

I S S N 0386-5878
土木研究所資料 第4413号

土木研究所資料

円柱縦型ドレーンを使用した 堤内基盤排水対策に関する研究

令和3年3月

国立研究開発法人土木研究所
地質・地盤研究グループ 土質・振動チーム

Copyright © (2021) 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。

円柱縦型ドレンを使用した 堤内基盤排水対策に関する研究

地質・地盤研究グループ

土質・振動チーム

上席研究員

佐々木哲也

主任研究員

石原 雅規

元研究員

吉田直人^{※1}

元研究員

佐々木亨^{※2}

元交流研究員

平林 学^{※3}

要旨

降雨などによって河川水位が上昇すると、堤内地側の法尻付近では、基礎地盤の透水層内の水圧が高くなり堤内地側の被覆土層に揚圧力が作用し、地表面が膨れ上がる現象が発生する。このような現象は盤膨れと呼ばれ、堤内地側で噴砂を伴った漏水やパイピング、最悪の場合には決壊を引き起こす可能性がある。

このような盤膨れに対して、川裏法尻付近から透水層内の水圧を穏やかに抜くことにより、透水層内の水圧を低減させる堤内基盤排水対策がある。堤内基盤排水対策に関しては、従前から模型実験や解析などによりその効果や設計法の検討を実施してきたところである。本報告では、円柱縦型ドレンの形状や設置位置を変化させた模型実験を実施し、2次元及び3次元の飽和・不飽和非定常浸透流解析による再現性を確認した。また、実験の中には、ドレンの隙間から噴砂が生じ、結果的に対策効果が十分に発揮されなかったケースがあつたため、隙間の影響や隙間に発生する流速を把握するための部分模型実験を実施した。これらの成果を集約したマニュアルを巻末に示す。

キーワード：浸透対策、盤膨れ、模型実験、浸透流解析

※1:現 國土交通省関東地方整備局

※2:現 土木研究所道路技術研究グループトンネルチーム

※3:現 ライト工業株式会社

目次

1.はじめに	1
2.円柱縦型ドレンに関する大型模型浸透実験	3
2.1 実験概要	3
2.2 模型作製	4
2.3 実験方法	20
2.4 実験結果	21
2.5 浸透実験まとめ	54
3.飽和・不飽和非定常浸透流解析	59
3.1 2次元飽和・不飽和非定常浸透流解析	59
3.2 3次元飽和・不飽和非定常浸透流解析	72
4.対策工と地盤の隙間からの漏水・噴砂に係る模型実験	93
4.1 実験目的	93
4.2 実験概要	94
4.3 模型作製	95
4.4 実験方法	96
4.5 実験結果	97
4.6 排水流速に係る分析	103
5.まとめ	106
参考文献	108
付録 A 使用間隙水圧計・変位計	111
付録 B 土質試験結果	115
付録 C 透水層及び被覆土層の締固め度測定結果	123
付録 D 3次元解析結果と計測値比較	129

堤内基盤排水対策マニュアル(試行版)

第1章 はじめに

降雨などによって河川水位が上昇すると、堤内地側の法尻付近では、基礎地盤の透水層内の水圧が高くなり堤内地側の被覆土層に揚圧力が作用し、地表面が膨れ上がる現象が発生する。このような現象は盤膨れと呼ばれ、堤内地側で噴砂を伴った漏水やパイピング、最悪の場合には決壊を引き起こす可能性がある。

平成24年7月九州北部豪雨では、直轄管理区間において堤防が決壊しただけでなく、派川沖端川の堤防決壊や内水氾濫も重なり、浸水面積約2,579ha、浸水戸数1,870戸の甚大な被害となつた¹⁾。このうち、直轄管理区間における決壊(右岸7.3k付近)は、パイピングが原因であると結論付けられている。

「河川堤防の構造検討の手引き」²⁾においては、パイピング破壊に対する安全性の照査方法が、被覆土がない場合と被覆土がある場合とに分けて示されている。盤膨れに対する安全性照査は、被覆土がある場合に相当し、G/W(G:被覆土層の重量、W:被覆土層底面に作用する揚圧力)という荷重バランスにより照査が行われ、G/Wが1.0以下の場合に対策が必要と評価される。盤膨れを含む基盤漏水対策としては、川表側で鋼矢板等を基礎地盤まで打設して浸透水を遮水する工法が多く採用されている。鋼矢板等を遮水目的に打設する工法は、透水層が厚い場合や砂礫地盤の場合など費用や施工性の面や、平常時の地下水利用の面から適応が困難となる場合がある。このような条件において、安価で効率的な対策の開発が望まれている。

そこで、筆者らは、図1-1に示すような川裏側法尻付近で透水層内の水圧を穏やかに抜くことにより、透水層内の水圧を低下させる堤内地盤排水対策の効果検証及び設計法の確立を目指し、模型実験等を行ってきた^{3),4),5)}。主に、裏法尻に被覆土層を貫通するような縦断的に断面形状の変化のない逆台形のトレーニングを作り、この中を透水性の高い碎石で埋め戻す形式の堤内地盤排水対策を対象としたものであった。この形式では、被覆土層が厚い場合に、施工量が増え、現実的でないことがある。施工量を抑える方法として、円柱縦型ドレンを離散的に配置する方法がある。本資料では、この円柱縦型ドレンに関する模型実験や解析結果を報告する。

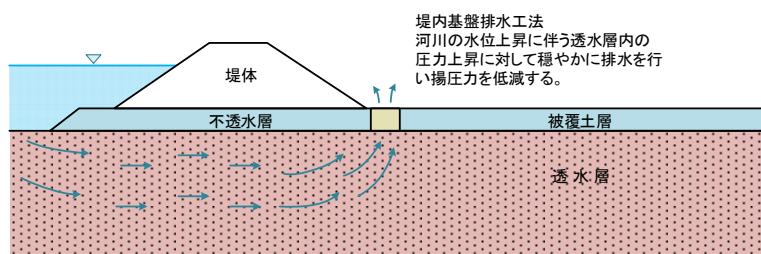


図1-1 堤内地盤排水工法概念図

卷末には、過去の検討結果^{例えば 5)}と本資料の検討結果をマニュアルとしてとりまとめた「堤内基盤排水対策マニュアル(試行版)」を示す。平成 29 年に公開したものから、公開後に実施した第 4 章の実験結果を踏まえ、一部改訂を行ったものである。なお、本マニュアルでは、本編で対象とした円柱縦型ドレンを含む離散配置だけでなく、連続配置の両者を対象としている。

第2章 円柱縦型ドレンに関する大型模型浸透実験

2.1 実験概要

大型土槽を使用し河川堤防の法尻部分を切り出した模型の浸透実験を行った。土槽内に基盤層(透水層), 被覆土層, 堤防を模した盛土を作製し, 法尻部および堤内地側に円柱縦型ドレンを設置した。この模型の透水層に水圧を与えることで, 円柱縦型ドレンの効果を検証するものである。

図 2-1 に代表的な模型の平面図および横断形状を示す。使用した土槽は, 高さ $H=2.5\text{m} \times$ 幅 $W=8.0\text{m} \times$ 奥行き $B=4.0\text{m}$ の実験土槽である。この実験土槽内最下部に, 川砂(厚さ $t=0.75\text{m}$)の透水層, その上にローム(厚さ $t=0.50\text{m}$)の被覆土層を作製し基礎地盤とした。基礎地盤作製後, 被覆土層と同じロームを用いて堤防の法尻部分を切り出した堤体(高さ 1.25m , 法面勾配 $1:2.0$)を作製した。

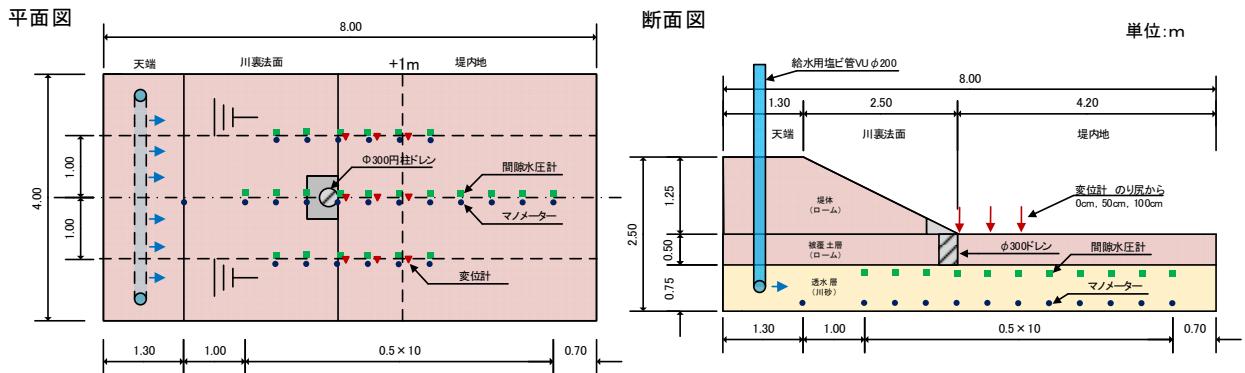


図 2-1 模型実験の平面図・断面図 (Case1)

表 2-1 に各ケースの条件を示す。Case1 を基本ケースとし, $\phi 300$ の円柱縦型ドレンを法尻部中央に設置した。Case2 では, ドレンの大きさを $\phi 1000$ に変え, Case3 ではドレンの位置を法尻から 2m 離れた位置に変えた。Case4 では, 法尻部に $\phi 300$ の円柱ドレンを 2 箇所配置し, Case5 では, 法尻部に $\phi 140$ の円柱ドレンを 3 箇所設置した。Case6 では, 法尻部に $\phi 100$ の円柱ドレンを 1 箇所設置した。Case6 は, ドレンからの噴砂が発生しやすい条件として他のケースよりも細い径で, ドレンと地盤の間に意図的に空隙を設けている。

給水設備は図 2-1 に示すように堤防模型天端直下に $\phi 200\text{mm}$ のスリット加工した硬質塩化ビニル管(以下, 塩ビ管)を堤防縦断方向に埋設し, 埋設する水平な塩ビ管の両端から塩ビ管を立ち上げた構造とした。外力は塩ビ管の管内水位を上昇させることにより, 透水層へ直接水圧をかけ河川水位の上昇によって発生

する透水層内の水圧上昇を再現した。透水層の水圧(塩ビ管内の水頭)と法面から堤内地の透水層内の水圧の関係を整理することにより、対策工(円柱縦型ドレン)の効果を検証することとした。

表 2-1 実験ケース一覧

ケース名	円柱ドレン径(mm) × 箇所	設置位置
Case1	$\phi 300 \times 1$	法尻部中央
Case2	$\phi 1000 \times 1$	法尻部中央
Case3	$\phi 300 \times 1$	法尻部中央から 2m 堤内地側
Case4	$\phi 300 \times 2$	法尻部
Case5	$\phi 140 \times 3$	法尻部
Case6	$\phi 100 \times 1$	法尻部中央

2.2 模型作製

2.2.1 実験土槽

本実験では、土木研究所内の浸透実験施設にある4つの土槽のうち、図 2-2 に示す南から2番目の土槽(ピットB)を使用した。ピットの大きさは高さ H=2.5m × 幅 W=8.0m × 奥行き B=4.0m である。土槽の側壁に漏水が確認されたため、図 2-3 左に示すように止水補修を行った。実験の状況を図 2-3 右に示す。

以降、図 2-4 の表記にしたがって模型の位置を表すものとする。

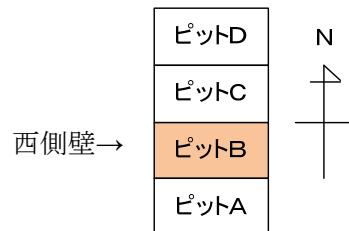


図 2-2 実験土層 (ピットB)



図 2-3 土槽の補修状況（左）と模型・実験の状況（右）

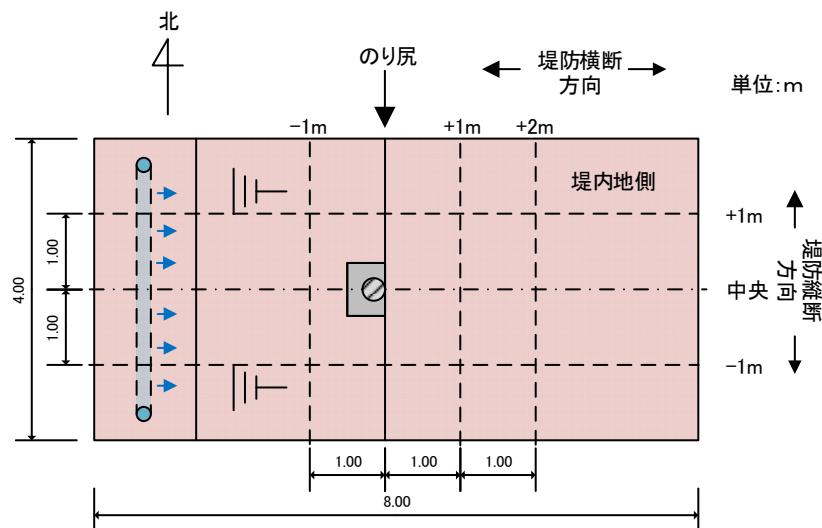


図 2-4 模型の位置に係る表記

2.2.2 給水設備

給水設備として、スリット($W=200\text{mm}$, $B=20\text{mm}$)加工し、吸出し防止材を巻き付けた $\text{VU } \phi 200$ の塩ビ管を透水層内中央に埋設した。埋設した塩ビ管の両端から直上へ塩ビ管を立ち上げて全体を U 字型に組み立て給水管とした。埋設した塩ビ管のスリット加工部と吸出し防止材を巻き付けた状態の塩ビ管を図 2-5 に示す。また、給水設備全体を図 2-6 に示す。



(a) 給水塩ビ管スリット加工部 (b) 吸出し防止材を巻き付けた給水塩ビ管

図 2-5 給水管（塩ビ管）

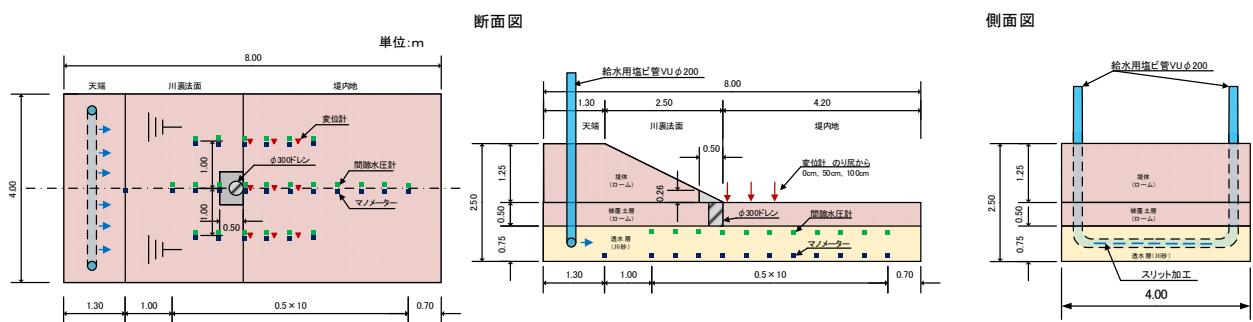


図 2-6 給水設備全体図

2.2.3 土槽壁面等の漏水防止対策

実験中、透水層内に高い水圧がかかると、一般に、土槽壁面沿いに漏水が発生しやすい。本実験では、土層壁面沿いだけでなく、給水設備の塩ビ管も同様に漏水が発生しやすいことが想定される。そのため、被覆土層の中間深さにルーフィング対策として厚さ $t=1\text{mm}$ 、幅 $W=300\text{mm}$ 、長さ $L=10\text{m}$ のポリエチレンシートを被覆土層と壁面の間の全周及び給水設備周りに設置した。シートは、透水層からの上向きの漏水に対して被覆土層中間部で浸透路長が長くなるようにシート幅の半分程度を壁面に接着させ、残りを被覆土で挟むように設置した。図 2-7 に設置状況を示す。

2.2.4 給水管内の水位の調整

実験中、給水管内の水位を調整することにより、透水層に対して水圧を作成させた。給水管内の水位は、時間に対して階段状に徐々に上昇させることとした。階段状の平らな部分は、給水管内に設置したフロートレス水位制御装置により給水管内への給水ポンプを起動・停止することで、自動制御とした。給水管内の水位を上昇させるときには、手動でフロートレス水位制御装置の高さを所定の高さまで引き上げ固定した。なお、本実験で使用したフロートレス水位制御装置は、目標水位に対して 2cm 水位が下回るとポンプが起動し、目標水位に達するとポンプが停止するよう設定した。フロートレス水位制御装置の設置状況を図 2-8 に示す。



図 2-7 漏水防止対策

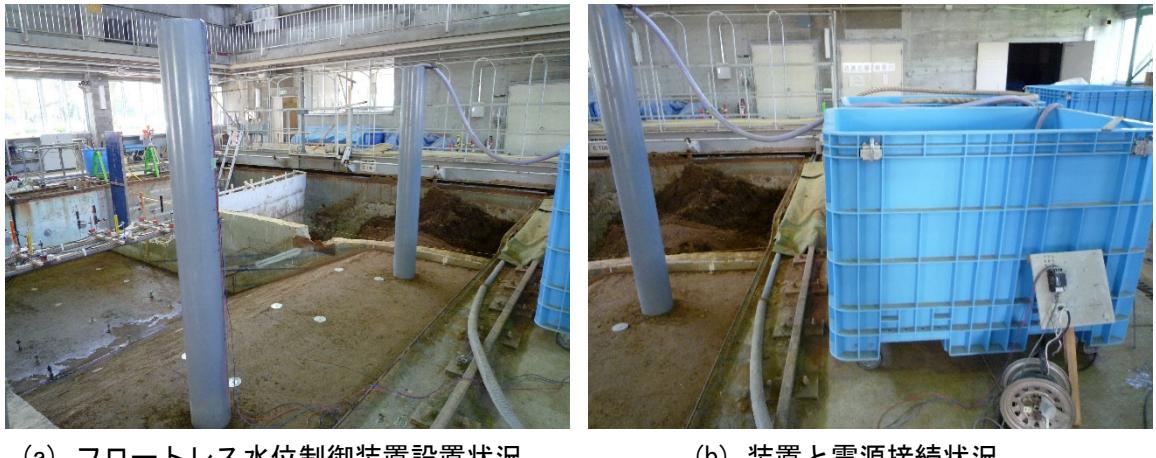


図 2-8 フロートレス装置の設置状況

2.2.5 計測方法

実験中、給水管内の水位、給水量、被覆土層下面の間隙水圧、地表面の鉛直変位、土槽からの排水量を計測した。また、模型の状況を定点カメラで静止画を 10 分間隔で撮影し、ビデオカメラでも動画を撮影した。実験前後に模型地表面の高さを測量した。実験で使用した間隙水圧計、変位計の一覧を付録 A にまとめた。図 2-9 に実験時計測状況を示す。



図 2-9 実験時計測状況

(1) 給水量の計測

給水は、盛土天端に立ち上がった給水管内へポンプにより送水した。送水ポンプは貯水タンク(容量1,200L, 1基もしくは2基)に設置し、この貯水タンクから給水を行った。給水量の計測は、貯水タンクの水位低下量を1時間毎に計測し、給水管への時間当たりの給水量を算出した。図2-10に使用した貯水タンクを示す。



図 2-10 貯水タンク

(2) 排水量の計測

対策工及び堤内地側地盤から排出される排水量を計測した。土槽からの排水は、実験土槽東側壁面に開けられた孔から排出され、重量計上に据え付けられたポリタンクへ水中ポンプで汲み上げた。ポリタンクの重量を一定時間毎に計量して、時間当たりの排水量を求めた。図2-11に排水量の計測状況を示す。

(3) 間隙水圧計による被覆土層下面に働く水圧の計測

間隙水圧計を被覆土層下面にCase1～2は23箇所、Case3は27箇所、Case4～6は35箇所設置した。図2-12に設置状況を示す。間隙水圧計は、データロガー(東京測器研究所 TDS-530)に接続し、1分間隔で計測を行った。なお、間隙水圧計の計測値は、気象庁のつくば・館野観測所における大気圧観測値により補正した。また、計測値は実験開始時の値を”0”とし、開始からの増分(変化分)として整理した。



図 2-11 排水量計測状況



(a) 間隙水圧計設置作業



(b) 設置後の状況

図 2-12 間隙水圧計設置

(4) マノメータによる被覆土層下面に働く水圧の計測

マノメータは間隙水圧計の補完用として、透水層の下層部に16箇所設置した。マノメータの設置状況を図2-13(a), 先端部を図2-13(b)に示す。マノメータはピットB南側側壁下部に開けられた孔を経由し、ピットA内にマノメータの水柱表示板を設置した。マノメータの水位の計測は30分間隔で目視により行った。マノメータの表示板を図2-13(c)に示す。



図 2-13 マノメータ設置

(5) 被覆土層地表面の計測

堤内地側の被覆土層表面の鉛直変位を計測するために、変位計を設置した。変位計は、土槽壁面上部に渡した梯子の上に固定し、変位計の軸と地表面の重りとを鉛直にワイヤーで繋いで設置した。変位計の設置状況を図 2-14 に示す。変位計の設置位置は、法尻部、法尻から 0.5m 堤内地側、法尻から 1m 堤内地側にそれぞれ 3 箇所変位計を設置し、合計で 9 箇所の変位を計測した。変位計の堤防縦断方向の間隔は 1m とした。また、変位計の計測値は、実験開始時の値を”0”とし、開始からの増分(変化分)として整理した。計測値は、隆起をプラス方向とし、陥没(地表面の降下)をマイナス側とし設定を行った。

また、実験前後の堤体と被覆土層表面の形状変化を把握するために、横断方向に 3 測線、縦断方向 6 測線の 18 交点において、模型表面の高さをスタッフとレベルにより測量した。

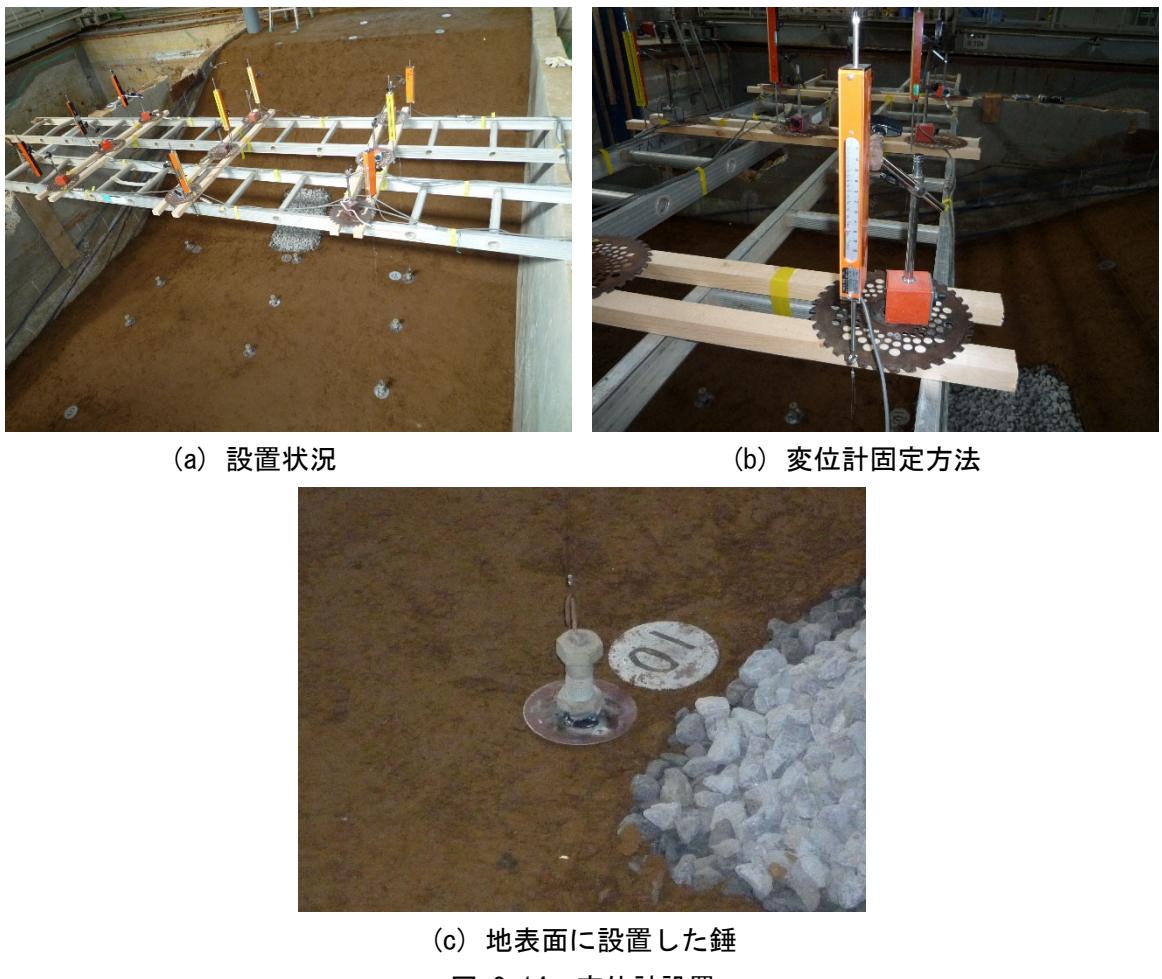


図 2-14 変位計設置

(6) 静止画及び動画撮影

実験中の模型の状況を側から堤防方向に向けて、定点に設置したデジタルカメラで静止画(10 分間隔: 4,288×2,848 ピクセル)を撮影し、ビデオカメラにより定点からの動画を撮影した。

2.2.6 模型の仕様

各ケースの模型の仕様を示す。

(1) Case1 ($\phi 300 \times 1$ 箇所)

Case1 は、 $\phi 300$ の円柱縦型ドレンを法尻中央部に1箇所設置したケースである。図 2-15 に模型横断面、模型平面(間隙水圧計、マノメータ位置)、模型平面(変位計位置)を示す。

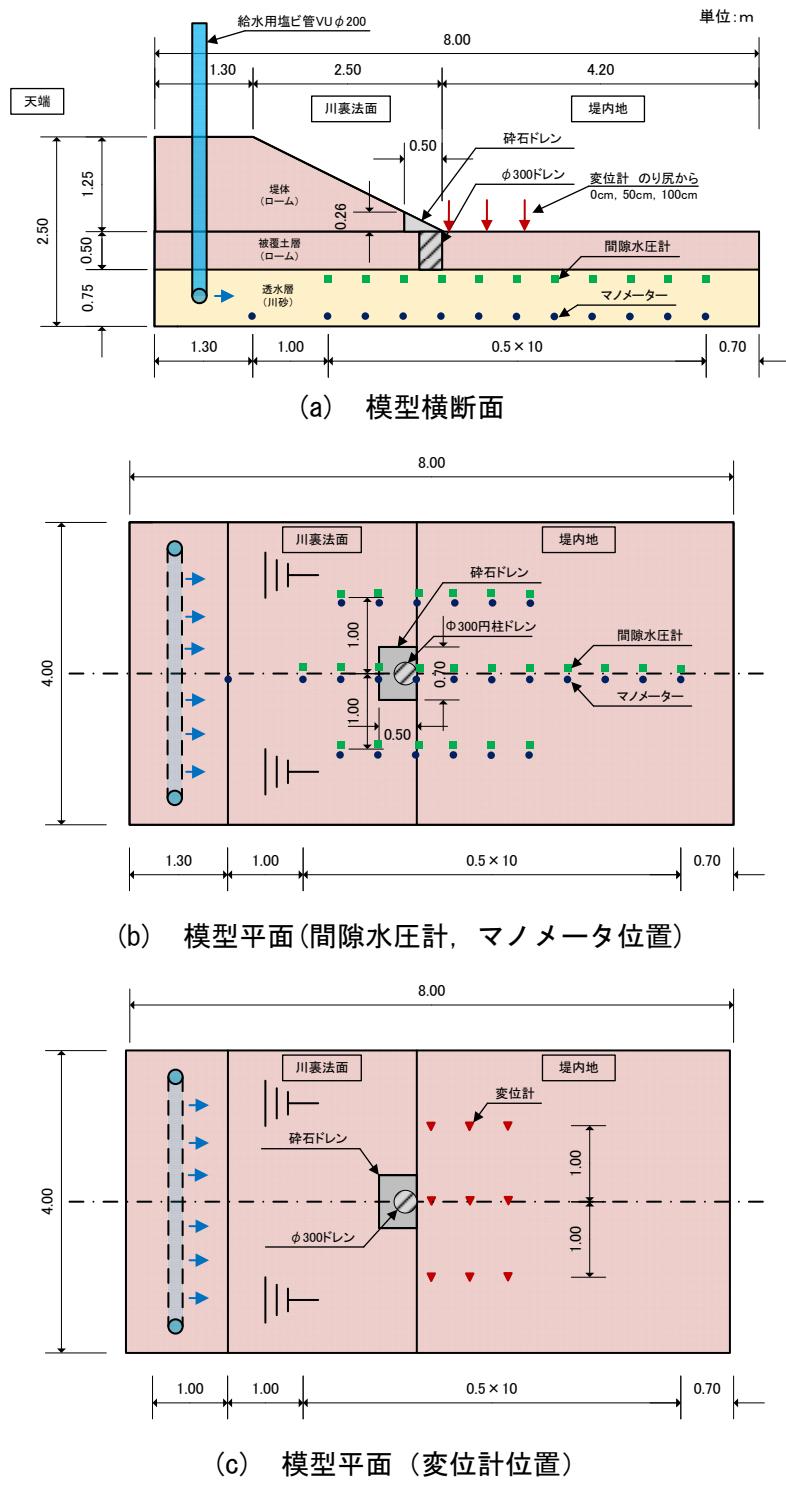


図 2-15 模型の仕様 (Case1)

(2) Case2 ($\phi 1000 \times 1$ 箇所)

Case2 は、 $\phi 1000$ の円柱縦型ドレンを法尻中央部に1箇所設置したケースである。図 2-16 に模型横断面、模型平面(間隙水圧計、マノメータ位置)，模型平面(変位計位置)を示す。

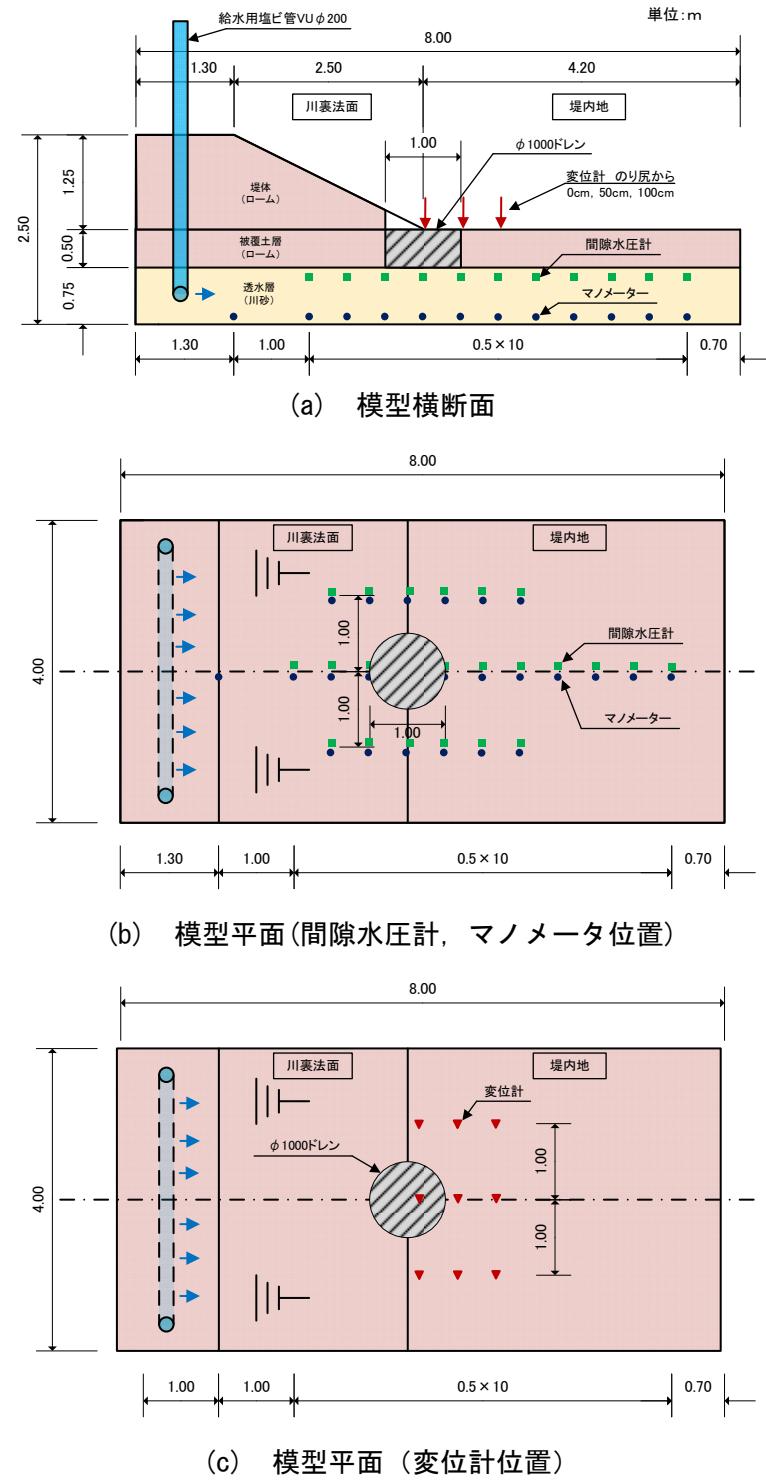


図 2-16 模型の仕様 (Case2)

(3) Case3 ($\phi 300 \times 1$ 箇所, 堤内地側)

Case3 は, $\phi 300$ の円柱縦型ドレンを法尻から堤内地側に 2m 離れた位置に 1 箇所設置したケースである。図 2-17 に模型横断面, 模型平面(間隙水圧計, マノメータ位置), 模型平面(変位計位置)を示す。

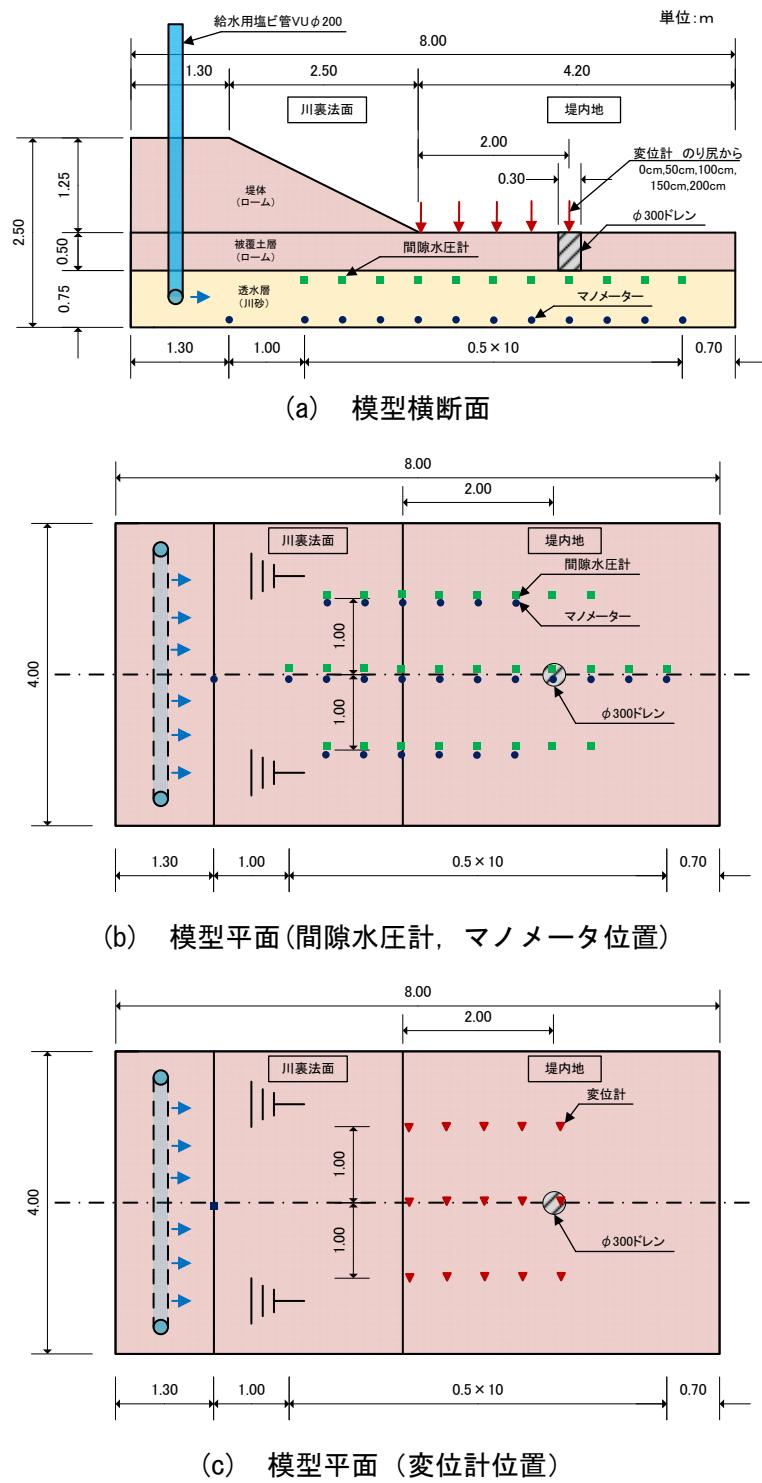


図 2-17 模型の仕様 (Case3)

(4) Case4 ($\phi 300 \times 2$ 箇所)

Case4 は、 $\phi 300$ の円柱縦型ドレンを法尻に 2 箇所設置したケースである。図 2-18 に模型横断面、模型平面(間隙水圧計、マノメータ位置)、模型平面(変位計位置)を示す。

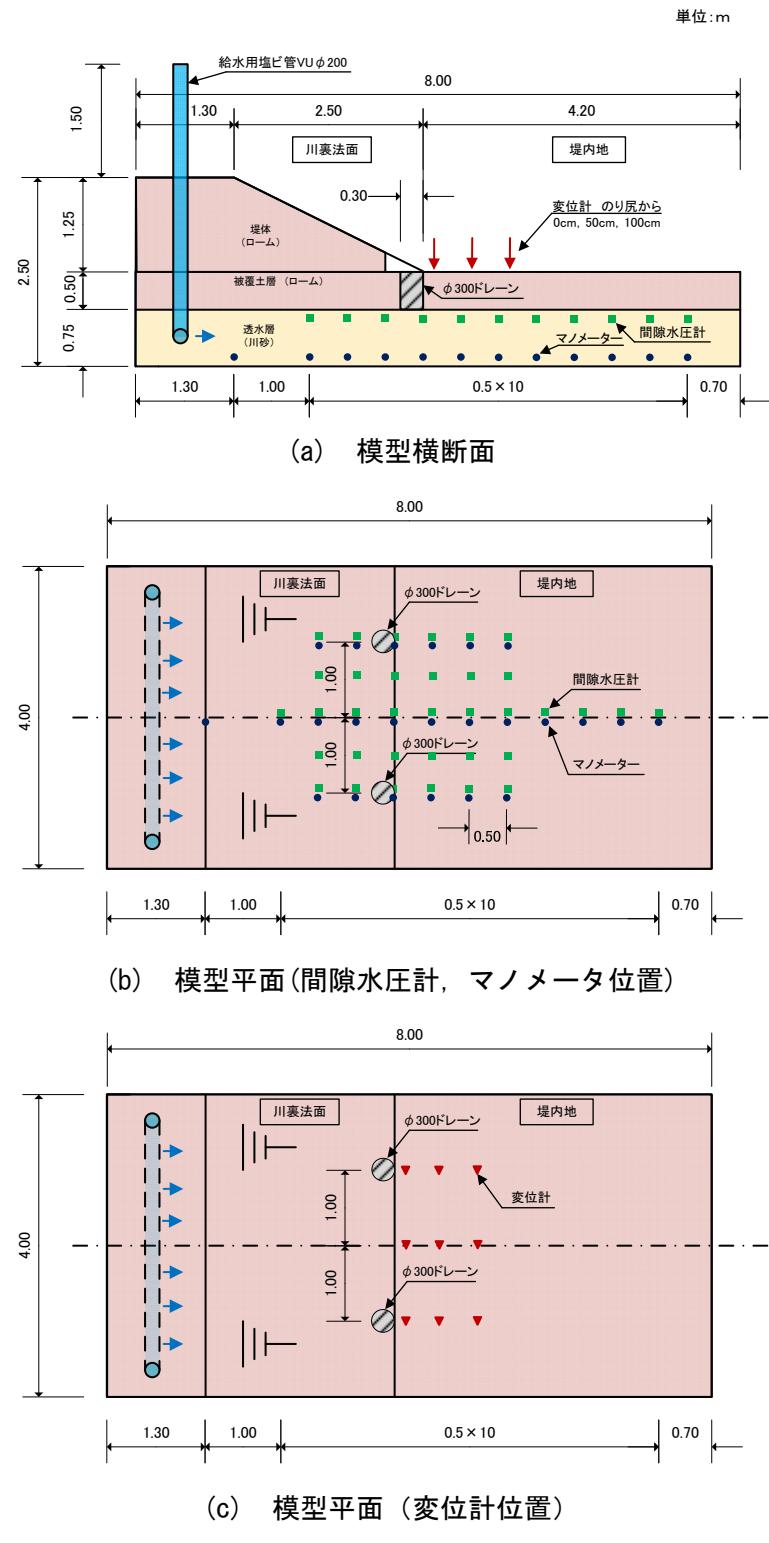


図 2-18 模型の仕様 (Case4)

(5) Case5 ($\phi 140 \times 3$ 箇所)

Case5 は、 $\phi 140$ の円柱縦型ドレンを法尻に 3 箇所設置したケースである。図 2-19 に模型横断面、模型平面(間隙水圧計、マノメータ位置)，模型平面(変位計位置)を示す。

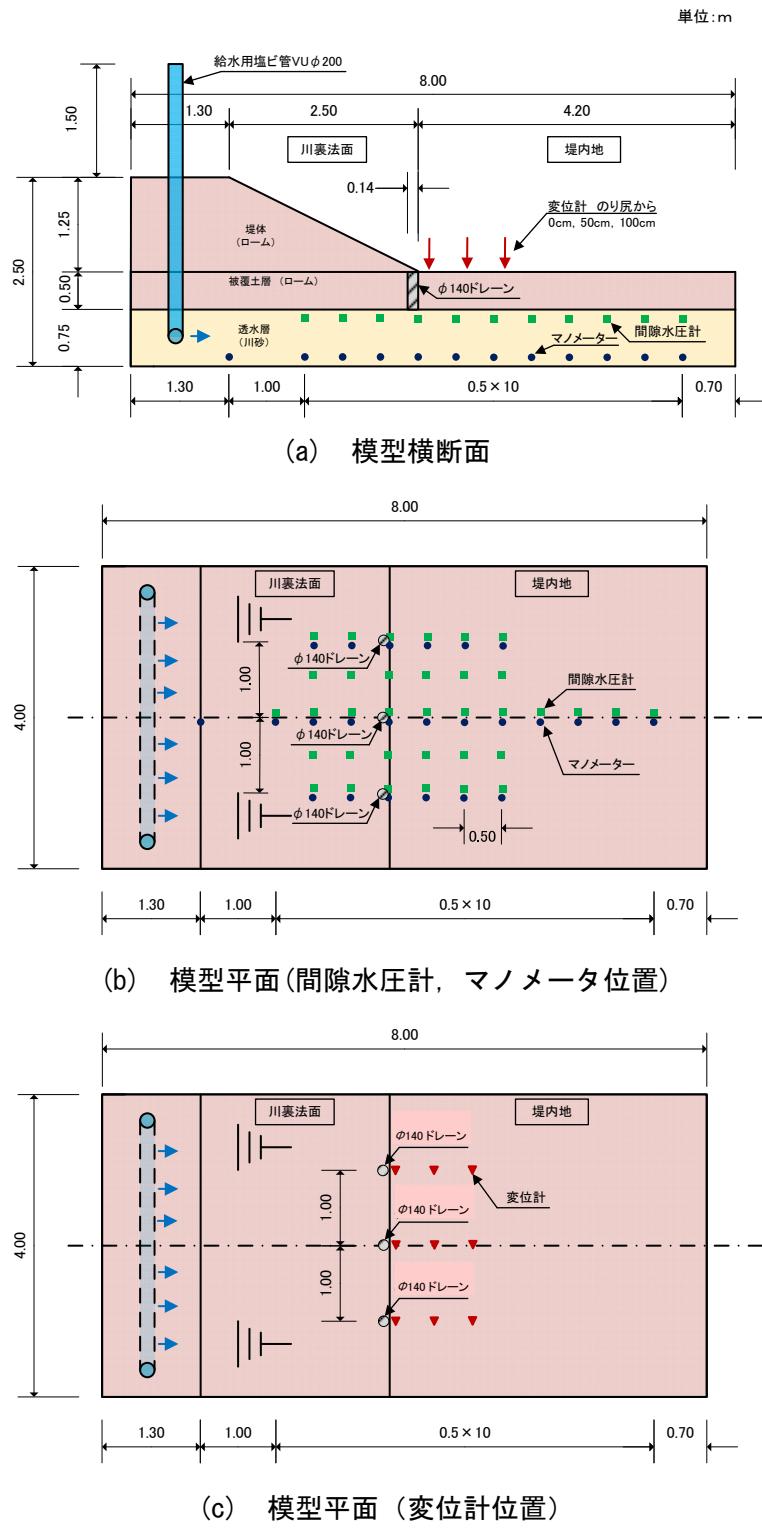


図 2-19 模型の仕様 (Case5)

(6) Case6 ($\phi 100 \times 1$ 箇所)

Case6 は、 $\phi 100$ の円柱縦型ドレンを法尻に 1 箇所設置したケースである。また、ドレンと地山の間に透水層から地表面まで人為的に空間を作ることで、ドレン内に高い流速が発生しやすい構造とした。図 2-20 に模型横断面、模型平面(間隙水圧計、マノメータ位置)，模型平面(変位計位置)を示す。

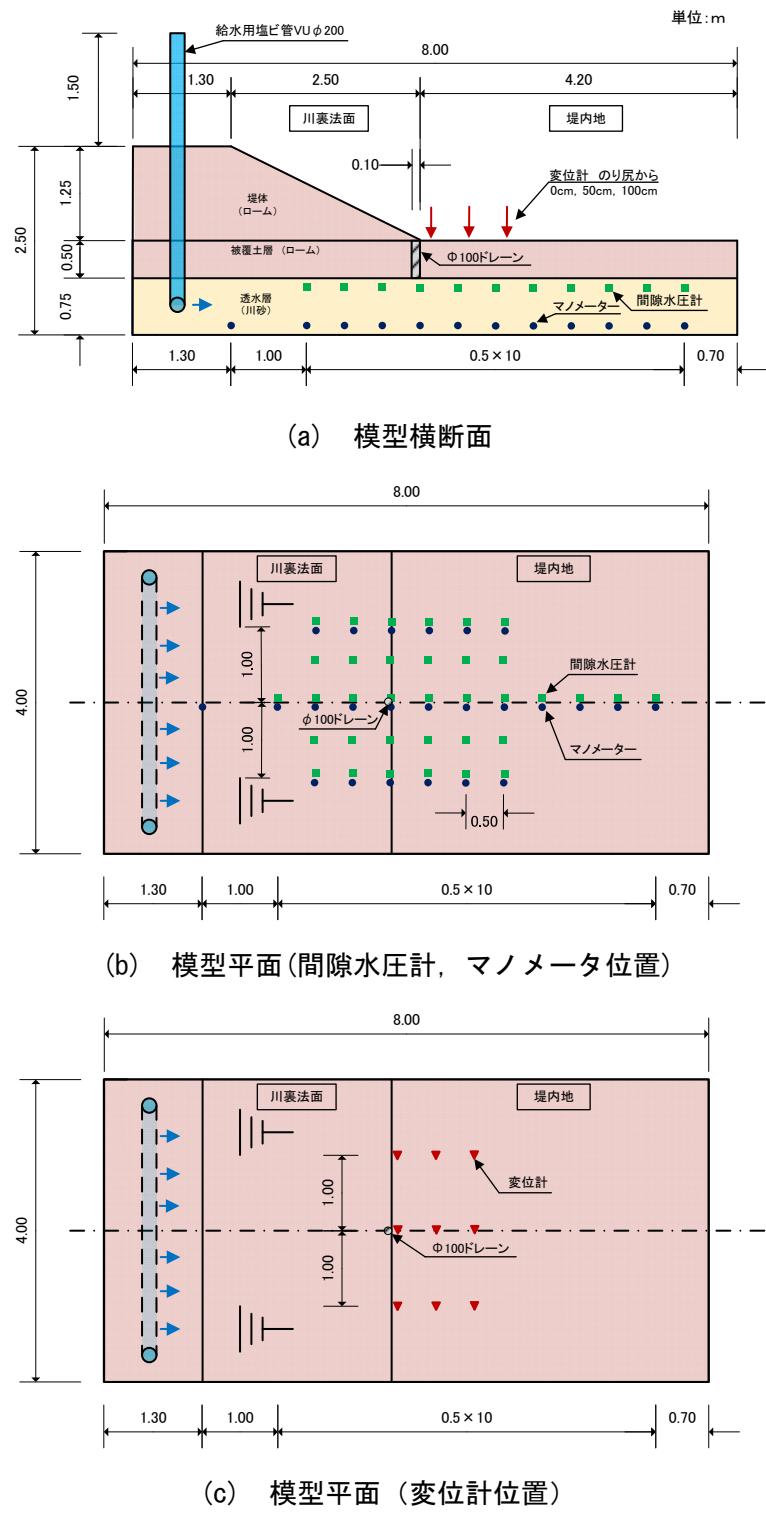


図 2-20 模型の仕様 (Case6)

2.2.7 模型作製

(1) 土質材料

盤膨れし易い構造とするために、透水層に川砂、被覆土層及び堤体土にロームを使用した。土質材料の土粒子の密度試験結果及び突固めによる土の締固め試験結果を表 2-2、土の粒度試験結果の粒径加積曲線を図 2-21 に示す。また、透水試験の結果を表 2-3 に示す。土質試験結果の詳細については付録 B にまとめた。

(2) 密度管理

透水層、被覆土層とも目標締固め度を 90%として作製した。締固め機械は、タンピングランマー(60kg 級)を使用した。透水層及び被覆土層の造成時の締固め度の測定結果を表 2-4 に示す。また、各測定値の詳細は付録 C にまとめた。

表 2-2 密度及び締固め試験結果

土質材料		ローム	川砂
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)		2.739	2.711
粒度構成	礫分(%)	0.7	5.2
	砂分(%)	17.8	90.7
	シルト・粘土分(%)	81.5	4.1
締固め特性	最大乾燥密度 $\rho_{s\text{ dmax}}$ (g/cm ³)	0.989	1.611
	最適含水比 w_{opt} (%)	54.0	17.6

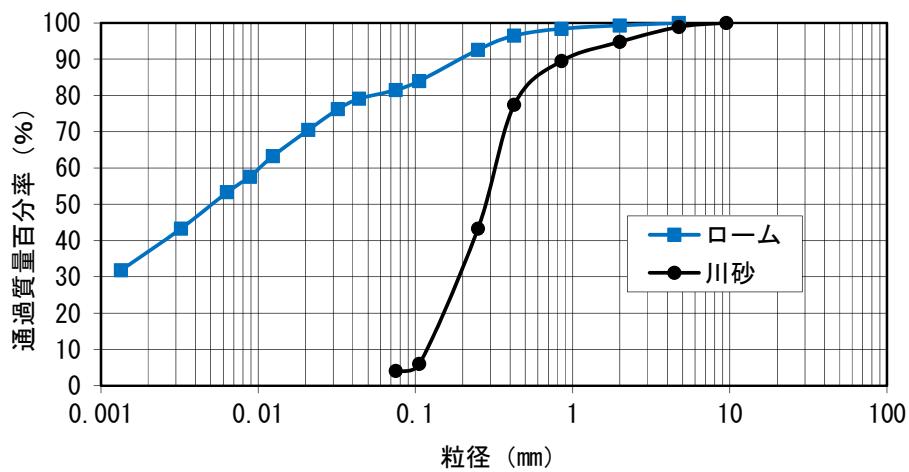


図 2-21 粒形加積曲線

表 2-3 透水試験結果

土質材料	ローム	川砂
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.702	2.706
湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	1.431	1.795
乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	0.767	1.438
間隙比(試験後)	2.521	0.881
飽和度(%) (試験後)	92.7	76.1
透水係数(m/s)	1.93E-06	3.35E-04

表 2-4 透水層及び被覆土層の締固め度測定結果

ケース名	層別	含水比 (%)	湿潤密度 (g/cm ³)	乾燥密度 (g/cm ³)	締固め度 (%)
Case1	透水層	10.7	1.615	1.459	90.5
	被覆土層	80.1	1.606	0.892	90.2
Case2	透水層	10.5	1.621	1.466	91.0
	被覆土層	67.7	1.506	0.898	90.5
Case3	透水層	10.8	1.618	1.461	90.7
	被覆土層	78.0	1.603	0.901	91.1
Case4	透水層	12.1	1.623	1.448	89.9
	被覆土層	60.9	1.506	0.936	94.6
Case5	透水層	12.4	1.642	1.460	90.6
	被覆土層	58.3	1.493	0.430	95.4
Case6	透水層	12.4	1.642	1.460	90.6
	被覆土層	59.1	1.496	0.940	95.1

(3) 円柱縦型ドレンの作製

被覆土層造成時に予めドレンの径に合わせた型枠を設置し、被覆土層を造成した。被覆土層造成完了後、型枠を撤去し内部にドレンを設置した。図 2-22 に円柱縦型ドレンを示す。ドレンの構造は、ジオグリッド(目合 28mm×38mm)を円筒形に固定し型枠とした。内側には目の細かい網を巻き、その内部には、充填材として単粒碎石(C40)を投入した。Case6 では、円柱縦ドレンからの噴砂を再現するために、径を小さくするとともに、ジオグリッドと周辺被覆土層の間に意図的に隙間を設けた。



図 2-22 円柱縦型ドレン

2.3 実験方法

2.3.1 基礎地盤の飽和

実験に先立って、基盤層(透水層と被覆土層)を飽和状態とするため、事前に給水管内の水位を上げ 48 時間以上かけて被覆土層地表面の高さまで飽和を行った。被覆土層は透水性の低いロームを使用しているため、急激に水位を上昇させることで、透水層内の密閉された空気によって被覆土層が膨れ上がる可能性がある。そのため、水位上昇の初期段階では、給水管内の水位を底版から 0.75m 程度まで上げ透水層の飽和を行った。透水層の飽和を確認した後、給水管内の水位を底版から 1.25m の高さまで上げ、被覆土層表面まで飽和を行う 2 段階の水位上昇とした。透水層および被覆土層の飽和状態の確認は、透水層に設置したマノメータにより行った。

2.3.2 外力条件

透水層内に設置した給水管内の水位を上昇させて外力とした。給水管内の水位は、洪水時の河川水位の上昇を模擬し、図 2-23 に示すように経過時間とともに徐々に上げていった。実験開始時には被覆土層上面とし、最初の 2 時間までは 1 時間当たり 0.2m 上昇させ、その後 1 時間を経過する毎に 0.1m 上昇させた。

具体には、給水管内に設置したフロートレス水位制御装置の接触部分を1時間毎に手動で引き上げることによって、水位を調整した。

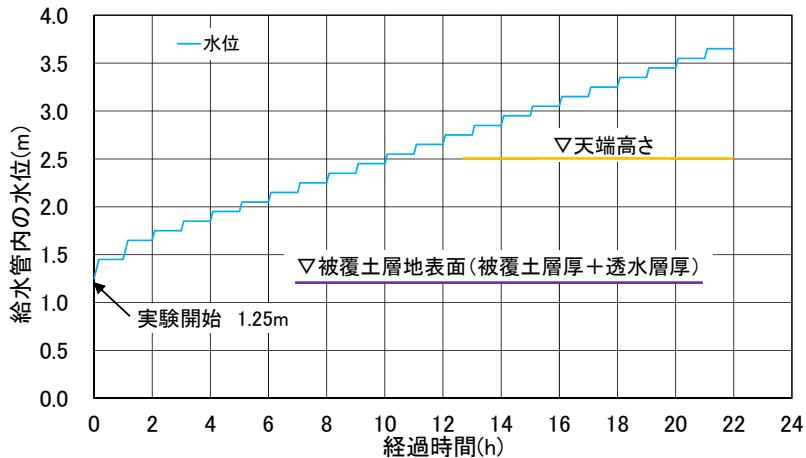


図 2-23 給水管内水位と経過時間

2.3.3 実験手順

堤内地側の地表面まで水位がある状態を実験開始の状態とし、外力条件に記述したとおり、給水管の水位を1時間毎に上げ、透水層への水圧を段階的に増加させた。

実験中、被覆土層下面に働く水圧(揚圧力)の変化を間隙水圧計により、地表面の鉛直変位を変位計により1分間隔で計測・記録した。また、1時間毎の給水管への給水量と土層から排出される排水量の変化を計測した。

実験の終了は、水位の上昇に伴い土層からの排水量が多くなり給水が追い付かなくなった場合、または模型が崩壊して給水または計測が不可能となった場合、Case5,6では盛土高さ(水位1.25m)に達した時点で実験終了とした。

2.4 実験結果

2.4.1 Case1 ($\phi 300$) の実験結果

(1) 実験結果の概要

Case1は、 $\phi 300$ の円柱縦型ドレーンを法尻部の中央に配置したケースである。図2-24(a)に6時間後の模型の状況を示す。水位上昇に伴い圧力水頭および堤内地側の鉛直変位量が増加し、18時間(水位2.1m)を過ぎた段階で、壁面付近で堤体が盛り上がるようにして模型が崩壊した(図2-24(b))。

水位を上げていく段階では、堤内地側に噴砂を伴う明らかな漏水は確認されなかつたが、堤内地側地表面の所々で細かな漏水が確認された。

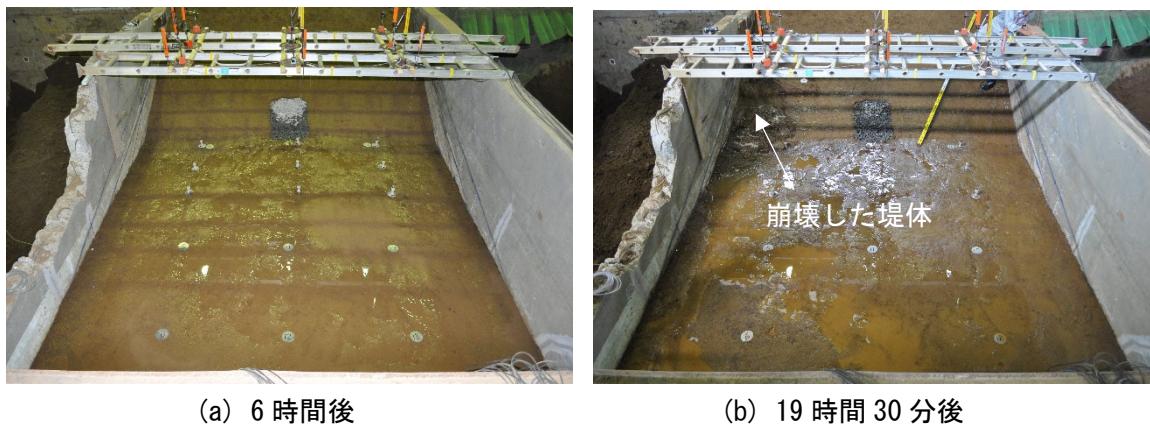


図 2-24 模型の状況 (Case1)

(2) 被覆土層下面に働く水圧

図 2-25 に間隙水圧計の設置位置と計測器番号を示す。図 2-26 に計測された圧力水頭の時刻歴を示す。間隙水圧計の値は、実験開始より水位上昇に伴って階段状に右肩上がりに推移している。堤内地側では、緩やかに上昇しており、14 時間(水位 1.5m)を過ぎた辺りからほぼ一定の値となった。

図 2-27 に中央横断面の圧力水頭分布を示す。また、図 2-28 に中央+1m 横断面の圧力水頭分布を示す。ドレーンが設置されている中央横断面では、ドレーンの効果により圧力水頭が下がっていることが分かる。ドレーン中心より 1m 離れた中央+1m 横断面では、法尻部での圧力水頭の局所的な低下が見られず、ドレーンの効果が形からは分からない。

次に、堤防縦断方向の圧力水頭分布を図 2-29 に示す。断面は、法尻部を基準に-1m(川側)から堤内地側へ+1.5m まで 0.5m ピッチの 6 断面となっている。ドレーンが設置されている法尻部(同図(c))では、ドレーン設置箇所で局所的に圧力水頭が下がっていることが分かる。法尻部±0.5m の同図(b), (d)では、圧力水頭が中央部で若干低くなっているものの、法尻-1m, 法尻+1m, +1.5m では、ドレーンの効果が形からは分からない。

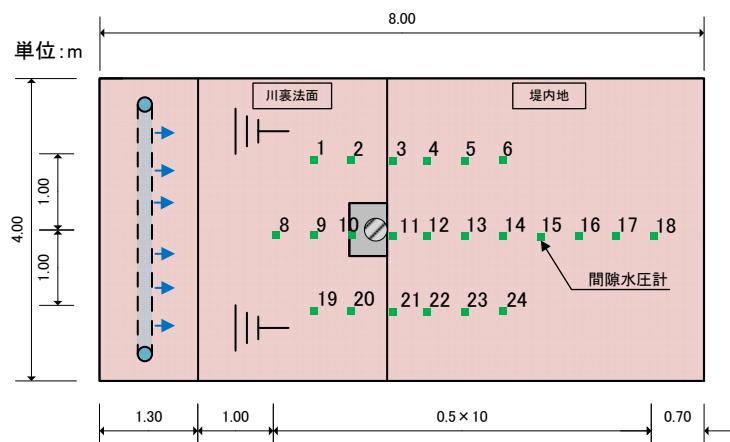


図 2-25 間隙水圧計配置位置図 (Case1)

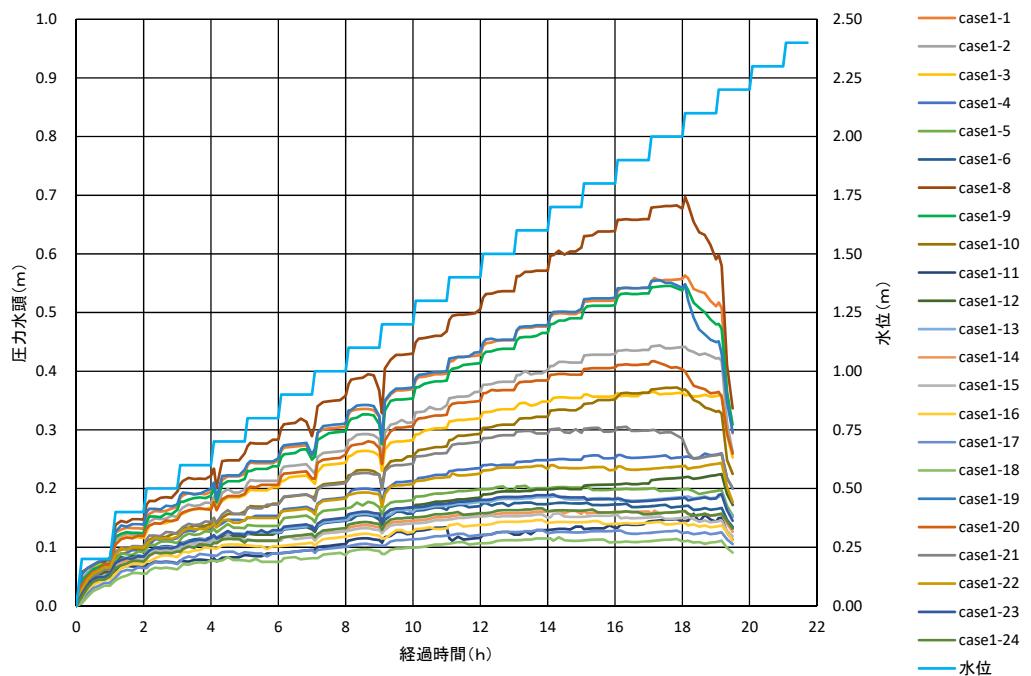


図 2-26 圧力水頭の時刻歴 (Case1)

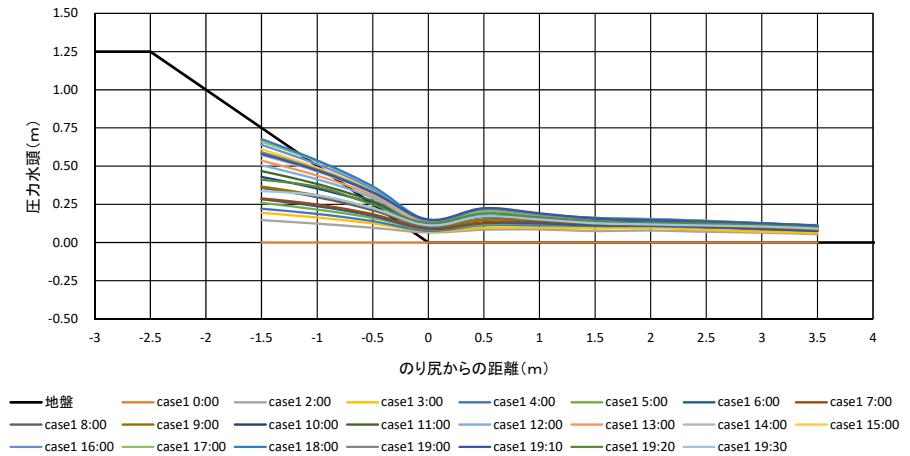


図 2-27 中央横断面の圧力水頭分布 (Case1)

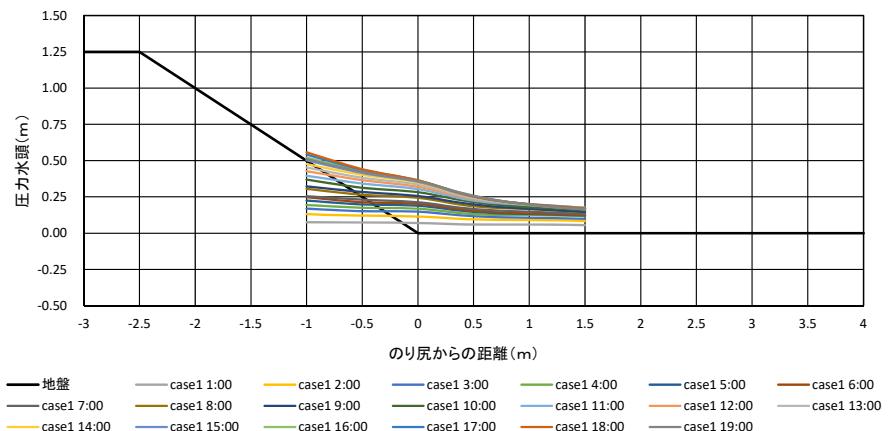


図 2-28 中央+1m 横断面の圧力水頭分布 (Case1)

