



各種土構造物・抗土圧構造物における基準化されていない耐震設計法に関する研究

加藤, 卓彦

(Degree)

博士 (工学)

(Date of Degree)

2021-09-25

(Date of Publication)

2022-09-01

(Resource Type)

doctoral thesis

(Report Number)

甲第8166号

(URL)

<https://hdl.handle.net/20.500.14094/D1008166>

※ 当コンテンツは神戸大学の学術成果です。無断複製・不正使用等を禁じます。著作権法で認められている範囲内で、適切にご利用ください。



博士論文

各種土構造物・抗土圧構造物における
基準化されていない耐震設計法に関する研究

2021年 7月

神戸大学大学院工学研究科

加藤 卓彦

論文目次

第 1 章 序論	1
1.1. 本研究の背景.....	1
1.2. 本研究の目的.....	6
1.3. 本論文の構成.....	13
参考文献.....	16
第 2 章 既往の研究成果および従来設計法の考え方	17
2.1. はじめに.....	17
2.2. 研究テーマ 1（第 3 章）に関する既往研究や従来設計法.....	18
2.2.1. 自立式矢板護岸の設計法.....	18
2.2.2. 矢板前面地盤の改良効果の評価法.....	23
2.2.3. 大阪府河川護岸における従来設計法.....	27
2.2.4. 研究テーマ 1 に関わる知見と課題の整理.....	29
2.3. 研究テーマ 2（第 4 章）に関する既往研究や従来設計法.....	30
2.3.1. 控え式矢板護岸の設計法.....	30
2.3.2. 深層混合処理工法の現行の設計体系の整理.....	35
2.3.3. 研究テーマ 2 に関わる知見と課題の整理.....	38
2.4. 研究テーマ 3（第 5 章）に関する既往研究や従来設計法.....	39
2.4.1. 補強土壁設計における基礎地盤の液状化.....	39
2.4.2. ジオテキスタイル補強土壁の変形性能.....	40
2.4.3. 研究テーマ 3 に関わる知見と課題の整理.....	43
2.5. 研究テーマ 4（第 6 章）に関する既往研究や従来設計法.....	44
2.5.1. 土のうに関する既往の研究成果.....	44
2.5.2. 研究テーマ 4 に関わる知見と課題の整理.....	47
参考文献.....	48
第 3 章 自立式鋼管矢板による河川護岸・防潮堤の耐震補強設計	51
3.1. はじめに.....	51
3.2. 設計法策定に向けた研究の枠組み.....	54
3.3. 弾性 FEM 解析に基づく設計法の立案.....	55
3.3.1. 概要.....	55
3.3.2. 弾性 FEM 解析.....	56
3.3.3. 梁バネモデルの立案.....	63

3.4. 遠心模型実験.....	66
3.5. 弾塑性 FEM 解析による設計法の検証.....	79
3.5.1. 模型地盤の弾塑性 FEM 解析.....	79
3.5.2. 実地盤の弾塑性 FEM 解析による設計法の検証.....	82
3.6. 設計法の適用範囲と特徴.....	86
3.7. レベル 2 地震動に対する耐震性能照査.....	89
3.8. 総括.....	97
参考文献.....	98
第 4 章 地盤改良による河川護岸・防潮堤の耐震対策設計.....	99
4.1. はじめに.....	99
4.2. 護岸と防潮堤の耐震対策設計方針の立案.....	102
4.2.1. 対象河川の護岸・防潮堤の構造的特徴.....	102
4.2.2. 構造的特徴を考慮した耐震対策設計方針の立案.....	104
4.3. 対策工法の比較・選定.....	107
4.4. 高圧噴射攪拌工による地盤改良設計方針の設定.....	112
4.4.1. 改良範囲の設定.....	112
4.4.2. 改良径・改良体配置の設定.....	113
4.4.3. 改良強度と設計定数の設定.....	118
4.5. 地盤改良効果の評価法立案.....	119
4.5.1. 改良部の設計手法.....	119
4.5.2. 護岸の耐震対策設計.....	121
4.5.3. 防潮堤の耐震対策設計.....	127
4.6. 施工状況.....	133
4.7. 総括.....	135
参考文献.....	136
第 5 章 補強土壁による津波防潮堤の設計.....	137
5.1. はじめに.....	137
5.2. 設計対象施設の概要.....	138
5.3. 基礎地盤の液状化を考慮した補強土壁防潮堤の設計方針立案.....	141
5.4. 補強土壁防潮堤の変形照査方法.....	144
5.5. 補強土壁防潮堤の変形照査結果例.....	149
5.6. 施工状況.....	157
5.7. 総括.....	158
参考文献.....	159

第6章 土のう構造体による盛土耐震補強設計	161
6.1. はじめに	161
6.2. 「多段式」土のう構造体による法先補強工法	162
6.2.1. 施工性に配慮した「多段式」土のう構造体	162
6.2.2. 設計方針検討	166
6.3. 適用可能な盛土規模の検証	168
6.3.1. 30m級の沢埋め道路盛土における補強効果の検証	168
6.3.2. 多段式の法先補強工法が適用可能な盛土規模	173
6.4. 盛土補強効果の実験的検証	174
6.4.1. 概要	174
6.4.2. 大型振動台装置による盛土加振試験（H28）	175
6.4.3. 小型振動台装置による土のう構造体の加振試験	180
6.4.4. 大型振動台装置による盛土加振試験（H29）	182
6.4.5. 土のう同士的一面せん断試験	184
6.5. 土のう構造体による法先補強工法の設計法	189
6.5.1. 適用範囲	189
6.5.2. 全体安定の検討	189
6.5.3. 外的安定の検討	190
6.5.4. 内的安定の検討	191
6.5.5. 数値解析による変形照査	191
6.6. 今後の研究課題	192
6.7. 総括	196
参考文献	197
第7章 結論	199
謝辞	207
	(End 208)

第1章 序論

1.1. 本研究の背景

(1) 阪神・淡路大震災後の動向

1995年1月17日5:46に発生した兵庫県南部地震は、M7.3、震源深さ16kmの震源域が浅く大規模な内陸直下型地震で、かつ大都市を直撃したものであった。人的被害は死者6,434名・行方不明者3名・負傷者43,792名である¹⁾。地震により、道路や鉄道の橋梁、岸壁や護岸等の港湾施設、地下鉄、地下埋設管、堤防などの広範かつ多種の土木構造物に未曾有の大被害が発生し、長期にわたり都市機能が麻痺状態に陥った。

この阪神・淡路大震災による被害を受け、土木学会により1995年3月に「耐震基準等基本問題検討会議」が設置され、1995年5月23日には「土木構造物の耐震基準等に関する提言（第一次提言）」²⁾（以下、「一次提言」）が発表された。この「一次提言」の骨子は、

- ① 構造物の耐震性能は、レベル1・レベル2の「**2段階の地震動強さ**」を想定し照査すべきこと。
- ② 保有すべき耐震性能は、その構造物の「**重要度**」を考慮して決定すべきこと。
- ③ 被害の状況に照らして現行の「**耐震基準**」を見直すべきこと。
- ④ 既存構造物の「**耐震診断**」を行い、優先順位をつけて必要な「**補強**」を早急に推進すること。
- ⑤ 基準の見直しに必要な「**研究開発**」を促進すること。

の5項目より構成される。さらに、この「一次提言」の内容は、1996年1月10日の「二次提言」³⁾、1996年5月10日の「二次提言解説」⁴⁾、2000年6月の「三次提言」⁵⁾において深度化され、各機関の技術基準により具現化されていった。また、それぞれの土木構造物の管理者により耐震診断および必要な補強が推進されることとなった。

すなわち、土木構造物の設計において現在定着しているレベル1・レベル2の2段階の地震レベルを考慮した設計や、それぞれのレベルにおける耐震性能および耐震設計法は、阪神・淡路大震災を転機に、研究開発が進められ、各機関において技術基準が適宜見直され確立してきたものと言える。併せて、既存構造物の耐震診断が行われ、所定の耐震性能を有しない構造物の耐震補強が、対策緊急度や重要度などの要素を考慮し優先順位をつけて推進されたことがこれまでの経緯である。

震災後当時に制定・改訂された技術基準を数例示しておく。但し全て現行版ではない。

1) 港湾施設

- ・1999年改訂：「港湾の施設の技術上の基準・同解説」⁶⁾

2) 道路施設

- ・1996年改訂：「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編・Ⅲコンクリート橋編・Ⅳ下部構造編・Ⅴ耐震設計編）」⁷⁾⁸⁾⁹⁾¹⁰⁾
- ・1999年改訂：「道路土工—擁壁工指針」¹¹⁾

3) 河川施設

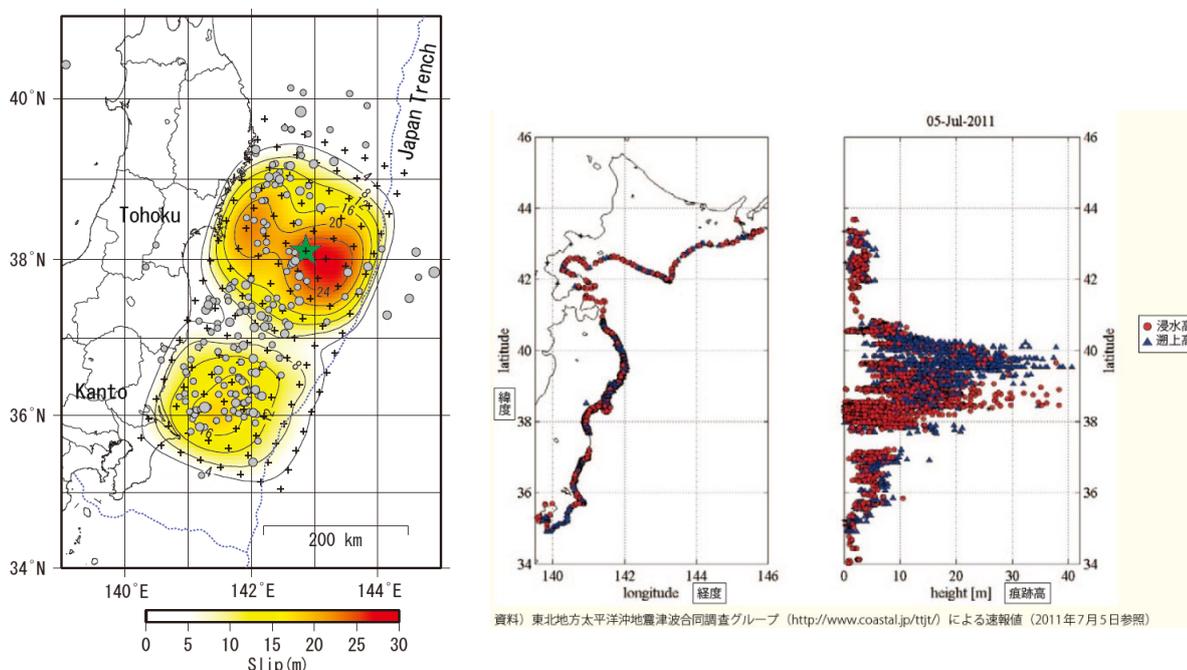
- ・2007年制定：「河川構造物の耐震性能照査指針（案）・同解説」¹²⁾

また、各地方自治体でも阪神・淡路大震災後に独自に委員会が設置され、管内の土木構造物の耐震補強方針に関して議論されることとなった。例えば、大阪府では震災直後の1995年より2箇年にわたり「大阪府土木構造物耐震対策委員会」が設置され検討が行われ、1997年3月にとりまとめられた報告書により提言がなされた¹³⁾。なお、後述の本研究の第3章でとりまとめる自立式鋼管矢板による河川護岸・防潮堤の耐震補強設計に係る事業は、この1997年の大阪府の提言を源流とするものである。

(2) 東日本大震災後の動向

2011年3月11日14:46に発生した東北地方太平洋沖地震は、M9.0、震源深さ24kmの海溝型地震であり、長さ約450km×幅約200kmの断層面において最大で20~30m程度のすべりが生じたと想定されている(図-1.1-1(a))¹⁴⁾。地震後に津波が発生し、検潮所(福島県相馬市)では15:51に9.3m以上の最大波が観測された。岩手県大船渡市では16.7mの津波痕跡高の確認があるほか、岩手県宮古市等で30m以上の遡上高も確認されている(図-1.1-1(b))¹⁵⁾。人的被害は死者19,729名・行方不明者2,559名・負傷者6,233名である¹⁶⁾。

この東日本大震災による被害を受け、土木学会により2014年9月26日に「東日本大震災後における津波対策に関する現状認識と今後の課題」の提言がなされた¹⁷⁾。被災地における海岸堤防の津波対策として、数十年から百数十年に一度程度の頻度で来襲する規模の津波(レベル1津波)と堤防の設計条件を超える規模の津波の「二段階の津波レベル設定」を基本としたハード・ソフト両面を一体的に進める「多重防御」を推進することが肝要とされている。



(a) 震源域と断層すべり量の分布

(気象庁技術報告第133号, 2012.12¹⁴⁾)

(b) 各地の津波の浸水痕跡高・遡上高

(国土交通白書, 2011¹⁵⁾)

図-1.1-1 東北地方太平洋沖地震(東日本大震災)の地震と津波の概要

また、東日本大震災では、震源域が岩手県沖から茨城県沖まで 450km 以上に及び M9 級の想定していなかった地震規模となったことから、西日本において想定される海溝型地震も見直されることとなった。南海トラフでは、過去に 90~150 年間で東海地震・東南海地震・南海地震が短期的に連動して発生しており、中央防災会議では、これまで M8 級の 3 連動地震を想定していた (2003 年 12 月)¹⁸⁾。その震源域を拡張すべく、「南海トラフの巨大地震モデル検討会」(一次報告, 2014 年 3 月)¹⁹⁾において新たに見直しが行われた (図-1.1-2)。さらに、海上保安庁は、海底に設置された 15 箇所の観測点における地殻変動の実測値 (2006~2015 年) に基づき、南海トラフ想定震源域のひずみ分布を明らかにした (2016 年 5 月)²⁰⁾。図-1.1-3 に示すように、M9 級の南海トラフ地震巨大地震の想定震源域と概ね同じ領域でひずみの蓄積度合いが強いことが明らかとなった。これらの成果より、西日本においても M9 級の海溝型の巨大地震が想定されることとなった。

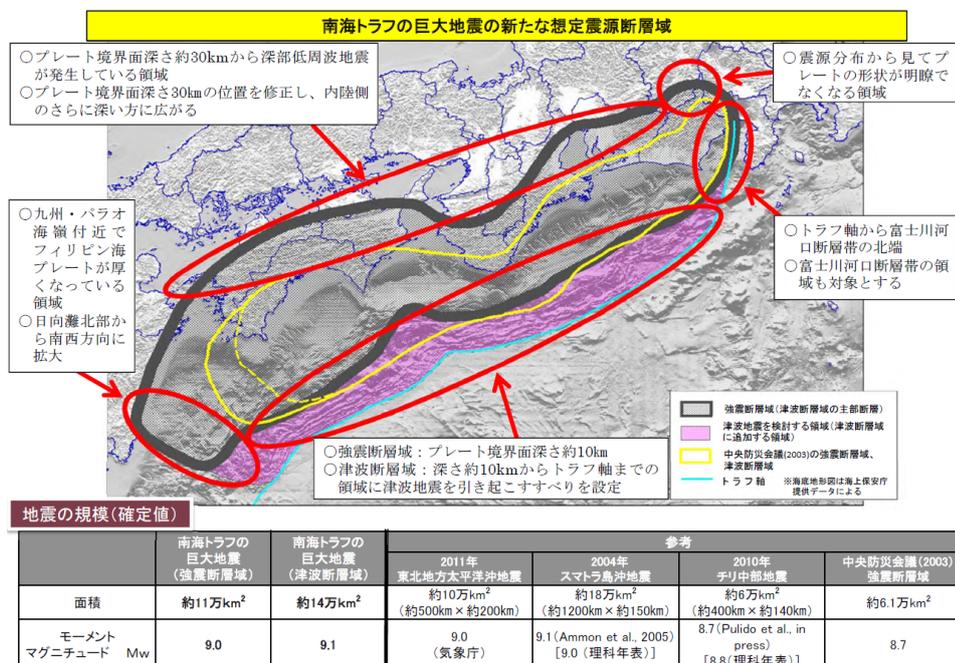


図-1.1-2 南海トラフの巨大地震 (M9 級) の想定震源域 (内閣府, 2014.3¹⁹⁾)

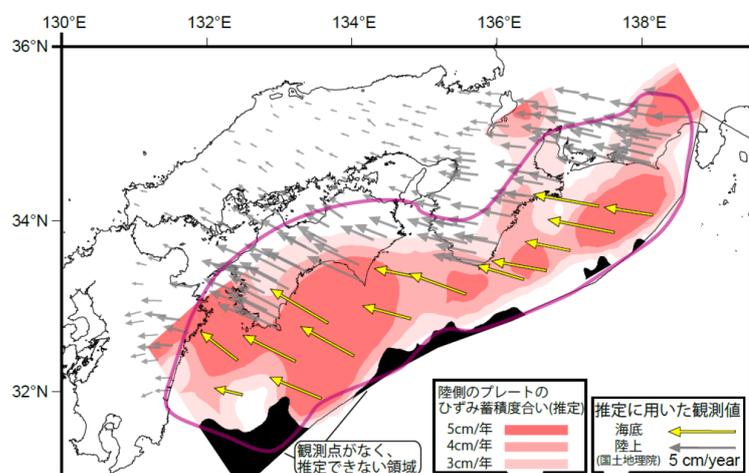


図-1.1-3 南海トラフ巨大地震想定震源域の「ひずみ」蓄積分布 (海上保安庁, 2016.5²⁰⁾)

この M9 級の南海トラフの想定巨大地震に基づき、各地方自治体において防災・減災計画が立案されることとなった。例えば大阪府では、2012 年に「南海トラフ巨大地震土木構造物耐震対策検討部会」が設置され、大阪府管内における土木構造物の南海トラフ巨大地震に対する耐震性等を検討し、減災のまちづくりに向けて必要な対策のとりまとめが行われた（2014 年 9 月）²¹⁾。なお、後述の本研究の第 4 章でとりまとめる地盤改良による河川護岸・防潮堤の耐震補強設計に係る事業は、この 2014 年の大阪府検討部会のとりまとめを源流とするものである。また、本研究の第 5 章でとりまとめる補強土壁による津波防潮堤の設計も、「南海トラフの巨大地震モデル検討会」の成果に基づく想定津波を対象とした設計に関連する研究である。

(3) 技術基準の性能規定化

2つの大震災後の動向とともに触れておく必要があることが、土木構造物設計における各分野での技術基準の「性能規定化」に関することである。分野により異なるが、例えば「港湾の施設の技術上の基準・同解説」（以下、港湾基準）では、東日本大震災の数年前の 2007 年改訂において性能規定化が図られた²²⁾²³⁾。

WTO に加盟している我が国は、TBT（貿易の技術的障壁に関する）協定により、ISO 等において策定される国際規格を遵守することが義務づけられていることから、ISO2394「構造物の信頼性に関する一般原則」等に対応した技術基準の策定が必要である²³⁾。このような国際整合化と、技術革新に対する柔軟な対応や、設計者の創意工夫を活かしたより低コストで高品質な施設設計に資するため、技術基準の性能規定化が推奨されている。構造物の材料・寸法・工法・設計法等の結果に至るプロセスを細部まで規定する「仕様規定」から、施設に要求される性能のみを規定し、施設の材料・寸法・工法・設計法等の仕様を定めない「性能規定」の技術基準に変更されることになる。これにより、多様な設計方法を採り入れることが可能となる（図-1.1-4）。

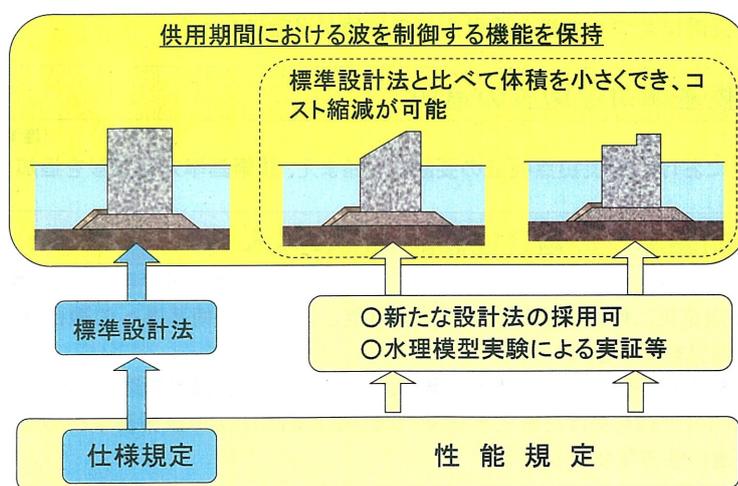


図-1.1-4 仕様規定と性能規定による設計の違いのイメージ（例えば防波堤の場合）

技術基準の性能規定化に伴い、自由な発想に基づく設計が可能となるが、一方で、その設計が技術基準に適合していることを確認するための枠組み（セーフティーネット）も必要である。例えば港湾基準では、性能規定化とあわせて技術基準への適合性確認制度が導入され、当該設計において導入された新しい設計法や高度な設計法が技術基準に適合していることを検証するしくみが構築されている。とはいえ、この性能規定化の動向により、設計法が多様化・高度化し、事案毎に個別に設計方法を検討しなければならないケースが増えてきたことは紛れもない事実である。本研究を取り組むに至った大きな背景の一つであるといえる。

(4) 土構造物・抗土圧構造物の設計上の課題と本研究に至る経緯

改めて上記の3つの背景を整理する。1995年の阪神・淡路大震災を経て、土木工学の多くの分野において、レベル1・レベル2という2段階の地震レベルを考慮した設計やその耐震性能、耐震設計法が各分野の技術基準で確立された。また、既存構造物の耐震診断と優先順位をつけた耐震補強が進められた。さらに、2011年の東日本大震災を経て、西日本でもM9級の海溝型巨大地震が想定されることとなり、地震や津波の防災・減災計画が強化されることとなった。一方で、2000年頃から技術基準の性能規定化が徐々に進められており、例えば港湾基準は2007年に移行している。他分野よりは遅れているものの地盤工学分野も例外ではない。性能規定化に伴い、自由な発想に基づく多様な設計法の採用が可能となった。

このような背景の中、筆者はこれまで多くの「土構造物」および「抗土圧構造物」の設計に携わってきたが、なかでも、既設構造物の耐震診断とその耐震補強設計事案が多数を占めることが特徴的である。2つの大震災後には耐震補強が喫緊の課題であったことを窺い知ることができる。新設設計に比べて既設補強設計は、各種制約条件が多く、標準的な設計方針や設計方法が適用できないこともままある。加えて、技術基準の性能規定化の動向も影響し、具体的な設計法が規定されておらず、個別にそのやり方を立案しなければならない局面に度々遭遇することとなった。課題に直面するたび、事案毎に実験的・解析的検証等を行い、設計方針や設計方法を逐次検討・立案することに繋がったわけであるが、これらが本研究に至った経緯といえることができる。

1.2. 本研究の目的

前節で示した背景を踏まえ、各種の「土構造物」および「抗土圧構造物」を対象とし、設計基準や設計指針等において具体的かつ定量的な手法がまだ確立されていない設計法（なかでも、耐震設計法）を立案することを目的とし研究を行うものとした。

本研究は、以下に示す4テーマより構成されるものである。研究対象施設・研究内容は各々相違するが、本論文題目における「各種土構造物・抗土圧構造物における基準化されていない耐震設計法」に関する研究という意味において全て共通したものである。特に、レベル1地震時とレベル2地震時の2段階設計における具体的な耐震設計手法をそれぞれ立案することを主目的としている。

各研究テーマの概要とテーマ毎の研究目的を(1)～(4)にとりまとめるとともに、表-1.2-1にそれぞれの分類や特徴を整理して示す。

【研究テーマ1】 自立式鋼管矢板による河川護岸・防潮堤の耐震補強設計

【研究テーマ2】 地盤改良による河川護岸・防潮堤の耐震対策設計

【研究テーマ3】 補強土壁による津波防潮堤の設計

【研究テーマ4】 土のう構造物による盛土耐震補強設計

表 1.2-1 4つの研究テーマの特徴と各々の研究目的

	研究テーマ1	研究テーマ2	研究テーマ3	研究テーマ4
タイトル	自立式鋼管矢板による河川護岸・防潮堤の耐震補強設計	地盤改良による河川護岸・防潮堤の耐震対策設計	補強土壁による津波防潮堤の設計	土のう構造物による盛土耐震補強設計
サブタイトル	前面地盤を部分固化改良した自立式鋼管矢板護岸の設計	複雑な構造を呈する河川護岸・防潮堤の地盤改良による耐震対策設計	基礎地盤の液状化を考慮した補強土壁による津波防潮堤の設計	土のう構造物を用いた盛土工法先補強工法の設計
種別	抗土圧構造物		土構造物	
施設区分	河川護岸・防潮堤		津波防潮堤	道路盛土
設計区分	既設補強設計		新設設計	既設補強設計
既設構造物	鋼矢板護岸 兼 防潮堤 (一体構造)	鋼矢板護岸+鋼管杭堤 (分離・独立構造)	—	沢埋めの盛土
新設構造物	【既設補強工】 自立式鋼管矢板護岸 + 前面部分固化改良	【既設補強工】 高圧噴射攪拌工法	【新設工】 ジオテキスタイル 補強土壁	【既設補強工】 土のう構造物による 法先補強
対象地震動	設計段階：L1 事後照査：L2	既設補強設計 L1・L2	新設設計 L1・L2	既設補強設計 L1・L2
	南海トラフ巨大地震（津波を伴う海溝型 L2 地震）			—
研究目的	大阪府管内河川における設計指針策定	左記設計指針が適用できない河川護岸・防潮堤における設計法立案	基礎地盤の液状化による地盤変形を考慮した補強土壁の設計法立案	新たな盛土補強工法の開発と設計法に係る基本方針立案
研究開始時期	2002年頃～	2013年～	2015年～	2015年～

(1) 自立式鋼管矢板による河川護岸・防潮堤の耐震補強設計

a) 経緯と課題

- ・大阪府西大阪治水事務所では、阪神・淡路大震災（1995）以降、河口域の感潮河川における既設護岸・防潮堤の耐震補強事業を進めてきた。
- ・民地が隣接する背後地での対策は困難で、川側に自立式の鋼管矢板を新設し、液状化が想定される前面地盤を部分固化改良する構造形式が採用された（図-1.2-1）。
- ・上記の補強構造に対し、事業開始当初より何度か設計法を見直し試行してきたが、より合理的な設計法の策定が課題となっていた。

b) 研究目的

- ・当該河川のように、背後用地の制約により控え工等が設置できない場合、補強工法として川側に新たに自立式鋼管矢板護岸を設置する場合も多い。その設計法は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説」（港湾基準）に規定されている。
- ・但し、図-1.2-1のように水深が深く地盤が軟弱な場合には自立構造では護岸変位が極端に大きくなることから、前面地盤の部分固化改良が有効な対策となる。
- ・しかし、その地盤改良効果の定量的な評価方法はいまだ確立されていない。
- ・これより、解析的検証および実験的検証に基づき、上記の地盤改良効果の定量的評価法を確立し、対象河川における設計指針を策定することを本研究の目的とする。
- ・その際、大阪府西大阪治水事務所の従来設計法（旧指針，2000.2）の課題を抽出し、その手法を見直した簡易な設計法とすることを前提条件とする。
- ・併せて、整備後断面の津波浸水対策を目的としたレベル2地震（南海トラフ巨大地震等）に対する耐震性能も把握するものとする。

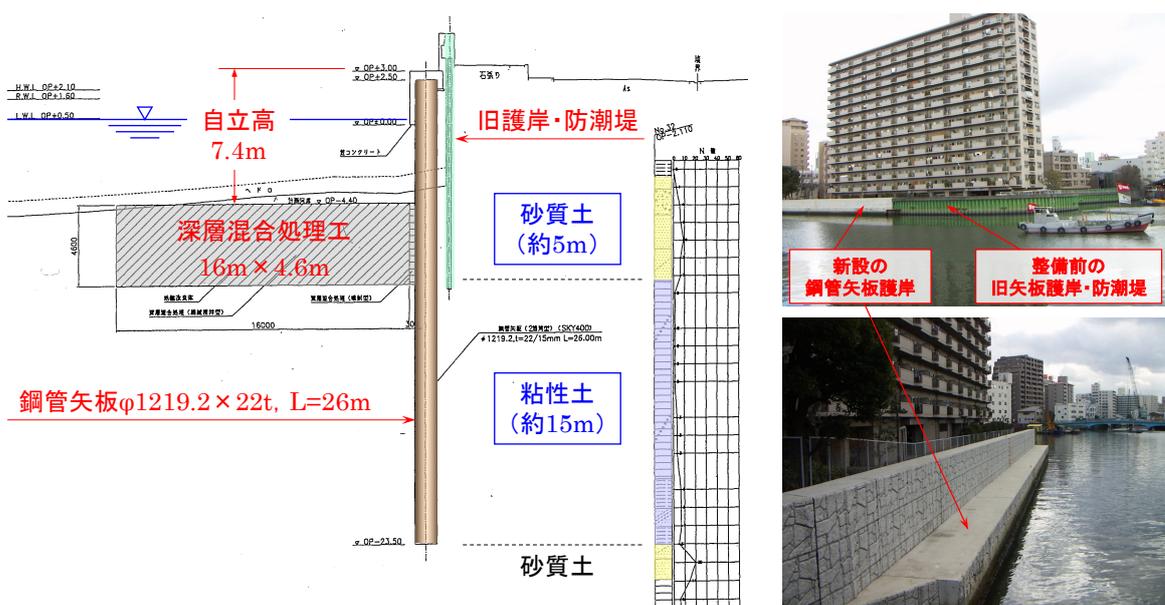


図-1.2-1 【研究テーマ1】自立式鋼管矢板による河川護岸・防潮堤の耐震補強設計

(2) 地盤改良による河川護岸・防潮堤の耐震対策設計

a) 経緯と課題

- ・大阪府西大阪治水事務所では、阪神・淡路大震災（1995）以降、河口域の感潮河川における護岸・防潮堤の耐震補強事業を進めてきたことは研究テーマ1で述べた。
- ・「護岸」と「防潮堤」が一体構造となっている特殊堤区間では、本研究テーマ1で策定した設計法により、**図-1.2-1**に示す自立式鋼管矢板と前面の部分固化改良による耐震補強を標準工法として、設計および工事が順次進められたが、一部の対象河川では、**図-1.2-2**に示すように、「護岸」と「防潮堤」が分離・独立した区間があり、標準工法が適用できず、長らく未整備となっていた。
- ・しかし、東日本大震災（2011）後、大阪府防災会議「南海トラフ巨大地震土木構造物耐震対策検討部会」において耐震診断が行われ、**図-1.2-2**の断面を有する神崎川筋における津波浸水対策の緊急度が高いことが把握された。南海トラフ巨大地震などの海溝型地震に伴う津波浸水被害を防ぐため、高潮防災を目的に設置された既設防潮堤の耐震対策の実施が課題となっていた。

b) 研究目的

- ・上記の課題に対し、地盤改良による耐震対策を適用するものとした（**図-1.2-3**）。
- ・テーマ1で策定した護岸・防潮堤の一体型特殊堤に対する標準的な耐震補強工法が適用できない**図-1.2-2**のような分離型特殊堤に対し、「護岸」と「防潮堤」それぞれのレベル1・レベル2地震時の耐震性能の設定、地盤改良による耐震対策工法立案、および護岸・防潮堤それぞれの設計方針および設計法立案を本研究の目的とする。

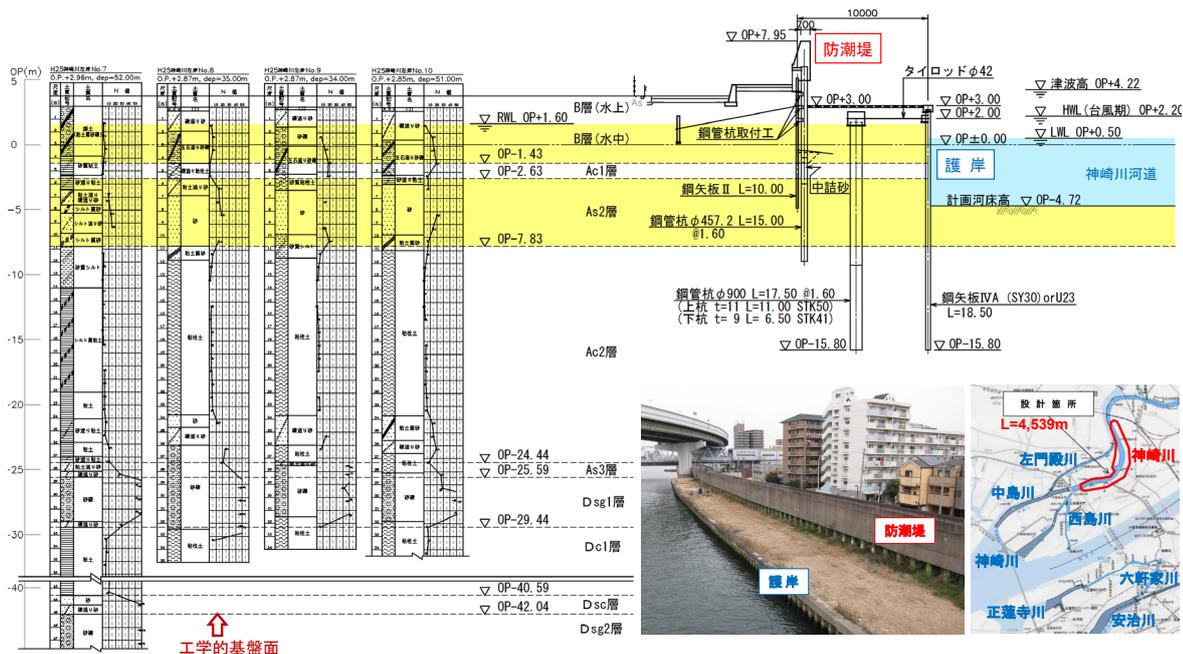


図-1.2-2 【研究テーマ2】地盤改良による河川護岸・防潮堤の耐震対策設計（対策前断面）

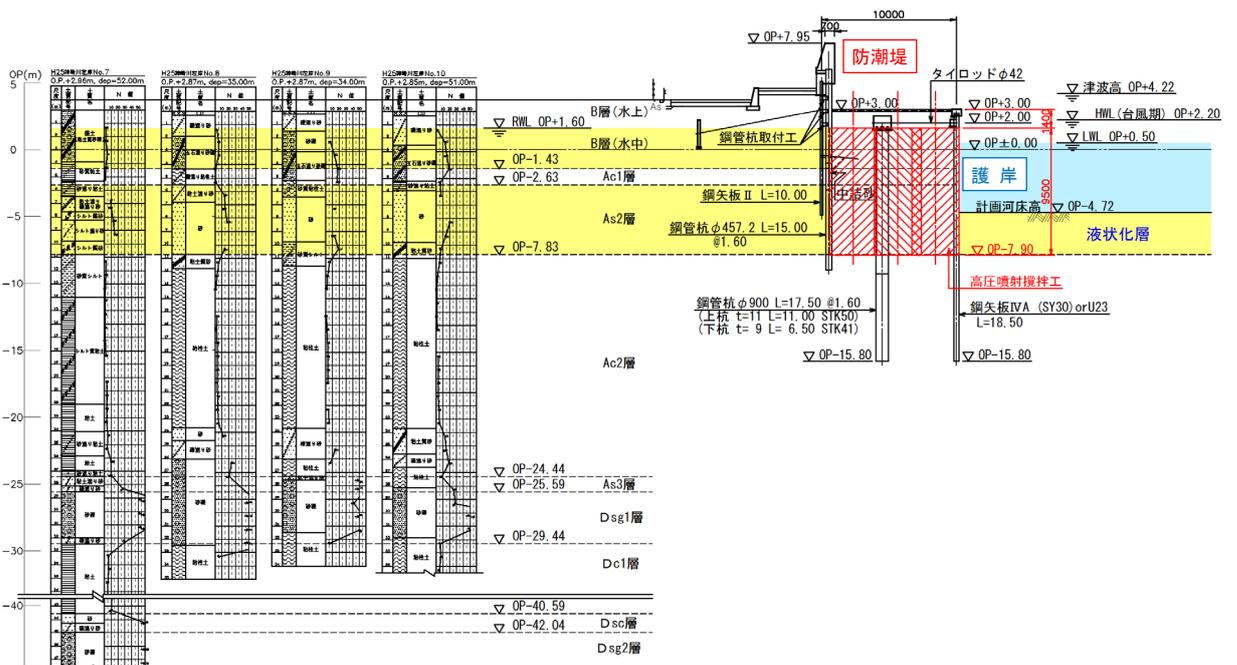
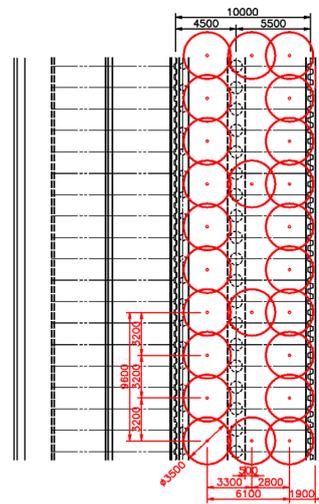


図-1.2-3 【研究テーマ2】地盤改良による河川護岸・防潮堤の耐震対策設計（対策後断面）

c) 研究テーマ1 および2 において対象とした河川について

研究テーマ1 および2 は関連性のある研究である。大阪府西大阪治水事務所の所管であるそれぞれの対象河川を以下に示す (図-1.2-4)。

1) 研究テーマ1 の対象河川

- ・淀川以南の「旧淀川筋」. 延長約 50km (左右岸の合計) の河川
- ・既設の護岸・防潮堤が「一体構造」となっている。
- ・既設の護岸・防潮堤の川側に自立式鋼管矢板を新設し、前面地盤を部分固化改良する構造形式を採用。
- ・研究テーマ1 において、その設計法を立案し、設計指針を策定した。
- ・2002 年頃より研究を開始した。

2) 研究テーマ2 の対象河川

- ・淀川以北の「神崎川筋」. 延長約 15km (左右岸の合計) の河川
- ・既設の護岸・防潮堤が「分離構造」となっている。
- ・研究テーマ1 の標準工法 (自立式鋼管矢板+前面固化改良) が適用できないため、防潮堤～護岸間の地盤改良による耐震対策工法を適用した。
- ・研究テーマ1 の耐震補強整備が概ね完了した 2013 年より研究を開始した。

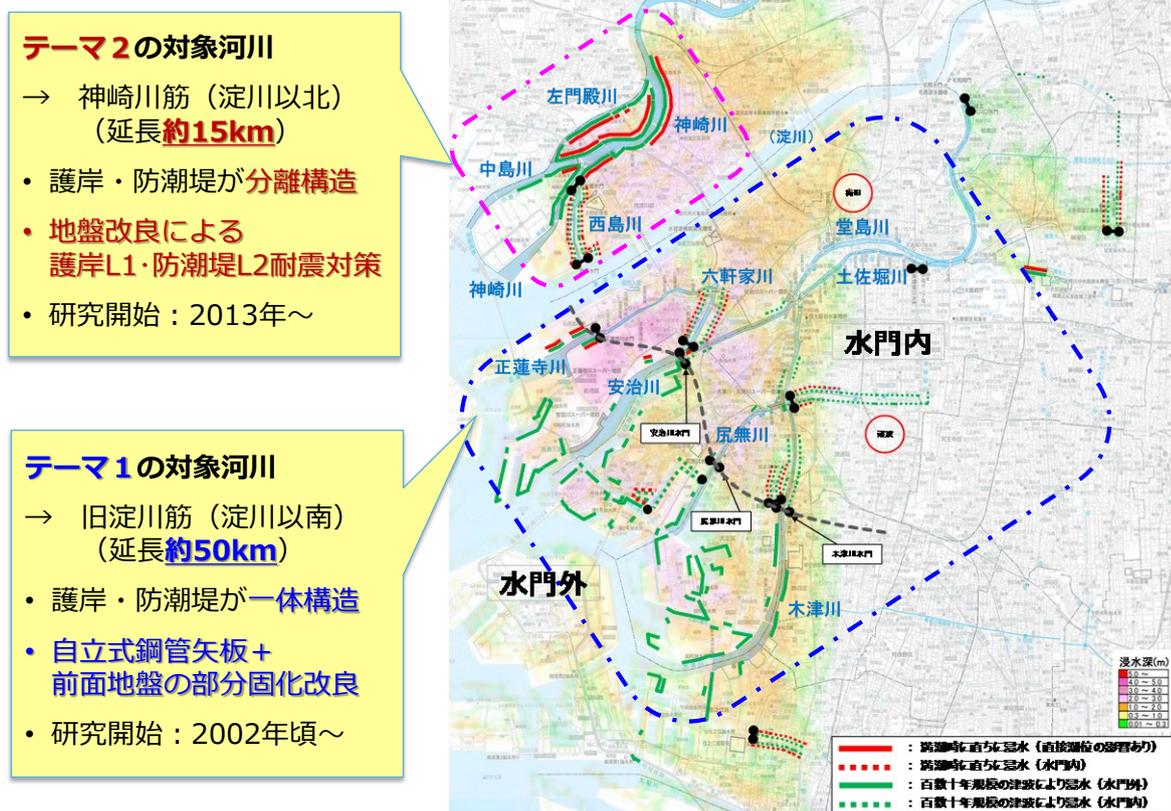


図-1.2-4 研究テーマ1 および2 の対象河川 (大阪府西大阪治水事務所所管)

(3) 補強土壁による津波防潮堤の設計

a) 経緯と課題

- ・南海トラフ巨大地震に伴う津波あるいは高潮・高波による工場敷地内への浸水を防ぐため、埋立外周護岸背後に延長約 1.1km の津波防潮堤を新設することになった。
- ・護岸背後に十分な用地がなく、通常の盛土工法が適用できず、また捨石護岸直上で杭施工も不経済となることから、「補強土壁」工法を適用することになった (図-1.2-5)。
- ・基礎地盤には液状化対象層が分布するが、その上部に護岸捨石や地中障害物があり、地盤改良等による液状化対策は困難な状況にある。
- ・なお、この液状化対象層は、事前の検討では、レベル1地震動に対しては液状化せず、レベル2地震動に対して一部液状化が生じる地盤であることが分かっている。
- ・このような場合、レベル2地震時の液状化に対してはある程度の地盤変形を許し、それを考慮して補強土壁を設計することは工学的に有用であると考えられるが、その評価法は確立していないことが実情である。

b) 研究目的

- ・レベル2地震時の基礎地盤の液状化による地盤変形を許容し、その変形を考慮した設計方針および設計法を立案することを本研究の目的とする。

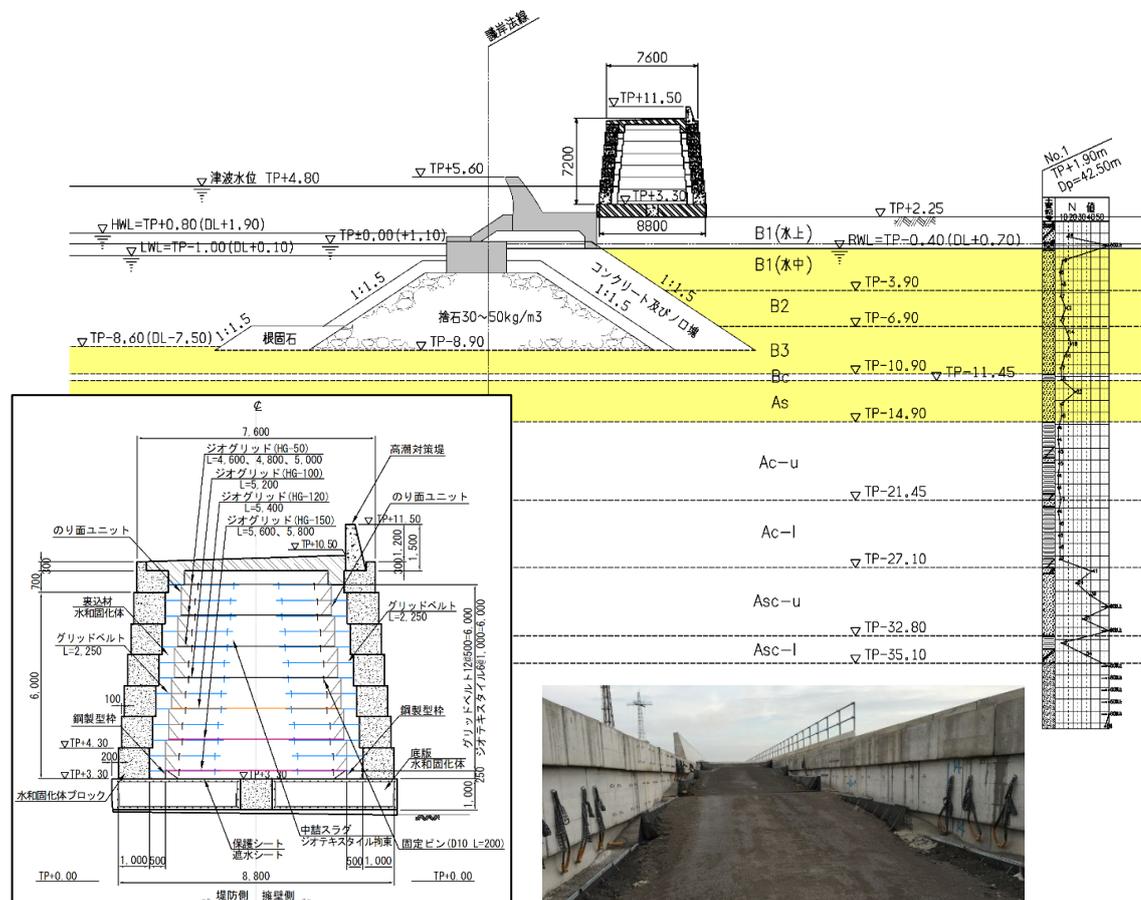


図-1.2-5 【研究テーマ3】補強土壁による津波防潮堤の設計

(4) 土のう構造体による盛土耐震補強設計

a) 経緯と課題

- ・ 沢埋め道路盛土は、地形的要因から水が集まりやすく、不適切な盛土材料使用や排水施設の機能不良などの場合には、盛土内の地下水位上昇による耐震性能の低下が懸念される。
- ・ 過去の地震による大規模な被災事例では大きな社会的影響を与えたこともあり、効率的で経済的な耐震補強工法の開発が求められている。

b) 研究目的

- ・ 上記の背景から、土のう構造体を用いた盛土法先補強工法を提案し設計法の策定を目指している。
- ・ 本工法（図-1.2-6）は、既設盛土の耐震性を向上させるため、法先部周辺に永久構造物として土のうを積層し、上下支圧板を連結する鋼棒によりプレストレス（PS）を作用させて拘束力を高めることで変形を小さくした盛土補強工法である。
- ・ 本工法の開発と設計法に係る基本方針立案を本研究の目的とする。
- ・ そのため、大型振動台装置による盛土加振試験、小型振動台装置による土のう構造体加振試験、土のう同士的一面せん断試験などの実験的検証を行い、補強効果の検証、土のう構造体の拘束に必要なプレストレスの確認、土のう構造体の強度定数の設定方法の確認などを実施するものである。

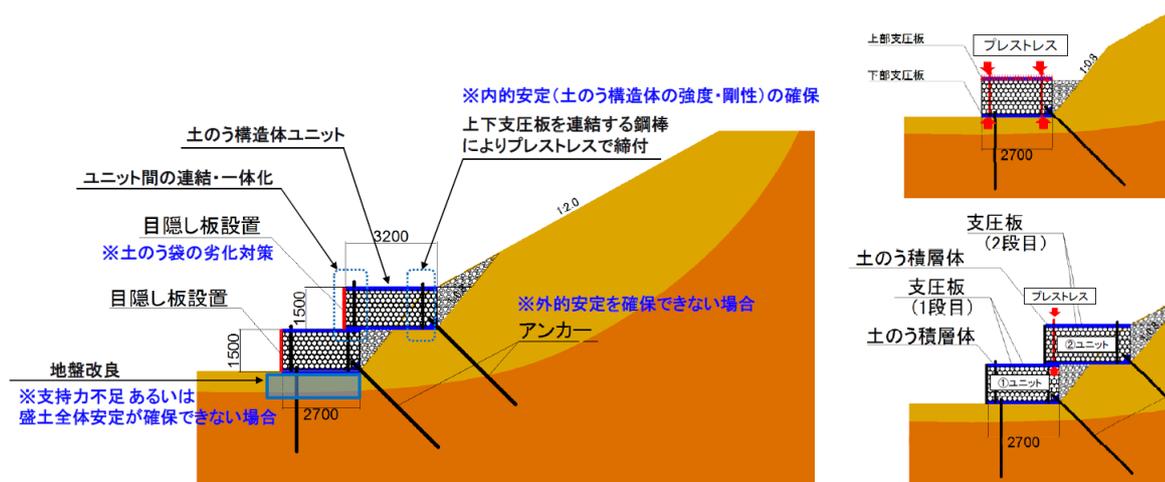


図-1.2-6 【研究テーマ4】土のう構造体による盛土耐震補強設計

1.3. 本論文の構成

本論文は、研究内容を全7章より構成し記述したものである。全体構成、各章の位置付け、研究の流れを図-1.3-1のフローチャートに示す。また、各章の概要を(1)～(7)に示す。

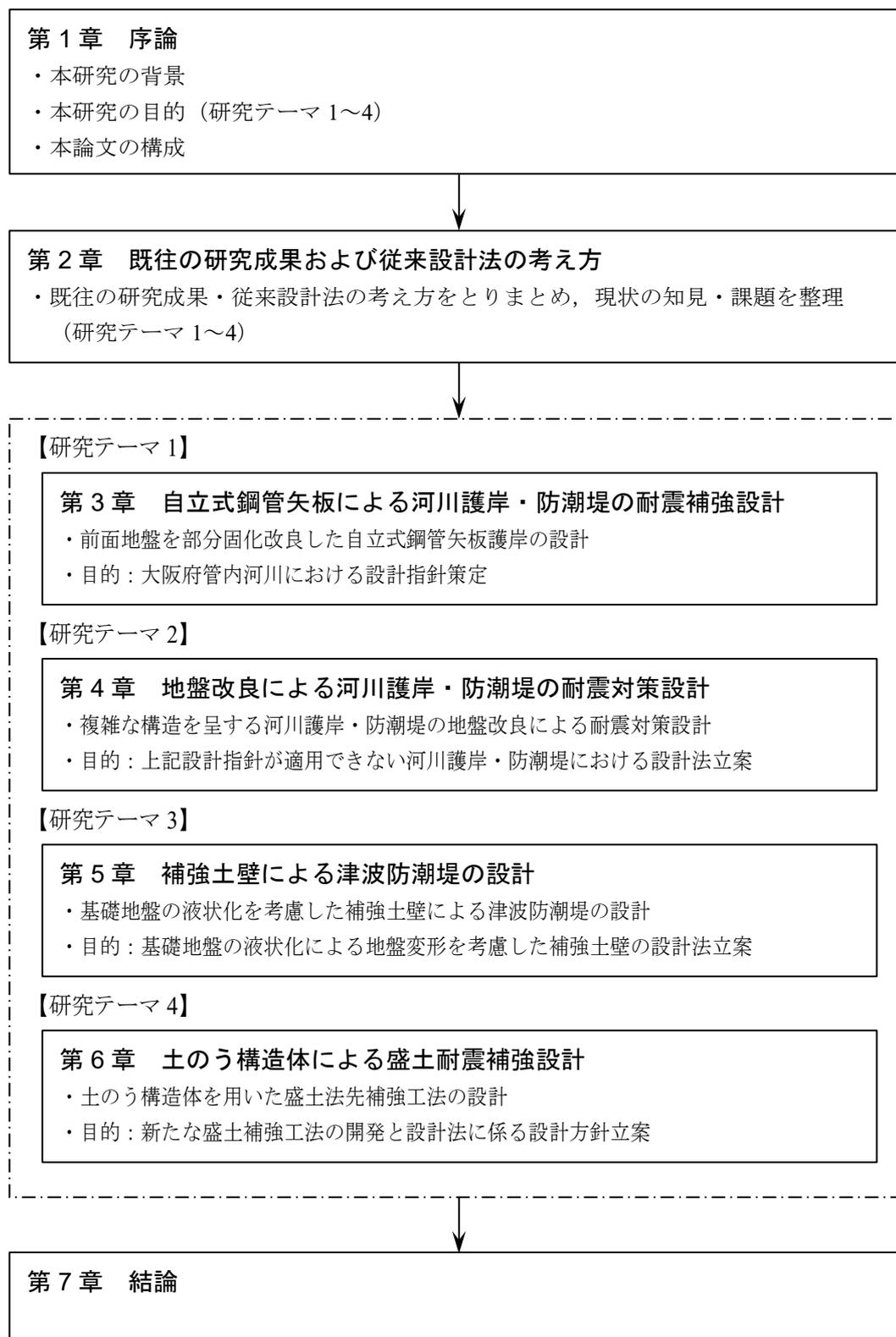


図-1.3-1 本論文の構成を示すフローチャート

(1) 第 1 章 序論

第 1 章では、1.1.節で本研究に至る背景を述べた上で、1.2.節で本研究を構成する 4 つのテーマの分類や特徴および研究時期等について説明している。その上で、研究テーマ毎に経緯と課題、研究目的を個別にとりまとめている。また、1.3 節では本論文の構成について述べている。

(2) 第 2 章 既往の研究成果および従来設計法の考え方

第 2 章では、研究テーマ 1～4 の順に 2.2.節～2.5.節において、既往の研究成果や従来設計法の考え方をとりまとめている。これより得られた知見を整理するとともに、現状の課題を抽出し、第 3 章以降で取り組むべき研究内容への橋渡しを行っている。2.2.節～2.5.節のそれぞれの末尾で、得られた知見と課題を研究テーマ毎に整理している。

(3) 第 3 章 自立式鋼管矢板による河川護岸・防潮堤の耐震補強設計

第 3 章では、研究テーマ 1 として「自立式鋼管矢板による河川護岸・防潮堤の耐震補強設計」に関する研究内容を述べている。

まず、3.1.節で、研究全般の概要を述べた上で、3.2.節では、設計法策定に向けた研究の枠組みをフローチャートで示している。3.3.節において、弾性 FEM 解析に基づく梁バネモデルによる設計法（特にレベル 1 地震に対する耐震設計）の立案過程を述べている。また、3.4.節では、その設計法の遠心模型実験に基づく実験的検証、3.5.節では弾塑性 FEM 解析に基づく設計法の解析的検証過程をそれぞれ論述している。こうして導かれた設計法について、その適用範囲と特徴を 3.6.節にて整理している。さらには、3.7.節では、本設計法により設計および施工された対象施設のレベル 2 地震に対する耐震性能照査について記述しており、最後に、3.8.節で総括を行っている。

(4) 第 4 章 地盤改良による河川護岸・防潮堤の耐震対策設計

第 4 章では、研究テーマ 2 として「地盤改良による河川護岸・防潮堤の耐震対策設計」に関する研究内容を述べている。

まず、4.1.節で、研究全般の概要を述べた上で、4.2.節では、第 3 章とは異なる特異な構造形式の河川護岸・防潮堤に対する耐震対策方針の立案について示している。また、4.3.節では、その耐震対策方針を踏まえた対策工法の比較・選定に関して述べており、最適工法として選定した高圧噴射攪拌工の地盤改良設計方針を如何に設定したかを 4.4.節で詳述している。さらに、4.5.節では、本研究の課題に挙げられる地盤改良効果の評価法立案に関する内容を論述している。本研究対象の河川耐震対策工事は、南海トラフ巨大地震に伴う津波を防御するための耐震対策事業であり既に工事が完了しており、4.6.節で施工状況を示した。最後に、4.7.節で総括を行っている。

(5) 第5章 補強土壁による津波防潮堤の設計

第5章では、研究テーマ3として「補強土壁による津波防潮堤の設計」に関する研究内容を述べている。

まず、5.1.節で、研究全般の概要を述べた上で、5.2.節では、設計対象施設の位置付けや概要を説明している。その上で、5.3.節において、基礎地盤の液状化を考慮した補強土壁防潮堤の設計方針の立案について論述している。その方針に基づき、5.4.節において、補強土壁防潮堤の変形照査方法について検討している。特に、地盤改良等の対策を行わない場合の補強土壁の変位の許容値に関して述べている。さらに、これらの研究成果に基づき具体的に補強土壁防潮堤の変形照査を行った照査例について5.5.節で例示している。本研究対象の補強土壁防潮堤も既に施工済みであり、5.6.節で施工状況を示し、最後に、5.7.節で総括を行っている。

(6) 第6章 土のう構造体による盛土耐震補強設計

第6章では、研究テーマ4として「土のう構造体による盛土耐震補強設計」に関する研究内容を述べている。

まず、6.1.節で、研究全般の背景・概要を述べた上で、6.2.節では、研究開始当初より見直し最終的に採用した「多段式」土のう構造体による法先補強工法の概要と設計方針に関してとりまとめている。6.3.節では、本工法が適用可能な盛土規模の検証を極限平衡法による全体安定検討より検討している。また、6.4.節では、盛土補強効果の実験的検証として、大型振動台装置による盛土加振試験を2箇年にわたり実施したほか、小型振動台装置による土のう構造体の加振試験、土のう同士的一面せん断試験を実施したので、各々得られた成果と課題についてとりまとめている。これらの知見を活かし、6.5.節において、本工法の設計法に関する基本方針を立案している。6.6.節で今後の研究課題をとりまとめ、最後に、6.7.節で総括を行っている。

(7) 第7章 結論

各章で得られた知見を総括し、本研究の結論をとりまとめている。

参考文献（第 1 章）

- 1) 内閣府：「阪神・淡路大震災教訓情報資料集」より阪神・淡路大震災の概要，2000～2006 増補
- 2) （公社）土木学会 耐震基準等基本問題検討会議：土木構造物の耐震基準等に関する提言（第一次提言），1995.5.23.
- 3) （公社）土木学会 阪神・淡路大震災対応技術特別委員会：土木構造物の耐震基準等に関する提言（第二次提言），1996.1.10.
- 4) （公社）土木学会 阪神・淡路大震災対応技術特別委員会：土木構造物の耐震基準等に関する提言（第二次提言）解説，1996.5.10.
- 5) （公社）土木学会 土木構造物の耐震設計法に関する特別委員会：土木構造物の耐震基準等に関する提言（第三次提言）解説，2000.6.
- 6) （社）日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，1999.4.
- 7) （公社）日本道路協会：道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説，1996.12.
- 8) （公社）日本道路協会：道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅲコンクリート橋編），1996.12.
- 9) （公社）日本道路協会：道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編），1996.12.
- 10) （公社）日本道路協会：道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編），1996.12.
- 11) （公社）日本道路協会：道路土工－擁壁工指針，1999.3.
- 12) 国土交通省河川局治水課：河川構造物の耐震性能照査指針（案）・同解説－Ⅰ共通編・Ⅱ堤防編・Ⅲ自立構造の特殊堤編・Ⅳ水門・樋門及び堰編・Ⅴ排水機場編，2007.3.
- 13) 大阪府土木部：「大阪府土木構造物耐震対策検討委員会」報告書，1997.3.
- 14) 気象庁：平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震調査報告 第Ⅰ編，気象庁技術報告第 133 号，2012.12.
- 15) 国土交通省：「未曾有の大震災と国土交通省の総力対応」より東日本大震災の発生，国土交通白書，第 1 章・第 1 節，pp.4～33，2011.
- 16) 内閣府緊急災害対策本部：平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震（東日本大震災）について，2020.3.10.
- 17) （公社）土木学会：「東日本大震災後における津波対策に関する現状認識と今後の課題」の提言，2014.9.26.
- 18) 内閣府：中央防災会議「東南海、南海地震等に関する専門調査会（第 16 回）」，2003.12.16.
- 19) 内閣府：「南海トラフの巨大地震モデル検討会」第一次報告，2012.3.31.
- 20) 海上保安庁：「南海トラフ想定震源域のひずみの分布状態が初めて明らかに」，2016.5.24.
- 21) 大阪府：「南海トラフ巨大地震土木構造物耐震対策検討部会」部会報告，2014.9.
- 22) 小澤敬二：港湾技術基準の性能規定化に関する動向，コンクリート工学，Vol.44, No.6, pp.3～8, 2006.6.
- 23) （社）日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，第 1 編 序論，pp.31～39，2007.7.

第2章 既往の研究成果および従来設計法の考え方

2.1. はじめに

本章では、本研究に関連する既往の研究成果や従来設計法の考え方を整理するとともに、現状の課題を抽出し、取り組むべき研究内容とその目的を明確にしたい。第1章で述べたように、本研究は、「土構造物・抗土圧構造物における基準化されていない耐震設計法」を共通事項とした4つのテーマより構成される。それぞれのテーマ毎に、以下のとおり、既往の研究成果および従来設計法の考え方を整理し課題を抽出するものとする。

【研究テーマ1】 第3章 自立式鋼管矢板による河川護岸・防潮堤の耐震補強設計

- 2.2.1.節 自立式矢板護岸の設計法
- 2.2.2.節 矢板前面地盤の改良効果の評価法
- 2.2.3.節 大阪府河川護岸における従来設計法
- 2.2.4.節 研究テーマ1に関わる知見と課題の整理

【研究テーマ2】 第4章 地盤改良による河川護岸・防潮堤の耐震対策設計

- 2.3.1.節 控え式矢板護岸の設計法
- 2.3.2.節 深層混合処理工法の現行の設計体系の整理
- 2.3.3.節 研究テーマ2に関わる知見と課題の整理

【研究テーマ3】 第5章 補強土壁による津波防潮堤の設計

- 2.4.1.節 補強土壁設計における基礎地盤の液状化
- 2.4.2.節 ジオテキスタイル補強土壁の変形性能
- 2.4.3.節 研究テーマ3に関わる知見と課題の整理

【研究テーマ4】 第6章 土のう構造体による盛土耐震補強設計

- 2.5.1.節 土のうに関する既往の研究成果
- 2.5.2.節 研究テーマ4に関わる知見と課題の整理

2.2. 研究テーマ 1（第 3 章）に関する既往研究や従来設計法

2.2.1. 自立式矢板護岸の設計法

(1) 港湾基準と漁港基準の設計法の概要

自立式矢板護岸あるいは自立矢板式係船岸の設計法については、「港湾の施設の技術上の基準・同解説」（港湾基準）、「漁港・漁場の施設の設計の手引き」（漁港基準）、あるいは「災害復旧工事の設計要領」（河川基準）に規定されている。港湾基準は近年①～③の改定履歴がある。一方、漁港基準は④の 2003 年版以降改定されていない。また、河川基準は毎年発刊されるが内容は基本的に変更されていない。

【港湾基準】「港湾の施設の技術上の基準・同解説」（日本港湾協会）

- ① 1999.4 版¹⁾：L1・L2 地震の 2 段階設計を規定。許容応力度法・安全率法を踏襲。
- ② 2007.7 版²⁾：仕様規定より性能規定へ。信頼性設計法（部分係数法）の採用。
- ③ 2018.5 版³⁾：現行基準。設計の効率化の観点より新たな部分係数法を導入。

【漁港基準】「漁港・漁場の施設の設計の手引き」（全国漁港漁場協会）

- ④ 2003 版⁴⁾：仕様規定から変更なし。許容応力度法・安全率法

【河川基準】「災害復旧工事の設計要領」（全国防災協会）

- ⑤ 2020 版⁵⁾：仕様規定から変更なし。許容応力度法・安全率法

港湾基準については、①～③の変遷の中で、設計概念は大きく変更されたと言えるが、それは、①→②の許容応力度法・安全率法から部分係数法への設計体系の変更である。自立矢板式係船岸の標準的な設計体系自体は、改定履歴の中で特に変更された訳ではない。また、港湾基準（①1999 版）と漁港基準（④2003 版）・河川基準（⑤2020 版）も設計体系はほぼ同じものである。但し、矢板根入れ部の横抵抗に関する考え方に差異が見られ、港湾基準では「港研方式」が、漁港基準・河川基準では特性値 β に基づく「チャンの方法」がそれぞれ適用されている。なお、港研方式は港湾基準独自の方法であり、チャンの方法は他に道路系・河川系の各種基準で幅広く適用されている手法である。

港湾基準には、①～③に共通して次の留意事項が記載されている。「自立矢板式係船岸の設計法は砂質土地盤の場合を前提としており、粘性土地盤への適用は不明点が多く、クリープ等の影響が考えられるので極力避けるべきである。」との記載である。また、②・③では、液状化の影響に関する記載もあり、「液状化の有無とその対策を適切に検討」するよう規定している。即ち、液状化に対しては、対策を施し液状化しない地盤とした上での自立矢板壁の設計を前提としていることを窺い知ることができる。また、港湾基準、漁港基準、河川基準のいずれも、壁高が高く受働側の地盤条件が良好でない場合の前面地盤の改良等に関しては一切触れられていない。本研究の研究テーマ 1（第 3 章）のように、壁高の高い自立式鋼管矢板による河川護岸の前面地盤を有限幅で部分固化改良するような設計法

は、標準的な技術基準では規定されていないことになる。

ここでは、自立矢板式係船岸の標準的な設計法として、「チャンの方法」を用いた上記④漁港基準・⑤河川基準の方法を以下(2)に示しておく。

(2) 漁港基準・河川基準による標準的な設計法

「漁港・漁場の施設の設計の手引き（2003年版）」（漁港基準）⁴⁾あるいは「災害復旧工事の設計要領（令和2年版）」（河川基準）⁵⁾では、自立矢板壁の設計法として以下のように規定されている。

自立式矢板構造とは、矢板自体の剛性と根入れ部の地盤反力だけで土圧等の外力に抵抗するものである。このため、海底面のすぐ下の部分は塑性変形が生じる可能性が高く弾性的なバネ反力は生じない。言い換えれば、海底面付近では前面の受働土圧よりも背面の主働土圧と残留水圧の和が大きくなっている。では、どの深さよりバネ反力を考慮すべきかといえ、主働土圧と残留水圧の和が受働土圧と等しくなる深さより下部ということになる。この深度を図-2.2-1のように「仮想海底面」と呼び、受働側の海底面がこの仮想海底面まで下がったと見なし、外力はこれより上部に作用するとした設計法である。

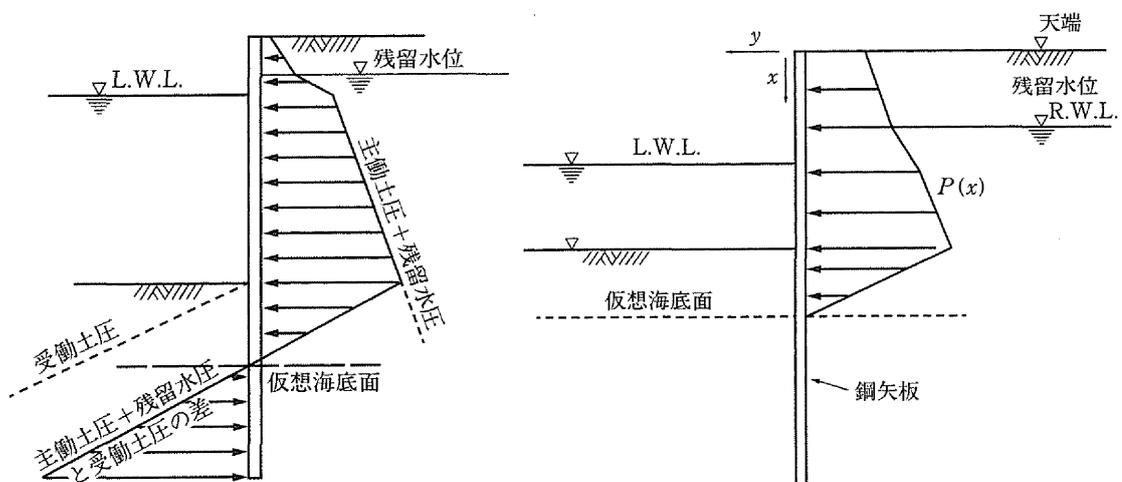


図-2.2-1 自立矢板壁の作用外力と仮想海底面（左）・片持ち梁の計算モデル（右）

（出典：「漁港・漁場の施設の設計の手引き」，2003）⁴⁾

1) 矢板の根入れ長の算定

矢板の必要根入れ長はチャンの方法と用いて、仮想海底面から $3/\beta$ （ β はチャンの式の特性値）以上を標準とするものとしている。

これに対して、港湾基準では港研方式を用いて、仮想海底面から $1.5l_{m1}$ （ l_{m1} は、頭部自由杭の曲げモーメント第1ゼロ点の深さ）としており、前述のように解法が異なる。

2) 矢板断面の応力度照査

自立矢板に生じる最大曲げモーメントおよびその位置は、杭頭自由の突出杭として、式(2.2-1)および式(2.2-2)より求める。常時ならびに地震時について最大曲げモーメントを計算し、腐食を考慮したときの断面係数で除して曲げ応力度を算出する。この曲げ応力度が許容応力度を超えない矢板断面を定めることとしている。

$$M_{max} = - \left\{ \frac{\sqrt{(1+2\beta_1 h)^2 + 1}}{2\beta_1 h} \exp \left(- \tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta_1 h} \right) \right\} Hh \quad (2.2-1)$$

$$l_{m \max} = \frac{1}{\beta_1} \tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta_1 h} \quad (2.2-2)$$

ここに、

$$\beta_1 = \sqrt[4]{\frac{E_s}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{k_h B}{4EI}} \quad : \text{特性値 (/m)}$$

M_{max} : 仮想海底面下における最大曲げモーメント (N・m/m)

h : 仮想海底面から全水平力の合力作用位置までの高さ (m)

H : 全水平力の合力 (N/m)

$l_{m \max}$: 仮想海底面から最大曲げモーメントが生じる点までの深さ (m)

3) 矢板頭部の水平変位量の照査

矢板頭部の水平変位量は、図-2.2-2 に示すように、仮想海底面での変位量 (δ_1)、仮想海底面位置のたわみ角による変位量 (δ_2)、ならびに仮想海底面より上の片持ち梁としての変位量 (δ_3) の和として表し、式(2.2-3)より算定するという方法である。頭部変位を3つの成分に分けて算定する方法は港湾基準も同じであるが、 $\delta_1 \cdot \delta_2$ に関して、漁港基準・河川基準は、特性値 β によるチャンの方法、港湾基準は港研方式に基づく点で異なっている。 δ_3 の片持ち梁としての変位量の算出方法は3基準で共通の方法といえる。

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 \quad (2.2-3)$$

$$\delta_1 = \frac{(1 + \beta h_0) H_0}{2EI\beta^3}$$

$$\delta_2 = \frac{(1 + 2\beta h_0) H_0 R_h}{2EI\beta^2}$$

$$\delta_3 = \frac{Q_0 R_h^3}{EI}$$

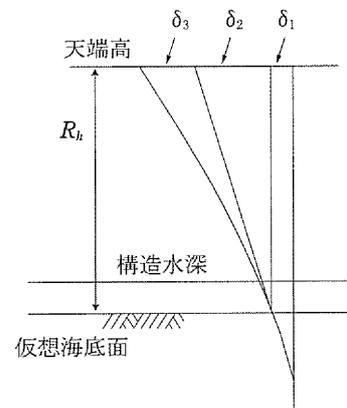


図-2.2-2 自立矢板頭部の変位 ($\delta_1 \cdot \delta_2 \cdot \delta_3$)

(出典：「漁港・漁場の施設の設計の手引き」, 2003) 4)

ここに、

- H_0 : 仮想海底面より上に作用する全水平力 (N/m)
 h_0 : 全水平力の合力の作用高さ (cm)
 E : 矢板の弾性係数 (N/cm²)
 I : 矢板の断面二次モーメント (cm⁴/m)
 R_h : 壁高 (cm)
 Q_0 : 変形係数 (N/m)
 β : 特性値 (/cm)
 δ : 自立矢板頭部の水平変位量 (cm)

4) 矢板頭部の水平変位量の許容値

矢板頭部の水平変位量の許容値については、利用条件により異なるが、自立矢板式においては、常時 5cm、地震時で 8cm 程度以下としている場合が多い、と漁港基準（2003 版）では記載されている。一方、河川基準では明記されていないものの常時 5cm、地震時で 7.5cm 程度以下としている場合が多い、と例示している。これに対して、港湾基準（1999 版）では、常時 5cm、地震時 10cm 程度としている。港湾基準では、性能規定化された 2007 版・2018 版では、特に地震時において許容変位量の規定値が記載されなくなった。表-2.2-1 に、自立矢板式係船岸の矢板壁天端の水平変位量の許容値を基準毎に整理しておく。

表-2.2-1 自立矢板式係船岸の矢板壁天端の水平変位量の許容値

	常時 (永続状態)	地震時 (レベル1 地震時)	備考
① 港湾基準（1999.4 版） ¹⁾	5cm 程度	10cm 程度	
② 港湾基準（2007.7 版） ²⁾	(記載なし)	(記載なし)	性能規定化
③ 港湾基準（2018.5 版） ³⁾	5cm 程度	(記載なし)	性能規定化
④ 漁港基準（2003 版） ⁴⁾	5cm 程度	8cm 程度	
⑤ 河川基準（2020 版） ⁵⁾	5cm 程度	7.5cm 程度	許容値は例示

5) 設計計算モデルについて

河川基準（2020 版）の中では、設計計算モデルに関して表-2.2-2 に示す解説が図示されている。港湾基準・漁港基準・河川基準のいずれも、電算を用いない時代の古典的な設計法の名残により、地上部（突出部）と根入れ部を分離して $\delta_1 \cdot \delta_2 \cdot \delta_3$ の変位成分をそれぞれ算出した後に加算する方法を採用している。しかし、近年は電算により弾性支承上の梁モデル（梁バネモデル）の計算を行うことが一般化していることから、の左欄の梁バネモデルで一体的に計算を行っても等価である旨の解説がなされている。

なお、本研究対象である前面地盤の固化改良を伴う自立式鋼管矢板護岸の場合、改良効果を付与するために、この梁バネモデルでの設計モデル構築が求められることとなる。

表-2.2-2 自立矢板壁の設計計算モデルの比較 (出典:「災害復旧工事の設計要領」, 2020) 5)

	鋼矢板壁全長を一体として設計した場合	鋼矢板壁を仮想地表面の上下で分割して設計した場合	
		地上部	根入部
計算モデル			
変位			
曲げモーメント			

2.2.2. 矢板前面地盤の改良効果の評価法

(1) 類似構造物である山留めの前面地盤全幅改良（先行地中梁）

抗土圧構造物の受働側の前面地盤が軟弱である場合、深層混合処理工法等のセメント系固化改良により地盤改良を行うことは有効な手段となる。護岸や係船岸では設計法が規定されていないことは2.2.1.節で述べたとおりであるが、山留め（掘削土留め工）では、対面する山留め壁まで全幅改良を行った場合の山留め設計法として、各種技術基準でその評価法が規定されている。例えば、「山留め設計指針（2017 改定）」（日本建築学会）⁶⁾では、根切り側の地盤改良を併用した山留めのうち全幅改良に相当する工法として、図-2.2-3(a)の全面改良と図-2.2-3(b)のストラット状改良を紹介している。全面改良は、根切り底の地盤を断面奥行方向に連続的に全面改良するもので、一般的な先行地中梁工法である。一方、ストラット工法は、断面奥行方向に改良体を梁状に適切な間隔で配置する工法である。全幅改良の山留め設計では、先行地中梁に相当する深度において改良強度に応じた改良体の地盤反力係数を用いることにより改良効果を評価することになる。ストラット状改良の場合には、断面奥行方向の改良体と原地盤との割合により、地盤反力係数を図-2.2-4の図中に示す算定式より求め、山留め設計を行うことが一般的である⁶⁾。

また、「鉄道構造物等設計標準・同解説 開削トンネル（2001.3）」（鉄道総合研究所編）⁷⁾においても、掘削土留め工の補助工法として用いるセメント固化改良について、一軸圧縮試験より得られる変形係数より改良体の地盤反力係数を算定して掘削土留め工の設計に反映するように規定している。

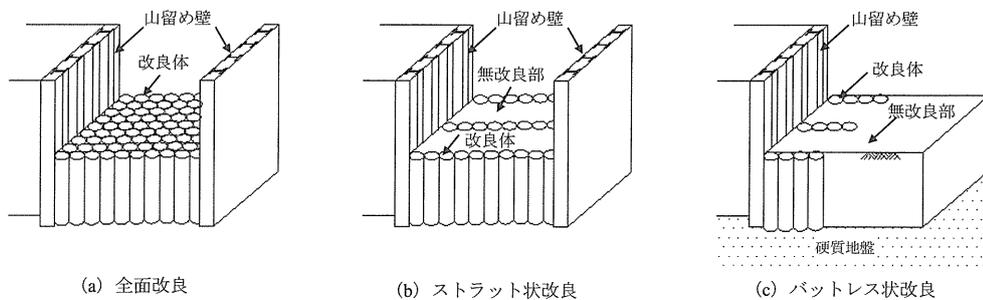


図-2.2-3 根切り側の地盤改良を併用した山留め（出典：「山留め設計指針」，2017）⁶⁾

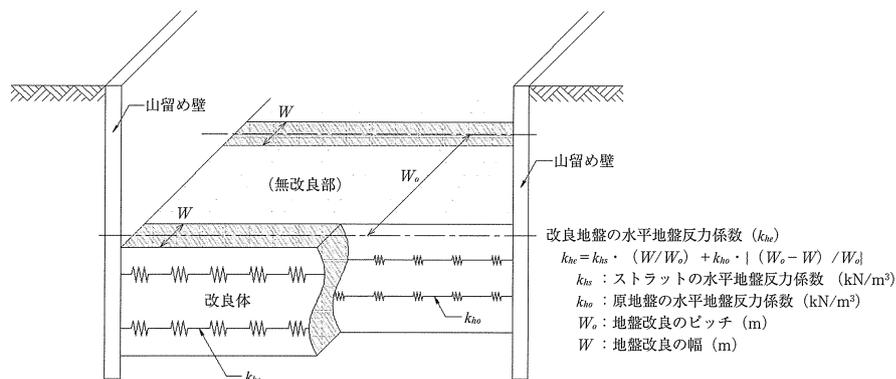


図-2.2-4 山留め設計でのストラット状改良のモデル化（出典：「山留め設計指針」，2017）⁶⁾

(2) 類似構造物である山留めの前面地盤有限幅改良（バットレス状改良）

前述した(1)の全幅改良の場合、改良体自体の地盤反力係数を用いた比較的簡易な設計体系を構築できるが、**図-2.2-3(c)**のバットレス状改良の場合、対面する山留めまで改良しない有限幅の改良であるため、設計法がより複雑となる。本研究対象の自立式鋼管矢板による河川護岸の前面の有限幅の地盤改良効果の評価が難しいことと類似している。

近年、近接施工を伴う大深度掘削等において、このバットレス工法が適用されており、複数の設計法が提案され試行されている状況である。「山留め設計指針（2017 改定）」（日本建築学会）⁶⁾でも本工法が紹介されている。**図-2.2-3(c)**に示すように、本工法は断面奥方向に適切な間隔で改良体による控え壁（バットレス＝扶壁）を構築する方法である。高い変位抑制効果を得るには、改良体の下端を硬質地盤に根入れすることの重要性が報告されている⁸⁾。その改良効果は、**図-2.2-5**に示すように、バットレスと原地盤が一体となって背面地盤からの側圧に抵抗することで山留め変位を抑制するものである。遠心模型実験や現場実測により合理的な改良体の配置や形状を検討した研究事例⁹⁾や、FEM解析により変位抑制効果の評価法を検討した事例¹⁰⁾¹¹⁾、さらには、水平地盤反力係数と改良地盤の粘着力の評価式を提案し、現場実測によりその効果を検証した研究¹²⁾などが報告されている。その他にも、都市部での大深度掘削工事に伴う鉄道高架橋への近接施工対策として適用した事例も報告されている¹³⁾。しかし、現在もいまだ研究段階であり、設計法として指針化された訳ではないようである。

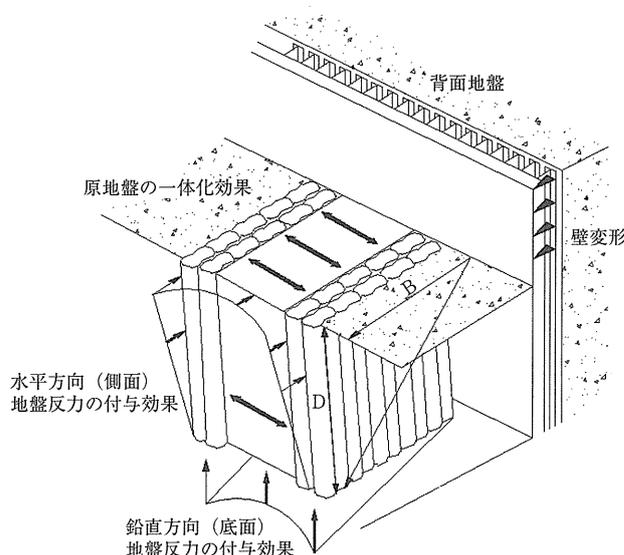


図-2.2-5 バットレス状改良による水平変位抑制の概念図（出典：「山留め設計指針」，2017）⁶⁾

(3) 自立式矢板護岸の前面固化改良に関する既往研究や適用実績

ここまでは、類似構造物として、山留め（掘削土留め工）の受働側の改良効果に関する既往研究等を整理してきたが、ここでは、本研究テーマ1の研究開始段階において調査した河川護岸あるいは港湾構造物の自立矢板壁の前面固化改良に関する既往研究あるいは設計事例をとりまとめておく。

a) 遠心模型実験等による矢板前面の固化改良の効果検証

まず、本研究の類似研究として、1996年～2000年にかけて報告された矢板前面（受働側）への深層混合処理工法の適用性・効果に関する一連の研究成果である。液状化する砂質土層ではないものの、粘性土層に設置された自立矢板壁の前面を固化改良したモデルについて、遠心模型実験とFEM解析を用いて改良効果を検証した研究である¹⁴⁾¹⁵⁾¹⁶⁾。2007年にも追加研究結果が報告されている¹⁷⁾。

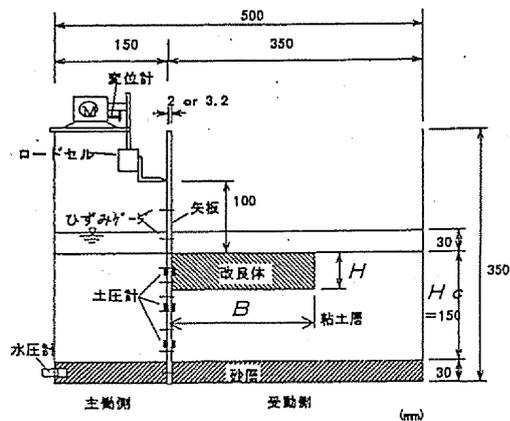


図-2.2-6 遠心模型実験モデル¹⁵⁾

遠心模型実験は、図 2.2-6 に示す装置とモデルに基づき実施された。矢板はⅢ型相当、φ1200の鋼管矢板相当の剛性の2通り、改良体は $B \cdot H$ を変化させ、感度分析が行われた。

1) 1996.9「矢板前面のDMM改良の効果に関する遠心模型実験」¹⁴⁾

- ・改良幅が小さいと明確な改良効果が現れず、大きくなると明確に現れる。
- ・改良幅が大きくなると、矢板の最大曲げモーメントの発生深度が浅くなる。
- ・改良幅と改良効果は線形関係ではない。

2) 1997.9「矢板前面のDMM改良の効果に関する研究」¹⁵⁾

- ・改良効果には、改良範囲と矢板の剛性の両方が影響する。
- ・矢板の剛性が増すことで、地盤改良の効果を発揮する範囲が広がる。

3) 2000.6「矢板の受働側への深層混合処理工法の適用性」¹⁶⁾

- ・改良体が小さいと回転モードが生じ、変形に抵抗しない。
- ・同じ改良体積の場合、改良深度よりも改良幅を増やした方が効果的である。
- ・改良幅が大きくなっていくと変位抑制効果が伸びていかない（頭打ちになる）。
- ・矢板剛性が低いと（Ⅲ型）、改良範囲変更時の感度が鈍く、剛性が高いと感度も高い。

