

土木研究所資料

河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル(案)

平成9年10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

Copyright © (1997) 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。

河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル(案)

耐震技術研究センター 動土質研究室 室 長 松尾 修
研究員 島津多賀夫

要 旨

本マニュアル(案)は、液状化性地盤上の堤防に対する耐震対策工法の設計法および施工法について、現時点の技術水準に基づいて暫定的に取りまとめたものである。

キーワード：液状化，河川堤防，耐震対策工法，耐震設計法

1995年1月に発生した兵庫県南部地震を契機として、河川堤防の耐震強化対策事業が平成7年度より全国的に進められることとなった。

河川堤防の地震被害は、従来の震災経験によれば、ほとんどが基礎地盤の液状化によるものであることがわかっている。動土質研究室では、河川堤防のような盛土構造物の耐震性に関する研究を従来より進めてきている。これに関係する最近の調査研究課題をあげれば、「高規格堤防の耐震性向上に関する調査」（河川事業調査費；平成7～10年度）、「土構造物の耐震設計法に関する研究」（行政部費；平成6～10年度）、「大都市地域における地震防災の向上技術の開発」（建設技術研究開発経費（総プロ）；平成4～9年度）などである。また特に、上記総プロにおいては、盛土および地中構造物の液状化対策の設計法の開発を主目的として研究を進めてきた。これと並行して、土木研究所官民共同研究「液状化対策工法に関する共同研究」（平成4～8年度）を民間企業17社と実施した。

本書は、以上に述べたような調査研究の途中成果をもとに、冒頭に述べた耐震強化対策事業を各現場が実施していく際の参考手引きとして利用していただくことを意図してとりまとめたものである。

本書の性格は以下のようにまとめられる。

- (1) 現時点での知見に基づいて暫定的にとりまとめたものである。
- (2) 実務に用いられることを意図して簡易設計法を記述している。
- (3) 液状化対策に限定している。
- (4) 土堤を対象としている。
- (5) 中規模地震動を設計外力としており、兵庫県南部地震で生じたような大規模地震動は考慮していない。
- (6) 原則として震度法によっている。

もとより、堤防のような土構造物の耐震性評価技術、液状化対策工法の設計技術については研究途上であり、内容的に不十分、不備な点が多々あることは承知の上で、現時点での知見に基づいて暫定的にとりまとめている。「マニュアル（案）」としたのもその意図を含ませたものである。今後の調査研究により改善していくことが望まれる。

なお、本書の初版は動土質研究室の資料として平成7年8月に作成し、その後部分修正を加えて第2版を平成9年2月に作成した。本書はその第2版を改めて土木研究所資料として印刷するものである。

平成9年10月

動土質研究室 松尾 修

島津 多賀夫



設計編

1. 総説	1
1. 1 目的と適用範囲	1
1. 2 基本方針	1
1. 3 本マニュアルの性格	1
1. 4 関連する設計基準類	1
2. 液状化対策の手順	3
3. 設計用地震力	4
3. 1 概説	4
3. 2 慣性力用震度	4
3. 3 液状化判定用震度	5
3. 4 標準震度の補正係数の考え方	6
4. 対策工の必要性の判定	9
4. 1 液状化抵抗率の算出	9
4. 2 地震時安全率の算出	12
4. 3 液状化対策の必要性の判定	16
5. 対策工法の分類と評価方法	17
5. 1 対策工法の種類	17
5. 2 対策工法の設計上の分類	19
5. 3 対策工法の選定にあたって考慮すべき事項	20
5. 4 対策工法の選定手順	20
6. 締固め工法	24
6. 1 設計方針	24
6. 2 設計手順	24
6. 3 改良範囲の設定方法	25
6. 4 改良目標N値と打設間隔の算出方法	26
6. 5 地震時安全率の算出方法	41
7. ドレーン工法	42
7. 1 設計方針	42
7. 2 設計手順	42
7. 3 改良範囲の設定方法	43

7. 4	ドレーンの配置の算出方法	44
7. 4. 1	ドレーンの配置算出の手順	44
7. 4. 2	許容間隙水圧比	45
7. 4. 3	ドレーン長	46
7. 4. 4	ドレーン材料	46
7. 4. 5	地震動の条件	48
7. 4. 6	地盤の液状化強度	49
7. 4. 7	地盤の材料特性	50
7. 4. 8	時間係数	51
7. 4. 9	ウェルレジスタンス係数	51
7. 4. 10	ドレーンの等価有効円の半径	52
7. 4. 11	ドレーンの打設間隔	56
7. 5	地震時安全率の算定方法	56
8.	固結工法	58
8. 1	設計方針	58
8. 2	設計手順	59
8. 3	改良範囲の設定方法	61
8. 4	改良体形状の設定	61
8. 5	改良体強度の設定	62
8. 6	改良体の外的安定の検討	63
8. 6. 1	外力の算定	63
8. 6. 2	滑動の検討	70
8. 6. 3	転倒の検討	71
8. 6. 4	支持力の検討	71
8. 7	改良体の内的安定の検討	75
8. 7. 1	端趾圧	75
8. 7. 2	改良体全体の水平せん断および格子壁拔出しせん断	75
8. 7. 3	鉛直せん断	76
8. 8	全体系の安定	77
9.	鋼材を用いた対策工法	78
9. 1	設計の基本方針	78
9. 2	設計手順	79
9. 3	鋼材の種類、規格および許容応力度	81
9. 4	排水機能による過剰間隙水圧低減効果の評価	81
9. 4. 1	過剰間隙水圧の算定	81
9. 4. 2	排水部材の形状および長さ	82
9. 4. 3	地震動の条件	83
9. 4. 4	地盤の液状化強度	83
9. 4. 5	地盤の材料特性	83
9. 4. 6	時間係数	83

9. 4. 7 単独排水部材周りの過剰間隙水圧比	84
9. 4. 8 着目点での過剰間隙水圧比の計算	85
9. 5 水平方向地盤反力係数	88
9. 5. 1 非液状化時の水平方向地盤反力係数	88
9. 5. 2 液状化時の水平方向地盤反力係数	89
9. 6 鋼材による連続壁の設計	90
9. 6. 1 一般	90
9. 6. 2 設計計算モデル	91
9. 6. 3 設計荷重	91
9. 7 根入れ長	93
9. 8 鋼材の設計計算結果の照査	93
9. 9 盛土の全体安定	94

1. 液状化対策工法の概要	95
1. 1 締固め工法	95
1. 2 ドレーン工法	95
1. 3 固結工法	95
1. 4 鋼材工法	96
2. 締固め工法	97
2. 1 振動締固め工法	97
2. 1. 1 施工方法	97
2. 1. 2 施工仕様	99
2. 1. 3 施工機械	100
2. 1. 4 施工管理	102
2. 1. 5 適用事例	104
2. 2 静的締固め工法	106
A. コンパクショングラウチング工法	106
2. 2 A. 1 施工方法	106
2. 2 A. 2 施工仕様	108
2. 2 A. 3 施工機械	109
2. 2 A. 4 施工管理	110
2. 2 A. 5 効果の確認	110
B. 特殊石灰パイル工法	111
2. 2 B. 1 施工方法	111
2. 2 B. 2 施工仕様	113
2. 2 B. 3 施工機械と仕様	114
2. 2 B. 4 施工管理	116
2. 2 B. 5 適用事例	117
3. ドレーン工法	118
3. 1 自然材料工法	118
3. 1. 1 施工方法	118
3. 1. 2 施工仕様	119
3. 1. 3 施工機械	119
3. 1. 4 施工管理	121
3. 1. 5 適用事例	121
3. 2 人工材料工法	121
3. 2. 1 施工方法	122
3. 2. 2 施工仕様	124
3. 2. 3 施工機械	125
3. 2. 4 施工管理	128
3. 2. 5 適用事例	128

4. 固結工法	129
4. 1 機械攪拌工法	129
4. 1. 1 スラリー式	
4. 1. 1. 1 施工方法	129
4. 1. 1. 2 施工仕様	131
4. 1. 1. 3 施工機械	133
4. 1. 1. 4 施工管理	134
4. 1. 1. 5 事後調査	135
4. 1. 1. 6 適用事例	136
4. 1. 2 粉体式	
4. 1. 2. 1 施工方法	138
4. 1. 2. 2 施工仕様	140
4. 1. 2. 3 施工機械	141
4. 1. 2. 4 施工管理	142
4. 1. 2. 5 事後調査	143
4. 2 高圧噴射攪拌工法	145
4. 2. 1 施工方法	147
4. 2. 2 施工仕様	150
4. 2. 3 施工機械	151
4. 2. 4 施工管理	154
4. 2. 5 品質管理	157
4. 3 注入工法	158
4. 3. 1 施工方法	158
4. 3. 2 施工仕様	160
4. 3. 3 施工機械	162
4. 3. 4 施工管理	164
5. 鋼材を用いた対策工法	165
5. 1 鋼材工法	165
5. 1. 1 施工方法	165
5. 1. 2 施工仕様	166
5. 1. 3 施工機械	168
5. 1. 4 施工管理	171
5. 1. 5 適用事例	172

□ 設 計 編

1. 総説

1. 1 目的と適用範囲

本マニュアルは、『河川堤防耐震点検マニュアル』に基づく、液状化対策の必要性が指摘された区間において、液状化の影響による堤防の安定性の検討と液状化対策の考え方、並びに各種対策工法の設計手法を示すことを目的とする。

このマニュアルの適用範囲は、既設河川堤防（土堤）とし、自立構造の特殊堤は除く。

〔解説〕

本マニュアルは、土堤を対象とするものである。矢板護岸や杭で支持されたコンクリート擁壁護岸などの自立式特殊堤は地震時の安定機構が異なり、したがってその対策原理も異なることから本マニュアルの適用外とした。

1. 2 基本方針

原地盤の液状化発生時の安定性の検討は、円弧すべり法に基づいて行うことを標準とする。液状化対策が必要とされた既設河川堤防の抽出区間における対策工の適用位置は、堤内および堤外ののり尻付近とし、堤防の天端が有意な沈下を生じさせないように堤体の安定性が確保されることとする。

対策工の設計に当たっては、周辺の施工環境に配慮して、適合する工法並びに改良仕様を決定するものとする。

1. 3 本マニュアルの性格

本マニュアルで対象としている液状化対策工とその設計法は、現時点において必ずしも統一化された考え方が整備されているとはいえない。したがって、本マニュアルでは、現時点の技術水準にもとづいてその考え方を示したものである。

〔解説〕

地震時の堤防の安定性の検討は、原則として有効応力法による円弧すべり法を適用することとし、地震時の安定性の評価については、過剰間隙水圧の上昇を考慮して行う。また、対象とする地震の規模は、耐震点検と同様の中規模地震動のレベルとする。

堤防の耐震性の評価あるいは液状化対策工の設計は、本来、変形量の大きさを評価することにより行われるべきである。特に、大規模地震動への対応については、変形量を直接評価することが本来望まれる。そのような方法として、永久変形解析法等があるが、現時点では実用化されるに至っていない。

今回の堤防地震対策では、暫定的に、中規模レベルの地震動に対して有害な被害を生じさせないことを基本方針とし、耐震性評価法として地震動の影響を静的な力に置き換えた震度法によることとした。

永久変形解析法等のより進んだ評価法については、今後の研究の成果に委ねることとする。

また、現時点では、対策工およびその設計法は十分に確立したものではないため、とりあえずの考え方を示したものである。各工法毎の設計手法を統一することが望ましいが、現状では可能とする技術レベルに至っていない。

1. 4 関連する設計基準類

液状化対策の設計の考え方を示すに当たり、既往の取り組みとの整合を図るため、関連する基準類を参考とする。

〔解説〕

堤防の液状化対策の考え方を示すに当たり、以下の設計基準類を参考とした。なお、兵庫県南部地震の発生以降、耐震設計関連の基準の改訂がなされており、必要に応じて改訂版を参考にするのがよい。

- ・ 河川構造物地震対策技術検討委員会中間報告書、平成7年3月
- ・ 河川構造物地震対策技術検討委員会中間報告書、平成8年3月
- ・ 建設省河川局治水課：河川堤防耐震点検マニュアル・解説、平成7年3月
- ・ 建設省土木研究所：新耐震設計法（案）、昭和52年3月
- ・ 建設省河川局監修、（社）日本河川協会編：建設省河川砂防技術基準（案）設計編〔1〕、山海堂、昭和60年
- ・ （財）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）、平成8年9月。
- ・ （社）日本道路協会：道路土工－軟弱地盤対策工指針、昭和61年
- ・ （社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V．耐震設計編、平成8年
- ・ （社）日本道路協会：共同溝設計指針、昭和61年
- ・ （社）日本建築学会：建築基礎構造設計指針、昭和63年
- ・ （社）土質工学会：液状化対策の調査・設計から施工まで、平成5年2月
- ・ 建設省土木研究所：耐震地盤改良工法に関する共同研究報告書、共同研究報告書 第68号、平成4年3月
- ・ 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、平成5年5月
- ・ 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、平成6年6月
- ・ 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、平成7年12月

2. 液状化対策の手順

本マニュアルによる耐震対策の設計手順は、耐震点検の結果を受けて以下のとおりとする。

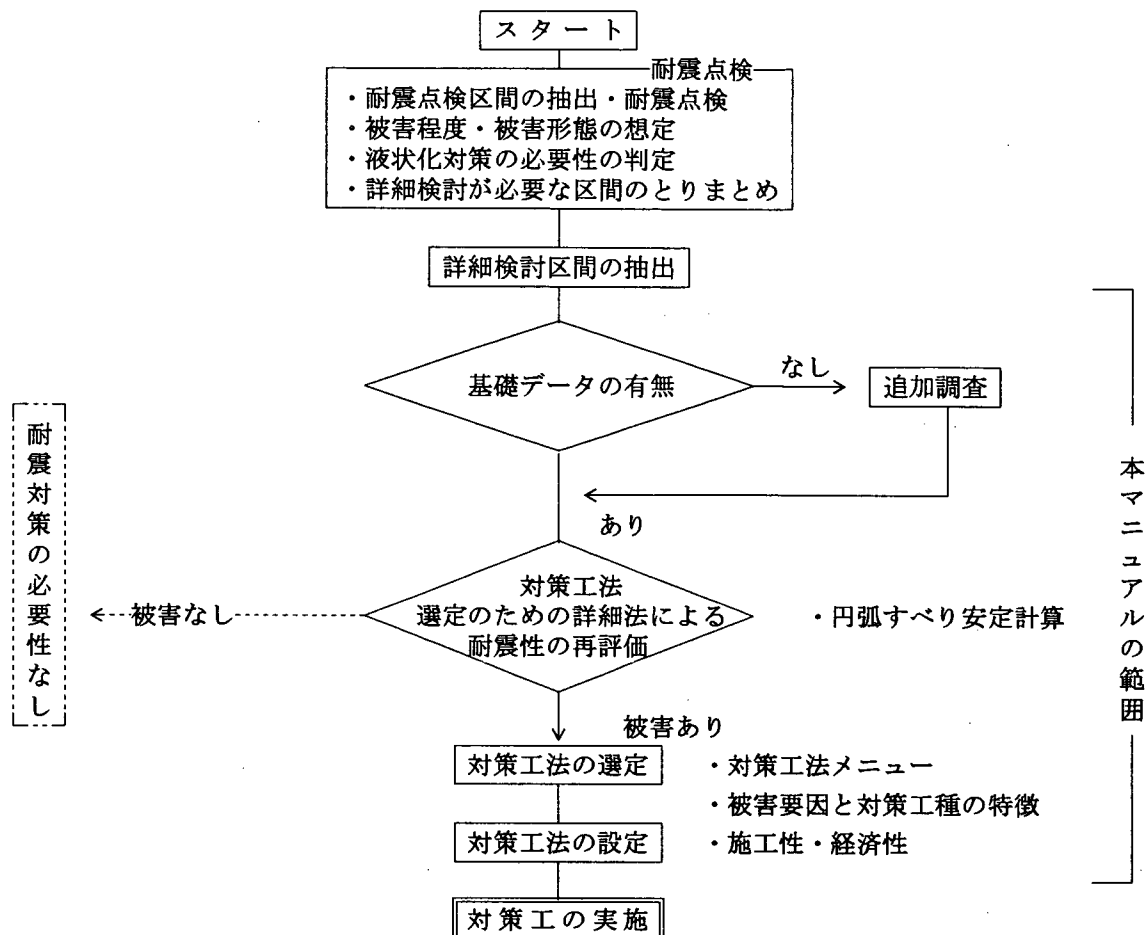


図-2.1 河川堤防の液状化対策の設計フロー

〔解説〕

(1) 耐震点検～本マニュアルの対象外

ここでは、検討対象とした河川の区間において、点検に必要な資料を収集整理、ないし必要に応じて追加調査を実施し、地震時の安全率から被害の有無および被災形態・被災程度を想定し、二次災害の想定に基づいて詳細検討に必要な区間を抽出する。

(2) 詳細検討～本マニュアルの対象

① 基礎データの整理・追加調査の実施

抽出された詳細検討区間において、液状化の可能性の判定並びに被災の判定に必要な基礎データを整理する。なお、基礎データが十分でないと判断される場合には、追加調査を実施する。必要なデータ及び試験法を以下に示す。

(液状化判定に必要なデータ)

- ・粒度曲線（ふるい分け試験）
- ・N値（標準貫入試験）
- ・単位体積重量（土の密度試験）
- ・地下水位

(安定計算に必要なデータ)

- ・土のせん断強さ定数（三軸あるいは一軸試験）

堤防縦断方向の調査ピッチについては、要対策区間を適切に抽出するためには短いほどよい。他方、

ピッチが短いほど地盤調査及び耐震評価に要する費用は増大する。したがって、調査の費用対効果を勘案して調査ピッチを設定するのがよい。なお、地盤の地質構成が縦断的に変化が少ない所では調査ピッチを長めに、変化が著しいと想定される所では細かく調査するのが望ましい。

② 堤防の耐震性の再評価

円弧すべり検討により、被害の有無、二次災害の可能性について「河川堤防耐震点検マニュアル」に従って再評価する。

③ 液状化対策工法の選定

液状化対策が必要と判断された場合において被害要因、施工環境などを考慮し、適合する対策工を選定する。

④ 対策工法の設定

選定された対策工法について、施工性、経済性を考慮して、改良仕様を設定する。

3. 設計用地震力

3. 1 概説

- (1) 慣性力として作用させる地震力および液状化判定に用いる地震力は、震度法による設定を標準とし、それぞれについて規定する。
- (2) 設定する地震力は、水平方向とする。

〔解説〕

本マニュアルによる地震力の設定は、慣性力用・液状化判定用共に震度法による設定を標準とする。地震力の大きさは、中規模地震動を想定する。なお、慣性力用の震度は、5. 2に示すように、構造系対策工法において用いられる。

3. 2 慣性力用震度

慣性力用震度 (k_h) は表-3.1に示すように地域区分と図-3.1に示す堤防規模に応じた値とする。

表-3.1 慣性力用震度 (k_h)

地域区分 堤防規模	強震帯地域	中震帯地域	弱震帯地域
$B/H \leq 10$	0.18	0.15	0.12
$10 < B/H \leq 20$	0.16	0.14	0.11
$20 < B/H$	0.15	0.12	0.10

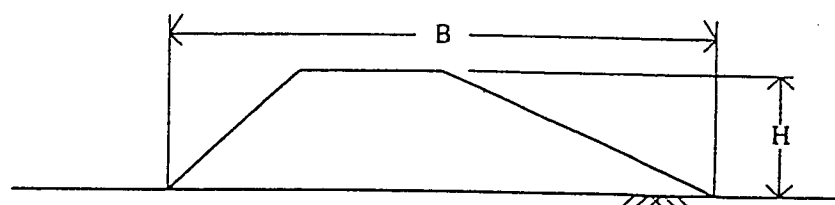


図-3.1 堤防形状 (B/H)

〔解説〕

堤防の地震時応答は、対象とする河川が位置する地域の特性や、堤体下地盤の土質構成、堤防規模によって異なる。これらの要因を考慮して、標準とする k_0 に地域別補正係数、地盤別補正係数、重要度別補正係数、構造物特性別補正係数、さらには堤防規模別補正係数を乗じて求めるものとし、表-3.1の値は、以下の式(3.1)により算出し、設定したものである。なお、震度の算出に際しては、下限値を0.1とする。

$$k_h = C_z \times C_G \times C_I \times C_S \times C_B \times k_0 \quad (3.1)$$

ここに、 k_h ：震度（小数点以下2桁に丸める）

k_0 ：標準設計震度（0.2）

C_z ：3.4（1）に規定する地域別補正係数

C_G ：3.4（2）に規定する地盤別補正係数（ $C_G=1.2$ とする）

C_I ：3.4（3）に規定する重要度別補正係数

C_S ：3.4（4）に規定する構造物特性別補正係数

C_B ：3.4（5）に規定する堤防規模別補正係数

3.3 液状化判定用震度

液状化判定用震度（ k_s ）は表-3.2に定めるように、地域区分による値とする。

表-3.2 液状化判定用震度（ k_s ）

地域区分	強震帯地域	中震帯地域	弱震帯地域
液状化判定用震度	0.18	0.15	0.12

〔解説〕

液状化判定用の地震力は、標準とする震度 k_{s0} に地域別補正係数、地盤別補正係数、および重要度別補正係数を乗じて求めることとし、式(3.2)により算出して設定した結果を表-3.2に示している。

$$k_s = C_z \times C_G \times C_I \times k_{s0} \quad (3.2)$$

ここに、 k_s ：震度（小数点以下2桁に丸める）

k_{s0} ：標準震度（0.15とする）

C_z ：3.4（1）に規定する地域別補正係数

C_G ：3.4（2）に規定する地盤別補正係数（ $C_G=1.2$ とする）

C_I ：3.4（3）に規定する重要度別補正係数

3. 4 標準震度の補正係数の考え方

(1) 地域別補正係数

地域別補正係数は、地域区分に応じて、下表の値とする。ただし、対象地点が地域区分の境界線上にある場合等には、係数の大きい方の値をとるものとする。

表-3.3 地域別補正係数 C_z

地域区分	強震帯地域	中震帯地域	弱震帯地域
補正係数 C_z	1.0	0.85	0.7

(2) 地盤別補正係数

地盤別補正係数は、堤防の基礎地盤として下表のⅢ種（沖積地盤のうち軟弱地盤：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編）の値とする。

表-3.4 地盤別補正係数 C_g

地盤区分	I 種	Ⅱ 種	Ⅲ 種
補正係数 C_g	0.8	1.0	1.2

(3) 重要度別補正係数

重要度別補正係数は、1.0 とする。

(4) 構造物特性別補正係数

構造物別補正係数は、検討対象とする構造物の特性に応じて補正する係数であり、堤防・護岸のような盛土構造物については、道路橋あるいは他の土木構造物の耐震設計法などを参考にして、0.75とした。

(5) 堤防規模別補正係数

堤防規模別補正係数は、堤防の規模に応じた補正係数で、下表の値とする。

表-3.5 堤防規模別補正係数 C_B

B/H	$B/H \leq 10$	$10 < B/H < 20$	$20 < B/H$
補正係数 C_B	1.0	0.9	0.8

この係数は、対象とする堤防の B/H が大きくなる場合には、作用する地震力は最大で2割程度の低減ができるといった解析結果から設定した。

[解説]

地域別補正係数に関する地域区分を表-3.6 及び図-3.2 に示す。

表-3.6 地域別補正係数の地域区分

地域区分	対象地域
強震帯地域	北海道のうち釧路市、帯広市、根室市、沙流郡、新冠郡、静内郡、三石郡、浦河郡、様似郡、幌泉郡、河東郡、上川郡（十勝支庁）、河西郡、広尾郡、中川郡、足寄郡、十勝郡、釧路郡、厚岸郡、川上郡、阿寒郡、白糠郡、野付郡、標津郡、目梨郡 青森県のうち三沢市、十和田市、八戸市、上北郡、三戸郡 岩手県、宮城県 福島県のうち福島市、二本松市、相馬市、原町市、いわき市、伊達郡、相馬郡、安達郡、田村郡、双葉郡、石川郡、東白川郡 茨城県、栃木県、群馬県、埼玉県、千葉県、東京都、神奈川県、長野県、山梨県 富山県のうち富山市、高岡市、永見市、小矢部市、砺波市、新湊市、中新川郡、上新川郡、射水郡、婦負郡、東礪波郡、西礪波郡 石川県のうち金沢市、小松市、七尾市、羽咋市、松任市、加賀市、鹿島郡、羽咋郡、河北郡、能美郡、石川郡、江沼郡 静岡県、愛知県、岐阜県、三重県、福井県、滋賀県、京都府、大阪府、奈良県、和歌山県、兵庫県 鳥取県のうち鳥取市、岩美郡、八頭郡、気高郡 徳島県のうち徳島市、鳴門市、小松島市、阿南市、板野郡、阿波郡、麻植郡、名西郡、名東郡、那賀郡、勝浦郡、海部郡 香川県のうち大川郡、木田郡 鹿児島県のうち名瀬市、大島郡
中震帯地域	北海道のうち札幌市、函館市、小樽市、室蘭市、北見市、夕張市、岩見沢市、網走市、苫小牧市、美唄市、芦別市、江別市、赤平市、三笠市、千歳市、滝川市、砂川市、歌志内市、深川市、富良野市、登別市、恵庭市、伊達市、札幌郡、石狩郡、厚田郡、浜益郡、松前郡、上磯郡、亀田郡、茅部郡、山越郡、檜山郡、爾志郡、久遠郡、奥尻郡、瀬棚郡、島牧郡、寿都郡、磯谷郡、虻田郡、岩内郡、古宇郡、積丹郡、古平郡、余市郡、空知郡、夕張郡、樺戸郡、雨竜郡、上川郡、（上川支庁）のうち東神楽町、上川町、東川町および美瑛町、勇払郡、網走郡、斜里郡、常呂郡、有珠郡、白老郡 青森県のうち青森市、弘前市、黒石市、五所川原市、むつ市、東津軽郡、西津軽郡、中津軽郡、南津軽郡、北津軽郡、下北郡 福島県のうち会津若松市、郡山市、白河市、須賀川市、喜多方市、岩瀬郡、南会津郡、北会津郡、耶麻郡、河沼郡、大沼郡、西白河郡 新潟県 富山県のうち魚津市、滑川市、黒部市、下新川郡 石川県のうち輪島市、珠洲市、鳳至郡、珠洲郡 鳥取県のうち米子市、倉吉市、境港市、東伯郡、西伯郡、日野郡 島根県、岡山県、広島県 徳島県のうち美馬郡、三好郡 香川県のうち高松市、丸亀市、坂出市、善通寺市、観音寺市、小豆郡、香川郡、綾歌郡、仲多度郡、三豊郡 愛媛県、高知県 熊本県のうち熊本市、菊池市、人吉市、阿蘇郡、菊池郡、上益城郡、下益城郡、八代郡、球磨郡 大分県のうち大分市、別府市、臼杵市、津久見市、佐伯市、竹田市、日田郡、玖珠郡、大分郡、直人郡、大野郡、北海部郡、南海部郡 宮崎県

地域区分	対 象 地 域
弱震帯地域	北海道のうち旭川市，留萌市，稚内市，紋別市，士別市，名寄市，上川郡（上川支庁）のうち鷹栖町，当麻町，比布町，愛別町，和寒町，剣淵町，朝日町，風連町および下川町，中川郡（上川支庁），増毛郡，留萌郡，苫前郡，天塩郡，宗谷郡，枝幸郡，礼文郡，利尻郡，紋別郡 山口県，福岡県，佐賀県，長崎県 熊本県のうち八代市，荒尾市，水俣市，玉名市，本渡市，山鹿市，牛深市，宇土市，飽託郡，宇土郡，玉名郡，鹿本郡，葦北郡，天草郡 大分県のうち中津市，日田市，豊後高田市，杵築市，宇佐市，西国東郡，東国東郡，速見郡，下毛郡，宇佐郡 鹿児島県（名瀬市および大島郡を除く） 沖縄県

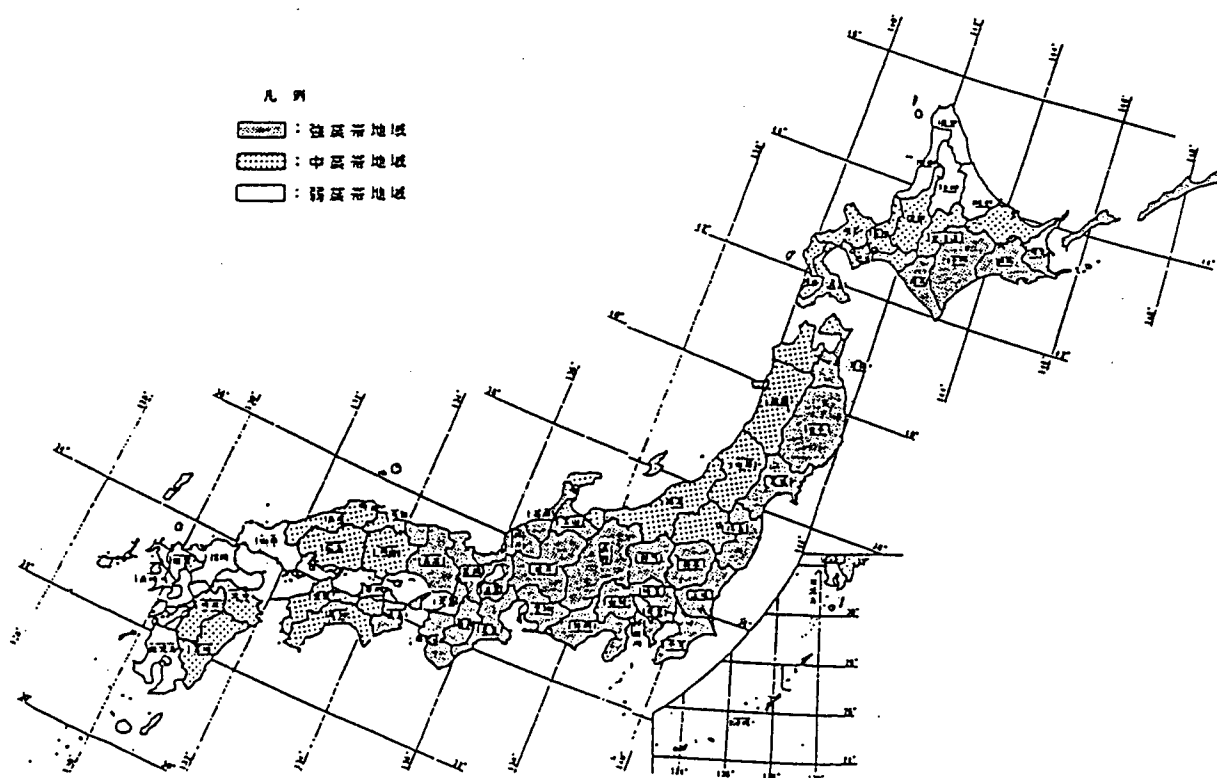


図-3.2 地域区分

4. 対策工の必要性の判定

4. 1 液状化抵抗率の算出

- (1) 液状化抵抗率の算出は、道路橋示方書計の方法等に基づいて行うこととする。ただし、繰返しせん断応力比の算出においては、3. 3 液状化判定用震度の考え方に基づいて行うこととする。
- (2) 検討位置は、水平地盤部および盛土天端直下部とし、それぞれの土被り圧を考慮して液状化抵抗率を算出するものとする。

〔解説〕

(1) 液状化抵抗率 F_L の算出

液状化抵抗率 F_L の算出は原則として道路橋示方書（平成8年改訂版）の方法に準じるものとする。
以下に要点を示す。

1) 液状化の判定を行う必要がある土層

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土層は地震時に液状化が生じる可能性があるため、(2) 項によって液状化の判定を行わなければならない。

- (a) 地下水位が現地盤面から10mm以内にあり、かつ現地盤面から20mm以内の深さに存在する飽和土層。
- (b) 細粒分含有率FCが35%以下の土層、またはFCが35%を超えても塑性指数 I_p が15以下の土層。
- (c) 平均粒径 D_{50} が10mm以下で、かつ10%粒径 D_{10} が1mm以下である土層。

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土層に対しては、液状化に対する抵抗率 F_L を式(4.1)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。

$$F_L = R/L \quad \dots\dots\dots (4.1)$$

$$R = C_w \cdot R_L \quad \dots\dots\dots (4.2)$$

$$L = r_d \cdot k_s \cdot \sigma_v / \sigma_v' \quad \dots\dots\dots (4.3)$$

$$r_d = 1.0 - 0.015x \quad \dots\dots\dots (4.4)$$

$$\sigma_v = \{ \gamma_{t1}hw + r_{t2}(x-hw) \} / 10 \quad \dots\dots\dots (4.5)$$

$$\sigma_v' = \{ \gamma_{t1}hw + \gamma_{t2}'(x-hw) \} / 10 \quad \dots\dots\dots (4.6)$$

$$C_w = 1.0 \quad \dots\dots\dots (4.7)$$

ここに、

F_c : 細粒分含有率 (%) (粒径75μm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 : 地震時せん断強度比

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 : 液状化判定用震度で、3.3の規定により求める

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 (4.8) により算出するものとする。

$$R_L = \begin{cases} 0.0882 \times \sqrt{Na/1.7} & (Na < 14) \\ 0.0882 \times \sqrt{Na/1.7} + 1.6 \times 10^{-6} \cdot (Na-14)^{4.5} & (14 \leq Na) \end{cases} \quad \dots (4.8)$$

ここで、

〈砂質土の場合〉

$$Na = c_1 \cdot N_1 + c_2 \quad \dots (4.9)$$

$$N_1 = 1.7 \cdot N / (\sigma_v' + 0.7) \quad \dots (4.10)$$

$$c_1 = \begin{cases} 1 & (0\% \leq FC < 10\%) \\ (FC+40)/50 & (10\% \leq FC < 60\%) \\ FC/20-1 & (60\% \leq FC) \end{cases} \quad \dots (4.11)$$

$$c_2 = \begin{cases} 0 & (0\% \leq FC < 10\%) \\ (FC-10)/18 & (10\% \leq FC) \end{cases} \quad \dots (4.12)$$

〈礫質土の場合〉

$$Na = \{1 - 0.36 \log_{10}(D_{50}/2)\} N_1 \quad \dots (4.13)$$

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

Na : 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

FC : 細粒分含有率 (%) (粒径 75 μ m 以下の土粒子の通過質量百分率)

D_{50} : 平均粒径 (mm)

(2) 液状化抵抗率 F_L の算出位置

液状化抵抗率の検討位置については、原則として、図-4.1 に示すようにのり先地盤部 (図中 A) および盛土天端直下部 (図中 C) の地盤とし、それぞれの土被りを考慮して液状化抵抗率を算出するものとする。断面の特に大きな堤防については、小段等の位置においても液状化抵抗率を算出するのが望ましい。

なお、液状化抵抗率の算出にあたり、それぞれの算出位置でN値がある場合は対応するN値を用いることとし、AあるいはCの一方の地点のN値しかない場合はN値のある方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ととする。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、堤体直下地盤では土被り圧がのり先地盤に比べて大きいため、一般にN値及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AとCで同一と考えられるためである。

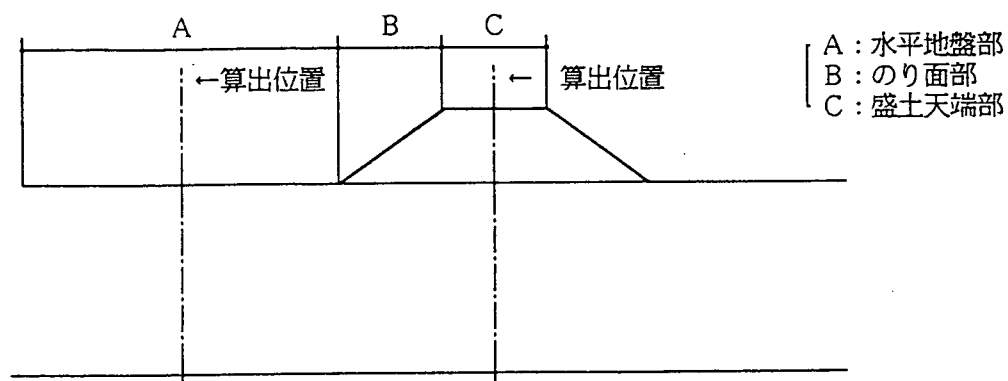


図-4.1 液状化抵抗率の算出位置

4. 2 地震時安全率の算出

地震時の安全率は、原則として地震動による過剰間隙水圧 Δu を考慮した円弧すべり法とする。 Δu の算出は、液状化抵抗率 F_L との関係に基づいて行うこととする。

〔解説〕

(1) 地震時の安全率 F_{sd} 算定式

地震時のすべり安全率 F_{sd} の計算式は、過剰間隙水圧の増分のみを考慮し、次式とする。

$$F_{sd} = \frac{\sum \{ c' \ell + (W - u_o b - \Delta u b) \cos \alpha \tan \phi' \}}{\sum W \sin \alpha} \quad (4.11)$$

ここに、 c' 、 ϕ' ：有効応力に関する土の粘着力(tf/m^2) およびせん断抵抗角($^\circ$)

W ：各分割細片の全重力(tf/m)

ℓ ：各分割細片における円弧すべりの長さ(m)

b ：各分割細片の幅(m)

u_o ：常時地下水によって発生する間隙水圧(tf/m^2)

Δu ：地震動によって発生する過剰間隙水圧(tf/m^2)

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($^\circ$)

なお、円弧すべり計算は、原則として図-4.2に示すように天端を通る円弧とし、盛土内かつ地下水位以上の部分ではテンションクラックが発生するものとする。すなわち、盛土のり面を通るすべりは無視することとし、盛土内では垂直なすべり面を仮定し、この部分での抵抗モーメントは考慮しない。なお、これによらない場合には、盛土のせん断強度定数、特に粘着力 c を適切に評価し、併せて自立高さとして得られるテンションクラック高さを設定する必要がある。なお、盛土内にテンションクラックを考慮する理由として、①盛土の強度定数(c 、 ϕ)については不明確な点が多い、②テンションクラックを考慮しないときの安全率はテンションクラックを考慮するときの安全率と比較して大差ないことが多いことが、あげられる。

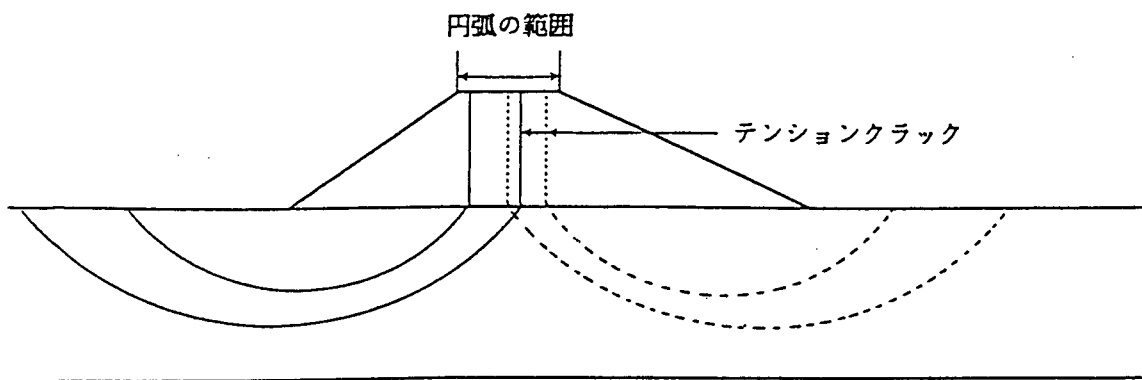


図-4.2 地震時安定計算における円弧すべりの形状

(2) 地震動によって発生する過剰間隙水圧の算定方法

地震動によって発生する過剰間隙水圧は、(社)日本道路協会：共同溝設計指針、同道路橋示方書V

耐震設計編に示されている、下記の式により算定することとする。

$$r_u = \Delta u / \sigma_v' = \begin{cases} F_L^{-7} & (F_L \geq 1) \\ 1 & (F_L < 1) \end{cases} \quad (4.12)$$

r_u と F_L の関係は、図-4.3 に示すとおりである。

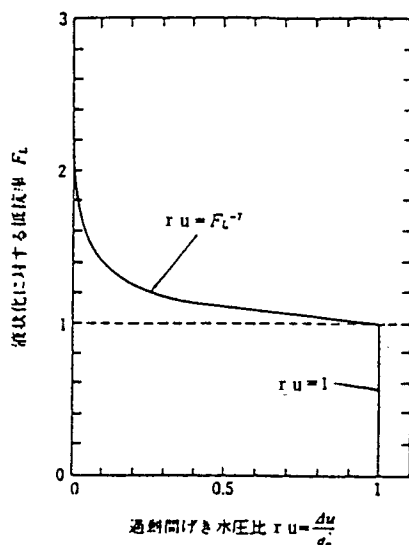


図-4.3 r_u と F_L の関係

(3) 過剰間隙水圧分布の算定

過剰間隙水圧分布は、図-4.4 に示すように、水平地盤部と盛土天端直下部における F_L 値から (2) で示した方法によって過剰間隙水圧を算定し、それぞれの範囲において一定値、かつのり面の範囲ではそれらの値を一次補間する単純化した方法によって算定する。

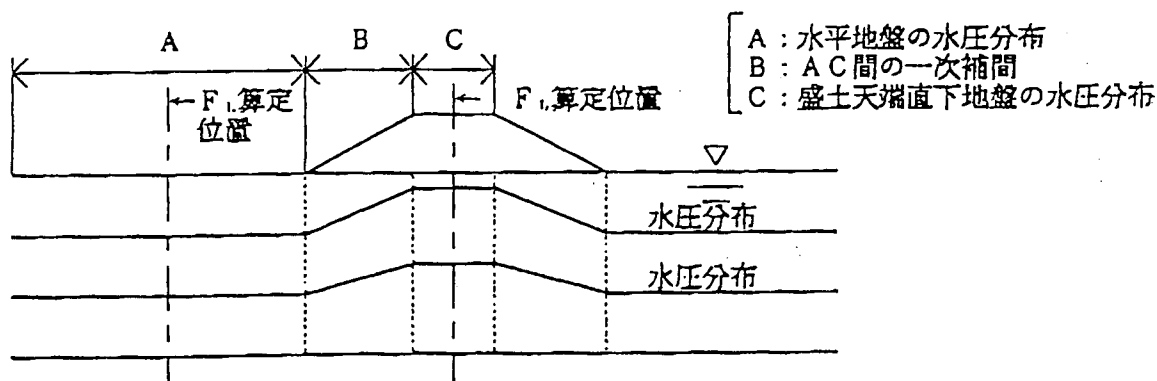


図-4.4 過剰間隙水圧分布の算定法

(4) 強度定数 c 、 ϕ の設定

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、室内土質試験により求めることを原則とする。

粘性土については、なるべく圧密非排水三軸試験による強度増加率を考慮した c を用いることが望ましいが、一軸試験によって得られた c を用いる場合には、試料採取の際の乱れ等から強度を小さく評価

する恐れがあるので、下記の点に留意し、その強度の精度に対し十分に検討することとする。

- ・サンプリング方法及び運搬方法
- ・正規圧密状態としたときの強度の推定値との比較
- ・応力～ひずみ曲線

なお、室内土質試験結果がない場合には、便宜的にN値等から推定する方法もある。砂質土については図-4.5、粘性土については図-4.6に示す経験式がある。これらは推定の幅が大きいので（特に粘性土の場合）、同図のみに依存して推定するのは望ましくない。そのため、同一河川流域で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のが望ましい。また、これらの図表を用い、N値から c 、 ϕ を推定する場合、砂質土においては $c=0$ とし、推定した ϕ が 30° 以下の場合は 30° とする。粘性土においては、 $\phi=0$ とし、推定した c が 1.5tf/m^2 以下の場合は 1.5tf/m^2 とする。

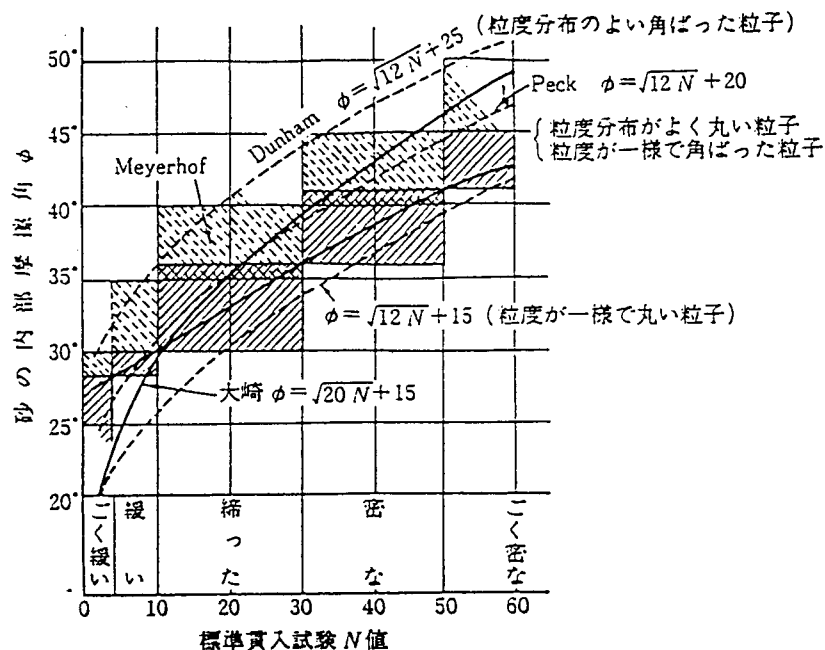


図-4.5 砂のせん断抵抗角 ϕ とN値の関係

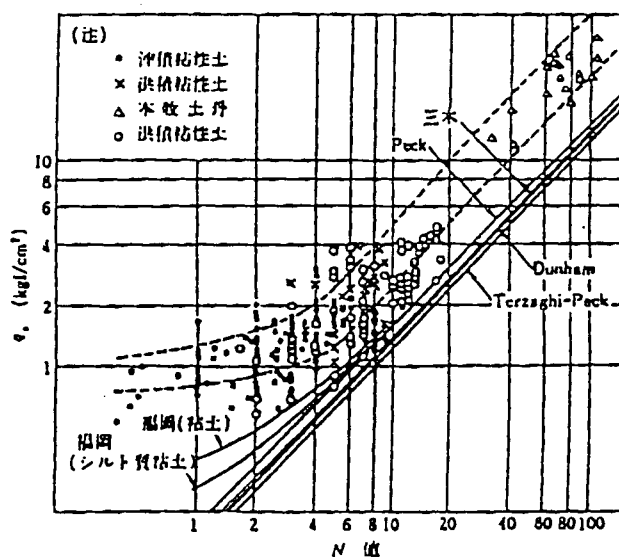


図-4.6 q_u とN値の関係

(土質工学会「基礎の設計資料集」1992年)

(5) その他の地震時安全率算定式

上記(1)の方法により地震時安全率を算定するのは経験的に安全側の評価を与えることがわかっている。また、地盤条件等によっては過度に安全側の評価を与えることもある。したがって、これ以外の適切な安定性評価法を用いることもできる。一例として、地震時の土のせん断強さを、土に所定のせん断ひずみを生じさせるのに要する繰返しせん断応力の大きさとして評価する方法がある。これについては、たとえば「道路土工指針－軟弱地盤対策工指針」を参照されたい。なお、(1)以外の手法を用いた場合には、「河川堤防耐震点検マニュアル・解説」(建設省河川局治水課，平成7年3月)に示された安全率と堤防の沈下量の間の実験的な関係は適用できないので留意する必要がある。この場合には、既往の研究成果等を参考にして想定沈下量を判断する必要がある。

4. 3 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って、最小安全率が所定の値を上回る場合には、液状化対策は必要ない。また、最小安全率が所定の値を下回る場合には、「河川堤防耐震点検マニュアル・解説」（建設省河川局治水課，平成7年3月）に従って対策の必要性を判断する。なお、所定の最小安全率の値は、原則としてスーパー堤防区間では1.2、それ以外の区間では1.0とする。

〔解説〕

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. 2に示した、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。なお、スーパー堤防予定区間の堤防については、許容安全率を $F_s = 1.2$ とするのがよい。ただし、通常の築堤工事と同様耐震対策としても段階的対策を実施することも可能である。

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-4.7¹⁾に示す。この図から、盛土高に対し5%以上の沈下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ないしは1.2以上では、一部の実験を除いて、沈下量は盛土高の1%以下となっていることがわかる。なお、1%以上となった一部の実験については、沈下量の計測誤差等も含まれているので、評価を加える際に留意する必要がある。

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ないし1.2を満足すれば堤防は安定であるといえる。

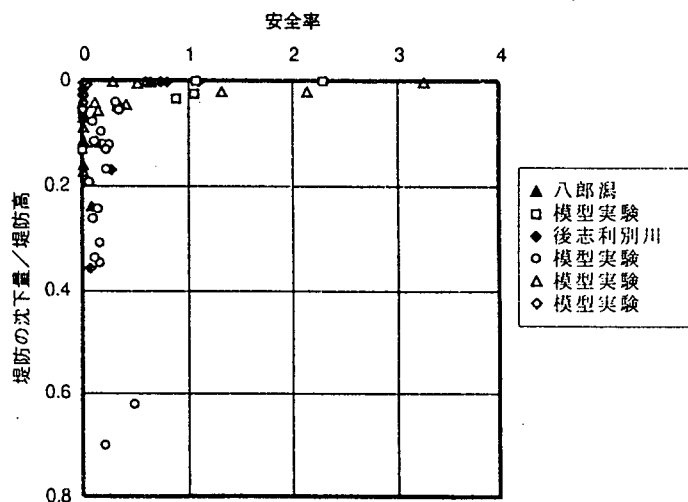


図-4.7 安全率と堤防沈下量の関係¹⁾

<参考文献>

- 1) (財) 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，平成8年9月

5. 対策工法の分類と評価方法

5. 1 対策工法の種類

液状化対策工は、以下に大別される。

① 液状化の発生そのものを防止する対策

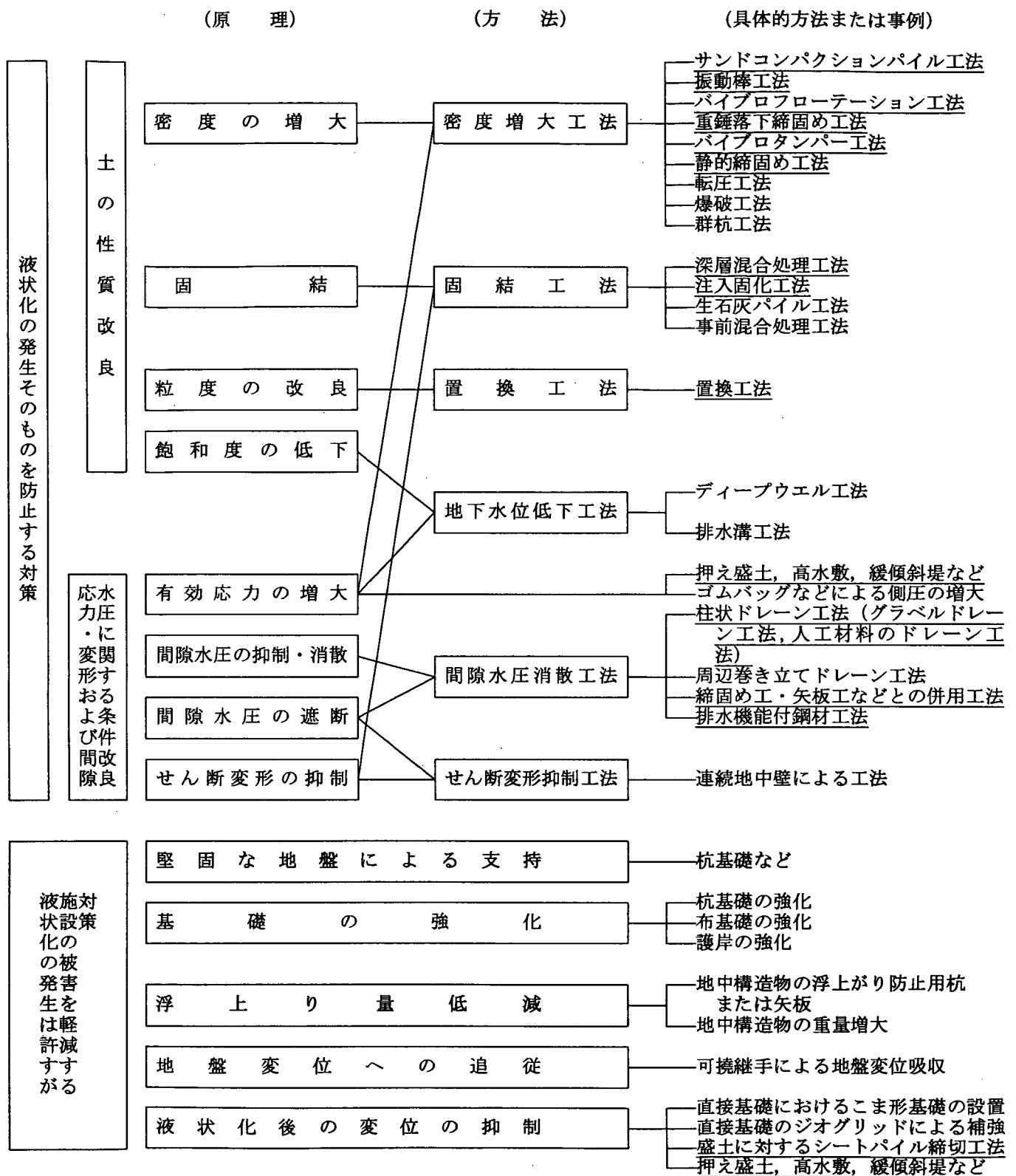
- ・ 地盤改良により、地盤そのものを液状化しにくい性質に変える工法
- ・ 間隙水圧の発生や地盤の変形を抑制するなど、液状化の発生条件をコントロールする工法

② 液状化の発生は許すが、堤防の被害を軽減する対策

〔解説〕

地震による河川堤防の被害要因としては、堤体に作用する地震力そのものと基礎地盤（堤体を含む場合もある）の液状化が考えられる。過去の地震による河川堤防の大規模な変状は、液状化によるものがほとんどである。

図-5.1 は、各種液状化対策工を、①液状化の発生そのものを防止する対策、および②液状化の発生は許すが堤防の被害は軽減する対策の二つに大別し、各工法の原理と方法を整理したものである。ただし、同図に示す工法は堤防の液状化対策として適用可能な工法に限っていないことに留意されたい。なお、高水敷造成や緩傾斜堤防などは、有効応力の増大や変位の抑制にも効果を有することから、液状化対策工に含めて検討することとした。また、同図に示した以外の工法についても、その有効性および設計法が明らかであれば適用可能である。



注) —— (アンダーライン) 部分が堤防の液状化対策に一般的に用いられ得ると考えられる工法

図-5.1 液状化対策の原理と方法

(土質工学会：液状化対策の調査・設計から施工まで、平成5年2月に加筆、修正)

5. 2 対策工法の設計上の分類

本マニュアルで扱う液状化対策工法は、設計上以下のように大別される。

① 地盤系対策工法

対策域（改良体）を基本的に地盤として取り扱う。堤防の安定は、原則として円弧すべり安全率により照査する。

② 構造系対策工法

対策域（改良体）を基本的に構造物として取り扱う。堤防の安定は、原則として円弧すべり安全率による全体の安定の照査に加えて、構造物（改良体）の外的安定および内的安定により照査する。

〔解説〕

- ・ 地盤系対策工法では、無対策領域および対策領域の過剰間隙水圧比を用いて、4. 2に示した円弧すべり安定計算を行い、堤防の安全率を照査する。過剰間隙水圧の算定には、液状化判定用震度を使用し、慣性力用震度は不要である。
- ・ 構造物系対策工法では、構造物自体の外的安定および内的安定を照査するとともに、無対策領域の過剰間隙水圧比および構造物の仕様を用いて全体の安定について4. 2に示した円弧すべり計算を行い、堤防の安定性を照査する。過剰間隙水圧の算定には、液状化判定用震度を使用し、構造物の安定性の照査には、慣性力用震度を用いる。
- ・ 本マニュアルで取り扱う工法について、設計上の分類および評価方法を表-5.1 に示す。
- ・ なお、本マニュアルに示す設計手法以外のものであっても、妥当と認められるものであれば適用してもよい。

表-5.1 本マニュアルで取り扱う工法の設計上の分類と評価

	工 法	安定性の評価	改良仕様の設定	取り扱う工法
地盤系対策工法	振動締固め工法	過剰間隙水圧を用いた円弧すべり計算で安定性を評価	所要の液状化抵抗率を満足するように設定	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 低振動締固め工法
	静的締固め工法	過剰間隙水圧を用いた円弧すべり計算で安定性を評価	所要の液状化抵抗率を満足するように設定	コンパクショングラウチング工法 特殊石灰パイル工法
	ドレーン工法	過剰間隙水圧を用いた円弧すべり計算で安定性を評価	所要の過剰間隙水圧比を満足するように設定	グラベルドレーン工法 プラスチックドレーン工法
	抑え盛土工法 置換工法	過剰間隙水圧を用いた円弧すべり計算で安定性を評価	過剰間隙水圧を用いた円弧すべり計算で安定性を評価	
構造系対策工法	固結工法	円弧すべり安全率による照査に加えて、改良体の外的安定及び内的安定により照査する。	円弧すべり安全率による照査に加えて、改良体の外的安定及び内的安定により照査する。	機械攪拌工法 高圧噴射攪拌工法 注入固化工法
	鋼材を用いた工法	円弧すべり安全率による照査に加えて、構造物の外的安定及び内的安定により照査する。	円弧すべり安全率による照査に加えて、構造物の外的安定及び内的安定により照査する。	自立（鋼管）矢板工法 自立（鋼管）矢板工法（排水機能付き）

