

ISSN 0386-5878

土木研究所資料 第4332号

土木研究所資料

河川堤防の液状化対策の手引き

平成28年3月

(国研)土木研究所

地質・地盤研究グループ土質・振動チーム

Copyright © (2016) 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 Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、国立研究開発法人土木研究所理事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、国立研究開発法人土木研究所理事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の手引き

地質・地盤研究グループ

土質・振動チーム

上席研究員

佐々木哲也

主任研究員

石原 雅規

要 旨:

これまで河川堤防の液状化対策は、平成 9 年に策定された「河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル(案)」に基づき、中規模地震動を設計外力として基礎地盤の液状化が発生した場合の河川堤防の安定性を確保することを目的に円弧すべり法等を用いた設計がなされてきた。その後、平成 19 年の「河川構造物の耐震性能照査指針(案)」の策定や平成 23 年東日本大震災において堤体の液状化による変状が多く確認されたことを踏まえ、レベル 2 地震動に対する河川堤防の基礎地盤および堤体の液状化対策工の効率的な設計手法の確立を目的とし、土木研究所では「河川堤防の液状化対策の設計手法検討委員会」を設立した。本資料は、当委員会における検討結果を手引きとして取りまとめたものである。

キーワード: 河川堤防、液状化対策、調査、設計、施工、維持管理

序

土木研究所が「河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル(案)」(土木研究所資料第 3513 号、平成 9 年 10 月)を策定して以降、約 20 年にわたって、このマニュアルが河川堤防の液状化対策事業に利用されてきました。

その間、河川堤防の液状化対策に係る状況は大きく変わってきています。

平成 19 年には、「河川構造物の耐震性能照査指針(案)・同解説」(国土交通省水管理・国土保全局治水課)が策定され、レベル 2 地震動に対応した液状化による堤防の沈下を直接的に求めるために、新たに地盤変形解析が導入されました。

平成 23 年には、東北地方太平洋沖地震により、河川堤防では多くの箇所で被害が生じました。この中には、それまで耐震性能照査指針等で主な対象とされてこなかった堤体自体の液状化による被害が数多く含まれており、事前に堤体の液状化対策を実施しておくべき箇所の選定方法や対策方法などが喫緊の課題となりました。また、東北地方太平洋沖地震では被災事例に関するデータが多数収集され、これらの事例を対象に検証を行った結果から、地盤変形解析に合理化の余地が大きいことが示唆されました。

以上の背景のもと、土木研究所では、地盤変形解析の合理化に関する検討や堤体液状化による沈下を地盤変形解析を用いて評価するための方法、基礎地盤および堤体の液状化対策を実施した堤防に地盤変形解析を用いる方法などについて継続的に検討を進めて参りました。

これらの成果を活用しつつ、レベル 2 地震動に対する河川堤防の基礎地盤および堤体の液状化対策工の効率的な設計手法の確立を目的とし、液状化対策に詳しい学識者、建設コンサルタント業者、建設業者、行政からなる「河川堤防の液状化対策の設計手法検討委員会」を設置し、委員会の成果を手引きとしてとりまとめました。委員長である岡村未対 愛媛大学教授を始め、委員並びに幹事の皆様には、貴重なご見識やご指導を賜るとともに、手引き作成に必要な検討や執筆等にもご協力を頂きました。この場を借り厚くお礼申し上げます。

本手引きが河川堤防の液状化対策事業において適切に活用され、河川堤防の耐震性の向上の一助となることを祈念します。

平成 28 年 3 月

(国研)土木研究所 地質・地盤研究グループ
上席研究員 佐々木 哲也

まえがき

阪神淡路大震災を契機として始まった河川堤防の液状化対策では、当初は中規模地震動を設計外力とし、「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月策定)に基づき、基礎地盤の液状化が発生した場合の河川堤防の安定性を確保すべく、円弧すべり法等の力の釣合いにより対策工が設計されてきた。

その後、2007年には河川堤防の耐震性能照査外力がレベル2地震動に引き上げられたが、河川堤防の液状化対策工がレベル2地震動による堤体および基礎地盤の変形量(沈下量)を抑制する効果を実用的なレベルで評価する技術が確立されていない状況の中で、全国的に堤防の耐震対策を緊急的に進める必要性が高いことから、引き続き既の実績のある設計手法に基づいて液状化対策の設計施工が実施されてきた。

この間、2011年に発生した東日本大震災では、基礎地盤の液状化のみならず堤体自体の液状化による河川堤防の被害が顕在化した。中規模地震動で設計された耐震対策工に被害が生じず、これによって設計法にある程度大きな安全余裕があることも確認された。また、多くの調査・研究が行われ、それにより地盤変形解析を用いた設計法の精度向上や新たな液状化対策工の実用化がなされると共に、様々な土質条件・地盤条件における堤体および基礎地盤の液状化による変形量(沈下量)の解析法、新たな液状化対策工の設計・施工法などに関する知見が蓄積された。

今般、このような状況を踏まえ、「河川堤防の液状化対策の設計手法検討委員会」の中で、河川堤防のこれまでの力の釣り合いに基づく設計法が含有していた問題点を解消すると共に、新たに許容沈下量に基づき、堤防本来の機能である治水安全性にも配慮した設計法を検討した。本手引きは、現場で河川堤防の液状化対策を実施していく際の手引きとして利用して頂くことを意図したものである。

本手引きを取りまとめる時点において、液状化対策工に係る解決できていない課題が少なからず存在する。今後の調査・研究の進展により課題が解消され、本手引きが継続的に改定されることを期待する。

平成28年3月

河川堤防の液状化対策の設計手法検討委員会
委員長 岡村 未対

河川堤防の液状化対策の設計手法検討委員会 名簿

委員長	岡村 未対	愛媛大学大学院理工学研究科	教授
委員	安田 進	東京電機大学理工学部建築・都市環境学系	教授
委員	大賀 政秀	(株)ダイヤコンサルタント 関東支社地盤技術部	部長
委員	大林 淳	(株)不動テトラ 地盤事業本部	技術部長
委員	乙志 和孝	(一社)鋼管杭・鋼矢板技術協会	委員
委員	河野 謙治	(一社)鋼管杭・鋼矢板技術協会	委員
委員	佐々木哲也	(国研)土木研究所地質・地盤研究グループ	上席研究員
委員	杉原 直樹	国土交通省国土技術政策総合研究所河川研究部	河川構造物管理研究官
委員	高橋 真一	(株)大林組 技術本部技術研究所地盤技術研究部	上席研究員
委員	高橋 裕輔	国土交通省水管理・国土保全局治水課	技術調整官
委員	平井 卓	(株)竹中土木 技術・生産本部	技術部長
委員	松尾 修	東京コンサルタンツ(株)	技術本部長
委員	黛 廣志	川崎地質(株)	技術企画部長
委員	李 圭太	(株)建設技術研究所 大阪本社	水工部長
(民間・行政からの委員は五十音順)			
幹事	伊藤 浩二	(株)大林組 技術本部技術研究所構造技術研究部	主任研究員
幹事	大作 和弘	国土交通省水管理・国土保全局治水課	課長補佐
幹事	菅野 雄一	復建調査設計(株)東京支社第一技術部	地盤環境課長
幹事	小西 一生	(株)竹中土木 技術・生産本部	技術開発部部長
幹事	鈴木 亮彦	(株)不動テトラ 地盤事業本部 技術部	技術企画課長
幹事	佐伯 宗大	(株)エイト日本技術開発東京支社地盤技術グループ	グループサブマネージャー
幹事	田中 隆太	(一社)鋼管杭・鋼矢板技術協会	委員
幹事	濱野 雅裕	(株)エイト日本技術開発関西支社耐震・保全グループ	グループマネージャー
幹事	藤井 照久	復建調査設計(株)本社	防災部長
幹事	原田 健二	(株)不動テトラ 地盤事業本部 技術部	部長
幹事	東中 邦夫	(株)竹中土木 技術・生産本部技術開発部	
幹事	樋口 俊一	(株)大林組 技術本部技術研究所構造技術研究部	上席研究員
幹事	眞野 基大	(株)エイト日本技術開発東京支社地盤技術グループ	
幹事	山田 祐樹	(株)大林組 技術本部技術研究所地盤技術研究部	主任研究員
幹事	脇中 康太	川崎地質(株)技術企画部	課長代理
(五十音順)			
事務局	石原 雅規	(国研)土木研究所地質・地盤研究グループ	主任研究員
事務局	谷本 俊輔	(国研)土木研究所地質・地盤研究グループ	研究員
事務局	荒木 裕行	(国研)土木研究所地質・地盤研究グループ	専門研究員
事務局	秋場 俊一	(国研)土木研究所地質・地盤研究グループ	交流研究員
事務局	地蔵 智樹	(国研)土木研究所地質・地盤研究グループ	交流研究員

目 次

第1章 総説	1
1.1 本手引きの位置づけと適用範囲	1
1.2 用語の定義	1
1.3 本手引きの性格	2
1.4 関連する基準類	3
第2章 液状化対策の手順	5
第3章 調査	6
3.1 区間の細分化と代表断面の設定	6
3.2 地盤調査	6
3.3 耐震性能照査	8
第4章 設計	15
4.1 設計の基本	15
4.2 設計の手順	16
4.3 対策工法の種類と選定	17
4.4 設計に関する一般事項	22
4.4.1 対策工諸元設定用震度	22
4.4.2 レベル2地震動	23
4.4.3 液状化判定	23
4.4.4 過剰間隙水圧比	25
4.4.5 強度定数	26
4.4.6 浸透に係る定数	28
4.5 対策工諸元の設定	28
4.6 耐震性能の照査	30
4.7 浸透安全性の照査	31
4.8 すり付けの検討	32
4.9 施工計画の検討	32
第5章 締固め工法の諸元設定	34
5.1 設計の基本方針	34
5.2 対策の原理と工法の選定	34
5.3 設計手順	36
5.4 改良仕様の設定	36

5.5 改良範囲の設定	39
第6章 固結工法の諸元設定	41
6.1 設計の基本方針	41
6.2 対策の原理と工法の選定	41
6.3 設計手順	43
6.4 改良範囲の設定	44
6.5 改良仕様の設定	45
6.6 対策工の外的安定の検討	47
6.7 滑動の検討	53
6.8 支持力の検討	54
6.9 対策工の内的安定の検討	58
第7章 鋼材を用いた対策工法の諸元設定	62
7.1 設計の基本方針	62
7.2 対策の原理	63
7.3 設計手順	64
7.4 鋼材の種類、規格および許容応力度と鋼材の選定	65
7.5 根入れ層の水平方向地盤反力係数の設定と根入れ長の設定	66
7.6 応力度の検討	68
7.6.1 計算モデル	69
7.6.2 外力の算定	70
7.7 排水機能付き鋼材の諸元の設定	74
7.7.1 排水機能付き鋼材周辺の過剰間隙水圧低減効果の算定	74
7.7.2 排水機能付き鋼材による対策工の外力の算定	80
第8章 堤体液状化対策工の諸元設定	83
8.1 設計の基本方針	83
8.2 対策の原理と工法の選定	85
8.3 設計手順	87
8.4 堤体内水位の設定	87
8.5 対策工諸元の設定	88
第9章 施工	91
9.1 液状化対策工法の概要	91
9.2 締固め工法	92
9.2.1 サンドコンパクションパイル工法	93
9.2.2 静的締固め砂杭工法	98
9.2.3 砂圧入式静的締固め工法およびコンパクショングラウチング工法	101
9.2.4 振動棒工法	105

9.3 固結工法	106
9.3.1 機械攪拌工法(スラリー式)	108
9.3.2 機械攪拌工法(粉体式)	124
9.3.3 高圧噴射攪拌工法	129
9.3.4 注入工法	141
9.4 鋼材を用いた対策工法	147
9.4.1 鋼材工法	147
9.5 堤体液状化対策工法	157
9.5.1 ドレーン工法	157
9.5.2 押え盛土工法	157
第10章 維持管理	159
10.1 維持管理の基本	159
10.2 資料の保存	159
10.3 点検・調査	160
10.4 補修・復旧	163

第1章 総説

1.1 本手引きの位置づけと適用範囲

本手引きは、河川構造物の耐震性能照査指針—II.堤防編—(平成28年3月 国土交通省水管理・国土保全局治水課、以下、指針)¹⁾に基づき、耐震性能を満足しないと判定された堤防において、液状化対策を実施する場合の設計、施工、維持管理に適用する。

本手引きは、指針に準拠するよう最新の検討結果に基づき、「河川堤防の液状化対策設計・施工マニュアル(案)」²⁾(平成9年10月、部分改訂平成10年10月、土木研究所資料3513号、以下、旧液状化対策マニュアル)を改定するものである。

本手引きで対象とする構造物は、指針と同じ盛土による堤防であり、自立式特殊堤や高規格堤防は対象外となる。ただし、対策原理や適用条件を吟味した上で、本手引きに示す工法ごとの諸元設定方法など部分的に自立式特殊堤や高規格堤防の液状化対策に適用することが考えられる。

旧液状化対策マニュアルでは設計と施工のみを対象としていたが、本手引きでは河川堤防の液状化対策特有の維持管理も加えた。

1.2 用語の定義

本手引きで用いる用語の意味は、次のとおりである。

(1) 河川堤防

流水が河川外に流出することを防止するために設ける盛土構造物

(2) 液状化

地震動による間隙水圧の急激な上昇により、飽和した砂質土層等がせん断強度を失うこと

(3) 液状化対策

液状化による河川堤防の沈下等の損傷を抑制する対策

(4) 一連区間

液状化対策の工法、仕様等がほぼ同一となることが想定される河川堤防縦断方向の区間

(5) 代表断面

設計を行う上で代表的な河川堤防の一連区間内の横断面

(6) 設計

液状化対策の工法、仕様等を決定し、施工・維持管理に必要な図書を作成する行為

(7) 対策工諸元設定

対策工諸元設定用震度に対して液状化対策工の安定等が確保できるよう液状化対策工の仕様を設定すること

(8) 対策工諸元設定用震度

対策工諸元設定に用いる設計水平震度で、いわゆるレベル 1 地震動相当の水平震度

(9) 耐震性能

地震の影響を受けた河川堤防の性能。地震後の堤防天端高さ(地震による堤防天端の沈下量)で評価される

(10) レベル 2 地震動

対象地点において現在から将来にわたって考えられる最大級の強さを持つ地震動

(11) 浸透安全性

計画高水位(高潮区間にあっては、計画高潮位)以下の水位の流水の通常的作用に対して河川堤防が有する浸透に関する性能

(12) 堤体

河川堤防を作るために築造した盛土

(12) 基礎地盤

堤体の下部にあって堤体を支える地盤。主に自然の作用によって形成される。

1.3 本手引きの性格

本手引きで対象とした液状化対策工とその設計方法等は、現時点の技術水準に基づいて標準的な考え方を示したものであり、対象とする箇所を踏まえるとともに、最新の知見を活用して運用することが望ましい。

本手引きは、標準的な方法や留意事項を示したものであり、対象とする箇所の条件によって、他の基準等や新たな知見を参考にする必要がある。

液状化対策工に関しては、解決できていない課題が多数存在する。たとえば、旧液状化対策マニュアルで対象となっていたドレーン工法が、本手引きで対象外となっているのは、レベル 2 地震時の対策効果の評価方法あるいは適用性が明らかでないためである。

また、基礎地盤の液状化対策として、本手引きではのり尻直下地盤への締固め工法や固結工法、鋼材を用いた方法、堤体直下へは締固め工法による全面改良を対象とした。天端の沈下量を許容沈下量以内に収めるためだけであれば、天端直下のみの対策で十分かもしれない。しかし、このような対策を施した堤防には堤体に亀裂等の変状が生じやすく、地震後を

含む浸透安全性については不明な点が多い。一方で、のり尻直下地盤に対策を施すことにより、堤防のり尻の水平変位が低減し、堤体への亀裂の入り方も軽微なものになることが実験的に確認されていることから、上記の対策工法を対象としたものである。このため、本手引きでは、ドレーン工法のレベル 2 地震時の対策効果の評価方法に係る検討や、堤体直下の部分改良に係る知見が蓄積されるにしたがって改定されるべきである。

なお、液状化対策工の効果を実際の堤防で定量的に観測・評価できた事例はあまり多くない。液状化対策に係る様々な課題の解決に向けては、このような事例の積み重ねが必要不可欠である。このため、本手引きでは、モニタリング事例や地震後の対応について、第 10 章に示した。

1.4 関連する基準類

液状化対策の設計、施工、維持管理において、本手引きに記載のない事項に関して、指針の他、関連する図書や基準類を準拠あるいは参考とする。

本手引きを策定するにあたり、主に以下の基準に準拠、図書を参考とした。本手引きに記載しきれなかった事項についてはこれらに準拠あるいは参考にするとよい。また、これらの基準や図書が改定された場合には、改定の趣旨や適用条件等を十分に確認した上で、必要に応じて改定された基準、図書を参考にするとよい。

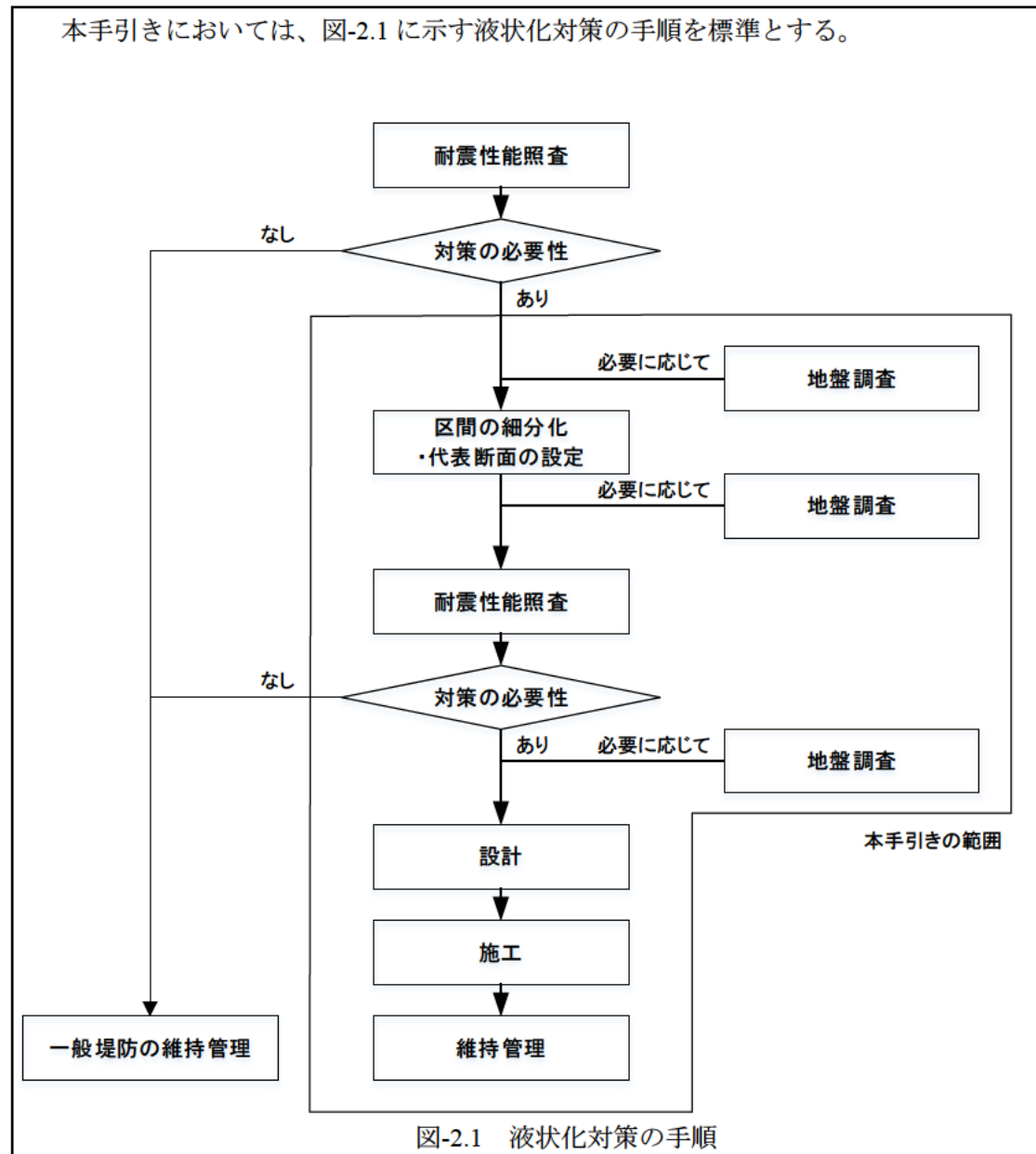
- ・河川管理施設等構造令³⁾
- ・河川砂防技術基準 計画編、調査編、設計編、維持管理編^{4)~7)}
- ・河川堤防設計指針⁸⁾
- ・河川構造物の耐震性能照査指針・解説 II.堤防編¹⁾
- ・河川堤防の耐震点検マニュアル⁹⁾
- ・河川堤防の構造検討の手引き¹⁰⁾

<参考文献>

- 1) 国土交通省水管理・国土保全局治水課：河川構造物の耐震性能照査指針・解説 II.堤防編，2016.
- 2) 土木研究所：河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル(案)，1997，1998.(部分改定)
- 3) (社)日本河川協会：改定 解説・河川管理施設等構造令，2000.
- 4) 国土交通省河川局：河川砂防技術基準 計画編，2004.
- 5) 国土交通省水管理・国土保全局：河川砂防技術基準 調査編，2014.
- 6) 建設省河川局：河川砂防技術基準(案)同解説・設計編，1997.

- 7) 国土交通省水管理・国土保全局：河川砂防技術基準 維持管理編, 2015.
- 8) 国土交通省河川局治水課：河川堤防設計指針, 2007.
- 9) 国土交通省水管理・国土保全局治水課：河川堤防の耐震点検マニュアル, 2016.
- 10) (財)国土技術研究センター：河川堤防の構造検討の手引き, 2012.

第2章 液状化対策の手順



液状化対策工に係る調査、設計、施工、維持管理の標準的な手順を示したものであり、現場条件や既存データや検討状況に応じて最適な手順としなければならない。

区間の細分化や対策の必要性までは第3章に、設計は第4章から第8章に、施工は第9章に、維持管理は第10章に示した。

第3章 調査

3.1 区間の細分化と代表断面の設定

堤防を縦断方向に、同じ対策工法で対策工の規模が同程度となる区間に細分化し、細分した区間内で地震時に最も不利となる位置に代表断面を設定する。

特に基礎地盤の液状化対策の工事単価は高く、区間の細分化によって施工延長を短く、最適な工法・仕様・範囲とすることがコスト縮減には効果的である。そのため、丁寧に細分化することが重要である。ただし、あまりに短い延長ごとに工法や対策工の規模を変えるのは、施工性や維持管理の面から適切でない。

細分化にあたっては、以下の項目に着目するのがよい。

- ①被災履歴
- ②河川堤防の構造：堤体の形状と構造（築堤履歴）、堤体の土質
- ③地盤条件：微地形分類、基礎地盤土質、液状化層の層厚、地下水位
- ④許容沈下量
- ⑤周辺環境：土地利用状況、地下水利用状況
- ⑥構造物・対策工：埋設物、護岸、ドレーン工等
- ⑦その他

堤体や基礎地盤の土質は、地盤調査結果がなくても、築堤履歴や微地形分類、被災履歴、歴史的な土地利用状況から推定することも可能である。定期縦断測量の沈下傾向の違いも、土質の違い等を反映していることが多いので活用するとよい。

地震時の挙動に影響を及ぼす条件は、河川堤防の耐震点検マニュアル⁹⁾も参考にするとよい。微地形分類や比高などのように地盤調査結果に依らずに把握できるものもあるが、液状化層厚や地下水位の把握等は地盤調査が必要となる。

3.2 地盤調査

区間の細分化・代表断面の設定、照査、設計、維持管理に必要な地盤の情報が不足する場合には、地盤調査を実施する。

検討の目的によって、必要な地盤の情報は異なる。先の検討も見越しながら、計画的な情報の取得に努める必要がある。

区間の細分化では、縦断的な液状化層や地下水位の分布が必要となる。特に区間端部が地盤条件によって決まる場合や代表断面を設定する際には、サウンディング試験等によって縦断的な情報を補足的に取得するのがよい。

照査では、代表断面における液状化層等の横断的な分布が必要となる。ただし、堤体の形状や構造物・対策工の有無等で区間が細分化されていて、地質的な検討や既存地盤調査の結果、基礎地盤や堤体土質が近傍の代表断面と大きく変わらないと推測される場合には、近傍の代表断面の地盤調査の結果を利用しても良い。

また、2011 年東北地方太平洋沖地震において多く確認された堤体の液状化による被災事例では、堤体内の水位が高く、水位以下の堤体土が砂質土の場合に生じていた。古い既存のボーリング調査では、堤体内の水位を測っていない場合や盛土層の土質区分が記されていない場合も多い。このような既存データしかない場合には、追加調査を実施すべきである。また、降雨の後にのり尻付近が湿潤化する箇所は周辺に比べ日常的に地下水位が高いと考えられるため、調査が必要な箇所となる。ボーリング調査を実施する場合には、初めて水位が認められるまで無水掘りによる掘削を行うなど地下水位を慎重に確認する必要がある。堤体内では掘削時には水がなくても、時間とともに水位が回復することも多い。また、盛土内、盛土直下の粘性土層を打ち抜くと、水位が低下することもあるため、打ち抜く前に地下水位を確認する必要がある。

設計では、代表断面における液状化層の横断的な分布に加えて、対策工法によっては支持層の強度定数が必要となる。また、一連区間の中でも液状化層の厚さが変わる場合には、設計断面を追加するためにボーリング調査等を実施する必要がある。

液状化対策の検討に必要な地盤調査を表-3.1 にまとめて示す。各調査や試験方法は、地盤工学会の図書^{2), 3)}に詳細が示されている。

表-3.1 液状化対策工の検討に必要な地盤調査

検討目的	必要な地盤調査		調査対象		備考
	地盤情報	調査・試験方法	液状化層	それ以外	
区間の細分化	土質	ボーリング サウンディング	○	○	
	N値	標準貫入試験	○	○	
	物理特性	物理試験	○	○	土粒子密度、粒度分布、 含水比、湿潤密度
液状化判定	単位体積重量		○	○	
	地下水位		○	○	
	N値		○	○	1m毎
	粒度分布、塑性指数		○	○	1m毎
	繰返し三軸強度比 (液状化強度)		△	△	N値からの推定を推奨
液状化対策工 諸元設定	強度定数	三軸圧縮試験	-	○	
	変形係数	孔内水平載荷試験	-	△	鋼材を用いた対策の場合
耐震性能照査	せん断剛性 強度定数	標準貫入試験	液状化判 定、参照	○	
		一軸圧縮試験			
		三軸圧縮試験		△	
		PS検層			
浸透安全性照査	透水係数	現場透水試験	○	○	
		室内透水試験			
		物理試験			

※湿潤密度試験、三軸圧縮試験を行う場合には、乱れの少ない試料採取が必要である。

※三軸圧縮試験の試験条件選定における留意事項は、4.4.5 に示す。

3.3 耐震性能照査

指針に基づき、耐震性能の照査を実施し、対策の必要性を判定する。

指針の策定される前(平成 19 年 2 月以前)の堤防の耐震設計および耐震点検では、円弧すべり法により地震時安全率を算出し、算出された地震時安全率と堤防の沈下量との経験的な関係から、堤防の沈下量を評価していた。その後の研究・開発によって、地震による液状化に伴う土構造物の変形を直接算定する種々の方法が提案され、実務にも供せられるようになってきたことを踏まえ、指針では、堤防の変形を直接算定することとしている。

変形を直接算定する方法は、地震時挙動を動力学的に解析する動的照査法と地震の影響を静力学的に解析する静的照査法に大別される。液状化対策を施した場合も含め堤防は比較的単純な構造物であり、多くの場合には静的照査法により耐震性能の照査を行うことが可能であることから、指針のみなし規定を踏襲し、本手引きでも静的照査法を用いることを基本としている。動的照査法は、地域ごとの想定地震動に対する沈下量を求める必要がある場合などに用いられることが多い。

液状化に伴う堤防の変形を簡便かつ精度よく静的に算定する方法としては、液状化の発生による土層の剛性低下を仮定するとともに、土構造物の自重を作用させ、その変形を有限要

素法により算定する方法(有限要素法を用いた自重変形解析法)^{例えば 4)}、液状化した土層をせん断抵抗を有しない粘性流体と仮定し、地盤の流体的な変形を算定する方法(流体力学に基づく永久変形解析法)^{例えば 5)}等を用いることができる。

なお、いずれの変形解析方法も地震による堤防の損傷状況を完全に模擬するものではないこと、本手引きに記載していない液状化対策工の種類や形状によっては静的照査法が不適な場合もあることから、解析手法毎の適用可能な範囲を踏まえて利用することが必要である。たとえば、パラペット付の堤防のパラペットを正確にモデル化し変形を求めたとしても、パラペットの挙動まで含めて模擬できていると考えるべきではない。このような場合にはパラペット部分を無視するのが一般的である。また、固結工法の改良幅が小さくスリムな改良体の場合は、慣性力や土水圧の振動成分の影響を受け、ロッキング等を起こしながら回転変位や滑動変位が徐々に蓄積することが実験では確認されている。このようなスリムな改良体に顕著に見られる慣性力や土水圧の振動成分の影響は静的照査法では考慮されていないため、対策工の効果を過大に見込むことになる。本手引きで、変形解析の前に対策工諸元の設定を行うのは、静的照査法等で決めることができない諸元(例えば、固結工法であれば、格子の間隔等)を決めるためだけではなく、静的照査法で対策工の効果を過大に見込まないような対策工諸元とすることも目的の 1 つである。したがって、本手引きの対策工諸元の設定に準じていない地盤改良等の効果を静的照査法によって評価した場合に、適切に評価できない場合がある。

ここでは、まず静的照査法(有限要素法による自重変形解析)の概要を示した上で、指針(平成 24 年 2 月改定)後の検討によって明らかになったものも含め、液状化対策が施されていない堤防に対して用いる際の留意事項を以下に示す。

(1) 有限要素法による自重変形解析の概要

地震による堤防の沈下のメカニズムを液状化した土層の剛性が低下することであると仮定して、沈下量を求める方法である。

手順としては、まず、液状化判定の結果に基づき、液状化によって剛性が低下する領域と液状化しない領域に区分しておく。初期応力解析によって、図-3.1 の点 A の状態を求める。液状化した場合には、実際には点 A から点 C に向かうが、解析においては、点 B を経由して点 C に至る。点 A から点 B の経路では、柔らかくなったにも関わらず、ひずみを一定としているので、力が釣り合っていない。この釣り合っていない力(拘束力)を求めておき、この力を徐々にかける(拘束力を徐々に解放することによって、点 B から点 C のようにひずみが増えることとなる。液状化した要素の応力ひずみ関係は下に凸のバイリニアモデルで表現している。剛性の小さい方を微小抵抗領域と呼び、この範囲の剛性を G_1 、剛性の大きい方を剛性回復域と呼び、この範囲の剛性を G_2 、2 つの領域の境界を剛性回復点(抵抗変曲点)と呼ぶ。拘束力をかける過程で、剛性回復点を超えるひずみが発生した要素では、 G_2 が適用されるので、これ以降ひずみが発生しにくくなる。微小抵抗領域の剛性 G_1 、剛性回復域の剛性 G_2 、剛性回復点のせん断ひずみ μ_L の間には、両対数軸上で直線的な関係となることが分かっており、

この関係を用いれば、微小抵抗領域の剛性 G_1 から、剛性回復域の剛性 G_2 、剛性回復点のせん断ひずみ γ_L を設定することができる。

微小抵抗領域の剛性 G_1 を推定する方法として様々な方法が提案されているが、安田・稲垣式⁹⁾と呼ばれる図-3.2 の関係が、河川堤防の耐震性能照査では広く使われている。液状化抵抗率 F_L が 0.8 程度以上の範囲では、繰返しねじり試験の結果に基づいた関係式が得られていたが、レベル2地震動では F_L が 0.8 を大きく下回る場合も多く、この関係を拡張する必要があった。そこで、河川堤防の被災事例の逆解析から F_L が小さい範囲におけるせん断剛性を推定し、安田・稲垣式を拡張したものが図-3.2 の関係である⁷⁾。

堤防の沈下量の評価にあたっては、液状化層のせん断変形による沈下の他に、液状化後の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下も加味する必要があり、石原・吉嶺の関係⁸⁾を利用するのが一般的である。液状化層厚に相対密度 D_r や F_L に応じた体積ひずみを乗じた値を加えても良いし、一連の有限要素解析の中で同じ関係に基づいた沈下量を算出することが可能な解析ソフトもある。

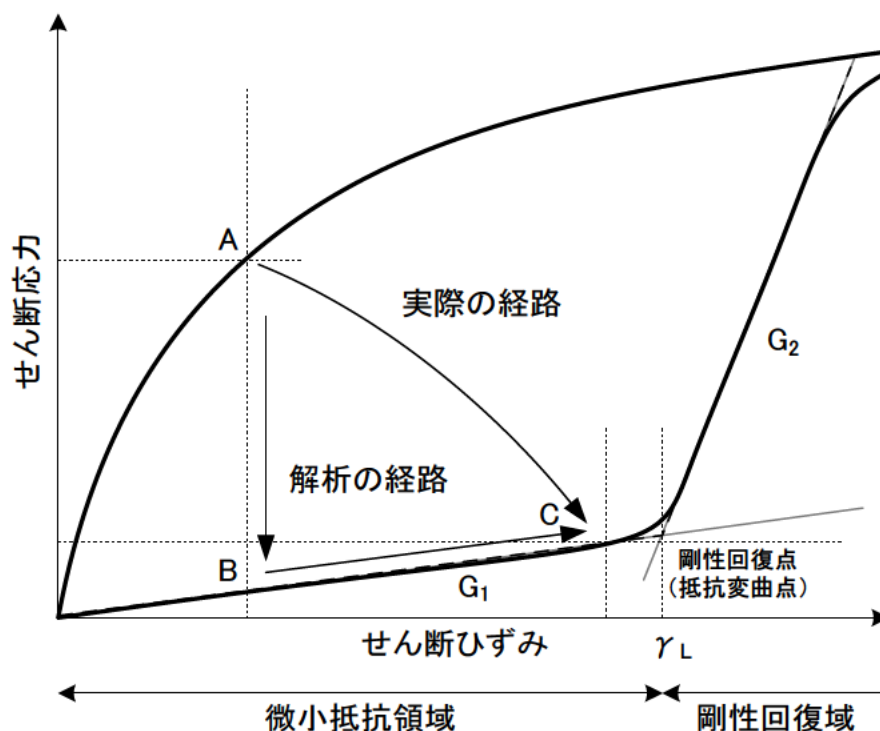


図-3.1 地震前と地震後の液状化地盤のせん断応力とせん断ひずみ関係の模式図

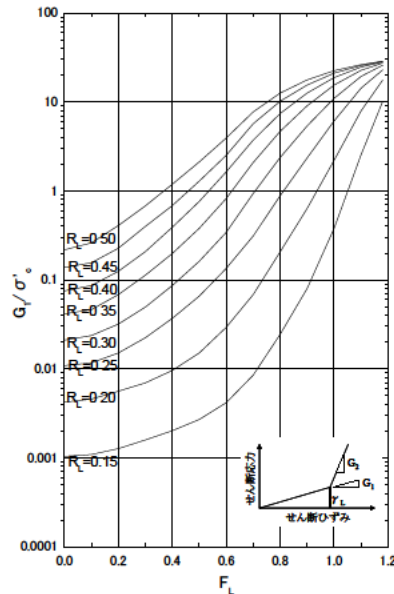


図-3.2 R_L ごとの微小抵抗領域のせん断剛性比 G_1/σ'_c の関係

(2) 地下水位の設定

地表に近い深度における液状化層の有無は、堤防の沈下量に大きな影響を及ぼす。地下水位を高く設定し、その結果、液状化層が地表近くまで広がれば、解析でも堤防が大きく沈下する結果が得られる。したがって、地下水位は、単に安全側に設定するだけでなく、平常時の河川水位や周辺の井戸の観測結果、ボーリングで確認された水位などを参考に、適切な水位を設定することが望ましい。

堤体内の地下水位に関しては、ボーリング調査で確認されていない場合もあるので、必要に応じて追加調査を行い、適切に設定する必要がある。特にのり尻付近の水位が変形に大きく影響するため、必要に応じて、のり尻付近の水位を確認するのがよい。

なお、静的照査法では、設定した水位から一律 0.5m 上側に解析上の水位を設定するとよい。これは、東日本大震災において堤体の液状化により被災した箇所⁹⁾の再現解析の結果に基づくものである。地下水位より上部の非液状化層でも地下水位に近い部分は元々飽和度も高く、下の液状化層からの排水も考慮すれば、液状化層とほぼ同じ挙動をとると考えられる。地下水位付近の実際の挙動を、地下水位を上げることによって解析上簡易に表現したものである。

また、堤体の液状化が生じる箇所では、ボーリングで確認された地下水位を再現するための浸透流解析を行うことにより、ドレーン工等の堤体液状化対策を施した場合の地下水位低下の効果を評価することが可能となる。堤体内水位を形成する主たる原因が雨水である場合には、定常状態がボーリングで確認された地下水位と浸透流解析の水位が一致するように雨量を調整する。堤体内の水位を雨水だけでは説明できない箇所では、堤体の飽和砂層からの湧き出しによって地下水位を再現するとよい。

(3) 液状化層のせん断剛性の拘束圧補正

堤防の耐震性能照査で用いる液状化層のせん断剛性は、液状化抵抗率 F_L および液状化強度比 R_L と拘束圧で正規化したせん断剛性の関係(安田・稲垣式、図-3.2)から設定するのが一般的である。

東日本大震災では、液状化判定上の液状化層のうち、浅い液状化層のみが被災に影響し、深い液状化層は寄与していないと推測される箇所が多く存在した。その結果、従来の解析では深い液状化層も変形に寄与するために、実測の沈下量に比べ過大な沈下量となる解析事例が多く見られた。このような深い液状化層の変形を抑制するために導入したのが、拘束圧補正である¹⁰⁾。

安田・稲垣式から求めたせん断剛性に、式(3.1)の補正係数 c_{cp} を乗じる。

$$c_{cp} = \begin{cases} 1 & (\sigma_v' < \sigma_{v0}') \\ (\sigma_v' / \sigma_{v0}')^n & (\sigma_v' \geq \sigma_{v0}') \end{cases} \quad (3.1)$$

ここに、

c_{cp} : 微小抵抗領域のせん断剛性に乗じる拘束圧による補正係数

σ_v' : 鉛直有効応力

σ_{v0}' : パラメータ(基準鉛直有効応力)

n : パラメータ

σ_{v0}' と n の 2 つパラメータの組合せによって、解析による沈下量は大きく変わる。被災事例(1993 北海道南西沖地震や 1995 年兵庫県南部地震、2011 年東北地方太平洋沖地震などの 27 事例)の実測沈下量と再現解析(図-3.3)による沈下量を比較した時に、バラツキができるだけ小さく、なおかつ、再現解析による沈下量が概ね実測沈下量以上となるような組合せの 1 つが、 $\sigma_{v0}' = 75 \text{ kN/m}^2$, $n = 2.0$ となる。

拘束圧による補正は、深い液状化層が実際には液状化しにくい、あるいは堤防の沈下に寄与しにくいことを静的照査法(有限要素法による自重変形解析)において考慮するために便宜的に導入したものである。深い液状化層の液状化のしにくさは、本来、液状化判定で考慮されるべきものであり、将来、液状化判定が見直された時点で拘束圧による補正も見直す必要がある。

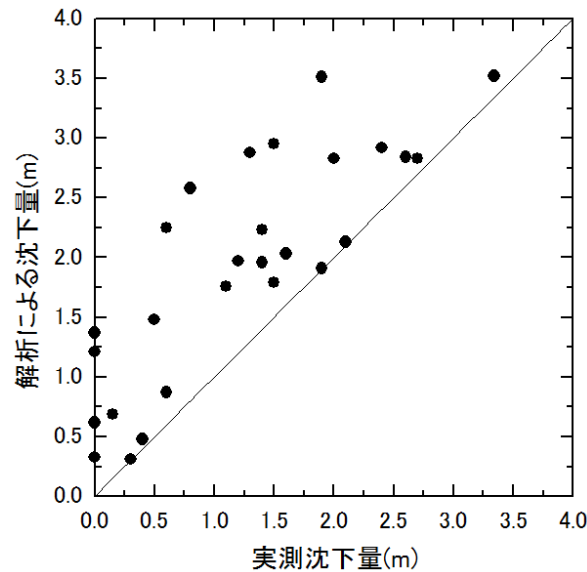


図-3.3 被災事例の実測沈下量と解析による沈下量(拘束圧補正: $\sigma_{v0}'=75\text{kN/m}^2$ と $n=2.0$)

(4) 非液状化層のモデル化

非液状化層は、せん断および引張で降伏する弾塑性要素を用いるのがよい。弾塑性要素を用いても、収束していない場合もあるので、最も浅い位置の液状化層直上の非液状化層の要素や液状化層に挟まれた非液状化層に引張力が作用していないか、液状化による変形後の応力状態を確認するとよい。引張力が作用し、沈下量への影響も懸念される場合には、メッシュをより細かくするか荷重ステップ数を増やすなどの対応が考えられる。

強度定数は、4.4.5 に示すとおり、室内土質試験等の結果を用いるのが原則であるが、室内土質試験等の結果が利用できない場合には、土質によらず内部摩擦角 30 度、粘着力 0kN/m^2 を用いるとよい。粘性土だからと言って、粘着力だけで強度定数を与えると不自然な結果となることがある。

(5) 止水矢板

耐震対策で用いられるような型の矢板が止水矢板や護岸の基礎として使われている場合には、第 7 章に準じて応力を確認した上で、モデル化しても構わない。モデル化にあたっては、第 4 章および第 7 章を参照するとよい。ただし、矢板の根入れが十分でない場合や堤防から離れている場合には、解析上、効果が現れない。

(6) 沈下量が多い場合の対応

既往の地震被害による堤防の沈下量はどんなに大きくても堤防高さの 75%までであり、少なくとも堤防高さの 25%は残ることが知られている。この理由としては、堤体が液状化層にめり込むことによって浮力が作用し、堤体の荷重と浮力が釣り合うためであると言われている。とこ

ろが、微小変形理論に基づく静的照査法(有限要素法による自重変形解析)は、このような効果は一般的には考慮されないため、堤防高さの 75%を超えて沈下する場合もある。そこで、微小変形理論に基づく静的照査法(有限要素法による自重変形解析)でも浮力の効果を擬似的に考慮する 1 つの方法として、仮想のバネをモデル化する方法¹¹⁾がある。静的照査法(有限要素法による自重変形解析)による沈下量が堤防高さの 75%を超えた場合には、仮想のバネをモデル化するとよい。

<参考文献>

- 1) 国土交通省水管理・国土保全局治水課：河川堤防の耐震点検マニュアル, 2016.
- 2) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説, 2013.
- 3) 地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説, 2009.
- 4) 安田進, 吉田望, 規矩大義, 宇田将人:液状化に伴う残留変形解析方法の河川堤防への適用, 第 25 回地震工学研究発表会講演論文集, pp.381-384, 1999.
- 5) 東畑郁生:液状化した地盤の側方流動現象と解析, 土と基礎, Vol.47, No.5, pp.13-16, 1999.
- 6) 安田進、稲垣太浩他:液状化を含む繰返し軟化時における種々の土の変形特性, 第 40 回地盤工学研究発表会, pp.525-526, 2005.
- 7) 豊田耕一他:河川堤防の地震被害事例に基づく液状化地盤の剛性に関する検討, 日本地震工学会・2005 大会-梗概集, pp.226-227, 2005.
- 8) Ishihara, K. and Yoshimine, M.: Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes, Soils and Foundations, Vol. 32, No. 1, pp.173-188, 1992.
- 9) 脇中康太他:東日本大震災における堤体の液状化による河川堤防の被害事例解析, 第 48 回地盤工学研究発表会, pp.1701-1702, 2013.
- 10) 脇中康太他:造成年代等を考慮した河川堤防の液状化被害事例再現解析, 第 49 回地盤工学研究発表会, pp.1643-1644, 2014.
- 11) 脇中康太他:浮力の影響を考慮した仮想バネを用いた液状化解析, 第 69 回土木学会年次学術講演会, pp.III53-54, 2014.

