

ISSN0386-5878

土木研究所資料第4334号

大規模な土砂災害に対応した
新しい災害応急復旧技術
に関する研究

平成28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
施工技術チーム

土木研究所資料

第四三三四号

大規模な土砂災害に対応した新しい災害応急復旧技術に関する研究

平成二十八年三月

国立研究開発法人土木研究所

Copyright © (2016) by P.W.R.I.

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

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

大規模な土砂災害に対応した 新しい災害応急復旧技術に関する研究

国立研究開発法人土木研究所

宮武 裕昭*

森 芳徳**

久保 哲也***

井上 玄己****

要 旨 :

本研究は、近年増加しつつある豪雨や地震による大規模な道路盛土災害に対し、遮断された交通機能を早期に回復する手法として、大型土のうを用いた応急復旧に着目し、本設構造物（本復旧）への適用性について、過去の災害形態の分析、現状の課題整理、現場条件を考慮した遠心模型実験、実大実験による施工性・安全性の検証を行った。また、これらの研究成果を基に、巻末に「大型土のうを用いた災害復旧対策工法施工の手引き（案）」としてとりまとめた。

キーワード：道路盛土、災害復旧、大型土のう、遠心力載荷模型実験、実大実験

*	地質・地盤研究グループ施工技術チーム	上席研究員
**	//	主任研究員
***	//	元交流研究員
****	//	交流研究員

大規模な土砂災害に対応した新しい災害応急復旧技術に関する研究

目次

1. 研究概要.....	1
1.1 研究目的.....	1
1.2 研究計画.....	1
2. 実態調査.....	2
2.1 実態調査の目的.....	2
2.2 調査結果.....	3
3. 動的遠心力载荷模型実験.....	10
3.1 実験概要.....	10
3.2 変形モードと安定性の評価(H22).....	11
3.3 二次災害を考慮した大型土のうの安定性評価(H23).....	13
3.4 地震、水、荷重に対する仮設土工構造物の性能評価 (H24).....	16
3.5 上載盛土と背面地山の影響評価 (H25).....	25
3.6 現場条件を考慮した遠心力载荷模型実験 (H26).....	38
4. 実大実験.....	56
4.1 実験概要.....	57
4.1.1 復旧盛土.....	57
4.1.2 走行実験.....	59
4.2 計画準備・造成.....	62
4.2.1 準備工.....	62
4.2.2 復旧盛土造成.....	81
4.2.3 土質試験.....	104
4.2.4 走行実験道路造成.....	106
4.2.5 測定機器.....	117
4.3 実験結果.....	122
4.3.1 施工性考察.....	122
4.3.2 計測結果.....	127
4.4 まとめ.....	147

5. まとめ	149
6. 大型土のうを用いた災害復旧対策工法施工の手引き（案）	151
1. 総説	153
1.1 適用範囲	153
1.2 用語	154
2. 主要部材	154
3. 計画・調査	156
4. 設計	156
5. 施工	157
5.1 施工一般	157
5.2 施工手順	157
5.3 応急復旧	159
5.4 本復旧	162
5.5 管理	164
7. 参考資料	165
7.1 格子状補強材料を用いた路面段差復旧	167
7.1.1 実験概要	167
7.1.2 計画準備	169
7.1.3 路面段差復旧工	173
7.1.4 実験結果	186
7.1.5 格子状補強材料を用いた路面段差復旧のまとめ	207
7.2 角型大型土のう	208
7.2.1 材料	208
7.2.2 角型大型土のうの作製	208
7.2.3 角型大型土のうの設置	210
7.3 光ファイバーセンサー機能付きジオテキスタイル	211
7.3.1 目的	211
7.3.2 計測概要	211
7.3.3 計測結果	213
7.3.4 まとめ	217
8. 参考文献	219
9. 発表論文リスト（土木研究所）	221

1. 研究概要

1.1 研究目的

近年、豪雨や地震による道路盛土等の道路土工構造物の災害が大規模化し、交通機能が遮断され、復旧までに時間を要することで物流に支障を来すことや集落の孤立等の社会的影響が拡大する場合がある。被災によって遮断された交通機能は早期に回復することが求められ、復旧には被災現場の状況に応じて交通機能を効率よく且つ迅速に回復できる工法の選定が必要とされる。本研究では、既往の災害復旧事例を分析し、本復旧の妨げとならない新しい災害応急復旧技術の確立に向け、大型土のうを用いた本復旧技術への適用性について遠心力载荷模型実験及び実大実証実験により検証した。

1.2 研究計画

本研究の年次計画を表-1.2-1に示す。まず過去の道路盛土等の土砂崩壊現場における災害復旧事例を収集・分析し、復旧技術に求められる要求性能や現場の実態を踏まえた災害復旧技術を検討した。次に遠心力载荷模型実験により本復旧の妨げとならない災害復旧工法の基礎実験を実施し安定性の検証を行うとともに、現場で災害復旧を経験された道路管理者及び復旧業者等を対象にヒアリングを実施し、実現場の施工条件等を考慮した復旧モデルの比較検証を遠心力载荷模型実験により行った。最終的には、実大モデルによる災害復旧盛土を構築し、施工性や交通荷重による影響等を検証した。

表-1.2-1 研究年次計画

研究項目	研究細目	23年度	24年度	25年度	26年度	27年度
①土砂災害の災害復旧事例の蓄積と分析	1) 文献調査 2) 現地被災調査	●	●			
②地震、水、荷重に対する復旧土工構造物の性能評価	1) 模型実験 2) 現場ヒアリング 3) 実大実証実験	●	●	●	●	●
③本復旧の妨げとならない施工方法の開発				●	●	●

2. 実態調査

2.1 実態調査の目的

大規模な盛土等の災害における，災害復旧及び仮設構造物土工構造物の問題点，今後開発すべき技術の方向性を明らかにすることを目的として，災害事例に関する調査分析を行った．文献調査では，1990年以降の降雨および地震による道路盛土災害の事例を93件収集し，崩壊から災害復旧工事に至るまでのプロセスについて調査した．平成22年度には，表-2.1-1の観点から道路盛土崩壊を対象に採用された工法の状況，被災規模と復旧期間の実態，復旧土砂の入手方法の整理分析を行った．整理分析にあたっては，既存の災害復旧事例に関する文献^{1),2),3)}から92例を収集し，うち16例について工事事務所等から災害復旧工事記録を入手し，図-2.1-1に示す調査シートに整理して行った．

表-2.1-1 文献・工事記録収集における主な調査項目

分類	調査分類	調査項目	具体的な調査事項
現場の概要	災害工事規模	工事対象範囲、崩壊盛土高など	
	地盤特性	崩落土の土質、ボーリングデータなど	火山灰質粘性土、N値と地層構成など
	道路の規格	道路の幅、常時の交通量など	高規格道、国道、地方道、生活道路など
現場の条件	迂回路の設置	迂回路を設置の有無	スペースがない、回り道可、地主が不同意など
	排水処理	応急復旧、本復旧時の排水対策	暗渠、排水シート、砕石など
	応急復旧	方法、仕様、手順、工事期間など	土のう、矢板など、
	本復旧	復旧条件、工法選定理由、工事期間など	〇日までに復旧、通行規制不可など
マネジメント	土砂の搬出入	撤去土量、搬入土量、撤去場所など	
	資材調達	使用重機・資材	

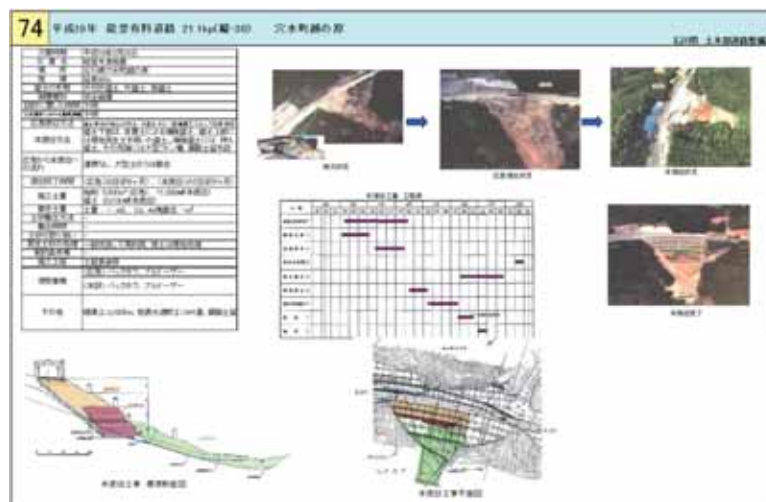


図-2.1-1 評価シート（例）

2.2 調査結果

(1) 応急復旧工法の実態について

調査シートのなかで情報が判明しているものを対象にして、道路盛土の全断面が崩壊し全面通行止めに至った「完全崩壊」の場合と、全断面の崩壊までは至らず片側通行可能な状態にとどまった「部分崩壊」の場合に分類し、各場合における応急復旧工法の採用状況を図-2.2-1のように整理した。その結果、「完全崩壊」「部分崩壊」を問わず、大型土のうや土工（盛土の再構築、切土による拡幅など）による復旧が、全体の半数近くを占めていることがわかった。

構造物の使用に至ったものをみると、「完全崩壊」では仮橋による復旧が13%、「部分崩壊」では鋼矢板・H鋼の打設による応急復旧が17%ほど見られることが分かった。

次に、図-2.2-1の事例を対象として、災害現場が「河川沿い」か「山地」かで、応急復旧工法の採用状況に違いがないかを図-2.2-2に整理した。平地の盛土崩壊事例は調査事例のなかにはなかった。

その結果、大型土のうの利用は主に河川沿いに多く、山沿いでは土工（主に切土による道路の拡幅）のみによる応急復旧が多い傾向がみられることが分かった。

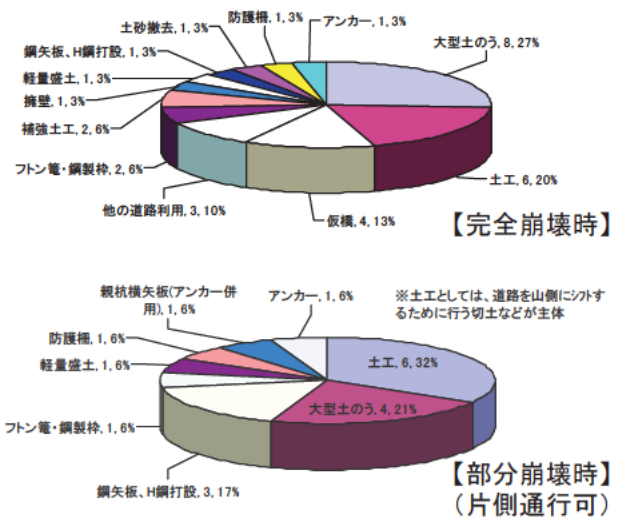


図-2.2-1 応急復旧工法の採用状況

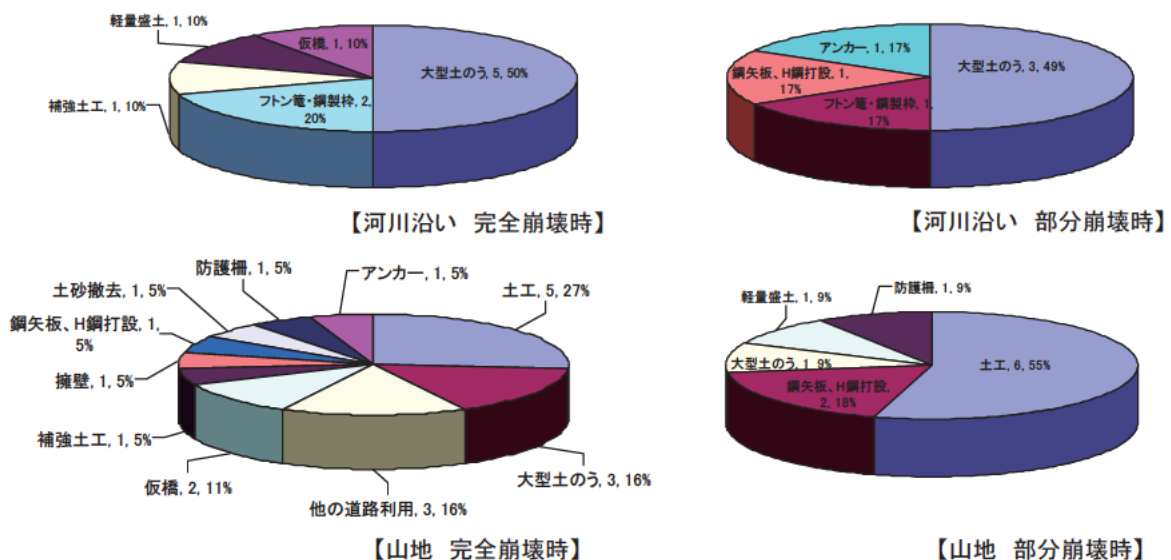


図-2.2-2 河川沿い、山地における応急復旧の採用状況

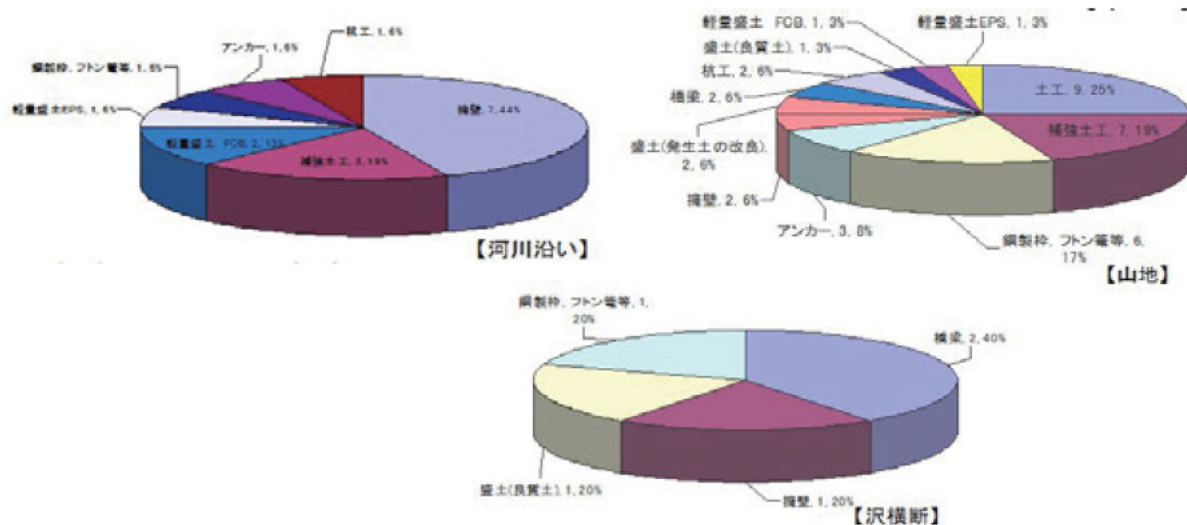


図-2.2-3 本復旧工法の採用状況（完全崩壊時）

(2) 本復旧工法の実態について

「完全崩壊」に至った事例を対象に本復旧工法の採用状況を、図-2.2-3 に示すように災害現場が「河川沿い」「山地」「沢横断」で分類整理した。その結果、河川沿いの被災現場では擁壁や補強土工による本復旧が、山地では土工（盛土の再構築）と補強土工による本復旧が多く、さらに、盛土や補強土工の基礎として鋼製枠・フトン管等が併用されるケースがある。補強土工については、曲線部などの不規則な形状でも迅速に嵩上げできること、土とジオテキスタイルと汎用重機だけで施工できること、細部の調整がききやすい等の点が高く評価されている。

また、もともと盛土部だったところが、本復旧の際に橋梁等の構造物工に変わった事例は、沢横断部の盛土崩壊において確認された。

(3) 復旧土砂の入手方法や施工計画について

大規模災害で想定される深刻な問題点の一つとして、応急復旧に必要な土砂が決定的に足りないとか、確保できないという事態が考えられる。そのため、土砂の入手方法や施工計画の詳細、例えば、崩落物の撤去や新たな復旧土砂の搬入、崩落物を用いた再造成などの有無や方法に着目した分析を試みた。しかしながら、災害報告書や発注機関へのヒアリングだけでは情報が得られず、今後、復旧作業に直接かかわった施工者にヒアリングをかけていくこととした。

(4) 道路盛土災害の特徴

文献調査より、道路盛土災害は、以下に示す特徴が確認できた⁴⁾。

- 1) 傾斜地部に腹付けされた盛土、沢横断の盛土（谷埋め盛土）、片切り片盛りで大被害（盛土のすべり崩壊）に至るケースが多い。

- 2) 地震災害および降雨災害のいずれにおいても、大規模な盛土崩壊は、盛土内への浸入水が大きく影響している。
- 3) 地震災害については、盛土高が高くなるほど被災率が増加する。特に、盛土高が 30m を超えると大被害（盛土のすべり崩壊）に至る比率が高い。
- 4) 護岸兼用擁壁の盛土では、河川水の影響（洗掘、浸食など）により崩壊に至るケースが多い。
- 5) 橋梁やカルバート等の構造物取り付け部の盛土では、地震時に段差が生じる箇所数が多い。但し、大半が小被害であり、短期間で復旧できる場合が多い。

(5) 東日本大震災の被災調査

東日本大震災による道路盛土災害においても、その特徴は過去に発生した地震被害と同様な崩壊形態が土工構造物で確認された。国土交通省の直轄国道における災害査定申請対象とされた道路土工災害のなかで、地震動が主因かつ道路車線の走行性に支障をきたしたものは 9 事例みられた。そのうち 8 事例は盛土の崩壊であり、1 事例が自然斜面の崩壊であった。地震動による被害は盛土に集中しており、盛土の被災形態は以下のように分類することができた。

- 1) 水が集まりやすい地形条件で盛土内の水位が高かったことが要因と考えられるタイプ（5 事例）
- 2) 水が集まりやすい地形条件で排水対策を実施したものの基礎地盤が液状化したと考えられるタイプ（1 事例）
- 3) 平地部の軟弱地盤上の盛土で盛土材自体が液状化したと考えられるタイプ（1 事例）
- 4) 不安定な傾斜地盤上に構築したことが要因と考えられるタイプ（1 事例）

上記の事例以外での被災形態については、①橋台背面やカルバート背面での段差、②盛土部ブロック積み擁壁の躯体損傷、③カルバートと盛土部との段差および内空目地開きなどであり、被災規模は交通への影響が少ない軽微な損傷であった。補修に要した時間は、「橋台背面やカルバート背面での段差」で概ね 2～3 日以内であり、短期間で補修されていた⁵⁾。

(6) 応急復旧工

i) 制約条件

被災した土工構造物は、当面の速やかな機能回復を図るために応急復旧対策が実施される。応急復旧対策は、道路震災対策便覧に示される留意すべき事項などを考慮して施される⁶⁾。しかし、被災現場では道路震災対策便覧に記載されている留意すべき事項のほかに、応急復旧を実施する上で制約される条件や問題などが生じる場合がある。文献調査より確認できた主な制約条件は以下の点である。

- 1) 資材の搬入および施工ヤードの確保
- 2) 早期の復旧
- 3) 材料の確保
- 4) 残土および破壊された構造物の処分

ii) 応急対策工

被災した多くの道路盛土では、復旧に要求される主な制約条件が、「早期の復旧」であった。道路盛土災害が、全面通行止めを余儀なくされた「完全崩壊」の場合と、片側通行可能な状態に留まった「部分崩壊」の場合のいずれにおいても、応急対策工の大半は、比較的早期の復旧が可能な大型土のうや土工（盛土の再構築、切土による拡幅など）による復旧対策が施工されていた。その他の復旧対策については、「完全崩壊」で仮橋が、「部分崩壊」では鋼矢板・H鋼が施工されていた。応急復旧工の割合を表-2.2-1に示す。

表-2.2-1 応急復旧工の割合

盛土の崩壊形態	対策工法												
	大型土のう	フトン管・鋼製枠	補強土工	擁壁	軽量盛土	鋼矢板・H鋼打設	土工	防護柵	仮橋	アンカー	鋼矢板・鋼製枠	段差の解消	他、車線のシフト利用
完全崩壊	27%	6%	6%	3%	3%	3%	22%	3%	13%	3%			10%
部分崩壊	21%	6%			6%	17%	32%	6%		12%			
部分変状	25%											50%	25%

iii) 応急復旧に要した時間

過去の地震により被災した盛土崩壊現場における応急復旧に要した時間と被災規模(幅)の関係を図-2.2-4に示す。応急復旧に要する時間と被災規模は、ほぼ相関関係にあることが確認できた⁷⁾。相関関係から逸脱する事例については、地形条件および施工条件などが影響しており、何らかの要因によるものであることを確認した。以下では、相関関係から逸脱した要因について事例毎に示す。

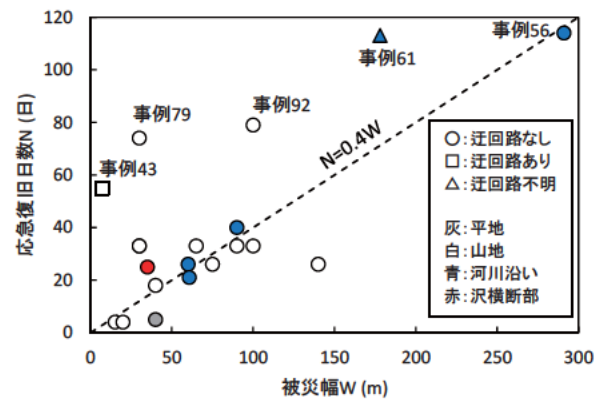


図-2.2-4 復旧日数と被害幅の関係

① 事例 43

事例 43 は、河沿いに構築された片盛土形状の道路盛土である。梅雨前線と台風がもたらした豪雨による盛土への浸入水が、盛土の強度を低下させてすべり崩壊（部分崩壊）を発生させた。応急復旧は、早期の復旧（片側車線の交通解放）を優先事項とし、経済的かつ合理的な工法の選定が必要とされた。当該箇所は現地調査より脆弱な崩積土地盤であることが確認された。復旧対策工では、早期の復旧が可能な大型フトンかご工および土留め鋼矢板工が検討された。しかし、前者は脆弱な支持地盤上に構築することから新たなすべり崩壊を誘発するおそれがあること、後者は経済的に過大となることが判明した。そこで、復旧工は本復旧工も勘案し、崩壊を免れた山側車線の掘削を伴わないこと、早期に片側車線の交通を開放することおよび経済性に優れることなどの制約条件を考慮して再検討が実施された。検討の結果、復旧工はアンカー併用土留杭工が選定された。当該箇所は、制約条件を満足するために協議等が長期化し、復旧工が決定するまでに 28 日を要した。

② 事例 56

事例 56 は、川沿いに構築された片盛土形状の緊急輸送道路に指定されている主要幹線道路盛土である。台風がもたらした豪雨による河川の増水は、擁壁基礎部の浸食・洗掘を発生させ盛土を完全崩壊（1箇所）または部分崩壊（2箇所）へと至らしめた。片側車線のみ決壊した部分崩壊では、大型土のう工などにより早

急の復旧が図られた。一方、完全崩壊した箇所においては、本復旧工も勘案し、経済性および早期の復旧が可能である大型鋼製枠+鋼管杭併用工が採用された。当該箇所は、片側交通確保を最優先事項とし、早急な現地測量・調査、設計および協議を円滑に実施できたことにより早期の対応を可能とした。

③ 事例 61

事例 61 は、河沿いに構築された片盛土形状の兼用護岸擁壁である。梅雨前線がもたらした豪雨による河川の増水は、擁壁基礎部の浸食・洗掘等を発生させ盛土を完全崩壊へと至らしめた。当該箇所は、崩壊に伴い大型土のうによる応急対策工が施工されていたが、台風到来により大型土のうが流され、再施工を余儀なくされた、応急対策工の最中に繰り返し被災した現場である。その影響により、盛土崩壊から応急復旧へと至るまでに時間を要した。

④ 事例 79

事例 79 は、山地に構築された片盛土形状の道路盛土である。台風がもたらした豪雨により、盛土内への浸入水が盛土の強度を低下させてすべり・崩壊（完全崩壊）を発生させた。当該箇所は、迂回路として林道の使用が検討されていたが、冬期は通行不可となるため早期の復旧が必要とされた。応急復旧は、仮橋と山切り仮道が検討された。前者による復旧対策工は支持層が深いため、大規模な杭工が必要となり施工が困難であった。一方、後者においては、山側ののり枠で固められた土留壁は健全であったこと、特殊機械や資材の調達なども不要であったことなどから、復旧対策工として適用可能であると判断された。しかし、急峻な地形であったこと、多量の切土が発生したことなどにより、崩壊から応急復旧工が構築されるまでに時間を要した。

⑤ 事例 92

事例 92 は、沢（谷）地形に構築された片盛土形状の道路盛土である。台風がもたらした豪雨による浸透水は、地質構造や岩盤中の割れ目を流下して被圧地下水として供給された。その結果、流れ盤方向と調和的なすべり面に沿って大規模な地すべりを発生させた。復旧対策工は、地すべり地盤への荷重軽減が必要とされたため盛土構造物での復旧は不適であった。したがって、当該箇所では、橋梁構造による復旧対策工が採用された。また、二次災害の防止を目的として抑止杭が設置された。復旧対策工では、抑止杭工、橋梁の基礎工、下部工、上部工および舗装工の工程で施工されたことから、崩壊から応急復旧工が構築されるまでに時間を要した。

(7) 本復旧

1) 本復旧工

本復旧工では、完全崩壊、部分崩壊および擁壁等の一部が変状した部分変状の何れにおいても擁壁工、補強土工および土工で復旧されるケースが多い。地形別に分類した場合、河川沿いでの復旧は擁壁工および補強土工が多く、山地においては土工および補強土工で復旧されるケースが多い。また、崩壊の要因に水が影響する場合が多々あることから、鋼製枠やフトン籠等が併用されている。本復旧工の割合（崩壊形態別）を表-2.2-2 に、地形別に整理したものを表-2.2-3 に示す。

表-2.2-2 本復旧工の割合（崩壊形態別）

現場の特徴	対策工法											
	擁壁	補強土工	土工	軽量盛土	鋼製枠・フットン電等	構築	土留壁（観杭式）	アンカー	杭工	道路線形変更	地盤改良等	吹付け・鉄筋挿入工等
完全崩壊	19%	19%	21%	8%	14%	7%		7%	5%			
部分崩壊	15%	19%	30%	9%	11%		2%	2%	4%	2%	2%	4%
部分変状	17%	13%	12%	7%	7%		3%	13%	13%		3%	10%

表-2.2-3 本復旧工の割合（完全崩壊時）

現場の特徴	対策工法											
	擁壁	補強土工	土工	軽量盛土	鋼製枠・フットン電等	構築	土留壁（観杭式）	アンカー	杭工	道路線形変更	地盤改良等	吹付け・鉄筋挿入工等
平地	46%	15%						8%	15%		8%	8%
河川沿い	46%	15%	4%	16%	4%			4%	8%			4%
山地	5%	19%	31%	8%	14%	2%	2%	7%	5%	1%	1%	3%
沢横断	20%		20%		20%	40%						

本復旧として補強土工が多く採用されている理由としては、①曲線部などの不規則な形状でも迅速に嵩上げできること、②汎用重機だけで施工できること、③細部の調整が容易であることなどが挙げられる。しかし一方で、老朽化などの洗礼を受けていない構造形式であるため、補強土の限界状態（崩壊に至る過程）や補修方法の明確化も、今後の重要課題として挙げられる。

2) 本復旧に要した時間

本復旧における被災規模（幅）と本復旧日数については応急復旧時のような相関関係がみられなかった。本復旧では、被災規模や土工量以外の要因が影響しているものと推察する。

8) 崩壊から復旧までに至るまでのプロセス

道路土工における災害復旧の実態を把握するために、過去の災害により発生した土工構造物の崩壊から復旧工事に至るまでのプロセスを調査した。

i) 復旧工法の選定時に最も考慮した制約条件

図-2.2-5は文献調査において、資料に記載されていた復旧工法の選定時の制約条件を集計したものである。調査では、複数回答を可としている。

(施工に関する条件)

急峻な地形、狹隘な箇所、施工機械や材料の搬入が困難等

(地盤に関する条件)

支持地盤の強度不足、支持層が深い等

(崩壊土砂等に関する条件)

崩壊土砂や倒壊した構造物による閉塞、残土処分場がない等

(建設資材に関する条件)

現地発生土・被災構造物の再利用の可否等

(交通機能に関する条件)

迂回路の確保が困難、車線の確保が困難

(地下水等の水に関する条件)

侵入水による復旧箇所の強度低下

(二次災害等に関する条件)

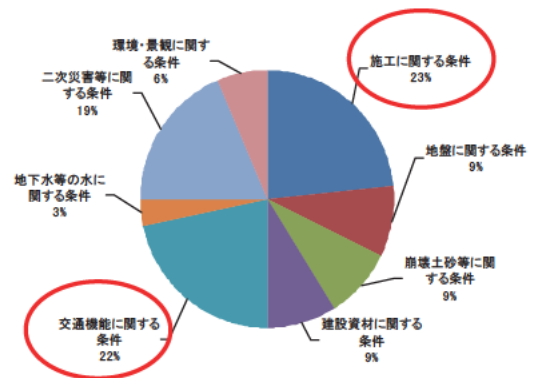


図-2.2-5 工法選定時に最も考慮した条件

復旧現場の強化復旧が発生

工事途中での復旧工法の見直し等が発生

(環境・景観に関する条件)

復旧にあたり、関係機関等の協議の発生

復旧工法の選定時に最も考慮した条件は、「施工に関する条件」と「交通機能に関する条件」である。迂回路の設定や作業区間の確保が厳しいことが、応急復旧時の工法選定の決め手となったことが考えられる。

ii) 地形区分と復旧工種の関係

採用時に選定された応急復旧工の種類と地形区分の関係を表-2.2-4に整理した。「河川沿い」、「山地」では、「大型土のう工」の採用率が高く、平地では、「大型土のう工」の採用率が低いことが確認できる。「河川沿い」、「山地」では、迂回路の設定が困難であること、作業空間に制約があるような厳しい地形条件である場合が多い。このような制約条件では、本復旧時に撤去し手戻りが生

じることがあらかじめ分かっているにもかかわらず、大型土のうを採用せざるをえないケースが多いことが考えられる。大型土のうは、応急復旧としては有効であり、現場で採用されている。多くの現場で採用されているということは、大型土のうを存置したまま本復旧へ適用することが、効率的な復旧方法であると考えられる。

以上から得られた研究結果を総括すると以下のとおりである。

- 応急復旧においては「完全崩壊（全車線通行止め）」「部分崩壊（一部車線通行止め）」を問わず、大型土のうや土工（盛土の再構築、切土による拡幅など）による復旧が、全体の半数近くを占めている。
- 大型土のうの利用は主に河川沿いの応急復旧に多く、山沿いの応急復旧では土工（主に切土による道路の拡幅）のみによるものが多い傾向がみられた。
- 本復旧においては、河川沿いの被災現場では擁壁や補強土工が、山地では土工（盛土の再構築）と補強土工が多かった。補強土工は曲線部などの不規則な形状でも迅速に嵩上げできること、土とジオテキスタイルと汎用重機だけで施工できること、細部の調整がききやすい等の点が高く評価されている。
- もともと盛土部だったところが、本復旧の際に橋梁等の構造物工に変わった事例は、沢横断部の盛土崩壊において確認された。
- 被災幅（被災した道路延長）が増えると応急復旧日数が増える傾向がみられた。これに対して、本復旧日数については、被災ないし復旧規模が少ない事例の方が、長期間を要しているものがみられた。本復旧時には被災規模以外の制約条件の影響を大きく受ける場合があることを示していると考えられる。
- 崩落物の撤去や新たな復旧土砂の搬入、崩落物を用いた再造成などの有無や方法等の具体的な施工計画については、今後、復旧作業にかかわった施工者にヒアリングして情報収集する必要があることが確認できた。

表-2.2-4 地形区分と応急復旧工種の関係

地形区分	応急復旧工	割合
河川沿い	大型土のう工	50%
	ふとんかご工	19%
	補強土工	7%
	仮橋	7%
	その他	17%
	計	100%
山地	大型土のう工	35%
	土工	13%
	補強土工	3%
	仮橋	3%
	その他	46%
	計	100%
平地	大型土のう工	20%
	土工	20%
	その他	60%
	計	100%

3. 動的遠心力載荷模型実験

3.1 実験概要

2章で記したとおり、道路盛土の崩壊等の災害現場における応急復旧方法として、施工性や資材調達の迅速性の観点から大型土のうを用いた応急復旧が用いられていることが確認されている。大型土のうはバックホウ等の掘削機があれば狭隘な箇所でも一連の復旧作業が可能で施工性に優れること、特殊な技能や機械を必要としないことなどの特徴を有している。しかし、長期的な耐久性や安定性等については十分に検証されていないため、本復旧の際には撤去しなければならない。そのため、本復旧の際には再度盛土を構築するなどの手戻りが発生し時間を要している。そこで、大型土のうを用いた応急復旧を、そのまま本復旧へ活用することができれば、工期の短縮等に有効であると考えられる。大型土のうを用いた応急復旧を本復旧へ活用するためには、本復旧の際に支障を来たさない構造の検討、大規模（高盛土）復旧時の変形挙動や安定性の確認、使用部材の耐久性についての検証が必要である。筆者らは、文献調査等より過去の災害事例を収集し、被災現場の状況、応急復旧や本復旧の実態等を把握し、大規模な土砂災害に対応した復旧技術の検討を行ってきた^{4),5),6),7)}。上記の検討結果を踏まえ、大型土のうを活用した災害復旧技術について、基本的な構造安定性の検証や実現場の施工条件等を考慮した動的遠心載荷模型実験を実施した。

表-3.1-1 各年度における遠心力載荷模型実験の着眼点

年度	遠心力載荷模型実験における着眼点
23年度	<ul style="list-style-type: none"> ・土のうの積み方による地震時の安定性と変形 ・盛土内水位を有する場合の排水確保の有無による影響
24年度	<ul style="list-style-type: none"> ・盛土材及び土のう中詰め材の密度の違いによる影響 ・排水材設置の有無による影響 ・補強材敷設の有無による影響
25年度	<ul style="list-style-type: none"> ・背面地山の違いによる影響 ・上載盛土の有無による影響 ・盛土の密度の違いによる影響
26年度	<ul style="list-style-type: none"> ・災害復旧現場経験者へのヒアリング結果を反映 ・土のうの配列の違いによる影響 ・本復旧形状の違いによる影響 ・盛土内排水手法の影響

3.2 変形モードと安定性の評価 (H22)

(1) 実験の目的

災害復旧の応急復旧対策として、施工や運搬の効率性や経済性、現場への適用性の広さなどから、仮設構造物として、大型土のうが頻繁に用いられている。従来のポリプロピレン製大型土のうは、日射等による経年劣化が激しく、長期放置後の撤去や、再利用が不可能などの弱点があることから、最近、耐候性大型土のう⁴⁾が開発され、仮設用・災害対策用として活用されている。しかしながら、安全性の検証が十分になされずに、規模の大きな造成用に用いられる傾向がある。そのため、復旧期間中の水や地震等の作用に対して、どの程度の高さまでであれば積むことが可能か、安定性の高い積み方はどのような方法であるかの把握するために、大型土のうの地震時の安定性と変形モード、安定性が向上する積み方を確認するための遠心模型実験を行った。

(2) 遠心模型実験の概要

遠心実験の概要図を図-3.2-1に、実験ケースを表-3.2-1に示す。盛土高さ、土のう敷幅等を実験パラメータとし、加震波の振幅を4段階に増幅させたsin波(2Hz-20波 最大振幅:150gal, 250gal(レベル1相当), 350gal, 500gal(レベル2相当))を段階的に加える形で評価を行った。また、盛土勾配は1:0.5としている。実験ケースは崩壊する高さを把握するためのケース(Case1, 2, 4)と安定性の高い有効な積み方を把握するためのケース(Case3, 5, 6)とを実施した。

表-3.2-1 試験ケース

Case	実験パラメータ				位置づけ
	地震動	盛土高*	幅数	勾配	
Case1	段階荷重	10	2	5分	適用範囲の把握① 【盛土10m確認】
Case2		20	2		適用範囲の把握② 【盛土20m確認】
Case3		10	3		対策方法① 【土のう幅数増加】
Case4		5	1		適用範囲の把握③ 【盛土5m確認】
Case5		10	2		対策方法② 【ゴム敷設】【摩擦力増加】
Case6					2

* 盛土高は実大換算

* Case2は盛土の崩壊が発生

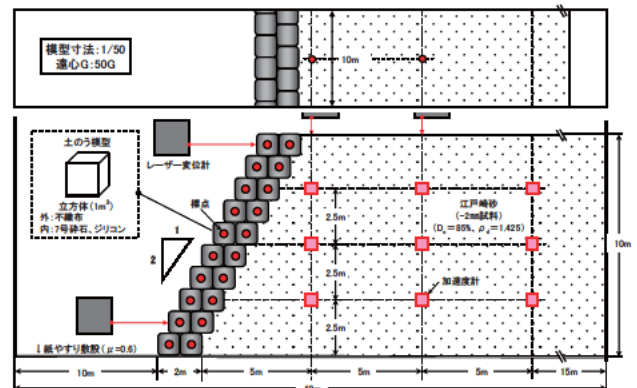


図-3.2-1 遠心模型実験の概要 (Case1の例)

(3) 遠心模型実験の結果

i) 大型土のうの安定性と変形モードについて

Case1, 2, 4において、レベル2地震動相当までを与えた場合に確認された大型土のうの変形モードの確認を行った。その結果、図-3.2-2に示すように、土のう積み背後の盛土内にすべりが生じ、土のう積み中盤高さ付近がはらんだ弓なり形状を呈した。そして、はらみが大きくなった場合に土のうの抜け出しが起こって、

崩壊に至ることが確認された。Case4(土のう敷幅1つで盛土5m), Case1(土のう幅数2つで盛土10m)は崩壊に至らなかったが、図-3.2-4に示すとおり Case2(土のう幅2つで盛土高20m)ではレベル1地震動相当で崩壊に至った。Case4では加振につれて、沈下量の増加が顕著であった。

ii) 安定性が向上する積み方について

Case3(大型土のう敷幅を増やす方法), Case5(大型土のう間の摩擦を増やす方法), Case6(背面側から大型土のうを定着する方法)を実施し、安定性向上に有効な積み方の把握を試みた。いずれも崩壊には至らないケース設定であることから、図-3.2-3に示すように大型土のう中心に示したターゲットの移動量(水平, 沈下)を、画像解析により計測して、挙動の比較を行った。移動量(水平, 沈下)は各加振ごとの累積値とし、前後列の土のう間に大きな挙動差がみられなかったことから、両者を平均化して図-3.2-5(水平移動量)と図-3.2-6(沈下量)のグラフに整理した。その結果、いずれのケースとも中盤高さより少し上の位置を(下から6~7段目, Case4では3段)ピークとして弓形に変形するモードを示した。その中で、Case3(大型土のう敷幅を増やす方法)とCase6(背面側から大型土のうを定着する方法)については、水平移動量を抑制する効果を確認することができた。これに対して、Case5(大型土のう間の摩擦を増やす方法)については、各段の大型土のうが一体化して挙動することから、段間の摩擦力が水平移動量の抑制に有効に作用するレベルにないことが確認された。

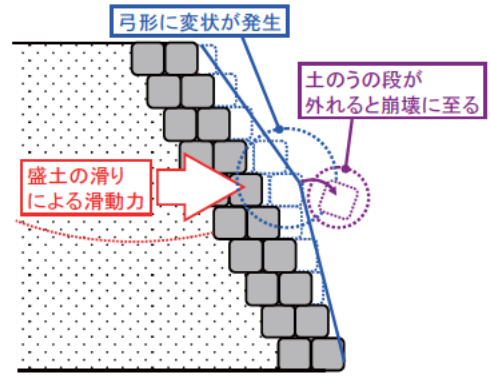


図-3.2-2 想定される変形モード



図-3.2-3 画像解析の様子 (Case1)

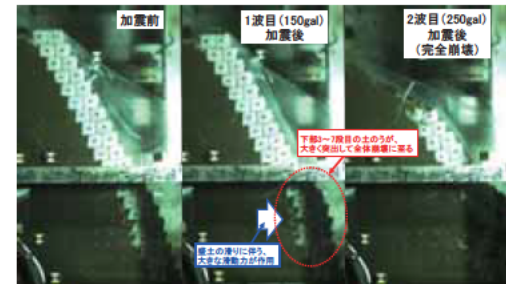


図-3.2-4

大型土のうの崩壊の様子 (Case2)

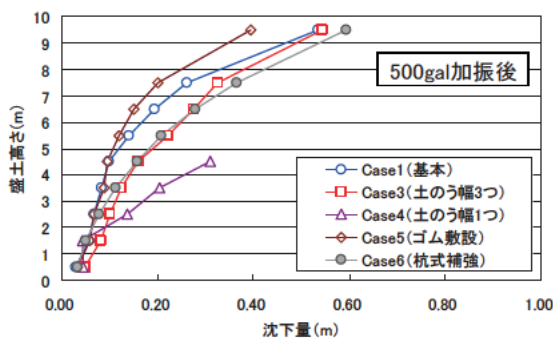


図-3.2-5 第4波(500gal)加振後の土のう水平移動量

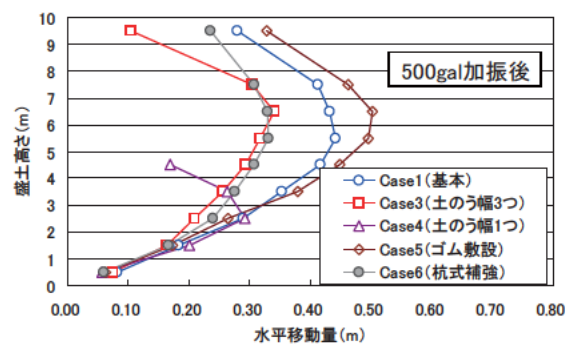


図-3.2-6 第4波(500gal)加振後の土のうの沈下量

(4) 大型土のうの遠心模型実験

- 地震動に対する大型土のうの安定性については、土のう積み背後の盛土内にすべりが生じ、中盤高さ付近がはらんだのち、土のうが抜け出して崩壊に至る現象が確認された。土のう敷幅が2列で土のう積み高20mのケースでは、レベル1地震動相当で崩壊に至った。
- 大型土のう積みの安定性向上策として、大型土のう敷幅を増やす方法、背面側から大型土のうを定着する方法により、水平移動量の抑制効果が確認できた。大型土のう相互の摩擦を増やす方法については、段間の摩擦力が水平移動量の抑制に有効に作用するレベルにないことが確認された。

3.3 二次災害を考慮した大型土のうの安定性評価(H23)

(1) 実験の目的

災害復旧の応急復旧対策として、施工性や経済性、適用性の広さから、仮設として大型土のうが頻繁に用いられており、近年では長期間の設置や再利用を考慮した耐候性大型土のうが開発され活用されている。しかしながら、その安全性は十分に検証されずに、大規模な造成等に用いられる傾向がある。そのため、復旧期間中の豪雨や地震等の作用に対して、どの程度の高さまでであれば積むことが可能か、安定性の高い積み方はどのような方法であるかの把握に取り組むこととした。

平成22年度は大型土のうの余震を想定した地震時の安定性と変形モード、安定性が向上する積み方を確認することを目的として実験を実施した⁸⁾。平成23年度は、主として沢地形での応急復旧を考慮して、盛土内に水位がある状態で排水が確保されている場合、されていない場合に分けて、余震を想定した地震動を与える形で遠心模型実験を実施した。

(2) 実験の概要

実験ケースを表-3.3-1に、遠心実験の概要図を図-3.3-1に示す。盛土高さ、土のう敷幅、盛土排水の有無、排水条件を実験パラメータとし、また加震波の振幅を4段階に増幅させたsin波(2Hz-20波 最大振幅:150gal, 250gal(レベル1相当), 350gal, 500gal(レベル2相当))を段階的に加える形で評価を行った。