5. 3 対策工法の選定にあたって考慮すべき事項

対策工法の河川堤防への適用性を検討する場合には、以下の事項を考慮する必要がある。

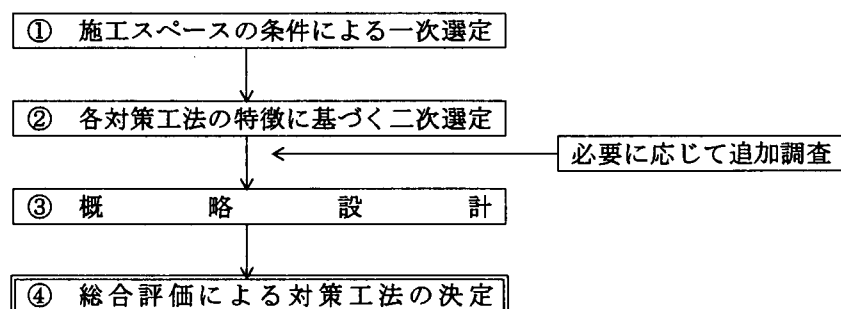
- ① 想定される被害と要因：被害形態、被害程度、被害要因
- ② 河川堤防の構造：堤体の形状と構造、堤体の土質
- ③ 地盤条件：堤体下の基礎地盤土質、液状化層の層厚、深度、液状化層の土質特性
- ④ 施工条件：施工ヤード、周辺地盤の変状、施工時（仮設時）の堤防の安定、施工限界深度、施工効率（施工工期）
- ⑤ 周辺環境への影響：振動、騒音、地下水の汚濁、地下水流の阻害
- ⑥ 経済性：純工事費、仮設費、維持管理費
- ⑦ その他：治水機能に及ぼす影響、施工実績（効果の確実性）、長期安定性、対策工の破壊に至るまでのねばり

〔解説〕

- ・施工条件は河川堤防の耐震対策工法を選定するにあたってのかなり支配的な要因となることが多い。
- ・周辺環境への影響について、施工時の振動、騒音は近隣住家等との関係で配慮すべき事項である。また、固結工法のように化学的地盤改良を行う際には、施工時の地下水汚濁等地下水利用との関係について配慮する必要がある。さらに、地盤の透水層（砂層土層）を連続的に締め切る工法については地下水流が阻害されることに配慮する必要がある。
- ・堤防の川表側地盤の透水性を高めるような工法、あるいは川裏側地盤に地下水の流れを阻害するような工法を用いると、高水時に地盤浸透を生じやすくしたり、浸透水位を高めたりして、堤防の治水機能に悪影響を及ぼすことが考えられる。したがって、基本的には上に述べたことに該当する工法は避けるのが望ましい。仮にそのような工法を用いる場合には、適切な補助的対策を施す必要がある。

5. 4 対策工法選定の手順

堤内側の土地利用の高度化が進みつつある状況を考慮すると、対策工法の選定にあたっては、施工条件による制約が厳しくなることが想定されることから、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。



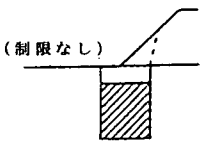
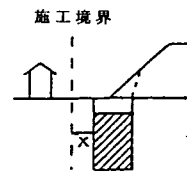
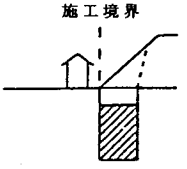
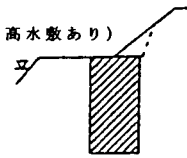
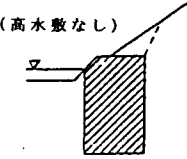
〔解説〕

対策工法の選定の各段階における検討の考え方は以下のとおりである。

- ① 施工スペースの条件が工法選定において重要であり、かつ工法の適用条件によって限定されるため、一次選定として、施工スペースの条件による選定を行う（例：表-5.2）。
 - ② 各対策工法の特徴に基づく二次選定を行う（例：表-5.3）。
- 近年、既存の液状化対策工法に改良を施したものが開発されてきているので、これまでの既成の概念のみで工法選定を行うのではなく、各種工法についての情報収集に努め、経済性、施工性等から最適の工法を選定することが望まれる。たとえば、一般に振動、騒音が大きいとされる締固め工法では、低振動・低騒音の工法や静的な締固め工法など、グラベルドレーン工法では、締固め効果を伴う工法などの開発・改良が進められている。

- ③ ②で絞り込まれた2～3の工法に対して、具体的な現地条件を当てはめて概略設計を行う。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 最終的に各工法の施工性、経済性、社会的条件などから総合評価を行い、対策工を決定する。

表-5.2 施工スペースの条件による一次選定例

施工場所	施工スペース	工 法	
		基 本 的 な 対 策	耐 震 性 の 高 い 対 策 *2)
堤 内 側	タイプ1  (制限なし)	振動締固め工法 静的締固め工法 低振動締固め工法 深層混合処理工法 *3) グラベルドレーン工法 (締固め式) 押え盛土工法 自立 (鋼管) 矢板工法 *3) 置換 水平ドレーン	振動締固め工法 静的締固め工法 低振動締固め工法 深層混合処理工法 *3) グラベルドレーン工法
	タイプ2  施工境界	静的締固め工法 低振動締固め工法 深層混合処理工法 (排土式) *3) $x \geq 5\text{ m}$ が必要 $x \leq 5\text{ m}$ の部分の改良の場合は [高圧噴射工法、注入工法を併用] クラベルドレーン工法 (締固め式) 自立 (鋼管) 矢板工法 置換 水平ドレーン	静的締固め工法 低振動締固め工法 深層混合処理工法 (排土式) *3) $x \geq 5\text{ m}$ が必要 $x \leq 5\text{ m}$ の部分の改良の場合は [高圧噴射工法、注入工法を併用] クラベルドレーン工法
	タイプ3  施工境界	高圧噴射工法 注入工法 (+縁切矢板) 自立 (鋼管) 矢板工法	高圧噴射工法 注入工法 (+縁切矢板)
堤 外 側	 (高水敷あり)	振動締固め工法 静的締固め工法 低振動締固め工法 深層混合処理工法 押え盛土工法 自立 (鋼管) 矢板工法 *3)	振動締固め工法 静的締固め工法 低振動締固め工法 深層混合処理工法
	 (高水敷なし) 水深2.5m以上の場合は 台船を用いた水上施工 水深2.5m未満の場合は 仮締切りまたは埋立て による陸上施工	振動締固め工法 (パイプロフローテーション, パイプロロッド工法は不適) 静的締固め工法 低振動締固め工法 深層混合処理工法 押え盛土工法 (高水敷造成) 自立 (鋼管) 矢板工法 *3)	振動締固め工法 (パイプロフローテーション, パイプロロッド工法は不適) 静的締固め工法 低振動締固め工法 深層混合処理工法

- *1) 本表は、施工スペースによる工法の相違を重視した上で標準的な工法を示したものであって、適用にあたっては、現地条件等によって他の工法や組合せ工法の適用もあり得る。
- *2) 基本的な対策と耐震性の高い対策で同種の工法を掲げている場合は、それぞれの工法による改良の範囲や程度が異なるとの主旨である。
- *3) 浸透・地下水問題に要注意

表-5.3 各種対策工の特徴

工 法	工法の原理と概要	工 法 の 特 徴	環 境 条 件			地 盤 条 件			経済性	留 意 事 項	参 考 事 項	
			振 動・騒 音	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
押 え 盛 土 (高水敷造成、緩傾斜堤を含む)	押え盛土の荷重により、地盤に働く上載圧を増し、液状化を抑制する。またすべりに対して盛土荷重が抵抗側に働き安定化する。	・河川改修事業のメニュー（腹付け敷盛砂利、高水敷等） ・堤内地盤の嵩上げ	小	無	な し	問題なし	浅層部に効果あり	3 m程度の液状化層に適用	C	・効果としては浅層しか期待できない。 ・川裏側の場合、用地必要。	やや多い	弱 い
締 固 振 動 締 固 め (サンドコンパクション等)	鋼管ケーシングを先端閉塞の状態で地中に貫入させる。所定の深さに達したところで、ケーシング内の砂を地中に圧入しながらケーシングを引き抜き、締め固められた砂杭を形成する。このとき、周辺地盤を側方に圧縮するとともに、振動締め固めを行う。 (補給材：砂、碎石)	・大深度でも高密度化が期待できる。 ・施工実績が豊富である。 ・碎石を補給材に用いればドレーン効果も期待可能	大	大	な し	細粒分に注意	厚くても効果あり	30	C	・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。 ・周辺地盤の変位や騒音・振動が大きい。	多 い	強 い
	低振動締め固め (小口径サンドコンパクション、大容量パイプロット)	高周波パイプロや高周波の大容量パイプ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。 (補給材：砂、碎石、鉱さい)	中	小	な し	細粒分に注意	厚くても効果あり	20	C	・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
	静 的 締 固 め (特殊石灰パイル)	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上に造成し、その時の圧力と材料の水和反応による膨張圧によって、地盤を静的に締め固め、密度の増大、地盤の側方拘束の増加を図るものである。	小	小	な し	大礫不適	厚くても効果あり	15	C	・地下水汚染に注意 ・大礫があれば不適	少 ない	強 い
ド レ ー ン	グランベルドレーン	ケーシングオーガーを所定の位置に回転貫入させた後碎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碎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。	小	小	な し	大礫不適	厚いと効果が落ちる	25	B	・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
	プラスチックドレーン	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。	小	小	な し	大礫不適	厚いと効果が落ちる	25	B	・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
固 結	深 層 混 合 処 理	セメントを主体とした固化材と原地盤を攪拌混合し、地盤を固化させる。改良率を低減させるために格子状改良とする方法がある。	小	中	有 り	大礫不適	厚くても効果あり	30	B	・周辺地盤に変位をきたすことがある。 ・大礫があれば不適	やや多い	強 い
	注 入	ボーリング孔を利用し、セメントグラウトを注入し、地盤を固化する。	小	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	A	・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
	高 圧 噴 射 攪 拌	ボーリング孔を利用し、先端ノズルよりセメントグラウトなどを高圧噴射させ、地盤を固化する。	小	施工法による	有 り	大礫不適	厚くても効果あり	ボーリング可能深度	A	・大礫があれば不適 ・地下水汚染に注意	少 ない	強 い
鋼 材	自立（鋼管）矢板	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。	施工法による	無	有 り但し、鋼材加工により対応可能	礫 注 意	一般に、浅層対象	一般に、5 m程度の液状化層に適用	B	・一般に、自立型の対策工では浅層を対象とするが、使用鋼材によっては、10m程度まで可能性あり。	少 ない	弱 い

6. 締固め工法

6. 1 設計方針

堤防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（改良深さ、改良幅）、改良仕様（パイル径、パイル打設間隔）を設定する。

〔解説〕

- 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、砂地盤の密度増大や地盤の側方拘束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。締固め工法は施工により周辺地盤に変位を生じる。また、振動締固め工法では施工時に振動や騒音が生じる。
- 2) 堤防の安定性の評価は、「4. 2 地震時安全率の算出」に示す堤体と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、地震動による堤体の破壊や沈下はないものとするものである。
- 3) 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。

6. 2 設計手順

締固め工法は、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。その後、改良域および未改良域に発生する間隙水圧を考慮した、堤防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。

〔解説〕

- 1) 改良範囲は、既設堤防を検討対象としているため、堤防の法尻付近に限定される。しかしながら、所要の安全率を確保するため、改良域を図-6.2.1 に示すように堤体内部に広げる場合は、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くてはならない。

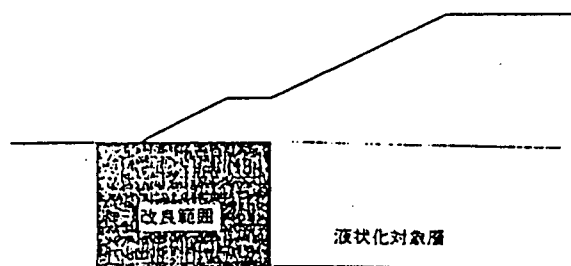


図-6.2.1 改良範囲の一例

- 2) 改良仕様の設定方法は、6. 4 に詳述する。
- 3) 間隙水圧を考慮した円弧すべりの計算は、地盤の液状化抵抗率 F_L の算定値（4. 1 参照）から求めた過剰間隙水圧を考慮して算定を行う（4. 2 参照）。

なお、過剰間隙水圧は次式により算定する。

$$\frac{\Delta u}{\sigma_v'} = F_L^{-7} \quad (6.2.1)$$

ここに、 Δu ：過剰間隙水圧

F_L ：液状化抵抗率

σ_v' ：有効上載圧

- 4) 締固め工法の設計手順を図-6.2.2 に示す。仮定した改良範囲における円弧すべりの安全率が著しく高い場合は、改良範囲・仕様の見直しを行い、適正な安全率に近づけるものとする。

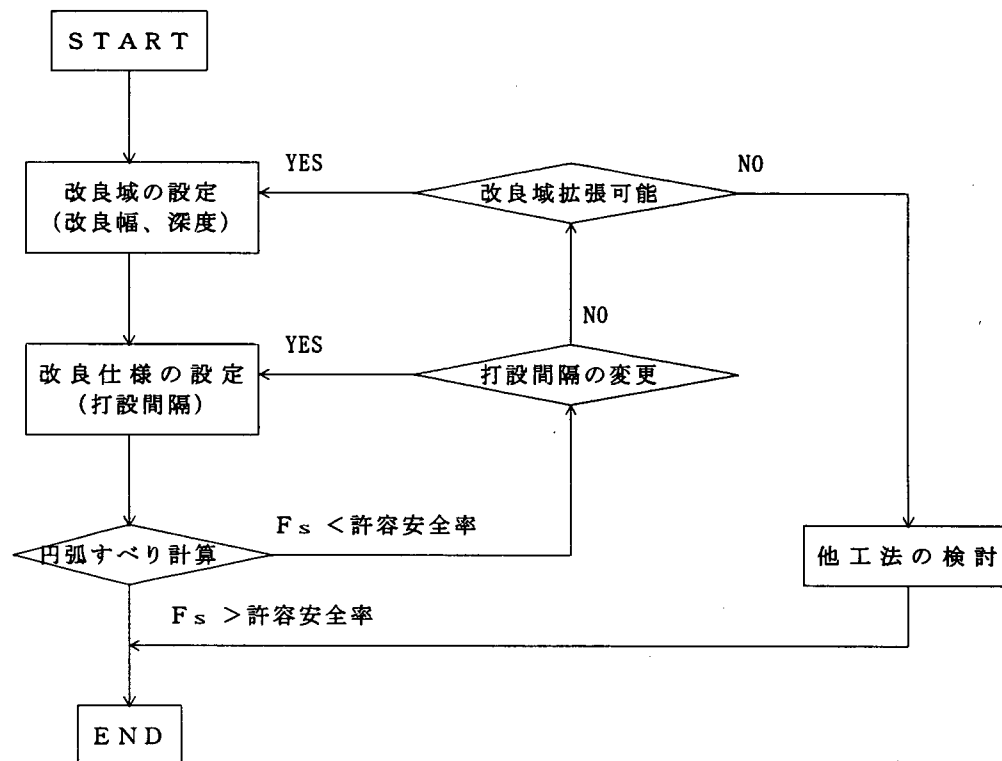


図-6.2.2 締固め工法の設計手順

6.3 改良範囲の設定方法

締固め工法の改良範囲は、液状化対象層の下端までを最小の改良深度とすることを原則とし、かつ間隙水圧を考慮した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。

〔解説〕

- 1) 改良範囲のうち、深度については「4.1 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原則とする。
- 2) 平面的な改良範囲については、堤体法面下を改良するのが最適であるが、既設堤防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、可能な限り堤体法面下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「4.2 地震時安全率の算出」により、安全率が許容値を満足する範囲とする。ただし、設計施工上改良幅が極めて薄くなる場合には、砂杭圧入効果から決まる最小打設

幅¹⁰⁾や未改良域からの水圧伝播の影響¹¹⁾について別途検討し、改良幅を決めるのが望ましい。なお、目安として、堤防横断方向に3列打設することを最小幅とする。

6. 4 改良目標N値と打設間隔の算出方法

改良範囲内が液状化しないように改良目標N値を設定し、改良目標N値が確保できるように打設間隔を設定する。

〔解説〕

- 1) 改良目標値は、「4. 1 液状化抵抗率の算出」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、6. 5に示す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間隙水圧の上昇を本マニュアルで想定する地震動のレベルでは考慮していないので、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。
 - 2) 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。
 - 3) 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。
- 以下に各締固め工法の打設間隔の算出方法を示す。

(1) 振動締固め工法

振動締固め工法は、振動および材料の圧入により砂粒子間の間隙をより密にして、間隙比の減少を図ることにより、液状化に対する抵抗を増加させる工法である。

ここでは、サンドコンパクションパイル工法を振動締固め工法の代表的工法として、以下にその設計法を示す。振動棒工法（ロッドコンパクション工法）、パイプフロートション工法については、既往の文献¹⁾や図-6. 4. 1, 6. 4. 2などを参照されたい。

なお、低振動・低騒音の締固め工法が開発されているが、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。

a. 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、改良の程度を示す定数である。

砂杭は図-6. 4. 3に示すように正方形や三角形および矩形で配置され、置換率 a_s は式(6. 4. 1)および式(6. 4. 2)で表される。

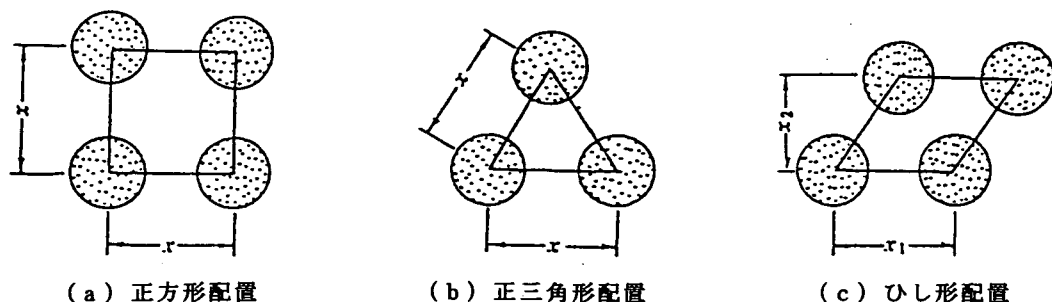


図-6. 4. 3 サンドコンパクションパイルのパイル配置

① 正方形・矩形配置

$$a_s = \frac{A_s}{A} = \frac{A_s}{x^2} \quad \text{または} \quad \frac{A_s}{x_1 \cdot x_2} \quad (6. 4. 1)$$

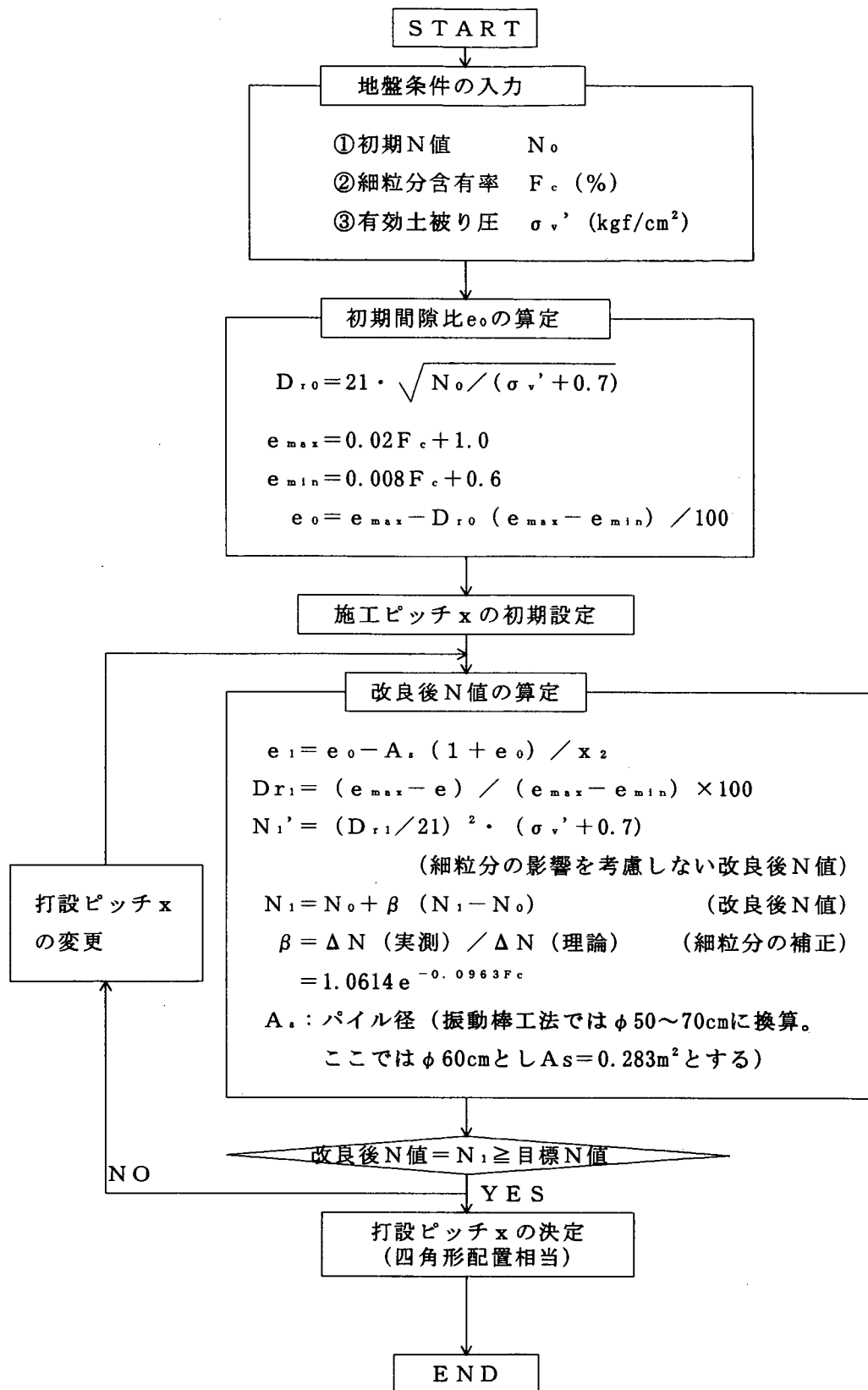


図-6.4.1 振動棒工法の設計フロー

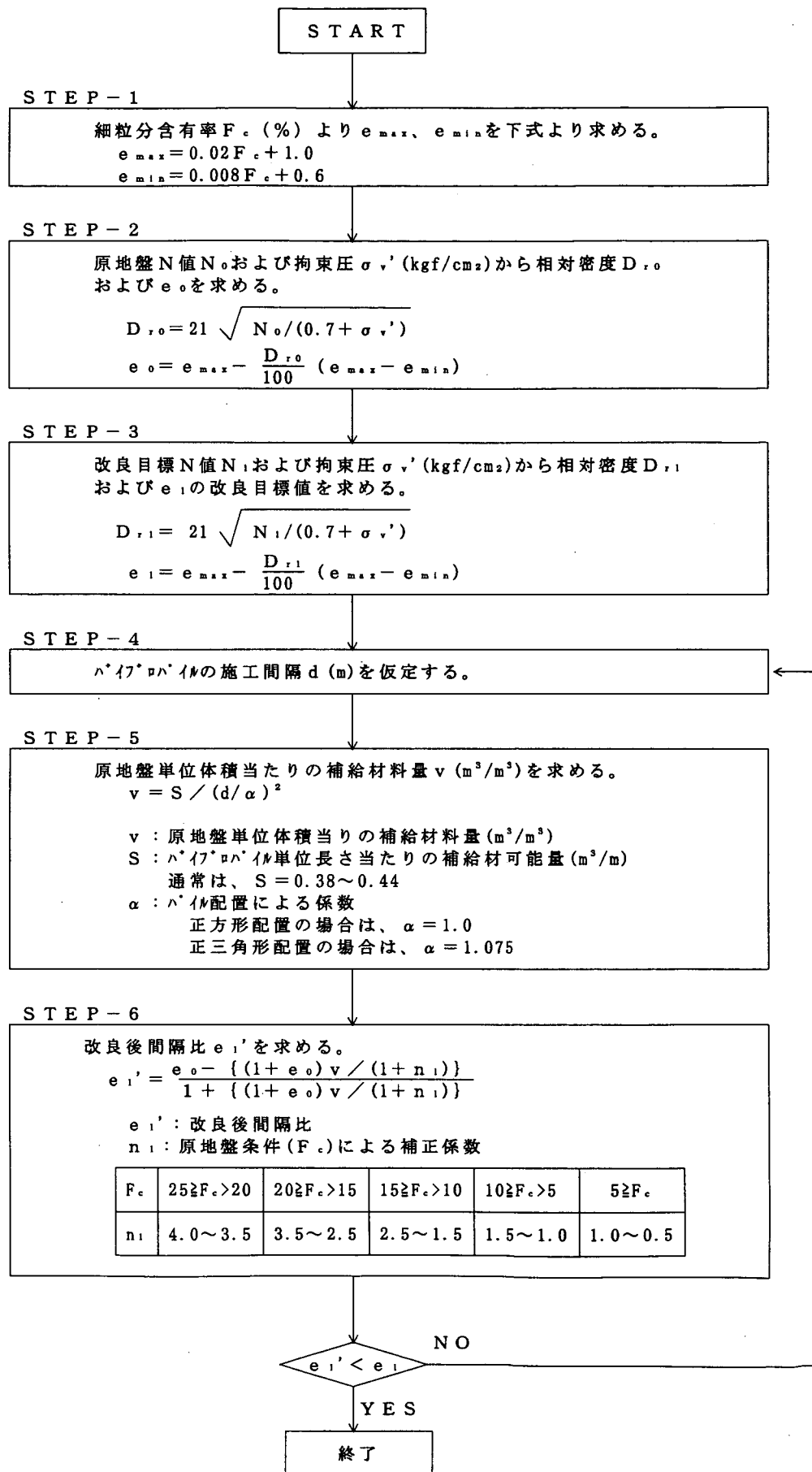


図-6.4.2 ハイツ・ワイド工法の設計フロー

② 正三角形配置

$$a_s = \frac{A_s}{A} = \frac{2}{\sqrt{3}} \cdot \frac{A_s}{x^2} \quad (6.4.2)$$

ここに、 A_s ：砂杭断面積

A ：砂杭1本が分担する面積（分担面積）

x 、 x_1 、 x_2 ：パイルピッチ（図-6.4.3 参照）

b. 基本的な考え方

図-6.4.4 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 に相当することで締固める。

したがって、置換率は式(6.4.3)となる。

$$a_s = \frac{\Delta e}{1+e_0} = \frac{e_0 - e_1}{1+e_0} \quad (6.4.3)$$

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

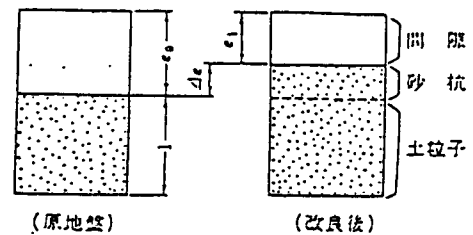


図-6.4.4 砂質土に対するSCPの改良原理

c. 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、図-6.4.5 に示す3種類の設計方法がある。方法Aは、施工実績より求められた方法¹⁾で、細粒分含有率20%以下の地盤に適用できる。また、使用法が簡易なので置換率の目安をつけるのに利用しやすい。方法Bは、Gibbs-Holtz (ギブスホルツ) ²⁾ の $N-D_r-e$ の関係及び粒度と最大間隙比(e_{max})、最小間隙比(e_{min})の関係をを用いた設計法であるが、細粒分含有率が20%以下の地盤しか適用できないことや試験や手順の煩雑さがある。方法Cは、方法Bを基本とし改良を行い細粒分含有率を考慮できるようにした設計法で、方法A、Bでは適用不可能である細粒分含有率20%以上の地盤にも適用可能であり、また、チャート等を用いずに計算式のみで設計が行える。

ここでは、置換率の目安をつけるのに便利な方法Aと適用範囲の広い方法Cについて説明する。

i) 方法A（実績に基づく簡易図表設計法）¹⁾

方法Aは、過去の施工実績からまとめられた原地盤 N 値(N_0)～置換率(a_s)～改良後パイル中間 N 値(N_1)またはパイル中心 N 値(N_P)の関係(図-6.4.6)に基づくものである。本方法は原地盤 N 値(N_0)と改良目標 N 値を設定することにより置換率(a_s)を簡単に設定できるので最もよく用いられている。改良後の強さの評価は、パイル中間の N 値だけで行う場合と、中間の N 値とパイル中心の N 値の平均 N 値で行う場合がある。一般には前者の考え方で設計する場合が多い。

なお、図-6.4.6 は細粒分含有率20%以下の地盤での施工実績に基づくものであり、図-6.4.7 に示すように細粒分含有率(F_c)の増加に伴い改良後の N 値の増加が低下することから、細粒分が多い砂質地盤には図-6.4.6 が適用できない。

原地盤土質調査から原地盤N値 N_0 、上部工条件より改良後目標N値 N_1 を求める。

(方法A)

STEP-1

- ① 目標N値を改良後パイル中間N値 N_1 とする場合
図-6.4.6(a)より必要置換率 a_s を求める。
- ② 目標N値を次式とする場合、
 $N = (1 - a_s) N_1 + a_s \cdot N_P$
(N_P は改良後パイル中心N値) 図-6.4.6(a)、(b)より、繰返し計算を行い a_s を求める。

STEP-2

式(6.4.1)または式(6.4.2)により a_s からピッチ x を求める。

(方法B)

STEP-1

原地盤粒度(D_{50} または D_P)より、図-6.4.8(a)を用い、 e_{max} 、 e_{min} を求める(D_P は頻度最大の粒度径)。

STEP-2

e_{max} 、 e_{min} から相対密度 D_r と間隙比 e の直線を、図-6.4.8(c)に引く。

STEP-3

図-6.4.8(b)、(c) N値～上載圧を介し、 N_0 、 N_1 の変化に相当する e の変化量 $\Delta e (=e_0 - e_1)$ を読み取り、式(6.4.3)から a_s を求める。

STEP-4

式(6.4.1)または式(6.4.2)により、 a_s からピッチ x を求める。

(方法C)

STEP-1

細粒分含有率 $F_c(\%)$ より e_{max} 、 e_{min} を下式より求める。
 $e_{max} = 0.02 F_c + 1.0$
 $e_{min} = 0.008 F_c + 0.6$

原地盤N値 N_0 および拘束圧 σ_r' (kgf/cm²)から相対密度 D_{r0} および e_0 を求める。

$$D_{r0} = 21 \sqrt{N_0 / (0.7 + \sigma_r')}$$

$$e_0 = e_{max} - \frac{D_{r0}}{100} (e_{max} - e_{min})$$

STEP-3

細粒分による増加N値に対する低減率 β を求める。

$$\beta = 1.05 - 0.51 \log F_c$$

STEP-4

低減率 β を考慮し、細粒分がないとしての計算N値 N_1' を求める。

$$N_1' = N_0 + (N_1 - N_0) / \beta$$

STEP-5

N_0 を N_1' にとりかえ、STEP-2に示した式で e_1 を求める。

STEP-6

e_0 、 e_1 から式(6.4.3)により a_s を求める。

STEP-7

式(6.4.1)または式(6.4.2)により a_s からピッチ x を求める。

〔参考〕 (図-6.4.6) および (図-6.4.8) の使い方

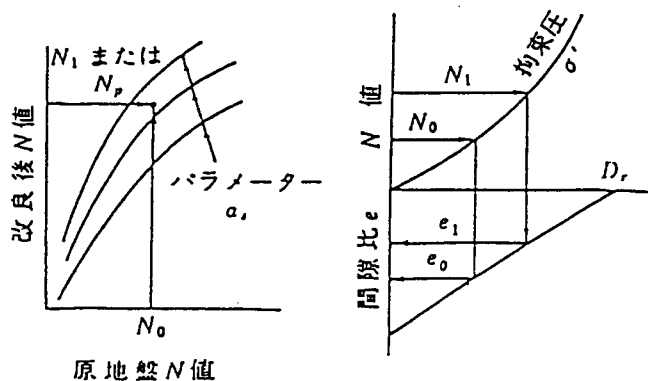
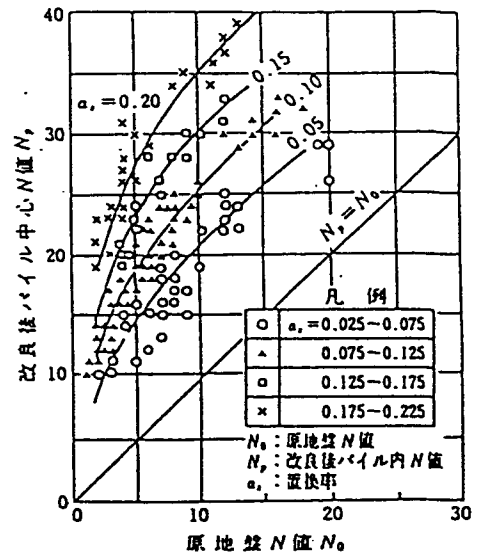
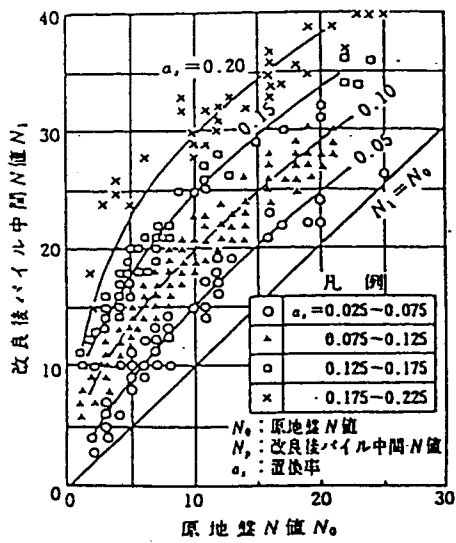


図-6.4.5 サンドコンパクションパイル工法の砂質土地盤に対する設計手法¹⁾



(a) 原地盤N値 N_o とパイル中間N値 N_i の関係 (b) 原地盤N値 N_o とパイル中心N値 N_p の関係

図-6.4.6 砂質土地盤に適用したサンドコンパクションパイルの設計図表 (方法A)^{1), 2)}
 (細粒分含有率20%以下)

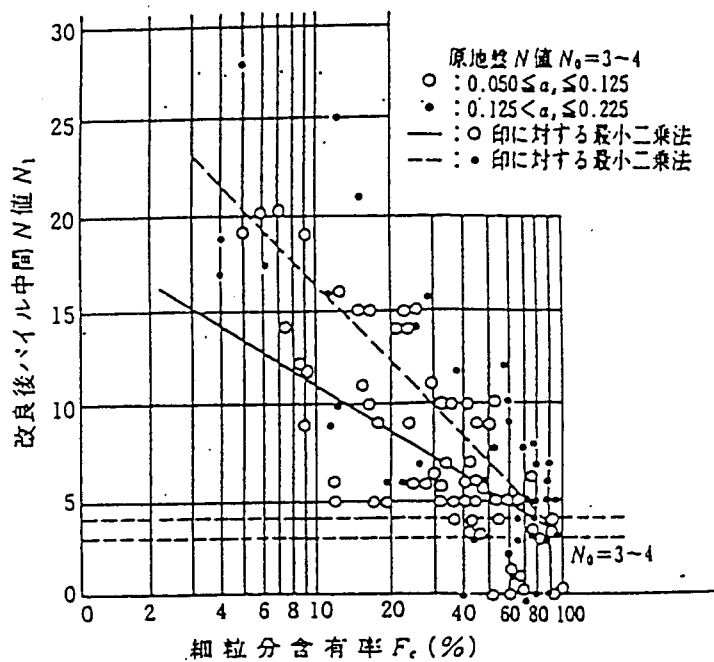


図-6.4.7 細粒分含有率とサンドコンパクションパイル改良後N値^{1), 3)}

ii) 方法C (細粒分含有率を考慮した設計法)³⁾

この方法はマイヤーホフの $N-D_r-e$ の関係式⁵⁾ および平間の実験式⁶⁾ による e_{max} 値と e_{min} 値の推定法を用いて、改良前後のN値から改良前後の間隙比を求め、さらにその過程において細粒分含有率による補正を施し、最終的に必要置換率、施工ピッチを得るものである。

図-6.4.9に方法Cの設計フローを示す。

同図中に示した、細粒分含有率によるN値増加効果の低減率を式(6.4.4)で定義する(図-6.4.10参照)。

$$\beta = \frac{\Delta N}{\Delta N'} = \frac{N_1 - N_0}{N_1' - N_0} = 1.05 - 0.51 \cdot \log_{10} F_c \quad (6.4.4)$$

ここに、 F_c : 細粒分含有率 (%)

β : N値増加効果の低減率

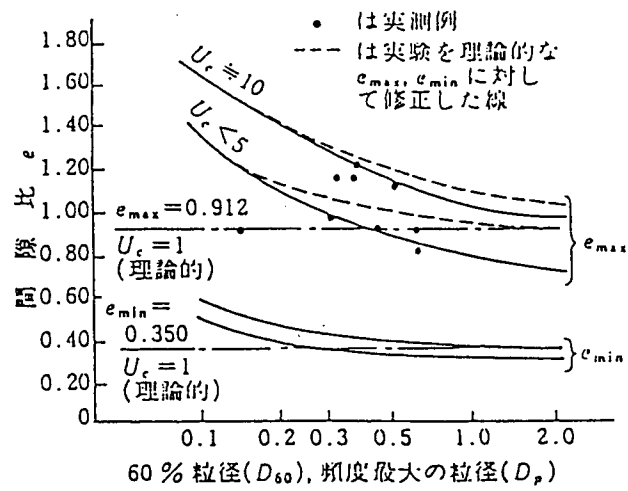
N_0 : 原地盤N値

N_1 : 改良後のN値

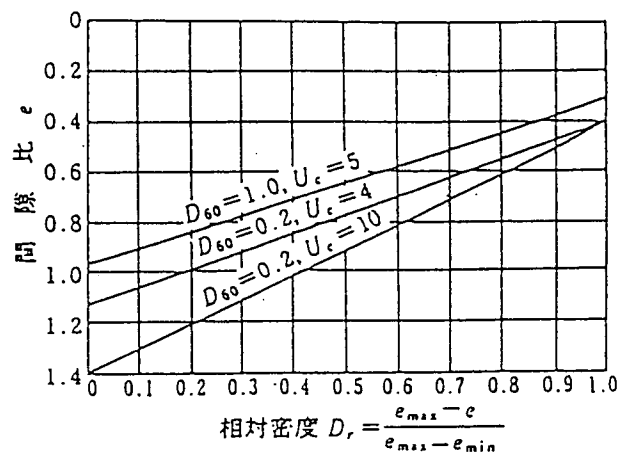
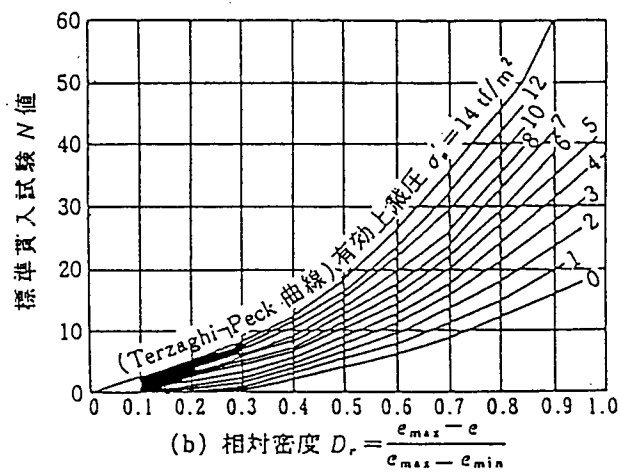
N_1' : 細粒分の影響がない場合の改良後N値

細粒分が多いほど β は1より小さくなり、図-6.4.5中のSTEP-6で計算する置換率(a_s)が細粒分のない状態での計算値より大きくなる。

細粒分の多い砂質土の改良では、細粒分の影響によって改良後のN値の増加が小さいが、他方、細粒分含有率によって液状化抵抗が異なるので、必ずしもN値が低いから液状化の危険があるとは言えない。したがって、液状化対策として設計する場合は、本方法により求められる N_1 値を用いて、液状化抵抗率(F_L)を求めて液状化の判定をする必要がある。



(a) 粒径・粒度と e_{max}, e_{min} の関係



(c) $N-D_r-e$ の関係図

図-6.4.8 砂質土地盤に適用したサンドコンパクションパイルの設計図表 (方法B)^{1), 2)}
 (細粒分含有率20%以下)

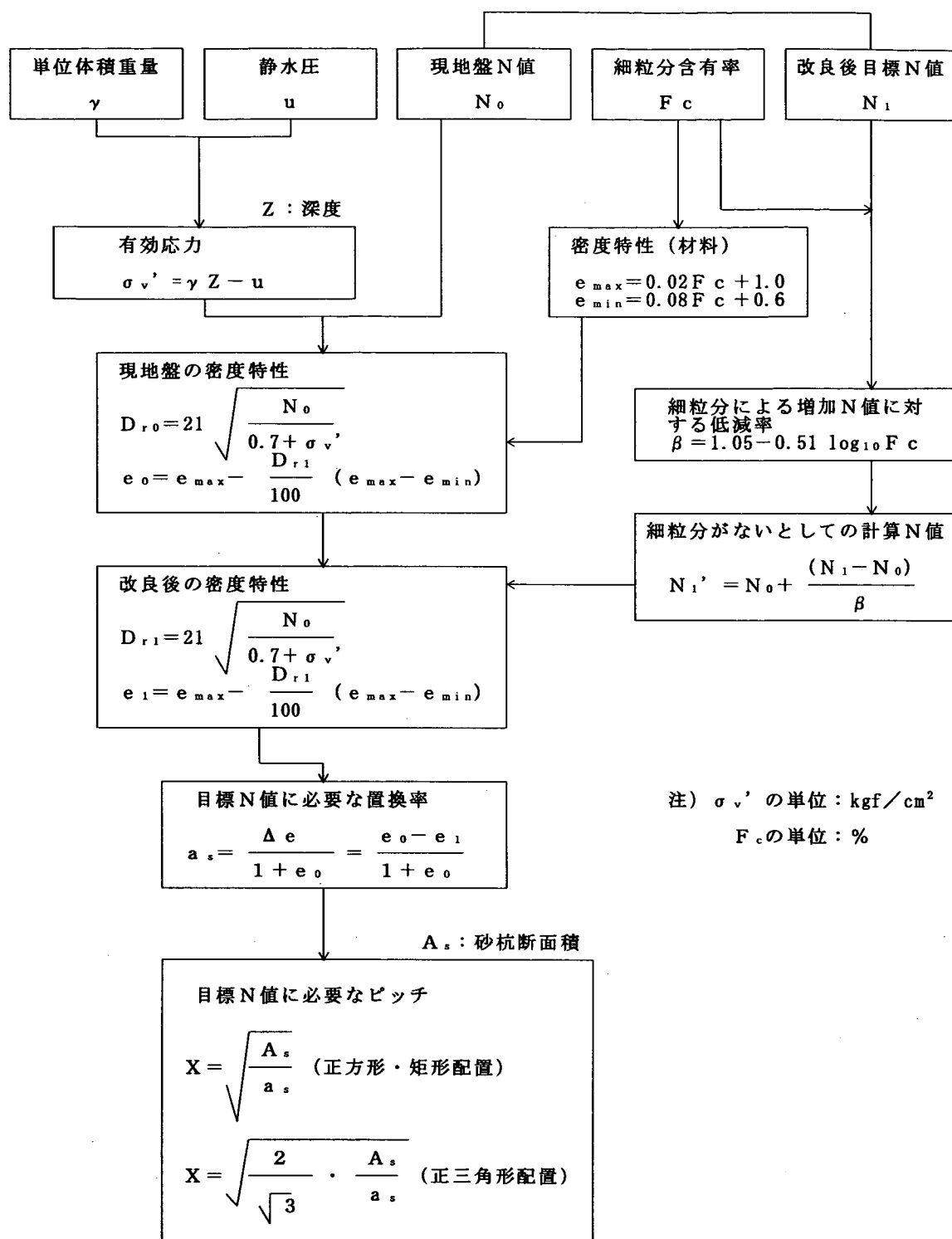


図-6.4.9 サンドコンパクションパイル工法の打設間隔算定フロー (方法C)

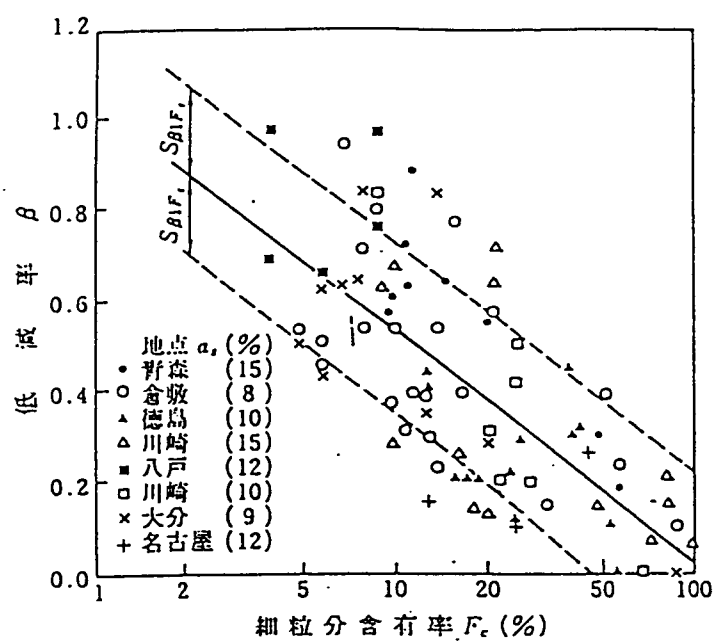


図-6.4.10 細粒分含有率 F_c と N 値増加低減率 β の関係³⁾

(2) 静的締固め工法

静的締固め工法には、地盤中に非流動性の注入材を地盤中に圧入して圧入時の締固め効果で強度を増加させ、注入材は球根状の固結体を連続的に形成するコンパクショングラウチング工法と、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し、そのときの圧力と材料の水和反応による膨張圧によって、地盤の密度と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する特殊石灰パイル工法がある。

a. コンパクショングラウチング工法

コンパクショングラウチングはアメリカでは液状化対策として実施例があるが、日本ではまだ本格的実施例はない。工法の原理は、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に造成するもので、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。

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 $30\text{kgf/cm}^2 \sim 150\text{kgf/cm}^2$ 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) 施工時に発生する地盤変位を利用し、計画的な構造物の沈下修正を行うことができる。

以上の特徴から、既設構造物の復旧対策に適用され、本格的対策工法というよりも補助的な工法として用いられる。

現時点で考える設計方法は、基本的には(1)に示した振動締固め工法の方法Bに準じて行う。したがって、細粒分含有率20%以下の砂地盤に適用する。すなわち、図-6.4.8 に示した Gibbs-Holtz (ギブス・ホルツ) の $N - D_r - e$ の関係および粒度と最大間隙比、最小間隙比の関係をを用いて算出する。

- 1) 改良対象土の60%粒径 (D_{60}) を用いて $e_{\max}$ 値、 $e_{\min}$ 値を推定して、間隙比 (e) と相対密度 (D_r) の関係を設定する。なお、有効上載圧は、改良対象層の $1/2$ の深度の値を用いる。
- 2) 原地盤 N 値 (N_o) および改良目標 N 値 (N_e) とその深度における有効上載圧から、原地盤の間隙比 (e_o) および改良後地盤の間隙比 (e_e) を決定し、置換率 a_s を求める。

$$a_s = \frac{e_o - e_e}{1 + e_o}$$

- 3) 配置は正方形配置、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。
- 4) 改良体の体積は収縮係数を考慮し、下式により求める。

注入量 $\times \alpha =$ 改良体の体積

ここに、 α : 収縮係数 (0.8~1.0)

上記による改良径は表-6.4.8 のようになる。

表-6.4.8 改良径

1 m 当り注入量 (ℓ)	改良杭径 (cm)
200	45~50
300	55~60
400	65~70

収縮係数: $\alpha = 0.8 \sim 1.0$

- 5) パイルの配置は、改良体平均径の8倍までの間隔の範囲で設定する。
 6) 有効上載圧は、改良体層の1/2の深度の有効土被り圧とする。

b. 特殊石灰パイル工法

特殊石灰パイル工法の設計手順を図-6.4.11に示す。

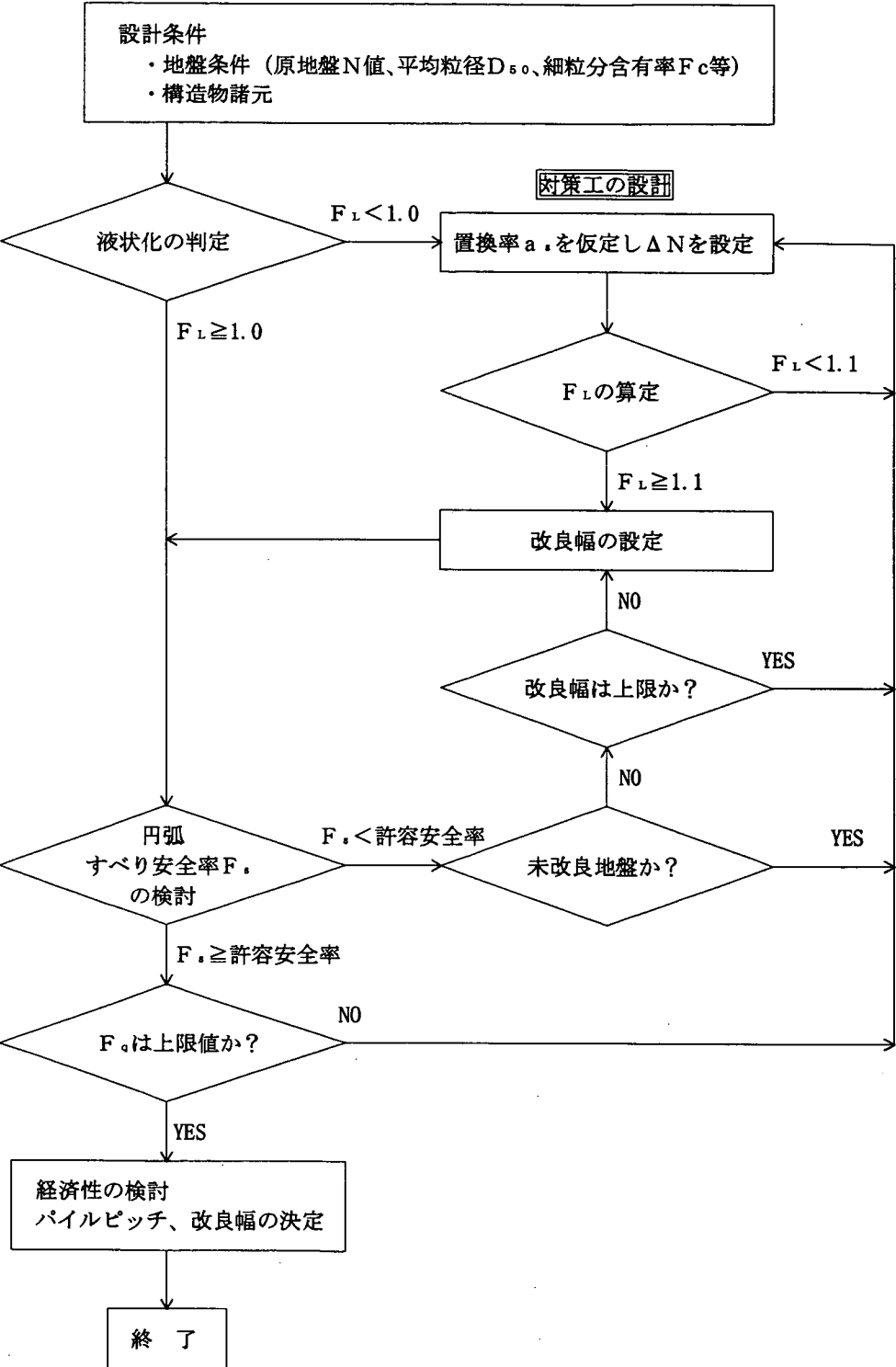


図-6.4.11 特殊石灰パイル工法の設計手順

1) 試験施工や既往の施工実績に基づく図-6.4.12に示す $N' \sim N_0$ 関係より、仮定した置換率 F_0 と原地盤 N 値(N_0)から改良後 N 値(N')を推定する。

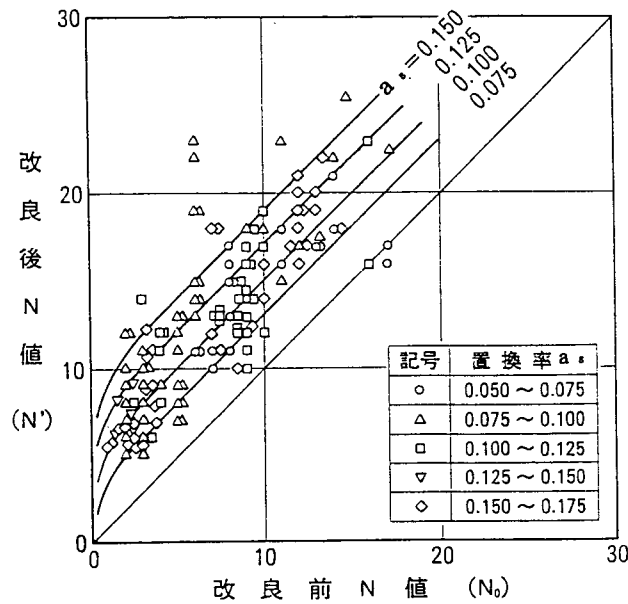


図-6.4.12 $N' \sim N_0$ 関係 7)の結果を再整理

2) 特殊石灰パイル工法による改良では、パイル間地盤の密度だけでなく、側方拘束圧も増加することから、改良効果として改良による N 値増分(ΔN)を密度増加による増分 ΔN_1 と土圧増加による増分 ΔN_2 とに分離して評価する⁸⁾。

$$N' = N_0 + \Delta N_1 + \Delta N_2 \quad (6.4.5)$$

ここに N' : 改良後 N 値

N_0 : 改良前 N 値

ΔN_1 : 密度増加による N 値増分

ΔN_2 : 土圧増加による N 値増分

ここで、平均有効主応力 σ_m' と N 値の間に図-6.4.13に示すような関係があることから、土圧係数と N 値の関係が式(6.4.6)で表され、土圧増加による N 値増分 ΔN_2 が式(6.4.7)のように求められる。

$$\frac{\sigma_{m1}'}{\sigma_{m0}'} = \frac{1+2(K_0+\Delta K)}{1+2K_0} = \frac{N_0 + \Delta N_2}{N_0} \quad (6.4.6)$$

$$\Delta N_2 = \frac{2\Delta K}{1+2K_0} N_0 \quad (6.4.7)$$

ここに σ_{m0}' : 原地盤の平均有効主応力

σ_{m1}' : 改良地盤の平均有効主応力

K_0 : 原地盤の静止土圧係数

ΔK : 改良による土圧係数増分

また、式(6.4.5)から密度増加による N 値増分 ΔN_1 を次の式で表す。

$$\Delta N_1 = N' - (N_0 + \Delta N_2) \quad (6.4.8)$$

原地盤の静止土圧係数 K_0 および改良による土圧係数増分 ΔK については、地盤条件、置換率等を十分勘案、検討のうえ設定する必要があるが、通常は $K_0=0.5$ 、 $\Delta K=0.5$ として設計計算を行う。参考までに特殊石灰パイルの打設による改良前後の土圧係数の関係を図-6.4.14に示す。

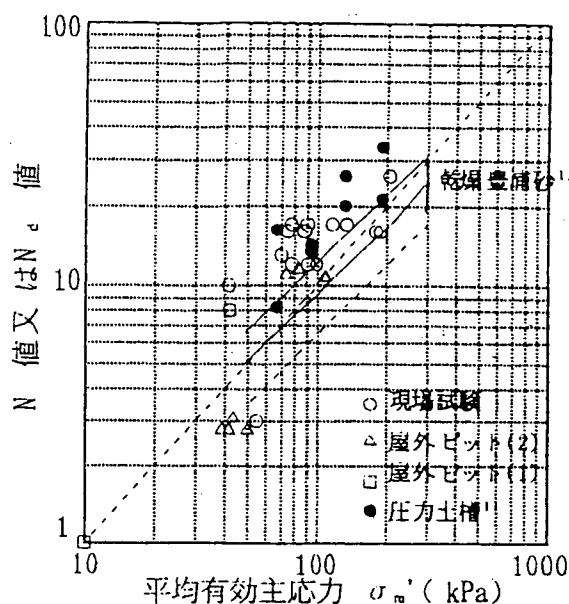


図-6.4.13 平均有効主応力 σ'_m と N 値の関係

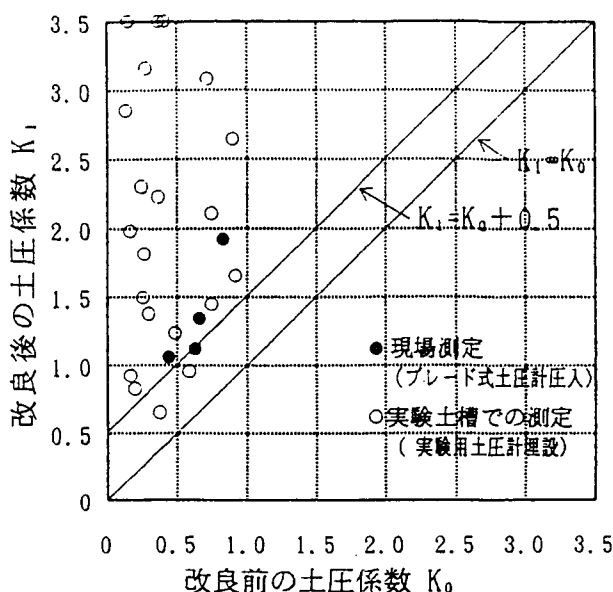


図-6.4.14 改良前後の土圧係数の関係

- 3) 改良後の液状化強度 R は、密度増加による改良後の液状化強度 R_i に、水平土圧の増加による動的せん断応力比 τ_d/σ'_m の低下効果を液状化強度の割り増しに反映させる係数 R_s を乗じて式(6.4.9)のように算定する⁸⁾。

$$R = R_s \cdot R_i \quad (6.4.9)$$

ここに R : 改良後の液状化強度

R_s : 液状化強度の割り増し係数

R_i : 密度増加による改良後の液状化強度

密度増加による液状化強度 R_i は、道路橋示方書の方法における動的せん断強さ比 R に相当し、式(6.4.8)から得られる密度増加による改良後 N 値 ($N_0 + \Delta N_i$) によって算出する。

- 4) 液状化強度の割り増し係数 R_s と改良前後の平均有効主応力の比 R_{σ} の関係が図-6.4.15のようになることから、割り増し係数 R_s は土圧係数の増分を用いて式(6.4.10)より求める。

$$\left. \begin{aligned} R_s &= R_{\sigma} & (R_{\sigma} \leq 1.5) \\ R_s &= \frac{3+2R_{\sigma}}{4} & (R_{\sigma} > 1.5) \end{aligned} \right\} \quad (6.4.10)$$

$$\text{ここに } R_{\sigma} : \text{改良前後の平均有効主応力の比} \quad \left[= \frac{1+2(K_0+\Delta K_1)}{1+2K_0} \right]$$

ただし、

$$\Delta K_1 = \frac{1}{F_s} \Delta K \quad (6.4.11)$$

ここに ΔK_1 : 設計用土圧係数増分

ΔK : 改良によって得られる土圧係数増分 (=通常は0.5)

F_s : 土圧係数増分に対する安全率 (=2.0)

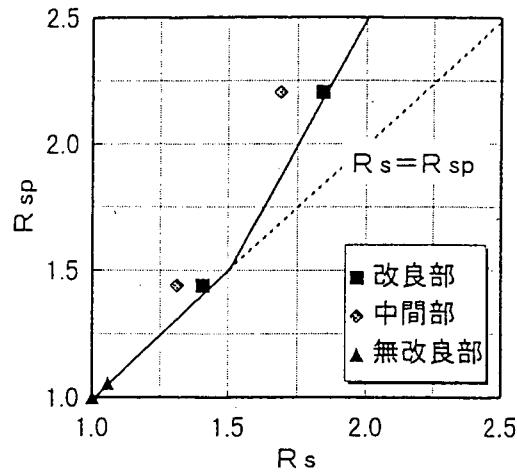


図-6.4.15 液状化強度の割り増し係数 R_s と改良前後の平均有効主応力の比 R_{sp} の関係

5) 打設間隔の算定は、決定した置換率から設計図表あるいは算定式を用いて行う。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-6.4.16に示す置換率と打設間隔の関係は、パイル初期径50cm、排土量 $0.07\text{m}^3/\text{m}$ 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(6.4.12)から打設間隔を求めることが可能である。

$$a_s = \frac{\Delta e}{1 + e_0} = \frac{Q_v - Q_s}{Q_0 - Q_s} \quad (6.4.12)$$

ここに e_0 : 初期間隙比

Δe : 減少間隙比

Q_v : 膨張後の単位改良長当たりのパイル体積 (パイル初期径が50cmの場合、 $\phi 60\text{cm}$)

Q_s : 単位打設長当たりの排土量

Q_0 : パイル1本の単位m当たり原地盤改良対象土量

$$(\text{三角形配置}) Q_0 = \frac{\sqrt{3}}{2} X^2, \quad (\text{正方形配置}) Q_0 = X^2 \quad X: \text{打設間隔 (m)}$$

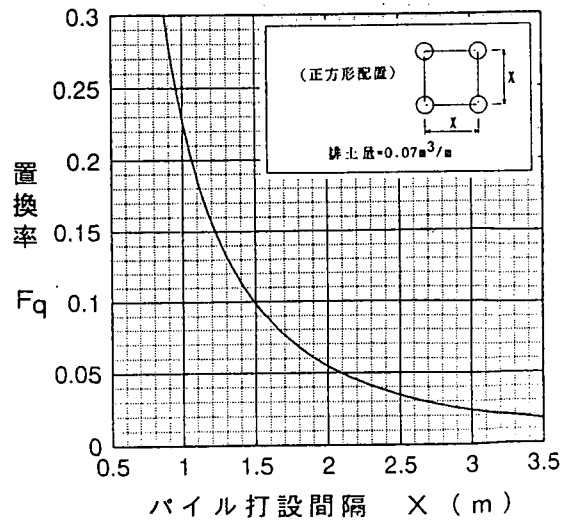
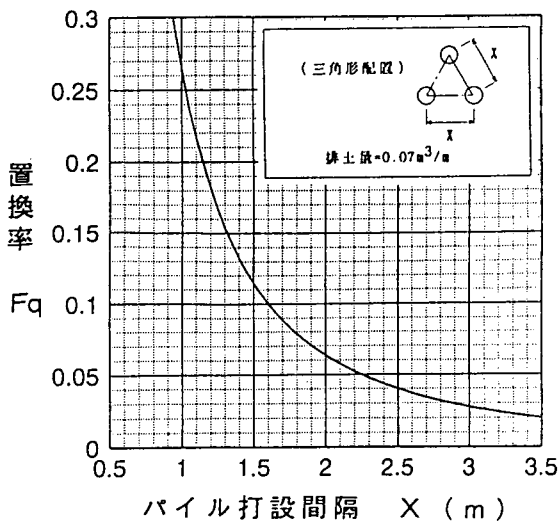


図-6.4.16 置換率とパイル打設間隔の関係 7)の結果を再整理

6. 5 地震時安全率の算出方法

間隙水圧を考慮した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を満足するかどうか検討する。なお、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し、地震時の過剰間隙水圧の発生を考慮する。

〔解説〕

- 1) 地震時安全率の算出は、4. 2により行い、4. 3に示される許容安全率を満足することを確認する。
- 2) 締固められた改良範囲は改良後のN値を用いて評価し、強度定数については4. 2 (4) に示す方法による。
- 3) 改良範囲は液状化抵抗率 F_L の算定値から求めた過剰間隙水圧を考慮する。なお、地震時に、改良範囲外の液状化層の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などにより確認されている^{10), 11)}。しかし、想定する地震動のレベルにおける実地盤では、損傷の領域がごく狭い範囲に限定されること、振動締固め工法により改良した地盤で強震履歴を受けた事例では被害がないこと、さらに損傷を考慮した検討方法をこれらの事例に適用するとその結果は矛盾する。これらのことから、本マニュアルで想定する地震動のレベルでは改良範囲内の損傷を考慮する必要はないものとした。
- 4) 特殊石灰パイル工法では、改良範囲の強度定数は密度増加による改良後N値($N_0 + \Delta N_1$)を用いて評価する。またパイル体は、膨張後硬化してかなりの強度を有するので、円弧すべりに対して抵抗要素になりうるが、本マニュアルで対象とする地震動の液状化対策では、比較的パイル置換率が小さいことや複合地盤の地震時すべり抵抗の算定が研究段階にあることなどから、本マニュアルではパイル強度は無視して安全要素とし、パイル間地盤のせん断抵抗をもつ均一地盤とみなすこととした。

〔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) Gibbs, H. J. and Holtz, W. G.: Research on Determining the density of Sand by Spoon Penetration Test, Proc. of 4th ICSMFE, London, vol. 1, pp. 35~39, 1957.
- 3) 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.
- 4) 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.
- 5) Meyerhof, G. G.: Discussion of session 1, Proc. of 4th ICSMFE, London, vol. 1. 3, 1957.
- 6) 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
- 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，pp. 82~134, 1994.
- 8) 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.
- 9) 土質工学会編：設計における強度定数 — c , ϕ , N値 —, 1988.
- 10) 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.
- 11) 井合進, 小泉勝彦, 倉田栄一：液状化対策としての地盤の締固め範囲に関する基礎的検討，港湾技研資料，No. 590, 1987.