これら一連の研究成果を受け、本研究テーマ1においても同様に、矢板の剛性や改良範囲をはじめとした改良効果に影響する要因をパラメータとした感度分析を行うことの重要性を認識するに至った。

b) 前面固化改良した自立式鋼管矢板による河川護岸の類似事例

本研究テーマ1の自立式鋼管矢板護岸の研究開始段階において事例調査を行ったところ、東京都において同一構造形式の護岸整備事例を確認することができた¹⁸⁾¹⁹⁾。対象護岸は東京港内の運河の護岸であり、老朽化と地盤沈下および耐震強化を目的として、既設の旧護岸の前面に自立式鋼管矢板護岸を新たに整備し、その受働側を有限幅で地盤改良したものである。臨海部の沿岸の地層の上部には、液状化対策を要する沖積砂層が堆積しており、セメント系固化材を用いた深層混合処理工法を用いて鋼管矢板前面に地盤改良が施されている。図2.2-7は、1992年に施工された豊洲地区における施工例である¹⁸⁾。

この施工事例は、構造形式のみならず、旧護岸の前面に耐震補強する目的として新たに護岸を設けることや、受働側に液状化を生じる沖積砂層が堆積するという地盤条件などの状況において、本研究テーマ1と共通点が多いことが分かる。種々の条件が酷似していることからこそ自ずと非常に似通った構造形式に辿り着いたと見なすべきかもしれない。

本事例の詳細な設計法までは残念ながら明確とはなっていないが、当該文献によれば、改良体底面と直下の粘性土との摩擦抵抗力を鋼管矢板の受働抵抗に加算する考え方を採り入れており、必要な受働抵抗を確保できるように改良幅・改良厚を設定する設計法であると読み取ることができる。その点で、2.2.3節で後述する大阪府西大阪治水事務所の旧指針（「自立式鋼管矢板設計マニュアル」, 2000.2）の従来設計法の考え方と同種であると見なすことができる。

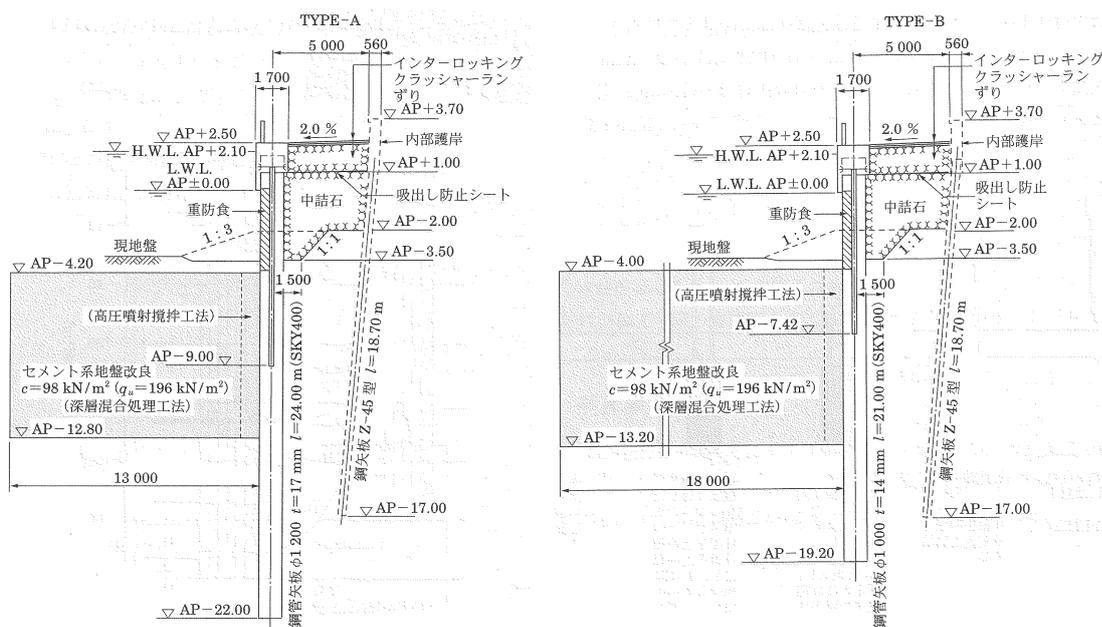


図-2.2-7 前面固化改良した自立式鋼管矢板河川護岸の整備事例（東京都）

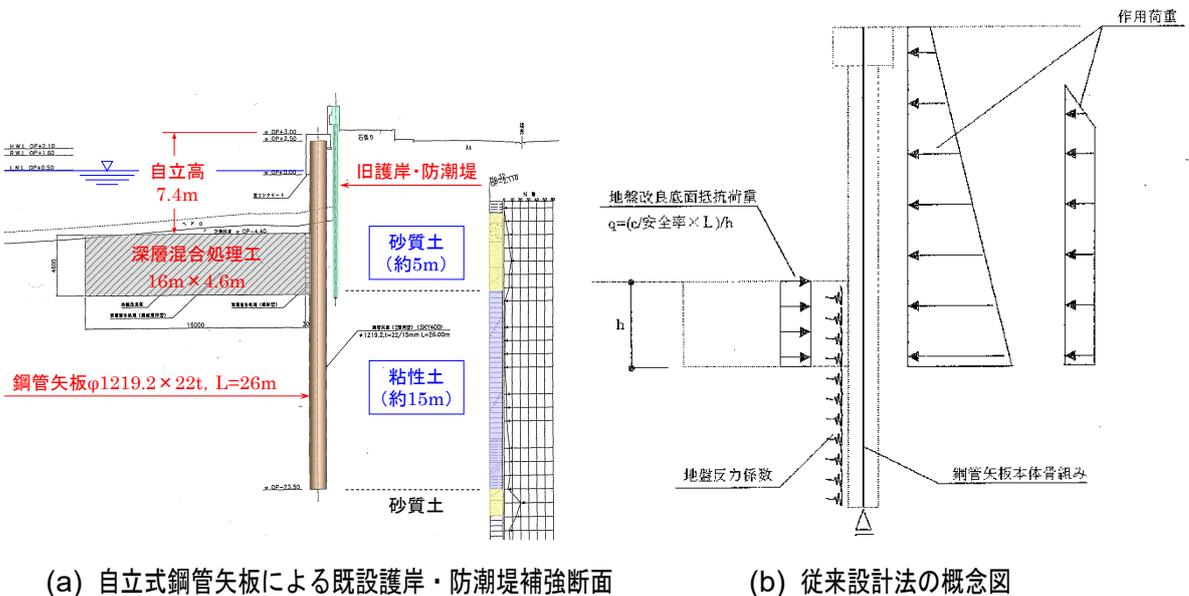
（出典：「セメント系固化材による地盤改良マニュアル（第3版）」, 2003）¹⁸⁾

2.2.3. 大阪府河川護岸における従来設計法

1.2 節で既に述べたとおり，大阪府西大阪治水事務所では，**図-2.2-8(a)**のように，管内の河川の既設護岸・防潮堤の川側に鋼管矢板を新設し，液状化が想定される前面地盤を部分固化改良する構造形式を採用し耐震補強を進めてきた．本研究テーマ1の研究開始時にも既に事業は順次進められていた．当時は，**図-2.2-8(b)**に示す「従来設計法」²¹⁾に基づき設計が行われていた．当該構造形式による護岸耐震補強の設計法の変遷を**表-2.2-3**に示しておく．この従来設計法は，2000.2に作成され運用されてきたものである．その後，本研究テーマ1において，新たに設計法を立案し，2005年に新設計法による指針を作成したという変遷になる．

ここでは，本研究開始段階で認識していた「従来設計法」の課題を整理しておく．本研究は，この課題を様々な角度から修正し，後述する実験的・解析的検証を踏まえ新たな設計法の立案に至ったことになる．

従来設計法の考え方は，**図-2.2-8(b)**の概念図に示すように，簡易に梁バネモデルに基づいたものであり，鋼管矢板の背後より作用する主働土圧および残留水圧に対し，受働側の原地盤の弾性バネ反力で抵抗するとし，加えて，改良体底面と下部粘性土層との摩擦力を受働抵抗力に置き換えて加算したモデルである．



(a) 自立式鋼管矢板による既設護岸・防潮堤補強断面

(b) 従来設計法の概念図

図-2.2-8 自立式鋼管矢板護岸の従来設計法の概念図 (2000.2, 大阪府西大阪治水事務所)²⁰⁾

表-2.2-3 自立式鋼管矢板護岸の設計法の変遷 (大阪府西大阪治水事務所)

設計法の変遷	設計指針・マニュアル名	作成・改定年月	備考
当初設計法	① 耐震護岸設計の手引き ²⁰⁾	1997.1	
従来設計法	② 自立式鋼管矢板設計マニュアル ²¹⁾	2000.2	本研究開始時の設計法
新設計法	③ 自立式鋼管矢板護岸設計指針 ²²⁾	2005.2 (2006.2改定)	本研究で立案した設計法
	④ 特殊堤設計マニュアル(案) ²³⁾	2006.10	同上

表-2.2-4 に、従来設計法に対する課題，即ち，改善が望まれる事項を抽出して整理した。同表の①～⑤の課題を踏まえ，研究を進めることとした。

表-2.2-4 従来設計法における課題

項目		課題（改善が望まれる点）
外力条件	主働側地盤の液状化	① 主働側地盤の液状化の影響は考慮していない。
	主働側の土水圧の下端	② 改良体下端まで土水圧を作用されるのは過大では？
改良体	改良体底面の摩擦力	③ 主働側の作用力によらず，常に極限の摩擦力を受働抵抗力として作用させてしまっている。
地盤バネ	受働側の砂層の地盤バネ	④ 砂層の地盤バネは，液状化による剛性低下の影響を考慮していない。
護岸許容変位	常時：5cm 地震時：20cm	⑤ 常時の許容値に対し地震時が4倍で相対的に大きい。耐震護岸であるが，常時で仕様が決定している事例が少なからず存在している。

また，当時，大阪府の他の河川筋において同形式の自立式鋼管矢板護岸の設計法が併行して検討されており，上記の従来設計法とも手法が異なっていたことから，本研究開始時に内容を確認していたので概念図を図-2.2-9 に示しておく。この設計法は，梁バネモデルの改良部に，改良強度に応じた「改良体自体」の非常に大きい地盤バネを設置して解析を行い，改良体部のバネ反力 F が砂層の受働土圧 f と摩擦抵抗力 R の和と釣合うように改良幅を設定するというものである。考え方は単純明快ではあるが，外的安定計算で釣合う改良幅を設定すれば，無限幅と同等の改良幅の効果が得られると仮定している点で，護岸変位が小さく算出される可能性があり，危険側の設計となることが否めないため，採り入れないこととした。

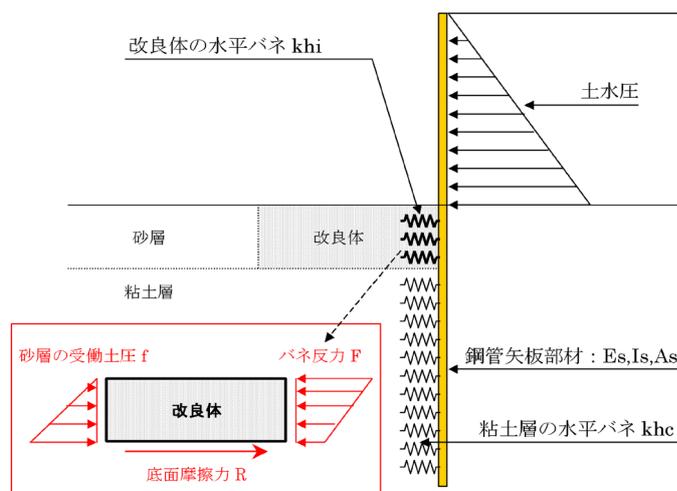


図-2.2-9 改良体の外的安定により改良幅を設定する設計法の概念図

2.2.4. 研究テーマ1に関わる知見と課題の整理

ここまで、研究テーマ1に係る既往の研究成果や従来設計法の考え方を整理してきたが、これらより得られた知見および本研究に際しての課題を以下に整理しておく。

2.2.1.節 自立式矢板護岸の設計法

- 1) 自立式矢板構造は、矢板自体の剛性と根入れ部の地盤反力だけで外力に抵抗するもので、受働側地盤面付近は塑性変位が生じやすい。これより、港湾基準・漁港基準・河川基準のいずれも、「仮想海底面」の考え方を採り入れている。
- 2) 矢板天端変位は、仮想海底面での変位量 (δ_1)、仮想海底面位置のたわみ角による変位量 (δ_2)、ならびに仮想海底面より上の片持ち梁としての変位量 (δ_3) の和として計算する設計法ではあるが、梁バネモデルを用いた設計法でも等価である。
- 3) 自立式矢板護岸（係船岸）の矢板天端の許容変位量は、基準により異なるが、常時で5cm程度、地震時で7.5cm～10cm程度を目安として設定されている。
- 4) しかしながら、受働側地盤が軟弱な場合や液状化する場合に、矢板前面地盤を地盤改良し、その効果を考慮した設計を行うための設計法は、いずれの基準にも規定されていないことが実情である。【課題】

2.2.2.節 矢板前面地盤の改良効果の評価法

- 1) 類似の抗土圧構造物である山留め（掘削土留工）において、前面地盤を「全幅」で固化改良する工法は、先行地中梁とも呼ばれ、設計法が明確になっている。
- 2) 同じく、山留めにおいて、前面地盤を「有限幅」で固化改良する工法は、バットレス工法とも呼ばれ、各種設計法が提案され実際に山留め工事への適用事例もある。しかし、設計法として指針化された手法はいまだ存在しない。
- 3) 遠心模型実験に基づく矢板前面の固化改良の効果検証に関する一連の既往研究があることが分かった。設計法までは提案されていないが、改良範囲や矢板剛性に関する感度分析結果は、本研究への取組みに際し有用な情報となる。
- 4) 東京都において、前面地盤を有限幅で固化改良した自立式鋼管矢板護岸の整備事例があることが判明した。設計法の詳細は不明だが、大阪府の従来設計法と類似していることが想定される。

2.2.3.節 大阪府河川護岸における従来設計法

- 1) 大阪府の対象河川において、2000.2に制定された「従来設計法」により、前面地盤を部分固化改良した自立式鋼管矢板護岸の設計が従来行われてきた。本研究において改善すべき従来設計法における課題を表-2.2-4に整理した。【課題】

2.3. 研究テーマ2（第4章）に関する既往研究や従来設計法

2.3.1. 控え式矢板護岸の設計法

(1) 港湾基準の設計法

控え式矢板護岸あるいは控え式矢板係船岸の設計法については、「港湾の施設の技術上の基準・同解説」（港湾基準）の中の「矢板式係船岸」節に規定されている。本研究対象の既設河川護岸の設計時期より現行基準に至るまで、港湾基準は幾度となく改定がなされてきたが、最近の基準改定履歴は以下の①～③である。

- ① 1999.4 版²⁴⁾：L1・L2 地震の2段階設計を規定。許容応力度法・安全率法を踏襲。
- ② 2007.7 版²⁵⁾：仕様規定より性能規定へ。信頼性設計法（部分係数法）の採用。
- ③ 2018.5 版²⁶⁾：現行基準。設計の効率化の観点より新たな部分係数法を導入。

上記のとおり、①～③の変遷の中で、設計概念は大きく変更されたと言えるが、それは、①→②の許容応力度法・安全率法から部分係数法への設計体系の変更である。一方で、本節で取り上げる矢板式係船岸の標準的な設計法は、基準改定履歴において基本的に変更されていない。その矢板式係船岸の矢板本体の設計法を以下に示す。

a) 簡便な従来設計法（フリーアースサポート法+仮想ばり法）

控え工を有する矢板壁は、簡便で実績ある従来設計法に基づき設計されてきた。即ち、矢板壁の根入れ長（矢板壁長）の算定には「フリーアースサポート法」を、矢板壁の断面設計には「仮想ばり法」をそれぞれ適用するということが最も標準的な設計法である。

フリーアースサポート法は、受働土圧によるタイ材取付点に関するモーメントと、主働土圧および残留水圧によるタイ材取付点に関するモーメントの釣合いより、式(2.3-1)を満足するように根入れ長を算定する方法である。なお、ここでは、部分係数法による手法ではなく、従来設計法として上記①1999.4 版²⁴⁾の安全率法による旧基準の手法を掲載した。

$$M_p = F \cdot M_A \quad (2.3-1)$$

ここに、

M_p : 受働土圧によるタイ材取付点に関するモーメント (kN・m/m)

M_A : 主働土圧および残留水圧によるタイ材取付点に関するモーメント (kN・m/m)

F : 安全率

(砂質土地盤：常時 1.5 以上，異常時 1.2 以上，硬い粘性土地盤：常時・異常時 1.2 以上)

また、仮想ばり法は、矢板の最大曲げモーメントおよびタイ材取付点反力を、図-2.3-1 のように、タイ材取付点および海底面を支点とし、海底面から上の土圧および残留水圧が作用する単純ばりと仮想して求める方法である。矢板壁は最大曲げモーメントより断面諸元を設定し、タイ材および控え工はタイ材取付点反力に基づきさらに設計を行う。

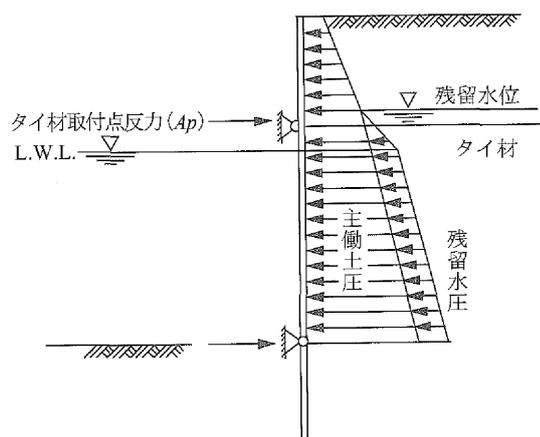


図-2.3-1 港湾基準における仮想ばり法の概念図

(出典：「港湾の施設の技術上の基準・同解説」，2018.5)²⁶⁾

b) 矢板断面の剛性や地盤の硬軟を考慮する方法（ロウの方法）

上記 a) のフリーアースサポート法と仮想ばり法を組み合わせた方法は簡便で実績もあり、従来より用いられてきた手法であるが、矢板の断面剛性や海底地盤の硬軟などを考慮した設計法ではない。しかしながら、矢板壁の力学的挙動は、本来は矢板の剛性、根入れ長、地盤の硬軟に影響されることが知られている。近年は岸壁の大深度化に伴い、鋼管矢板を採用する等、矢板壁の断面剛性が大きくなり、従来設計法では危険側の設計となる場合もある。このとき、矢板断面の剛性や地盤反力係数の影響を考慮する方法として、矢板壁の根入れ長に対してはフリーアースサポート法とロウの方法でそれぞれ算定して比較する手法が、矢板壁の断面設計に対しては仮想ばり法の照査結果をロウの方法で補正する手法が提唱されている。

$$\omega = \rho \cdot l_h = (H_T^4 / EI) \cdot l_h \quad (2.3-2)$$

ここに、

ω : シミュラリティナンバー ($= \rho \cdot l_h$)

ρ : フレキシビリティナンバー ($= H_T^4 / EI$) (m^3/MN)

H_T : タイ材取付点から海底面までの高さ (m)

E : 矢板壁のヤング係数 (MN/m^2)

I : 矢板壁の単位幅当たりの断面二次モーメント (m^4/m)

l_h : 矢板壁の地盤反力係数 (MN/m^3)

タイ材取付点から海底面までの高さ (H_T : 岸壁の水深に相当)、矢板壁の剛性 (EI) および受働側地盤の硬軟 (l_h) に係るパラメータである式(2.3-2)のシミュラリティナンバー ω に応じて、図-2.3-2 の $\rho = D_F/H_T$ より必要な根入れ長 D_F を求め、フリーアースサポート法で

求めた根入れ長と比較して最終的な根入れ長を決定する。一方、矢板の最大曲げモーメントおよびタイ材張力は、式(2.3-2)のシミュリティナンバー ω に応じて、図-2.3-3 および図-2.3-4 より仮想ばり法に対する補正係数 $\mu = M_F/M_T$ および $\tau = T_F/T_T$ を求め、曲げモーメント値およびタイ材張力値にそれぞれ乗じて補正を行うものである。

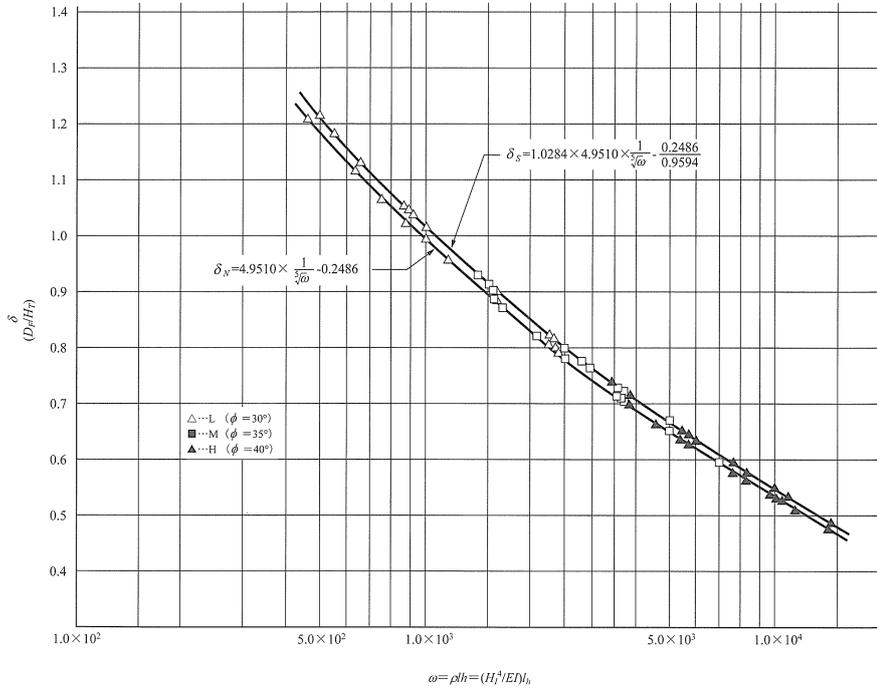


図-2.3-2 ロウの方法による矢板壁の根入れ長の算定図 ($\omega \sim \rho$ 相関図)

(出典：「港湾の施設の技術上の基準・同解説」，2018.5) ²⁶⁾

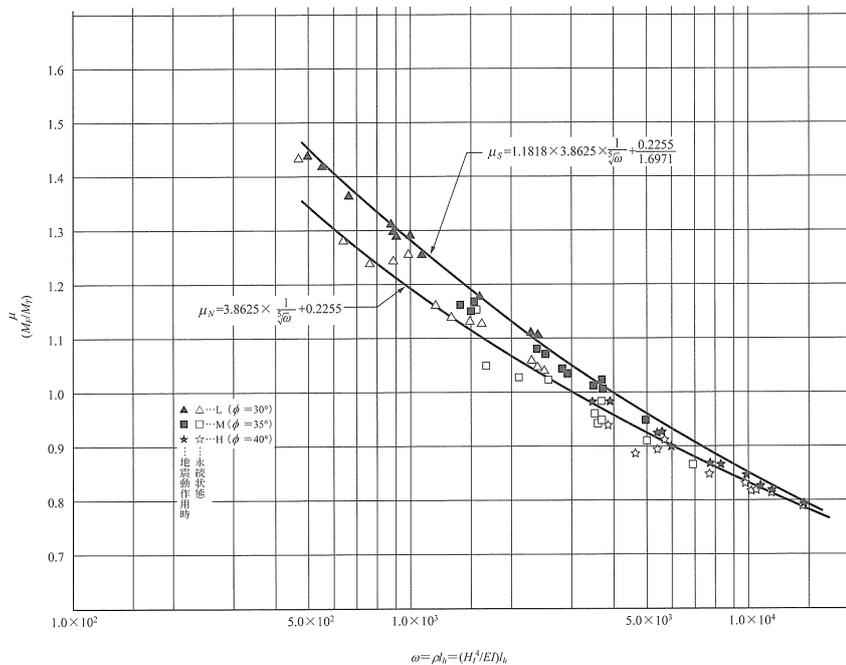


図-2.3-3 ロウの方法による矢板壁の曲げモーメント補正係数の算定図 ($\omega \sim \mu$ 相関図)

(出典：「港湾の施設の技術上の基準・同解説」，2018.5) ²⁶⁾

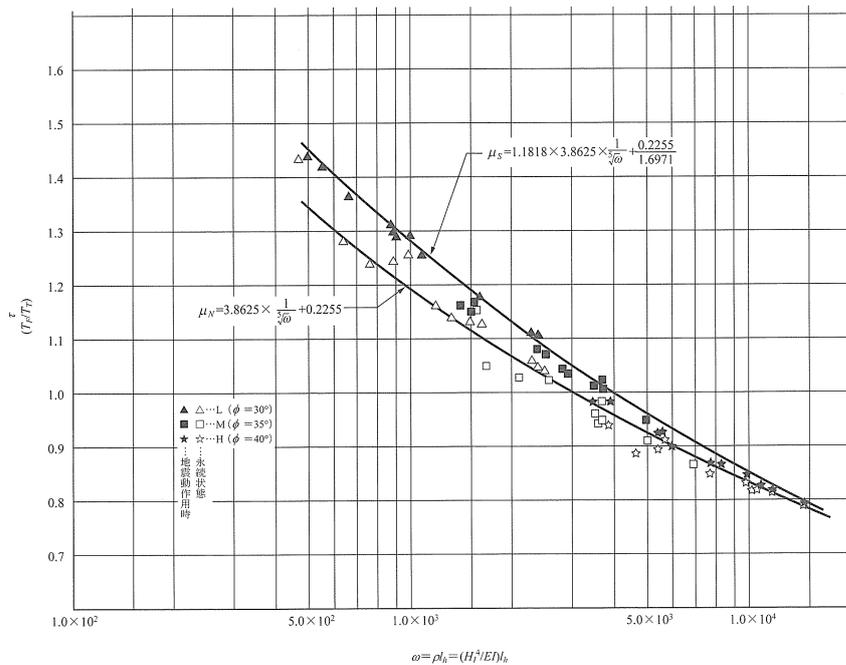


図-2.3-4 ロウの方法による矢板壁のタイ材張力補正係数の算定図 ($\omega \sim \tau$ 相関図)

(出典：「港湾の施設の技術上の基準・同解説」，2018.5) ²⁶⁾

この設計法は、力の釣合いだけによる古典的な設計法より一歩進めて、地盤と矢板の相對剛性を考慮した設計法となっており、鋼管矢板等の高剛性の矢板壁の場合や、受働側がやや軟弱な粘性土地盤の場合にも適用できるものと考えられる。

(2) 漁港基準の設計法

上記の港湾基準の設計法に対し、「漁港・漁港の施設の設計の手引き（2003年版）」（漁港基準）²⁷⁾における標準的な矢板式係船岸の設計法も基本的にはほぼ同じ考え方である。しかし、仮想ばり法による矢板壁の断面設計において港湾基準では採用されていない考え方を適用している。図-2.3-5に示すように、海底地盤が砂質土の場合には、港湾基準と同様に仮想ばり法の下側支点を海底面に設けるが、粘性土の場合には、残留水圧を含む主働土圧強度と受働土圧強度が釣合う点（「仮想海底面」と称する）まで下側支点を下げ、矢板の径間を広げて断面設計を行う体系となっている²⁷⁾。比較的良好な砂質土に比べて、受働抵抗の小さい粘性土の影響を考慮し、発生断面力が実際より小さく算定されないように配慮した設計法であると考えられる。なお、この「仮想海底面」の考え方は、港湾基準¹⁾²⁾³⁾、漁港基準⁴⁾および河川基準⁵⁾の自立矢板式係船岸の設計法において採用されているものと同じである。控え工のある矢板式係船岸の設計法では、港湾基準²⁴⁾²⁵⁾²⁶⁾においては特に記載がなく、漁港基準²⁷⁾においてのみ規定されている。

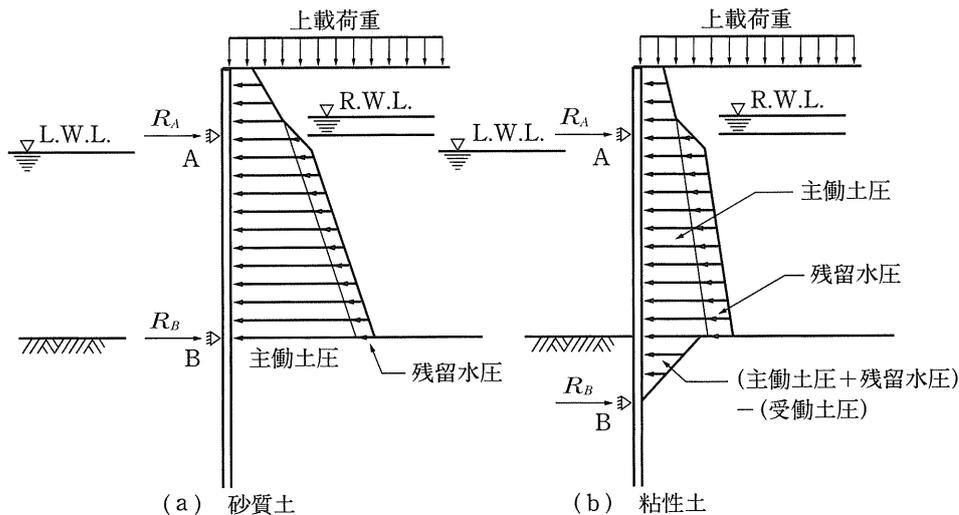


図-2.3-5 漁港基準における仮想ばり法概念図

(出典：「漁港・漁場の施設の設計の手引き」，2003)²⁷⁾

(3) 既往研究や従来設計法に対する課題抽出

これまで整理した上記の標準的な矢板式係船岸の設計法を本研究対象である対象河川の控え式矢板護岸に適用する場合の課題を抽出する。港湾基準にせよ、漁港基準にせよ、古典的な従来設計法は、水深が比較的浅く、受働側の海底地盤も比較的よく締まった砂質土を想定した場合の設計法として、フリーアースサポート法と仮想ばり法を組み合わせた簡便な手法が従来より適用されてきた。近年の岸壁の大深度化や海底地盤が比較的軟弱な「粘性土」である場合の対処としては、港湾基準では「ロウの方法」の適用、漁港基準では「仮想海底面」の適用がされ、危険側の設計とされない配慮がなされている。

しかしながら、本研究テーマ2（第4章）の河川護岸のように、受働側地盤が比較的軟弱な砂質土地盤で地震時の液状化が想定される場合の設計法に関しては、港湾基準にも漁港基準にも現在でも設計法としての規定がないことが実情である。これは、両基準ともに、液状化に対しては、地盤改良等の液状化対策を実施した上で設計することを前提とした設計体系となっていることに起因すると想定される。しかしながら、当該河川護岸では、液状化を許容した設計も視野に入れた設計法を構築する必要があることから、本研究において設計法を検討することが課題となる。

2.3.2. 深層混合処理工法の現行の設計体系の整理

第4章で後述するように、研究テーマ2では、砂質土層の液状化抑止に加え、津波防御を目的とした防潮堤の変位抑制（L2 耐震対策）、護岸の強度保持（L1 耐震対策）という複合的な対策目的を満たす工法として、結果的に「格子式改良」の深層混合処理工法（高圧噴射攪拌工）を採用し、護岸と防潮堤間の約10m間の液状化対象層を地盤改良することになった（図-2.3-6）。ここでは、本研究におけるこの地盤改良工の設計法検討に先立ち、セメント系固化改良である深層混合処理工法の従来設計法の考え方について以下に整理しておく。

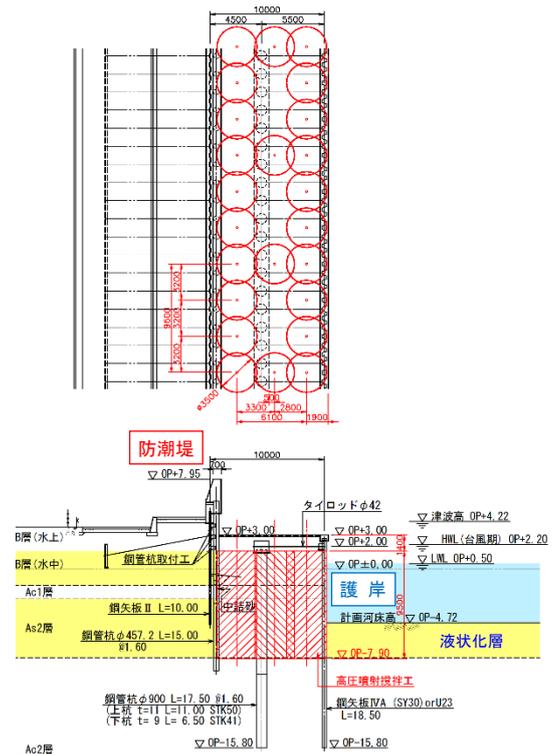


図-2.3-6 地盤改良平面図・断面図

【深層混合処理工法の設計体系】

以下の3つの深層混合処理工法に関するマニュアルを参考に、設計体系を整理する。

- ・「陸上工事における深層混合処理工法設計・施工マニュアル改訂版」(土木研究センター, 2004.3)²⁸⁾
- ・「港湾・空港における深層混合処理工法技術マニュアル」(沿岸技術研究センター, 2014.10)²⁹⁾
- ・「セメント系固化材による地盤改良マニュアル(第4版)」(セメント協会, 2014.9)³⁰⁾

1) 設計の考え方による分類

- ① 複合地盤的設計手法
- ② 構造的設計手法

セメント系固化改良である深層混合処理工法の現行の設計体系としては、大きく2種類に大別される。「複合地盤的設計手法」と「構造的設計手法」である。前者は、固化改良をあくまでも地盤として捉え、改良強度と改良率に応じた複合地盤の強度を評価して設計する手法である。杭式改良においてこの方法が採用されることが多い。

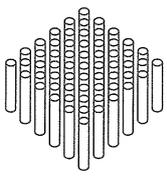
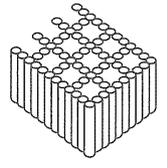
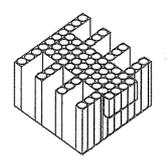
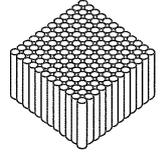
一方後者は、地盤改良を「セメント固化改良体」としてコンクリート構造物のような構造物として設計する手法である。改良域を剛体と仮定した外的安定検討(転倒・滑動・支持力照査)、改良体そのものが全体破壊あるいは局部破壊しないことを照査する内的安定検討、ならびに、円弧すべりによる全体系の安定検討等を行うことが標準的な設計法である。格子式、壁式、ブロック式改良でこの方法が採用されることが多い。

地盤か構造物かの取扱いが異なるため、複合地盤的設計法では改良地盤の設計基準強度により設計するが、構造物的設計法では安全率で除した改良体の許容応力度で設計する点も当然ながら相違することになる。

杭式、格子式、壁式、ブロック式改良の各形式の比較表を表-2.3.1 に示す。

表-2.3-1 深層混合処理工法の代表的な改良形式

(出典：「セメント系固化材による地盤改良マニュアル第4版」，2014) 30)

改良形式	概要	安定性	経済性	施工性	設計上の考え方
杭式	 <p>改良杭を平面的に群杭状に配置する。</p>	水平外力が小さい場合は安定。	改良域に対して改良容積が小さく経済的で、工期も短い。	高い施工精度は要求されない。	改良域を複合地盤として設計されることが多い。 杭体の応力検討が必要となる。
格子式	 <p>改良杭をオーバーラップさせて格子状に配置する。</p>	ブロック式に準じる。	ブロック式に比べて改良部分が少くないため安価。	改良体を相互にオーバーラップさせるため、高い施工精度が要求される。 格子状に配置するため施工手順が煩雑となる。	構造的な設計方法が行われることが多い。 3次元的な内部応力の検討が必要な場合がある。
壁式	 <p>外力に対してのり線方向に、改良杭をオーバーラップさせて配置する。長杭と短杭を組み合わせる。</p>	各改良壁が一体として抵抗する場合は安定性が高い。	ブロック式に比べて改良部分が少くないため安価。	長杭と短杭のオーバーラップ部分に高い施工精度が要求される。	壁間の未処理土を考慮する必要がある。 内部安定により改良範囲が左右される場合がある。
ブロック式	 <p>改良杭をオーバーラップさせて改良範囲全域を改良する。</p>	改良域全体が一体となって外力に抵抗するため、安定性が高い。 水平力に対する変形は小さい。	改良域に対して改良容積が大きくなり、工期も長い。	改良体を相互にオーバーラップさせるため、高い施工精度が要求される。	構造的な設計方法が行われることが多い。

2) 用途別分類

- ① 盛土等の沈下対策・すべり対策
- ② 各種構造物の基礎地盤
- ③ 液状化対策
- ④ 抗土圧構造物の主働側の土圧低減
- ⑤ 抗土圧構造物の受働側の受働抵抗増大
- ⑥ 掘削土留め工におけるヒービング対策・盤ぶくれ対策

深層混合処理工法の用途別分類はマニュアルによっても異なり²⁸⁾²⁹⁾³⁰⁾、明確になっている訳ではないが、概ね上記のように分類できる。このうち、本研究テーマ2における対策目的からすると、**図-2.3-6**において、上記③・④・⑤の用途を兼ね備える必要があるであろう。即ち、液状化対象層である砂質土層に対して③、護岸への土圧低減として④、防潮堤の受働抵抗増大として⑤である。

③の液状化対策の場合、格子式改良またはブロック式改良を採用することが標準的であり、特に格子式改良の場合において、「液状化対策工設計・施工マニュアル（案）」（1999）³¹⁾に基づき設計する旨推奨されている²⁸⁾²⁹⁾。

また、④の主働側の土圧低減については、**図-2.3-7**のように、ブロック式または、接円ラップ式を原則とすることが示されている。その上で、**式(2.3-3)**のように、改良地盤の設計基準強度 q_{uck} の 1/2 を c とし ϕ は無視し、改良地盤からの主働土圧を算定することにより土圧低減効果を考慮するものとしている²⁹⁾。即ち、ここでは、複合地盤的設計法が採り入れられていることになる。

$$c = 1/2 \cdot q_{uck} \quad (2.3-3)$$

ここに、

c : 改良地盤の粘着力 (kN/m²)

q_{uck} : 改良地盤の設計基準強度 (kN/m²)

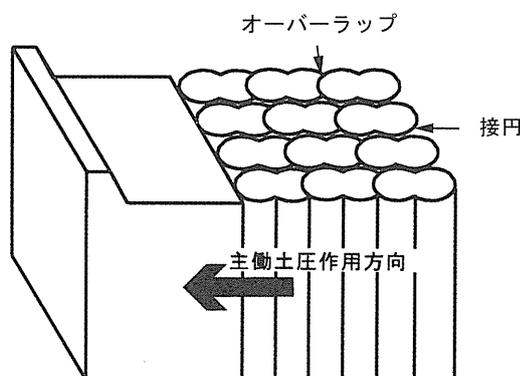


図-2.3-7 主働側の土圧軽減を目的とした改良体配置（接円ラップ式）

（出典：「港湾・空港における深層混合処理工法技術マニュアル」，2014）²⁹⁾

なお、⑤の受働側の受働抵抗増大の設計法に関しては、参照マニュアルにおいても設計法が確立していないことが記載されており、本研究テーマ1の研究内容他が紹介されている程度である²⁹⁾³⁰⁾。

2.3.3. 研究テーマ2に関わる知見と課題の整理

ここまで、研究テーマ2に係る既往の研究成果や従来設計法の考え方を整理してきたが、これらより得られた知見および本研究に際しての課題を以下に整理しておく。

2.3.1.節 控え式矢板護岸の設計法

- 1) 控え式矢板護岸（係船岸）の設計法は、港湾基準、漁港基準に規定があり、水深が比較的浅く、受働側地盤も比較的よく締まった砂質土を想定した、フリーアースサポート法と仮想ばり法を組み合わせた簡易な手法が適用されてきた。
- 2) 近年の護岸水深の大深度化や軟弱な「粘性土」地盤への対処として、港湾基準では、「ロウの方法」、漁港基準では「仮想海底面」の適用が推奨され、危険側の設計とならない配慮がなされている。
- 3) しかし、受働側地盤が液状化する場合の設計法に関しては、いずれの基準にも規定がない。液状化対策の実施を前提としており、液状化を許容した設計について特に取り決めがある訳ではない。【課題】

2.3.2.節 深層混合処理工法の現行の設計体系の整理

- 1) 深層混合処理工法の設計の考え方による分類として、「複合地盤的設計手法」と「構造物的設計手法」がある。前者は、改良部を改良強度と改良率に応じた複合地盤として評価する方法で、後者は、改良域を構造物として設計する手法で、根本的に設計思想が異なる。
- 2) 杭式改良は「複合地盤的設計手法」を、格子式・壁式・ブロック式改良は「構造物的設計手法」を採用することが多い。
- 3) 深層混合処理工法の用途別分類では、6種類程度に分類できるが、本研究テーマ2の対策目的では、③液状化対策、④抗土圧構造物の主働側土圧低減、⑤抗土圧構造物の受働抵抗増大、が該当する。
- 4) ③液状化対策は、格子式またはブロック式改良を採用することが標準的である。
- 5) ④の主働側土圧低減は、ブロック式または接円ラップ式を採用し、複合地盤的設計法により設計することが標準的である。

2.4. 研究テーマ3（第5章）に関する既往研究や従来設計法

2.4.1. 補強土壁設計における基礎地盤の液状化

補強土とは、盛土内に敷設された補強材（鋼材・ジオテキスタイル等）と盛土材料との間の摩擦抵抗力または支圧抵抗力によって盛土の安定性を補い、標準法面勾配より急な盛土・擁壁構造を造るこ構造物である。法面勾配（壁面勾配）が1：0.6よりも急なものを「補強土壁」、1：0.6またはそれよりも緩いものを「補強盛土」と定義される。

ジオテキスタイル補強土壁等の補強土壁の設計については、「道路土工 擁壁工指針（平成24年度版）、第6章補強土壁」³¹⁾に規定されている。この中で、補強土壁を設置する基礎地盤の液状化に関して以下1) 2) のとおり記載されている。液状化により変状が想定される場合には液状化対策を実施した上で補強土壁を設置するように規定されているが、液状化を許容して補強土壁の変形を許容した場合の許容変形量がこれまで明らかとなっていないことから、実際のところ、液状化が懸念される場合には、対策を実施してきたことがこれまでの実情であると考えられる。

しかしながら、第4章にて後述するように、本研究テーマ2では、レベル1地震に対しては液状化せず、レベル2地震に対して液状化が生じる対象地盤・対象地震動という条件で、なおかつ、液状化対策が容易でないという状況も加わり、液状化による基礎地盤の変形を勘案した設計法を検討していくこととなった。このため、次節では、補強土壁の変形性能に関する既往研究成果について整理しておく。

【液状化に対する記載事項】 「道路土工 擁壁工指針（平成24年度版）、第6章補強土壁」³¹⁾

1) 6-1 補強土壁の定義と適用 (2)補強土壁の適用 3)適用にあたっての留意点 ③軟弱地盤への適用 (p232)

“砂質地盤では地震時の地盤の液状化による壁面の変形等も懸念される。柔な構造物である補強土壁は、基礎地盤の変形に対してある程度の追随性を有しているが、基礎地盤の沈下等により変形量が大きくなると、土留め壁としての機能を満足することができない。このため、軟弱地盤上に補強土壁を適用する場合には、入念な地盤調査に基づき地層構成や地盤特性を調べ、想定される圧密沈下量、不同沈下や全体すべり等を検討し、上記のような変状が想定される場合は、「道路土工—軟弱地盤対策工指針」³²⁾に従い、軟弱地盤対策を計画したうえで、補強土壁の設置を検討する。”

2) 6-4 設計に用いる荷重 (3)地震の影響 2)地震の影響の種類 ③地盤の液状化の影響 (p246)

“基礎地盤の内部に飽和したゆるい砂質土層が存在すると、地震時に液状化し、強度及び支持力が低下する可能性がある。したがって、このような地盤上に補強土壁を適用する場合には、設計において地盤定数の低減や必要に応じて地盤改良等による基礎地盤の対策を検討する。なお、地盤の液状化の判定及び地盤定数の低減については、「道路土工—軟弱地盤対策工指針」³²⁾によるものとする。”

2.4.2. ジオテキスタイル補強土壁の変形性能

補強土壁の変形性能に関する既往研究はそれほど多くはないようであるが、遠心模型実験に基づく壁面の傾斜角の許容値を示唆する研究成果 2 編について整理しておく。

井澤ら (2007)³³⁾は、2001 年～2003 年に既に報告済み³⁴⁾³⁵⁾³⁶⁾である補強土壁の遠心傾斜台実験および遠心振動台実験の一連の結果を再整理し、壁面変位と補強領域内に発生するすべり線との関係について報告している。補強土壁模型は、**図-2.4-1(a)**に示すモデルが共通して用いられている。模型の壁高 150mm で 50G の遠心場で実験が行われているため、7.5m の壁高の補強土壁を対象としている。補強材は、**図-2.4-1(b)**の厚さ 1mm のポリカーボネイト製 (破断強度 20kN/m, 引張剛性 506kN/m) のジオグリッドが用いられている。実験に用いられた試料は、豊浦砂, ケイ砂 5 号, ケイ砂 3 号の 3 種類で、試料の違いによる実験結果が比較されている。

実験の結果、試料の違いによる補強特性にかかわらず、150mm (実大 7.5m) の 5 分割された最下部パネルの壁面の傾きがおおよそ「3%」を超えたところで、補強領域内にすべり線が発生することが報告されている。但し、実験結果をよく観察すれば、**図-2.4-2**のように、最下部パネルの壁面傾斜は壁面全体の平均的な傾斜よりも幾分か小さいことが分かる。即ち、補強領域内にすべり線が発生したときの壁面傾斜を全体平均傾斜で判定した場合には、3%よりも大きくなりそうである。許容傾斜角の設定に影響する重要な点となる。

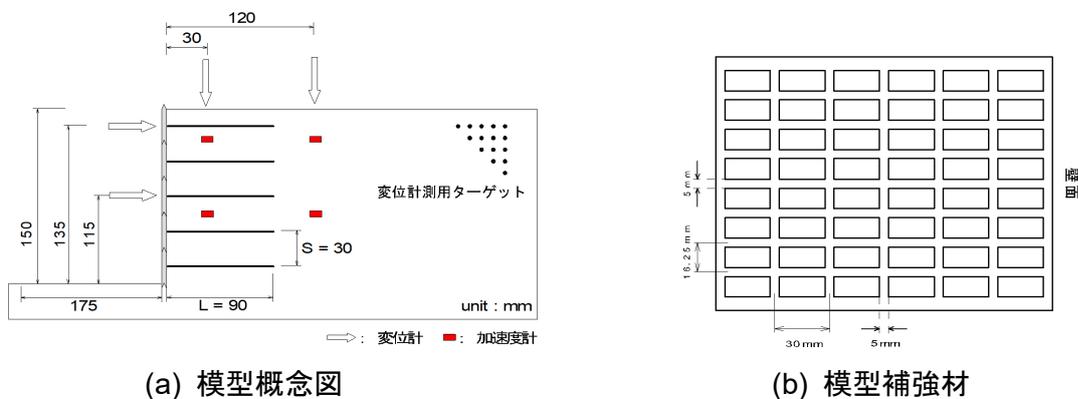


図-2.4-1 遠心傾斜台実験および遠心振動台実験 (遠心加速度 50G)³³⁾

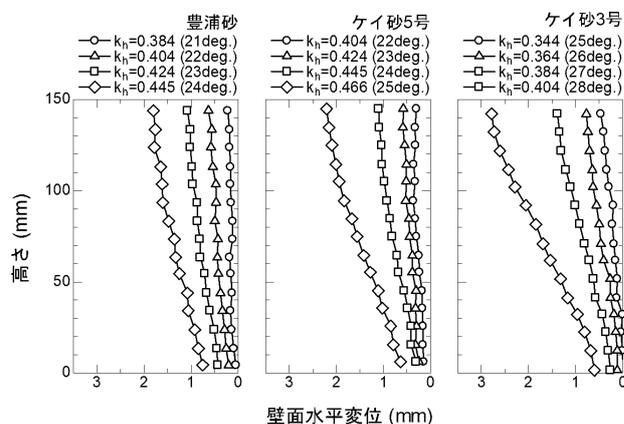


図-2.4-2 遠心傾斜台実験における壁面水平変位分布³³⁾

また、辻ら (2011)³⁷⁾は、二重構造を有するジオテキスタイル補強土壁の動的遠心模型実験（遠心加速度 50G、壁高約 20m 相当）を行い、補強土壁の変形性能や補強材を含めた耐震性能を報告している。

実験ケースは、**図-2.4-3** の 4 ケースで、CASE1 と CASE2 は壁面材がない「二重壁構造ではない」ケースで、CASE3 と CASE4 は壁面材のある「二重壁構造」のケースで、CASE3 は補強材不等長、CASE4 は補強材等長としている。入力加速度は**図-2.4-4** のように、STEP1（神戸波）～STEP2（正弦波 200gal）～・・・～STEP9（正弦波 800gal）である。

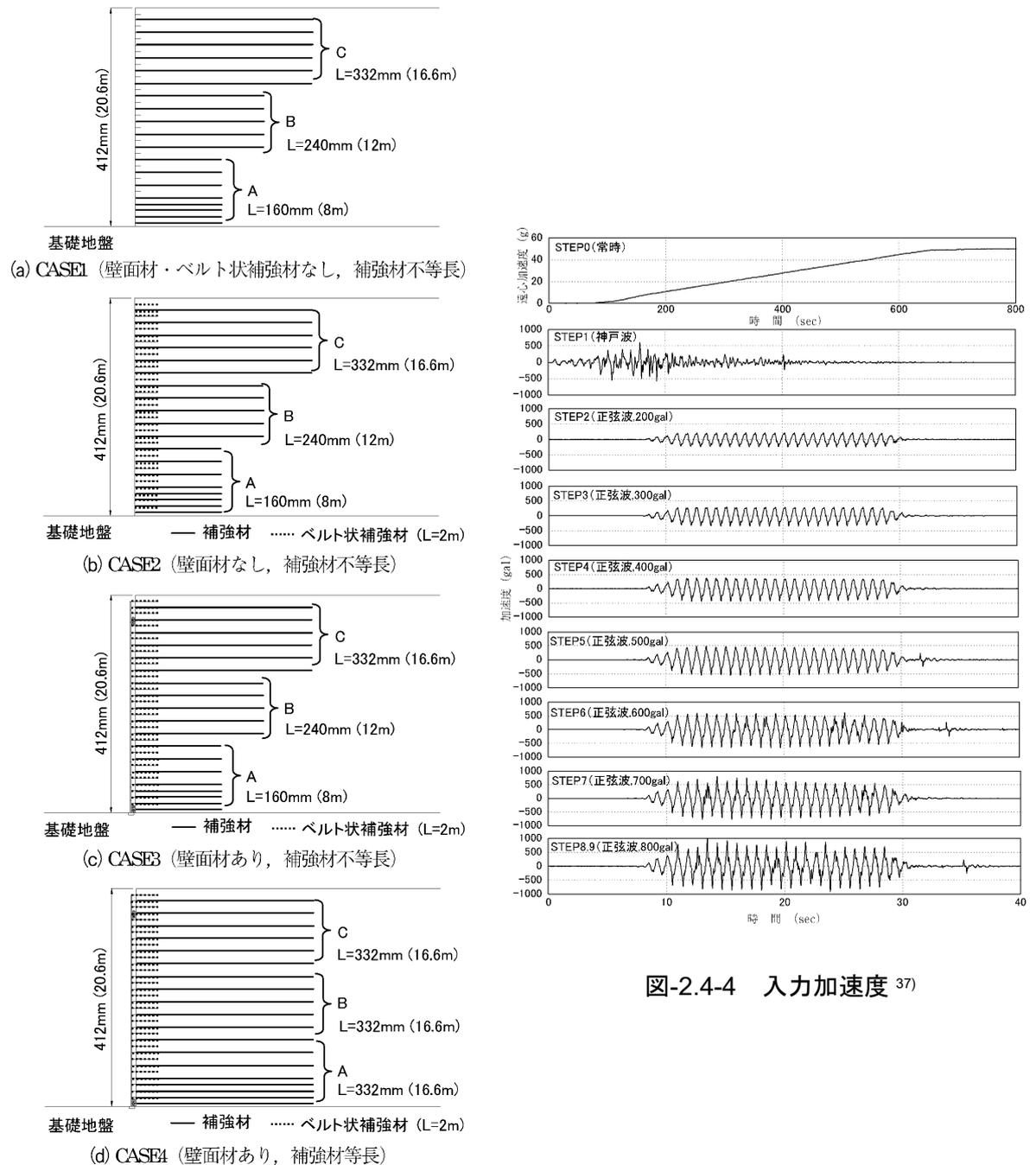


図-2.4-4 入力加速度³⁷⁾

図-2.4-3 動的遠心模型実験ケース (50G)³⁷⁾

実験結果は、STEP8 (800gal) 加振後の変形状況が表-2.4-1 に、各段階の壁面の残留水平変位分布が図-2.4-5 のように示されている。壁面材のない(二重壁構造でない) CASE2 は加速度が大きくなるにしたがい壁面上部での残留水平変位が大きくなっている。なお、それぞれの結果は、補強土壁上端の残留累積水平変位 δ と壁高 H との比 (δ/H)、即ち、壁面の傾斜角で整理されている。着目すべきは、図-2.4-6において、二重壁構造である CASE3・4 が CASE2 に比べて同じ加速度に対する δ/H が小さく変形性能が高いと検証されたこと、図 2.4-7 において、CASE3 の各加振 STEP で δ/H が「4%」を超えると補強材に許容引張強度を超える引張力が作用する傾向にあることが検証されたことである。

本実験結果によれば、壁面の許容傾斜角は「4%」程度との提案になるところではあるが、上述の井澤ら (2007)³³⁾の報告も考慮し、「3~4%」程度とすることを結論づけている。

表-2.4-1 加振後の補強土壁の変形状況とせん断ひずみ分布 (STEP8 : 800gal)³⁷⁾

加振 STEP		CASE2	CASE3	CASE4
STEP8 (正弦波 800gal)	変形状況			
	せん断ひずみ分布			

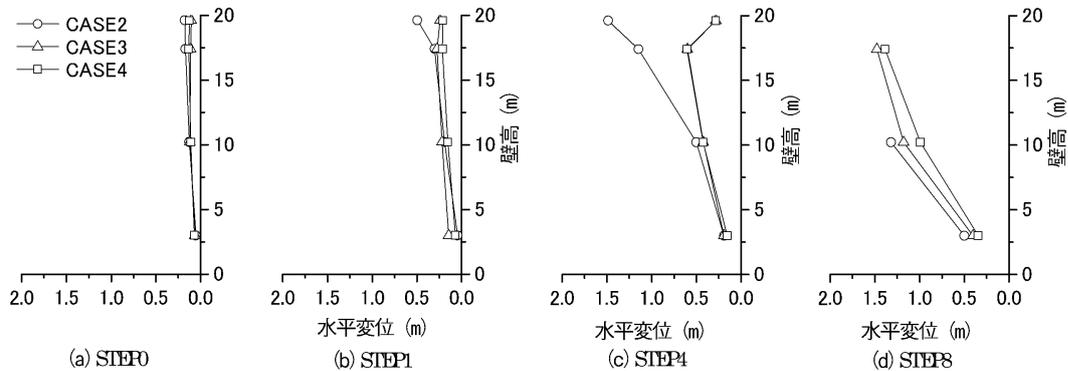


図-2.4-5 壁面の残留水平変位分布³⁷⁾

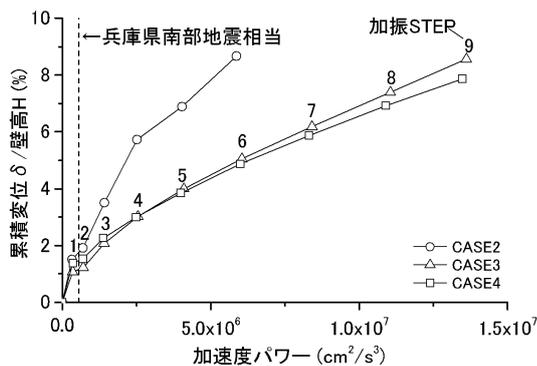


図-2.4-6 加速度パワーと壁面変位の関係³⁷⁾

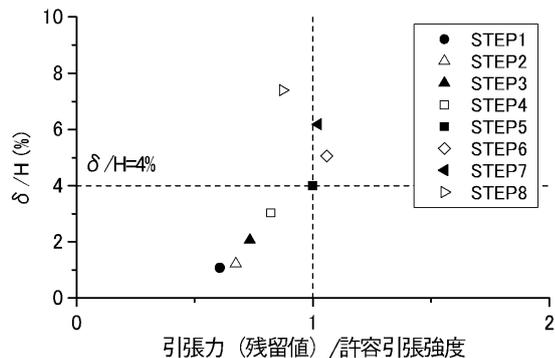


図-2.4-7 壁面変位と補強材の引張力の関係 (CASE3)³⁷⁾

2.4.3. 研究テーマ3に関わる知見と課題の整理

ここまで、研究テーマ3に係る既往の研究成果や従来設計法の考え方を整理してきたが、これらより得られた知見および本研究に際しての課題を以下に整理しておく。

2.4.1.節 補強土壁設計における基礎地盤の液状化

- 1) 補強土壁の設計における基礎地盤の液状化に関しては、「道路土工 擁壁工指針（平成24年版，第6章 補強土壁」³¹⁾の規定を参照することができる。
- 2) 液状化により変状が想定される場合には、「道路土工—軟弱地盤対策工指針」³²⁾に従い、液状化対策を実施した上で、補強土壁を設置するように規定されている。
- 3) しかし、実際のところ、液状化により「変状」が生じるか／生じないか、即ち、補強土壁の許容変形量はこれまで明確となっておらず、液状化が懸念される場合には、変状の如何にかかわらず対策を実施した上で補強土壁を設計していたことが実情であろう。基礎地盤の液状化による変位を考慮した設計法は未確立である。【課題】

2.4.2.節 ジオテキスタイル補強土壁の変形性能

- 1) 補強土壁の壁面の傾斜角の許容値を示唆する研究成果が2編ある。いずれも遠心模型実験に基づく研究成果の論文報告である。
- 2) 井澤ら（2007）³³⁾の報告では、壁高7.5m（実大換算）の最下段パネルの傾きが「3%」を超えると、補強領域内にすべり線が発生する結果を得ている。
- 3) 辻ら（2011）³⁷⁾の報告では、壁高20.6m（実大換算）の二重壁構造の補強土壁において、補強土壁上端の残留累積水平変位 δ と壁高Hとの比（ δ/H ）が「4%」を超えると、補強材に許容引張力を超える引張力が作用する結果を得ている。
- 4) これら2つの既往研究成果より、本研究テーマ3において補強土壁の許容変位をどのように設定するかが課題となる。【課題】

2.5. 研究テーマ 4（第 6 章）に関する既往研究や従来設計法

2.5.1. 土のうに関する既往の研究成果

本研究テーマ 4 の土のう構造体を用いた盛土法先補強工法に関連する既往研究として、松岡ら（2004）の「土のう積層体の変形・強度特性と設計法」³⁸⁾がある。この研究における「土のうの摩擦特性」および「土のうの強度特性」について以下の整理しておく。

(1) 土のうの摩擦特性

土のうの摩擦特性の把握にあたり、まず、写真 2.5-1 の土のう袋どうしの摩擦試験、続いて、写真 2.5-2 の中詰材入り土のうの摩擦試験が行われた。後者は、細かい中詰材として、6 号珪砂・豊浦砂が、粗い中詰材として、砕石・ロックフィル材がそれぞれ用いられた。試験結果として表 2.5-1 が示されている。同表を総括すると以下の 1) ～4) となる。

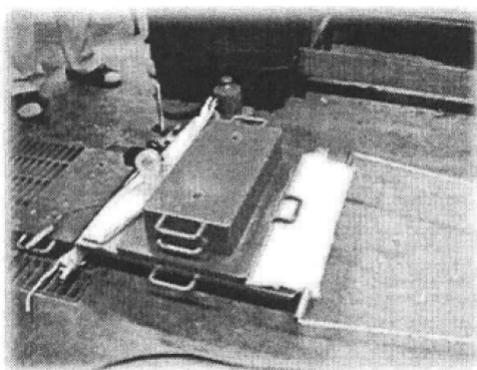


写真-2.5-1 土のう袋どうしの摩擦試験³⁸⁾

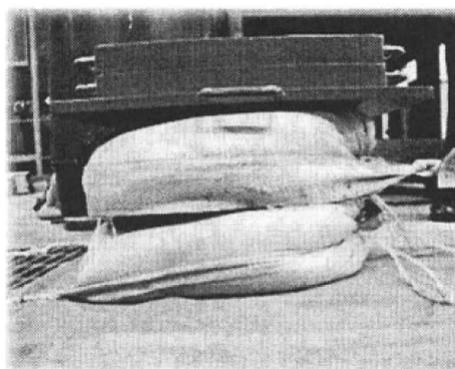


写真-2.5-2 中詰材入り土のう間の摩擦試験³⁸⁾

表-2.5-1 土のう袋どうしおよび細かい・粗い中詰材入り土のう間の摩擦試験結果³⁸⁾

摩擦条件	中詰め材	滑り出し時の摩擦角 ϕ_s 、 ()内は平均値	ピーク値の摩擦角 ϕ_{pl} 、 ()内は平均値	中詰め材の ϕ
土のう袋どうし		14°～18° (15°)	18°～25° (23°)	
細かい中詰め材 入り土のう間	6号珪砂	14°～17° (15°)	22°～26° (23°)	40°
	豊浦砂	14°～17° (15°)	21°～23° (22°)	40°
粗い中詰め材入 り土のう間	砕石	測定せず	29°～35° (31°)	44°
	ロックフィル材	測定せず	42°～45° (43°)	45°

- 1) 土のう袋どうしの摩擦抵抗力のピーク値での摩擦角は、平均値 $\phi_{pl}=23^\circ$
- 2) 中詰材が細かくて粒子形状による角張りが土のう袋の表面へ出ないような場合には、土のう間の摩擦は土のう袋どうしの摩擦角とほぼ等しくなる（平均値 $\phi_{pl}=23^\circ$ ）
- 3) ロックフィル材のように、中詰材の粒径が非常に粗く、その角張りが土のう袋の表面にほぼそのまま出てくるような場合には、平均値 $\phi_{pl}=43^\circ$ ≒ 中詰材 $\phi=45^\circ$
- 4) 砕石の場合はその中間で、 $23^\circ < \text{平均値 } \phi_{pl}=31^\circ < \text{中詰材 } \phi=44^\circ$

次に、土のう間の摩擦角を上げるための工夫として、土のうを写真 2.5-3 のように「谷間積み」(俵積み) に設置して同様に摩擦試験が実施された。中詰材は、C1:6号珪砂, C2:豊浦砂, C3:碎石, C4:ロックフィル材の4種類である。試験結果として表 2.5-2 が示されている。同表を総括すると以下の1) ~4) となる。

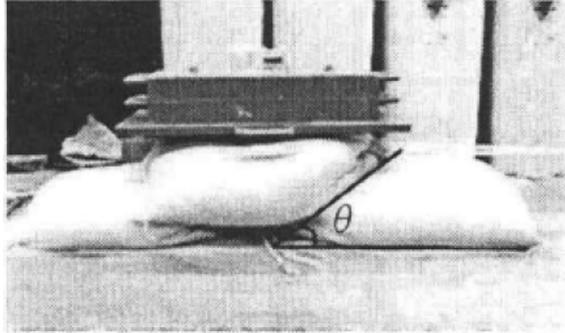


写真-2.5-3 谷間積み土のう摩擦試験³⁸⁾

表-2.5-2 谷間積み土のう間の摩擦試験結果³⁸⁾

中詰め材	滑り出し時の摩擦角 ϕ_s の平均値	ピーク値の摩擦角 ϕ_{p2} の平均値	谷間角 θ	$\phi_{p2} = \phi_{p1} + \theta$
6号珪砂	15°	55°	30°	53°
豊浦砂	17°	47°	25°	47°
碎石	測定せず	55°	23°	54°
ロックフィル材	測定せず	61°	25°	68°

- 1) 谷間積みの摩擦試験結果であるピーク値の摩擦角 ϕ_{p2} の平均値は,
C1: 55° , C2: 47° , C3: 55° , C4: 61°
- 2) それぞれの谷間角 θ は, C1: 30° , C2: 25° , C3: 23° , C4: 25°
- 3) 表-2.5-1 の ϕ_{p1} は, C1: 23° , C2: 22° , C3: 31° , C4: 43°
- 4) 1) の ϕ_{p2} の平均値は, 3) の ϕ_{p1} と 2) の谷間角 θ の和にほぼ等しい。
C1: $\phi_{p2} = 55^\circ \cong \phi_{p1} + \theta = 23^\circ + 30^\circ = 53^\circ$
C2: $\phi_{p2} = 47^\circ \cong \phi_{p1} + \theta = 22^\circ + 25^\circ = 47^\circ$
C3: $\phi_{p2} = 55^\circ \cong \phi_{p1} + \theta = 31^\circ + 23^\circ = 54^\circ$
C4: $\phi_{p2} = 61^\circ \cong \phi_{p1} + \theta = 43^\circ + 25^\circ = 68^\circ$

即ち、表-2.5-1 より得られた土のう間の摩擦角 ϕ_{p1} に谷間積みによる谷間角 θ を加えたものを土のう積層体としての摩擦角と考えることができるという提案となっている。細かい中詰材の場合には、 ϕ_{p1} は中詰材の ϕ によらず土のう袋の摩擦角 (23°) で決まることがこの研究の結論の一つの特徴といえる。

(2) 土のうの強度特性

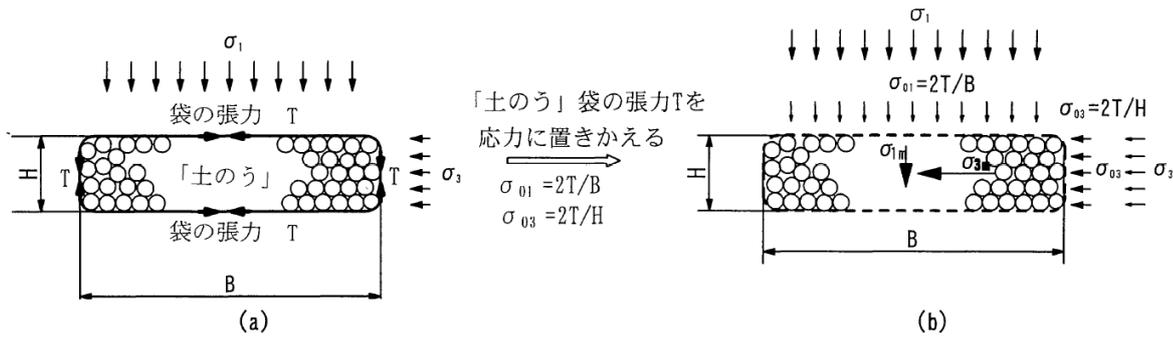


図-2.5-1 土のうおよび土のう中詰材にかかる応力状態³⁸⁾

土のうの短軸方向に最大主応力が作用する場合として、図-2.5-1の応力状態に対する土のうの強度特性が検討されている。土のうにせん断力が加わると、一般に密な粒状体である中詰材にはダイレイタインシーが生じ、それを土のう袋が拘束するので袋に張力が生じる。一方、せん断過程でない場合にも、図-2.5-1(a)に示すように、土のうに外力がかかり、土のうが平たくなると周長が長くなることで袋に張力が作用することになる。この土のう袋の張力を応力に置き換えると図-2.5-1(b)となり、土のうの強度式として式(2.5-1)が得られる。

$$\sigma_{1f} + \frac{2T_f}{B} = K_p \left(\sigma_{3f} + \frac{2T_f}{H} \right)$$

$$\therefore \sigma_{1f} = \sigma_{3f} K_p + \frac{2T_f}{B} \left(\frac{B}{H} K_p - 1 \right) \quad (2.5-1)$$

ここに、

- B : 土のうの横幅
- H : 土のうの高さ
- K_p : 受働土圧係数 $= (1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi)$
- T_f : 土のう袋の破断強度

ここで、 $c \cdot \phi$ 材料の破壊時における主応力間の関係式は式(2.5-2)であり、これと式(2.5-1)を比較して、式(2.5-3)が得られる。

$$\sigma_{1f} = \sigma_{3f} K_p + 2c \sqrt{K_p} \quad (2.5-2)$$

$$c = \frac{T_f}{B \sqrt{K_p}} \left(\frac{B}{H} K_p - 1 \right) \quad (2.5-3)$$

この式(2.5-3)が、土のうの見掛けの粘着力 c を表している。同式よりこの c は、袋の強度、中詰材の ϕ 、横幅 B 、縦横比 B/H に依存することが分かる。中詰材 ϕ の材料を土のう袋により包むことで、 $c \cdot \phi$ 材料に変化させることが可能になるとの提案内容となっている。

2.5.2. 研究テーマ4に関わる知見と課題の整理

ここまで、研究テーマ4に係る既往の研究成果や従来設計法の考え方を整理してきたが、これらより得られた知見および本研究に際しての課題を以下に整理しておく。

2.5.1.節 土のうに関する既往の研究成果

- 1) 土のうに関する既往の研究成果として、松岡ら（2004）の「土のう積層体の変形・強度特性と設計法」³⁸⁾がある。
- 2) 土のうの摩擦特性として、土のう間の摩擦角を上げる工夫が報告されている。谷間積み（俵積み）をすることで、土のう間の摩擦角 ϕ_{pl} に谷間積みによる谷間角 θ を加えたものを土のう積層体としての摩擦角と見なせる。但し、細かい中詰材の場合には、 ϕ_{pl} は中詰材の ϕ によらず土のう袋の摩擦角（ 23° ）で決まる。
- 3) 土のうの強度特性として、土のう袋の張力に基づく土のうの見掛けの粘着力 c が提案されている。中詰材 ϕ の材料を土のう袋により包むことで、 $c \cdot \phi$ 材料に変化させることが可能になるとの提案内容となっている。

参考文献（第2章）

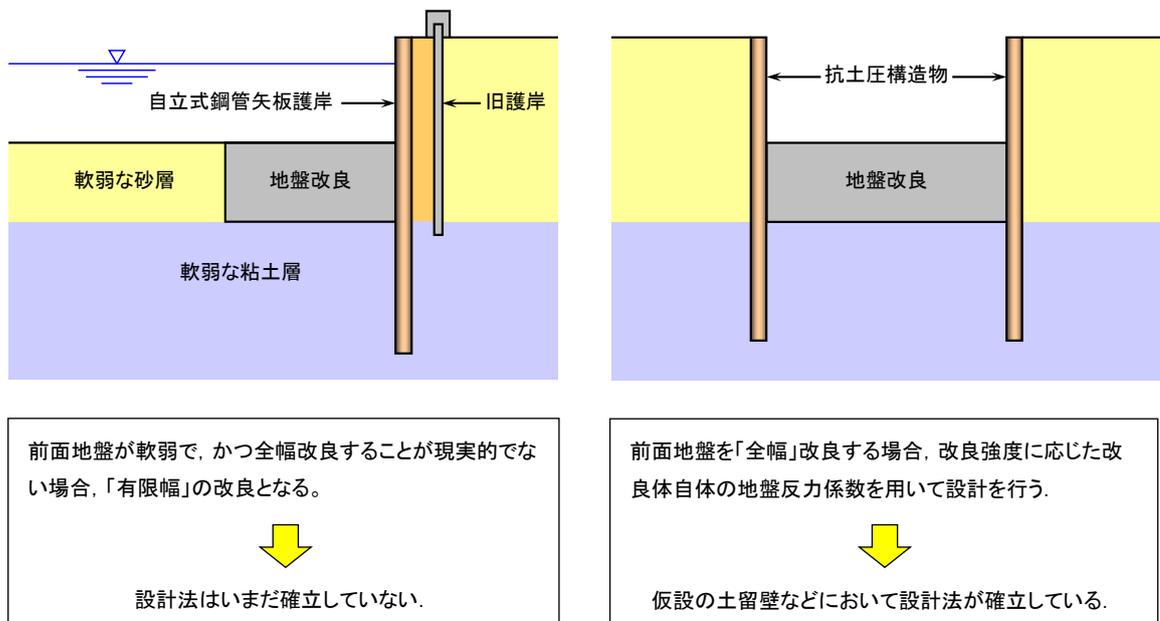
- 1) (公社) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，17.2 自立矢板式係船岸，pp.806-809，1999.4.
- 2) (公社) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，2.4 自立矢板式係船岸，pp.1026-1031，2007.7.
- 3) (公社) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，2.4 自立矢板式係船岸，pp.1120-1126，2018.5.
- 4) (社) 全国漁港漁場協会：漁港・漁場の施設の設計の手引き，4.3 自立矢板式係船岸，pp.449-456，2003.
- 5) (公社) 全国防災協会：災害復旧工事の設計要領，2-8 鋼矢板護岸，pp.1078-1112，2020.
- 6) (一社) 日本建築学会：山留め設計指針，6.4.6 特殊な条件下における山留め設計，pp.176-186，2017.
- 7) (財) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 開削トンネル，附属資料 掘削土留め工の設計，4.3.5 改良体の諸数値，pp.195-200，2001.3.
- 8) 佐藤英二，青木雅路，丸岡正夫：バットレス型地盤改良工法による山留め壁変位抑止効果の評価に関する研究，日本建築学会構造系論文集，No.611，pp.79-86，2007.1.
- 9) 内山伸，桂豊，嘉門雅史：山留め変形抑制に用いる控え壁型地盤改良の概念とその効果，土木学会論文集，No.624/Ⅲ-47，pp.91-100，1999.6.
- 10) 本間誠，佐藤英二，青木雅路，丸岡正夫，清水孝昭：バットレス型地盤改良工法による山留め壁の変位抑制効果（その1）－変位抑制効果の解析的検討－，第32回地盤工学研究発表会発表講演集，pp.1761-1762，1997.7.
- 11) 佐藤英二，青木雅路，丸岡正夫，清水孝昭，本間誠：バットレス型地盤改良工法による山留め壁の変位抑制効果（その2）－山留め設計における変位抑止効果の評価法－，第32回地盤工学研究発表会発表講演集，pp.1763-1764，1997.7.
- 12) 内山伸，桂豊：控え壁型改良地盤の水平方向地盤反力係数と粘着力，清水建設研究報告，第74号，pp.13-20，2001.10.
- 13) 坂本寛章，川上宏伸：特集 山留め・山留め工事における最近の技術課題，大阪駅新北ビル建設に伴う掘削土留め工について，専門誌「基礎工」，Vol.36・No.2，pp.41-43，2008.02.
- 14) 北詰昌樹，宮島正悟，原田健二，鈴木亮彦：矢板前面のDMM改良の効果に関する遠心模型実験，土木学会第51回年次学術講演会，pp.570-571，1996.
- 15) 北詰昌樹，宮島正悟，原田健二，鈴木亮彦：矢板前面のDMM改良の効果に関する研究，土木学会第52回年次学術講演会，pp.442-443，1997.
- 16) 北詰昌樹，山本実，野津光夫，鈴木亮彦：矢板の受働側への深層混合処理工法の適用性，第35回地盤工学研究発表会，pp.1397-1398，2000.
- 17) M. Ruhul Amin Khan，早野公敏，北詰昌樹：岸壁前面をセメント固化した改良地盤中の矢板の挙動，港湾空港技術研究所報告，第46巻，第4号，2007.12.
- 18) (社) セメント協会：セメント系固化材による地盤改良マニュアル（第3版），実施例10 護岸基礎地盤の液状化対策，pp.281-286，2003.
- 19) 松山公正：特集 最近の鋼管矢板工法の設計と施工，曙北運河におけるリブ付鋼管矢板護岸の設計と施工，専門誌「基礎工」，Vol.21・No.11，pp.114-121，1993.11.