第4章 設計

4.1 設計の基本

- (1) レベル 2 地震動による土層の物性の変化を考慮し、液状化対策を施した堤防の地震後の堤防高が耐震性能の照査において考慮する外水位を下回らないこと、および対策後の堤防が計画高水位の水位の流水の通常的作用に対して対策実施前の堤防が有していた浸透に関する性能を確保していることを照査しなければならない。
- (2) 上記に加え、地震によって発生しうる被害形態や現地条件を踏まえ、4.2 以降にしたがって総合的に、適合する工法およびその組合せ、対策工の仕様を決定しなければならない。

想定する作用に対して液状化対策を施した堤防が有すべき要求性能を示し、その性能を確保できていることを照査しなければならないことを示したものである。

レベル 2 地震動に対しては、指針と同じ方法によって液状化対策を施した堤防が耐震性能を満足していることを照査することとした。

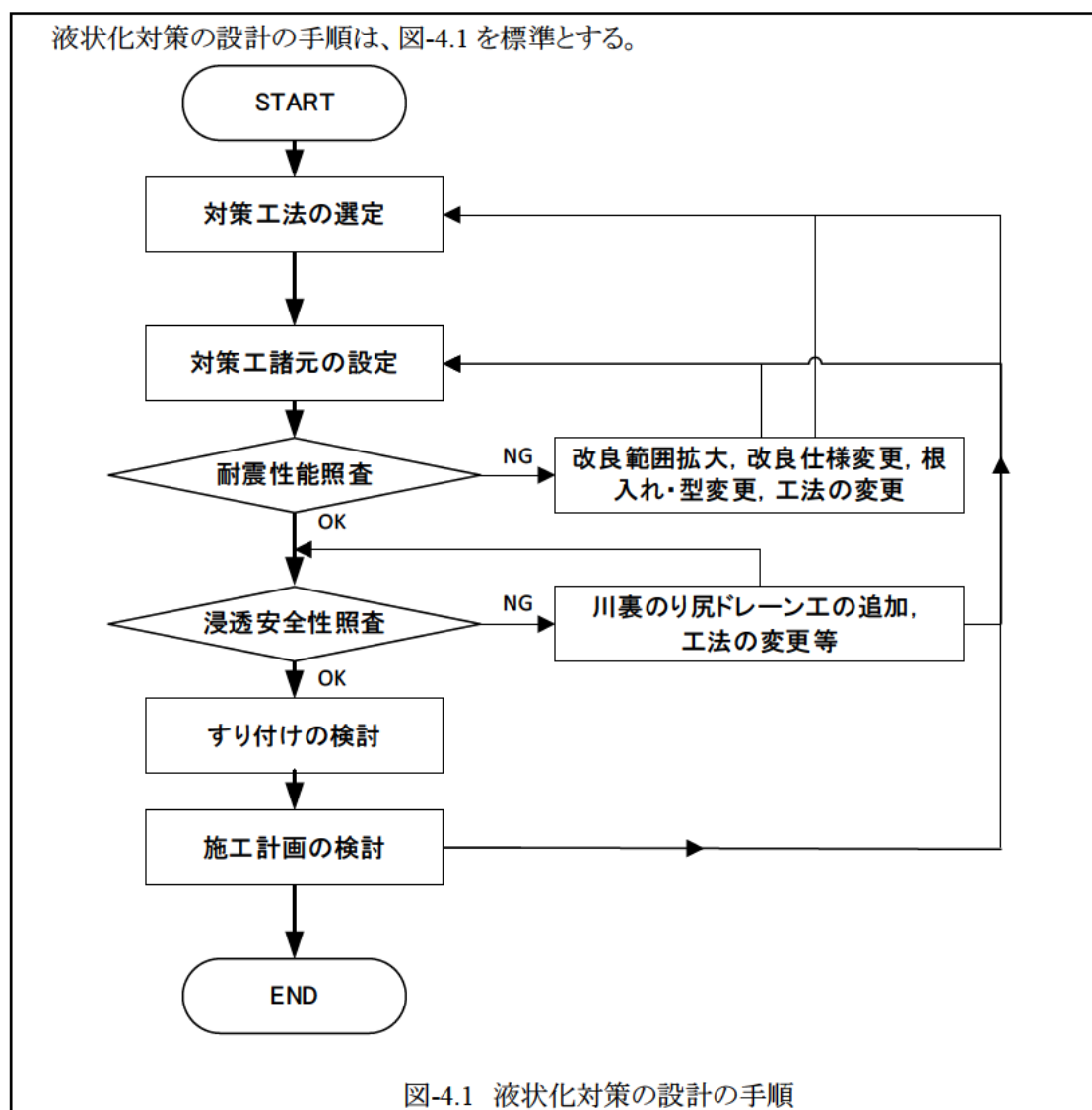
浸透に対しては、液状化対策を施すことによって浸透安全性が低下しないことを照査することとした。

地震時と洪水時を併記しているが、平常時の水位における耐震性能の照査と、堤防が健全な状態(地震によって被災した状態ではなく)における洪水が起きた場合の浸透安全性の照査を個別に行うのが基本である。

また、耐震性能と浸透安全性の数字だけでなく、想定される被害形態や現地条件に最も適合する対策方法を総合的に検討することの必要性を明記した。

これらを満足する液状化対策の設計の標準的な方法を 4.2 以降に示す。

4.2 設計の手順



理解を促進するために、あえて液状化対策の設計の大まかな流れを説明すると、本手引きでは諸元設定用震度と呼ぶ、いわゆる、レベル 1 地震動に対して安定性を確保できるよう対策工の諸元(改良率や改良範囲、型、根入れ等)を決め、この対策工でレベル 2 地震動による沈下量が許容沈下量以下に抑まることを照査することになる。レベル 1 地震動に対する検討が「対策工諸元の設定」、レベル 2 地震動に対する検討が「耐震性能照査」に対応する、いわゆる 2 段階設計法である。

液状化対策が必要と判定された細分区間では、現地の状況や対策工の特徴から数種類に絞り込んだ対策工およびその組合せに対し、具体的な現地条件を当てはめて設計を行い、施工性、経済性、社会的条件などから総合評価を行い、対策工法を選定する。

次に、より詳細な現場条件(特に土質条件等)を当てはめた設計を行う。細分区間内で液状化層厚の層厚や液状化強度等の性質が徐々になる可能性がある場合には、複数の代表断面を設けるのが合理的で、必要に応じて地盤調査を追加するのがよい。

工法に依らない共通事項は本章に示し、工法ごとの対策工諸元の設定方法は第 5 章から第 8 章に示す。

液状化対策を実施することによって、浸透に対する安全性が有意に低下する場合には、川裏のり尻部にドレーン工を設置する等の浸透対策を検討する。安全性が大きく低下し、ドレーン工等の対策では十分な安全性が確保できない場合には、浸透安全性への影響のより小さな液状化対策工法に変更することも検討する。なお、液状化対策の実施に合わせて浸透対策も実施するのが合理的な場合が多いので、液状化対策による浸透安全性の低下の有無にかかわらず、河川堤防の構造検討の手引きに示される浸透安全性を満足しない場合には、浸透対策に関する検討も実施することが望ましい。

4.3 対策工法の種類と選定

液状化対策工法には様々な原理、方法に基づいたものが存在することから、工法ごとの原理、特徴を理解し、現地条件を踏まえ、施工性、経済性、社会的な条件などから総合評価を行い、適切な対策工法、またはその組合せを選定しなければならない。

(1) 対策工法の種類と特徴

対策工法ごとの原理と方法を図-4.2 に示す。液状化の発生を抑制する原理としては、A 密度増大(締固め)、B 固結(セメント等の固化剤を混合)、C 粒度の改良(砕石などの液状化しにくい材料に置換)、D 飽和度の低下(地下水位を低下させる、空気を注入)、E 有効応力の増大(地下水位を低下させる、押え盛土)、F 過剰間隙水圧の消散(ドレーン工などから排水)などがある。

河川堤防の液状化対策では、沈下量を抑制することが目的となる。対策工法は沈下量を低減するという観点から、①液状化の発生そのものを抑制する対策と②液状化の発生は許すが、堤防の被害を軽減する対策、③①と②の組合せに大別できる。

たとえば、①として、堤体直下の液状化層を全面的に締め固める工法や押え盛土、堤体液状化に対する地下水位低下工法がある。②として、のり尻に矢板を打設し液状化層の変形を軽減する工法(鋼材を用いた対策工法)がある。③として、のり尻直下地盤に対する締固め工法や固結工法、堤体液状化に対する押え盛土やドレーン工があり、液状化の発生を抑制する原理と①～③の組合せによって設計の考え方が変わることになる。

本手引きでは、表-4.1 に示す対策工を対象とした。

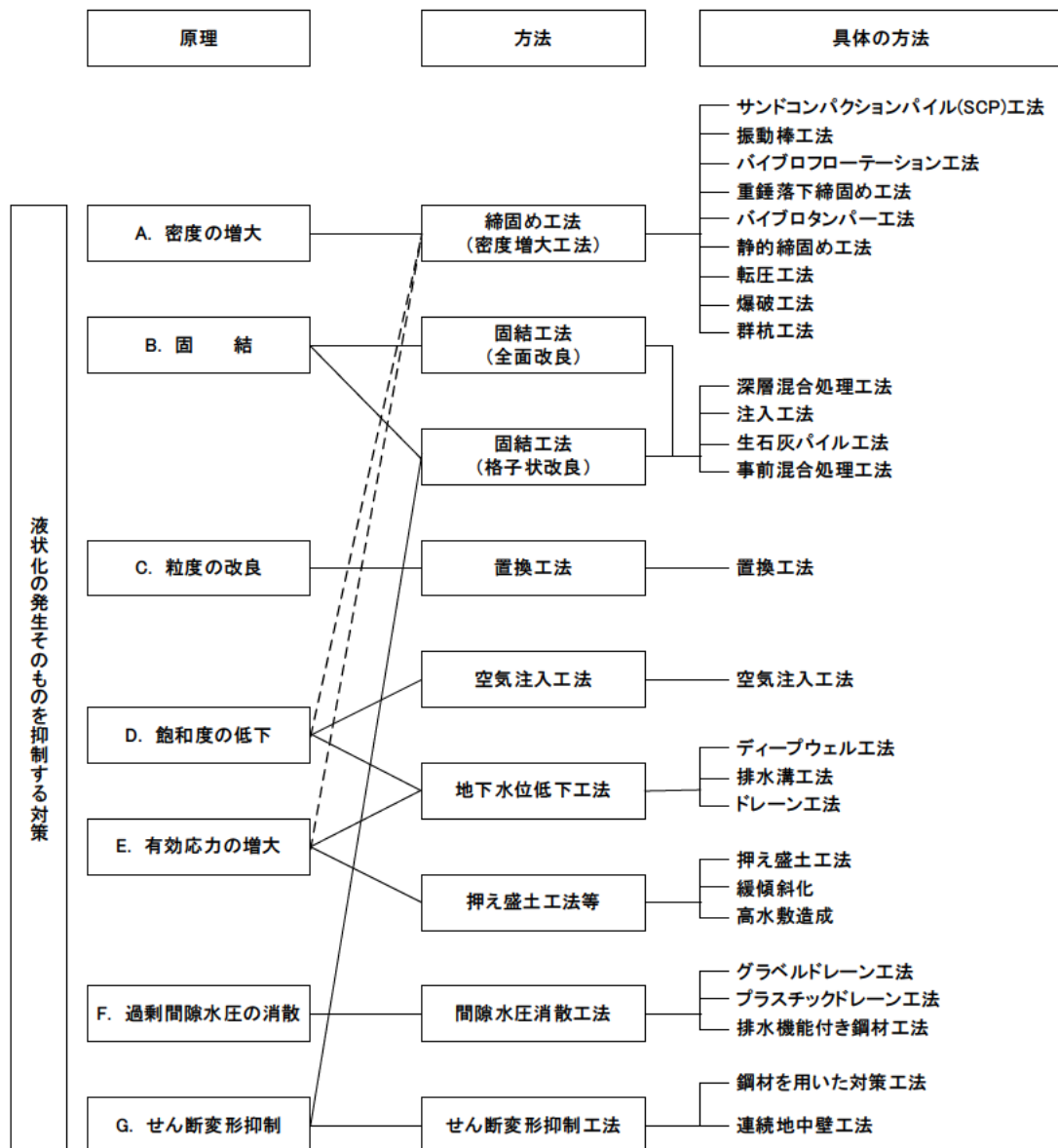


図-4.2 液状化対策の原理と方法

基礎地盤の液状化に対しては、のり尻付近の基礎地盤への締固め工法、固結工法、鋼材を用いた工法を対象とした。締固め工法に関しては、浸透安全性への影響も比較的少ないと考えられることから、のり尻付近の基礎地盤だけでなく堤体直下の基礎地盤全体に適用する場合も対象とした。堤防天端の沈下量を低減させるだけであれば、堤体直下全体を改良する必要がない場合もありうるが、堤体直下を部分改良した場合の地震後の堤防の浸透安全性に関しては不明な点が多いため、堤体直下の基礎地盤全体を改良する場合を対象とした。

表-4.1 本手引きで取り扱う工法

対象	工法	大別	位置	代表的な施工法
基礎地盤の液状化	締固め工法 (第5章)	液状化抑制(密度増大) ／被害軽減	のり尻直下地盤	サンドコンパクションパイル工法 静的締固め砂杭工法
		液状化抑制(密度増大)	堤体直下全体	砂圧入式静的締固め工法 コンパクショングラウチング工法
	固結工法 (第6章)	液状化抑制(固結)／被害軽減	のり尻直下地盤	機械攪拌工法 高圧噴射攪拌工法 注入工法
	鋼材を用いた工法(第7章)	被害軽減	のり尻直下地盤	自立(鋼管)矢板工法 自立(鋼管)矢板工法(排水機能付き)
堤体の液状化	押え盛土工法(第8章)	液状化抑制(有効応力の増大、粒度の改良)／被害軽減	のり尻～のり面	
	ドレーン工法(第8章)	液状化抑制(有効応力の増大、粒度の改良)／被害軽減	川裏のり尻付近	

堤体の液状化に対しては、押え盛土工法やドレーン工法を対象とした。堤体の液状化する範囲がのり尻よりも低い場合等には、基礎地盤の液状化対策だけで堤体の液状化対策を実施しなくても、十分な耐震性能が確保できる場合も想定される。

本手引きにおいて具体に対策工の設計方法を示せていない工法も含めた各種施工法とその特徴を表-4.2に示す。この中では、たとえば押え盛土工法のように、指針や本手引きを参考に対策工の効果を容易に評価できる工法については本手引きの考え方を適用できる。

施工については、第9章に示す。同じ原理でも様々な特徴を持つ施工法が存在するため、現場条件に適合した施工法を選択することが必要となる。

(2) 現地条件

現地条件については、設計、施工に必要な情報を幅広く収集、調査、整理する必要がある。設計、施工に必要な情報とは、(3)に示す項目である。

(3) 対策工法の選定

対策工法は、液状化する部分が基礎地盤か堤体かによって工法の選定が変わる。工法選定段階で数種類に絞り込む際は、表-4.2を参考にするとよい。基礎地盤と堤体の両方が液状

表-4.2 各種対策工法とその特徴

対象	工法	工法の原理と概要	工法の特徴	環境条件		地下水遮断	粒径	地盤条件		経済性	留意事項	施工実績
				振動・騒音	施工による地盤変位			液状化層厚	適用深度の目安			
基礎地盤の液状化対策	押え盛土、嵩水敷造成、緩傾斜堤	押え盛土の荷重により、地盤に働く土圧を増し、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。	浸透対策・侵食対策も兼ねる。	小	無	無	問題なし	浅層部に効果あり	3m	もつとも安い	・浅層しか効果が期待できない。 ・川裏側の場合、用地が必要。 ・押え盛土自体が液状化しないよう、十分に透水性の良い材料を用いる必要あり。 ・圧密沈下や既設堤防に生じる亀裂に注意。	やや多い
				大	大	無	細粒分に注意	厚くても効果あり	30m	安い	・対象地盤に細粒分が多いと締め固まりにくい。 ・周辺地盤の変位や騒音・振動が大きい。	多い
				小	大	無	細粒分に注意	厚くても効果あり	20m	安い	・対象地盤に細粒分が多いと締め固まりにくい。 ・周辺地盤に変位をきたすことがある。	多い
				小	大	無	細粒分に注意	厚くても効果あり	20m	高い	・対象地盤に細粒分が多いと締め固まりにくい。 ・周辺地盤に変位をきたすことがある。	やや多い
	グラベルドレーン	透水性の高い砕石地盤中に打設することにより、地盤中に上昇する間隙水圧を速やかに消散させる。	・排水しながら砕石を投入するため施工時の地盤変位が小さい。 ・地盤によって改良効果がばらばらで試験施工が必要である。	大	小	無	細粒分に注意	細粒分が少なけれも厚くても効果がある。	20m	安い	・細粒分が多いと締め固まりにくい。 ・中間層に細粒分を多く含む層があると、その下の層は締め固まりにくい。 ・周辺地盤にやや変位をきたすことがある。	少ない
				小	小	無	細粒分に注意	厚くても効果あり	20m	高い	・改良層上部にグラベルマットを敷設する必要がある。 ・しべル地盤に対する効果が保障されない。	少ない
				小	中	有	大断不適	厚くても効果あり	30m	普通	・周辺地盤に変位をきたすことがある。 ・大断があれば不適。	やや多い
				小	施工法による	有	大断不適	厚くても効果あり	ボーリング可能深度	高い	・大断があれば不適。 ・地下水位汚染に注意。	少ない
	鋼材	矢張の剛性で液状化層の側方変位を抑制する効果が期待できる。排水機能付き鋼材を用いれば同時に鋼材周辺の過剰間隙水圧の上昇を抑制できる。	・圧入、中掘形式など施工すれば振動、騒音を低くできる。 ・狭い空間でも施工可能。 ・堤防を切削することなく対策できる。	小	小	有	細粒分に注意	厚くても効果あり	ボーリング可能深度	高い	・細粒分が多いと注入しづらい。 ・地下水汚染に注意。 ・施工管理が難しい。	少ない
				施工法による	無	有、ただし、鋼材加工により対応可能	疎注意	一般に、浅層対象	一般に5m程度の液状化層に適用	普通	・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
堤体の液状化対策	押え盛土	上記、押え盛土と同じ。	浸透対策を兼ねる場合がある。	小	中	無	問題なし	-	-	もつとも安い	・川裏側の場合、用地が必要。 ・押え盛土自体が液状化しないよう、十分に透水性の良い材料を用いなければならない。 ・軟弱地盤においては圧密沈下が生じ、堤体液状化の範囲が広がる恐れや堤体に亀裂等が生じる恐れがある。	やや多い
	ドレーン工	堤体内の水位を下げることによって液状化を抑制する。また、すべりに対して高いせん断抵抗によって安定化させる。	浸透対策を兼ねる。	小	小	無	堤体の透水性による	-	-	もつとも安い	・堤体の透水係数や堤内地側の排水路の高さによって堤体内水位の低下効果が左右される。	多い (浸透対策としての実施例)

化する場合には、両方の対策を組み合わせるのが基本となるが、基礎地盤の対策だけで十分な耐震性能を確保できる場合も考えられる。堤体液状化対策の選定については、8.2 も参考にするとよい。

被災事例では弱い方に変状が集中する傾向が確認されていることから、川表側と川裏側の対策はバランスよく実施するのが基本であるが、液状化層厚や地盤の高低、周辺の土地利用状況等によっては片側だけの対策を選定することもありうる。

対策工法を選定するに当たっては、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、照査外水位（許容沈下量）
- 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：堤体下の基礎地盤の土質、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、地下水汚濁、地下水流阻害
- ⑥経済性：直接工事費、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

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、騒音は近隣住家等が存在するときに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なう際には、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（砂質土層）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り、その検討方法は 4.7 に示す。

4.4 設計に関する一般事項

4.4.1 対策工諸元設定用震度

対策工諸元の設定に用いる慣性力用水平震度および液状化判定用の地盤面の水平震度は式(4.1)により算出する。

$$k_h = C_z \times k_{G0} \quad (4.1)$$

ここに、

k_h : 対策工諸元設定用水平震度

k_{G0} : 表-4.3 に規定する地盤種別に応じた標準水平震度

C_z : 地域別補正係数 (指針 4.3 に規定する地域別補正係数 C_{2Z} と同じ値)

表-4.3 地盤種別に応じた標準水平震度

	地盤種別		
	I 種	II 種	III 種
標準水平震度	0.12	0.15	0.18

地盤種別は、指針 4.4 にしたがって、設定する。

対策工諸元の設定に用いる震度については、東日本大震災で旧液状化対策マニュアルを用いて設計された対策工が効果を発揮したことを踏まえ、旧液状化対策マニュアルと同じ震度を用いるものとした。

堤防形状が特殊な場合には、式(4.1)により算出される水平震度に以下の堤防規模別補正係数 C_B を乗じた値を慣性力用水平震度として用いるとよい。なお、表中の記号 B は堤防の敷き幅、 H は堤防高さである。

表-4.4 堤防規模別補正係数 C_B

$B/H \leq 10$	$10 < B/H \leq 20$	$20 < B/H$
1.0	0.9	0.8

4.4.2 レベル2地震動

耐震性能照査に用いるレベル2地震動は、指針に基づいて設定する。

指針においては、表-4.5 に示す水平震度の標準値に地域別補正係数を乗じた値を、地盤面の水平震度として液状化判定を行う。

表-4.5 液状化の判定に用いる地盤面の水平震度の標準値 k_{hqL0}

地盤種別	レベル 2-1 地震動	レベル 2-2 地震動
I 種	0.50	0.80
II 種	0.45	0.70
III 種	0.40	0.60

4.4.3 液状化判定

液状化判定は、指針に基づいて行う。

液状化判定は、 N 値と細粒分含有率などから行う指針の簡便法を基本とする。

繰返し三軸強度比 R_L は、乱れの少ない試料を用いた繰返し非排水三軸試験等の室内土質試験によって求めることも可能であるが、試料の乱れの影響を受けやすく、本来液状化強度の高い試料でも逆に低い試料でも繰返し三軸強度比が $0.2 \sim 0.25$ となることが多い。もし、室内土質試験の結果を使うのであれば、 N 値と細粒分含有率などから求めた繰返し三軸強度比と比較したり、 S 波速度とせん断時の初期剛性を比較するなど、十分に試験結果を吟味することが望ましい。

N 値と細粒分含有率などから繰返し三軸強度比を求める時には、 N 値と細粒分含有率などの対応関係が非常に重要である。細粒分含有率が低いと N 値は大きくなりやすく、細粒分含有率が高いと N 値は小さくなりやすい。このような N 値と細粒分含有率の関係を補正するために、細粒分含有率を利用している。同じような土層内でも N 値がばらついていることはよくあることであるが、細粒分が変化して生じたばらつきなのか、密度が違うために生じたばらつきなのか判別するには、深度ごとに粒度試験を実施するしかない。このため、深度ごとに粒度試験を行うことが原則となっている。したがって、別の深度の細粒分含有率を代用するのはできるだけ避けなければならないし、平均した N 値と平均した細粒分含有率から繰返し三軸強度比や液状化に対する抵抗率 F_L を求めてはいけな。土層ごとの代表値が必要な場合には、液状化強度や液状化に対する抵抗率を深度ごとに求めた上で、これらを平均する必要がある。

平成 28 年 3 月の指針の改定で、液状化判定における細粒分含有率による繰返し三軸強度比の補正方法等が以下に示す式(4.2)～式(4.5)に変わった。2011 年東北地方太平洋沖地震後に、被災した河川堤防において数多くの乱れの少ない試料を採取し、繰返し三軸試験を実

施した。これらの試料の中には、従来ほとんど試験が実施されてこなかった細粒分を多く含むものも含まれており、ここで得られた細粒分含有率と繰返し三軸強度比 R_L 、 N 値の関係から、基本曲線を含め補正方法を見直したものである¹⁾。図-4.3に示すように繰返し三軸強度比は、細粒分含有率が比較的少ない範囲では改定前の式で求めた繰返し三軸強度比とほとんど変わらないが、粘性土に分類されるような細粒分を多く含む土では改定前に比べ大きな繰返し三軸強度比が得られる。

指針では、繰返し三軸強度比 R_L を式(4.2)により算出する。

$$R_L = \begin{cases} 0.0882\sqrt{(0.85N_a + 2.1)/1.7} & (N_a < 14) \\ 0.0882\sqrt{N_a/1.7 + 1.6 \times 10^{-6} \cdot (N_a - 14)^{4.5}} & (14 \leq N_a) \end{cases} \quad (4.2)$$

ここで、礫質土以外の場合、

$$N_a = c_{FC}(N_1 + 2.47) - 2.47 \quad (4.3)$$

$$N_1 = 170N/(\sigma'_v + 70) \quad (4.4)$$

$$c_{FC} = \begin{cases} 1 & (0\% \leq FC < 10\%) \\ (FC + 20)/30 & (10\% \leq FC < 40\%) \\ (FC - 16)/12 & (40\% \leq FC) \end{cases} \quad (4.5)$$

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 100kN/m^2 相当に換算した N 値

N_a : 粒度の影響を考慮した補正 N 値

c_{FC} : 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 $75\mu\text{m}$ 以下の土粒子の通過質量百分率)

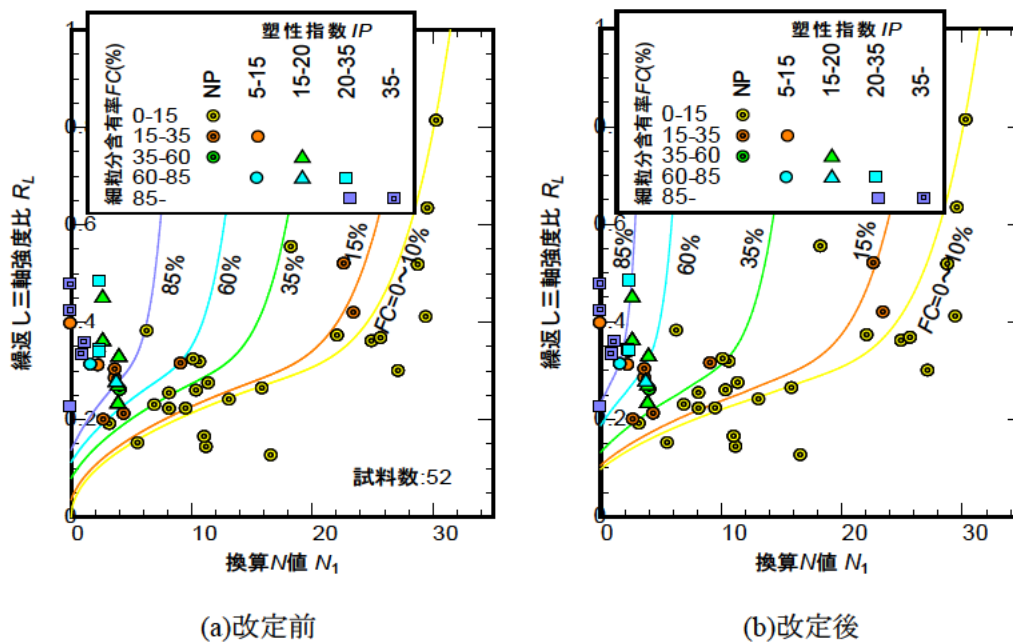


図-4.3 繰返し三軸強度比と換算 N 値の関係

また、液状化に対する抵抗率 F_L は土被りによって大きく変わる。したがって、対策工の位置によっては、水平地盤だけでなく、盛土による上載圧の影響も考慮した液状化に対する抵抗率を求め、これを対策工の設定で用いるとよい。

4.4.4 過剰間隙水圧比

設計で用いる地震動によって発生する過剰間隙水圧比は式(4.6)により算出する。

$$r_u = \Delta u / \sigma_v' = \begin{cases} F_L^{-7} & (F_L \geq 1) \\ 1 & (F_L < 1) \end{cases} \quad (4.6)$$

ここに、

r_u : 地震動によって発生する過剰間隙水圧比

Δu : 地震動によって発生する過剰間隙水圧

σ_v' : 有効上載圧

F_L : 液状化に対する抵抗率

過剰間隙水圧比 r_u と液状化に対する抵抗率 F_L の関係は、図-4.4 に示すとおりである。

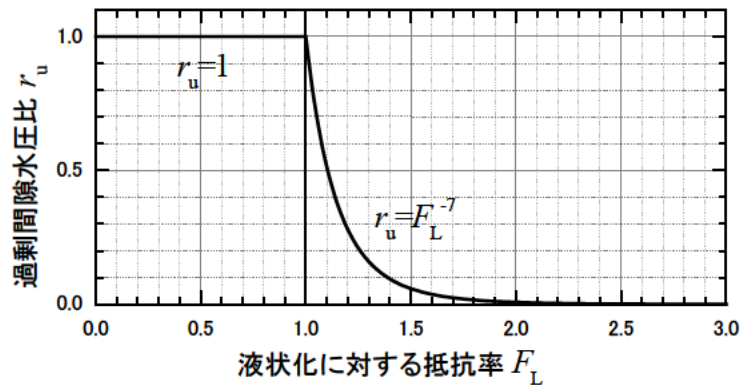


図-4.4 過剰間隙水圧比 r_u と液状化に対する抵抗率 F_L の関係

4.4.5 強度定数

基礎地盤および堤体の粘着力と内部摩擦角は、室内土質試験により設定することを基本とする。

室内土質試験としては、三軸圧縮試験がよく用いられており、「河川堤防の構造検討の手引き²⁾」などを参考に、土の状態に応じて適切な試験条件を選択しなければならない。

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粘着力 c を用いることが望ましいが、一軸圧縮試験によって得られた q_u から $c_u = q_u / 2$ を用いて算定する場合には、試料採取の際の乱れなどから強度を小さく評価する可能性があるため、下記の点に留意し、その強度の精度に対し十分検討することとする。

- ・サンプリング方法および運搬方法
- ・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

従来、堤体の砂質土に適用されていた圧密非排水 (CU) 三軸圧縮試験では、拘束圧に整合したモール円が得られない場合や過小な ϕ_{cu} 、過大な c_{cu} の設定も見られた。これらは、圧密非排水 (CUB) 三軸圧縮試験から得られる ϕ を用いることや低拘束の試験を追加することによって改善することが可能である。詳しくは、「河川堤防の構造検討の手引き²⁾」等を参考にするとい。

なお、室内土質試験結果から強度定数を設定する際には、深度分布図、物理特性との相関図等を活用して異常値の棄却や、バラツキを適切に評価したうえで代表値の設定を行うことが重要である。

また、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。

有限要素法を用いた自重変形解析に用いる定数も同様であるが、4.6の留意事項も参考に設定するとよい。

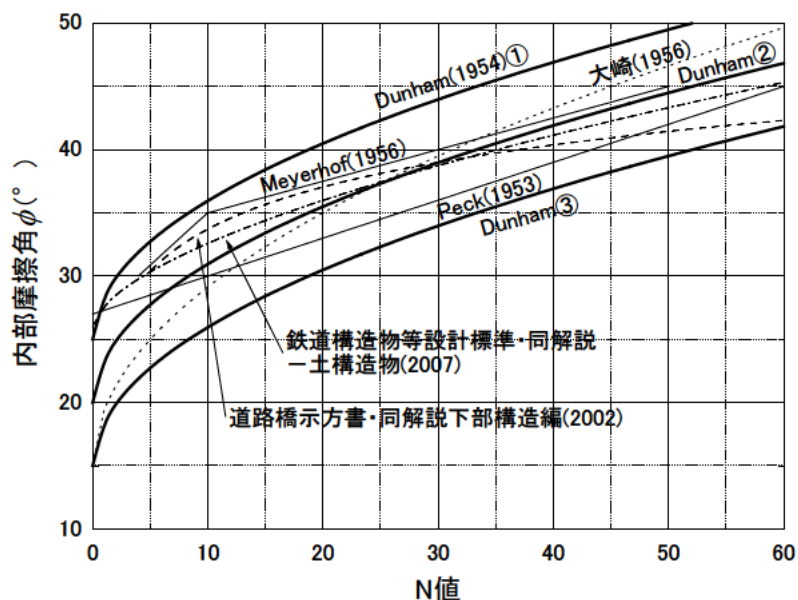


図-4.5 砂のせん断抵抗角 ϕ と N 値の関係²⁾

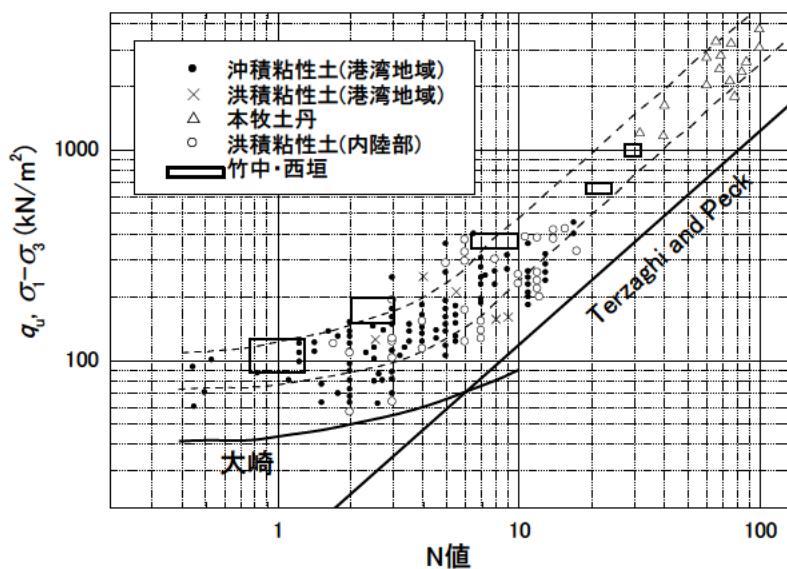


図-4.6 q_u と N 値の関係³⁾

4.4.6 浸透に係る定数

基礎地盤および堤体の透水係数等の浸透に係る定数は、地盤調査結果等に基づき適切に設定する。

浸透に係る定数としては、飽和透水係数、不飽和浸透特性がある。現場透水試験により設定することが望ましいが、それができない場合には、室内透水試験や粒度分布等から推定した値を用いる。

液状化対策特有の対策工の飽和透水係数の設定方法を以下に示す。これ以外の対策工の透水係数は、「河川堤防の構造検討の手引き」²⁾等に準拠して設定するといふ。

- ・締固め工：地盤に投入する材料と現地盤のうち、透水係数の高い方
(鉛直方向のみ上げるなど、砂杭の向きを考慮して設定してもよい)
- ・固結工：透水係数 $k_s=1\times 10^{-8}\text{m/sec}$
- ・孔あき矢板：周辺土が孔に詰まった状態を仮定し、等価な透水係数

4.5 対策工諸元の設定

選定した対策工法およびその組合せに応じ、適切な方法により対策工諸元の設定を行う。

(1) 対策工法ごとの諸元

締固め工法は第5章、固結工法は第6章、鋼材を用いた工法は第7章、堤体液状化対策工法は第8章に示した方法によって、対策工諸元の設定を行えばよい。対策工諸元とは、対策工法ごとに表-4.6の項目を意味する。

表-4.6 対策工ごとの諸元

対策工法	対策工諸元
締固め工法	改良目標 N 値(改良ピッチ等)、改良範囲
固結工法	改良形状、改良率、格子間隔、改良強度、改良範囲
鋼材を用いた工法	鋼材種類、型式、根入れ長
堤体液状化対策	材料、対策範囲

対策工諸元の設定は、耐震性能照査を実施する上での前提条件となるものである。固結工法の格子間隔のように2次元の有限要素法などの静的照査法では決定できない仕様を決めるのと、静的照査法では適切に耐震性能を評価できない形状の対策工を排除するための手順である。

東日本大震災において、旧液状化対策マニュアルに基づいて設計された対策を施した堤防において大きな変状が確認されなかったことも踏まえ、中規模地震に対して対策工の安定性を確保する旧液状化対策マニュアルの方法を本手引きでも基本とした。

旧液状化対策マニュアルでは、どの対策工法でも円弧すべり計算による堤防の全体安定の検討を実施していたが、堤防の耐震性能の照査を 4.6 に基づいて実施することとなるので、本手引きの対策工の設定では円弧すべり計算による堤防の全体安定の検討を廃止した。この他、旧液状化対策マニュアル以降の検討成果等も踏まえ修正を加えた。

(2) 対策の組合せ

広義の対策工の諸元の設定には対策工法ごとの諸元の設定だけではなく対策工法の組合せも含まれる。

例えば、締固め工法を例にとると、図-4.7 のような組合せが考えられる。一般的には、(a)の両側対策であるが、川表と川裏で液状化層厚が極端に違う場合等には、耐震性能を満足するのであれば、(b)のように片側だけの対策とすることも考えられる。また、照査外水位が高く許容沈下量が小さい場合は、(c)のように全面を改良する方法が考えられる。ただし、既設堤防に対して全面を改良するには、大掛かりな仮設が必要となる。また、締固め工法では周辺地盤への影響が生じる場合があるため、周辺の土地利用状況によっては(d)のように影響の少ない他工法との組み合わせも検討する必要がある。

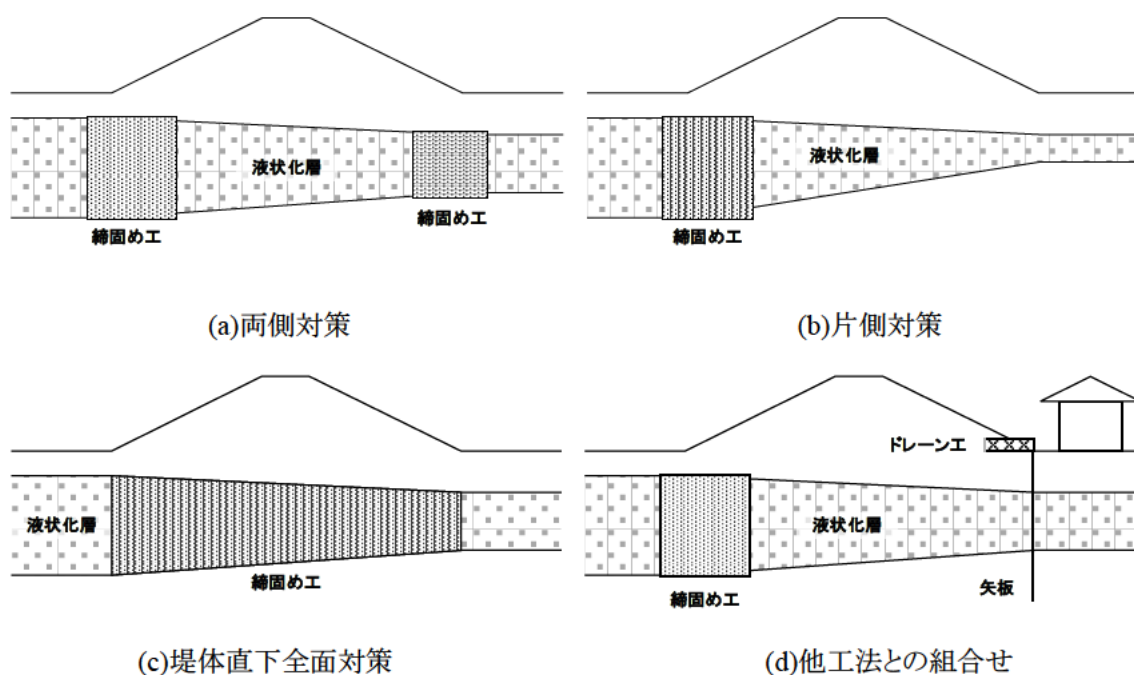


図-4.7 締固め工法による対策例

また、鋼材を用いた対策工法では、押え盛土との併用が効果的である。

なお、堤体土が液状化する場合であっても、液状化する堤体土の範囲がのり尻よりも低い場合や基礎地盤の液状化層と連続する場合などでは、基礎地盤の液状化対策で十分な効果を発揮する場合がある。このような場合には、堤体液状化対策は必要ないと判断してよい。

4.6 耐震性能の照査

4.5 によって設定した液状化対策を施した堤防の耐震性能の照査を行う。耐震性能を満足しない場合には、対策工諸元を見直し、再度、耐震性能の照査を行う。

4.1 に示した耐震性能の照査とその後の手順を示したものである。

耐震性能の照査方法としては、各種方法が提案されているが、有限要素法を用いた自重変形解析法を用いる場合には、3.3 に示した留意事項の他に、以下にも留意するとよい。

有限要素法を用いた自重変形解析法に関して、対策工を施した堤防の地震による変形に係る知見が蓄積されてきている。その結果得られた有限要素法を用いた自重変形解析法の適用限界等も踏まえた対策工の設計法を第 5 章～第 8 章に示すものである。ただし、他の照査方法を排除するものではない。

(1) 計算ステップ

基礎地盤の要素生成、基礎地盤の対策工、盛土(堤体液状化対策含む)の順に計算を行い、初期応力を求めるものとする。これは、既設堤防の実際の施工の順番と異なる。液状化が生じると初期応力分布によらず、盛土の直下の液状化層が支えきれない荷重は対策工が支えることになる。実際の施工の順番で初期応力を計算すると、対策工の外側に盛土による初期せん断がより多く伝わることによって、液状化流動時に対策工に作用する力が減ったり、対策工の外側で陥没するような変形が生じやすくなる。

(2) 締固め

有限要素法を用いた自重変形解析によって照査を行う際、締固め工は液状化要素としてモデル化する。レベル 2 地震動に対して締固め工内での間隙水圧の上昇等を想定したもので、液状化強度を置換率に対応する値に設定すれば良い。また、締固め工としてモデル化する範囲は、有効改良幅(最外縁の砂杭の中心間、図-5.5 参照)とする。

(3) 対策工回りのジョイント要素

固結工法や鋼材を用いた工法では、一般に対策工と地盤の間にジョイント要素を設けることも多いが、液状化によって沈下した地震後の堤防高さを算出するために有限要素法を用いた自重変形解析を用いる場合にはジョイント要素を省略してもよい。ジョイント要素の有無による沈下量の差も小さく、変形モードもジョイント要素を入れた方が必ずしも適切とは限らない。ジョイント要素を入れることによって、適切な方向に変化するのは、対策工に作用する応力である。対策工に作用する応力の検討は、第 6 章や第 7 章に示す対策工諸元設定の中で行うため、耐震性能の照査の中で、対策工に作用する応力を検討する必要はなく、耐震性能の照査では、地震後の堤防高さが照査外水位を下回らないことのみを照査すればよい。

(4) 地下水位の設定

堤体液状化対策では堤体内の水位の低下を期待する場合がある。逆に基礎地盤に透水性の低い対策工を実施した場合には地下水位が上昇することも想定される。このような場合の地下水位を設定する場合には、有限要素法を用いた自重変形解析の前に定常浸透流解析を実施するとよい。

無対策時の浸透流解析の方法は、3.3(1)に示したとおりであり、同じ雨量、湧き出し量を与え、対策工を施した場合の堤体内・地下水位を定常浸透流解析によって求める。

求めた地下水位から 0.5m 上昇させる範囲は、堤体、基礎地盤、および対策工によらず、解析対象とする全領域とする。また、水位を 0.5m 上昇させることで水位線が堤体、基礎地盤、あるいは対策工よりも上部に位置することになる場合は、水位線を堤体、基礎地盤、あるいは対策工の上端と一致させることとする。

4.7 浸透安全性の照査

河川堤防の構造検討の手引きに準じ、液状化対策工によって堤防の浸透安全性が有意に低下しないことを照査する。浸透安全性が有意に低下する場合には、裏のり尻に設置するドレーン工等の補助工法の検討や場合によっては液状化対策工法を変更する必要もある。

4.1 設計の基本の浸透安全性の照査について、その方法を具体的に示したものである。河川堤防の構造検討の手引きでは、円弧すべり安全率、局所動水勾配または G/W が浸透安全性を示す指標となっているので、これらの指標を液状化対策実施前と実施後で比較する。

液状化対策を施したことによる浸透安全性を示す指標の変化(悪化)が大きい場合、特に強度定数や透水係数等のばらつきによる変化よりも大きく変化する場合や川裏側に固結工法や矢板工法を実施した場合には、ドレーン工等の補助工法の併用することが望ましい。

さらに浸透安全性を示す指標の変化が大きい場合には、対策工法の変更も検討する必要がある。

なお、液状化対策の実施に合わせて浸透対策も実施するのが合理的な場合が多いので、液状化対策による浸透安全性の低下の有無に依らず、河川堤防の構造検討の手引きに示される浸透安全性を満足しない場合には、浸透対策に関する検討も実施することが望ましい。

4.8 すり付けの検討

液状化対策工の端部および対策工の仕様・規模が大きく変わる境界部ではすり付けの検討を行う。

固結工法のように物性が元の地盤と大きく異なる液状化対策工の端部および対策工の仕様・規模が大きく変わる境界部では、常時および地震時に段差や亀裂が生じやすい。このような段差や亀裂の発生を緩和するためにすり付けの検討を行う。堤防横断方向に大きな段差や亀裂が生じると堤防機能に多大な影響を及ぼす可能性があるため、縦断方向のすり付けが基本である。図-4.7 の(a)、(b)、(d)のように堤体の下に対策工の端部が位置すると、この上部に堤防縦断方向の段差や亀裂が生じる可能性はある。このような縦断亀裂等が堤防機能に及ぼす影響は横断に比べ小さく、対策しない状態に比べれば縦断亀裂は軽減されることが想定されるため、点検により堤防機能に影響を与えるような縦断亀裂等が確認できた時点で部分切返しを行うなど維持管理によって対応するのが現実的である。

「柔構造樋門設計の手引き」⁴⁾によると、今後の研究に負うところが多いとしながらも、堤体に悪影響を与えない範囲として、沈下の平均勾配を 5～10%以内とするのが望ましいとしている。具体には、改良深度を徐々に浅くするなどの対応を行うことが多い。

4.9 施工計画の検討

現場条件を踏まえ、適切な施工計画の立案を行う。

現場条件としては、4.3 の対策工法選定に当たって考慮する事項を列記しているが、これらに加え、気象・水象条件、支障物・埋設物、史跡・埋蔵文化財、工事用道路、施工ヤード等をより具体的に把握した上で、施工計画を立案する。この際、「河川土工マニュアル」⁵⁾等を参考にとよい。

適切な施工計画を立案しがたい場合には、工法選定や対策工諸元設定を再度検討することとなる。

堤防の開削(部分開削を含む)を伴う場合には、「堤防切土施工・管理の留意点について(通知)」⁶⁾等を参考にし、施工期間中の堤防の安定性や出水に対する堤防機能を確保しなければならない。

<参考文献>

- 1) (国研)土木研究所 : 細粒分を含む砂の液状化強度の評価法に関する再検討, 土木研究所資料, 2016.
- 2) (一財)国土技術研究センター : 河川堤防の構造検討の手引き, 2012.
- 3) (社)地盤工学会 : 地盤調査の方法と解説, 2013.
- 4) (財)国土技術研究センター : 柔構造樋門設計の手引き, 1998.
- 5) (財)国土技術研究センター : 河川土工マニュアル, 2009.
- 6) 国土交通省河川局治水課 : 堤防切土施工・管理の留意点について(通知), 治水課企画専門官事務連絡, 2010.