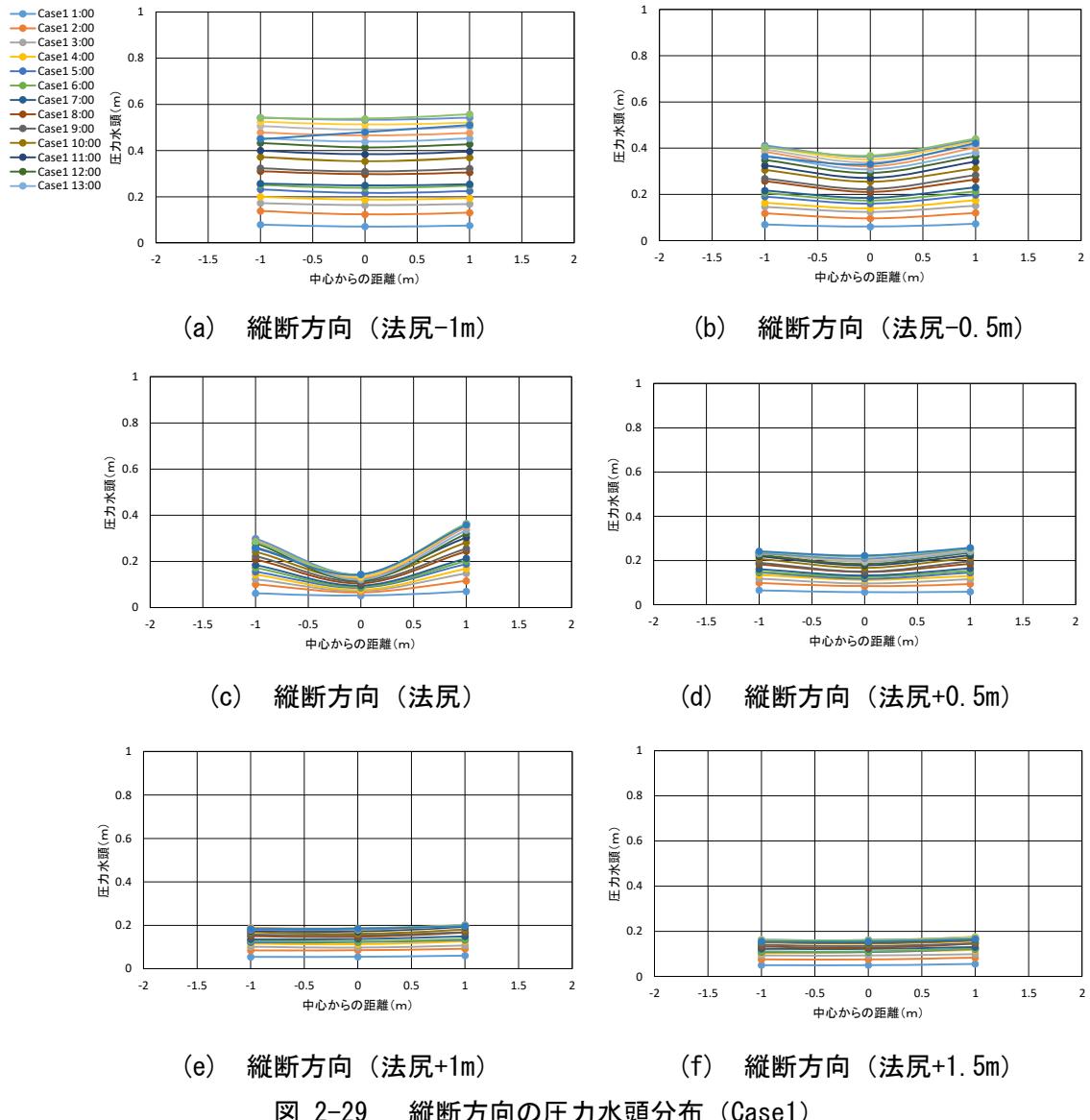


図 2-29 縦断方向の圧力水頭分布 (Case1)

(3) 被覆土層表面の鉛直変位

図 2-30 に変位計の位置と計測器番号を示す。図 2-31 に計測された鉛直変位を示す。

4 時間(水位 0.7m)を過ぎた辺りで急に増加した場所があり、図 2-26 の 4 時間過ぎの一時的な水圧低下と対応している。その後、鉛直変位は、水位の上昇に従い、全般的に増加した。

(4) 給水量と排水量

計測を行った給水量と排水量の時刻歴を図 2-32 に示す。水位上昇に伴い、給水量、排水量とも増加傾向である。給水量と排水量は、同じように増加しているが直線的な増加ではなく、曲線的に増加し 16 時間(水位 1.7m)を過ぎた辺りから増加の割合が大きくなっている。

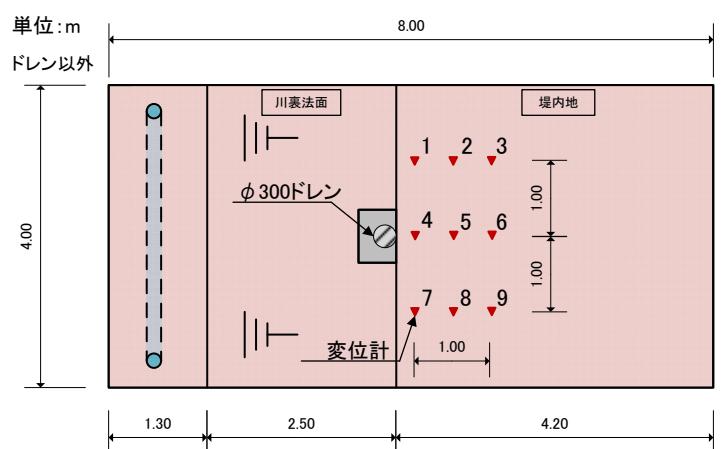


図 2-30 変位計配置位置図 (Case1)

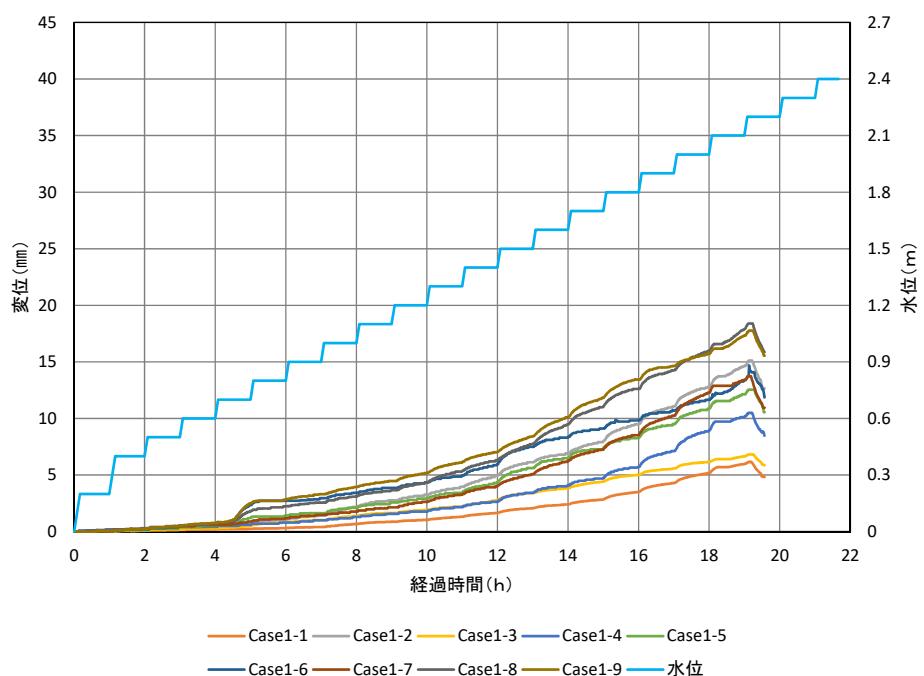


図 2-31 鉛直変位の時刻歴 (Case1)

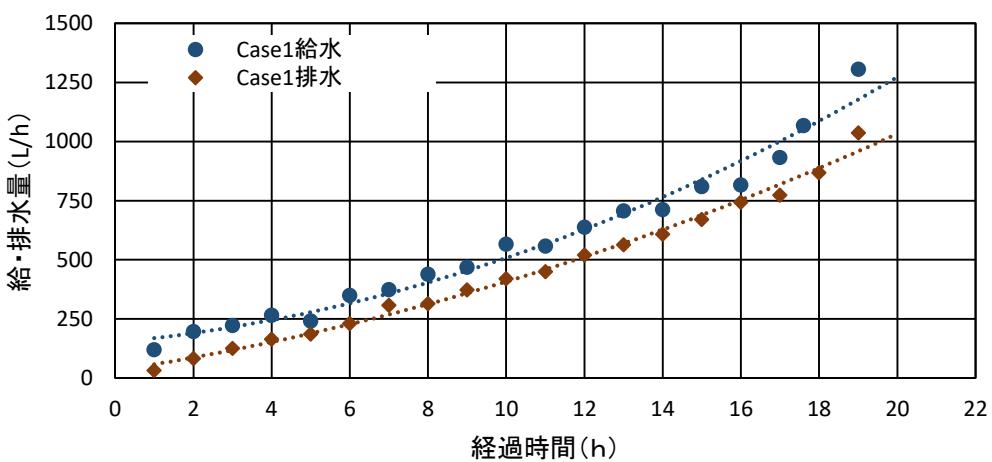


図 2-32 給水量と排水量の時刻歴 (Case1)

2.4.2 Case2 (ϕ 1000) の実験結果

(1) 実験結果の概要

Case2 は、 ϕ 1000 の円柱縦型ドレーンを法尻部の中央に配置したケースである。

図 2-33(a) に 6 時間後の模型の状況を示す。12 時間(水位 1.5m)を過ぎた頃から、徐々に堤内地盤の鉛直変位が増加し始め、19 時間(水位 2.2m)を過ぎて変位が急激に増加した。21 時間(水位 2.3m)で堤体部が盛り上がるようにして模型が崩壊した(図 2-33(b))。

水位を上げていく段階では、堤内地側に噴砂を伴う明らかな漏水は確認されなかったが、堤内地側地表面の所々で細かな漏水が確認された。

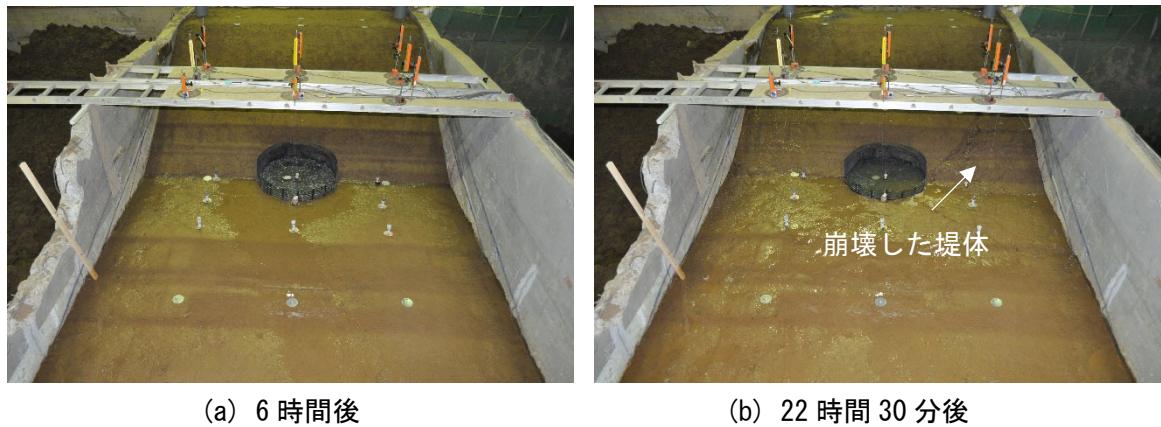


図 2-33 模型の状況 (Case2)

(2) 被覆土層下面に働く水圧

図 2-34 に間隙水圧計の設置位置と計測器番号を示す。図 2-35 に計測された圧力水頭の時刻歴を示す。間隙水圧計の値は、実験開始より水位上昇に伴って階段状に右肩上がりに推移しているが、ドレーン直下の計測値は、実験開始からほとんど変わっていない。法面下に比べ堤内地側では、緩やかに上昇し、17 時間(水位 2.2m)を過ぎた辺りからほぼ一定となった。

図 2-36 に中央横断面の圧力水頭分布を示す。図 2-37 に中央+1m 横断面の圧力水頭分布を示す。ドレーンが設置されている中央横断面では、ドレーンの効果により法尻部の圧力水頭が下がっていることが分かる。ドレーン中心より 1m 離れた中央+1m 横断面では、法尻部での圧力水頭の局所的な低下が見られず、ドレーンの効果が形からは分からぬ。

次に、堤防縦断方向の圧力水頭分布を図 2-38 に示す。断面は、法尻部を基準に-1m(川側)から堤内地側へ 1.5m まで 0.5m ピッチの 6 断面となっている。ドレーンが設置されている法尻部同図(c)及び法尻部土 0.5m 断面の同図(b)及び同図(d)では、中心部(ドレーン設置箇所)で急激に圧力水頭が下がっているのが分かる。それ以外の法尻-1m, 法尻+1m, +1.5m では、ドレーンの効果による圧力低下が若干見られる。

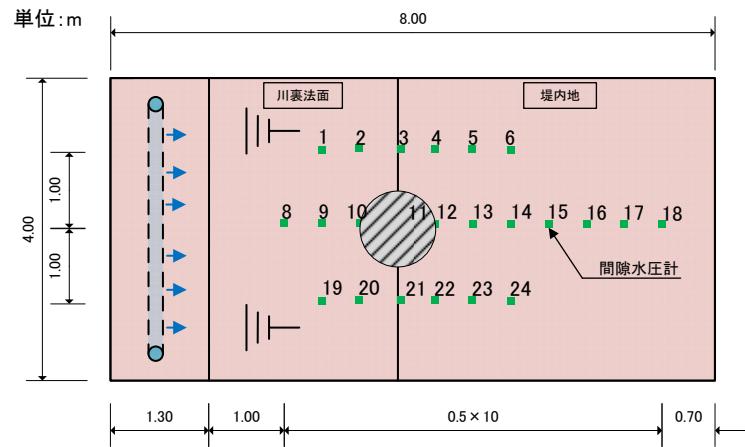


図 2-34 間隙水圧計配置位置図 (Case2)

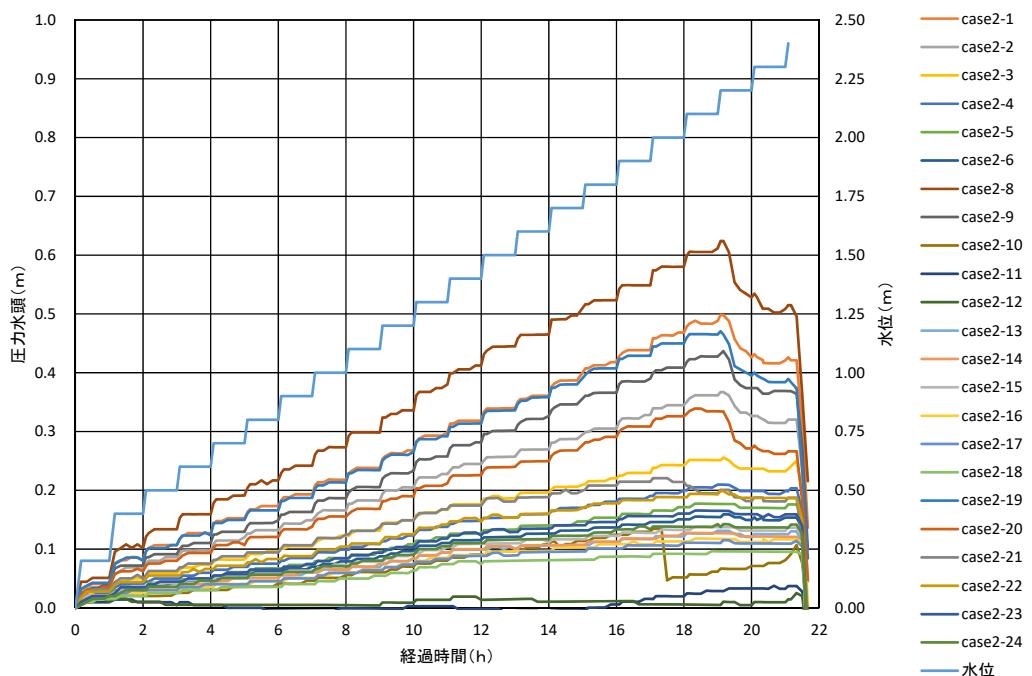


図 2-35 圧力水頭の時刻歴 (Case2)

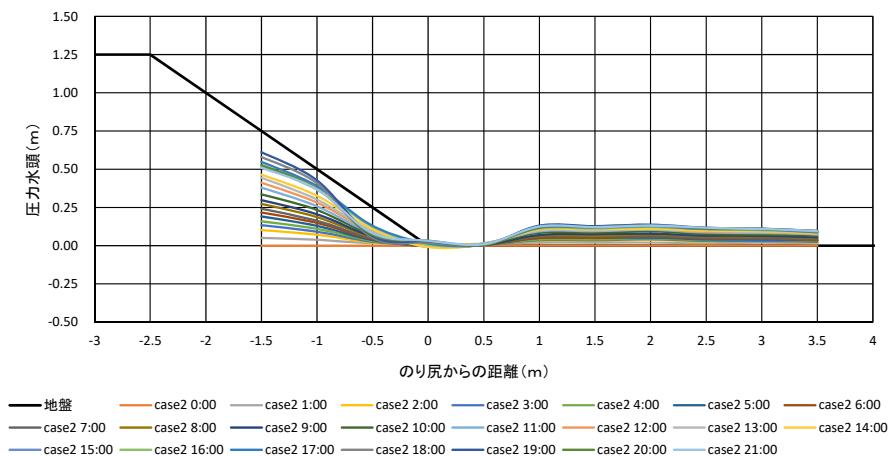


図 2-36 中央横断面の圧力水頭分布 (Case2)

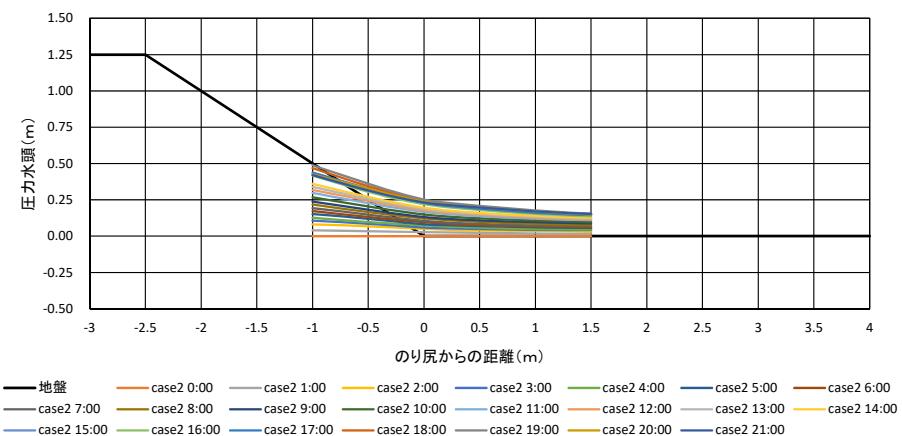


図 2-37 中央+1m 横断面の圧力水頭分布 (Case2)

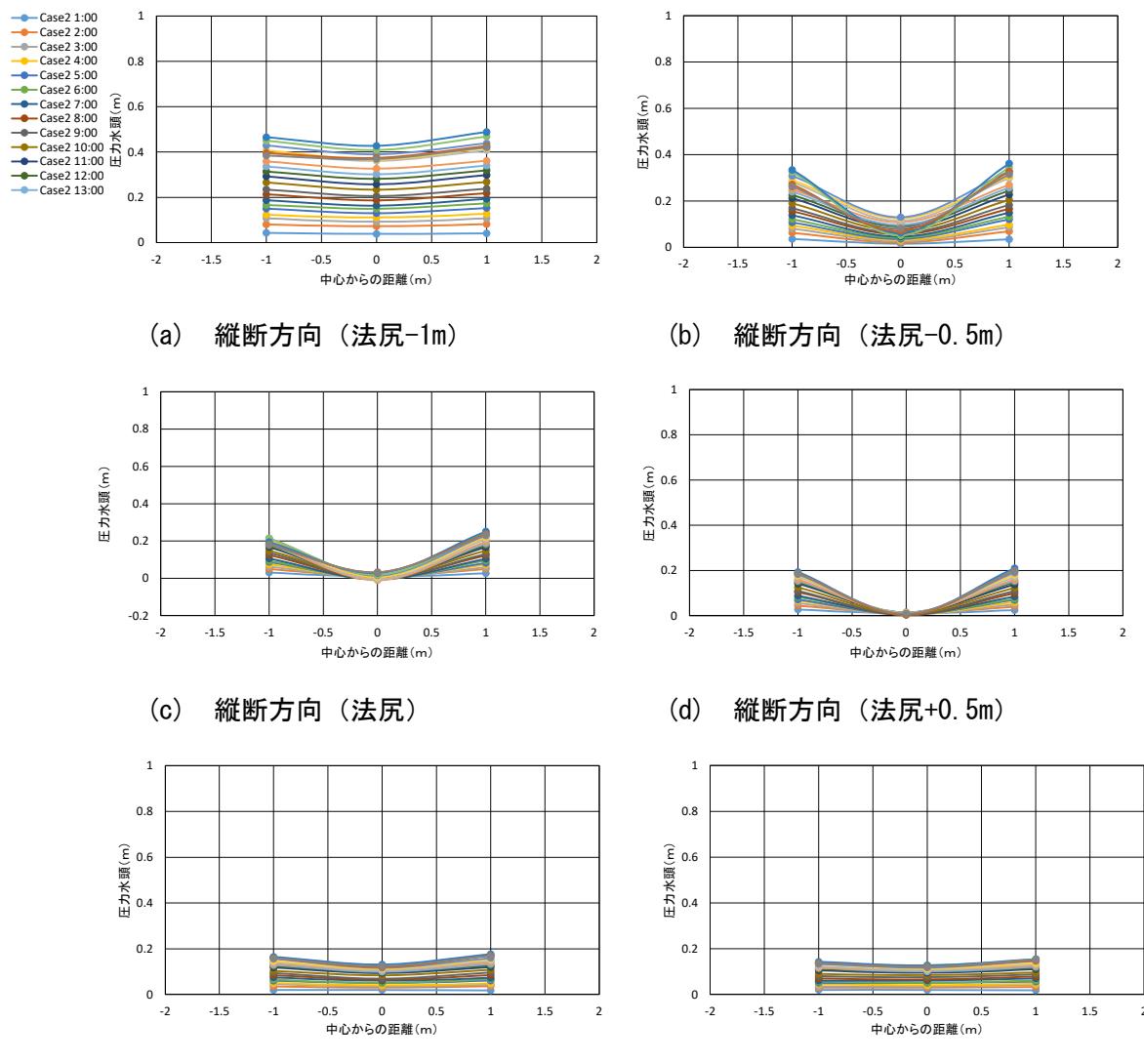


図 2-38 縦断方向の圧力水頭分布 (Case2)

(3) 被覆土層表面の鉛直変位

図 2-39 に変位計の位置と計測器番号を示す。図 2-40 に計測された鉛直変位を示す。

12 時間まで鉛直変位はほぼ 0 であったが、12 時間以降徐々に増加し始め、16 時間～18 時間に急激に増加した。

(4) 給水量と排水量

計測を行った給水量と排水量の時刻歴を図 2-41 に示す。水位上昇に伴い、給水量、排水量とも増加傾向である。時間に対して(△水位に対して)、ほぼ直線的に増加している。

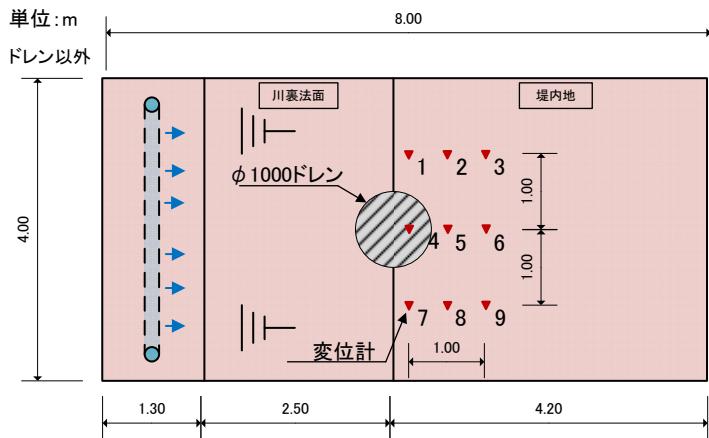


図 2-39 変位計配置位置図 (Case2, 再掲)

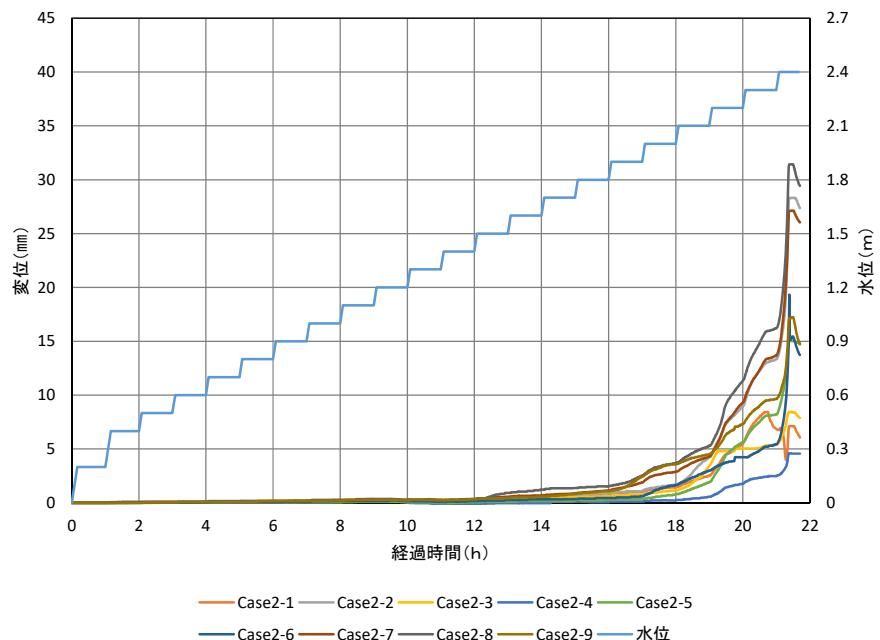


図 2-40 鉛直変位の時刻歴 (Case2)

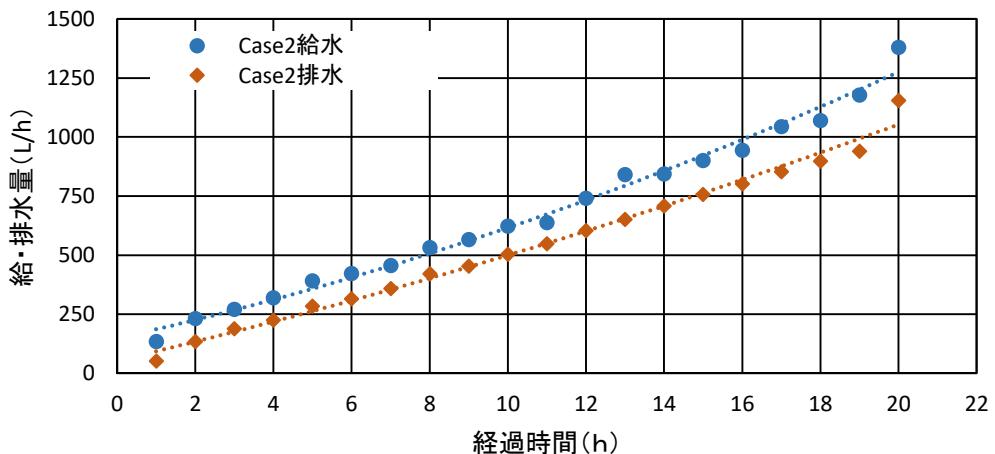


図 2-41 給水量と排水量の時刻歴 (Case2)

2.4.3 Case3 ($\phi 300$ 堤内地側) の実験結果

(1) 実験結果の概要

Case3 は、 $\phi 300$ の円柱縦型ドレンを法尻から堤内地側に 2m 離して配置したケースである。

図 2-42(a) に 6 時間後の模型の状況を示す。水位を 2.0m に上げた 18 時間後に、堤体部(給水設備周辺)が盛り上がり、模型が崩壊して終了した(図 2-42(b))。

水位を上げていく段階では、堤内地側に噴砂を伴う明らかな漏水は確認されなかったが、法尻部および堤内地側地表面の所々で細かな漏水が確認された。



図 2-42 模型の状況 (Case3)

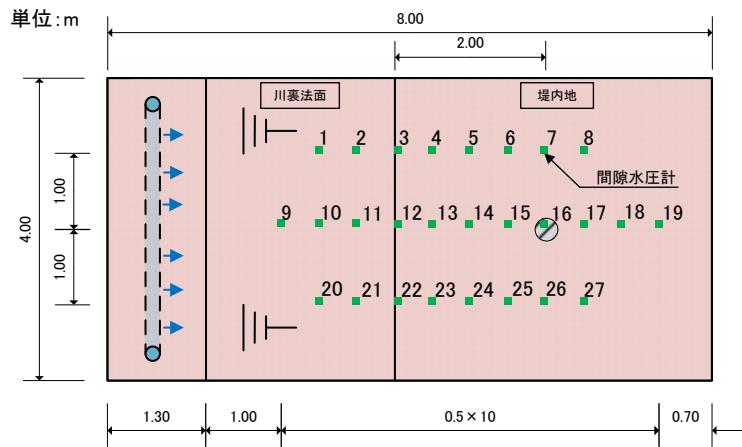


図 2-43 間隙水圧計配置位置図 (Case3)

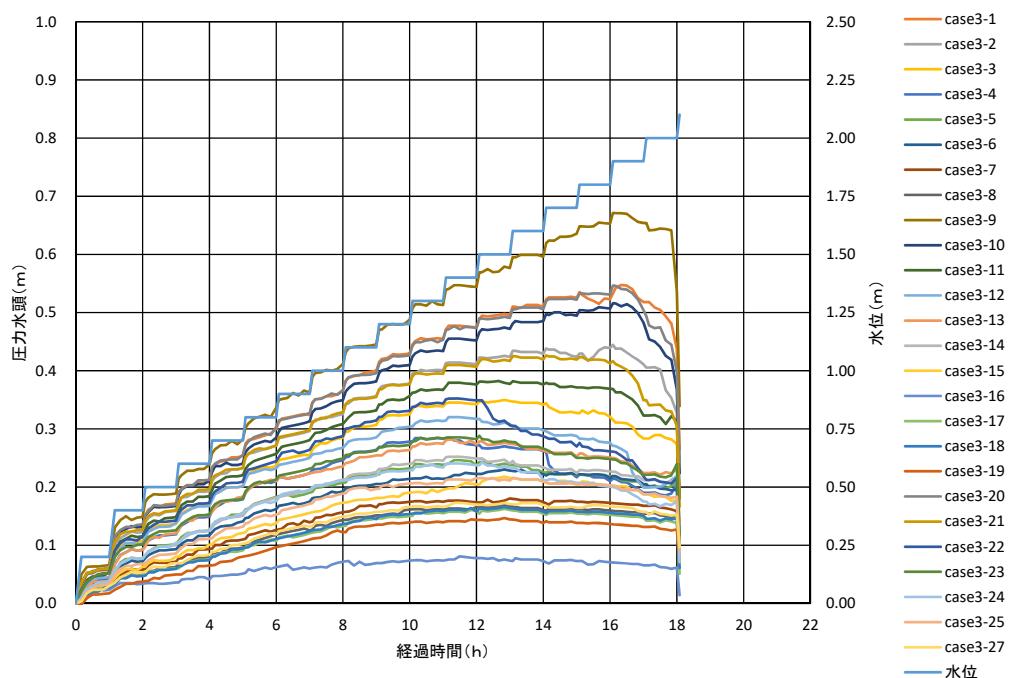


図 2-44 圧力水頭の時刻歴 (Case3)

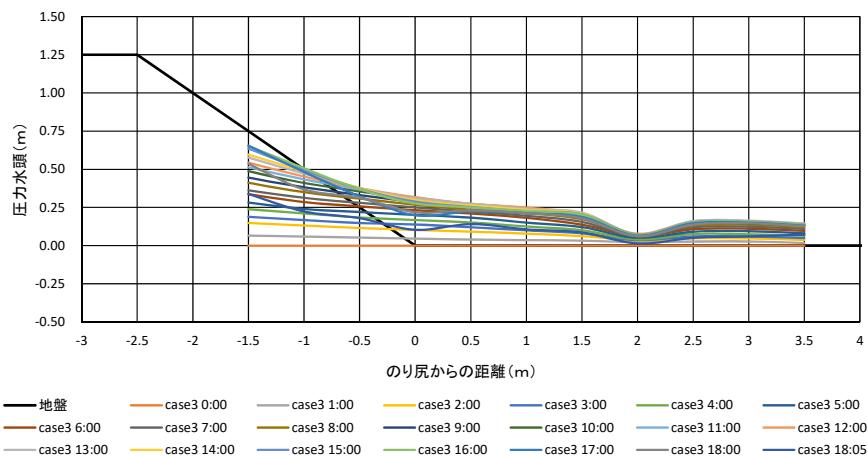


図 2-45 中央横断面の圧力水頭分布 (Case3)

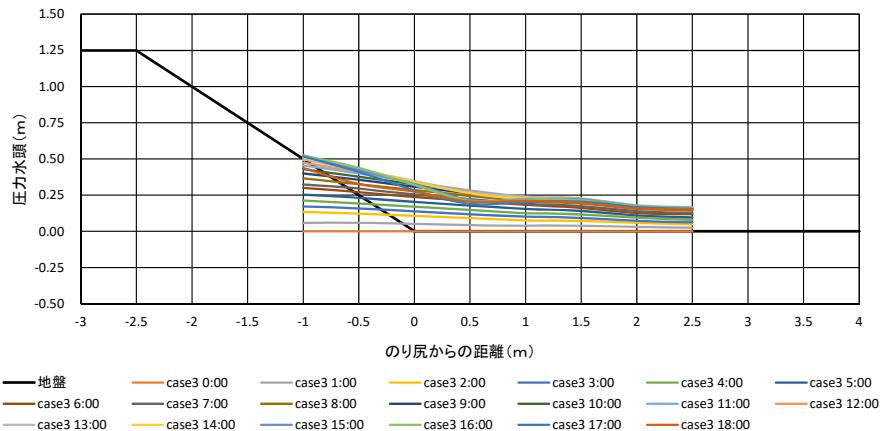


図 2-46 中央+1m 横断面の圧力水頭分布 (Case3)

(2) 被覆土層下面に働く水圧

図 2-43 に間隙水圧計の設置位置と計測器番号を示す。図 2-44 に計測された圧力水頭の時刻歴を示す。堤内地側では比較的緩やかに上昇しているものが多いが、経過時間 12 時間(水位 1.4m)を過ぎた辺りからほぼ一定となった。その後、法尻から堤内地側へ 1m までの範囲で減少傾向となっている。中にはかなり勢いで低下しているものもあるため、間隙水圧計近傍での漏水の発生・拡大が推測される。

中央横断面の圧力水頭分布を図 2-45 に示す。図 2-46 に中央+1m 横断面の圧力水頭分布を示す。ドレンを設置した法尻から 2m 離れた位置でドレンの効果により圧力水頭が下がっていることが分かる。また、ドレン中心より 1m 離れた中央+1m 断面でも、ドレン設置位置で圧力水頭の若干の低下が見られる。

次に、堤防縦断方向の圧力水頭分布を図 2-47 に示す。断面は、法尻部を基準に-1m(川側)から堤内地側へ+2.5m まで 0.5m ピッチの 8 断面となっている。ドレンが設置されている箇所は、法尻から 2m 堤内地側へ離れた同図(g)であり、中心部(ドレン設置箇所)で圧力水頭が下がっているのが分かる。それ以外の箇所では、縦断方向に圧力水頭の変化は見られない。

(3) 被覆土層表面の鉛直変位

図 2-48 に変位計の位置と計測器番号を示す。図 2-49 に計測された鉛直変位の変化を示す。

6 時間(水位 0.8m)後から、全体的に鉛直変位量が増加し始めている。変位量が大きい箇所は、法尻から 0.5m~1.0m の範囲であり、ドレン付近の変位計 No.5, 10 は比較的緩やかに変位が増加している。

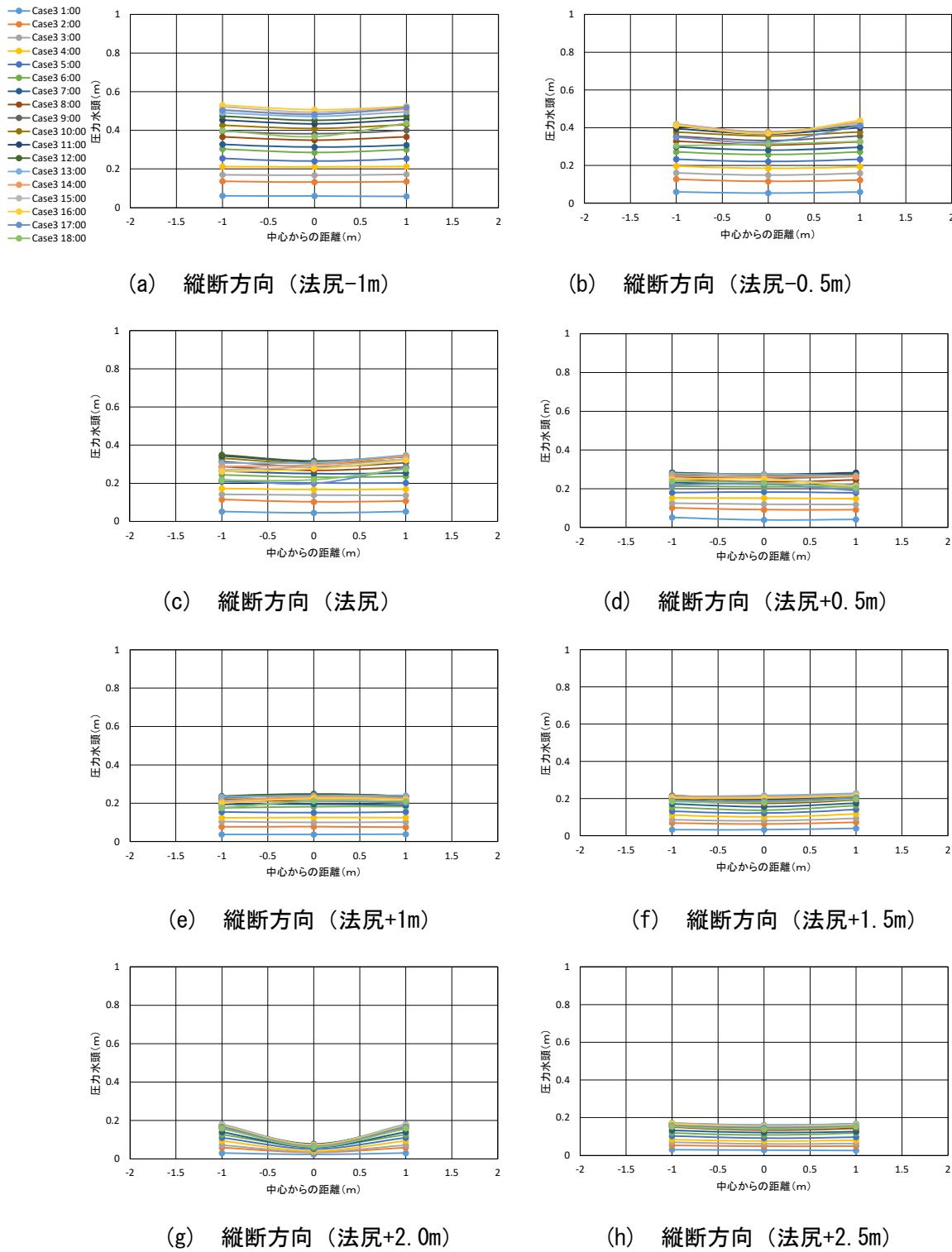


図 2-47 縦断方向の圧力水頭分布 (Case3)

(4) 給水量と排水量

計測を行った給水量と排水量の時刻歴を図 2-50 に示す。水位上昇に伴い、給水量、排水量とも増加傾向である。14 時間(水位 1.7m)から、排水量が増大する傾向にある。

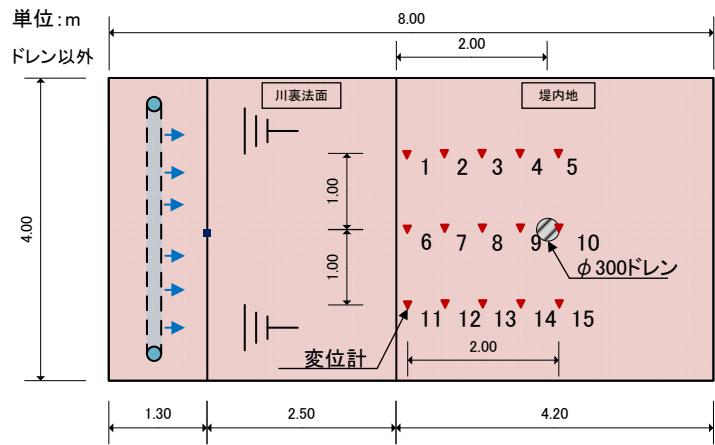


図 2-48 変位計配置位置図 (Case3)

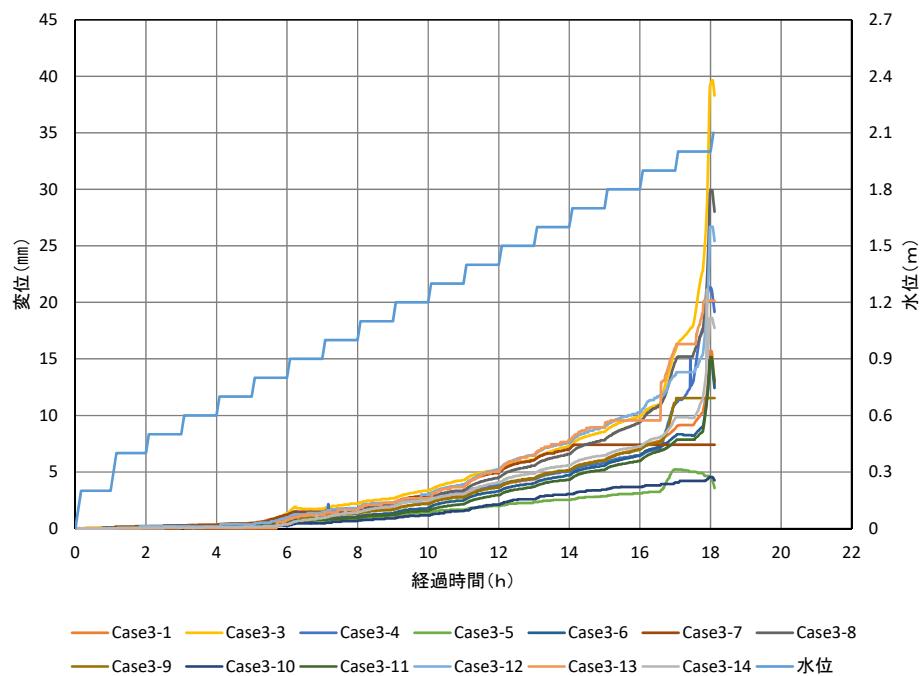


図 2-49 鉛直変位の時刻歴 (Case3)

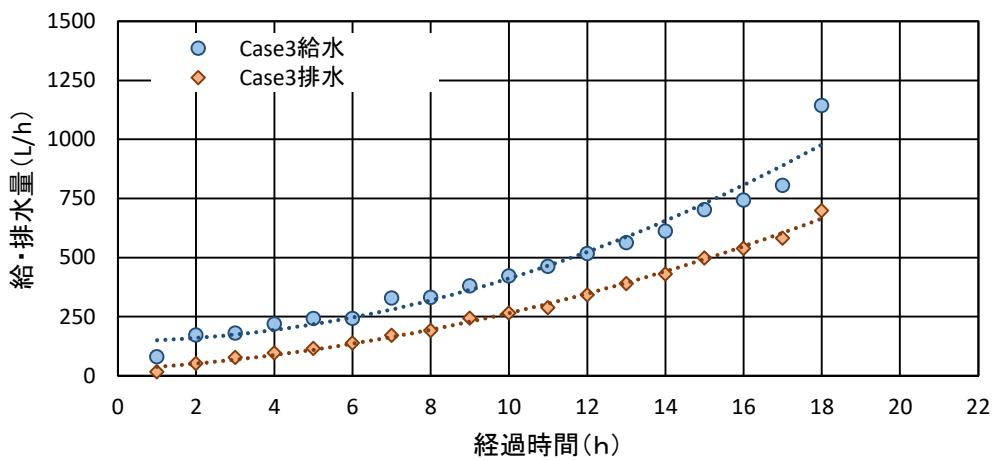


図 2-50 給水量と排水量の時刻歴 (Case3)

2.4.4 Case4 ($\phi 300 \times 2$ 箇所) の実験結果

(1) 実験結果の概要

Case4 は、 $\phi 300$ の円柱縦型ドレンを法尻部に 2 箇所配置したケースである。図 2-51 に 6 時間後の模型の状況を示す。水位上昇に伴い圧力水頭も増加したが、7 時間 40 分後(水位 1.0m)に北側ドレンからの排水が濁り始めた。その後、8 時間 47 分後(水位 1.1m)からドレンの排水に砂が混じり始め、ドレン地表面に砂が堆積し始めた。砂の噴出後も水位を上げ続けた結果、ドレンからの排水量が極端に減少し、法尻から 1.5m 離れた堤内地側地盤が膨れはじめた。9 時間 41 分(水位 1.2m)後に、膨れ上がった箇所の中央部から噴砂を伴った漏水が発生した。



図 2-51 6 時間後の模型の状況 (Case4)

(2) 被覆土層下面に働く水圧

図 2-52 に間隙水圧計の設置位置と計測器番号を示す。図 2-53 に計測された圧力水頭の時刻歴を示す。間隙水圧計の値は、実験開始より水位上昇に伴って階段状に右肩上がりに推移しているが、ドレン設置位置(法尻)より堤内地側は比較的緩やかに上昇している。7 時間(水位 1.0m)を過ぎた辺りで、圧力水頭が低下している。この時点は、ドレンからの排水が濁り始めた時刻と一致する。圧力水頭の急激な低下は、中央+1m 断面の堤体直下の間隙水圧計 No. 1(濁り水が出た北側のドレンに比較的近い)で最も大きい。8 時間(水位 1.1m)を過ぎた辺りから、今度は増加に転じている。この圧力の増加は、ドレン内を透水層の砂を含む水が通過し目詰まりを起こし、透水層内部の圧力が高まったためであると推察される。その後、堤内地側の法尻から 1.5m 離れた中央部で地表面が膨れ上がり、その中央部から噴砂を伴った漏水が発生した。盤膨れが発生した 9 時間 30 分後(水位 1.2m)に圧力水頭が一気に低下している。

図 2-54 に中央横断面の圧力水頭分布(中央断面)を示す。図 2-55 には中央+0.5m 横断面、図 2-56 に中央+1.0m 横断面の結果を示す。ドレンがない中央断面では、9 時間後に一気に圧力水頭が増加していることが分かる。ドレンが設置されている中央+1.0m 断面では、法尻部で圧力水頭の低減が若干みられる。中央+0.5m の断面も他の断面同様に 9 時間後に圧力水頭が一気に増加している。

次に、堤防縦断方向の圧力水頭分布を図 2-57 に示す。断面の位置は、法尻部を基準に-1m(川側)から堤内地側へ+1.5m まで 0.5m ピッチとなっている。同図(a)の法尻-1m 断面では、水位上昇に伴い徐々に圧力水頭も増加しているが、8 時間(水位 1.1m)後に中心からの距離+1m の箇所で極端に圧力水頭が低下している。同図(b)の法尻+0.5m 断面では、水位の上昇に伴い中心から+0.5m の箇所で圧力水頭の低下が見

られる。法尻部の断面では、水位上昇に伴い圧力水頭も増加するが、ドレン設置箇所である中心からの距離が+1.0m, -1.0mの地点で圧力水頭が低下しているが左右対称ではない。一方、堤内地側断面の同図(d)～(f)は、盤膨れ発生後の10時間後に中心からの距離-0.5m, -1mの箇所で圧力水頭が一気に低下している。この箇所は、盤膨れ発生箇所とも一致する。

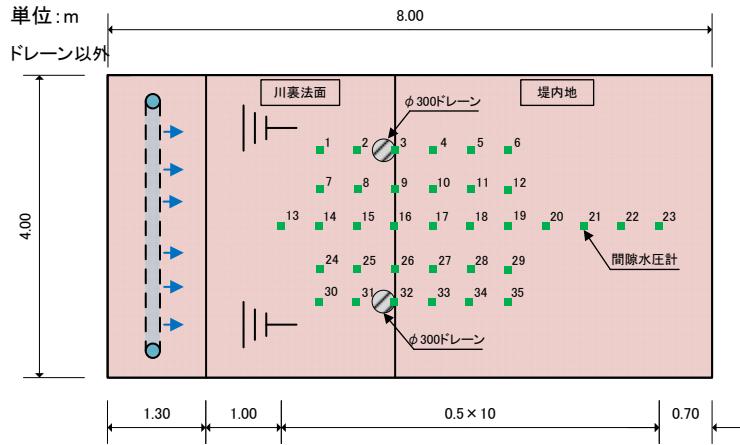


図 2-52 間隙水圧計配置位置図 (Case4)

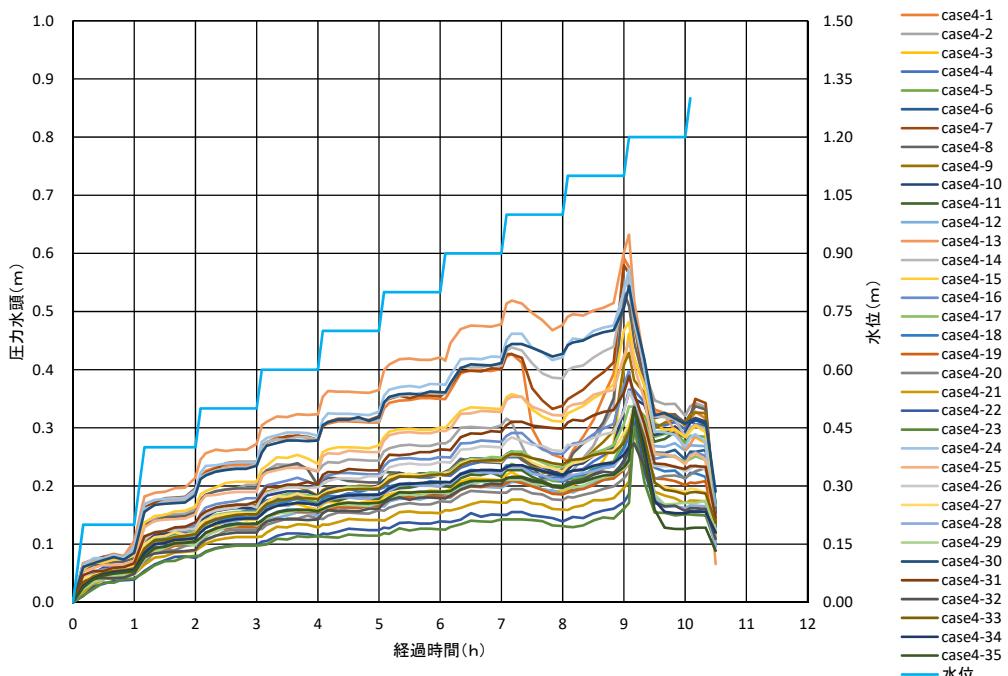


図 2-53 圧力水頭の時刻歴 (Case4)

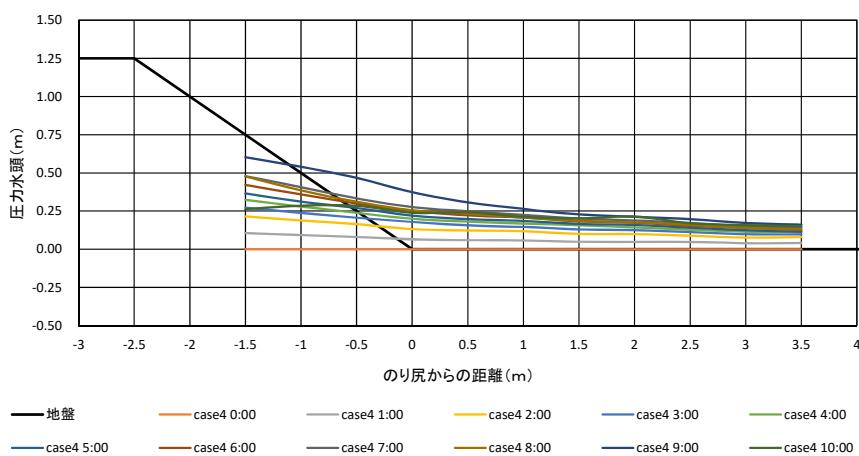


図 2-54 中央横断面の圧力水頭分布 (Case4)

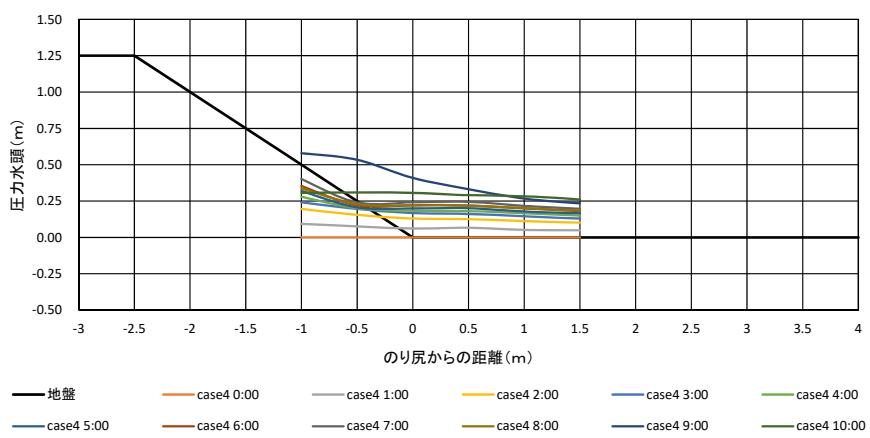


図 2-55 中央+0.5m 横断面の圧力水頭分布 (Case4)

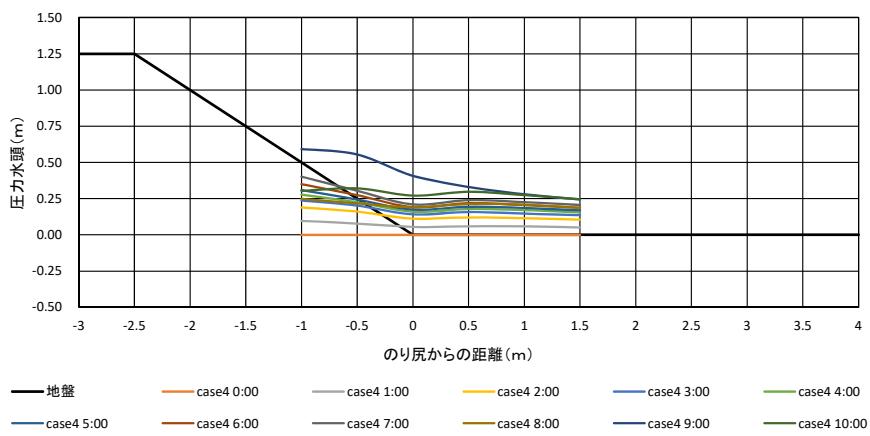


図 2-56 中央+1.0m 横断面の圧力水頭分布 (Case4)

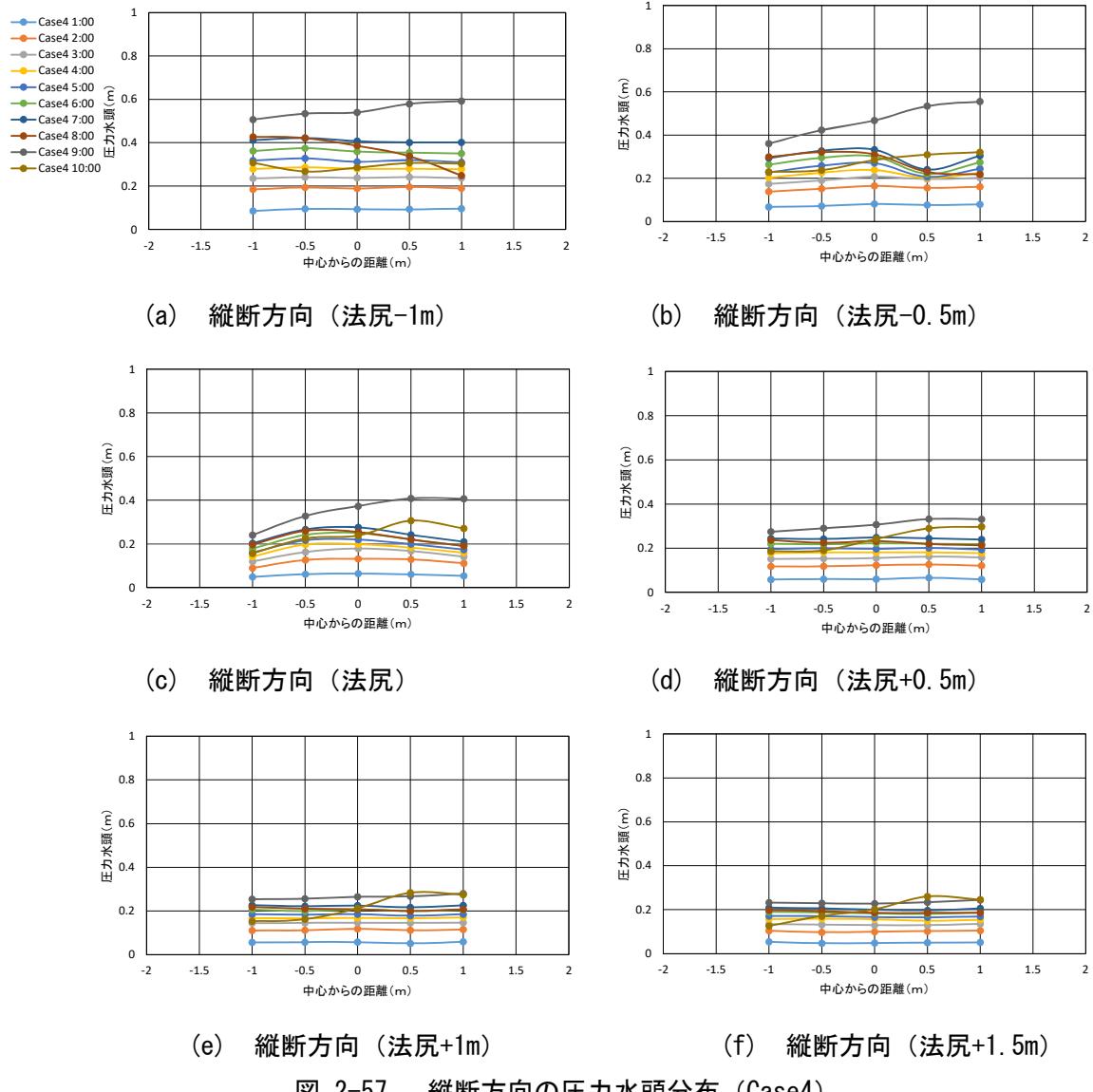


図 2-57 縦断方向の圧力水頭分布 (Case4)

(3) 被覆土層表面の鉛直変位

図 2-58 に変位計の位置と計測器番号を示す。図 2-59 に計測された鉛直変位の変化を示す。

7 時間(水位 1.0m)後から、部分的に鉛直変位が増加し始め、9 時間後には全体的に急増した。

(4) 給水量と排水量

計測を行った給水量と排水量の時刻歴を図 2-60 に示す。水位上昇に伴い、給水量、排水量とも増加傾向である。給水量には、目詰まりの状況に対応し、若干の増減が見られる。

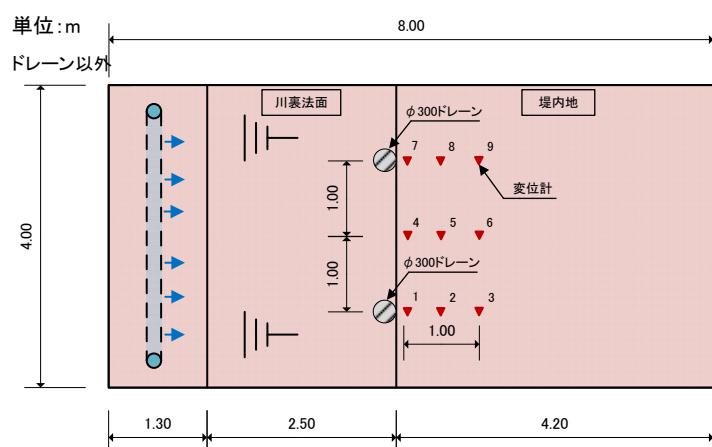


図 2-58 変位計配置位置図 (Case4)

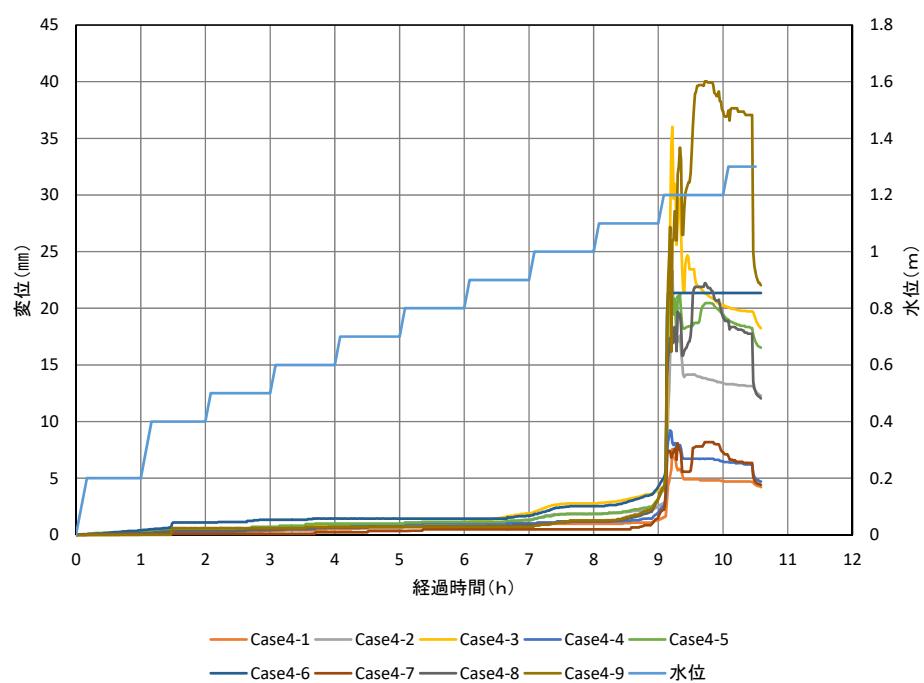


図 2-59 鉛直変位の時刻歴 (Case4)

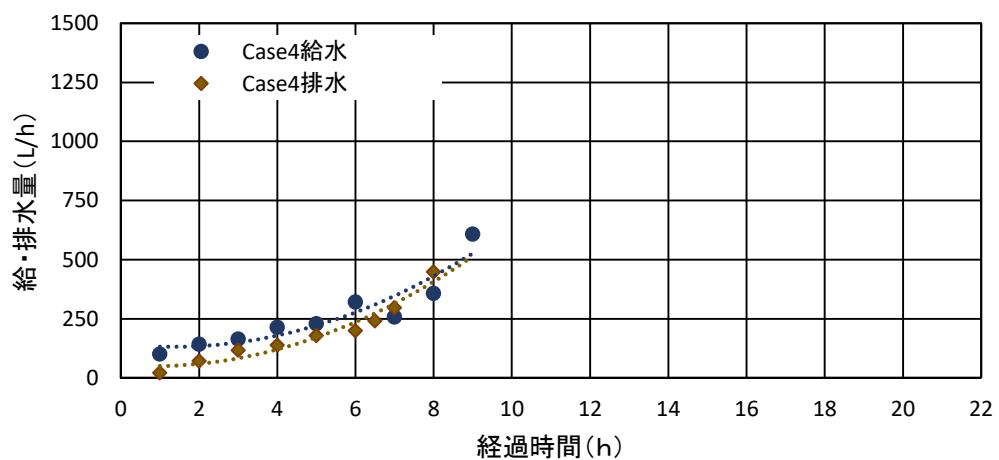


図 2-60 給水量と排水量の時刻歴 (Case4)

(5) 盤膨れの発生状況

図 2-61 に盤膨れの発生経過の写真を示す。7 時間 40 分後(水位 1.0m)にドレーンからの排水が濁りはじめ(同図(a), (b)), 8 時間 47 分後(水位 1.1m)にドレーンからの排水に砂が混じりドレーン表面に砂が堆積する状態となつた(同図(c))。その後、ドレーン内部が噴出した砂で目詰まりを起こした。ドレーンが閉塞状態となつたため、透水層内の圧力が高まり堤内地側の被覆土層表面が膨れ上がつた(同図(d))。9 時間 41 分(水位 1.2m)に、膨れ上がつた箇所の中央部から噴砂を伴つた漏水が発生した(同図(e))。

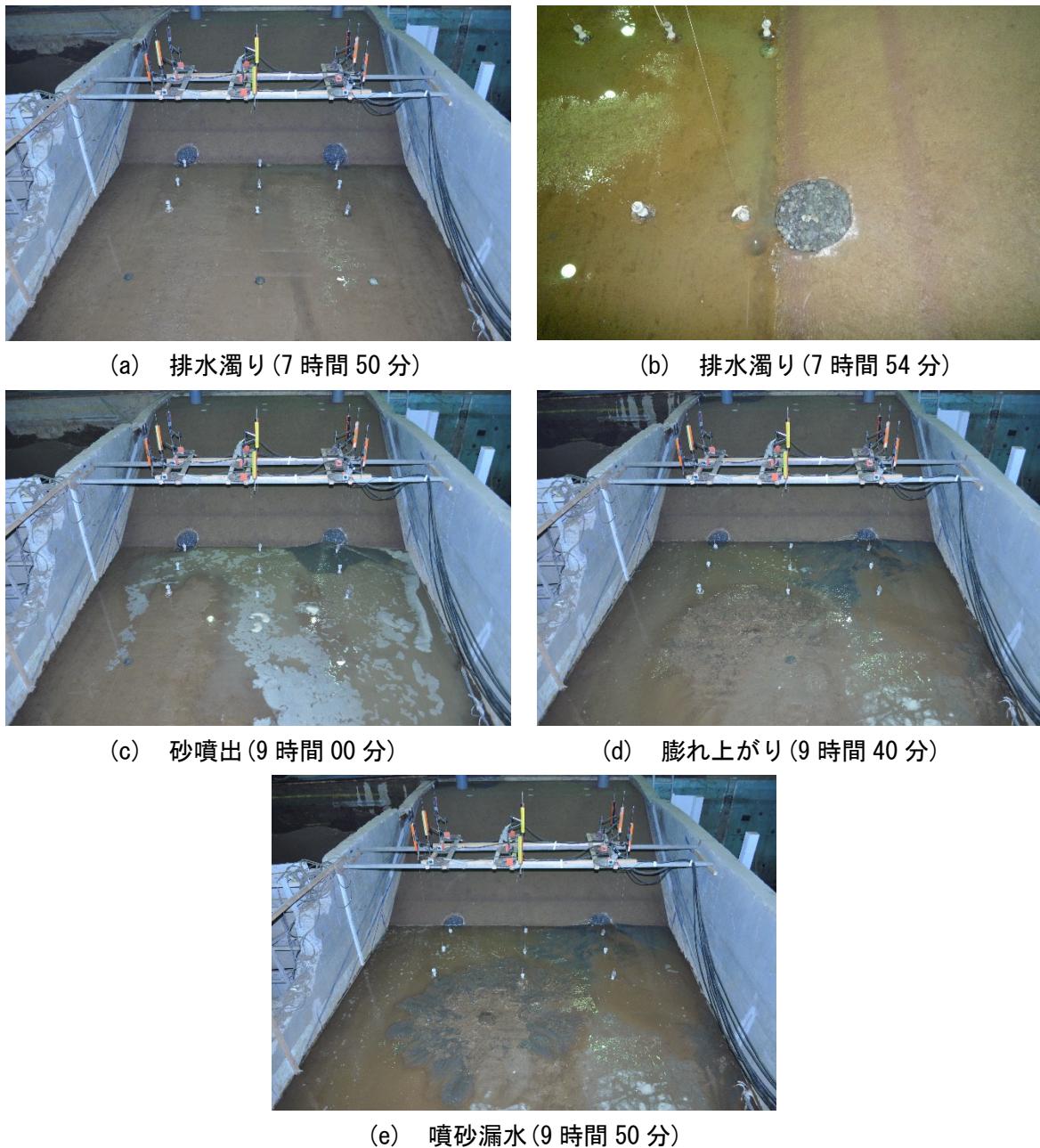


図 2-61 盤膨れ発生経過 (Case4)

(6) 発生箇所

盤膨れが発生した箇所は、法尻から1.5m 堤内地側で中央断面より0.5m 南側で発生した。図 2-62 に盤膨れに伴う主要な漏水発生箇所を示す。

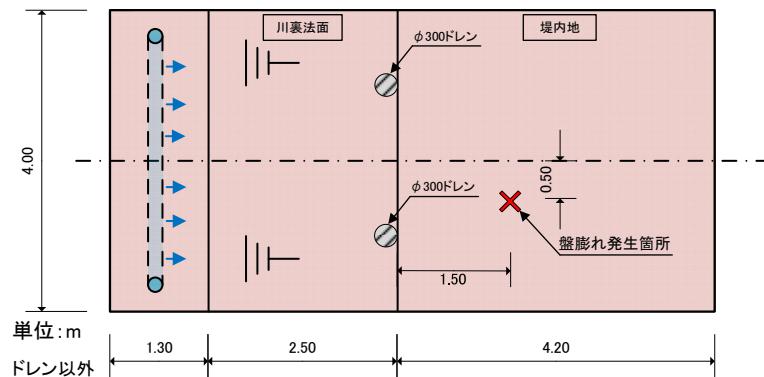


図 2-62 盤膨れ発生箇所 (Case4)



