ISSN 0386-5878
土木研究所資料　第４４６０号

土 木 研 究 所 資 料

間隙水圧消散工法に関わる
大型遠心模型実験と
河川堤防の液状化対策手引き
＜設計計算例＞

令和 7 年 8 月

（国研）土木研究所
地質・地盤研究グループ土質・振動チーム

Copyright © (2025) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、国立研究開発法人土木研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、国立研究開発法人土木研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

土 木 研 究 所 資 料
第４４６０号　2025年8月

間隙水圧消散工法に関わる
大型遠心模型実験と
河川堤防の液状化対策手引き
＜設計計算例＞

地質・地盤研究グループ土質・振動チーム　上席研究員　石原　雅規
〃　元交流研究員　丸田　亮※1
〃　元交流研究員　三浦　裕太※2
〃　主任研究員　青柳　悠大

要　旨：
間隙水圧消散工法に関わる大型遠心模型実験（H29～R3 大規模地震動に対する河川堤防の液状化対策としてのドレーン工法の評価・設計法により実施）のうち、令和 3 年度に実施した 5 ケースを示すとともに、河川堤防の液状化対策工法の手引き（改定版）（土木研究所資料第 4449 号）で示された間隙水圧消散工法の設計法の具体的な計算例を示すものである。
キーワード：河川堤防、液状化対策、調査、設計

※1：現 大日本ダイヤコンサルタント株式会社
※2：現 株式会社建設技術研究所

河川堤防の液状化対策の設計手法検討委員会

間隙水圧消散工法計算例 WG　名簿

幹　事	竹内　秀克	（株）不動テトラ　地盤事業本部　技術部	副部長
幹　事	日髙　亮	（株）不動テトラ　地盤事業本部　技術部	
幹　事	眞野　基大	（株）エイト日本技術開発東京支社防災保全部	プロジェクトマネージャー
幹　事	三浦　裕太	（国研）土木研究所地質・地盤研究グループ	交流研究員

（五十音順）

（所属・役職は、令和 7 年 3 月時点のもの）

目　次

第 1 編　間隙水圧消散工法に関わる大型遠心模型実験

第 1 章　はじめに 3

第 2 章　実験方法と条件 4

2.1　実験ケースと実験模型 4

2.2　実験方法の概要 8

2.3　実験模型の作製方法 10

2.4　測定方法 14

2.5　地盤材料とドレーン材 15

2.6　外力条件 17

第 3 章　実験結果 18

3.1　ケース 1 18

3.2　ケース 2 28

3.3　ケース 3 38

3.4　ケース 4 48

3.5　ケース 5 58

第 4 章　実験結果のまとめ 67

4.1　実験結果のまとめ 67

第 2 編　間隙水圧消散工法に関わる河川堤防の液状化対策の手引き＜設計計算例＞

第 1 章　はじめに 73

1.1　はじめに 73

1.2　本計算例の取り扱い上の留意事項 73

第 2 章　本計算例の対象と耐震性能照査手法 75

2.1　液状化対策の設計の手順 75

2.2　本計算例で対象とした対策工法 75

第 3 章　計算例 1:間隙水圧消散工法による対策（その 1） 77

3.1　設計手順 77

3.2　設計条件 78

3.2.1　地盤条件 78

3.2.2　入力地震動条件 79

3.2.3　液状化判定 80

3.2.4　照査基準 82

3.2.5 対策工諸元設定上の制約条件.....82
3.2.6 対策工法の組合せ.....82
3.2.7 浸透安全性の評価に用いる外力.....84
3.3 現況の照査.....84
3.3.1 解析モデル.....84
3.3.2 耐震性能照査結果.....86
3.4 対策後の照査.....88
3.4.1 対策工諸元の設定.....88
3.4.2 耐震性能照査.....100
3.4.3 浸透安全性照査.....106
第 4 章 計算例 2:間隙水圧消散工法による対策(その 2).....109
4.1 設計手順.....109
4.2 設計条件.....110
4.2.1 地盤条件.....110
4.2.2 入力地震動条件.....112
4.2.3 液状化判定.....113
4.2.4 照査基準.....116
4.2.5 対策工諸元設定上の制約条件.....116
4.2.6 対策工法の組合せ.....117
4.2.7 浸透安全性の評価に用いる外力.....117
4.3 現況の照査.....118
4.3.1 解析モデル.....118
4.3.2 耐震性能照査結果.....120
4.4 対策後の照査.....122
4.4.1 対策工諸元の設定.....122
4.4.2 耐震性能照査.....134
4.4.3 浸透安全性照査.....146

第１編　間隙水圧消散工法に関わる
大型遠心模型実験

第1章　はじめに

旧版の「河川堤防の液状化対策の手引き」[1)]では、「河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル（案)」[2)]（以下、マニュアル（案)）に含まれていた間隙水圧消散工法（マニュアル(案)ではドレーン工法という名称）がレベル 2 地震動に対する効果が不明であることや設計法が確立されていないこと等から採用が見送られていた。

土木研究所では、これまで、中規模～大規模の地震動に対する間隙水圧消散工法の対策効果およびその発現メカニズムを検証すること、間隙水圧消散工法の評価法・設計法を開発することを目的として、間隙水圧消散工法のうち、代表的な工法であるグラベルドレーン工法を対象とした大型遠心力載荷実験装置を用いた遠心模型実験を実施してきており、実験結果を報告[たとえば 3)]しているところである。

本資料では、既報[3)]以降の令和 3 年度に実施した遠心模型実験結果を報告する。本実験では、グラベルドレーンの杭芯間隔の違いや、グラベルドレーンより排水性能の高い材料の人工材、グラベルドレーンの排水機能をなくし剛性のみ発揮される条件としたドレーンの堤防の沈下抑制効果を確認した。

第2章　実験方法と条件

2.1　実験ケースと実験模型

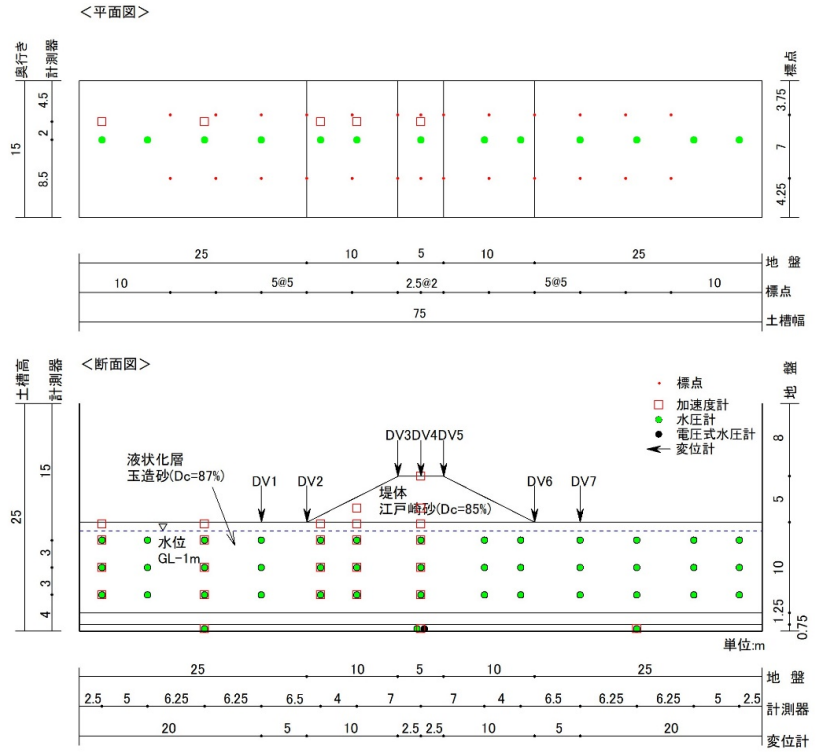
実験ケースを**表 2.1.1** に示す。ケース 1 はドレーン等を設置しない無対策の条件、ケース 2 はドレーン径 1m（実スケール、本節では実スケールで表記）のグラベルドレーンを杭芯間隔 2m で設置した条件、ケース 3 はケース 2 の杭芯間隔 2m を 3m に変更した条件でそれぞれ実施し、グラベルドレーンの有無や杭芯間隔の違いを比較する目的で行った。また、ケース 4 は中空のパイプドレーン（ドレーン径 1m）をケース 3 と同じ杭芯間隔 3m で設置し、グラベルドレーンよりも透水性の高い条件として実験を行った。ケース 5 はケース 2 およびケース 3 と同じグラベルドレーン（ドレーン径 1m）をポリエチレンチューブ（厚さ 0.05mm、外径 19.1mm）に入れ、表面を遮水し剛性のみが発揮されるドレーン（以下、グラベルドレーン（表面遮水））をケース 3 およびケース 4 と同じく杭芯間隔 3m で設置した。パイプドレーンおよびグラベルドレーン（表面遮水）の詳細は 2.3 節に記載した。

ドレーンを設置したケースでは、ドレーンの上面に厚さ 1m のグラベルマットを設けた。また間隙流体には、粘性を水の 50 倍に調整したメトローズ水溶液（信越化学工業株式会社製）を使用した。

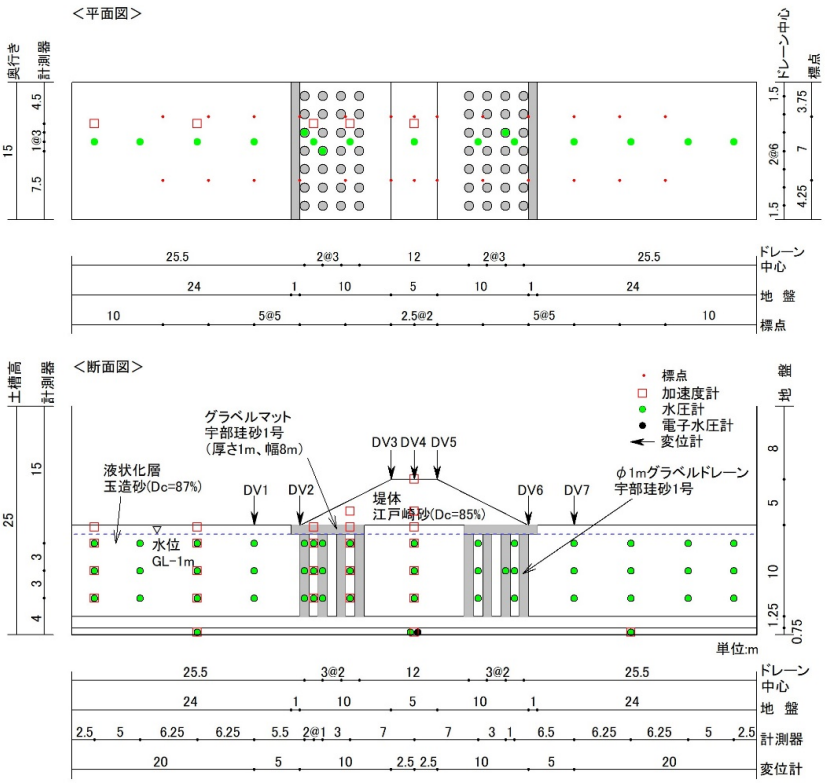
50G の遠心重力場において、実スケールで堤体盛土高 5m、法勾配 2 割、天端幅 5m、液状化層厚 10m となる**図 2.1.1** に示す模型を用いて実験を行った。

表 2.1.1　実験ケース（寸法は実スケール）

ケース	地下水位	使用材料					備考
		ドレーン材 (ϕ : ドレーン径, d : 杭芯間隔)	堤体	液状化層	支持層	砕石層	
1	GL-1m	なし	江戸崎砂 (D_c = 85%)	玉造砂 (D_c = 87%)	三河珪砂 6 号 (D_r = 95%)	東北砕石 7 号	
2		宇部珪砂 1 号 (ϕ = 1m, d = 2m)					グラベルドレーンの外周に不織布あり
3		宇部珪砂 1 号 (ϕ = 1m, d = 3m)					
4		パイプドレーン (ϕ = 1m, d = 3m)					パイプドレーンの外周に不織布あり
5		宇部珪砂 1 号 (ϕ = 1m, d = 3m) ※ポリチューブにより 表面を遮水					

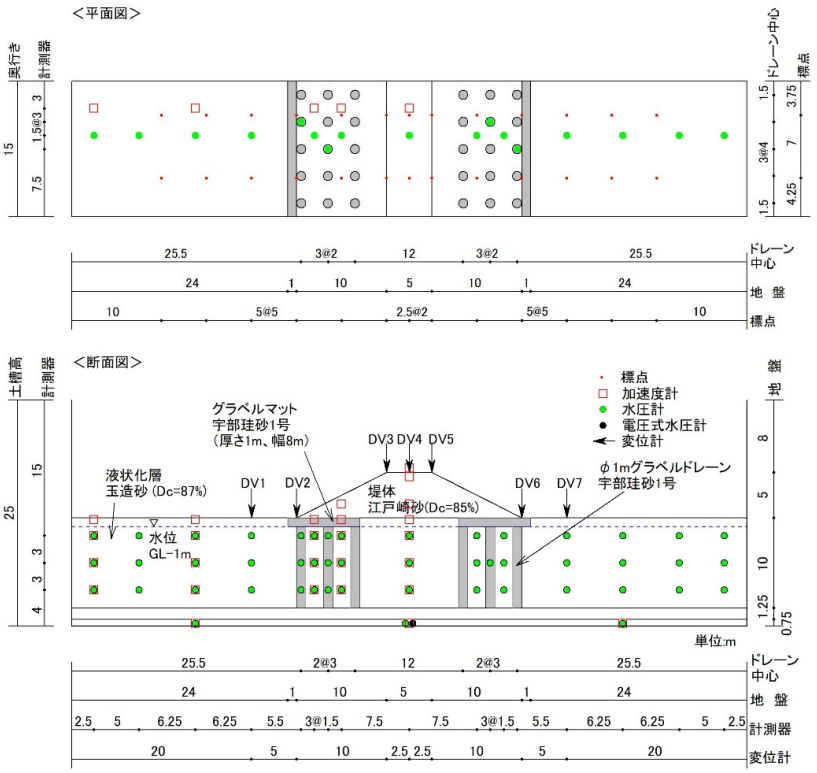


(a)　ケース 1

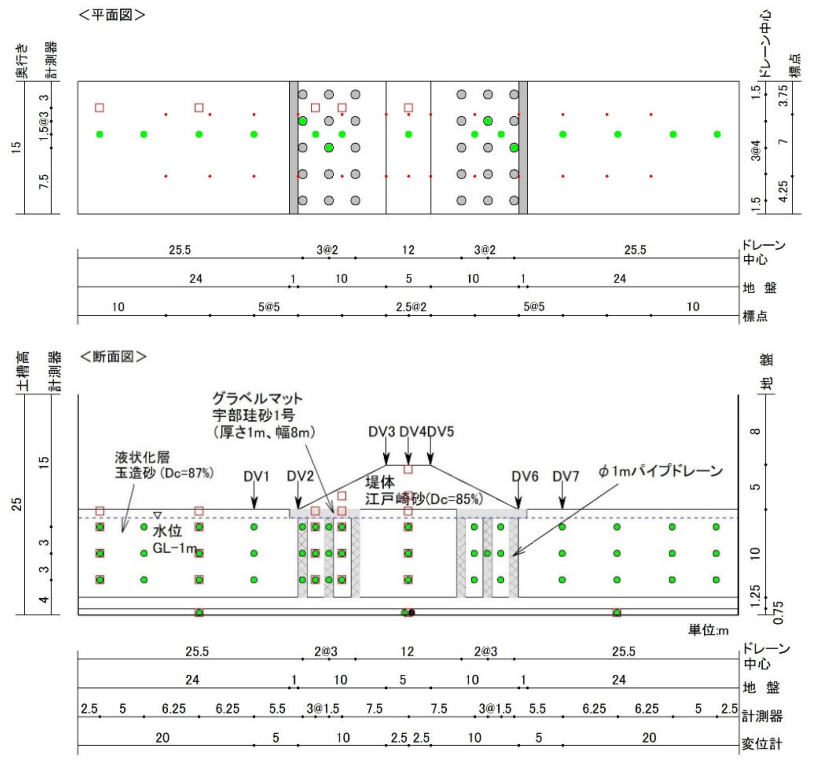


(b)　ケース 2

図 2.1.1　実験模型（寸法は実スケール）(1)

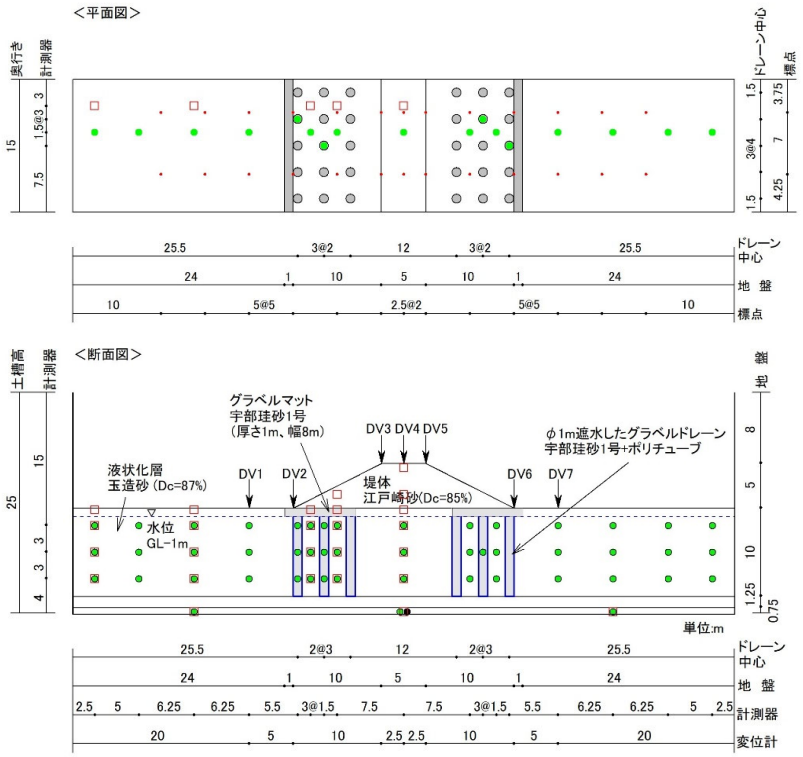


(c)　ケース 3



(d)　ケース 4

図 2.1.1　実験模型（寸法は実スケール）(2)



(e)　ケース 5

図 2.1.1　実験模型（寸法は実スケール）(3)

2.2　実験方法の概要

本実験は、**図　2.2.1** の大型遠心力載荷実験装置を使用して行った。実現象と遠心模型実験において成り立つ相似則を**表　2.2.1** に、大型遠心力載荷実験装置の仕様を**表　2.2.2** に示す。

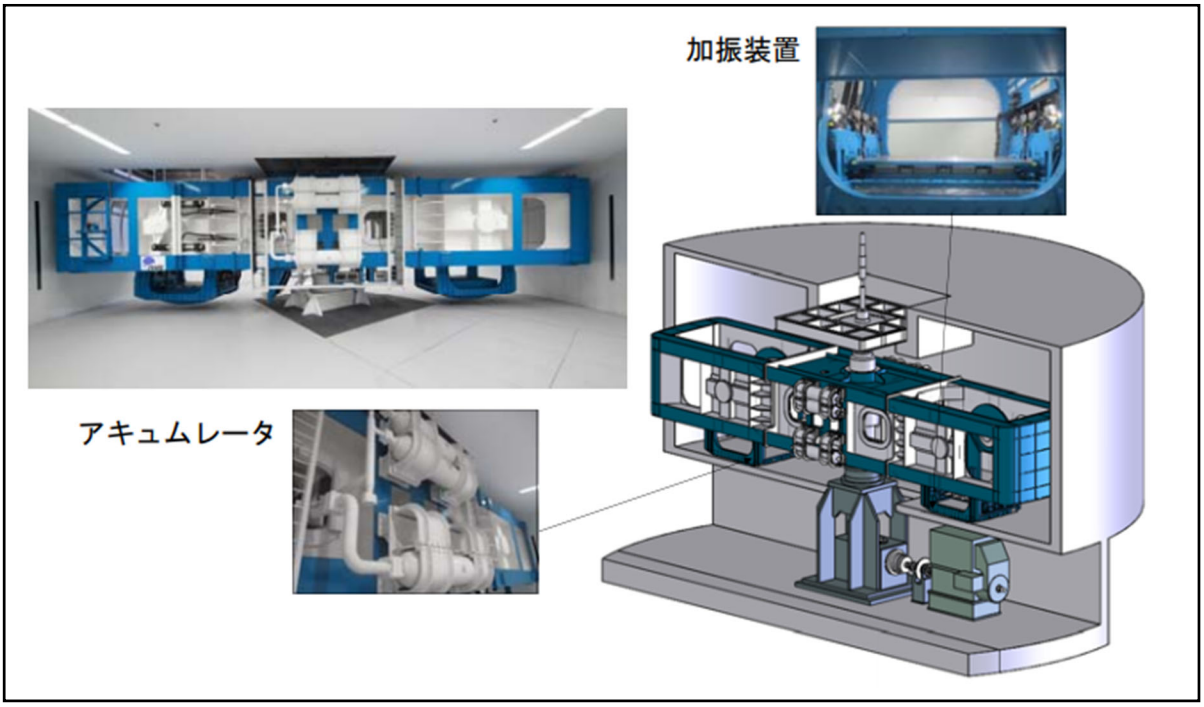


図 2.2.1　大型遠心力載荷実験装置

表 2.2.1　遠心力載荷実験における相似則（遠心加速度がＮＧのとき）

項目		相似則
密度		1
寸法		1／N
変位		1／N
速度		1
加速度		N
質量		$1／N^2$
力		$1／N^2$
応力		1
ひずみ		1
時間	動的現象	1／N
	浸透現象	$1／N^2$

表 2.2.2　大型遠心力載荷実験装置の仕様

遠心力載荷装置	有効回転半径	6,600mm
	最大遠心加速度	100G
	最大積載容量	400ton・G
	振動架台	2 台
	容器の載荷スペース	幅　：2,400mm 奥行：1,300mm 高さ：1,000mm
加振装置	台の大きさ	幅　：1,700mm 奥行：1,000mm
	最大加振容量	50ton・G
	最大加振加速度	50G
	最大速度	150cm/s
	最大変位	±10.0mm
	加振周波数	10～300Hz
計測機能	伝送方式	光
	測定点数	静的試験：100ch 動的試験：　80ch

2.3　実験模型の作製方法

実験模型は、内寸が幅 1,500mm、高さ 500mm、奥行 300mm の実験土槽（**写真 2.3.1**）内に作製した。模型底面から順に、砕石層、支持層、液状化層（対策工ありのケースではドレーンを含む)、グラベルマット（対策工ありのケースのみ)、堤体で構成されている。間隙水には、動的現象と浸透現象の相似則をあわせるために遠心加速度に応じて粘性を水の 50 倍に調整したメトローズ水溶液（信越化学工業株式会社製）を使用した。

以下に各層の作製方法の概略を示す。なお、本節に記載する寸法は模型スケールでの表記とする。また、**図 2.3.1** に模型作製状況の一例を示す。模型作製に先立ち、土槽の水平方向壁面には壁面摩擦低減のためにフッ素樹脂配合のコーティング剤を塗布した。

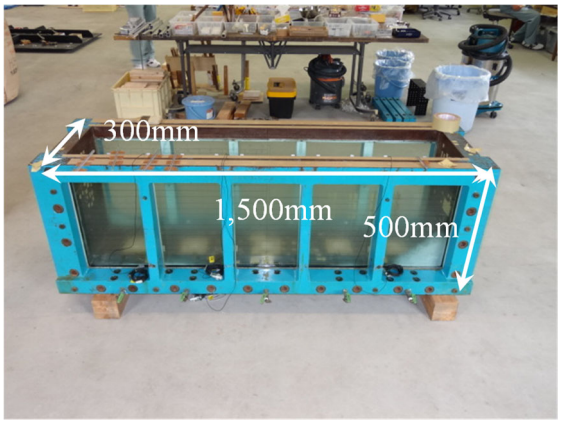


写真 2.3.1　実験土槽

（a）砕石層

液状化層下部から間隙水をゆっくりと浸透させ、液状化層を一様に飽和させるため、土槽底面に厚さ 15mm の砕石層を設置した。締固めには木製の突固め棒を使用し、可能な限り密に作製した。砕石層の上端にはろ紙を敷き、上位となる支持層の地盤材料が混入しないよう配慮した。土層端部には砕石層に間隙水を直接滴下できるようアルミ製角パイプを 2 箇所、アルミ製角パイプ下端がろ紙上端と接するように設置した。

（b）支持層

木製の突固め棒を使用し、相対密度が 95%となるように三河珪砂 6 号を突固めて 25mm の支持層を作製した。

（c）液状化層

最適含水比 15.9%付近の玉造砂を支持層の上位に 1 層 20mm ピッチで突固めて、液状化層を作製した。また、加振前後の地盤の変形状況を把握するため、2 層ごと（40mm ピッチ)に鉛直方向と水平方向に厚さ 2mm の色砂をはさみ、メッシュを作製するとととともに、

直径 8mm 程度の赤色の標点を実験土槽ガラス面沿いの所定の位置に設置した。

液状化層の飽和は、実験土槽ごと真空槽に入れ模型を脱気した後、炭酸ガスを注入し、この状態からさらに脱気した状態で行った。上述のとおり、浸透箇所は支持層下位の砕石層として、アルミ製角パイプ内に間隙流体（メトローズ水溶液、粘性は水の 50 倍）を滴下して液状化層下部から飽和を行った。なお、飽和後アルミ製角パイプ内は液状化層に使用した玉造砂を水平地盤面の高さまで詰めた。

（d）グラベルドレーン

作製した液状化層のドレーン設置位置にアルミパイプ（外径 20mm、肉厚 1mm）を丁寧に押し込んだ後、ゆっくりと引き抜いた。アルミパイプ内の玉造砂を排土した後、再び挿入し、筒状の不織布をアルミパイプ内に設置した。不織布の内側に宇部珪砂 1 号を投入した後、アルミパイプを引き抜いた。液状化層と不織布に隙間が生じた場合には気乾状態の玉造砂で間詰めを行った。グラベルドレーンの上部には、厚さ 50mm、幅 160mm のグラベルマット（宇部珪砂 1 号）を設けた。グラベルドレーンはケース 2 およびケース 3 で使用した。また、ケース 5 で使用したグラベルドレーン（表面遮水）は筒状（下部は密閉）にしたポリエチレンチューブ内にケース 2 およびケース 3 と同様のグラベルドレーン(不織布あり）を入れ、アルミパイプ内に設置した。以降は同様の手順で作製した。

（e）パイプドレーン

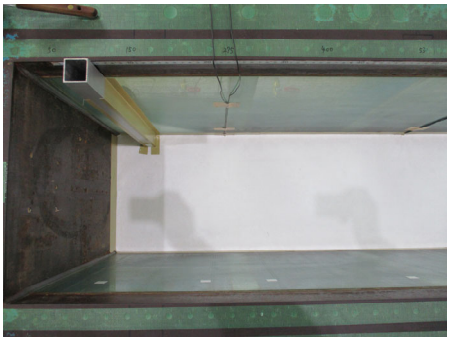
外径 20mm、肉厚 5mm のパイプドレーン（**図 2.3.1（e-1）、（e-2）**）の外周および下端に不織布を巻き、グラベルドレーンと同様のアルミパイプ内に設置した。パイプドレーンの上端にはプラスチックメッシュ（3cm 四方）を置き、宇部珪砂 1 号（グラベルマット）がパイプドレーン内に落ちないよう配慮した。パイプドレーンはケース 4 で使用した。

（f）堤体

締固めには、木製の突固め棒を使用し、締固め度 85%となるように 1 層 20mm ピッチで作製した。緩い液状化層上で堤体の締固めを行うと、液状化層の密度が上がり、逆に堤体は締固まらず所定の締固め度にならないため、別途型枠内で作製した。作製した堤体は冷凍庫に入れ凍結させた後、飽和後の液状化層上へ設置した。設置した堤体と実験土槽側面の隙間には堤体の地盤材料で間詰めを行った。設置した堤体は温度計で堤体内部の温度を計測し、実験前に十分解凍されていることを確認している。解凍後は地表面の乾燥を防ぐため、グリーススプレーを塗布した。



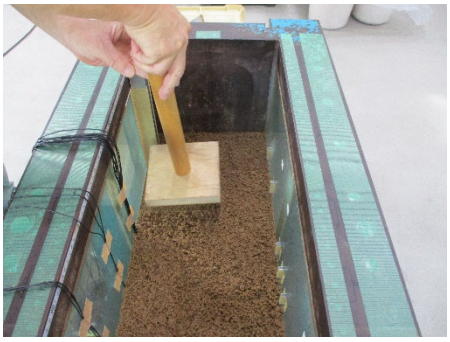
(a-1) 砕石層の作製状況



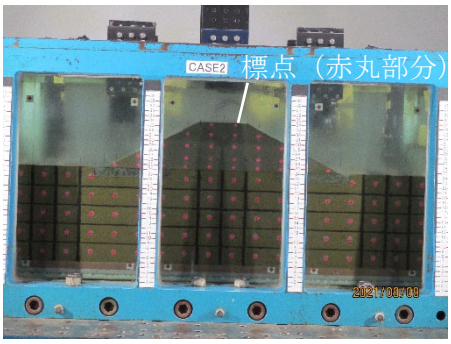
(a-2) アルミ製角パイプ設置状況



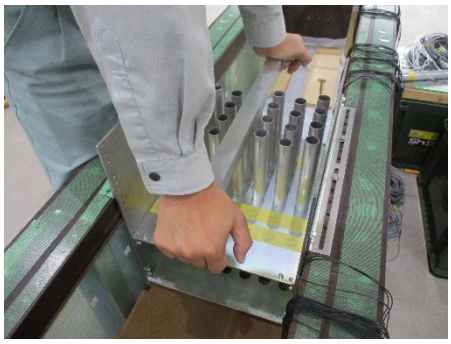
(b) 支持層の作製状況



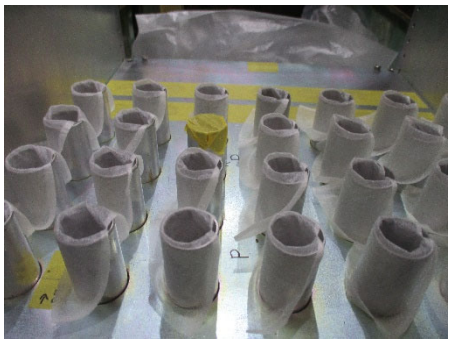
(c-1) 液状化層の作製状況



(c-2) 液状化層の側面状況



(d-1) アルミパイプ押し込み状況



(d-2) 不織布設置状況



(d-3) ドレーン材投入状況

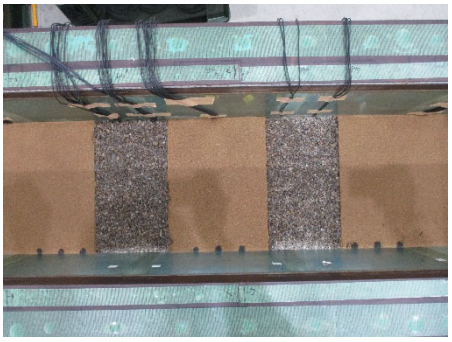
図 2.3.1　模型作製状況の一例（1）



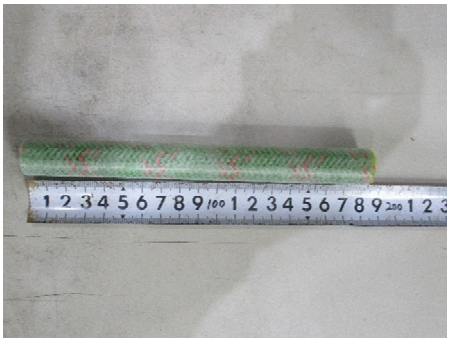
(d-4) グラベルマット作製状況



(d-5) グラベルドレーンの表面遮水状況



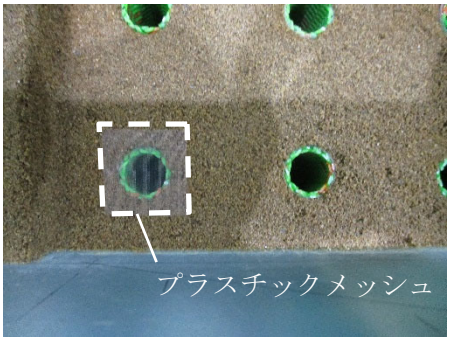
(d-6) ドレーン完成状況



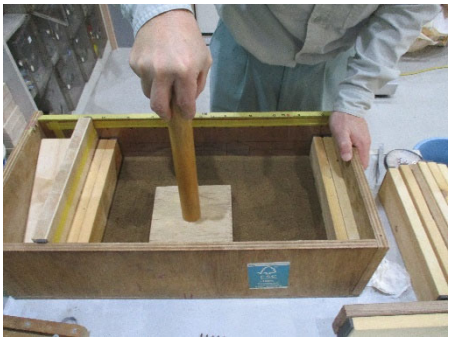
(e-1) パイプドレーン外観



(e-2) パイプドレーン内側状況



(e-3) プラスチックメッシュ設置状況

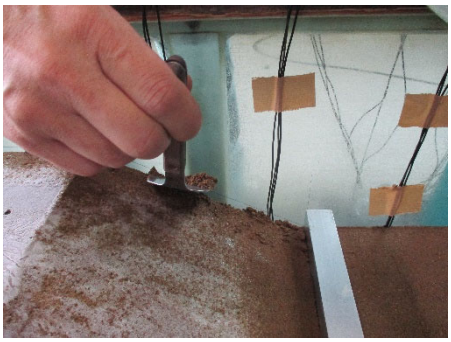


(f-1) 堤体の締固め状況

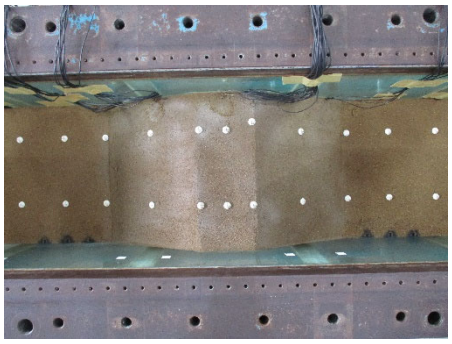


(f-2) 凍結させた堤体の設置状況

図 2.3.1　模型作製状況の一例（2）



(f-3) 堤体側面の間詰め状況



(f-4) 模型完成状況

図 2.3.1　模型作製状況の一例（3）

2.4　測定方法

加振中は地盤内に設置した加速度計で地盤内の加速度、間隙水圧計で間隙水圧の変化を測定した。また、変位計で加振中の堤体の沈下量や加振後の地表面形状等を測定した。画像解析では地盤側面に設置した標点を用いて加振中の変状を測定した。標点は、液状化層では模型スケールで縦 40mm×横 50mm 四方のメッシュ中央を基本に、堤体では模型スケールで 50mm 間隔に横 5 列で設置した。地表面の標点は堤体の横断方向に 2 列で設置した。なお、ケース 2～ケース 5 のドレーン部分は未設置とした。**表 2.4.1** に測定項目を示す。

表 2.4.1　測定項目

測定項目	測定方法	測定箇所	測定場	備考
加速度	加速度計	地盤内 土槽底面	遠心力場	
間隙水圧	間隙水圧計			
変位	画像解析	地盤側面	遠心力場	
	接触型変位計 レーザー変位計	地表面		
	メジャー		重力場	実験前後
変状	画像解析	地盤側面	遠心力場	
地表面形状	レーザー変位計	地表面	重力場	各ステップ後

2.5　地盤材料とドレーン材

模型における各地盤材料の物性値を**表 2.5.1** に、粒径加積曲線を**図 2.5.1** に示す。液状化層およびドレーン材に使用する材料はグラベルドレーンが目詰まりを起こさないようマニュアル(案)[4]の下式(以下、フィルター基準)を満足するよう選定した(**図 2.5.2**、**表 2.5.2**)。また、ドレーンの外側に不織布を巻いたため、フィルター基準を満足するかに依らず、実験において目詰まりは生じない。

$$D_{G15} / D_{85} < 9$$

ここで、D_{85} ：液状化層材料の通過質量百分率 85%のときの粒径

D_{G15} ：ドレーン材の通過質量百分率 15%のときの粒径

表 2.5.1　各地盤材料の物性値

地盤材料 / 地盤種別		江戸崎砂 堤体	玉造砂 液状化層	宇部珪砂 1 号 ドレーン材 グラベルマット	三河珪砂 6 号 支持層
一般	土粒子の密度 ρ_s (g/cm^3)	2.68	2.67	2.66	2.66
粒度	礫分含有率 (%)	0	0	99.9	0
	砂分含有率 (%)	87.3	87.7	0.1	99.5
	シルト分含有率 (%)	7.0	6.0	0	0.5
	粘土分含有率 (%)	5.7	6.3		
	均等係数 U_c	8.2	8.9	1.4	2.0
	平均粒径 D_{50} (mm)	0.197	0.276	3.10	0.268
密度試験	最大乾燥密度 ρ_{max} (g/cm^3)	－	－	－	1.617
	最小乾燥密度 ρ_{min} (g/cm^3)	－	－	－	1.286
締固め試験	最大乾燥密度 ρ_{max} (g/cm^3)	1.624	1.653	－	－
	最適含水比 ω_{opt} (%)	16.0	15.9	－	－
15℃に対する透水係数 k_{15} (m/s)		7.57×10^{-5}	1.50×10^{-4}	2.53×10^{-2}	－

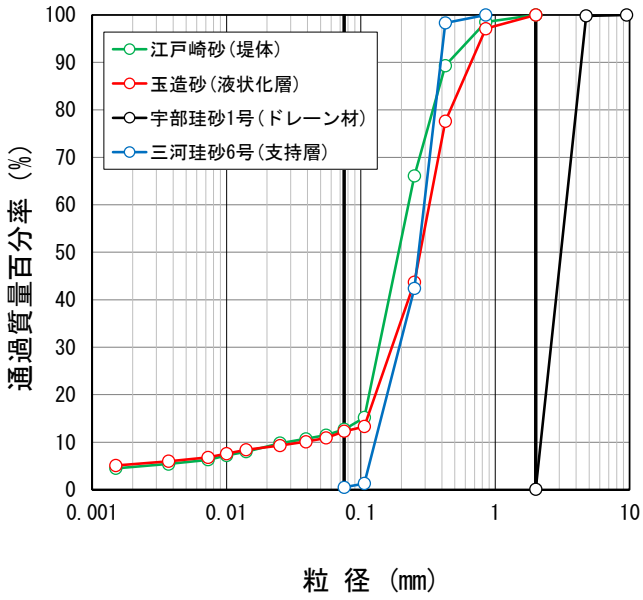


図 2.5.1　液状化層とドレーン材の粒径加積曲線

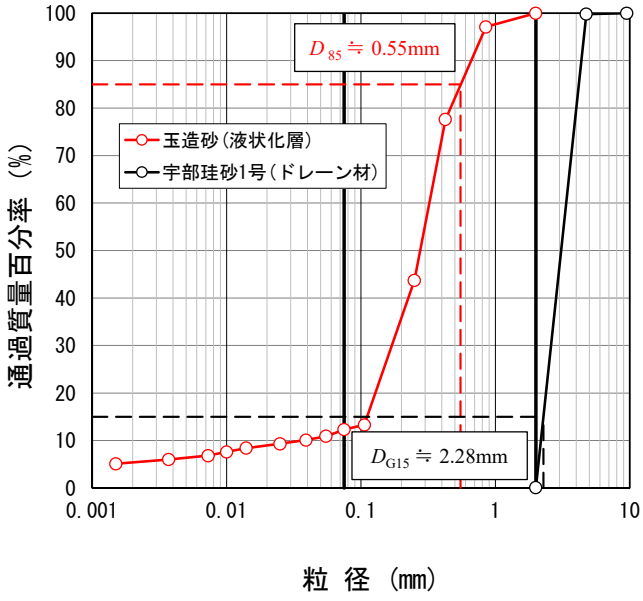


図 2.5.2　液状化層の D_{85} およびドレーン材の D_{G15}

表 2.5.2　フィルター基準の確認（D_{G15}／D_{85}）

地盤種別	ドレーン材	液状化層
地盤材料	宇部珪砂 1 号	玉造砂
粒径	15% 粒径　D_{G15} (mm)	85% 粒径　D_{85} (mm)
	2.28	0.55
D_{G15}／D_{85}	4.1	

2.6　外力条件

加振実験で使用した入力波形を**図 2.6.1** に示す。地震波（波形 1）には道路橋示方書[5)]のレベル 2 タイプⅠ地震動（Ⅰ種地盤）である新晩翠橋の地表面加速度波形を、水平地盤面以下の逸散減衰を考慮し、元波形の振幅を 0.8 倍に調整したものを採用した。各ケースにおいてステップ 1：波形 1、ステップ 2：波形 2、ステップ 3：波形 3（ケース 5 は除く）の順に入力し、加振した。なお、堤体断面形状の測定や地盤の観察等は各ステップの終了（遠心載荷を完全に除荷後）ごとに行った。

表 2.6.1　加振実験で使用した入力波形

名称	入力波形	周波数 (Hz)	目標入力加速度 (Gal)
波形 1	地震波（※）	―	―
波形 2	正弦波	1	150
波形 3			300

※道路橋示方書におけるレベル 2 地震動（タイプⅠ）の動的解析用波形
Ⅰ-Ⅰ-3（Ⅰ種地盤、新晩翠橋周辺地盤上 NS 成分）を 80%に調整

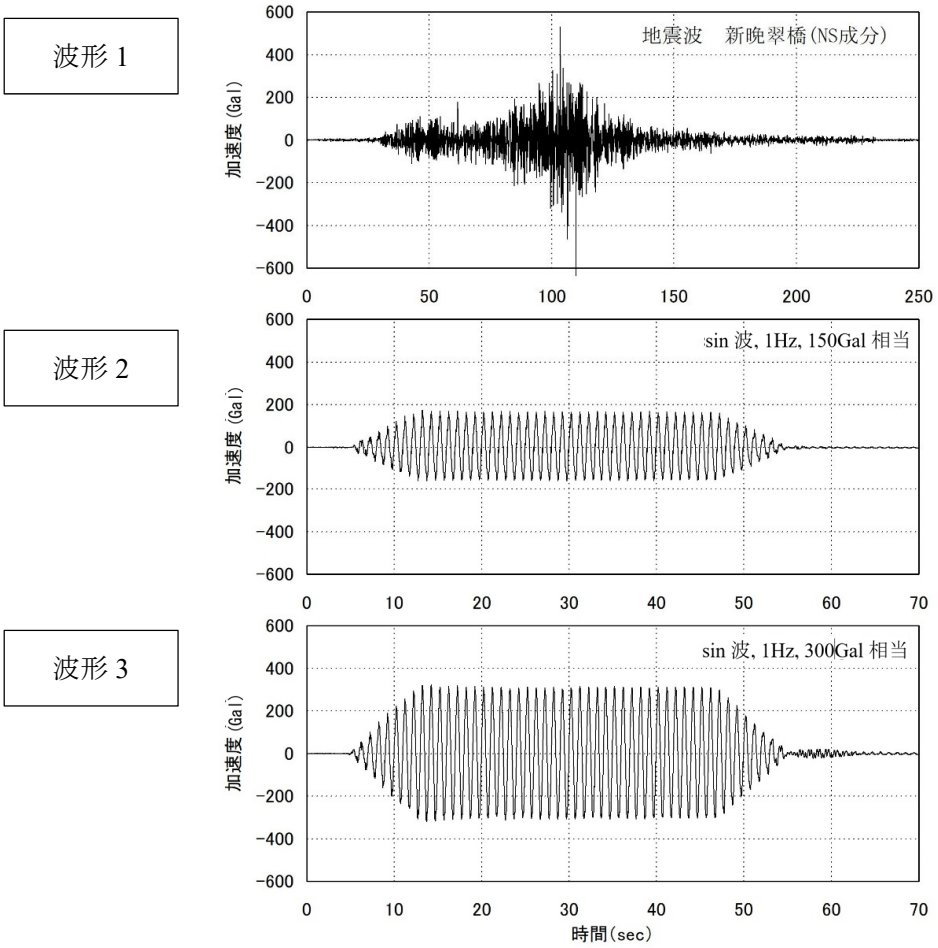


図 2.6.1　加振実験で使用した入力波形

第3章　実験結果

3.1　ケース 1

ケース 1 では、液状化層に対策工を施さない条件で実験を行った。ケース 1 の実験模型を次頁に再掲する（**図 2.1.1**）。水位は GL-1m（実スケール、本章以降実スケールで表記）とした。

図 3.1.1～**図 3.1.3** にステップ 1～3 の各間隙水圧計における過剰間隙水圧比の時刻歴を示す。ステップ 1 では、加速度の大きくなる 40 秒付近から全体的に過剰間隙水圧比が上昇し始め、110 秒付近でピークとなった。また各ステップにおいて、堤体下の間隙水圧計では、設置深度が深いほど過剰間隙水圧比が大きくなる傾向を示した。水平地盤直下の間隙水圧計では、地表面に近い P10, P14, P38 と P41（ステップ 2, 3）の間隙水圧計で過剰間隙水圧比のピークが 0.5～1 未満となったが、その他の間隙水圧計では過剰間隙水圧比のピークが 1 に達する結果となった。

図 3.1.4 に堤体天端（DV3～5）、法尻（DV2, 6）および水平地盤上（DV1, 7）における各ステップの累積沈下量を示す。また、**表 3.1.1** にステップごとの残留沈下量を示す。

堤体天端では、DV3, DV4, DV5 の順に（左側から右側にかけて）沈下量が大きくなり、ステップを経るごとに各箇所間の沈下量の差が大きくなる結果となった。ステップ 3 では両法肩の DV3 と DV5 の差は 0.4m 程度であった。法尻の変位は天端と同様に左側の DV2 が右側の DV6 より大きい沈下量となった。

図 3.1.5 に模型の地表面形状を、**写真 3.1.1** に堤体真上から見た実験後の模型の変形を、**写真 3.1.2** に実験後の模型の開削断面をそれぞれ示す。**写真 3.1.1** より法尻付近で横断亀裂が発生していることがわかる。また、法尻付近より開口幅は小さいものの堤体天端には横断亀裂と縦断亀裂、法面には縦断亀裂が発生している状況であった。