第5章 締固め工法の諸元設定

5.1 設計の基本方針

- (1) 堤防のり尻付近の基礎地盤の液状化層、または堤体直下の基礎地盤全体の液状化層に対して締固めを行うことを基本とする。
- (2) 対策工諸元設定用震度に対して液状化しない目標 N 値等を設定した上で、締固め工を含む液状化対策を施した堤防の地震後の堤防高さが耐震性能の照査において考慮する外水位を下回らないことを照査する。

- (1) 締固め工法の適用対象は、基礎地盤の液状化を基本とし、施工位置はのり尻付近の基礎地盤の液状化層、または堤体直下の基礎地盤全体の液状化層とする2種類の位置とした。堤体の液状化に対しての適用も考えられるが、施工によって堤防に亀裂等の損傷が生じる可能性があり、特別な施工管理が求められることから本手引きでは対象外とした。
- (2) 旧液状化対策マニュアルでは、改良仕様は中規模地震動に対して液状化しないように設定し、円弧すべり計算によって改良範囲を設定していた。本手引きでは、改良仕様は旧液状化対策マニュアルと同様の考え方で設定し、改良範囲を円弧すべり計算ではなく、レベル 2 地震動に対して堤防の耐震性能が満足するように設定することとした。

5.2 対策の原理と工法の選定

- (1) 締固め工法は材料を地盤中に圧入、あるいは地盤を振動させることで、砂地盤の密度を増大させ、改良範囲内の地盤の液状化強度を高める工法である。
- (2) 締固め工法は、主に材料を圧入し間隙比を減少させる圧入締固めと振動エネルギーを地盤に与えることによって間隙比を減少させる振動締固めに大別され、圧入締固めに振動を用いる動的な工法と、振動を伴わない静的な工法にさらに分類される。工法ごとの特徴や施工条件、周辺環境を踏まえ適切な工法を選定する。

- (1) 設計で主に考慮するのは密度増大であるが、その他にも様々な効果があることが指摘されている。

1995 年兵庫県南部地震では、締固めによる改良地盤において、設計で考慮していた震度よりも実際には大きな震度であったにもかかわらず、有意な沈下が生じていないことが報告さ

れている¹⁾。その後の研究²⁾により、その要因としては、圧入により側方拘束を高める効果³⁾や締め固めた地盤よりもさらに高い液状化抵抗を有する砂杭の効果⁴⁾(複合地盤効果)などが実際には存在すると考えられている。また、工法によっては施工時に圧縮空気を使っていることから、飽和度が低下し、液状化抵抗が増す場合もある⁵⁾。このような設計で用いる密度増大以外の効果によって砂杭間地盤から得られる液状化強度よりも締め固め改良地盤全体のものの方が大きいことがわかってきており⁶⁾、2011 年東北地方太平洋沖地震においても同様な事実が検証されている⁷⁾。

(2) 締め固め工法を締め固め、貫入方法、施工機の大きさと分類すると図 5.1 に示すようになる。

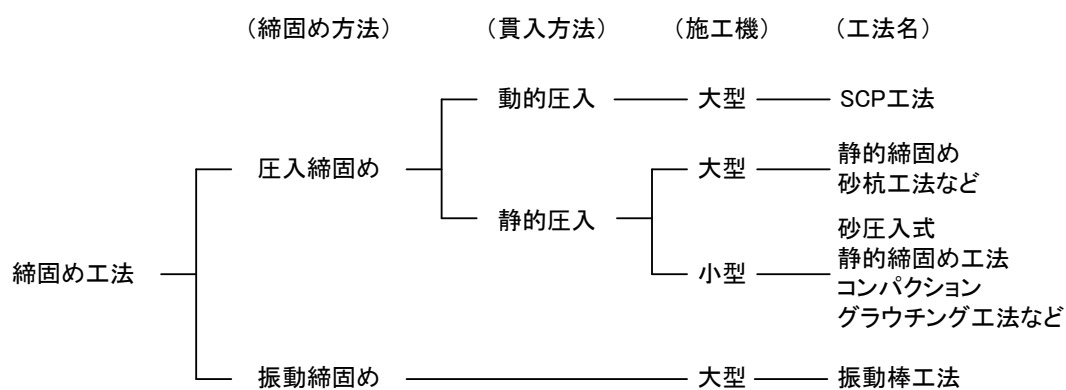


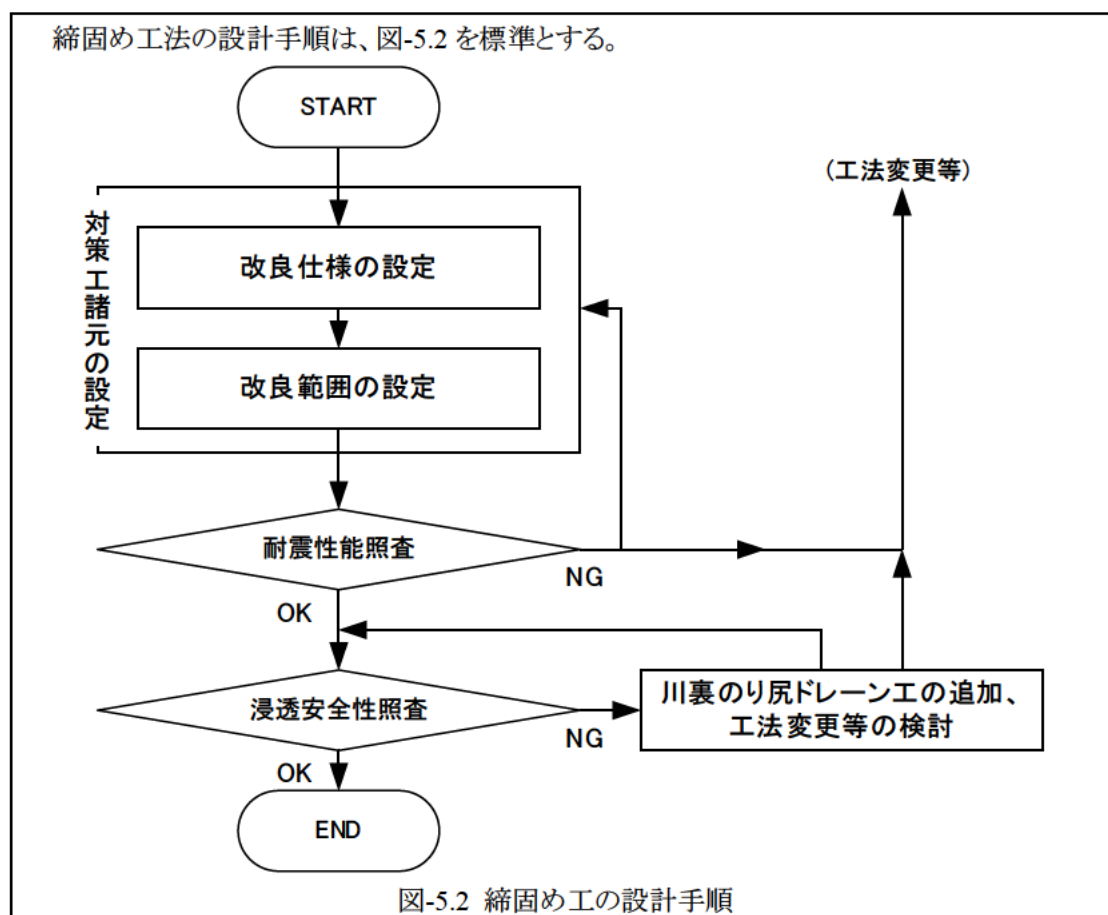
図-5.1 締め固め工法の分類

締め固め工法のいずれの工法でも施工により周辺地盤に変位が生じる。特に、細粒分が多い地盤では注意が必要である。また、動的圧入および振動締め固め工法では、施工時に振動や騒音が生じることから、周辺環境への影響を考慮して適用可能な工法を選定する必要がある。

締め固め工法の中でも代表的な砂杭を打設する工法を例に 5.3 以降の設計法を示す。圧入締め固めでは動的によるものと静的によるもののいずれの貫入方法でも適用することができる。

工法によっては側方拘束を高める効果を見込む設計法⁸⁾も考えられるが、本手引きに準拠しない場合には文献⁹⁾等を参考に、静的照査法の適用性も含め、工法に応じて適切に設計する必要がある。

5.3 設計手順



改良仕様の設定方法は 5.4 に、改良範囲の設定方法は 5.5 に示す。

5.4 改良仕様の設定

改良範囲内が対策工諸元設定用震度に対して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改良仕様を設定する。

(1) 改良目標 N 値は、4.4.3 に示す液状化判定で得られた液状化に対する抵抗率 F_L が 1.1 より大きくなる N 値とする。改良範囲外からの過剰間隙水圧の伝播やレベル 2 地震時の改良範囲内の間隙水圧の上昇を考慮し、1.0 よりも大きな 1.1 とした。液状化に対する抵抗率 F_L が 1.1 に対応する N 値は下限値であり、耐震性能を満足しない場合には、これよりも大きな N 値を改良目標 N 値とすることが効果的である。

(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) 改良目標 N 値を確保できる置換率をいわゆる方法 D (図-5.3)⁹⁾に従って設定する。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。ただし、対策工諸元設定用震度に対する液状化層が存在しない場合など方法 D によって置換率が設定できない場合には、最小値置換率に係る施工実績を参考に 6% 程度 (砂杭 $\phi 700\text{mm}$ で打設間隔 2.5m に概ね相当) を置換率の目安としてよい。一方で、実際の施工のことを考慮すると、あまりに高い置換率を設定することは現実的ではなく、最大でも 30% 程度としておくのがよい。

(4) 改良目標 N 値を確保できる置換率を満足する配置や打設間隔を設定する。砂杭は図-5.4 に示す正方形や三角形および矩形で配置され、置換率 a_s は式 (5.1) および式 (5.2) で表される。

正方形・矩形・平行四辺形配置の場合

$$a_s = \frac{A_s}{A} = \frac{A_s}{x^2}, \text{ または、 } a_s = \frac{A_s}{x_1 x_2} \quad (5.1)$$

正三角形配置の場合

$$a_s = \frac{A_s}{A} = \frac{2}{\sqrt{3}} \frac{A_s}{x^2} \quad (5.2)$$

ここに、

A_s : 砂杭断面積
 A : 砂杭 1 本が分担する面積
 x, x_1, x_2 : 砂杭中心間距離

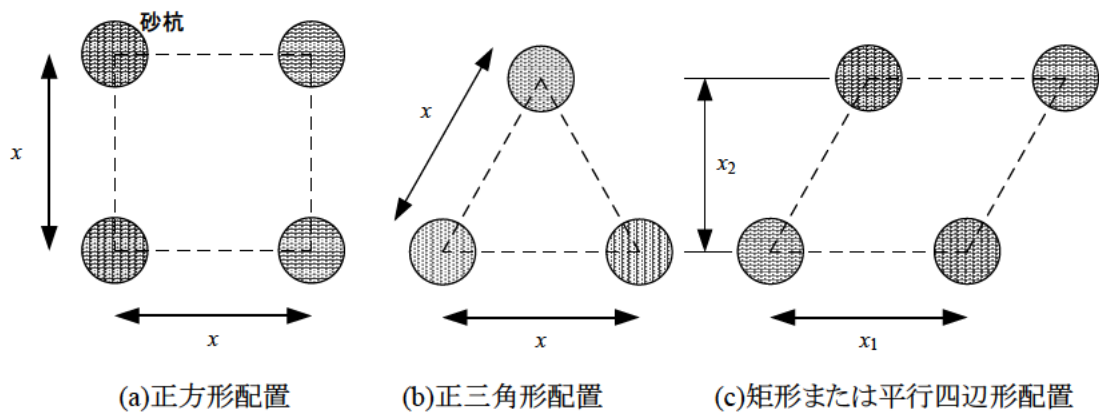


図-5.4 砂杭の平面配置例

方法D

細粒分含有率 F_C (%)より $e_{\max}$, $e_{\min}$ を下式より求める

$$\begin{aligned} e_{\max} &= 0.02F_C + 1.0 \\ e_{\min} &= 0.008F_C + 0.6 \end{aligned}$$



現地盤 N 値 N_0 と拘束圧 σ_v' (kN/m²)および細粒分による補正 N 値増分 ΔN_f から
相対密度 D_{r0} および e_0 を求める

$$\begin{aligned} D_{r0} &= 21 \sqrt{\frac{N_0}{0.7 + \sigma_v'/98} + \frac{\Delta N_f}{1.7}} \\ e_0 &= e_{\max} - \frac{D_{r0}}{100} (e_{\max} - e_{\min}) \end{aligned}$$

ここで, ΔN_f は

F_C (%)	ΔN_f
0～ 5	0
5～10	$1.2 \cdot (F_C - 5)$
10～20	$6 + 0.2 \cdot (F_C - 10)$
20～	$8 + 0.1 \cdot (F_C - 20)$



細粒分含有率 F_C (%)による有効締固め係数 R_C を求める

$$R_C = 1.05 - 0.46 \cdot \log F_C$$



改良後の目標 N 値 N_1 と拘束圧 σ_v' (kN/m²)および細粒分による補正 N 値増分
 ΔN_f から相対密度 D_{r1} および e_1 を求める

$$\begin{aligned} D_{r1} &= 21 \sqrt{\frac{N_1}{0.7 + \sigma_v'/98} + \frac{\Delta N_f}{1.7}} \\ e_1 &= e_{\max} - \frac{D_{r1}}{100} (e_{\max} - e_{\min}) \end{aligned}$$



有効締固め係数を考慮して最低置換率 a_s を求める

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

図-5.3 置換率の設定方法

5.5 改良範囲の設定

- (1) 対策工諸元設定用震度に対する液状化層下端までを最小の改良深度とする。
- (2) のり尻付近を改良範囲に含めることを原則とする。
- (3) 砂杭 3 列を最小の改良幅とする。
- (4) 周辺地盤への影響を考慮しなければならない。

(1) 一般的には、対策工諸元設計用震度に対する液状化層下端までを最小の改良深度とする。対策工諸元設定用震度に対する液状化層が存在しない場合には、耐震性能を満足するよう改良深度を設定すればよい。実務では最も液状化しやすい層の下端を改良深度の初期値として検討すると効率的な場合が多い。

(2) のり尻付近を改良範囲に含めるとは、のり尻付近が有効改良幅の内側に位置することを指す。有効改良幅は図-5.5 に示すように最外縁の砂杭等の杭心間とする。最外縁の砂杭の外側にも締め固められた範囲が存在するが、未改良域からの過剰間隙水圧伝播の影響も考慮し、有効改良幅には含めない。砂杭等を造成しない工法においても、未改良域からの過剰間隙水圧伝播の影響を考慮し、実際に締め固められた範囲の内側に有効幅を設定しなければならない。

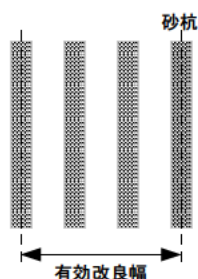


図-5.5 有効改良幅

(3) 十分な締め固め効果を得るための配慮として、砂杭 3 列を最小の改良幅とした。例えば、砂杭等の打設間隔が 2m であれば、最小有効改良幅は 4m となる。

(4) 対象とする液状化層の土質や改良率にもよるが、改良深度の下端から 45 度程度の範囲では、周辺地盤に変位が生じる場合がある。施工後の補修対応が不可能な構造物が施工箇所近傍に存在する場合には、十分な離隔をとる必要がある。十分な離隔がとれない場合には、鋼矢板や変位緩衝孔などの変位対策を検討するとよい。施工の順番を工夫し、近接構造物側の砂杭から施工することにより、影響をできるだけ抑制する方法もある。

<参考文献>

- 1) 松尾修, 安田進, 山本実, 原田健二, 橋本隆: レベル 2 地震動における改良地盤の評価に関する実証的研究, 第 24 回地震工学研究発表会講演論文集, pp.273-276, 1997.
- 2) 大林淳, 原田健二, 山本実, 佐々木康: 締固め地盤の液状化抵抗に関する評価, 第 10 回日本地震工学シンポジウム, pp.1411-1416, 1998.
- 3) 原田健二, 安田進, 丹羽俊輔, 新川直利, 出野智之: 細粒分を含んだ締固めによる改良地盤の評価, 第 27 回地震工学研究発表会, 論文 No.35, 2003.
- 4) Yasuda, S., Harada, K., Yoshida, N. and Tanaka, M.: Studies on the effectiveness of two kinds of countermeasures against liquefaction under very strong shaking, International Symposium on Earthquake Engineering Commemorating Tenth Anniversary of the 1995 Kobe Earthquake (ISEE Kobe 2005), 2005.
- 5) Okamura, M., Soga, Y.: Effects of pore fluid compressibility on liquefaction resistance of partially saturated sand, Soils and Foundations Vol.46, No.5, pp.695-700, 2006.
- 6) 日本建築学会: 建築基礎のための地盤改良設計指針案 4.3 節液状化判定 3 改良地盤の液状化抵抗比の評価, pp.320-324, 2006.
- 7) Harada, K., Ohbayashi, J. and Taguchi, Y.: Verification of the improvement effectiveness by compaction methods during the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake, The 6th Japan - Taiwan Joint Workshop on Geotechnical Hazards from Large Earthquakes and Heavy Rainfalls, 2014.
- 8) Harada, K., Ishihara, K. Orense, R.P., and Mukai, J. 'Relations between penetration resistance and cyclic strength to liquefaction as affected by Kc-conditions.' Proc, Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics IV, Sacramento CA, Paper 111, 2008. (in CD-ROM).
- 9) (社)地盤工学会: 液状化対策工法, 地盤工学・実務シリーズ 18, 2004.

第6章 固結工法の諸元設定

6.1 設計の基本方針

- (1) 堤防のり尻付近の基礎地盤の液状化層に対して固結工法を適用することを基本とする。
- (2) 対策工諸元設定用震度に対して所要の安定性が確保できるように改良範囲や改良仕様を設定した上で、固結工を含む液状化対策を施した堤防の地震後の堤防高さが耐震性能の照査において考慮する外水位を下回らないことを照査する。

- (1) 固結工法の適用対象は、基礎地盤の液状化を基本とし、施工位置はのり尻付近の基礎地盤の液状化層とした。締固め工法と同様、堤体直下の基礎地盤全体に対して適用することも考えられるが、例えば堤体に浸透した雨水が基礎地盤に排水されにくくなり、堤体内の水位が高い状態となることが想定される。堤体内の水位が高いと、堤体液状化が生じやすく、洪水時にも河川水が堤体に浸透しやすくなる。このため、堤体直下全面に対しての適用は本手引きの対象外とした。適用せざるを得ない場合には、格子状改良としたり、のり尻にドレーン工を設置するなど、堤体内の水位が高くないよう配慮しなければならない。
- (2) 旧液状化対策マニュアルでは、改良範囲と改良仕様は中規模地震動に対して安定性が確保できるように設定していた。本手引きでも、改良範囲と改良仕様は、旧液状化対策マニュアルと同様の考え方で対策工諸元設定用震度に対して安定性を確保できるとともに、レベル 2 地震動に対して堤防の耐震性能が満足するように設定することとした。

6.2 対策の原理と工法の選定

- (1) 固結工法は、砂地盤に安定材を攪拌あるいは浸透、注入することで、砂地盤を固結し、砂地盤の液状化を防止する工法である。改良の形状を格子状とする場合には、格子内部の未改良地盤がせん断変形しにくくなり、液状化が抑制される効果にも期待する場合がある。
- (2) 固結工法は、安定材を地盤に投入する方法（機械攪拌、高圧噴射、浸透、注入）、安定材の種類（セメント系スラリー、セメント系粉体、水ガラス等）、改良の形状（ブロック状、格子状）等によって分類される。工法ごとの特徴や周辺の土地利用状況等も踏まえ適切な工法を選定する必要がある。

(1)固結工法では、合理化を図るために、格子状の改良を選択する場合が多く、砂地盤を固めて液状化を防止すると同時に格子内部の未改良土のせん断変形の抑制による液状化抑制の2つの効果を設計で考慮する場合が多い。

(2)固結工法は、砂地盤にセメント系の安定材を供給・攪拌・混合する、あるいは注入材を注入して、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
- ③ 注入工法
 - 二重管ダブルパッカー工法
 - 浸透固化処理工法

注入工法は、注入材が注入しやすい所を選択的に注入するため、本章に示した設計法を適用することが難しい場合が多いが、機械攪拌や高圧噴射攪拌工法で施工するのが困難な場合に液状化層を全体的に液状化しにくくすることを期待して実施されることが多い。

改良体形状にはブロック状と格子状がある。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。改良体が一体化されていない独立した形状(格子状よりも更に低改良率)は、盛土による荷重に対し改良体が一体として抵抗せず、対策効果が得られにくいいため、液状化による変形抑制を目的に使うべきではない。

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。

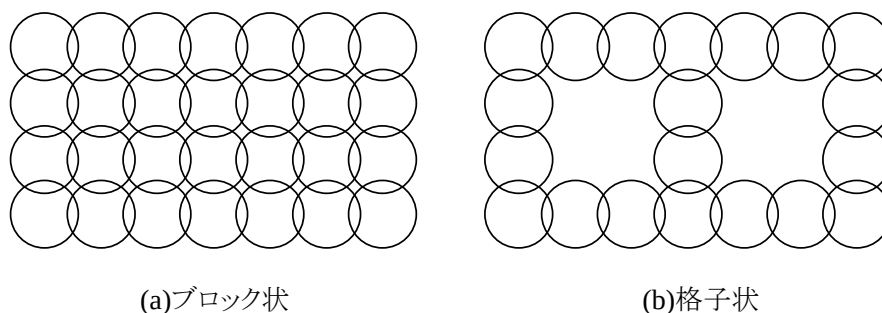
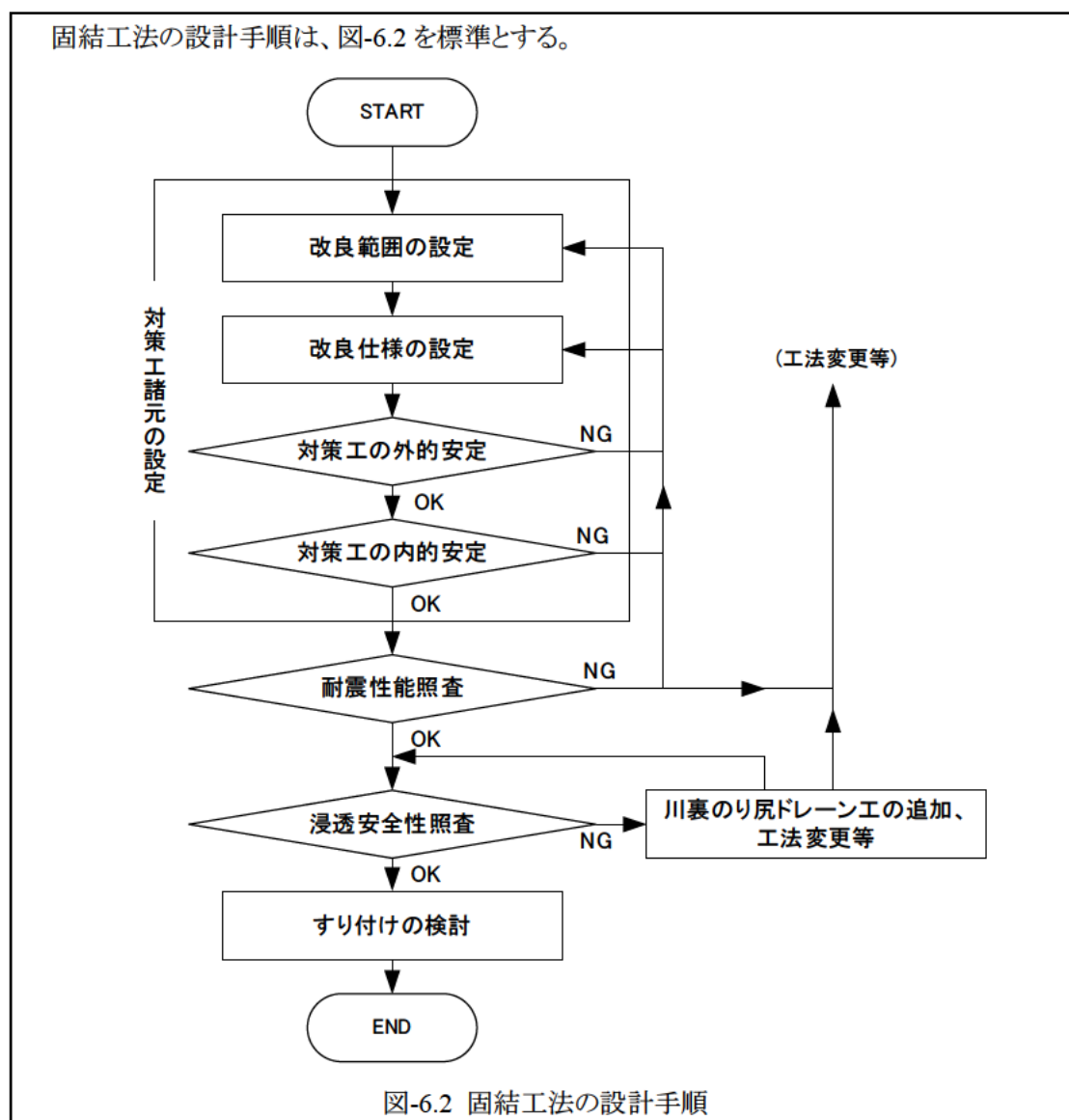


図-6.1 円柱改良を組み合わせた改良形状

6.3 設計手順



(1) 改良範囲の設定方法は 6.4、改良仕様の設定方法は 6.5、対策工の外的安定の検討方法は 6.6～6.8、対策工の内的安定の検討方法は 6.9 に示す。

(2) 耐震性能照査では静的照査法を用いて沈下量を算出するが、静的照査法では慣性力や土水圧の振動成分などの動的な外力は考慮されない。また、静的照査法においては、対策工が一体として動くことを前提とし沈下量を求める。ところが、対策規模が小さい、あるいは、改良率が低い、改良強度が低い場合には、改良体が激しく損傷し、静的照査法的前提条件である対策工が一体として動かない場合がある。土木研究所で実施した遠心模型実験では、改良体が激しく損傷し、対策効果が十分に発揮されなかったケースも確認されている。そこで、

耐震性能照査を実施する前に、耐震性能照査の前提条件を満足するように改良範囲、改良仕様を設定するものである。

6.4 改良範囲の設定

- (1) 対策工諸元設定用震度に対する液状化層下端から支持層への一定以上の根入れ長を加えた深度までを最小の改良深度とすることを基本とする。
- (2) のり尻直下を改良範囲に含めることを原則とする。

- (1) 一般的には、対策工諸元設定用震度に対する液状化層下端から支持層への根入れを加えた深度までを最小の改良深度とする。対策工諸元設定用震度に対する液状化層が存在しない場合には、耐震性能を満足するよう改良深度を設定すればよい。実務では最も液状化しやすい層の下端から支持層への根入れを加えた深度を改良深度の初期値として検討すると効率的な場合が多い。根入れ深さは 1.0m または液状化層厚さの 0.1 倍のうち小さい方以上を確保することを目標とするが、一般的な施工機で施工できないような支持層の場合には施工可能な範囲で根入れを確保すればよい。
- (2) のり尻直下を改良範囲に含めるとは、図-6.3 に示すように、のり尻が改良幅の内側に位置することを指す。また、改良幅は改良体の高さの 0.6 倍程度以上となるように設定するとよい。設計・施工事例で 0.6 倍以上となっていることが多いことと、縦長の形状の場合には静的照査法において対策効果を過度（危険側）に評価する傾向があるためである。
- (3) 6.6～6.9 の安定性を確保するために、改良幅を増やすことが効果的である。条件によっては、根入れの増加が効果的な場合もある。

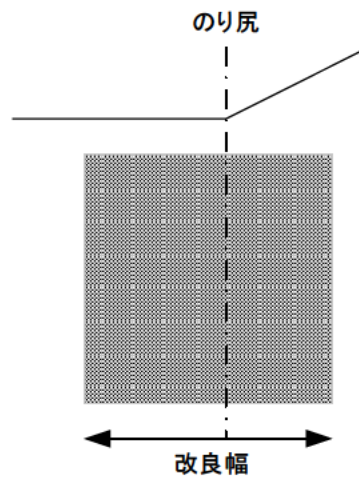


図-6.3 固結工の位置の例

6.5 改良仕様の設定

- (1) 対策工諸元設定用震度に対して改良体自体の安定性を損なわないよう改良強度を設定する。
- (2) 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し抵抗が期待できる格子間隔を設定する。
- (3) 堤体直下の地下水位が上昇しないよう配慮する。

(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場合には、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-6.1 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-6.1 改良体の一般的な設計基準強度(＝許容応力度)

工 法		設計基準強度	備 考
機 械 攪 拌 工 法	ス ラ リ ー 式	200 ～ 1000 kN/m ²	
	粉 体 式	100 ～ 1000 kN/m ²	
高 圧 噴 射 攪 拌 工 法	単 管 式	300 ～ 1000 kN/m ²	砂質土
	二 重 管 式	3000 kN/m ²	砂質土
	三 重 管 式	2000 ～ 3000 kN/m ²	砂質土
注 入 工 法		100 ～ 500 kN/m 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。

設計に用いるせん断強さ τ_a は、一軸圧縮強さ q_{ua} から式(6.1)によって求める。

$$\tau_a = 1/2 \cdot q_{ua} \quad (6.1)$$

(2) 格子状を選択する場合には、図-6.4 に示すように堤防法線方向に平行あるいは直交するように格子を設定する。格子内の未改良部の液状化を抑制し抵抗が期待できる格子間隔として、液状化層厚の 0.5 倍～0.8 倍程度を上限とし、改良率 a_p は 50%程度を最低とする。改良率は平面における 1 ユニット当たりの改良体の面積を改良地盤全体の面積(改良体の面積+未改良部の面積)割った値とする。

また、各工法におけるラップ部の施工性、信頼性に留意する。

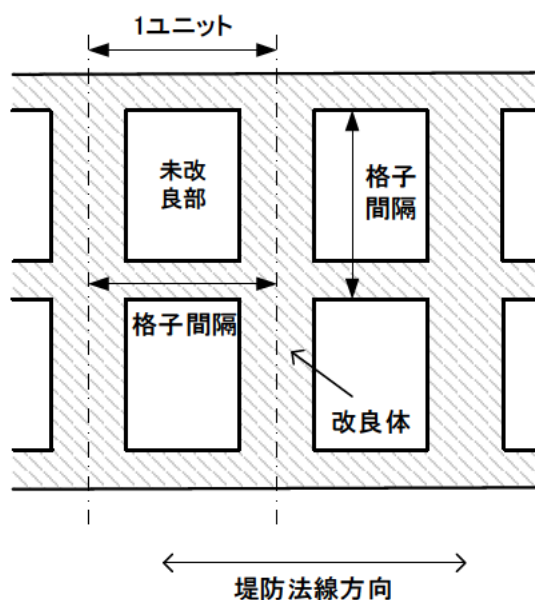


図-6.4 格子の平面配置の例

(3) 改良体の透水係数は低く、これが壁状に連続すると、わずかかもしれないが、平常時の堤体直下の基礎地盤の地下水位が上昇したり、洪水後に地下水位が高い状態がより長く続く場合がある。地下水位が高まると液状化する範囲が増える場合があるため、耐震上も望ましくない。このため、できるかぎり地下水位が上昇しないよう配慮する必要がある。例えば、所々にスリット状に未改良部を残すなどの方法が考えられる。

6.6 対策工の外的安定の検討

対策工に作用する外力に対して、対策工の外的安定を損なわないよう滑動および支持力の検討を行うものとする。

対策工(改良地盤)に作用する慣性力や土水圧等の外力に対して、外的安定を検討する。対策工の外的安定の照査項目は、滑動および支持力であり、許容安全率は滑動、支持力ともに 1.0 とする。旧液状化対策マニュアルでは外的安定に転倒が含まれていたが、本手引きでは支持力検討の中で組合せ荷重を考慮することとしたため、省略したものである。

(1) 考慮すべき外力

考慮すべき改良地盤に作用する外力は図-6.5 のとおりである。

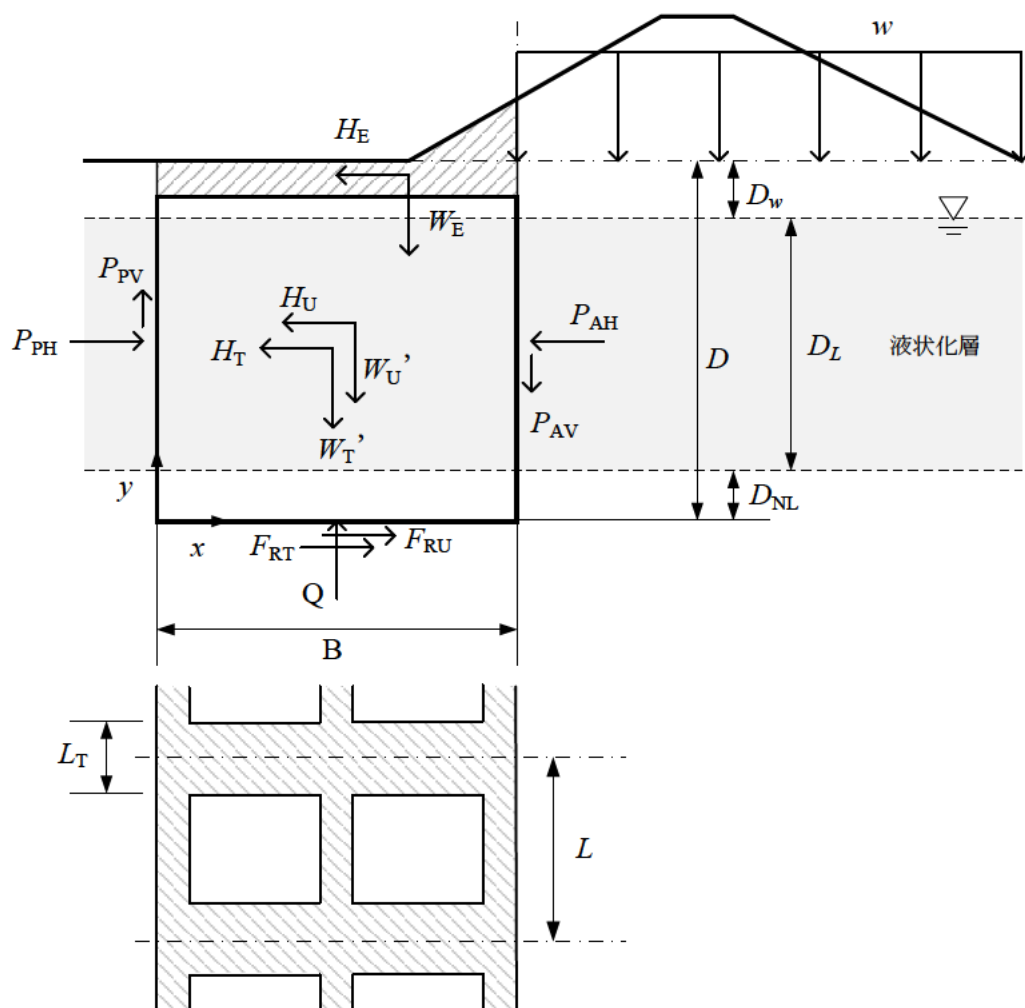


図-6.5 固結工法の検討で用いる外力(上:断面図、下:平面図)

Q	:改良地盤底面に作用する地盤反力(kN/m)
F_{RT}	:改良体底面に作用するせん断抵抗力(kN/m)
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(kN/m)
F_R	:改良地盤底面に作用するせん断抵抗力の合力($=F_{RT} + F_{RU}$)(kN/m)
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)(kN/m ²)
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(m)
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(m)
B	:改良地盤の幅(m)
D	:改良深さ(m)
D_L	:地下水位から完全液状化層下端までの深さ(m)
D_{NL}	:非液状化層または準液状化層への改良体の根入れ深さ(m)
D_w	:地下水面の深さ(m)
L_T	:1 ユニットに占める堤防法線方向の改良体の長さ(m)
L	:改良地盤の法線方向の 1 ユニットの長さ(m)
W	:改良地盤の全重量($=W_T + W_U$)(kN/m)
W'	:改良地盤の有効重量($=W'_T + W'_U$)(水位以浅は湿潤単位体積重量、水位以深は水中単位体積重量を用いる)(kN/m)
W_T	:改良体の全重量(kN/m)
W_U	:格子内部の未改良土の全重量($=(1 - a_p) \cdot W$)(kN/m)
W'_T	:改良体の有効重量(kN/m)
W'_U	:格子内部の未改良土の有効重量($=(1 - a_p) \cdot W'$)(kN/m)
W_E	:改良地盤の上面に載る盛土の重量(kN/m)
H	:改良地盤の慣性力($=H_T + H_U$)
H_T	:改良体に作用する慣性力(kN/m)
H_U	:格子内部の未改良土に作用する慣性力(kN/m)
H_E	:改良地盤の上面に載る盛土に作用する慣性力(kN/m)
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(kN/m)
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(kN/m) 土水圧の水平成分に土層区分に応じ $\tan\delta$ または $\tan\delta'$ を乗じ、これを鉛直方向に積分した値
P_{PH}	:改良地盤の受働側(水平地盤側)に作用する土水圧合力の水平成分(kN/m)
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(kN/m)
δ	:改良体と周辺地盤の壁面摩擦角(°) (一般に、 $\delta = \phi / 2$)
δ'	:過剰間隙水圧の上昇を考慮した改良体と周辺地盤の壁面摩擦角(°) (一般に、 $\delta' = \phi' / 2$)

(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、表-6.2 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。4.4.1 に示す対策工諸元設定用震度に対して、4.4.3 に示す液状化判定法によって深度ごとの F_L を求め、土層ごとの代表的な F_L を設定する。なお、盛土側の F_L については、地盤に盛土の自重による鉛直荷重 w が作用したとして算出する。盛土の自重による鉛直荷重は、盛土の重量を盛土の底面の幅で割って求める。ただし、対策工が堤体の下部に入り込んでいる場合には、対策工の上面に載る盛土の重量 W_E とその幅を除いて求めるものとする。また、反対側ののり尻でも対策工が堤体の下部に入り込んでいる場合にも同様に扱う。堤体直下の未改良部範囲が極端に狭くなった場合や、のり面勾配が緩い場合には、安全側過ぎることが考えられる。このような場合には、改良地盤に挟まれた液状化層を対象とした弾性 FEM から漸増成分土圧を設定すると良い。側面は鉛直ローラー、底面は固定条件として、液状化層は非圧縮(ポアソン比 0.499)の弾性体とし、盛土荷重による側面の土圧増分を漸増成分とする。

表-6.2 土層区分

完全液状化層	$F_L \leq 1.0$ の層
準液状化層	$1.0 < F_L \leq 1.3$ の層
非液状化層	$F_L > 1.3$ または液状化のおそれがない層

(3) 過剰間隙水圧比

過剰間隙水圧比 r_u は 4.4.4 により算出する。

(4) 土水圧合力

改良地盤に作用する土水圧合力 (P_{AH} 、 P_{AV} 、 P_{PH} 、 P_{PV}) は深度ごとに表-6.2 の土層区分に応じ、表-6.3 に示す式に従って土水圧を算出し、深度方向に積分することによって土水圧合力を算出する。なお、表-6.3 の各式は土水圧の水平成分を計算するための式であり、鉛直成分を求めるには $\tan \delta$ または $\tan \delta'$ を乗じればよい。

表-6.3 土水圧の算出方法

完全液状化層	
盛土側(主働側)	
$\sigma_h(z) = \sigma_v(z) + w + P_{dw}(z) \quad (6.2)$	
ここに、	
$\sigma_h(z)$	: のり尻の高さからの深度 z における土水圧の水平成分(kN/m ²)
$\sigma_v(z)$	: " 鉛直応力(kN/m ²)
$P_{dw}(z)$	: " 液体の単位体積重量を土層の飽和重量として 拡張した Westergaard の動水圧公式による土水圧の振動成分(kN/m ²)

	水平地盤側(受働側) $\sigma_h(z) = \sigma_v(z) - P_{dw}(z) \quad (6.3)$
準液状化層 盛土側(主働側) 式(6.4)と式(6.5)うち、大きい方の値を採用する $\sigma_h(z) = K_A \cdot \{\sigma_v'(z) + w\} + u(z) + r_u \cdot (1 - K_A) \cdot \{\sigma_v'(z) + w\} + P_{dw}(z) \quad (6.4)$ $\sigma_h(z) = K_{EA}' \cdot \{\sigma_v'(z) + w\} + u(z) \quad (6.5)$ ここに、 K_A : 常時の主働土圧係数 $u(z)$: のり尻の高さからの深度 z における静水圧(kN/m²) r_u : 過剰間隙水圧比 $P_{dw}(z)$: のり尻の高さからの深度 z における液体の単位体積重量を過剰間隙水圧の上昇を考慮した単位体積重量として拡張した Westergaard の動水圧公式による土水圧の振動成分(kN/m²) K_{EA}' : 過剰間隙水圧の上昇を考慮した内部摩擦角 ϕ' の地震時主働土圧係数 水平地盤側(受働側) 式(6.6)と式(6.7)うち、小さい方の値を採用する $\sigma_h(z) = K_P \cdot \{\sigma_v'(z) + w\} + u(z) + r_u \cdot (1 - K_P) \cdot \{\sigma_v'(z) + w\} - P_{dw}(z) \quad (6.6)$ $\sigma_h(z) = K_{EP}' \cdot \{\sigma_v'(z) + w\} + u(z) \quad (6.7)$ ここに、 K_P : 常時の受働土圧係数 K_{EP}' : 過剰間隙水圧の上昇を考慮した内部摩擦角 ϕ' の地震時受働土圧係数	
非液状化層 盛土側(主働側) $\sigma_h(z) = K_{EA} \cdot \{\sigma_v'(z) + w\} - 2c\sqrt{K_{EA}} + u(z) \quad (6.8)$ ここに、 K_{EA} : 地震時主働土圧係数 c : 粘着力(kN/m²) 水平地盤側(受働側) $\sigma_h(z) = K_{EP} \cdot \{\sigma_v'(z) + w\} + 2c\sqrt{K_{EP}} + u(z) \quad (6.9)$ ここに、 K_{EP} : 地震時受働土圧係数	

式(6.2)の土水圧の振動成分は式(6.10)の拡張した Westergaard の土水圧公式により求める。

$$P_{dw}(z) = \alpha_{ds} \frac{7}{8} \cdot k_{hr}(z) \cdot (\gamma_w + \gamma' r_u) \sqrt{H_d \cdot (z - D_w)} \quad (6.10)$$

ここに、

- z : 地盤面からの深度(m)
- α_{ds} : 固結工法の動的荷重低減係数(一般に、0.3)
- $k_{hr}(z)$: 深度に応じて低減した水平震度
- D_w : 地盤面から地下水位までの深度(m)
- γ_w : 水の単位体積重量(kN/m³)
- γ' : 土の水中単位体積重量(kN/m³)
- r_u : 堤防盛土外側の水平地盤部での過剰間隙水圧比
- H_d : 地下水位から最も下の液状化層(完全液状化層と準液状化層)の下端までの距離(m)

Westergaard の動水圧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ものである。また、水平震度は式(6.11)を用いて、地盤面の水平震度を深度に応じて低減した水平震度を用いることとした。液状化判定で用いる地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数 r_d を震度に換算した結果である。

$$k_{hr}(z) = k_h(1 - 0.03z) \quad (6.11)$$

低減係数 α_{ds} の一般値は、土木研究所で実施した格子状改良体をできるだけ忠実にモデル化した動的遠心模型実験の結果を参考に設定したものである。実験においては、レベル 2 地震動相当の加振によって、格子状改良体が損傷したケースと損傷しなかったケースがあった。振動成分と慣性力、土圧係数に用いる震度に同じ低減係数を乗じ外的安定と内的安定の検討を行い、全ての損傷したケースがいずれかの安定を満足せず、なおかつ損傷しなかったケースはできるだけ安定性が満足するよう低減係数を調整した結果である。

また、式(6.4)～式(6.9)で用いている土圧係数を、表-6.4 にまとめた。

表-6.4 土圧係数算定式一覧

常時の土圧係数	
主働土圧係数	$K_A = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \cdot \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin \phi}{\cos \delta}} \right\}^2} \cdot \cos \delta \quad (6.12)$ ここに、 ϕ : 内部摩擦角(°) δ : 改良体と周辺地盤の壁面摩擦角(一般に、$\phi/2$)(°)
受働土圧係数	$K_P = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \cdot \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \cdot \sin \phi}{\cos \delta}} \right\}^2} \cdot \cos \delta \quad (6.13)$
地震時の土圧係数	
主働土圧係数	$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos(\delta + \theta) \cdot \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right\}^2} \cdot \cos \delta \quad (6.14)$ ただし、$\phi - \theta < 0$のときは、$\sin(\phi - \theta) = 0$とする。 ここに、 θ : 地震時合成角で $\theta = \tan^{-1}(\alpha_{ds} \cdot k_h)$ もしくは $\theta = \tan^{-1}(\alpha_{ds} \cdot k_h')$ (水位以浅では k_h、水位以深では見かけの震度 k_h'を用いる) k_h' : 見かけの震度で $k_h' = \frac{\gamma h_1 + \gamma' h_2 + \gamma_w h_2 + q'}{\gamma h_1 + \gamma' h_2 + q'} k_h$ γ : 地下水位以浅の土の単位体積重量(kN/m³) γ' : 地下水位以深の土の有効単位体積重量(kN/m³) γ_w : 水の単位体積重量(kN/m³) h_1 : 地下水位以浅の土層厚(m) h_2 : 地下水位以深の土層厚(m) q' : 地震時の地表載荷荷重(kN/m²)、盛土側であれば w (ここでは、一般的な見かけの震度の式で用いる記号に合わせたため、その他の記号の使い方と一致しない部分がある)

受働土圧係数	$K_{EP} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos(\delta - \theta) \cdot \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \cdot \sin(\phi - \theta)}{\cos(\delta - \theta)}} \right\}^2} \cdot \cos \delta$ (6.15)
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	$K_{EA}' = \frac{\cos^2(\phi' - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos(\delta' + \theta) \cdot \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta') \cdot \sin(\phi' - \theta)}{\cos(\delta' + \theta)}} \right\}^2} \cdot \cos \delta'$ (6.16) ここに、 ϕ' : 過剰間隙水圧の上昇を考慮した内部摩擦角 $\tan \phi' = (1 - r_u) \cdot \tan \phi$ δ' : 過剰間隙水圧の上昇を考慮した改良体と周辺地盤の壁面摩擦角 $\delta' = (\phi' / \phi) \delta$、一般に、$\delta = \phi / 2$
受働土圧係数	$K_{EP}' = \frac{\cos^2(\phi' - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos(\delta' - \theta) \cdot \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi' - \delta') \cdot \sin(\phi' - \theta)}{\cos(\delta' - \theta)}} \right\}^2} \cdot \cos \delta'$ (6.17)

(6)慣性力

改良地盤や改良体、未改良部の慣性力は、対象とする範囲の全重量(有効重量ではない)に改良地盤底面における水平震度と固結工法の動的荷重低減係数 α_{ds} (一般に、0.3)を乗じて求める。改良地盤底面における水平震度は、式(6.11)により設定すればよい。

6.7 滑動の検討

6.6 節で求めた外力から改良地盤底面に作用するせん断力とせん断抵抗力を求め安全率を算出し、所定の安全率以上となることを照査する。

式(6.18)を用いて滑動に対する安全率を求めればよい。

$$F_S = \frac{P_{PH} + F_R}{H + H_E + P_{AH}} \quad (6.18)$$

改良地盤底面に作用するせん断抵抗力の合力は、式(6.19)により算定すればよい。

$$F_R = F_{RT} + F_{RU} = c_B \cdot B + (W' + W_E + P_{AV} - P_{PV}) \cdot \tan \phi_B \quad (6.19)$$

ここに、

c_B : 支持層の粘着力 (kN/m²)

ϕ_B : 支持層の内部摩擦角 (°)

式(6.19)は、支持層に根入れを行い、格子状とする場合でも未改良部が液状化しないよう格子間隔を設定することを前提としたものであることに留意しなければならない。

6.8 支持力の検討

改良地盤底面の鉛直地盤反力と極限支持力から安全率を算出し、所定の安全率以上となることを照査する。

式(6.20)により支持力に関する安全率を求めればよい。

$$F_S = \frac{Q_u}{Q_v} \quad (6.20)$$

ここに、

Q_u : 荷重の偏心傾斜、寸法、根入れ深さを考慮した極限支持力(kN/m)

Q_v : 地盤反力(kN/m)

(1) 外力の補正

支持力の検討では外力が釣合っているものとして考え、滑動の照査用外力のうち、水平地盤側(受働側)の支持層および非液状化から作用する土水圧合力と改良地盤底面のせん断抵抗力に補正を加える。

支持層の受働側土水圧合力と改良地盤底面のせん断抵抗力の発揮割合 f を、式(6.21)により求め、支持層の受働側土水圧合力と改良地盤底面のせん断抵抗力に発揮割合 f を乗じた外力を用いる(図-6.6)。

$$f = \frac{H + H_E + P_{AH} - P_{PH1}}{P_{PH2} + F_R} \quad (6.21)$$

ここに、

P_{PH1} : 完全液状化層下端以浅の非液状化層以外の土層から改良地盤に作用する受働側土水圧合力の水平成分

P_{PH2} : 完全液状化層下端以深の土層(支持層)および完全液状化層下端以浅の非液状化層から改良地盤に作用する受働側土水圧合力の水平成分

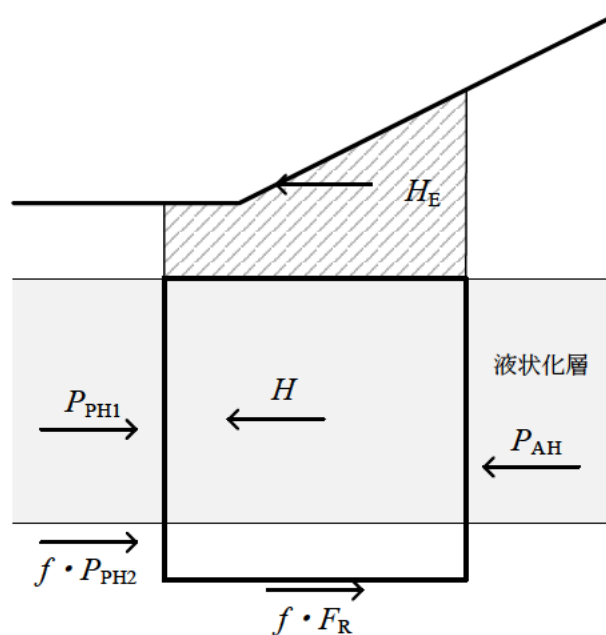


図-6.6 支持力を検討する際の改良地盤に作用する水平方向の外力

(2) 鉛直地盤反力

偏心荷重を受ける支持層が破壊状態に達したときには、地盤反力度分布はもはや三角形ではなく、ある幅に長方形分布すると考えてよい。本手引きでは、荷重の合力の作用点を中心とする仮想の基礎幅を考え、極限状態ではこの部分に荷重が一様に働くとする Meyerhof の考え方に準拠した。また、格子状改良の場合には、改良部と未改良部から構成されるが、未改良部が液状化しないような格子間隔とした上で、最低改良率の目安を 50% としたことによって、地震時にも改良部と未改良部が一体的に挙動することが期待される。このため、本手引きでは改良部と未改良部を分けずに改良地盤全体の地盤反力を求めることとした。

このような考え方の元で改良地盤底面に作用する地盤反力度分布を模式的に示すと図-6.7 のとおりとなる。

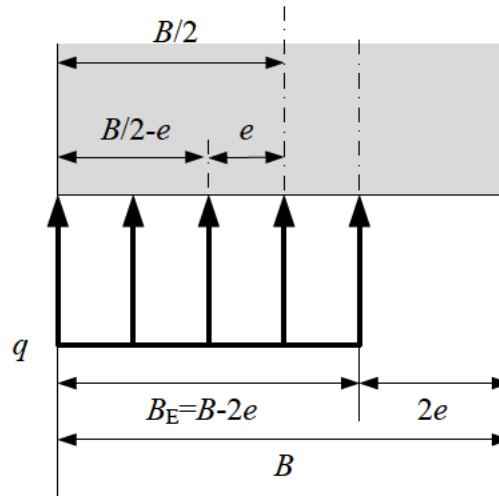


図-6.7 改良地盤底面の地盤反力分布

6.6.1 の外力、6.6.3 (1)の外力の補正、式(6.20)から改良地盤に作用する力(荷重)を図-6.8 に整理した。

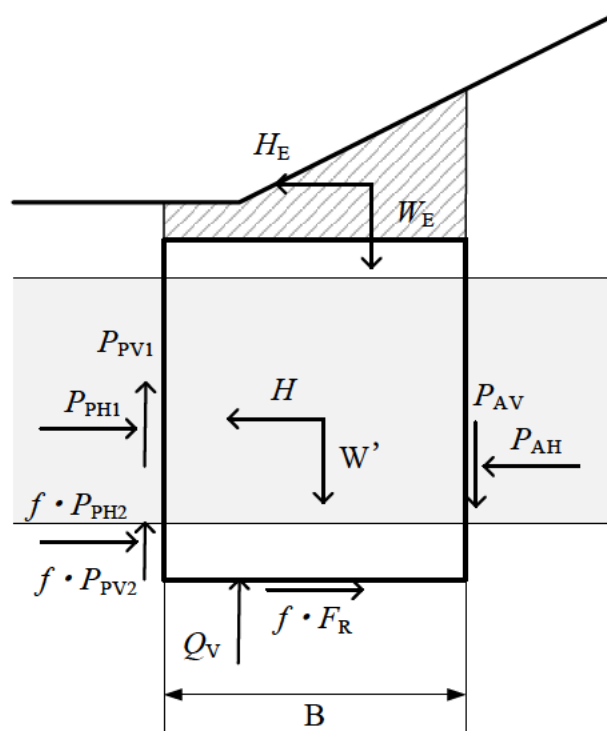


図-6.8 改良地盤に作用する力

鉛直方向の力の釣り合いとモーメントの釣り合いから、未知数である荷重の偏心率 e と地盤反力 Q_v を解くと、式(6.22)～式(6.25)が得られる。

$$e = B/2 - \frac{M}{V} \quad (6.22)$$

$$V = W' + W_E - P_{PV1} - f \cdot P_{PV2} + P_{AV} \quad (6.23)$$

$$M = W' \cdot \frac{B}{2} + W_E \cdot x_{WE} + P_{AV} \cdot B \quad (6.24)$$

$$-H \cdot y_H - H_E \cdot y_{HE} - P_{AH} \cdot y_{PAH} + P_{PH1} \cdot y_{PPH1} + f \cdot P_{PH2} \cdot y_{PPH2} \\ Q_V = V \quad (6.25)$$

ここに、

- e : 荷重の偏心量(m)
- V : 改良地盤底面に作用する力以外による鉛直力(kN/m)
- M : 改良地盤底面に作用する力以外によるモーメント(> 0)(kN/m・m)
- P_{PV1} : 完全液状化層下端以浅の非液状化層以外の土層から改良地盤に作用する受働側土水圧合力の鉛直成分
- P_{PV2} : 完全液状化層下端以深の土層(支持層)および完全液状化層下端以浅の非液状化層から改良地盤に作用する受働側土水圧合力の鉛直成分
- x_{WE} : W_E が作用する位置の改良地盤端部からの水平距離(m)
- $y_H, y_{HE}, y_{PAH}, y_{PPH1}, y_{PPH2}$: $H, H_E, P_{AH1}, P_{PH1}, P_{PH2}$ の各力が作用する位置(重心位置)の改良地盤底面からの高さ(m)

(3) 極限支持力

荷重の偏心傾斜、寸法、根入れ深さを考慮し、式(6.26)により極限支持力を求めればよい。

$$Q_u = B_E \left\{ \alpha \kappa c_B N_c S_c + \kappa q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma'_B \beta B_E N_\gamma S_\gamma \right\} \quad (6.26)$$

ここに、

- Q_u : 荷重の偏心傾斜、寸法、根入れ深さを考慮した極限支持力(kN/m)
- c_B : 支持層の粘着力(kN/m²)
- q : 上載荷重(周辺地盤の改良地盤底面高さにおける鉛直有効応力) (kN/m²)
- B_E : 荷重の偏心を考慮した有効載荷幅 (m)
- $B_E = B - 2e$
- γ'_B : 支持層の有効単位体積重量 (kN/m³)
- α, β : 基礎の形状係数(特殊な形状を除き、一般に 1.0 を使ってよい)
- κ : 根入れ効果に対する割増し係数
- N_c, N_q, N_γ : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数