(a) 実験後の盤膨れの状況

(b) 噴出孔付近掘削状況



(c) 開削断面

図 2-63 盤膨れの状況と開削状況 (Case4)

(7) 実験後調査

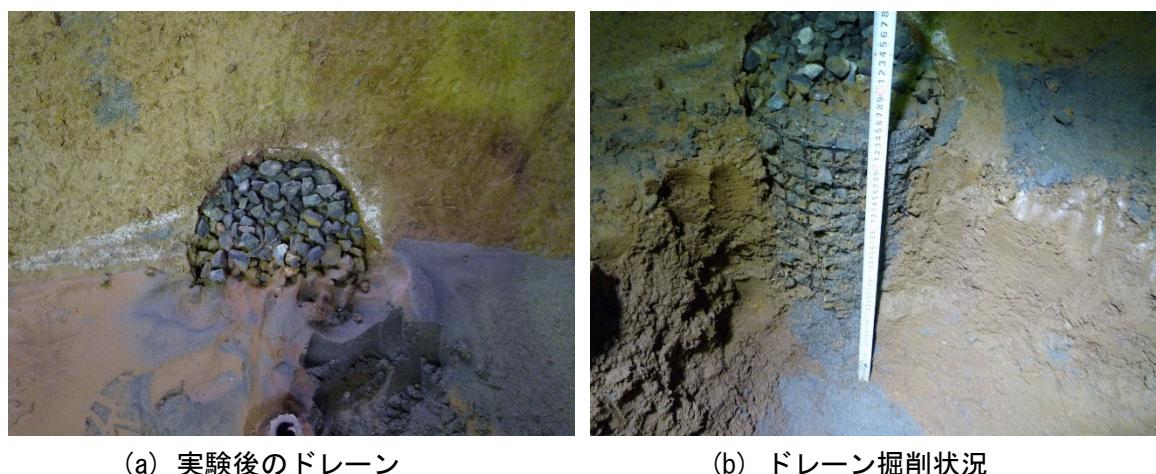
水位を十分に低下させた状態で、盤膨れが発生した箇所を開削し、被覆土層内部の状況を調査した。図

2-63(a)に開削前の状況を示す。盤膨れの最も高い位置(漏水・噴砂が発生した噴出孔)から砂脈を透水層まで追跡しながら掘削した。掘削を行った噴出孔付近の写真を図 2-63(b)に、砂脈の追跡掘削を行った断面の写真を図 2-63(c)に示す。

噴出孔周辺では、被覆土層のロームが侵食され、噴出孔から運搬された球形のロームの塊が点在していた。掘削調査の結果、砂脈は噴出孔より透水層に向かって直線的に分布しておらず、被覆土層内を不規則に脈状に分布していることが確認された。

(8) ドレーン内部

実験後、目詰まりを起こしたドレーンの内部を確認した。砂を排出した北側のドレーン内部は、透水層の川砂で充填されていた。このドレーン内部の砂は、上層部に比較的細かい粒径のものが詰まり、下層部になると従って粒径の大きい砂が詰まっていた。砂を排出しなかった南側ドレーンの内部には、砂はほとんど確認されなかった。図 2-64 に実験後のドレーンの状況と周辺の被覆土層を掘削した状況を示す。また、南北 2 箇所のドレーン内部の碎石(碎石+砂)を上部、中間、下部の 3 箇所から採取し粒度試験を行った。図 2-65 に粒度試験結果の粒径加積曲線を示す。



(a) 実験後のドレーン

(b) ドレーン掘削状況

図 2-64 ドレーンの状況と掘削調査 (Case4)

(9) 噴出砂の粒度

ドレーンから排出された砂(噴砂①, ③)と盤膨れが発生した噴出箇所から採取した噴砂(噴砂②)の粒度試験を行った。噴出された砂は、透水層に使用した川砂より粒度曲線が立っており粒径 0.1mm～0.4mm の細砂中心となっている。図 2-66 に噴出砂の粒径加積曲線を示す。

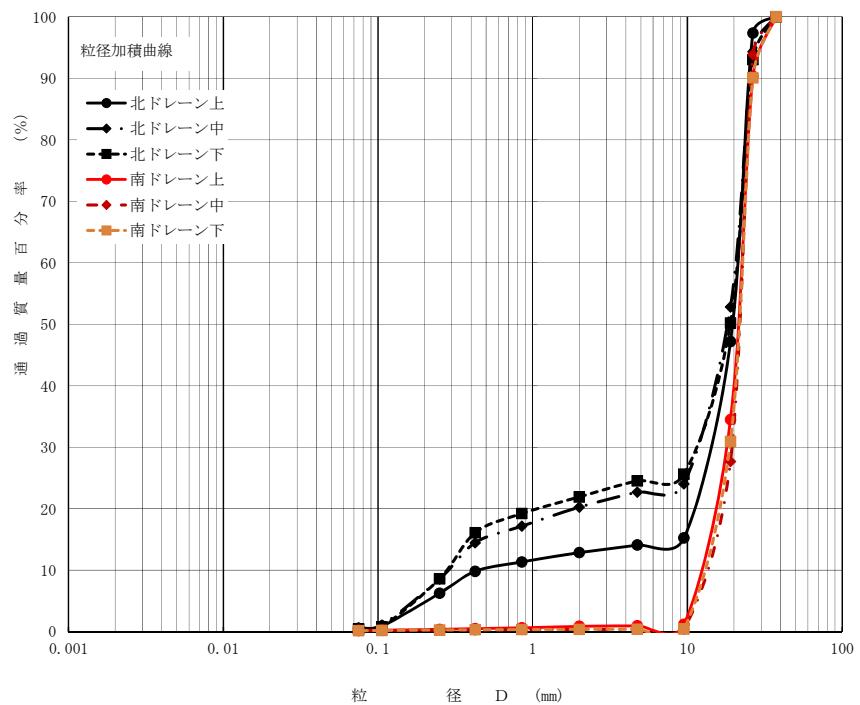


図 2-65 ドレーン内部の粒径加積曲線 (Case4)

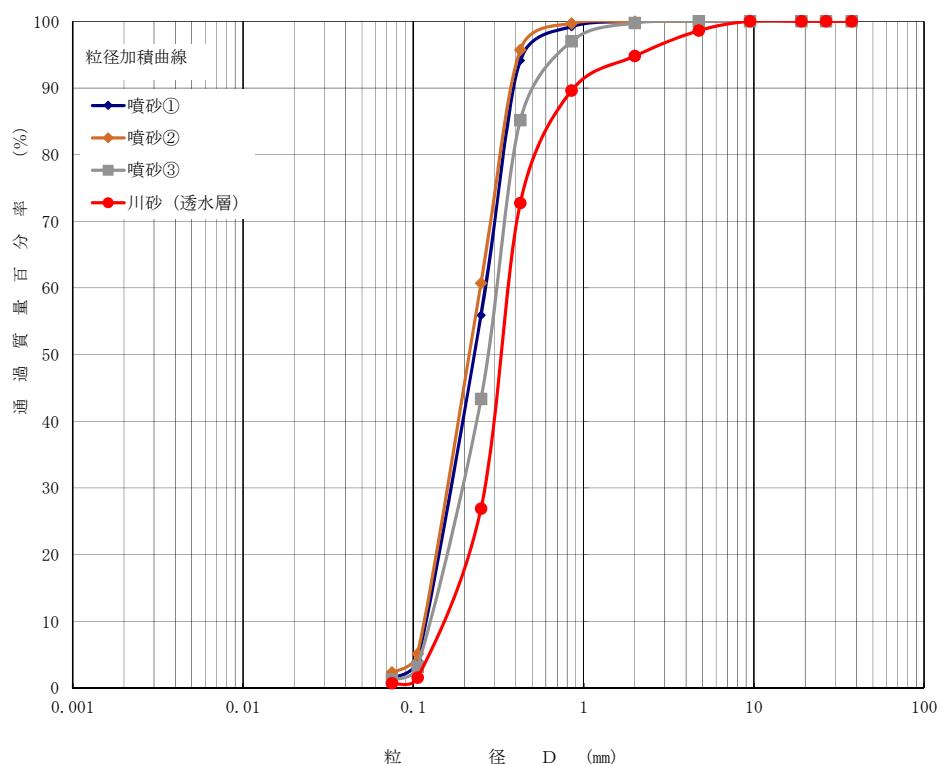


図 2-66 噴出砂の粒径加積曲線 (Case4)

2.4.5 Case5 ($\phi 140 \times 3$ 箇所) の実験結果

(1) 実験結果の概要

Case5 は、 $\phi 140$ の円柱縦型ドレーンを法尻部に 3 箇所配置したケースである。図 2-67(a) に 6 時間後の実験状況を示す。経過時間 10 時間(水位 1.2m)まで水位を上昇させて終了とした。この後、本模型では、対策工の中に砂を投入し強制的に目詰まりを起こした上で、浸透実験も行った。しかし、Case4 のような堤内地の盤膨れ・噴砂を伴う漏水は発生せず、かなりの水圧をかけたところで、堤体模型全体が持ち上がるようにして、亀裂が入り(図 2-67(b))実験を終了した。

水位を上げていく段階では、堤内地側に噴砂を伴う明らかな漏水は確認されなかったが、法尻部および堤内地側地表面の所々で細かな漏水が比較的多く確認された。



図 2-67 模型の状況 (Case5)

(2) 被覆土層下面に働く水圧

図 2-68 に間隙水圧計の設置位置と計測器番号を示す。図 2-69 に計測された圧力水頭の時刻歴を示す。間隙水圧計の値は、実験開始より水位上昇に伴って階段状に右肩上がりに推移している。給水箇所に最も近い間隙水圧計 No.13 の圧力水頭が一番高く、堤内地側に向かって順に低くなっている。堤内地側に設置された間隙水圧計の圧力水頭は、比較的緩やかに上昇している。

図 2-70 に中央横断面の圧力水頭分布を示す。図 2-71 に中央+0.5m 横断面の、図 2-72 に中央+1.0m 横断面の圧力水頭分布を示す。ドレーンが設置されている中央断面では、法尻部で圧力水頭の値が低下している。中央+0.5m 横断面はドレーンが設置されていないため圧力水頭の低下は見られない。中央+1.0m 横断面は、ドレーンが設置されている箇所であり、法尻部で圧力水頭の低下が見られる。

次に、堤防縦断方向の圧力水頭分布を図 2-73 に示す。断面の位置は、法尻部を基準に-1m(川側)から堤内地側へ+1.5m まで 0.5m ピッチとなっている。ドレーンが設置されている断面は、同図(c)でドレーン位置は中心から-1.0m, 0m, +1.0m である。ドレーン設置箇所で圧力水頭が下がっていることが分かる。それ以外の箇所では、縦断方向の圧力水頭の局所的な変化は見られない。

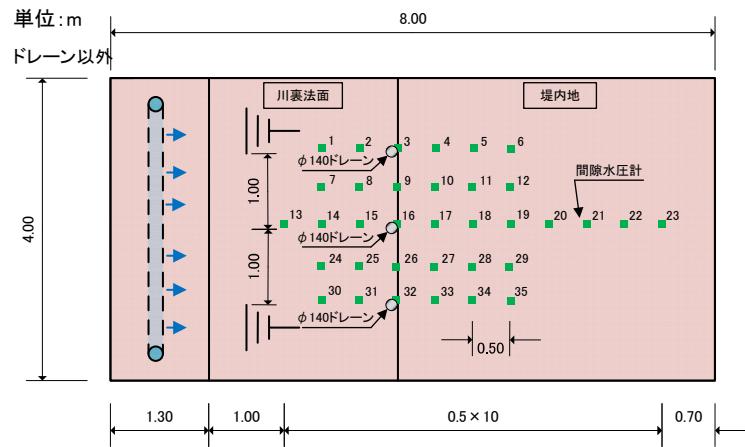


図 2-68 間隙水圧計配置位置図 (Case5)

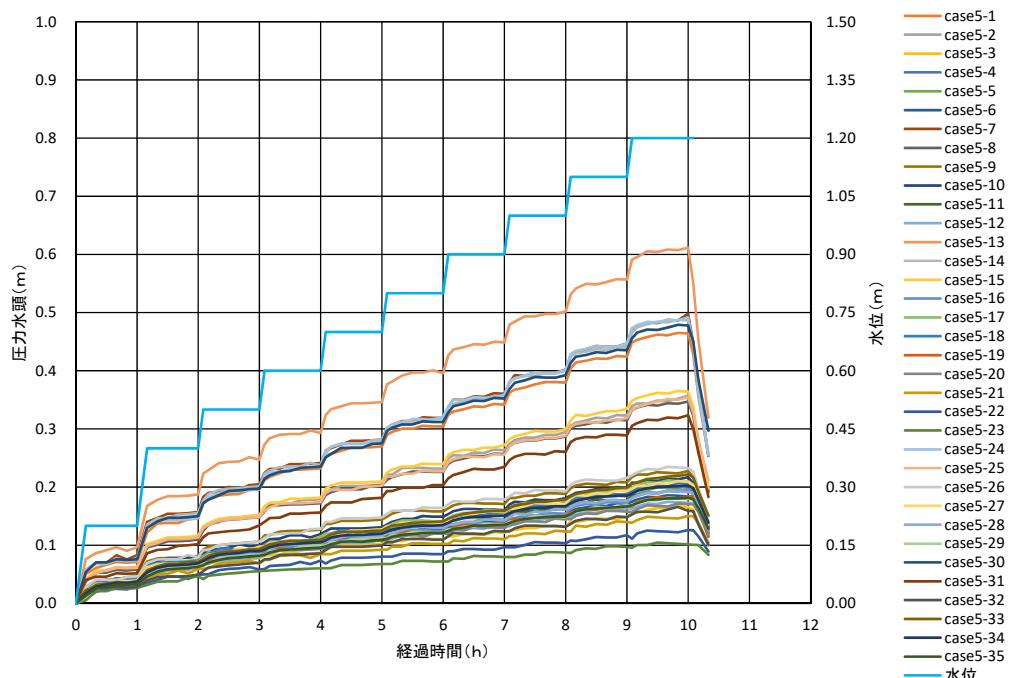


図 2-69 圧力水頭の時刻歴 (Case5)

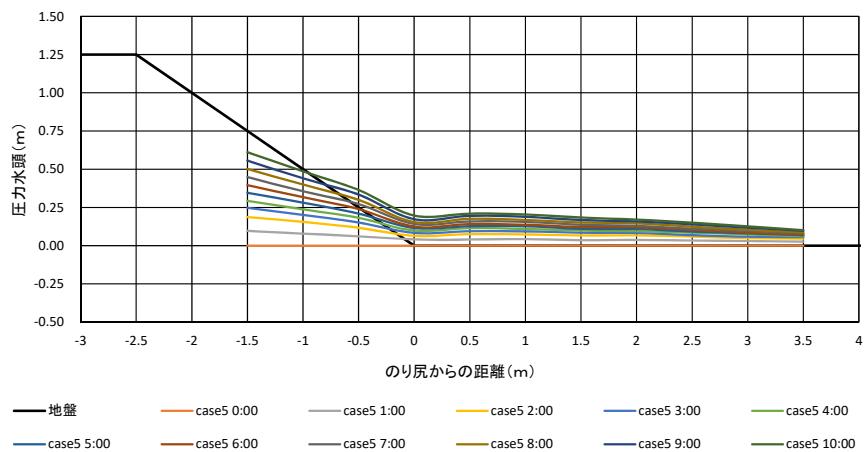


図 2-70 中央横断面の圧力水頭分布 (Case5)

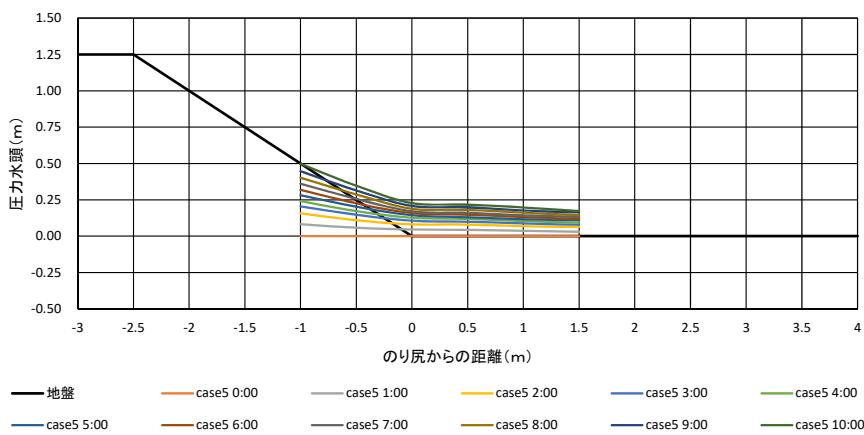


図 2-71 中央+0.5m 横断面の圧力水頭分布 (Case5)

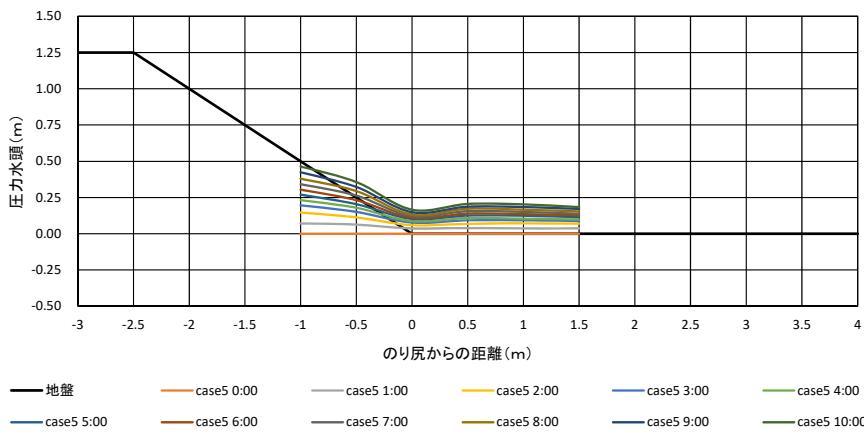


図 2-72 中央+1m 横断面の圧力水頭分布 (Case5)

(3) 被覆土層表面の鉛直変位

図 2-74 に変位計の位置と計測器番号を示す。図 2-75 に計測された鉛直変位を示す。全体的に極めて小さな鉛直変位しか発生しなかった。

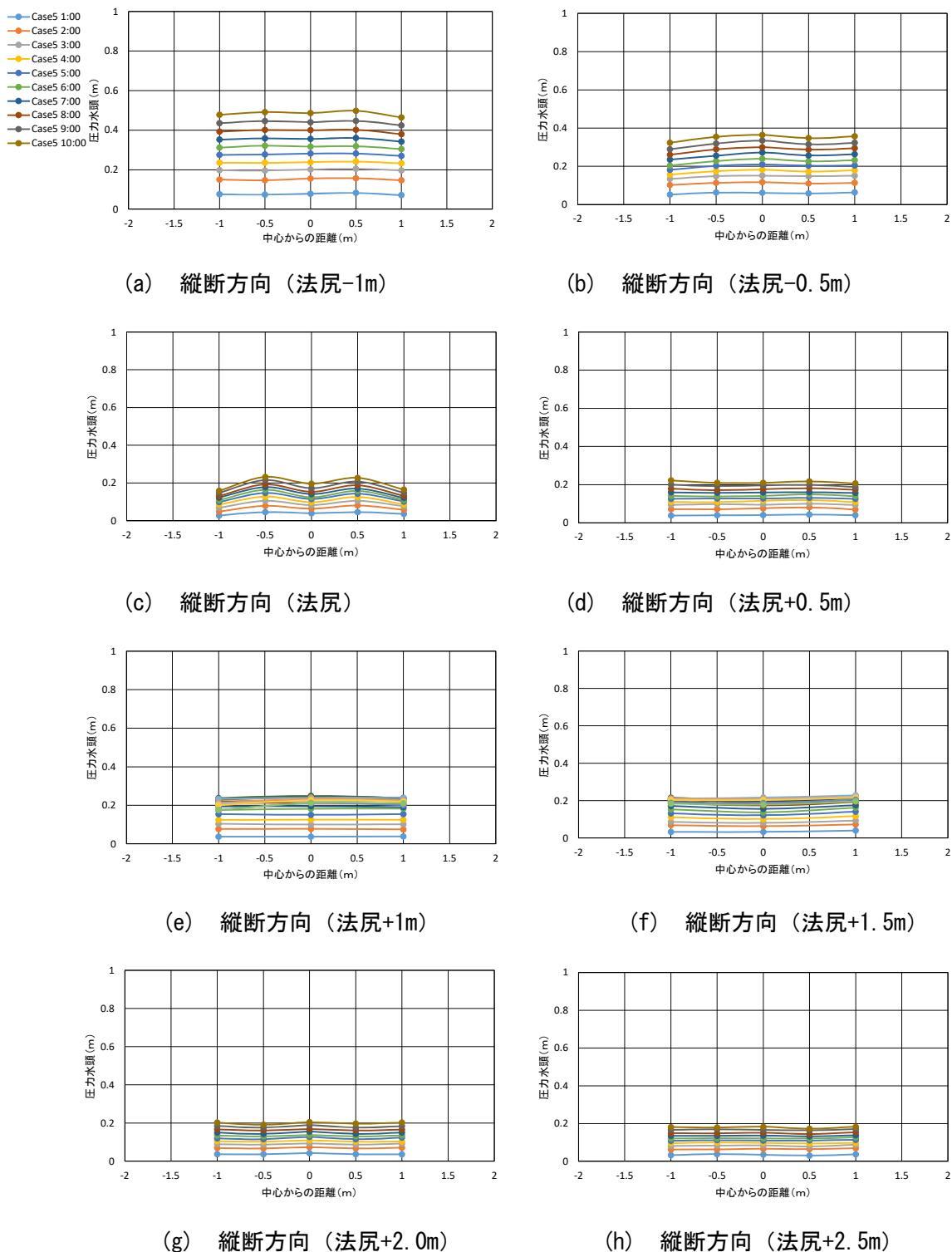


図 2-73 縦断方向の圧力水頭分布 (Case5)

(4) 給水量と排水量

計測を行った給水量と排水量の時刻歴を図 2-76 に示す。水位上昇に伴い、給水量、排水量とも増加傾向である。

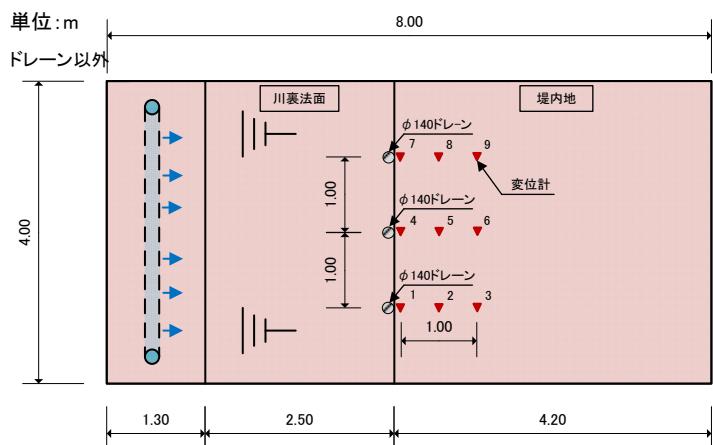


図 2-74 変位計配置位置図 (Case5)

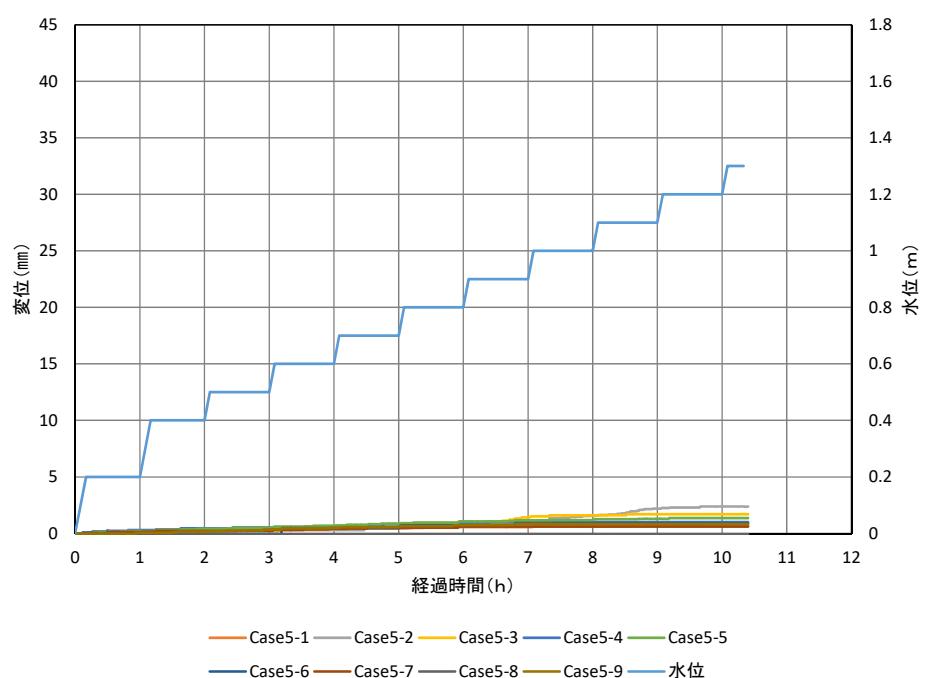


図 2-75 鉛直変位の時刻歴 (Case5)

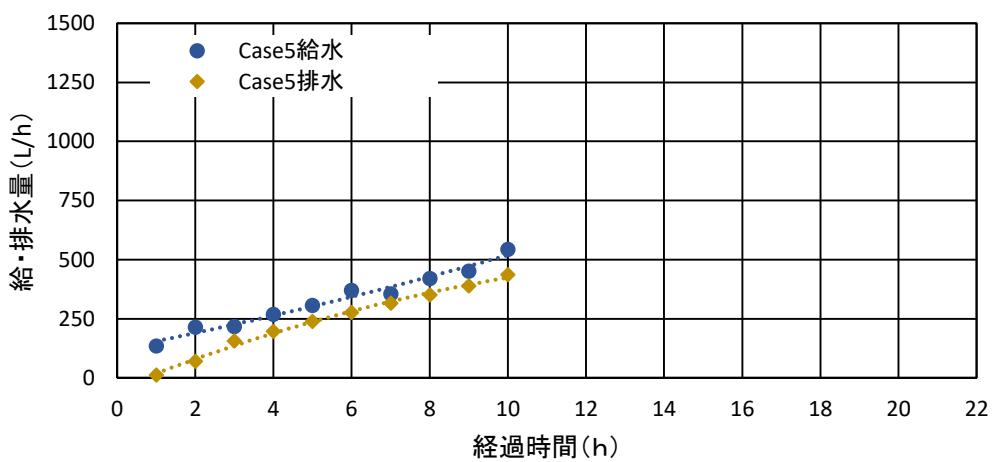


図 2-76 給水量と排水量の時刻歴 (Case5)

2.4.6 Case6 ($\phi 100 \times 1$ 箇所) の実験結果

(1) 実験結果の概要

Case6 は、 $\phi 100$ の円柱縦型ドレーンを法尻部の中央に 1 箇所配置したケースである。本ケースは、Case4 で発生したようなドレーンからの噴砂と目詰まりを意図的に発生させることを目的としている。このため、ドレーン内に高い流速が発生するように、ドレーンの径を他のケースよりも小さく設定した。また、ドレーンを設置するための掘削孔よりジオグリッドの型枠を小さくすることで、ドレーンと被覆土層の間に意図的に隙間を設けた。

図 2-77 (a) に 6 時間後の実験状況を示す。

水位が 1.8m を超えた辺りからドレーンからの排水が濁りはじめ、最終的には砂混じりの排水となった(図 2-77(b)) が、ドレーンに目詰まりが生じた様子はなかった。水位を上げていく段階から、土槽境界部、法尻部および堤内地側地表面の所々で細かな漏水が比較的多く確認された。



図 2-77 模型の状況 (Case6)

(2) 被覆土層下面に働く水圧

図 2-78 に間隙水圧計の設置位置と計測器番号を示す。図 2-79 に計測された圧力水頭の時刻歴を示す。間隙水圧計の値は、実験開始より水位上昇に伴って階段状に右肩上がりに推移している。給水箇所に最も近い間隙水圧計 No.13 の圧力水頭が一番高く、堤内地側に向かって順に低くなっている。堤内地側に設置された間隙水圧計の圧力水頭は、実験開始 5 時間後(水位 0.8m)からほぼ横ばいとなった。11 時間 30 分(水位 1.4m)後には、ドレーン直下に設置した間隙水圧計 No.16 の圧力水頭が急激に低下し、周辺の間隙水圧計でも減少傾向となっている。この時点で目視ではドレーンから濁った排水などは確認されていない。

図 2-80 に中央横断面の圧力水頭分布を示す。図 2-81 に中央+0.5m 横断面、図 2-82 に中央+1.0m 横断面の圧力水頭の分布を示す。ドレーンが設置されている中央断面では、法尻部で圧力水頭の値が低下している。圧力水頭の時間変化同様に中央断面においても、12 時間後に急激に圧力水頭が低下していることが分かる。

中央+0.5m 断面はドレーンが設置されていないため圧力水頭の局所的な低下はほとんど見られない。中央+1.0m 断面は、中央+0.5m 断面同様にドレーンが設置されていない箇所であり、法尻部で圧力水頭の局所的な低下がほとんど見られない。

次に、堤防縦断方向の圧力水頭分布を図 2-83 に示す。断面の位置は、法尻部を基準に-1m(川側)から

堤内地側へ+1.5mまで0.5mピッチとなっている。ドレンが設置されている断面は、同図(c)でドレン設置箇所の中心部で圧力水頭が下がっているのが分かる。法尻より川側の断面である同図(a)の断面において、中心から-0.5mの位置で若干圧力水頭が高めに推移し、その後、低下している。圧力水頭の時間変化が左右対称となっていない。同様に同図(b)も-1.0mの地点で同様に圧力の低下がみられる。堤内地側断面の同図(d)～(e)では、初期段階で圧力水頭の上昇があるものの、その後は圧力水頭の増加がほとんど見られない。

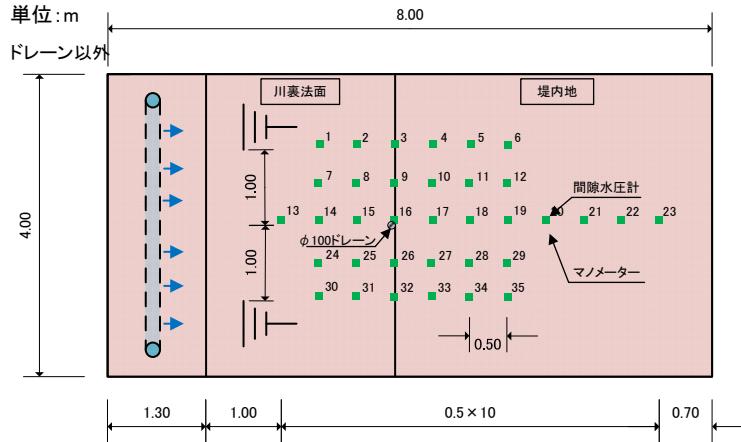


図 2-78 間隙水圧計配置位置図 (Case6)

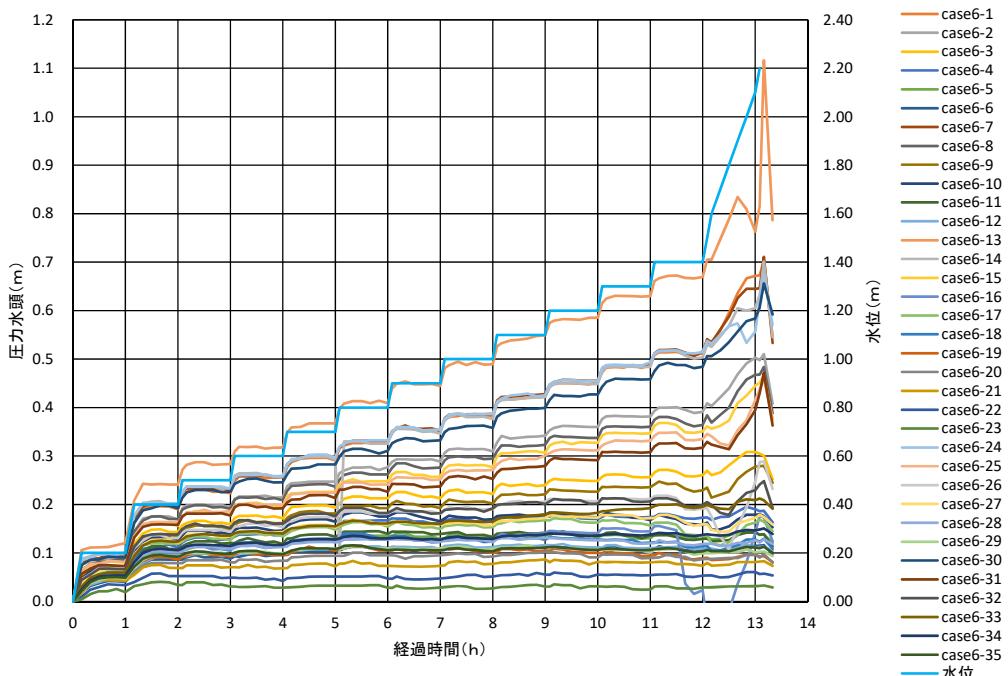


図 2-79 圧力水頭の時刻歴 (Case6)

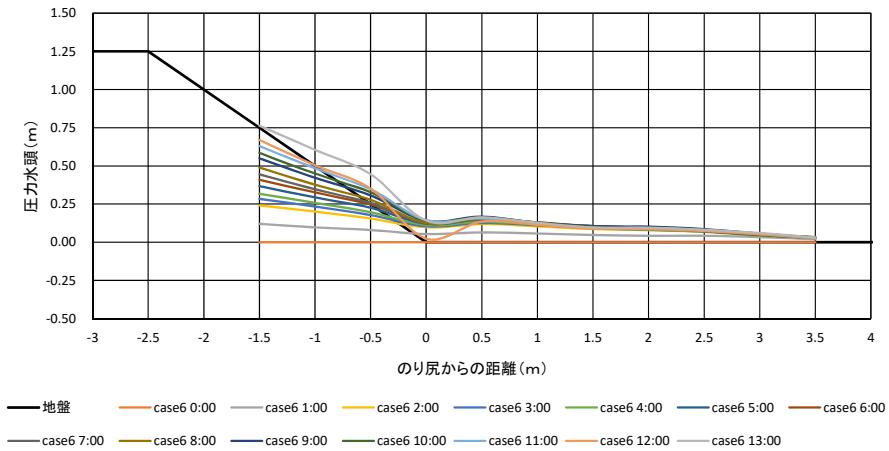


図 2-80 中央横断面の圧力水頭分布 (Case6)

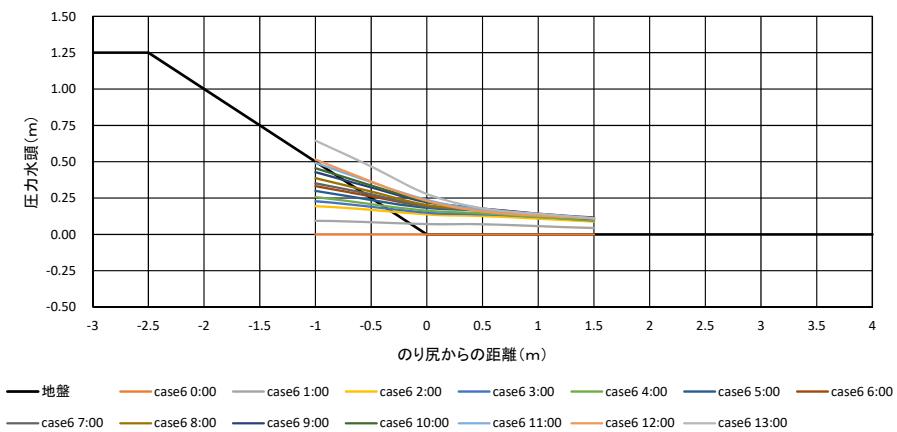


図 2-81 中央+0.5m 横断面の圧力水頭分布 (Case6)

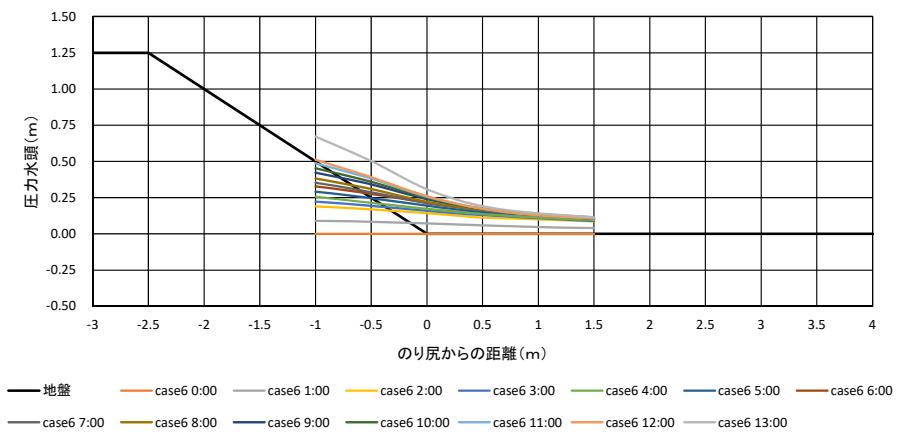


図 2-82 中央+1m 横断面の圧力水頭分布 (Case6)

(3) 被覆土層表面の鉛直変位

図 2-84 に変位計の位置と計測器番号を示す。図 2-85 に計測された鉛直変位の変化を示す。

堤内地側の鉛直変位量は、実験開始 2 時間(水位 0.5m)経過後、変位計 No.2,3 で鉛直変位量が徐々に増加し始め、3mm 程度まで増加したが、それ以降は、横ばいとなった。6 時間後(水位 0.9m)には再び変位

が増加し、全体的に変位量が 5mm 程度となった。その後、緩やかに増加した。このように変位が上昇し始め、その後、変位量の増加が横ばいとなるのは、被覆土層表面が水圧によって一時的に膨れ上がるが、被覆土層表面に形成された細かな亀裂から漏水が発生し、水圧が低下し、盤膨れが進展しにくいことが推測される。

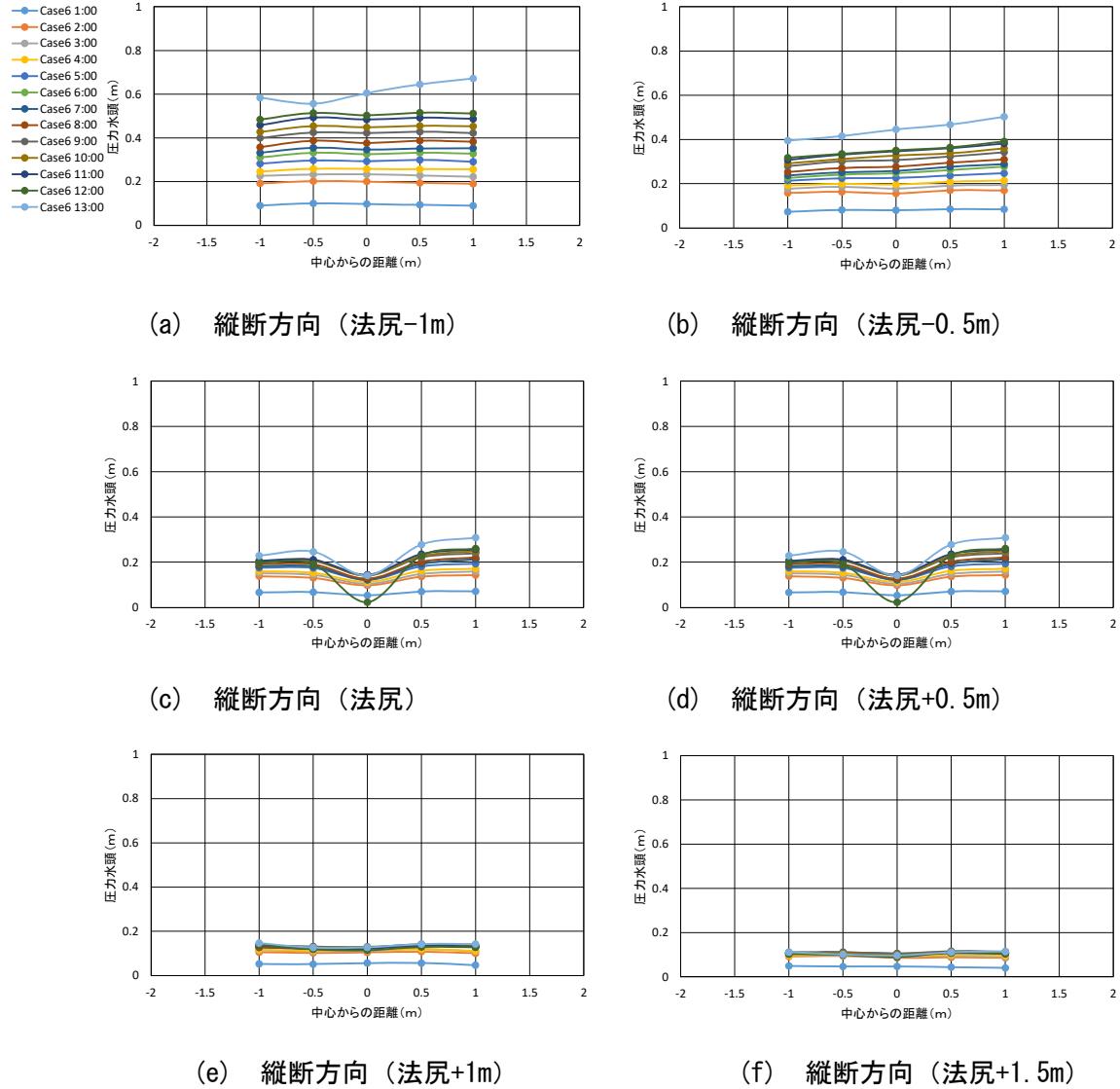


図 2-83 縦断方向の圧力水頭分布 (Case6)

(4) 給水量と排水量

給水量と排水量を図 2-86 に示す。水位上昇に伴い、給水量、排水量ともに増加している。

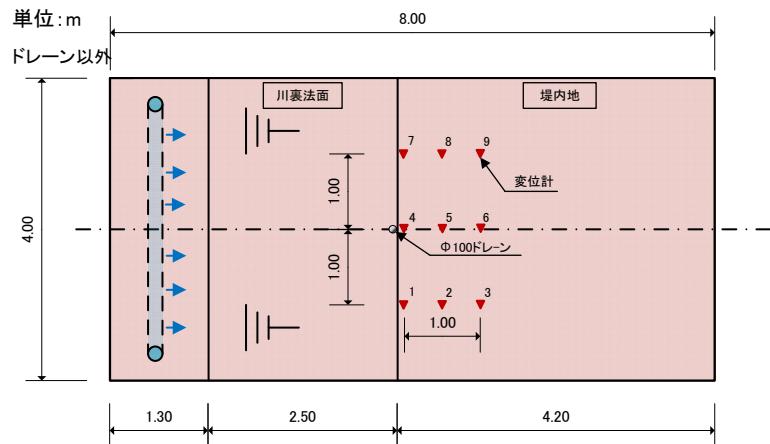


図 2-84 変位計配置位置図 (Case6)

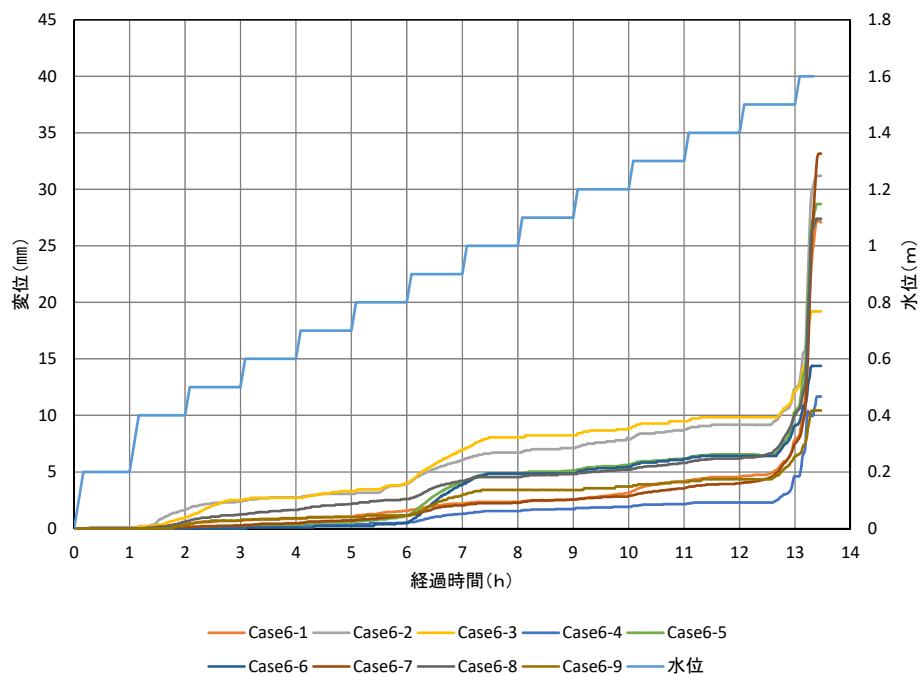


図 2-85 鉛直変位の時刻歴 (Case6)

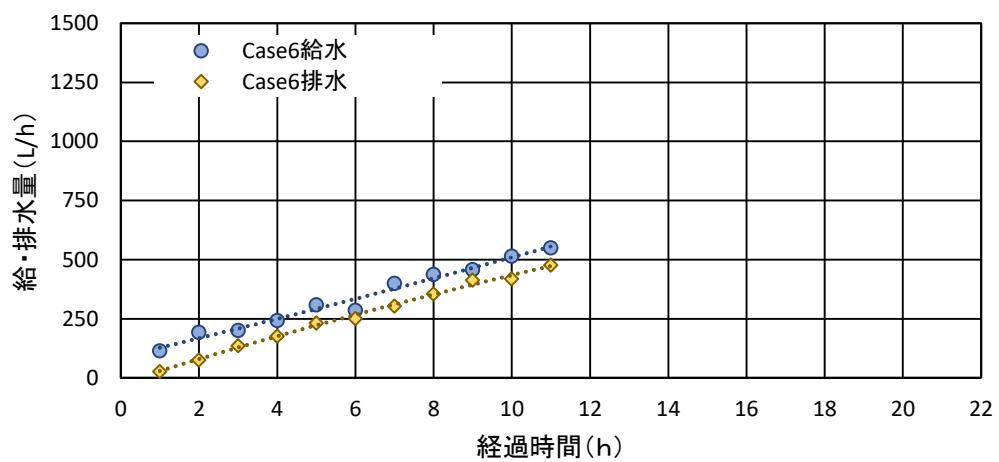


図 2-86 給水量と排水量の時刻歴 (Case6)

2.5 浸透実験まとめ

2.5.1 ドレーンの面積と水位の関係

円柱縦型ドレーンの円の面積と水位上昇に伴う状態の変化の関係を図 2-87 に示す。縦に同一ケースの様々な状態が並んでおり、下側が実験初期の状態、上側ほど実験終了に近い状態となっている。

状態として、水位の上昇により地表面の変位が出始めた時点、盤膨れの進行によって間隙水圧計の値がほぼ一定となった時点、地表面の変位が 5mm 以上となった時点、ドレーン工からの排水が濁り始める時点、盤膨れや砂が噴出した時点を挙げた。

ドレーン面積が大きいほど、変位が出始める水位、変位が 5mm 以上となる水位、水圧一定となる水位が大きくなる傾向が見られる。堤防延長当たりのドレーンの面積が大きいほど、高い対策効果が得られることを表しているものであり、離散的に配置する円柱縦型ドレーンよりも連続配置のトレーナーの方が高い効果を発揮することが期待される。

排水の濁りと砂の噴出が生じたのは、Case4 と Case6 の 2 ケースであるが、これらが生じた時点の水位にドレーンの面積との関係性は見られない。この理由ははっきりとしないものの、関係しうる状況として、Case6 では、変位が出来てから排水の濁りや砂が噴出するまでの間に、被覆土層表面の細かな亀裂や土層壁面から噴砂を伴わない漏水が確認されているのに対し、Case4 ではこれらの漏水はあまり確認されていないことが挙げられる。どのケースでも同じように模型を作っていたものの、微妙な違いで被覆土層の遮水性に違いが生じていたことは十分考えられる。実際に、被覆土層下面に作用する水圧を Case4 と Case6 を比較すると、法尻から堤内地側に離れた場所では、Case6 の方が明らかに小さかった。

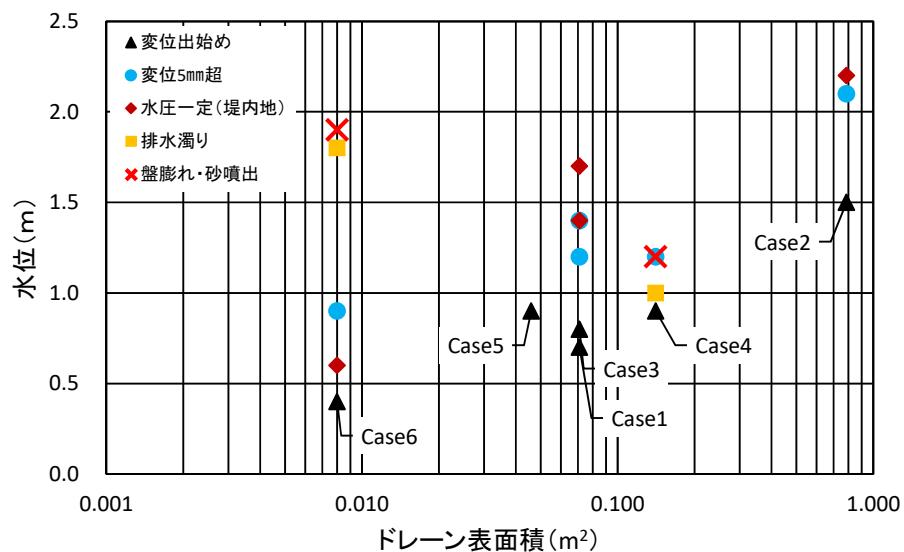


図 2-87 ドレーン面積と水位上昇に伴う状態の変化

2.5.2 水位上昇に伴う圧力水頭と変位の関係

Case1～Case6 の給水管の水位と土槽中心線上の法尻から 1m 堤内地側に離れた地点の透水層の圧力水頭の関係を図 2-88 に示す。ドレーン面積の大きな Case2 の勾配は緩く、面積の小さな Case6 は比較的急勾配となっている。この勾配は、ドレーン面積だけでなく、被覆土層の遮水性によっても変化するものと考えられる。

えられる。

また、図 2-89 には、給水管の水位と土槽中心線上の法尻から 1m 堤内地側に離れた地点の被覆土層表面の鉛直変位の関係を示す。圧力水頭が 0.1m 前後で鉛直変位が生じ始めているケースが多い。

透水層の圧力水頭も地表面の変位も、水位の上昇に伴い増加しているが、圧力水頭は途中で頭打ちとなるものが多く、変位には急増するものが見られる。圧力水頭が頭打ちとなる理由としては、地盤の変位に伴って生じた被覆土層の細かな亀裂からの漏水が増加することや変位に伴って生じる空間に水が移動することが考えられる。

Case4 以外の実験では、噴砂や漏水を伴った盤膨れは確認されなかった。Case4 の実験で計測された圧力水頭の値は、全体的に増加傾向であるが、濁り水が出始めた時点と噴砂が出始めた時点で圧力水頭が急激に低下している。この Case4 で生じた急激な水圧変化によって、ドレン内での流速が急激に低下し、ドレン内を流れ出ようとしていた砂が碎石間に堆積し、目詰まりが生じたことが推測される。同じく濁り水や噴砂が生じた Case6 では、圧力水頭の急激な変化は生じておらず、目詰まりも生じていない。

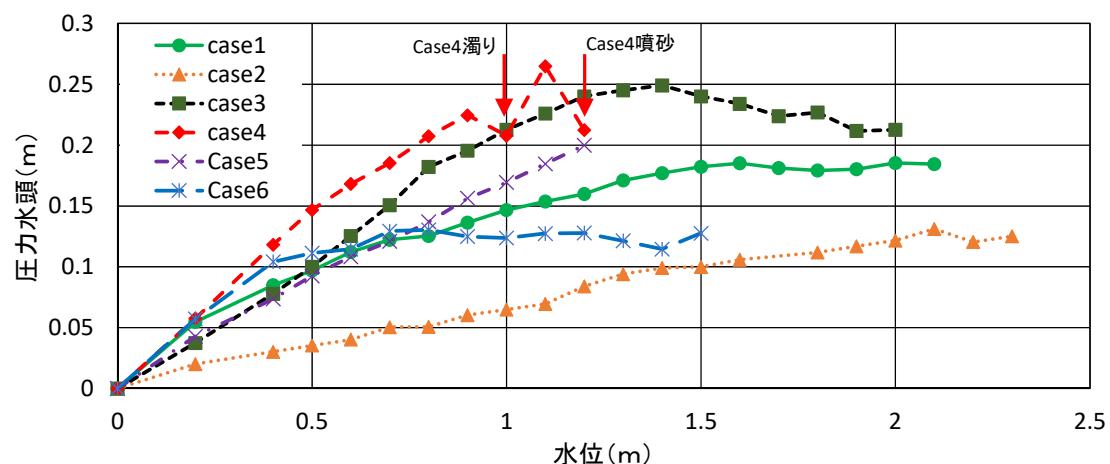


図 2-88 給水管の水位と透水層の圧力（法尻+1m 堤内地側）の関係

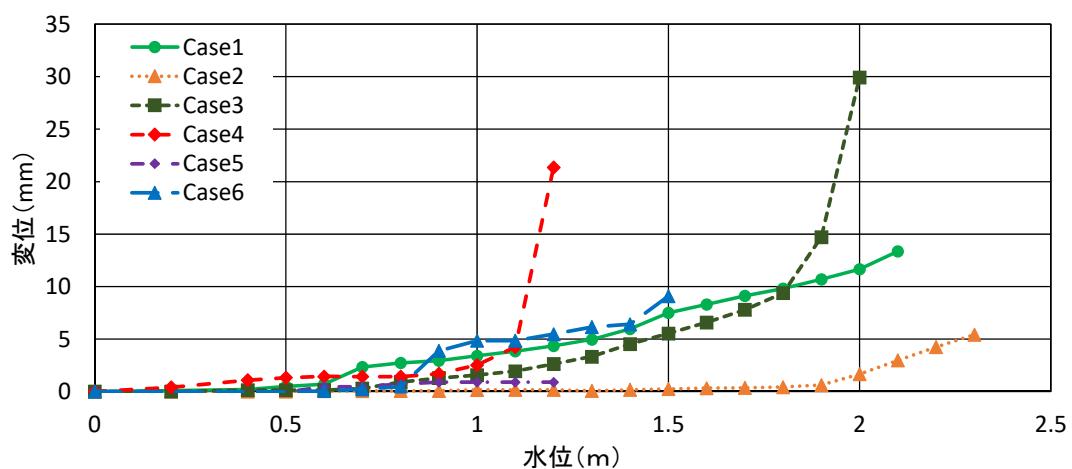
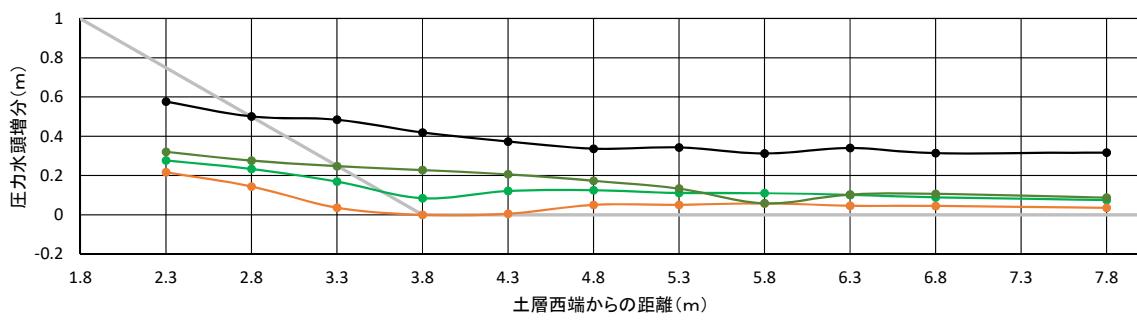


図 2-89 給水管の水位と地表面の鉛直変位（法尻+1m 堤内地側）の関係

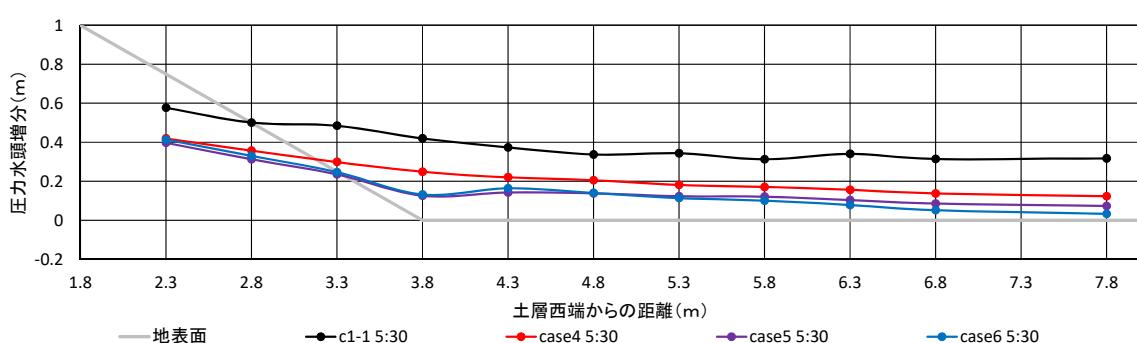
2.5.3 横断方向の圧力水頭の比較

図 2-90 に実験開始から 5 時間 30 分後(水位 0.8m)の中央断面における堤防横断方向の圧力水頭を示す。同図には、参考に無対策(c1-1)の同じ水位における圧力水頭の値を合わせて示している。

各ケースとも無対策と比較して、圧力水頭が横断方向に渡り全体的に低下している。ドレンを設置した箇所で最も低下し、その少し堤内地側で若干圧力水頭が回復する傾向が見られる。透水層のドレン設置箇所前後及び深いところでは、高い圧力を保持しているものと考えられ、このような圧力の回復を考慮して対策の設計を行う必要がある。また、法尻から堤内地川に 2m 離れた位置にドレンを設けた Case3 が法尻位置で高い圧力となっている。さらに水位が上昇した場合には法尻位置で盤膨れが生じる可能性がある。このため、最も効果を発揮させるためには、圧力が高くなりやすい法尻にドレンを設けることが合理的である。



(a) Case 1~3



(b) Case 4~6

図 2-90 横断方向の圧力水頭の比較（実験開始から 5 時間 30 分後、水位 0.8m）

2.5.4 縦断方向の圧力水頭の比較

図 2-91 に実験開始から 5 時間 30 分後(水位 0.8m)の法尻の堤防縦断方向の圧力水頭を示す。同図には、参考に無対策(c1-1)の同じ水位における圧力水頭の値を合わせて示した。無対策と比較すると、0~60% の間にある。縦断的に対策から離れるほど、圧力が増加する傾向が見られることから、縦型ドレンの場合には、対策の中間にあたる縦断位置で対策の効果を評価する必要があると考えられる。

図 2-92 には、同時刻における法尻+1.0m の位置の堤防縦断方向の圧力水頭を示す。こちらも同様で、無対策と比較すると、0~60% の間にある。ただし、法尻から 1m 離れると、縦断的な変化はほとんど見られない。

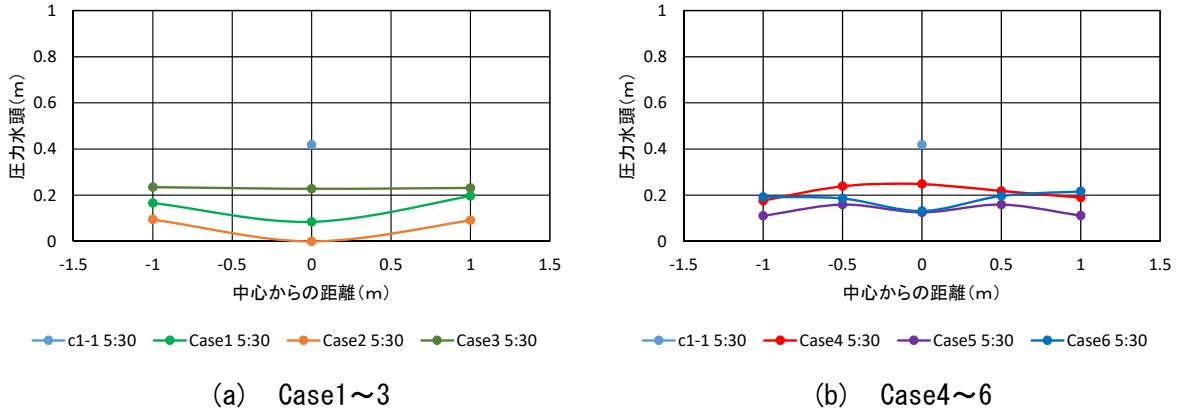


図 2-91 縦断方向の圧力水頭の比較（実験開始から 5 時間 30 分後、水位 0.8m、法尻）

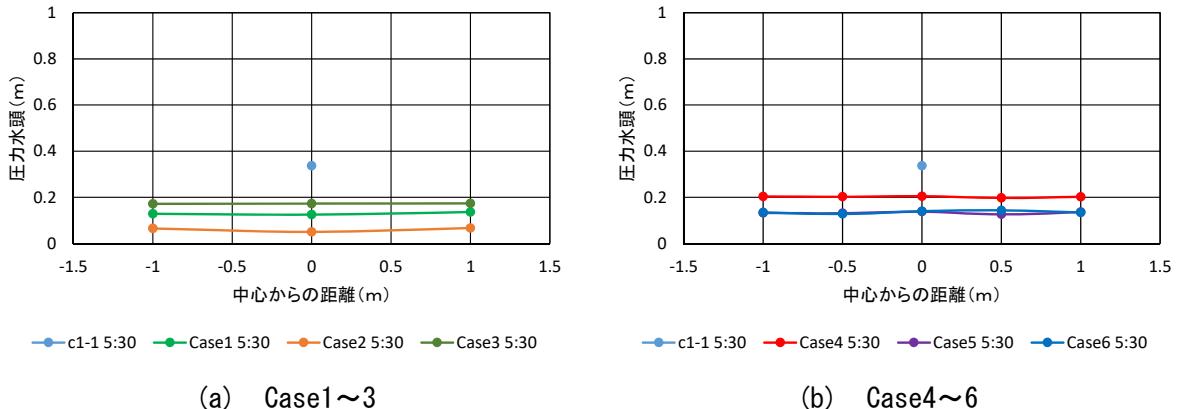


図 2-92 縦断方向の圧力水頭の比較（実験開始から 5 時間 30 分後、水位 0.8m、法尻+1.0m）

2.5.5 給水量と排水量

給水量と排水量の時刻歴を図 2-93 と図 2-94 に示す。給水量、排水量は時間が経過するとともに増加しているが、直線的な範囲と下に凸の範囲とが存在する。盤膨れが生じた Case4 は早い時点で急増しているが、盤膨れからの漏水によるものである。一方で、 $\phi 1000$ の円柱縦型ドレーン 1 箇所設置した Case2 は比較的直線的に推移した。

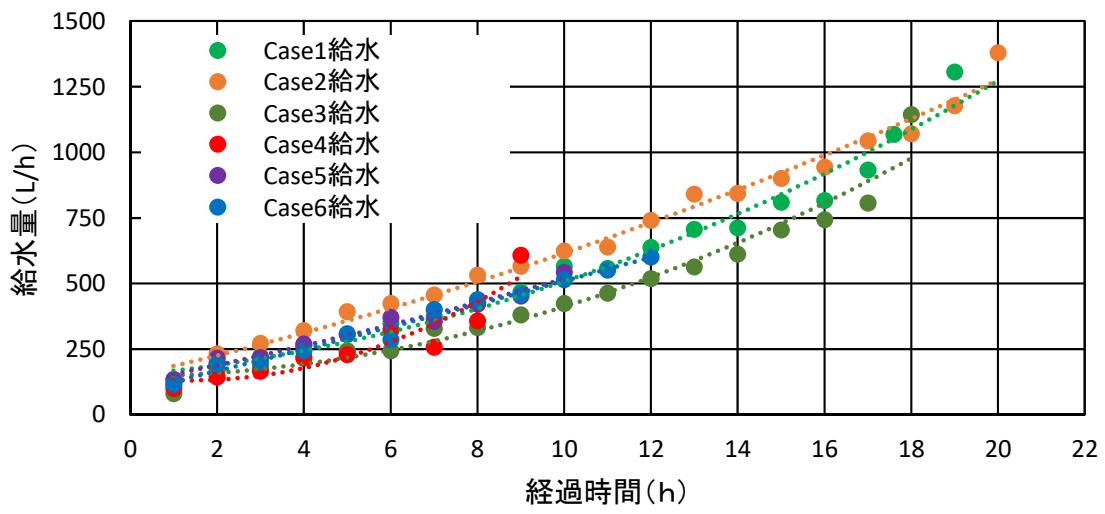


図 2-93 給水量の時刻歴

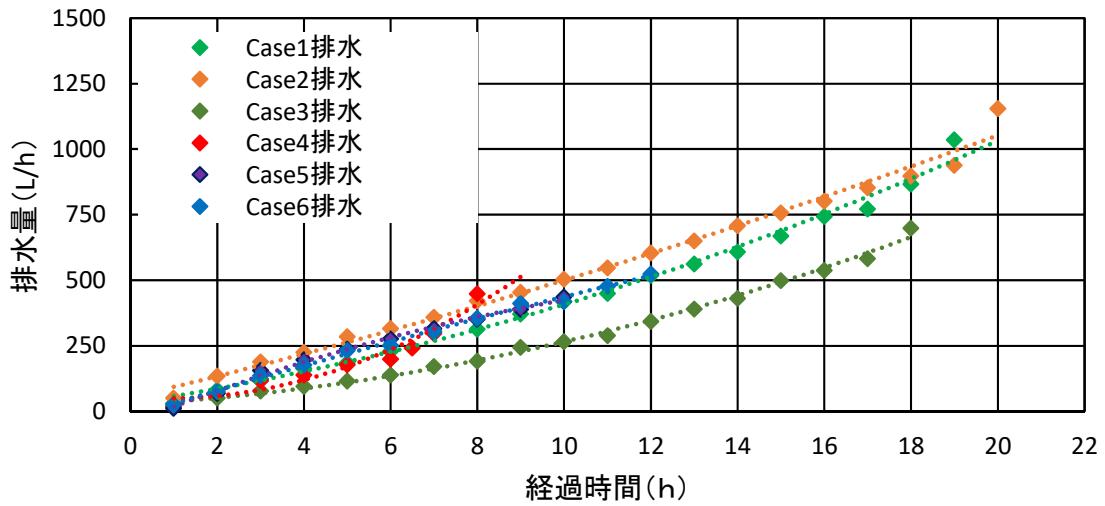


図 2-94 排水量の時刻歴

第3章 飽和・不飽和非定常浸透流解析

第2章では、円柱縦型ドレンの径と配置を変化させた浸透実験を行った。これらの実験条件を対象として、2次元及び3次元の飽和・不飽和非定常浸透流解析により被覆土層下面に作用する圧力を再現解析を行った。

3.1 2次元飽和・不飽和非定常浸透流解析

3.1.1 解析目的

2次元浸透流解析は一般的に設計で用いられており、簡易にモデル化できる。堤防縦断方向に連続したトレンチ状の堤内基盤排水対策を2次元の飽和・不飽和非定常浸透流解析によって、ある程度、実験で計測された被覆土層下面に作用する圧力を再現することが可能である⁴⁾。本章では、堤縦断方向に離散配置された円柱縦型ドレンに対する2次元飽和・不飽和非定常浸透流解析の再現性を確認することを目的とする。対象とした実験ケースは、 $\phi 300$ 円柱縦型ドレンを法尻中央部に設置した Case1, $\phi 1000$ のドレンを法尻中央部に設置した Case2, 及び $\phi 300$ 円柱ドレンを法尻から2m 堤内地側へ配置した Case3 である。