- 20) 大阪府西大阪治水事務所：耐震護岸設計の手引き，1997.1.
- 21) 大阪府西大阪治水事務所：自立式鋼管矢板設計マニュアル，2000.2.
- 22) 大阪府西大阪治水事務所：自立式鋼管矢板護岸設計指針，2005.2 制定（2006.2 改定）
- 23) 大阪府都市整備部河川室：特殊堤設計マニュアル（案），2006.10.
- 24) （公社）日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，第5章 矢板式係船岸，pp.664-693，1999.4.
- 25) （公社）日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，2.3 矢板式係船岸，pp.981-1025，2007.7.
- 26) （公社）日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，2.3 矢板式係船岸，pp.1082-1119，2018.5.
- 27) （社）全国漁港漁場協会：漁港・漁場の施設の設計の手引き，4.2 普通矢板式係船岸，pp.430-448，2003.
- 28) （財）土木研究センター：陸上工事における深層混合処理工法設計・施工マニュアル改訂版，4 設計，pp.68-117，2004.3.
- 29) （一財）沿岸技術研究センター：港湾・空港における深層混合処理工法技術マニュアル，第3章設計，pp.32-105，2014.10.
- 30) （一社）セメント協会：セメント系固化工材による地盤改良マニュアル（第4版），5.3 深層改良の設計，pp.156-181，2014.9.
- 31) （公社）日本道路協会：道路土工 擁壁工指針（平成24年度版），第6章 補強土壁 ③軟弱地盤への適用 p232，2012.
- 32) （公社）日本道路協会：道路土工 軟弱地盤対策工指針（平成24年度版），2012.
- 33) 井澤淳，桑野二郎：壁面変位を用いた補強土擁壁の地震時損傷度評価，ジオシンセティックス論文集，第22巻，pp.207-212，2007.
- 34) 井澤淳，高橋章浩，桑野二郎：ジオグリッドの特性が補強盛土の地震時安定性に及ぼす影響，ジオシンセティックス論文集，第16巻，pp.37-44，2001.
- 35) 井澤淳，桑野二郎，高橋章浩：補強材特性の異なる補強土壁の地震時安定性に関する遠心振動台実験，ジオシンセティックス論文集，第17巻，pp.13-20，2002.
- 36) 井澤淳，石濱吉郎，桑野二郎：補強土壁の地震時安定性に及ぼす盛土材粒径の影響，ジオシンセティックス論文集，第18巻，pp.243-250，2003.
- 37) 辻慎一郎，竜田尚希，王宗建，久保哲也，新井克彦：二重壁構造を有するジオテキスタイル補強土壁の耐震性能：動的遠心模型実験，ジオシンセティックス論文集，第26巻，pp.47-54，2011.
- 38) 松岡元，劉斯宏，長谷部智久，島尾陸：土のう積層体の変形・強度特性と設計法，土木学会論文集 No.764/III-67，pp.169-181，2004.6

第3章 自立式鋼管矢板による河川護岸・防潮堤の耐震補強設計

3.1. はじめに

護岸背後用地の制約により控え工が設置できない場合、自立式鋼管矢板護岸が採用されることが多く、その設計法は「港湾の施設の技術上の基準・同解説」（港湾基準）等に規定されている。但し、水深が深く地盤が軟弱な場合には自立構造では極端に護岸変位が大きくなる。このとき、**図-3.1-1(a)**のように、前面地盤を有限幅で部分固化改良することは有効な対策となるが、その改良効果の定量的な評価方法は港湾基準にも規定がなく、いまだ設計法が確立されていないことが実情である。**図-3.1-1(b)**のように全幅改良した場合には、改良強度に応じた改良体自体の地盤反力係数により改良効果を評価する手法が土留壁設計などにおいて確立している。しかし、有限幅の部分改良の場合にはその考え方を引用することができず、評価方法が未確立の状況である。（以上、2.2.1節・2.2.2節を参照）



(a) 有限幅の地盤改良を伴う河川護岸

(b) 前面地盤を全幅改良した抗土圧構造物

図-3.1-1 抗土圧構造物の前面地盤（受働側）の地盤改良

阪神・淡路大震災（1995）以降、大阪府西大阪治水事務所において、管内河口域の感潮河川における護岸の耐震補強事業が進められた。民地が隣接する背後地での対策は困難であり、既設護岸の川側に鋼管矢板を新設し、液状化が想定される前面地盤を部分固化改良する構造形式が採用された（**図-3.1-2**）。施工事例を**写真-3.1-1**および**写真-3.1-2**に示す。

このような評価方法が未確立の構造形式に対し、事業着手当初より何度か設計法を見直し試行してきたが、より合理的な設計法の策定が課題となっていた。（2.2.3節を参照）

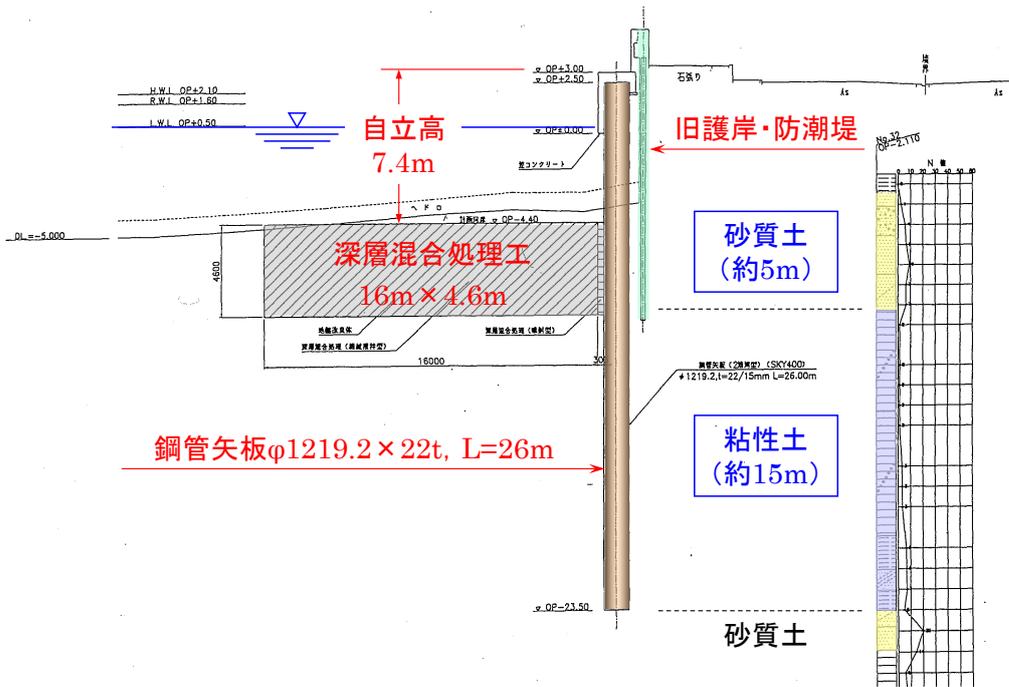


図-3.1-2 前面地盤を部分固化改良した自立式鋼管矢板による
河川護岸・防潮堤の耐震補強事例（大阪府）

本研究は、上記護岸を対象とし、種々の条件でFEM解析および遠心模型実験を行い、改良範囲と改良効果の関係を評価し、これに基づき簡便で合理的な「梁バネモデル」による設計法を検討・提案したものである。ここで、地盤-構造系の非線形挙動を厳密に再現できる設計法策定が理想ではあるがモデルが複雑となる。このため、港湾基準（1999）¹⁾の従来設計法を拡張した簡便な設計計算モデルの構築を研究目的とした。設計状態はレベル1地震時を対象としている。また、これまでの設計例より、鋼管矢板の応力度照査ではなく護岸変位照査により設計仕様が決定することが分かっていたため、護岸変位に着目した解析・実験に基づき設計法を構築した。

ここで本研究の開始時からの流れを時系列で整理しておく。当該耐震補強事業は、当時の大阪府の旧指針2000.2（従来設計法）に基づき順次進められていたが、設計上の課題が指摘されていた。このため、2002年頃より本研究を開始した。2.2.3節で示した従来設計法の課題を抽出し、上記のとおり従来設計法を拡張した簡易な梁バネモデルによる新たな設計法を構築するに至った。その設計法は2005.2（2006.2改定）に大阪府の設計指針²⁾として整備され、2006年には論文として研究成果を報告している³⁾⁴⁾。その後順次、同指針に基づく護岸整備が行われ概ね完了した状況にある。一方、東日本大震災（2011）後には、津波防御を目的とした次段階の研究を始めた。整備済みの補強護岸・旧防潮堤を対象にした動的変形解析FLIPまたはLIQCAを用いたレベル2地震動に対する耐震性能照査である。レベル1地震を対象に耐震補強された施設のレベル2耐震性能も確認された。これより提案した本設計法の妥当性も検証された。以上がこれまでの本研究の経緯である。

本章では、これら一連の研究成果について述べることにする。

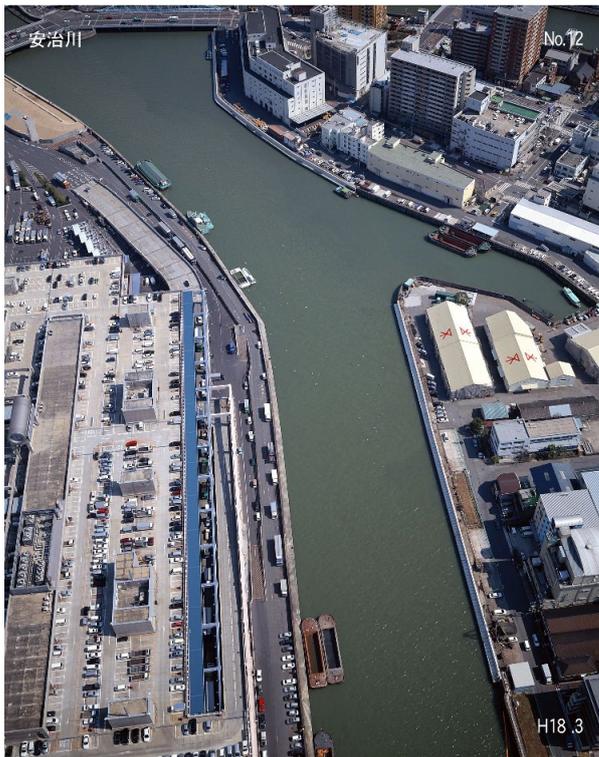


写真-3.1-1 自立式鋼管矢板による河川護岸・防潮堤の耐震補強事例（安治川）

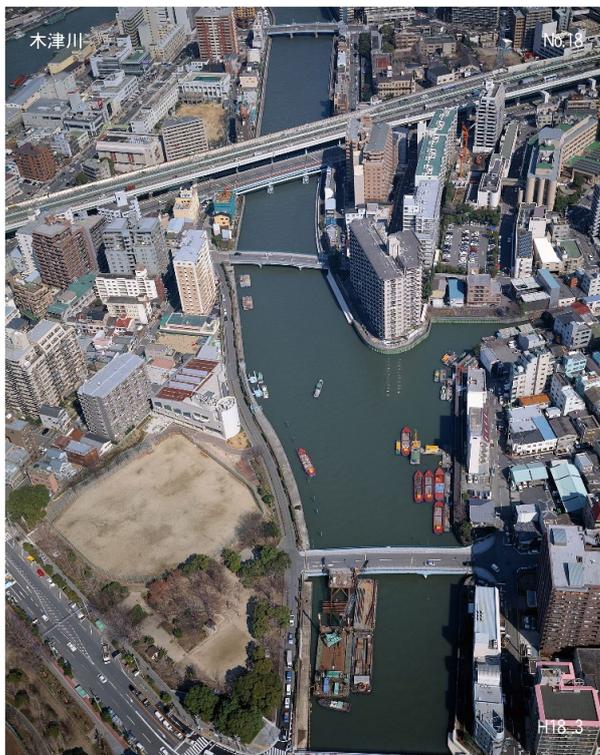


写真-3.1-2 自立式鋼管矢板による河川護岸・防潮堤の耐震補強事例（木津川）

3.2. 設計法策定に向けた研究の枠組み

次節以降での本研究内容の記述に先立ち、設計法策定に向けた本研究の枠組みを示す。策定した設計法とそれに至る研究内容を図-3.2-1のフローチャートに示す。まず、改良仕様等をパラメータとした弾性 FEM 解析 (A) を約 140 ケース実施し、解析結果を再現できる簡便な梁バネモデルによる設計法 (B) を立案した。次に、静的载荷による遠心模型実験 (C) を 3 ケースとそれらを再現した模型地盤の弾塑性 FEM 解析 (D) を行った。これに基づき、実地盤の弾塑性 FEM 解析 (E) を 4 ケース実施し、立案した梁バネモデルを検証した。

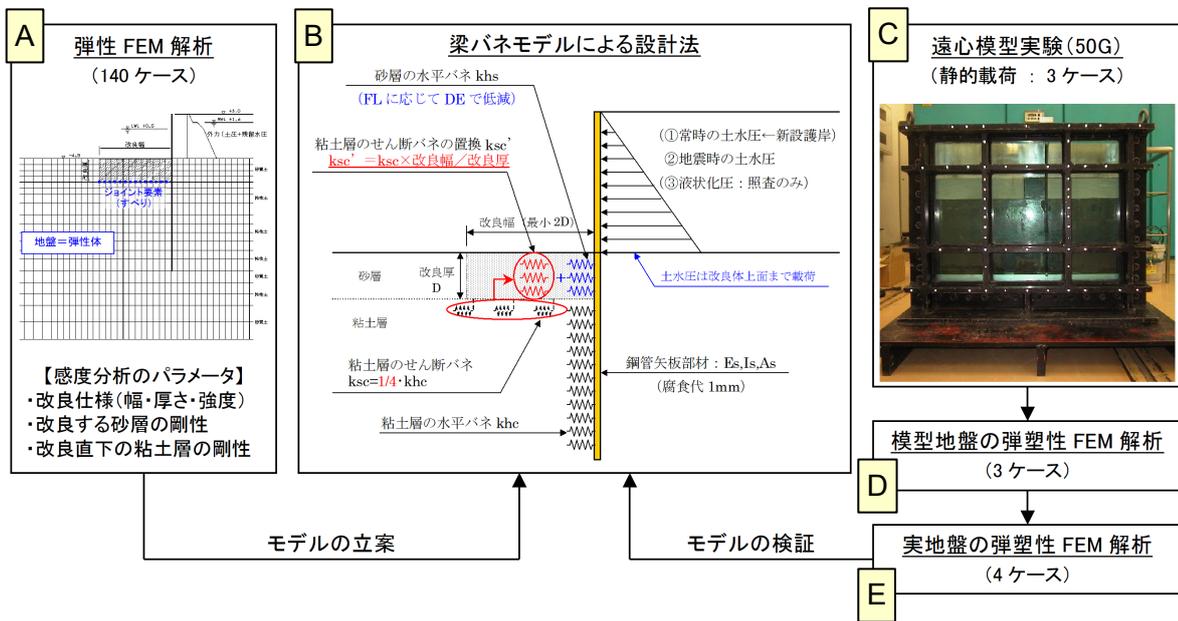


図-3.2-1 設計法の概要と研究内容のフローチャート

3.3. 弾性 FEM 解析に基づく設計法の立案

3.3.1. 概要

対象護岸の各種条件を勘案し、**図-3.3-1**に示す①改良幅・②改良する砂層厚・③改良する砂層の N 値・④改良下粘土層の剛性・⑤鋼管矢板の剛性・⑥改良強度・⑦改良厚をパラメータとし、136 ケースの弾性 FEM 解析を行った。

一方、梁バネモデルによる複数個の設計計算モデル候補についてもほぼ同ケース数の計算を実施し、護岸変位を比較した。その結果、**図-3.3-1**に示す梁バネモデルが弾性 FEM の解析値をおおよそ再現できることを確認した。このモデルの特徴は、改良体前面の砂層の受働抵抗を液状化抵抗率 F_L に応じて低減した水平バネ（弾性）として、改良体底面と下部粘土層との摩擦抵抗をせん断バネ（弾性）として、それぞれモデル化したことである。後者は、改良体直下の粘土層の剛性（強度）と改良幅に応じた改良効果をせん断バネにより評価しようとしたものである。

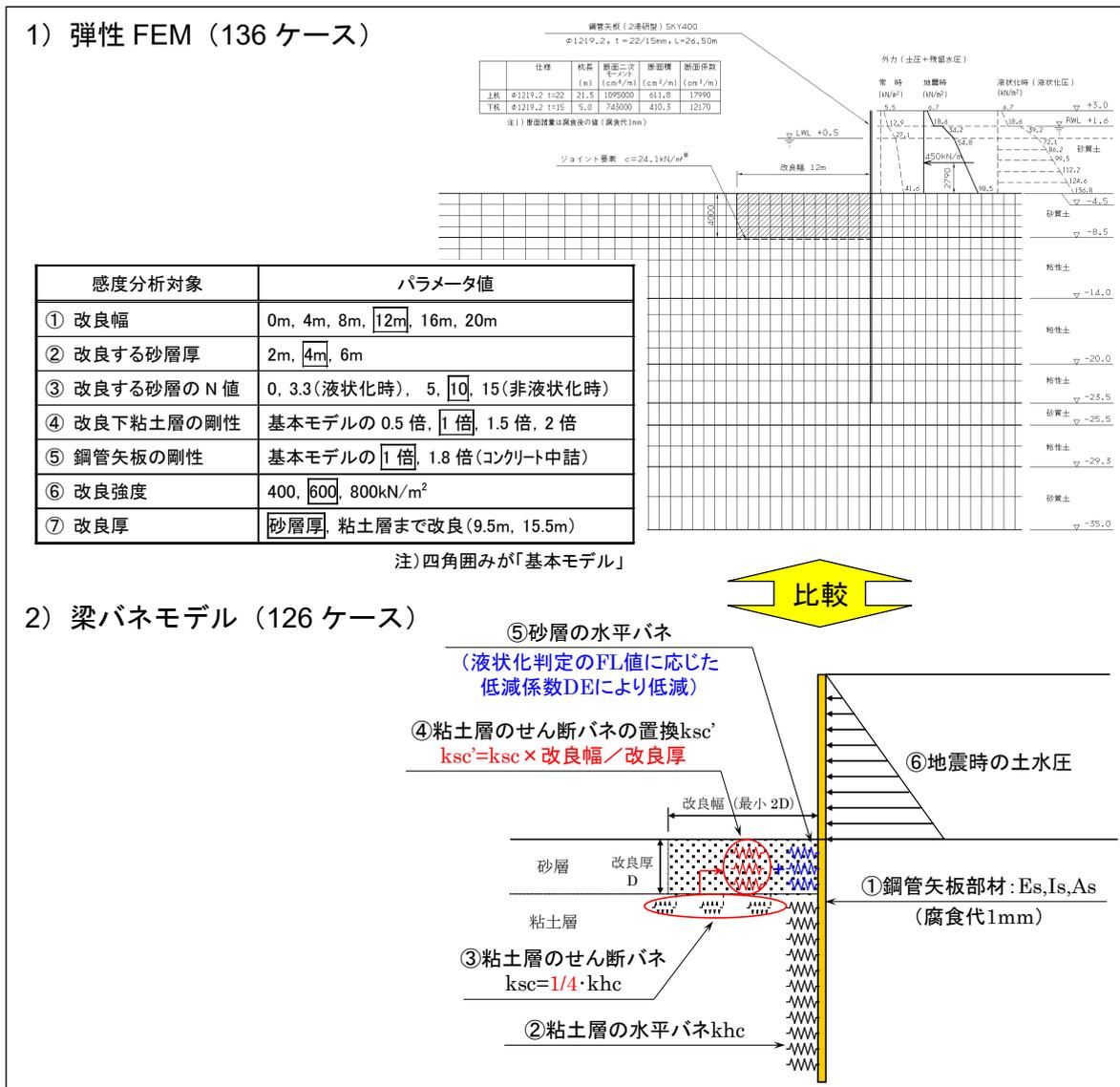


図-3.3-1 弾性 FEM 解析に基づく設計法の立案

3.3.2. 弾性 FEM 解析

(1) 解析モデル・解析条件

弾性 FEM 解析は、**図-3.3-2** に示す解析モデルおよび解析条件に基づき実施した。対象河川である大阪府の安治川における地盤調査結果より原地盤の土層構成をモデル化した。砂質土については、弾性係数 $E=2800 \times N$ (kN/m^2)・ポアソン比 $\nu=0.30$ 、粘性土については、弾性係数 $E=4 \times E_m$ (kN/m^2 , E_m は孔内水平載荷試験による変形係数)・ポアソン比 $\nu=0.45$ 、改良体については、弾性係数 $E=250 \times q_u$ (kN/m^2 , q_u は改良強度)・ポアソン比 $\nu=0.20$ とした。自立式鋼管矢板は、実際に対象区間で施工された仕様に基づき、**図-3.3-2** に示す奥行 1m 当りの断面諸量を上杭・下杭に区分して設定した。鋼管矢板の背後（主働側）より作用する土水圧については、常時・地震時は港湾基準（1999）^りより、液状化時は「大阪府土木構造物耐震対策検討委員会報告書」⁵⁾より、**図-3.3-2** のようにそれぞれ設定し、主働側より荷重値として載荷することとした。このため、河床より上面の鋼管矢板背後地盤はモデル化していない。なお、**図-3.3-1** に示すように、改良体の底面にはジョイント要素を設け、直下の粘性土の粘着力 $c=24.1$ (kN/m^2) を上回れば改良体がスライドする条件とした。

●基本モデル〔 〕内は基本モデルからの変化値

- 1) 改良体幅 : 12m [0, 4, 8, 16, 20m]
- 2) 改良対象砂層厚 : 4m [改良厚4m]
- 3) 改良対象砂層N値 : 10 [0, 5, 15]
- 4) 改良体下の粘性土の剛性: 1倍 (Bor-No. 32相当) [0.5, 1.5, 2.0倍]
- 5) 鋼管矢板の剛性 : 補強なし [剛性1.8倍 (リブ付き鋼管+中詰コンクリート)]
- 6) 改良体強度 : $q_u=600\text{kN/m}^2$ [400, 800 kN/m^2]

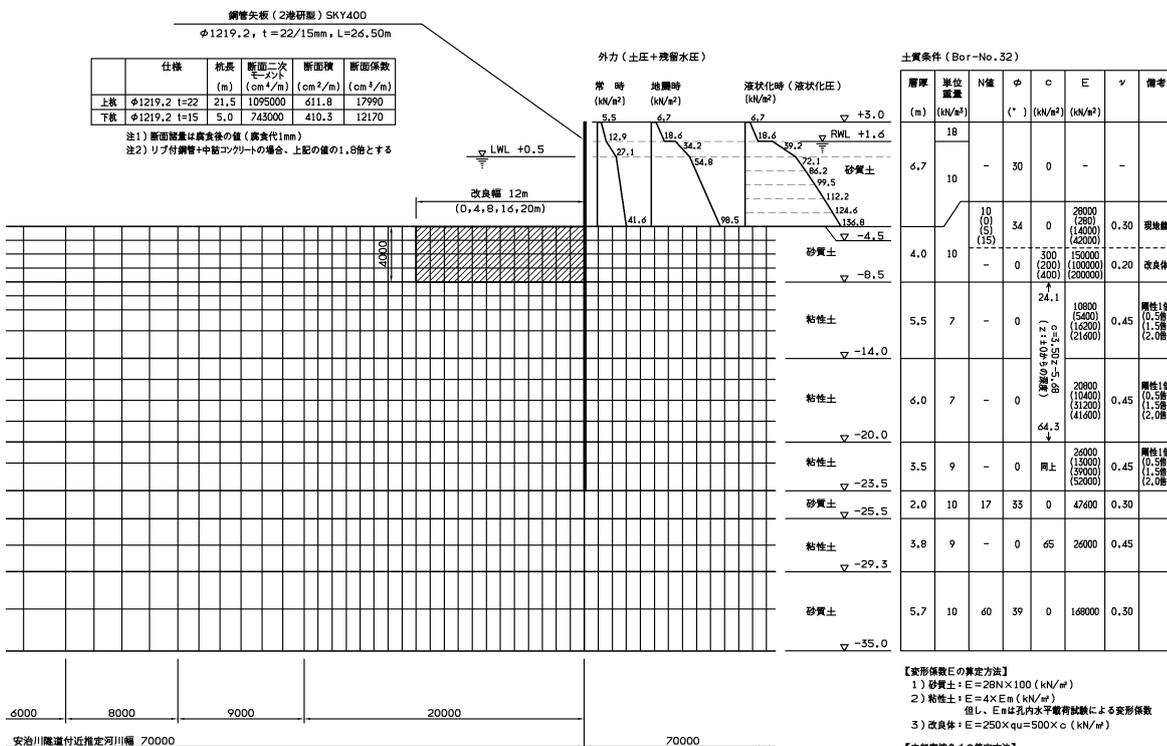


図-3.3-2 弾性 FEM 解析モデルおよび解析条件

(2) 解析ケース

弾性 FEM 解析ケースについては、**図-3.3-2** に示す解析モデル・解析条件を基本ケースとし、**表-3.3-1** に示す①改良幅・②改良する砂層厚・③改良する砂層の N 値・④改良下粘土層の剛性・⑤鋼管矢板の剛性・⑥改良強度・⑦改良厚をパラメータとして解析モデルを作成した。さらに、各モデルに関して鋼管矢板への作用土水圧として常時・地震時・液状化時の3種類の荷重条件を考慮し、合計 136 ケースの解析を行った。主として護岸変位に及ぼす影響について感度分析することを目的としている。**図-3.3-3**～**図-3.3-9** に、①～⑦の感度分析対象に対するパラメータをそれぞれ図示する。なお、道路橋示方書では、液状化抵抗率 F_L 値・深度 x ・地盤の動的せん断強度比 R に応じて 0, 1/3, 2/3 という土質定数の低減係数 D_E を設定する考え方を採用している⁹⁾。液状化の程度に応じて地盤反力係数（地盤バネ値）等の土質定数を低減させるものである。③の液状化時の N 値 0 および 3.3 は、基本モデルの N 値 10 に対し、それぞれ D_E を 0 および 1/3 としたケースである。但し、FEM 解析では $N=0$ に相当する弾性係数として、 $N=10$ の場合の 1/100 を用いた。

表-3.3-1 弾性 FEM 解析における感度分析対象とパラメータ値

感度分析対象	パラメータ値
① 改良幅	0m, 4m, 8m, 12m , 16m, 20m
② 改良する砂層厚	2m, 4m , 6m
③ 改良する砂層の N 値	0, 3.3(液状化時), 5, 10 , 15(非液状化時)
④ 改良下粘土層の剛性	基本モデルの 0.5 倍, 1 倍 , 1.5 倍, 2 倍
⑤ 鋼管矢板の剛性	基本モデルの 1 倍 , 1.8 倍(コンクリート中詰)
⑥ 改良強度	400, 600 , 800kN/m ²
⑦ 改良厚	砂層厚 , 粘土層まで改良(9.5m, 15.5m)

注) 四角囲みが「基本モデル」

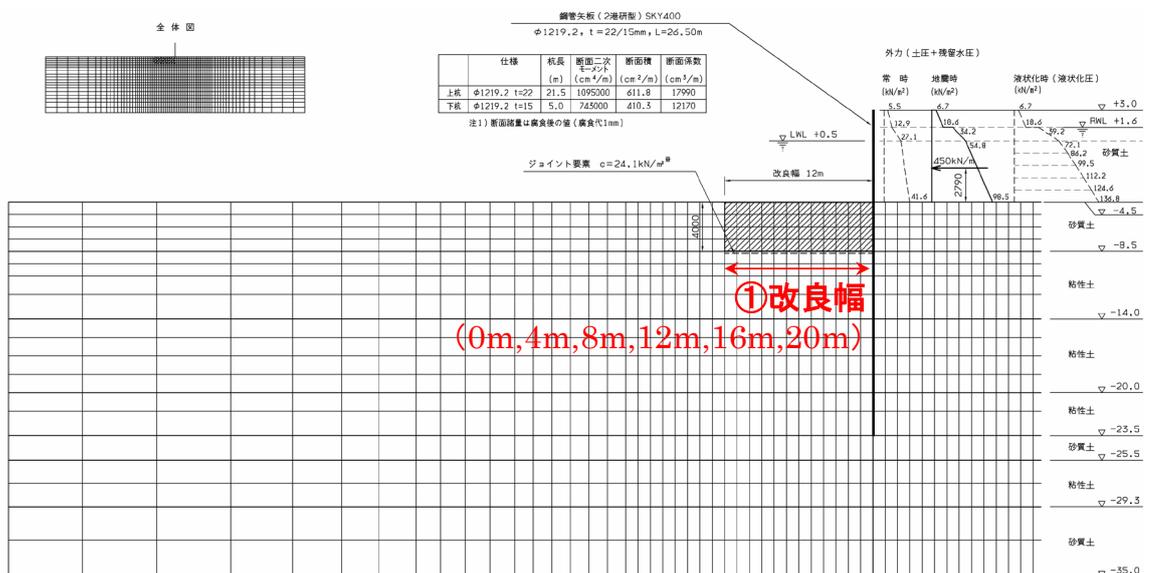


図-3.3-3 感度分析対象 ①改良幅

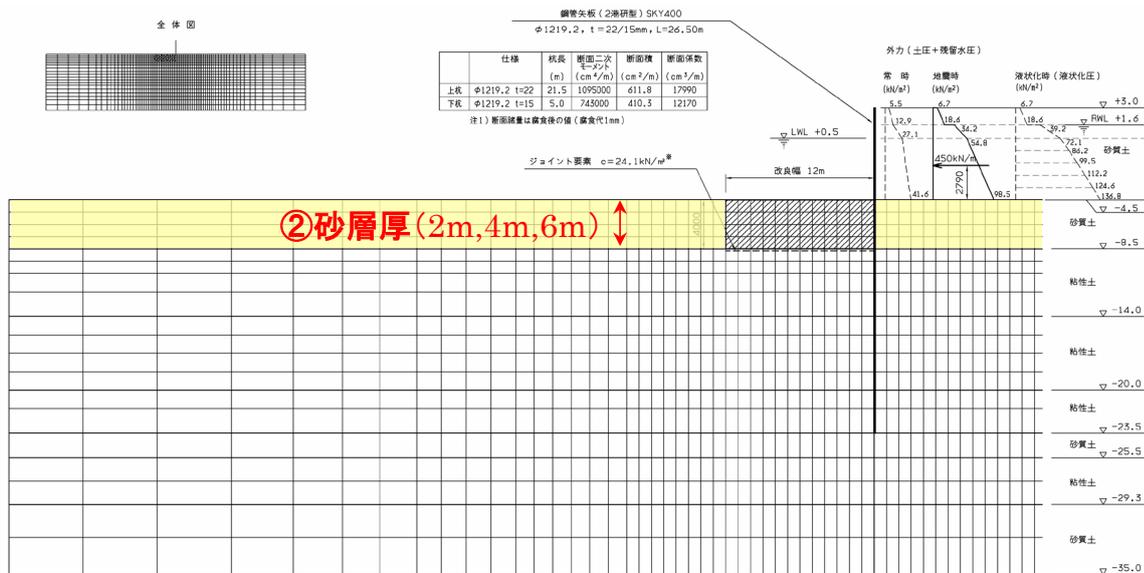


図-3.3-4 感度分析対象 ②改良する砂層厚

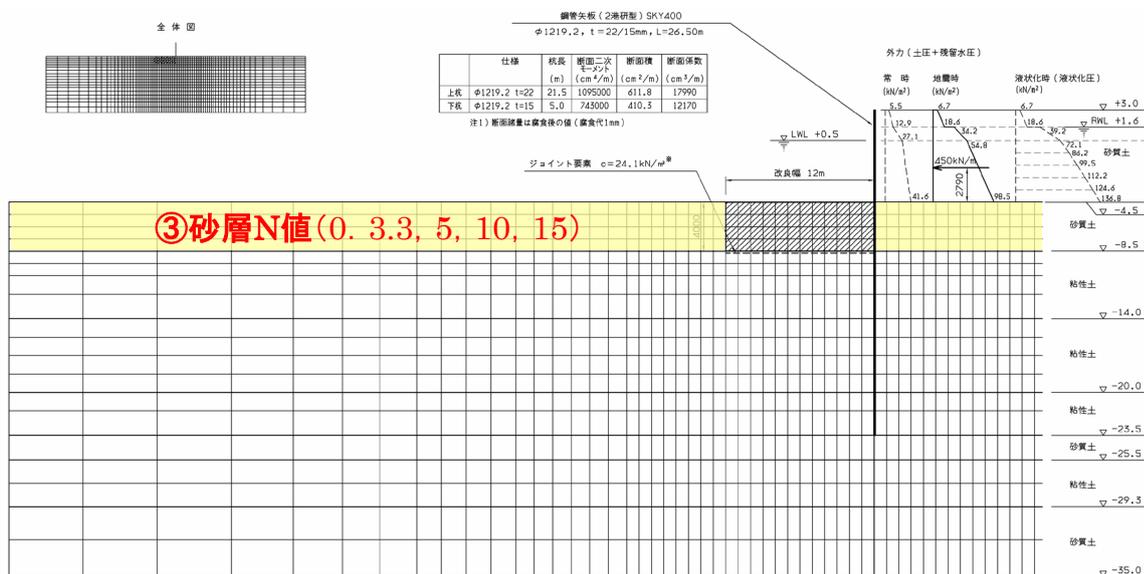


図-3.3-5 感度分析対象 ③改良する砂層の N 値

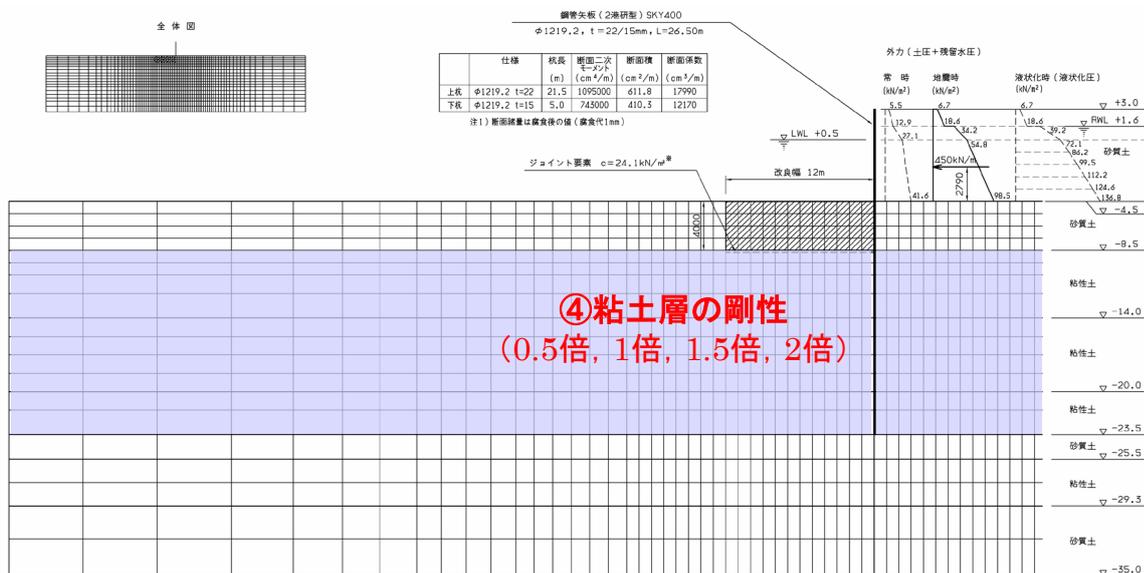


図-3.3-6 感度分析対象 ④改良下粘性土の剛性

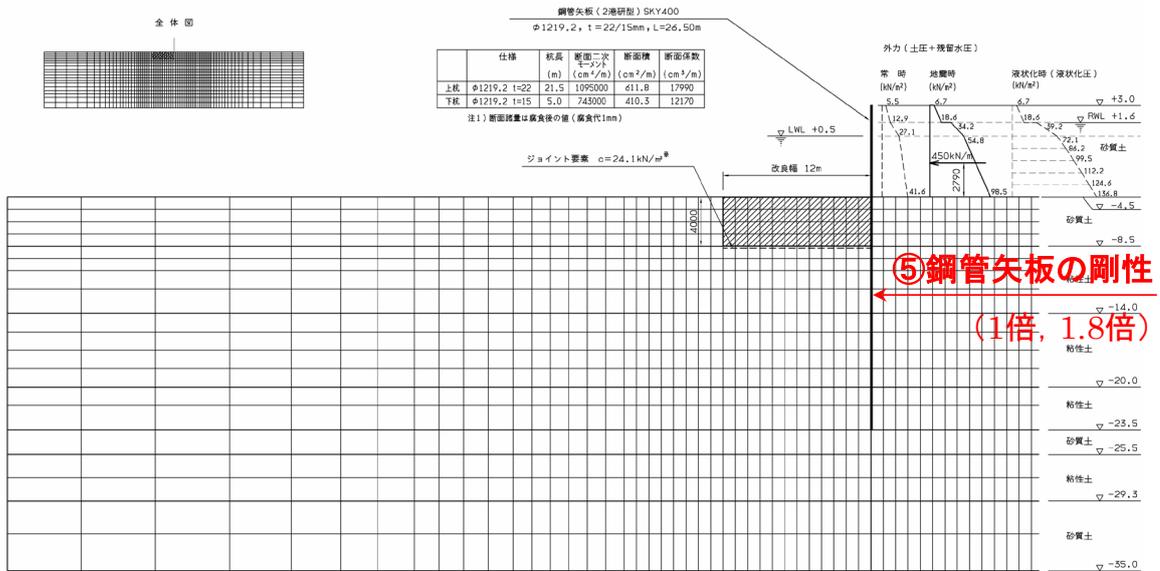


図-3.3-7 感度分析対象 ⑤鋼管矢板の剛性

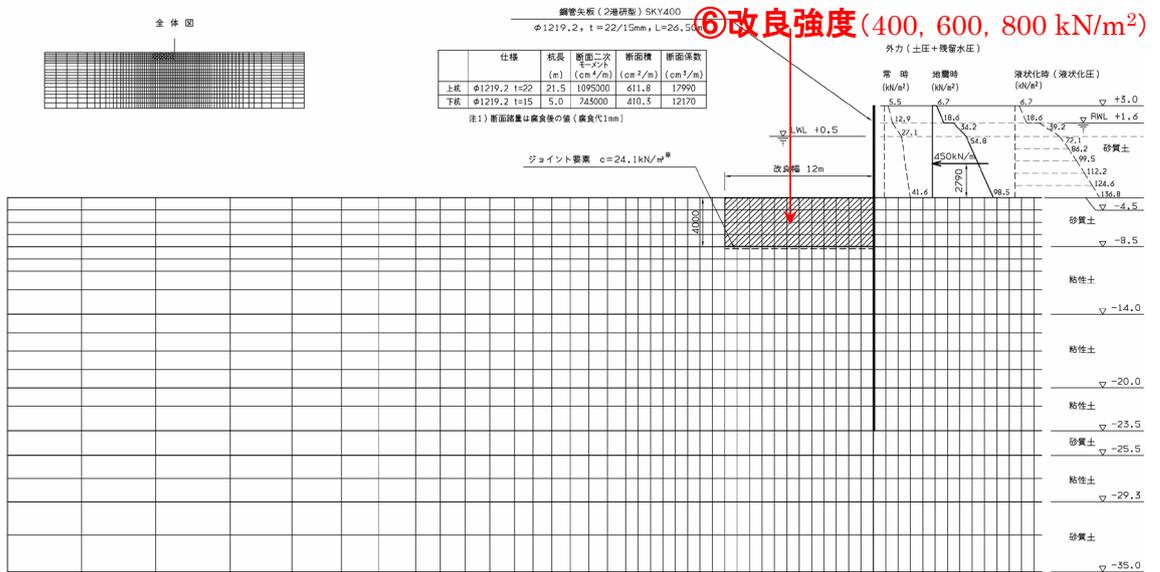


図-3.3-8 感度分析対象 ⑥改良強度

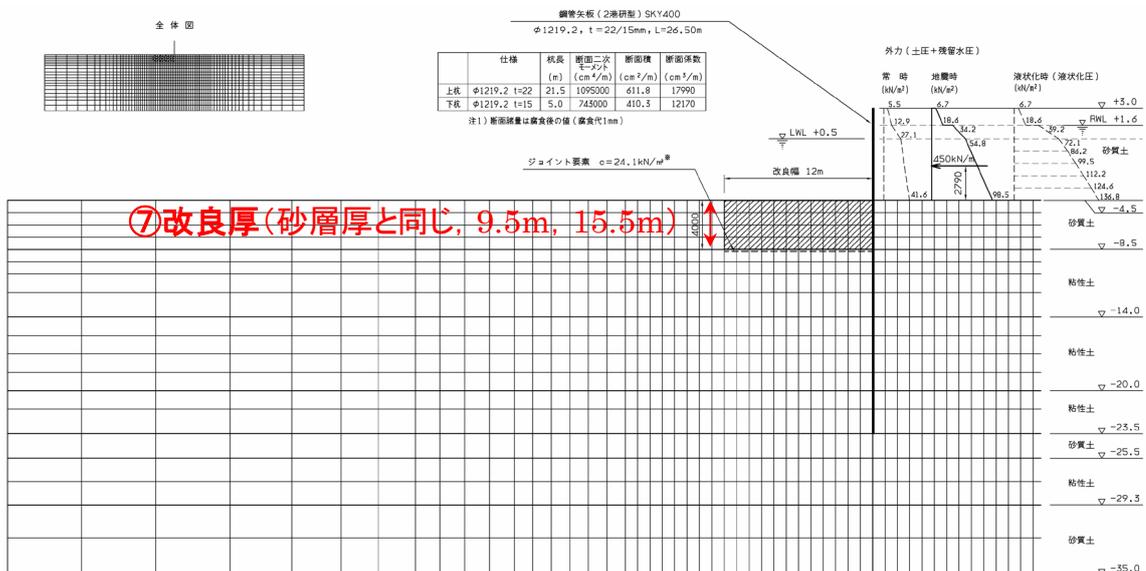


図-3.3-9 感度分析対象 ⑦改良厚

(3) FEM 解析結果

実施した全 136 ケースの弾性 FEM 解析結果一覧を表-3.3-3 に示す。同表には、自立式鋼管矢板護岸頭部における護岸水平変位および鋼管矢板の発生曲げモーメントを整理している。感度分析結果として、特に基本モデルに対する各ケースの護岸水平変位に着目することとした。また、表-3.3-2 に、感度分析対象①～⑦の項目毎に護岸水平変位をとりまとめた。基本モデルの解析条件に対し、①～⑦の各項目のパラメータ値のみを変化させた場合の護岸水平変位の変動幅と基本モデルに対する割合を同表に示している。表-3.3-2 より、①改良幅、②改良する砂層厚、③改良する砂層の N 値、④改良下粘土層の剛性、が特に顕著に護岸水平変位の値に影響することが感度分析結果より明らかとなった。一方、⑥改良強度は、護岸水平変位にはさほど影響しないことも分かった。⑤鋼管矢板の剛性、⑦改良厚（下部粘土層まで改良）は一定の護岸変位の低減効果はあるものの、工事費との兼ね合いもあることから、特異な状況での対処法と捉え、本研究対象からは除外する。

以上から、①改良幅、②改良する砂層厚、③改良する砂層の N 値、④改良下粘土層の剛性、に着目して設計法を検討するものとし、簡易な梁バネモデルによる設計計算モデルの構築を目指すこととした。

表-3.3-2 弾性 FEM 解析による護岸水平変位の感度分析結果

感度分析対象	パラメータ値 (四角囲みが基本モデル)	地震時土圧作用時の 護岸水平変位 (基本モデル=8.35cm)
① 改良幅	0m, 4m, 8m, 12m , 16m, 20m	10.94cm～8.07cm (131%～97%)
② 改良する砂層厚	2m, 4m , 6m	9.85cm～7.35cm (118%～88%)
③ 改良する砂層の N 値	0, 3.3, 5, 10 , 15	12.62cm～7.68cm (151%～92%)
④ 改良下粘土層の剛性	基本モデルの 0.5 倍, 1 倍 , 1.5 倍, 2 倍	10.35cm～6.89cm (124%～83%)
⑤ 鋼管矢板の剛性	基本モデルの 1 倍 , 1.8 倍	8.35cm～7.09cm (100%～85%)
⑥ 改良強度	400, 600 , 800 kN/m ²	8.96cm～7.93cm (107%～95%)
⑦ 改良厚	砂層厚 4m , 粘土層まで改良 9.5m	8.35cm～6.99cm (100%～84%)

注) 表中の護岸水平変位は、基本モデルに対し①～⑦のパラメータ値のみ変化させた場合の値

図-3.3-10 および図-3.3-11 は、改良幅と護岸水平変位の関係を図示したものである。図-3.3-10(a)~(c)は、改良対象の砂層厚がそれぞれ 2m, 4m, 6m のモデルで、荷重条件は地震時土圧作用時の場合、砂層の N 値が 0, 5, 10 のケースを示している。改良幅が大きくなるにつれ護岸水平変位の低減効果が見受けられるが、改良幅が 20m に近づくにつれてその効果が減少する様子が窺える。液状化により受働側の砂層の抵抗が失われた N=0 のケースにおいて急激に変位が大きくなり、それは砂層が厚くなるに従い顕著となる。次に、図-3.3-11(a)~(c)は、受働側の砂層が液状化した場合のみに着目したグラフであり、それぞれ、N=3.3 で液状化圧作用時、N=0 で地震時土圧作用時、N=0 で液状化圧作用時のモデルである。各図に、砂層厚 2m, 4m, 6m のケースを図示した。N=0 で液状化圧作用時のケースの変位が極端に大きくなる。なかでも、砂層 6m 厚のケースの改良幅の増大による変位低減効果が顕著であることが分かる。

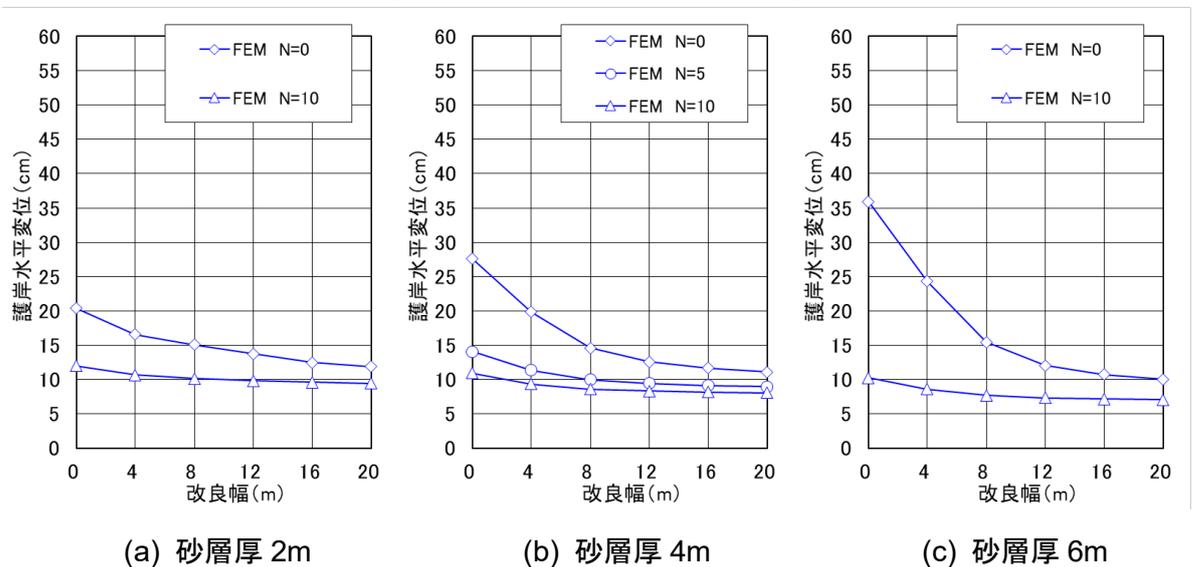


図-3.3-10 弾性 FEM 解析結果 改良幅～護岸水平変位 (地震時土圧 : N=0,5,10)

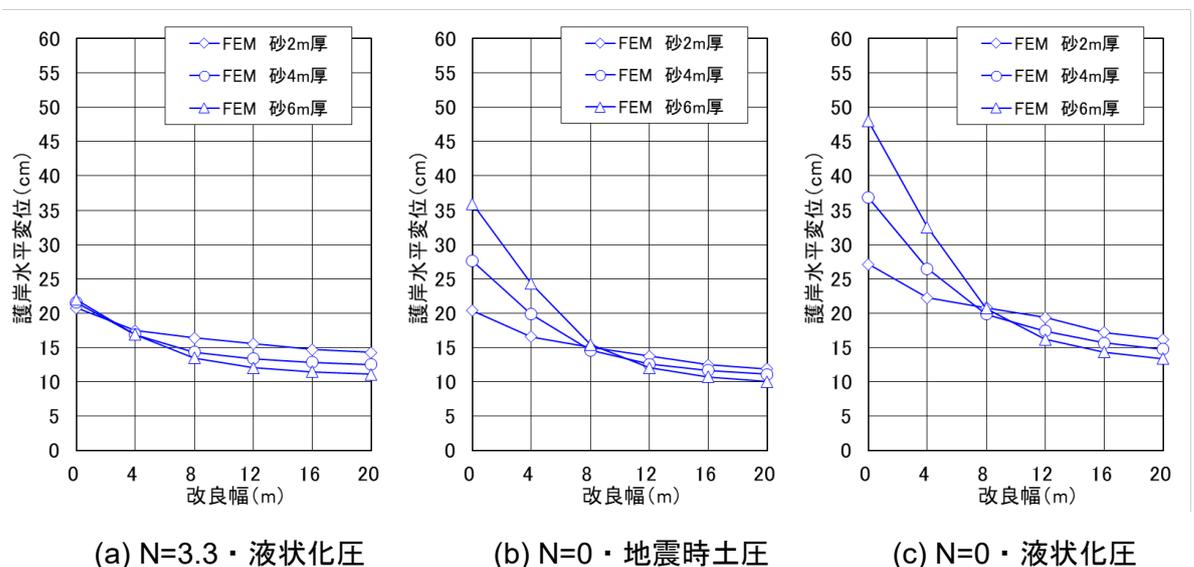


図-3.3-11 弾性 FEM 解析結果 改良幅～護岸水平変位 (砂層厚 2m,4m,6m)

表-3.3-3 弾性 FEM 解析結果一覧 (全ケースの護岸水平変位, 鋼管矢板曲げモーメント)

パラメータ		基本モデル	① 改良幅 (m)	② 砂層厚 (m)	③ 砂層 N 値	④ 粘土剛性 (倍)	⑤ 鋼管矢板	⑥ 改良強度 (kN/m ²)	⑦ 改良厚 (m)	護岸天端 水平変位 (cm)			鋼管矢板の 曲げモーメント (tf·m)			
										FEM			FEM			
										常時	地震時	% 対基M	液状化圧	常時	地震時	液状化圧
②改良対象 砂層厚 ③改良対象 砂層N値	N=0 液状化を考慮 ↓低減率 1/100	砂層厚 2m	0	2	0						20.37	244%	27.14	242.0	322.0	
			4	2	0						16.57	198%	22.26	183.0	247.0	
			8	2	0						15.10	181%	20.83	161.0	224.0	
			12	2	0						13.77	165%	19.38	148.0	208.0	
			16	2	0						12.50	150%	17.22	140.0	195.0	
		20	2	0						11.91	143%	16.21	140.0	187.0		
		0	0	0						27.61	331%	36.83	315.0	420.0		
		4	0	0						19.87	238%	26.49	209.0	278.0		
		8	0	0						14.62	175%	19.87	138.0	180.0		
		12	0	0						12.62	151%	17.44	137.0	179.0		
		16	0	0						11.72	140%	15.65	138.0	182.0		
		20	0	0						11.11	133%	14.79	139.0	183.0		
		0	6	0						35.95	431%	48.00	385.0	514.0		
		4	6	0						24.31	291%	32.56	243.0	325.0		
		8	6	0						15.45	185%	20.70	140.0	184.0		
	12	6	0						12.08	145%	16.19	139.0	183.0			
	16	6	0						10.72	128%	14.37	140.0	184.0			
	20	6	0						10.04	120%	13.40	141.0	184.0			
	0	2	3.3									20.78	241.0			
	4	2	3.3									17.46	187.0			
	8	2	3.3									16.43	178.0			
	12	2	3.3									15.55	179.0			
	16	2	3.3									14.74	181.0			
	20	2	3.3									14.28	181.0			
	0	4	3.3									21.54	243.0			
	4	4	3.3									16.87	186.0			
	8	4	3.3									14.37	181.0			
	12	4	3.3									13.40	181.0			
	16	4	3.3									12.89	182.0			
	20	4	3.3									12.55	183.0			
	0	6	3.3									21.99	240.0			
	4	6	3.3									16.87	188.0			
	8	6	3.3									13.51	184.0			
	12	6	3.3									12.08	184.0			
	16	6	3.3									11.46	184.0			
	20	6	3.3									11.12	185.0			
	0	4	5								6.60	14.11	169%	78.7	166.0	
	4	4	5								5.34	11.39	136%	67.4	141.0	
	8	4	5								4.69	10.00	120%	66.0	138.0	
	12	4	5								4.44	9.46	113%	66.1	138.0	
	16	4	5								4.31	9.17	110%	66.3	139.0	
	20	4	5								4.21	8.97	107%	66.5	139.0	
	0	2									5.62	11.99	144%	70.2	147.0	
	4	2									4.99	10.67	128%	64.6	135.0	
	8	2									4.76	10.15	122%	64.6	135.0	
	12	2									4.62	9.85	118%	64.8	135.0	
	16	2									4.53	9.64	115%	65.0	136.0	
	20	2									4.45	9.49	114%	65.2	136.0	
	0	4									5.13	10.94	131%	70.4	150.0	
	4	4									4.39	9.36	112%	66.5	139.0	
	8	4									4.06	8.64	103%	65.8	137.0	
	12	4	4	10	1.0	標準	600	砂層厚			3.92	8.35	100%	65.9	138.0	
	16	4									3.85	8.19	98%	66.0	138.0	
	20	4									3.79	8.07	97%	66.2	138.0	
	0	6									4.81	10.25	123%	72.4	152.0	
	4	6									4.05	8.62	103%	67.3	141.0	
	8	6									3.63	7.72	92%	66.7	139.0	
	12	6									3.46	7.35	88%	66.7	139.0	
	16	6									3.38	7.18	86%	66.8	140.0	
	20	6									3.33	7.08	85%	66.8	140.0	
	0	4		15							4.40	9.36	112%	69.3	145.0	
	4	4		15							3.90	8.30	99%	66.0	138.0	
	8	4		15							3.70	7.86	94%	65.5	137.0	
	12	4		15							3.61	7.68	92%	65.6	137.0	
	16	4		15							3.57	7.58	91%	65.7	137.0	
	20	4		15							3.53	7.50	90%	65.8	137.0	
	0					0.5					4.85	10.35	124%	65.3	136.0	
	12	4		10	1.0	標準	600	砂層厚			3.92	8.35	100%	65.9	138.0	
						1.5					3.50	7.44	89%	66.2	138.0	
						2.0					3.25	6.89	83%	66.4	139.0	
	0	12	4	10	1.0	標準	600	砂層厚			3.92	8.35	100%	65.9	138.0	
						1.8倍					3.32	7.09	85%	68.2	143.0	
						400					4.21	8.96	107%	67.6	141.0	
	0	12	4	10	1.0	標準	600	砂層厚			3.92	8.35	100%	65.9	138.0	
						800					3.71	7.93	95%	64.4	135.0	
	⑦粘土層まで 改良する	N=0 液状化を考慮	砂層厚 4m	4								18.04	216%		167.0	
				8								12.06	144%		143.0	
				12								12.62	151%		137.0	
				12								9.5	9.51	114%		143.0
				4								9.5	4.23	9.02	108%	67.2
		8								9.5	3.63	7.72	92%	67.0	140.0	
		12	4	10	1.0	標準	600	砂層厚			3.92	8.35	100%	65.9	138.0	
		12									9.5	3.29	6.99	84%	67.0	140.0
		12									15.5	3.19		67.1		

(※空欄は基本モデルと同条件)

40 60 36

3.3.3. 梁バネモデルの立案

前節の弾性 FEM 解析の護岸水平変位をできるだけ再現可能な簡易な設計計算モデルである「梁バネモデル」を立案すべく、複数の梁バネモデル候補を検討した。着眼点は、弾性 FEM 解析の感度分析において変位低減効果が顕著に現れた①改良幅、②改良する砂層厚、③改良する砂層の N 値、④改良下粘土層の剛性（表-3.3-2），を如何にモデルに反映するかというところである。

護岸水平変位の比較による試行錯誤の結果、弾性 FEM の解析値をおおよそ再現できることを確認した梁バネモデルが図-3.3-12 に示す採用モデルある。その特徴は、まず、液状化対象層である改良体前面の砂層部の受働抵抗について、液状化判定に基づく液状化抵抗率 F_L に応じて低減させた地盤の水平バネ値（弾性）による地盤反力として考慮したこと。次に、有限幅の改良効果については、改良体底面とその直下の粘土層との摩擦抵抗をせん断バネ（弾性）で評価したことである。即ち、せん断バネ値（=改良体直下の粘土層の強度に依存）×改良幅によって、改良効果を評価しようとしたものである。このせん断バネには、道路橋示方書の直接基礎の考え方を引用した。道路橋示方書では、せん断バネは直下の地盤バネの 1/3～1/4 とするよう幅をもって規定されている⁷⁾。このため、上限値 1/3 と下限値 1/4 の両ケースの梁バネモデルと FEM を比較検討し、設計上の安全側の配慮から、FEM より変位が小さくならない「1/4 ケース」を最適案として採用した。なお、このせん断バネ k_{sc} については、 $k_{sc}' = k_{sc} \cdot \text{改良幅} / \text{改良厚}$ として、水平方向の地盤バネに置換し、並列バネとして砂層の地盤バネに加算して梁バネモデルの計算を行うことにした。最適案として採用した梁バネモデルと弾性 FEM 解析の全解析結果を表-3.3-4 に示す。

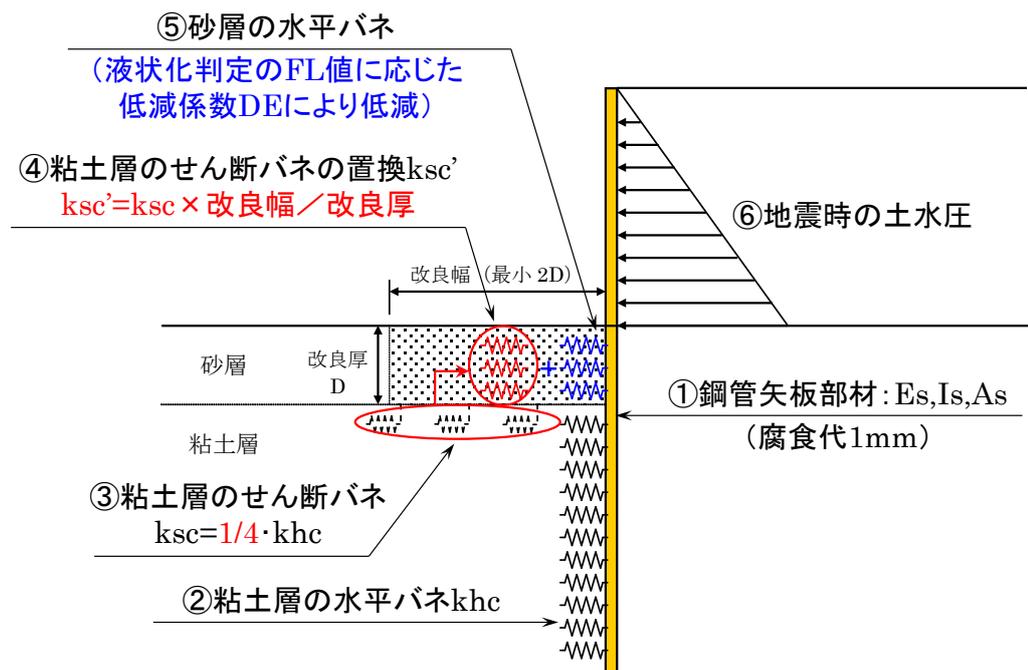


図-3.3-12 採用した梁バネモデル（設計計算モデル）

前節の図-3.3-10 および図-3.3-11 において、弾性 FEM 解析の改良幅と護岸水平変位の関係を図示したが、これらと同じケースについて、採用した梁バネモデル (1/4 ケース) の改良幅と護岸水平変位の関係を同様に図示し、両者の解析値を比較した。その結果を図-3.3-13 および図-3.3-14 に示す。

図-3.3-13(a)~(c)の前面砂層が液状化しないケース (N=5,10) では、梁バネモデルは FEM の変位量を精度よく再現できている。一方、図-3.3-13(a)~(c) の (N=0) や図-3.3-14(b)・(c)のように、前面砂層が完全に液状化するケース (N=0) では、梁バネモデルの変位量が改良幅によらずやや大きくなっていることが分かる。特に砂層厚が厚くなるほどその傾向が顕著である。これは、全ケースの FEM 解析値を完全に精度良く再現できる梁バネモデルを構築することは困難であり、設計上の安全側の配慮から FEM より変位が小さくならない梁バネモデル (1/4 ケース) を採用したことが影響している。

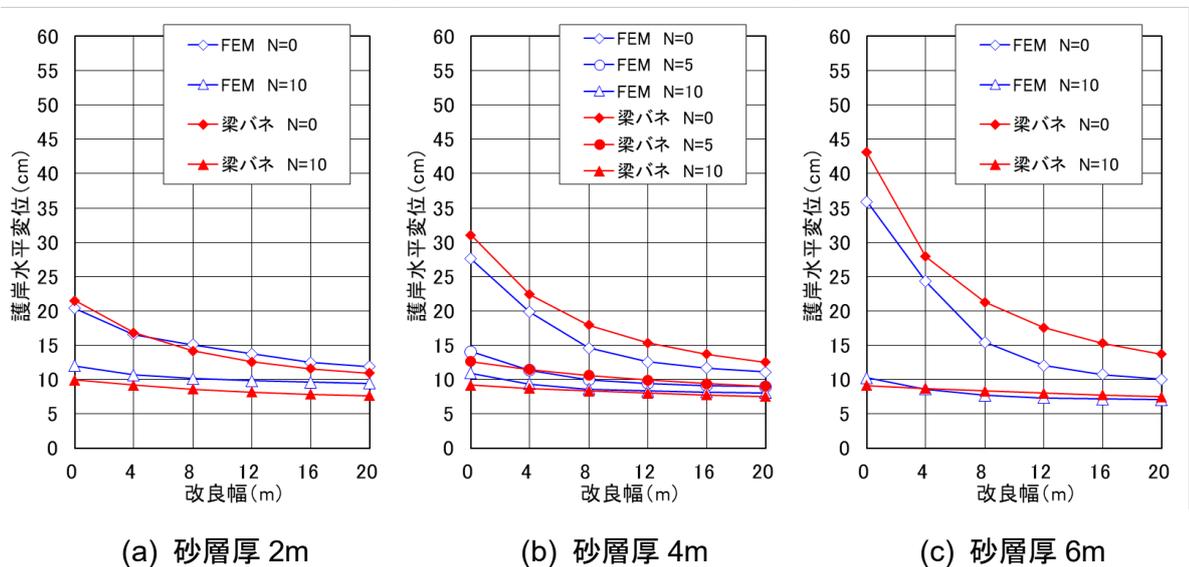


図-3.3-13 弾性 FEM と梁バネモデルの比較 改良幅～護岸水平変位 (地震時土圧 : N=0,5,10)

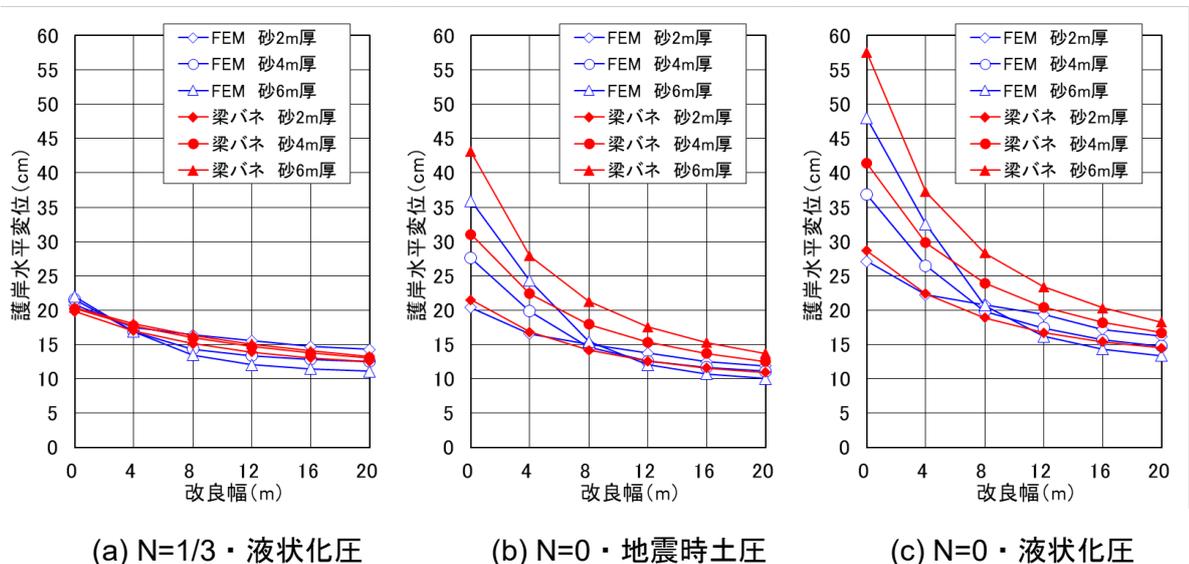


図-3.3-14 弾性 FEM と梁バネモデルの比較 改良幅～護岸水平変位 (砂層厚 2m,4m,6m)

3.4. 遠心模型実験

(1) 実験条件

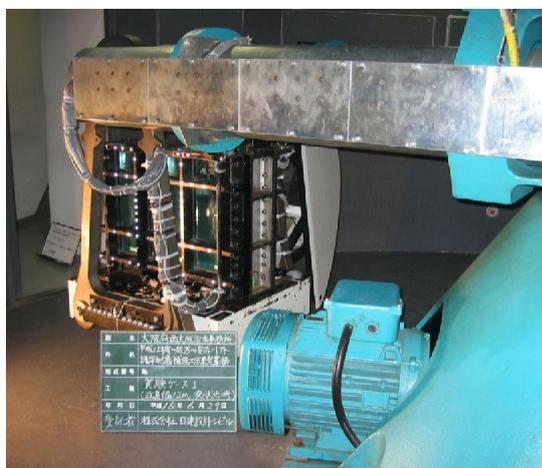
設計で考慮する土水圧に対する「鋼管矢板－改良体－地盤」の変形挙動を把握するため、写真-3.4-1 に示す装置を用いて遠心模型実験を実施した。遠心模型実験装置とは、 $1/n$ に縮尺した模型地盤に $n \cdot G$ の遠心加速度を作用させ、自重による地盤内応力を実地盤と同等にするための実験装置である。今回は、模型縮尺 $1/50$ (遠心加速度 $50G$) として、表-3.4-1 に示す C1～C3 の 3 ケースの遠心模型実験を実施した³⁾。図-3.4-1～図-3.4-3 に、C1～C3 の模型地盤・実験モデルをそれぞれ示す。



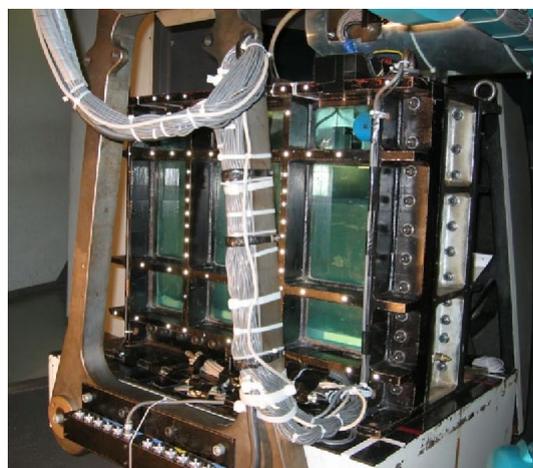
(a) 遠心模型実験装置



(b) コントロールルーム



(c) 実験装置に搭載した実験土層



(d) 載荷実験前の実験土層の状況

写真-3.4-1 遠心模型実験装置と実験土層 (模型縮尺=1/50, 遠心加速度=50G)

表-3.4-1 遠心模型実験ケースと実験条件

実験名称	改良対象の砂層の条件	改良体の幾何条件
C1; 液状化時・改良幅 12m	液状化時 (砂層なし)	幅 12m×厚さ 4m
C2; 非液状化時・改良幅 12m	非液状化時 (砂層あり)	幅 12m×厚さ 4m
C3; 非液状化時・改良幅 4m	非液状化時 (砂層あり)	幅 4m×厚さ 4m

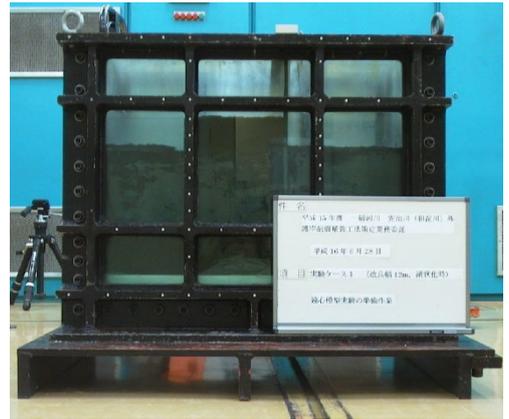
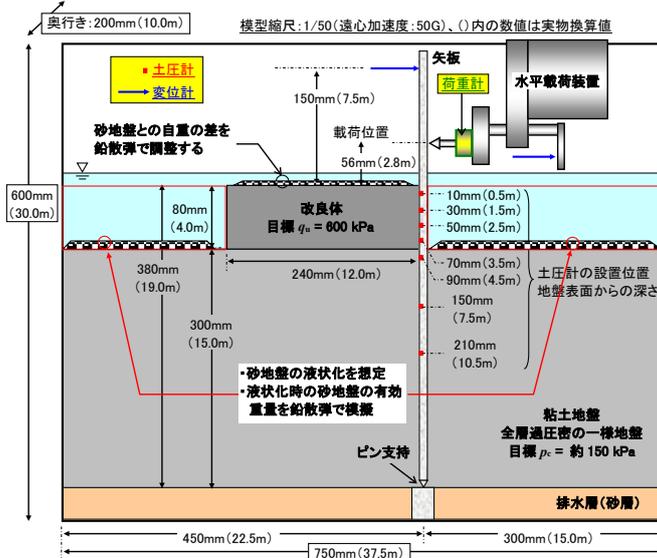


図-3.4-1 遠心模型実験モデル・模型地盤 (C1; 液化化時・改良幅 12m)

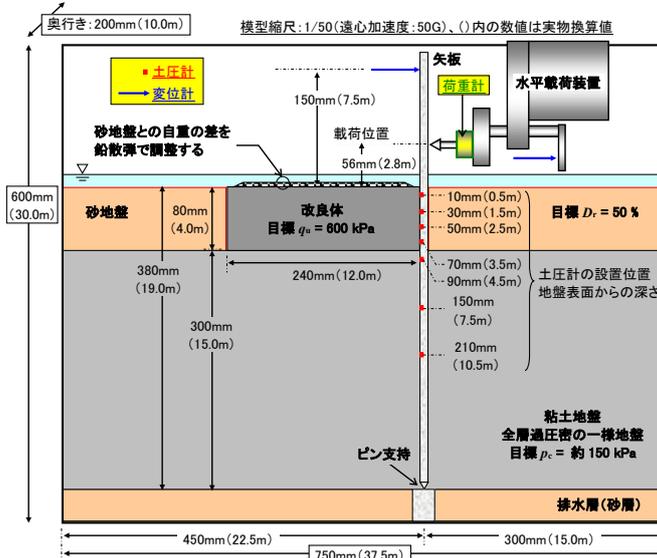


図-3.4-2 遠心模型実験モデル・模型地盤 (C2; 非液化化時・改良幅 12m)

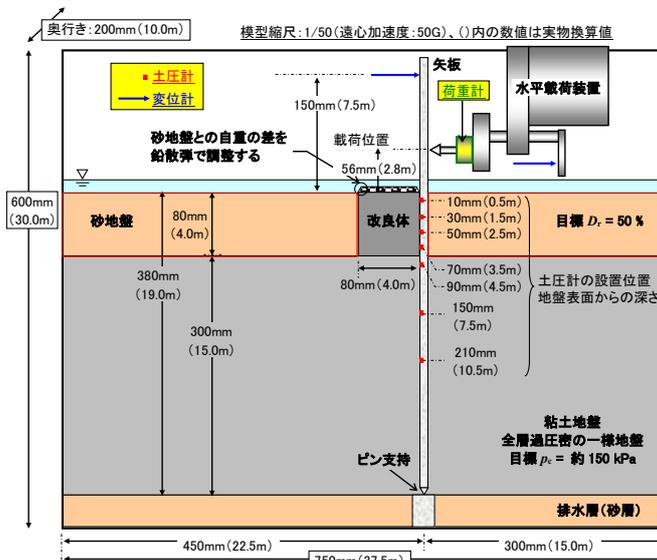


図-3.4-3 遠心模型実験モデル・模型地盤 (C3; 非液化化時・改良幅 4m)

当該遠心模型実験は、河床以浅の矢板背面地盤は土層としてモデル化せず、矢板に作用する土水圧（常時土圧・地震時土圧・液状化圧）を線荷重に置き換え、水平載荷装置により変位制御で静的に荷重を与えた。

改良体下部の粘土地盤は、写真-3.4-2 に示す整備対象の木津川河道内より採取した粘土（ $\rho_s=2.692\text{ g/cm}^3$, $w_L=60.3\%$, $w_P=31.2\%$ ）を用い、実地盤における粘土層上部の圧密降伏応力と同じ 150 kN/m^2 の圧密圧力で一次元圧密を行い作製した。なお、粘土地盤の圧密は矢板を設置した状態で行った。改良体は一軸圧縮強さ 600 kN/m^2 を目標として、粘土地盤上に設置した型枠内に直接改良土スラリーを打設・養生して作製した。実験時には、砂地盤との重量差を考慮して改良体天端に鉛散弾を置き、粘土地盤に作用する鉛直応力が等しくなるようにした。また、河床表層付近の砂地盤は、非液状化時を想定した C2・C3 では、珪砂 7 号を用いて相対密度が 50% となるよう空中落下法で作製した。液状化時を想定した C1 では、砂地盤のせん断抵抗がないものとしてこの部分に砂層を設けないこととした。但し、粘土地盤表層に鉛散弾を配置して砂層分の自重の影響を考慮した。この方針に基づき作製した C1～C3 の模型地盤（砂地盤・粘土地盤・改良体）の物性一覧を表-3.4-2 に示す。同表の根拠となる粘土地盤の含水比の深度分布および一軸圧縮試験結果を図-3.4-4～図-3.4-6 に、改良体の一軸圧縮試験結果を図-3.4-7～図-3.4-9 に示す。

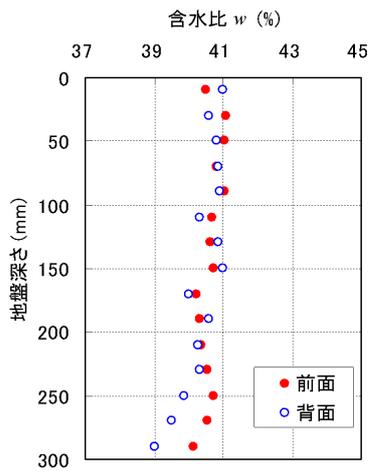
また、矢板は曲げ剛性 EI を指標に鋼管矢板（ $\phi 1200, t22$ ）を厚さ 10mm の鋼製プレートでモデル化し、土圧計を設置し改良体や下部粘土地盤への力の伝播状況を確認した。なお、実験は変位状況の確認を主目的としており、矢板の応力度を確認するひずみゲージの設置は見合わせた。

表-3.4-2 模型地盤の物性一覧

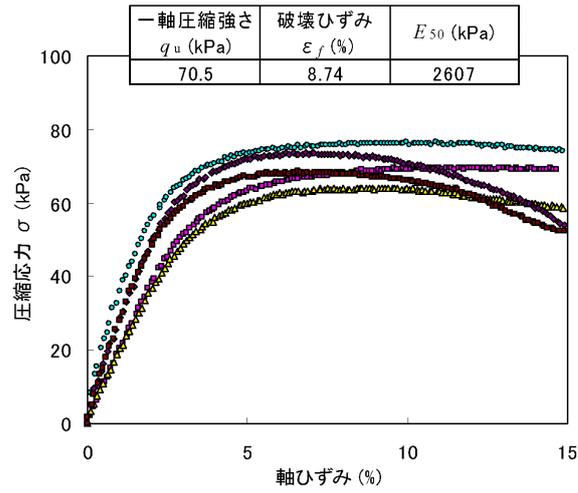
実験名称	砂地盤	粘土地盤		改良体
	相対密度	平均含水比	一軸圧縮強さ	一軸圧縮強さ
C1	—（砂層なし）	前面：40.6% 背面：40.4%	70.5 kN/m ²	603 kN/m ²
C2	50.3 %	前面：41.0% 背面：40.4%	74.8 kN/m ²	605 kN/m ²
C3	53.7 %	前面：40.7% 背面：40.7%	70.7 kN/m ²	591 kN/m ²



写真-3.4-2 護岸整備対象の木津川において採取した粘性土

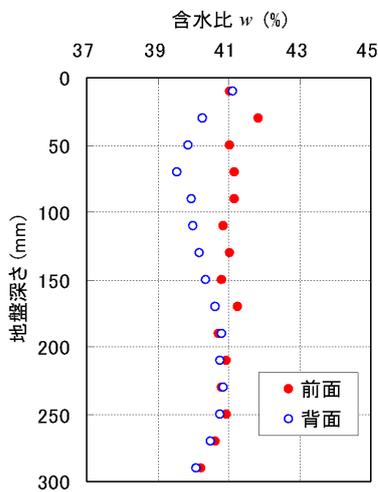


(a) 含水比の深度分布

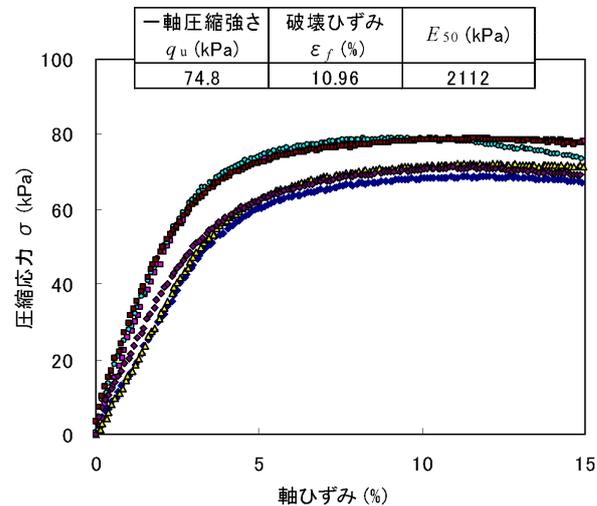


(b) 一軸圧縮試験結果

図-3.4-4 模型地盤の粘土層の物性 (C1; 液状化時・改良幅 12m)

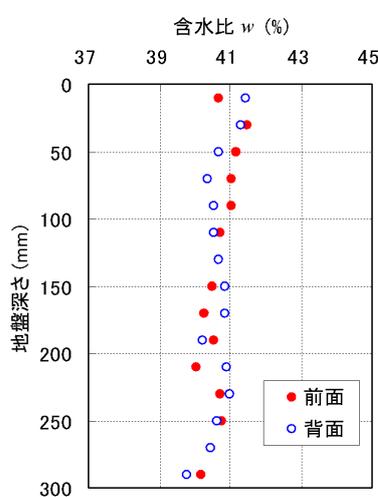


(a) 含水比の深度分布

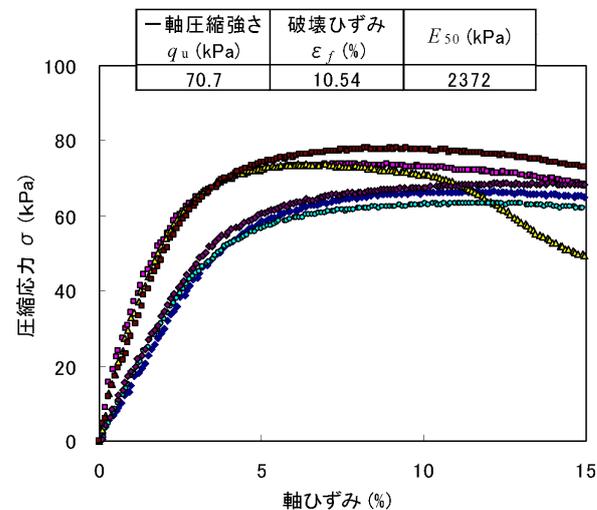


(b) 一軸圧縮試験結果

図-3.4-5 模型地盤の粘土層の物性 (C2; 非液状化時・改良幅 12m)



(a) 含水比の深度分布



(b) 一軸圧縮試験結果

図-3.4-6 模型地盤の粘土層の物性 (C3; 非液状化時・改良幅 4m)

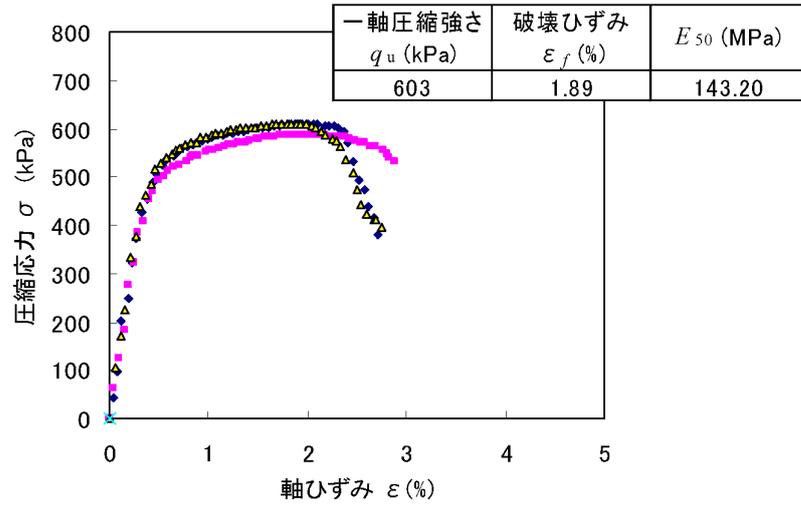


図-3.4-7 模型地盤の改良体強度の確認 (C1; 液状化時・改良幅 12m)

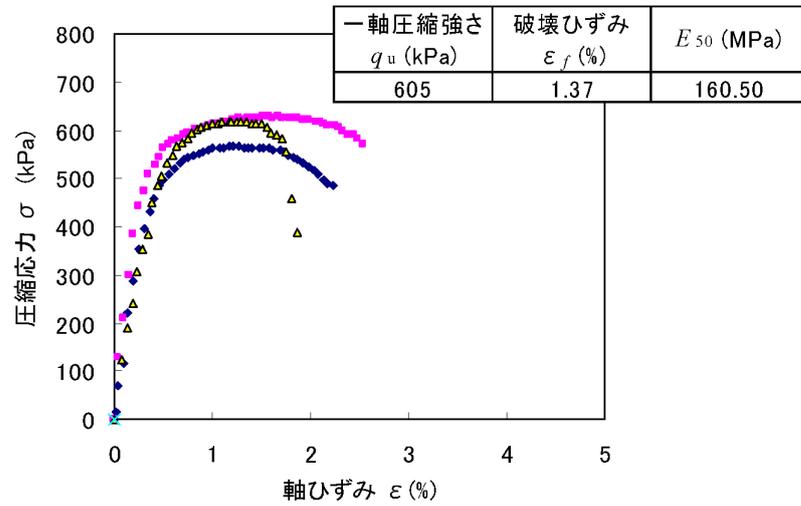


図-3.4-8 模型地盤の改良体強度の確認 (C2; 非液状化時・改良幅 12m)

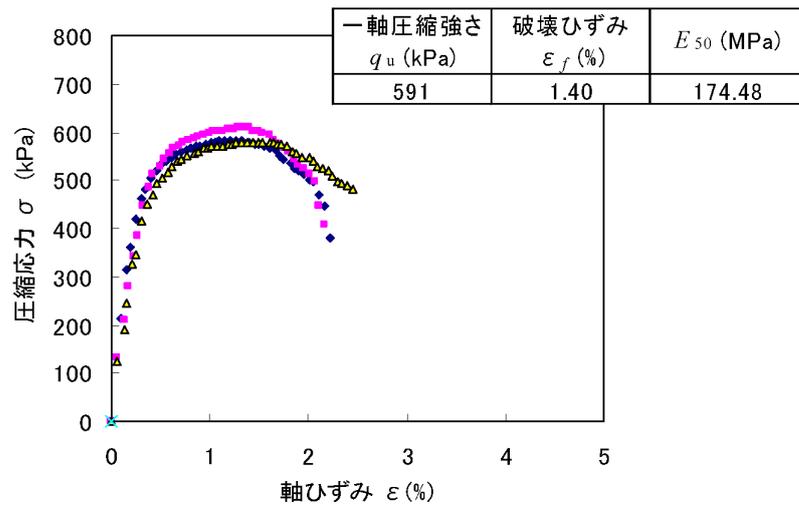


図-3.4-9 模型地盤の改良体強度の確認 (C3; 非液状化時・改良幅 4m)

(2) 実験結果

C1～C3の3ケースの遠心模型実験結果として、**図-3.4-10～図-3.4-12**に各ケースの実験後の変形状況図を変形前と重ね合わせて図示する。また、**写真-3.4-3～写真-3.4-5**に実験後の模型地盤の変形状況を観察した写真を示す。各ケースの改良体に着目すれば、C1は、改良体がやや前下方向に傾斜しながら前面に移動しており、前面砂層の受働抵抗がないために粘土地盤が矢板から改良体を介して力を受けて変形している様子が観察できる。また、C2は、前面砂層の受働抵抗が大きく、改良体が逆に後下方向に傾斜している様子が窺える。一方、C3は、前面砂層の受働抵抗は大きいものの、改良幅が小さいことから改良体が前下方向に回転するように大きく傾斜しながら前面に移動している状況が見て取れる。

また、**図-3.4-13～図-3.4-15**には、C1～C3の常時土圧・地震時土圧・液状化圧の各載荷段階における矢板水平変位と矢板の土圧増分（土圧計の測定値）の深度分布図をとりまとめた。載荷重が大きくなると（液状化圧）、前面砂層の受働抵抗がないC1の矢板水平変位が他のケースより大きくなるが、載荷重が小さいときは（常時）、非液状化時であるが改良幅が小さいC3がC1より逆に変位が大きくなっている。一方、土圧増分については、受働側の砂層があるC2やC3の場合、改良体上部の土圧増分が非常に大きくなり改良体に集中して力が伝播していることが分かるが、砂層のないC1では、改良体よりも下部粘土層の土圧増分がむしろ大きく、力の伝播経路が異なる状況が分かる。設計計算においては、矢板前面砂層が液状化する場合は特に、改良体と改良体下部の粘土層を如何にモデル化するかが重要な点となることを示唆する実験結果であると考えられる。

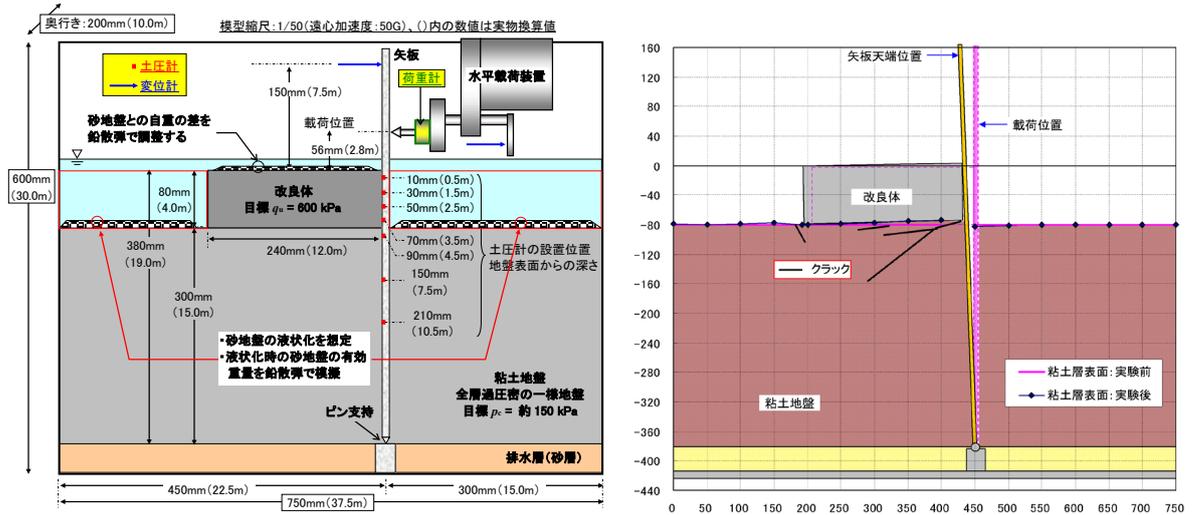


図-3.4-10 遠心模型実験後の変形状況 (C1; 液状化時・改良幅 12m)

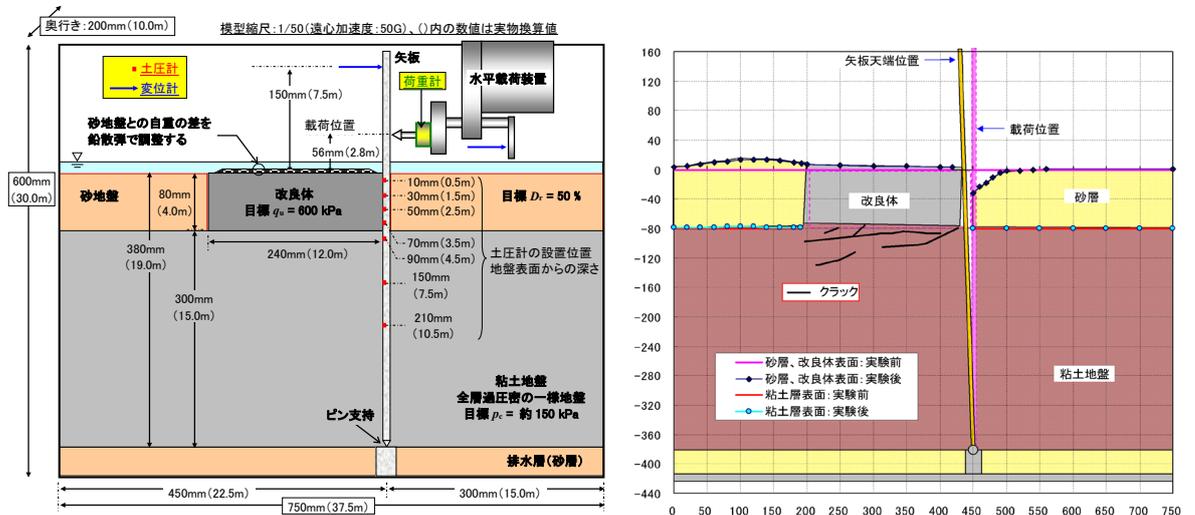


図-3.4-11 遠心模型実験後の変形状況 (C2; 非液状化時・改良幅 12m)