表-3.3-1 実験ケース

Case	実験パラメータ					
	地震動*1	盛土内水位*2	排水条件*3	盛土高*4	幅数	勾配
①	段階载荷	無し	良好	10	2	
②		有り	良好			
③		無し	不良			
④		無し	良好	5	1	
⑤		有り	良好	5	1	
⑥		無し	良好	15	2	
⑦		無し	良好	20	2	

*1【段階载荷】150gal⇒250gal⇒350gal⇒500gal

*2 盛土内水位:盛土最奥端部の水位を盛土高の80%で固定

*3【良好】7号碎石で排水し、盛土内は良好な排水状態

【不良】ベントナイトで止水し、排水不良により盛土内滞水状態

盛土内滞水位は、盛土高の半分で維持

*4 盛土高は実大換算

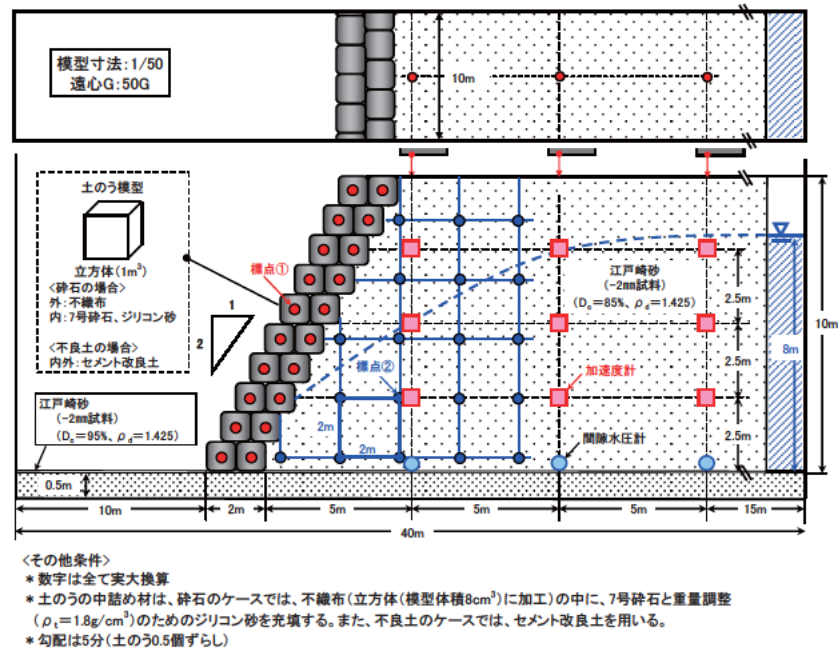


図-3.3-1 遠心実験の概要図(Case1)

(3) 実験の結果

図-3.3-2, 図-3.3-3 は、盛土高さの異なる実験ケース（盛土高さ 5m, 10m, 15m）の 500gal 加振後の水位がない場合の盛土変位，沈下量を比較したものである。盛土高さが高くなるにつれて，加振後の変位，沈下量が大きくなる結果となった。

また盛土高さ 20m の場合は，250gal 加振後に崩壊し，レベル 2 地震動には耐えられない結果となった。

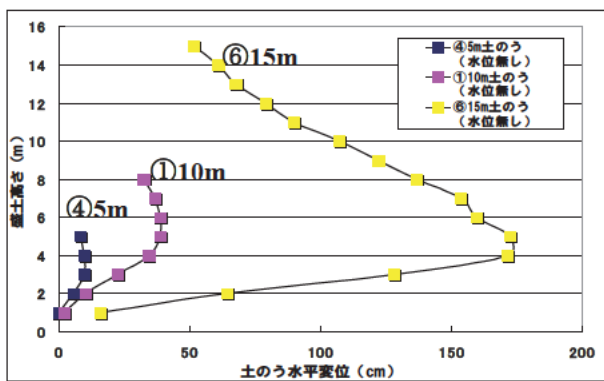


図-3.3-2

盛土高さと水平変位との関係 (500gal 加振後)

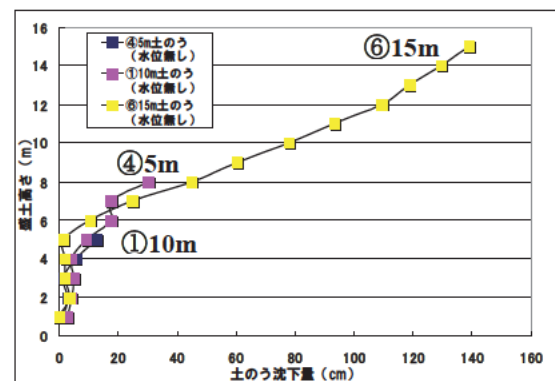


図-3.3-3

盛土高さと鉛直変位との関係 (500gal 加振後)

図-3.3-4, 図-3.3-5 は、5m および 10m の盛土高さについて，水位がある場合，水位がない場合の土のうの 500gal 加振後の変位，沈下量を比較したものである。水位がある場合は，水位が無い場合に比べて，水平変位，沈下量ともに非常に大きくなる結果となった。

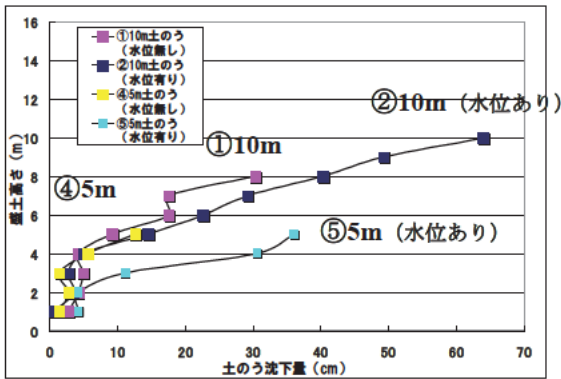


図-3.3-4 盛土高さと沈下量との関係
(500gal 加振後, 水位がある場合・ない場合)

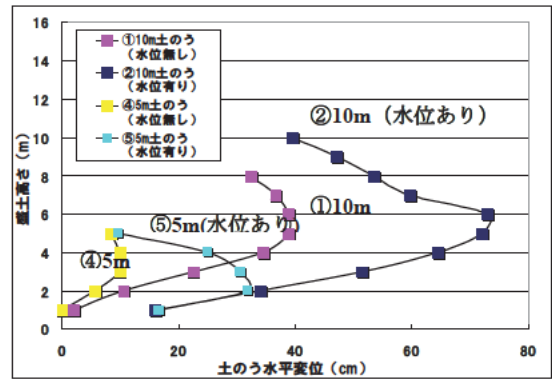


図-3.3-5 盛土高さと水平変位との関係
(500gal 加振後, 水位がある場合・ない場合)

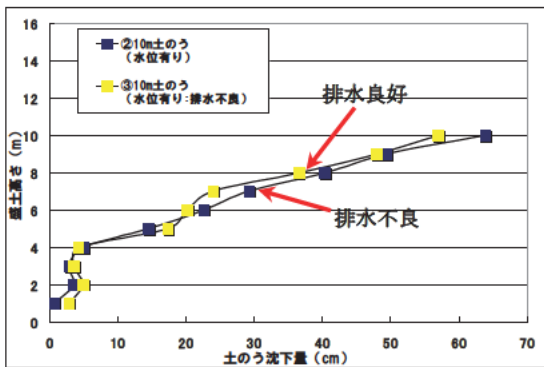


図-3.3-6 盛土高さと鉛直変位との関係
(500gal 加振後)

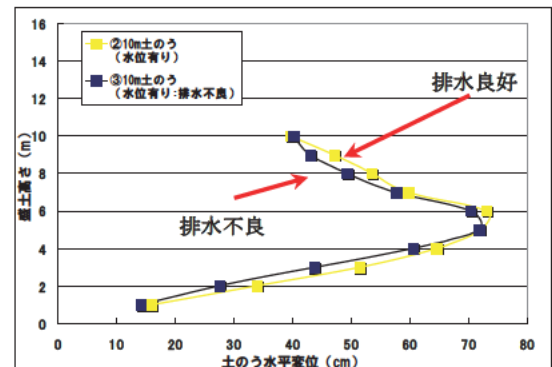


図-3.3-7 盛土高さと水平変位との関係
(500gal 加振後)

盛土高さ 15, 20m のケースでは, 背面盛土よりすべりが発生し, 土のうが大きな変形を生じた(写真-3.3-1).
それに対して, 盛土高さ 5m と 10m のケースでは, 変位が小さく, 崩壊しない結果となった(写真-3.3-2).

はらみだしが大きくなり, 変形大.

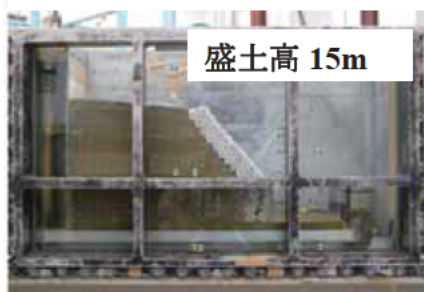


写真-3.3-1: 実験後の盛土崩壊の状況
(盛土高 15m の場合)

特に大きな変形はない.



写真-3.3-2: 実験後の盛土崩壊の状況
(盛土高 10m の場合)

土のう中詰め材 (不良土と碎石, 盛土内水位あり) の影響については, 今回, 盛土高さ 10m のケースで比較を行ったが, 2 ケースについて変位・沈下量ともに大きな差異はないことが確認された。また Case②につ

いて、Case①と比べ盛土内水位が高い状態で行ったが、はらみだしが大きくなる盛土高さも近いことから、土のう中詰め材の影響は少ないことが考えられる。

(4)まとめ

大型土のう積みの遠心模型実験（1:0.5の積み勾配，高さ5，10，15，20mの盛土の前面に設置）においては，背面側の盛土からすべりが生じる崩壊形態をとることが，また特に10mを超える規模では，常時及び地震時の安定性の程度に大きく影響することが確認された。

盛土内に水位がある場合は，変位・沈下量がともに大きくなる傾向が見られた．今回の実験では，土のうの中詰め材の違いによる排水性の影響は見られなかったが，安全な応急復旧，本復旧土構造物の強化復旧を図るうえでは，排水対策の充実が重要事項であることを把握した。

3.4. 地震，水，荷重に対する仮設土工構造物の性能評価（H24年度）

(1) 実験目的

大規模な土砂災害で被災した土工構造物を効率的に本復旧するために図-3.4-1のような工法をイメージした⁴⁾．以下に工法の詳細を示す．

- ・大型土のうを用いた応急復旧（図-3.4-1 赤線）により，応急の交通機能を速やかに確保する．その際に大型土のうの安定性の向上を図るために補強材（ジオテキスタイル）を盛土内に敷設する．
- ・本復旧時には，大型土のうを存置したまま前面に腹付け盛土を設置して，本復旧に必要な幅員を確保する（図-3.4-1 青線）．その際に本復旧の安定性を向上させるために，腹付け盛土には補強材を敷設し，応急復旧で敷設した補強材と連結する．

本研究では，イメージした本復旧の適用を検討するために，大型土のうの安定性能，高盛土の安定性の向上を図ることを目的とする．以下の項目について，動的遠心模型実験で変形挙動や安定性能を確認する．

- ・土のうの中詰め材の密度の違いによる影響
- ・盛土材の締固め度の違いによる影響
- ・排水材の設置の有無による影響
- ・安定性向上のための補強材の敷設の有無の影響

(2) 実験概要

本実験では，最大遠心加速度が100Gまで対応可能な遠心力模

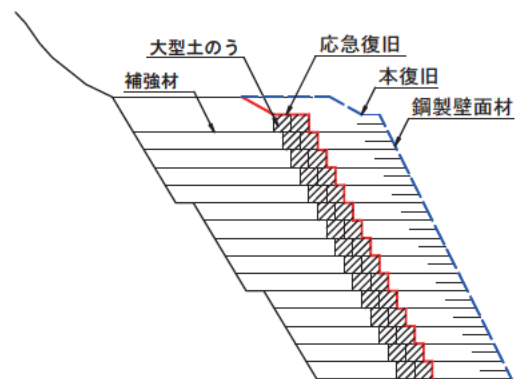


図-3.4-1 大型土のうを用いた復旧イメージ

表-3.4-1 盛土材の物性値

項目		江戸崎砂
土粒子の密度(g/cm ³)		2.707
粒度分布	砂分 (%)	87.2
	シルト分 (%)	9.9
	粘土分 (%)	2.9
均等係数 U		4.05
平均粒径 D50		0.17
最大乾燥密度 (g/cm ³)		1.634
最適含水比 (%)		17.5
粘着力c(kN/m ²)		13.8
せん断抵抗角φ (°)		33.5

型実験装置を用いた。模型は実スケールの1/50とし、高さ300mm（実際のスケールで15m相当）、幅200mm、壁面勾配1:0.5および1:0.3で作製した。模型寸法および計測器の配置を図-3.4-2に示す。図示したように実験は、a)盛土の前面に土留めとして大型土のうを設置する仮復旧をイメージしたタイプ、b)図-3.4-2のような本復旧をイメージしたタイプの2種類がある。

盛土材は江戸崎砂を使用しており、物性値を表-3.4-1に示す。基礎地盤には、江戸崎砂にセメント改良したものをを用いて厚さ20mm作成する。大型土のうは不織布を用いて、縦20mm×横20mm×高さ20mm（実際のスケールで縦1m×横1m×高さ1m）の立方体で作製した。大型土のうは、高さ方向に10段及び15段、奥行き方向に2列で積み重ねた。

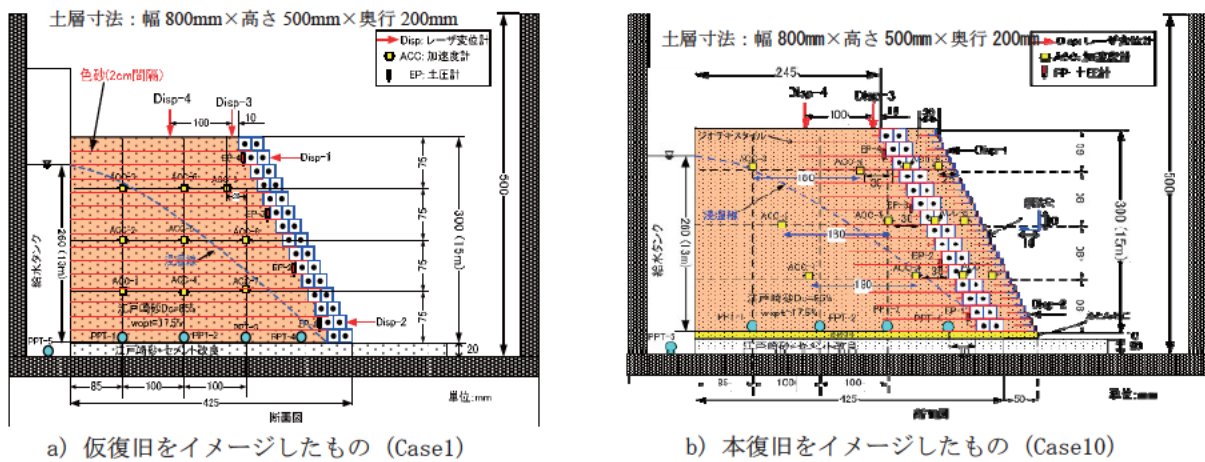


図-3.4-2 実験概要図

(3) 実験条件

実験は 12 ケース行い、各実験ケースの一覧を表-3.4-2 に示す。Case1 は大型土のうを用いた応急復旧を、Case2 は Case1 と同様な構造で盛土内水位がないもの、さらに Case3 は Case1 と同様な構造で大型土のうの中詰め材の密度がゆるい状態を想定したものである。大型土のうの中詰め材には、7 号砕石とジリコンサンドを混合した材料（密な状態は $\rho = 1.9\text{g/cm}^3$ ）、豊浦砂のみ（ゆるい状態は $\rho = 1.65\text{g/cm}^3$ ）の 2 種類を用いた。Case 4 は、Case1 と同様な構造で盛土高を 10m としたものの、Case 5～7 は、盛土材の締固め度を 5% 低減しており、排水条件、勾配を変えてその影響を確認するものである。盛土材は締固め度 85% を標準とし、Case 5～7 は 80% で作製した。Case8 は、大型土のうを用いた応急復旧に補強材を敷設したもの、Case9 は、Case8 と同様な構造で盛土勾配を 3 分とするものである。補強材はジオテキスタイルを用い、実験の相似則に合うような引張剛性 ($E \cdot t = 36\text{kN/m}$, E : 弾性係数, t : 厚さ) でポリエチレン製の材料を使用した。ジオテキスタイルは、敷設長 170mm, 高さ 20mm 毎に 14 段設置する。補強材の敷設長、敷設間隔及び引張剛性は、ジオテキスタイルを用いた設計・施工マニュアルに準じて算出した⁵⁾。

Case10～12 は、図-3.4-2 に示した本復旧の構造体を模擬したものであり、Case10 は、大型土のうの中詰め材の密度が密な状態を、Case11 は、大型土のうの中詰め材の密度がゆるい状態を想定したものである。Case12 は、本設構造物で適用されている補強土壁であり、本復旧の構造体と相対比較することにより本復旧の適用性を確認する。壁面材は、実スケールの重量と相似則が合うようにステンレス製の L 型アングル (10mm × 10mm) を用い、30 段設置した。補強材は、接着剤により壁面材と接続する。基礎地盤と盛土の間には、珪砂三号を用いて厚さ 10mm の排水層を設置し、排水層の前面にはふとんかご (幅 50mm × 奥行 200mm) を設置した。計測の項目は、壁面部 (大型土のう) の変位、沈下、盛土の土圧および応答加速度である。本実験では、遠心加速度を 50G まで上昇させ、模型の状態が安定した後に最大加速度 150gal, 250gal (レベル 1 相当), 350gal, 500gal (レベル 2 相当) を段階的に載荷する。

表-3.4-2 実験ケース

項目	壁面材	盛土高さ	土のうの層数	盛土材の締固め度 (%)	土の中詰め材の状態	補強材の敷設	盛土内水位	排水材	勾配
Case 1	大型土のう	15	2列	85	密	無	有	無	5分
Case 2	大型土のう	15	2列	85	密	無	無	無	5分
Case 3	大型土のう	15	2列	85	ゆるい	無	有	無	5分
Case 4	大型土のう	10	2列	85	密	無	有	有	5分
Case 5	大型土のう	10	2列	80	密	無	有	無	5分
Case 6	大型土のう	10	2列	80	密	無	有	有	5分
Case 7	大型土のう	10	2列	80	密	無	有	有	3分
Case 8	大型土のう	15	2列	85	密	有	有	有	5分
Case 9	大型土のう	15	2列	85	密	有	有	有	3分
Case 10	鋼製壁面材	15	2列	85	密	有	有	有	5分
Case 11	鋼製壁面材	15	2列	85	ゆるい	有	有	有	5分
Case 12	鋼製壁面材	15	無	85	—	有	有	有	5分

(4) 実験結果

○ 土のうの中詰め材の密度の違いによる比較

図-3.4-3～図-3.4-6は、土のうの中詰め材の密度の違いによる影響を見るためにCase1～3およびCase10～11で水平変位、沈下量を比較したものである。水平変位および沈下量は、地震動の载荷時(500gal加振時)における大型土のうに設置した標点から求めたものである。500gal加振後で比較したのは、変形、変状の影響が最も顕著に出やすいと考えたためである。Case1は、500gal加振後に崩壊に至った。Case3は、盛土内水位があり、大型土のうの中詰め材の密度をゆるい設定としていたが崩壊しなかった。Case1は、Case3に比べ高い位置に浸潤線が生じていたため、水位による影響が崩壊へ繋がったと推察される。図-3.4-3、図-3.4-4より、Case1、3は盛土内の水位条件が異なっているものの、沈下量については変形形状が近く、大きな差は読みとれなかった。水平変位については、変形形状が異なっており、2ケースについて若干の差が読み取れる。図-3.4-5、図-3.4-6は、大型土のうを存置させた場合の土のうの中詰め材の密度の違いによる影響を見るためにCase10、11で水平変位、沈下量を比較したものである。両ケースは、変形形状も近く、水平および鉛直の変位差はほとんど読み取れなかった。補強材の敷設が変形抑制効果を与えるとともに土のうの中詰め材の密度の違いによる影響を与えなかったかもしれない。このため、今回の実験条件の設定では、大型土のうの中詰め材の密度の違いによる影響があるかは明確に判断できない結果となった。

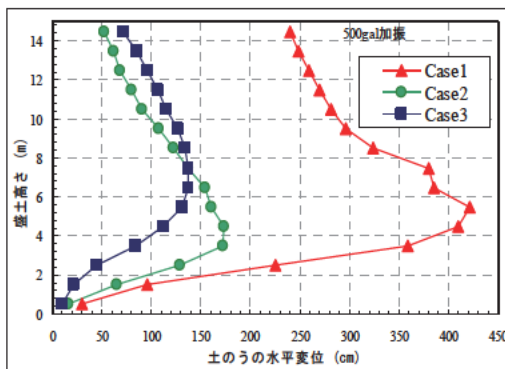


図-3.4-3 土のうの中詰め材の密度の違いによる比較 (水平変位)

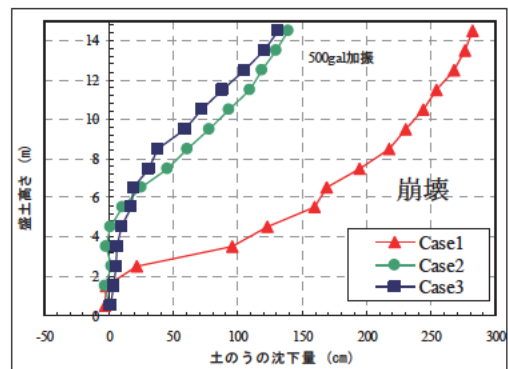


図-3.4-4 土のうの中詰め材の密度の違いによる比較 (沈下量)

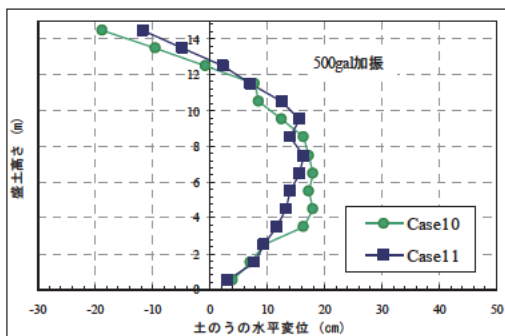


図-3.4-5 補強材を敷設した場合の土のうの中詰め材の密度の違いによる比較 (水平変位)

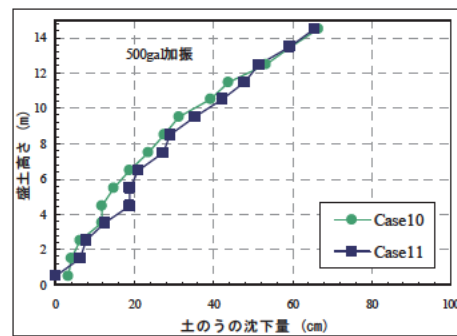


図-3.4-6 補強材を敷設した場合の土のうの中詰め材の密度の違いによる比較 (沈下量)

○ 盛土材の締固め度の違いによる比較

図-3.4-7, 図-3.4-8 は, 盛土材の締固め度の違いによる影響を見るために Case4~7 で水平変位, 沈下量を比較したものである。水平変位および沈下量は, 地震動の載荷時 (500gal 加振時) における大型土のうに設置した標点から求めたものである。500gal 加振後で比較したのは, 変形, 変状の影響が最も顕著に出やすいと考えたためである。

Case4~6 は, 変形形状も近く, 沈下量には多少差が読み取れるものの, 水平変位にはほとんど差は読み取れなかった。Case7 については, 500gal 加振後に崩壊した。

盛土高 10m の条件下では, 盛土材の締固め度の違いによる影響は少ないことが確認された。しかしながら, 盛土が 3 分勾配となることで崩壊に至った。この結果を踏まえるとさらに厳しい条件下では, 締固め度の低下による影響は大きくなることが推察される。

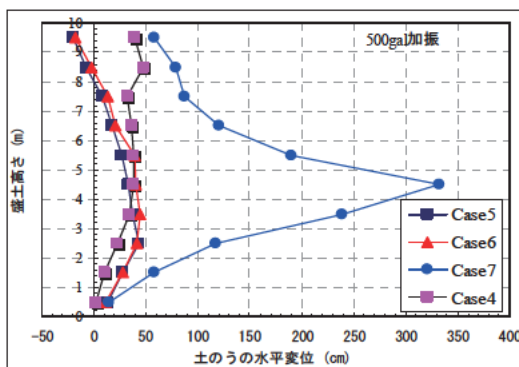


図-3.4-7 盛土材の締固め度の違いによる比較 (水平変位)

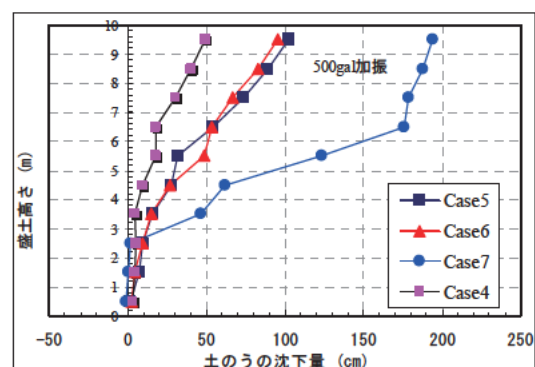


図-3.4-8 盛土材の締固め度の違いによる比較 (沈下量)

○ 排水材の設置の有無による比較

図-3.4-9, 図-3.4-10 は, 排水材の設置の有無による影響を見るために Case5, 6 で水平変位, 沈下量を比較したものである。水平変位および沈下量は, 地震動の載荷時 (500gal 加振時) における大型土のうに設置した標点から求めたものである。500gal 加振後で比較したのは, 変形, 変状の影響が最も顕著に出やすいと考えたためである。

Case5, 6 は, 変形形状も近く, 沈下量には多少差が読み取れるものの, 水平変位にはほとんど差は読み取れなかった。

今回の実験条件 (盛土高 10m) の設定では, 排水材の設置の有無による影響を明確にすることはできなかった。しかし, Case1 (盛土高 15m, 排水材の設置無) および Case7 (盛土高 10m, 3 分勾配, 排水材無) は, 500gal 加振後に崩壊したことを考えると実験条件を厳しく設定することで排水材を設置していない場合の影響は大きくなることが推察される。

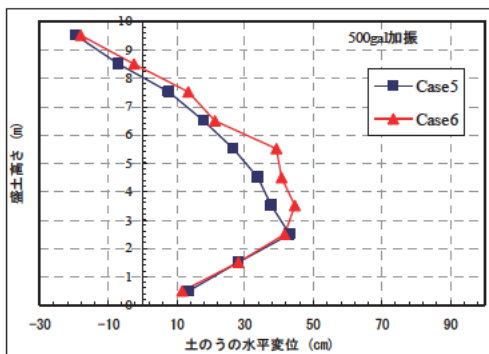


図-3.4-9 排水材の設置の有無による比較（水平変位）

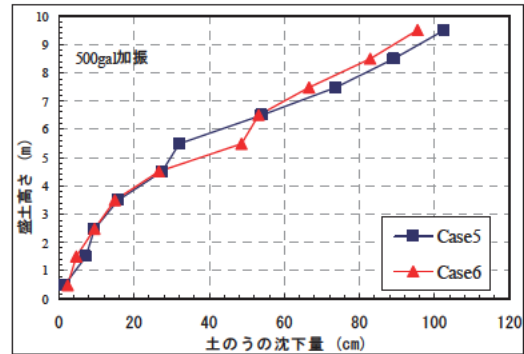


図-3.4-10 排水材の設置の有無による比較（沈下量）

○ 安定性向上のための補強材の敷設の有無による比較

図-3.4-11, 図-3.4-12 は、補強材の敷設の有無による影響を確認するため Case1, 8, 9 で水平変位, 沈下量を比較したものである。水平変位および沈下量は、地震動の載荷時（500gal 加振時）における大型土のうに設置した標点から求めたものである。500gal 加振後で比較したのは、変形、変状の影響が最も顕著に出やすいと考えたためである。補強材を敷設した Case8, 9 は補強材を敷設しない Case1 と比較すると大きく変形を抑制していることが読み取れる。Case8, 9 は、変形形状も近く、水平変位および沈下量にはほとんど差は読み取れず、盛土の勾配の違いによる影響は確認されなかった。図-3.4-13, 図-3.4-14 は、各加振時の変状の影響を確認するため、加速度と最大水平変位, 加速度と最大沈下量の関係を Case1, 8, 9 で比較したものである。Case8, 9 は、250gal 以降、Case1 との最大水平変位, 最大沈下量についての差が顕著になり、350gal 以降になるとその差が 2 倍以上になることが確認された。また Case8, 9 は、最大加速度が上昇しても水平変位が大きく増加する傾向が読み取れなかった。土工構造物の水平変位や沈下量は、主に補強材の敷設による影響が大きいものと考えられる。

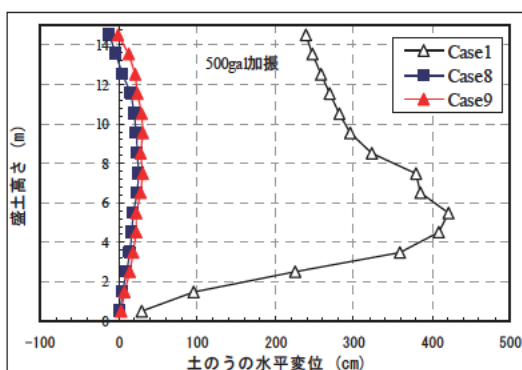


図-3.4-11 安定性向上のための補強材の敷設の有無による比較（水平変位）

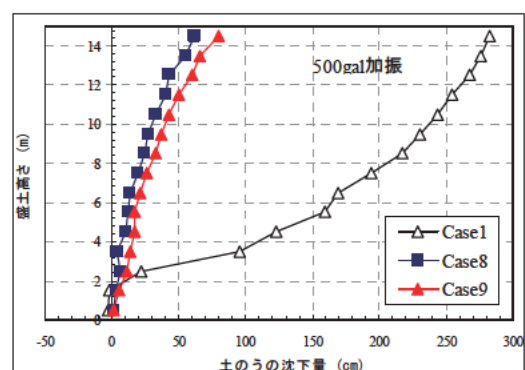


図-3.4-12 安定性向上のための補強材の敷設の有無による比較（水平変位）

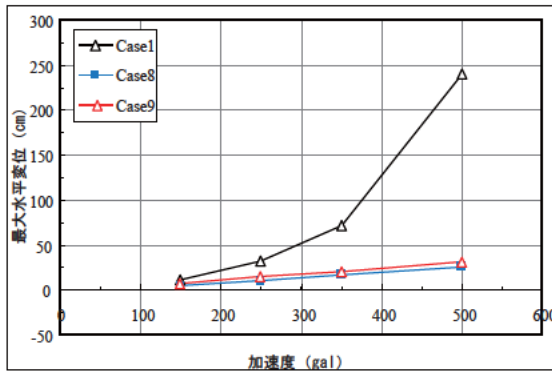


図-3.4-13 加速度と最大水平変位の関係

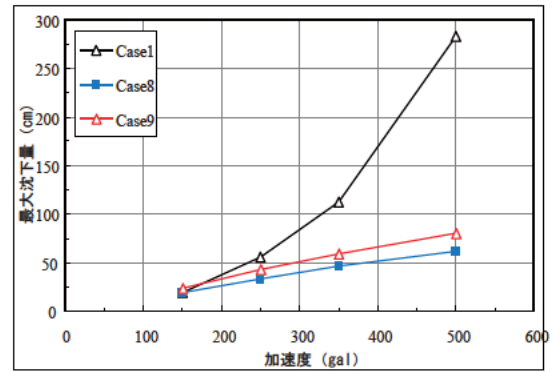


図-3.4-14 加速度と最大沈下量の関係

○ 本復旧でイメージした構造体の安定性の確認

図-3.4-15, 図-3.4-16 は, 500gal 加振後の水平変位及び沈下量を Case10~12 で比較したものである. 水平変位及び沈下量は, 地震動の載荷時 (500gal 加振時) における大型土のうに設置した標点から求めたものである. 500gal 加振後で比較したのは, 変形, 変状の影響が最も顕著に出やすいと考えたためである.

Case10~12 の比較からは, 水平変位や沈下に大きな差は読み取れなかった. Case8, 9 と同様, 土工構造物の水平変位や沈下は, 主に補強材の敷設による影響が大きいものと考えられる.

本実験でイメージした本復旧の構造は, 変形状態は本設構造物で適用されている補強土壁 (Case12) 近いことが確認された. 補強土壁と変形状態が近いことにより, 大型土のうを存置することは, 土工構造物の安定性へ与える影響が少ないことが推察される.

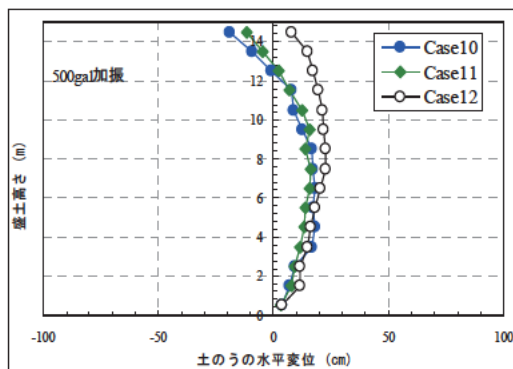


図-3.4-15 本復旧でイメージした構造体と補強土壁との水平変位の比較

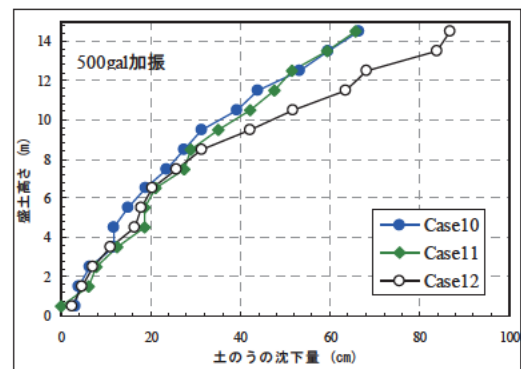


図-3.4-16 本復旧でイメージした構造体と補強土壁との沈下量の比較

○ 本復旧でイメージした構造体の一体性の確認

加振時の入力加速度と盛土内の応答加速度の関係を図-3.4-17 に示す. 図-3.4-17 は, Case11, 12 の補強盛土内の天端部のもの (図-3.4-18 の①上段), 盛土内の中段部のもの (図-3.4-18 の②中段), 盛土内の底盤部のもの (図-3.4-18 の③下段) のデータである.

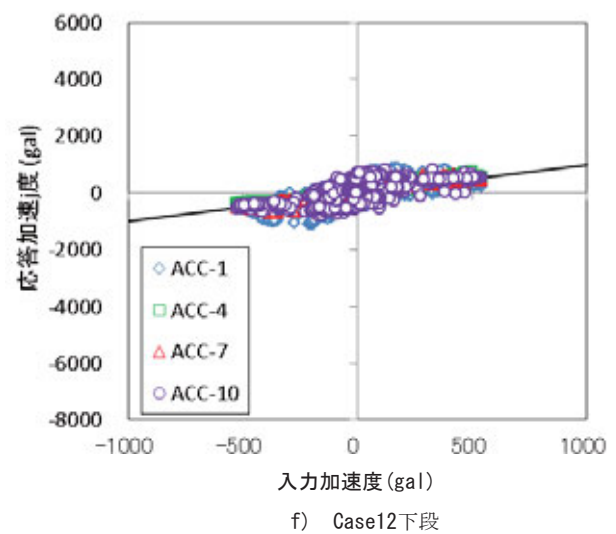
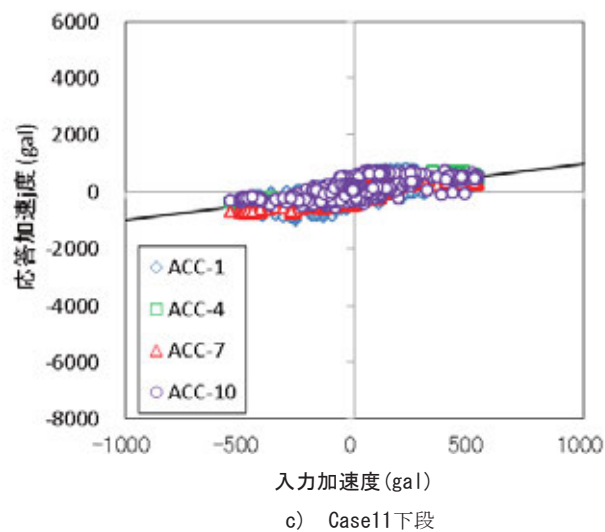
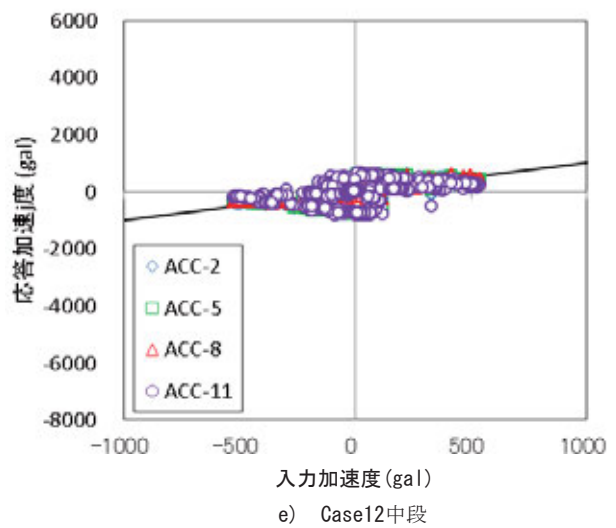
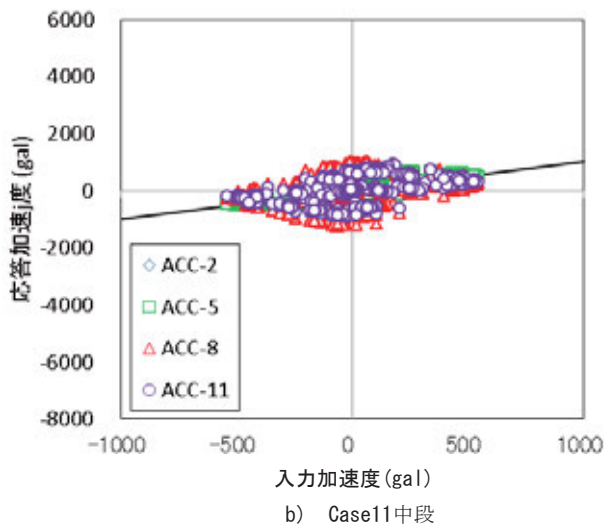
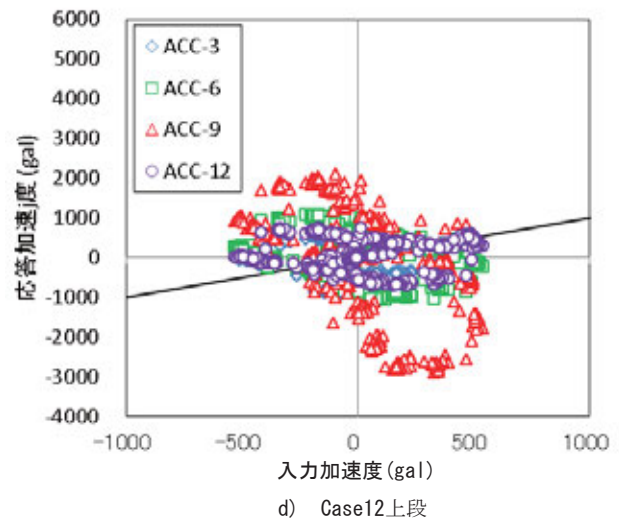
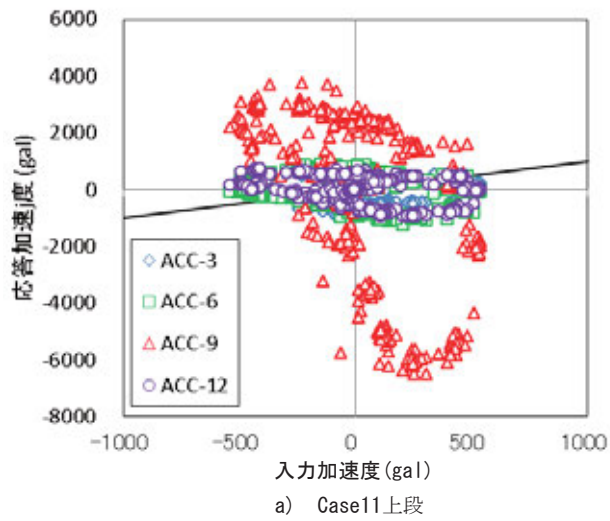


図-3.4-17 入力加速度と応答加速度との関係

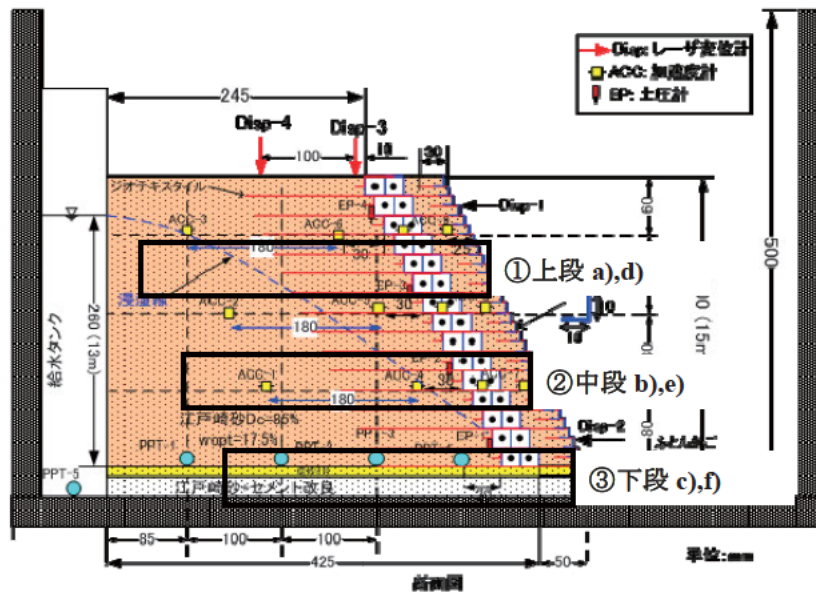


図-3.4-18 加速度計の配置図

図-3.4-17より、中・下段で計測された応答加速度は、2ケースとも入力加速度と同様な挙動の傾向を示している。その一方で上段は入力した加速度と計測した応答加速度は異なる挙動を示した。

Case11, 12のばらつきの大小は異なるが、2ケースのばらつきの傾向は似ていた。実験後、目視において大型土のうの前後（天端面）でクラック等の発生はなく、入力加速度と応答加速度のばらつきの原因は観察されなかった。

中・下段は、2ケースとも構造物として一体的な挙動を示しており、大型土のうの存置による土工構造物への一体性能へ与える影響は確認されなかった。

(5) まとめ

- 無補強の大型土のうは、地震動を受けると水平変位および沈下が大きく発生し、250gal以上の加速度を与えると変状が急激に進展する。
- 盛土材の締固め度による違いは、本実験の条件設定では確実ではないが仮設構造物の盛土勾配が急になることで、復旧した土工構造物の安定性に影響を与えることが考えられる。
- 排水材の設置の有無による違いは、本実験の条件設定では明確にすることはできなかった。盛土高15m排水材の無い場合のケースが500gal加振後に崩壊した。盛土高10m以上の高盛土になると、排水材の設置の有無が少なからず土工構造物の安定性に影響を与えると推察する。
- 土のうの中詰め材の密度の違いは、本実験の条件設定では明確に確認することはできなかった。
- 本研究でイメージした本復旧の構造は、補強材を敷設することで安定性の向上が図られ、本設構造物としての適用の可能性を得た。
- 天端付近の大型土のうは、盛土と一体化した挙動を示さないことから不同沈下等による段差の発生が懸念される。段差の発生は、供用後の安定性に影響を及ぼすため、天端付近の大型土のうの補強材の敷設長や