3.1.2 解析方法

浸透流解析は、境界条件、土質条件など各パラメータを設定し基本式を解くことにより、各節点のタイムステップ毎の圧力水頭、流速などを導く。実験では、被覆土層下面に間隙水圧計を設置しており、各水位段階（経過時間）での圧力水頭が計測されているため、この計測値と解析値とを比較した。計測値と解析値に乖離がある場合は、ドレン（碎石）の透水係数を変化させ、ある程度一致するまでパラメトリックスタディーを行った。実験を行った模型に対して、図3-1に示すようなモデル化を行った。

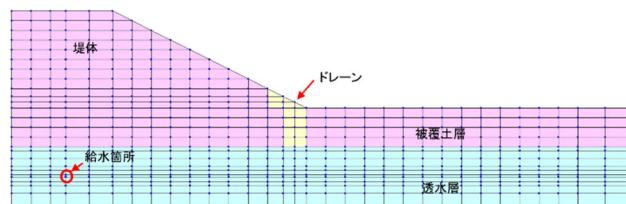


図 3-1 解析モデル (Case1)

また、円柱縦型ドレンは、縦断方向に連続してないため、ドレンのない断面についても仮想のドレー

ンを配置し解析を行うことで、ドレーンの効果を確認できるか検証した。仮想ドレーンを配置した断面の抽出イメージを図 3-2 に示す。

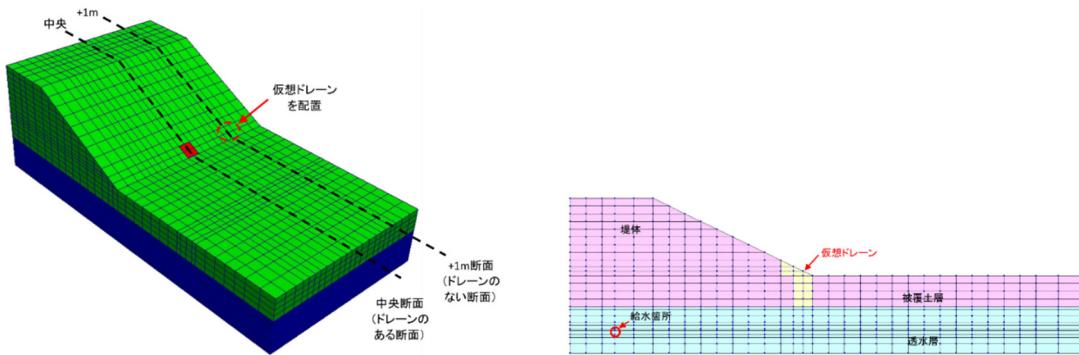


図 3-2 ドレーンがない横断における 2 次元モデル

検討に用いた浸透流解析プログラムは、Dtransu-2D・EL⁶⁾である。Dtransu-2D は、ソースコードが公開されており、比較的簡単に浸透流解析ができる。2 次元飽和・不飽和浸透流解析の支配方程式を以下に示す。

$$\frac{\partial \psi}{\partial x} \left(k \frac{\partial \psi}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k \frac{\partial \psi}{\partial z} + k \right) = (C + \alpha \cdot S_s) \frac{\partial \psi}{\partial t}$$

ここに、
 x : 堤防横断面の水平方向の軸
 z : 堤防横断面の鉛直方向の軸
 k : 透水係数 (m/hr)
 ψ : 圧力水頭 (m)
 C : 比水分容量 (1/m)
 α : 1 の場合飽和領域、0 の場合不飽和領域
 S_s : 比貯留係数 (1/m)
 t : 時間 (hr)

ここで、比水分容量 C は水分特性曲線の接線勾配として与え、比貯留係数 S_s は、川砂を 1×10^{-4} (1/m)、ロームを 1×10^{-3} (1/m) と設定した。

3.1.3 解析条件

解析条件の設定のうち透水層(川砂)および被覆土層(ローム)の透水係数は、室内試験の結果を当方として採用し、不飽和特性値は、「河川堤防の構造検討の手引き」²⁾(以下、「手引き」)から粘性土(ローム)と砂質土(川砂)を採用した。初期条件として、被覆土層表面まで飽和状態とし、実験で行った水位を時系列で与えた。また、実験の土槽は、側面と底面の 5 面がコンクリート張りとなっているため、鉛直面と底面を不透水境界とし、地表面全てを浸出境界とした。

上記パラメータを設定した後、実験で得られた間隙水圧計の計測値と解析結果が整合するドレーン(碎石)

の透水係数を推定した。

解析で設定したパラメーター一覧を表 3-1 に示す。手引きに記載されている不飽和特性を図 3-3, 図 3-4 に示す。

表 3-1 解析パラメーター一覧

	飽和透水俗数 (m/sec) 試験値	有効間隙率 手引き参照	比貯留俗数 (1/m) 手引き参照	不飽和特性
堤体・被覆土層 (ローム)	$1.9 \times E-6$	0.1	$1.0 \times E-3$	手引き 図 3-3, 図 3-4
透水層 (川砂)	$3.4 \times E-4$	0.2	$1.0 \times E-4$	
ドレン (碎石)	変数	0.2	$1.0 \times E-4$	

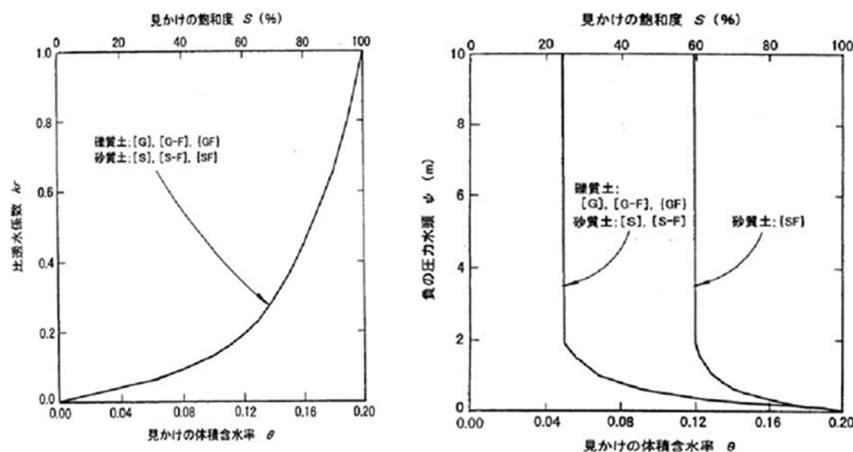


図 3-3 透水層（川砂）の不飽和特性
(左：飽和土－比透水俗数, 右：飽和土－負の圧力水頭)

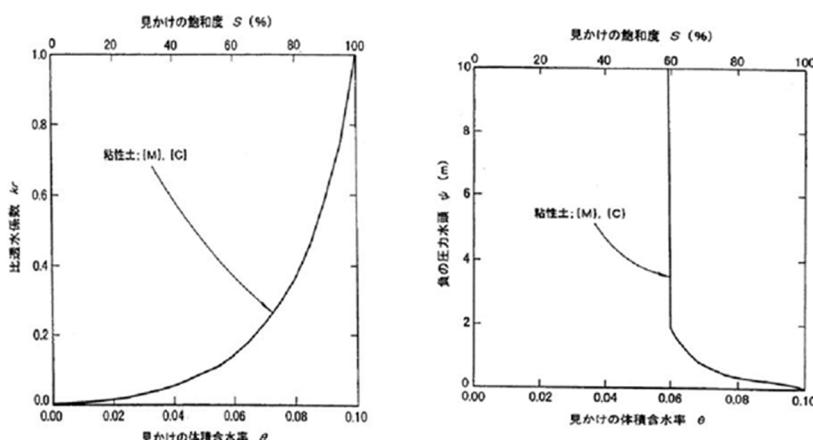


図 3-4 被覆土層・堤体（ローム）の不飽和特性
(左：飽和土－比透水俗数, 右：飽和土－負の圧力水頭)

3.1.4 Case1 の解析結果

(1) モデル

Case1 は、 $\phi 300$ の円柱縦型ドレンを法尻中央部に 1 箇所配置したケースである。図 3-5 に Case1 の解析モデルを示す。

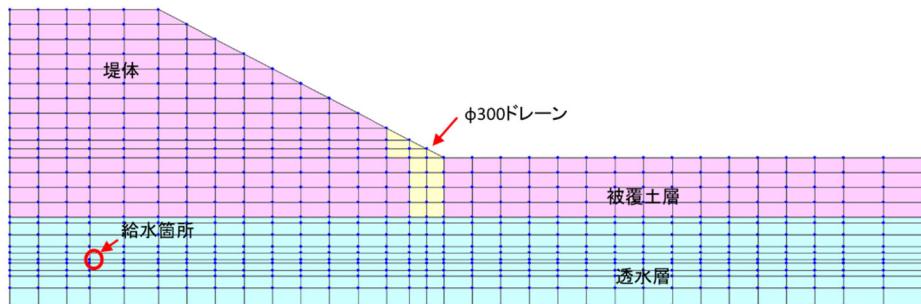


図 3-5 モデル図 (Case1)

(2) 間隙水圧計の番号とメッシュ節点番号

実験で計測を行った間隙水圧計の位置を図 3-6 に、対応する節点番号の位置図を図 3-7 に示す。また、計測器番号と対応する節点の番号一覧表を表 3-2 に示す。解析値と計測値の比較は、中央横断面(ドレンあり)では 5 箇所、中央+1m 横断面(ドレンなし)では 3 箇所において行った。

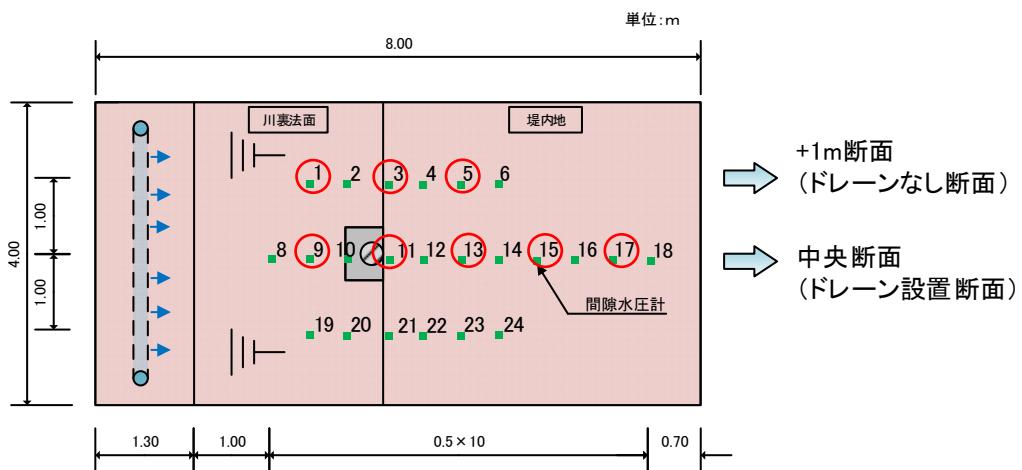


図 3-6 比較した間隙水圧計の位置 (Case1)

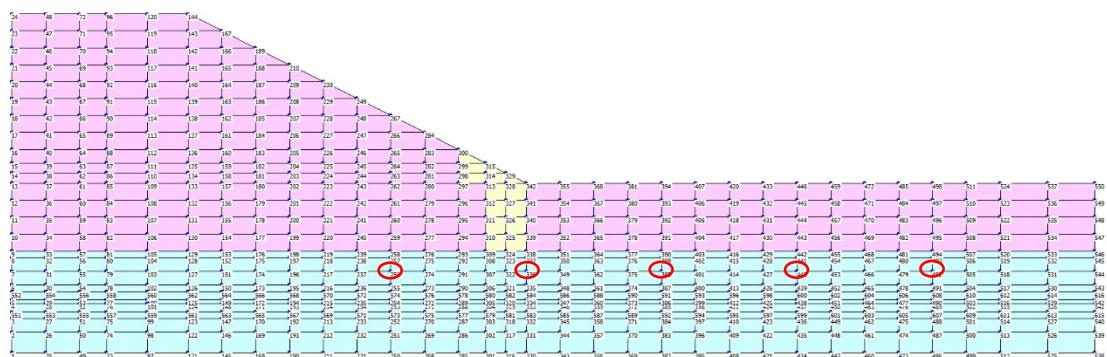
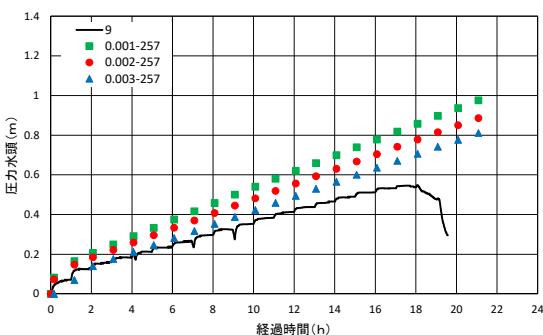


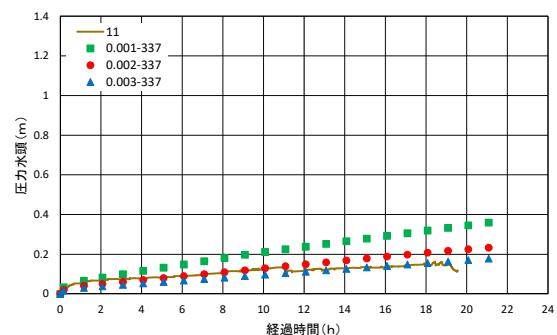
図 3-7 比較した節点番号位置 (Case1)

表 3-2 対応する計測器番号と節点番号 (Case1)

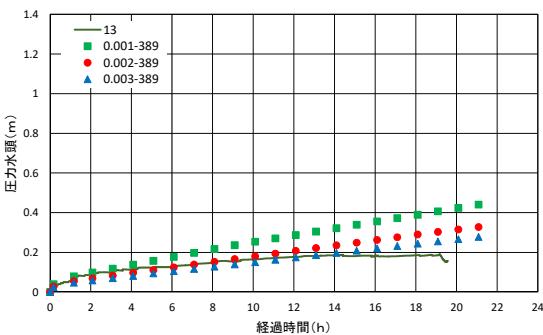
	間隙水圧計 No.	節点番号	法尻からの距離	中央からの距離
中央+1m 横断面 (ドレーンなし)	1	257	-1m	+1m
	3	337	0m(法尻)	
	5	389	+1m	
中央横断面 (ドレーンあり)	9	257	-1m	0m
	11	337	0m(法尻)	
	13	389	+1m	
	15	441	+2m	
	17	493	+3m	



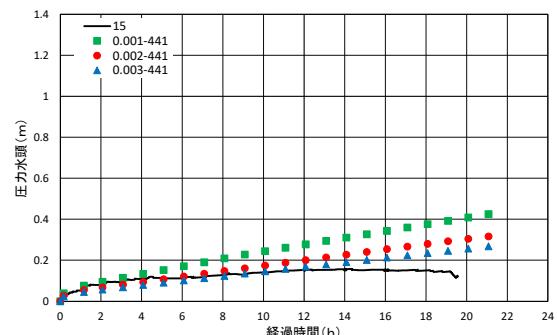
(a) 計測値と解析値の比較 (法尻-1m)



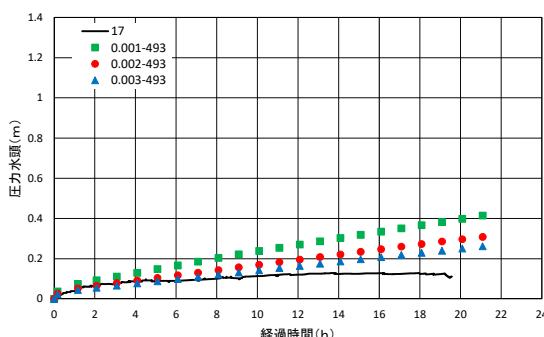
(b) 計測値と解析値の比較 (法尻)



(c) 計測値と解析値の比較 (法尻+1m)



(d) 計測値と解析値の比較 (法尻+2m)



(e) 計測値と解析値の比較 (法尻+3m)

図 3-8 中央横断面の計測値と解析値の比較 (Case1)

(3) 中央横断面の解析値と計測値

図 3-8 に中央横断面の計測値と解析値の圧力水頭の時刻歴を合わせて示す。解析値は、ドレーン(碎石)の透水係数を 1.0×10^{-3} m/s, 2.0×10^{-3} m/s, 2.0×10^{-3} m/s にした場合の 3 種類である。法尻部で計測値と解析値がほぼ整合したのは、ドレーンの透水係数を 2.0×10^{-3} m/s にした場合である。

(4) 中央+1m 横断面の解析値と計測値

図 3-9 に中央+1m 横断面の計測値と解析値の圧力水頭の時刻歴を合わせて示す。解析値は、ドレーン(碎石)の透水係数を 1.0×10^{-4} m/s, 5.0×10^{-4} m/s, 1.0×10^{-3} m/s にした場合の 3 種類である。法尻部で計測値と解析値がほぼ整合したのは、ドレーンの透水係数を 5.0×10^{-4} m/s にした場合である。

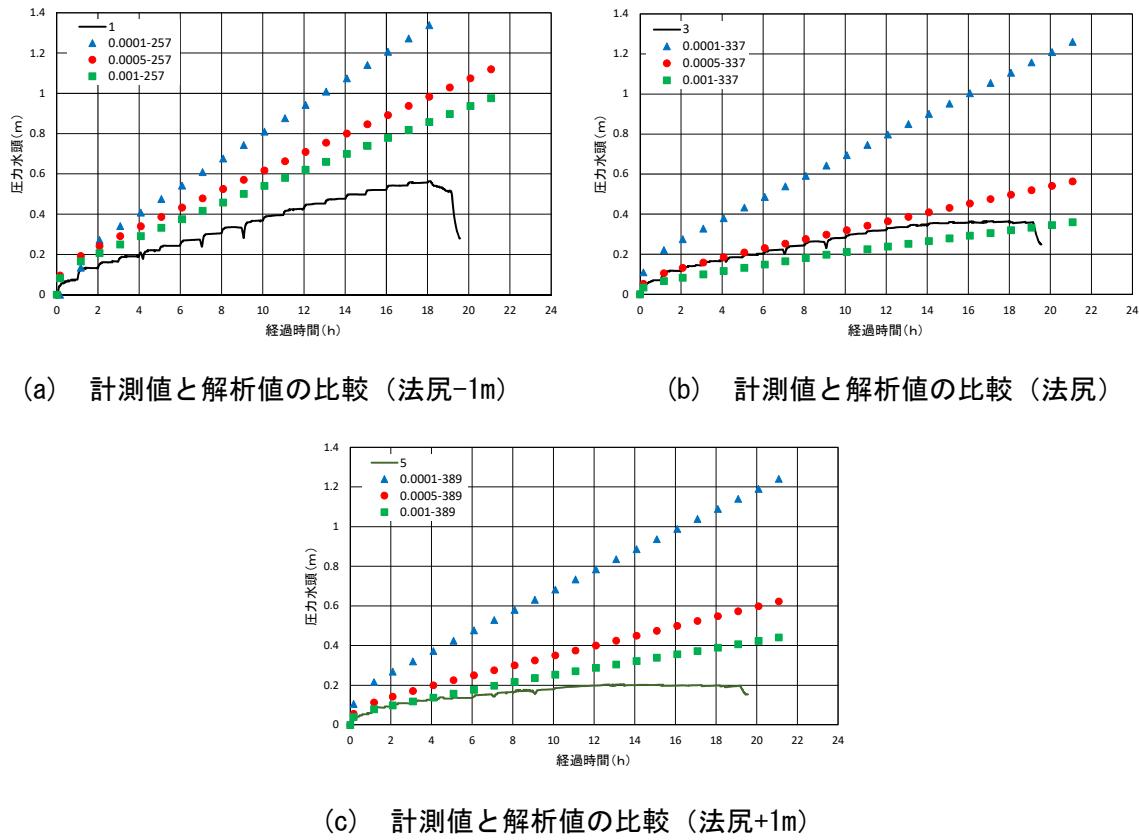


図 3-9 中央+1m 横断面の計測値と解析値の比較 (Case1)

3.1.5 Case2 の解析結果

(1) モデル

Case2 は、 $\phi 1000$ の円柱縦型ドレンを法尻中央部に 1 箇所配置したケースである。図 3-10 に Case2 の解析モデルを示す。

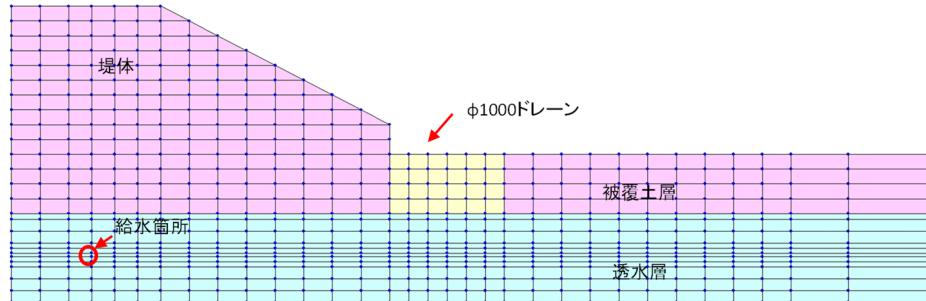


図 3-10 モデル図 (Case2)

(2) 間隙水圧計の番号とメッシュ節点番号

実験で計測を行った間隙水圧計の位置を図 3-11 に、対応する節点番号の位置図を図 3-12 に示す。また、計測器番号と対応する節点の番号一覧表を表 3-3 に示す。解析値と計測値の比較は、中央横断面(ドレンあり)では 5 箇所、中央+1m 横断面(ドレンなし)では 3 箇所において行った。

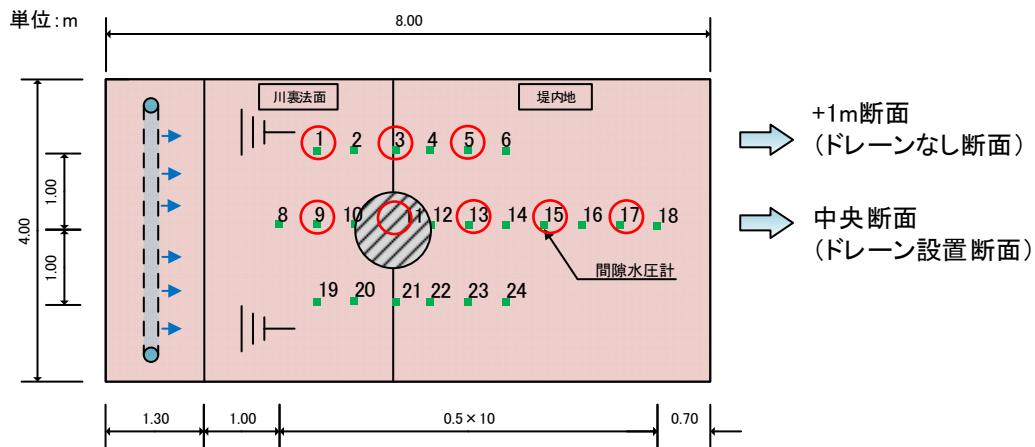


図 3-11 比較した間隙水圧計の位置 (Case2)

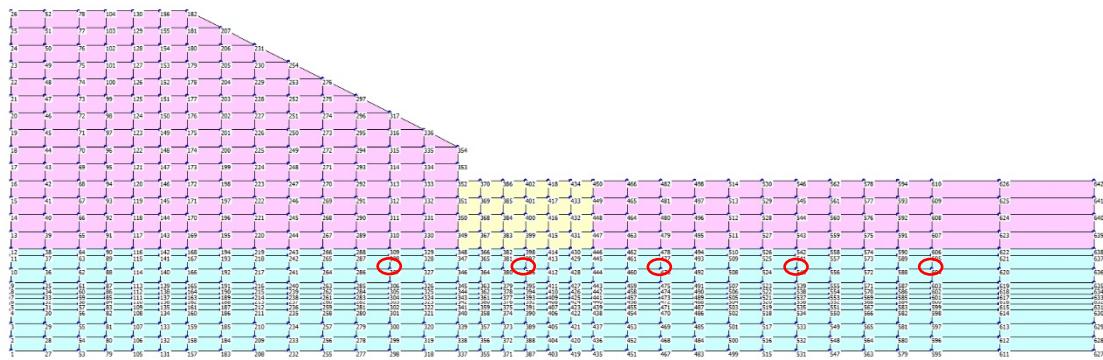


図 3-12 比較した節点番号位置 (Case2)

表 3-3 対応する計測器番号と節点番号 (Case2)

	間隙水圧計 No.	節点番号	法尻からの距離	中央からの距離
中央+1m 横断面 (ドレーンなし)	1	308	-1m	+1m
	3	397	0m(法尻)	
	5	477	+1m	
中央横断面 (ドレーンあり)	9	308	-1m	0m
	11	397	0m(法尻)	
	13	477	+1m	
	15	541	+2m	
	17	605	+3m	

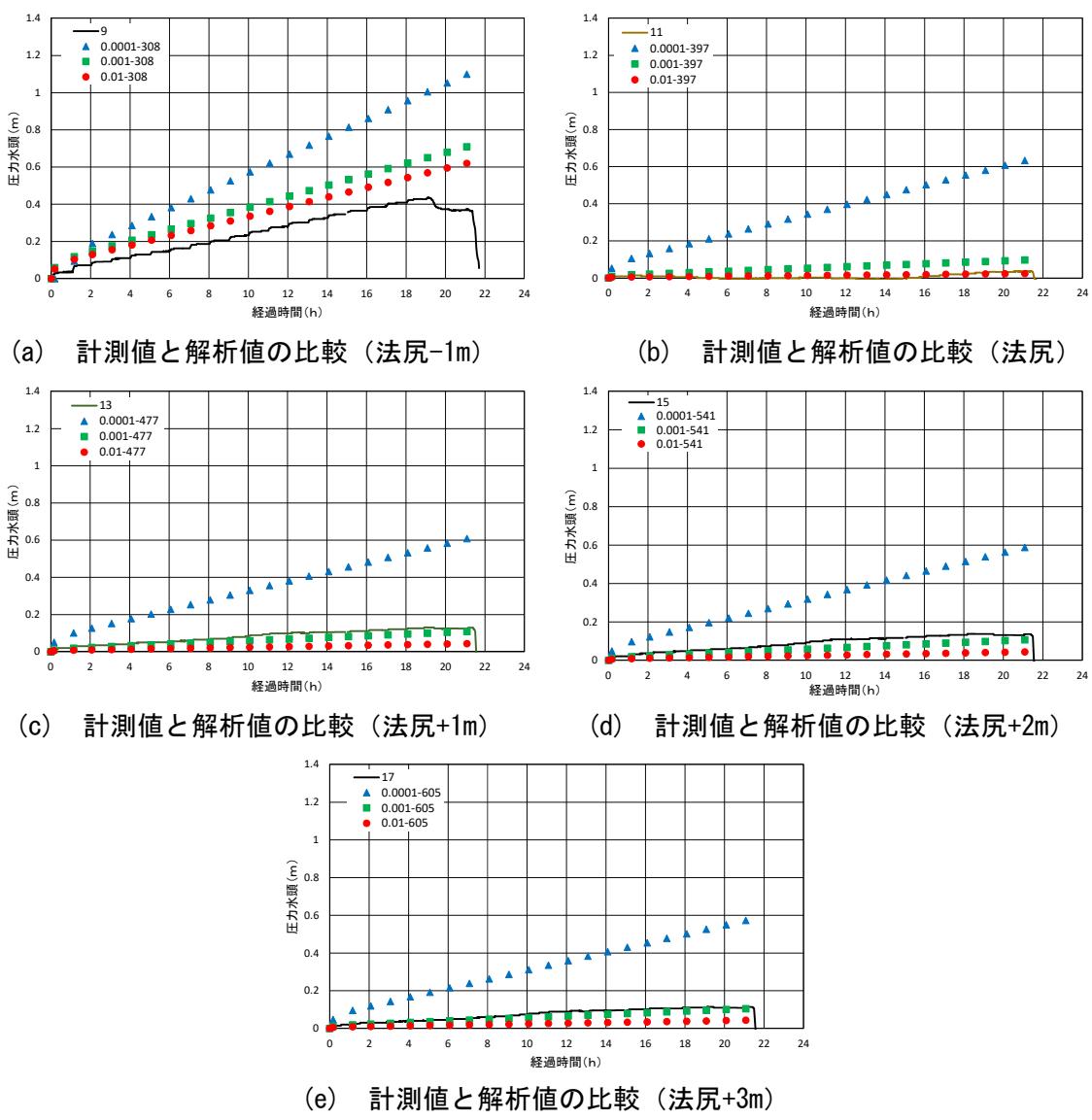


図 3-13 中央横断面の計測値と解析値の比較 (Case2)

(3) 中央横断面の解析値と計測値

図 3-13 に中央横断面の計測値と解析値の圧力水頭の時刻歴を合わせて示す。解析値は、ドレン(砕石)の透水係数を $1.0 \times 10^{-4} \text{m/s}$, $1.0 \times 10^{-3} \text{m/s}$, $1.0 \times 10^{-2} \text{m/s}$ にした場合の 3 種類である。法尻部で計測値と解析値がほぼ整合したのは、ドレンの透水係数を $1.0 \times 10^{-2} \text{m/s}$ にした場合である。

(4) 中央+1m 横断面の解析値と計測値

図 3-14 に中央+1m 横断面の計測値と解析値の圧力水頭の時刻歴を合わせて示す。解析値は、ドレン(砕石)の透水係数を $1.0 \times 10^{-4} \text{m/s}$, $5.0 \times 10^{-4} \text{m/s}$, $3.0 \times 10^{-4} \text{m/s}$ にした場合の 3 種類である。法尻部で計測値と解析値がほぼ整合したのは、ドレンの透水係数を $3.0 \times 10^{-4} \text{m/s}$ にした場合である。

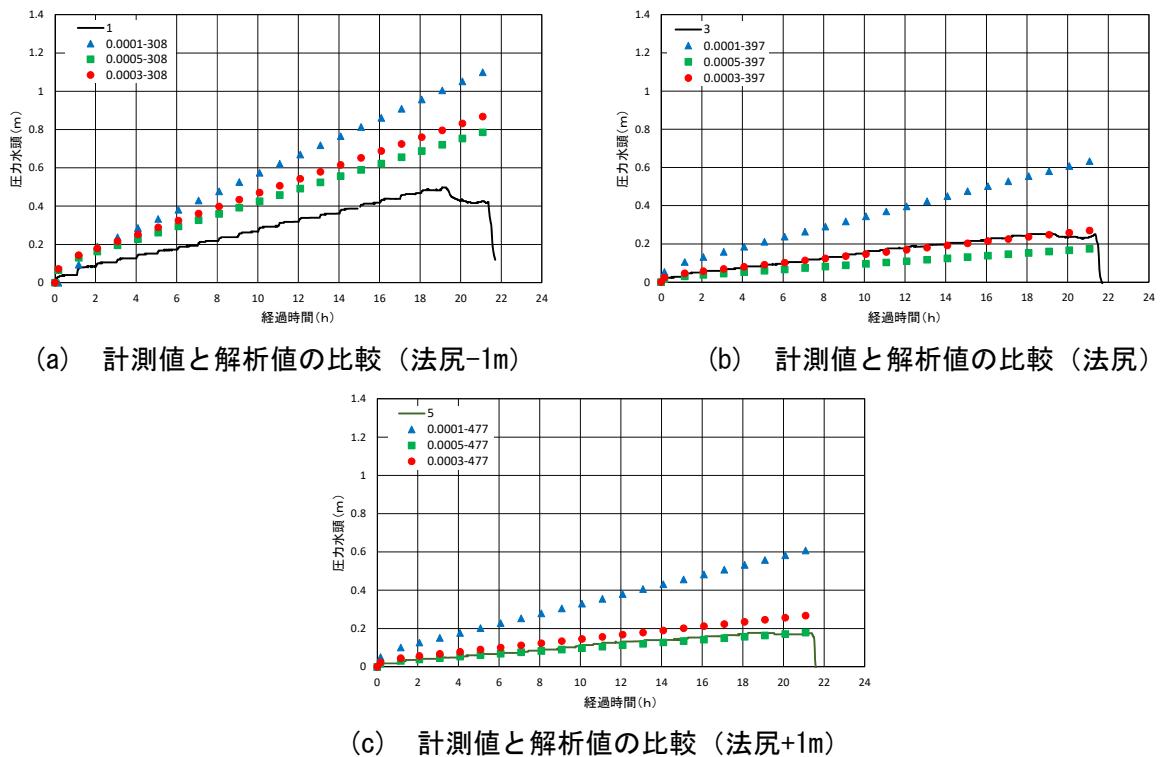


図 3-14 中央+1m 横断面の計測値と解析値の比較 (Case2)

3.1.6 Case3 の解析結果

(1) モデル

Case3 は、 $\phi 300$ の円柱縦型ドレンを法尻中央部から 2m 堤内地側に 1 箇所配置したケースである。図 3-15 に Case3 の解析モデルを示す。

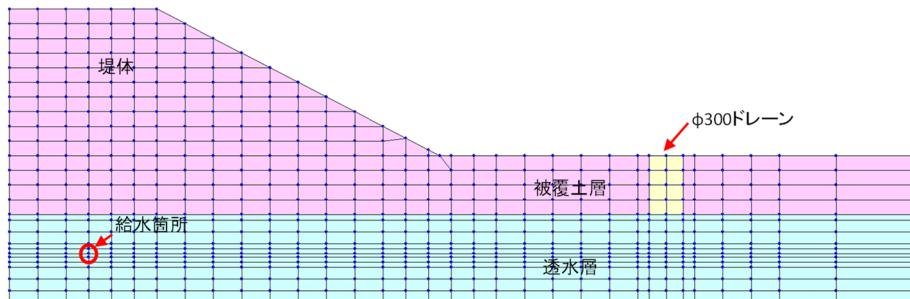


図 3-15 モデル図 (Case3)

(2) 間隙水圧計の番号とメッシュ節点番号

模型に設置した間隙水圧計の位置を図 3-16、対応する節点番号の位置図を図 3-17 に示す。また、計測器番号と対応する節点の番号一覧を表 3-4 に示す。解析値と計測値の比較は、中央横断面(ドレンあり)では 5 箇所、中央+1m 横断面(ドレンなし)では 4 箇所において行った。

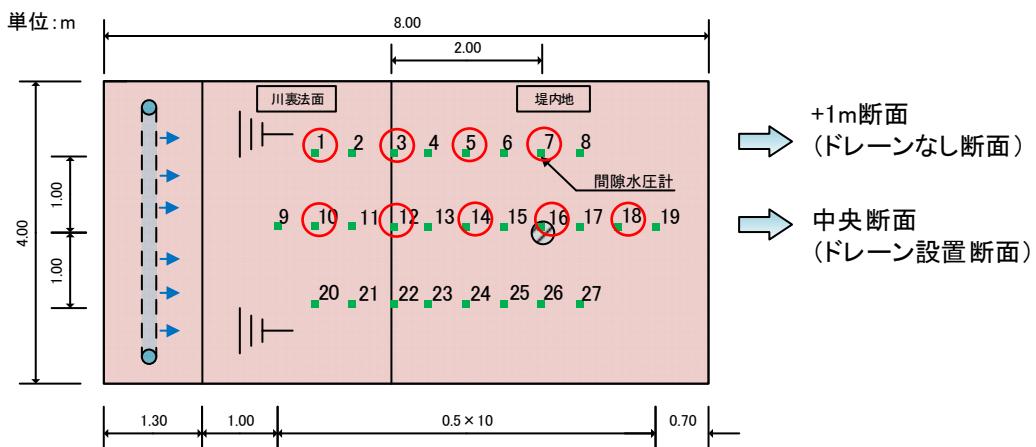


図 3-16 比較した間隙水圧計の位置 (Case3)

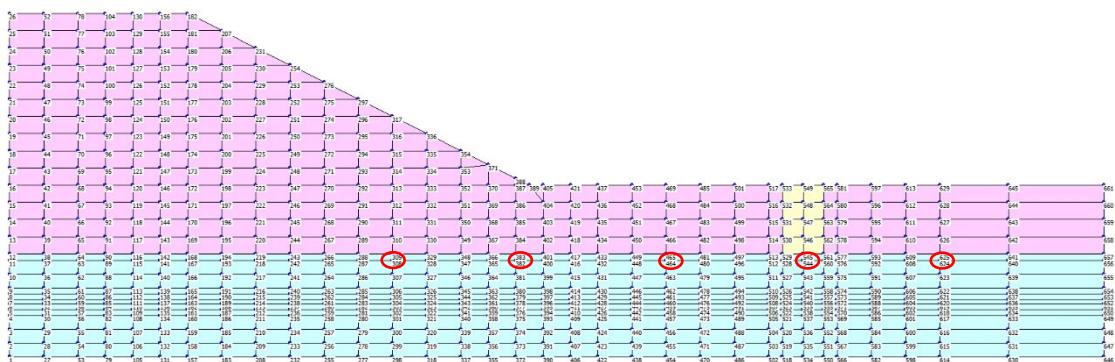


図 3-17 比較した節点番号位置 (Case3)

表 3-4 対応する計測器番号と節点番号 (Case3)

	間隙水圧計 No.	節点番号	法尻からの距離	中央からの距離
中央+1m 横断面 (ドレーンなし)	1	308	-1m	+1m
	3	382	0m(法尻)	
	5	464	+1m	
	7	544	+2m	
中央横断面 (ドレーンあり)	9	308	-1m	0m
	11	382	0m(法尻)	
	13	464	+1m	
	15	544	+2m	
	17	624	+3m	

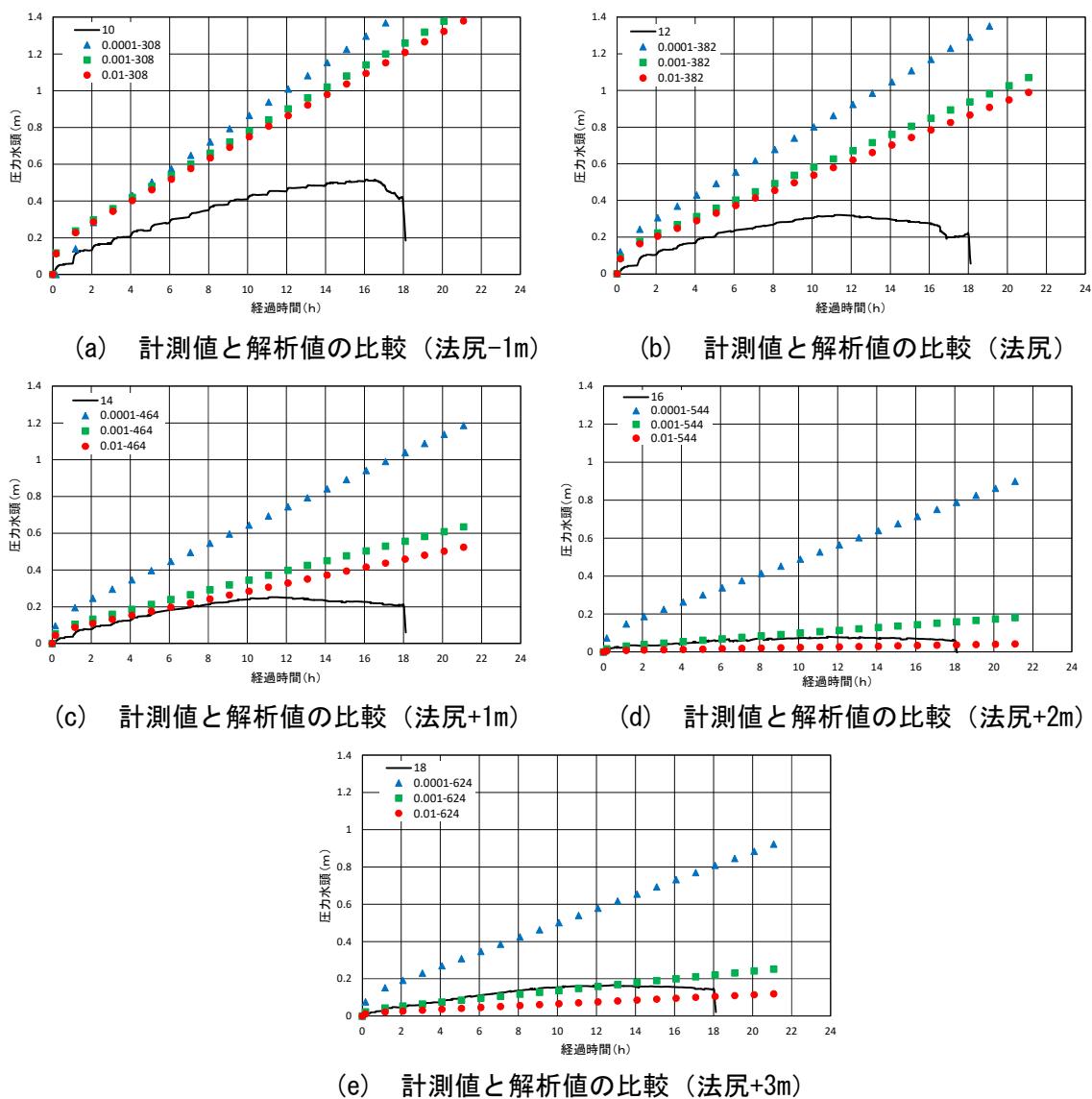


図 3-18 中央横断面の計測値と解析値の比較(Case3)

(3) 中央横断面の解析値と計測値

図 3-18 に中央横断面の計測値と解析値の圧力水頭の時刻歴を合わせて示す。解析値は、ドレーン(碎石)の透水係数を $1.0 \times 10^{-4} \text{m/s}$, $1.0 \times 10^{-3} \text{m/s}$, $1.0 \times 10^{-2} \text{m/s}$ にした場合の 3 種類である。法尻部で計測値と解析値がほぼ整合したのは、ドレーンの透水係数を $1.0 \times 10^{-2} \text{m/s}$ にした場合である。

(4) 中央+1m 横断面の解析値と計測値

図 3-19 に中央+1m 断面の計測値と解析値の圧力水頭の時刻歴を合わせて示す。解析値は、ドレーン(碎石)の透水係数を $1.0 \times 10^{-4} \text{m/s}$, $1.0 \times 10^{-3} \text{m/s}$, $5.0 \times 10^{-4} \text{m/s}$ にした場合の 3 種類である。ドレーンが設置されている法尻+2m で計測値と解析値がほぼ整合したのは、ドレーンの透水係数を $5.0 \times 10^{-4} \text{m/s}$ にした場合である。

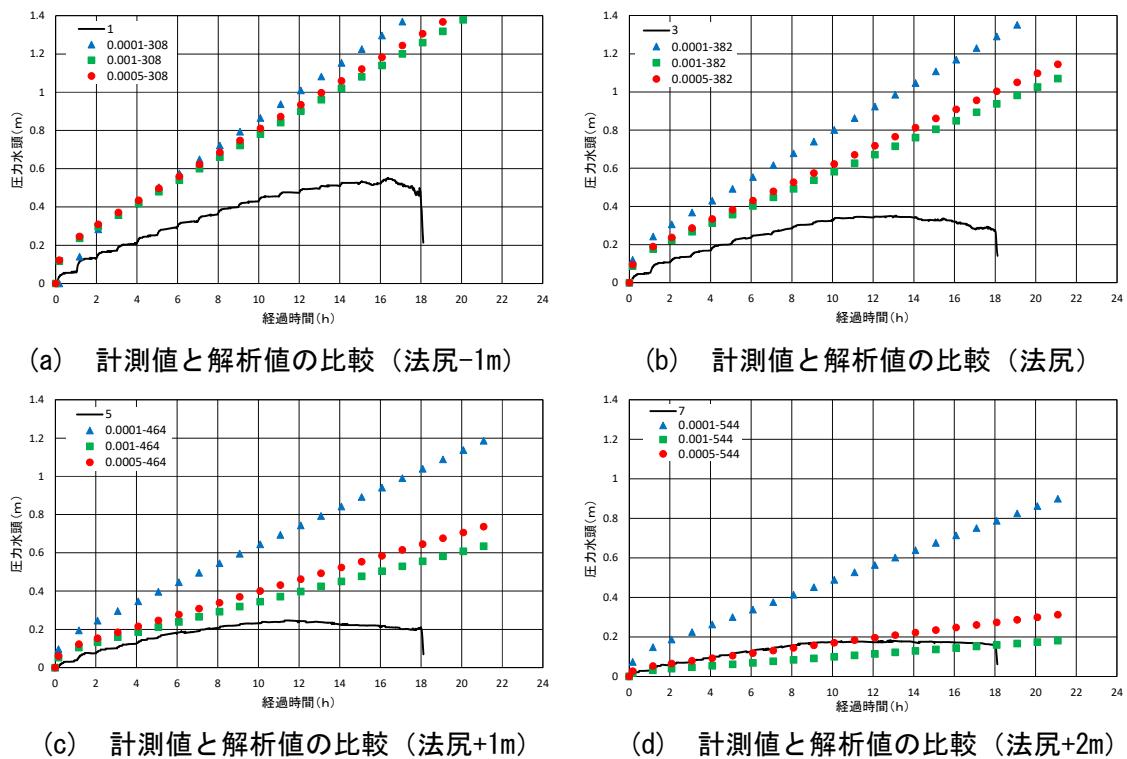


図 3-19 中央+1m 横断面の計測値と解析値の比較 (Case3)

3.1.7 2 次元浸透流解析まとめ

堤防縦断方向に法尻に円柱縦型ドレーンを離散配置した浸透実験を対象とし、2 次元飽和・不飽和非定常浸透流解析により再現解析を行い、被覆土層下面の水圧を計測値と解析値とで比較した。解析ではドレーンの透水係数を変化させたが、法尻部(ドレーン設置個所)の計測値と解析値で整合する場合には、他の位置では乖離する結果というように、全体的に整合させることはできなかった。この結果は、中央横断面だけでなく、中央+1m 横断面でも同様であった。

法尻部(ドレーン設置部)の圧力水頭が整合した透水係数を表 3-5 に示す。中央横断面では、 $1.0 \times 10^{-2} \sim 1.0 \times 10^{-3} \text{m/s}$ 程度、中央+1m 横断面では、 $3.0 \times 10^{-4} \sim 5.0 \times 10^{-4} \text{m/s}$ となっており、中央+1m 横断面の方が小さい。中央+1m 横断面では実際にはドレーンが存在するわけではなく、ドレーンまでの距離に応じて、

中央横断面よりも小さな透水係数を設定しないと圧力水頭が整合しないものと考えられる。

表 3-5 ドレーンの透水係数と整合箇所

ケース	ドレーン透水係数:ks(m/s)		整合箇所
	中央断面	+1m断面	
Case1	0.002	0.0005	のり尻(ドレーン設置箇所)
Case2	0.01	0.0003	のり尻(ドレーン設置箇所)
Case3	0.001	0.0005	のり尻+2m(ドレーン設置箇所)

離散配置された円柱縦ドレーンの場合には、ドレーンの効果が及び難いドレーン間の圧力水頭で効果を確認する必要があり、これを 2 次元浸透流解析で確認するには、中央+1m 横断面で整合した透水係数のような低減した透水係数を設定する必要がある。この透水係数は、ドレーンの透水係数、ドレーンの形状、ドレーンの間隔等に応じて変化することが考えられるが、これを簡易的に設定するのは困難である。また、前述のとおり、被覆土層下面に作用する圧力を全体的に実験と整合する解析条件を、2 次元の解析では見出すことができなかつたことから、離散配置の円柱ドレーンの効果を 2 次元浸透流解析を用いて評価することは困難であると現時点では判断せざるを得ない。

3.2 3次元飽和・不飽和非定常浸透流解析

3.2.1 解析目的

第1節では、2次元の飽和・不飽和非定常浸透流解析を行い、ドレンの透水係数を変化させることで実験を再現できるかを検証した。ドレンの透水係数を変化させるだけでは、堤防縦断方向に離散配置された円柱縦型ドレンの効果を2次元解析では再現することはできなかった。そのため、3次元浸透流解析を行った。本検討では、ドレンの透水係数に加えて、被覆土層(ローム)の透水係数についても変化させることとした。

3.2.2 解析方法

実験において被覆土層下面で計測した間隙水圧と解析の結果を比較した。計測値と解析値に乖離がある場合は、ドレン(碎石)の透水係数と被覆土層(ローム)の透水係数を変化させ、ある程度一致するまでパラメトリックスタディーを行った。モデルの例として、Case1を対象とした解析モデルを図3-20に示す。

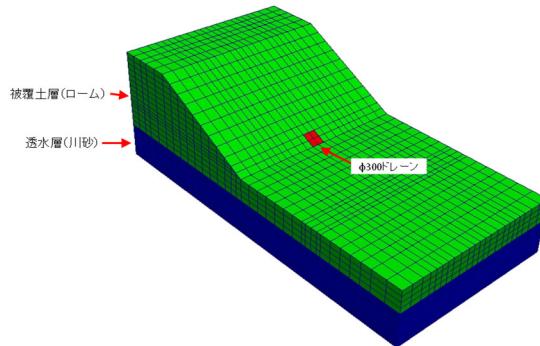


図 3-20 モデル図 (Case1)

検討に用いた浸透流解析プログラムは、Dtransu-3D・EL⁶⁾である。Dtransu-3Dは、ソースコードが公開されている。3次元飽和・不飽和浸透流解析の支配方程式を以下に示す。

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k \frac{\partial \psi}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k \frac{\partial \psi}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left[\left(k \frac{d\psi}{dz} + k \right) \right] - q = (\beta S_s + C) \frac{\partial \psi}{\partial t}$$

ここに、
x : 堤防横断面の水平方向の軸

z : 堤防横断面の鉛直方向の軸

y : 堤防縦断方向の軸

k : 透水係数 (m/hr)

ψ : 圧力水頭(m)

q : 流出流入項

S_s : 比貯留係数 (1/m)

C : 比水分容量 (1/m)

β : 1 の場合, 飽和領域。0 の場合, 不飽和領域

t : 時間 (hr)

ここで, 比水分容量 C は水分特性曲線の接線勾配として与え, 比貯留係数 S_s は, 川砂を 1×10^{-4} (1/m), ロームを 1×10^{-3} (1/m) と設定した。

3.2.3 解析条件

解析条件の設定のうち透水層(川砂)の透水係数は, 室内試験の結果を採用し, 不飽和特性は, 「河川堤防の構造検討の手引き」²⁾(以下, 「手引き」)から粘性土(ローム)と砂質土(川砂)を採用した。初期条件として, 被覆土層表面までを飽和状態とし, 実験で与えた水位を時系列的に解析でも与えた。また, 実験の土槽は, 側面と底面の 5 面がコンクリート張りとなっているため, 鉛直面と底面を不透水境界とし, 地表面全てを浸出境界とした。

上記パラメータを設定した後, 実験で得られた間隙水圧計の計測値と解析結果が整合するドレン(碎石)と被覆土層(ローム)の透水係数を推定した。

解析で設定したパラメーター一覧を表 3-6 に示す。手引きに記載されている不飽和特性は前述の図 3-3, 図 3-4 を使用した。

表 3-6 解析パラメーター一覧

	飽和透水係数 (m/sec) 試験値	有効間隙率 手引き参照	比貯留係数 (1/m) 手引き参照	不飽和特性
堤体・被覆土層 (ローム)	変数	0.1	1.0×10^{-3}	手引き 図 3-3, 図 3-4
透水層 (川砂)	3.4×10^{-4}	0.2	1.0×10^{-4}	
ドレン (碎石)	変数	0.2	1.0×10^{-4}	

3.2.4 Case1 の解析結果

(1) モデル

Case1 は $\phi 300$ の円柱縦型ドレンを法尻部中央に配置したケースである。図 3-21 に Case1 の解析モデルを示す。同図左側は全体図であり、図右側はドレンがある断面(中央断面)で切断した半断面である。

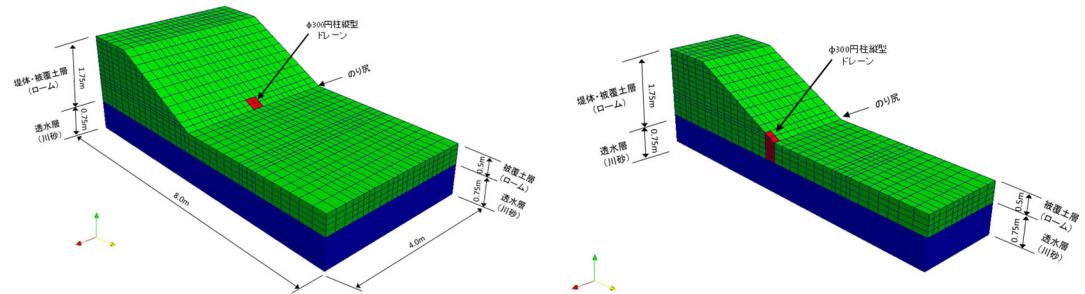


図 3-21 モデル図 (Case1)

(2) 流速ベクトル

図 3-22 に実験開始後約 8 時間、水位 1m の時点の流速のベクトル図を示す。図の半分は、解析結果の流速ベクトルを示し、半分はモデルの形状を示している。

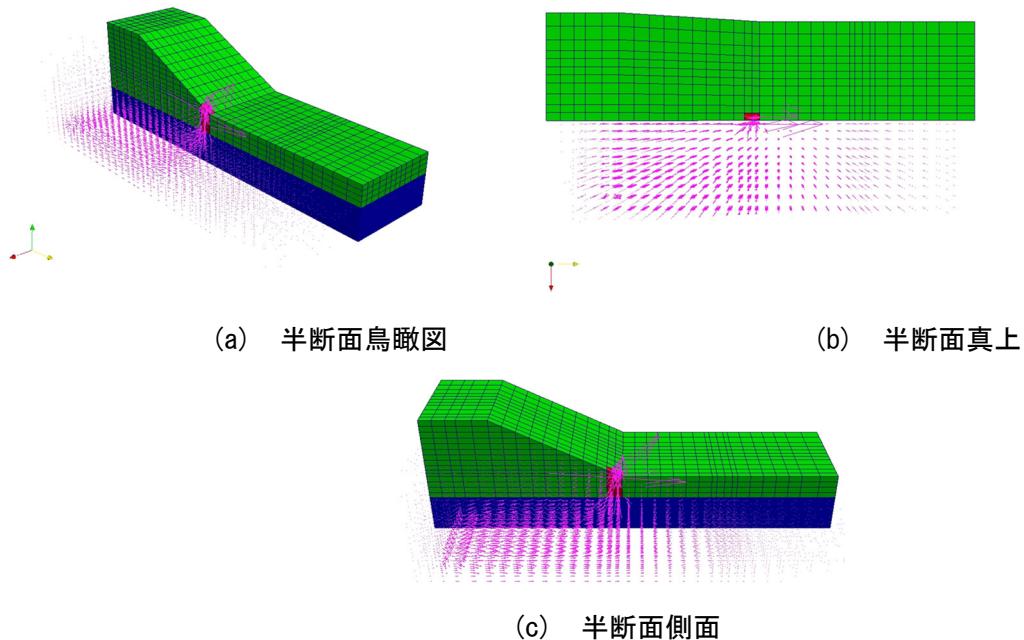


図 3-22 実験開始約 8 時間後 (水位 1m) の流速ベクトル (Case1)

(3) 透水係数の推定

表 3-7 に Case1 に関する解析のドレーン及び被覆土層の透水係数の組み合わせを示す。

計測値と解析値の比較は、間隙水圧計を設置した 23 箇所において行った。表中の○印は、計測値と解析値がほぼ整合した解析のケース、△印は、ある部分では整合がみられるが、整合していない箇所もある場合、×印は整合していない場合である。整合した組み合わせとともに表中の乖離①、②の圧力水頭の時刻歴を示す。

表 3-7 解析ケース一覧 (Case1, 表中の数字は透水係数(m/s)を表す)

ローム	$\times 10^{-4}$		$\times 10^{-5}$									$\times 10^{-6}$	
	1.0	9.0	8.0	7.0	6.0	5.0	4.0	3.0	2.0	1.9	1.0	1.9	
碎石													
1.	×									×	×		
0.5													
0.1	乖離②												
0.09													
0.07									△				
0.05						△							
0.04													
0.03				○			△						
0.02													
0.01	×		△										
0.009								△					
0.008													
0.007													
0.006													
0.005	×												
0.004	○		△										
0.003	×			×	×						乖離①		
0.002	×												
0.001	×												

(4) 計測値と解析値

図 3-23 に解析で得られた圧力水頭が実験とある程度整合した組み合わせと乖離した組み合わせの間隙水圧の時刻歴を示す。ドレーンのない中央+1.0mの横断面から 2 箇所、ドレーンが設置されている中央横断面から 2 箇所を代表として比較しており、その位置を図 3-24 に示す。また、図 3-24 以外の箇所については、付録 D. 1 にまとめた。

図 3-23 に示す整合したケースの透水係数は、ドレーン(碎石)が $3.0 \times 10^{-2} \text{ m/s}$ 、被覆土層(ローム)が $6.0 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ であった。乖離がみられた透水係数は、乖離①ではドレーン(碎石)が $3.0 \times 10^{-3} \text{ m/s}$ 、被覆土層(ローム)が $1.0 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ である。乖離②ではドレーン(碎石)が $1.0 \times 10^{-1} \text{ m/s}$ 、被覆土層(ローム) $1.0 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ である。

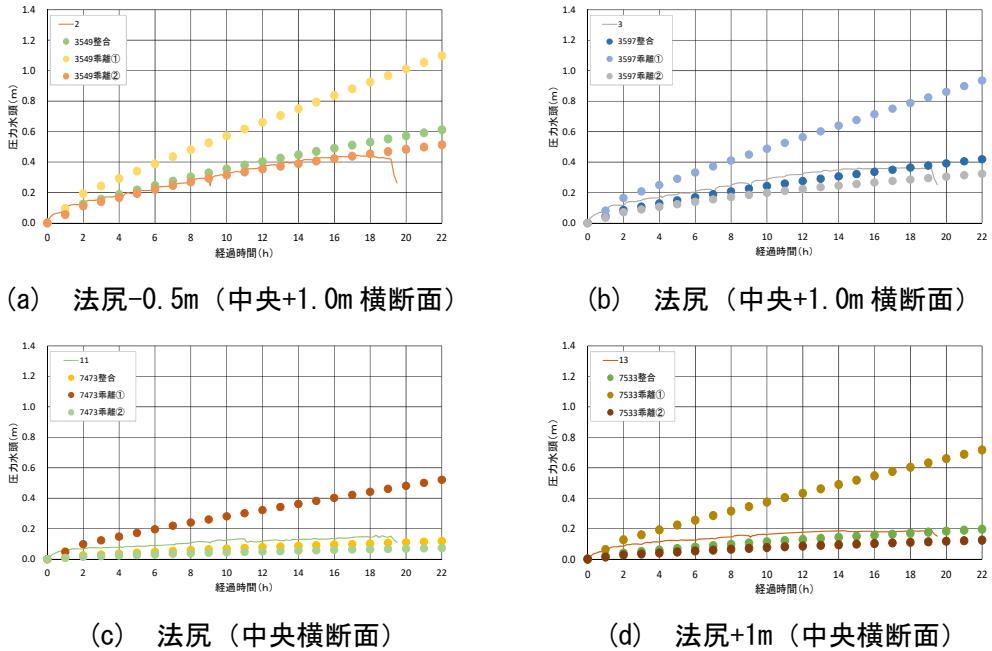


図 3-23 計測値と解析値 (Case1)

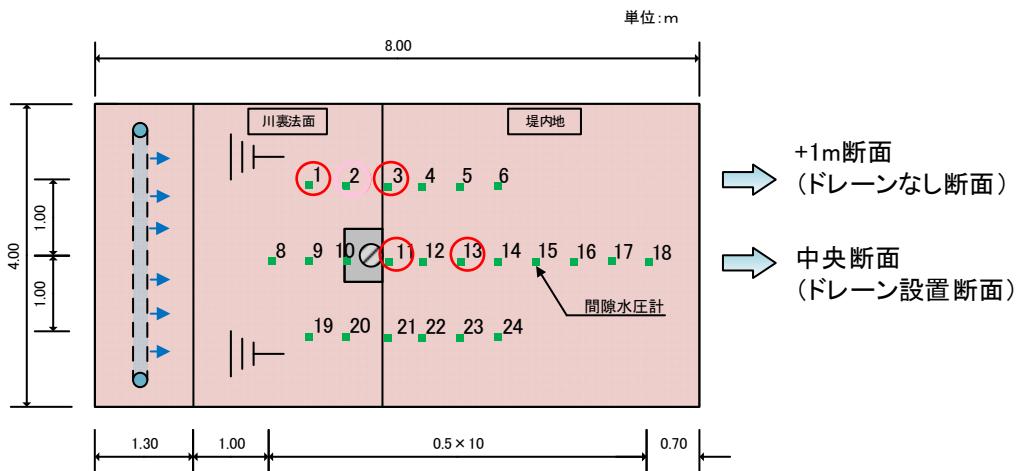


図 3-24 計測値と解析値を比較した位置 (Case1)

3.2.5 Case2 の解析結果

(1) モデル

Case2 は $\phi 1000$ の円柱縦型ドレンを法尻部中央に設置したケースである。図 3-25 に Case2 の解析モデルを示す。同図左側は全体図であり、図右側はドレンがある断面(中央断面)で切断した半断面である。

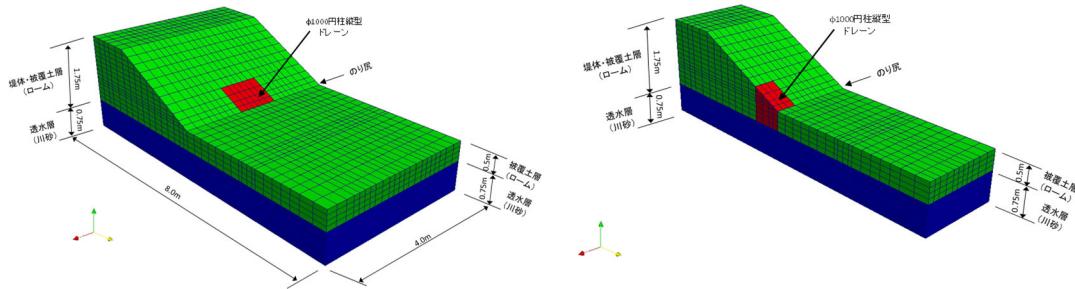


図 3-25 モデル図 (Case2)

(2) 流速ベクトル

図 3-26 に実験開始後約 8 時間、水位 1m の時点の流速のベクトル図を示す。図の半分は、解析結果の流速ベクトルを示し、半分はモデルの形状を示している。

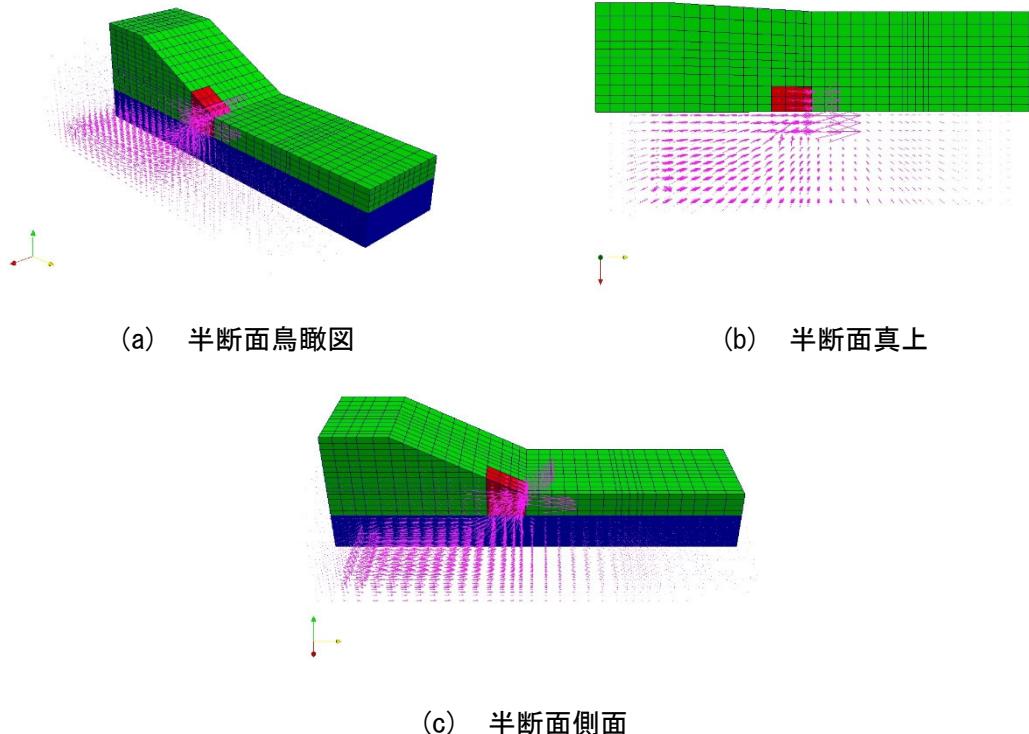


図 3-26 実験開始約 8 時間後 (水位 1m) の流速ベクトル (Case2)

(3) 透水係数の推定

表 3-8 に Case2 に関する解析のドレーン及び被覆土層の透水係数の組み合わせを示す。

計測値と解析値の比較は、間隙水圧計を設置した 23 箇所において行った。表中の○印は、計測値と解析値がほぼ整合した解析のケース、△印は、ある部分では整合がみられるが、整合していない箇所もある場合、×印は整合していない場合である。整合した組み合わせとともに、表中の乖離①、②の圧力水頭の時刻歴を示す。

表 3-8 解析ケース一覧 (Case2, 表中の数字は透水係数(m/s)を表す)

ローム	$\times 10^{-4}$	$\times 10^{-5}$										$\times 10^{-6}$
	1.0	9.0	8.0	7.0	6.0	5.0	4.0	3.0	2.0	1.9	1.0	1.9
碎石												
1.								○				
0.5								○				
0.1												
0.09								△				
0.07								△				
0.05								△				
0.04												
0.03												
0.02												
0.01										乖離②		
0.009								△				
0.008												
0.007												
0.006												
0.005												
0.004	乖離①											
0.003												
0.002												
0.001												

(4) 計測値と解析値

図 3-27 に解析で得られた圧力水頭が実験とある程度整合した組み合わせと乖離した組み合わせの間隙水圧の時刻歴を示す。ドレーンのない中央+1.0mの横断面から 2 箇所、ドレーンが設置されている中央横断面から 2 箇所を代表として比較しており、その位置を図 3-28 に示す。また、図 3-27 以外の箇所については、付録 D. 2 にまとめた。

図 3-27 に示す整合したケースの透水係数は、ドレーン(碎石)が $5.0 \times 10^{-1} \text{ m/s}$ 、被覆土層(ローム)が $3.0 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ であった。乖離がみられた透水係数は、乖離①ではドレーン(碎石)が $4.0 \times 10^{-3} \text{ m/s}$ 、被覆土層(ローム)が $1.0 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ である。乖離②ではドレーン(碎石)が $1.0 \times 10^{-2} \text{ m/s}$ 、被覆土層(ローム)が $1.0 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ である。

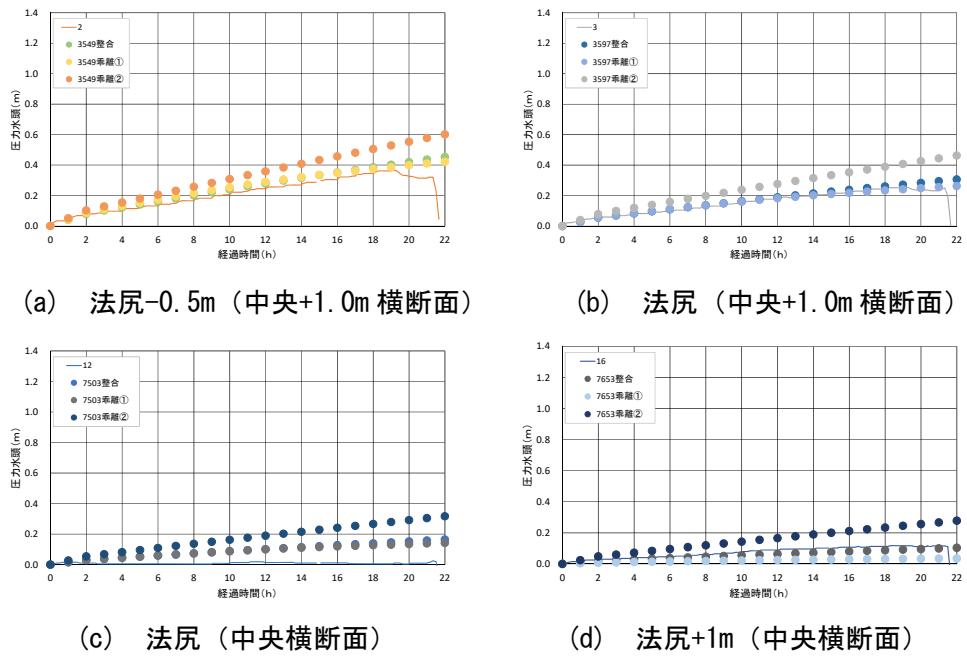


図 3-27 計測値と解析値 (Case2)