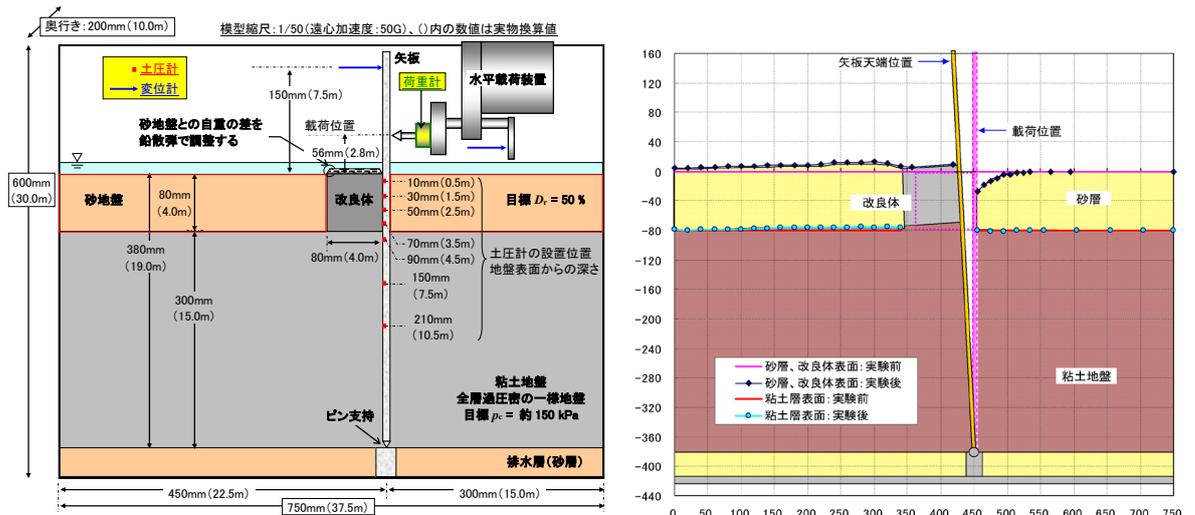


図-3.4-12 遠心模型実験後の変形状況 (C3; 非液状化時・改良幅 4m)

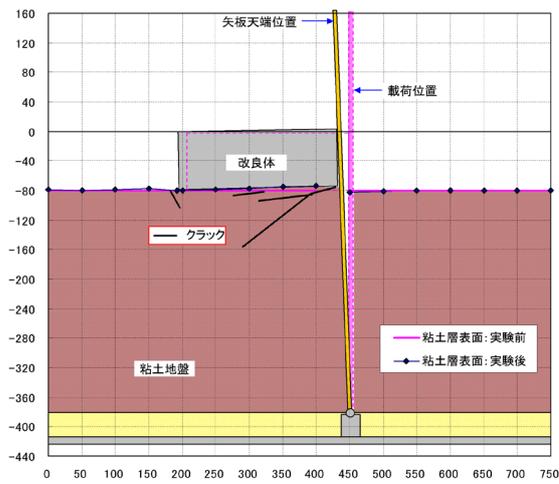
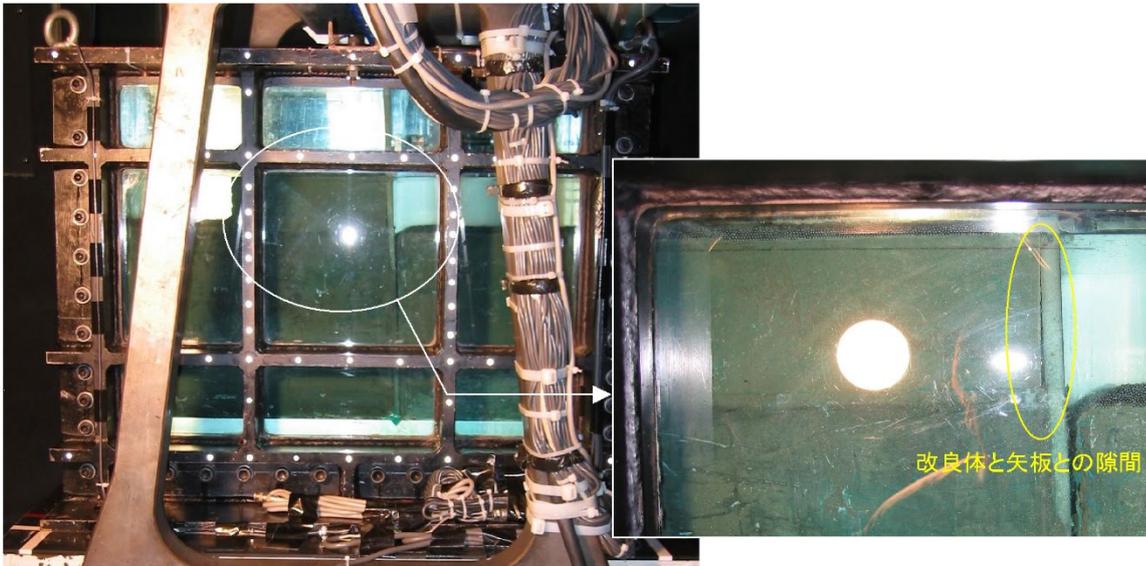


写真-3.4-3 遠心模型実験後の模型地盤の状況観察 (C1; 液状化時・改良幅 12m)

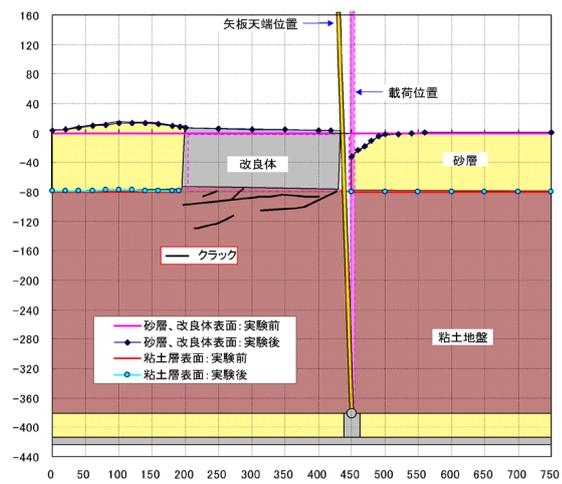


写真-3.4-4 遠心模型実験後の模型地盤の状況観察 (C2; 非液状化時・改良幅 12m)

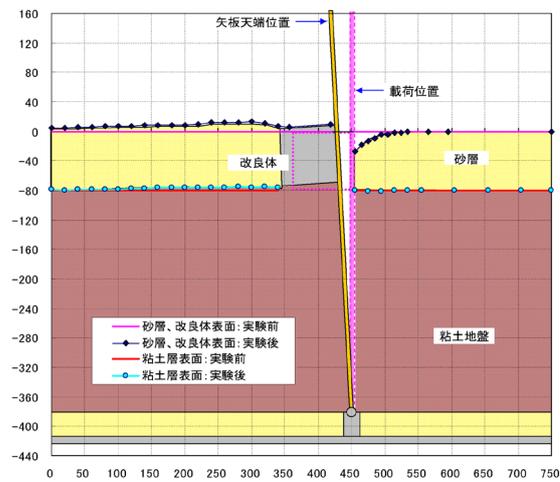
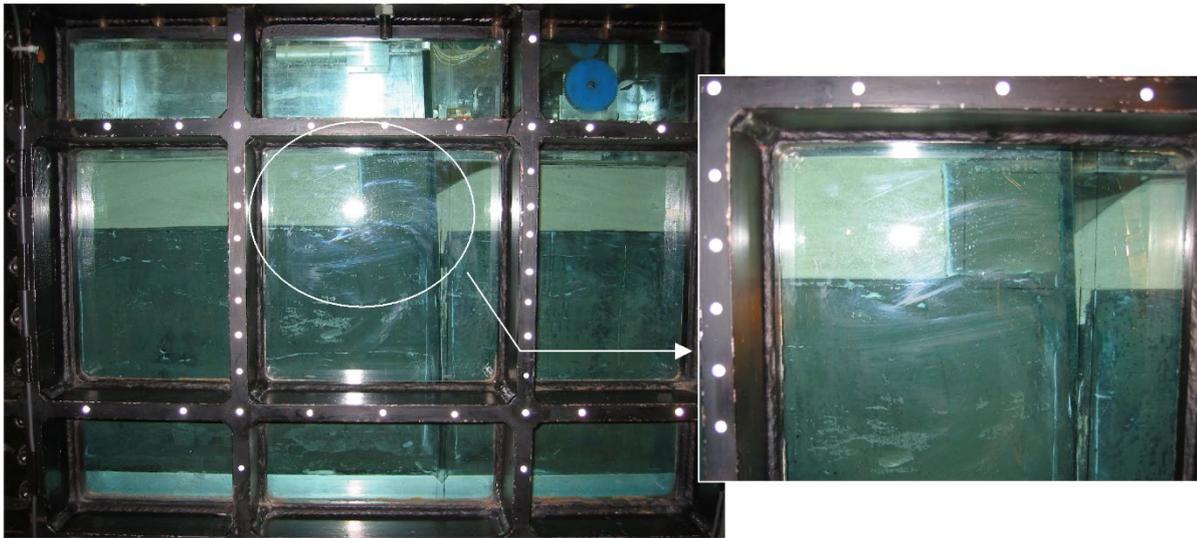


写真-3.4-5 遠心模型実験後の模型地盤の状況観察 (C3; 非液化化時・改良幅 4m)

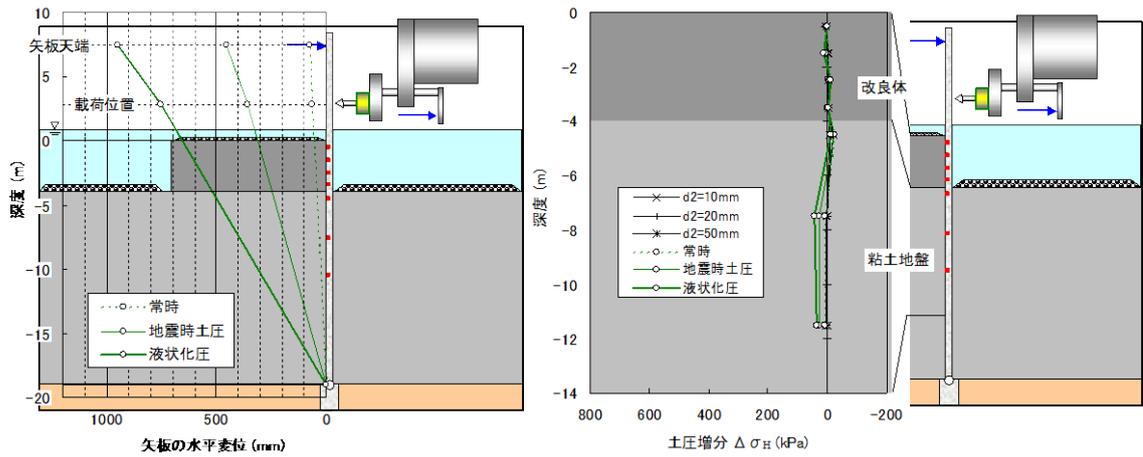


図-3.4-13 矢板水平変位および土圧増分の深度分布図 (C1; 液状化時・改良幅 12m)

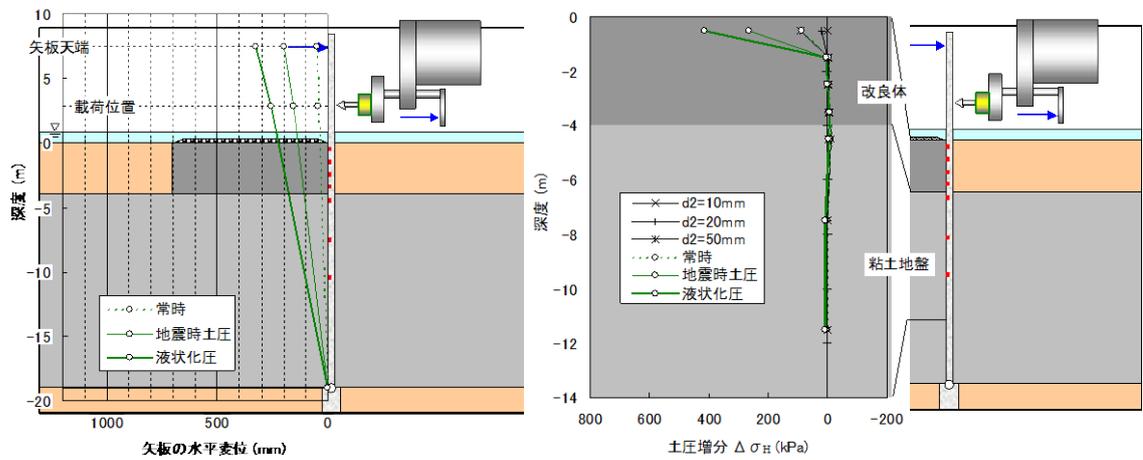


図-3.4-14 矢板水平変位および土圧増分の深度分布図 (C2; 非液状化時・改良幅 12m)

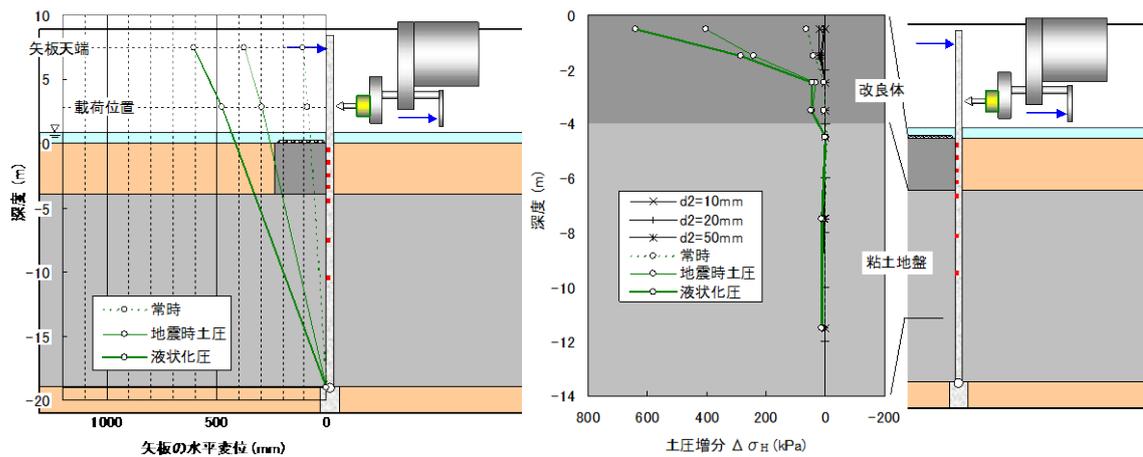


図-3.4-15 矢板水平変位および土圧増分の深度分布図 (C3; 非液状化時・改良幅 4m)

各実験ケースの載荷重 P ～矢板天端水平変位 d_2 の関係を図-3.4-16 に整理した。まず改良幅が同じ 12m の C1 と C2 を比較すると、C2 では改良体前面の砂層の受働抵抗により、護岸変位が抑制されたことが分かる。C1 は液状化により前面砂層で抵抗できないため、改良体を介して下部の粘土層に力が伝播されることで受働抵抗が発揮されたと考えられるが、護岸変位の抑制効果は相対的に小さい。次に C1 と C3 を比較する。改良幅 4m の C3 では、図-3.4-12 より、前面砂層に一定の受働抵抗が発揮されることは期待できるが、改良体が回転し倒れ込む変形モードが確認できる。図-3.4-16 に示すように、地震時土圧に近い $P=400$ kN/m 付近で C1 と C3 の P ～ d_2 曲線が交差しており、地震時土圧相当の荷重に対して「C1：液状化時・改良幅 12m」と「C3：非液状化時・改良幅 4m」の改良効果がほぼ同等と見ることができる。一方、初期荷重段階では、C3 は液状化時の C1 より変形がむしろ大きく、(改良幅/改良厚)=1 の C3 は改良効果がかなり限定的となることが認められた。

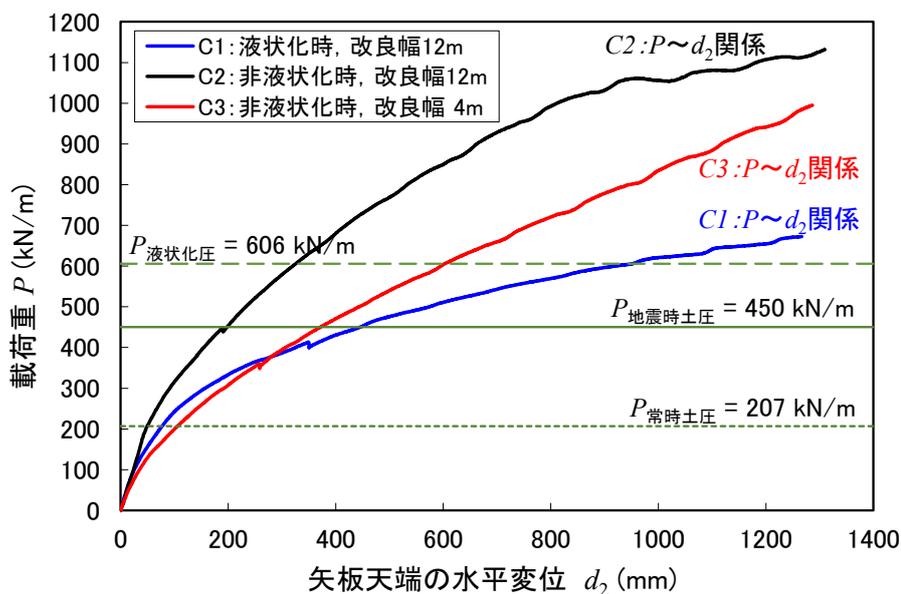


図-3.4-16 遠心模型実験の載荷重～矢板天端水平変位の関係

3.5. 弾塑性 FEM 解析による設計法の検証

3.5.1. 模型地盤の弾塑性 FEM 解析

(1) 解析条件

地盤を弾完全塑性, 改良体を弾性体でモデル化し, 弾塑性 FEM による遠心模型実験 3 ケース (C1~C3) に対する事後解析を行った. 解析モデルおよび解析条件を図-3.5-1 に示す. 解析メッシュは模型地盤の諸元を 50 倍 (実物大換算) して設定した. 土質パラメータは土質試験から簡単な設定法で決定した. 即ち, 粘土層の c は一軸圧縮強度の 1/2, 初期弾性係数 E_i は一軸圧縮試験の E_{50} の 2 倍, ポアソン比は 0.45 とした. 砂層の ϕ は相対密度 D_r より港湾基準の式より算定し, D_r より逆算した N 値に基づき初期弾性係数 E_i は $2800 \cdot N$ (kN/m^2)より設定, ポアソン比は 0.30 とした. なお, 模型実験では模型矢板設置後に粘土地盤を圧密することから, 摩擦低減のために矢板表面にはグリースを塗布している. これより, 矢板と地盤間にはジョイント要素を設け摩擦抵抗を 0 とした. また, 改良体と粘土の間のジョイント要素の τ_f は粘土層の粘着力を用いた.

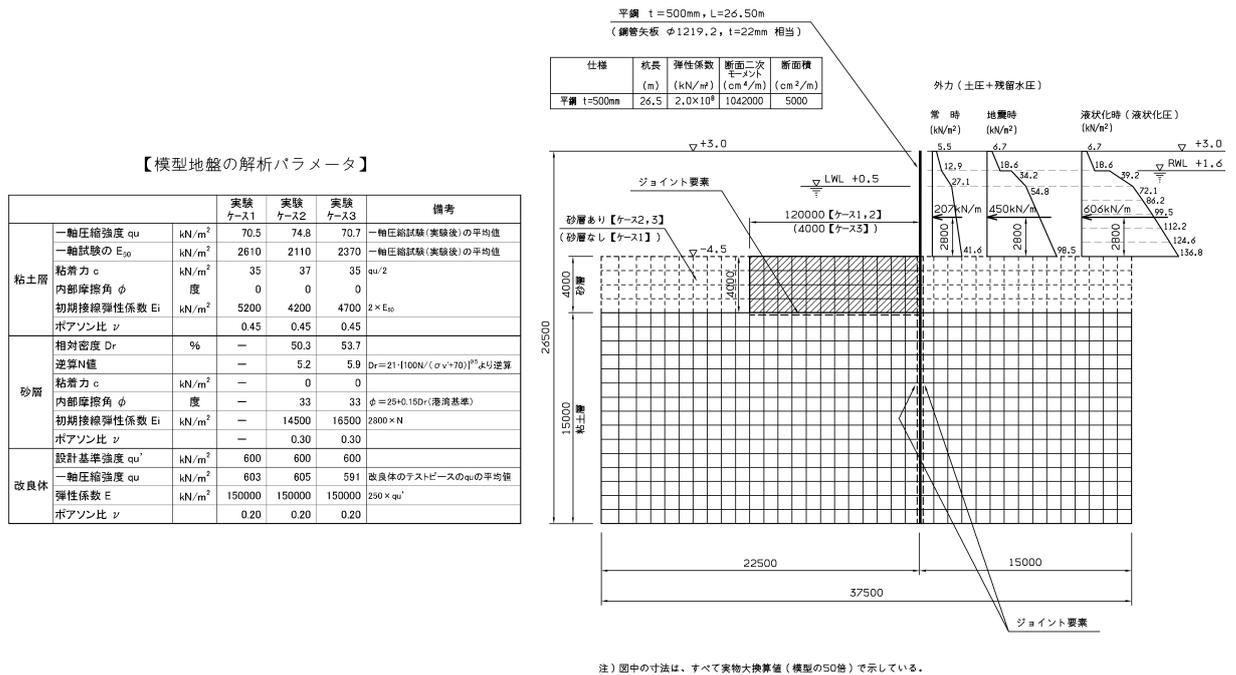


図-3.5-1 模型地盤の弾塑性 FEM 解析モデルおよび解析条件

(2) 解析結果

C1～C3 の模型地盤の弾塑性 FEM 解析の解析結果として、**図-3.5-3～図-3.5-5** に各ケースの変形モードを遠心模型実験と比較して示す。C2 は、特に改良体部の変形モードが実験と解析で異なる結果となったが、その他の C1・C3 の変形モードは比較的よく再現できたといえる。また、**図-3.5-2** に各ケースの載荷重～矢板天端水平変位の関係を示す。同図には、遠心模型実験における載荷重～矢板天端水平変位の関係も併せて記載した。ひずみレベルによっては特に C1 での不一致が見受けられるとはいえ、設計荷重である地震時土圧相当の載荷重 $P=450$ kN/m の周辺では、各ケースの遠心模型実験の載荷重～矢板天端水平変位の関係を同時にほぼ再現できたと考えられる。

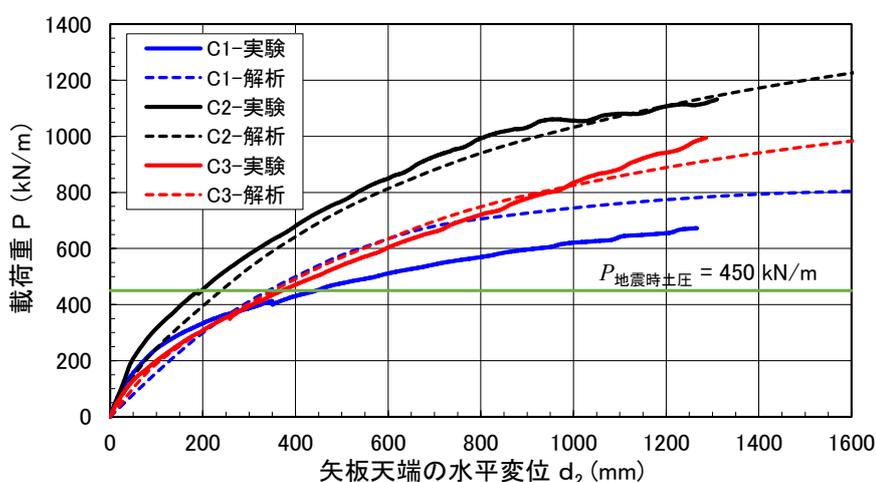


図-3.5-2 遠心模型実験結果と模型地盤の弾塑性 FEM との比較

なお、**図-3.5-3～図-3.5-5** によれば、遠心模型実験および模型地盤の弾塑性 FEM 解析のいずれの場合も、矢板背面と主働側の地盤が剥離し、滑りが生じている状況を確認できるが、これは現場の状況と以下の点において相違することが要因と考えられる。

- ① 前述のとおり、現場で矢板を打設する場合と違って、模型地盤の場合、実験土槽にまず模型矢板を設置した後にスラリー状の粘土を投入し圧密して地盤を形成することとなる。圧密過程での摩擦を軽減するため、模型矢板の表面にはグリースを塗っている。よって、模型地盤では矢板と地盤の境界は実際より「滑りやすい」状態となっている。
- ② また、現場では主働側の土水圧が矢板に作用した結果として矢板が変形するのに対して、模型地盤はそれ相当の換算荷重を線荷重として重心位置に作用させている。よって、矢板と地盤の境界は実際より「剥離しやすい」状態となっている。さらに、主働側の地表面は実際 OP+3.0m であるところ、受働側地盤と成層状態とする必要があったため、実験では OP-4.5m としている。このため、主働側の地盤の拘束圧は実際より小さくなっており、これも「剥離しやすい」状態の一因となっている。

※) 遠心模型実験は最終状態, 弾塑性 FEM 解析は載荷重 400kN/m 時で変位倍率 10 倍

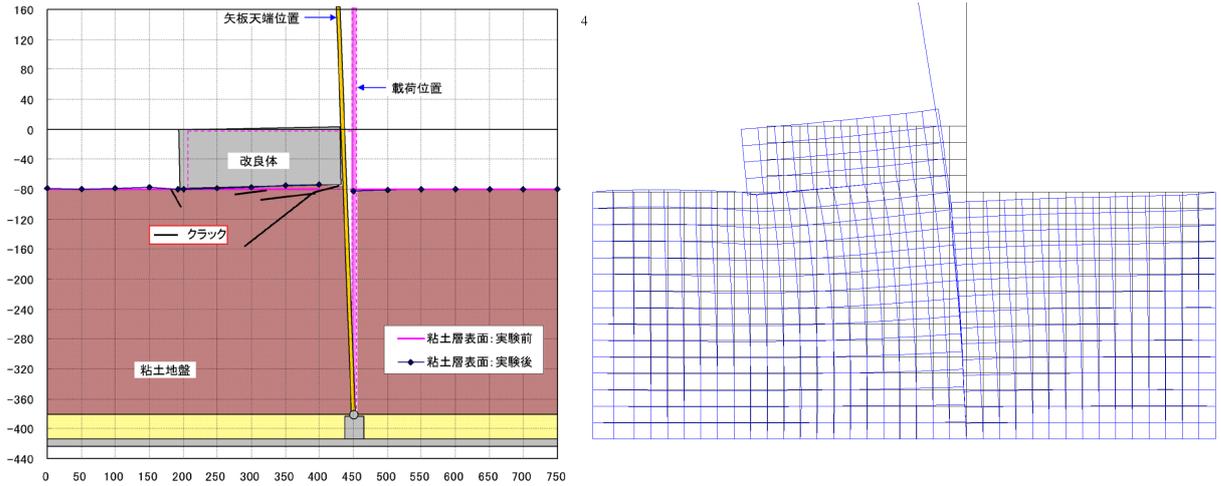


図-3.5-3 遠心模型実験と弾塑性 FEM 解析の変形モードの比較 (C1; 液状化時・改良幅 12m)

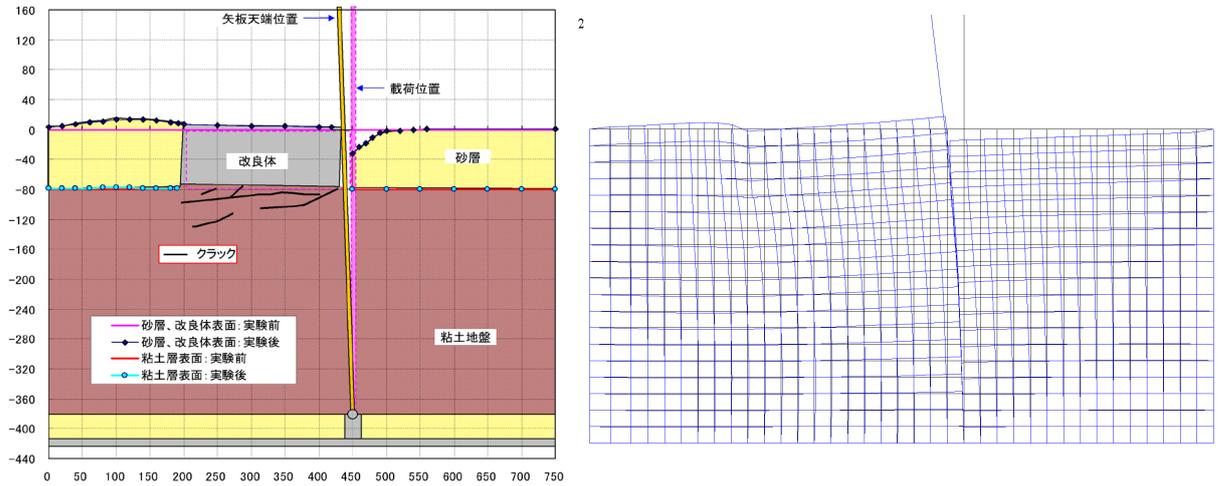


図-3.5-4 遠心模型実験と弾塑性 FEM 解析の変形モードの比較 (C2; 非液状化時・改良幅 12m)

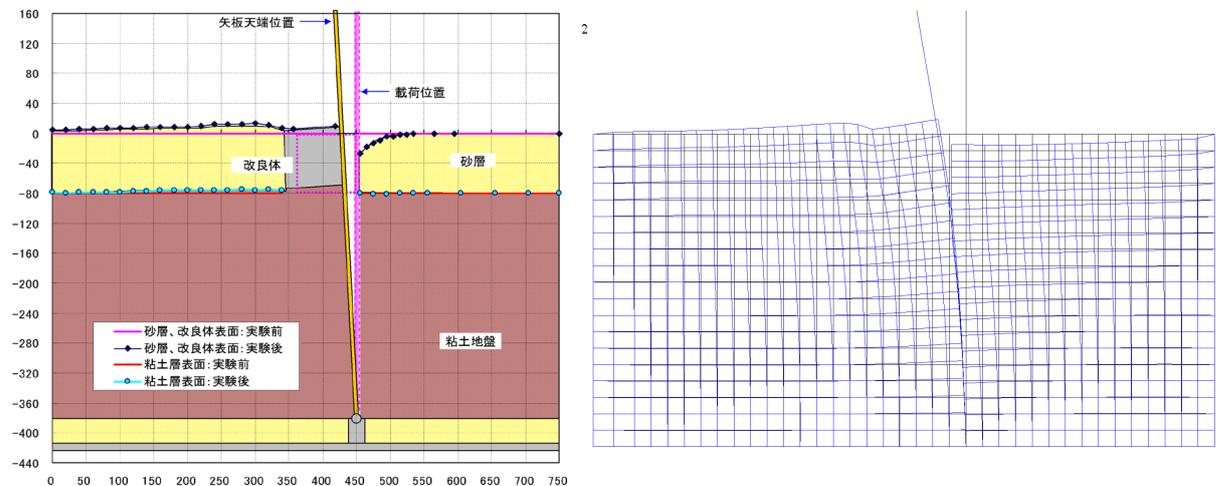
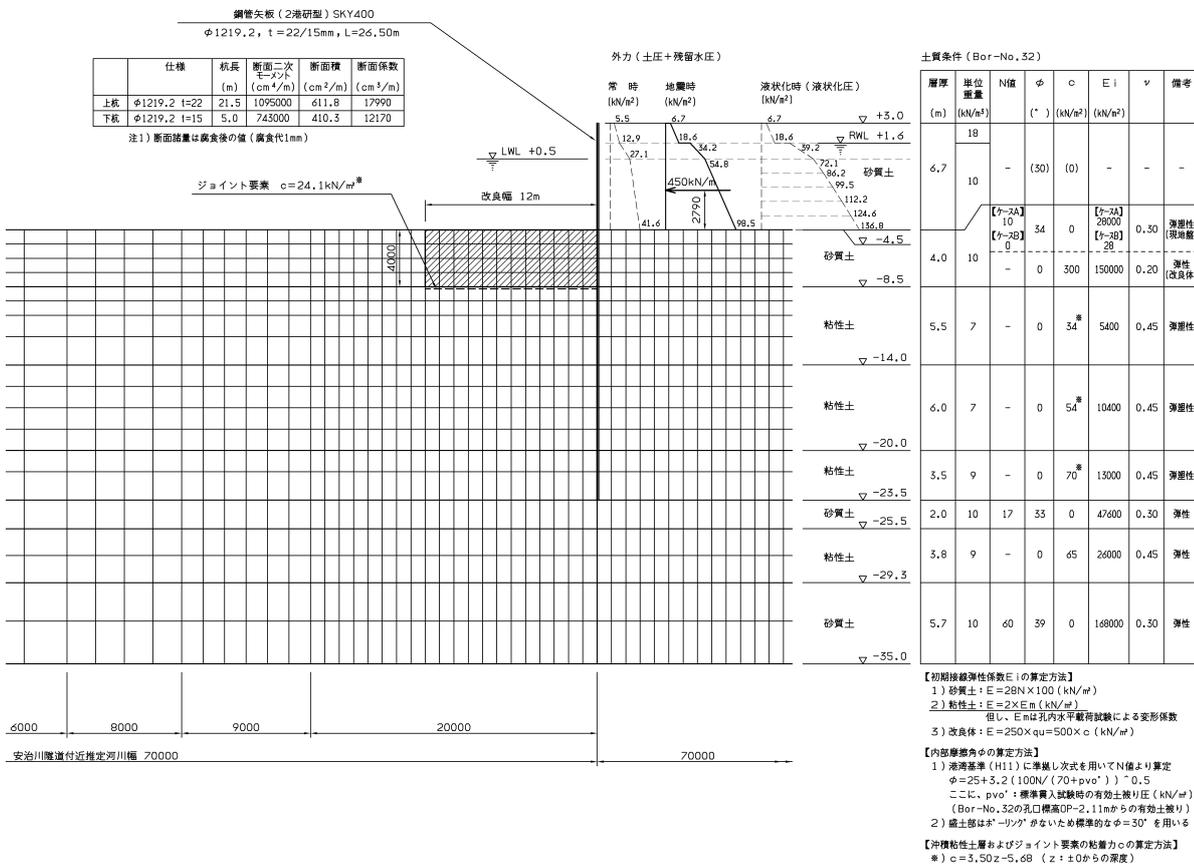


図-3.5-5 遠心模型実験と弾塑性 FEM 解析の変形モードの比較 (C3; 非液状化時・改良幅 4m)

3.5.2. 実地盤の弾塑性 FEM 解析による設計法の検証

(1) 解析条件

次に、弾性 FEM と同じ実地盤の解析モデルを用いて、前節の模型地盤による弾塑性 FEM により検討した解析方針に基づき、実地盤の弾塑性 FEM 解析を行った。解析モデルを図-3.5-6 に示す。解析ケースは遠心模型実験の C1・C2・C3 の 3 ケースに「非液状化時・改良幅 8m」を追加した合計 4 ケースとした。即ち、解析ケースは表-3.5-1 に示すケース A～D である。これらの結果と 3.3.3 節で立案した梁バネモデルの結果を比較し、設計法を検証することとした。

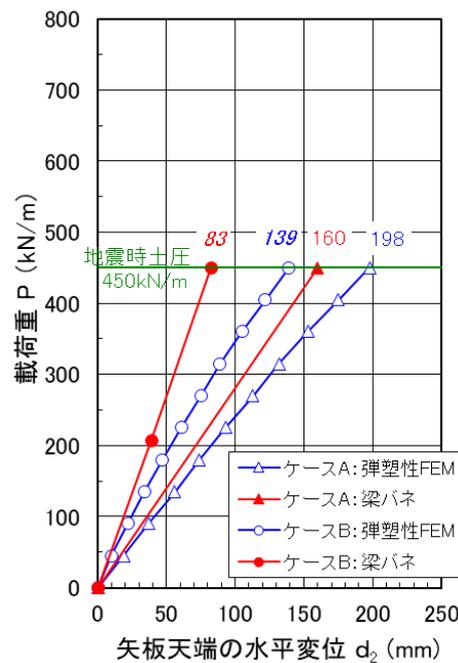


(2) 解析結果および梁バネモデルとの比較に基づく設計法の運用規定立案

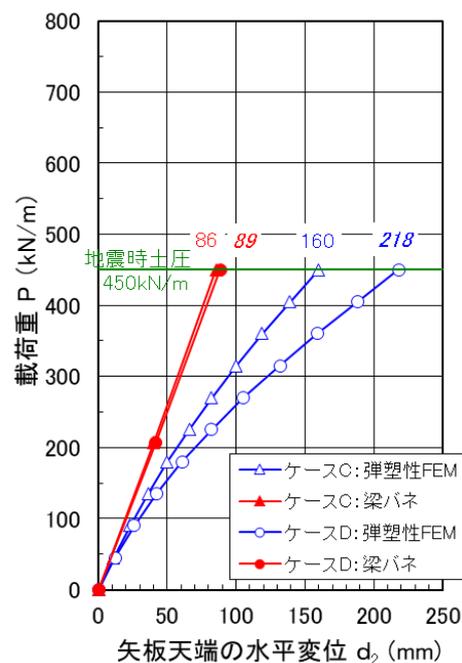
図-3.5-7 に、実地盤の弾塑性 FEM 解析結果と立案した梁バネモデル（弾性）との比較検討結果を示す。荷重 P ～矢板天端水平変位 d_2 との関係は、弾性梁バネモデルに対して弾塑性 FEM がより非線形性を呈する結果となった。地震時土圧相当の荷重 $P=450\text{ kN/m}$ での変位倍率（弾塑性 FEM/梁バネ）は 1.2～2.4 となり、改良幅が小さくなるにつれ大きくなることが分かった。前面砂層の液状化（ケース A）よりも改良幅が小さいこと（ケース D）による影響が非線形性として顕著に現れた。

両者の変位差は、基本的には弾性・弾塑性という手法の違いに起因するが、図-3.5-6 の弾塑性解析モデルが実際の現場の状況と異なることも一因として影響している。主働側の地盤高は、実際には護岸天端高に概ね等しい OP+3.0m であるところ、解析モデルでは、設計計算モデルと整合させるため受働側地盤と成層状態の OP-4.5m とした。このため、主働側地盤の拘束圧は実際より小さくなっており、変位が生じやすい条件となっている。弾塑性解析では、このような初期応力状態の設定が解析結果に影響を及ぼすことになる。この点を勘案すれば、図-3.5-7 の変位倍率は、実際にはもう少し小さくなると想定される。

	遠心模型 実験ケース	解析条件	① 弾塑性 FEM	② 梁バネモデル	①/②
ケース A	C1	液状化時 改良幅 12m	19.8cm	16.0cm	1.2 倍
ケース B	C2	非液状化時 改良幅 12m	13.9cm	8.3cm	1.7 倍
ケース C	—	非液状化時 改良幅 8m	16.0cm	8.6cm	1.9 倍
ケース D	C3	非液状化時 改良幅 4m	21.8cm	8.9cm	2.4 倍



(a) ケース A およびケース B



(b) ケース C およびケース D

図-3.5-7 実地盤の弾塑性 FEM 解析と梁バネモデルとの比較
(地震時土圧相当 $P=450\text{ kN/m}$ での護岸天端変位量の比較)

弾性梁バネモデルと弾塑性 FEM 解析の差異を考慮し、本来は非線形性を考慮できる設計計算モデルに変更することが理想ではある。しかし、上記の現場と弾塑性 FEM 解析条件が相違することや、本研究の目的が簡便なモデルの構築であることに鑑み、立案した弾性梁バネモデルはそのまま採用した上で、運用面での規定を設けることで対処する方針とした。具体的には2つの方策を適用する。1点目は最小改良幅の規定、2点目は護岸許容変位の見直しである。

1点目は、改良体の最小改良幅を $2D$ (D =改良厚) と規定したことである。その根拠は、C3 の遠心模型実験において、改良幅 $4m$ ($=1D$) のケースで改良体の倒れ込みにより十分な改良効果が発揮されない結果となったこと (図-3.4-12, 図-3.4-16), 図-3.5-7 のケース D (改良幅 $4m=1D$) で、弾塑性 FEM の梁バネモデルに対する護岸変位倍率が 2.4 と顕著な非線形を示したことにある。加えて、図-3.5-8 に示すように、弾性 FEM では $2D$ より改良幅が小さくなると護岸変位が急激に大きくなることに鑑み、「最小改良幅」を改良厚の2倍と規定することにした。言い換えれば、非線形性が顕著となる小さい改良幅を適用除外とした。さらには、図-3.5-8 および図-3.3-10～図-3.3-11 に示すように、改良幅が大きくなるにつれ変位低減効果が徐々に小さくなり、 $20m$ 付近でほぼ収束する傾向が認められたため、「最大改良幅」を $20m$ と規定した。

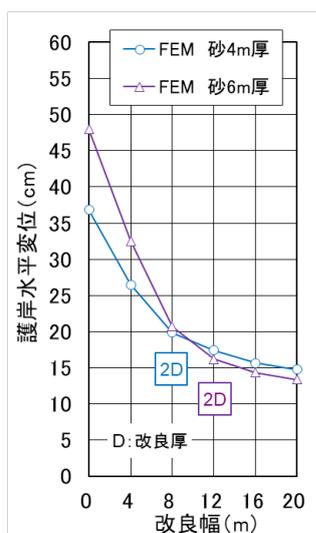


図-3.5-8 弾性 FEM 解析における改良幅と護岸水平変位の関係

2点目は、これまで管内で運用してきた護岸の許容変位 $20cm$ を $1/2$ の $10cm$ に見直したことである。図-3.5-7 より、改良幅が $2D$ 以上の場合 (ケース A～C), 実地盤の護岸変位は梁バネモデルの「最大2倍」となることが想定された。これを見越して、梁バネモデルにおける護岸許容変位を実構造物の許容変位の $1/2$ に規定するものとした。

2.2.3.節において従来設計法の「課題⑤」として述べたように、西大阪治水事務所管内の対象護岸では、自立式鋼管矢板護岸の許容変位として従来 $20cm$ を採用していた。「レベル1地震動作用後に係船岸が制限を受けず引き続き供用できる上限値に近い値」が $20cm$ との既往の研究成果があり⁸⁾、係船岸と河川護岸は機能や要求性能が異なるものの、この考

え方を引用して設定された許容変位であると想定される。上記の規定は、現場での許容変位はこの20cmを踏襲しつつ、設計上の許容変位を10cmに再設定した意図となる。また、2.2.1節にも示したように、研究当時の港湾基準（1999）⁹⁾には、自立矢板式係船岸のレベル1地震時の設計許容変位が10cmと規定されており、10cmへの見直しにより港湾基準との整合も図ることとした。

(3) 考察

これまで従来設計法で運用してきた頃から、当該構造物は、護岸変位で設計仕様が決定し、鋼管矢板の応力度にはかなり余裕があることが分かっていた。本研究で立案した梁バネモデルによる解析結果（3.3.3節）でもその状況は変わらない。前面砂層の液状化時（N=0）・地震時土圧作用時の梁バネモデル（砂層厚=2m,4m,6m）の改良幅～鋼管矢板応力度、改良幅～護岸水平変位の関係をそれぞれ図-3.5-9(a),(b)に示す。図-3.5-9(a)の鋼管矢板の応力度は、地震時許容応力度2,100 kgf/cm²に対して梁バネモデルによる解析値はかなり余裕度が高いことが分かる。「運用規定1」の改良幅2D以上（D=改良厚）に限定すれば、発生応力度は最大でも1,200～1,300 kgf/cm²で許容値の6割程度にすぎない。このとき、護岸水平変位は図-3.5-9(b)より20cm以下となっている。「運用規定2」で許容変位を20cmより10cmに変更したため、この事例の場合、図-3.5-9(b)より更なる対策のスペックアップを要することから、鋼管矢板の応力度も更に余裕度が増すことになる。

以上から、採用した弾性梁バネモデルは、図-3.5-7で示した弾塑性解析による非線形性を考慮できる設計計算モデルではないが、2つの運用規定の適用によって危険側の設定にはなっておらず、余裕度の高い設計法であると考えることができる。

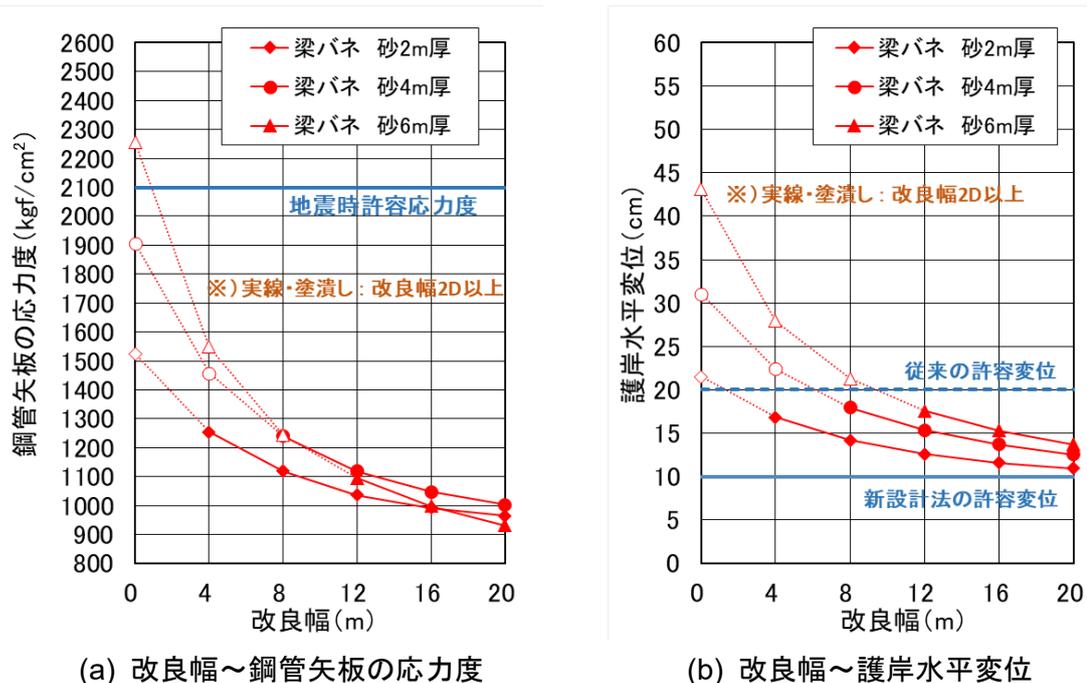


図-3.5-9 弾性梁バネモデルによる解析結果例（前面砂層液状化時 N=0・地震時土圧作用時）

3.6. 設計法の適用範囲と特徴

(1) 適用範囲・設計条件

本研究において立案した設計法とその運用規定は、自立式鋼管矢板の構造形式を有する様々な河川護岸や港湾の護岸・係船岸に幅広く適用できる汎用性までは確認できていない。大阪府西大阪治水事務所管内の河川護岸への適用を念頭に立案したものである。適用範囲および主な設計条件を表-3.6-1に示す。

表 3.6-1 本設計法の適用範囲と主な設計条件

対象施設	大阪府 西大阪治水事務所 管内河川における自立式鋼管矢板護岸
地盤条件	地盤種別：「Ⅲ種地盤」（河川砂防基準）
	河床直下に沖積砂層，その下部に沖積粘土層が堆積した地盤条件を前提とする。
設計震度	慣性力；0.24，液状化；0.18（河川砂防基準）
荷重条件	常時土圧，地震時土圧，液状化圧，残留水圧，動水圧
改良範囲	護岸前面の沖積砂層を改良対象とする。 但し，改良効果が得られない場合，下部沖積粘土層まで改良する。
	最小改良幅 2D（D=改良厚）～ 最大改良幅 20m
護岸の 許容変位	常時：規定しない（背後に既設護岸がある場合）
	レベル1地震時（地震時土圧）：10cm
	レベル1地震時（液状化圧）：規定しない（応力度のみ照査）

(2) 設計法の特徴

図-3.6-1 の梁バネモデルによる設計計算モデルの特徴（改良効果の評価方法）を改めて以下に整理して示しておく。なお、水平地盤バネおよびせん断地盤バネは道路橋示方書⁷⁾に基づき設定している。

a) 改良体前面の砂層の水平地盤バネ

- ・砂層の液状化判定より液状化抵抗率 F_L を算定し、表-3.6-2 より低減係数 D_E ⁶⁾ を求める。
この低減係数に基づき、砂層の水平バネを低減する。 $k_{hs} = k_{hso} \times D_E$

b) 改良体底面の粘土層のせん断地盤バネ

- ・改良体底面の抵抗を直下の粘土層のせん断バネ k_{sc} で評価し、粘土層の水平バネ k_{hc} の1/4 とする。 $k_{sc} = 1/4 \times k_{hc}$ (3.3.3.節を参照)

- ・せん断バネ k_{sc} を改良厚相当の水平バネ k_{sc}' に置換する。

$$k_{sc}' = k_{sc} \times (\text{改良幅}) / (\text{改良厚})$$

c) 改良厚 D の部分で考慮する地盤バネ $k_{hs} + k_{sc}'$ (並列バネとして合成)

表 3.6-2 土質定数の低減係数 D_E ⁶⁾

F_L の範囲	深度 $x(m)$	地盤の動的せん断強度比 R	
		$R \leq 0.3$	$0.3 < R$
$F_L \leq 1/3$	$0 \leq x \leq 10$	0	1/6
	$10 < x \leq 20$	1/3	1/3
$1/3 < F_L \leq 2/3$	$0 \leq x \leq 10$	1/3	2/3
	$10 < x \leq 20$	2/3	2/3
$2/3 < F_L \leq 1$	$0 \leq x \leq 10$	2/3	1
	$10 < x \leq 20$	1	1

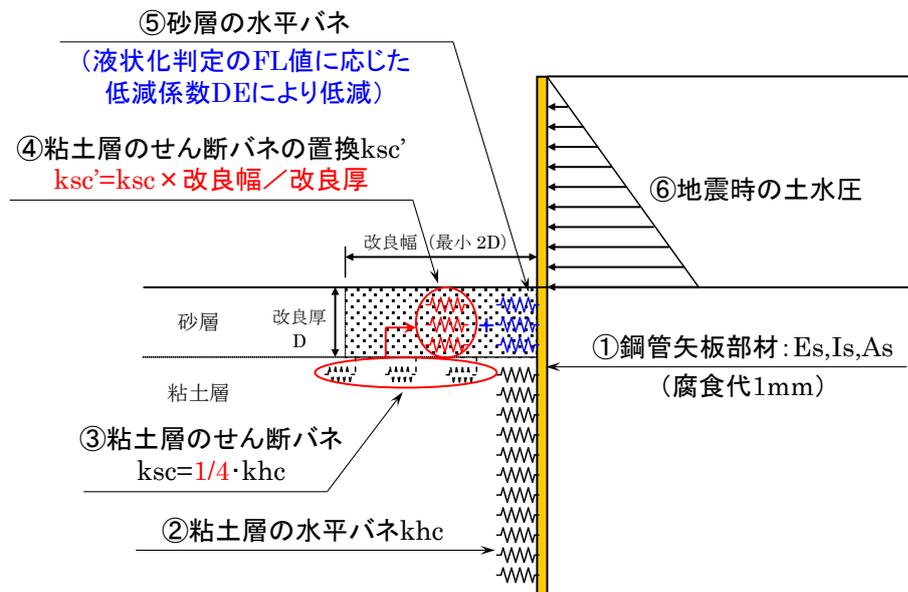


図-3.6-1 立案した梁バネモデル（設計計算モデル）の特徴

(3) 従来設計法の課題に対する改善内容

2.2.3.節において、大阪府の旧指針の従来設計法(2000.2)の①～⑤の課題を抽出したが、それらの課題に対し、新設計法では表-3.6-3に示す方法により改善を図った。なお、①、③、④、⑤に関連して、表-3.6-4のように設計条件を整理している。

表-3.6-3 従来設計法の課題に対する改善内容

項目	従来設計法の課題	新設計法における改善内容
外力条件	主働側地盤の液状化	① 主働側地盤の液状化の影響は考慮していない。 ⇒ 常時土圧・地震時土圧に加え、主働側地盤の液状化時に相当する「液状化圧」の外力を追加
	主働側の土水圧の下端	② 改良体下端まで土水圧を作用されるのは過大では？ ⇒ 土水圧の作用範囲を改良体上端までに変更する。受働側改良時に仮想海底面の考え方を適用した場合、改良体上面となる。
改良体	改良体底面の摩擦力	③ 主働側の作用力によらず、常に極限の摩擦力を受働抵抗力として作用させてしまっている。 ⇒ 改良体底面での摩擦抵抗力を、直下の粘土層の「せん断バネ」として評価する方法に変更。
地盤バネ	受働側の砂層の地盤バネ	④ 砂層の地盤バネは、液状化による剛性低下の影響を考慮していない。 ⇒ 砂層の液状化抵抗率 F_L に応じて、低減係数 D_E を求め、地盤バネを低減させる。
護岸許容変位	常時：5cm 地震時：20cm	⑤ 常時の許容値に対し地震時が4倍で相対的に大きい。耐震護岸であるが、常時で仕様が決定している事例が少なからず存在している。 ⇒ 港湾基準(1999)に準じて、地震時の護岸許容変位を10cmに変更する。

表-3.6-4 新設計法の設計条件一覧表

		常時の検討	地震時の検討(1)	地震時の検討(2)
検討条件	前面地盤の液状化	—	考慮 (地盤バネの低減)	考慮 (地盤バネの低減)
	背面地盤の液状化	—	考慮しない	考慮
荷重の組合せ	1) 常時土圧	○	—	—
	2) 地震時土圧	—	○	—
	3) 残留水圧	○	○	※液状化圧に含む
	4) 動水圧	—	○	—
	5) 液状化圧	—	—	○
許容応力度の割増し係数		1.0	1.5	1.5
許容変位量		5cm	10cm	設定しない
検討の必要性	既設護岸前面に新設する場合	△(照査のみ) 注1	○(設計対象)	△(照査のみ) 注2
	新設護岸の場合	○(設計対象) 注1	○(設計対象)	△(照査のみ) 注2

注1) 既設護岸前面に新設する場合、常時の外力は既設護岸が負担していることから、設計対象外力とせず照査にとどめる。既設護岸がない新設区間に対しては、常時の外力に対しても通常の設計を行う。

注2) 液状化圧に対する検討では、発生応力度が許容応力度を超過する場合には、構造諸元を変更するが、変位量が許容変位を上回っても構造諸元は変更しない。

3.7. レベル2地震動に対する耐震性能照査

(1) 概要

本設計法の策定後、図-3.1-2 に示すように高潮防潮堤を兼ねた旧護岸の耐震補強として前面に自立式鋼管矢板護岸が順次整備された。その後 2011 年の東日本大震災を教訓として西日本でも津波防災が強化されることになり、この防潮堤は、高潮のみならず、南海トラフ巨大地震に伴う津波防御の役割を兼ね備えることが求められた。大阪市域では、津波の到達は地震発生後の約 1~2 時間とされており応急措置もままならない。予め想定地震に対する耐震性能を把握し、重要度・危険度等を考慮して然るべき対策を講じることが重要となる。

以上の経緯より、3.6 節に示した設計法（設計指針）に基づきレベル1地震に対して耐震補強がなされた対象区間において、津波を伴うレベル2地震動に対する護岸・防潮堤全体の耐震性能を照査することとなった。ここでは、本研究において取り組んだ耐震照査のうち、図-3.7-1 の安治川の2地点における動的変形解析 FLIP による照査事例を示すこととする。

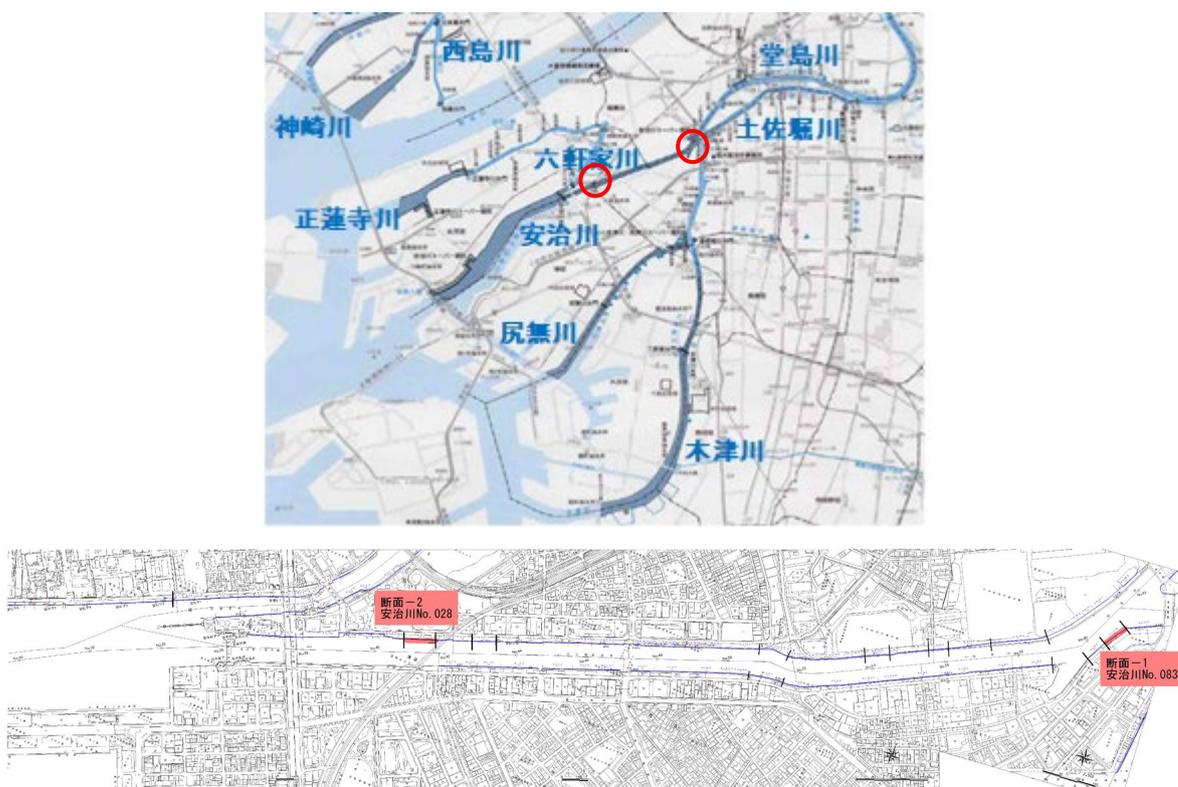


図-3.7-1 整備済みの護岸・防潮堤の耐震性能照査例 解析断面位置図（安治川：断面-1・2）

(2) 照査断面と入力地震動

図-3.7-1 に示す 2 地点のうち、安治川 No.083 および安治川 No.028 の護岸・防潮堤断面図をそれぞれ図-3.7-3 および図-3.7-4 に示す。断面-1 (安治川 No.083) は、鋼矢板Ⅳ型の防潮堤を $\phi 1219.2$, $L=26.0\text{m}$ の鋼管矢板護岸と改良体 ($W10.3\text{m}\times D3.5\text{m}$) で補強された構造、断面-2 (安治川 No.028) は、鋼矢板Ⅲ_w型の防潮堤を $\phi 1219.2$, $L=30.0\text{m}$ の鋼管矢板護岸と改良体 ($W18.9\text{m}\times D3.9\text{m}$) で補強された構造である。土層構成としては、図-3.7-3 および図-3.7-4 において黄色く着色した B 層・As 層が液状化対象層であり、断面-1 では約 8m、断面-2 では約 10m の層厚で分布している状況が分かる。また、工学的基盤面は、港湾基準に則り、以深のせん断波速度 (V_s) が 300m/s 以上となる土層境界面である Dg2 層上面とした。即ち、断面-1 では OP-45.4m、断面-2 では OP-49.1m である。この工学的基盤面において、入力地震動を次のように設定し動的変形解析を行った。

入力地震動は、内閣府の「南海トラフの巨大地震モデル検討会」(H25.8)⁹⁾において設定された当該エリアの NS 波・EW 波 (図-3.7-2) を、断面-1 および断面-2 それぞれの護岸法線直角方向の波形成分となるように角度補正したものを用いた。角度補正後の断面-1 における入力地震動を図-3.7-3 に、断面-2 における入力地震動を図-3.7-4 にそれぞれ断面図とともに掲載している。この地震波形を各断面の工学的基盤面に入力し解析を行った。

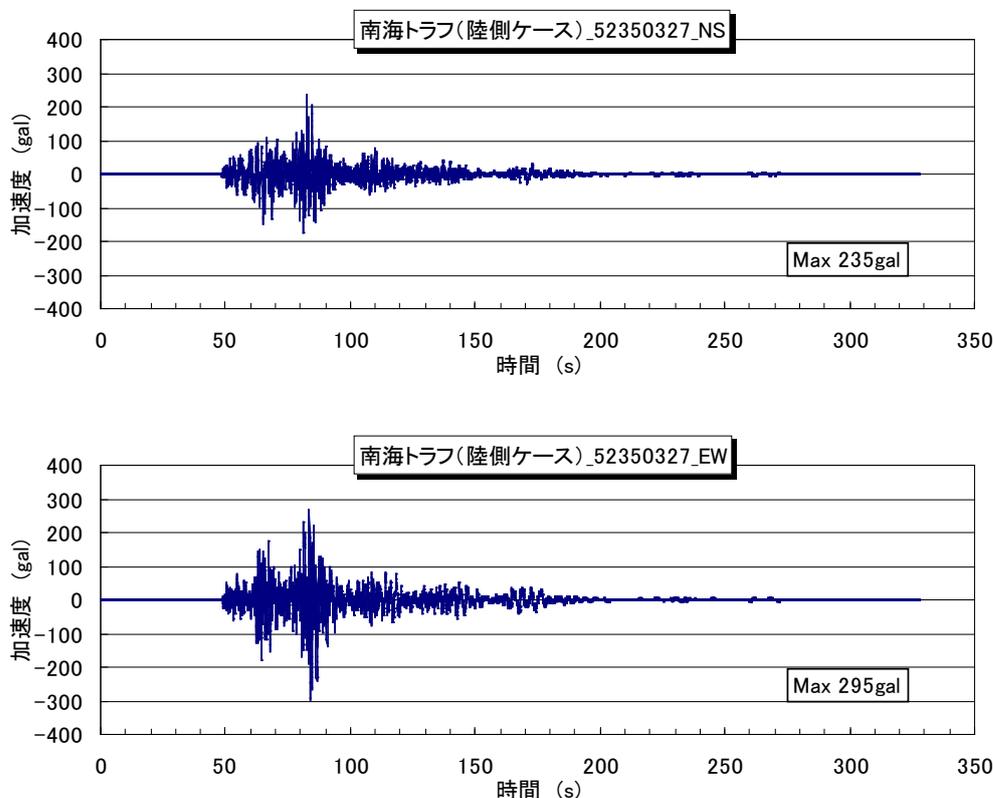


図-3.7-2 断面-1・2 のエリアでの南海トラフ巨大地震動 (上図：NS 成分・下図：EW 成分)

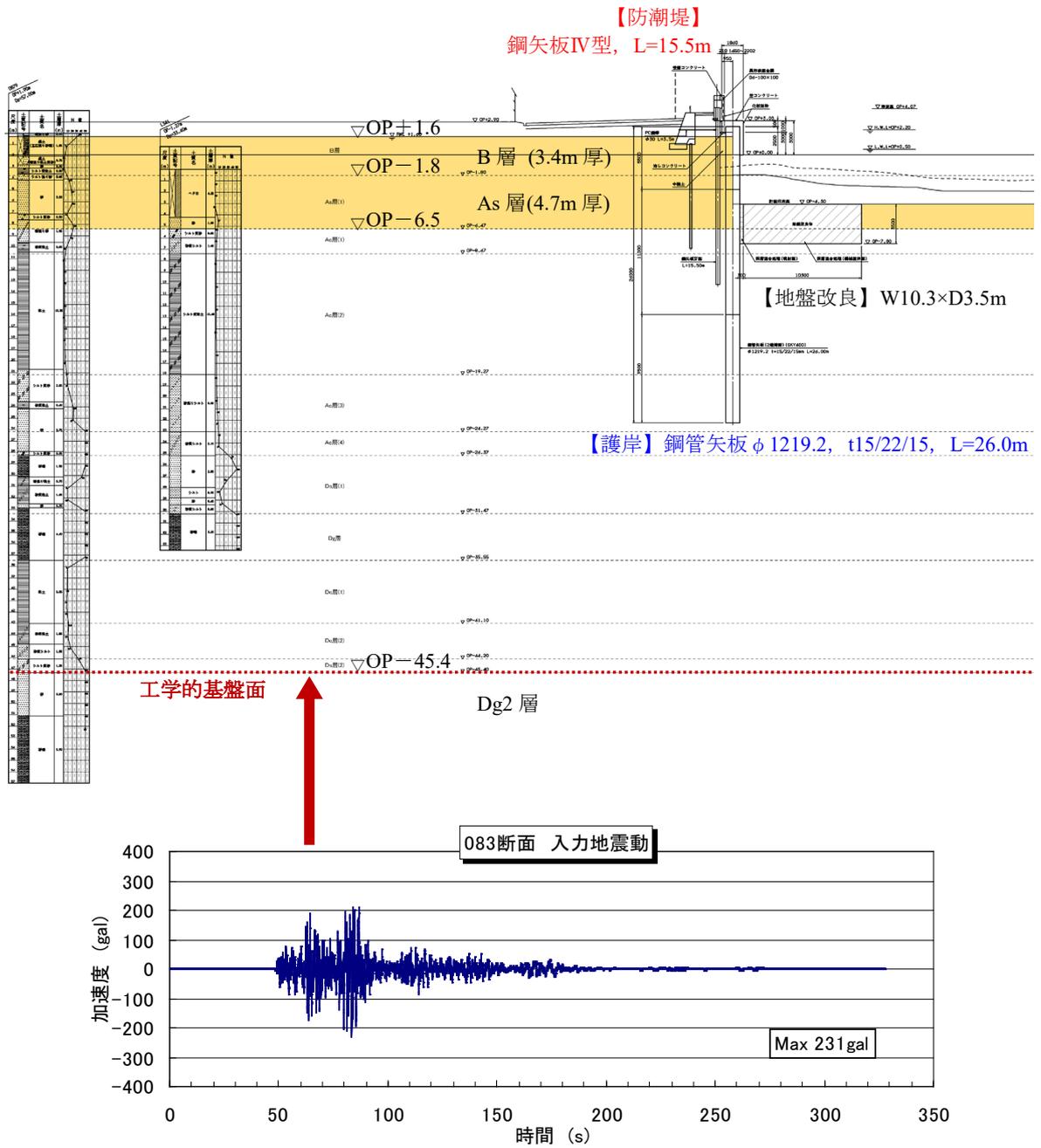


図-3.7-3 耐震性能照査例①の護岸・防潮堤断面および入力地震動（断面-1：安治川 No.83）

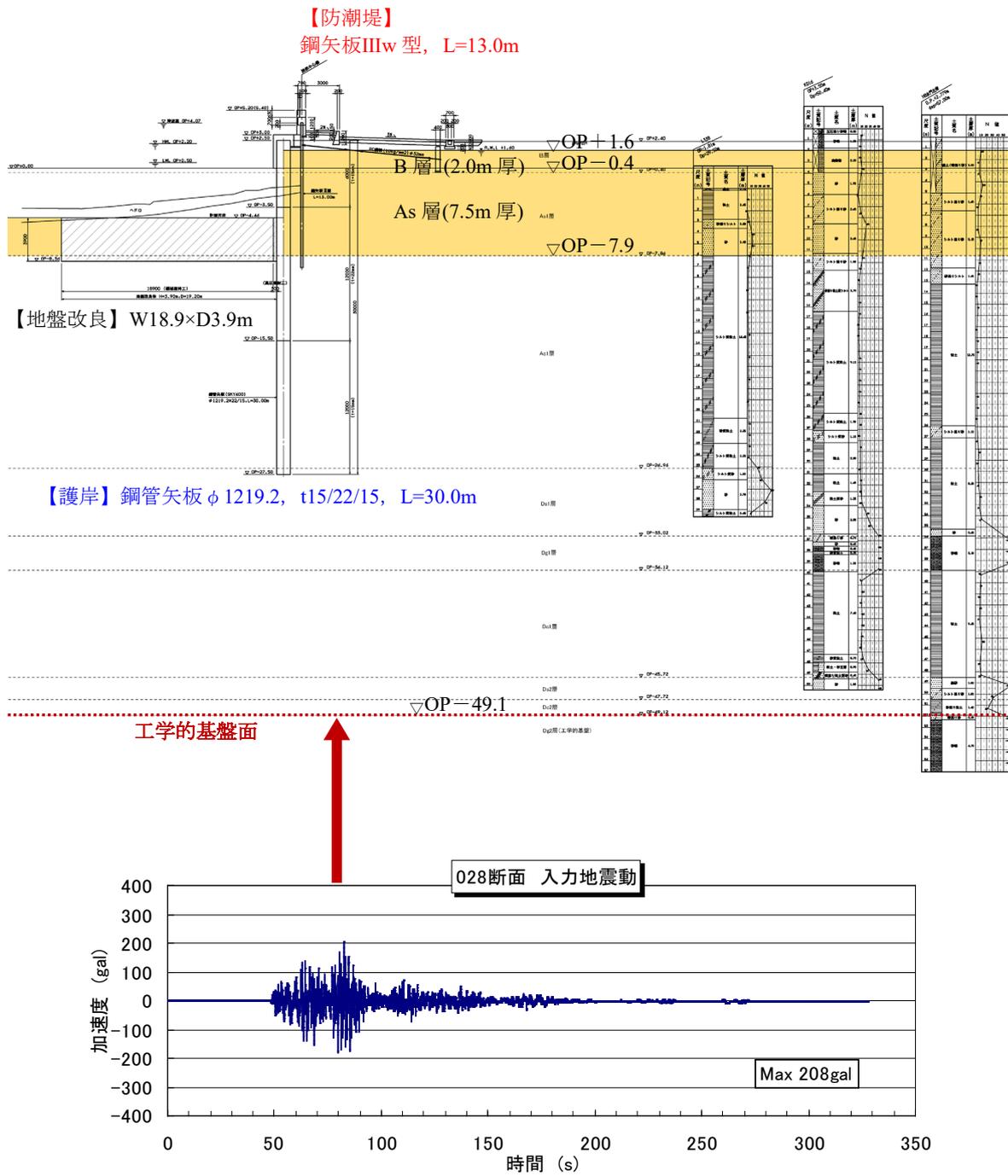


図-3.7-4 耐震性能照査例②の護岸・防潮堤断面および入力地震動（断面-2：安治川 No.28）

(3) 照査方法と照査結果

照査法・照査基準値は、「河川構造物の耐震性能照査指針・解説」¹⁰⁾に準拠した。津波防御施設である鋼矢板「防潮堤」については応力度照査と変位照査を行った。地震時許容応力度（短期許容応力度）を鋼矢板の照査基準値とし、目開きが生じない変位である防潮堤天端幅を護岸水平変位の照査基準値とした。一方、津波防御施設そのものではない「護岸」については応力度照査のみ実施し、全塑性モーメントを鋼管矢板の照査基準値とした。

耐震照査結果を表-3.7-1・表-3.7-2に示す。両断面ともに防潮堤の応力度・変位はいずれも基準値を満足する結果となった。護岸についても発生曲げモーメントが全塑性モーメント以下となり、両断面ともに基準値を満足する結果となった。

一方、両断面の照査結果の傾向が異なることも明らかとなった。その原因を分析してみる。表-3.7-1・表-3.7-2より、護岸・防潮堤天端の変位量、護岸の鋼管矢板の発生応力度に着目した場合、断面-1の方が断面-2に比べて照査基準値に対する発生値の割合が大きく余裕度が低いことが分かる。例えば、護岸天端の水平変位は断面-1が川側へ73cmに対して、断面-2は川側へ39cmであり、鋼管矢板の発生モーメントも断面-1では陸側引張の状態では全塑性モーメントに近い値が発生している状況を確認することができる。両断面の照査結果の差異の原因として、一つは、断面-2の改良幅が大きく改良効果がより発揮されたことが一因と考えられる。もう一つの原因として、両断面の液状化層の地盤強度の違いが影響しているものと考えられる。図-3.7-5および図-3.7-6にそれぞれ断面-1および断面-2のB層・As層における液状化強度曲線を示す。液状化に対する地盤の抵抗力は、繰返し回数20回における繰返し振幅応力比の値が一つの目安となる。断面-1ではB層が0.20・As層が0.28に対し、断面2ではB層が0.22・As層が0.27である。断面-1のB層の繰返し振幅応力比0.20が低く、なおかつ層厚が3.4mと断面-2の2.0mよりも厚いことから、液状化時の地盤の変形が大きくなり、これが引き金となって護岸・防潮堤の変位や応力も大きくなったことが考えられる。

(4) 結論

以上の耐震照査例のように、地盤条件や地盤改良諸元、あるいは鋼管矢板諸元等に応じて照査結果の傾向は異なるものの、立案した設計法に基づき設計・施工された自立式鋼管矢板護岸による補強断面に関しては、上記の照査例を含め照査基準値を満足することが確認されている。即ち、補強された鋼管矢板護岸と既設防潮堤は、その背後地盤での液状化対策を行わずとも津波防御を目的としたレベル2地震時の耐震性能を有するということになる。このことは、3.6節の梁バネモデルによる簡便な設計法の妥当性を裏付けていると解釈している。即ち、当該設計法は、図-3.5-7の実地盤における非線形性を考慮できる厳密なモデルではないが、運用面での規定を設けたことで少なくとも危険側の結果を与えないことが、上記の2断面を含む一連の動的な耐震性能照査により検証されたと考えている。

表 3.7-1 整備済みの護岸・防潮堤のレベル 2 地震動に対する耐震性能照査例①

断面-1 (安治川 No.083) 改良体: W10.3m×D3.5m	
断面図	
護岸天端の変位時刻歴 水平変位 (+): 川側 (-): 陸側 鉛直変位 (-): 沈下	
防潮堤天端の変位時刻歴 水平変位 (+): 川側 (-): 陸側 鉛直変位 (-): 沈下	
種別	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p>防潮堤 (鋼矢板IV型, L=15.5m)</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>護岸 (鋼管矢板 φ 1219.2, t15/22/15, L=26.0m)</p> </div> </div>
応力度照査	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p><許容応力度以下></p> </div> <div style="text-align: center;"> <p><全塑性モーメント以下></p> </div> </div>
残留水平変位	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div>川側へ 89cm ≤ 天端幅 90cm</div> <div>(川側へ 73cm)</div> </div>
判定	○

表 3.7-2 整備済みの護岸・防潮堤のレベル2地震動に対する耐震性能照査例②

断面図		断面-2 (安治川 No.028) 改良体: W18.9m×D3.9m	
断面図			
護岸天端の変位時刻歴 水平変位 (+): 陸側 (-): 川側 鉛直変位 (-): 沈下			
防潮堤天端の変位時刻歴 水平変位 (+): 陸側 (-): 川側 鉛直変位 (-): 沈下			
種別	護岸 (鋼管矢板 φ1219.2, t15/22/15, L=30.0m)	防潮堤 (鋼管矢板 IIIw 型, L=13.0m)	
応力度照査	<p><全塑性モーメント以下></p>	<p><許容応力度以下></p>	
残留水平変位	(川側へ39cm)	陸側へ14cm ≦ 天端幅70cm	
判定	○		○

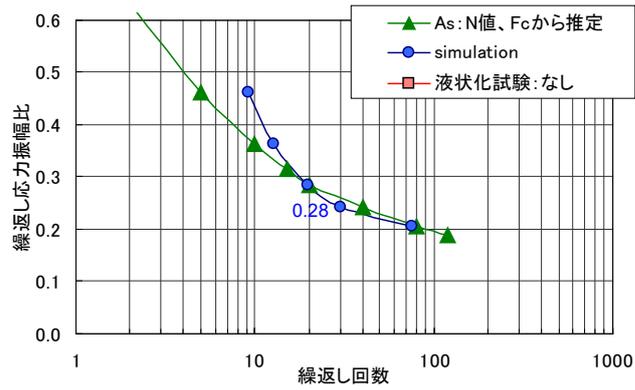
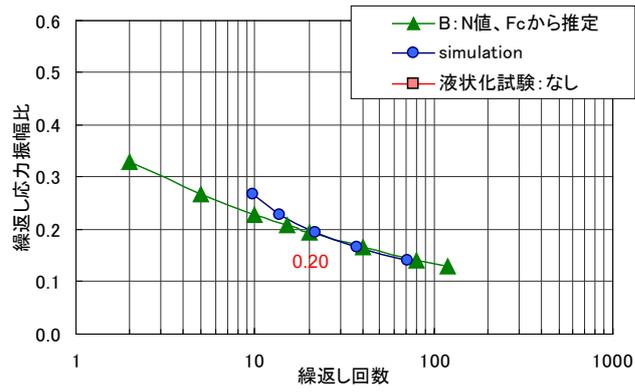


図-3.7-5 断面-1 (安治川 No.83) の液状化強度曲線 (上図: B層, 下図: As層)

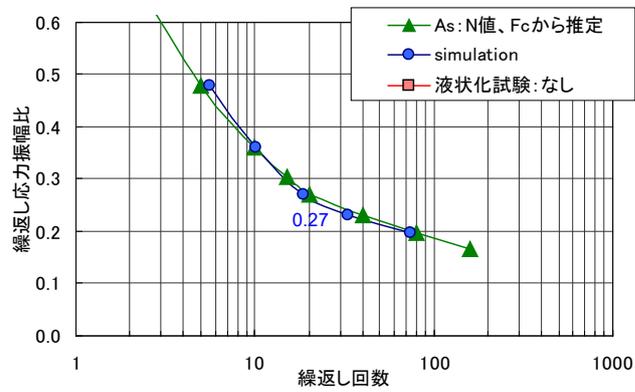
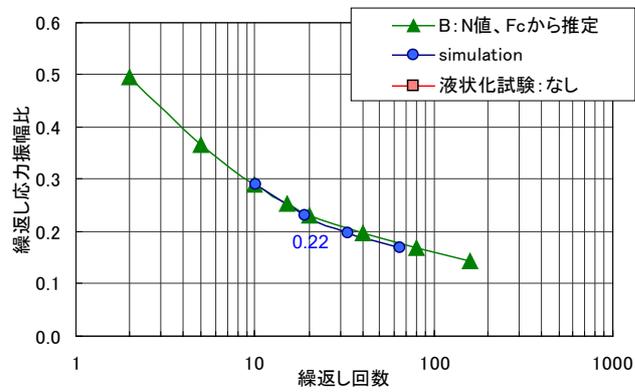


図-3.7-6 断面-2 (安治川 No.28) の液状化強度曲線 (上図: B層, 下図: As層)

3.8. 総括

いまだ設計法が確立されていない前面地盤を部分固化改良した自立式鋼管矢板護岸について、簡便な梁バネモデルによる設計法を検討した。モデル立案には弾性 FEM 解析を、検証には遠心模型実験および弾塑性 FEM 解析を用いた。一連の検討では護岸矢板応力よりも護岸変位に着目することにした。その結果、改良体の最小改良幅を規定し、護岸の許容変位を厳しく再設定するという「2つの運用規定」を設け、簡便な設計法を構築した。弾塑性 FEM 解析による検証では、弾性梁バネモデルでは表現しきれない非線形性が確認されたものの、弾塑性解析条件をやや安全側に設定していたことや、当該設計法では鋼管矢板の発生応力度が許容値に対してかなり余裕があること等を勘案し、上記運用規定を適用すれば危険側の設計とはならないものと判断した。さらに、整備された護岸のレベル 2 地震動に対する耐震性能照査をとおして、本設計法の妥当性も検証することができた。但し、本設計法は研究対象とした河川護岸に対し適用される点に留意が必要である。

本研究において策定した設計法は、「自立式鋼管矢板設計指針」（大阪府西大阪治水事務所、2005 年 2 月制定・2006 年 2 月改定）²⁾として、従来設計法（2000.2）¹⁾を見直した新指針としてとりまとめられた。この新指針に基づき、大阪府管内の対象区間において設計および補強工事が順次進められ、大半の区間において工事が完了している。

なお、本研究成果を論文として 2006 年³⁾および 2020 年¹²⁾に発表している。さらには、本設計法に関するこの 2006 年の発表論文⁴⁾は、深層混合処理工法に関する各種技術マニュアル¹³⁾¹⁴⁾において、抗土圧構造物の受働側地盤を固化改良して受働抵抗の増大を図る場合の設計の考え方として参照されている。

参考文献（第3章）

- 1) (社)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，17.2 自立矢板式係船岸，pp.806-809，1999.
- 2) 大阪府西大阪治水事務所：自立式鋼管矢板設計指針，2005.2 制定，2006.2 改定
- 3) 角南進，大石幹太，大野雅幸，片桐雅明，加藤卓彦，園井敬士郎：前面地盤を固化改良した自立式鋼管矢板護岸の遠心模型実験．第41回地盤工学研究発表会（鹿児島），1683-1684，2006.
- 4) 加藤卓彦，園井敬士郎，角南進，大石幹太，大野雅幸，片桐雅明：前面地盤を固化改良した自立式鋼管矢板護岸の設計法．第41回地盤工学研究発表会（鹿児島），1685-1686，2006.
- 5) 大阪府土木部：「大阪府土木構造物耐震対策検討委員会」報告書，1997.3.
- 6) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，pp.125，2002.3.
- 7) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編，9.5 地盤反力係数・10.4 地盤反力係数，pp.253-257・pp.283-285，2002.
- 8) 築地健太朗，田川辰也，長尾毅：レベル1地震動に対する自立矢板式および二重矢板式係船岸の耐震性能照査用震度の設定方法，国土技術政策総合研究所資料，No.454，pp.4-5,16，2008.
- 9) 内閣府：「南海トラフの巨大地震モデル検討会」第二次報告，2013.8.29.
- 10) 河川構造物の耐震性能照査指針・解説 I.共通編・III.自立構造の特殊堤編，国土交通省水管理・国土保全局治水課，2012.
- 11) 大阪府西大阪治水事務所：自立式鋼管矢板設計マニュアル，2000.2.
- 12) 加藤卓彦，加藤亮輔，西村正人，由井洋和：前面地盤を部分固化改良した自立式鋼管矢板護岸の設計法．土木学会論文集 B3（海洋開発），Vol.76・No.2，I_420-I_425，2020.
- 13) (一財)沿岸技術研究センター：港湾・空港における深層混合処理工法技術マニュアル，第3章設計，pp.32-105，2014.10.
- 14) (一社)セメント協会：セメント系固化材による地盤改良マニュアル（第4版），5.3 深層改良の設計，pp.156-181，2014.9.