S_c, S_q, S_γ : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数

根入れ効果に対する割増し係数 κ 、荷重の傾斜を考慮した支持力係数 N_c, N_q, N_γ 、支持力係数の寸法効果に関する補正係数 S_c, S_q, S_γ は道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編¹⁾を参考に設定するといふ。

6.9 対策工の内的安定の検討

対策工に作用する外力に対して、対策工の内的安定を損なわないよう水平せん断、格子壁抜け出しせん断(格子状改良のみ)、鉛直せん断の検討を行うものとする。

(1) 内的安定として、水平せん断、格子壁抜け出しせん断(格子状改良のみ)、鉛直せん断の最大3種類の検討を行い、各検討で求められる改良体に生じるせん断応力が一軸圧縮強さ q_{ua} から求める設計に用いるせん断強さ τ_d を超えないことを確認する。

(2) 水平せん断

図-6.9 に示すように改良地盤が水平にせん断破壊しないよう、改良体に作用する水平せん断応力を式(6.27)により求め、改良地盤のいずれの深度においても水平せん断応力が設計に用いるせん断強さを超えていないことを確認すればよい。

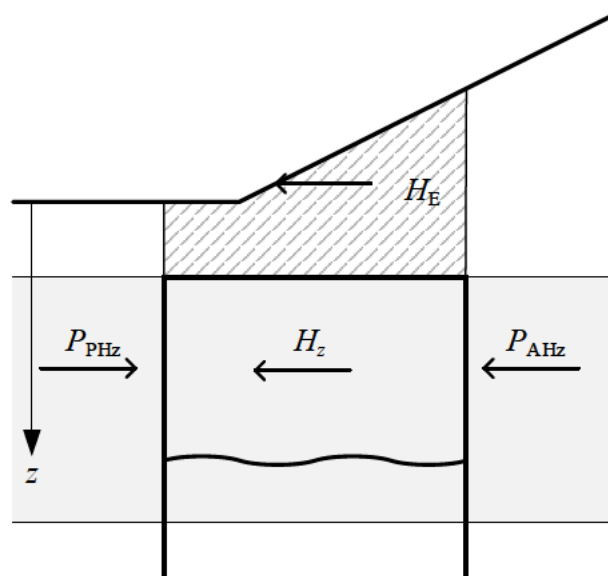


図-6.9 改良地盤の水平せん断破壊

$$\tau_1 = \frac{H_z + H_E + P_{AHz} - P_{PHz}}{a_p \cdot B} \quad (6.27)$$

ここに、

- τ_1 : 改良体に作用する水平せん断応力(kN/m²)
- H_z : 検討する深度の上部の改良地盤に作用する慣性力(kN/m)
- P_{AHz} : 検討する深度の上部の改良地盤に作用する主働側土水圧合力(kN/m)
- P_{PHz} : 検討する深度の上部の改良地盤に作用する受働側土水圧合力(kN/m)
- a_p : 改良率。平面における 1 ユニット当たりの改良体の面積を改良地盤全体の面積(改良体の面積+未改良部の面積)で割った値。

(3) 拔出しせん断

格子状改良の場合に図-6.10 に示すように主に堤防側からの土圧によって最も盛土側に位置する改良壁体が拔出しせん断破壊しないよう、改良壁体に作用するせん断応力を式(6.28)と(6.29)により求め、改良地盤のいずれの深度においても改良壁体に作用するせん断応力が設計に用いるせん断強さを超えていないことを確認すればよい。改良地盤の上面に載る盛土に作用する慣性力の一部も改良体に作用していると考えられるが、盛土側の液状化層から作用する土水圧が支配的であると考えられることから本検討では無視することとした。また、格子内部から作用する静止土水圧合力の算出にも盛土荷重は無視することとした。

検討する深度が改良地盤底面の場合

$$\tau_2 = \frac{(H_{Tz} + P_{AHz} - P_{0Hz}) \cdot l}{2bz} \quad (6.28)$$

検討する深度が上記以外の場合

$$\tau_2 = \frac{(H_{Tz} + P_{AHz} - P_{0Hz}) \cdot l}{2bz + bl} \quad (6.29)$$

ここに、

- τ_2 : 改良壁体に作用する拔出しせん断応力(kN/m²)
- H_{Tz} : 検討する深度の上部の改良壁体に作用する慣性力(kN/m)
- P_{AHz} : 検討する深度の上部の改良地盤に作用する主働側土水圧合力(kN/m)
- P_{0Hz} : 検討する深度の上部の改良壁体に格子内部から作用する静止土水圧合力(kN/m)
- l : 対象とする改良壁体の堤防法線方向の長さ(m)
- b : 改良壁体の厚さ(m)

z : 検討する深度(m)

なお、静止土水圧は式(6.30)により求める。

$$\sigma_h(z) = K_0 \cdot \sigma_v'(z) + u(z) \quad (6.30)$$

ここに、

K_0 : 静止土圧係数(一般に、0.5)

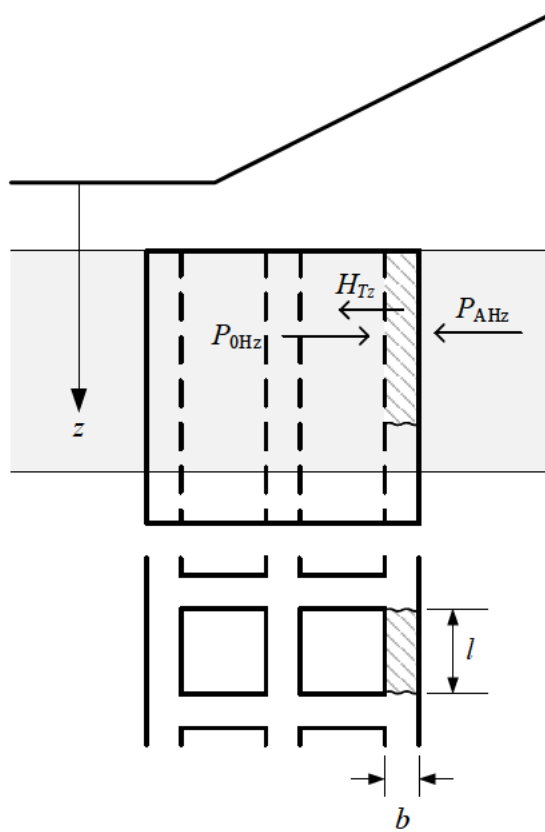


図-6.10 格子状改良体の抜き破壊(上:断面図、下:平面図)

(4) 鉛直せん断

図-6.11 に示すように改良地盤底面から作用する地盤反力によって鉛直にせん断破壊しないよう、改良壁体に作用するせん断応力を式(6.31)により求め、改良地盤のいずれの位置においても改良壁体に作用するせん断応力が設計に用いるせん断強さを超えていないことを確認すればよい。

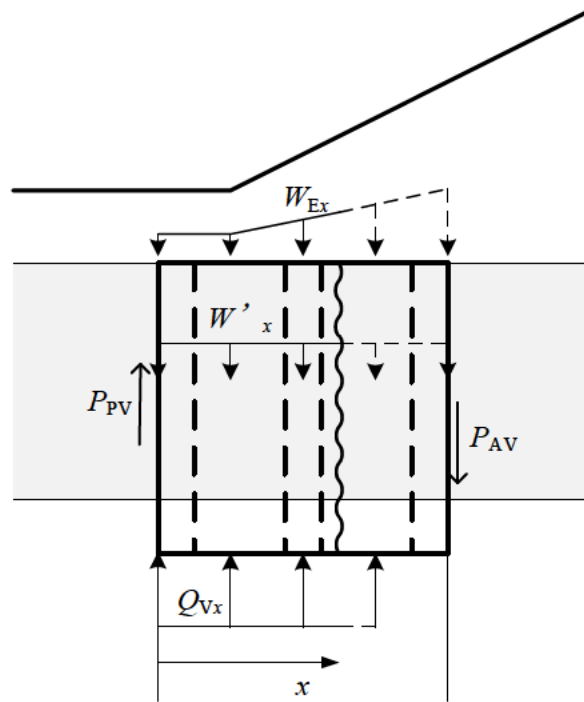


図-6.11 鉛直せん断破壊

$$\tau_v = \frac{(P_{PV} + Q_{Vx} - W'_x - W_{Ex}) \cdot L}{D_T L_T} \quad (6.31)$$

ここに、

- τ_v : 鉛直せん断応力(kN/m²)
- 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(kN/m)
- Q_{Vx} : 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(kN/m)
- W'_x : " 改良地盤の有効重量(kN/m)
- W_{Ex} : " 改良地盤上面に載る盛土の全重量(kN/m)
- L : 堤防法線方向の改良地盤 1 ユニットの長さ(ブロック状の場合、1)(m)
- D_T : 改良地盤の高さ (m)
- L_T : 堤防法線方向の改良地盤 1 ユニットのうち改良壁体の長さ(ブロック状の場合、1)(m)

<参考文献>

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編，2012.

第7章 鋼材を用いた対策工法の諸元設定

7.1 設計の基本方針

- (1) 堤防のり尻付近の基礎地盤に対して鋼材を用いた対策工法を適用することを基本とする。
- (2) 設定した鋼材の仕様において、十分な根入れを確保し、対策工諸元設定用震度に対して鋼材に発生する応力度が所定の許容値以内となることを照査する。次に、鋼材を用いた対策工を含む液状化対策を施した堤防の地震後の堤防高さが耐震性能の照査において考慮する外水位を下回らないことを照査する。

(1)ここでは鋼材は、鋼矢板、鋼管鋼材、鋼管杭を指している。また、これらの鋼材の中にも通常の鋼材と排水機能付き鋼材がある。鋼材を用いた対策工法の適用対象は、基礎地盤の液状化を基本とし、施工位置はのり尻付近の基礎地盤を基本とした。

本章では、図-7.1 の自立式構造を対象に設計の方法を示すが、アースアンカー式構造などのその他の形式もここで示す設計の方法に準拠して設計することができる。

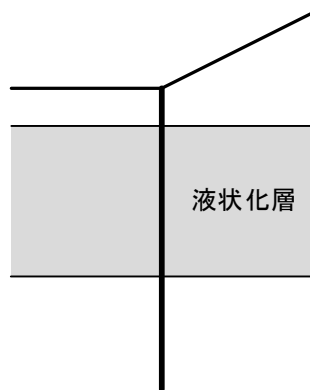


図-7.1 鋼材を用いた工法の構造形態(自立式構造)

(2)旧液状化対策マニュアルでは、中規模地震動に対して鋼材等の安定性が確保できるように鋼材の仕様・根入れを設定していた。安定性とは、鋼材に発生する応力度が所定の許容値以内となることを主に、鋼材の変形による堤防の沈下や円弧すべりも含んだものであった。本手引きでも、まず、鋼材の仕様・根入れ(矢板の安定性の確保)を旧液状化対策マニュアルと同様の考え方で設定し、対策工諸元設定用震度に対して鋼材に発生する応力度が許容値以内となることを照査する。次に、レベル2地震動に対して堤防の耐震性能が満足すること照査

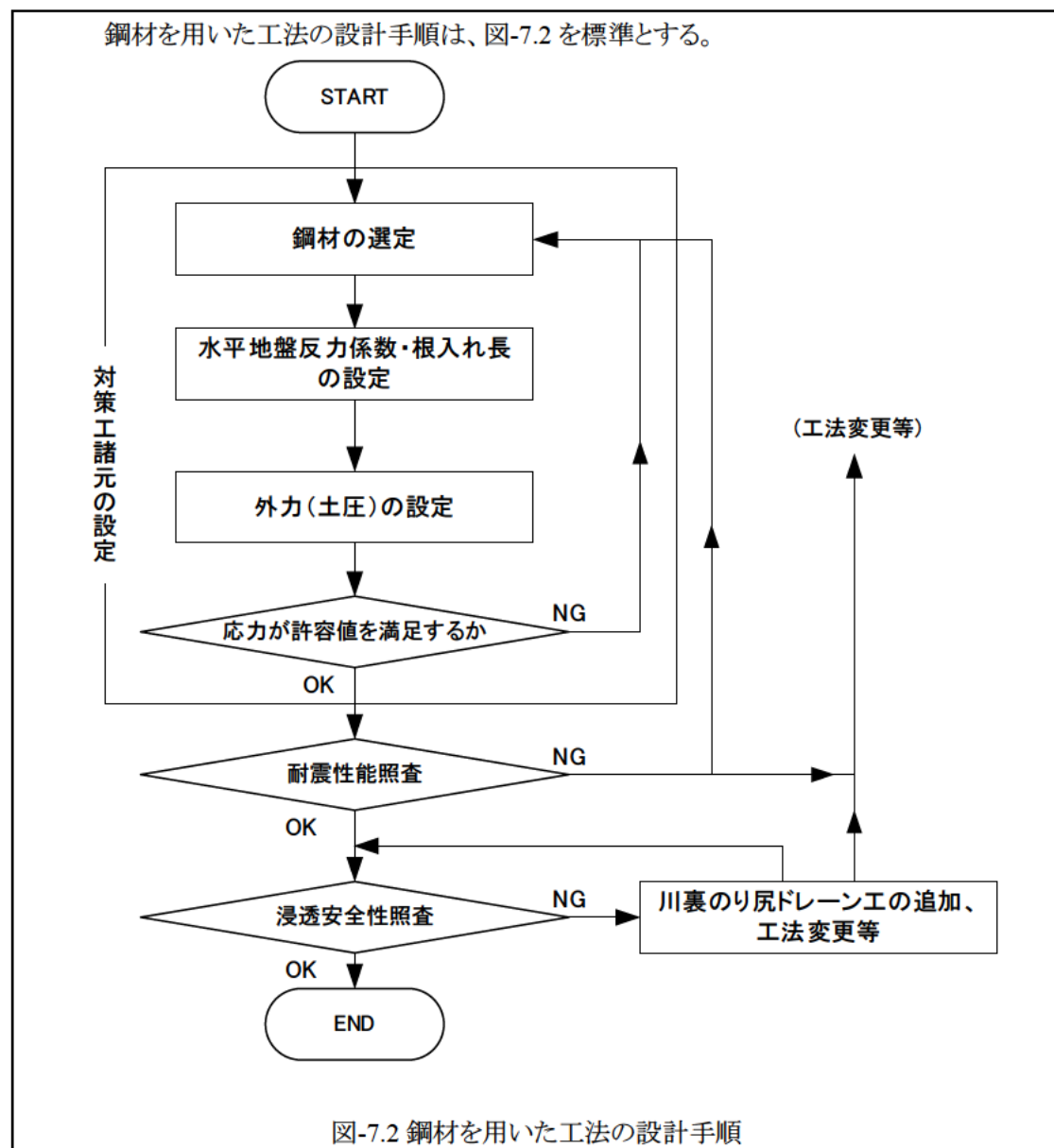
することとした。これにより、鋼材が変形することによる堤防の沈下や堤防自体の変形を考慮した設計が可能となる。

7.2 対策の原理

鋼材を用いた対策は、堤防下の地盤の液状化によって盛土が大きく変形することを、鋼材の剛性と根入れ部の地盤抵抗などによって抑制するものである。また、排水機能付き鋼材では鋼材周辺の過剰間隙水圧の発生を低減することにより、鋼材に作用する液状化荷重の低減および地盤反力の増加を図り、鋼材の剛性と根入れ部の地盤抵抗などと合わせて堤防盛土の変形を抑制するものである。

排水機能付き鋼材が周辺地盤の過剰間隙水圧の発生を抑制する対策原理については、耐震性能照査において、現時点では静的照査法によってその効果を評価する方法が確立されていないことから、一般の鋼材対策と同様に鋼材の型式に応じた剛性を考慮して耐震性能照査を実施する。つまり、耐震性能照査においては、排水機能付き鋼矢板 VL 型は、通常の VL 型と同じ扱いとする。

7.3 設計手順



鋼材の選定は7.4、水平地盤反力係数・根入れ長の設定は7.5、応力度の検討方法は7.6、排水機能付き鋼材の諸元の設定は7.7に示す。

7.4 鋼材の種類、規格および許容応力度と鋼材の選定

- (1) 使用鋼材は、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) 鋼材の材料規格および許容応力度は表-7.1 に示すものとする。
- (3) 排水部材は、打設時およ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。
- (4) 堤体直下の地下水位が上昇しないよう配慮する。

(1) 盛土の形状、液状化層の厚さ、液状化抵抗、地下水面などは計算で考慮可能な項目であるが、この他に施工環境なども考慮し、打設可能な鋼材を選定する。

対策工諸元設定用震度に対する液状化層が存在しない場合には、打設可能な鋼材、型式を選定すればよい。

鋼材を選定するときは、鋼材の型式ごとの断面二次モーメント、断面係数等の断面性能に加え、継手効率、腐食による断面性能の低減について考慮する必要がある。鋼矢板における具体的な数値については、「鋼矢板 設計から施工まで(2014年)」(一般社団法人鋼管杭・鋼矢板技術協会)¹⁾に記載の断面性能(p.6～9)、腐食代を考慮した場合の断面性能(p.15～20)、継手効率(p.108)を参照すること。

(2) 表-7.1 に対策工に用いる主な鋼材、材料規格、許容応力度を示す。

表-7.1 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 (N/mm ²)	許容応力度 の割り増し
鋼矢板	SYW295	180	施工時 常時の 1.5 倍 地震時 常時の 1.5 倍
	SYW390	235	
鋼管矢板	SKY400	140	
	SKY490	185	
鋼管杭	SKK400	140	
	SKK490	185	

(3) 排水部材は、打設時あるいは地盤中に混入する礫等の点荷重、さらには地震時の土圧等により破損しないものとする。このため、部材内空断面は半径 5cm 程度以上でかつ長手方向に流入孔が密に配置されているものがよい。

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分布を算定するにあたっては、溝形状鋼材で形成される矩形断面を円管に置き換えるため、図-7.3 に示す等価半径²⁾の値を用いる。

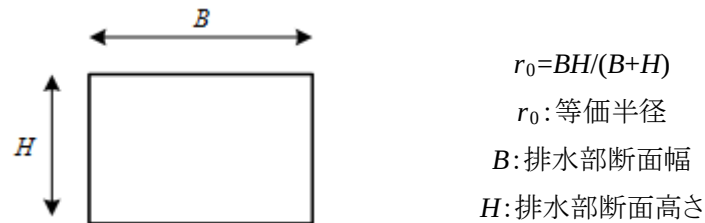


図-7.3 矩形排水断面の等価半径

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。

(4) 鋼材の透水係数は低く、これが壁状に連続すると、わずかかもしれないが、平常時の堤体直下の基礎地盤の地下水位が上昇したり、洪水後に地下水位が高い状態がより長く続く場合がある。地下水位が高まると液状化する範囲が増える場合があるため、耐震上も望ましくない。このため、できるかぎり地下水位が上昇しないよう工夫する必要がある。例えば、通水用の孔を設けておくなどの方法が考えられる。

(5) その他

対策工諸元設定用震度に対する液状化層が存在しない場合には、まず、耐震性能を満足する鋼材と根入れ長の組合せを設定する。次に、便宜的に、レベル2地震動に対する液状化に対する抵抗率 F_L を使って、液状化層/準液状化層/非液状化層を区分し、7.5(2)、7.6 の方法に従って、鋼材に発生する応力度が許容応力度以内であることを照査することとする。根入れ層の地盤反力は受働土圧相当を上限として、液状化層等からの土水圧によるモーメントが根入れ層の地盤反力によるモーメントを上回った場合には、モーメントが釣り合うところまで液状化層等からの土水圧を低減して構わない。

7.5 根入れ層の水平方向地盤反力係数の設定と根入れ長の設定

根入れ層の水平方向地盤反力係数を地盤調査等から適切に設定した上で、鋼材を用いた対策工が安定するよう水平方向地盤反力係数と鋼材の曲げ剛性から根入れ長を設定する。

(1) 土層区分と根入れ

対策工諸元設定用震度に対する液状化に対する抵抗率 F_L に従って、土層を表-7.2 のとおり区分する。液状化層の下端よりも下に鋼材を貫入することを根入れ、根入れする準液状化層と非液状化層を根入れ層、根入れ層への貫入長さを根入れ長と呼ぶ。

表-7.2 土層区分

液状化層	$F_L \leq 1.0$ の層
準液状化層	$1.0 < F_L \leq 1.3$ の層
非液状化層	$F_L > 1.3$ または液状化のおそれがない層

(2) 水平方向地盤反力係数

根入れ層のうち非液状化層における水平方向地盤反力係数は以下の方法により算定する。

$$k_H = k_{H0} \left[\frac{B_H}{0.3} \right]^{-3/4} \quad (7.1)$$

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0 \quad (7.2)$$

ここに、

k_H : 水平方向の地盤反力係数(kN/m³)

k_{H0} : 直径 0.3m 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(kN/m³)

B_H : 基礎の換算載荷幅(m)で、連続壁の場合 $B_H=10\text{m}$ とする。

E_0 : 表-7.3 に示す方法で測定または推定した設計の対象とする位置での地盤の変形係数(kN/m²)

α : 地盤反力係数の推定に用いる係数で、表-7.3 に示す。

表-7.3 E_0 と α

次の試験方法による変形係数(kN/m ²)	α
直径 0.3m 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 $E_0=2800N$ で推定した変形係数	2

また、根入れ層のうち準液状化層の地盤反力係数は以下の方法により算定する。

$$k_H = (1 - r_u) k_{H0} \left[\frac{B_H}{0.3} \right]^{-3/4} \quad (7.3)$$

ここに、

r_u : 水平地盤側の過剰間隙水圧比

(3) 根入れ長の設定

根入れ長は式(7.4)の必要根入れ長以上に設定する。

$$L_{\min} = 2 / \beta \quad (7.4)$$

$$\beta = \left\{ k_H \cdot \frac{D}{4EI} \right\}^{\frac{1}{4}} \quad (7.5)$$

ここに、

$L_{\min}$: 必要根入れ長(m)

β : 特性値 (1/m)

k_H : 水平方向の地盤反力係数(kN/m³)

D : 鋼材の単位幅(m)

E : 鋼材の弾性係数(kN/m²)

I : 鋼材の腐食前、継手効率 1.0 の断面 2 次モーメント(m⁴)

根入れが地盤反力係数の異なる複数の土層にまたがる場合には、各土層の根入れ長(厚さ)に特性値 β を乗じた値の合計が 2 以上となるようにすればよい。

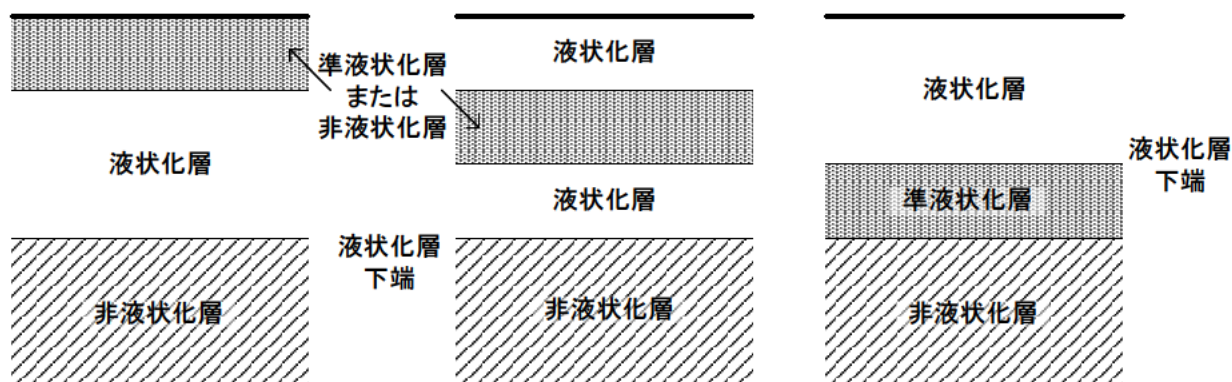
7.6 応力度の検討

対策工諸元設定用震度に対して鋼材に発生する応力度が許容応力度以内であることを照査する。

7.6.1 計算モデル

鋼材に発生する応力度を求める際には、適切な計算モデルを用いなければならない。

- (1) 液状化に対する抵抗率 F_L に従って分類した土層区分に基づき、外力および水平方向地盤反力を考慮する。土層区分は表-7.2 に示すとおりである。
- (2) 液状化層および準液状化層から鋼材に作用する土水圧を考慮する。具体の算定方法は、7.6.2 に示す。
- (3) 地盤反力を考慮してよい土層は 7.5 と同じ考え方であり、図-7.4(c)のような液状化層下端よりも下の準液状化層と非液状化層とする。一方、図-7.4 の(a)や(b)のように液状化層下端より上の液状化層に挟まれた準液状化層と非液状化層では地盤反力を見ない。地盤反力を考慮する土層の地盤反力係数は式(7.1)および式(7.3)によって算定する。



(a) 準・非液状化層が上部に位置

(c) 準液状化層が液状化層の下部に位置

(b) 準・非液状化層が液状化層に介在

図-7.4 土層の位置関係

- (4) 鋼材を弾性梁、地盤反力を地盤バネでモデル化し、土水圧を作用させることによって鋼材（弾性梁）に生じる応力度を求める。応力度が許容応力度より大きい場合には、鋼材の型式を上げ、それに応じて所定の根入れ長さを算定したモデルにて、再度鋼材に生じる応力度を求め、許容応力度より小さいことを確かめる。

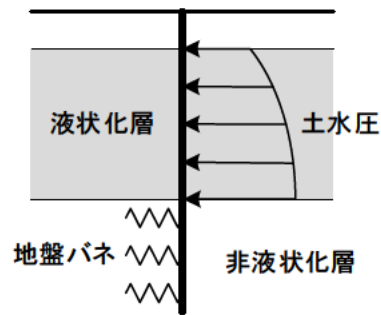


図-7.5 計算モデル

7.6.2 外力の算定

鋼材に発生する応力度を求めるための外力を算定する。外力は、周辺地盤から鋼材に作用する土圧である。

(1) 鋼材に作用する外力として、液状化層および準液状化層から作用する土圧を算定する。土圧は、漸増成分と振動成分から成り、漸増成分は地盤の液状化に伴って増加するものであり、振動成分は地震時の地盤と鋼矢板の振動に伴って作用するものである。ここでは通常の鋼材に作用する外力の算出方法を示す。排水機能付き鋼材に作用する外力については 7.9 に従えばよい。

(2) 漸増成分

漸増成分は、実験、解析から、盛土下の液状化程度、鋼矢板のたわみ性(相対剛性)、盛土形状等に依存することが確認されている。これらを考慮した式(7.6)によって算定する。式(7.6)は主働側と受働側の土圧の差分である。

$$P_s = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times F(z) \quad (7.6)$$

ここに、

- P_s : 漸増成分土水圧
- α_1 : 盛土下の液状化程度に関する係数
- α_2 : 矢板の相対剛性に対する補正係数
- α_3 : 盛土形状に対する補正係数
- $F(z)$: 漸増成分荷重の基本分布関数

既往の振動台実験によれば、盛土の上載圧効果などによって盛土下の地盤は水平地盤部よりも完全な液状化状態に至りにくいことが確認されている。

盛土下の液状化程度に関する係数 α_1 は、式(7.7)によって求めることとする。

$$\alpha_1 = r_{uB} \quad (7.7)$$

ここに、

r_{uB} : 盛土下の最大過剰間隙水圧比

盛土下の最大過剰間隙水圧比は、式(7.8)～(7.10)のとおり。

$$r_{uB} = F_{LB}^{-7} \quad (\text{ただし、} r_{uB} \leq r_{u \max}) \quad (7.8)$$

$$r_{u \max} = 1 - a(h/d_c) \quad (7.9)$$

$$a = 0.15 \times (1/n - 0.1) \quad (7.10)$$

ここに、

F_{LB} : 盛土の上載圧を考慮した盛土下地盤の液状化層中央深さでの液状化抵抗率

h : 盛土高さ(m)

d_c : 液状化層中央までの深さ(水平地盤部での地盤面を基準とした深さ)

n : 盛土ののり勾配(1:n)

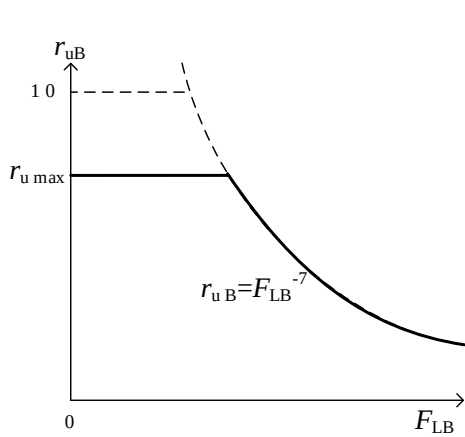


図-7.6 $r_{uB} \sim F_{LB}$ 関係

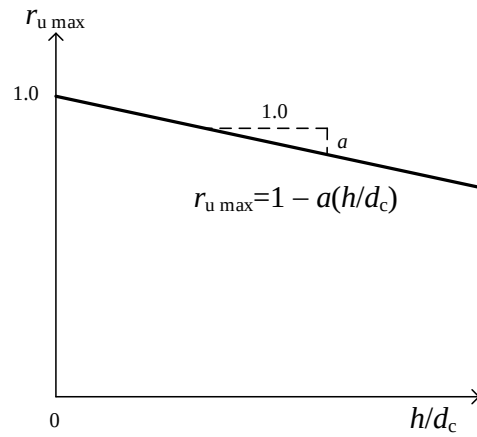


図-7.7 $r_{u \max} \sim h/d_c$ 関係

矢板の相対剛性に係る補正係数 α_2 は、式(7.11)、式(7.12)および図-7.8 により求める。

$$\alpha_2 = 0.32 \cdot \log_{10}(\rho) - 0.16 \quad (\text{ただし、} 0.4 \leq \alpha_2 \leq 1.0) \quad (7.11)$$

$$\rho = (Ez_a/b) / (\gamma_{sat} H^3) \quad (7.12)$$

ここに、

ρ : 鋼矢板の相対剛性

E : 鋼矢板の弾性係数(kN/m²)

z_a : 鋼矢板壁の断面係数(m³)

b : 壁幅(m)

γ_{sat} : 液状化層の飽和単位体積重量(kN/m³)

H : 液状化層厚(m)

ただし、アースアンカー式構造などでは、鋼矢板がアンカーで固定されるため、相対剛性の高い壁体とみなし、 $\alpha_2=1.0$ とする。

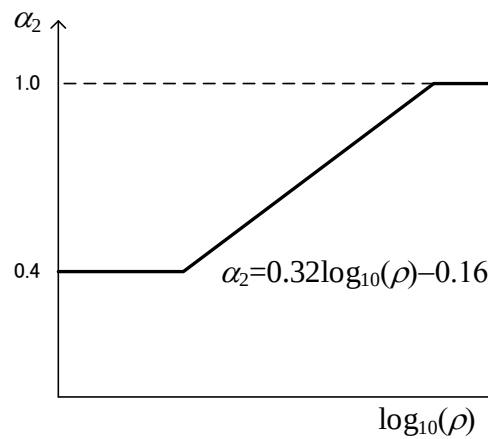


図-7.8 $\alpha_2 \sim \rho$ 関係

盛土形状に対する補正係数 α_3 、盛土漸増成分荷重の基本係数 $F(z)$ は、式(7.13)～式(7.15)による。

$$\alpha_3 = 0.0236 \times (B_u/2) - 0.0126B_b + 1.071 \quad (7.13)$$

ただし、 $6\text{m} \leq B_u \leq 20\text{m}$, $10\text{m} \leq B_b \leq 20\text{m}$

$$F(z) = \gamma_t h (0.00054z^3 - 0.0149z^2 + 0.140z + 0.275) \quad (0 \leq z \leq 10\text{m}) \quad (7.14)$$

$$= 0.725\gamma_t h \quad (10\text{m} < z) \quad (7.15)$$

ここに、

$F(z)$: 盛土漸増成分荷重の関する基本分布関数(kN/m²)

z : 地表面からの深さ(m)

γ_t : 盛土の湿潤単位体積重量(kN/m³)

h : 盛土高さ(m)

B_u : 図-7.9 に示す盛土天端幅(m)

B_b : 図-7.9 に示す盛土の法肩から法尻までの水平距離(m)
 n : 盛土ののり勾配

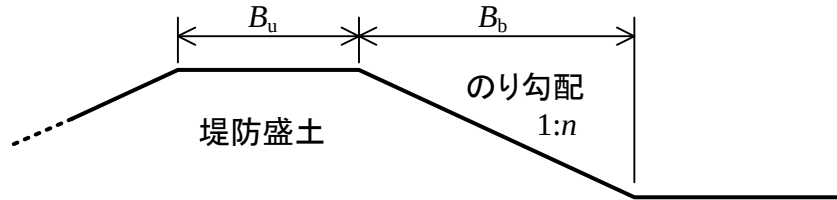


図-7.9 B_u および B_b

(3) 振動成分荷重

鋼矢板に作用する液状化層（完全液状化層と準液状化層）の振動成分荷重は、式(7.16)による。

$$P_d = \alpha_d P_{d \max} \quad (7.16)$$

$$P_{d \max} = k(\gamma_w + \gamma' r_u) \sqrt{H_d z} \quad (7.17)$$

ここに、

P_d : 鋼矢板に作用する液状化層の振動成分土圧(kN/m²)
 α_d : 使用矢板の剛性に応じた振動成分土圧に係わる係数
 $P_{d \max}$: 使用矢板の剛性に応じた振動成分土圧に係わる係数をかける前の振動成分土圧(kN/m²)
 k : 地盤面における水平震度
 γ_w : 水の単位体積重量(kN/m³)
 γ' : 土の水中単位体積重量(kN/m³)
 r_u : 堤防盛土外側の水平地盤部での過剰間隙水圧比
 H_d : 地下水位から最も下の液状化層（準液状化層と完全液状化層）の下端までの距離(m)
 z : 地下水位からの深度(m)

α_d は、矢板の相対剛性より式(7.18)および図-7.10 により求める。

$$\alpha_d = 0.40 \log_{10}(\rho) - 0.40 \quad (\text{ただし、} 0 \leq \alpha_d \leq 1.0) \quad (7.18)$$

ここに、

ρ : 鋼矢板の相対剛性(式(7.12))

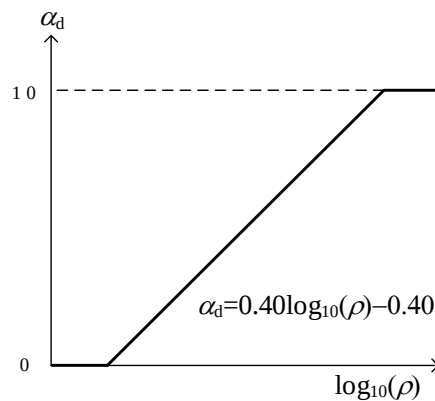


図-7.10 $\alpha_d \sim \rho$ 関係

7.7 排水機能付き鋼材の諸元の設定

7.7.1 排水機能付き鋼材周辺の過剰間隙水圧低減効果の算定

使用鋼材として排水機能付き鋼材を用いる場合には、排水部材の特性、地盤条件、震動条件等を考慮して周辺地盤での過剰間隙水圧の低減効果を算定する。

(1) 排水機能付き鋼材周辺の過剰間隙水圧低減効果の算定手順

使用部材として排水機能付き鋼材を用いる場合の過剰間隙水圧低減効果の算定手順を図-7.11 に示す。排水部材の特性、地震動条件、地盤条件等によって定まる鋼材周辺での過剰間隙水圧の低減効果を土圧強度で表して以降の鋼材による連続壁の設計で考慮するものとする。ここでは、受働側地盤に配置された排水部材に対しては抵抗土圧の増加量を表す抵抗土圧増加係数 ΔK_P を、また、主働側（盛土側）地盤に配置された排水部材に対しては作用土圧の低減量を表す作用荷重の低減係数 ΔK_A を算定する。

(2) 地震動の条件

排水部材による過剰間隙水圧の低減効果を評価するために地震動の条件として、地震動の有効継続時間 t_d および等価な一定振幅せん断応力の繰返し回数 N_{eq} を設定する。

a. 地震動の有効継続時間 t_d

地震動の有効継続時間 t_d は、地震動そのものの継続時間ではなく地震波を等価な一定振幅せん断応力に置き換えた場合の繰返し回数 N_{eq} の継続時間であり、旧液状化対策マニュアル 7.4.5 に従い設定する。

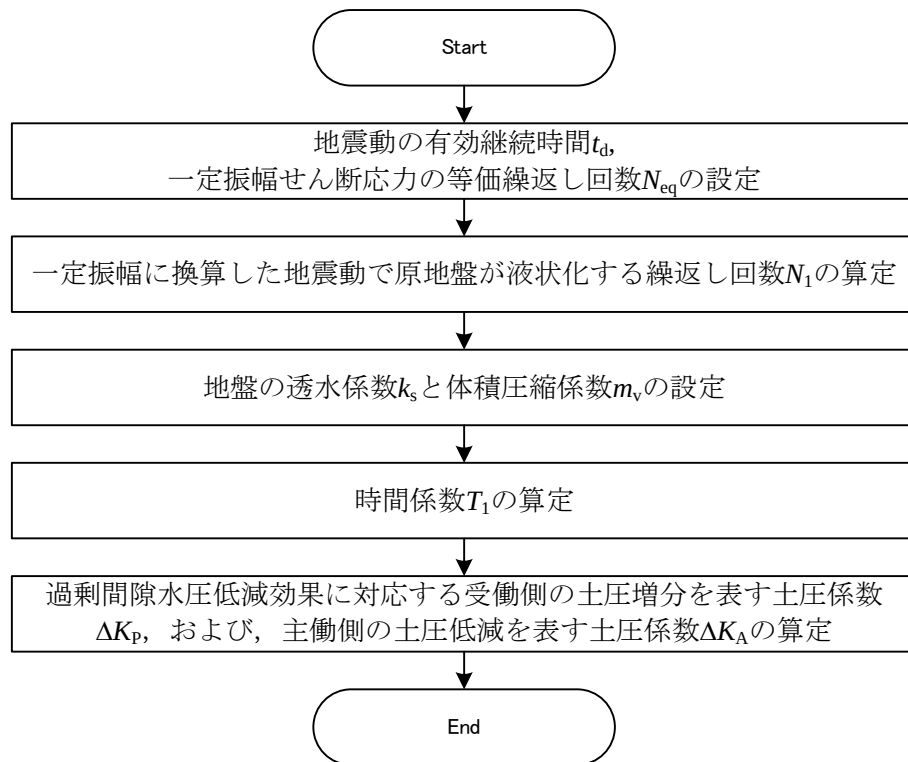


図-7.11 排水機能付き鋼材による過剰間隙水圧低減効果の算定手順

b. 等価な一定振幅せん断応力の繰返し回数 N_{eq}

等価な一定振幅せん断応力の繰返し回数 N_{eq} は、複数の振幅 τ_i を有する不規則波全体を単一応力レベル τ_1 での等振幅の繰返しせん断応力に置き換えた場合の繰返し回数であり、旧液状化対策マニュアル 7.4.5 に従い設定する。

(3) 地盤の液状化強度

排水部材による過剰間隙水圧の低減効果を評価するために、等価な一定振幅に換算した地震動で地盤が液状化する繰返し回数 N_1 を設定する。 N_1 は室内試験から得られる液状化強度曲線から設定することができる。また、液状化強度曲線がない場合には旧液状化対策マニュアル 7.4.6 に示す方法で推定することができる。

(4) 地盤の透水係数および体積圧縮係数

a. 地盤の透水係数

現場透水試験によって求めた値がある場合にはそれを使用し、無い場合には Creager (クレージャー) による方法等で推定することもできる。

b. 体積圧縮係数

繰返し三軸試験により求めた値がある場合にはそれを使用し、無い場合には旧液状化対策マニュアル 7.4.7 に示す方法で推定することもできる。

(5) 時間係数の算定

排水矢板周辺地盤の過剰間隙水圧分布は、(6)に示すように時間係数 T_1 によって支配される。 T_1 は地盤の透水性(圧密性)と地震動の条件および地盤が設定地震動の下で液状化に至るまでの時間 t_1 に関する無次元パラメータであり、式(7.19)によって算定する。

$$T_1 = k_s t_1 / (m_v \gamma_w x_0^2) \quad (7.19)$$

ここに、

k_s : 透水係数(m/sec)

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

N_{eq} : 等価な一定振幅せん断応力の繰返し回数

N_1 : 等価な一定振幅に換算した地震動で地盤が液状化する繰返し回数

m_v : 体積圧縮係数(m²/kN)

γ_w : 間隙水の単位体積重量(kN/m³)

x_0 : 基準長さ。ここでは $x_0=0.05\text{m}$ とする。

(6) 過剰間隙水圧の低減効果に応じた土圧係数の算定

排水機能付き鋼材の過剰間隙水圧の低減効果に応じた受働側の抵抗土圧増加係数 ΔK_p および盛土側の作用土圧低減係数 ΔK_A は、周辺の過剰間隙水圧分布と地盤性状を考慮して算定する。

a. 排水矢板周辺地盤の過剰間隙水圧分布

地盤の間隙水圧の消散に関する圧密方程式に地震による過剰間隙水圧の発生を考慮した以下の基本方程式を解くことによって、地盤の物性と地震動の条件に応じた排水機能付き鋼矢板周辺の過剰間隙水圧分布を算定する。

$$\partial u / \partial t = k_s / (m_v \gamma_w) \cdot \nabla^2 u + \partial u_g / \partial t \quad (7.20)$$

ここに、

u : 地盤内の過剰間隙水圧比

t :時刻
 k_s :透水係数
 m_v :体積圧縮係数
 γ_w :間隙水の単位体積重量
 u_g :地震動の繰返しによって地盤内に発生する過剰間隙水圧

ここで、ドレーン工法などのように柱状ドレーン体への放射線方向の水の流れを考える場合には、一般にこれを軸対称問題と考え、円筒座標系で書き表した次の式が適用されている。

$$\partial u / \partial t = k_s / (m_v \gamma_w) \cdot \left\{ \partial^2 u / \partial r^2 + (1/r) \cdot \partial u / \partial r \right\} + \partial u_g / \partial t \quad (7.21)$$

一方、排水機能付き鋼矢板では、排水部材が鋼矢板壁面に沿って列状に均等配置され、さらに排水部材の鉛直(長手)方向にも流入孔が配列されているのが一般的であることから、地盤中においては矢板壁面に向かう水平面内の水の流れを考えるほうが合理的である。ここで、地盤内の流れが一次元的と見なせる領域について、式(7.21)を直交座標系で書き表すと次のようになる。

$$\partial u / \partial t = k_s / (m_v \gamma_w) \cdot \partial^2 u / \partial x^2 + \partial u_g / \partial t \quad (7.22)$$

地盤内の過剰間隙水圧の発生に関する u_g は、初期鉛直有効応力 σ_{v0}' との比をとり、以下の De Alba らによる式を仮定する。

$$\partial u_g / \sigma_{v0}' = (2/\pi) \cdot \sin^{-1} (N/N_1)^{1/(2a)} \quad (7.23)$$

式(7.23)を式(7.22)に代入して無次元化すると式(7.24)が得られる。

$$\partial \bar{u} / \partial \bar{t} = T_1 \cdot \partial^2 \bar{u} / \partial \bar{x}^2 + 1/(\pi \cdot \alpha) \cdot f(\bar{u}) \quad (7.24)$$

ここに、

$$f(\bar{u}) = \left[\sin^{2a-1} (\pi/2 \cdot \bar{u}) \cdot \cos(\pi/2 \cdot \bar{u}) \right]^{-1}$$

$$\bar{u} = u / \sigma_{v0}'$$

$$\bar{t} = t/t_d$$

$$\bar{x} = x/x_0$$

さらに、式(7.24)は排水部材内への流入時、および、排水部材内での流れの抵抗を考慮する必要がある。排水部材としては一般に中空部材が用いられることから、ここでは、その一つの方法として、排水部材近傍地盤から部材の開口部さらには部材内での一連の水の流れに圧損を考慮したベルヌーイ式と連続式を適用する。すなわち、

$$u_1/\gamma_w - u_0/\gamma_w = R_b \cdot v_d^2 / (2g) \quad (7.25)$$

$$R_b = \eta_s \cdot (A_{d1}/A_{s1})^2 + (fL/D) + \eta_d + 1.0 - (A_{d1})^2 \quad (7.26)$$

なお、式(7.25)では排水部材近傍地盤から部材開口部の間の透水抵抗による圧損は考慮していない。式(7.25)を変形すると式(7.27)が得られる。

$$u_1/\gamma_w - u_0/\gamma_w = R \cdot v_1^2 / (2g) \quad (7.27)$$

$$R = R_b / (A_{d1})^2 \quad (7.28)$$

ここに、

u_1, u_0 : 排水部材の入口および出口での過剰間隙水圧

R_b, R : 排水部材および壁面の見かけの抵抗係数

v_d, v_1 : 部材内の流速および地盤内での壁面方向の流速。 $v_d = v_1 / (A_{d1})$

η_s : 部材への流入時の縮流損失係数

η_d : 部材からの流出時の損失係数

f : 部材の管路としての圧損係数

A_{s1} : A_s/A_1 (部材の表面開孔面積／排水部材 1 本当たりの受持ち壁面積)

A_{d1} : A_d/A_1 (排水部材断面積／排水部材 1 本当たりの受持ち壁面積)

L/D : 部材長／部材径

式(7.25)を考慮して式(7.24)を解くことにより排水機能付き鋼矢板周辺地盤の過剰間隙水圧分布を算定することができる。排水矢板周辺地盤の過剰間隙水圧分布を図-7.12 に示す。過剰間隙水圧分布は式(7.24)中の無次元パラメータ T_1 に支配される。

なお、ドレーン工法などにおいては排水部材内での流れがダルシー則に従うと仮定してウェルレジスタンスで評価する方法がとられることがあるが、ここでも式(7.24)にウェルレジスタンスの影響を考慮して排水機能付き鋼矢板周辺の過剰間隙水圧分布を算定することもできる。

また、一般に 7.4 節に述べた所要の断面性能を有する中空排水部材では、式(7.25)の排水部材での排水抵抗は、式(7.24)で表される地盤内での間隙水の透水過程における排水抵抗に比べて十分小さく、実用上は無視しても差しつかえないことが多い。これは、地震時の排水部材からの間隙水の排水現象は地盤中での透水現象によって支配されていることを意味している。

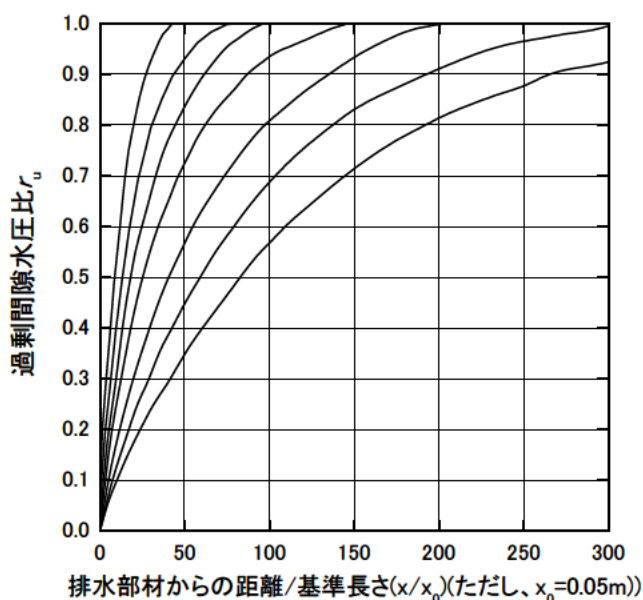


図-7.12 排水矢板近傍の過剰間隙水圧分布

b. 過剰間隙水圧の低減効果に応じた抵抗土圧増加係数 ΔK_P および作用荷重低減係数 ΔK_A の設定

過剰間隙水圧低減効果に応じた受働側の抵抗土圧増加係数 ΔK_P および盛土側地盤に対する作用荷重低減係数 ΔK_A は、地盤の物性と地震動の条件を考慮した無次元パラメータである時間係数 T_1 との関係で整理された図-7.13 から求めることができる。また、図-7.13 は内部摩擦角 ϕ としては過剰間隙水圧上昇前の初期の値を取って整理したものである。なお、 ΔK_P 、 ΔK_A は矢板周辺地盤にせん断強度を有する有限幅の地盤が存在する場合の極限土圧に関する土圧係数に相当し、過剰間隙水圧分布に応じて決定されるものである。さらに、過剰間隙水圧分布が T_1 によって規定されることから、これらの関係から ΔK_P 、 ΔK_A と時間係数 T_1 の関係

を求めたものが図-7.13 である。過剰間隙水圧低減効果の及ぶ距離が同じでも、液状化層厚 H との比によって土圧係数が異なることから図の縦軸には液状化層厚の項が含まれている。

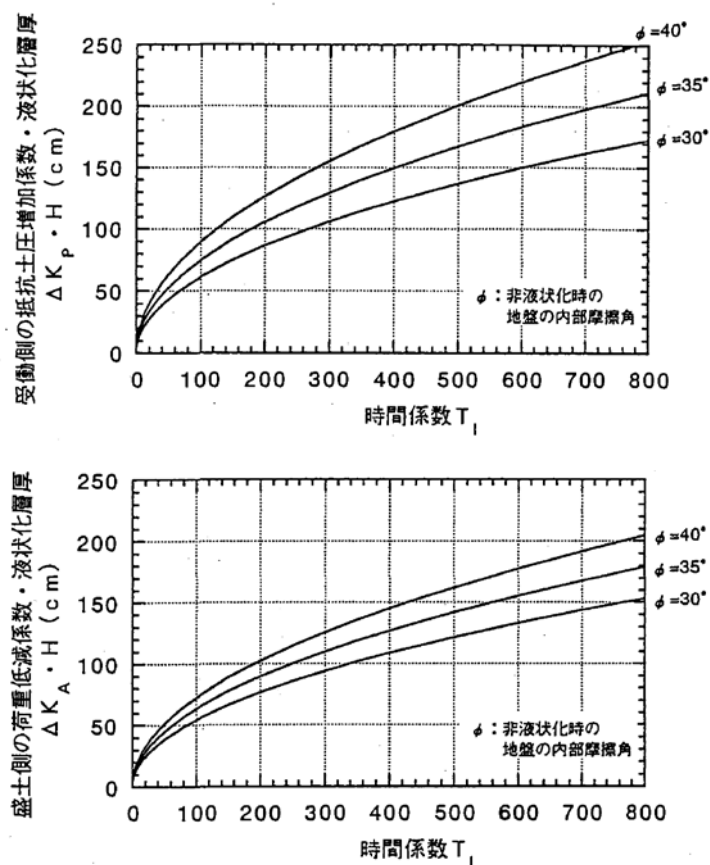


図-7.13 時間係数 T_1 と ΔK_p および ΔK_A の関係

7.7.2 排水機能付き鋼材による対策工の外力の算定

排水機能付き鋼材による対策工の外力は、過剰間隙水圧低減効果による低減および抵抗土圧の増加を考慮して算定する。

漸増成分と振動成分を以下の方法により算定する。

a. 漸増成分荷重

排水機能付き鋼材に対する漸増成分荷重は、過剰間隙水圧低減効果を受働側に対しては抵抗土圧の増加および盛土側に対しては作用荷重の低減で表現し、これらの普通鋼材に対する作用荷重に考慮して求める。なお、受働側の抵抗土圧の増加および盛土側の作用荷重の低減は排水部材が配置されている側のみに考慮するものとする。

排水機能付き鋼材に対する漸増成分荷重は式(7.29)によって求める。ただし、 $P_{sd} \geq 0$ とする。

$$P_{sd} = P_s - \Delta P = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot F(z) - \Delta P \quad (7.29)$$

ここに、

P_{sd} : 排水機能付き鋼材に対する漸増成分荷重

P_s : 普通鋼材に対する漸増成分荷重で 7.6.2 に従う

α_1 : 盛土下の液状化程度に関する係数で 7.6.2 に従う

α_2 : 矢板の相対剛性に関する係数で 7.6.2 に従う

α_3 : 盛土形状に関する係数で 7.6.2 に従う

$F(z)$: 漸増成分荷重の基本関数で 7.6.2 に従う

ΔP : 排水機能付き鋼材の過剰間隙水圧低減効果に対応する漸増成分荷重の低減量で式(7.30)によって表される。

$$\Delta P = \Delta P_p + \Delta P_A \quad (7.30)$$

P_p : 受働側排水部材による抵抗土圧の増加量で式(7.31)による

$$\Delta P_p = \Delta K_p \cdot \gamma' \cdot z \quad (7.31)$$

P_A : 盛土側排水部材による作用荷重の低減量で式(7.32)による

$$\Delta P_A = \Delta K_A \cdot \gamma' \cdot z \quad (7.32)$$

ここに、

ΔK_p : 受働側地盤の抵抗土圧の増加係数で 7.7.1 より

ΔK_A : 盛土側の作用荷重の低減係数で 7.7.1 による

γ' : 土の水中単位体積重量

z : 深さ

なお、盛土側排水部材による作用荷重低減量の算定において、盛土の上載圧に相当する荷重 P_s が数値解析結果に基づいて定式化されたものであり、極限土圧の理論的な対応関係が不明瞭であること、これに関する実験的な検証も十分ではないことから、ここでは ΔK_A に乗じ

る荷重項を水平地盤部の土圧に相当する $\gamma'z$ のみとし、盛土の上載圧に関する項は含めないこととした。

b. 振動成分荷重

普通鋼矢板の場合に準拠し、7.6.2 の式(7.16)によって求める。

排水機能付き鋼材に対する振動成分荷重に関しては、模型実験によれば周辺地盤の過剰間隙水圧の低減効果によって矢板の応力の振動成分が低減される例も見られるが、現状ではそのメカニズムが必ずしも明解ではないため、ここでは普通矢板と同様の荷重を考慮することとした。

ただし、本節に示した土圧算定方法では、排水効果を土圧の低減等に置き換えて評価していること、作用土圧の分布や大きさに関係なく排水効果による抵抗土圧を深さ方向に直線増加としていることなど、複雑な現象を簡略なモデルで扱うためのいくつかの仮定を含んでいることから、その適用範囲に留意する必要がある。そこで、限られた条件での検討結果ではあるが、現状で得られている実験結果および有効応力解析結果との比較に基づいて、盛土構造物に対しては排水機能付き鋼材の計算結果に対して以下の下限值を設定しておくこととする。

排水効果を考慮する前の鋼矢板の最大曲げ応力 σ_1 、排水効果を考慮した鋼矢板の最大曲げ応力を σ_2 として、

- ・矢板の水平地盤側または盛土側の片側に排水部材がある場合には、

$$\sigma_2 \geq 0.75\sigma_1$$

- ・矢板の水平地盤側と盛土側の両側に排水部材がある場合には、

$$\sigma_2 \geq 0.50\sigma_1$$

とする。

<参考文献>

- 1) (一社)鋼管杭・鋼矢板技術協会：鋼矢板 設計から施工まで、2014.
- 2) (社)日本機械学会：技術資料 管路・ダクトの流体抵抗、1979.