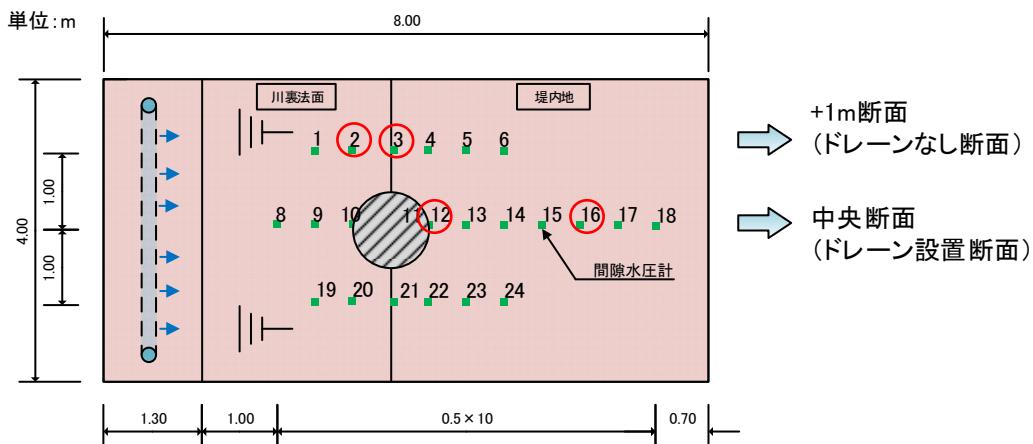


図 3-28 計測値と解析値を比較した位置 (Case2)

3.2.6 Case3 の解析結果

(1) モデル

Case3 は $\phi 300$ の円柱縦型ドレンを法尻中央部から 2m 堤内地側に 1 箇所配置したケースである。図 3-29 に Case3 の解析モデルを示す。同図左側は全体図であり、図右側はドレンがある断面(中央断面)で切断した半断面である。

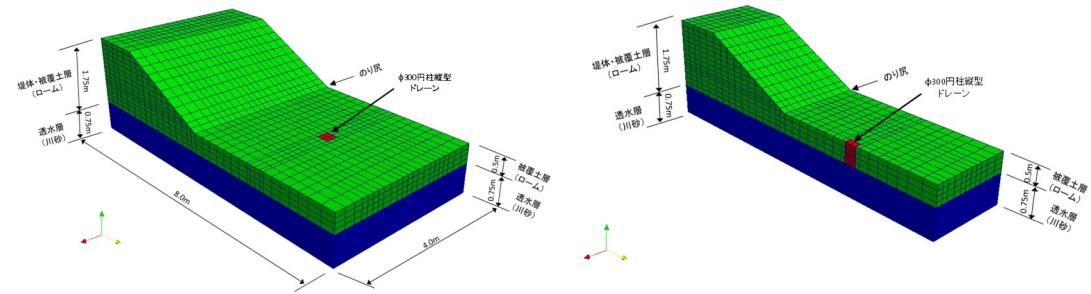


図 3-29 モデル図 (Case3)

(2) 流速ベクトル

図 3-30 に実験開始後約 8 時間、水位 1m の時点の流速のベクトル図を示す。図の半分は、解析結果の流速ベクトルを示し、半分はモデルの形状を示している。

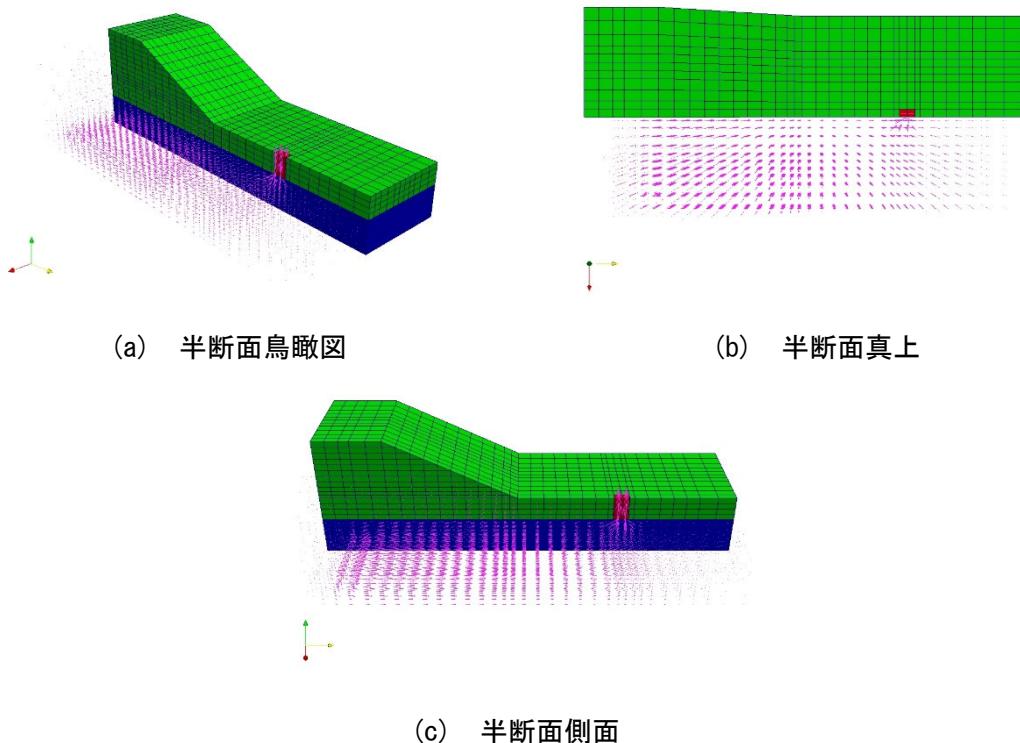


図 3-30 実験開始約 8 時間後 (水位 1m) の流速ベクトル (Case3)

(3) 透水係数の推定

表 3-9 に Case3 に関する解析のドレーン及び被覆土層の透水係数の組み合わせを示す。

計測値と解析値の比較は、間隙水圧計を設置した 27 箇所において行った。表中の○印は、計測値と解析値がほぼ整合した解析のケース、△印は、ある部分では整合がみられるが、整合していない箇所もある場合、×印は整合していない場合である。整合した組み合わせとともに、表中の乖離①、②の圧力水頭の時刻歴を示す。

表 3-9 解析ケース一覧 (Case3, 表中の数字は透水係数(m/s)を表す)

ローム	$\times 10^{-4}$	$\times 10^{-5}$										$\times 10^{-6}$
	1.0	9.0	8.0	7.0	6.0	5.0	4.0	3.0	2.0	1.9	1.0	1.9
碎石												
1.												
0.5												
0.1												
0.09										△		
0.07								○	△	△		
0.05									△			
0.04												
0.03												
0.02												
0.01												
0.009												
0.008												
0.007									△			
0.006												
0.005								△				
0.004												
0.003	乖離①		×	×								
0.002											乖離②	
0.001												

(4) 計測値と解析値

図 3-31 に解析で得られた圧力水頭が実験とある程度整合した組み合わせと乖離した組み合わせの間隙水圧の時刻歴を示す。ドレーンのない中央+1.0mの横断面から 2 箇所、ドレーンが設置されている中央横断面から 2 箇所を代表として比較しており、その位置を図 3-32 に示す。また、図 3-31 以外の箇所については、付録 D. 3 にまとめた。

図 3-31 に示す整合したケースの透水係数は、ドレーン(碎石)が $7.0 \times 10^{-2} \text{ m/s}$ 、被覆土層(ローム)が $3.0 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ であった。乖離がみられた透水係数は、乖離①ではドレーン(碎石)が $3.0 \times 10^{-3} \text{ m/s}$ 、被覆土層(ローム)が $1.0 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ である。乖離②ではドレーン(碎石)が $1.0 \times 10^{-3} \text{ m/s}$ 、被覆土層(ローム)が $1.0 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ である。

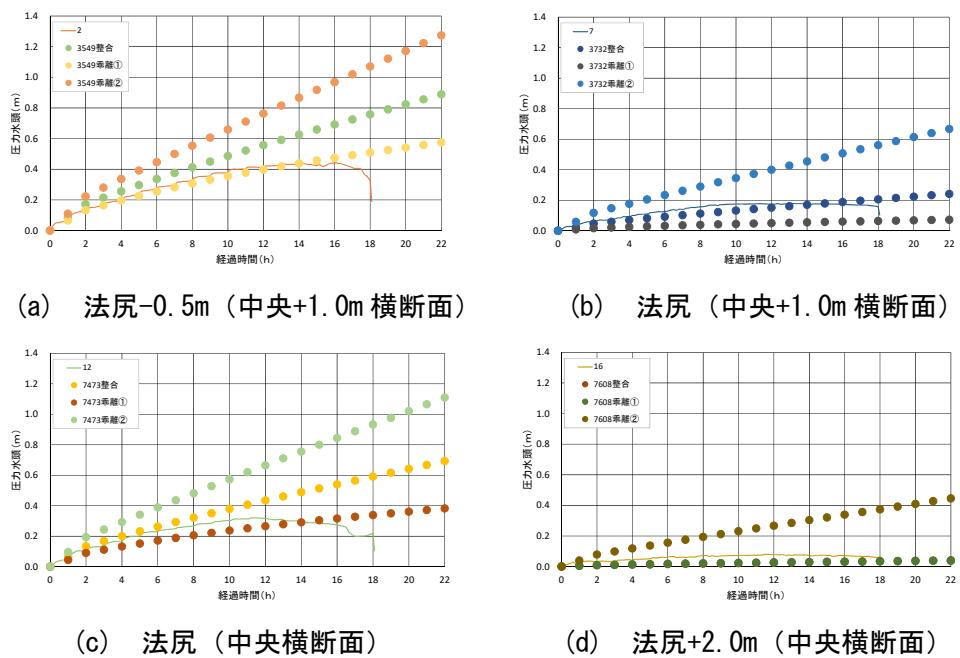


図 3-31 計測値と解析値 (Case3)

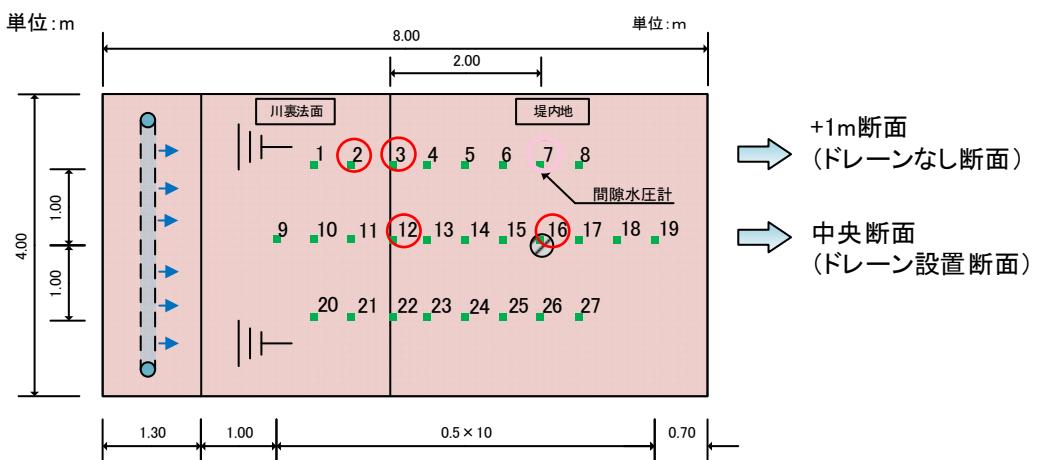


図 3-32 計測値と解析値を比較した位置 (Case3)

3.2.7 Case4 の解析結果

(1) モデル

Case4 は $\phi 300$ の円柱縦型ドレンを法尻部に 1m の間隔をあけて 2箇所設置したケースである。図 3-33 に Case4 の解析モデルを示す。同図左側は全体図であり、図右側はドレンがある断面(中央-1.0m 断面)で切断した半断面である。

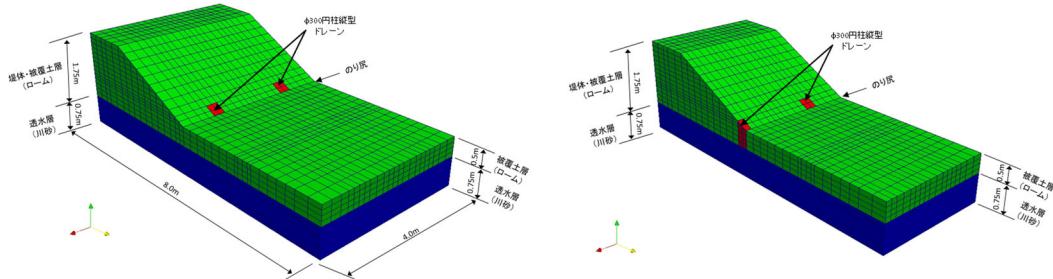


図 3-33 モデル図 (Case4)

(2) 流速ベクトル

図 3-34 に実験開始後約 8 時間、水位 1m の時点の流速のベクトル図を示す。図の半分は、解析結果の流速ベクトルを示し、半分はモデルの形状を示している。

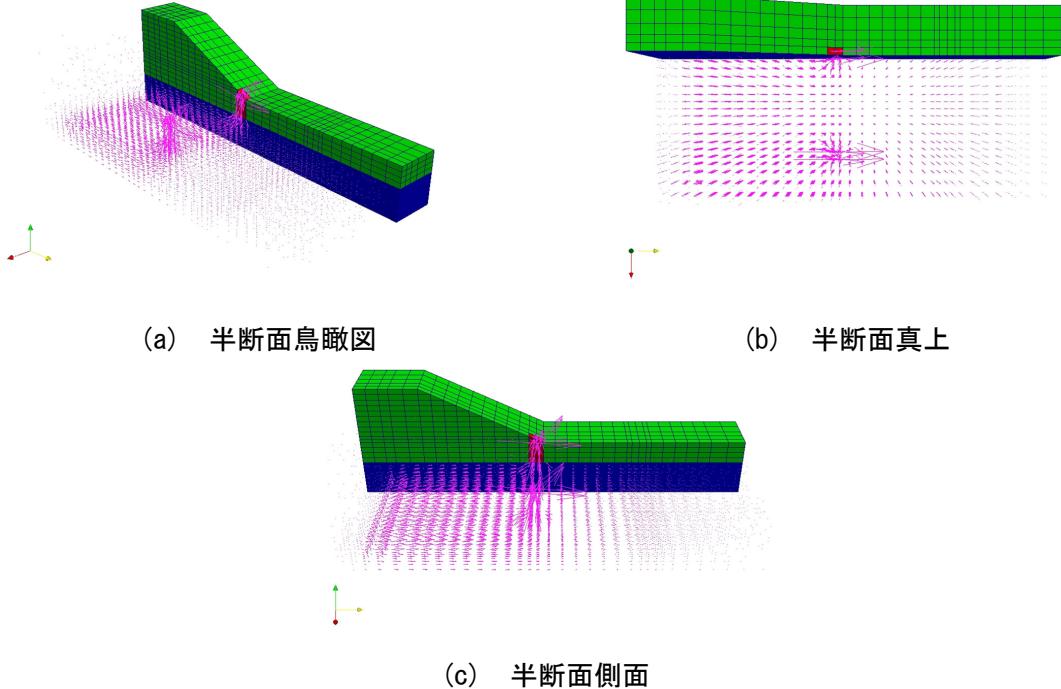


図 3-34 実験開始約 8 時間後 (水位 1m) の流速ベクトル (Case4)

(3) 透水係数の推定

表 3-10 に Case4 に関する解析のドレーン及び被覆土層の透水係数の組み合わせを示す。

計測値と解析値の比較は、間隙水圧計を設置した 35 箇所において行った。表中の○印は、計測値と解析値がほぼ整合した解析のケース、△印は、ある部分では整合がみられるが、整合していない箇所もある場合、×印は整合していない場合である。整合した組み合わせとともに、表中の乖離①、②の圧力水頭の時刻歴を示す。

表 3-10 解析ケース一覧 (Case4, 表中の数字は透水係数(m/s)を表す)

ローム	$\times 10^{-4}$	$\times 10^{-5}$										$\times 10^{-6}$
	1.0	9.0	8.0	7.0	6.0	5.0	4.0	3.0	2.0	1.9	1.0	1.9
碎石												
1.											x	
0.5												
0.1												
0.09												
0.07												
0.05												
0.04												
0.03												
0.02												
0.01											乖離①	
0.009												
0.008												
0.007										x		
0.006												
0.005										x		
0.004												
0.003					x						○	
0.002												
0.001	x										x	乖離②

(4) 計測値と解析値

図 3-35 に解析で得られた圧力水頭が実験とある程度整合した組み合わせと乖離した組み合わせの間隙水圧の時刻歴を示す。ドレーンのない中央横断面から 2 箇所、ドレーンが設置されている中央+1.0m 横断面から 2 箇所を代表として比較しており、その位置を図 3-36 に示す。また、図 3-35 以外の箇所については、付録 D. 4 にまとめた。

図 3-35 に示す整合したケースの透水係数は、ドレーン(碎石)が $3.0 \times 10^{-3} \text{ m/s}$ 、被覆土層(ローム)が $1.0 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ であった。乖離がみられた透水係数は、乖離①ではドレーン(碎石)が $1.0 \times 10^{-2} \text{ m/s}$ 、被覆土層(ローム)が $1.0 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ である。乖離②ではドレーン(碎石)が $1.0 \times 10^{-3} \text{ m/s}$ 、被覆土層(ローム)が $1.9 \times 10^{-6} \text{ m/s}$ である。

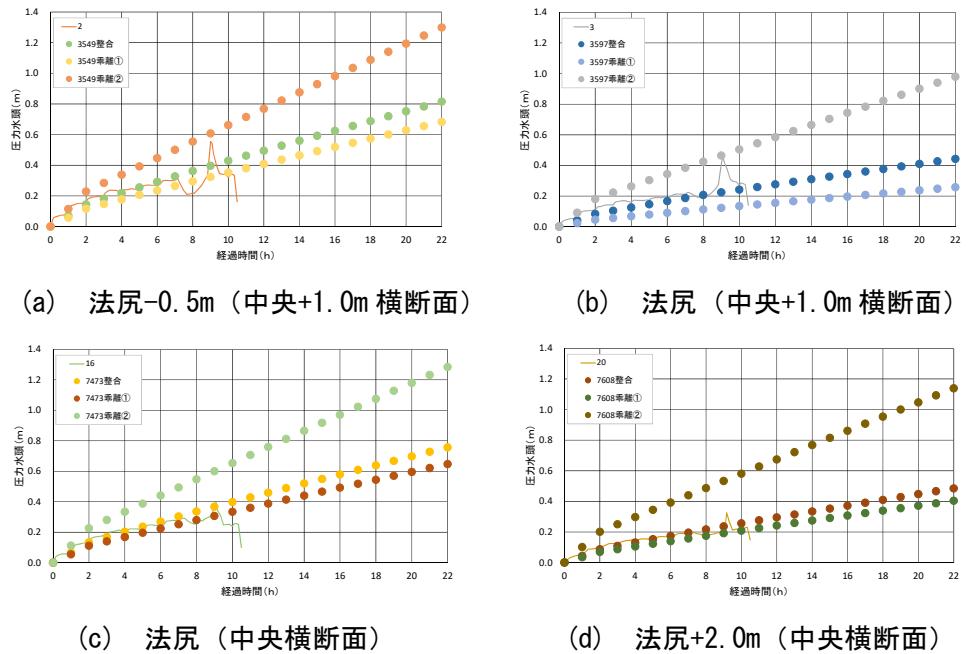


図 3-35 計測値と解析値 (Case4)

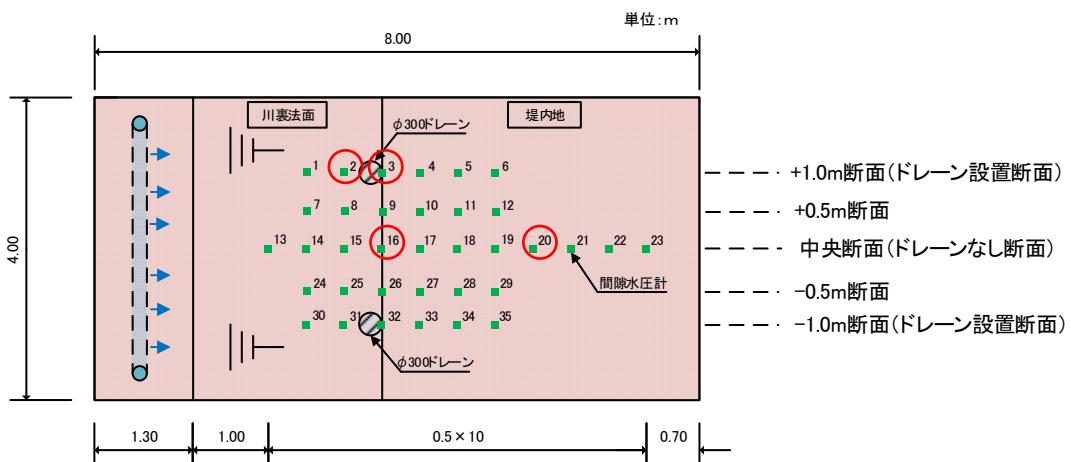


図 3-36 計測値と解析値を比較した位置 (Case4)

3.2.8 Case5 の解析結果

(1) モデル

Case5 は $\phi 140$ の円柱縦型ドレンを法尻部に 1m の間隔をあけて 3 箇所設置したケースである。図 3-37 に Case5 の解析モデルを示す。同図左側は全体図であり、図右側はドレンがある断面（中央断面）で切断した半断面である。

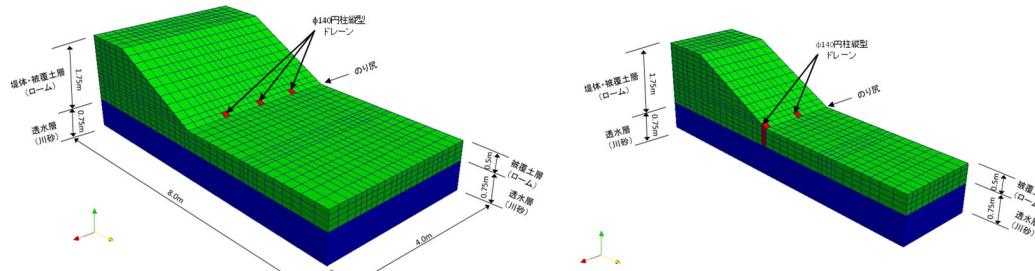


図 3-37 モデル図 (Case5)

(2) 流速ベクトル

図 3-38 に実験開始後約 8 時間、水位 1m の時点の流速のベクトル図を示す。図の半分は、解析結果の流速ベクトルを示し、半分はモデルの形状を示している。

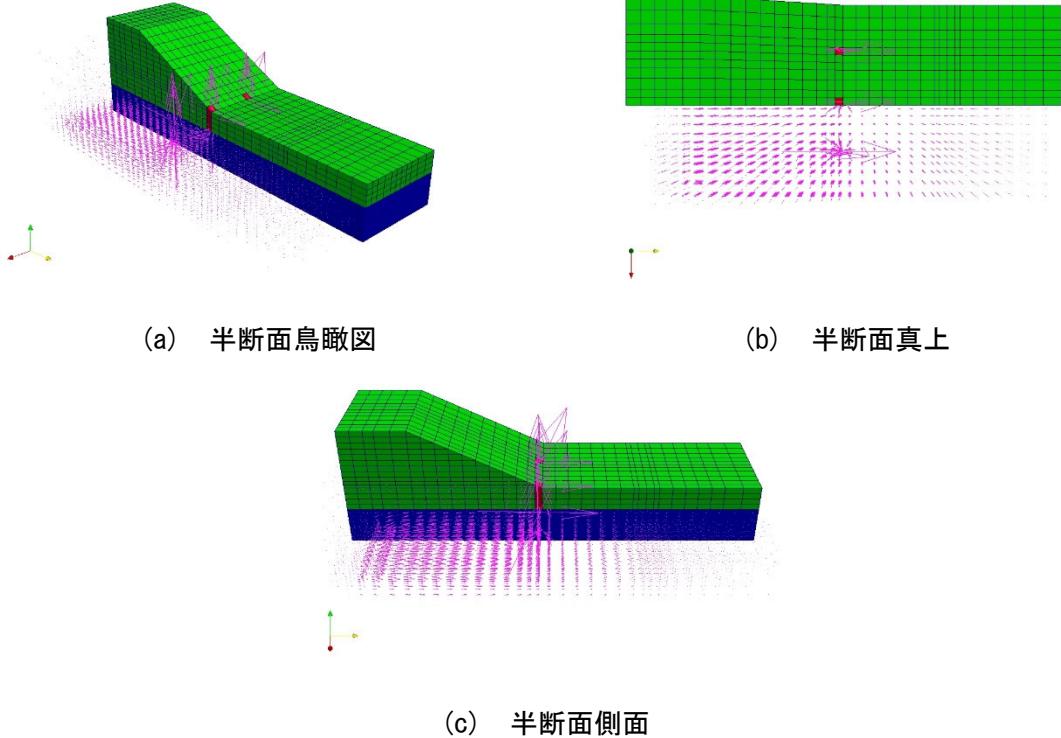


図 3-38 実験開始約 8 時間後（水位 1m）の流速ベクトル (Case5)

(3) 透水係数の推定

表 3-11 に Case5 に関する解析のドレン及び被覆土層の透水係数の組み合わせを示す。

計測値と解析値の比較は、間隙水圧計を設置した 35 箇所において行った。表中の○印は、計測値と解析値がほぼ整合した解析のケース、△印は、ある部分では整合がみられるが、整合していない箇所もある場合、×印は整合していない場合である。整合した組み合わせとともに、表中の乖離①、②の圧力水頭の時刻歴を示す。

表 3-11 解析ケース一覧 (Case5, 表中の数字は透水係数(m/s)を表す)

ローム	$\times 10^{-4}$		$\times 10^{-5}$									$\times 10^{-6}$	
	1.0	9.0	8.0	7.0	6.0	5.0	4.0	3.0	2.0	1.9	1.0	1.9	
碎石													
1.													
0.5													
0.1													
0.09													
0.07													
0.05										△			
0.04										○			
0.03										○			
0.02													
0.01										△		×	
0.009										△	△		
0.008										△			
0.007										△	△	×	
0.006													
0.005										△			
0.004													
0.003	△		×		△							乖離②	
0.002													
0.001	乖離①												

(4) 計測値と解析値

図 3-39 に解析で得られた圧力水頭が実験とある程度整合した組み合わせと乖離した組み合わせの間隙水圧の時刻歴を示す。ドレンのない中央横断面から 2 箇所、ドレンが設置されている中央+1.0m 横断面から 2 箇所を代表として比較しており、その位置を図 3-40 に示す。また、図 3-39 以外の箇所については、付録 D. 4 にまとめた。

図 3-39 に示す整合したケースの透水係数は、ドレン(碎石)が $3.0 \times 10^{-3} \text{ m/s}$ 、被覆土層(ローム)が $1.0 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ であった。乖離がみられた透水係数は、乖離①ではドレン(碎石)が $1.0 \times 10^{-2} \text{ m/s}$ 、被覆土層(ローム)が $1.0 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ である。乖離②ではドレン(碎石)が $1.0 \times 10^{-3} \text{ m/s}$ 、被覆土層(ローム)が $1.9 \times 10^{-6} \text{ m/s}$ である。

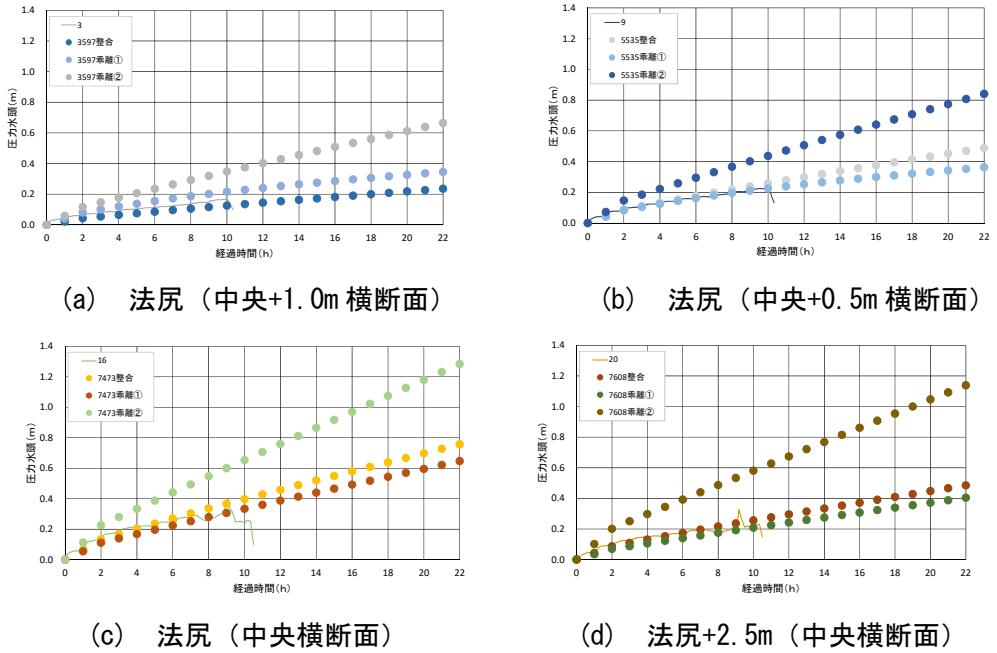


図 3-39 計測値と解析値 (Case5)

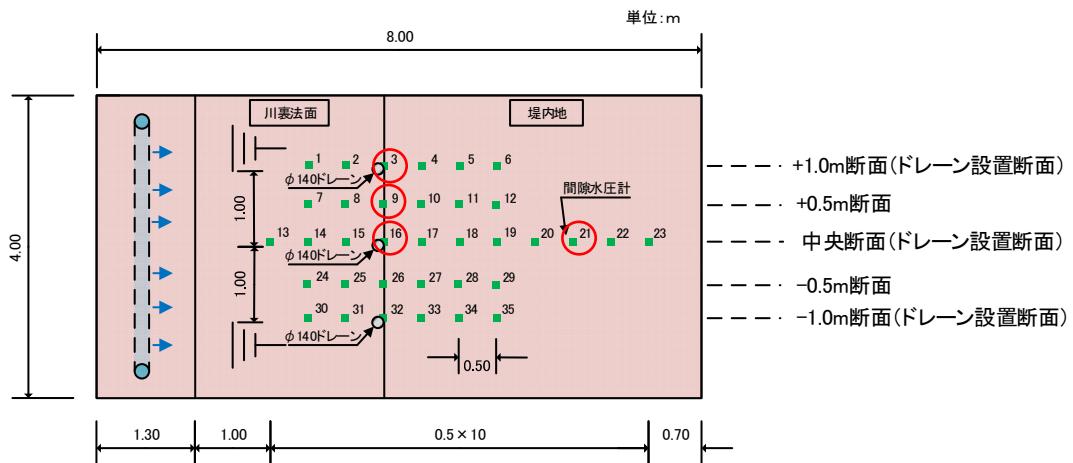


図 3-40 計測値と解析値を比較した位置 (Case5)

3.2.9 Case6 の解析結果

(1) モデル

Case6 は $\phi 100$ の円柱縦型ドレンを法尻部に 1 箇所設置したケースである。図 3-41 に Case6 の解析モデルを示す。同図左側は全体図であり、図右側はドレンがある断面(中央断面)で切断した半断面である。

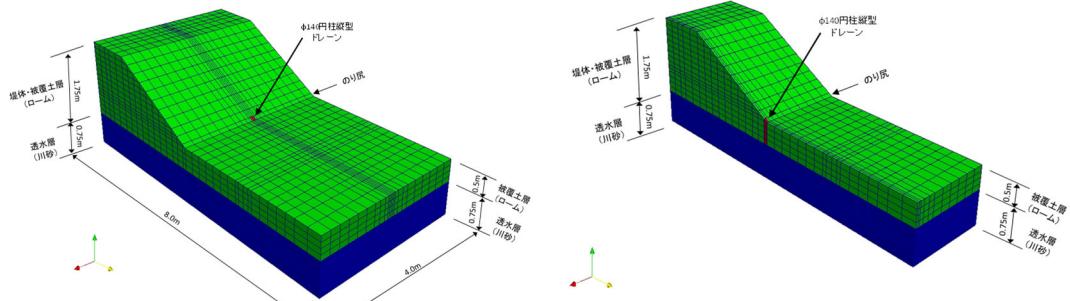
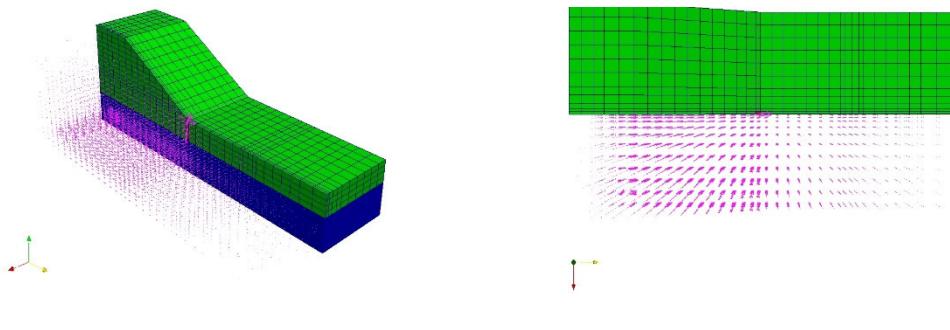


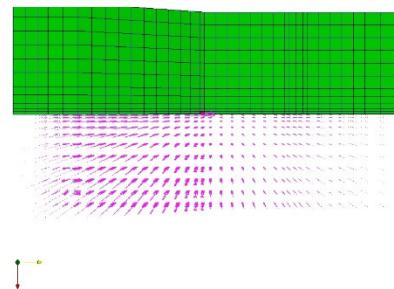
図 3-41 モデル図 (Case6)

(2) 流速ベクトル

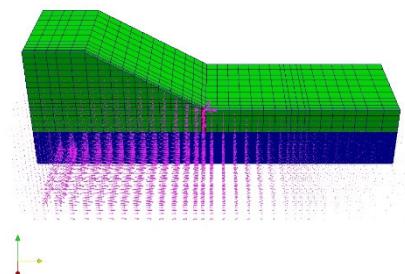
図 3-42 に実験開始後約 8 時間、水位 1m の時点の流速のベクトル図を示す。図の半分は、解析結果の流速ベクトルを示し、半分はモデルの形状を示している。



(a) 半断面鳥瞰図



(b) 半断面真上



(c) 半断面側面

図 3-42 実験開始約 8 時間後 (水位 1m) の流速ベクトル (Case6)

(3) 透水係数の推定

表 3-12 に Case6 に関する解析のドレーン及び被覆土層の透水係数の組み合わせを示す。

計測値と解析値の比較は、間隙水圧計を設置した 35 箇所において行った。表中の○印は、計測値と解析値がほぼ整合した解析のケース、△印は、ある部分では整合がみられるが、整合していない箇所もある場合、×印は整合していない場合である。整合した組み合わせとともに、表中の乖離①、②の圧力水頭の時刻歴を示す。

表 3-12 解析ケース一覧 (Case6, 表中の数字は透水係数(m/s)を表す)

ローム	$\times 10^{-4}$	$\times 10^{-5}$										$\times 10^{-6}$
	1.0	9.0	8.0	7.0	6.0	5.0	4.0	3.0	2.0	1.9	1.0	1.9
碎石												
1.												
0.5												
0.1												
0.09												乖離①
0.07												
0.05			△						△			×
0.04												
0.03												
0.02												
0.01												
0.009												
0.008												
0.007			△									
0.006												
0.005												
0.004												
0.003												
0.002												
0.001	○		○					△				乖離②

(4) 計測値と解析値

図 3-43 に解析で得られた圧力水頭が実験とある程度整合した組み合わせと乖離した組み合わせの間隙水圧の時刻歴を示す。ドレーンが設置されていない中央+1.0m の横断面から 1 箇所、中央+0.5m 横断面から 1 箇所、ドレーンが設置されている中央横断面から 2 箇所を代表として比較しており、その位置を図 3-44 に示す。また、図 3-43 以外の箇所については、付録 D. 6 にまとめた。

図 3-43 に示す整合したケースの透水係数は、ドレーン(碎石)が $9.0 \times 10^{-2} \text{ m/s}$ 、被覆土層(ローム)が $2.0 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ であった。乖離がみられた透水係数は、乖離①ではドレーン(碎石)が $1.0 \times 10^{-3} \text{ m/s}$ 、被覆土層(ローム)が $1.0 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ である。乖離②はドレーン(碎石)が $1.0 \times 10^{-3} \text{ m/s}$ 、被覆土層(ローム)が $1.9 \times 10^{-6} \text{ m/s}$ である。

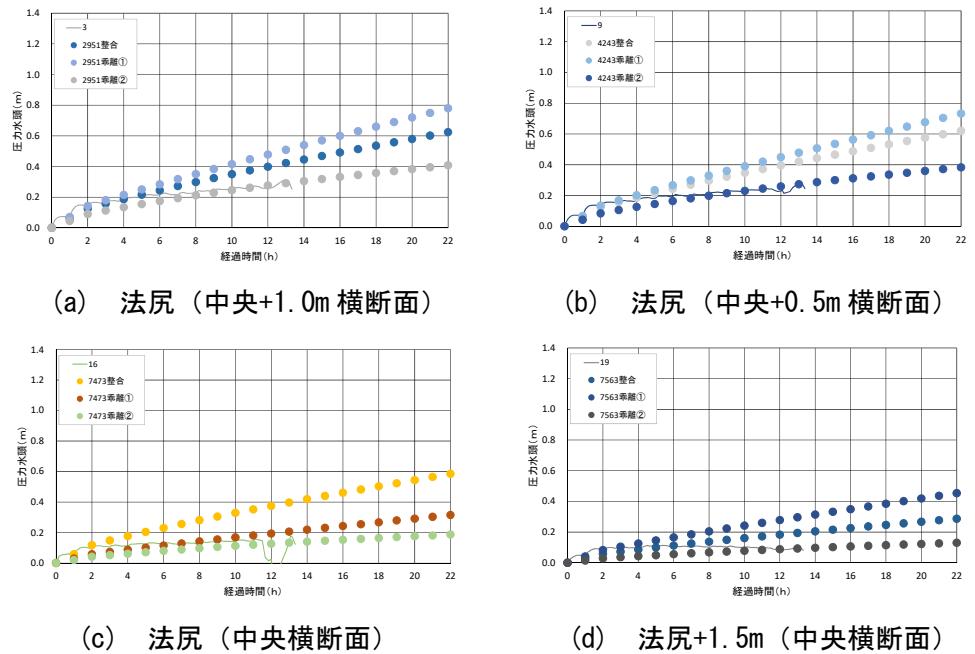


図 3-43 計測値と解析値 (Case6)

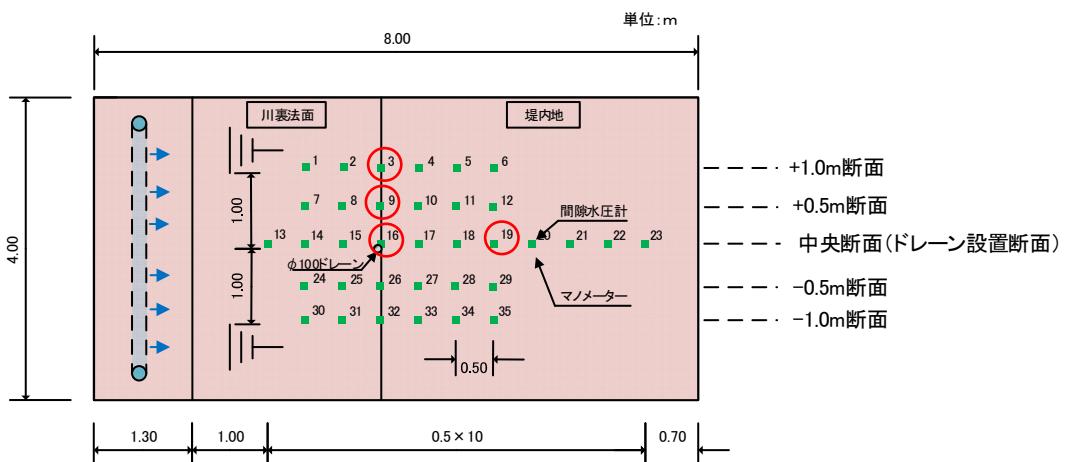


図 3-44 計測値と解析値を比較した位置 (Case6)

3.2.10 3次元浸透流解析まとめ

実験を行った全ケースについて3次元のモデル化を行い、飽和・不飽和非定常浸透流解析を行った。ドレーン(碎石)と被覆土層(ローム)の透水係数を変化させることで、実験で計測された圧力水頭を再現できる各透水係数を推定した。解析を行った碎石と被覆土層の透水係数の組み合わせを図3-45に示す。また、解析値と計測値が比較的近い値となった組み合わせを○印で示した。

組み合わせによっては、実験で得られた被覆土層下面に作用する水圧を再現することが可能であり、離散配置のドレーンを検討する際には、3次元の浸透流解析を用いることが有効であると考えられる。

被覆土層(ローム)の室内試験による透水係数は、 $1.9 \times 10^{-6} \text{m/s}$ であるのに対し、整合した透水係数は全体的に5~50倍の範囲に分布した。比較的低い水位でドレーンからの噴砂があり、盤膨れを起こしたCase4の被覆土層の透水係数は、一番小さい値となっている。また、水位上昇の早い段階から被覆土層表面から漏水が所々で確認されたCase6の被覆土層の透水係数は、一番大きな値となっている。実験状況と対比して考えれば、第2章で述べたとおり、模型作製の微妙な違いや土槽壁面と被覆土層の境界面からの漏水等の影響を含んだ透水係数で整合したものと考えられる。

碎石(ドレーン)の透水係数は、 $1.0 \times 10^{-3} \text{m/s}$ から $1.0 \times 10^{-0} \text{m/s}$ まで幅広く分布した。傾向としては、ドレーン面積が大きいものほど大きな透水係数、目詰まりを起こしたCase4や水圧低減効果の小さかったCase6が小さな透水係数となった。同じ材料でも、動水勾配が小さいほど、大きな透水係数となることが知られている。ドレーン面積が十分に大きければ、動水勾配が小さくなるため、透水係数も大きくなり、余裕をもって排水することができる。逆にドレーン面積が不十分だと、動水勾配が大きくなり、透水係数が小さくなってしまい、増え排水ができないくなる。このような正のフィードバックや負のフィードバックがかかる対策であるため、十分に余裕を持った設計(動水勾配を十分に下げる)を行うことが必要となる。

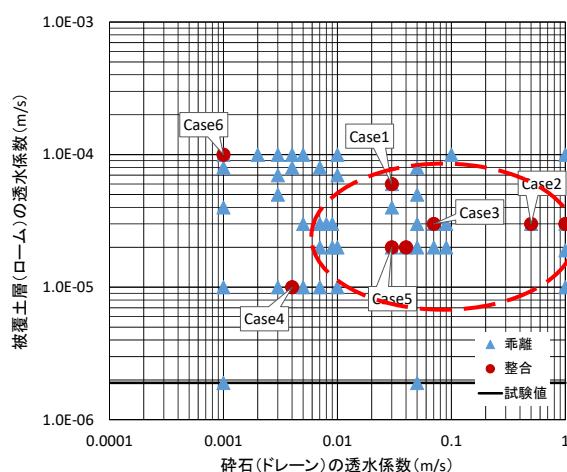


図 3-45 ドレーンの透水係数とロームの透水係数

第4章 対策工と地盤の隙間からの漏水・噴砂に係る模型実験

4.1 実験目的

第2章で示した模型実験 Case4 は、ドレンの隙間から噴砂が生じ、結果的に対策効果が十分に発揮されなかった。最終的に堤内地盤で盤膨れ・漏水・噴砂に至った。このため、堤内基盤排水対策を設計する際に、隙間にに対する配慮が必要と考えられる。

隙間として、ドレン内部の隙間と、ドレンと被覆土層の境界部分に形成される隙間の2種類が考えられる。ドレン内部の隙間は、ドレン材を不織布等のフィルターで隙間なく巻くことによって、防ぐことができる。また、ドレンと被覆土層の境界部分に形成される隙間は、ドレンを連続的に配置する場合には、図4-1に示すように被覆土層を平滑に仕上げ、その上に敷いた不織布等のフィルターをドレン材で押さえることで、ある程度抑制することが可能と考えられる。一方で、離散的に配置する円柱縦型ドレンの場合は、フィルターで隙間なく巻くことと、フィルターを被覆土層に密着させることは、施工上の難易度が比較的高いと考えられる。また、トレンチの方が、多くの場合に堤防延長当たりのドレン面積を確保し易いという点でも有利である。このため、被覆土層が厚く、図4-1のようなトレンチ形状のドレンとした場合にドレンが極めて大きくなってしまう場合に限って、離散配置の円柱縦ドレンを採用すべきと考えられる。

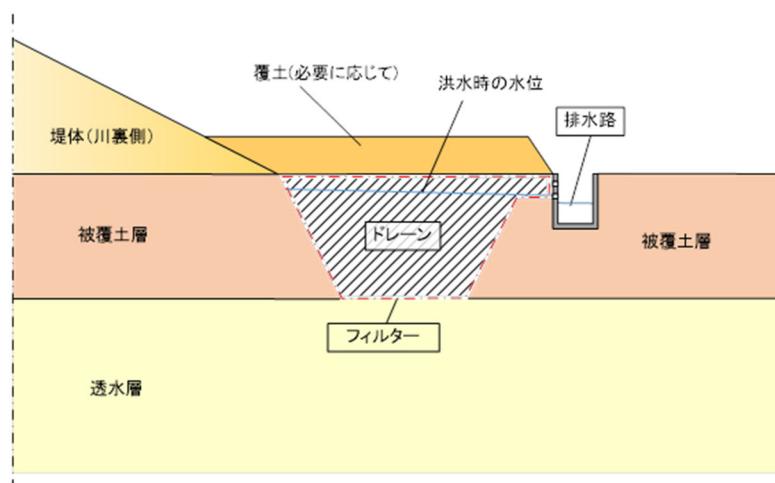


図 4-1 トレンチ形状のドレンの構造

このように、円柱縦型ドレンの場合に隙間ができることが避けられない場合があることと、トレンチ形状のドレンの場合でも隙間をゼロにできるとは限らないため、できる限り隙間を小さくするための配慮の他に、隙間があった場合でも、ドレンに影響が及ばないような検討が必要である。

そこで、隙間の影響や隙間に発生する流速を把握するための部分模型実験を実施した。

4.2 実験概要

実験装置を図 4-2 に示す。給水槽の高さを変えられるようになっており、模型に対して自由に水圧を作成させることが可能である。

模型を図 4-3 に示す。平面的に均質に透水層に対して水圧が作用するよう、模型の最下部に碎石層を設けた。碎石層の上に 250mm の厚さの透水層を設けた。透水層の内部には、隙間水圧計を設置した。対策工(ドレーン)以外の部分には、粘性土を敷き詰め、アクリル板で蓋をし、さらに実験中の水圧で持ち上がりしないよう錘を載せた。対策工は $\phi 100\text{mm}$ の塩ビ管の内側に碎石を詰めたもので、隙間として金属製のパイプを設置した。パイプに透明なチューブを接続し、模型の外まで引き出し、隙間から出てくる水の流量とそれ以外のドレーンからの排水量を分離して求められるようにした。

実験条件は、隙間を設けない Case1、隙間として設けたパイプの内径を 5mm, 10mm, 15mm と変えた Case2～Case4 の 4 ケースとした。

隙間水圧計以外に、対策工及び隙間からの排水量をロードセルにより測定した。

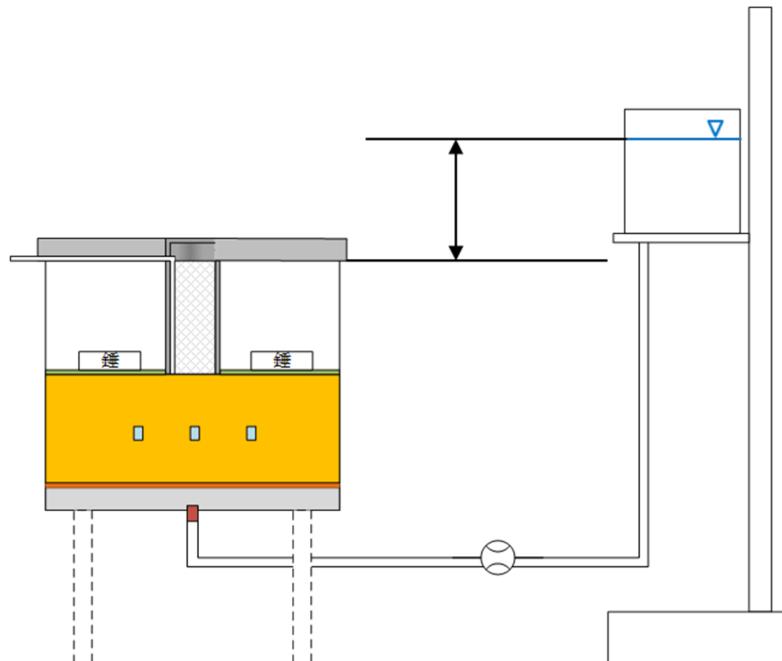


図 4-2 実験装置

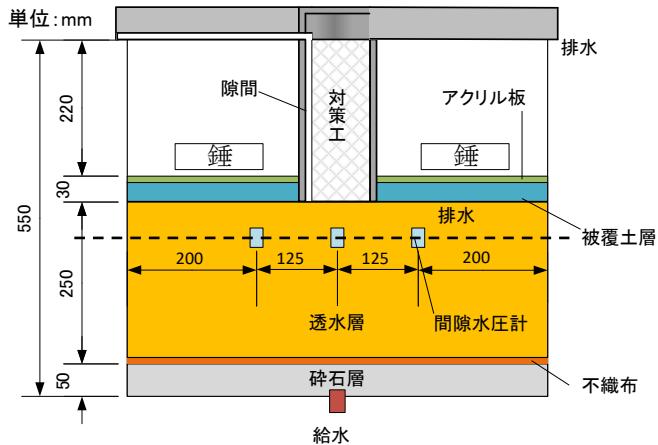


図 4-3 模型横断図

4.3 模型作製

透水層として、図 4-4 に示す粒形加積曲線の材料を用いた。この材料は、重量比で宇部珪砂 3 号を 5%，宇部珪砂新特 5 号 A を 5%，宇部珪砂 6 号を 80%，宇部珪砂 7 号を 10% 配合したものである。

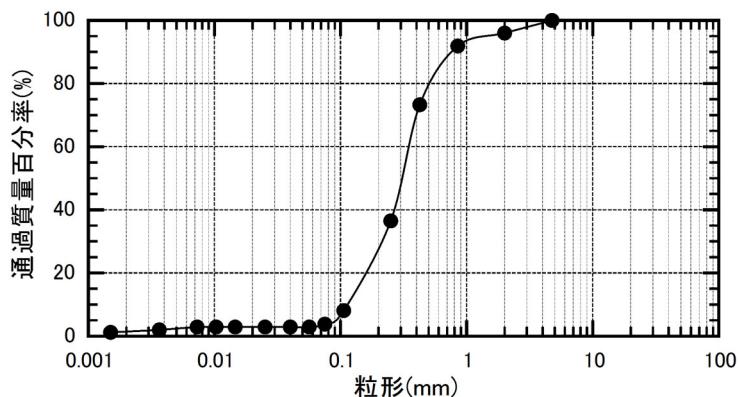


図 4-4 透水層の粒径加積曲線

模型は以下の順序で作製した。

- ① 碎石を厚さ 50mm で敷き均し、碎石層を突き固めて作製(図 4-5(a))。
- ② 碎石層の上に不織布を設置し、25mm 毎に、相対密度 90% となるように投入量による密度管理を行いながら透水層を作製(同図(b))。途中には間隙水圧計を設置(同図(c))。
- ③ 隙間を模したパイプと、パイプと同じ内径の孔をあけた不織布を接着(パイプの真下には不織布がない状態)(同図(d))。
- ④ 透水層の上にパイプを接着した不織布を敷き(Case1 では、パイプが接着されていない不織布)，さらにその上に 500×700mm のアクリル板を設置。アクリル板の中央には直径 100mm の孔がくりぬいてあり、内径 100mm の塩ビ管を設置。アクリル板が被覆土層、塩ビ管が対策工(ドレーン)を模擬(同図(e))。
- ⑤ アクリル板と土槽を念入りに止水し 40kg の锤をのせ、対策工の中に大きめの碎石を投入(同図(f))。



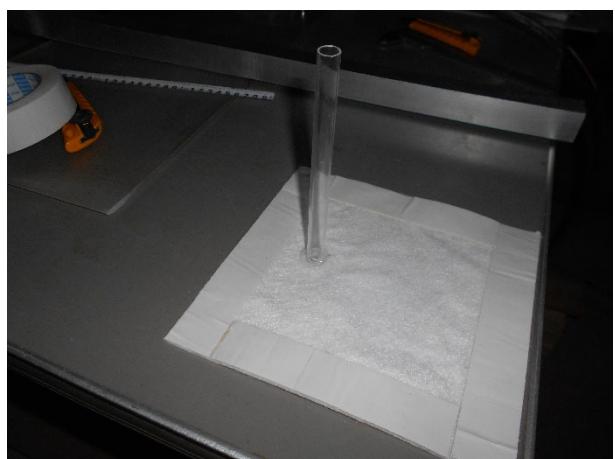
(a) 碎石層の突き固め



(b) 透水層の突き固め



(c) 間隙水圧計の設置



(d) 隙間を模したパイプと不織布の接着



(e) アクリル板と塩ビ管、パイプ設置



(f) 碎石の投入

図 4-5 模型作製状況

4.4 実験方法

給水層内の水位が透水層上面の高さとなるまで、給水槽の高さをゆっくりと上げ、その高さを暫く維持し、

透水層の飽和を行った。その後、給水槽内の水位がドレン上面となるまで給水槽を上げ、ドレンを飽和した。

給水槽の高さを 0.1m または 0.05m ずつ階段状に上げ、模型の状況を確認しつつ、隙間からの排水量、隙間以外の対策からの排水量、間隙水圧の計測を実施した。

4.5 実験結果

4.5.1 Case1

ドレン内に隙間を模擬したパイプを設けないケースである。

0.1m 毎に階段状に水位を上昇させ、最終的に 0.7m の水頭差を付けたところで、止水材が水圧で剥がれ、異常漏水を起こし、実験終了となった。ただし、実験後の解体調査で、対策工の内側や透水層に変状は確認されなかった。

計測値の時刻歴を図 4-6 に示す。排水量は、排水された水を貯めた水槽の重さから $1\text{kg}=1\text{L}$ として求めたものである。排水流量は、各段階の平均的な排水量の勾配を代表値とした。間隙水圧増分の時刻歴によると、水位を上げてから安定するまでにしばらく時間を要する。

各段階における排水流量を図 4-7 に示す。流量は、水位に概ね比例しているが、水位の高い所で、若干流量が低下する傾向も見られる。

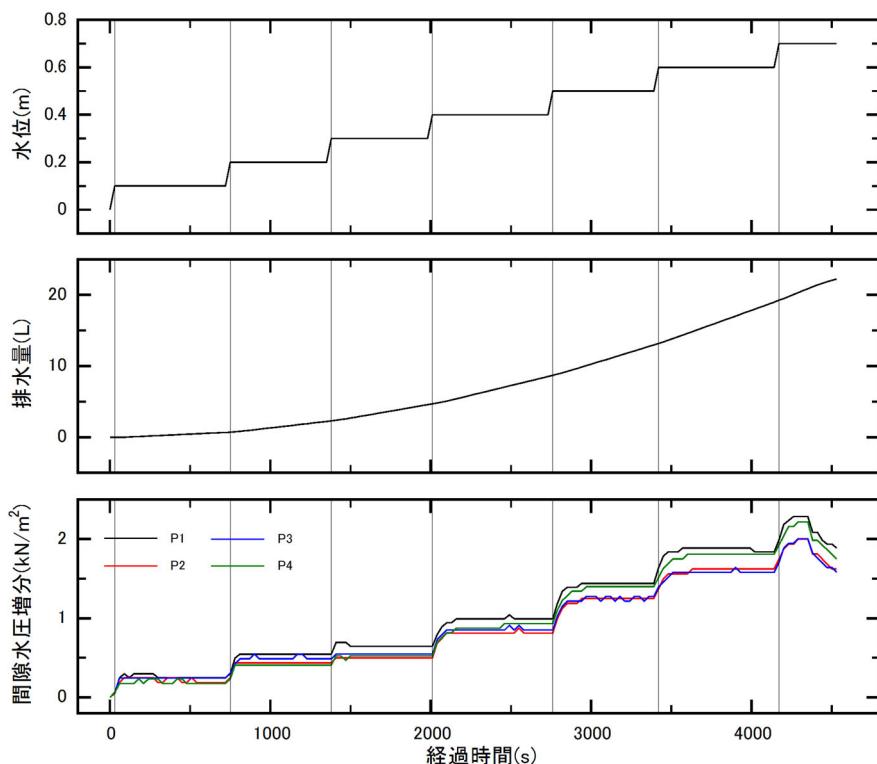


図 4-6 時刻歴 (Case1)

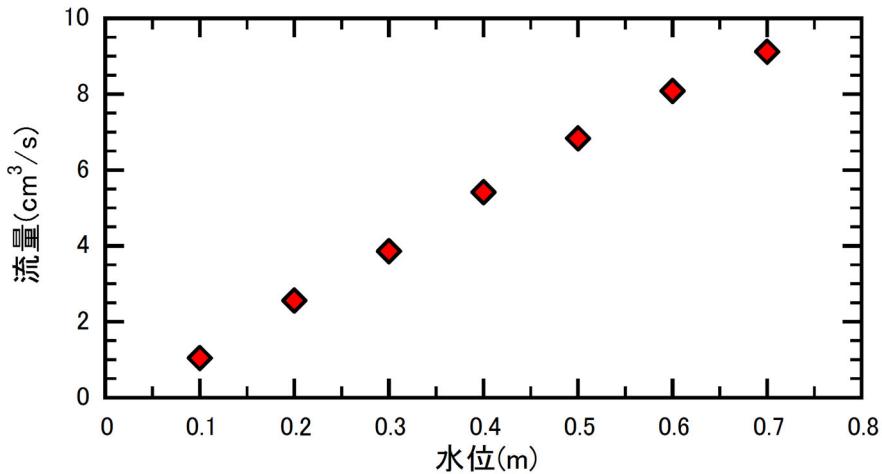


図 4-7 各段階における排水流量 (Case1)

4.5.2 Case2

ドレン内に隙間を模擬した内径 5mm のパイプを設けたケースである。

0.05m 毎に階段状に水位を上昇させ、最終的に 0.95m の水頭差を付けたところで、隙間から排水されなくなったため、実験終了となった。隙間から濁り水や砂が出てくることはなかった。実験後の解体調査で、隙間の目詰まりは透水層の上面からすぐ上の高さで生じており、隙間の上部は空洞のままであった。このように移動した砂の量が僅かであるため、透水層の表面にも明瞭な変状は確認されなかった。

計測値の時刻歴を図 4-8 に示す。排水量は、隙間以外の対策(ドレン)から排水される量と隙間から排水される量を分けて計測しており、隙間からの排水量は隙間以外の対策から排水される量の 1/20 から 1/10 程度である。面積比は 1:400 であるから、ドレンの 20 倍以上の流速が隙間内では発生していくことになる。なお、隙間以外の対策からの排水量が 9500 秒付近で急減しているのは、タンクが一杯になったために、タンクの水を捨てたためのものである。

各段階における排水流量を図 4-9 に示す。水位 0.5m 以降は、隙間が目詰まりし、隙間の流量は徐々に減少しているが、対策からの流量は単調に増加している。

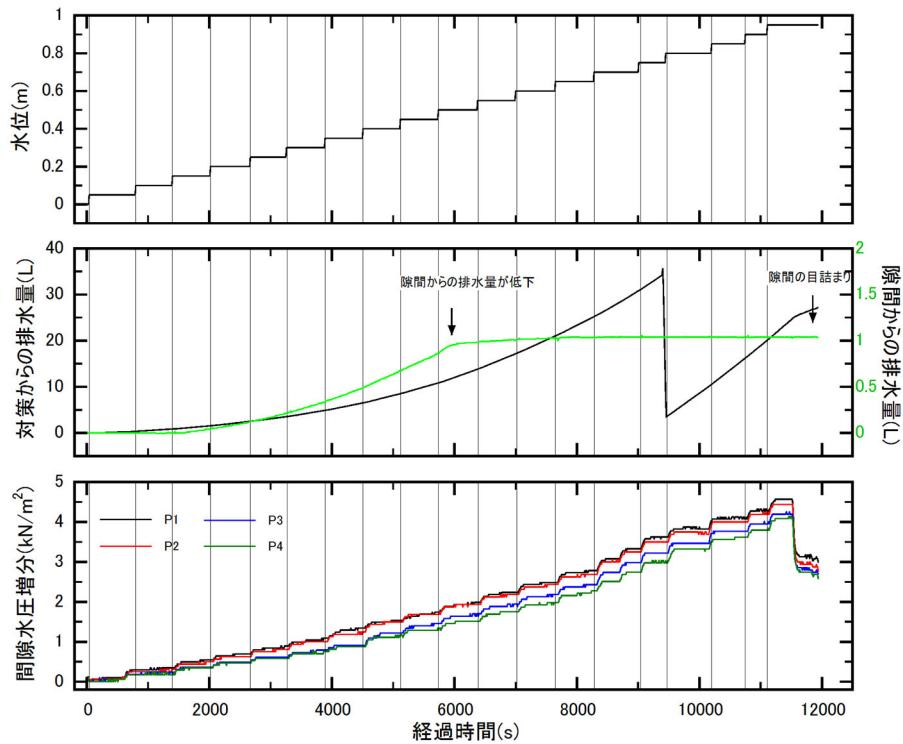


図 4-8 時刻歴 (Case2)

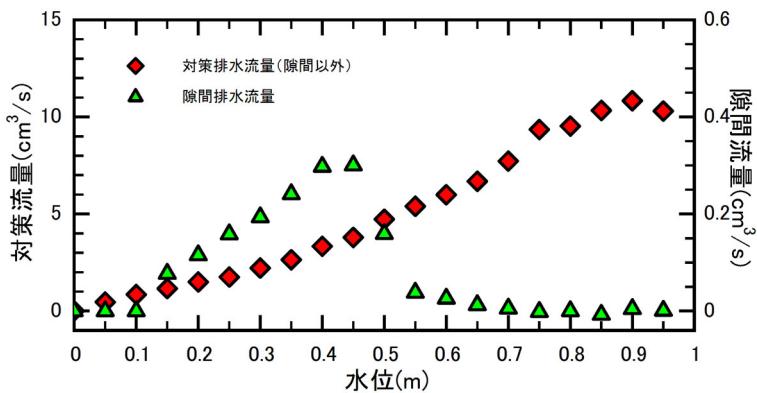


図 4-9 各段階における排水流量 (Case2)

4.5.3 Case3

ドレン内に隙間を模擬した内径 10mm のパイプを設けたケースである。

0.3m までは 0.1m 毎に、それ以降は 0.05m 每に階段状に水位を上昇させた。最終的に 0.95m の水頭差を付けたところで、隙間から排水されなくなったため、実験終了となった。途中、水位 0.55m と 0.75m の時に、濁り水が出た。実験後の解体調査で、図 4-10 に示すように隙間を模したパイプのほとんどが砂で充填された状態となり、透水層の表面に小さな窪みができていた。

計測値の時刻歴を図 4-11 に示す。濁り水が発生した段階を黄色、目詰まりが発生した段階を薄い赤に着色した。2 回目の濁り水の発生以降、隙間からの排水量の勾配が急減している。



(a) パイプに詰まつた砂



(b) 透水層表面の壅み

図 4-10 解体時の調査状況 (Case3)

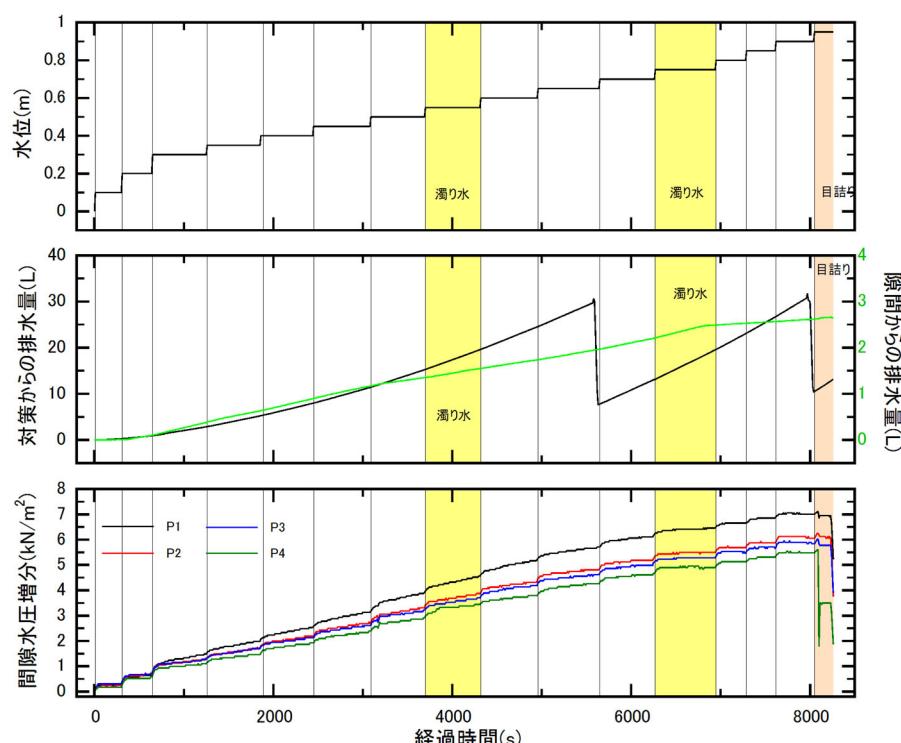


図 4-11 時刻歴 (Case3)

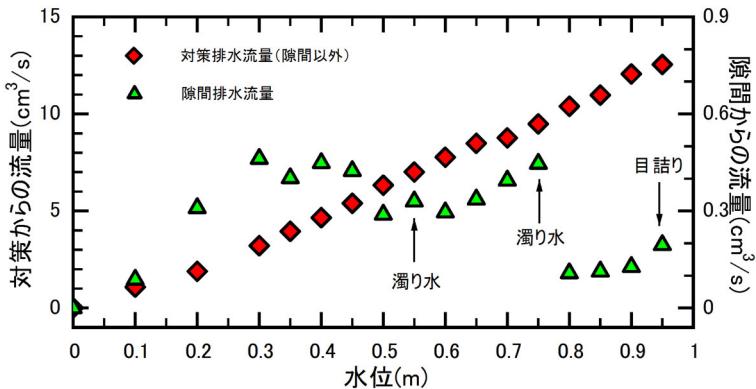


図 4-12 各段階における排水流量 (Case3)

4.5.4 Case4

ドレーン内に隙間を模擬した内径 15mm のパイプを設けたケースである。

0.3m までは 0.1m 毎に、それ以降は概ね 0.05m 毎に階段状に水位を上昇させた。最後に 1.35m から 0.1m 高い 1.45m に水位を上昇させた。水位が 0.6m と 1.1m の時点で渦り水が、水位が 0.8m の時点で噴気が確認された。水位 1.2m と 1.45m で噴砂が確認され、目詰まりを起こしわけではないものの、パイプ内が噴砂によって充填されるような状況となったことから、実験終了とした。