第4章 地盤改良による河川護岸・防潮堤の耐震対策設計

4.1. はじめに

大阪府には、約40km²の海拔ゼロメートル地帯が広がり(図-4.1-1)¹⁾、約108万人の人々が生活している。かつて室戸台風・ジェーン台風・第2室戸台風といった大型台風により高潮災害を被り、高潮防潮堤や水門等の防潮施設が整備された。一方、東日本大震災以降、南海トラフ地震等の海溝型巨大地震に伴う河川からの津波浸水被害が懸念されている。大阪府域での想定津波水位は計画高潮位よりも低いため、整備済みの高潮防潮堤が地震後に被災し止水機能を喪失しなければ、津波防御壁の機能も兼ね備えることができる。そのため、想定される海溝型地震動に対する既設防潮堤の耐震性を適切に評価することが非常に重要なことになってくる。

このような経緯から、大阪府防災会議「南海トラフ巨大地震土木構造物耐震対策検討部会」において、大阪府管内の河川防潮堤の耐震診断が行われ、対策が必要となる箇所が抽出され、対策の重点化に基づく優先順位が設定された(2014.9)²⁾。その結果を図-4.1-2に示す。「対象河川水位毎の浸水危険度」・「防潮水門内・外」といった要素が考慮され、河川防潮堤の対策緊急性を把握することとなった。その結果、設定された優先順位は高い方から以下の【1】～【4】である。

- 【1】 地震後、平時の満潮位で直ちに浸水する「水門外」の第一線堤。
- 【2】 地震後、レベル1津波によって浸水する「水門外」の第一線堤。
- 【3】 地震後、平時の満潮位で直ちに浸水する「水門内」の防潮堤
- 【4】 地震後、レベル1津波によって浸水する「水門内」の防潮堤

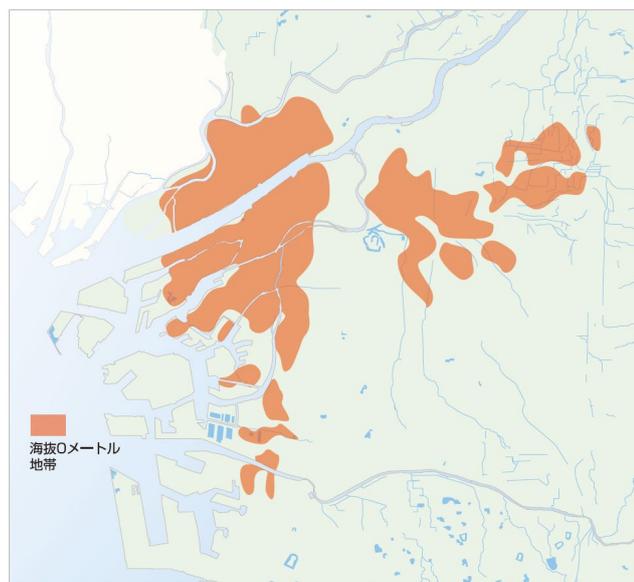


図-4.1-1 大阪府域の海拔ゼロメートル地帯

(出典：大阪府西大阪治水事務所，津波・高潮ステーション ガイドブック)¹⁾

検討の結果、図-4.1-2 に示すように、神崎川筋（神崎川・左門殿川・中島川・西島川の一部）の防潮堤が上記の優先順位【1】（赤実線）または【2】（緑実線）に分類され、対策緊急度が高いと判定された²⁾。これらは、第3章に示した耐震補強事業の残区間で未整備となっていたところに相当する。2014年より神崎川筋の延長約15kmの既設防潮堤の耐震対策事業が推進され、複数社による統一的な設計を行い、約60工区で工事が実施された。

本研究は、この統一的な設計のための設計方針・設計法の立案を目的として実施したものである。策定した設計法に基づき、上記の総延長15kmのうちの神崎川における延長約4.5km（図-4.1-3）に対し、設計区間-1～8の8区間（図-4.1-4）に区分し、地盤改良による護岸・防潮堤の耐震対策を実施した。設計法と共に設計例として本章に記載する。

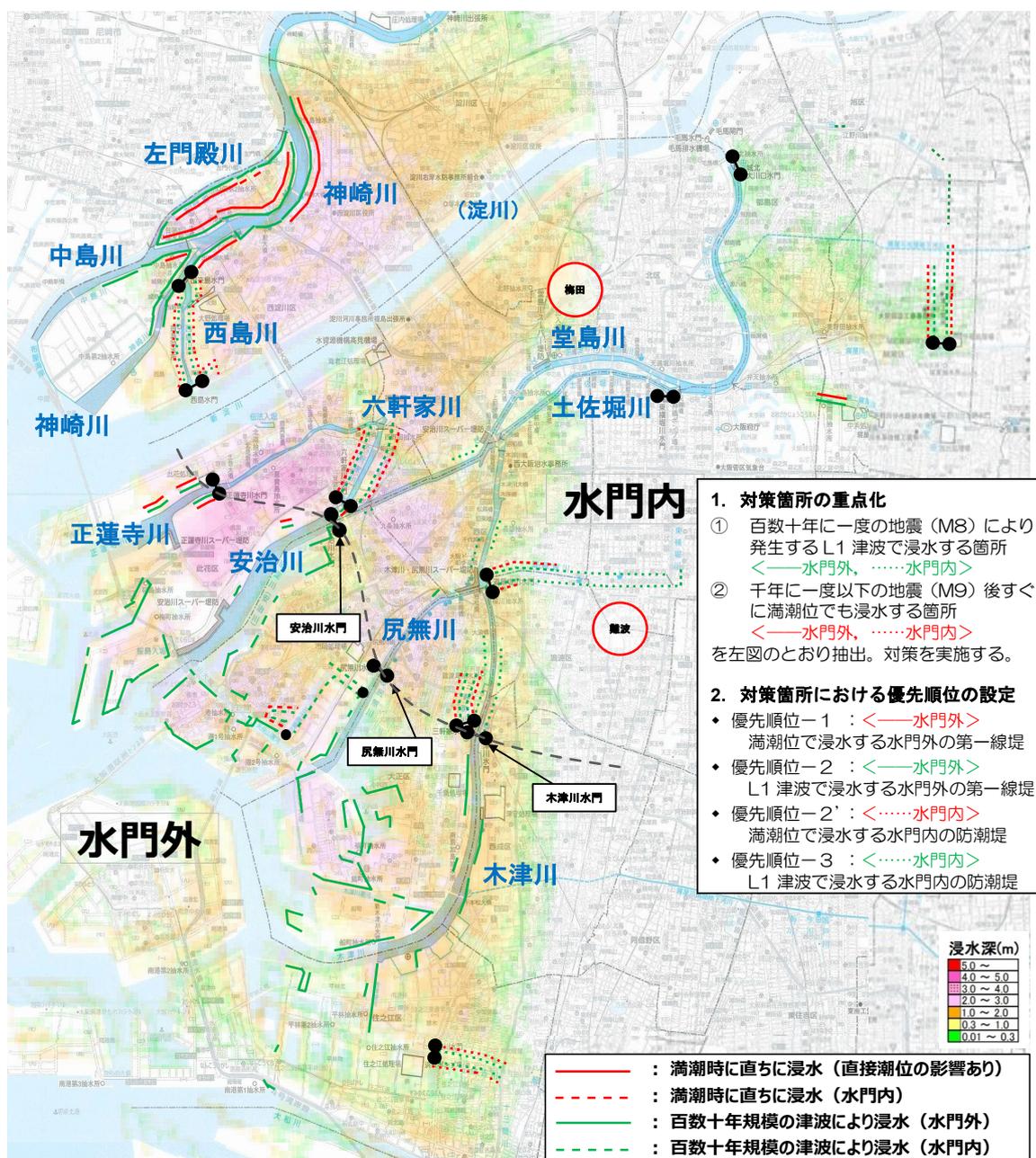


図-4.1-2 大阪府所管の河川防潮堤の耐震診断結果および重点化・優先順位の設定

（出典：大阪府防災会議「南海トラフ巨大地震土木構造物耐震対策検討部会」部会報告，2014.9.）²⁾



図-4.1-3 神崎川における護岸・防潮堤耐震対策延長（約 4.5km）

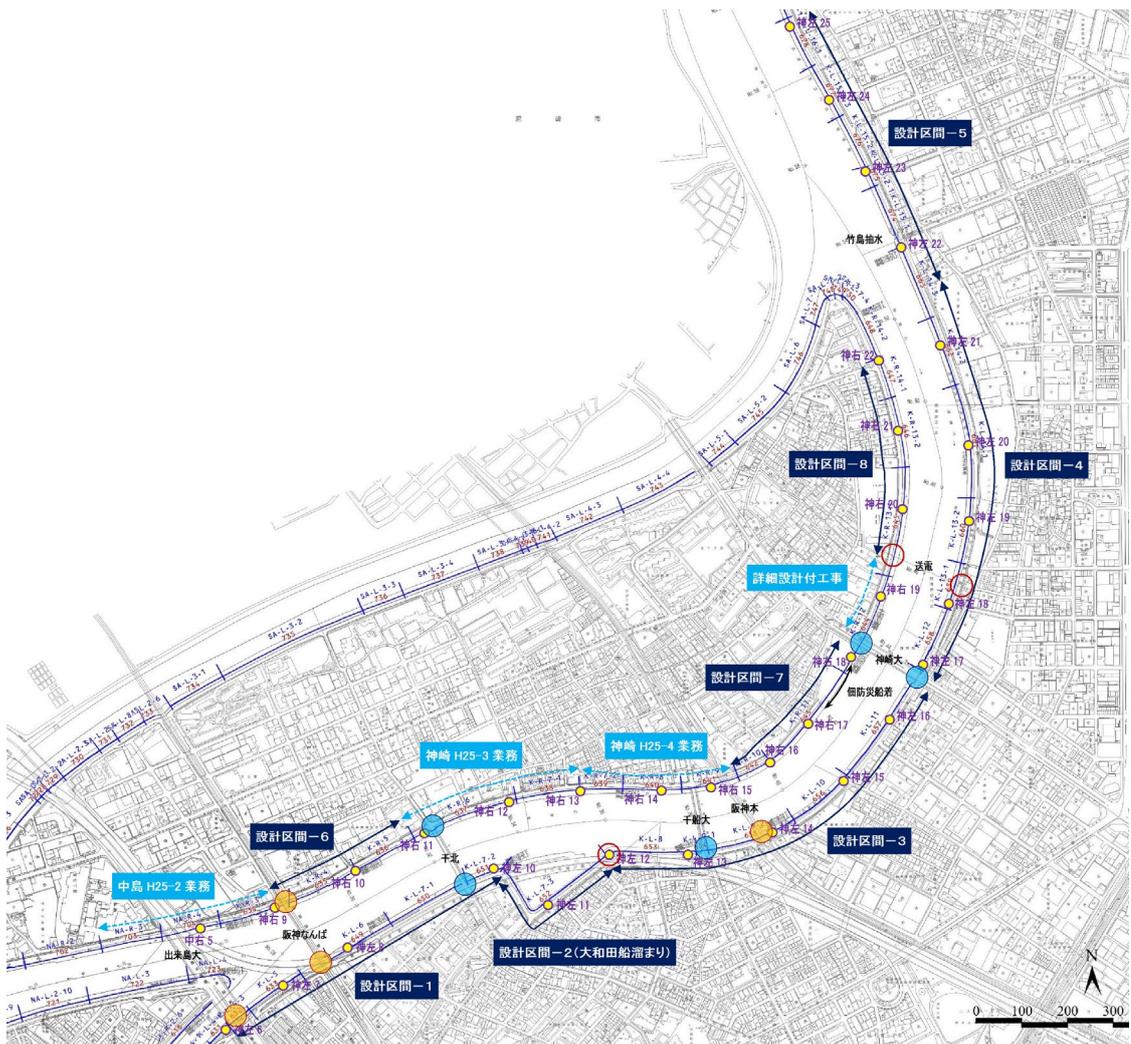


図-4.1-4 神崎川の対策延長約 4.5km における設計区間-1～8

4.2. 護岸と防潮堤の耐震対策設計方針の立案

4.2.1. 対象河川の護岸・防潮堤の構造的特徴

大阪府管内の安治川・木津川等の川筋（図-4.1-2）では、防潮堤と護岸が一体構造となった特殊堤が標準的な構造形式となっている。この形式の耐震補強については、第3章で述べたとおり、図-4.2-1に示す既設防潮堤の前面に自立式鋼管矢板を設置し受働側をセメント固化改良する対策を標準工法として適用しており、第3章の研究対象である大阪府の設計指針³⁾⁴⁾⁵⁾に基づき既に多数の設計・施工実績を有する。

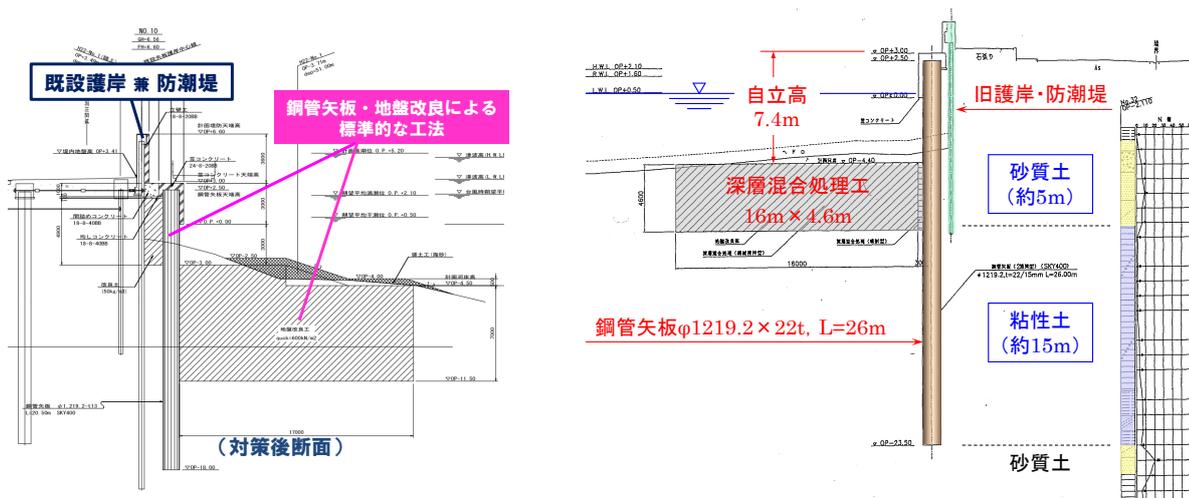


図-4.2-1 大阪府管内河川の標準的な耐震対策工法（自立式鋼管矢板＋前面固化改良）

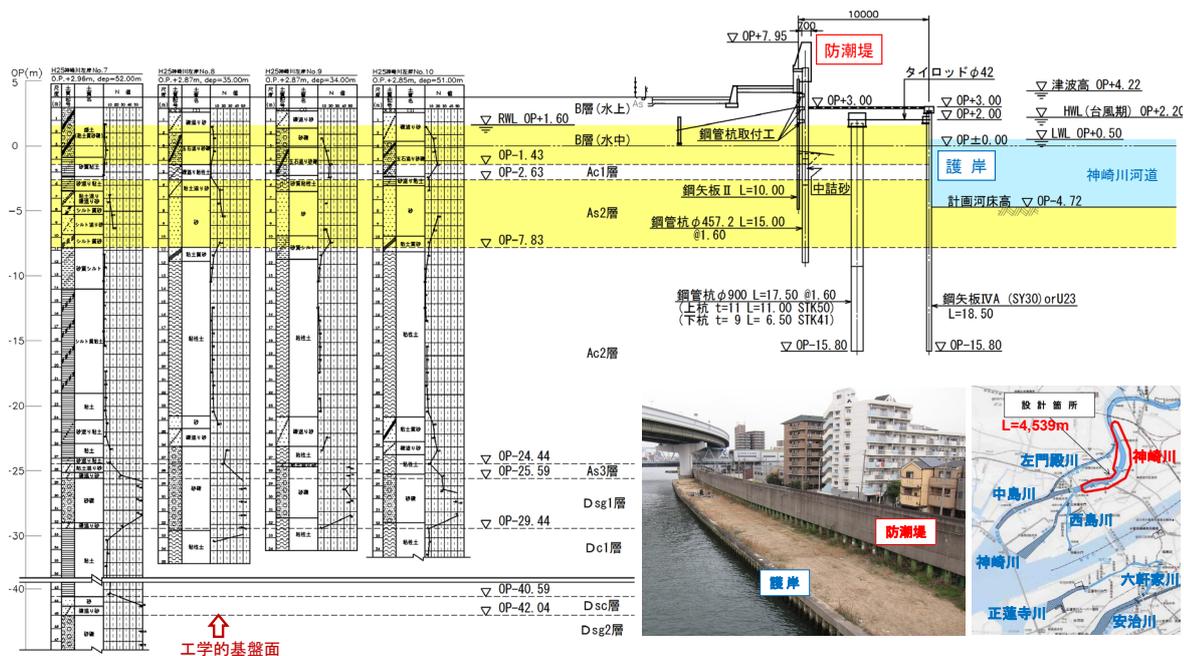


図-4.2-2 神崎川の河川護岸・防潮堤断面（設計区間-1・対策前断面）

これに対し、図-4.2-2 に示す護岸・防潮堤の断面が、本研究対象である神崎川の代表的な構造形式となっている。同図には、設計延長約4.5kmを8設計区間に区分したうち設計区間-1（神崎川左岸下流部区間、図-4.1-4 参照）における対策前の代表断面を掲載した。防潮堤と護岸が分離・独立した特殊堤であり、防潮堤は既設鋼矢板と一体化した鋼管杭堤、護岸は控え式鋼矢板護岸で防潮堤より10m前出しした構造である。また、地盤条件として地表から10m程度まで液状化層が厚く分布していることが分かる。

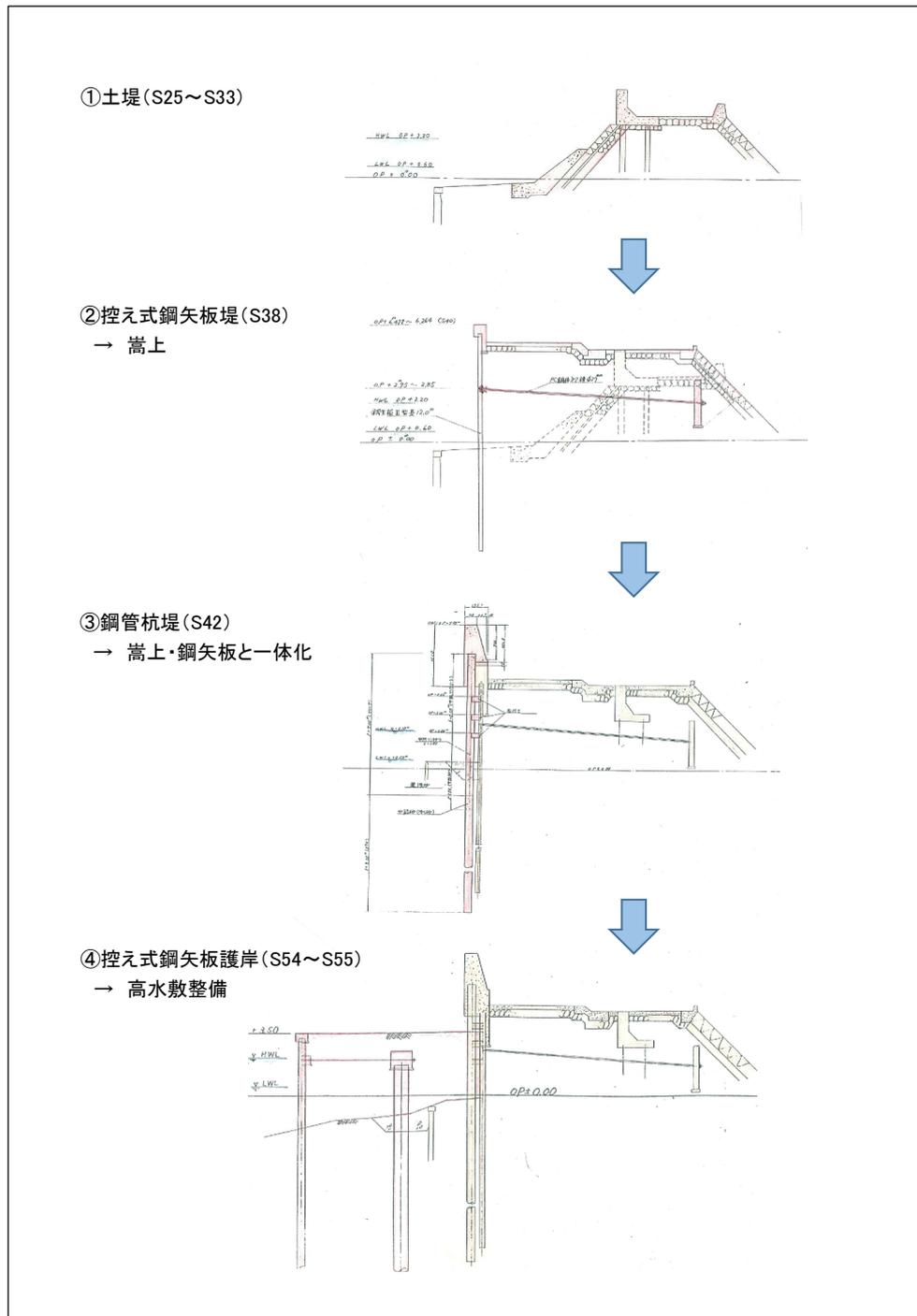


図-4.2-3 神崎川の防潮堤・護岸の築堤履歴

当該護岸・防潮堤断面が複雑な構造を呈するのは、護岸・防潮堤の段階的な整備履歴に起因する。図-4.2-3 に示すように、当初の“①土堤”より、S38年頃に“②控え式鋼矢板堤”として整備、その後S42年頃に“③鋼管杭堤”に改修し堤防の嵩上げと鋼矢板との一体化が図られ、さらにはS54年頃に“④控え式鋼矢板護岸”が防潮堤より10m前出しして整備され、設計震度0.20相当の耐震補強が行われた。

このような構造形式に対して、図-4.2-1の管内での標準工法を適用しても防潮堤と護岸が分離構造であるため対策の有効性に乏しい上に、鋼管矢板の前出しによる河積阻害も問題となるため、新たな設計方針を策定する必要がある。

4.2.2. 構造的特徴を考慮した耐震対策設計方針の立案

神崎川の防潮堤は、前述のとおり防潮堤と護岸の分離・独立構造であるため、防潮堤と護岸それぞれの目標耐震性能を設定して耐震対策を実施することとした。本事業は、“L2地震”に対する「防潮堤」の耐震対策、特に、背後地への津波浸水被害が想定される南海トラフ地震に対する緊急地震対策を施すことを主目的としている。一方で、阪神・淡路大震災（1995）以降、管内では、“L1地震”に対する「護岸」の耐震強化（設計水平震度＝0.24）が進められてきた。これより、神崎川の防潮堤耐震対策の設計方針を以下のように設定した。

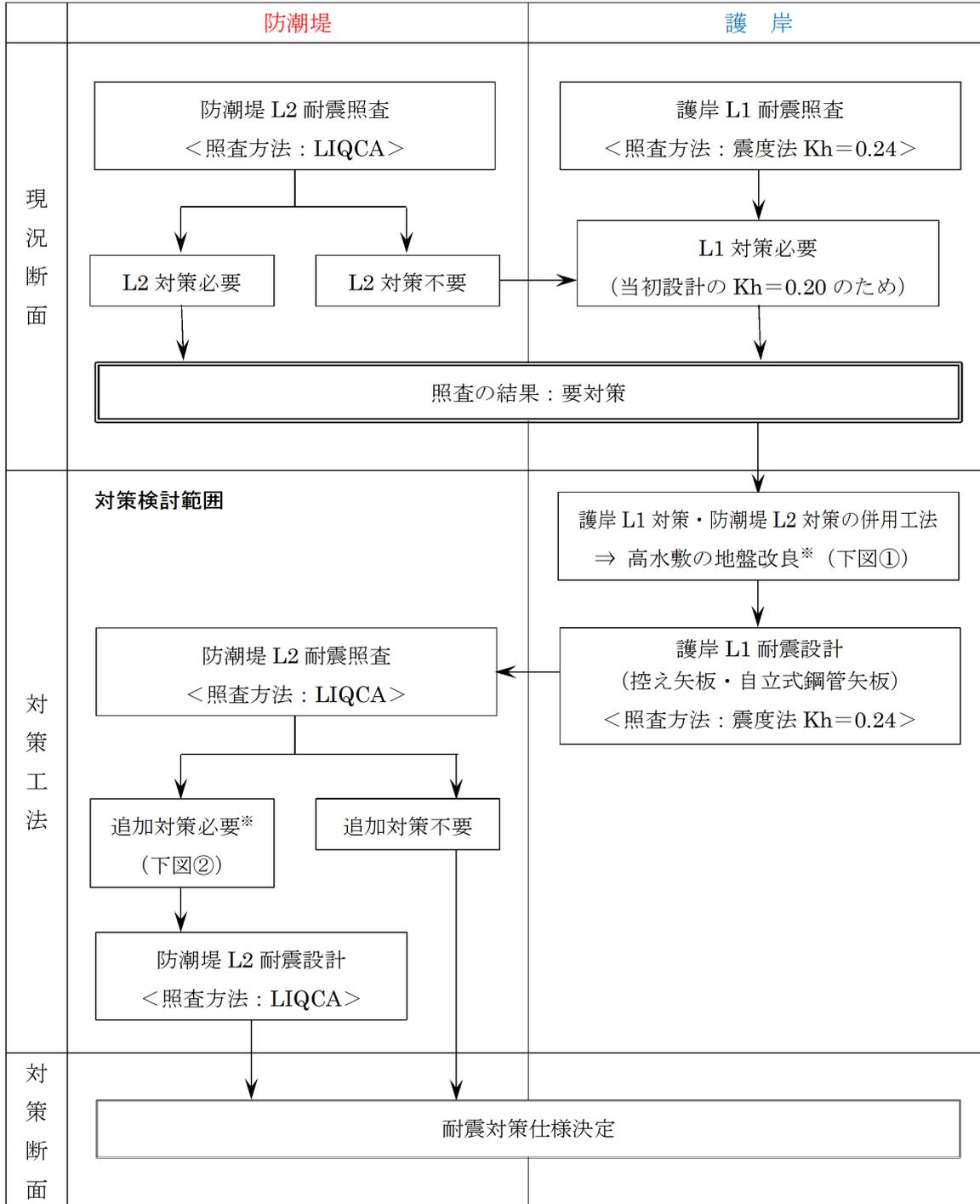
- 1) 南海トラフ地震に伴う津波対策として、「防潮堤」の“L2地震”に対する耐震対策を施すことを第1の目的とする。
- 2) 加えて、「護岸」の“L1地震”に対する耐震強化も併用できる対策とする。護岸の設計水平震度0.20から0.24に増加させ耐震強化を図る。

これらの設計方針より、防潮堤および護岸の耐震性能と照査方法を表-4.2-1・図-4.2-4のように設定した。護岸にはL1地震動に対して、防潮堤にはL2地震動に対してそれぞれ耐震性能を規定することとした。護岸は震度法に基づく構造照査により、防潮堤は動的変形解析（LIQCA）に基づく変形・応力照査により耐震性能照査を行う方針とした。

なお、防潮堤は前面の護岸・高水敷の整備により前面地盤高と背面地盤高がほぼ同じ高さとなり抗土圧構造物とは見なせない。その上、笠コンクリートの慣性力も小さいため、震度法によるL1地震動に対する照査は省略するものとした。また、護岸にはL2地震後の津波に対する止水機能を期待しないことから、護岸のL2地震動に対する照査は行わないことにした。

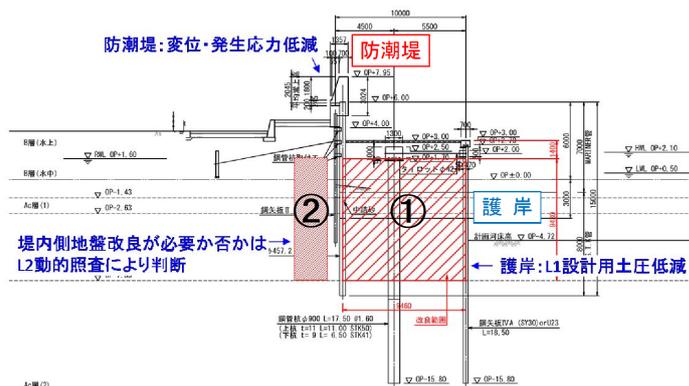
以上の設計方針に基づき、具体的な設計の手順を表す表-4.2-2のフローチャートを作成した。まず対策前の現況断面について述べる。護岸に関しては、全区間で当初設計において設計震度 $K_h=0.20$ で設計されているため、全区間をとおしての $K_h=0.24$ へのL1耐震対策が必要となることが見込まれる。一方、防潮堤に関しては、動的変形解析に基づく現況断面のL2耐震照査により、対策の要否を判定することになる。

表-4.2-2 護岸・防潮堤の耐震対策設計のフローチャート



※) 護岸 L1 対策・防潮堤 L2 対策の併用工法

- ① 基本対策：
護岸～防潮堤間の高水敷での地盤改良
- ② 追加対策：
防潮堤より堤内側での地盤改良の拡幅



4.3. 対策工法の比較・選定

(1) 概要

前節の設計方針を勘案し、護岸・防潮堤耐震対策として以下の①～⑥を抽出し比較検討の上、最適な工法を選定した。これら6工法の概念図と比較検討結果の総括を図-4.3-1に示す。

A：地盤改良による対策

- ① 圧入締固工法 : 密度増大（締固め）
- ② 機械攪拌工法 : 固化，せん断変形抑止・間隙水圧遮断
- ③ 高圧噴射攪拌工法 : 固化，せん断変形抑止・間隙水圧遮断
- ④ 薬液注入工法 : 固結

B：鋼材による構造的な対策

- ⑤ 鋼管杭増杭等 : 鋼材で補強
- ⑥ 鋼矢板二重締切 : 鋼材で補強，せん断変形抑止・間隙水圧遮断

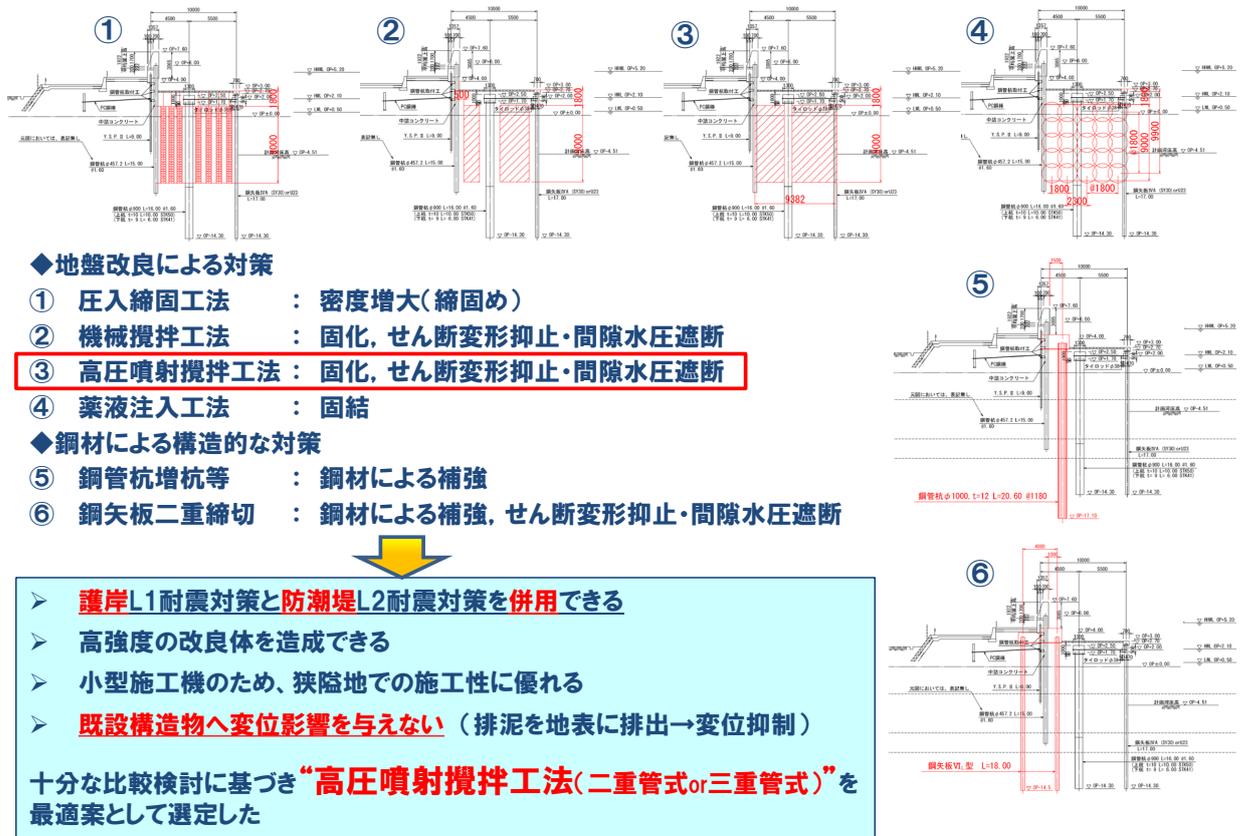


図-4.3-1 対策工法の比較・選定の概要

(2) 比較検討結果

6 工法の比較検討を表-4.3-1(a)~(c)に示す。比較検討の結果、“③ 高圧噴射攪拌工法（二重管式または三重管式）”を選定し、護岸と防潮堤間の約 10m 幅の高水敷部の液状化層を対象に地盤改良を行うこととした。選定理由は a) ~f) に示すとおりである。

- a) 護岸 L1 耐震対策と防潮堤 L2 耐震対策を併用できる
(鋼材による構造的な対策では併用対策が適用できない)
- b) 改良体の強度が高く、液状化抑止だけでなく防潮堤の変形抑制効果が期待できる
(薬液注入工法は強度が低く同効果が小さい)
- c) 格子状改良の採用により、液状化対策効果を保持した上で改良率を最小 50%程度まで低減できる
- d) 小型施工機のため、狭隘地での施工性に優れる
- e) タイ材等の地中障害物をかわして施工可能で、護岸矢板と防潮堤鋼管杭に密着させ改良体を造成できる
(機械攪拌工法ではいずれも適用できない)
- f) 既設構造物へ変位影響が比較的小さい
(締固工法では変位影響が大きい)

これに対し、他の 5 工法 (①・②・④・⑤・⑥) は以下の問題点・課題を有するため、不適あるいは最適ではないと判断した。

- ① 圧入締固工法
 - ・ 小型施工機で施工性に優れるものの、締固工法のため変位・盛り上がり大きい。既設構造物への変位影響が避けられず、適用が困難である。
- ② 機械攪拌工法
 - ・ 転石等の地中障害物があると攪拌翼と干渉して施工できない。
 - ・ 既設タイ材の間を改良する必要があるが、攪拌工法の場合、改良体をラップすることができない。
- ④ 薬液注入工法
 - ・ 高圧噴射攪拌工法に対して、改良強度が小さく改良効果が小さい割には高コストである。
- ⑤ 鋼管杭増杭等、⑥ 鋼矢板二重締切
 - ・ 護岸 L1 耐震対策と防潮堤 L2 耐震対策を兼用でない。
 - ・ 転石等の地中障害物に対して施工性が低下し高コストとなる。

表-4.3-1(a) 護岸・防潮堤の耐震対策工法比較表 (1 / 3)

分類	A：地盤改良による対策	
工法	① 圧入締固工法	② 機械攪拌工法
原理	密度増大（締めめ）	固化，せん断変形抑止・間隙水圧遮断
断面図		
工法概要	<p>流動化剤とともに混練されポンプ圧送可能となった砂を（流動化砂），ロッドから地中に排出・圧入し，周囲の地盤を締めめる．圧送された砂の流動性状は，遅効性塑性化剤の作用で消失し，良好な地盤を形成する．</p>	<p>セメント系固化材をミキシングプラントでスラリー状にし，スラリーポンプで攪拌翼先端まで圧送し，改良範囲の軟弱土を地盤中の現位置で攪拌混合し，所定の強度のパイルを造成する地盤改良工法である．</p>
使用材料	砂（細砂）	セメント系固化材
護岸・防潮堤の対策併用	<p>防潮堤 L2 耐震対策（受働側改良）と護岸 L1 耐震対策（主働側改良）が併用できる可能性あり．但し，強度不足の恐れあり．</p> <p style="text-align: center;">△</p>	<p>防潮堤 L2 耐震対策（受働側改良）と護岸 L1 耐震対策（主働側改良）が併用できる．</p> <p style="text-align: center;">○</p>
地盤の強度増加	<p>締めめ効果により液状化対象層の強度が増加するが，深層混合処理工法ほどの強度増加は見込めない．</p> <p style="text-align: center;">△</p>	<p>一軸圧縮強度 500～1000kN/m² の高強度の地盤に改良される．</p> <p style="text-align: center;">○</p>
改良率	最大 10%程度	格子状改良 a _p ≧ 50%程度
施工性 現場適合性	<ul style="list-style-type: none"> ・ 小型施工機 ・ 転石等の地中障害物にも適用可 ・ 既設構造物を避けて施工可 <p style="text-align: center;">○</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・ 大型施工機 ・ 転石等の地中障害物には不適 ・ 既設タイ材によりラップ施工できない ・ 既設構造物に密着施工できない <p style="text-align: center;">×</p>
既設構造物への影響	<p>締めめ工法のため，側方変位・盛り上がりが大きく，既設構造物に近接した施工には不適</p> <p style="text-align: center;">×</p>	<p>近接構造物への変位影響は比較的小さい．</p> <p style="text-align: center;">○</p>
評価	×	×

表-4.3-1(b) 護岸・防潮堤の耐震対策工法比較表 (2/3)

分類	A：地盤改良による対策	
工法	③ 高圧噴射攪拌工法	④ 薬液注入工法
原理	固化, せん断変形抑止・間隙水圧遮断	固結
断面図		
工法概要	超高压ジェット噴流や超高压水を噴射することで、地盤を切削し、そのスライムを地表に排出させるとともに、原位置土と固化材を混合し円柱状の固化体を造成する工法である。	浸透性の良い恒久薬液（超微粒子シリカ）を注入することで、間隙水をゲル状物質で置き換え、粒子間粘着力を与え、せん断強度を増すことで液状化を防止する。
使用材料	セメント系固化材, 専用固化材	水ガラス系薬液
護岸・防潮堤の対策併用	防潮堤 L2 耐震対策（受働側改良）と護岸 L1 耐震対策（主働側改良）が併用できる。 ○	防潮堤 L2 耐震対策（受働側改良）と護岸 L1 耐震対策（主働側改良）が併用できる可能性あり。但し、強度不足の恐れあり。 △
地盤の強度増加	粘性土 1,000kN/m ² , 砂質土 3,000kN/m ² 程度の高強度の地盤に改良される。 ○	液状化は抑止できるが、改良後も一軸圧縮強度は 70~80 KN/m ² 程度しか発現しない。(低強度) △
改良率	格子状改良 a _p ≥ 50%程度	a _p = 100% 改良を標準とする
施工性 現場適合性	<ul style="list-style-type: none"> ・小型施工機 ・転石等の地中障害物にも適用可 ・既設構造物を避けて施工可 ○	<ul style="list-style-type: none"> ・小型施工機 ・転石等の地中障害物にも適用可 ・既設構造物を避けて施工可 ○
既設構造物への影響	二重管工法・三重管工法の場合、発生変位量が小さい。 ○	低圧で浸透注入するので、発生変位量が小さい。 ○
評価	○【選定】	△

表-4.3-1(c) 護岸・防潮堤の耐震対策工法比較表 (3 / 3)

分類	B: 鋼材による構造的な対策	
工法	⑤ 鋼管杭増杭等	⑥ 鋼矢板二重締切
原理	鋼材で補強	鋼材で補強, せん断変形抑止・間隙水圧遮断
断面図		
工法概要	鋼管杭等の増打ちにより既設防潮堤を補強する。地中の旧堤防・護岸（張コン・根固石等）が打設の障害となる恐れがあるため、硬質地盤対応工法（鋼管杭：先端ビット付き鋼管杭回転圧入工法）を想定。	既設防潮堤の両側に鋼矢板または鋼管矢板を増打ちし、防潮堤を補強するとともに、せん断変形を抑え・過剰間隙水圧を遮断することで矢板間の地盤の液状化抑止を図る。硬質地盤対応工法を想定。
使用材料	鋼材（鋼管杭，鋼矢板，鋼管矢板）	鋼材（鋼矢板，鋼管矢板＝連続壁）
護岸・防潮堤の対策併用	防潮堤 L2 耐震対策に限定した工法となり、護岸 L1 耐震対策を併用できない。 ×	防潮堤 L2 耐震対策に限定した工法となり、護岸 L1 耐震対策を併用できない。 ×
地盤の強度増加	鋼材による防潮堤の補強では、液状化対象層の液状化抑止や地盤強度増加は見込めない。 ×	矢板間の液状化対象層の液状化抑止は可能であるが、地盤強度増加は見込めない。 △
改良率	—	—
施工性 現場適合性	<ul style="list-style-type: none"> ・小型施工機（サイレントパイラー） ○ ・転石等の地中障害物により施工の支障 ・既設構造物との干渉 ×	<ul style="list-style-type: none"> ・小型施工機（サイレントパイラー） ○ ・転石等の地中障害物により施工の支障 ・既設構造物との干渉 ×
既設構造物への影響	既設構造物への変位影響は小さい。 ○	既設構造物への変位影響は小さい。 ○
評価	×	×

4.4. 高圧噴射攪拌工による地盤改良設計方針の設定

前節 4.3.での比較検討の結果、護岸と防潮堤間の液状化層を対象とした高圧噴射攪拌工法による地盤改良を最適工法として選定した。改良範囲の液状化抑止に加え、地盤強度の増大により護岸の主働土圧低減と防潮堤の受働抵抗増大を図ることができ、双方の耐震対策への寄与が期待される。ここでは、改良範囲、改良体配置、改良強度等の地盤改良設計方針を設定する。

4.4.1. 改良範囲の設定

1) 改良幅

図-4.4-1のように、護岸矢板と防潮堤間の約10mを改良幅の基本とする。4.2.2.節で述べたとおり、後述する防潮堤のL2耐震照査において照査基準を満たさない場合には、堤内側（防潮堤の内陸側）に改良範囲を広げる方針とした。なお、実際には結果的に、総延長約4.5kmの全ての設計区間において堤内側に改良範囲を広げる必要は生じず、約10m幅の対策で統一することができた。

2) 改良深さ

深度方向の改良範囲は、液状化する可能性のある土層厚とした。即ち、図-4.4-1のように、改良体上端は河川の残留水位 $RWL=OP+1.60m$ とし、改良体下端は沖積砂層 As_2 層下端（沖積粘性土層 Ac_2 層上端）とした。港湾基準では、矢板式係船岸の設計の際、岸壁背後の水位として残留水位 RWL が用いられる。矢板式係船岸のように比較的止水性の高い岸壁の場合、朔望平均満潮位 HWL と朔望平均干潮位 LWL より、 $RWL=LWL+2/3 \cdot (HWL-LWL)$ として残留水位を算定することが規定されている⁶⁾。この考え方を踏襲して残留水位を $RWL=0.50+2/3 \cdot (2.20-0.50) = +1.60$ と算定し、液状化層の上端をこのレベルに設定するものとした。

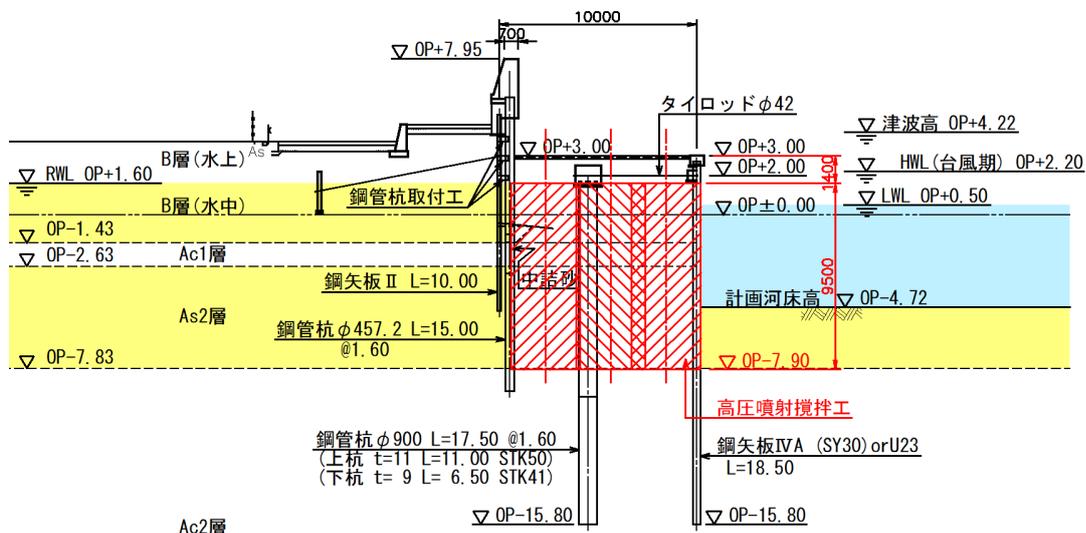


図-4.4-1 改良範囲の設定（改良幅・改良深さ）

4.4.2. 改良径・改良体配置の設定

二重管式または三重管式の高圧噴射攪拌工法の改良径は、一般にφ1800程度からφ5000以上まで多様で、格子状改良の配置方法も、最低改良率や格子間隔の制約はあるものの、多種多様な選択肢がある。このため、数種類の改良径を抽出して各改良径において最も合理的な配置計画を行った上で、経済性の比較検討を行った。検討に際して改良体配置の各種条件を統一することが重要となるため、下記(1)のとおり整理し設定した。

(1) 改良体配置条件

改良体の配置は、以下の条件を考慮して検討した。検討条件の設定に際しては、以下の指針を参照し設定した。

- ① 「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2月，建設省土木研究所）⁷⁾
- ② 「液状化対策工法設計・施工マニュアル（案）」（平成11年3月，建設省土木研究所ほか）⁸⁾

a) 改良体配置形状

当該設計における地盤改良では、上述のとおり液状化対策に加え、護岸の主働土圧低減と防潮堤の受働抵抗増大も対策目的としている。但し、改良体配置形状の選定においては、液状化対策に主眼を置き決定することにした。液状化対策を目的とした深層混合処理工法（機械攪拌工法および高圧噴射工法）の改良体配置形状としては、**図-4.4-2**に示すように、「ブロック状」または「格子状」が一般的である⁹⁾。格子状改良の方が低改良率となり、より経済的・合理的な配置形状であることから、原則として、格子状改良を適用するものとする。現場条件（既設構造物との干渉回避）の観点からも、格子状配置の方が選択の幅があり有利であると判断した。



図-4.4-2 改良体配置形状

（出典：液状化対策工法設計・施工マニュアル（案），平成11年3月）⁹⁾

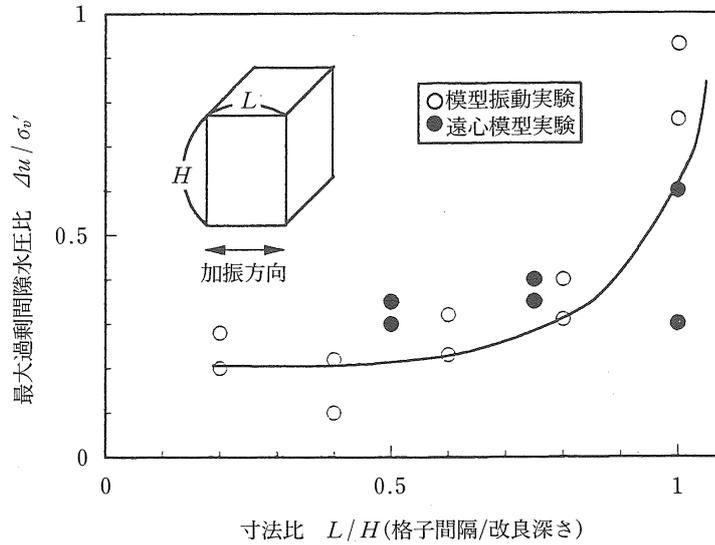
b) 改良率

上記①，②の適用指針に基づき、格子状改良において、改良率は50%以上とする⁹⁾。

c) 格子状改良の格子間隔

上記①，②の適用指針に基づき、格子状改良において、「格子間隔 L / 改良深さ $H \leq 0.8$ 」となるように改良体を配置するものとする⁹⁾。この0.8という値は、**図-4.4-3**に示すように、 L/H が0.8程度以下の範囲において格子壁内の過剰間隙水圧の低減効果が認められる

という実験結果に基づくものである⁹⁾。このとき、矩形ではない格子状改良に対して格子間隔をどのように定義するかが一つの課題となる。この点は上記①、②の適用指針にも明確な記載はないが、格子状改良の設計法の趣旨を勘案し、図-4.4-4に示す格子壁体の平均幅の内面寸法を格子間隔と定義することにする¹⁰⁾。



格子寸法比～最大過剰間隙水圧比の関係
(最大過剰間隙水圧比は、格子内の中央部の H/2 の位置の過剰間隙水圧比)

図-4.4-3 (格子間隔 L) / (改良深さ H) ≤ 0.8 とする根拠図

(出典：液状化対策工法設計・施工マニュアル(案)，平成 11 年 3 月)⁹⁾

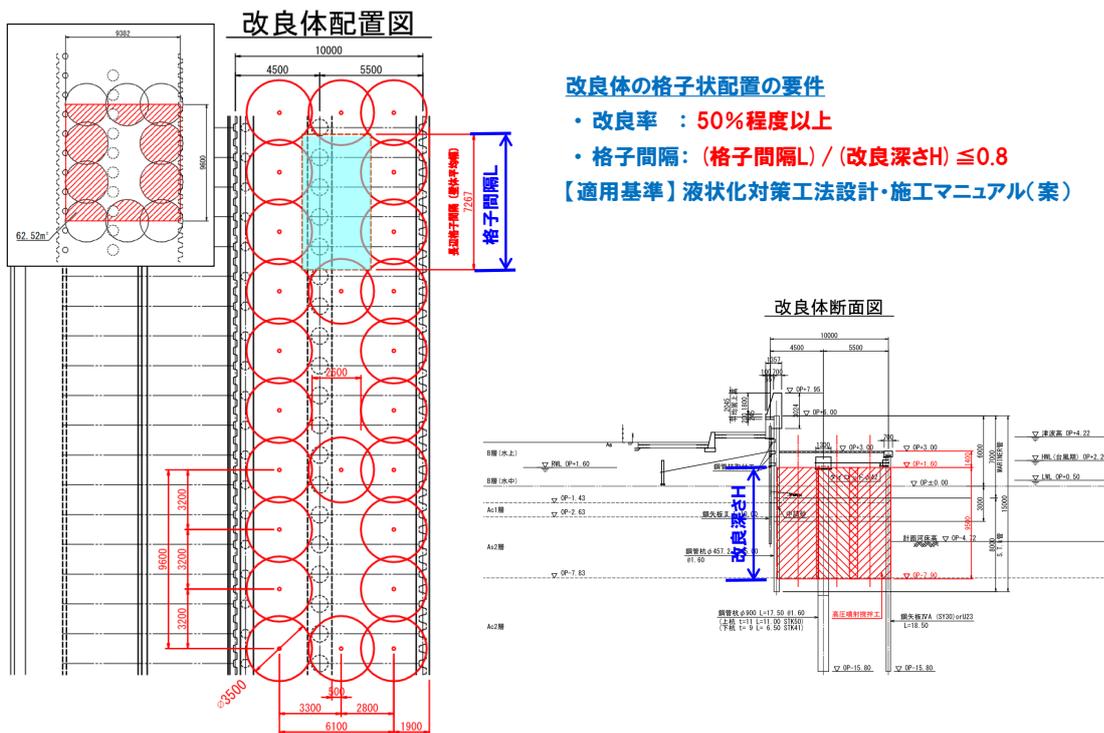
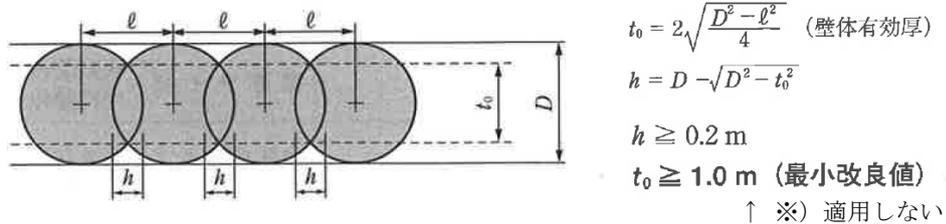


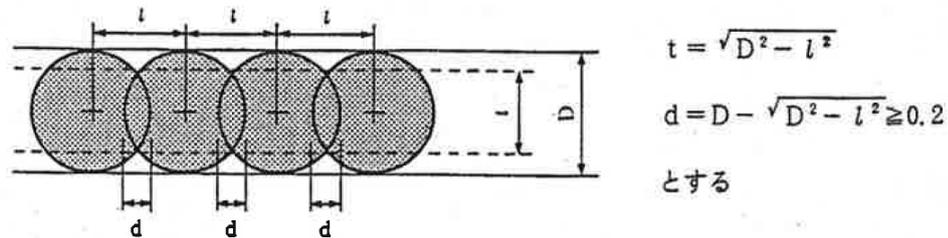
図-4.4-4 改良体の格子間隔 L および改良深さ H の設定方法

d) 改良体間の最小ラップ幅

改良径によらず、改良体の最小ラップ幅を 200mm とする¹¹⁾。格子状改良では、改良体の杭状配置あるいは接円配置は適切ではなく、ラップ幅を設けた配置計画を行う必要がある。ジェットグラウト工法の技術資料等に準じて、最小ラップ幅を図-4.4-5 のように設定する。



(出典：ジェットグラウト工法技術資料)



(出典：E S J工法技術資料)

図-4.4-5 改良体間の最小ラップ幅の設定根拠図¹¹⁾

e) 既設構造物との最小離隔

護岸の笠コンクリート等の既設構造物と改良体芯との最小離隔を 500mm とする。但し、やむを得ず 500mm 未満に近接する必要がある場合、施工中に笠コンクリートを目視確認できる状態にすることを前提として最小 200mm まで近接することを許容するものとする。

f) 河川縦断方向の配置条件

河川縦断方向（護岸法線方向）には、既設タイ材が 1600mm ピッチで配置されていることから、改良体を 1600mm の倍数ピッチかつ 200mm 以上のラップ幅とするなどして、既設タイ材と干渉しないように配慮する必要がある。

g) 河川横断方向の配置条件

河川横断方向（護岸法線直角方向）の改良体配置において次の3点に留意すること。

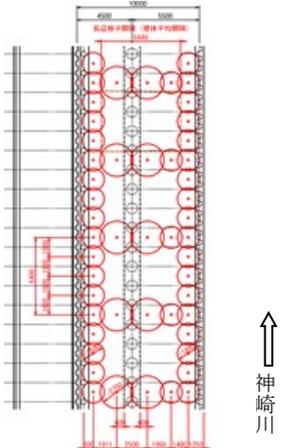
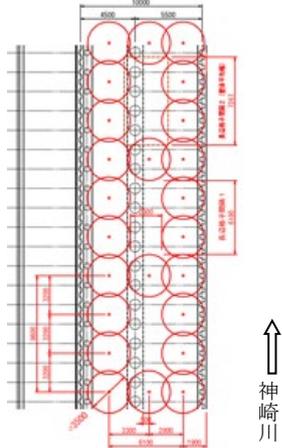
- ・護岸矢板と防潮堤鋼管杭に改良体を密着させる。
- ・護岸控え杭と極力干渉しない割付とする。
- ・護岸矢板と防潮堤鋼管杭間の改良幅 10m 内で無駄のない合理的な割付とする。

(3) 改良体配置詳細検討

次に、表-4.4-2 は、改良径 $\phi 3500$ の基本ケースに対して詳細に比較検討を実施したものである。CASE-A は、小径 ($\phi 1800$, $\phi 2700$) の改良体を組み合わせること、最小改良率である 50% に照準を合わせて改良体積の最小化を図った配置案である。先に述べた表-4.4-1 の CASE-1 (全て $\phi 2500$) よりは経済性に優れることが分かったが、やはり改良本数が多いため、改良率に反して結果的に CASE-B より不経済となった。

これに対して、CASE-B は、改良径を一律 $\phi 3500$ とし、河川横断方向に 3 列、縦断方向に 3.2m ピッチで配置した案である。改良率は約 70% で CASE-A より高い改良率となるが、改良本数が少なく経済性に優れるとともに割付上も合理的な配置案であるため、採用案とした。後述するが、設計計算は最小改良率 50% を前提に行うので、設計上の改良率と実施工の改良率との差分 20% の余裕代が得られる。現場では地中障害物等により改良体の一部欠損部が生じることが想定されたため、この余裕代の大きさも重要な選定要素となった。

表-4.4-2 改良体配置の詳細比較検討例 (神崎川左岸下流部)

	CASE-A	CASE-B
改良径	$\phi 1800$, $\phi 2700$	$\phi 3500$
縦断方向改良間隔	@1600 (ラップ幅 200) 内壁: @6400	@3200 (ラップ幅 300) 内壁: @9600
改良体配置図		
改良率	52.2% \geq 50%	69.4% \geq 50%
格子間隔	改良深さ H=9.43m 格子間隔 L=6.45m $L/H=0.68 \leq 0.8$	改良深さ H=9.43m 格子間隔 L=7.27m $L/H=0.77 \leq 0.8$
改良本数	$\phi 1800$: 141 本/100m $\phi 2700$: 31 本/100m	$\phi 3500$: 73 本/100m
工費比率	1.25	1.00
採用	—	○

4.4.3. 改良強度と設計定数の設定

高圧噴射攪拌工法のうち、JSG 工法（二重管式）・CJG 工法（三重管式）をはじめとした標準工法の場合、設計基準強度 q_{uck} の推奨値として、原地盤の強度や特性によらず砂質土で 3MPa、粘性土で 1MPa に設定されている。さらに、設計定数の推奨値としては、粘着力 $c=0.5\text{MPa}$ （砂質土）、 0.3MPa （粘性土）、変形係数 $E_{50}=300\text{MPa}$ （砂質土）、 100MPa （粘性土）に設定されている、しかし、表-4.4-3 に示すいくつかの工法には、上記推奨値以外の設計基準強度や設計定数を設定しているものがある。このため、以下の方針に基づき、改良部の設計定数を設定するものとした。改良対象地盤が砂質土および粘性土の場合の設計定数の設定値を表-4.4-3 に示す。

- 1) 公共工事のため、多数ある高圧噴射攪拌工法からの設計段階での特定ができないことより、主要複数工法の設計定数より最低値を抽出し採用値とした。

<改良体の設計定数>

砂質土改良： $q_{uck}=2.0\text{MPa}$ ， $c=0.40\text{MPa}$ ， $E_{50}=200\text{MPa}$

粘性土改良： $q_{uck}=0.7\text{MPa}$ ， $c=0.30\text{MPa}$ ， $E_{50}=70\text{MPa}$

- 2) 格子状改良の配置効果を 2 次元動的解析および震度法で直接考慮はできないため、上記 1) の改良体の設計定数を 1/2 倍（改良率 50%）し、改良部を“均一な硬質地盤”と評価して設計するものとした。（後述の 4.5.1. 「複合地盤的設計手法」に準拠）

<改良部（改良率 50%）の設計定数>

砂質土改良： $c=0.20\text{MPa}$ ， $E_{50}=100\text{MPa}$

粘性土改良： $c=0.15\text{MPa}$ ， $E_{50}=35\text{MPa}$

表-4.4-3 高圧噴射攪拌工の設計基準強度・設計定数の設定

(a) 改良対象地盤が砂質土（液状化層）の場合

	設計基準強度 q_{uck} (MPa)	粘着力 c (MPa)	変形係数 E_{50} (MPa)
① 標準工法 (JSG・CJG 等) ¹²⁾¹³⁾	3.0	0.5 ($q_{uck}/6$)	300 (100qu)
② NJP-Dy ¹⁴⁾	2.0	0.4 ($q_{uck}/5$)	200 (100qu)
③ OPT ジェット ¹⁵⁾	2.0	1.0 ($q_{uck}/2$)	200 (100qu)
最低値を抽出	2.0	0.40	200
設計採用値 (改良率 50%)	—	0.20	100

(b) 改良対象地盤が粘性土（液状化層間の介在粘土）の場合

	設計基準強度 q_{uck} (MPa)	粘着力 c (MPa)	変形係数 E_{50} (MPa)
① 標準工法 (JSG・CJG 等) ¹²⁾¹³⁾	1.0	0.3 ($q_{uck}/3.3$)	100 (100qu)
② NJP-Dy ¹⁴⁾	0.7	0.3 ($q_{uck}/2.3$)	70 (100qu)
③ OPT ジェット ¹⁵⁾	1.0	0.5 ($q_{uck}/2$)	100 (100qu)
最低値を抽出	0.7	0.30	70
設計採用値 (改良率 50%)	—	0.15	35

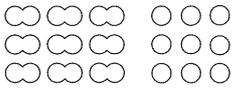
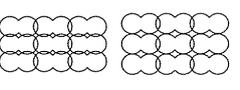
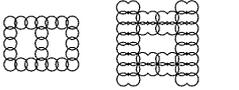
4.5. 地盤改良効果の評価法立案

4.5.1. 改良部の設計手法

2.3.2.節にて整理したとおり、深層混合処理工法（機械攪拌式・高圧噴射式）の設計手法は、改良部を地盤の一部と見なす「複合地盤的設計手法」、構造物と見なす「構造物的設計手法」に大別される。表-4.5-1のように、一般的に改良形式が杭式の場合には前者を、ブロック式や格子式の場合には後者を適用することが多い¹⁶⁾。「複合地盤的設計手法」は、改良域の地盤の強度と剛性が強固に改良されると見なす考え方であり、改良体の強度と改良率に応じて改良域全体の強度定数や変形係数等を設定するものである。一方、「構造物的設計手法」は、改良域をコンクリート構造物のような重力式構造物と見なす考え方であり、改良域を剛体と仮定した外的安定の検討（転倒・滑動・支持力照査）、改良体そのものが全体破壊あるいは局部破壊しないことを照査する内的安定の検討、ならびに、円弧すべり検討による全体系の安定検討を行う設計体系を採用することが一般的である。

表-4.5-1 改良体配置と設計法の考え方

（出典：「陸上工事における深層混合処理工法設計・施工マニュアル改訂版」，平成16年3月）¹⁶⁾

	杭 式	ブロック式	格 子 式
基本仕様			
安定性	・盛土のすべり、安定、沈下等水平外力があまり大きくない場合に有効である。水平力に対する変形は大きい。	・改良体が一体として外力に抵抗するため、全体的にも内部的にも安定性が高く水平力に対する変形は小さい。	・全体の安定はブロック式に準じる。
経済性	・改良範囲に対し、改良容積が少ないため経済的であり、工期も短くてすむ。	・杭式の改良仕様と比べて、改良容積が大である。	・改良容積は、ブロック式と杭式の間である。
施工性	・基本的には施工精度や高い均質性はあまり要求されないため、施工が容易である。され工期が長くかかる。	・全体あるいは一方の改良体を相互にラップさせるため、施工精度が要求され工期が長くかかる。 ・施工時の周辺地盤の変形に留意することが必要である。	・二方向の改良体を相互にラップさせるため、施工精度が要求され、かつ施工手順が複雑。
設計手順	・複合地盤的設計手法を採用することが多い。	・構造物的設計手法を採用することが多い。	・構造物的設計手法を採用することが多い。
代適表用的例な	・盛土のすべり、安定、沈下対策等、改良範囲が広い場合や施工範囲の制約が少ない場合に適する。	・構造物基礎の支持力増加、沈下対策 ・限定された狭い範囲で大きな抵抗力、支持力を得る場合に適する。	・構造物基礎の支持力増加、沈下対策 ・液状化対策

当該設計では、既設防潮堤および護岸周辺の地盤の液状化抑止を一つの目的として「格子式」の改良を採用したため、表-4.5-1の一般的分類では構造物的設計法の適用が候補となる。しかし、同手法は改良部単体で液状化に起因する外力等の比較的大きい水平力に抵抗する場合に適用される設計手法と考えることができる。一方、当該設計の場合、液状化抑止に加え、既設護岸の主働土圧低減と既設防潮堤の受働抵抗増大による構造系全体の変形を抑制することを期待した設計でもある。言い換えれば、鋼矢板や鋼管杭の構造強度を

補うための地盤改良と見なすことが妥当である。これより、改良部を硬質地盤と見なした設計手法、即ち「複合地盤的設計手法」を適用することとした。ここで、「港湾・空港における深層混合処理工法技術マニュアル」(2014)¹⁷⁾などによれば、矢板護岸等の抗土圧構造物の主働側の土圧軽減を目的とした改良では、式(4.5-1)に基づき改良地盤の粘着力 c を設定することが推奨されていることは、既に 2.3.2 節にて整理したとおりである。即ち、「複合地盤的設計法」を適用する妥当性の一つの根拠となる。但し、同マニュアルにおいては、この場合、ブロック式または接円ラップ式(図-4.5-1)を適用することを原則とする旨示されているが、当該設計では液状化対策としての格子式配置を優先することとした。その上で、格子式改良の最低改良率が 50% であることに鑑み、式(4.5-1)で算定される粘着力 c をさらに 1/2 (50%) にして土圧を算定する他、強度定数や変形係数も同様に設定する方針とした。

改良部には以上の考え方を適用した上で、4.2.2 節の設計方針に従い、護岸については L1 地震動に対し震度法に基づき、防潮堤については L2 地震動に対し動的変形解析に基づき、それぞれ地盤改良効果を評価し設計を行うものとした。

$$c = 1/2 \cdot q_{uck} \quad (4.5-1)$$

ここに、

c : 改良地盤の粘着力 (kN/m²)

q_{uck} : 改良地盤の設計基準強度 (kN/m²)

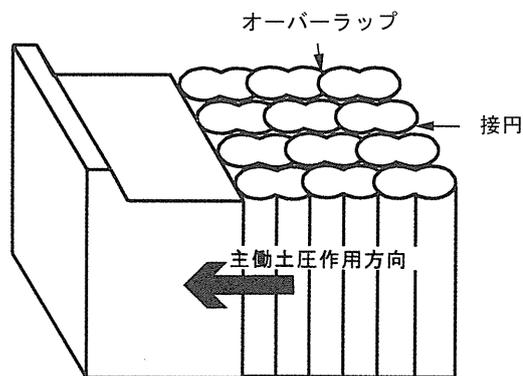


図-4.5-1 主働側の土圧軽減を目的とした改良体配置 (接円ラップ式)

(出典:「港湾・空港における深層混合処理工法技術マニュアル」, 2014)¹⁷⁾

4.5.2. 護岸の耐震対策設計

(1) 護岸の L1 耐震対策の設計法

防潮堤より約 10m 前出しされた護岸の構造形式は、控え式矢板護岸である。同形式の護岸は通常、前面矢板を「タイ材取付点」と「設計河床」を支点とした仮想ばり（単純ばり）としてモデル化し、背面より土水圧を作用させ矢板の設計を行う。さらに、タイ材取付点の支点反力より、タイ材および控え杭の設計を行うことになる。この手法が、港湾基準の「仮想ばり法」に基づく設計法である¹⁸⁾。但し、護岸の水深が深くなる場合や河床付近の前面地盤が軟弱な粘性土地盤である場合には、仮想ばり法では矢板の断面力を過小に見積もる恐れがあるため、「ロウの方法」により断面力を補正する手法等が推奨されている¹⁸⁾。また、漁港基準では、前面地盤が粘性土である場合には、残留水圧を含む主働土圧強度と受働土圧強度が釣合う深さまで仮想ばり法の下側支点を下げる「仮想海底面」の考え方が採用されている¹⁹⁾。しかしながら、これら両基準においても、地盤が液状化する場合には対策を行うことを前提としており、液状化対策を施さない場合の設計法については必ずしも明確となっていないことは 2.3.1.節にて課題として整理したところである。

本研究対象の護岸の場合、護岸矢板前面の設計河床以深に液状化の恐れがある砂質土層が分布している。このため、L1 地震時に液状化が生じる場合には、地盤改良等の対策を施すのではなく液状化の影響を考慮した矢板護岸の設計計算法を構築することとした。まず、この砂質土層の L1 地震時の簡易液状化判定を行う。液状化対象層全体としての液状化抵抗率（平均 F_L 値）が 1 を下回る場合、地震時の検討において仮想ばりの支点を河床より液状化層下端へ下げて径間を広げて設計する方針とした（図-4.5-3、以下「修正仮想ばり法」と称する）。これは、漁港基準の「仮想海底面」の考え方を準用したもので、護岸背面改良による主働側の土圧低減と受働側の液状化地盤の受働抵抗の喪失を考慮した土圧強度の釣合い点が、ちょうど液状化層下端となることから、このように設定することにした。

なお、対象護岸は、30 年以上前に設計された古い護岸であることから、当初設計時にはこの砂質土層の液状化の影響は考慮されることなく、地震時においても設計河床を支点として設計されたことが想定される。したがって、修正仮想ばり法に基づいた場合、現況断面では地震時（前面地盤の液状化時）において照査基準を満たさないことが考えられる。これより、設計手順として、図-4.5-2 のように、まず照査深度 0.24 に対し現況断面では強度不足であることを確認した上で、地盤改良効果を考慮した L1 耐震対策の設計計算を行うものとした。採用した地盤改良工法である高圧噴射攪拌工による改良効果を図-4.5-3(b)に示すように考慮する。即ち、矢板背面の地盤が、改良率 50%の固化改良により粘着力 $c=0.20\text{MPa}$ （ $=0.40\text{MPa}\times 0.50$ 、砂質土改良の場合）の硬質地盤に改変したとして主働土圧を算定し、上記の「修正仮想ばり法」を適用し設計を行った。

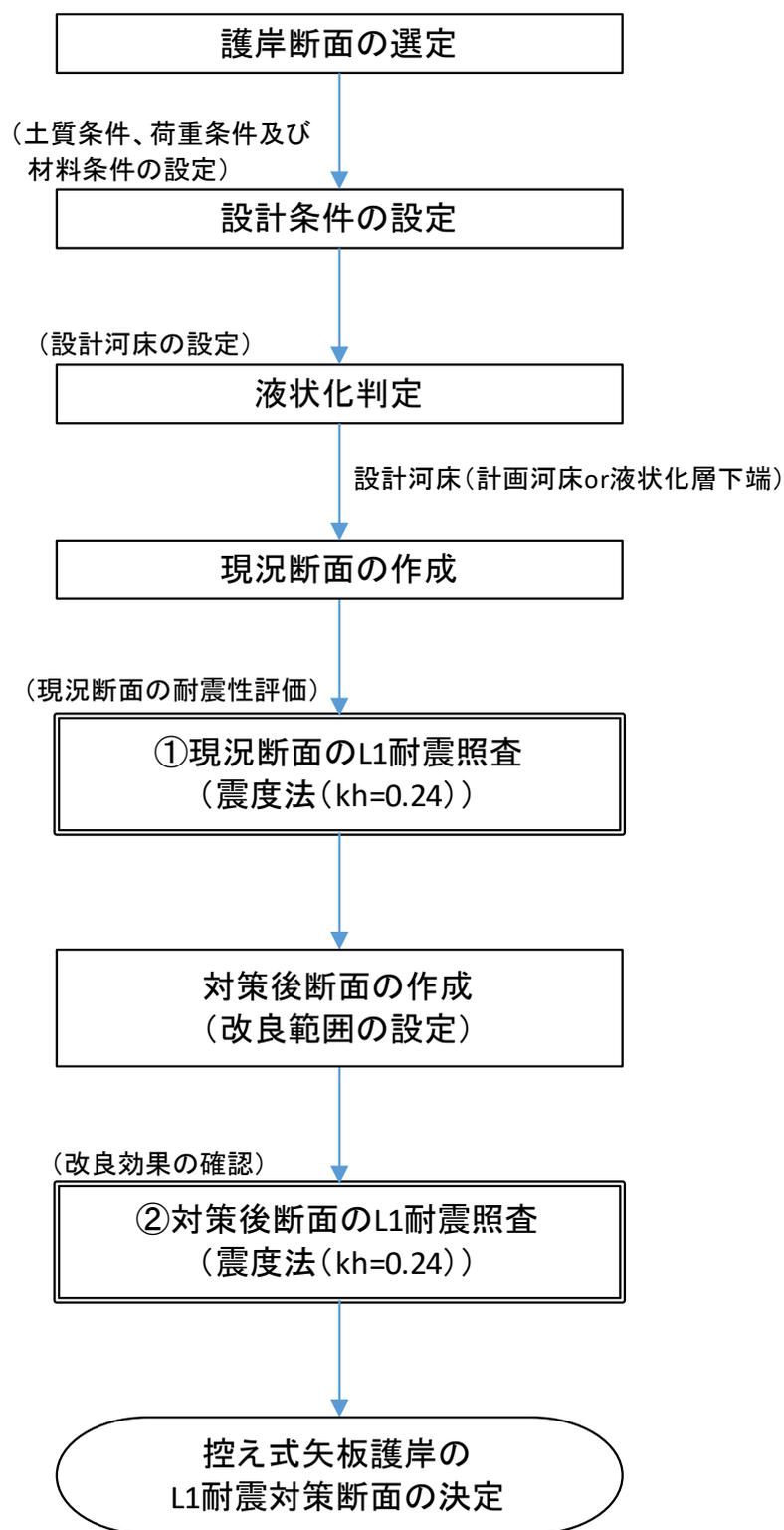


図-4.5-2 護岸の L1 耐震対策設計手順のフローチャート

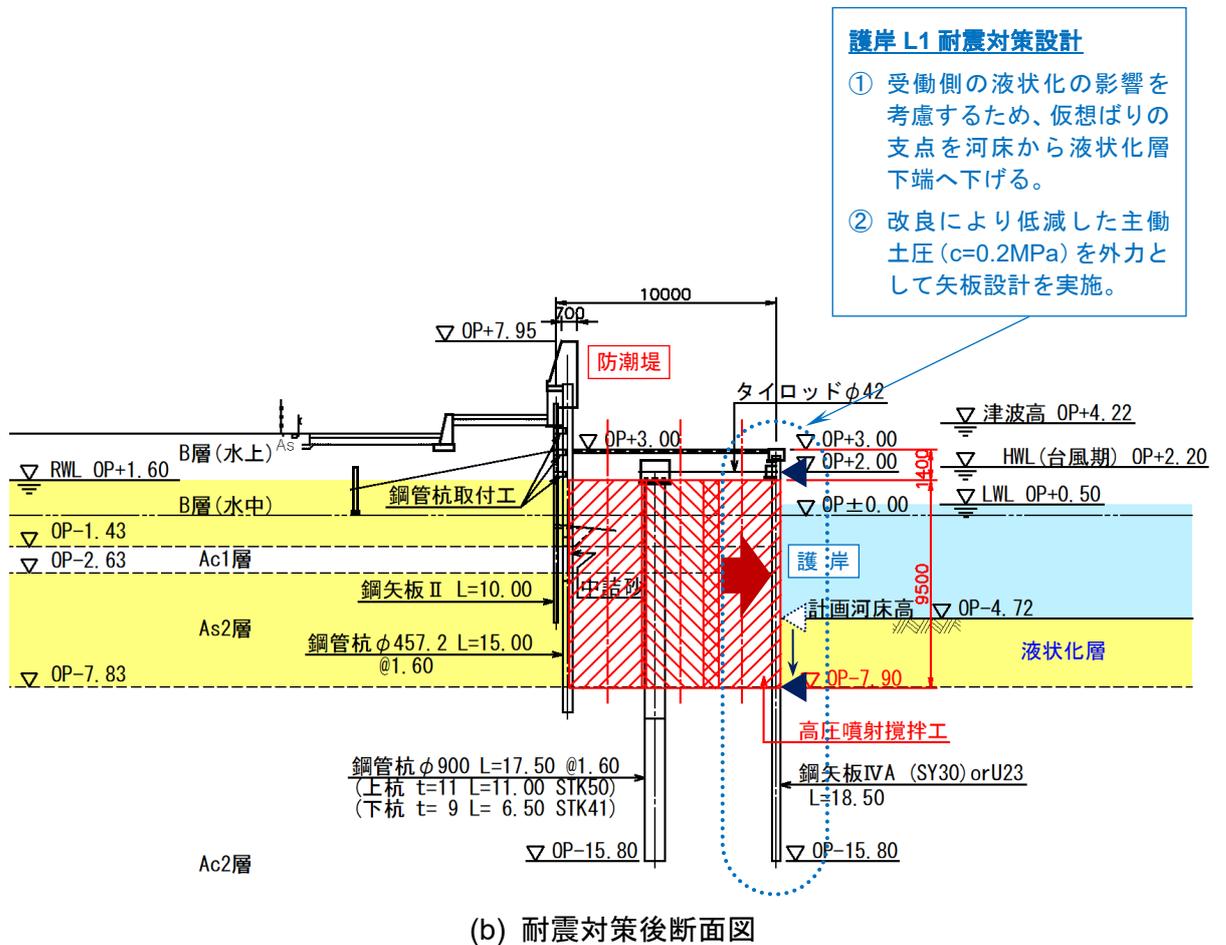
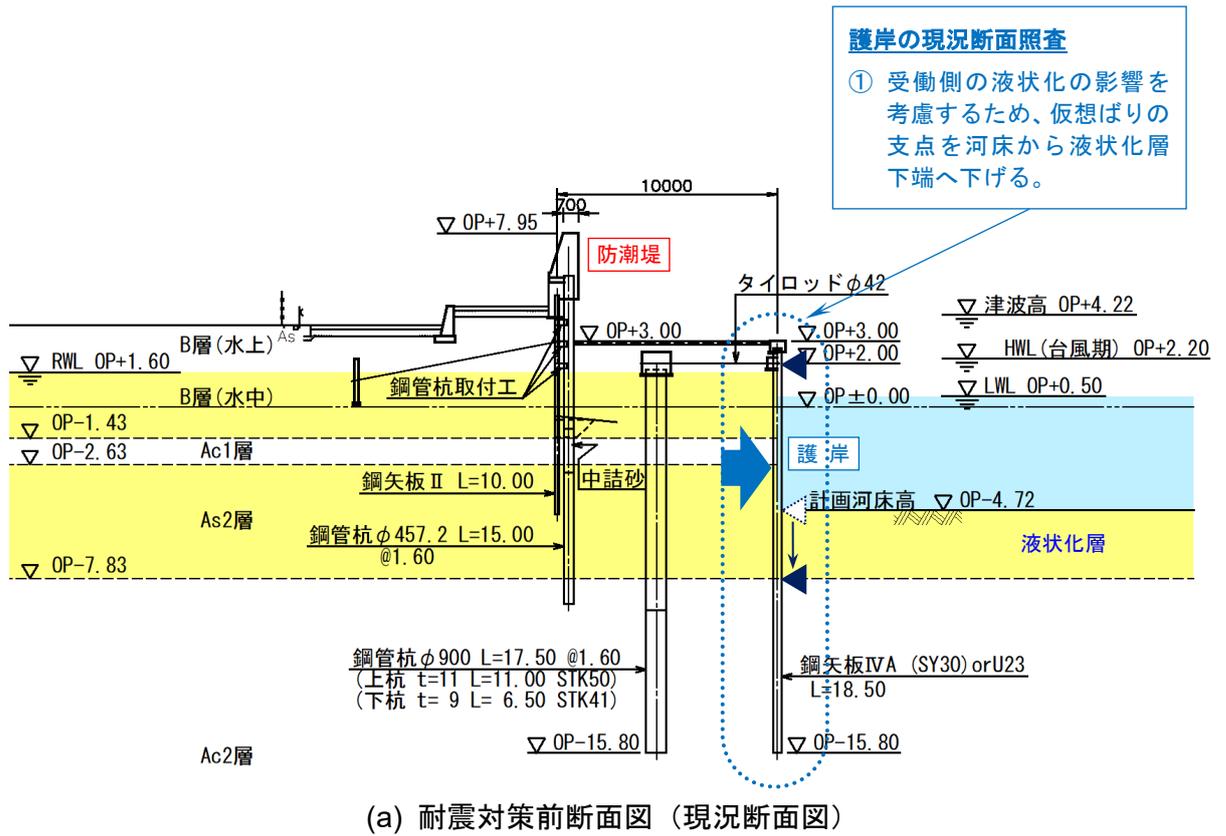


図-4.5-3 神崎川における護岸のL1耐震対策の設計法の概念図

(2) 照査結果

上記の設計法に基づき、神崎川の総延長約 4.5km の設計区間-1～8 の既設護岸に対して、耐震対策前（現況）の照査により強度不足を確認した上で、耐震対策後の照査を行った。主働側の改良効果を評価することにより、L1 地震動（設計水平震度 0.24）に対し、全設計区間において全ての照査項目を満足する結果を得ることができた。

代表例として、設計区間-1 における耐震対策前（現況）照査結果を表-4.5-2 に、耐震対策後の照査結果を表-4.5-3 に示す。対策前には、地震時において前面矢板、タイ材、控え杭ともに照査基準を満足しない結果となったが、高圧噴射攪拌工による対策後には、全ての照査項目において照査基準を満足していることが分かる。

表-4.5-2 矢板護岸の対策前（現況）の照査結果例（設計区間-1）

項目		検討条件・照査結果		
計算条件	護岸条件	護岸の構造形式		控え杭式護岸
		護岸仕様	前面矢板	IVA型(SY30)
			タイロッド	φ42(HT70)@1.60m
			腹起し	2[180×75×7.0×10.5
			控え杭	φ900 L=17.50m@1.60 〔 上杭：t=11, L=11.00m, STK50 下杭：t=9, L=6.50m, STK41 〕
		護岸高, 計画河床高		OP+3.00m, OP-4.72m
		設計河床高	常時	計画河床高 (OP-4.72m)
			地震時	液状化層下端 (OP-7.83m)
	改良体		なし	
	地盤条件	Bor データ		H25 神崎川左岸 No.7~10
河川側の沖積砂層		液状化を考慮する		
荷重条件	上載荷重		常時 10kN/m ² 、地震時 5kN/m ²	
	設計水平震度		0.24	
材料条件	腐食量		1mm (外周のみ)	
	継手効率(前面矢板)		断面係数・断面二次モーメント×100%	
計算結果 (常時)	前面矢板	応力	62N/mm ² < 180N/mm ² . . . OK	
		根入れ深度	-7.53m < -15.80m . . . OK	
	タイロッド	応力	82N/mm ² < 176N/mm ² . . . OK	
		タイ材長さ	5.50m = 5.50m . . . OK	
	腹起し	応力	54N/mm ² < 140N/mm ² . . . OK	
	控え杭	応力	49N/mm ² < 185N/mm ² . . . OK	
		根入れ深度	-10.55m < -15.80m . . . OK	
護岸天端の水平変位		1.2cm < 5cm	—	
計算結果 (地震時)	前面矢板	応力	355N/mm ² > 270N/mm ² . . . NG	
		根入れ深度	-15.01m < -15.80m . . . OK	
	タイロッド	応力	268N/mm ² > 264N/mm ² . . . NG	
		タイ材長さ	23.07m > 5.50m . . . NG	
	腹起し	応力	176N/mm ² < 210N/mm ² . . . OK	
	控え杭	応力	前面矢板と控え杭の離隔が小さいことで、控え杭が前面矢板の地震時主働崩壊線内に位置することになるため、地盤の受働抵抗が期待できない。→ 控え杭は不成立	
		根入れ深度		
護岸天端の水平変位				

表-4.5-3 矢板護岸の高圧噴射攪拌工による対策後の照査結果例（設計区間-1）

項目			検討条件・照査結果			
計算条件	護岸条件	護岸の構造形式		控え杭式護岸		
		護岸仕様	前面矢板	IVA 型(SY30)		
			タイロッド	φ 42(HT70) @1.60m		
			腹起し	2[180×75×7.0×10.5		
			控え杭	φ 900 L=17.50m @1.60 〔 上杭：t=11, L=11.00m, STK50 下杭：t=9, L=6.50m, STK41 〕		
		護岸高, 計画河床高		OP+3.00m, OP-4.72m		
		設計河床高	常時	計画河床高 (OP-4.72m)		
			地震時	液状化層下端 (OP-7.83m)		
	改良体		あり 〔 改良体上端 : OP+1.60m 改良体下端 : OP-7.83m 改良率 50%, c=200kN/m ² 〕			
	地盤条件	Bor データ		H25 神崎川左岸 No.7~10		
		河川側の沖積砂層		液状化を考慮する		
	荷重条件	上載荷重		常時 10kN/m ² 、地震時 5kN/m ²		
設計水平震度		0.24				
材料条件	腐食量		1mm (外周のみ)			
	継手効率(前面矢板)		断面係数・断面二次モーメント×100%			
計算結果 (常時)	前面矢板	応力	30N/mm ² < 180N/mm ²	・・・ OK		
		根入れ深度	-6.33m < -15.80m	・・・ OK		
	タイロッド	応力	44N/mm ² < 176N/mm ²	・・・ OK		
		タイ材長さ	5.50m = 5.50m	・・・ OK		
	腹起し	応力	29N/mm ² < 140N/mm ²	・・・ OK		
	控え杭	応力	24N/mm ² < 185N/mm ²	・・・ OK		
		根入れ深度	-5.17m < -15.80m	・・・ OK		
護岸天端の水平変位			0.2cm < 5cm	—		
計算結果 (地震時)	前面矢板	応力	133N/mm ² < 270N/mm ²	・・・ OK		
		根入れ深度	-10.69m < -15.80m	・・・ OK		
	タイロッド	応力	109N/mm ² < 264N/mm ²	・・・ OK		
		タイ材長さ	5.50m = 5.50m	・・・ OK		
	腹起し	応力	71N/mm ² < 210N/mm ²	・・・ OK		
	控え杭	応力	126N/mm ² < 277.5N/mm ²	・・・ OK		
		根入れ深度	-7.49m < -15.80m	・・・ OK		
護岸天端の水平変位			2.7cm < 10cm	・・・ OK		