7. ドレーン工法

7. 1 設計方針

ドレーンの設計に当たっては、地震時に発生する過剰間隙水圧を、堤防が安定を保つために必要な許容値以内に保つように以下の項目の設計を行うものとする。

① ドレーンの配置

② 改良範囲

〔解説〕

本マニュアルでは、主としてドレーン工法による既設の堤防の液状化対策について記述しているが、設計法としては新設の堤防の液状化対策にも利用できるものと考えている。

ドレーン工法の設計項目としてはドレーン材料も含めたドレーンの配置の決定および改良範囲の決定が主要である。

主としてドレーンの配置は、地震動外力と過剰間隙水圧の許容値に対応して決まり、改良範囲は堤防の円弧すべりに対する安定度および地盤の液状化層厚によって決まる。

7. 2 設計手順

ドレーン工法による堤防の液状化対策の設計は、図-7.2.1 に示す設計手順に基づいて行うことができる。

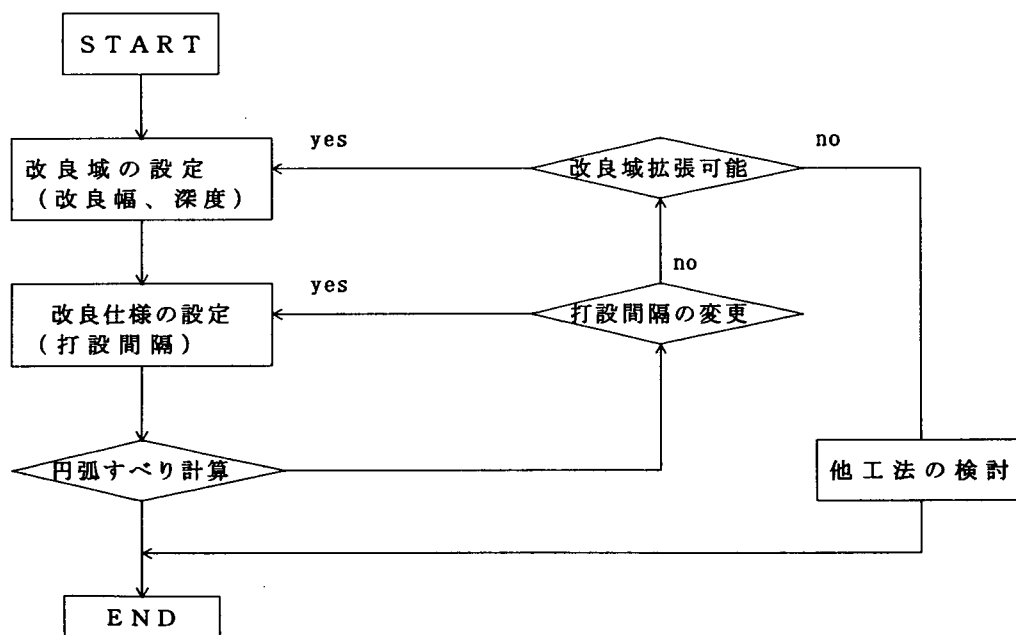
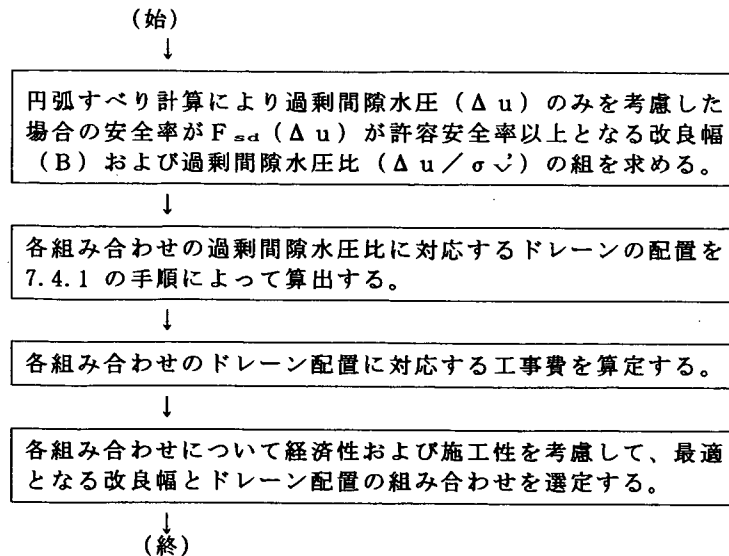


図-7.2.1 ドレーン工法の設計手順

〔解説〕

堤防の円弧すべりによる安全率を確保できるようなドレーンの配置と改良範囲の組み合わせを求め、経済性、施工性を考慮してドレーンの配置および改良範囲を決める（図-解7.2.1 参照）。



図一解7.2.1 ドレーンの設計手順

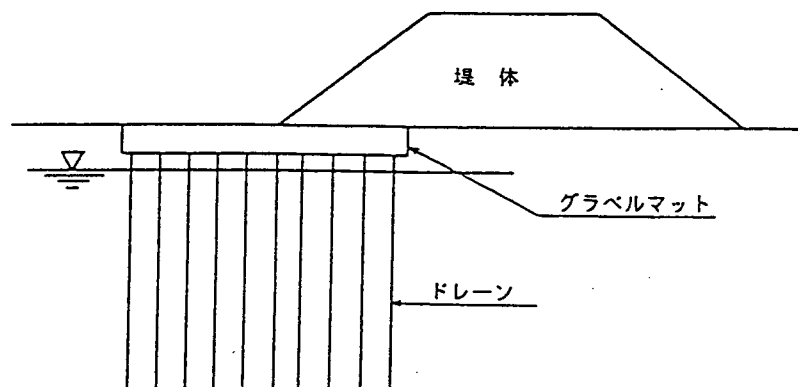
7.3 改良範囲の設定方法

改良幅は堤体の円弧すべりに対する安全率が所定の値を満足するように決める。改良深さは液状化判定により決定した液状化層の下端までとする。

〔解説〕

円弧すべりに対する安全率は、過剰間隙水圧のみを考慮した場合の安全率とする。液状化判定は、「4. 対策工の必要性の判定」に示す方法で行えばよい。ドレーン工を施した改良範囲に隣接する未改良地盤により過剰間隙水圧が伝播してくることを考慮して、改良範囲の有効幅を設定する必要がある⁷⁾。ここでは、その有効幅を便宜上、改良範囲両端のドレーンの中心間距離とする。

改良区域の上面には、碎石や礫などのグラベルマットを設け、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、グラベルマットの材料としては6号碎石あるいは7号碎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30～50cm以上が採用されている。グラベルマットの施工位置は図一解7.3.1に示すように、空き容量の確保のため地下水面上とする。なお、グラベルマットの上面が舗装ないしは難透水・難透気性の土で被覆されている場合には、適切な間隔で空気抜き孔を設けるのがよい。



図一解7.3.1 グラベルマットの位置

7. 4 ドレーンの配置の算出方法

7. 4. 1 ドレーンの配置算出の手順

ドレーンの配置は、図-7.4.1 に示す手順に従って算出する。

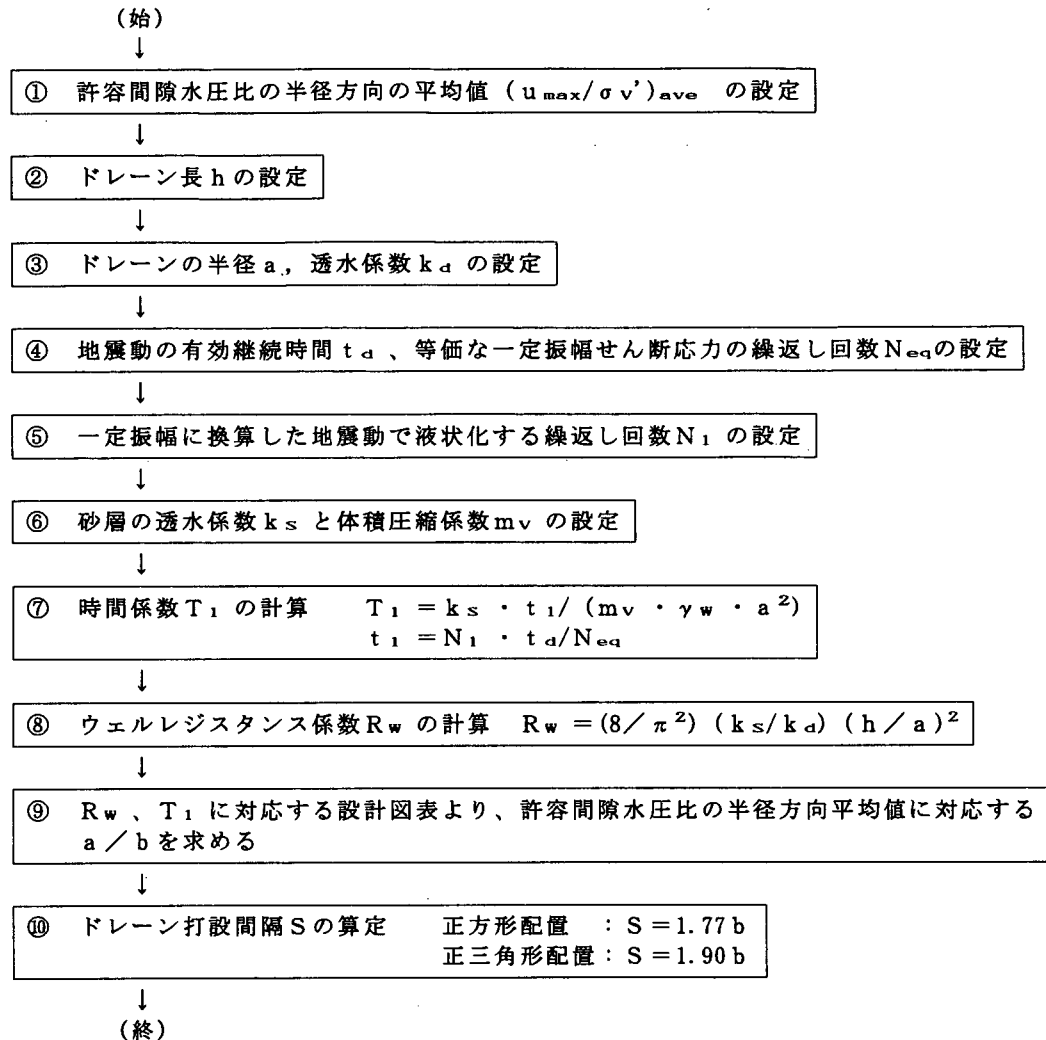


図-7.4.1 ドレーンの配置算出の手順

〔解説〕

ドレーンの配置の算定に当たっては、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 とした軸対象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。²⁾

ここでは、式(解7.4.1)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。

$$\frac{k_s}{m_v \cdot \gamma_w} \left[\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial u}{\partial r} \right] = \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_e}{\partial t} \quad (\text{解7.4.1})$$

ここに、 γ_w : 砂の単位重量

k_s : 砂層の透水係数

m_v : 砂層の体積圧縮係数

u : 間隙水圧 (消散と発生と重ね合わせたもの)

u_g : 繰返しせん断により発生する間隙水圧

r : 半径

t : 時間

u_g は De Albaらによる式 (解7.4.2) を使用した。

$$\frac{u_g}{\sigma'_{vo}} = \frac{2}{\pi} \sin^{-1} \left[\frac{N}{N_1} \right]^{1/2\alpha} \quad (\text{解7.4.2})$$

ここに、 σ'_{vo} : 初期有効上載圧

α : 砂の性質と試験条件によって決まる係数 (ここでは $\alpha = 0.7$ とした)

N_1 : 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7.4.2) より、繰返しせん断による間隙水圧の蓄積速さは式 (解7.4.3) で表せる。

$$\frac{\partial u_g}{\partial t} = \frac{\partial u_g}{\partial N} \cdot \frac{\partial N}{\partial t} = \frac{\sigma'_{vo} N_{eq}}{\alpha \pi N_1 t_d} \left[\sin^{2\alpha-1} \left[\frac{\pi u_g}{2\sigma'_{vo}} \right] \cos \left[\frac{\pi u_g}{2\sigma'_{vo}} \right] \right]^{-1} \quad (\text{解7.4.3})$$

ここに、 N_{eq} : 等価な一定振幅せん断応力の繰返し回数

t_d : 地震動の有効継続時間

以上の式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⁴⁾の方法を適用してドレーンの透水性を考慮した。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バロンの近似式を使って表せば、

$$T_h(R_w \neq 0)/T_h(R_w = 0) = (F(n) + 0.8 R_w)/F(n) \quad (\text{解7.4.4})$$

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

$$n = b/a$$

となる。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⁵⁾ので、ここでは時間係数を縮小補正して基本方程式を解いた。

7.4.2 許容間隙水圧比

改良範囲の許容間隙水圧比は、堤防の安定に必要な円弧すべりの安全率を確保できるように設定する。

〔解説〕

改良範囲の許容間隙水圧比は、円弧すべり計算を行って堤体が安全率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、すなわち過剰間隙水圧比が大きくなると砂層の体積圧縮係数が小さくなりドレーン効果が発揮されにくくなること、を考慮して0.5以下に設定する。

7. 4. 3 ドレーン長

改良深さは、液状化する最下層の下端までを最小の改良深度とすることを標準とする。

〔解説〕

ドレーン長は、液状化層の下端までとするのが標準的である。道示^㉓では液状化の判定を行う必要がある土層深さを地下水面が現地盤面から10m以内にある沖積層で、かつ原地盤面から20m以内の範囲としているので、最大改良深さは原地盤面から20m以内となることが多いと考えられる。

7. 4. 4 ドレーン材料

ドレーン材料としては、自然材料と人工材料が使用できる。材料または施工法によって、

- ① ドレーンの半径 (a)
- ② ドレーンの透水係数 (k_a)

が異なるので事前に調べておく必要がある。

〔解説〕

現在使用されているドレーンは、碎石・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、表一解7.4.1 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過剰間隙水圧比と等しいものとするれば安全側の設計ができる。碎石の透水係数の例を図一解7.4.1 および図一解7.4.2 に、プラスチックドレーンの透水係数の例を図一解7.4.3 に示す。なお、表一解7.4.1 の透水係数のうち、A工法以外は動水勾配 $i = 0.25$ に対応する値である。

表一解7.4.1 ドレーン材の直径および透水係数^㉔

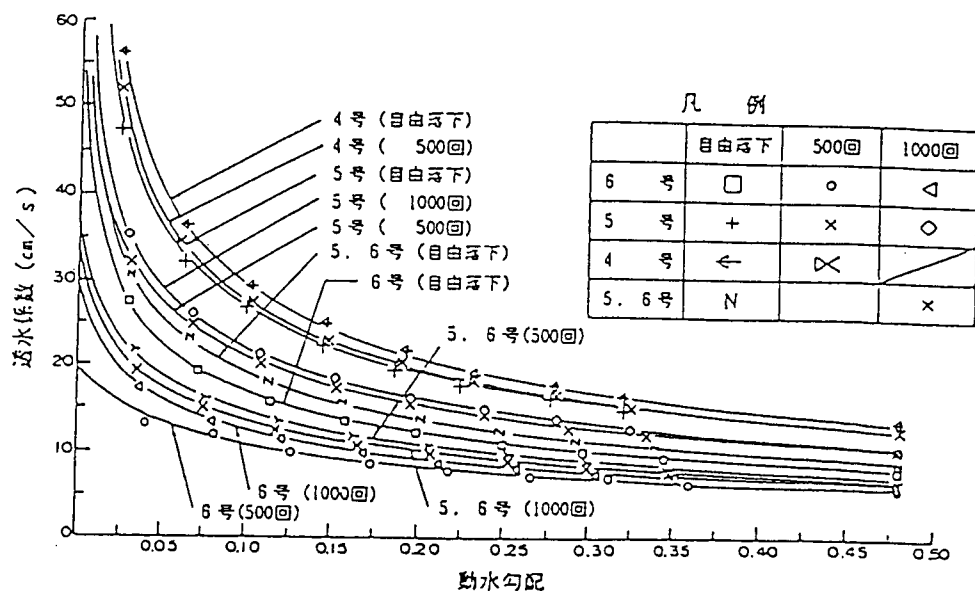
		直 径 (2 a)	透水係数 (k _a)
グラベルドレーン		400 ~ 500 mm	5 ~ 15 cm/s
プラスチックドレーン	A工法	100 mm	2000 cm/s
	B工法	95 mm	980 cm/s
	C工法	90 mm	700 cm/s

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^㉕がある。

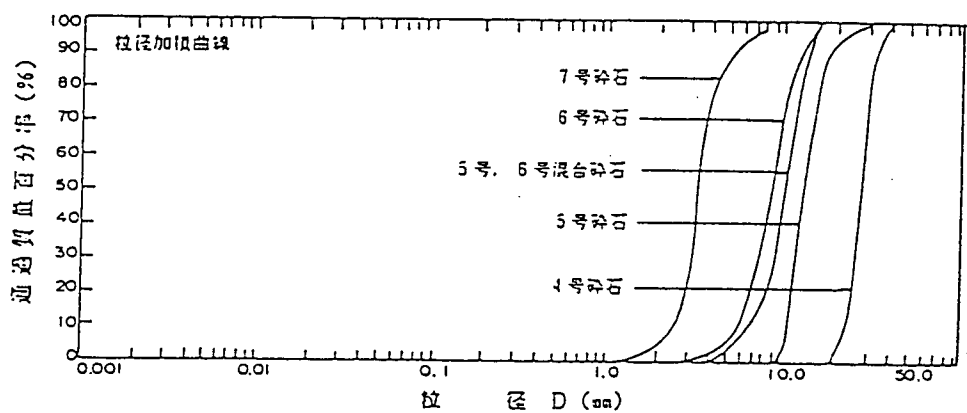
$$D_{\alpha 5} / D_{85} < 9$$

ここに、 $D_{\alpha 5}$: 排水材の15%粒径

D_{85} : ドレーン周辺粒子の85%粒径

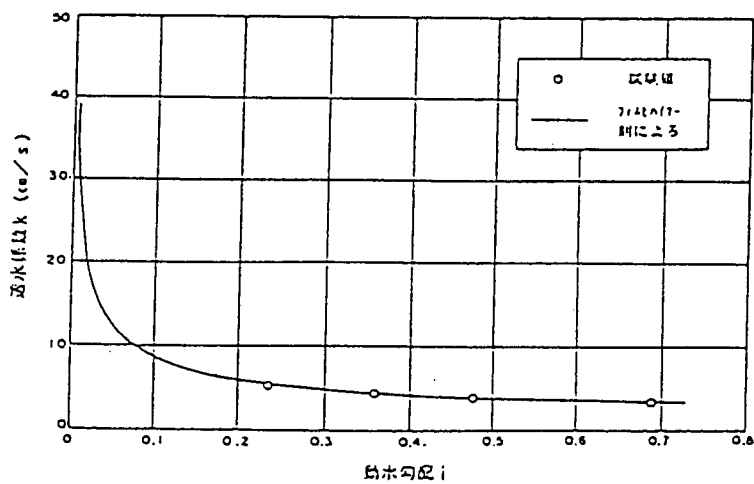


(a) 碎石の透水係数 (4～6号および5、6号混合碎石)

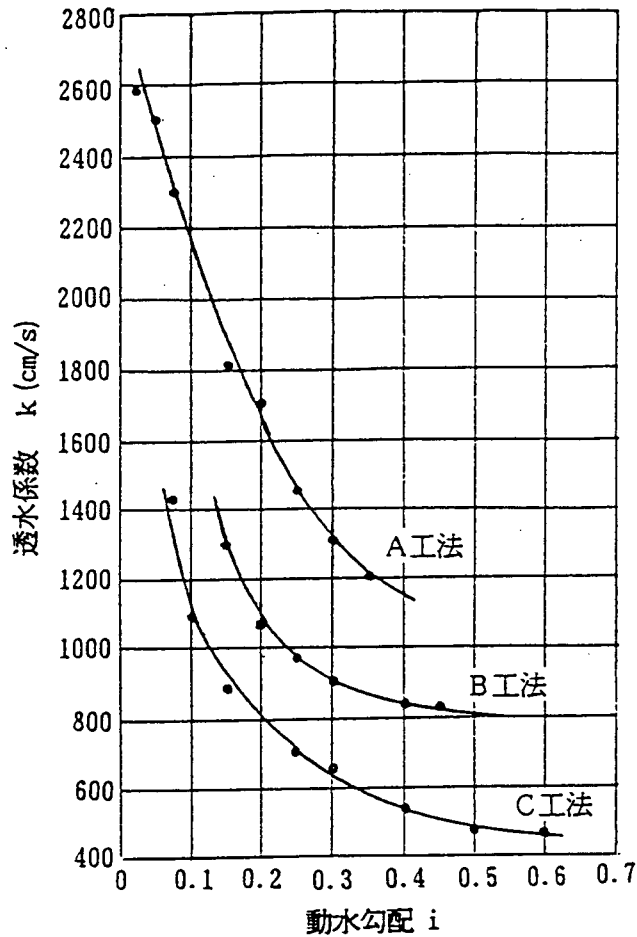


(b) 各碎石の粒度

図一解7.4.1 動水勾配に応じた碎石の透水係数⁹⁾



図一解7.4.2 碎石の透水係数 (7号碎石)⁹⁾



図一解7.4.3 プラスチックドレーンの透水係数¹⁰⁾

7. 4. 5 地震動の条件

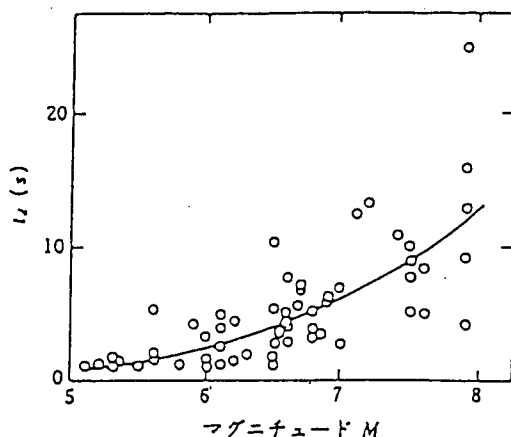
ドレーンによる間隙水圧抑制効果を評価するには、地震動条件として、

- ① 地震動の有効継続時間 (t_a)
 - ② 等価な一定振幅せん断応力の繰返し回数 (N_{eq})
- を設定する必要がある。

〔解説〕

1) 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¹¹⁾ 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 (図一解7.4.4) 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一解7.4.2 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ため、一般に 7.5を用いる。



図一解7.4.4 地震動の有効継続時間と地震
マグニチュードの関係

表一解7.4.2 排水効果に関する有効継続時間

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

2) 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 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、表一解7.4.3 のような M と N_{eq} の関係を提案している¹¹⁾。

表一解7.4.3 $\tau_e = 0.65 \tau_{max}$ に対応する等価繰返し回数

地震マグニチュードM	8.5	7.5	6.75	6	5.25
等価繰返し回数 N_{eq}	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。

7. 4. 6 地盤の液状化強度

ドレーンによる間隙水圧抑制効果を評価するには、一定振幅で換算した地震動で液状化する繰返し回数 (N_1) を適切に設定しなければならない。

〔解説〕

地盤の液状化強度は、液状化の判定に使用した情報が使用できる。 N_1 は液状化曲線がある場合にはそれを使用し、ない場合には龍岡らがまとめた応力比～液状化回数関係を使用すればよい。

龍岡ら¹²⁾ はわが国の5か所で行われた不攪乱試料に対する液状化試験結果について、応力比と液状化回数の関係が両対数紙上でほぼ直線となると仮定し、データをまとめて、式(解7.4.5)で表している。

$$R_1(DA, N_c) = [a \cdot R_1(DA = 5\%, N_{co}) + c] (N_c/N_{co})^b \quad (\text{解7.4.5})$$

ここに、 $R_1(DA, N_c)$: N_c の繰返し回数で DA の軸ひずみ両振幅となる応力比

$R_1(DA = 5\%, N_{co})$: N_{co} の繰返し回数で5%の軸ひずみ両振幅となる応力比

a, b, c : DA に関係した係数で、 $DA = 5\%$ のとき、 $a = 1.0$ 、 $b = -0.17$ 、 $c = 0$ である。

$DA = 5\%$ 、 $N_{co} = 20$ のときの液状化抵抗比が地盤の N 値および細粒分含有率からわかる場合、 $N_{co} = 20$ 以外のときの液状化抵抗比 $R_1(DA = 5\%, N_c)$ に対応する繰返し回数 N_c は、式(解7.4.6)で表せる。

$$N_c = 20 [R_1(DA = 5\%, N_c) / R_1(DA = 5\%, 20)]^{-1/0.170} \quad (\text{解7.4.6})$$

よって、液状化の判定に使用した応力比あるいは N_{eq} に対応する応力比 (τ_e / σ'_{vo}) を、 $R_1(DA = 5\%, N_c)$ として式(解7.4.6)より求めた N_c をドレーンの設計に用いる N_1 とすることができ
る。なお、 N_1 は式(解7.4.6)と液状化判定で求めた F_L を用いて式(解7.4.7)のように表せる。

$$N_1 = 20 \times (1 / F_L)^{-1/0.17} \quad (\text{解7.4.7})$$

7.4.7 地盤の材料特性

ドレーンによる間隙水圧抑制効果を評価するために、以下の項目を事前に調べておく必要がある。

- ① 地盤の透水係数(k_s)
- ② 地盤の体積圧縮係数(m_v)

〔解説〕

1) 地盤の透水係数は、現場透水試験を行った値がある場合はそれを使用し、ない場合には Creager の表から推定すればよい(表-解7.4.4)。

表-解7.4.4 Creagerによる D_{20} と透水係数¹³⁾

$D_{20}(\text{mm})$	$k_s(\text{cm/s})$	土質分類	$D_{20}(\text{mm})$	$k_s(\text{cm/s})$	土質分類
0.005	3.00×10^{-6}	粗粒粘土	0.18	6.85×10^{-3}	微粒砂
			0.20	8.90×10^{-3}	
0.01	1.05×10^{-5}	細粒シルト	0.25	1.40×10^{-2}	
0.02	4.00×10^{-5}	粗砂シルト	0.30	2.20×10^{-2}	中粒砂
0.03	8.50×10^{-5}		0.35	3.20×10^{-2}	
0.04	1.75×10^{-4}		0.40	4.50×10^{-2}	
0.05	2.80×10^{-4}		0.45	5.80×10^{-2}	
			0.5	7.50×10^{-2}	
0.06	4.60×10^{-4}	極微粒砂	0.6	1.10×10^{-1}	粗粒砂
0.07	6.50×10^{-4}		0.7	1.60×10^{-1}	
0.08	9.00×10^{-4}		0.8	2.15×10^{-1}	
0.09	1.40×10^{-3}		0.9	2.80×10^{-1}	
0.10	1.75×10^{-3}		1.0	3.60×10^{-1}	
0.12	2.60×10^{-3}	微粒砂			細礫
0.14	3.80×10^{-3}		2.0	1.80	
0.16	5.10×10^{-3}				

2) 地盤の体積圧縮係数は、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、ない場合には表-解7.4.5 に示す値を用いてもよい。

表-解7.4.5 砂の体積圧縮係数の値¹⁴⁾

砂の種類	相対密度(%)	体積圧縮係数(cm^2/kgf)
シルト質砂	—	0.005 ~ 0.02
緩い砂	20 ~ 40	0.005 ~ 0.01
中位砂	40 ~ 60	0.002 ~ 0.005
密な砂	60 ~ 80	0.001 ~ 0.002
礫	—	0.0005 ~ 0.001

7. 4. 8 時間係数

時間係数 (T_1) は、式 (7.4.1) にしたがって計算する。

$$T_1 = k_s \cdot t_1 / (m_v \cdot \gamma_w \cdot a^2) \quad (7.4.1)$$

ここに、 k_s : 地盤の透水係数 (cm/s)

t_1 : $N_1 \cdot t_d / N_{eq}$ (sec)

N_1 : 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 (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 (kg/cm^3)

a : ドレーンの半径 (cm)

〔解説〕

時間係数は地盤の透水性、圧縮性、液状化強度、地震動の条件、ドレーンの寸法を含んだパラメータである。

7. 4. 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 (7.4.2) にしたがって計算する。

$$R_w = (8/\pi^2) (k_s/K_d) (h/a)^2 \quad (7.4.2)$$

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)

〔解説〕

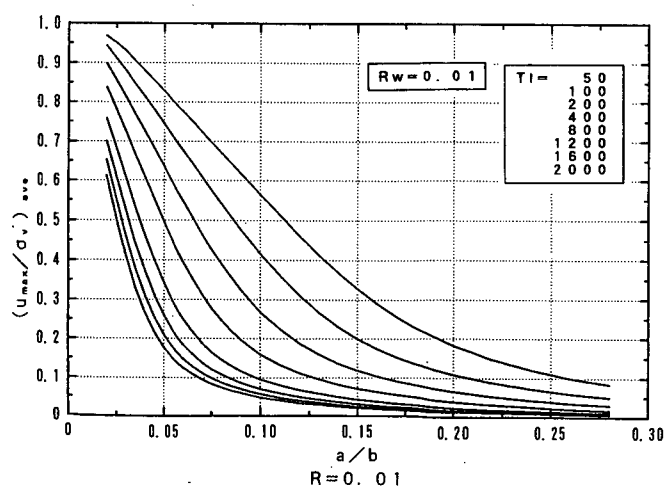
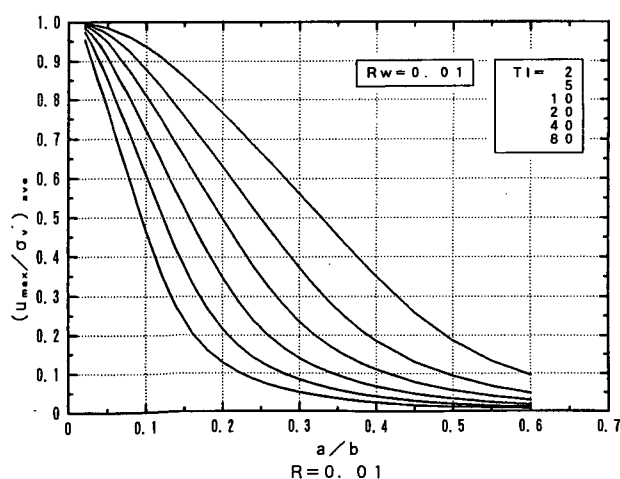
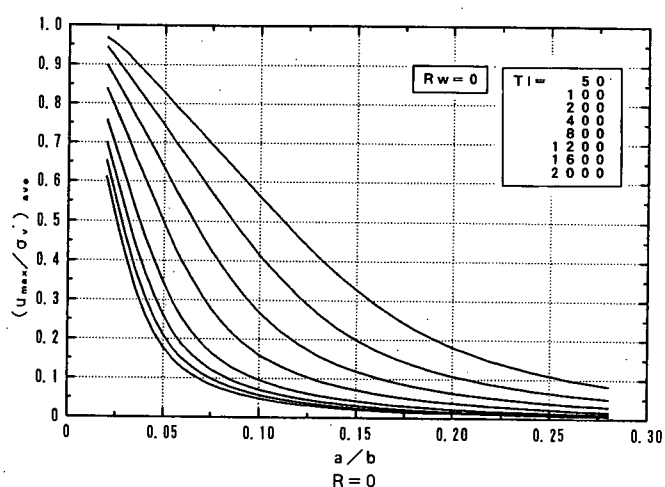
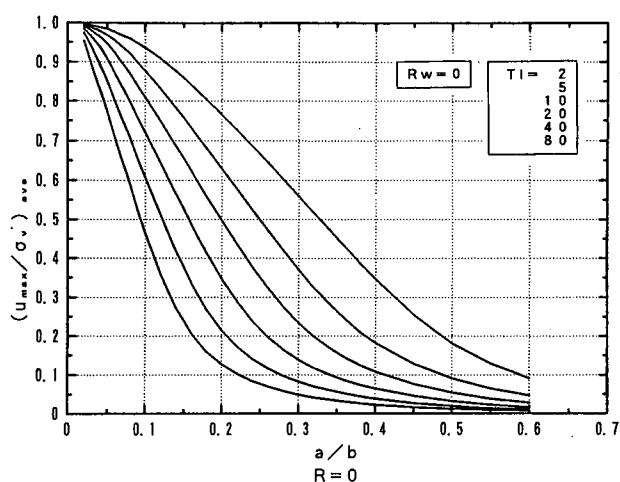
ウェルレジスタンス係数はグラベルドレーンとプラスチックドレーンで異なり、グラベルドレーンは $R_w=0.01 \sim 10$ 程度、プラスチックドレーンは $R_w=0.1 \sim 10$ 程度となる。

7. 4. 1 0 ドレーン等価有効円の半径

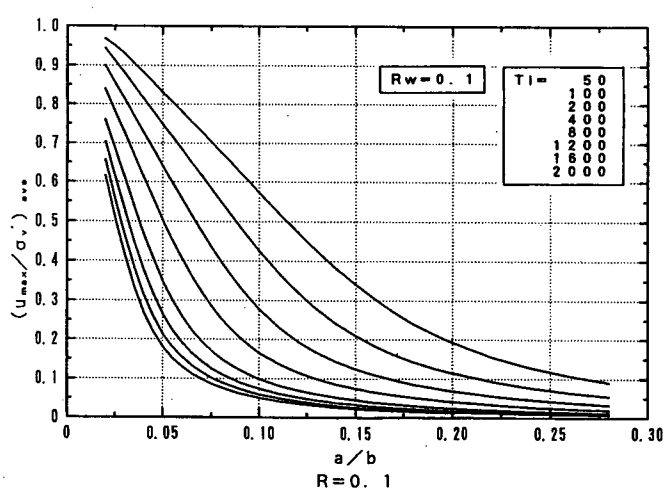
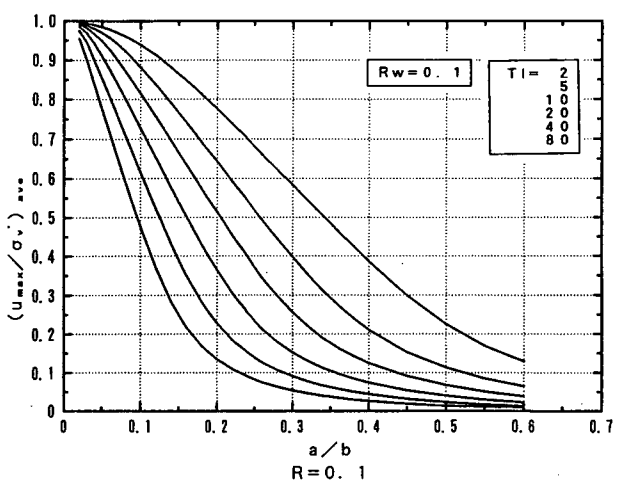
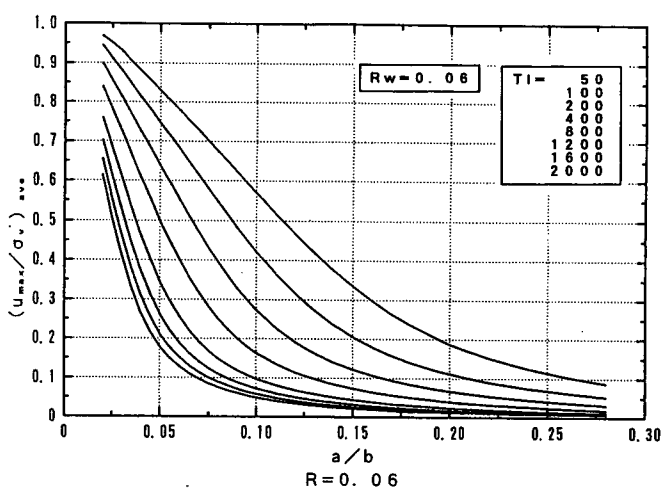
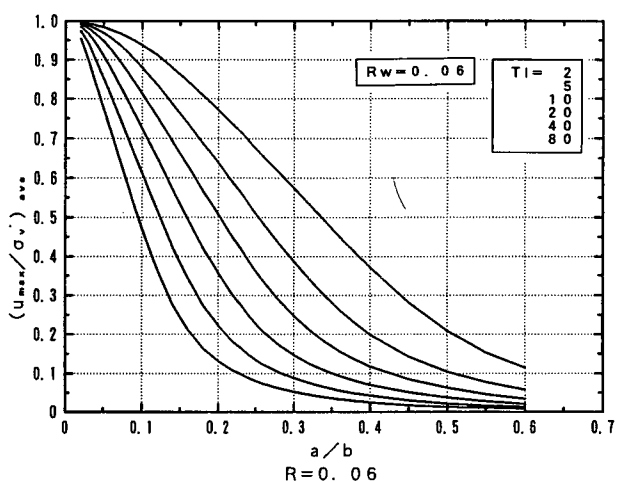
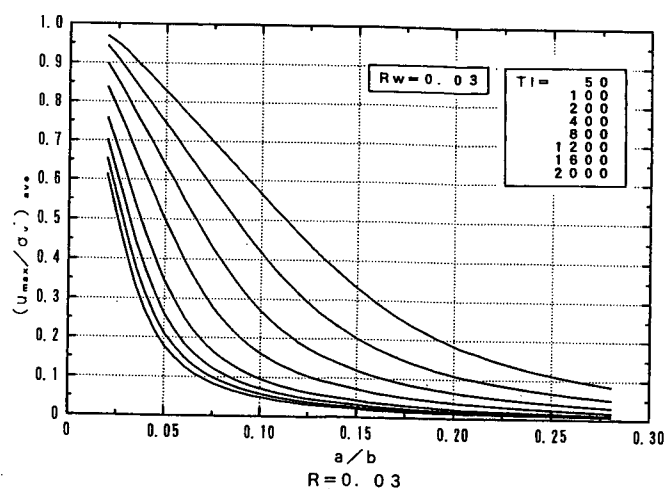
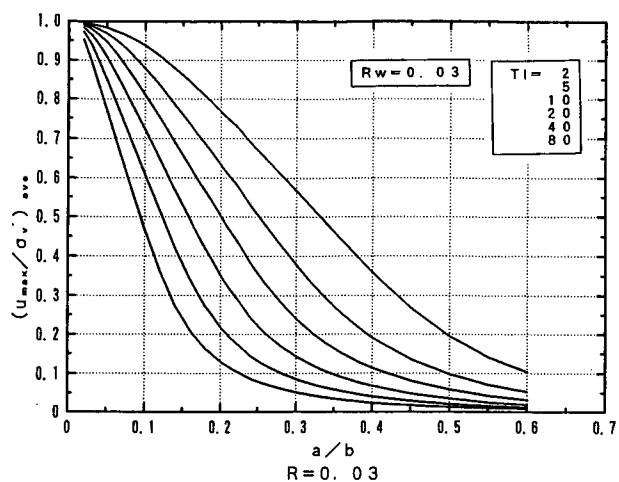
各ドレーンの支配する砂層の等価円柱の半径 (b) は、ウェルレジスタンス係数 (R_w) および時間係数 (T_1) をパラメータとした解説に示す設計図表より、許容間隙水圧比と対応させて求めた (a/b) から算定する。

〔解説〕

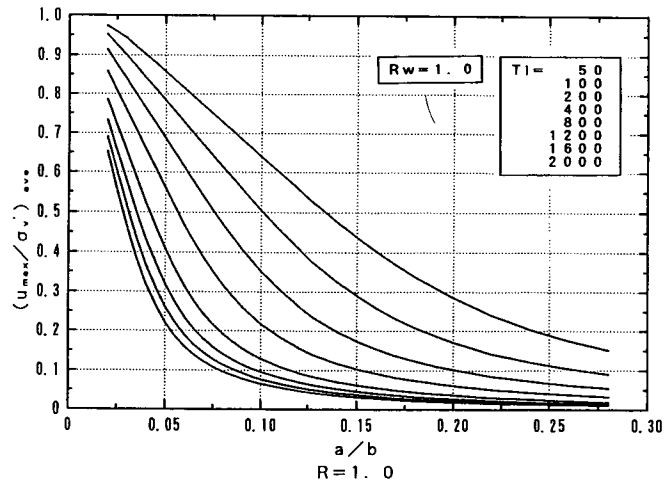
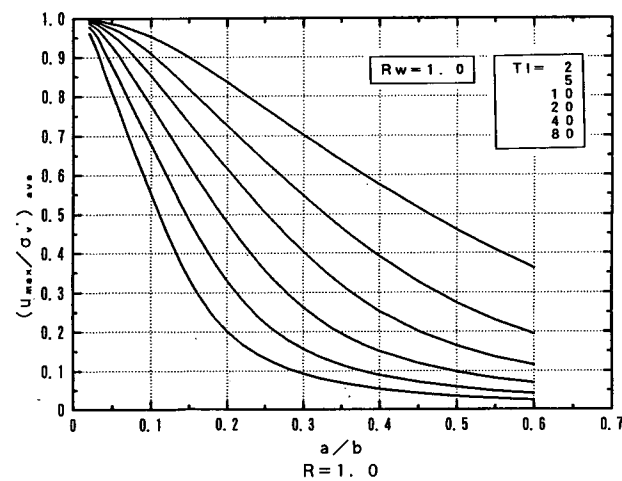
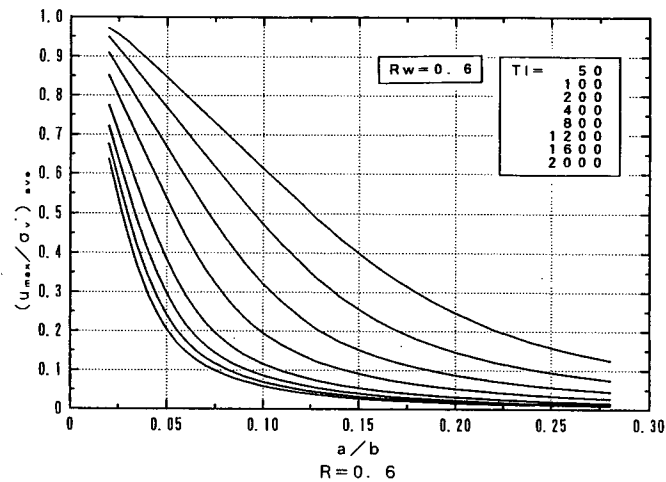
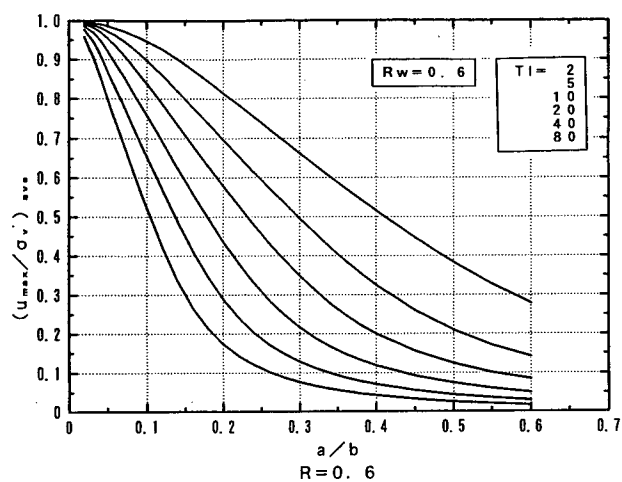
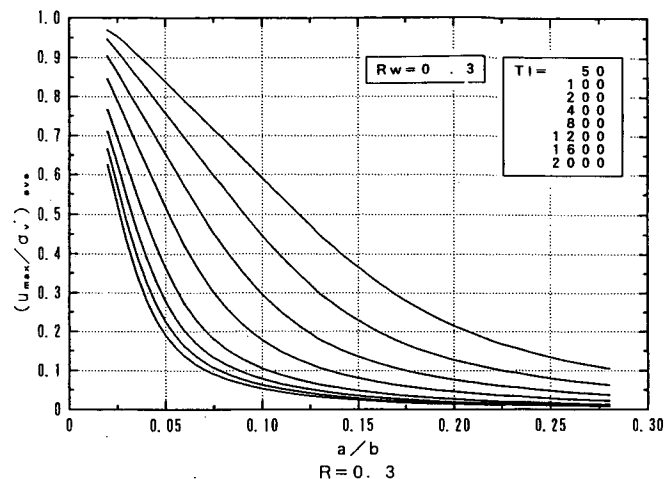
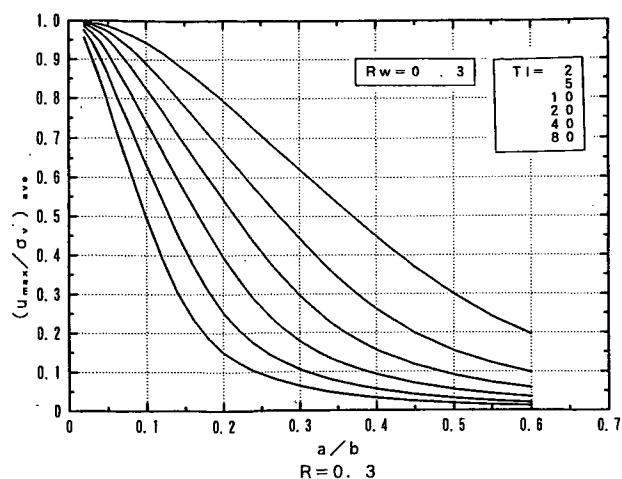
設計図表を図一解7.4.5 に示す。設計図表は横軸が a/b 、縦軸が平均最大過剰間隙水圧比となっている。設計図表は、 $T_1 = 2.5, 10, 20, 40, 50, 80, 100, 200, 400, 800, 1200, 1600, 2000$ 、 $R_w = 0, 0.01, 0.03, 0.06, 0.1, 0.3, 0.6, 1, 3, 6, 10$ について作成してある。この中間の T_1 、 R_w については補間することによって安全側である a/b が大きくなるように a/b を決定すればよい。



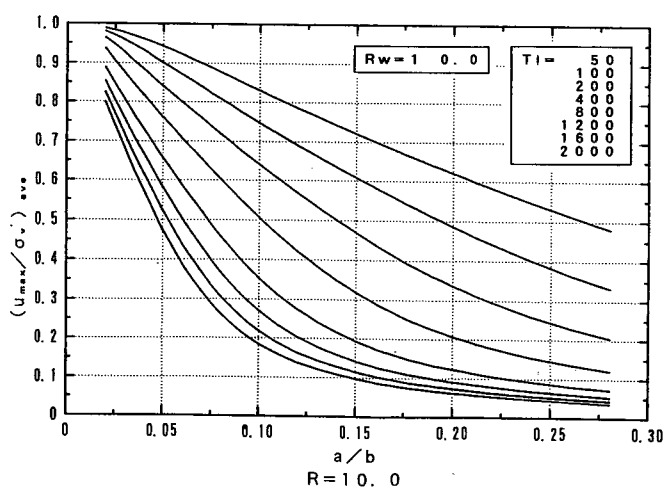
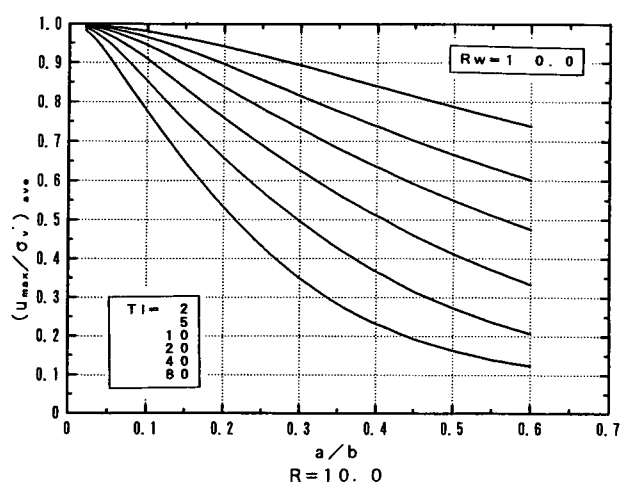
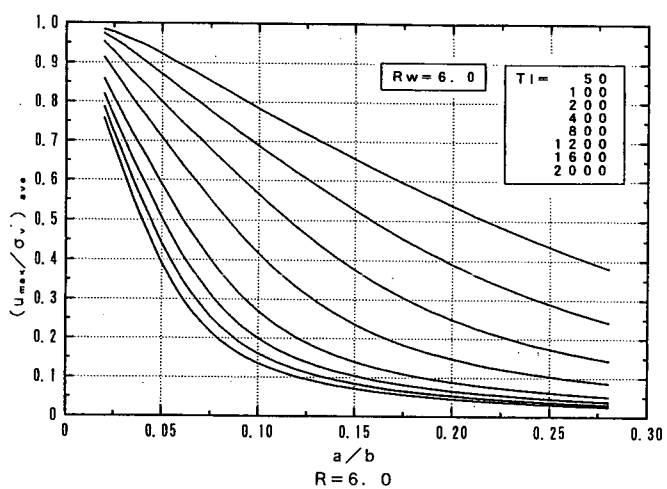
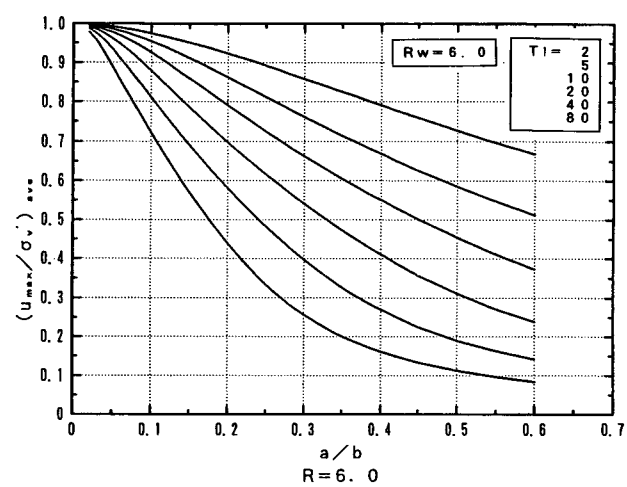
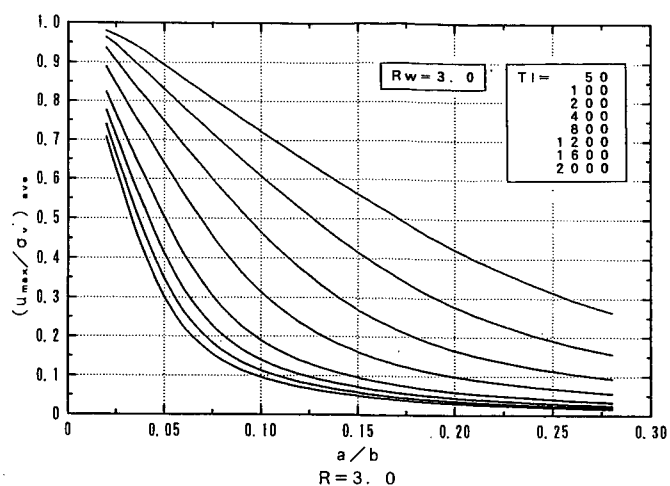
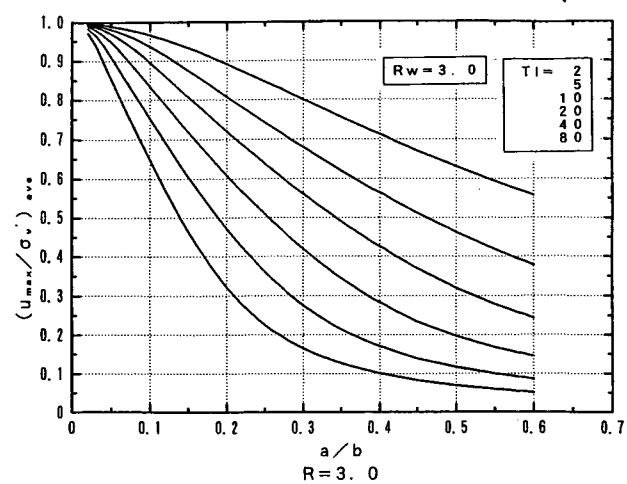
図一解7.4.5 設計図表 (a)