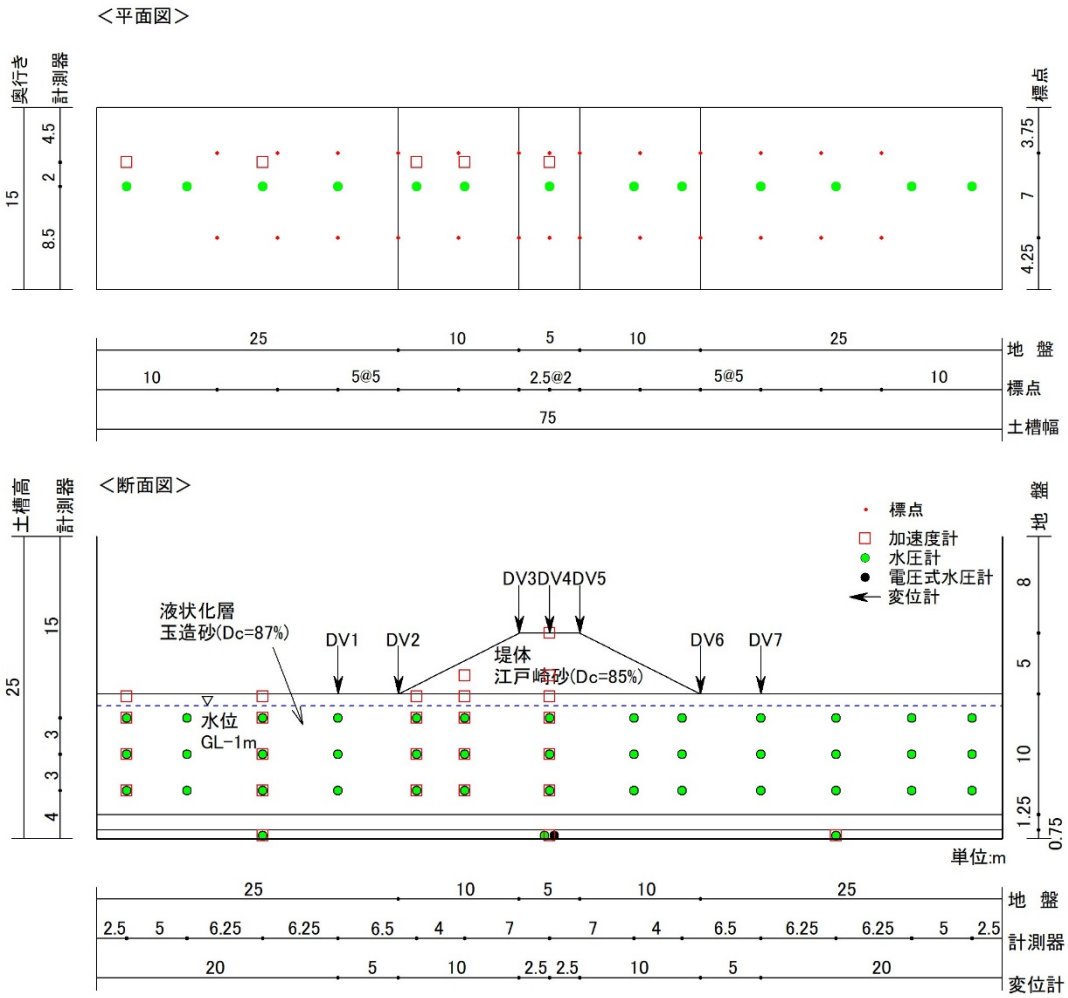


図 2.1.1　実験模型（寸法は実スケール）（ケース 1、再掲）

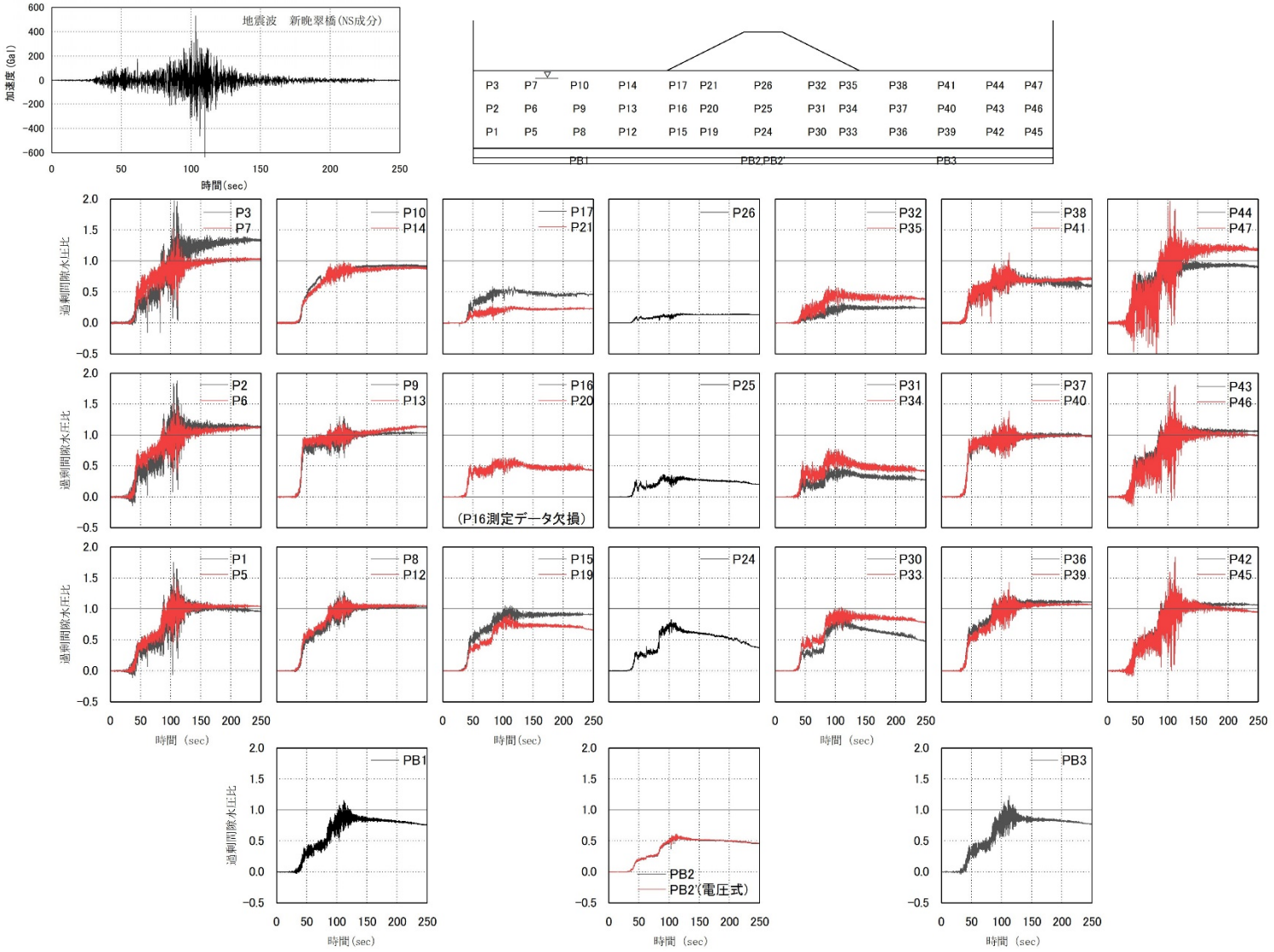


図 3.1.1　ケース 1 ステップ 1 の各間隙水圧計における過剰間隙水圧比の時刻歴

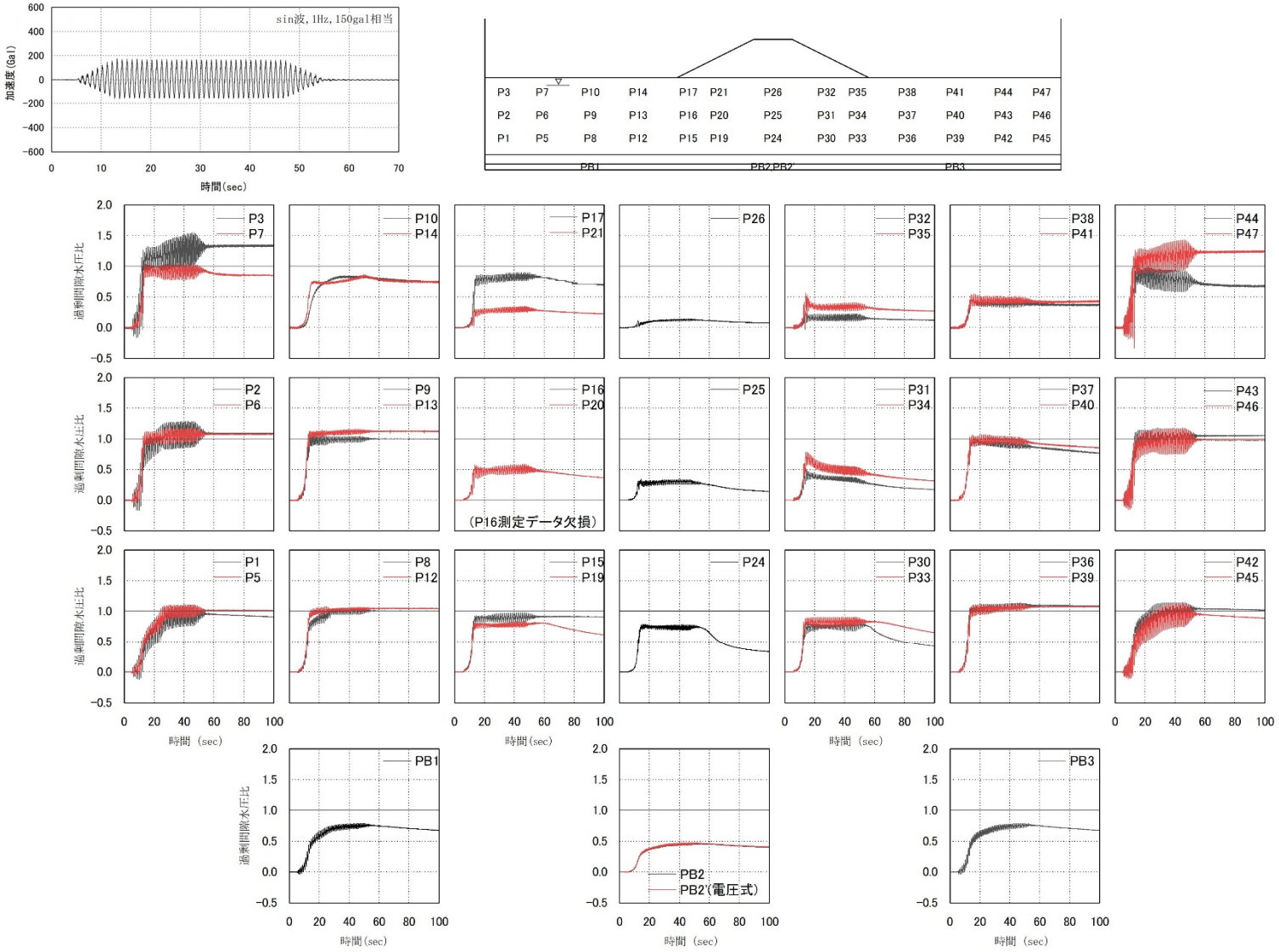


図 3.1.2　ケース 1 ステップ 2 の各間隙水圧計における過剰間隙水圧比の時刻歴

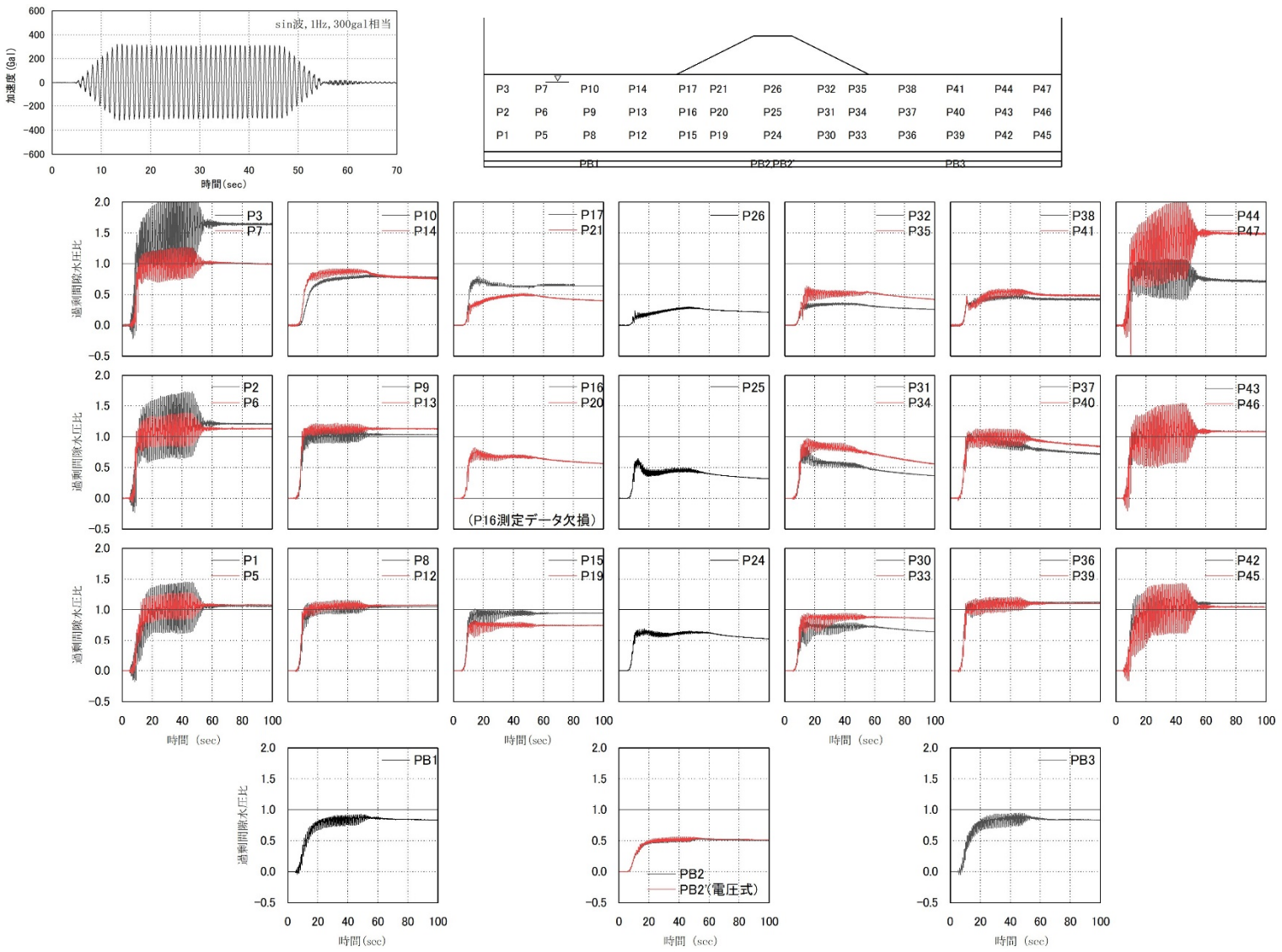
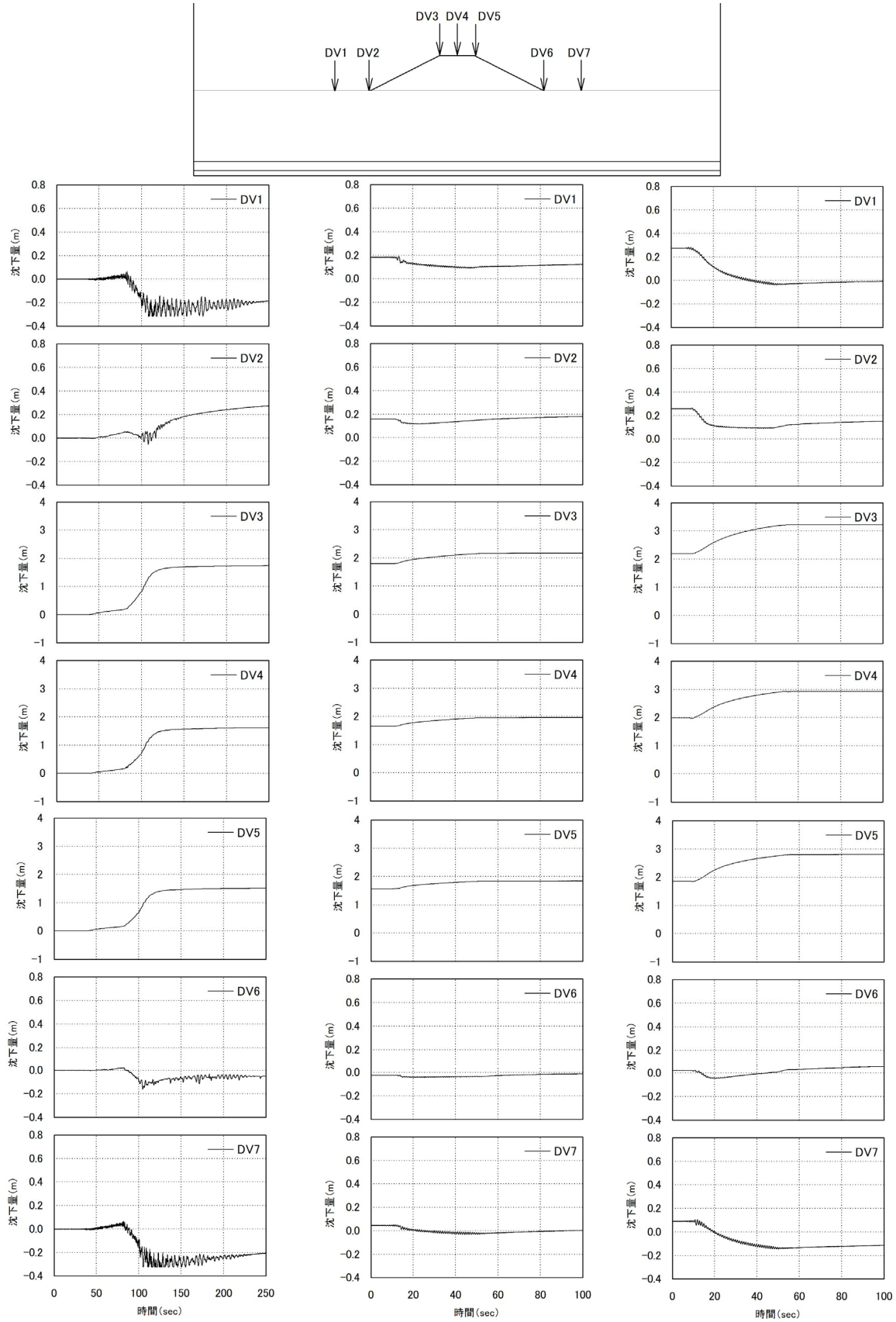


図 3.1.3　ケース 1 ステップ 3 の各間隙水圧計における過剰間隙水圧比の時刻歴



(a)　ステップ 1　　(b)　ステップ 2　　(c)　ステップ 3

図 3.1.4　ケース 1 における各ステップの累積沈下量（実スケール）

表 3.1.1　ケース 1 における残留沈下量（実スケール）

ステップ	残留沈下量（m）						
	水平地盤	法尻	天端			法尻	水平地盤
	DV1	DV2	DV3	DV4	DV5	DV6	DV7
1	0.183	0.165	1.798	1.655	1.561	-0.023	0.045
2	0.273	0.257	2.188	1.979	1.855	0.022	0.091
3	0.131	0.267	3.276	2.976	2.848	0.145	-0.006

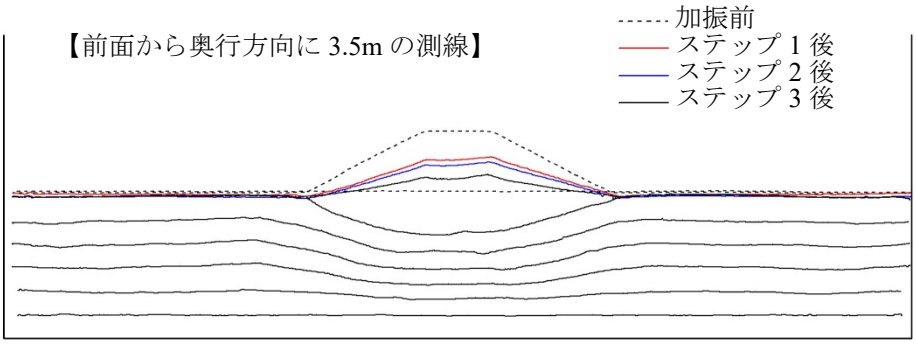


図 3.1.5　ケース 1 における模型の地表面形状（重力場）

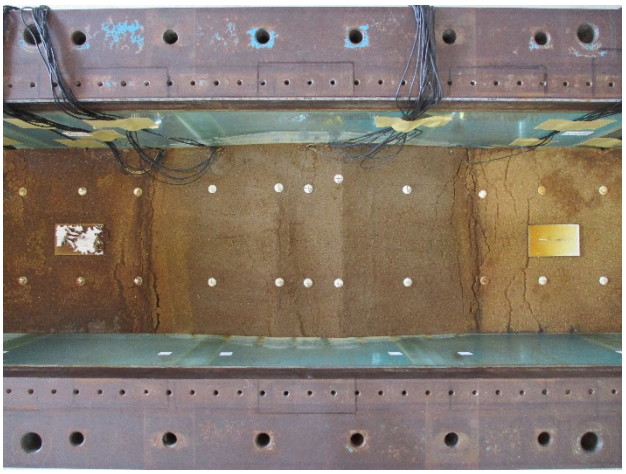


写真 3.1.1　ケース 1 における実験後の模型の状態（堤体真上から撮影）

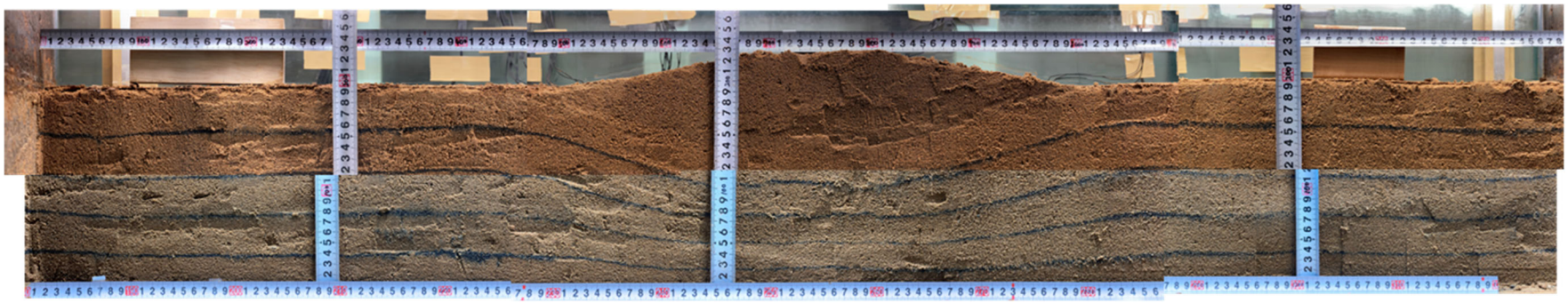
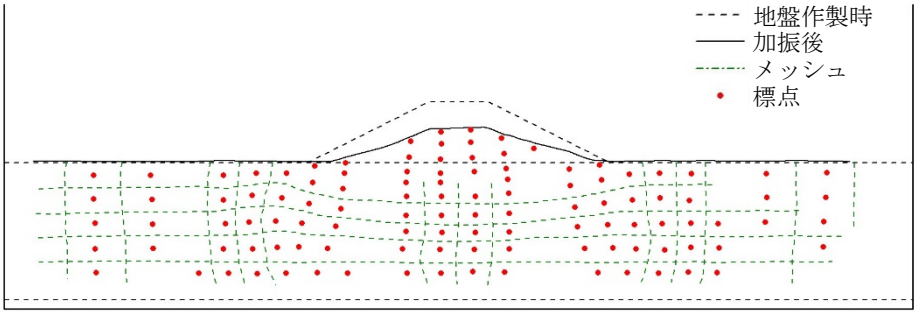
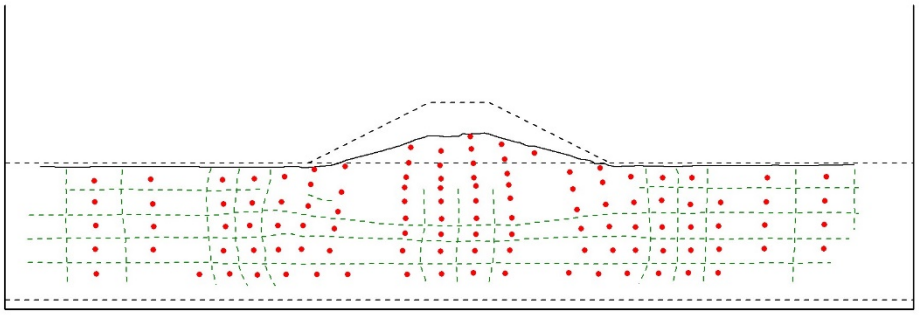


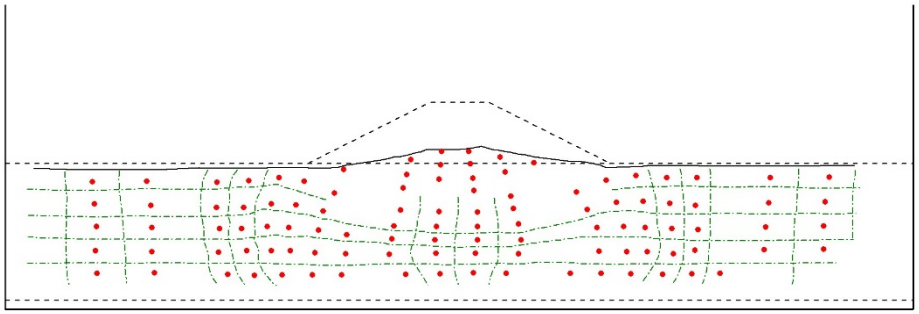
写真 3.1.2　ケース 1 における実験後の模型の開削断面（前面から奥行方向に 7m の断面）



(a)　ステップ 1



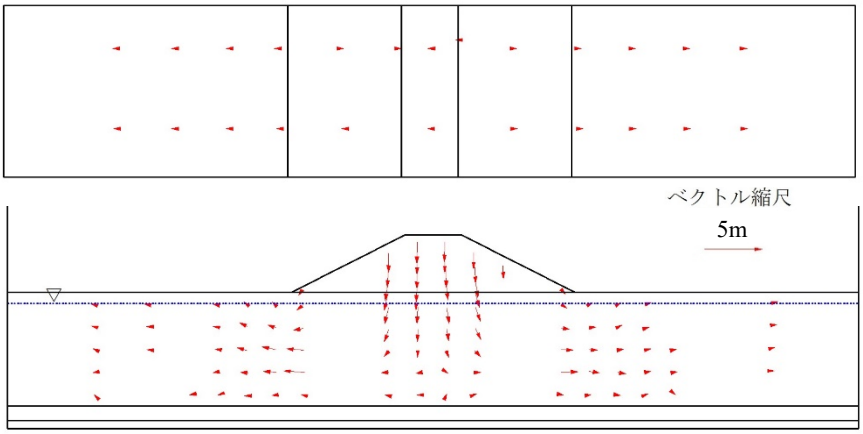
(b)　ステップ 2



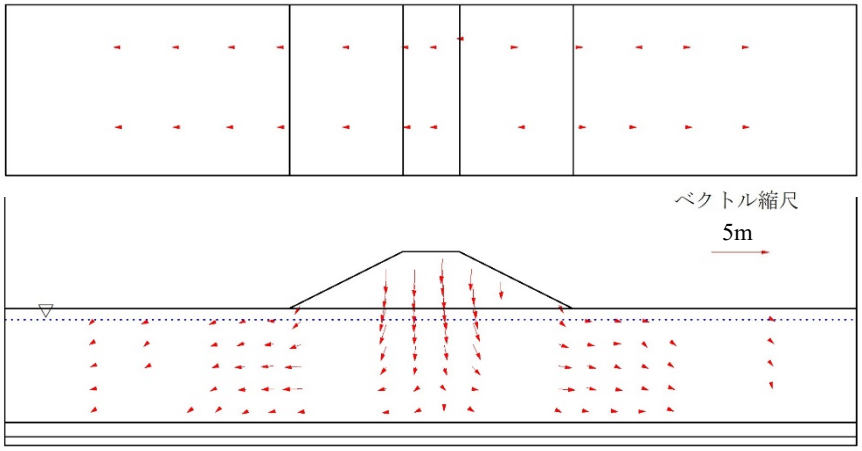
(c)　ステップ 3

図 3.1.6　ケース 1 における各ステップ後の模型の変状（遠心力場）

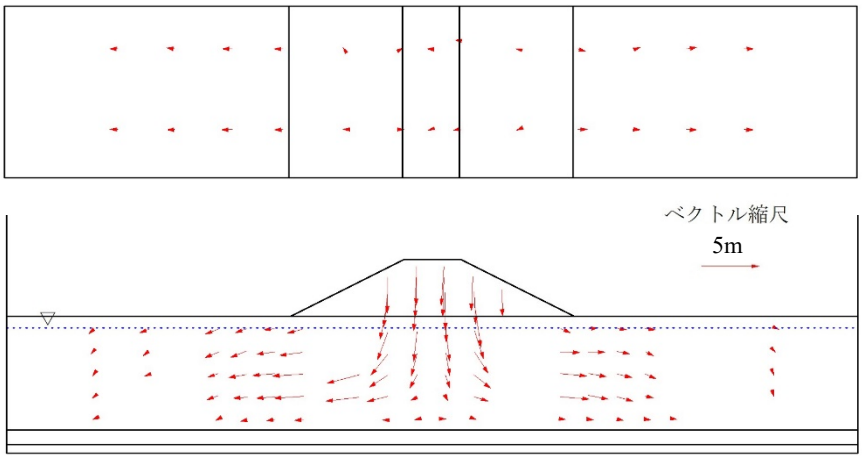
図 3.1.6 に遠心力場で測定した各ステップ後の模型の変状を示す。また、**図 3.1.7** に標点変位ベクトル図を示す。



(a)　ステップ 1（上：平面図（重力場）、下：断面図（遠心力場））



(b)　ステップ 2（上：平面図（重力場）、下：断面図（遠心力場））



(c)　ステップ 3（上：平面図（重力場）、下：断面図（遠心力場））

図 3.1.7　ケース 1 における標点変位ベクトル図（ベクトル縮尺 5m は実スケール）

3.2　ケース 2

ケース 2 の実験模型を次頁に再掲する（**図 2.1.1**）。ケース 2 では、堤体の左右へ杭芯間隔 2m、ドレーン径 1m で長さ 9m のグラベルドレーンをそれぞれ横 4 本×奥行 7 本設置し、ドレーン上面には厚さ 1m のグラベルマットを設けた。また、水位は GL-1m とした。

図 3.2.1～**図 3.2.3** にステップ 1～3 の各間隙水圧計における過剰間隙水圧比の時刻歴を示す。ステップ 1 では、加速度の大きくなる 40 秒付近から全体的に過剰間隙水圧比が上昇し始め、徐々に上昇し、110 秒付近でピークとなった。また各ステップにおいて、堤体下の間隙水圧計では、設置深度による過剰間隙水圧比の違いに傾向はみられず、ケース 1 と異なる結果となった。水平地盤直下の間隙水圧計では、地表面に近い P7, P10, P45, P48 など過剰間隙水圧比のピークが 1 に達しない箇所がいくつか確認された。

図 3.2.4 に堤体天端（DV3～5）、法尻（DV2, 6）および水平地盤上（DV1, 7）における各ステップの累積沈下量を示す。また、**表 3.2.1** にステップごとの残留沈下量を示す。

堤体天端では、左法肩の DV3 が最も大きい沈下量となったが、計測位置による差は 0.1m 未満であり、無対策のケース 1 と比較して天端が一様に沈下したことが分かる。法尻の変位は堤体の左右ともわずかに隆起し、ステップを経るごとに隆起の変位量が若干大きくなる結果となった。模型の地表面形状（**図 3.2.5**）から、堤体法面の法尻付近はほぼ変形せず、加振前の形状をほぼ維持していることが分かる。また、ドレーン周辺の堤体法面直下の液状化層は深度 2m ごとに設置した色砂がほぼ水平を維持していることが分かる。これらのことから法尻のわずかな隆起は、堤体のストレッチングによるわずかな変化とドレーンにより液状化層の側方移動やドレーン直上の堤体法面の沈下が抑制されたことが影響したと考えられる。

写真 3.2.1 に堤体真上から見た実験後の模型の変状を、**写真 3.2.2** に実験後の模型の開削断面をそれぞれ示す。**写真 3.2.1** より堤体天端と堤体法面上部は大きな変状はみられなかったが、堤体法面下部では横断方向の亀裂、中央では亀甲状の亀裂が発生した。堤体法面中央の亀裂では地表面が崩れ内部が露出していることが分かる。

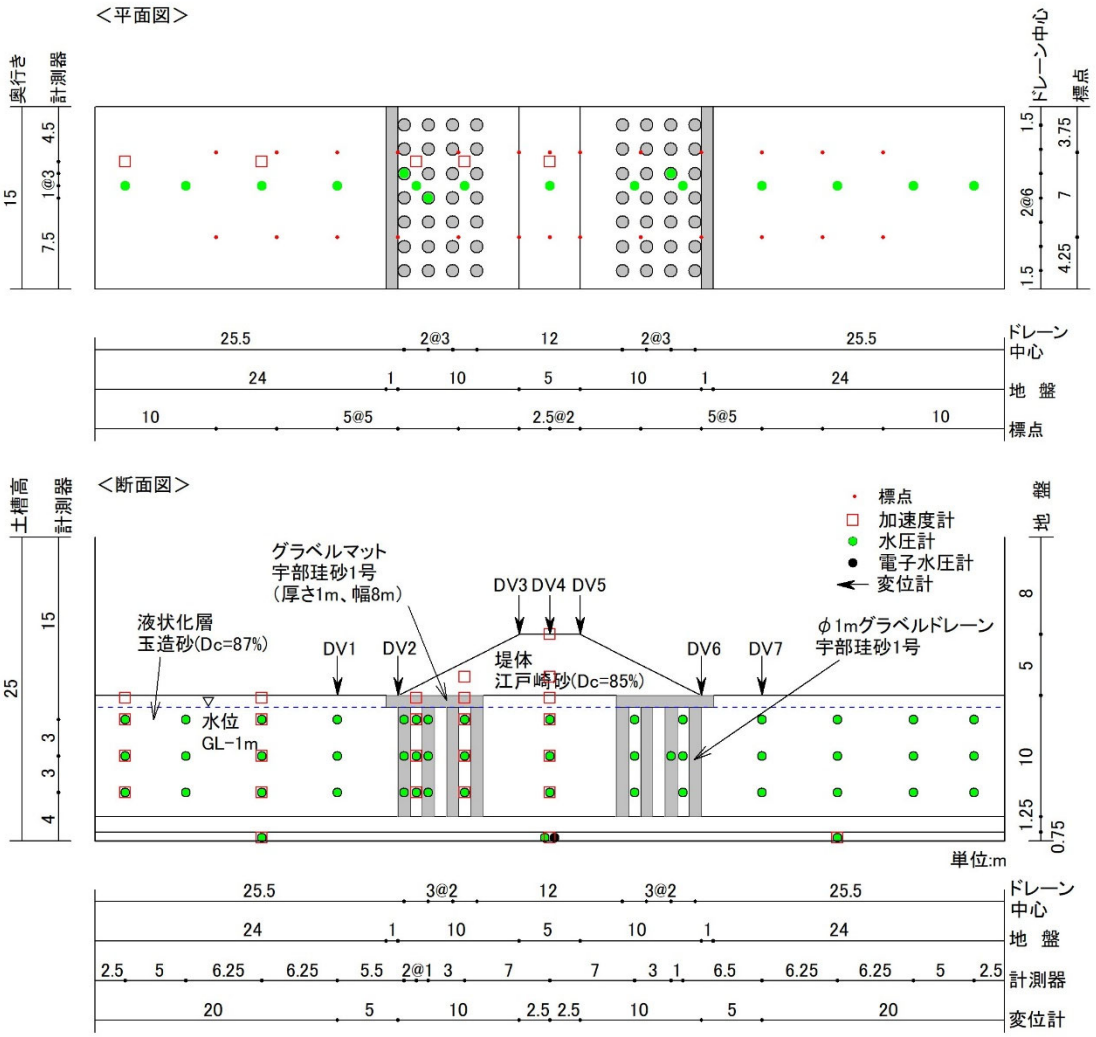


図 2.1.1　実験模型（寸法は実スケール）（ケース 2、再掲）

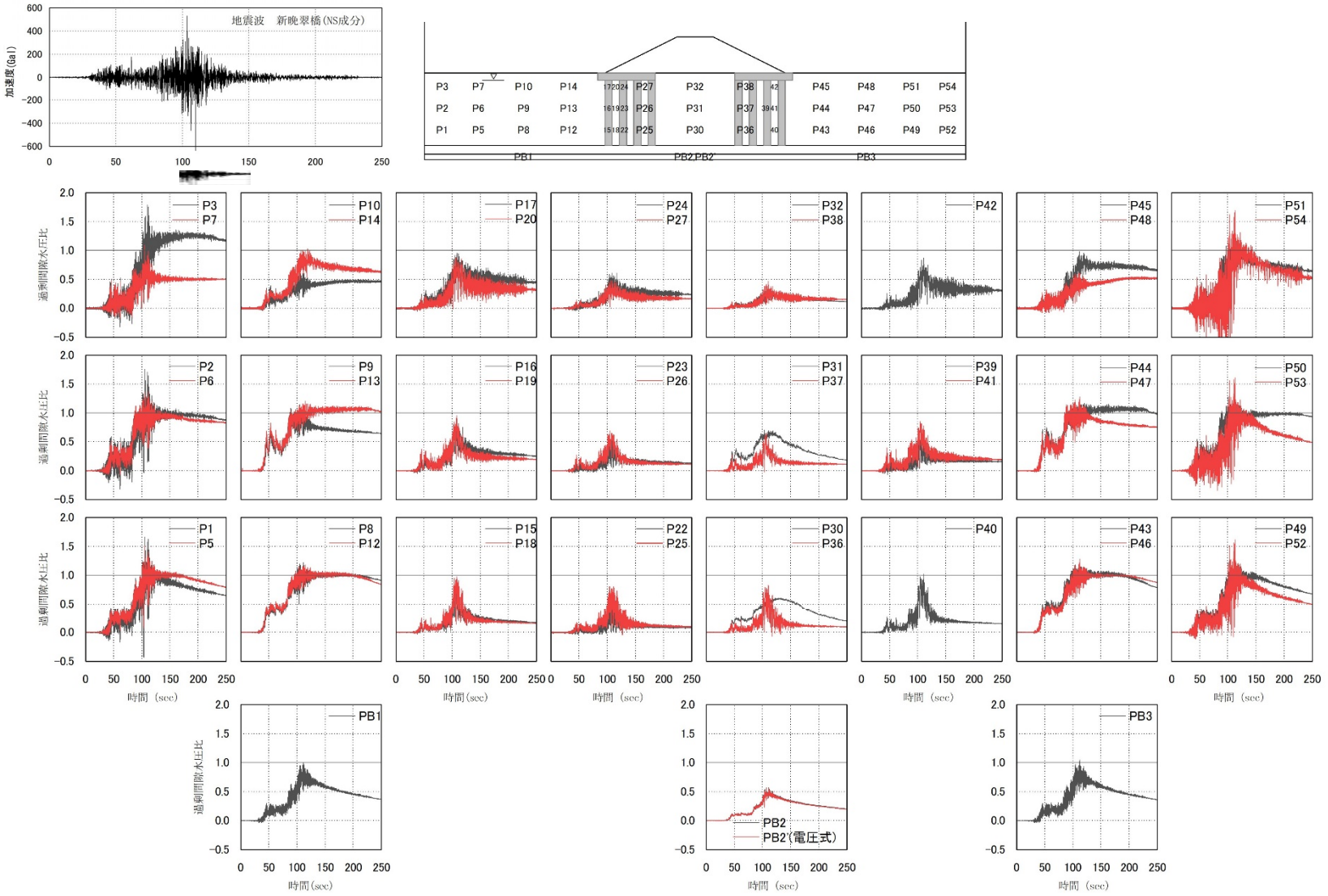


図 3.2.1　ケース 2 ステップ 1 の各水圧計における過剰間隙水圧比の時刻歴

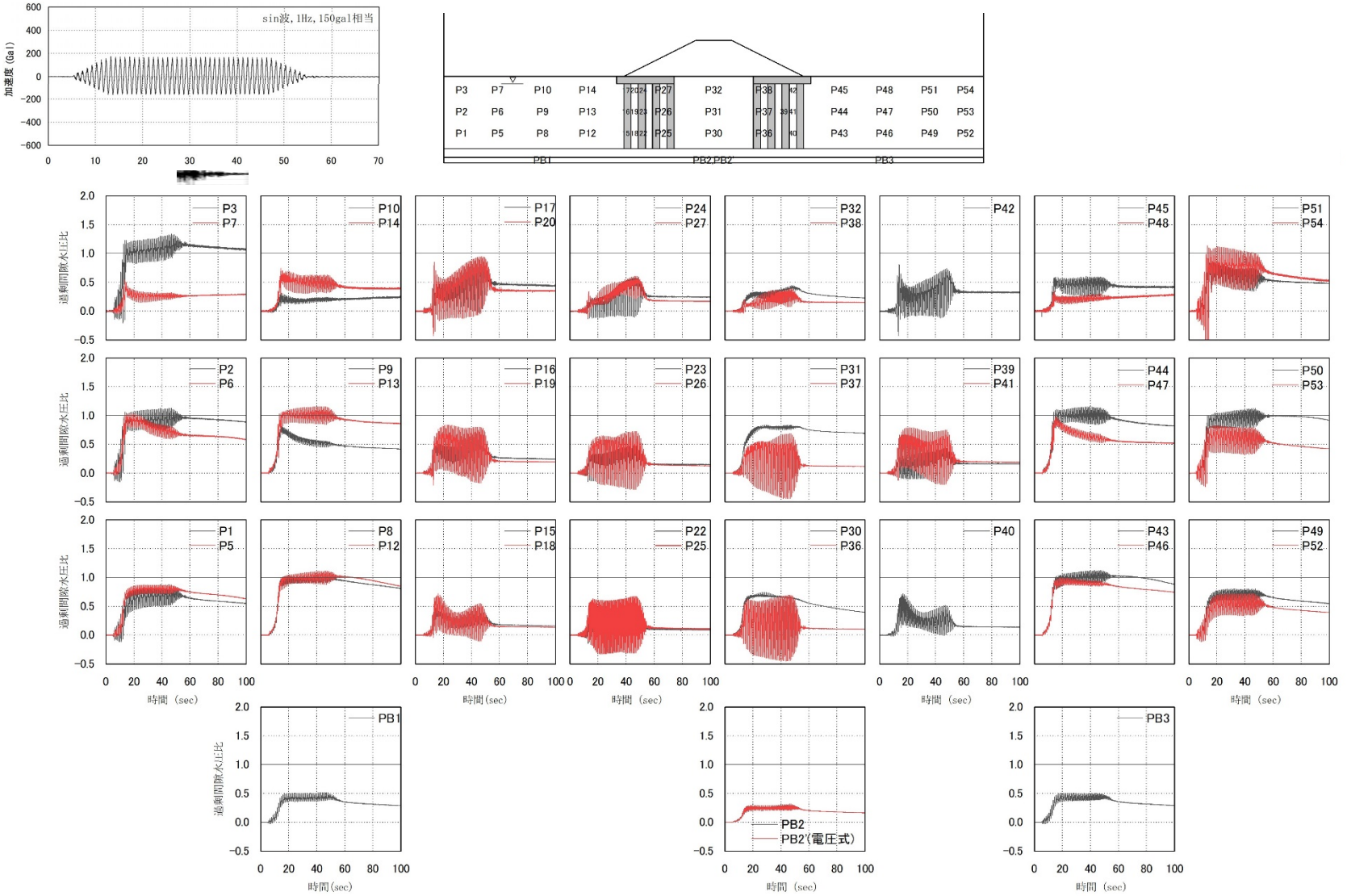


図 3.2.2　ケース 2 ステップ 2 の各間隙水圧計における過剰間隙水圧比の時刻歴

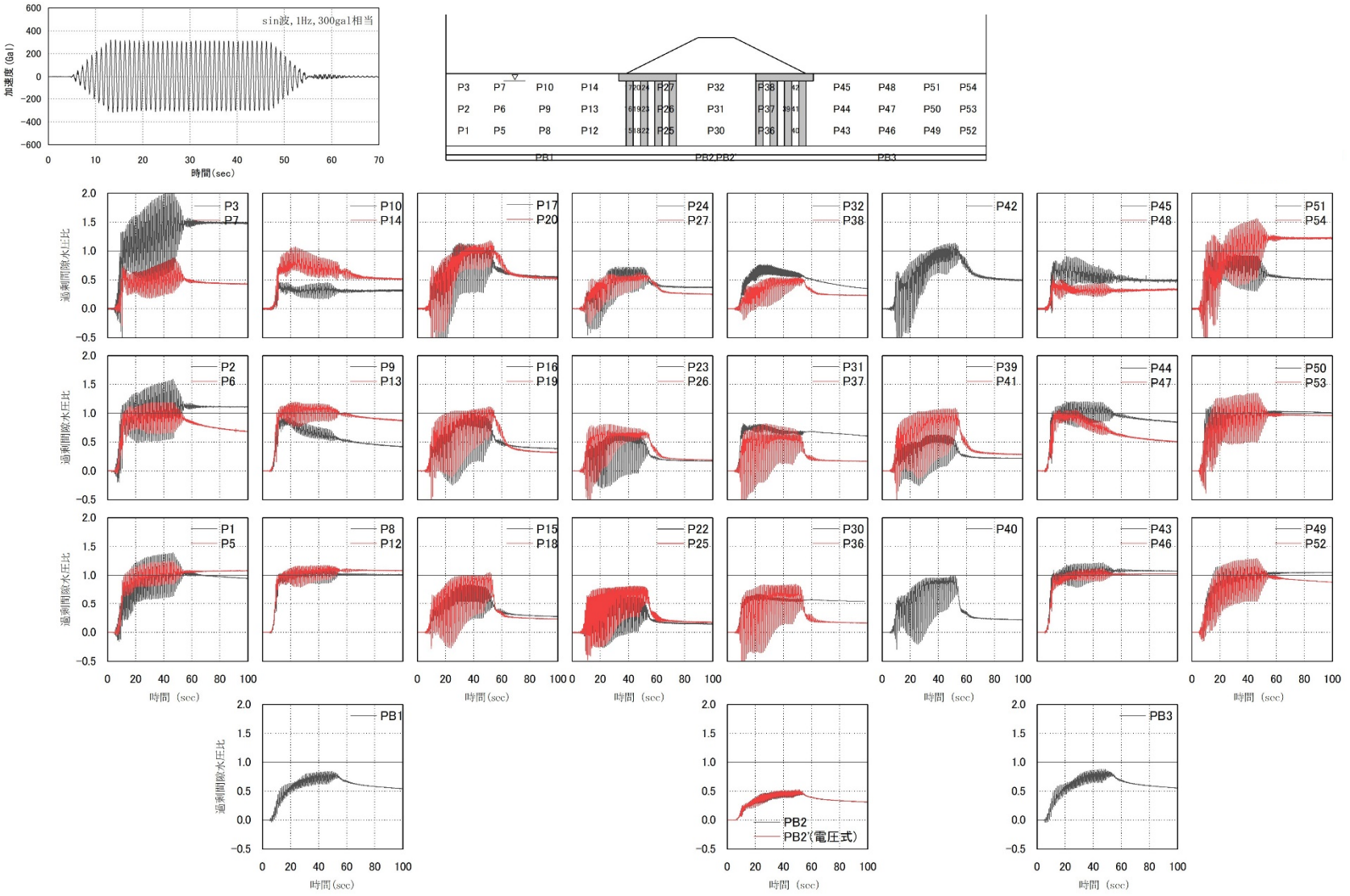
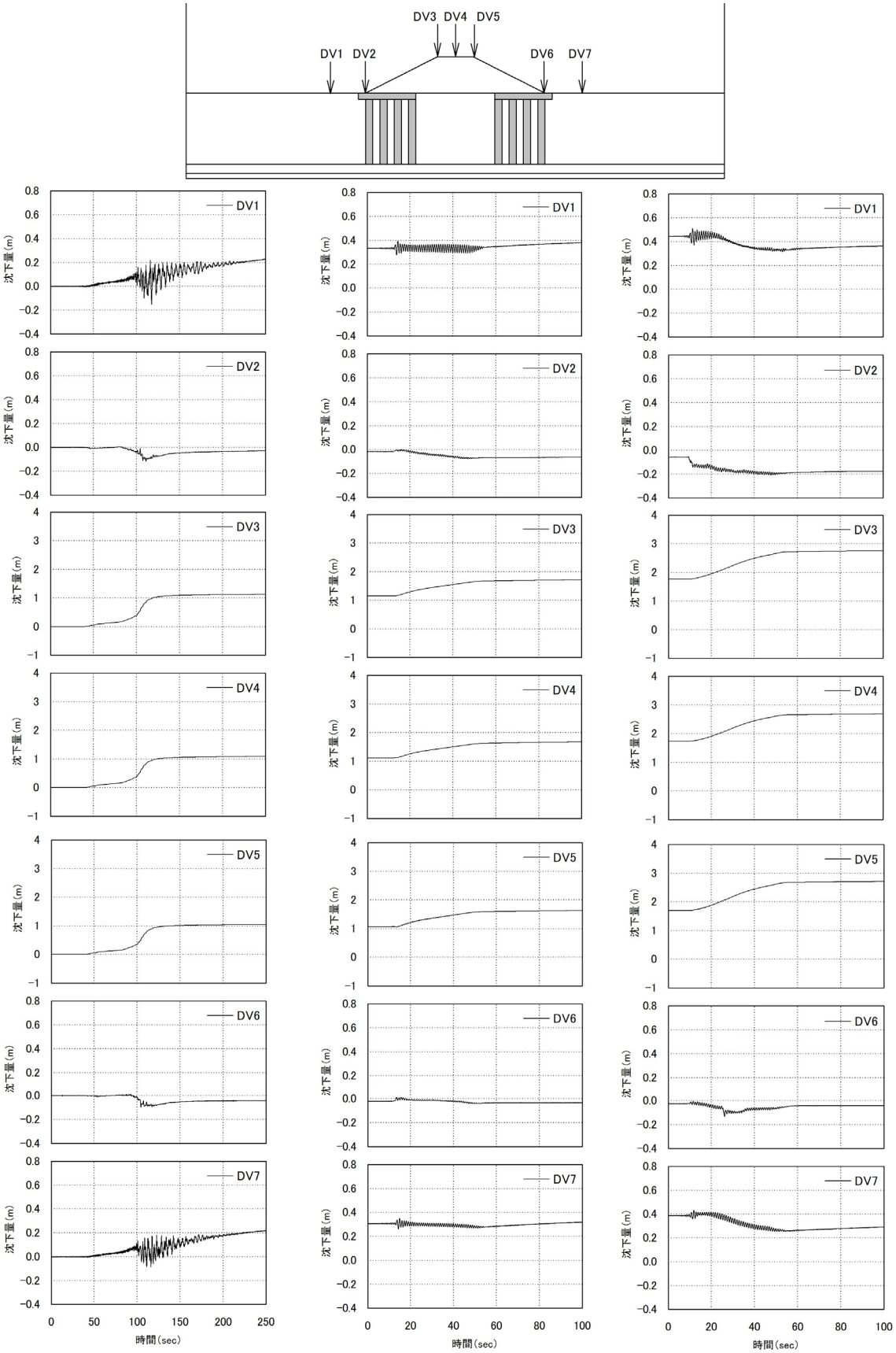


図 3.2.3　ケース 2 ステップ 3 の各間隙水圧計における過剰間隙水圧比の時刻歴



(a)　ステップ 1　　(b)　ステップ 2　　(c)　ステップ 3

図 3.2.4　ケース 2 における各ステップの累積沈下量（実スケール）

表 3.2.1　ケース 2 における残留沈下量（実スケール）

ステップ	残留沈下量（m）						
	水平地盤	法尻	天端			法尻	水平地盤
	DV1	DV2	DV3	DV4	DV5	DV6	DV7
1	0.333	-0.017	1.146	1.114	1.064	-0.023	0.307
2	0.444	-0.056	1.764	1.728	1.693	-0.026	0.387
3	0.459	-0.158	2.811	2.746	2.764	-0.028	0.421

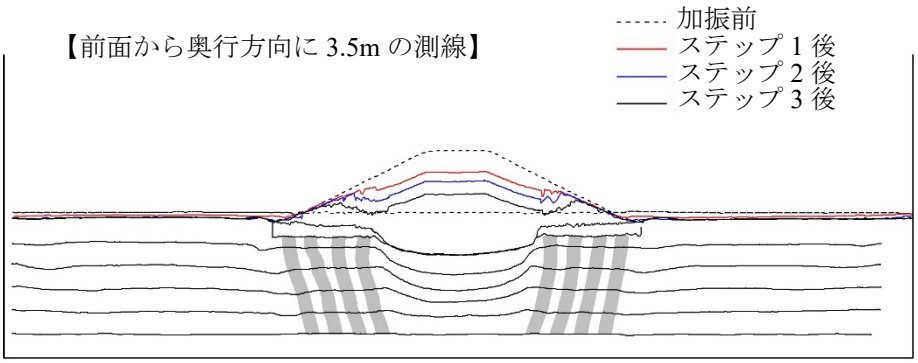


図 3.2.5　ケース 2 における模型の地表面形状（重力場）

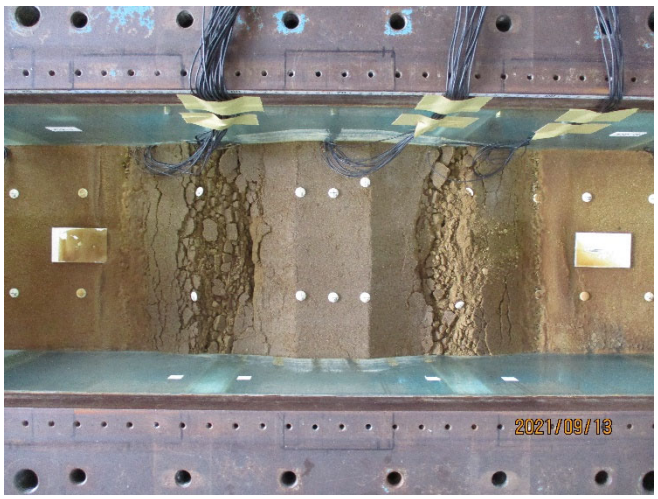
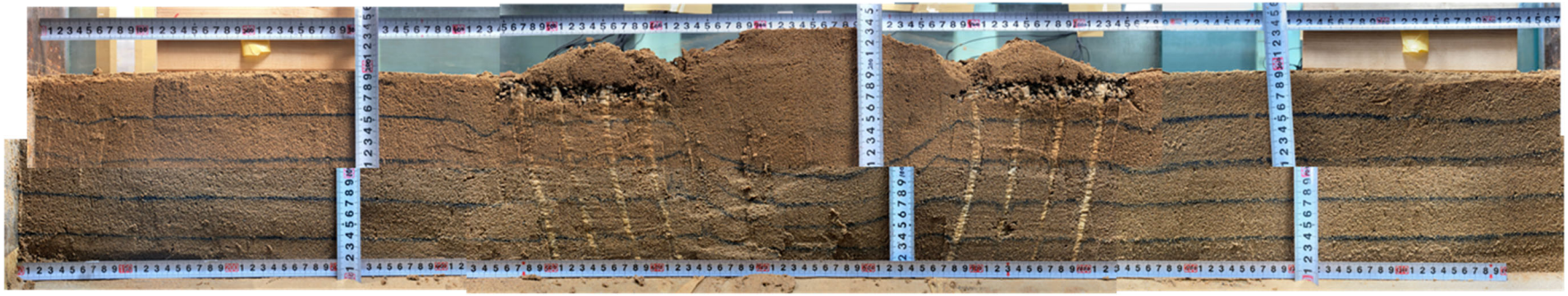
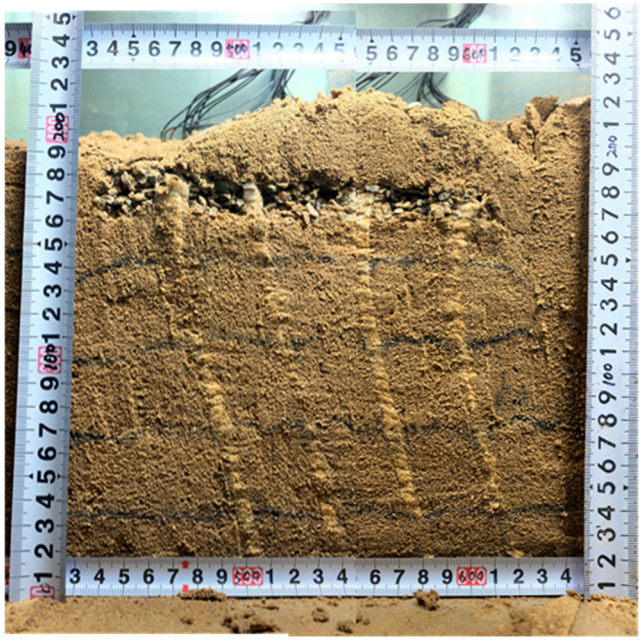


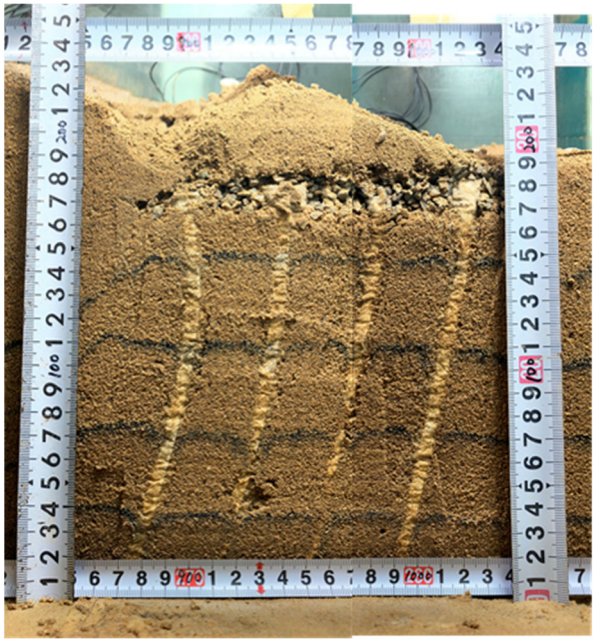
写真 3.2.1　ケース 2 における実験後の模型の状態（堤体真上から撮影）



(a)　全体

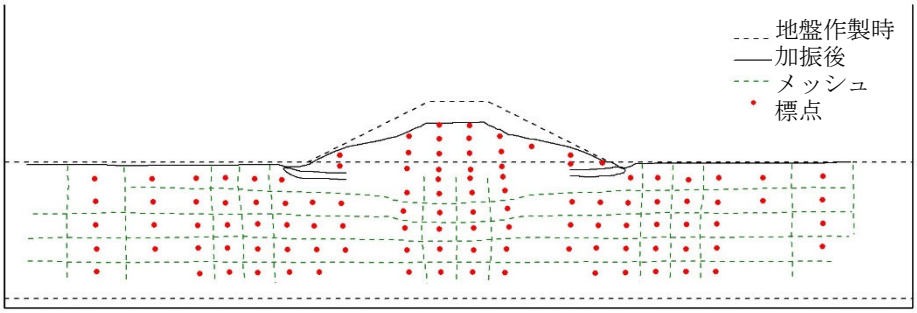


(b)　左ドレーン部

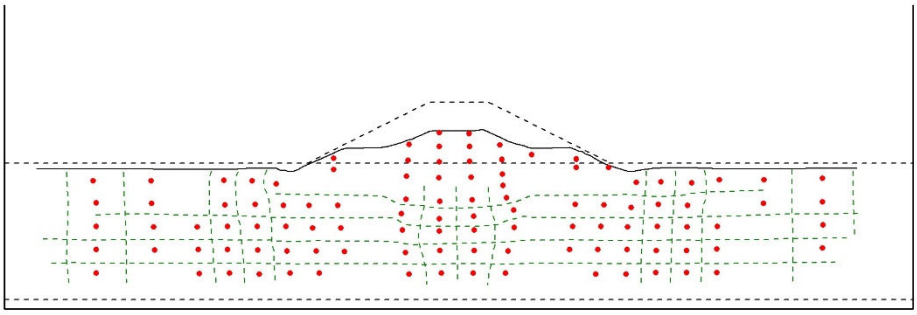


(c)　右ドレーン部

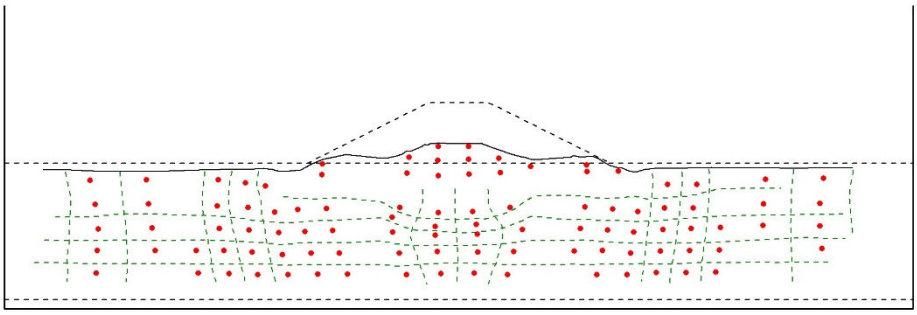
写真 3.2.2　ケース 2 における実験後の模型の開削断面（前面から奥行方向に 7m の断面）



(a)　ステップ 1



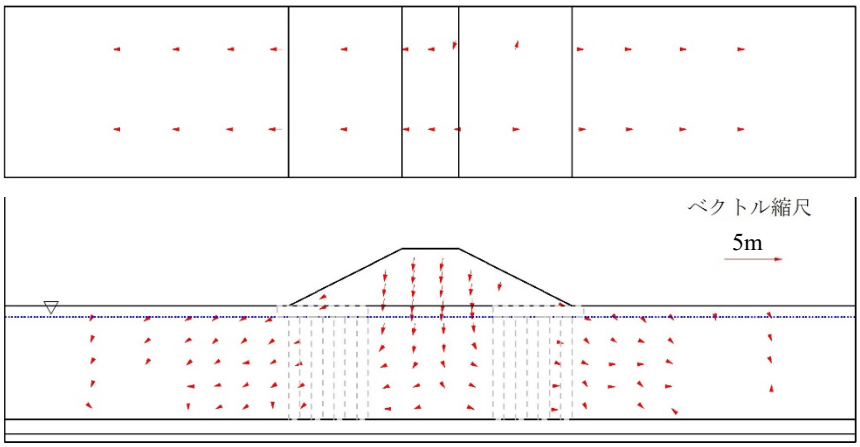
(b)　ステップ 2



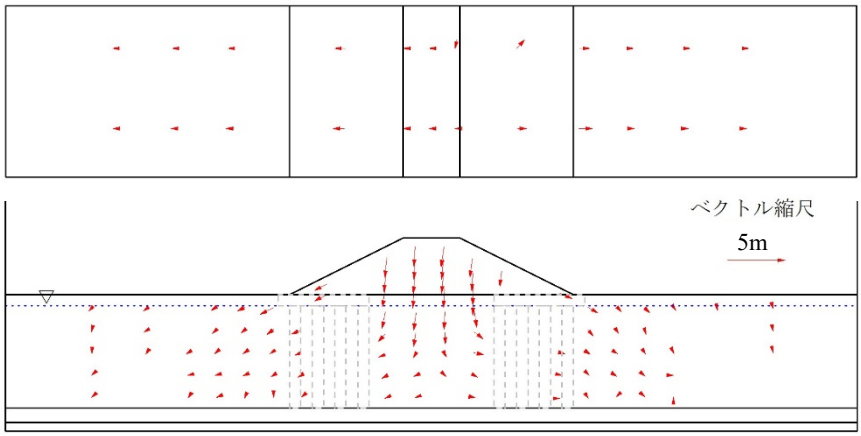
(c)　ステップ 3

図 3.2.6　ケース 2 における各ステップ後の模型の変状（遠心力場）

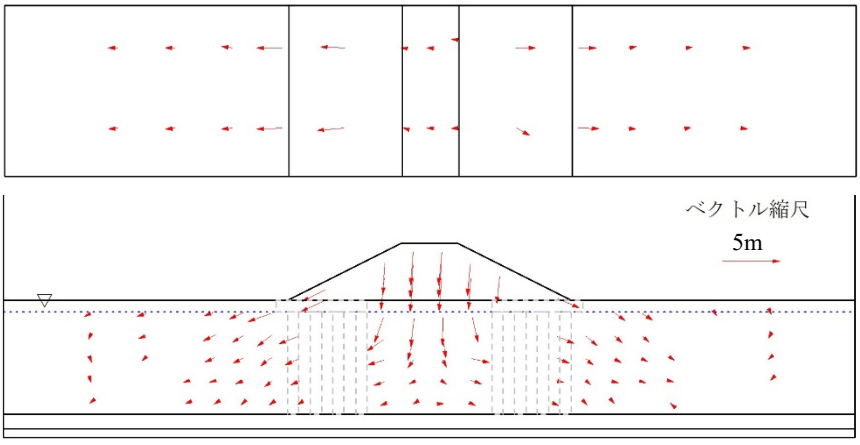
図 3.2.6 に遠心力場で測定した各ステップ後の模型の変状を示す。また、**図 3.2.7** に標点変位ベクトル図を示す。