4.5.3. 防潮堤の耐震対策設計

(1) 防潮堤のL2耐震対策の設計法

防潮堤のL2耐震対策設計には動的変形解析（2次元動的有効応力 FEM 解析 LIQCA）を用いた。図-4.5-4(b)に示すように、改良部による液状化抑止効果と防潮堤前面の受働抵抗増大効果を期待し、防潮堤・護岸の構造系全体と地盤との連成解析によりL2地震動に対する対策後の耐震照査を実施した。このとき、高圧噴射攪拌工による地盤改良部については、入力地震動に対して弾性範囲内に留まるに十分な強度を有すると考え、弾性体としてモデル化した。改良率50%相当で変形係数 $E=100\text{MPa}$ （砂質土改良）、ポアソン比 $\nu=0.33$ に設定し、動的変形解析において改良効果を評価することにした。

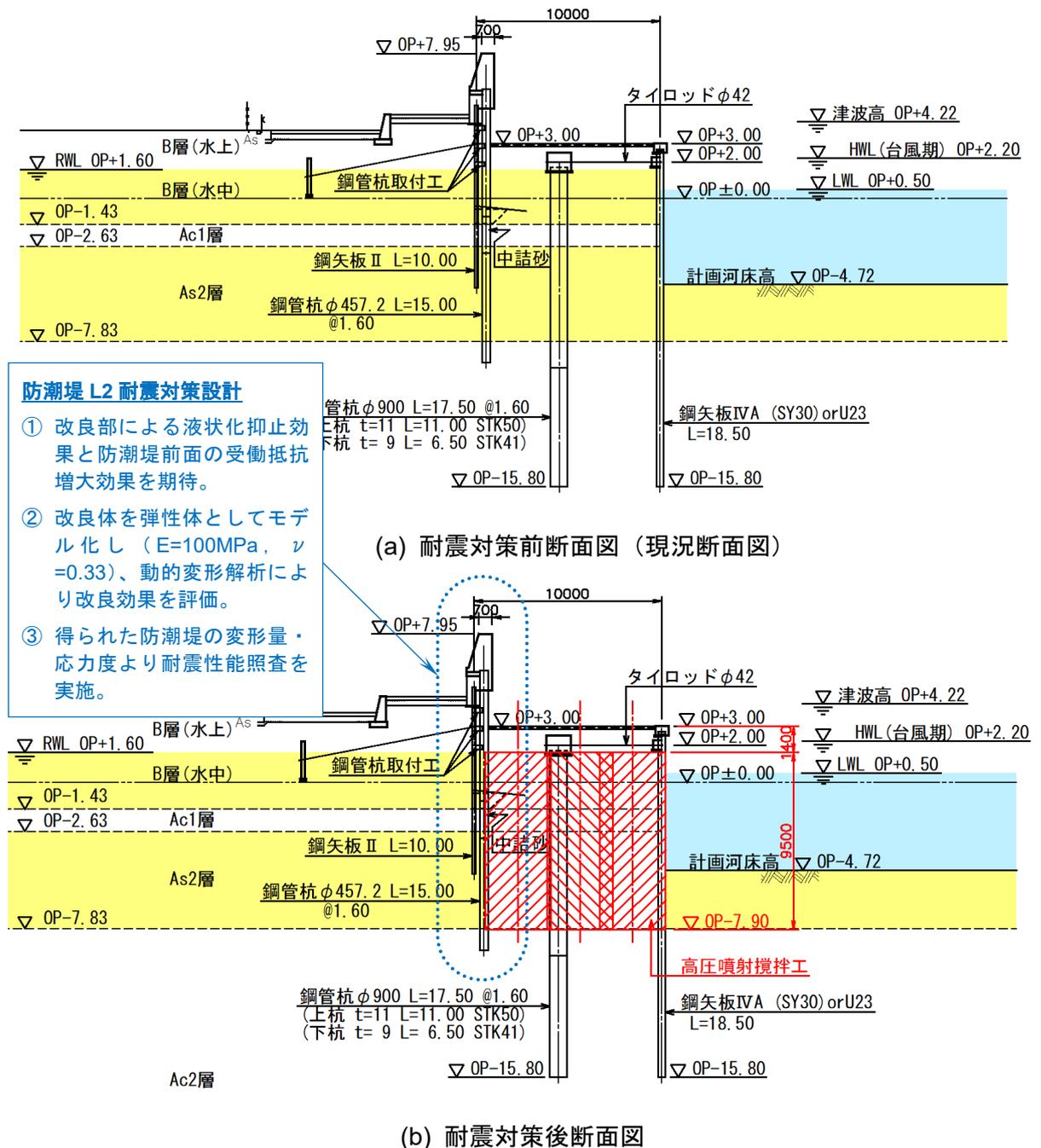


図-4.5-4 神崎川における防潮堤のL2耐震対策の設計法の概念図

(2) 照査基準値の設定

動的変形解析より得られる防潮堤の変位量および応力度に対し、以下に示す海溝型地震に対する照査基準を設定し、設定した高圧噴射攪拌工による改良強度・改良範囲でこれらの基準を満足するかを確認するものとした。なお、この照査基準は「河川構造物の耐震性能照査指針（案）・同解説 I 共通編・III 自立構造の特殊堤編」（国土交通省河川局治水課，2007）²⁰⁾に準じて設定したものである。

a) 防潮堤の変位量に対する照査基準

変位量に対する照査は「止水高」で評価するものとし、海溝型地震の場合、止水高が対象とする外水位である津波水位（L1 津波）以上であることを確認する。止水高は以下のように定義する。即ち、動的変形解析により算定される水平変位 h が防潮堤幅 B 以下であれば、地震後に防潮堤には目開きが生じないと判定し、止水高を防潮堤高 H_s とする。このとき、 H_s は初期防潮堤高 H_o より地震により生じる鉛直変位 s を差し引いた高さとする。一方、水平変位 h が防潮堤幅 B より大きい場合、防潮堤に目開きが生じて止水性を失うと判定し、止水高を背後地盤高とする。

<止水高による照査>

$$\text{止水高 } H_w \geq \text{外水位} = \text{津波水位} \quad (4.5-1)$$

- ① 水平変位 $h \leq$ 防潮堤幅 $B \Rightarrow$ 地震後に防潮堤が目開きしないと判定

このとき、止水高 $H_w =$ 防潮堤高 H_s

- ② 水平変位 $h >$ 防潮堤幅 $B \Rightarrow$ 地震後に防潮堤が目開きして止水性を失うと判定

このとき、止水高 $H_w =$ 背後地盤高 GL

ここに、

防潮堤高 $H_s =$ 初期防潮堤高 $H_o - s$

鉛直変位 $s =$ 地震後沈下量 + 排水沈下量 + 地殻沈降量

b) 防潮堤の応力度に対する照査基準

鋼管杭は塑性率で評価し（許容塑性率 4.0）、鋼矢板は地震時許容応力度で評価するものとする。

<鋼管杭の照査基準>

$$\text{塑性率} \leq \text{許容塑性率 } 4.0 \quad (4.5-2)$$

<鋼矢板の照査基準>

$$\text{発生応力度} \leq \text{地震時許容応力度} \quad (4.5-3)$$

(3) 耐震照査結果例

神崎川における防潮堤の L2 耐震照査例として、設計区間-1 における結果を以下に示す。図-4.5-5 が設計区間-1 におけるボーリング柱状図や工学的基盤面を含めた対策後の全体断面図である。図-4.5-4(a)の現況断面および図-4.5-4(b)の対策断面に基づき、動的変形解析 (LIQCA) の解析モデルを作成した。図-4.5-6 に現況断面に対する解析モデルを示す。対策断面に関しては、現況断面モデルを元に護岸と防潮堤間の約 10m の液状化層を改良強度に応じた弾性体にて修正してモデル化した。

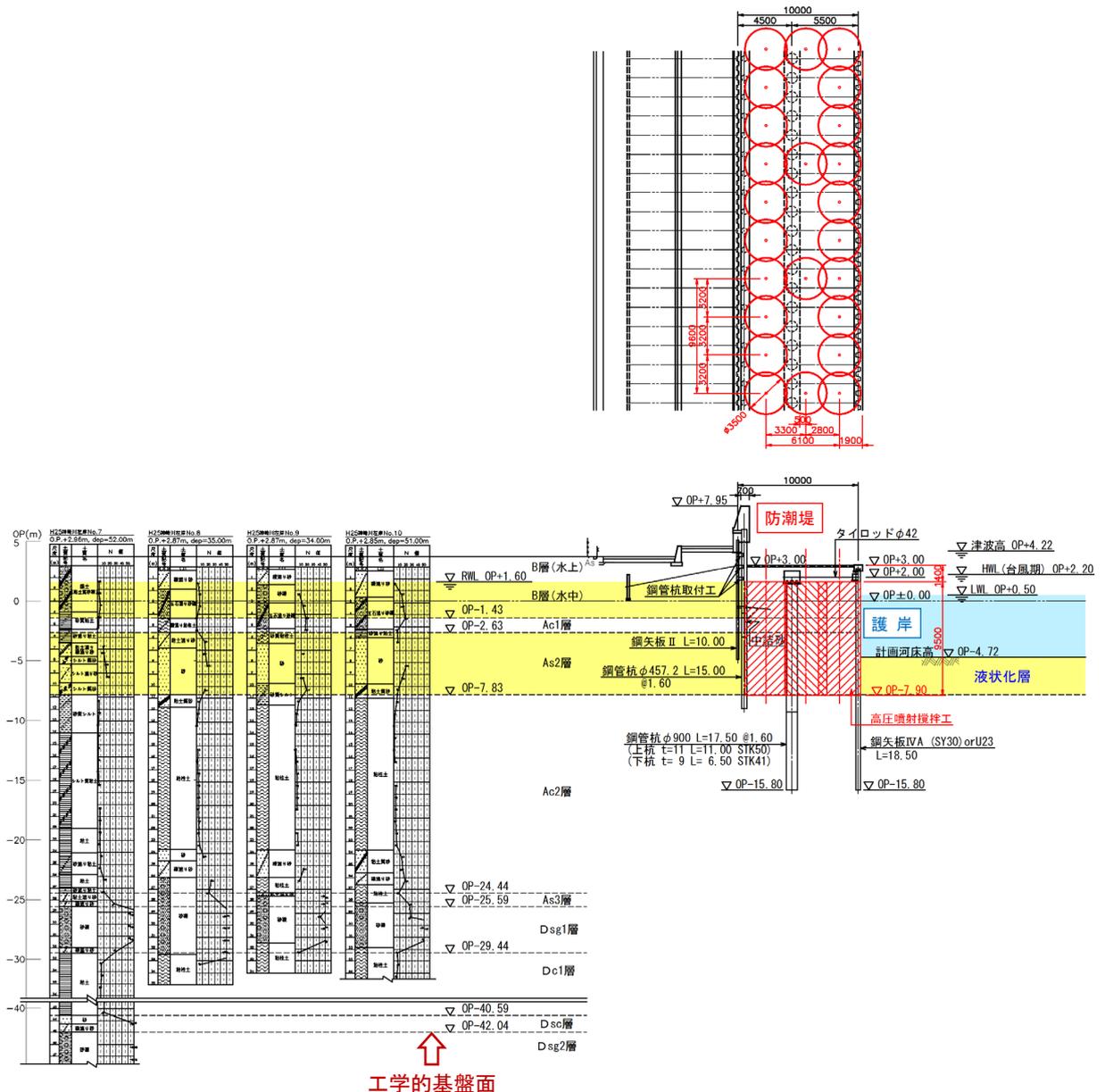


図-4.5-5 神崎川の河川護岸・防潮堤の全体断面図 (設計区間-1・対策後断面)

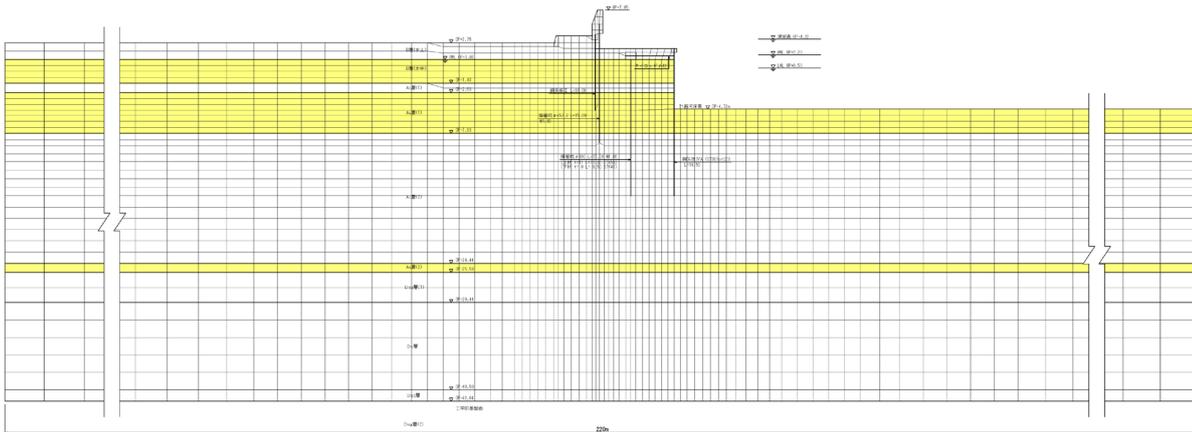
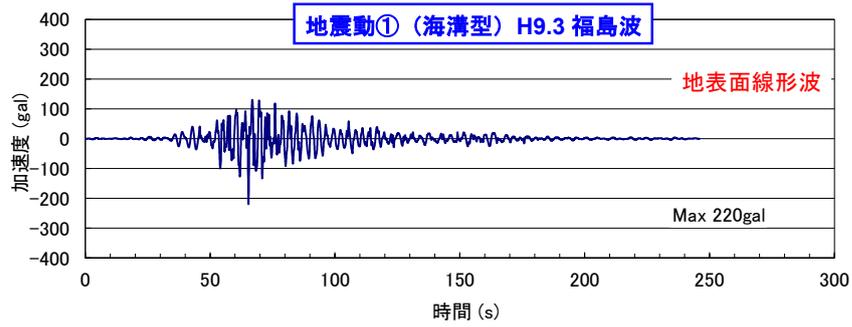


図-4.5-6 2次元動的変形解析 LIQCA のモデル図（設計区間-1・現況断面モデル）

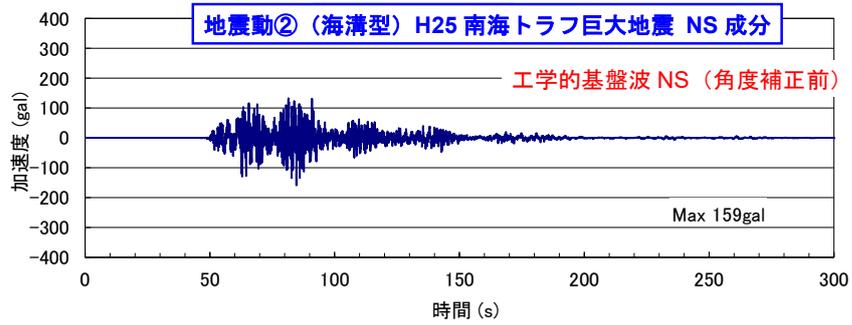
対象地震動は表-4.5-4 の海溝型 2 波・直下型 1 波である。「大阪府土木構造物耐震対策検討委員会」(H9.3)²¹⁾において設定された地震動①（海溝型：福島波）および地震動③（直下型：標準地震動ゾーン 14）については、地表面で図-4.5-7 の地震波形が規定されており、線形応答解析により工学的基盤面まで引き戻し、入力地震動を設定した。また、地震動②（海溝型：南海トラフ巨大地震動）については、内閣府の「南海トラフ巨大地震モデル検討会」(H25.8)²²⁾において設定された地震波形を大阪府が再整理したもので、工学的基盤において NS・EW の成分別に波形が規定されている。この波形に関しては、対象護岸に対し法線直角方向の波形成分となるように角度補正を行い、これを入力地震動とした。3 波の入力地震動は、解析モデル下端である図-4.5-5 の工学的基盤面（OP-42.04）において入力した。

表-4.5-4 防潮堤 L2 耐震照査における対象地震動

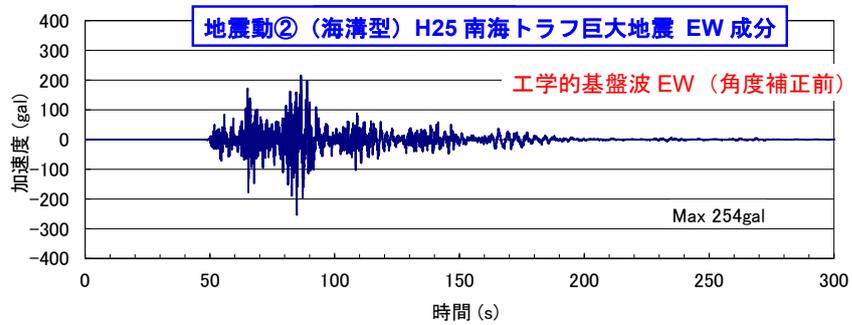
対象地震動	地震動設定位置	成分方向	入力地震動の調整方法
地震動① L2-1（海溝型） H9.3 大阪府土木構造物耐震対策検討委員会 <福島波>	地表面	なし	工学的基盤へ 線形引き戻し
地震動② L2-1（海溝型） H25 大阪府 南海トラフ巨大地震動	工学的基盤	NS・EW	護岸法線直角方向の 波形成分に角度補正
地震動③ L2-2（直下型） H9.3 大阪府土木構造物耐震対策検討委員会 <標準地震動ゾーン 14>	地表面	なし	工学的基盤へ 線形引き戻し



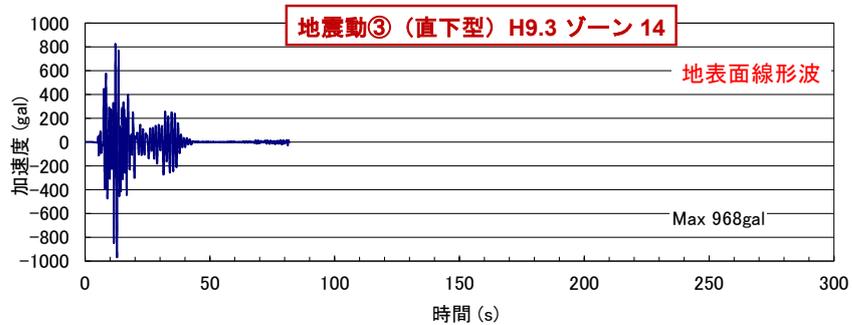
(a) 海溝型：大阪府 H9.3 (福島波) ²¹⁾



(b) 海溝型：南海トラフ巨大地震 H25 (NS 成分) ²²⁾



(c) 海溝型：南海トラフ巨大地震 H25 (EW 成分) ²²⁾



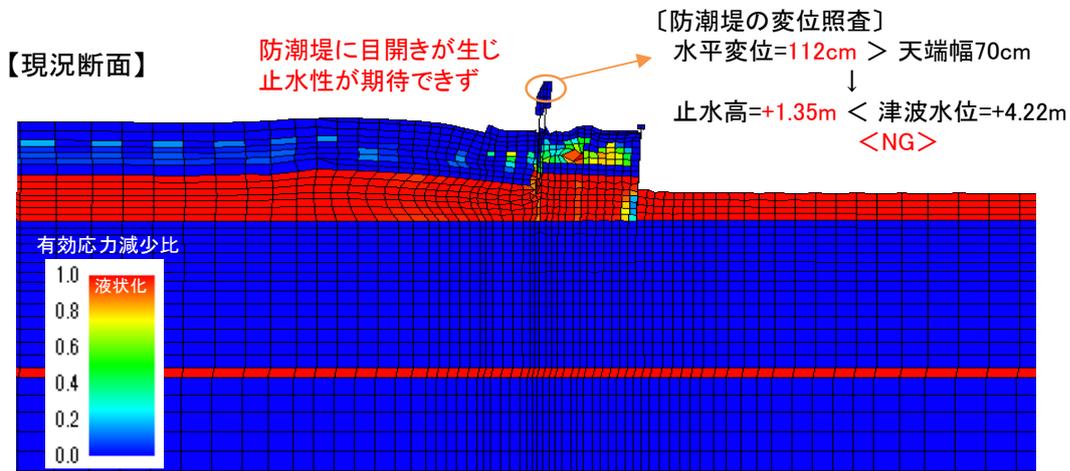
(d) 直下型：大阪府 H9.3 (ゾーン 14) ²¹⁾

図-4.5-7 対象地震動の加速度時刻歴波形

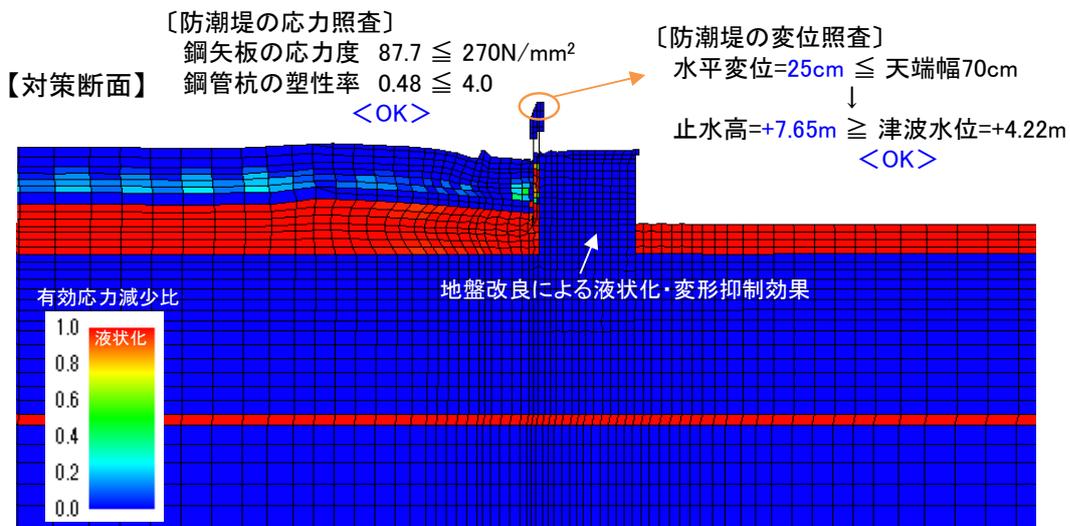
上記3波のうち、海溝型の地震動①による図-4.5-4の現況断面と対策断面における動的変形解析に基づく防潮堤の変形量および応力度に対する耐震照査結果を図-4.5-8に示す。

現況断面の場合、液状化の影響により防潮堤の水平変位は112cmに達し、防潮堤幅70cmを上回るために目開きにより止水性を失う。これより、止水高は背後地盤高OP+1.35mとなり、OP+4.22mの津波が堤内地に浸水すると判定した。即ち、防潮堤の耐震対策が必要となることを確認した。

一方、対策断面の場合、高圧噴射攪拌工の効果により、防潮堤の水平変位は25cmまで低減し、防潮堤幅70cm以下で目開きが生じない。このとき、沈下後の防潮堤高OP+7.65mが止水高となるが、津波水位OP+4.22mより十分に高く、堤内地へ津波は浸水しないと判定した。さらに、図-4.5-4に示した防潮堤を構成する部材の応力照査も併せて実施した。鋼矢板の発生応力度が87.7N/mm²で地震時許容応力度270N/mm²以下、鋼管杭の塑性率が0.48で許容塑性率4.0以下となり、部材強度上も問題ないことを確認した。



(a) 耐震対策前（現況断面）



(b) 耐震対策後

図-4.5-8 動的変形解析による防潮堤のL2耐震照査例（設計区間-1）

4.6. 施工状況

本研究対象である神崎川の延長約4.5kmを含む耐震対策事業区間（総延長約15km）において、高圧噴射攪拌工による地盤改良に基づく耐震対策工事が順次進められた。

これまで述べたように、標準的な地盤改良工の仕様は、**図-4.6-1**に示す格子式の配置であり、護岸と防潮堤間の約10mの高水敷において改良径 $\phi 3500$ の高圧噴射攪拌工を施工した。河川横断方向には3列配置、河川縦断方向には既設タイ材への干渉を回避するため3.2m間隔で配置した。

この高圧噴射攪拌工の施工状況例を**写真-4.6-1**に、また、工事完了後の状況を**写真-4.6-2**に掲載しておく。

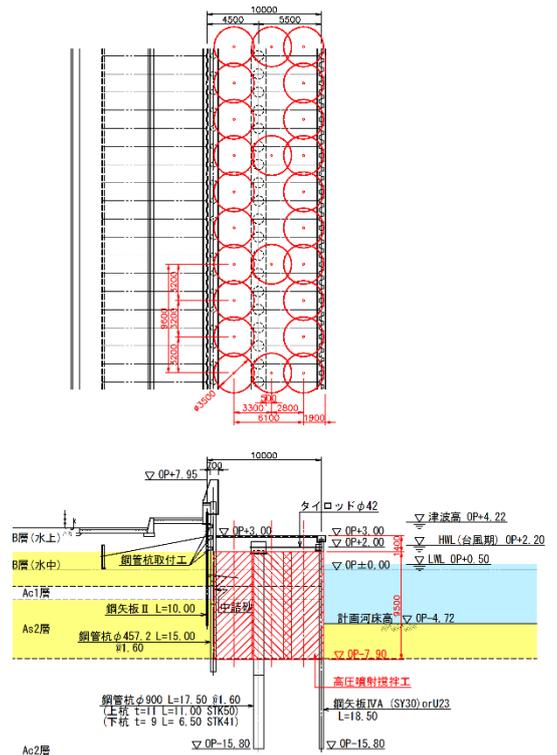


図-4.6-1 地盤改良平面図・断面図



写真-4.6-1 高水敷における高圧噴射攪拌工の施工状況（工事中）



写真-4.6-2 工事完了後の状況

4.7. 総括

本研究は、研究テーマ1の標準工法が適用できない河川護岸と防潮堤が分離・独立した特異な構造断面における耐震対策の設計方針および設計法を立案したものである。対象河川は、大阪府の神崎川筋の延長約15kmの区間である。立案した設計方針・設計法に基づき、神崎川における延長約4.5km(8設計区間)の設計も行い、本章において設計例として記述した。特に、高圧噴射攪拌工法による地盤の液状化対策および防潮堤の受働抵抗増大による変位抑制対策、護岸の主働土圧軽減対策の設計の考え方を中心に研究を行った。

当該事業では、全延長約15kmを複数の異なる設計者が設計を担った。全区間で齟齬なき設計を実施するためには、立案した設計方針・設計法・設計条件の設計者間での統一化が非常に重要で大きな課題と認識されていた。設計の初動段階において、事業者と十分に協議の上「統一化」のための諸資料を作成し、十数社の設計者間で共有することを心掛けた。加えて、事業者・全設計者による合同協議の開催や、設計者同士の調整協議なども繰り返し実施し、設計内容に不整合が生じないよう配慮した。このようにして、本研究における設計方針・設計法の立案、ならびに設計対象区間約15kmにおけるそれらの「統一化」を図ることができた。

高圧噴射攪拌工法に関する課題を1点挙げておきたい。現状では、同工法の統一的な技術指針は未整備で、各工法の協会等が作成した技術マニュアルに準じて設計が行われることが実態である。改良体の設計基準強度・粘着力・変形係数等の設計定数は工法により異なる場合があり、本設計でも主要な複数工法の採用値を確認した上でその最低値を採用することを選択した。特異な工法を除き、今後は、高圧噴射攪拌工法の技術指針が整備され、設計定数が統一化されることに期待したい。

なお、本研究において立案した設計方針・設計法は、研究成果を報文として2018年²³⁾に発表している。

参考文献（第4章）

- 1) 大阪府西大阪治水事務所：津波・高潮ステーション ガイドブック， pp.2
- 2) 大阪府防災会議：南海トラフ巨大地震土木構造物耐震対策検討部会， 部会報告， pp.79～83， 2014.9.
- 3) 角南進， 大石幹太， 大野雅幸， 片桐雅明， 加藤卓彦， 園井敬士郎：前面地盤を固化改良した自立式鋼管矢板護岸の遠心模型実験．第41回地盤工学研究発表会（鹿児島）， 1683-1684， 2006.
- 4) 加藤卓彦， 園井敬士郎， 角南進， 大石幹太， 大野雅幸， 片桐雅明：前面地盤を固化改良した自立式鋼管矢板護岸の設計法．第41回地盤工学研究発表会（鹿児島）， 1685-1686， 2006.
- 5) 加藤卓彦， 加藤亮輔， 西村正人， 由井洋和：前面地盤を部分固化改良した自立式鋼管矢板護岸の設計法．土木学会論文集 B3（海洋開発）， Vol.76・No.2， I_420-I_425， 2020.
- 6) （社）日本港湾強化：港湾の施設の技術上の基準・同解説， 第4編・第5章・係留施設・2.3 矢板式係船岸， pp.990， 2007.7.
- 7) 建設省土木研究所：河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル（案）， 1997.2.
- 8) 建設省土木研究所ほか：液状化対策工法設計・施工マニュアル（案）， 共同研究報告書第186号， 1999.3.
- 9) 建設省土木研究所ほか：液状化対策工法設計・施工マニュアル（案）， 共同研究報告書第186号， 4.8.深層混合処理工法・4.8.6.改良体仕様の設定方法， pp.114～115， 1999.3.
- 10) 建設省土木研究所ほか：液状化対策工法設計・施工マニュアル（案）， 共同研究報告書第186号， 4.8.深層混合処理工法・4.8.7.改良体に作用する土圧・水圧の算定， pp.117， 1999.3.
- 11) 例えば， 日本ジェットグラウト協会：ジェットグラウト工法技術資料（第21版）， pp.25， 2013.
- 12) 日本ジェットグラウト協会：ジェットグラウト工法技術資料（第21版）， pp.21， 2013.
- 13) SUPERJET 研究会：SUPERJET 工法技術資料， pp.13， 2012.
- 14) ダイナミックジェット工法研究会：NJP-Dy 工法技術・標準積算資料 第3版， pp.3， 2014.
- 15) OPT ジェット研究会：OPT ジェット工法技術・積算資料 第3版， pp.13， 2013.
- 16) （財）土木研究センター：陸上工事における深層混合処理工法設計・施工マニュアル改訂版， 4設計， pp.68-117， 2004.3.
- 17) （一財）沿岸技術研究センター：港湾・空港における深層混合処理工法技術マニュアル， 第3章設計， pp.32-105， 2014.10.
- 18) （社）日本港湾強化：港湾の施設の技術上の基準・同解説， 第4編・第5章・係留施設・2.3 矢板式係船岸， pp.990， 2007.7.
- 19) （社）全国漁港漁場協会：漁港・漁場の施設の設計の手引き， 4.2 普通矢板式係船岸， pp.430-448， 2003.
- 20) 国土交通省河川局治水課：河川構造物の耐震性能照査指針（案）・同解説 I.共通編， III.自立構造の特殊堤編， 2007
- 21) 大阪府土木部：「大阪府土木構造物耐震対策検討委員会」報告書， 1997.3.
- 22) 内閣府：「南海トラフの巨大地震モデル検討会」第二次報告， 2013.8.29.
- 23) 加藤卓彦：特集 改良地盤の活用と評価 大阪府・神崎川防潮堤の耐震対策事業における地盤改良設計， 専門誌「基礎工」， Vol.46・No.11， pp.32-38， 2018.

第5章 補強土壁による津波防潮堤の設計

5.1. はじめに

ジオテキスタイル等による補強土壁の設計では、基礎地盤が液状化する場合、通常、液状化対策を行うことが前提となっている。適用指針の「道路土工 擁壁工指針 第6章 補強土壁」¹⁾においても、土留め壁としての機能を満足できないような基礎地盤の変形・変状が想定される場合には、液状化対策を計画するよう推奨されており、これまでの施工事例でもこの方針に準拠し設計されてきた。しかしながら、護岸の捨石下に液状化層が分布する場合等、液状化対策が困難になるケースがある。このような場合、レベル1地震時はともかく、レベル2地震時の液状化に対してはある程度の地盤変形を許し、それを考慮した設計法を立案することは工学的に有用になる。

本研究は、上記課題に取り組んだ実例として、液状化対策の実施が難しい現場条件のもと、レベル2地震時の液状化による地盤変位を考慮した補強土壁による津波防潮堤の設計法を検討したものである。設計対象施設概要を図-5.1-1に示す。

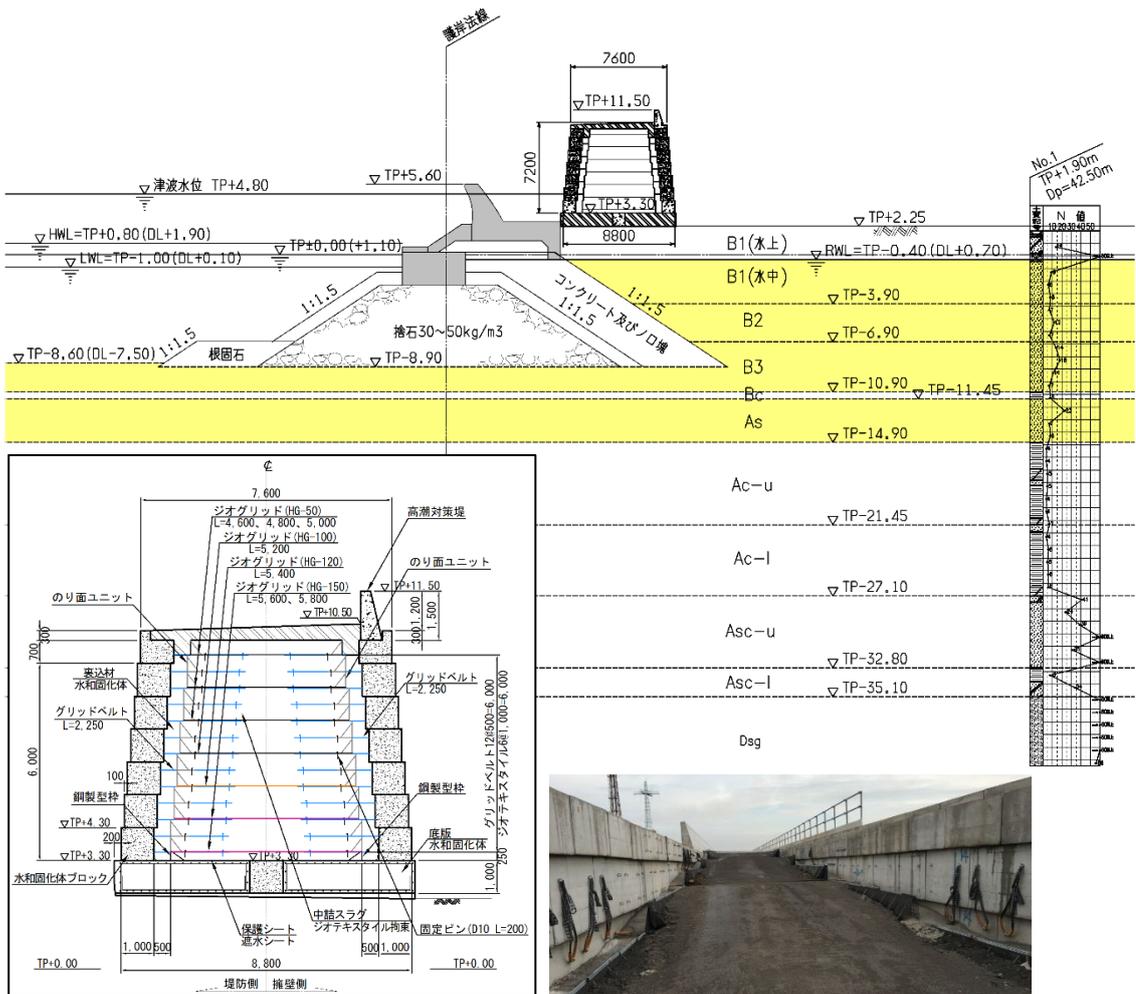


図-5.1-1 基礎地盤の液状化を考慮した補強土壁による津波防潮堤の設計

5.2. 設計対象施設の概要

日本製鉄株式会社和歌山製鉄所において、南海トラフ巨大地震に伴う津波や高潮・高波による敷地内への浸水被害を防ぐために、**図-5.2-1** に示す区間の護岸背後に延長約 1.1km の津波防潮堤が構築された。西側には土堤タイプの防潮堤を構築済みであったが、当該区間には護岸背後に十分な用地がなく、補強土壁工法を適用することとなった。



図-5.2-1 対象施設の位置図（国土地理院の電子地形図に追記して掲載）

図-5.2-2 が当該防潮堤の全体平面図であり、**表-5.2-1** に示すように、補強工法（2 タイプ）、地盤条件（3 モデル）、防潮堤断面位置（2 タイプ）等に応じて、総延長を設計区間①～⑤に分割することとした。適用した補強工法は、ジオテキスタイルを用いた面状補強材による「アダムウォール工法」、ジオストラップを用いた帯状補強材による「テールアルメ GS 工法」である。

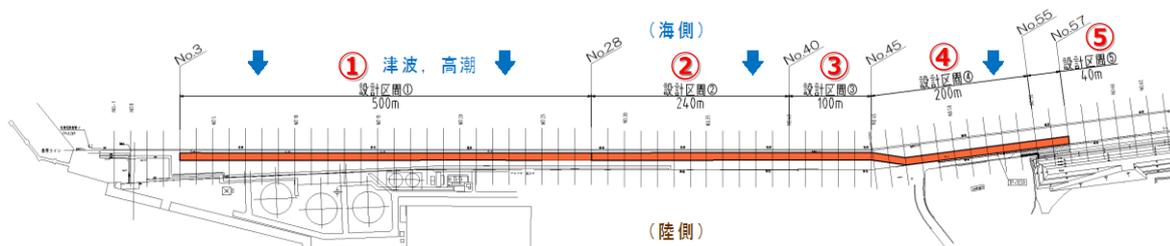


図-5.2-2 対象施設の全体平面図（総延長 1,080m，設計区間①～⑤）

表-5.2-1 設計区間①～⑤の設計条件・仕様

		設計区間				
		①	②	③	④	⑤
工事		1期	2期			2期 取付部
設計延長		500m	240m	100m	200m	40m
防潮堤天端		TP+10.5	TP+10.7		TP+10.8	
底版天端		TP+3.3	TP+3.5		TP+3.6	
防潮堤高		7.2m	7.2m		7.2m	
補強工法		アダムウォール		テールアルメ GS		
地盤条件		地盤 1	地盤 2		地盤 3	
液 状 化 層	合計層厚	14.0m	16.5m		19.1m	
	平均 N 値	11	12		14	
	平均 Fc	28%	35%		30%	
防潮堤位置		護岸寄り			陸寄り	
背後に土堤		なし				あり

代表例として、設計区間①の標準断面図を図-5.2-3に、ジオテキスタイル拘束部断面図を図-5.2-4にそれぞれ示す。

同断面の場合、既設の傾斜護岸の直背後に防潮堤を配置しており、約 1.0m 厚の底版上に 7.2m 高・7.6m 幅の補強土壁を構築した。壁面勾配は 1 : 0.1 である。また、高潮・高波対策には更に 1m の高さが必要となるため、高潮対策堤としてパラペットを設けることとした。

補強工法は、アダムウォール工法を採用した。外壁と内壁で構成された二重壁構造をなし、補強材にジオテキスタイル「アダム」と「グリッドベルト」を用いた補強土壁工法とした。外壁には既製のパネルを用いず、和歌山製鉄所内で作製した「鉄鋼スラグ水和固化体ブロック」を採用した。また、底版には、現場打ちの「鉄鋼スラグ水和固化体」を、補強土壁の中詰材には、鉄鋼スラグを使用した。なお、鉄鋼スラグ水和固化体とは、結合材として普通セメントの代わりに高炉スラグ微粉末または高炉セメントを、骨材として天然石砂の代わりに鉄鋼スラグを材料として、必要に応じてアルカリ刺激材や混和材を混合して製造するリサイクル製品のことである。

5.3. 基礎地盤の液状化を考慮した補強土壁防潮堤の設計方針立案

(1) 設計方針の検討

適用指針となる「道路土工 擁壁工指針 第6章 補強土壁」¹⁾では、補強土壁の適用にあたって以下の留意事項を挙げている。「柔な構造である補強土壁は、基礎地盤の変形に対してある程度の追随性を有しているが、変形量が大きくなると土留め壁としての機能を満足できなくなる。このため、入念な地盤調査に基づき地層構成や地盤特性を調べて沈下量を検討し、上記の変状（大変形）が想定される場合には軟弱地盤対策を計画した上で、補強土壁を設置する。」としている。この留意事項は、逆に、地盤調査に基づき沈下量・変形量を適切に評価した結果、変形量が許容範囲内と判断できれば、液状化対策を施さない設計もあり得ると解釈することもできる。

これよりまず、**図-5.2-3**の標準断面図に示す当該地盤の液状化判定対象層（B1・B2・B3およびAs）について、 F_L 法により簡易液状化判定²⁾を行った。結果は**表-5.3-1**のとおりで、レベル1地震動（設計水平震度=0.18）では液状化は生じず、レベル2地震動（同=0.25）でようやく液状化が生じる地盤、つまり、さほど軟弱な地盤ではないことが分かった。なお、後者の震度0.25は、後述する**図-5.4-1**の工学的基盤面でのレベル2の対象地震動を1次元地震応答解析により地表面まで引き上げ算出したものである。

表-5.3-1 F_L 法による液状化判定結果²⁾（設計区間①）

地震動		レベル1地震動	レベル2地震動
設計水平震度		0.18	0.25 (南海トラフ巨大地震)
土層平均 FL値	B1層	1.24	0.89
	B2層	1.52	1.09
	B3層	1.64	1.18
	As層	1.17	0.84

さらには、基礎地盤の地盤改良等の液状化対策を実施するにも、護岸の捨石や埋立土内に分布する硬質地盤が液状化対象層より上部にあり、対策実施の障害となることが分かっていた。

これらの点を勘案し、今回のケースでは液状化対策を施さず、底版を設けて変形に対する堤体の剛性を高めた上で、レベル2地震時の液状化による地盤変位と補強土壁の変形・傾斜等を適切に評価し、この変形を考慮して補強土壁を設計することとした。

ここで改めて、当該補強土壁の液状化に対する基本方針とそれに至った経緯・根拠を以下に整理しておく。

- ① レベル1地震時には液状化が生じない
レベル1地震時に液状化が生じる場合は、直接基礎の支持力検討等、通常的设计体系を適用できないことがあるが、当該地盤では適用可能である。
- ② 液状化抵抗がさほど低い地盤ではない
液状化抵抗がさほど低い地盤ではないため、レベル2地震時の液状化による地盤変形に対しても補強土壁が追随できる可能性がある。
- ③ 液状化層の上部に硬質地盤がある
護岸の捨石や埋立土内に分布する硬質地盤が液状化対象層の上部にあり、地盤改良工事の障害となる。
- ④ 底版を設置し堤体の不同沈下対策を講じた
補強土壁基部に約1.0m厚の有筋の水和固化体（≒鉄筋コンクリート）の底版を設け、地盤変形に伴う堤体の不同沈下や変形を抑制する対策を講じた。
- ⑤ これらを勘案し、レベル2地震時の液状化による地盤変位と補強土壁の変形・傾斜等を適切に評価し、この変形を考慮して補強土壁を設計する。

(2) 設計方法の検討

上記の設計方針に基づき、当該津波防潮堤の設計方法および照査項目の検討を行った。ここでは、ジオテキスタイル補強土壁である「アダムウォール工法」の設計方法に関して記述する。表-5.3-2に設計方法・照査項目を示す。

まず、レベル1地震時には基礎地盤に液状化が生じないため、表-5.3-2の【A】に示すとおり、常時・レベル1地震時・津波時・施工時における構造照査は、ジオテキスタイル補強土壁の通常的设计体系^{3),4)}に則ることとした。

一方、レベル2地震時には、基礎地盤に液状化が発生することになる。上述のとおり地盤改良等の液状化対策は実施せず、表-5.3-2の【B】に示すとおり、2次元動的変形解析FLIPにより、液状化による基礎地盤と防潮堤の変形挙動を予測し、設計に反映させることとした。2次元FLIPに基づく照査項目は以下の3項目とした。

- ① 補強土壁の変形照査
→ 傾斜増分が許容値以内であることを確認
- ② 底版の応力照査
→ 発生断面力に対する配筋計算
- ③ 補強材の部材照査
→ 変形照査より得られる引張力より部材を決定

また、当該防潮堤は護岸直背後に直接基礎にて構築することから、護岸や基礎地盤への影響検討も必要となる。表-5.3-2 の【C】に示すとおり、防潮堤築造に伴う護岸安定照査（円弧すべり計算）および圧密沈下検討も実施した。

表-5.3-2 補強土壁による津波防潮堤の設計方法・照査項目

分類	照査項目	設計状態
【A】 補強土壁 構造照査 〔静的照査〕	内的安定の検討 (補強土壁の構成部材の安定性)	常時 L1 地震時
	外的安定の検討 (補強土壁自体の安定性：転倒・滑動・支持力)	
	全体としての安定性の検討 (補強土壁＋基礎地盤の安定性)	
	津波時受働破壊の検討	津波時
	水和固化体ブロック連結部の照査	施工時 L1 地震時
	パラペット（高潮対策堤）の照査	高潮時 L1 地震時
【B】 補強土壁 変形照査 〔動的照査〕	2次元動的変形解析 FLIP による ・補強土壁の変形照査 ・底版の応力照査 ・補強材の部材照査	L2 地震時
【C】 護岸・基礎地盤 への影響検討	防潮堤築造に伴う護岸安定照査	常時
	防潮堤築造に伴う圧密沈下検討	常時

5.4. 補強土壁防潮堤の変形照査方法

補強土壁による津波防潮堤の変形照査は、以下の照査方法・照査条件により、表-5.3-2 に示す 2 次元動的変形解析 FLIP に基づき実施した。工学的基盤面におけるレベル 2 の入力地震動としては、内閣府の「南海トラフ巨大地震モデル検討会」⁵⁾にて作成された当該地近傍での地震波形を用いた。図-5.4-1 にその入力地震動を示す。

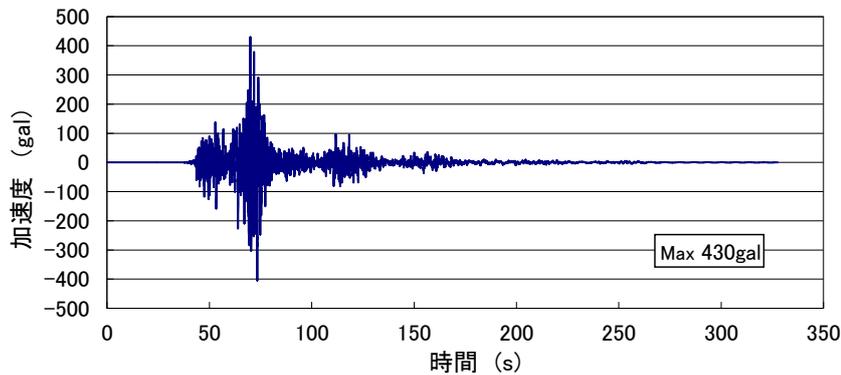


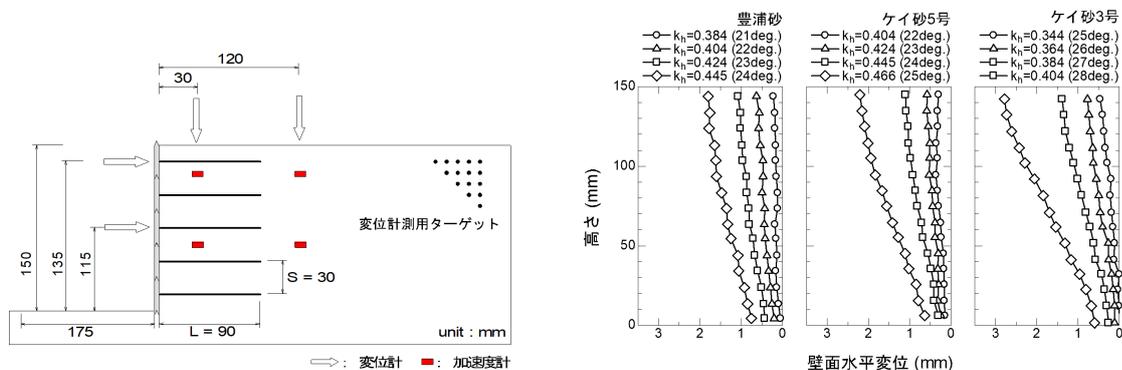
図-5.4-1 工学的基盤面におけるレベル 2 の入力地震動

(内閣府：南海トラフ巨大地震，基本ケース-51352077-EW)

(1) 補強土壁の許容傾斜角の設定

変形照査に先立ち、2.4.2.節にて整理した既往研究による実験事実に基づき、補強土壁の変形や傾斜に対する許容値を設定することとした。

井澤ら (2007) ⁶⁾は、2001～2003 年に報告済み ⁷⁾⁸⁾⁹⁾の補強土壁の遠心傾斜台実験および遠心振動台実験 (50G) の一連の結果を再整理し、壁面変位と補強領域内に発生するすべり線との関係について報告している。補強土壁モデルは、図-5.4-2(a)に示すように、壁高は 150mm (実大 7.5m 相当) で 5 分割された壁面パネルと厚さ 1mm のポリカーボネイト製 (破断強度 20kN/m, 引張剛性 506kN/m) のジオグリッドが用いられている。試料は、豊浦砂、ケイ砂 5 号、ケイ砂 3 号の 3 種類である。なお、壁面は二重壁構造ではない。

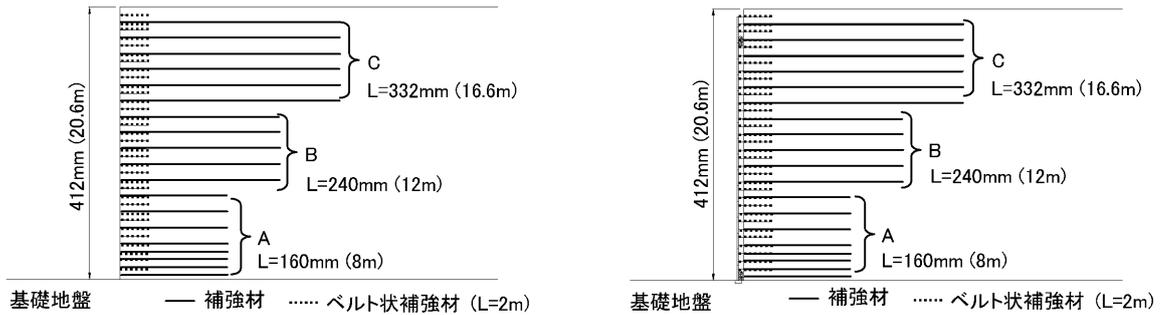


(a) 模型概念図 (壁高 7.5m 相当)

(b) 壁面水平変位分布

図-5.4-2 井澤らの既往研究 遠心傾斜台実験 (遠心加速度 50G) ⁶⁾

実験結果は、試料の違いによる補強特性にかかわらず、壁高 150mm の 5 分割された最下部パネルの壁面の傾きがおおよそ「3%」を超えたところで、補強領域内にすべり線が発生することを報告している。但し、実験結果をよく観察すれば、図-5.4-2(b)のように、最下部パネルの壁面傾斜は壁面全体の平均的な傾斜よりも幾分か小さいことが分かる。即ち、補強領域内にすべり線が発生したときの壁面傾斜を上端から下端までの平均傾斜で判定した場合には、3%よりも大きくなることが考えられる。



(a) CASE2 (壁面材なし=二重壁構造でない)

(b) CASE3 (壁面材あり=二重壁構造)

図-5.4-3 辻らの既往研究 動的遠心模型実験ケース (遠心加速度 50G) ¹⁰⁾

また、辻ら (2011) ¹⁰⁾も、二重構造を有するジオテキスタイル補強土壁の動的遠心模型実験 (遠心加速度 50G, 壁高約 20m 相当) を行い、補強土壁の変形性能や補強材を含めた耐震性能を報告している。入力加速度を STEP1 (神戸波)・STEP2 (200gal)・STEP3 (300gal)・STEP4 (400gal)・STEP5 (500gal)・STEP6 (600gal)・STEP7 (700gal)・STEP8,9 (800gal) とし、CASE1~4 の 4 ケースの実験を実施している (図-2.4-3)。ここでは、図-5.4-3(a)の CASE2 (壁面材なし=二重壁構造でない) と 5.4-3(b)の CASE3 (壁面材あり=二重壁構造) の 2 ケースに着目したい。

表-5.4-1 加振後の補強土壁の変形状況とせん断ひずみ分布 (STEP8 : 800gal) ¹⁰⁾

加振 STEP		CASE2	CASE3
STEP8 (正弦波 800gal)	変形状況		
	せん断ひずみ 分布		

STEP8 の 800gal 加振後の補強土壁の変形状況およびせん断ひずみ分布は、表-5.4-1 のとおりで、二重壁構造でない CASE2 は上部が大きくせり出し変形量が多い。これに対し、二重壁構造の CASE3 は変形量が抑制されている状況が分かる。実験結果は、補強土壁上端の残留累積水平変位 δ と壁高 H との比 (δ/H)、即ち、壁面の傾斜角で整理されている。

図-5.4-4 においても、二重壁構造である CASE3 が、CASE2 に比べて同じ加速度に対する δ/H が小さく変形性能が高いことが検証された。さらには、CASE3 において、壁面の傾斜角 δ/H と各加振 STEP での補強材の引張力の関係を図-5.4-5 のように整理している。各加振 STEP で δ/H が「4%」を超えると補強材に許容引張強度を超える引張力が作用する傾向にあることが報告されている。即ち、壁面の傾斜角の許容値の目安として「4%」をひとつの候補と考えることができる。

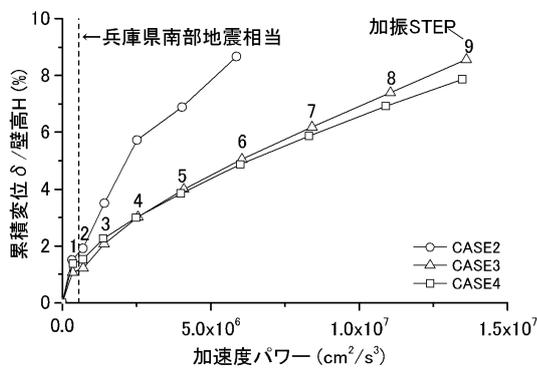


図-5.4-4 加速度パワーと壁面変位の関係¹⁰⁾

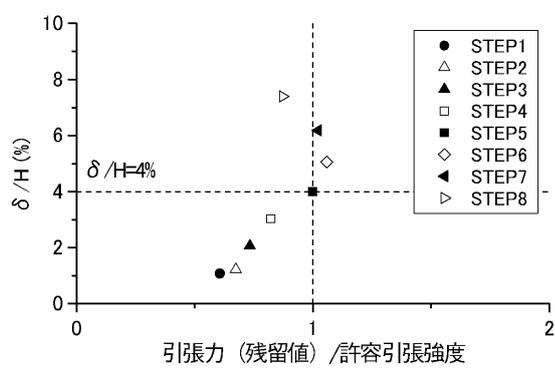
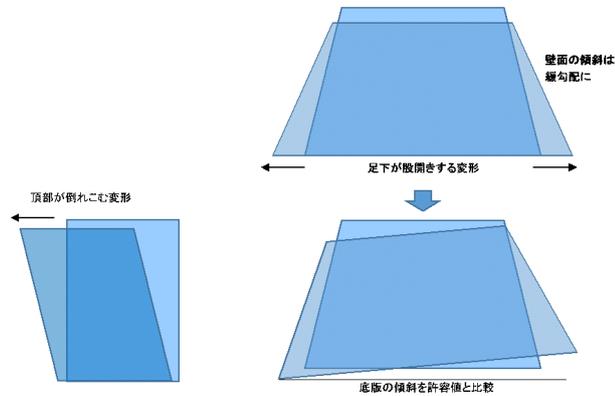


図-5.4-5 壁面変位と補強材の引張力の関係 (CASE3)¹⁰⁾

しかし、辻らは、これらの実験結果 (傾斜の許容値 4%) に加え、井澤ら (2007)⁶⁾ の報告 (傾斜の許容値 3%) も勘案した上で、最終的には補強土壁の傾斜 δ/H の許容値として、「3~4%」程度とすることができると結論づけている¹⁰⁾。

以上が、2 つの既往研究成果の概要であるが、本研究で対象とした津波防潮堤としての補強土壁の設計においては、次のように補強土壁の変形や傾斜に対する許容値を設定することとした。まず、井澤ら (2007)⁶⁾ の研究成果より導かれる壁面の傾斜角の許容値「3%」に関しては、上述のように、最下段の壁面パネルの傾斜を元に導かれた結論であり、上端から下端までの平均傾斜で議論した場合には 3%より大きくなることを見込まれることや、実験に用いられた構造形式が二重壁構造壁ではないことから、今回は適用しないこととした。一方、辻ら (2011)¹⁰⁾ の研究成果より導かれる壁面の傾斜角の許容値「4%」に関しては、壁高約 20m (実大換算) の上端から下端の平均傾斜で議論されていること、さらには構造形式が、当該補強土壁と同じ二重構造壁を有する補強土壁による実験結果であることに鑑み、こちらの実験結果に基づき許容傾斜角を設定することが妥当と判断した。したがって、当該設計では、壁面傾斜の増分に対する許容値として「4%」を最終的に適用することとした。

また、当該津波防潮堤の場合、後述する FLIP 解析結果を見ると、**図-5.4-6(b)**のように断面左右方向へのいわゆる「股開き」状態となりながら、堤体全体が傾くといった変形挙動となるケースが多く、壁面自体は当初より緩勾配となることもあった。そこで、壁面の傾斜増分に加え、底面の傾斜増分にも着目し、それぞれ「4%以内」となることを照査基準にすることとした。



(a) 一般的な補強土壁 (b) 当該津波防潮堤

図-5.4-6 一般的な補強土壁と当該津波防潮堤の変形モード

(2) 補強材のモデル化の方法

2次元 FLIP 解析において、補強材（ジオテキスタイル）は、曲げ剛性を無視し軸剛性のみを考慮したビーム要素として奥行 1m あたりに換算しモデル化した。また、ビーム要素と中詰材の地盤とは節点を共有する解析条件とした。なお、ビーム要素の軸引張剛性は、製品基準強度 T とそのときの伸び率 ϵ より、表-5.4-2 のように設定した。

表-5.4-2 ジオテキスタイルの各部材の引張剛性 EA の設定
(アダムウォール工法の場合)

補強部材	製品基準強度 T (kN/m)	伸び率 ϵ (%)	引張剛性 EA=T/ ϵ (kN/m)	弾性係数 E (kN/m ²)
HG-36	34	4.24	802	1.60×10 ⁵
HG-50	47	4.05	1160	2.32×10 ⁵
HG-60	57	3.81	1496	2.99×10 ⁵
HG-80	76	3.83	1984	3.97×10 ⁵
HG-100	93	3.33	2793	5.59×10 ⁵
HG-120	112	3.32	3373	6.75×10 ⁵
HG-150	139	2.98	4664	9.33×10 ⁵
HG-200	185	3.09	5987	1.20×10 ⁶

※) 断面積 : A=0.005m² と仮定 (t=0.005m)

(3) 補強材の部材照査の方法

補強材の部材照査は、FLIP 解析より得られる各部材に作用する「①最大引張力」と「②残留引張力」の双方に対して照査を行い、両者の厳しい方で各部材の仕様を決定するものとした。表-5.4-3 に示すように、最大引張力に対する照査基準値には製品基準強度 T を用い、残留引張力に対する照査基準値には、材料安全率 $F_{cr}=1.54$ を考慮して T/F_{cr} を用いた。

表-5.3-2 の【A】補強土壁構造照査（静的照査）において設定した部材仕様を基に、上記①・②の厳しい方で決まる部材に変更（サイズアップ）する。変更後の部材剛性を用いて FLIP の再解析および部材の再照査を行うという手順になる。複数回の繰返し解析が必要となる。

表-5.4-3 ジオテキスタイルの部材照査における照査基準値
(アダムウォール工法の場合)

補強 部材	①最大引張力 に対する照査基準値	②残留引張力 に対する照査基準値
	製品基準強度 T (kN/m)	T/F_{cr} (kN/m)
HG-36	34.0	22.1
HG-50	47.0	30.5
HG-60	57.0	37.0
HG-80	76.0	49.4
HG-100	93.0	60.4
HG-120	112.0	72.7
HG-150	139.0	90.3
HG-200	185.0	120.1

※) 材料安全率 : $F_{cr}=1.54$

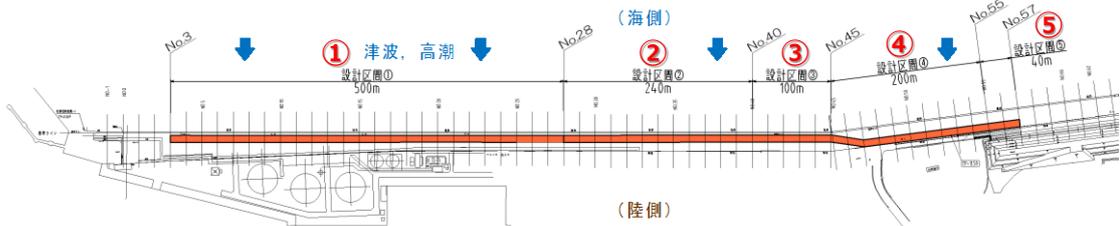
なお、テールアルメ GS 工法の場合においても、補強材のモデル化および部材照査は上記と同様の方法に基づいた。但し、残留引張力に対する照査基準値は、アダムウォール工法では、製品基準強度 T を材料安全率 1.54 で除して算定するのに対し、テールアルメ GS 工法では、製品基準強度 T にクリープ係数 0.63 を乗じて算定する。

5.5. 補強土壁防潮堤の変形照査結果例

前節までに示した設計方針・設計方法および変形照査方法に基づき、本研究対象となる補強土壁防潮堤の設計を行った。ここでは、このうち2次元動的変形解析 FLIP を用いた補強土壁変形照査の結果について例示する。記載する検討ケースは、Case-①-A, ①-B, ②, ③, ④の5ケースで、ケース名は表-5.5-1 の設計区間①～⑤の区間番号と対応付けている。

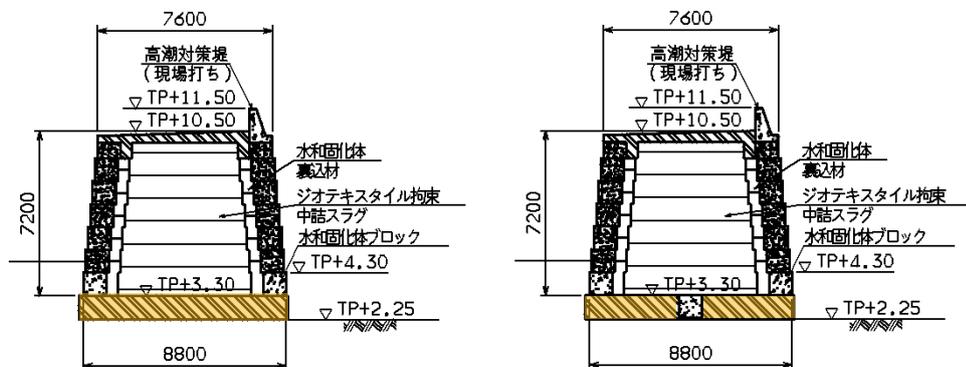
表-5.5-1 設計区間①～⑤の設計条件・仕様

		設計区間				
		①	②	③	④	⑤
工事		1期	2期			2期取付部
設計延長		500m	240m	100m	200m	40m
防潮堤天端		TP+10.5	TP+10.7		TP+10.8	
底版天端		TP+3.3	TP+3.5		TP+3.6	
防潮堤高		7.2m	7.2m		7.2m	
補強工法		アダムウォール		テールアルメ GS		
地盤条件		地盤1	地盤2		地盤3	
液状化層	合計層厚	14.0m	16.5m		19.1m	
	平均 N 値	11	12		14	
	平均 Fc	28%	35%		30%	
防潮堤位置		護岸寄り			陸寄り	
背後に土堤		なし			あり	



(1) 底版形状による照査結果への影響（区間①）

補強土壁の底版の形状（目地割）に関して、設計区間①にて比較検討を行った。検討ケースは図-5.5-1 の2ケースで、断面方向に目地を設けない構造（CASE-①-A）と断面中央部に目地を設けて底版を2分割する構造（CASE-①-B：図-5.2-4 参照）である。



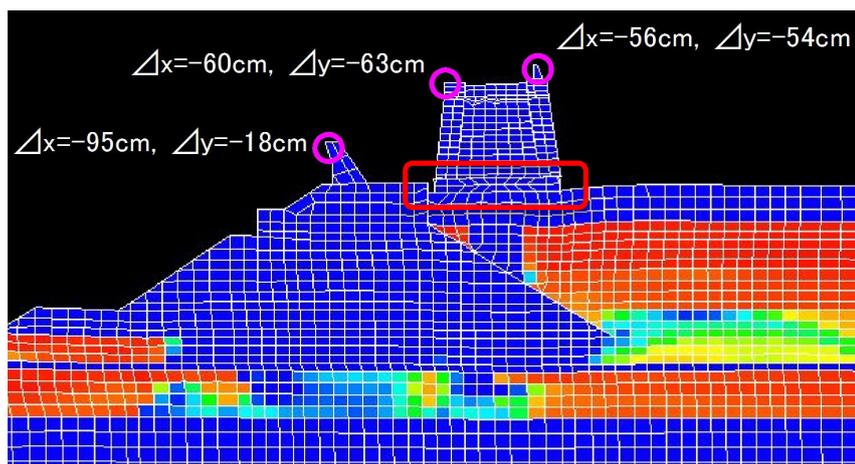
(a) CASE-①-A（底版分割なし）

(b) CASE-①-B（底版2分割）

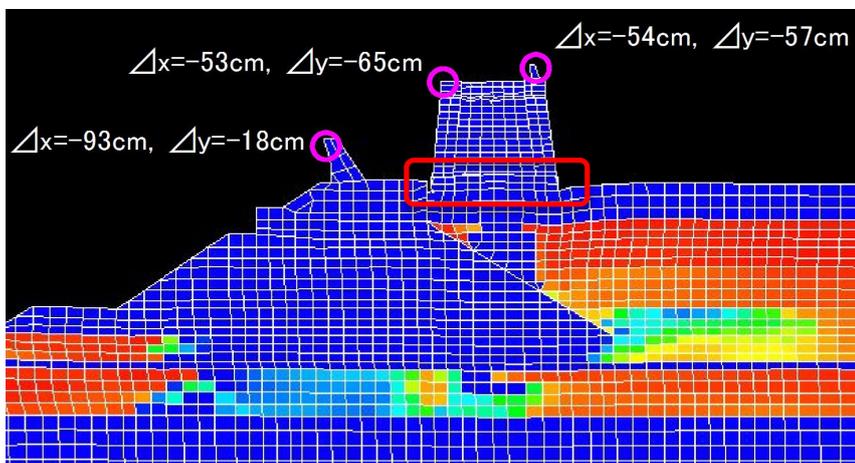
図-5.5-1 底版形状の違いによる変形照査の比較検討ケース

a) 補強土壁の変形・傾斜の比較

図-5.5-2 に両ケースの変形照査（FLIP）における変形と過剰間隙水圧比を表した図を示す。過剰間隙水圧比に大差はなく、液状化の状況は両者でさほど変わらない。しかし、変形状況をよく見ると、「底版分割なし」ケースでは底版がほとんど変形せずに海側へ傾斜する傾向が見受けられるのに対し、「底版2分割」ケースでは中央目地部で底版が「へ」の字、即ち上に凸の形状に変形している様子が窺える。海側への水平変位は、「底版分割なし」ケースがやや大きいことが分かる。



(a) CASE-①-A（底版分割なし）



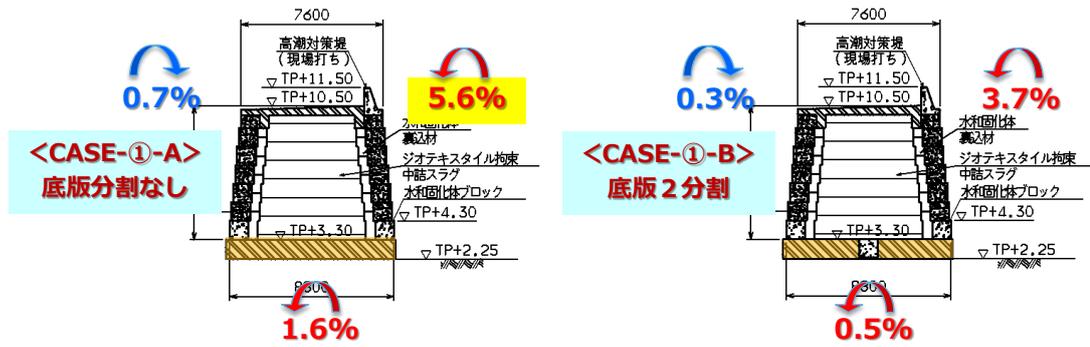
(b) CASE-①-B（底版2分割）

図-5.5-2 FLIP 解析結果図（変形および過剰間隙水圧比）

図-5.5-3 で両ケースの補強土壁自体の変形状況をさらに詳しく比較する。同図表には海側壁面、陸側壁面および底版の傾斜増分（残留値）をそれぞれ整理した。「底版分割なし」ケースにおいて海側へ傾斜する傾向がより顕著となった。陸側壁面の傾斜増分 5.6%は照査基準値 4%を超過することとなった。一方、「底版2分割」ケースではさほど海側に傾斜せず、壁面・底面の傾斜増分はいずれも照査基準値の 4%以下であり、補強土壁の傾斜に差異が生じることとなった。

検討ケース	補強土壁の変形		
	海側壁面 傾斜増分	陸側壁面 傾斜増分	底版 傾斜増分
CASE-①-A 底版分割なし	陸側へ0.7% (緩勾配化)	海側へ5.6% (緩勾配化)	海側へ1.6%
CASE-①-B 底版2分割	陸側へ0.3% (緩勾配化)	海側へ3.7% (緩勾配化)	海側へ0.5%

※) 傾斜増分の照査基準値：4%



(a) CASE-①-A (底版分割なし)

(b) CASE-①-B (底版2分割)

図-5.5-3 底版形状の違いによる補強土壁の変形比較

b) 底版の発生断面力の比較

表-5.5-2 に両ケースの発生断面力の比較検討結果を示す。両ケースともに、加振により補強土壁の両端の基礎地盤に端し圧が作用し、端部から支持力が低下していくため、底版には上側引張の曲げモーメント M が作用する傾向にある。また、補強土壁は下側で両側にはらみ出す「股開き」状態の変形となる関係で、底版には引張軸力 N が作用することになる。両ケースを比較すると、底版中央部に目地を設けることにより、発生断面力が $M \cdot N$ ともに 1/2 以下に低減することが分かった。

表-5.5-2 底版形状の違いによる底版の発生断面力比較

検討ケース	底版の発生断面力	
	最大軸力 N_{max} (kN)	最大曲げモーメント M_{max} (kN・m)
CASE-①-A 底版分割なし	引張：522 圧縮：120	上側引張：883 下側引張：257
CASE-①-B 底版2分割	引張：244 圧縮：72	上側引張：391 下側引張：175
	【上側】 $M_{max}=391.2\text{kN}\cdot\text{m}$, $N=143.7\text{kN}$ (引張) → 主筋 D22@200 (19.36cm ²) 【下側】 $M_{max}=174.9\text{kN}\cdot\text{m}$, $N=32.8\text{kN}$ (引張) → 主筋 D19@200 (14.33cm ²)	

c) 補強部材に発生する最大引張力の比較

表-5.5-3 に、変形照査結果より得られた補強部材（ジオテキスタイル）に発生する最大引張力の比較検討結果を示す。図-5.5-3 より股開き状態の傾向が顕著である「底版分割なし」ケースで、下段部の補強部材により大きい引張力が作用する結果となった。一方、底版に目地を設けることにより、上段部の引張力がやや大きくなるものの、下段部の引張力はかなり小さくなることが分かった。

表-5.5-3 底版形状の違いによる補強部材の最大引張力比較

部材位置	CASE-①-A 底版分割なし		CASE-①-B 底版2分割	
	最大引張力 (kN/m)	選定 部材	最大引張力 (kN/m)	選定 部材
最上段	28.9	HG-36	39.6	HG-50
6段目	29.3	HG-36	44.4	HG-50
5段目	35.2	HG-50	35.7	HG-50
4段目	91.6	HG-100	81.3	HG-100
3段目	126.9	HG-150	96.5	HG-120
2段目	152.2	HG-200	120.8	HG-150
最下段	151.7	HG-200	106.1	HG-120

以上より、設計区間①では、底版には断面中央部に目地を設け2分割する構造を採用することとした。設計区間②～⑤においてもこの方針を踏襲した。底版上面には遮水シートとその保護シートを敷設し、中詰土や堤体内の水の目地部からの流出を抑止する構造とした。

なお、表-5.5-4 に補強部材決定のプロセスを整理した。静的照査（常時・レベル1地震時）に基づき決定される部材仕様に対し、動的変形照査（レベル2地震時）によって部材がかなりサイズアップすることとなった。

表-5.5-4 選定した CASE-①-B の補強部材決定プロセス

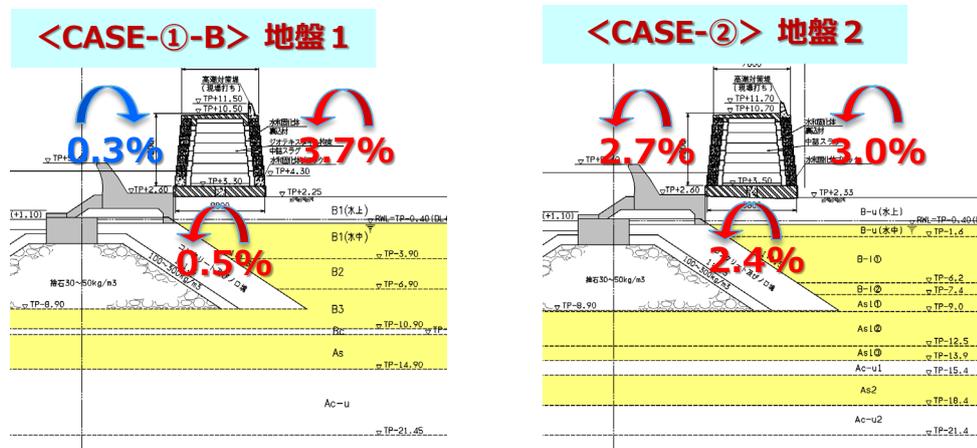
部材位置	静的照査L1 (A)	動的変形照査 L2				部材仕様決定 Max (A,B,C)
		最大引張力照査 (B)		残留引張力照査 (C)		
	部材	引張力 kN/m	部材	引張力 kN/m	部材	
最上段	HG-36	39.6	HG-50	19.2	HG-36	HG-50
6段目		44.4	HG-50	27.1	HG-50	HG-50
5段目		35.7	HG-50	25.8	HG-50	HG-50
4段目	HG-60	81.3	HG-100	58.1	HG-100	HG-100
3段目		96.5	HG-120	64.6	HG-120	HG-120
2段目		120.8	HG-150	79.0	HG-150	HG-150
最下段		106.1	HG-120	86.3	HG-150	HG-150

(2) 地盤条件による照査結果への影響 (区間①, ②)

図-5.5-4 に設計区間① (CASE-①-B) と設計区間② (CASE-②) の補強土壁の変形の比較を示す。CASE-②は、CASE-①-B に比べて補強土壁が海側に大きい傾斜を生じる結果となった。両者の設計条件の違いは地盤条件だけであり、補強土壁のこの傾斜の差異は、表-5.5-1 に示した地盤条件の差異に起因するものと想定される。

検討ケース	補強土壁の変形		
	海側壁面 傾斜増分	陸側壁面 傾斜増分	底版 傾斜増分
設計区間① <CASE-①-B>	陸側へ0.3% (緩勾配化)	海側へ3.7% (緩勾配化)	海側へ0.5%
設計区間② <CASE-②>	海側へ2.7% (はらみ出し)	海側へ3.0% (緩勾配化)	海側へ2.4%

※) 傾斜増分の照査基準値：4%



(a) CASE-①-B (地盤 1)

(b) CASE-② (地盤 2)

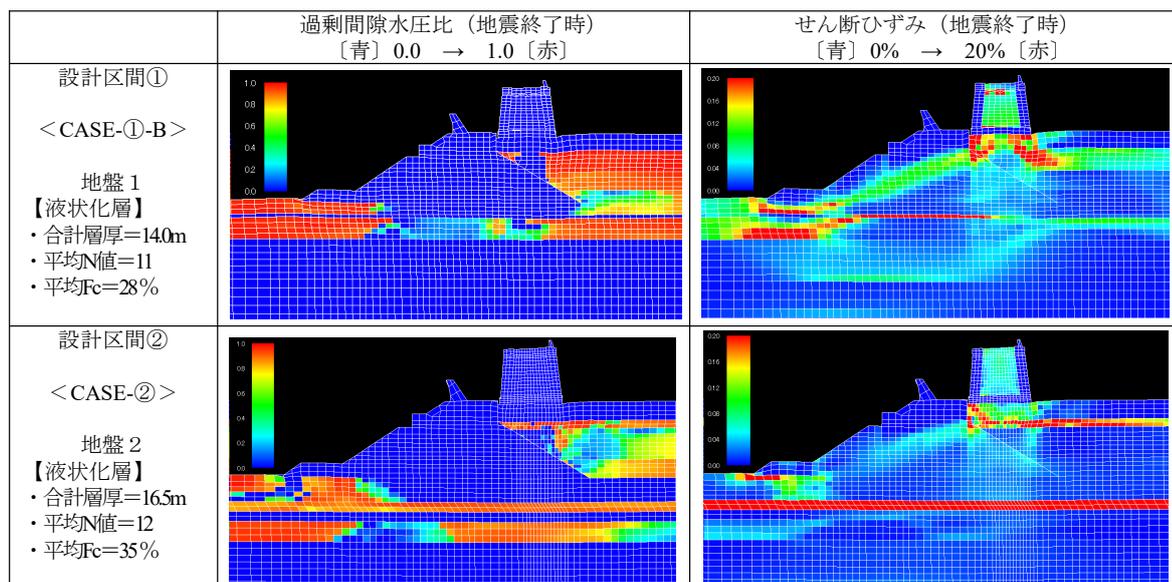
図-5.5-4 地盤条件の違いによる補強土壁の変形比較

表-5.5-1 より、設計区間①・②の地盤条件は、それぞれ「地盤 1」・「地盤 2」で、液状化層の層厚・平均 N 値・平均 Fc (細粒分含有率) は、それぞれ、地盤 1 が 14.0m・N11・Fc28%，地盤 2 が 16.5m・N12・Fc35%である。地盤 1 は、液状化層厚こそ薄い、N 値と Fc が小さく、より液状化が生じやすい地盤であると考えられる。

このことは、表-5.5-5 の変形照査結果にも明確に表れており、過剰間隙水圧比に着目すると、CASE-①-B は液状化対象層の大部分がほぼ完全に液状化しているのに対し、CASE-②では過剰間隙水圧があまり上昇しておらず、上記の地盤条件の差異によるものと考えられる。

両ケースともに傾斜や高低差のある護岸の直背後に防潮堤が配置されているため、本来は海側への変位と傾斜が生じて然るべきであるが、補強土壁の変形挙動に差異が生じたのは、両者の基礎地盤の液状化の状況に差異があることが一因であると考察する。

表-5.5-5 FLIP 解析結果図（変形および過剰間隙水圧比，せん断ひずみ分布）



また，表-5.5-6 の底版の発生断面力は，CASE-②の方が小さくなった．これも基礎地盤の液化化の度合いが影響しており，さほど剛性低下が生じていない基礎地盤に支持されたCASE-②の方が，底版の発生断面力が相対的に小さくなったものと想定される．

表-5.5-6 地盤条件の違いによる底版の発生断面力比較

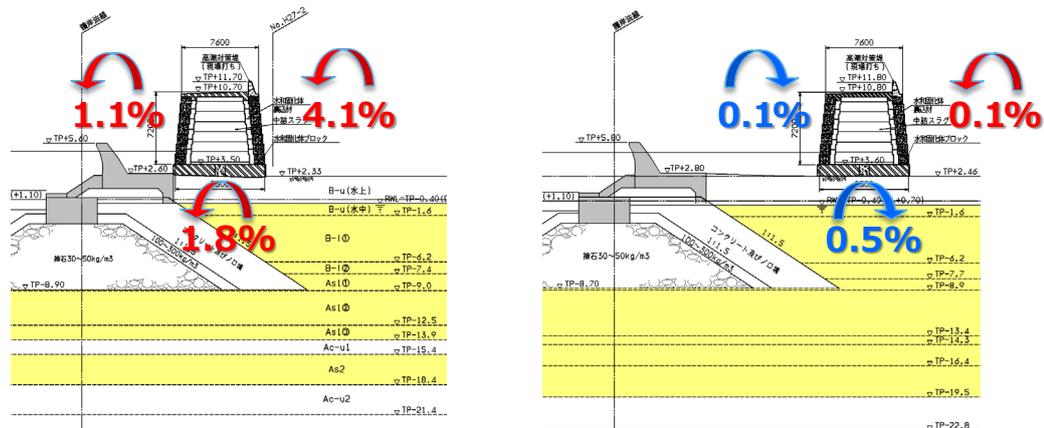
検討ケース	底版の発生断面力	
	最大軸力 N _{max} (kN)	最大曲げモーメント M _{max} (kN・m)
設計区間① <CASE-①-B>	引張：244 圧縮：72	上側引張：391 下側引張：175
設計区間② <CASE-②>	引張：209 圧縮：2	上側引張：298 下側引張：198
	【上側】M _{max} =298.1kN・m, N=70.8kN (引張) → 主筋 D22@200 (19.36cm ²) 【下側】M _{max} =198.3kN・m, N=93.3kN (引張) → 主筋 D19@200 (14.33cm ²)	

(3) 防潮堤位置による照査結果への影響（区間③, ④）

図-5.5-5 に設計区間③（CASE-③）と設計区間④（CASE-④）の補強土壁の変形の比較を示す。CASE-③に比べてCASE-④では傾きや変形が非常に小さいことが分かる。両ケースの相違点は、地盤条件と防潮堤の護岸からの離隔の2点であるが、変形照査結果に表れた差異は、護岸からの離隔の違いが大きく影響しているものと考えられる。図-5.5-5（右図）のとおり、CASE-④の防潮堤は護岸から離れた水平成層地盤上に配置したため、表-5.5-7のせん断ひずみ分布から分かるように、基礎地盤へ応力が均等に伝播・分散しており、傾斜がほとんど生じなかったものと考えられる。

検討ケース	補強土壁の変形		
	海側壁面 傾斜増分	陸側壁面 傾斜増分	底版 傾斜増分
設計区間③ <CASE-③>	海側へ1.1% (はらみ出し)	海側へ4.1% (緩勾配化)	海側へ1.8%
設計区間④ <CASE-④>	陸側へ0.1% (緩勾配化)	海側へ0.1% (緩勾配化)	陸側へ0.5%

※) 傾斜増分の照査基準値：4%

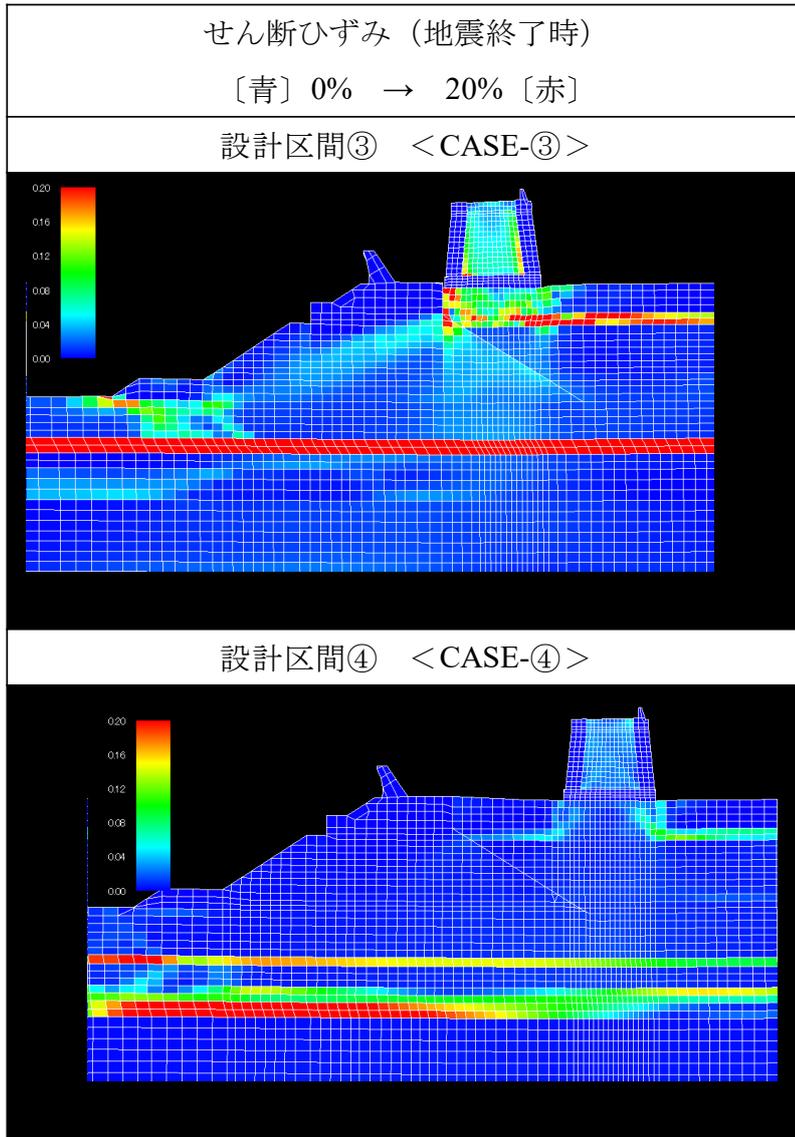


(a) CASE-③（護岸と離隔なし）

(b) CASE-④（護岸と離隔あり）

図-5.5-5 設計区間③・④の補強土壁の変形比較

表-5.5-7 FLIP 解析結果図（変形およびせん断ひずみ分布）



5.6. 施工状況

写真-5.6-1 および写真-5.6-2 に、当該津波防潮堤の施工時の写真を掲載する。設計区間①は「1期工事」として先行して施工されたが、写真は1期工事の終点付近のものである。上段が設計区間①側を、下段がこの時点では未施工の設計区間②側（2期工事側）をそれぞれ望んだ写真である。なお、現在は約1.1kmの全延長において竣工済みである。



写真-5.6-1 設計区間①終点部（施工時）：区間①側を望む



写真-5.6-2 設計区間①終点部（施工時）：区間②側を望む

5.7. 総括

基礎地盤がレベル1地震動では液状化せず、レベル2地震動（南海トラフ巨大地震）で液状化する場合に、液状化対策を施さず、地盤変位による変形・傾斜を考慮した補強土壁による津波防潮堤の設計方針・設計法を立案した。また、それに基づく実際の設計例も示した。補強土壁の設計指針（道路土工）には規定されない壁体変形を考慮した設計法に道筋をつけることができた。なお、本研究成果は論文として2019年¹¹⁾に発表している。

これまで示した設計方針や設計方法、許容傾斜角の設定、補強材のモデル化や部材照査法、および照査結果例について以下にまとめておく。

1) 補強土壁の基部に鉄筋コンクリート底版を設置

基礎地盤変位に伴う堤体の不同沈下・変形を抑制するために、約1.0m厚の鉄筋コンクリート底版（厳密には、有筋の「鉄鋼スラグ水和固化体」）を打設し、その上部に補強土壁を設置する設計とした。なお、変形照査の結果、底版の断面方向中央部には目地を設けた方が望ましいことが分かった。

2) 補強土壁による津波防潮堤の設計方法

常時・レベル1地震時・津波時等に対しては、補強土壁の通常の設計法である静的照査に基づき、構造照査を実施した。さらに、レベル2地震時に対しては、2次元動的変形解析FLIPによる動的変形照査を行うという2段階設計に基づいた。

動的変形照査に基づき、以下の3項目の照査を実施した。

- ① 補強土壁の変形照査 → 傾斜増分が許容値以内であることを確認
- ② 底版の応力照査 → 発生断面力に対する配筋計算
- ③ 補強材の部材照査 → 変形照査より得られる引張力より部材を決定

3) 補強土壁の許容傾斜角の設定

上記2)の①の照査に先立ち、補強土壁の傾斜増分に対する照査基準値を設定した。既往の研究成果¹⁰⁾より、壁面および底面の傾斜増分に対し「4%以内」を照査基準値とした。

4) 補強材のモデル化と照査の方法

動的変形照査において、補強土壁の補強材は曲げ剛性を無視し軸剛性のみを考慮したビーム要素とし、中詰材の地盤と節点を共有する解析条件とした。

部材照査は最大引張力と残留引張力に対して実施することにした。

5) 津波防潮堤の変形照査結果例（設計区間①～④）

各設計区間における動的変形照査の結果を比較すると、底版の目地割の違い、地盤条件の違い、防潮堤の護岸からの離隔の違いにより、防潮堤の変形や傾斜、底版の発生応力、補強材の部材発生力にかなり差異が生じることが分かった。

参考文献（第5章）

- 1) (公社)日本道路協会：道路土工 擁壁工指針（平成24年度版），第6章 補強土壁 ③軟弱地盤への適用 p232, 2012.
- 2) (公社)日本道路協会：道路土工 軟弱地盤対策工指針（平成24年度版），5-6 地震動の作用に対する安定性の照査 1) 液状化の判定 pp165-168, 2012.
- 3) (公社)日本道路協会：道路土工 擁壁工指針（平成24年度版），第4章 設計に関する一般事項 pp39-87, 第6章 補強土壁 pp223-282, 2012.
- 4) (財)土木研究センター：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル 第二回改訂版, 2013.
- 5) 内閣府：「南海トラフの巨大地震モデル検討会」第二次報告, 2013.8.29.
- 6) 井澤淳, 桑野二郎：壁面変位を用いた補強土擁壁の地震時損傷度評価, ジオシンセティックス論文集, 第22巻, pp207-212, 2007.
- 7) 井澤淳, 高橋章浩, 桑野二郎：ジオグリッドの特性が補強盛土の地震時安定性に及ぼす影響, ジオシンセティックス論文集, 第16巻, pp.37-44, 2001.
- 8) 井澤淳, 桑野二郎, 高橋章浩：補強材特性の異なる補強土壁の地震時安定性に関する遠心振動台実験, ジオシンセティックス論文集, 第17巻, pp.13-20, 2002.
- 9) 井澤淳, 石濱吉郎, 桑野二郎：補強土壁の地震時安定性に及ぼす盛土材粒径の影響, ジオシンセティックス論文集, 第18巻, pp.243-250, 2003.
- 10) 辻慎一郎, 竜田尚希, 王宗建, 久保哲也, 新井克彦：二重壁構造を有するジオテキスタイル補強土壁の耐震性能：動的遠心模型実験, ジオシンセティックス論文集, 第26巻, pp47-54, 2011.
- 11) 加藤卓彦, 執行重人, 内匠屋誠, 加藤亮輔, 西村正人, 由井洋和：基礎地盤の液状化を考慮した補強土壁による津波防潮堤の設計例, ジオシンセティックス論文集, 第34巻, 183-190, 2019.

