に砂層内で生じる過剰間隙水圧を速やかに消散させることにより液状化を防止しようとする工法である。

(2) 工法の特徴

ドレーン工法の特徴としては，①オーガもしくは圧入により施工するため施工に伴う振動・騒音が少ないこと，②小径のため施工に伴う地盤変形が比較的小さいことなどがある。

(3) 用　途

通常の液状化対策工法としてどこにでも適用できるが，特に，施工に伴う振動・騒音あるいは近接構造物への影響が問題となる都市部や既設構造物の近傍などでよく使用される。

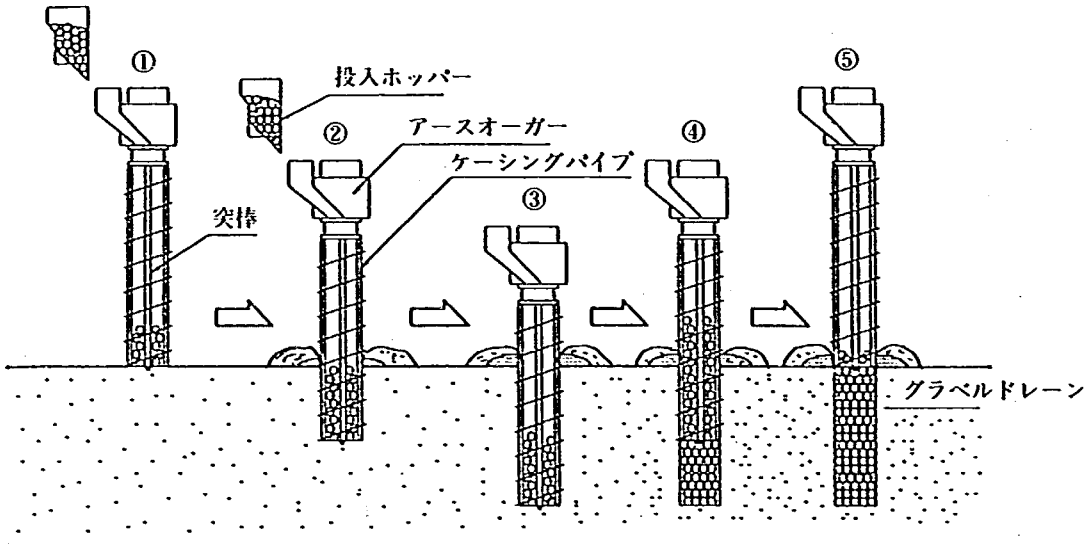
6.6.2 施工方法

(1) 自然材料を用いる場合

1) 柱状ドレーン

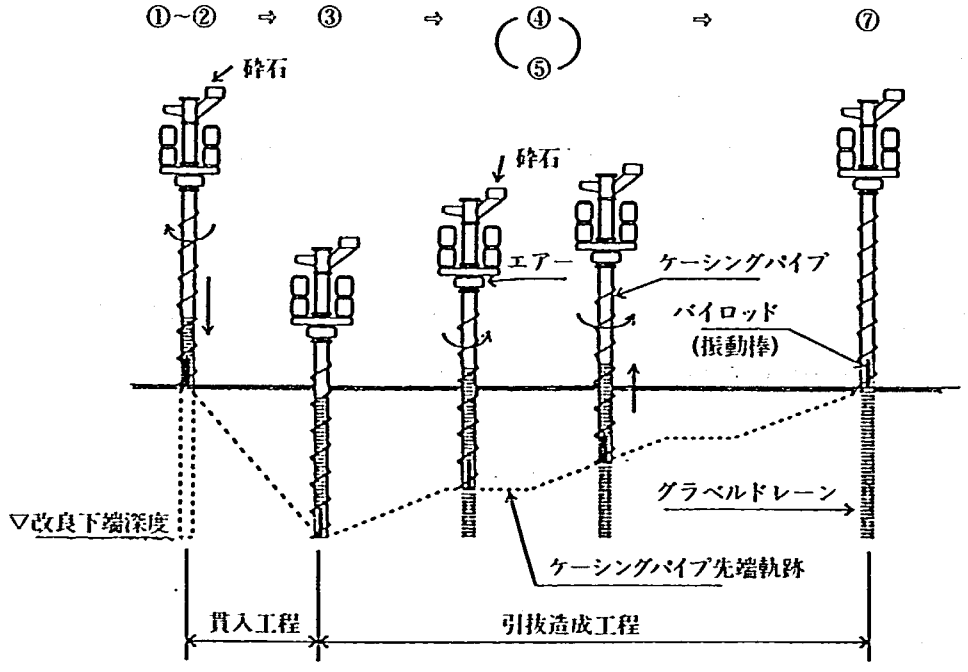
柱状のグラベルドレーンは，ケーシングオーガ方式で施工する。通常，グラベルドレーンの直径は約50 cmである。

図－6.6.1(a), (b)に通常のグラベルドレーン(ただし，砕石パイル施工に伴う周辺地盤の緩みを防止するための(a)突棒方式と(b)振動棒方式)の施工手順を示し，図－6.6.2(a), (b)には，締固めを併用するグラベルドレーン工法（締固め式）の施工手順を示す。



① 鉛直性を確認しながらケーシングパイプの先端を杭芯にセットし，砕石を投入する。
② ケーシングを回転させ，砕石と水を順次投入しながら所定の深度まで貫入する。
③ 所定の深度までケーシングを貫入したことを確認する。
④ 突棒で砕石を突き固めながら，ケーシングを回転させて引き上げる。
⑤ ケーシングを引き抜き，グラベルドレーンを完成させる。

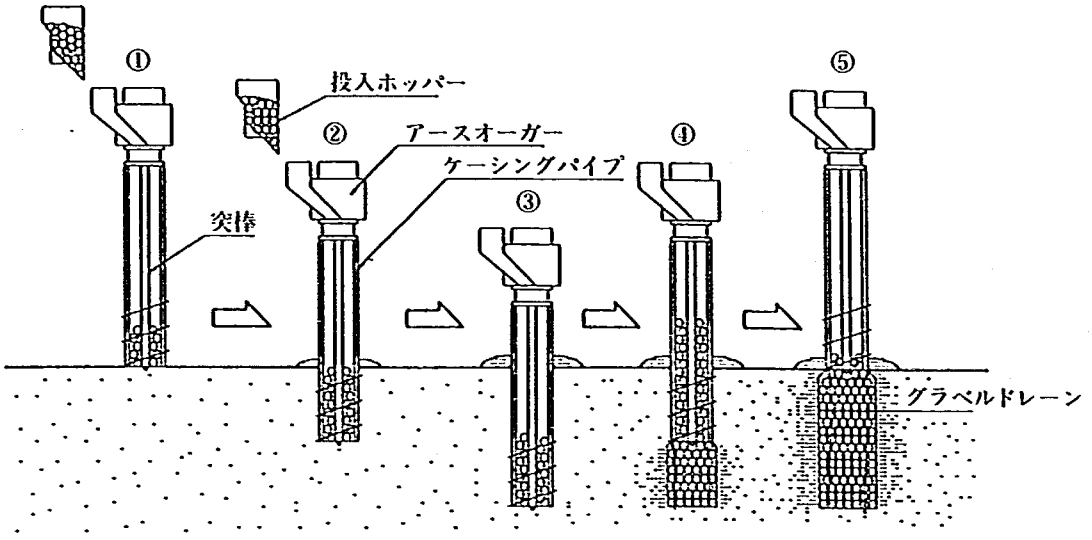
(a) 突棒を用いるグラベルドレーンの施工手順



① 施工機を移動あるいは旋回させ，ケーシングパイプを所定の位置にセットし，垂直性をリーダーに設置した傾斜計で確認する。
② 砕石をケーシングパイプ内に投入後，オーガーを作動しケーシングを回転させ貫入を開始する。
③ 引き続き砕石をケーシング内に投入しながら，所定の深度まで貫入する。
④ ケーシング管内圧を上げると共に，ケーシング先端部のバイロッド（振動棒）を作動させ，地中に充填した砕石を締め固めながらケーシングを所定量回転引き抜く。
⑤ 引抜工程の途中で引抜を止め，ケーシング引抜量に対応した砕石の排出量を記録計にて確認すると共に，ケーシング排気弁を開き管内残圧を開放後，ケーシング内に砕石の補給を行う。
⑥ ④と⑤の工程を順次繰り返し，所定の高さ（通常地表面）までグラベルドレーンを造成する。
⑦ ケーシングを地表まで引抜き，オーガーの作動を停止し，次の打設位置に施工機を移動する。

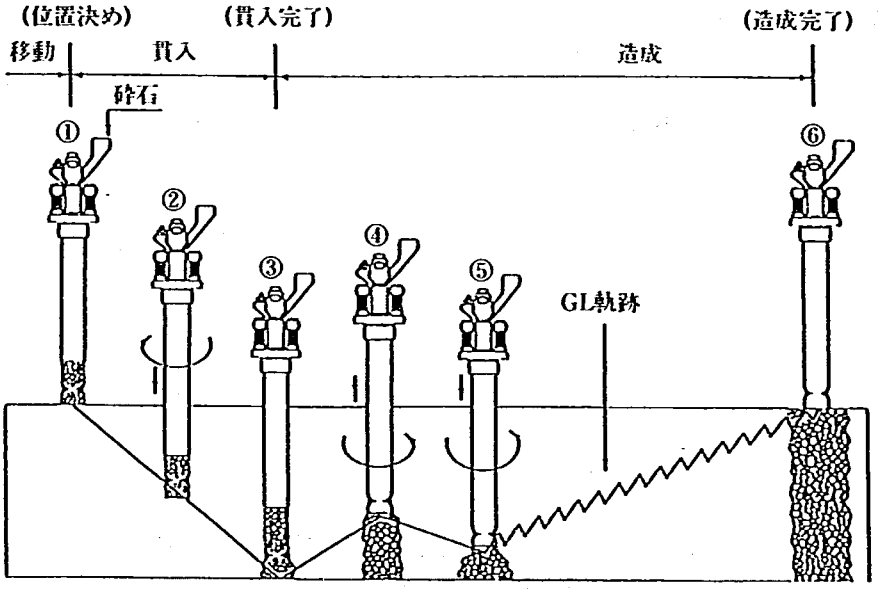
(b) 振動棒を用いるグラベルドレーンの施工手順

図−6.6.1 通常のグラベルドレーン工法の施工手順



① 鉛直性を確認しながらケーシングパイプの先端を杭芯にセットし，砕石を投入する。
② ケーシングを回転させ，砕石と水を順次投入しながら所定の深度まで貫入する。
③ 所定の深度までケーシングを貫入したことを確認する。
④ 突棒で砕石を突き固めて周辺地盤を締め固めながら，ケーシングを回転させて引き上げる。
⑤ ケーシングを引き抜き，グラベルドレーンを完成させる。

(a) 突き棒を用いるグラベルドレーン工法の施工手順



① ケーシングを所定の施工位置にセットし，砕石をケーシング内に投入する。
② ケーシングパイプを回転させながら地中に貫入する。
③ 所定深度まで貫入する。
④ ケーシングパイプを規定の高さに引き上げながら，ケーシングパイプ内の砕石を圧縮空気を使用して排出する。
⑤ ④～⑤を細かく繰り返すウェーブ施工により，グラベルドレーンを所定深度まで造成する。

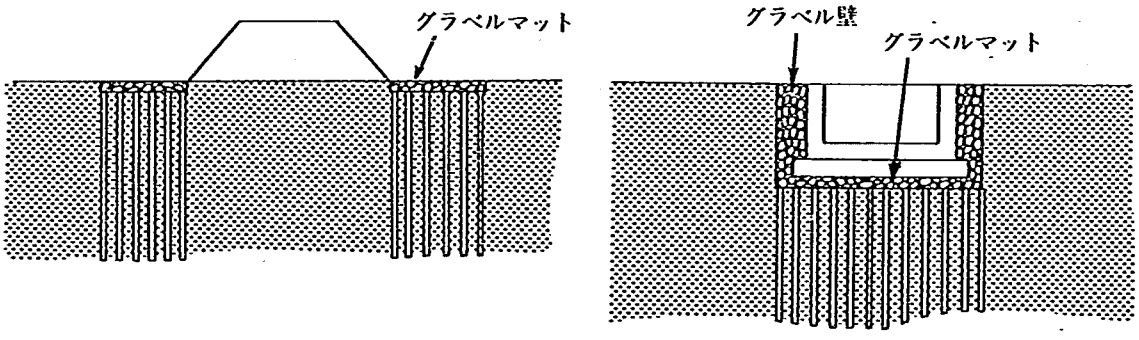
(b) 強制昇降装置を用いるグラベルドレーン工法の施工手順

図－6.6.2 締固めを伴うグラベルドレーン工法の施工手順

2) グラベルマットおよびグラベル壁状ドレーン

構造物がグラベルパイル直上に位置するなどの理由から，グラベルパイル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壁を併用する。また，地表面にグラベルパイル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場合が多い。通常，グラベルマットの厚さは30～50 cmである。

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戻す際，あるいは，地表面を埋戻す際に，グラベルを材料として埋戻し，所定のグラベル壁，グラベルマットを構築する。グラベルマットの施工例を図－6.6.3に示す。



(a) 既設盛土構造物　　(b) 新設地中構造物

図－6.6.3 グラベル壁，グラベルマットの施工例

(2) 人工材料を用いる場合

1) 柱状ドレーン

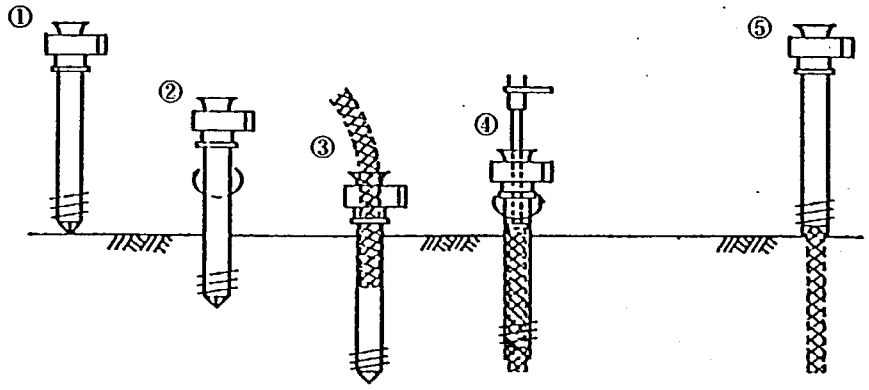
人工材料を用いたドレーンの工法は現在3工法があり，ドレーンの打設方法としては，ケーシングオーガーを用いてドレーン材を打設する工法とマンドレルを介してドレーン材を圧入する工法がある。これらの特徴を表－6.6.1に示す。

表－6.6.1 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　法
A工法	外径 100 mm，内径 90 mm	オーガースクリューによる
B工法	外径 95 mm，内径 77 mm	圧入方式による
C工法	幅 161 mm，厚さ 30 mm	圧入方式による

a) A工法の施工方法

打設手順を図－6.6.4に示す。



図－6.6.4　施工手順（A工法）

① ケーシングオーガを所定の位置に垂直に設置する。

② オーガ減速機を作動してケーシングオーガを回転させ，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。

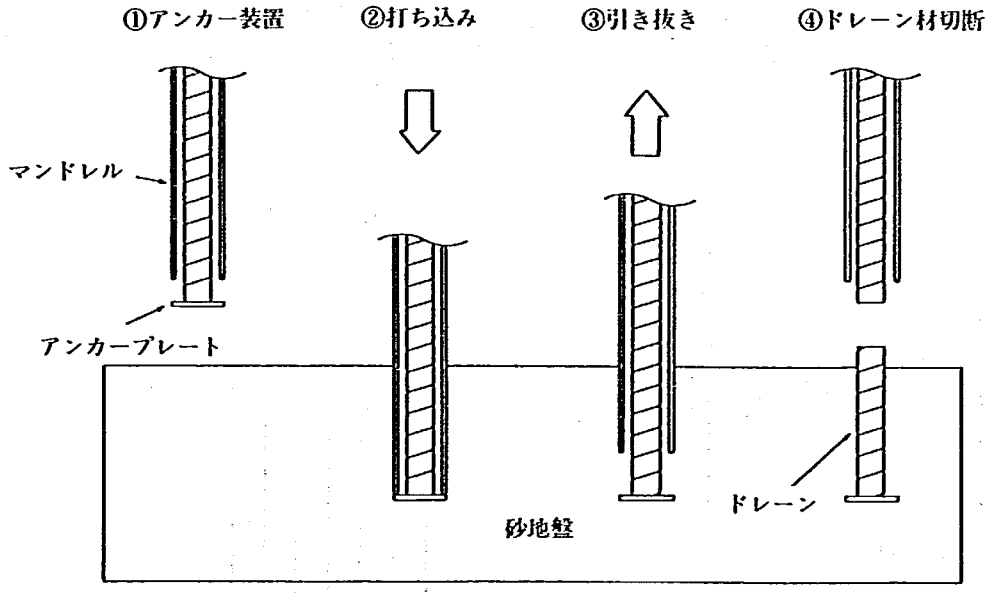
③ 回転と注水を止め，ケーシング内にドレーンを挿入する。

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

⑤ 打設完了。次の位置に移動。

b）B工法の施工方法

打設手順を図－6.6.5 に示す。



図－6.6.5　施工順序（B工法）

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，打設位置にセットする。

② マンドレルを所定の深度まで打設する。マンドレル先端の水ジェット装置を併用する場合もある。

③ ドレーン材を残し，マンドレルを引き抜く。

④ 作業①～④を繰り返す。

c）C工法の施工方法

打設手順を図－6.6.6 に示す。

① 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。

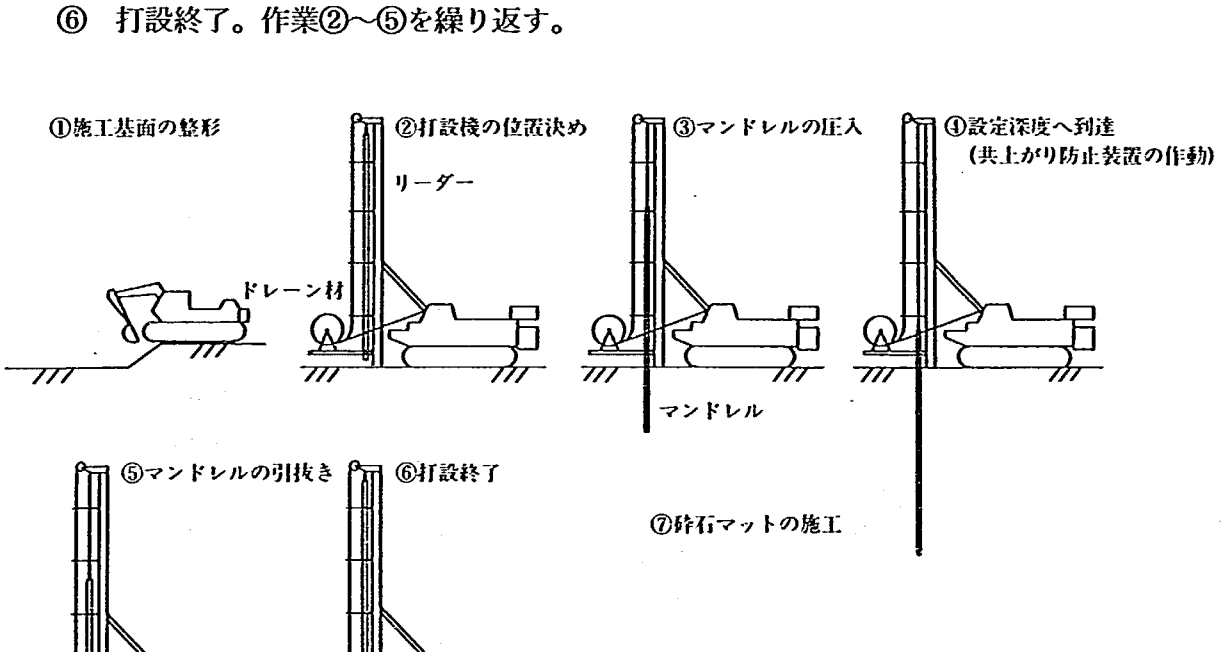
② 打設機械に位置決めをおこなう。

③ マンドレルを圧入し，所定の深度まで貫入する。マンドレル先端の水ジェット装置を併用する場合もある。

④ 所定の深度に達したら，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き抜く。

⑤ ドレーン材の頭部処理をおこなう。すなわち，地表部に出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付ける。

⑥ 打設終了。作業②～⑤を繰り返す。



図－6.6.6 施工順序（C工法）

2) グラベルマット

人工材を用いたドレーンの上端はグラベルマット内に入れてドレーンから排出される水を貯留し，速やかに域外へ排出する役目をもつ。施工方法は6.6.2(1)2)のとおりである。

6.6.3 施工仕様

(1) 自然材料を用いる場合

1) 適用地盤および貫入長

グラベルドレーンは，グラベルドレーン打設機により砂地盤に打設し，その深度は施工機械の規格によって異なる。最大深度は16～28 m程度である（表－6.6.3参照)。

2) ドレーンの配置

ドレーン形状には，柱状，壁状，マット状およびそれらが組み合わされたものがある。改良域における柱状ドレーンの平面配置は，正方形配置と正三角形配置がある。通常は，施工機械の位置決めの容易さなどから正方形配置が採用されている。

3) 使用材料

ドレーン材の選定に当たっては，目詰まりをおこさない材料を選定する。

最適な砕石排水材の選定に当たっては，実材料を用いた目詰まり試験を実施することもおこなわれている。このような試験装置を用いておこなった実験結果から式(6.6.1)のような排水材選定基準が提案されている。

$$D_{G15}/D_{S85}<9 \quad \cdots\cdots (6.6.1)$$

ここに，D_{G15}：排水材の15%粒径

D_{S85}：ドレーン周辺粒子の85%粒径

(2) 人工材料を用いる場合

1) 適用地盤および貫入長

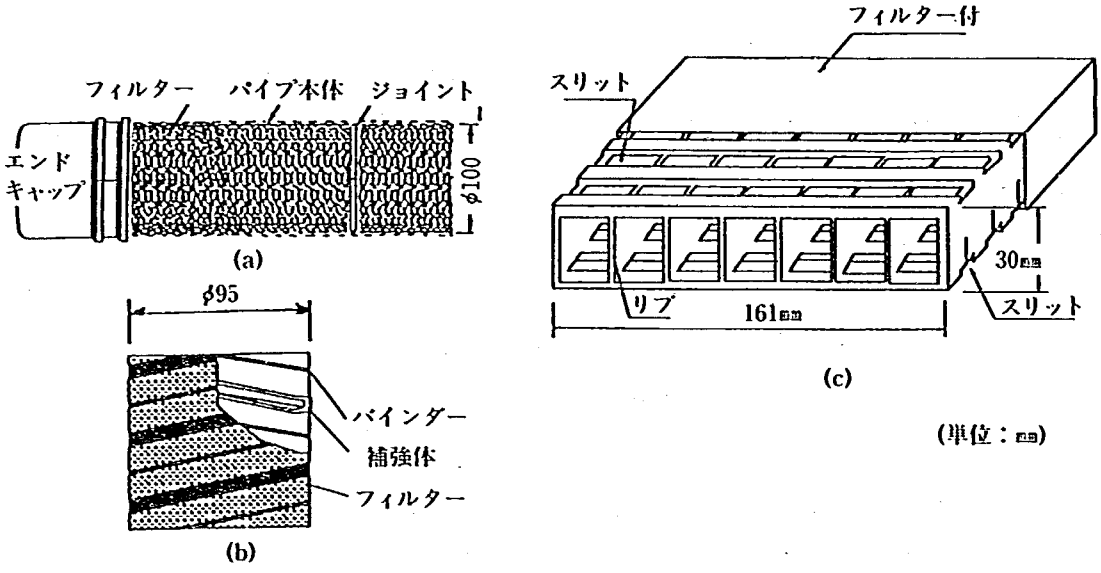
人工材料を用いる工法は，ドレーン材として合成樹脂製の細径有孔長尺材を使用する。小さい貫入力でドレーン材を打設できるため，液状化対策対象砂地盤に対して小型の施工機械で対処できる。最大深度は30 m程度である。

2) ドレーンの配置

ドレーンの構成は，人工材料による柱状ドレーンとグラベルマットからなる。改良域における柱状ドレーンの平面配置は，正方形配置と正三角形配置がある。通常は，施工機械の位置決めの容易さなどから正方形配置が採用されている。

3) 使用材料

ドレーン材としては，図－6.6.7に示す3種類のものが使用されている。(a)は円形パイプにフィルターを被せたもの，(b)は円筒状のフィルターをスパイラルで補強したもの，(c)はグリッド状の補強スリットとリブを設けた帯状管にフィルターを被せたものである。各々の諸元を



図－6.6.7　ドレーン材の形状

表－6.6.2　ドレーン材の特性

特性 / 記号	材質 パイプ	材質 フィルター	開口率[1] (%)	透水半径[2] (cm)	管内透水係数 (cm/s)
(a)	高密度PE	高密度PE	20～25	5.0	1450
(b)	高密度PE	高密度PE	20～25	4.75[4]	980
(c)	半硬質PVC	高密度PE	50～55	4.5	700 (i=0.25)

1)　開口率＝$\frac{\text{開口部の面積}}{\text{ドレーンの外周面積}}$

2)　透水半径；円筒に換算したときのドレーンの半径

3)　表中の記号　PE；ポリエチレン，PVC；塩化ビニール樹脂，i；動水勾配

4)　ウェルレジスタンスの計算には3.85 cmを使用

表－6.6.2に示す。

また，(a)は数メートル単位で製造されたパイプをジョイントしながら接続する。(b)，(c)はロール状になったものを連続打設し，打設深さに合わせ原位置で所定の長さに切断して使用される。

6.6.4　施工機械

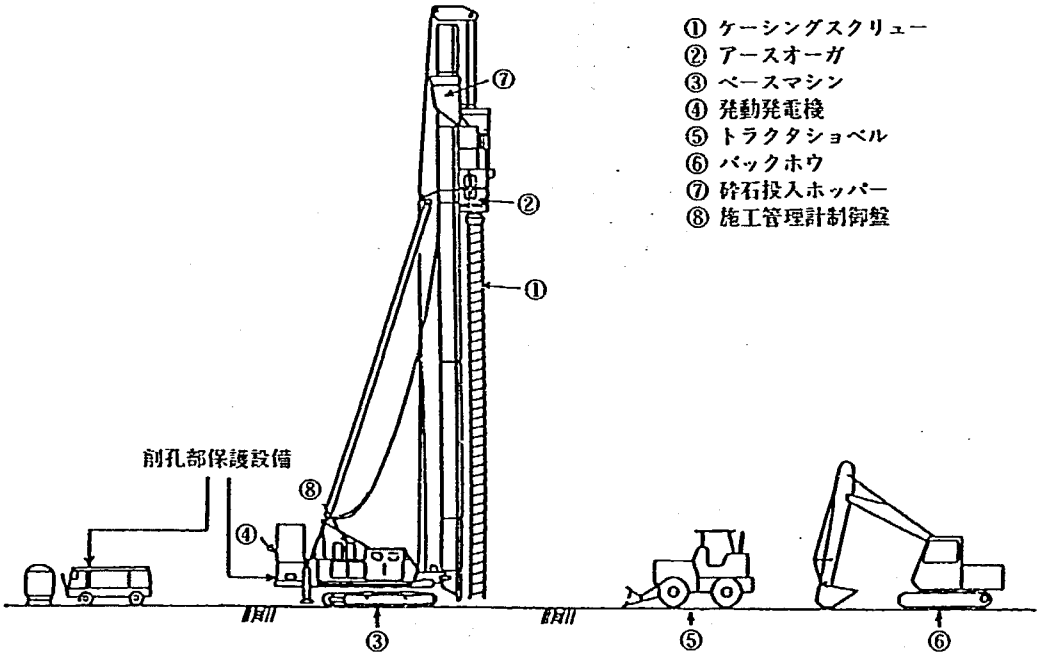
(1)　自然材料を用いる場合

施工機械は三点式クローラ杭打機，アースオーガ，排土用のスクリュー付きケーシング，および砕石投入装置により構成される。図－6.6.8および表－6.6.3は，通常のグラベルドレーンの施工機械の構成と仕様の例である。砕石パイル施工に伴うケーシング周辺部などの緩みを防止するために，締固めをすることが多くなっている。

締固めグラベルドレーンの場合の代表的な砕石の締固め法の施工仕様を表－6.6.4に，施工機械を図－6.6.9(a)，(b)に示す。

表－6.6.3　施工機械の仕様の例

機械名	規格	単位	打設長	
			20 m以下	20～25 m
グラベルドレーン施工機	リーダー式 30 m以下　95 ton級	台	1	——
	リーダー式 36 m以下　105 ton級	台	——	1
施工管理計(ペンオシロ出力)	深度計，砕石天端計，記録計	台	1	1
発動発電機	ディーゼルエンジン駆動，250 kVA	台	1	1
トラクタショベル(サイドダンプ式)	0.8 m³（国産・ホイール型）	台	1	1
バックホウ	0.6 m³（油圧式・クローラ型）	台	1	1
削孔部保護設備	注水設備または圧気設備	式	1	1
敷鉄板	寸法：1.5 m×6.0 m×25 mm	式	1	1



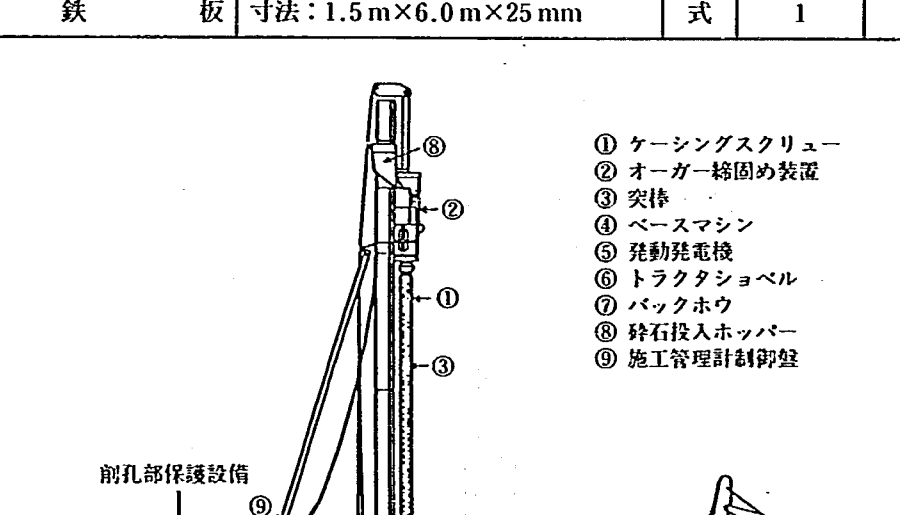
図－6.6.8　施工機械の例

表－6.6.4(a)　施工機械の仕様の例（グラベルドレーン（締固め式））

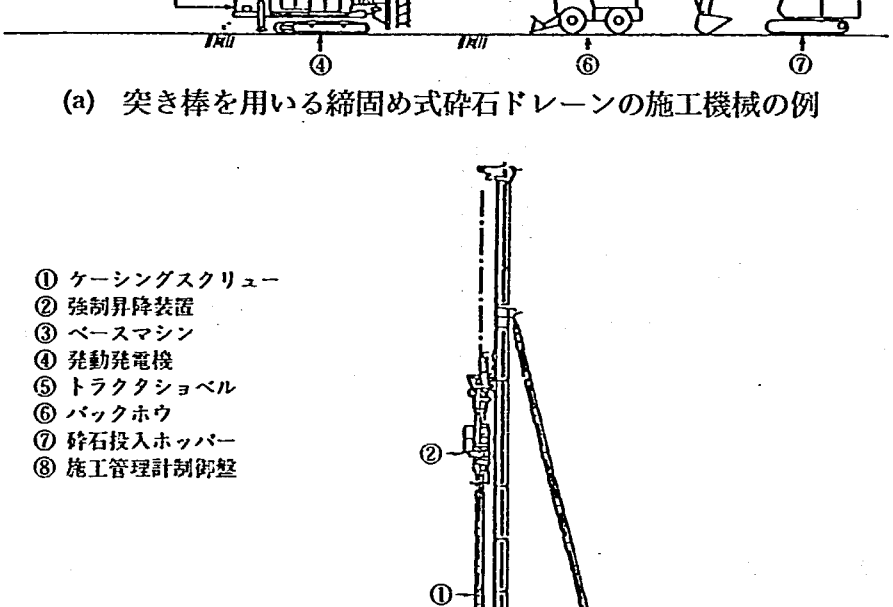
機械名	規格	単位	打設長	
			20 m以下	20～25 m
グラベルドレーン(締固め式)施工機	リーダー式 30 m以下　105 ton級	台	1	——
	リーダー式 36 m以下　120 ton級	台	——	1
施工管理計(パソコン出力)	深度計，砕石天端計 記録計，データ収集装置	台	1	1
発動発電機	ディーゼルエンジン駆動，300 kVA	台	1	1

表－6.6.4(b)　施工機械の仕様の例（グラベルドレーン（締固め式））

機　械　名	規　　格	単位	打　設　長	
			20 m以下	20～25 m
トラクタショベル(サイドダンプ式)	0.8 m³（国産・ホイール型）	台	1	1
バ　ッ　ク　ホ　ウ	0.6 m³（油圧式・クローラ型）	台	1	1
削 孔 部 保 護 設 備	注水設備または圧気設備	式	1	1
敷　　鉄　　板	寸法：1.5 m×6.0 m×25 mm	式	1	1