(a)　ステップ 1（上：平面図（重力場）、下：断面図（遠心力場））



(b)　ステップ 2（上：平面図（重力場）、下：断面図（遠心力場））



(c)　ステップ 3（上：平面図（重力場）、下：断面図（遠心力場））

図 3.2.7　ケース 2 における標点変位ベクトル図（ベクトル縮尺 5m は実スケール）

3.3　ケース 3

ケース 3 の実験模型を次頁に再掲する（**図 2.1.1**）。ケース 3 では、ケース 2 で 2m だったグラベルドレーンの杭芯間隔を 3m へ変更し、実験を実施した。ドレーン配置は、ドレーン径 1m で長さ 9m のドレーンを堤体の左右へそれぞれ横 3 本×奥行 5 本設置し、ドレーン上面には厚さ 1m のグラベルマットを設けた。また、水位は GL-1m とした。

図 3.3.1～**図 3.3.3** にステップ 1～3 の各間隙水圧計における過剰間隙水圧比の時刻歴を示す。ステップ 1 では、加速度の大きくなる 40 秒付近から全体的に過剰間隙水圧比が上昇し始め、徐々に上昇し、110 秒付近でピークとなった。堤体下の間隙水圧計では、設置深度が深いほど過剰間隙水圧比が大きくなる傾向を示した。水平地盤直下の間隙水圧計では、設置深度が浅いほど過剰間隙水圧比が大きくなる傾向を示した。

図 3.3.4 に堤体天端（DV3～5）、法尻（DV2, 6）および水平地盤上（DV1, 7）における各ステップの累積沈下量を示す。また、**表 3.3.1** にステップごとの残留沈下量を示す。

堤体天端では、ケース 2 と同様に計測位置による差は 0.1m 未満であり、無対策のケース 1 と比較して天端が一様に沈下したことが分かる。法尻の変位は堤体の右側が左側と比較して沈下量が大きくなる結果となった。模型の地表面形状（**図 3.3.5**）から、ドレーン周辺の堤体法面直下の液状化層は深度 2m ごとに設置した色砂がほぼ水平を維持していることが分かる。ただしドレーン上部のグラベルマット付近は堤体天端に近い側ほど沈下量が大きくなる結果となった。

写真 3.3.1 に堤体真上から見た実験後の模型の変状を、**写真 3.3.2** に実験後の模型の開削断面をそれぞれ示す。**写真 3.3.1** よりケース 2 と同様に堤体天端と堤体法面上部は大きな変状はみられなかったが、堤体法面下部では横断方向の亀裂、中央では亀甲状の亀裂が発生した。堤体法面中央の亀裂では地表面が崩れ内部が露出していることが分かる。

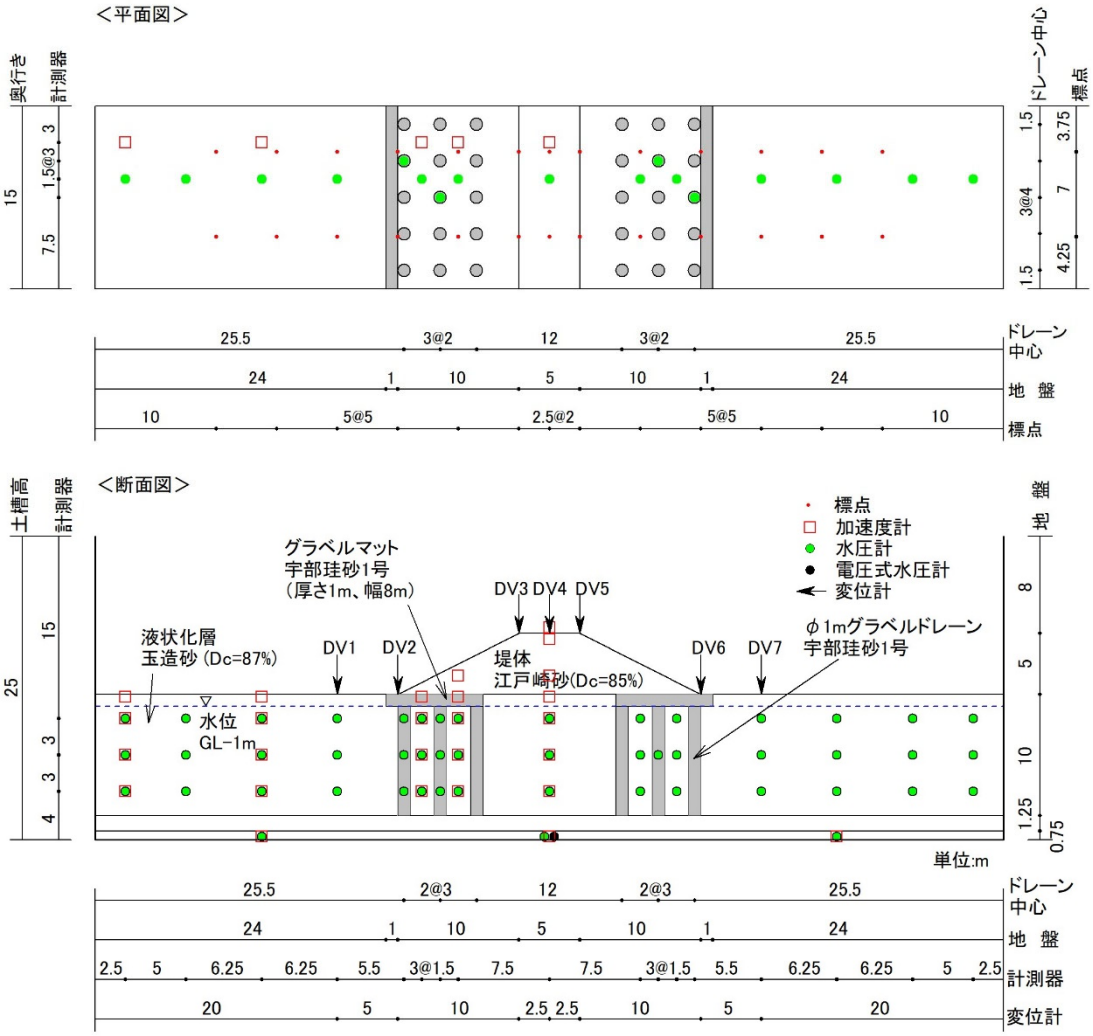


図 2.1.1　実験模型（寸法は実スケール）（ケース 3、再掲）

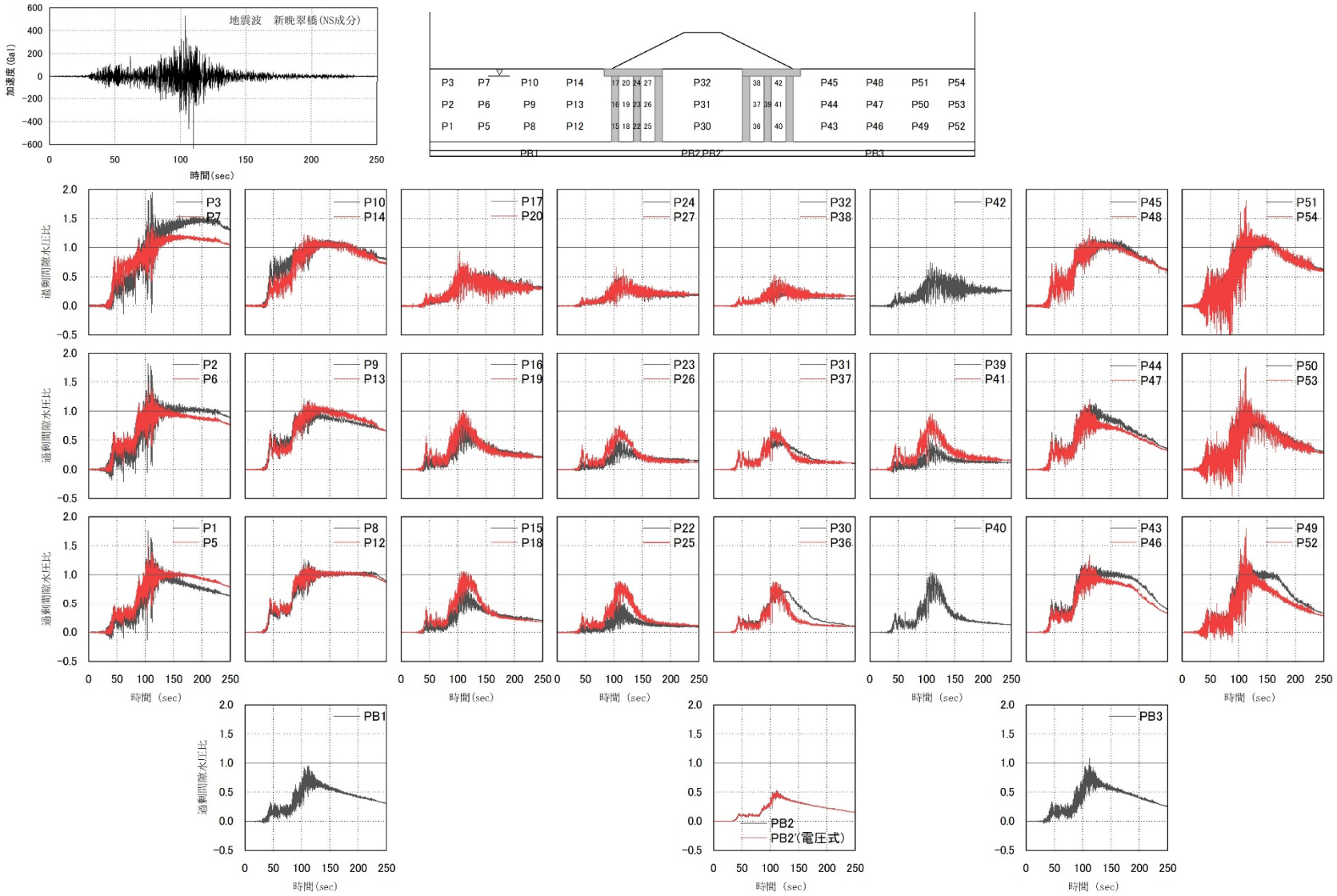


図 3.3.1　ケース 3 ステップ 1 の各間隙水圧計における過剰間隙水圧比の時刻歴

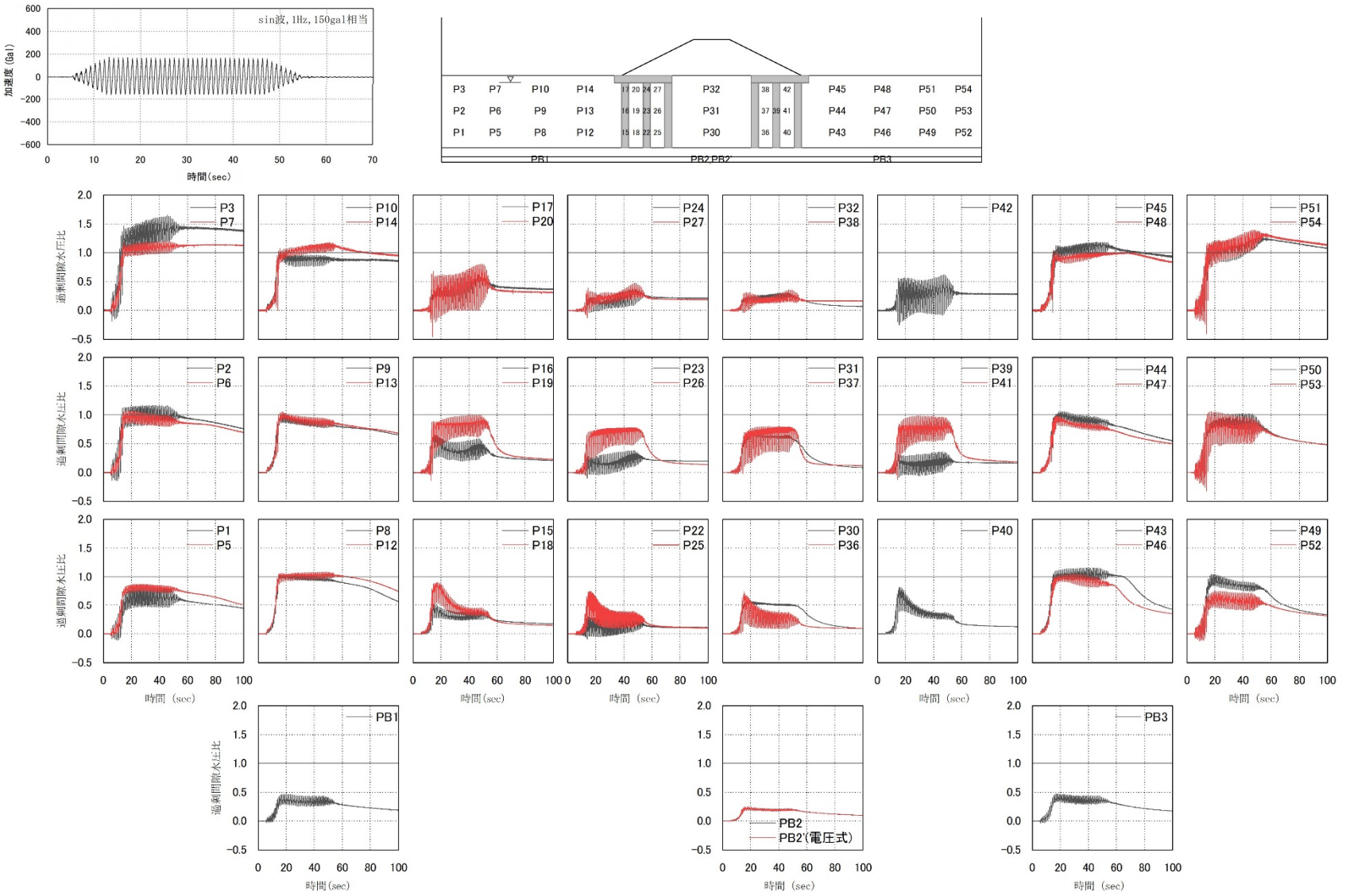


図 3.3.2　ケース 3 ステップ 2 の各間隙水圧計における過剰間隙水圧比の時刻歴

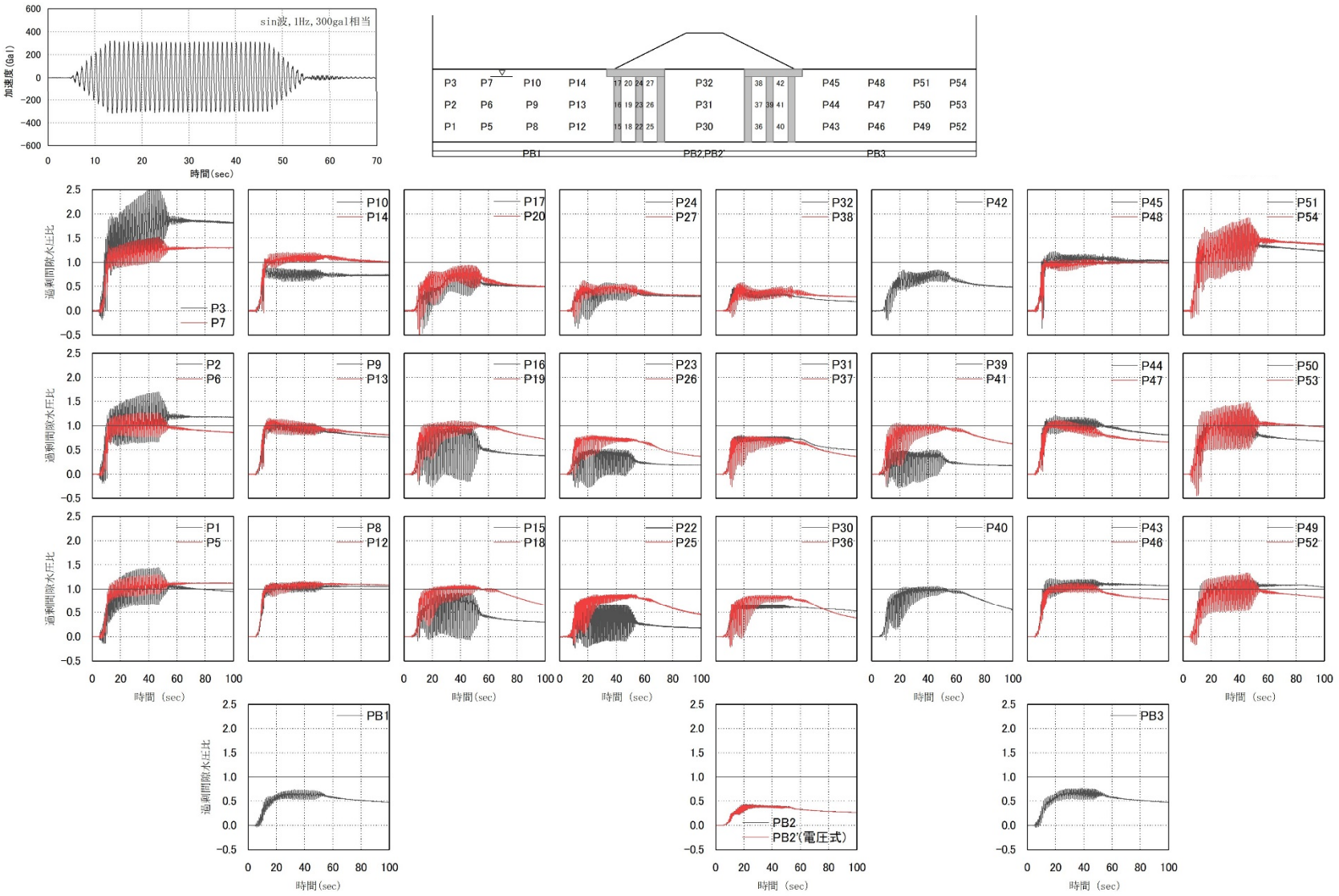
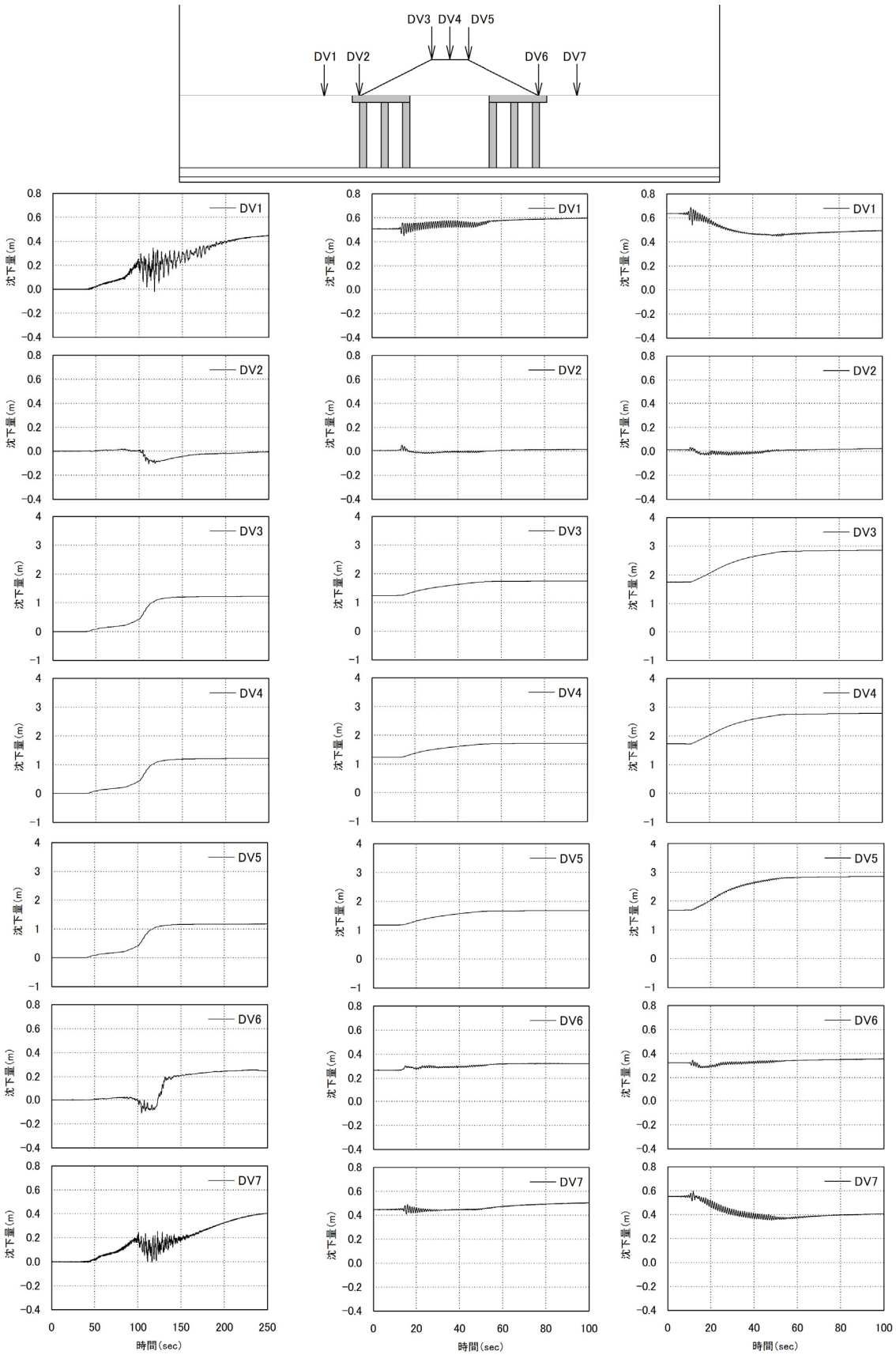


図 3.3.3　ケース 3 ステップ 3 の各間隙水圧計における過剰間隙水圧比の時刻歴



(a)　ステップ 1　　(b)　ステップ 2　　(c)　ステップ 3

図 3.3.4　ケース 3 における各ステップの累積沈下量（実スケール）

表 3.3.1　ケース 3 における残留沈下量（実スケール）

ステップ	残留沈下量 (m)						
	水平地盤	法尻	天端			法尻	水平地盤
	DV1	DV2	DV3	DV4	DV5	DV6	DV7
1	0.508	0.006	1.237	1.229	1.179	0.266	0.448
2	0.638	0.013	1.749	1.724	1.680	0.324	0.553
3	0.592	0.051	2.903	2.831	2.909	0.385	0.520

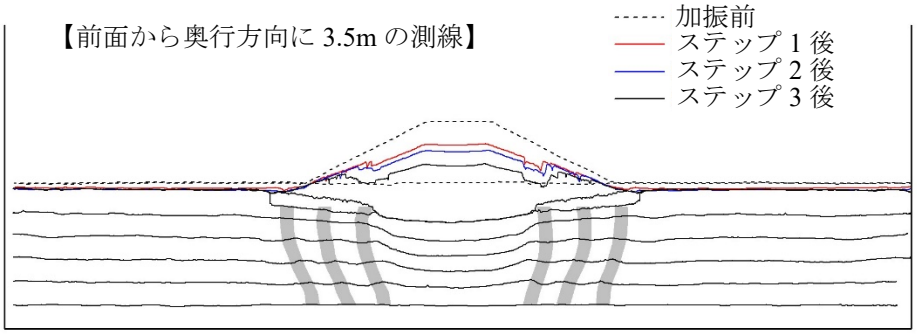


図 3.3.5　ケース 3 における模型の地表面形状（重力場）

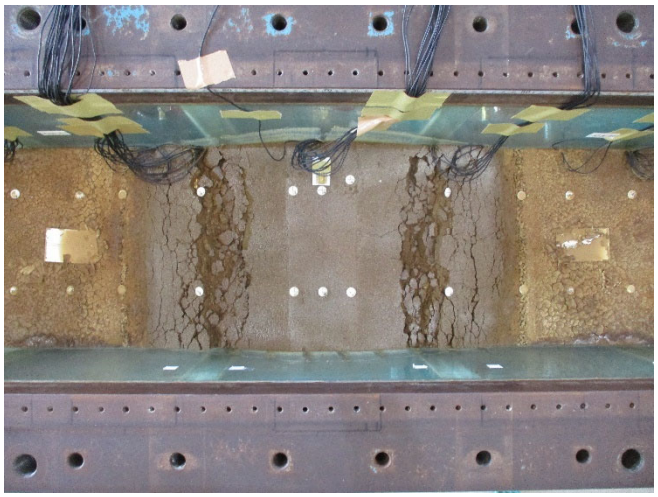
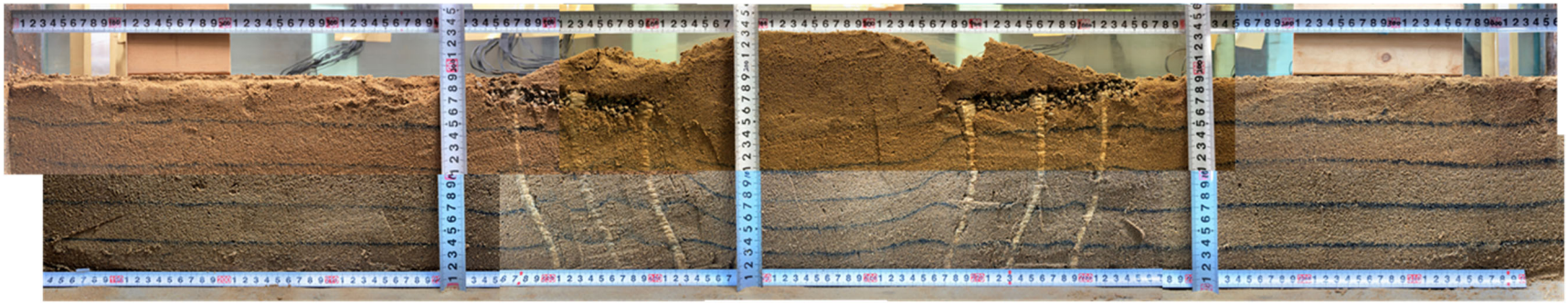
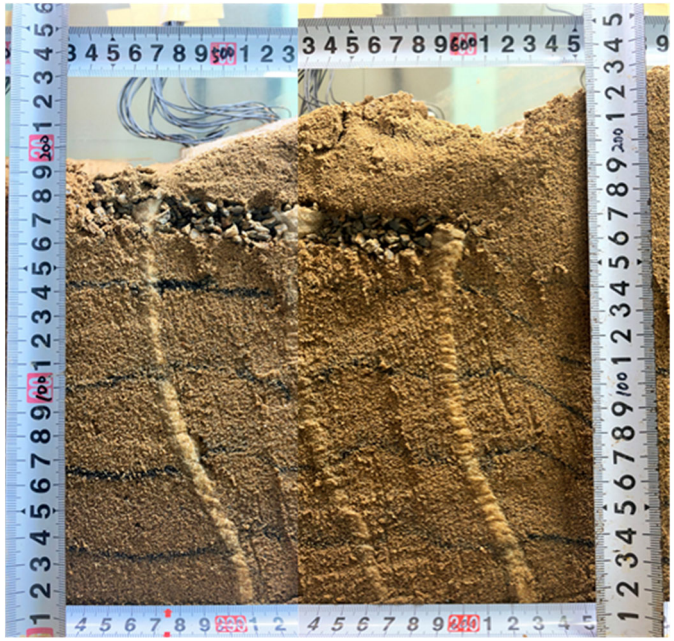


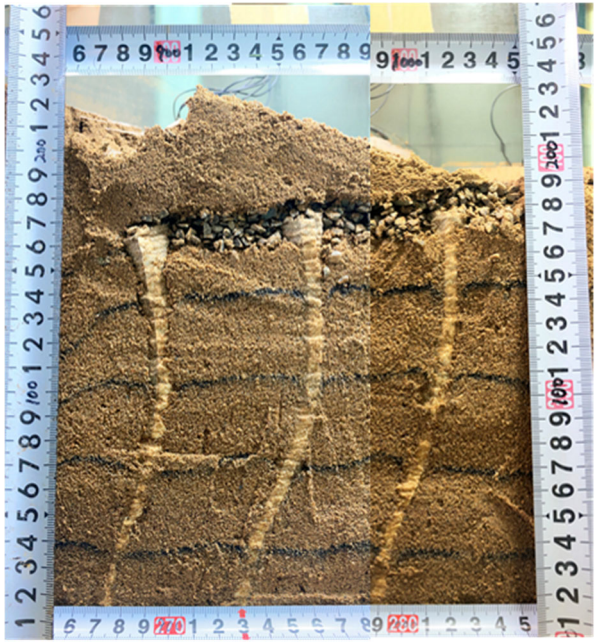
写真 3.3.1　ケース 3 における実験後の模型の状態（堤体真上から撮影）



(a)　全体

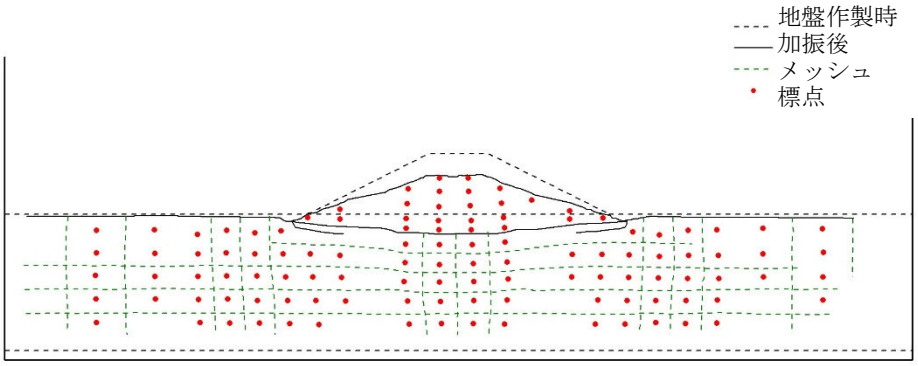


(b)　左ドレーン部

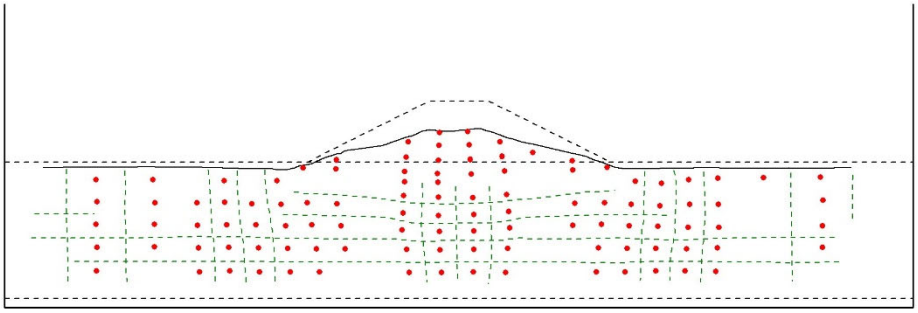


(c)　右ドレーン部

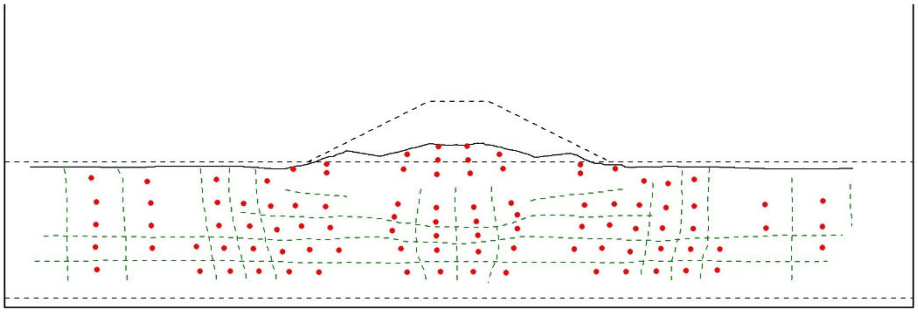
写真 3.3.2　ケース 3 における実験後の模型の開削断面（前面から奥行方向に 7m の断面）



(a)　ステップ 1



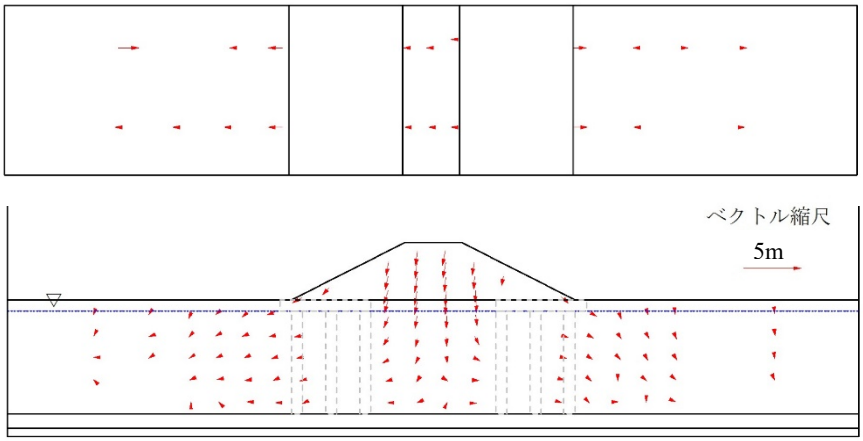
(b)　ステップ 2



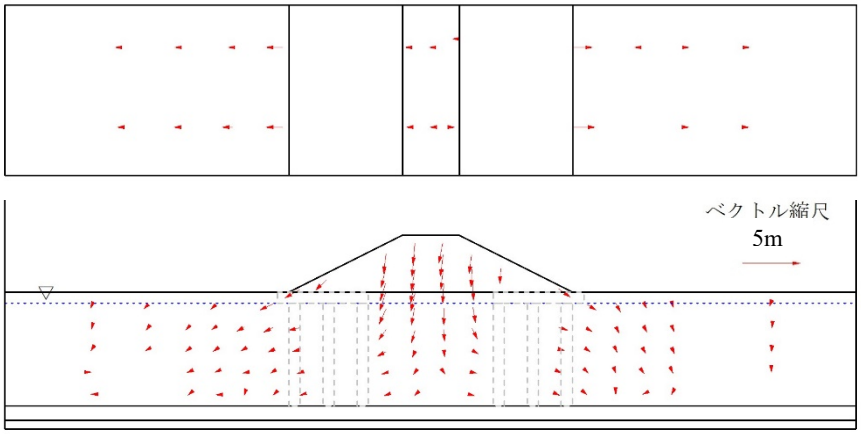
(c)　ステップ 3

図 3.3.6　ケース 3 における各ステップ後の模型の変状（遠心力場）

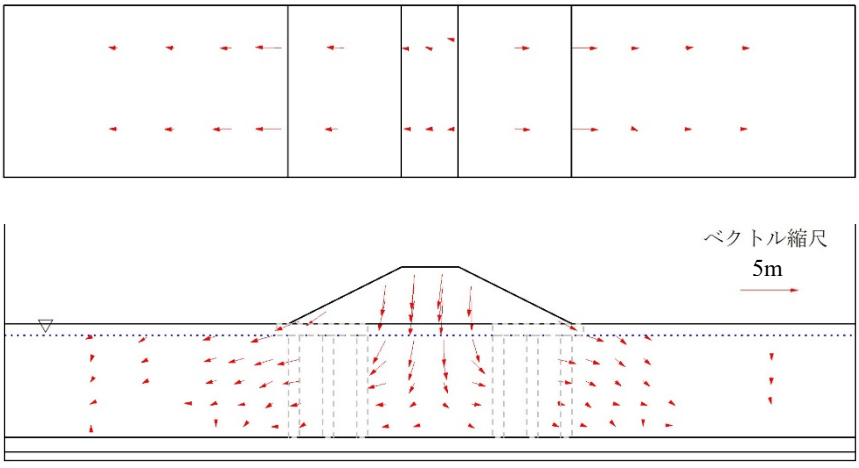
図 3.3.6 に遠心力場で測定した各ステップ後の模型の変状を示す。また、**図 3.3.7** に標点変位ベクトル図を示す。



(a)　ステップ 1（上：平面図（重力場）、下：断面図（遠心力場））



(b)　ステップ 2（上：平面図（重力場）、下：断面図（遠心力場））



(c)　ステップ 3（上：平面図（重力場）、下：断面図（遠心力場））

図 3.3.7　ケース 3 における標点変位ベクトル図（ベクトル縮尺 5m は実スケール）

3.4　ケース 4

ケース 4 では、ドレーンの透水性が高い条件としてパイプドレーンを使用した。ケース 4 の実験模型を次頁に再掲する（**図 2.1.1**）。ドレーン配置はケース 3 と同様に、堤体の左右へ杭芯間隔 3m、ドレーン径 1m で長さ 9m のパイプドレーンをそれぞれ横 3 本×奥行 5 本設置し、ドレーン上面には厚さ 1m のグラベルマットを設けた。また、水位は GL-1m とした。

図 3.4.1～**図 3.4.3** にステップ 1～3 の各間隙水圧計における過剰間隙水圧比の時刻歴を示す。ステップ 1 では、加速度の大きくなる 40 秒付近から全体的に過剰間隙水圧比が上昇し始め、徐々に上昇し、110 秒付近でピークとなった。堤体下の間隙水圧計では、設置深度が深いほど過剰間隙水圧比が大きくなる傾向を示した。水平地盤直下の間隙水圧計では、設置深度が浅いほど過剰間隙水圧比が大きくなる傾向を示した。

図 3.4.4 に堤体天端（DV3～5）、法尻（DV2, 6）および水平地盤上（DV1, 7）における各ステップの累積沈下量を示す。また、**表 3.4.1** にステップごとの残留沈下量を示す。

堤体天端では、計測位置による差はステップ 1, 2 で 0.1m 未満、ステップ 3 で 0.2m 未満であり、無対策のケース 1 と比較して天端が一様に沈下したことが分かる。法尻の変位は堤体の左側で隆起し、右側もステップ 2 以降は隆起する結果となった。模型の地表面形状（**図 3.4.5**）から、ドレーン周辺の堤体法面直下の液状化層は深度 2m ごとに設置した色砂がほぼ水平を維持していることが分かる。

写真 3.4.1 に堤体真上から見た実験後の模型の変状を、**写真 3.4.2** に実験後の模型の開削断面をそれぞれ示す。**写真 3.4.1** より堤体天端と堤体法面上部は大きな変状はみられなかったが、堤体法面下部では横断方向の亀裂、中央では亀甲状の亀裂が発生した。堤体法面中央の亀裂では地表面が崩れ内部が露出していることが分かる。

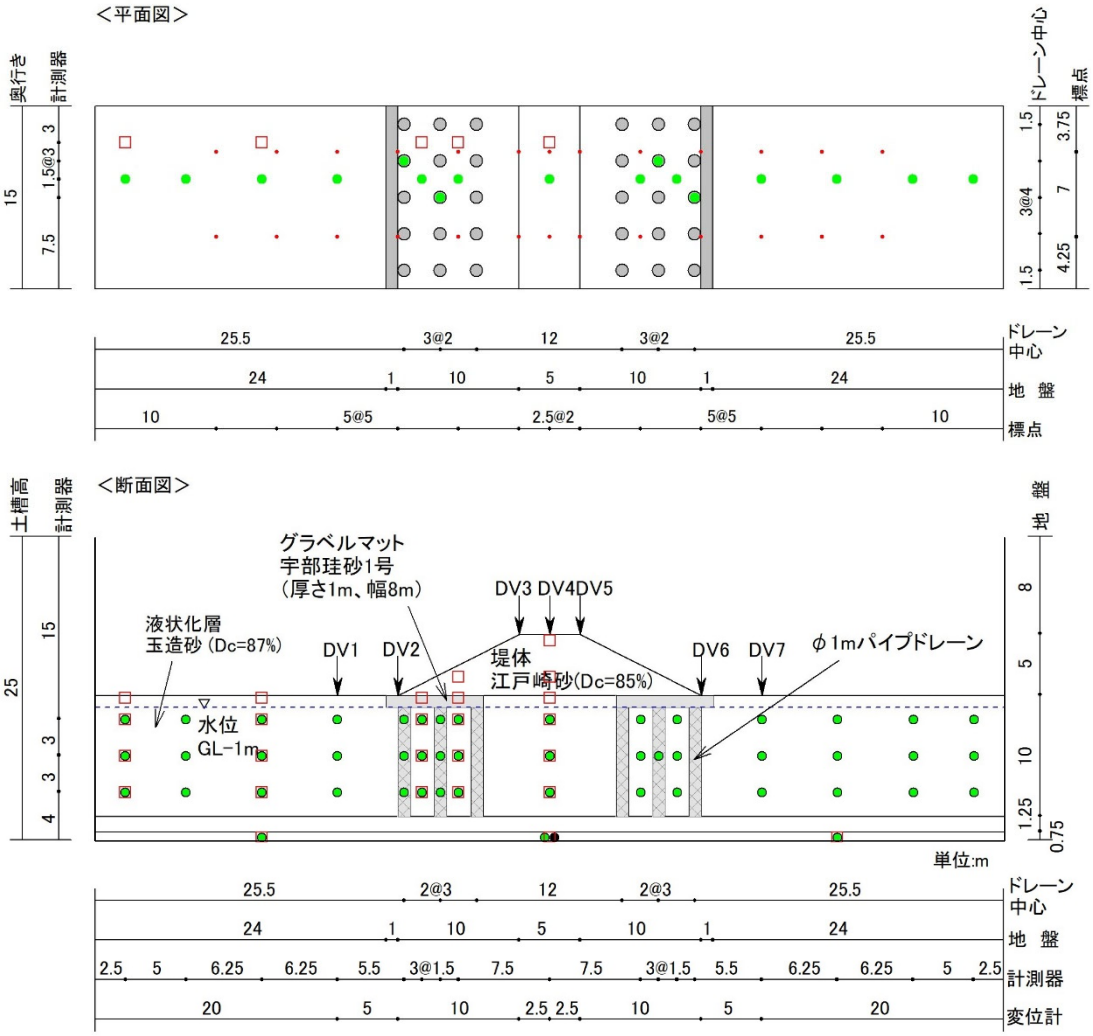


図 2.1.1　実験模型（寸法は実スケール）（ケース 4、再掲）

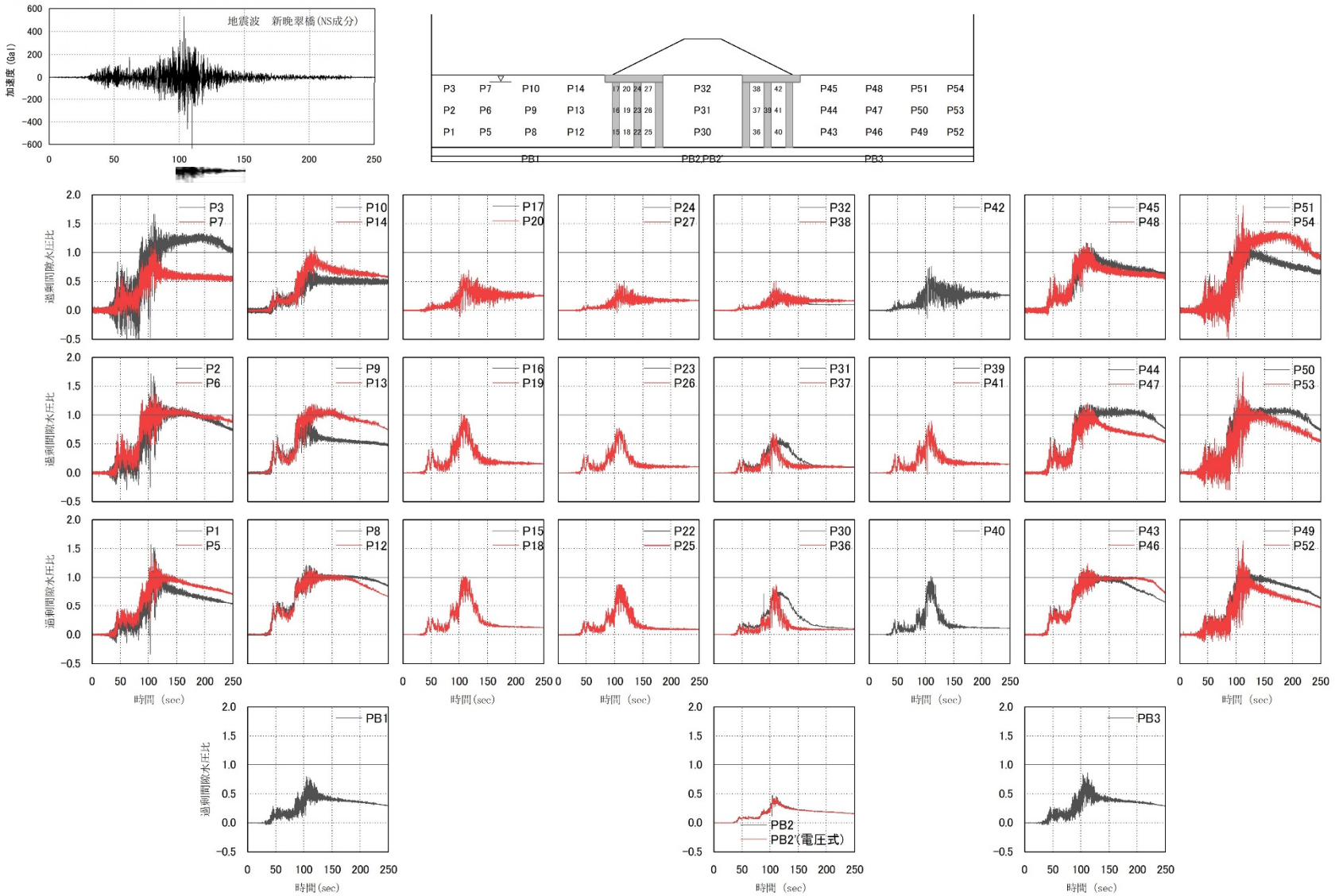


図 3.4.1　ケース 4 ステップ 1 の各間隙水圧計における過剰間隙水圧比の時刻歴

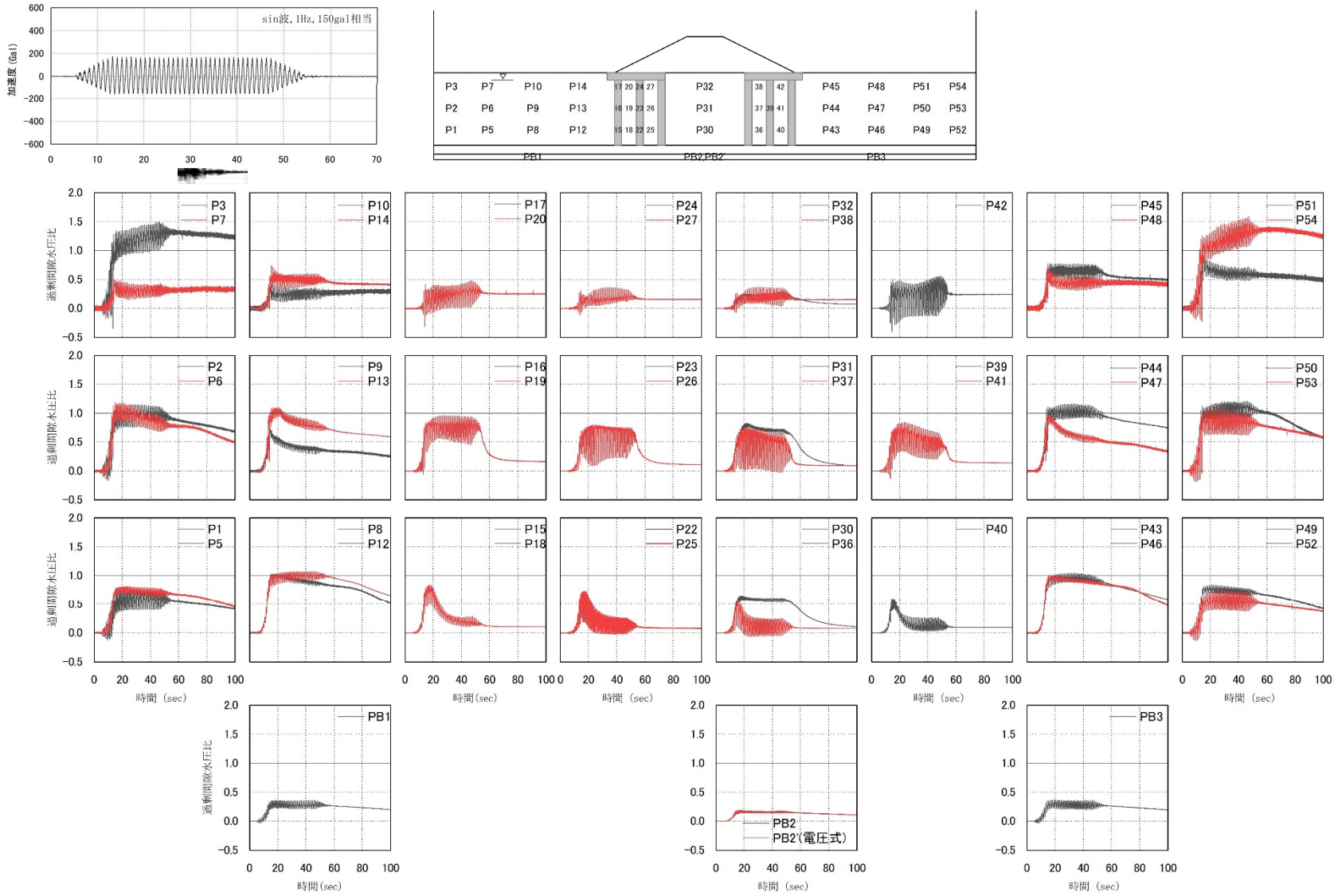


図 3.4.2　ケース 4 ステップ 2 の各間隙水圧計における過剰間隙水圧比の時刻歴

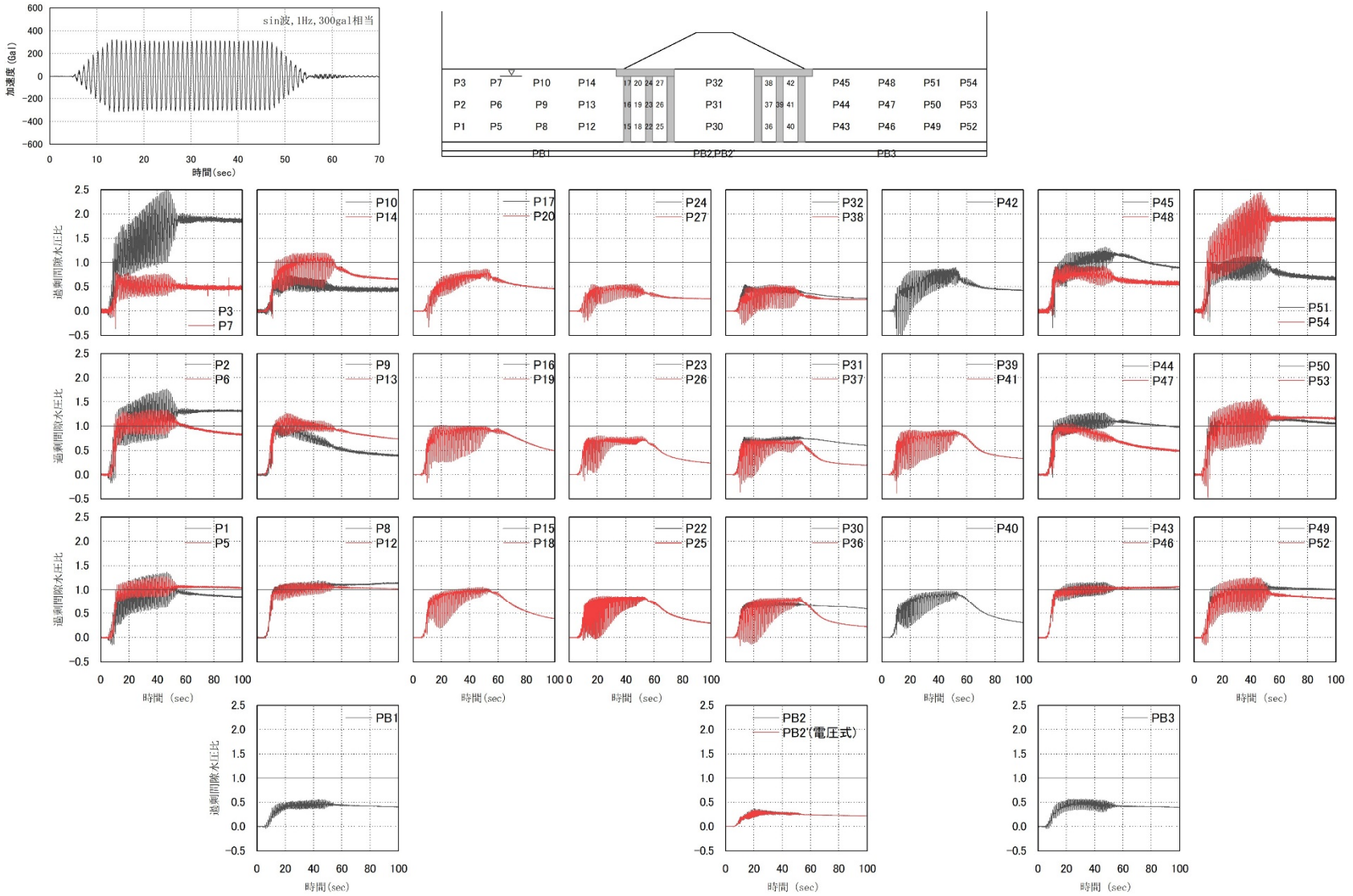
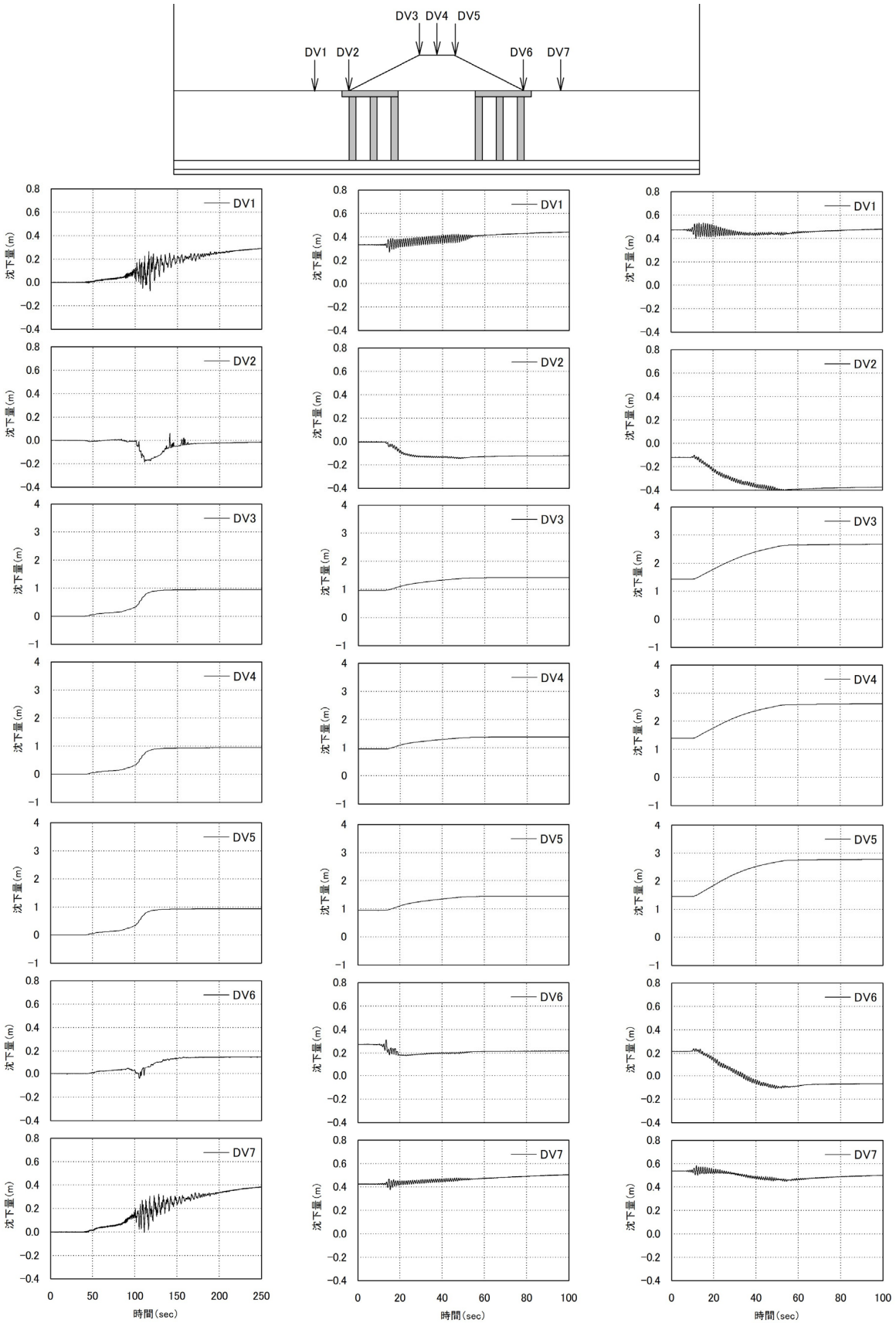