第6章 土のう構造体による盛土耐震補強設計

6.1. はじめに

沢埋め道路盛土は、地形的要因から水が集まりやすく、不適切な盛土材料使用や排水施設の機能不良などの場合には、盛土内の地下水位上昇による耐震性能の低下が懸念される。過去の地震による大規模な被災事例¹⁾²⁾では大きな社会的影響を与えたこともあり、効率的で経済的な耐震補強工法の開発が求められている。このような背景から、土のう構造体を用いた盛土法先補強工法を提案し設計法の策定を目指しているところである。

本工法(図-6.1-1)は、既設盛土の耐震性を向上させるため、法先部周辺に永久構造物として土のうを積層し、アンカーによりプレストレス(PS)を作用させて拘束力を高めることで変形を小さくした盛土補強工法である。また、土のうの中詰め材に現地発生土を使用することにより経済的かつ効率的な施工を目指したものである。盛土内地下水位が高い場合、土のう構造体底部と背面の碎石層や盛土内の縦断排水工により地下水低下を図る³⁾。

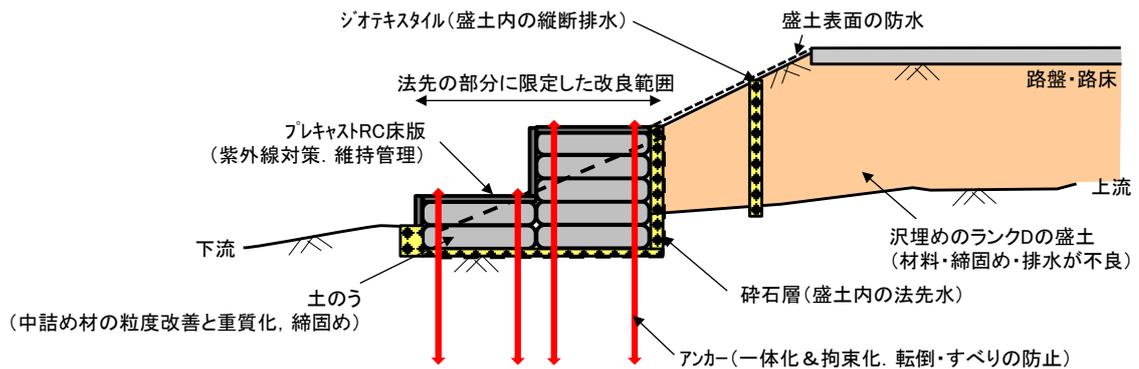


図-6.1-1 土のう構造体を用いた盛土法先補強工法

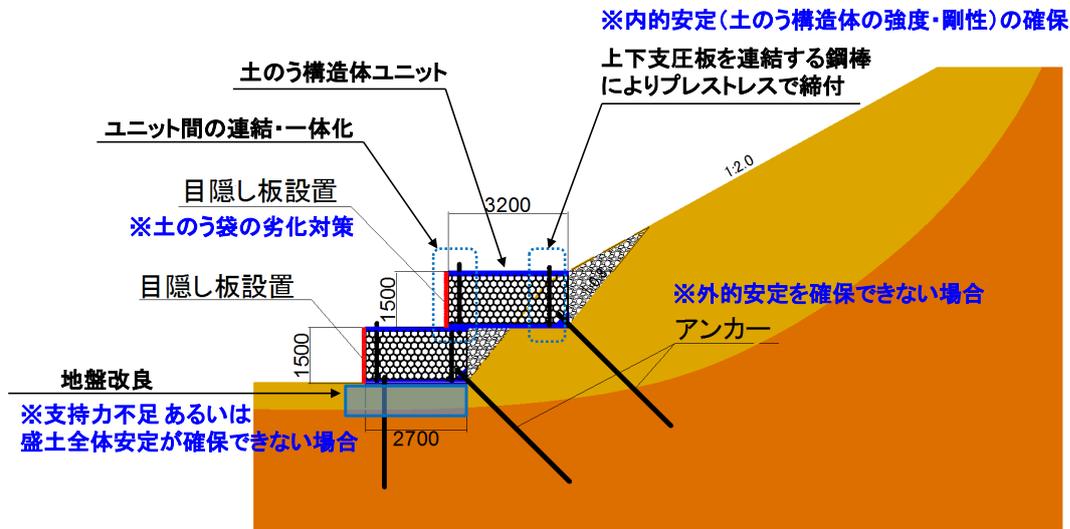
本工法の開発にあたり、初段の研究として、2016年に大型振動台装置による盛土加振試験(盛土高さ4m)を実施した。その結果、法先補強により盛土の応答加速度を抑制する効果を確認したが、加振中のPSの急低下や加振後の土のう構造体のせん断変形が生じ、その剛性が十分でないことが課題として浮き彫りとなった⁴⁾。

これより2017年には、小型振動台装置による土のう構造体の加振試験を実施し、土のう構造体の剛性保持に必要なPSを検討した⁵⁾。この研究成果に基づき、改めて大型振動台装置による盛土加振試験(盛土高さ4m)を実施した。その結果、2016年の加振試験に比べて、加振中のPSの低下量は小さく、かつ加振後には土のう構造体に有意なせん断変形を生じないことを確認した。さらには、土のう同士の間で一面せん断試験を行い⁶⁾、土のう構造体の内的安定検討のためのせん断強度定数の設定方法を検討した。これら一連の研究結果より、本工法の設計法に係る基本方針を提案する。

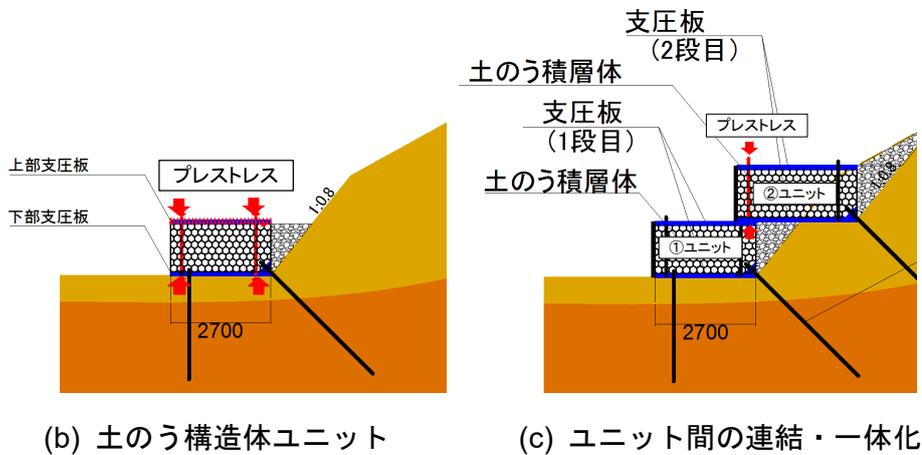
6.2. 「多段式」土のう構造体による法先補強工法

6.2.1. 施工性に配慮した「多段式」土のう構造体

研究開始当初は、図-6.1-1 に示すような法尻付近での土のう構造体の一括同時施工による補強工を検討していた。しかしながら、後述 6.3.1.節の検討において、盛土高の概ね 1/3 程度が必要な法先補強範囲となることが分かり、オープン掘削の適用が難しく、仮土留工が必要となることが見込まれた。簡易で経済的な補強工の概念とは相反するものであり、現実的な工法として、図-6.2-1 に示す「多段式」の土のう構造体による法先補強工法に変更する方針とした。その特徴は、図-6.2-2(a)~(c)の施工順序図に示すように、仮土留工を用いずに、法尻側より既設盛土を段階的にオープン掘削し、土のう構造体ユニットを連結しながら順次設置していくことにある。



(a) 盛土法先補強工法の概念図



(b) 土のう構造体ユニット

(c) ユニット間の連結・一体化

図-6.2-1 「多段式」土のう構造体による盛土法先補強工法

図-6.2-1(b)に示す土のう構造体ユニットは、土のう（ $\phi 500 \times L200$ ）をハニカム状に俵積みし、上部支圧板と下部支圧板を連結する鋼棒によりプレストレス（PS）で締め付けて、ユニット全体の剛性・強度を確保しようとするものである。さらに、図-6.2-1(c)に示すように、2段目のユニットの鋼棒を1段目のユニットの上部支圧板に定着してPSで締め付けることにより、ユニット間の連結・一体化を図る。

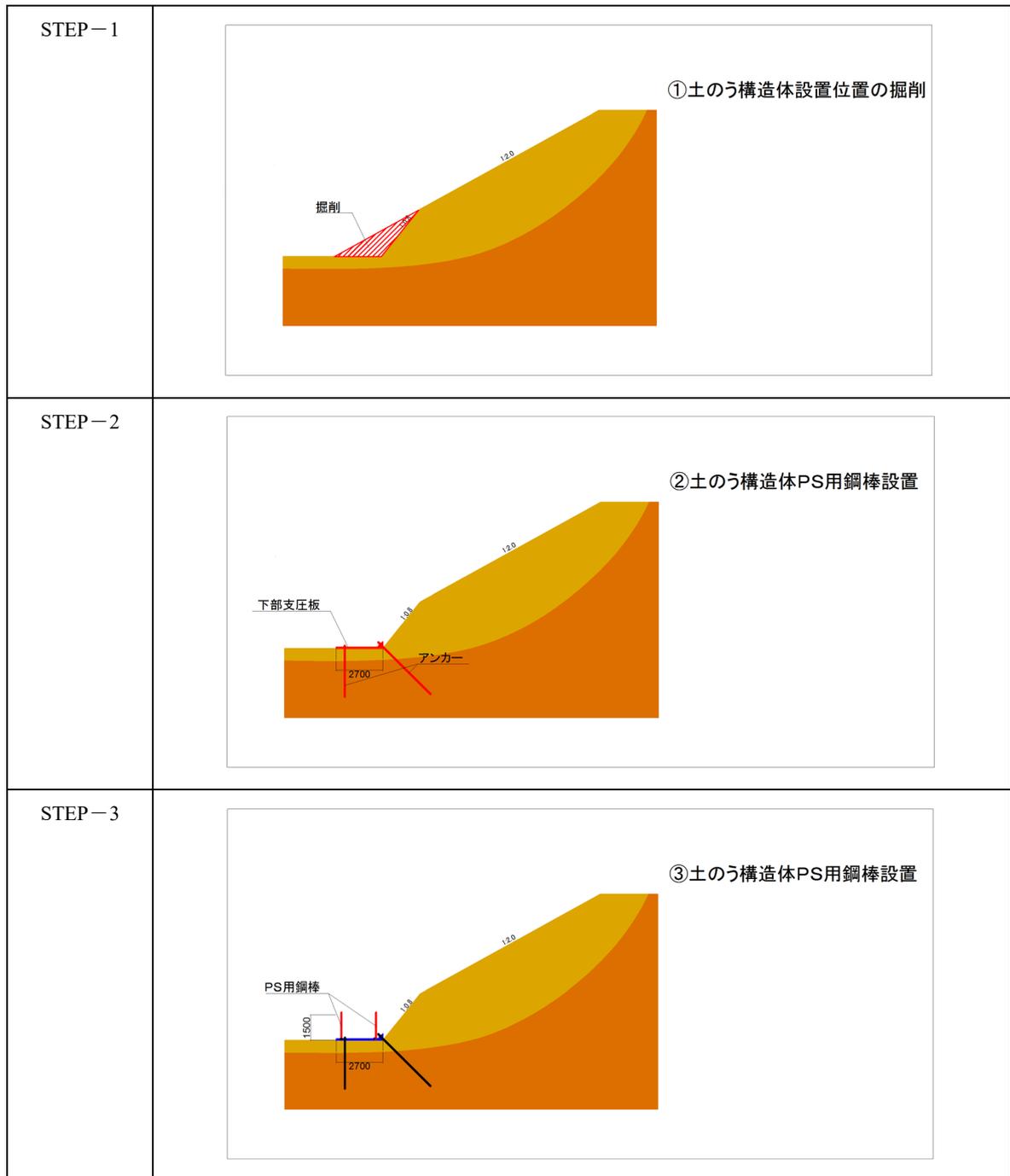


図-6.2-2(a) 「多段式」盛土法先補強工法の施工順序図（その1）

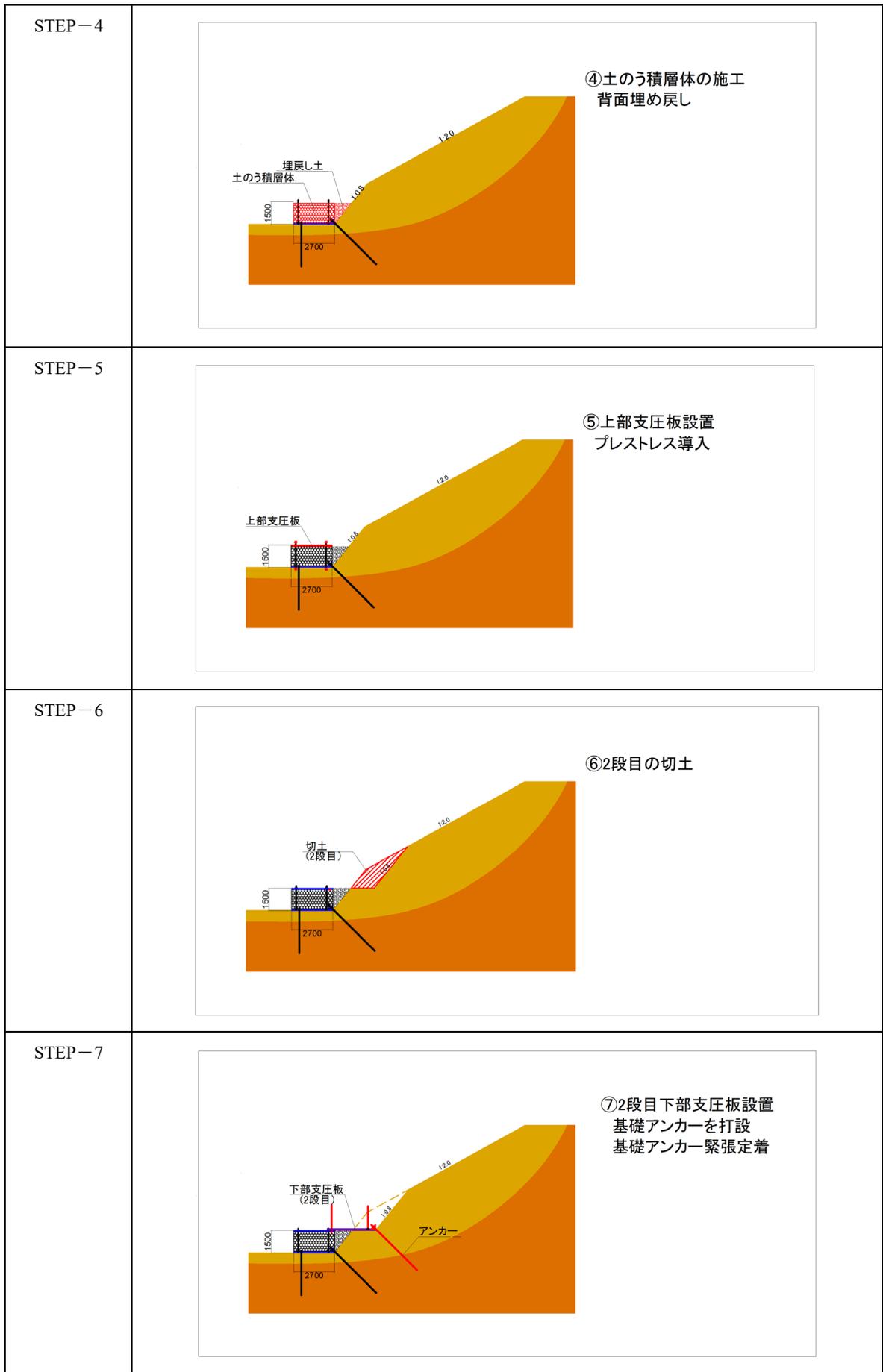


図-6.2-2(b) 「多段式」盛土法先補強工法の施工順序図 (その2)

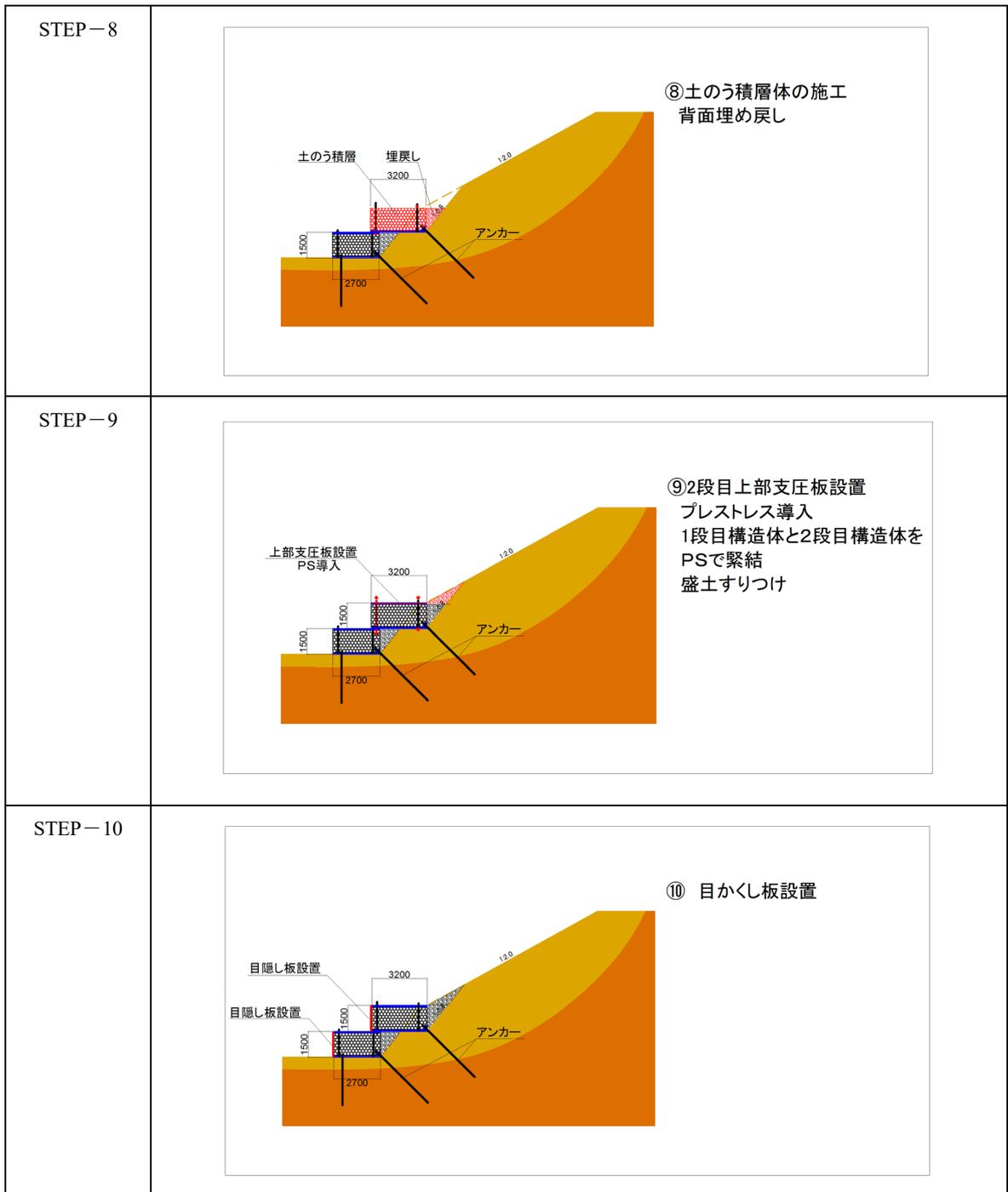


図-6.2-2(c) 「多段式」盛土法先補強工法の施工順序図（その3）

6.2.2. 設計方針検討

土のう構造体による盛土法先補強工法の設計方針の検討にあたっては、道路土工—擁壁工指針 (H24) の「補強土壁」⁷⁾および道路土工—盛土工指針 (H22)⁸⁾の設計法を参考とし、照査項目およびその手順を設定するものとした。通常の補強土壁の設計では、一般的に以下の手順により設計される⁷⁾。

- 1) 断面形状・寸法の仮定
- 2) 内的安定の検討……補強土壁を構成する部材の安全性（壁体内部を通るすべり破壊）
- 3) 外的安定の検討……補強土壁自体の安全性（転倒・滑動・支持力）
- 4) 全体安定の検討……補強土壁・基礎地盤を含む全体としての安全性

一方、本工法の場合、上記の手順を一部変更し、①～④の設計手順を採り入れることが相応しいものと考えられる。

- ① 断面形状・寸法の仮定
- ② 全体安定の検討……土のう構造体・盛土・基礎地盤を含む全体としての安定性
- ③ 外的安定の検討……土のう構造体自体の転倒・滑動・支持力
- ④ 内的安定の検討……土のう構造体が内部破壊しないことの検討

即ち、盛土法先補強工の断面形状・寸法を仮定したのち、まずは、「全体安定の検討」において、土のう構造体・盛土・基礎地盤を含む全体としての安定性を検討し、法先補強範囲と必要に応じて地盤改良範囲を設定する。次に、「外的安定の検討」において、背面土圧および慣性力による法先補強工の転倒・滑動・支持力の照査を行う。外的安定の不足分を斜めアンカーで補うとともに、支持力が不足する場合には地盤改良の併用を検討する。続いて、「内的安定の検討」において、土のう構造体自体が内部破壊しないことを照査する。言い換えれば、内部破壊しないために必要な土のう構造体ユニットのプレストレス (PS) を設定する。以上が上記①～④の本工法に相応しい設計手順と見なされる。

さらには、上記の設計手順後にレベル2地震動に対する変形照査を行うものとし、本工法の設計フローを図-6.2-3 および a)～d) のように設定することとした。

a) 全体安定の検討

- ・ 土のう構造体，盛土，基礎地盤の全体安定を検討する。
- ・ 土のう構造体にはすべり円弧が通らないと仮定し，極限平衡法により検討を行う。
- ・ 全体安定検討により法先補強範囲の設定を行う。
- ・ 基礎地盤が軟弱で全体安定が確保できない場合，土のう構造体下の地盤改良の併用を検討する。

b) 外的安定の検討

- ・ 土のう構造体自体の滑動・転倒・支持力の検討を行う。
- ・ 滑動・転倒の安定性が確保できない場合には，不足分を斜めアンカーで補うことを検討する。
- ・ 土のう構造体下の地盤が軟弱で支持力が不足する場合，地盤改良の併用を検討する。

c) 内的安定の検討

- ・ 土のう構造体が内部崩壊しないことを検討する。
- ・ 内的安定検討より必要なプレストレス値を逆算する。

d) 数値解析による変形照査

- ・ 土のう構造体の剛性を考慮したレベル2地震動に対する変形照査を行う
- ・ ユニット間の連結・一体化により法先補強部全体の拘束効果を期待する

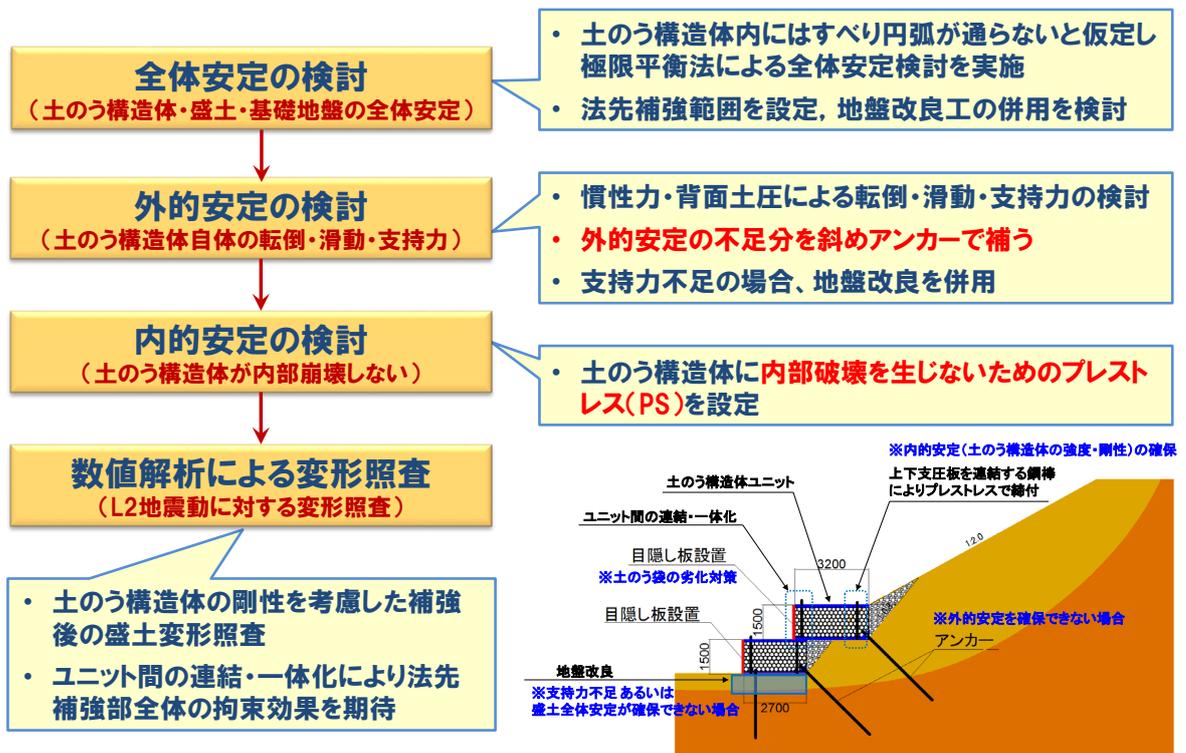


図-6.2-3 土のう構造体による法先補強工法の設計フロー案

6.3. 適用可能な盛土規模の検証

6.3.1. 30m 級の沢埋め道路盛土における補強効果の検証

(1) 検討モデル・検討条件

初段の検討として、図-6.1-1 のような法尻付近での土のう構造体の一括同時施工による補強効果を検証するため、地震により被害を受けた盛土高 30m 級の実際の盛土を対象に極限平衡法による安定照査（全体安定の検討）を行った⁹⁾。対象断面として 2009 年 8 月 11 日の駿河湾地震により被災した東名高速道路牧之原地区の盛土（図-6.3-1）¹⁰⁾¹¹⁾を参考にモデル化した沢埋め盛土断面を採用した（図-6.3-2）。盛土高 30m に対し土のう構造体高 H=6m,9m,12m の 3 通りの設置範囲を設定し、さらに、地下水位が高い状態と盛土下面まで水位低下させた状態を想定し検討を実施した。検討モデルおよび検討ケースをそれぞれ図-6.3-3 および表-6.3-1 に示す。道路土工—盛土工指針（H22）⁸⁾を適用基準とし、設計水平震度を 0.16（レベル 2，I 種地盤），地震時必要安全率を 1.0 とした。各地層に適用した土質定数を表-6.3-2 に示す。

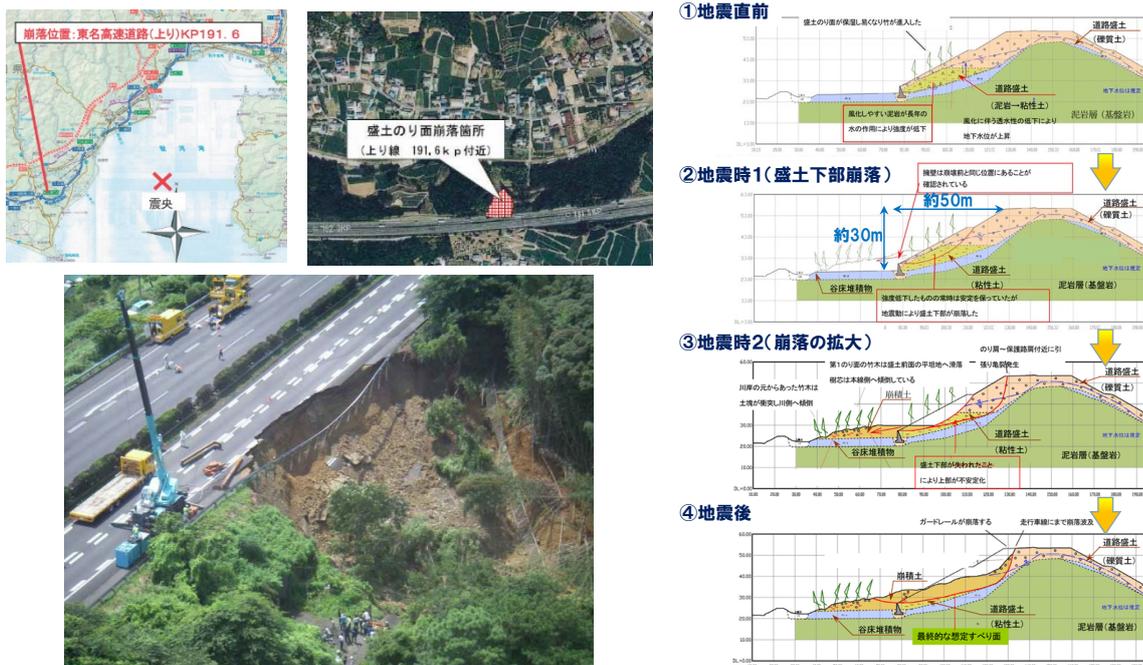


図-6.3-1 駿河湾地震により被災した東名高速道路牧之原地区の沢埋め道路盛土¹⁰⁾

（出典：中日本高速道路 HP 掲載資料）

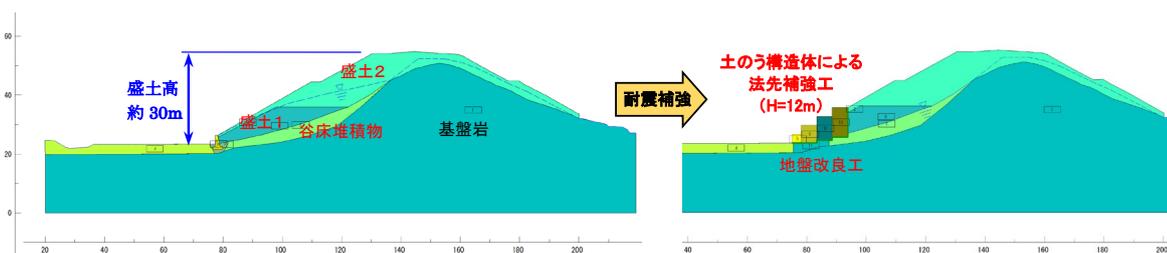


図-6.3-2 牧之原地区の道路盛土を参考にモデル化した沢埋め盛土断面

【検討条件】

- ・適用基準：道路土工－盛土工指針（平成22年度版）（（公社）日本道路協会）
- ・検討断面：盛土高約30mの沢埋め道路盛土断面（図-6.3-2）
- ・土質定数：図-6.3-3の各地層に対し表-6.3-2の土質定数を適用（既往文献¹⁾より引用）
- ・地下水位：①現況水位
②盛土下面まで水位低下（補強後のみ）
- ・法先補強範囲：土のう構造体高 H=6m, 9m, 12m（図-6.3-3）
- ・設計水平震度：0.16（レベル2，I種地盤）を適用（上記適用基準に準拠）
- ・地震時必要安全率：1.0（上記適用基準に準拠）

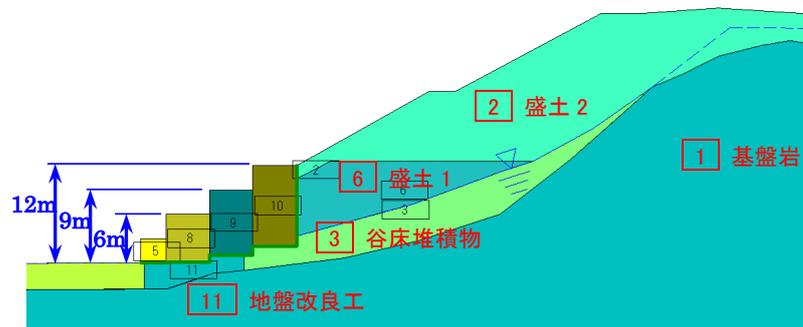


図-6.3-3 30m級の沢埋め道路盛土の全体安定検討モデル断面

表-6.3-1 検討ケース・検討条件一覧

	ケース名	法先補強範囲		常時 or 地震時	水位 低下	検討実施	
		補強高	補強高/盛土高			極限平衡法	ニューマーク
補強前	Case-N	補強なし		常時	なし	○	—
	Case-N-S	補強なし				○	○
法先補強	Case-R06-S	H=6m	0.20	地震時	あり	○	○
	Case-R09-S	H=9m	0.30			○	○
	Case-R12-S	H=12m	0.40			○	○
	Case-R06-SDD	H=6m	0.20			○	○
	Case-R09-SDD	H=9m	0.30			○	○
	Case-R12-SDD	H=12m	0.40			○	○

表-6.3-2 各地層の土質定数一覧

	解析用 地層番号	飽和重量 (kN/m ³)	湿潤重量 (kN/m ³)	粘着力 c(kN/m ²)	内部摩擦角 φ(°)
基盤岩	1	20.00	20.00	200	0
谷床堆積物	3	19.60	19.60	80	0
盛土1	6	19.55	18.85	40	25
盛土2	2	19.85	18.85	50	25
地盤改良工	11	20.00	20.00	250	0

(2) 検討結果

まず、補強前断面の盛土安定検討を実施した。最小安全率は常時 1.07 に対し地震時 0.80 となり、地震時に不安定化し補強が必要となることが確認された（図-6.3-4）。

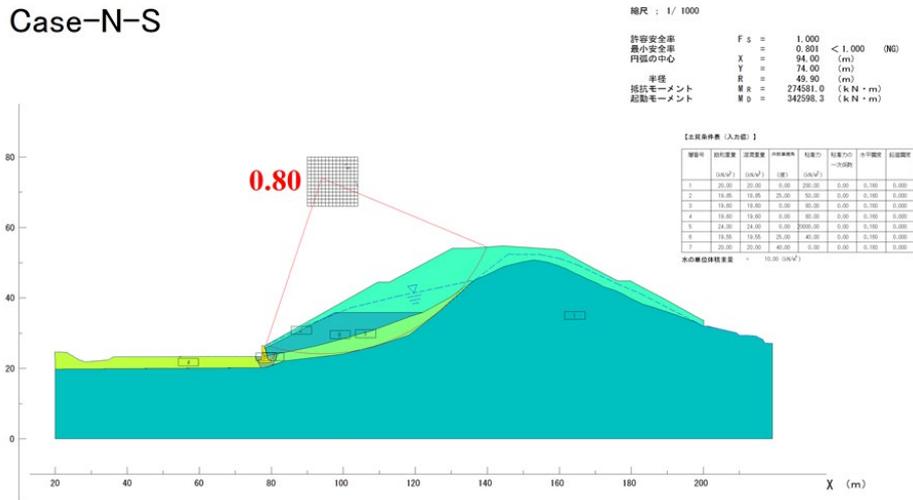


図-6.3-4 補強前断面の最小安全率のすべり面（地震時）

続いて、補強後断面の盛土安定検討を行った。土のう構造体高 $H=6m, 9m, 12m$ の 3 種類の設置範囲をモデル化し、土のう構造体の設置範囲を法先より法肩に向けて順次拡大し、必要範囲を検討するものとした。地下水位は補強前断面と同じく水位が高い状態、盛土下面まで水位低下させた状態の 2 つのケースを設定した。

検討の結果、図-6.3-5 および図-6.3-6～図-6.3-7 に示すように、 $H=6m, 9m, 12m$ の地震時の最小安全率は、0.86, 0.96, 1.12（①地下水位低下なし）および 0.90, 1.02, 1.21（②地下水位低下）であり、①では $H=12m$ 、②では $H=9m$ において必要安全率 1.0 を満たした。盛土内水位低下により法先補強範囲をやや縮小できることになる。とはいえ、図-6.3-5 より、盛土高の概ね 1/3 程度（9～10m の補強高）が必要な法先補強範囲の目安となりそうである。また、谷床堆積物のように、盛土下に比較的軟弱な粘性土層が介在する場合には、土のう構造体の下部に地盤改良等の対策が別途必要となることも確認できた。

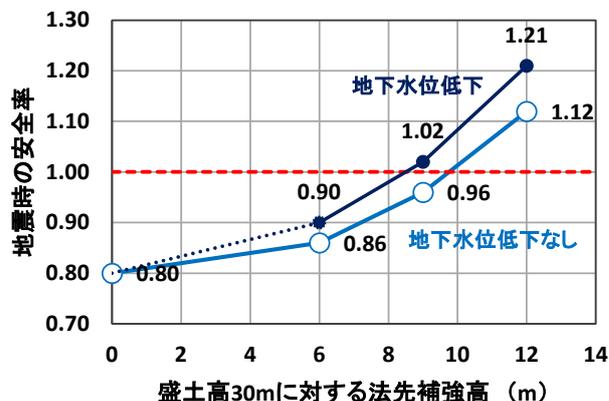
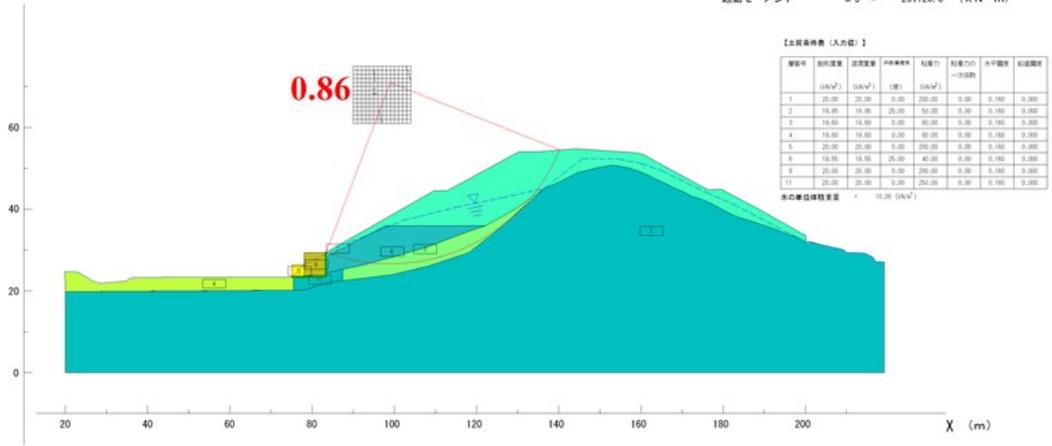


図-6.3-5 地震時の安全率と法先補強高の関係

Case-R06-S

縮尺：1/1000

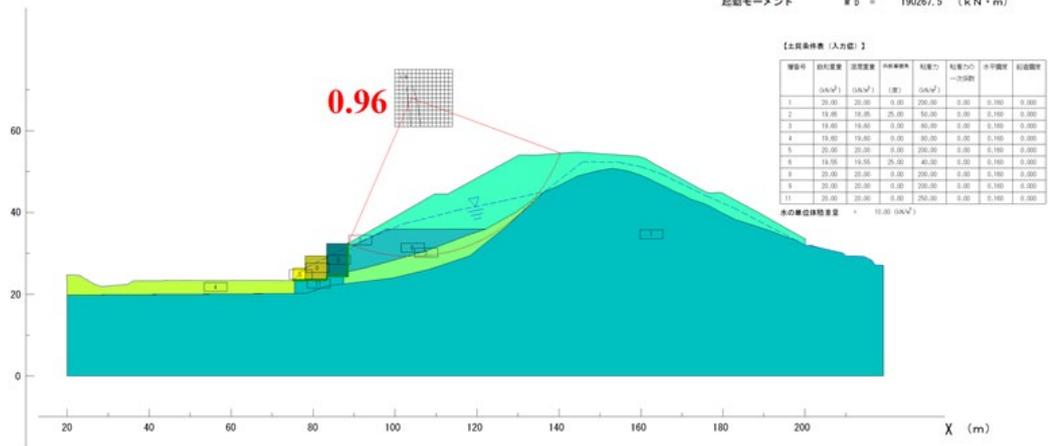
許容安全率 $F_s = 1.000$
 最小安全率 $= 0.863 < 1.000$ (NG)
 円弧の中心 $X = 99.00$ (m)
 $Y = 71.00$ (m)
 半径 $R = 44.40$ (m)
 抵抗モーメント $M_R = 225999.9$ (kN・m)
 起動モーメント $M_D = 261728.8$ (kN・m)



Case-R09-S

縮尺：1/1000

許容安全率 $F_s = 1.000$
 最小安全率 $= 0.965 < 1.000$ (NG)
 円弧の中心 $X = 104.00$ (m)
 $Y = 68.00$ (m)
 半径 $R = 38.80$ (m)
 抵抗モーメント $M_R = 183516.4$ (kN・m)
 起動モーメント $M_D = 190267.5$ (kN・m)



Case-R12-S

縮尺：1/1000

許容安全率 $F_s = 1.000$
 最小安全率 $= 1.124 \geq 1.000$ (OK)
 円弧の中心 $X = 109.00$ (m)
 $Y = 64.00$ (m)
 半径 $R = 32.40$ (m)
 抵抗モーメント $M_R = 143531.5$ (kN・m)
 起動モーメント $M_D = 127678.5$ (kN・m)

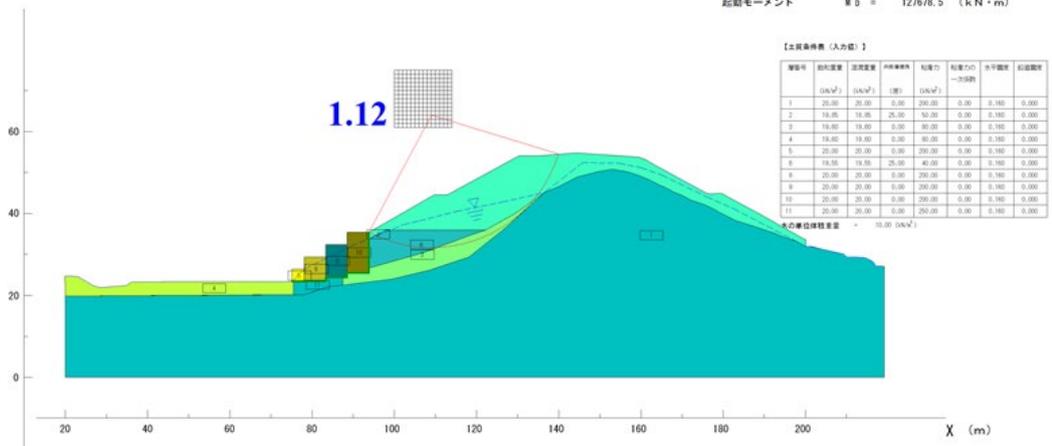
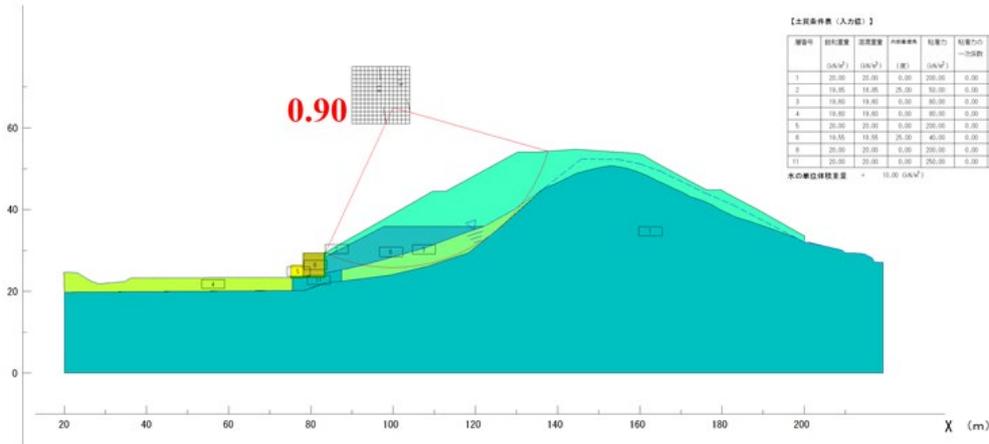


図-6.3-6 補強後断面の最小安全率のすべり面（水位低下なし，上から H=6m,9m,12m）

Case-R06-SDD

縮尺 : 1/ 1000

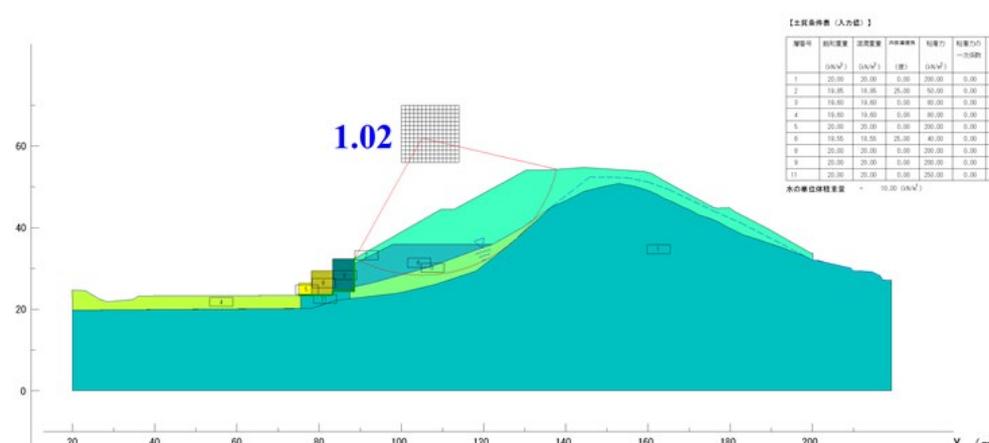
許容安全率 $F_s = 1.000$
 最小安全率 $= 0.905 < 1.000$ (NG)
 円弧の中心 $X = 109.00$ (m)
 $Y = 65.00$ (m)
 半径 $R = 39.20$ (m)
 抵抗モーメント $M_R = 200764.7$ (kN・m)
 起動モーメント $M_D = 221848.0$ (kN・m)



Case-R09-SDD

縮尺 : 1/ 1000

許容安全率 $F_s = 1.000$
 最小安全率 $= 1.023 \geq 1.000$ (OK)
 円弧の中心 $X = 105.00$ (m)
 $Y = 62.00$ (m)
 半径 $R = 33.70$ (m)
 抵抗モーメント $M_R = 161366.9$ (kN・m)
 起動モーメント $M_D = 157697.6$ (kN・m)



Case-R12-SDD

縮尺 : 1/ 1000

許容安全率 $F_s = 1.000$
 最小安全率 $= 1.217 \geq 1.000$ (OK)
 円弧の中心 $X = 109.00$ (m)
 $Y = 64.00$ (m)
 半径 $R = 32.40$ (m)
 抵抗モーメント $M_R = 133022.9$ (kN・m)
 起動モーメント $M_D = 125715.7$ (kN・m)

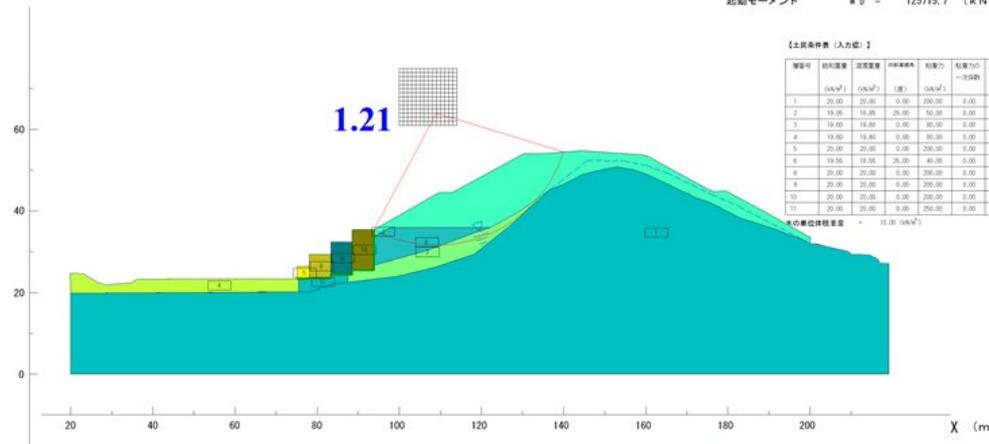


図-6.3-7 補強後断面の最小安全率のすべり面 (水位低下あり, 上から H=6m,9m,12m)

6.3.2. 多段式の法先補強工法が適用可能な盛土規模

前節の検討より，法先補強範囲は盛土高の概ね 1/3 程度との目安を得たことから，仮土留工による掘削が不可避であると想定される．このため，オープン掘削が可能な「多段式」（図-6.2-1）へ変更することとした．

多段式の法先補強工法の場合，図-6.2-2(a)～(c)の施工手順からも分かるように，盛土基部までの土のう構造体による置き換えができず，仮土留工による施工の場合に比べて補強効果がどうしても小さくなる．30m 級の盛土への適用は難しいため，どの程度の盛土規模まで本工法が適用可能であるかについてモデル断面により検証することとした．道路土工—盛土工指針（H22）⁸⁾を適用基準とし，設計水平震度を 0.16（レベル2，I種地盤），地震時必要安全率を 1.0 とした．本工法の排水機能による盛土内の地下水位低下を前提とし，盛土の土質定数は道路土工に示される「砂質土」の一般値として表-6.3-3 の値を採用した．盛土法勾配を 1 : 1.8，高さ 1.5m×幅 2.7m の土のう構造体ユニットを 2 段設置する形式とし，ユニット間には上下に 0.3m のラップを設けた．

検証の結果，図-6.3-8 のように盛土高 15m の場合に最小安全率が $1.000 \geq 1.0$ となった．盛土法勾配，土質条件，水位条件により結果は変動するとはいえ，多段式の法先補強工法が適用可能な盛土規模は 15m 程度と考えられる¹²⁾．

表-6.3-3 各地層の土質定数一覧

	飽和重量 (kN/m ³)	湿潤重量 (kN/m ³)	粘着力 c(kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
盛土	19.00	20.00	10	25

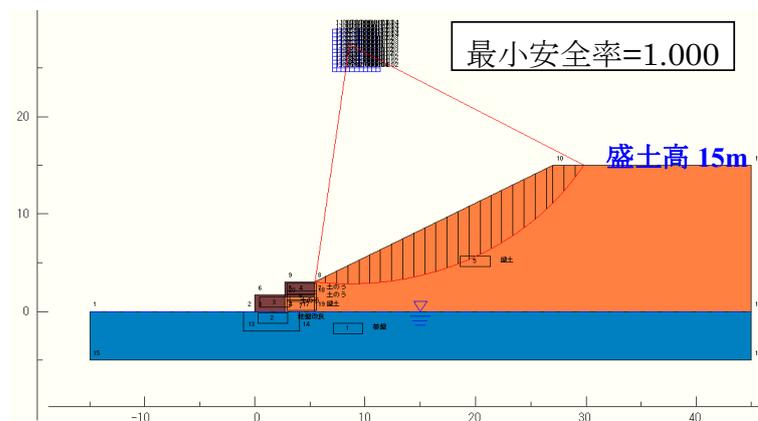


図-6.3-8 補強後断面の最小安全率のすべり面（「多段式」，盛土高 15m）

6.4. 盛土補強効果の実験的検証

6.4.1. 概要

本工法による盛土補強効果の検証や設計法策定の基礎データ収集のため、表-6.4-1の(1)～(4)に示す実験を行った。表-6.4-1にその内容・目的・成果をとりまとめた。また、6.4.2.～6.4.5.節において、それぞれの実験条件・実験結果について述べる。

表-6.4-1 実験的検証の内容・目的および成果

実施年	実験内容	主な目的
2016 初段の 研究	(1) 大型振動台装置による盛土加振試験 (2016)	〔盛土補強効果の確認〕 ・応答加速度の低減効果 ・地震中・地震後のPSの挙動 ・加振後の土のう構造体の変形状況
	〔研究成果：課題の確認〕 ➡ 加振時のプレストレス (PS) の急低下 ➡ 加振後の土のう構造体のせん断変形大	
↓		
2017 課題を 受けて の研究	(2) 小型振動台装置による土のう構造体の加振試験	・土のう構造体の一体化, 剛性保持に必要なプレストレスの把握
	〔研究成果〕 ➡ 75～100 kN/m ² 程度のPSが必要	
	(3) 大型振動台装置による盛土加振試験 (2017)	〔盛土補強効果の確認〕 ・応答加速度の低減効果 ・地震中・地震後のPSの挙動 ・加振後の土のう構造体の変形状況
	〔研究成果〕 化粧板 (型枠) による土のうの積層 + 75kN/m ² のPS ➡ 加振時のPSの低下量小, ハニカム構造保持 ➡ 加振後の土のう構造体のせん断変形小	
	(4) 土のう同士的一面せん断試験	・内的安定検討に必要な土のう間の見掛けの摩擦角の設定
	〔研究成果〕 ➡ 土のう同士の内部摩擦角φは, 中詰材のφに概ね等しい	

6.4.2. 大型振動台装置による盛土加振試験（2016）

(1) 実験条件

まず初段の研究として 2016 年に、大型振動台装置による盛土加振試験を実施した。実験ケースは、無対策および土のう構造体による法先補強の 2 ケースである。各ケースの実験条件を表-6.4-2、図-6.4-1 に示す。盛土高は 4m であり、法先補強ケースの土のう構造体は H1.5m×W2.0m で、盛土高の概ね 1/3 の補強範囲とした。上下支圧板を連結する鋼棒により土のう構造体に 50 kN/m² のプレストレスを作用させた状態で加振した^{4),5)}。入力波を 2Hz×40 波の正弦波とし、両ケースとも 100gal, 250gal の加速度で順次加振した。法先補強ケースのみ 450gal の加振も実施した。

表-6.4-2 大型振動台盛土加振試験の概要・実験ケース

	Case-1 無対策	Case-2 法先補強
概要図		
加振実験日	2016.07.14	2016.08.04
盛土高	H=4m	H=4m
土のう構造体	—	H1.5m×W2.0m (1/3の補強範囲) PS = 50kN/m ²
盛土材	真砂土	真砂土 (土のう中詰材も同様)
入力波	正弦波 2Hz×40波 100→250gal	正弦波 2Hz×40波 100→250→450gal

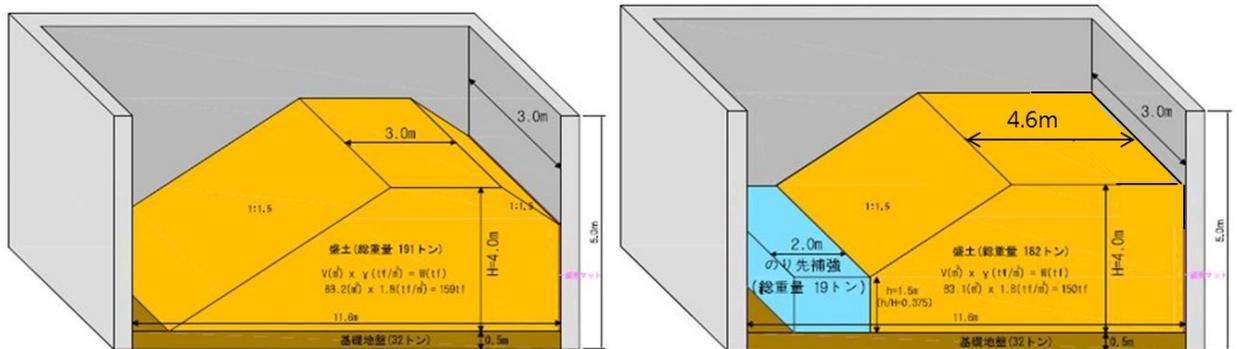


図-6.4-1 大型振動台盛土加振試験の概要図（左図：無対策，右図：法先補強）

(2) 実験結果

Case-1（無対策ケース）および Case-2（法先補強ケース）の各加振段階における実験状況写真を、それぞれ写真-6.4-1 および写真-6.4-2 に示す。

実験の結果、図-6.4-2 に示すように、入力加速度 250gal に対し、盛土の応答加速度は、盛土天端部を除けば、無対策ケースでは概ね 400～800gal 程度、法先補強ケースでは概ね 350～600gal 程度の値を示し、後者の加速度値がより小さくなった。また、図-6.4-3 には基盤面からの高さ毎に平均化した盛土の応答加速度を示す。法先補強ケースでは無対策ケースに対して応答加速度が低減した状況が分かる。その傾向は入力加速度が大きいほど明確となり、盛土下部に比べ上部（基盤面から 3.5m 高）で顕著となった。これより、法先補強による応答加速度の抑制効果を確認することができた。

次に、盛土変形量に着目する。両ケースの 3 次元測量に基づく加振後の盛土変形図を図-6.4-4 に示す。盛土天端の沈下量については両ケースで同程度であった。しかし、法面部においては、無対策ケースの場合、法尻水平方向にほぼ均等に変形が生じたのに対し、法先補強ケースの場合、土のう構造体付近で法面の「せり上がり」が生じていることが分かる。この現象は、土のう構造体が土留めの役割を果たし、法先補強効果が発揮されたことを示唆している。

しかし一方で、図-6.4-4 の変形図によれば、土のう構造体自体に「沈下」や「はらみ出し」が生じていることが分かる。加振による盛土からの土圧作用および自身の慣性力作用を受け、土のう構造体に沈下やせん断変形が生じたことが想定される。土のう構造体天端部の沈下は、前面へのはらみ出しに起因すると考えられ、結果的に、6 本の鋼棒で土のう構造体に作用させたプレストレス（50 kN/m²）は、図-6.4-5(a)に示すように、250gal の加振時にゼロ近くまで急低下する現象が確認された。図-6.4-5(b)の 450gal 加振時では PS はゼロまで完全に解放された。450gal の加振終了後に土のう構造体の変形状況を確認したところ、図-6.4-6 に示すように、せん断変形が生じていることが明らかとなった。プレストレスの低下により土のう構造体の拘束圧が低下し、十分な剛性を保持できなかったことが要因と考えられる。また、土のう構造体の形状保持およびプレストレス保持のためには、規則正しく「ハニカム構造」に土のうを積層することが重要であることも得られた教訓である。

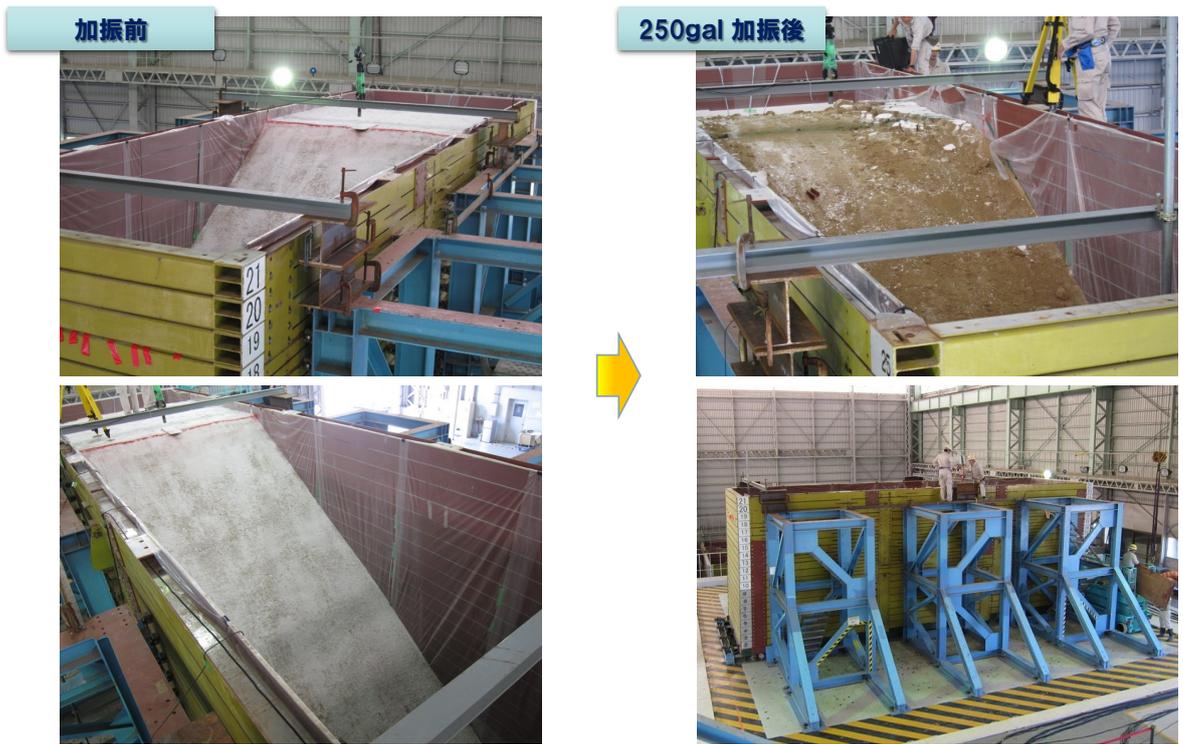


写真-6.4-1 大型振動台盛土加振試験の状況写真（Case-1：無対策）

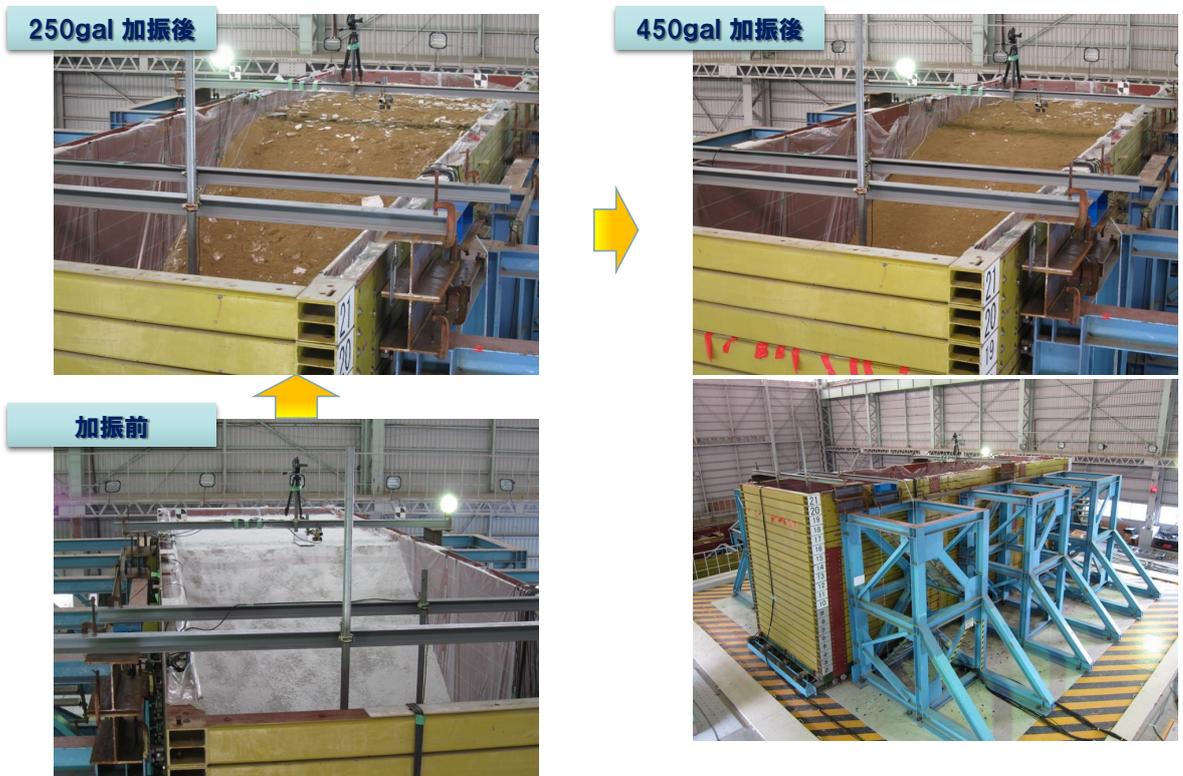


写真-6.4-2 大型振動台盛土加振試験の状況写真（Case-2：法先補強）

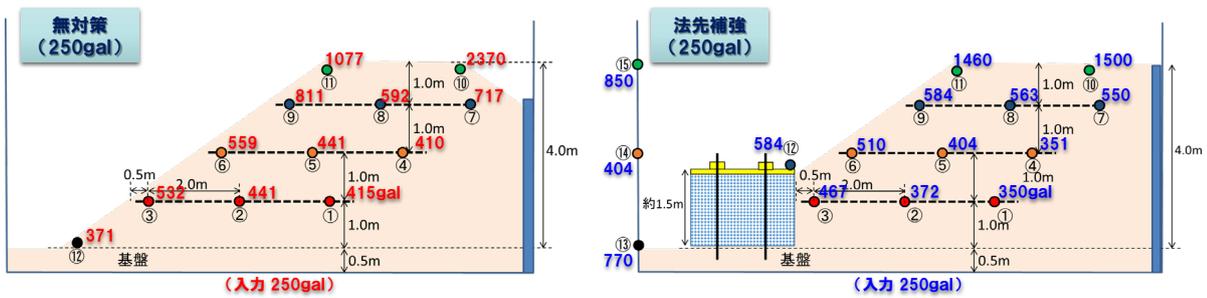


図-6.4-2 盛土内の応答加速度分布図（入力加速度 250gal）

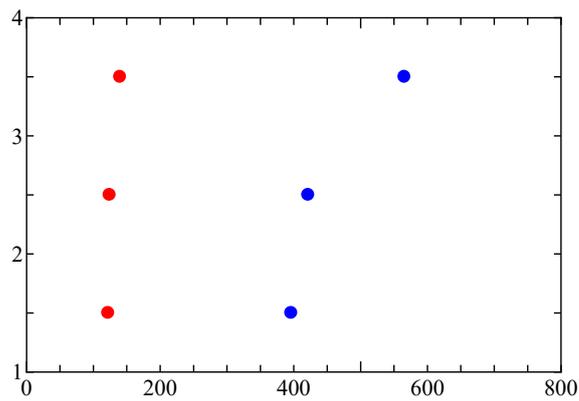


図-6.4-3 基盤面からの高さ毎の応答加速度平均値（入力加速度 100gal, 250gal）

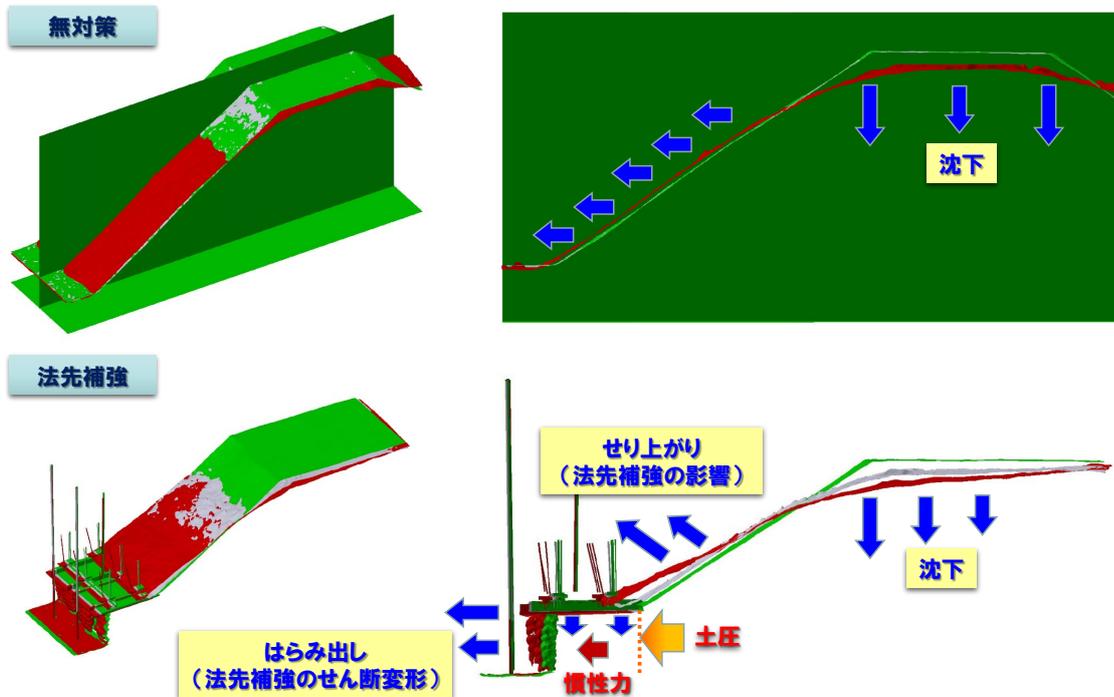
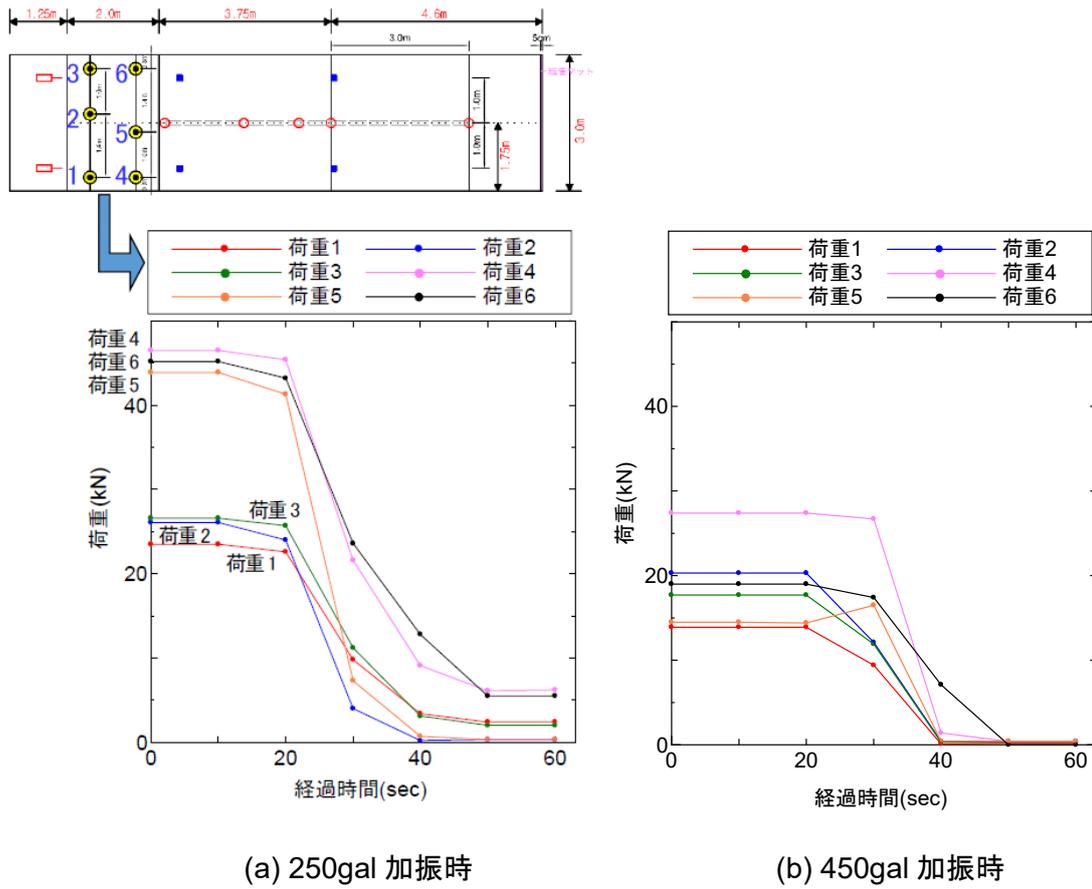


図-6.4-4 加振後の盛土の変形状況（3次元測量）



(a) 250gal 加振時

(b) 450gal 加振時

図-6.4-5 加振中のプレストレスの低下状況

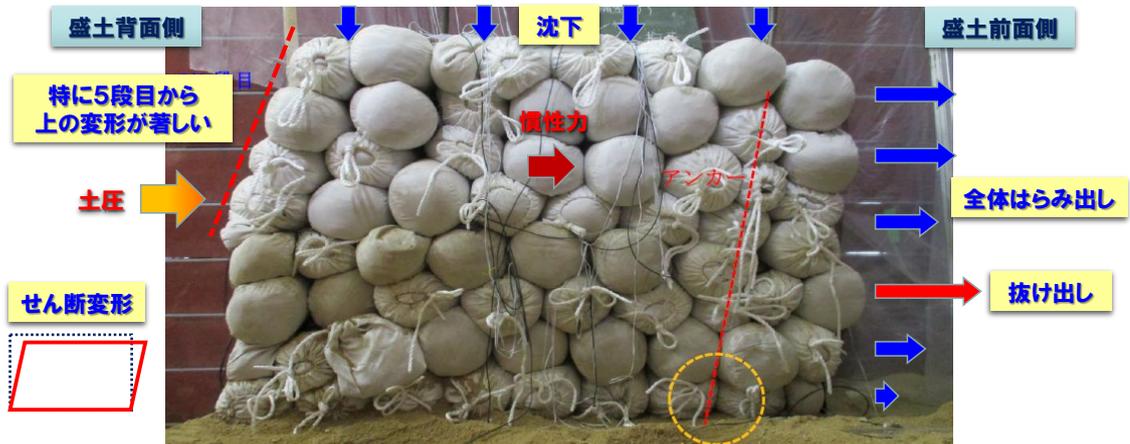


図-6.4-6 実験後の土のう構造体の変形状況 (450gal 加振後)

6.4.3. 小型振動台装置による土のう構造体の加振試験

(1) 実験条件

前節の大型振動台加振試験では、プレストレスの急低下が課題であることを確認した。これより、加振時の急低下を招かない必要なプレストレスを把握することを目的として、**図-6.4-7** に示す小型振動台装置による土のう構造体の加振試験を行った⁵⁾。土のう構造体の加振時の変形挙動は背後の盛土からの土圧の影響が大きい。このため、盛土の地震時の土圧に相当する 20 kN の側方荷重を載荷した状態で加振試験を実施した。プレストレスに相当する鉛直荷重を 30, 50, 100kN/m² の 3 ケースとし、2Hz×40 波の正弦波を入力波として 100gal→250gal→450gal の順に加振した。

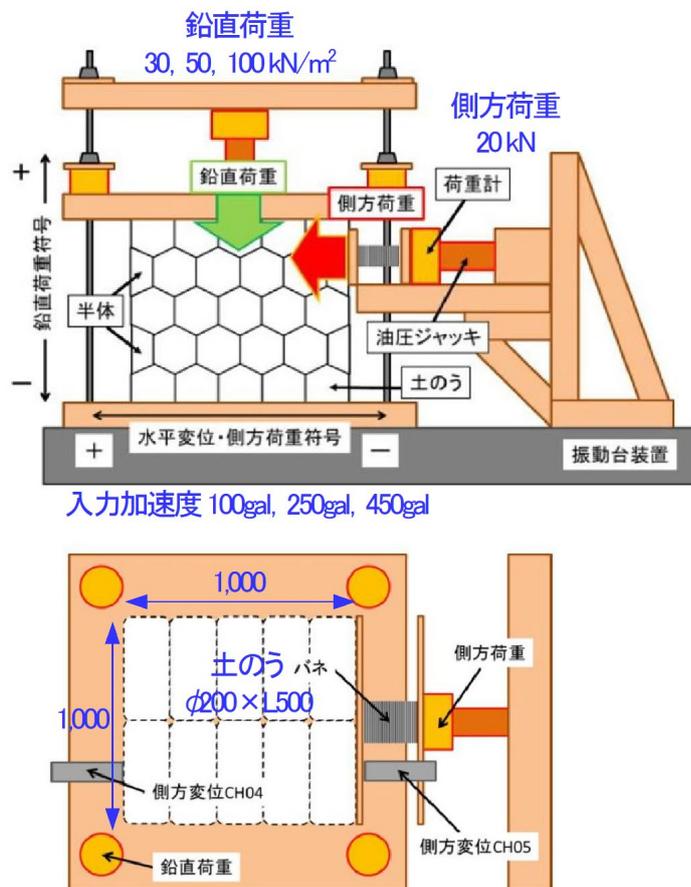


図-6.4-7 土のう構造体の加振試験装置の概念図（上図：側面図，下図：平面図）

(2) 実験結果

加振前後の土のう構造体の変形状況を**写真-6.4-3** に示す。プレストレスの低下に伴い土のう構造体の拘束力が低下し、土のうが前面に水平変位を生じている（はらみ出している）状況が観察されたが、**図-6.4-6** の大型振動台加振試験（2016）の変形状況に比べると、その変形量は比較的小さく、せん断変形も生じていないように見える。