第8章 堤体液状化対策工の諸元設定

8.1 設計の基本方針

- (1) 堤体液状化対策工としては、堤防表のりや裏のりへの押え盛土、裏のりへのドレーン工、およびこれらの組合せを基本とする。
- (2) 堤体液状化対策工を含む液状化対策を施した堤防の地震後の堤防高さが耐震性能の照査において考慮する外水位を下回らないことを照査する。

堤体の液状化による被災は、次のメカニズムにより発生すると考えられている。

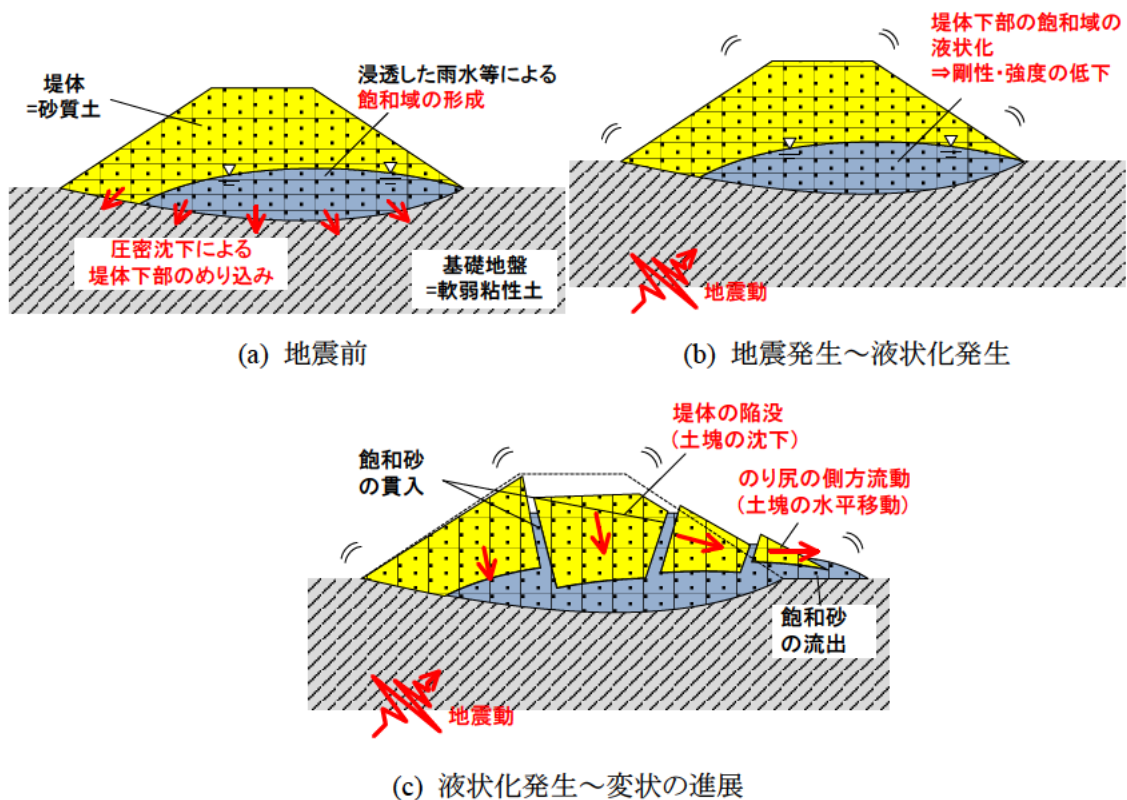


図-8.1 堤体の液状化による被災メカニズム

(a) 基礎地盤が軟弱粘性土の場合、地震前より、圧密沈下によって堤体が基礎地盤にめり込むように沈下する。沈下した部分は、築堤後の圧密沈下の過程で、堤体の側方伸張変形により、堤体の密度の低下や拘束力の低下（ゆるみ）が生じていると考えられる。また、堤体土が砂質土の場合、基礎地盤の透水性が低い一方で堤体の透水性が高いため、堤体内に

浸透した雨水や地下水等が堤体下部に滞留し、常時飽和状態となりやすい。実際には度重なる築堤履歴により堤体土は均質でないため、堤体下部の飽和した砂質土は川表側あるいは川裏側のみに偏在することもある。

(b) 地震動によって堤体下部の飽和砂質土が繰返しせん断を受け、過剰間隙水圧の上昇とともにその剛性・強度が低下する。特に、堤体下部の砂質土がゆるい場合は、飽和域の砂質土が流動的に変形する。

(c) 堤体下部の飽和域の液状化により、飽和域より上方の堤体土が水平方向に伸張変形する。このため、のり面、のり肩、天端にわたって堤防縦断方向の亀裂が発生する。のり尻部の水平変位が小さい場合はのり尻付近がはらみ出す程度の変状にとどまるが、のり尻付近の水平変位が大きい場合は亀裂が進展して飽和域より上方の堤体土がいくつかの土塊に寸断される。この天端付近の土塊が沈下・傾斜することで、天端に陥没・傾斜を生じることがある。また、変状を生じたのり尻付近から液状化した堤体下部の砂質土が流出して噴砂として見られる場合や、開口した亀裂に液状化した堤体下部の砂質土が貫入し、沈下した元の天端付近やのり肩、のり面付近に噴砂として見られる場合がある。

以上の他にも、平常時より河川水位がのり尻付近に位置する場合においても、堤体内水位が高く保持されることで堤体下部に飽和域が形成され、ここに液状化が生じる場合も考えられる。

上記の被災メカニズムを念頭におき、堤体の液状化対策工の設計を行う必要がある。

- (1) 本手引きでは、既設堤防への適用性が比較的高い押え盛土とドレーン工の設計方法を示す。堤体液状化の範囲に応じ、川表側と川裏側の対策をバランスよく組み合わせるのが良い。
- (2) 堤体の液状化が生じ、地震後の堤防高さが照査外水位を下回るときに、堤体液状化対策の設計を行う。ただし、基礎地盤の液状化対策だけで、十分な対策効果が得られる場合には、堤体液状化対策を検討、実施しなくてもよい。堤体液状化対策が特に効果を発揮するのは、のり尻よりも高い位置に水位が形成されているような場合である。8.2 に示す堤体の液状化による被害を軽減する対策原理等も参考に適切な工法を選定し、基礎地盤の液状化対策と合わせて耐震性能を満足することを照査する。

8.2 対策の原理と工法の選定

堤体の液状化による被害を軽減するためには、堤体内水位の低下、のり尻の安定化等を対策原理とした工法等がある。現場条件や対策効果を考慮して適切な工法を選定する。

堤体の液状化による被害を軽減する対策原理としては、①～③ が考えられる。

①地震前における堤体内水位の低下

地震前における堤体内水位を低下させることで、液状化が生じる範囲を小さくすることができる。水位が低下した分、液状化が生じる範囲が小さくなるだけでなく、有効上載圧が増え、液状化しにくくなる効果もある。また、液状化層が薄くなるので、排水されやすくなり、過剰間隙水圧は上昇しにくくなる効果もあると考えられる。

具体の対策方法として、のり尻付近にドレーン工を設置する方法が考えられる。ただし、地震前の堤体のめり込み等の程度によっては、堤体内の浸透水を排出するための堤脚水路との高さの関係からこの方法を適用することが困難な場合もある。

②のり尻付近の安定化

堤体に液状化が生じるような条件では、のり尻付近の飽和度が高く、また、拘束圧が低く強度が小さいため、のり尻付近の堤体の液状化に伴う強度低下をきっかけとして堤防が変状し始める。このため、のり尻付近の安定化を図ることで、堤体の液状化による被害を軽減することができる。対策工の例としては、のり尻にドレーン工を設置する方法や押え盛土を設置する方法が考えられる。

①と②のドレーン工、②の押え盛土はいずれも耐震対策だけでなく浸透対策としても有効である。

③その他

堤体の液状化強度を高める方法として、既設の堤体を除去し、適切な材料選定と締固め管理の下に、再度築堤を行う方法が考えられる。高い対策効果が期待されるものの、大規模な仮設を必要とするなど、実際には困難な場合が多いと考えられる。

その他、堤体の液状化を防止・抑制する工法として、基礎地盤の液状化対策として適用されるような締固め工法等も考えられるが、施工時に堤防にゆりみ等を生じる可能性があることから、一般に適用が困難である。

堤防は複雑な築堤履歴を有することから、内部の土質構造が必ずしも均質ではなく、液状化を生じるような砂質土が川表側のみ、あるいは川裏側だけに偏在する場合もある。したがって、対策工法の検討にあたっては、堤体内部の土質構造を適切に把握し、表のりや裏のりへ

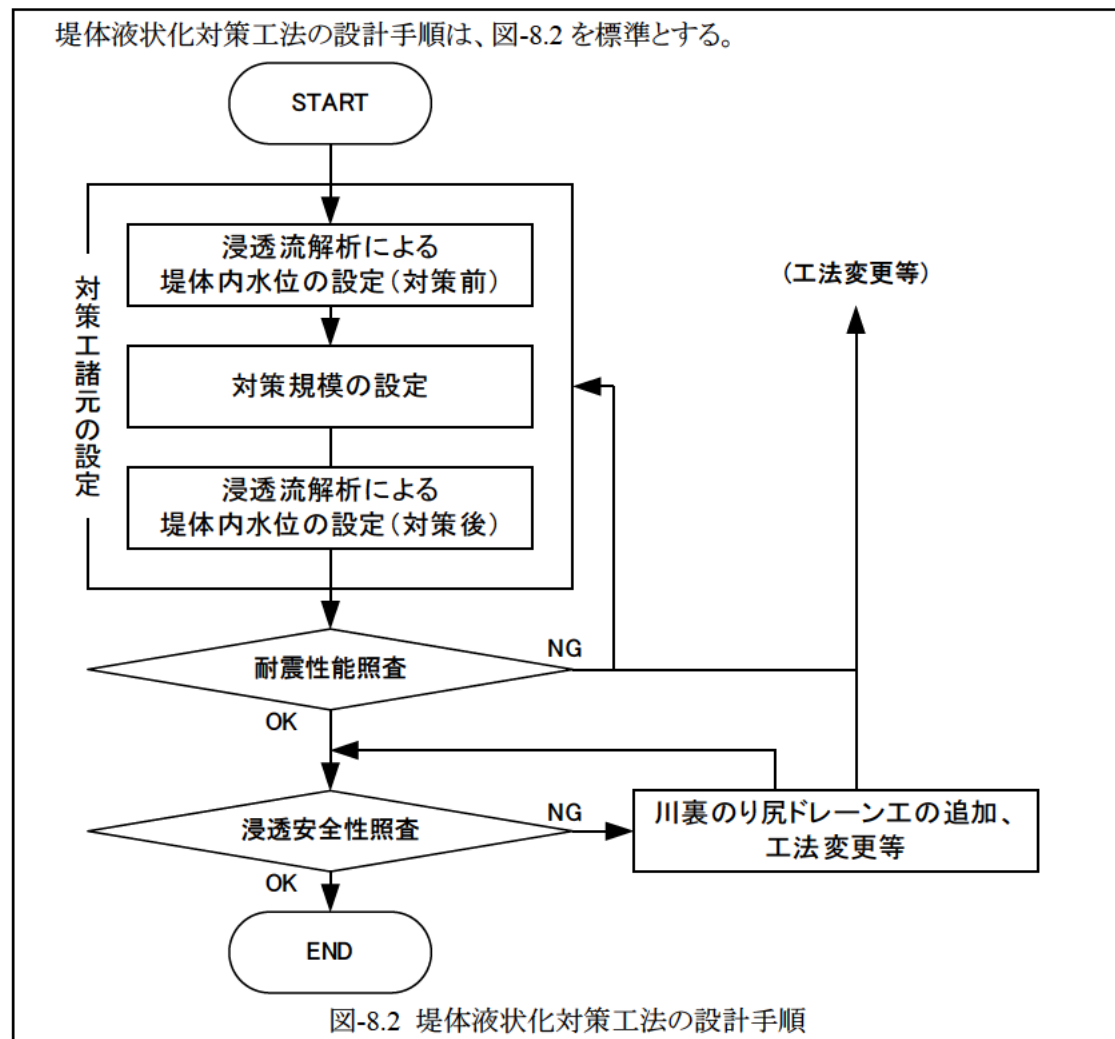
の対策工の必要性を判断することが重要である。また、地下水位や、基礎地盤および堤体の土質構成によっては、上記以外の対策工についても検討することが必要となる場合もある。

上記の対策原理に基づいて、対策工の選定を行う。本マニュアルでは、既設堤防への適用性を勘案し、主として対策原理①および②に基づいた押え盛土およびドレーン工を対象とする。

ドレーン工は、堤体内水位の低下を図るとともにのり尻付近の安定化を目的とした工法であり、裏のり尻への適用となる。地震前の堤体の基礎地盤へのめり込みが大きい等、堤体内水位の低下効果を見込めない場合には、のり尻の安定化を主目的としてドレーン工を設置することになる。

押え盛土はのり尻付近の安定化を図る工法である。表のり尻および裏のり尻に適用することができるが、裏のり尻に適用する場合に用地が必要となる。また、軟弱地盤上では押え盛土によって、圧密沈下が生じ、堤体液状化の範囲が広がることや堤体に亀裂が生じる可能性があるため、これらの影響にも留意しなければならない。

8.3 設計手順



堤体内水位の再現と対策工による堤体内水位の設定は 8.4 に、対策工諸元の設定は 8.5 に示す。

8.4 堤体内水位の設定

堤体液状化対策実施前の堤体内水位を適切な方法で把握し、この結果を踏まえ、液状化対策を実施した後の堤体内水位を設定する。

- (1) 堤体液状化対策実施前の堤体内水位はボーリング調査結果等から設定するとよい。特にのり尻付近の水位の影響を受けるため、3.2 節を参考に適切に調査する必要がある。また、水位観測孔を設け、一定期間計測することも有効である。堤体内水位は一般に降雨の影響によっ

て変化すると考えられるが、場所によっては降雨の影響以外の影響、たとえば、縦断方向の地下水流の影響を強く受けている可能性もある。一定期間計測することによって、このような分析も可能となる。

(2) 堤体液状化対策実施前に把握した堤体内水位が再現できるよう、降雨を与えた定常浸透流解析を実施する。降雨量を変えることで堤体内水位の高低を調整することができる。同じ降雨条件のもとで対策工をモデル化すれば、対策工による堤体内水位の変化を算定することができる。この水位を耐震性能照査で用いれば、対策工による水位低下効果を表現することができる。

なお、降雨以外の影響を強く受けていると判断された場合は、定常浸透流解析において降雨以外に堤体内での地下水の湧き出しを模擬的に与え、堤体内水位の再現を行うとよい。

8.5 対策工諸元の設定

- (1) ドレーン工は、裏のり尻に適用することができる。ドレーン工の高さは上限を 2.0m、下限を 0.5m とする。ドレーン工の堤体内への貫入量は、H.W.L.に対する平均動水勾配 0.3 を上限とし、堤防高さの 0.6 倍程度を初期値とする。
- (2) 押え盛土工は、表のりおよび裏のりに適用することができる。押え盛土工の勾配は堤防の平均的なのり面勾配程度以下とし、高さは堤防高さの 0.5 倍程度、押え盛土の幅は堤防高さ程度を初期値とする。
- (3) ドレーン工や押え盛土工の大きさは、対策効果と施工性等も考慮して設定する。

(1) ドレーン工

ドレーン工の仕様は以下のとおりとする。

- ドレーン工の高さは、沈下や変形等による機能の低下を考慮して最低限の厚みを確保することとし、下限を 0.5m、上限を 2.0m とする。
- ドレーン工の堤体内への貫入量は、動水勾配の増加に伴うパイピングの発生等を生じさせないよう適切に設定するため、H.W.L.に対する平均動水勾配 0.3 を上限とした。また、土木研究所で実施した遠心模型実験の結果から高い対策効果の得られた対策工の大きさを参考に堤防高さの 0.6 倍程度を初期値とするとよい。ドレーン工の堤体内への貫入量は、ドレーン工上面がのり面と交わる点を起点とした水平方向の長さとして求める。
- ドレーン工には、透水性が高く、大きな内部摩擦角が得られる材料を用いるものとし、一般には、浸透対策で用いられるドレーン工と同じである。また、のり尻には堤脚水路を設け、ドレーン工からの排水ならびに雨水等を適切に流下しうるように設計する。

- ・ 対策工の下に液状化が生じる堤体土がめり込んでいる場合は、これを除去し、透水性が高く、大きな内部摩擦角が得られる液状化しにくい材料等で置き換える。
- ・ 有限要素法を用いた自重変形解析で用いる材料定数は、想定するドレーン材を考慮して適切に設定することとする。
- ・ その他、ドレーン工設計マニュアル¹⁾を参考にすること。

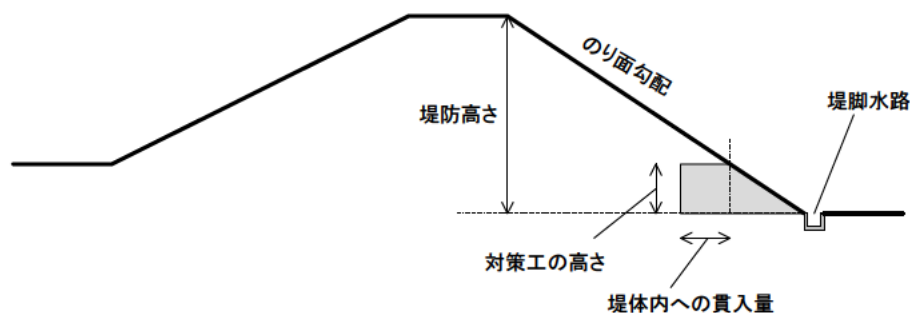


図-8.3 ドレーン工の模式図

(2) 押え盛土工

押え盛土の仕様は以下のとおりとする。

- ・ 押え盛土の形状としては、腹付けあるいは緩勾配化が考えられる。土木研究所で実施した遠心模型実験の結果から高い対策効果の得られた対策工の大きさを参考に、押え盛土の勾配は平均的なのり面勾配以上とし、高さは堤防高さの 0.5 倍程度、幅は堤防高さ程度を初期値とするとよい。のりの長さは定規断面におけるのり肩からのり尻までの水平距離、堤防高さはのり肩からのり尻までの比高とし、のり肩からのり尻を結ぶ直線の勾配を平均的なのり面勾配とする。
- ・ 軟弱地盤上に押え盛土を施工した場合、軟弱地盤の圧密沈下が進行すると、堤体の引き込み沈下が生じ、堤体内部における飽和領域が拡大する可能性が考えられる。押え盛土の施工に伴う堤体内飽和領域の拡大が懸念されるような断面では、押え盛土施工後における飽和領域を適切に設定した上で、変形解析を実施する必要がある。
- ・ 押え盛土を施工した場合、堤体に縦断亀裂が生じる可能性がある。施工後の亀裂の進展状況については経過観察を行い、状況によっては充填を行う等の対応をとる必要がある。大きな圧密沈下が想定される場合には、川裏側であればドレーン工を検討すると良い。
- ・ 押え盛土の材料に砂質土を用いると、既設の堤体に加えて押え盛土自体にも液状化が生じる可能性が考えられる。また、堤体よりも透水係数の小さい地盤材料で押え盛土を施工すると、堤体内水位を高める可能性がある。そこで、押え盛土は粒度の揃った透水性の高い砂礫質土が望ましく、十分に締め固めて施工する必要がある。このとき、降雨、高水の繰返し作用によって既設の堤体土が吸出しの作用を受けることを避けるため、既設の堤体土と押え盛土の間には吸出し防止シートを設けるのがよい。

- ・ 有限要素法を用いた自重変形解析で用いる材料定数は、想定する盛土材料を考慮して適切に設定する。
- ・ 耐震対策の観点からは、自重変形解析によって天端沈下率が許容値以内となることを確認すればよい。一方で、洪水による押え盛土の流出をできるだけ抑えるためには、ドレーン工のように透水性の高い材料を鉄線等で包んで押え盛土の前面に設置することや、表面の覆土、植生工などを施すことを個別に判断するとよい。
- ・ 川表側の押え盛土を検討する場合には河積が確保されているか確認する必要がある。

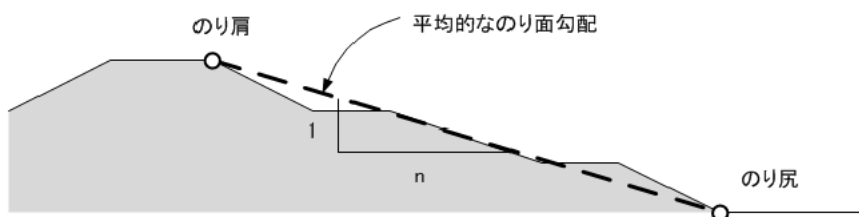


図-8.4 平均的なのり面勾配の求め方（平均的なのり面に対して、実際ののり面が特にのり尻付近で大きく欠損している場合には適用できない。）

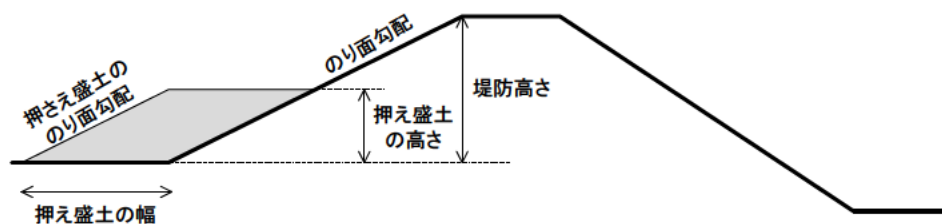


図-8.5 押え盛土の模式図

(3)ドレーン工の貫入量や、押え盛土工の高さや幅の初期値の設定方法を(1)、(2)で示した。耐震性能照査の結果、照査外水位に対してかなり余裕がある場合には、対策工の規模を小さくしてもよい。ただし、耐震性能照査の結果だけではなく、施工性等の観点からも適切な大きさを検討する必要がある。

<参考文献>

- 1) 国土交通省水管理・国土保全局治水課：ドレーン工設計マニュアル, 2013.

第9章 施工

9.1 液状化対策工法の概要

本手引きで対象とした液状化対策工法は、①締固め工法、②固結工法、③鋼材を用いた対策工法、④堤体液状化対策の 4 種類である。本章では、表-9.1.1 に示す各種工法の施工について解説する。

表-9.1.1 本章で解説する液状化対策工法一覧

(1) 締固め工法	
	・圧入締固め工法(動的、静的) ・振動締固め工法
(2) 固結工法	
	・機械攪拌工法 ・高圧噴射攪拌工法 ・注入工法
(3) 鋼材を用いた対策工法	
	自立(鋼管)矢板工法
(4) 堤体液状化対策工法	
	・ドレーン工法 ・押え盛土工法

各工法の特徴および用途は以下のとおりである。

(1) 締固め工法

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。

工法の適用性 : 従来は大型施工機を用いた大規模な施工例が多かったが、近年小型施工機を用いる工法が実用化されたことにより、市街地での施工例が増えている。既設構造物近傍での施工例は比較的多いが、施工時の地盤変位に留意が必要である。

(2) 固結工法

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。

工法の適用性 : 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。

(3) 鋼材を用いた対策工法

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

工法の適用性 : 施工条件に応じた施工機、施工法を選択することにより、環境に配慮した低振動・低騒音での施工、また、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。

(4) 堤体液状化対策工法

工法の特徴 : 押え盛土とドレーン工の 2 種類がある。押え盛土は用地の問題があり、ドレーン工は堤防の部分開削が必要となる。

工法の適用性 : 用地の制約や浸透安全性を考慮すると、川表側で押え盛土、川裏側でドレーン工を選択することとなる。

9.2 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。

表-9.2.1 に示すとおり、締固め方法により、圧入締固め工法と振動締固め工法に大分類できる。

圧入締固め工法は、貫入に振動を用いる動的圧入と、振動を伴わない静的圧入があり、代表的な工法として、①サンドコンパクションパイル工法、②静的締固め砂杭工法、③砂圧入式静的締固め工法、④コンパクショングラウチング工法が挙げられる。①と②が大型施工機を用いる工法であり、広く平坦な施工基面を必要とするのに対して、③と④は施工機が小さいため狭隘な現場に適している工法である。

表-9.2.1 代表的な締固め工法

締固め方法	貫入方法	施工機	工法名	解説
圧入締固め	動的圧入	大型	サンドコンパクションパイル工法	9.2.1
	静的圧入	大型	静的締固め砂杭工法	9.2.2
		小型	砂圧入式静的締固め工法 コンパクショングラウチング工法	9.2.3
振動締固め	-	大型	振動棒工法	9.2.4

振動締固め工法は振動によって地盤の密度を増加させることにより、液状化強度を上げる工法である。施工方法や施工機によって数種類の工法があるが、いずれも施工時の振動や騒音が大きく、市街地での適用は制限される。また、細粒分が多い地盤や互層地盤では、顕著に改良効果が下がるため留意を要する。

本節では、堤防の液状化対策として実績が多い、あるいは、近年実績が急激に増えてきている圧入締固め工法および振動締固め工法の施工に関して解説する。

9.2.1 サンドコンパクションパイル工法

(1) 施工方法

サンドコンパクションパイル工法の施工方法は、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に砂を投入して地中に貫入し、ケーシングパイプを引き抜きながら砂を排出した後にケーシングを再貫入(打戻し)を行うことで、地盤に材料を圧入して締め固めるものである。施工方法を図-9.2.1 に示す。この施工方法は「打戻し締固め方式」と呼ばれ、陸上工事では、 $\phi 400\text{mm}$ 程度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。

- ①. 施工機のケーシングパイプを施工位置にセットする。
- ②. パイプロを起動させケーシングパイプを貫入する。
- ③. ケーシングパイプ内に砂を投入する。
- ④. ケーシングパイプが所定深度まで貫入後、ケーシング内を圧気しケーシングパイプを引抜きながら砂を排出する。
- ⑤. ケーシングパイプ引抜きによって排出された砂を打ち戻し、所定の砂杭径になるように造成する。
- ⑥. ④～⑤の操作を細かく繰り返して拡径・締固めを行い、砂杭を造成する。
- ⑦. 造成完了後、ケーシングパイプ(施工機)を次の杭へ移動する。

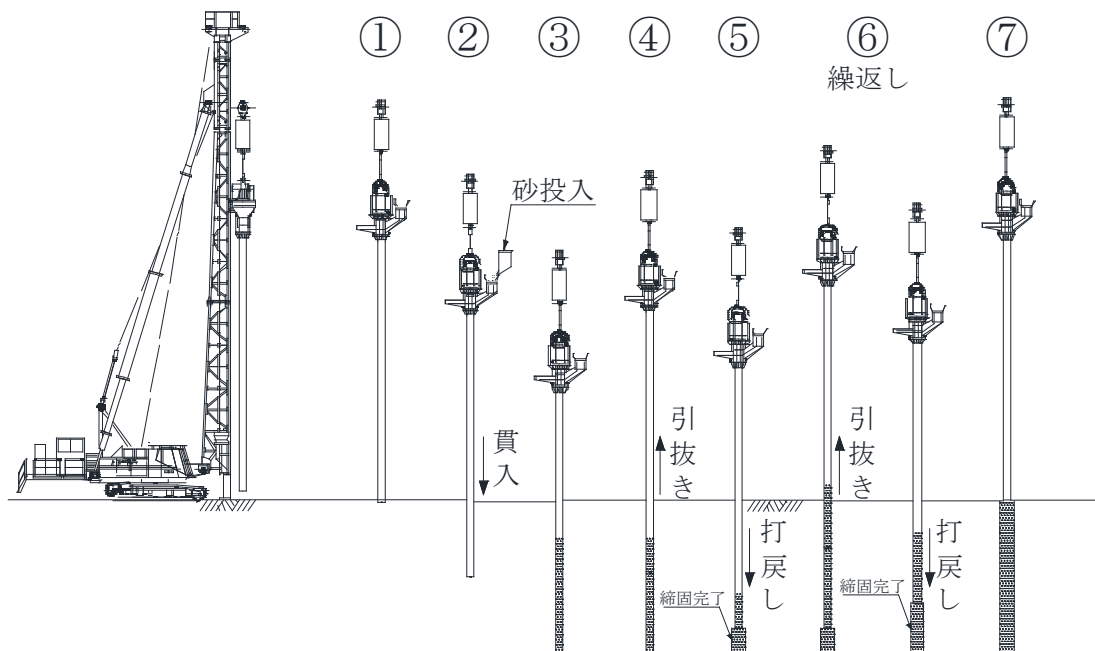


図-9.2.1 サンドコンパクションパイル工法の施工方法

(2) 施工機

サンドコンパクションパイル工法に用いる一般的な施工機の例を図-9.2.2に示す。本体は三点式の大型施工機であり、バイブロハンマによりケーシングの貫入と材料の圧入を行うため、施工中は大きな振動と騒音を伴う。その他に、本体に砂を運搬・供給するためのショベルが必要となる。

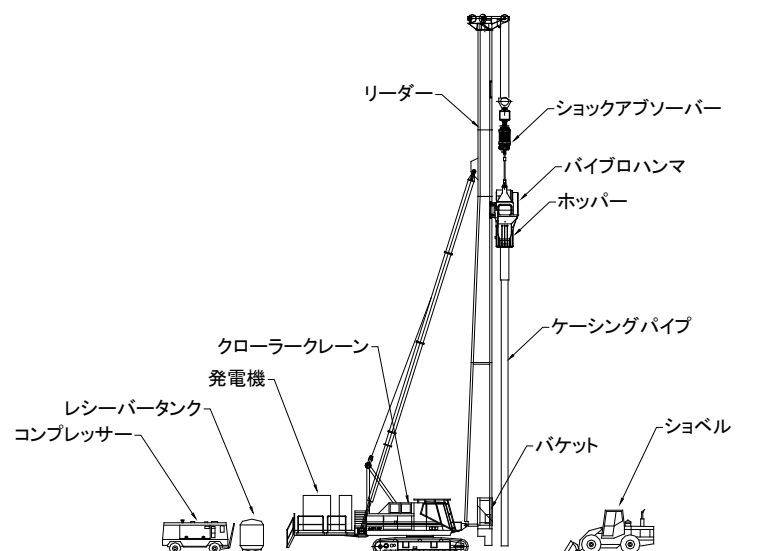


図-9.2.2 サンドコンパクションパイル工法の施工機(例)

(3) 使用材料

サンドコンパクションパイルの材料は、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。砂や碎石を用いることが一般的である。近年は再生碎石やスラグなどのリサイクル材を有効活用した事例もある。

(4) 砂杭配置

砂杭の配置は図-9.2.3 に示す例が一般的であり、前述のとおり陸上工事におけるサンドコンパクション工法の砂杭径は $\phi 700\text{mm}$ が一般的である。

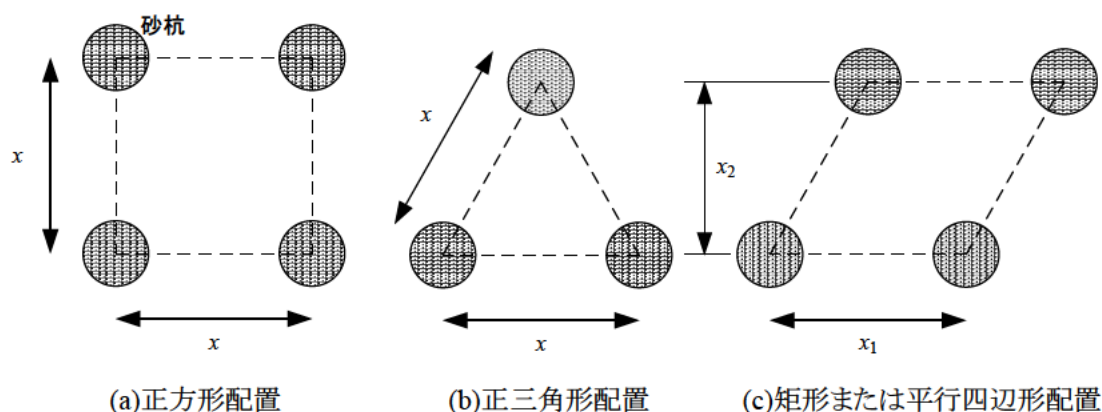


図-9.2.3 砂杭の平面配置例

(5) 施工管理

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探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-9.2.4 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。

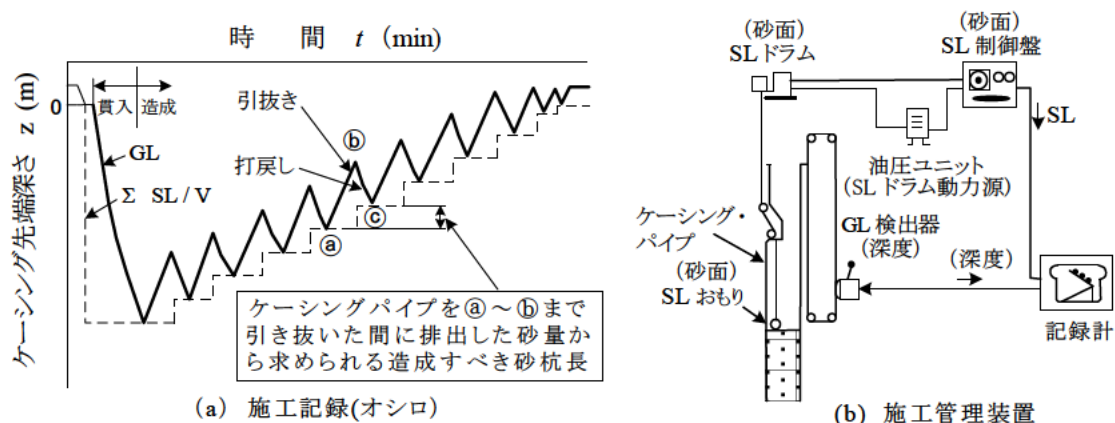


図-9.2.4 施工記録および施工管理表(打戻し締固め方式の場合)

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、支持層に確実に着定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。これを着定管理という。管理の目安は土質調査実施地点で貫入試験を行い、貫入速度と支持層の関係を把握して求められる。着底面が軟らかい粘土層や緩い砂層である場合には、貫入速度などの変化が表れにくいので、不陸を考慮して砂杭長を設定することもある。

施工前、施工中、施工後に行う施工管理を表-9.2.2 に示す。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-9.2.2 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

時期	管理項目	管理内容
施工前	・使用材料の品質 ・管理計器のチェック ・施工機のチェック	・粒度試験など
施工中	・砂杭長，投入数量，砂杭の連続性 ・打設位置	・施工管理計器による ・測量，目杭表示
施工後	・改良効果の確認	・杭間の標準貫入試験など

(6)適用事例

十勝川下流部は「日本海溝・千島海溝周辺海溝型地震に係る地震防災の推進に関する特別措置法」における「推進地区」に指定されている。また、平成 15 年 9 月に発生した十勝沖地震をはじめ、過去の地震において堤防のすべり破壊、天端亀裂等の被災を受けた履歴があり、地震防災対策の推進が進められてきた。液状化により堤防に過大な沈下が発生する区間では、サンドコンパクションパイル工法による液状化対策が実施されており、対策実施済み箇所が地震を受けた際に改良効果を発揮して、被災を免れた実績がある。下記は近年行われた工事の概要であり、堤防法尻を開削してサンドコンパクションパイルが実施された。

表-9.2.3 サンドコンパクションパイル工法の適用事例概要

工事名称	十勝川改修工事の内 十勝川下流堤防耐震対策工事
事業主	北海道開発局 帯広開発建設部
施工場所	北海道中川郡豊頃町
工期	平成 24 年 11 月～平成 25 年 3 月
工事目的	堤防下基礎地盤の液状化対策
工法	サンドコンパクションパイル工法
施工数量	3,164 本(φ700, L=12.5m)



図-9.2.5 施工状況

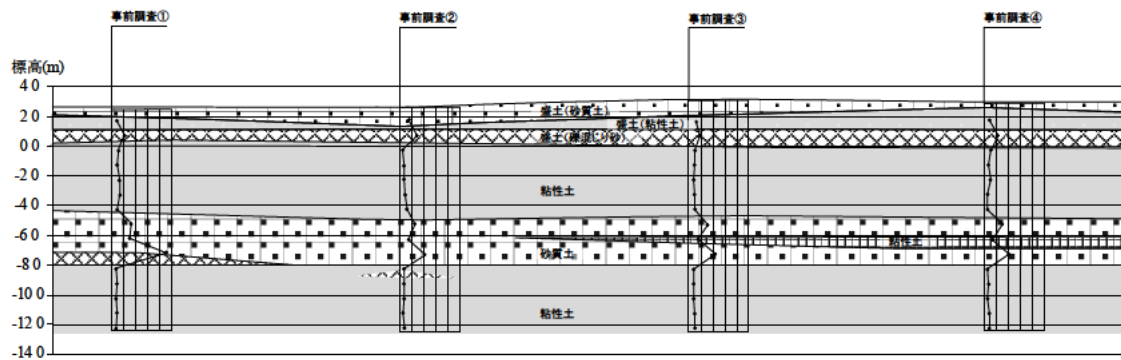


図-9.2.6 地層縦断図

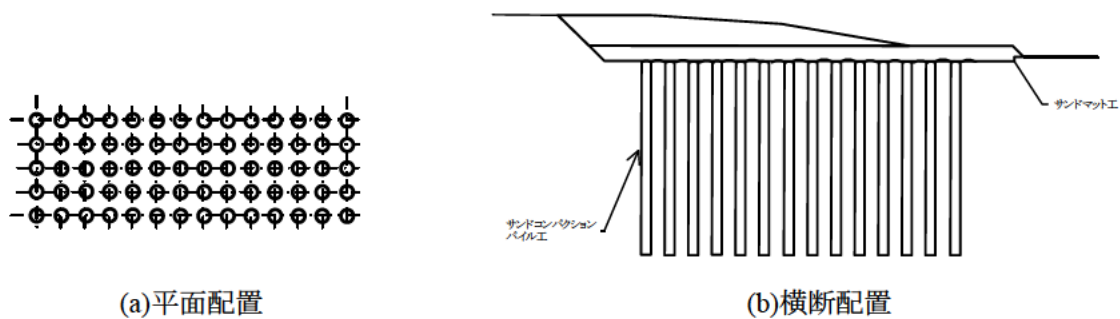


図-9.2.7 パイル配置図

9. 2. 2 静的締固め砂杭工法

(1) 施工方法

静的締固め砂杭工法は振動を用いずに、地盤中に材料を圧入することにより砂杭を造成することで、地盤を締め固めるものである。施工機および施工方法が異なる数種類の工法が開発・実用化されており、代表的な工法として、強制昇降装置を用いてケーシングパイプを上下に細かくウェービングすることによって材料の排出・締固めを行う静的締固め砂杭工法が最も施工実績が多く、その施工手順は図-9.2.8 のとおりである。

なお、サンドコンパクションパイルと同様に、 $\phi 400\text{mm}$ 程度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。

- ①ケーシングパイプを所定の位置にセットした後、材料砂をケーシング内に投入する。
- ②回転駆動装置によってケーシングを回転させるとともに、強制昇降装置によってケーシングに圧入力を加えながらケーシングを貫入する。
- ③所定深度までケーシングを貫入する。
- ④ケーシングを所定長(通常約 0.5m)引き抜き、ケーシング内の砂を地中に排出する。この場合は砂排出補助のためケーシング内に圧縮空気を充填する。
- ⑤上記④の材料砂排出量に対応し、かつ所要の杭径を得るために必要な打戻し長(通常約 0.3m)を打ち戻すことにより、排出した砂を拡径して締め固めるとともに周囲の地盤も締め固める。
- ⑥上記④,⑤の操作を繰り返すウェーブ施工により締め固め砂杭を造成する。

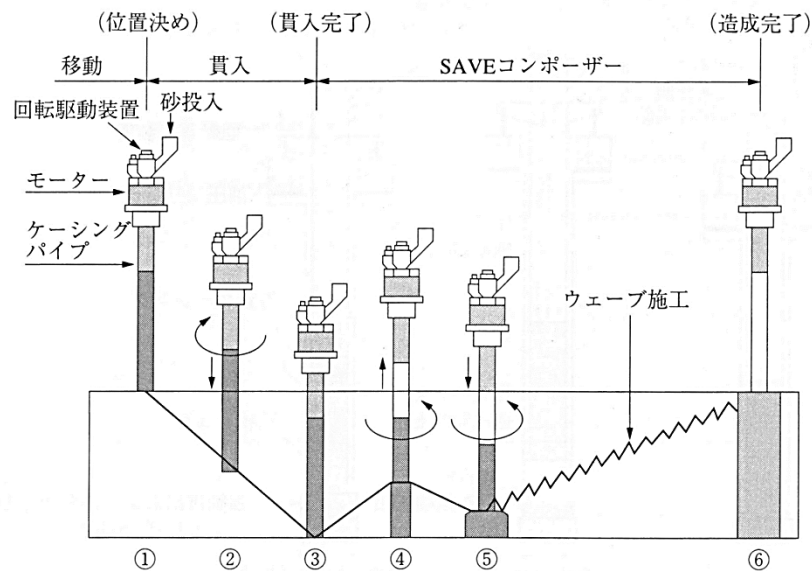


図-9.2.8 静的締め固め砂杭工法の施工手順¹⁾

(2) 施工機

静的締め固め砂杭工法に用いる代表的な施工機を図-9.2.9に示す。サンドコンパクションパイル工法と同様に、本体は三点式の大型施工機であり、強制昇降装置によりケーシングの貫入と材料の圧入を行うため、無振動・低騒音で施工を行える。その他に、本体に砂を運搬・供給するためのショベルが必要となる。

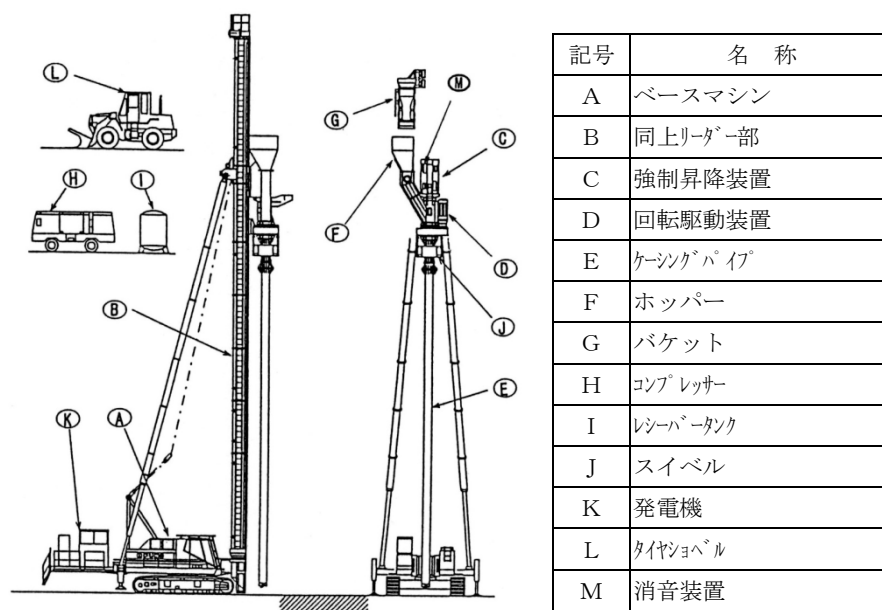


図-9.2.9 静的締固め砂杭工法の施工機

(3)使用材料、砂杭配置、施工管理

使用材料および砂杭配置, 施工管理については, 前項 9.2.1 のサンドコンパクションパイル工法と同様である。

(4)適用事例

平成 19 年 7 月 16 日に発生した新潟県中越沖地震により、信濃川左岸・長岡市町軽井地区の河川堤防が被災した。被災状況は図-9.2.10 のとおりであり、堤体のり尻付近で噴砂とクラックが確認された。災害復旧の一環として液状化対策工を行うことになり、出水期に現堤のり先部(一次施工)を、非出水期に既堤を撤去して直下(二次施工)の地盤改良を実施した。近隣に民家があり施工時の振動と騒音を抑える必要があったため、液状化対策工は静的締固め砂杭工法が選定された。図-9.2.12 に静的締固め砂杭工法の改良効果(改良前・改良後の標準貫入試験結果)を示す。改良効果は、目標値を満足する結果であった。