図 3.4.3　ケース 4 ステップ 3 の各間隙水圧計における過剰間隙水圧比の時刻歴



(a) ステップ 1　　(b) ステップ 2　　(c) ステップ 3

図 3.4.4　ケース 4 における各ステップの累積沈下量（実スケール）

表 3.4.1　ケース 4 における残留沈下量（実スケール）

ステップ	残留沈下量（m）						
	水平地盤	法尻	天端			法尻	水平地盤
	DV1	DV2	DV3	DV4	DV5	DV6	DV7
1	0.333	-0.005	0.961	0.952	0.941	0.273	0.426
2	0.472	-0.120	1.423	1.385	1.449	0.216	0.537
3	0.548	-0.346	2.717	2.663	2.822	-0.046	0.573

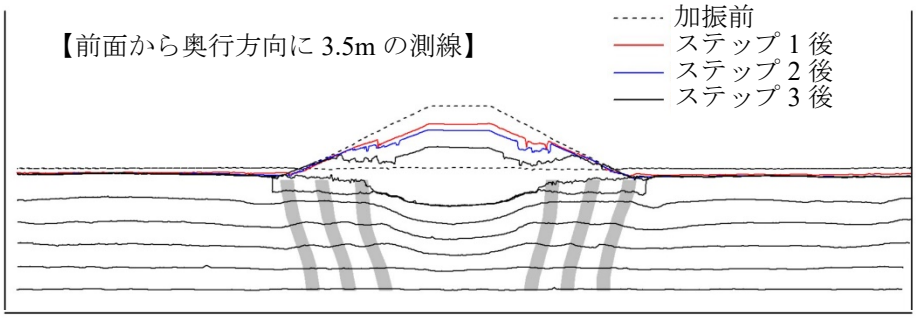


図 3.4.5　ケース 4 における模型の地表面形状（重力場）

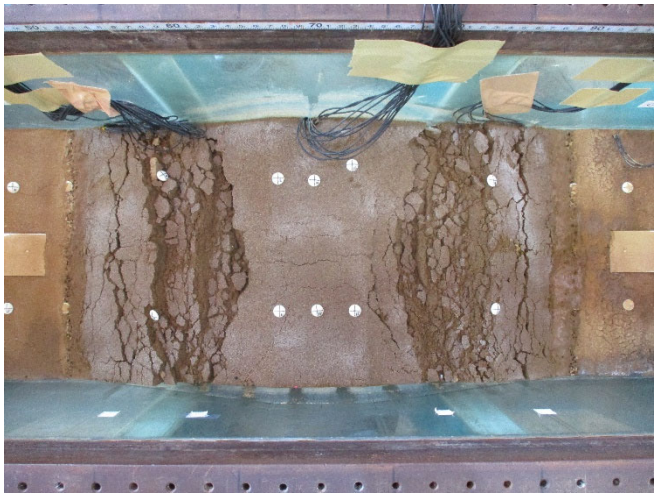
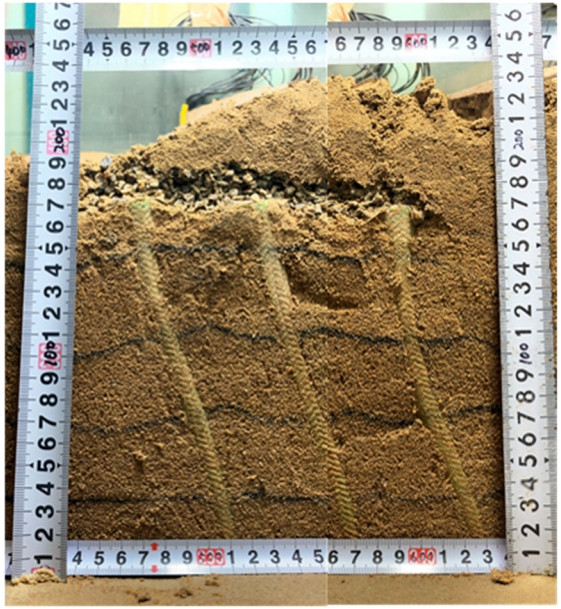


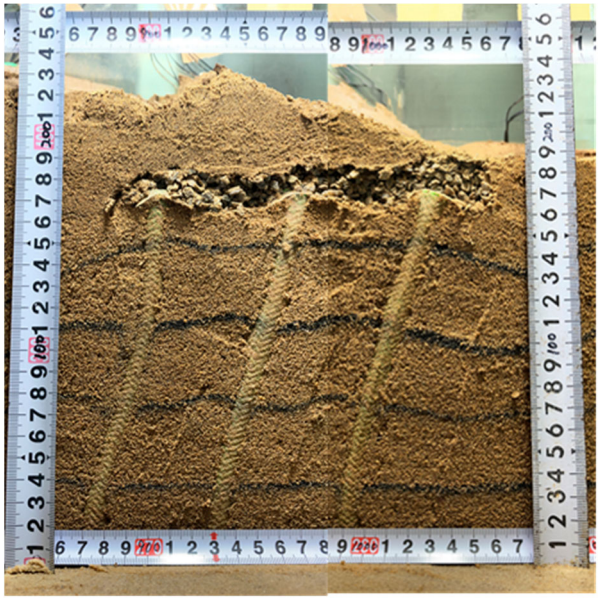
写真 3.4.1　ケース 4 における実験後の模型の状態（堤体真上から撮影）



(a)　全体

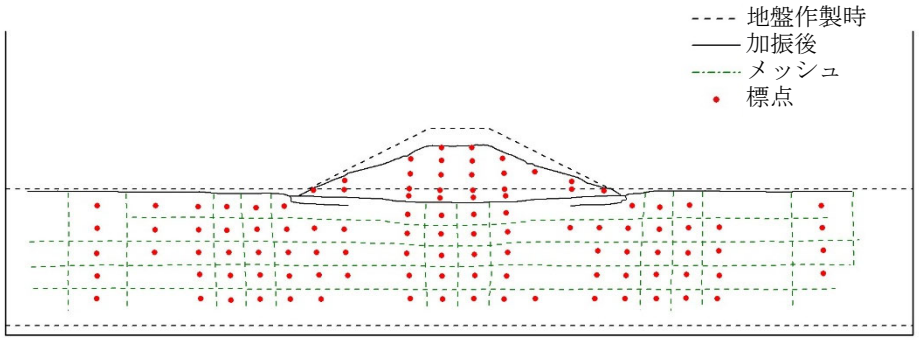


(b)　左ドレーン部

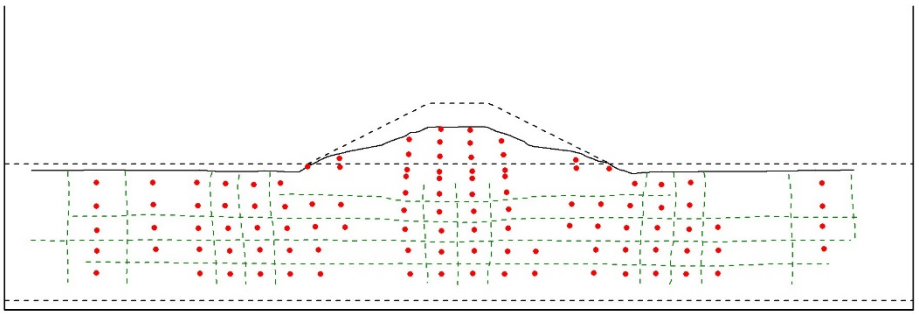


(c)　右ドレーン部

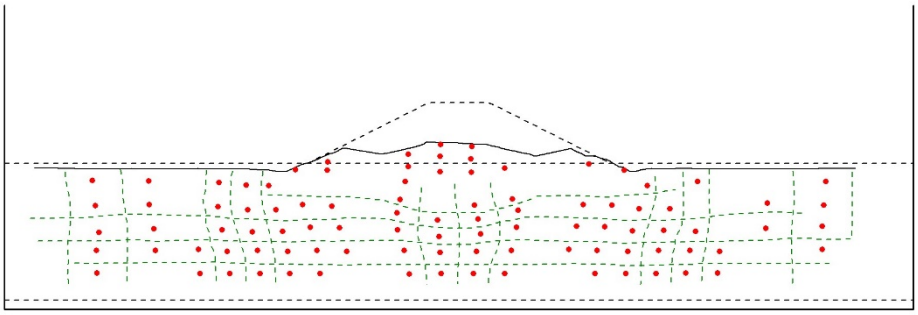
写真 3.4.2　ケース 4 における実験後の模型の開削断面（前面から奥行方向に 7m の断面）



(a)　ステップ 1



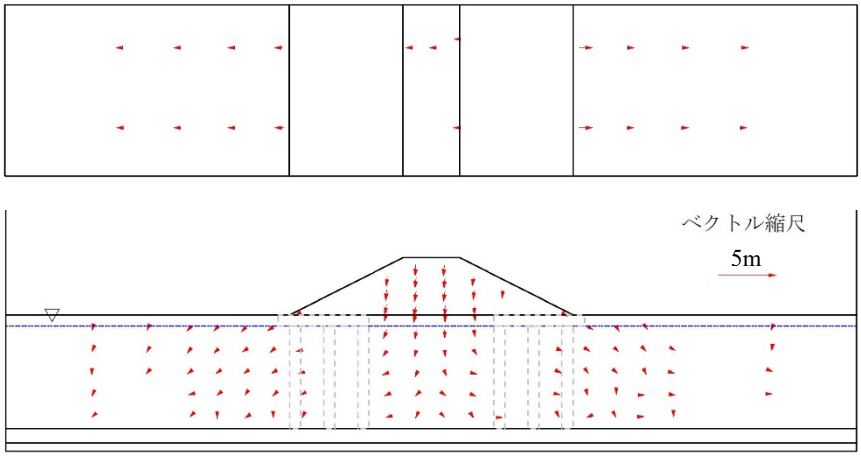
(b)　ステップ 2



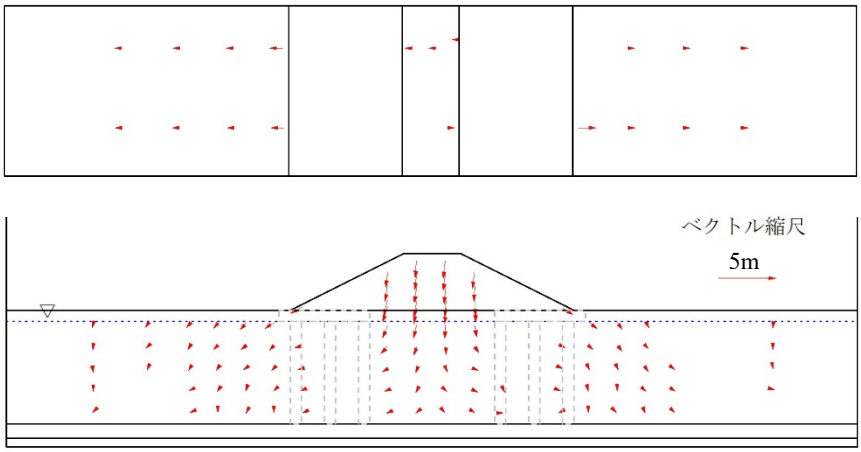
(c)　ステップ 3

図 3.4.6　ケース 4 における各ステップ後の模型の変状（遠心力場）

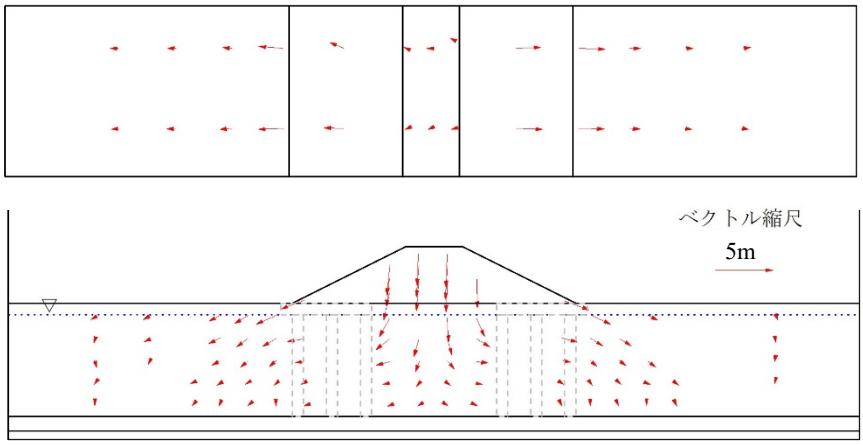
図 3.4.6 に遠心力場で測定した各ステップ後の模型の変状を示す。また、**図 3.4.7** に標点変位ベクトル図を示す。



(a)　ステップ 1（上：平面図（重力場）、下：断面図（遠心力場））



(b)　ステップ 2（上：平面図（重力場）、下：断面図（遠心力場））



(c)　ステップ 3（上：平面図（重力場）、下：断面図（遠心力場））

図 3.4.7　ケース 4 における標点変位ベクトル図（ベクトル縮尺 5m は実スケール）

3.5　ケース 5

ケース 5 では、グラベルドレーンの排水機能をなくし、剛性のみ発揮される条件として、グラベルドレーンの表面をポリエチレンチューブ（厚さ 0.05mm、外径 19.1mm）で遮水したグラベルドレーン（表面遮水）を使用した。ケース 5 の実験模型を次頁に再掲する（**図 2.1.1**）。ドレーン配置はケース 3 およびケース 4 と同様に、堤体の左右へ杭芯間隔 3m、ドレーン径 1m で長さ 9m のグラベルドレーン（表面遮水）をそれぞれ横 3 本×奥行 5 本設置し、ドレーン上面には厚さ 1m のグラベルマットを設けた。また、水位は GL-1m とした。なお、ケース 5 ではステップ 2 終了時点で堤体天端の沈下量が他ケースと同程度となったため、ステップ 2 で実験終了とした。

図 3.5.1、**図 3.5.2** にステップ 1～2 の各間隙水圧計における過剰間隙水圧比の時刻歴を示す。ステップ 1 では、加速度の大きくなる 40 秒付近から全体的に過剰間隙水圧比が上昇し始め、110 秒付近でピークとなった。また各ステップにおいて、堤体下の間隙水圧計では、設置深度が深いほど過剰間隙水圧比が大きくなる傾向を示した。

図 3.5.3 に堤体天端（DV3～5）、法尻（DV2, 6）および水平地盤上（DV1, 7）における各ステップの累積沈下量を示す。また、**表 3.5.1** にステップごとの残留沈下量を示す。

堤体天端では、計測位置による差は 0.2m 未満であり、無対策のケース 1 と比較して天端が一様に沈下したことが分かる。法尻の変位は堤体の左右ともステップ 1 で隆起し、ステップ 2 でわずかに沈下する結果となった。模型の地表面形状（**図 3.5.4**）から、ドレーン周辺の堤体法面直下の液状化層は深度 2m ごとに設置した色砂がドレーン上部では堤体天端に近い側ほど沈下量が大きくなっていることが分かる。また、ドレーンは「く」の字状に近い変形をする結果となった。

写真 3.5.1 に堤体真上から見た実験後の模型の変状を、**写真 3.5.2** に実験後の模型の開削断面をそれぞれ示す。**写真 3.5.1** より堤体天端は大きな変状はみられなかったが、堤体中央付近を中心に亀裂が発生し、中央付近では亀甲状の亀裂が確認できる。

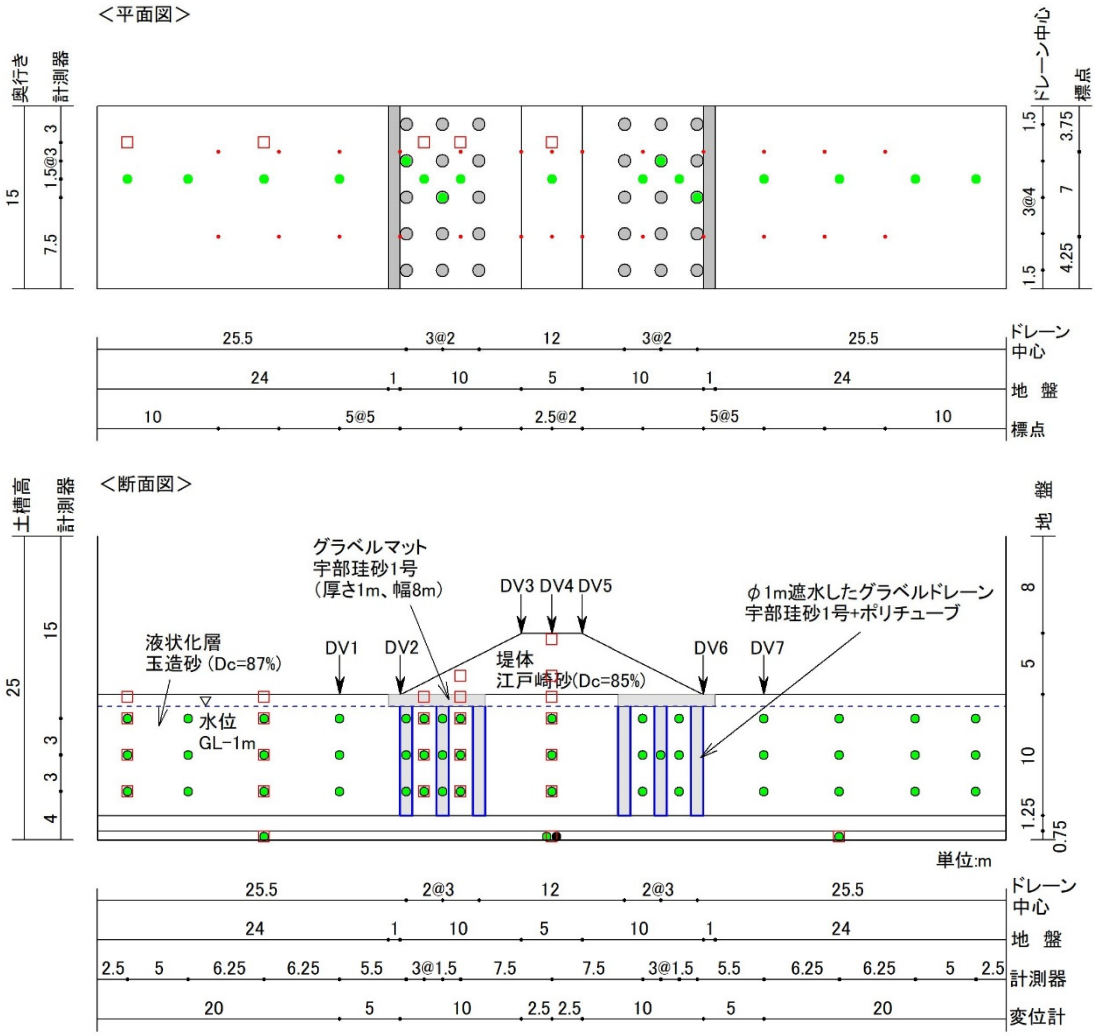


図 2.1.1　実験模型（寸法は実スケール）（ケース 5、再掲）

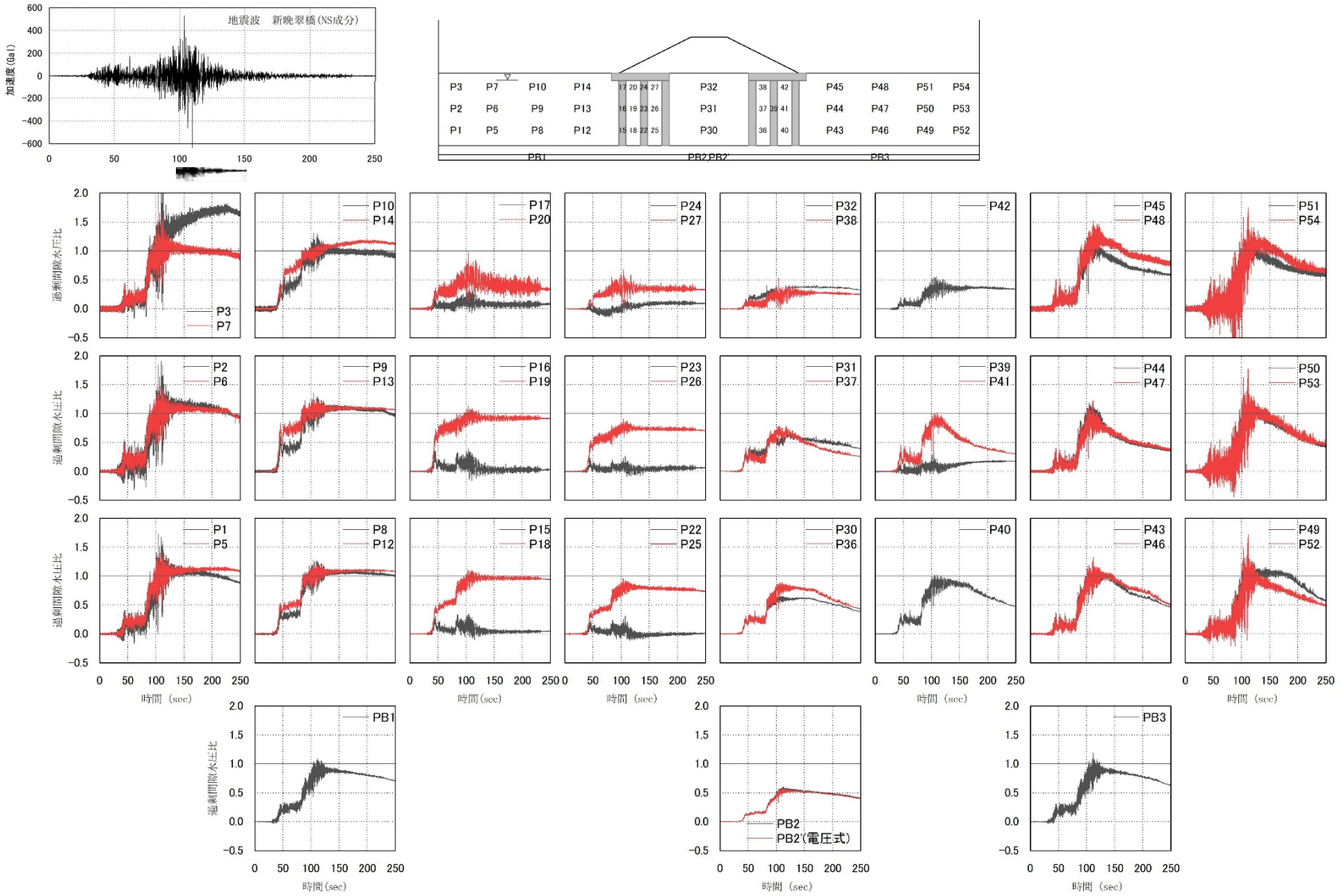


図 3.5.1　ケース 5 ステップ 1 の各間隙水圧計における過剰間隙水圧比の時刻歴

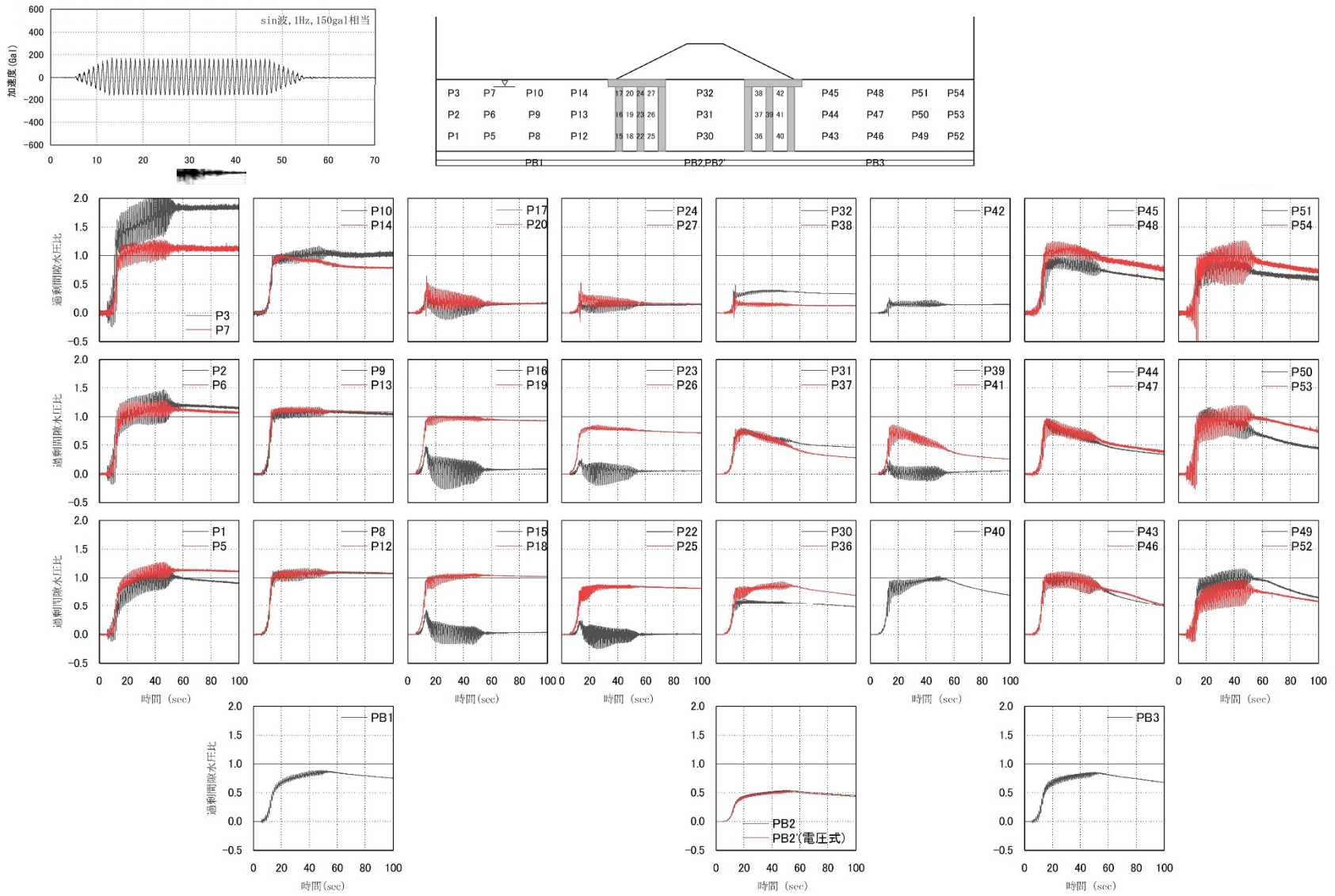
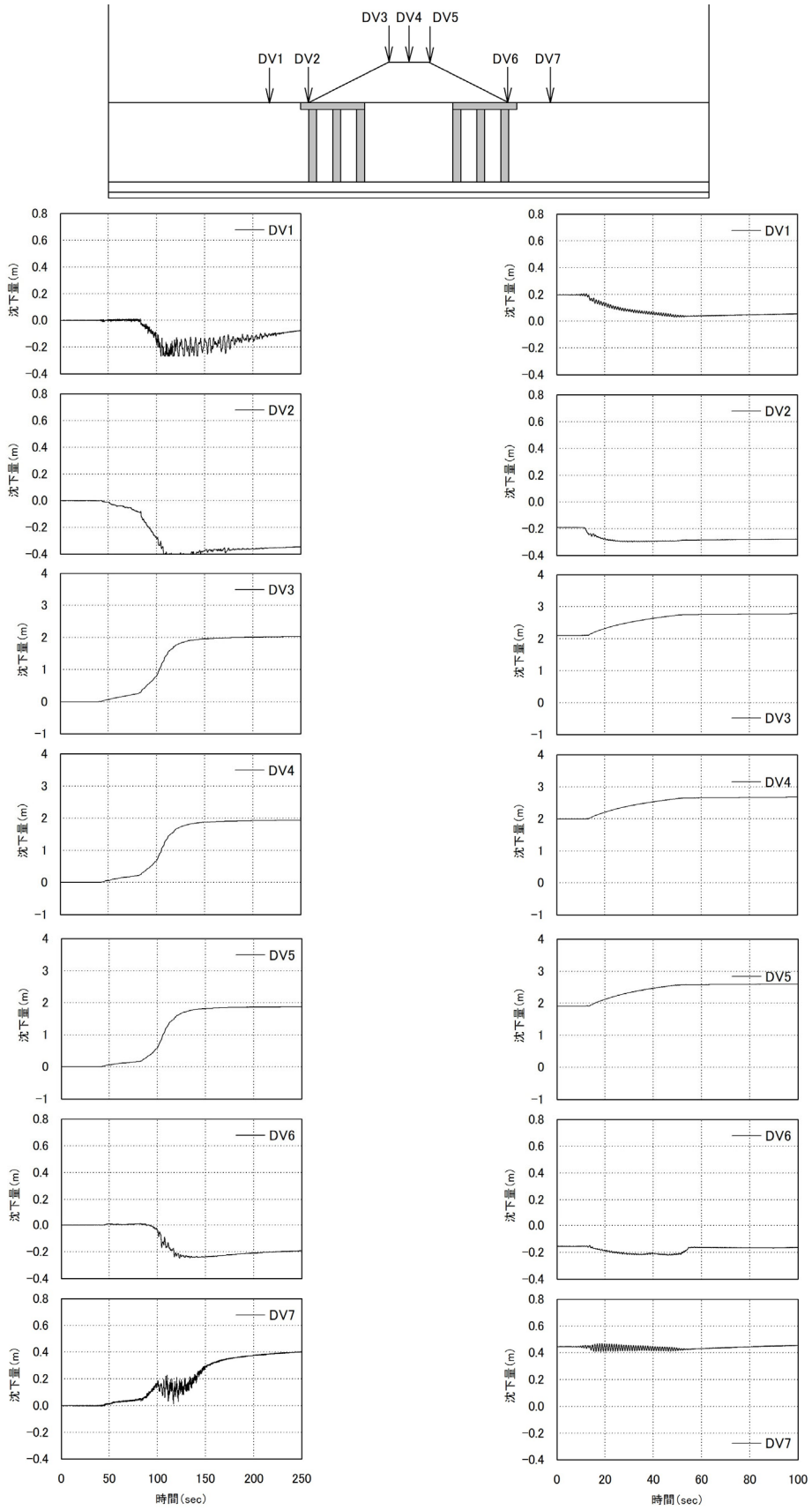


図 3.5.2　ケース 5 ステップ 2 の各間隙水圧計における過剰間隙水圧比の時刻歴



(a)　ステップ 1　　(b)　ステップ 2

図 3.5.3　ケース 5 における各ステップの累積沈下量（実スケール）

表 3.5.1　ケース 5 における残留沈下量（実スケール）

ステップ	残留沈下量 (m)						
	水平地盤	法尻	天端			法尻	水平地盤
	DV1	DV2	DV3	DV4	DV5	DV6	DV7
1	0.197	-0.191	2.096	1.990	1.910	-0.156	0.446
2	0.203	-0.156	2.853	2.748	2.663	-0.127	0.495

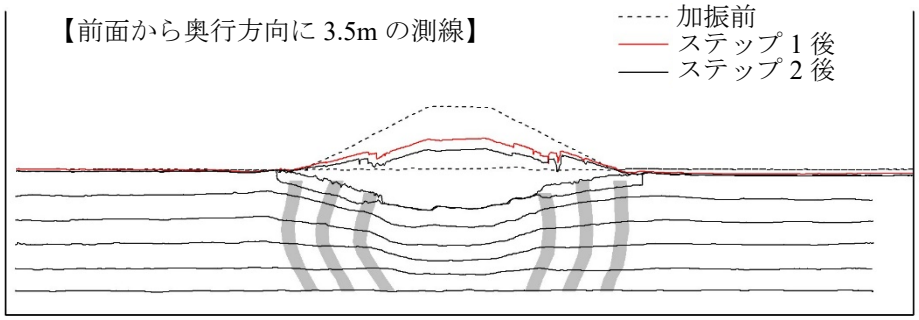


図 3.5.4　ケース 5 における模型の地表面形状（重力場）

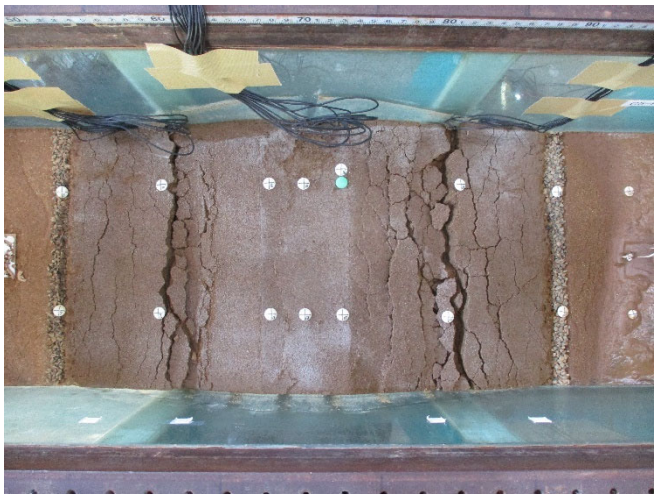
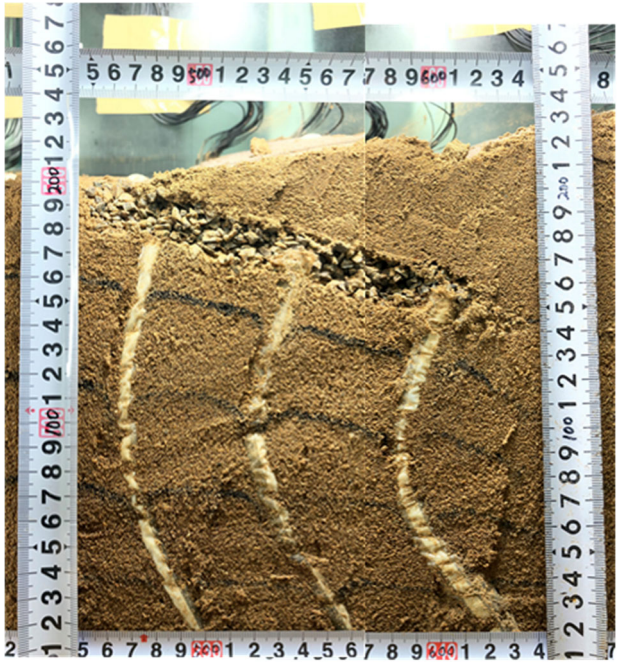


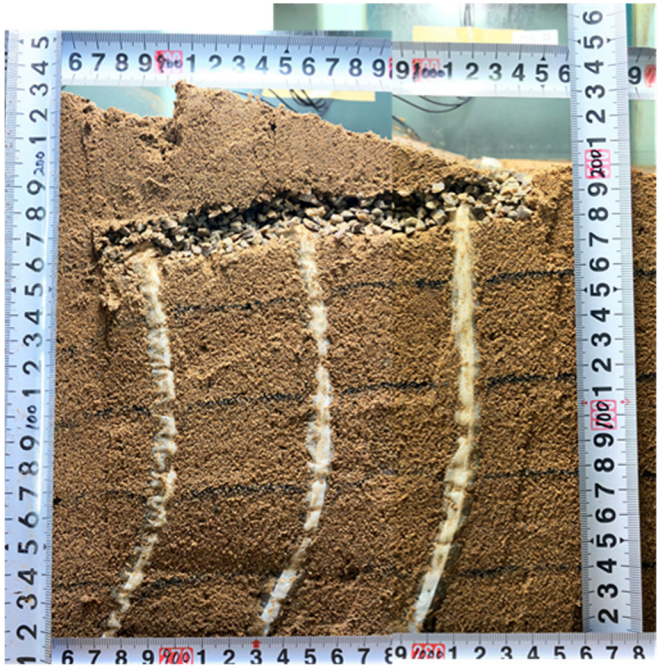
写真 3.5.1　ケース 5 における実験後の模型の状態（堤体真上から撮影）



(a)　全体

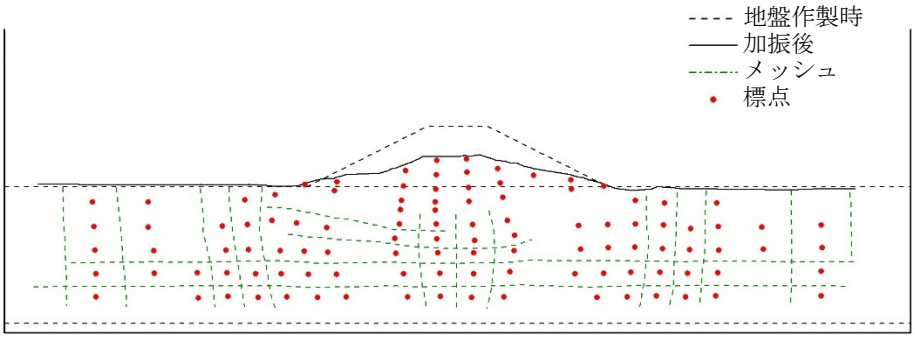


(b)　左ドレーン部

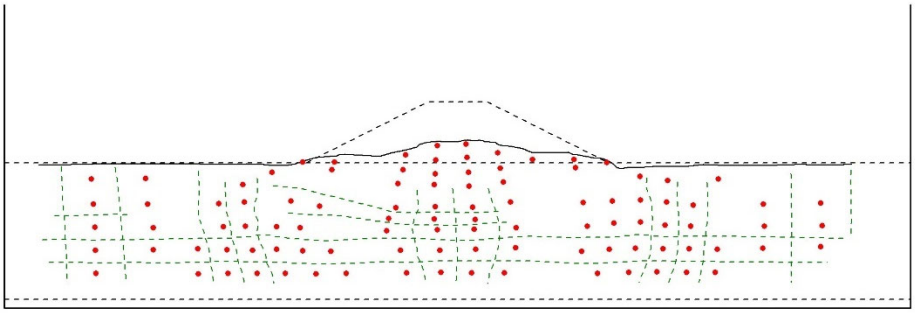


(c)　右ドレーン部

写真 3.5.2　ケース 5 における実験後の模型の開削断面（前面から奥行方向に 7m の断面）



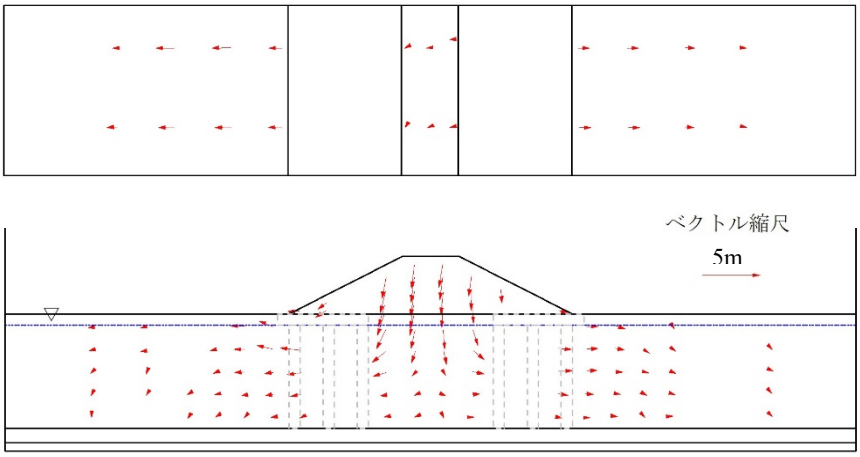
(a)　ステップ 1



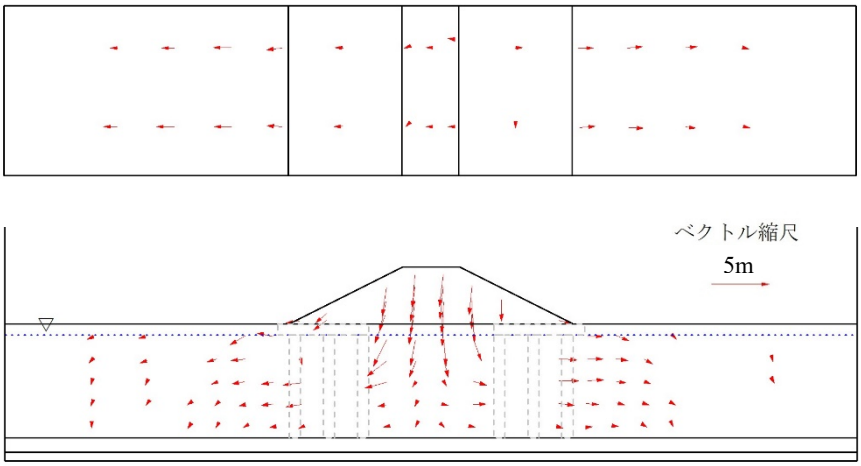
(b)　ステップ 2

図 3.5.5　ケース 5 における各ステップ後の模型の変状（遠心力場）

図 3.5.5 に遠心力場で測定した各ステップ後の模型の変状を示す。また、**図 3.5.6** に標点変位ベクトル図を示す。



(a)　ステップ 1（上：平面図（重力場）、下：断面図（遠心力場））



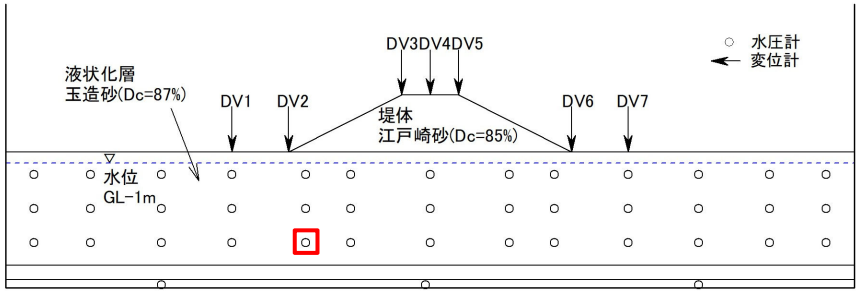
(b)　ステップ 2（上：平面図（重力場）、下：断面図（遠心力場））

図 3.5.6　ケース 5 における標点変位ベクトル図（ベクトル縮尺 5m は実スケール）

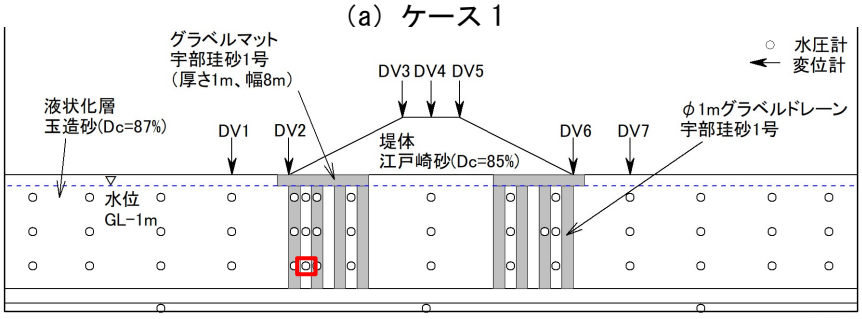
第4章　実験結果のまとめ

4.1　実験結果のまとめ

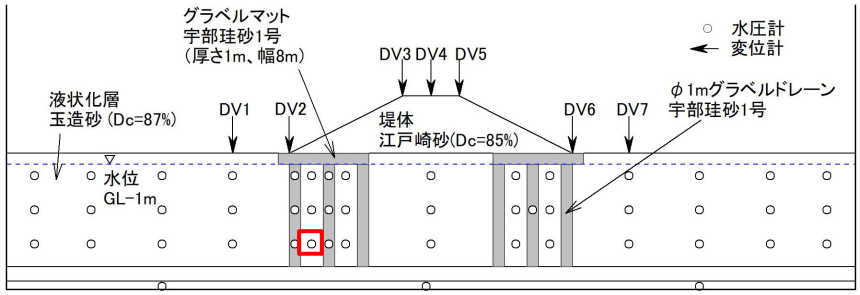
各ケースのステップ 1 における天端平均沈下量と堤体法尻直下付近（ケース 1 以外のケースではドレーンとドレーンの間）の一番深い位置（**図 4.1.1** の赤枠内）に設置した間隙水圧計での過剰間隙水圧比の時刻歴の比較を**図 4.1.2** に示す。また、各ステップ（ケース 1～4：ステップ 1～3、ケース 5：ステップ 1～2）終了後の天端平均沈下量を**図 4.1.3** に示す。なお、**図 4.1.2**、**図 4.1.3** の凡例では無対策のケース 1 を「ケース 1（無対策）」、グラベルドレーンを杭芯間隔 2m で設置したケース 2 を「ケース 2（ドレーン密配置）」、グラベルドレーンを杭芯間隔 3m で設置したケース 3 を「ケース 3（ドレーン疎配置）」、パイプドレーンを杭芯間隔 3m で設置したケース 4 を「ケース 4（パイプドレーン）」、グラベルドレーン（表面遮水）を杭芯間隔 3m で設置したケース 5 を「ケース 5（ドレーン（表面遮水）」と呼称する。



（a）ケース 1



（b）ケース 2



（c）ケース 3（ケース 4，5 も同一の位置）

図 4.1.1　過剰間隙水圧比の比較位置（赤枠内）

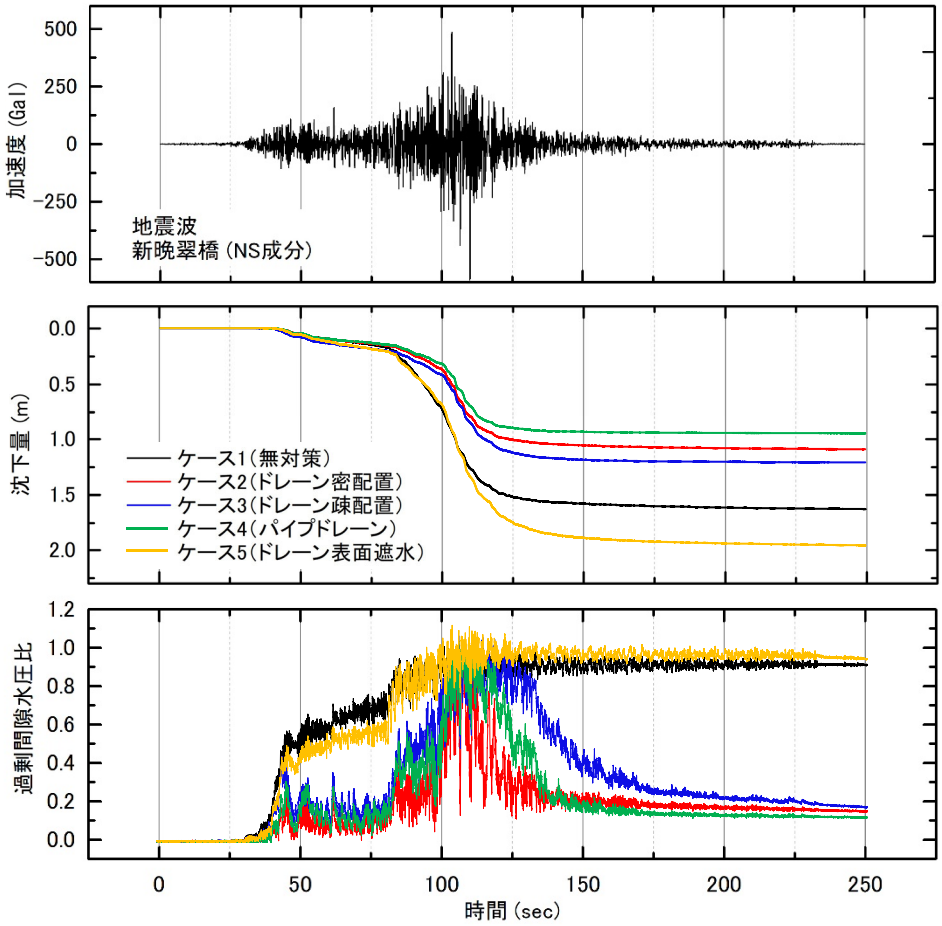


図 4.1.2　各ケースの天端平均沈下量と過剰間隙水圧比の時刻歴

図 4.1.2 中央の図より、最終的な天端平均沈下量はケース 1 : 1.62m、ケース 2 : 1.09m、ケース 3 : 1.20m、ケース 4 : 0.94m、ケース 5 : 1.95m となった。グラベルドレーンまたはパイプドレーンを設置したケース 2～ケース 4 は無対策のケース 1 の沈下量に対して、ケース 2 : 約 67%、ケース 3 : 約 74%、ケース 4 : 約 58%の沈下量に抑えられており、グラベルドレーンまたはパイプドレーンの沈下抑制効果が十分発揮される結果となった。ケース 2～ケース 4 を比較すると、パイプドレーンが最も沈下量を抑え、次いでドレーンを密に配置したケース 2、疎に配置したケース 3 と続いた。一方、ケース 5 ではケース 1 の沈下量の 1.2 倍程度であり、グラベルドレーンの剛性のみでは沈下に対する効果はみられなかった。沈下量の推移を加速度の変化（図 4.1.2 上の図）とあわせて見ると、加速度 100Gal 程度の 40 秒付近から、各ケースとも沈下し始め、ケース 1、ケース 5 では 200Gal 程度の 80 秒付近で、ケース 2～ケース 4 では 100 秒付近で沈下速度（図の勾配）が大きくなり、100Gal を下回る 130 秒付近で沈下量も落ち着く結果となった。

また、図 4.1.2 下の図より、ケース 1、ケース 5 における過剰間隙水圧比は加速度 100Gal 程度の 40 秒付近で上昇し始め、200Gal の 80 秒付近では 0.8 以上となった。その後、110

秒付近で過剰間隙水圧比が 1 に達してからは加速度が小さくなった後もほぼ変化しなかった。一方、グラベルドレーンまたはパイプドレーンを設置したケース 2～4 では、過剰間隙水圧比が上昇し始める時間はケース 1、ケース 5 と同様に 100Gffal 程度の 40 秒付近であったが、ケース 1、ケース 5 よりも低い値で推移し、200Gal 程度の 80 秒付近で大きく上昇し、110 秒付近で過剰間隙水圧比が 1 に達した。その後は比較的短い時間で減少し始め、ドレーンの水圧低減効果が確認された。ケース 2～ケース 4 を比較すると、過剰間隙水圧比が 1 に達するまでは大きな違いはみられなかったが、過剰間隙水圧比が減少し始める時間はケース 2、ケース 4、ケース 3 の順に早くなる結果となった。

沈下量と過剰間隙水圧比の時刻歴をあわせて見ると、上述した沈下速度（図の勾配）が大きくなるのは各ケースとも過剰間隙水圧比が 0.8 以上となる時間付近であることが分かる。ケース 2～ケース 4 は過剰間隙水圧比 0.8 以上となる時間がケース 1、ケース 5 よりも短かったため、沈下量を抑えられたと考えられる。このことから、ドレーンの沈下抑制効果を発揮させるためには、過剰間隙水圧比を一定値以下に抑えることは必ずしも必要ではなく、過剰間隙水圧比が高い時間を短くすることが必要であるといえる。

図 4.1.3 に各ステップ終了後の天端平均沈下量を示す。ケース 2～ケース 4 はステップ 1 でケース 1 よりも沈下量が抑えられる結果となったが、ステップ 2 ではケース 1 の沈下量に近づき、ステップ 3 ではほぼ同程度の沈下量となった。このことから、外力が大きい場合ではドレーンの沈下抑制効果を十分発揮することができず、対策効果が得られないと考えられる。また、ケース 5 ではステップ 2 終了時点で他ケースのステップ 3 終了時点の沈下量と同程度となっており、グラベルドレーンの剛性のみでは沈下抑制効果が発揮されない結果となった。

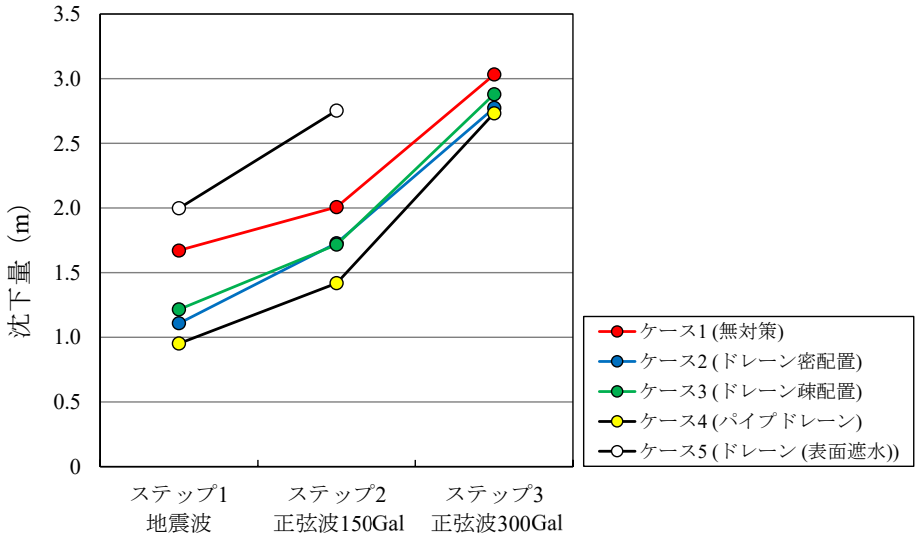


図 4.1.3　各ステップ終了後の天端平均沈下量

＜参考文献＞

1) （国研）土木研究所：河川堤防の液状化対策の手引き，土木研究所資料第 4332 号, pp.17-21, 2016.3.
2) 建設省土木研究所：河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル（案），土木研究所資料第 3513 号, pp.42-57, 1997.10.
3) （国研）土木研究所：大規模地震動に対する河川堤防の液状化対策としてのドレーン工法の効果に関する動的遠心模型実験，土木研究所資料第 4429 号, 2022.3.
4) 2) と同書, p.46.
5) （公社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2017.12.