(a)　突き棒を用いる締固め式砕石ドレーンの施工機械の例

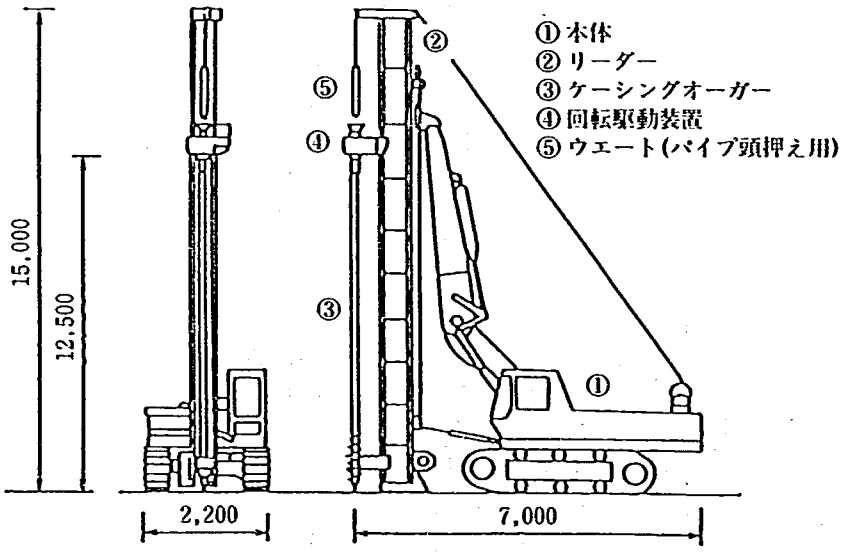


(b)　強制昇降装置を用いるグラベルドレーン工法の施工機械の例

図－6.6.9　締固め式グラベルドレーン工法の施工機械の例

(2) 人工材料を用いる場合

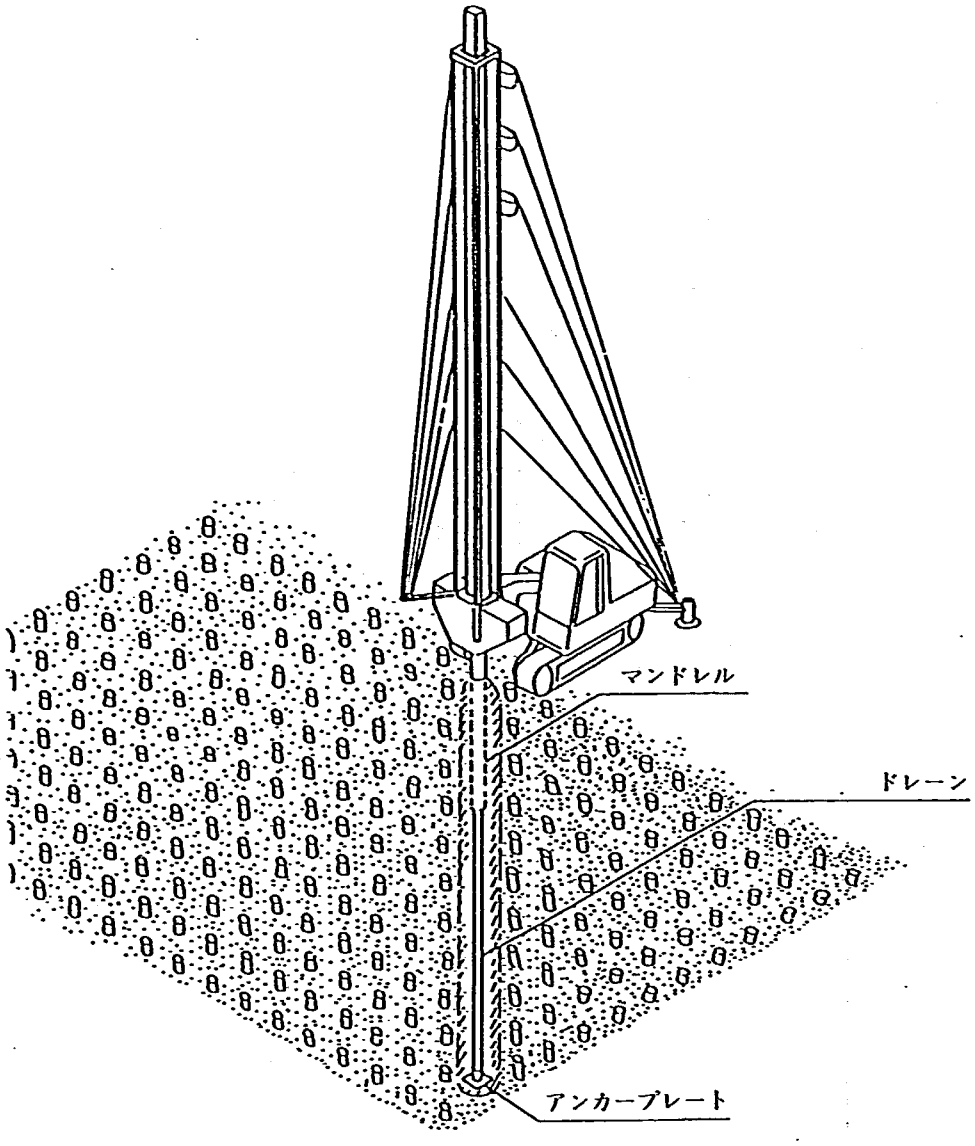
表−6.6.2に示した3種の工法の施工機械とその仕様を図−6.6.10〜図−6.6.12，表−6.6.5〜表−6.6.7に示す。



図−6.6.10　A工法の施工機械

表−6.6.5　A工法の機械仕様

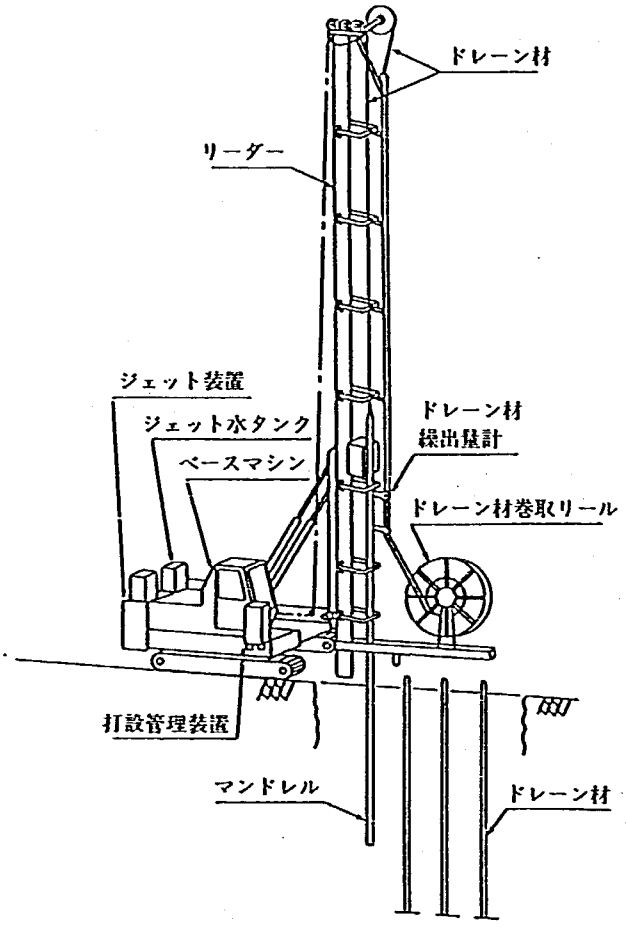
	名　称	仕　様	
標準型打設機	FPオーガ機(本体)	エンジン出力	155 PS
		ブーム	折タタミ式
		リーダ	角　型
		推進形式	油圧式
		駆動方式	複数ローラチェン
		発電機	20 kVA
	オーガ減速機	入力回転数	260 rpm
		出力回転数	40 rpm
		出力トルク	1600 kgf/m
	ケーシング	外　径	ϕ=140 mm
		内　径	ϕ=120 mm
		オーガー径	ϕ=240 mm
		最大長さ	L=12.5 m
	ウェイト	径	ϕ=100 mm
		長　さ	L=1.5 m
		重　量	W=93 kgf
	計　測　器	深度計	GL計
		傾斜計	NCS-L形
	総　重　量	28.5 tf	



図－6.6.11　B工法の施工機械

表－6.6.6　B工法の機械仕様

機　械　名	PC 200 LC-SF	PC 300 LC-SF	PC 300 LC-SF
型　　式	クローラ型	クローラ型	クローラ型
クローラ全幅	3290 mm	3440 mm	3440 mm
クローラ全長	4450 mm	3945 mm	3945 mm
総　重　量	28.5 t	39.4 t	40.8 t
本体高さ	2900 mm	3060 mm	3060 mm
接　地　圧	0.43 kg/cm²	0.59 kg/cm²	0.61 kg/cm²
エ ン ジ ン	120 ps/2100 rpm	210 ps/1950 rpm	210 ps/1950 rpm
打込速度	20 cm/sec	20 cm/sec	20 cm/sec
ケーシング径	ϕ 127 mm	ϕ 127 mm	ϕ 127 mm
最大打設深度	15.0 m	23.0 m	35.0 m
走行速度	3.3 km/h	5.5 km/h	5.5 km/h



図－6.6.12　C工法の施工機械

表－6.6.7　C工法の機械仕様

名　　称		規格・形状寸法	備　考
打設機	形式（呼称）	DHJ－40（日本車輌）	15 m以下の場合
	機械の全長	11660 mm	
	機械の全幅	3100 mm	
	リーダー長さ	20800 mm	
	クローラ全幅	3100 mm	
	クローラ全長	4325 mm	
	旋回速度	2.5 rpm	
	走行速度	1.8 km/h	
	原動機出力	94 ps/2200 rpm	
	全装備重量	40.5 t	ジェット水も含む
マンドレル（長さ×幅×厚さ）		20750 mm×295.5 mm×60.5 mm	鋼製
ウインチ		油圧駆動 5 t×36 m/min×3 台	圧入用　1台 引抜用　1台
共上がり防止装置		スプリングバック式油圧シリンダ ϕ 30 mm×300 mmストローク×2本	
水ジェット装置	ジェットノズル	2個	
	ジェットポンプ型式	LJ－15 E（トーメン建機製）	
	ジェットポンプ能力	60 kgf/cm²×70 l/×min	
ドレーン材巻取り装置		ドレーン材巻取り長さ　200 m 三相トルクモータ　トルク 400 kgf・cm	

注）他に打設機DHJ－60（20.5 m以下の場合），DH－408（26 m以下の場合）がある。

6.6.5 施工管理と品質管理

(1) 自然材料を用いる場合

グラベルドレーンは，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グラベルドレーンの長さ，直径，連続性などを確認することによって施工管理をおこなっている。施工管理および品質管理項目を表−6.6.8 に示す。

表−6.6.8 施工管理および品質管理

時　期	管理項目	管理目的
施工前	目詰り試験	材料品質
	砕石粒度	材料品質
	深度計	計器チェック
	砕石面計	計器チェック
施工中	砕石粒度	材料品質
	連続性	ドレーン出来形
	下端深度	ドレーン出来形
	打設位置	ドレーン出来形
	ドレーン径	ドレーン出来形
	排土率	締固め効果※
	砕石使用量	地盤変状防止，締固め効果※

※締固め効果については，グラベルドレーン工法（締固め式）の場合のみ管理を行う。

砕石面計は，ケーシングの引抜き長さに応じた削孔部への材料残置量を連続的に確認する。深度計は，ケーシングパイプ先端の軌跡を表示し，グラベルドレーンの施工深度を確認する。

また，排土量/設計ドレーン体積で定義される排土率は，通常のグラベルドレーン工法では標準70%，締固め式グラベルドレーン工法では標準 30±10%である。これらの数値は，地盤変状をきたさないために，これまでの実績で経験的に得られている値である。

砕石使用量については，密実なドレーン体の造成およびスパイラルによる地盤の乱れを確実に修復するために砕石使用率（標準 140%）で施工したことを確認する。なお，砕石の変化率，施工ロス，砕石押広げによる杭の太り等もこれに含まれる。なお，砕石使用率は，砕石使用量/設計ドレーン体積で定義される。

(2) 人工材料を用いる場合

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品質的に安定している。そこで，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の有無などを事前に確認する。

施工管理においては，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

6.6.6 施工能率

(1) 自然材料を用いる工法

グラベルドレーン工法の施工能率と工費の算定に関して，基準化されたものはないが，一例を以下に示す[3]。

1) 構成人員

グラベルドレーン施工機1編成に対応する構成人員は，それぞれ世話役1名，特殊作業員1名，普通作業員2名を標準的な構成とする。

2) 施工部掛

グラベルドレーン施工運転1時間当たりの施工本数は式(6.6.2)で算定する。

$$n = 60 \times E / C_m \quad \cdots\cdots (6.6.2)$$

ここに，n ：1時間当たりドレーン打設本数（本/h）

E ：作業効率

C_m ：所要サイクルタイム（分）

ここで，C_m は，杭間の移動，位置決め，貫入，杭造成の各時間から成り，式(6.6.3)によって算出する。

$$C_m = t_1 + t_2$$
$$= 3 + (2.26 \times L) \quad \cdots\cdots (6.6.3)$$

ここに，t_1 ：敷鉄板移動・杭間移動・芯出しなどに要する時間

t_2 ：ケーシング貫入・杭造成などに要する時間（分）

L ：ケーシング貫入長（m）

なお，作業効率は0.90を標準とし，作業条件により±0.05の補正を行う。(E=0.95～0.85)

3) 中詰砕石の割増し

中詰砕石の割増しは，40%を標準とする。

なお，締固め式グラベルドレーン工法については，以上の項目については同様であるが，機械損料が割り増しとなる。

(2) 人工材料を用いる工法

人工材料を用いる工法は，前述した3工法があり，それらは各々施工能率と工費の算定法が異なるため，基準化することが難しいので，ここでは基本的な考え方を以下に示す。

1) 構成人員

ドレーン施工機械1編成に対応する構成人員は，世話役1名，特殊作業員1名，普通作業員2名が標準的な構成である。

2) 施工能力

施工能力は，式（6.6.4）により算定される。

$$Q = 60 \times T \times L \times E / C_m \quad \cdots\cdots (6.6.4)$$

ここに，Q：運転日当たり施工数量（m/日）

T：運転日当たり運転時間（6.3 hr/日）

L：貫入長（m）

E：作業効率

C_m：要サイクルタイム（分）

ここで，E，C_m は，各工法によって異なり，以下のような値が使用されている。

	A工法	B工法	C工法
E	0.65～0.90	0.60～0.80 (普通 0.70)	0.60～0.80 (普通 0.70)
C_m	$1.4+0.8L$	$2.0+0.31L$	$2.6+0.30L$ ↓ $2.6+0.38L$

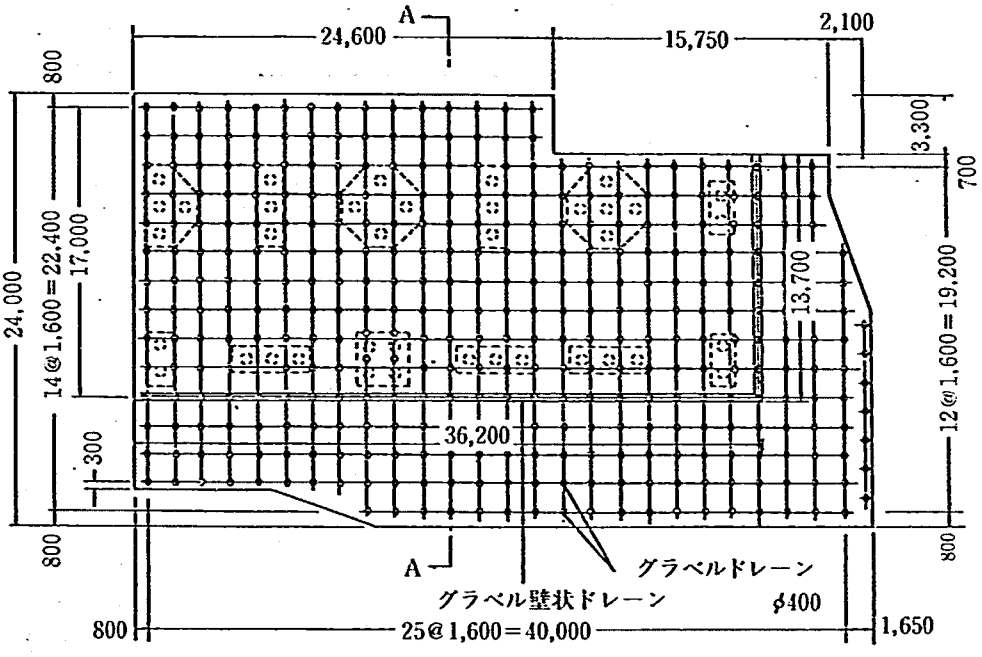
注）C 工法の C_m は打設機の種類と，地中に構造物等が有るか無いかにより変わる。

6.6.7 適用事例

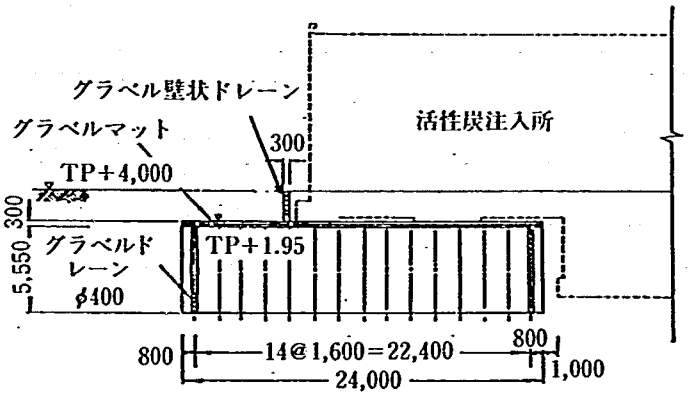
(1) 自然材料を用いる場合[2)]

砂層の液状化対策として，周辺に民家が存在する活性炭注入所部に振動騒音のないグラベルドレーン工法を採用した。グラベルドレーンは，マグニチュード7の地震に対して最大過剰間隙水圧比が0.4以下となるように配置した。ドレーン材として透水性に優れ地盤の安定と施工性の良い3号砕石を用いた。概要を以下に示す。

工事名称	三郷浄水場建設（第1期）工事のうちの活性炭注入所表層砂層改良工事
事業主	東京都水道局
施工場所	東京都
工　期	昭和58年度
工事目的	液状化による杭の横抵抗減少の防止
施工数量	グラベルドレーン　ϕ 400 mm，L＝5.55 m，364本 グラベル壁状ドレーン　壁厚300 mm，高さ2.05 m，壁面積137 m² グラベルマット　厚さ300 mm，面積924 m²



グラベルドレーン平面図



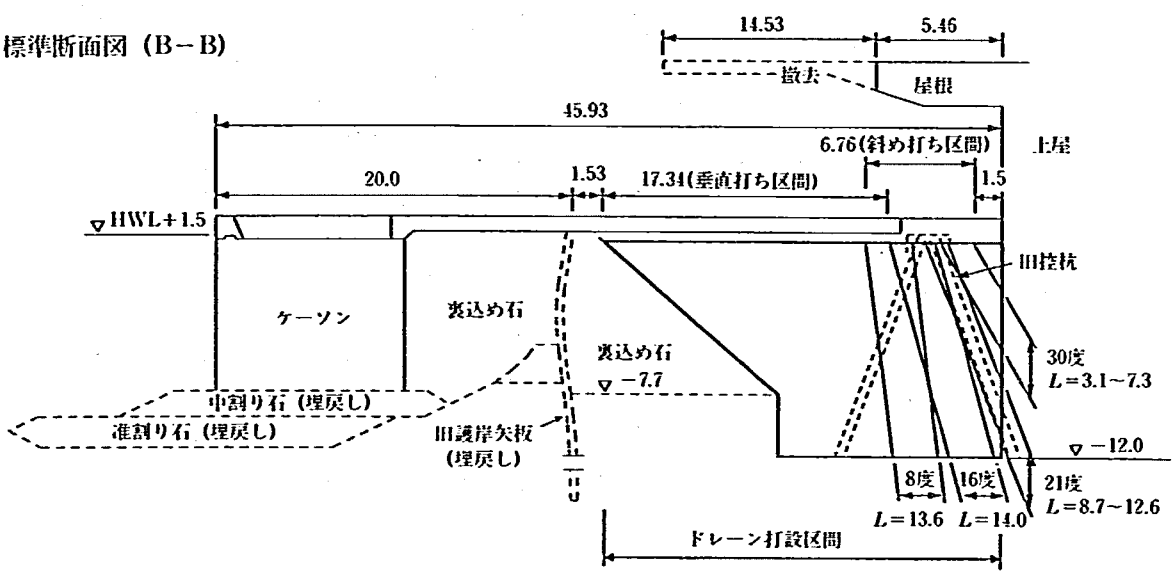
A－A断面図

(2) 人工材料を用いる場合[3)]

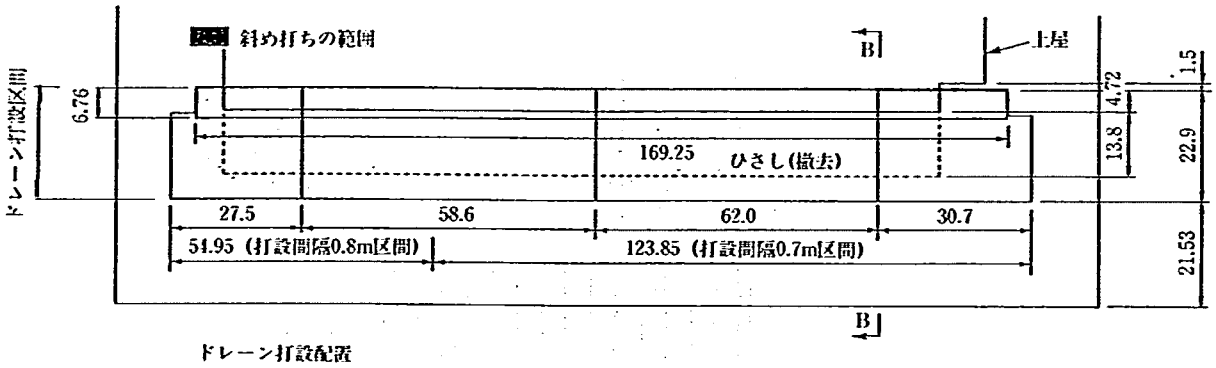
1994年10月の北海道東方沖地震で液状化した岸壁エプロン部の液状化対策に人工材を用いたドレーン工法を採用した。施工範囲が既設構造物の屋根の下にまで及ぶところは，ドレーン材を斜めに打設した。最大傾斜角度は鉛直に対し30度。概要を以下に示す。

工事名称	釧路港（東港区）漁港ふ頭−7.5 m岸壁災害復旧工事
事 業 主	北海道開発局釧路開発建設部
施工場所	北海道
工　　期	平成7年3月〜平成8年2月
工事目的	エプロン部の液状化対策
施工数量	ドレーンパイル　L＝3.1〜14.0 m，8,828本

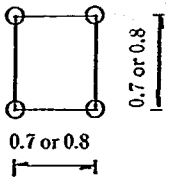
●標準断面図（B−B）



●平面図



ドレーン打設配置



(単位：m)

[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－
2）和田昭弘・富沢　高・渡辺長平：東京都三郷浄水場建設工事－軟弱地盤と対策－，土木施工，Vol. 24，No. 15，pp. 11-23，1983.12.
3）釧路港液状化対策工事（北海道）ドレーン材を斜めに打つ，日経コンストラクション，No. 142，pp. 60-65，1995.8-25.

6.7 鋼材を用いた対策工法

6.7.1 工法の概要

(1) 工法の原理

本工法は，鋼矢板，鋼管矢板，あるいはこれらの鋼材に排水部材を取り付けた排水機能付き鋼材を用いて構造的な改善を行う工法である。

(2) 工法の特徴

本工法には以下のような特徴がある。

① 施工機が簡易であり，工期も短い。

② 施工条件に応じた施工機，施工法を選択することにより，周辺環境に影響が少ない低振動・低騒音，狭い場所，既設構造物に近接した場所，橋梁桁下などでの施工が可能である。

③ 既設の堤防に対して，堤防を切削することなく対策を行うことができる。

(3) 用　途

液状化対策工法としていくつかの用途があるが，特に，都市部などの狭い場所や近接施工での施工が可能である。

6.7.2 施工方法

鋼矢板の施工に用いられている工法には，以下のようなものがある。

・ハンマによる打撃工法

・バイブロハンマによる振動工法

・圧入機による圧入工法

・オーガー併用工法

一般的には，バイブロハンマによる振動工法，圧入機による圧入工法が多く用いられている。

(1) バイブロハンマによる振動工法

バイブロハンマによって発生する鉛直方向の振動を鋼矢板，鋼管矢板等の鋼材に伝え，鋼材周面および先端の土の抵抗を減少させ，バイブロハンマと鋼材の自重によって鋼材を打ち込む工法である。施工能率が高く，また，施工条件に応じて様々な機種がある。

(2) 圧入機による圧入工法

既に打ち込んだ鋼矢板，鋼管矢板等で反力をとり，油圧等によって鋼矢板を押し込む工法である。機械本体がコンパクトで狭い場所での施工に適し，騒音・振動の心配も少ないため，都市部での施工など，近年，適用が増加している工法である。

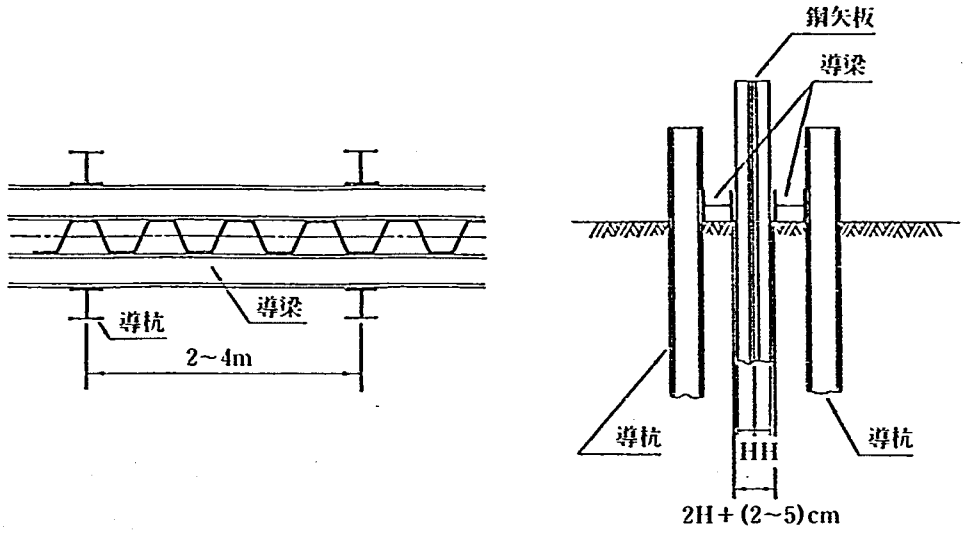
一般的な施工手順ならびに主要なポイントを主として，鋼矢板の場合について以下に示す。

1) 打ち込み法線の設定

打ち込み法線とは鋼材を打ち込むための基準線のことで，河川堤防の対策に用いる場合には鋼材の中心線にとることが望ましい。

2) 導枠工

正確な打ち込み位置の確保と施工時の安定性の確保のために図−6.7.1に示すような導枠を設ける。



図−6.7.1 導枠工の例

3) 建て込み

建て込み作業は，先に建て込んだ鋼矢板に継ぎ手をかみ合わせて，鋼矢板が傾斜したり位置がずれないように所定の高さまでおろしていく作業である。

鋼矢板の建て込み作業では，極力斜め引きを避け，ねじれや継ぎ手部の損傷のないように注意しなければならない。また，排水機能付き鋼材の場合には排水部材を損傷しないように留意する必要がある。

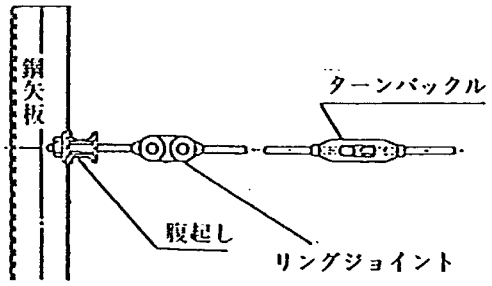
4) 打ち込み

鋼矢板の打ち込み方法は，同時に打ち込む枚数によって1枚打ちと2枚打ちがある。また，打ち下げの方法によってびょうぶ多段打ちと単独打ちに分けられる。バイブロによる振動工法および圧入機による圧入工法では1枚打ちが普通である。2枚打ちはハンマーによる打撃工法による場合であるが，1枚打ちにくらべハンマーが大型になることがあるが，傾斜・回転・蛇行が少なく打ち込み能率を上げることが可能である。

5) タイロッド工

道路盛土の対策でタイロッド締切り式鋼矢板等においてタイロッドを用いる場合，鋼矢板の打込み後，その取り付けは速やかに行う。標準的なタイロッドの取付け，リングジョイント及びターンバックルの使い方を図−6.7.2に示す。

過去の事例においては，既設盛土をタイロッド締切り式鋼矢板で対策する場合に，水平ボーリングによってタイロッドを施工した事例がある[1]。



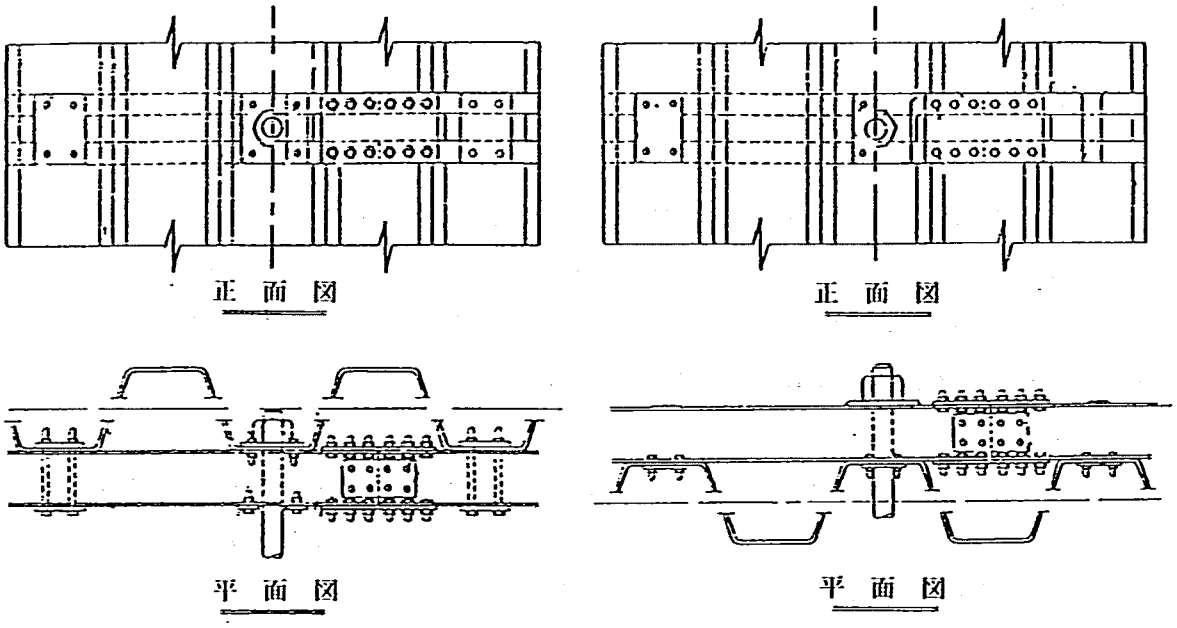
図−6.7.2　タイロッド工

6)　腹起し工

締切り式鋼矢板等でタイロッドを用いる場合等においては，タイロッド張力による鋼矢板壁の出入りの防止および鋼矢板壁の一体化のために，腹起しを設置する必要がある。

腹起しは，通常，溝形鋼，H形鋼などの形鋼を用いる。鋼矢板壁の出入りのために腹起しが密着しない場合（間隔が 10 mm以上）は，座金や適当な金物を入れて締付ける。締付けボルトはゆるみが生じないよう十分締付ける[2]。

腹起しの取付け方法には，図−6.7.3 に示すように腹起しを鋼矢板の前面に設ける場合と背面に設ける場合の 2 種類がある。



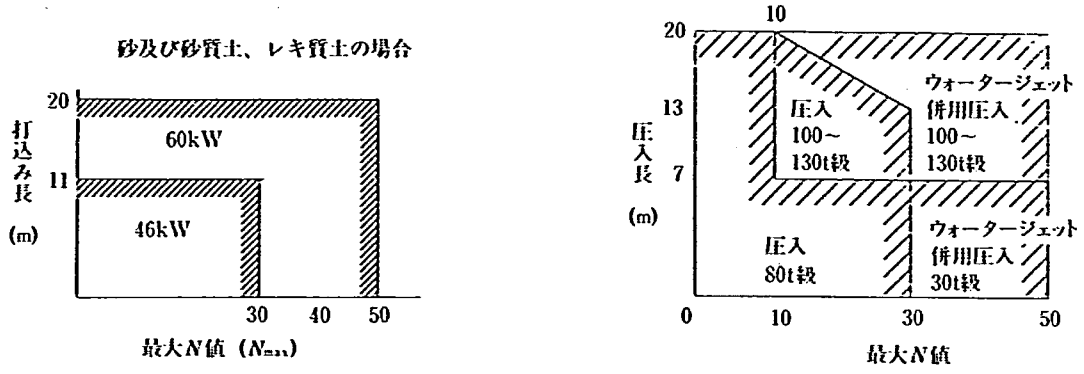
(a)　腹起しを鋼矢板の背面に設置した場合　　(b)　腹起しを鋼矢板の前面に設置した場合

図−6.7.3　腹起しの取付け方法[3]

6.7.3 施工仕様

(1) 適用地盤および打ち込み長さ

鋼材の打ち込みにおいては，適用地盤の条件，打ち込み機械の能力，鋼材の型・長さなどを考慮する必要がある。一般的に用いられるバイブロハンマおよび油圧圧入機を用いた場合には，鋼矢板の打ち込み可能長さは一般的に鋼矢板の型の5倍程度であるが，打ち込み地盤の最大 N 値の値に応じて図−6.7.4に示すような打ち込み長さと地盤の最大 N 値の関係が示されている。



(a) 電動式バイブロハンマ　　(b) 油圧圧入機

図−6.7.4 鋼矢板の打ち込み長さと最大 N 値の関係[4]