表-9.2.4 静的締固め砂杭工法の適用事例概要

工事名称	信濃川町軽井堤防災害復旧 その1工事、その2工事
事業主	国土交通省 北陸地方整備局
施工場所	新潟県長岡市寺泊町軽井地先(信濃川左岸堤防)
工期	平成 20 年 2 月～平成 21 年 3 月
工事目的	堤防下基礎地盤の液状化対策
工法	静的締固め砂杭工法
施工数量	約 10,000 本(ϕ 700, L=5.6～10.7m)

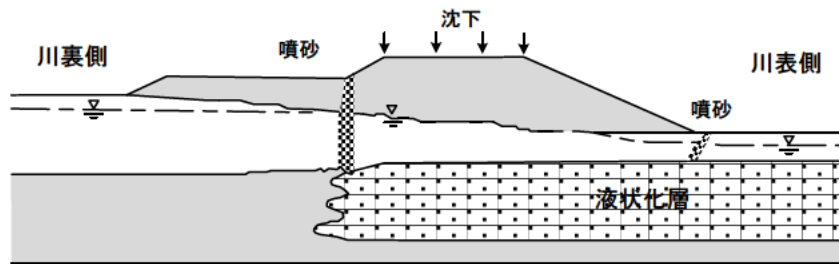


図-9.2.10 被災状況



図-9.2.11 施工状況

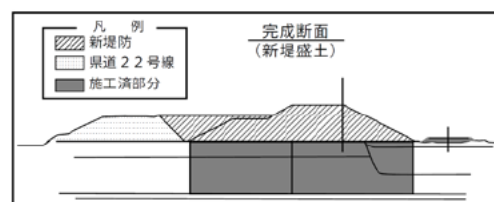
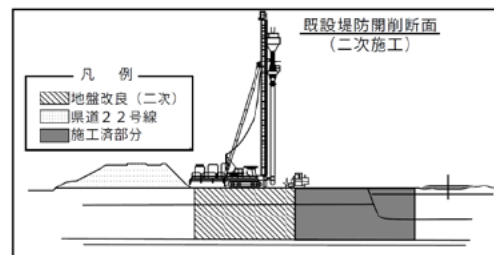
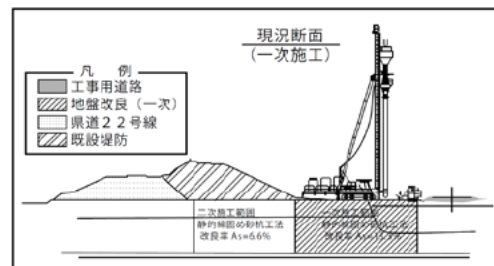


図-9.2.13 施工順序

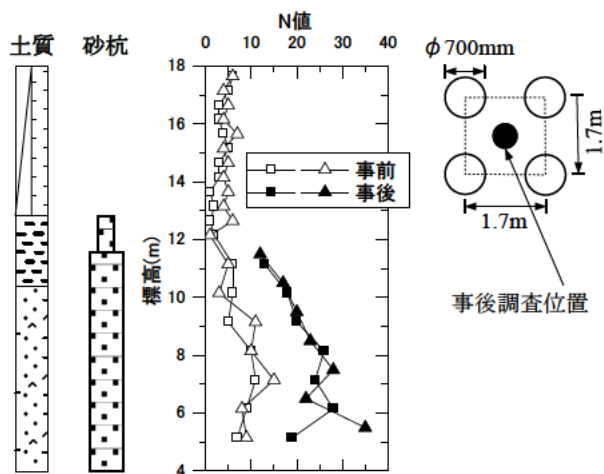


図-9.2.12 改良効果

9.2.3 砂圧入式静的締固め工法およびコンパクショングラウチング工法

(1) 施工方法

本工法は、振動を用いず、かつ小型の施工機を用いて材料を地盤中に圧入して、液状化強度を上げるものである。施工機が小さいため、大きなケーシングパイプではなく、小径のロッドを地盤中に貫入して材料が圧入される。細いロッドを通過させるために、流動性を持つ材料

をポンプ用いて圧送するが、薬液注入工法の原理とは異なり、材料はロッド先端付近で地盤を押し広げながら圧入されて改良体を形成し、地盤を締め固める工法である。工法により圧入する材料が異なり、砂に流動化剤と遅効性塑性化剤を加えた流動化砂と低流動性のモルタルがある。

(2) 施工機

各工法の施工機を図-9.2.14、15 に示す。どちらの工法も本体は比較的小型の施工機であり狭隘地での施工に適している。その他に材料を混練するためのプラントと材料を圧送するためのポンプを用いている。なお、砂圧入式静的締固め工法の本体は施工状況に応じて、図-9.2.14 の超小型クローラ施工機の代わりに、ロータリーパーカッションドリルを用いる場合とボーリングマシンを用いる場合がある。

また、コンパクショングラウチング工法は図-9.2.15 の施工機編成の他に、ロッド削孔のためのボーリングマシンやロータリーパーカッションドリルを用いることとなる。

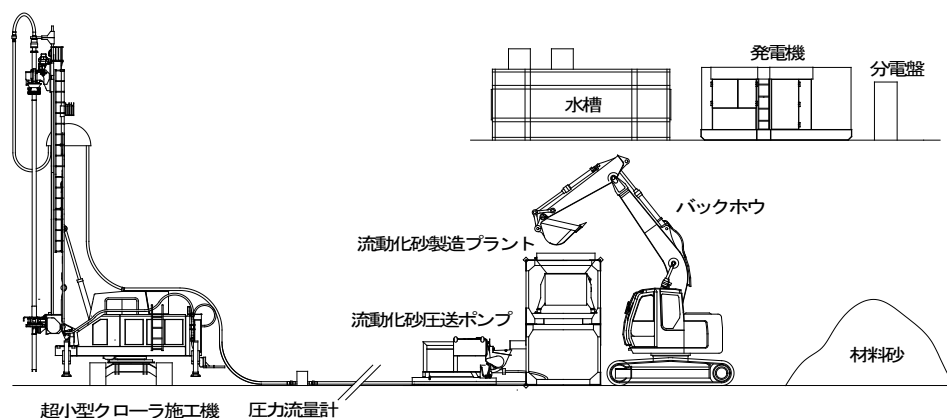


図-9.2.14 砂圧入式静的締固め工法の施工機（定置プラント方式の場合）

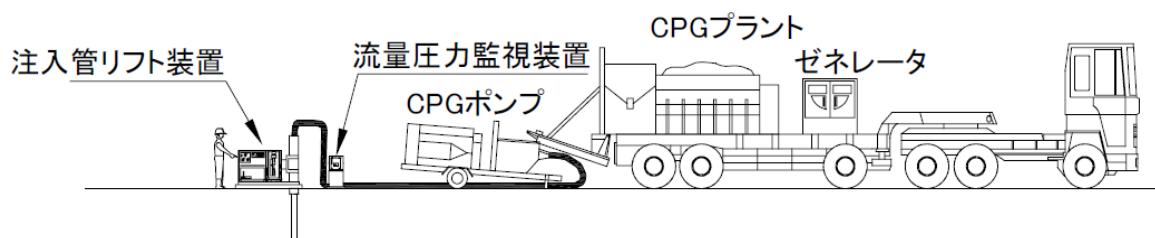


図-9.2.15 コンパクショングラウチング工法の施工機（車上プラント方式の場合）

(3) 使用材料

前述のとおり圧入する材料は各工法により異なり、流動化砂と低流動性モルタルをそれぞれ用いる。各工法の材料の概要をまとめると、表-9.2.5 のとおりとなる。近年では砂などの調達

が困難な場合もあり、環境面から河床浚渫による発生土やリサイクル材を有効利用している事例もある。

表-9.2.5 各工法の圧入材料

	砂圧入式静的締固め工法	コンパクショングラウチング工法
圧入材料	流動化砂	低流動性モルタル
主材料	砂, 流動化剤, 塑性化剤, 水	CPG 骨材, 固化材, 水
その他	河床浚渫工事の発生砂を有効利用した事例有り ³⁾	再生骨材を利用した事例有り ⁴⁾

(4) 改良体配置

改良体配置の考え方は図-9.2.3 と同様である。ただし、サンドコンパクションパイル工法は標準砂杭径 $\phi 700\text{mm}$ であるのに対して、砂圧入式静的締固め工法およびコンパクショングラウチング工法では換算改良径として $\phi 400 \sim \phi 700\text{mm}$ の実績がある。ここで、換算改良径とは、図-9.2.16 のように、圧入量を等価の円形に換算したときの径を示している。

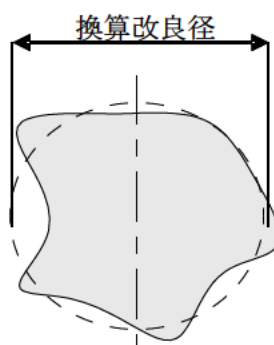


図-9.2.16 換算改良径の模式図

(5) 施工管理

各工法の施工管理方法は、基本的にサンドコンパクションパイルと同様で、打設位置、圧入量、深度等が重要となる。また、ポンプの圧力など独自の管理基準もあり、これらは施工条件の違いにより多岐に渡るため、各工法のマニュアル等⁵⁾⁶⁾を参考にされたい。

(6) 適用事例

庄内川は堤防基礎地盤に沖積の緩い砂層が分布しており、南海トラフで発生する大規模地震等に伴う液状化により、堤防が大きく沈下・変形することが懸念されていた。庄内川の川裏側は民家などが連担しており、サンドコンパクションパイル工法など大型の施工機を用いることが困難な施工条件であった。また、川裏側の液状化対策を行う上では浸透流を阻害しな

いことが求められ、このような条件に適応する工法として砂圧入式静的締固め工法が選定された。施工は図-9.2.17 のように、堤体のり面に盛土で造成した狭隘な足場の上から行われた。下記の実績は庄内川耐震化事業の一例であり、一部では河道掘削工事において発生する砂を材料として有効利用した。改良効果は図-9.2.19 に示すとおり、 N 値の上昇と目標 F_L を満足することが確認された。

表-9.2.6 砂圧入式静的締固め工法の適用事例概要

工事名称	平成 23 年度 庄内川当知堤防 耐震補強工事
事業主	国土交通省 中部地方整備局
施工場所	愛知県名古屋市港区当知町地先
工期	平成 24 年 8 月～平成 25 年 2 月
工事目的	堤防下基礎地盤の液状化対策
工法	砂圧入式静的締固め工法
施工数量	約 1,224 本($\phi 700$, $L=10.6\sim 20.5\text{m}$)



図-9.2.17 施工状況

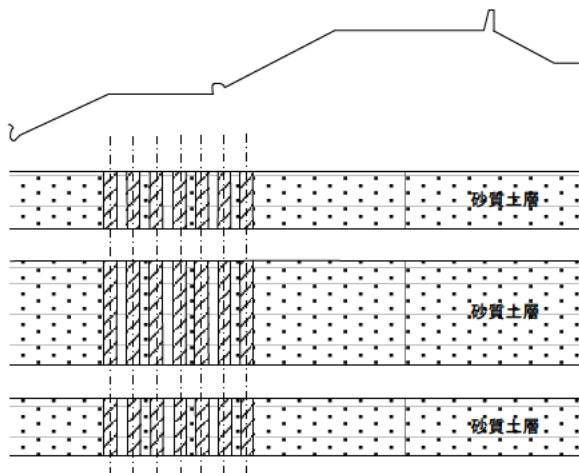


図-9.2.18 改良断面の一例

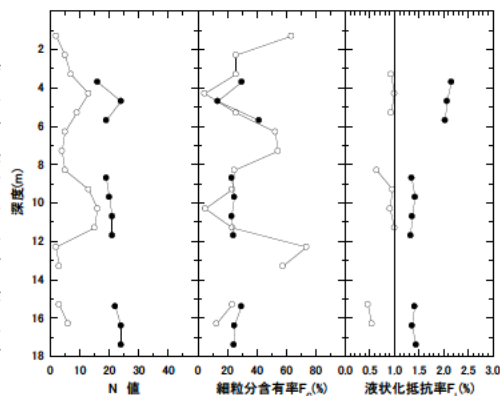


図-9.2.19 改良効果

9.2.4 振動棒工法

(1) 施工方法および施工機

振動棒工法は、上下に振動する起振機を上端に備えたロッドを地中に貫入し、地表より補給材を供給しながら、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。下端にパイプフロットを配し、さらに水平振動を同時に加えるタイプのものもある。図-9.2.20 に代表的な振動棒工法の施工方法を示す。なお、サンドコンパクションパイル工法などと異なり、地表から補給材を投入するため、細粒分含有率の高い土層には適していないし、補給材の量の予測も付きにくい。一般的には現地での試験施工により改良効果を確認した上で改良仕様を決定することとなる。施工機は三点式の大型施工機を用い、補給材を供給するためのショベルドーザーも必要となる。

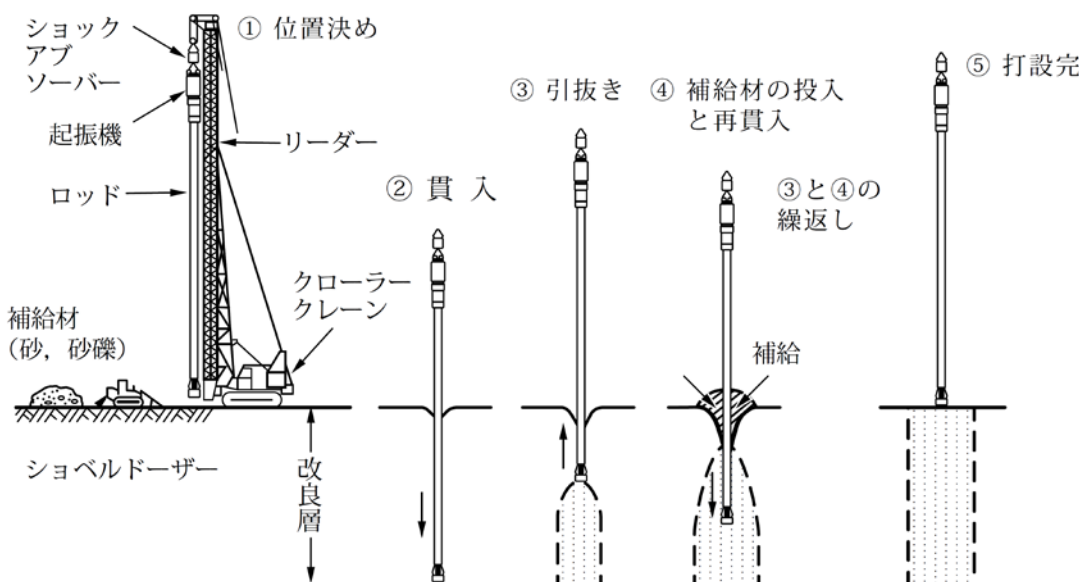


図-9.2.20 振動棒工法の施工方法²⁾

(2) 使用材料

補給材は砂や碎石を使用することが多い。

(3) 打設間隔

ロッドを打設する間隔は、基本的に9.2.1のサンドコンパクションパイル工法と同様に考えるが、補給される材料の量が地盤条件等によって変わるため、計画段階では換算径 $\phi 500 \sim 700\text{mm}$ 程度の範囲で、必要となる改良率に合わせて打設間隔を数種類設定した上で試験施工に臨むことが多い。

(4) 施工管理

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。

9.3 固結工法

固結工法の施工方法としては、機械攪拌工法、高圧噴射攪拌工法、注入工法の3つに大別できる。表-9.3.1に示すように、機械攪拌工法は、固化材と水を混ぜたスラリーを用いるか、固化材を粉体のまま用いるかで細分される。高圧噴射攪拌工法は、噴射の方法によって単管工法（硬化材のみを噴射）、二重管工法（硬化材と圧縮空気を噴射）、三重管工法（硬化材と水と圧縮空気を噴射）の3つに細分される。注入工法としては、超微粒子系材料を用いた二重管ダブルパッカー工法が代表的である。

表-9.3.1 代表的な固結工法

分類	工法名	解説
機械攪拌工法	機械攪拌工法（スラリー式） （変位低減型深層混合処理工法） （大径化施工）	9.3.1 (7) (8)
	機械攪拌工法（粉体式）	9.3.2
高圧噴射攪拌工法	単管工法 二重管工法 三重管工法	9.3.3
注入工法	二重管ストレーナー工法 二重管ダブルパッカー工法 ステージグラウチング 浸透固化処理工法	9.3.4-

(1)機械攪拌工法の特徴

- 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、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。

(2)高圧噴射攪拌工法の特徴

- ①軽量小型の造成機械を用いるため、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、長期的にも安定した効果が得られる。
- ③砂質土から粘性土、ならびに腐植土や有機質土といった軟弱な地盤全般に適用できる。単管工法の中には攪拌翼(直径 0.6m 程度)を用いた機械攪拌併用の工法もみられるが、この工法は排泥の噴出が少ないことから河川内などの水中の施工によく適用されている。
- ④昭和 60 年代から広く施工されるようになり、現在までに多数の実績を有している。
- ⑤改良径が従来工法の直径 1.0～2.0m程度のものに加えて、三重管工法の応用として直径 2.5～5.0m程度以上の改良径を可能とする工法も開発され、実施工されている。
- ⑥高圧ジェット噴流による攪拌改良のため、護岸、樋門、樋管、水門などへの密着施工が可能である。また、改良体相互の完全ラップ施工による 100%改良も可能である。

(3)注入工法の特徴

注入工法は、機械攪拌工法や高圧噴射攪拌工法に比べ施工実績は少ないが、平成7年兵庫県南部地震を契機に既設構造物の直下直近での液状化対策を目的とした材料と工法の開発がなされ、平成 10 年以降は、河川堤防付近での液状化対策の事例も徐々にではあるが実施されるようになってきている。注入工法の特徴は以下のとおりである。

- ①小規模で軽量の施工機で作業場所と作業空間が小さくすみ、地盤深くまで広く改良できる。
- ②注入管の方向が任意の角度にとれるため、既設構造物直下などの対策にも適用が可能である。
- ③騒音、振動などがなく、市街地での施工が可能である。

注入工法では、注入材が注入しやすい所を選択的に注入するため、第6章に示した設計法を適用することが難しい場合が多いが、機械攪拌や高圧噴射攪拌工法で施工するのが困難な場合に液状化層を全体的に液状化しにくくすることを期待して実施されることが多い。

9.3.1 機械攪拌工法（スラリー式）

(1) 施工方法

① 施工フロー・手順

標準的な施工フローを図-9.3.1に示す。

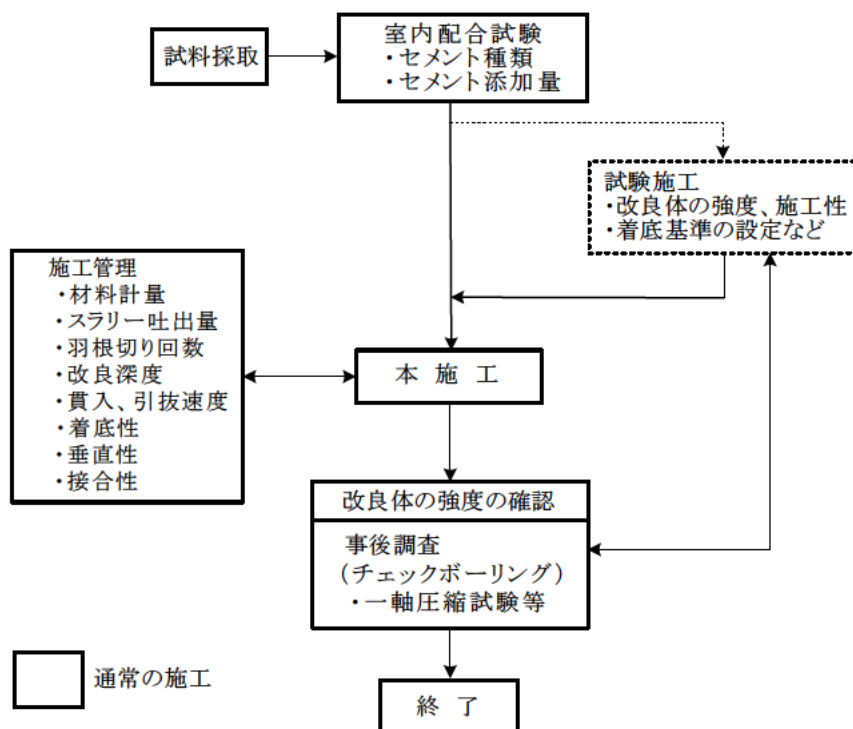


図-9.3.1 施工フロー

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-9.3.2に施工手順を示す。

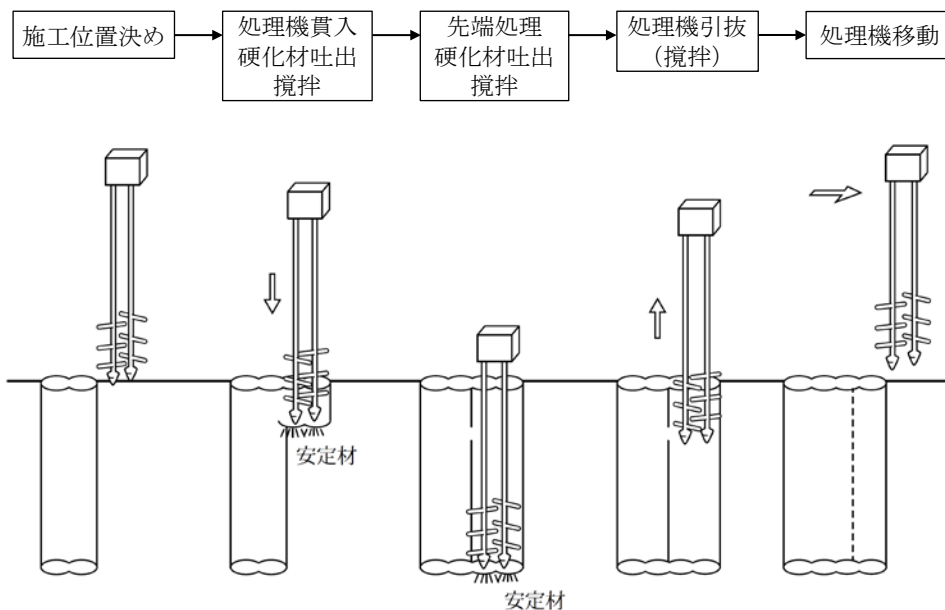


図-9.3.2 施工手順

②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な層に当る可能性が多く、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、安定剤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-9.3.3 に安定剤自動注入装置による施工管理システムの全体構成を示す。

図-9.3.3 安定剤自動注入装置の全体構成例

③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。

このような場合は、前に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、さらに硬いと、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。

- ・図-9.3.4 に示すオーガーヘッドを軸の先端に取り付ける。
- ・図-9.3.5 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。
- ・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。

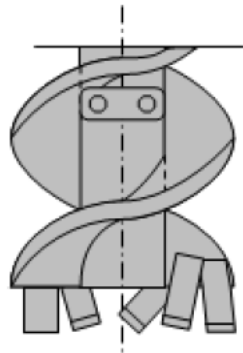


図-9.3.4 オーガーヘッド

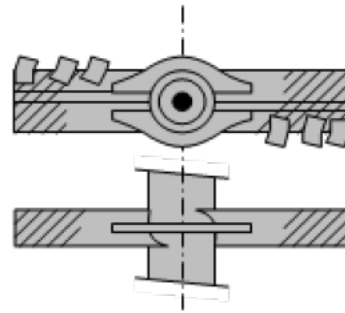


図-9.3.5 超硬チップ

(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-9.3.6 に示すように 0.2m 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。

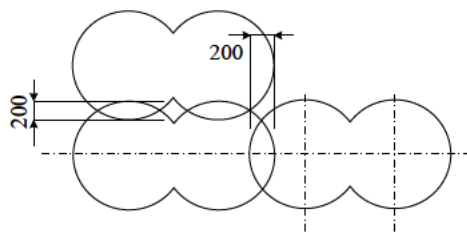


図-9.3.6 オーバーラップ幅(単位:mm)

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、設計上、連続した改良体として扱われるが、施工時には格子状に配列された 1 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-9.3.7 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、1 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、そのためには 1 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。

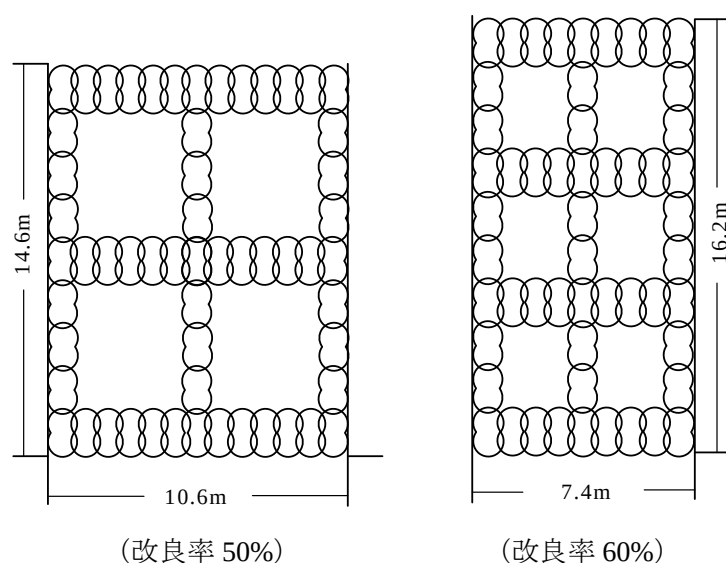


図-9.3.7 改良体配置の例(1 ユニット)

④使用材料

セメントは、普通ポルトランドセメント、高炉セメント B 種、高炉セメント C 種、セメント系固化剤の中から最適な種類を選定する。

水セメント比は、標準的には、 $W/C=80\sim120(\%)$ とする。

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-9.3.2 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-9.3.2 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

⑤室内配合試験

施工に先立ち改良材の種類および添加量を決定するための配合試験を行う。室内配合試験での試料作製は、地盤工学会基準「JGS 0821-2000:安定処理土の締固めをしない供試体作製方法」に準拠して行う。配合試験の手順を図-9.3.8 に示し、また、室内配合試験の一般的な仕様を表-9.3.3 に示す。

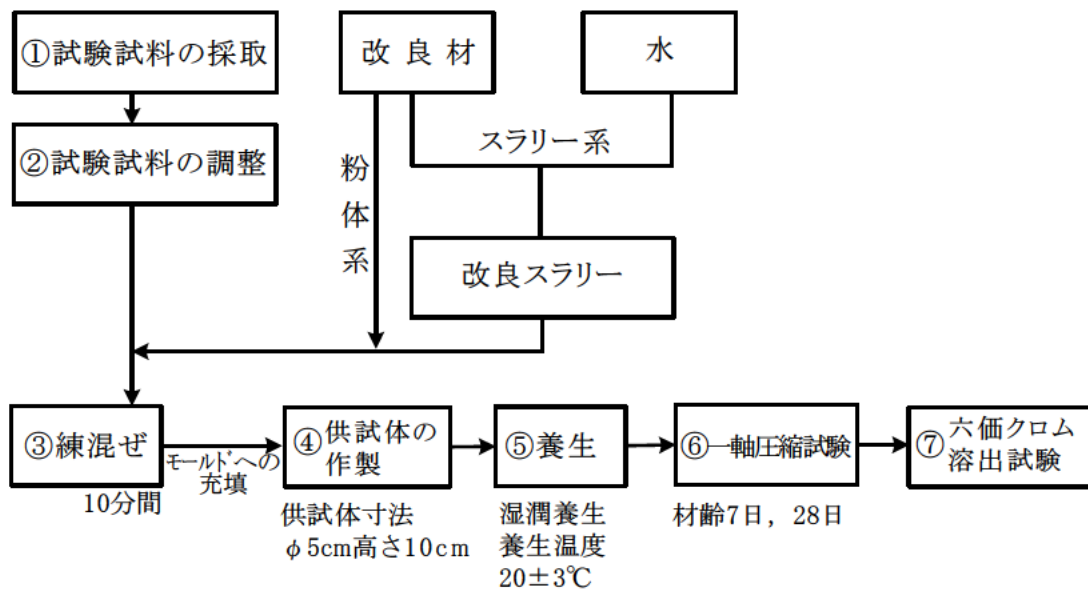
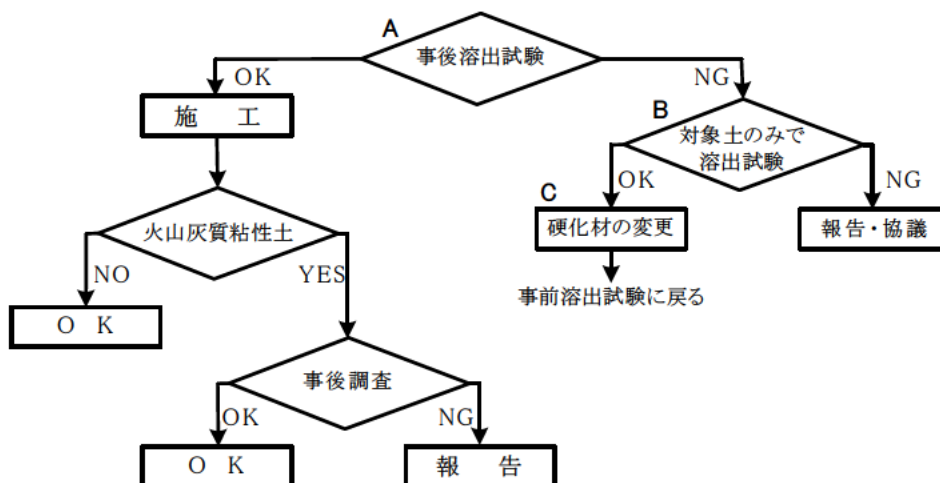


図-9.3.8 配合試験の手順

表-9.3.3 室内配合試験の一般的な仕様

		標準仕様	
		スラリー系	紛体系
改良材料	改良材の種類	普通ポルトランドセメント 高炉セメント B 種 セメント系固化材	
		—	生石灰、その他
	混和剤	有りまたは無し	
	練混ぜ水の種類	水道水、海水	—
配合条件	水セメント比	0.8～1.2	—
	改良材添加量 (kg/m ³)	粘性土、砂質土 80～300 有機質土 200～500	
		—	生石灰 粘性土 40～100
材 齢		7 日、28 日	
一試料のモールド数		2 または 3	

なお、国土交通省通達「セメント及びセメント系固化材の地盤改良への使用及び改良土の再利用に関する当面の措置について」(平成 12 年 3 月 24 日)ならびに「セメント及びセメント系固化材を使用した改良土の六価クロム溶出試験の一部変更」(平成 13 年 4 月 20 日)に則り、室内配合試験時に六価クロム溶出試験を実施しなければならない(図-9.3.9)。



- 注-① 硬化材の変更については高炉セメントB種を基本とする。
 注-② A, B, Cは同時に行ってもよい。
 注-③ 事前試験で基準値を超えない場合、火山灰質粘性土以外は事後試験不要。
 注-④ 報告は企業者に対して行う。

図-9.3.9 六価クロム溶出試験フロー

(3) 施工機

表-9.3.4 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-9.3.4 標準施工方式における機種の選定と機械の組み合わせ

貫入長 施工機	10m	20m	30m
ベースマシン	クローラクレーン 25～27t 吊	クローラクレーン 35～37t 吊	クローラクレーン 50～55t 吊
リーダ長	20m	30m	40m
処理機	45kw×2 台	50～60kw×2 台	75～90kw×2 台
発動発電機	250kVA	300kVA	450kVA
バックホウ	0.6m ³	0.6m ³	0.6m ³
セメントスラリープラント (セメントサイロ水槽、 ポンプアジテーター、 グラウトポンプを含む)	10m ³ /h (78kW)	20m ³ /h (102kW)	

図-9.3.10 に施工機の概念図を示す。

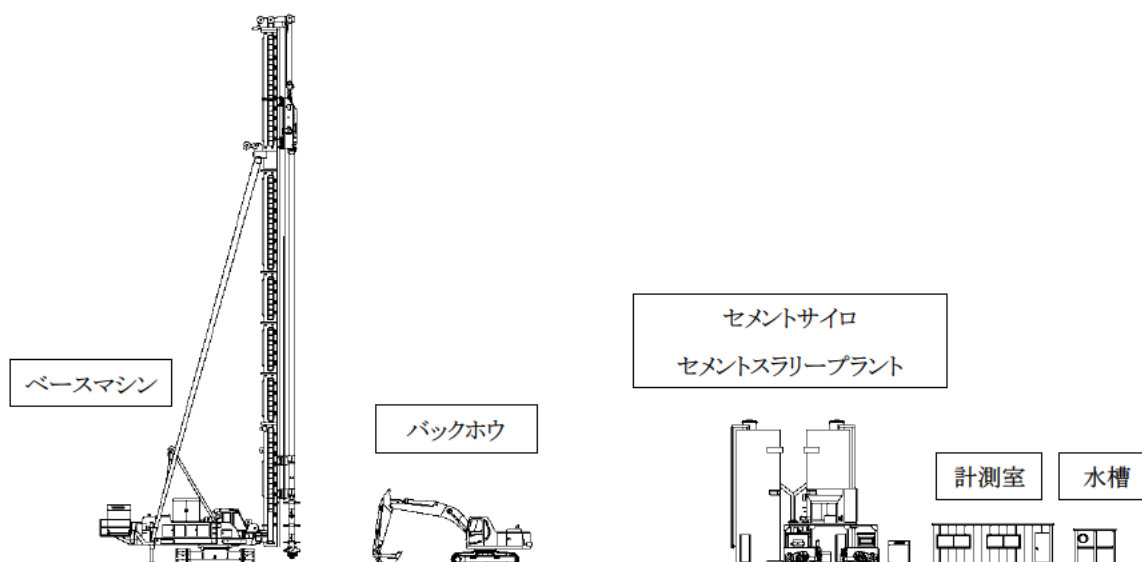


図-9.3.10 施工機概念図

(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と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-9.3.11 に施工管理項目を示す。また、表-9.3.5 に施工管理項目の詳細を示す。

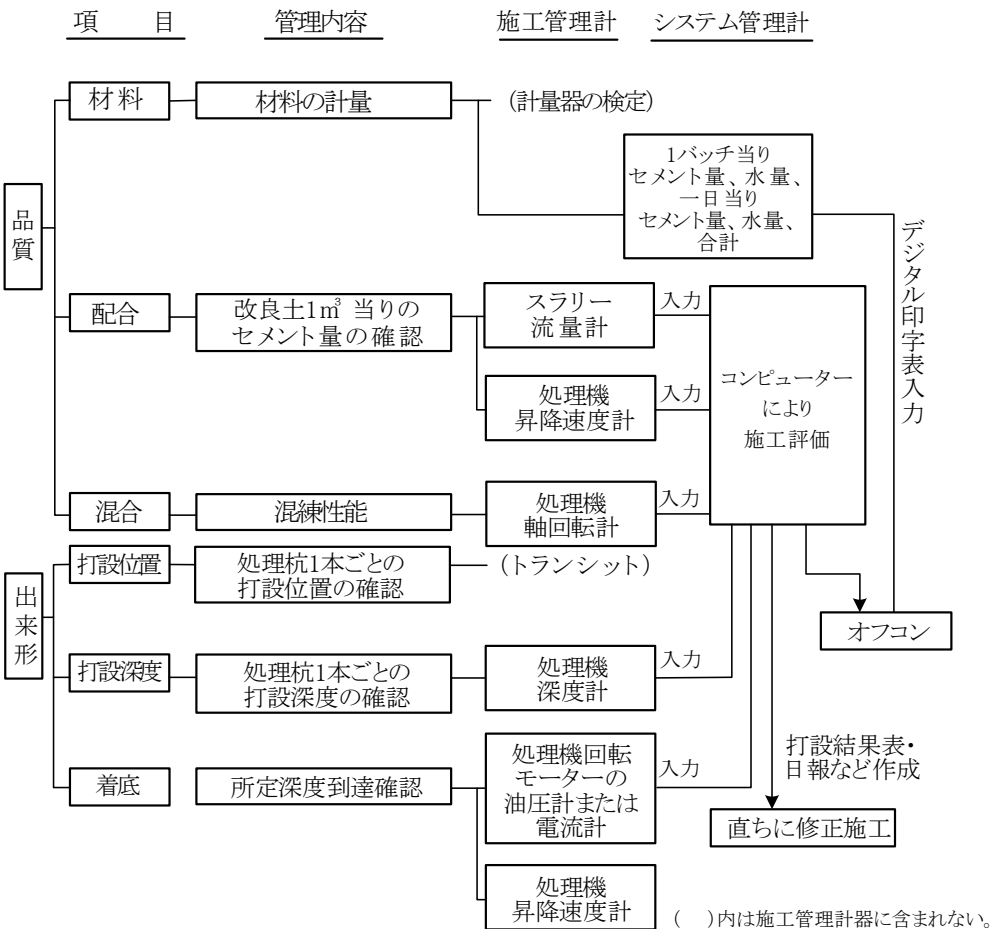


図-9.3.11 施工管理項目

(5) 事後調査(チェックボーリング)

事後調査として、ボーリングを実施することが多い。このボーリングはチェックボーリングと呼ばれ、改良土の強度、均一性および改良体相互のラップ部の品質を確認することを目的とする。

調査計画の策定にあたっては、以下の事項を考慮する必要がある。

- ・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)

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。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が使われることが多い。また、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のがよい。

表-9.3.5 施工管理項目の詳細

管理項目	管理内容	規格値	測定単位	測定頻度	管理方法		備考
					管理手段	記録様式	
施工前管理	攪拌翼形状検査	設計値 ±2cm	1cm		テーピング	構造検査データシート	
	計量器キャリブレーション	既知重量 ±2kg	2kg		20kg分銅	〃	
	深度計キャリブレーション	±10cm	5cm	施工前	テーピング	〃	
	速度計キャリブレーション	±0.05m/分	0.01m/分		ストップウォッチ、目視	〃	
	回転計キャリブレーション	±2rpm	1rpm		〃	〃	
	スラリー流量	±20/分	10/分		容積を計量できる容器	〃	スラリー系の場合
打設位置	基本測量、杭芯位置	設計値 ±2cm	1cm	施工前100セット毎	トランシット、テーピングカメラリボン付き目杭	100セット毎に写真	
鉛直度管理	杭芯セット	目視		各打設毎	目視	目視	
着底層の管理	リーダの鉛直性	0度±10分	2分	〃	傾斜計(管理計器)	〃	
貫入長、改良長の管理	処理機の着底管理	現場の着底基準		〃	電流計、速度計	杭打設結果表又はオシログラフ	
改良材使用量	改良体の貫入長、改良長の管理	設計値以上	10cm	〃	深度計	〃	
出来形の管理	改良材の使用量	設計使用量以上	5kg	全数	スラリー流量計	〃	スラリー系の場合
	開削調査 杭径	設計値以上	1cm	1ヶ所/100本	改良材供給ロードセル	〃	紛体系の場合
	杭ピッチ	設計値±D/4	1cm	(最低2ヶ所)	テーピング	写真、調査報告書	
	基準高	設計値-5cm	1cm	1ヶ所あたり4本程度	レベル測量		
攪拌混合の管理	改良長	設計値以上	10cm	全数	深度計	杭打設結果表又はオシログラフ	
	貫入、引抜速度	管理値±5%	0.1m/分	全数	管理計器	目視、オシログラフ	
	羽根切り回数	350回/m	1回	全数	速度計、回転計	目視	スラリー系の場合
	軸回転数	管理値±5%	1rpm	全数	回転計		
材料品質管理	改良材吐出量	管理値±5%	1kg	全数	管理計器	目視、オシログラフ	
改良体品質	セメントの品質	JIS規格		1回/月		試験成績表	スラリー系の場合
	スラリー比重	設計値±2%	0.01	毎日	比重計	試験報告書	
材料使用量管理	改良土の一軸圧縮試験	設計強度	10kN/m ²	チェックボーリング本数	一軸圧縮試験	〃	
写真管理	搬入量と使用量		5kg	毎日	納品伝票	伝票台帳、受け払い表	
工程管理	施工前キャリブレーション			施工前	各管理計器、テーピング	キャリブレーション報告書	
	施工中			施工中随時	テーピング	工事報告書	
	施工中の工程管理			毎日	杭打設結果表、杭打設日	出来高管理図	

※着底管理方式での施工では、着底管理基準値以深とする。

室内試験のうち最も重要な試験項目である一軸圧縮試験の品質管理基準および規格値の例を表-9.3.6 に示す。これを参考にボーリングの数量、一軸試験供試体作成本数を現場の土質条件、施工条件に応じて適宜設定する。ただし、各機関の基準において別途定められている場合は、その基準に従う。

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。また、一軸圧縮試験では、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。

表-9.3.6 深層混合処理工法の品質管理基準および規格値の例

試験項目	試験方法	規格値	試験基準
一軸圧縮試験	JIS A 1216	①各供試体の試験結果は改良地盤設計基準強度の85%以上 ②1回の試験結果は改良地盤設計基準強度以上。なお、1回の試験とは3個の供試体の平均値で表したもの	改良体500本未満は3本、500本以上は250本増えるごとに1本追加する。試験は1本の改良体については、上、中、下それぞれ1回、計3回とする。ただし、1本の改良体で設計強度を変えている場合は、各設計強度毎に3回とする。 現場の条件、規模等により上記によりがたい場合は監督員指示による。

(6)適用事例

表-9.3.7 機械式攪拌工法(スラリー式)の適用事例概要

工事名称	長崎開地土地改良工事
事業主	建設省九州地方建設局
施工場所	福岡県大川市大野島長崎開地
工期	1996年3月～9月
工事目的	堤体の耐震対策(すべり防止)
改良土量	11,638m ³
セメント添加量(α)	高炉セメントB種 $\alpha=190\text{kg/m}^3$



福岡県筑後川 1996年6月

写真-9.3.1 施工状況

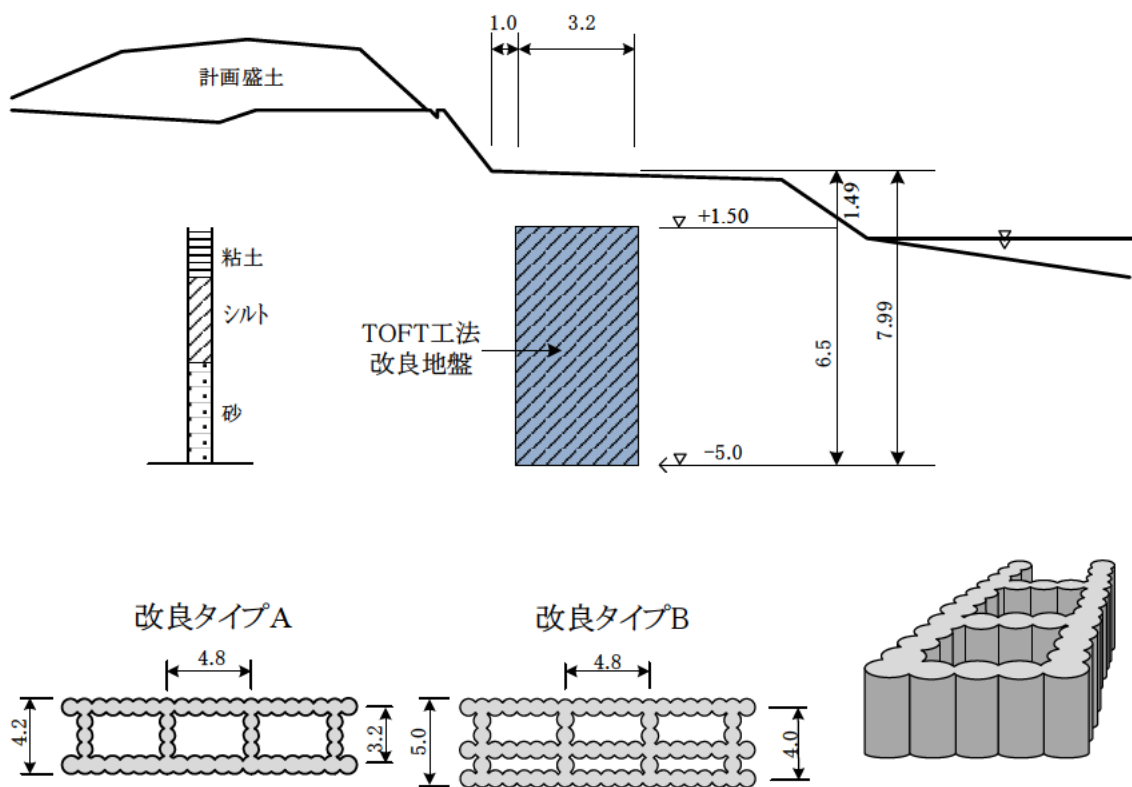


図-9.3.12 対策箇所横断図等(単位:m)

(7)変位低減型深層混合処理工法

深層混合処理工法では、施工時の側方地盤へ影響は比較的少ないが、近接物など周辺環境条件によっては変位抑制対策を講じる必要がある。

工法の概要

変位低減型深層混合処理工法は、従来の攪拌混合翼の上部にスクリューを取り付け、セメントスラリーの注入量に相当する地盤中の土を強制的に排出することにより、周辺地盤や既設構造物に影響を与えることなく施工することを可能にした工法である。スクリューの形状は、連続型、断続型、プロペラ型からなっている。

処理機を写真-9.3.2 に、地中変位測定結果を図-9.1.13 に示す。

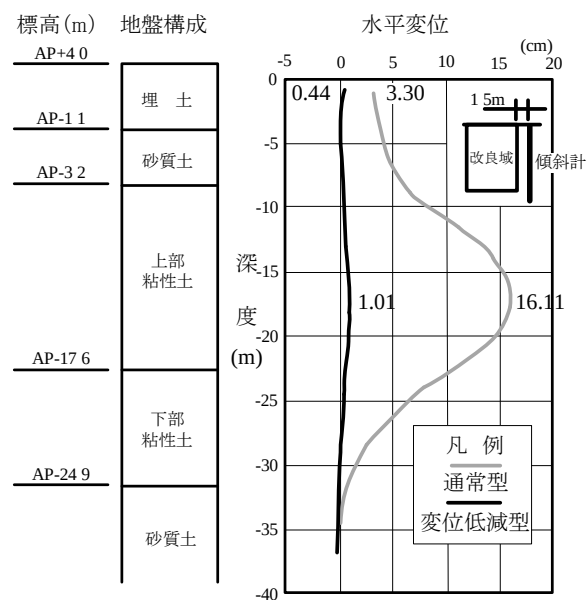


写真-9.3.2 処理機
(変位低減型)

図-9.3.13 地中変位測定結果

工法の特徴

- ① 排土を行い、施工時の周辺地盤変位を低減させることにより、既設構造物に対する近接施工が可能である。
- ② 一般に排出した土に改良材が混ざることがないため、残土として通常処分可能であるが、処分に関しては排出土の性状を調査して慎重に対処する。
- ③ 排出量を管理できる専用の施工管理システムを用いることで信頼性の高い施工を実現できる。

施工順序

施工順序を図-9.3.14 に示す。

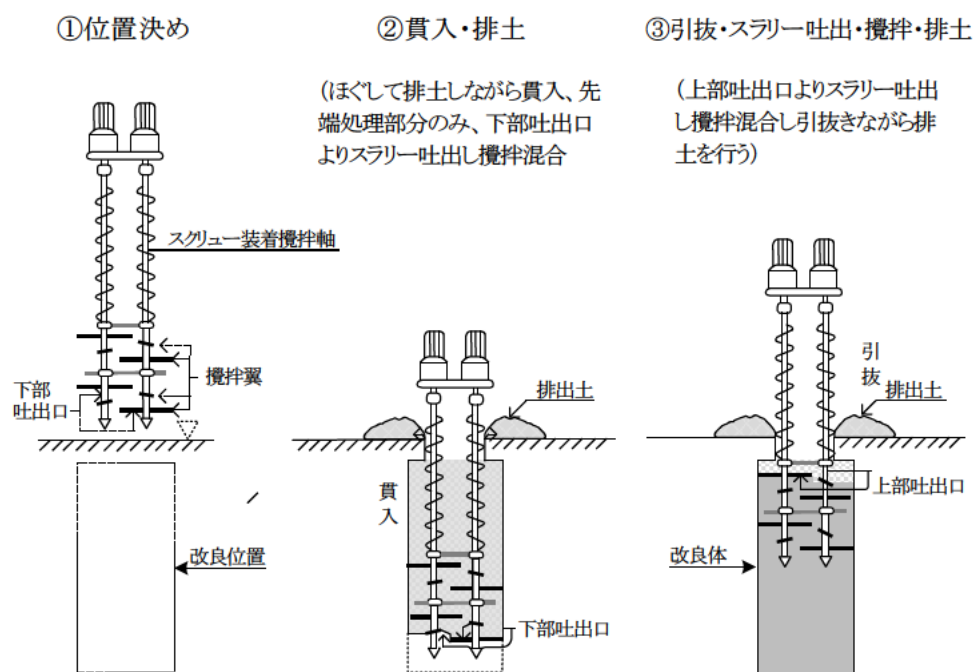


図-9.3.14 施工順序図(変位低減型)