第 2 編 間隙水圧消散工法に関わる
河川堤防の液状化対策の手引き
＜設計計算例＞

第1章　はじめに

1.1　はじめに

平成 28 年 3 月に「河川堤防の液状化対策の手引き（土木研究所資料第 4332 号、以下、旧手引き）」[1)]が刊行された。旧手引きには、基礎地盤の液状化対策として、締固め工法、固結工法、鋼材を用いた工法の 3 工法、堤体液状化対策の 1 工法の 4 種類の対策工法が含まれていたが、「河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル（案）」[2)]（以下、マニュアル（案））に含まれていた間隙水圧消散工法（マニュアル（案）ではドレーン工法という名称）は対象外とされていた。その後、第 1 編の間隙水圧消散工法に関わる大型遠心模型実験などの研究成果を踏まえて、令和 6 年 5 月に、「河川堤防の液状化対策の手引き（改定版）（土木研究所資料第 4449 号、以下、手引き）」[3)]が刊行され、基礎地盤の液状化対策として、間隙水圧消散工法が追加された。

旧手引きや手引きに示される各対策工法の設計には、様々な式や方法が掲載されており、その適用方法や入力値の設定方法などを含め全てを網羅できているわけではない。このような部分を補足するとともに、旧手引きに示された設計方法が正しく理解されることを目的とし、平成 29 年 8 月に「河川堤防の液状化対策の手引き＜設計計算例＞（土木研究所資料第 4346 号、以下、H29 計算例）」[4)]が刊行された。本計算例は、H29 計算例と同様に、手引きにおいて追加された間隙水圧消散工法を対象として、適用方法や入力値の設定方法などを補足し、設計方法が正しく理解されることを目的としている。

本計算例では、設計方法の特徴がよく現れる条件として、2 種類の条件を設定した。各条件について、H29 計算例の趣旨を踏襲して、対策工諸元の設定過程、耐震性能照査などの対策工の設計計算過程を詳しく記載した。

本計算例に記載した方法は、文字通り「例」であるため、現場条件に応じた対応が必要となる。例えば、本計算例では川裏のり尻から大きくはみ出るような対策工の配置も登場するが、現実には用地等の制約条件によっては採用ができないことも考えられる。また、手引きや本計算例、さらには手引きの上位基準指針等の趣旨を踏まえ、対応を検討する必要がある。

手引きに示された設計方法が正しく理解され、合理的で質の高い社会資本ストックの形成に繋がることを期待する。

1.2　本計算例の取り扱い上の留意事項

本計算例で示した条件は、設計方法の特徴がよく現れる条件として設定したもので、実際の現場条件等と異なる場合がある。以下については、第 2 章～第 4 章であまり触れられていないが、留意する必要がある事項となるので、まとめておく。

（1）地盤調査

本計算例では、検討断面として、簡略化されたものを用いた。実際の堤防断面はこれよりも複雑な場合がほとんどである。堤内外にボーリングやこれらを補間するサウンディングを実施し、土層厚、層序、縦横断の連続性や物性を把握する必要がある。特に、間隙水圧消散工法の設計にあたっては、液状化層や表層の非液状化層の透水係数が重要となる。地盤調査の方法や密度については、「河川砂防技術基準　調査編 第 15 章」[5]や「手引き 第 3 章」[3]等を参考に実施するとよい。

（2）モデル化・定数設定

同じ土層とされている場合でも、例えば上層と下層で、N 値（強度）の分布や粒度組成の分布、透水係数に傾向がみられる場合などには、土層を細分化してモデル化・定数設定を行うことも検討する必要がある。そのためには、ボーリング柱状図の記事や物理試験結果等に立ち戻って確認することも重要である。また、定数を設定する際には、礫打ちや局所的な粘性土などの異常値を除去した上で、近い値を集めて平均することは当然である。その中でも、自重変形解析は特に繰返し三軸強度比 R_L の感度が高いので、慎重に設定しなければならない。N 値と細粒分含有率から推定するのが標準的な R_L の設定方法であるため、液状化の可能性がある土層では、標準貫入試験を実施した全ての深度で物理試験を実施することが基本である。

（3）浸透安全性照査と浸透対策

手引きにしたがって、液状化対策を実施することにより浸透安全性を示す指標（円弧すべり安全率や局所動水勾配等）が悪化する場合には、補助工法が必要となる。

液状化対策の実施に合わせて浸透対策を実施するのが合理的な場合には、「河川堤防の構造検討の手引き」[6]の照査基準も満足する補助工法を検討するとよい。

第2章　本計算例の対象と耐震性能照査手法

2.1　液状化対策の設計の手順

液状化対策の設計の手順を**図 2.1.1** に示す。

このうち、本計算例では破線で囲われた部分を対象に記載する。

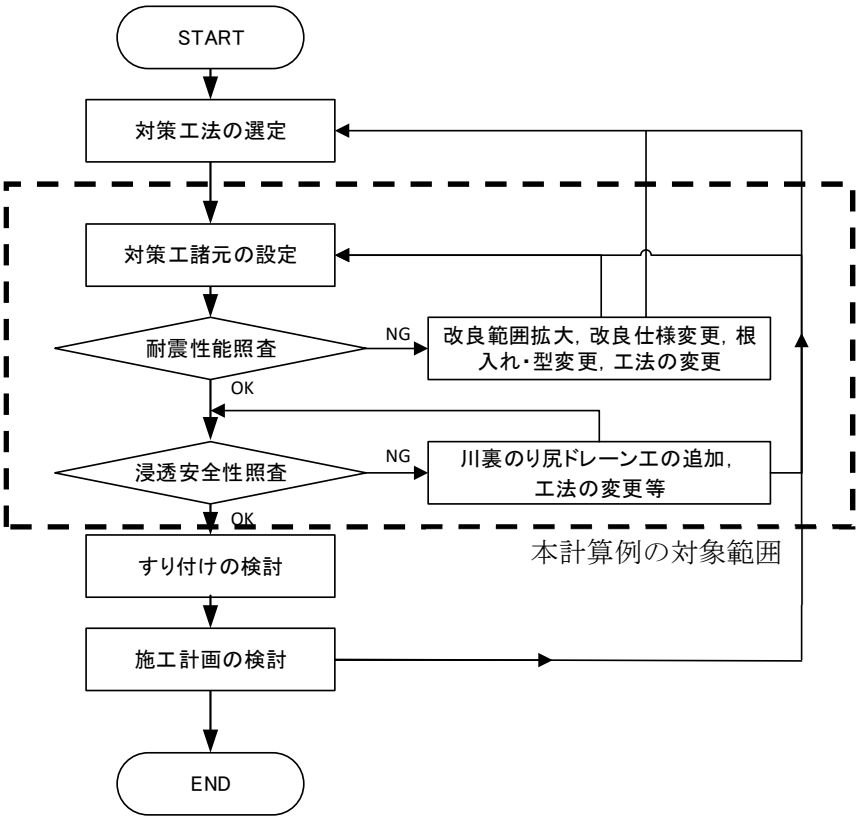


図 2.1.1　設計の手順

2.2　本計算例で対象とした対策工法

手引きにおいて、基礎地盤の液状化に対しては、のり尻付近の基礎地盤への締固め工法、間隙水圧消散工法、固結工法、鋼材を用いた工法が対象とされている。堤体の液状化に対しては、押え盛土工法やドレーン工法が対象とされている。本計算例では、手引きで追加された間隙水圧消散工法のみを対象として設計を行った。**表 2.2.1** に本計算例で対象とした対策工法を示す。

間隙水圧消散工法以外の設計計算例については、**表 2.2.2** に示す通り、H29 計算例を参考にするとよい。

表 2.2.1　本計算例で対象とした対策工法

対象	工法	大別	位置	代表的な施工法
基礎地盤の液状化	間隙水圧消散工法（本計算例3章，4章）	液状化抑制（間隙水圧消散）／被害軽減	川裏のり尻直下地盤	グラベルドレーン工法 人工材ドレーン工法

表 2.2.2　平成29年版の設計計算例で対象とした対策工法（参考）

対象	工法	大別	位置	代表的な施工法
基礎地盤の液状化	締固め工法（H29計算例3章，4章）	液状化抑制(密度増大)／被害軽減	のり尻直下地盤	サンドコンパクションパイル工法 静的締固め砂杭工法 砂圧入式静的締固め工法 コンパクショングラウチング工法 振動棒工法
		液状化抑制(密度増大)	堤体直下全体 ※H29計算例対象外	
	固結工法（H29計算例5章，6章）	液状化抑制（固結）／被害軽減	のり尻直下地盤	機械攪拌工法 高圧噴射攪拌工法 注入工法
	鋼材を用いた工法（H29計算例7章，8章）	被害軽減	のり尻直下地盤	自立（鋼管）矢板工法 自立（鋼管）矢板工法（排水機能付き）
堤体の液状化	押え盛土工法（H29計算例　9章）	液状化抑制（有効応力の増大、粒度の改良）／被害軽減	のり尻～のり面	
	ドレーン工法（H29計算例　9章）	液状化抑制（有効応力の増大、粒度の改良）／被害軽減	川裏のり尻付近	

第3章　計算例 1：間隙水圧消散工法による対策（その 1）

3.1　設計手順

図　3.1.1 に間隙水圧消散工法の設計手順を示す。代表的な間隙水圧消散工法としてグラベルドレーン工法を例に設計する。

対策工の初期諸元（改良幅、改良ピッチ）は、図中に示す設定方法にて設定し、この対策工を入れた断面においてレベル 2 地震動に対する耐震性能照査（有限要素法による自重変形解析）を実施する。その結果、耐震性能を満足しない場合には、対策工諸元を見直し、耐震性能を満足する諸元を設定する。具体的には、改良幅を広げる、改良ピッチを狭くすることで最適諸元を求めることになるが、これらは現場条件や施工条件などを総合的に判断して設定することが必要である。

次に、対策工実施により堤防の浸透安全性が有意に低下しないことを照査する。浸透安全性が有意に低下する場合には、ドレーン工等の補助工法を検討したり、場合によっては対策工法を変更する必要もある。

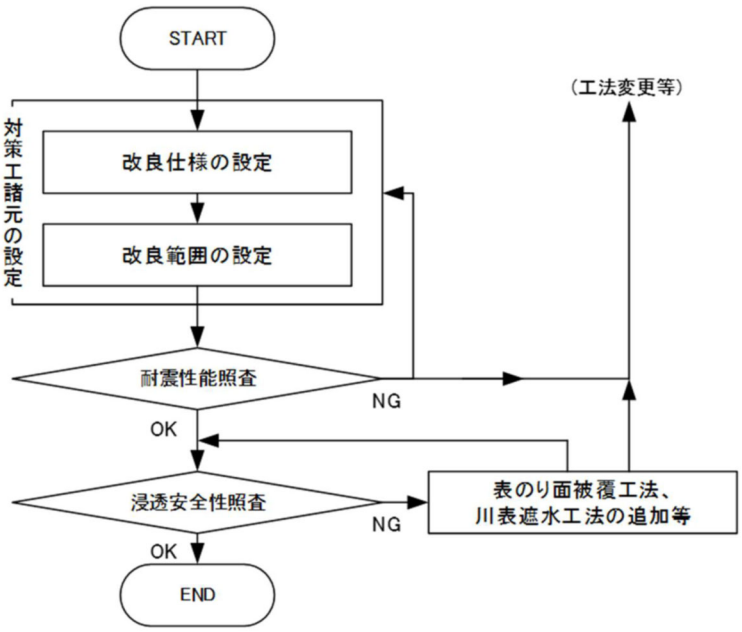


図 3.1.1　間隙水圧消散工法の設計手順

3.2　設計条件

3.2.1 地盤条件

(1)　基本諸元

図 3.2.1 に耐震性能照査の対象とする堤体および地盤構造を示す。**表 3.2.1** に設定した各層の地盤定数を示す。

液状化層が一層で比較的薄いモデルである。

[堤体構造]	堤体高	：	5.0m
	天端幅	：	5.0m
	のり面勾配	：	1：2.0
[水　　位]	地下水位	：	G.L.-1.0m（EL.-1.0m）
	照査外水位	：	EL.+2.5m
	計画高水位	：	EL.+3.25m

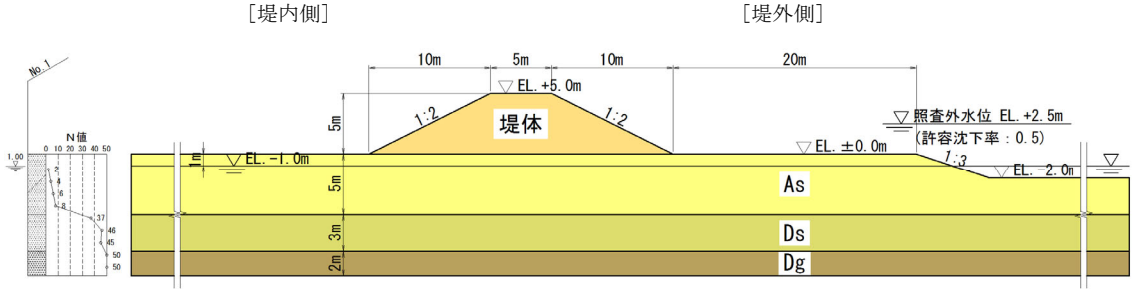


図 3.2.1　耐震性能照査の対象とする堤体および地盤構造

表 3.2.1　地盤条件

土層区分	土層厚 (m)	層区分	深度 (m)	*N* 値	［平均値］ *N* 値	土の単位体積重量 γ(kN/m^3)	［平均値］細粒分含有率 *Fc* (%)	土の粘着力 *c* (kN/m^2)	土の内部摩擦角 φ (°)	透水係数 *k* (m/sec)
堤体	5.0	砂質土	-	-	5.0	18.0	35	0	30	1.0×10^{-6}
沖積砂質土 As	5.0	砂質土	1.3	2	5.0	18.0	16	0	30	3.0×10^{-4}
		砂質土	2.3	4						
		砂質土	3.3	6						
		砂質土	4.3	8						
洪積砂質土 Ds	3.0	砂質土	5.3	37	42.7	20.0	3	0	40	1.0×10^{-5}
		砂質土	6.3	46						
		砂質土	7.3	45						
洪積礫質土 Dg	-	礫質土	8.3	50	50.0	21.0	-	0	40	1.0×10^{-4}
		礫質土	9.3	50						

(2) 地盤種別の判定

「河川構造物の耐震性能照査指針・解説 II.堤防編（国土交通省水管理・国土保全局治水課、平成 28 年 3 月、以下、指針)」[7]に基づき地盤種別の判定を行った。**表 3.2.2** に地盤種別の判定結果を示す。洪積礫質土層 Dg を耐震性能照査上の基盤面とし地盤の特性値 T_G を算出すると、T_G= 0.21(s)となるため、本地盤はⅡ種地盤と判定された。

表 3.2.2 耐震性能照査上の地盤種別の判定

地層区分	地層厚 Hi (m)	地層の平均せん断波速度 Vsi(m/s)	4Hi/Vsi (s)	備 考
沖積砂質土 As	5.0	120	0.167	各層のせん断波速度は、PS検層にて確認されている
洪積砂質土 Ds	3.0	280	0.043	
洪積礫質土 Dg	-	300	-	
		4∑Hi×Vsi=	0.210	(Ⅱ種地盤)

3.2.2 入力地震動条件

入力地震動は、指針に基づき以下のように設定した。

(1) 対策工諸元設定用震度

$$k_h = C_Z \times k_{G0}$$

k_h ： 対策工諸元設定用水平震度（0.15）

k_{G0} ： 地盤種別に応じた標準水平震度（Ⅱ種地盤：0.15）

C_Z ： 地域別補正係数（地域区分 A2 : 1.0）

(2) レベル 2 地震動

$$k_{hgL} = C_Z \times k_{hgL0}$$

k_{hgL} ： 液状化の判定に用いる地盤面の水平震度
（レベル 2-1 地震動：0.45、レベル 2-2 地震動：0.70）

k_{hgL0} ： 液状化の判定に用いる地盤面の水平震度の標準値
（Ⅱ種地盤、レベル 2-1 地震動 : 0.45、レベル 2-2 地震動 : 0.70）

C_Z　　：　地域別補正係数（地域区分 A2 : 1.0）

表 3.2.3　入力地震動

地震動		地盤種別	k_{G0} k_{hgL0}	地域区分	C_Z	k_h k_{hgL}
対策工諸元設定用震度		Ⅱ種	0.15	A2	1.0	**0.15**
レベル 2 地震動	L2-1		0.45			**0.45**
	L2-2		0.70			**0.70**

3.2.3 液状化判定

指針に基づき液状化判定を実施した。**図 3.2.2**、**表 3.2.4**、**表 3.2.5** に対策工諸元設定用震度およびレベル 2 地震動に対する液状化判定結果を示す。これより、沖積砂質土 As が対策工諸元設定用震度およびレベル 2 地震動に対する液状化層となる。

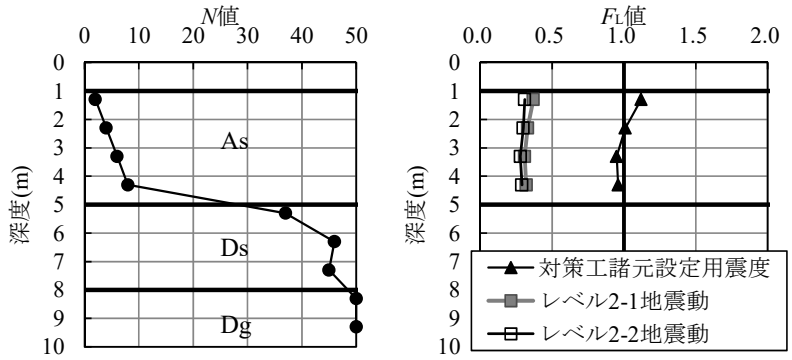


図 3.2.2　液状化に対する抵抗率 F_L の深度方向分布

表 3.2.4　液状化判定結果（対策工諸元設定用震度）

土層区分	土層厚 (m)	層区分	深度 (m)	*N* 値	層平均 *N* 値	土の単位体積重量 γ(kN/m^3)	細粒分含有率 *FC* (%)	繰返し三軸強度比 R_L	対策工諸元設定用震度			
									地震時せん断応力比 *L*	動的せん断強度比 *R*	液状化に対する抵抗率 F_L	判定結果
沖積砂質土 As	5.0	砂質土	1.3	2	5.0	18	25	0.191	0.169	0.190	1.12	準液状化層
		砂質土	2.3	4		18	18	0.215	0.211	0.214	1.01	準液状化層
		砂質土	3.3	6		18	12	0.224	0.233	0.223	0.95	完全液状化層
		砂質土	4.3	8		18	8	0.236	0.245	0.236	0.96	完全液状化層
洪積砂質土 Ds	3.0	砂質土	5.3	37	42.7	20	4	-	-	-	-	-
		砂質土	6.3	46		20	2	-	-	-	-	-
		砂質土	7.3	45		20	2	-	-	-	-	-
洪積礫質土 Dg	-	礫質土	8.3	50	50.0	21	-	-	-	-	-	-
		礫質土	9.3	50		21	-	-	-	-	-	-

表 3.2.5　液状化判定結果（レベル 2 地震動）

土層区分	土層厚 (m)	層区分	深度 (m)	*N* 値	層平均 *N* 値	土の単位体積重量 γ(kN/m^3)	細粒分含有率 *FC* (%)	繰返し三軸強度比 R_L	レベル2-1地震動			レベル2-2地震動			
									地震時せん断応力比 *L*	動的せん断強度比 *R*	液状化に対する抵抗率 F_L	地震時せん断応力比 *L*	動的せん断強度比 *R*	液状化に対する抵抗率 F_L	判定結果
沖積砂質土 As	5.0	砂質土	1.3	2	5.0	18	25	0.191	0.506	0.190	0.37	0.787	0.247	0.31	完全液状化層
		砂質土	2.3	4		18	18	0.215	0.633	0.214	0.33	0.985	0.296	0.30	完全液状化層
		砂質土	3.3	6		18	12	0.224	0.698	0.223	0.31	1.086	0.314	0.28	完全液状化層
		砂質土	4.3	8		18	8	0.236	0.734	0.236	0.32	1.142	0.342	0.29	完全液状化層
洪積砂質土 Ds	3.0	砂質土	5.3	37	42.7	20	4	-	-	-	-	-	-	-	-
		砂質土	6.3	46		20	2	-	-	-	-	-	-	-	-
		砂質土	7.3	45		20	2	-	-	-	-	-	-	-	-
洪積礫質土 Dg	-	礫質土	8.3	50	50.0	21	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		礫質土	9.3	50		21	-	-	-	-	-	-	-	-	-

3.2.4 照査基準

レベル 2 地震動に対して、地震後の堤防高さが以下の外水位を下回らないことを照査した。

照査外水位　：　EL.+2.5m

3.2.5 対策工諸元設定上の制約条件

図 3.2.3 に対策工諸元設定上の制約条件を示す。実際の検討断面では現地状況や施工条件等から様々な制約条件が設定される。本計算モデルでは、図に示すように、対策工は、堤防のり尻より 5m の位置から外側に実施することを条件として諸元を設定した。

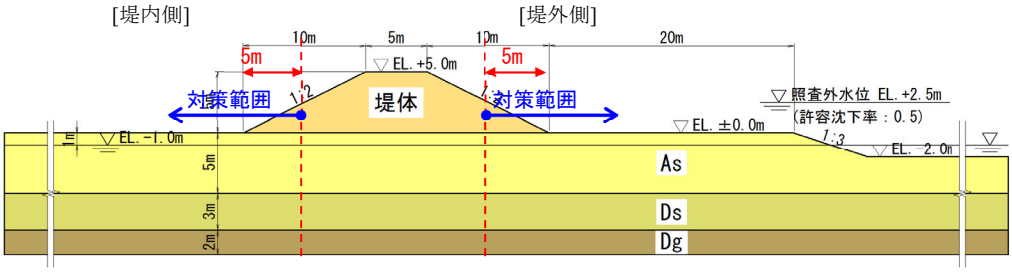


図 3.2.3　対策工諸元設定上の制約条件

間隙水圧消散工法では、浸透に対する配慮のため、「ドレーン工設計マニュアル」[8]と同様に、H.W.L とグラベルマットを結んだ平均動水勾配を 0.3 以下に抑える必要がある。本計算例の条件において、対策工を堤防のり尻より 5m の位置から外側に配置する条件とした場合、平均動水勾配は**図 3.2.4** に示す通り 0.25 となり、平均動水勾配は問題がないことを確認した。

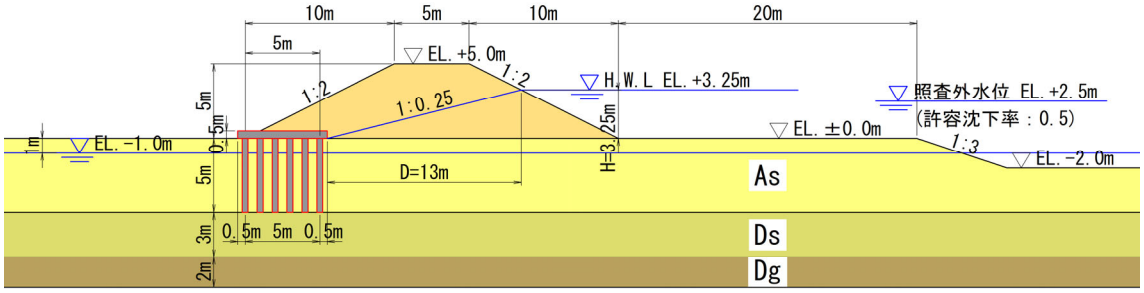


図 3.2.4　対策工配置と平均動水勾配

3.2.6 対策工法の組合せ

間隙水圧消散工法を堤外側に設置すると、堤体や基礎地盤への浸透を助長し、耐浸透性能を低下させることが懸念されるため、間隙水圧消散工法は堤内側のみの設置となる。そのため、堤内側の間隙水圧消散工法のみで耐震性能照査の許容沈下量を満足できない場

合、堤外側に適用可能な他の対策工法との組合せを行うこととなる。

実際の設計では、各種対策工法との組合せの比較を行って、施工条件や経済性などから最適な組合せを検討する必要があるが、本計算例では、堤外側の対策工は鋼材を用いた対策工法に固定して検討を行った。堤外側対策工の対策工諸元は、H29 計算例の 7 章で設定された諸元を用いた。

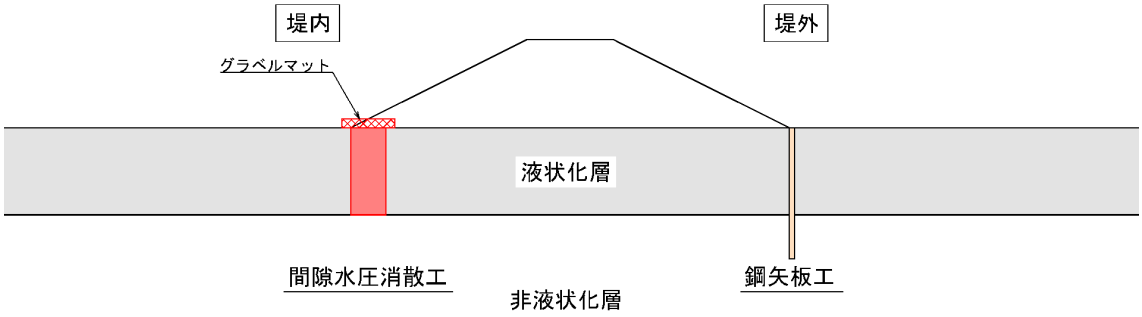
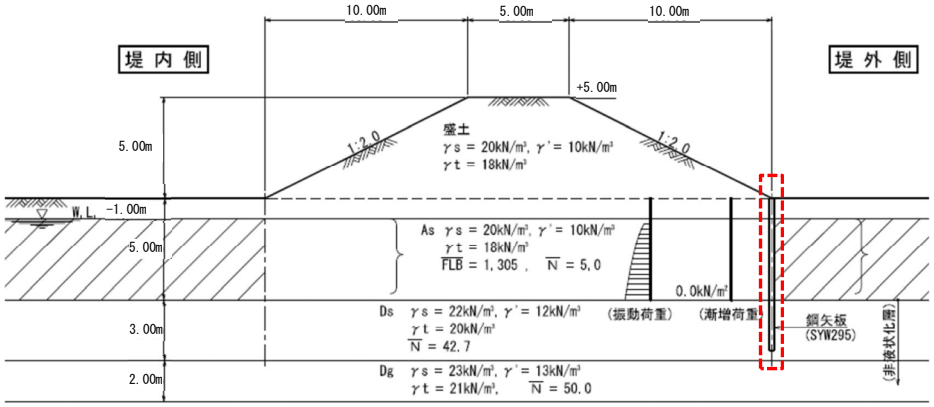


図 3.2.5　対策工法の組合せ



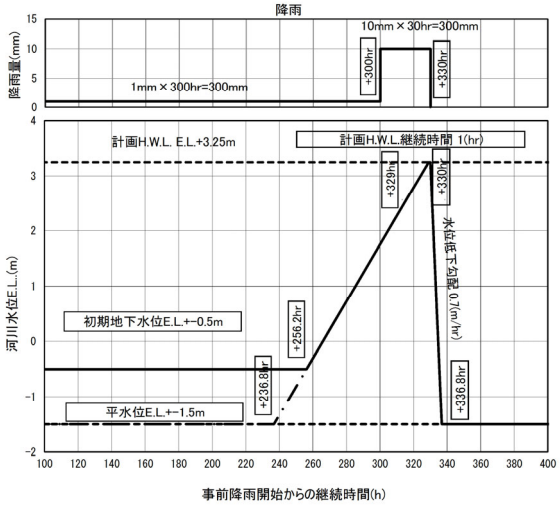
型式	SP-10H
材質	SYW295
矢板長	7.5m
許容応力度	270N/mm^2
腐食代	片面 1mm、両面 2mm
継手効率	断面二次モーメントおよび断面係数に関する継手効率は 1.0
断面二次モーメント（壁幅 1m 当り）	10,500cm^4/m（腐食代なし）
	8,300cm^4/m（腐食代考慮）
断面係数（壁幅 1m 当り）	713cm^3/m（腐食代考慮）

図 3.2.6　堤外側対策鋼矢板工諸元

3.2.7 浸透安全性の評価に用いる外力

対策後に浸透安全性が現況に比べ有意に低下しないことを照査するために、「河川堤防の構造検討の手引き」[6]に準じて外力を設定する。

ここでは、降雨、洪水の外力を以下の通りとした。



○降雨
　事前降雨：300mm
　洪水降雨：300mm
○水位
　計画高水位継続時間：1hr
　高水位継続時間：100hr
　計画高水位継続時間：0.7m/hr
　計画高水位：EL.+3.25m
　平水位：EL.-1.50m

図 3.2.7　設定した降雨、洪水波形

3.3　現況の照査

現況堤防のレベル 2 地震動に対する耐震性能照査は、有限要素法による自重変形解析（静的照査法）により実施した。

なお、解析モデルの右側地表に浮力補正バネを設定したのは、低水河岸の過剰な変形を抑制するためであり、天端沈下量に与える影響はほとんどない。水面に接している液状化層の要素の有効応力は極めて小さく、そこにのり尻のような形状で大きなせん断力が作用すると、過剰な変形が生じる場合がある。バネはバネ下面の地盤の一要素幅に単位体積重量を乗じて設定した。

3.3.1 解析モデル

図　3.3.1 に解析モデルおよび設定パラメータを示す。また、解析上の地下水位および解析モデルの境界条件は以下の通り設定した。

[地下水位]

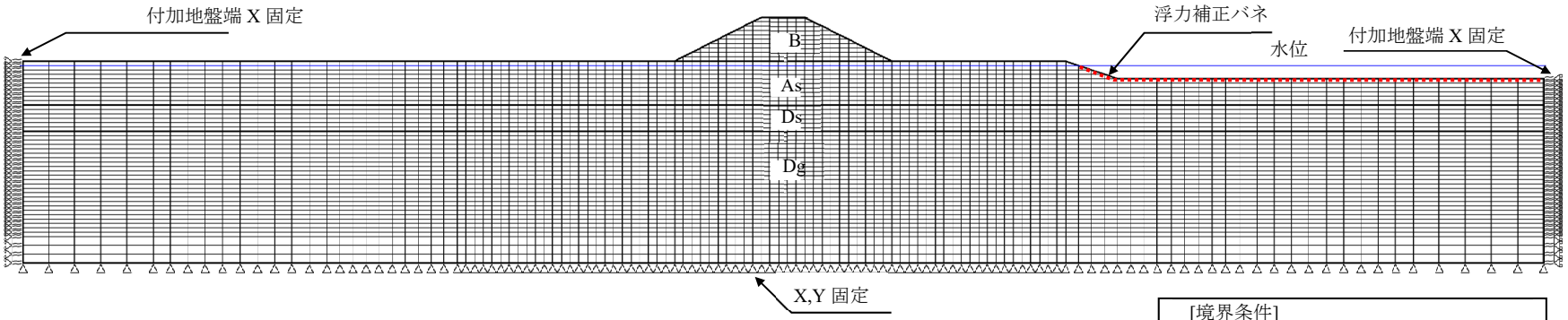
先に示した地下水位から一律 0.5m 上側に設定することとし、EL.-0.5m とする。

[境界条件]

側方境界　：　付加地盤（左右両側共 50m）および鉛直ローラ（X 固定）

底面境界　：　固定（X、Y 固定）

メッシュ図



設定パラメータ

土層区分	変形特性	非線形タイプ	N値	土の単位体積重量 γ(kN/m³)	土の粘着力 c (kN/m²)	土の内部摩擦角 φ (°)	透水係数 k (m/sec)	繰返し三軸強度比 R_L	せん断剛性 G (kN/m²)	ポアソン比 ν	相対密度 Dr	ダイレイタンシー角 ψ (°)	引張強度 qt (kN/m²)	初期水平土圧係数 K	補正係数Ccp	
															基準鉛直有効応力 σv0' (kN/m²)	n
堤体B	連成要素	MC/DP 弾塑性モデル	5.0	18.0	0	30	1.0×10^{-6}	-	5250	0.333	-	10.0	0	0.5	-	-
沖積砂質土 As	液状化要素	MC/DP 弾塑性モデル	5.0	18.0	0	30	3.0×10^{-4}	0.216	5250	0.333	50	10.0	0	0.5	75	2.0
洪積砂質土 Ds	連成要素	MC/DP 弾塑性モデル	42.7	20.0	0	40	1.0×10^{-5}	-	44850	0.333	-	15.0	0	0.5	-	-
洪積礫質土 Dg	連成要素	線形弾性	50.0	21.0	0	40	1.0×10^{-4}	-	52500	0.333	-	-	0	0.5	-	-

※ダイレイタンシー角ψは、ψ＝φ－20（15°を上限値）で設定。

図 3.3.1　解析モデル

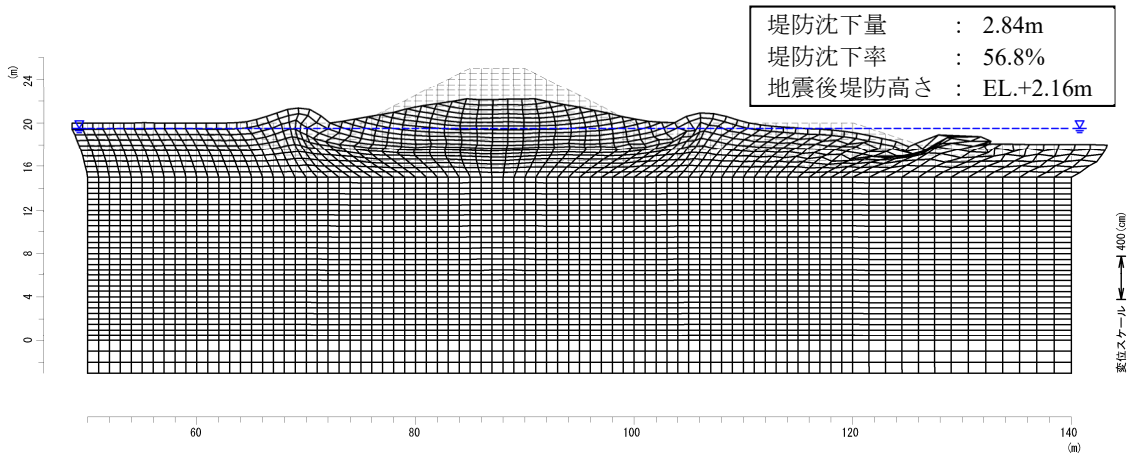
3.3.2 耐震性能照査結果

図 3.3.2、図 3.3.3 に現況堤防のレベル 2 地震動に対する耐震性能照査結果を示す。これより、レベル 2-1 地震動およびレベル 2-2 地震動ともに、地震後の堤防高さが照査外水位を下回るため、対策工の検討が必要となる。

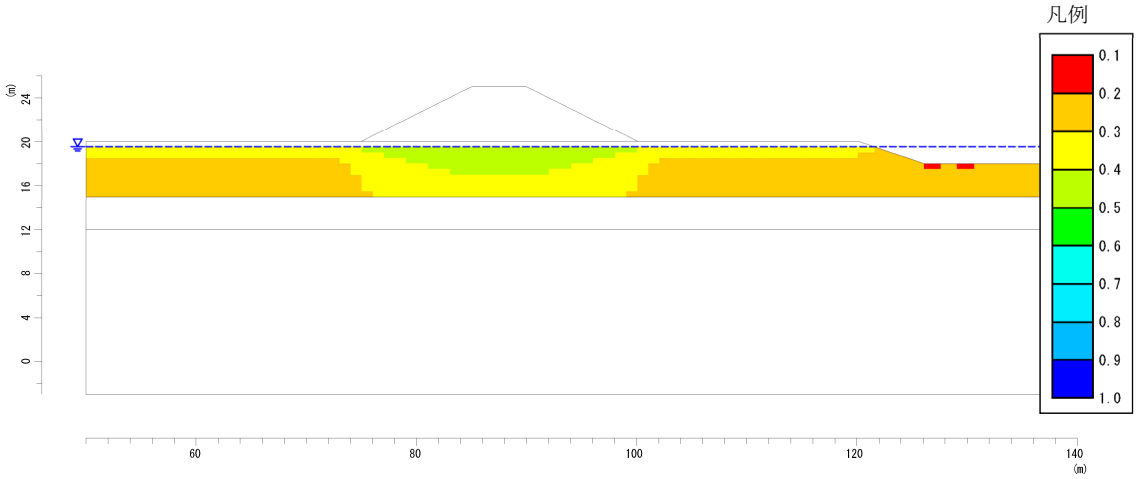
[照査結果]

レベル 2-1 地震動　：　(地震後堤防高さ)EL.+2.16m　＜　(照査外水位)EL.+2.50m（NG）

レベル 2-2 地震動　：　(地震後堤防高さ)EL.+1.95m　＜　(照査外水位)EL.+2.50m（NG）

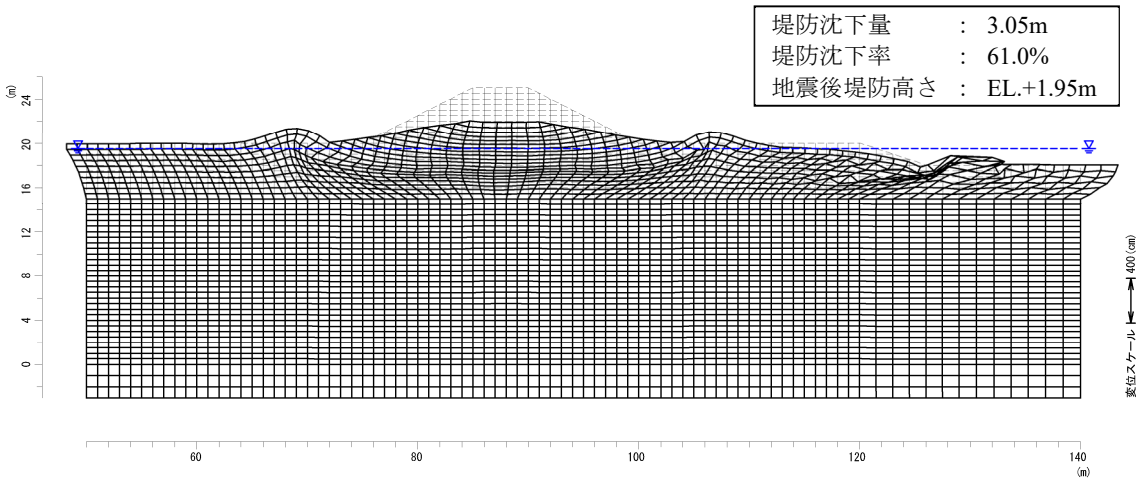


（a）変形図

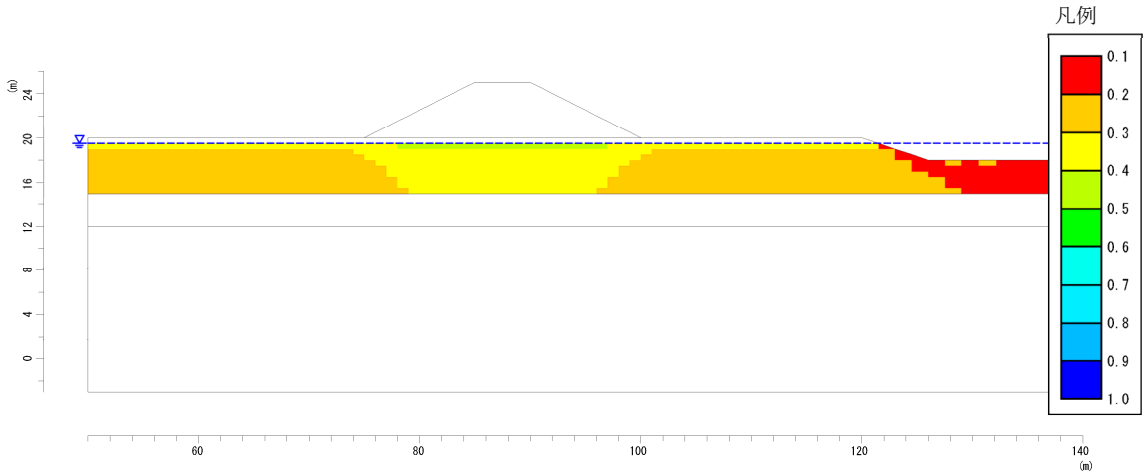


（b）液状化に対する抵抗率 F_L 分布

図 3.3.2　レベル 2-1 地震動に対する照査結果



（a）変形図



（b）液状化に対する抵抗率 F_L 分布

図 3.3.3　レベル 2-2 地震動に対する照査結果

3.4　対策後の照査

3.4.1 対策工諸元の設定

(1)　チャートによる初期諸元の設定目安の確認

手引き p.46 の**図-6.4** より、初期諸元の目安を設定する。本ケースはグラベルドレーン工法を対象としているため、手引き p.46 の**図-6.4(a)** を用いる。初期諸元の設定目安を確認した結果を**表 3.4.1**、**図 3.4.1**、**図 3.4.2** に示す。レベル 2 タイプⅠ地震動とレベル 2 タイプⅡ地震動を比較すると、タイプⅡ地震動の方が必要となる等価半径が狭くなるため、タイプⅡ地震動の値を採用する。対策工の配置を正方形配置とすると、

$$r_e = \sqrt{\frac{x^2}{\pi}}$$

$$x = r_e\sqrt{\pi}$$

ここに、

r_e：軸対称モデルにおける液状化層の等価半径

x：打設間隔（間隙水圧消散工中心間距離）

必要となる打設間隔は、$x = r_e\sqrt{\pi} = 0.6\sqrt{\pi}$＝1.06m となるため、初期諸元としての打設間隔は 1.0m に設定した。

表 3.4.1　初期諸元の設定目安

対策工法	地層	層厚 (m)	R_L	透水係数 k (m/sec)	等価半径 (m)	配置	打設間隔 (m)
グラベルドレーン	As	5	0.216	3.0×10^{-4}	0.6	正方形配置	1.0

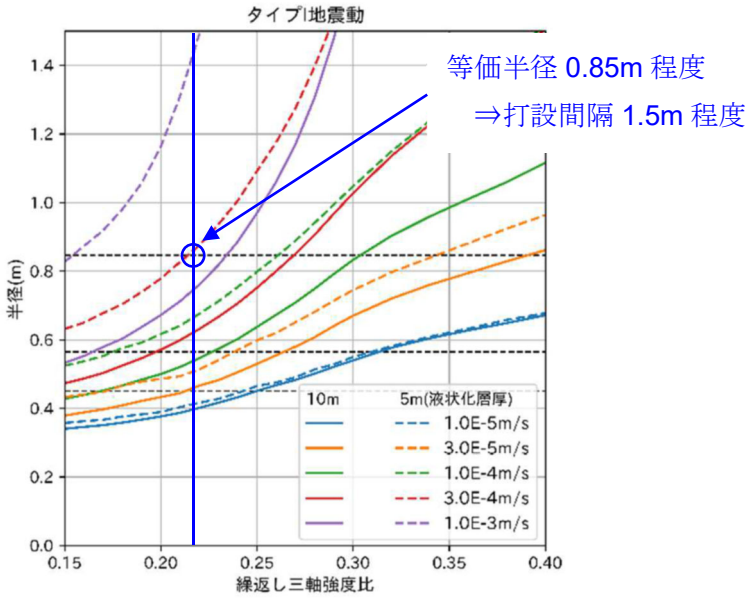


図 3.4.1　排水効果を発現する等価半径（タイプⅠ地震動）

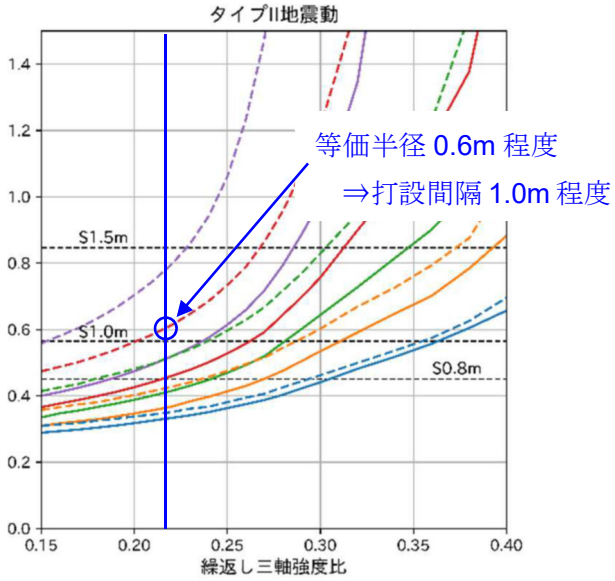


図 3.4.2　排水効果を発現する等価半径（タイプⅡ地震動）

(2)　改良範囲の設定

1)　改良深度

改良深度の下端は、対策工諸元設計用震度に対する液状化層である As 層下端の EL.-5.0m とした。

改良深度の上端は、過剰間隙水圧を地表に排水する必要があるため、地表面に設置するグラベルマット底面である、現地盤高 E.L.+0.0m とした。

2)　グラベルマット

グラベルマットの敷設深度は、堤内側の地盤面より上に設置する場合や地盤面より下に設置する場合など、現地条件に応じて様々な配置が考えられる。本計算例では、「河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル（案）」[2]に準じて施工されたグラベルドレーン工の施工実績を参考にして、**図　3.4.3** に示すように堤内側地盤面より上にグラベルマットを配置することを想定した。なお、排水に支障がない場合は、堤内側地盤面より下にグラベルマットを配置することも可能である。

グラベルマットの厚さは、0.3m～0.5m の範囲で設定するが、本計算例では、前述の施工実績を参考に 0.5m と設定した。

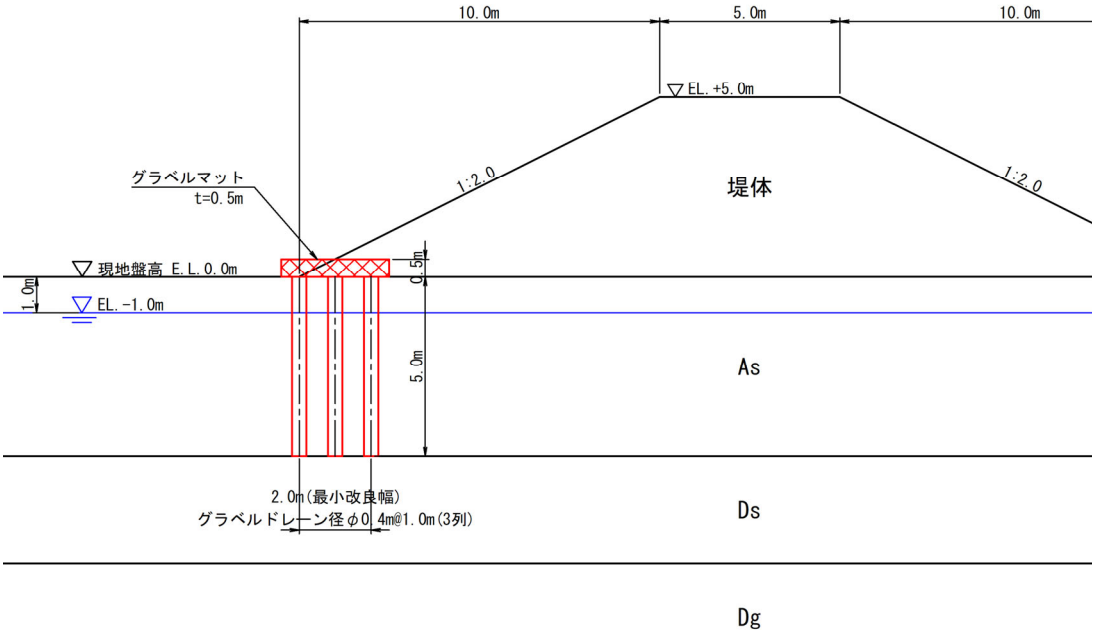


図 3.4.3　改良深度とグラベルマットの配置

3)　改良幅

改良幅は最小の有効改良幅として、液状化層厚の 0.5 倍以上として設定する。**図 3.4.4** に改良幅を示す。液状化層厚が 4.0m であるため、最小の改良幅は 2.0m と設定した。

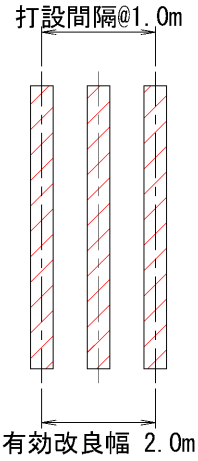


図 3.4.4　改良幅（打設間隔 1.0m の場合）

(3)　改良仕様の設定

1)　上載荷重の算定

図 3.4.5 に改良範囲内の上載荷重算定の考え方を示す。改良範囲に作用する平均上載荷重を算定すると、

①グラベルマット：2.0m×0.5m×20kN/m^3＝20.0kN/m

②盛土　　：1.0m×0.5m×1/2×18kN/m^3＝4.5kN/m

改良範囲に作用する平均上載荷重：(20.0kN/m＋4.5kN/m) ／2.0m≒12.2kN/m^2

となり、間隙水圧消散工法の解析にはこの上載荷重を考慮した。改良幅を変更する場合は、上載荷重の値が変わるが、**図 3.4.5** と同様の手法で算定した。

また、のり尻より外側に対策工を配置する場合は、盛土分の荷重が作用せずに、グラベルマットのみの荷重となるため、のり尻より外側の範囲に対策工を配置する場合については、グラベルマット分のみの荷重を考慮した。

なお、実際の施工では、グラベルマットの上に覆土等を行う場合も考えられるが、その場合は覆土等の上載荷重を考慮してもよい（上載荷重が大きいほど、過剰間隙水圧は消散しやすくなる傾向となる）。

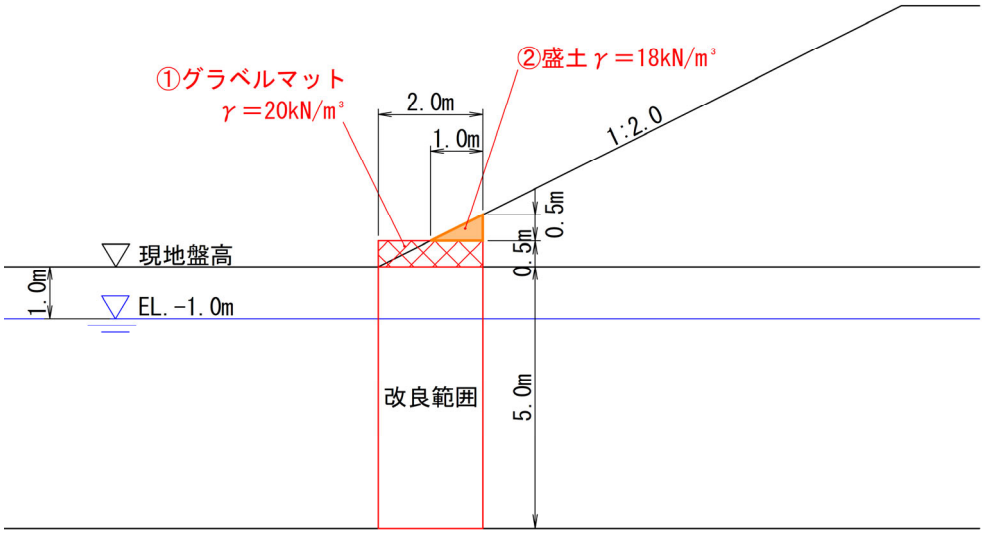


図 3.4.5　上載荷重算定の考え方

2)　対策工諸元設定用加速度波形に対する確認

前項で設定した打設間隔 1.0m に対して、対策工諸元設定用加速度波形における過剰間隙水圧比 r_u の最大値が 0.5 を上回らないことを確認する。**表 3.4.2** に間隙水圧消散工法の解析条件、**表 3.4.3** に地盤条件を示す。

解析結果を**図 3.4.6** に示す。設定した対策工諸元で対策工諸元設定用加速度波形に対する過剰間隙水圧比の最大値が 0.5 を上回らないことを確認した。

表 3.4.2　間隙水圧消散工法の解析条件

	項目	値	備考
計算条件	初期地下水位（G.L. -m）	1.0	GL-1.0m
	上載圧（kN/m²）	12.2	
	地盤種別	Ⅱ種地盤	
	地震動	レベル 1	
間隙水圧消散工法条件	ドレーン工等価半径（m）	0.56	正方形配置　1.0m ピッチ
	ドレーン工半径（m）	0.2	グラベルドレーン
	ドレーン工深度（G.L. -m）	5.0	グラベルマット下端～As 層下端
	単位体積重量（kN/m³）	20.0	液状化層よりも高い値に設定
	水平方向透水係数（m/sec）	0.05	グラベルドレーン
	鉛直方向透水係数（m/sec）	0.05	グラベルドレーン
	体積含水率と負の圧力水頭の関係	礫質土	河川堤防の構造検討の手引き
	体積含水率と比透水係数の関係	礫・砂質土	河川堤防の構造検討の手引き

表 3.4.3　地盤条件

項目	As 層	備考
液状化層判定	液状化層	
単位体積重量（kN/m³）	18.0	
深度（G.L. -m）	5.0	
水平方向透水係数（m/sec）	3.0×10^{-4}	
鉛直方向透水係数（m/sec）	3.0×10^{-4}	
R_L	0.216	
Fc (%)	16	
体積含水率と負の圧力水頭の関係	砂質土	河川堤防の構造検討の手引き
体積含水率と比透水係数の関係	礫・砂質土	河川堤防の構造検討の手引き

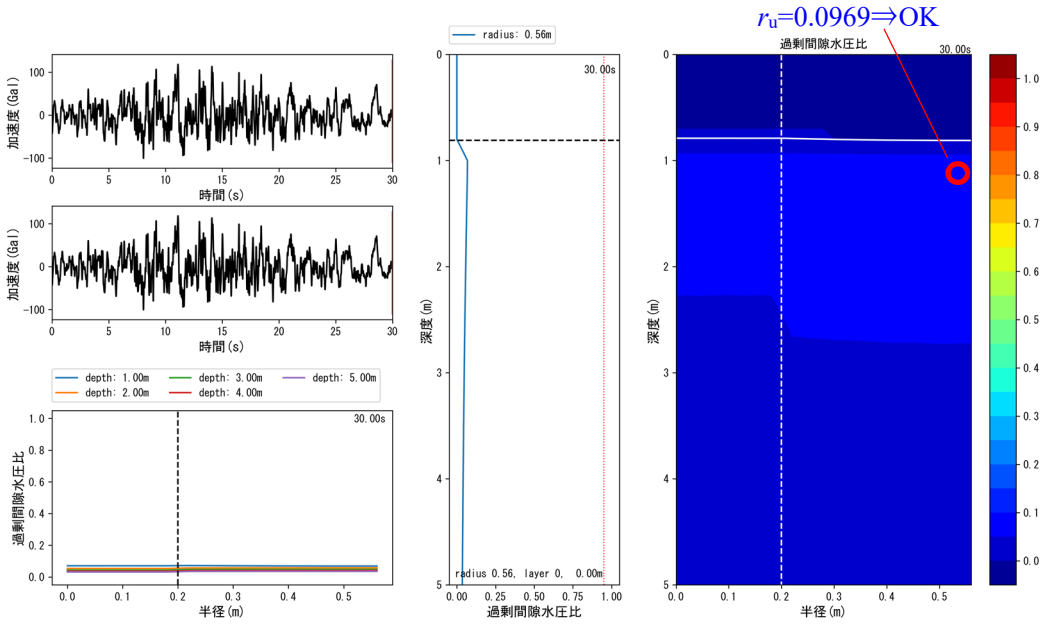


図 3.4.6　対策工諸元設定用加速度波形に対する過剰間隙水圧比の最大値の確認結果

※土木研究所から公開されているドレーン及びその周りの液状化層の過剰間隙水圧の発生と消散を簡易に求める解析方法[9)]を用いた場合の、過剰間隙水圧比の最大値の確認方法を以下に示す。

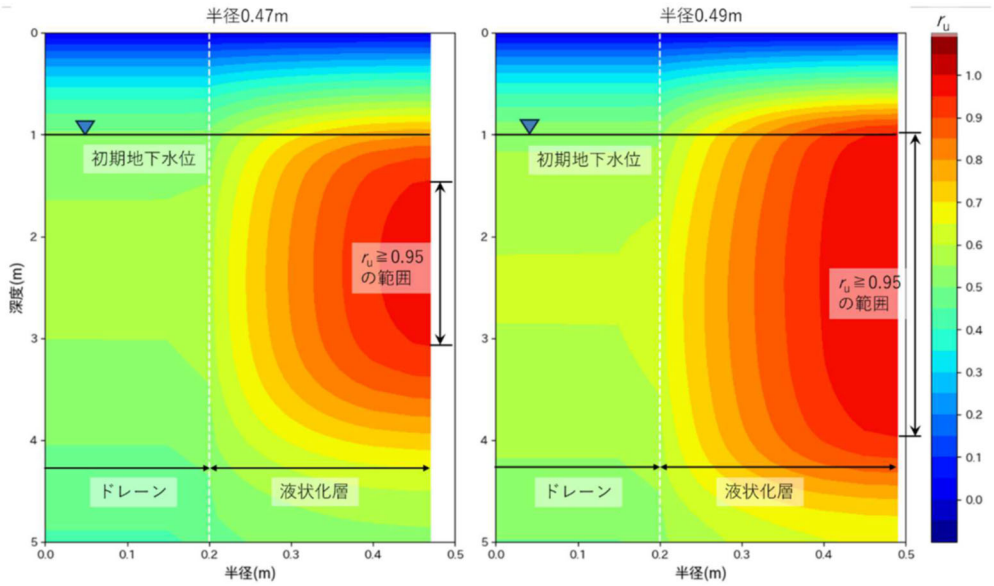
過剰間隙水圧比の最大値の確認方法は、同解析方法のアウトプットである、「*-Ans.csv」のファイル（*は解析タイトル名）における、「peak+max」の列が、過剰間隙水圧比の最大値（時間最大・空間最大）を示しているため、それを確認することで最大値を確認可能である。液状化層が複数あると、「peak+max」が複数列出力されるが、「peak+max0」が表層から 1 層目、「peak+max1」が表層から 2 層目となる。