敷設間隔，大型土のうの設置方法等の復旧する構造体の更なる検討が必要である。

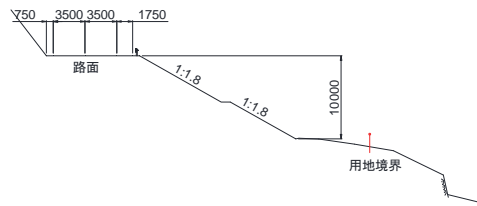
3.5. 上載盛土と背面地山の影響評価（H25）

（1）想定した本復旧の構造

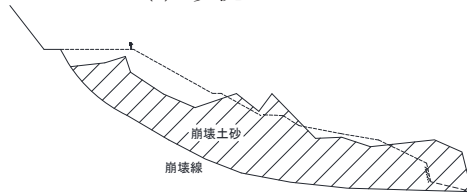
本実験では，能登半島地震により崩壊した能登有料道路等で確認した崩壊モード等を参考に^{12),13)} 図-3.5-1 (a)，(b) に示す大規模災害の被災現場を想定した。応急復旧は早期復旧を基本とするため，応急復旧を構築する領域における崩壊土砂の撤去や切土等の土工量をなるべく低減させること，崩壊土砂を一時的に仮置きするためのヤードを設けるなどの理由から壁面勾配を急勾配（1:0.5）とした。また，復旧する土工構造物は高さ 10m 以上の高盛土となるため，盛土の安定性を確保するために，補強材を敷設することとした。

本復旧は地山が接近した条件において，応急復旧で構築し大型土のうを残置させた状態で大型土のうの前面に腹付盛土を設置する図-3.5-1(e) のケース，上載盛土がない図-3.5-1 (f) のケース，図-3.5-1 (g) に示す上載盛土を有するケースの 3 ケースを想定した。

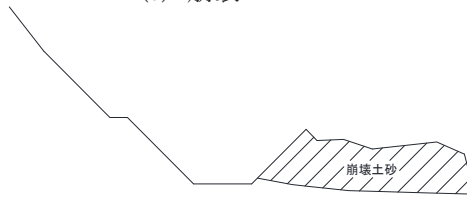
応急復旧から本復旧までの施工ステップについては図-3.5-1 に示すとおりである。



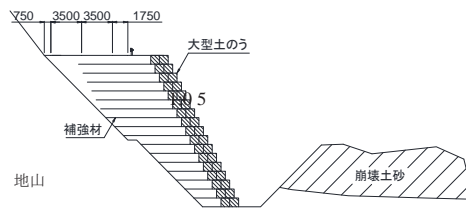
(a) 現況



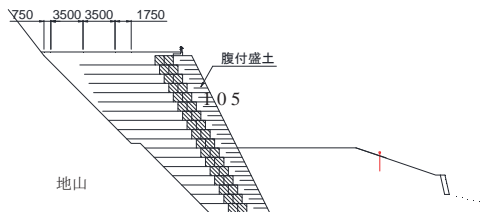
(b) 崩壊



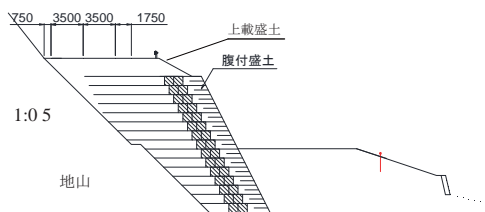
(c) 崩壊土砂の撤去・掘削



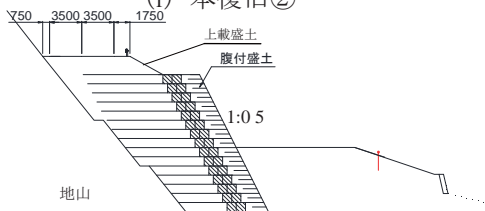
(d) 応急復旧



(e) 本復旧①



(f) 本復旧②



(g) 本復旧③

図-3.5-1 本復旧までの施工程序図

(2) 実験概要

本実験では、最大遠心加速度が 100G まで対応可能な遠心力模型実験装置を用いた。模型は実スケールの 1/50 とし、高さ 300mm (実際のスケールで 15m 相当、以下に記載する寸法は模型寸法である。), 幅 200mm, 壁面勾配 1:0.5 で作製した。模型寸法および計測器の配置を図-3.5-2 に示す。

盛土材は江戸崎砂を使用した。江戸崎砂の物性値を表-3.5-1 に示す。基礎地盤および地山は、江戸崎砂にセメント改良したものをを用い重量比で 9 (江戸崎砂) : 1 (セメント) の割合で

配合した。基礎地盤は厚さ 20mm で製作する。大型土のうは不織布を用いて、縦 20mm × 横 20mm × 高さ 20mm の立方体で作製した。大型土のうは、高さ方向に 15 段、奥行き方向に 2 列で積み重ねた。大型土のうの中詰材には、7 号砕石とジリコン砂を 3 : 1 の重量比で混合し、 19kN/m^3 の密度に調整したものを充填した。

盛土前面には腹付盛土を 50mm の厚さ (実際のスケールで 2.5m) で構築し、さらに前面には壁面材を設置した。壁面材は、実スケールの重量と相似則が合うように鋼製壁面材 (10mm × 10mm) を用いて 30 段、1:0.5 の勾配で設置した。

補強材はジオテキスタイルを用い、実験の相似則に合うような引張剛性 ($E \cdot t = 36\text{kN/m}$, E : 弾性係数, t : 厚さ) でポリエチレン製の材料を使用した。補強材の敷設長、敷設間隔及は、ジオテキスタイルを用いた設計・施工マニュアルに準じて算出した⁷⁾。各実験ケースの敷設長を図-3.5-3(a)~3(e)に記載する。敷設間隔は、各ケースとも 20mm として 15 段設置した。

また、腹付盛土内にも補強材を設置し、接着剤により壁面材と接続した。仮復旧時に構築する盛土 (以下、復旧盛土と称す。) および腹付盛土は、85% の締固め度で締め固めた。計測項目は、盛土天端および壁面部の変位、大型土のう背面の土圧および盛土内の応答加速度とした。さらに大型土のうには標点を設置し加振後の標点の動きから変位量を算出した。

本実験では、遠心加速度を 50G まで上昇させ、模型の状態が安定した後に最大加速度 150gal, 250gal (レベル 1 相当), 350gal, 500gal (レベル 2 相当) を段階的に載荷し、破壊モードを観測するため、500gal での加振を 10 回連続で加え続けた。

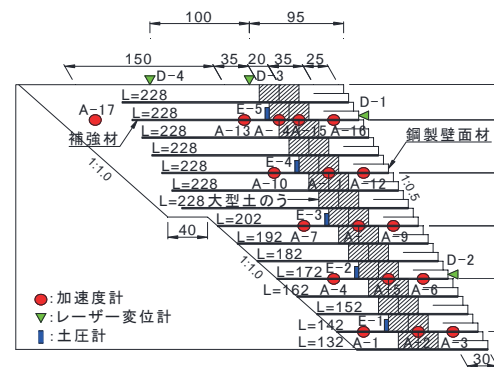


図-3.5-2 計器配置図

表-3.5-1 盛土材の物性値

項目		江戸崎砂
土粒子の密度(g/cm^3)		2.746
粒度分布	砂分 (%)	91.7
	シルト分 (%)	3.7
	粘土分 (%)	4.6
均等係数 U		3.09
透水係数(m/sec)		1.10×10^{-2}
最大乾燥密度 (g/cm^3)		1.66
最適含水比 (%)		18
粘着力 c (kN/m^2)		16.6
せん断抵抗角 ϕ (°)		33.0

(3) 実験条件

各実験ケースの仕様一覧を表-3.5-2 に示す.

Case1 は図-3.5-3(a)のように背面に地山がないケースであり, 補強材を全て等長に設定した. Case2 は図-3.5-3(b)のように背面に地山を設置した. 地山の形状は下から 150mm の高さで, 幅 40mm の段切を設け, 地山勾配は 1:1 とした. また, 補強材は基礎地盤から 150mm の高さまでは必要敷設長に満たないので地山に到達するまでの長さとした.

Case3 は, 図-3.5-3(c)のように大型土のうで復旧後さらに上載盛土を設置することを想定した. 盛土の形状は腹付盛土の天端から 1:1.8 の勾配, 厚さは 40mm で構築した. 盛土材料は江戸崎砂を用いて締固め度 85% で締め固めた.

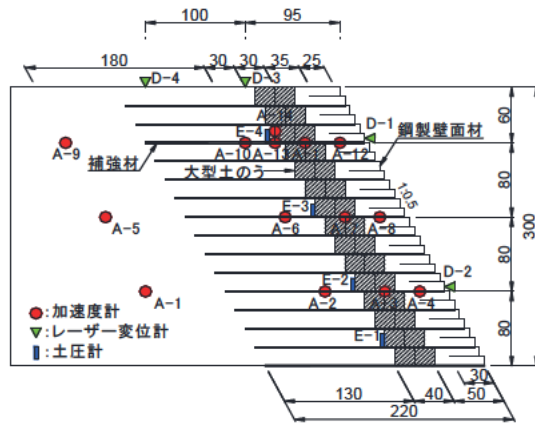
Case4 は図-3.5-3(d)のように盛土内のすべりの抑制を期待し, 背面地山の段切数を 2 段としたケースである. 地山勾配は 1:0.8 とし, 高さ 100mm 毎に幅 20mm の段切を設置した. 上載盛土は, 大型土のうの上に盛土法尻が被らないように大型土のう背面の天端から 1:1.5 の勾配で厚さ 40mm で構築した. 補強材の敷設長は, 基礎地盤の下から 120mm の高さまでは地山に到達するまでの長さで敷設した. また, 復旧盛土および上載盛土の締固め度は 90% で締め固めた.

Case5 は図-3.5-3(e)のように地山の勾配を 1:0.5 の勾配とし, 盛土の形状は Case4 と同様とした. 補強材の敷設長は 268mm と全て等長とした. 今回の実験は, 以下の①~④に示す影響や効果を確認することを主眼とし, ケース設定を行った.

- ①Case1 と Case2 : 地山の有無による影響
- ②Case2 と Case3 : 上載盛土の有無による影響
- ③Case3 と Case4 : 地山の段切数の違いによる影響
- ④Case4 と Case5 : 地山形状の違いによる影響

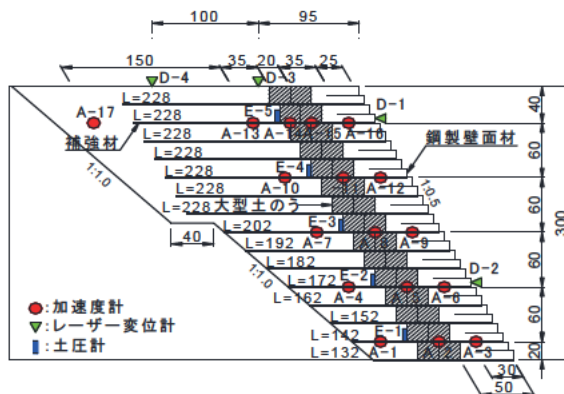
表-3.5-2 各実験ケースの仕様一覧

実験 ケース	背面地 山 の設置	上載盛 土の有 無	上載盛土の形状	地山 勾配	復旧盛土の締固め度 (%)	段切の 有無	備考欄	
Case1	無		—	—	85	無	各ケースのジ オテキスタイ ルの敷設長は, 図-3.5-3(a)~ 図-3.5-3(e)に 記載	
Case2	有	無		1:1		1 段		
Case3		有	土のうに上載 盛土が載る形状	1:0.8	(上載盛土の締固め度も同じ)	2 段		
Case4		有	土のうに上載 盛土が載らない形状		90	(上載盛土の締固め度も同じ)		無
Case5				1:0.5				



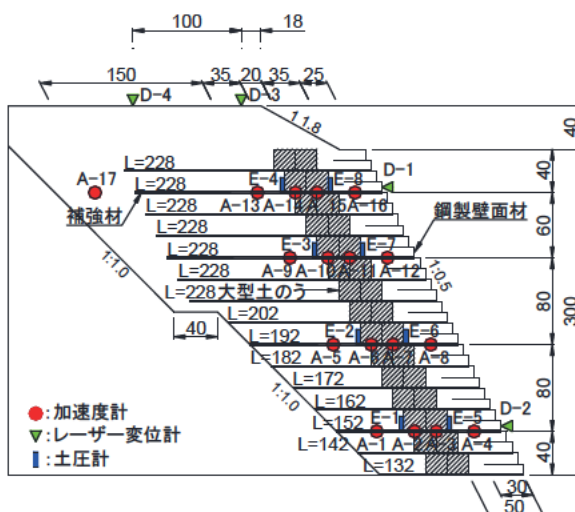
段数	模型の敷設長 (mm)	実スケールの敷設長 (m)
15	220	11.0
14	220	11.0
13	220	11.0
12	220	11.0
11	220	11.0
10	220	11.0
9	220	11.0
8	220	11.0
7	220	11.0
6	220	11.0
5	220	11.0
4	220	11.0
3	220	11.0
2	220	11.0
1	220	11.0

(a) Case1 の模型実験概要



段数	模型の敷設長 (mm)	実スケールの敷設長 (m)
15	228	11.4
14	228	11.4
13	228	11.4
12	228	11.4
11	228	11.4
10	228	11.4
9	228	11.4
8	202	10.1
7	192	9.6
6	182	9.1
5	172	8.6
4	162	8.1
3	152	7.6
2	142	7.1
1	132	6.5

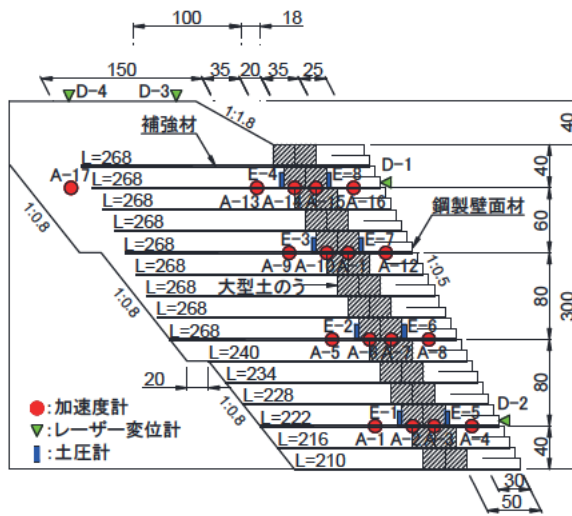
(b) Case2 の模型実験概要



段数	模型の敷設長 (mm)	実スケールの敷設長 (m)
15	228	11.4
14	228	11.4
13	228	11.4
12	228	11.4
11	228	11.4
10	228	11.4
9	228	11.4
8	202	10.1
7	192	9.6
6	182	9.1
5	172	8.6
4	162	8.1
3	152	7.6
2	142	7.1
1	132	6.5

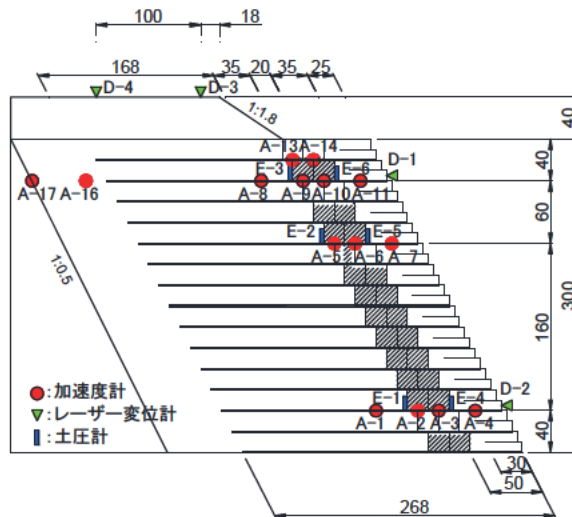
(c) Case3 の模型実験概要

図-3.5-3 実験概要図 (Case1、2、3)



(d) Case4 の模型実験概要

ジオテキスタイルの長さ (Case4)		
段数	模型の敷設長(mm)	実スケールの敷設長(m)
15	268	13.4
14	268	13.4
13	268	13.4
12	268	13.4
11	268	13.4
10	268	13.4
9	268	13.4
8	268	13.4
7	268	13.4
6	240	12.0
5	234	11.7
4	228	11.4
3	222	11.1
2	216	10.8
1	210	10.5



(e) Case5 の模型実験概要

ジオテキスタイルの長さ (Case5)		
段数	模型の敷設長(mm)	実スケールの敷設長(m)
15	268	13.4
14	268	13.4
13	268	13.4
12	268	13.4
11	268	13.4
10	268	13.4
9	268	13.4
8	268	13.4
7	268	13.4
6	268	13.4
5	268	13.4
4	268	13.4
3	268	13.4
2	268	13.4
1	268	13.4

図-3.5-3 実験概要図 (Case4、5)

(4) 実験結果

①各ケースの変形・変状状態

500gal 加振後の各ケースの変形状態を写真-3.5-1 に示す。また 500gal 加振後の地盤変形状態を図-3.5-4 に示す。Case1 は天端部分が沈下するものの水平方向に対して、殆ど変形していないことを確認した(写真-3.5-1(a), 図-3.5-4(a)). 背面に地山を設置した Case2~4 は地山の掘削面に沿ってすべりが発生していることを確認した(写真-3.5-1(b)~(d), 図-3.5-4(b)~(d)). 特に Case3, 4 については盛土の天端部分にまで段差が発生した(写真-3.5-1(c), (d), 図-3.5-4(c), (d)). このことから、加振時における盛土の挙動は地山の影響を受け、掘削面がすべりを発生させる要因となっていることを確認した。Case5 については、大型土のうから離れた位置に地山があることで上載盛土の段差、盛土内のすべりの抑制を期待したが、大型土のうから離れた位置に地山があっても上載盛土の段差、盛土内のすべりの抑制にはつながらなかった。(写真

-3.5-1(e), 図-3.5-4(e)).

また, 図-3.5-4 より Case3 のように上載盛土があることで, Case2 のように上載盛土がない場合と比較し, 盛土上段部分の水平変位量が大きくなっていることが確認した. これは盛土の上段部分では上載盛土による荷重負担が大型土の上段部分に影響したためと考えられる.

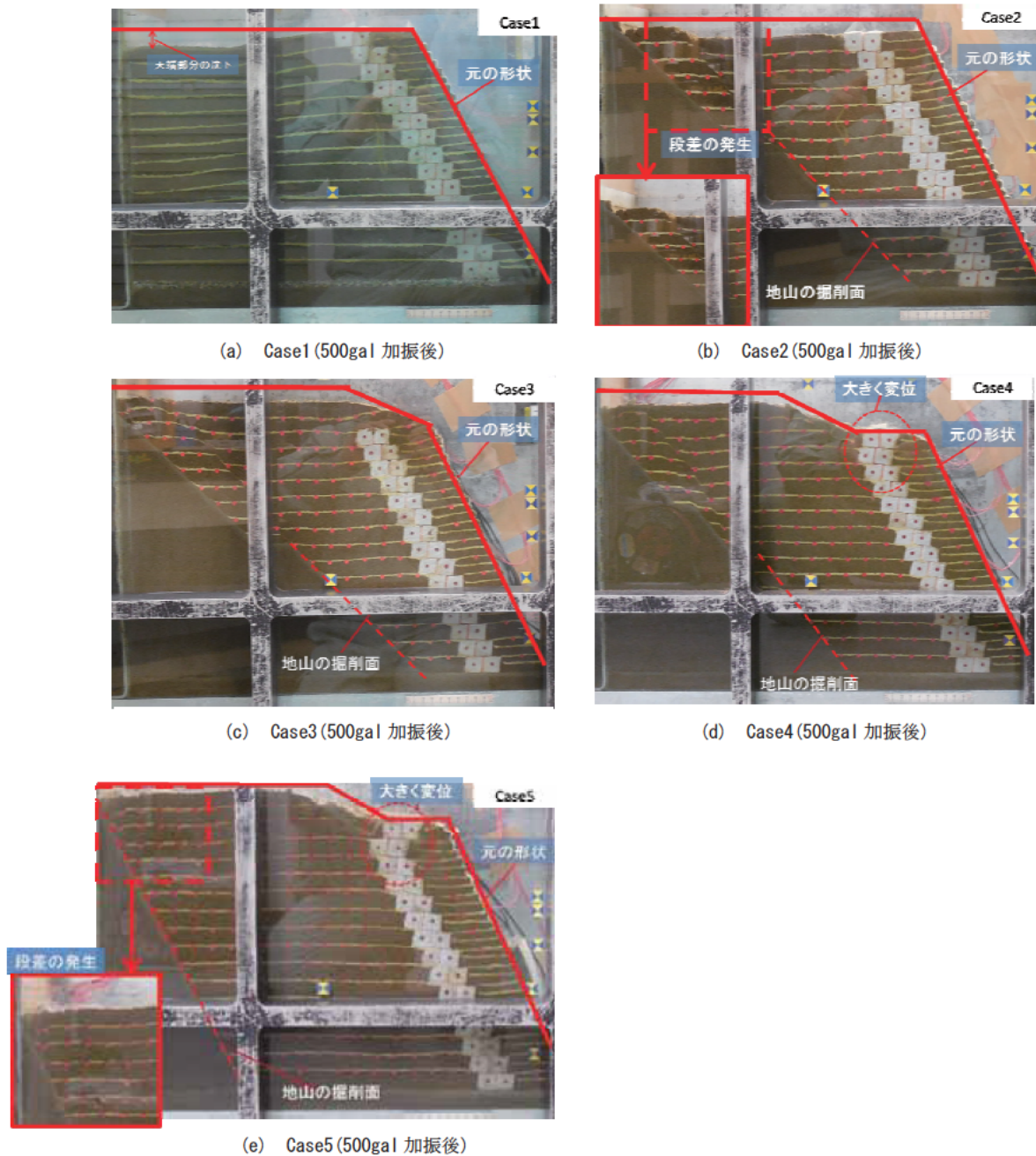


写真-3.5-1 各ケースの実験後の写真

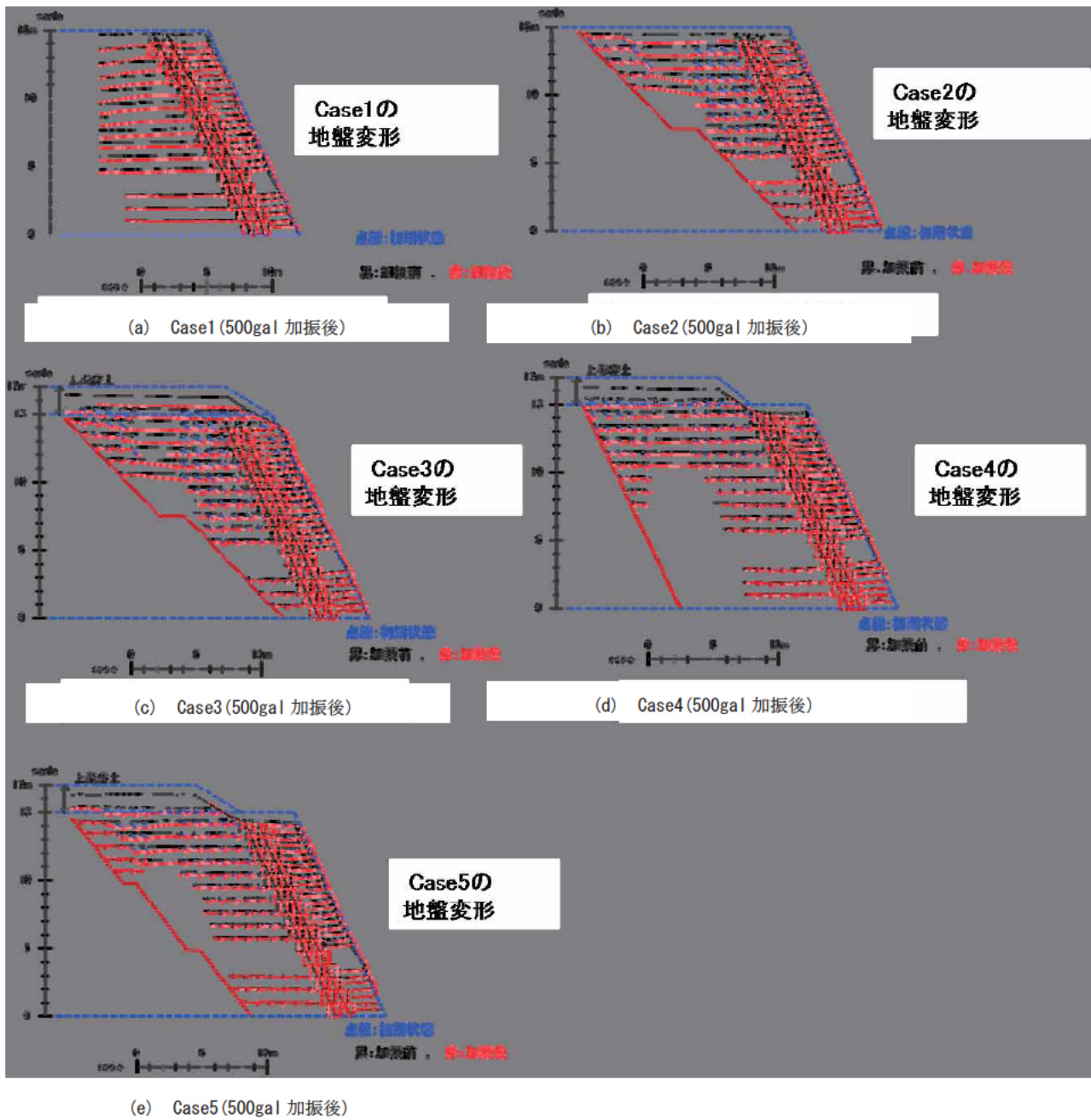


図-3.5-4 500gal 加振後の地盤の変形状態

②各ケースの変位量

各ケースの残留水平変位量，残留沈下量の比較について図-3.5-5 に示す．また，各ケースの各加振段階における残留水平変位量の比較を図-3.5-6 に示す．

Case1 の残留水平変位量は，弓なり型の変形形状を示し，特に土のう中段部分がはらみだすことを確認した(図-3.5-5(a))．また，他の4 ケースと比較すると大型土のうの上段部分の残留水平変位量は小さく，500gal 加振後に急激に変位が大きくなることも確認した(図-3.5-6(a))．

Case2 の残留水平変位量は，Case1 と同様に弓なり型の変形形状を示したが，大型土のう上段部分がはらみだし Case1 の約2 倍程度生じていることを確認した(図-3.5-5(a))．

Case3 は Case2 と同様に大型土のうの上段部分の残留水平変位量が大きく生じたが，大型土のう最上段で最大変位が生じる変形形状を示した(図-3.5-5(a))．残留沈下量については Case2 と同程度であった(図-3.5-5(b))．

Case4 は，大型土のう上段部分の残留水平変位量が Case3 よりも大きく生じた(図-3.5-5(a)，図-3.5-5(c))．Case3 よりも締固め度が大きいにも関わらず，大型土のうの上段部分の残留水平変位量は大きく生じた．これは上載盛土に土のうが被らないことが影響しているものと考えられる．

Case5 の変形形状は，Case4 と近い結果となった(図-3.5-5(c)，図-3.5-5(d))．また Case4, 5 では Case1 ~3 と比較して残留水平変位量，残留沈下量ともに小さくなっているが，これは上載盛土，復旧盛土，腹付盛土の締固め度を高くしたことによる影響と考えられる(図-3.5-5(c)，図-3.5-5(d))．

Case3~5 の残留水平変位量については，大型土のうの最上段部で最大変位が生じる形状を示すことが確認した．特に Case4, 5 の残留水平変位量は，Case3 と比較し，大型土のうの最上段部で急激に大きくなることを確認した(図-3.5-5(a)，図-3.5-5(c))．これは Case4, 5 の上載盛土の法尻が土のうに被らないことによる影響と考えられる．

残留沈下量については，全ケースとも大型土のうの最上段部で最も大きくなる傾向があった．ただし Case4, 5 の大型土のうの上段部分の残留沈下量については，Case1~3 の約 1/2 程度に収まることを確認した(図-3.5-5(b)，図-3.5-5(d))．

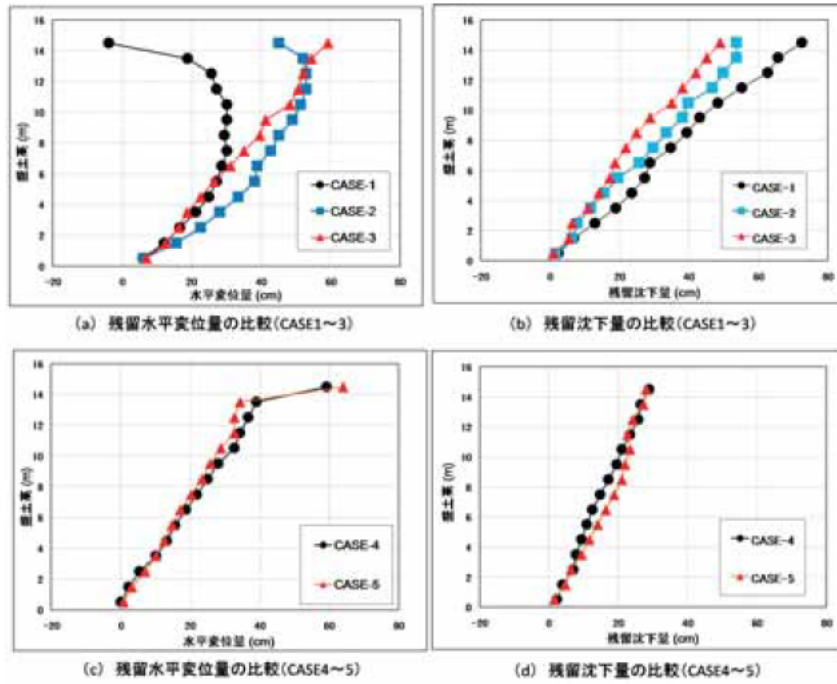


図-3.5-5 各ケースの残留水平変位量と残留沈下量 (500gal 加振後)

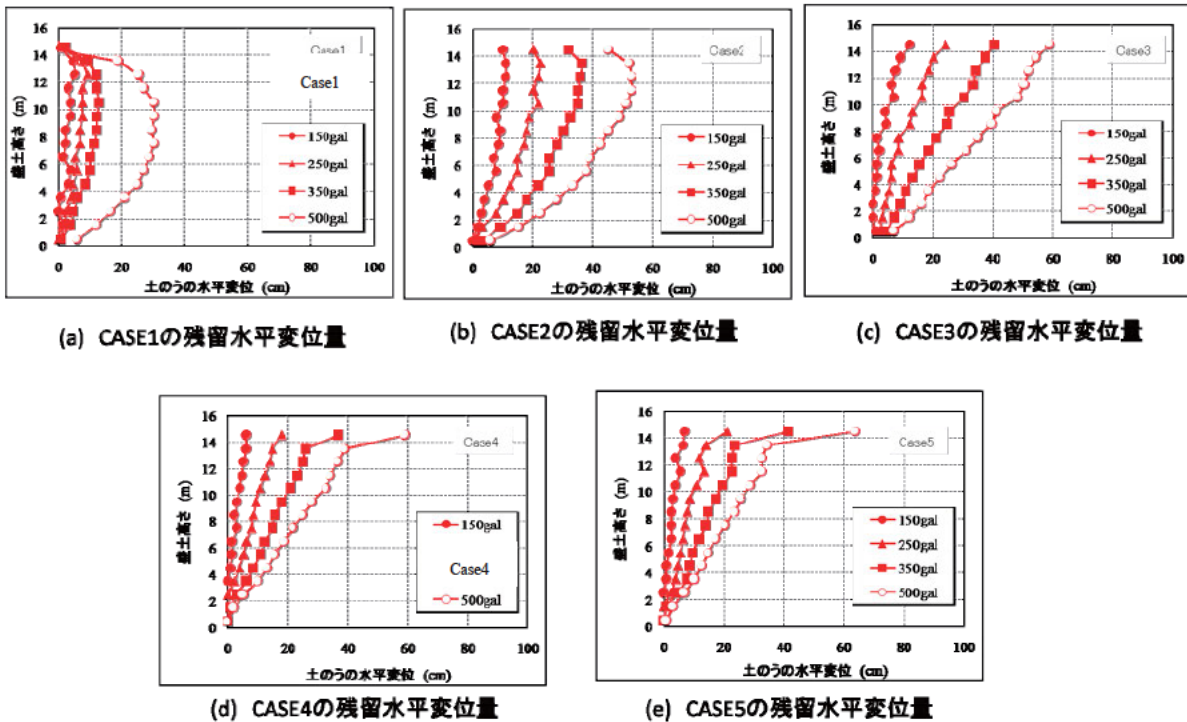


図-3.5-6 各ケースの加振毎の残留水平変位量

③盛土内の大型土のうの挙動

加速度計から算出した盛土内の応答変位を図-3.5-7 に示す。500gal 加振時における隣接する大型土のう（大型土のうと大型土のう，大型土のうと背面盛土）についての応答変位を任意の 1 周期（7.15 秒～7.65 秒）で比較した。

大型土のうと大型土のう，大型土のうと背面盛土について，位相のずれなく応答し，大型土のうの残置による影響はないことを期待したが，同位相を示すケース（図-3.5-7 の③），逆位相を示すケース（図-3.5-7 の④），位相にずれが生じるケース（図-3.5-7 の①，②）と様々な挙動が確認された。大型土のうと大型土のうの応答変位でも設置箇所により，挙動が一様でないことが確認された。

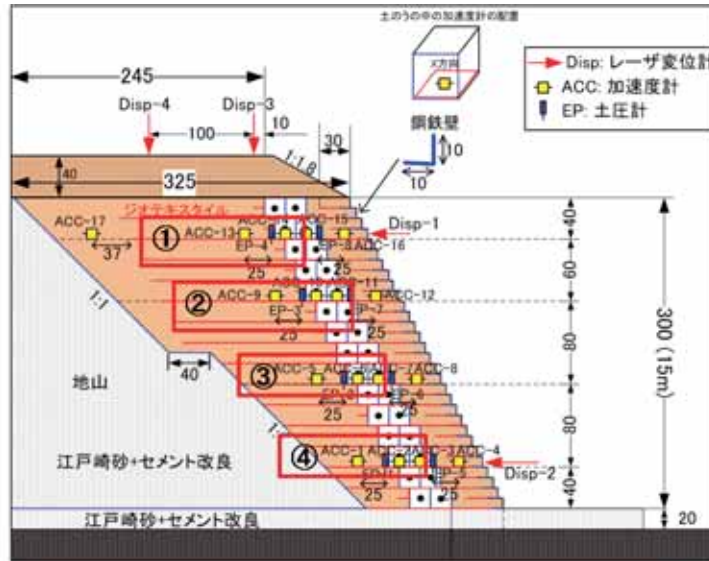


図-3.5-7 500gal 加振時の盛土内の応答変位 (Case3)

(5)まとめ

○地山の有無による影響

地山を有する場合の変形モードは、地山が無い場合と同じ弓なり型の変形形状を示したが、地山の影響により残留水平変位量が大きくなった。

また、地山を有することで地山の掘削面上に沿って盛土内にすべりが発生した。

○上載盛土の有無による影響

上載盛土を有しない場合は、既存の補強土マニュアル等で想定されているバレル型（弓なり型）の変形モードを示した。上載盛土を有する場合は、既存の補強土マニュアル等で想定されていないオーバートーニング型（土のう最上段で最大変位が生じる形）の変形モードを示した。このため、上載盛土を設置する復旧工法を実施に適用する際には注意を要するため、今後更に安定性能を高める検討が必要であると考えられる。

○地山の段切数の違いによる影響

段切数を増やすことで掘削面上のすべりを防止することを期待したが、段切数を増やすことによる効果はなく、盛土のすべり防止にはつながらなかった。

○背面地山の形状の違いによる影響

背面地山を大型土のうの設置位置から離れた箇所に地山を設置することで、上載盛土の段差、盛土内のすべり防止を期待したが、段差およびすべり防止にはつながらなかった。

○盛土内の応答変位について

大型土のうと大型土のうの比較でも設置箇所により、応答変位の示す挙動は様々である。その要因となる大型土のうの挙動に関するメカニズムの解明までには至らなかった。今後、以下のことを検討していく予定である。

①過去の実験ケースの確認のため、数値解析による実験結果の検証

②施工時の復旧方法についてのニーズの把握のためのヒアリング等によるケーススタディの収集・分析

③遠心模型実験による性能評価（大型土のうの積み方、排水、盛土材料等の現場ニーズに着目）

④土のう等の施工手順等を考慮した構造細目の検討（土のう材料、土被り等に着目）

3.6 現場条件を考慮した遠心力载荷模型実験 (H26)

(1) ヒアリング

本実験のケース設定、実験モデルを構築するにあたり、実現場の状況を反映させるためにヒアリングを実施した。ヒアリングは、道路管理者と復旧作業員に対して同様な質問で実施した。ヒアリングの項目を以下に示す。

- ①当該復旧方法の施工上、問題が生じると思われる事項
- ②当該復旧方法の構造上、問題及び懸念が生じると思われる事項
- ③当該復旧方法を現場で活用するために必要と思われる改良点または更に把握しなければいけないと思われる事項
- ④被災現場における土工工事（復旧工事）の実情
- ⑤その他

表-3.6-1 ヒアリング結果

道路管理者（発注者（地方整備局・河川国道事務所））
① 土のう間に隙間が生じ、 <u>水みちや盛土材の流出</u> が懸念。
② 土のう設置箇所の <u>締固め不足</u> による沈下が懸念。
③ 土のうを残置することで <u>本設構造物としての品質確保</u> が懸念。
④ 土のうの設置位置は、 <u>交通荷重の影響を直接受けない範囲</u> にすべき。
⑤ 盛土高さが高い場合、 <u>下層部を3列配置</u> にした方が施工性や安定性が向上。
⑥ のり面勾配を1:0.5にした場合、施工時の安全対策が必要。
⑦ 土のうの品質管理が必要。施工及び品質はオペレータの技量に左右される。
⑧ 本復旧であれば、土のうの長期的耐久性の検証が必要。
⑨ 土のうを擁壁（補強土）として考える場合、設計法および維持管理の手法が必要。
⑩ 上記の懸念事項等が解決できれば有効な復旧方法。
復旧作業員（施工業者）
① 土のうの間に隙間が生じ、 <u>水みちや盛土材の流出</u> が懸念。
② 土のう設置箇所の <u>締固め不足</u> 等による沈下が懸念。
③ 土のう自体に排水機能を付加することは、しっかり施工出来ていれば問題ない。
④ <u>腹付盛土</u> ののり面勾配は、施工性等も勘案すると <u>1:0.8</u> 程度が限界。
⑤ 崩壊した土砂を崩壊面から完全に除去することが、その後の作業性や安全性に大きく影響。
⑥ 土のう間の隙間対策として、現場では流動化処理土を充填。
⑦ 鋼製壁面材の使用は <u>施工性</u> や復旧の <u>迅速性</u> を勘案すると現実的でない。
⑧ 復旧するのり面表面は、 <u>植生シート</u> を用いて保護すると効果的。
⑨ 実現場では大量の土のうや矢板等を確保する必要があり、 <u>材料調達・手配が困難</u> 。
⑩ 補強材を敷設する作業はあまり手間だとは思わない。
⑪ 現地発生土を利用する際は、 <u>土質により安定処理</u> が必要な場合もある。
⑫ 基本的に土のうを用いて本復旧することは可能。

ヒアリングした主な意見を表-3.6-1 に示す。道路管理者・復旧作業者ともに、①土のう間に隙間が生じ、水みちや盛土材流出が懸念、②土のう設置箇所の締固め不足による沈下が懸念、との共通の意見があった。また、道路管理者からは、①土のう残置による品質確保が懸念、②土のう設置位置は交通荷重の影響範囲外とすべき、との意見があり、復旧作業者からは、①腹付盛土ののり面勾配は1:0.8程度が限界、②土のう自体の排水機能の付加はしっかり施工出来ていれば問題ない、等の意見があった。これらの意見を踏まえ、実験ケースの設定を行った。

(2) 動的遠心力载荷模型実験

1) 想定した本復旧の構造

本実験では、能登半島地震により崩壊した能登有料道路等で確認した崩壊モード等を参考に^{6),7)} 図-3.6-1(a)に示す大規模災害の被災現場を想定した。応急復旧の断面形状を図-3.6-1(b)に示す。応急復旧は早期復旧を基本とするため、応急復旧を構築する領域における崩壊土砂の撤去や切土等の土工量をなるべく低減させること、崩壊土砂を一時的に仮置きするためのヤードを設けるなどの理由から壁面勾配は急勾配(1:0.5)とした。また、復旧する土工構造物は高さ17m程度以上の高盛土となるため、盛土の安定性を確保するために、補強材(ジオテキスタイル)を敷設することとした。

本復旧は地山が近接した条件において、応急復旧で構築し大型土のうを残置させた状態で大型土のうの前面に急勾配(1:0.5)で腹付盛土を設置する図-3.6-2(a)の「補強土タイプ」と、大型土のうの前面を原形で腹付盛土を設置する図-3.6-2(b)の「安定勾配タイプ」を本復旧の基本断面形状として想定した。

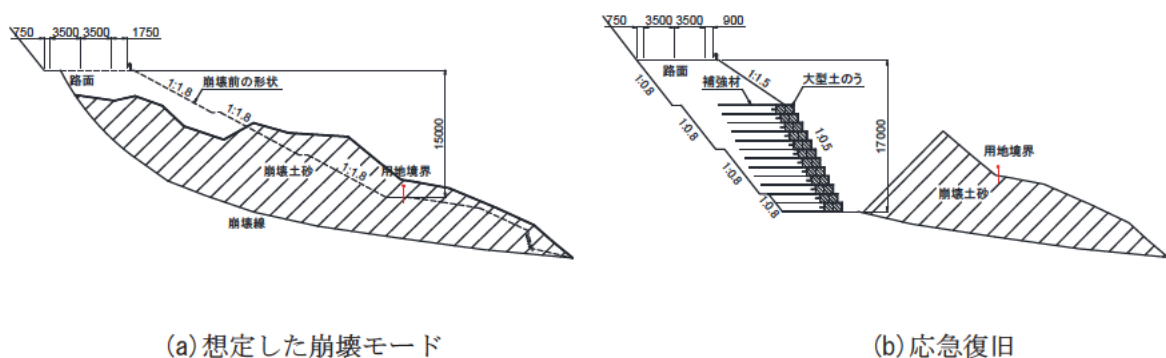


図-3.6-1 大規模土砂災害の被災現場

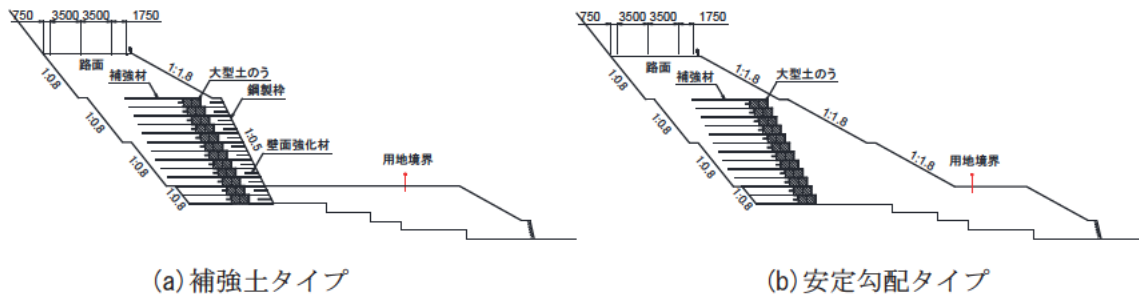


図-3.6-2 想定した本復旧

2) 実験ケース

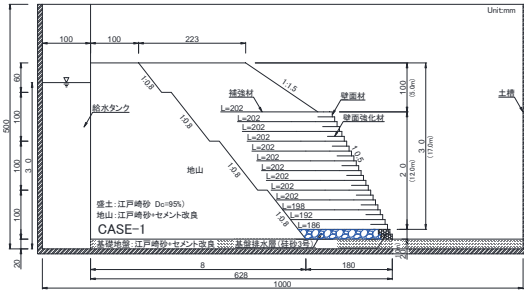
本実験は、事前に実施したヒアリング結果を踏まえ、動的遠心载荷模型実験にて復旧構造の適用性を検証するため、応急復旧時の構造体により本設構造物の安定性が損なわれないことを目標とし、想定した復旧方法の変形挙動や安定性能に及ぼす影響について確認することを目的とした。