図一解7.4.5 設計図表 (b)



図一解7.4.5 設計図表 (c)



図一解7.4.5 設計図表 (d)

7. 4. 1 1 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(7.4.3) により算定する。

正方形配置 : $S = 1.77b$

正三角形配置 : $S = 1.90b$ (7.4.3)

ここに、b : ドレーンの等価有効円の半径

〔解説〕

打設間隔は、設計図表より求めた b を用いて式(7.4.3) によって計算できる。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。

7. 5 地震時安全率の算定方法

間隙水圧を考慮した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を満足するかどうかを検討する。

〔解説〕

- 1) 地震時安全率の算出は「4. 2 地震時安全率の算出」により行い、4. 3 に示される許容安全率を満足することを確認する。
- 2) ドレーン工法による液状化対策を行った堤体の地震時の安定性の検討において、円弧すべりに使用する過剰間隙水圧は、ドレーンの配置の設計に用いた許容過剰間隙水圧比から計算するものとする。
- 3) 本マニュアルでは、施工に伴うドレーンパイプ間の地盤の強度増加は考慮していないが、グラベルドレーンの場合、ケーシング内での締固め装置などの特殊装置を備えた施工では、締固めによるドレーンパイプ間の地盤の強度増加がみられることが確認されている。

〔参考資料〕

- 1) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，1988
- 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，共同研究報告書第91号，1993.5
- 3) De Alba, P., H. B. Seed and C. K. Chan : Sand Liquefaction in Large-Scale Simple Shear Tests, J. GED, ASCE, Vol. 102, No. GT9, pp. 909~927, 1976
- 4) 吉国 洋：パーチカルドレーン工法の設計と施工管理，技報堂，1979
- 5) 大北康治・柚木孝治・伊藤克彦・中島豊・島岡久壽：砕石ドレーンの透水性を考慮した設計ノモグラム，第21回土質工学研究発表会講演集，pp. 737~738，1986
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V. 耐震設計編，1990.2
- 7) 土質工学会：液状化対策の調査・設計から施工まで，pp. 338，1993
- 8) 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
- 9) 沿岸開発技術研究センター：埋立地の液状化対策ハンドブック，1993
- 10) 各社の技術資料
- 11) 吉見吉昭：砂地盤の液状化，技報堂，1991

- 12) 岩崎敏男・龍岡文夫・安田進：不攪乱砂質土の非排水動的強度の正規化表示，第13解土質工学研究発表会講演集，pp. 465～468，1978
- 13) 建設省土木研究所ほか：軟弱地盤耐震対策工法に関する共同研究報告書（その2），共同研究報告書第104号，1994. 6
- 14) 土質工学会：液状化対策の調査・設計から施工まで，pp. 318，1993

8. 固結工法

8. 1 設計方針

堤防の液状化対策としての固結工法の設計では、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（改良深さ、改良幅）や改良仕様（改良体形状、改良体強度）を設定する。

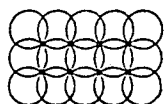
〔解説〕

1) 固化工法は、砂地盤にセメント系の安定材を供給・攪拌・混合する、あるいはセメントスラリーなどを注入して、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。

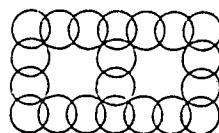
代表的な工法としては、以下の工法が挙げられる。

- ① 機械攪拌工法
 - スラリー式
 - 粉体式
- ② 高圧噴射攪拌工法
 - 単管式
 - 二重管式
 - 三重管式

2) 液状化対策工としての改良体形状にはブロック状と格子状とがある。一般に、格子状の方が面積改良率が小さいのでより経済的である。いずれの改良体形状においてもラップ施工を行う必要がある。特に格子状改良の場合には、改良体が壁としての機能を発揮することが求められるため、ラップ部の強度、一体性を十分に確保できる工法を用いる必要がある。



ブロック状



格子状

図-8.1.1 改良形状

3) 改良体形状は格子間隔および格子壁厚により規定されるが、ブロック状は格子状において格子間隔がゼロの場合と同様である。

4) 堤防の安定性の評価については、「8. 6 改良体の外的安定の検討」および「8. 7 改良体の内的安定の検討」に示す改良地盤を構造物と仮定した安定計算と、「8. 8 地震時円弧すべり安全率の算出」に示す堤体と地盤を含めた地震時の円弧すべり計算により行う。これらの計算の結果所定の安全率が確保できれば、地震時の堤体の有意な変形や沈下はないものとする。

5) 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。固結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。

8. 2 設計手順

固結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堤防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。

〔解説〕

- 1) 改良範囲は既設堤防を検討対象としているため、堤防の法尻付近に限定される。しかし、所要の安全率を確保するために、改良域を図-8.2.1 に示すように堤体内部に広げる場合には、施工時期や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。

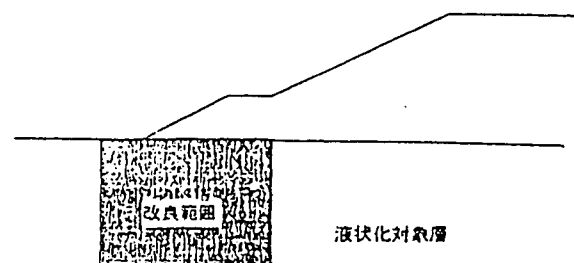


図-8.2.1 改良範囲の一例

- 2) 改良仕様の設定方法は8. 4に詳述する。
- 3) 地震時の改良体自体の安定計算および堤防の地震時の円弧すべり計算による安定計算は、地盤の液状化抵抗率 F_L の算定値(4. 1参照)から求めた過剰間隙水圧を考慮する。
- なお、過剰間隙水圧は次式により算定する。

$$\Delta u / \sigma_v' = F_L^{-7} \quad (8.2.1)$$

- 4) 固結工法の設計手順を図-8.2.2に示す。仮定した改良範囲や改良形状における改良体自体の安定および円弧すべりの安全率が著しく高い場合には、改良範囲や改良仕様の見直しを行い、適正な安全率に近づけるものとする。

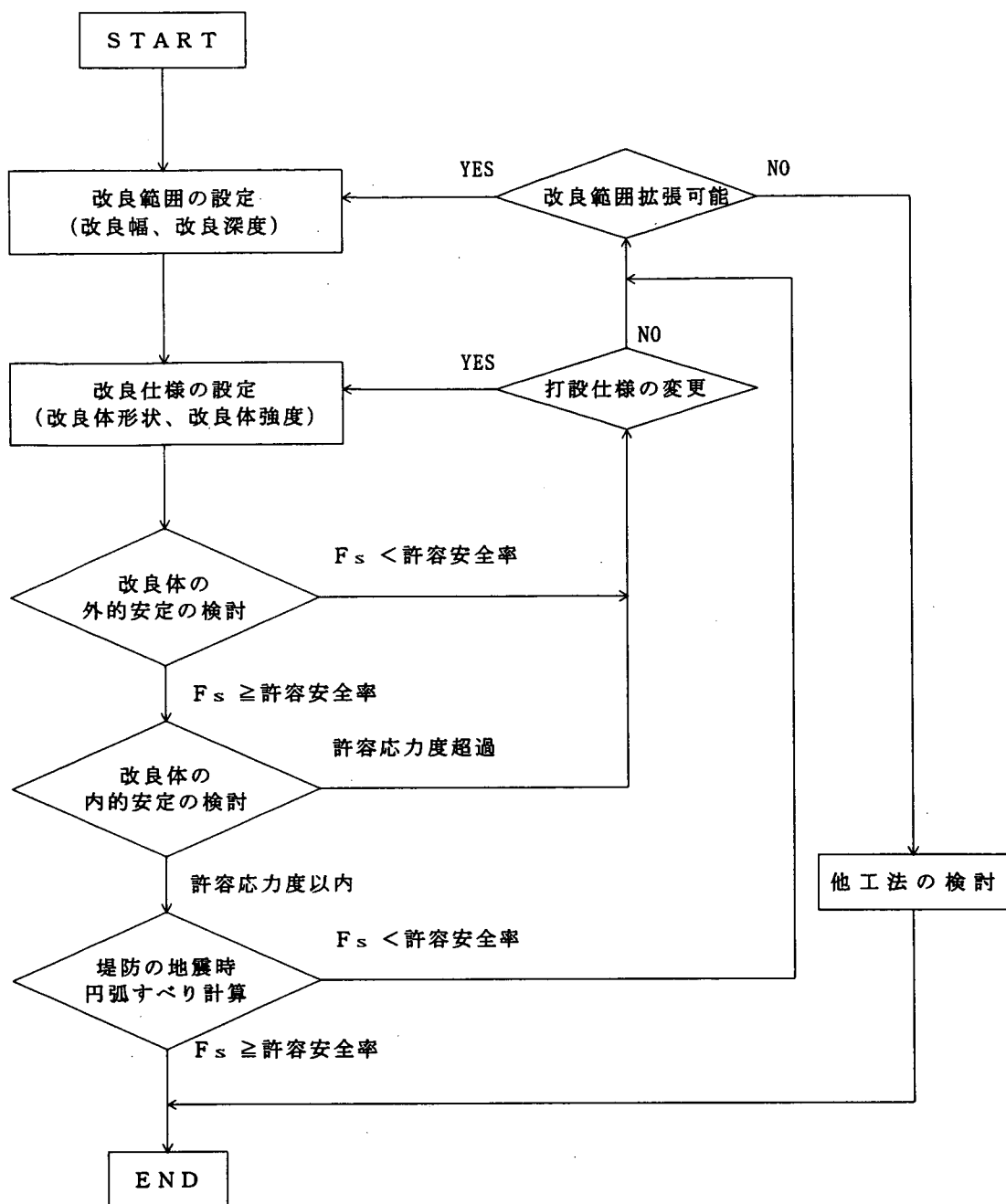


図-8.2.2 固結工法の設計手順

8. 3 改良範囲の設定方法

固結工法の改良範囲は液状化対象層の下端までを最小の改良深度とすることを原則とし、かつ改良体自体の外的・内的安定に関する安全率および堤防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にする。

〔解説〕

- 1) 改良範囲のうち深度については、「4. 1 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最小の改良深度とすることを原則とする。
- 2) 平面的な改良範囲については、堤体法尻付近を改良するのが最適であるが、既設堤防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、可能な限り堤体法尻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、「8. 6 改良体の外的安定の検討」、「8. 7 改良体の内的安定の検討」および「8. 8 地震時円弧すべり安全率の算出」により、安全率が許容値を満足する範囲とする。

8. 4 改良体形状の設定

各工法により、ブロック状または格子状の改良体形状を選択し、格子状においては格子内の未改良部の液状化を抑制できる範囲で格子間隔を設定する。

〔解説〕

- 1) 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。
- 2) 格子状改良では、格子内の未改良部の液状化を抑制できる範囲で設定する。一般的には、格子壁厚は1 m、格子間隔は液状化層厚の 0.5 ～ 0.8 程度に設定し、改良率は50%程度を初期条件の目安とし、最適な格子間隔を求める。

8. 5 改良体強度の設定

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。

〔解説〕

- 1) 機械攪拌工法および高圧噴射攪拌工法のうちの単管式または注入工法においては、室内配合試験結果があるばあいには、その結果を用いて許容応力度を決定する。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、その場合には表-8.5.1を参照して強度を設定してもよい。また、上記以外の工法については最低保証強度以上を用いることとする。

表-8.5.1 改良体の一般的な設計強度（許容応力度）

工 法		設 計 強 度	備 考
機 械 攪 拌 工 法	スラリー式	2 ～ 10 kgf/cm ²	
	粉 体 式	1 ～ 10 kgf/cm ²	
高圧噴射攪拌工法	単 管 式	3 ～ 30 kgf/cm ²	砂質土
	二 重 管 式	30 kgf/cm ²	砂質土
	三 重 管 式	20 ～ 30 kgf/cm ²	砂質土
注 入 工 法		1 ～ 5 kgf/cm ²	

- 2) 室内配合試験については一軸圧縮試験を基本とし、施工に当たっては必ず実施するものとする。
なお、高圧噴射攪拌工法のうち二重管式および三重管式の場合は、この限りでない。
- 3) 設計に用いる一軸圧縮強さ q_{ua} は、現場改良土強度 q_{uf} と室内配合強度 q_{ui} 間の相違に加え、強度のばらつきやラップの影響を考慮して安全率（通常3倍）を設定して決定する。一般的には機械攪拌工法では q_{ua} は 2 ～ 10 kgf/cm²、高圧噴射攪拌では工法により異なるが 3 ～ 30 kgf/cm²、また注入工法では 1 ～ 5 kgf/cm² の範囲の値と考えてよい。なお、十分なバックデータの蓄積がある場合には、上記以外の安全率を採用してよい。
- 4) 設計に用いるせん断強さは、一軸圧縮強さ q_{ua} から次式によって求める。

$$\tau_a = 1/2 \cdot q_{ua} \quad (8.5.1)$$

8. 6 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。

〔解説〕

1) 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) 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

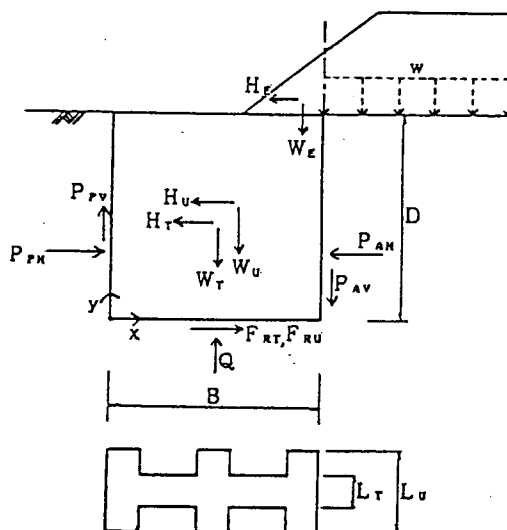
支持力安全率 1.0

8. 6. 1 外力の算定

改良体の外部安定の検討用外力を算定する。外力は、周辺地盤から改良地盤に作用する土水圧、改良地盤の慣性力等である。

〔解説〕

1) 考慮すべき外力は図-8.6.1 のとおりである。



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

$$P_{PV} = P_{PH} \cdot \tan \delta$$

Q : 改良地盤底面に作用する地盤反力

F_{RT} : 改良体底面に作用するせん断抵抗力

F_{RU} : 改良体に挟まれた未改良地盤底面に作用するせん断抵抗力

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

w : 盛土の自重による鉛直荷重 (ただし改良地盤の上面に載る盛土部は除く)

x : 改良地盤の受働側前面から鉛直方向に作用する各外力の作用点までの距離

y : 改良地盤底面から水平方向に作用する各外力の作用点までの距離

B : 改良地盤の幅

D : 改良深さ

h_i : 土層の厚さ

z_w : 地下水面からの深さ

L_r : 1ユニットに占める鉛直方向の改良体の長さ

L_u : 改良地盤の延長方向の1ユニットの長さ

W : 改良地盤の有効重量 ($= W_T + W_U$) (水位以浅は湿润単位体積重量、水位以深は水中単位体積重量を用いる)

W_T : 改良体の有効重量 ($= a_p \cdot W$)

a_p : 改良率

W_U : 格子内部の未改良土の有効重量 ($= (1 - a_p) \cdot W$)

W_E : 改良地盤の上面に載る盛土の重量

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

H_T : 改良体に作用する慣性力

H_U : 格子内部の未改良土に作用する慣性力

H_E : 改良地盤の上面に載る盛土に作用する慣性力

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

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
 $P_{AV} = P_{AH} \cdot \tan \delta$ (δ は一般に $\phi/2$)

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

図-8.6.1 改良地盤に作用する外力概念図

2) 土水圧の算定に先立ち、地盤を構成する土層は、土質、地下水位、 F_L に応じて、下表に従って完全液状化層、準液状化層、非液状化層に区分する。

表-8.6.1 層区分

土 質	地下水位	F_L	層 区 分
砂質土	地下水位以下	$F_L \leq 1$	完全液状化層
		$F_L > 1$	準液状化層
粘性土	地下水位以上		非液状化層

3) 盛土側の F_L については、地盤に盛土の平均荷重 w_1 が作用したとして算出する。なお、 w_1 には、 w_E を含まない。ただし、法勾配が 1 : 3 程度以上という緩い堤防に対しては前記平均荷重のとり方は安全側過ぎることもあるので別途検討するのがよい。

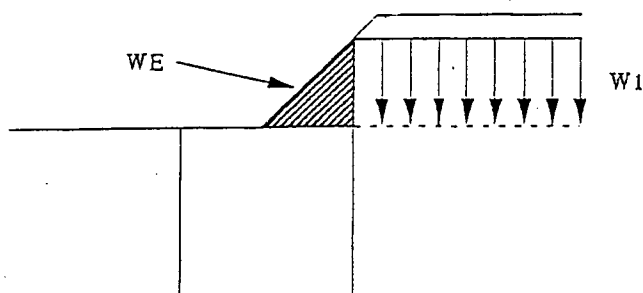


図-8.6.2 盛土の平均上載荷重の考え方の例

4) 過剰間隙水圧は 8. 2 に示す式(8.2.1) より算出する。

5) F_L および過剰間隙水圧を求める場合の震度は「3. 3 液状化判定用震度」により、外力の算出に用いる震度は「3. 2 慣性力用震度」による。

6) 考慮すべき外的安定用外力のうち、改良体地盤に作用する土水圧の算定方法は表-8.6.1に示す層区分によって異なる。土水圧の算定は、作用側土圧については図-8.6.3、抵抗側土圧については図-8.6.4に従って求める。なお、土圧係数は表-8.6.2 を用い、完全液状化層及び準液状化層の液圧の算出には表-8.6.3を用いる。また、図-8.6.3、8.6.4 中の「(d)非液状化層」にあたる地下水位以上の砂質土層、及び粘性土層の地震時主働土圧及び地震時受働土圧は、式(8.6.1~8.6.4)を用いる。

作用側（地震時主働土圧）

$$P_{AH1} = \gamma_1 h_1 \cdot K_{EA1} - 2 C_1 \sqrt{K_{EA1} + w_1 \cdot K_{EA1} + P_w} \quad (8.6.1)$$

$$K_{EA1} = \frac{\cos^2 (\phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos (\theta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin (\phi + \delta) \sin (\phi - \theta)}{\cos (\theta + \delta)}} \right]^2} \quad (8.6.2)$$

K_{EA1} : 地震時主働土圧係数

γ_1 : 土の有効単位体積重量 (tf/m³)

h_1 : 土が改良体壁面に作用する深さ (m)

c_1 : 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平均荷重 (tf/m²)

θ : 地震時合成角で $\theta = \tan^{-1} k_h$ もしくは $\theta = \tan^{-1} k_h'$

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の壁面摩擦角 (°)

地震時の土とコンクリートの壁面摩擦角は $\phi/2$ として計算してよい。

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。

上式において、 $\theta = 0$ 、 $\delta = 0$ と考えれば $K_{EA1} = 1$ となり、常時の土圧に等しくなる。

$$P_{AH1} = \gamma_1 h_1 - 2 C_1 + w_1 + P_w$$

抵抗側 (地震時受働土圧)

$$\text{受働側} \quad P_{PH1} = \gamma_1 h_1 \cdot K_{EP1} + 2 C_1 \sqrt{K_{EP1} + w_1 \cdot K_{EP1} + P_w} \quad (8.6.3)$$

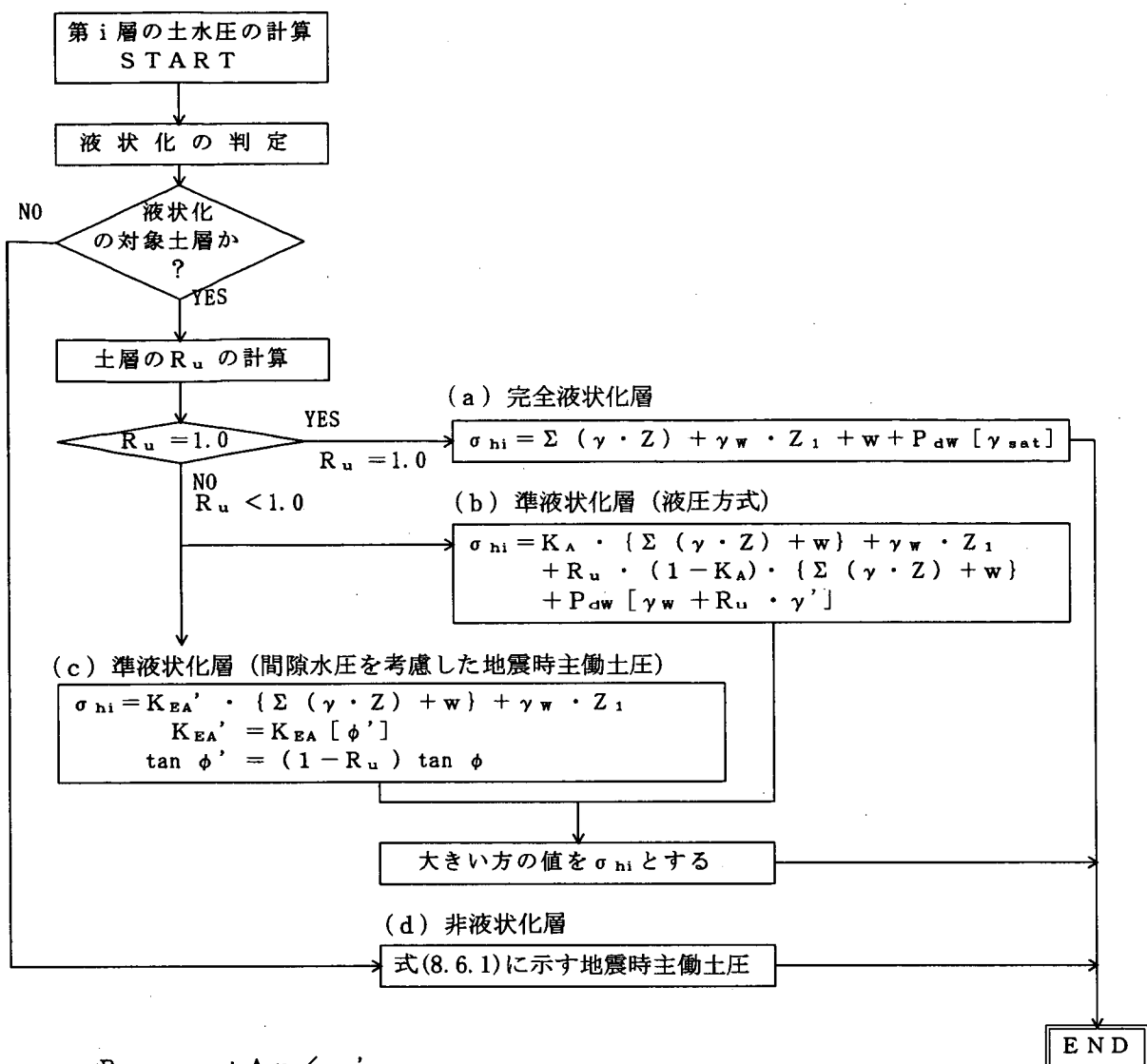
$$K_{EP1} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos(\delta - \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi - \theta)}{\cos(\delta - \theta)}} \right]^2} \quad (8.6.4)$$

K_{EP1} : 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。

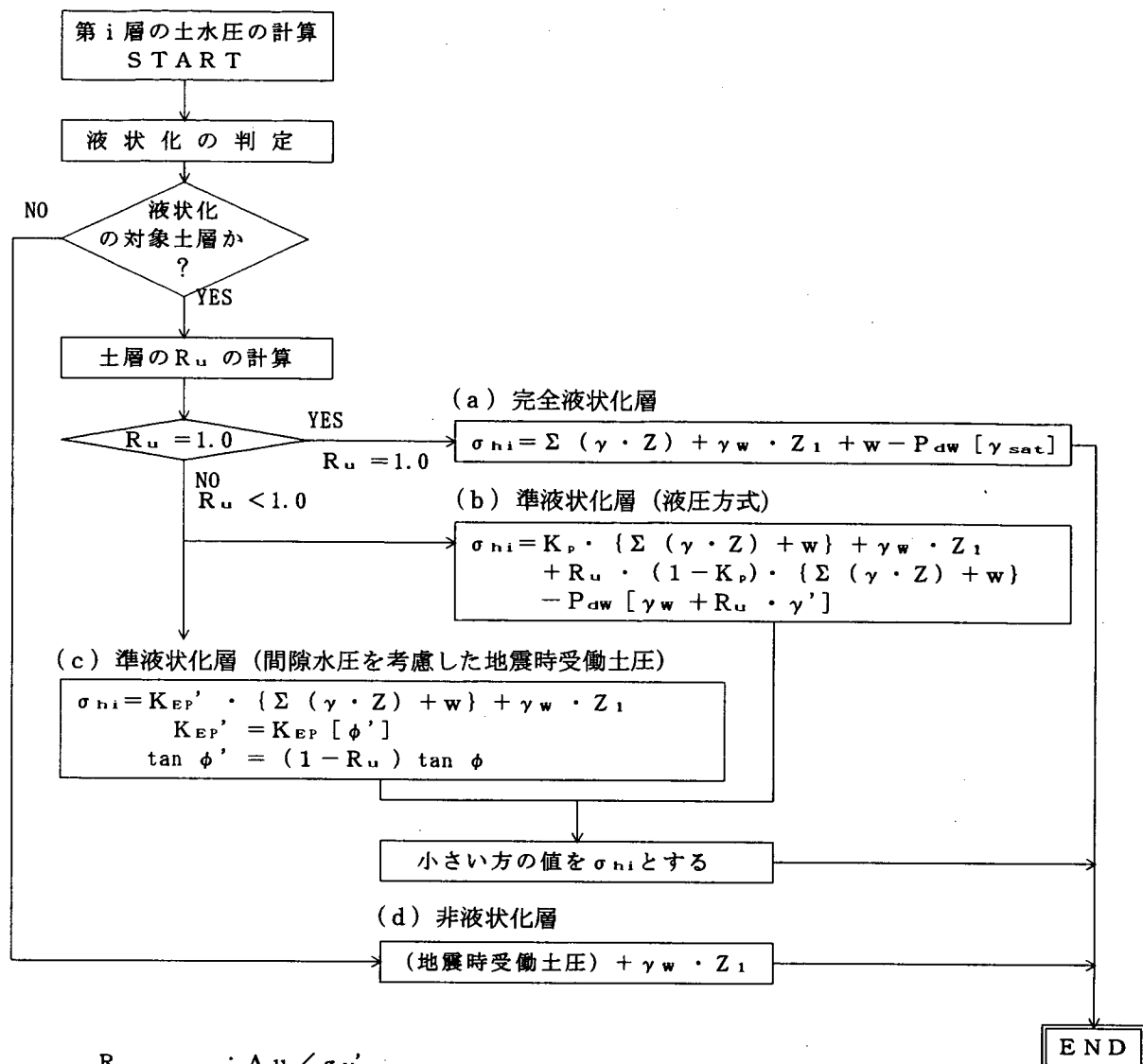
上式において、 $\theta = 0$ 、 $\delta = 0$ と考えれば、 $K_{EP1} = 1$ となり、常時の土圧に等しくなる。

$$P_{PH1} = \gamma_1 h_1 + 2 C_1 + w_1 + P_w$$



R_u : $\Delta u / \sigma_v'$
 Δu : 過剰間隙水圧
 σ_v' : 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
 γ_w : 水の単位体積重量
 Z : 地表面からの深さ (m)
 Z_1 : 地下水位面からの深さ (m)
 w : 上載荷重
 K_A : 常時の主働土圧係数
 $P_{dw} []$: [] 内の値を液体の単位体積重量とした拡張した Westergaard の動水圧公式による土水圧の振動成分の値 (表-8.6.3 に示す)
 $K_{EA} [\phi']$: 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-8.6.3 外力の計算手順 (作用側: 盛土地盤側)



R_u : $\Delta u / \sigma_v'$
 Δu : 過剰間隙水圧
 σ_v' : 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
 γ_w : 水の単位体積重量
 Z : 地表面からの深さ (m)
 Z_1 : 地下水位面からの深さ (m)
 w : 上載荷重
 K_p : 常時の受働土圧係数
 $P_{dw} []$: $[]$ 内の値を液体の単位体積重量とした拡張した Westergaard の動水圧公式による土水圧の振動成分の値 (表-8.6.3に示す)
 $K_{EP} [\phi']$: 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-8.6.4 外力の計算手順 (抵抗側：水平地盤側)

表-8.6.2 土圧係数一覧表

土圧係数		算 定 式
常時の土圧係数	主働土圧係数	$K_{A1} = \frac{\cos^2 \phi_1}{\cos \delta \cdot \left[1 + \frac{\sin(\phi_1 + \delta) \cdot \sin \phi_1}{\cos \delta} \right]^2} \cdot \cos \delta$ ϕ_1 : 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	$K_{P1} = \frac{\cos^2 \phi_1}{\cos \delta \cdot \left[1 - \frac{\sin(\phi_1 - \delta) \cdot \sin \phi_1}{\cos \delta} \right]^2} \cdot \cos \delta$
過剰間隙水圧の上昇を考慮した地震時土圧係数	主働土圧係数	$K_{EA'} = \frac{\cos^2 (\phi_1' - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos(\delta' + \theta) \cdot \left[1 + \frac{\sin(\phi_1' + \delta') \cdot \sin(\phi_1' - \theta)}{\cos(\delta' + \theta)} \right]^2} \cdot \cos \delta'$
	受働土圧係数	$K_{EP'} = \frac{\cos^2 (\phi_1' - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos(\delta' - \theta) \cdot \left[1 - \frac{\sin(\phi_1' - \delta') \cdot \sin(\phi_1' - \theta)}{\cos(\delta' - \theta)} \right]^2} \cdot \cos \delta'$
	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。 $\tan \phi' = (1 - R_u) \cdot \tan \phi$ $\delta' = (\phi_1' / \phi_1) \cdot \delta$

表-8.6.3 完全液状化層及び準液状化層での動水圧の算定方法

液状化に伴う土水圧の振動成分の算定方法	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。
	$p_{dw}(\gamma_i) = 7/8 \cdot k_h \cdot (\gamma_i) \cdot \sqrt{h_i \cdot z_u}$
	$\gamma_i = \gamma_w + R_u \cdot \gamma'$
	p_{dw}: 水位面からの深さ z_u における拡張した動水圧 (tf/m²) k_h: 設計水平震度 γ_i: 過剰間隙水圧に応じた泥水の単位体積重量 (tf/m³) h_i: 液状化層の厚さ (m) z_u: 動水圧を計算する水位面からの深さ (m) γ_w: 水の単位体積重量 R_u: 過剰間隙水圧比 γ': 土の有効単位体積重量 (tf/m³)
	・ 地震時の動水圧を求める方法として、Westergaard の動水圧公式がある。固結工法の設計ではこの公式の適用性を振動実験で確認し、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、動水圧の分布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ので、本マニュアルでは後者の分布形を採用している。

8. 6. 2 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。

$$F_S = \frac{P_{PH} + F_R}{H + H_E + P_{AH}} \quad \dots\dots\dots (8.6.5)$$

滑動の安全率は 1.0 以上とする。

〔解説〕

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-8.6.5 にせん断抵抗力の概念図を示す。

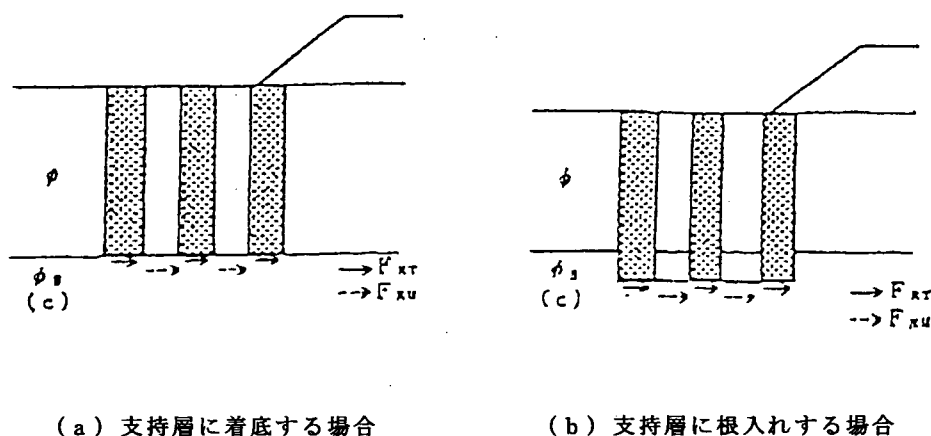


図-8.6.5 改良地盤底面のせん断抵抗力概念図

1) 砂層支持層に着底する場合

$$F_{RT} = (a_P \cdot W + W_E + P_{AV} - P_{PV}) \cdot \tan \phi_B \quad \dots\dots\dots (8.6.6)$$

$$F_{RU} = \min\{(1 - a_P) \cdot W \cdot \tan \phi, (1 - a_P) \cdot W \cdot \tan \phi_B\} \quad \dots\dots\dots (8.6.7)$$

$$F_R = F_{RT} + F_{RU} \quad \dots\dots\dots (8.6.8)$$

ϕ : 支持層上層の砂層の内部摩擦角 (°)

ϕ_B : 支持層の内部摩擦角 (°)

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。

$$F_{RT} = (a_P \cdot W + W_Z + P_{AV} - P_{PV}) \cdot \tan \phi_B \quad \dots\dots\dots (8.6.9)$$

$$F_{RU} = (1 - a_P) \cdot W \cdot \tan \phi_B \quad \dots\dots\dots (8.6.10)$$

$$F_R = F_{RT} + F_{RU} \quad \dots\dots\dots (8.6.11)$$

2) 粘土層支持層に着底する場合

$$F_{RT} = a_P \cdot c \cdot B \quad \dots\dots\dots (8.6.12)$$

$$F_{RU} = \min\{(1 - a_P) \cdot W \cdot \tan \phi, (1 - a_P) \cdot c \cdot B\} \quad \dots\dots\dots (8.6.13)$$

$$F_R = F_{RT} + F_{RU} \quad \dots\dots\dots (8.6.14)$$

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。

$$F_R = c \cdot B \quad \dots\dots\dots (8.6.15)$$

8. 6. 3 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次式で行う。

$$F_s = \frac{M_{R1}}{M_D} \dots\dots\dots (8. 6. 16)$$

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)

$$M_{R1} = W \cdot x + W_E \cdot x_E + P_{AV} \cdot B + P_{PH} \cdot y_P \dots\dots\dots (8. 6. 17)$$

M_D : 転倒モーメント (tf・m/m)

$$M_D = H \cdot y + H_E \cdot y_E + P_{AH} \cdot y_A \dots\dots\dots (8. 6. 18)$$

x 、 x_E : 受働側前面から外力 W 、 W_E の作用点間での距離 (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。

〔解説〕

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-8.6.6 に転倒の検討に用いる外力の概念図を示す。

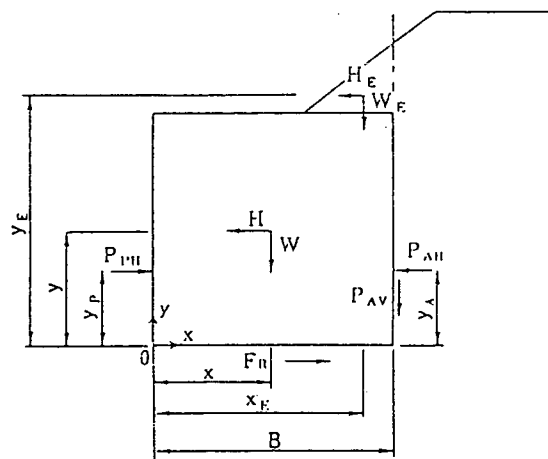


図-8.6.6 転倒に関する外力概念図

8. 6. 4 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、慣性力等の水平力によって生ずる偏心した地盤反力については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、地盤条件に従って算定された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。

〔解説〕

1) 支持力の照査では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異なる。

これらの外力の場合とは受働側 (自由地盤側) で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。

$$P_{PH2}' = f \cdot P_{PH2} \quad \dots\dots\dots (8.6.19)$$

$$f = \frac{H + P_{AH} - P_{PH1}}{P_{PH2} + F_R} \quad \dots\dots\dots (8.6.20)$$

f : 抵抗力の発揮割合

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)

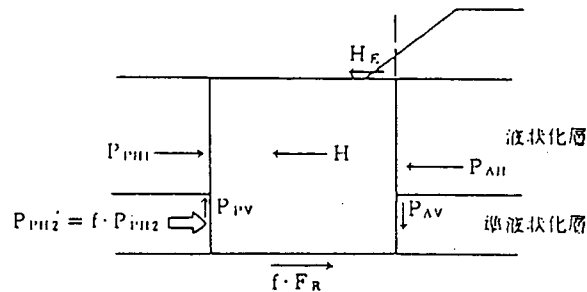


図-8.6.7 準液状化層の土水圧分布概念図

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、7)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) 砂層支持層に着底する場合または、粘土層支持層に着底する場合

1. $e \leq (B/6)$ のとき

$$q_1, q_2 = \frac{V_T}{B} \cdot \left[1 \pm \frac{6e}{B} \right] \cdot \frac{1}{a_P} \quad \dots\dots\dots (8.6.21)$$

2. $e > (B/6)$ のとき

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

$$q_2 = 0.0 \quad \dots\dots\dots (8.6.22)$$

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) (tf/m²)

$$V_T = a_P \cdot W + W_E + P_{AV} - f \cdot P_{PV} \quad \dots\dots\dots (8.6.23)$$

d : 合力の作用位置 (m)

$$d = \frac{M_{R2} - M_D}{V_T} \quad \dots\dots\dots (8.6.24)$$

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)

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

e : 偏心距離 (m)

$$e = (B/2) - d \quad \dots\dots\dots (8.6.25)$$

ii) 粘土層支持層の中に根入れする場合

a) 粘土層への根入れ長 ℓ_2 が式 (8.6.26) を満足するとき、未改良部の重量を考慮するとして考える。

1. $e \leq (B/6)$ のとき

$$q_1, q_2 = \frac{V_T}{B} \cdot \left[1 \pm \frac{6e}{B} \right]$$

2. $e > (B/6)$ のとき

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

$$q_2 = 0.0$$

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) (tf/m^2)

$$V_T = W + W_E + P_{AV} - f \cdot P_{PV} \quad \dots\dots\dots (8.6.23)$$

d : 合力の作用位置 (m)

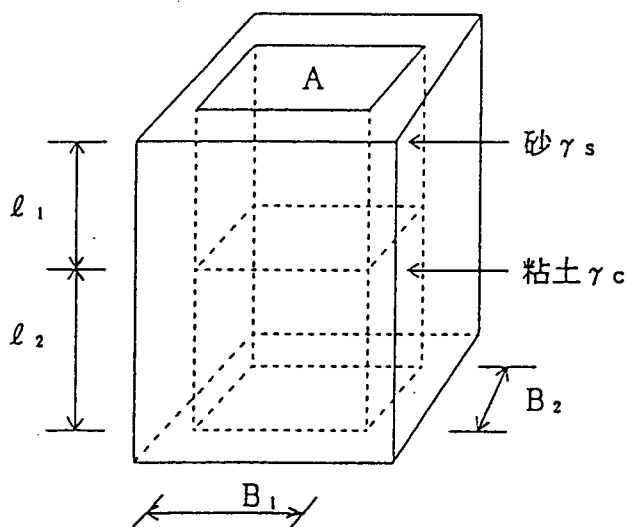
$$d = \frac{M_{R2} - M_D}{V_T} \quad \dots\dots\dots (8.6.24)$$

M_{R2} : 抵抗モーメント (格子に挟まれた未改良土の抵抗は考慮する) ($\text{tf} \cdot \text{m}/\text{m}$)

$$M_{R2} = M_{R1}$$

e : 偏心距離 (m)

$$e = (B/2) - d \quad \dots\dots\dots (8.6.25)$$



$$(\ell_1 \times \gamma_s + \ell_2 \times \gamma_c) \cdot A \leq 2C(B_1 + B_2)\ell_2$$

$$\ell_2 \geq \frac{A(\gamma_s \times \ell_1 + \gamma_c \times \ell_2) + w_1}{2C(B_1 + B_2)}$$

$$= \frac{B_1 \cdot B_2(\gamma_s \times \ell_1 + \gamma_c \times \ell_2) + w_1}{2C(B_1 + B_2)}$$

$\dots\dots (8.6.26)$

ℓ_1 : 砂層の厚さ (m)

γ_s : 砂層の飽和単位重量 (t/m^3)

ℓ_2 : 粘土層への根入れ長 (m)

γ_c : 粘土層の飽和単位重量 (t/m^3)

B_1, B_2 : 格子内壁の幅 (m)

A : 格子断面積 (m^2)

上載荷重 w_1 が作用するときは、式 (8.6.26) に w_1 を考慮する。

b) 粘土層への根入れ長 ℓ_2 が式 (8.6.26) を満足しないとき i) に準ずる。

3) 支持力の検討における改良体の破壊形態は外部安定の範ちゅうに入るが、滑動や転倒の安全率を満足している状態では外力としては受働土圧による極限平衡状態ではなく、主働側と受働側の外力が釣り合った状態にあると考えられる。従って、本検討における外力は内部安定検討用の外力を用いる。

4) 格子に挟まれた未改良土の取扱いには様々な考え方があるが、本マニュアルにおいては、水平方向では未改良土による慣性力は改良体と一体になって作用し、鉛直方向では改良体上面に載る盛土等の荷重は改良体に集中しているの、未改良土には初期応力のみ作用しているという考え方を採っている。図-8.6.8(1)に地盤反力の概念図を示す。

5) 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り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-8.6.8(2)）。

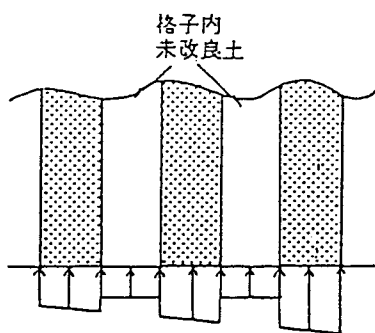


図-8.6.8(1) 地盤反力概念図

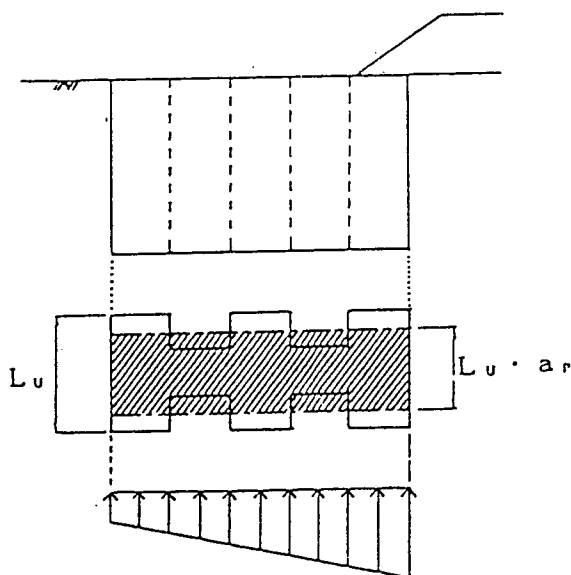


図-8.6.8(2) 地盤反力模式図

6) 改良体が下部粘土層に根入れされている場合には、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。

7) 許容支持力は、次式で求める。

$$q_a = (\alpha \cdot c \cdot N_c + 1/2 \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_r) / F_s + \gamma_z \cdot D_r \cdot N_q \dots\dots (8.6.27)$$

ここで、 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)

γ_z : 基礎底面上部の単位体積重量 (tf/m³)

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)
 N_c, N_r, N_q : 支持力係数
 F_s : 安全率 (1.0)

8. 7 改良体の内的安定の検討

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。

〔解説〕

- 1) 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、改良体格子壁の抜き出しせん断（格子状改良のみ）、鉛直せん断に対する許容応力度を満足しなければならない。
- 2) 許容応力度は、「8. 5 改良体強度の設定」で設定した改良体の強度である。
- 3) 外力は支持力の項で求めた値を用いる。

8. 7. 1 端趾圧

改良体の端趾圧は、改良体の地盤反力の最大値となる。端趾圧が設計に用いる一軸圧縮強さ q_{ua} よりも大きくならないことを確認する。

8. 7. 2 改良体全体の水平せん断および格子壁抜き出しせん断

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抜き出しせん断応力 τ_2 は、設計に用いる改良体のせん断強さ τ_c を超えてはならない。

〔解説〕

- 1) ブロック状改良の場合は、格子壁抜き出しせん断による照査は行なわなくてよい。
- 2) 改良体全体のせん断破壊

$$\tau_1 = \frac{H_z + P_{AHZ} - P_{PHZ}}{a_p \cdot B} \dots\dots\dots (8.7.1)$$

- τ_1 : 改良体の平均せん断応力 (tf/m²)
 H_z : 検討するせん断面上部の改良地盤に作用する慣性力 (tf/m)
 P_{AHZ} : 検討するせん断面上部の改良地盤に作用する主働側土水圧合力 (tf/m)
 P_{PHZ} : 検討するせん断面上部の改良地盤に作用する受働側土水圧合力 (tf/m)

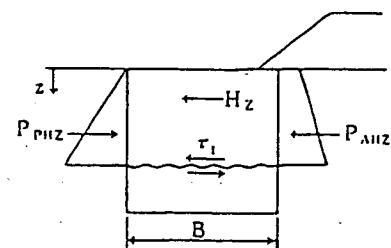


図-8.7.1 改良全体のせん断破壊

3) 格子状改良体の抜出し破壊

$$\tau_z = \frac{H_z \cdot l + P_{AHZ} \cdot l - P_{PHZ}' \cdot l}{b \cdot l + 2 \cdot b \cdot z} \quad \dots\dots\dots (8.7.2)$$

$$P_{PHZ}' = K_o \cdot \gamma_i \cdot z_{ii}$$

- τ_z : 格子状改良体のせん断応力 (tf/m²)
 z : 抜出しせん断検討の深さ (m)
 b : 格子状改良体の厚さ (m)
 l : 対象とする格子状改良体の延長方向の長さ (m)
 P_{PHZ}' : 格子状改良地盤内部の土圧合力 (tf/m)
 K_o : 静止土圧係数

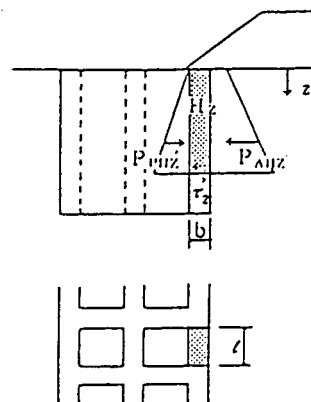


図-8.7.2 格子状改良体の抜出し破壊

4) 改良体全体のせん断破壊は、図-8.7.1 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 を超えないことを確認する。なお、検討にあたっては、格子内部の液状化の可能性のある未改良土のせん断抵抗については無視する。

5) 図-8.7.2 に示すように、盛土側の格子改良壁は盛土側から大きな側圧合力を受ける。一方、格子内部の未改良地盤は格子壁の剛性が高いため、受働土圧が発生するほどの変位は生じない。そのため、格子内部は K_o 土圧が作用すると考える。この状態で、盛土側と格子内部との土圧差に改良壁が耐えられず、格子改良壁の抜け出しによる破壊モードが生ずるかどうかを判定する。

8.7.3 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) 次式により、 τ_v を算出する。

$$\tau_v = \frac{(P_1 - W_1) \cdot a_p \cdot L_u}{D \cdot L_T} \quad \dots\dots\dots (8.7.1)$$

- τ_v : 鉛直せん断強さ (tf/m²)
 P_1 : 改良地盤前趾から鉛直せん断を検討する断面までの地盤反力の合力 (tf/m)
 W_1 : 改良地盤前趾から鉛直せん断を検討する断面までの改良体の全重量 (tf/m)
 D : 改良深さ (m)
 L_u : 改良地盤の鉛直方向の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長さ (m)

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強さの検討を行うものである (図-8.7.3)。

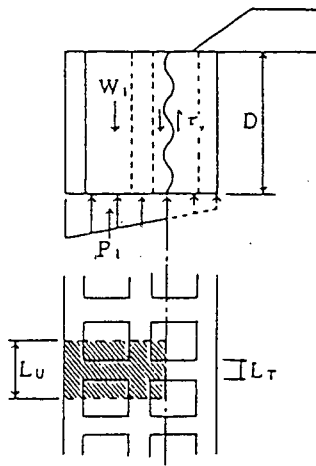


図-8.7.3 鉛直せん断の検討モード

8. 8 全体系の安定

全体の安定の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。

〔解説〕

地震時安全率の算出は、4. 2により行い、4. 3に示される許容安全率を満足することを確認する。

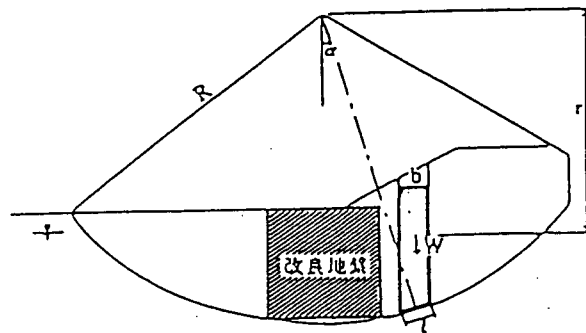


図-8.7.4 円弧すべり概念図

9. 鋼材を用いた対策工法

9. 1 設計の基本方針

- 1) 鋼材を用いた河川堤防の液状化対策工は、堤防法尻付近へ連続壁を設ける対策工を基本とする。
- 2) 設計にあたっては、地震時に堤体側から作用する偏土圧としての盛土自重、土水圧に対して、鋼材の応力度および変位量が所定の許容値以内となるように対策工の仕様（鋼材等による連続壁の種類、鋼材の種類、断面寸法）を設定する。

〔解説〕

- 1) 河川堤防の液状化対策として用いられる鋼材等により連続壁を設ける対策工は、堤体内で水みちを形成させない要請を満足する必要がある、のり尻への打設を基本とする。その構造形態には図-9.1.1に示す種類が考えられる。

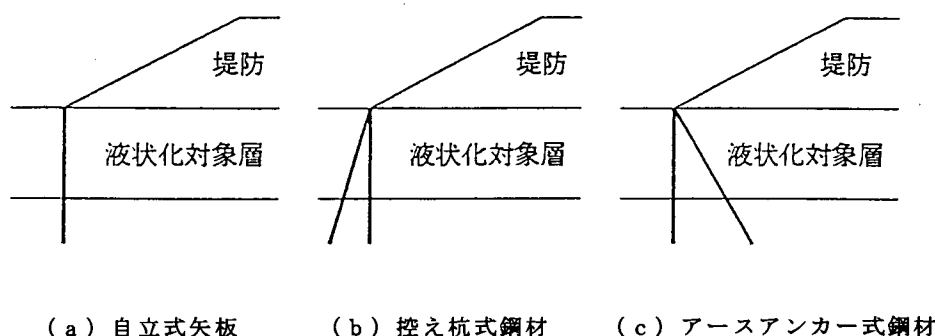


図-9.1.1 鋼材等による連続壁の種類

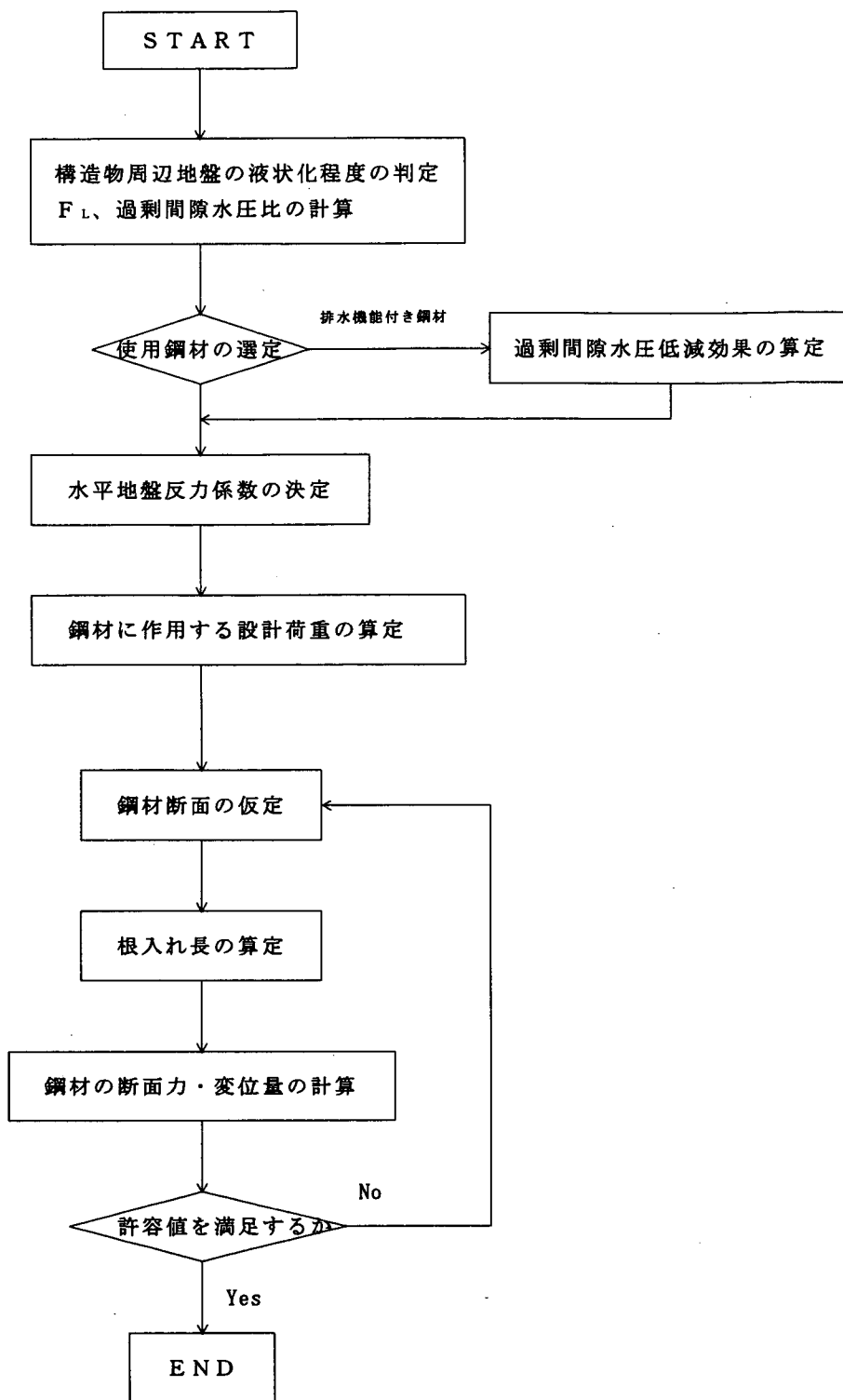
- 2) ここにいう鋼材とは、鋼矢板、鋼管鋼材、鋼管杭を指している。鋼材の種類を表-9.3.1に示す。また、これらの鋼材の中にも通常の鋼材（以下、普通鋼材という）と排水機能付き鋼材（以下、排水鋼材という）がある。普通鋼材による対策はその強度・剛性により堤防の変状を防ぐのに対して、排水鋼材では過剰間隙水圧上昇時に排水をするため、普通鋼材の対策効果に加え、鋼材周辺地盤の強度低下を防止するとともに地盤との‘なじみ’を良くして堤防の変状を防止するものである。ここで言う‘なじみ’とは、具体的には水平方向地盤反力係数の保持、鋼材表面での摩擦力の低減防止、噴砂の抑止などを言う。
- 3) 堤防の安定性の評価は堤体が地震時のすべりに対し所定の安全率を確保するものであるが、鋼材を用いる場合の設計の基本的考え方は、液状化時に作用する土圧外力により鋼材に発生する応力度および変位量が所定の許容値以内であれば鋼材は自立し、堤体のすべりに対する安定性は確保され则认为るものである。ただし、鋼材の根入れ下端以深のすべり安定性の照査を別途行う必要がある。
- 4) 鋼材による連続壁設置の効果は鋼材の曲げ剛性と構造形式、排水機能の有無の組合せにより決定されるため、設計においては経済性、施工性、環境特性に加え、これらの諸点を考慮して鋼材仕様の設定を行う。

9. 2 設計手順

矢板等による連続壁対策工は図-9.2.1 に示す設計手順に基づいて行うこととする。

〔解説〕

- 1) 設計計算モデルは9. 6. 2による。液状化の程度の判定および過剰間隙水圧の評価は、「4. 対策工の必要性の判定」により行う。
- 2) 使用鋼材の選定は、9. 3に従って行う。
- 3) 水平地盤反力係数は、地震時に鋼材に作用する荷重および鋼材に生じるひずみ、変位などの発現挙動ならびに地盤の挙動などから、便宜上、漸増成分と振動成分とに分けることとする。ここにいう漸増成分とは過剰間隙水圧上昇に対応する成分であり、振動成分とはその際の振幅である。なお、鋼材の残留変形には漸増成分が寄与している。
- 4) 水平地盤反力係数の決定は、9. 5によるものとする。
- 5) 矢板に作用する設計荷重は、地盤が液状化する際の矢板両側の土水圧（常時有効土圧、漸増成分、振動成分¹⁾）および盛土上載圧（盛土自重）とし、それぞれの作用方向を考慮している。設計荷重の算定は9. 6. 3による。
- 6) 許容値の照査は矢板断面の応力照査のほか、鋼材の変位を照査するものとする。