なお，ウォータージェットを併用する場合には上図の機械仕様より低ランクの機械の使用が可能であり，玉石等が混在する場合にも対応することができる。

(2) 使用材料

1) 鋼矢板

使用する鋼矢板は，JIS A 5528に準拠するものとする。

2) 鋼管矢板

使用する鋼管矢板は，JIS A 5530に準拠するものとする。

3) 排水機能付き鋼材

鋼矢板，鋼管矢板等に一体的にあるいはその近傍に排水部材を取り付けた鋼材である。

排水部材の取り付け長さは液状化層下端以深までを原則とする。

6.7.4 施工機械

(1) 主要機械の仕様

表−6.7.1，表−6.7.2にそれぞれ振動工法，圧入工法の機械の組合せを示す。

表－6.7.1　振動工法の機械の組合せ[4)]

機種 ＼ パイプロハンマ規格	電動式パイプロハンマ			油圧式パイプロハンマ
	30 kW	40 kW	60 kW	220 ps
クローラクレーン（機械式）	35～37 t 吊		40 t 吊	40 t 吊（50 t 吊）
トラッククレーン（油圧式）	20～22 t 吊			
発動発電機	100 kVA	125 kVA	200 kVA	－

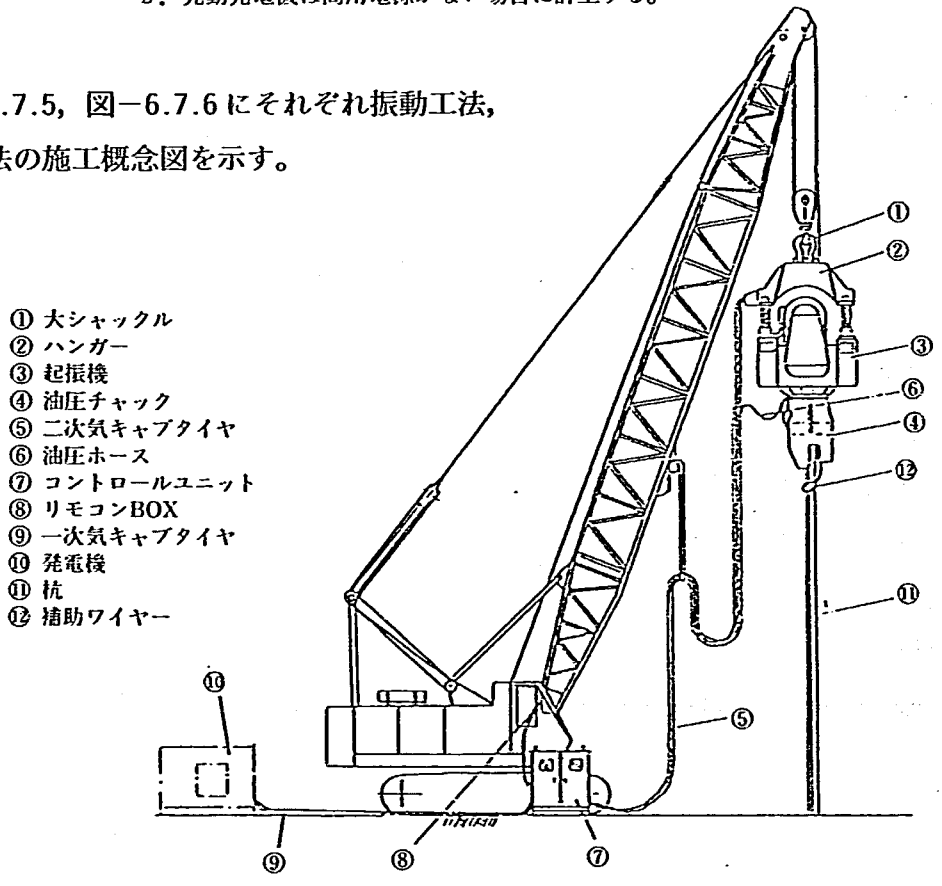
（注）1．トラッククレーンは，小運搬用として次の場合のみ計上する。
① 施工場所から 30 m以内のところに矢板置場を設けることができない場合。
② 作業場所が狭小で民家その他施設，構造物などを破損または危険にさらすおそれのある場合。
2．発電機は，電動式パイプロハンマで，商用電源がない場合に計上する。
3．電気溶接機が必要な場合，別途計上する。
4．油圧式パイプロハンマによる引抜きの場合のクローラクレーンは，50 t 吊を使用する。

表－6.7.2　圧入工法の機械の組合せ[4)]

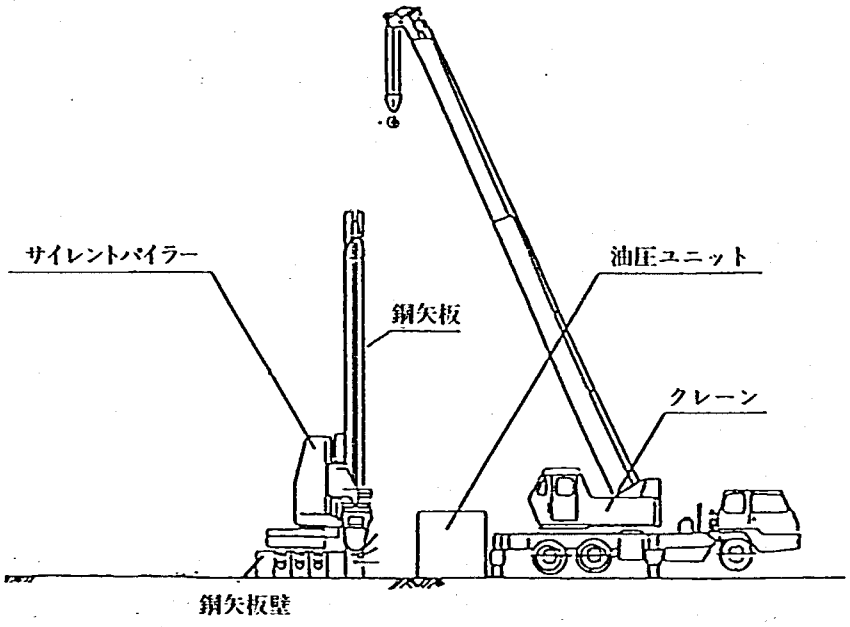
機種 ＼ 圧入引抜規格	圧入および引き抜き	
	80 t 級	100～130 t級
トラッククレーン（油圧式）	20～22 t 吊	25 t 吊
発動発電機	75 kVA	

（注）1．現場条件により上表により難い場合は，現場条件に適した規格とする。
2．発動発電機は商用電源がない場合に計上する。

図－6.7.5，図－6.7.6 にそれぞれ振動工法，圧入工法の施工概念図を示す。



図－6.7.5　振動工法の施工概念図



図－6.7.6　圧入工法の施工概念図

表－6.7.3 に代表的なバイブロハンマの分類を示す。振動工法は圧入工法に比べ一般的に施工が早く，普通型バイブロハンマに加え，低振動，低騒音に対応したもの，空頭制限がある場合の施工に対応した機種などがある。

例えば，空頭制限がある場合，鋼矢板の１回の打設長＋2.5 m程度で施工可能なものがある。ただし，この場合は，空頭制限に応じて鋼矢板を短く切断し，溶接によって継ぎ足しながら打ち込むことが必要となる。

表－6.7.4 に代表的な油圧圧入機の分類を示す。圧入工法は，騒音・振動の心配が少なく，狭い場所での施工，近接施工，空頭制限がある場合の施工に適用可能である。

例えば，近接施工では既設構造物との離れが 50～60 cm程度まで施工可能な機種，空頭制限が 1.5 m程度まで施工可能な機種などがある。ただし，空頭制限がある場合は，鋼矢板の継ぎ足しが必要となる。

なお，排水機能付き鋼矢板を圧入する場合には，排水機能付き鋼矢板専用機が必要となる。

表－6.7.3　バイブロハンマの種類

分　類	特　　長	起振力 (ton)	電気容量 kW (kVA)	使用重機	矢板型式打設長	最大 N 値	
						砂質	粘土
電動式普通型	各種の条件下で汎用的に用いられている。	13.5 ～76.3	50～280 (75～350)	クレーン 15～50t以上	V_L 型で 30mまで	50	35
電動式 高周波型	普通型バイブロの約1.5倍の高速回転による高起振力。微振動型のバイブロ。	12.8 ～75.5	40～200 (50～250)	クレーン 15～40t以上	V_L 型で 18mまで	45	25
電動式可変高周波型	電動式高周波型により更に低振振動低騒音，振動型と偏心モーメントを自在に調整でき振動対策に適応。	26.9 ～62.9 (最大)	専用(125～200kVA) DCA125～200%	クレーン 30～40t以上	V_L 型で 25mまで	45	25
油圧式高周波型	油圧モーターを原動機とし，流量制御により振動数を自由に調整でき，振動対策に適応。	20～68 (汎用型最大)	油圧ユニットが必要	クレーン 15～50t以上	V_L 型で 20mまで	40	20
油圧式可変高周波型	超高周波振動により低公害。振り子式とピストン式がある。	最大45 最大25	油圧ユニットが必要	クレーン 40～50t 以上	V_L 型で 20mまで	40	20
油圧ショベル装着型	専用油圧ユニットが不要。空頭制限がある場合にも適応。	6.1 ～18.3 (最大)	油圧ショベルベースマシン	油圧ショベル 0.25 ～0.7m³級	小型の矢板 7mまで	20	15
油圧クレーン制御型	専用油圧ユニットが不要。	16.3 ～32.5 (最大)	クレーン本体の油圧	ラフテレーンクレーン 25～40t	比較的短い矢板 12m程度	30	15
桁下施工専用型	2台運動式でバイブロ直下でチャッキングするものと，横抱き方式で単動式のものがある。	44.4 10.8 ～48.7	140 (200) 35～140 (50～200)	クレーン 50tクラス	打設可能長－作業有効高さ	35	20
超大型電動式低周波型	大型工事に適応。同調運動式。	45.2 ～372	400～800 (250～1,500)	クレーン 70～500t以上	主に鋼管杭，鋼管矢板対象	50 以上	砂の半分

表－6.7.4　油圧圧入機の種類

圧入力	(t)	90	150	70	150
引抜力	(t)	100	160	80	160
ストローク	(mm)	800	850	700	800
圧入スピーク	(m/min)	1.7～16.7	1.5～11.2	2.7～8.0	1.2～12.0
引抜スピーク	(m/min)	1.1～13.5	0.7～9.5	2.3～28.3	1.0～9.6
動　力		100 PS (エンジン)	100 PS (エンジン)	37 kW (電動)	100 PS (エンジン)
適応鋼矢板型式		I_A-IV_A	I_A-IV_A	I_A-IV_A	V_L・VI_L
本体移動方法		自走式	自走式	自走式	自走式
操作方法		ラジオ・コントロール	ラジオ・コントロール	ラジオ・コントロール	ラジオ・コントロール
本体重量	(kg)	5,100	7,500	4,700	7,800
油圧ユニット重量	(kg)	4,600	4,600	2,200	4,600
(本体寸法)	全長(mm)	1,800	2,060	1,660	2,200
	全幅(mm)	980	1,000	935	1,145
	全高(mm)	2,280	2,580	2,400	2,560
(油圧ユニット寸法)	全長(mm)	3,070	3,070	2,240	3,070
	全幅(mm)	1,350	1,350	1,060	1,350
	全高(mm)	1,770	1,770	1,650	1,850

6.7.5 施工管理

鋼矢板の場合の施工管理項目の例として，表－6.7.5 を示す。鋼材を用いた対策工法では，品質の安定した材料である鋼材を用いることから，施工管理は現場での出来形管理が中心となる。

表－6.7.5 鋼矢板の施工管理項目[5)]

工種	管理項目	管理上の注意
測量およびやり形工	基点あるいは観測やぐらの位置出し	(1) 三角測量によるものとする。 (2) 基点または観測やぐらは明確で堅固なものとする。
導材工	導材工の位置	許容誤差
	導材工の構造	導杭，導梁が鋼矢板の打ち込みに支障のないこと。
建込工	鋼矢板の鉛直性	(1) 建込み中，トランシットなどで観測する。
	鋼矢板の打込法線に対する出入	(2) 必要に応じて潜水夫による海底の建込み位置の確認
	継ぎ手部の嵌合状況	正常な嵌合状況の確認
打込工	打込み記録	
	ハンマの打撃状況	(1) リーダー軸線と鋼矢板軸線のずれの有無 (2) キャップのかかり具合，クッションの担耗状況の確認
	鋼矢板の打止り	(1) 硬質地盤への打込みの場合など，所定天端まで打込めないときの打止まりの決定 (2) 当初の調査より実際の土質がやわらかい場合の継ぎ足しの検討
	鋼矢板の鉛直性	(1) トランシットなどで観測する。
	鋼矢板の打込み法線に対する出入	(2) 許容量
	鋼矢板壁延長の計測	(1) 鋼矢板 10 数枚毎，あるいはびょう風打ちの建込鋼矢板 1 ブロック毎程度に観測する。 (2) 許容量
	継手部の嵌合状況	正常な嵌合状況の確認
	異形鋼矢板の打込み	(1) くさび鋼矢板の要不要の決定 (2) 異形鋼矢板は一度は全長を打込む。 (3) 異形鋼矢板の連続使用をさける。

6.7.6 施工能率

普通鋼矢板の打込みについては文献 4) では，以下のように述べられている。

(1) バイブロハンマ工

1) 編成人員

普通鋼矢板のバイブロハンマ工の編成人員は，表－6.7.6 を標準とする。

表－6.7.6 普通鋼矢板のバイブロハンマ工の編成人員

(人)

職種	世話役	とび工	普通作業員
編成人員	1	2	1

2) 日当たり施工数量

普通鋼矢板の1日当たりの施工枚数は，鋼矢板の型式ごとに打込み長と最大 N 値より求められる。

例えば，電動式バイブロハンマの場合は表−6.7.7〜6.7.10による。

表−6.7.7 電動式バイブロハンマ工による普通鋼矢板の日当たり施工枚数（II型）

(枚/日)

最大N値 N_{max} / 打込み長(m)	10以下	20以下	30以下	40以下	50以下
2以下	83	83	69	69	69
4以下	59	59	59	52	52
6以下	52	46	46	41	41
8以下	46	41	38	35	32
10以下	38	35	32	30	28
12以下	35	32	28	26	24

表−6.7.8 電動式バイブロハンマ工による普通鋼矢板の日当たり施工枚数（III型）

(枚/日)

最大N値 N_{max} / 打込み長(m)	10以下	20以下	30以下	40以下	50以下
2以下	83	69	69	69	59
4以下	59	52	52	46	46
6以下	46	41	38	38	35
8以下	38	35	32	30	28
10以下	35	30	28	26	23
13以下	30	26	24	22	20
16以下	26	23	20	18	17

表−6.7.9　電動式バイブロハンマ工による普通鋼矢板の日当たり施工枚数（IV型）

（枚/日）

打込み長(m) ＼ 最大N値 N_{max}	10以下	20以下	30以下	40以下	50以下
2以下	69	69	59	59	59
4以下	52	46	41	41	38
6以下	41	38	32	32	30
8以下	35	30	28	24	23
10以下	28	24	23	21	20
13以下	26	23	20	18	17
16以下	22	19	17	15	14
20以下	18	16	14	13	12

表−6.7.10　電動式バイブロハンマ工による普通鋼矢板の日当たり施工枚数（ＶＬ型）

（枚/日）

打込み長(m) ＼ 最大N値 N_{max}	10以下	20以下	30以下	40以下	50以下
2以下	59	59	52	52	46
4以下	41	38	35	32	30
6以下	32	28	26	24	22
8以下	26	23	21	19	18
10以下	22	19	17	16	15
13以下	20	17	15	14	13
16以下	16	14	13	11	10
20以下	13	12	10	9	8

(2)　油圧バイブロハンマ工

1)　編成人員

普通鋼矢板の油圧式圧入工の編成人員は，表−6.7.11を標準とする。

表−6.7.11　普通鋼矢板の油圧圧入工の編成人員

項　　目	世話役	特殊作業員	とび工	溶接工
圧　　入	1	1	2	1
ウォータージェット併用圧入	1	1	2	1

2) 日当たり施工数量

普通鋼矢板の1日当たりの施工枚数は，表−6.7.12，表−6.7.13による。

表−6.7.12 普通鋼矢板の日当たり圧入枚数

(枚/日)

圧入長(m) / 最大N値	2以下	4以下	6以下	9以下	12以下	16以下	20以下
10以下	50	42	32	25	19	16	13
20 〃	46	38	29	22	17	13	11
30 〃	43	35	26	19	15	12	−

表−6.7.13 普通鋼矢板の日当たり圧入枚数（ウォータージェット併用）

(枚/日)

圧入長(m) / 最大N値	2以下	4以下	7以下	10以下	15以下	20以下
20以下	−	−	−	−	−	11
30 〃	−	−	−	−	11	10
40 〃	29	27	20	15	12	9.1
50 〃	28	24	18	14	11	8.2

6.7.7 適用事例

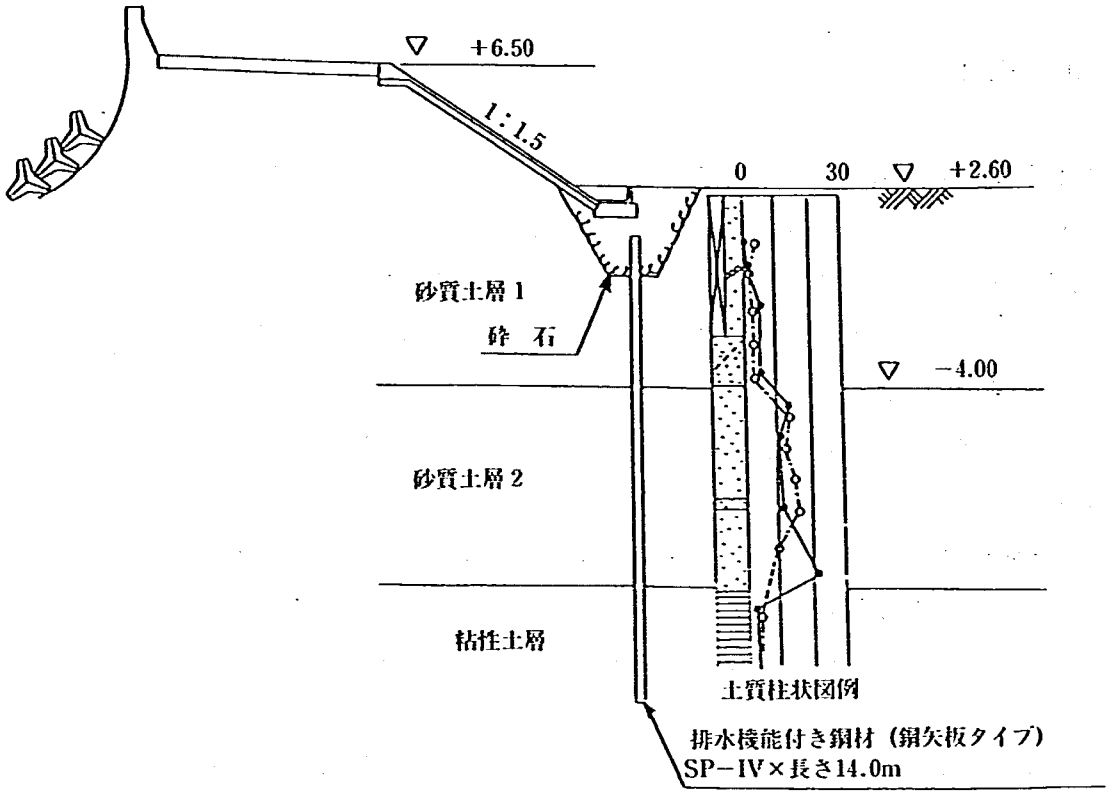
適用例

工事名称	西島緊急災害復旧工事
事業主	建設省近畿地方建設局　淀川工事事務所
施工場所	大阪府
工　期	平成7年3月～平成7年6月
工事目的	災害復旧工事　堤体の耐震対策
施工数量	排水機能付き鋼矢板（約2,500 t） 長さ　14.0～15.5 m

概　要

兵庫県南部地震において，淀川河口部右岸西島地区と左岸高見地区の堤防で，堤体全体の甚大な沈下はなかったものの，亀裂，損傷などの被災が生じ，災害復旧及び液状化対策が必要となった。

本工事は，短工期での施工及び，堤防に隣接する工場，民家などにより狭隘な場所での施工が要求され，鋼材を用いた対策工法が採用された。



[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，p. 433～435，1993.
2）鋼矢板技術委員会：鋼矢板，1993.
3）運輸省港湾技術研究所：矢板腹起しの標準設計，港研資料 No. 363，1980.
4）土木工事積算研究会編：平成 8 年度版建設省土木工事積算基準，1996.
5）㈳日本港湾協会：鋼矢板施工指針，1969.

6.8 ジオテキスタイル工法

6.8.1 工法の概要

(1) 工法の原理

液状化対策としてのジオテキスタイル工法は，盛土底面および盛土内にジオテキスタイル（引張り補強材）を敷設して，軟弱地盤が液状化を生じた際に，盛土の機能障害を最小限に留めることを目的とするものである。したがって，一般の液状化対策工が積極的に液状化の発生を抑制することを目的とすることと基本的に考え方が異なる。この工法は新設の盛土の補強を対象とする。

(2) 工法の特徴

ジオテキスタイル工法は，施工の簡便さ，経済性などの特長を有する。

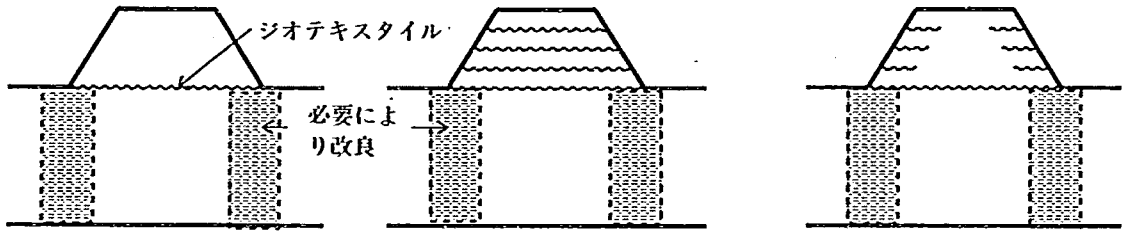
液状化を生じる地盤上の盛土の耐震対策として，ジオテキスタイルを盛土内に敷設する補強土工法は，支持地盤を改良するものではないため，液状化による盛土の変形を生じる。しかし，これまでの盛土の被災事例から，盛土が壊滅的に破壊するのではなく，その形状を確保できることは，盛土としての機能の確保，復旧を容易とすることができるといった特徴がある。

(3) 用　途

液状化対策としてのジオテキスタイルによる盛土の補強対策は，主に新設の道路盛土，道路腹付け盛土などが対象となる。なお，河川堤防においては拡幅部の堤体盛土が対象になるが，この場合は技術的な検討に基づいて，浸透水の影響の及ばない範囲に適用することを基本とする。

図－6.8.1はジオテキスタイル工法を単独に使用する方法と他の工法と組み合わせる方法について模式的に示したものである。後者の場合は，基本的には盛土を補強することによって，特に地震時の耐久性を確保することが目的である。また，工法的には，他の工法の改良仕様を軽減させることも可能であるが，この効果については，現在は研究段階にある。

敷設様式としては，盛土の底面に1層敷設する方法，盛土内に多層敷設する方法および盛土の底面とのり面部の安定のために短いジオテキスタイルを多層敷設する方法に分類される。



(a) 盛土底面1層敷設　(b) 盛土底面・盛土内多層敷設　(c) 盛土底面・のり面（短い）敷設

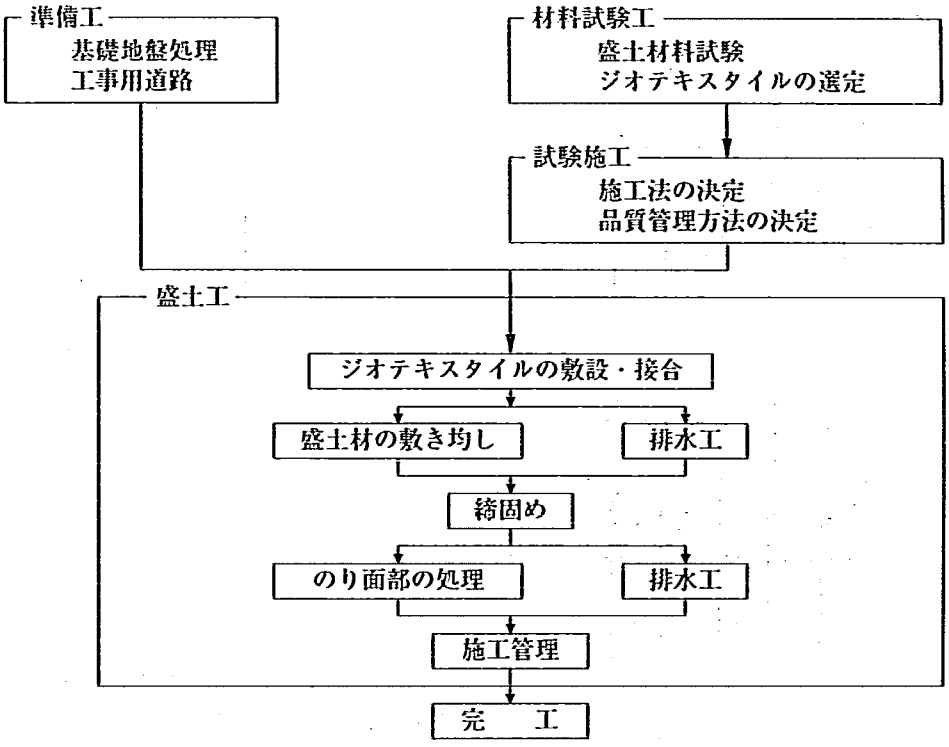
図－6.8.1　ジオテキスタイル工法の敷設様式

6.8.2 施工方法

(1) 施工フロー

液状化対策としてのジオテキスタイル工法については，耐震設計に基づいて敷設様式が決定されるものの，施工方法については常時における施工方法と差異はない。したがって，以下においては盛土への適用における一般的な施工方法について記述する。

図−6.8.2 は施工のフローを示したものである。



図−6.8.2　ジオテキスタイル補強盛土の施工フロー[1)]

(2) 施工方法

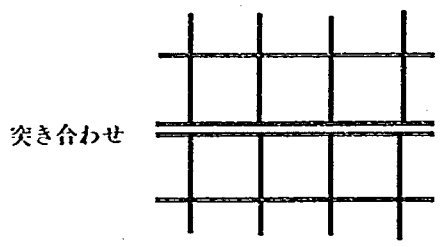
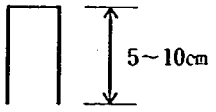
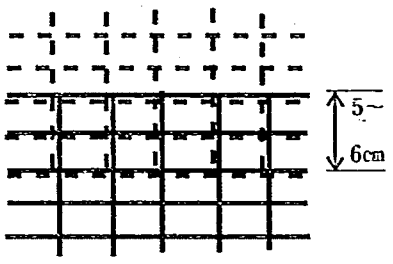
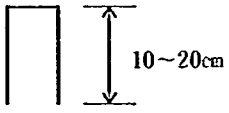
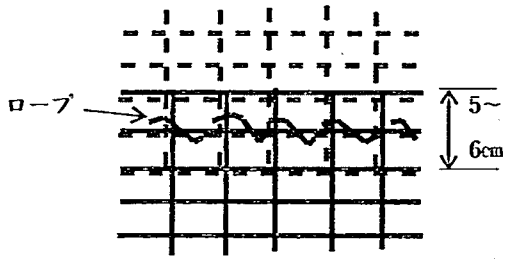
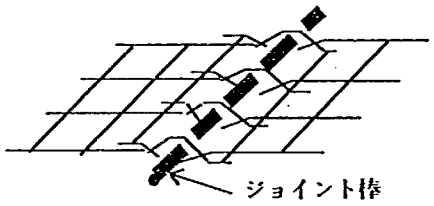
盛土の施工については，他の基準を参照することとし，ここではジオテキスタイルに関連する施工方法について述べることとする。

1) ジオテキスタイルの敷設

ジオテキスタイルは，設計によって定められた敷設長を確保できるように切断し，所定の位置に敷設する。ジオテキスタイルの盛土外側端部は，盛土のり面と一致させるか，わずかに引っ込めてのり面の転圧に支障がないようにする。曲線部にジオテキスタイルを敷設するときは，ジオテキスタイルとジオテキスタイルとの間に隙間を生じないように重ね合わせる。

2) ジオテキスタイルの接合

ジオテキスタイルの接合方法としては，一般に図−6.8.3 に示すように以下の 4 種類の方法がある。

接合方法	備　考
① 突き合わせ 	さらに，下図のような留めピンでジオテキスタイル（ジオグリッド）を固定することもある。液状化対策としては適用しない。 
② 重ね合わせ 	さらに，下図のような留めピンでジオテキスタイル（ジオグリッド）を固定することもある。盛土延長方向への適用が可能。 
③ ロープによる接合 	ロープとしては，ϕ 4 mm程度のポリエチレン製などのロープを用いることが多い。 主に盛土横断方向の液状化対策として適用。
④ ジョイント棒による接合 	ジョイント棒としては，ϕ 10～20 mm程度の鉄筋や白ガス管を用いることが多い。 なお，腐食が問題となる場合には，合成樹脂製の棒を用いる場合がある。 主に盛土横断方向の液状化対策として適用。

図－6.8.3　ジオテキスタイルの一般的な接合方法と液状化対策としての適用

① 突き合わせ

② 重ね合わせ

③ ロープによる接合

④ ジョイント棒による接合

盛土延長方向の接合は，ジオテキスタイルの施工中のずれ，基礎地盤の液状化に伴う盛土および基礎の変位に伴うずれなどを考慮して，重ね合わせによる方法を採用する。その際，重ね合わせ幅は5 cm程度以上とする。盛土横断方向については，地盤の変形に伴う引張り力が発生するため，できるだけ接合部を設けないようにすることが望ましい。やむを得ず接合する場合

には，できるだけ接合部の強度を低下させないようにロープやジョイント棒による接合を行うものとする。その際，接合部の位置は同一断面にそろわないようにする。また，盛土延長方向にも引張り力が作用することが想定される場合には，ロープやジョイント棒による接合を行うことを原則とする。

3) 盛土のまき出し，締固め

ジオテキスタイル上での盛土材のまき出しの際，敷設したジオテキスタイルおよび接合部の損傷，位置のずれを生じさせないような対応が重要であり，以下に留意する。

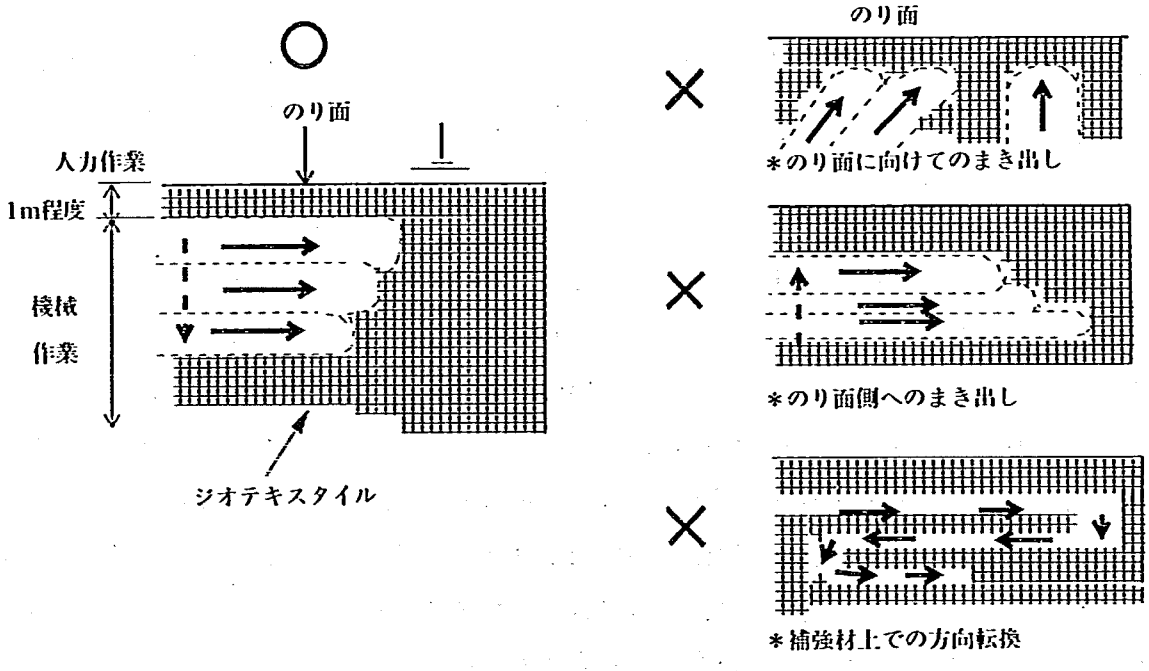
① ジオテキスタイルの上に直接重機を走行させない。

② ジオテキスタイルの上の盛土材のまき出し時に，ブルドーザーなどの重機の方向転換を行わない。

③ 盛土材のまき出しは敷設したジオテキスタイルがのり面側に緩みを生じさせないように留意する必要があり，図−6.8.4に示すように盛土のり面側から奥部へとのり面に並行に行うこととする。盛土のり面側方向のまき出しは行ってはならない。

④ 尖った礫や粒径の大きい岩などは除去する。

⑤ ジオテキスタイルの敷設位置（高さ）は仕上がりの層の整数倍となることが多いために，丁張りなどで一層毎の管理が必要である。



図−6.8.4 盛土材のまき出し時の留意点

盛土の締固め時の留意点は以下のとおりである。

① 締固めは，ジオテキスタイル補強盛土の安定性を確保するために重要である。JIS 1210 AないしB法による最大乾燥密度の85〜90%以上の密度になるよう，事前に締固め試験を行い，施工方法を確認することが重要である。壁面工近傍の締固めについては，小型転圧機械を使