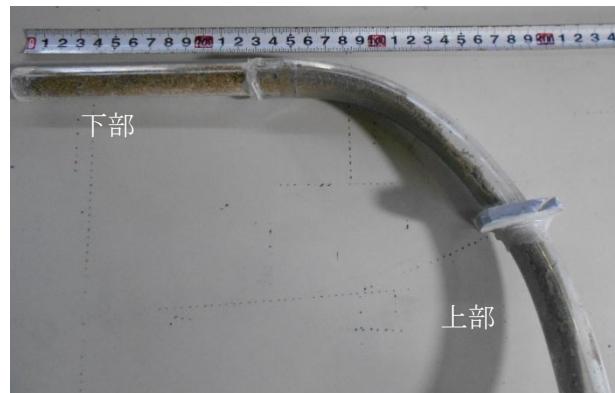
実験後のパイプの状態は、図 4-13(a)に示すように、ドレーンの外にまで砂が出てきていた。パイプを取り出した全体が同図(b)，下部を拡大したものが同図(c)である。下部は粗砂で、上部は細砂で埋まっており、分級が確認された。解体調査では、同図(d)に示すような窪みが、透水層表面に形成されていた。表面の下側にも、緩み領域が確認され、細かい粒子のみが選択的に吸出された痕跡ではないかと考えられる。

計測値の時刻歴を図 4-14 に示す。水位 0.8m の間隙水圧計の 1 つの値が飛んでいる。これは、隙間から空気が噴出したことに関連していると推測されるが、これより詳細な理由は分からない。また、水位 1m の時に、隙間からの排水量、間隙水圧に乱れがある。これらの乱れは模型に変状があったわけではなく、給水装置の段取り替えに伴うものである。

図 4-15 の各段階の流量によると、対策から排水流量は概ね単調に増加している。一方で、水位 0.6m 以降は、隙間が目詰まりし、隙間の流量は徐々に減少しているが、対策からの流量は単調に増加している。渦り水や噴気によって、一概に流量が増加したり、減少したりという関係は見つけられないが、Case4 の噴砂は目詰まりを生じるようなものではなく、むしろ流量の増加に寄与しているように見られる。



(a) 対策工の外まで詰まったく砂



(b) パイプに詰まったく砂（全体）



(c) パイプに詰まったく砂（下部拡大）



(d) 透水層表面の滲み

図 4-13 解体時の調査状況 (Case4)

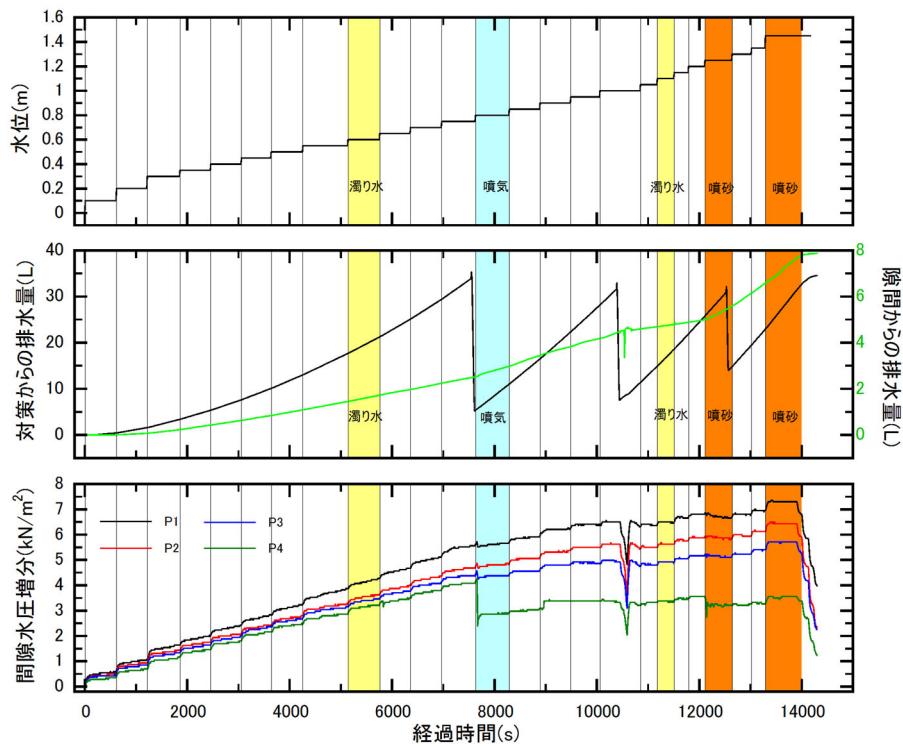


図 4-14 時刻歴 (Case4)

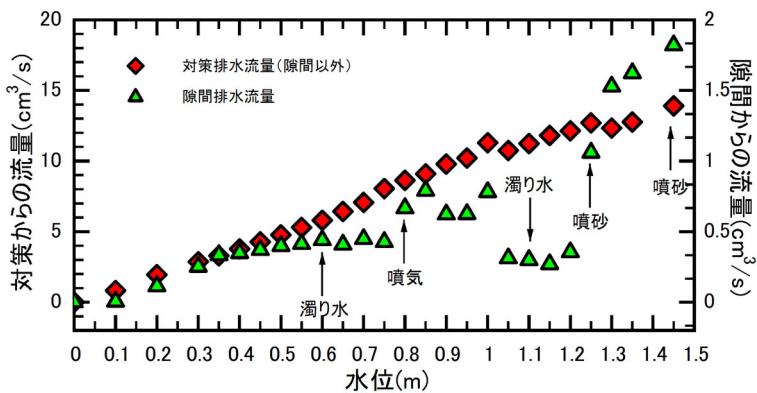


図 4-15 各段階における排水流量 (Case4)

4.6 排水流速に係る分析

図 4-16 に Case1 から 4 で得られた対策及び隙間からの排水流量から流速を算出した結果をまとめて示す。

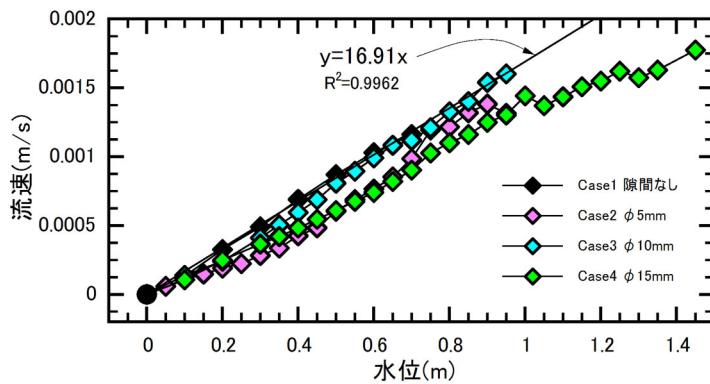


図 4-16 対策からの排水流速

①いずれのケースでも水位に対して単調に増加していること、②濁り水などの変状が発生し始める水位よりも大きな水位の範囲ではケース毎の違いは2~3割以内に収まっていること、③隙間の有無や大きさによって流速に明瞭な大小関係がないことから、Case1 の水位と流速の関係に対してフィッティングを行った直線を対策からの排水流速の代表値の1つと考えることができる。

次に、隙間の排水流速を Case1 の対策からの流速と合わせて図 4-17 に示す。隙間が小さいほど、高流速が発生し、隙間が大きいほど低流速となる傾向が見られる。流速が最も大きくなった $\phi 5\text{mm}$ の隙間を設けた Case2 では、結果的に早い段階で目詰まりが生じ、透水層にも変状が確認されなかつた。このため、このような大きな流速の発生に対する配慮を設計で行う必要はないと考えられる。Case3 でも同様の傾向があり、水位が 0.3~0.4m で流速が大きくなっているが、この時点では特段の変状は発生しておらず、これも設計で配慮する必要ないと考えられる。一方で、水位が 0.5m よりも大きい範囲では、濁り水や噴気、噴砂などの様々な変状が発生しており、これらに対して設計上配慮すべきであると考えられる。

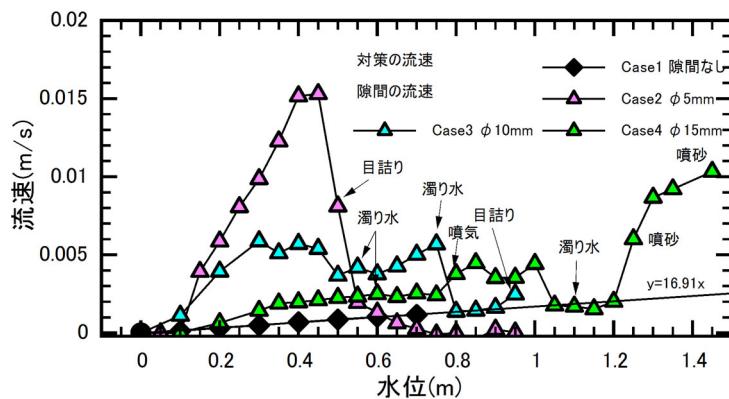


図 4-17 隙間からの排水流速

さらに、隙間の流速を各ケース・水位で得られた対策の流速に対する比として表した結果を図 4-18 に、隙間の流速を Case1 の水位と流速の関係に対してフィッティングを行った直線関係に対する比とした表した結果を図 4-19 に示す。

図 4-18 によると、濁り水や噴気、噴砂などの様々な変状が発生している流速比は、最も大きくても

5.8 (Case4 の水位 1.45m, 噴砂) である。同じく、図 4-19 によると、最も大きても 4.5 (Case3 の水位 0.55m, 濁り水) となる。

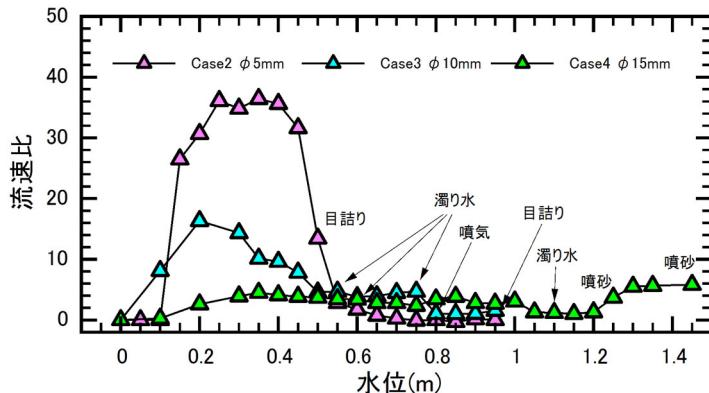


図 4-18 流速比（隙間の流速/Case1 の対策の流速）

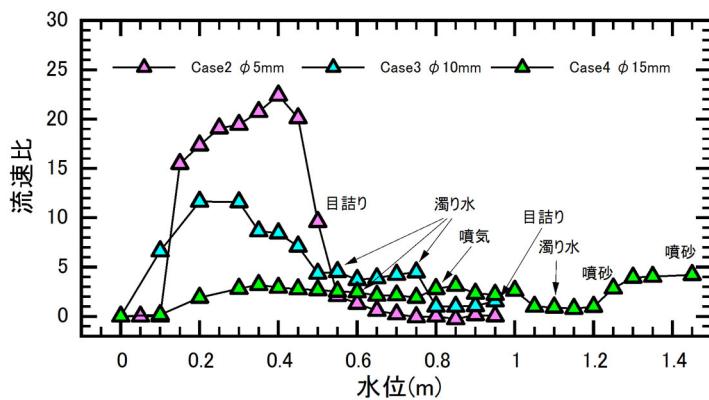


図 4-19 流速比（隙間の流速/各ケースの対策の流速）

設計において、濁り水や噴気、噴砂などのドレーン周辺の隙間に関連して発生する変状が生じないよう考慮する方法としては、ドレーンに影響を及ぼしかねない隙間に発生する有害な流速に対して、透水層の土粒子が安定であることを確認すれば良いと考えられる。これまで示した実験結果のとおり、隙間で発生する有害な流速は、大きてもドレーンの流速に対して 4.5 倍、もしくは、5.8 倍であった。設計で実施される浸透流解析は、隙間がないことを仮定したものであるから、同じく隙間のない Case1 の流速に対する比の最大値の 4.5 を用いれば十分との考えもある。しかし、今回の実験が限られた実験条件であることや実験精度の問題(ケースによってドレーンの流速が 2,3 割異なる)もあることから、安全側の配慮として 5.8 を切り上げた 10 を設計において隙間で発生する有害な流速を求める際の倍率として用いるのが良いと考えられる。

第5章 まとめ

第2章では、堤防高さ1.25mの大型模型を用いて、円柱縦型ドレンの形状及び設置位置を変化させ、浸透実験を実施した結果を示した。河川水位の上昇を模擬した水圧を透水層に作用させ、被覆土層下面に働く水圧の計測を行った。その結果、堤内地側の法尻部に離散的に配置した円柱型ドレンでは、堤防延長辺りのドレンの面積に応じて圧力低減効果が変化すること、最もG/Wが小さくなり易い法尻への対策設置が合理的であることが確認された。

また、ドレンの隙間から生じた噴砂によって、ドレンが詰まり、結果的に対策効果が十分に発揮されなかつたケースがあった。ドレンに隙間があり、被覆土の遮水性が高いことが原因であると考えられる。設計上、被覆土の透水性に対して十分に注意を払うとともに、ドレンの隙間にに対する配慮が必要であることが分かつた。

さらに、これらの実験では、円柱縦型ドレンによる対策を施した堤防の限界を把握するために、実際の堤防では作用しないような極めて大きな水圧を透水層に作用させた。目詰まりを起こしたケースと法尻から離して対策を設置したケースを除けば、円柱縦型ドレンでは対処できないような堤体が部分的に持ち上がりつて壊れるケースと堤防に大きな変状が発生せずに終了したケースしかなかった。このような結果から、対策を法尻直近に設置し、目詰まりが生じなければ、円柱縦型ドレンが極めて高い効果を発揮する対策であると考えられる。

第3章では、実験で計測された被覆土層下面に働く圧力水頭と、2次元及び3次元の飽和・不飽和非定常浸透流解析で得られる圧力水頭の値と比較した。その結果、堤内地側に離散的に配置された円柱縦型ドレンの場合、比較的簡便に行える2次元の飽和・不飽和非定常浸透流解析では、実験で計測された値と解析値が整合しない結果となった。3次元の飽和・不飽和非定常浸透流解析では、対策工(碎石)の透水係数に加え堤内地側の被覆土層(ローム)の透水係数を調整することで、計測値と解析値をある程度整合させることができた。これより、離散的に配置された円柱縦型ドレンの効果を評価するに当たっては、3次元の浸透流解析を実施する必要があることが確認された。

第4章では、隙間に係る部分模型実験結果を示した。この実験は、第2章の実験の中に、ドレンの隙間から噴砂が生じ、結果的に対策効果が十分に発揮されなかつたケースがあつたために行ったものである。部分模型実験により隙間の影響や隙間に発生する流速を把握することで、隙間にに対する配慮を具体的に検討した。隙間が小さいと隙間に大きい流速が生じるが、すぐに目詰まりが起り、移動する砂の量は限定的であった。このため、ドレンに与える影響は小さいものと推測される。一方で、隙間が大きいと相対的に小さい流速が隙間に生じるが、噴砂が継続的に発生し、大量の砂が移動する。このため、ドレンに与える影響は大きいものと推測される。このようなドレンに影響を及ぼしかねない隙間に発生する流速によって、透水層

の砂が移動しないよう検討することが、隙間に対する配慮の 1 つと考えられる。

参考文献

- 1) 矢部川堤防調査委員会:報告書, pp4-124, 2013.
- 2) (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), JICE 資料, 第 111002 号, pp.47-56, pp.71-72, 2012.
- 3) 増山博之・齋藤由紀子・石原雅規・佐々木哲也:河川堤防の盤膨れ・揚圧力対策工の水圧低減効果と耐震性能に関する遠心模型実験, 第 56 回地盤工学シンポジウム, 平成 23 年度論文集, pp.29-36, 2011.
- 4) 増山博之・齋藤由紀子・森啓年・佐々木哲也:河川堤防の盤膨れ・揚圧力対策に関する模型実験, 土木技術資料, Vol.53, No.7, pp.32-37, 2011.
- 5) 佐々木哲也・増山博之・齋藤由紀子・石原雅規・森啓年・平林学・吉田直人:大型模型を使用した河川堤防の盤膨れ対策に関する研究, 土木研究所資料, 第 4267 号, 2014.
- 6) 西垣誠・三菱マテリアル株式会社・株式会社ダイヤコンサルタント:オイラリアン・ラグラシアン・二次元飽和不飽和浸透流解析プログラム, 著作権登録番号 P 第 4135-1 号, P 第 7169-1 号.

付 錄

付録A 使用間隙水圧計・変位計

A.1 使用間隙水圧計一覧表 (Case1~2)

ケース	No.	製造メーカー	S/N	定格出力 ($\mu \varepsilon$)	定格容量 (kPa)	較正係数 (kPa/ $\mu \varepsilon$)
Case1～Case2	1	共和電業	026300016	1002×10^{-6}	50	0.0499
	2	共和電業	296540010	888×10^{-6}	50	0.0563
	3	共和電業	918040012	1115×10^{-6}	50	0.0448
	4	共和電業	626790035	1021×10^{-6}	50	0.0490
	5	共和電業	046770029	835×10^{-6}	50	0.0599
	6	共和電業	918040001	1087×10^{-6}	50	0.0460
	7	共和電業	046770027	800×10^{-6}	50	0.0625
	8	共和電業	526970017	1061×10^{-6}	50	0.0471
	9	共和電業	5B7650023	990×10^{-6}	50	0.0505
	10	共和電業	977350002	1062×10^{-6}	50	0.0471
	11	共和電業	026300018	964×10^{-6}	50	0.0519
	12	共和電業	526970018	1009×10^{-6}	50	0.0496
	13	共和電業	8B6000009	1002×10^{-6}	50	0.0499
	14	共和電業	426460007	586×10^{-6}	30	0.0512
	15	共和電業	426460001	598×10^{-6}	30	0.0502
	16	共和電業	426460009	609×10^{-6}	30	0.0493
	17	共和電業	426460004	602×10^{-6}	30	0.0498
	18	共和電業	046770026	953×10^{-6}	50	0.0525
	19	共和電業	918040010	1143×10^{-6}	50	0.0437
	20	共和電業	046770028	811×10^{-6}	50	0.0617
	21	共和電業	GG3960001	922×10^{-6}	50	0.0542
	22	共和電業	GG3960002	1018×10^{-6}	50	0.0491
	23	共和電業	GG3960003	1000×10^{-6}	50	0.0500

A.2 使用間隙水圧計一覧表 (Case3)

ケース	No.	製造メーカー	S/N	定格出力 ($\mu \varepsilon$)	定格容量 (kPa)	較正係数 (kPa/ $\mu \varepsilon$)
Case3	1	共和電業	026300016	1002×10^{-6}	50	0.0499
	2	共和電業	296540010	888×10^{-6}	50	0.0563
	3	共和電業	918040012	1115×10^{-6}	50	0.0448
	4	共和電業	626790035	1021×10^{-6}	50	0.0490
	5	共和電業	046770029	835×10^{-6}	50	0.0599
	6	共和電業	918040001	1087×10^{-6}	50	0.0460
	7	共和電業	GG8730008	906×10^{-6}	50	0.0552
	8	共和電業	GG8730009	871×10^{-6}	50	0.0574
	9	共和電業	046770027	800×10^{-6}	50	0.0625
	10	共和電業	526970017	1061×10^{-6}	50	0.0471
	11	共和電業	5B7650023	990×10^{-6}	50	0.0505
	12	共和電業	977350002	1062×10^{-6}	50	0.0471
	13	共和電業	026300018	964×10^{-6}	50	0.0519
	14	共和電業	526970018	1009×10^{-6}	50	0.0496
	15	共和電業	8B6000009	1002×10^{-6}	50	0.0499
	16	共和電業	426460007	586×10^{-6}	30	0.0512
	17	共和電業	426460001	598×10^{-6}	30	0.0502
	18	共和電業	426460009	609×10^{-6}	30	0.0493
	19	共和電業	426460004	602×10^{-6}	30	0.0498
	20	共和電業	046770026	953×10^{-6}	50	0.0525
	21	共和電業	918040010	1143×10^{-6}	50	0.0437
	22	共和電業	046770028	811×10^{-6}	50	0.0617
	23	共和電業	GG3960001	922×10^{-6}	50	0.0542
	24	共和電業	GG3960002	1018×10^{-6}	50	0.0491
	25	共和電業	GG3960003	1000×10^{-6}	50	0.0500
	26	共和電業	GG8730010	1061×10^{-6}	50	0.0471
	27	共和電業	GG8730011	1099×10^{-6}	50	0.0455

A.3 使用間隙水圧計一覧表 (Case4~6) 1/2

ケース	No.	製造メーカー	S/N	定格出力 ($\mu \varepsilon$)	定格容量 (kPa)	較正係数 (kPa/ $\mu \varepsilon$)
Case4~Case6	1	共和電業	026300016	1002×10^{-6}	50	0.0499
	2	共和電業	296540010	888×10^{-6}	50	0.0563
	3	共和電業	918040012	1115×10^{-6}	50	0.0448
	4	共和電業	626790035	1021×10^{-6}	50	0.0490
	5	共和電業	046770029	835×10^{-6}	50	0.0599
	6	共和電業	918040001	1087×10^{-6}	50	0.0460
	7	共和電業	046770027	800×10^{-6}	50	0.0625
	8	共和電業	526970017	1061×10^{-6}	50	0.0471
	9	共和電業	5B7650023	990×10^{-6}	50	0.0505
	10	共和電業	977350002	1062×10^{-6}	50	0.0471
	11	共和電業	026300018	964×10^{-6}	50	0.0519
	12	共和電業	526970018	1009×10^{-6}	50	0.0496
	13	共和電業	8B6000009	1002×10^{-6}	50	0.0499
	14	共和電業	426460007	586×10^{-6}	30	0.0512
	15	共和電業	426460001	598×10^{-6}	30	0.0502
	16	共和電業	426460009	609×10^{-6}	30	0.0493
	17	共和電業	426460004	602×10^{-6}	30	0.0498
	18	共和電業	046770026	953×10^{-6}	50	0.0525
	19	共和電業	918040010	1143×10^{-6}	50	0.0437
	20	共和電業	046770028	811×10^{-6}	50	0.0617
	21	共和電業	GG3960001	922×10^{-6}	50	0.0542
	22	共和電業	GG3960002	1018×10^{-6}	50	0.0491
	23	共和電業	GG8730006	965×10^{-6}	50	0.0500
	24	共和電業	GG8730007	894×10^{-6}	50	0.0559
	25	共和電業	GG3960007	981×10^{-6}	50	0.0510
	26	共和電業	GG3960008	880×10^{-6}	50	0.0568
	27	共和電業	GG8730008	906×10^{-6}	50	0.0552
	28	共和電業	GG3960009	965×10^{-6}	50	0.0518
	29	共和電業	026300017	943×10^{-6}	50	0.0530
	30	共和電業	026300019	941×10^{-6}	50	0.0531

A.4 使用間隙水圧計一覧表 (Case4~6) 2/2

ケース	No.	製造メーカー	S/N	定格出力 ($\mu \varepsilon$)	定格容量 (kPa)	較正係数 (kPa/ $\mu \varepsilon$)
Case4～Case6	31	共和電業	GL7950004	886×10^{-6}	50	0.0564
	32	共和電業	GL7950005	903×10^{-6}	50	0.0554
	33	共和電業	296810011	1728×10^{-6}	20	0.0116
	34	共和電業	296810012	1764×10^{-6}	20	0.0113
	35	共和電業	296810013	1841×10^{-6}	20	0.0109

A.5 使用変位計

ケース	No.	製造メーカー	型名	S/N	定格出力 ($\mu \varepsilon$)	定格容量 (mm)
Case1～ Case6	1	東京測器研究所	SDP-200R	054501	1000×10^{-6}	200
	2	東京測器研究所	SDP-200R	053218	1000×10^{-6}	200
	3	東京測器研究所	SDP-200R	050489	1000×10^{-6}	200
	4	東京測器研究所	SDP-200R	050487	1000×10^{-6}	200
	5	東京測器研究所	SDP-200R	054503	1000×10^{-6}	200
	6	東京測器研究所	SDP-200R	050488	1000×10^{-6}	200
	7	東京測器研究所	SDP-200R	050349	1000×10^{-6}	200
	8	東京測器研究所	SDP-200R	050484	1000×10^{-6}	200
	9	東京測器研究所	SDP-200R	050482	1000×10^{-6}	200

付録B 土質試験結果

B.1 土粒子の密度試験結果（測定）

J I S A 1 2 0 2 J G S 0 1 1 1		土 粒 子 の 密 度 試 験 (測 定)					
調査件名 平成25年度河川堤防の揚圧力対策工に関する模型実験業務		試験年月日		平成26年1月16日			
試験者							
試 料 番 号 (深 さ)		関 東 ロ ー ム				川 砂	
ビ ク ノ メ タ ー №.		25	26	27	28	29	30
(試料+蒸留水+ピクノメーター)の質量 m_b g		172.400	179.686	186.362	176.758	191.525	170.855
m_b をはかったときの内容物の温度 T ℃		19	19	19	19	19	19
T ℃における蒸留水の密度 $\rho_w(T)$ g/cm³		0.9984	0.9984	0.9984	0.9984	0.9984	0.9984
温度 T ℃の蒸留水を満たしたときの $m_a^{(1)}$ g (蒸留水+ピクノメーター)質量		162.544	170.167	178.215	167.129	179.223	159.887
試 料 の 炉乾燥質量	容 器 №.	25	26	27	28	29	30
	(炉乾燥試料+容器)質量 g	62.193	65.111	81.353	75.467	87.603	65.050
	容 器 質 量 g	46.704	50.139	68.508	60.236	68.124	47.678
	m_s g	15.489	14.972	12.845	15.231	19.479	17.372
土 粒 子 の 密 度 ρ_s g/cm³		2.745	2.741	2.730	2.714	2.710	2.709
平 均 値 ρ_s g/cm³		2.739			2.711		
試 料 番 号 (深 さ)							
ビ ク ノ メ タ ー №.							
(試料+蒸留水+ピクノメーター)の質量 m_b g							
m_b をはかったときの内容物の温度 T ℃							
T ℃における蒸留水の密度 $\rho_w(T)$ g/cm³							
温度 T ℃の蒸留水を満たしたときの $m_a^{(1)}$ g (蒸留水+ピクノメーター)質量							
試 料 の 炉乾燥質量	容 器 №.						
	(炉乾燥試料+容器)質量 g						
	容 器 質 量 g						
	m_s g						
土 粒 子 の 密 度 ρ_s g/cm³							
平 均 値 ρ_s g/cm³							
試 料 番 号 (深 さ)							
ビ ク ノ メ タ ー №.							
(試料+蒸留水+ピクノメーター)の質量 m_b g							
m_b をはかったときの内容物の温度 T ℃							
T ℃における蒸留水の密度 $\rho_w(T)$ g/cm³							
温度 T ℃の蒸留水を満たしたときの $m_a^{(1)}$ g (蒸留水+ピクノメーター)質量							
試 料 の 炉乾燥質量	容 器 №.						
	(炉乾燥試料+容器)質量 g						
	容 器 質 量 g						
	m_s g						
土 粒 子 の 密 度 ρ_s g/cm³							
平 均 値 ρ_s g/cm³							

特記事項

1) ピクノメーターの検定結果から求める。

$$\rho_s = \frac{m_s}{m_s + (m_a - m_b)} \rho_w(T)$$

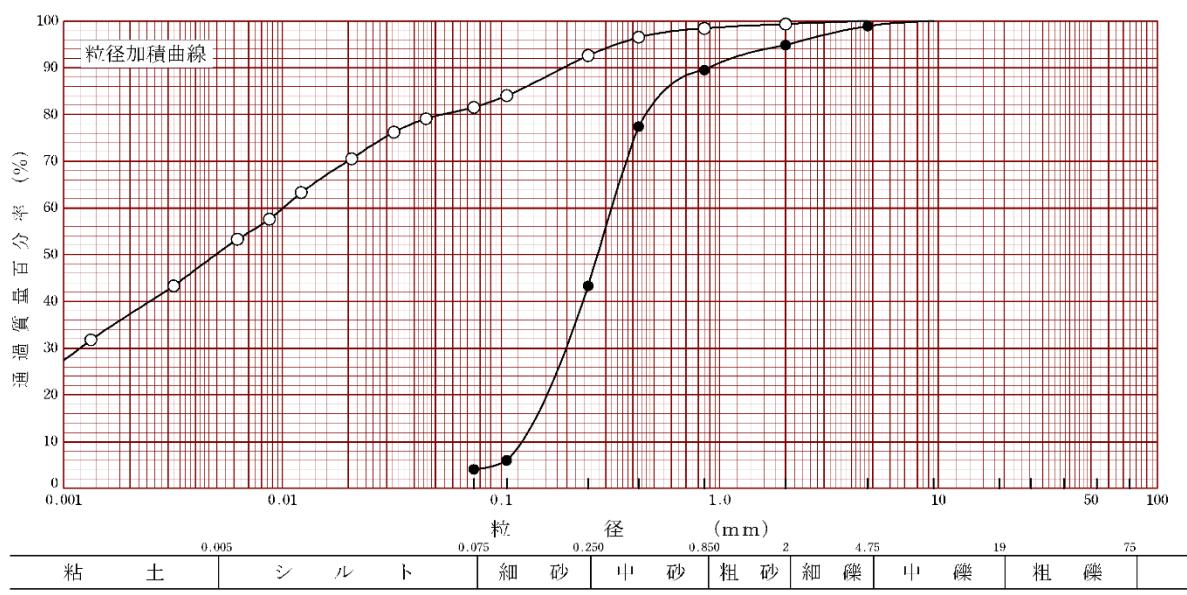
B.2 土の粒度試験結果（粒径加積曲線）

J I S A 1 2 0 4 J G S 0 1 3 1	土 の 粒 度 試 験 (粒径加積曲線)				
----------------------------------	----------------------	--	--	--	--

調査件名 平成25年度河川堤防の揚圧力対策工に関する模型実験業務 試験年月日 平成26年1月16日

試験者

試料番号 (深さ)	関東ローム		川砂		試料番号 (深さ)	関東ローム	川砂
ふるい分け	粒径 mm	通過質量百分率%	粒径 mm	通過質量百分率%	粗礫分 %	0.0	0.0
	75		75		中礫分 %	0.0	1.1
	53		53		細礫分 %	0.7	4.1
	37.5		37.5		粗砂分 %	0.9	5.3
	26.5		26.5		中砂分 %	5.8	46.2
	19		19		細砂分 %	11.1	39.2
	9.5		9.5	100.0	シルト分 %	31.4	4.1
	4.75	100.0	4.75	98.9	粘土分 %	50.1	
	2	99.3	2	94.8	2mm ふるい通過質量百分率 %	99.3	94.8
	0.850	98.4	0.850	89.5	425μm ふるい通過質量百分率 %	96.5	77.4
析	0.425	96.5	0.425	77.4	75μm ふるい通過質量百分率 %	81.5	4.1
	0.250	92.6	0.250	43.3	最大粒径 mm	4.75	9.50
	0.106	84.0	0.106	6.0	60%粒径 D_{60} mm	0.0101	0.320
	0.075	81.5	0.075	4.1	50%粒径 D_{50} mm	0.00495	0.276
	0.0453	79.1			30%粒径 D_{30} mm	0.00118	0.198
沈降分析	0.0323	76.2			10%粒径 D_{10} mm	----	0.125
	0.0207	70.5			均等係数 U_c	----	2.57
	0.0122	63.3			曲率係数 U'_c	----	0.988
	0.0087	57.6			土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	2.739	2.711
	0.0062	53.3			使用した分散剤	ヘキサメタリン酸ナトリウム	
	0.0032	43.3			溶液濃度、溶液添加量	10ml	
	0.0013	31.8			20%粒径 D_{20} mm	----	0.162
					記号	-○-	-●-



特記事項

B.3 突固めによる土の締固め試験（測定：ローム）

J I S A 1 2 1 0 J G S 0 7 1 1	突固めによる土の締固め試験（測定）						
調査件名	平成25年度河川堤防の揚圧力対策工に関する模型実験業務 試験年月日					平成26年1月17日	
試料番号(深さ) 関東ローム	試験者						
試験方法	A-c	土質名称	砂質火山灰質粘性土				
試料の準備方法	乾燥法, 湿潤法	ランマー質量 kg	2.5	モ	内径 cm	10.00	
試料の使用方法	練返し法, 非練返し法	落下高さ cm	30	+	高さ ¹⁾ cm	12.73	
含水比	試料分取後 w_0 %	突固め回数回/層	25	ル	容量 V cm ³	1000	
	乾燥処理後 w_1 %	突固め層数 層	3	ド	質量 m_1 ²⁾ g	1626	
測定 No.	1	2	3		4		
(試料+モールド)質量 m_2 ²⁾ g	2849	2957	3091		3182		
湿潤密度 ρ_t g/cm ³	1.223	1.331	1.465		1.556		
平均含水比 w %	32.1	40.9	49.2		58.8		
乾燥密度 ρ_d g/cm ³	0.926	0.945	0.982		0.980		
含水比	容器 No.	809	819	837	801		
	m_a g	304.1	345.4	343.1	338.3		
	m_b g	261.5	281.8	273.0	260.3		
	m_c g	128.6	128.2	131.2	127.4		
	w %	32.1	41.4	49.4	58.7		
容器 No.	855	847	853	829			
	m_a g	301.2	340.9	359.8	369.4		
	m_b g	258.6	280.7	284.1	280.5		
	m_c g	126.2	131.3	129.5	129.8		
	w %	32.2	40.3	49.0	59.0		
測定 No.	5	6	7	8			
(試料+モールド)質量 m_2 ²⁾ g	3175	3132					
湿潤密度 ρ_t g/cm ³	1.549	1.506					
平均含水比 w %	64.2	74.7					
乾燥密度 ρ_d g/cm ³	0.943	0.862					
含水比	容器 No.	841	817				
	m_a g	379.2	461.8				
	m_b g	282.6	319.2				
	m_c g	132.5	128.8				
	w %	64.4	74.9				
容器 No.	863	857					
	m_a g	385.0	431.1				
	m_b g	285.8	300.9				
	m_c g	131.0	126.0				
	w %	64.1	74.4				

特記事項

- 1) 内径15cmのモールドの場合はスペーサーディスクの高さを差引く。
- 2) モールドの質量は底板を含む。

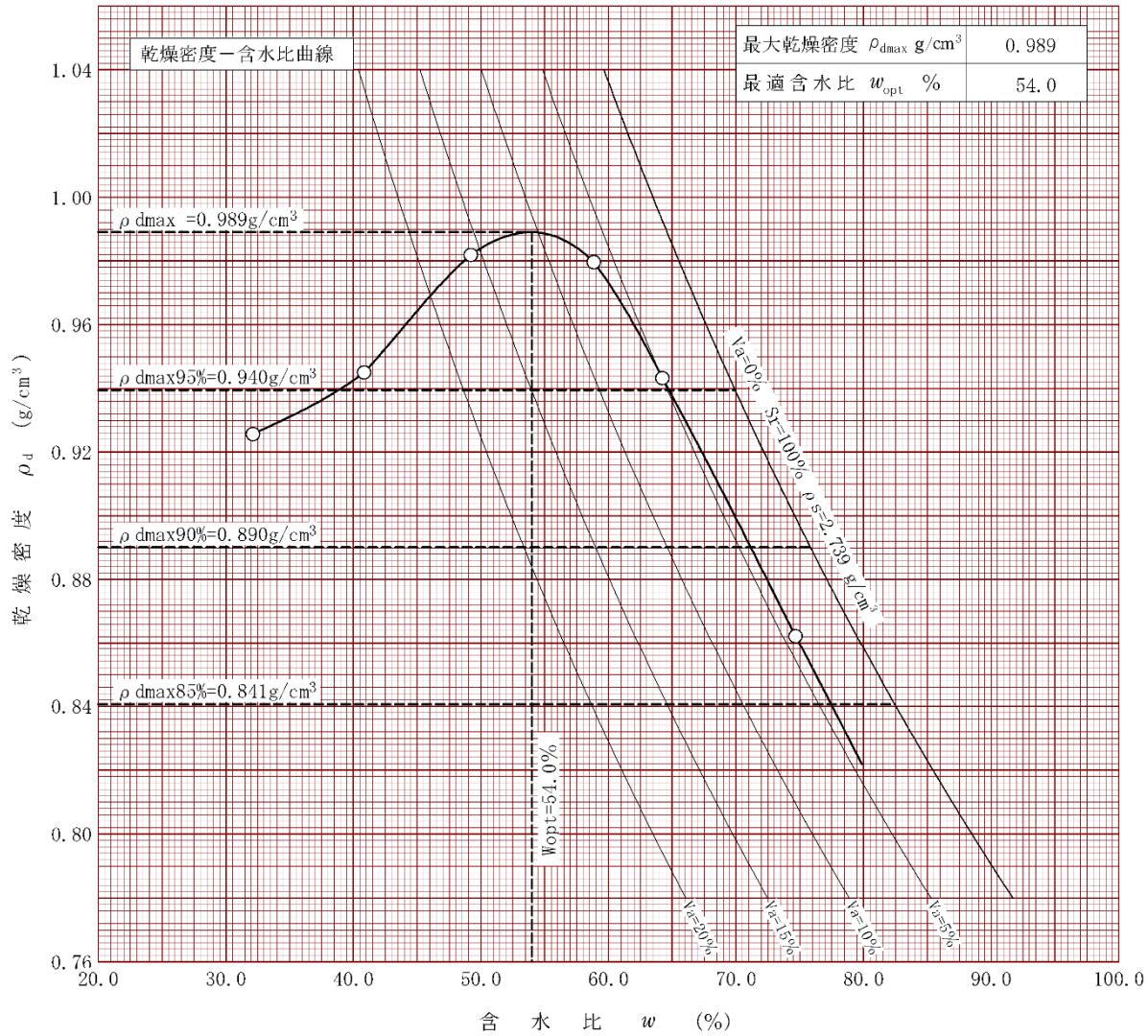
$$\rho_d = \frac{\rho_t}{1 + w / 100}$$

B.4 突固めによる土の締固め試験（締固め特性：ローム）

J I S A 1 2 1 0 J G S 0 7 1 1	突固めによる土の締固め試験（締固め特性）	
----------------------------------	----------------------	--

調査件名 平成25年度河川堤防の揚圧力対策工に関する模型実験業務 試験年月日 平成26年1月17日

試料番号(深さ) 関東ローム			試験者			
試験方法	A-c	土質名称	砂質火山灰質粘性土			
試料の準備方法	乾燥法, 湿潤法	ランマー質量 kg	2.5	土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	2.739	
試料の使用方法	繰返し法, 非繰返し法	落 下 高 さ cm	30	試料調整前の大粒径 mm	4.75	
含水比	試料分取後 w_0 % 乾燥処理後 w_1 %	65.5	突固め回数 回/層 突固め層数 層	25 3	モールド 内 径 cm 高 さ ¹⁾ cm	10.00 12.73
測定 No.	1 2	3 4	5 6	7 8		
平均含水比 w %	32.1	40.9	49.2	58.8	64.2	74.7
乾燥密度 ρ_d g/cm ³	0.926	0.945	0.982	0.980	0.943	0.862



特記事項

1) 内径15cmのモールドの場合はスペーサーディスクの高さを差引く。

ゼロ空気間隙曲線の計算式

$$\rho_{dsat} = \frac{\rho_w}{\rho_u / \rho_s + w / 100}$$

B.5 突固めによる土の締固め試験（測定：川砂）

J I S A 1 2 1 0 J G S 0 7 1 1	突固めによる土の締固め試験（測定）				
調査件名	平成25年度河川堤防の揚圧力対策工に関する模型実験業務 試験年月日				平成26年1月17日
試料番号(深さ) 川砂	試験者				
試験方法	A-a	土質名称	分級された礫まじり砂		
試料の準備方法	乾燥法, 湿潤法	ランマー質量 kg	2.5	モルド	内径 cm 10.00
試料の使用方法	繰返し法, 非繰返し法	落下高さ cm	30	高さ ¹⁾ cm	12.73
含水比	試料分取後 w_0 %	突固め回数回/層	25	容量 V cm ³	1000
	乾燥処理後 w_1 %	突固め層数 層	3	質量 m_1 ²⁾ g	1626
測定 No.	1	2	3	4	
(試料+モルト)質量 m_2 ²⁾ g	3213	3273	3329	3445	
湿潤密度 ρ_t g/cm ³	1.587	1.647	1.703	1.819	
平均含水比 w %	2.3	6.1	8.9	14.4	
乾燥密度 ρ_d g/cm ³	1.551	1.553	1.563	1.590	
含水比	容器 No.	805	823	811	821
	m_a g	204.3	231.9	271.6	362.4
	m_b g	202.6	226.0	259.9	332.5
	m_c g	129.3	131.0	130.7	128.3
	w %	2.3	6.2	9.1	14.6
容器 No.	849	859	827	835	
	m_a g	222.4	243.1	261.5	354.8
	m_b g	220.3	236.6	251.0	326.5
	m_c g	129.9	126.4	131.8	127.0
	w %	2.3	5.9	8.8	14.2
測定 No.	5	6	7	8	
(試料+モルト)質量 m_2 ²⁾ g	3531	3547			
湿潤密度 ρ_t g/cm ³	1.905	1.921			
平均含水比 w %	18.3	22.9			
乾燥密度 ρ_d g/cm ³	1.610	1.563			
含水比	容器 No.	839	815		
	m_a g	400.6	475.9		
	m_b g	358.2	410.8		
	m_c g	129.6	128.8		
	w %	18.5	23.1		
容器 No.	861	833			
	m_a g	390.2	455.2		
	m_b g	350.4	395.1		
	m_c g	130.6	130.3		
	w %	18.1	22.7		

特記事項

1) 内径15cmのモルドの場合はスペー

サーディスクの高さを差引く。

2) モルドの質量は底板を含む。

$$\rho_d = \frac{\rho_t}{1 + w / 100}$$

B.6 突固めによる土の締固め試験（締固め特性：川砂）

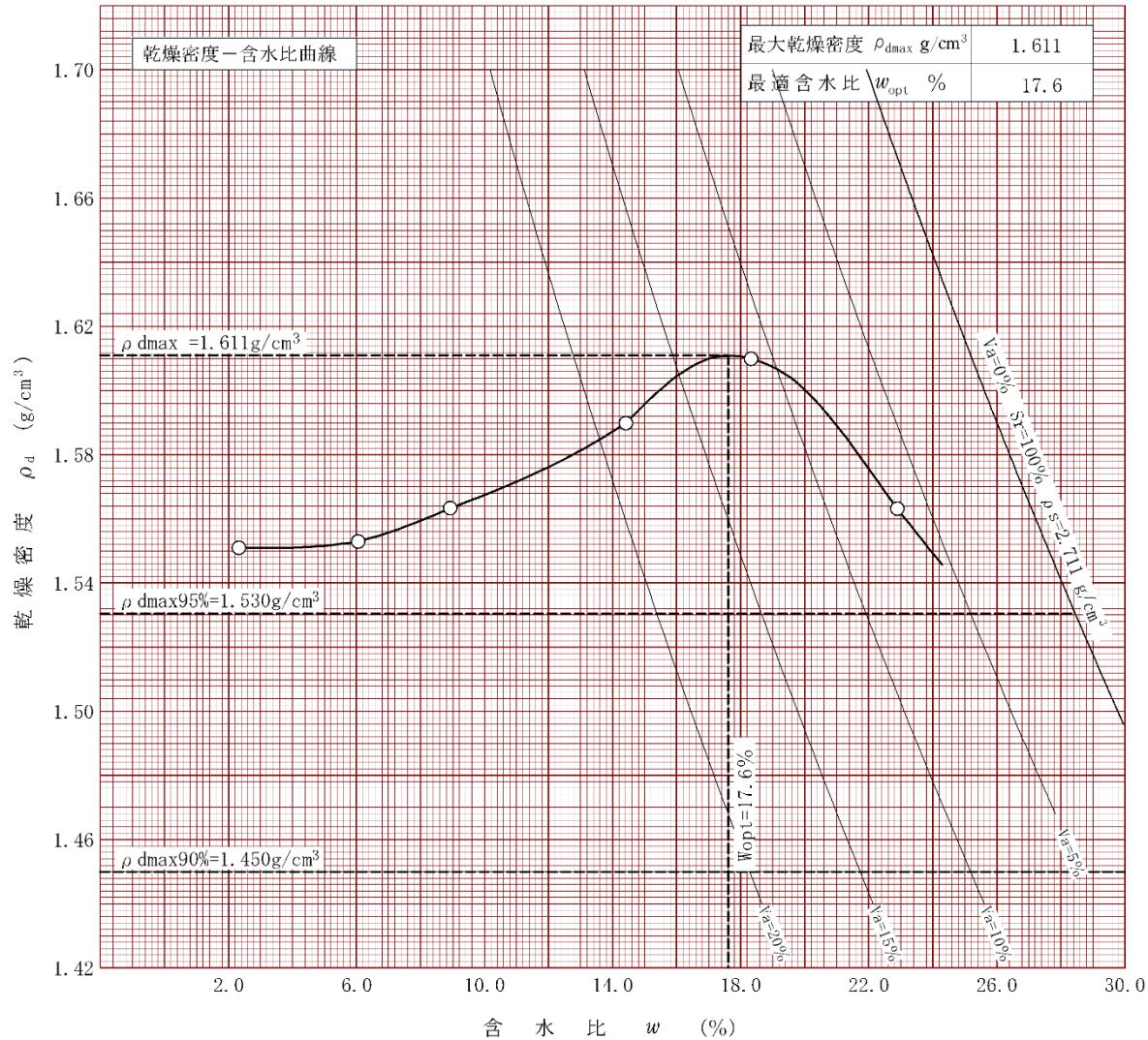
J I S A 1 2 1 0 J G S 0 7 1 1	突固めによる土の締固め試験（締固め特性）	
----------------------------------	----------------------	--

調査件名 平成25年度河川堤防の盤膨れ対策に関する模型実験業務 試験年月日 平成26年1月17日

試料番号(深さ) 川砂

試験者

試験方法	A-a	土質名称	分級された礫まじり砂		
試料の準備方法	乾燥法, 湿潤法	ランマー質量 kg	2.5	土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	2.711
試料の使用方法	繰返し法, 非繰返し法	落下高さ cm	30	試料調整前の大粒径 mm	4.75
含水比	試料分取後 w_0 % 乾燥処理後 w_1 %	8.5	突固め回数 回/層	25	モールド 内径 cm 高さ ¹⁾ cm
			突固め層数 層	3	10.00 12.73
測定 No.	1 2	3 4	5	6 7	8
平均含水比 w %	2.3 6.1	8.9 14.4	18.3	22.9	
乾燥密度 ρ_d g/cm ³	1.551 1.553	1.563 1.590	1.610	1.563	



特記事項

1) 内径15cmのモールドの場合はスペーサーディスクの高さを差引く。

ゼロ空気間隙曲線の計算式

$$\rho_{dsat} = \frac{\rho_w}{\rho_u / \rho_s + w / 100}$$

B.7 土の透水試験（川砂）

JIS A 1218 JSF T 311	土 の 透 水 試 験 (定水位、変水位)					
調査件名	試験年月日					
試料番号(深さ)	川砂					
試 試土質名称						
最大粒径 mm						
料 土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	2.706	透水容器 No.	—			
スタンド 内径 cm						
パイプ ¹⁾ 断面積 a cm ²						
供試体作製、水浸脱気法により、24時間以上水浸させた。						
飽和方法						
供 供試体No.	供	試験前				
試 直径D cm	試	(供試体+透水円筒)質量 m1 g				
体 断面積A cm ²	体	供試体質量 m=m1-m2 g	1658.3	1795.0		
寸 長さL cm	の	湿潤密度 $\rho_t = m/V$ g/cm ³	1.658	1.795		
法 体積V cm ³	状	乾燥密度 $\rho_d = \rho_t / (1+w/100)$ g/cm ³	1.493	1.438		
	態	間隙比 e=(ρ_s / ρ_d)-1	0.812	0.881		
		飽和度 Sr=w $\rho_s / (\epsilon \rho_w)$ %	36.8	76.1		
試験前						
含 容器No.						
水 ma g	256.8		2290.0			
水 mb g	238.6		1933.4			
比 mc g	73.7		495.8			
比 w, wf %	11.0		24.8			
比 平均値 %	11.0			24.8		
測定No.	1	2	3	4		
測定開始時刻 t ₁				5		
測定終了時刻 t ₂						
測定時間 t ₂ -t ₁ s	180	300	150			
定水位差 h cm	4.9	4.9	4.9			
水透水量 Q cm ³	199.5	316.1	154.9			
位T°Cに対する透水係数 k _T ⁴⁾ cm/s	3.67E-02	3.49E-02	3.42E-02			
変時刻 t ₁ における水位差 cm						
水時刻 t ₂ における水位差 cm						
位T°Cに対する透水係数 cm/s						
測定時の水温 °C	17.0	17.0	17.0			
温度補正係数 η_T / η_{15}	0.950	0.950	0.950			
15°Cに対する透水係数 cm/s	3.49E-02	3.32E-02	3.25E-02			
代表値 cm/s	3.35E-02					

特記事項

試験後の密度測定は、共試体脱型の際に脱水及び試料の損失が生じる
為に、値はかなりの誤差を含む。

B.8 土の透水試験（ローム）

JIS A 1218 JSF T 311	土 の 透 水 試 験 (定水位、変水位)				
調査件名					試験年月日
試料番号(深さ)	ローム				試験者 片野 定男
試	土質名称			透 容器 No.	—
料	最大粒径 mm			水 内径 Dm cm	10.00
	土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	2.702		円 長さ Lm cm	12.74
スタンド	内 径 cm	3.75		筒 質量 m ²) g	—
パイプ ¹⁾	断面積 a cm ²	11.045	試験用水	水道水	
供試体作製、 飽和方法	水浸脱気法により、24時間以上水浸させた。				
供	供試体No.	1	供	試験前	試験後 ³⁾
試	直 径 D cm	10.00	試 (供試体+透水円筒)質量 m ₁ g		
体	断面積 A cm ²	78.54	供試体質量 m=m ₁ -m ₂ g	1313.0	1431.2
寸	長 さ L cm	12.74	の 濡潤密度 $\rho_t = m/V$ g/cm ³	1.313	1.431
法	体 積 V cm ³	1000.0	状 乾燥密度 $\rho_d = \rho_t / (1+w/100)$ g/cm ³	0.769	0.767
			態 間隙比 $e = (\rho_s / \rho_d) - 1$	2.514	2.521
			飽 和 度 $S_r = w \rho_s / (e \rho_w)$ %	76.1	92.7
試験前					
含	容器No.			試験後 ³⁾	
水	m _a g	332.2			
比	m _b g	223.2			
	m _c g	69.2			
	w, wf %	70.8			
	平均値 %	70.8		86.5	
測定 No.					
		1	2	3	4
測定開始時刻	t ₁				
測定終了時刻	t ₂				
測定時間 t ₂ -t ₁ s	420	1200	1260		
定水位差 h cm					
水透水量 Q cm ³					
位T°Cに対する透水係数k _T ⁴⁾ cm/s					
変時刻t ₁ における水頭 cm	81.5	76.1	63.3		
水時刻t ₂ における水頭 cm	76.1	63.3	57.4		
位T°Cに対する透水係数 cm/s	2.92E-04	2.75E-04	1.39E-04		
測定時の水温 °C	23	23	23		
温度補正係数 η_T / η_{15}	0.819	0.819	0.819		
15°Cに対する透水係数 cm/s	2.39E-04	2.25E-04	1.14E-04		
代表値 cm/s			1.93E-04		

特記事項

試験後の試料の撤去時に脱水が生じる為に、値に誤差を含む。

付録 C 透水層及び被覆土層の締固め度測定結果

透水層（川砂）：最大乾燥密度 1.611g/cm³, 最適含水比 17.6%

堤体（ローム）：最大乾燥密度 0.989g/cm³, 最適含水比 54.0%

C1. Case1

地盤	湿潤重量 (g)	m _a (g)	m _b (g)	m _c (g)	含水比 (%)	湿潤密度 (g/cm ³)	乾燥密度 (g/cm ³)	締固め度 (%)
透水層 (川砂)	1274.0	93.7	87.5	28.3	10.5	1.623	1.469	91.2
	1249.3	105.7	98.6	30.2	10.4	1.591	1.442	89.5
	1269.8	107.3	99.8	27.2	10.3	1.618	1.466	91.0
	1264.2	93.5	87.5	28.7	10.2	1.610	1.461	90.7
	1259.6	90.2	84.2	27.7	10.6	1.605	1.451	90.0
	1281.8	101.0	94.2	28.1	10.3	1.633	1.481	91.9
	1277.2	111.6	102.8	27.8	11.7	1.627	1.456	90.4
	1252.1	95.4	88.4	27.2	11.4	1.595	1.431	88.8
	1268.9	88.3	82.2	26.8	11.0	1.616	1.456	90.4
	1279.5	85.7	80.2	28.2	10.6	1.630	1.474	91.5
平均値					10.7	1.615	1.459	90.5

地盤	湿潤重量 (g)	m _a (g)	m _b (g)	m _c (g)	含水比 (%)	湿潤密度 (g/cm ³)	乾燥密度 (g/cm ³)	締固め度 (%)
堤体 (ローム)	1259.6	80.2	56.3	27.1	81.8	1.605	0.882	89.2
	1293.3	78.3	55.3	26.8	80.7	1.648	0.912	92.2
	1227.8	90.4	63.2	28.3	77.9	1.564	0.879	88.9
	1242.6	88.1	61.9	27.2	75.5	1.583	0.902	91.2
	1268.3	79.3	55.6	27.7	84.9	1.616	0.874	88.3
	1282.6	77.4	56.0	30.2	82.9	1.634	0.893	90.3
	1260.4	81.6	57.4	27.4	80.7	1.606	0.889	89.9
	1240.7	79.6	56.5	27.1	78.6	1.581	0.885	89.5
	1256.4	76.4	55.1	27.3	76.6	1.601	0.906	91.6
	1272.5	75.3	54.2	27.7	79.6	1.621	0.902	91.2
	1266.7	89.1	61.7	28.3	82.0	1.614	0.886	89.6
	1254.5	79.9	55.9	27.7	85.1	1.598	0.863	87.3
	1268.1	76.3	55.3	28.6	78.7	1.615	0.904	91.4
	1256.0	82.5	58.8	27.7	76.2	1.600	0.908	91.8
平均値					80.1	1.606	0.892	90.2

C2. Case2

地盤	湿潤重量 (g)	m _a (g)	m _b (g)	m _c (g)	含水比 (%)	湿潤密度 (g/cm ³)	乾燥密度 (g/cm ³)	締固め度 (%)
透水層 (川砂)	1272.0	86.5	80.9	27.1	10.4	1.620	1.468	91.1
	1251.3	100.3	93.3	26.8	10.5	1.594	1.442	89.5
	1288.2	96.2	89.8	28.3	10.4	1.641	1.486	92.3
	1261.6	88.1	82.5	27.3	10.1	1.607	1.459	90.6
	1264.6	79.6	74.5	27.6	10.9	1.611	1.453	90.2
	1276.8	84.3	79.1	27.7	10.1	1.626	1.477	91.7
	1281.2	91.4	85.3	27.2	10.5	1.632	1.477	91.7
	1264.0	83.3	77.7	28.4	11.4	1.610	1.446	89.8
	1278.8	95.8	89.4	26.9	10.2	1.629	1.478	91.7
	1284.2	101.3	94.1	27.1	10.7	1.636	1.477	91.7
平均値					10.5	1.621	1.466	91.0

地盤	湿潤重量 (g)	m _a (g)	m _b (g)	m _c (g)	含水比 (%)	湿潤密度 (g/cm ³)	乾燥密度 (g/cm ³)	締固め度 (%)
堤体 (ローム)	1195.4	83.6	60.6	25.9	66.3	1.523	0.916	92.6
	1177.1	83.5	60.9	28.0	68.7	1.499	0.889	89.9
	1197.0	69.9	50.7	22.6	68.3	1.525	0.906	91.6
	1184.3	72.8	52.2	21.7	67.5	1.509	0.900	91.0
	1200.4	92.4	65.9	27.7	69.4	1.529	0.903	91.3
	1175.3	86.5	62.5	28.3	70.2	1.497	0.880	89.0
	1186.5	93.1	67.0	27.5	66.1	1.511	0.910	92.0
	1169.5	88.4	65.0	28.6	64.3	1.490	0.907	91.7
	1159.8	79.8	59.1	27.7	65.9	1.477	0.890	90.0
	1162.8	93.6	67.8	30.2	68.6	1.481	0.878	88.8
	1220.6	89.2	63.6	27.4	70.7	1.555	0.911	92.1
	1189.4	78.6	58.2	28.7	69.2	1.515	0.896	90.6
	1152.2	86.1	62.3	27.2	67.8	1.468	0.875	88.4
	1178.8	83.6	61.8	28.1	64.7	1.502	0.912	92.2
平均値					67.7	1.506	0.898	90.5

C3. Case3

地盤	湿潤重量 (g)	m_a (g)	m_b (g)	m_c (g)	含水比 (%)	湿潤密度 (g/cm ³)	乾燥密度 (g/cm ³)	締固め度 (%)
透水層 (川砂)	1264.2	92.2	86.1	28.3	10.6	1.610	1.457	90.4
	1286.7	85.4	79.6	27.1	11.0	1.639	1.476	91.6
	1251.3	81.6	76.1	27.4	11.3	1.594	1.432	88.9
	1268.9	93.8	87.6	28.4	10.5	1.616	1.463	90.8
	1279.1	90.4	84.4	28.1	10.7	1.629	1.472	91.4
	1261.8	88.9	82.7	26.8	11.1	1.607	1.447	89.8
	1272.7	84.3	79.0	26.9	10.2	1.621	1.472	91.3
	1258.4	79.8	74.9	27.2	10.3	1.603	1.454	90.2
	1272.6	97.3	90.3	28.4	11.3	1.621	1.456	90.4
	1287.9	86.7	80.9	27.1	10.8	1.641	1.481	91.9
平均値					10.8	1.618	1.461	90.7

地盤	湿潤重量 (g)	m_a (g)	m_b (g)	m_c (g)	含水比 (%)	湿潤密度 (g/cm ³)	乾燥密度 (g/cm ³)	締固め度 (%)
堤体 (ローム)	1253.5	84.7	58.9	27.1	81.1	1.597	0.882	89.1
	1267.0	76.1	53.8	27.3	84.2	1.614	0.876	88.6
	1287.5	72.4	52.6	27.7	79.5	1.640	0.914	92.4
	1263.3	76.6	55.5	28.3	77.6	1.609	0.906	91.6
	1268.3	79.8	57.3	27.5	75.5	1.616	0.921	93.1
	1242.5	82.6	59.8	28.6	73.1	1.583	0.915	92.5
	1256.9	90.1	63.0	27.7	76.8	1.601	0.906	91.6
	1260.8	88.2	63.5	30.2	74.2	1.606	0.922	93.2
	1241.3	76.2	53.9	27.4	84.2	1.581	0.859	86.8
	1264.6	74.8	53.2	27.1	82.8	1.611	0.881	89.1
	1276.3	76.2	54.6	27.3	79.1	1.626	0.908	91.8
	1246.4	82.6	58.8	27.7	76.5	1.588	0.899	90.9
	1248.7	84.9	61.1	28.3	72.6	1.591	0.922	93.2
	1243.2	87.7	61.9	27.5	75.0	1.584	0.905	91.5
平均値					78.0	1.603	0.901	91.1

C4. Case4

地盤	採取高さ (m)	湿潤重量 (g)	m_a (g)	m_b (g)	m_c (g)	含水比 (%)	湿潤密度 (g/cm³)	乾燥密度 (g/cm³)	締固め度 (%)
川砂	0.15	1239.9	109.7	102.3	30.2	10.3	1.579	1.432	88.9
		1242.0	115.3	106.8	25.9	10.5	1.582	1.432	88.9
	0.30	1245.9	126.3	117.0	28.0	10.4	1.587	1.437	89.2
		1260.0	116.4	107.8	25.7	10.5	1.605	1.453	90.2
	0.45	1327.3	123.0	109.4	27.4	16.6	1.691	1.450	90.0
		1351.5	122.1	108.4	27.8	17.0	1.722	1.472	91.3
	0.60	1271.4	120.3	110.7	28.4	11.7	1.620	1.450	90.0
		1277.4	134.3	122.9	27.7	12.0	1.627	1.453	90.2
	0.75	1258.7	128.9	119.2	28.2	10.7	1.603	1.449	89.9
		1264.0	117.7	108.5	26.5	11.2	1.610	1.448	89.9
平均					12.1	1.623	1.448	89.9	

地盤	採取高さ (m)	湿潤重量 (g)	m_a (g)	m_b (g)	m_c (g)	含水比 (%)	湿潤密度 (g/cm³)	乾燥密度 (g/cm³)	締固め度 (%)
口一ム	0.25	1134.3	97.7	72.1	27.1	56.9	1.445	0.921	93.1
		1143.3	97.3	71.6	29.5	61.0	1.456	0.904	91.4
	0.50	1119.7	127.3	90.0	29.3	61.4	1.426	0.883	89.3
		1167.3	131.9	91.2	27.8	64.2	1.487	0.906	91.6
	0.75	1208.3	122.1	87.3	30.1	60.8	1.539	0.957	96.8
		1204.2	113.6	82.1	29.8	60.2	1.534	0.957	96.8
	1.00	1211.4	137.3	95.9	29.3	62.2	1.543	0.952	96.2
		1203.3	119.3	84.3	27.7	61.8	1.533	0.947	95.8
	1.25	1197.0	134.6	95.0	28.2	59.3	1.525	0.957	96.8
		1190.0	130.1	90.9	26.5	60.9	1.516	0.942	95.3
	1.50	1210.6	118.9	83.2	27.9	64.6	1.542	0.937	94.8
		1207.3	141.7	97.8	27.5	62.4	1.538	0.947	95.7
	1.75	1167.1	122.7	88.0	27.8	57.6	1.487	0.943	95.4
		1182.3	143.5	100.2	26.5	58.8	1.506	0.949	95.9
平均					60.9	1.506	0.936	94.6	

C5. Case5

地盤	採取高さ (m)	湿潤重量 (g)	m_a (g)	m_b (g)	m_c (g)	含水比 (%)	湿潤密度 (g/cm ³)	乾燥密度 (g/cm ³)	締固め度 (%)
川砂	0.15	1344.2	143.4	128.7	28.2	14.6	1.712	1.494	92.7
		1286.7	130.2	121.4	28.5	9.5	1.639	1.497	92.9
	0.30	1245.9	126.3	117.0	28.0	10.4	1.587	1.437	89.2
		1260.0	116.4	107.8	25.7	10.5	1.605	1.453	90.2
	0.45	1327.3	123.0	109.4	27.4	16.6	1.691	1.450	90.0
		1351.5	122.1	108.4	27.8	17.0	1.722	1.472	91.3
	0.60	1271.4	120.3	110.7	28.4	11.7	1.620	1.450	90.0
		1277.4	134.3	122.9	27.7	12.0	1.627	1.453	90.2
	0.75	1258.7	128.9	119.2	28.2	10.7	1.603	1.449	89.9
		1264.0	117.7	108.5	26.5	11.2	1.610	1.448	89.9
平均					12.4	1.642	1.460	90.6	

地盤	採取高さ (m)	湿潤重量 (g)	m_a (g)	m_b (g)	m_c (g)	含水比 (%)	湿潤密度 (g/cm ³)	乾燥密度 (g/cm ³)	締固め度 (%)
ローム	0.25	1163.1	95.6	71.3	27.5	55.5	1.482	0.953	96.4
		1168.7	98.9	72.4	26.8	58.1	1.489	0.942	95.2
	0.50	1188.8	109.7	78.9	25.9	58.1	1.514	0.958	96.8
		1166.0	112.0	80.6	27.0	58.6	1.485	0.937	94.7
	0.75	1179.9	113.3	81.8	26.5	57.0	1.503	0.958	96.8
		1178.3	147.7	103.8	27.9	57.8	1.501	0.951	96.2
	1.00	1176.3	137.1	97.0	27.2	57.4	1.498	0.952	96.2
		1181.6	104.8	76.0	27.0	58.8	1.505	0.948	95.9
	1.25	1167.6	116.6	83.1	25.9	58.6	1.487	0.938	94.8
		1172.1	129.8	91.5	26.5	58.9	1.493	0.940	95.0
	1.50	1172.3	106.8	77.1	27.5	59.9	1.493	0.934	94.4
		1156.3	133.5	94.5	27.0	57.8	1.473	0.934	94.4
	1.75	1169.6	124.1	88.0	27.9	60.1	1.490	0.931	94.1
		1164.2	118.6	84.3	26.5	59.3	1.483	0.931	94.1
平均					58.3	1.493	0.943	95.4	

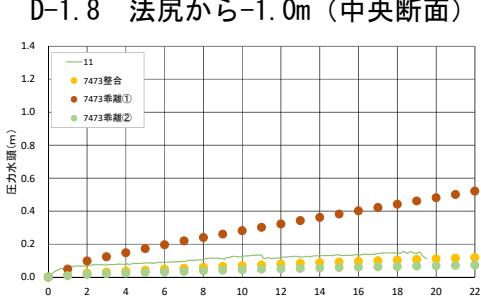
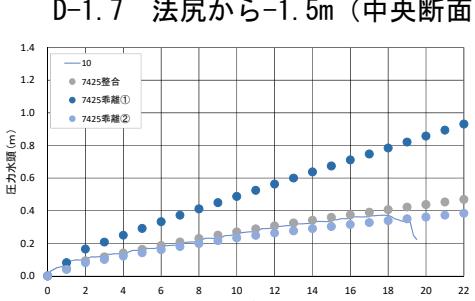
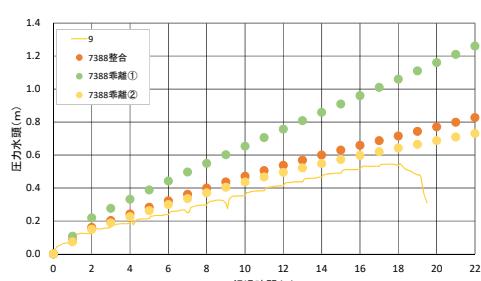
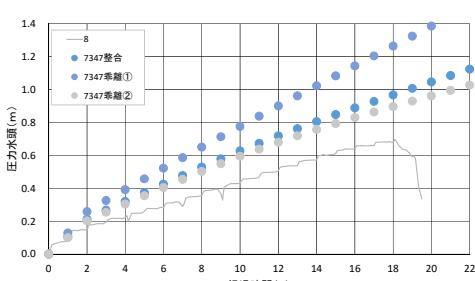
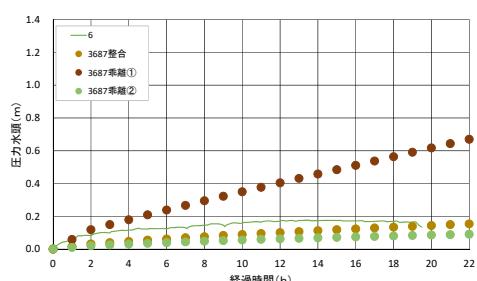
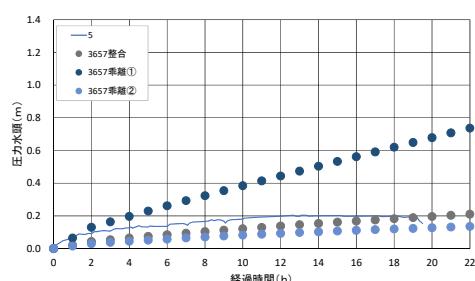
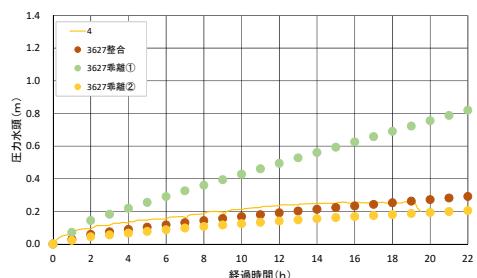
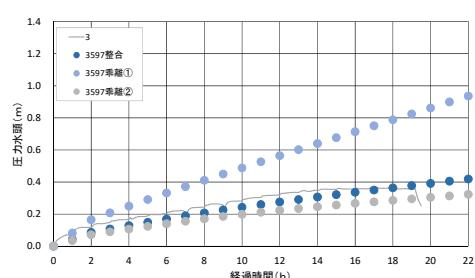
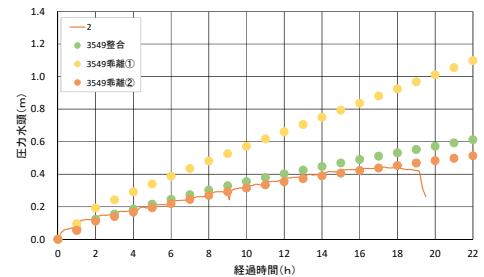
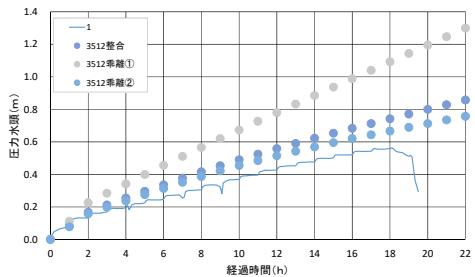
C6. Case6