3)　レベル 2 地震動に対する適用性の確認

設定した対策工諸元に対して、レベル 2 地震動における適用性を確認する。確認方法は、手引きに記載の通り、加速度波形を入力した際の所定の時刻において、ドレーンから最も遠い位置（軸対称モデルの最外縁）で過剰間隙水圧比 r_u が 0.95 以上となる深度が、液状化層の半分以下となるかを確認する。

ここで、所定の時刻とは、タイプ I 地震動の場合には、入力加速度が 50Gal を下回った時刻とした。タイプ II 地震動の場合には 30 秒である。

図　3.4.7 にレベル 2 地震動に対する適用性の確認のイメージを示す。この解析結果では、(a)の等価半径 0.47m では、r_u が 0.95 以上となる領域が液状化層の半分以下となるため、適用性は OK となるが、(b)の等価半径 0.49m では、r_u が 0.95 以上となる領域が液状化層の半分以上となるため、適用性は NG となる。



(a) $r_u \geqq 0.95$ の深度が液状化層の半分以下　(b) $r_u \geqq 0.95$ の深度が液状化層の半分以上

図-6.5 解析による過剰間隙水圧比 r_u 分布例

図 3.4.7　レベル 2 地震動に対する適用性の確認のイメージ（手引き 図-6.5）

①　レベル 2 地震動に対する適用性の確認

レベル 2 地震動として、「道路橋の耐震設計における動的解析に用いる加速度波形（H24 年版 対応）」[10]のタイプⅠの 3 種類、タイプⅡの 3 種類の計 6 種類の加速度波形を用いて解析を行い、各加速度波形で適用性を確認した。解析条件を**表　3.4.4** に示す。地盤条件は**表 3.4.3** と同様である。

解析結果を**表　3.4.5**、タイプ I 地震動で最も厳しい波形の解析結果を**図　3.4.8**、**図**

3.4.9、タイプⅡ地震動で最も厳しい波形の解析結果を**図 3.4.10**、**図 3.4.11** に示した。タイプⅠ地震動では全ての波形で適用性は OK となったが、タイプⅡ地震動では全ての波形で NG となった。

そのため、レベル 2 地震動に対する適用性が OK となるように、対策工諸元の見直しが必要となる。

表 3.4.4　間隙水圧消散工法の解析条件

	項目	値	備考
計算条件	初期地下水位（G.L. -m）	1.0	GL-1.0m
	上載圧（kN/m²）	12.2	
	地盤種別	Ⅱ種地盤	
	地震動	※	※6 種類の波形で試算
間隙水圧消散工法条件	ドレーン工等価半径（m）	0.56	正方形配置　1.0m ピッチ
	ドレーン工半径（m）	0.2	グラベルドレーン
	ドレーン工深度（G.L. -m）	5.0	グラベルマット下端～As 層下端
	単位体積重量（kN/m³）	20.0	液状化層よりも高い値に設定
	水平方向透水係数（m/sec）	0.05	グラベルドレーン
	鉛直方向透水係数（m/sec）	0.05	グラベルドレーン
	体積含水率と負の圧力水頭の関係	礫質土	河川堤防の構造検討の手引き
	体積含水率と比透水係数の関係	礫・砂質土	河川堤防の構造検討の手引き

表 3.4.5　レベル 2 地震動に対する適用性の確認結果

	地震動	打設間隔 (m)	等価半径 (m)	液状化層厚(m)	継続時間終了時点の液状化領域の層厚(m)	継続時間終了時点の液状化領域の層厚の割合	適用性	F_L倍率	備考
				As	As	As	As	As	
タイプⅠ地震動	レベル2 Ⅰ-Ⅱ-1	□1.0m	0.56	4.0	0.00	0.00	OK	3.11	タイプⅠ地震動で最も厳しい波形
	レベル2 Ⅰ-Ⅱ-2	□1.0m	0.56	4.0	0.00	0.00	OK	3.95	
	レベル2 Ⅰ-Ⅱ-3	□1.0m	0.56	4.0	0.00	0.00	OK	3.96	
タイプⅡ地震動	レベル2 Ⅱ-Ⅱ-1	□1.0m	0.56	4.0	3.63	0.91	NG	2.09	タイプⅡ地震動で最も厳しい波形
	レベル2 Ⅱ-Ⅱ-2	□1.0m	0.56	4.0	3.17	0.79	NG	2.27	
	レベル2 Ⅱ-Ⅱ-3	□1.0m	0.56	4.0	3.18	0.80	NG	2.18	

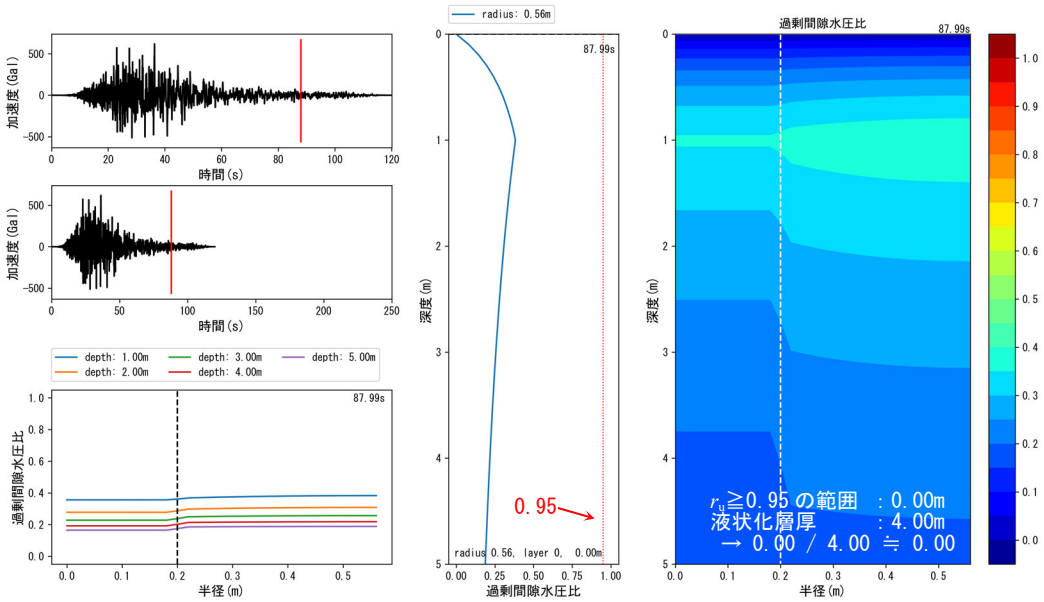


図 3.4.8　レベル 2　Ⅰ-Ⅱ-1 地震動に対する適用性の確認結果

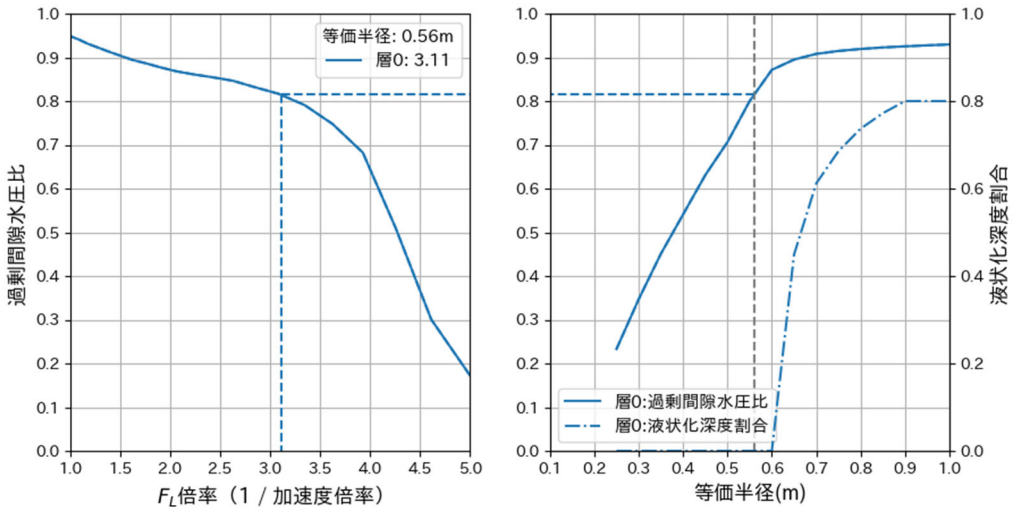


図 3.4.9　打設間隔 1.0m（正方形配置）　レベル 2　Ⅰ-Ⅱ-1　F_L 倍率

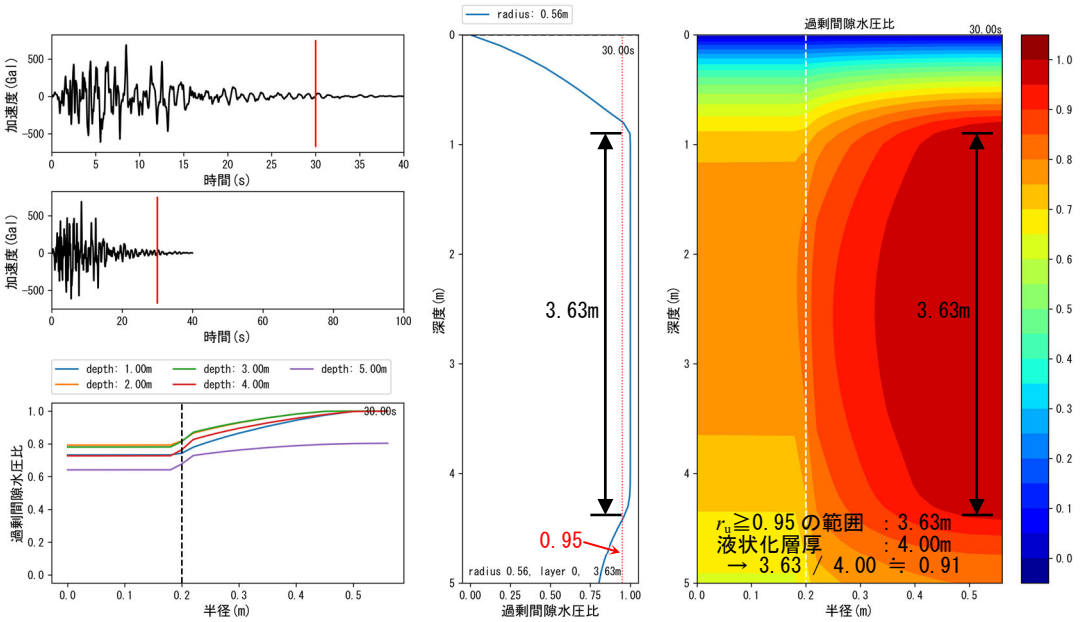


図 3.4.10　レベル 2　Ⅱ－Ⅱ-1 地震動に対する適用性の確認結果

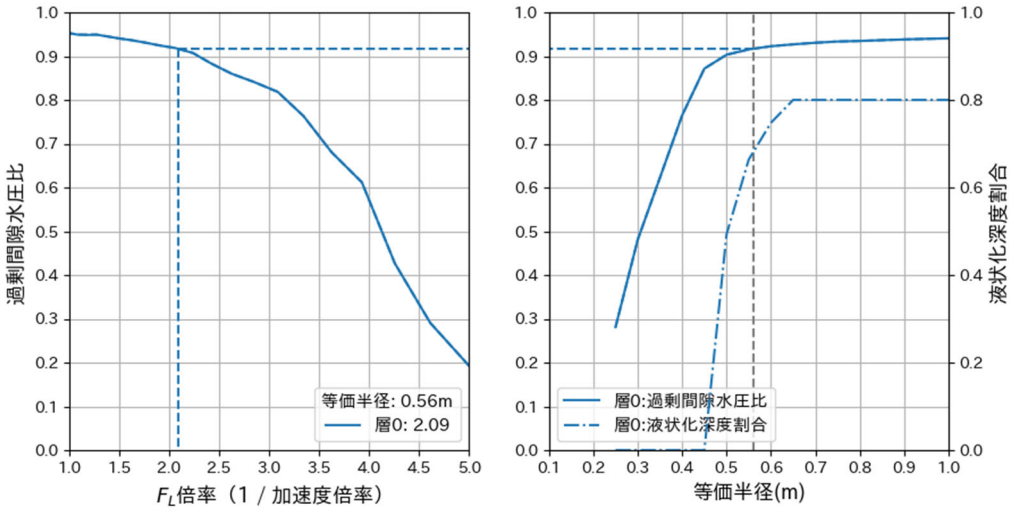


図 3.4.11　打設間隔 1.0m（正方形配置）　レベル 2　Ⅱ－Ⅱ-1　F_L 倍率

② 対策工諸元を変更した適用性の確認

タイプⅡ地震動で最も厳しい加速度波形である、Ⅱ-Ⅱ-1 を対象にして、ドレーン工の打設間隔（モデル等価半径）を変更した解析を行って、レベル 2 地震動に対する適用性が OK となる対策工諸元を算定する。

ドレーン工の打設間隔を変更した結果、打設間隔 0.8m（正方形配置）で適用性が OK となった。そのため、耐震性能照査で用いる初期の対策工諸元は、打設間隔 0.8m（正方形配置）とした。

表 3.4.6 タイプⅡ地震動による適用性の確認結果

	地震動	打設間隔 (m)	等価半径 (m)	液状化層厚(m)	継続時間終了時点の液状化領域の層厚(m)	継続時間終了時点の液状化領域の層厚の割合	適用性	F_L倍率	備考
				As	As	As	As	As	
タイプⅡ地震動	レベル2 Ⅱ-Ⅱ-1	□1.0m	0.56	4.0	3.63	0.91	NG	2.09	
	レベル2 Ⅱ-Ⅱ-2	□0.9m	0.51	4.0	2.21	0.55	NG	2.26	
	レベル2 Ⅱ-Ⅱ-3	□0.8m	0.45	4.0	0.00	0.00	OK	2.57	

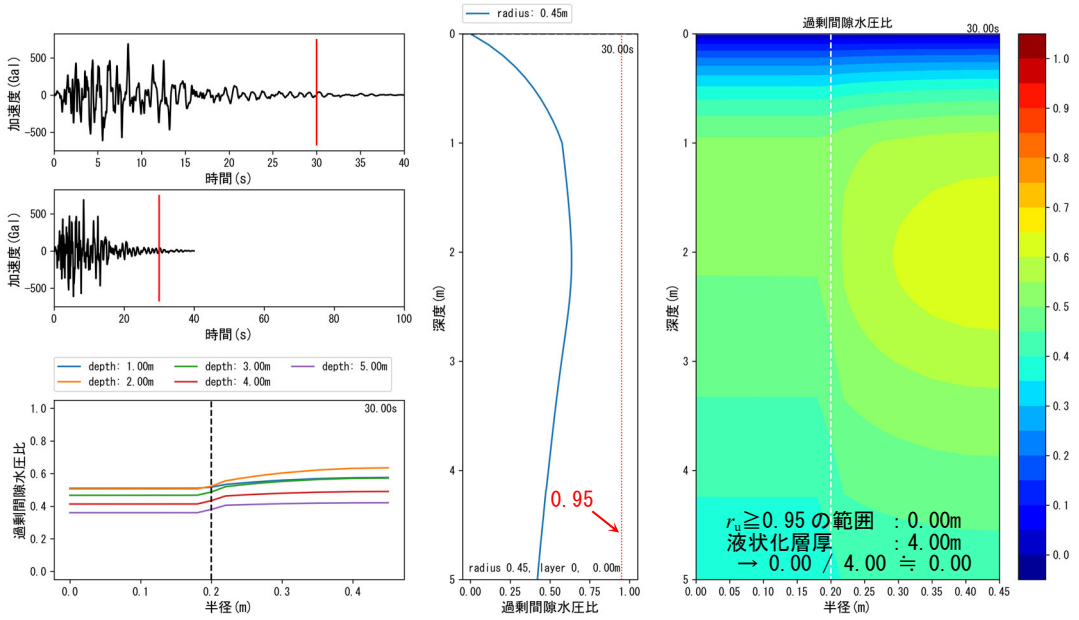


図 3.4.12 打設間隔 0.8m（正方形配置）
レベル 2 Ⅱ-Ⅱ-1 地震動に対する適用性の確認結果

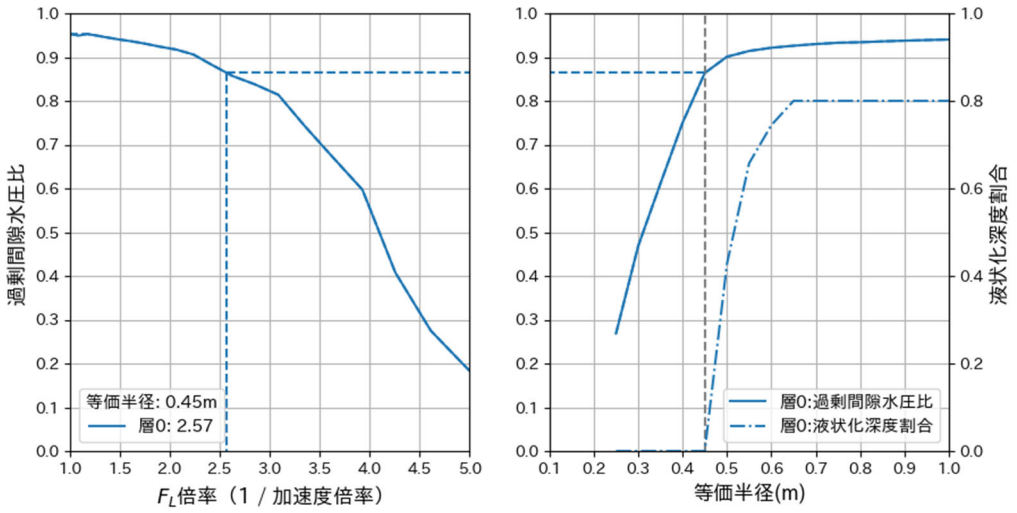


図 3.4.13　打設間隔 0.8m（正方形配置）　レベル 2　Ⅱ-Ⅱ-1　F_L 倍率

3.4.2 耐震性能照査

有限要素法による自重変形解析（静的照査法）により、3.4.1 によって設定した対策工を施した堤防の、レベル 2 地震動に対する耐震性能照査を行った。耐震性能を満足しない場合には、対策工諸元を見直し、再度照査を行い、耐震性能を満たす対策工諸元を決定する。

(1) 改良地盤の入力パラメータ

対策工諸元設定において決定した間隙水圧消散工法の入力パラメータを**表 3.4.7** に示す。静的照査法で改良地盤に反映するパラメータは、間隙水圧消散工法では F_L 倍率のみとなる。原地盤と堤防の設定パラメータは 3.2 及び 3.3 と同様である。

なお、解析上、F_L 倍率はかなり大きな値が算出される場合があるが、締固め工法による耐震対策の施工実績における改良前後の R_L の割増し倍率が概ね 3 倍以下となる事例が多かったことを参考として、間隙水圧消散工法の耐震性能照査時の F_L 倍率の上限値は 3.0 倍とした。

また、堤外側に配置する鋼材を用いた対策工法のパラメータを**表 3.4.8** に示す。

表 3.4.7 静的照査法に入力する改良地盤のパラメータ（堤内側 間隙水圧消散工法）

項目	As層	備考
F_L倍率	2.57	その他のパラメータは原地盤と同様

表 3.4.8 静的照査法に入力する鋼材のパラメータ（堤外側 鋼材を用いた対策工法）

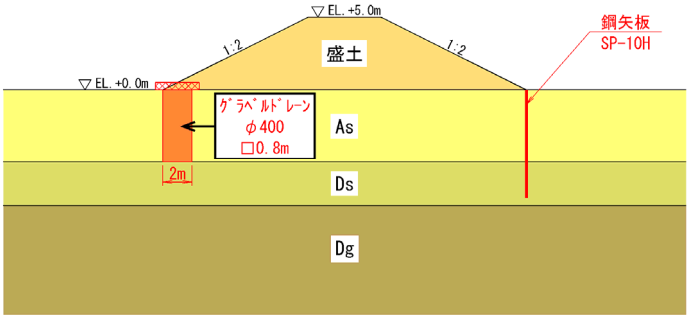
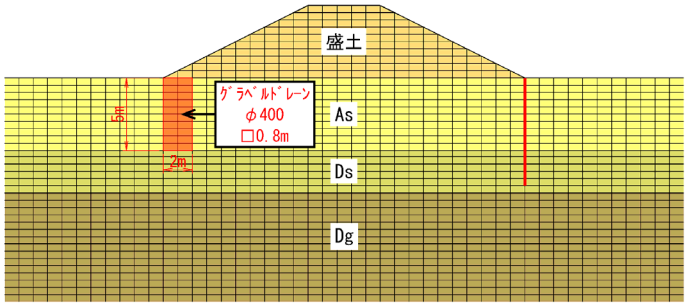
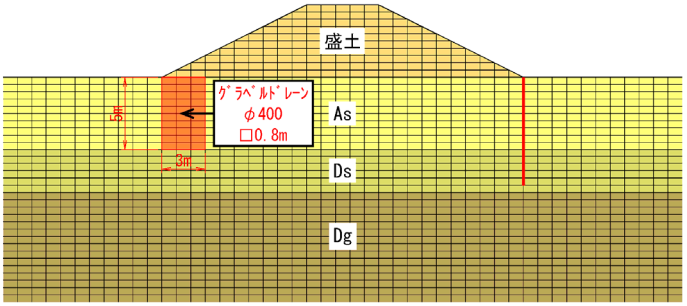
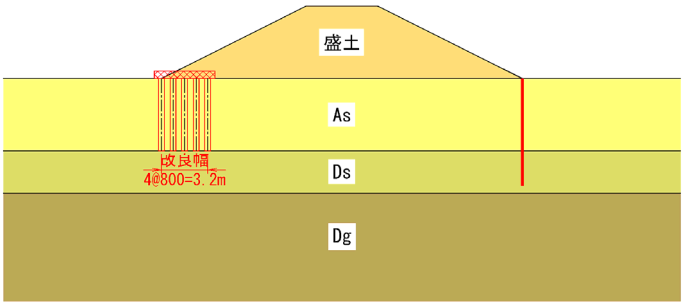
矢板型式	矢板長	単位体積重量	弾性係数	ポアソン比	断面積	断面 2 次モーメント
	m	kN/m^3	kN/m^2		m^2/m	m^4/m
SP-10H	7.5	77	2.0×10^8	0.30	9.7×10^{-3}	8.3×10^{-5}

※H29 計算例（平成 29 年 8 月）p.171 より抜粋

(2) 耐震性能照査による対策工の検討

対策工をモデル化した堤防断面において変形解析を行った結果、地震後堤防高さが照査外水位を下回ったため、照査外水位以上となるよう対策諸元を再度設定した。対策工諸元設定の流れと決定した諸元を**表 3.4.9** に示す。

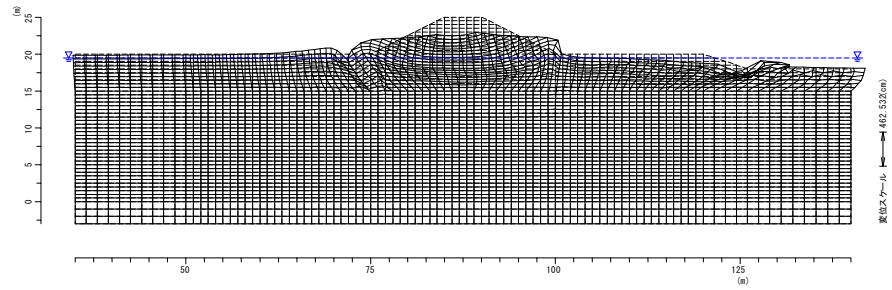
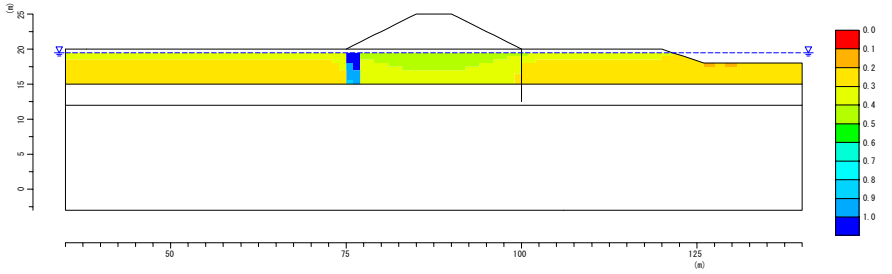
表 3.4.9　対策工諸元設定の流れと決定諸元

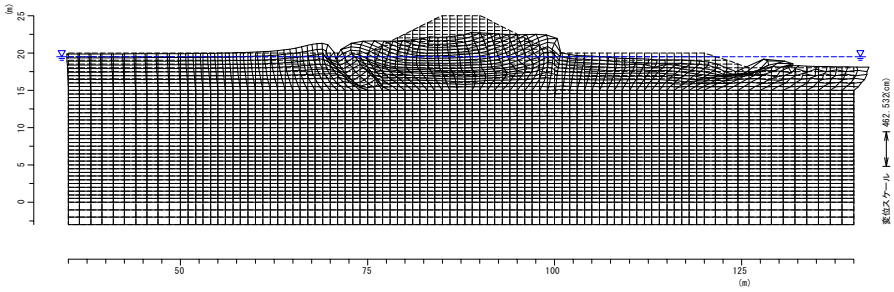
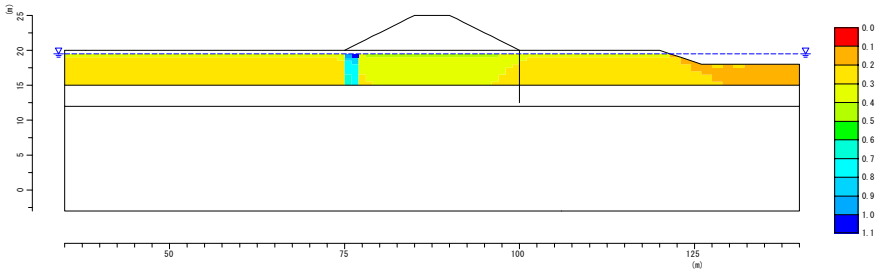
設計ケース	概　要　図	内　容
①　対策工諸元の設計		堤内：グラベルドレーン工法打設間隔 0.8m(正方形配置)、ドレーン径 0.4m、改良幅 2.0m の対策を設定。 堤外：鋼材を用いた工法で矢板型式 SP-10H、矢板長 7.5m を設定。 (堤内のみの対策では所定の耐震性能を満足しなかったため、堤外側に鋼材を用いた対策工を設定)
②　耐震性能照査(変形解析)	②- i 	①で設定した対策を有限要素モデル化し、変形解析による耐震性能照査を実施。 沈下後堤防高さ EL.+2.28 m＜照査外水位 EL.+2.50 m⇒NG
	②- ii 	②- i 照査の結果、沈下後堤防高さが照査外水位を下回ったため、対策諸元を変更し、再度耐震性能照査を実施。 ①の対策諸元から、堤内側のグラベルドレーン工法の改良幅を 3.0m に変更。
③　決定対策工 ドレーン配置		②で決定した対策工諸元でドレーン工を配置。

②-i 対策工諸元設定断面による変形解析結果

対策工諸元設定によって決定した断面について変形解析を行った結果、**表 3.4.10** に示す通り沈下後堤防高さが照査外水位を満足しない結果となった。

表 3.4.10　対策工諸元設定断面による変形照査結果

②-1　耈震性能照査結果（初期諸元として設定した対策工）【レベル 2-1 地震動】	
変形図 	堤防天端沈下量 2.36m 沈下後の堤防高さ EL.+2.64m 照査外水位 EL.+2.50m 判　定 OK
F_L 分布図 	備考 グラベルドレーン工法 改良ピッチ:正方形配置 0.8 m 改良率：19.6 % 改良深：5.0 m 改良幅：2.0 m

②-2　耈震性能照査結果（初期諸元として設定した対策工）【レベル 2-2 地震動】	
変形図 	堤防天端沈下量 2.72m 沈下後の堤防高さ EL.+2.28m 照査外水位 EL.+2.50m 判　定 NG
F_L 分布図 	備考 グラベルドレーン工法 改良ピッチ:正方形配置 0.8 m 改良率：19.6 % 改良深：5.0 m 改良幅：2.0 m

②-ⅱ　対策工諸元の見直し

表 3.4.10 に示すとおり、初期諸元として設定した対策工諸元（改良幅 2.0m、打設間隔 0.8m）では沈下後堤防高さが照査外水位を満足しない結果となったため、対策工諸元の見直しが必要となる。対策工諸元の見直しとしては、改良幅を広げるか、打設間隔を狭くすることが考えられるが、本計算例では改良幅を広げることとした。改良幅の変更に伴って、間隙水圧消散工法に作用する上載荷重が増加しているため、F_L 倍率を算定した結果を**図 3.4.14** に示す。

最終的に採用断面となった打設間隔 0.8m の静的照査法の入力パラメータを**表 3.4.11、**に示す。**表 3.4.12** に示す通り、改良幅を 3.0m に広げることで、沈下後堤防高さが照査外水位を満足する結果が得られた。

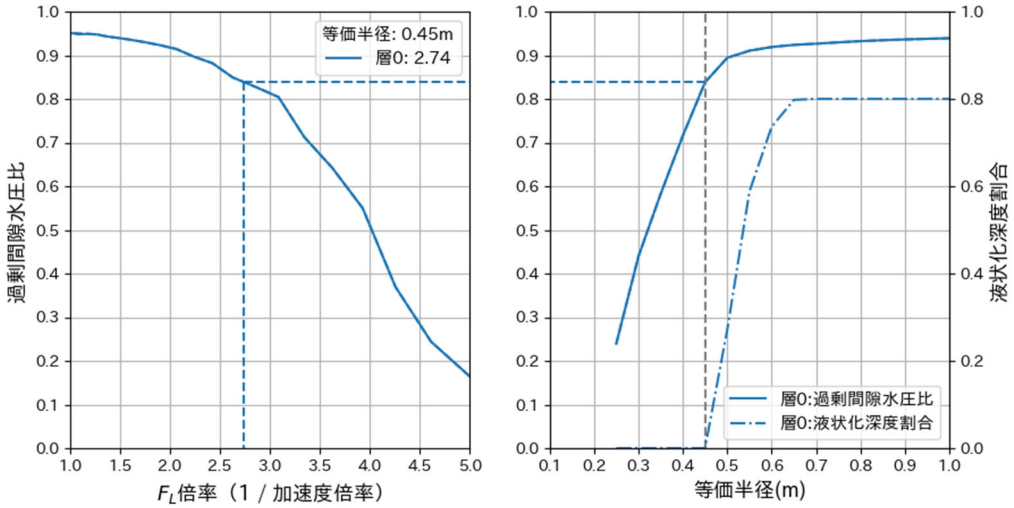


図 3.4.14　打設間隔 0.8m（正方形配置）　レベル 2　Ⅱ－Ⅱ-1　F_L 倍率

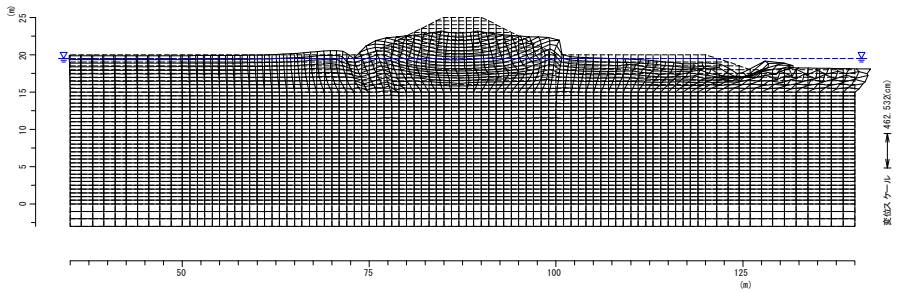
表 3.4.11　静的照査法に入力する改良地盤のパラメータ（打設間隔 正方形配置 0.8m）

項目	As層	備考
F_L倍率	2.74	その他のパラメータは原地盤と同様

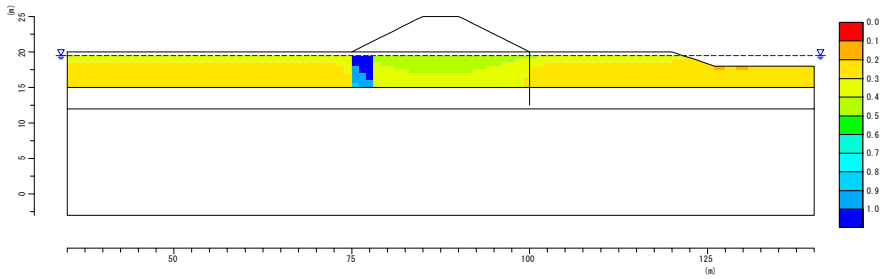
表 3.4.12　改良諸元見直し後の耐震性能照査結果

②-1　耐震性能照査結果（耐震性能を満足する対策工諸元）【レベル 2-1 地震動】

変形図



F_L 分布図



堤防天端沈下量
1.99m
沈下後の堤防高さ
EL.+3.01m
照査外水位
EL.+2.50m
判　定
OK

備考

グラベルドレーン工法

改良ピッチ：正方形配置 0.8 m

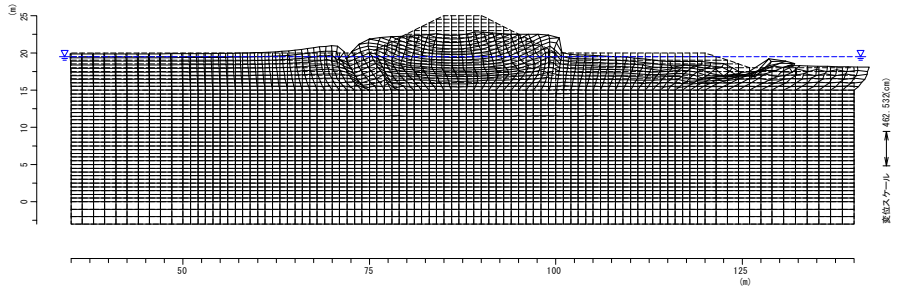
改良率：19.6 %

改良深：5.0 m

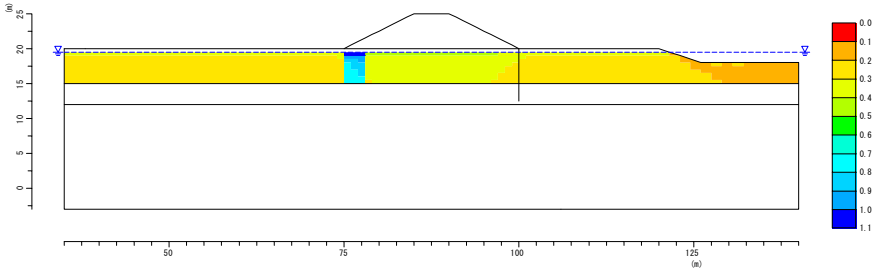
改良幅：3.0 m

②-2　耐震性能照査結果（耐震性能を満足する対策工諸元）【レベル 2-2 地震動】

変形図



F_L 分布図



堤防天端沈下量
2.48m
沈下後の堤防高さ
EL.+2.52m
照査外水位
EL.+2.50m
判　定
OK

備考

グラベルドレーン工法

改良ピッチ：正方形配置 0.8 m

改良率：19.6 %

改良深：5.0 m

改良幅：3.0 m

③決定対策工の対策工配置

以上の結果、必要改良幅を満足する対策工配置は以下の通りとなった。

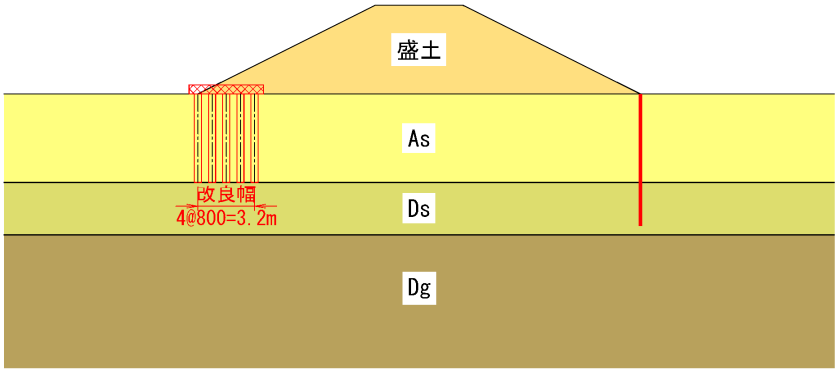
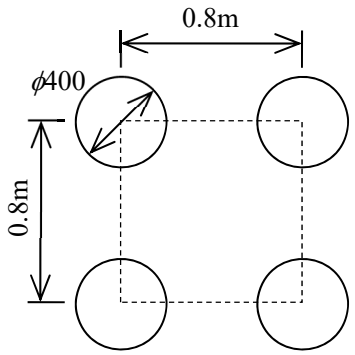


図 3.4.15　対策工配置断面



砂杭径　　：　φ400mm
改良下端　：　EL.-5.0m
打設ピッチ　：　正方形配置 0.8m
改良率　　：　a_s=19.6%

図 3.4.16　ドレーン工配置平面詳細図

3.4.3 浸透安全性照査

前項までに決定した対策工を施した断面に対して、「河川堤防の構造検討の手引き」[6]に準じた検討を行い、液状化対策工によって堤防の浸透安全性が現況に比べ有意に低下しないことを照査した。

(1) 地盤モデルとパラメータ

地盤モデルとパラメータは3.2.1に示した通りである。3.2.1以外のパラメータは「河川堤防の構造検討の手引き」[6]に準拠した。設定した土質定数を**表 3.4.13**に示す。

なお、間隙水圧消散工法は、水平方向には離散配置された杭であることから、鉛直方向には杭の材料に応じた透水係数 5.0×10^{-2}(m/sec)を設定し、水平方向には周辺地盤相当の 3.0×10^{-4}(m/sec)を設定した。グラベルマットの土質定数は、ドレーン工設計マニュアル[8]より設定した。

表 3.4.13 浸透安全性照査に用いた土質定数

土層区分	単位体積重量 γ_t kN/m^2	飽和単位体積重量 γ_{sat} kN/m^2	粘着力 C kN/m^2	内部摩擦角 ϕ °	透水係数 k m/sec
盛土	18.0	19.0	1.0	30.0	1.00E-06
沖積砂質土 As	18.0	19.0	0.0	30.0	3.00E-04
洪積砂質土 Ds	20.0	21.0	0.0	40.0	1.00E-05
洪積砂質土 Dg	21.0	22.0	0.0	40.0	1.00E-04
矢板工	－	－	－	－	5.00E-08
グラベルマット	20.0	21.0	1.0	40.0	1.00E-04
グラベルドレーン	18.0	19.0	0.0	30.0	水平: 3.00E-04 鉛直: 5.00E-02

※上記以外のパラメータは、「河川堤防の構造検討の手引き」[6]に準拠

円弧すべり計算において、鋼材は土要素として扱った

(2) 外力の設定

照査に用いる降雨、洪水の外力は 3.2.7 に示した通りである。

(3) 解析結果

現況解析の結果と対策後の結果を**表 3.4.14、表 3.4.15** に示す。

対策後の浸透安全性（局所動水勾配、円弧すべり安全率）は、全ての項目において現況を上回った。

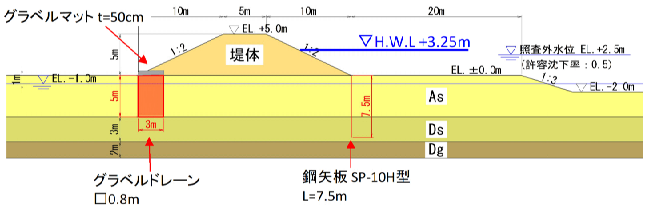
表 3.4.14 浸透安全性の照査結果

検討ケース	局所動水勾配		円弧すべり安全率	
	鉛直 $i_{v\,max}$	水平 $i_{h\,max}$	川表 Fs	川裏 Fs
現況	0.211	0.275	0.902	0.738
耐震対策（間隙水圧消散工法＋鋼矢板）	0.006	0.057	1.041	1.280

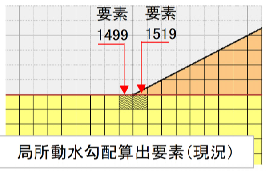
表 3.4.15　浸透安全性の照査結果一覧

CASE	1	対策工	間隙水圧消散工法

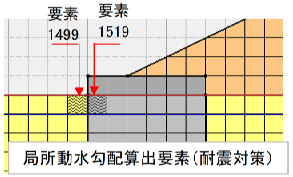
決定対策諸元



グラベルドレーンは、鉛直方向の透水係数以外は、周辺地盤と同じ物性値としてモデル化した



局所動水勾配算出要素（現況）

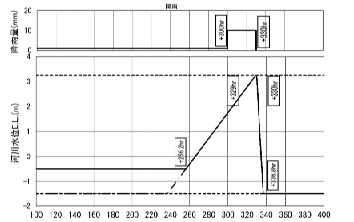


局所動水勾配算出要素（耐震対策）

設定定数

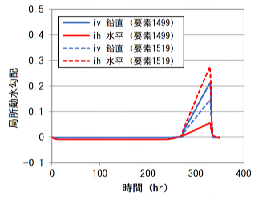
土層区分	単位体積重量 γ_t kN/m³	飽和単位体積重量 γ_{sat} kN/m³	粘着力 C kN/m²	内部摩擦角 ϕ °	透水係数 k m/sec
盛土	18.0	19.0	1.0	30.0	1.0E-06
戸崎砂質土 As	18.0	19.0	0.0	30.0	3.0E-04
洪積砂質土 Ds	20.0	21.0	0.0	40.0	1.0E-05
洪積砂質土 Dg	21.0	22.0	0.0	40.0	1.0E-04
矢板工	−	−	−	−	5.0E-08
グラベルマット	20.0	21.0	1.0	40.0	1.0E-04
グラベルドレーン	18.0	19.0	0.0	30.0	水平： 3.00E-04 鉛直： 5.00E-02

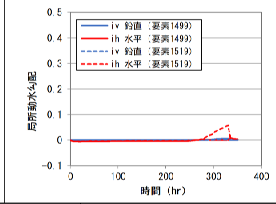
設定外力



局所動水勾配

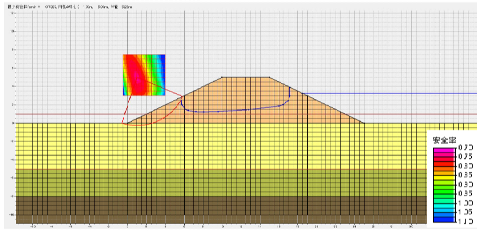
現況		間隙水圧消散工法＋鋼矢板			
$i_{v\,max}$ ： 0.211	$i_{h\,max}$ ： 0.275	$i_{v\,max}$ ： 0.006	$i_{h\,max}$ ： 0.057	$i_{v\,max}$ ：	$i_{h\,max}$ ：



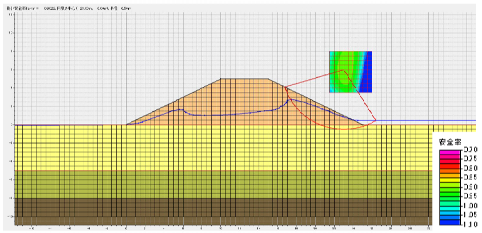


現況

川裏　Fs= 0.738　330 hr時点

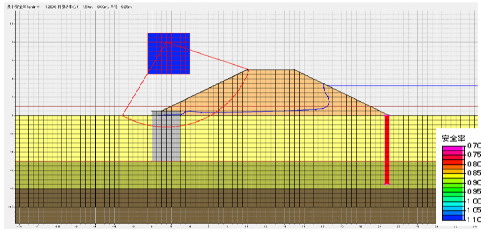


川表　Fs= 0.902　334 hr時点

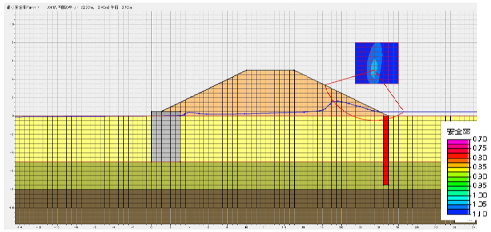


間隙水圧消散工法（グラベルドレーン）＋鋼矢板

川裏　Fs= 1.280　330 hr時点



川表　Fs= 1.041　334 hr時点



川裏　Fs=

川表　Fs=

第4章　計算例 2：間隙水圧消散工法による対策（その 2）

4.1　設計手順

図　4.1.1 に間隙水圧消散工法の設計手順を示す。代表的な間隙水圧消散工法として人工材ドレーン工法を例に設計する。

対策工の初期諸元（改良幅、改良ピッチ）は、図中に示す設定方法にて設定し、この対策工を入れた断面においてレベル 2 地震動に対する耐震性能照査（有限要素法による自重変形解析）を実施する。その結果、耐震性能を満足しない場合には、対策工諸元を見直し、耐震性能を満足する諸元を設定する。具体的には、改良幅を広げる、改良ピッチを狭くすることで最適諸元を求めることになるが、これらは現場条件や施工条件などを総合的に判断して設定することが必要である。

次に、対策工実施により堤防の浸透安全性が有意に低下しないことを照査する。浸透安全性が有意に低下する場合には、ドレーン工等の補助工法を検討したり、場合によっては対策工法を変更する必要もある。

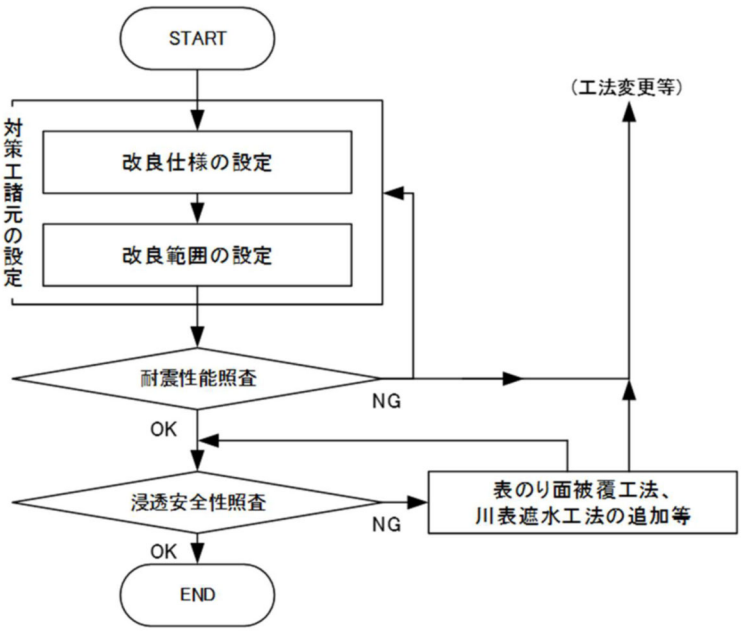


図 4.1.1　間隙水圧消散工法の設計手順

4.2　設計条件

4.2.1 地盤条件

(1)　基本諸元

図 4.2.1 に耐震性能照査の対象とする堤体および地盤構造を示す。**表 4.2.1** に設定した各層の地盤定数を示す。

液状化層が二層で比較的厚いモデルである。

[堤体構造]	堤体高	：	5.0m
	天端幅	：	5.0m
	のり面勾配	：	1：2.0
[水　　位]	地下水位	：	G.L.-1.5m（EL.-1.5m）
	照査外水位	：	EL.+2.5m
	計画高水位	：	EL.+3.25m

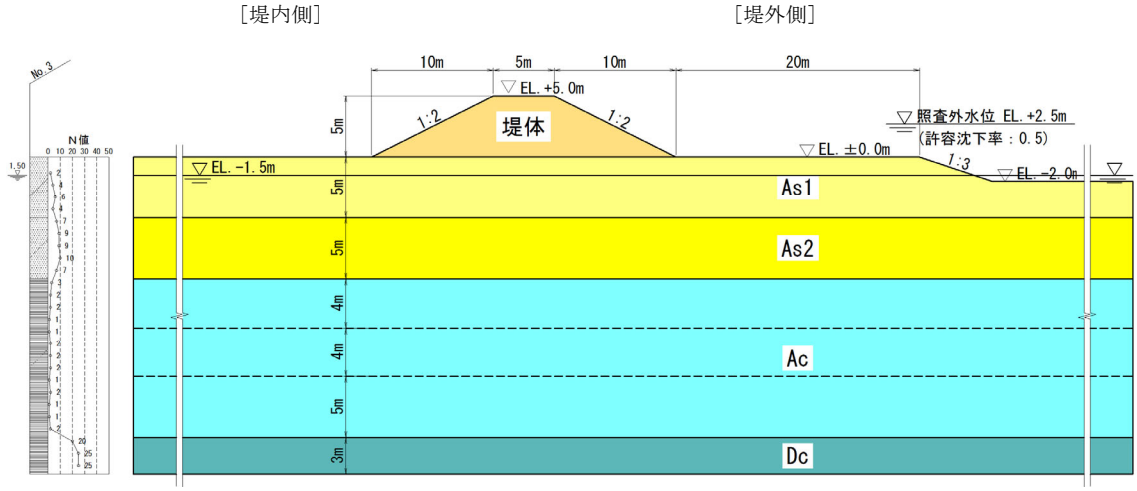


図 4.2.1　耐震性能照査の対象とする堤体および地盤構造

表 4.2.1　地盤条件

土層区分	土層厚 (m)	層区分	深度 (m)	N値	［平均値］ N値	土の単位体積重量 γ(kN/m³)	［平均値］細粒分含有率 Fc(%)	［平均値］繰返し三軸強度比 R_L	土の粘着力 c (kN/m²)	土の内部摩擦角 φ (°)	透水係数 k (m/sec)
堤体	5	砂質土	-	-	5.0	18.0	35	-	0	30	1.0×10^{-6}
沖積砂質土 As1	5.0	砂質土	1.3	2	4.3	18.0	16	0.215	0	30	3.0×10^{-4}
		砂質土	2.3	4							
		砂質土	3.3	7							
		砂質土	4.3	4							
沖積砂質土 As2	5.0	砂質土	5.3	7	8.8	19.0	9	0.227	0	30	3.0×10^{-4}
		砂質土	6.3	9							
		砂質土	7.3	9							
		砂質土	8.3	10							
		砂質土	9.3	9							
沖積粘性土 Ac	4.0	粘性土	10.3	3	1.7	17.0	87	-	40	0	1.0×10^{-8}
		粘性土	11.3	2							
		粘性土	12.3	2							
		粘性土	13.3	1							
	4.0	粘性土	14.3	1					50	0	
		粘性土	15.3	2							
		粘性土	16.3	2							
		粘性土	17.3	2							
	5.0	粘性土	18.3	1					65	0	
		粘性土	19.3	2							
		粘性土	20.3	1							
		粘性土	21.3	1							
		粘性土	22.3	2							
洪積粘性土 Dc	-	粘性土	23.3	20	25.0	17.0	89	-	100	0	1.0×10^{-8}
		粘性土	24.3	25							
		粘性土	25.3	25							

(2)　地盤種別の判定

指針に基づき地盤種別の判定を行った。**表　4.2.2** に地盤種別の判定結果を示す。洪積粘性土層 Dc を耐震性能照査上の基盤面とし地盤の特性値 T_G を算出すると、$T_G = 0.725$(s) となるため、本地盤はⅢ種地盤と判定された。

表 4.2.2　耐震性能照査上の地盤種別の判定

地層区分	地層厚 Hi (m)	地層の平均せん断波速度 Vsi(m/s)	4Hi/Vsi (s)	備 考
沖積砂質土 As1	5.0	120	0.167	各層のせん断波速度は、PS検層にて確認されている
沖積砂質土 As2	5.0	160	0.125	
沖積粘性土 Ac	13.0	120	0.433	
洪積粘性土 Dc		300	-	
		4ΣHi/Vsi＝	0.725	(Ⅲ種地盤)

4.2.2 入力地震動条件

入力地震動は、指針に基づき以下のように設定した。

(1) 対策工諸元設定用震度

$k_h = C_Z \times k_{G0}$

k_h : 対策工諸元設定用水平震度（0.18）

k_{G0} : 地盤種別に応じた標準水平震度（Ⅲ種地盤：0.18）

C_Z : 地域別補正係数（地域区分 A2 : 1.0）

(2) レベル 2 地震動

$k_{hgL} = C_Z \times k_{hgL0}$

k_{hgL} : 液状化の判定に用いる地盤面の水平震度
（レベル 2-1 地震動：0.40、レベル 2-2 地震動：0.60）

k_{hgL0} : 液状化の判定に用いる地盤面の水平震度の標準値
（Ⅱ種地盤、レベル 2-1 地震動 : 0.40、レベル 2-2 地震動 : 0.60）

C_Z : 地域別補正係数（地域区分 A2 : 1.0）

表 4.2.3 入力地震動

地震動		地盤種別	k_{G0} k_{hgL0}	地域区分	C_Z	k_h k_{hgL}
対策工諸元設定用震度		Ⅲ種	0.18	A2	1.0	**0.18**
レベル 2 地震動	L2-1		0.40			**0.40**
	L2-2		0.60			**0.60**

4.2.3 液状化判定

指針に基づき液状化判定を実施した。**図 4.2.2、表 4.2.4、表 4.2.5** に対策工諸元設定用震度およびレベル 2 地震動に対する液状化判定結果を示す。これより、沖積砂質土 As1、As2 が対策工諸元設定用震度およびレベル 2 地震動に対する液状化層となる。