用し，締固め不足を生じないように留意する。

② 集中的に圧力が加わるタンピングローラや方向転換の多く必要な牽引式機械の使用は，敷設したジオテキスタイルのずれを生じやすいため避ける。

③ ジオテキスタイル敷設面を計画勾配通りに平滑に仕上げる。不陸がジオテキスタイルの敷設・接合における不整合を生じさせ，また，引張り補強機能や排水機能に支障を来す場合があることに留意する。

6.8.3 施工仕様

(1) 盛土材の土質・地盤の適用性

盛土材としては，現地発生土を使用することが多い。ジオテキスタイル補強盛土に用いられる盛土材は，ほとんどの盛土材が使用できるが，基本的には盛土材とジオテキスタイルとの摩擦が発揮できる砂質系の盛土材が望ましい。蛇紋岩，温泉余土，腐植土などの特殊土は膨張性および圧縮性の問題やせん断強度が小さいことなどにより適しない。高い含水比の盛土材を用いる場合においては，トラフィカビリティーの確保やせん断強度の確保のために事前安定処理を施すなどの対策が必要である。

また，強酸性や強アルカリ性の土や処理土では，ジオテキスタイルの種類によって耐久性に影響を及ぼす場合があるので，このような適用条件においてはジオテキスタイルの選定に十分留意することが必要である。

岩砕や礫混じり土では，施工中にジオテキスタイルを損傷する恐れがあるために，使用に当たっては，ジオテキスタイルが損傷しないような対策，例えば損傷に強い補強材の選定，材料安全率，施工上の工夫が必要となる。

(2) ジオテキスタイル

一般に，盛土の耐震補強を目的とする場合には，常時においてジオテキスタイルに作用する張力はさほど大きな値にならない。地震時には短期にジオテキスタイルに引張り応力が生じ，また，地震後においては基礎地盤の液状化に伴う変形によって引張り抵抗力が発揮され，その後長期にわたって張力が発揮されたままの状態が継続する。したがって，短期および長期にわたり，引張り抵抗力を発揮され耐久性のあるジオテキスタイルの選定を行う必要がある。

選定においては，変形の小さい段階で高い引張り強度が発揮され，盛土材との摩擦抵抗が発揮できる材料であることが必要とされ，一般には，ジオグリッドなどがこれに適合する。排水性を必要とする場合には，不織布を組み合わせる方法もある。

6.8.4 施工機械

ジオテキスタイル工法における使用機械は，盛土の施工に使用されるものが主体となる。ジオテキスタイルの敷設や接合作業などは，人力作業が中心となる。材料が軽量であることから，施工性は良い。

締固め機械の選定は，次の点を考慮して行う。

① 盛土材の土質特性

② 工種

③ 工事規模などの施工条件

これらのうちで，特に，①が選定上重要である。その理由は，

a) 盛土材としては，岩砕から高含水比の粘性土まで多種にわたる。

b) 同じ土質であっても，含水比の状態によって締固めに対する適応性が著しく異なる。

締固め機械の選定の目安は，表−6.8.1に示す通りである。このうち，タンピングローラーや被牽引式の機械は締固め作業中にジオテキスタイルを破損する恐れがあるため，避けるものとする。

実際の施工においては，事前に試験施工を行い，所定の品質の盛土が築造できるように，まき出し厚さ，締固め回数，施工時含水比などと締固め機械の関係を検討し，機械並びに施工方法を決定する。

表−6.8.1 土質・盛土の構成部分に応じた締固め機械の選定の目安

盛土の構成部分 ＼ 締固め機械 ／ 土質区分			ブルドーザー		タイヤローラ	振動ローラ		振動コンパクタ	タンパー
			普通形	湿地形		普通形	小形		
一般部	礫	硬岩				◎			
		軟岩			○	◎			
	砂質	単粒度				○			
		粒度良			◎	○			
	粘性土	低含水			○				
		普通	○						
		高含水	○	○					
のり面より0.5m以内	砂質土						◎	◎	○
	粘性土						○	○	○
のり面より0.5〜2m	砂質土						◎		
	粘性土						○		
のり面	砂質土						◎		
	粘性土						○		

◎：有効なもの，○：使用できるもの

6.8.5 施工管理

土工に関する施工管理は，ジオテキスタイルを用いる場合でも一般盛土となんら変わるところはない。しかし，ジオテキスタイルを用いた目的やその機能を損なわないように，特別の施工方法や上記した留意点が守られているかをチェックし，施工途中において品質と出来形を適切に管理することが望ましい。

以下は，ジオテキスタイルの管理における留意点を示すものである。

① ジオテキスタイルは，搬入・仮置き時から敷設・締固め完了までの施工期間中に劣化や損傷がないように管理をする。

② 紫外線により劣化するジオテキスタイルは，長時間太陽にさらされないように保管場所や施工方法について配慮する。

③ ジオテキスタイルの敷設，接合時においては，設置位置，長さ，勾配，敷設方向，接合方法，緊張具合などが計画どおりに行われているかを管理する。

④ 強風時にはジオテキスタイルが土の撒き出しまでにとばされないよう，土盛やピン留めを行う等の配慮をする。

6.8.6 施工能率

(1) ジオテキスタイルの使用量

ジオテキスタイルの使用量は次式による。

$$\text{使用量}\ (\text{m}^2) = \text{設計数量}\ (\text{m}^2) \times (1+K) \quad \cdots\cdots (6.8.1)$$

ここに，K：補正係数（0.05），設計数量：敷設総平面積（重ね代，切断ロスは含めない）。

(2) ジオテキスタイル敷設工

ジオテキスタイルの敷設工は，現場切断，敷設，接合，固定作業であり，歩掛は次表を標準とする。

表−6.8.2 ジオテキスタイル敷設歩掛

（100 m²当たり）

名　　称	規　格	単　位	数　量
世話役		人	0.15
普通作業員		人	0.6

(3) 敷き均し・締固め工

敷き均し・締固め工の施工歩掛は，次表を標準とする。

表−6.8.3 敷き均し・締固め工歩掛

（100 m²当たり）

名　　称	規　格	単　位	数　量
普通作業員		人	0.2
ブルドーザ	湿地 16 t	h	1.5
バックホウ	クローラ型 0.6 m³	h	0.9

[参考文献]

1）㈶土木研究センター・ジオテキスタイル補強土工法普及委員会：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル，1997.9（第7刷，初版1993.1）.

第II編

広域的液状化対策工法の設計マニュアル

第1章

総　　説

1. 総　説

1.1 目的と適用範囲

本マニュアル（案）は，地震時に液状化する危険性が高いと判断された，構造物が複数存在する広域地盤に対して適用可能な液状化対策工法（地下水位低下工法）について述べたものであり，対策工の適切な設計を行う上での基本的考え方を示したものである。

本マニュアルは，既設の構造物が複数存在する広域地盤の液状化対策を行う場合に適用可能である。

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ごとに，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，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一括して液状化対策を施すことができれば非常に有益である。

しかしながら，従来の構造物ごとの液状化対策と異なり，広範囲な地域全体の液状化対策であるため，都市防災全体に関わってくるテーマであり，行政的観点も必要になってくる。たとえば，地下水位低下による周辺環境への影響の評価や，地域住民がどの程度の影響を受け入れるかという問題において高度に行政的な判断が必要とされる。このような困難な問題を避けるため，ここでは広域的液状化対策の目的を，建設省が所掌する主要道路について，地震時の避難道路，緊急道路を確保することに限定する。この様な目的に対しては，道路全体を一括して液状化対策を施すのが有効であり，その手段としては，現在のところ地下水位低下工法が有効であると考えられる。

このような観点から本マニュアル（案）は，種々の構造物が存在する広域内の主要道路に対する有効な液状化対策として，地下水位低下工法を適切に設計する上での基本的な考え方を示したものである。

1.2 本マニュアルの性格

本マニュアル（案）は，広域的液状化対策工法としての地下水位低下工法の設計について主に記述している。設計法についての記述には不完全な部分があるが，現時点で可能な範囲で記

述している。

地下水位低下工法の施工法については，既往の図書を参考にされたい。

1.3 関連する設計基準類

本マニュアル（案）は広域的液状化対策工法に重点を置いて記述している。構造物自身の通常の設計・施工法等については他の基準類に従うものとする。

関連する設計基準類として，以下のものが挙げられる。

- 道路橋示方書・同解説（平成 8 年）
  - －Ⅰ　共通編
  - －Ⅳ　下部構造設計編
  - －Ⅴ　耐震設計編
- 道路土工指針
  - －土質調査指針（昭和 61 年）
- 建築基礎構造設計指針（1988 年）
- 港湾の施設の技術上の基準・同解説（1989 年）
- 東京低地の液状化予測（昭和 62 年）

1.4 用語の定義

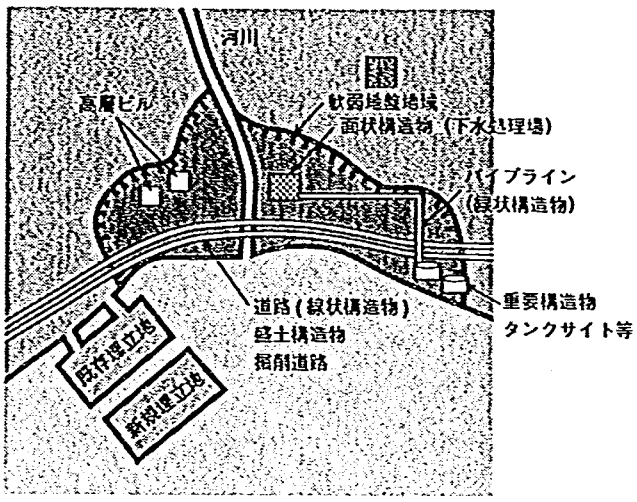
本マニュアルで用いる共通的な用語の意味は次のとおりとする。

(1) 広域
　複数の構造物が存在する，面的あるいは線的な広がりを有する地域

(2) 液状化危険度
　広域全体について地震時の液状化の起こりやすさを総合的に表す指標

(3) 広域的液状化対策
　対象とする広域の液状化危険度を下げるために，広域全体に施す液状化対策

典型的な臨海軟弱地盤地域の都市の概念図を図－1.4.1 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。



図－1.4.1　広域の概念図

ここでは，「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，面的な広がりをもったものをいい，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。ただし，本マニュアル（案）では，“面的な広域”を町丁目単位で種々の構造物が存在す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を対象とする。この範囲を「広域」とした理由は，軟弱地盤地域全体の液状化対策を考える上で，この範囲を一つの単位と考えた広域的対策の目処が立てば，軟弱地盤地域全体に順次拡大していくことは，比較的容易と考えられるからである。

本マニュアル（案）では，「1.1　目的と適用範囲」で述べたように，主要道路すなわち“線的な広域”を広域液状化対策の主な対象とする。また，広域的液状化対策工法は，地下水位低下工法を対象とする。

第2章

調　　査

2. 調　査

2.1 調査の種類

広域的液状化対策工法の設計・施工に必要な資料を得るため必要に応じて以下の調査を実施する。

(1) 地盤調査

(2) 土地利用状況の調査

(3) 設計地震力設定のための調査

(4) 施工条件の調査

2.2 地盤調査

地盤調査は次の事項について行うことを原則とする。

(1) 地形及び地質調査

(2) 土質調査

(3) 地下水調査

(1) 地盤調査の範囲は，広域的液状化対策工法の対象になっている施設と構造物，及び，影響を受ける可能性のある範囲とする。

(2) 本マニュアルが主に対象とする施設は主要な道路である。このため一般に延長が長く，地盤条件も一様でないことが考えられるので，延長方向に適切な間隔で調査を行う。更に，周囲に対して影響が考えられる場合には，必要に応じて道路直交方向でも調査を行う。

(3) 特に，広域的地盤調査の方法については，2.6 に詳しく述べる。

2.3 土地利用状況の調査

広域的液状化対策工法の対象範囲及び影響が考えられる範囲で，土地利用状況に関する次の事項について原則として調査を行う。

(1) 土地利用の用途及び所有と使用に関する主な権利関係

(2) 地中に埋設された施設およびその連結状況
(3) 地下水の利用状況

(1) 土地利用の用途に関する調査では，不等沈下に鋭敏な機械等の設置の有無及びその限界値を併せて調査する。
(2) 一般的に，主要な道路に沿って埋設された主要な管類には，直交する形で数多くの枝管類が連結されている。それらの寸法と連結方法及び管理者を調査する必要がある。
(3) 地下水の利用状況の調査は，その用途だけでなく使用する量と時期についても調査を行う。
(4) 上記の諸事項に関して，外観調査，書類調査及び面接調査を実施する。

2.4 地震力設定のための調査

設計に用いる地震力は，広域的液状化対策工法の対象となる構造物の耐震設計方法に準じて設定することを原則とする。その際，次の調査などを適宜合わせて行う。
(1) 地盤種別を判定するための調査
(2) 地震活動度の調査

設計に用いる地震力の設定については，3.3.3 で述べる。

2.5 施工条件の調査

施工条件の調査は，次の事項について行うことを原則とする。
(1) 地下埋設物及び近接構造物
(2) 周辺環境
(3) 作業環境
(4) 施工期間

(1) 地盤対策工法の施工可能範囲の把握，使用可能施工法，施工機械の設定等のために，これらの調査を行う。
(2) 既存構造物の調査は，特に施工条件の制約を明らかにするために必要である。

2.6 広域的地盤調査の方法

広域的液状化対策工法を対象とする場合，地盤調査は次の3つの段階で行う必要がある。

(1) 対象地区を抽出する段階

(2) 対象地区の現況を調査する段階

(3) 広域的液状化対策工法を具体的に検討及び設計する段階

入手できる地盤に関する情報は(1)の段階では少なく，(2)，(3)と進むにしたがって増えるのが一般的である。同様に，その情報から導き出される調査結果も順を追って詳しいものが必要となる。

各段階毎に必要な情報およびそれを得るための調査方法について，表−2.6.1に示す。

表−2.6.1 必要な情報とそれを得るための広域的地盤調査方法の関係

調査の段階	必要な情報	調査方法	備考
(1) 対象地区を抽出する段階	① 地盤の土層断面 ② N 値 ③ 地下水位面の深さ	液状化マップなどから ①−③を読みとる	
	④ 砂地盤の密度，透水性，細粒分含有量	礫，砂，シルト，粘土の含有量から算定する	その算定式について後段に示す
(2) 対象地区の現況を調査する段階	① 地盤の土層断面	ボーリング (動的貫入試験)	(ボーリング結果を補間)
	② N 値	標準貫入試験 動的貫入試験 静的コーン貫入試験	併用して効率化を図る N 値の結果を補間する
	③ 地下水位面の深さ	ボーリング 孔内水位測定 サンプリング（撹乱）	多成分コーン試験機の利用も考えられる
	④ 細粒分含有量，平均粒径	粒度試験 サンプリング（撹乱）	
	⑤ 砂地盤の密度，透水係数		粒度試験結果から算定
(3) 対策工法を具体的に検討・設計する段階	①−④（上記(2)と同様）	(上記(2)と同様)	必要に応じて実施
	⑤ 砂地盤の密度，透水係数	サンプリング（不撹乱）	現場透水試験も検討する
	⑥ 動的せん断強度比 R_l	サンプリング（不撹乱） 繰返し三軸試験	砂礫層や緩い洪積砂層は凍結サンプリングとの併用を検討する
	⑦ 強度定数 c，ϕ	サンプリング（不撹乱） 三軸試験	液状化層以浅を対象 (一面せん断試験で補間)

上記の表−2.6.1 の内容について，(1)〜(3)の順を追って補足する（詳しくは，参考文献1)を参照)。

(1) 対象地区の抽出に際しての地盤調査

対象地区の抽出・選定は，多くの場合，都道府県単位など広い範囲を対象とした液状化マップなどを利用して行われることが想定される。そこに示されている地盤情報は，一般的に次の4つの項目である。

〔得られている情報〕 ① 土層の構成（各土層毎に土層種別，上面下面の深度）
② 標準貫入試験（N 値）結果
③ 孔内水位
④ 各土層の礫，砂，シルト，粘土の含有量

一方，対象地区を抽出・選定する際に必要な地盤情報は次の項目である。

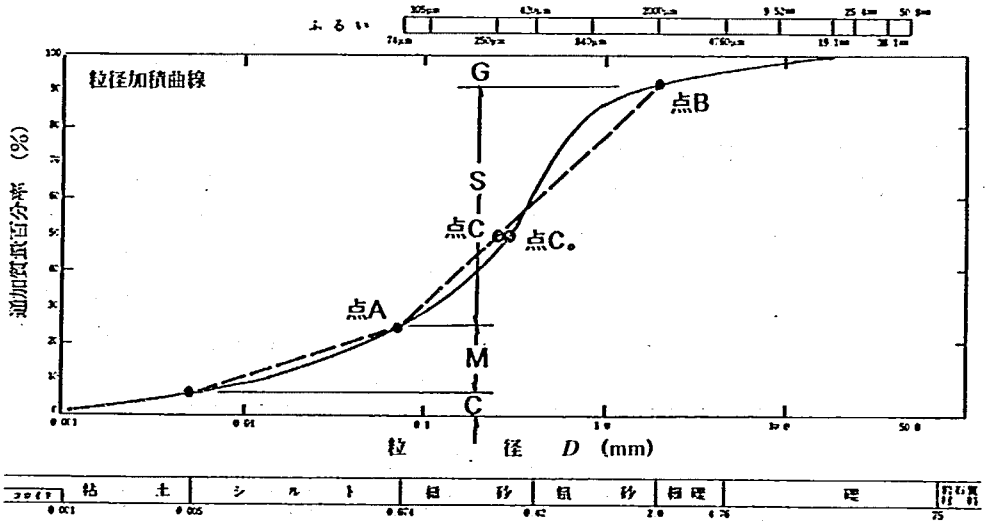
〔必要な情報〕 ① 地盤の土層断面
② N 値
③ 地下水位面の深さ
④ 砂地盤の密度，透水性，細粒分含有量の目安

上記の2つの情報グループの①～③は，それぞれ対応している。したがって，粒度から④の「砂地盤の密度，透水性，細粒分含有量の目安」を推定できれば，地盤に関しては対象地区を抽出・選定することが可能である。その推定方法を下記に示す。

1) 与えられた情報と基本的な考え方

礫，砂，シルト，粘土の含有率 G，S，M，C(%) が与えられた場合，図－2.6.1に示す粒径加積曲線の上で●印で表示した3つの点が得られる。最も簡単な方法として，この各点を線分（破線）で結んだ折れ線で，粒径加積曲線を近似することが考えられる[1]。この方法で推定する式を次に示す。

礫　分含有率(%) G〔粒径2.0 mm以上〕　　砂　分含有率(%) S〔粒径0.074 mm～2.0 mm〕
シルト分含有率(%) M〔粒径0.005 mm～0.074 mm〕　　粘土分含有率(%) C〔粒径0.005 mm以下〕
ただし，$G+S+M+C=100\%$



図－2.6.1　粒径加積曲線と近似折れ線の関係[1]

2) 必要な地盤情報の項目と算出する数式

① 平均粒径 D_{50}(mm)

($C \geqq 50\%$の場合) $D_{50}=0.005$ mm

($C<50\% \leqq C+M$ の場合) $D_{50}=0.005\times 10^{1.170(50-C)/M}$ mm ……(2.6.1)

($C+M<50\%<C+M+S$の場合) $D_{50}=0.074\times 10^{1.432(50-(C+M))/S}$mm ……(2.6.2)

($G \geqq 50\%$の場合) $D_{50}=2.0$ mm

② 10%粒径（有効径）D_{10}(mm)

($C \geqq 10\%$の場合) $D_{10}=0.005$ mm

($C<10\% \leqq C+M$の場合) $D_{10}=0.005\times 10^{1.170(10-C)/M}$mm ……(2.6.3)

($C+M<10\%<C+M+S$の場合) $D_{10}=0.074\times 10^{1.432(10-(C+M))/S}$mm ……(2.6.4)

($C+M+S \leqq 10\%$の場合) $D_{10}=2.0$ mm

③ 細粒分含有量 $F_c=C+M$ (%)

ここで，礫分Gが0%の場合には，(D_{max}, 100%) と (0.074 mm, $C+M$) を結ぶ線分を，粘土分Cおよびシルト分Mが0%の場合には，(D_{min}, 0%) と (2.0 mm, $C+M+S$) を結ぶ線分を内分する。

なお，D_{max}およびD_{min}は最大粒径と最小粒径を示しており，値が与えられていない場合はそれぞれ2.0 mm，0.005 mmとする。

3) 推定する地盤情報の項目

① 単位体積重量

対象地区を抽出・選定する段階で値が与えられていない場合は，土層種別に応じて次の定数値を用いてもよい。

(砂質土) $\gamma_t=2.0$ tf/m^3

(粘性土) $\gamma_t=1.5$ tf/m^3

② 透水係数

均等係数$U_c(=D_{60}/D_{10})$が2以下の均等な粒度配合をもつ砂の透水係数kに対して，次のAllen Hazen（アレン ヘーゼン）の実験式が提案されている[2]。

$$k(\text{cm/sec})=100\sim150\cdot(D_{10}(\text{cm}))^2 \quad \cdots\cdots(2.6.5)$$

ここでは，係数の値として平均的な120の値を採用して，次式を用いることにする。

$$k(\text{cm/sec})=120\cdot(D_{10}(\text{cm}))^2 \quad \cdots\cdots(2.6.6)$$

透水係数の値のオーダをほぼ知ることができると考えるべきである。

(2) 対象地区の現況調査に際しての地盤調査

1) 必要な地盤情報の項目と精度

この段階で必要な地盤情報の項目は，次に示すように対象地区を抽出・選定する際と変わら

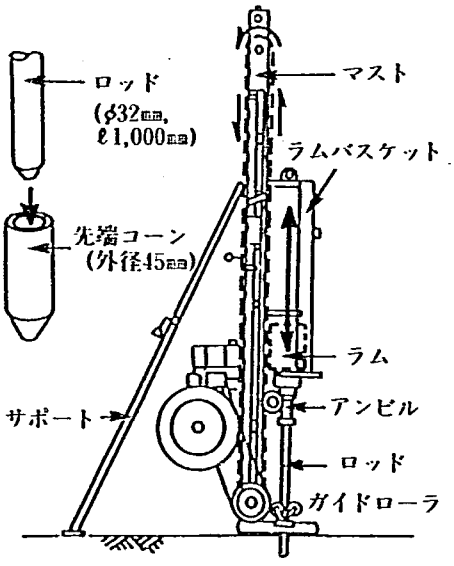
ないが，必要に応じてボーリング，サウンディングおよびサンプリングを行い，併せてサンプリング試料に対する粒度試験等の室内試験を実施して，精度をより高める必要がある。

2) 広域性に配慮した地盤調査

① 標準貫入試験および動的貫入試験

標準貫入試験は液状化に関する最も一般的な調査方法であり，実際の地震による被災状況に関する記録も豊富である。しかしながら，通常は1mピッチで測定されるため測定間隔がやや粗く，細やかな土層変化を表現することができない短所を有している。一方，広域性を配慮した場合には，ボーリングを伴うため迅速性に欠ける点を挙げることができる。この欠点を補うものとして，動的貫入試験が考えられる[1),3)]。

簡便な方法の一例であるオートマチックラムサウンダー[4)]を図−2.6.2に示す。こうした簡便な動的貫入試験を利用する利点を，表−2.6.2に示す。



図−2.6.2 オートマチックラムサウンダーの概要[4)]

表−2.6.2 簡易な動的貫入試験の利用の利点

- 簡便で施工性に優れており，経済的である
  (1日あたり20m×3か所程度は実施でるので，ボーリングに比べて10倍程度調査できる)
- 標準貫入試験結果との対応が取り易い
  (砂質土では$N=N_d$の関係[1)]がほぼ成り立つので，N値と関連づけた従来の関係式を利用しやすい)
- 貫入力が大きく適用できる土質の範囲が広い
  (N値が50以上の砂層でも2〜3mは貫入できる。コーン貫入試験の貫入力不足を補完できる)

② 静的コーン貫入試験を中心とした調査方法

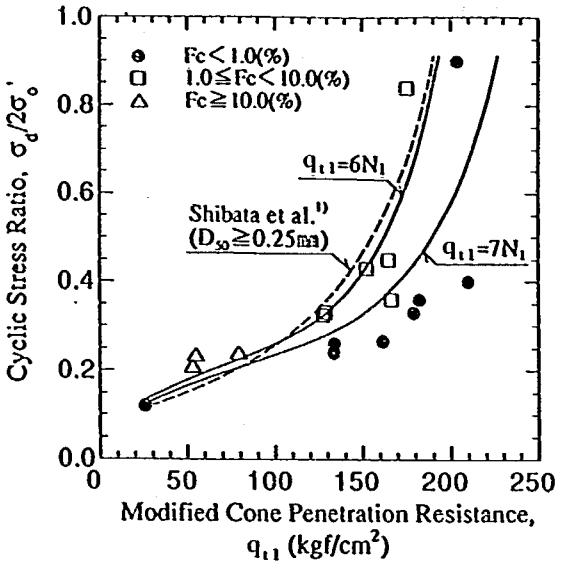
広域的液状化対策を対象とする地盤調査方法として，静的コーン貫入試験は総合的に優れている面があると考えられる[3)]。その概要は次のようにまとめられる。

- 簡便な土層判定法
  (多成分コーン試験結果を利用したプラダンの方法[5)]によって判定する)
- 地下水位面の調査方法
  (多成分コーン試験機を引き抜く際に放置して水位を測定する[6)])

時松らの研究[7),8),9)]によれば，有効上載圧の影響を考慮し，コーン先端抵抗q_tを次式で換算した換算先端抵抗q_{t1}と液状化抵抗との間には，図－2.6.3に示すような相関がある。

$$q_{t1}=q_t/\sigma_v'^{0.5} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (2.6.7)$$

（ただし，細粒分含有率F_cが1%未満のものには係数7が，1～10%のものには6が対応している。）



図－2.6.3　換算先端抵抗と液状化強度の関係[7)]

③　各調査方法の評価

上記の標準貫入試験，動的貫入試験，静的コーン貫入試験の特性を評価したものを表－2.6.3に示す。動的貫入試験は地下水位を測定することはできないが，調査に要する時間が標準貫入試験の10分の1程度と広域的地盤調査に必要な迅速性に優れている。したがって，標準貫入試験や静的コーン貫入試験などと組み合わせて用いれば，効率的な広域的地盤調査方法として極めて有望である。

表－2.6.3　広域性を配慮した各種地盤調査方法の特性比較

	調査費用，調査時間	液状化判定の信頼性	硬質地盤への対応性	深度方向の情報の細やかさ	地下水位測定等
①　標準貫入試験	△	◎	◎	○	○
②　動的貫入試験	◎	○	○	○～◎	×
③　静的コーン貫入試験	○	○	△	◎	△

◎：大変優れている，○：優れている，△：可能である，×：不可能ないし不適当である

(3)　広域的液状化対策工法の検討に必要な土質特性の把握方法

対策工法を検討する段階で知ることが望まれる地盤情報の項目は多様であり，適宜それに適した各種の試験を実施する必要がある。

[参考文献]

1）建設省土木研究所他：軟弱地盤耐震対策工法に関する共同研究報告書（その2），共同研究報告書第104号，pp. 491-500，1994.

2）山村和也：第3章　土の中の水の動き，土質基礎工学ライブラリー7，「土と基礎　実用数式・図表の解説」，pp.19-36，土質工学会，1971.

3）建設省土木研究所他：軟弱地盤耐震対策工法に関する共同研究報告書，共同研究報告書第91号，pp.475-483，1993.

4）岸田隆夫・大竹規夫・浅田英幸・深沢健：急速地盤調査方法としてのオートマチックラムサウディング試験機の利用，第29回土質工学研究発表会，pp.175-178，1994.

5）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.

6）田中洋行・楠原基生・後藤健二・深沢　健・浅田英幸：コーン貫入試験における間隙水圧の挙動について，第27回土質工学研究発表会，pp.163-166，1992.

7）田屋裕司・時松孝次・鈴木康嗣・牧原依夫：コーン貫入試験結果と原位置凍結試料の液状化強度との関係，第29回土質工学研究発表会，pp.799-800，1994.

8）古山田耕司・鈴木康嗣・時松孝次・田屋裕司・窪田洋司：強震記録とコーン貫入試験結果に基づく液状化予測について，第30回土質工学研究発表会，pp.981-982，1995.

9）鈴木康嗣・古山田耕司・時松孝次：コーン貫入試験の先端抵抗と摩擦抵抗を併用した液状化強度予測，第31回地盤工学研究発表会，pp.1229-1230，1996.

第3章

広域液状化対策工法としての
地下水位低下工法の設計

3．広域的液状化対策工法としての地下水位低下工法の設計

3.1 地下水位低下工法の特徴と留意点

3.1.1 地下水位低下工法の概要

液状化対策工法としての地下水位低下工法は，液状化対象地盤の地下水位の低下を図り，その結果として地盤の地震時せん断抵抗力の増大を期待する工法である。

地下水位低下工法には，重力に期待する重力排水式工法と，強制的に揚水する強制排水式工法がある。

重力排水式工法は，地球の重力エネルギーを利用するので，設備が簡単で安価であるが，一般に小規模な湧水対策として利用されることが多い。代表的なものに釜場排水や暗渠排水がある。

一方，強制排水式工法は，ウェルポイント工法やディープウェル工法のように大がかりな電気設備を要するため一般に高価であるが，大規模な掘削を目的とした工事に多用されている。

これらの工法の採用にあたっては，地盤，地下水の性状はもちろん，対象構造物や周辺への影響などの検討を行った上で，工法の選定，設計，実施がなされなければならない。

3.1.2 地下水位低下工法の特徴

地下水位低下工法は，水位調整のための対策工法として古くから農業分野で利用されており，建設工事においても掘削などにおける湧水対策，水圧軽減対策として大いに利用されている。

当工法を砂地盤の液状化対策として利用する際の特徴は，以下のとおりである。

① 地下水位を低下させると，液状化抵抗率が増加する。

② 地下水位以浅の地盤の変形抵抗が増加し，仮に液状化が生じたとしてもその影響が構造物に現れにくくなる。

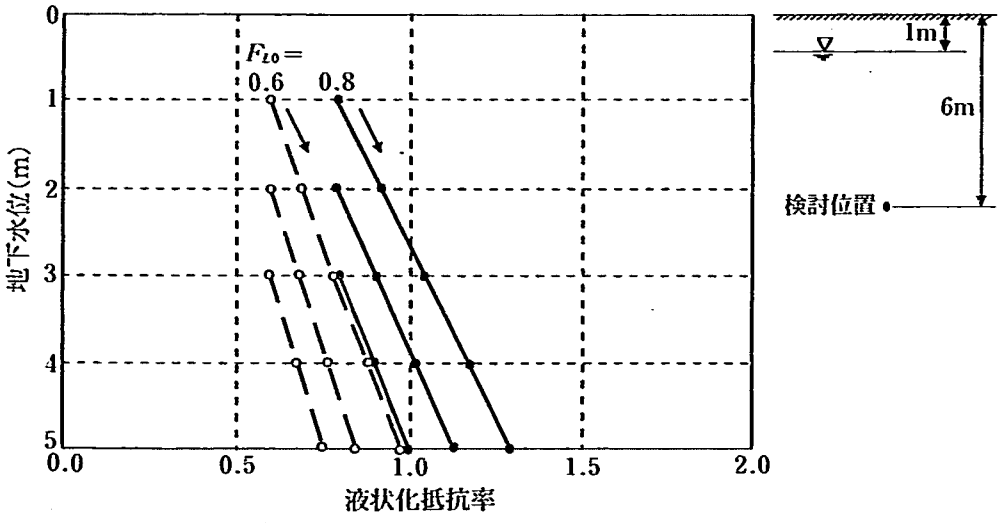
低下前の地下水位が1，2または3mで，液状化抵抗率が0.6または0.8のときの，地下水位低下による液状化抵抗率の変化を，着目点の深度6mの場合について例示したものが図−3.1.1である。地下水位以浅の土の湿潤単位体積重量を1.7 tf/m³として，また地下水位以深の土の飽和単位体積重量を1.9 tf/m³として計算を行った結果であり，以下のことがわかる。

・液状化抵抗率はほぼ直線的に変化し，地下水位を1m低下させると液状化抵抗率は0.05〜0.1程度増加する。低下前の液状化抵抗率が大きいほうが，液状化抵抗率の増加量が大きく，地下水位低下の効果が現れやすい。

・地下水位を1mから5mまで4m低下させた場合，低下前の液状化抵抗率が0.8のときには，低

下後の液状化抵抗率は1.0以上となるが，低下前が0.6のときには，低下後の液状化抵抗率が1.0以下のままである。

従って，本工法は液状化抵抗率の不足が若干懸念される場合，あるいは他工法との併用を考える場合の補助工法として使用することが有効である。



図−3.1.1　地下水位低下時の液状化抵抗率の変化計算例

3.1.3　地下水位低下工法の留意点

地下水位低下工法を実施した場合には，下記のような障害が発生するので留意しなければならない。

・井戸の枯渇　　・井戸の汚染　　・地盤沈下および変状

・自噴水の枯渇

地下水の揚水後の処理は，下水への放流を行うが，河川や海への直接放流も管理者の許可を得ることが必要である。

地下水を汲み上げ，直接河川や海に放流する場合は，各自治体の条例によらなければならない。表−3.1.1に，東京都の条例の一部を掲載する。基準は河川及び放流の量により異なるので河川管理者の指示が必要である。

表−3.1.1　東京都公害防止条例[注)]

水域	江戸川水域及び多摩川水域	
一日あたりの排水量	50m³ 以上の工場	50m³ 未満の工場
水素イオン農度	イオン農度pH5.8以上8.6以下	
外観	異常な着色又は発泡が認められないこと	
臭気	臭気度4を超える不快な臭気をおびていないこと	
温度	40℃以下	
生物化学的酸素要求量	20	25
浮遊物質量	40	50
ノルマルヘキサン抽出物質	5	
フェノール類	1	
銅	1	
亜鉛	5	
溶解性鉄	10	
溶解性マンガン	10	
クローム	2	
フッ素	15	
大腸菌群数	3.000	
カドミウム及びカドミウム化合物	カドミウムにつき	0.1
シアン化合物	シアンにつき	1
有機燐化合物	1	
鉛及び鉛化合物	鉛につき	1
六価クローム化合物	六値クロームにつき	0.5
砒素及び砒素化合物	砒素につき	0.5
水銀及びアルキル水銀その他の水銀化合物	水銀につき	0.005
アルキル水銀化合物	検出されないこと	
PCB	0.003	