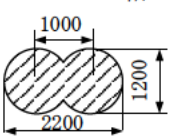
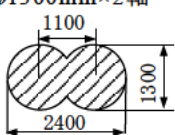
(8) 大径化施工

ブロック式ならびに接円式の改良形式の場合、大径化施工を採用する場合もある。

スラリー系深層混合処理工法では、設計法・改良原理などは標準施工をベースとし、従来の2軸機($\phi 1000\text{mm} \times 2$)の径を拡大し、攪拌翼径を1200mm～1300mmとすることにより改良面積を大きくし、工期を短縮でき、コストも低減できる工法を実用化している。

標準の改良杭の例を表-9.3.8、施工機を写真-9.3.2 に示す。また、施工機の組み合わせの例を表-9.3.9 に示す。

表-9.3.8 改良杭の例(CDM の例)

形 状	改良面積
$\phi 1200\text{mm} \times 2$ 軸  ラップ長200mm	2.17 m ² /set
$\phi 1300\text{mm} \times 2$ 軸  ラップ長200mm	2.56 m ² /set

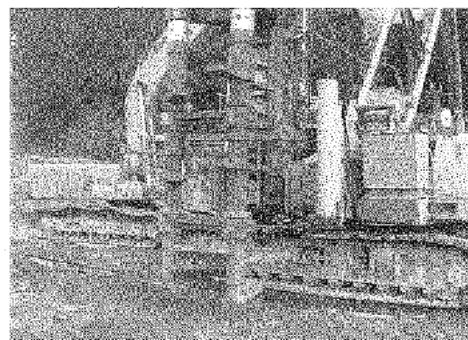


写真-9.3.2 大径化施工機

表-9.3.9 大径化施工機の組み合わせ (CDM の例)

改良径	区分	20m 未満	30m 未満	備考
$\phi 1200\text{mm}$ $\times 2$ 軸	深層混合処理機	75~90kW $\times 2$ 軸 リーダー長 30m	90kW $\times 2$ 軸 リーダー長 40m	
	発動発電機	450~600kVA	600kVA	処理機用
		200kVA	200kVA	プラント用
	セメントスラリープラント	40m ³ /h	40m ³ /h	
	バックホウ	0.6m ³	0.6m ³	
$\phi 1300\text{mm}$ $\times 2$ 軸	深層混合処理機	90kW $\times 2$ 軸 リーダー長 30m 50~55t 吊	90~110kW $\times 2$ 軸 リーダー長 40m 60~65t 吊	
	発動発電機	600kVA	600kVA	処理機用
		200kVA	200kVA	プラント用
	セメントスラリープラント	40m ³ /h	40m ³ /h	
	バックホウ	0.6m ³	0.6m ³	

また、従来の深層混合施工機とは異なる特殊な施工機を開発し施工能率の向上を図っている。

専用の処理機駆動部と特殊攪拌翼を装備して、2 軸大径改良 ($\phi 1500\text{mm} \times 2$ 軸) を可能とした施工機や、4 軸同時施工をすることにより、改良面積の拡大を図る施工機を開発している。特殊攪拌翼による改良断面を図-9.3.15 に、4 軸同時施工による改良パターンを図-9.3.16 に示す。

いずれの場合も、施工機の特性に応じ、土質条件や改良深さ、改良仕様や現地の施工条件等を慎重に検討する必要がある。

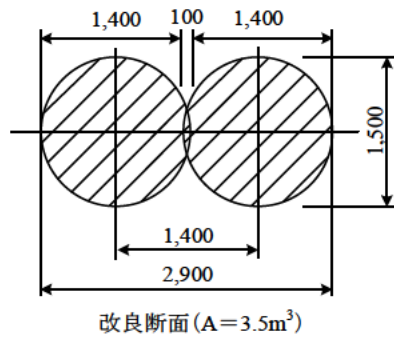


図-9.3.15 特殊攪拌翼の改良断面
($\phi 1500\text{mm} \times 2$ 軸、CDM の例、単位:mm)

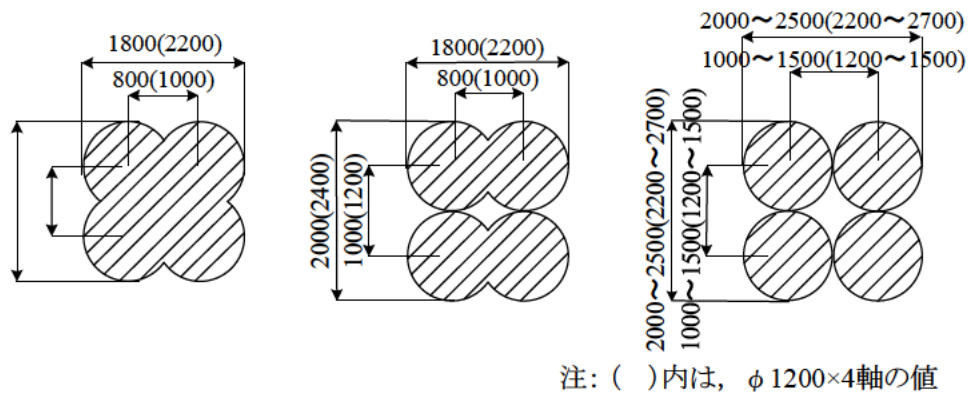


図-9.3.16 4 軸同時施工による改良パターン(CDM の例、単位:mm)

9.3.2 機械攪拌工法（粉体式）

(1) 施工方法

① 施工フロー・手順

標準的な施工フローを図-9.3.17 に示す。

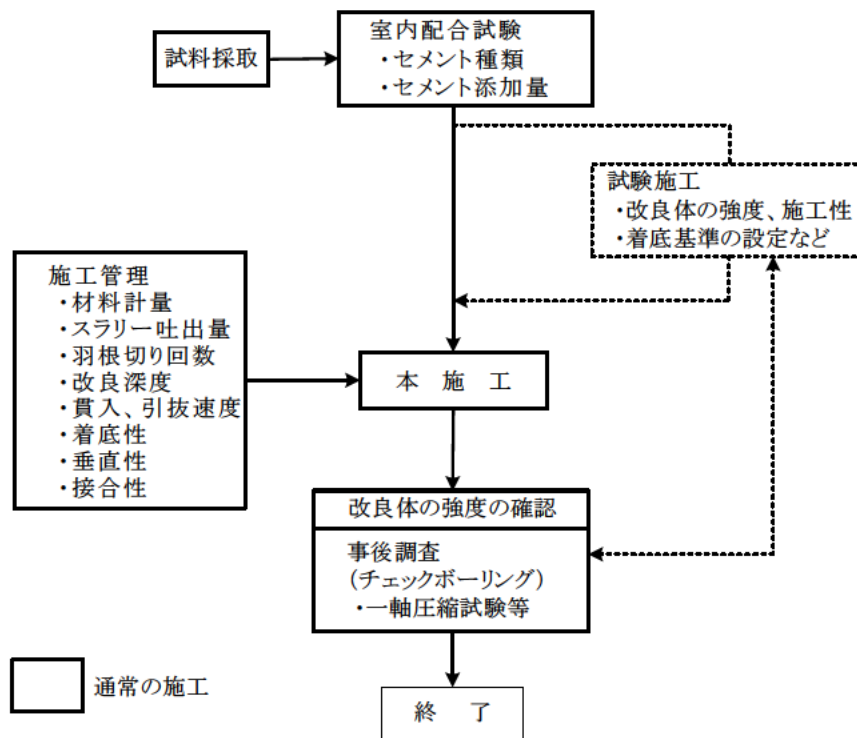


図-9.3.17 施工フロー

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-9.3.18 に施工手順を示す。

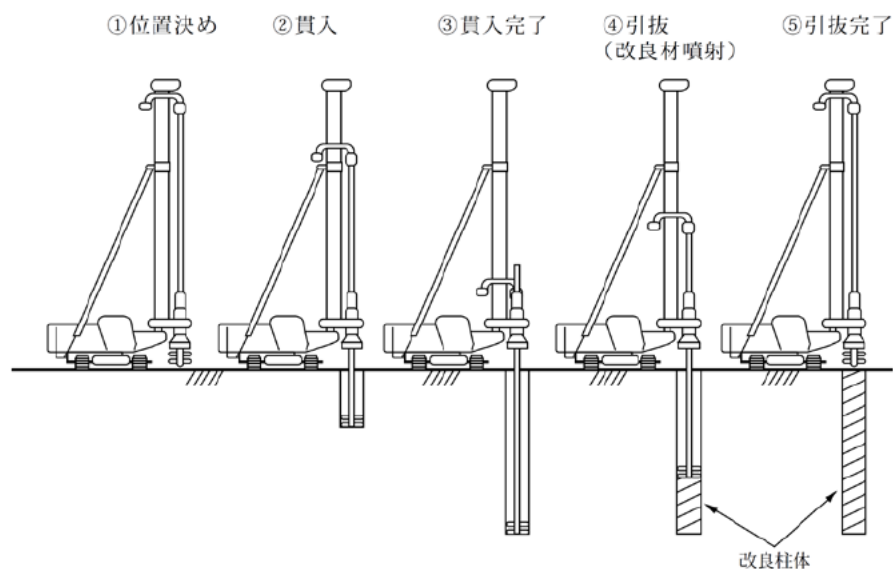


図-9.3.18 基本的な施工手順

②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。

③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。

- ・図-9.3.19 に示す掘削ビットを軸の先端に取り付ける。
- ・図-9.3.20 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体にラップして打設する時に攪拌翼の貫入が難しい場合がある。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-9.3.19 掘削ビット

図-9.3.20 超硬チップ

(2) 施工仕様

①改良深度

スラリー式と同様である。

②オーバーラップ打設

基本的には、スラリー式と同じであるが、粉体式では一般的な地盤であれば垂直性を保つための補強管は必要ない場合が多い。

③平面配置計画(格子状改良の場合)

スラリー式と同様である。

④使用材料

セメントは、普通ポルトランドセメント、高炉セメント B 種、高炉セメント C 種、セメント系固化剤の中から最適な種類を選定する。

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-9.3.2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。

⑤室内配合試験

スラリー式と同様である。

(3)施工機

表-9.3.10 に施工機の種類と組み合わせを示す。

図-9.3.21 に施工機の概念図を示す。

表-9.3.10 施工機の種類と組み合わせ

機種	DJM-1070	DJM-2070	DJM-2090	DJM-2110
軸 数	単軸	2 軸	2 軸	2 軸
最 大 施 工 深 度	20m	26m	33m	33m
処 理 機 本 体	スキッド式:24t リーダー長:26m 処理機出力 70kW(油圧)	クローラ式:70t リーダー長:26m 処理機出力 55kW×2	クローラ式:88t リーダー長:42m 処理機出力 90kW×2	クローラ式:93t リーダー長:39m 処理機出力 110kW×2
発 動 発 電 機	125kVA +60kVA	300kVA +60kVA	350kVA +60kVA	500kVA +60kVA
バ ッ ク ホ ウ	0.6m ³	0.6m ³	0.6m ³	0.6m ³
改 良 材 供 給 機	2m ³ ×1	2m ³ ×2	2m ³ ×2	3.5m ³ ×2
改 良 材 サ イ ロ	30t	30t	30t	30t
レ シ ー バ タ ン ク	4m ³ ×1	10m ³ ×1	10m ³ ×1	10m ³ ×1
空 気 圧 縮 機	10.5m ³ ×1	10.5m ³ ×2	10.5m ³ ×2	10.5m ³ ×2

*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-9.3.21 施工機概念図

(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と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-9.3.22 に施工管理項目を示す。

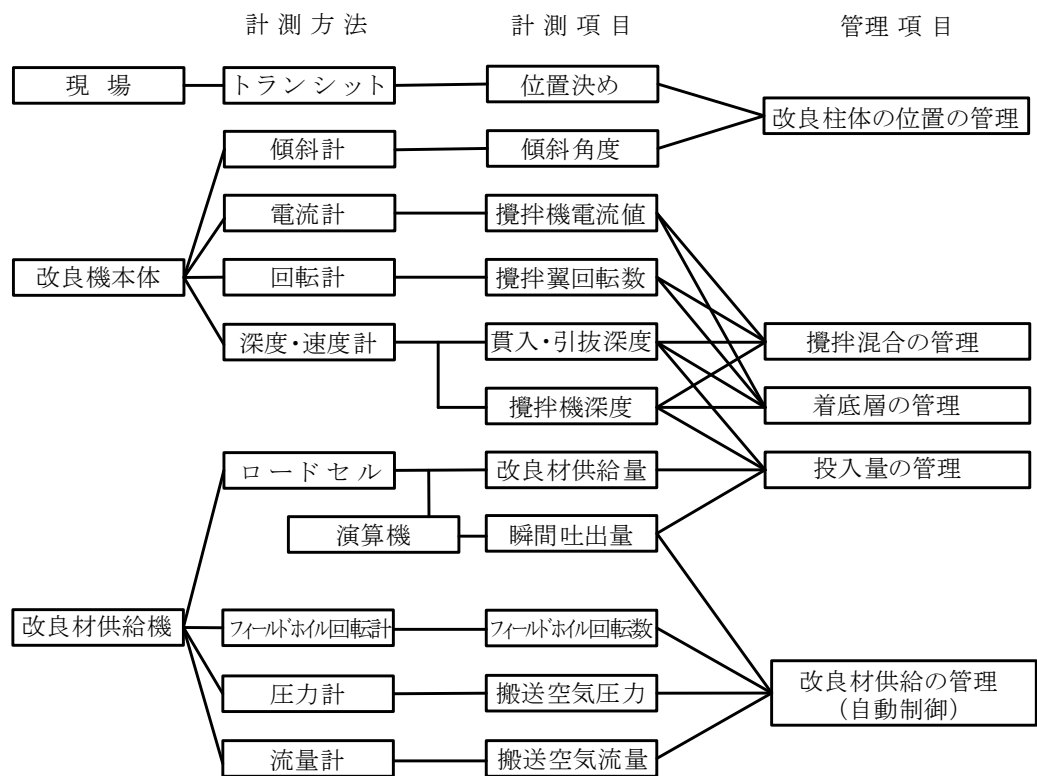


図-9.3.22 施工管理

- (5) 事後調査(チェックボーリング)
スラリー式と同様である。

9.3.3 高圧噴射攪拌工法

高圧噴射攪拌工法の原理は、先端モニター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。

高圧噴射攪拌工法は、噴射の方法によって単管工法、二重管工法、三重管工法の3つに大別される。施工仕様などのおおまかな分類の例を表-9.3.11 に示す。

(1) 施工方法

① 単管工法による施工フロー・手順

図-9.3.23 に固化材・配合水の一般的な流れをフローシートに示す。

図-9.3.24 に施工手順の例を示す。

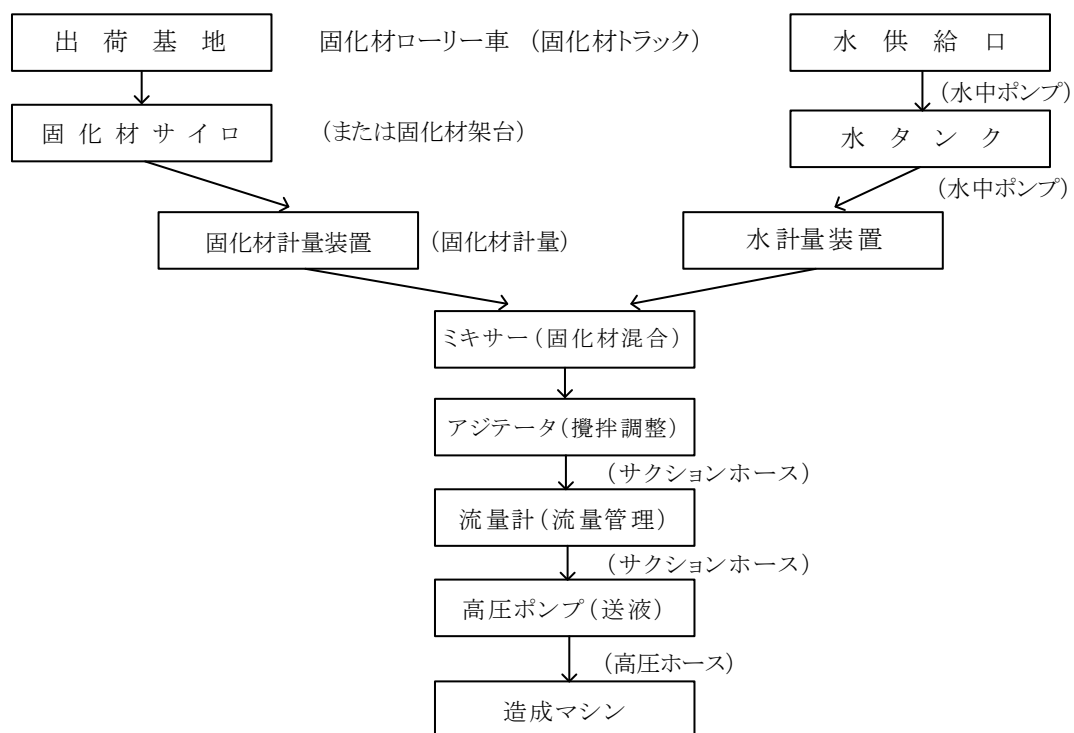


図-9.3.23 施工フローの例

表-9.3.11 高圧噴射攪拌工法の分類と適用の例

概要図	単管工法						二重管工法		二重管工法			
	攪拌翼の無い工法						攪拌翼 (φ0.6m) を併用する工法					
	CCP-L	MM	SMM	JMM	S-JMM	LDIs			CJG	S-RUP	OPT	JEP
工法名	20	20	40	20	40	40			40 (水)	40 (硬化剤)	40 (硬化剤・水)	40 (硬化剤・水)
吐出圧力(MPa)												
吐出量(l/分)	80	80	100	80	100	100			180	190	300	300
改良径	0.7m	0.8m	1.1m	1.3m	1.6m	1.6m			1.8m	2.6m	3.2m	3.7m
	0.7m	0.8m	0.9m	1.1m	1.4m	1.4m			2.0m	3.0m	3.5m	4.0m
施工機	0.3t	0.3t	0.6t	8.2t	8.5t	8.5t			2.0t	2.2t	3.0t	3.0t
改良時クレーン車	不要	不要	不要	不要	不要	不要			20t	25t	25t	25t
最小の空頭制限	≥3.0m	≥3.0m	≥3.0m	≥5.5m	≥5.5m	≥5.5m			≥4.0m	≥4.5m	≥5.0m	≥5.0m
適用地盤	粘性土	c≤30	c≤50	c≤30	c≤70	c≤70			N≤9	c≤90	c≤150	c≤70
	砂質土	N<30	N≤20	N≤10	N≤20	N≤20			N≤200	N≤100	N≤200	N<100
	腐植土	要検討	w≤1000%	w≤1000%	w≤1000%	w≤1000%			要検討	要検討	要検討	要検討
変形・隆起	大	大	大	中	中	小			極小	小	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	排泥多い	排泥少ない	排泥多い

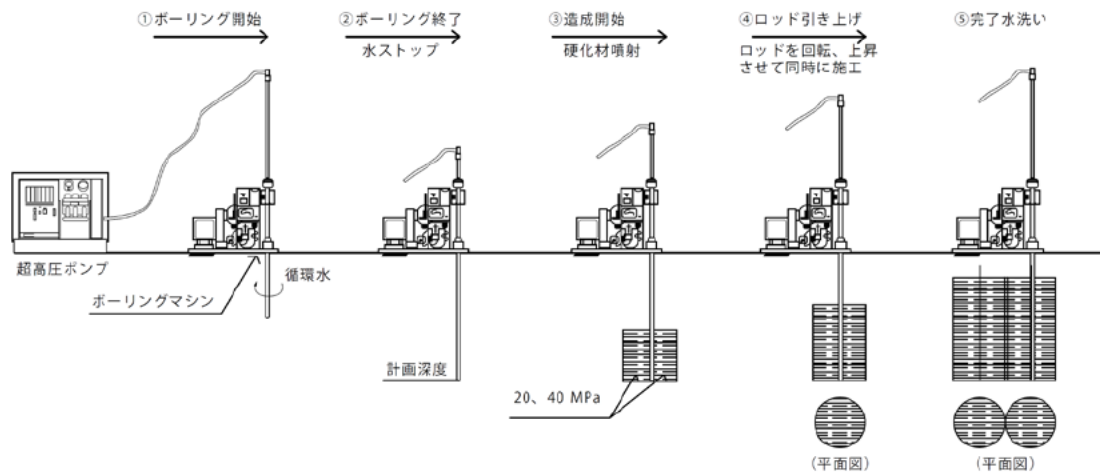


図-9.3.24 施工手順の例

②二重管工法および三重管工法による施工フロー・手順

施工フローチャートを図-9.3.25 に示す。

図-9.3.26 に二重管工法の施工手順の例を示す。また、図-9.3.27 に三重管工法の施工手順の例を示す。

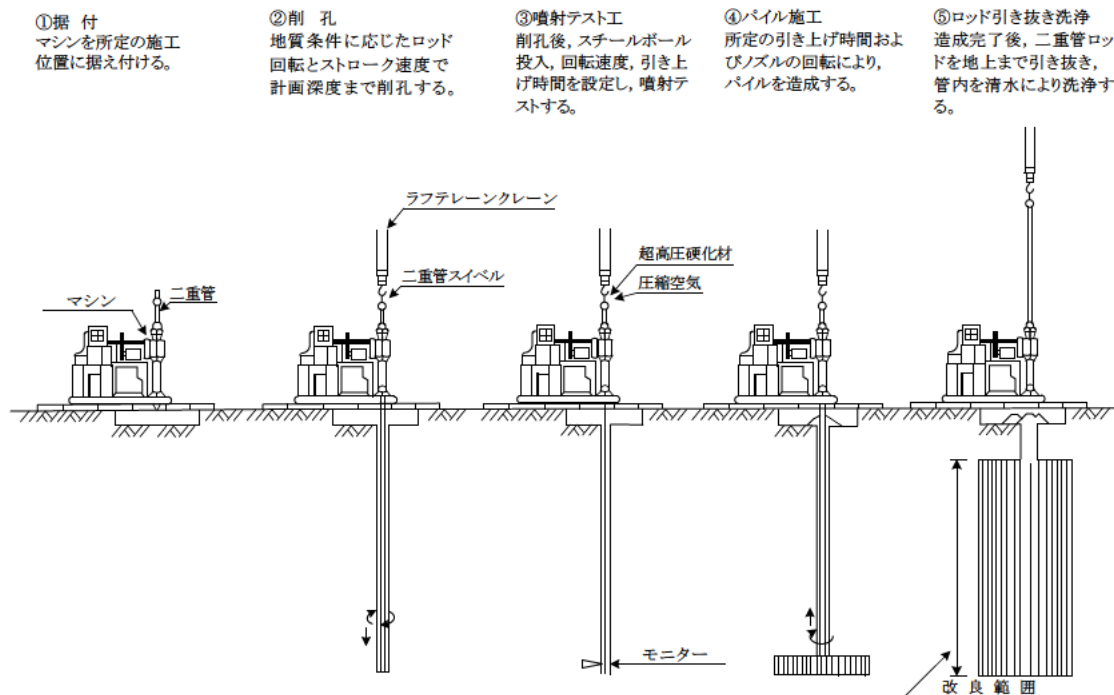


図-9.3.26 二重管工法施工順序の例

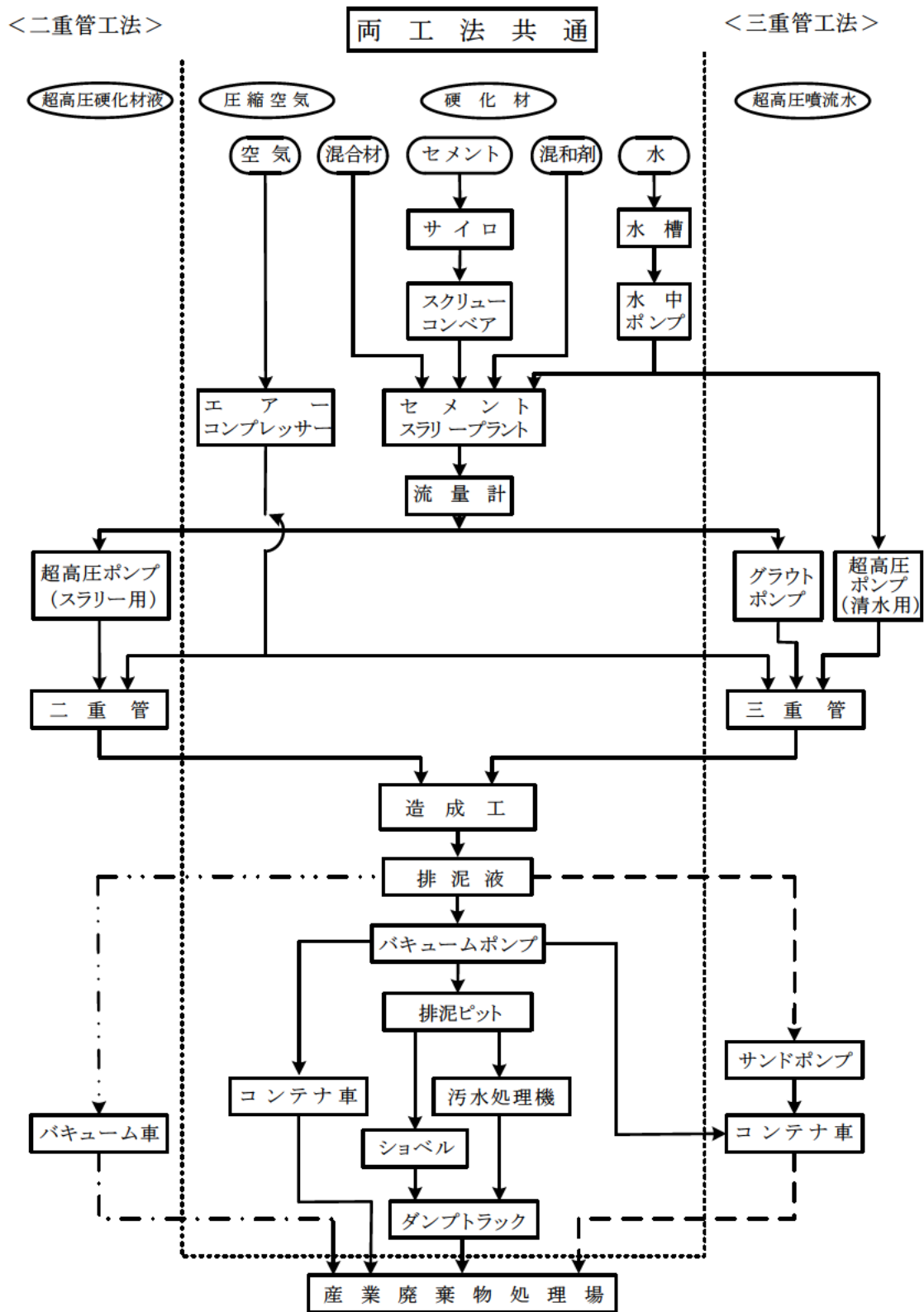


図-9.3.25 施工フローチャートの例

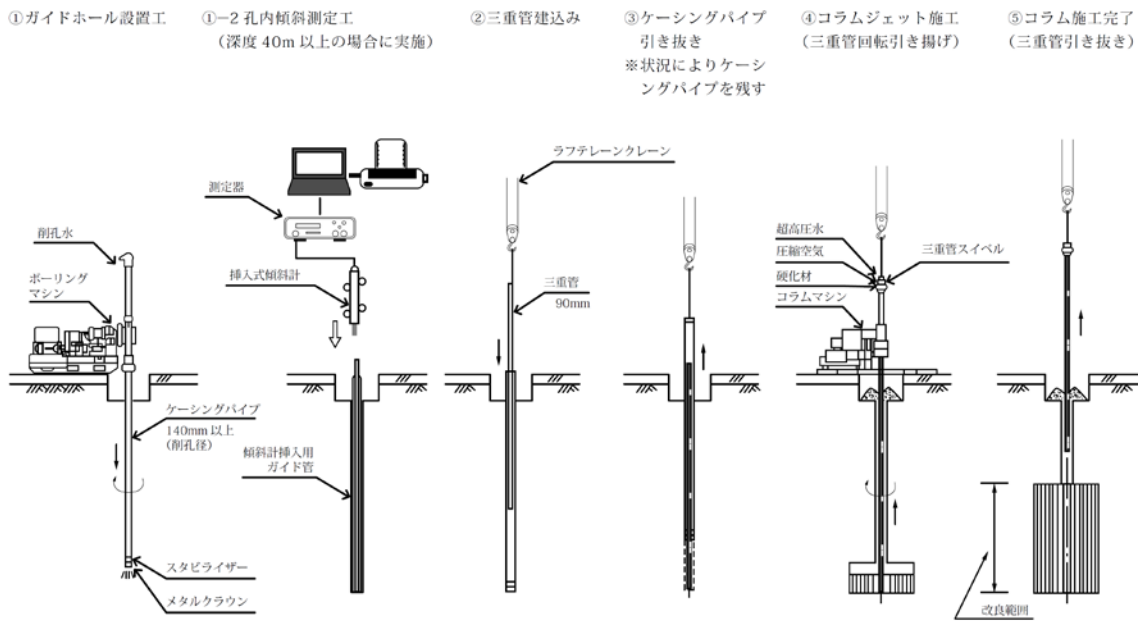


表-9.3.13 二重管工法および三重管工法の標準配合の例(1m³当たり)

使用材料	重量(kg)
普通セメント	760
混和剤	12
水	750
合計の重量	1,522

(3)施工機

① 単管工法の施工機

単管工法の施工機の例を表-9.3.14 に示す。

他工法についても基本的な組み合わせは同様であり、削孔・造成機械、作液機械、管理機械が主な構成となる。また、同工法のプラント配置例を図-9.3.28 に示す。

表-9.3.14 単管工法の施工機の例

機 械 名	仕 様	容量 (kW)	寸法 W×L×H(m)	重量(kg)
超高压ポンプ	20Mpa 80 l/分	55.0	2.2×1.5×1.3	2,500
ボーリングマシン	5.5kW 級	5.5	1.4×1.0×1.6	565
グラウトミキサー	500 l×2 槽	16.0	2.3×1.4×1.5	1,100
グラウトミキサー	500 l×1 槽	8.0	1.6×1.0×1.5	560
アジテーター	800 l～1,000 l/槽	2.2	1.0×1.0×1.0	500
固化材サイロ	30t移動型	15.0	5.0×2.5×2.5	4,500
集中プラント	ミキサー 1.0 m ³ アジテータ 1.5 m ³	14.0	—	2,800
水槽		—	3.5×10×0.5	4,500
流量計	0～120l/分	—		
水中ポンプ	φ 50mm	1.5		60

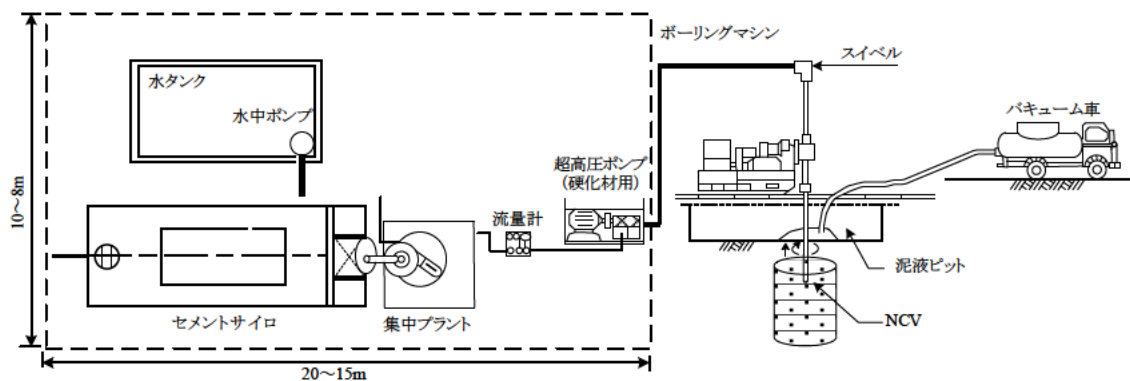


図-9.3.28 プラント配置の例

② 二重管工法および三重管工法の施工機

表-9.3.15 に二重管工法および三重管工法の施工機の例を一覧に示す。工法により組合せが若干異なるが、単管工法と同様に、削孔・造成機械、作液機械、管理機械が主な構成となる。また、図-9.3.29、図-9.3.30 に二重管工法および三重管工法の施工プラント配置の一例を示す。

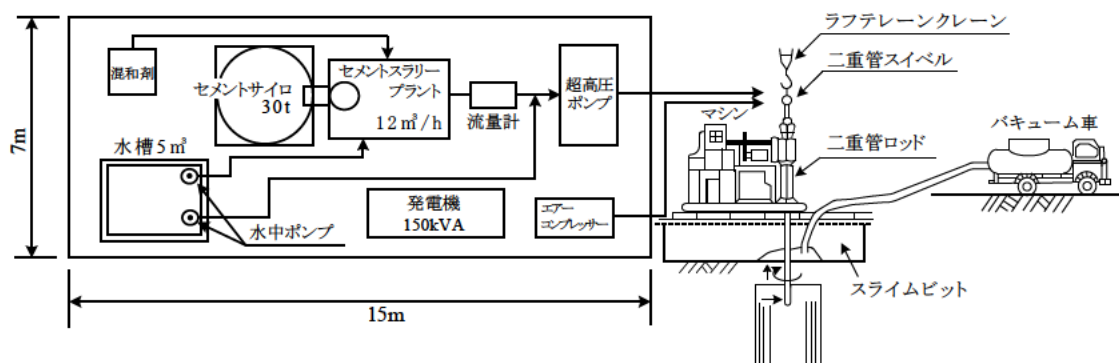


図-9.3.29 二重管工法標準施工プラント図の例

表-9.3.15 二重管工法および三重管工法の使用機械の例

機 械 名	規 格	形 状(m) 幅×長×高	重 量(kg)	動 力 (kg)	二重管	三重管
ボーリングマシン	掘進 500m	1.16×2.24×1.59	1,950	11.0	△	○
ボーリングポンプ	210ℓ/分 2.2MPa	0.72×2.35×1.12	625	11.0	△	○
二重管マシン	掘進 500m 自動引上げ式	1.60×1.80×2.33	1,500	11.0	○	
三重管マシン	5～6rpm 掘進 500m	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		△
超高压ポンプ	60ℓ/分 20MPa	1.50×2.20×1.25	2,500	55.0	○	
〃	70ℓ/分 40MPa	1.50×2.20×1.25	2,500	55.0		○
〃	100ℓ/分 40MPa	1.50×2.20×1.25	2,000	75.0		△
グラウトポンプ	200ℓ/分 5MPa	1.25×2.00×1.10	1,800	22.0		○
セメントスラリー プラント	12m³/h	2.10×2.75×2.40	2,950	5.2	○	○
〃	24m³/h	2.20×2.80×2.55	2,400	14.0		○
流 量 計	120ℓ/分	1.00×0.50×0.70	150	—	○	
〃	200ℓ/分	1.00×0.50×0.70	130	—		○
エアコンプレッサー	5Nm³/分 0.7MPa	0.98×1.87×1.08	930	(39.0)	○	○
高压コンプレッサー	18Nm³/分 1.05MPa	1.60×4.00×2.00	3,300	(140.0)		△
セメントサイロ	30t 移動型	2.60×2.60×8.51	6,500	15.0	○	○
サンドポンプ	口径 100mm 強力型		190	11.0	△	○
〃	口径 100mm 超強力型		400	22.0	△	△
バキュームポンプ	20m³/h	1.06×2.46×1.48	1,300	15.4	△	△
水中ポンプ	口径 50mm	0.21×0.42	30	1.5	○	○
水槽	5m³	1.22×3.16×1.58	1,300	—	○	○
〃	20m³	2.00×6.00×2.20	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 20t				○	○
発電機	(防音型)				○	○

○通常使用 △特殊使用

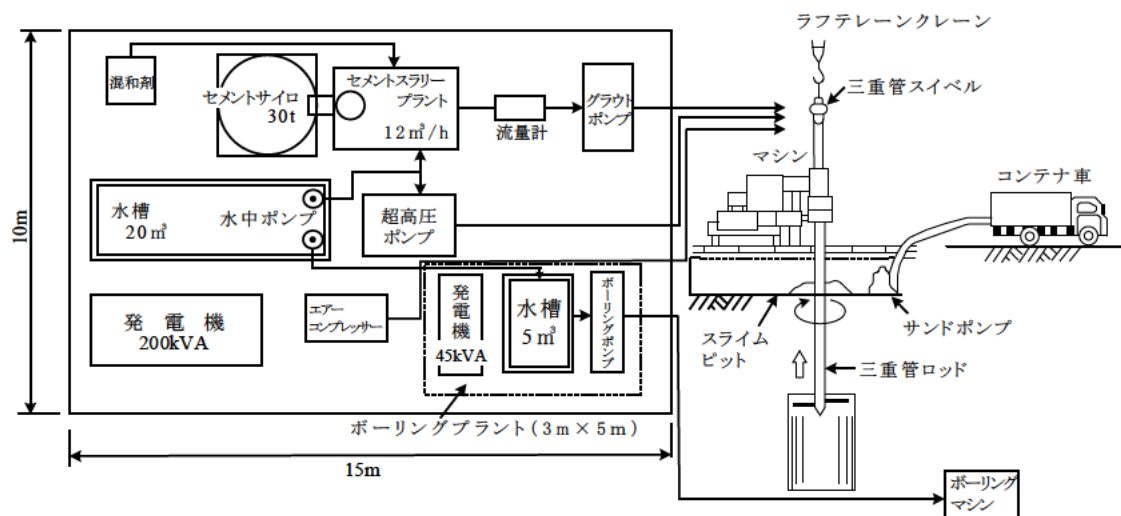


図-9.3.30 三重管工法標準施工プラント図の例

③ 施工マシン

施工マシンには、重量が0.5～3.0t程度のボーリングマシンを用いる。施工時の空頭制限は使用するマシンによって異なるが、3.0～5.5m程度である。空頭制限の条件では、標準の施工にてクレーンを用いる工法については別途検討が必要である。

④ 施工管理

① 固化材管理

固化材はセメント系のものが一般的である。その管理は、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管理する。また、材料の使用量については日々の作液バッチ数をもとに確認し、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

施工深度は、施工基面（機械設置位置の高さ）を基準として、所定の計画深度を決定し、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

最近の造成機械は、ロッド回転数や引き上げ時間の設定が自動化されているものがほとんどであり、これにより管理を行う。ただし、ロッド回転数および引き上げ速度は、適時ストップウォッチ等にて確認を行う。

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-9.3.16、表-9.3.17 に単管工法、二重管工法、三重管工法の施工管理表の例を示す。

表-9.3.16 単管工法の施工管理表の例

施 工 管 理 フ ロ ー チャ ー ト						
プ ラ ン ト 側 施 工 管 理			現 場 側 施 工 管 理			
管 理 項 目	管 理 方 法	管 理 基 準	管 理 項 目	管 理 方 法	管 理 基 準	
材 料 受 払	○搬入材料、伝票の 確認	○搬入材、使用 材、残材料等 の数量チェック	○材料ミルシート 写真撮影、納品 伝票類	○材料位置精度の確認 ○埋設物の確認	○事前に地表マーキング ○マーキング	○左右前後に±2cm以内
	○残材数量等の確認		○材料集計	○垂直精度の確認	○水準計、スラントルール等による 観測	○下げ掘り左右前後±0.5° 以内
材 料 配 合	○標準配合・現場配 合の確認	○混合配合材の チェック	○マッドバランス (1回/日)	○削孔深度の確認	○ロッド数等の準備、確認 ○削孔状況からの異常観察記録	○設計値以上
	○混合材料の軽量確 認	○ミキサー内の 硬化材チェック		○標準噴射条件 ●所要回転速度 ●圧力・流量	●ストップウォッチ ●圧力計・流量計 ●スライム排出状況の確認	●10rpm ～20rpm ●20MPa、40MPa ●35ℓ/分、80ℓ/分、100ℓ/分 ●常時・噴泥、許可車両、処分他
ボ ン プ 類 運 転 操 作	○ポンプ操作の監視	○作動状況の チェック		○所要造成条件の確認	○土質状況に応じた回転数 ○設定条件の引上げ	○設計値
	●圧力の確認 ●単位吐出量の確認 ●その他プラント内 異常の監視	●圧力計 ●流量計 ●作動状況異常 音のチェック	●20MPa、 40MPa、 35ℓ/分、 80ℓ/分、 100ℓ/分 ●常時	○造成位置周辺等の 視察	○造成中のスライム排出状況 ○造成中の逸泥及び異常等の観察 ○施工中の動態観測 ○第三者に対する安全確認	○近接構造物等変位
排 泥 処 理 作 業	○ポンプ操作の監視	○作動状況の チェック		○造成深度確認	○ロッド長のチェック (残尺チェック) ○造成深度確認	○設計値以上
	○排泥液処理の確認	○産廃業者の運 搬及び許可書 等のチェック	○その都度	○未改良部の処理	○ロッド引抜き孔の硬化材充填確認	
	○運搬経路等の 追跡調査			○専用器具、機械の 点検確認	○管内残留硬化材の洗浄チェック ○噴射ノズル摩擦チェック ○ロッド・スライベル・ホース等の系 統確認	
				○現場清掃	○残材、残泥排水等の処理点検	

(5) 品質管理

① 室内配合試験(六価クロム溶出試験)

六価クロム溶出試験については機械攪拌工法と同様とする。

なお、単管工法のうち単管の先端に攪拌翼(直径 0.6m 程度)を装着した機械攪拌併用高圧噴射攪拌工法については、事前に固化材と現地試料にて供試体を作製し、一軸圧縮試験を実施し、その結果より適正な固化材混入量を決定する工法もみられる。

②施工管理項目

「関東地方整備局土木工事施工管理基準及び規格値」(平成 27 年 4 月)の固結工の記述等を参考に、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。おおよその管理基準の例を表-9.3.18 に示す。

表-9.3.17 二重管工法および三重管工法の施工管理表の例

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 ←→ 三重管 杭芯出し	位 置	±10cm以内	スケール（マーキング）	各 孔
	埋 設 物	管理者立会	目 視（マーキング）	—
← GH配置	削 孔 角 度	±0.5°以内	水準計，スラントルール	各 孔
	〃 深 度	設計値以上	ケーシング長・テープ	〃
← 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	±0.5°以内	水準計，スラントルール	各 孔
	〃 深 度	設計値以上	ロッド長・テープ	〃
噴射テスト	回 転 数	二重管 10rpm以内 三重管 6rpm以内	ストップウォッチ	各 孔
	引 上 時 間	設 計 値	〃	〃
← 超高压水	圧 力	35MPa以上	圧 力 計	常 時
	流 量	70ℓ/分		
圧縮空気	圧 力	0.6～0.7MPa	圧 力 計	常 時
	流 量	1.5Nm³/分以上		
硬化材	配 合	比重±0.05以内	比 重 計	1回/日
	圧 力	二重管 18MPa以上 三重管 2MPa以上	圧 力 計	常 時
	流 量	二重管 60ℓ/分以上 三重管	流 量 計	
		140,180ℓ/分以上		
回転引上	回 転 数	二重管 10rpm以内 三重管 6rpm以内	ストップウォッチ	各 孔
	引 上 時 間	設 定 値	〃	〃
排泥処理	スライム状況	常時噴泥	目 視	常 時
	処 分 地	許可車輛・処分地	許 可 証	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
 三重管

表-9.3.18 管理基準の例

管理項目	基 準	備 考
改良径	100 本に1ヶ所。100 本以下は 2 ヶ所測定。1 ヶ所に 4 本測定。	試掘可能な深さと条件
コア採取	改良体 500 本未満は 3 本、500 本以上は 250 本増えるごとに 1 本追加する。試験は 1 本の改良体について、上、中、下それぞれ 1 回、計 3 回とする。ただし、1 本の改良体で設計強度を変えている場合は、各設計強度毎に 3 回とする。	短期材令、低改良強度に留意すること
改良強度		成形等を行う 採取コアを用いる

※現場の条件、規模等により上記によりがたい場合は監督職員の指示による。

9.3.4 注入工法

注入工法には、地下工事等での補助的な遮水目的に用いられる工法から貯水ダムの基礎処理に用いられる工法ならびに液状化対策に特化した大型の浸透改良の工法まで様々ある。おおまかな区分の例を表-9.3.19に示す。

表-9.3.19 注入工法のおおまかな区分の例

工法名	二重管ストレーナー工法	二重管ダブルバックー工法	ステージグラウチング工法	液状化対策に特化した工法
概要図				
主な目的	仮設の遮水	仮設の遮水～本設	貯水ダムの基礎処理	液状化対策
主な対象土質	ゆるい砂質土	ゆるい砂質土～風化岩	岩盤の亀裂	ゆるい砂質土、砂礫
使用材料	水ガラス系	水ガラス系、セメント系	セメント	特殊シリカ系
液状化対策への適用性	適用は難しい	適用は可能である	適用は難しい	適用は可能である
備考	地下工事の補助工法として利用される工法である。本設目的での適用はあまり見られない。	仮設目的から本設目的まで幅広く利用が可能である。なお、攪拌系の固結工法の設計計算法を適用することは難しいと思われる。	岩盤を対象とし、ダムやトンネルで利用される。施工には、削孔時の孔壁の自立が必要で、堆積地盤への適用は難しい。	液状化対策に特化した工法である。なお、他の固結工法とは別に独自の設計方法があり、適用には留意が必要である。

(1)施工方法

注入工法の施工は、一般に図-9.3.31のようなフローに従って実施される。

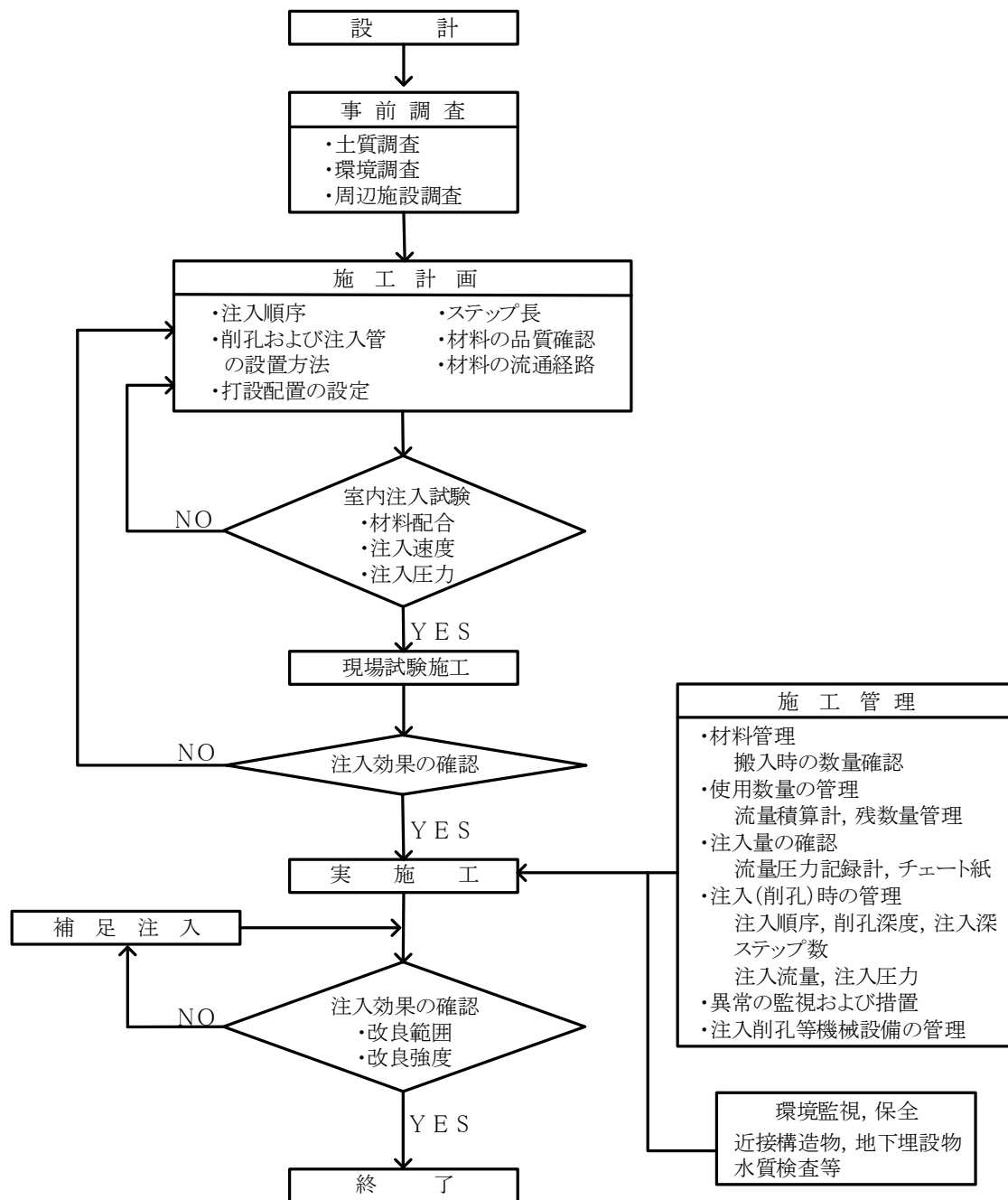


図-9.3.31 施工フローチャートの例

二重管ダブルパッカー方式の施工手順の例を図-9.3.32 に、浸透固化処理工法の施工手順の例を図-9.3.33 に示す。これらは、ゲル化(硬化)時間の長い注入材による浸透注入を行う工法である。