実験ケースは、腹付盛土の形状、大型土のうの配列、盛土内浸入水に対する排水条件等に着目し、全部で8ケースとした。各ケースの仕様を表-3.6-2に、断面形状を図-3.6-3に示す。

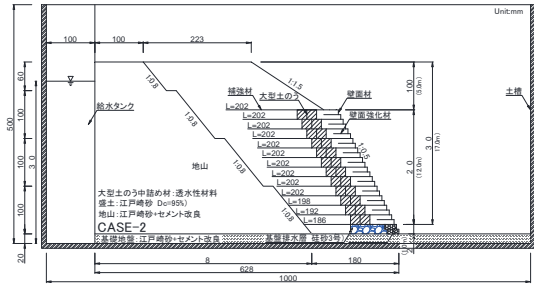
CASE-1は、本設構造物で多く採用されている補強土壁を模擬したものであり、盛土体に残置した大型土のうが本復旧の構造体に及ぼす影響について比較することを目的とした。CASE-2及びCASE-6は、排水性能を有する大型土のうを適用したケースである。CASE-3及びCASE-7は、各々CASE-2及びCASE-6と同じ形状で、大型土のうの背面にベントナイト層を設けることで、大型土のうの排水性能を低下させたケースである。CASE-4及びCASE-8は、大型土のうの配列を上部(2列)と下部(3列)で変化させたケースである。配列の変化点は、既往の実験結果等を考慮して大型土のう設置高さの1/2とした。CASE-5は一般的な盛土(無補強)を模擬したケースである。

表-3.6-2 実験ケース

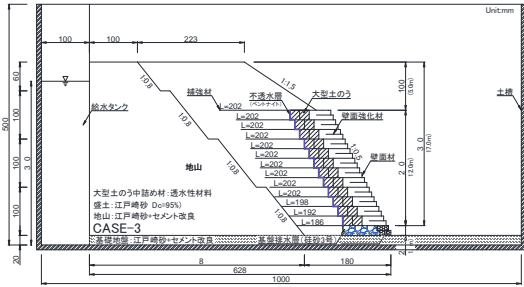
ケース	腹付盛土形状	大型土のう配列	基盤排水領域	大型土のう中詰め材
CASE-1	補強土 タイプ (勾配 1:0.5)	—	全面	—
CASE-2		2列	部分	透水
CASE-3		2列	部分	不透水
CASE-4		2, 3列	部分	透水
CASE-5	安定勾配 タイプ (勾配 1:1.0)	—	全面	—
CASE-6		2列	部分	透水
CASE-7		2列	部分	不透水
CASE-8		2, 3列	部分	透水



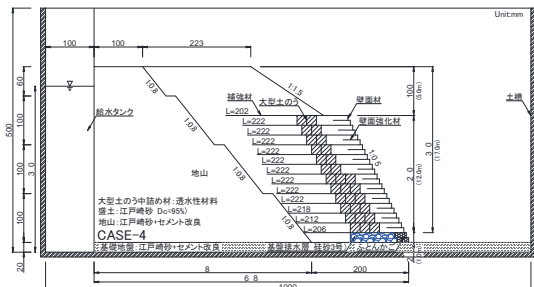
(a) CASE-1 (壁面材+土のう無し)



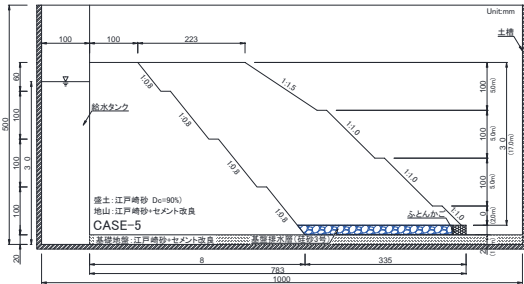
(b) CASE-2 (壁面材+土のう)



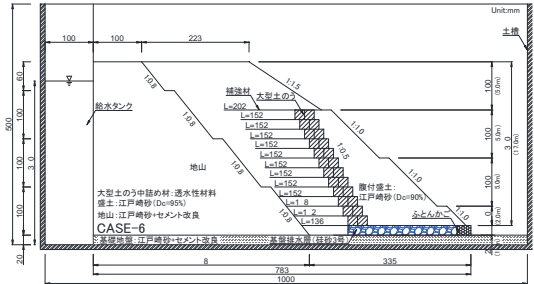
(c) CASE-3 (壁面材+土のう (不透水))



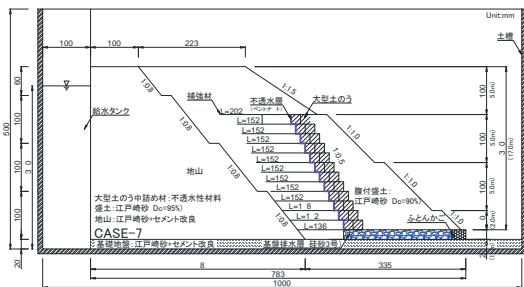
(d) CASE-4 (壁面材+土のう (2列, 3列))



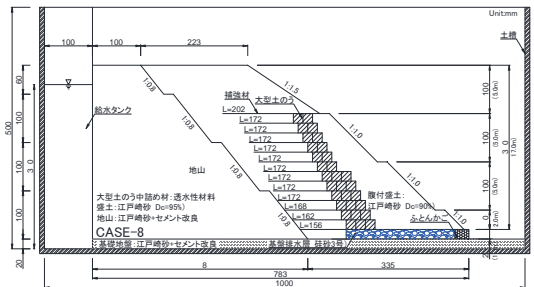
(e) CASE-5 (安定勾配+土のう無し)



(f) CASE-6 (安定勾配+土のう)



(g) CASE-7 (安定勾配+土のう (不透水))



(h) CASE-8 (安定勾配+土のう (2列, 3列))

図-3.6-3 各実験ケースの断面図

3) 模型

模型は実スケールの1/50とした。模型の寸法は、大型土のうの設置高さ240mm（実際のスケールで12m相当）、嵩上げ盛土高さ100mm（実際のスケールで5m相当）、幅200mm、天端の奥行323mmである。模型の寸法を図-3.6-3に示す。

大型土のうは不織布（透水係数： 2.7×10^{-2} cm/s）を用い縦20×横20×高20mm（実際のスケールで縦1.0×横1.0×高1.0m相当）の立方体に作成し、中詰材には7号碎石とジリコンサンドを3：1の重量比で混合した材料（ $\rho_t = 1.80$ g/cm³）を用いた（写真-3.6-1）。補強材は実際のスケールにおいて必要となる引張剛性 $E \cdot t$ （ E ：弾性係数， t ：厚さ）が、本実験の相似則に合うようなポリエチレン製のジオテキスタイル（ $E \cdot t = 36.0$ kN/m）を使用した。補強材の敷設長及び引張剛性は、「ジオテキスタイルを用いた設計・施工マニュアル」⁷⁾に準じ、応急復旧の構造体で地震時（ $k_h = 0.15$ ）の安全率 F_s が $F_s = 1.0$ 程度となるように算出した。各実験ケースの敷設長を図-3.6-3に示す。高さ方向の敷設間隔は、各ケースとも20mm（実際のスケールで1.0m）として13枚敷設した。



写真-3.6-1 大型土のう



写真-3.6-2 壁面材と補強材

のり面勾配が1：0.5の腹付盛土の土留めには、高さ10mmのステンレス製のL型アンクルを使用した。補強材とL型アンクルとは接着剤を用いて接続した（写真-3.6-2）。盛土材には江戸崎砂を用いた。盛土の締固めは、実際の現場条件を想定し、補強土箇所は締固め度95%⁷⁾、腹付盛土箇所（のり面勾配1：1.0）は締固め度90%⁷⁾の条件とした。本実験で使用した盛土材の物性を表-3.6-3に示す。基礎地盤及び盛土の背面の地山は、江戸崎砂とセメントを重量比9：1（江戸崎砂：セメント）の割合で混合したセメント改良土を用いて堅固な地山条件を再現した。

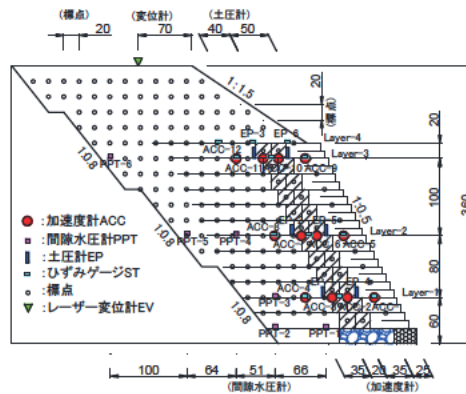
表-3.6-3 盛土材の物性値

項目		Dc=90%	Dc=95%
土粒子の密度(g/cm ³)		2.746	
粒度分布	砂分 (%)	91.7	
	シルト分 (%)	3.7	
	粘土分 (%)	4.6	
均等係数 U		3.09	
最適含水比 (%)		18.0	
粘着力c(kN/m ²)		5.2	14.2
せん断抵抗角φ (°)		33.7	35.76

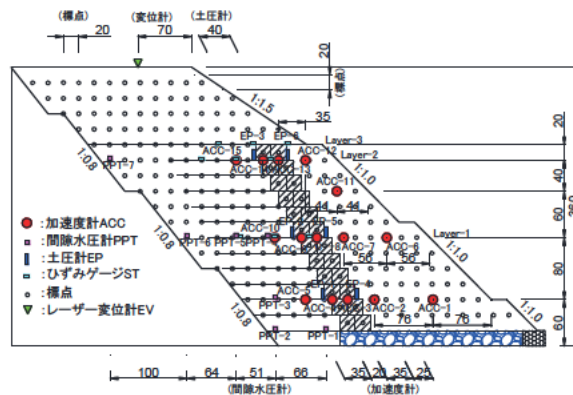
4) 実験概要

本実験では、最大遠心加速度が 100G まで対応可能なビーム型の動的遠心载荷実験装置を用いた。実験は遠心加速度を 50G まで上昇させ、模型の状態が安定した後に盛土背面の地山からメチルセルロール水を盛土内に供給した。盛土内の間隙水圧が安定した後に入力加速度 150gal, 250gal (レベル1 相当), 350gal, 500gal (レベル2 相当) の正弦波 (2.0Hz) を 20 波ずつ段階的に加振した。

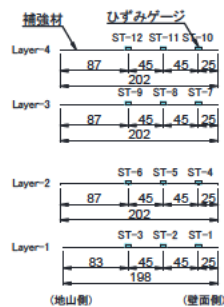
計測項目は、盛土天端の沈下、標点による盛土及び大型土のうの変位、大型土のう背面及び前面の土圧、盛土内の応答加速度、間隙水圧及び補強材のひずみとした。計器の配置を図-3.6-4 に示す。



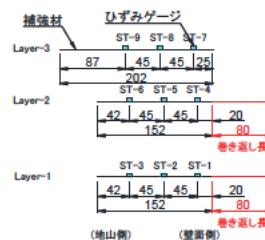
(a) 補強土タイプ



(b) 安定勾配タイプ



(c) ひずみゲージ
(補強土タイプ)



(d) ひずみゲージ
(安定勾配タイプ)

図-3.6-4 計器配置図

5) 実験結果

①盛土の挙動

写真-3.6-3にCASE-6の実験後の状態を示す。本実験では、入力加速度500galを加振した際に、安定勾配タイプ(CASE-5~8)の腹付盛土にはすべり破壊が生じた。CASE-5においては嵩上げ盛土も含めてすべり破壊が生じた。一方、補強土タイプ(CASE-1~4)では変状が生じたものの、すべり破壊までには至らなかった。また、全てのケースにおいて、天端の切り盛り境付近には段差・クラックを確認した。

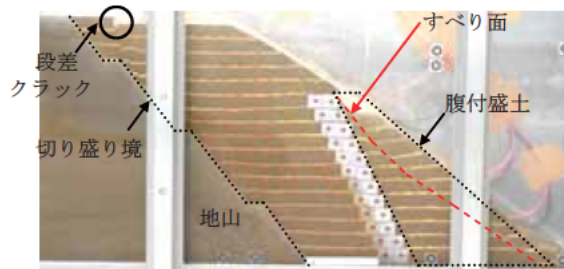


写真-3.6-3 加振後の状態 (CASE-6)

更に加振後における盛土の挙動を詳細に把握するために画像解析を実施した。補強土タイプ及び安定勾配タイプの解析範囲(メッシュ)を図-3.6-5に示す。

図-3.6-6は画像解析より求めた入力加速度250gal加振後と350gal加振後における盛土の相対変位分布を、図-3.6-7は同条件におけるせん断ひずみ分布を示す。何れのケースにおいても、土粒子の変位量は盛土下部では微小であり、盛土上部で多く生じる傾向を示した。安定勾配タイプでは、腹付盛土にも変位が多く生じる傾向を示した。大型土のうは、前列(腹付盛土側)と後列(地山側)の大型土のう及び大型土のう設置箇所付近の盛土と同程度の変位を示しており、各々の相関係数を求めると0.9程度の強い相関性が認められた(図-3.6-8, 表-3.6-4)。これらの結果より、大型土のうは盛土と一体的に挙動していると考えられる。

補強土タイプでは、CASE-3, CASE-2, CASE-4の順で、安定勾配タイプでは、CASE-7, CASE-8, CASE-6の順で変形が多く生じた。これらの結果より、盛土の変形は盛土の湿潤状態に影響し、排水性を有する大型土のうの適用は、盛土の変形抑制効果に有効であることが確認できた。大型土のうの配列については、補強土タイプでは配列の増加により変形抑制効果が発揮されたが、安定勾配タイプでは明確に得られなかった。これは、CASE-8で計測された過剰間隙水圧がCASE-6よりも高い値を示していたことから、変形が抑制されなかったと考えられる。

せん断ひずみ分布は、何れのケースにおいても補強材が敷設されていない地山付近の盛土箇所や腹付盛土(安定勾配タイプ)で顕著に見受けられ、無補強領域に応力が集中したと考えられる。



(a)補強土タイプ

(b)安定勾配タイプ

図-3.6-5 解析範囲(メッシュ)

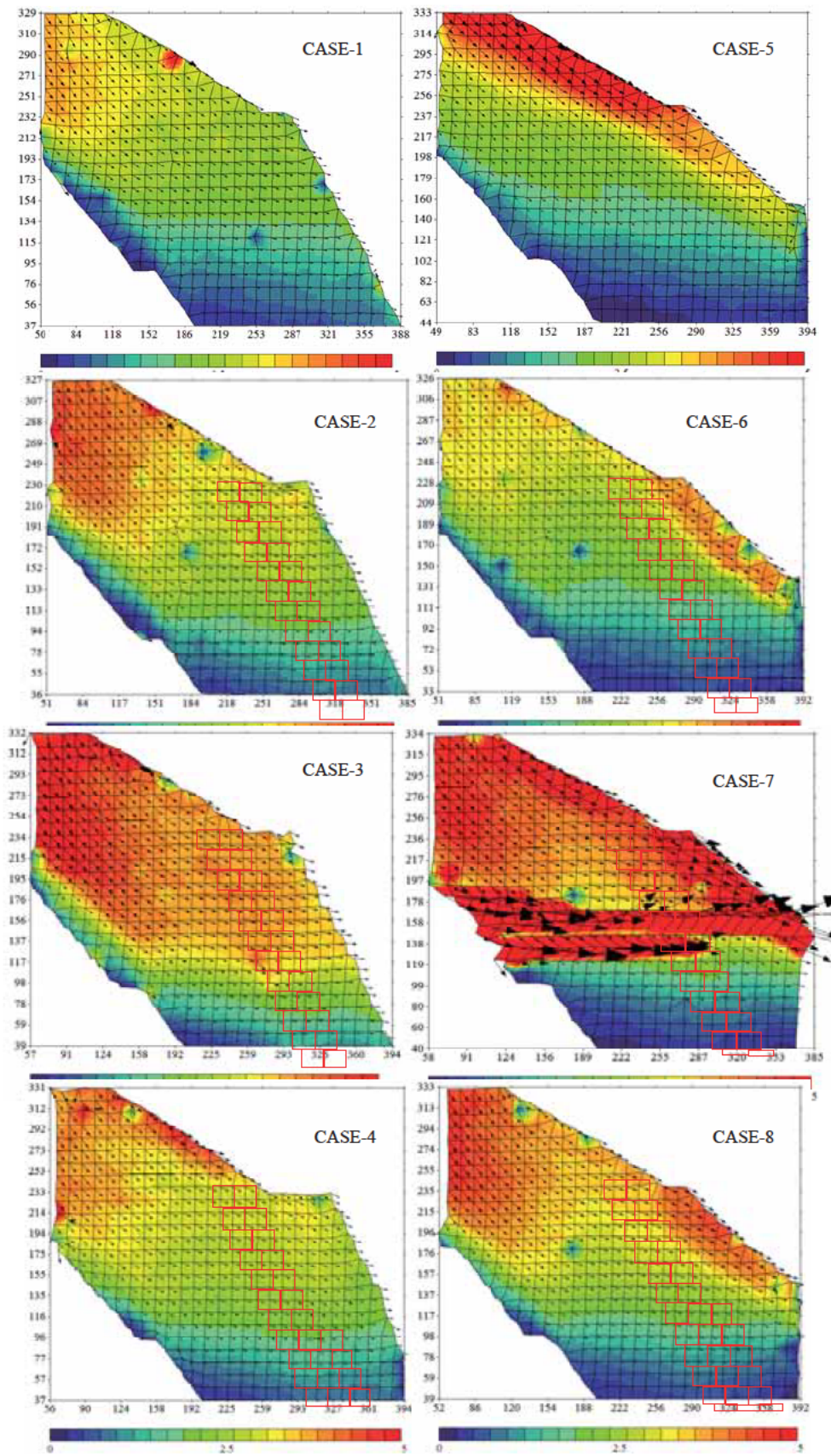


图-3.6-6 相对变位分布

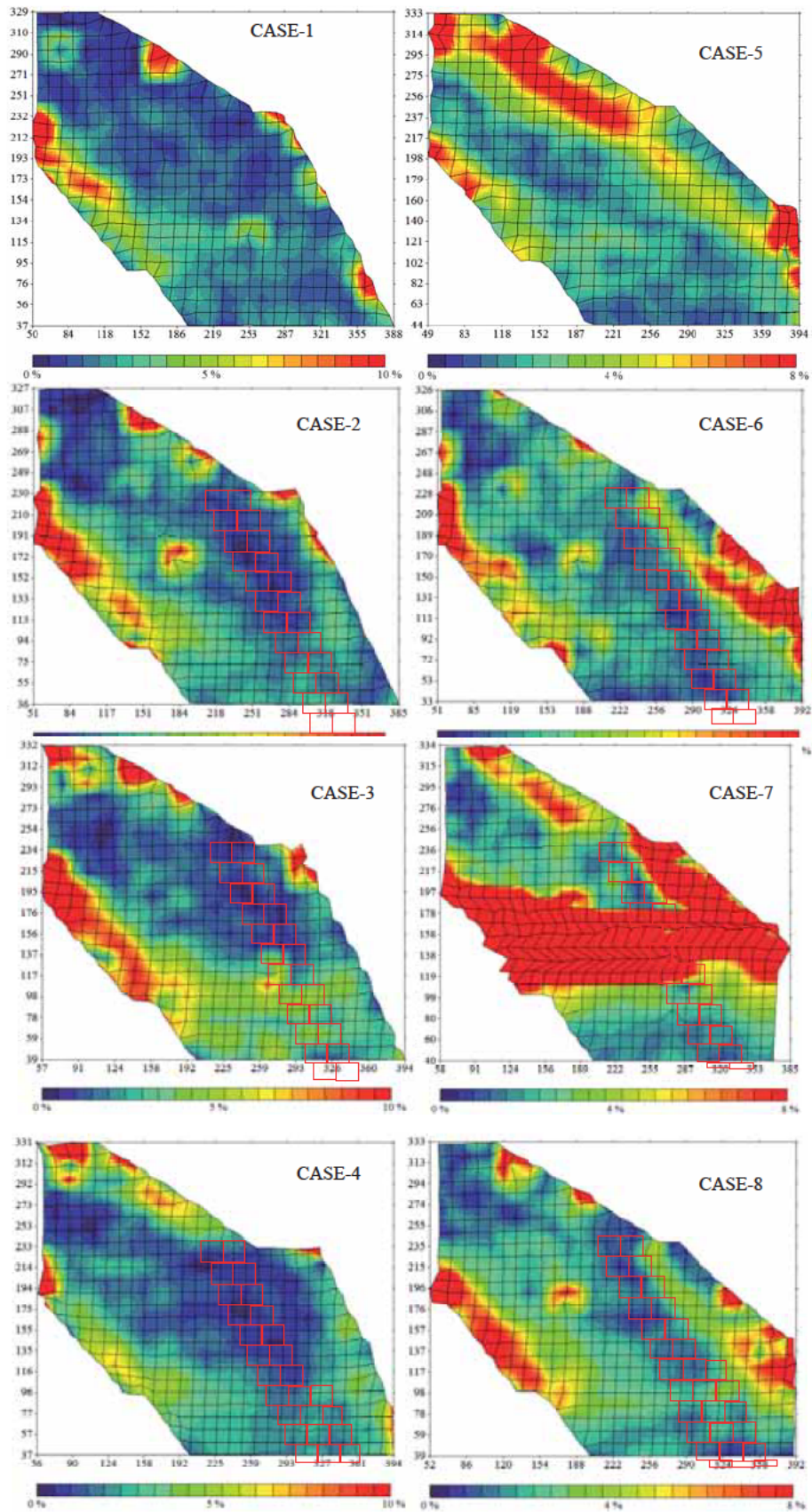


図-3.6-7 せん断ひずみ分布

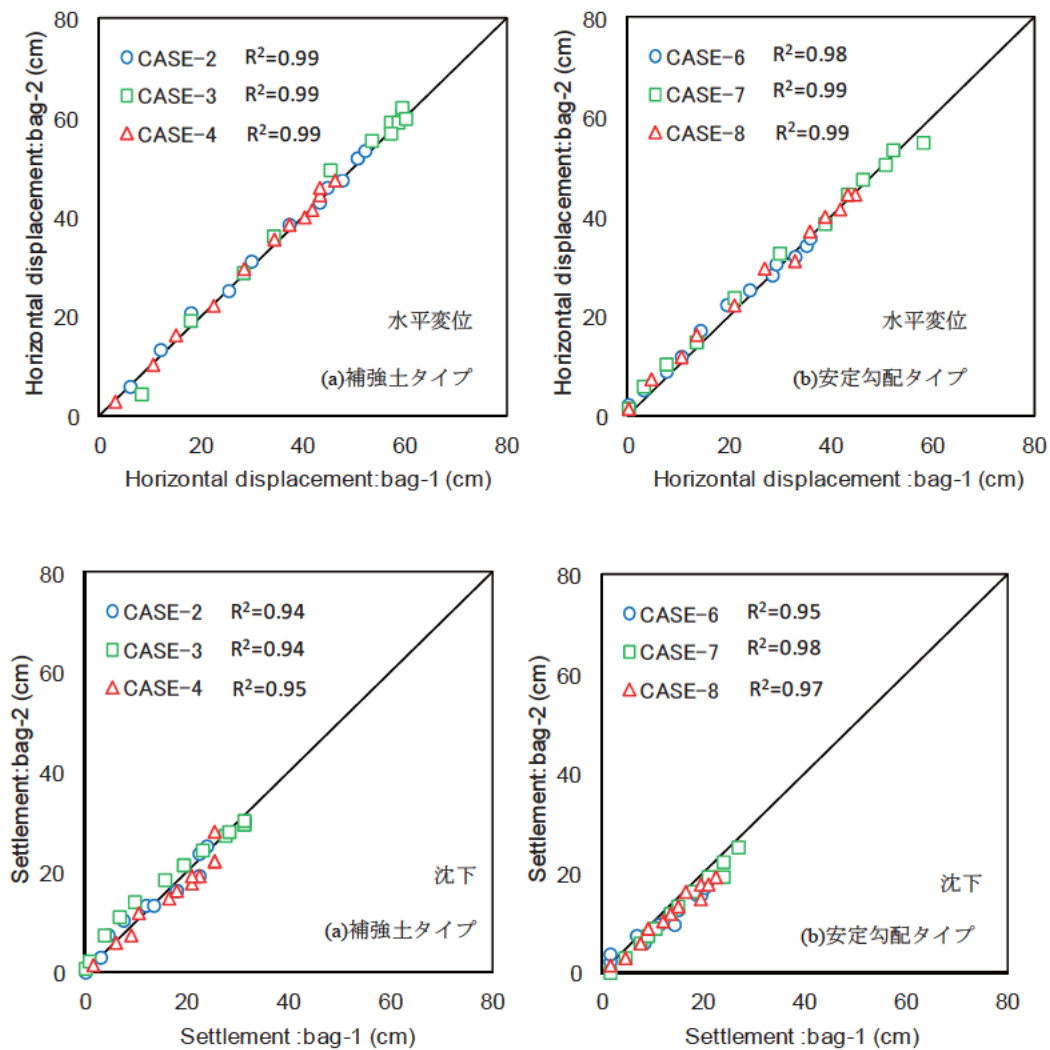


図-3.6-8 隣接する大型土のうの挙動

表-3.6-4 相関係数 (合変位)

ケース	合変位	
	背面盛土-土のう	土のう-腹付盛土
CASE-2	0.99	0.99
CASE-3	0.99	0.99
CASE-4	0.98	0.99
CASE-6	0.99	0.89
CASE-7	0.99	0.87
CASE-8	0.98	0.91

図-3.6-9は、実験終了後に計測した天端の沈下を、写真-3.6-4は入力加速度500gal加振後の天端状況を示す。何れのケースも若干のぼらつきは生じているが同様な沈下形態を示した。天端の切り盛り境付近で発生した段差・クラックは、全てのケースにおいてほぼ同じ箇所に発生し、沈下量は概ね0.5~1.0m程度であった。段差・クラックが発生した箇所は、図-3.6-10に示す地山（切土面）の最下段及び2段目の切土面の延長線上の範囲（せん断領域）であり、段差・クラックの発生は大型土のうや補強材が影響したものではないと考えられる。

嵩上げ盛土ののり面は、補強土タイプにおいてはCASE-4で、安定勾配タイプではCASE-6及びCASE-7においてクラックが多く確認された。一方、CASE-1及び補強材が敷設されていないCASE-5は、のり面にクラックがあまり発生しなかった。これは、盛土の基盤排水層が底盤全面に設置されていることによる排水条件の影響や、表層崩壊の発生により変形がすべり面に集中したことが主な要因であると考えられる。

盛土の天端に発生した沈下は、大型土のうの排水性能や大型土のうの配列といった実験条件の違いによる影響は見受けられなかった。

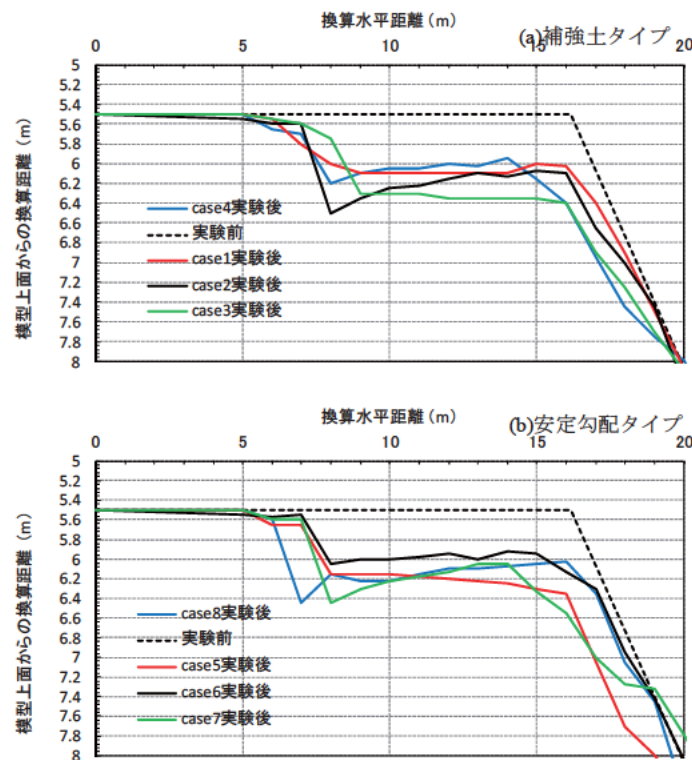


図-3.6-9 天端の沈下状況（断面図）

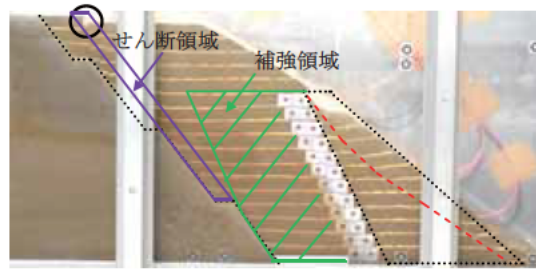


図-3.6-10 段差発生箇所



写真-3.6-4 天端の状況 (500gal 加振後)

②大型土のうの変形

図-3.6-11は、入力加速度500gal加振後における後列(地山側)の大型土のうの水平変位を示す。ここで、CASE-1の水平変位については、CASE-2で設置した大型土のうの標点と近接した標点の挙動を捉えた。大型土のうの変形は、補強土タイプと安定勾配タイプで異なる挙動を示した。補強土タイプでは盛土下部からはらみ出す変形を、安定勾配タイプでは盛土下部の水平変位は抑制され、中段あたりから水平変位が増加する変形を示した。これは、大型土のう前面に腹付けた盛土の押え効果によるものと考えられる。最も水平変位が生じたケースはCASE-3及びCASE-7であり、盛土全体の挙動と同様に大型土のうの排水性能に影響していると考えられる。補強土タイプにおける大型土のうの配列については、CASE-4の水平変位がCASE-2よりも若干程度抑制されており、大型土のうの配列の増加による効果が確認できた。一方、安定勾配タイプにおける大型土のうの配列については、CASE-8の水平変位がCASE-6よりも卓越しており、大型土のうの配列の増

加による変形抑制効果は明確に得られなかった。これは、盛土の挙動で示した通り、盛土内の過剰間隙水圧の影響によるものと考えられる。補強土タイプの最大水平変位は、34～62cm 程度の範囲で生じており（大型土のうの設置高さで正規化した場合：0.02～0.05）、CASE-1 と CASE-3 では 1.8 倍程度の差が生じた。安定勾配タイプの最大水平変位は 35～55cm 程度の範囲で生じており（大型土のうの設置高さで正規化した場合：0.02～0.03）、CASE-6 と CASE-7 の最大水平変位は 1.6 倍程度の差が生じた。

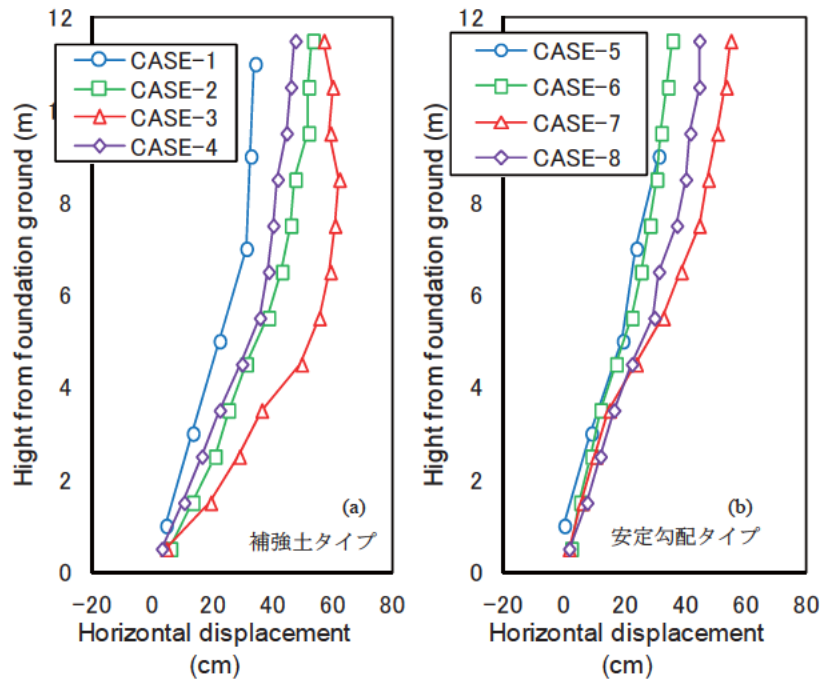


図-3.6-11 大型土のうの水平変位（後列）

③応答変位

図-3.6-12 は、例として入力加速度 500gal 加振時における CASE-2 及び CASE-6 の隣接した大型土のうの応答変位を示す。前列と後列の大型土のうの応答変位は、振幅の大きさが異なるものの、概ね同位相の傾向を示した。補強土タイプでは、CASE-3 を除き、盛土上部と中段の応答変位は概ね同位相の傾向を示した。一方、安定勾配タイプでは、CASE-5 を除き、盛土上部のみ同位相の傾向を示した。大型土のう背面の盛土と大型土のうの応答変位についても、補強土タイプでは、盛土上部と中段で概ね同位相の傾向を示しており、一体的な挙動を示していると考えられる。但し、大型土のう背面の盛土と大型土のうの振幅には差が生じており、大型土のうと盛土間には隙間が生じている可能性が懸念される。安定勾配タイプでは、前列と後列の大型土のうの挙動と同様に盛土上部のみ同位相の傾向を示した。これらの結果より、前列と後列の大型土のうや、大型土のう背面の盛土と大型土のうとの応答変位は、腹付盛土の影響を受ける傾向が見受けられた。また、補強土タイプでは、大型土のうの排水性能が不透水となることで位相差が生じる傾向が確認できた。

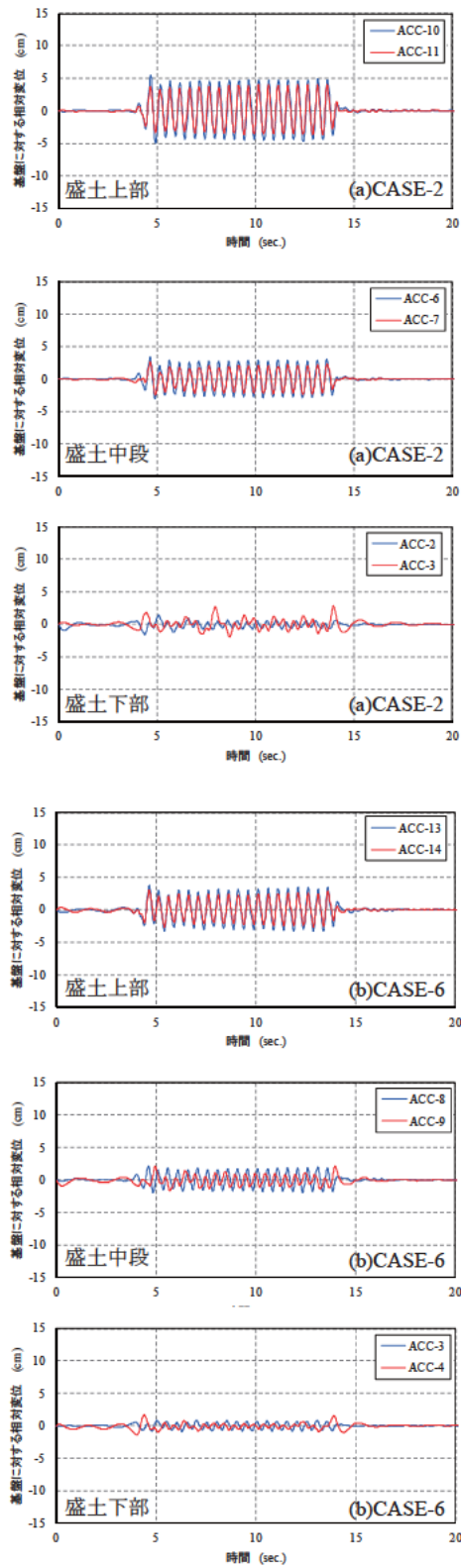


図-3.6-12 隣接する大型土のうの応答変位

④間隙水圧

図-3.6-13は、遠心場 50G を与えた状態を初期値とし、水の供給開始から加振直前に至るまでの各ケースにおける間隙水圧の時刻歴を示す。(a)は盛土底盤付近に設置した間隙水圧計 PPT-2 で、(b)は盛土中段付近に設置した間隙水圧計 PPT-4 で計測した結果である。CASE-1 及び CASE-5 における PPT-2 の間隙水圧の増加傾向は他ケースと比較して低い値を示し、且つ遅れて生じる傾向を示す。これは CASE-1 及び CASE-5 の基盤排水層は底盤前面に設けており、基盤排水層の領域の差によるものと考えられる。

CASE-3 及び CASE-7 の間隙水圧は他ケースと比較すると高い値を示す。この傾向は間隙水圧計 PPT-1, PPT-2 及び PPT-4 で顕著に見受けられた。透水性を有する大型土のうの適用は間隙水圧の低下に有効であると考えられる。大型土のうの配列増加による効果については、本実験において顕著な結果は得られなかった。

図-3.6-14は、盛土底盤における地山との境界付近に設置した間隙水圧計 PPT-2 (実線) 及び盛土の中間に位置する間隙水圧計 PPT-4 (破線) の各加振時における過剰間隙水圧 (最大値) の変化を示す。補強土タイプ及び安定勾配タイプとも、CASE-2 と CASE-3 の PPT-2 で計測された過剰間隙水圧を比較すると、CASE-3 で計測された過剰間隙水圧は高い値を示した。間隙水圧計 PPT-1 及び PPT-3 においても同様な傾向が得られており、排水機能を有する大型土のうの適用が過剰間隙水圧の抑制に有効であることが確認された。CASE-2 と CASE-4 を比較した場合、補強土タイプでは、若干ではあるが CASE-4 の過剰間隙水圧が低い値を示しており、大型土のうの配列増加による効果が確認された。安定勾配タイプでは、CASE-7 及び CASE-8 の PPT-2 で計測された過剰間隙水圧は同程度の値を示しており、CASE-6 で計測された過剰間隙水圧より高い値を示した。CASE-8 の過剰間隙水圧が高い値を示した要因については不明確だが、排水性能を有する大型土のうの適用により、過剰間隙水圧は抑制される (CASE-6) 傾向が得られていることから計測誤差によるものと考えられる。

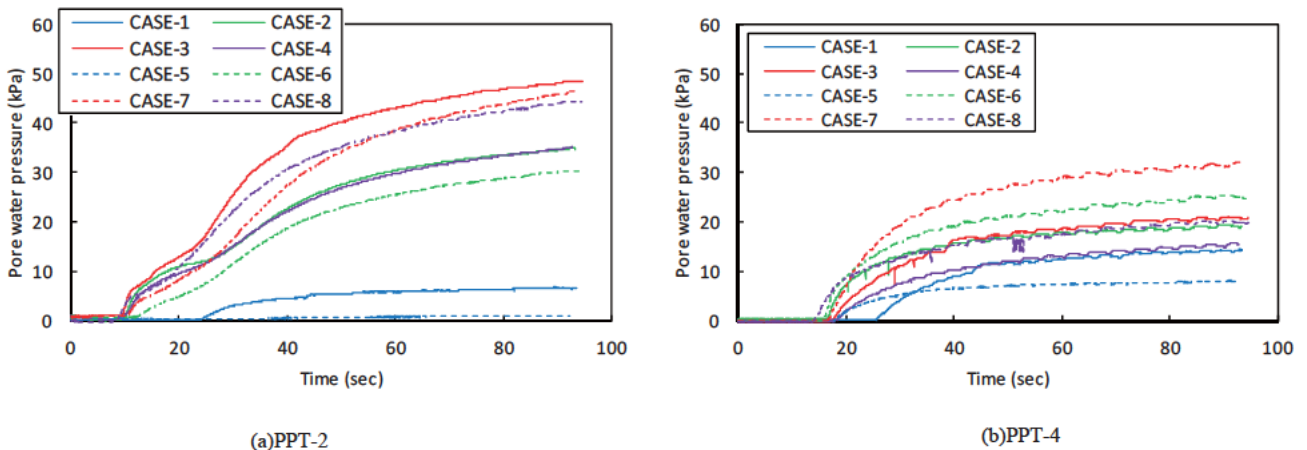


図-3.6-13 間隙水圧の時刻歴

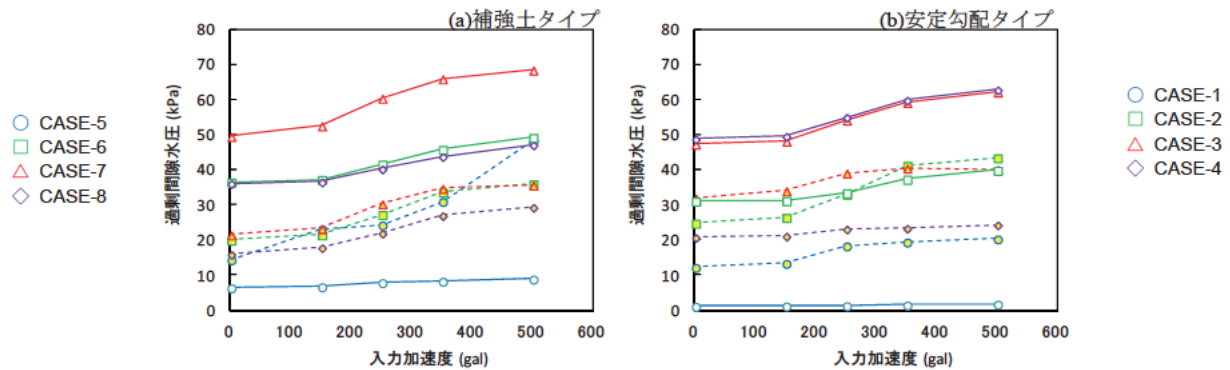


図-3.6-14 過剰間隙水圧（最大値）

⑤土圧

図-3.6-15は、入力加速度 500gal 加振時における大型土のう背面（地山側）と前面（腹付盛土側）に設置した土圧計で計測された最大土圧の分布（高さ方向）を示す。補強土タイプ及び安定勾配タイプとも、地山側で計測された土圧は、大型土のうを設置していないCASE-1及びCASE-5と比較して高い値を示し、大型土のうが抗土圧構造物としての機能を有していることが示唆された。地山側と腹付盛土側の土圧分布については、CASE-1及びCASE-5を除き、何れのケースも概ね対照的な分布を示し、地山側の土圧は盛土中段で最大となる傾向を示した。また、盛土の上部では地山側と腹付盛土側の土圧が同程度の値を示した。