図－9.2.1 鋼材を用いた工法の設計手順

9. 3 鋼材の種類、規格および許容応力度

- 1) 使用鋼材は、地震の規模、盛土の形状、液状化層の厚さ、液状化抵抗、地下水面、施工環境などを考慮して選定する。
- 2) 鋼材は表-9.3.1 に示す材料規格および許容応力度に従うものとする。

〔解説〕

- 1) 使用鋼材である普通鋼材と排水鋼材の選定にあたっては、上に述べた諸要因の他、堤防の止水性に十分留意することが大切である。
- 2) 表-9.3.1 に鋼材による連続壁対策工に用いる主な鋼材、材料規格、許容応力度を示す。

表-9.3.1 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 (kgf/cm ²)	許容応力度 の割り増し
鋼 矢 板	SY 295	1,800	施工時 常時の 1.5倍
	SY 390	2,400	
鋼 管 矢 板	SKY 400	1,400	地震時 常時の 1.5倍
	SKY 490	1,900	
鋼 管 杭	SKK 400	1,400	
	SKK 490	1,900	

9. 4 排水機能による過剰間隙水圧低減効果の評価

9. 4. 1 過剰間隙水圧の算定

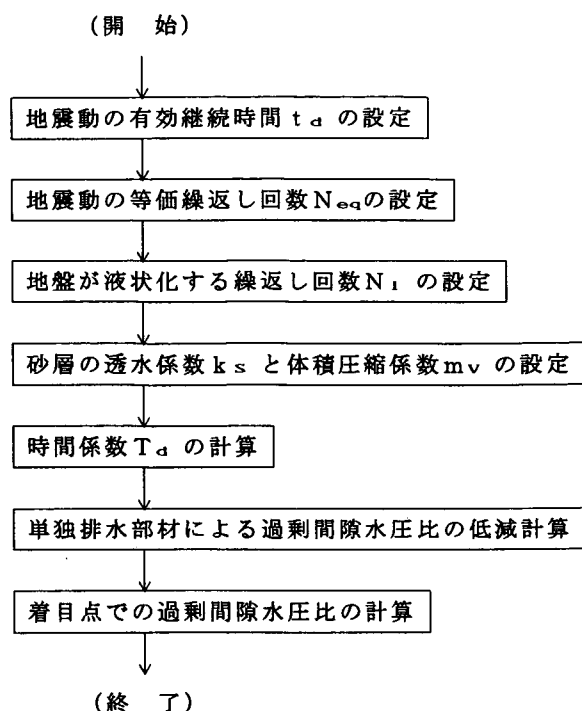
排水鋼材を用いる場合の過剰間隙水圧低減効果は、図-9.4.1.1 に示す手順に基づいて行うこととする。

〔解説〕

既に示したように、使用鋼材に排水鋼材を選定した際は図-9.4.1.1 に示す手順で鋼材周辺の過剰間隙水圧を算定し、設計に用いる水平方向地盤反力係数および荷重等を設定する。なお、普通鋼材を選定した際は、9. 2. 3) に従うことにより本節 9. 4 を省略できる。

排水鋼材で低減し得る過剰間隙水圧の算定にあたっては、排水部材 1 本に対する過剰間隙水圧を算定し、設計用の着目点でそれらを重ね合わせて求める。

まず、対象地震動の有効継続時間 t_d 、地盤の N_{eq}/N_1 を求める。次に非排水条件での過剰間隙水圧比を決定した上で、対象液状化地盤の透水係数 k_s と体積圧縮係数 m_v を用いて単独排水部材周りの過剰間隙水圧比分布を算定し、着目点に影響を及ぼす部材の数だけ個々の消散効果を重ね合わせて過剰間隙比を決定する。



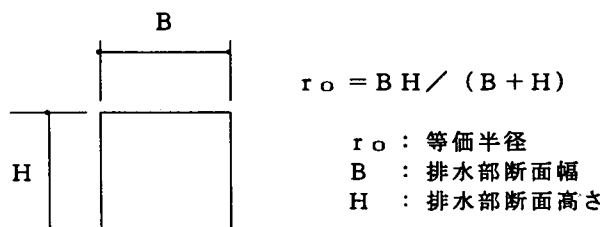
図－9.4.1.1 過剰間隙水圧低減値の算出手順

9.4.2 排水部材の形状および長さ

- 1) 排水部材は、打設時及び地震時に破損せず、かつ十分な排水能力を有するものを用いる。
- 2) 排水部材長は液状化する最下層の下端までを原則とする。

〔解説〕

- 1) 排水部材は、打設時あるいは地盤中に混入するれき等の点荷重、さらには地震時の土圧等により破損しないものとする。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。
- 2) 排水部材に溝形状鋼材を用いる場合、部材周りの過剰間隙水圧比分布を算定するに当たっては、溝形状鋼材を鋼材で形成される矩形断面を円管に置き換えるため、図－9.4.2.1 に示す等価半径²⁾の値を用いる。



図－9.4.2.1 矩形排水断面の等価半径

- 3) 排水部材の長さは液状化する最下層の下端までを原則とするが、それ以深が砂質地盤である場合は液状化地盤からの過剰間隙水圧の伝達を防ぐための適切な長さを加えるものとする。下層の粘性土地盤に貫入する必要はない。

9. 4. 3 地震動の条件

排水部材による過剰間隙水圧低減効果を評価するには、地震動の条件として

- 1) 地震動の有効継続時間 (t_d)
 - 2) 地震動の等価な一定せん断応力の繰返し回数 (N_{eq})
- を設定する必要がある。

〔解説〕

地震動の有効継続時間 (t_d)³⁾ および地震動の等価な一定せん断応力の繰返し回数 (N_{eq})⁴⁾ は7. 4. 5に従い設定する。

9. 4. 4 地盤の液状化強度

排水部材による過剰間隙水圧低減効果を評価するには、一定振幅で換算した地震動で液状化する繰返し回数 (N_1) を適切に設定しなければならない。

〔解説〕

7. 4. 6に準拠する。

9. 4. 5 地盤の材料特性

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、以下の項目を事前に評価しておく必要がある。

- 1) 対象液状化地盤の透水係数 (k_s)
- 2) 対象液状化地盤の体積圧縮係数 (m_v)

〔解説〕

7. 4. 7に準拠する。

9. 4. 6 時間係数

時間係数 (T_1) は式(9. 4. 6. 1) にしたがって計算する。

$$T_1 = k_s \cdot t_1 / (m_v \cdot \gamma_w \cdot r_o^2) \quad (9. 4. 6. 1)$$

ここに、 k_s : 地盤の透水係数 (cm/s)

$$t_1 : N_1 \cdot t_d / N_{eq} \text{ (s)}$$

N_1 : 液状化にいたる繰返し回数

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)

r_o : 排水部材の等価半径 (cm)

〔解説〕

排水に関する設計では、Seedらによる時間係数 (T_d)⁴⁾ に対して、対象地盤が液状化にいたる一定振幅で換算した地震動のせん断応力の繰返し回数 (N_1) と地震動の等価な一定せん断応力の繰返し回数 (N_{eq}) を考慮した時間係数を用いるものとする (7.4.6参照)。

9. 4. 7 単独排水部材周りの過剰間隙水圧比

単独排水部材周りの過剰間隙水圧比の計算は地盤の過剰間隙水圧を求め、Theis の方法とベルヌーイの定理を適用して計算する。

〔解説〕

過剰間隙水圧を消散させる際の排水部材内の流れは過剰間隙水圧および排水部材内の抵抗に依存する。そこで、対象地盤の過剰間隙水圧を 4. 2 に示した式 (4.12) により求め、次いで、流れの抵抗がない場合の時刻 t での排水量を Theis (タイス) の方法⁵⁾ で計算し、流れの抵抗をベルヌーイの定理で評価して排水部材周辺の過剰間隙水圧分布を求めるものとする。

なお、過剰間隙水圧の算定には下記 1) を用いてもよい。

1) De Alba らによる、繰返しせん断により発生する過剰間隙水圧 (u_g)

$$u_g / \sigma_{vo}' = 2/\pi \cdot \sin^{-1}(N_{eq}/N_1)^{1/2\alpha} \quad (9.4.7.1)$$

ここに、 σ_{vo}' : 初期有効上載圧

N_{eq} : 一定振幅に換算した対象地震動の繰返し回数

N_1 : 一定振幅に換算した地震動で液状化する繰返し回数

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

2) Theis (タイス) の方法に関する基本式および解

Theis (タイス) の方法に関する基本式を次に示す。

$$\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} = \frac{\gamma_w m_v}{k} \frac{\partial u}{\partial t} \quad (9.4.7.2)$$

ここに、 u : 排水部材中心から距離 r での過剰間隙水圧

k : 砂の透水係数

γ_w : 水の単位体積重量

m_v : 砂の体積圧縮係数

t : 時間

式 (9.4.7.2) の解を以下に示す。

$$u = u_g - (Q/4\pi k a) W(\mu) \quad (9.4.7.3)$$

ここに、 u_g : 非排水状態の地盤の過剰間隙水圧

Q : 排水量

a : 砂層厚

$W(\mu)$: Wensel の井戸関数 ($\mu = \gamma_w \cdot m_v \cdot r^2 / 4kt$)

3) ベルヌーイの定理

$$H_{q0} = H_q + H_o + H_r \quad (9.4.7.4)$$

ここに、

$$H_{Q_0} = \frac{1}{2g} \frac{Q_0^2}{A} \quad H_Q = \frac{1}{2g} \frac{Q^2}{A}$$

$$Q_0 = \int_z q_{0z} dz \quad Q = \int_z q_z dz$$

$$H_s = \sum_{i=1}^n f_i \frac{V_{hz}^2}{2g} \quad H_f = \int_z f \frac{1}{d} \frac{V_v z^2}{2g} dz$$

H_{Q_0} : 排水量 Q_0 における速度水頭

H_Q : 排水量 Q における速度水頭

H_s : 地盤から排水部材への流入損失

H_f : 排水部材内の摩擦損失

Q_0 : 抵抗を考慮しない場合の全排水量

Q : 抵抗を考慮した場合の全排水量

q_{0z} : 深さ z での抵抗を考慮しない場合の地盤から排水部材への流入量

q_z : 深さ z での抵抗を考慮した場合の地盤から排水部材への流入量

V_{hz} : 深さ z での地盤から排水部材への流入速度

V_{vz} : 深さ z での排水部材内での流速

f_i : 地盤から排水部材への流入損失係数

f : 排水部材内の摩擦損失係数

g : 重力加速度

n : 排水部材の排水孔の個数

d : 排水部材が形成する管路の代表長さ

式(9.4.7.3)より求まる Q_0 を用い、式(9.4.7.4)が成立するまで繰返し収束計算によって排水量 Q を求め、再度式(9.4.7.3)を用いて過剰間隙水圧比分布が算定できる。

9.4.8 着目点での過剰間隙水圧比の計算

排水鋼材においては複数の排水部材の過剰間隙水圧低減効果を考慮する。

〔解説〕

複数の排水部材の効果は個々の排水部材による過剰間隙水圧の消散効果を考慮しなければならない。その際の方法を図-9.4.8.1、図-9.4.8.26)に示し、設計図表の一例を図-9.4.8.3に示す。図-9.4.8.3は矢板の片面に矢板一枚おきに排水部材を取り付けた場合の結果で、縦軸が過剰間隙水圧比、横軸が無次元距離となっている。

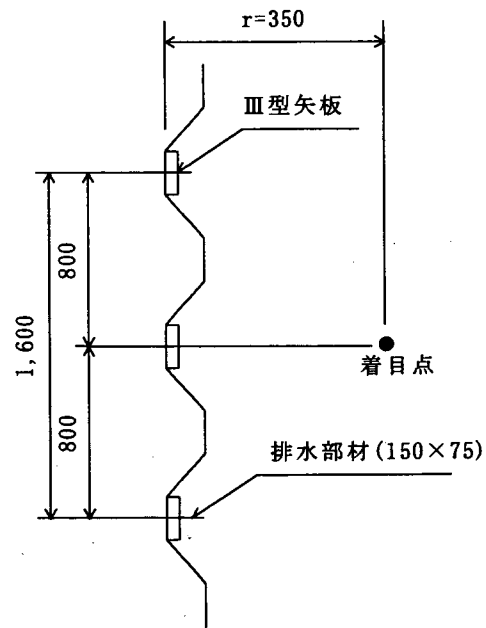


図-9.4.8.1 間隙水圧の重ね合わせ (平面)

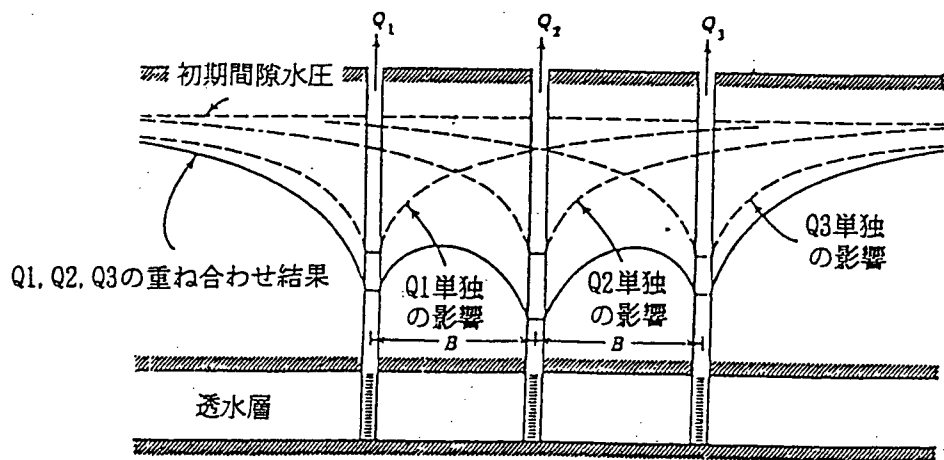


図-9.4.8.2 間隙水圧の重ね合わせ (側面)⁶⁾ (水圧低下量の重ね合わせ)

過剰間隙水圧比

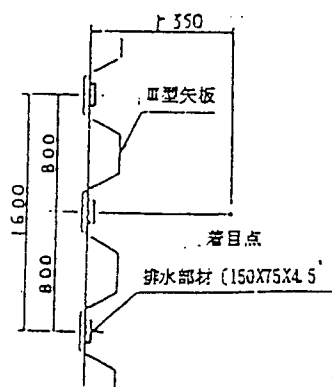
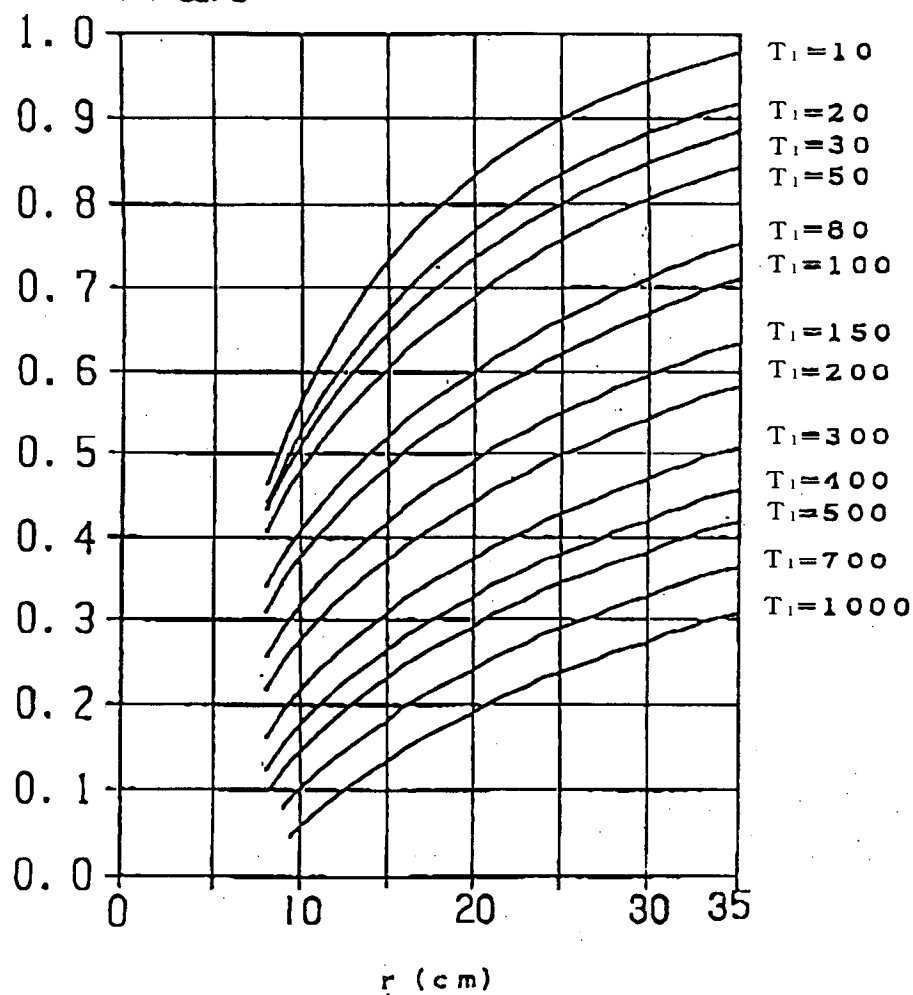


図-9.4.8.3 矢板壁前面での過剰間隙水圧比

9. 5 水平方向の地盤反力係数

9. 5. 1 非液化化時の水平方向地盤反力係数

設計に用いる非液化化時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〕

非液化化時における地盤の水平方向地盤反力係数の算定には以下に示す方法の他、「災害復旧工事の設計要領」（全国防災協会）などを用いることもできる。

「道路橋示方書Ⅳ下部構造編」（日本道路協会、平成2年）

- ・ 水平方向の地盤反力係数

$$k_H = k_{H0} \left[\frac{B_H}{30} \right]^{-3/4} \quad (9.5.1.1)$$

$$k_{H0} = \frac{1}{30} \cdot \alpha \cdot E_0 \quad (9.5.1.2)$$

ここに、

k_H : 水平方向の地盤反力係数 (kgf/cm²)

k_{H0} : 直径30cm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、便宜上 $B_H = 1,000\text{cm}$ とする。

E_0 : 表-9.5.1.1 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-9.5.1.1 に示す。

表-9.5.1.1 E_0 と α

次の試験方法による変形係数 E_0 (kgf/cm ²)	α
直径30cm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	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

9. 5. 2 液状化時の水平方向地盤反力係数

過剰間隙水圧上昇時の水平方向地盤反力係数 (k_h) は鋼材近傍の着目点における過剰間隙水圧比の算定値を用いて常時 (非液状化時) の水平方向地盤反力係数 (k_{h0}) を低減して算定する。このとき、設計荷重が漸増成分と振動成分からなるため、設計用の水平方向地盤反力係数 (k_h) についても漸増成分用 (k_{hs}) と振動成分用 (k_{hd}) に分けて設定する。

〔解説〕

- 1) 液状化時の水平方向地盤反力係数は、9. 5. 1 非液状化時の水平方向地盤反力係数と図-9. 5. 2. 2 に示す鋼材近傍の着目点 A における過剰間隙水圧比を用いて以下の式 (または、図-9. 5. 2. 1) を用いて算定する。

$$\text{普通鋼材} : k_h / k_{h0} = (1 - \Delta u / \sigma_{v0}')^{1.3} \quad (9.5.2.1)$$

$$\text{排水機能付き鋼材} : k_h / k_{h0} = (1 - \Delta u / \sigma_{v0}')^{0.7} \quad (9.5.2.2)$$

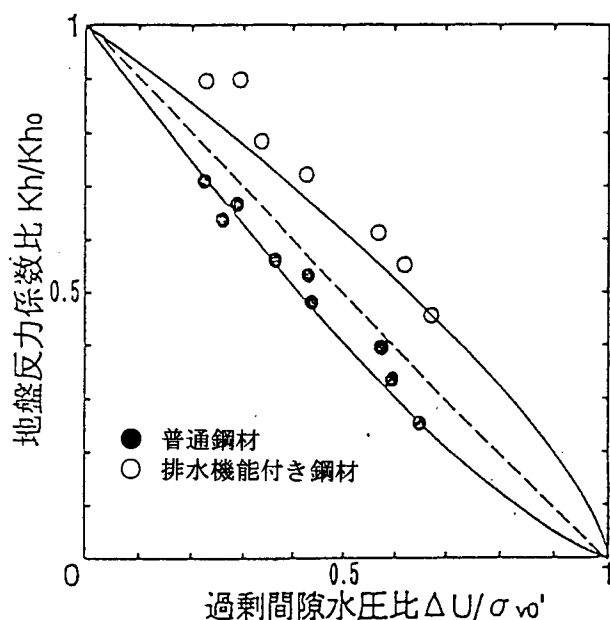


図-9. 5. 2. 1 水平地盤反力係数比と過剰間隙水圧比の関係⁸⁾

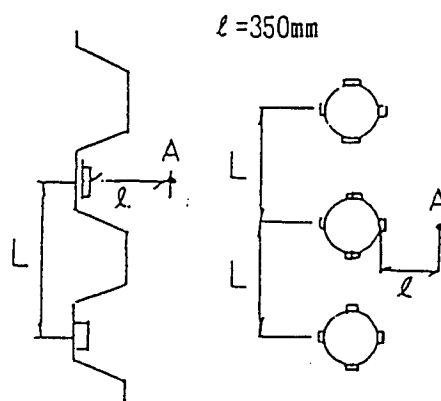


図-9. 5. 2. 2 列状配置での着目点

これらは現場実大実験⁷⁾で得られた結果をもとに、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。模型実験によると過剰間隙水圧比が 1.0 でも水平方向地盤反力係数値が残ることが指摘されているが理屈付けが必ずしも十分でないため、安全側に配慮している。着目点についても現場実大実験での計測点距離を採用しているが、結果として、道路橋示方書にくらべ極めて小さな水平方向地盤反力係数となっている。

- 2) 水平方向地盤反力係数の取り扱いについては次のようである。

過剰間隙水圧が上昇して過剰間隙水圧比が大きくなると、9. 6 に後述するように荷重の漸増成分と振動成分がそれぞれ大きくなり、鋼材の設計に与える影響も大きい。また、それぞれの荷重成分に対して水平方向地盤反力係数の考え方が異なる方が模型実験⁹⁾などの結果から見て合理的である。この点については今後の研究に待たなければならないが、現時点での知見をもとに以下に示す設計手順とした。

使用鋼材に普通鋼材を選定した際の水平地盤反力係数の決定は、式(9.5.2.1)に示す水平方向地盤反力係数比－過剰間隙水圧比関係に基づき行う。

使用鋼材に排水鋼材を選定した際の水平方向地盤反力係数の決定は、 $F_L > 1$ の場合は普通鋼材と同様に式(9.5.2.2)に示す水平地盤反力係数比－過剰間隙水圧比関係に基づき行う。また、 $F_L \leq 1$ の場合は、図－9.5.2.1から求められる水平地盤反力係数値に5%の頭打ちの値を設けて荷重の漸増成分の計算に用いることとする。このことに関しては模型実験において、 F_L に応じて相応の水平地盤反力係数を取り得るとの結果もあるが、実証データが十分でないこともあり、ここでは安全側を指向し、外力には9.6.3に示す考え得る最大の荷重値を、水平方向地盤反力係数には上限値を設けたものである。

手順④の内容を過剰間隙水圧比で分けてまとめると次表のとおりである。

表－9.5.2.1 水平方向地盤反力係数

	$F_L > 1$	$F_L \leq 1$	
普通鋼材	$k_{hd} = k_{hs} = k_h$	$k_{hd} = k_{hs} = k_h = 0$	
排水鋼材	$k_{hd} = k_{hs} = k_h$	$k_h \leq 0.05 k_{ho}$ $k_{hd} = k_{hs} = k_h$	$k_h \geq 0.05 k_{ho}$ $k_{hd} = k_h$ 、 $k_{hs} = 0.05 k_{ho}$

ここに、 F_L ：液状化抵抗率
 k_{hs} ：漸増成分用水平方向地盤反力係数
 k_{hd} ：振動成分用水平方向地盤反力係数
 k_h ：式(9.5.2)による水平方向地盤反力係数

3) 液状化層より上方の非液状化層の取扱い

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、粘性土等の非液状化層がある場合には、安全側の判断として、その層の地盤反力係数を下層と同じ比率で低減させるものとする。

9. 6 鋼材による連続壁の設計

9. 6. 1 一般

鋼材による連続壁対策工の設計にあたっては関連基準に準じて行うことが望ましい。

〔解説〕

鋼矢板、鋼管矢板、鋼管杭に関する河川構造物の基準等として代表的なものを以下に示す。

- 1) 災害復旧工事の設計要領（全国防災研究会）
- 2) 河川改修事業関係例規集（日本河川協会）
- 3) 建設省河川砂防技術基準（案）（日本河川協会）
- 4) 土地改良事業標準設計（農林水産省構造改善局）

この他に各地方自治体で、地域の特性を考慮した基準・内規等が規定されている。

9. 6. 2 設計計算モデル

設計計算モデルは鋼材を弾性床上の梁として計算する。

〔解説〕

設計計算モデルの例を図-9.6.2.1に示す。鋼材が形成する壁体に外力として液状化時（過剰間隙水圧上昇時）の荷重を、鋼材壁両側での荷重の方向を考慮して作用させ、これに対して水平方向地盤反力係数によって表される抵抗を考慮したモデルを考える。

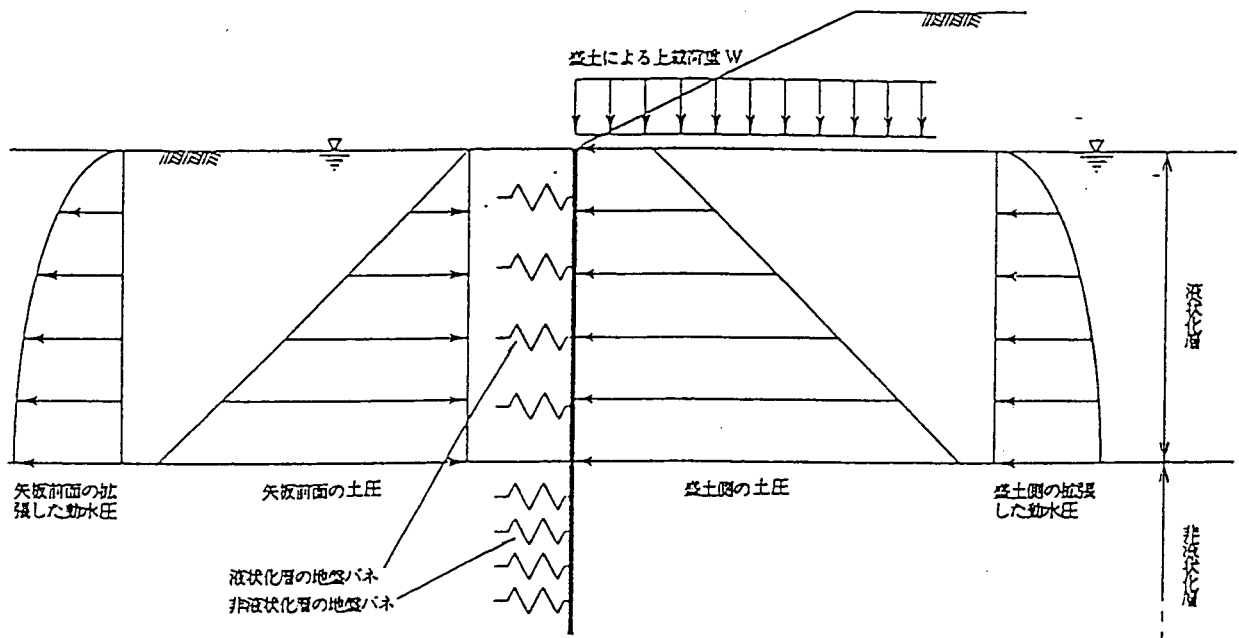


図-9.6.2.1 盛土対策工の計算モデル例

9. 6. 3 設計荷重

設計荷重は過剰間隙水圧の上昇を考慮し、盛土の上載荷重、土水圧の漸増成分、振動成分（拡張した動水圧）を鋼材で形成される壁体に作用させる。

〔解説〕

過剰間隙水圧比が小さい場合は対象地盤は地盤としての特性を保持しているため、土圧論に基づく荷重を作用させることが考えられるが、ここでは、盛土の上載荷重の他に設計の簡便さと安全側を配慮した荷重として K 。土圧の常時土圧（式(9.6.3.1)）、および液圧型の作用荷重（土水圧の漸増成分：式(9.6.3.2)、振動成分：拡張した動水圧：式(9.6.3.6)）を過剰間隙水圧が発生する全領域に適用することとした。通常、地盤の液状化は全層同時に起こるものでないため、盛土の上載圧も液圧的に作用することがないが、これを液圧的に作用させているのは安全側の設定と考えられる。

液状化時に矢板に作用する土圧は、常時の土圧と過剰間隙水圧の上昇に伴う漸増成分および振動成分（拡張した動水圧）で構成される。

1) 常時土圧と漸増成分

常時の土圧は以下の式で求められる。

$$p_{oi} = K_o \cdot \sigma_{vo}' \quad (9.6.3.1)$$

K_o : i 層の常時の土圧係数 ($K_o = 0.5$)

P_{oi} : i 層の常時土圧 (tf/m^2)

σ_{vo}' : 有効上載圧

土圧の漸増成分は、液状化過程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。

$$p_{ei} = \{(1 - K_o) \cdot \sigma_{vo}'\} R_{ui} \quad (9.6.3.2)$$

K_{oi} : i 層の常時の土圧係数

p_{ei} : i 層の土圧の漸増成分 (tf/m^2)

R_{ui} : i 層の過剰間隙水圧比

したがって、液状化過程における常時土圧と漸増成分の合計は以下の式で表される。

$$p = p_{oi} + p_{ei} = \{K_o + (1 - K_o) \cdot R_{ui}\} \cdot \sigma_{vo}' \quad (9.6.3.3)$$

p : 常時土圧 + 漸増成分

液状化過程における矢板に作用する荷重は、盛土内側から作用する土圧と盛土外側から作用する土圧の差として求められる。したがって、矢板に作用する荷重（振動成分を除く）は以下の式で求められる。

$$\begin{aligned} p_{oei} &= p_{in} - p_{out} \\ &= \{K_o + (1 - K_o) \cdot R_{ui}\} \cdot (\sum \gamma_i \cdot h_i + w) \\ &\quad - \{K_o + (1 - K_o) \cdot R_{ui}\} \cdot (\sum \gamma_i \cdot h_i) \\ &= \{K_o + (1 - K_o) \cdot R_{ui}\} \cdot w \end{aligned} \quad (9.6.3.4)$$

p_{oei} : 矢板に作用する荷重（振動成分を除く）

p_{in} : 盛土内側から矢板に作用する土圧

p_{out} : 盛土外側から矢板に作用する土圧

γ_i : i 層の土の有効単位体積重量 (t/m^3)

h_i : i 層の厚さ (m)

w : 盛土の平均上載荷重 (盛土重量/盛土幅) (t/m^2)

$R_{ui} = 1$ のとき、以下ようになる。

$$p_{oei} = w \quad (9.6.3.5)$$

なお、盛土の平均上載荷重は、8.6.1に準じる。

2) 振動成分 (拡張した動水圧)

拡張した動水圧はダムに関する Westergaard式を基本とし、以下の式によるものとする。

$$p_{dwi} = 7/8 \cdot k_H \cdot (\gamma_w + R_u \cdot \gamma_i) \sqrt{(h_i \cdot z_w)} \quad (9.6.3.6)$$

p_{dwi} : 水位面から深さ z_w における拡張した動水圧

γ_i : i 層の土の有効単位体積重量 (tf/m^3)

k_H : 設計水平震度

z_w : 動水圧を計算する点の水位面からの深さ (m)

h_i : 液状化層の厚さ (m)

3) 排水機能付きを用いた場合の土圧の評価

土圧を算定する際の過剰間隙水圧は、排水機能による効果を見込んだものではなく、原地盤での値を用いるものとする。

9. 7 根入れ長

鋼材の根入れ長 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。

$$L = 2 / \beta \quad (9.7.1)$$

ここに、 β : 特性値 ($= (k_b \cdot D / 4EI)^{1/4}$) ($1/\text{m}$)

k_b : 水平方向地盤反力係数 (tf/m^3)

D : 矢板幅 (m)

E : 鋼材の弾性係数 (tf/m^2)

I : 対策連続壁の断面 2 次モーメント (m^4)

〔解説〕

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、山留め構造物で規定されている上式¹¹⁾を準用することとした。

9. 8 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〕

鋼材の設計計算結果の照査としては鋼材断面の応力度、鋼材の変位量がある。鋼材断面の応力度については簡単に照査が可能であるが、鋼材の変位量については盛土の高さ、液状化層の厚さ、盛土周辺的环境など種々の検討要因があり、現段階では一意的照査が困難であるため、上述の条文とした。ここでは、鋼材の変位量を規定する際の照査値の設定方法の例を記すに止める。

① 盛土天端の沈下量制限：盛土高さを基準に許容沈下量を設定し（例えば10～30cm）、その沈下体積が鋼材の水平変位による体積変化に等しいとする。

② 周辺環境：たとえば、

- ・ 隣接構造物等への影響（水平変位）を基準とする。

- ・ 堤防上に道路がある場合に通行状態を確保し得る沈下基準を設ける。

設定許容沈下量に対して矢板の水平変位が大きい場合は、鋼材断面の変更、あるいは杭またはアンカーのピッチ（図-9.1.1(b)～(c) 参照）の変更などにより対処する。

なお、一般に、盛土直下を改良しない他の液状化対策工の許容沈下量の設定についても、液状化層自体の沈下や対策工部の変形等を考慮した盛土変状に関する検討が今後とも必要である。

9. 9 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〕

- 1) 一般に、9. 7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、鋼材下端以深を通るすべり計算を行い、盛土の全体安定を検討する。
- 2) 地震時安全率の算出は4. 2により行い、4. 3に示される許容安全率を満足することを確認する。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所：耐震地盤改良工法に関する共同研究報告書（その6）、共同研究報告書第68号、1992.
- 2) (社) 日本機械学会：技術資料 管路・ダクトの流体抵抗、1979.
- 3) Tokimatsu K. and Yoshimi Y.: Effects of Vertical Drains on the Bearing Capacity of Saturated Sand during Earthquakes. Proc. International Conference on Engineering for Protection from Natural Disasters. pp.643～655. 1980.
- 4) Seed H.B.: Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground during Earthquakes. J. GED. ASCE. Vol. 105, NoGT2. PP201 ～255, 1979.
- 5) 本間：水理学、丸善、1968.
- 6) David K. Todd: Ground Water Hydrology, JOHN WILEY & SONS, INC., USA.
- 7) 才村他：排水機能付き鋼杭の液状化抑止効果に関する現場実験（その2）、第27回土質工学研究発表会、平成4年
- 8) (財) 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、平成4年
- 9) 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、1995
- 10) (社) 日本建築学会：山留め設計施工指針、丸善、昭和63年1月
- 11) (社) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説、1989
- 12) 玉光他：新体系土木工学74 堤防の設計と施工ー海外の事例を中心としてー、技報堂、1991
- 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：盛土耐震補強工法の手引(案)、1979

□ 施 工 編

1. 液状化対策工法の概要

このマニュアルで用いられる液状化対策工法は、①締固め工法、②ドレーン工法、③固結工法、④鋼材工法の4種類であり、各種対策工法に所属する工法名は以下に示すとおりである。

締固め工法	ドレーン工法	固 結 工 法	鋼 材 工 法
振動締固め工法 静的締固め工法	自然材料工法 人工材料工法	機械攪拌工法 高圧噴射攪拌工法 注入工法	自立（鋼管）矢板工法

1. 1 締固め工法

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、碎石やソイルモルタルの固結体などの材料や特殊石灰などの膨張性の材料を注入すること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。

工法の特徴： 締固め工法の特徴は、大深度・高密度化が可能で、改良効果の信頼性が高い。

工法の用途： 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が、既設構造物近傍での施工例は比較的多い。

1. 2 ドレーン工法

工法の原理： ドレーン工法は、礫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、地震時に砂層内に生じる間隙水圧の上昇を抑えて液状化を防止しようとする工法である。

工法の特徴： ドレーン工法の特徴としては、①施工に伴う振動・騒音が少ないこと、②施工に伴う地盤変形が極めて小さいことなどがある。

工法の用途： 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によく使用される。

1. 3 固結工法

工法の原理： 固結工法は、地盤と固化材を機械や高圧噴射で攪拌したり、薬液を地盤に注入することにより地盤を固化させて液状化しない地盤にする工法である。また、格子状やブロック状に改良することにより、盛土・地盤の変形を抑制しようとする工法である。

工法の特徴： 固結工法の特徴は、①施工に伴う騒音・振動が少ないこと、②対象地盤に応じた固化材を添加することで信頼性の高い改良が可能である。

工法の用途： 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細粒分が比較的多く締固め工法が適用しにくい地盤などによく使用される。

1. 4 鋼材工法

工法の原理： 鋼材工法は、鋼矢板、鋼管矢板、鋼管杭などの鋼材を地盤に打ち込むことにより、すべり破壊を防止するとともに、液状化による地盤の強度低下に伴う側方流動などを防ぐ工法である。また、鋼材近傍に排水性部材を設けて排水機能を付加させることにより、鋼材周辺地盤の過剰間隙水圧の上昇を抑制し、鋼材周辺の地盤の剛性を保持することにより一層の効果が期待できる。

工法の特徴： 鋼材工法の特徴は、①施工機械が簡易であること、②工期が短いことなどである。

工法の用途： 施工条件に応じた施工機、施工法を選択することにより、種編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などでの施工が可能である。

2. 締固め工法

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により、砂地盤の密度増大や地盤の側方拘束を高めて、改良範囲内の地盤の液状化強度を高める工法である。施工方法により、振動締固め工法と静的締固め工法に分類できる。

2. 1 振動締固め工法

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。本マニュアルにおいては、対象が既設堤防に特定されるため、適応性の高い①～③の工法に限定し解説を加えるものとする。

なお、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、大容量パイプロフロットの各工法が開発されている。

- ① サンドコンパクションパイル工法
 - ② 振動棒工法
 - ③ パイプロフローテーション工法

- ④ 重錘落下（動圧密）工法
- ⑤ 表層締固め（パイプロタンパー）工法

2. 1. 1 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-2.1.1 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-2.1.1 に示すように施工法では、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、 $\phi 400 \sim 500\text{mm}$ のケーシングパイプを用い、 $\phi 700\text{mm}$ 程度の砂杭をつくるのが一般的である。

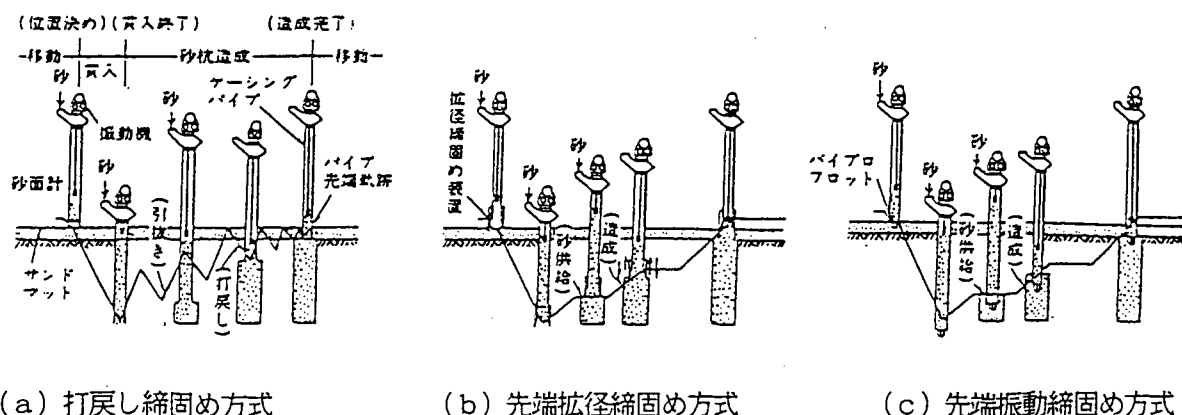


図-2.1.1 サンドコンパクションパイル工法の施工方法¹⁾

(2) 振動棒 (ロッドコンパクション) 工法

振動棒工法は、上下水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-2.1.2 に代表的な振動棒工法の施工方法を示す。

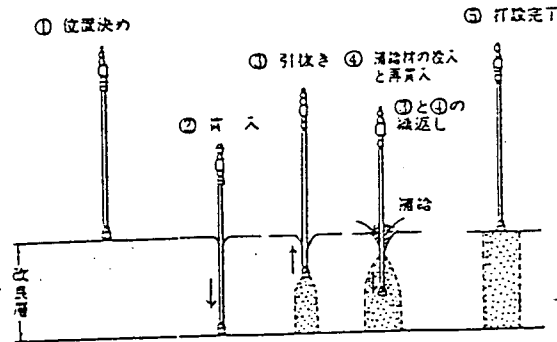


図-2.1.2 振動棒工法の施工方法¹⁾

(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を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、地表より補給材を供給し、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・締め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-2.1.3 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。

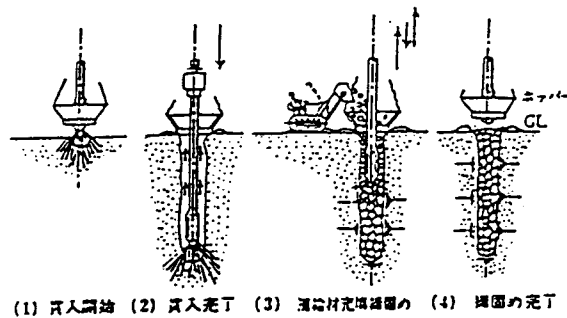


図-2.1.3 バイブロフローテーション工法の施工方法¹⁾

2. 1. 2 施工仕様

(1) 改良仕様

各工法の改良仕様を表-2.1.1 に示す。

表-2.1.1 各工法の改良仕様²⁾

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-35m程度	25~30程度40限界	鉛直振動主体、比較的有り
振動棒工法	GL-20m程度	15~20程度まで	鉛直振動主体、比較的有り
バイブロフローテーション工法	GL-20m程度	15~20程度まで	水平振動主体、比較的少

(2) 使用材料

締固め工法の補給材料については、以下のようなものを使用されている。

① サンドコンパクションパイル工法

0.075mm 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が、特に現地砂が使用可能である場合は経済的な工法となる。

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5~40mm (単粒度碎石4号、コンクリート碎石など) 程度の碎石・砂利・鉋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φ20~40mm程度の碎石が望ましい。

使用材料として碎石は全工法に用いられ、サンドコンパクションパイルではスラグも用いられる。表-2.1.2 に各工法の使用材料を示す。

表-2.1.2 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-2.1.4 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-2.1.5 に示す。振動棒工法の配置は正方形配置を標準とする。

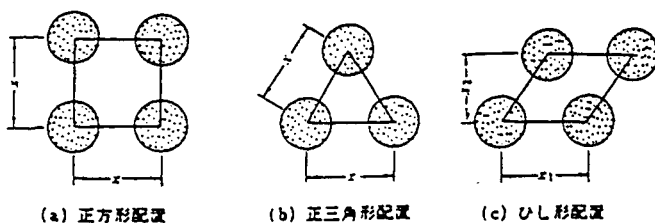


図-2.1.4 サンドコンパクションパイルの配置例¹⁾

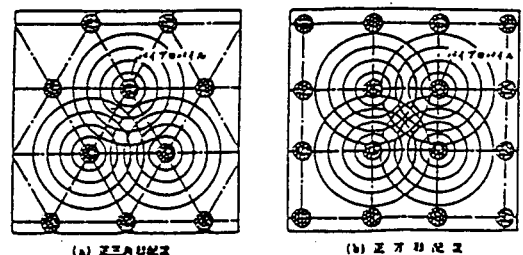


図-2.1.5 バイブロフローテーションの配置例¹⁾

2. 1. 3 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-2.1.6 に示し、仕様の例を表-2.1.3 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、40tfクラスのクローラクレーンにリーダーを取り付けたものが一般に用いられる。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）とレシーバータンク（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（ $\phi 200$ ）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88tf、180kw）を使用する場合がある。

表-2.1.3 サンドコンパクションパイルの機械仕様例

機 種	規 格	単位	打 設 長		摘 要
			20m以下	20mを超え 35m以下	
クローラ式サンドパイル打機 (リーダー式)	バイブロ出力75kw リーダー長 30m (35~37 t吊)	台	1	—	
	バイブロ出力120kw リーダー長 30~45m (40~50 t吊)	台	—	1	
空気圧縮機	可搬式スクリー 10.5~11.0 m ³ /min	台	1	—	
	可搬式スクリー 17 m ³ /min	台	—	1	
空気槽	3 m ³ 7 kg/cm ³	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 m ³	台	1	—	
	ホイール式 1.2 m ³	台	—	1	
施工管理計		台	1	1	

(注) 打設長が12mを超え20m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-2.1.7 に示す。施工機械の仕様は、標準的なものを示した。

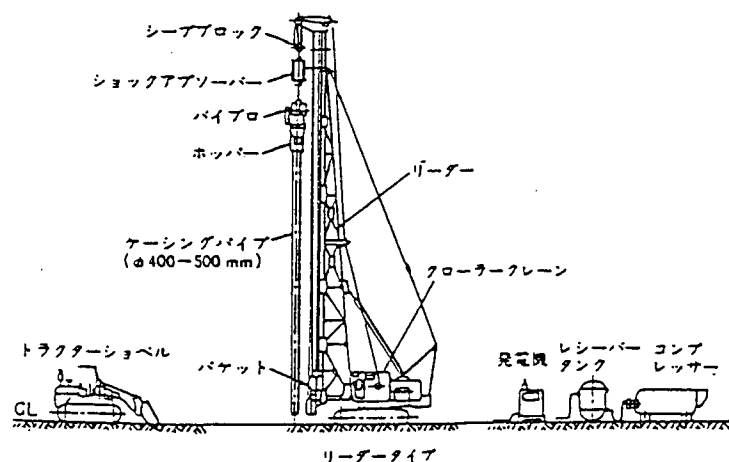


図-2.1.6 サンドコンパクションパイル工法の施工機械¹⁾

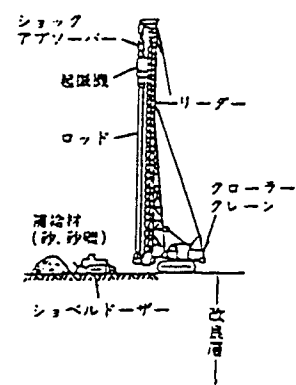


図-2.1.7 振動棒工法の施工機械¹⁾

(3) バイプロフローテーション工法

バイプロフローテーション工法では、20tfクローラークレーンで水平振動を発生するバイプロフロットを吊り下げて施工を行う。通用、バイプロフロット先端から射水するための給排水設備も必要となる。バイプロフロットの仕様を表-2.1.4 に、施工機械の構成図を図-2.1.8 に、施工機械の仕様を表-2.1.5 に示す。

バイプ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・低騒音な工法であるが、施工深度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のものとして、大型のバイプ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-2.1.4 には、従来のバイプロフロットの仕様と比較して、大型バイプロフロットの仕様も示している。

表-2.1.4 バイプロフロットの諸元

諸 元	従 来 型			大型バイプロフロット
	15HP型	20HP型	30HP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 (tonf)	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 (tonf)	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-2.1.5 バイプ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
バイプロフロット	表-2.1.4
クローラクレーン	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 m ³ 程度
給排水設備	給水量 : 300～450 ℓ/min 給水圧力: 3 ～ 8 kg/cm ・タービンポンプ (25～30HP) ・水中ポンプ (10～15HP) ・サンドポンプ (15HP) ・給排水用貯水槽 (3 ～ 6m ³ 程度)
電力設備	バイプロフロット: 15HP 11kW 20HP 15kW 30HP 22kW 給水設備: 水中ポンプ 15HP, 11kW 送水設備: タービンポンプ 25HP, 19kW 排水設備: サンドポンプ 15HP, 11kW 照明、その他予備電力

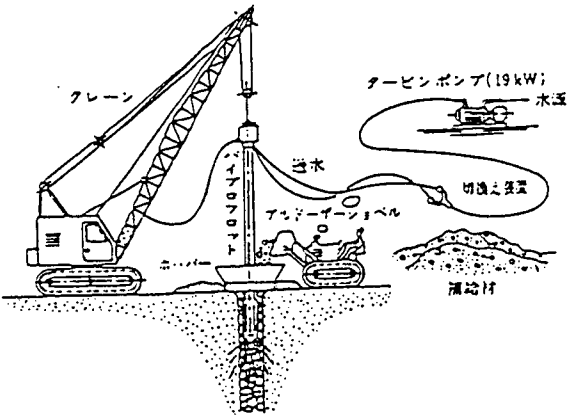


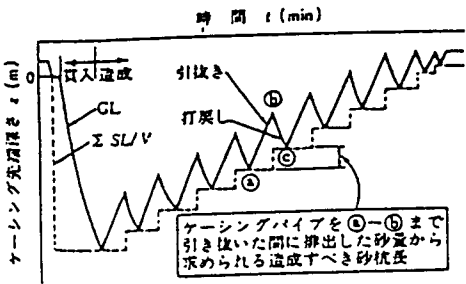
図-2.1.8 施工機材 (組合せ一例)¹⁾

2. 1. 4 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ていることである。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っている。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-2.19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ち戻すことで行う。他の施工方式でも深度計と砂面積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-2.1.9 に示すような記事を付記する。



(a) 施工記録 (オシロ)

海上工事	陸上工事
・ 施工年月日 ・ 砂杭No. ・ 施工該域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 (m ³ /本) など	・ 施工年月日 ・ 砂杭No. ・ 施工該域No. ・ 砂杭長 ・ 使用砂量など

(b) 記録に付記する記事

図-2.1.9 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-2.1.6 に示す。表に示したものは一般に行われる管理で、そのほか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細粒分含有率を採取し、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-2.1.6 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 ・施工深度の確認 ・各深度ごとの砂量の確認 ・使用材料の品質	・測量 ・目杭で表示 ・自動記録計（GL計）による施工深度の管理 ・自動記録計（SL計）による砂量の管理 ・粒度試験 ・体積変化率の測定	・施工位置のずれ量 ・施工深度 ・深度ごとの砂量 ・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

(2) 振動棒工法

地盤改良においては、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が計画通り行われているかを管理するために貫入深度を記録する自動深度計を取り付ける。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予め実測しておき、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-2.1.7 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を考慮して決める必要がある。

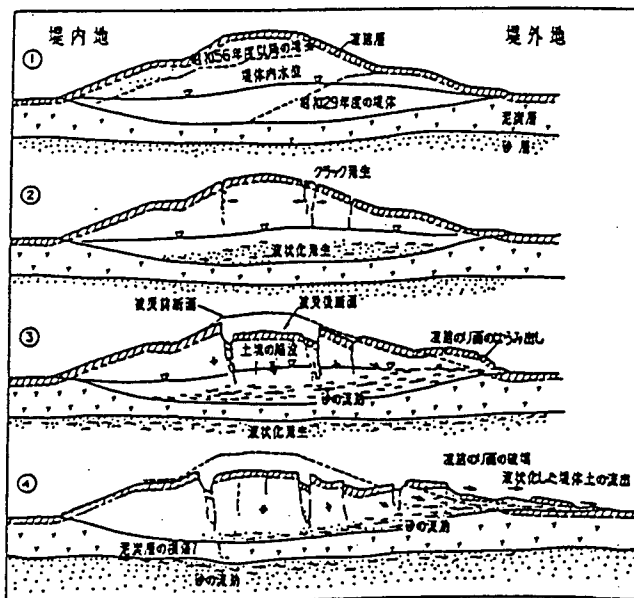
表-2.1.7 バイプロフローテーション工法における施工管理¹⁾

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 ・自記電流計 ・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	・電流計による自記記録 ・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 ・加速度計、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

2. 1. 5 適用事例

○ 河川堤防の復旧事例⁴⁾

1993年釧路沖地震により釧路川遊水池右岸、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-2.1.10に示すように、被害の原因は、沖積砂層と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。



- 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、のり尻部がはらみだした。
- 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-2.1.10 堤防の崩壊機構の概念図

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-2.1.11に対策工の代表的な断面を、図-2.1.12にチェックボーリングによるN値の変化を示す。

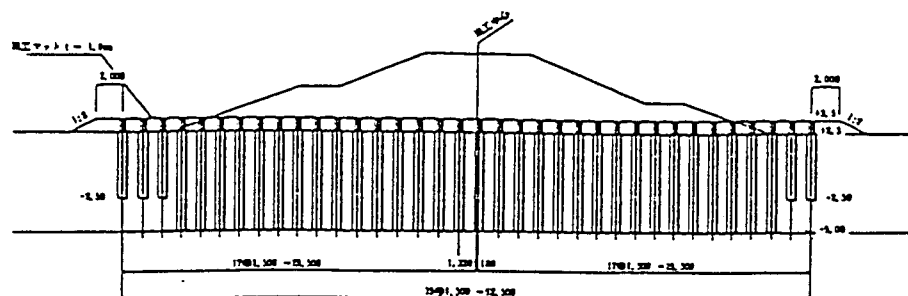


図-2.1.11 対策工の代表的な断面

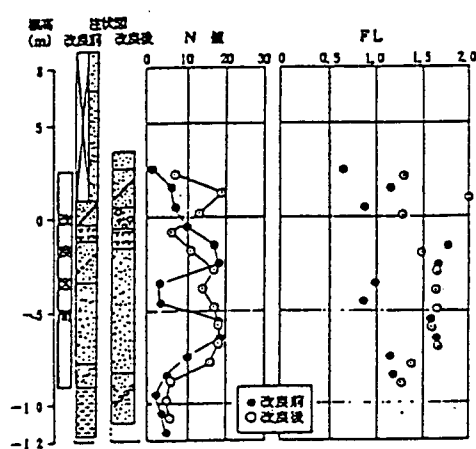


図-2.1.12 チェックボーリング結果

〔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 ―、1990.1.
- 4) 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、平成6年2月、pp.136～141

2. 2 静的締固め工法

A. コンパクショングラウチング工法

コンパクショングラウチングは、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。

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 $30\text{kgf/cm}^2 \sim 150\text{kgf/cm}^2$ 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。

2. 2 A. 1 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-2.2A.1に示す。

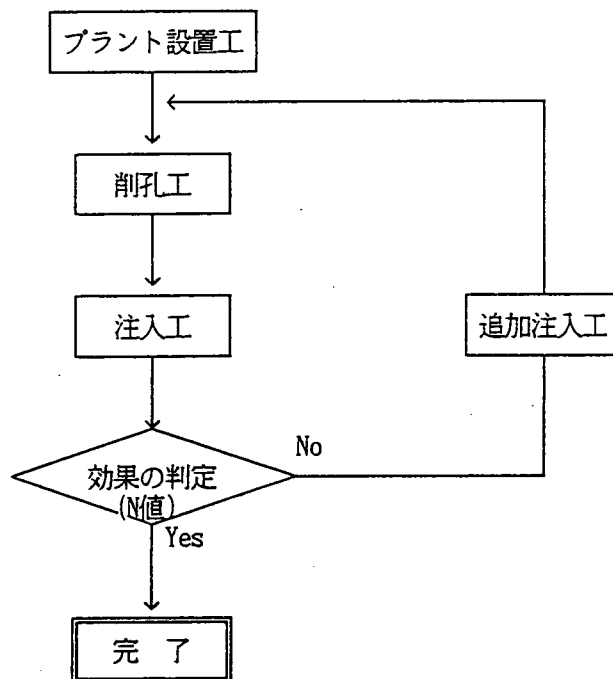


図-2.2A.1 標準的な施工フロー

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、シルト・山砂・豆砂利をトンバックにて搬入し、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-2.2A.2とするが、詳細は、現地検討の上決定する。

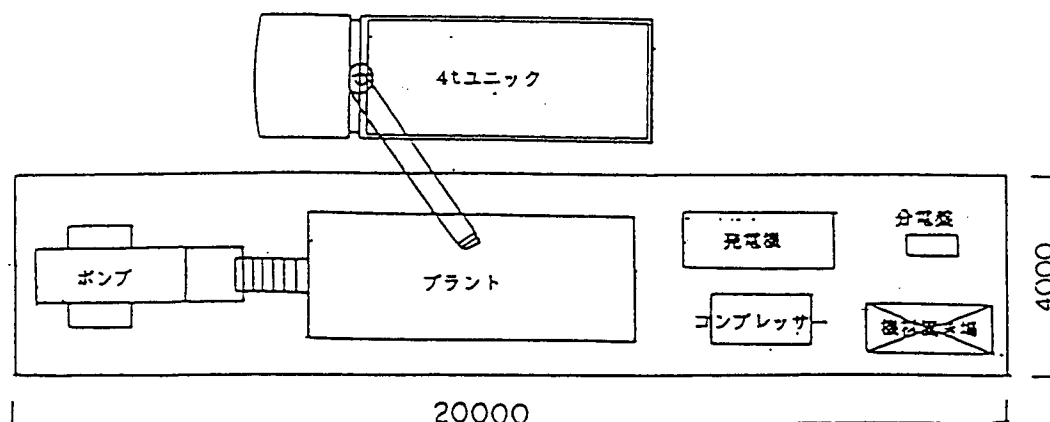


図-2.2A.2 プラント配置図

② 削孔工

削孔位置にボーリングマシンを据え付け、内径 ϕ 2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・注入ホースを取り付け、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33cmを基本とする。