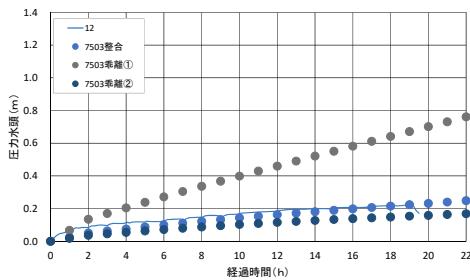
地盤	採取高さ (m)	湿潤重量 (g)	m_a (g)	m_b (g)	m_c (g)	含水比 (%)	湿潤密度 (g/cm³)	乾燥密度 (g/cm³)	締固め度 (%)
川砂	0.15	1344.2	143.4	128.7	28.2	14.6	1.712	1.494	92.7
		1286.7	130.2	121.4	28.5	9.5	1.639	1.497	92.9
	0.30	1245.9	126.3	117.0	28.0	10.4	1.587	1.437	89.2
		1260.0	116.4	107.8	25.7	10.5	1.605	1.453	90.2
	0.45	1327.3	123.0	109.4	27.4	16.6	1.691	1.450	90.0
		1351.5	122.1	108.4	27.8	17.0	1.722	1.472	91.3
	0.60	1271.4	120.3	110.7	28.4	11.7	1.620	1.450	90.0
		1277.4	134.3	122.9	27.7	12.0	1.627	1.453	90.2
	0.75	1258.7	128.9	119.2	28.2	10.7	1.603	1.449	89.9
		1264.0	117.7	108.5	26.5	11.2	1.610	1.448	89.9
平均					12.4	1.642	1.460	90.6	

地盤	採取高さ (m)	湿潤重量 (g)	m_a (g)	m_b (g)	m_c (g)	含水比 (%)	湿潤密度 (g/cm³)	乾燥密度 (g/cm³)	締固め度 (%)
口一ム	0.25	1191.1	103.3	74.5	27.7	61.5	1.517	0.939	95.0
		1184.2	98.3	72.1	28.1	59.5	1.509	0.946	95.6
	0.50	1176.2	107.3	77.4	28.2	60.8	1.498	0.932	94.2
		1177.0	91.0	67.7	28.3	59.1	1.499	0.942	95.3
	0.75	1187.3	107.0	77.4	27.2	59.0	1.512	0.951	96.2
		1188.8	102.0	74.7	27.5	57.8	1.514	0.959	97.0
	1.00	1164.9	141.2	99.8	27.7	57.4	1.484	0.943	95.3
		1170.5	126.6	90.0	28.1	59.1	1.491	0.937	94.7
	1.25	1181.3	130.4	92.2	28.3	59.8	1.505	0.942	95.2
		1172.2	128.7	91.5	27.0	57.7	1.493	0.947	95.8
	1.50	1176.6	106.9	77.1	28.2	60.9	1.499	0.931	94.2
		1160.7	108.8	79.0	28.0	58.4	1.479	0.933	94.4
	1.75	1157.2	114.4	82.3	27.5	58.6	1.474	0.930	94.0
		1151.5	128.0	91.2	27.7	58.0	1.467	0.929	93.9
平均					59.1	1.496	0.940	95.1	

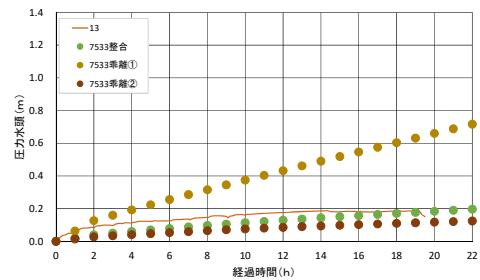
付録 D 3次元解析結果と計測値比較

D.1 Case1 3次元解析結果と計測値比較

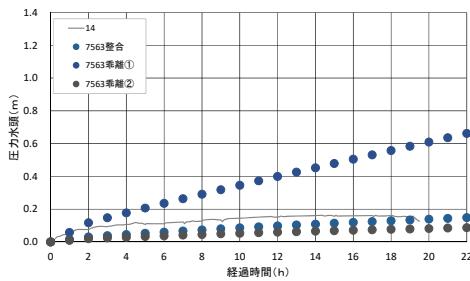




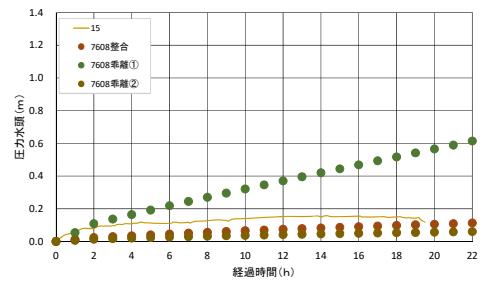
D-1.11 法尻から+0.5m (中央断面)



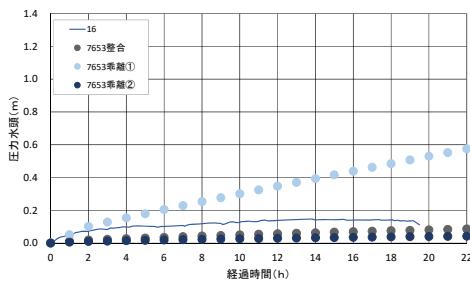
D-1.12 法尻から+1.0m (中央断面)



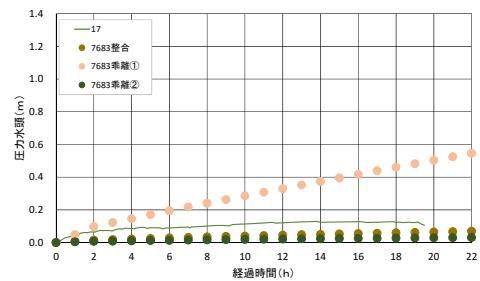
D-1.13 法尻から+1.5m (中央断面)



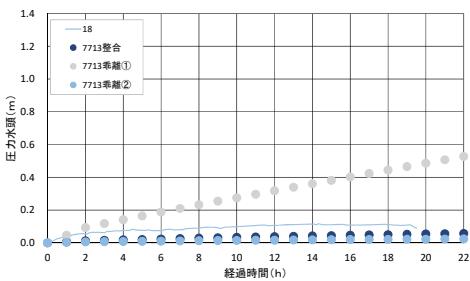
D-1.14 法尻から+2.0m (中央断面)



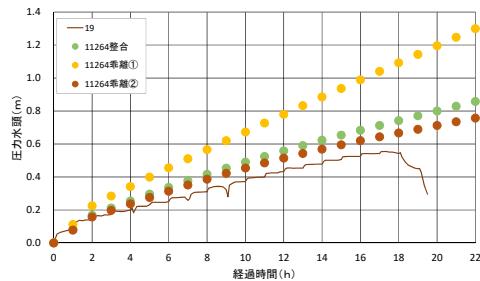
D-1.15 法尻から+2.5m (中央断面)



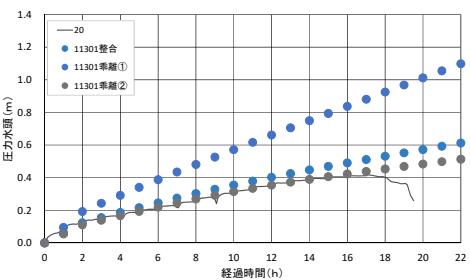
D-1.16 法尻から+3.0m (中央断面)



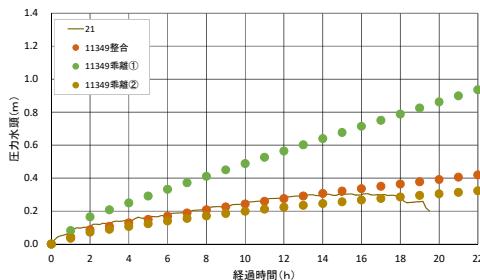
D-1.17 法尻から+3.5m (中央断面)



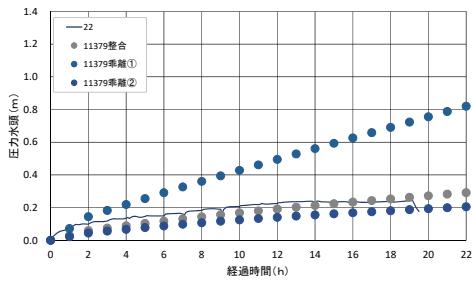
D-1.18 法尻から-1.0m (-1m 断面)



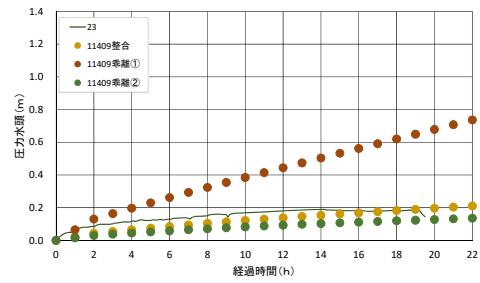
D-1.19 法尻から-0.5m (-1m 断面)



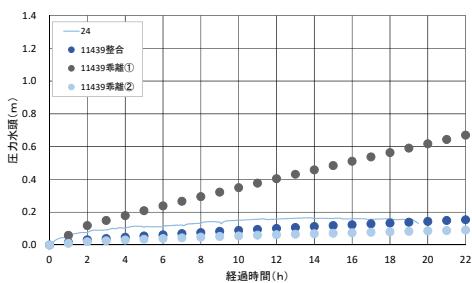
D-1.20 法尻 (-1m 断面)



D-1.21 法尻から+0.5m (-1m断面)

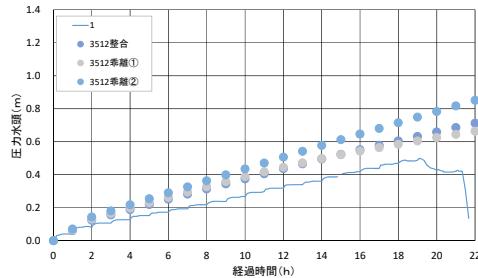


D-1.22 法尻から+1.0m (-1m断面)

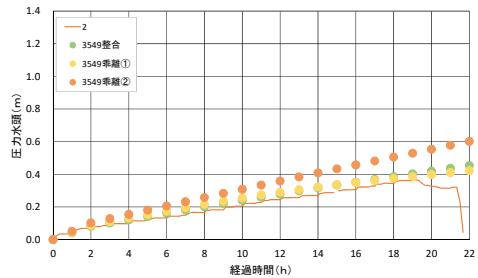


D-1.23 法尻から+1.5m (-1m断面)

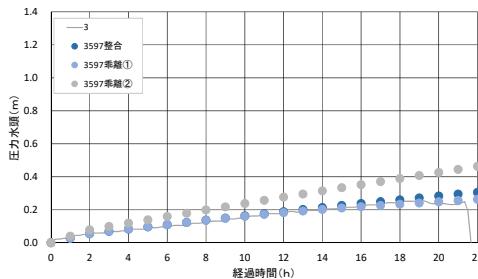
Case2 3次元解析結果と計測値比較



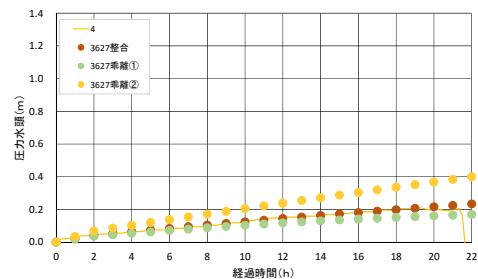
D-2.1 法尻から-1.0m (+1m 断面)



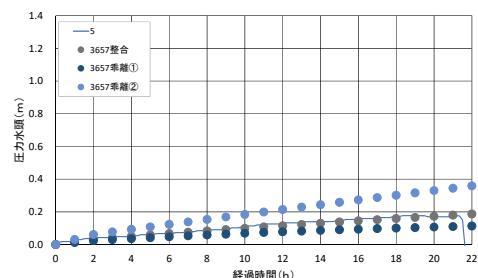
D-2.2 法尻から-0.5m (+1m 断面)



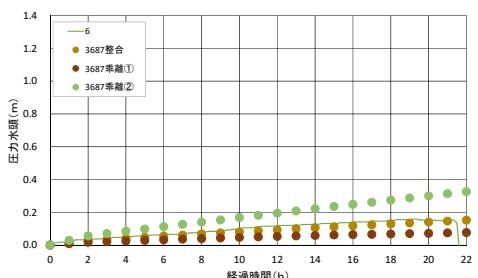
D-2.3 法尻 (+1m 断面)



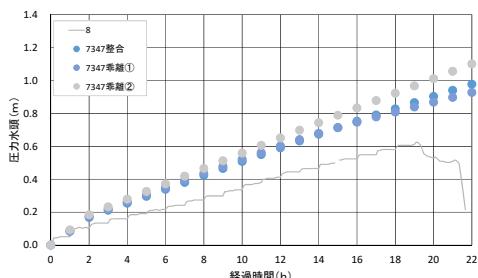
D-2.4 法尻から+0.5m (+1m 断面)



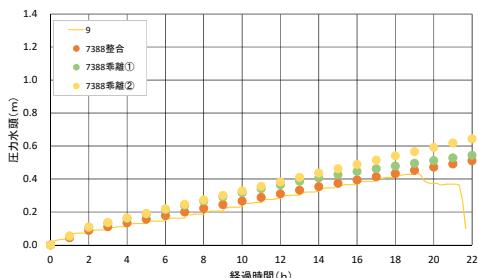
D-2.5 法尻から+1.0m (+1m 断面)



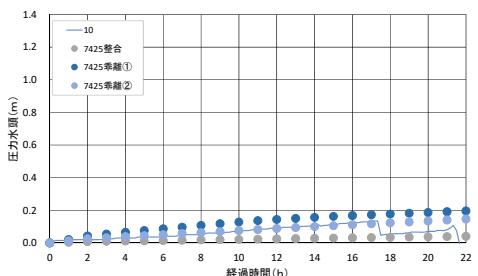
D-2.6 法尻から+1.5m (+1m 断面)



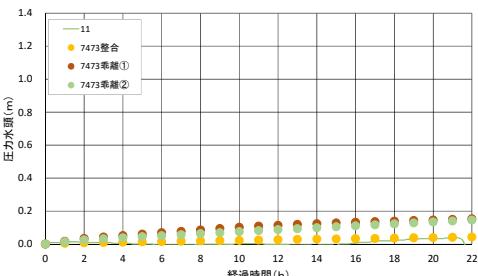
D-2.7 法尻から-1.5m (中央断面)



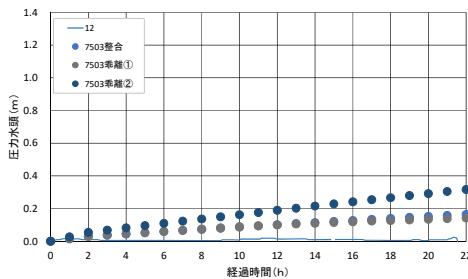
D-2.8 法尻から-1.0m (中央断面)



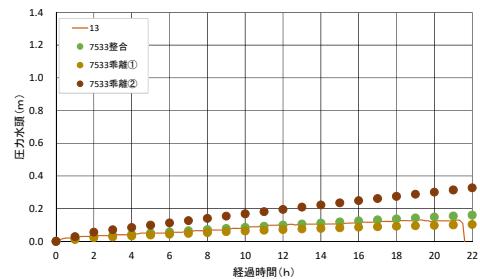
D-2.9 法尻から-0.5m (中央断面)



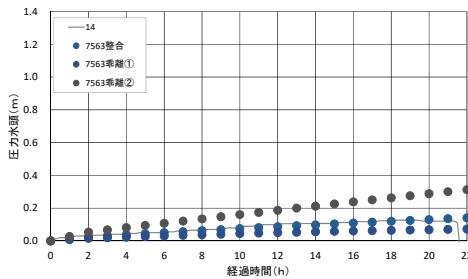
D-2.10 法尻 (中央断面)



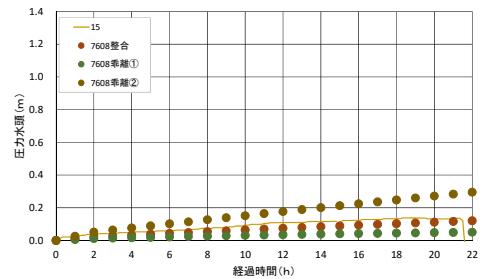
D-2.11 法尻から+0.5m (中央断面)



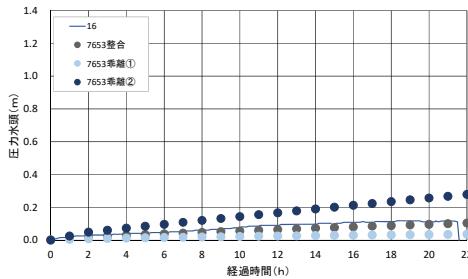
D-2.12 法尻から+1.0m (中央断面)



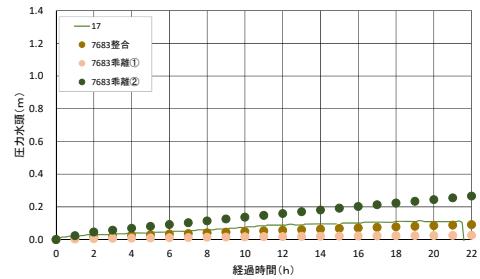
D-2.13 法尻から+1.5m (中央断面)



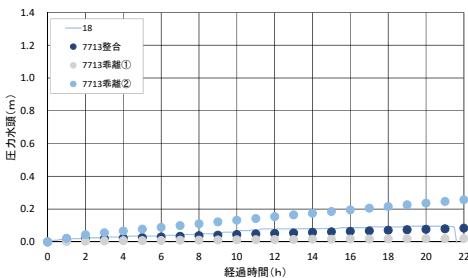
D-2.14 法尻から+2.0m (中央断面)



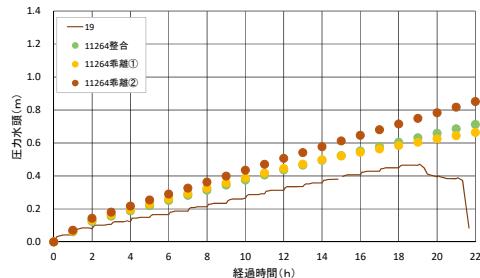
D-2.15 法尻から+2.5m (中央断面)



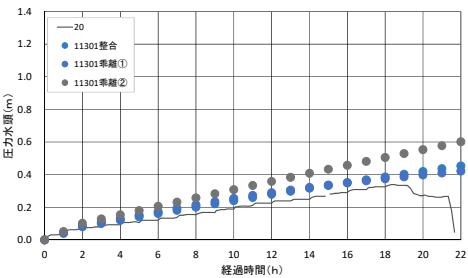
D-2.16 法尻から+3.0m (中央断面)



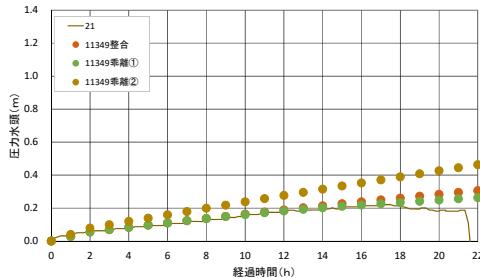
D-2.17 法尻から+3.5m (中央断面)



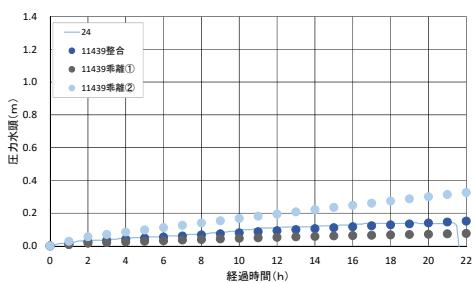
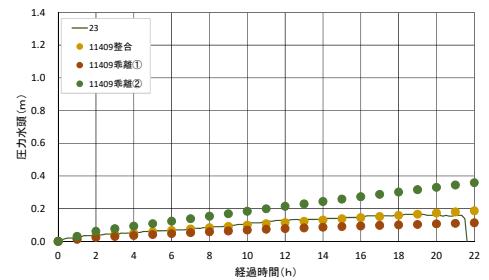
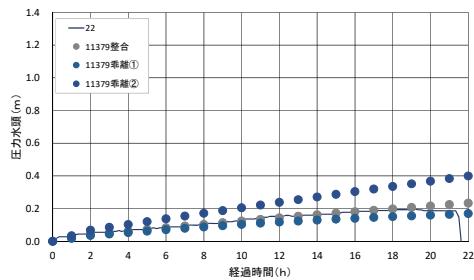
D-2.18 法尻から-1.0m (-1m 断面)



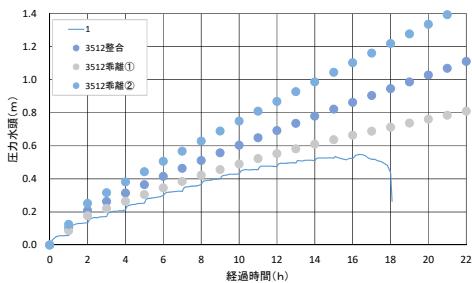
D-2.19 法尻から-0.5m (-1m 断面)



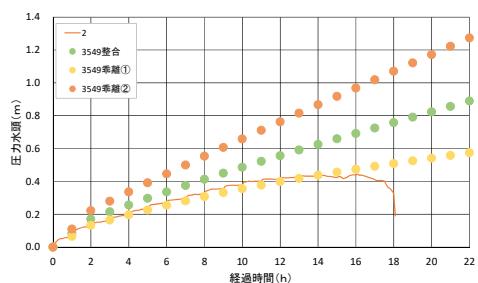
D-2.20 法尻 (-1m 断面)



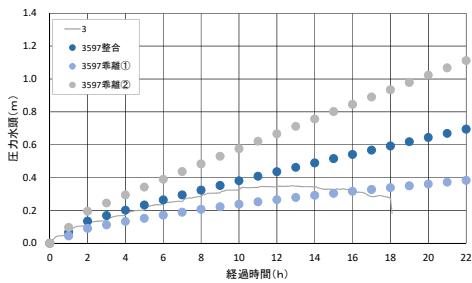
D.3 Case3 3次元解析結果と計測値比較



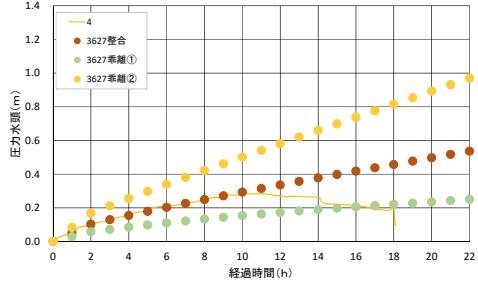
D-3.1 法尻から-1.0m (+1m 断面)



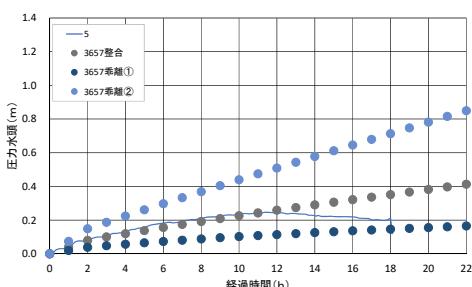
D-3.2 法尻から-0.5m (+1m 断面)



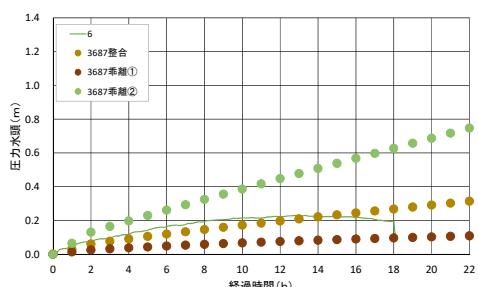
D-3.3 法尻 (+1m 断面)



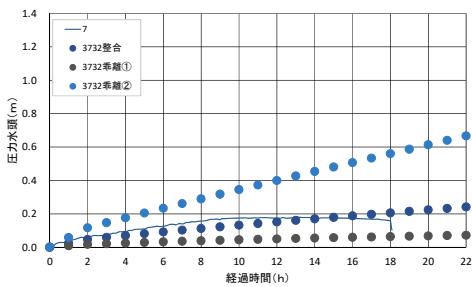
D-3.4 法尻から+0.5m (+1m 断面)



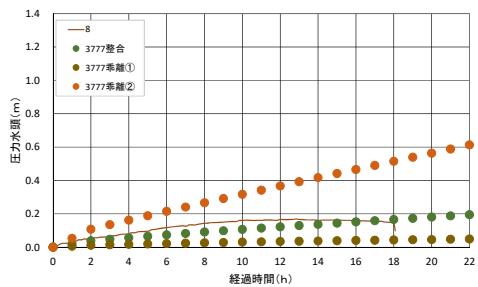
D-3.5 法尻から+1.0m (+1m 断面)



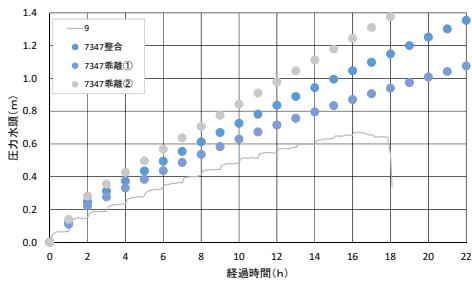
D-3.6 法尻から+1.5m (+1m 断面)



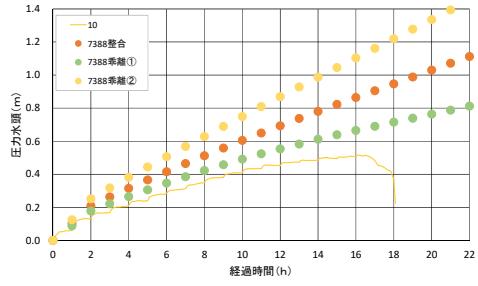
D-3.7 法尻から+2.0m(+1m 断面)



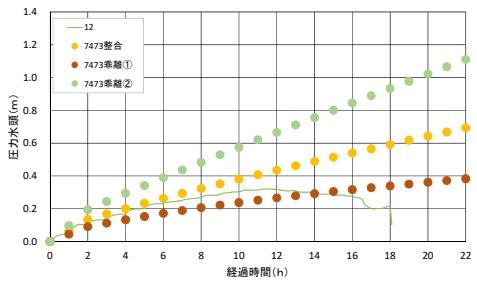
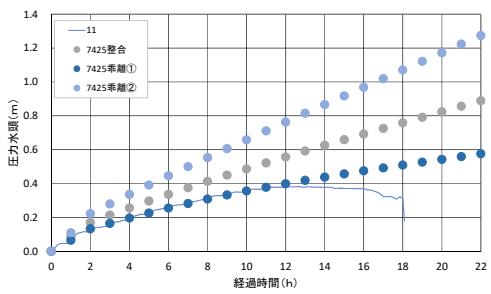
D-3.8 法尻から+2.5m (+1m 断面)



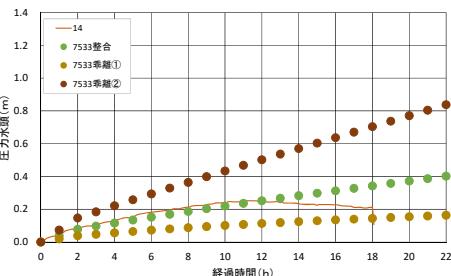
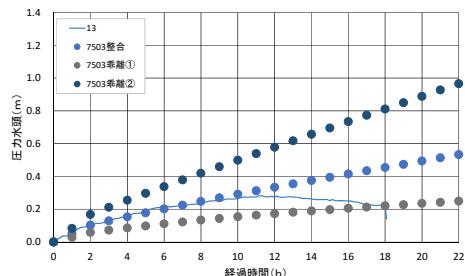
D-3.9 法尻から-1.5m (中央断面)



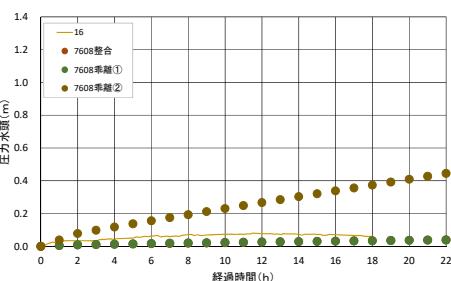
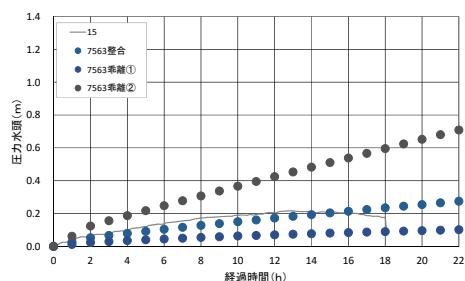
D-3.10 法尻から-1.0m (中央断面)



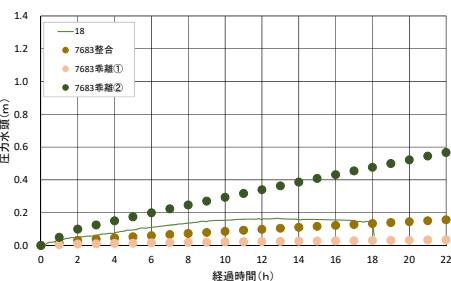
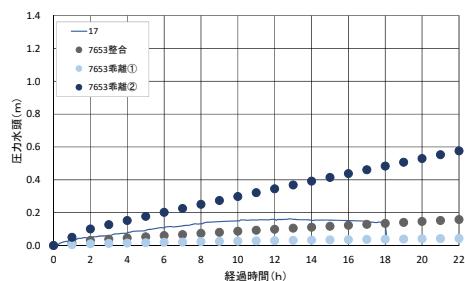
D-3.13 法尻から+0.5m (中央断面)



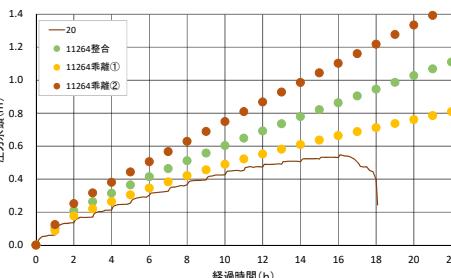
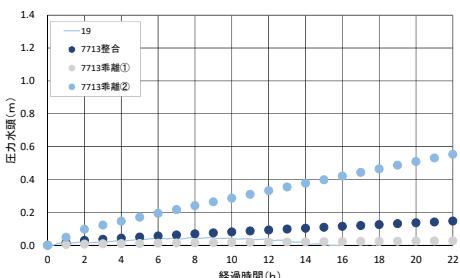
D-3.15 法尻から+1.5m (中央断面)

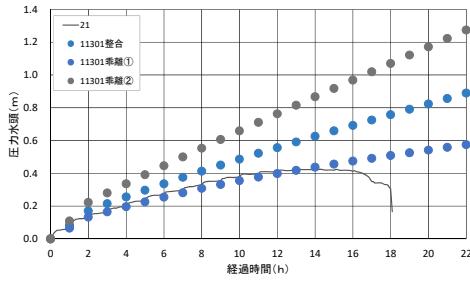


D-3.17 法尻から+2.5m (中央断面)

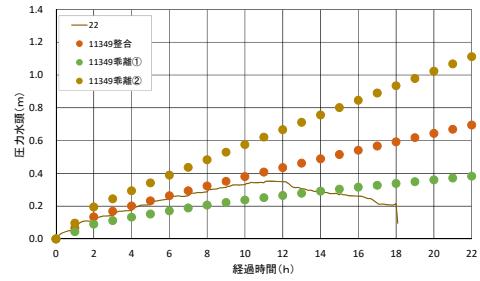


D-3.19 法尻から+3.5m (中央断面)

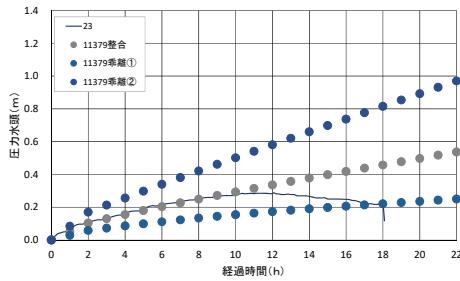




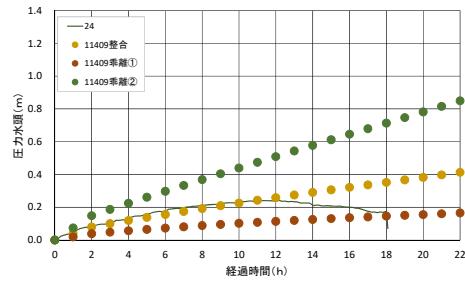
D-3.21 法尻から-0.5m (-1m断面)



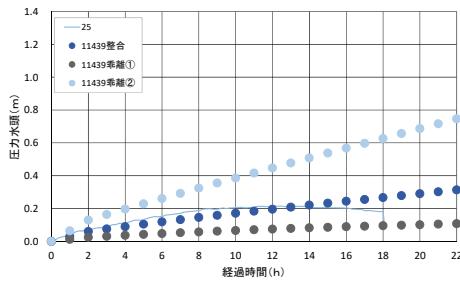
D-3.22 法尻 (-1m断面)



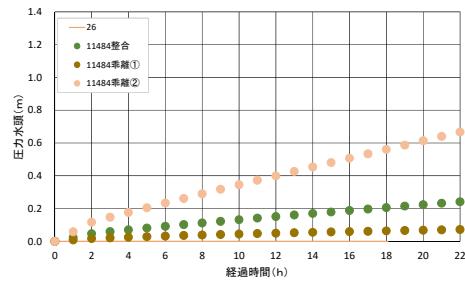
D-3.23 法尻から+0.5m (-1m断面)



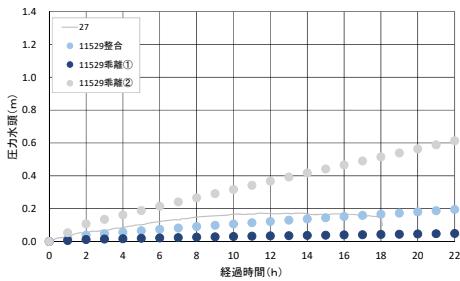
D-3.24 法尻から+1.0m (-1m断面)



D-3.25 法尻から+1.5m (-1m断面)

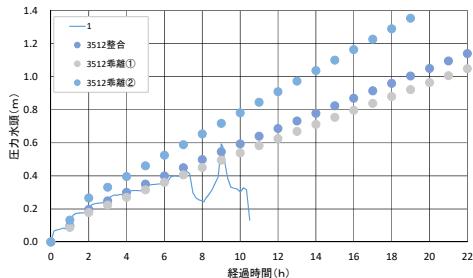


D-3.26 法尻から+2.0m (-1m断面)

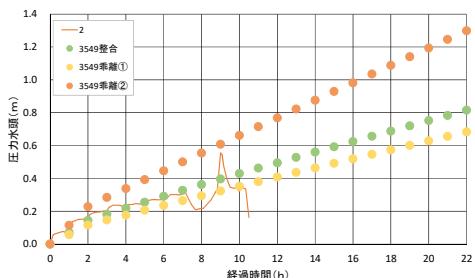


D-3.27 法尻から+2.5m (-1m断面)

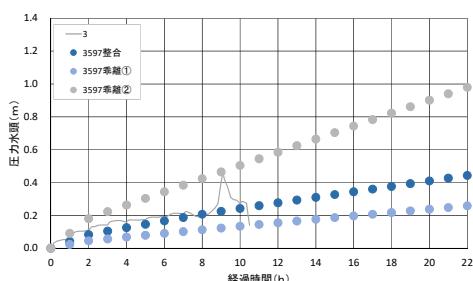
D.4 Case4 3次元解析結果と計測値比較



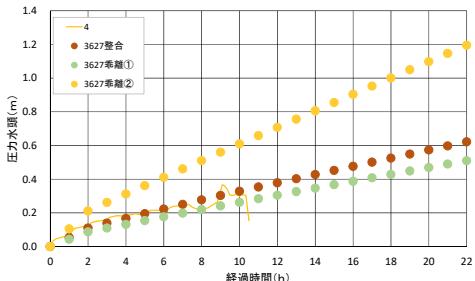
D-4.1 法尻から-1.0m (+1m断面)



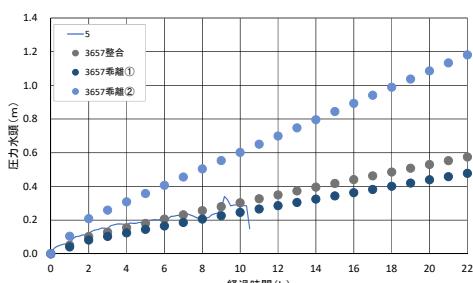
D-4.2 法尻から-0.5m (+1m断面)



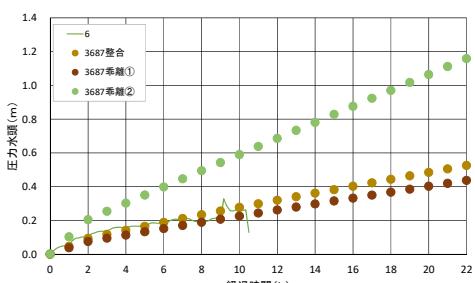
D-4.3 法尻 (+1m断面)



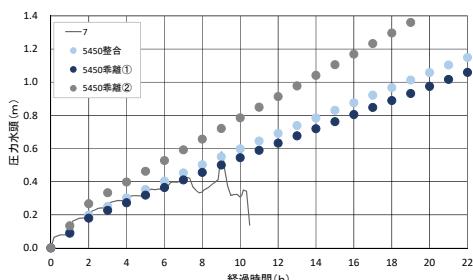
D-4.4 法尻から+0.5m (+1m断面)



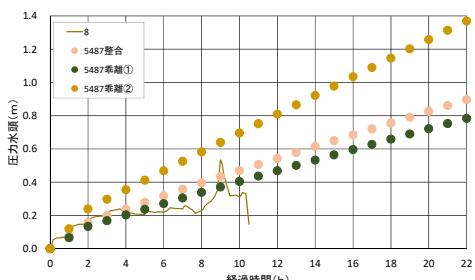
D-4.5 法尻から+1.0m (+1m断面)



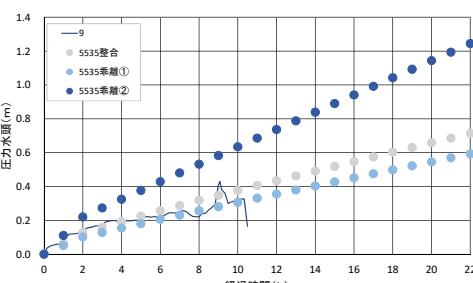
D-4.6 法尻から+1.5m (+1m断面)



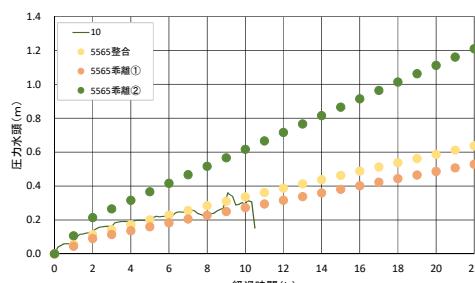
D-4.7 法尻から-1.0m (+0.5m断面)



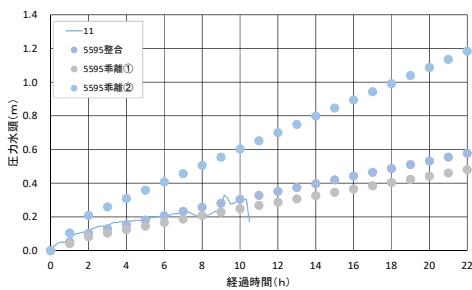
D-4.8 法尻から-0.5m (+0.5m断面)



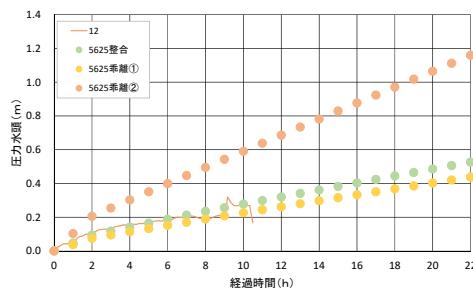
D-4.9 法尻 (+0.5m断面)



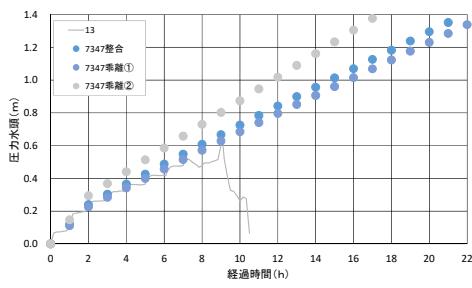
D-4.10 法尻+0.5m (+0.5m断面)



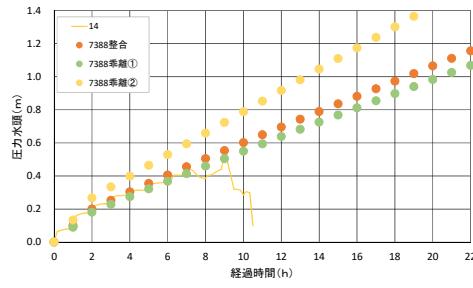
D-4.11 法尻から+1.0m (+0.5m 断面)



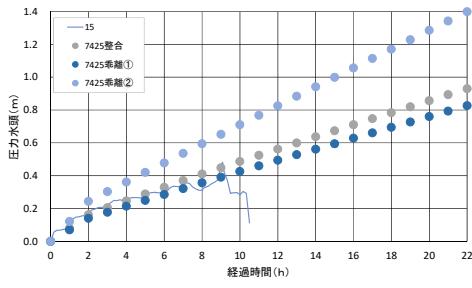
D-4.12 法尻から+1.5m (+0.5m 断面)



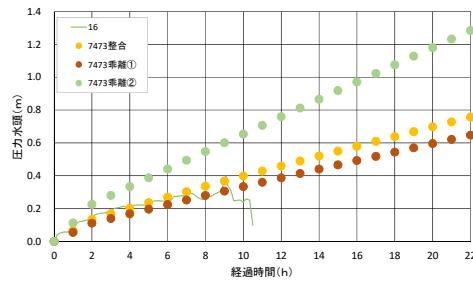
D-4.13 法尻から-1.5m (中央断面)



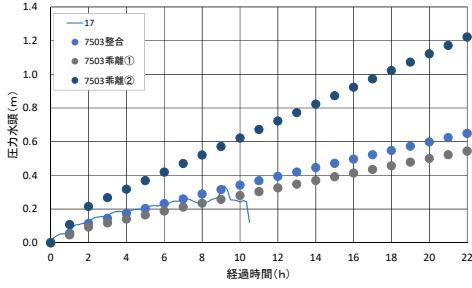
D-4.14 法尻から-1.0m (中央断面)



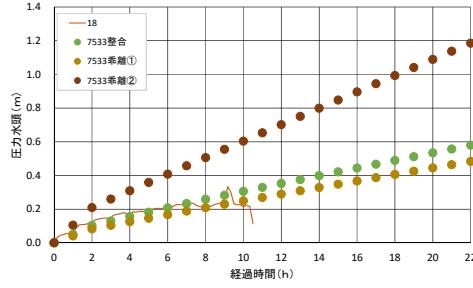
D-4.15 法尻から-0.5m (中央断面)



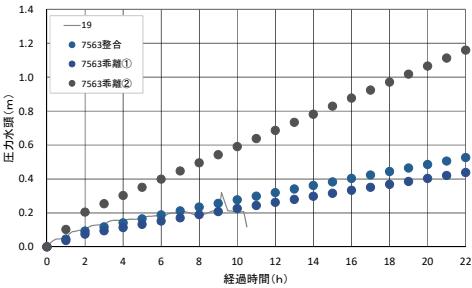
D-4.16 法尻 (中央断面)



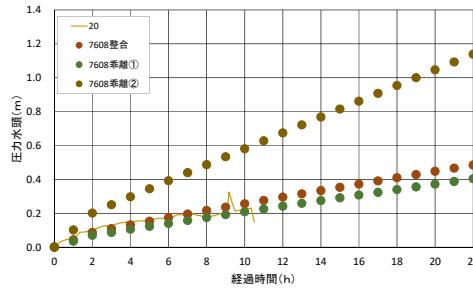
D-4.17 法尻から+0.5m (中央断面)



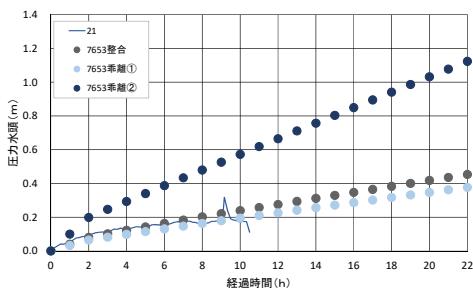
D-4.18 法尻から+1.0m (中央断面)



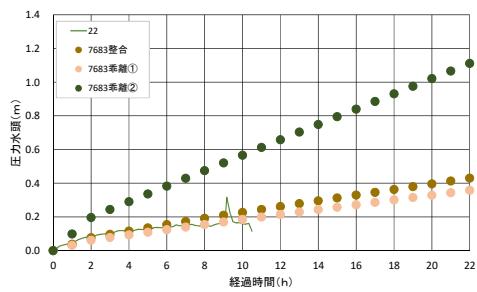
D-4.19 法尻から+1.5m (中央断面)



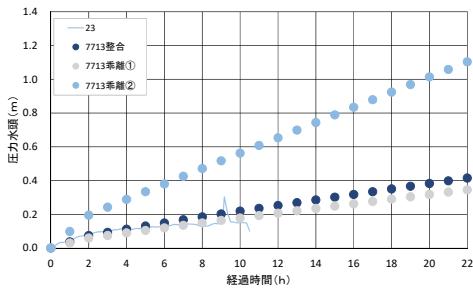
D-4.20 法尻から+2.0m (中央断面)



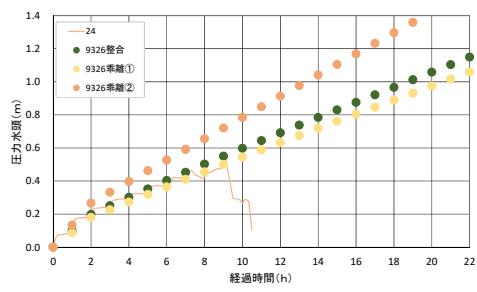
D-4.21 法尻から+2.5m (中央断面)



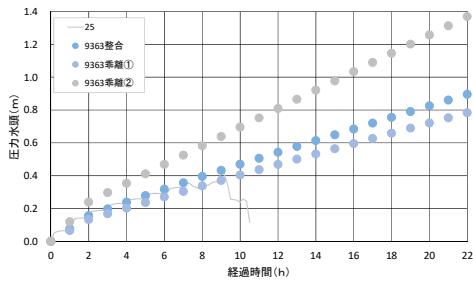
D-4.22 法尻から+3.0m (中央断面)



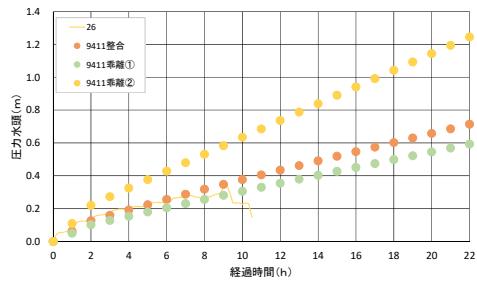
D-4.23 法尻から+3.5m (中央断面)



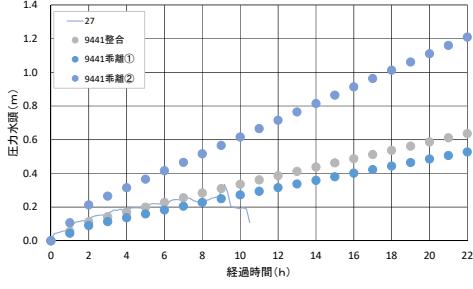
D-4.24 法尻から-1.0m (-0.5m 断面)



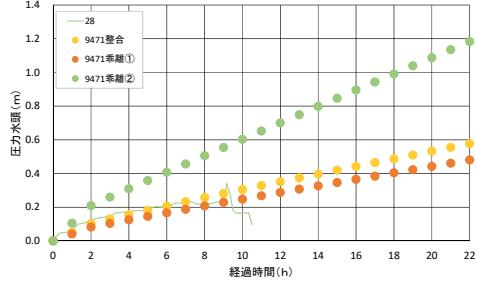
D-4.25 法尻から-0.5m (-0.5m 断面)



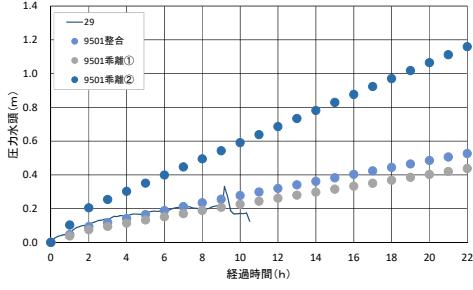
D-4.26 法尻 (-0.5m 断面)



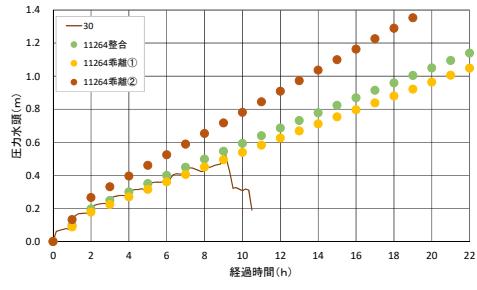
D-4.27 法尻から+0.5m (-0.5m 断面)



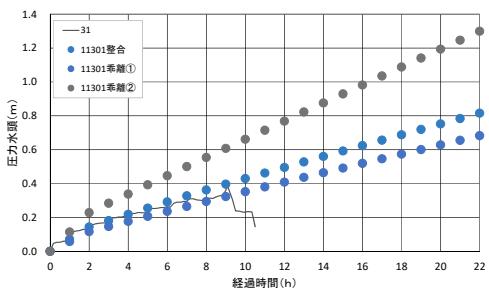
D-4.28 法尻から+1.0m (-0.5m 断面)



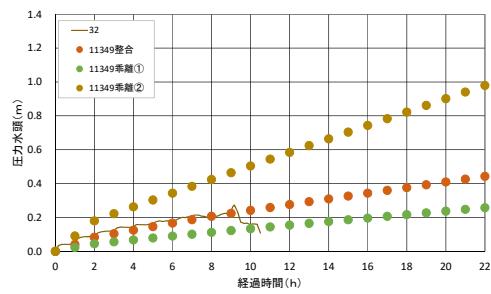
D-4.29 法尻から+1.5m (-0.5m 断面)



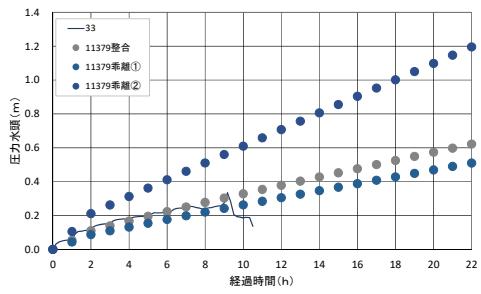
D-4.30 法尻-1.0m (-1.0m 断面)



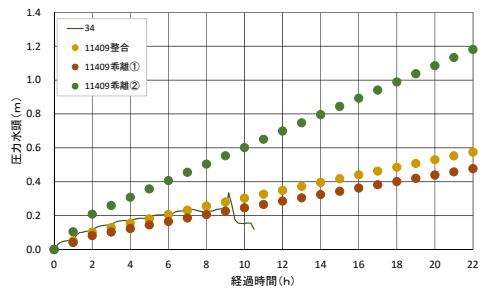
D-4.31 法尻から-0.5m (-1.0m 断面)



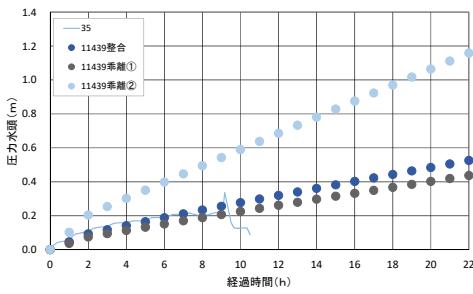
D-4.32 法尻 (-1.0m 断面)



D-4.33 法尻から+0.5m (-1.0m 断面)

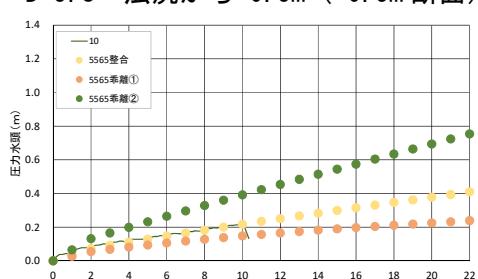
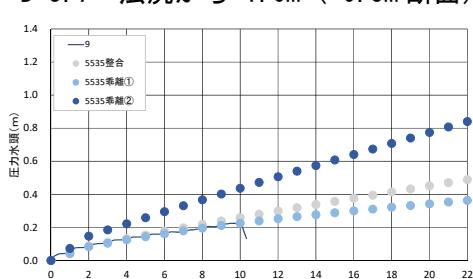
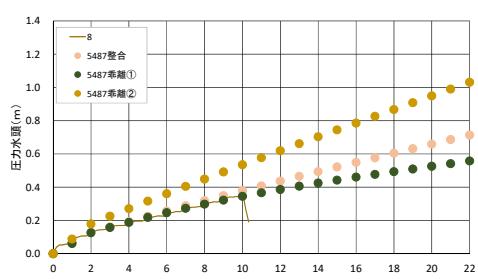
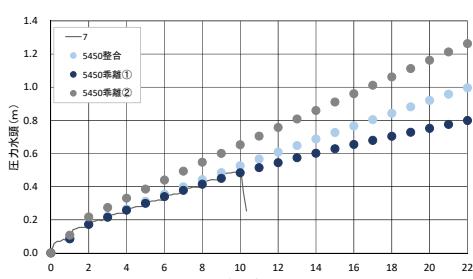
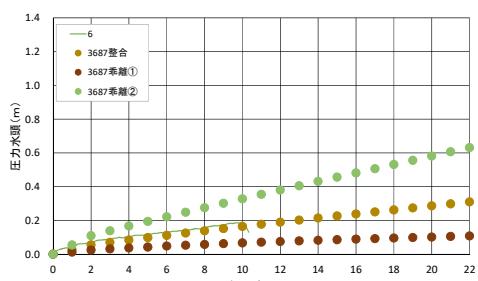
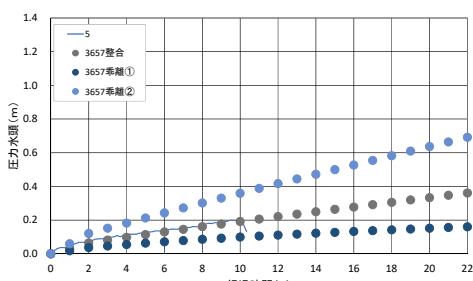
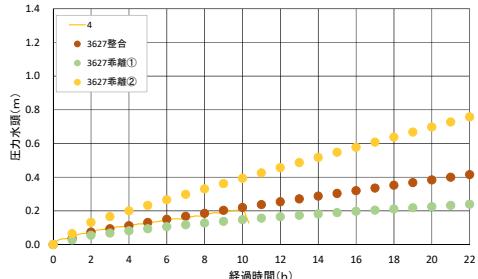
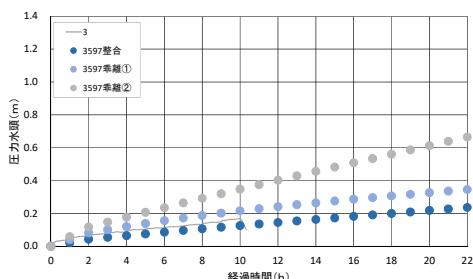
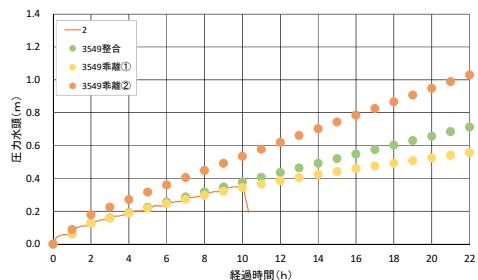
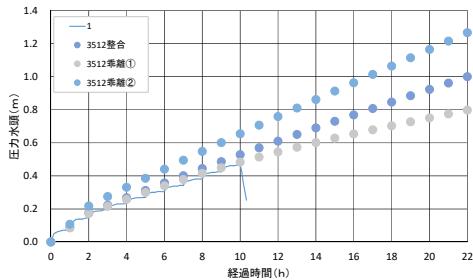


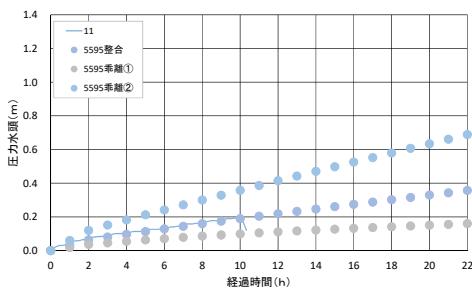
D-4.34 法尻から+1.0m (-1.0m 断面)



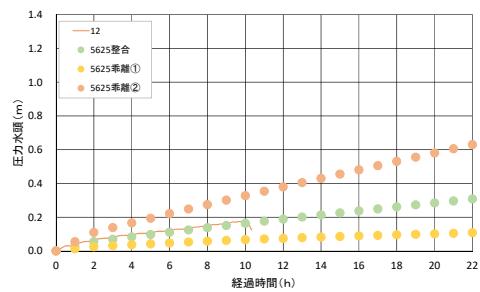
D-4.35 法尻から+1.5m (-1.0m 断面)

D.5 Case5 3次元解析結果と計測値比較

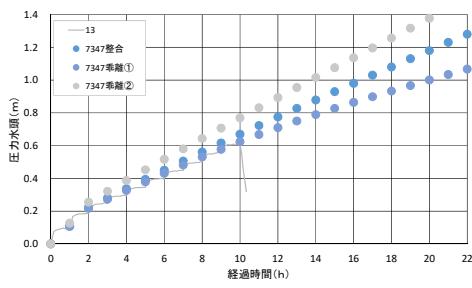




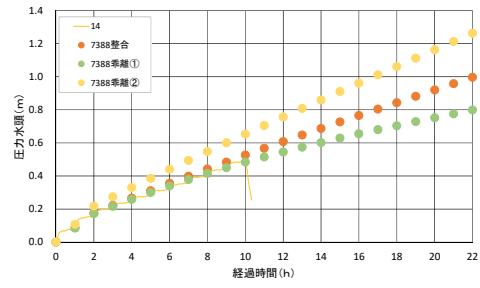
D-5.11 法尻から+1.0m (+0.5m 断面)



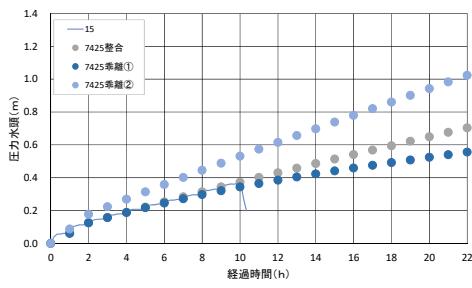
D-5.12 法尻から+1.5m (+0.5m 断面)



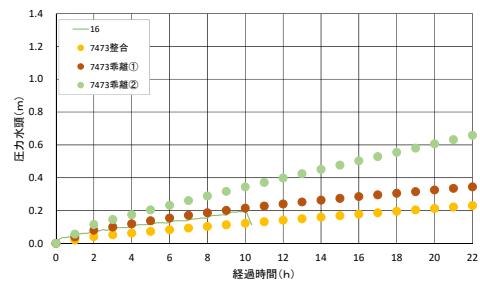
D-5.13 法尻から-1.5m (中央断面)



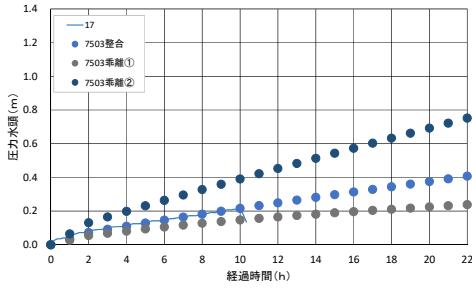
D-5.14 法尻から-1.0m (中央断面)



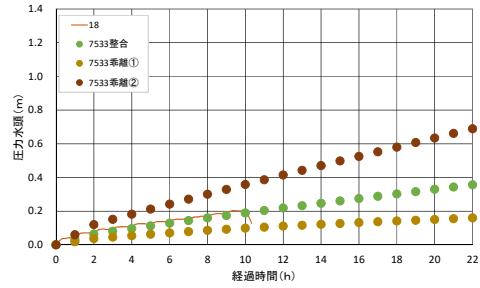
D-5.15 法尻から-0.5m (中央断面)



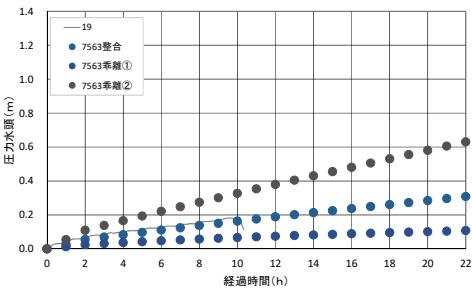
D-5.16 法尻 (中央断面)



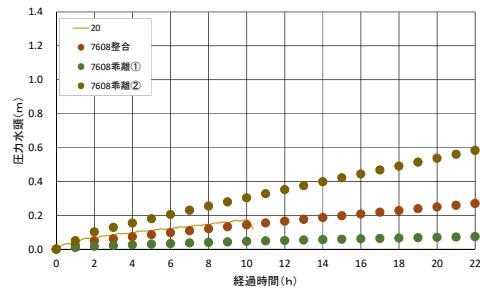
D-5.17 法尻から+0.5m (中央断面)



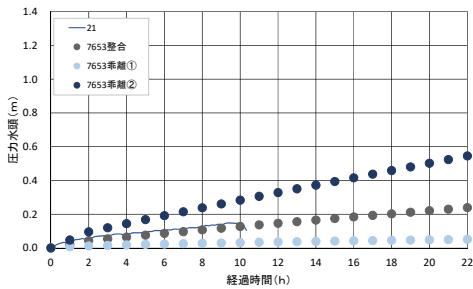
D-5.18 法尻から+1.0m (中央断面)



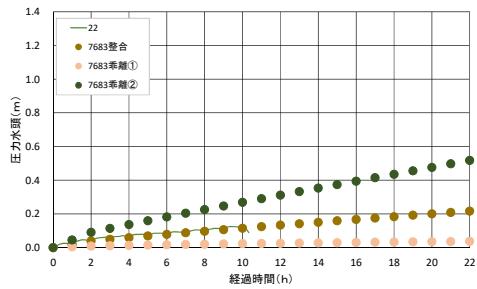
D-5.19 法尻から+1.5m (中央断面)



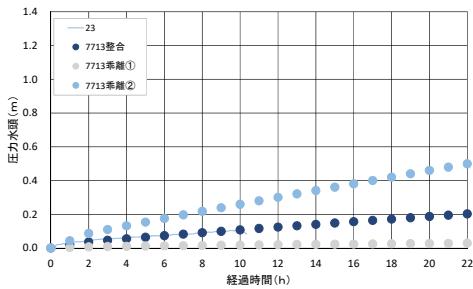
D-5.20 法尻から+2.0m (中央断面)



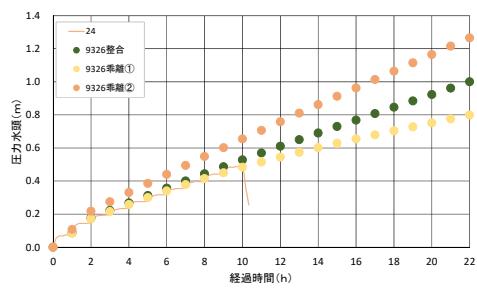
D-5.21 法尻から+2.5m (中央断面)



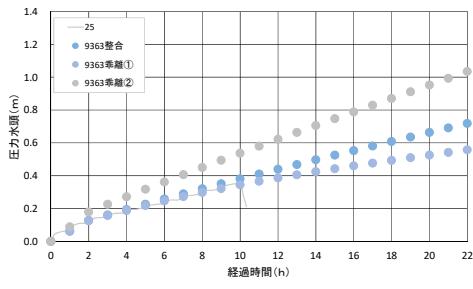
D-5.22 法尻から+3.0m (中央断面)



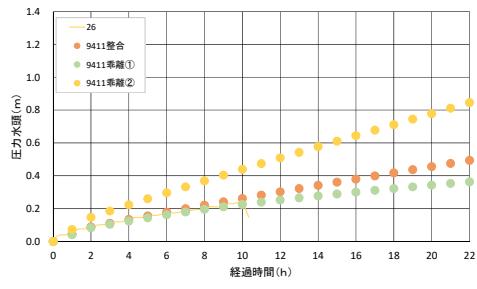
D-5.23 法尻から+3.5m (中央断面)



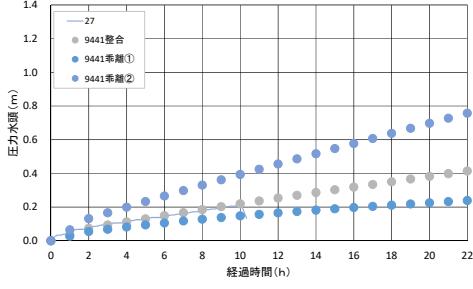
D-5.24 法尻から-1.0m (-0.5m 断面)



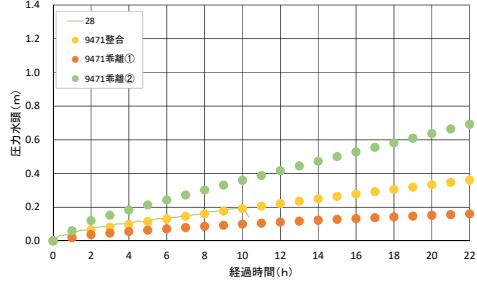
D-5.25 法尻から-0.5m (-0.5m 断面)



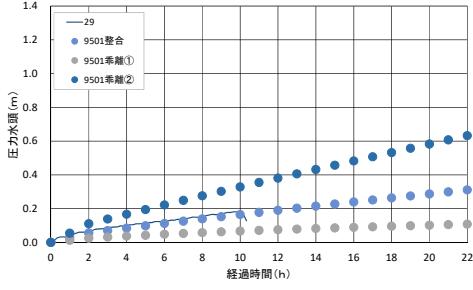
D-5.26 法尻 (-0.5m 断面)



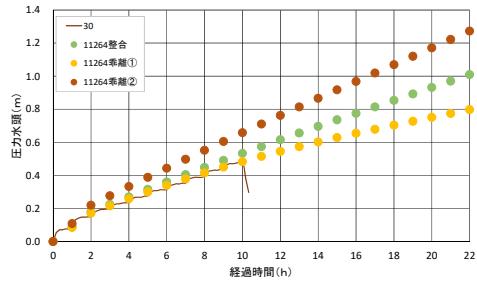
D-5.27 法尻から+0.5m (-0.5m 断面)



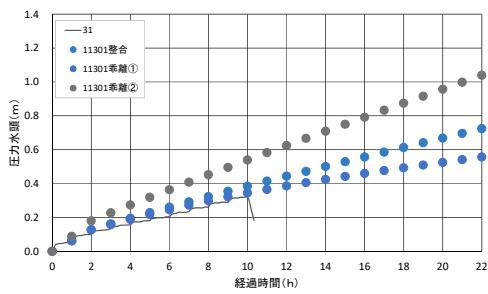
D-5.28 法尻から+1.0m (-0.5m 断面)



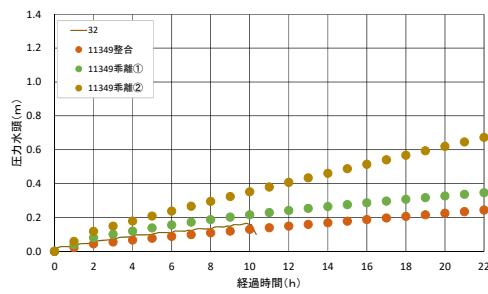
D-5.29 法尻から+1.5m (-0.5m 断面)



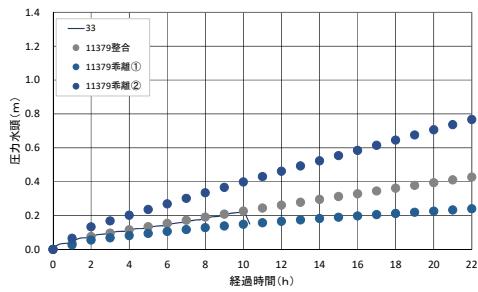
D-5.30 法尻-1.0m (-1.0m 断面)