注）昭和47年公害関係法規総覧による。　単位：排水m³ 中の汚染物質の重さ（g/m³）

3.2　設計の基本方針

広域的液状化対策として地下水位低下工法の設計では，対象地域全域で全く液状化しないように対策するのではなく，対象地域の液状化危険度を平均的に下げるように配慮して設計水位を設定する。

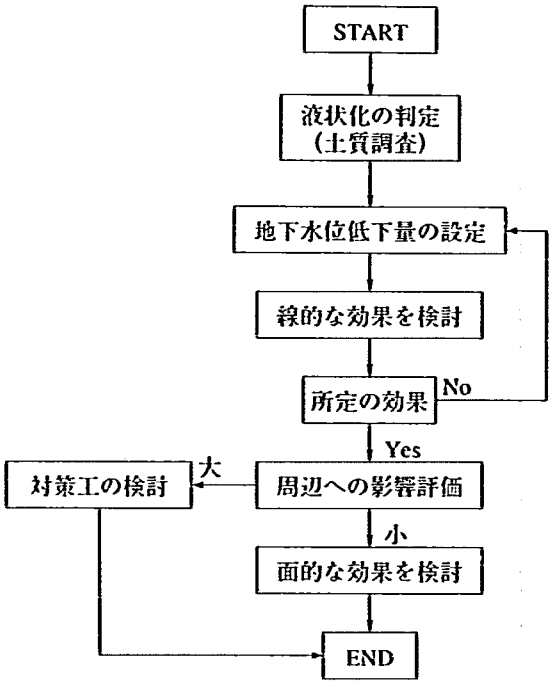
ここでは，主要道路沿いの液状化対策効果（線的効果）を考慮して，地下水位低下量の目標値を設定し，周辺環境への影響が十分小さい場合には，副次的な効果としての道路周辺の地域への液状化対策効果（面的効果）をも評価することとする。

設計の基本的な流れは図－3.2.1に示すとおりである。既往の土質調査結果より液状化の可能性を判断し，地下水位低下工法を採用した場合，

・液状化の可能性大のものが液状化の可能性中のものへ
・液状化の可能性中のものが液状化の可能性小のものへ

といった液状化可能性のランクのシフトが，その領域内で平均的に確保されるように地下水位低下量を求める。

なお，広域を対象とする液状化危険度の具体的な評価方法は3.4で述べるが，本マニュアルでは東京都土木研究所が提案する「東京低地の液状化予測」[1]に準じて行うことを基本的な考え方としている。



図－3.2.1　広域を対象とした地下水位低下工法の設計の流れ

当然，対象領域内に存在する主要道路に沿った構造物の液状化対策として地下水位を低下させると，対象とする構造物だけでなく，周辺への影響も評価する必要があり，影響が無視し得ない場合は，必要に応じて止水対策や他の工法との併用などの対策も検討することになる。

地下水位低下工法を適用する場合，その使用形態としては，

① 単独使用
② 補助工法（止水壁など）使用

の2方法が考えられる。止水壁併用の場合，液状化対策効果は主要道路に限られる。単独使用の場合，液状化対策効果は主要道路だけでなくその周辺の地盤にも及ぶ。

3.3 設計条件

3.3.1 地盤条件

地盤条件として次のものが必要である。

1) 液状化対象層の液状化強度の設定・液状化可能性の判定に必要な地盤定数，地層構成
2) 非液状化層の地盤定数，地盤構成
3) 地下水位低下工法の設計・施工に必要な地盤定数

(1) 液状化対象層となる砂層の液状化可能性を判定するための手法はいくつかあるが，現行の各種構造物基準においては，標準貫入試験のN値と粒度分布特性に基づくものがほとんどである。広域性に着目すれば，ボーリングを伴うため迅速性に欠ける標準貫入試験に加えて，より簡便な静的コーン貫入試験や動的貫入試験等を積極的に併用することが望まれる。

(2) 地下水位低下工法に関係する透水係数などの地盤定数や透水性に関する土層構成を，通常のサウンディングで精度よくしかも簡便に知ることは難しい。したがって，現場透水試験などを適切に組み込んだ地盤調査を行うことが望まれる。

3.3.2 構造物条件

構造物条件としては，一般に以下のものが必要である。

1) 構造物の寸法・形状
2) 構造物の構成材の材料定数（単位体積重量，強度など）

広域地盤対策を考える場合，対象とする域内に道路や橋梁，ライフライン，上下水道施設，公園など各種施設が混在する可能性がある。液状化対策の対象となる構造物，あるいはその影響を受けると考えられる構造物については，構造物の形状や寸法，材料定数（単位体積重量，強度など）を把握し，必要に応じて対策効果の判定や影響評価の検討に用いる。

3.3.3 地震及び地震力条件

液状化対策の必要性の判定及び地下水位低下工法による対策工の設計に用いる地震及び地震力条件は，広域の地震危険度を考慮して適切に設定するものとする。

広域的液状化対策として考える地下水位低下工法は，その地域に限定された地盤条件や地震条件のもとで，地盤の耐液状化性能をレベルアップしようとするものである。

したがって，地震および地震力条件は，過去の液状化履歴や地形・地質，地点での液状化評価などその地域の地盤特性や，想定される地震などを考慮して合理的に設定する必要がある。

想定地震に関しては，各地方自治体が策定している地域防災計画のための想定地震および地震動の設定法が参考になる。

例えば東京都では，地盤条件に関して基盤の性状や地形，表層土層の性状を考慮した地盤分類と表層地盤の伝達関数および応答計算による表層地盤の増幅度によって地震工学的地盤分類を行っており，関東地震（M 7.9），直下地震（M 6.9）の2ケースの地震を想定し，基盤面での入射加速度を設定し，この入射加速度に各地盤の増幅特性を乗じて地表最大加速度を算出する方法を提案している[2)]。

3.4 地下水位低下工法の必要性の判定

広域的液状化対策としての地下水位低下工法の必要性は，対象地域の液状化危険度，重要度，復旧の難易度等を総合的に配慮して判定する。

3.4.1 液状化の判定

地盤の液状化は，液状化抵抗率F_L値に基づいて判定する。

地盤の液状化抵抗率F_Lの算定法は，原則として「道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編」(平成8年)に記述された方法に準拠するものとする。ただし，これはボーリング地点の液状化を判定するに過ぎない。このため，広域全体としての液状化の判定は，3.4.2で行う。なお，3.4.2に示す広域を対象とする液状化予測法において，他のF_L算定法が使用されている場合にはその手法を用いてよい。

3.4.2 液状化危険度の検討

広域的液状化対策の必要性の判定に当たって，対象とする地域全体の液状化危険度の検討を行う。この場合，下記の情報を総合的に判断する。

1) 過去の地震における対象地域内の液状化発生の有無（液状化履歴）
2) 対象地域の地形，地質
3) ボーリング地点での液状化判定結果

広域を対象とする液状化予測法として特に定められた方法はないが，以下にこれまでに提案されている方法として，東京都が行った「東京低地の液状化予測[1)]」の方法を示す。この方法は，対象とする地域を一定の大きさ（500 mメッシュ）に分割し，メッシュ内の液状化履歴，地形・地質，ボーリング地点での液状化判定結果の情報を重ね合わせ，メッシュ内の液状化可能性ランク（液状化危険度）を決定するものである。その結果，対象とする地域はメッシュごとに，液状化が発生しやす

い地域，液状化の発生が少ない地域，液状化の発生がほとんどない地域にランク分けされる。

図−3.4.1 に検討フローを示す。ボーリング地点における液状化判定は，液状化抵抗率F_L 値，及び次式で定義される液状化指数P_L 値に基づいて判定する。

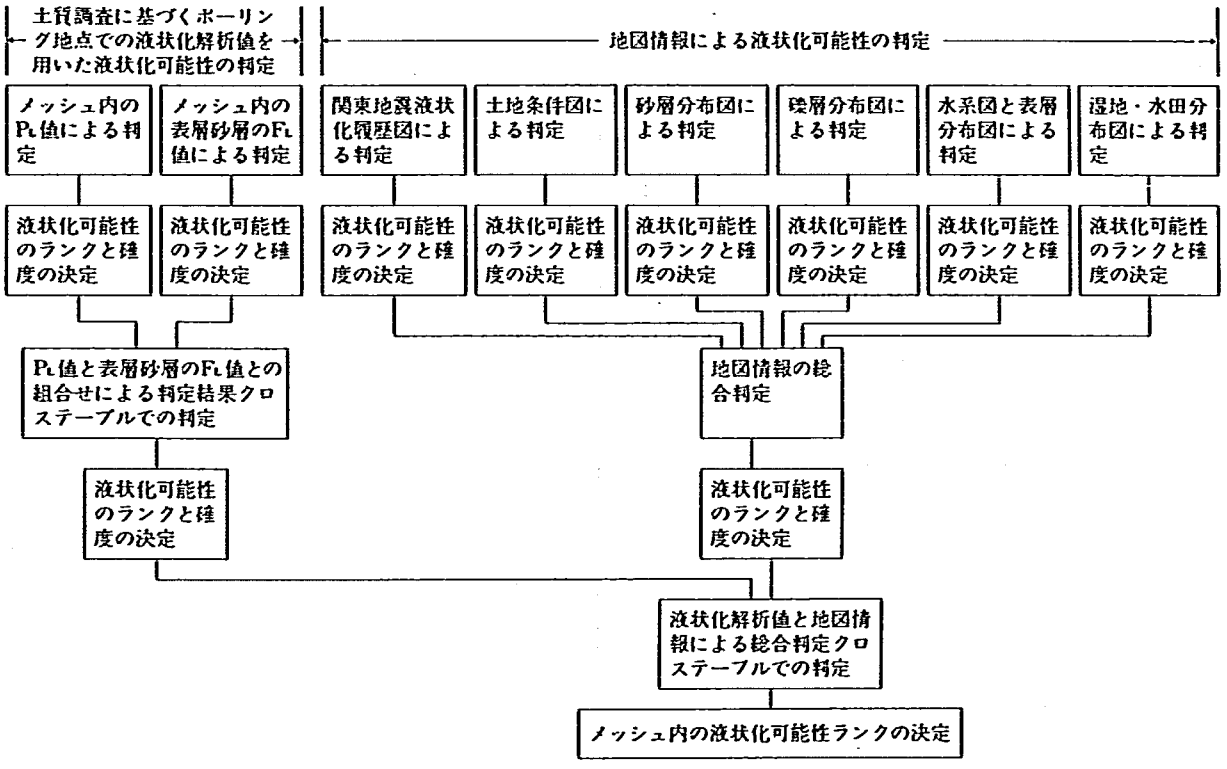
$$P_L = \int_0^{20} F \cdot w(z)\, dz \quad \cdots\cdots (3.4.1)$$

ここに，

$$F = \begin{cases} 1 - F_L : F_L < 1.0 \\ 0 \quad\quad : F_L \geqq 1.0 \end{cases}$$

$w(z) = 10 - 0.5z$

z:地表面からの深さ(m) ($z \leqq 20$ m)



図−3.4.1 メッシュ判定法のフロー[2)]

F_L 値は「道路橋示方書・同解説」(平成2年) に基づいて算定する。F_L 値によるボーリング地点の液状化の可能性は，表−3.4.1 に基づいて判定する。P_L 値によるボーリング地点の液状化の可能性及びその確度は，表−3.4.2 及び表−3.4.3 に基づいて判定する。F_L 値とP_L 値により判定した結果を，図−3.4.2 に示す判定結果クロステーブル上で組合せて，ボーリング地点の液状化可能性ランクを最終的に判定する。

対象地域の液状化履歴，地形・地質による液状化可能性の判定は，液状化履歴図，土地条件図，砂層分布図などの地図情報に基づいて実施する。最後に，図−3.4.3 に示す総合判定クロステーブルに基づいてこれらを総合的に判定し，メッシュ内の液状化可能性ランクを決定する。

表−3.4.1　表層砂層のF_L判定法[2)]

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
			$Z\leqq3$ $F_L<0.8$	$Z\leqq3$ $0.8\leqq F_L<1.0$	$3\leqq Z\leqq6$ $F_L<0.8$	$3<Z\leqq6$ $0.8\leqq F_L<1.0$	$Z\leqq6$ $F_L<1.0$
表層砂層の厚さ l (m)	a	$3\leqq l$	1	1	1	2	3
	b	$2\leqq l<3$	1	2	2	3	4
	c	$1\leqq l<2$	2	3	3	3	4
	d	$0\leqq l<1$	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−3.4.2　P_L値による液状化可能性のランク[2)]

P_L値	区　分	ランク
$P_L\geqq15$	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−3.4.3　P_L値による液状化可能性の確度[2)]

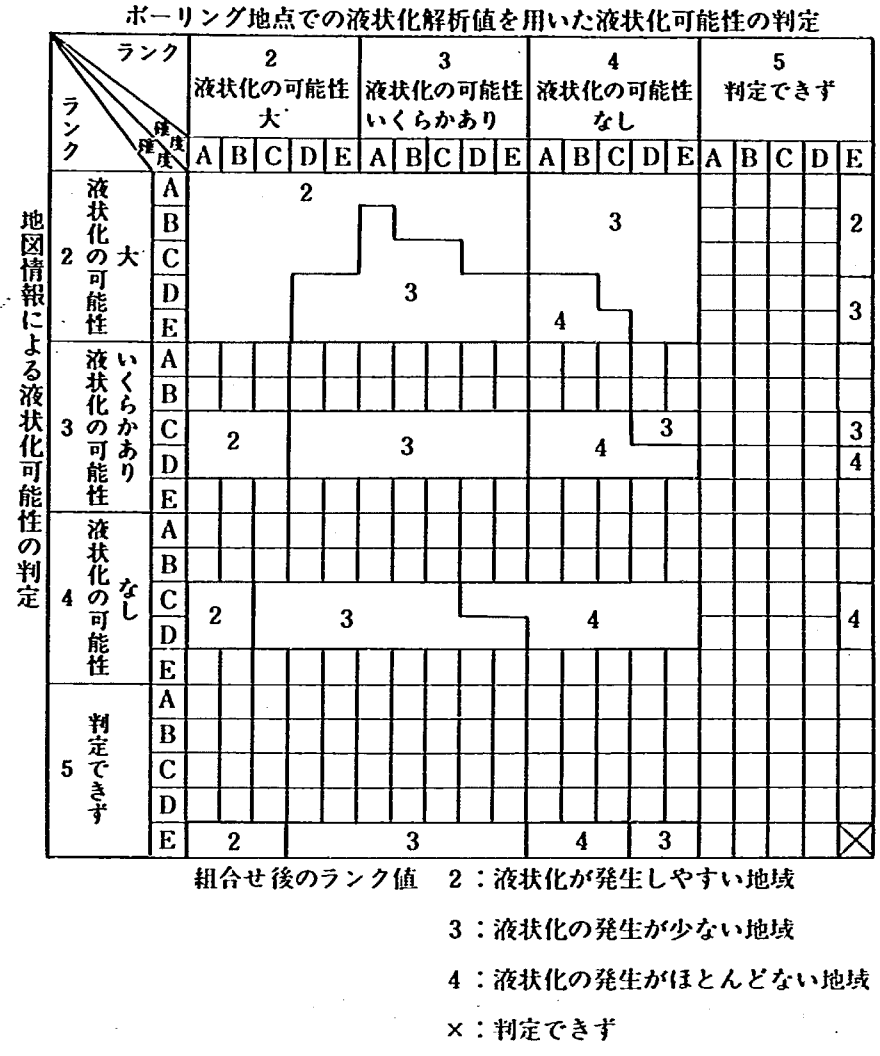
P_L値の散布状態とデータ数の区分	確度
メッシュ内での散布傾向が良く，データの数も15以上と多い	A (++)
メッシュ内での散布傾向が良く，データの数が10〜15とやや多い	B (+)
メッシュ内での散布傾向が良く，データの数が5〜10である	C (+−)
メッシュ内での散布傾向は悪いが，データの数が15以上と多い	C (+−)
メッシュ内での散布傾向は良いが，データの数が2〜5と少ない	D (−)
データの数は5〜15あるが，メッシュ内での散布傾向が悪い	D (−)
データがない，あるいはあっても少ない(0〜4) のでメッシュ内での散布傾向が悪い	E (−−)

P_L値による液状化可能性

表層砂層のF_L値の判定による液状化可能性 ＼ P_L値による液状化可能性	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
1 液状化の可能性大	2		
2 液状化の可能性中		3	
3 液状化の可能性小			4
4 液状化の可能性なし			

組合せ後のランク値　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

図−3.4.2　判定結果クロステーブル[2)]



図−3.4.3 液状化解析値と地図情報による総合判定クロステーブル[2)]

3.5 設計手順

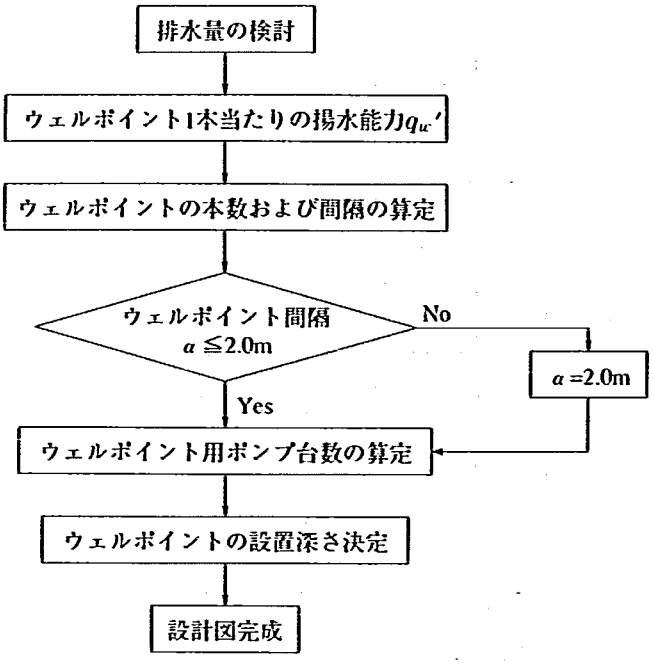
地下水位低下工法の設計に当たっては，必要な水位低下量を確保するための適切な工法を選定した上で設計を行うとともに，地下水位低下の影響が周辺に及ぼす影響についても十分に配慮し，必要に応じて対策を講ずるものとする。

地下水位低下工法には，重力を利用した釜場排水工法や暗渠排水工法の他，強制的に排水を行うウェルポイント工法やディープウェル工法がある。重力排水式工法は地球の重力に頼るため，一般には工事に伴う地表面排水対策として利用されている。設計は集水埋渠の水理公式によっているが，実際と合わないことが多く，良い排水条件でも 1～2 m程度の低下量である。

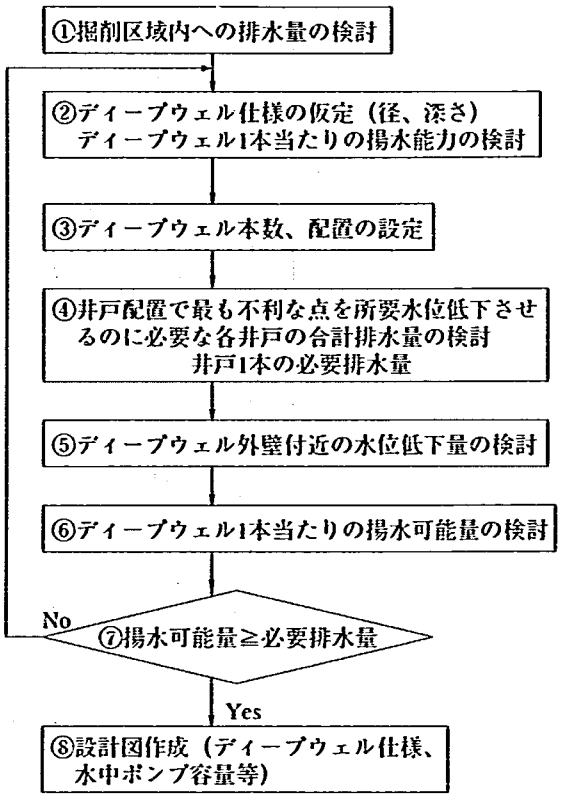
強制排水によるウェルポイント工法は真空圧力のロスなどから一般には 5 m以内，ディープウェ

ル工法はそれ以上の水位低下が可能である。

図−3.5.1 はウェルポイント工法の設計手順を示したものであり，図−3.5.2 はディープウェル工法の設計手順を示したものである。



図−3.5.1 ウェルポイント工法の排水設計手順



図−3.5.2 ディープウェル工法排水計画の手順

地下水位低下工法を広域の主要道路沿いに単独で使用すると，一般に水位低下の影響は周辺地域にも及ぶ。したがって，単独使用をして周辺への影響が無視し得ない場合は，補助工法（止水壁）との併用を考える。

地下水対策として止水壁工法を採用する場合，主に問題となるのは止水壁工法の根入れ長さである。止水壁工法で下部不透水層まで根入れがなされていれば，地下水による障害は妨げられる。

止水壁が山留め壁と併用される場合は，一般に側圧に対する構造検討やヒービングの安定，さらに地下水に係わるボイリングや盤膨れについて検討し，地下水を遮水する上で十分な長さを不透水層に求める。このように計画することにより，掘削敷周辺の地下水に与える水位低下の影響もほとんどなく，揚水量は掘削敷内の貯留水，降雨浸透水だけを考慮することにより求められる。

以上の詳細な設計方法については，市販の図書類を参照されたい[3),4)]。

3.6 改良目標値の設定

地下水位低下の改良目標値は，対象とする広域の液状化危険度を目標とするランクに低下させるのに必要な値とする。

地下水位低下工法は，

・補助工法（止水壁）併用の場合

・単独使用の場合

に分けて検討する。止水壁併用の場合，液状化対策効果は主要道路に限られる。単独使用の場合，液状化対策効果は主要道路だけでなくその周辺の地盤にも及ぶ。

ここでは，主要道路沿いの液状化対策効果（線的効果）を考慮して，地下水位低下量の目標値を設定し，周辺環境への影響が十分小さい場合には，副次的な効果としての面的効果をも評価することとする（図−3.2.1 参照）。

広域的液状化対策は対象地域全域で全く液状化しないように対策するのではなく，平均的に液状化危険度を下げる対策であるので，このことを考慮して，以下に示す手法を提案する。

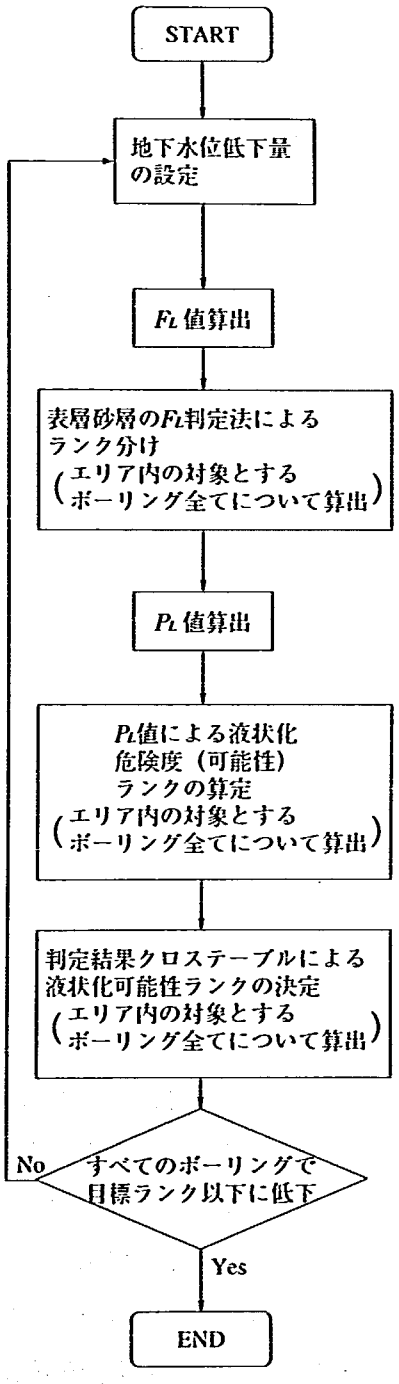
(1) 地下水位低下の改良目標値

道路に沿った全てのボーリングについて，各々深さ方向のF_L値分布を求める。この分布から表−3.4.1に示す表層砂層のF_L判定法を用いてF_Lによる液状化の可能性をランク分けする。

さらに，F_L値の深さ方向の分布から液状化指数P_L値（式3.4.1）を求める。このP_L値から，表−3.4.2のP_L値による液状化可能性のランク表を用いて，液状化に対する可能性をランク分けする。

各ボーリングについて液状化の可能性を図−3.4.2の判定結果クロステーブルにより判定する。地下水位低下の目標値は，全てのボーリングにおいて液状化可能性のランクを目標ランク（例えばランク3)に低下させるのに必要な値として設定する。

以上の検討フローを図−3.6.1に示す。



図−3.6.1 改良目標値設定フロー

(2) 副次的な効果の検討

地下水位低下工法を単独で使用する場合，液状化対策の効果は副次的に主要道路の周辺にも及ぶ。このような副次的な面的効果は，総合判定のクロステーブル図－3.4.3を用いて検討する。

3.7 周辺環境への影響検討

地下水位を低下させた場合の周辺への影響を検討するためには，周辺における地下水量と地下水低下による地盤沈下の予測が必要である。

1) 地下水位低下量の予測

2) 地盤沈下量の予測

(1) 地下水位低下量の解析手法

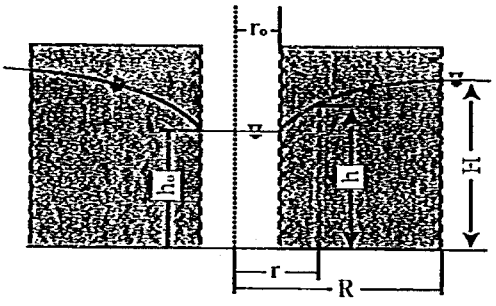
地下水位の揚水量と地下水位低下量との関係を解析する方法として井戸理論によるものとFEM等の数値計算手法がある。以下それぞれについて概略を示す。

1) 井戸理論

井戸は図－3.7.1に示すように自由水を対象としたものと，図－3.7.2に示すように被圧水を対象としたものに分けられ，それぞれについて理論解がもとめられている。揚水量Qと周辺地下水の関係はそれぞれ次のようである。

・自由水の場合

$$Q=\frac{\pi(H^2-h^2)}{ln\frac{R}{r}}$$



図－3.7.1 自由水の場合

・被圧水の場合

$$Q=\frac{2\pi Dk\times(H-h)}{ln\frac{R}{r}}$$

ただし，k：滞水層の透水係数

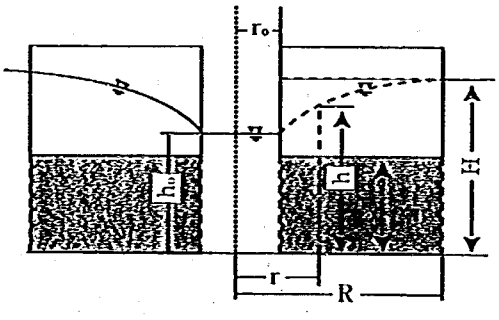
r：井戸中心からの距離

h：rの地点の水深

R：影響範囲（r_0でh_0，RでH）

D：滞水層の厚さ

上記の式より揚水量Qまたは井戸内の地下水位hが与えられれば，周辺の地下水位の分布が計算できる。



図－3.7.2 被圧水の場合

実際の排水工事おいては，矩形の領域で排水を行う事が多いので，これを等価な面積を有する井戸に置き換えて計算を行う。

2) 数値解析

近年計算機の発展にともなってFEMによる解析プログラムが一般化し，各種の条件下での解析が容易になってきた。以下の3つのモデルについて概略を示す。

① 平面2次元モデル

被圧滞水層の水圧分布と揚水量の関係を求める場合に適している。自由水の場合でも地下水位低下量が大きくない場合には適用が可能である。

② 断面2次元モデル

集水域が延長方向に長い時有力な方法である。

③ 3次元モデル

原則的にはどのような条件にも対応が可能で，他のモデルより厳密な解析が可能である。しかし解析モデルの節点およびエレメントの数が多くなるため，大容量の計算機が必要となり計算コストが高くなる。

(2) 地盤沈下の予測

地下水の低下にともなって地盤沈下が発生する場合は，「道路橋示方書・同解説IV下部構造編」7章基礎の安定に関する一般事項（㈳日本道路協会　平成8年12月）に則して計算を行う。

(3) 地盤沈下の影響

地盤沈下の影響が周辺に及んだ場合，周辺建築物・ライフライン等に障害が出る事がある。ライフラインへの影響が予測される場合は，管理者との協議が必要となる。また建築物については障害が出る目安を表−3.7.1に示す。

表−3.7.1　許容相対沈下量（圧密沈下の場合）

(単位cm)

構造種別	コンクリートブロック造	鉄筋コンクリート造		
基礎形式	連続(布)基礎	独立基礎	連続(布)基礎	べた基礎
標準値	1.0	1.5	2.0	2.0～(3.0)
最大値	2.0	3.0	4.0	4.0～(6.0)

[注]（ ）は大きい梁せいあるいは2重スラブなどで十分剛性が大きい場合

3.8 地下水位低下工法の施工上の留意点

地下水位低下工法の施工に当たっては，施工前，施工中，施工後のそれぞれの段階において施工法，施工材料，施工機械などに関して留意が必要である。

(1) 単独使用の場合

地下水位低下工法のうち，ディープウェルの施工方法としてはケーシング式など種々のものがあるが，工法の選定をする場合には，その特徴から現場の状況をよく考慮して決定しなければならない。

図−3.8.1に代表的な工法としてディープウェルの施工フローを示す。フロー中の各段階における留意事項について以下に記述する。

① 削孔については，泥水を削孔口まで常に保つようにする。

② 井戸の建込みについては，その前に十分削孔内のスライムを処理し，削孔深さの確認をしなければならない。

③ 汲み上げた水は場外に排出されるので，ノッチタンクを井戸のそばに設けて排水に含まれている土粒子をタンク内に沈殿させることが必要である。

④ 揚水量が低下した場合には井戸を清掃する必要がある。

⑤ 汲み上げた地下水を河川などに放流する時には，管理者の許可を得ることが必要となることに留意する。

なお，ディープウェルの維持管理として考慮すべき項目を以下に記述する[5]。

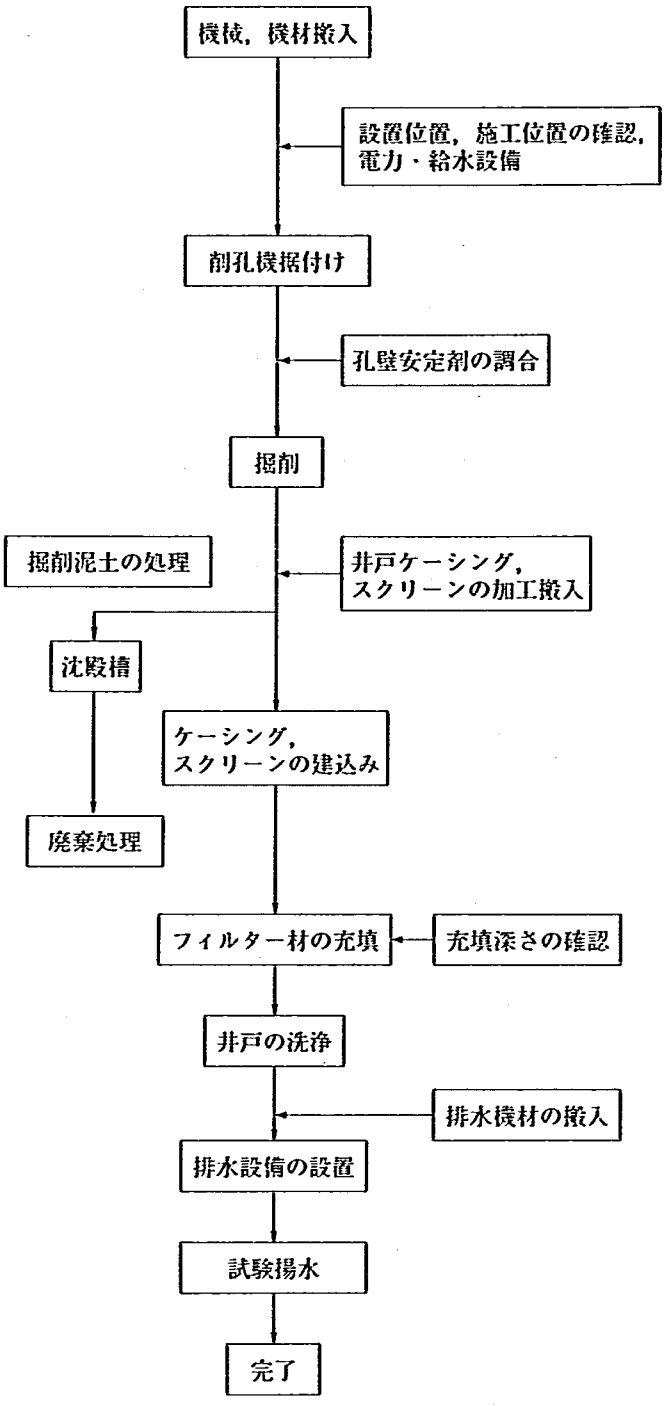
① 連続運転に係わる事項

② ウェル内に溜まる細粒子砂の洗浄に係わる事項

③ 前述の⑤と重複するが，汲み上げた地下水の放流に係わる事項

④ ポンプの整備に係わる事項

⑤ 水位観測に係わる事項



図−3.8.1 ディープウェル施工フロー[5]

また，例えばウェルポイント工法の施工に関して以下に詳述する。

a．ウェルポイントの機構

ウェルポイントとは，外径5〜8cm，長さ0.5〜0.7mのポーラスなスクリーンを有する吸水管

からできた全長約1.0mの小井戸の先端部分のことである。現在使用されているものは，先端から水を射出しながら設置できるセルフジェッティングタイプとなっている。ウェルポイントの詳細図を図−3.8.2に示す。

b．ウェルポイントの施工方法

ウェルポイントの施工手順を図−3.8.3に示す。また，ウェルポイント工法の設置概要図を図−3.8.4，ウェルポイントの設置平面の概要を図−3.8.5，及び設置断面図を図−3.8.6に示す。