図-6.4-8 に、加振時の荷重低減率～入力加速度の関係（左図）、および荷重低減率～プレストレス（PS）の関係（右図）を示す。荷重低減率とは、加振開始時の PS に対する加振終了後の PS の低減量の比率である。レベル 2 地震動に相当する 450gal の加振時に着目したとき、荷重低減率は、PS=50 kN/m²では 20%を超えたが、PS=100 kN/m²では 10%程度にとどまる結果が得られた。これより、PS=100 kN/m²を保持すれば実物大盛土でも加振時に大幅な PS の低下を生じないことが期待できる。但し、実施工では載荷板の構造や施工にかかる費用が増大することが想定されるため、必要な PS の目安としては、75～100 kN/m²程度と幅をもって設定するものとした。



写真-6.4-3 加振前後の土のう構造体の状況（上図：加振前，下図：加振後）

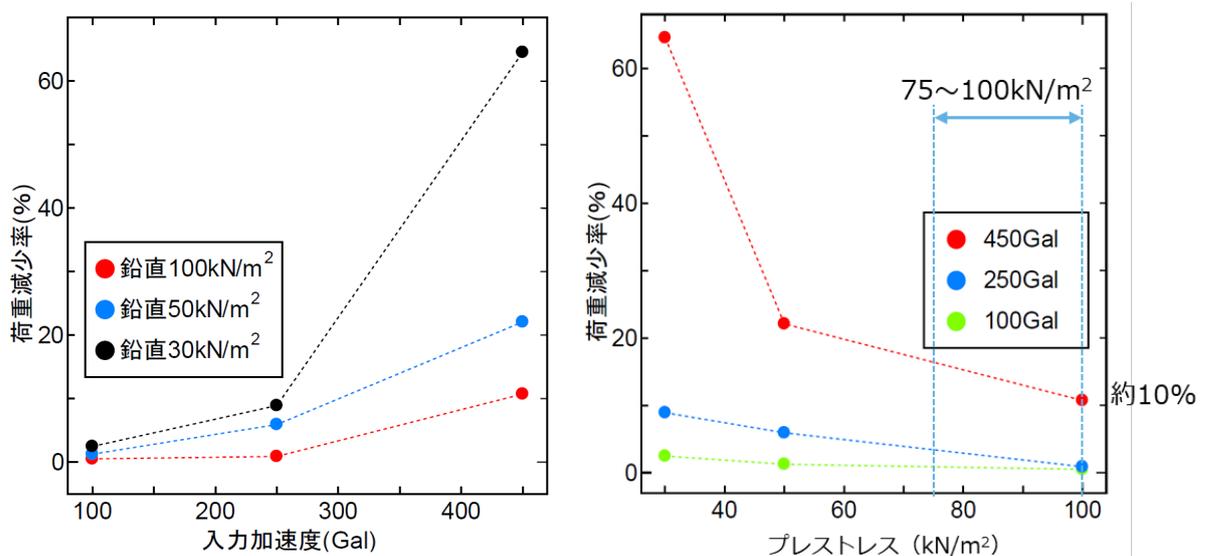


図-6.4-8 荷重減少率～入力加速度（左図）・荷重減少率～プレストレス（右図）

6.4.4. 大型振動台装置による盛土加振試験（2017）

2017年に改めて大型振動台装置による盛土加振試験を実施した。6.4.2.節に示した2016年の実験からの主な改善点はPSの変更である。6.4.3.節での成果を受け、PSを50kN/m²より75kN/m²に変更した。もう一つの改善点は、型枠となる化粧板を設け、規則的な「ハニカム構造」に土のうを積層できるように配慮したことである（図-6.4-9）。2Hz×40波の正弦波を入力波として100gal→250gal→750gal（=振動台計測値，入力値は500gal）の順に加振した。表-6.4-3に、2016年と2017年の大型振動台盛土加振試験の実験条件を対比して示す。

実験の結果、図-6.4-10(a)に示すように、250gal加振時のPSの低下率は10～20%にとどまった。2016年の実験の同加速度250gal加振時にはゼロ近くまで急低下したが（図-6.4-5(a)）、本実験ではPSが加振後まで保持されたことが分かる。図-6.4-10(b)の750gal加振時にはPSは10kN程度まで低減したものの、この加速度値でもPSの完全解放までには至らなかったことは2016年の実験との相違点と言える。さらに、写真-6.4-4より、750gal加振後の土のう構造体にはほとんどせん断変形が生じていないことも確認できた。

これらの結果は、2016年の実験に対し、PSを50kN/m²より75kN/m²に変更し、土のうをハニカム構造に規則的に積層したことによる成果であると評価している。

表-6.4-3 2016年と2017年の大型振動台盛土加振試験の実験条件の相違点

	2016年加振試験	2017年加振試験
プレストレス (PS)	50 kN/m ²	75 kN/m²
化粧板型枠	なし	あり
入力波	正弦波 2Hz×40波 100→250→450gal	正弦波 2Hz×40波 100→250→ 750gal

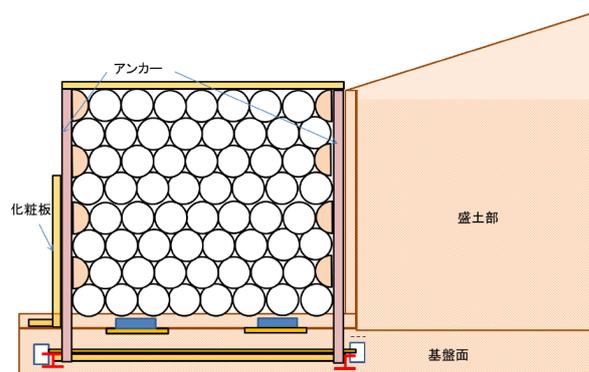


図-6.4-9 大型振動台盛土加振試験（H29）での土のう構造体の概要図

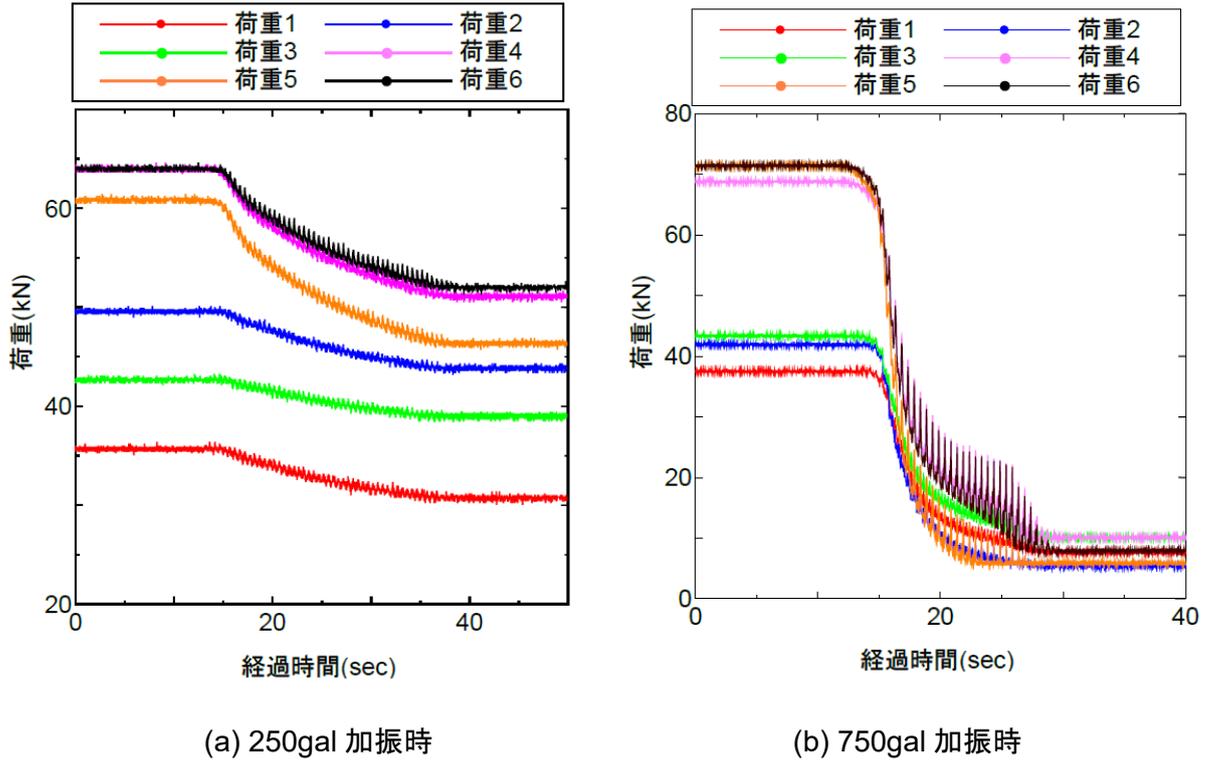


図-6.4-10 加振中のプレストレス低下状況



(a) 手前から4列目の土のう積層

(b) 手前から5列目の土のう積層

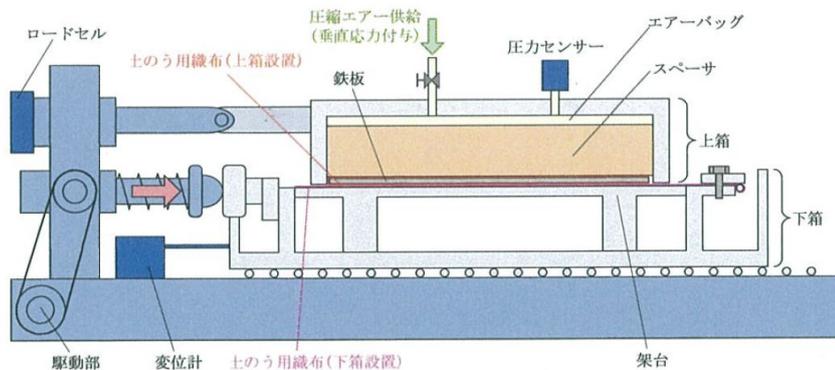
写真-6.4-4 実験後の土のう構造体の変形状況 (750gal 加振後)

6.4.5. 土のう同士の一面前せん断試験

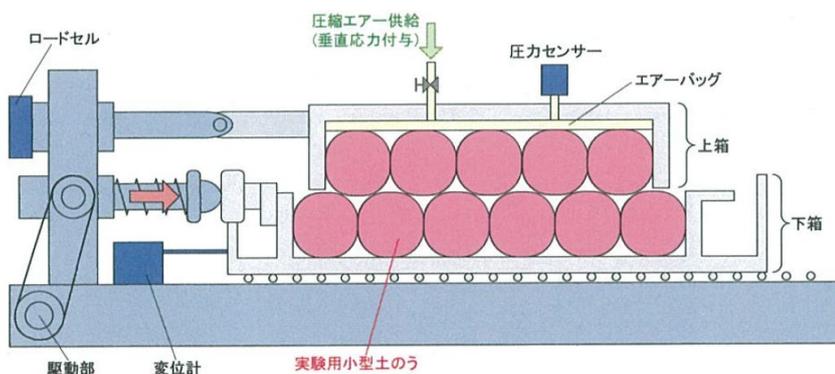
(1) 実験条件

土のう構造体の内的安定の検討に際しては、土のう同士（土のう間）のせん断強度定数を把握する必要がある。図-6.4-11 に示す鉛直変位が制御可能で鉛直荷重を一定に保持できる一面前せん断試験装置を用いて、土のうの織布や中詰材の違いによる強度定数への影響について検討した。試験ケースを表-6.4-4 に示す。2017年にCASE-1～4の結果を論文発表⁶⁾しているが、CASE-5を追加し再整理した。CASE-1およびCASE-2は、土のう袋の「織布同士」の試験であり、織布がそれぞれ一般タイプおよび高摩擦タイプの場合である。CASE-3およびCASE-4は、まさ土を中詰材とした「土のう同士」の試験であり、織布がそれぞれ一般タイプおよび高摩擦タイプの場合である。最後にCASE-5は、スラグ混合土を中詰材とした「土のう同士」の試験で、織布が一般タイプの場合である。CASE-1～5の一面前せん断試験における垂直応力は、20, 60, 100 kN/m² となるよう载荷し、せん断速度は1mm/minとして一面前せん断試験を実施した。

なお、使用した土のう中詰材は、粒径4.75mm以下にふるい分けしたまさ土およびスラグ混合土である。締固め曲線および粒径加積曲線を図-6.4-12に示す。スラグ混合土は建設発生土と鉄鋼スラグを体積比3:1で混合したものである。



(a) 「織布同士」の一面前せん断試験



(b) 「土のう同士」の一面前せん断試験

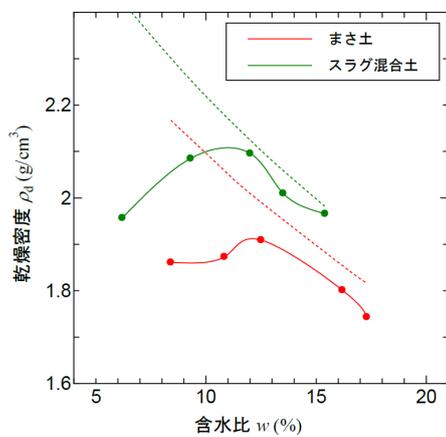
図-6.4-11 一面前せん断試験装置断面図

表-6.4-4 H28 と H29 の大型振動台盛土加振試験の実験条件の相違点

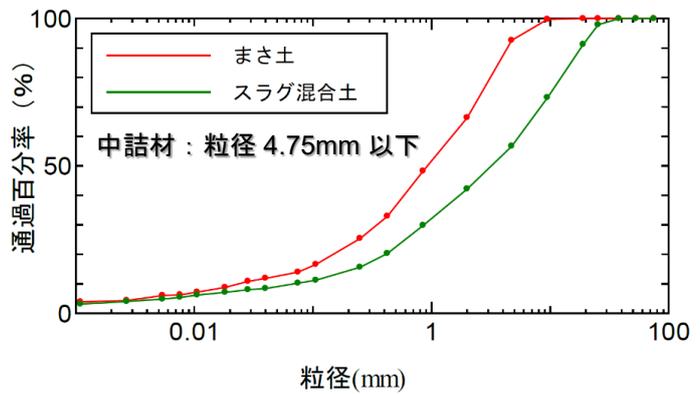
CASE	実験内容	土のう織布	土のう中詰材
1	土のう袋の 織布同士	T-300 (一般)	—
2		F-300 (高摩擦)	
3	土のう同士 (φ100×L350)	T-300 (一般)	まさ土
4		F-300 (高摩擦)	
5		T-300 (一般)	スラグ混合土 (建設発生土+鉄鋼スラグ)

注1) 各ケースの垂直応力：20, 60, 100kN/m²

注2) スラグ混合土=建設発生土：スラグ=3：1



(a) 締固め曲線



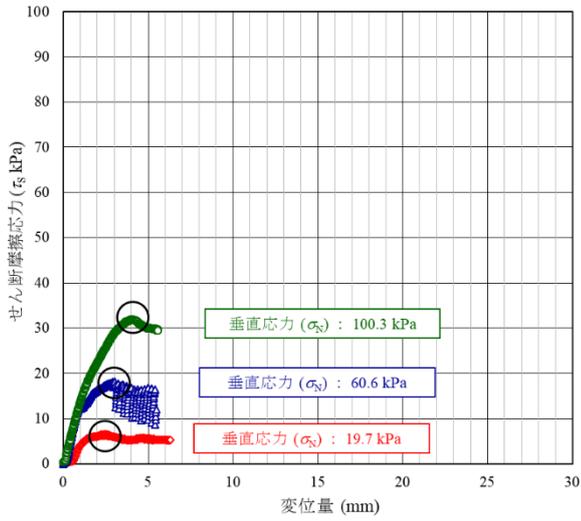
(b) 粒径加積曲線

図-6.4-12 土のう中詰材の締固め曲線および粒径加積曲線 (4.75mm ふるい前)

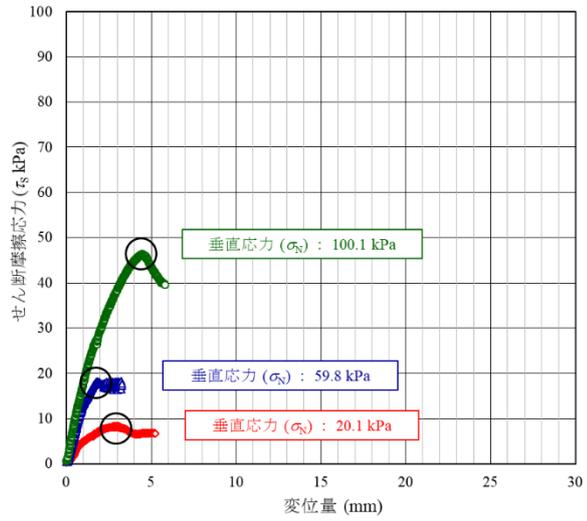
(2) 実験結果

CASE-1～5 の一面せん断試験結果を図-6.4-13(a)～(e)に示す。これらに基づき、垂直応力とせん断強度の関係を整理しせん断強度定数 (c , ϕ) を算定した。算定結果図を図-6.4-14 に示す。同図において、垂直応力が 20, 60, 100 kN/m² に対する一面せん断試験によるせん断強度を CASE1～5 毎にプロットし、一次回帰分析により $c \cdot \phi$ を算定した。その際、CASE-1・2 は $c = 0$ として、CASE-3～5 は $c \neq 0$ として回帰分析を行った。

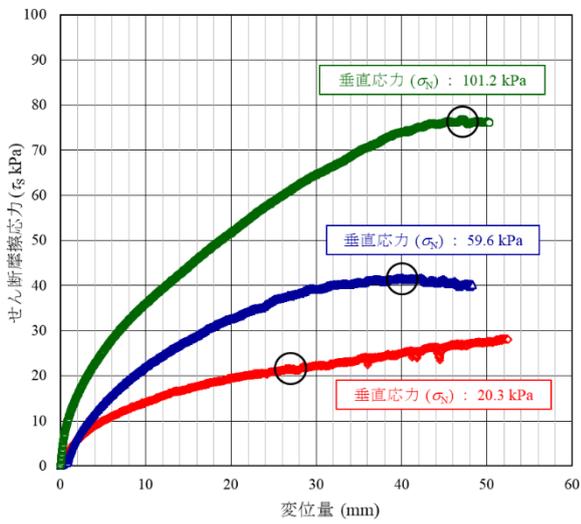
図-6.4-14 より、土のう生地に高摩擦織布を用いた場合、一般織布に比べて織布同士・土のう同士の試験ともに、やや内部摩擦角 ϕ が増加することが窺える (CASE-1→2, CASE-3→4)。また、土のうの噛み合わせの効果等により、土のう同士の内部摩擦角 ϕ は、織布同士に比べて 14～17° 程度増加することが確認できた (表-6.4-5)。さらに、中詰材にスラグ混合土を用いた CASE-5 は、まさ土の CASE-3 に比べて ϕ はやや小さいものの c が大きくなり、せん断強度としては相対的に大きくなった。



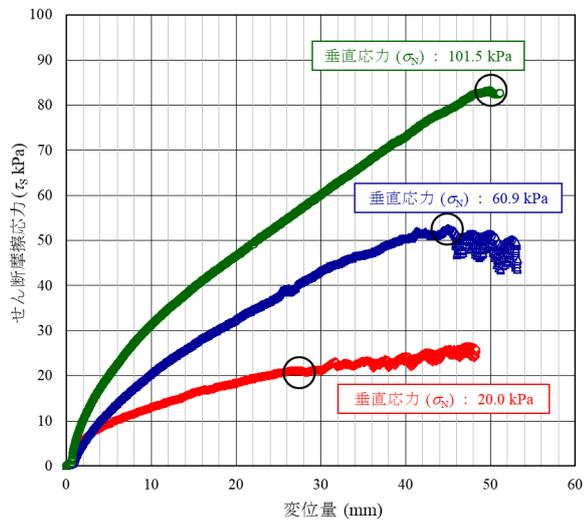
(a) CASE-1 : 織布同士・T300



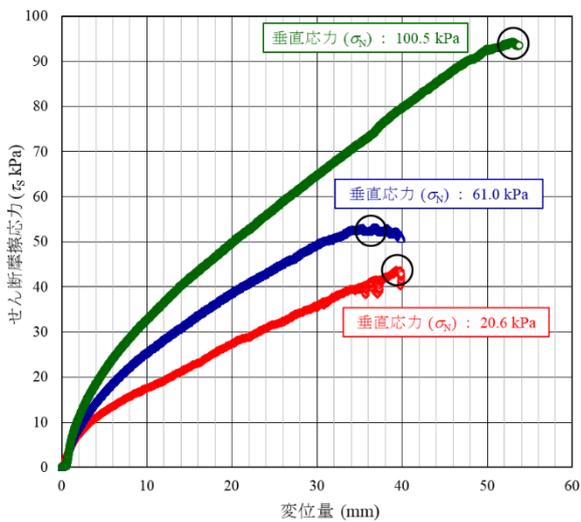
(b) CASE-2 : 織布同士・F300



(c) CASE-3 : 土のう同士・T300・まさ土

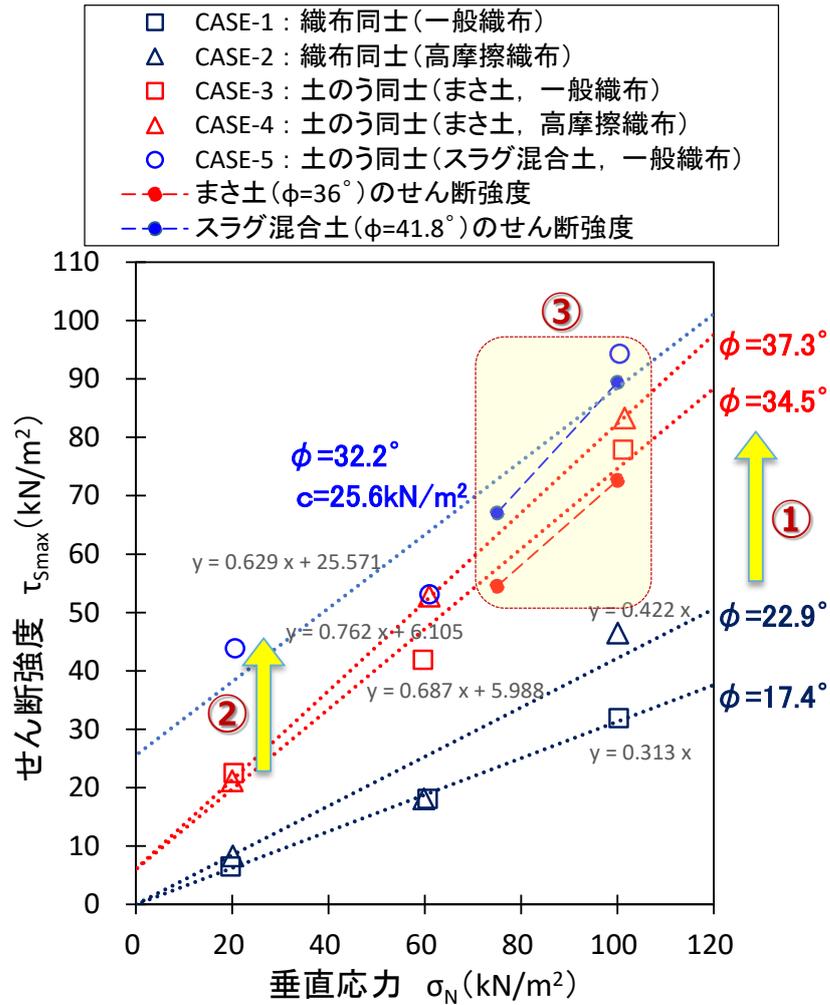


(d) CASE-4 : 土のう同士・F300・まさ土



(e) CASE-5 : 土のう同士・T300・スラグ混合土

図-6.4-13 一面せん断試験より得られた変位量とせん断応力の関係



- ① **土のう同士の内部摩擦角 ϕ**
→ 土のうの噛み合わせ効果により, 織布同士より $14\sim 17^\circ$ 程度増加
- ② **中詰材の違い**
→ スラグ混合土の方がせん断強度大
- ③ **土のう間に見掛けの内部摩擦角 ϕ_{p2}**
→ 噛み合わせ効果も考慮した ϕ_{p2} として中詰材の ϕ を採用する
(PS = $75\sim 100 \text{ kN/m}^2$ の範囲で)

図-6.4-14 各ケースの垂直応力とせん断強度の関係およびせん断強度定数 $c \cdot \phi$

表-6.4-5 一面せん断試験より得られたせん断強度定数

中詰材	まさ土				スラグ混合土	
	一般 (T-300)		高摩擦 (F-300)		一般 (T-300)	
織布	c (kPa)	ϕ (°)	c (kPa)	ϕ (°)	c (kPa)	ϕ (°)
A) 土のう同士	CASE-3		CASE-4		CASE-5	
	5.99	34.5	6.11	37.3	25.6	32.2
B) 織布同士	CASE-1		CASE-2		CASE-1	
	0	17.4	0	22.9	0	17.4
ϕ 増加 A-B	—	17.1	—	14.4	—	14.8

(3) 内的安定の検討に用いる土のう構造体のせん断強度定数

ここで、2.5.1節にて整理した土のうの噛み合わせ効果を考慮した土のう同士の摩擦角に係る既往研究成果（松岡ら）¹³⁾の適用について考察する。松岡らは「細かい中詰材入り土のう」の場合には、式(6.4-1)のように、土のう袋（織布）同士の摩擦角 ϕ_{p1} に土のう同士の噛み合わせ角度である「谷間角」 θ を加えた ϕ_{p2} を土のう間の見掛けの摩擦角とすることを提唱している。 ϕ_{p2} は中詰材の強度自体には左右されない考え方である。

$$\phi_{p2} = \phi_{p1} + \theta \quad (6.4-1)$$

今回の一面せん断試験における土のう間の谷間角 θ を幾何学的に算定すると 15° となる。表-6.4-5の「織布同士」から「土のう同士」の ϕ の増加量は、約 $14\sim 17^\circ$ で、谷間角の 15° とほぼ等しいことが分かる。即ち、松岡らの既往成果の適用可能性を示唆する結果が得られた。

しかし一方で、CASE-3（まさ土）とCASE-5（スラグ混合土）を比較した場合、中詰材の違いにより後者のせん断強度が大きくなる結果が得られたが、中詰材の強度に依存しない式(6.4-1)ではこの結果をうまく説明できない。両者の差異を表現するため、本設計法では、土のう間の見掛けの摩擦角 ϕ_{p2} は、式(6.4-2)のように中詰材の ϕ と同等とすることが妥当であると判断した。

$$\phi_{p2} = \text{中詰材の } \phi \quad (6.4-2)$$

これは、図-6.4-14に示すように、鉛直荷重 $75\sim 100\text{kN/m}^2$ の範囲では、まさ土自体およびスラグ混合土自体の一面せん断試験の $\phi=36^\circ$ および $\phi=41.8^\circ$ より算定されるせん断強度が、それぞれの中詰材を有する土のう同士のせん断強度（CASE-3およびCASE-5）と概ね等しいことを拠りどころとしている。

なお、松岡らの既往の研究成果¹³⁾では、土のうの強度特性として、土のうに作用する拘束圧に応じて土のう袋に張力が発生し、それにより見掛けの粘着力 c が生じることが導かれている。中詰材の ϕ にこの見掛けの c を併せて考慮し設計を行うことが提案されている（2.5.1節を参照）。しかしながら、この設計法では、土のう袋の張力に依存することが前提となることから、本研究で対象とする土のう構造体による法先補強工法の設計法にはこの考え方を適用しない方針とし、上記の式(6.4-2)によることにした。

6.5. 土のう構造体による法先補強工法の設計法

一連の研究成果に基づき、本設計法の基本方針を提案する。図-6.5-1 に示す「多段式」土のう構造体による盛土法先補強工法を前提とし、6.2.2.節にて検討した設計項目および設計手順（図-6.5-1）それぞれに対して立案した基本方針を本節にて整理する。

なお、具体的かつ詳細な設計法や構造細目など、設計指針の策定に向けた具現化は今後の検討課題となる。

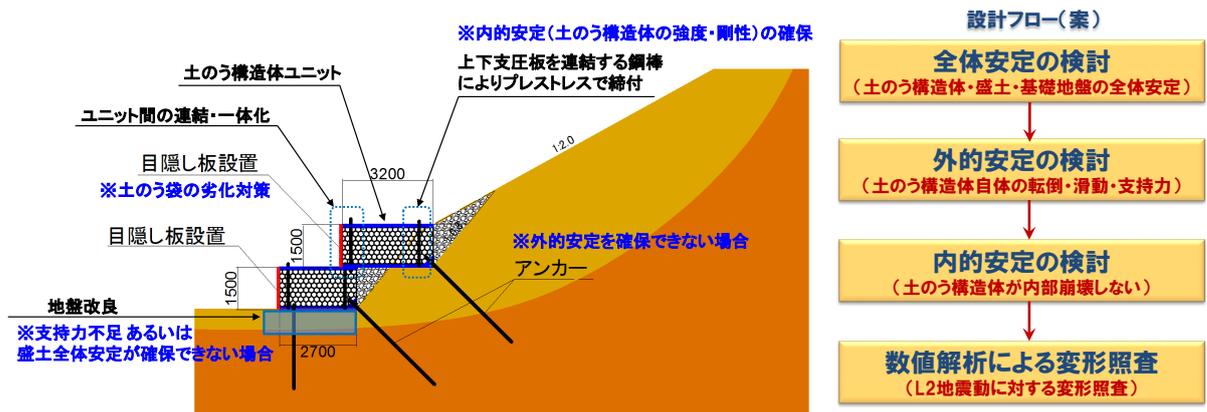


図-6.5-1 「多段式」土のう構造体による法先補強工法の概念図および設計フロー図

6.5.1. 適用範囲

本研究の成果に基づき、本工法の適用範囲を1)~3)とする。

- 1) 基本的には既設盛土の法先補強に適用する。
- 2) 「多段式」の法先補強の場合、盛土高15m以下に適用する。
- 3) 土のう構造体に載荷するプレストレス（PS）は、75~100kN/m²程度を目安とする。

6.5.2. 全体安定の検討

極限平衡法（円弧すべり解析）により、土のう構造体・盛土・基礎地盤を含む盛土全体の安定検討を行う。その際、土のう構造体内部には円弧は通らないと仮定し、所定の安全率を満足する法先補強範囲を設定する。道路土工—盛土工指針（H22）⁸⁾を適用指針とする。表-6.5-1 に示すレベル2地震動に対する設計水平震度を地盤種別に応じて適用し、安全率が1.0以上の場合に表-6.5-2の「性能2」（修復性・安全性）を満足すると判定する。

- ① 適用基準：道路土工—盛土工指針（H22）
- ② 照査内容：極限平衡法（円弧すべり）により盛土全体の安定検討を実施
- ③ 前提条件：土のう構造体にはすべり円弧が通らない

- ④ 検討項目
 - ・法先補強範囲の設定
 - ・土のう構造体下の地盤改良工
- ⑤ 要求性能の判定
 - ・設計水平震度：レベル2地震動
 - ・必要安全率：1.0
 - ・安全率1.0以上で「性能2」

表-6.5-1 設計水平震度

	地盤種別		
	I種	II種	III種
レベル1地震動	0.08	0.10	0.12
レベル2地震動	0.16	0.20	0.24

表-6.5-2 地震時の盛土の要求性能

		重要度1	重要度2
地震動の作用	レベル1地震動	性能1	性能2
	レベル2地震動	性能2	性能3
性能1＝使用性（供用性）・修復性・安全性		→ 健全性を損なわない, 機能維持	
性能2＝修復性・安全性		→ 損傷が限定的, 機能の早期回復	
性能3＝安全性		→ 損傷が致命的でない	

6.5.3. 外的安定の検討

道路土工－擁壁工指針（H24）の「補強土壁」⁷⁾の検討方法を準用し滑動・転倒・支持力の検討を行う。土のう構造体ユニット間を連結し一体化を図るが、連結部は剛結とはならずせん断力のみを伝達する構造が想定される。このため、転倒と支持力の照査はユニット毎に単独で行い、滑動に関してのみ、一体化したユニット全体に作用する土圧と各ユニットの摩擦抵抗力の合計より照査することが合理的であると考えている。一方で、設計上は滑動・転倒・支持力ともに各ユニット単体で照査する考え方も想定される。試設計を経て今後具現化していく。

なお、基礎地盤が軟弱で支持力が確保できない場合には地盤改良を併用する。滑動・転倒の安定性が確保できない場合には不足分を基礎地盤への斜めアンカーで補う。

- ① 適用基準：道路土工－擁壁工指針（H24）
- ② 照査内容：土のう構造体自体の転倒・滑動・支持力の照査を実施
- ③ 前提条件（案）
 - ・土のう構造体ユニット間の連結部はせん断力のみ伝達する構造
 - 転倒・支持力…… ユニット毎に単独で照査
 - 滑動…………… 一体化したユニット全体で照査

④ 検討項目

- ・転倒・滑動の安定性が確保できない場合，不足分を斜めアンカーで補う
- ・支持力が不足する場合，地盤改良の併用を検討する

6.5.4. 内的安定の検討

各ユニット単体でユニット自体が内部崩壊しないことを検討する．内部崩壊モードは，土のう間のすべりであると想定されるため，式(6.5-1)・式(6.5-2)に基づき，地震時の土圧および土のう構造体自身の慣性力によるせん断力 S_E に対し土のう間の摩擦抵抗力 $R_{\phi_{p2}}$ が大きくなるように，必要となるプレストレス (PS) を設定する (図-6.5-2)．このとき，土のう間の見掛けの摩擦角 ϕ_{p2} は，既往研究成果の式(6.4-1)ではなく，土のう中詰材の ϕ_d に等しいとした式(6.5-3)を適用するものとする．

$$F_s = R_{\phi_{p2}} / S_E \geq 1.0 \quad (6.5-1)$$

$$R_{\phi_{p2}} = (PS + \gamma \cdot Z) B_s \cdot \tan \phi_{p2} \quad (6.5-2)$$

$$\phi_{p2} = \text{中詰材 } \phi_d \quad (6.5-3)$$

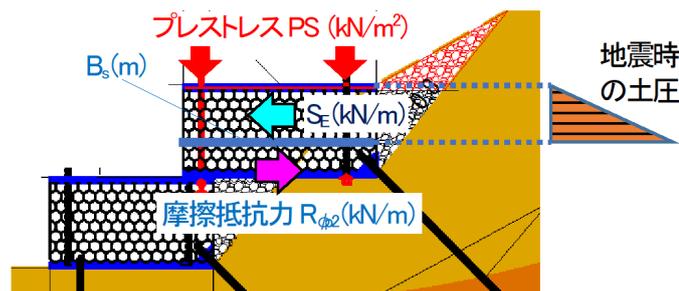


図-6.5-2 内的安定の検討方法の概念図

- ① 照査内容 : 土のう構造体ユニット自体が内部崩壊しないことを照査
- ② 前提条件 : ユニット毎に単独で照査
- ③ 検討項目
 - ・地震時の土圧および土のう構造体自身の慣性力によるせん断力 S_E に対し，土のう間の摩擦抵抗力 $R_{\phi_{p2}}$ が大きくなるように必要となる PS を設定する
- ④ 検討式 : 式(6.5-1)～式(6.5-3)

6.5.5. 数値解析による変形照査

土のう構造体の剛性を考慮したレベル2地震動に対する法先補強後の盛土全体の変形照査を行う．土のう構造体の剛性の評価法をはじめとした具体的な照査方法については今後の検討課題である．

6.6. 今後の研究課題

今後の研究改題を以下に整理しておく。

設計法策定に向けては、今後、レベル 2 地震動に対する変形照査方法を検討すること、具体的かつ詳細な設計法や構造細目を具現化することを 6.5.節において述べた。

これらに加え、次の 2 点を今後の研究課題として認識する必要がある。1 つ目は、土のう構造体の構造に関わる課題として、プレストレス (PS) の地震時および長期的な維持に係る方策である。2 つ目は、実験的検証に関わる課題として、1G 場での振動台実験における相似則を考慮した耐震性の評価である。

(1) 土のう構造体のプレストレス維持の方策

本工法は、土のうをハニカム状に俵積みし、上部支圧板と下部支圧板を連結する鋼棒により PS で締め付け、土のう構造体の剛性・強度を確保するものである (図-6.6-1)。

本研究の一連の実験的検証において、PS が十分でない場合、あるいは土のう積層が規則的なハニカム構造でない場合には、加振中に PS が急低下し、土のう構造体の沈下・せん断変形・側方はらみ出しを生じることが分かった (図-6.6-2, 6.4.2.節)。更なる実験的検証により、PS を $75\sim 100\text{ kN/m}^2$ 程度とし、化粧板型枠を用いた土のう積層の工夫を施し、この事象は改善を図ることはできた (6.4.3.節, 6.4.4.節)。

しかしながら依然として、本工法の構造上の最大の課題は、土のう構造体の PS を如何に維持するかということである。地震による加振に伴う PS の維持に加え、常時の土のうの長期的なクリープ変形による PS 低減も維持管理上の課題となる。

これらの課題に対し、土のう中詰材に対する観点では、現地発生土に鉄鋼スラグを混合した材料を用いることにより、長期的なクリープ変形や地震時の変形抑制を図ることを目論み、継続的に研究を進めている。

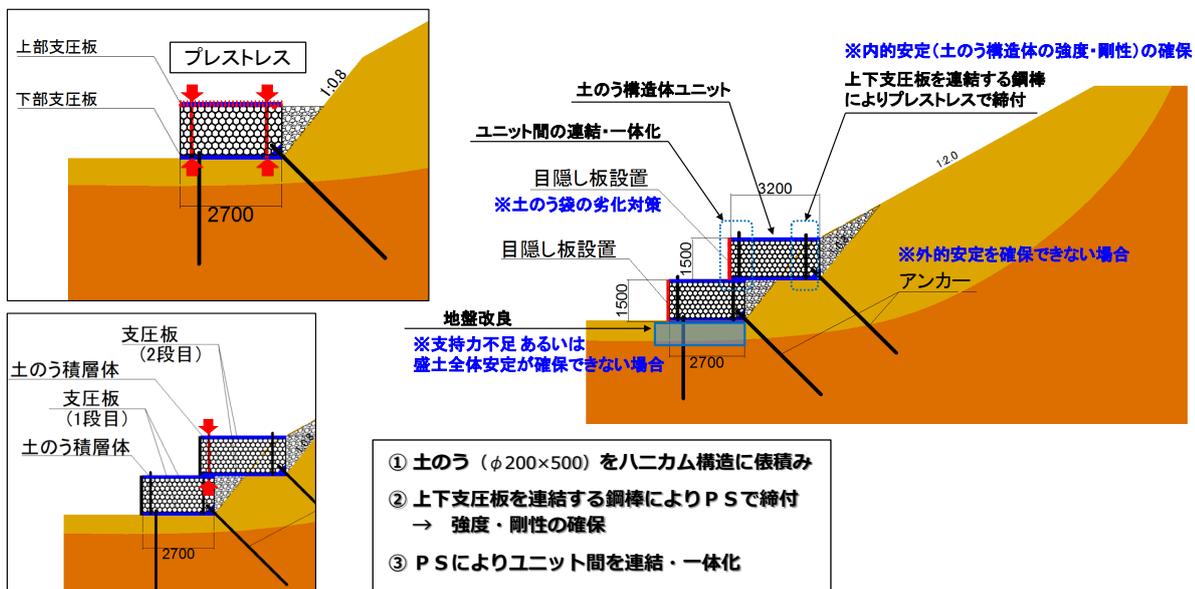


図-6.6-1 PS による土のう構造体ユニットの剛性・強度の確保および一体化

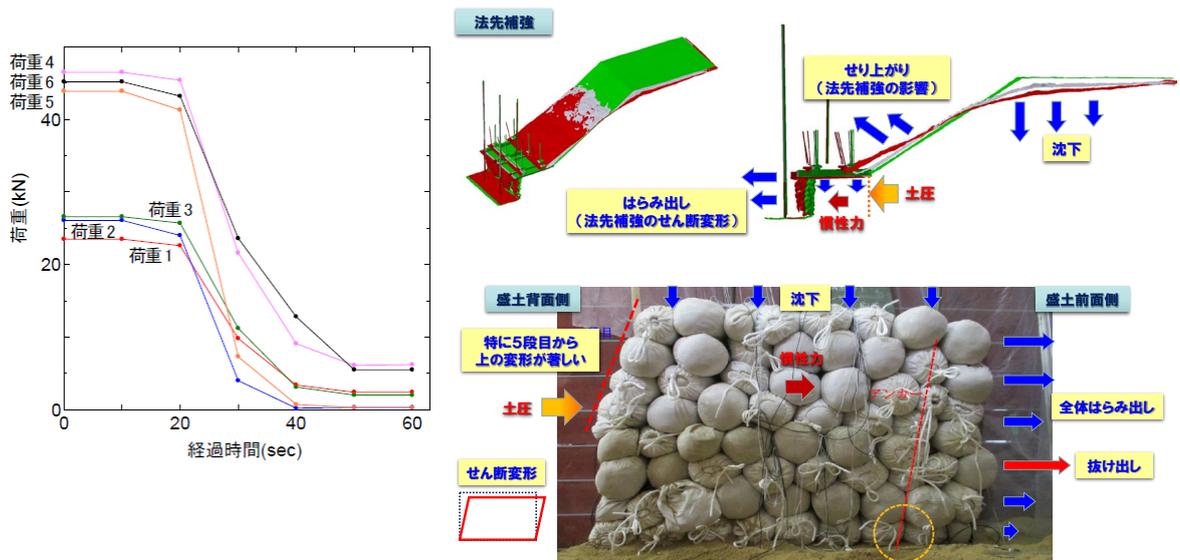


図-6.6-2 地震時のPS低減による土のう構造体の沈下・せん断変形（大型振動台盛土加振試験 2016）

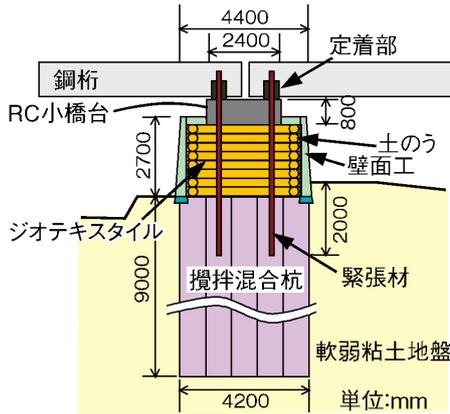
一方、土のう構造体のPSの構造・機構に対しては、既に開発されている「プレロード・プレストレスト工法（PL・PS工法）」の技術を参照できると思われる。

当該工法は、図-6.6-3(a)に示すように、一般的にコンクリート構造物として構築される橋脚を砕石とジオテキスタイルによる補強土とし、これに図-6.6-3(b)のように、一時的に著大な荷重履歴（プレロードPL）を与えて十分に塑性沈下を生じさせたのち、半分程度を除荷し、残りの荷重を長期的に緊張荷重（プレストレスPS）として保持した工法である¹⁴⁾。このPL・PS工法が初めて採用されたJR九州篠栗線の橋梁は、仮線ではあったが4年間にわたり営業線として使用され、図-6.6-3(b)のとおり、桁設置後の残留変形量は1mmにも及ばなかったと報告されている¹⁴⁾。

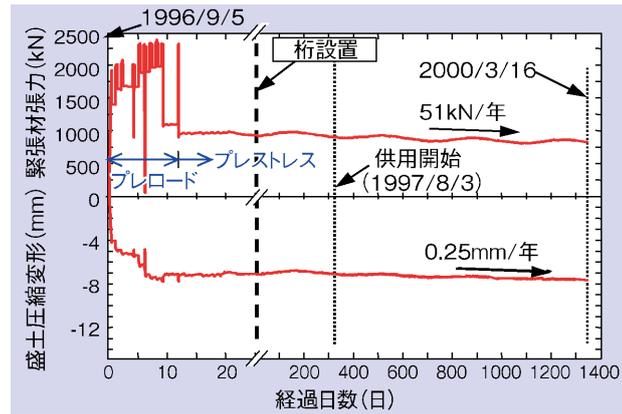
さらに、その後、PSの応力緩和の改善策として、緊張材の定着部に、図-6.6-4のような「ラチェット機能付きPS維持装置」を設けることが考案された¹⁴⁾¹⁵⁾¹⁶⁾。実用化には至っていないようであるが、PL・PS補強土橋脚または橋台の模型振動台実験によりその有効性が検証されている¹⁵⁾¹⁶⁾。長期的なクリープ変形により補強盛土部が沈下した場合、図-6.6-4のb)のようにバネが伸びて張力が一定に保たれる（定圧条件）。一方、地震による正のダイレイタンスに伴い補強盛土が膨張しようとした場合、図-6.6-4のc)のようにラチェットがロックされてバネは縮まず張力が増加する（定体積条件）。このような機構である。

上記のPL・PS工法のPS維持策は、いずれも土のう構造体にも有効で応用できる技術や知見であると考えられる。即ち、

- ① 土のう構造体の側方部を拘束し、側方変位を抑制すること
（現状の土のう構造体ユニットは、上下支圧板の拘束のみで側方は拘束していない）
- ② PS 载荷の前に、2 倍程度の PL を载荷し予め有意な変形を除去しておくこと
- ③ ラチェット機能付き PS 維持装置を設けること



(a) PL・PS 補強土橋脚の構造



(b) 緊張力 PS と補強盛土部の沈下量の推移

図-6.6-3 PL・PS 補強土橋脚¹⁴⁾

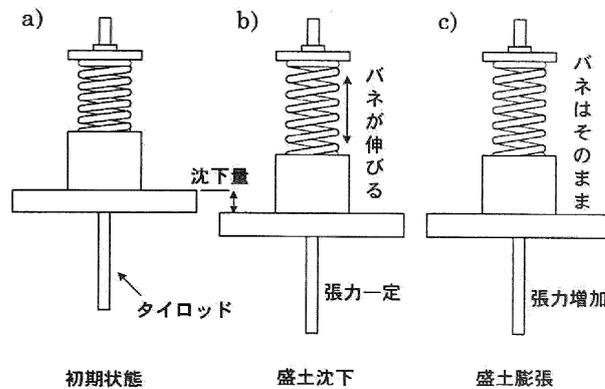


図-6.6-4 ラチェット機能付き PS 維持装置¹⁵⁾

しかしながら、PL・PS 工法は、コンクリート製の「橋脚」または「橋台」の代替工法であることに対し、土のう構造体は、沢埋め盛土等の「土構造物」を対象とした経済的で効率的な耐震対策を目的としたものである。本工法は、

- 1) 補強材の設置スペースが不要で、補強土壁工法よりも小規模。大型ブロック擁壁や現場打ち擁壁に必要な支持杭等が不要である。
- 2) 大型機械での施工が困難な箇所での施工が可能である。
- 3) 災害発生時の応急対策を永久構造物として活用可能である。
- 4) 現地発生土を使用することで、最低限の材料での施工が可能である。

といった特徴がある¹²⁾。

また、神戸市の玉坂トンネル上部におけるランク D 盛土の耐震補強事例で従来工法（加圧注入型地山補強工法＋補強土壁工法）とのコスト比較を試算したところ、延長 10m あたりの直接工事費ベースで、本工法が 0.32 億円、従来工法（採用工法）が 0.35 億円となり、経済的に優位となる可能性を確認したが、更なるコストダウンも必要と認識したところである¹²⁾。

このように、構造上・施工上の優位性に加え、従来工法に対する経済的優位性が普及のための大きい要素となることは間違いない。本工法への上記①～③のPS維持策は、技術的には有効な手段となり得る一方で、適用には経済性において課題があることも想定される。これらを勘案した上で、PS維持策を今後の研究課題としたい。

(2) 1G 場における振動台実験における相似則について

もう1つの今後の研究課題として、1G 場における振動台実験における相似則を考慮した耐震性の評価が挙げられる。

模型縮尺が $1/n$ の模型振動実験における 1G 場および遠心力場 (nG) での各物理量の相似則を表-6.6-1に示す¹⁷⁾。遠心模型実験とは、実物との縮尺 ($1/n$) の違いによる物理量への影響を回避するため、相似則を考慮して nG の遠心力場で実験を行うことにより、応力やひずみの挙動を実物と同等にしたものである。これに対して、1G 場による実験では、模型縮尺に応じて結果が実物の挙動とは異なることを認識する必要がある。例えば、本研究において実施した大型振動台盛土加振試験は盛土高 4m であるが、盛土高 15m の実物盛土を設計対象とする場合には $n=4$ となる。このとき、表-6.6-1 より、実験より得られる応力は実物の 0.25 倍、ひずみは 0.5 倍であることに留意する必要がある。

本研究では、この相似則を考慮した実験や耐震性評価までには至っていないことが実情である。今後の実験計画に相似則を盛り込んでいく、あるいは、解析的検証により 1G 場の実験と実物の相違を検証していくこと等が今後の研究課題であると考えられる。

表-6.6-1 1G 場および遠心力場における振動実験の主な相似則 (模型縮尺 = $1/n$)

(参考文献 17 に基づき編集)

項目 (物理量)	1G 場の相似則 (例示: $n=4$ のとき)	遠心力場 (nG) の相似則 (例示: $n=50$ のとき)
長さ	$1/n$ (0.250)	$1/n$ (0.02)
加速度	1 (1.000)	n (50.0)
応力	$1/n$ (0.250)	1 (1.00)
力 (単位奥行当り)	$1/n^2$ (0.063)	$1/n$ (0.02)
質量密度	1 (1.000)	1 (1.00)
ひずみ*	$1/n^{0.5}$ (0.500)	1 (1.00)
時間	$1/n^{3/4}$ (0.354)	$1/n$ (0.02)
振動数	$n^{3/4}$ (2.828)	n (50.0)
剛性	$1/n^{0.5}$ (0.500)	1 (1.00)
せん断波速度	$1/n^{1/4}$ (0.707)	1 (1.00)

注) 相似則を「模型/実物」で表す。1G 場のひずみの相似則*を $1/n^{0.5}$ とした場合。

6.7. 総括

土のう構造体を用いた法先補強工法による盛土耐震補強の策定を目指し検討を行った。施工性に鑑み、仮土留工を要しない「多段式」の法先補強工法とした。全体安定検討より適用可能な盛土規模が15m程度であることを確認した。また、実験的検証により盛土補強効果の検証と設計法策定に必要なデータを収集した。その結果、本工法の設計法に係る基本方針を提案することができた。

1) 設計の手順

「全体安定の検討」→「外的安定の検討」→「内的安定の検討」→「レベル2地震時の変形照査」とする。

2) 全体安定の検討

- ・法先補強工・盛土・基礎地盤を含む全体安定検討より法先補強範囲を設定する。
- ・基礎地盤が軟弱な場合、土のう構造体下の地盤改良工の併用も検討する。

3) 外的安定の検討

- ・土のう構造体ユニット群の転倒・滑動・支持力の照査を行う。
- ・転倒・滑動はユニット毎に単独で照査。滑動は一体化したユニット全体で照査。
- ・転倒・滑動の安定性が確保できない場合、不足分を斜めアンカーで補う。
- ・支持力が不足する場合、地盤改良の併用を検討する。

4) 内的安定の検討

- ・土のう構造体自体が内部崩壊しないことを照査する。
- ・ユニット毎に単独で照査。
- ・地震時の土圧および土のう構造体自身の慣性力によるせん断力に対して、土のう間の摩擦抵抗力が大きくなるように必要となるプレストレス PS を設定する。
- ・このとき、土のう間の摩擦抵抗力を算定する際の ϕ を土のう中詰め材の ϕ_d に等しいとして設計する。

また、今後の研究課題について6.6節でとりまとめた。

なお、本研究において立案した土のう構造体による盛土法先補強工法の設計法の基本方針については、2020年にその成果を論文発表している¹⁸⁾。

参考文献（第6章）

- 1) 高木宗男, 横田聖哉, 菅浩一, 安田進, 太田秀樹: 東名牧之原地区における盛土のり面災害の実態, 地盤工学シンポジウム論文集, 第55回, pp.193-196, 2010.
- 2) 森本励, 川村國夫, 宮下孝, 山岸達也, 高橋裕之, 津田雅丈: 能登半島地震による「のと里山海道(旧能登有料道路)」盛土崩壊とその地下水位推定—山岳・丘陵部道路盛土の地震時安定評価の簡便法提案—, 地盤工学ジャーナル, Vol12, No.2, pp.177-195, 2015.
- 3) 澁谷啓, 谷和夫, 丁經凡, 白濟民: 土のう構造体を用いたのり先補強工による既設盛土の耐震化 - その1. 基本概念, 第51回地盤工学研究発表会, 2016.
- 4) 加藤卓彦, 澁谷啓, 中西典明, 片山政和, 歳藤修一, 伊藤修二, 石田正利, 中澤博志: 土のう構造体を用いたのり先補強工による既設道路盛土の耐震化 - その3 土のう構造体の設計法の確立に向けた基礎的検討 -, 第52回地盤工学研究発表会, 2017.
- 5) 九田敬行, 澁谷啓, 片岡沙都紀, 田嶋亮佑, 森吉勇氣, 森口裕矢, 中澤博志: 土のう構造体を用いたのり先補強による既設道路盛土の耐震化 —土のう構造体の模型実験—, ジオシンセティックス論文集, 第32巻, pp.175-182, 2017.
- 6) 石田正利, 澁谷啓, 片岡沙都紀, 中西典明, 加藤卓彦, 歳藤修一, 伊藤修二: 盛土のり先補強工法に用いる土のう材料の一面せん断試験, ジオシンセティックス論文集, 第32巻, pp.203-208, 2017.
- 7) (公社)日本道路協会: 道路土工 擁壁工指針(平成24年度版), 第4章 設計に関する一般事項 pp.39-87, 第6章 補強土壁 pp.223-282, 2012.
- 8) (公社)日本道路協会: 道路土工 盛土工指針(平成22年度版), 第4章 設計 pp.80-127, 2010.
- 9) 加藤卓彦, 澁谷啓, 中西典明, 片山政和, 由井洋和, 歳藤修一, 伊藤修二, 石田正利: 土のう構造体を用いたのり先補強工による既設盛土の耐震化 - その4. 被災した道路盛土をモデルケースとした試設計, 第51回地盤工学研究発表会, 2016.
- 10) 中日本高速道路株式会社 東京支社 (HP 公開資料): 東名高速道路牧之原地区地震災害の対応について
- 11) 中村洋丈, 横田聖哉, 菅浩一, 安田進, 太田秀樹: 東名牧之原地区における盛土のり面災害の動的変形特性, 地盤工学シンポジウム論文集, 第55回, pp.205-212, 2010.
- 12) 中西典明, 澁谷啓, 片岡沙都紀, 歳藤修一, 九田敬行, 石田正利, 伊藤修二, 加藤卓彦, 片山政和: 「土のう構造体」を用いた道路盛土の耐震補強の優位性について, 第53回地盤工学研究発表会, 2018.
- 13) 松岡元, 劉斯宏, 長谷部智久, 島尾陸: 土のう積層体の変形・強度特性と設計法, 土木学会論文集 No.764/III-67, pp.169-181, 2004.6.
- 14) 館山勝: 鉄道総研パテントシリーズ 101—プレローディッド・プレストレスト補強土橋脚, 鉄道総合技術研究所出版物「RRR」, Vol.65 No.9, pp.38-39, 2008.9.
- 15) 篠田昌弘, 石村隆俊, 半井健一郎, 山本俊太, 夏木敏宏, 加藤鉄弘, 北野靖行, 加藤範久, 内村太郎, 龍岡文夫: プレローディッド・プレストレスト補強土構造物のレベルII地震動に対する動的応答特性, ジオシンセティックス論文集, 第15巻, 274-283, 2000.12.
- 16) 半井健一郎, 篠田昌弘, 渡辺健治, 館山勝, 内村太郎, 龍岡文夫: 改良型プレストレスト維持装置を用いた PL・PS 補強土橋台の模型振動台実験, ジオシンセティックス論文集, 第16巻, 45-52, 2001.12.

- 17) 稲富隆昌，風間基樹：1G 場および遠心力場の模型振動実験の相似則の適用性について，地盤工学研究発表会講演概要，第 22 卷，pp.627-630，1993.
- 18) 加藤卓彦，澁谷啓，片岡沙都紀，中澤博志，中西典明，歳藤修一，石田正利，伊藤修二，片山政和，由井洋和，丁經凡：土のう構造体を用いた法先補強工法による盛土耐震補強の設計法検討．ジオシンセティックス論文集，第 35 卷，95-102，2020.

第7章 結論

(1) 本研究の背景・目的・構成

土木工学の多くの分野において、阪神・淡路大震災（1995）以降、レベル1・レベル2という2段階の地震レベルを考慮した設計体系が構築され、既存構造物の耐震診断とそれに基づく耐震補強が進められた。東日本大震災（2011）後には、西日本においてもM9級の海溝型巨大地震（南海トラフ巨大地震）が想定され、地震・津波に対する防災・減災計画が強化されることとなった。一方、技術基準の性能規定化が徐々に進められており、例えば港湾基準は2007年に移行している。他分野よりは遅れているものの地盤工学分野も例外ではない。性能規定化に伴い、自由な発想に基づく多様な設計法の採用が可能となった。

このような背景の中で、筆者がこれまでに携わってきた数々の設計のうち、本研究は、各種の土構造物および抗土圧構造物を対象として、設計基準や指針等において具体的かつ定量的な手法がまだ確立されていない設計法（なかでも、耐震設計法）を立案することを目的として実施したものであり、以下の4つの研究テーマより構成される。

a) 研究テーマ1：自立式鋼管矢板による河川護岸・防潮堤の耐震補強設計

大阪府では、阪神・淡路大震災（1995）以降、既設の河川護岸・防潮堤のレベル1地震に対する耐震補強事業を推進してきた。川側に自立式鋼管矢板を新設し、液状化が想定される前面地盤を部分固化改良する構造形式を採用している。本研究は、大阪府の従来設計法（2000.2）を見直し、地盤改良効果を合理的に評価できる簡易な設計法を立案することを目的とした。また、整備後断面の津波浸水対策を目的としたレベル2地震に対する耐震性能照査に関しても本研究内容に加えている。

b) 研究テーマ2：地盤改良による河川護岸・防潮堤の耐震対策設計

護岸と防潮堤が一体構造となっている大阪府の河川では、研究テーマ1で立案した設計法に基づき自立式鋼管矢板護岸による耐震補強が進められたが、一部の対象河川（神崎川筋）では護岸と防潮堤が分離・独立した構造で、標準工法が適用できず長らく未整備となっていた。しかし、東日本大震災（2011）後、この区間は津波浸水対策の緊急度が高い区間に指定され、耐震対策設計が必要となった。護岸～防潮堤間の地盤改良による耐震対策工法を適用するものとし、その設計方針と設計法立案を本研究の目的とした。

c) 研究テーマ3：補強土壁による津波防潮堤の設計

南海トラフ巨大地震に伴う津波あるいは高潮・高波による工場敷地内への浸水を防ぐため、埋立外周護岸背後に延長約1.1kmの津波防潮堤を新設することになった。護岸背後に十分な用地がなく補強土壁工法を適用した。基礎地盤には液状化対象層が存在したが、障害物も多く地盤改良が困難であったことから、レベル2地震による液状化に対する変形を考慮した補強土壁設計を行うものとした。その設計方針立案を本研究の目的とした。

d) 研究テーマ4：土のう構造体による盛土耐震補強設計

沢埋め道路盛土は、地形的要因から水が集まりやすく、不適切な盛土材料使用や排水施設の機能不良などの場合には、盛土内の地下水位上昇による耐震性能の低下が懸念される。過去の地震による大規模な被災事例では大きな社会的影響を与えたこともあり、効率的で経済的な耐震補強工法の開発が求められている。このような背景から、土のう構造体を用いた盛土法先補強工法を提案し設計法の策定を目指している。本工法の開発と設計法に係る基本方針立案を本研究の目的とした。

(2) 本研究で得られた結論

第2章では、4つの研究テーマ毎に、既往の研究成果や従来設計法の考え方をとりまとめた。その上で、本研究に対して得られた知見と課題を整理した。

研究テーマ1に対しては、自立式矢板護岸（あるいは係船岸）の前面地盤の改良効果に関する知見と課題を整理した。まず、港湾・漁港・河川の各技術基準には、前面地盤の改良効果の評価方法はいずれも規定されていないことを確認した。また、幾つかの類似研究事例および類似施工事例も調査し参考となる知見を得ることができた。しかし、矢板前面の有限幅での改良効果の定量的な設計法がまだ確立していないことを改めて確認するに至った。さらには、研究開始時に運用されていた従来設計法（大阪府の旧指針：2000.2）の本研究において改善すべき5つの課題についても予め抽出した。

研究テーマ2に対しては、前面地盤に液状化対象層があり、かつ背面地盤を固化改良する控え式矢板護岸を研究対象としていることから、控え式矢板護岸の現行設計法、深層混合処理工法の現行設計体系を整理した。まず、控え式矢板護岸の設計法で前面地盤の液状化を許容する考え方は現行の技術基準には規定されていないことを確認した。また、深層混合処理工法の設計体系として、改良部を「地盤」と捉えるか「構造物」と捉えるかの2つの考え方に大別されること、杭式・格子式・ブロック式等の改良形式により適用される設計の考え方が異なること、液状化対策・主働土圧低減等の用途別分類によっても設計の考え方や改良形式が異なっていることを整理した。

研究テーマ3に対しては、基礎地盤の液状化を考慮した補強土壁設計のための既往研究等の整理を行った。まず、適用基準である「道路土工 擁壁工指針」では、一般的に基礎地盤の液状化が想定される場合には液状化対策の実施を前提としており、液状化による変位を考慮した設計法は特に規定されていないことを確認した。また、遠心模型実験による補強土壁の壁面の許容傾斜を設定する研究成果2件を整理した。1件は壁面の傾斜角3%、もう1件は4%という結論を導いている。

研究テーマ4に対しては、松岡ら(2004)の土のうに関する既往の研究成果を整理した。
①土のうの摩擦特性として、谷間積み（表積み）をすることで、土のう間の摩擦角 ϕ_{pl} に谷間積みの谷間角 θ を加えたものを土のう積層体の摩擦角と見なせる。
②土のうの強度特性として、土のう袋の張力より土のうの見掛けの粘着力 c を導くことができる。

第3章では、研究テーマ1「自立式鋼管矢板による河川護岸・防潮堤の耐震補強設計」の研究内容に関してとりまとめた。

まず、鋼管矢板前面の固化改良の改良幅、改良する砂層厚、砂層の剛性等をパラメータとして約140ケースの弾性FEM解析を行い、改良効果の感度を分析した。その上で、護岸変位に着目し、弾性FEMの解析値をおおよそ再現できる「梁バネモデル」を立案した。

次に、実際に自立式矢板護岸を施工中の現場より採取した粘性土を用いた3ケースの遠心模型実験（縮尺1/50, 50G）により実験的検証を行った。特に、改良幅が小さい（4m幅×4m厚）と、改良体が回転し非液状化時でも改良効果が限定されることを確認した。

さらに、遠心模型実験3ケースの事後解析として弾塑性FEM解析を行い、続いて、その解析方針に基づき実地盤の弾塑性FEM解析を4ケース実施した。その結果、立案した弾性の梁バネモデルに比べて護岸変位が1.2～2.4倍大きくなることが分かった。改良幅が小さくなるにつれて両者の差が広がる傾向にある。ここで非線形性を考慮できるモデルへの変更が理想ではあるが、簡便なモデル策定が研究目的であることから、①最小改良幅を2D（D=改良厚）とすること、②護岸許容変位を20cmより10cmに見直すこと、の2つの運用規定を設けた上で、弾性の梁バネモデルをそのまま採用する方針とした。

このようにして策定した梁バネモデルによる新たな設計計算モデルの特徴は、①改良体前面の砂層の地盤バネを液状化抵抗率 F_L に応じて低減して評価すること、②改良体底面の摩擦抵抗を直下の粘土層のせん断バネ（=水平バネの1/4）で評価することである。また、この新設計法において、従来設計法（2000.2）で課題となっていた5つの改善点を全て解決することができた。

新設計法は、大阪府の新指針（2005.2制定・2006.2改定）となり、対象河川においてレベル1地震に対する耐震補強が順次進められた。その後、東日本大震災（2011）を経て、津波浸水対策を目的とする整備済み護岸・防潮堤のレベル2地震に対する耐震性能照査を実施した。レベル1地震を対象に補強された自立式鋼管矢板護岸と既設防潮堤は、レベル2地震に対しても所定の耐震性能を有することが確認され、策定した設計法の妥当性も併せて検証することができた。

第4章では、研究テーマ2「地盤改良による河川護岸・防潮堤の耐震対策設計」の研究内容に関してとりまとめた。

護岸と防潮堤が分離・独立した構造形式に対し、まずそれぞれの耐震性能を規定した。「防潮堤」には、南海トラフ巨大地震に伴う津波浸水対策に必要な「L2地震」に対する耐震性能のみ規定し、「護岸」には、設計水平震度0.24相当の「L1地震」に対する耐震性能のみ規定した。その上で、護岸・防潮堤の具体的な耐震設計手順を示した。

次に、耐震対策工法として考え得る6工法を抽出し、比較検討の結果、護岸L1対策と防潮堤L2対策を併用でき、液状化対策に加えて改良強度も高く、現場適合性も高い「高圧噴射攪拌工」を採用することとした。

高圧噴射攪拌工の改良体配置等の地盤改良設計方針の詳細を設定した上で、地盤改良効果の評価法に関する立案を行った。まず、改良部の設計の考え方を整理した。液状化対策を考えた場合、「格子式」配置が合理的であるため採用したが、この場合、「構造物的設計法」の適用が標準となる。しかし、改良目的が液状化対策に加えて護岸の主働土圧低減および防潮堤の受働抵抗増大でもあり、構造物の強度を補う地盤改良と見なすことが妥当であり、「複合地盤的設計法」を適用する方針とした。

この地盤改良効果を考慮した護岸の L1 耐震対策設計については、背後地盤の高圧噴射攪拌工の粘着力 $c=0.40\text{MPa}$ に格子式改良による最小改良率 50% を考慮して $c=0.20\text{MPa}$ として土圧を算定し、仮想ばり法を適用し設計することにした。このとき、矢板前面の設計河床付近に液状化の恐れのある砂質土層が分布するため、液状化抵抗率 F_L が 1 未満の場合には、漁港基準の「仮想海底面」の考え方を準用し、仮想ばりの下側支点を液状化層下端まで下げて支間を広げて設計するものとした（液状化を考慮した修正仮想ばり法）。

最後に、防潮堤の L2 耐震対策設計として、2次元動的変形解析 LIQCA による照査に基づいた。改良部は高圧噴射攪拌工の $E=200\text{MPa}$ に格子式改良による最小改良率 50% を考慮して $E=100\text{MPa}$ として一様な弾性体としてモデル化した。これより、護岸の主働土圧低減効果・防潮堤の受働抵抗増大効果といった改良効果を評価する方針とした。「河川構造物の耐震性能照査指針（案）・同解説」に準拠し、防潮堤の変位量および応力度に関する照査基準値を設けて判定するものとした。

第 5 章では、研究テーマ 3「補強土壁による津波防潮堤の設計」の研究内容に関してとりまとめた。

設計対象となる補強土壁は高さ約 7m・幅約 8m・壁面勾配 1:0.1 で、中詰材に鉄鋼スラグを用いた二重壁構造を有するジオテキスタイル等による補強土壁である。厚さ約 1m の底版上に設置している。延長約 1.1km の補強土壁を補強工法・地盤条件・設定位置等の設計条件等に応じて設計区間①～⑤の 5 区間に区分した。基礎地盤の液状化判定を行ったところ、レベル 1 地震時には液状化が生じず、レベル 2 地震時に液状化が生じる土層が分布することが予め判明していた。

このような条件のもと、地中障害物の影響で地盤改良が困難であったこともあり、液状化対策を行わずレベル 2 地震時の地盤変形を考慮した補強土壁設計を行う方針とした。レベル 2 地震時の変形照査は、入力地震動を内閣府の「南海トラフ巨大地震」として 2次元動的変形解析 FLIP を用いて実施する方針とした。なお、照査項目を、①補強土壁の変形量照査（傾斜増分が許容値以下）、②底版の応力照査（底版の配筋設計）、③補強材の部材照査（変形照査の部材引張力より部材見直し）の 3 項目とした。壁面の許容変位については、辻ら（2011）らが報告している「4%」以内を傾斜増分の許容値として適用することにした。

「3%」とする別の実験結果による報告もあるが、辻らの遠心模型実験が、壁高約 20m の上端から下端の平均傾斜で議論されていることと、当該設計と同じ二重壁構造の結果であることから「4%」が妥当と判断した。

これらの設計方針に基づき、実際に変形照査を実施したところ、底版の目地割、地盤条件、護岸からの離隔といった条件の違いによって補強土壁の傾斜、底版の発生断面力、補強材の部材発生力にかなり差異が生じることが分かった。

第6章では、研究テーマ4「土のう構造体による盛土耐震補強設計」の研究内容に関してとりまとめた。

まず、駿河湾地震（2009）により被災した東名高速道路牧之原地区の盛土を参考にモデル化した30m級の沢埋め盛土断面に対する土のう構造体による法先補強工法の適用の研究を始めた。全体安定の検討の結果、盛土高に対し1/3程度の範囲で法先補強が必要であることが明らかとなった。これより、当初想定していた法尻付近での土のう構造体の一括同時施工には仮土留工が必要となることを見込まれ、簡易で経済的な補強工の概念とは相反するものとなる。現実的な工法として、法尻より土のう構造体ユニットを段階的に施工していく「多段式」土のう構造体を採用するものとした。土のうをハニカム状に俵積みし、上部支圧板と下部支圧板を連結する鋼棒によりプレストレス（PS）で締め付けてユニット全体の剛性・強度を確保し、さらに、ユニット間もPSで連結・一体化を図る工法とした。多段式の場合、約15m程度が適用可能な盛土規模であることを検討した。

本工法の設計手順は、「道路土工—盛土工指針」を参考に、①全体安定の検討、②外的安定の検討、③内的安定の検討、④数値解析による変形照査（L2地震）と設定した。

設計法策定の基礎データ収集のため実験的検証を行った。大型振動台装置による盛土加振試験（2016）では、無対策ケースに比べて法先補強ケースで盛土応答加速度の低減効果を確認したものの、加振中のPSの急低下と加振後の土のう構造体のせん断変形が確認された。PSの保持、土のうの形状保持が課題となった。これより、加振時の急低下を招かないPSの把握を目的として小型振動台装置による土のう構造体の加振試験を実施した。必要なPSは75~100kN/m²と確認できた。その上で、PSを75kN/m²とし、化粧板型枠により土のうを規則正しく積層した2回目の大型振動台装置による盛土加振試験（2017）を行った。250gal加振時のPSの低下率は10~20%にとどまり、750gal加振後の土のう構造体にもほとんどせん断変形を生じない結果が確認された。さらには、織布同士・土のう同士の一面せん断試験により、土のう構造体の強度定数を把握することができた。内的安定の検討で用いる土のう間の見掛けの摩擦角 ϕ_{p2} として中詰材の ϕ とすることを提案した。松岡ら（2004）の既往研究成果の谷間角 θ の考え方を適用しないこととした。

以上の成果より、多段式土のう構造体による法先補強工法の設計法の基本方針として、適用範囲ならびに、①全体安定の検討、②外的安定の検討、③内的安定の検討の考え方を整理した。なお、④数値解析による変形照査は今後の課題とした。

さいごに、テーマ4に係る今後の研究課題に関してとりまとめた。

(3) 本研究成果と課題のまとめ

最後に、本研究のそれぞれのテーマにおける成果と今後の課題について、設計法の汎用性や将来展望という視点から以下にとりまとめる。

a) 研究テーマ 1：自立式鋼管矢板による河川護岸・防潮堤の耐震補強設計

【成果】

- 1) 本研究において策定した設計法は、大阪府の新設計指針として制定された。
 - ①大阪府西大阪治水事務所：自立式鋼管矢板護岸設計指針，2005.2 制定（2006.2 改定）
 - ②大阪府都市整備部河川室：特殊堤設計マニュアル（案），2006.10.
- 2) この設計指針に基づき、大阪府管内における数多くの河川護岸の耐震補強設計が行われ補強工事が実施された。（L1 耐震補強事業）
- 3) さらに、東日本大震災後（2011）には、補強断面の津波対策を目的とした L2 耐震性能も確認された。新設計法の妥当性が検証された。
- 4) なお、本設計法に関する発表論文(2005)が以下の技術マニュアルで参照されており、抗土圧構造物の受働抵抗増大を目的とした固化改良に関して述べられている。
 - ①沿岸技術研究センター：港湾・空港における深層混合処理工法技術マニュアル，第3章設計，pp.32-105，2014.10.
 - ②セメント協会：セメント系固化材による地盤改良マニュアル（第4版），5.3 深層改良の設計，pp.156-181，2014.9

【課題・将来展望】

- 1) 本設計法および設計指針は、大阪府西大阪治水事務所管内（大阪市域）の河川条件（水位・水深）、土質条件、背後立地条件等を勘案し、解析的・実験的検証に基づき策定したものである。ただちに、他の河川や港湾施設に適用できるわけではない。
- 2) しかし、2.2.2.に示した東京都の類似整備事例のように、背後地での対策が困難である護岸や岸壁の耐震補強に対し、本設計法の考え方を応用していくことは意義深いことである。今後は、他の対象施設での研究を推進し適用範囲を広げることで、より汎用性の高い設計法へ軌道修正していくことが望まれる。

b) 研究テーマ 2：地盤改良による河川護岸・防潮堤の耐震対策設計

【成果】

- 1) 本研究は、テーマ 1 の標準工法が適用できない特異な構造形式に対する設計方針・設計法立案が目的であり、汎用性のある設計指針を制定する性質のものではなかった。しかし、既設構造物諸元や土質条件等が区々で設計者も異なる延長 15km 事業区間における設計方針・設計法の「統一化」に寄与することができた。
- 2) また、主働側地盤の固化改良効果を考慮し、かつ受働側地盤の液状化を許容した矢板護岸（係船岸）の設計法を提案することができた。この点に関しては、汎用性のある設計法への道筋をつけたといえる。

【課題・将来展望】

- 1) 主働側地盤の固化改良効果を考慮した場合,あるいは受働側地盤の液状化を許容した場合の矢板護岸(係船岸)の設計法の設計指針等への反映が今後の課題である。
- 2) 本研究対象の河川護岸・防潮堤の耐震対策では「高圧噴射攪拌工」を適用した。機械攪拌型とは異なり,高圧噴射型の深層混合処理工法の統一的な技術指針が整備されていない。このため,各工法協会等が作成した技術マニュアルに準拠して設計されることが実情で,改良体の設計基準強度・粘着力・変形係数等の設計定数の設定方法が数ある工法により異なっていることが本研究過程で明らかとなった。特異な工法を除き,高圧噴射攪拌工の技術指針による設計定数設定の統一化が望まれる。

c) 研究テーマ3：補強土壁による津波防潮堤の設計

【成果】

- 1) 本研究では,補強土壁の設計指針(道路土工)で規定されていない基礎地盤の液状化による壁体の変形を考慮した設計方針・設計法の立案に取り組み,汎用性ある設計法への道筋をつけることができた。
- 2) 設計方針・設計法立案に際し,実験的な検証はできなかったが,既往研究の成果(遠心模型実験結果)を引用することで補った。解析的な検証については,設計対象施設の設計の一環として実施した動的変形解析により補強土壁の変形挙動を把握することができた。

【課題・将来展望】

- 1) より汎用性のある設計法の策定,設計指針への反映が今後の課題である。

d) 研究テーマ4：土のう構造体による盛土耐震補強設計

【成果】

- 1) 土のう構造体による盛土法先補強工法として,法尻付近での一括同時施工を見直し,法尻より土のう構造体ユニットを段階的に施工する「多段式」法先補強工法を採り入れた。
- 2) 本研究における解析的検証(極限平衡法による全体安定の検討),および実験的検証(大型振動台装置による盛土加振試験,小型振動台装置による土のう構造体の加振試験,土のう同士的一面せん断試験)に基づき,本工法の設計法に係る基本方針を立案することができた。

【課題・将来展望】

- 1) 設計法の基本方針は立案したが、具体的な設計法の確立、設計指針への反映は今後の課題である。
- 2) プレストレス (PS) の維持策 (構造・機構など) は、経済性とのバランスも考慮しつつ、更なる検討を要する。
- 3) 今後の研究では、「1G 場の振動台実験の相似則」を考慮した耐震性評価が望まれる。
- 4) なお、本研究は引き続き継続して実施している。

e) 地震発生時に事象をすぐさま検証できるしくみづくり

本研究は、「各種土構造物・抗土圧構造物における基準化されていない耐震設計法に関する研究」を題材として、4つのテーマについて設計法、設計方針、設計条件、耐震性能等を立案・策定することを目的として実施した。本研究において立案した設計法・設計条件に基づき設計され施工された各種構造物が、将来実際に地震に遭遇したときに、その事象をできるだけ早く把握することや、設計時に想定した挙動との違いを迅速に検証することは重要であり、そのためのしくみづくりを考えておくことも大事なことであろう。

施工された現場サイドにおいて、設計時の耐震性能や設計のクライテリアを地震後に記録、計測するしくみづくりも考えられなくはないが、地震発生が何年後か何十年後かわからないことを考えれば、維持管理を含めて容易ではないと想定される。

一方、設計サイドにおいて考えられることは、設定した設計条件での設計に加えて、代表断面において、各種条件を変動させた感度分析を実施して備えておくということがあり得るのではなかろうか。即ち、照査基準値をクリアするように設計は行うが、照査基準値を超えるような各種条件を予見しておくということである。

謝辞

本論文は、筆者が株式会社日建設計シビルに勤務する傍ら、2015年10月から2021年9月の期間（うち2018年4月から2021年3月は休学）、神戸大学大学院 工学研究科 市民工学専攻 人間安全工学講座 地盤安全工学分野の博士後期課程に在学し、澁谷啓教授のご指導のもと研究成果をとりまとめたものであります。研究内容は、第3章から第6章の4テーマで構成されており、第3章から第5章までは、古くは2002年頃から在学以前に取り組み始めたものです。一方、第6章は、在学期間中に澁谷教授を中心とした研究チームに参画し遂行したものであり、現在も継続して研究を進めております。

本研究の遂行ならびに論文の執筆にあたっては、多くの方々のご指導・ご協力・ご助言を賜りました。ここに感謝の意を表し、厚く御礼申し上げます。

澁谷啓教授には、本研究の遂行ならびに論文のとりまとめにあたり、懇切丁寧なご指導を賜りました。的確で明瞭なご助言により、本研究を完遂することができました。心より感謝し、厚く御礼申し上げます。

神戸大学大学院 工学研究科 市民工学専攻の森川英典教授ならびに芥川真一教授には、大変ご多忙な中、論文審査をご担当いただくとともに、本論文のとりまとめにあたり有益なご助言を賜りました。心より感謝し、厚く御礼申し上げます。

神戸大学 都市安全研究センターの飯塚敦教授には、大変ご多忙な中、研究成果発表会にご出席いただき、論文とりまとめにあたり貴重なご助言を賜りました。心より感謝し、厚く御礼申し上げます。

神戸大学大学院 工学研究科 市民工学専攻の片岡沙都紀助教には、特に第6章（テーマ4）の研究遂行にあたり的確なご指導をいただきました。ここに深謝いたします。また、神戸大学大学院 工学研究科 市民工学専攻の白濟民研究員および丁経凡研究員には、本論文のとりまとめにあたり丁寧にご助言いただきました。厚く御礼申し上げます。

次に、各章の研究テーマ毎にご指導賜った方々に感謝の意を表します。

第3章（テーマ1）および第4章（テーマ2）の研究にあたっては、当該河川管理者である大阪府都市整備部 河川室および西大阪治水事務所の多くの皆さまに、ご指導、ご助言、ご協力を賜りました。心より感謝し、厚く御礼申し上げます。

第5章（テーマ3）の研究にあたっては、事業者である日本製鉄株式会社 和歌山製鉄所 土建技術室の執行室長、渡瀬主幹、内匠屋氏（2019年当時）をはじめとする関係各位に、様々なご指導、ご協力をいただきました。ここに深謝いたします。また、設計方針・設計法の立案にあたり、前田工織株式会社の辻慎一朗氏には、基礎地盤の液状化による地盤変形を考慮した補強土壁設計に関するご助言・ご協力をいただきました。厚く御礼申し上げます。

第6章(テーマ4)は、国土交通省新道路技術会議から神戸大学への委託研究の一環として実施した産官学共同研究「沢埋め道路盛土の経済的な耐震診断と耐震補強の開発」を源流とするものです。この共同研究の耐震補強WGのメンバーである、復建調査設計株式会社の中西典明氏(グループリーダー)、ライト工業株式会社の歳藤修一氏・九田敬行氏、太洋工業株式会社の石田正利氏、前田工織株式会社の伊藤修二氏には、本研究の遂行および論文の執筆にあたり、数々のご指導とご助言を賜りました。心より感謝し、厚く御礼申し上げます。さらには、大型振動台装置による盛土加振試験では、国立研究開発法人防災科学技術研究所の中澤博志氏に数々のご指導を賜りました。ここに深謝いたします。

次に、勤務先の株式会社日建設シビルの関係者に対し感謝の意を表します。

2015年10月の博士後期課程入学時に上司であった山田耕三 部門統括(当時)は、筆者を澁谷教授に推薦の上、本研究への取り組みを後押ししていただきました。故 軽部大蔵神戸大学名誉教授の同門として澁谷教授のご指導を仰ぐ機会を授かったことはこの上ない喜びであり、心から感謝申し上げます。

また、公表論文の執筆に際しては、片桐雅明技師長(当時、現参与)に幾度となく大変丁寧なご指導を賜りました。ここに感謝の意を表します。

第3章(テーマ1)の研究にあたっては、2003年~2004年当時、遠心模型実験の遂行において、日建設中瀬土質研究所(NNGI)の角南進氏、片桐雅明氏、大石幹太氏に尽力いただきました。また、解析的検証および設計法策定では、2002年~2006年にかけて、園井啓士郎氏、角南進氏に助言いただきました。併せて感謝の意を表します。

さらには、第4章~第6章(テーマ2~4)の研究にあたっては、各々のプロジェクトメンバーであった片山政和氏、加藤亮輔氏、西村正人氏、由井洋和氏をはじめとする弊社エンジニアリング部門の所属部員が労を惜しまず尽力してくれました。ここに感謝の意を表します。

最後に、本研究および論文執筆にあたり、専念できるように筆者の日常を支えてくれた妻に心より感謝します。また、コロナ禍で相対する機会も少なくなり蔭ながら応援してくれた実母と義父母にも感謝します。さらには、異分野・異業種ながら同じ工学部の学生あるいは社会人のエンジニアとして助言してくれた息子にも感謝します。

2021年7月
加藤 卓彦

神戸大学博士論文

「各種土構造物・抗土圧構造物における基準化されていない耐震設計法に関する研究」

全 208 頁

提出日 2021 年 7 月 13 日

本博士論文が神戸大学機関リポジトリ Kernel にて掲載される場合、掲載登録日（公開日）はリポジトリの該当ページ上に掲載されます。

© 加藤 卓彦

本論文の内容の一部あるいは全部を無断で複製・転載・翻訳することを禁じます。