削孔・注入工の標準的な施工手順を図-2.2A.3に示す。

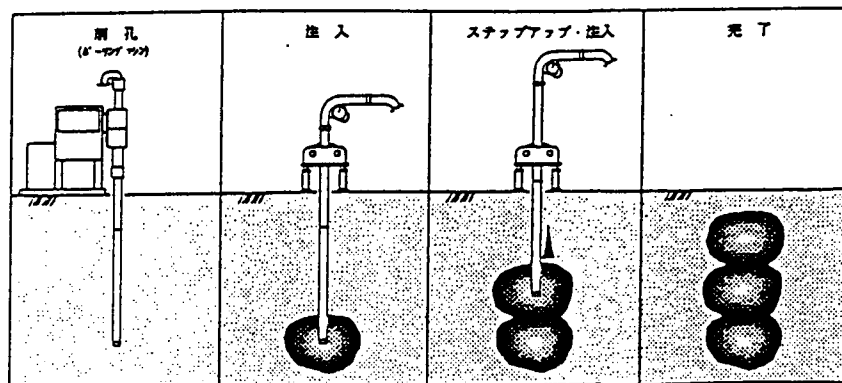


図-2.2A.3 標準的な施工手順

2. 2 A. 2 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。

施工深度についても制限はない。

2. 改良杭径および配置

改良杭径は、注入量によりコントロールする。一般的な範囲を表-2.2A.1に示す。

配置ピッチは設計により改良率（面積率）を決定し、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-2.2A.1 改良杭径

1 m当り注入量 (ℓ)	改良杭径 (cm)
200	45 ~ 50
300	55 ~ 60
400	65 ~ 70

収縮係数 : $\alpha = 0.8 \sim 1.0$

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-2.2A.2に示す。

表-2.2A.2 標準配合

シルト分	0.074mm 以下	208 kg
砂 分	0.074 ~ 2.0mm	832 kg
礫 分	2.0 ~ 10 mm	320 kg
セメント		160 kg
水		426 kg
計		1.0 m ³

(1.0m³当り : 固結体の強度 $\sigma_{28} = 30\text{kgf/cm}^2$ と設定)

※ ただし、シルト・砂・礫の真比重 2.6、セメントの真比重 3.14 とし計算。

2.2A.3 施工機械

標準的な施工機械を表-2.2A.3に示す。注入プラントは、注入位置から60m以内に設置され、その必要面積は材料置場を含み約 200m²である。

表-2.2A.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-150H	容量 7.6m ³ 40HP 200V	4.5 t
注入ポンプ	DGS 2015	注入圧力最大 140kgf/cm ³ 50HP 200V	2.25 t
注入管リフト装置	PQ-60	引抜能力 20t 2.3kW 200V	0.1 t
バックホウ		0.4m ³	10.6 t
ゼネレータ		100kVA	2.7 t
コンプレッサ		50HP	0.9 t

2. 2 A. 4 施工管理

プロセスチャートに沿って、管理項目、管理基準および管理方法の一例を示せば以下のとおりである。

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	±10cm以内 管理者立会	スケール (7-キंग) 目 視 (7-キंग)	各 孔 —
ボーリングマシン設置 ↓	角 度	± 0.5° 以内	水準器、スラトルル	各 孔
削 孔 ↓	削孔角度 削孔深度	± 0.5° 以内 設計値以上	水準器、スラトルル ロッド長・残尺・スケール	各 孔 各 孔
注入材 ↓	配 合 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110kgf/cm³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. 2 A. 5 適用事例

効果の確認は 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。

B. 特殊石灰パイル工法

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し、その時の圧力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。

特殊石灰パイル工法には、次の特徴があげられる。

- 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。

2. 2 B. 1 施工方法

(1) 打設方法

ケーシングオーガー方式では、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50cmの特殊石灰パイルを造成する。

図-2.2B.1にパイルの打設手順を、図-2.2B.2に材料混合手順と合わせた打設フロー図を示す。

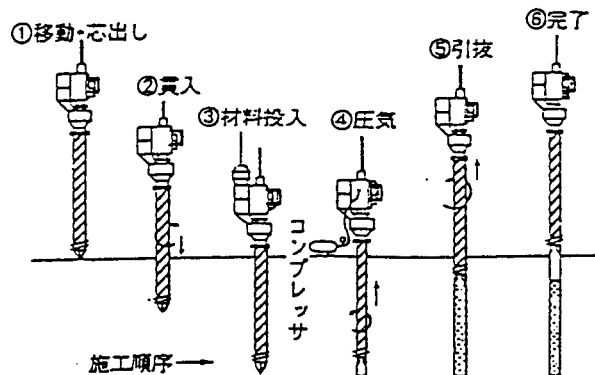


図-2.2B.1 打設手順

(2) 材料の混合

特殊石灰パイル工法の材料混合では、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。

代表的な材料混合手順を図-2.2B.3に示す。

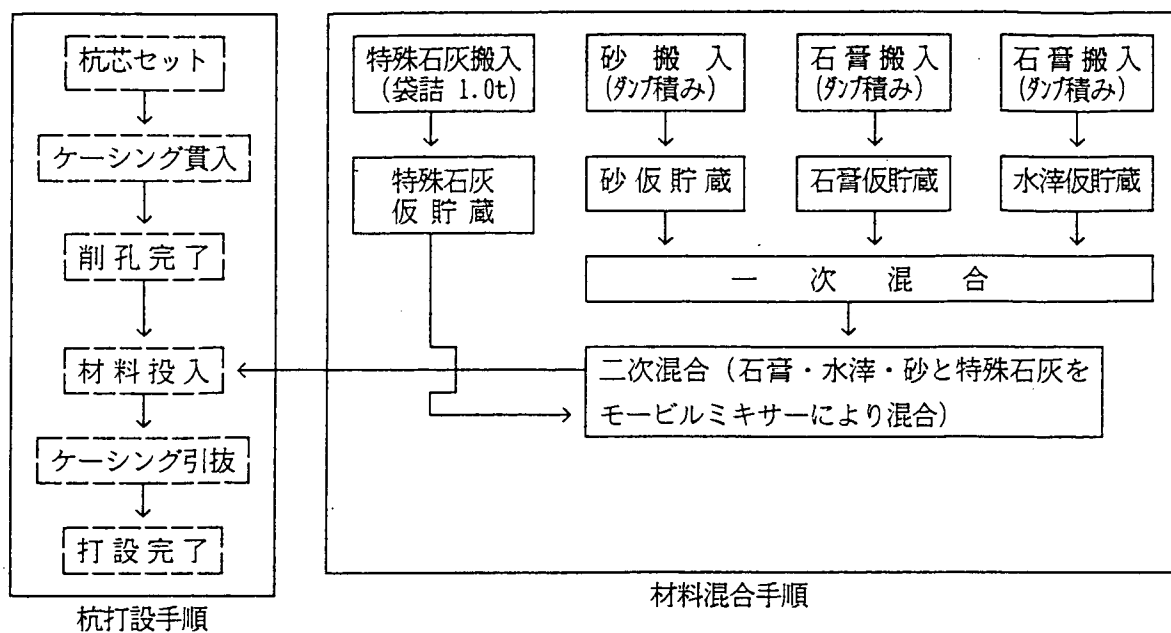


図-2.2B.2 材料の混合手順

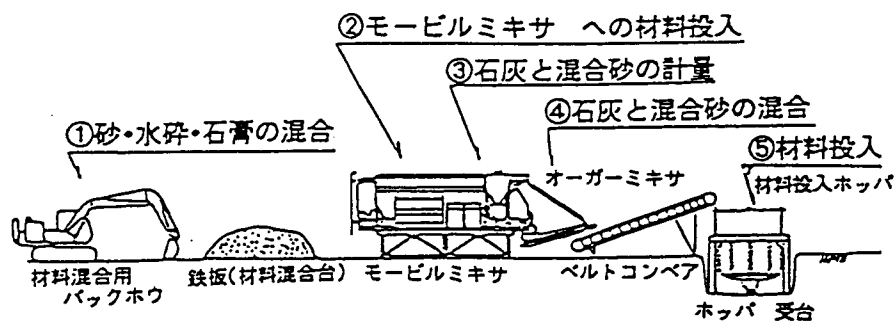


図-2.2B.3 材料混合手順

2. 2 B. 2 施工仕様

(1) 適用地盤および改良深度

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。通常施工ではN値15程度まで可能であるが、N値20前後の硬質な層に当たる場合でも、現場に応じたケースバイケースの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20m以下とする。他の対策を兼用した目的で改良する場合には、継杭施工により、最大35mまでの貫入が可能である。

(2) 打設径および打設ピッチ

φ400 ケーシングにφ500 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φ500 の特殊石灰パイルを打設する。反応後、約φ60cmに膨張する。

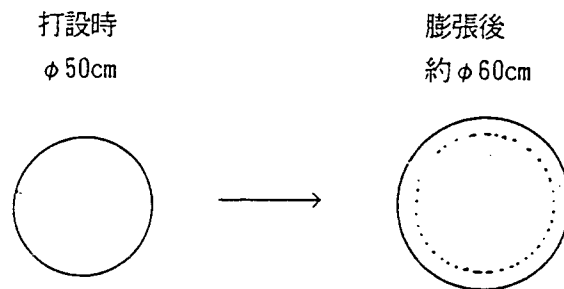


図-2.2B.4 パイルの膨張

杭配置は三角形配置または正方形配置とする。ピッチは、所要置換率に応じて設定する。

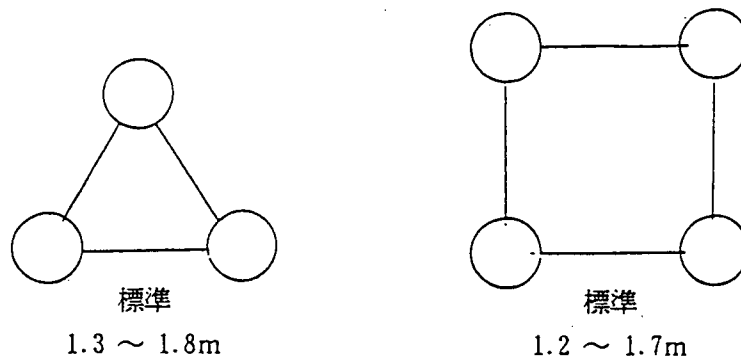


図-2.2B.5 杭配置

(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-2.2B.1に示す。パイル体に短期的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よりやや粗めにする。
- 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-2.2B.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 ~40mm	25	25
水滓	有姿	10	
セメント	高炉B		20
石膏	有姿 二水石膏	3	3

2. 2 B. 3 施工機械と仕様

施工機械の例およびその仕様をそれぞれ図-2.2B.6、表-2.2B.2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作製するものである。ケーシング貫入方法としては、ケーシングにスクリューを取り付け、排土しながら回転、貫入させるケーシングオーガ方式である。材料の混合は、混合プラントにて所定配合量が計量され、オーガ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、アースオーガスクリュー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-2.2B.7に示す。

表-2.2B.2 施工機械の仕様の例

機 械 名	形式・仕様	数量	用 途
三点式杭打機	吊り能力30t リーダー21m	1台	パイル打設
アースオーガー	D-80kクラス	1台	パイル打設
ケーシング	φ400 3mスパイラル付	1	ドライバー
ケーシング	φ400 全長スパイラル付	1	ドライバー
先端シュウ	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	2t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	ケミコ用	1	材料ひも解き用
ベルトコンベア	7m キャスター付き	1	材料投入用
クレーン	25t	1	機械組立・解体・材料投入
発電機	175kVA 100kVA	各1	ドライバー電源・プラント電源
コンプレッサー	10.5m³ 100HP	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 × 22mm	14	
杭頭計		1	杭頭の管理計

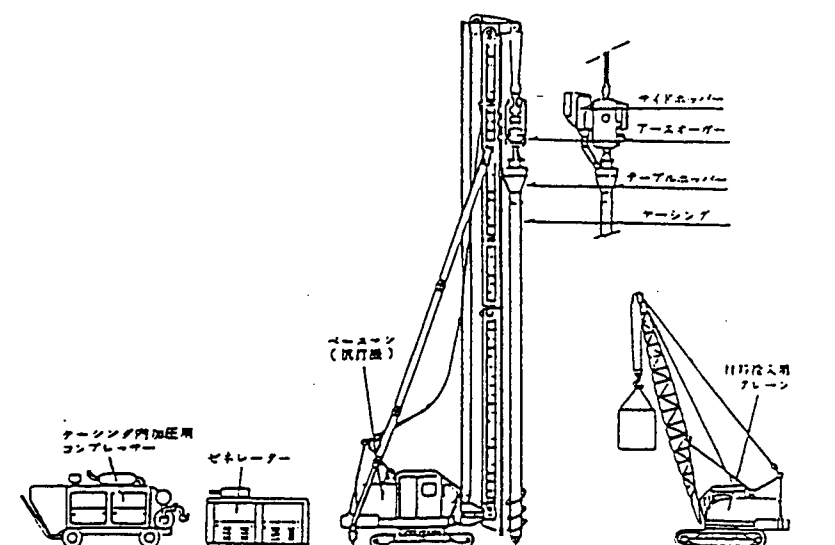


図-2.2B.6 施工機械例

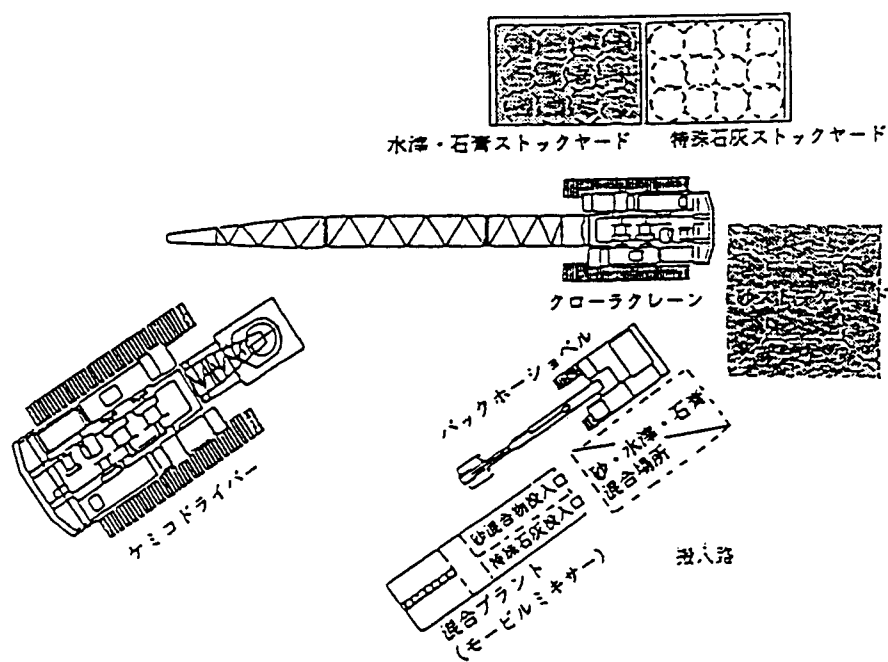


図-2.2B.7 使用資機材の一般的配置 (一例)

2. 2 B. 4 施工管理

特殊石灰パイル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されていることと、材料の割合が所定の配合量で均一に混合されていることである。

(1) 打設長管理

打設管理としては、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。

標準エアの加圧状況は、材料投入後で $3.0 \sim 6.0 \text{ kgf/cm}^2$ であり、ケーシングの引き上げにより徐々に低下させる。

地表面でエアの残圧があると地表面へのエア漏れを生じ、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、水津、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

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 $0.07 \text{ m}^3/\text{m}$ となる。

通常の排土量は、スパイラル部の体積と削孔長に比例するが、本工法では削孔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。

$$V = \pi (R^2 - r^2) \times L \times \alpha$$

ここで、 V : 排土量 ($\text{m}^3/\text{本}$)

R : オーガー外端半径 (m)

r : オーガー軸半径 (m)

L : 削孔長 (m)

α : $1 \sim 1.5$

(4) 効果確認

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ヶ月以上とすることが望ましい。

2. 2 B. 5 適用事例

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

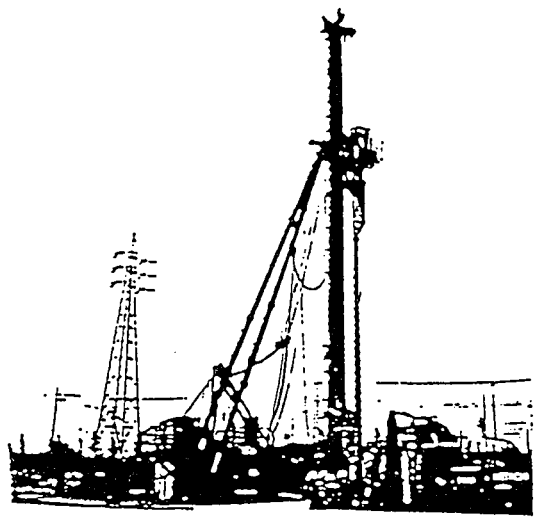
概 要

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. -1m～-7mまで堆積しており、地下水位もG.L. -1.5m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。

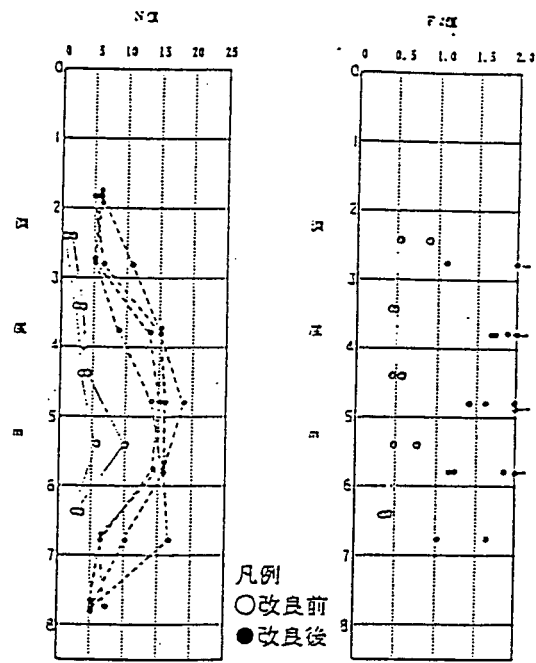
工法の選定は、近接してガソリンスタンドがあるため、振動・騒音の低い特殊石灰パイル工法を採用した。

工事規模

項 目	1本当たり	延 長	備 考
打設径 (mm)	500		
打設ピッチ (m)	1.4m×1.4m		
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	

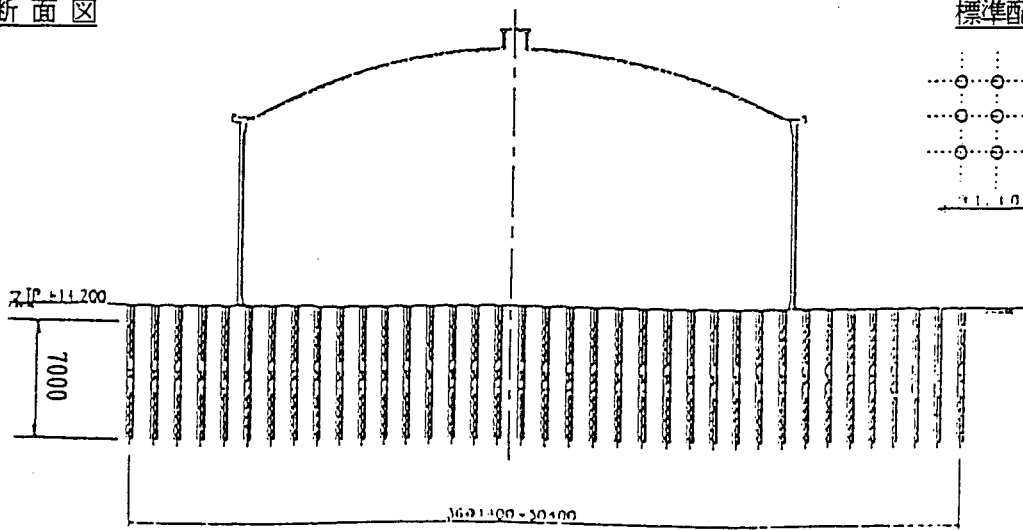


施工状況

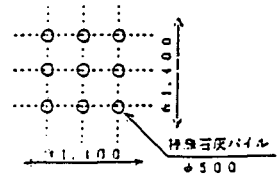


N値と液状化安全率F_L

断面図



標準配置平面図



3. ドレーン工法

3. 1 自然材料工法

自然材料工法は、地盤中に透水性の高い碎石を用いた排水材を設置し、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、地盤の液状化や液状化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。

工法の特徴としては、①施工に伴う振動・騒音が少ないこと、②施工に伴う地盤変形が極めて小さいことなどがある。

本工法は、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。

3. 1. 1 施工方法

(1) 柱状ドレーン

柱状のグラベルドレーンは地下水以下の緩い砂地盤を対象として施工されるため、ケーシングオーガー方式で施工されることが多い。

ケーシングオーガー方式の施工は以下の手順に従う。

- ① ケーシングオーガーの先端を鉛直性を確認しながら杭芯にセットする。
- ② ケーシングオーガーを回転し、排土しながら所定の深さまで貫入する。
- ③ ケーシング上部より碎石を投入する。
- ④ 碎石を地中に排出しながらケーシングオーガーを引き上げる。
- ⑤ ケーシングオーガーを引き抜き、碎石ドレーン杭を完成させる。

図-3.1.1 にグラベルドレーンの施工手順を示す。

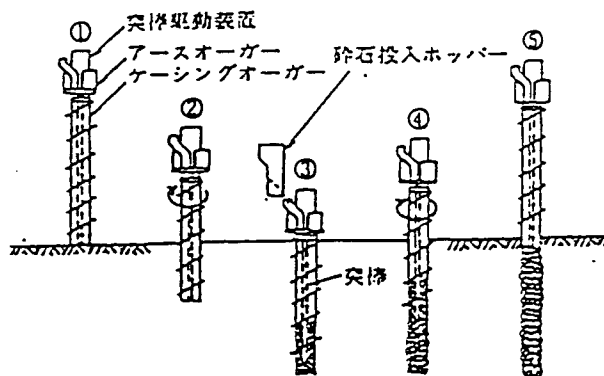


図-3.1.1 グラベルドレーンの施工手順

(2) マット状および壁状ドレーン

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ウォールを併用する。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、グラベルマットを施工する場合が多い。

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

3. 1. 2 施工仕様

(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通常の砂地盤に構築され、その深度は表-3.1.1 に示すように、施工機械の規格によって異なるが、最大深度は16~28m程度である。

(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。既設堤防の液状化対策としてのドレーンの改良域は図-3.1.2 に示すように設計されることが多い。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地が採用されている。

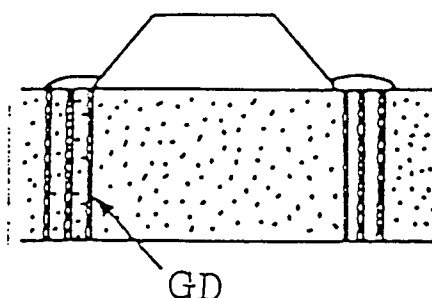


図-3.1.2 液状化対策例

(3) 使用材料

ドレーン材の選定に当たっては、原地盤の土質を考慮し、長期的に排水性を確保するため、目詰まりをおこさない材料を選定する。排水効果を高めるためには、碎石の粒径を大きくし、透水性を高めればよいが、原地盤の粒径に比べて碎石の粒径が大きすぎると、目詰まりが生じ、透水性の低下を招くことがある。一方目詰まりを防止するために碎石の粒径を小さくすると、その透水性が低下し、ドレーンの効果が低くなる。したがって、排水材としては、目詰まりしない材料の中で透水性が最も高いものを選定する必要がある。

最適な碎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行われている。このような試験装置を用いて行った実験結果から式(3.1.1)のような排水材選定基準が提案されている。

$$D_{G15} / D_{S85} < 9$$

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

3. 1. 3 施工機械

施工機械は三点式クローラ杭打機、アースオーガー、排土用のスクリー付きケーシングおよび碎石投入装置により構成される。施工機械の例およびその仕様を図-3.1.3 および表-3.1.1 に示す。

また、碎石パイル施工に伴う周辺地盤の緩みを防止するために、突固め装置などを装備しているものが多い (表-3.1.2)。

表-3.1.1 施工機械の仕様の例

機械名称	規 格	
グラベルドレーン 打設機	総重量 (ton)	80 ㏍クラス (L ≤ 16m 打設機)
	リーダー長	21m
	オーガー出力	90kW
	総重量 (ton)	95 ㏍クラス (16m ≤ 20m 打設機)
	リーダー長	27m
	オーガー出力	90kW
	総重量 (ton)	105 ㏍クラス (20m ≤ 28m 打設機)
	リーダー長	35m
	オーガー出力	90kW
発動発電機	250kVA	
トラクタショベル	ホイール式 0.8 ³	
施工管理計	深度計、砕石面計など	

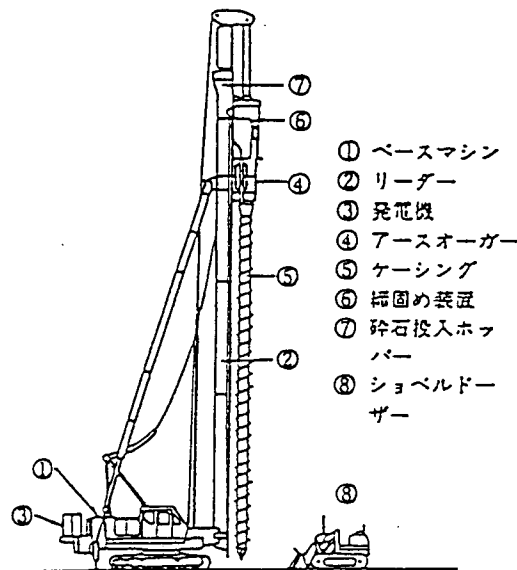


図-3.1.3 施工機械の例

表-3.1.2 砕石の締固め方法

方式	1. スクリュー	2. 振 動	3. 圧 入	4. 突 棒
概 念 図				
概 要	スクリューを回 転させ、砕石を 回転圧入する。	振動により砕石 の排出および締 固めをはかる。	ケーシングを二重とし、外 管と内管の間に圧入装置を 取り付け、上下動させるこ とにより砕石を突固める。	ケーシング中央に突棒を配 備し、上下動させること により砕石を突固める。

3. 1. 4 施工管理

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、碎石面計、深度計、碎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行っている。施工管理システムの例を図-3.1.4 に示す。

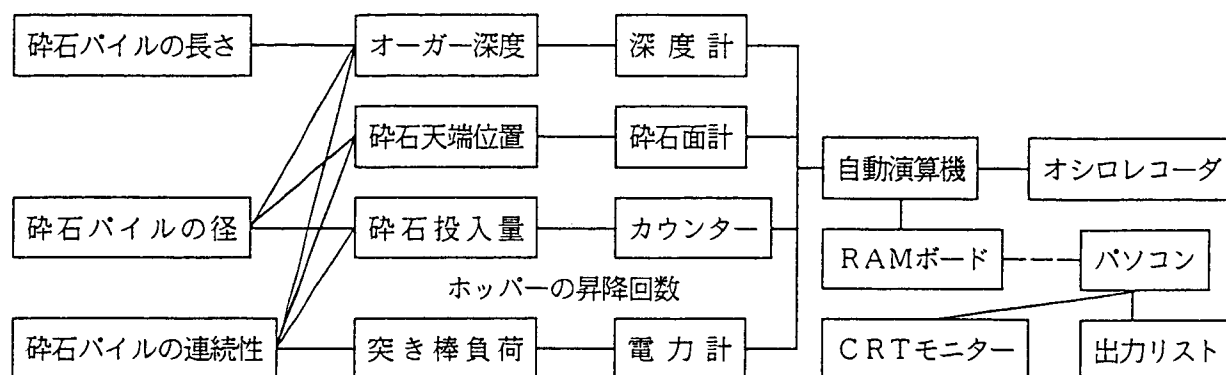


図-3.1.4 施工管理システム

碎石面計は、施工中にケーシングパイプ内で変動する材料の天端位置を連続的に検出し表示するものである。ケーシングパイプの引き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。

本工法は、原地盤の土質特性を改良するものではなく、また、グラベル自身の強度を見込むものでもないため、原位置における評価として、改良効果を直接確認することはできない。そこで確実な施工管理を行うことにより設計仕様を満足させるという方法がとられている。

なお、本工事後、地中に挿入した振動ロッドにより地盤を加振し、間隙水圧の消散過程をチェックすることにより改良効果を確認する方法も考えられるが、このような実験を計画する場合には試験工事時に実施されることが多い。

3. 1. 5 適用事例

グラベルドレーン工法は、岸壁の液状化対策に採用されて、釧路沖地震においてその有効性が確認されている。その他、ライフラインの液状化対策として採用されているが、河川堤防での液状化対策の実績はまだない。

3. 2 人工材料工法

人工材料工法は、ドレーン材として合成樹脂製の細径有効長尺材を使用するところがグラベルドレーン工法と異なる点である。この工法ではドレーン径がグラベルドレーン工法の $1/5 \sim 1/10$ となるので、打設間隔は狭くなり、打設本数は増加するが、少ない貫入量でドレーン材を打設できるため、施工機械を小型化できる。

その他工法の一般的特徴としては、①施工に伴う振動・騒音が少ないこと、②施工に伴う地盤変形が極めて小さいことなどがある。

本工法は、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。

3. 2. 1 施工方法

(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埋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-3.2.1 に示す。

表-3.2.1 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100mm、 内径90mm	オーガースクリューによる
B工法	外径 95mm、 内径77mm	圧入方式による
C工法	幅161mm、 厚さ30mm	圧入方式による

1) A工法の施工方法

打設手順を図-3.2.1 に示す。

- ① ケーシングオーガーを所定の位置に垂直に設置する。
- ② オーガー減速機を作動してケーシングオーガーを回転させ、所定の深度まで削孔する。この間にケーシング内に注水するとともにドレーンを吊り上げておく。
- ③ 回転と注水を止め、ケーシング内にドレーンを挿入する。
- ④ ドレーンの頭を共上がり防止用のウェイトで押さえ、ケーシングオーガーを逆回転しながら引き抜く。
- ⑤ 打設完了、次の位置に移動。

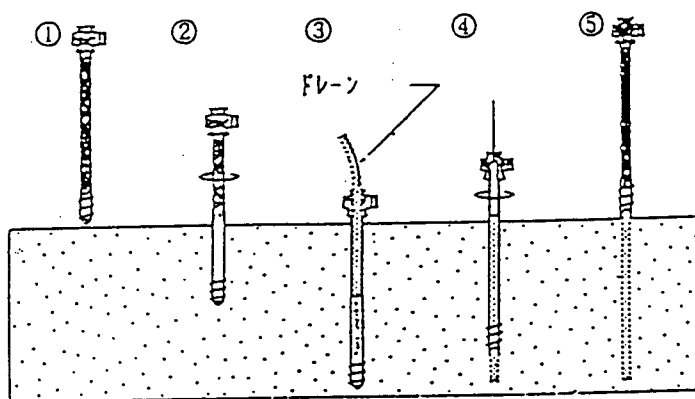


図-3.2.1 打設手順 (A工法)

2) B工法の施工方法

打設手順を図-3.2.2 に示す。

- 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着装し、正確な位置にセットする。
- ② マンドレルを所定の深度まで打設する。障害物などにより打設に支障が生じた場合には、マンドレル先端の水ジェット装置を併用する。
- ③ ドレーン材を残し、マンドレルを引き抜く。
- ④ 作業①～④を繰り返す。

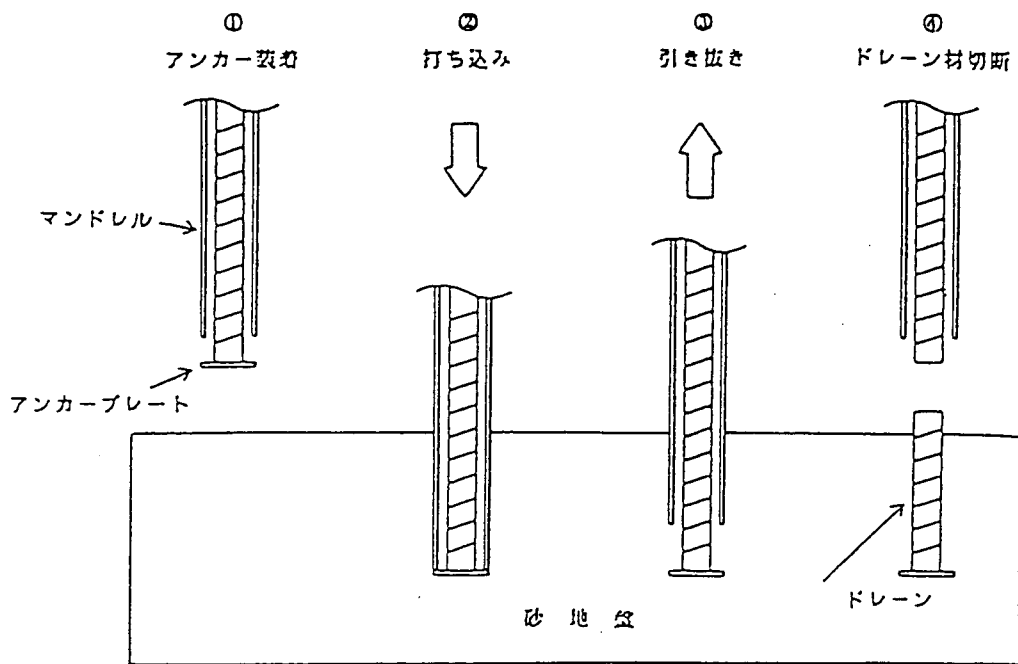


図-3.2.2 施工順序 (B工法)

3) C工法の施工方法

打設手順を図-3.2.3 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行う。
- ③ マンドレルを圧入し、所定の深度まで貫入する。障害物などで圧入に支障が生じた場合には、マンドレル先端の水ジェット装置を作動させ、荷重を軽減させながら圧入する。
- ④ 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行う。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 打設完了。作業②～⑤を繰り返す。

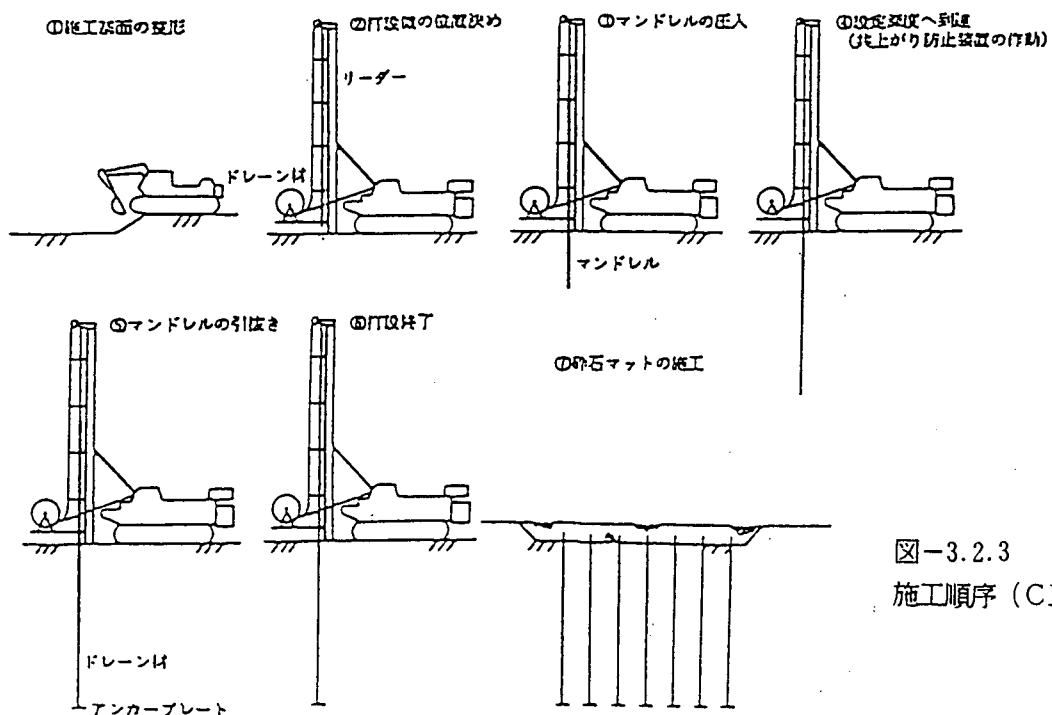


図-3.2.3
施工順序 (C工法)

(2) マット状および壁状ドレーン

通常これらのドレーンは、自然材料を用いたクラベルマット、グラベルウォールが採用される。施工方法は 3.1.1 に記述したとおりである。

3. 2. 2 施工仕様

(1) 適用地盤および貫入長

人工材料工法は、ドレーン材として合成樹脂製の細径有効長尺材を使用するので、小さい貫入力でドレーン材を打設できるため、通常の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。既設堤防の液状化対策としてのドレーンの改良域は図-3.2.4 に示すように設計されることが多い。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。

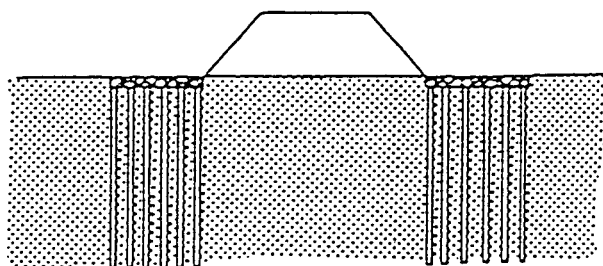


図-3.2.4 液状化対策例

(3) 使用材料

ドレーン材としては、図-3.2.5 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に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。各々の諸元を表-3.2.2 に示す。同表中の開口率はドレーンの外周面積に対する開口部の比率、透水半径はドレーンの外半径または有効半径を表している。

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によって接続して使用され、(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。

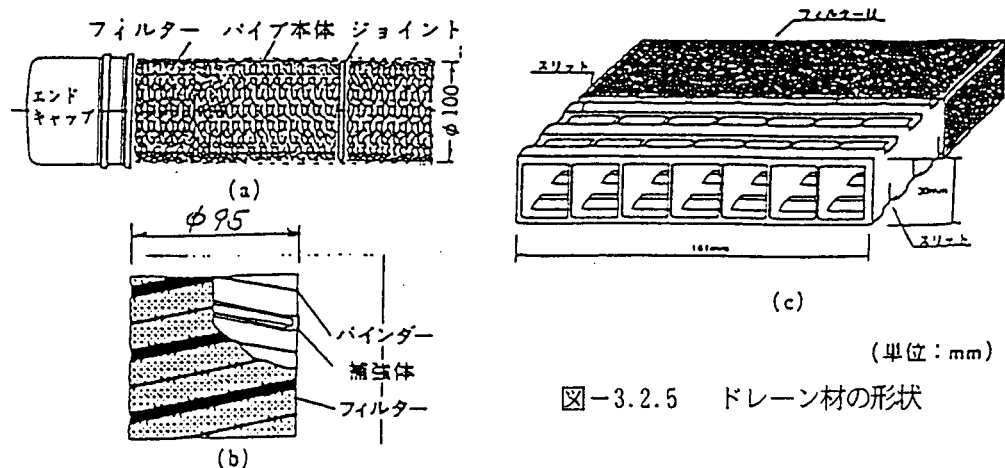


図-3.2.5 ドレーン材の形状

表-3.2.1 ドレーン材の特性

特性 記号	材 質		開口率 (%)	透水半径 (cm)	管内透水係数 (cm/s)
	パイプ	フィルター			
(a)	高密度PE	高密度PE	20~25	5.0	2000
(b)	高密度PE	高密度PE	20~25	4.75	980
(c)	半硬質PVC	高密度PE	50~55	4.5	700
					($i=0.25$)

3.2.3 施工機械

表-3.2.1 に示した3種の施工機械とその使用を図-3.2.6 ~ 図-3.2.8、表-3.2.3 ~ 表-3.2.5 に示す。

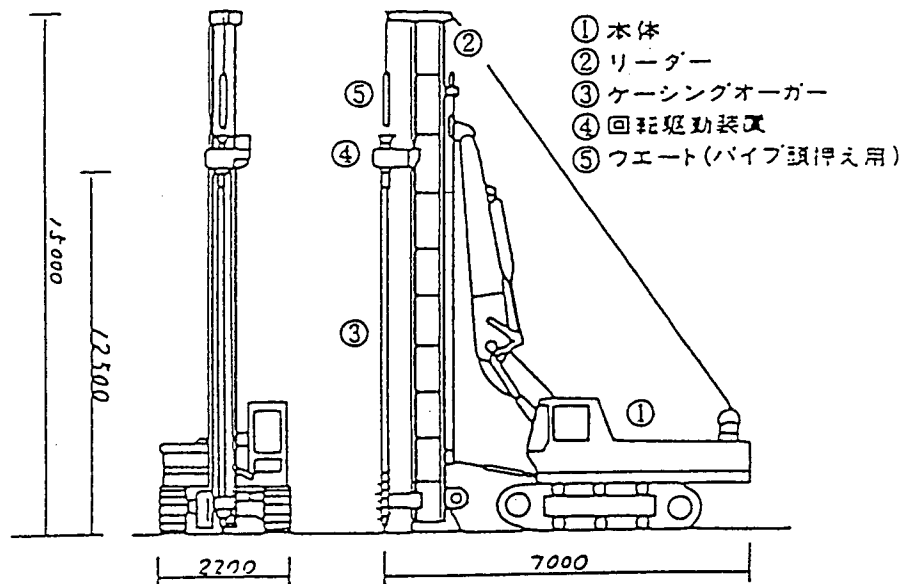


図-3.2.5 A工法の施工機械

表-3.2.2 A工法の機械仕様

	名 称	仕 様
標準型打設機	F・Pオーガ (本体)	エンジン出力 155PS ブーム 折りたたみ式 リーダ 角型 推進形式 油圧式 駆動方式 複数ローラチェーン 発電機 20kVA
	オーガ減速機	入力回転数 260rpm 出力回転数 40rpm 出力トルク 1600kgf/m
	ケーシング	外 径 $\phi=140\text{mm}$ 内 径 $\phi=120\text{mm}$ オーガー径 $\phi=240\text{mm}$ 最大長さ $L=12.5\text{m}$
	ウェイト	径 $\phi=100\text{mm}$ 長 さ $L=1.5\text{m}$ 重 量 $W=93\text{kgf}$
	計測器	深度計 GL計 傾斜計 NCS-L形
	総重量	28.5 tf

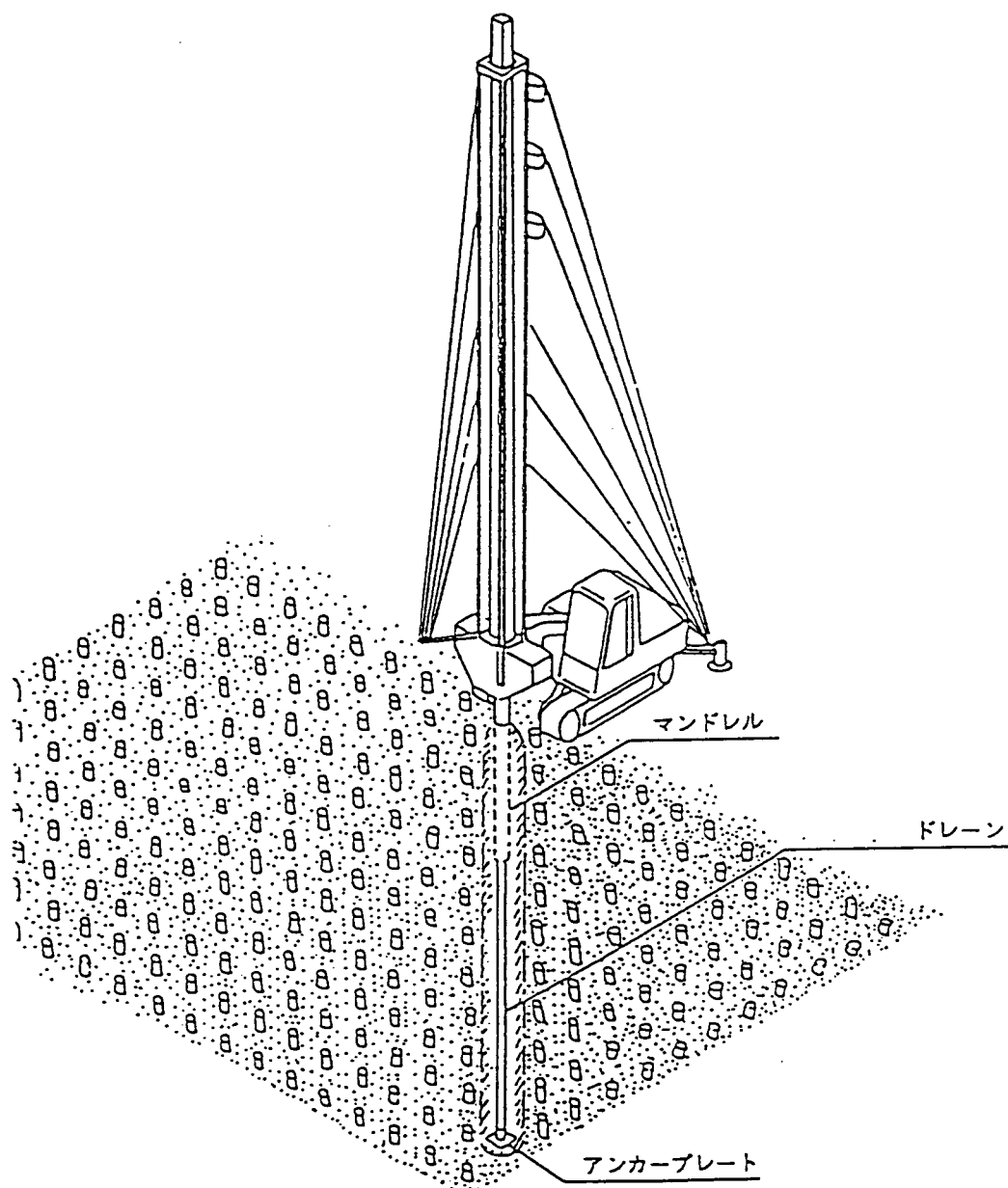


図-3.2.6 B工法の施工機械

表-3.2.3 B工法の機械仕様

	PC200LC-SF	PC300LC-SF	PC300LC-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/cm ²	0.59 kg/cm ²	0.61 kg/cm ²
エンジン	120ps/2100rpm	210ps/1950rpm	210ps/1950rpm
打込速度	20 cm/sec	20 cm/sec	20 cm/sec
ケーシング径	φ127 mm	φ127 mm	φ127 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

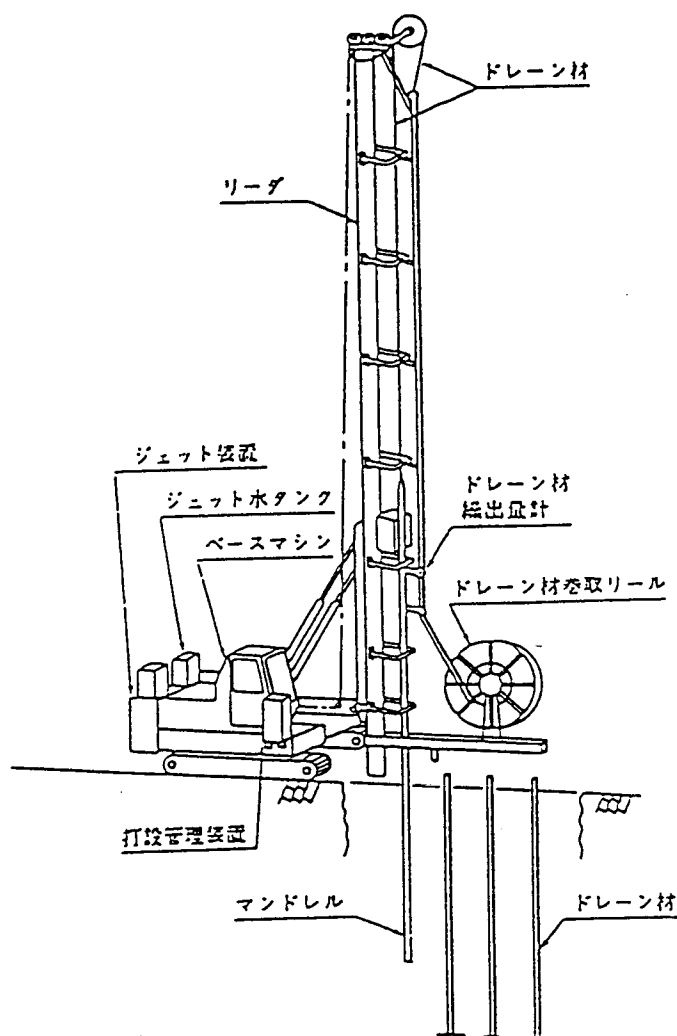


図-3.2.7 C工法の施工機械

表-3.2.4 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-30 (日本車輛)	
	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	94ps/2200rpm	
	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)		20750mm×295.5mm ×60.5mm	鋼製
ウインチ		油圧駆動 5t×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 φ30mm×300mmストローク×2本	
水ジェット 装置	ジェットノズル ジェットポンプ型式 ジェットポンプ能力	2個 LJ-15E (トーメン建機製) 60kgf/cm ² ×70l ×min	
ドレーン材巻取り装置		ドレーン材巻取り長さ 200m 三相トルクモータ トルク 400 kgf・cm	

3. 2. 4 施工管理

人工材を用いるドレーン工法は、工場生産された材料を使用するため品質的に一定している。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ことにより、つねに均質な材料が得られる。

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

3. 2. 5 適用事例

人工材料を用いたドレーン工法は、住宅、岸壁、ライフライン等の液状化対策として採用されているが、河川堤防での液状化対策の実績はまだない。

4. 固結工法

4. 1 機械攪拌工法

本工法の液状化対策原理は以下のとおりである。

- ① 固化改良された改良地盤そのものは、土粒子が固化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壁で囲まれた砂地盤、あるいはブロック状に改良した改良体で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。
- ③ 改良体が地中剛体として堤防による水平荷重に抵抗し、すべり破壊を防止する。

その結果、地震時に地盤および堤防の大変形を防止することができる。

本工法には以下のような特徴がある。

- ① 低振動・低騒音工法であるため、市街地での施工や構造物に近接しての施工が可能である。また、新設構造物に限らず、既設の盛土構造物・掘割道路などの耐震対策にも適用が可能である。
- ② 対象地盤の土質性状に応じたセメント添加量を設定することにより、所要強度の固化体が得られる。また、施工管理記録がほとんど自動化されているために信頼性の高い改良が可能である。
- ③ 格子状の改良形状にすれば改良率が低減でき、経済性にすぐれた構造とすることができる。

なお、対策原理でふれたように、改良体が地中剛体である必要性から、ラップ部の強度が十分に得られなければならない。砂地盤の改良に適用された事例が少ない粉体式のような工法では、適用にあたっては、改良体の品質の一様性、ラップ部の強度の確保等に十分注意するのが望ましい。

4. 1. 1 スラリー式

4. 1. 1. 1 施工方法

(1) 施工フロー

標準的な施工フローを図-4.1.1.1 に示す。

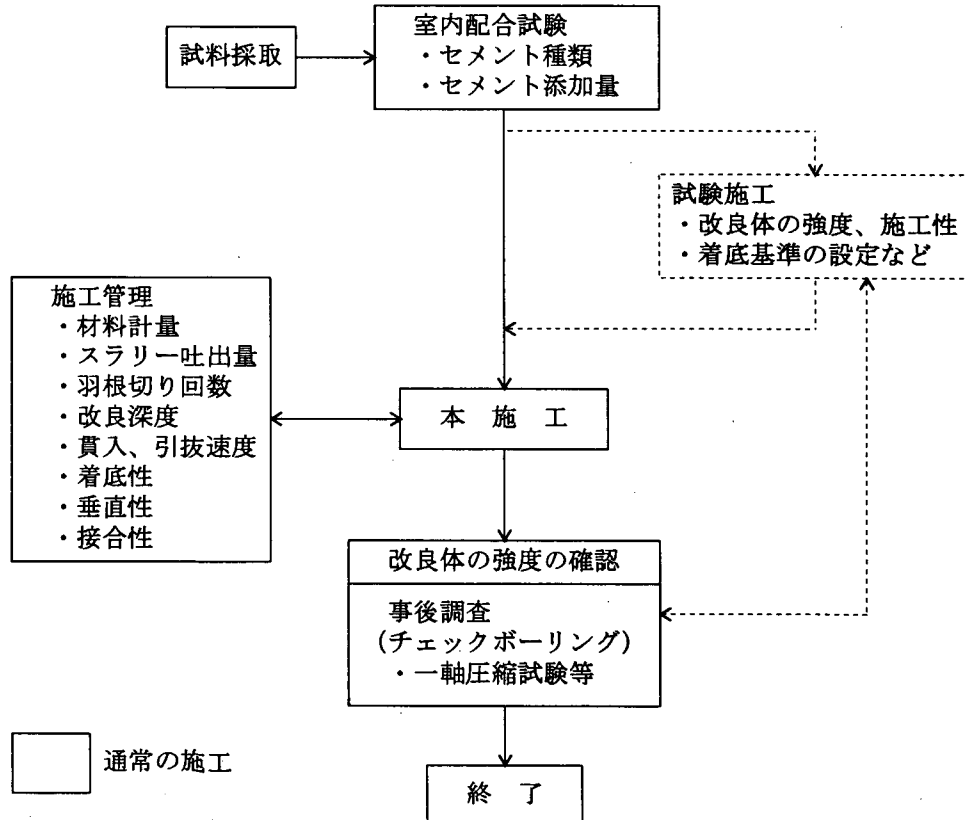


図-4.1.1.1 施工フロー

(2) 施工手順

処理機を所定の位置にセットし、掘削・攪拌翼を回転させながら貫入・引抜きを行う。

硬化材は貫入時に吐出し、均一な地盤改良を行う。

図-4.1.1.2 に施工手順を示す。

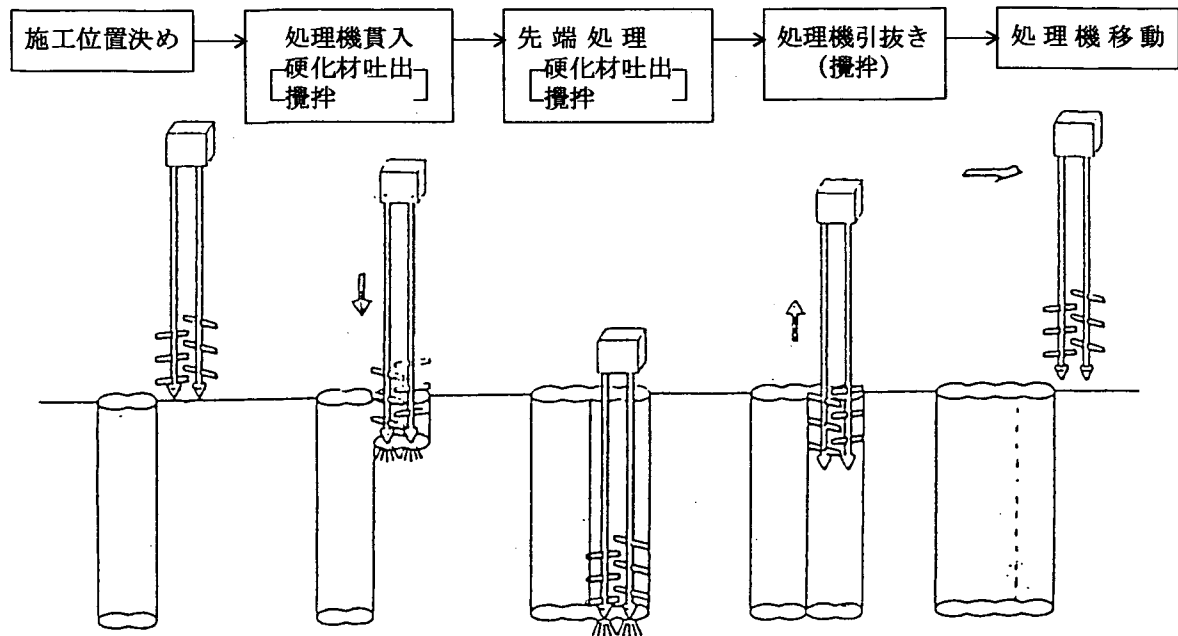


図-4.1.1.2 施工手順

(3) セメントスラリーの吐出

セメントスラリーの吐出方法は、貫入時吐出と引抜き時吐出の二つの方法があるが、ラップ時の接合性と攪拌効率の点では貫入時吐出が有利とされている。本工法では、ラップ施工を重要視するため原則として貫入吐出による施工法を採用している。

一方、本工法は、砂質地盤を対象にしているため途中で硬質層に当たる可能性が多く、これを貫通しなければならないときがある。このような場合は貫入スピードが変動し、セメントスラリーのメートル当たり注入量の調整が難しくなる。これに対処するため、安定材自動注入装置を採用する。

これは、不安定な貫入速度に対応してセメントスラリーの注入量を自動制御できることと、各深度ごとに異なる注入量の設定に対しても自動制御できるなど従来のセメントスラリーの注入管理の省力化を可能にしたものである。

図-4.1.1.3 に安定材自動注入装置のブロック図を示す。

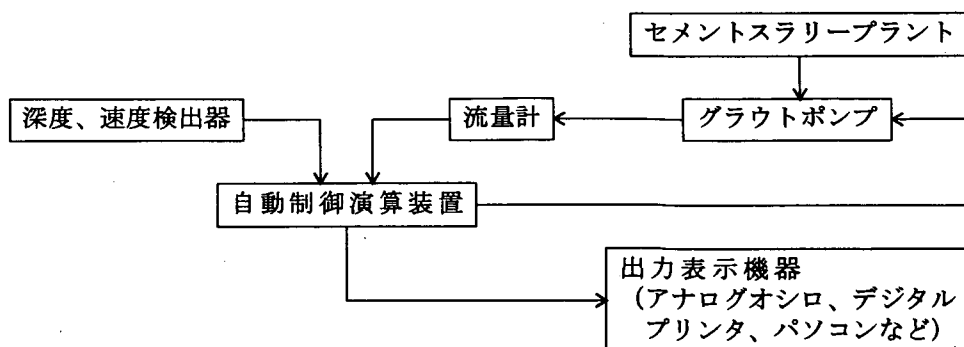


図-4.1.1.3 安定材自動注入装置ブロック図

(4) 硬質層の貫入方法

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。さらに途中でN値20程度以上の硬質な層に当たった場合でもこれを貫通しなければならないときがある。