1) 工事準備

工事に当たってのポイントを以下に記述する。

・継手部分の点検（気密保持のため）

・電力設備電源の確保（通常ポンプ1セット当たりで200V，20〜30kw程度）

・予備電源の確保（停電時対応）

2) 打ち込み

ウェルポイントの打ち込みに当たってのポイントは以下のとおりである。

・穿孔カッターの使用（ジェットのみの穿孔が不十分な場合）

・サンドフィルターの所定量の充填

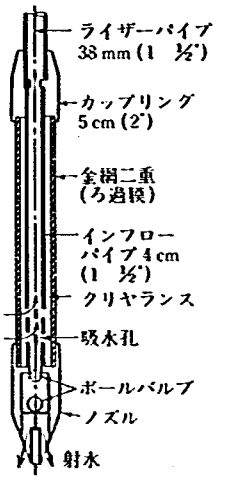
・サンドフィルターの粒度の範囲に留意

$4D_{85} > D_{F15} > 4D_{15}$

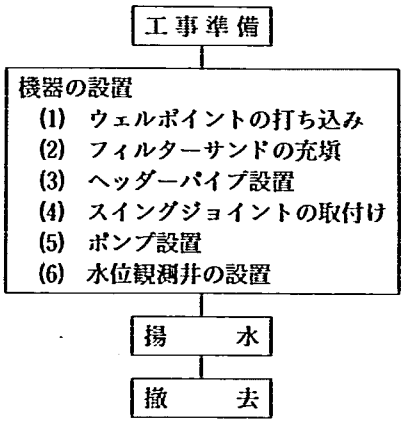
ここに，

D_{F15}：フィルター用に使用する砂の粒径加算曲線における15%に相当する粒径

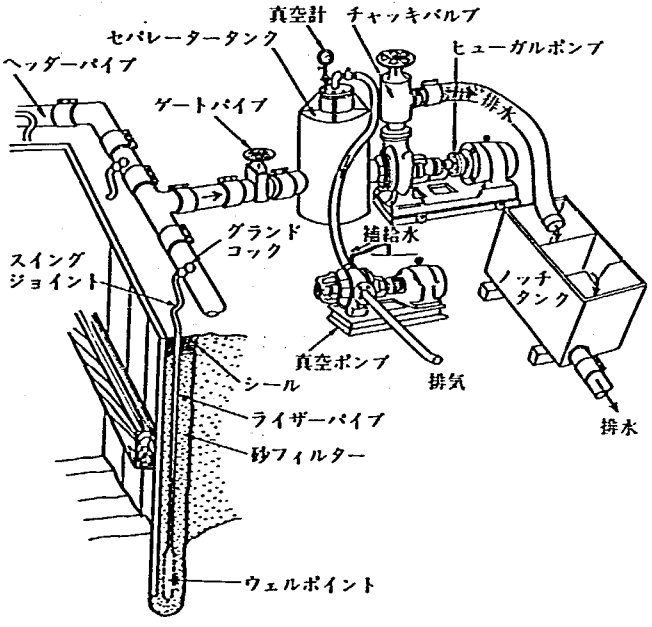
D_{15}，D_{85}：地盤の土の15%，85%に相当する粒径



図−3.8.2 ウェルポイントの構造[6]
(Griffin式)



図−3.8.3 ウェルポイントの施工手順（文献6）を一部修正）



図−3.8.4 ウェルポイント工法設置概要図[6]

3) ヘッダーパイプの設置

ヘッダーパイプの設置に当たってのポイントは以下のとおりである。

・接続箇所のペンキ，パテ等による塗布（気密保持のため）

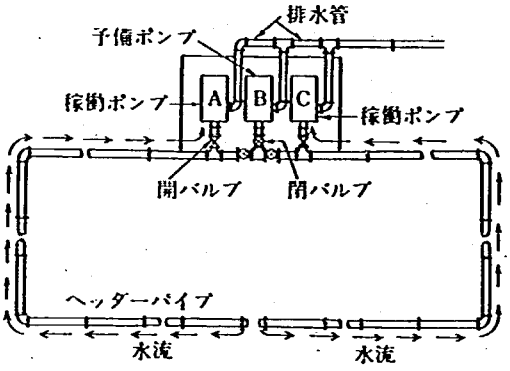
4) ポンプの設置

ポンプ設置に当たってのポイントは以下に述べるとおりである。

・最も効率的な配置の考慮(図−3.8.5参照)

・ポンプステーションが動揺しない基礎の構築

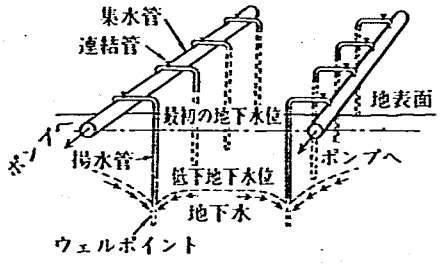
・ヘッダーパイプの位置と同じレベルに設置



図−3.8.5 ウェルポイント設置平面の概要図[6]

5) 揚水

機器の設置がすべて終了した後，揚水を行う。



図−3.8.6 ウェルポイント設置断面図[6]

まず，ポンプ，真空ゲージ（真空計）およびウェルポイント，ヘッダーパイプの設置にミスがないかを点検する。各機器の設置を点検した後，運転を開始する。運転手順は，図−3.8.4より，真空ポンプのスイッチを入れ，真空ゲージの上昇を確認後セパレータータンクのコックおよび各ウェルポイントのグランドコックを開放し，排水ポンプを運転させ，チャッキバルブを開き揚水を行う[6]。

ウェルポイント揚水中の管理の注意点は，現場の状況を見回りのたびに真空度，揚水量の変化をチェックすること，エアー漏れを確かめて漏れを確認したらすぐに止めること，ポンプ類の給油，パッキン類の交換は手早く行うこと等である[6]。

(2) 補助工法併用の場合

液状化対策で使用される止水壁は長期的に用いられるため，メンテナンスフリーが重要である。また，周辺への影響を考慮したとき，止水壁を不透水層まで根入れする必要がある。

止水壁の種類と施工方法を表−3.8.1に示す。同表を参考にして止水形式を決定するためには，地盤条件（液状化層の厚さ，土質状況など），現場環境（作業スペース，作業期間，周辺構造物の種類など），止水の程度などを考慮する必要がある。

表−3.8.1　止水壁の種類[5]

止水形式	止水方法	施工機械	施工深さ (m)	壁厚または径 (m)
注入止水壁	薬液注入	ボーリングマシーン	30	0.5
地盤改良	高圧噴射混合式	高圧ジェット撹拌マシーン	30	ϕ1.0〜2.0
	深層混合式	撹拌マシーン	25	ϕ1.0
		拡翼式マシーン	60	ϕ2.0〜3.5
	原位置混合柱列杭壁	撹拌翼付き掘削機，オーガー	30	ϕ0.6
杭式	場所打ち杭式	ロータリービット，アースオーガー	40	ϕ0.3〜2.0
		大口径堀削機	80	ϕ0.6〜6.0
	既製杭式	アースオーガー	40	ϕ0.3〜2.0
剛性止水壁	鋼矢板，鋼管矢板，軽量鋼矢板	パイプロハンマー	40	0.15〜0.45
		ディーゼルハンマー	60	0.40〜2.0
		圧入式	15	0.05〜0.16
	地中連続壁	大型掘削機	100	1.00〜3.2
軟性止水壁	スラリー壁	大型バックホー	15	0.5〜0.8
	粘土壁	〃	15	〃
薄壁	泥水固化型	特殊掘削機	50	0.2〜0.5
	シート壁	〃	20	0.2

3.9　対策工の評価

地下水位低下工法として，単独使用の場合と補助工法（止水壁）併用の場合を比較・検討する際の評価項目として考えられるものは以下のとおりである。

① 効果

② 環境に与える影響

③ 工事費

④ 施工性

工法採用に当たっては，上記の4つの項目を総合的に評価して決定する必要がある。

地下水位低下工法を単独使用した場合と補助工法（止水壁）を併用した場合（通常の排水井戸使用）を総合的に比較するに当たっての評価項目を以下の4つとする。

① 対象地区での地下水位低下の効果について

② 対象地区での環境に与える影響について

具体的な内容としては以下に示す項目である。

1) 揚水に伴う圧密沈下

2) 施工に伴う振動

3) 施工に伴う騒音

③ コストについて

イニシャルコスト，ランニングコスト，維持コストの3つを加算したものとして考える。

④ 対象地区における施工性について

具体的には以下の4項目と思われる。

1) 建築物などへの近接施工

2) 狭溢施工

3) 資機材の搬入と搬出

4) その他近隣住民への迷惑事項

以上の観点から，単独使用と補助工法併用の2つの場合を評価した結果を表−3.9.1のような一覧にして取りまとめる。

表−3.9.1 比較評価表

ケース	① 効果	② 環境	③ コスト	④ 施工性	総合評価
(1) 単独使用					
(2) 補助工法併用					

凡例 ○：良い△：普通×：悪い

[参考文献]

1）東京都土木研究所編：東京低地の液状化予測，昭和62年（1987）.

2）東京都都市計画局：地震に関する地域危険度測定調査報告，平成5年（1993）.

3）松尾新一郎・河野伊一郎：地下水位低下工法，鹿島出版会，昭和56年（1981）.

4）土質工学会編：根切り工事と地下水−調査・設計から施工まで，平成3年（1991）.

5）土質工学会編：液状化対策の調査・設計から施工まで，pp.291〜293，1993.

6）土質工学会編：根切り工事と地下水−調査・設計から施工まで−，pp.213〜215，1991.

第4章

設計例－東京都下A地区

4．設計例ー東京都下A地区

4.1 モデル地区の選定

東京都下A地区(500 m×500 mメッシュで3メッシュを対象)をモデル地区として選定した。この付近の地図を図ー4.1.1に示す。

本モデル地区の特徴は以下のとおりである。

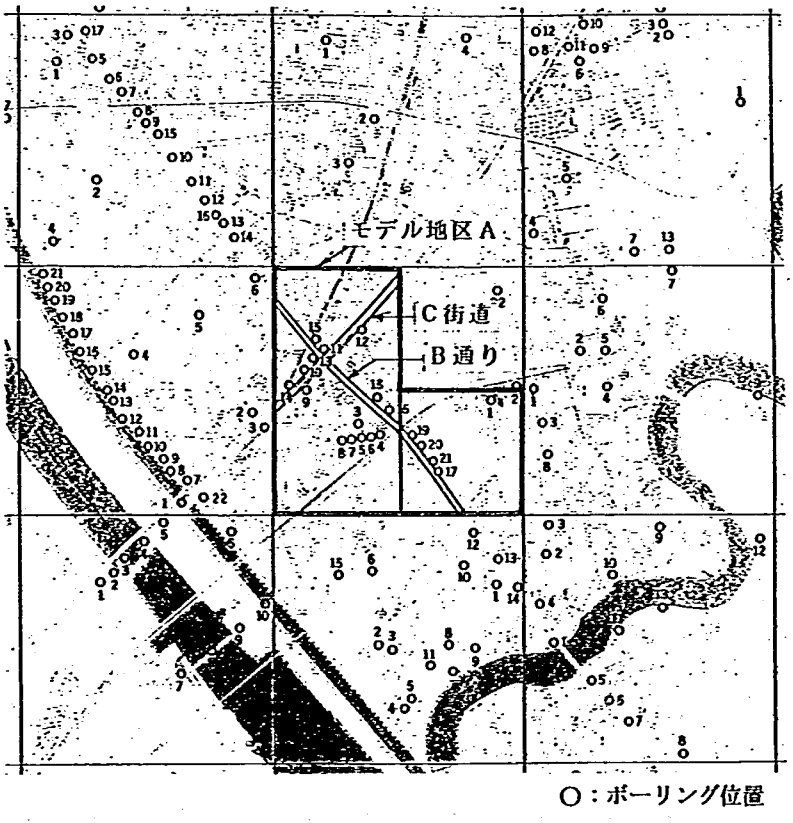
① 液状化危険度は「東京低地の液状化予測[1]」によると「液状化の可能性大」である。

② ボーリングは主要な道路沿いに13本，道路沿い以外に7本ある(「東京都総合地盤図Ⅰ[2]」)。

③ モデル地区内の計20本の全てのボーリングで土質試験が行われており，そのうち3本では密に試験が行われている。

④ モデル地区内には，重要な道路であるB通りとC街道がある。

本モデル地区内の2つの主要道路に沿って現地踏査を行った。これらの2つの主要道路沿いの土地利用状況は以下のとおりである。



図ー4.1.1 東京都下A地区

i) B通り沿いの土地利用状況 (図ー4.1.2)

- 道路は2～3車線と比較的広い。
- 道路脇には，幅約3 mの歩道がある。
- 道路に沿って，商工業用建物が隣接している。
- 建物は木造平屋，2階建，低層のRC造が多い。
- 空地，駐車場等のスペースも多い。

ii) C街道沿いの土地利用状況

- 道路は6～8車線と広い。大部分が高架になっている。
- 道路脇の歩道の幅は，約3.5 mである。
- 道路沿には，中層のビル，町工場，古い民家が混在している。

広域的液状化対策の可能性を検討する対象は，東京都下A地区内のB通りとする。

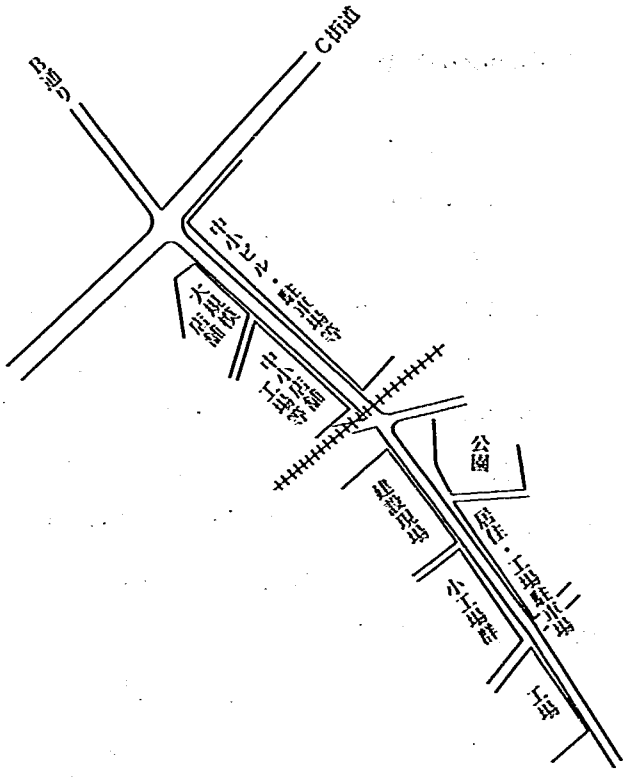
4.2 設計条件の設定

図−4.1.1に示すモデル地区内の各ボーリングの土質条件は,「東京総合地盤図1, 東京都地質図[3]」により設定した。

4.3 改良目標値の設定

改良目標値を設定するために必要な液状化危険度の検討は,「東京低地の液状化予測」に準じて行う。したがって, 液状化抵抗率F_Lは,「道路橋示方書・同解説V耐震設計編」(平成2年)に基づき算定する。

改良目標値を設定するための解析条件, 判定結果は以下のとおりである。



図−4.1.2 B通り周辺の状況

(1) 解析条件

① 地盤物性値

土層断面図を図−4.3.1〜4.3.9に示す。表−4.3.1に設定した地盤物性値を示す。これは, 基本的には図−4.3.1に示すB通り沿いのボーリングデータ (No.11, No.13, No.15〜No.21) を平均して求めたものである(表−4.3.2参照)。ただし, データのない層については, 他のボーリングデータを参考に, 工学的判断を加えて設定し, 表−4.3.2の( )内に示した。また, D_{50}はD_{30}とD_{60}を片対数上にプロットし, 直線で結び50%の位置を読み取った。

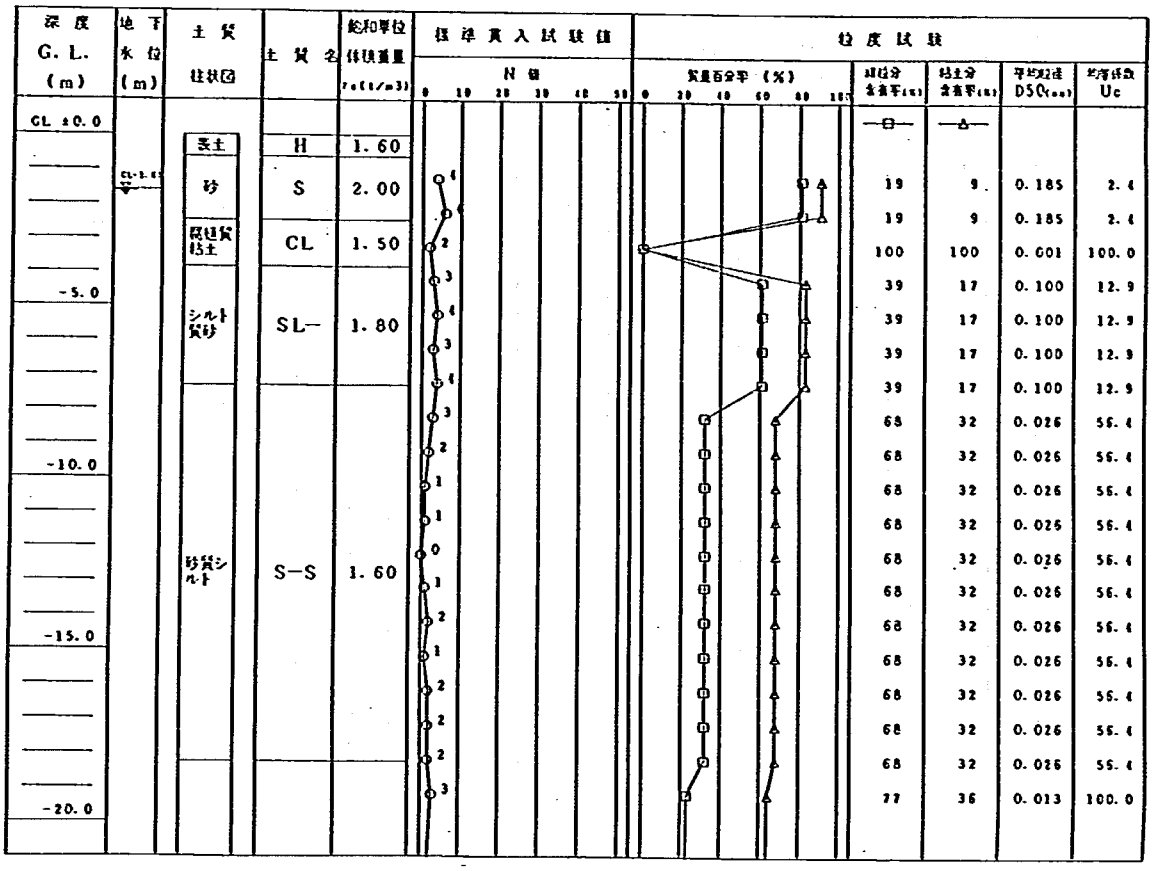
② 設計水平震度

設計水平震度は, 東京都防災会議が行った液状化解析で用いている値0.25[4]を用いることとする。

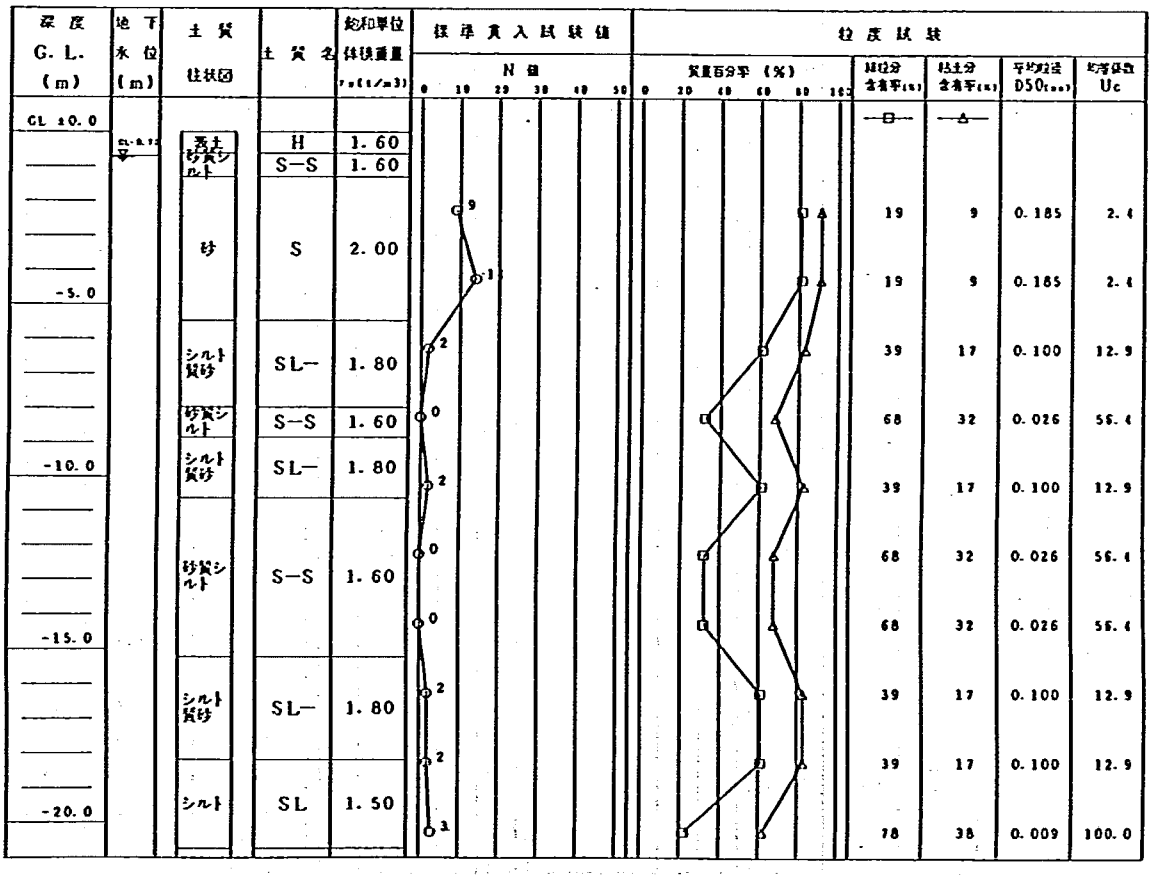
(2) 判定結果

表−4.3.3, 4.3.4に各ボーリングにおいて, 現状の地下水位及び地下水位を低下させた場合の判定結果を示す。また, これらの判定結果を図−4.3.10〜4.3.12に示す。