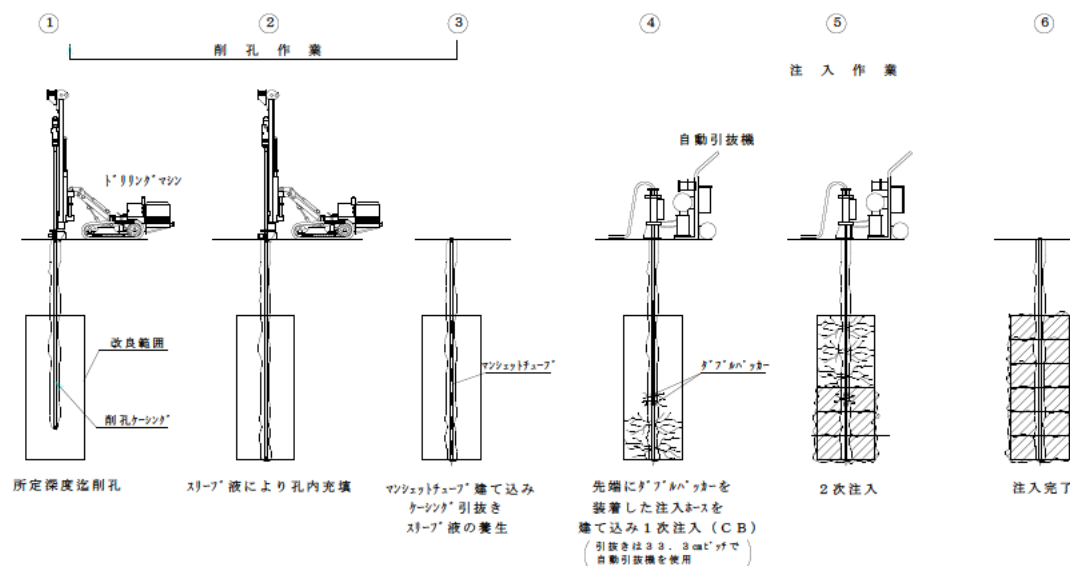


図-9.3.32 二重管ダブルパッカー工法による施工手順の例

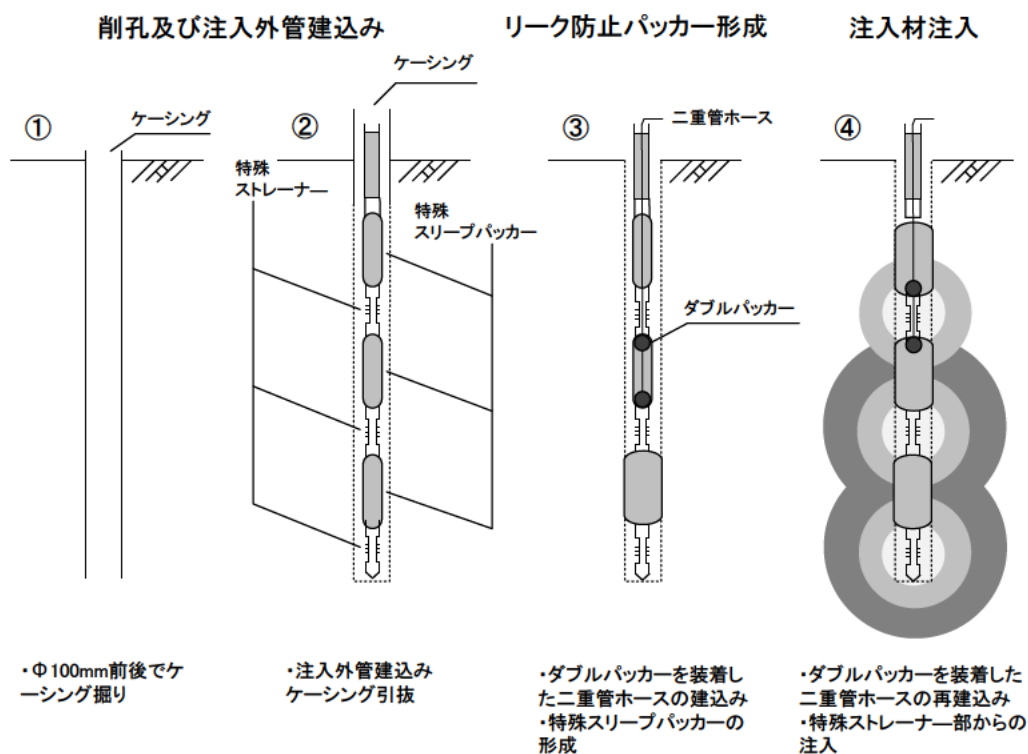


図-9.3.33 浸透固化処理工法による施工手順の例

(2) 施工仕様

① 使用材料

砂質土や礫質土の間隙への浸透を行う工法であるため、浸透が可能か否かの判断が大切である。一般には下記のような適用が行われる。

- ・二重管ダブルパッカー工法 : 超微粒子セメントまたは特殊シリカ系とする
- ・浸透固化処理工法などの工法 : 溶液型特殊シリカ系注入材とする

② 適用地盤

砂質土や礫質土の間隙への浸透の判断は、土の細粒分含有率(FC)をもとに判断する。粘土分やシルト分は浸透を阻害するため、これらが多い土質では適用が困難となる。

- ・二重管ダブルパッカー工法で超微粒子セメントを用いる場合
: 細粒分含有率 $FC \leq 10\%$ 以下
- ・溶液型特殊シリカ系注入材を用いる場合 : 細粒分含有率 $FC \leq 40\%$ 以下

③ 注入孔間隔

注入孔間隔は、これまでの実績や実験などから経験的に得られた数値によっている。下記は目安であり、可能であれば現場での試験施工などにて確認が望ましい。

- ・二重管ダブルパッカー工法 : 注入孔間隔 1.0～1.5m 程度
- ・浸透固化処理工法などの工法 : 注入孔間隔 2.0m 程度

④ 改良率

溶液型注入材料を用いた既往の実験では、改良率 70% 以上にて液状化しない結果が得られている。しかし、注入圧力による砂質土の間隙への浸透注入改良であり、改良施工後も対象地盤の変化や不均一さが受け継がれている。原地盤を強制的に攪拌混合する工法とは工法原理が大きく異なっており、一様な連続体との評価は難しい。このことを考慮して、改良率は 100% を基本とする。

(3) 施工機

二重管ダブルパッカー方式において、削孔に使用する機械構成の例を表-9.3.20 に、注入に使用する機械構成の例を表-9.3.21 に示す。

表-9.3.20 削孔使用機械構成の例

名 称	仕 様	備 考
ドリリングマシン(クローラ式)	100PS	自走が可能な場合
ドリリングマシン(スキッド式)	55kW	足場上など
ボーリングマシン	油圧式	狹隘や空頭制限の場合
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	5m ³	

表-9.3.21 注入使用標準機械構成の例

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	超微粒子セメントの場合
ミキシングプラント	5,000 ℓ	特殊シリカ系材料の場合
電磁流量計	0～60ℓ/min	注入量測定
パッカー加圧ポンプ	1.4MPa	注入パッカー加圧用
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	ホースプラー作動用
送水ポンプ	100ℓ/min	注入管水洗い用
水タンク	5m ³	

二重管ダブルパッカー工法に使用する削孔工と注入工の施工機の例を図-9.3.34 および図-9.3.35 に示す。

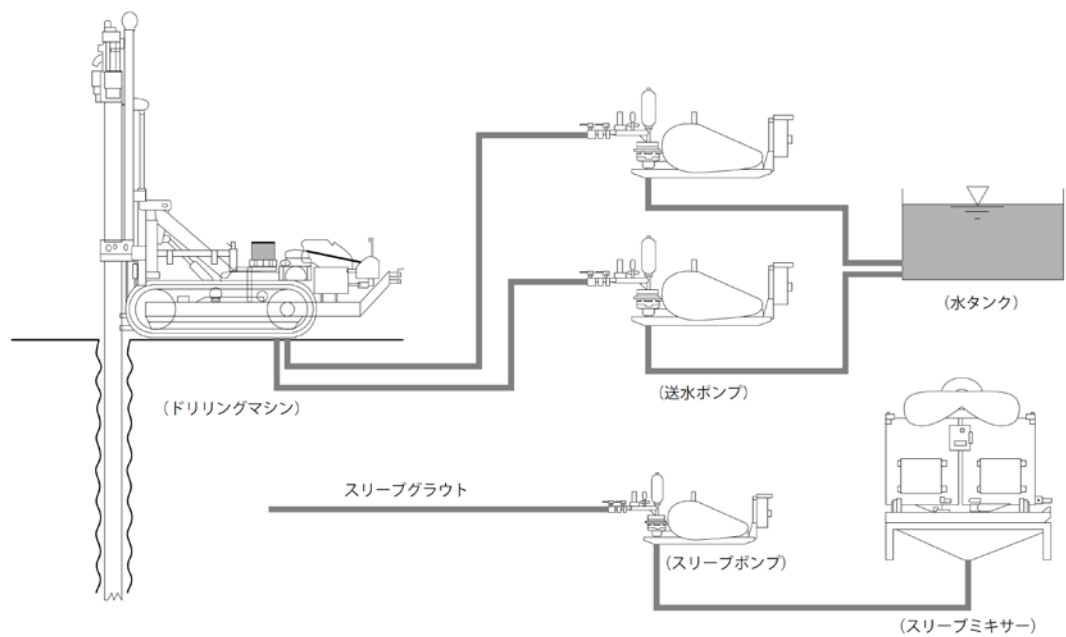


図-9.3.34 削孔工施工機の例

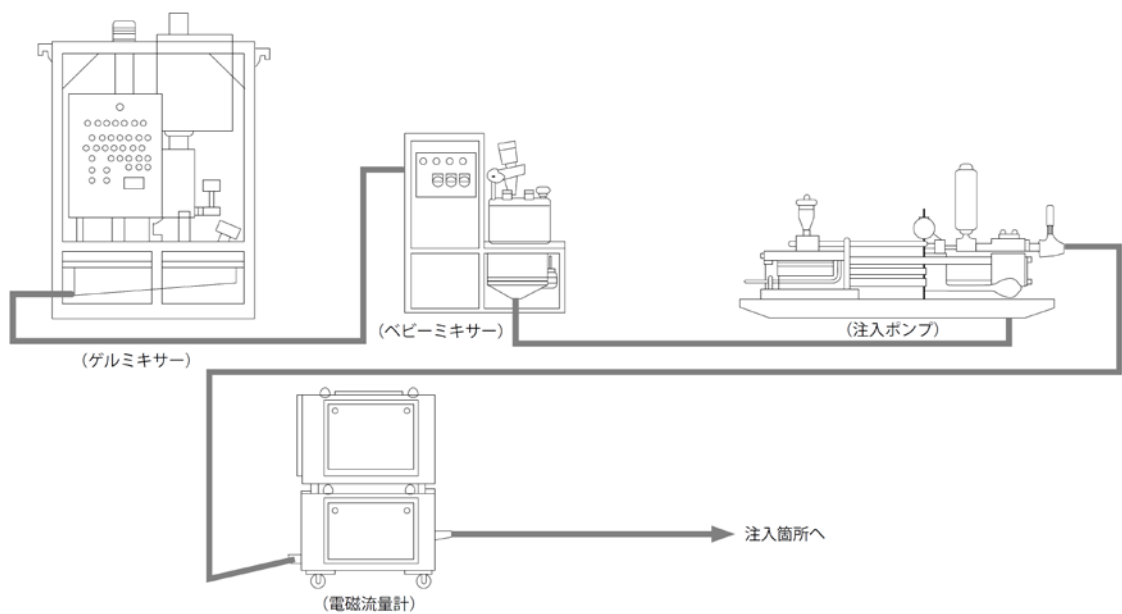


図-9.3.35 注入工施工機の例

(4) 施工管理

① 適用する指針基準類

液状化対策目的の注入工法の位置づけは薬液注入工法と少し異なるが、施工の管理を行うにあたっては「薬液注入工法による建設工事の施工に関する暫定指針」(昭和 49 年 7 月 10

日建設省官技発第 160 号)ならびに「薬液注入工事に係わる施工管理等について」(平成 2 年 9 月 18 日建設省大臣官房技術調査室長通達)を参考とする。

② 施工中の管理

注入効果に大きな影響を及ぼす注入孔間隔、注入順序、注入圧力、注入材の品質については、十分な管理を行う必要がある。

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 注入効果の確認

攪拌工法の改良土とは異なり、チェックボーリングによる良好なコアサンプリングが難しい工法である。また、注入工法が採用に至る条件のひとつに鉛直方向の削孔が困難な場合があり、このような現場では鉛直方向のチェックボーリングが困難である。

改良後のサンプリングコアを用いた一軸圧縮強度試験結果を効果確認の基本とするが、これが困難な場合には、削孔による判定試験や未対策地盤との成分差による判定などを行い確認する。

チェックボーリングの本数などは「関東地方整備局土木工事施工管理基準及び規格値」(平成 27 年 4 月)の固結工の記述等を参考とし、監督職員と十分に協議の上で管理する必要がある。

9.4 鋼材を用いた対策工法

9.4.1 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のり尻などに打ち込み、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。

- ・施工機が簡易であり、工期も短い。
- ・施工条件に応じた施工機、施工法を選択することにより、環境に配慮した低振動・低騒音での施工、また、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。
- ・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。

(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。

・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起振力を鋼矢板、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。

・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留意点を以下に示す。

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) 導枠工

正確な打ち込み位置の確保と施工時の安定性の確保のために設ける。



図-9.4.1 導枠工の例

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。バイブロハンマによる振動工法および圧入機による圧入工法では1枚打ちが普通である。2枚打ちはハンマ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。

(2)施工仕様

・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、鋼材の型式・長さなどを考慮する必要がある。電動バイブロハンマを用いた場合の打ち込み長さを表-9.4.1に、油圧式バイブロハンマを用いた場合の打ち込み長さを表-9.4.2に、油圧圧入機を用いた場合の地盤の最大N値と打ち込み長さの関係を表-9.4.3に示す。

表-9.4.1 鋼矢板の打ち込み長さ(電動バイブロハンマ)

鋼矢板種類		普通					広幅			広幅(ハット形)	
鋼矢板型式		IA型	II型	III型	IV型	V _L 型	II _w 型	III _w 型	IV _w 型	10H型	25H型
打込長 (m)	バイブロハンマ 単独施工	6以下	15以下	19以下	25以下	25以下	15以下	19以下	25以下	15以下	19以下
	ウォータージェット 併用施工	-	15以下	19以下	25以下	25以下	15以下	19以下	25以下	19以下	25以下

表-9.4.2 鋼矢板の打ち込み長さ(油圧式バイブロハンマ)

鋼矢板種類		普通					広幅			広幅(ハット形)	
鋼矢板型式		IA型	II型	III型	IV型	V _L 型	II _w 型	III _w 型	IV _w 型	10H型	25H型
打込長 (m)	バイブロハンマ 単独施工	-	15以下	19以下	25以下	25以下	15以下	19以下	25以下	15以下	19以下
	ウォータージェット 併用施工	-	15以下	19以下	25以下	25以下	15以下	19以下	25以下	19以下	25以下

表-9.4.3 鋼矢板の打ち込み長さと最大 N 値の関係 (油圧圧入機)

鋼矢板種類		普通					広幅			広幅(ハット形)	
鋼矢板型式		IA型	II型	III型	IV型	V _L 型	II _W 型	III _W 型	IV _W 型	10H型	25H型
打込長 (m)	$N_{\max} \leq 25$	10以下	15以下	20以下	25以下	25以下	12以下	25以下	25以下	12以下	25以下
	$N_{\max} \leq 50$	12以下	18以下	20以下	25以下	25以下	14以下	25以下	25以下	14以下	25以下
	$N_{\max} \leq 180$	10以下	15以下	20以下	25以下	25以下	12以下	25以下	25以下	12以下	25以下

・使用材料

a) 鋼矢板

使用する鋼矢板は、JIS A 5523 に準拠するものとし、機械的性質および化学成分は表-9.4.4、表-9.4.5 のとおりである。

表-9.4.4 鋼矢板の機械的性質

規格 記号	引張 強さ N/mm ²	降伏点 N/mm ²	試験片	伸び %	シャルピー吸収エネルギー (J)				試験片 および 試験片 採取方向
					試験 温度 (℃)	標準 試験片	サブサイズ試験片		
							10×10mm	10×7.5mm	
SYW295	450 以上	295 以上	1A 号	18 以上	0	43 以上	32 以上	22 以上	V ノッチ 圧延方向
			14B 号	24 以上					
SYW390	490 以上	390 以上	1A 号	16 以上					
			14B 号	20 以上					

表-9.4.5 鋼矢板の化学成分

規格記号	化学成分 (%)						炭素当量 (%)
	C	Si	Mn	P	S	N	Ceq.
SYW295	0.18 以下	0.55 以下	1.50 以下	0.04 以下	0.04 以下	0.0060 以下	0.4 以下
SYW390							0.45 以下

b) 鋼管杭および鋼管矢板

使用する鋼管杭は、JIS A 5525、鋼管矢板は、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表-9.4.6、表-9.4.7 のとおりである。

表-9.4.6 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
SKK400, SKY400	400 以上	235 以上	18 以上	400 以上	1/3 D
SKK490, SKY490	490 以上	315 以上	18 以上	490 以上	1/8 D

表-9.4.7 化学成分(単位%)

種類の記号	C	Si	Mn	P	S
SKK400, SKY400	0.25 以下	—	—	0.040 以下	0.040 以下
SKK490, SKY490	0.18 以下	0.55 以下	1.65 以下	0.035 以下	0.035 以下

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。

(3) 施工機

・主要機械の仕様

表-9.4.8、表-9.4.9 にそれぞれ振動工法、圧入工法の機械の組合せを示す。

図-9.4.2、図-9.4.3 にそれぞれ振動工法、圧入工法の施工概念図を示す。

表-9.4.8 振動工法の機械の組合せ

パイプロハンマ規格 ベースマシン機種	電動式 パイプロハンマ				油圧式 パイプロハンマ
	45kW	60kW	90kW	120kW	235kW
クローラークレーン(機械式)	40t 吊	50～55t 吊		70t 吊	50～55t 吊
テレスコピッククローラークレーン(油圧式)	－				50～55t 吊
ラフテレーンクレーン(油圧式)	25t 吊				
発動発電機	150kVA	200kVA	300kVA	400kVA	－

(注)1.ラフテレーンクレーンは、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.電気溶接機が必要な場合、別途計上する。

3.油圧式パイプロハンマによる引抜きの場合のクローラークレーンは、55t 吊を使用する。

表-9.4.9 圧入工法の機械の組合せ

作業の種類 機械	圧入 ($N_{\max} \leq 25$)	圧入 ($N_{\max} \leq 50$)	圧入 ($N_{\max} \leq 180$)	備考
ラフテレーンクレーン	油圧伸縮ジブ型 25t 吊		油圧伸縮ジブ型 50t 吊	陸上施工時
杭打ち用ウォータージェット	—	14.7MPa 325ℓ/min	—	—
クレーン付台船	クローラークレーン 35～40t 吊 台船 300t 積		—	水上施工時
引 船	鋼製 100PS 型		—	

(注) 1. 圧入は($N_{\max} \leq 50$)は、杭打ち用ウォータージェットを使用する場合に適用する。

2. ラフテレーンクレーンは、賃料とする。

3. 水上施工の場合の注意事項

- ・潜水土船を必要に応じ計上する。
- ・クレーン付台船には、圧入($N_{\max} \leq 25$)時は圧入機、パワーユニット、電気溶接機および鋼矢板を搭載するものとし、鋼矢板の搭載重量は 230t、圧入($N_{\max} \leq 50$)時は杭打ち用ウォータージェット、水槽も搭載するものとし、鋼矢板の搭載重量は 210t 以下とする。

4. 現場条件により表-9.4.9 により難しい場合は、現場条件に適した規格を選定する。

5. 杭打ち用ウォータージェット使用時に濁水処理が必要な場合は、別途計上する。

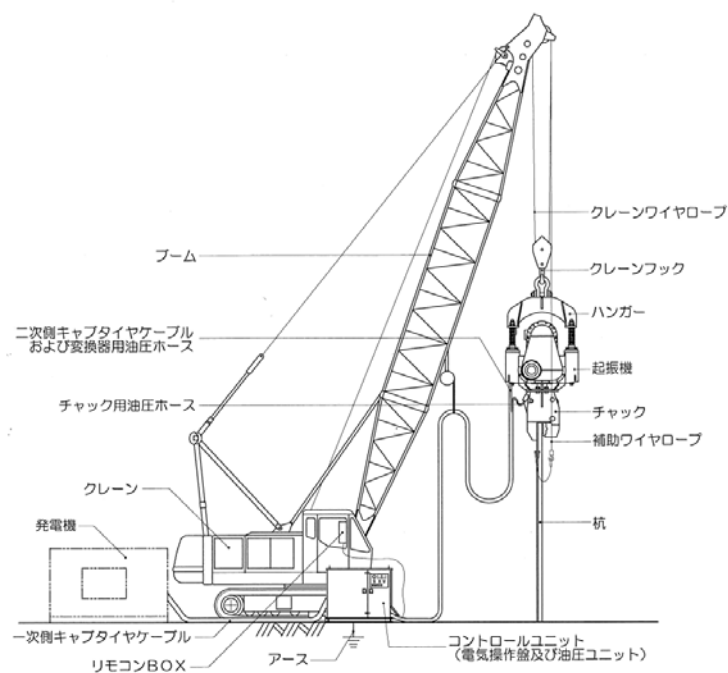


図-9.4.2 振動工法の施工概念図

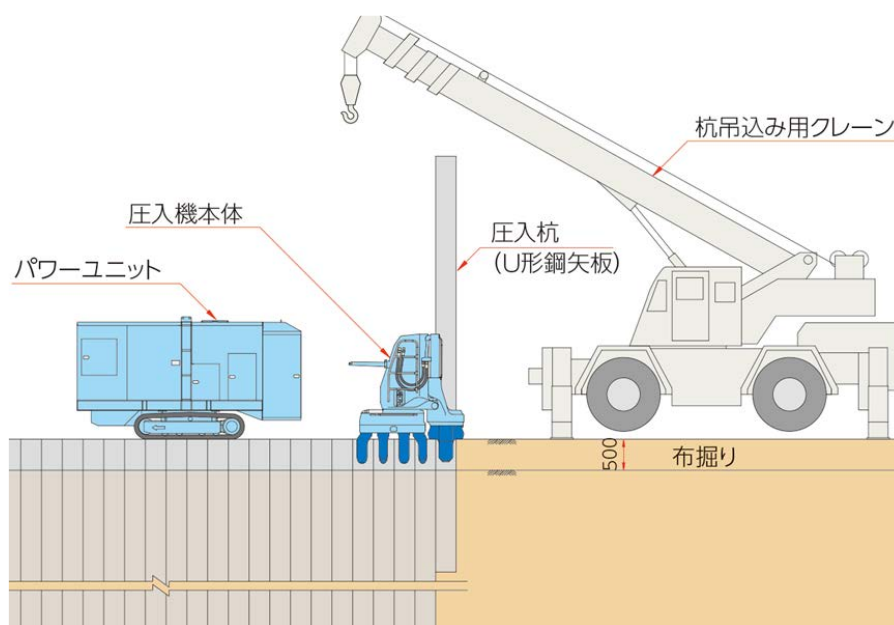


図-9.4.3 圧入工法の施工概念図

表-9.4.10(a)、表-9.4.10(b)に代表的なバイブロハンマの種類(鋼矢板用)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。普通型バイブロハンマに加え、低振動、低騒音に対応したもの、空頭制限がある場合の施工に対応した機種などがある。

例えば、空頭制限が、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、空頭制限に応じて鋼矢板を短く切断し、溶接によって継ぎ足しながら打ち込むことが必要となる。

表-9.4.10(c)に代表的な油圧圧入機の種類(鋼矢板用)を示す。圧入工法は、騒音・振動の心配が少なく、狭い場所での施工、近接施工、空頭制限がある場合の施工に適用可能である。

例えば、近接施工では既設構造物との離れが 0.5～0.6m 程度まで施工可能な機種、空頭制限が 1.5m 程度まで施工可能な機種などがある。ただし、空頭制限がある場合は、振動工法と同様、鋼矢板の継ぎ足しが必要となる。

表-9.4.10(a) バイブロハンマ(電動式)の種類⁷⁾

モータ 定格出力	偏心 モーメント (kg・m)	周波数 (Hz)	起振力 (kN)	空運転時の 振幅 (mm)	寸法			本体 質量 (kg)	振動部 質量 (kg)	備考
					全高 (m)	全幅 (m)	全奥行 (m)			
40～50 kW級	22 0	18 3	292 0	7 1	3 09	1 26	0 99	3,690	3,100	標準チャック
	0 0 ～ 21 0	20 0	0 0 ～ 331 3	0 0 ～ 6 6	3 01	1 52	0 97	4,000	3,200	標準チャック
				0 0 ～ 3 8	3 60	2 40	0 97	6,260	5,460	鋼管チャック
	26 0	18 3	345 0	7 5	3 14	1 34	1 02	4,000	3,470	標準チャック
60kW級	0 0 ～ 36 0	18 3	0 0 ～ 447 6	0 0 ～ 7 0	3 52	1 71	1 18	6,300	5,145	標準チャック
				0 0 ～ 5 5	3 85	2 47	1 18	7,800	6,545	鋼管チャック
	30 0 ～ 43 0	18 3	377 0 ～ 465 0	30 0 ～ 10 0	3 50	1 48	1 08	5,020	4,300	標準チャック
	0 0 ～ 36 0	18 3	0 0 ～ 475 5	0 0 ～ 7 6	3 31	1 65	1 27	5,670	4,740	標準チャック
				0 0 ～ 5 2	3 76	2 40	1 27	7,820	6,890	鋼管チャック
90kW級	0 0 ～ 41 0	18 3	0 0 ～ 547 2	0 0 ～ 6 4	3 75	1 80	1 26	7,600	6,400	標準チャック
				0 0 ～ 5 1	3 97	2 47	1 27	9,300	8,000	鋼管チャック
	41 0 ～ 55 0	18 3	544 0 ～ 731 0	41 0 ～ 9 0	3 88	1 61	1 18	6,900	6,110	標準チャック
	0 0 ～ 43 0	18 3	0 0 ～ 567 9	0 0 ～ 7 2	3 62	1 77	1 31	7,140	6,000	標準チャック
				0 0 ～ 5 1	3 82	2 40	1 31	8,850	7,710	鋼管チャック
120kW級	0 0 ～ 65 0	16 3	0 0 ～ 681 1	0 0 ～ 8 2	3 98	1 97	1 41	9,800	7,950	標準チャック
				0 0 ～ 6 4	4 14	2 40	1 41	12,120	10,270	鋼管チャック

表-9.4.10(b) バイブロハンマ(油圧式)の種類⁷⁾

エンジン 出力 (kW)	周波数 (Hz)	起振力 (kN)	寸法			本体 質量 (kg)	備考
			全高 (m)	全幅 (m)	全奥行 (m)		
190	20.0 ～ 60.0	0.0 ～ 347.0	3.09	0.95	0.63	4,000	環境対策型
235	20.0 ～ 60.0	0.0 ～ 474.0	3.48	1.10	0.72	6,500	環境対策型
328	20.0 ～ 33.3	0.0 ～ 800.0	4.08	1.52	0.89	9,130	環境対策仕様

表-9.4.10(c) 油圧圧入機の種類⁸⁾

			標準			低空頭対応型		硬質地盤対応型		
	適用杭材 (mm)	II～IV (400)	VL・VIL (500)	10H～25H (900)	II～IV (400)	VL・VIL (500)	II～IV (400)	VL・VIL (500)	10H～25H (900)	
			IIw～IVw (600)					IIw～IVw (600)		
圧入機本体	圧入力 (kN)	1,000	1,000	1,000	690	1,200	800	780	800	
	引拔力 (kN)	1,100	1,100	1,100	730	1,300	900	980	900	
	ストローク (mm)	850	750	750	600	600	1,000	1,000	850	
	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	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	
	移動方法	自走式	自走式	自走式	自走式	自走式	自走式	自走式	自走式	
	全長 (mm)	2,070	2,720	3,195	2,430	2,585	2,545	3,490	3,770	
	全幅 (mm)	1,000	1,145	1,270	1,210	1,400	1,250	1,240	1,300	
	全高 (mm)	2,520	2,520	2,515	1,425	2,300	2,585	3,655	4,170	
	質量 (kg)	7,050	8,200	9,500	5,580	10,250	8,550	13,900	14,880	
オーガ装置	適用杭長 (m)	—	—	—	—	—	15.0	30.0	24.0	
	質量 (kg)	—	—	—	—	—	7,600	14,400	11,900	
パワーユニット	動力源 (kW)	ディーゼルエンジン	ディーゼルエンジン	ディーゼルエンジン	ディーゼルエンジン	ディーゼルエンジン	ディーゼルエンジン	ディーゼルエンジン	ディーゼルエンジン	
	定格出力 (kW)	195	169	230	195	88	195	230	230	
	全長 (mm)	4,150	4,300	4,715	4,150	3,450	4,150	4,715	3,975	
	全幅 (mm)	2,015	1,705	1,960	2,015	1,980	2,075	2,075	2,065	
	全高 (mm)	2,350	2,350	2,350	2,440	2,440	2,350	2,350	2,550	
	質量 (kg)	6,650	6,100	7,450	6,850	5,350	7,300	8,300	6,800	

※適用杭材等、施工に関する最新情報については、バイブロハンマ工法技術研究会、全国圧入協会が詳しい。

(4) 施工管理

鋼矢板の場合の施工管理項目の例として、表-9.4.11 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-9.4.11 鋼矢板の施工管理項目

工 種	管 理 項 目	管 理 上 の 注 意
測量・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、直角 2 方向からトランシットなどで観測する。 (2)必要に応じて潜水土による海底の建込み位置の確認
	鋼矢板の打込法線に対する出入	
	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)ロ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)直角 2 方向から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
	異形鋼矢板の打込み	(1)くさび鋼矢板の要不要の決定 (2)異形鋼矢板は一度は全長を打込む。 (3)異形鋼矢板の連続使用をさける。

(5) 施工事例

表-9.4.12 鋼材を用いた対策の施工事例概要

工事名称	平成 23 年度 三和堤防災害復旧工事
事業主	関東地方整備局 利根川下流河川事務所
施工場所	千葉県印旛郡栄町 三和地区
工期	平成 24 年 2 月～平成 24 年 4 月(鋼矢板打設期間)
工事目的	災害復旧工事 堤体の液状化対策
施工数量	鋼矢板 IIIw 型(1055 枚) 長さ 11.5m



写真-9.4.1 矢板打設状況

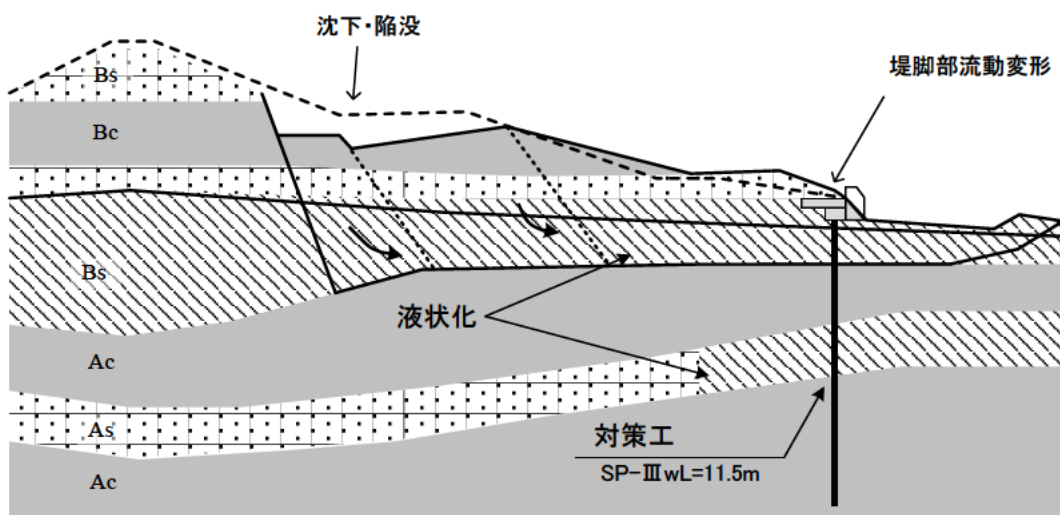


図-9.4.4 被災状況と地質縦断図、矢板位置

9.5 堤体液状化対策工法

堤体液状化対策工法は、ドレーン工法と押え盛土工法との2種類の工法からなる。

押え盛土工法は用地の制約を別にすれば、川表、川裏両側への適用が可能である。一方、ドレーン工法は川裏側のみへの適用となる。

いずれの工法も河川土工で一般的に実施されている工種であり、河川土工マニュアル⁹⁾を参考に施工するものとし、特に留意すべき点を以下に列記する。

9.5.1 ドレーン工法

堤体が下に凸に基礎地盤にめり込んでいる場合に、ドレーン工を水平に施工すると、ドレーン工下部に堤体液状化層が残ることとなる。したがって、基礎地盤の粘性土(非液状化層)が浅い位置で出ることが分かっている場合には、粘性土の上面までの堤体土等を除去し、液状化しない材料で置換する必要がある。基礎地盤の粘性土(非液状化層)が深く置換できない場合には、ドレーン工の下部に液状化層が存在することを設計で見込んでおく必要がある。

9.5.2 押え盛土工法

(1) 押え盛土の材料

押え盛土の材料に砂質土を用いると、既設の堤体に加えて押え盛土自体にも液状化が生じる可能性が考えられる。また、押え盛土の材料に粘性土等の透水性の低い材料を用いた場合、図-9.5.1に示すように、堤体内に浸透した雨水が排出されにくくなり、堤体内水位を高めることが考えられる。したがって、押え盛土の材料には、礫などの特に透水性の高い材料を用いるのが望ましい。このとき、降雨、高水の繰返し作用によって既設の堤体土が吸出しの作用を受けることを避けるため、既設の堤体土と押え盛土の間には吸出し防止シートを設けるのがよい。また、洪水による押え盛土の流出をできるだけ抑えるために、ドレーン工のように透水性の高い材料を鉄線等で包んで押え盛土の前面に設置することや、表面の覆土、植生工を施すこと等を個別に判断するとよい。

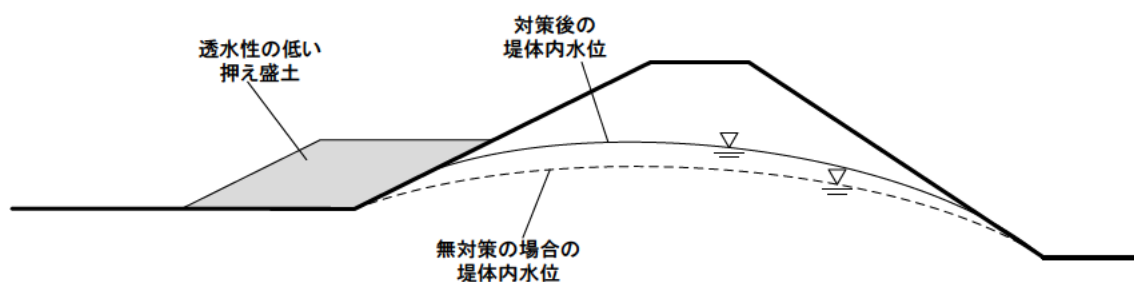


図-9.5.1 押え盛土の透水係数が低い場合

(2) 堤体の変形

軟弱な基礎地盤で押え盛土を行うと、押え盛土が沈下する場合がある。押え盛土だけではなく、盛土を引き込むため液状化する範囲が増える場合もありうる。また、押え盛土と元の堤防の境界部には不等沈下に伴う亀裂が入る場合がある。必要な調査・検討を事前を実施しておくとともに、施工管理、維持管理を十分に行う必要がある。

<参考文献>

- 1) 地盤工学会編:打戻し施工によるサンドコンパクションパイル工法 設計・施工マニュアル, 2009.
- 2) 地盤工学会編:液状化対策工法, 2004.
- 3) 鶴野, 竹内他:庄内川河川堤防における砂圧入式静的締固め工法の適用事例, 第 48 回地盤工学研究発表会(富山), pp.931~932, 2013.
- 4) 大沢:再生骨材を利用した静的締固め工法「コンパクショングラウチング」, 基礎工, Vol.27, No.3, pp.63~65, 1999.
- 5) SAVE-SP 工法研究会:砂圧入式静的締固め工法(SAVE-SP 工法)設計・施工マニュアル 2013.
- 6) 沿岸技術研究センター:液状化対策としての静的圧入締固め工法技術マニュアルーコンパクショングラウチング工法ー(2013 年版), 2013.
- 7) バイブロハンマ工法技術研究会:バイブロハンマ設計施工便覧, 2015.
- 8) 国際圧入学会:圧入工法設計・施工指針ー2015 年版ー, 2015.6.
- 9) (財)国土技術研究センター : 河川土工マニュアル, 2009.

第10章 維持管理

10.1 維持管理の基本

- (1) 液状化対策に係る維持管理は、液状化対策を実施した区間とその周辺の堤防の浸透安全性、耐震性が確保できるよう実施するものである。
- (2) 点検・調査の結果等に応じて、適切な補修・復旧等の処置を実施する。

- (1) 維持管理の目的を明確化したものである。同じ目的で設計も行っているが、地盤調査を含め、設計には限界があり、これを維持管理で補っていく必要がある。また、液状化対策工も経年的に、あるいは、出水や地震のようなイベントによって、機能が低下していくことが想定される。このような機能低下分も維持管理によって補っていく必要がある。

地震は何時発生するか分からないが、発生するまでの間、耐震対策工や堤防の機能を維持していくことが求められる。このため、長期的な視点に立った維持管理が必要となるのは言うまでもない。

- (2) 維持管理の手順を示したもので、維持管理は点検・調査と補修・復旧等の処置の 2 つの行為から構成される。

これまで液状化対策を実施してきた箇所の変状事例は非常に少ない。2011 年東北地方太平洋沖地震でも、天端の縦断亀裂¹⁾や、対策実施区間の境界部分で横断亀裂²⁾が確認されているだけで、いずれも軽微な被害であった。また、降雨や洪水によって、液状化対策を実施した箇所に変状が生じた事例の報告はない

このため、液状化対策工に係る点検・調査、補修・復旧は、現時点で報告されている液状化対策に係る変状事例を最大限活用しつつも、基本的には一般土堤の方法に準拠せざるを得ない状況にある。今後の事例の蓄積を踏まえ、本章の記述を拡充していくことが必要である。

10.2 資料の保存

- 液状化対策工の設計資料、工事資料、点検・調査記録、補修・復旧履歴等はできるだけ詳細に記録し保存するものとする。

変状が生じた箇所の補修・復旧を検討する上で、液状化対策工の設計資料、工事資料、点検・調査記録、補修・復旧履歴等が必要となる。変状を生じた箇所だけの情報だけでなく、その前後区間や類似区間の情報も重要であり、変状の有無や程度、これらの情報を比較検討することによって、変状の原因を推定することが可能となる。

また、液状化対策の概要が把握できていると、点検時の着目点が絞れ、変状の発見も容易になる。

例えば、写真-10.1 のように施工箇所に一般図や施工時期、区間などの情報を含む銘板を設置しておく、点検時にも対策の概要を簡単に把握することができる。



写真-10.1 対策箇所に設置された銘板の例(北上川)

10.3 点検・調査

定期的に点検を実施し、その結果を踏まえ必要な調査を実施する。

点検は、河川砂防技術基準 維持管理編(河川編)³⁾及び堤防等河川管理施設及び河道の点検要領⁴⁾、堤防及び護岸点検結果評価要領(案)⁵⁾に準拠し実施すればよい。また、地震後の点検・調査は、震後対応の手引き⁶⁾に準拠して実施すればよい。

(1) 点検における留意事項

液状化対策を実施することによって、施工後に発生しうる変状としては以下が考えられるが、その他の変状も液状化対策工が関連している可能性もあるため、幅広く点検するのがよい。施工中に発生する変状については、第9章を参照のこと。

・地盤高さの変化

特に川側の地盤の状況は出水によって大きく変わる場合がある。堤防近傍の地盤の高さが大きく変わると設計の前提条件を満足しなくなるため、対策工の効果が十分に発揮されないこともある。1995 年の兵庫県南部地震における淀川の被災では、高水敷があった区間の被災程度は無かった区間の被災程度に比べ軽微であった⁷⁾。このような事例からも堤防近傍の地盤高さが被災程度に大きな影響を与えることが推測される。

・亀裂・沈下

固結工法などの地盤改良の施工境界周辺や押え盛土の土被りが変化する部分では亀裂が生じる場合がある。亀裂は不等沈下に伴うものが多く、不等沈下の原因としては圧密(経年的)や液状化(地震時)がある。写真-10.2 は浅層地盤改良を実施した区間と改良を実施していなかった区間の境界部で発生した横断亀裂²⁾である。液状化対策の有無によって沈下量が異なるため、境界部では亀裂が生じやすい。大きな亀裂が生じないようにすり付け区間を設けることも多いが、全ての亀裂の発生を防げるものではないので、すり付け区間の有無によらず対策工の境界部は念入りに点検する必要がある。

なお、これまで液状化対策を実施した区間で大きな沈下を伴う変状が生じた事例は確認されていない。



写真-10.2 対策・無対策区間の境界付近に発生した横断亀裂(手前が対策区間。横に伸びる複数の白線が亀裂)²⁾

・湿潤化

固結工法や矢板工法のように地下水位の移動を阻害する対策を実施した場合に、対策前に比べ湿潤化する場合がある。常時と出水時で地下水の移動の向きが変わることもあるため、常時・出水時の違い、対策工の位置によって、湿潤化しやすい位置が変わる。対策工の設計

において浸透安全性の検討を行い、必要に応じて通水部を設けるなどの対応をとることになっているものの、湿潤化が顕著な箇所においては、ドレーン工の設置等を検討するとよい。

地震後の点検においては、堤防だけでなく周辺の地盤や構造物の状況も合わせて調べる必要がある。周辺地盤の噴水や噴砂の痕跡、周辺構造物(家屋や電柱、堤脚水路など)の傾斜やゆがみなどを記録しておく、基礎地盤の液状化が影響したどうか判断する際の根拠の1つとなる。

(2) 調査

点検によって変状が確認された場合に、調査の実施を検討する。軽微な変状の場合には、経過観察を行えばよいが、一定以上の変状の場合には調査を実施する。調査の目的は、変状原因の特定、補修・復旧等の対応の必要性の判断、対応すべき範囲の特定、工法の選定などである。変状の種類、規模等に応じて、調査方法、範囲、密度を適切に設定する必要がある。

例えば、亀裂の場合には、消石灰を水に溶いた液体を亀裂に流し込み、試掘によって石灰の貫入深さを調査し、切返し範囲の設定に用いることが多い。また、亀裂だけではなく、沈下や陥没等を含み堤防の形状が変化している場合には、速やか(復旧前)に縦横断測量を実施し、対策工や亀裂、噴砂等の位置と対応付けることが望ましい。

変状原因の特定、補修・復旧等の対応の必要性の判断、対応すべき範囲の特定、工法の選定などに照らして、既存地盤調査結果で不足する場合は地盤調査を追加しなければならない。また、目視点検や測量から比較的浅い液状化が原因と推定される場合に、変状原因を特定するために堤防の開削調査が有効である。対策工の変位や損傷状況を確認するために、対策工周りの開削調査が有効な場合もあると考えられる。

(3) 計測機器を用いたモニタリング

実際の事例において対策原理に基づいて液状化対策の効果を検証した事例は極めて少ない。効果を定量的に確認するために、計測機器を用いたモニタリングが極めて有効である。耐震対策工の設計法を更なる合理化を図る上でも、このような事例の積み重ねが不可欠である。

鳴瀬川の右岸中下地先(0.7km 付近)では、サンドコンパクションパイル工法による液状化対策の効果を確認するため、図-10.1 に示す計測機器が設置されている。観測結果の代表的な事例として、2003 年 7 月宮城県北部地震(本震)による記録⁹⁾を図-10.2 に示す。地表で最大 400gal 程度の強い地震動が観測されたが、この地震による中下地先の堤防の被害は報告されていない。間隙水圧に着目すると、未改良箇所に比べ改良箇所の過剰間隙水圧比が小さいことが分かる。なお、未改良箇所(天端-9m)については、記録装置の設定により本震時の計測値が頭打ちとなっているが、実際にはより大きな値に達したものと考えられる。

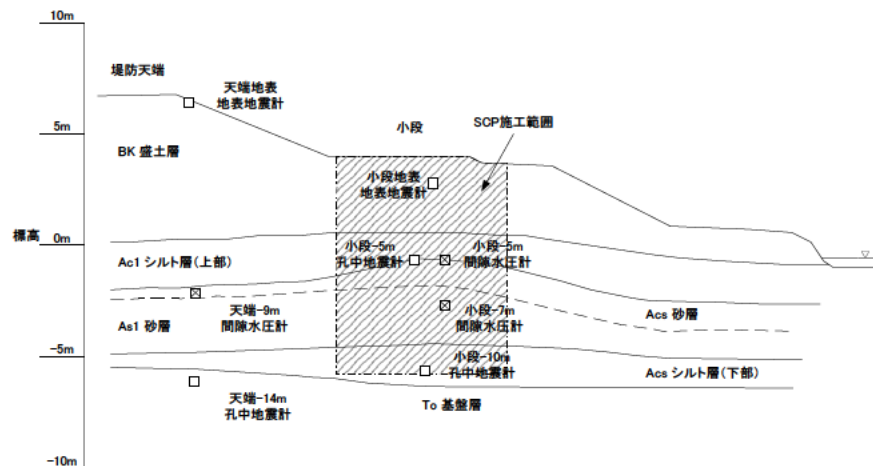


図-10.1 中下震動観測所の堤防断面図

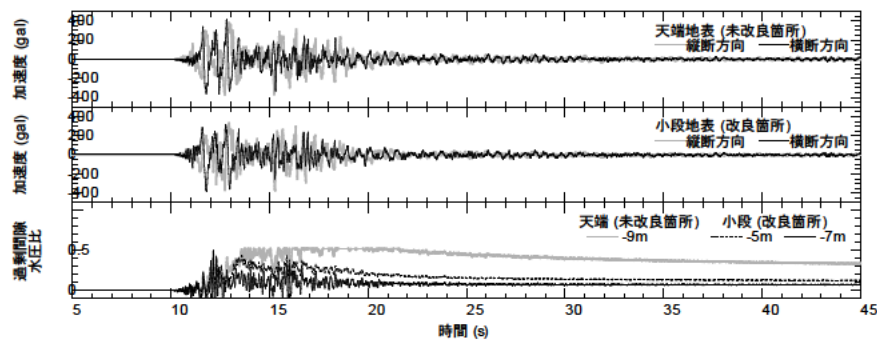


図-10.2 2003 年宮城県北部地震における記録（本震）⁸⁾

上記の観測事例のように対策原理に基づいた検証を行うには、対策範囲内と外の地震時の加速度や間隙水圧を計測する必要があり、計測機器の設置や維持管理の負担が大きいものの、非常に重要なことであるため、箇所を絞って実施するのがよい。

10.4 補修・復旧

- 1) 点検・調査と既存資料に基づき、補修・復旧等の対応の必要性を判断する。
- 2) 補修・復旧等の対応が必要な場合には、適切な対応を行う。

基本的には一般の土堤と同じように、補修・復旧等の対応の必要性を判断し、適切な対応を行えばよい。また、地震後の補修・復旧については、震後対応の手引き⁹⁾も参考にするとよい。

なお、補修・復旧の工法の選定や範囲を設定する際には、変状原因を特定しておくことが望ましい。また、調査の結果、堤防の変状が著しい場合や基礎地盤に施した対策工が変位あ

るいは激しく損傷したと推測される場合には、特別な対応が必要となると考えられる。このような場合には、有識者を集めた技術委員会の設置なども検討するとよい。

<参考文献>

- 1) 河川堤防耐震対策緊急検討委員会:東日本大震災を踏まえた今後の河川堤防の耐震対策の進め方について 報告書, 2011.
- 2) 国土技術政策総合研究所, 土木研究所:平成 23 年(2011 年)東北地方太平洋沖地震土木施設災害調査速報, 国土技術研究所資料第 646 号, 土木研究所資料第 4202 号, 2011.
- 3) 国土交通省水管理・国土保全局:河川砂防技術基準 維持管理編(河川編), 2015.
- 4) 国土交通省水管理・国土保全局河川環境課:堤防等河川管理施設及び河道の点検要領, 2012.
- 5) 国土交通省水管理・国土保全局:堤防及び護岸点検結果評価要領(案), 2015.
- 6) 建設省河川局治水課:震後対応の手引き, (社)全日本建設技術協会, 1994.
- 7) 河川構造物地震対策技術検討委員会:河川構造物地震対策技術検討委員会 報告書, 1996.
- 8) 松尾修, 日下部毅明, 上原浩明, 関沢元治, 佐藤伸吾:2003 年宮城県北部地震における締固め改良地盤での地震動・間隙水圧記録, 第 59 回土木学会年次学術講演会講演概要集, I-775, pp.1547-1548, 2004.

土木研究所資料
TECHNICAL NOTE of PWRI
No.4332 March 2016

編集・発行 ©国立研究開発法人土木研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは

国立研究開発法人土木研究所 企画部 業務課
〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6 電話029-879-6754