このような場合、前項(3)で紹介した安定剤自動注入装置によって、材料の適正供給と品質は確保されるが、貫入能率はさらに落ち、貫入不能になる場合もある。

特に本工法は補強管を設けているため、貫入抵抗は他の機械攪拌工法に比べて大きいと考えられる。硬質層貫入用の装備は常時用意しておく等、現場に応じたケースバイケースの対策も必要になる。

硬質層貫入用の装備としては、以下に示すようなことが考えられる。

- ① 図-4.1.1.4 に示すオーガーヘッドを軸の先端に取り付ける。
- ② 図-4.1.1.5 に示す超硬チップを攪拌翼に取り付け、硬質地盤へのくい込みを良くする。
- ③ 水セメント比を増加して補強管の摩擦抵抗を減らす。

また、20m程度の長尺施工などで貫入時間が長引くと、本工法で採用している貫入吐出型の場合は、杭の仕上がり過程で強度発現が始まり、隣接する杭とのオーバーラップ打設が難しくなるときがある。このような場合は、遅延剤または遅硬性セメントなどの使用も必要になる。

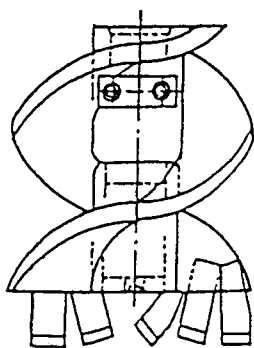


図-4.1.1.4 オーガーヘッド

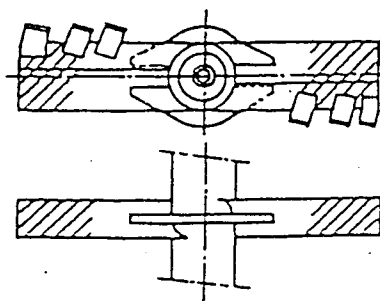


図-4.1.1.5 超硬チップ

4. 1. 1. 2 施工仕様

(1) 改良深度

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、根入れ深さも考慮して25m以下とする。貫入長が短いことは施工機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軟弱粘性土地盤を対象とした機械攪拌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。

(2) オーバーラップ打設

本工法では、格子状の杭配置で施工するのが標準的な打設方法であり、格子の一体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、すべての杭が互いにオーバーラップする形で打設する。ラップの幅は図-4.1.1.6 に示すように20cmが一般的である。

オーバーラップ打設の施工では貫入時に攪拌軸の垂直性を保つことが重要であり、何らかの補強が必要である。そのために例えば、両軸の

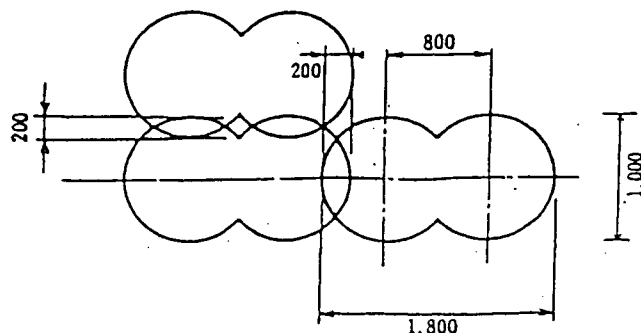


図-4.1.1.6 オーバーラップ幅

中間または両サイドなどに、軸の剛性を高める目的で補強管を設ける。

その他24時間以上経過した後のオーバーラップ打設では、遅延剤または遅硬性セメントを使用するなど材料の選択にも工夫が必要となる。

(3) 平面配置計画（格子状改良の場合）

格子状のパイル配置は、設計的には連続した改良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。このことから、図-4.1.1.7に示すような改良率別の標準的な杭配置が考えられる。またこの場合、一つの打設ユニット間の接続は接円型になる。

所定の施工能率で打設するためには、格子状配置に合わせた適切な施工機械の移動方法と打設順序を予め設定しておく必要がある。

また、24時間以上経過した後のラップ打設の施工本数は少ない方が望ましく、そのためにも一日当たりの施工能率の設定から平面配置を考え、効率のよいラップ打設ができるように計画する。

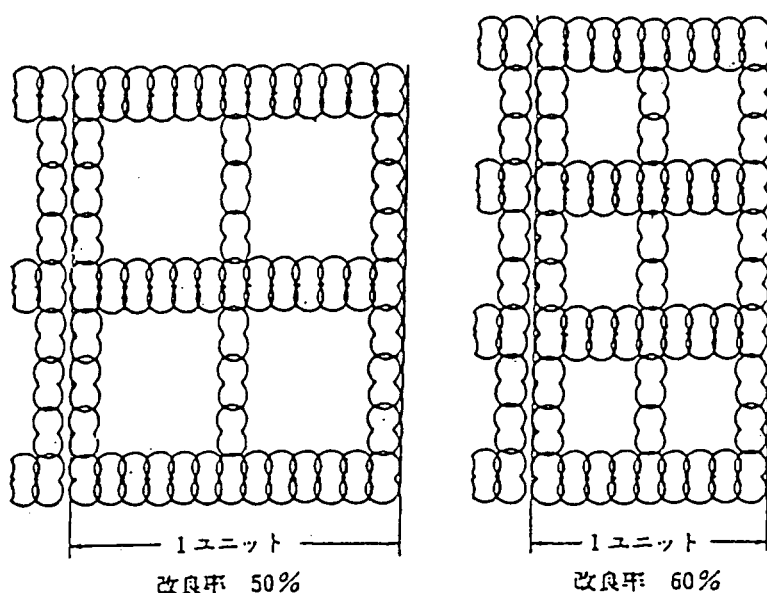


図-4.1.1.7 改良体配置の例

(4) 使用材料

1) セメント

セメントは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
- ③ 高炉セメントC種
- ④ セメント系固化材

2) 水セメント比

標準的には、 $W/C=80\sim120(\%)$

3) 遅延剤

オーバーラップ部の施工性向上のため、必要によって遅延剤を使用する。

遅延剤の種類を表-4.1.1.1に示すが、その使用量については事前の試験により強度の発現傾向を把握して決定する。

表-4.1.1.1 遅延剤の種類

主 成 分	性 質	セメント重量に 対する使用量 (%)
オキシカルボン酸化 合物ポリオール系有 機高分子複合体	比重 1.18 液 状 pH=12	0.3 ~ 1.2
オキシカルボン酸塩	比重 1.20 液 状 pH=5±1	0.5 ~ 0.8

4.1.1.3 施工機械

表-4.1.1.2 に標準施工方式における機種の選定と機械の組み合わせを示す。

表-4.1.1.2 標準施工方式における機種の選定と機械の組み合わせ

施工機	貫入長	15m	25m
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 50~55 t 吊
リーダ長		25m	35m
処理機		55~60Kw×2台	75~90Kw×2台
発動発電機		300KVA	400KVA
バックホウ		クローラ式 0.8m ³	クローラ式 0.8m ³
セメントスラリープラント		10~20m ³ /h	20m ³ /h
セメントサイロ		30 t	30 t
水槽		10m ³	10m ³
水中ポンプ		100mm×2台	100mm×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 m ³	5 m ³
発動発電機		100~125kVA	125kVA

図-4.1.1.8 に施工機械の概念図を示す。

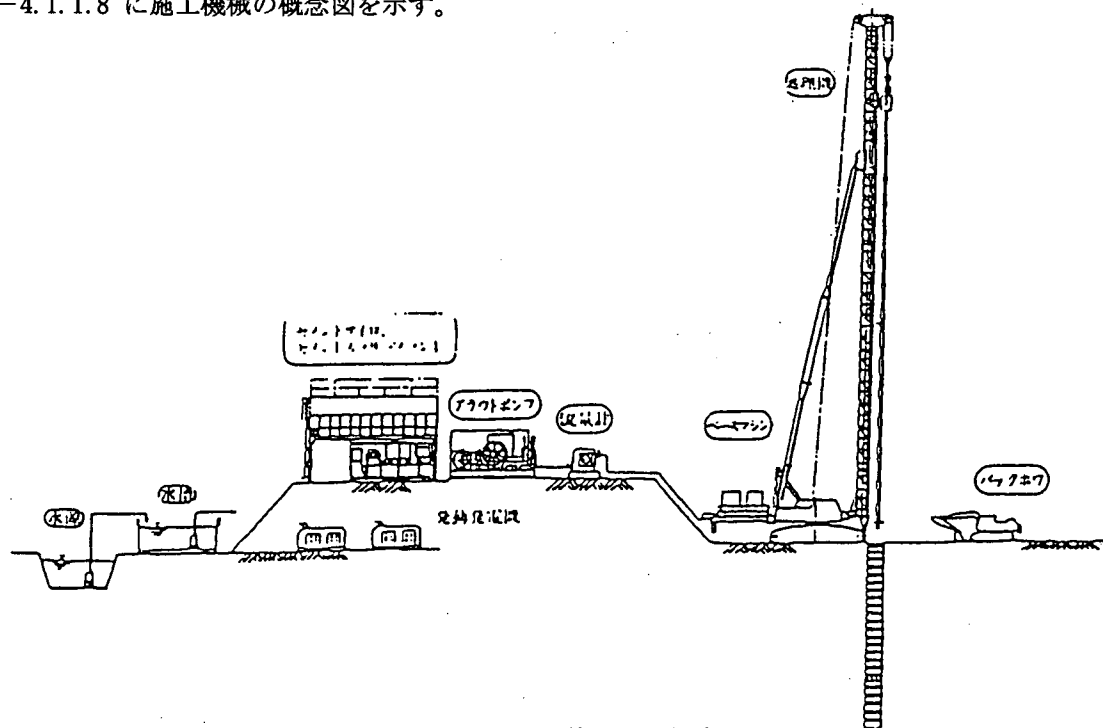


図-4.1.1.8 施工機械概念図

4. 1. 1. 4 施工管理

本工法は、出来形を直接肉眼で観察しながら施工することができないため、施工管理は各種計測器による計器管理が主体となる。

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、各軸ごとに管理）
- ③ 攪拌軸昇降速度
- ④ 攪拌翼回転数
- ⑤ 改良深さ
- ⑥ 攪拌軸トルク
- ⑦ ベースマシンリーダー垂直性

これらの施工管理項目のうち、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、この他に改良壁体としての一体性及び止水性を考慮した接合部の管理として、ベースマシンリーダーの垂直性（⑦）を管理する傾斜計が必ず必要である。

図-4.1.1.9 に施工管理項目を示す。

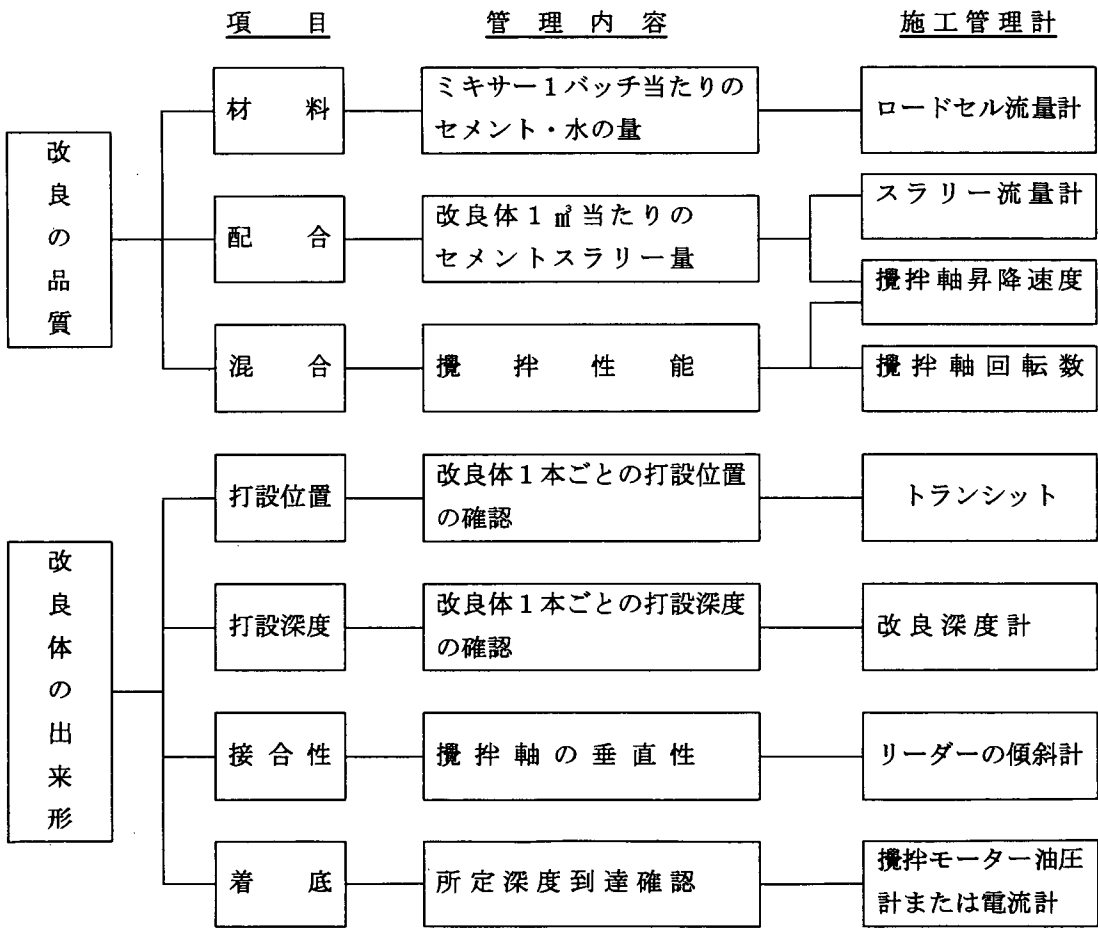


図-4.1.1.9 施工管理項目

4. 1. 1. 5 事後調査

○ チェックボーリング

(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にある。

(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。調査計画にあたっては、以下の事項を検討する。

- ・ 養生期間、調査時期
- ・ 調査位置、深度、数
- ・ ボーリング径、サンプラーの種類
- ・ 試験項目と試験方法（改良土の強度、含水比、単位体積重量等）

(3) 調査方法

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ところが多い。したがって、改良土を乱さないでサンプリングする必要がある。このためには、改良土の強度と採取目的に応じてサンプラーを選定する必要がある。チェックボーリングは、2000～3000㎢に1本程度実施するのが望ましい。

1) サンプラーの種類

デニソン型サンプラー、ダブルコアチューブサンプラー、トリプルコアチューブサンプラー

2) サンプラーの径

良質なコアの採取のため、サンプラーの外径は $\phi 86\text{mm}$ 以上と比較的大きな径を使用する。

3) 供試体の作成本数

深度1mごとに1本作成することを標準とするが、現場の土質条件、施工条件に応じて適宜設定する。

採取された試料については目視観察を行い、未改良層や有害な亀裂などがないかどうかを確認することがまず大切である。

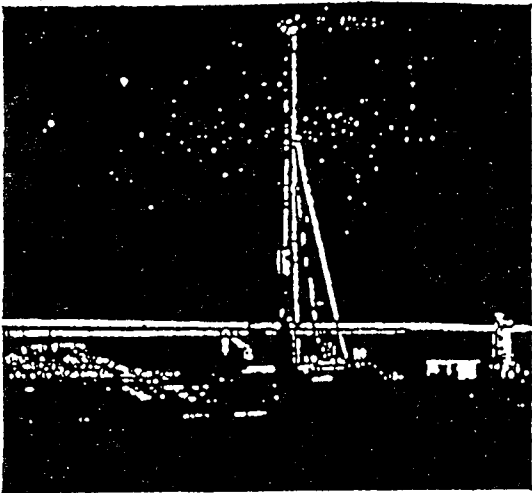
室内試験のうち最も重要な試験項目は、一軸圧縮試験である。目標強度を満たしているか、あるいは強度に大きなばらつきがないか、等をできるだけ客観的に調べるため、供試体の採取深度は無作為に設定するのが望ましい。

ラップ部の接合強度を適切に評価する試験法として確立したものはないが、斜めボーリングによりラップ部をサンプリングし、ラップ面に沿ったせん断試験が試みられた事例がある。

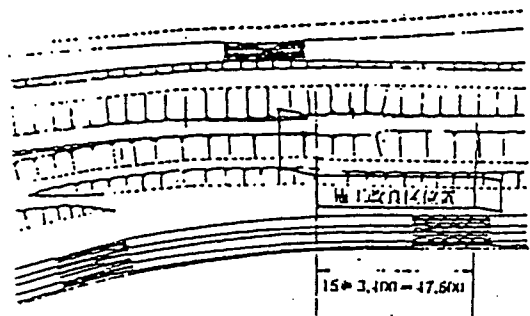
4. 1. 1. 6 適用事例

適用例－1

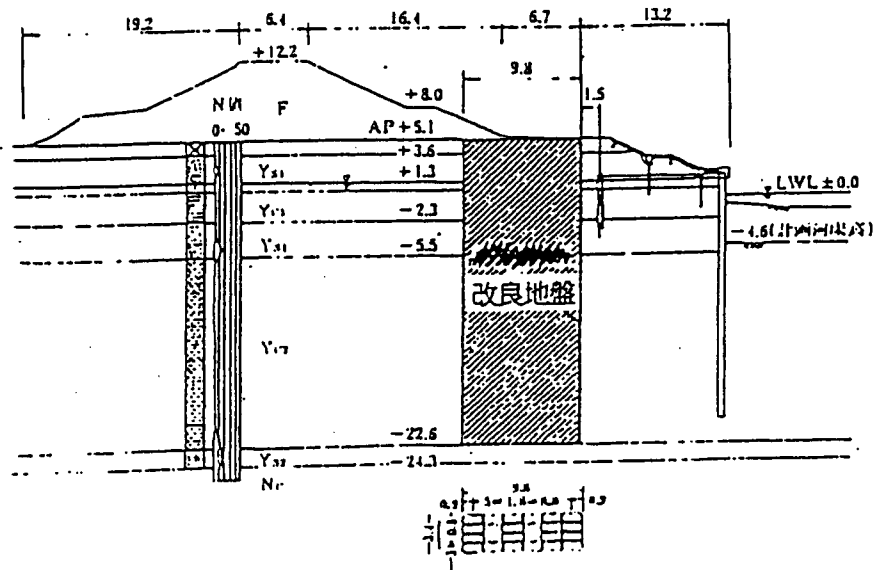
工事名称	岩淵第3堤体改良工事
事業主	建設省関東地方建設局 荒川下流工事事務所
施工場所	東京都
工期	平成4年2月～6月
工事目的	堤体の耐震対策（すべり防止）
改良土量	11,638 m^3



位置図



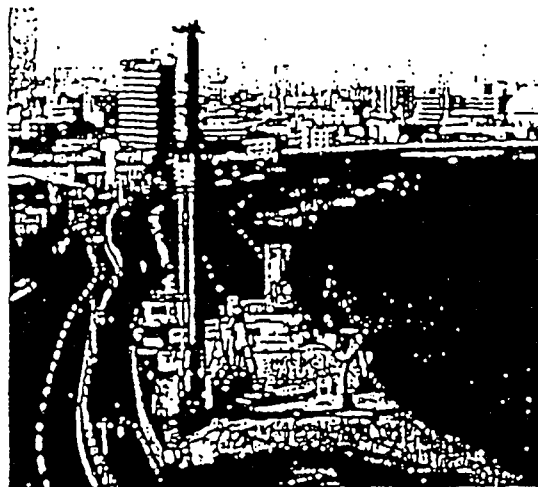
断面図



(格子状改良)

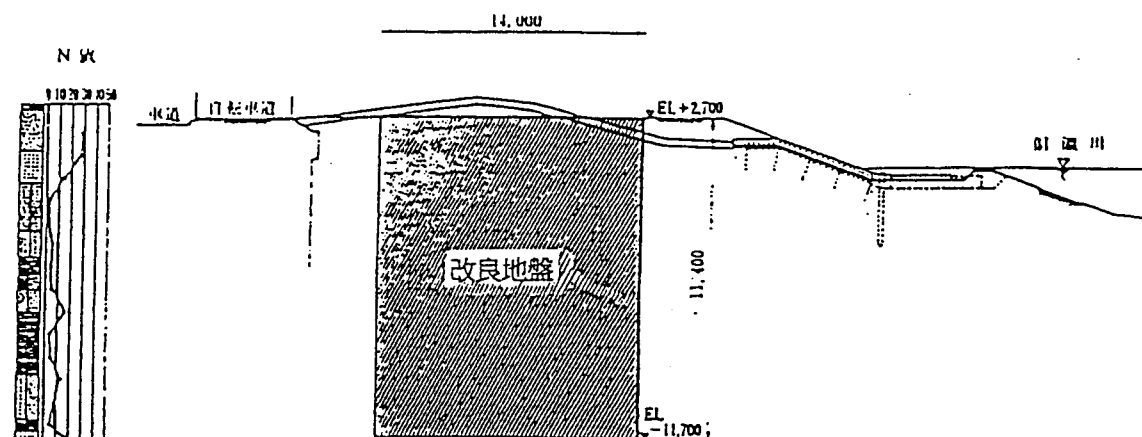
適用例－2

工 事 名 称	関屋大川前堤体改良工事 その2工事
事 業 主	建設省北陸地方建設局 信濃川下流工事事務所
施 工 場 所	新潟市
工 期	1992年3月～8月
工 事 目 的	液状化防止
改 良 土 量	6,656.4 m ³
セメント添加量 (α)	高炉セメントB種 $\alpha = 200, 300, 150 \text{ kgf/cm}^3$
水セメント比 (W/C)	W/C = 100 %

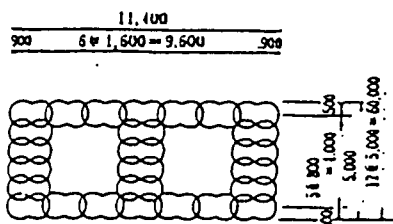


土質柱状図

断面図



平面図



(格子状改良)

4. 1. 2 粉体式
 4. 1. 2. 1 施工方法
 (1) 施工フロー

標準的な施工フローを図-4. 1. 2. 1に示す。

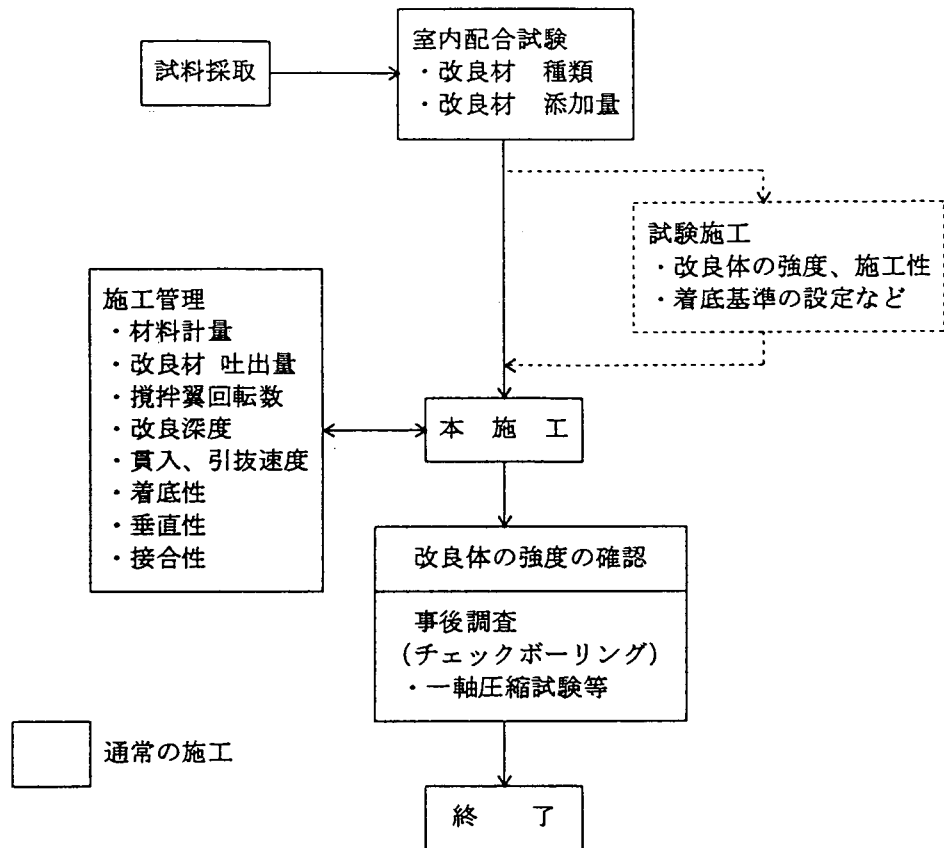


図-4. 1. 2. 1 施工フロー

(2) 施工手順

改良機本体を所定の位置にセットし、攪拌翼を回転させながら貫入・引抜きを行う。
 改良材は通常引抜き時に吐出し、均一な地盤改良を行う。

図-4. 1. 2. 2に施工手順を示す。

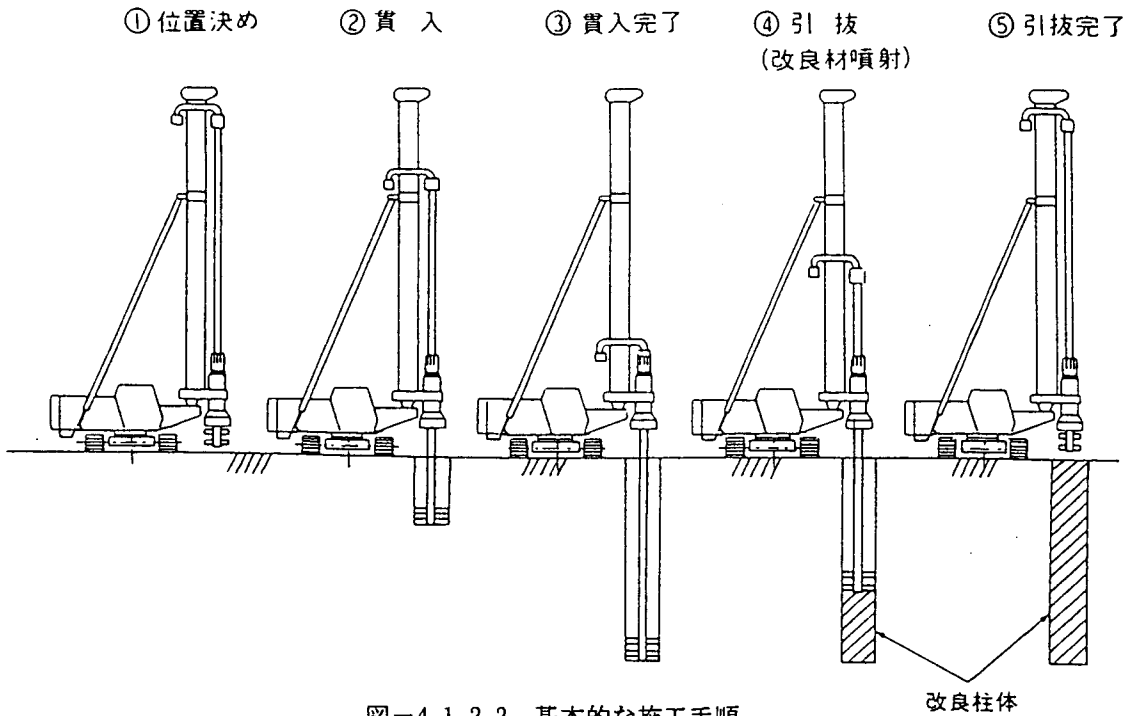


図-4.1.2.2 基本的な施工手順

(3) 改良材の吐出

改良材の吐出方法は、貫入時吐出と引抜き吐出の二つの方法がある。

本工法は、砂質地盤を対象にしているため途中で硬質な層に当たる可能性が多く、これを貫通しなければならないときがある。このような場合は貫入スピードが変動し、メートル当たりの改良材添加量の調整が難しくなる。これに対処するため、改良材吐出量、速度が一定に制御できる引抜き時に改良材を吐出することを原則とする。メートル当たりの改良材添加量の制御に十分留意することが大切である。

(4) 硬質層の貫入方法

液化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。さらに途中でN値20程度以上の硬質な層に当たる場合でもこれを貫通しなければならないときがある。

このような場合、硬質層貫入用の装備は常時用意しておく等、現場に応じたケースバイケースの対策も必要になる。

硬質層貫入用の装備としては、以下に示すようなことが考えられる。

①図-4.1.2.3 に示す掘削ビットを軸の先端に取り付ける。

②図-4.1.2.4 に示す超硬チップを攪拌翼に取り付け、硬質地盤への食い込みをよくする。

また粉体式は、粉粒状の改良材を直接原位置土と攪拌混合するため強度発現が早く、打設後時間が経過した改良柱体にラップして打設する時に攪拌翼の貫入が難しくなる場合がある。このような場合は、後日打設する位置に改良材を入れずに攪拌翼を貫入する「空掘り」を施したり、遅硬性セメントなどの使用も必要になる。

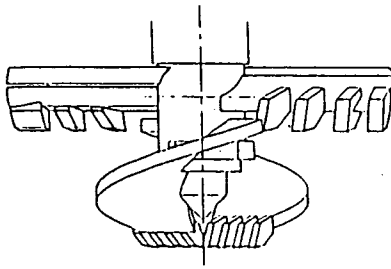


図-4.1.2.3 掘削ビット

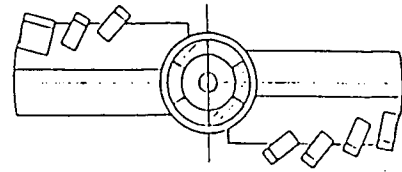


図-4.1.2.4 超硬チップ

4. 1. 2. 2 施工仕様

(1) 改良深度

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、根入れ深さも考慮して25m以下とする。貫入長が短いことは施工機の取り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、施工機の能力は、通常の軟弱粘性土地盤を対象とした機械攪拌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。

(2) オーバーラップ打設

本工法の適用では、格子状の杭配置で施工するのが標準的な打設方法であり、格子の一体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、すべての杭が互いにオーバーラップする形で打設する。ラップの幅は図-4.1.2.5に示すように20cmが一般的である。

その他24時間以上経過した後のオーバーラップ打設では、遅硬性セメントの使用、または「空掘り」施工の工夫が必要となる。さらに、攪拌軸の垂直性の確保にも十分留意する必要がある。

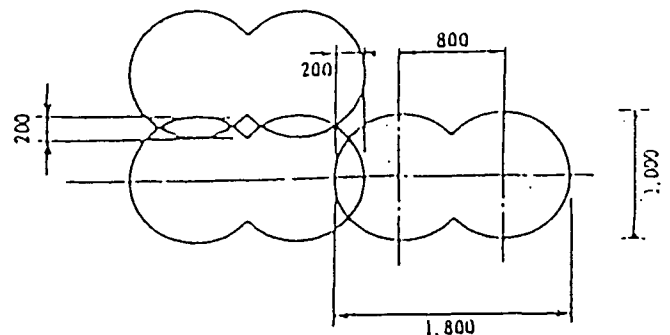


図-4.1.2.5 オーバーラップ幅

(3) 平面配置計画 (格子状改良の場合)

格子状のパイル配置は、設計的には連続した改良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。このことから、図-4.1.2.6に示すような改良率別の標準的な杭配置が考えられる。またこの場合、一つの打設ユニット間の接続は接円型になる。

所定の施工能率で打設するためには、格子状配置に合わせた適切な施工機械の移動方法と打設順序を予め設定しておく必要がある。

また、24時間以上経過した後のラップ打設の施工本数は少ない方が望ましく、そのためにも一日当たりの施工能率の設定から平面配置を考え、効率の良いラップ打設ができるように計画する。

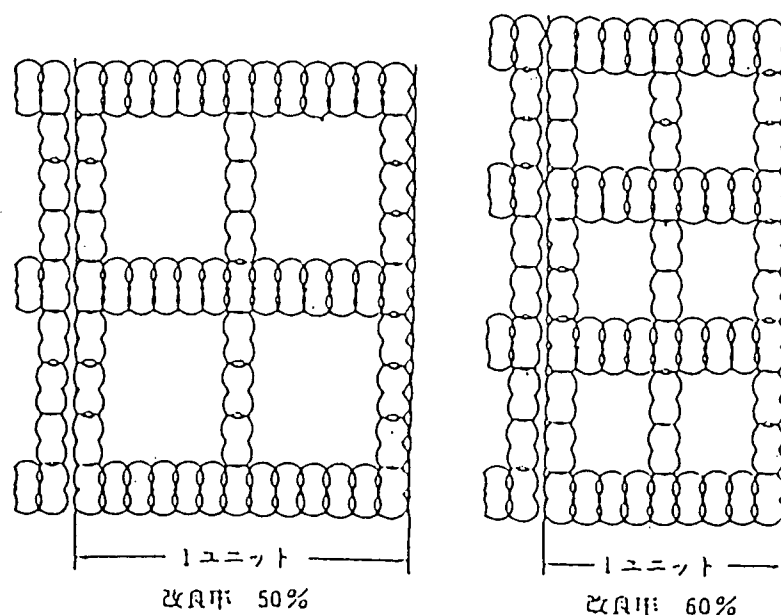


図-4.1.2.6 改良体配置の例

(4) 使用材料

1) セメント

セメントは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
- ③高炉セメントC種
- ④セメント系固化材

オーバーラップ部の施工性向上のため、必要によって遅硬性セメントを使用する。

4. 1. 2. 3 施工機械

表-4.1.2.1に施工機械の種類と組み合わせを示す。

表-4.1.2.1 施工機械の種類と組み合わせ

粉体噴射攪拌機機種名	DJM-1070	DJM-2070	DJM-2090	DJM-2090L	DJM-2110
軸 数	単軸	2 軸	2 軸		2 軸
最 大 施 工 深 度	20m	23m (26m)	30m	33m	33m
粉体噴射攪拌機(出力)	75kW×1	55kW×2	90kW×2		110kW×2
発 動 発 電 機	125kVA	300kVA	350kVA		500kVA
"	60kVA	60kVA	60kVA		60kVA
空 気 圧 縮 機	10.5m ³ /min×1	10.5m ³ /min×2	17.0m ³ /min×2		17.0m ³ /min×2
ホ ー ル ク レ ー ン	油圧式4.8t 吊	油圧式4.8t 吊	油圧式4.8t 吊		油圧式4.8t 吊

・粉体噴射攪拌機には、改良材供給機、改良材サイロ、空気除湿機、空気槽、施工管理計、制御盤等を含みます。

図-4.1.2.7に施工機械の概念図を示す。

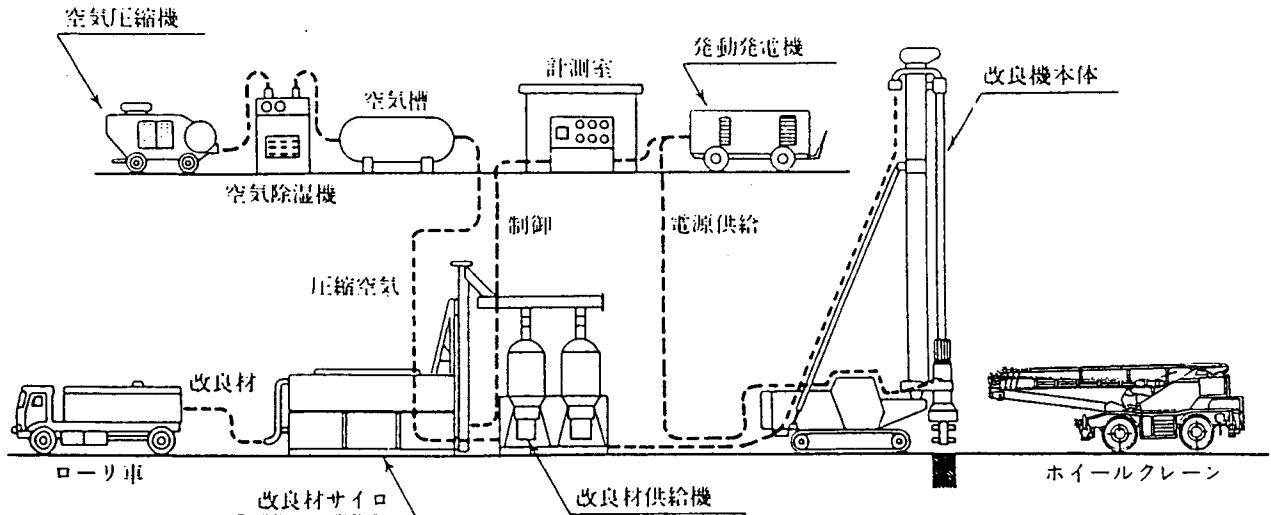


図-4.1.2.7 施工機械概念図

4. 1. 2. 4 施工管理

本工法は、出来高を直接肉眼で観察しながら施工することができないため、施工管理は各種計測器による計測管理が主体となる。

主な施工管理項目を以下に示す。

- ①改良材供給量 (各軸ごとに管理)
- ②貫入・引抜速度
- ③攪拌翼回転数
- ④改良深さ
- ⑤攪拌機電流値
- ⑥ベースマシーンリーダー垂直性

これらの施工管理項目のうち、①～⑤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、この他に改良壁体としての一体性及び止水性を考慮した接合部の管理として、ベースマシーンリーダーの垂直性 (⑥) を管理する傾斜計が必要である。

図-4.1.2.8に施工管理項目を示す。

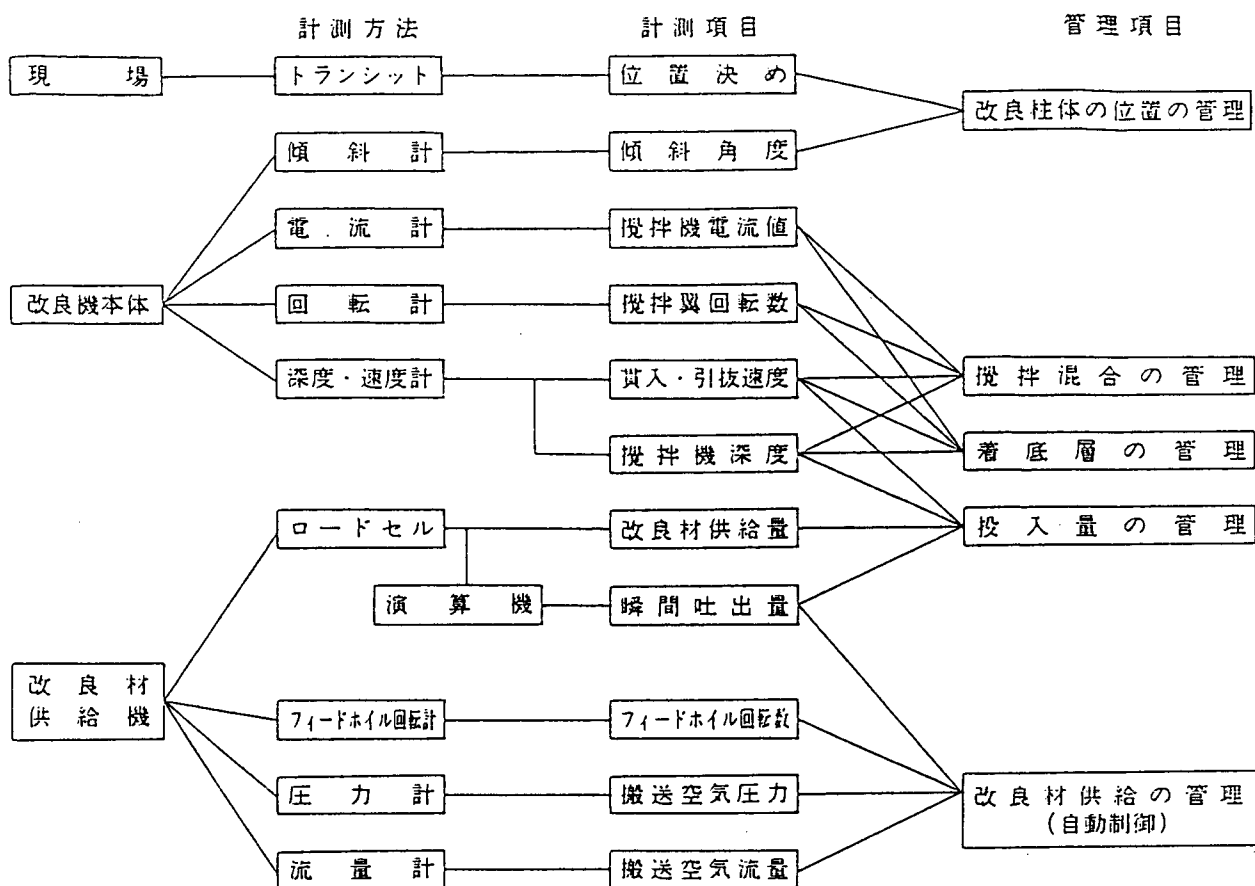


図-4.1.2.8 施工管理

4. 1. 2. 5 事後調査

○チェックボーリング

(1) 目的

チェックボーリングの目的は、改良土の強度、均一性および改良相互のラップについての品質の確認を行うことにある。

(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。調査計画にあたっては、以下の事項を検討する。

- ・養生期間、調査時期
- ・調査位置、深度、数
- ・ボーリング径、サンプラーの種類
- ・試験項目と試験方法（改良土の強度、含水比、単位体積重量等）

(3) 調査方法

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ところが多い。したがって、改良土を乱さないでサンプリングする必要がある。このためには、改良土の強度と採取目的に応じてサンプラーを選定する必要がある。チェックボーリングは、2000～3000㎖に1本程度実施するのが望ましい。

1) サンプラーの種類

デニソン型サンプラー、ダブルコアチューブサンプラー、トリプルコアチューブサンプラー

2) サンプラーの径

良質なコアの採取のため、サンプラーの外径はφ86mm以上と比較的大きな径を使用する。

3) 供試体の作成本数

深度1mごとに1本作成することを標準とするが、現場の土質条件、施工条件に応じて適宜設定する。

採取された試料については目視観察を行い、未改良層や有害な亀裂などがないかどうかを確認することがまず大切である。

室内試験のうち最も重要な試験項目は、一軸圧縮試験である。目標強度を満たしているか、あるいは強度に大きなばらつきがないか、等をできるだけ客観的に調べるため、供試体の採取深度は無作為に設定するのが望ましい。

ラップ部の接合強度を適切に評価する試験法として確立したものはないが、斜めボーリングによりラップ部をサンプリングし、ラップ面に沿ったせん断試験が試みられた事例がある。

4. 2 高圧噴射攪拌工法

高圧噴射工法の原理は、ロッドヘッド先端のノズルから水平方向に固化材スラリーを高圧で噴射させながら回転・引き上げることにより、対象土の固化材を強制的に攪拌し、液状化層を固結するものである。

高圧噴射攪拌は、吐出方法によっていくつかに分類される。表-4.2.1 に示す。

本工法は以下の特徴を有する。

(1) 軽量小型の施工マシンを用いるため、簡便な足場で狭小な場所でも改良が可能であり、振動、騒音が少ない。

(2) 安全確実な効果

信頼性の高い無機質のセメント系固化材を使用するため、安全で長期的にも安定した効果が得られる。

(3) 幅広い適用土質

砂質土から粘性土、有機質ヘドロ、腐植土層まで、あらゆる軟弱地盤の改良に適用する。

(4) 実績豊富な水中施工

単管式では、排泥の噴出がないため、産廃処理を必要とせず河川内でも安心して使用できる。

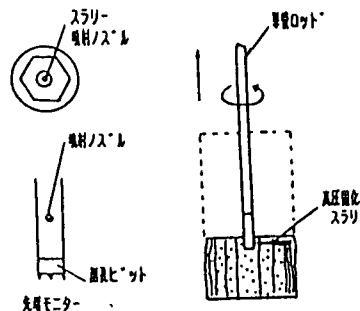
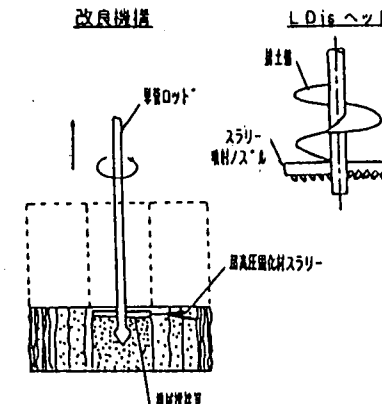
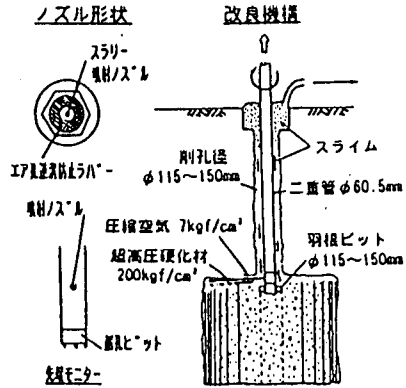
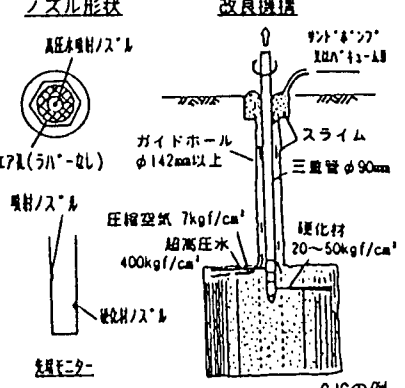
(5) 堤防横断構造物等への密着施工

高圧ジェット噴流による攪拌のため、護岸、樋門・樋管、水門等への密着や改良体相互のラップ施工も容易である。

(6) 掘進能力の高いマシン

掘進能力の高いマシンを使用しているため、砂地盤の削孔も可能である。

表-4.2.1 高圧噴射攪拌工法の分類・適用

		単管式						二重管式	三重管式	
		単管工法(グラウト)			単管式機械攪拌併用工法(グラウト)			二重管工法(グラウト・エア)	三重管工法(グラウト・エア)	
噴射機構 概要図		ノズル形状 改良機構			改良機構 LDi s ヘッド			ノズル形状 改良機構	ノズル形状 改良機構	
										
工 法 名		CCP	MM	SMM	JMM	S-JMM	LDi s	J S G	C J G	R J P
吐出圧力(kgf/cm ²)		200	200	400	200	400	400	200	400(水)	400(グラウト)
吐出量 (ℓ/分)		40~50	80	100	80	100	100	60	180	100
改良 性	粘度C<3.0	0.5m	0.8m	1.0m	1.3m	1.6m	1.6m	2.0m	2.0m	3.2m
	砂N<10.0	0.3m	0.6m	0.8m	1.1m	1.4m	1.4m	2.0m	2.0m	3.2m
施工機械		0.3t	0.3t	0.6t	8.2t	8.5t	8.5t	1.5t	2.0t	2.2t
改良機レッカー車		不要	不要	不要	不要	不要	不要	5t吊り または 20t吊りリフタクレーン	20t吊りリフタクレーン	20t吊りリフタクレーン
上空制限		3.0m以上	3.0m以上	3.0m以上	5.5m以上	5.5m以上	5.5m以上	3.0m以上	5.0m以上	5.0m以上
適用 地盤	粘性土	C ≤ 3.0	C ≤ 3.0	C ≤ 5.0	C ≤ 3.0	C ≤ 7.0	C ≤ 7.0	C ≤ 5.0	C ≤ 5.0	C ≤ 7.0
	砂質土	N < 30	N ≤ 10	N ≤ 20	N ≤ 10	N ≤ 20	N ≤ 20	N ≤ 50	N ≤ 200	N ≤ 50
	腐植土	要検討	W ≤ 1000%	W ≤ 1000%	W ≤ 1000%	W ≤ 1000%	W ≤ 1000%	要検討	不適	要検討
変形・隆起		大	大	大	中	中	小	小	極小	小
排泥処理		要	不要(残土有)	不要(残土有)	不要(残土有)	不要(残土有)	不要(残土有)	排泥多い	排泥非常に多い	排泥多い

4. 2. 1 施工方法

(1) 単管式

図-4.2.2 に固化材・配合水の流れをフローシートに示す。

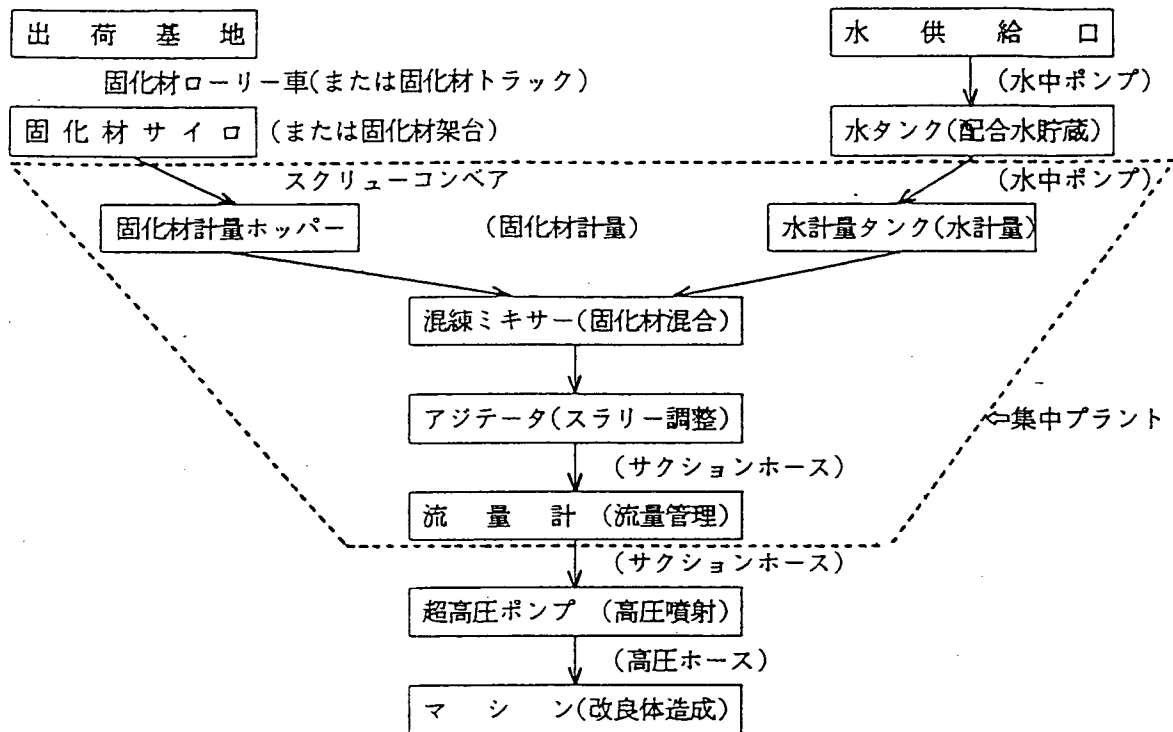
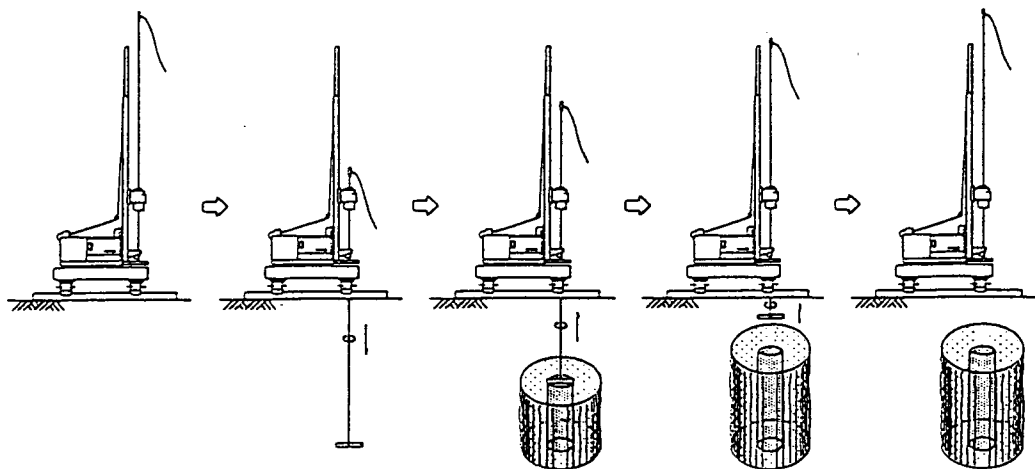


図-4.2.2 施工フロー

図-4.2.3 に施工手順を示す。



- ①移動・芯出し ②ロッドヘッド挿入 ③パイル造成中 ④造成完了・空打部引上げ ⑤洗浄・点検
- スライドベースおよびマシン ロッドヘッドを回転させ 固化材スラリーが所定の圧 計画改良深度まで改良後、 ロッド・ロッドヘッドを洗
ンを杭芯位置に移動させる。ながら計画の改良深度下 力に達したのを確認後、所 固化材スラリーの噴射をと 淨し、器具の異常・変状の
端まで挿入させる。 定の噴射時間で回転引上る。めて、空打部を引上げる。 有無を点検する。

図-4.2.3 施工手順図

(2) 二重管式および三重管式工法
 図-4.2.4 に施工フローチャートを示す。

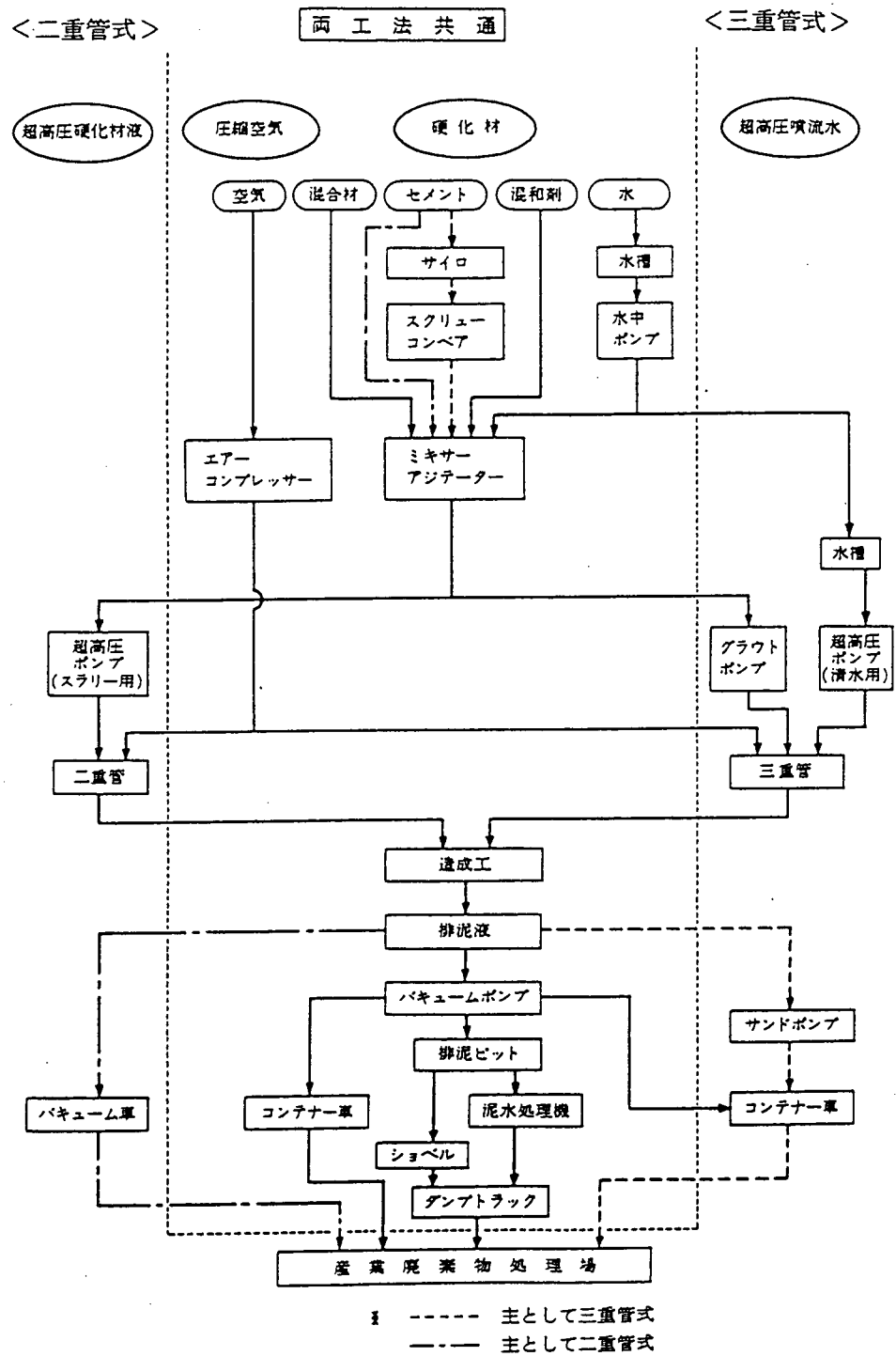


図-4.2.4 施工フローチャート

図-4.2.5 に二重管式の施工手順を示す。また、図-4.2.6 に三重管式の施工手順を示す。

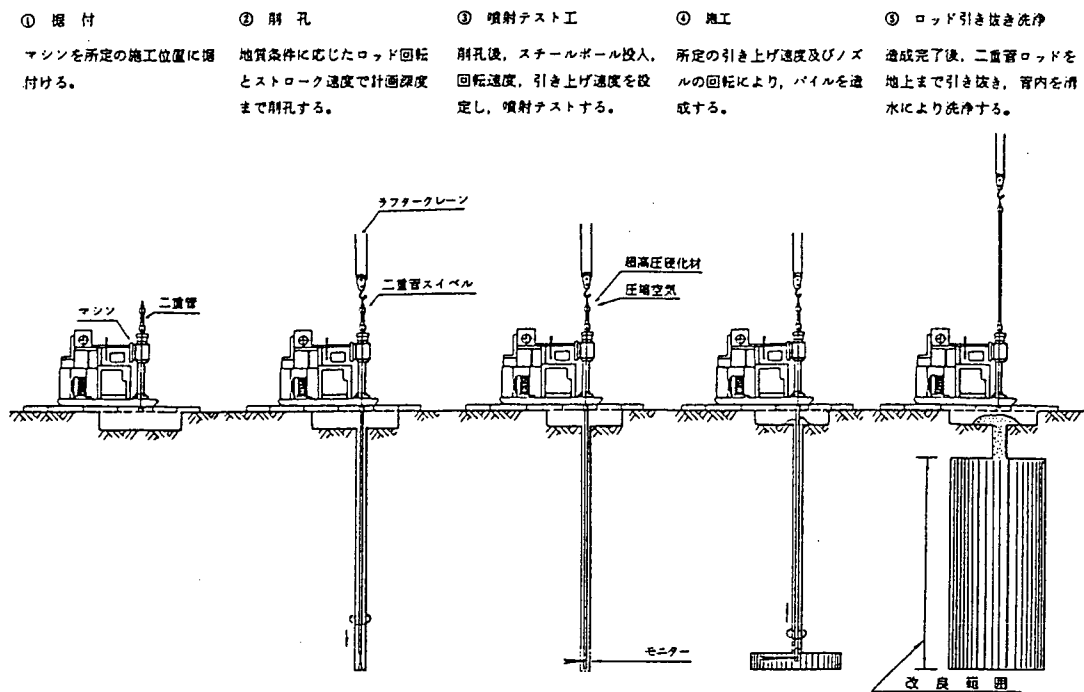


図-4.2.5 施工順序図 (二重管式工法)