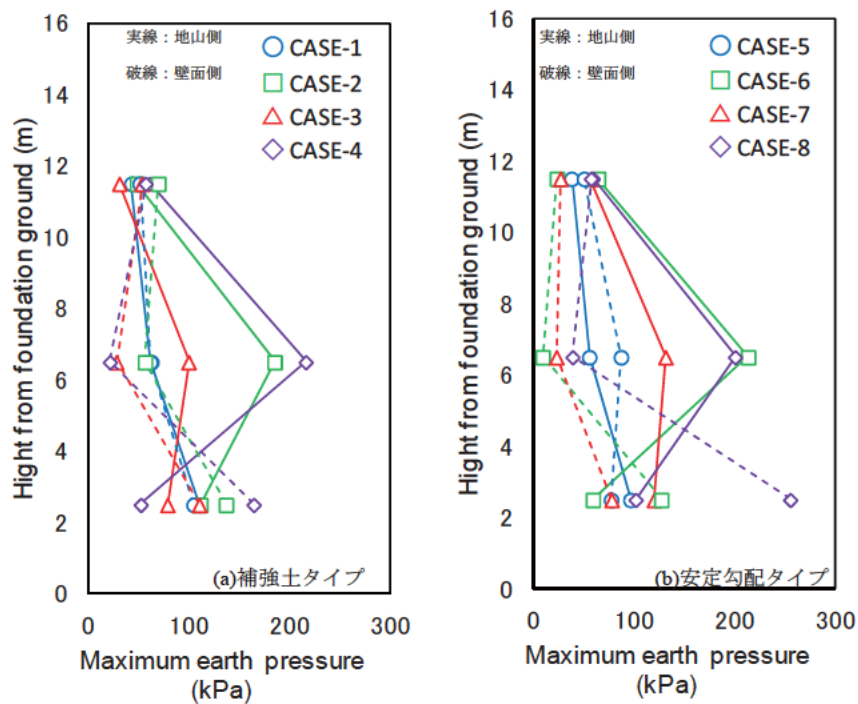


図-3.6-15 土圧分布（高さ方向）

⑥補強材のひずみ

図-3.6-16は、入力加速度500gal加振時における各層（高さ方向）の補強材の最大ひずみ分布を示す。何れの腹付盛土形状において、大型土のう間に設置したひずみは低い値を示す傾向にある。特に安定勾配タイプでは顕著である。これは、隣接する大型土のうが一体的に挙動するため、大型土のう間の補強材は拘束された状態となり、ひずみの発生が抑制されたと考えられる。また、補強材のひずみは大型土のうを残置することで大型土のう背面の盛土箇所が高い値を示す傾向にある。

補強土と嵩上げ盛土との境に敷設した補強材のひずみ（補強土タイプ:Layer-4, 安定勾配タイプ:Layer-3）については、何れの腹付盛土形状においても同様なひずみ分布を示し、盛土の奥行き方向に向かって増加する傾向を得た。最上層に敷設した補強材は、既往の実験より、嵩上げ盛土のすべり破壊に伴い最上段の大型土のうの水平変位に悪影響を及ぼしたことから本年度では対策工として敷設した補強材であり、補強材のひずみが発生していること、既往の実験で生じた挙動が確認されていないことから、対策工としての効果が得られたものと考えられる。

補強材のひずみは、大型土のうの有無による影響は確認されたものの、大型土のうの排水性能や配列による影響については確認できなかった。

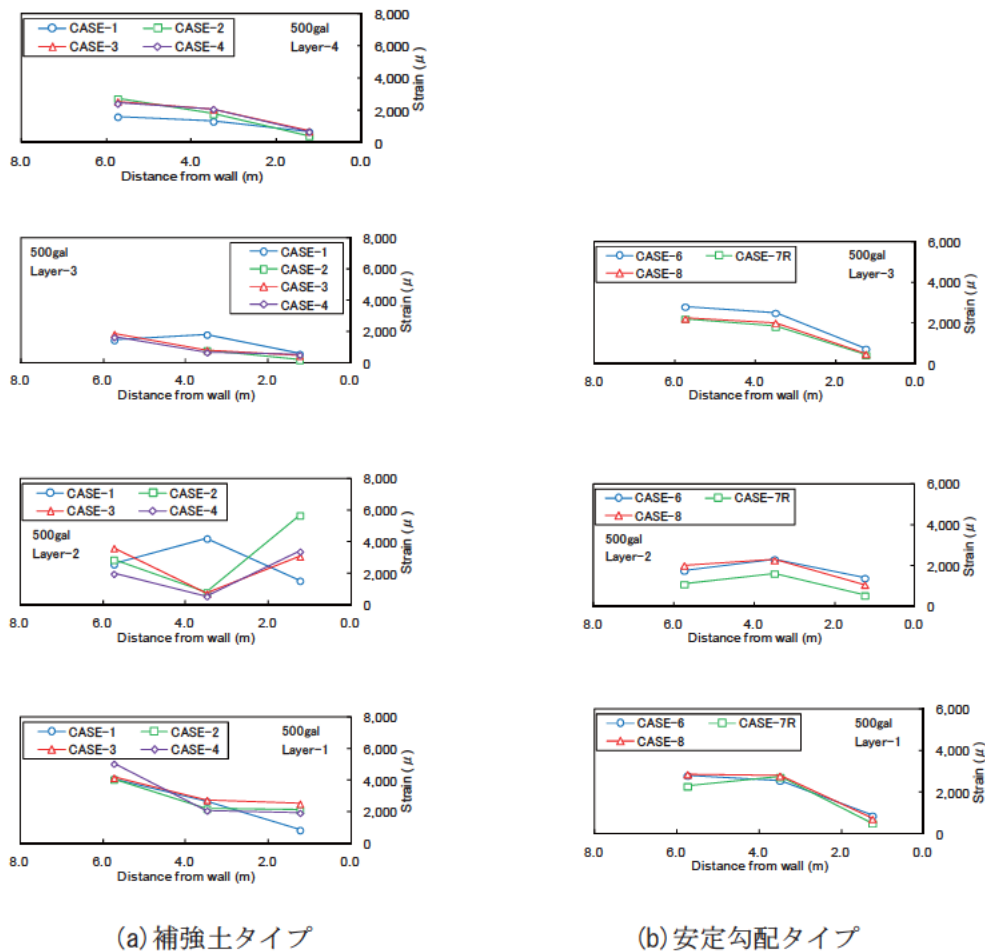


図-3.6-16 補強材のひずみ分布 (500gal 加振時)

(3)まとめ

1) のり面形状による影響

- ・ 腹付盛土が安定勾配タイプの構造では、入力加速度 500gal 加振時に腹付盛土箇所ですべり破壊が生じる。
- ・ 腹付盛土が補強土タイプの構造では、大型土のうの水平変位ははらみ出す変形を示す。
- ・ 腹付盛土が安定勾配タイプの構造では、大型土のうの水平変位は盛土下部では抑制され、盛土中段から水平変位が増加する変形を示す。

2) 排水条件による影響

- ・ 大型土のうの排水条件が透水性を有する場合、盛土の変形を抑制する効果が得られる。
- ・ 大型土のうの排水条件が透水性を有する場合、盛土内への浸入水による間隙水圧の増加割合は低減できる。
- ・ 加振時における過剰間隙水圧の抑制効果が期待できる。

3) 土のう配列形状による影響

- ・ 腹付盛土が補強土タイプの構造では、大型土のうの配列を増やすことで変形抑制効果が得られる。
- ・ 加振時における過剰間隙水圧の抑制に対する効果は期待できる。

以上より、実現場の施工条件等を考慮し、のり面形状、排水条件、土のう配列形態等による影響を確認した。

4. 実大実験

本章では、実大実験(大型土のうを用いた復旧盛土及び路面段差復旧)について、以下の順にまとめる。

4.1 実験概要

4.1.1 復旧盛土

4.1.2 走行実験

4.2 計画準備・造成

4.2.1 準備工

4.2.2 復旧盛土造成

4.2.3 土質試験

4.2.4 走行実験道路造成

4.2.5 測定機器

4.3 実験結果

4.3.1 施工性考察

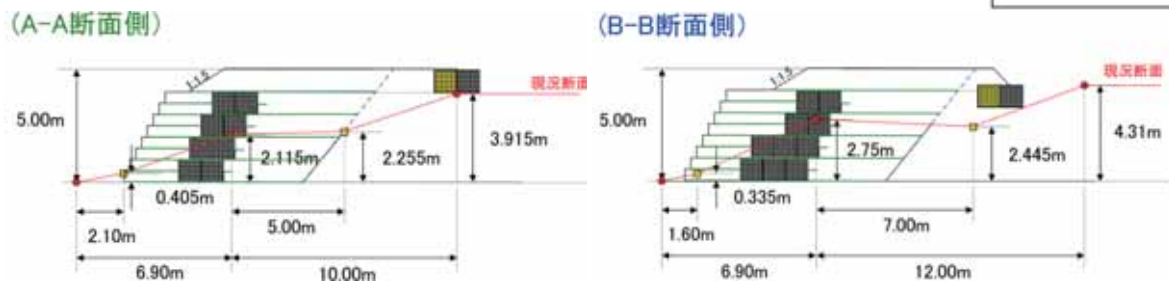
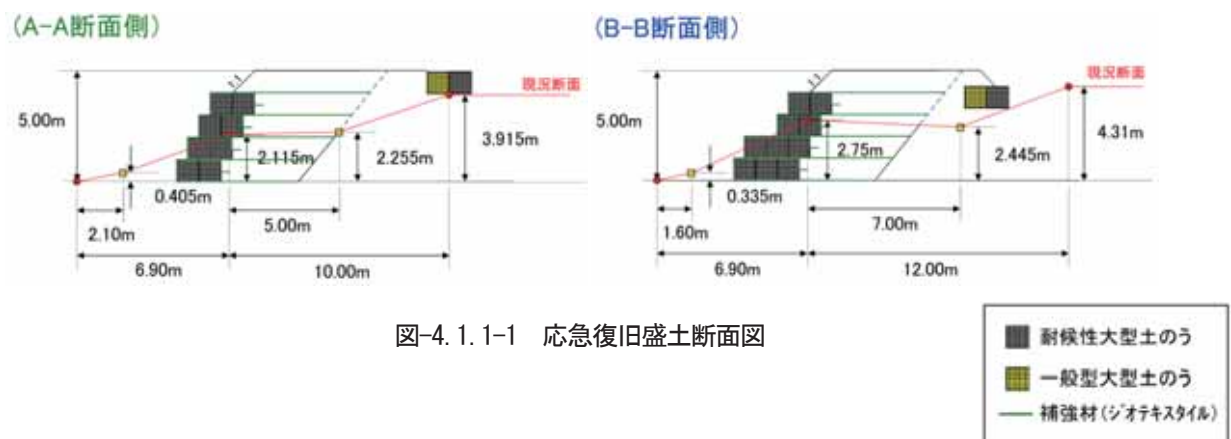
4.3.2 測定結果

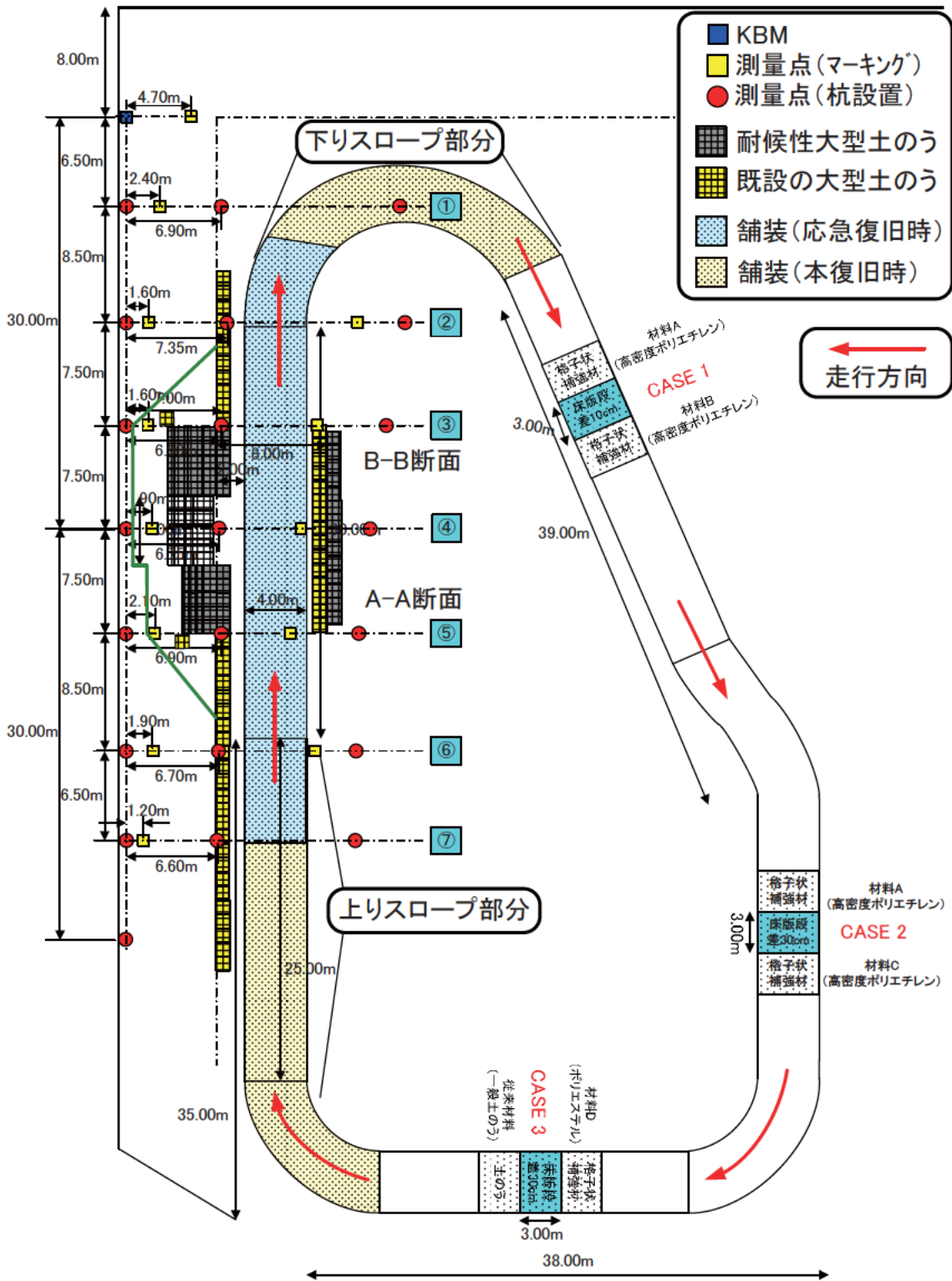
4.4 まとめ

4.1 実験概要

4.1.1 復旧盛土

土工管理実験場において、大型土のう材を用いた復旧盛土に関する実大規模の試験施工を行い、施工性や交通荷重による影響等を確認した。なお、復旧盛土は、大型土のうの配列が異なる2パターンを実施した。復旧盛土の断面図を図-4.1.1-1及び図-4.1.1-2に、試験ヤードの平面図を図-4.1.1-3に示す。





※図内 Case1～Case3 は、7章で述べる格子状補強材を用いた路面段差復旧箇所である。

図-4.1.1-3 実験計画平面図(土工管理実験場)

4.1.2 走行実験

応急復旧盛土完了時及び本復旧盛土完了時の各段階で 10t 級ダンプトラック (総重量 20t) を走行させ、表層部の沈下量や復旧盛土内に設置した計測機器により変位等を確認した。

走行実験は、10t ダンプトラックの荷台にウェイトを搭載し、総重量 20t の走行による交通荷重の影響を確認するが、予備試験として 2t, 4t, 6t, 8t と段階的に荷重を増やし、走行性や安全性を確認し、本試験 20t を実施した。

走行回数については、応急復旧盛土完了時 200 回走行、本復旧盛土完了時 200 回走行とし、合わせて 400 回とした。なお、表-4.1.2-1 に示す走行回数で走行を停止させ、目視観察や表層部の沈下量、復旧盛土内の計測機器の調査を行った。

各段階における走行速度を表-4.1.2-2～表-4.1.2-4 に、走行実験状況を写真-4.1.2-1～写真-4.1.2-3 に示す。

表-4.1.2-1 走行実験時の観測・計測頻度一覧表

項目	走行回数(回)	
	応急復旧時	本復旧時
観察	2, 5, 10, 15, 20, 30, 50, 75, 100, 200	10, 20, 50, 75, 100, 125, 150, 175, 200
計測	2, 5, 10, 15, 20, 30, 50, 75, 100, 200	10, 50, 100, 150, 200

※走行回数 0 回の状態を初期値とした。

表-4.1.2-2 重量検定(予備試験)時の走行速度一覧表

走行車両重量 (t)	載荷重量 (t)	走行時間 (/1周)		平均速度 (km/h)
		min	sec	
10.36	2	2	34	4.5
10.36	4	2	53	4.0
10.36	6	3	27	3.4
10.36	8	3	9	3.7
10.36	10	3	26	3.4

表-4.1.2-3 応急復旧時の走行速度一覧表

走行周回	周回数	走行時間		平均速度 (km/h)
		min	sec	
1~5	5	10	15	5.6
6~10	5	9	47	5.9
11~15	5	10	39	5.4
16~20	5	8	40	6.7
21~30	10	16	21	7.1
31~50	20	29	48	7.8
51~75	25	33	23	8.7
76~100	25	32	54	8.8
101~125	25	32	9	9.0
126~130	5	6	60	8.3
131~150	20	24	39	9.4
151~175	25	32	54	8.8
176~200	25	31	16	9.3

表-4.1.2-4 本復旧時の走行速度一覧表

走行周回	周回数	走行時間		平均速度 (km/h)
		min	sec	
1~10	10	14	50	7.8
11~20	10	15	45	7.4
21~30	10	10	55	10.6
31~50	20	20	0	11.6
51~75	25	21	25	13.5
76~100	25	21	35	13.4
101~125	25	19	57	14.5
126~150	25	19	55	14.5
151~175	25	18	55	15.3
176~200	25	19	21	15.0



写真-4.1.2-1 走行実験に使用した10t ダンプトラック



写真-4.1.2-2 走行実験状況



写真-4.1.2-3 計測状況

4.2 計画準備・造成

4.2.1 準備工

(1) 使用重機・機械

復旧盛土に使用した重機・機械一覧を表-4.2.1-1 に、代表写真を写真-4.2.1-1～写真-4.2.1-8 に示す。

表-4.2.1-1 実大試験施工で使用した重機・機械一覧

種別	名称	規格・型式等	用途	備考
トラック及び ダンプトラック	4t トラック	—	運搬	写真-4.2.1-1
	10t ダンプ トラック	—	運搬, 走行実験	
トラッククレーン	ユニッククレーン (4t トラック)	—	積込み, 運搬	写真-4.2.1-2
ショベル系 掘削機	0.05m ³ 級 バックホウ	—	掘削, 積込み 撤出し, 敷均し	写真-4.2.1-3
	0.1m ³ 級 バックホウ	—		
		—		
	0.4m ³ 級 バックホウ	移動クレーン式		
	0.7m ³ 級 バックホウ	—		
ブルドーザ	8t 級ブルドーザ	KOMATSU D31PX	掘削, 敷均し	写真-4.2.1-4
車輪式トラクタ ショベル	ホイールローダ	0.7m ³ 級	積込み, 運搬 撤出し	写真-4.2.1-5
振動コンパクタ	プレート コンパクタ	60kg 級 MIKASA EX13	転圧	写真-4.2.1-6
	パイプロ コンパクタ	300kg 級 MIKASA MVH306	転圧	
振動ローラ	ハンドガイド式 振動ローラ	600kg 級 MIKASA MRH600DSA	転圧	写真-4.2.1-7
	コンバインド式 振動ローラ	4t 級 HITACHI CC150C	転圧	
		4t 級 HITACHI ZC50C	転圧	
舗装機械	アスファルト 乳剤散布車	—	舗装	写真-4.2.1-8
	アスファルト フィニッシャ	—	舗装	



【4tトラック】



【10t ダンプトラック】



【10t ダンプトラック】：走行実験

写真-4. 2. 1-1 トラック及びダンプトラック写真



【ユニッククレーン(4tトラック)】

写真-4. 2. 1-2 トラッククレーン写真



【0.05m³級バックホウ】



【0.1m³級バックホウ】



【0.1m³級バックホウ】



【0.4m³級バックホウ】



【0.7m³級バックホウ】

写真-4.2.1-3 ショベル系掘削機写真



【8t 級ブルドーザ】

写真-4.2.1-4 ブルドーザ写真

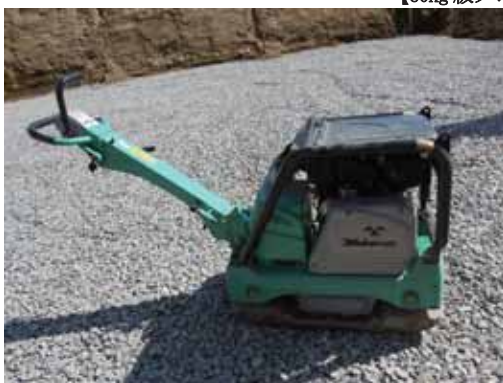


【0.7^m級ホイールローダ】

写真-4.2.1-5 車輪式トラクタショベル写真



【60kg 級プレートコンパクタ】



【300kg 級パイプロコンパクタ】



写真-4.2.1-6 振動コンパクタ写真



【600kg 級ハンドガイド式振動ローラ】



【4t 級コンバインド式振動ローラ(CC150C)】



【4t 級コンバインド式振動ローラ(ZC50C)】

写真-4.2.1-7 振動ローラ写真



【アスファルト乳剤散布車】



【アスファルトフィニッシャ】

写真-4.2.1-8 舗装機械写真

(2) 使用材料・計測機器

復旧盛土に使用した材料・計測機器等を表-4.2.1-2 に、代表写真を写真-4.2.1-9～写真-4.2.1-19 に示す。

表-4.2.1-2 使用材料一覧表

材料名	規格	備考	関連写真
耐候性大型土のう	φ1100mm×H1100		写真-4.2.1-9
壁面材	H=0.5m	勾配1:0.5	
層厚管理材	SP-70E*BS 1*50		写真-4.2.1-10
補強拘束ネット付植生シート	SG-SP17MTG*GR25		
補強材 (ジオテキスタイル)	HG-50 (T=30kN/m)		写真-4.2.1-11
	HG-80 (T=49kN/m)		
壁面強化材	UC-20		写真-4.2.1-12
連結金具	AD-JGL-SET		写真-4.2.1-13
ユニット連結金具 (壁面材用)	AD-JGU-SET		写真-4.2.1-14
固定ピン	AD-D10*200		
基盤排水層	RC-40		写真-4.2.1-15
盛土材	RC-40	A(350m ³) B(400m ³)	
再生アスファルト混合物	—		写真-4.2.1-16
再生砕石	—		
土圧計	EEP-5301D, EM-M01T		写真-4.2.1-17
水位観測計	水位観測孔, SKT-2C-50A(水位計)		写真-4.2.1-18
地表面変位杭	変位計測ターゲット		写真-4.2.1-19



写真-4.2.1-9 耐候性大型土のう及び壁面材



写真-4.2.1-10 層厚管理材及び補強拘束ネット付植生シート



写真-4.2.1-11 補強材(HG-50)及び補強材(HG-80)



写真-4.2.1-12 壁面補強材



写真-4.2.1-13 連結金具



写真-4.2.1-14 ユニット連結金具及び固定ピン



写真-4. 2. 1-15 基盤排水層材料及び盛土材



写真-4. 2. 1-16 再生アスファルト混合物及び再生砕石



写真-4. 2. 1-17 土圧計

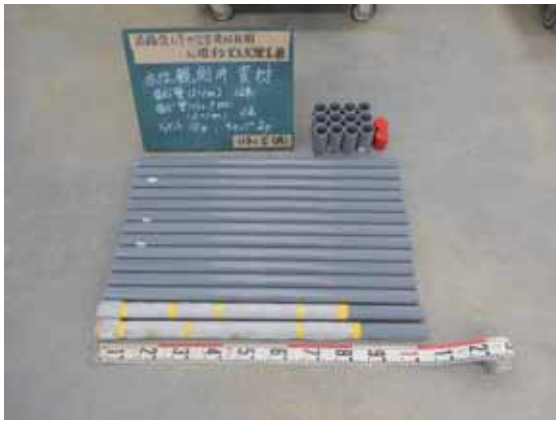


写真-4. 2. 1-18 水位観測孔材料及び水圧計

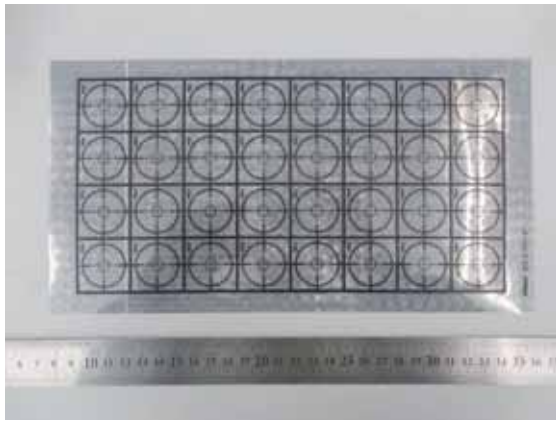


写真-4.2.1-19 地表面変位杭

(3) 試験ヤード造成

復旧盛土の試験ヤードは、土木研究所内の土工管理実験場とした。造成前の試験ヤード状況写真を写真-4.2.1-20に示す。

試験ヤードを対象に測量及び掘削を行い、復旧盛土を構築する区間の基盤面および背面盛土を造成した。測量結果を図-4.2.1-1及び図-4.2.1-2に、造成状況を写真-4.2.1-21～写真-4.2.1-23に示す。なお、復旧盛土を構築する区間の背面勾配は、1:0.8とした。



写真-4.2.1-20 本調査着手前現場状況

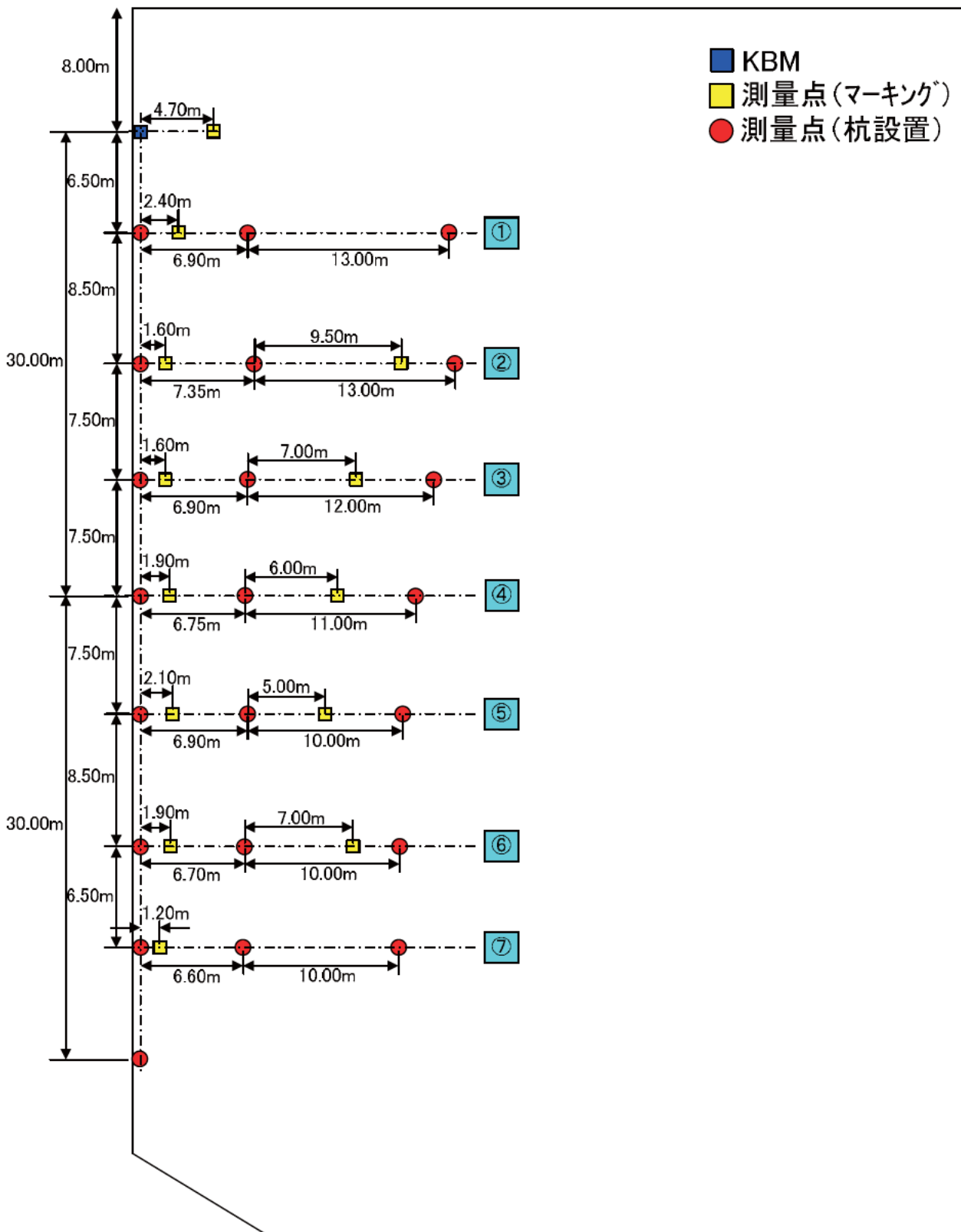
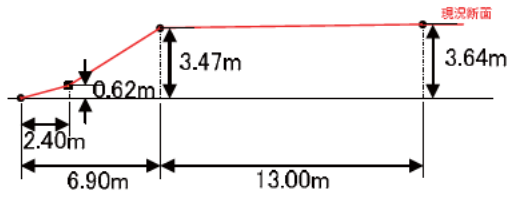
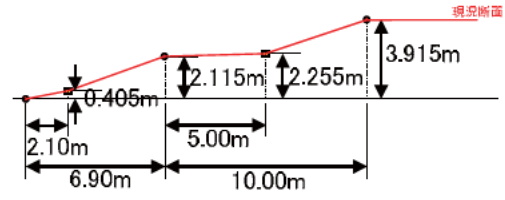


図-4.2.1-1 現況地盤測量平面図

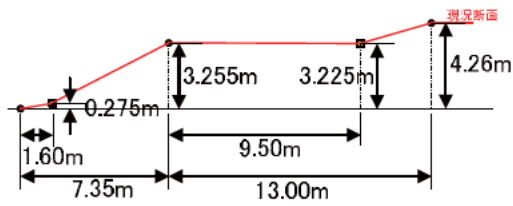
①測線



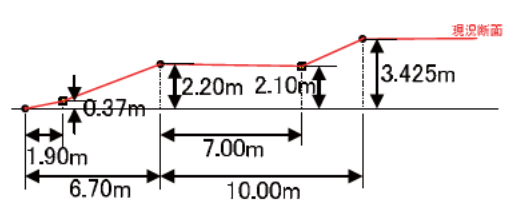
⑤測線(A-A断面側)



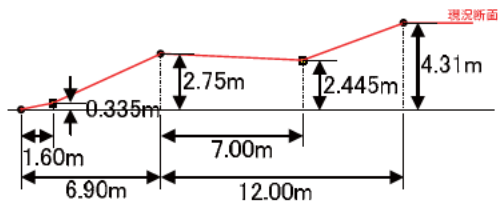
②測線



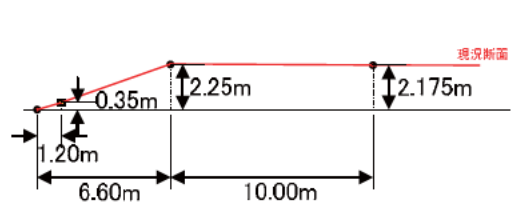
⑥測線



③測線(B-B断面側)



⑦測線



④測線(CL)

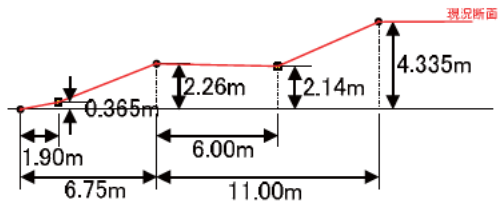


図-4.2.1-2 現況断面図



写真-4.2.1-21 既設盛土掘削状況



写真-4.2.1-22 背面既設盛土の切土法面状況



写真-4. 2. 1-23 基盤面成形完了後状況

(4) 基盤排水層造成

復旧盛土を構築する範囲の床付け面は、砕石を用いた基盤排水層を設けた。

基盤排水層造成は、ホイールローダ、0.4m³級バックホウおよび人力を併用し、砕石の撒出し、敷均しを行った。砕石層は、重機等による敷均し後、プレートコンパクタにより転圧を行った。

基盤排水層造成状況を写真-4.2.1-24 に、基盤排水層の仕上がり状況を写真-4.2.1-25 に示す。



写真-4.1.2-24 基盤排水層造成状況



写真-4.1.2-25 基盤排水層仕上がり状況

(5) 大型土のう製作

復旧盛土に用いる大型土のうは、表-4.1.2-3 に示す前田工織(株)製の「耐候性大型土のう(ツートンバッグ)」を使用した。なお、大型土のう作製手順は、以下のとおりである(写真-4.1.2-27 参照)。

- ① 大型土のうを、大型土のう作製の円筒補助器具にセットする。
- ② 0.4m³級バックホウにより、砕石を大型土のうに充填する。
- ③ 円筒補助器具より大型土のうを0.4m³級バックホウにより取り外し、さらに砕石を充填(補充)する。
- ④ 吊ばかりにより大型土のう充填重量を測定し、充填量を調整し大型土のうを仕上げる。なお、本試験施工では、1.8t 程度の充填を目標充填重量とした(H 1100 程度の確保)。

表-4.1.2-3 復旧盛土に用いた大型土のう(耐候性)

品名	耐候性大型土のう「ツートンバッグ」
品番	BOS-20N-1PT
サイズ(mm)	φ1100×H1100
容量(m ³)	1.0
最大充填重量(kg)	2000



写真-4.1.2-26 大型土のう写真

手順①



手順②



手順③



手順④



写真-4. 1. 2-27 大型土のう作製手順

4.2.2 復旧盛土造成

復旧盛土は、大型土のう設置段毎に、補強材敷設・大型土のう設置・裏込め工(敷均し及び転圧)を繰り返し、大型土のう4段を完了後に上載盛土を構築した。以下に、各施工について詳述する。

(1) 大型土のう設置(1 段目)

1) 基盤面の補強材設置

大型土のう設置基盤面(基盤排水層上面)に、補強材(ジオテキスタイル)を設置した。

補強材の設置は人力により行い、写真-4.2.2-1 に示すように、補強材と補強材の隙間がないように配置(ラップ)した。



写真-4.2.2-1 試験施工基盤面の補強材設置状況

2) 大型土のう1 段目設置

大型土のうの設置は、ユニッククレーン(4t トラック), 0.4m³級バックホウにより試験施工ヤードまで大型土のうを積み込み・運搬し、0.4m³級バックホウにより吊上げ・設置した。

なお、大型土のう1 段目は、図-4.2.2-1 に示すように、A 断面(延長 5m)が奥行方向に2 列、B 断面(延長 5m)が奥行方向に3 列配置とした。

大型土のう1 断面設置状況を写真-4.2.2-2、写真-4.2.2-3 に示す。

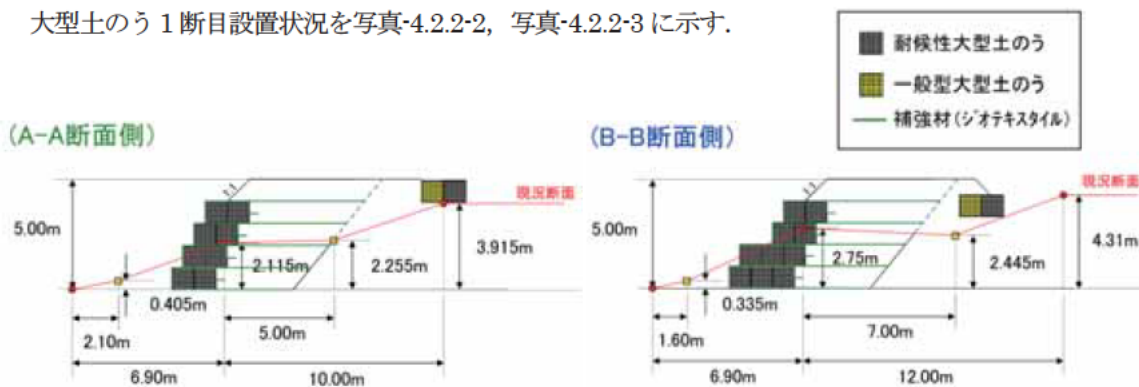


図-4.2.2-1 応急復旧盛土断面図



写真-4.2.2-2 1 段目大型土のう設置状況 : A 断面



写真-4.2.2-3 1段目大型土のう設置状況：B断面

3) 補強材設置：大型土のう 1 段目への巻込み

施工基盤面に設置した補強材を、1 段目の大型土のうの前面～上部～裏込め材への巻込みを行った。補強材の巻込みは人力により行い、補強材と補強材隙間が生じないようにラップさせた。

なお、大型土のうを巻込んだ補強材の先端部は、固定ピンを用いて裏込め材に固定させた。補強材設置(大型土のう 1 段目への巻込み)状況を写真-4.2.2-4 に示す。



写真-4.2.2-4 補強材設置：大型土のう 1 段目への巻込み

4) 大型土のう1段目の裏込め材の撒出し、敷均し、転圧

裏込め材は山砂を用い、0.05m³級バックホウおよび人力により敷均し、振動コンパクタ(プレートコンパクタとパイプロコンパクタを併用)により転圧を行った。なお、補強材(ジオテキスタイル)を傷付けることのないように注意した。

転圧回数、仕上がり厚については、施工初期段階に簡易転圧試験(転圧回数と転圧による圧縮量の把握)を行い(図-4.2.2-2 参照)、4回転圧、25cm仕上がり厚とした。

裏込め材の撒出し、敷均し、転圧状況を、写真-4.2.2-5～写真-4.2.2-6に示す。

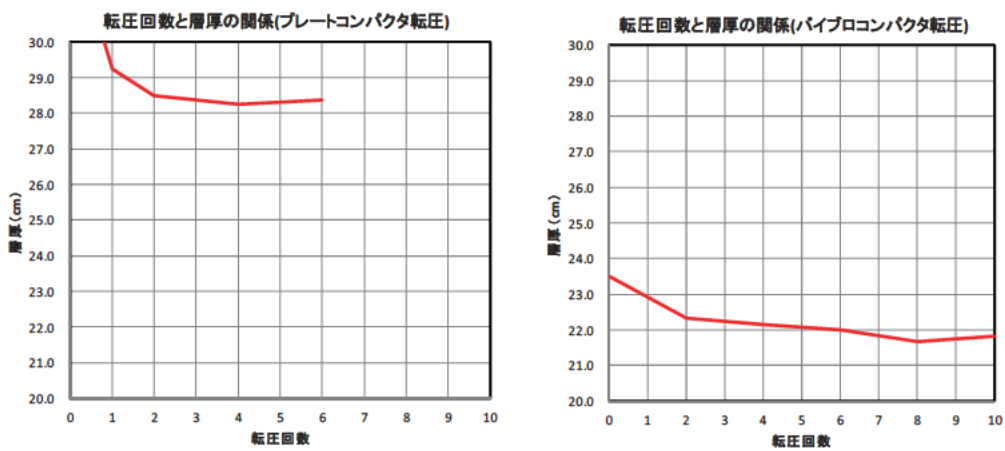


図-4.2.2-2 簡易転圧試験結果図



写真-4.2.2-5 大型土のう1段目裏込め材の撒出し・敷均し状況



写真-4.2.2-6 大型土のう1段目裏込め材の転圧状況

(2) 大型土のう設置(2 段目)

1) 補強材設置と大型土のうの設置

大型土のう 1 段目仕上がり面に、2 段目用の補強材(ジオテキスタイル)を敷設し、大型土のう 2 段目を設置した。
なお、大型土のうの配置は、1 段目同様に A 断面が奥行方向に 2 列、調査 B 断面が奥行方向に 3 列配置である。
大型土のう 2 段目の補強材と大型土のう設置状況を、写真-4.2.2-7 に示す。



写真-4.2.2-7 2 段目の補強材・大型土のう設置状況

2) 大型土のう2段目の裏込め材の撤出し、敷均し、転圧

大型土のう2段目の裏込め材の撤出し、敷均し、転圧状況を、写真-4.2.2-8に、層厚管理結果を、表-4.2.2-1に示す。



写真-4.2.2-8 2段目大型土のう裏込め材撤出し、敷均し、転圧状況

表-4.2.2-1 層厚管理結果(2段目施工)

基準KBM 4.840 m					
1層目		測定地点の実測高さ(m)			
測定	転圧回数	A	干渉区間	B	平均
		1	2	3	
1段4層目上面		3.745	3.725	3.685	
撒出し後	0	3.495	3.415	3.465	
転圧4回後	4	3.540	3.460	3.500	
		測定地点の層厚(cm)			
測定	転圧回数	A	干渉区間	B	平均
		1	2	3	
1段4層目上面		—	—	—	
撒出し後	0	25.0	31.0	22.0	26.0
転圧4回後	4	20.5	26.5	18.5	21.8
基準KBM 4.830 m					
2層目		測定地点の実測高さ(m)			
測定	転圧回数	A	干渉区間	B	平均
		1	2	3	
2段1層目上面		3.530	3.450	3.490	
撒出し後	0	3.225	3.210	3.200	
転圧4回後	4	3.265	3.255	3.230	
		測定地点の層厚(cm)			
測定	転圧回数	A	干渉区間	B	平均
		1	2	3	
2段1層目上面		—	—	—	
撒出し後	0	30.5	24.0	29.0	27.8
転圧4回後	4	26.5	19.5	26.0	24.0
基準KBM 4.830 m					
3層目		測定地点の実測高さ(m)			
測定	転圧回数	A	干渉区間	B	平均
		1	2	3	
2段2層目上面		3.265	3.255	3.230	
撒出し後	0	3.010	3.005	2.985	
転圧4回後	4	3.035	3.025	3.015	
		測定地点の層厚(cm)			
測定	転圧回数	A	干渉区間	B	平均
		1	2	3	
2段2層目上面		—	—	—	
撒出し後	0	25.5	25.0	24.5	25.0
転圧4回後	4	23.0	23.0	21.5	22.5
基準KBM 4.830 m					
4層目		測定地点の実測高さ(m)			
測定	転圧回数	A	干渉区間	B	平均
		1	2	3	
2段3層目上面		3.035	3.025	3.015	
撒出し後	0	2.805	2.760	2.775	
転圧4回後	4	2.815	2.790	2.795	
		測定地点の層厚(cm)			
測定	転圧回数	A	干渉区間	B	平均
		1	2	3	
2段3層目上面		—	—	—	
撒出し後	0	23.0	26.5	24.0	24.5
転圧4回後	4	22.0	23.5	22.0	22.5

(3) 大型土のう設置(3 段目)

1) 補強材設置と大型土のうの設置

大型土のう 2 段目仕上がり面に、大型土のう 3 段目用の補強材(ジオテキスタイル)を敷設し、大型土のう 3 段目を設置した。なお、大型土のう 3 段目より、A 断面及び B 断面とも奥行方向に 2 列配置である。

3 段目の補強材と大型土のうの設置状況を、写真-4.2.2-9～写真-4.2.2-10 に示す。



写真-4. 2. 2-9 大型土のう 3 段目補強材設置状況



写真-4.2.2-10 3段目の大型土のう設置状況

2) 大型土のう3段目の裏込め材の撤出し、敷均し、転圧

大型土のう3段目の裏込め材の撤出し、敷均し、転圧状況を、写真-4.2.2-11に、層厚管理結果を、表-4.2.2-2に示す。



写真-4.2.2-11 3段目大型土のう裏込め材撤出し、敷均し、転圧状況

表-4.2.2-2 層厚管理結果(3段目施工)

基準KBM 4.830 m					
1層目		測定地点の実測高さ(m)			
測定	転圧回数	A	干渉区間	B	平均
		1	2	3	
2段5層目上面		2.645	2.585	2.615	
撒出し後	0	2.395	2.335	2.370	
転圧4回後	4	2.420	2.370	2.395	
測定地点の層厚(cm)					
測定	転圧回数	A	干渉区間	B	平均
		1	2	3	
2段5層目上面		—	—	—	
撒出し後	0	25.0	25.0	24.5	24.8
転圧4回後	4	22.5	21.5	22.0	22.0