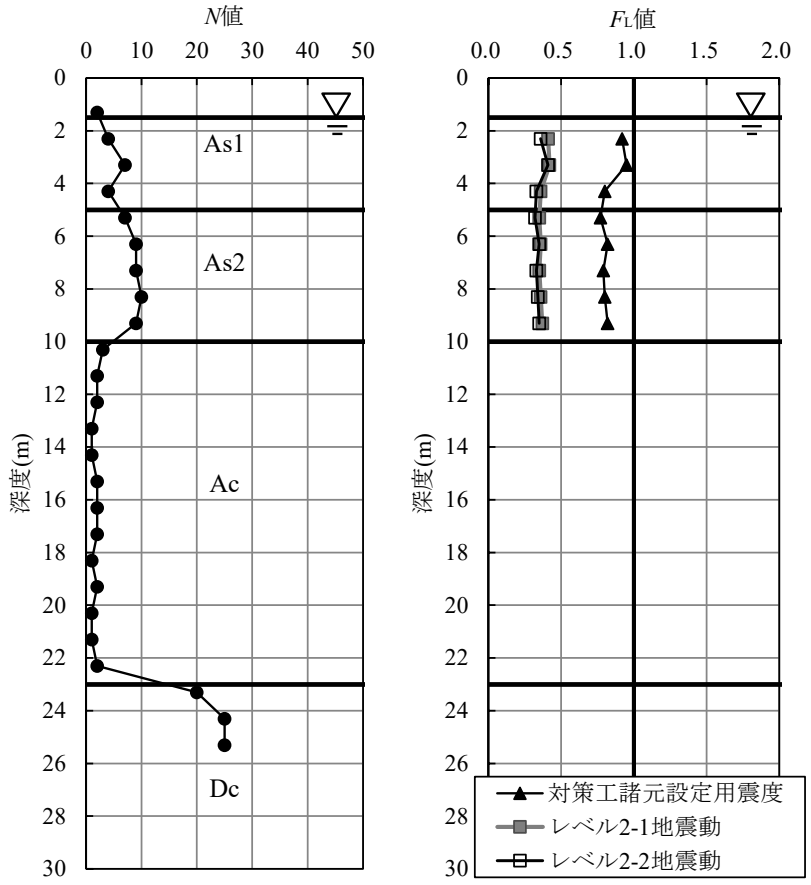


図 4.2.2　液状化に対する抵抗率 F_L の深度方向分布

表 4.2.4　液状化判定結果（対策工諸元設定用震度）

土層区分	土層厚 (m)	層区分	深度 (m)	N値	層平均 N値	土の単位体積重量 γ(kN/m³)	細粒分含有率 F_C(%)	繰返し三軸強度比 R_L	対策工諸元設定用震度			
									地震時せん断応力比 L	動的せん断強度比 R	液状化に対する抵抗率 F_L	判定結果
沖積砂質土 As1	5.0	砂質土	1.3	2	4.3	18	17	-	-	-	-	-
		砂質土	2.3	4		18	14	0.200	0.215	0.199	0.92	完全液状化層
		砂質土	3.3	7		18	12	0.234	0.245	0.233	0.95	完全液状化層
		砂質土	4.3	4		18	23	0.213	0.264	0.213	0.80	完全液状化層
沖積砂質土 As2	5.0	砂質土	5.3	7	8.8	19	7	0.214	0.275	0.214	0.77	完全液状化層
		砂質土	6.3	9		19	8	0.231	0.280	0.230	0.82	完全液状化層
		砂質土	7.3	9		19	10	0.225	0.283	0.224	0.79	完全液状化層
		砂質土	8.3	10		19	6	0.229	0.284	0.228	0.80	完全液状化層
		砂質土	9.3	9		19	16	0.235	0.284	0.234	0.82	完全液状化層
沖積粘性土 Ac	4.0	粘性土	10.3	3	1.7	17	70	-	-	-	-	-
		粘性土	11.3	2		17	83	-	-	-	-	-
		粘性土	12.3	2		17	90	-	-	-	-	-
		粘性土	13.3	1		17	95	-	-	-	-	-
	4.0	粘性土	14.3	1		17	94	-	-	-	-	-
		粘性土	15.3	2		17	88	-	-	-	-	-
		粘性土	16.3	2		17	87	-	-	-	-	-
		粘性土	17.3	2		17	85	-	-	-	-	-
	5.0	粘性土	18.3	1		17	92	-	-	-	-	-
		粘性土	19.3	2		17	84	-	-	-	-	-
		粘性土	20.3	1		17	91	-	-	-	-	-
		粘性土	21.3	1		17	91	-	-	-	-	-
		粘性土	22.3	2		17	84	-	-	-	-	-
洪積粘性土 Dc	-	粘性土	23.3	20	25.0	17	87	-	-	-	-	-
		粘性土	24.3	25		17	90	-	-	-	-	-
		粘性土	25.3	25		17	90	-	-	-	-	-

表 4.2.5　液状化判定結果（レベル 2 地震動）

土層区分	土層厚 (m)	層区分	深度 (m)	N 値	層平均 N 値	土の単位体積重量 γ(kN/m^3)	細粒分含有率 Fc(%)	繰返し三軸強度比 R_L	レベル2-1地震動				レベル2-2地震動			
									地震時せん断応力比 L	動的せん断強度比 R	液状化に対する抵抗率 F_L	判定結果	地震時せん断応力比 L	動的せん断強度比 R	液状化に対する抵抗率 F_L	判定結果
沖積砂質土 As1	5.0	砂質土	1.3	2	4.3	18	17	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		砂質土	2.3	4		18	14	0.200	0.479	0.199	0.41	完全液状化層	0.718	0.265	0.36	完全液状化層
		砂質土	3.3	7		18	12	0.234	0.546	0.233	0.42	完全液状化層	0.818	0.336	0.41	完全液状化層
		砂質土	4.3	4		18	23	0.213	0.586	0.213	0.36	完全液状化層	0.879	0.293	0.33	完全液状化層
沖積砂質土 As2	5.0	砂質土	5.3	7	8.8	19	7	0.214	0.611	0.214	0.35	完全液状化層	0.916	0.294	0.32	完全液状化層
		砂質土	6.3	9		19	8	0.231	0.623	0.230	0.36	完全液状化層	0.934	0.329	0.35	完全液状化層
		砂質土	7.3	9		19	10	0.225	0.629	0.224	0.35	完全液状化層	0.944	0.316	0.33	完全液状化層
		砂質土	8.3	10		19	6	0.229	0.631	0.228	0.36	完全液状化層	0.947	0.326	0.34	完全液状化層
		砂質土	9.3	9		19	16	0.235	0.631	0.234	0.37	完全液状化層	0.946	0.339	0.35	完全液状化層
沖積粘性土 Ac	4.0	粘性土	10.3	3	1.7	17	70	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		粘性土	11.3	2		17	83	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		粘性土	12.3	2		17	90	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		粘性土	13.3	1		17	95	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	4.0	粘性土	14.3	1		17	94	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		粘性土	15.3	2		17	88	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		粘性土	16.3	2		17	87	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		粘性土	17.3	2		17	85	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	5.0	粘性土	18.3	1		17	92	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		粘性土	19.3	2		17	84	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		粘性土	20.3	1		17	91	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		粘性土	21.3	1		17	91	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		粘性土	22.3	2		17	84	-	-	-	-	-	-	-	-	-
洪積粘性土 Dc	-	粘性土	23.3	20	25.0	17	87	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		粘性土	24.3	25		17	90	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		粘性土	25.3	25		17	90	-	-	-	-	-	-	-	-	-

4.2.4 照査基準

レベル 2 地震動に対して、地震後の堤防高さが以下の外水位を下回らないことを照査した。

照査外水位　：　EL.+2.5m

4.2.5 対策工諸元設定上の制約条件

図 4.2.3 に対策工諸元設定上の制約条件を示す。実際の検討断面では現地状況や施工条件等から様々な制約条件が設定される。本計算モデルでは、図に示すように、対策工は、堤防のり尻より 5m の位置から外側に実施することを条件として諸元を設定した。

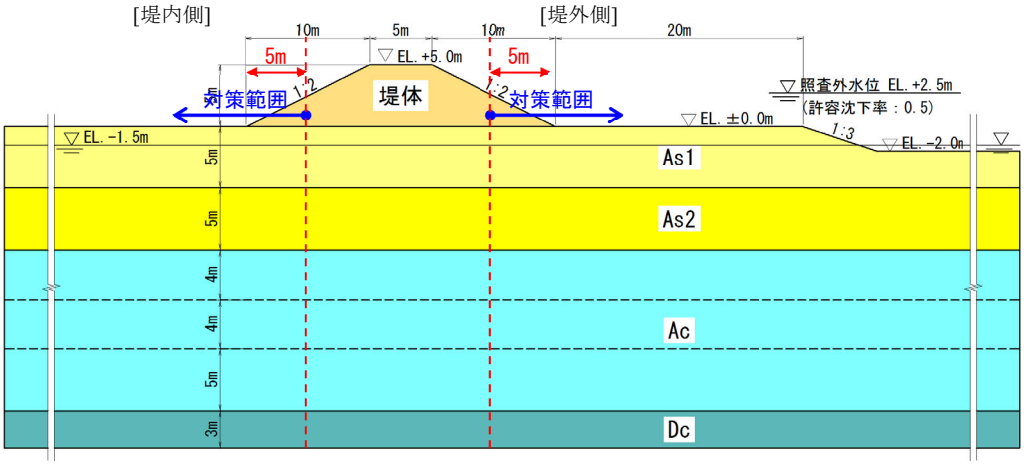


図 4.2.3　対策工諸元設定上の制約条件

間隙水圧消散工法では、浸透破壊に対する配慮のため、「ドレーン工設計マニュアル」[8)]と同様に、H.W.L とグラベルマットを結んだ平均動水勾配を 0.3 以下に抑える必要がある。本計算例の条件において、対策工を堤防のり尻より 5m の位置から外側に配置する条件とした場合、平均動水勾配は**図 4.2.4** に示す通り 0.25 となり、平均動水勾配は問題がないことを確認した。

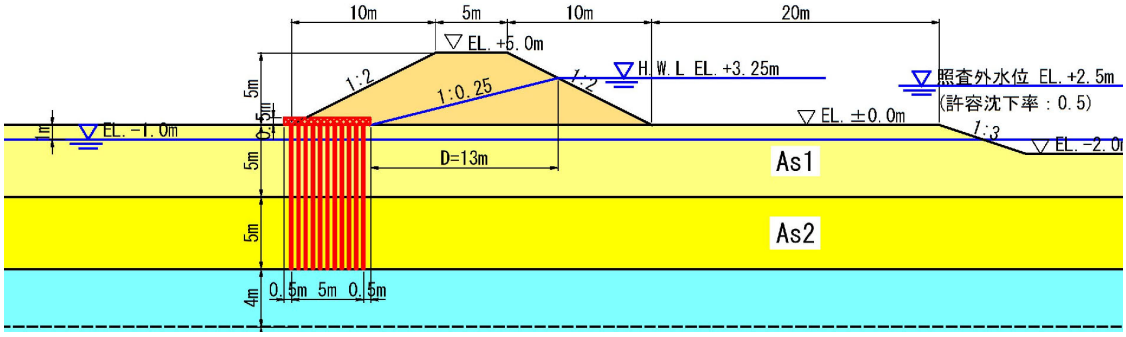


図 4.2.4　対策工配置と平均動水勾配

4.2.6 対策工法の組合せ

間隙水圧消散工法を堤外側に設置すると、堤体や基礎地盤への浸透を助長し、耐浸透性能を低下させることが懸念されるため、間隙水圧消散工法は堤内側のみの設置となる。そのため、堤内側の間隙水圧消散工法のみで耐震性能照査の許容沈下量を満足できない場合、堤外側に適用可能な他の対策工法との組合せを行うこととなる。

実際の設計では、各種対策工法との組合せの比較を行って、施工条件や経済性などから最適な組合せを検討する必要があるが、本計算例では、堤外側の対策工は締固め工法に固定して検討を行った。堤外側の対策工の対策工諸元は、H29 計算例の 4 章で設定された諸元を用いた。

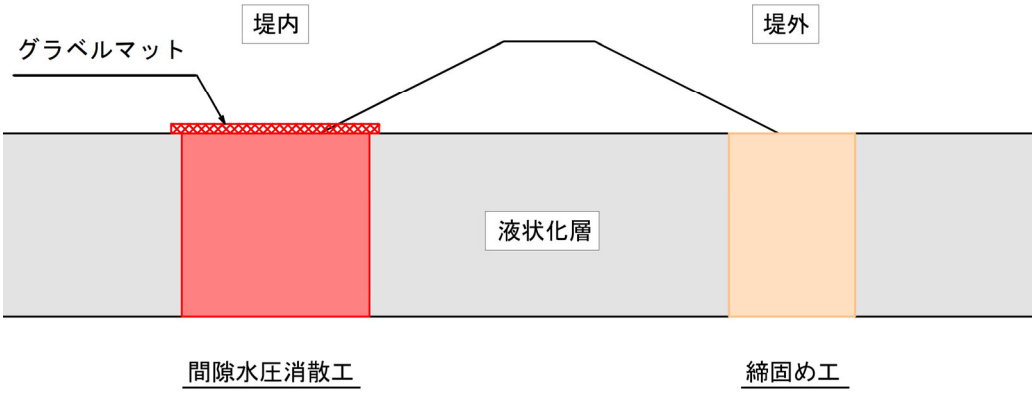
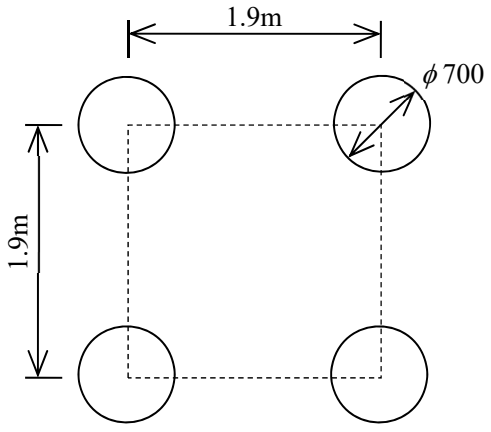


図 4.2.5　対策工法の組合せ



砂杭径　　：φ700mm
改良下端　　：EL.-10.0m
打設ピッチ　：　1.9m
改良幅　　：9.5m（6 列）
改良率　　：　a_s=10.6%

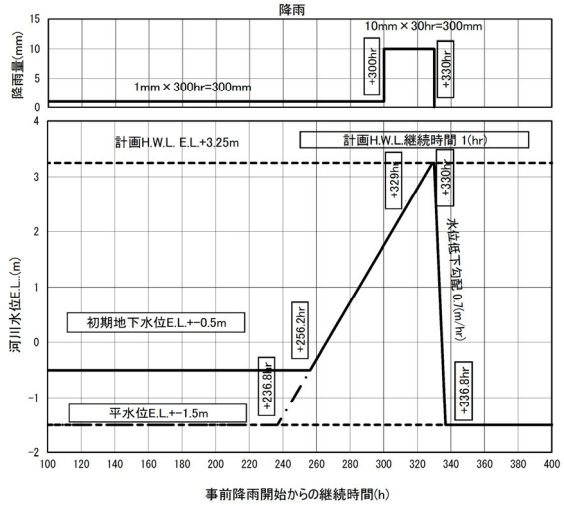
図 4.2.6　堤外側対策締固め工諸元

4.2.7 浸透安全性の評価に用いる外力

対策後に浸透安全性が現況に比べ有意に低下しないことを照査するために、「河川堤防

の構造検討の手引き」[6]に準じて外力を設定する。

ここでは、降雨、洪水の外力を以下の通りとした。



○降雨
　事前降雨：300mm
　洪水降雨：300mm
○水位
　計画高水位継続時間：1hr
　高水位継続時間：100hr
　計画高水位継続時間：0.7m/hr
　計画高水位：EL.+3.25m
　平水位：EL.-1.50m

図 4.2.7　設定した降雨、洪水波形

4.3　現況の照査

現況堤防のレベル 2 地震動に対する耐震性能照査は、有限要素法による自重変形解析（静的照査法）により実施した。

なお、解析モデルの右側地表に浮力補正バネを設定したのは、低水河岸の過剰な変形を抑制するためであり、天端沈下量に与える影響はほとんどない。水面に接している液状化層の要素の有効応力は極めて小さく、そこにのり尻のような形状で大きなせん断力が作用すると、過剰な変形が生じる場合がある。バネはバネ下面の地盤の一要素幅に単位体積重量を乗じて設定した。

4.3.1 解析モデル

図　4.3.1 に解析モデルおよび設定パラメータを示す。また、解析上の地下水位および解析モデルの境界条件は以下の通り設定した。

[地下水位]

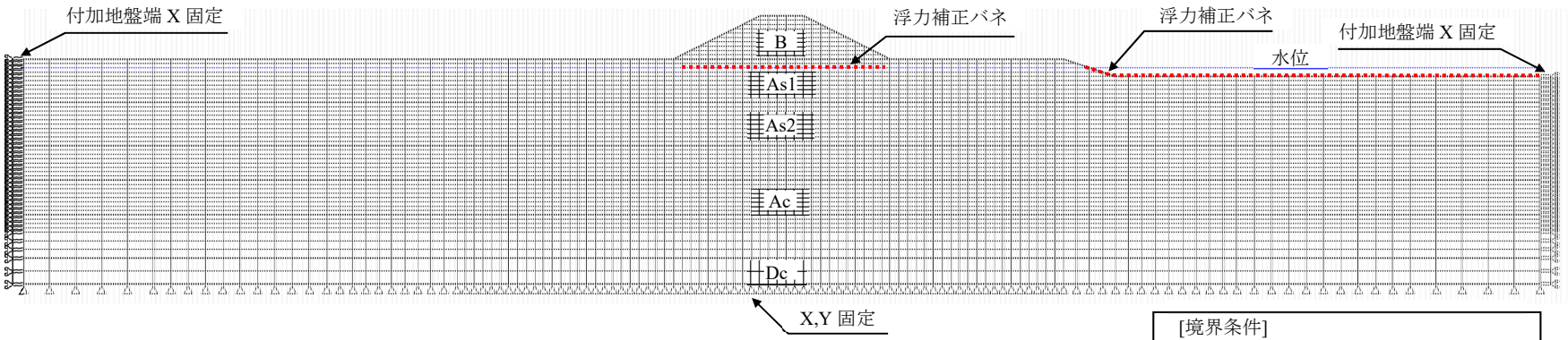
先に示した地下水位から一律 0.5m 上側に設定することとし、EL.-1.0m とする。

[境界条件]

側方境界　：　付加地盤（左右両側共 50m）および鉛直ローラ（X 固定）

底面境界　：　固定（X、Y 固定）

メッシュ図



設定パラメータ

土層区分	変形特性	非線形タイプ	N値	土の単位体積重量 γ(kN/m³)	土の粘着力 c (kN/m²)	土の内部摩擦角 φ (°)	透水係数 k (m/sec)	繰返し三軸強度比 R_L	せん断剛性 G (kN/m²)	ポアソン比 ν	相対密度 Dr	ダイレイタンシー角 ψ (°)	引張強度 qt (kN/m²)	初期水平土圧係数 K	補正係数Ccp	
															基準鉛直有効応力 σ_{v0}' (kN/m²)	n
堤体B	連成要素	MC/DP 準塑性モデル	5.0	18.0	0	30	1.0×10^{-6}	-	5250	0.333	-	10.0	0	0.5	-	-
沖積砂質土 As1	液状化要素	MC/DP 準塑性モデル	4.3	18.0	0	30	3.0×10^{-4}	0.215	4460	0.333	40	10.0	0	0.5	75	2.0
沖積砂質土 As2	液状化要素	MC/DP 準塑性モデル	8.8	19.0	0	30	3.0×10^{-4}	0.227	9240	0.333	50	10.0	0	0.5	75	2.0
沖積粘性土 Ac	非排水変形	MC/DP 準塑性モデル	1.7	17.0	40 50 65	0	1.0×10^{-8}	-	2800	0.333	-	0.0	0	0.5	-	-
洪積粘性土 Dc	非排水変形	線形弾性	25.0	17.0	100	0	1.0×10^{-8}	-	41300	0.333	-	-	0	0.5	-	-

※粘性土の変形係数 E_0 は、砂質土と粘性土の微小ひずみレベルでのせん断剛性の差（比率）を考慮し、E_0=4400N（N：N 値）として設定。
※ダイレイタンシー角 ψ は、ψ＝φ－20（15°を上限値）で設定。

図 4.3.1　解析モデル

4.3.2 耐震性能照査結果

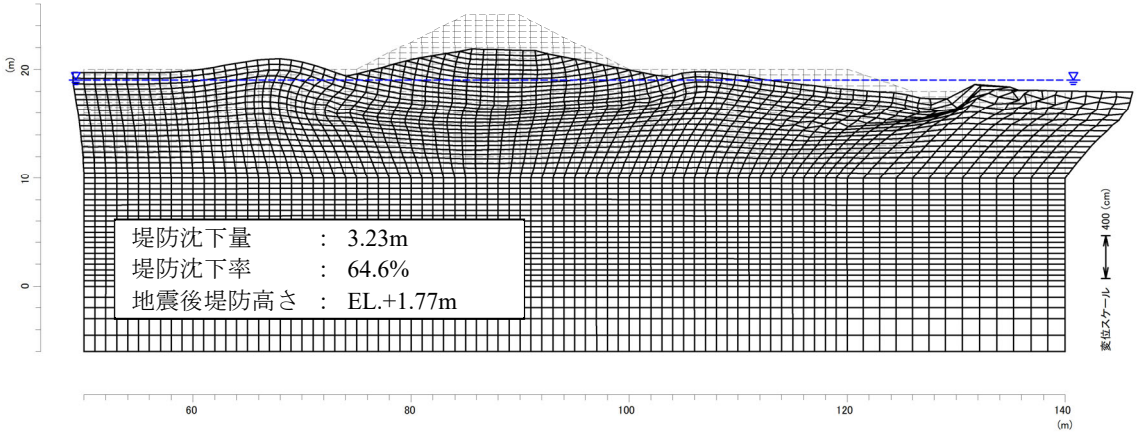
図 4.3.2、図 4.3.3 に現況堤防のレベル 2 地震動に対する耐震性能照査結果を示す。これより、レベル 2-1 地震動およびレベル 2-2 地震動ともに、地震後の堤防高さが照査外水位を下回るため、対策工の検討が必要となる。

なお、本地盤では堤防沈下量が堤防高さの 75%を超えたため、堤防直下に浮力の効果を擬似的に考慮する仮想バネを設定した。右側地表面に設定した仮想バネは、低水河岸の過剰な変形を抑制するためのものである。仮想バネはバネ下面の地盤の一要素幅に単位体積重量を乗じて設定した。

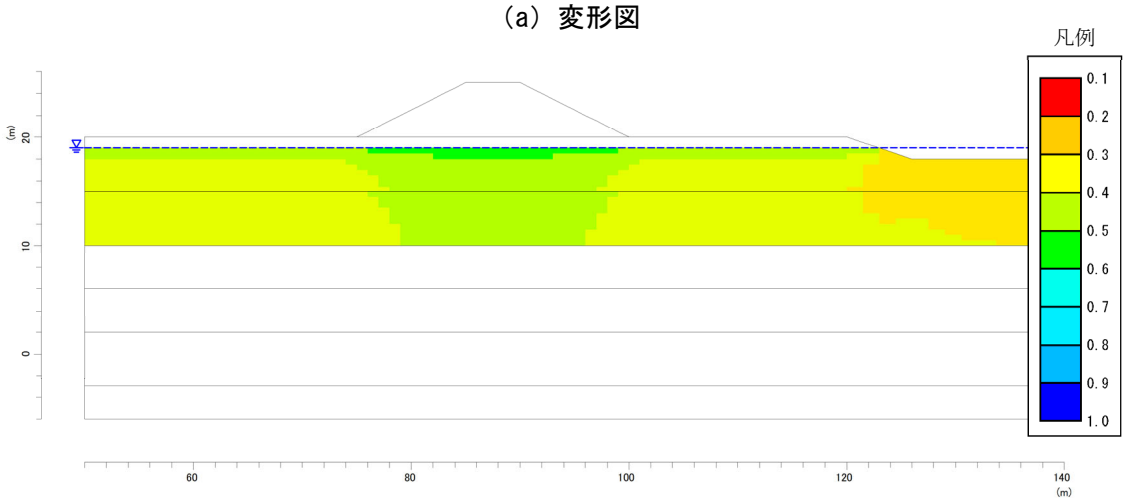
[照査結果]

レベル 2-1 地震動　：　(地震後堤防高さ)EL.+1.77m　＜　(照査外水位)EL.+2.50m（NG）

レベル 2-2 地震動　：　(地震後堤防高さ)EL.+1.60m　＜　(照査外水位)EL.+2.50m（NG）

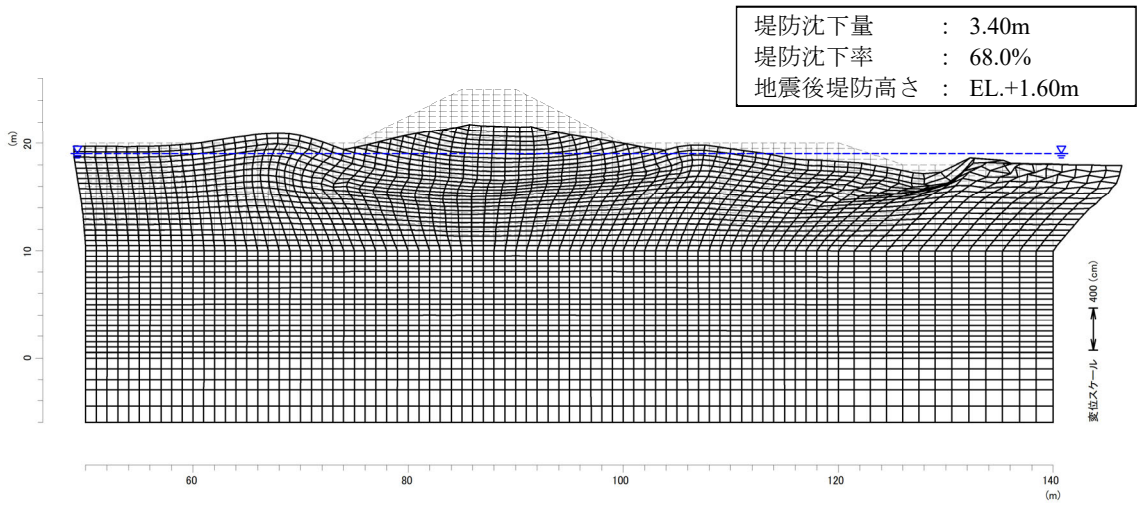


（a）変形図

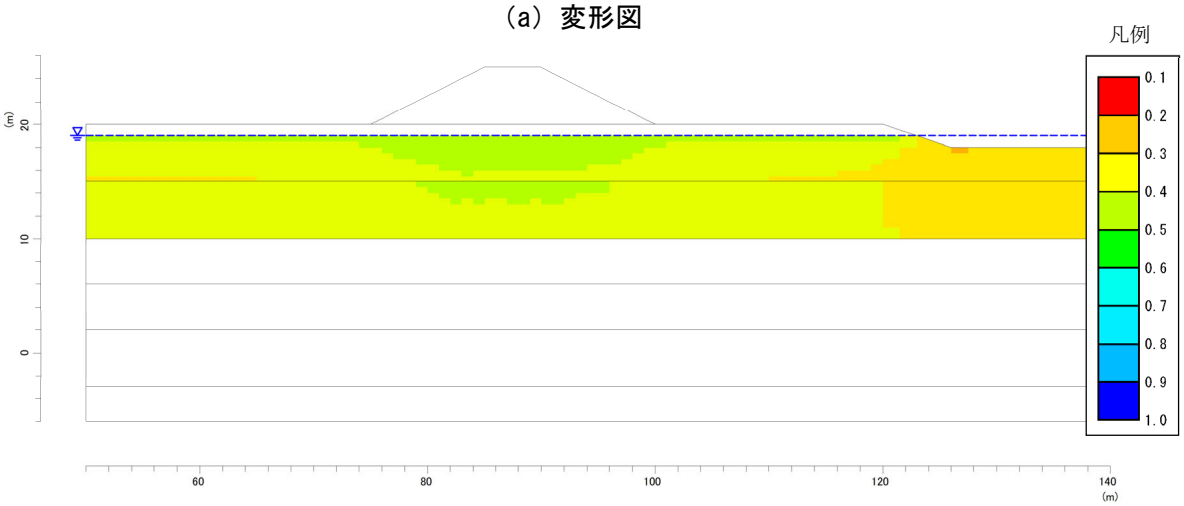


（b）液状化に対する抵抗率 F_L 分布

図 4.3.2　レベル 2-1 地震動に対する照査結果



（a）変形図



（b）液状化に対する抵抗率 F_L 分布

図 4.3.3　レベル 2-2 地震動に対する照査結果

4.4　対策後の照査

4.4.1 対策工諸元の設定

(1)　チャートによる初期諸元の設定目安の確認

手引き p.46 の**図-6.4** より、初期諸元の目安を設定する。本ケースは人工材ドレーン工法を対象としているため、手引き p.46 の**図-6.4(c)** を用いる。初期諸元の設定目安を確認した結果を**表 4.4.1**、**図 4.4.1**、**図 4.4.2** に示す。レベル 2 タイプⅠ地震動とレベル 2 タイプⅡ地震動を比較すると、タイプⅡ地震動の方が必要となる等価半径が狭くなるため、タイプⅡ地震動の値を採用する。対策工の配置を正方形配置とすると、

$$r_e = \sqrt{\frac{x^2}{\pi}}$$

$$x = r_e\sqrt{\pi}$$

ここに、

r_e：軸対称モデルにおける液状化層の等価半径

x：打設間隔（間隙水圧消散工中心間距離）

必要となる打設間隔は、$x = r_e\sqrt{\pi} = 0.56\sqrt{\pi}$＝0.993m となるため、初期諸元としての打設間隔は 1.0m に設定した。

表 4.4.1　初期諸元の設定目安

対策工法	地層	層厚 (m)	R_L	透水係数 k (m/sec)	等価半径 (m)	配置	打設間隔 (m)
人工材ドレーン	As1	3.5	0.215	3.0×10^{-4}	0.56	正方形配置	1.0
	As2	5.0	0.227	3.0×10^{-4}	0.56	正方形配置	1.0

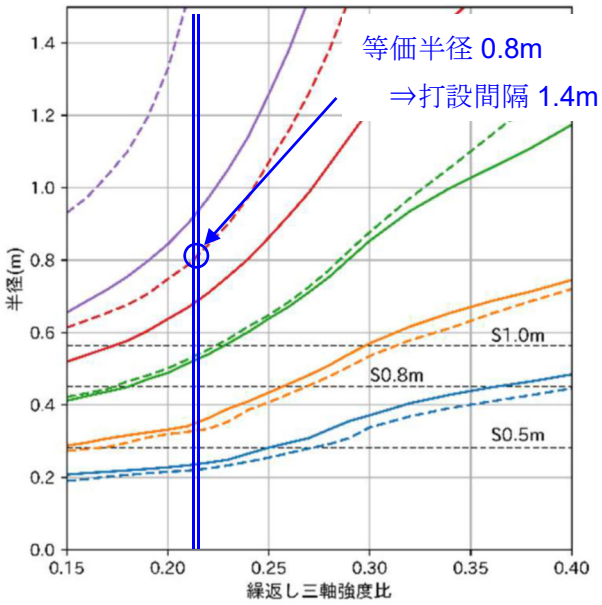


図 4.4.1　排水効果を発現する等価半径（タイプⅠ地震動）

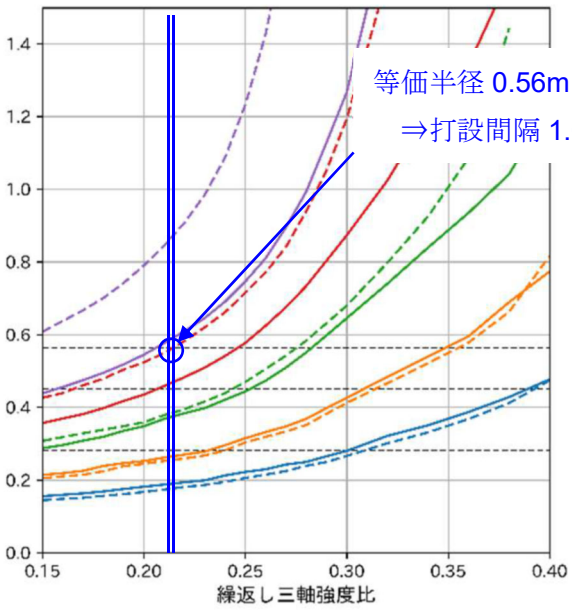


図 4.4.2　排水効果を発現する等価半径（タイプⅡ地震動）

(2)　改良範囲の設定

1)　改良深度

改良深度の下端は、対策工諸元設計用震度に対する液状化層である As2 層下端の EL.-10.0m とした。

改良深度の上端は、過剰間隙水圧を地表に排水する必要があるため、地表面に設置するグラベルマット底面である、現地盤高 E.L.+0.0m とした。

2)　グラベルマット

グラベルマットの敷設深度は、堤内側の地盤面より上に設置する場合や地盤面より下に設置する場合など、現地条件に応じて様々な配置が考えられる。本計算例では、「河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル（案）」[2]に準じて施工されたグラベルドレーン工の施工実績を参考にして、**図　4.4.3** に示すように堤内側地盤面より上にグラベルマットを配置することを想定した。なお、排水に支障がない場合は、堤内側地盤面より下にグラベルマットを配置しても問題ない。

グラベルマットの厚さは、0.3m～0.5m の範囲で設定するが、本計算例では、前述の施工実績を参考に 0.5m と設定した。

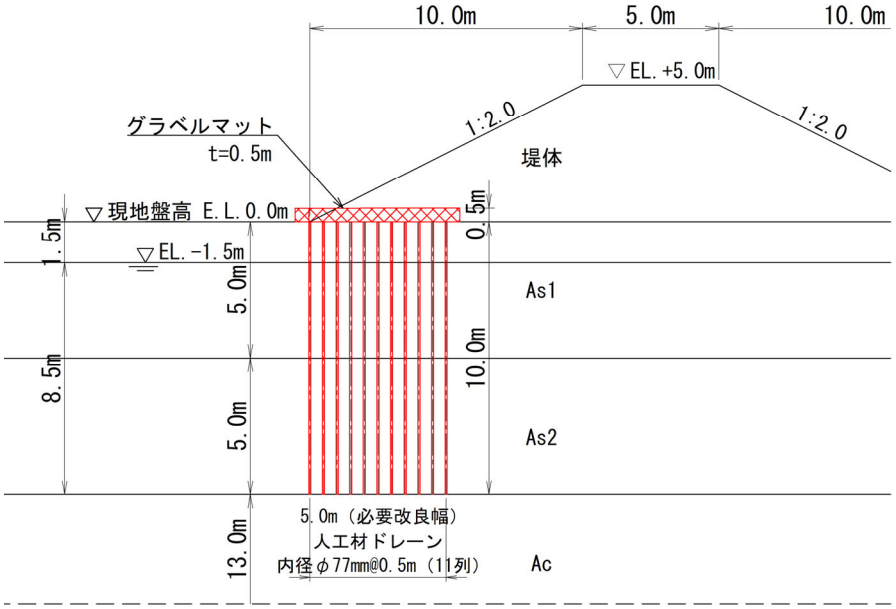


図 4.4.3　改良深度とグラベルマットの配置

3)　改良幅

改良幅は最小の有効改良幅として、液状化層厚の 0.5 倍以上として設定する。**図 4.4.4** に改良幅を示す。液状化層厚が 8.5m であるため、最小の改良幅としては 4.25m となるが、打設間隔が 1.0m 程度と想定して、最小の改良幅は 5m と設定した。

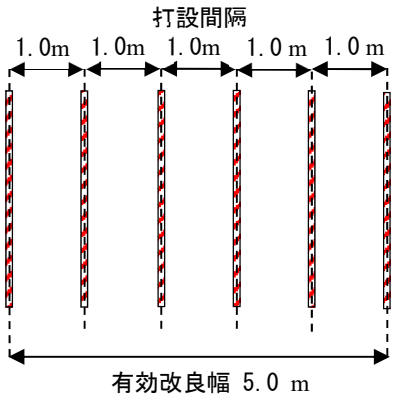


図 4.4.4　改良幅（打設間隔 1.0m の場合）

(3)　改良仕様の設定

1)　上載荷重の算定

図 4.4.5 に改良範囲内の上載荷重算定の考え方を示す。改良範囲に作用する平均上載荷重を算定すると、

①グラベルマット：5.0m×0.5m×20kN/m^3＝50kN/m

②盛土　　：4.0m×2.0m×1/2×18kN/m^3＝72kN/m

改良範囲に作用する平均上載荷重：（50kN/m＋72kN/m）／5.0m＝24.4kN/m^2

となり、間隙水圧消散工法の解析にはこの上載荷重を考慮した。改良幅を変更する場合は、上載荷重の値が変わるが、**図 4.4.5** と同様の手法で算定した。

また、のり尻より外側に対策工を配置する場合は、盛土分の荷重が作用せずに、グラベルマットのみの荷重となるため、のり尻より外側の範囲に対策工を配置する場合については、グラベルマット分のみの荷重を考慮した。

なお、実際の施工では、グラベルマットに覆土等を行う場合も考えられるが、その場合は覆土等の上載荷重を考慮してもよい（上載荷重が大きいほど、過剰間隙水圧は消散しやすくなる傾向となる）。

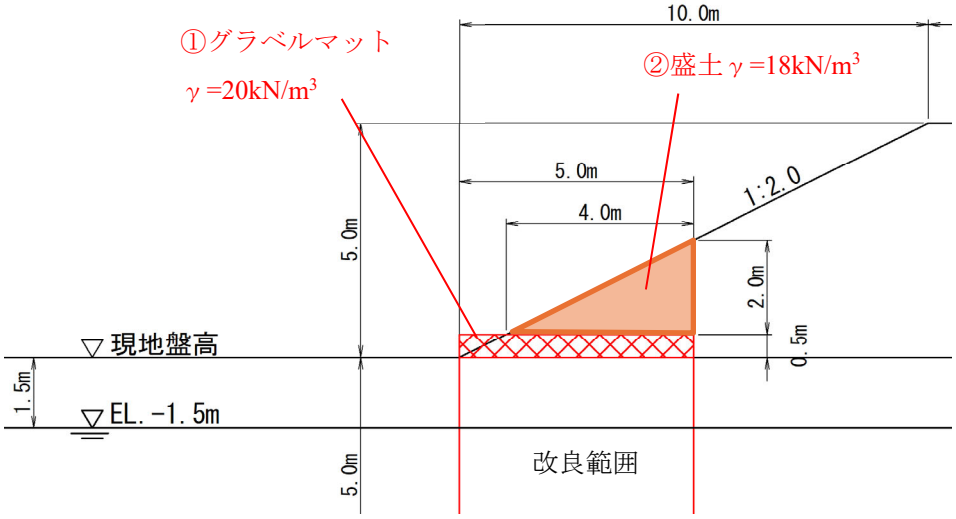


図 4.4.5　上載荷重算定の考え方

2)　対策工諸元設定用加速度波形に対する確認

前項で設定した打設間隔 1.0m に対して、対策工諸元設定用加速度波形における過剰間隙水圧比の最大値が 0.5 を上回らないことを確認する。**表　4.4.2** に間隙水圧消散工法の解析条件、**表　4.4.3** に地盤条件を示す。

解析結果を**図　4.4.6** に示す。設定した対策工諸元で対策工諸元設定用加速度波形に対する過剰間隙水圧比の最大値が 0.5 を上回らないことを確認した。

表 4.4.2　間隙水圧消散工法の解析条件

	項目	値	備考
計算条件	初期地下水位（G.L. -m）	1.0	GL-1.0m
	上載圧（kN/m²）	24.4	盛土+グラベルマット
	地盤種別	Ⅲ種地盤	
	地震動	レベル 1	
間隙水圧消散工法条件	ドレーン工等価半径（m）	0.56	正方形配置　1.0m ピッチ
	ドレーン工半径（m）	0.0385	人工材ドレーン
	ドレーン工深度（G.L. -m）	10.0	グラベルマット下端～As2 層下端
	単位体積重量（kN/m³）	20.0	液状化層よりも高い値に設定
	水平方向透水係数（m/sec）	4.0	人工材ドレーン
	鉛直方向透水係数（m/sec）	4.0	人工材ドレーン
	体積含水率と負の圧力水頭の関係	礫質土	河川堤防の構造検討の手引き
	体積含水率と比透水係数の関係	礫・砂質土	河川堤防の構造検討の手引き

表 4.4.3　地盤条件

項目	As1 層	As2 層	備考
液状化層判定	液状化層	液状化層	
単位体積重量（kN/m³）	18.0	18.0	
深度（G.L. -m）	5.0	10.0	
水平方向透水係数（m/sec）	3.0×10^{-4}	3.0×10^{-4}	
鉛直方向透水係数（m/sec）	3.0×10^{-4}	3.0×10^{-4}	
R_L	0.215	0.227	
Fc (%)	16	9	
体積含水率と負の圧力水頭の関係	砂質土	砂質土	河川堤防の構造検討の手引き
体積含水率と比透水係数の関係	礫・砂質土	礫・砂質土	河川堤防の構造検討の手引き

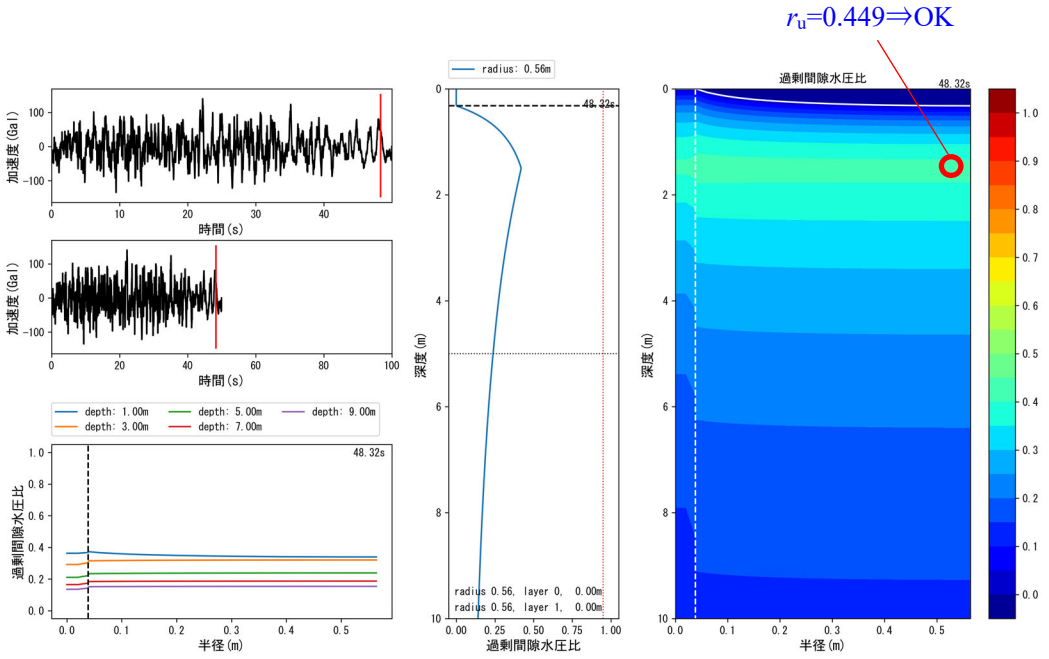


図 4.4.6　対策工諸元設定用加速度波形に対する過剰間隙水圧比の最大値の確認結果

※土木研究所から公開されているドレーン及びその周りの液状化層の過剰間隙水圧の発生と消散を簡易に求める解析方法[9]を用いた場合の、過剰間隙水圧比の最大値の確認方法を以下に示す。

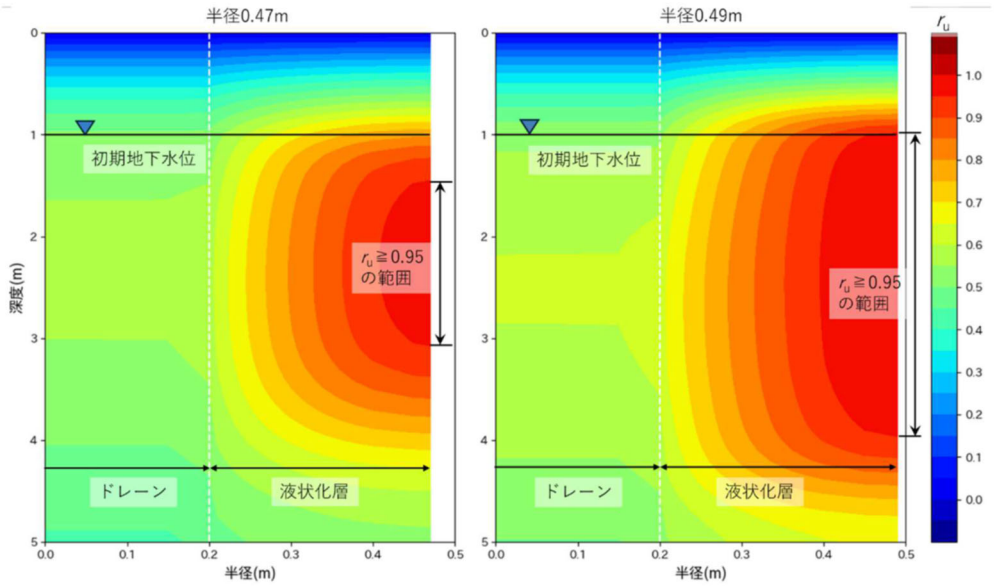
過剰間隙水圧比の最大値の確認方法としては、同解析方法のアウトプットである、「*-Ans.csv」のファイル（*は解析タイトル名）における、「peak+max」の列が、過剰間隙水圧比の最大値（時間最大・空間最大）を示しているため、それを確認することで最大値を確認可能である。液状化層が複数あると、「peak+max」が複数列出力されるが、「peak+max0」が表層から 1 層目、「peak+max1」が表層から 2 層目となる。

3)　レベル 2 地震動に対する適用性の確認

設定した対策工諸元に対して、レベル 2 地震動における適用性を確認する。確認方法は、手引きに記載の通り、加速度波形を入力した際の所定の時刻において、ドレーンから最も遠い位置（軸対称モデルの最外縁）で過剰間隙水圧比 r_u が 0.95 以上となる深度が、液状化層の半分以下となるかを確認する。

ここで、所定の時刻とは、タイプ I 地震動の場合には、入力加速度が 50Gal を下回った時刻とした。タイプ II 地震動の場合には 30 秒である。

図　4.4.7 にレベル 2 地震動に対する適用性の確認のイメージを示す。この解析結果では、(a)の等価半径 0.47m では、r_u が 0.95 以上となる領域が液状化層の半分以下となるため、適用性は OK となるが、(b)の等価半径 0.49m では、r_u が 0.95 以上となる領域が液状化層の半分以上となるため、適用性は NG となる。



(a) $r_u \geqq 0.95$ の深度が液状化層の半分以下　(b) $r_u \geqq 0.95$ の深度が液状化層の半分以上

図-6.5 解析による過剰間隙水圧比 r_u 分布例

図 4.4.7　レベル 2 地震動に対する適用性の確認のイメージ（手引き 図-6.5）

①　レベル 2 地震動に対する適用性の確認

レベル 2 地震動として、「道路橋の耐震設計における動的解析に用いる加速度波形（H24 年版 対応）」[10]のタイプⅠの 3 種類、タイプⅡの 3 種類の計 6 種類の加速度波形を用いて解析を行い、各加速度波形で適用性を確認した。解析条件を**表　4.4.4** に示す。地盤条件は**表 4.4.3** と同様である。

解析結果を**表　4.4.5**、タイプⅠ地震動で最も厳しい波形の解析結果を**図　4.4.8**、**図 4.4.9**、タイプⅡ地震動で最も厳しい波形の解析結果を**図 4.4.10**、**図 4.4.11** に示した。

タイプⅠ地震動では全ての波形で適用性は OK となったが、タイプⅡ地震動では全ての波形で NG となった。

そのため、レベル 2 地震動に対する適用性が OK となるように、対策工諸元の見直しが必要となる。

表 4.4.4　間隙水圧消散工法の解析条件

	項目	値	備考
計算条件	初期地下水位（G.L. -m）	1.0	GL-1.0m
	上載圧（kN/m^2）	23.9	盛土+グラベルマット
	地盤種別	Ⅲ種地盤	
	地震動	※	※6 種類の波形で試算
間隙水圧消散工法条件	ドレーン工等価半径（m）	0.56	正方形配置　1.0m ピッチ
	ドレーン工半径（m）	0.0385	人工材ドレーン
	ドレーン工深度（G.L. -m）	10.0	グラベルマット下端～As2 層下端
	単位体積重量（kN/m^3）	20.0	液状化層よりも高い値に設定
	水平方向透水係数（m/sec）	4.0	人工材ドレーン
	鉛直方向透水係数（m/sec）	4.0	人工材ドレーン
	体積含水率と負の圧力水頭の関係	礫質土	河川堤防の構造検討の手引き
	体積含水率と比透水係数の関係	礫・砂質土	河川堤防の構造検討の手引き

表 4.4.5　レベル 2 地震動に対する適用性の確認結果

ケース	地震動	打設間隔 (m)	等価半径 (m)	液状化層厚(m)		継続時間終了時点の液状化領域の層厚(m)		継続時間終了時点の液状化領域の層厚の割合		適用性		F_L倍率		備考
				As1	As2	As1	As2	As1	As2	As1	As2	As1	As2	
タイプⅠ地震動	レベル2 Ⅰ-Ⅲ-1	□1.0m	0.56	3.5	5.0	0.00	0.00	0.00	0.00	OK	OK	2.57	3.40	タイプⅠ地震動で最も厳しい波形
	レベル2 Ⅰ-Ⅲ-2	□1.0m	0.56	3.5	5.0	0.00	0.00	0.00	0.00	OK	OK	3.19	3.43	
	レベル2 Ⅰ-Ⅲ-3	□1.0m	0.56	3.5	5.0	0.00	0.00	0.00	0.00	OK	OK	2.78	3.23	
タイプⅡ地震動	レベル2 Ⅱ-Ⅲ-1	□1.0m	0.56	3.5	5.0	2.28	0.05	0.65	0.01	NG	OK	1.39	1.87	
	レベル2 Ⅱ-Ⅲ-2	□1.0m	0.56	3.5	5.0	3.96	3.29	1.13	0.66	NG	NG	1.29	1.50	タイプⅡ地震動で最も厳しい波形
	レベル2 Ⅱ-Ⅲ-3	□1.0m	0.56	3.5	5.0	3.52	3.37	1.01	0.67	NG	NG	1.37	1.79	

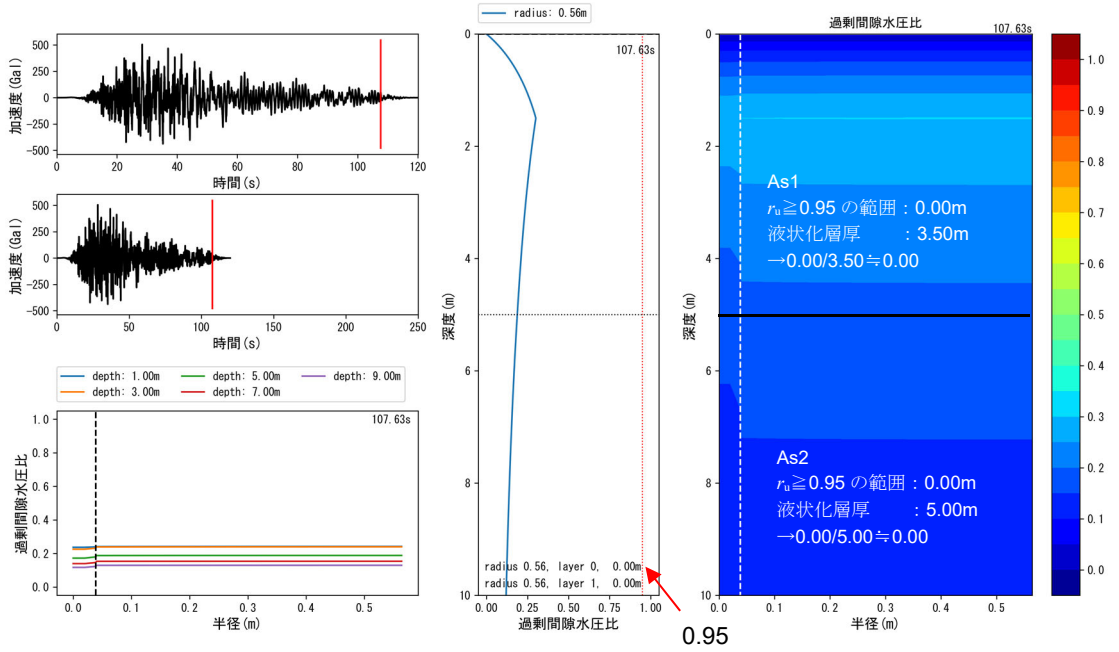


図 4.4.8　レベル 2　Ⅰ-Ⅲ-1 地震動に対する適用性の確認結果

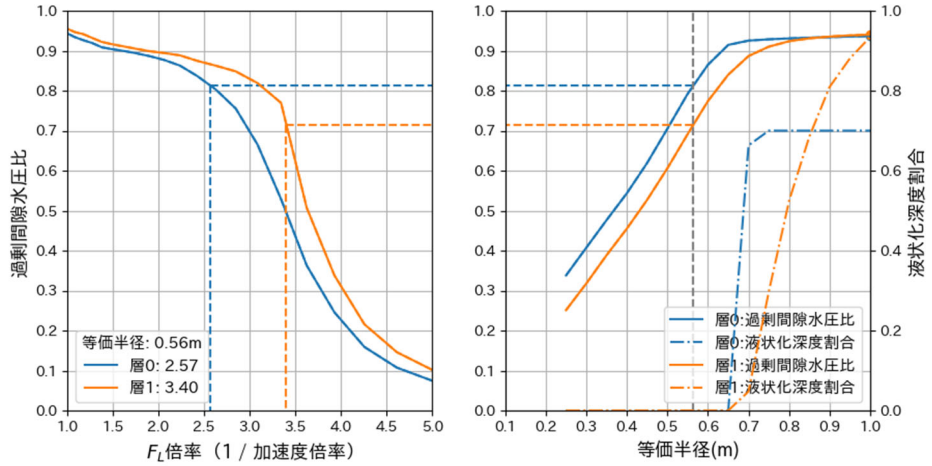


図 4.4.9　打設間隔 1.0m（正方形配置）　レベル 2　Ⅰ-Ⅲ-1 地震動　F_L 倍率

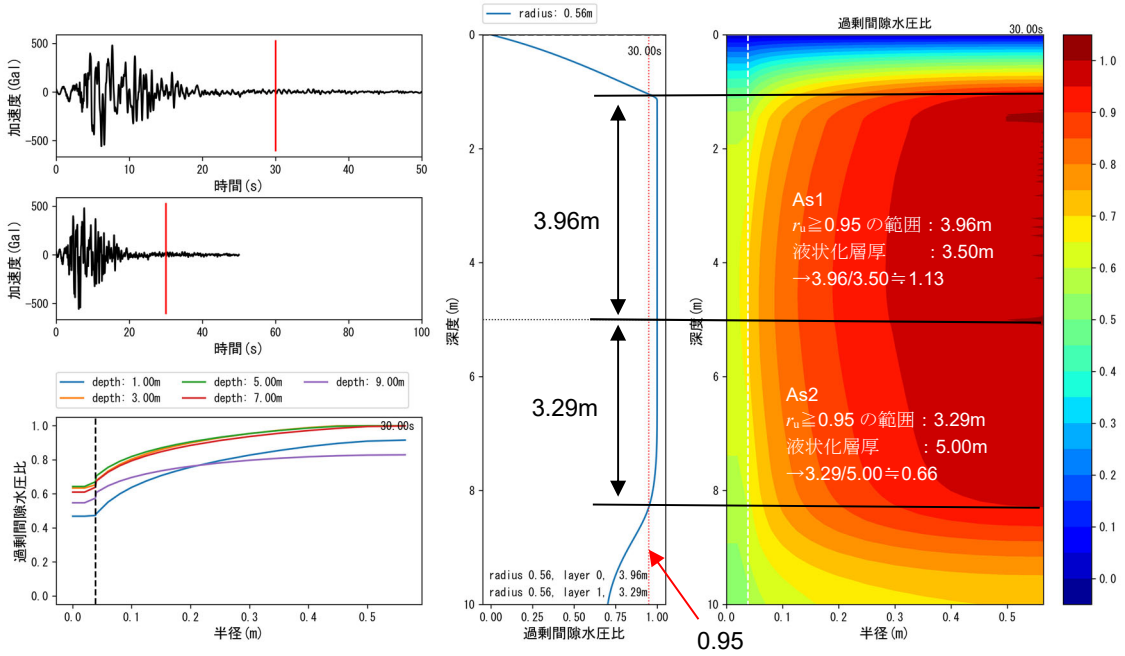


図 4.4.10　レベル 2　Ⅱ-Ⅲ-2 地震動に対する適用性の確認結果

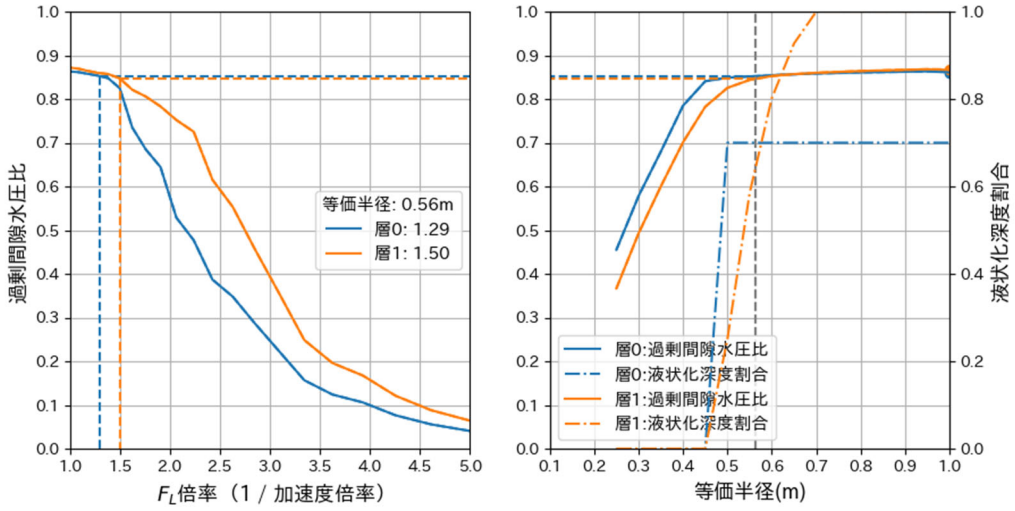


図 4.4.11　打設間隔 1.0m（正方形配置）レベル 2　Ⅱ-Ⅲ-2 地震動　F_L 倍率

② 対策工諸元を変更した適用性の確認

タイプⅡ地震動で最も厳しい加速度波形である、Ⅱ-Ⅲ-2 を対象にして、ドレーン工の打設間隔（モデル等価半径）を変更した解析を行って、レベル 2 地震動に対する適用性が OK となる対策工諸元を算定する。