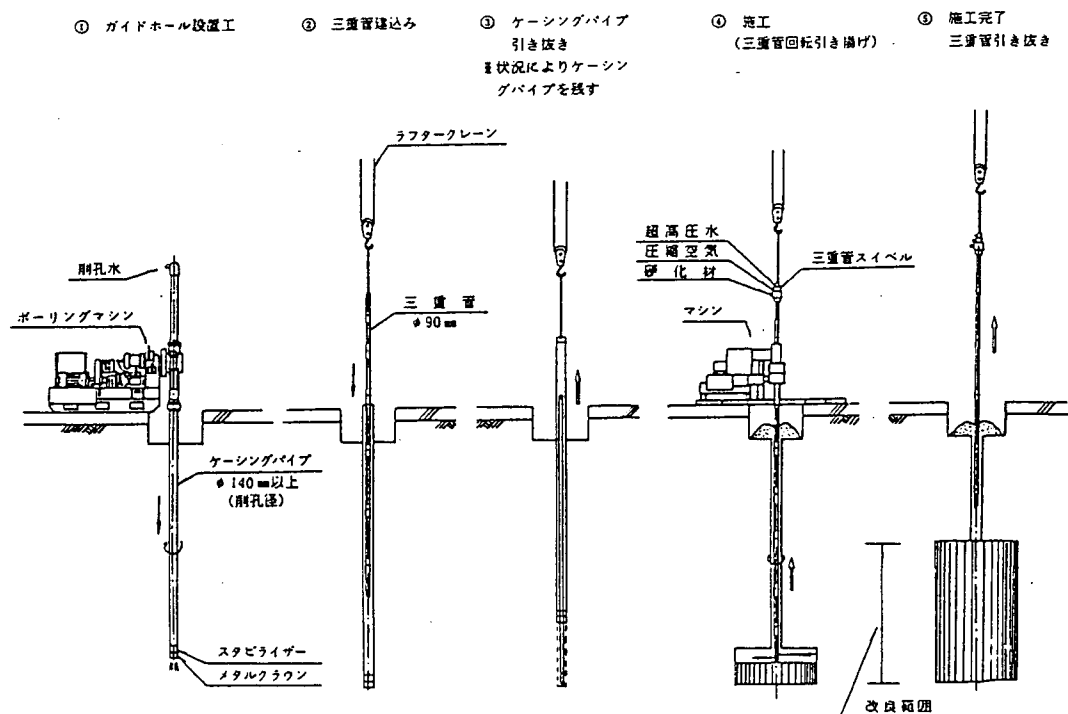


図-4.2.6 施工順序図 (三重管式工法)

4. 2. 2 施工仕様

(1) 適用および改良仕様等

表-4.2.1 に示しているのでここでは省略するが、表-4.2.1 に記入されている値は一般的な値であり、土質によって適用や仕様変動するため検討が必要である。

(2) 材料

高圧ジェット攪拌工法は、噴射時間（固化材混入量）で改良作業を行うため、安定性の高い材料の使用が要求される。現在使用材料として専用固化材を土質・地域・目的等に応じて使用している。

(3) 標準配合

一般的な標準配合を表-4.2.2、表-4.2.3 に示す。

W/C=1.5
1 m³当たり

表-4.2.2 単管式工法

使用材料	重量 (kg)	容量 (ℓ)	比重
固化材	400	129	$\rho_c = 3.10$
配合水	600	600	$\rho' = 1.00$
計	1,000	729	$\rho_m = 1.37$

表-4.2.3 二重管式および三重管式工法
1 m³当たり

使用材料	重量 (kg)	容量 (ℓ)	比重
普通セメント	760	240	3.16
混和剤	12	10	1.20
水	750	750	1.00
計	1,522	1,000	1.52

4. 2. 3 施工機械

(1) 単管式の施工機械

単管式の代表的なものとして、JMMの2マシン施工の施工機械を表-4.2.4 に示す。他工法についてもほぼ同様である。また、同工法のプラント配置を図-4.2.7 に示す。

表-4.2.4 主要機械一覧表

機 械 名	仕 様	容量 (kw)	寸 法 W×L×H (m)	重 量 (kg)	台 数 2マシン 施工
集中プラント OP-1	ミキサー 1.5m ³ アジテータ 2m ³ 水・固化材計量器付	15.6	2.3×4.0×2.2	4,500	1
固化材サイロ	30t SC付	15.4	2.4×7.0×3.3	4,500	1
超高压ポンプ	200kgf/cm ² 80ℓ/分	55.0	1.5×2.2×1.3	2,500	2
水タンク	10m ³	—	1.5×4.8×1.5	1,410	1
流量計	0~120ℓ/分	—	1.0×0.5×0.7	150	2
マシン	3.5mストローク 3~60rpm 0~400 kg・m	30.0	1.5×3.2×10.4	3,700	2
スライドベース (駆動装置)	自動走行式	—	3.5×10×0.5	4,500	2
水中ポンプ	φ-80mm揚程20m	4.2	—	60	2
発動発電機	125kVA 164PS	—	1.1×3.3×1.5	2,680	1
発動発電機	200kVA 259PS	—	1.3×3.8×1.8	3,670	1

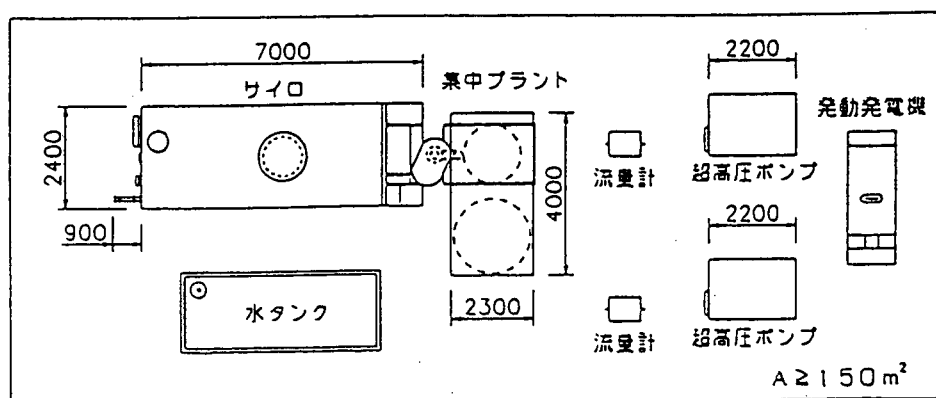
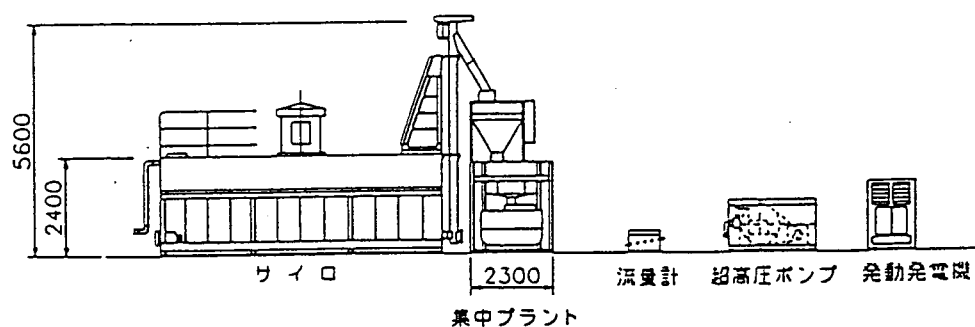


図-4.2.7 2マシン編成プラント配置

(2) 二重管式および三重管式の施工機械

表-4.2.5 に二重管式および三重管式の施工機械の一覧を示す。工法により組合せが若干異なる。

また、図-4.2.8、図-4.2.9 に二重管式および三重管式の施工プラント配置の一例を示す。

表-4.2.5 二重管式および三重管式工法使用機械

機 械 名	規 格	形 状 (m) 幅 × 長 × 高	重 量 (kg)	動 力 (kW)	二重管	三重管
ボーリングマシン	掘進 500 m	1.16 × 2.24 × 1.59	1,950	11.0	△	○
ボーリングポンプ	210 ℓ/分 22 kgf/cm ²	0.72 × 2.35 × 1.12	625	11.0	△	○
二重管マシン	掘進 500 m 自動引上げ式	1.60 × 1.80 × 2.33	1,500	11.0	○	
三重管マシン	5~6 rpm 掘進 500 m	1.17 × 2.15 × 1.45	1,500	11.0		○
"	削孔兼用機	1.34 × 2.15 × 1.64	3,300	11.0		△
自 走 式 マ シ ン	"	2.40 × 4.10 × 2.00	7,000	55 PS	△	△
"	"	2.47 × 6.22 × 2.70	9,800	53 PS	△	△
超 高 圧 ポ ン プ	60 ℓ/分 200 kgf/cm ²	1.50 × 2.20 × 1.25	2,500	55.0	○	
"	70 ℓ/分 400 kgf/cm ²	1.50 × 2.20 × 1.25	2,500	55.0		○
"	100 ℓ/分 400 kgf/cm ²	1.50 × 2.20 × 1.25	2,000	75.0		△
"	140 ℓ/分 400 kgf/cm ²	1.60 × 3.00 × 1.90	5,500	110.0		△
グ ラ ウ ト ポ ン プ	200 ℓ/分 50 kgf/cm ²	1.25 × 2.00 × 1.10	1,800	22.0		○
セメントスラリープラント	12 m ³ /h	2.10 × 2.75 × 2.40	2,950	5.2	○	○
"	24 m ³ /h	2.20 × 2.80 × 2.55	2,400	14.0		○
流 量 計	120 ℓ/分	1.00 × 0.50 × 0.70	150	—	○	
"	200 ℓ/分	1.00 × 0.50 × 0.70	130	—		○
エアコンプレッサー	5 Nm ³ /分 7 kgf/cm ²	0.98 × 1.87 × 1.08	930	51 PS	○	○
高圧コンプレッサー	18 Nm ³ /分 10.5 kgf/cm ²	1.60 × 4.00 × 2.00	3,300	190 PS		△
セメントサイロ	30 t 移動型	2.50 × 6.50 × 2.60	6,500	15.4	○	○
サ ン ド ポ ン プ	口径 100 mm 強力型		190	11.0	△	○
"	口径 100 mm 超強力型		400	22.0	△	△
バキュームポンプ	20 m ³ /h	1.06 × 2.46 × 1.48	1,300	15.4	△	△
水 中 ポ ン プ	口径 50 mm	0.21 × 0.42	30	1.5	○	○
水 槽	20 m ³	2.00 × 6.00 × 2.00	2,700	—	○	○
バ キ ュ ー ム 車	小型車 大型車				○	○
コ ン テ ナ 車	大型車				△	○
ク レ ー ン 車	ラフタークレーン 20 t				△	○
"	" 5 t				○	—
発 電 機	(防音型)				○	○

○通常仕様 △特殊仕様

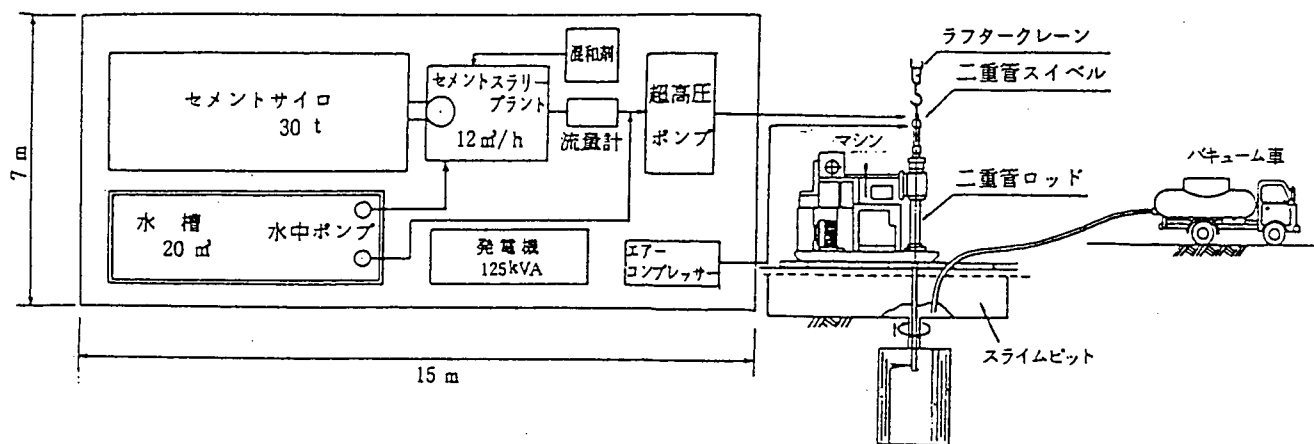


図-4.2.8 二重管式工法標準施工プラント図

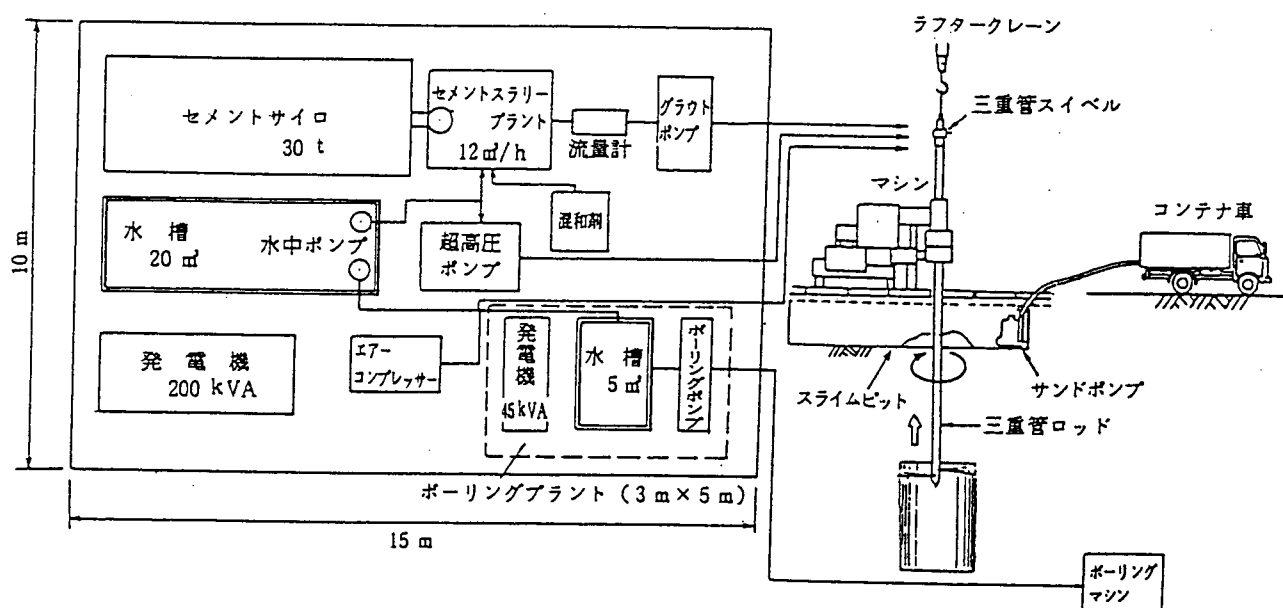


図-4.2.9 三重管式工法標準施工プラント図

(3) 施工マシン

施工マシンには、重量 0.3～0.6t のボーリングマシンを用いる。施工時の上空制限は使用するマシンによっても異なるが、3～5.5m である。

4. 2. 4 施工管理

(1) 固化材管理

固化材の管理は、搬入車輛ごとの材料の入荷伝票による数量確認と写真撮影によりチェックする。また、材料の使用量については日々の練りバッチ数にて行い、材料受払帳にて管理する。

固化材の品質は、出荷管理基準と月毎の試験成績表の提出で行う。

(2) レベル管理

貫入深度は、機械足場高を基準として所定の貫入深度を決定し、適時、ロッド全長・機械高・ロッド残長を検尺する。

(3) 噴射時間管理

噴射時間は、機械的に自動化されているのでロッド回転数を含め、適時ストップウォッチにてチェックする。

(4) 吐出圧力・流量管理

圧力計および流量計により管理する。

(5) 施工管理表

表-4.2.6、表-4.2.7 に単管式および二重管式、三重管式の施工管理表を示す。

表-4.2.6 施工管理表 (単管式)

工 法 の 施 工 管 理 一 般									
プ ラ ン ト 施 工 管 理 作 業				施 工 マ シ ン 施 工 管 理 作 業					
管 理 項 目		管 理 方 法	管 理 基 準	工 法 の 作 業 フ ロ ー シ ー ト		管 理 項 目	管 理 方 法	管 理 基 準	
固 化 材 受 払	1)使用材料確認 2)搬入系統・搬入路 の確認 3)搬入材料・伝票 残材料の数量確認	1)搬入材、使用材 残材の数量 チェック 2)通時の監督員 立会い	1)出荷管理基準 2)現地写真撮影 3)納品伝票等 4)材料集計表	<プラント部> 【 水 】 水 槽 水中ポンプ 配合水 【固化材】 サイロ スクリューコンベヤ ミキサ アジテータ 超高压ポンプ 高压ホース 削孔水 <施工マシン部> 準備 (移動・芯出し) ロッドヘッド貫入 改良深度下端 改 良 空打ち部引上げ 洗浄・点検 削孔水 高压固化材スラリー		施 工 マ シ ン	1)改良位置の確認 2)施工順序の確認 3)埋没物危険性 (度合)の把握	1)事前の測量作業 2)位置マーキング 3)安全対策	左右前後±5cm 各安全基準のチェ ック
	固 化 材 配 合	1)設計配合の確認 2)標準配合・現場 配合の確認 3)材料の計量および チェック	1)現場配合表の チェック 2)スラリー比重 チェック 3)確認試料の採取			1)混練バッチ回数 2)マッドバランス (1回/日) 3)試験成績表	施 工 準 備	4)ロッド鉛直方向 のチェック 5)水準器、スラント ルールによるチェ ック	4)品質チェック 5)水準器、スラント ルールによるチェ ック
ポ ン プ 類 運 動 操 作	1)ポンプ操作の監視 ・高圧噴流 ・吐出圧力の確認 ・吐出量の確認 2)施工機械類の 異常監視	・圧力計の常時 チェック ・流量管理記録計 ・作業状況、異常音 のチェック	P = 200±10 kgf/cm ² Qp=80ℓ/分 ・常時	削孔水 高压固化材スラリー		貫 入 作 業	1)貫入深度の確認	1)ロッドの全長と 残尺のチェック 2)状況からの土性変 化、異常の記録 対策	適時残尺 現地写真撮影 記録・目視 対策
	改 良 作 業	1)工業標準仕様の 確認	1)所定施工条件、 および回転数の チェック 2)噴射時間のチェッ ク			2)処理時周辺環境 の確認	3)既設物、地盤の 動態観察 4)第三者の安全確保	20±2 r.p.m 常時 (適時) 記録	
		3)処理深度の確認	5)ロッド長のチェッ ク			残尺チェック 現地写真撮影			
安 全 点 検	1)プラント側機械類 の安全点検 2)搬入・搬出路系統 の安全点検	1)機械、高压ホース、 継手等の安全点検 2)動力源の安全対策 3)交通安全対策	1)作業開始時間 2)安全パトロール 3)安全大会	品 質 管 理	1)改良体頭部掘削による、平面状の出来形確認 2)ブロックサンプリング または チェンキージョーリングによる コア 採取 3)コアによる一軸圧縮試験 (室内) 4)室内配合試験 5)事前・事後報告書作製	安 全 点 検	1)処理機側機械類 の安全点検	1)ロッド、スライバ、ホース 等の安全点検 2)管内残留スラリー の洗浄チェック 3)摩耗チェック	始業点検 安全日誌の記録 安全パトロール

表-4.2.7 施工管理表(二重管式および三重管式)

プロセスチャート	管理項目	管理基準	管理方法	頻度
二重管式 ←→ 三重管式 抗芯出し	位置 埋設物	±10cm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 —
← GH設置	削孔角度 " 深度	±0.5°以内 設計値以上	水準計, スラントルール ケーシング長・テープ	各孔 "
← 三重管挿入	深 度	設計値以上	ロッド長・テープ	各孔
← ケーシング引抜	深 度	設計値以上	ケーシング長・テープ	各孔
マシン設置	角 度	±0.5°以内	水準計, スラントルール	各孔
削孔 →	削孔角度 " 深度	±0.5°以内 設計値以上	水準計, スラントルール ロッド長・テープ	各孔 "
噴射テスト	回転数 引上速度	二重管式 5~15rpm 三重管式 6rpm以内 設定値	ストップウォッチ "	各孔 "
← 超高圧水	圧 力 流 量	350kgf/cm ² 以上 70ℓ/分	圧 力 計	常 時
圧縮空気	圧 力 流 量	6~7kgf/cm ² 1.5 ml/分以上	圧 力 計	常 時
硬化材	配 合 力 流 量	比重±0.05以内 二重管 180kgf/cm ² 以上 三重管式 20kgf/cm ² 以上 二重管式 60ℓ/分以上 三重管式 140, 180ℓ/分以上	比 重 計 圧 力 計 流 量 計	1回/日 常 時
回転引上	回転数 引上速度	二重管式 5~15rpm 三重管式 6rpm以内 設定値	ストップウォッチ "	各孔 "
排泥処理	スライム状況 処分地	常時噴泥 許可車輦・処分地	目 視 可 証	常 時 随 時
引 抜 き	ロッド本数		ロッド本数・テープ	各孔
穴埋め, 洗浄	点検確認		目 視	各孔

☐ 共通
 ☐ 二重管式
 ☐ 三重管式

4. 2. 5 品質管理

(1) 室内配合試験

単管式については原則として、実施工に先立ち原土と固化材を室内で混合攪拌して供試体を作製し、一軸圧縮試験を実施する。その結果より適正な固化材混入量を決定する。

(2) 確認試験

実際に施工した改良杭にてチェックボーリングを実施し、改良天端高・下端高のチェックおよび改良強度・効果の確認を行う。

改良径および改良強度などの確認試験は、各現場ごとに監督者と協議の上、方法・数量を決定するが、およその管理基準は表-4.2.8 のとおりである。

表-4.2.8 管理基準 (例)

管理項目	基準	方法	備考
改良径	1000m ³ に1ヶ所 (5000m ³ に 1ヶ所)	試掘によって形状寸法を確認する。	試掘できる深さ・現場条件であること
コア採取		1) ブロックサンプリング 2) ダブルコアチューブによるボーリング	短期材令、低改良強度に留意すること
改良強度		1) 室内一軸圧縮試験 2) その他物理試験	成形等を行う 採取コアを用いる

4. 3 注入工法

注入工法は、対象地盤の土粒子の骨格構造を壊さず、注入材を土粒子間に浸透させ間隙水と置換し、連続的に固結させる工法である。

本工法の特徴

- ① 小規模で軽量の施工機械で作業場所と作業空間が小さくてすみ、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. 3. 1 施工方法

注入工法の施工は、図-4.3.1 のフローに従って実施される。

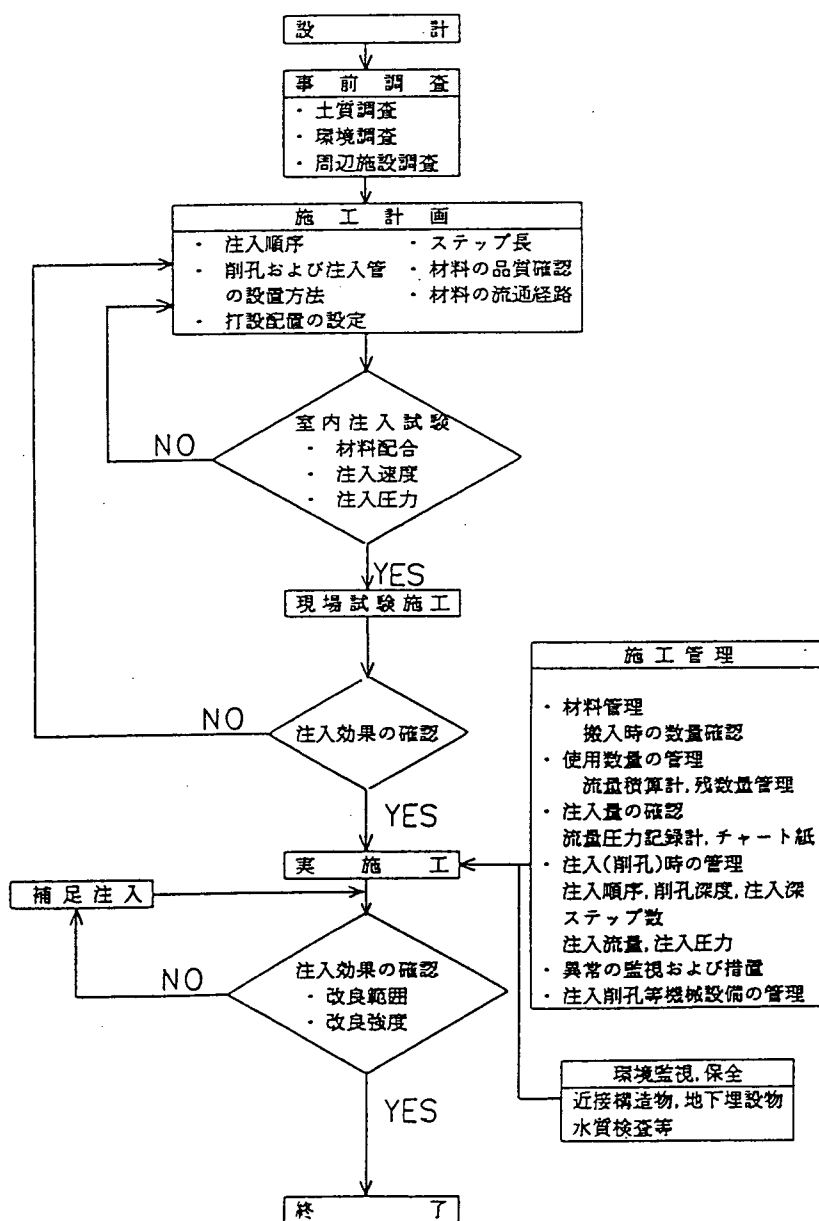


図-4.3.1 施工フローチャート

(1) 施工手順

本工法では、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方式を主に用いる。

一般的な二重管ダブルパッカ方式による施工手順を図-4.3.2 に、注入部構成例を図-4.3.3 に示す。

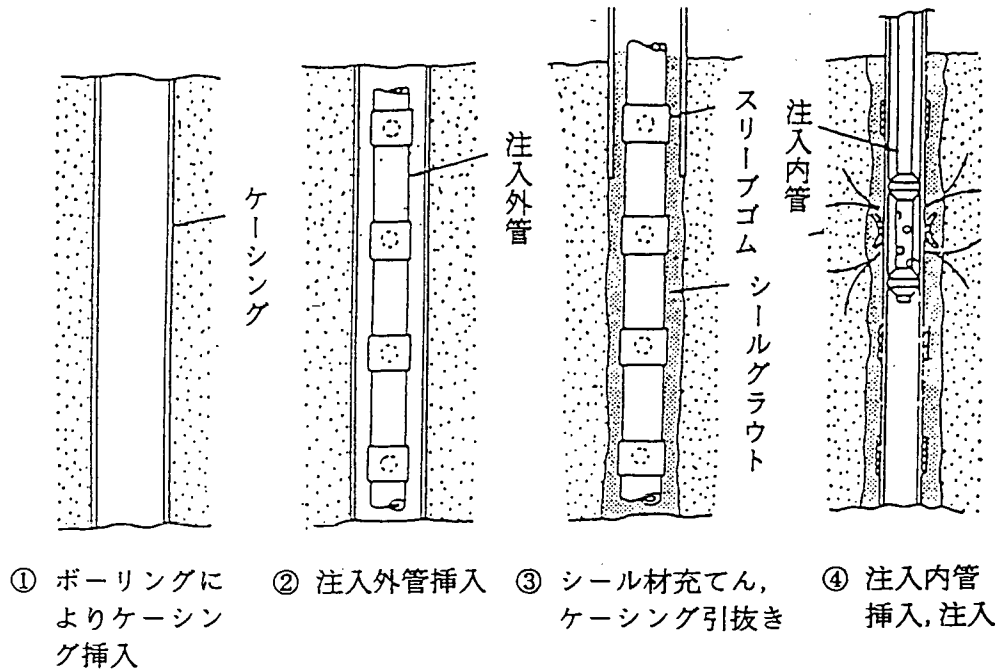


図-4.3.2 二重管ダブルパッカによる施工手順

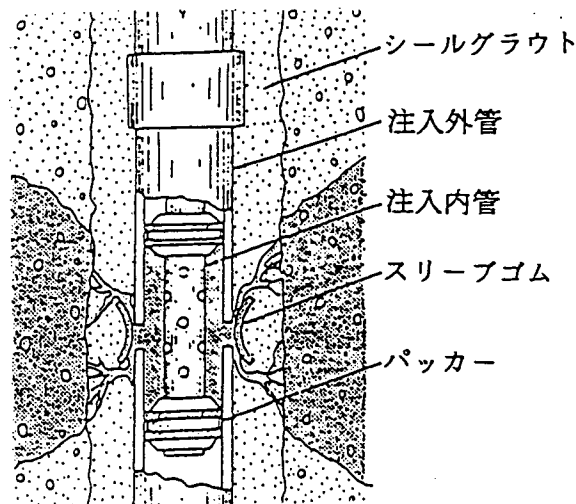


図-4.3.3 注入部構成概要図

4. 3. 2 施工仕様

(1) 適用地盤

透水係数 $k = 1.0 \times 10^{-3}$ cm/sec 以上

細粒分含有率 $F_c = 10\%$ 以下

(2) 改良杭径の設定

改良杭径は、対象地盤の特性（透水係数、細粒分含有率等）によって設定する。表-4.3.1 に示す透水係数と浸透改良杭の関係を参考にし、室内注入試験を行い決定する。

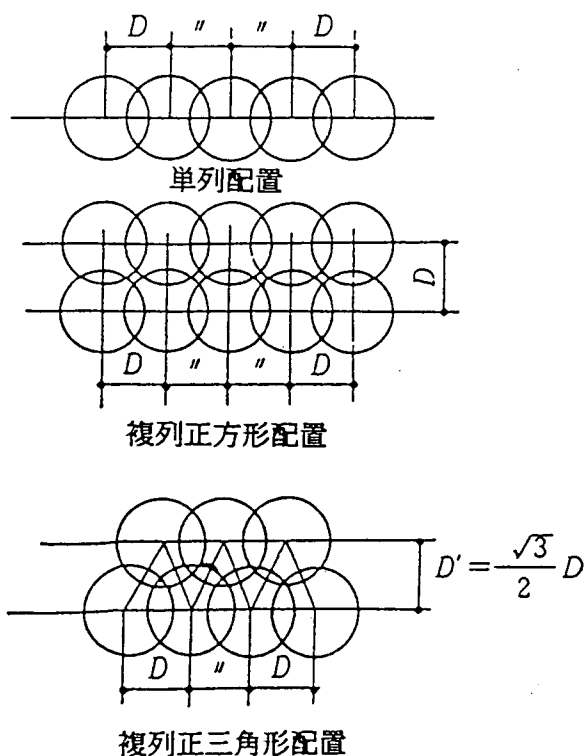
表-4.3.1 透水係数と浸透改良径の関係

透水係数 k (cm/sec)	使用 W/C (%)	使用 B/C (%)	注入速度 (kgf/cm ²)	浸透改良径 (m)
$1.0 \times 10^{-1} \sim 5.0 \times 10^{-2}$	500	1 ~ 10	10 ~ 20	3.0
$5.0 \times 10^{-2} \sim 1.0 \times 10^{-2}$	750 ~ 1,000	3 ~ 10	10 ~ 12	3.0
$1.0 \times 10^{-2} \sim 5.0 \times 10^{-3}$	1,000	8 ~ 10	8 ~ 10	2.0
$5.0 \times 10^{-2} \sim 1.0 \times 10^{-3}$	1,500	8 ~ 15	2 ~ 8	0.5 ~ 1.0

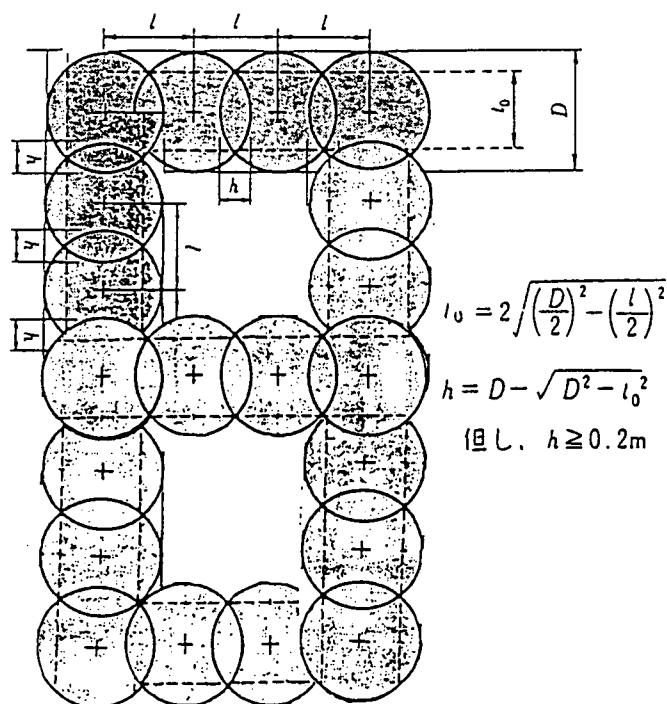
(3) 杭体の配置

改良杭の配置は改良地盤の形状から、ブロック式または格子式などの構造様式がある。構造様式の選定にあたっては、各構造様式が有する安定性、経済性、施工性等を充分考慮し、適切な構造様式を選定する必要がある。

ブロック式



格子式



(4) 仕様材料

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とする。当該注入材の物理的性質を表-4.3.2 に、粒度分布を図-4.3.2 に示す。

分散剤については、使用するセメント系注入材を均一な懸濁液にし、最終強度に影響ないものを選定する。

表-4.3.2 超微粒子セメント注入材の基礎物性

真比重	3.0±0.1
容 量	0.9±0.1 kg/ℓ
粉末度	ブレーン比表面積 約9,000cm ² /g

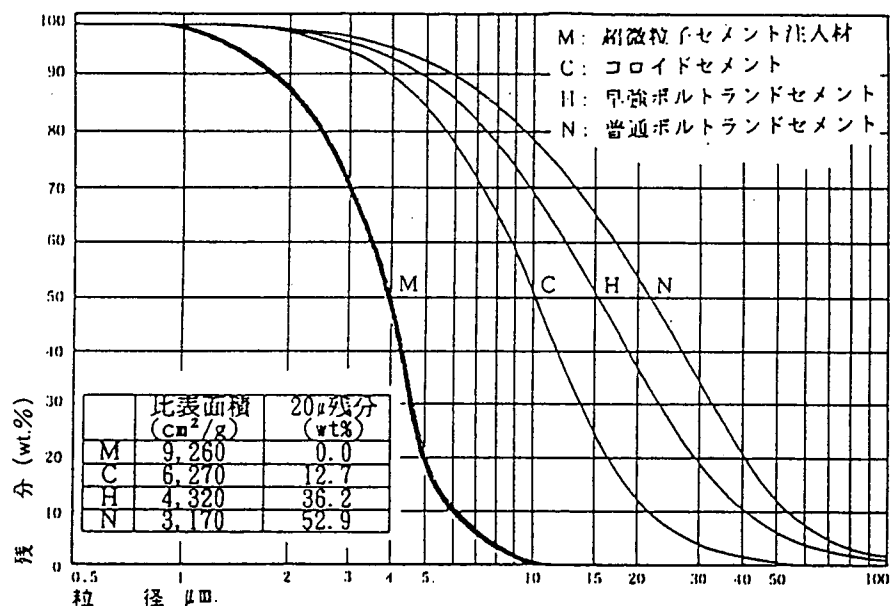


表-4.3.2 超微粒子セメント注入材の粒度分布

4. 3. 3 施工機械

二重管ダブルバック方式において、削孔に使用する機械構成を表-4.3.2 に、注入に使用する機械を表-4.3.3 に示す。

表-4.3.2 標準削孔使用機械構成

名 称	仕 様	備 考
ドリリングマシン	パーカッションロータリー 100PS	
ドリリングマシン (スキッド式)		水平削孔で使用
ボーリングマシン	油圧式	ドリリングマシン不可時
送水ポンプ	100ℓ/min	
スリーブミキサー	300ℓ 2槽	
スリーブ循環ポンプ	100ℓ/min	
水タンク	5 m ³	

表-4.3.3 注入の標準機械構成（二重管ダブルバック方式）

名 称	仕 様	備 考
インジェクションポンプ	0～20ℓ/min×2	注入ポンプ
グラウトミキサー	300ℓ 2槽	
電磁流量計	0～60ℓ/min	注入量測定
バック加圧ポンプ	140kg/cm ²	注入バック加圧用
引上装置	0.3t/m ²	注入ホース引上げ用
ベビーコンプレッサー	0.28m ³ /min	ホースブLOWER作動用
積算流量計	φ40mm	500m ³ で使用
送水ポンプ	100ℓ/min	注入管水洗い用
水タンク	5 m ³	

注入工法（二重管ダブルパッカー工法）に使用する削孔装置と注入装置の施工機械例を図-4.3.4 および図-4.3.5 に示す。

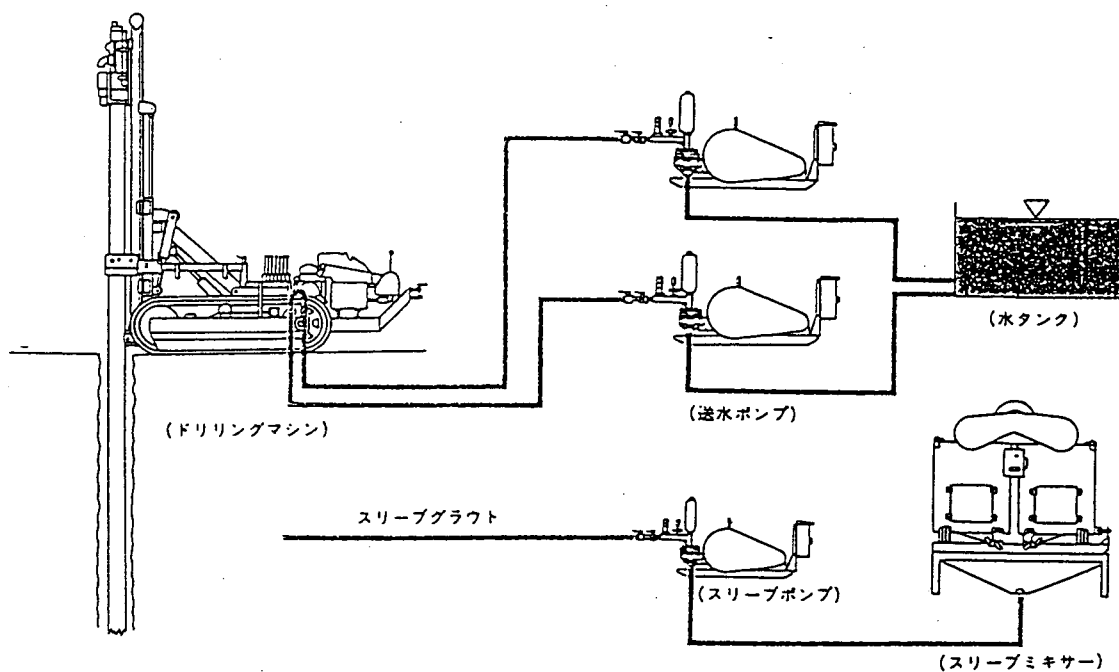


図-4.3.4 削孔装置概念図

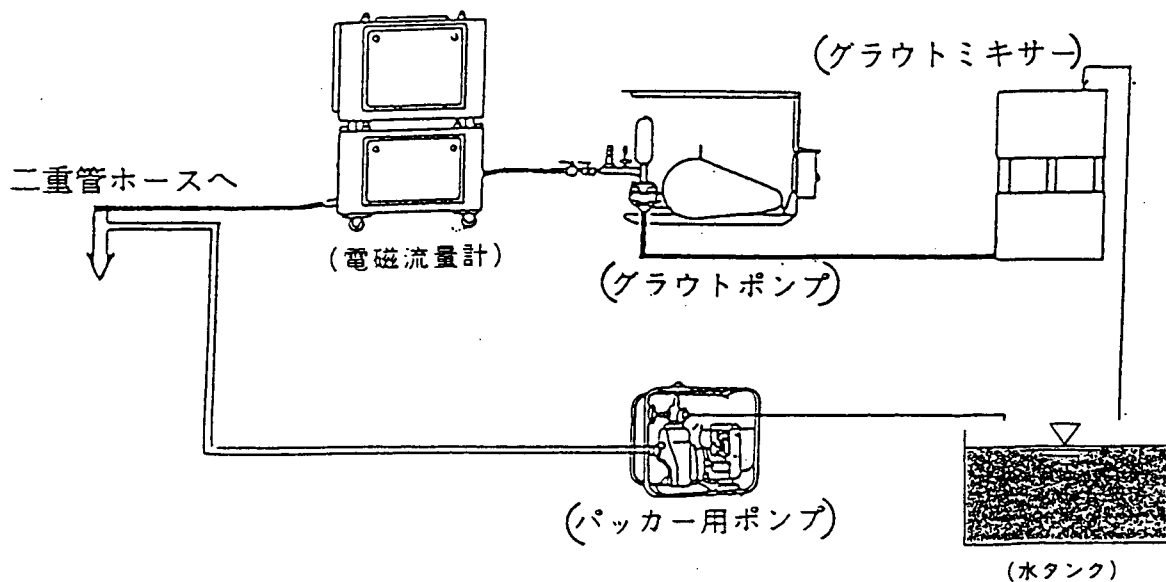


図-4.3.5 注入装置概念図

4. 3. 4 施工管理

(1) 施工前の管理

超微粒子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、施工機械に点検、設備が重要であり、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。

(2) 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）については、十分な管理を行う必要がある。

注入圧力は地盤条件、注入深度等によって影響されるものであり、設計時に適正な注入圧力を設定するのは難しいが、注入圧力は注入形態、注入効果ならびに環境保全に与える影響が大きく重要な管理項目である。圧力管理は、地盤、環境条件、試験注入結果等を総合的に判断して、注入時のP-Q管理図を解析しながら行うことが望ましい。

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、振動面でも配慮をはらう必要がある。

(3) 施工後の管理

施工後の管理としては、注入効果の確認が極めて重要である。注入効果の確認には、非破壊判定試験、削孔による判定試験、掘返し試験等に分類でき、注入範囲、強度特性を調査するにあたり、環境、経済条件および注入時の諸データ（注入圧、注入量など）から適合した判定試験を選択し、総合的な判断を行う必要がある。

本工法では、改良効果の確認を施工終了後、主にチェックボーリングを用いて実施する。調査計画にあたっては、以下の事項を検討する。

- ・ 養生期間、調査時期
- ・ 調査位置、深度、数
- ・ ボーリング径、サンプラーの種類
- ・ 試験項目、試験方法

5. 鋼材を用いた対策工法

5. 1 鋼材工法

本工法は、鋼矢板、鋼管矢板、鋼管杭、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堤防盛土の法尻などに打ち込み、盛土のすべり破壊を防止するとともに、液状化による盛土直下および周辺地盤の強度低下に伴う側方流動を防ぎ、盛土の沈下変形を抑制する工法である。

排水機能付き鋼材では、排水部材により地震時の鋼材周辺の過剰間隙水圧の上昇を抑制し、鋼材周辺地盤の剛性を保持することにより一層の効果が期待できる。

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。

5. 1. 1 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取り、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。

a) 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。

b) 導棒工

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設ける。

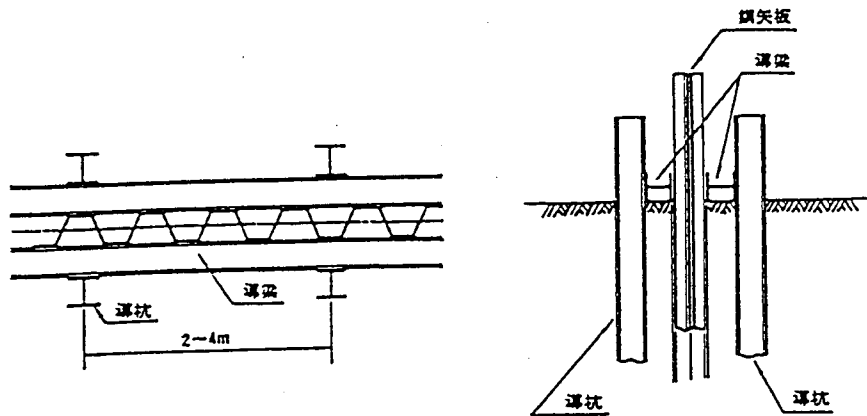


図-5.1.1 導棒工の例

c) 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。

d) 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。パイプ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. 1. 2 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パイプ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-5.1.2 に示すような打ち込み長さとの関係が示されている。

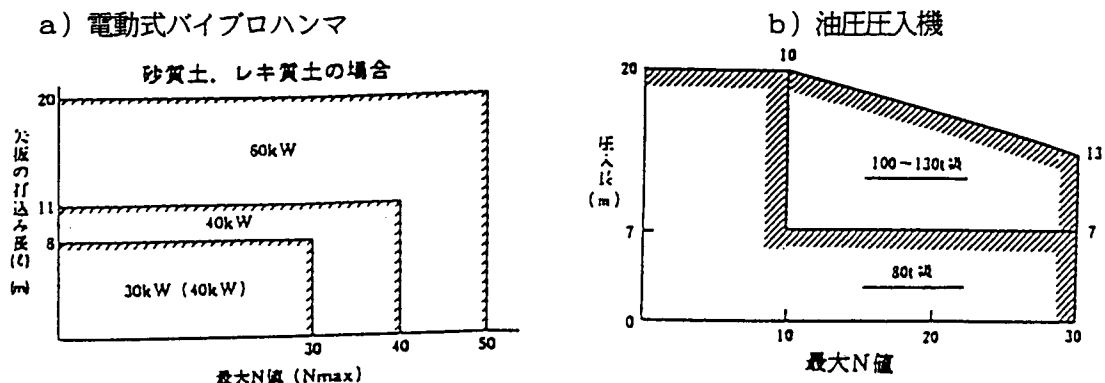


図-5.1.2 鋼矢板の打ち込み長さとの関係

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、転石が混在する場合にも対応することができる。

(2) 使用材料

a) 鋼矢板

使用する鋼矢板は、JIS A 5528に準拠するものとし、機械的性質および化学成分は以下のようである。

表-5.1.1 鋼矢板の機械的性質

種類の記号	引張強さ N/mm ²	降 伏 点 N/mm ²	伸 び %
			I A号又は4号試験片
SY 295	490 以上	295 以上	17 以上
SY 390	540 以上	390 以上	15 以上

表-5.1.2 鋼矢板の化学成分

種類の記号	化学成分 %		
	P	S	Cu
SY 295	0.040 以下	0.040 以下	0.25 以上
SY 390	0.040 以下	0.040 以下	0.25 以上

備考 必要に応じて上表以外の合金元素を添加することができる。

b) 鋼管杭および鋼管矢板

使用する鋼管杭は、JIS A 5525、鋼矢板は、JIS A 5530に準拠するものとし、機械的性質および化学成分は以下のようである。

表-5.1.3 機械的性質

機械的性質	引張強さ N/mm ²	降伏点又は 耐力 N/mm ²	伸び % 5号試験片 横方向	溶接部引張 強さ N/mm ²	へん平性 平板間の距離(H) (Dは管の外径)
製 法 区 分	アーク溶接、電気抵抗溶接			アーク溶接	電気抵抗溶接
SKK 400	400 以上	235 以上	18 以上	400 以上	1/3 D
SKK 490	490 以上	315 以上	18 以上	490 以上	1/8 D

表-5.1.4 化学成分

(単位%)

種類の記号	C	S _i	M _n	P	S
SKK 400	0.25 以下	—	—	0.040 以下	0.040 以下
SKK 490	0.18 以下	0.55 以下	1.50 以下	0.040 以下	0.040 以下

備考 必要に応じて、表記以外の合金元素を添加することができる。

c) 排水機能付き鋼材

鋼矢板、鋼管杭、鋼管矢板に目詰まり防止用のフィルターを配した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厚に地盤の層厚変化を考慮した長さとする。

5. 1. 3 施工機械

(1) 主要機械の仕様

表-5.1.5、表-5.1.6 にそれぞれ振動工法、圧入工法の機械の組合せを示す。

表-5.1.5 振動工法の機械の組合せ

機 種	電動式バイブロハンマ			油圧式バイブロハンマ
	30kW	40kW	60kW	220ps
クローラクレーン (機械式)	35～37t 吊		40t吊	40t吊 (50t 吊)
トラッククレーン (油圧式)	20～22t 吊			
発動発電機	100kVA	125kVA	200kVA	—

(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30m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、電動式バイブロハンマで、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. 油圧式バイブロハンマによる引抜きの場合のクローラクレーンは、50t 吊を使用する。

表-5.1.6 圧入工法の機械の組合せ

機 種	圧入引抜規格	圧入および引き抜き	
		80t 級	100 ～130t級
トラッククレーン (油圧式)		20～22t 吊	25t 吊
発動発電機		75 kVA	

(注) 1. 現場条件により上表により難しい場合は、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-5.1.4、図-5.1.5 にそれぞれ振動工法、圧入工法の施工概念図を示す。

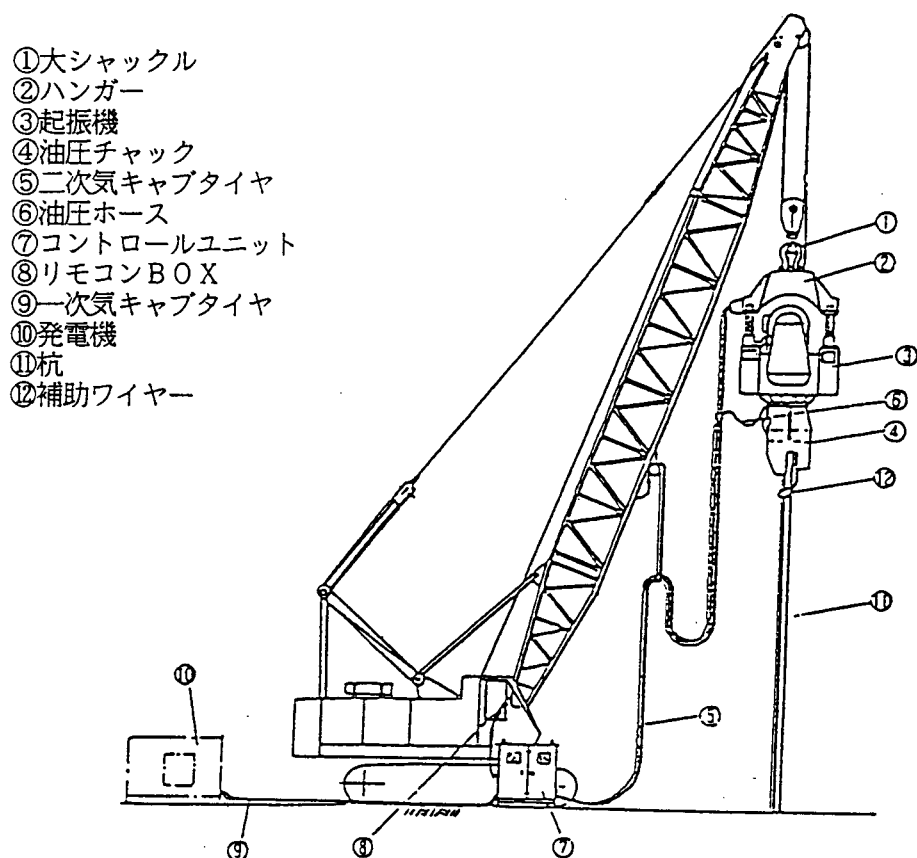


図-5.1.4 振動工法の施工概念図

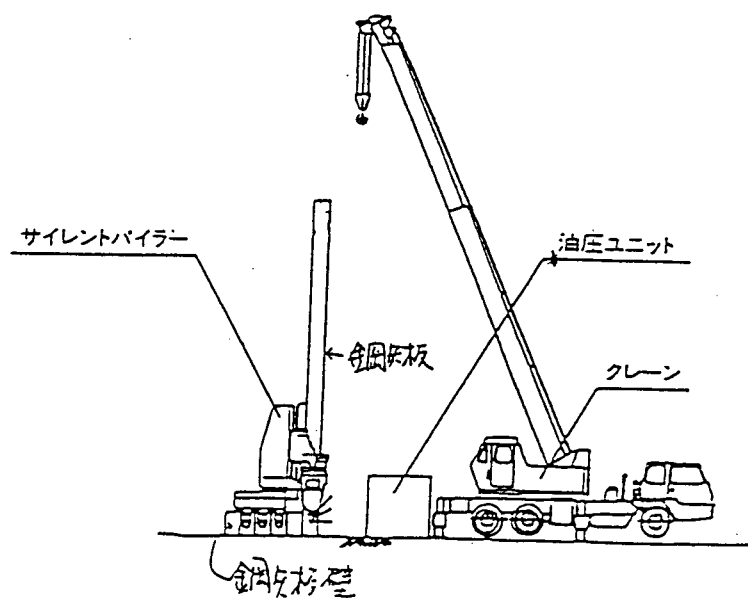


図-5.1.5 圧入工法の施工概念図

表-5.1.7 に代表的なバイプロハンマの分類を示す。振動工法は圧入工法に比べ施工が早く、一般的な工法である。普通型バイプロハンマに加え、低振動、低騒音に対応したもの、上空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、上空制限が、鋼矢板の全長+2.5m程度まで施工可能なものがある。ただし、この場合は、上空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-5.1.8 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、上空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50～60cm程度まで施工可能な機種、上空制限が1.5m程度まで施工可能な機種などがある。ただし、上空制限がある場合は、振動工法と同様、鋼矢板の継ぎ足しが必要となる。

表-5.1.7 バイプロハンマの種類

分類	特長	起振力 (ton)	電源容量 kW (kVA)	使用重機	対象矢板	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	5.0	3.5
電動式高周波型	普通型バイプロの約1.5倍の高速回転による高起振力。微振動型のバイプロ。	12.8 ～75.5	40～200 (50～250)	クレーン 15～40t 以上	V _L 型で 18mまで	4.5	2.5
電動式可変高周波型	LSVより更に低振動・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即応。	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	4.5	2.5
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	4.0	2.0
油圧式可変高周波型	超高周波振動により低公害。 SS-40L 振子式 PALSONIC ピストン式	max 45 max 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	4.0	2.0
油圧ショベル装着型	専用油圧ユニットが不要。 上空制限があってもOK。 (H=L12.5m)	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 ～0.7m ³ 級	小型の矢板 7mまで	2.0	1.5
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	THV-35クラスで ラフチェンクレーン 25～40t	比較的短い矢板 12m程度	3.0	1.5
桁下施工専用型	・2台運動式。バイプロ直下でファッキング。 ・横抱き方式で単動式。 2台運動式の両方あり。	44.4 10.8 ～48.7	140 (200) 35～140 (50～200)	SEVI-80クラスで クレーン 50tクラス	打設可能 長一作業 有効高さ	3.5	2.0
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 (VH)	400 ～800 (250～1500)	クレーン 70～500t以上	主に鋼管杭、鋼管矢板対象	5.0 以上	砂の 半分

表-5.1.8 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		100PS (エンジン)	100PS (エンジン)	37kW (電動)	100PS (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
	全幅	(mm)	980	1,000	935
	全高	(mm)	2,280	2,580	2,400
	全長	(mm)	3,070	3,070	2,240
	全幅	(mm)	1,350	1,350	1,060
	全高	(mm)	1,770	1,770	1,650
(油圧ユニット寸法)	全長	(mm)	3,070	3,070	2,240
	全幅	(mm)	1,350	1,350	1,060
	全高	(mm)	1,770	1,770	1,650
	全長	(mm)	3,070	3,070	2,240
	全幅	(mm)	1,350	1,350	1,060
	全高	(mm)	1,770	1,770	1,650

5. 1. 4 施工管理

鋼矢板の場合の施工管理項目の例として、表-5.1.9 を示す。鋼材を用いた対策工法は、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である。

表-5.1.9 鋼矢板の施工管理項目

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
	継ぎ手部の骸合状況	正常な骸合状況の確認
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
	継ぎ手部の骸合状況	正常な骸合状況の確認
	具形鋼矢板の打込み	(1) くさび鋼矢板の要不要の決定 (2) 具形鋼矢板は一度は全長を打込む。 (3) 具形鋼矢板の連続使用をさける。

5. 1. 5 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2500 t) 長さ 14.0～15.5m