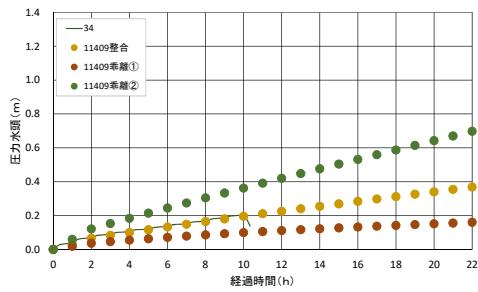
D-5.31 法尻から-0.5m (-1.0m 断面)



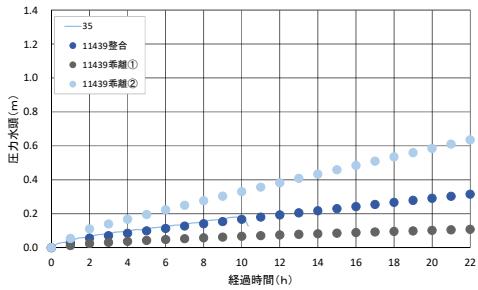
D-5.32 法尻 (-1.0m 断面)



D-5.33 法尻から+0.5m (-1.0m 断面)

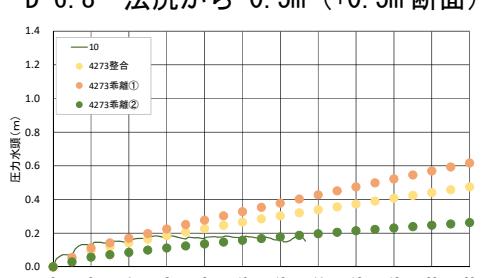
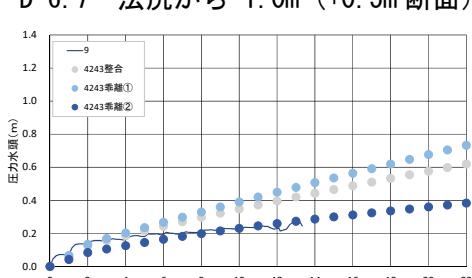
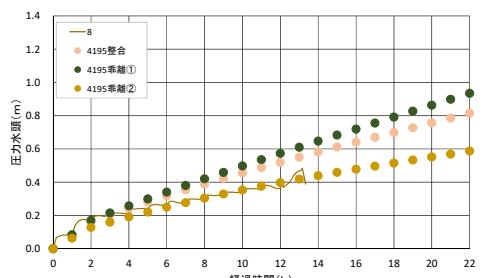
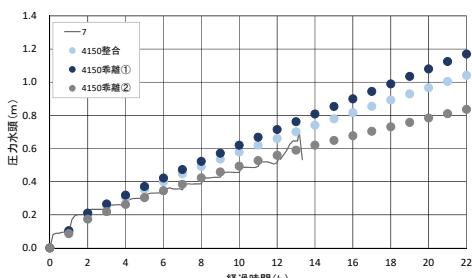
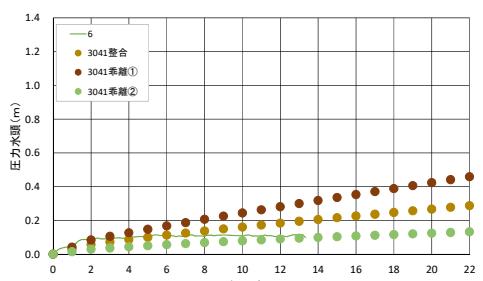
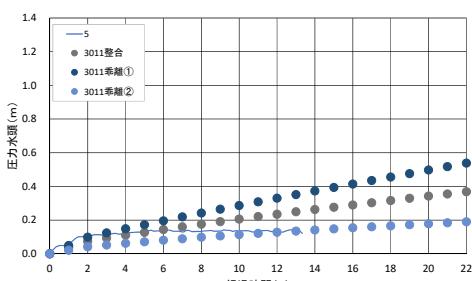
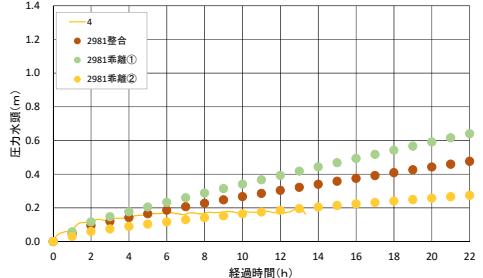
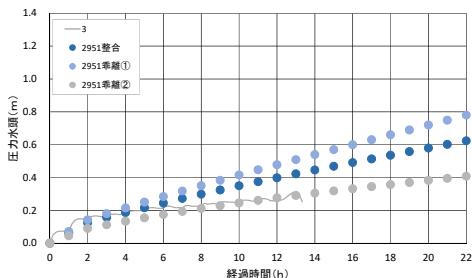
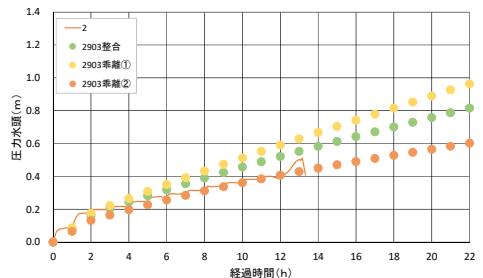
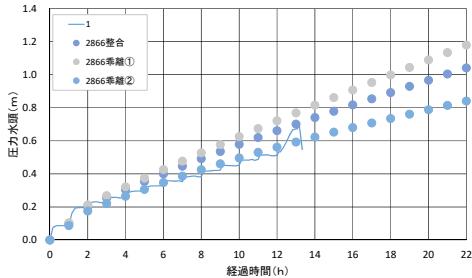


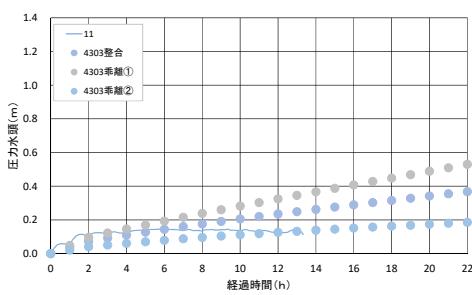
D-5.34 法尻から+1.0m (-1.0m 断面)



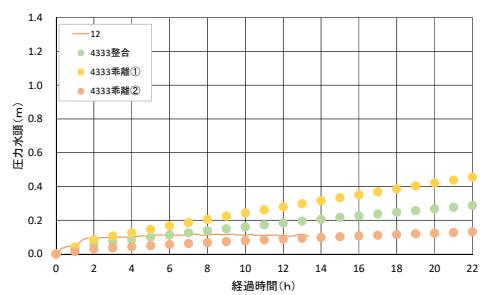
D-5.35 法尻から+1.5m (-1.0m 断面)

Case6 3次元解析結果と計測値比較

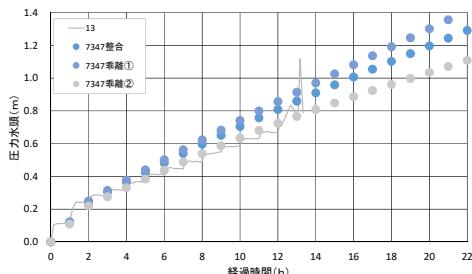




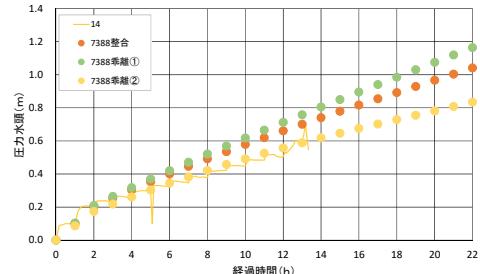
D-6.11 法尻から+1.0m (+0.5m 断面)



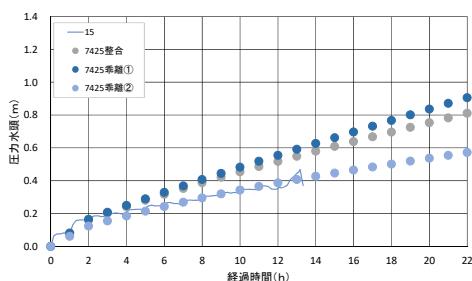
D-6.12 法尻から+1.5m (+0.5m 断面)



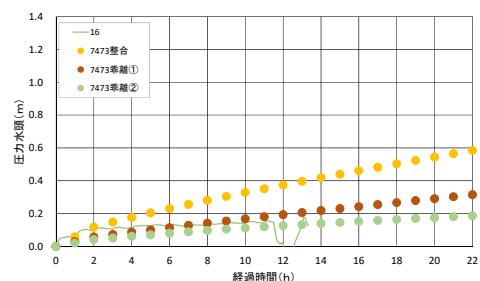
D-6.13 法尻から-1.5m (中央断面)



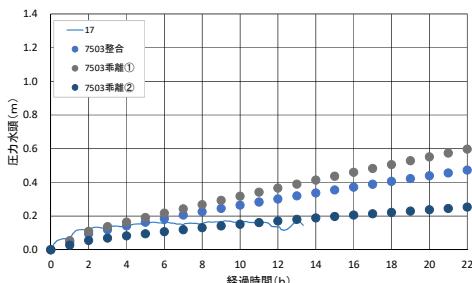
D-6.14 法尻から-1.0m (中央断面)



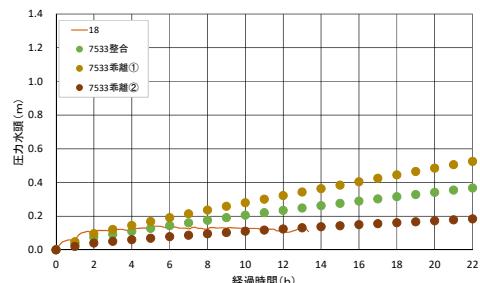
D-6.15 法尻から-0.5m (中央断面)



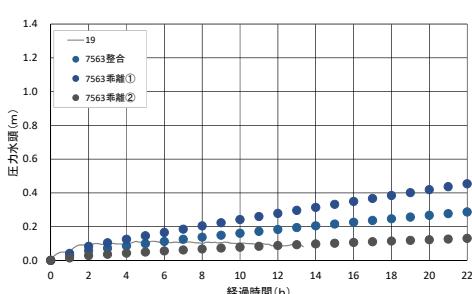
D-6.16 法尻 (中央断面)



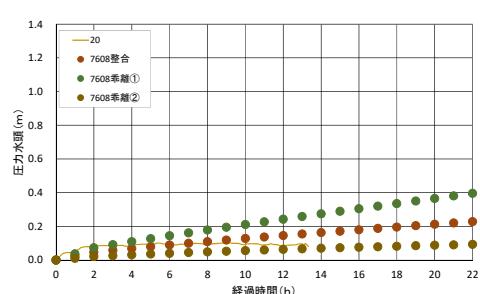
D-6.17 法尻から+0.5m (中央断面)



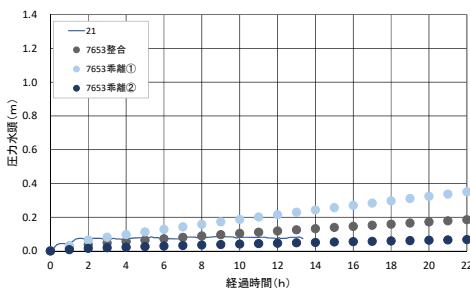
D-6.18 法尻から+1.0m (中央断面)



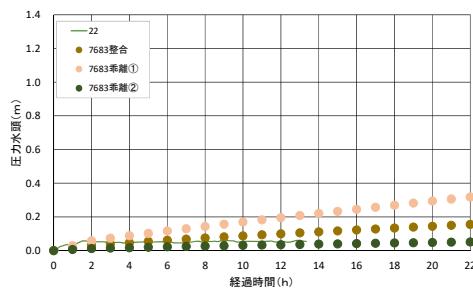
D-6.19 法尻から+1.5m (中央断面)



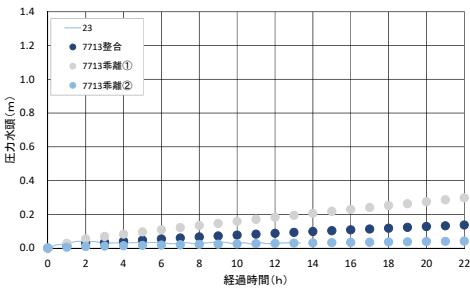
D-6.20 法尻から+2.0m (中央断面)



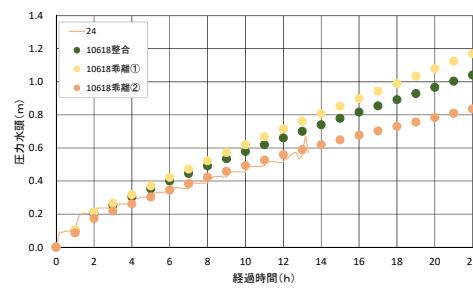
D-6.21 法尻から+2.5m (中央断面)



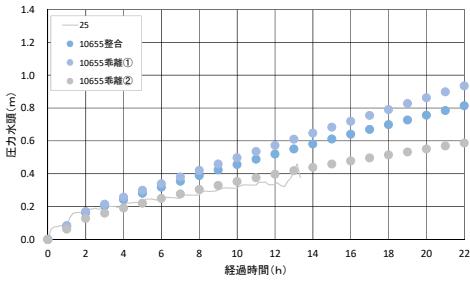
D-6.22 法尻から+3.0m (中央断面)



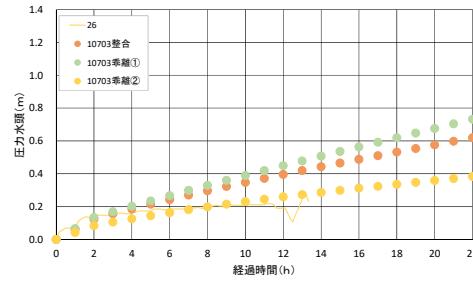
D-6.23 法尻から+3.5m (中央断面)



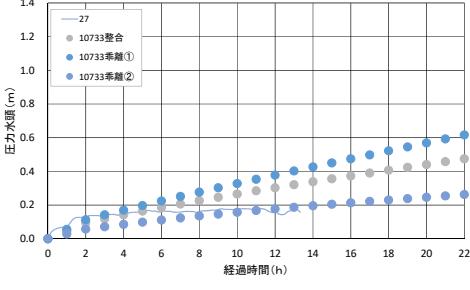
D-6.24 法尻から-1.0m (-0.5m 断面)



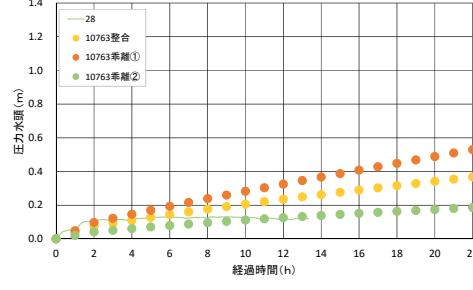
D-6.25 法尻から-0.5m (-0.5m 断面)



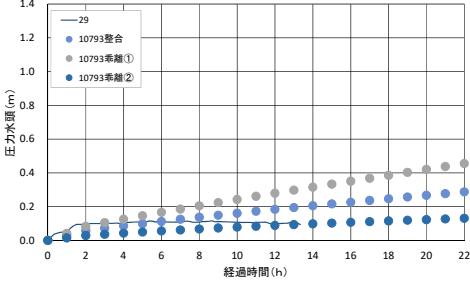
D-6.26 法尻 (-0.5m 断面)



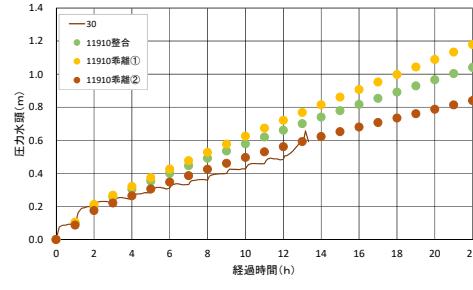
D-6.27 法尻から+0.5m (-0.5m 断面)



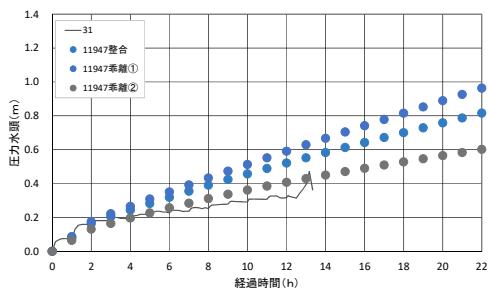
D-6.28 法尻から+1.0m (-0.5m 断面)



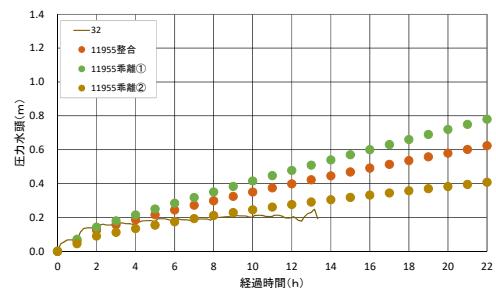
D-6.29 法尻から+1.5m (-0.5m 断面)



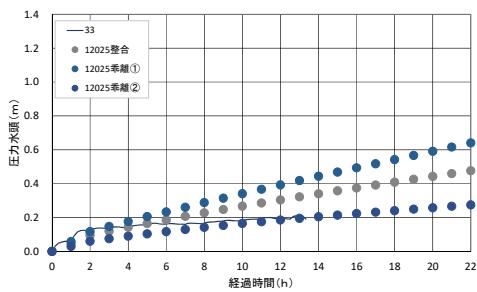
D-6.30 法尻-1.0m (-1.0m 断面)



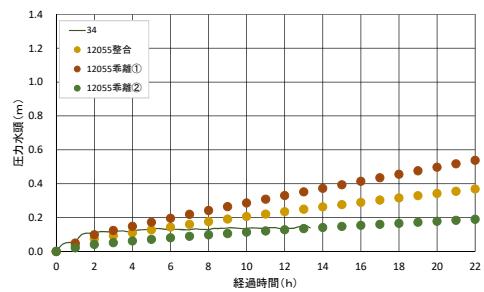
D-6.31 法尻から-0.5m (-1.0m 断面)



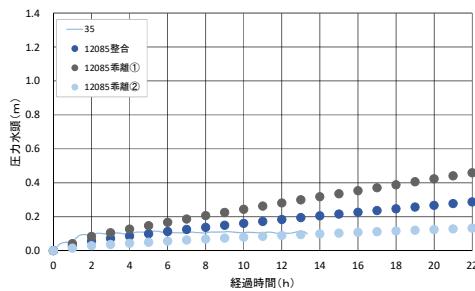
D-6.32 法尻 (-1.0m 断面)



D-6.33 法尻から+0.5m (-1.0m 断面)



D-6.34 法尻から+1.0m (-1.0m 断面)



D-6.35 法尻から+1.5m (-1.0m 断面)

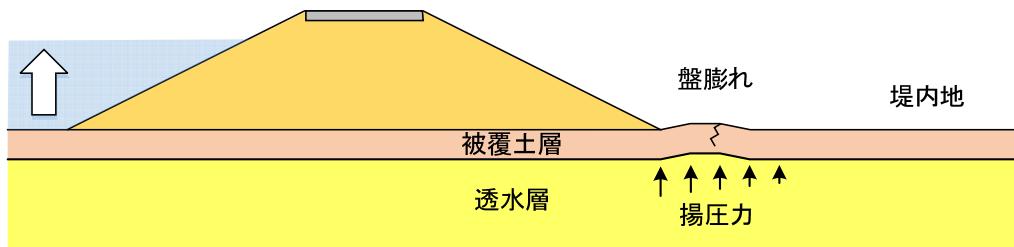
堤内基盤排水対策マニュアル (試行版)

令和 3 年 3 月

(国研) 土木研究所
地質・地盤研究グループ 土質・振動チーム

はじめに

河川堤防の基礎地盤の表層に透水性の低い被覆土層が堆積し、その下に透水層が存在する箇所では、洪水時に河川水位が上昇すると、透水層から作用する揚圧力により被覆土層が膨らむように変形（盤膨れ）し、さらには被覆土層を突き破り、水や土砂が噴出することがある。このような現象は基盤漏水の一種であり、最悪の場合には堤防決壊の原因にもなり得る。



我が国の河川の沿川では、古くから様々な河川で基盤漏水が生じており、そのうちの多くの箇所で堤防直下の透水層への水圧伝播や水の浸入を抑制するために、川表側に遮水矢板等を打設する川表遮水工法が一般的に実施されてきた。しかし、透水層が厚い、あるいは透水層が礫層等で固いと、遮水矢板等の打設が困難な場合もある。このような現場条件においても適用できる対策工法として、堤内地側のり尻付近に対策工を設置して、基盤透水層の水を穏やかに排水し、被覆土層に作用する揚圧力を低減する対策（以下、堤内基盤排水対策）がある。本マニュアルは、堤内基盤排水対策の設計、施工、維持管理の基本的考え方と手順を示すとともに適用にあたっての留意事項を整理したものである。実験結果等からは、適切な設計・施工ができていれば、対策工の目詰まりが進行した場合にも、対策工設置前よりも堤防が危険な状態になることはないと考えられる。一方で、堤内基盤排水対策の施工実績は少なく、現時点ではフィルター材やその周辺の透水層の目詰まりの進行、それに伴う対策効果への影響などが十分実証されているものではない。堤内基盤排水対策を実施した箇所においては、対策効果が維持されていることを確認するため、目詰まりの進行や目詰まりの進行による対策効果の低減に着目したモニタリングを継続的に実施することが重要である。

タイトルに“試行版”と付いているのは、このような状況を踏まえたものであり、本マニュアルを利用し、堤内基盤排水対策の検討を行う際には、土木研究所及び国土技術政策総合研究所に相談されたい。

なお、本マニュアルは、前田健一 名古屋工業大学教授を始め、小高猛司 名城大学教授、杉井俊夫 中部大学教授、竹下祐二 岡山大学教授、本城勇介 岐阜大学名誉教授などの有識者からご意見を頂きながら、作成したものである。この場を借りて謝意を表する。

本マニュアルは、平成29年1月に公表されたものから、その後に実施した模型実験の結果を踏まえ、流速による長期安定性の確認の閾値等を見直したものである。

目次

はじめに

1. 総 説	1
1.1 概要	1
1.2 対策の適用範囲	2
1.3 用語の定義	3
2. 構造の基本	5
2.1 構造	5
2.2 排水計画	6
3. 配置形式と選定	7
4. 設 計	9
4.1 基本方針	9
4.2 設計方法	10
5. 施 工	16
6. 維持・管理	17
6.1 維持管理の基本	17
6.2 モニタリング計画	17

1. 総説

1.1 概要

堤内基盤排水対策は、堤内地において透水層内の水を穩やかに排水することによって、河川水位の上昇に伴い被覆土層に作用する揚圧力を低減する盤膨れ対策である。

【解説】

洪水時に河川水位が上昇すると、堤内地の被覆土層が膨らむように変形（盤膨れ）し、さらには被覆土層を突き破り、水や土砂が噴出することがある。これは、河川水位の上昇に伴い透水層内の水圧が高まり、被覆土層を押し上げる力（以下、揚圧力）が作用したことによるものである。堤内基盤排水対策は、このような揚圧力を低減する浸透対策の1つである。

堤内基盤排水対策の設置例を図1.1に示す。堤内基盤排水対策を設置することによって、透水層内の水を穩やかに排水し、揚圧力を低減し、盤膨れを防止しようとするものである。

堤内基盤排水対策には、対策工の形状等に応じて、ウェルドレーン工法、トレント工法などと呼ばれるものが含まれる。類似の工法では動力を用いて強制排水を行うウェル工法等があるが、堤内基盤排水対策は動力を用いず自然排水を行うものであるため、強制排水を行う対策は本マニュアルの対象外である。

堤内基盤排水対策は、一般に経済性に優れ、適切に設計及び施工を行えば対策を実施しない場合に比べ確実に安全性は向上する。その一方で、適切に設計施工されていない場合には、本来堤防から離れた位置で噴き出すべき水が、堤防近傍で噴き出す（動水勾配が大きくなり、流速も大きくなるため）ことになるため、本工法の採用及び設計では十分な検討を行い、維持管理においては対策工の健全性や対策効果のモニタリングを適切に行わなければならぬ。

なお、本マニュアルに記載のない事項については、ドレーン工設計マニュアル^①を参照するとよい。

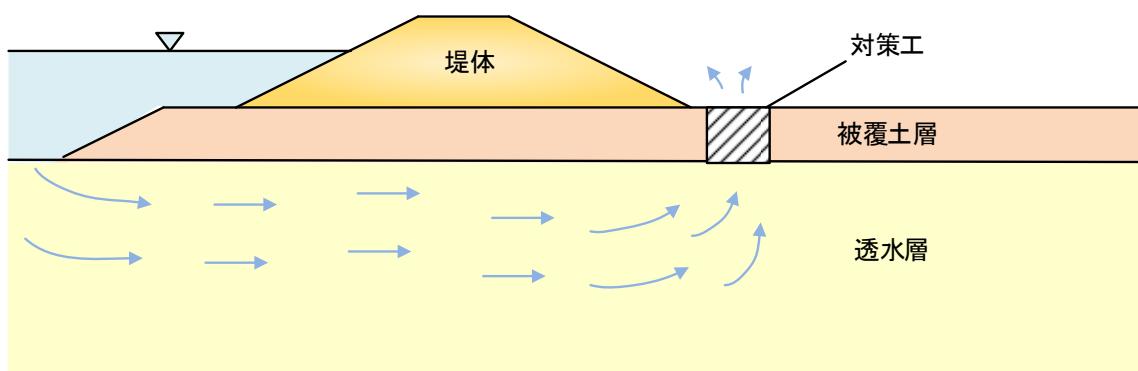


図1.1 堤内基盤排水対策の概念図

1.2 対策の適応範囲

堤内基盤排水対策は、基礎地盤が透水層と被覆土層から構成され盤膨れが懸念される箇所または盤膨れが生じた箇所において堤内基盤排水対策以外の川表遮水工法やブランケット工法等の方法で対策が実施できない場合に適用する。

【解説】

堤内基盤排水対策は、盤膨れ対策工法の1つであるため、盤膨れが懸念される箇所または過去の出水によって盤膨れが実際に生じた箇所において、適用することができる。

透水層と被覆土層の区別は各土層の土質区分に基づいて行う場合もあるが、礫質土と砂質土のように表層とその下の層の透水性が10倍から100倍(粒径では3倍から10倍程度)以上違えば、被覆土層と透水層として十分に機能する場合もあるため、透水係数の比にも着目し総合的に透水層と被覆土層を区分する必要がある。

堤内基盤排水対策は、初期の設置費用は小さいが、実証事例も少なく、現状では対策工の健全性や対策効果に係る継続的なモニタリングが必須である。膨大な延長の河川堤防の浸透対策としては、初期費用だけにとらわれず維持管理の負担が少ない対策を選択することや、対策効果の確実性の観点からも対策を選択することが重要であることから、まずは川表遮水工法(鋼矢板や粘土壁)やブランケット工法等による対策を検討しなければならない。川表遮水工法では、堤体からの浸透が多い場合には表のり面被覆工法との併用も考えられる。

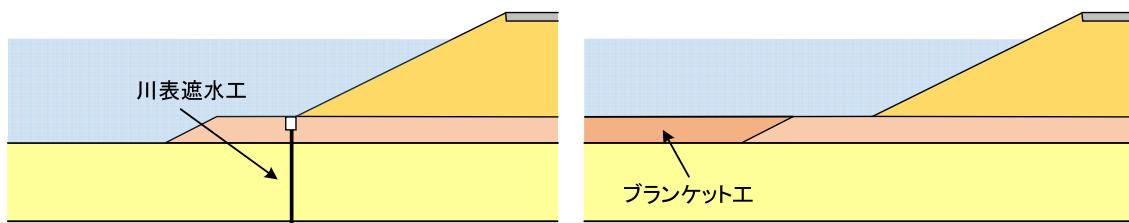


図1.2 川表遮水工とブランケット工

川表遮水工法は透水層が厚い場合や固い礫層などの場合には遮水工の打設が困難な場合がある。また、地下水利用が多い地域においては、地下水阻害が問題となる場合がある。ブランケット工法も高水敷が狭い場合や透水層の透水性が非常に高い場合、行き止まり地盤の場合には十分な効果を発揮しない。このような川表遮水工法やブランケット工法等による対策が難しい場合に、堤内基盤排水対策の適用を検討することとなる。

本マニュアルでは、主に、被覆土層が存在し、盤膨れが懸念される箇所を念頭に置いた記述としているが、被覆土層がなく局所動水勾配で要対策となった箇所でも、透水層内の水を排水することで基盤漏水対策とする点では、ほぼ同じであることから、本マニュアルに準じ

て対策が可能である。なお、被覆土層が無いと見なされていた箇所でも、被覆土層の評価を上記の方法に基づいて実施すると、被覆土層有に変わる場合もある。

1.3 用語の定義

以下に本マニュアルで用いる用語の定義を示す。

(1) ドレーン

地表面または大気圧解放の状態となる表面から、縦に被覆土層を透水層まで貫く構造で、内部には碎石などの間詰材が充填されている部分

(2) フィルター

ドレーンと透水層の間に挟み、土砂の移動を妨げるが、水及び非常に細かい土粒子の移動は妨げない材料

(3) (堤内基盤排水) 対策工

ドレーンとフィルター、排水路から構成される

(4) 堤外地

堤防に挟まれて水が流れている側の区域

(5) 堤内地

堤防によって洪水氾濫から守られている住居や農地のある側の区域

(6) 堤内基盤

堤内地側の基礎地盤

(7) 基礎地盤

堤体より下部の地盤

(8) 透水層

透水性の高い地盤の層

(9) 被覆土層

透水層よりも難透水性で、透水層の上部を被覆する層

(10) 揚圧力

被覆土層下面に作用する水圧により被覆土層を押し上げる力

(11) 盤膨れ

被覆土層が揚圧力によって、膨れ上がること

(12) 浸透水

堤体または基礎地盤を浸透する水

(13) パイピング

浸透水により、地盤の中にパイプ状の水みちができる現象

(14) 連続配置（または、トレンチ）

堤内基盤排水対策の形式の一つで、のり尻部に溝状に縦断方向に連続する対策

工を設ける形式（図 1.3）

(15) 離散配置（または、ウェル）

堤内基盤排水対策の形式の一つで、のり尻部に井戸状の縦断方向に連続しない

離散的な対策工を設ける形式（図 1.4）

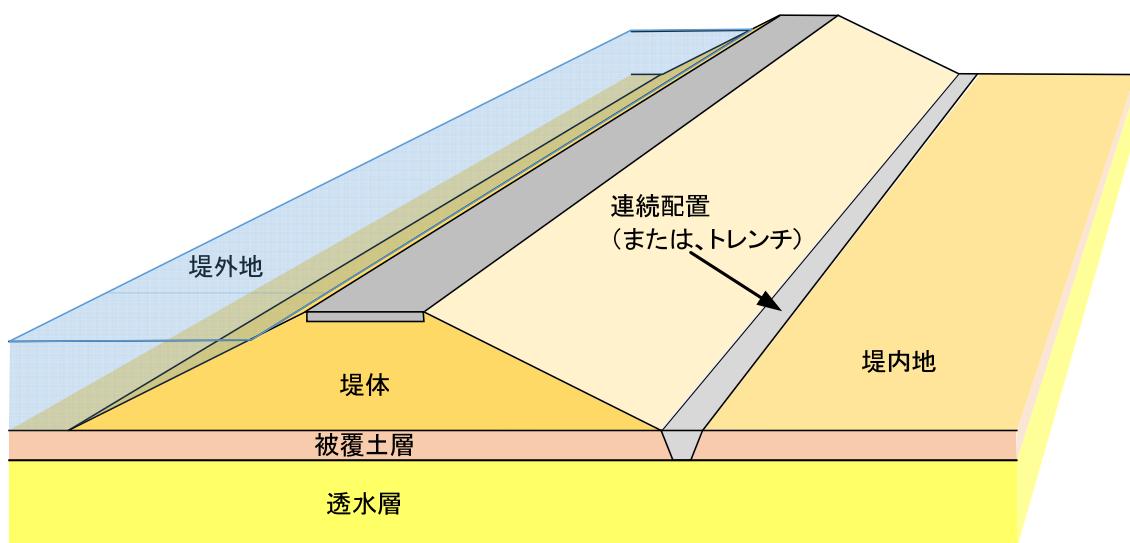


図 1.3 連続配置（または、トレンチ）の概念図

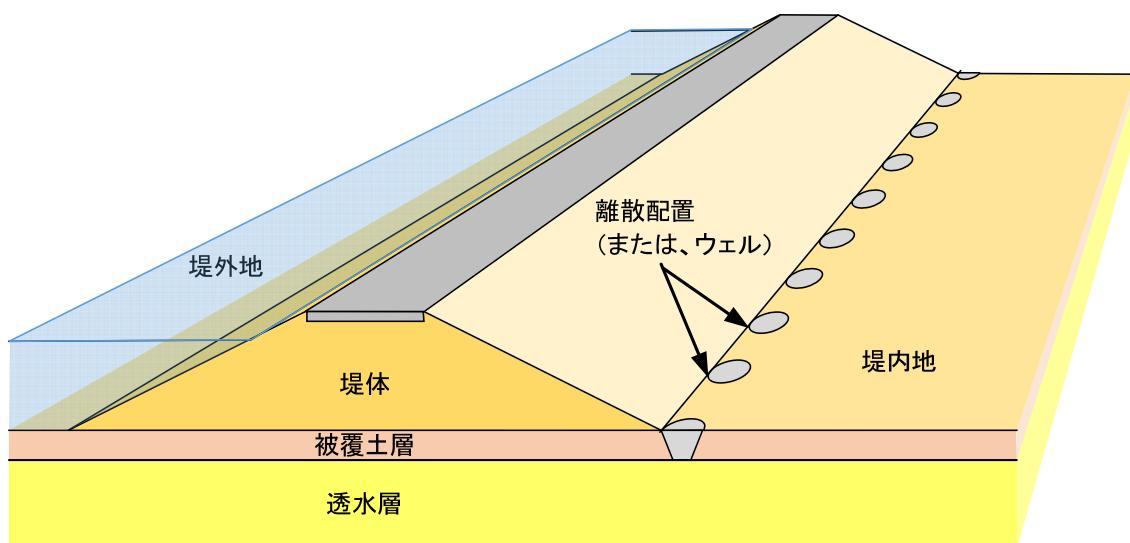


図 1.4 離散配置（または、ウェル）の概念図

2. 構造の基本

2.1 構造

堤内基盤排水対策工の構造は、被覆土層を貫通し透水層の水を抜くドレン、透水層の土砂がドレンに混入することを防止するフィルターおよびドレンから排水された水を適切に処理するための排水路から構成するものとする。ドレンはのり尻直近に設置することを原則とする。ドレンの内部には透水層より十分に透水性の高い間詰材を充填し、ドレンと周辺地盤の間には隙間なくフィルターを敷き詰め、さらにフィルターと周辺地盤を密着させ不陸等による隙間が生じにくい構造とする。

【解説】

ドレンの内部には、碎石など透水性が高い材料を充填する。透水層よりも十分に高い透水性を有していることが重要であり、透水層の透水性が高い場合には、単粒度碎石を用いる必要がある。また、穏やかに排水させるとは言え、流速が大きくなり易い位置であるため、安定性を確保する観点から土粒子密度の高い材料は望ましい。さらに、フィルターを周辺地盤に密着させるためにもある程度の重さがある方が有利である。フィルターと周辺地盤の間に隙間があると、隙間に高い流速が生じ、噴砂等が生じる恐れがあるため、できるだけ隙間が生じないよう注意しなければならない。

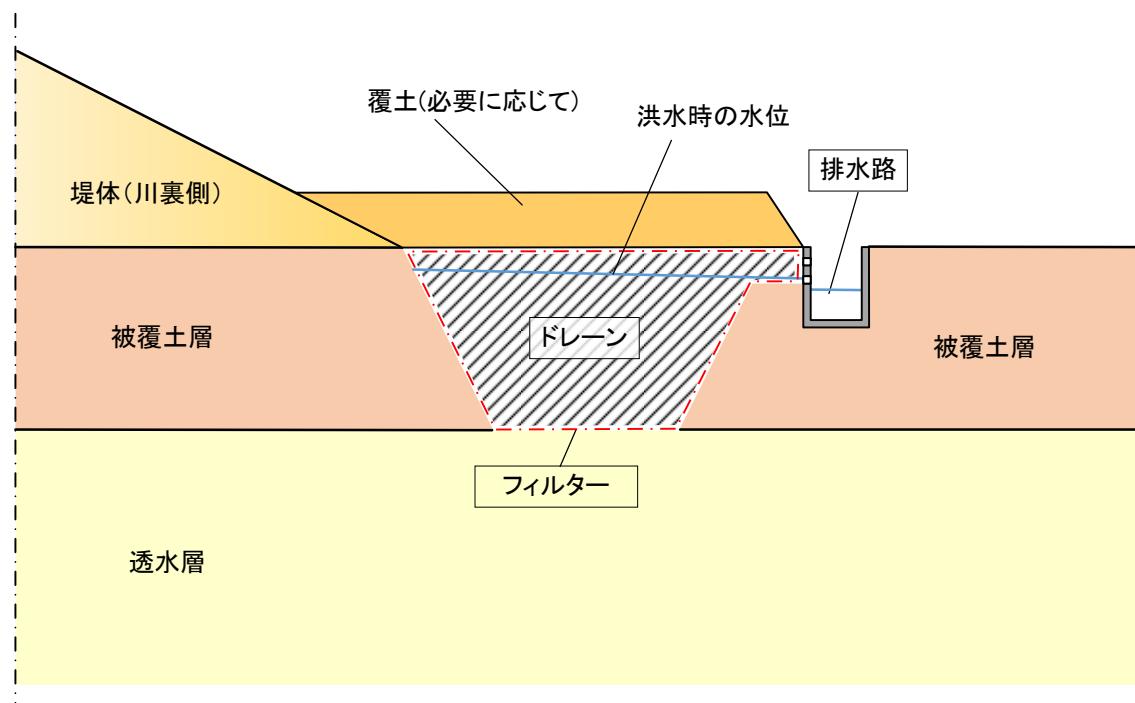


図 2.1 堤内基盤排水対策の構造の例（枠で囲ったドレン、フィルター、排水路が堤内基盤排水対策を構成する要素）

被覆土層がある場合のパイピングに対する安全性は、被覆土層の重量 G と洪水時に被覆土層に働く揚圧力 W の比である G/W が 1 を上回るかを以て照査することになっている²⁾。この G/W が最も小さくなり易いのり尻の直近に対策を設置することが合理的である。堤体外に設定する場合に、ドレンが露出していると、のり面を流れてきた土砂を含んだ水がドレンに入り、目詰まりによる機能低下を助長する恐れもあるため、図のようドレンの内部に土砂が流入しにくい構造としなければならない。

フィルター敷設の目的は、透水層に空洞や緩みが生じないよう透水層からの土粒子の流出を防止すること及びドレンの内部への土砂の混入によるドレンの目詰まりを防止することである。透水層からの土粒子の流出には、ドレンの内部に流出することと、フィルターと周辺地盤の境界に沿って流出することの 2 つの形態が考えられる。そのため、隙間なくフィルターを敷き詰めるだけではなく、フィルターと周辺地盤が密着することが重要である。

2.2 排水計画

堤内基盤排水対策を計画する場合、ドレンからの排水を受ける排水路の設置を計画しなければならない。

【解説】

堤内基盤排水対策を計画する場合、降雨時等ドレン上部に排出水が溜まらないような構造とし、ドレンからの排水が速やかに堤脚水路や堤内地の排水路へ導かれるような流れ処理まで含め計画しなければならない。また、排水路の断面は、ドレンからの排水量と堤防における降雨の表面流出量等に対して必要な容量を確保できる断面とする必要がある。

3. 配置形式と選定

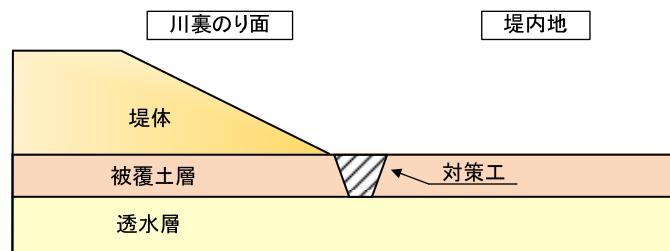
堤内基盤排水対策には、連続配置、離散配置などの配置形式があり、効果や施工性、経済性、信頼性などを総合的に検討しなければならない。

【解説】

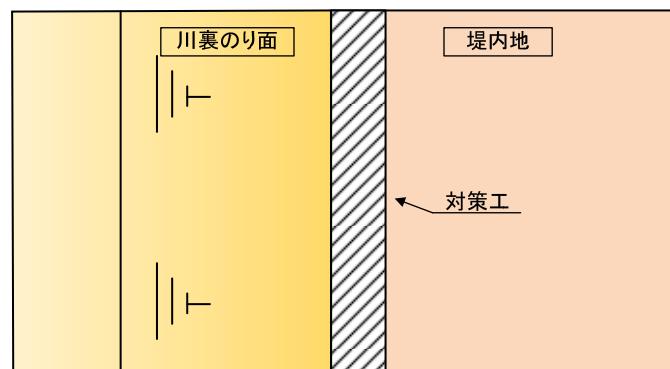
(1) 堤内基礎排水対策の配置形式とその特徴は以下のとおりである。

a) 連続配置 (図 3.1)

のり尻付近の基礎地盤に縦断的に連続する溝（トレンチ）を掘削する。被覆土層が薄い場合には、小型バックホウ等で容易に施工が可能である。一方、掘削土量は深度の2乗に比例し、施工幅も深度に応じて増えるため、被覆土層が厚い場合には困難となる場合がある。



(断面図)

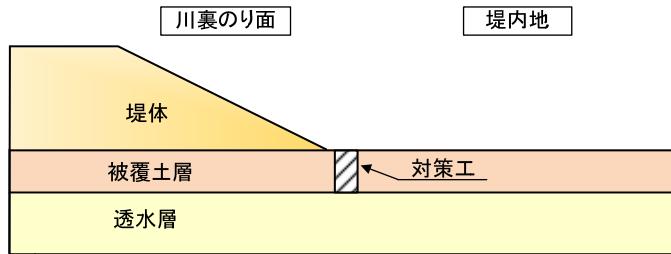


(平面図)

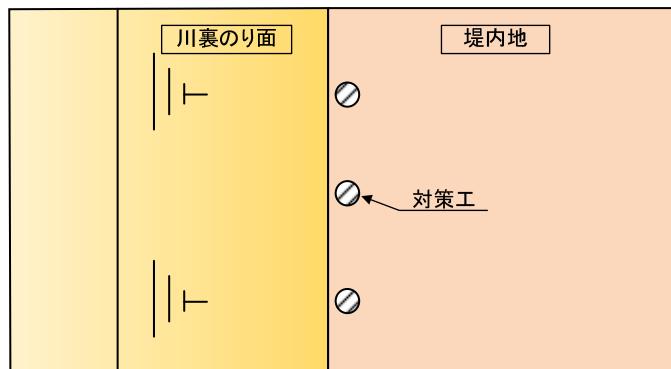
図 3.1 連続配置の例 (排水路は図面上省略)

b) 縮散配置 (図 3.2)

のり尻付近の基礎地盤を円筒形等に掘削する。この中を円筒形等の縦型ドレン（ウェル）とし、一定の間隔で配置する。円筒形に掘削するには重機（ボーリングマシン、場所打ち杭施工機械など）が必要となる。



(断面図)



(平面図)

図 3.2 離散配置の例（排水路は図面上省略）

(2) 堤内基盤排水対策には、連続配置、離散配置があり、必要な効果を発揮することができる対策工の施工性、経済性、信頼性を踏まえて選定する。信頼性については、現時点では施工事例を踏まえた評価ができていないが、連続配置が最も高いと考えられる。連続的に配置するので、排水能力が大きく、局所的な目詰まりに対しても冗長性が高く、局所的に形成される水みちに対しても確実性が高いと考えられる。また、施工時に透水層を目視で確認でき、側壁に勾配があることでフィルターを周辺地盤に密着させることも比較的容易である。これらのことから、連続配置が選定されることが多いことが推測される。

一方で、離散配置を選定する場合として、①被覆土層が厚くやむを得ない場合、②被災履歴等から漏水箇所が明確な場合が考えられる。

4. 設 計

4.1 基本方針

堤内基盤排水対策の設計では、堤防の盤膨れに対する安全性を確保するとともに、長期間にわたってその機能が保持されることにも留意しなければならない。

【解 説】

堤内基盤排水対策は、盤膨れ対策の 1 つであるから盤膨れに対する安全性を確保するのは当然であるが、その機能が長期間にわたって保持されること（長期安定性）も必要である。

洪水時には、堤内基盤排水対策に大量の水が流れるため、同様の構造であるドレン工（堤体のり尻部の浸潤線を低下する目的）よりも長期機能維持に対して厳しい環境にある。ドレン工は遮水性を期待して作られた堤防の中に設置されるものであるが、堤内基盤排水対策は透水層の水を排水するものであり、この違いをよく理解して設計しなければならない。

長期機能を低下させる事象としては以下の 3 つが想定される。

- ・透水層内の土砂移動に伴う対策工近傍の透水層内の目詰まり
- ・透水層内の土砂移動に伴うフィルターの目詰まり
- ・フィルターの隙間やフィルターと地盤の隙間からの土砂流出によるドレンの目詰まり、透水層内の空洞、緩みの形成

4.2 設計方法

堤防の盤膨れに対する安全性は、被覆土の重量と被覆土層下面に作用する揚圧力の比 (G/W) に基づいて検討する。また、長期安定性は、透水層内の局所動水勾配または透水層内の流速に基づいて検討する。

【解説】

基本方針を達成するための具体的な設計方法を現時点の技術水準に基づいて示したものである。

基本方針に対応する照査項目と関連する主な仕様の関係を表 4.1 に示す。地盤調査の不確実性や長期安定性については、設計で全てを担保することは難しく、モニタリングによって、効果の検証に加えて、継続的に機能が保持されていることを確認しなければならない。

表 4.1 基本方針と照査項目・仕様の関係

基本方針	照査項目	浸透流解析で用いる対策工の透水係数	関連する主な仕様
盤膨れに対する安全性の確保	安全性の確認 (G/W)	透水層の 10 倍以下 (目詰まりした状態)	<ul style="list-style-type: none">ドレン材の選定排水計画
長期にわたる機能の保持	長期安定性の確認 (局所動水勾配または流速)	透水層の 100 倍 (施工当初の状態)	<ul style="list-style-type: none">連続配置の選択掘削のり勾配フィルター材の選定排水計画その他 (覆土等)

検討手順は図 4.1 に示すとおりで、先ず堤内基盤排水対策の配置形式を設定し、ドレン材を選定して、洪水時の安全性を確認する。連続配置の場合には、2 次元の浸透流解析を行い、離散配置を選定する場合は、3 次元の浸透流解析による検討が必要となる。

安全性 (G/W) や長期安定性を満足しない場合には、堤内基盤排水対策の形状や規模の見直し、その他の対策工との併用などを検討した上で、再度浸透流解析を行い安全性と長期安定性を再度確認する。

なお、本マニュアルに記載のない事項については、ドレン工設計マニュアル¹⁾を参照するとよい。

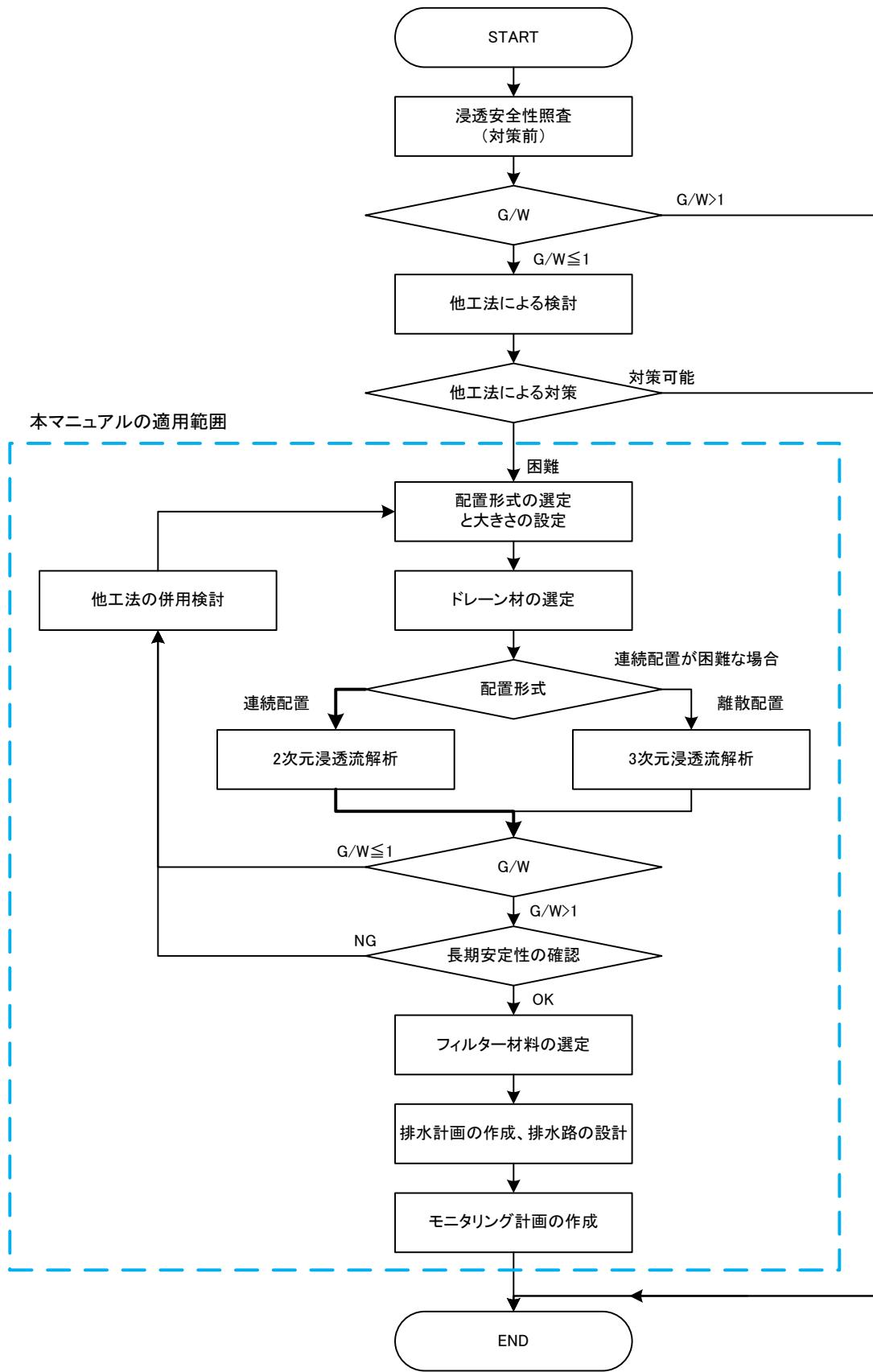


図 4.1 設計フロー

1) 断面形状の種類の選定と大きさの設定

被覆土層が厚く連続配置の選定が現実的でない場合を除き、当面、原則として、連続配置を選定しなければならない。3.の解説(2)に示した信頼性等を考慮したものである。離散配置の形状を選定する場合には、3.の解説(2)を参考に信頼性を担保するため施工等を工夫しなければならない。

ドレンは少なくとも透水層上面まで入れることとし、施工の確実性を担保するため、若干の根入れも行うとよい。実際の透水層上面の高さは一定ではないため、ボーリング調査箇所の間をサウンディング調査で補完するとよい。それでも不確実性は残るため、設計においては一定の根入れを見込んでおけば、その範囲で透水層上面が変化しても施工で対応可能となる（変更の必要がない）。

また、ドレン下面の幅は河川横断方向に 50cm 程度以上を基本とする。

連続配置の場合には、横断形状は逆台形を基本とし、のり勾配を最低 1:0.5 とするようとする。のり面に傾斜を持たせることによって、ドレン材の重さでフィルターと周辺地盤を密着させ、土砂流出によるドレンの目詰まり、透水層内の空洞、緩みの形成を防止するものである。

2) ドレン材の選定

ドレン材は、透水性が大きく、かつせん断強さが大きく、細粒化を生じない土粒子密度の高い材料が基本となる。また、透水層から速やかに排水できるよう透水層より 100 倍程度以上大きい透水係数（粒径では 10 倍程度以上）を持ち、概ね 40 度以上の内部摩擦角を有するのが良い。一般には、単粒度碎石を用いれば、上記の条件を満足することができる。せん断強さは対策後に作用する土圧等によって変形を起こさないためであり、土粒子密度は浸透流によって不安定化しないためである。

3) 安全性の確認

①連続配置の場合

2 次元の浸透流解析を行い安全性の確認をする。なお、浸透流解析は降雨を除き、河川水位を計画高水位として外力を与えた定常解析を行うのがよい。浸透流解析のうち、堤内基盤排水対策周辺のメッシュサイズは最低 0.5m 程度とする。透水層が河川に直接接しているのか、あるいは、川裏側は行き止まり地盤であるかなどの境界条件の影響を強く受ける。河川堤防関連以外の他機関が実施した地盤調査結果や地盤の成り立ちなども参考にして、透水層のつながりや行き止まりの状況を浸透流解析に反映するのがよい。調査結果が十分に集まらない場合などには、行き止まり地盤など安全側の設定を採用するのが良い。事前に、河川水位と川裏側のり尻付近の透水層の圧力の関係を把握しておくと境界条件の設定の有力な根拠となる。

対策工の透水係数はドレン材の選定が適切に行われることを前提に、長期安定

性も確認することから、安全性を評価する際には、透水層の透水係数の 10 倍として解析を行うものとする。この透水係数は、モニタリング計画の上の閾値となるため、対策規模を大きくし透水係数を小さく設定してもよい。

また、透水層の透水係数は、複数の現場透水試験の平均値を用いることを基本とする。透水層の透水係数に関して効果の感度が高く、できるだけ正確な透水係数を設定することが重要なためである。やむを得ず、室内透水試験や推定式を用いる場合には、10 倍程度大きな値を用いるのがよい。室内透水試験は現場透水試験に比べ平均的に 10 倍程度小さな透水係数を与えるためである。一方、推定式 (Creager の方法³⁾) は平均的には現場透水試験と同程度であるもののバラツキが大きいためである。特に、粒度分布の勾配が緩い (均等係数が大きい) 土は、試験方法によって得られる透水係数が大きく変わる場合があることから、現場透水試験を実施していない場合には、追加実施を検討する。

浸透流解析の結果、のり尻から堤防高さの 2 倍程度の範囲で $G/W > 1.0$ (G : 被覆土層の重量、 W : 被覆土層に働く揚圧力) となっていることを確認する。

②離散配置の場合

3 次元の浸透流解析を行い効果の確認をする。浸透流解析の次元は異なるが、それ以外の解析条件の考え方は連続配置と同じである。

揚圧力が大きくなる対策工と対策工の中間の、のり尻部から堤防高さの 2 倍程度の範囲で $G/W > 1.0$ となっていることを確認する。

4) 長期安定性の確認

長期安定性の評価に関しては、未解明な点も多いが、透水層の粒度分布の勾配が緩い (均等係数が大きい) 土は、目詰まりを起こしやすく長期安定性を確保することが難しいとされる。ここでは、浸透流解析の結果を用いて、①または②の長期安定性の確認を行うこととした。均等係数が大きい土では、②の方法を採用することが望ましい。基本的に安全性の評価と同じ解析条件とするが、対策工の透水係数は透水層の 100 倍として解析を行うものとする。対策工の透水性が高い方が長期安定性は安全側に評価されるが、100 倍以上大きな透水係数を与えても結果はほとんど変わらないためである。

①局所動水勾配

堤内基盤排水対策に接触する透水層の局所動水勾配 (境界面に直交する方向) が 0.5 未満となっていることを確認する。局所動水勾配を節点の圧力水頭から算出すると、メッシュサイズに応じて値が大きく変化するため、連続配置であれば、次式によつて局所動水勾配を求めるのが良い。

$$i_l = \frac{Q}{Lk} < 0.5$$

ここに、

i_l : 堤内基盤排水対策に接触する透水層の局所動水勾配

Q : 単位奥行あたりの堤内基盤排水対策からの排水流量

L : 堤内基盤排水対策と透水層の接する長さ

k : 透水層の透水係数

堤内基盤排水対策を実施した場合に、透水層内で流速が最大となるのは堤内基盤排水対策と透水層の境界部分であり、ここで土粒子が大きく動かなければ長期機能を低下させる事象も起こりにくいと考えられる。

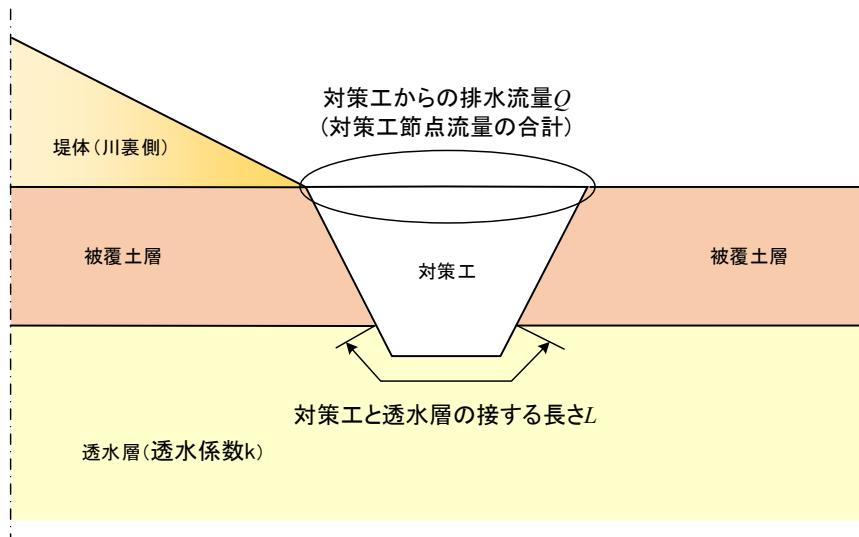


図 4.2 連続配置の場合のメッシュサイズに依らない局所動水勾配の求め方

②流速

堤内基盤排水対策に接触する透水層の流速が透水層の粒度の D_{50} に対する限界流速^{例えば⁴⁾の 1/10 以下となっていることを確認する。また、同じ流速が、透水層の粒度の D_{10} または Kenney の H/F による不安定領域の下限値⁵⁾のいずれか大きい方の粒径に対する限界流速以下になっていることを確認する。}

地盤とフィルターの間に隙間があると、局所的に速い流れが生じることがある。できるだけ隙間が生じない構造を採用し、丁寧に施工することはもちろんであるが、隙間が生じた場合も想定した設計を行うものが D_{50} に係る検討である。1/10 は安全係数に相当するもので、土木研究所における関連する実験から設定したものである。

また、透水層の目詰まりを防止するための検討が D_{10} 及び Kenney の H/F に係る検

討である。

5) フィルター材料の選定

フィルター材料は、品質の長期的安定性、入手の難易、経済性、施工性を十分に検討して選定するものとする。

フィルター材料は、透水層の土粒子がドレンへの移動流失を遮断し、目詰まりによる堤内基盤排水対策の効果の低下を防止する機能を有している。

フィルター材料は、材料の入手の容易さ、品質の安定性、および施工性を考慮すると、目詰まり防止材と称される以下の条件を満足する人工材料（いわゆるジオテキスタイル）を使用すればよい。透水層の粒度分布に応じて、使い分けることが望ましい。

①フィルター材の開孔径は、以下の範囲内であること

$$0.1\text{mm} \leq O_{95} \leq D_{85}$$

ここに、 O_{95} ：ジオテキスタイル 95%開孔径

D_{85} ：透水層の粒径加積曲線の通過重量 85%相当粒径

②長期的に目詰まりを生じないこと

③低動水勾配下 ($i \leq 0.1$) においても、透水係数は $1 \times 10^{-3}\text{m/sec}$ 以上

④材質の強度が高いこと

$$T_p \geq 2.0\text{kN/m} \quad (T_p : \text{引張強度})$$

⑤化学的変質に対して安定であること

⑥親水処理が施されていること

6) 排水計画

堤内基盤排水対策に付帯する排水路は、ドレンからの排水を速やかに堤脚水路、堤内地排水路へ流下するよう流末処理まで含め計画しなければならない。そのため、堤内基盤排水対策の敷高に留意して排水路を設置する必要がある。また、排水路断面は、ドレンからの排水量および堤防における降雨の表面流出量等を考慮した断面積を確保する。

対策が機能していない時（常時や河川水位が上昇しない程度の降雨時）の排水路からドレンへの水の流れについても留意しなければならない。排水路の水が濁っている場合には、ドレンやフィルターの目詰まりを助長する可能性があるため、排水路とドレンの間にフィルターを設置する等の検討を行う必要がある。

7) その他

ドレンが露出していると、のり面を流れてきた僅かに土砂を含んだ水がドレー

ンに長期間にわたり流入し続けることとなる。このような土砂の流入によって、ドレンやフィルターの目詰まりが助長される可能性がある。このため、土砂が流入しないよう覆土を行うなど、土砂が流入しにくい構造としなければならない。

また、内水が発生すると、ドレンに土砂を含んだ内水が流入し、目詰まりの原因となることが想定される。このため、排水路とドレンの間にフィルターを設置し、点検可能かつ洗浄や交換が可能な構造とすることも必要である。

5. 施工

施工は堤内基盤排水対策の成否を左右するものである。その目的や機能を十分理解した上で、適切かつ入念な施工を行わなければならない。

【解説】

施工にあたり特に留意すべき事項は次のとおりである。

1) 掘削時の留意事項

堤内基盤排水対策の設置には、堤防や周辺地盤へ悪影響を及ぼさないよう留意しなければならない。被覆土層が軟弱で掘削深が深い場合には、安定性の検討を行うとともに、掘削延長が短くなるよう施工工程を工夫するのがよい。堤内基盤排水対策をのり尻部に設置する場合、用地等の関係で止む無く堤体の掘削が必要となる場合は、その掘削断面は、不必要に堤防を掘削することのないよう必要最小限に留める必要がある。のり尻部より、堤内地側を掘削する場合においても、掘削箇所周辺のゆるみなどの影響が出ないよう必要な対策をとる必要がある。

掘削深さは設計によって決定した深さが基本となるが、設計趣旨をよく理解し、被覆土層厚の増減に合わせて、掘削深さを現場で調整しなければならない。少なくとも対策工を設置する透水層を確認するまでは掘削する必要がある。

2) ドレン設置時の留意事項

フィルター設置時には、フィルターを地山との間に隙間ができるないよう密着させるよう設置する。また人工フィルター材料を用いる場合の接合部は、20cm程度重ね合わせ部を設ける。ドレン材の粒度が大きい場合には重ね合わせ部を長く取るか、一回り小さな粒径の碎石を隙間に詰め、フィルターに弛みが生じないようにする。

ドレン材は、振動または突固めによる締固めを行い、先に設置したフィルターが損傷しないよう丁寧に扱う。

3) 排水路設置時の留意事項

排水路は、排出水の速やかな誘導が目的のため、自然流下が損なわれないよう敷設高さには十分注意する必要がある。敷設後に沈下、不陸等が予想される地盤では、排水函設置前に沈下防止対策をする。

6. 維持・管理

6.1 維持・管理の基本

出水期前後、出水後などに点検を行い堤内基盤排水対策が機能していることを継続的に確認しなければならない。

【解説】

堤防の点検を行う際には、対策区間の前後区間を含む堤防や対策周辺の状況を念入りに点検し、対策の機能が低下している兆候がないか、あるいは機能低下の程度を確認しなければならない。機能が低下し、十分な効果が得られなくなった場合には、対策の更新を検討する必要がある。

堤内基盤排水対策は、実績がほとんどなく、その効果について十分に検証されているわけではない。そのため、効果を検証することも重要な着目点となる。

6.2 モニタリング計画

モニタリング計画を策定し、施工後は計画に沿って維持管理を継続しなければならない。

【解説】

点検項目の例を、表 6.1 に示す。点検項目や内容は、ドレン工とほぼ同じである。

表 6.1 点検項目

項目	日 常	出水時	着目点
①対策工の周囲の状況	●	●	植生状態
	●	●	沈下、陥没
	●	●	漏水
②排水路	●	●	障害物、水溜り
③排水状況	—	●	排水量、濁り
④土砂の流出	●	●	土砂の排出

施工直後及び施工後初のまとまった降雨、河川水位の上昇で、変状が生じる恐れが高いため、日常点検及び出水時の点検は念入りに行わなければならない。

特に排水路は施工直後に変状を起こしやすいので、降雨後の点検では水溜りなど排水を阻害する状態となっていないか確認する。

また、効果が継続的に発揮されているかを検証するために、当面、水位計などの計測機器を用いたモニタリングも一連区間の中の1箇所以上で実施することとする。計測機器によるモニタリング項目を表-6.2に、計測機器の配置の例を図-6.1に示す。計測機器による観測ではないが、フィルター及び透水層の目詰まりを確認するため、対策工内に仕切りを設けておき、仕切った内部に注水し、排水にかかる時間を定期的に測り変化を見るなどの簡易な方法も考えられる。

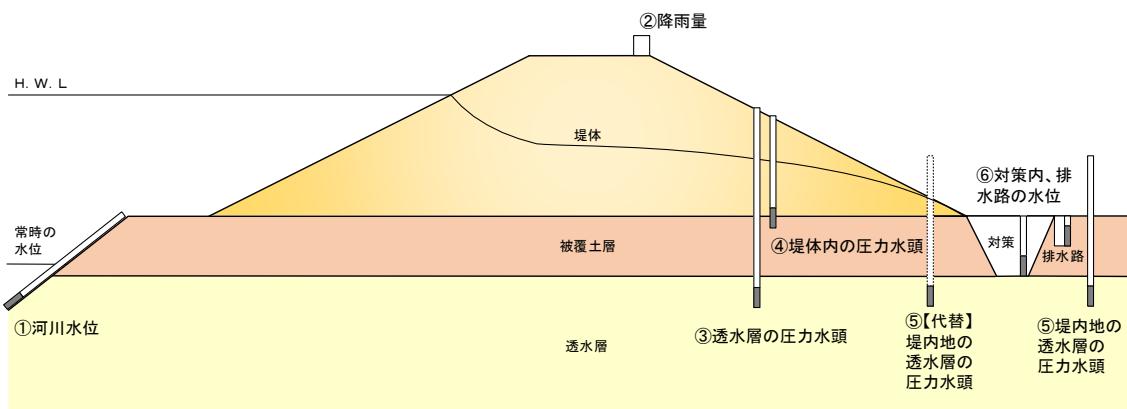


図-6.1 計測機器の配置の例

表-6.2 計測機器によるモニタリング項目

	項目	目的	備考
必須	①河川水位	外力の把握 (本対策では、水位の方が重要)	観測費用は低廉であるため、対策実施箇所で観測することが基本。ただし、近傍に観測施設があれば、利用することも可能。
推奨	②降雨量	外力の把握	近傍の観測施設を利用可能。
必須	③透水層の圧力水頭	対策から少し離れた位置における透水層の圧力水頭の把握（同じ外水位でも継続時間等によって、透水層への影響が異なるため、①と⑤の対比だけでは効果や機能低下を検証できない。また、透水層と河川水の接続状況や透水係数に係る検討を実施するため。）	透水層や被覆土層等の複雑さに応じて、追加が必要。
推奨	④堤体内の圧力水頭	堤体内の水位の推定（堤体内の水位によって、透水層の圧力が上昇する場合も考えられる）	大きな堤防では雨の影響を受けやすいため、設置することが望ましい。
必須	⑤対策近傍の透水層の圧力水頭	対策効果、機能低下の検証のために、対策近傍の透水層の圧力水頭を把握	観測孔から噴水が生じないよう工夫が必要。堤内地に適地がないれば、対策の川側近傍でもよい。
必須	⑥対策内、排水路の水位	対策が機能しているか確認。内水等を含めた境界条件の把握。	

参考文献

- 1) 国土交通省水管理・国土保全局治水課：ドレーン工設計マニュアル，2013年6月
- 2) 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.
- 3) Creager, W. P., Justin, J. D. and Hinds, J.: Chap.16 soil tests and their utilization, in Engineering for dams, Earth, Rock-fill, Steel and Timber Dams, Vol. III, John Wiley and Sons, pp.645-654, 1944.
- 4) 杉井俊夫ら：浸透破壊の発生プロセスと土の非均質性，土と基礎, Vol.37, No.6, pp.17-22, 1989.

- 5) Kenney, T. C. and Lau, D.: Internal stability of granular filters, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 22, pp. 215-225, 1985.

土木研究所資料
TECHNICAL NOTE of PWRI
No.4413 March 2021

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