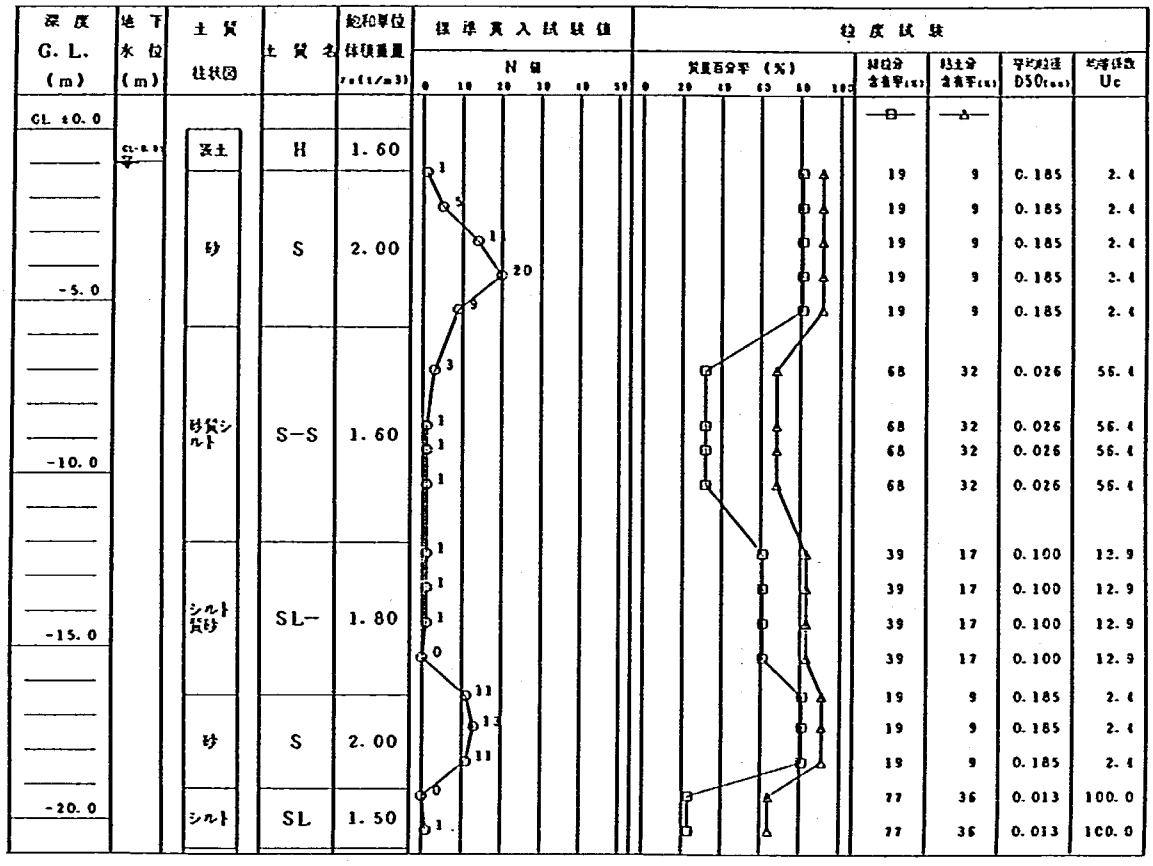
したがって, ここでは改良目標値 (地下水位) はT.P−3.0mとする。



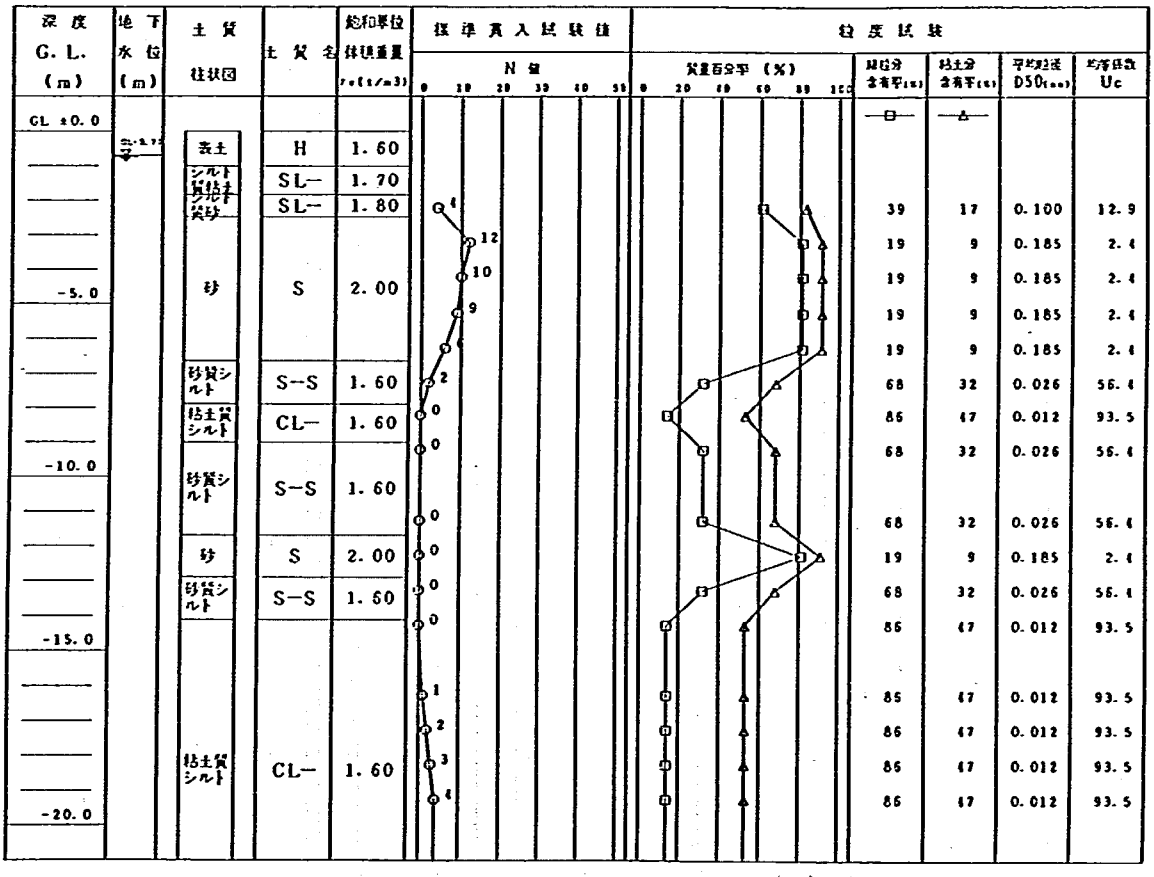
図−4.3.1　土性値一覧表（ボーリングNo.11）



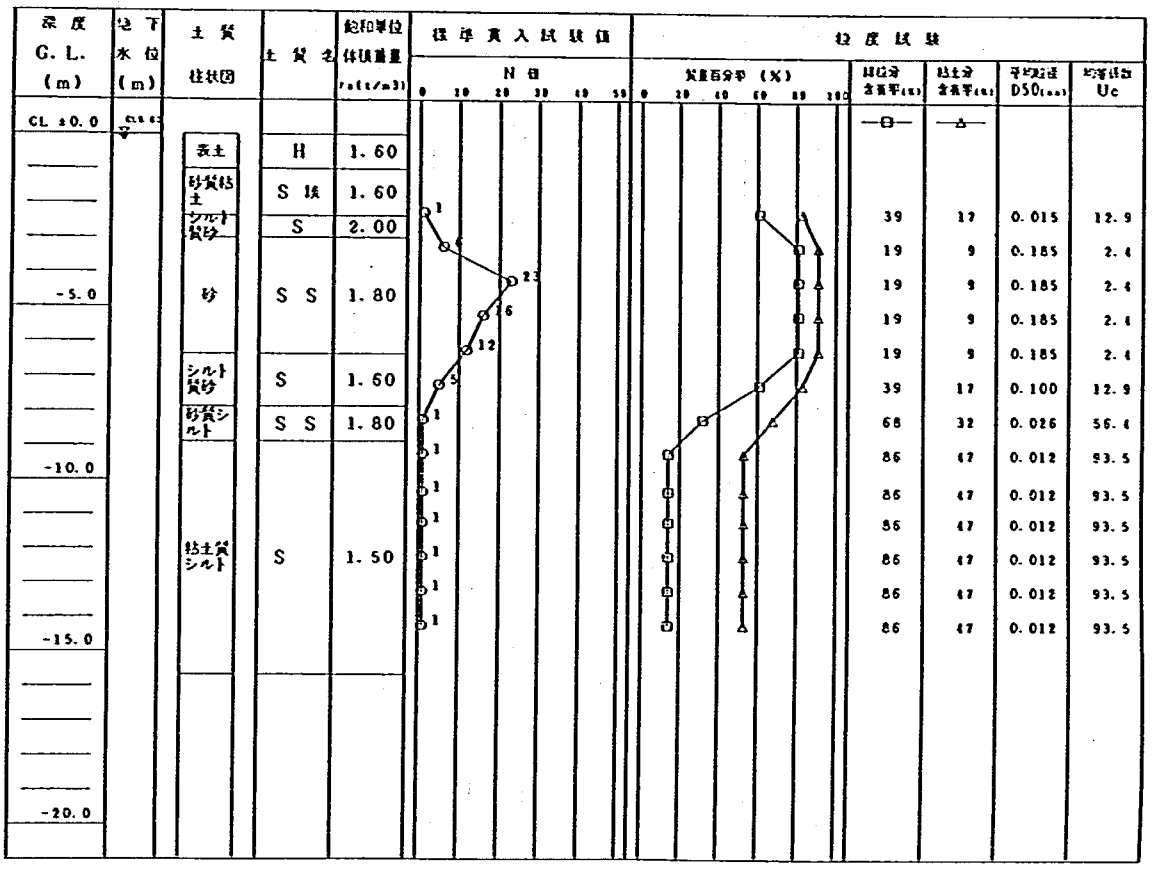
図−4.3.2　土性値一覧表（ボーリングNo.13）



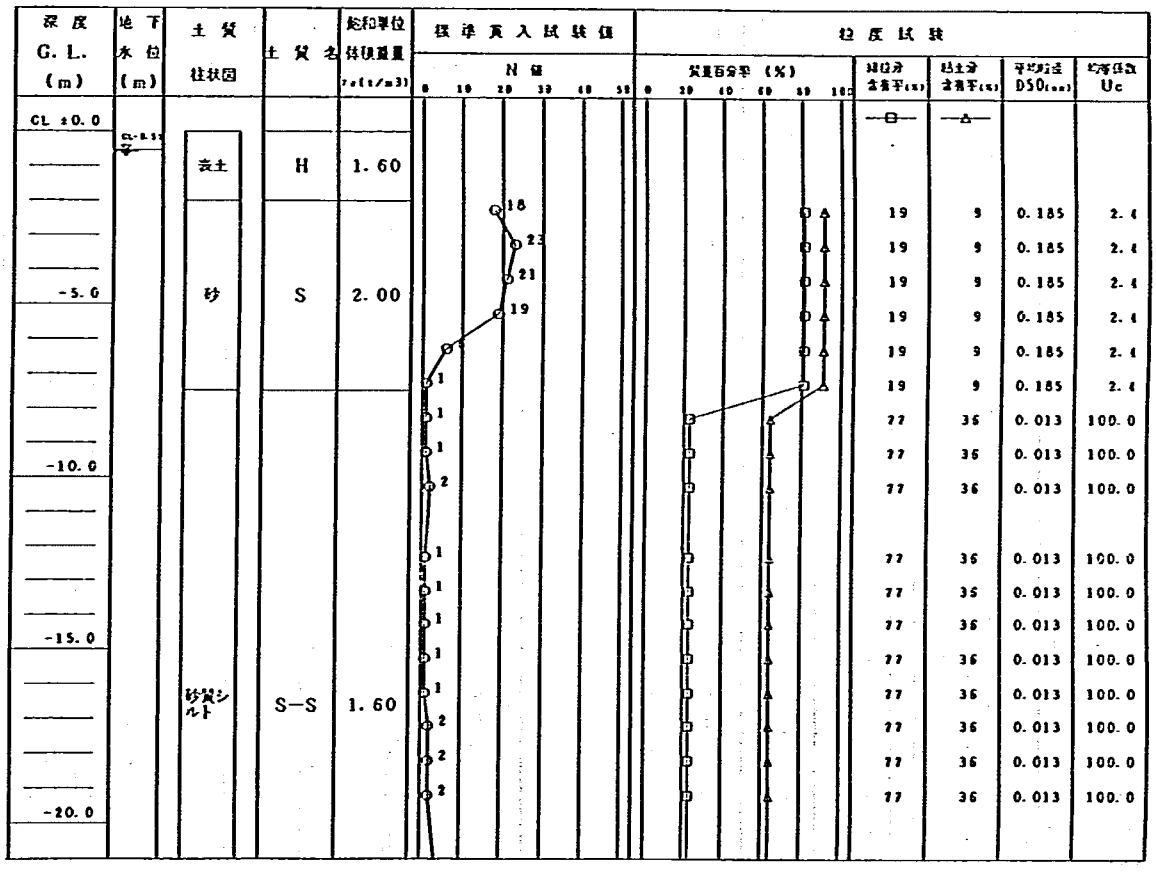
図−4.3.3　土性値一覧表（ボーリングNo.15）



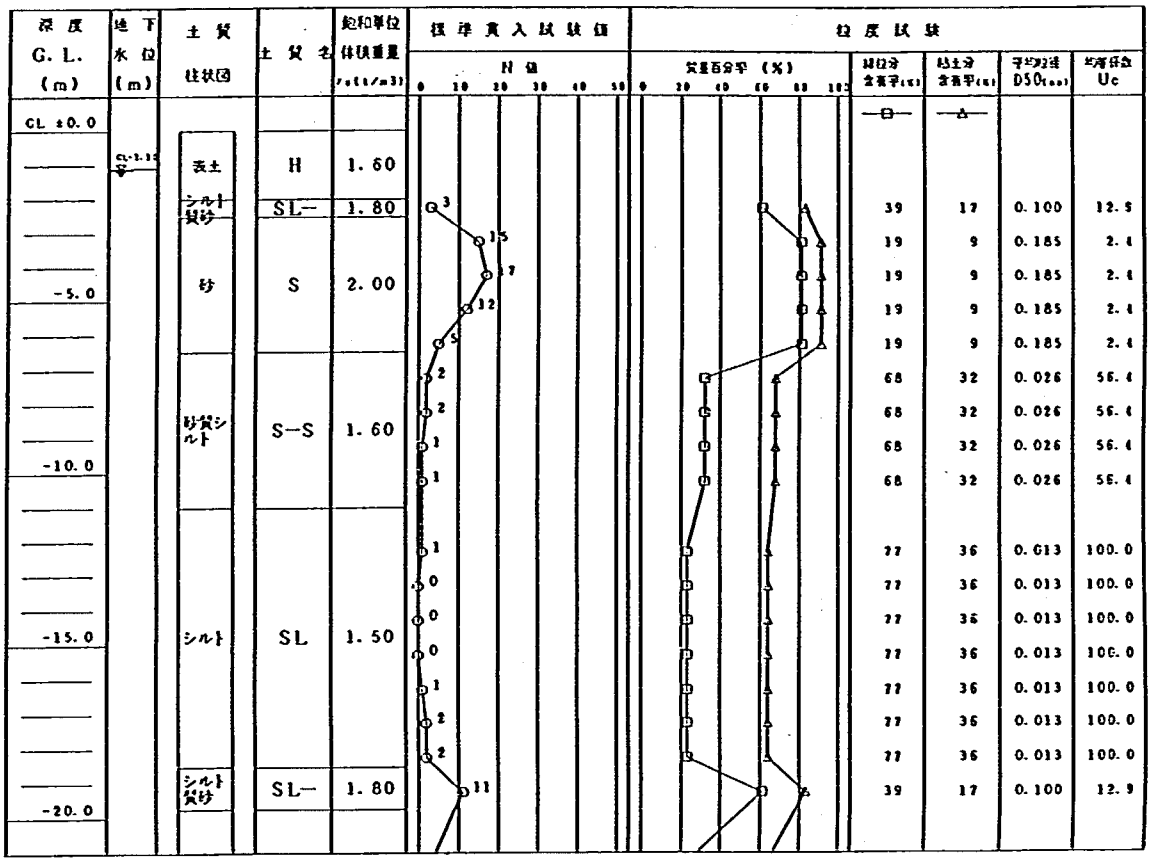
図−4.3.4　土性値一覧表（ボーリングNo.16）



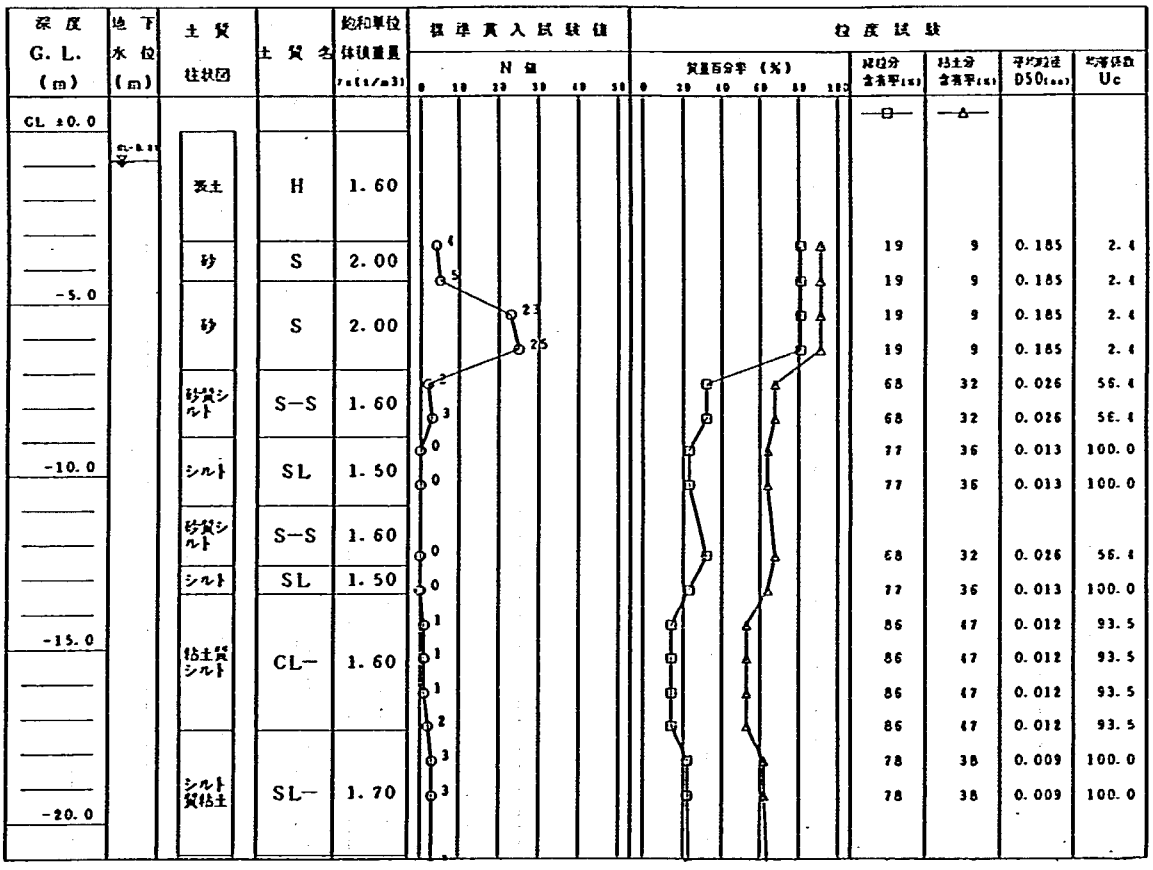
図−4.3.5　土性値一覧表（ボーリングNo.17）



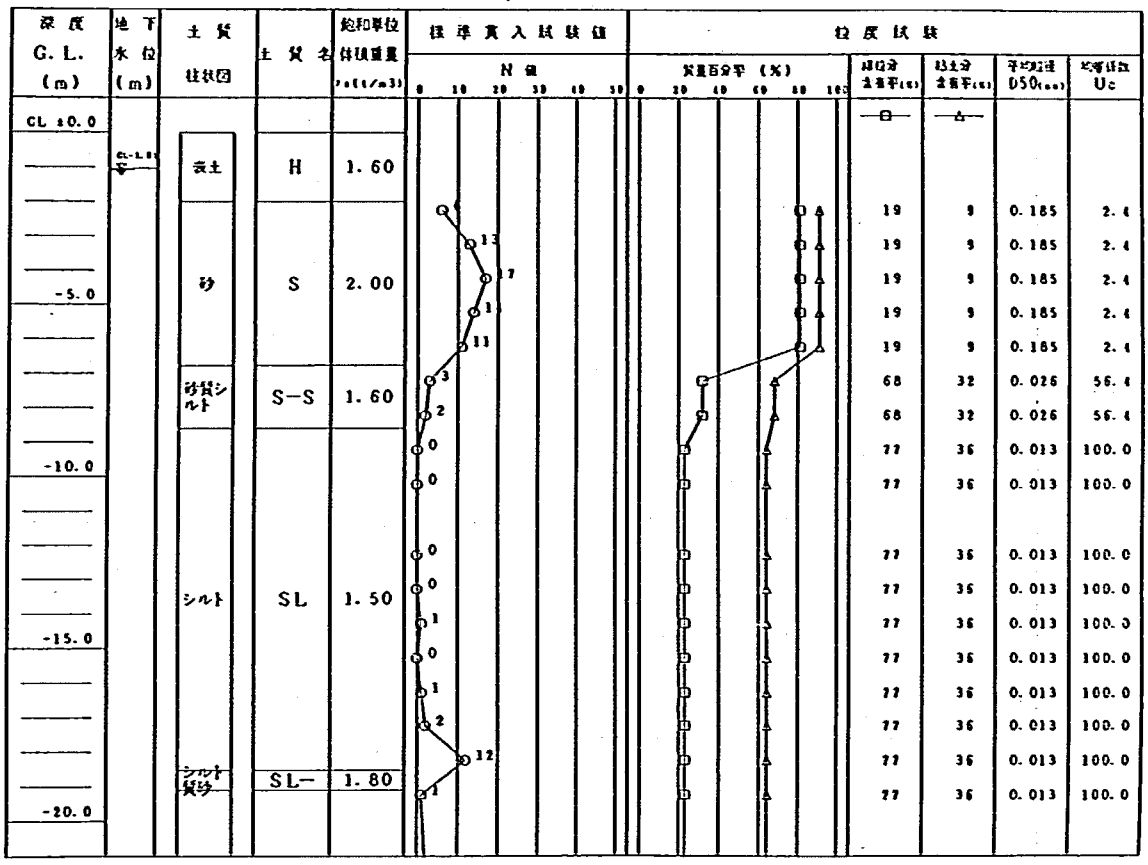
図−4.3.6　土性値一覧表（ボーリングNo.18）



図－4.3.7　土性値一覧表（ボーリングNo.19）



図－4.3.8　土性値一覧表（ボーリングNo.20）



図−4.3.9　土性値一覧表（ボーリングNo.21）

表−4.3.1　地盤物性値

土層名	γ_t (tf/m³)	G (%)	S (%)	M (%)	C (%)	SUM (%)	D_{10} (mm)	D_{30} (mm)	D_{60} (mm)	D_{max} (mm)	D_{50} (mm)	FC (%)	k (cm/sec)
砂	2.0	0	81	10	9	100	0.0923	0.1412	0.2192	2.3333	0.1850	19	1.27 E-02
シルト質砂	1.8	0	61	22	17	100	0.0103	0.0677	0.1328	3.3150	0.1000	39	3.17 E-04
砂質シルト	1.6	0	32	36	32	100	0.0010	0.0055	0.0564	1.3060	0.0260	68	1.20 E-06
シルト	1.5	0	23	41	36	100	0.0002	0.0030	0.0284	0.6433	0.0135	77	4.80 E-08
粘土質シルト	1.5	0	14	39	47	100	0.0002	0.0019	0.0187	1.7125	0.0125	86	4.80 E-08
シルト質粘土	1.5	0	22	40	38	100	0.0002	0.0030	0.0260	1.4200	0.0088	78	4.80 E-08
粘土	1.5	0	0	0	100	100	0.0001				0.0010	100	1.20 E-08
表土	1.6												

表－4.3.2　地盤物性値の算出

土層名		G (%)	S (%)	M (%)	C (%)	SUM (%)	D_{10} (mm)	D_{30} (mm)	D_{60} (mm)	D_{max} (mm)	D_{50} (mm)	FC (%)	k (cm/sec)
砂	No. 13	0	90	10	0	100	0.0750	0.2150	0.2700	2.0000	—	10	6.75 E-03
	No. 13	0	95	5	0	100	0.1540	0.2400	0.3200	2.0000	—	5	2.85 E-02
	No. 16	0	68	16	16	100		0.0600	0.1700	2.0000	—	32	
	No. 16	0	77	9	14	100		0.1150	0.1800	2.0000	—	23	
	No. 16	1	68	15	16	100		0.0670	0.1650	4.0000	—	31	
	No. 17	0	88	7	5	100	0.0480	0.1500	0.2100	2.0000	—	12	2.76 E-03
	AVE	0	81	10	9	100	0.0923	0.1412	0.2192	2.3333	0.185	19	1.27 E-02
シルト質砂	No. 13	1	68	18	13	100	0.0083	0.0700	0.1600	4.7600	—	31	8.27 E-05
	No. 13	0	76	11	13	100	0.0021	0.1100	0.2200	9.7600	—	24	5.29 E-06
	No. 16	0	52	22	26	100			0.1250	2.0000	—	48	
	No. 16	0	53	37	10	100	0.0044	0.0400	0.1000	2.0000	—	47	2.32 E-05
	No. 16	0	83	12	5	100	0.0350	0.1150	0.1700	2.0000	—	17	1.47 E-03
	No. 16	0	74	14	12	100	0.0018	0.0700	0.1150	2.0000	—	26	3.89 E-06
	No. 17	0	51	29	20	100			0.1300	2.0000	—	49	
	No. 17	0	29	31	40	100		0.0013	0.0420	2.0000	—	71	
	AVE	0	61	22	17	100	0.0103	0.0677	0.1328	3.3150	0.100	39	3.17 E-04
砂質シルト	No. 13	0	33	30	37	100			0.0520	0.8400	—	67	
	No. 13	0	30	35	35	100		0.0035	0.0450	0.8400	—	70	
	No. 16	0	37	33	30	100		0.0050	0.0650	2.0000	—	63	
	No. 16	0	35	39	26	100		0.0082	0.0700	0.8500	—	65	
	No. 16	0	24	46	30	100		0.0052	0.0500	2.0000	—	76	
	AVE	0	32	36	32	100	(0.001)	0.0055	0.0564	1.3060	0.026	68	1.20 E-06
シルト	No. 13	0	13	53	34	100			0.0300	0.2500	—	87	
	No. 11	0	20	40	40	100			0.0195		—	80	
	No. 11	0	21	44	35	100			0.0250		—	79	
	No. 11	0	16	44	40	100			0.0260		—	84	
	No. 11	0	44	22	34	100			0.0675		—	56	
	No. 18	0	27	40	33	100			0.0280	0.8400	—	73	
	No. 18	0	19	43	38	100			0.0027	0.8400	—	81	
	AVE	0	23	41	36	100	(0.0002)	(0.003)	0.0284	0.6433	0.0135	77	4.80 E-08
粘土質シルト	No. 16	0	6	39	55	100			0.0071	2.0000	—	94	
	No. 16	0	6	43	51	100			0.0085	0.8500	—	94	
	No. 16	0	15	39	46	100			0.0140	2.0000	—	85	
	No. 16	0	20	43	37	100		0.0027	0.0330	0.8500	—	80	
	No. 17	0	26	31	43	100		0.0010	0.0500	2.0000	—	74	
	No. 17	0	9	40	51	100			0.0083	2.0000	—	91	
	No. 17	0	15	41	44	100			0.0170	2.0000	—	85	
	No. 17	0	18	34	48	100			0.0120	2.0000	—	82	
	AVE	0	14	39	47	100	(0.0002)	0.0019	0.0187	1.7125	0.0125	86	4.80 E-08
シルト質粘土	No. 16	0	23	33	44	100			0.0250	2.0000	—	77	
	No. 20	0	22	47	31	100			0.0270	0.8400	—	78	
	AVE	0	23	40	38	100	(0.0002)	(0.003)	0.0260	1.4200	0.0088	78	4.80 E-08
粘土	ダミー												
	AVE	0	0	0	100	100	0.0001				0.001	100	1.20 E-08

注）（ ）内は推定値

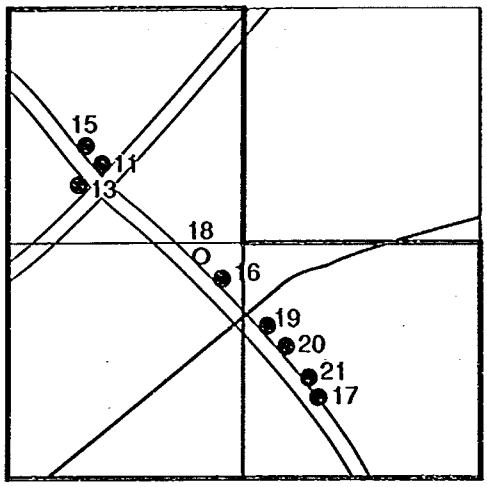
表−4.3.3　判定結果(1)

ボーリングNo.	地下水位	出現深度(m)	F_L 値	P_L 値	F_L 値判定	P_L 値判定	総合判定
No. 11	(現状) T.P−1.13	4.25	0.73	10.84	1	3	2
	T.P−2.00	4.25	0.84	6.32	2	3	3
No. 13	(現状) T.P−0.20	2.25	0.84	24.42	1	2	2
	T.P−2.00	6.25	0.62	16.78	3	2	3
No. 15	(現状) T.P−0.76	1.25	0.54	18.89	1	2	2
	T.P−2.00	5.25	0.86	11.37	2	3	3
No. 16	(現状) T.P−1.17	2.20	0.75	20.15	1	2	2
	T.P−2.00	5.20	0.79	12.96	1	3	2
	T.P−3.00	5.20	0.89	8.55	2	3	3
No. 17	(現状) T.P−1.06	2.25	0.44	19.42	1	2	2
	T.P−2.00	2.25	0.74	9.64	1	3	2
	T.P−3.00	3.25	0.85	3.32	2	4	4
No. 18	(現状) T.P−1.34	4.25	0.99	9.97	2	3	3

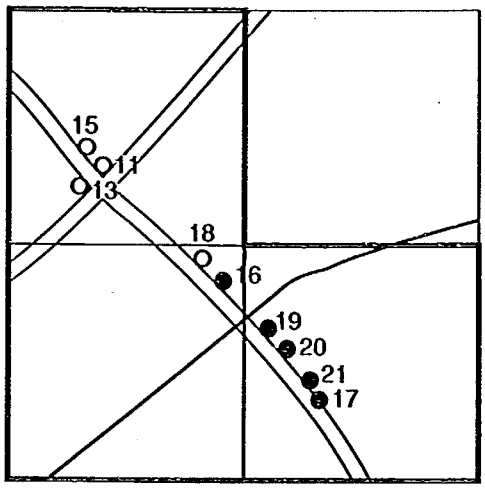
表−4.3.4　判定結果(2)

ボーリングNo.	地下水位	出現深度(m)	F_L 値	P_L 値	F_L 値判定	P_L 値判定	総合判定
No. 19	(現状) T.P−2.19	2.25	0.79	9.37	1	3	2
	T.P−3.00	5.25	0.93	4.59	2	4	3
No. 20	(現状) T.P−1.70	3.30	0.55	11.55	1	3	2
	T.P−2.00	3.30	0.60	9.85	1	3	2
	T.P−3.00	3.30	0.76	5.88 *)	1	4*)	3
No. 21	(現状) T.P−1.92	2.25	0.79	9.21	1	3	2
	T.P−2.00	2.25	0.82	8.48	1	3	2
	T.P−3.00	6.25	0.87	3.41	3	4	4

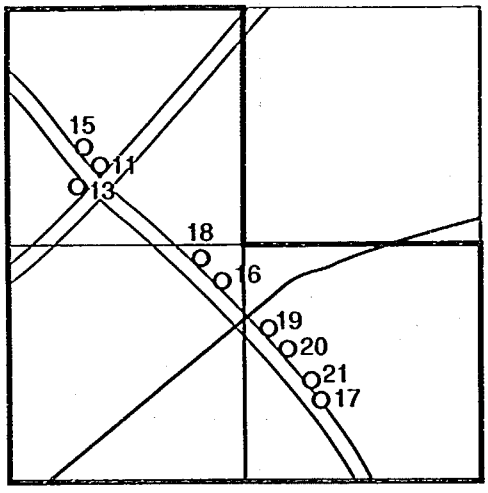
*）ここで用いた液状化解析のプログラムは，液状化判定を行う必要のない層についても判定を行う。従って，P_L 値を算出する際にこれらの非対象層についても考慮されてしまい，大きめの値を与える。実際は P_L 値は5以下であるので，P_L 値による判定は4とする。



図−4.3.10　判定結果（地下水位：現状）



図−4.3.11　判定結果（地下水位：TP−2.0 m）



○液状化の可能性 3,4
●液状化の可能性 2

図−4.3.12　判定結果（地下水位：TP−3.0 m）

4.4　周辺環境への影響検討

地下水位低下工法による周辺地下水の低下を解析し，圧密沈下量を計算して周辺環境への影響を検討する。

(1)　浸透解析

地下水位低下工法による地下水の低下についてFEM解析を実施した。解析の概要を以下に示

す。

地盤は図－4.3.9（ボーリングNo.21）をモデル化した。

地　盤：GL－6.0 mまで砂層，それ以下は砂質シルト層

止水壁：幅 1 mで砂質シルト層に根入れ 1 m

解析方法

2 次元平面FEM解析

解析条件

初期地下水位：GL－1.0 m

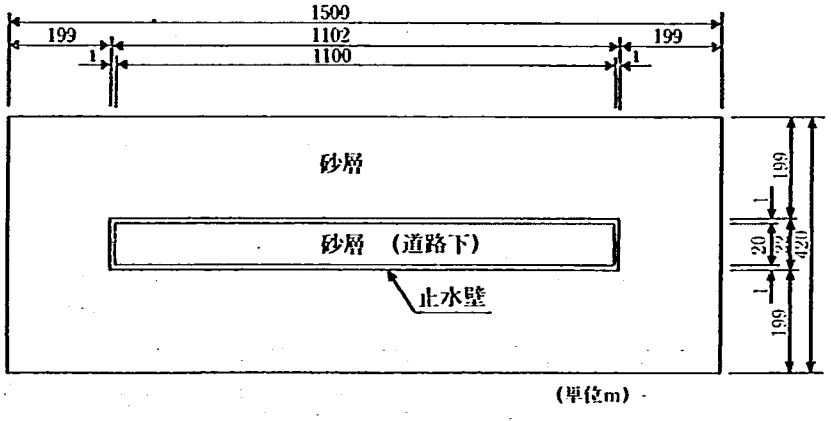
砂層の透水係数：$k=1.27\times10^{-4}$m/sec

砂質シルト層の透水係数：$k=1.2\times10^{-8}$m/sec

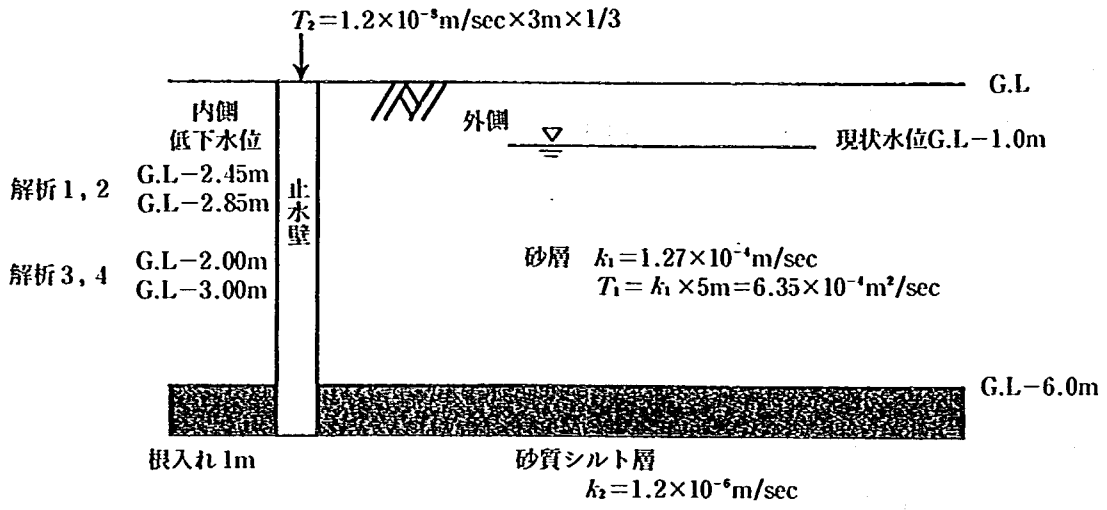
止水壁の透水係数：$k=1.2\times10^{-8}$m/sec

1)　解析モデル

解析モデルは長さ 1,500 m，幅 420 mの砂層からなる。対象となる重要道路の幅 20 m，延長 1100 mとした。揚水は道路周辺から行い，止水壁を併用する場合は止水壁の幅を 1 mとする。解析モデルの概略図を図－4.4.1，設定定数を図－4.4.2 に示す。



図－4.4.1　解析モデル



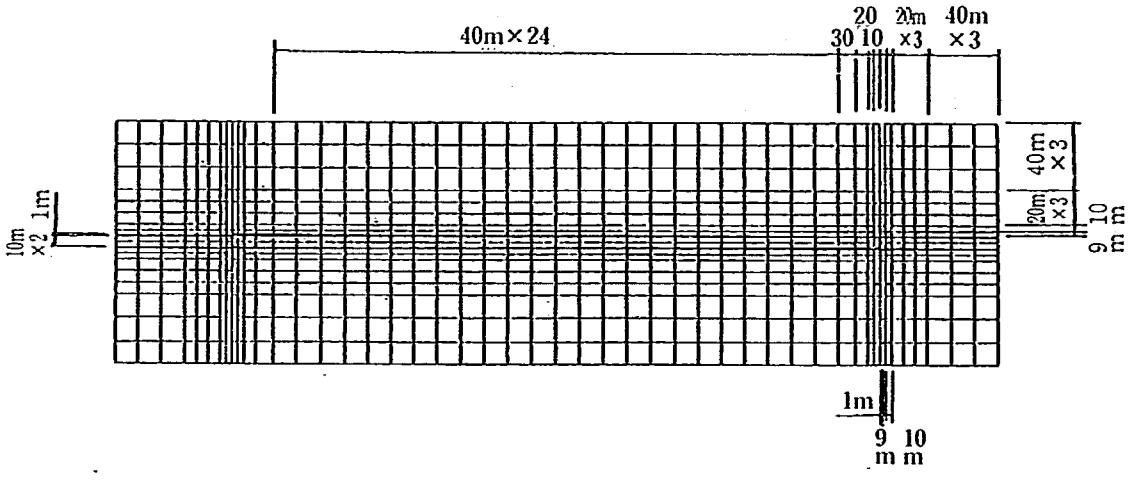
k_1：砂層の透水係数　　T_1：砂層の透水量係数

k_2：砂質シルト層の透水係数　　T_2：止水壁の透水量係数

図−4.4.2　設定定数

a）FEMモデル

解析方法は，飽和領域浸透解析とし，2次元平面解析モデルとした。解析メッシュ図を図−4.4.3に示す。



図−4.4.3　解析メッシュ図

2）解析ケース

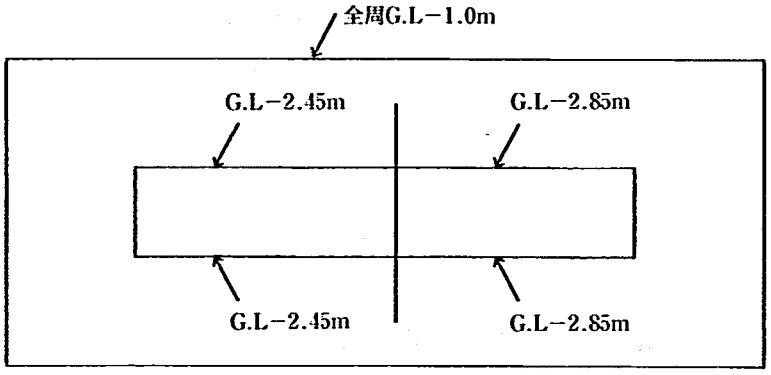
解析ケースは，計画した地下水位までポンプで揚水し止水壁を設置しなかった場合と，ポンプによる揚水と止水壁を設置した場合のケースがある。また前記のケースに地下水流の方向を

変化させるケースも考慮した。モデルは道路と平行な地下水流があると想定，もう一つのモデルとして30度の左方から地下水が流れてくると設定した。これらの地下水をポンプで揚水をした場合と止水壁と併用した場合のケースとの組み合わせで，合計4ケースを実施した。解析ケース一覧表を表－4.4.1に境界条件を図－4.4.4に示す。

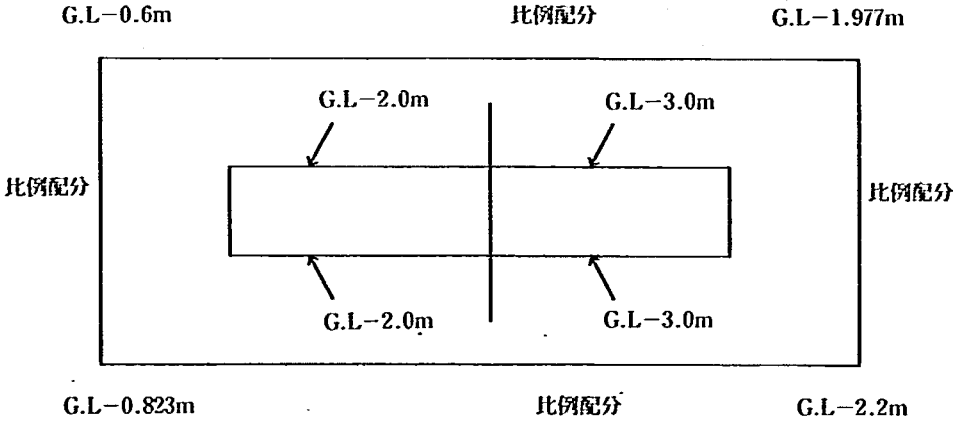
表－4.4.1　解析ケース一覧表

	揚　水	止水壁の有無	地下水流の角度
解析ケース1	有　り	な　し	な　し
解析ケース2	有　り	有　り	な　し
解析ケース3	有　り	な　し	止水壁に対し30度
解析ケース4	有　り	有　り	止水壁に対し30度