ドレーン工の打設間隔を変更した結果、打設間隔 0.7m（正方形配置）で適用性が OK となった。

そのため、耐震性能照査で用いる初期の対策工諸元は、打設間隔 0.7m（正方形配置）とした。

表 4.4.6 タイプⅡ地震動による適用性の確認結果

ケース	地震動	打設間隔 (m)	等価半径 (m)	液状化層厚(m)		継続時間終了時点の液状化領域の層厚(m)		継続時間終了時点の液状化領域の層厚の割合		適用性		FL倍率		備考
				As1	As2	As1	As2	As1	As2	As1	As2	As1	As2	
タイプⅡ地震動	レベル2 Ⅱ-Ⅲ-2	□0.8m	0.45	3.5	5.0	2.14	0.00	0.61	0.00	NG	OK	1.41	1.90	
	レベル2 Ⅱ-Ⅲ-2	□0.7m	0.40	3.5	5.0	0.00	0.00	0.00	0.00	OK	OK	1.50	2.27	

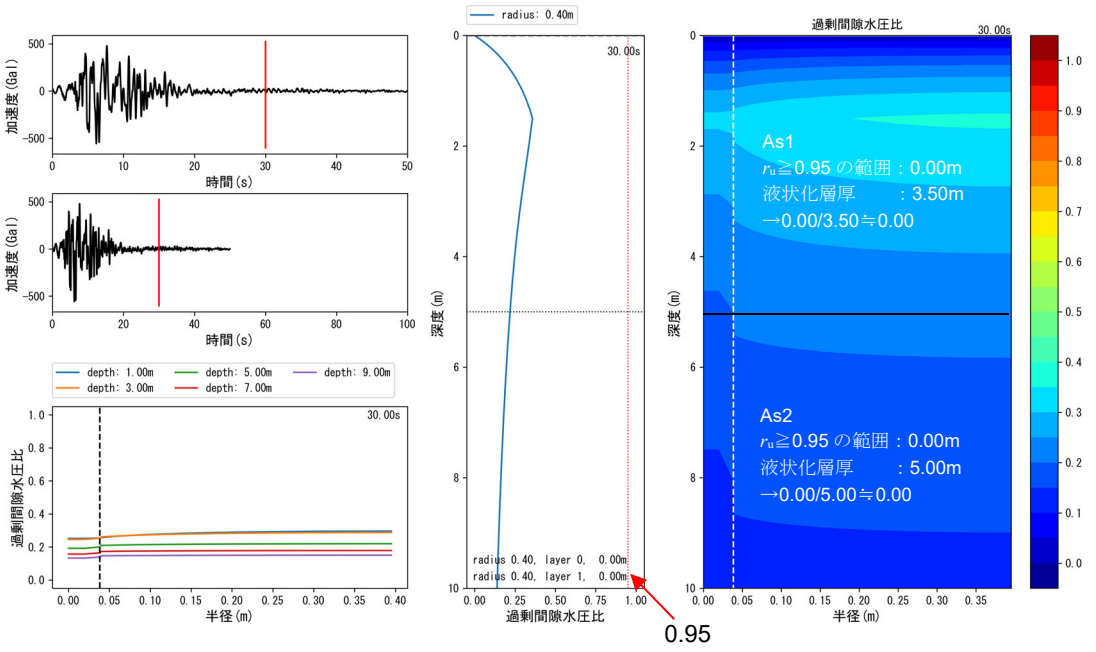


図 4.4.12 打設間隔 0.7m（正方形配置）
レベル 2 Ⅱ-Ⅲ-2 地震動に対する適用性の確認結果

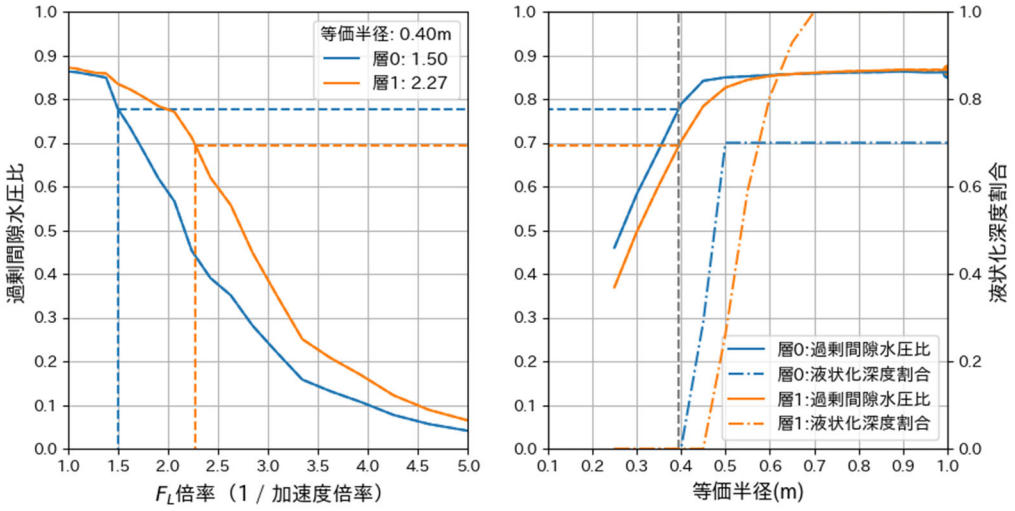


図 4.4.13　打設間隔 0.7m（正方形配置）　レベル 2　Ⅱ-Ⅲ-2　F_L 倍率

4.4.2 耐震性能照査

有限要素法による自重変形解析（静的照査法）により、4.4.1 によって設定した対策工を施した堤防の、レベル 2 地震動に対する耐震性能照査を行った。耐震性能を満足しない場合には、対策工諸元を見直し、再度照査を行い、耐震性能を満たす対策工諸元を決定する。

(1) 改良地盤の入力パラメータ

対策工諸元設定において決定した間隙水圧消散工法の入力パラメータを**表 4.4.7** に示す。静的照査法で改良地盤に反映するパラメータは、間隙水圧消散工法では F_L 倍率のみとなる。原地盤と堤防の設定パラメータは 4.2 及び 4.3 と同様である。

なお、解析上、F_L 倍率はかなり大きな値が算出される場合があるが、締固め工法による耐震対策の施工実績における改良前後の R_L の割増し倍率が概ね 3 倍以下となる事例が多かったことを参考として、間隙水圧消散工法の耐震性能照査時の F_L 倍率の上限値は 3.0 倍とした。

また、堤外側に配置する締固め工法のパラメータを**表 4.4.8** に示す。

表 4.4.7 静的照査法に入力する改良地盤のパラメータ（堤内側 間隙水圧消散工法）

地震動	項目	As1層	As2層	備考
タイプⅠ-Ⅲ-1	F_L倍率	3.00※	3.00※	その他のパラメータは原地盤と同様
タイプⅡ-Ⅲ-2		1.50	2.27	その他のパラメータは原地盤と同様

※耐震性能照査時における間隙水圧消散工による F_L 倍率の上限は 3.0 倍とする。

表 4.4.8　静的照査法に入力する改良地盤のパラメータ（堤外側 締固め工法）

項目	As1層	As2層	備考
せん断剛性係数 G (kN/m^2)	10300	20900	平均N値より算出 G=2800･N/(2(1+ν))
ポアソン比 ν	0.333	0.333	
湿潤単位体積重量 γt (kN/m^3)	18.0	19.0	
粘着力 C (kN/m^2)	0.00	0.00	
せん断抵抗角 φ(°)	33.5	36.0	道路橋示方書式
ダイレタンシー角 ψ(°)	13.5	15.0	推奨値(φ-20,max15)
引張り強度 qt (kN/m^2)	0.00	0.00	
相対密度 Dr (%)	76.6	84.1	平均値
液状化強度比 R_L	0.301	0.398	平均値
透水係数 k (m/sec)	水平：1.0×10^{-5} 鉛直：1.0×10^{-4}	水平：1.0×10^{-5} 鉛直：1.0×10^{-4}	

※H29 計算例 p48 より抜粋

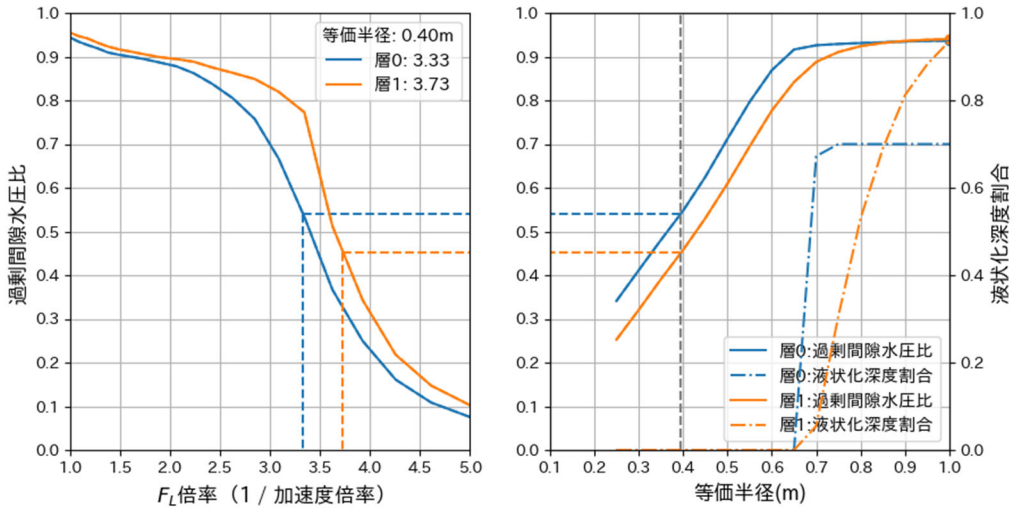
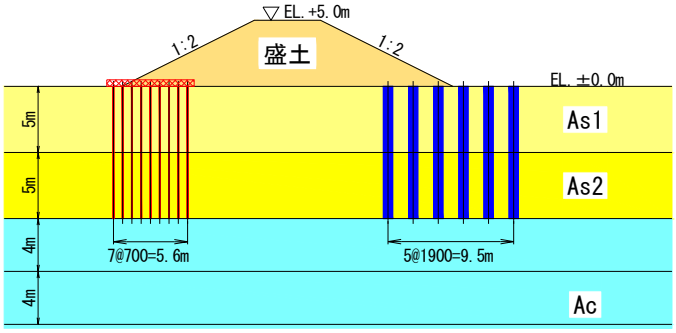
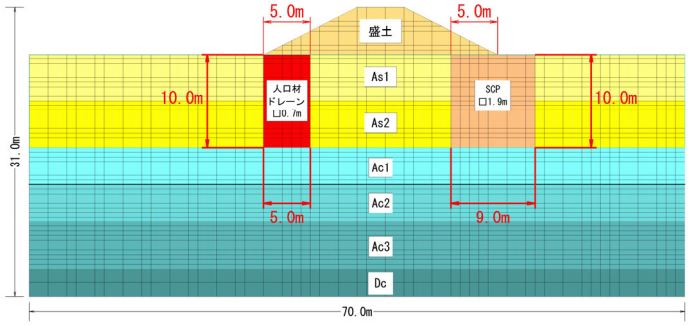
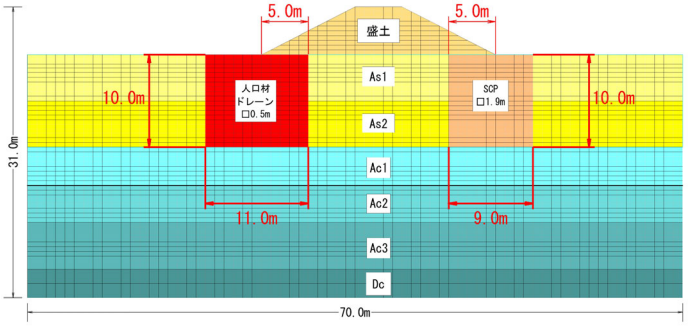
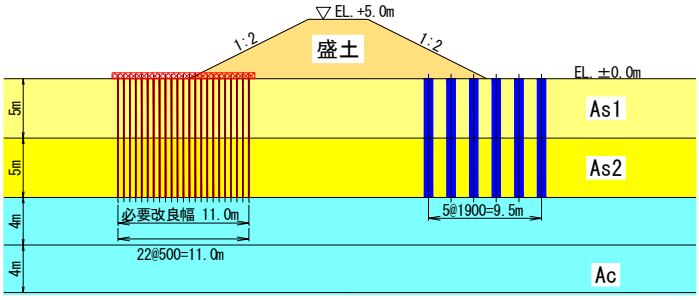


図 4.4.14　打設間隔 0.7m（正方形配置）　レベル 2　Ⅰ-Ⅲ-1　F_L 倍率

(2)　耐震性能照査による対策工の検討

対策工をモデル化した堤防断面において変形解析を行った結果、地震後堤防高さが照査外水位を下回ったため、照査外水位以上となるよう対策諸元を再度設定した。対策工諸元設定の流れと決定した諸元を**表 4.4.9** に示す。

表 4.4.9　対策工諸元設定の流れと決定諸元

設計ケース	概　要　図	内　容
①　対策工諸元の設計		堤外：締固め工法打設間隔 1.9m で改良幅 9.0m を満たす砂杭 6 列配置設定。 堤内：人工材ドレーン工法打設間隔 0.7m で改良幅 5.0m を満たすドレーン 9 列により、対策規模を設定
②　耐震性能照査(変形解析)	②- i 	①で設定した対策規模を有限要素モデル化し、変形解析による耐震性能照査を実施。 沈下後堤防高さ EL.+2.02 m＜照査外水位 EL.+2.50 m⇒NG
	②- ii 	②- i 照査の結果、沈下後堤防高さが照査外水位を下回ったため、改良諸元を変更し、再度耐震性能照査を実施。のり尻から 5m 内側を起点として、照査外水位以上となる改良幅を採用。
③　決定対策工の対策工配置		②で決定した対策工諸元で人工材ドレーンを配置。

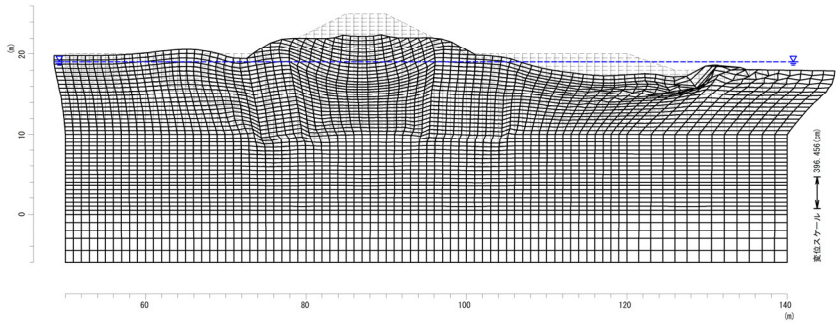
②-i 対策工諸元設定断面による変形解析結果

対策工諸元設定によって設定した断面について変形解析を行った結果、**表 4.4.10** に示す通り沈下後堤防高さが照査外水位を満足しない結果となった。

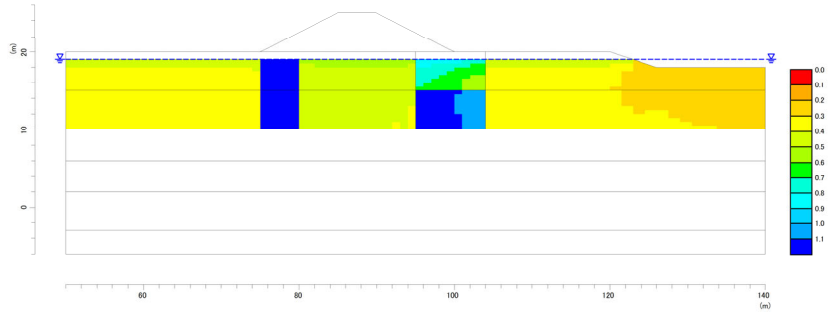
表 4.4.10　対策工諸元設定断面による変形照査結果

②-1　耐震性能照査結果（初期諸元として設定した対策工）【レベル 2-1 地震動】

変形図



F_L 分布図



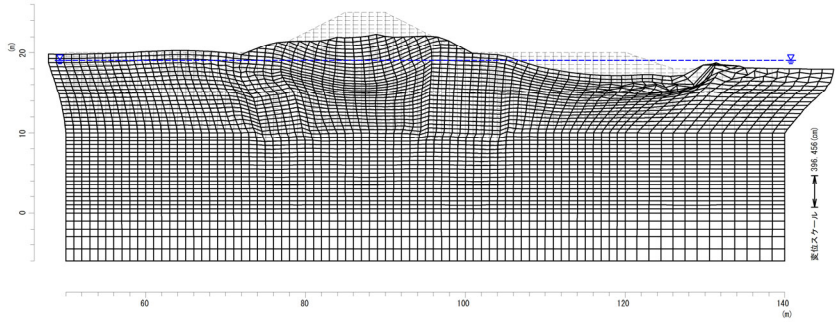
堤防天端沈下量
2.70m
沈下後の堤防高さ
EL.+2.30m
照査外水位
EL.+2.50m
判　定
NG

備考

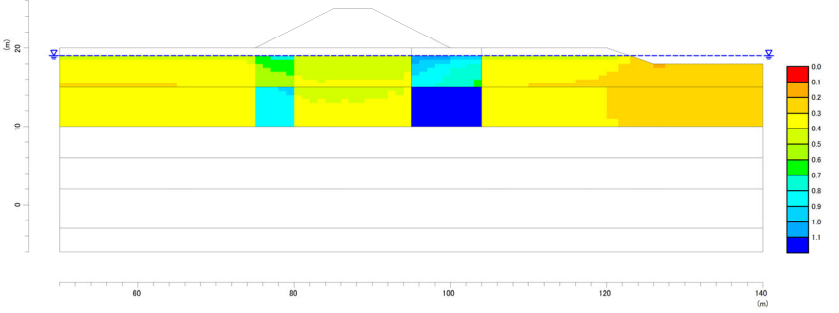
人工材ドレーン工法
改良ピッチ：正方形配置 0.7 m
改良率：0.95 %
改良深：10.0 m
改良幅：5.0 m

②-2　耐震性能照査結果（初期諸元として設定した対策工）【レベル 2-2 地震動】

変形図



F_L 分布図



堤防天端沈下量
2.98m
沈下後の堤防高さ
EL.+2.02m
照査外水位
EL.+2.50m
判　定
NG

備考

人工材ドレーン工法
改良ピッチ：正方形配置 0.7 m
改良率：0.95 %
改良深：10.0 m
改良幅：5.0m

②-ⅱ 対策工諸元の見直し

表 4.4.10 に示すとおり、初期諸元として設定した対策工諸元（改良幅 5.0m、打設間隔 0.7m）では沈下後堤防高さが照査外水位を満足しない結果となったため、対策工諸元の見直しが必要となる。対策工諸元の見直しとしては、改良幅を広げるか、打設間隔を狭くすることが考えられる。

改良幅を広げる場合には、本ケースの施工条件では、堤体ののり尻外へ改良幅を広げる必要があるため、初期諸元として設定した打設間隔 0.7m で堤体のり尻外の改良が可能かどうか、レベル 2 地震動に対する適用性を確認した。その結果、堤体のり尻外では上載荷重が小さくなるため、レベル 2 地震動に対する適用性は NG となったため、打設間隔を 0.7m から狭めることとした。

打設間隔を 0.6m に狭めた場合、堤体下部・堤体のり尻外におけるレベル 2 地震動に対する適用性が確認できたため、耐震性能照査を実施した。しかし、改良幅を広げても許容沈下量以下となる対策工諸元を得ることができなかったため、打設間隔 0.5m で改良幅を求めた。

打設間隔 0.5m での堤体下部・堤体のり尻外におけるレベル 2 地震動に対する適用性・F_L 倍率の確認結果を**図 4.4.15～図 4.4.22** に、静的照査法に入力したパラメータを**表 4.4.11** に示す。**表 4.4.12** に示す通り、改良幅を 11.0m に広げることで、沈下後堤防高さが照査外水位を満足する結果が得られた。

表 4.4.11 静的照査法に入力する改良地盤のパラメータ（打設間隔 正方形配置 0.5m）

地震動	項目	改良箇所	As1層	As2層	備考
タイプⅠ-Ⅲ-1	F_L倍率	堤体下部	3.00※	3.00※	その他のパラメータは原地盤と同様
		堤体のり尻外	3.00※	3.00※	その他のパラメータは原地盤と同様
タイプⅡ-Ⅲ-2		堤体下部	2.03	2.85	その他のパラメータは原地盤と同様
		堤体のり尻外	1.98	2.82	その他のパラメータは原地盤と同様

※耐震性能照査時における間隙水圧消散工による F_L 倍率の上限は 3.0 倍とする。

※のり尻より外側に対策工を配置する場合は、盛土分の荷重が作用せずに、グラベルマットのみの荷重となるため、のり尻より外側の範囲に対策工を配置する場合については、グラベルマット分のみの荷重を考慮した。

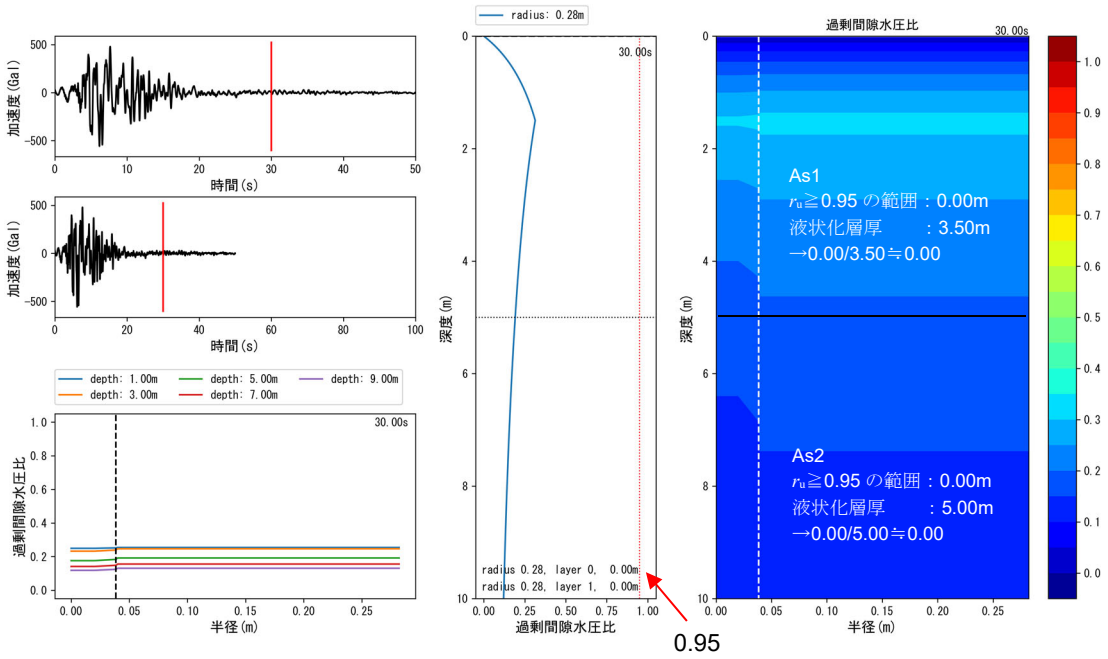


図 4.4.15　打設間隔 0.5m（正方形配置）
レベル 2　Ⅱ-Ⅲ-2 地震動に対する適用性の確認結果（堤体下部）

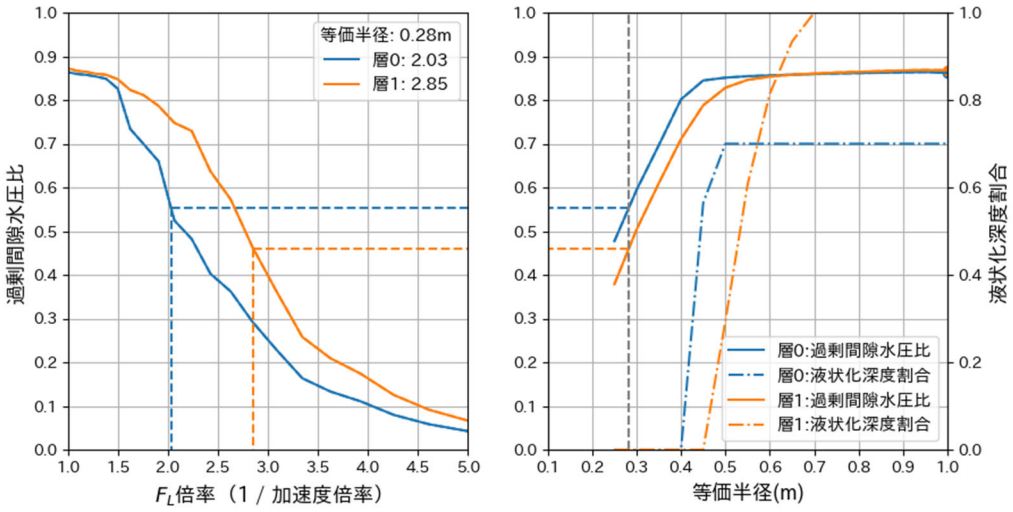


図 4.4.16　打設間隔 0.5m（正方形配置）　レベル 2　Ⅱ-Ⅲ-2　F_L 倍率
（堤体下部）

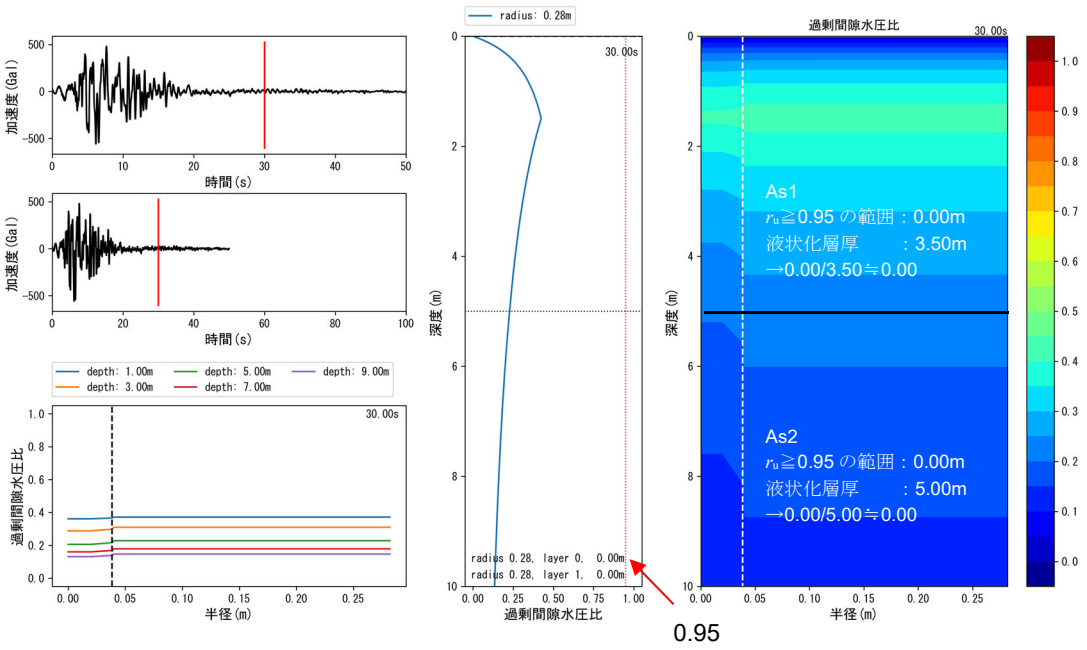


図 4.4.17　打設間隔 0.5m（正方形配置）レベル 2　Ⅱ-Ⅲ-2 地震動に対する適用性の確認結果（堤体のり尻外）

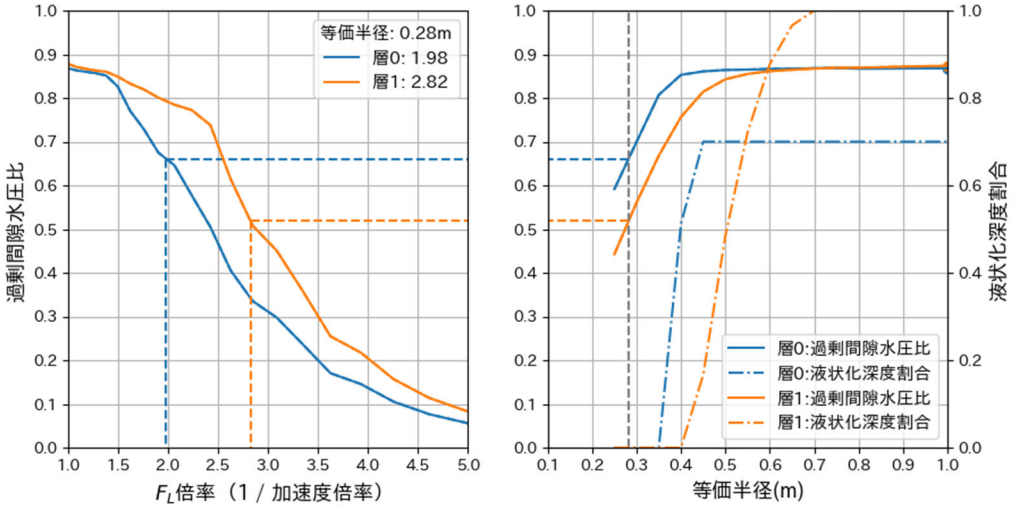


図 4.4.18　打設間隔 0.5 m（正方形配置）　レベル 2　Ⅱ-Ⅲ-2　F_L 倍率（堤体のり尻外）

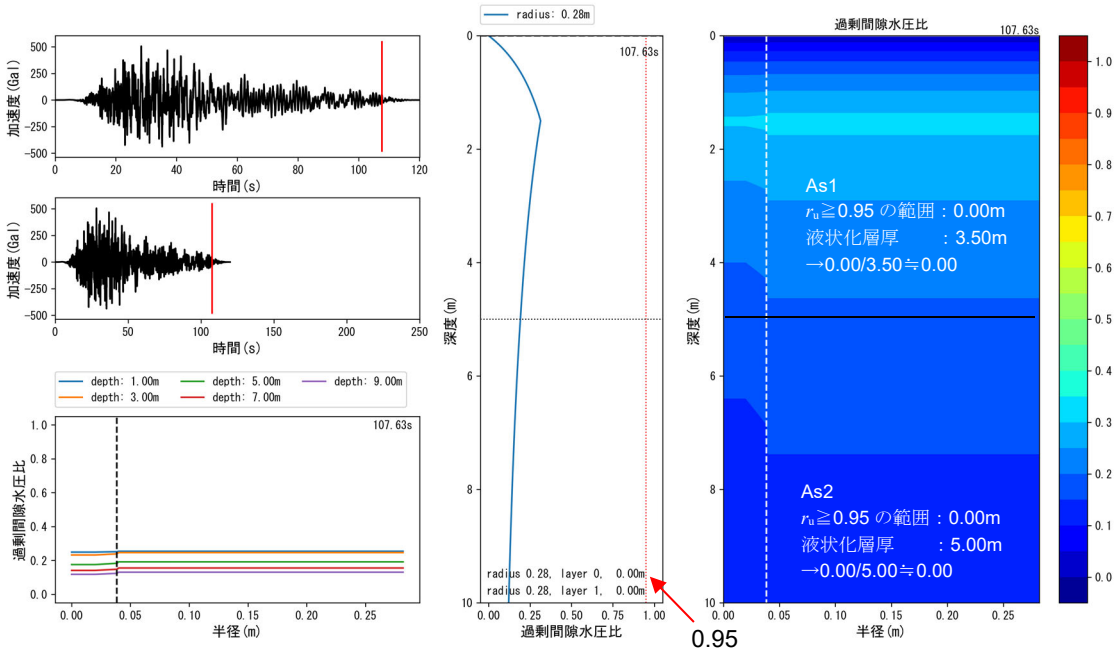


図 4.4.19　打設間隔 0.5m（正方形配置）レベル 2　Ⅰ-Ⅲ-1 地震動に対する適用性の確認結果（堤体下部）

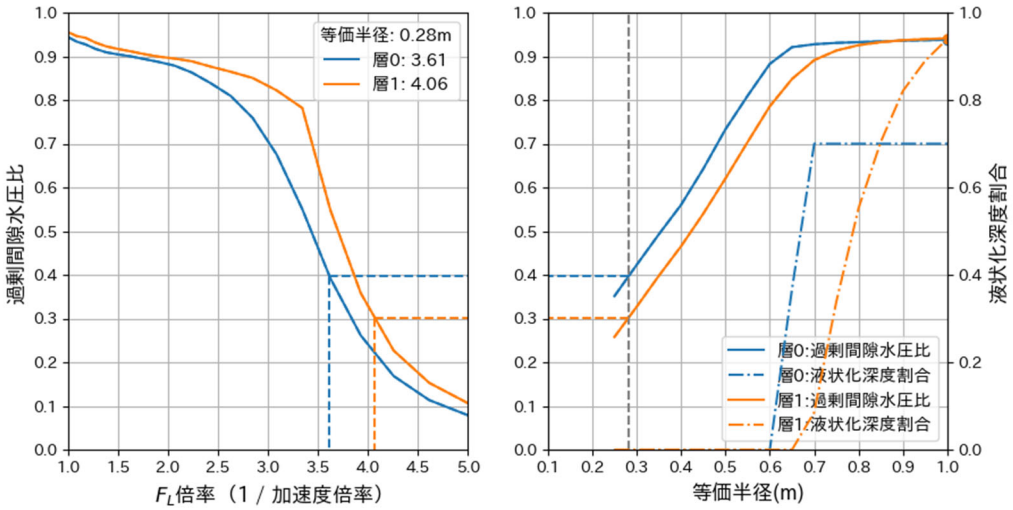


図 4.4.20　打設間隔 0.5m（正方形配置）　レベル 2　Ⅰ-Ⅲ-1　F_L 倍率（堤体下部）

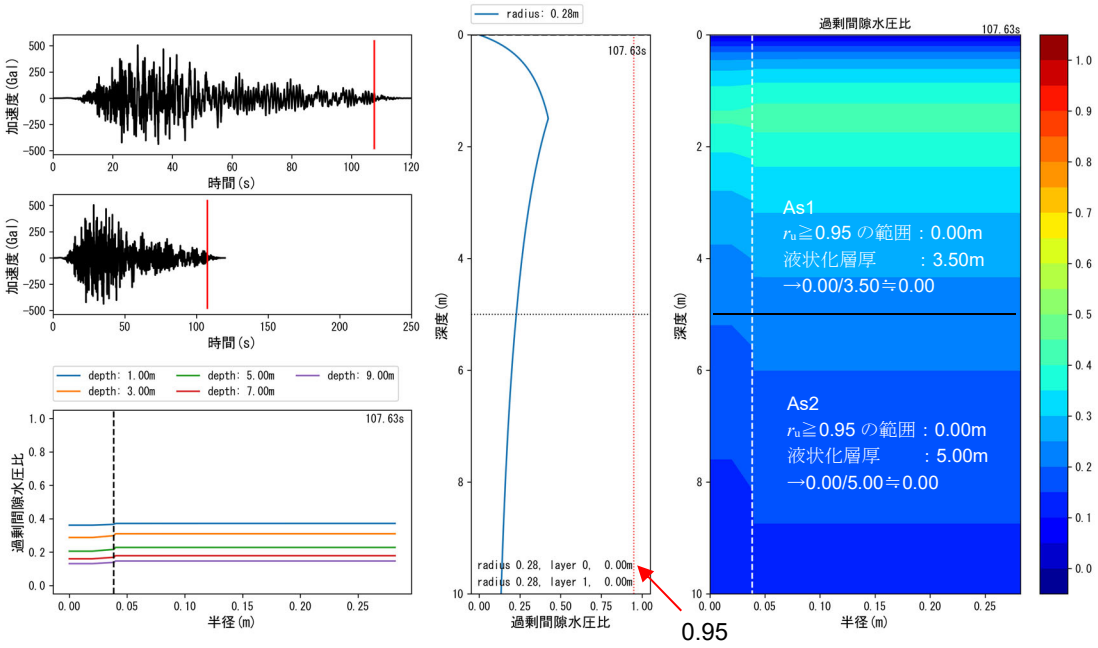


図 4.4.21　打設間隔 0.5m（正方形配置）レベル 2　Ⅰ-Ⅲ-1 地震動に対する適用性の確認結果（堤体のり尻外）

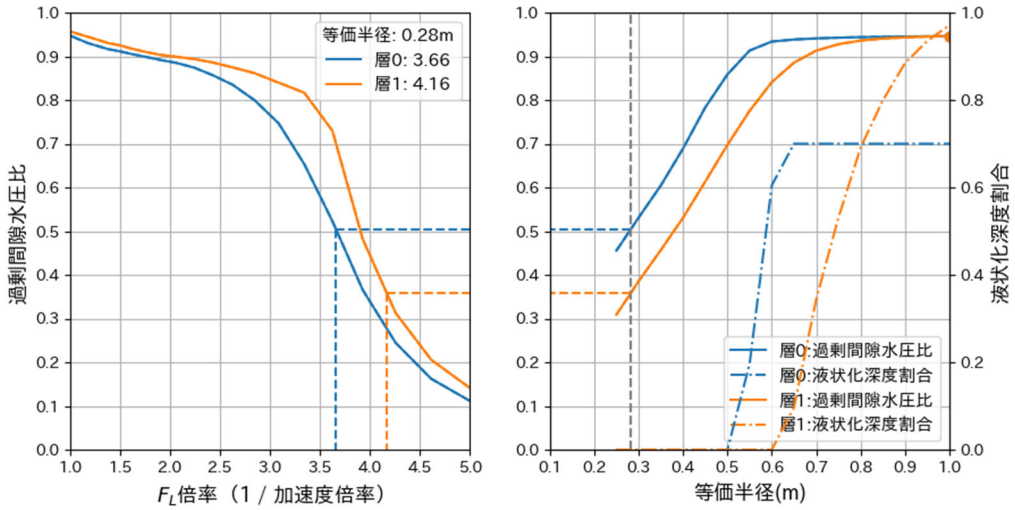
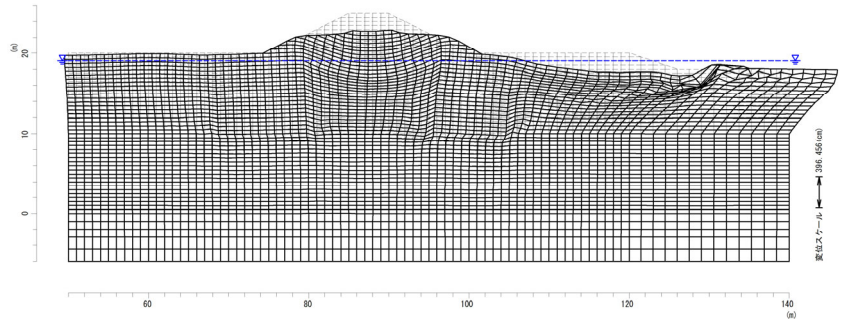


図 4.4.22　打設間隔 0.5m（正方形配置）　レベル 2　Ⅰ-Ⅲ-1　F_L 倍率（堤体のり尻外）

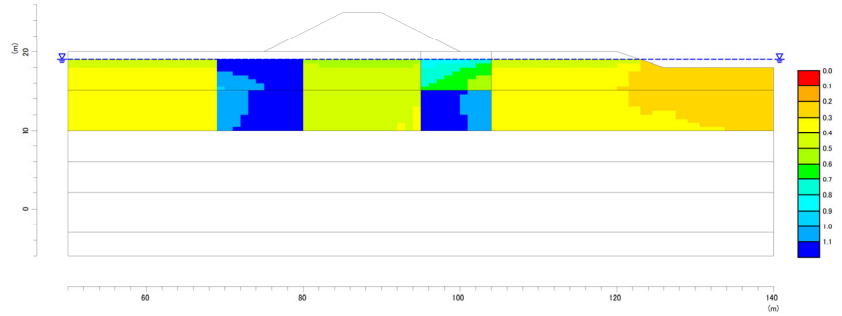
表 4.4.12　改良諸元見直し後の耐震性能照査結果

②-1　耐震性能照査結果（耐震性能を満足する対策工諸元）【レベル 2-1 地震動】

変形図



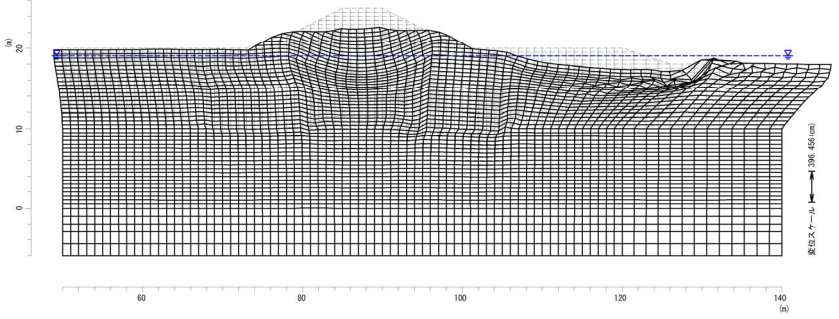
F_L 分布図



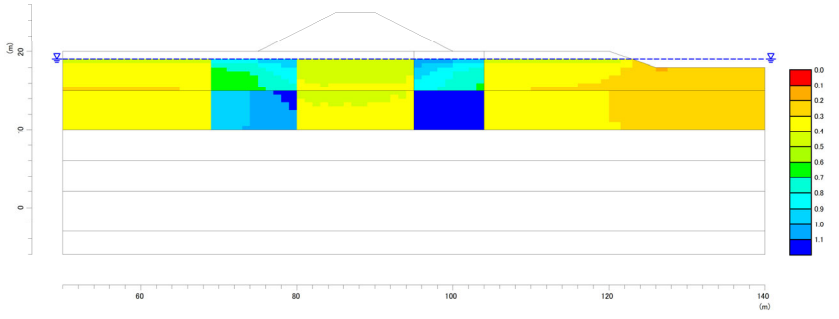
堤防天端沈下量
2.16m
沈下後の堤防高さ
EL.+2.84m
照査外水位
EL.+2.50m
判　定
OK
備考
人工材ドレーン工法 改良ピッチ：正方形配置 0.5 m 改良率：1.86 % 改良深：10.0 m 改良幅：11.0 m 堤体下部改良：5.0 m 堤体のり尻外改良：6.0m

②-2　耐震性能照査結果（耐震性能を満足する対策工諸元）【レベル 2-2 地震動】

変形図



F_L 分布図



堤防天端沈下量
2.49m
沈下後の堤防高さ
EL.+2.51m
照査外水位
EL.+2.50m
判　定
OK
備考
人工材ドレーン工法 改良ピッチ：正方形配置 0.5 m 改良率：1.86 % 改良深：10.0 m 改良幅：11.0 m 堤体下部改良：5.0 m 堤体のり尻外改良：6.0m

③決定対策工の対策工配置

以上の結果、許容沈下量を満足する対策工配置は以下の通りとなった。

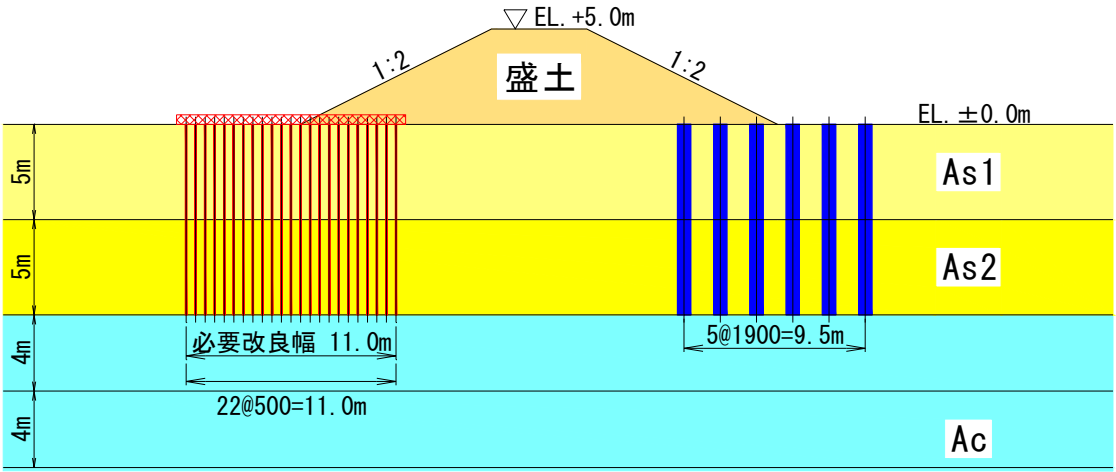
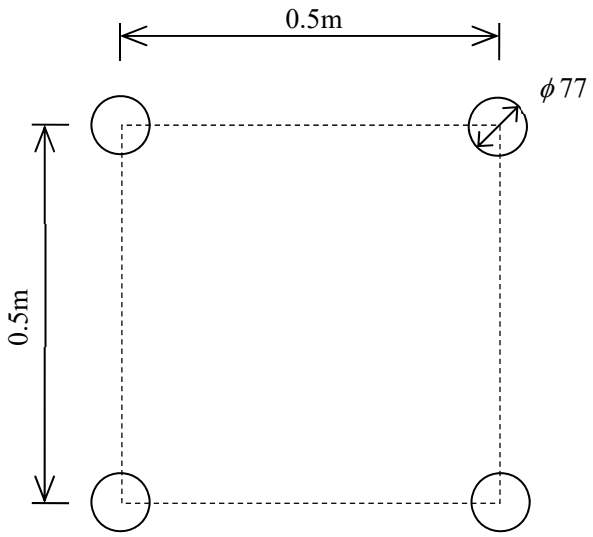


図 4.4.23　対策工配置断面



ドレーン径　：　φ77mm
改良下端　：　EL.-10.0m
打設ピッチ　：　正方形配置 0.5m
改良率　：　a_s=1.86%

図 4.4.24　人工材ドレーン配置平面詳細図

4.4.3 浸透安全性照査

前項までに決定した対策工を施した断面に対して、「河川堤防の構造検討の手引き」[6]に準じた検討を行い、液状化対策工によって堤防の浸透安全性が現況に比べ有意に低下しないことを照査した。

(1) 地盤モデルとパラメータ

地盤モデルとパラメータは 4.2.1 に示した通りである。4.2.1 以外のパラメータは「河川堤防の構造検討の手引き」[6]に準拠した。設定した土質定数を**表 4.4.13** に示す。なお、間隙水圧消散工法は、水平方向には離散配置された杭であることから、鉛直方向には杭の材料に応じた透水係数 4.0(m/sec)を設定し、水平方向には周辺地盤相当の 3.0×10^{-4}(m/sec)を設定した。透水係数以外の土質定数は、周辺地盤と同じ値でモデル化した。グラベルマットの土質定数は、ドレーン工設計マニュアル[8]より設定した。

締固め工法についても、水平方向には離散配置された砂杭であることから、間隙水圧消散工法と同様に、鉛直方向の透水係数は砂杭の材料に応じた透水係数、水平方向は周辺地盤相当の透水係数として設定するが、本計算例においては、液状化層の透水係数が、3.0×10^{-4}(m/sec)と一般的な砂材料の透水係数程度となっているため、締固め工法の水平方向および鉛直方向の透水係数は、周辺地盤と同じ値とした。

表 4.4.13 浸透安全性照査に用いた土質定数

土層区分	単位体積重量 γ_t kN/m^2	飽和単位体積重量 γ_{sat} kN/m^2	粘着力 C kN/m^2	内部摩擦角 ϕ °	透水係数 k m/sec
盛土	18.0	19.0	1.0	30.0	1.00E-06
沖積砂質土 As1	18.0	19.0	0.0	30.0	3.00E-04
沖積砂質土 As2	19.0	20.0	0.0	30.0	3.00E-04
沖積粘性土 Ac	17.0	18.0	40.0	0.0	1.00E-08
	17.0	18.0	50.0	0.0	
	17.0	18.0	65.0	0.0	
洪積粘性土 Dc	17.0	18.0	100.0	0.0	1.00E-08
締固め工	17.0	18.0	0.0	33.5	水平: 3.00E-04 鉛直: 3.00E-04
グラベルマット	20.0	21.0	1.0	40.0	1.00E-04
人工材ドレーン(As1)	18.0	19.0	0.0	30.0	水平: 3.00E-04 鉛直: 4.00E+00
人工材ドレーン(As2)	19.0	20.0	0.0	30.0	水平: 3.00E-04 鉛直: 4.00E+00

※上記以外のパラメータは、「河川堤防の構造検討の手引き」[6]に準拠

(2) 外力の設定

照査に用いる降雨、洪水の外力は 4.2.7 に示した通りである。

(3) 解析結果

現況解析の結果と対策後の結果を**表 4.4.14、表 4.4.15** に示す。

対策後の浸透安全性（局所動水勾配、円弧すべり安全率）は、全ての項目において現況を上回った。

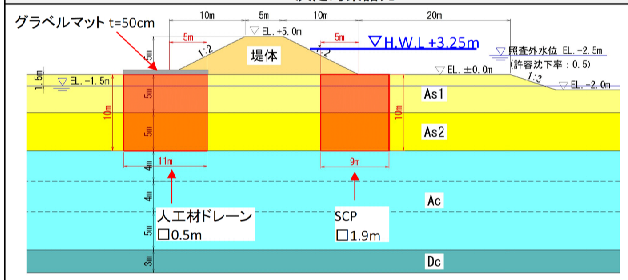
表 4.4.14 浸透安全性の照査結果

検討ケース	局所動水勾配		円弧すべり安全率	
	鉛直 $i_{v\,max}$	水平 $i_{h\,max}$	川表 Fs	川裏 Fs
現況	0.254	0.316	0.906	0.738
耐震対策（間隙水圧消散工法＋締固め）	0.0001	0.094	0.967	0.944

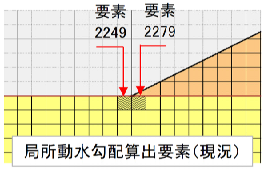
表 4.4.15　浸透安全性の照査結果一覧

CASE	2	対策工	間隙水圧消散工法

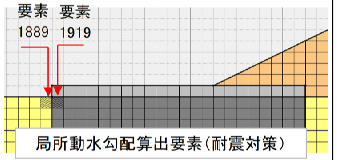
決定対策諸元



人工材ドレーンは、鉛直方向の透水係数以外は、周辺地盤と同じ物性値としてモデル化した



局所動水勾配算出要素（現況）

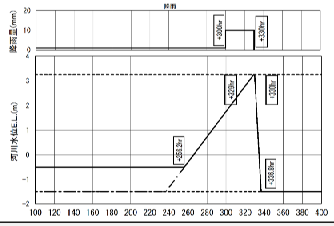


局所動水勾配算出要素（耐震対策）

設定定数

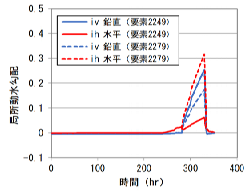


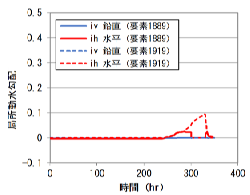
設定外力



局所動水勾配

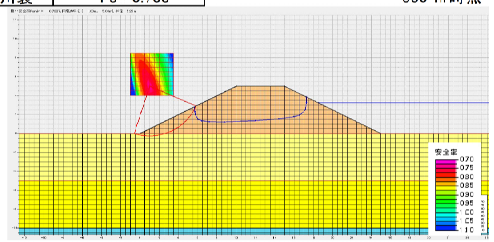
現況		間隙水圧消散工法＋締固め			
$i_{v\,max}$: 0.254	$i_{h\,max}$: 0.316	$i_{v\,max}$: 0.0001	$i_{h\,max}$: 0.094	$i_{v\,max}$:	$i_{h\,max}$:



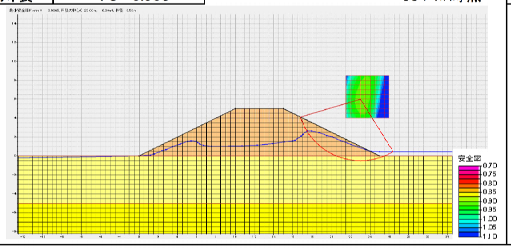


現況

川裏	Fs= 0.738	330 hr時点

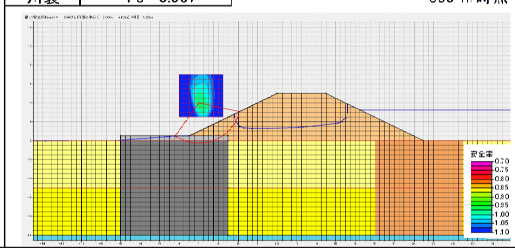


川表	Fs= 0.906	334 hr時点

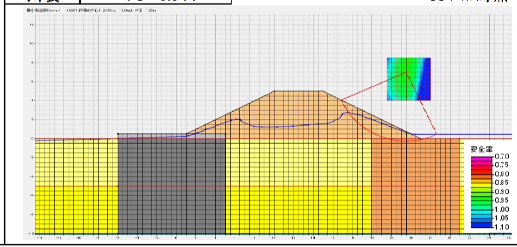


間隙水圧消散工法（人工材ドレーン）＋締固め

川裏	Fs= 0.967	330 hr時点



川表	Fs= 0.944	334 hr時点



川裏	Fs=

川表	Fs=

＜参考文献＞

1) （国研）土木研究所：河川堤防の液状化対策の手引き、土木研究所資料第 4332 号 2016.3.

2) 建設省土木研究所：河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル（案）、土木研究所資料第 3513 号、pp.42-57, 1997.10.

3) （国研）土木研究所：河川堤防の液状化対策の手引き（改定版）、土木研究所資料第 4449 号 2024.5.

4) （国研）土木研究所：河川堤防の液状化対策の手引き＜設計計算例＞、土木研究所資料第 4346 号 2017.8.

5) 国土交通省 水管理・国土保全局：河川砂防技術基準　調査編、2014.4.

6) （財）国土技術研究センター：河川堤防の構造検討の手引き（改訂版）、2012.2

7) 国土交通省 水管理・国土保全局治水課：河川構造物の耐震性能照査指針・解説―Ⅱ.堤防編―、2016.3

8) 国土交通省 水管理・国土保全局治水課：ドレーン工設計マニュアル、p.8、2013.6

9) （国研）土木研究所：ドレーン及びその周りの液状化層の過剰間隙水圧の発生と消散を簡易に求める解析方法、2024

10) （公社）日本道路協会：道路橋の耐震設計における動的解析に用いる加速度波形（H24 年版対応）、https://www.road.or.jp/dl/tech.html.

土木研究所資料
TECHNICAL NOTE of PWRI
No.4460 August 2025

編集・発行 ©国立研究開発法人土木研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは

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