基準KBM 4.830 m					
2層目		測定地点の実測高さ(m)			
測定	転圧回数	A	干渉区間	B	平均
		1	2	3	
3段1層目上面		2.420	2.370	2.395	
撒出し後	0	2.160	2.085	2.100	
転圧4回後	4	2.210	2.120	2.135	
測定地点の層厚(cm)					
測定	転圧回数	A	干渉区間	B	平均
		1	2	3	
3段1層目上面		—	—	—	
撒出し後	0	26.0	28.5	29.5	28.0
転圧4回後	4	21.0	25.0	26.0	24.0

基準KBM 4.830 m					
3層目		測定地点の実測高さ(m)			
測定	転圧回数	A	干渉区間	B	平均
		1	2	3	
3段2層目上面		2.210	2.120	2.135	
撒出し後	0	1.870	1.860	1.910	
転圧4回後	4	1.895	1.900	1.945	
測定地点の層厚(cm)					
測定	転圧回数	A	干渉区間	B	平均
		1	2	3	
3段2層目上面		—	—	—	
撒出し後	0	34.0	26.0	22.5	27.5
転圧4回後	4	31.5	22.0	19.0	24.2

基準KBM 4.825 m					
4層目		測定地点の実測高さ(m)			
測定	転圧回数	A	干渉区間	B	平均
		1	2	3	
3段3層目上面		1.935	1.855	1.920	
撒出し後	0	1.620	1.615	1.645	
転圧4回後	4	1.645	1.655	1.695	
測定地点の層厚(cm)					
測定	転圧回数	A	干渉区間	B	平均
		1	2	3	
3段3層目上面		—	—	—	
撒出し後	0	31.5	24.0	27.5	27.7
転圧4回後	4	29.0	20.0	22.5	23.8

(4) 大型土のう設置(4 段目)

1) 補強材設置と大型土のうの設置

大型土のう 3 段目仕上がり面に、大型土のう 4 段目用の補強材(ジオテキスタイル)を敷設し、大型土のう 4 段目を設置した。なお、大型土のう 3 段目同様に、A 断面及び B 断面とも奥行方向に 2 列配置である。

4 段目の補強材と大型土のうの設置状況を、写真-4.2.2-12 に示す。



写真-4.2.2-12 4 段目の補強材・大型土のう設置状況

2) 大型土のう4段目の裏込め材の撤出し、敷均し、転圧

大型土のう4段目の裏込め材の撤出し、敷均し、転圧状況を、写真-4.2.2-13に、層厚管理結果を、表-4.2.2-3に示す。



写真-4.2.2-13 4段目大型土のう裏込め材撤出し、敷均し、転圧状況

表-4.2.2-3 層厚管理結果(4段目施工)

基準KBM 4.835 m					
1層目		測定地点の実測高さ(m)			
測定	転圧回数	A	干渉区間	B	平均
		1	2	3	
3段4層目上面		1.675	1.675	1.710	
撒出し後	0	1.425	1.395	1.380	
転圧4回後	4	1.445	1.420	1.420	
測定地点の層厚(cm)					
測定	転圧回数	A	干渉区間	B	平均
		1	2	3	
3段4層目上面		—	—	—	
撒出し後	0	25.0	28.0	33.0	28.7
転圧4回後	4	23.0	25.5	29.0	25.8

基準KBM 4.835 m					
2層目		測定地点の実測高さ(m)			
測定	転圧回数	A	干渉区間	B	平均
		1	2	3	
4段1層目上面		1.445	1.420	1.420	
撒出し後	0	1.235	1.180	1.135	
転圧4回後	4	1.250	1.210	1.195	
測定地点の層厚(cm)					
測定	転圧回数	A	干渉区間	B	平均
		1	2	3	
4段1層目上面		—	—	—	
撒出し後	0	21.0	24.0	28.5	24.5
転圧4回後	4	19.5	21.0	22.5	21.0

基準KBM 4.945 m					
3層目		測定地点の実測高さ(m)			
測定	転圧回数	A	干渉区間	B	平均
		1	2	3	
4段2層目上面		1.340	1.300	1.285	
撒出し後	0	1.020	0.955	1.020	
転圧4回後	4	1.060	1.000	1.050	
測定地点の層厚(cm)					
測定	転圧回数	A	干渉区間	B	平均
		1	2	3	
4段2層目上面		—	—	—	
撒出し後	0	32.0	34.5	26.5	31.0
転圧4回後	4	28.0	30.0	23.5	27.2

基準KBM 4.945 m					
4層目		測定地点の実測高さ(m)			
測定	転圧回数	A	干渉区間	B	平均
		1	2	3	
4段3層目上面		1.060	1.000	1.050	
撒出し後	0	0.805	0.720	0.725	
転圧4回後	4	0.830	0.750	0.785	
測定地点の層厚(cm)					
測定	転圧回数	A	干渉区間	B	平均
		1	2	3	
4段3層目上面		—	—	—	
撒出し後	0	25.5	28.0	32.5	28.7
転圧4回後	4	23.0	25.0	26.5	24.8

(5) 上載盛土部の構築

1) 復旧盛土背面側の土のう設置

大型土のう 4 段を用いた復旧盛土(盛土高 4m)上に、上載盛土(盛土高 1m)を構築した。

上載盛土の構築にあたり、復旧盛土背面側の抑えとして、大型土のうを設置した。復旧盛土背面側の大型土のう設置状況を、写真-4.2.2-14 に示す。



写真-4.2.2-14 上載盛土背面側の土のう設置状況

2) 上載盛土の構築

上載盛土の構造は、法面勾配 1:1.0、盛土高さ 1m、盛土天端幅 4m である。

盛土材料は、大型土のう施工部と同一の山砂を用い、転圧等も同条件で実施した。

上載盛土の構築状況を、写真-4.2.2-15～写真-4.2.2-17 に、層厚管理結果を、表-4.2.2-4 に示す。



写真-4.2.2-15 補強材の設置状況



写真-4.2.2-16 上載盛土の構築(撒出し, 敷均し, 転圧状況)



写真-4.2.2-17 上載盛土の構築完了

表-4.2.2-4 層厚管理結果(上載盛土施工)

基準KBM 4.980 m					
1層目		測定地点の実測高さ(m)			
測定	転圧回数	A	干渉区間	B	
		1	2	3	
4段4層目上面		0.810	0.820	0.775	
撒出し後	0	0.600	0.620	0.580	
転圧4回後	4	0.640	0.650	0.630	
		測定地点の層厚(cm)			
測定	転圧回数	A	干渉区間	B	平均
		1	2	3	
4段4層目上面		—	—	—	
撒出し後	0	21.0	20.0	19.5	20.2
転圧4回後	4	17.0	17.0	14.5	16.2

基準KBM 4.945 m					
2層目		測定地点の実測高さ(m)			
測定	転圧回数	A	干渉区間	B	
		1	2	3	
上載1層目上面		0.615	0.625	0.600	
撒出し後	0	0.360	0.340	0.340	
転圧4回後	4	0.400	0.380	0.375	
		測定地点の層厚(cm)			
測定	転圧回数	A	干渉区間	B	平均
		1	2	3	
上載1層目上面		—	—	—	
撒出し後	0	25.5	28.5	26.0	26.7
転圧4回後	4	21.5	24.5	22.5	22.8

基準KBM 4.945 m					
3層目		測定地点の実測高さ(m)			
測定	転圧回数	A	干渉区間	B	
		1	2	3	
上載2層目上面		0.400	0.380	0.375	
撒出し後	0	0.120	0.095	0.125	
転圧4回後	4	0.175	0.140	0.160	
		測定地点の層厚(cm)			
測定	転圧回数	A	干渉区間	B	平均
		1	2	3	
上載2層目上面		—	—	—	
撒出し後	0	28.0	28.5	25.0	27.2
転圧4回後	4	22.5	24.0	21.5	22.7

基準KBM 4.350 m					
4層目		測定地点の実測高さ(m)			
測定	転圧回数	A	干渉区間	B	
		1	2	3	
上載3層目上面		0.705	0.685	0.675	
撒出し後	0	0.400	0.390	0.375	
転圧4回後	4	0.420	0.435	0.405	
		測定地点の層厚(cm)			
測定	転圧回数	A	干渉区間	B	平均
		1	2	3	
上載3層目上面		—	—	—	
撒出し後	0	30.5	29.5	30.0	30.0
転圧4回後	4	28.5	25.0	27.0	26.8

(6) 大型土のうを用いた復旧盛土の構築(本復旧法面部)

本復旧盛土の構築は、応急復旧盛土完成時の走行実験後(後述)に行った。

法面部は、壁面材を設置し裏込め材の投入～撒出し・敷均し～転圧を行い構築した。なお、裏込め材は、応急復旧盛土施工時と同一の山砂を用い、0.7m³級バックホウ(ロングアーム)により上載盛土上から投入・撒出しを行った。

裏込め材の施工エリアは狭いことから敷均しは人力作業が主体となり、転圧機械も主に小型の振動コンパクタにより施工した。本復旧時の上載盛土は、法面勾配 1:1.5 とした。

本復旧法面の施工状況を、写真-4.2.2-18～写真-4.2.2-20 に、本復旧盛土完成状況を、写真-4.2.2-21 に示す。



写真-4.2.2-18 大型土のう設置状況(緩衝区間)



写真-4.2.2-19 壁面材設置及び裏込め材撒出し，敷均し，転圧状況



写真-4.2.2-20 上載盛土の構築状況



写真-4.2.2-21 本復旧盛土完成

4.2.3 土質試験

(1) 試験概要

復旧盛土施工時の品質管理として、各施工段階で現場密度試験(砂置換法)を行った。試験の内訳と数量を、表-4.2.3-1に示す。

試験箇所は、施工進捗に合わせて、表-4.2.3-2に示す基盤面と大型土のう背面盛土(1段目～4段目)、及び上載盛土の各施工段階を基本に行った。

表-4.2.3-1 土質試験

試験項目	方法	数量	備考
現場密度試験(砂置換法)	JIS A 1214	6箇所	3孔/箇所

表-4.2.3-2 試験実施箇所一覧表

施工段階 (位置)	数量	備考
基盤面	1箇所	A断面, 緩衝区間, B断面:各1孔(計3孔)
土のう1段目	1箇所	A断面, 緩衝区間, B断面:各1孔(計3孔)
土のう2段目	1箇所	A断面, 緩衝区間, B断面:各1孔(計3孔)
土のう3段目	1箇所	A断面, 緩衝区間, B断面:各1孔(計3孔)
土のう4段目	1箇所	A断面, 緩衝区間, B断面:各1孔(計3孔)
上載盛土	1箇所	A断面, 緩衝区間, B断面:各1孔(計3孔)

(2) 試験結果

現場密度試験結果を表-4.2.3-3に示す。また、盛土に用いた山砂の締固め試験結果を表-4.2.3-4に示す。表-4.2.3-3に示すとおり、全ての試験箇所施工管理基準値である締固め度D値95%以上が得られた。

表-4.2.3-3 現場密度試験結果一覧表(平均値)

試験箇所		湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	含水比 W (%)	乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	締固め度 Dc (%)	
基盤面		1.539	61.2	0.962	-	
仮復旧	1段目	1.773	16.9	1.516	96.1	
	2段目	1.817	16.7	1.558	98.8	
	3段目	1.741	14.3	1.524	96.6	
	4段目	1.814	18.2	1.535	97.3	
	上載盛土	1.762	17.5	1.500	95.1	
本復旧	A断面	3段目上層	1.790	19.1	1.502	95.2
		4段目上層	1.774	17.3	1.512	95.9
	B断面	3段目下層	1.787	19.2	1.500	95.1
		4段目上層	1.777	17.9	1.508	95.6

※基盤面，仮復旧箇所は3孔の平均値

表-4.2.3-4 締固め試験結果

土質名称	砂質土 (山砂)
最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.577
最適含水比 W_{opt} (%)	18.9

4.2.4 走行実験道路造成

走行実験のため、10t ダンプトラックが走行可能な周回道路を造成した。

図-4.2.4-1 に周回道路平面図を示す。周回道路の造成について、次頁以降に詳述する。

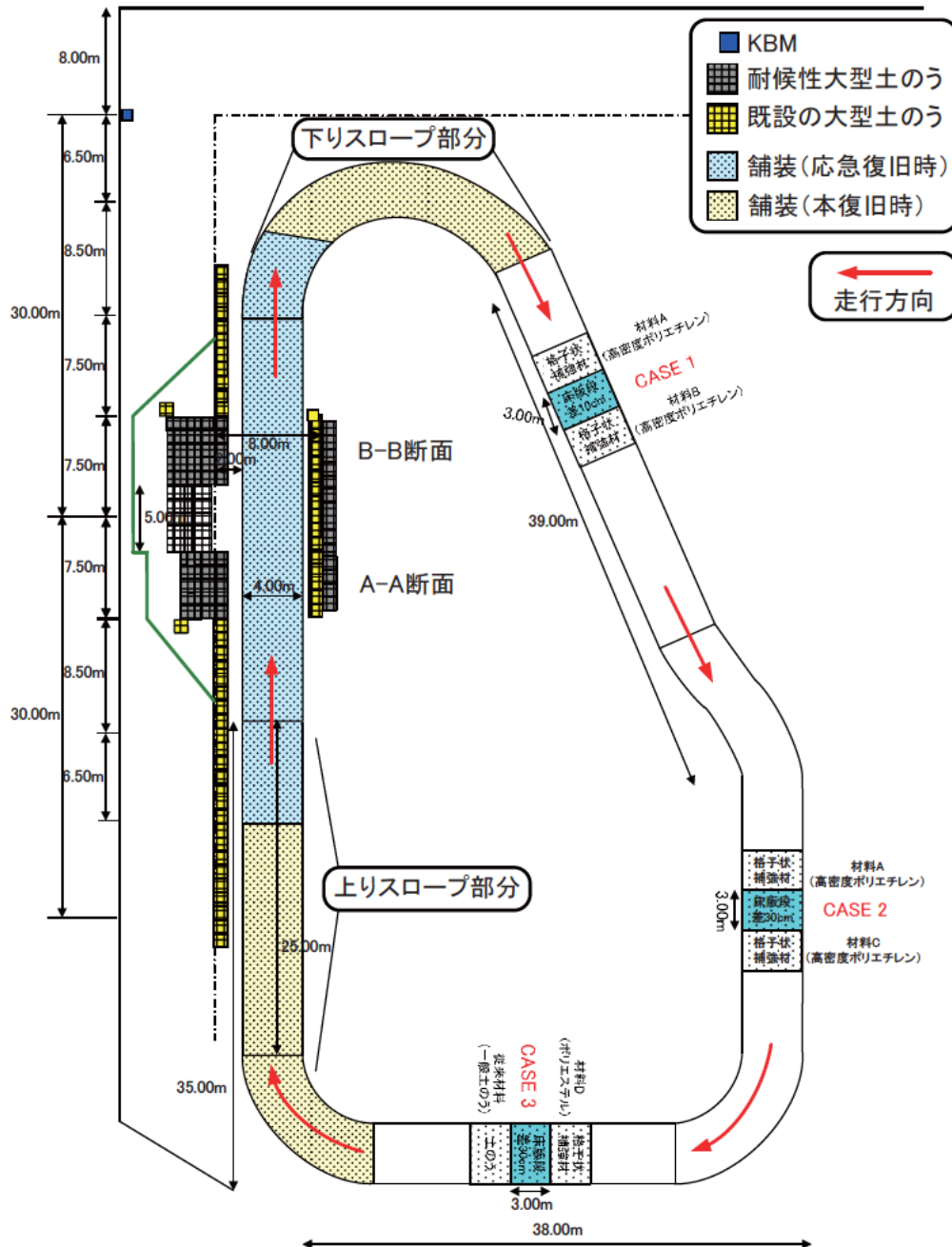


図-4.2.4-1 走行実験道路平面図

(1) 切盛土工による路体・路床の造成

切盛土工による走行実験道路の整備状況(路体・路床の造成)を、写真-4.2.4.1～写真-4.2.4-2 に示す。なお、施工に用いた主な重機は、以下のとおりである。

- ① 積込み・運搬：0.4m³級バックホウ，4tトラック，ホイールローダ
- ② 切土：0.4m³級バックホウ，8t級ブルドーザ
- ③ 撤出し・敷均し：0.4m³級バックホウ，ホイールローダ，8t級ブルドーザ
- ④ 転圧：4t級コンバインド式振動ローラ
- ⑤ 土のう設置：0.4m³級バックホウ



写真-4.2.4-1 走行実験道路周辺部の大型土のう設置状況



写真-4. 2. 4-2 走行実験道路整備状況

(2) 舗装工(応急復旧盛土時)

10t 級ダンプトラックの走行性を確保するため、周回道路の復旧盛土区間を対象に舗装工を実施した。なお、舗装工にあたり、上載盛土表層から 50cm 掘削し、その掘削面を路床面とした。応急復旧時の舗装工では、主に以下に示す重機を使用するとともに、人力作業を併用した。

- トラック, ダンプトラック
- 0.1m³級バックホウ, 0.4m³級バックホウ
- ホイールローダ
- コンバインド式振動ローラ
- プレートコンパクタ
- アスファルト乳剤散布車
- アスファルトフィニッシャ

応急復旧盛土時の舗装工状況を、写真-4.2.4-3～写真-4.2.4-9 に示す。



写真-4.2.4-3 路床掘削～転圧状況



写真-4.2.4-4 路床面仕上がり状況



写真-4.2.4-5 路盤工状況



写真-4.2.4-6 路盤仕上がり状況



写真-4.2.4-7 舗装工



写真-4.2.4-8 舗装面仕上がり状況



写真-4.2.4-9 舗装面距離計測状況

(3) 舗装工(本復旧盛土時)

本復旧盛土完成時の走行実験において、ダンプトラックの走行性を向上させるため、上り及び下りスロープ部の舗装工の延長を行った。

本復旧盛土完成時の舗装工の状況を、写真-4.2.4-10～写真-4.2.4-13 に示す。



写真-4.2.4-10 舗装区間の擦り付け状況



写真-4.2.4-11 下り側スロープの舗装工：延長



写真-4.2.4-12 上り側スロープの舗装工：延長



写真-4. 2. 4-13 舗装延長区間距離計測

4.2.5 測定機器

復旧盛土の変状を確認するために、復旧盛土周辺に地表面変位杭、復旧盛土内に土圧計及び水位観測孔を設置し、常時及び走行実験時に計測を行った。

設置した計測機器の一覧を表-4.2.5-1に、設置位置を図-4.2.5-1～図-4.2.5-4に示す。

【土圧計】土のう3段目と4段目の2箇所(中心測線) ※走行実験時の影響が大きい箇所

【水位計(観測孔)】土のう設置箇所の中心部 ※土のう箇所への水位の浸透具合の確認

【地表面変位杭(ターゲット)】土のう設置面、その周辺部に適宜 ※施工・走行時に支障の出ない法面部

表-4.2.5-1 測定機器

設置場所	計測機器名	単位	数量	備考
大型土のう周辺	土圧計	台	4	2台/ケース
	水位観測計	台	2	1台/ケース
	地表面変位杭	セット	2	1セット/ケース

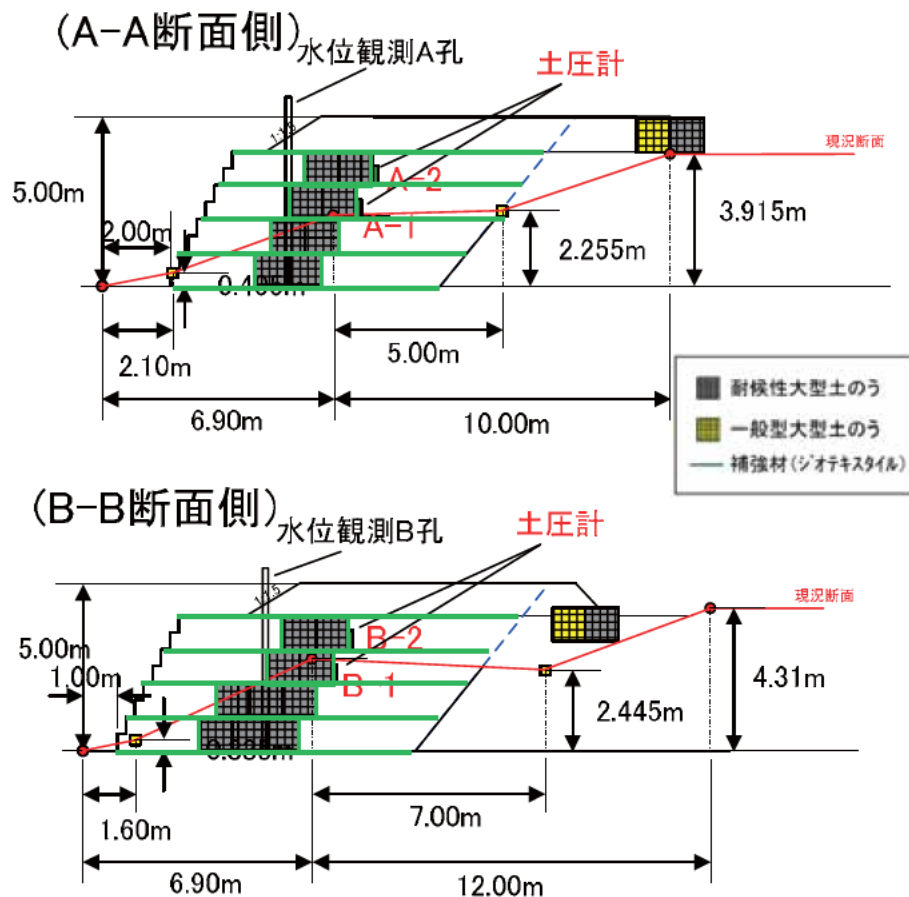


図-4.2.5-1 土圧計、水位計設置断面図

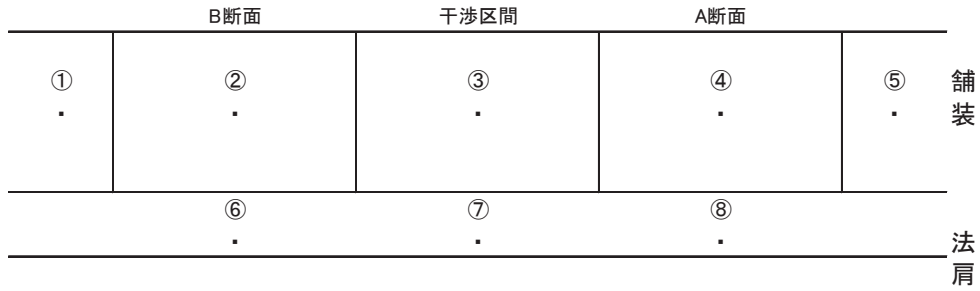


図-4.2.5-2 舗装面沈下量計測位置

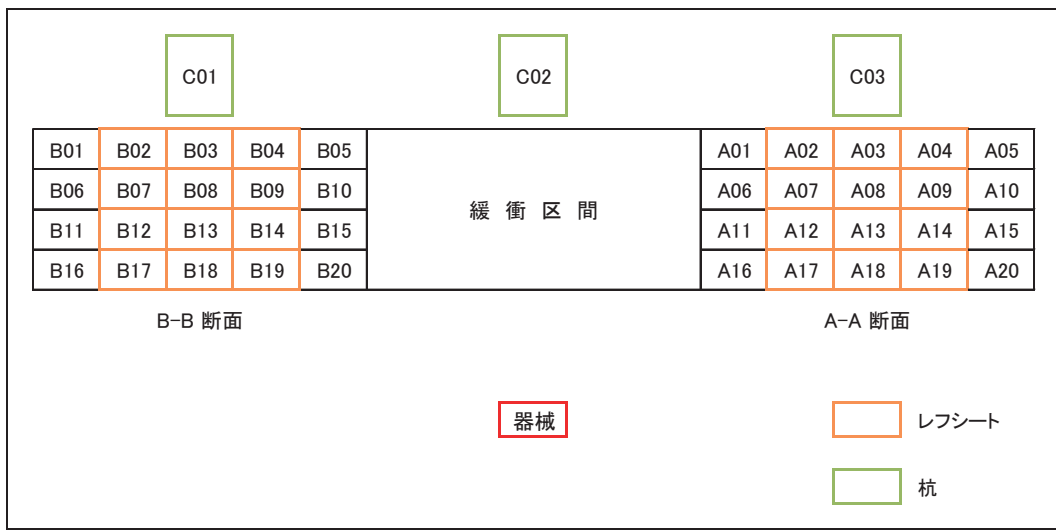


図-4.2.5-3 法面変位測定位置(応急復旧段階)

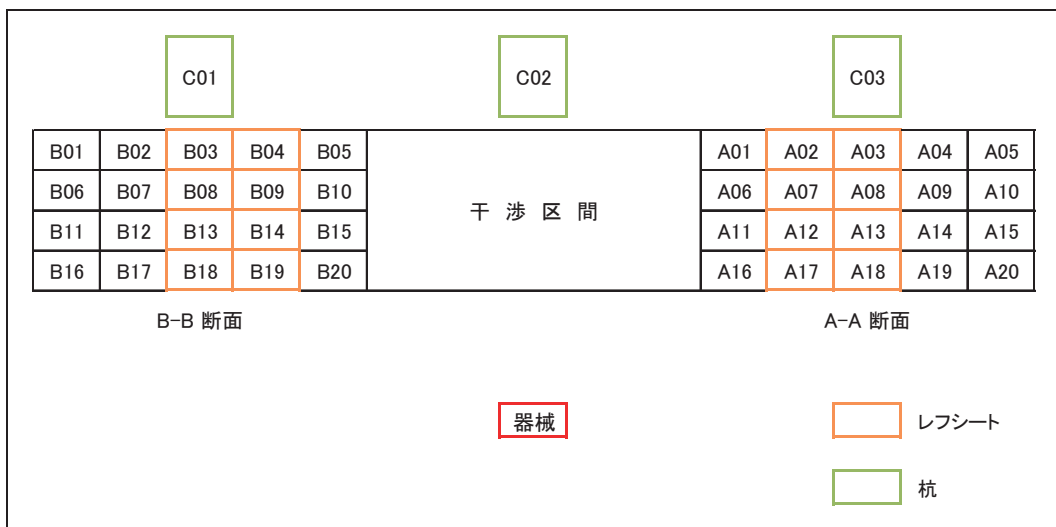


図-4.2.5-4 法面変位測定位置(本復旧段階)

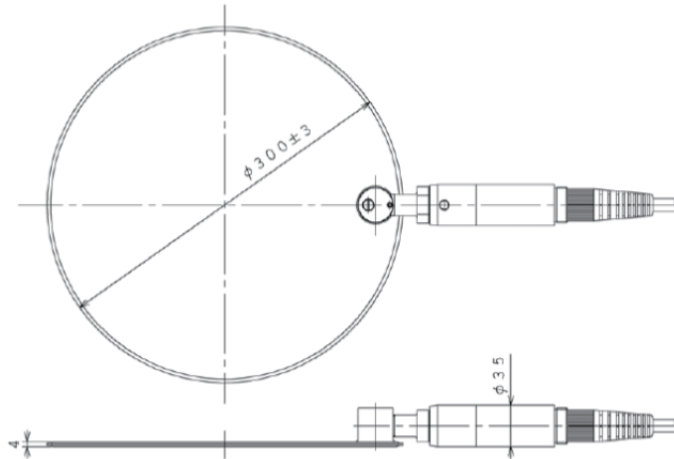
【土圧計】

使用した土圧計及び指示計の仕様は、以下のとおりである。

土中土圧計

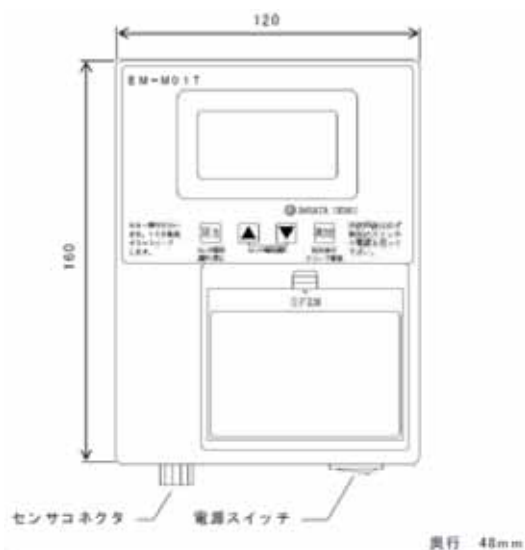
- 適用範囲 : 本仕様はEEP型土中土圧計に適用する【坂田電機株式会社製】
- 型式 : EEP-5301D
- 変換方式 : 差動トランス
- 測定範囲 : 0~0.1MPa
- 非直線性 : 0.5%F.S以内
- 温度特性 : 0.1%/°C以下
- 許容過負荷 : 定格容量の150%
- 許容温度範囲 : -30°C~+80°C
- 絶縁抵抗 : 50MΩ以上
- 使用ケーブル : SC-DT (5×0.5mm², クロロプレキシース)
- 使用測定器 : EM-5*シリーズ, CD-5*シリーズ, EC-4**シリーズ など

形状寸法



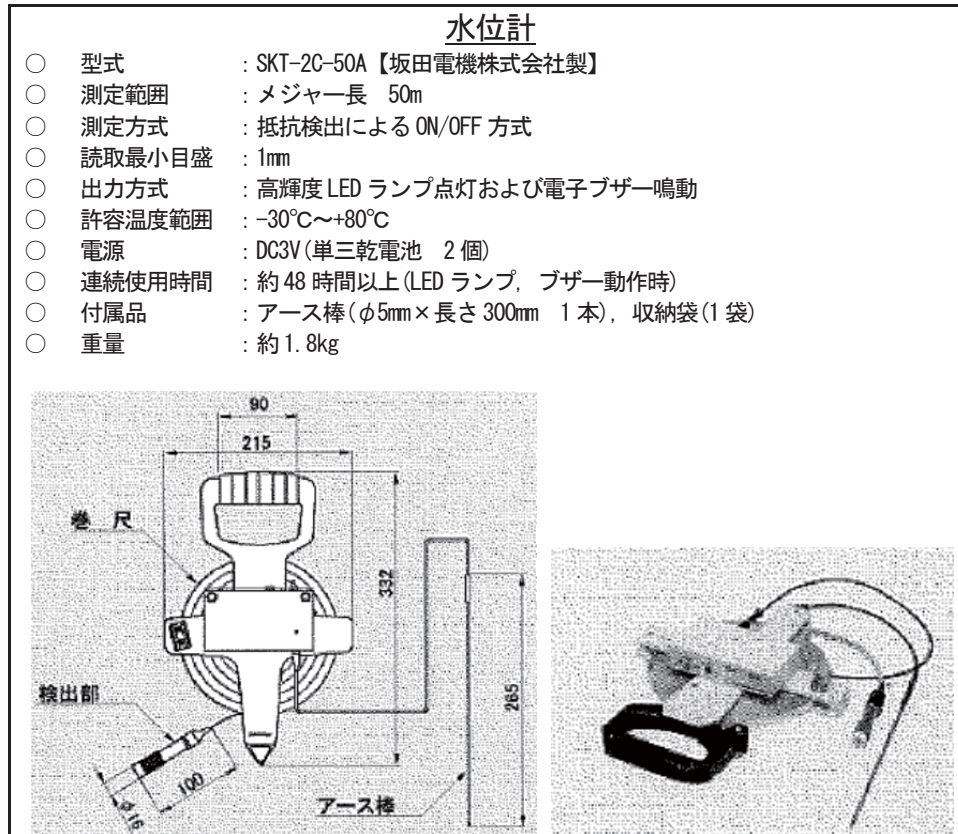
指示計

- 型式 : EM-M01T【坂田電機株式会社製】
- 適応センサ : ①差動トランス
②摺動抵抗
③二重摺動抵抗
④測温機能付き差動トランス
⑤直流電圧 ±5V
⑥直流電流 4~20mA
- 指示値表示 : デジタル5桁
- 最大測定範囲 : 差動トランス 50 レンジ ±99.999 (R)
500 レンジ ±999.99 (R)
差動トランス測温 +500~+3000
摺動抵抗 -10~+110 (%)
直流電圧 ±5.5 (V)
直流電流 -50~+150 (%)
-4~+28 (mA)
- 直線性誤差 : 差動トランス 50 レンジ(±50R) ±0.1%以内
500 レンジ(±500R) ±0.2%以内
差動トランス測温(+500~+3000) ±0.1%以内
摺動抵抗(0~100%) ±0.1%以内
直流電圧入力(±5.5V) ±0.1%以内
直流電流入力(4~20mA) ±0.1%以内
※()内の定格測定範囲にて校正
- 入力抵抗 : 直流電圧入力 1MΩ
直流電流入力 50Ω
- 電池残量表示 : 電池マークによる4段階表示
- 省電力機能 : キー操作がない状態で10分経過した場合、
省電力状態に移行
電源再投入か測定キー押下により省電力状態から復旧
- 使用電池 : 単三型アルカリ、ニッケル水素 4本
- 消費電力 : 測定時 1.6W以下、省電力状態 250μW以下
- 電池寿命 : 稼働時間 約7時間 ※新品で満充電時
- 使用温度湿度範囲 : 0°C~+40°C 85%RH以下
- 質量 : 約720g(電池含む)



【水位観測計】

水位観測孔は、有効塩ビ管(表面をフィルター被覆)を用いて設置し、以下に示す水位計により計測した。



【地表面変位杭】

地表面変位杭計測は、変位杭(木杭)、測量ターゲットシール、等を測定位置に設置し、測量機器を用い「X, Y, Z」を測定することにより、水平・奥行方向の変位を求めた。また、舗装面、盛土天端については、レベル測量により沈下量を測定し、路面段差復旧の調査地点では、メジャー等による地表面変位測定を行った。

4.3 実験結果

4.3.1 施工性考察

復旧盛土造成について、各段階での施工性について詳述する。

(1) 大型土のうの作製

大型土のう作製現場状況を、図-4.3.1-1 に示す。

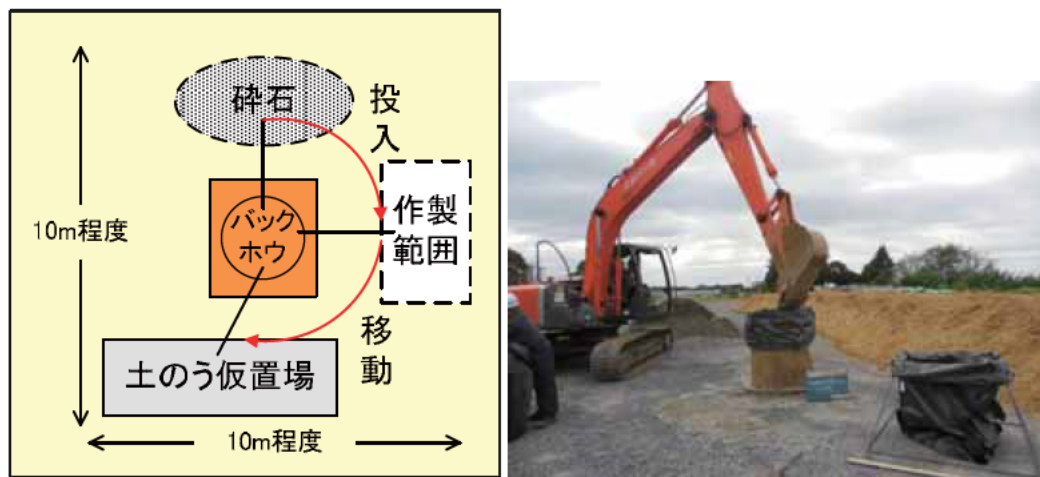


図-4.3.1-1 大型土のう作製現場の概要

大型土のう作製のための作業スペースは10m×10m程度の広さで、作業人員は3人(バックホウオペレータ1人、普通作業員2人)である。なお、主な使用機械は、0.4m³級バックホウ(移動式クレーン付)である。

大型土のう作製のための作業の流れは、定位置にバックホウを配置し、砕石の投入と完成した大型土のうの吊上げ移動を繰り返し行い、その作業補助として作業員が玉掛け等の作業を行った。

また、作業員の補助作業時のバックホウの待機時間を減らすことを考慮し、2袋の大型土のう作製を併用させた。作業時間は、この条件での計測で、2袋の大型土のう作製に、概ね、7～9分程度を要した。ただし、材料の搬入には、別途の作業人員、時間が必要となる。

本作業のように、ある程度の作業範囲が確保できる場合、バックホウを固定することにより、大型重機と作業員との交錯が少なくなることから、接触事故の低減を図ることが可能となる。

(2) 大型土のう設置

応急復旧盛土施工時の大型土のう設置状況を図-4.3.1-2 に示す。

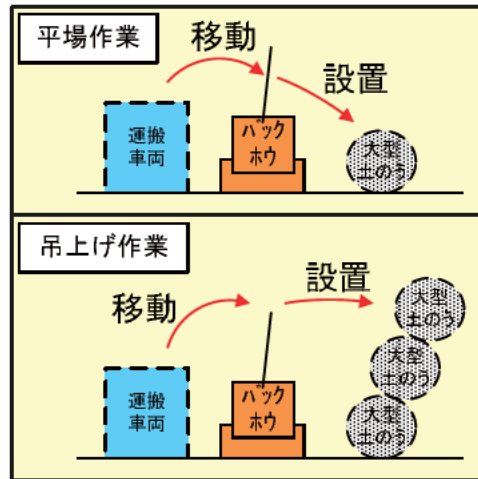


図-4.3.1-2 大型土のう設置概要

大型土のう設置作業は、吊上げた大型土のうを吊上げ機械(バックホウ)と同程度の位置に設置する平場作業と、吊上げ機械(バックホウ)より高い位置に設置する吊上げ作業の2種類に分類される。作業人員はどちらの作業ケースも3人(バックホウオペレータ1人、普通作業員2人)である。なお、主な使用機械は、0.4m³級バックホウ(移動式クレーン付)である。

大型土のう設置のための作業の流れは、バックホウの背面に大型土のうを積載した運搬車両が停車し、バックホウによる大型土のうの吊上げ、移動、設置となる。作業員の主な作業は、大型土のうの移動の誘導と大型土のう設置の際の調整である。

作業時間は、1段分に設置時間に平場作業で20分程度、吊上げ作業で30～40分程度である。ただし、本作業時間には、大型土のうの車両運搬時間を含んでいない。

なお、本作業では、吊上げ機械となるバックホウの背面側が舗装道路であったことから、運搬車両となる4tトラックの配置が容易な条件であった。

(3) 補強材の敷設

応急復旧盛土施工時の補強材の敷設は、人力作業のみで行った(写真-4.3.1-1 参照).