解析ケース1，2



解析ケース3，4



図－4.4.4　境界条件（境界面での地下水位）

3)　解析結果

それぞれの解析ケースの結果の揚水量を表－4.4.2，水頭等高線図と流速ベクトル図を図－4.4.5～図－4.4.12に示す。

表－4.4.2　解析結果による揚水量

解析ケース	揚　水　量
ケース 1	0.84 m^3/min
ケース 2	2.65×10^{-3} m^3/min
ケース 3	0.55 m^3/min
ケース 4	1.74×10^{-3} m^3/min

a）ポンプで揚水をした場合（解析ケース 1）

ポンプによる揚水が周辺地下水に与える影響として水頭等高線図を図－4.4.5，流速ベクトル図を図－4.4.9 に示す。ポンプ位置を中心に半径 100 mの周辺地下水では 1 m低下する。

b）地下水の揚水と止水壁を併用した場合（解析ケース 2）

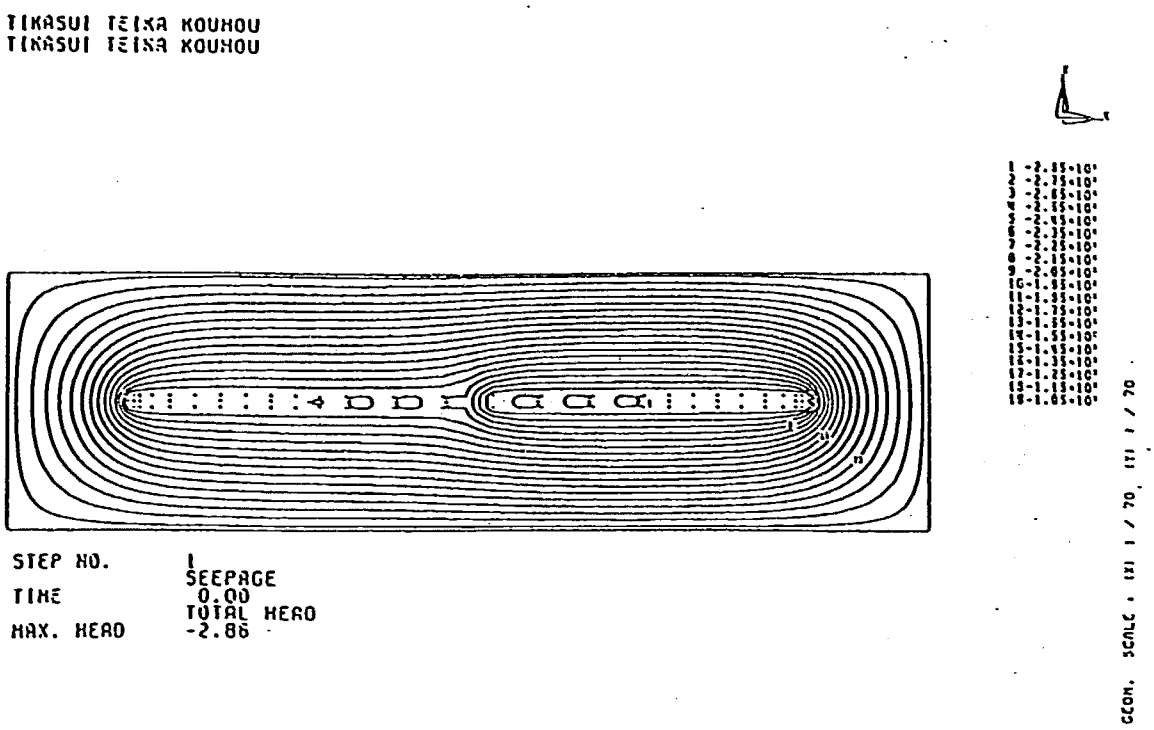
図－4.4.6 の水頭等高線図が示すように止水壁効果が現れ，周辺地下水への影響はほとんど見られない。また，解析ケース 1 と表－4.4.2 の揚水量で比較してみると，揚水量をかなり少なくできる。なお，流速ベクトル図は図－4.4.10 に示す。

c）ポンプによる揚水と地下水流方向性を考慮した場合（解析ケース 3）

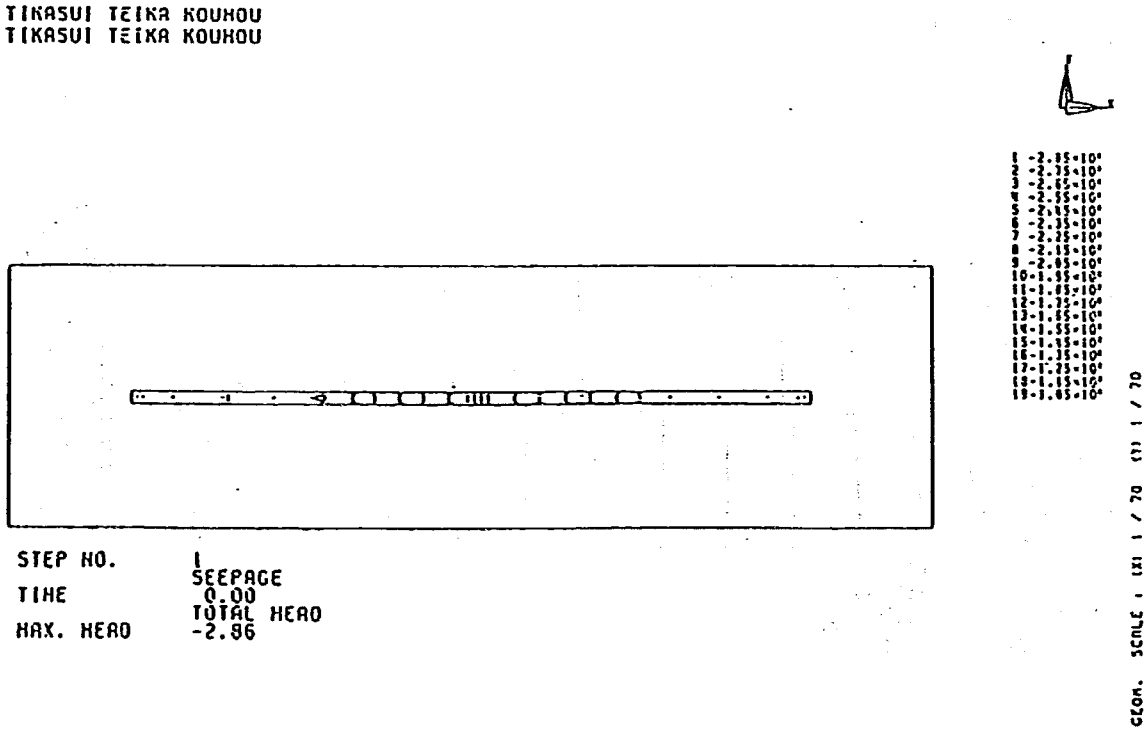
図－4.4.7 の水頭等高線図が示すように地下水流の下流に行くにしたがって動水勾配が緩くなっているが，上流では半径 100 mの周辺地下水位の低下が 0.7～1.0 mある。なお，流速ベクトル図は図－4.4.11 に示す。

d）地下水の揚水を止水壁と併用し地下水流方向性を考慮した場合（解析ケース 4）

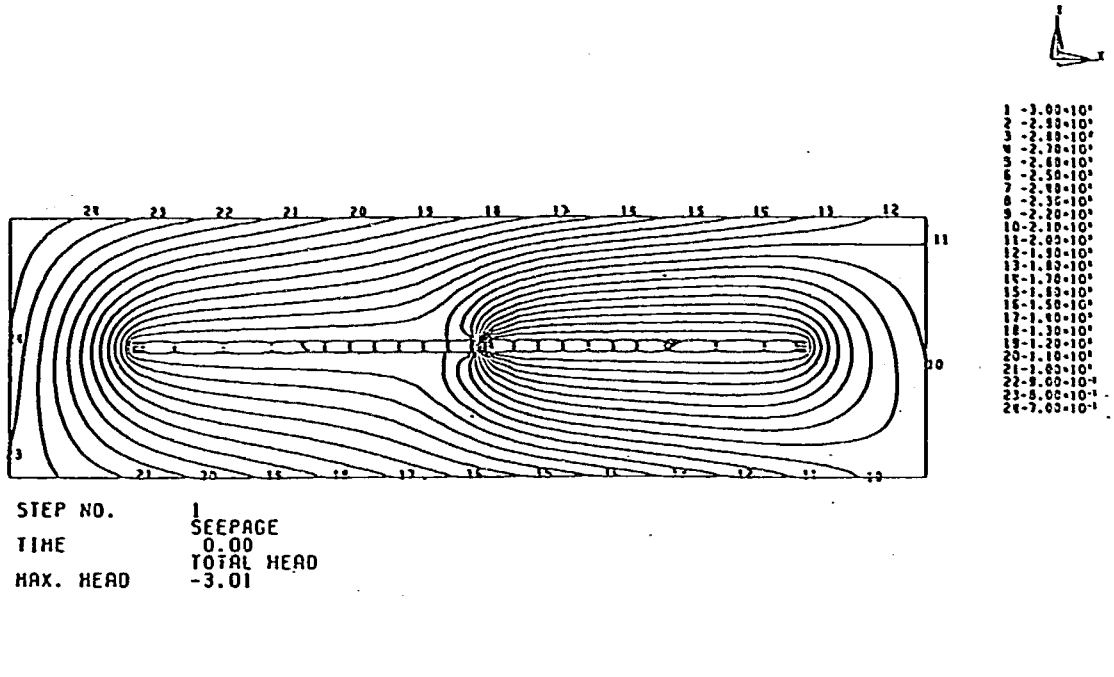
図－4.4.8 の水頭等高線図が示すように止水壁の上流と下流では水頭差が 0.1 m程でしかなく，懸念された止水壁による上流側のダム効果と下流側の井戸渇れ等の周辺地下水の影響は少ないと見られる。また解析ケース 3 と表－4.4.2 の揚水量で比較してみると揚水量をかなり少なくすることができる。なお，流速ベクトル図は図－4.4.12 に示す。



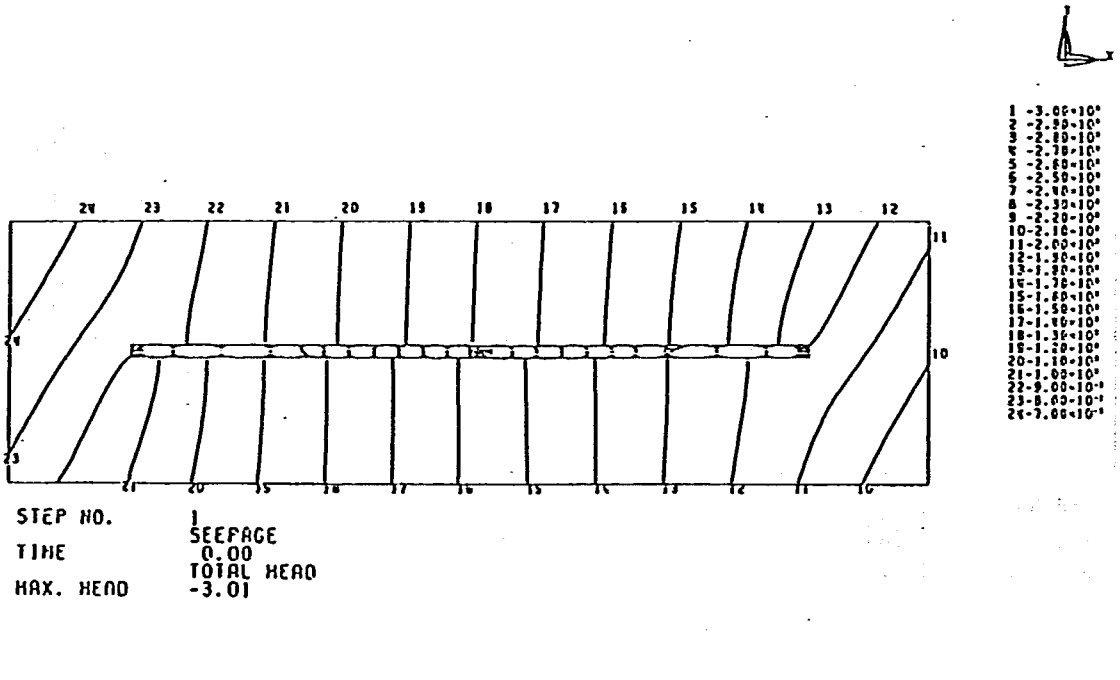
図－4.4.5　地下水水頭等高線図（解析ケース 1）



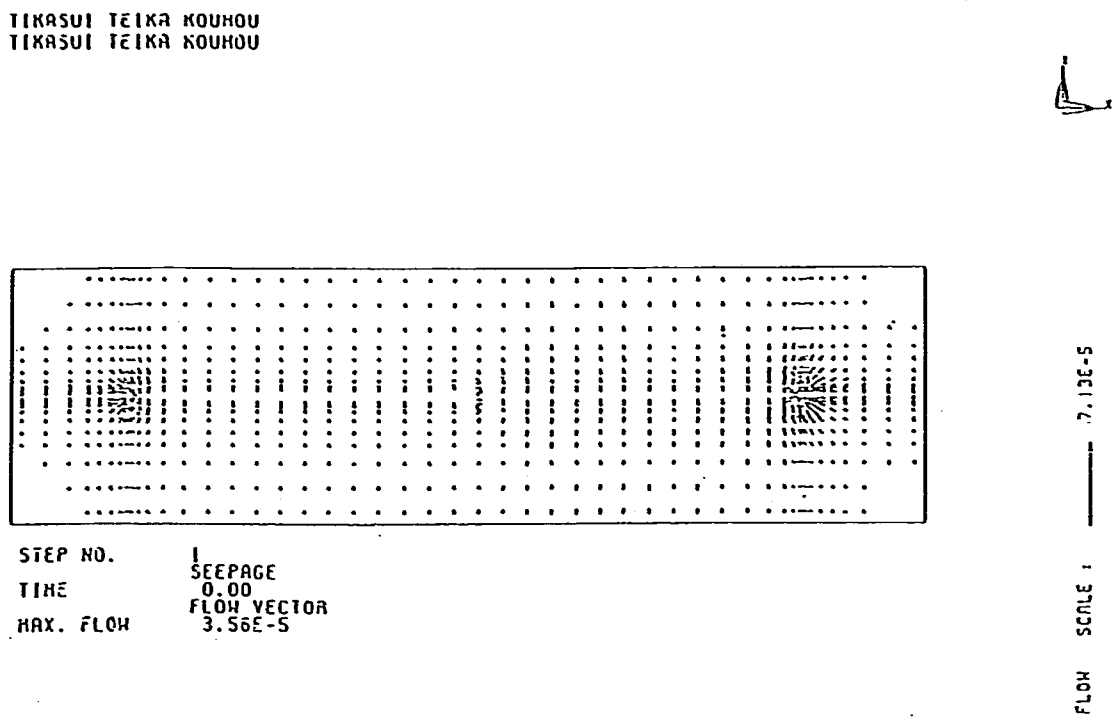
図－4.4.6　地下水水頭等高線図（解析ケース 2）



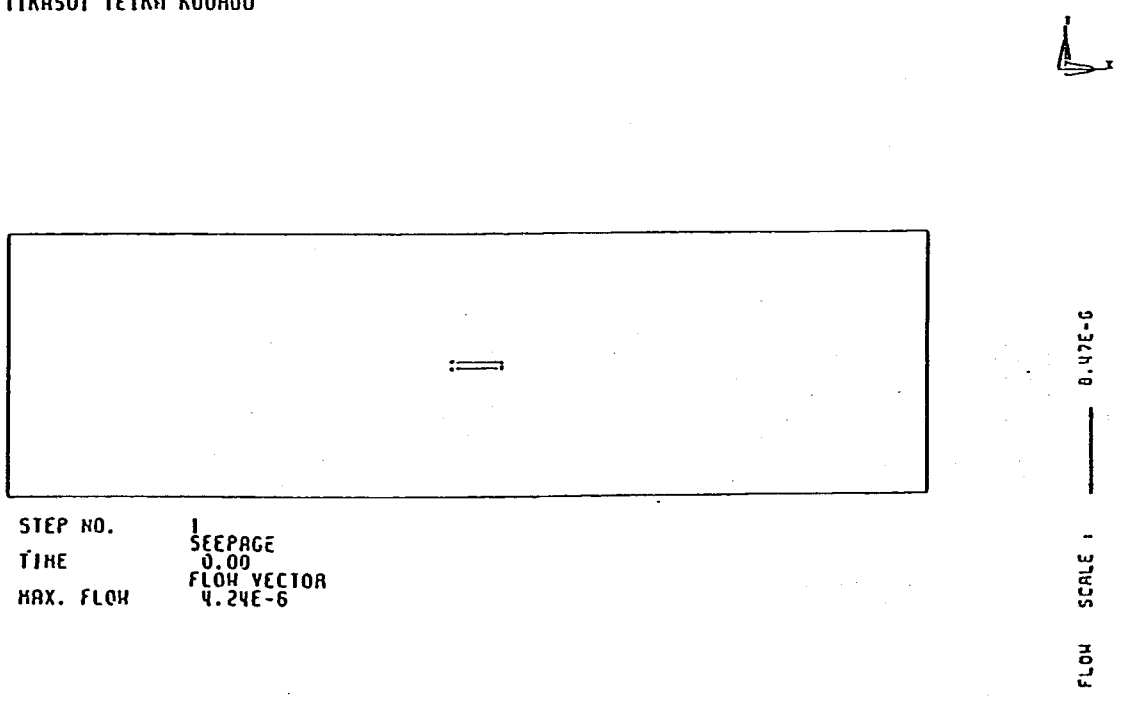
図－4.4.7　地下水水頭等高線図（解析ケース 3）



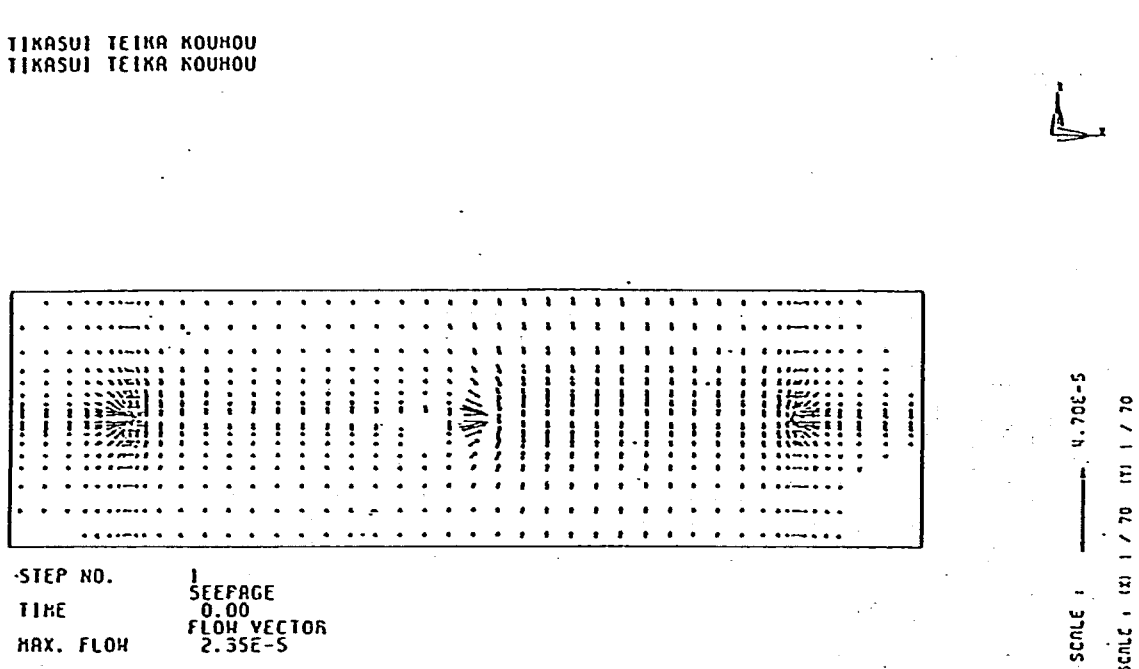
図－4.4.8　地下水水頭等高線図（解析ケース 4）



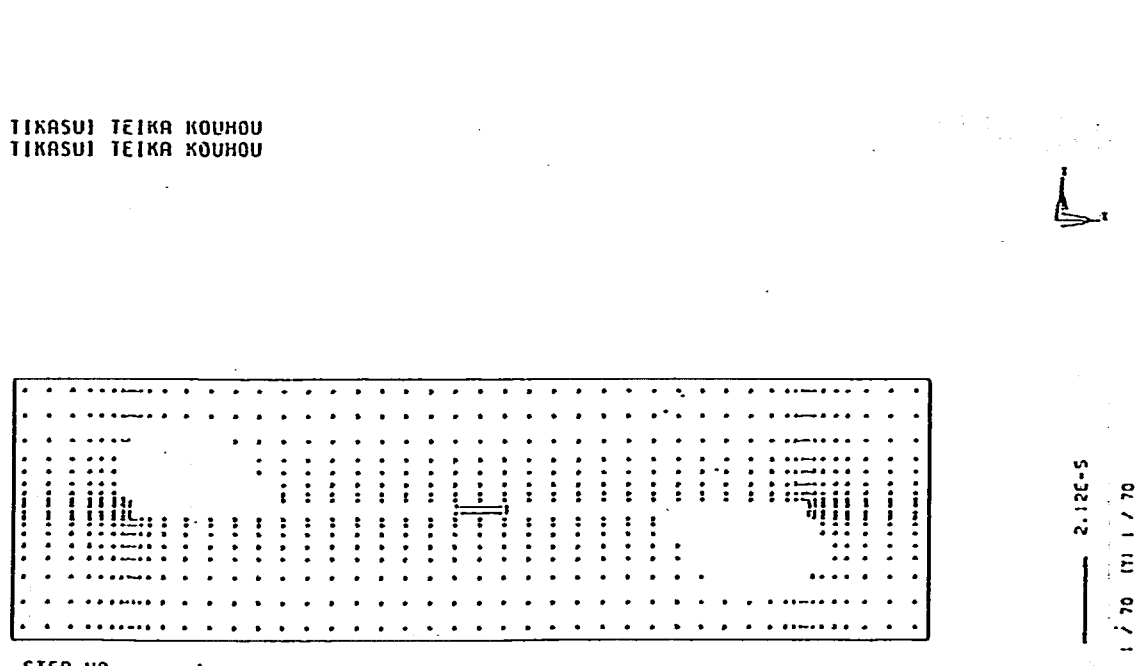
図−4.4.9　流速ベクトル図（解析ケース 1）



図−4.4.10　流速ベクトル図（解析ケース 2）



図－4.4.11　流速ベクトル図（解析ケース 3）



図－4.4.12　流速ベクトル図（解析ケース 4）

(2) 圧密の検討

地下水位低下工法による周辺地盤への影響として圧密沈下の検討を行う。

1) 計算条件

土質条件は「東京総合地盤図Ⅰ　東京都地質図集3」により表−4.4.3に示す。

表−4.4.3　土質条件

	層厚(m)	単位体積重量(t/m³)
表　土	2.0	1.6
砂	4.5	2.0
砂質シルト	2.0	1.75
シルト1	10.5	1.59
シルト2	7.0	1.61

地下水位：常時GL−1.0m，揚水時GL−2.85m
Py1：GL−11.4mの圧密降伏応力＝12.4t/m²
Py2：GL−20.4mの圧密降伏応力＝40.0t/m²

2) 計算方法

GL−11.4 m，GL−20.4 mそれぞれの常時・揚水時の有効上戦荷重を計算し，圧密降伏応力と比較してその地層の圧密状態を検討する。

a) GL−11.4 mの常時の有効上載荷重

$$W1=1.6\times1.0+0.6\times1.0+1.0\times4.5+0.75\times2.0+0.59\times2.9$$
$$=9.91\ t/m^2<Py1 \rightarrow 過圧密状態$$

b) GL−11.4 mの揚水時の有効上載荷重

$$W1'=1.6\times2.0+2.0\times0.85+1.0\times3.65+0.75\times2.0+0.59\times2.9$$
$$=11.76\ t/m^2<Py1 \rightarrow 過圧密状態$$

c) GL−20.4 mの常時の有効上載荷重

$$W2=1.6\times1.0+0.6\times1.0+1.0\times4.5+0.75\times2.0+0.59\times10.5+0.61\times1.4$$
$$=15.24\ t/m^2<Py2 \rightarrow 過圧密状態$$

d) GL−11.4 mの揚水時の有効上載荷重

$$W2'=1.6\times2.0+2.0\times0.85+1.0\times3.65+0.75\times2.0+0.59\times10.5+0.61\times1.4$$
$$=17.10\ t/m^2<Py2 \rightarrow 過圧密状態$$

3) 結果

それぞれの地層において揚水時に地下水が低下しても，過圧密状態にあるので圧密沈下は起こらないと言える。

(3) まとめ

このモデル地区において地下水位低下工法を用いた場合の周辺環境への影響は小さいと見られる。またポンプによる揚水と止水壁を施工してポンプで揚水した場合の比較では，止水壁が完璧

に施工された状態では揚水量を少なくすることができる。

今回これらの検討は1箇所のボーリングデータだけで行っている。より詳細な検討をする時は多くのボーリングデータが必要となる。

4.5 対策工の諸元の設定

(1) 単独使用の場合

ここでは対策工としてウェルポイント工法を取り上げる。この工法を取り上げる理由としては，

・対策工としては最も一般的であること

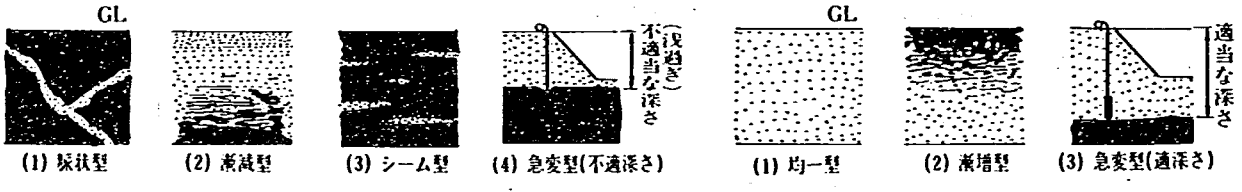
・施工費が安価であること

・対策工としての設計と施工に実績があること

・このモデル地区の場合，高々2～3 mの水位を下げるだけで良いこと

などが挙げられる。

また，ウェルポイント工法の適用に関して，文献5)にそのポイントが述べられているので，参考として引用しておく。「ウェルポイント工法の適用性は，地盤の性状によって異なる。図－4.5.1にはウェルポイント工法の適用しにくい地盤，適用しやすい地盤の模式図を示しているが，地盤の透水層・不透水層の成層状態によって大きく異なる。したがって，ウェルポイント工法を適用する場合には，地盤の成層状態(地盤の型)，透水係数を考慮するとともに，透水層の厚さ，地下水補給源の位置(例えば，海や川)，ウェルポイント工法の配列形状，地下水位の低下深さ，透水層のシルト・粘土含有量を総合的に経験を生かして判定する必要がある。」



(a) ウェルポイント工法の適用しにくい地盤　　(b) ウェルポイント工法の適用しやすい地盤

図－4.5.1 ウェルポイント工法と地盤の型[5)]

① ウェルポイントの設計

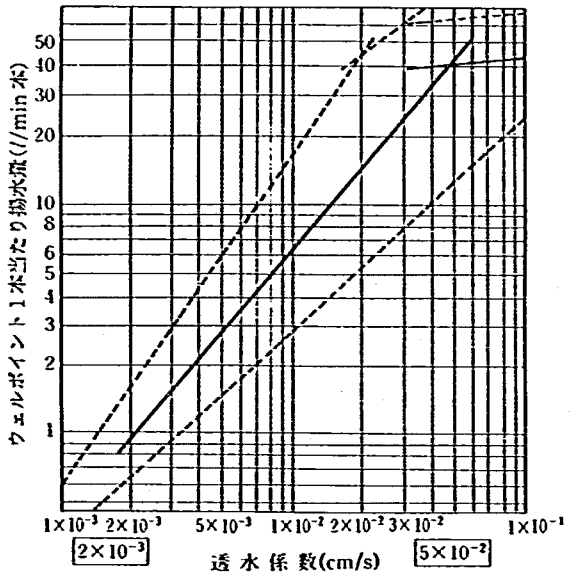
ウェルポイントの諸元（本数，間隔，ポンプ台数，設置深さなど）を決定するために，図－3.5.1に示した設計フローに従って設計を行う。

a．排水量の検討

前節の浸透流解析の結果より，定常状態での排水量を$Q=1.0\ m^3/min$程度と設定する。

b．ウェルポイント1本あたりの排水能力

1本当たりの排水能力q_w'は，図−4.5.2，表−4.5.1，表−4.5.2を参考にして決定するが，ここでは表−4.5.1を参考にすると，地盤の透水係数が$k=1\times10^{-4}$m/sの場合で排水能力は$q_w'=(10\sim20)\times10^{-3}$m³/minとなる。



図−4.5.2　ウェルポイント・透水係数と揚水量の関係図表（実験による）[5]

表−4.5.1　透水係数kとウェルポイント1本当たりの揚水能力q_w'[5]

k (m/s)	q_w' (m³/min)
1×10^{-5}	$(1\sim5)\times10^{-3}$
5×10^{-5}	$(5\sim10)\times10^{-3}$
1×10^{-4}	$(10\sim20)\times10^{-3}$
5×10^{-4}	40×10^{-3}

表−4.5.2　土質とウェルポイント1本当たりの揚水能力q_w'[5]

土　質	q_w'(m³/min)
礫	$(50\sim70)\times10^{-3}$
砂　礫	$(30\sim50)\times10^{-3}$
粗　砂	$(20\sim25)\times10^{-3}$
砂	15×10^{-3}前後
細　砂	$(8\sim10)\times10^{-3}$

表−4.5.3　ヒューガルポンプの排水量(E)と運転能力[5]

口径 (mm)	口径 (in)	排水量(E) (m³/min)	運転動力 (kW)	運転動力 (HP)	備考
80	3	0.5	3.7	5	通常使用されているヒューガルポンプは，口径6in，排水量2.5m³/minのものである。
100	4	1.00	5.5	7.5	
125	5	1.50	7.5	10	
150	6	2.50	11.0	15	

c．ウェルポイントの本数

ウェルポイントの本数nを次式により算出する。

$n=$ (2〜3) $Q/q_w'=2.5\times1.0/15\times10^{-3}=170$本

ここに，　Q：定常状態の排水量（m^3/min）

q_w'：ウェルポイント１本当たりの揚水能力（m^3/min）

d．ウェルポイントの間隔（ピッチ）

ウェルポイントの間隔aを次式により算出する。

$a=L/n=1200/170=7.0$ m

ここに，L：ヘッダーパイプの長さ(m)

n：ウェルポイントの本数(本)

したがって，$a>2.0$ mなので設計フローに従うとウェルポイントの間隔は2.0 mとなる。

e．ウェルポイント用ポンプ台数の算定

ポンプ台数はNは表−4.5.3を参照して次式にて求める。

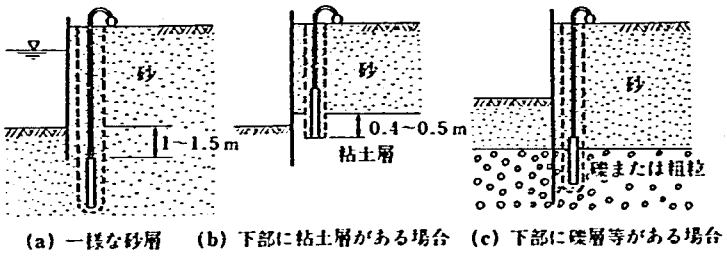
$N=$ (2〜3) $Q/(0.7\sim0.8)E=2.5\times1.0/0.75\times2.5=1.5$

ここに，E：ヒューガルポンプの排水量

このように全体として1.5台程度となるが，ここでは過去の実績を踏まえて延長200 m当たりに１台設置するものとする。

f．ウェルポイントの設置深さの設定

このモデル地区のような地層構成の場合，図−4.5.3に示した(b)に類似していると思われるので設置深さを6.5 m程度とする。



図−4.5.3　ウェルポイントの配置例[5]

②　ウェルポイント工法の施工

ウェルポイント工法の施工については3.8を参照されたい。

(2)　補助工法（止水壁）併用の場合

ここでは，近隣家屋に及ぼす悪影響（特に沈下）を防止するために，止水壁を併用した場合を考える。止水壁としては通常のソイル柱列工法を使用するものとする。

また前節の浸透流解析結果より，揚水量は$Q=2.65\times10$ m^3/min程度という極めて少量であるので，井戸としては排水井戸程度のものを考える。

a．止水壁について

ソイル柱列の打設深さを7.0 m程度，延長は道路と平行して打設すると考えると1,200 m程

度となる。

b．排水井戸

広い歩道が車道に併設されているので，この歩道沿いに 1,200 m当たり 5 箇所程度と考える。

4.6 総合評価

(1) 工事費の算出

表−4.5.4 に，ウェルポイントを単独使用した場合と補助工法（止水壁）を併用した場合（通常の排水井戸使用）の工事費について比較した結果を示した。ここでの比較項目は，

a．算出条件

b．イニシャルコスト

c．ウェルポイント設置費，維持費等（1 年当たり）

d．トータルコスト

の 4 つとした。

表−4.5.4 コストの比較表（単独使用の場合および補助工法併用の場合）

項　目	① 単独使用の場合	② 補助工法（止水壁）併用の場合
a．算出条件	・ウェルポイントの本数（2 m間隔に 1 本） 600 本×2 列＝1,200 本 ・ポンプステーション 6ヶ所×2 列＝12ヶ所 ・観測井戸　25ヶ所×2 列＝50ヶ所 ただし，ウェルポイントは機能維持のため 5 年使用毎に全部取替えとする。	・止水壁　1,200 m×2 列×7 m＝16,800 ㎡ ・排水井戸　5ヶ所×2 列＝10ヶ所 ・観測井戸　5ヶ所×2 列＝10ヶ所
b．イニシャルコスト	・土木工事費 ヘッダーパイプ埋め込み ポンプステーション地下化 道路横断排水溝工事等 ・観測井戸設置工事（計測システム込み） 以上の一式を 1.0 の工事費とする。	・土木工事費 止水壁工事 歩道の舗装撤去及び現状復旧工事等 ・観測井戸設置工事（計測システム込み） ・排水井戸設置工事，水中ポンプ設置工事等 単独使用の場合に比べて 4.18 倍の工事費となる。
c．ウェルポイント設置費，維持費等(1 年当り)	・絶対に必要 一式を 1.0 の工事費とする。	・不必要
d．トータルコスト	・揚水期間を 50 年間とする。 一式を 1.0 のコストとする。	・揚水期間を 50 年間とする。 単独使用の場合に比べて 0.15 倍のコストとなる。

同表より，②補助工法併用の場合の方がトータルコストとしては割安である（ただし，このモデル地区の場合）ことが分かる。

(2) 総合評価

このモデル地区において，ウェルポイントを単独使用した場合と補助工法（止水壁）を併用した場合（通常の排水井戸使用）の比較を総合的に評価するに当たっての評価項目，および2つの場合を評価した結果をとりまとめて表－4.5.5に示す。このように補助工法併用の場合の方が総合的に評価が高くなった理由は，50年という長期にわたる揚水期間を考えると，コスト的には補助工法併用の場合はイニシャルコストは大きいものの維持コストが殆ど不必要となることから，トータルコストとしては格段に割安となるからである。

表－4.5.5 比較評価表

ケース	(1) 効 果	(2) 環 境	(3) コスト	(4) 施工性	総合評価
① 単独使用	○	○	×	△	△
② 補助工法併用	○	△	○	△	○

○：良い△：普通×：悪い

ただし，環境について一般的な評価と逆の結果になっている（通常，単独使用の方が圧密沈下が大きいので評価は下がる）のは，このモデル地区の特異性（沈下は殆どない）に依存していることに注意を要する。

このモデル地区において止水壁を併用する補助工法を採用するとすると，既存技術の延長線上で対応は可能であると思われるが，環境面，行政面における住民のコンサンセス作りの努力も必要であろう。

[参考文献]

1）東京都土木研究所編：東京低地の液状化予測，昭和62年（1987）.
2）東京都土木研究所編：東京都総合地盤図Ⅰ
3）東京都土木研究所編：東京都総合地盤図Ⅰ，東京都地質図集3
4）東京都防災会議：東京区部における地震被害の想定に関する報告書，1978.
5）土質工学会編：根切り工事と地下水－調査・設計から施工まで－，pp. 208～211，1991.