写真-4.3.1-1 補強材の設置状況

補強材の敷設作業は、補強材の切断作業と敷設作業からなる。

補強材の切断作業は、補強材を広げるための作業スペースと、普通作業員 2 人程度が必要となり、1 段分相当の切断作業時間は、概ね、1 時間程度である。

敷設作業は、作業人員に比例し、4 人以上の場合 8 分程度、2 人では 15 分程度であった。

なお、本作業の条件となる補強材は、長さ 10m 程度で、1 段あたりの枚数も 10 枚程度と小規模であったが、1 枚当たりの長さや量によっては、重機による資材の運搬が必要となる。

(4) 裏込め材の投入・転圧

応急復旧盛土施工時の裏込め材の投入の状況を図-4.3.1-3 に示す。

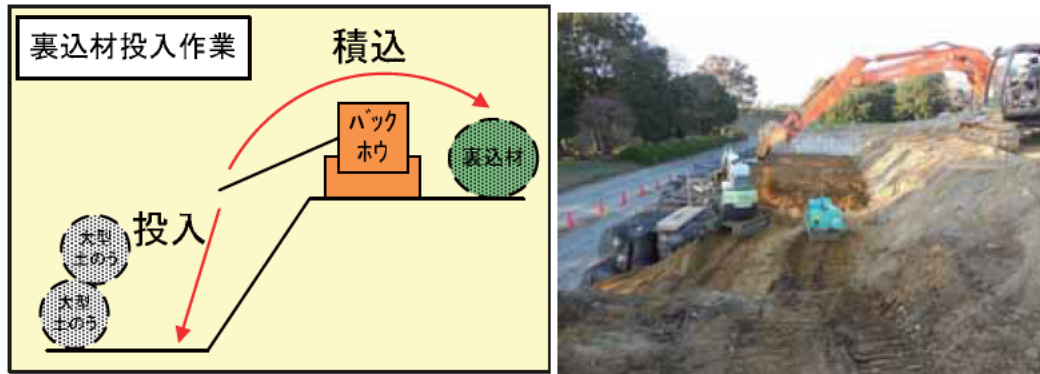


図-4.3.1-3 裏込め材の投入・転圧概要

裏込め材の投入・転圧のための作業の流れは、0.4m³級バックホウで法肩付近から裏込め材を投入し、0.1m³級バックホウ等で撤出し・敷均しを行った。転圧は、振動コンパクタ、振動ローラ等で行った。

作業人員は、裏込め材の投入、撤出し・敷均しで4人(バックホウオペレータ各1人、普通作業員2人)程度、転圧作業で1人である。

また、1層あたりの作業時間は、1.5時間～2時間程度であった。

(5) 本復旧盛土の構築

①壁面材の設置と補強材の連結

本作業は、人力作業が基本となる。なお、資材等の荷揚げ作業時には、機械等が必要な場合もある。作業時間は、概ね、1.5時間～2.5時間であるが、作業スペースの広さによって大きく影響する。

なお、本作業では、作業範囲が狭い条件であったことから作業が交錯し、作業員の待機時間が発生した。

②裏込め材の投入、転圧

本作業で使用した機械は、0.7m³級バックホウ(ロングアーム)とプレート振動コンパクタであり、作業人員は4名(バックホウオペレータ1人、誘導員1人、普通作業員2人)である。なお、作業員が応急復旧盛土施工時より増加しているが、これは裏込め材の投入箇所を指示する人員が必要となったためである。

作業時間は、誘導員を必要とする1,2段目で2時間程度、誘導員が必要とならない3,4段目で1時間程度である。

4.3.2 計測結果

走行実験に併せ、復旧盛土内の水位及び土圧、復旧盛土天端の舗装面沈下や周辺変位を計測した。なお、水位及び土圧は、走行実験時に加え、設置時より定期的に計測した。

図-4.3.2-1 に水位観測孔及び土圧計の設置位置図を示す。

以下、計測結果について述べる。なお、水位計及び土圧計の計測回数は、表-4.3.2-1 に示すとおりである。

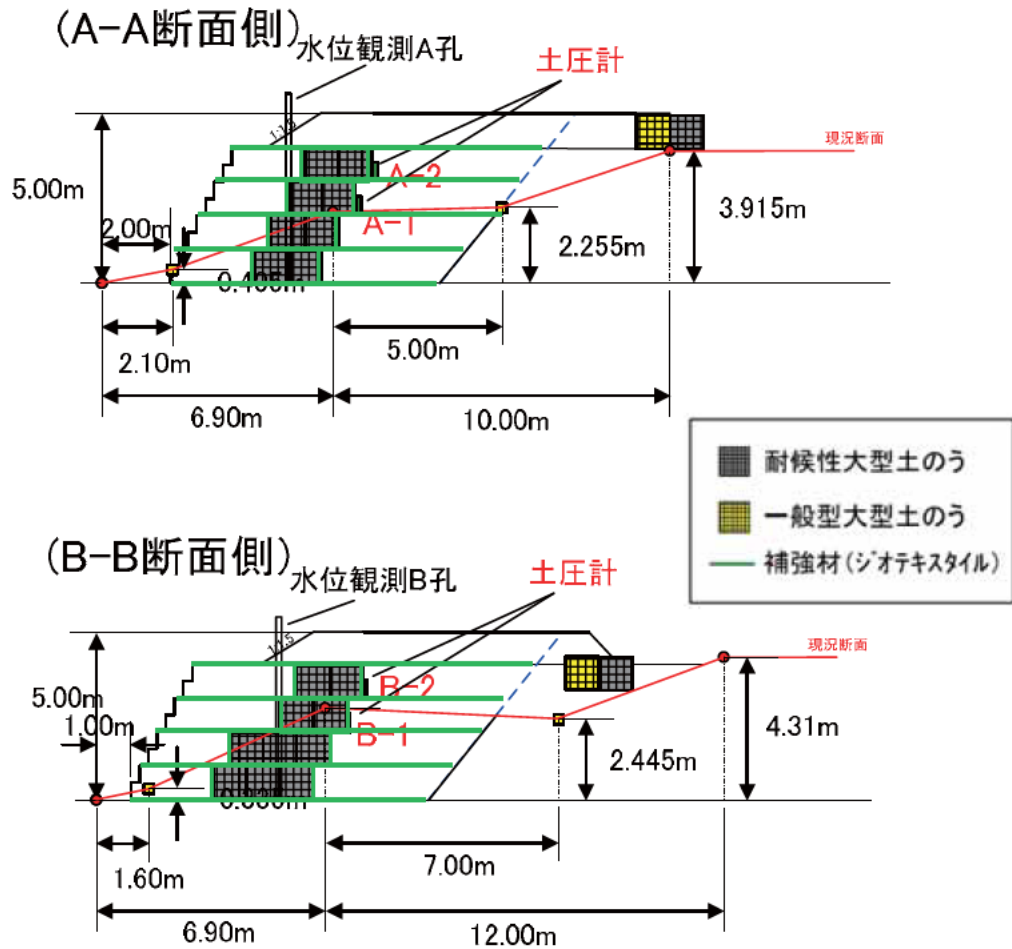


図-4.3.2-1 水位観測孔と土圧系の設置位置

表-4.3.2-1 水位計及び土圧計の計測回数一覧表

観測計器	計器No.	計測期間	計測回数	備考
水位計	A 孔	2015. 10/28 ～2016. 1/28	47 回	47 日分
	B 孔		47 回	47 日分
土圧計	A-1		49 回	46 日分
	A-2		45 回	42 日分
	B-1		49 回	46 日分
	B-2		45 回	42 日分

(1) 復旧盛土内水位

復旧盛土内水位は、2015年10月28日より2016年1月28日まで計測した。

施工中～施工後の期間を通して、A断面(A孔)、B断面(B孔)ともに復旧盛土内に水位は観測されなかった。なお、本計測期間の調査地近隣(つくば市館野)の降水量記録を、図-4.3.2-2に示す。

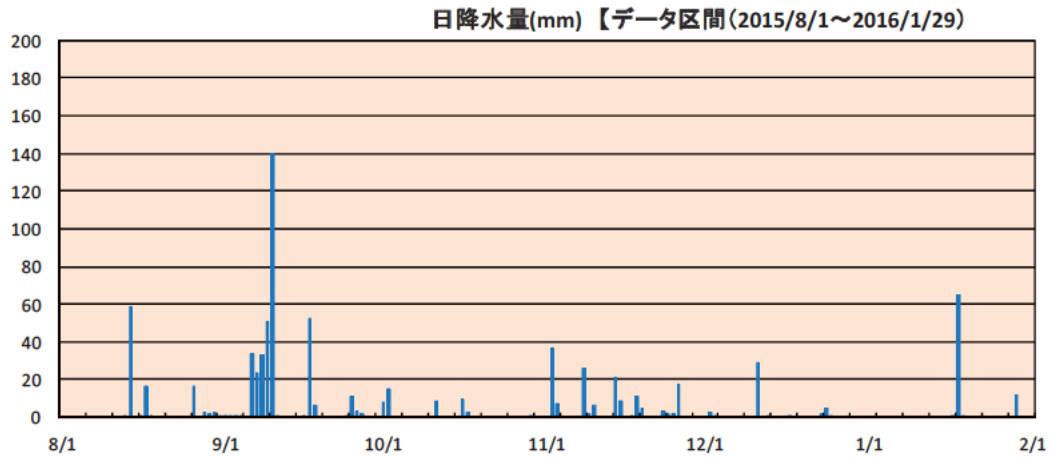


図-4.3.2-2 日降水量記録(つくば市館野地区)

(2) 大型土のうの背面に発生する土圧

大型土のうの背面に設置した土圧は、2015年10月28日より2016年1月28日まで計測した。

土圧の計測結果を復旧盛土施工の進捗と合わせて、図-4.3.2-3に示す。

図-4.3.2-3に示すとおり、A断面、B断面の同一高さの結果をみると、特に土圧の発生状況に違いは見られない。また、土被り圧比(発生土圧/土被り圧)を算出すると、土圧計に対する土被り厚が小さい施工段階では、各計器ともに土被り圧の40~50%程度の土圧が発生したが、施工完了後においては、概ね、10~20%の土被り圧比であった。なお、2015.12月中旬より全体的に発生土圧がやや上昇したが、これは、本復旧盛土施工による大型土のう前面側の拘束が影響したと考えられる。

また、走行実験に伴う土圧変化も特に見られなかった。

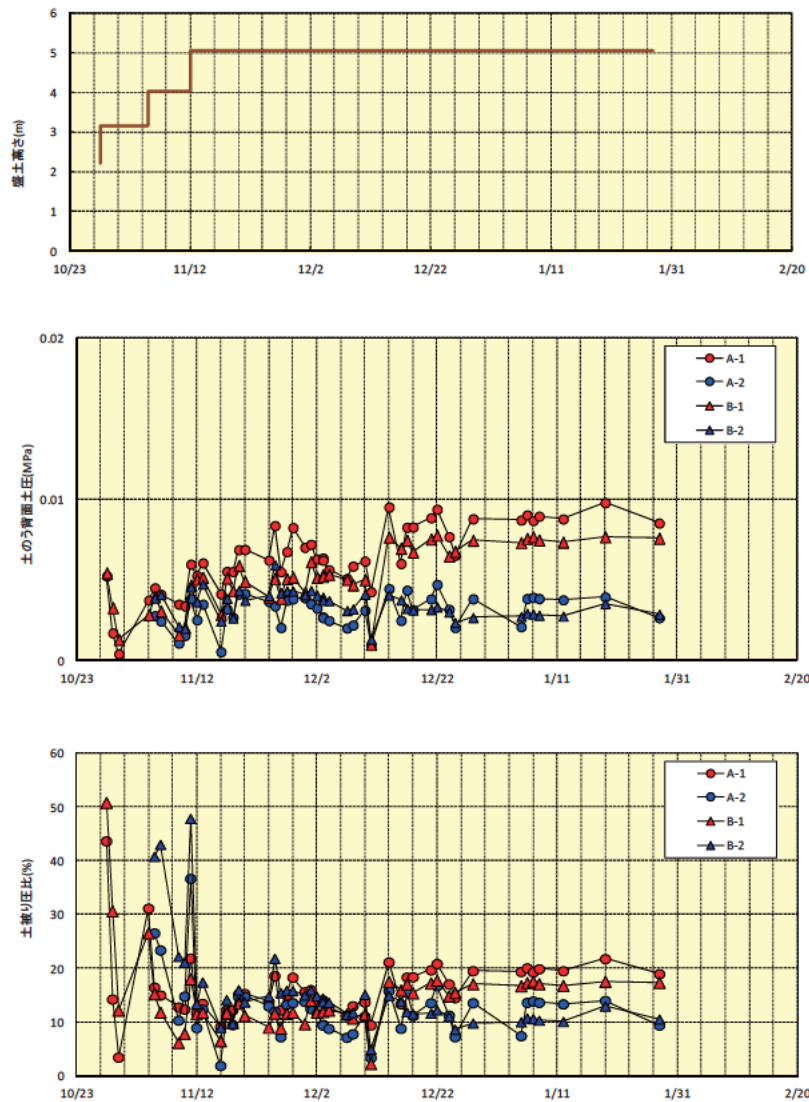


図-4.3.2-3 盛土高さと土のう背面の土圧計測結果

(3) 走行実験観察記録

① 応急復旧盛土完成時

応急復旧盛土完成後に実施した走行実験(交通荷重)による復旧盛土の変状等の目視観察記録を、図-4.3.2-4～図-4.3.2-9 に示す。

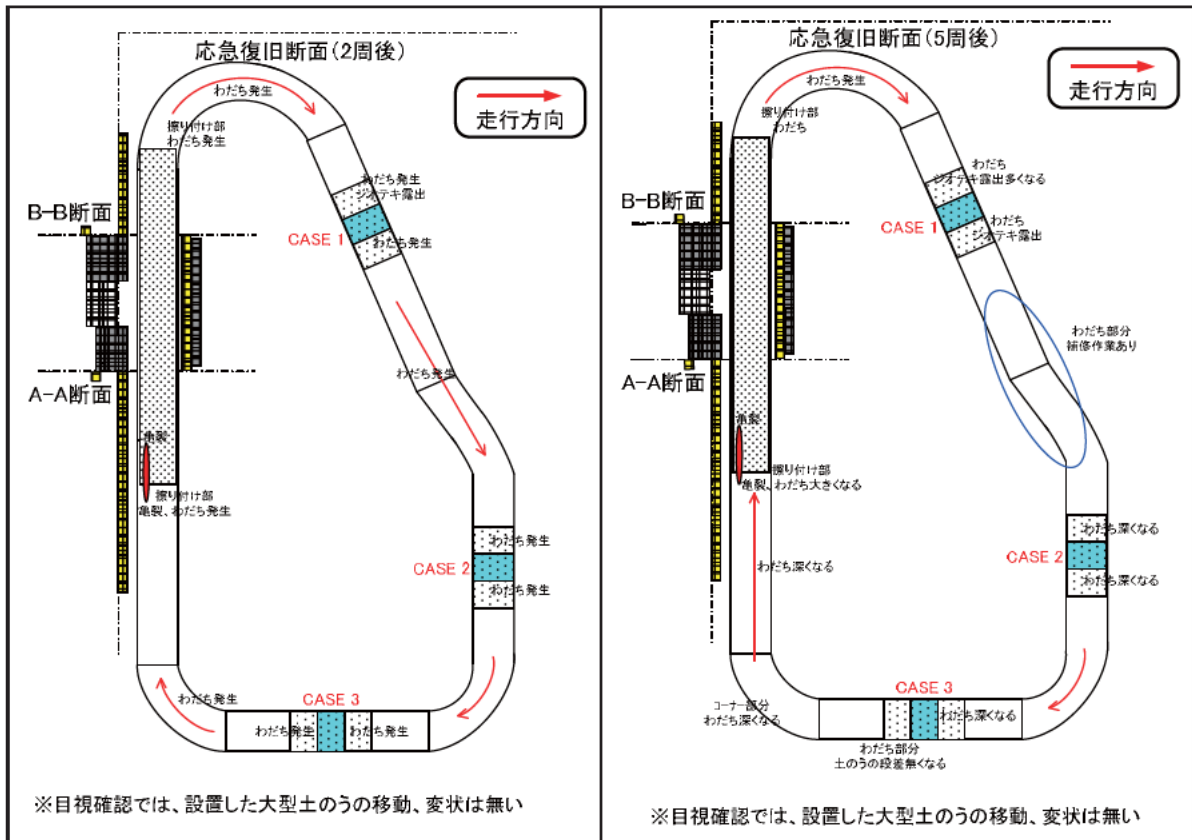


図-4.3.2-4 観察記録：左図2回走行，右図5回走行

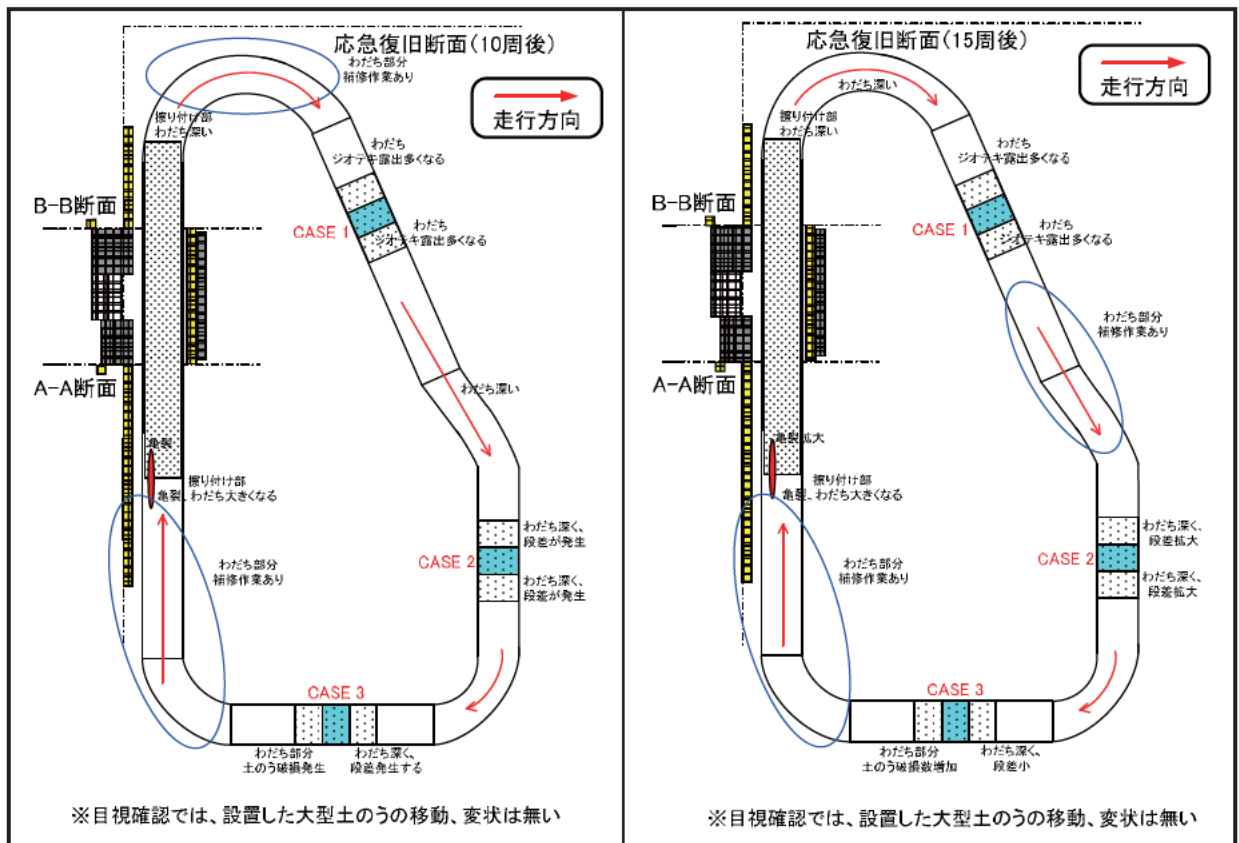


図-4.3.2-5 観察記録：左図 10回走行，右図 15回走行

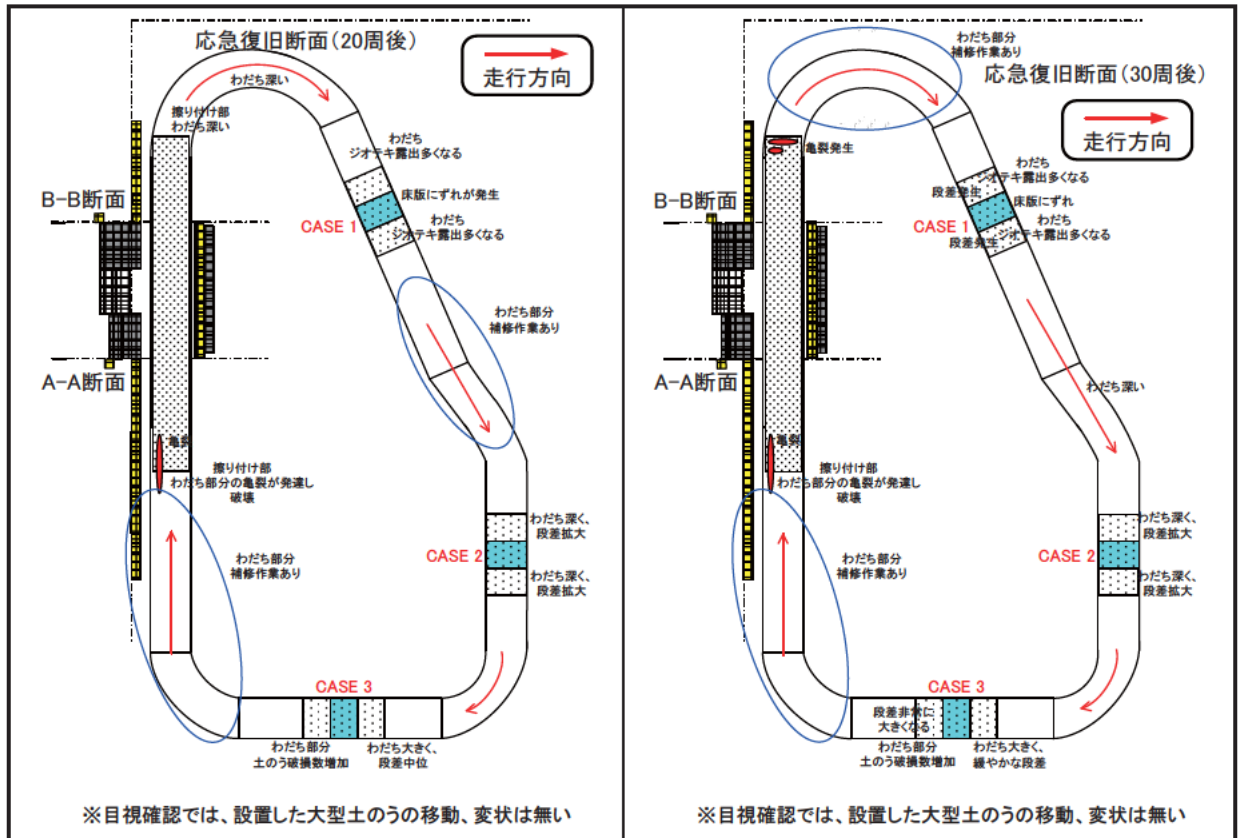


図-4.3.2-6 観察記録：左図 20回走行，右図 30回走行

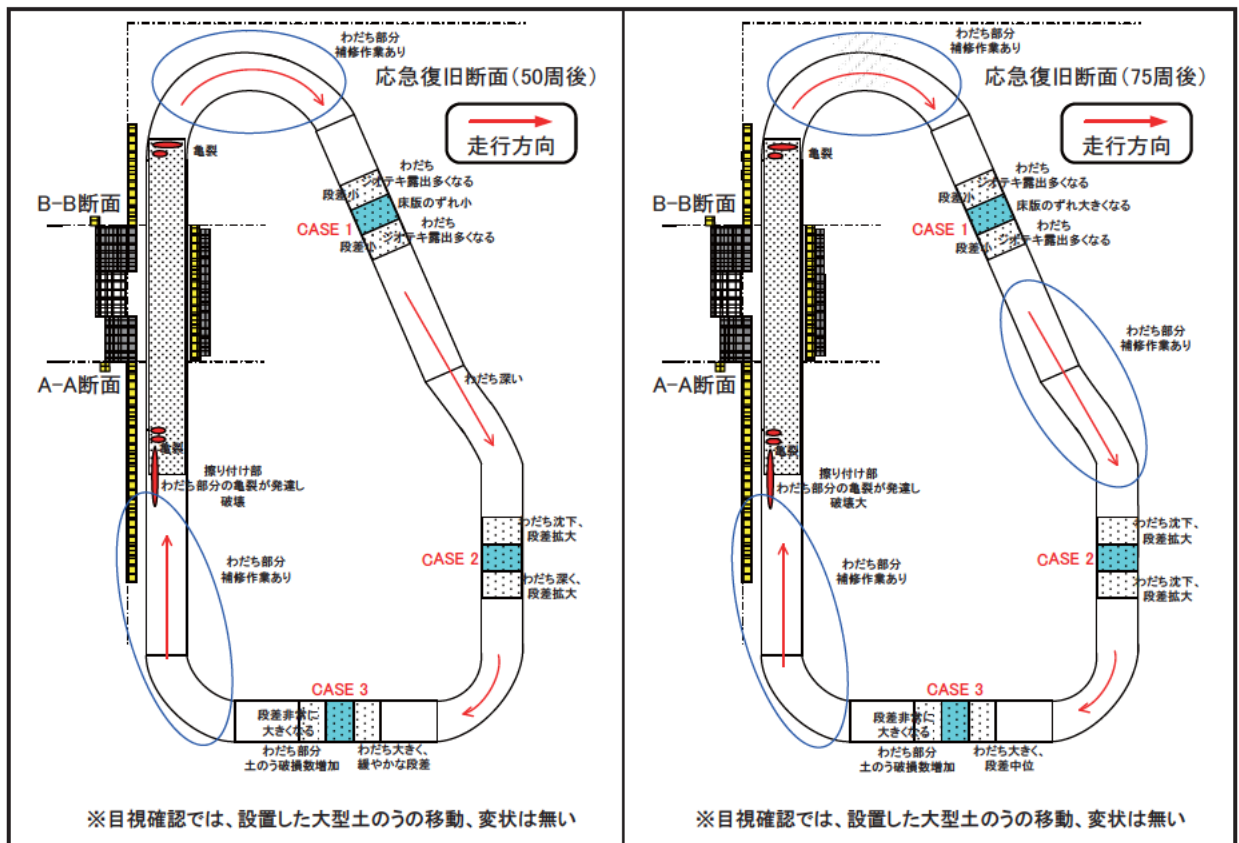


図-4.3.2-7 観察記録：左図 50 回走行，右図 75 回走行

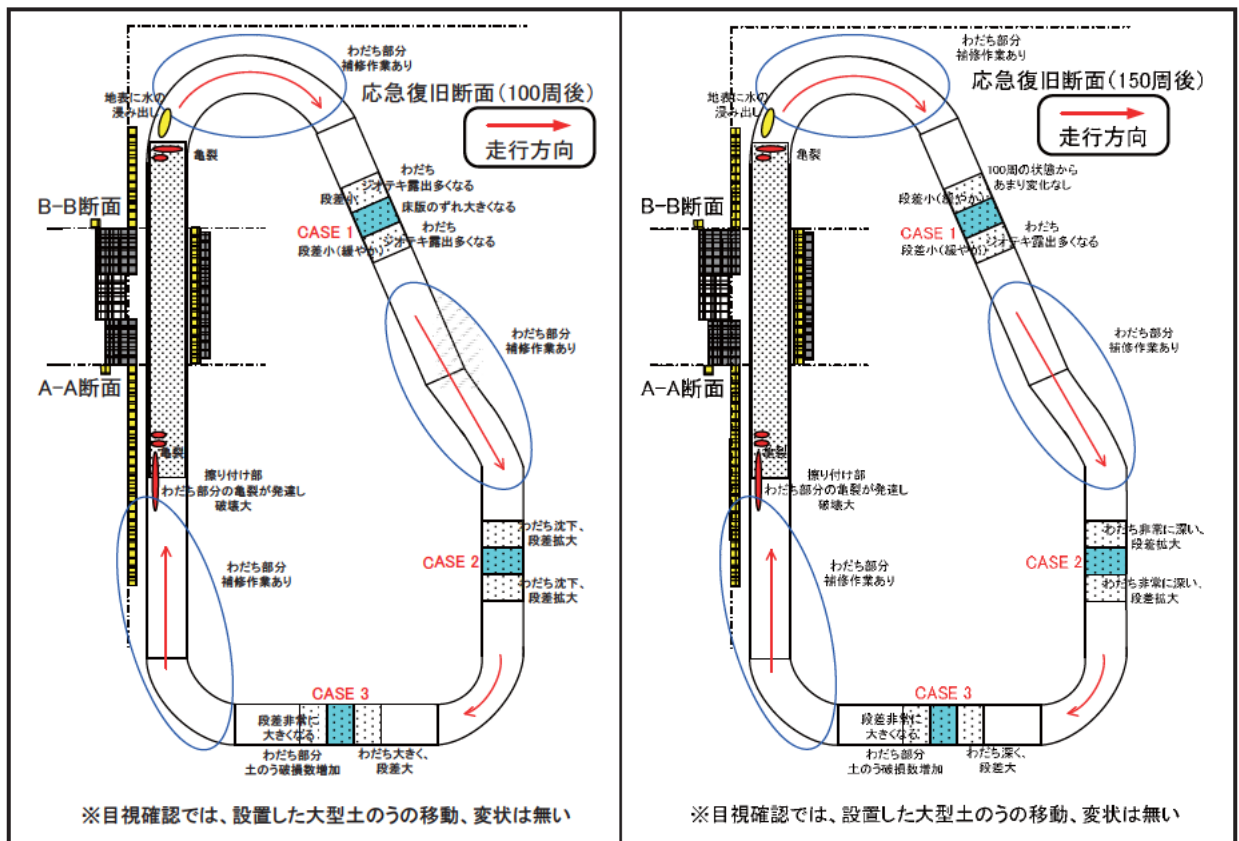
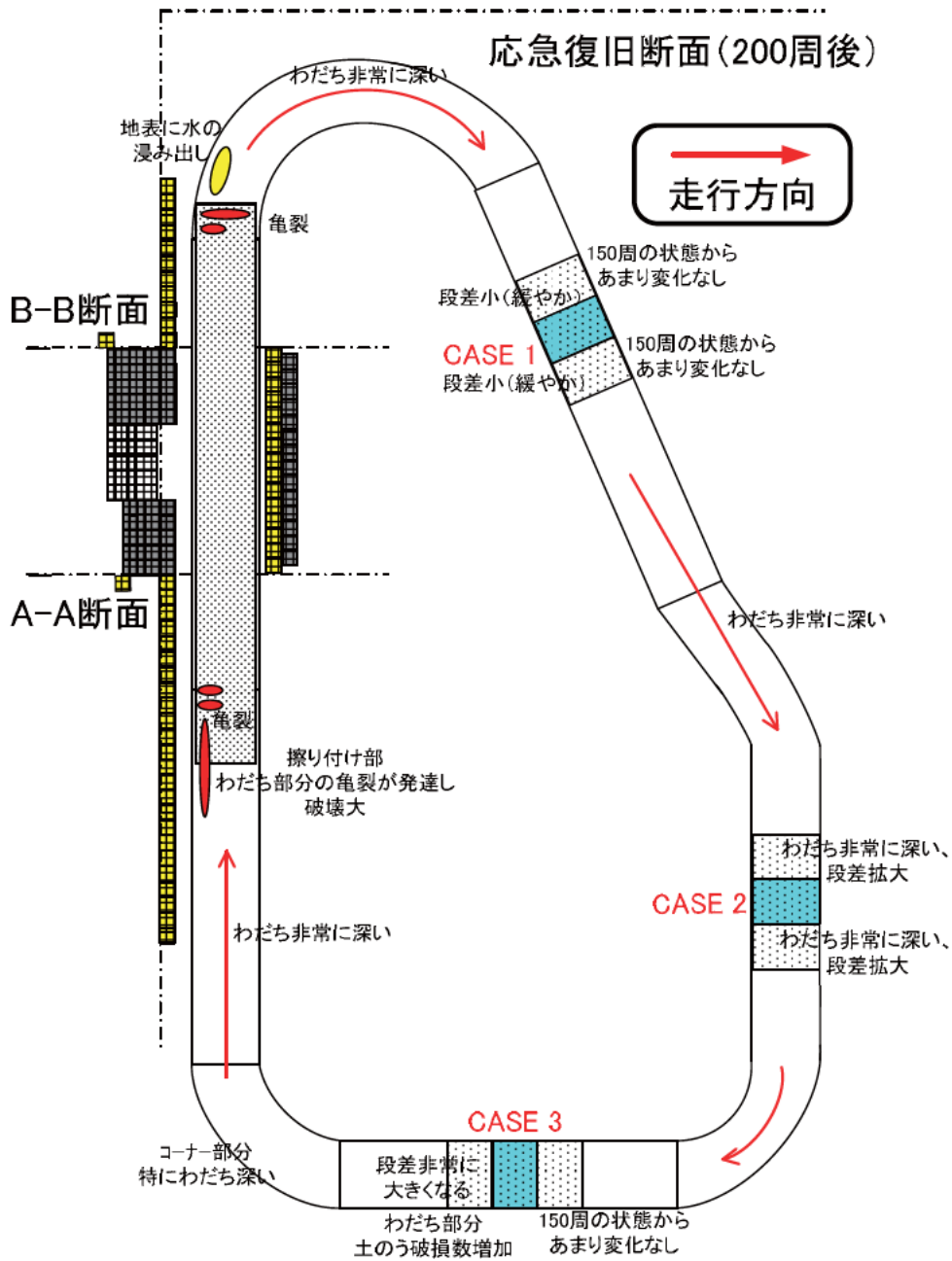


図-4.3.2-8 観察記録：左図 100 回走行，右図 150 回走行



※目視確認では、設置した大型土のうの移動、変状は無い

図-4.3.2-9 観察記録：200回走行

②本復旧盛土完成時

本復旧盛土完成後に実施した走行実験(交通荷重)による復旧盛土の変状等の目視観察記録を，図-4.3.2-10～図-4.3.2-15に示す。

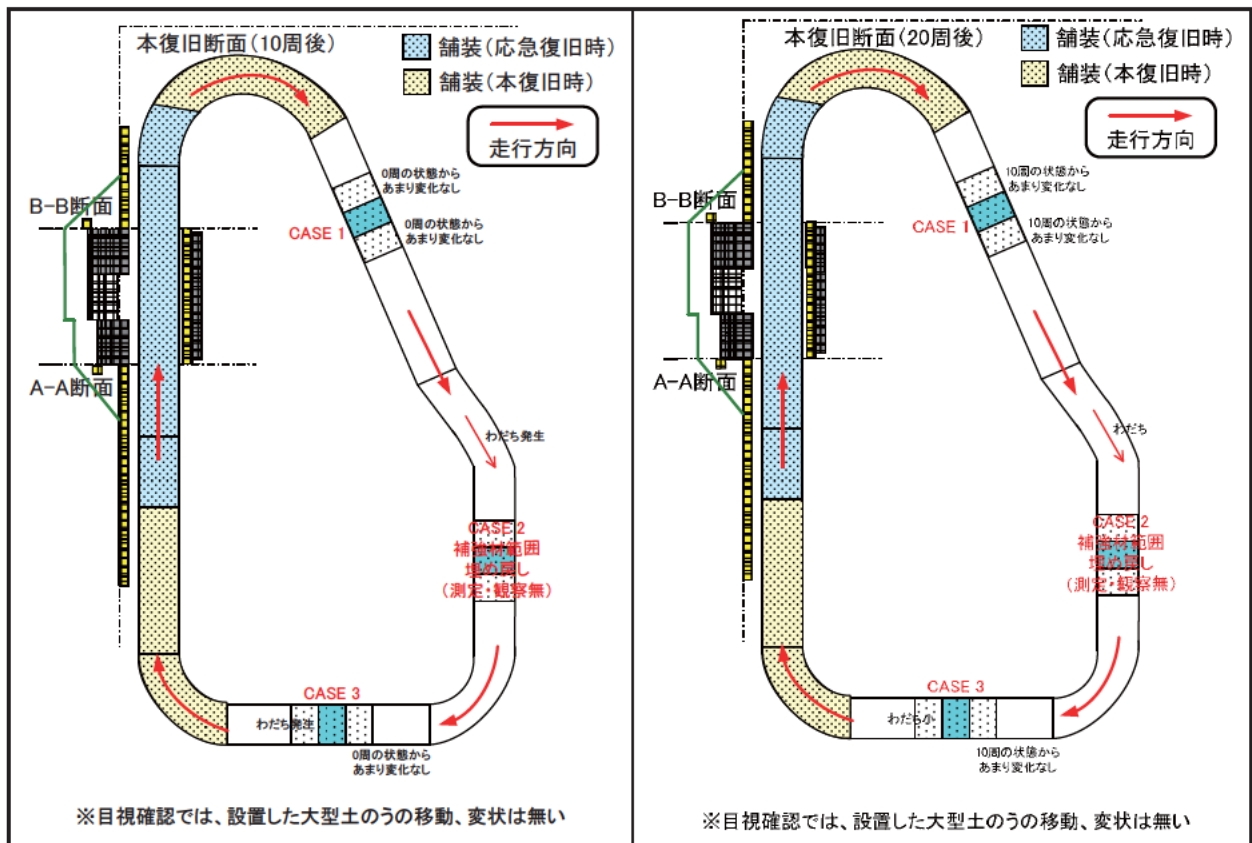


図-4.3.2-10 観察記録：左図10回走行，右図20回走行

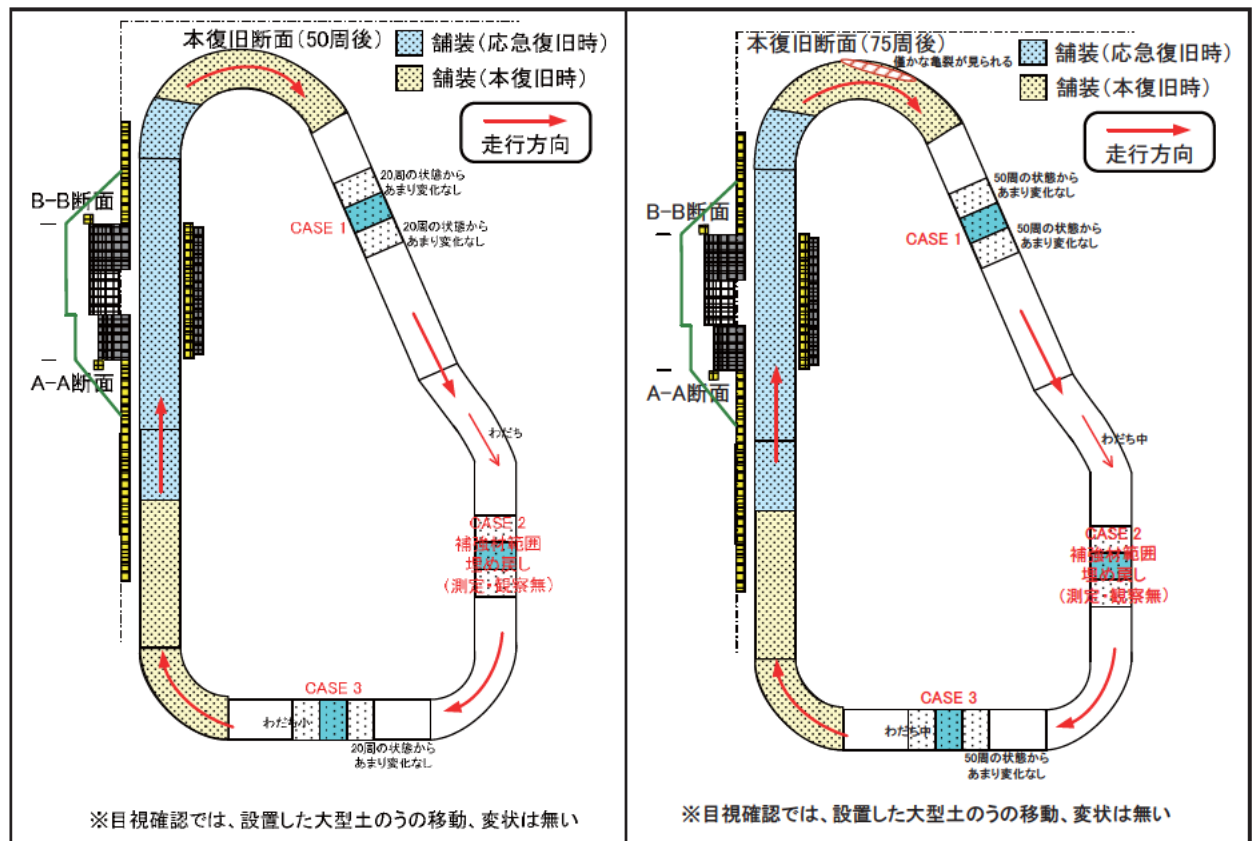


図-4.3.2-11 観察記録：左図50回走行，右図75回走行

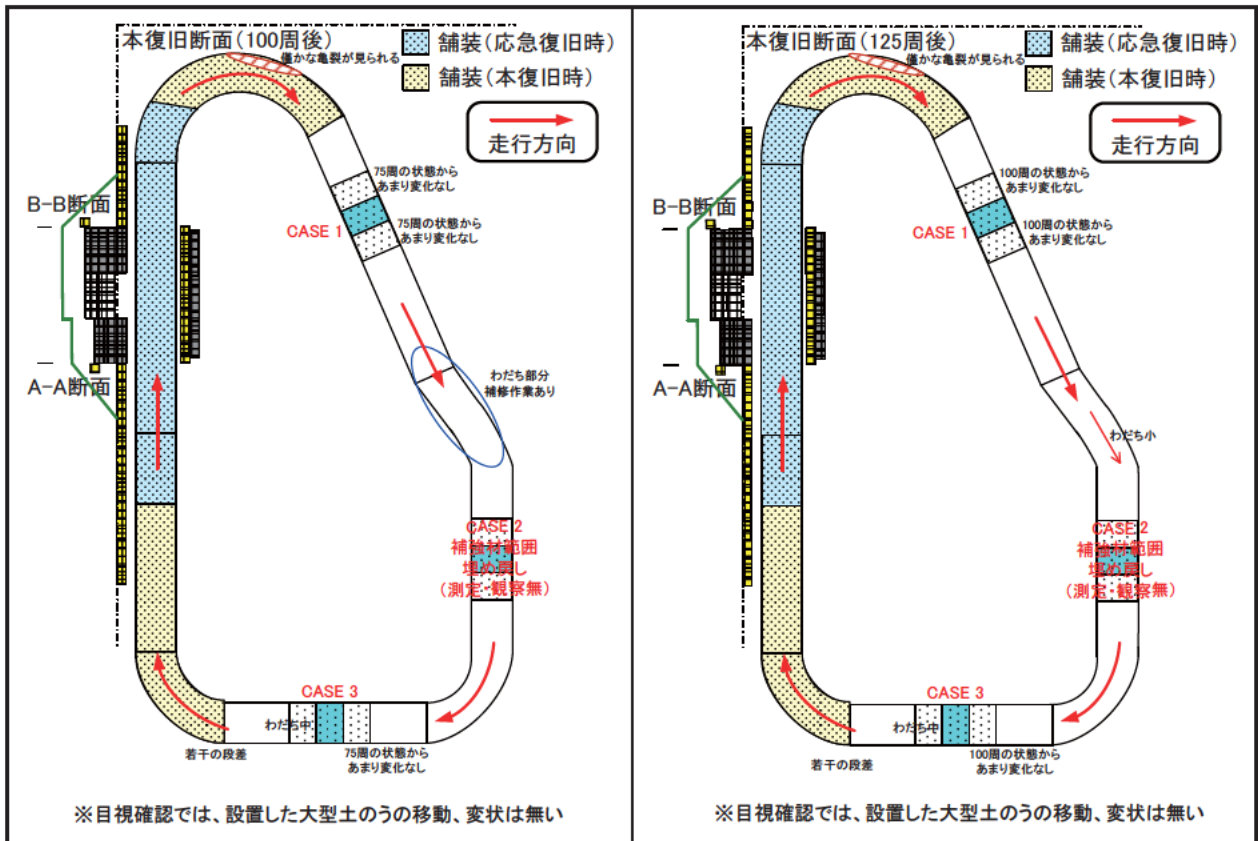


図-4.3.2-12 観察記録：左図 100 回走行，右図 125 回走行

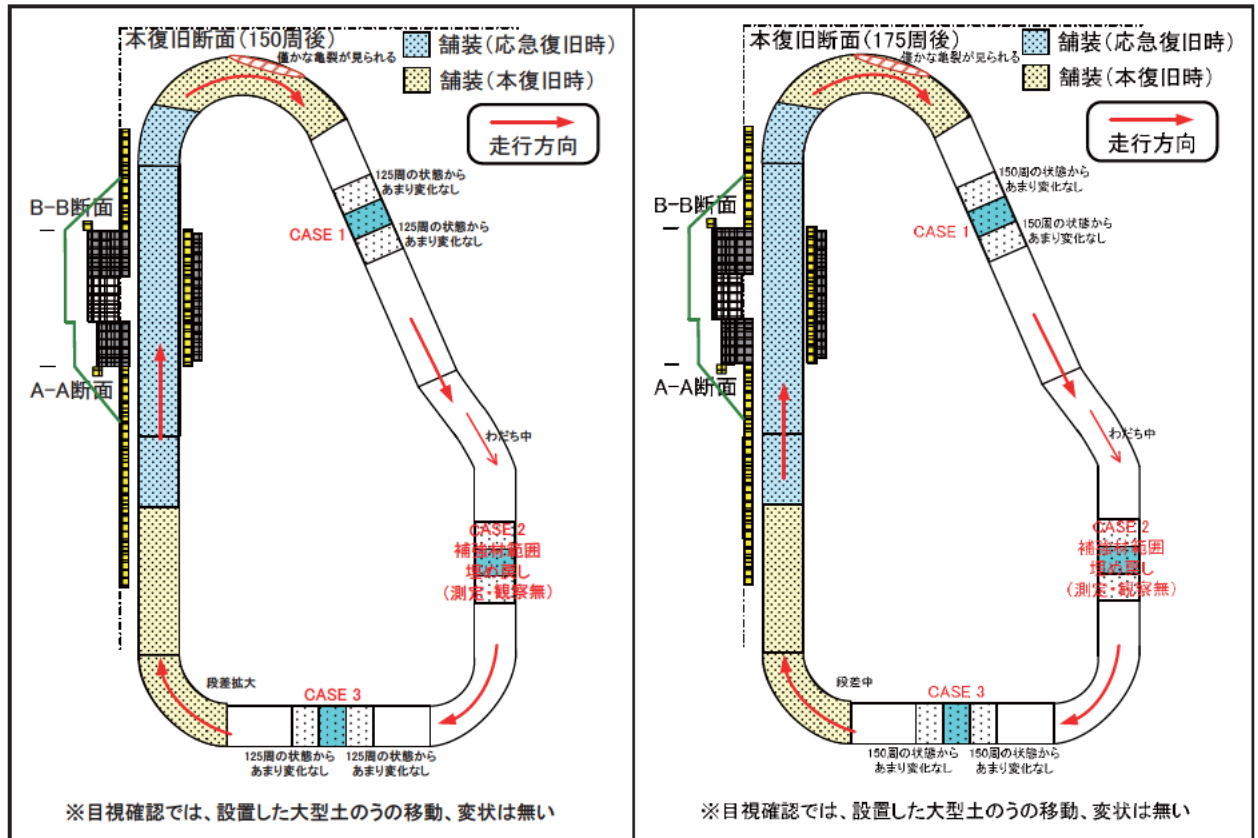
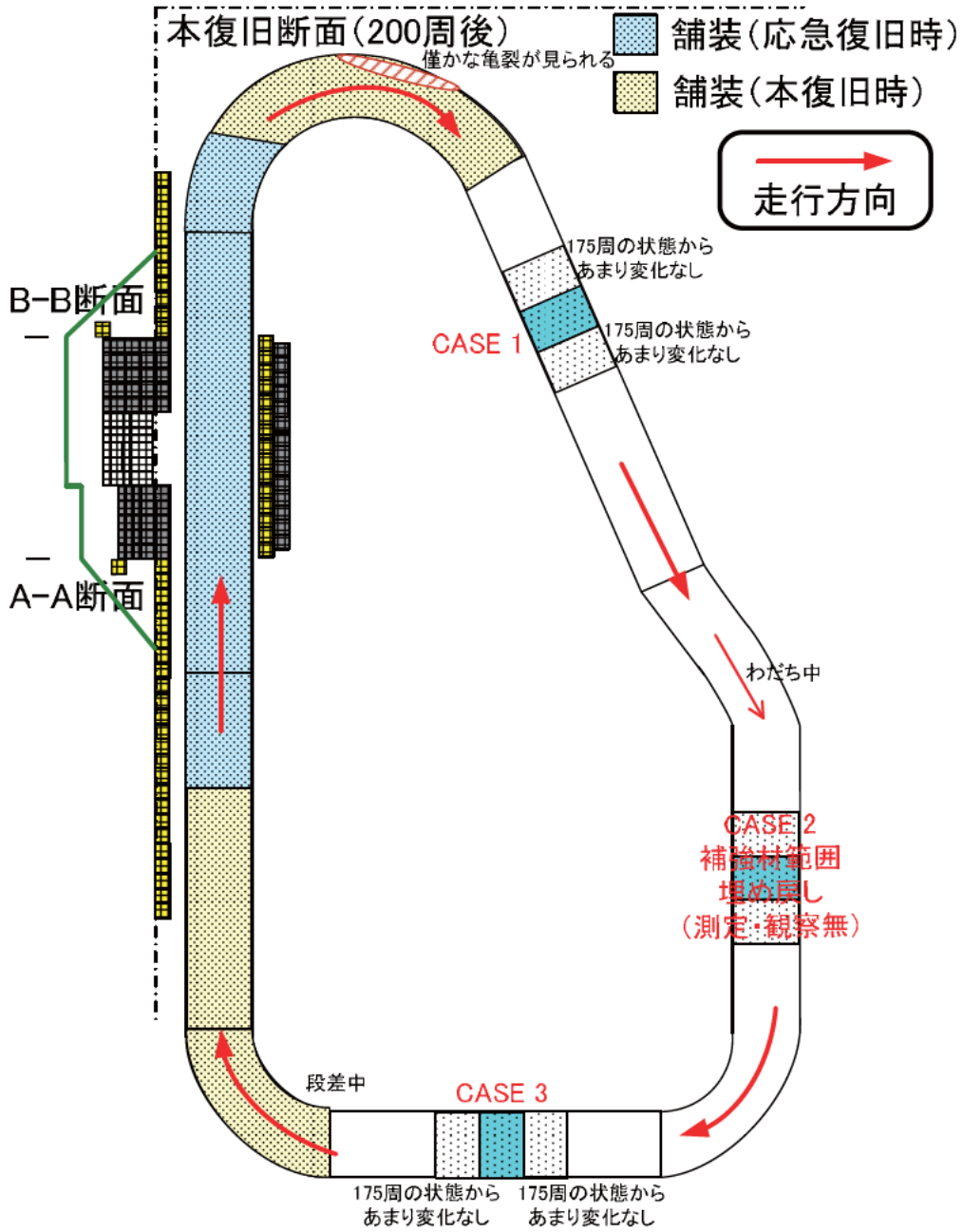


図-4.3.2-13 観察記録：左図 150 回走行，右図 175 回走行



※目視確認では、設置した大型土のうの移動、変状は無い

図-4.3.2-14 観察記録：200回走行

(4) 舗装面沈下量

走行実験に伴う舗装面の沈下量をレベル測量により測定した。なお、計測位置を図-4.3.2-15 に示す。

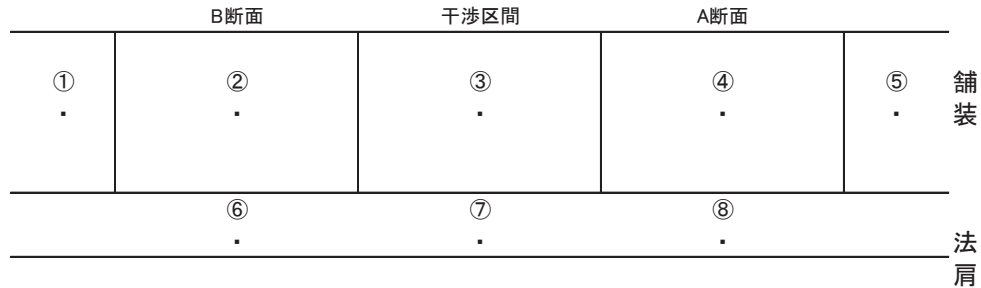


図-4.3.2-15 舗装面沈下量計測位置

①応急復旧盛土完成時

応急復旧盛土後の走行実験に伴う舗装面の沈下計測結果を表-4.3.2-2 に示す。また、走行回数と A 断面及び B 断面の沈下量の関係(④と②の位置)を図-4.3.2-16 に示す。

計測結果は、200 回走行で A 断面が 4.0cm、B 断面が 2.8cm と、僅かではあるが A 断面の沈下量が大きい結果となった。ただし、法肩位置での 200 回走行後の沈下量を比べれば、A 断面が 2.7cm、B 断面が 2.8cm であることから、復旧盛土構造の違いによる沈下量の違いとは言えない。また、走行回数 30 回以上では、走行回数の増加に伴う舗装面沈下量の増加傾向はほとんどみられない。

表-4.3.2-2 舗装面沈下量計測結果

計測日	周回数	距離 (m)								(cm)
		0	7.5	15	22.5	30				
		①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	
2015/12/3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
2015/12/4	2	0.1	0.5	0.3	1.1	0.5	0.3	0.8	0	
"	5	0	0	0	1.0	0.5	0	0.5	0	
"	10	0.0	0.3	0.2	1.0	0.5	0	0.5	0	
"	15	0.1	0.3	0.3	1.0	0.5	0	0.5	0	
"	20	0.2	0.3	0.4	1.1	0.5	0	0.5	0	
2015/12/7	30	2.5	2.7	2.5	3.3	3.0	2.5	3.0	2.5	
"	50	2.5	2.7	2.6	3.5	3.0	2.5	3.0	2.5	
"	100	2.5	2.8	2.8	3.5	3.0	2.5	3.3	2.5	
2015/12/8	150	2.7	2.7	3.0	4.0	3.2	2.5	3.5	2.7	
"	200	2.7	2.8	3.0	4.0	3.2	2.8	3.5	2.7	

試験ヤード出口 B断面 緩衝区間 A断面 試験ヤード入口 B断面(法肩) 緩衝(法肩) A断面(法肩)

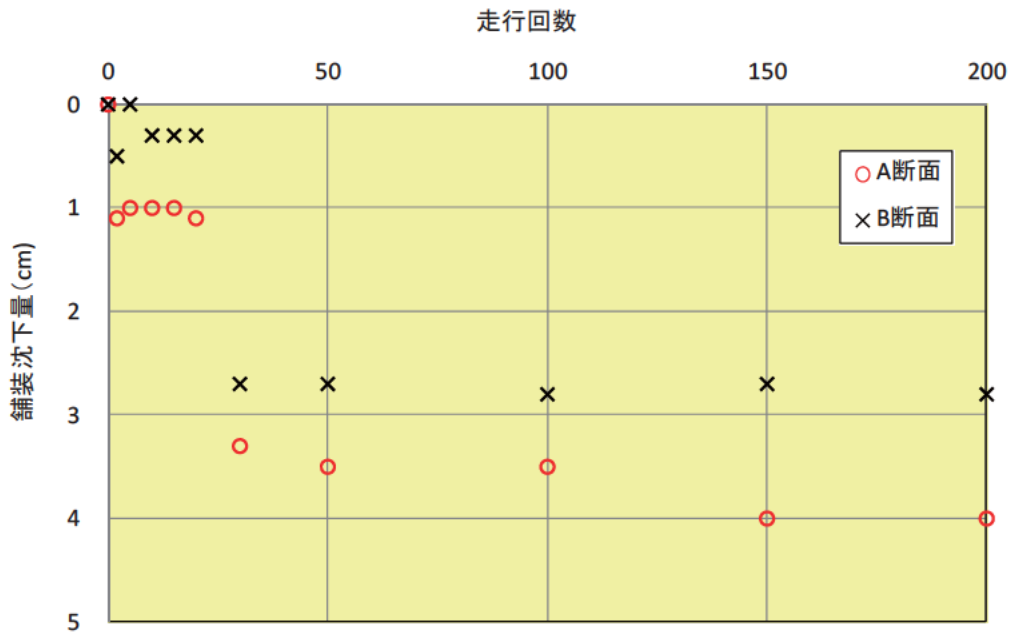


図-4.3.2-16 走行回数と舗装面沈下量の関係(舗装面：④と②計測位置)

その他計測地点の走行回数と沈下量の関係を，図-4.3.2-17，図-4.3.2-18 に示す。

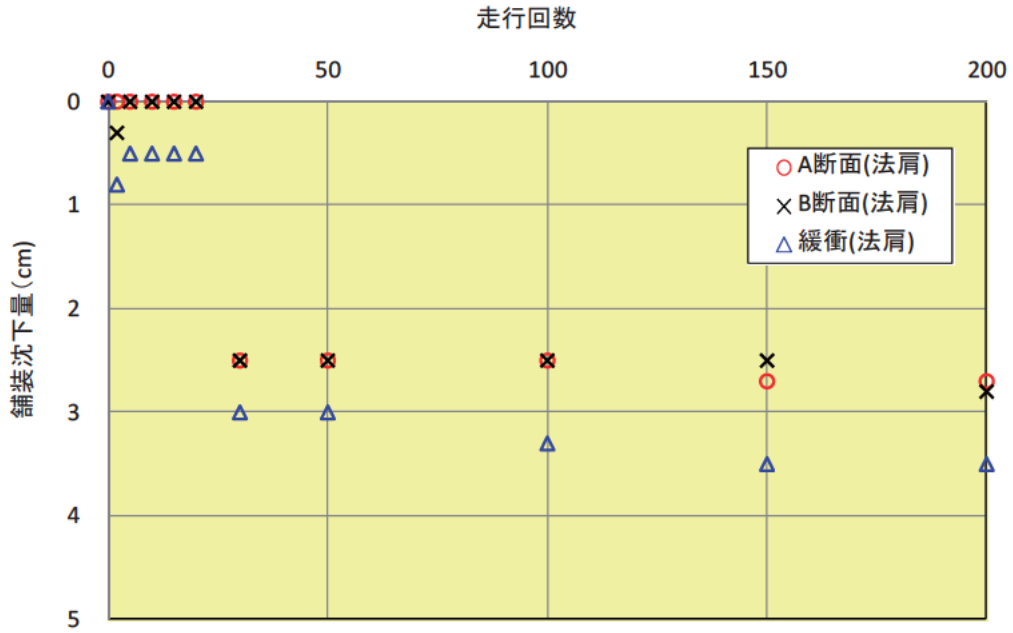


図-4.3.2-17 走行回数と法肩沈下量の関係(法肩：⑧，⑦，⑥)

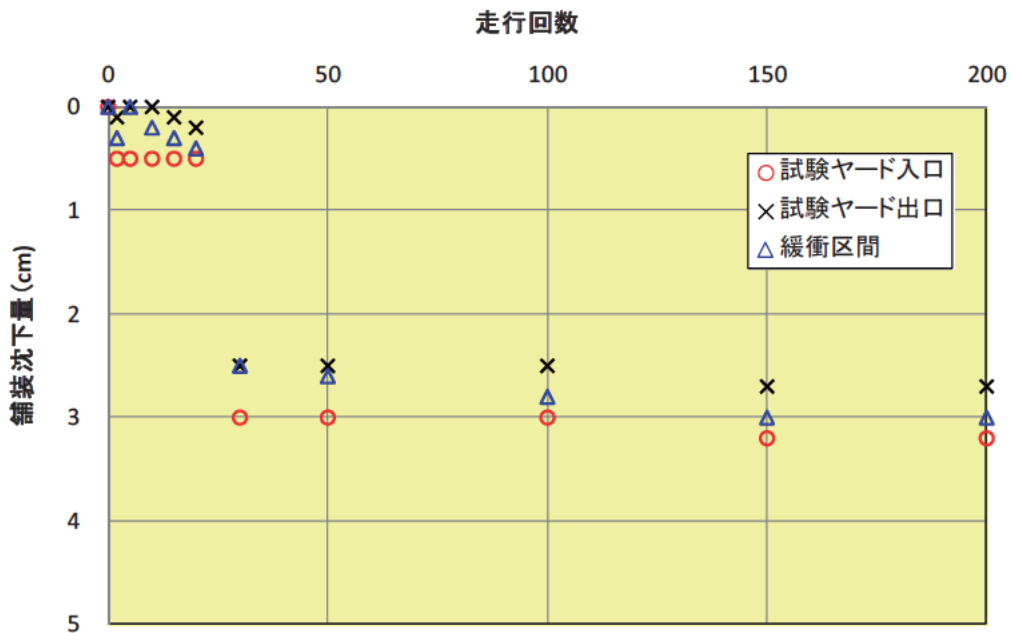


図-4.3.2-18 走行回数と舗装面沈下量の関係(法肩：⑤，③，①)

②本復旧盛土完成時

本復旧盛土完成時の走行実験に伴う舗装面沈下測定結果を表-4.3.2-3に示す。また、走行回数とA断面及びB断面の舗装面の沈下量の関係(④と②の位置)を図-4.3.2-19に示す。

計測結果は、200回走行でA断面が0.5cm、B断面が0.3cm程度の沈下量とA断面及びB断面ともに本復旧盛土完成時の走行実験では舗装面の沈下はほとんど発生しなかった。

表-4.3.2-3 舗装面沈下量計測結果

		距離 (m)							
		0	7.5	15	22.5	30			
	周回数	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧
2016/1/6	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2016/1/7	10	0.2	0.3	0.3	0.5	0.3	0.1	0.5	0.5
"	50	0.2	0.3	0.3	0.5	0.3	0.1	0.5	0.5
"	100	0.2	0.3	0.3	0.5	0.3	0.1	0.5	0.5
2016/1/8	150	0.2	0.3	0.3	0.5	0.3	0.1	0.5	0.5
"	200	0.2	0.3	0.3	0.5	0.3	0.1	0.5	0.5

B断面 緩衝 A断面 ※沈下量の単位はcm



図-4.3.2-19 走行回数と舗装面沈下量の関係(舗装面：④と②計測位置)

その他計測地点の走行回数と沈下量の関係を図-4.3.2-20, 図-4.3.2-21 に示す.

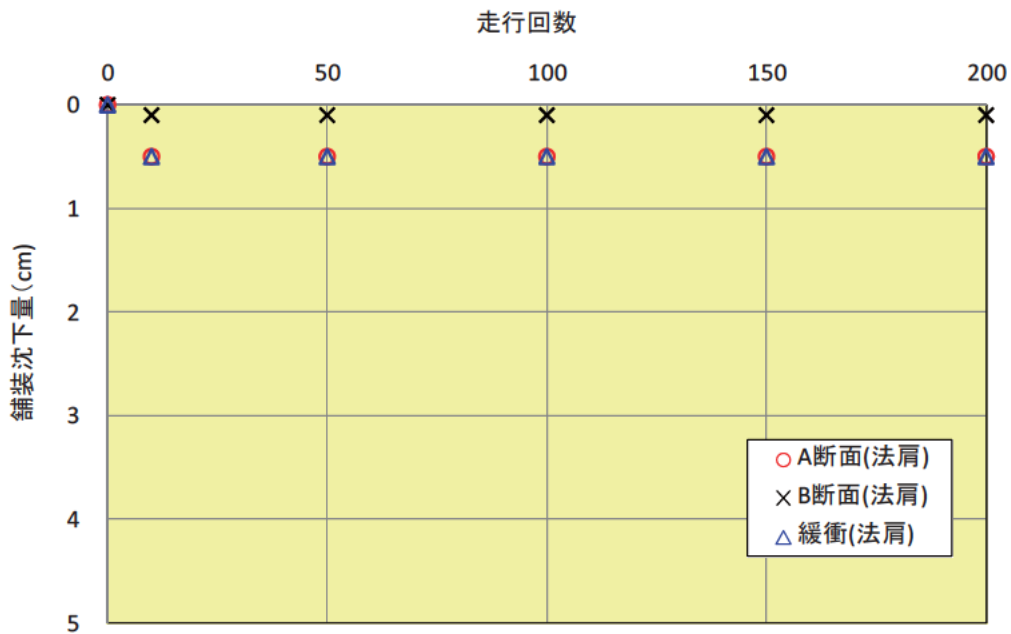


図-4.3.2-20 走行回数と法肩沈下量の関係(法肩：⑧, ⑦, ⑥)

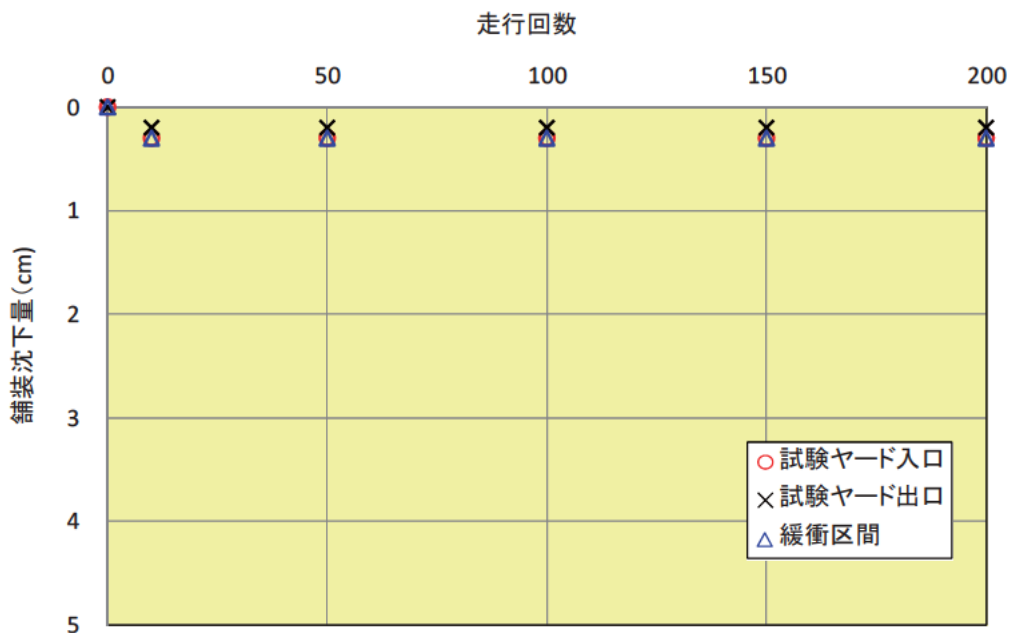


図-4.3.2-21 走行回数と法肩沈下量の関係(法肩：⑤, ③, ①)

(5) 法面変位測定

① 応急復旧盛土完成時

法面変位測定は、ターゲット(変位杭)を大型土のうの表面・法肩に設置し、光波測量により座標(x,y,z)を求め、水平(法面に向かって左右方向)方向、奥行き(法面～背面盛土方向)方向の変位を計測した。計測位置を図-4.3.2-22に示す。

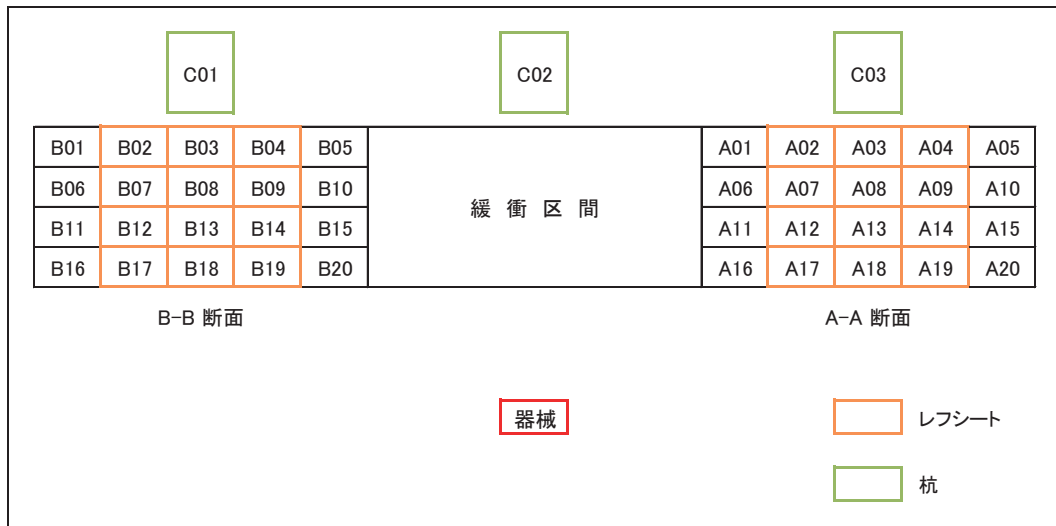


図-4.3.2-22 法面変位測定位置

応急復旧盛土完成時の走行実験において、200回走行後の法面水平変位測定結果を初期値(0回走行)と合わせて、図-4.3.2-23に示す。また、奥行き方向の変位結果は、A断面、B断面の主測線位置の計測結果を代表として、図-4.3.2-24に示す。

A断面、B断面の法面変位測定の結果、計測結果は200回走行時で、水平・奥行き方向とも数mm程度と小さく、交通荷重による復旧盛土の影響はほとんどない。

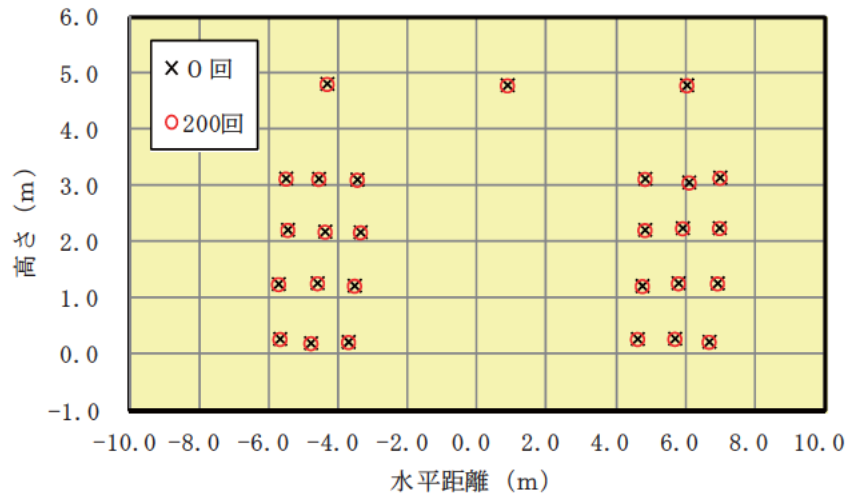


図-4.3.2-23 法面変位測定結果(水平方向) : 200回走行

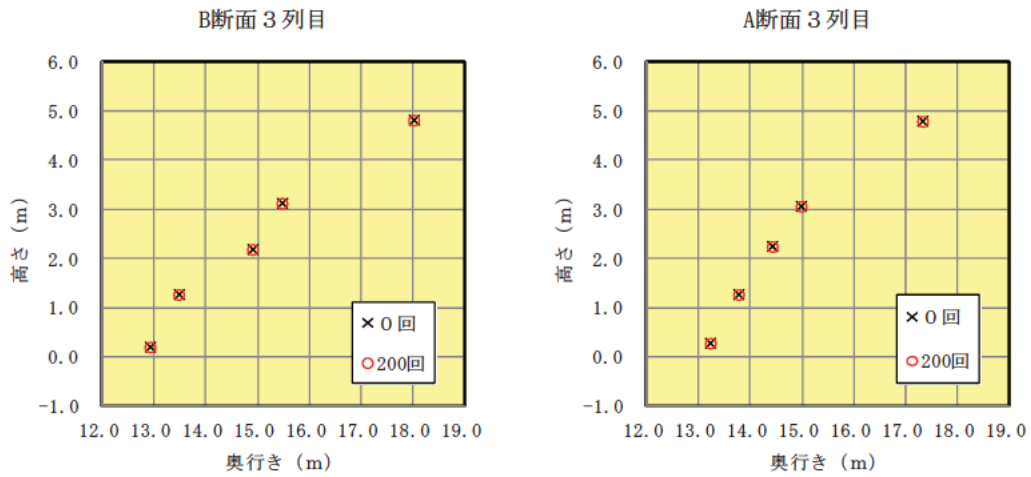


図-4.3.2-24 法面変位測定結果(奥行方向) : 200回走行

②本復旧盛土完成時

本復旧盛土での法面計測位置を図-4.3.2-25 に示す.

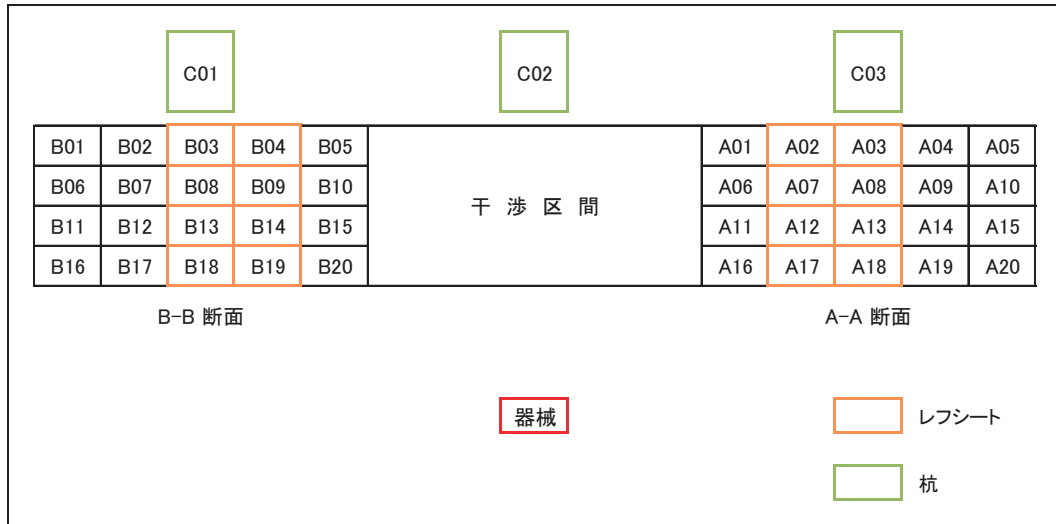


図-4.3.2-25 法面変位測定位置図

本復旧盛土完成時の走行実験において、200回走行後の法面水平変位測定結果を初期値(0回走行)と合わせて、図-4.3.2-26に示す。また、奥行き方向の変位結果は、A断面、B断面の主測線位置の計測結果を代表として、図-4.3.2-27に示す。

測定結果は、応急復旧盛土時と同様に200回走行時で、水平・奥行き方向とも数mm程度と小さく、交通荷重による復旧盛土の影響はほとんどない。

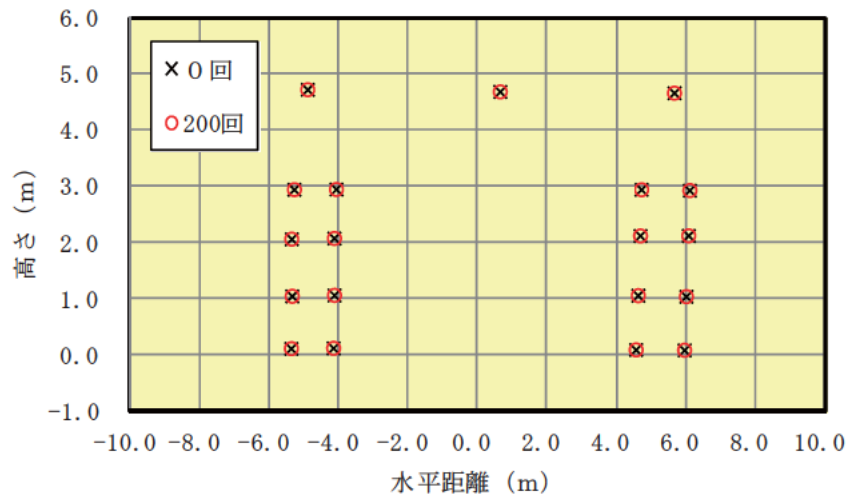


図-4.3.2-26 法面変位測定結果(水平方向) : 200回走行

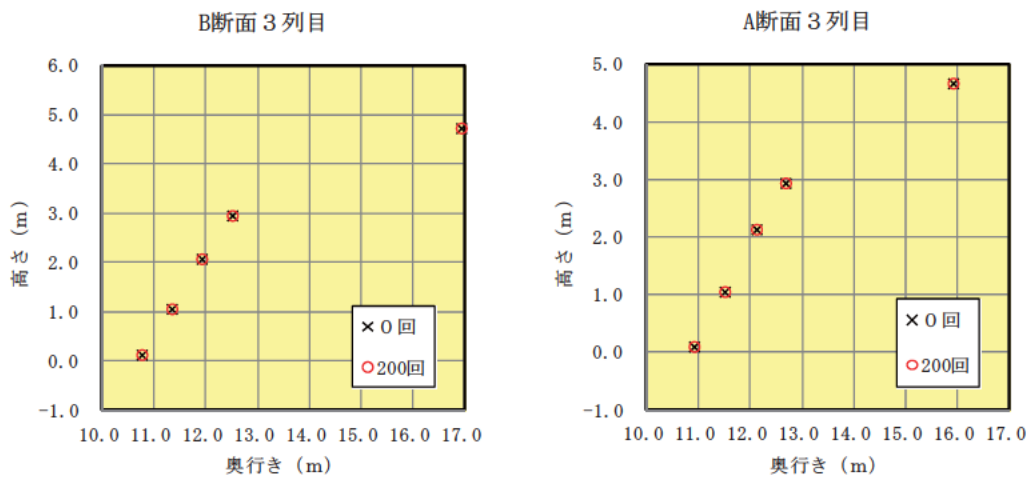


図-4.3.2-27 法面変位測定結果(奥行方向) : 200回走行

4.4 まとめ

大型土のうを用いた復旧盛土の施工性及び交通荷重の影響等について、以下に示す。

(1) 施工性

施工を通して、一般的なバックホウ等の機械および作業員数名で狭隘な箇所でも一連の復旧作業が可能であった。また、復旧盛土の締固め度は、施工基準の締固め度(D=95%)を満足した。

(2) 復旧盛土構造の違いによる施工性・安定性

復旧盛土構造(A断面及びB断面)の違いによる施工性には、大きな差異はみられない。

復旧盛土構築時においては、A断面(土のう2列配置)に比べ、B断面(土のう3列+2列)の方がやや安定性があるが、裏込め材施工後の状態では両者に安定性の差異はない。

実施工では、日作業のステップを「大型土のう設置+裏込め工完了」にすることで、より大型土のうの安定性を確保できる。

応急復旧盛土完成時及び本復旧盛土完成時においても、復旧盛土の変状は発生していない。また、走行実験による交通荷重の影響もほとんど生じないと判断できる。

(3) とりまとめ

整理・とりまとめ一覧表を、表-4.4-1に示す。

施工性及び短期的な構造の安定性の面から現場への適用性があることが確認できた。

今回の復旧盛土工法を用いることで、これまで行ってきた本復旧時の応急復旧盛土の土のう撤去作業を必要としないため、工期短縮の可能性も確認できた。

今後は、今回施工した復旧盛土の経年観測を行い、長期的な安定性等を検証していく必要がある。

表-4.4-1 整理・とりまとめ一覧(大型土のうを用いた復旧盛土)

大型土のうを用いた復旧盛土ケース	
項目	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p>A 断面</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>B 断面</p> </div> </div>
施工性	<p>① 施工時間</p> <ul style="list-style-type: none"> 土のう使用総数の違いから、A断面はB断面に比べ総施工時間はやや短い。 <p>② 必要人員</p> <ul style="list-style-type: none"> A断面、B断面の復旧盛土構築に必要な人員は同程度。 <p>③ 施工条件</p> <ul style="list-style-type: none"> 復旧盛土構築に必要な施工機械、資材は、A断面、B断面の施工条件に違いはない。 土のう2列(A断面)、土のう3列(B断面)の違いによる土のう設置段階の安定性(観察)は、A断面に比べB断面の方がやや高い。ただし、裏込め工完了時点では、復旧盛土タイプの違いによる安定性に差はみられない。 <p>施工性について、応急復旧盛土、本復旧盛土ともに、A断面、B断面の復旧盛土に大きな問題はない。</p>
交通荷重による影響等	<p>① 応急復旧時</p> <ul style="list-style-type: none"> 観察、計器による観測から、A・B断面ともに交通荷重による応急復旧盛土への影響はみられない。 <p>② 本復旧時</p> <ul style="list-style-type: none"> 観察、計器による観測から、A・B断面ともに交通荷重による本復旧盛土への影響はみられない。
現場適用性	<p>応急復旧盛土、本復旧盛土ともに、施工中、施工完成後、交通荷重による影響等から総合的に判断して、A・B断面ともに安定した復旧盛土であり、復旧盛土タイプの違いに関係なく現場適用性はあると判断できる。</p> <p>ただし、経済性から判断すると、B断面の復旧盛土は、A断面の復旧盛土に比べ、やや劣る。</p>

5. まとめ

本研究では道路盛土の崩壊等の災害現場における応急復旧方法として、施工性や資材調達の迅速性の観点から多くの現場で活用されている大型土のうに着目し、大型土のうを用いた本復旧盛土への適用性について、現場ニーズを踏まえ復旧モデルを検討し、遠心力載荷模型実験及び実大実験により構造物としての安定性や施工性を検証した。本研究で得られた知見を以下に示す。

(1) 現場実態調査・分析

道路盛土等の災害復旧現場では、「完全崩壊」及び「部分崩壊」等の崩壊形状によらず、施工性や資材調達の迅速性の観点から大型土のうを用いて応急復旧する現場が最も多く、土のうを残置したまま本復旧へ活用することが可能であれば、復旧作業の効率化が図られ、迅速な交通解放にもつながる可能性があることが確認出来た。

(2) 現場ヒアリング

道路管理者・復旧業者ともに、①土のう間に隙間や水みち、盛土材流出、②土のう設置箇所の締固め不足による沈下、との意見、道路管理者からは、①土のう残置による品質確保、②土のう設置位置(交通荷重影響範囲外)、復旧業者からは、①腹付盛土ののり面勾配は1:0.8、②土のう自体の排水機能の付加は問題ない、等の有用な意見が得られた。

(3) 遠心力載荷模型実験

災害復旧現場の実態や災害復旧技術者の意見を参考に復旧構造の基本的なモデルから実現場の施工条件を踏まえたモデルを構築し、模型レベルでの土のう配列形状、地震時挙動、排水機能等について検証した。実験結果より、配列形状の違いによる挙動の差異がないこと、地震時における構造の安定性、土のうの排水機能の有用性等について確認でき、実大実験のケース設定に反映することが出来た。

(4) 実大実験

実大の大型土のうを用いた復旧盛土を構築し、大型車両による走行試験を実施した結果、応急復旧及び本復旧の各段階において、施工性について課題が生じることなく構築することが出来た。また、交通荷重等による変位や変状等も見られなかった。このことから、短期的な耐久性には問題ないことが確認出来た。一方、長期的な耐久性は確認出来ていない状況であり、今回構築した盛土の変状等について、今後も継続的に観測・モニタリングを実施し、検証する必要がある。

6. 大型土のうを用いた災害復旧対策工法 施工の手引き（案）

目次

1. 総則	153
1.1 適用範囲	153
1.2 用語	154
2. 主要部材	154
3. 計画・調査	156
4. 設計	156
5. 施工	157
5.1 施工一般	157
5.2 施工手順	157
5.3 応急復旧	159
5.4 本復旧	162
5.5 管理	164

1. 総説

1.1 適用範囲

本手引きは、大規模土砂災害の復旧において、応急復旧では耐候性大型土のう（以下、大型土のうと称す）を用いた土工構造物を構築し、本復旧では応急復旧の際に設置した大型土のうを残置した状態でその前面に腹付け盛土を構築して本復旧を図る場合に適用する。大型土のうを用いた災害復旧盛土（以下、災害復旧盛土と称す）は、主に大型土のう、ジオテキスタイル、鋼製枠、盛土材料で構成される。災害復旧盛土の構造を図-1に示す。

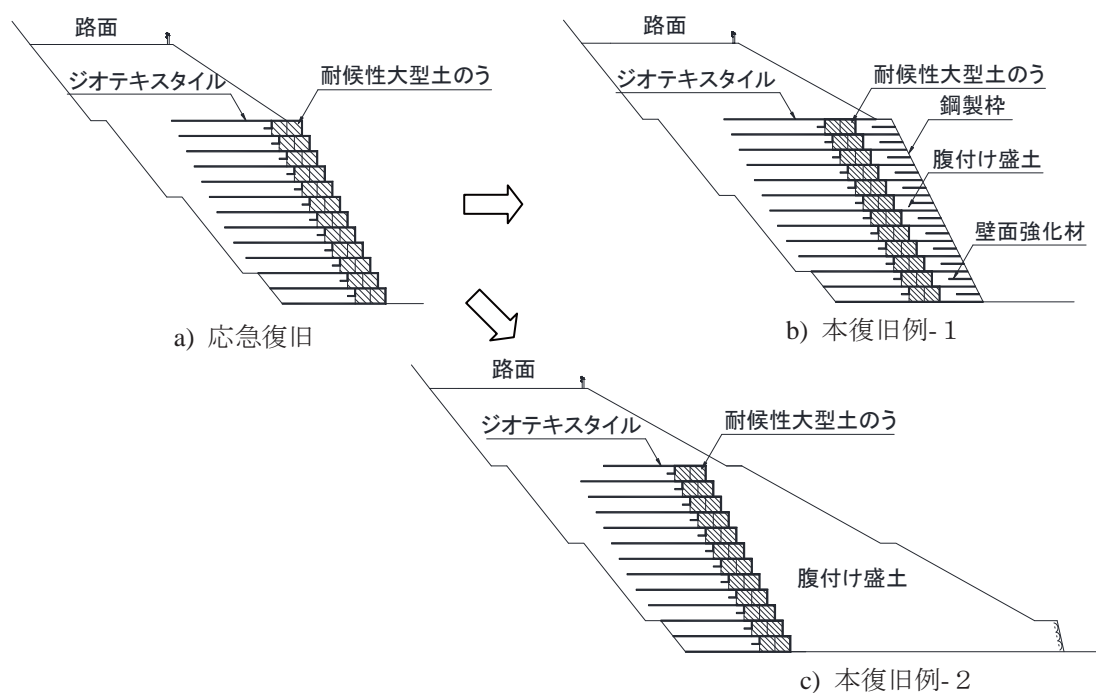


図-1 災害復旧盛土の構造

本手引きの適用に当たっては、以下の図書を併せて適用する。

- ① 道路土工構造物技術基準（国土交通省）
- ② 道路震災対策便覧（公益社団法人日本道路協会）
- ③ 道路土工-切土・斜面安定工指針（公益社団法人日本道路協会）
- ④ 道路土工盛土工指針（公益社団法人日本道路協会）
- ⑤ 道路土工擁壁工指針（公益社団法人日本道路協会）
- ⑥ ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル（一般財団法人土木研究センター）
- ⑦ 「耐候性大型土のう積層工法」設計・施工マニュアル（一般財団法人土木研究センター）

1.2 用語

本手引きで用いる用語の意味は次のとおりとする。

(1) 応急復旧

応急的な交通機能の確保や二次災害防止対策のために行う復旧工事をいう。

(2) 本復旧

道路本来の機能を回復するために行う工事をいう。

(3) 耐候性大型土のう

所定の原料を用いて製造された生地によって袋状に縫製され、要求された性能を満たす土木資材として用いられている大型土のうをいう。

(4) 生地

ポリプロピレン、ポリエステルを原料として製造された織物をいう。

(5) ジオテキスタイル

織布、不織布、編物、ジオグリッド、ジオネット及びそれらを組み合わせた複合製品の総称をいう。

(6) 中詰め材

耐候性大型土のうの中に充填する材料（砕石等の透水性に優れた材料）をいう。

(7) 補強土

補強土とは、盛土内に敷設された補強材（ジオテキスタイル）と盛土材料との間の摩擦抵抗によって盛土の安定度を補い、標準のり面より急な盛土や擁壁（土留め構造物）構造等とした土工構造物をいう。

(8) 鋼製枠

補強土の壁面を構成する材料で、エキスパンドメタルや溶接金網等で加工された壁面材である。

2. 主要部材

(1) 耐候性大型土のう

大型土のうは長期の間、紫外線に曝される可能性があるため、耐候性に優れた大型土のうの適用を原則とする。大型土のうに使用される生地は、要求される強度、耐久性、排水・透水性等の性能を満足する品質を有していなければならない。生地や吊りベルトの原料は、ポリエステルまたはポリプロピレンとする。大型土のうに要求される性能については、「耐候性大型土のう積層工法」設計・施工マニュアルを参考とする。大型土のうの外観例を写真-1に、規格例を表-1に示す。



写真-1 大型土のう

表-1 大型土のうの規格（例）



項 目	単位	基準値	備 考
圧縮強度	kN/m ²	200 以上	圧縮強度
耐候性	N/cm	240 以上	引張強度
耐候性 (定荷重状态下)	N/cm	160 以上	引張強度
耐薬品性	N/cm	240 以上	引張強度
耐熱性	N/cm	240 以上	引張強度
耐寒性	N/cm	240 以上	引張強度
耐環境性	—	有害物質を 溶出しない	
排水・透水性	開孔径	mm	O ₉₅ ≤ 1.0 程度
	透水性	cm/sec	1.0 × 10 ⁻² 以上
材質	—	ポリエステル ポロプロピレン	

(2) ジオテキスタイル

災害復旧盛土で用いるジオテキスタイルは、（一財）土木研究センターにおける建設技術審査証明を取得するなど、材料の強度特性及び耐久性等の性能が確認されている材料を使用する。性能を照査するための試験項目については、「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル」（以下、ジオテキマニュアルと称す）を参照とする。

補強盛土は、盛土が変形しジオテキスタイルに引張力が生じることで、補強効果が発揮される特徴を有する。そのため、少ない変形で効率的に補強効果を発揮させるためには、ジオテキスタイルの伸び剛性が高い材料の選定が望ましい。ジオテキスタイルの規格例を表-2 に示す。


表-2 ジオテキスタイルの規格（例）

品 番	HG-36	HG-50	HG-60	HG-80	HG-100	HG-120	HG-150	HG-200
製品基準強度 (kN/m)	34	47	57	76	93	112	139	185
目合い (mm)	100 × 28				50 × 28			
外 観								
伸び率 (%)	4.5							
幅 (m)	1.2							

(3) 鋼製枠（壁面材）

鋼製枠は、災害復旧盛土における盛土材料の崩落・こぼれ出しを防ぐとともに、土中に敷設されたジオテキスタイルと連結することにより、ジオテキスタイルと一体となって盛土材料を拘束し、補強効果を発揮する。特に壁面付近の盛土材料を効率的に拘束するためには、盛土材料の転圧時に壁面材が変形しないような剛性を有する材料（断面係数 $z=0.8\text{cm}^3/\text{m}$ 程度以上）の適用が望ましい。鋼製枠は、主に枠材（エキスパンドメタル、溶接金網等）、斜体材、延長方向部材及び植生シートで構成される。鋼製枠の規格例を表-3に示す。

表-3 鋼製枠の規格（例）

ストランド寸法 (エキスパンドメタル)	W	(mm)	6.0	
	T	(mm)	4.5	
目合い	SW	(mm)	55.4	
	LW	(mm)	152.4	
断面積	A	(cm^2/m)	9.7	
断面二次モーメント	I	(cm^4/m)	0.3	
断面係数	Z	(cm^3/m)	0.8	
壁面材の直高	H	(mm)		
材質	—	—	SPHC	

3. 計画・調査

災害復旧盛土の計画・調査に当たっては、「1.1 適用範囲」で示した道路震災対策便覧等の図書を参照とする。

4. 設計

(1) 設計の基本

本手引きで対象とする災害復旧盛土は、大規模土砂崩壊の復旧を目的としていることから高盛土になることが想定される。そこで、大型土のう単体による土留め効果だけでは、高盛土の安定を満足することが困難であると考えられるため、ジオテキスタイルを併用することで高盛土の安定を確保する。壁面の構造形式は、応急復旧では大型土のうをジオテキスタイルで巻き込む壁面構造とし、本復旧では鋼製枠等の壁面材を用いた構造とする。

災害復旧盛土の断面形状を決定する際には、大型土のうが本線直下へ設置されることのないように嵩上げ盛土を設けるなどの対策が必要である。これは、隣接する大型土のうとの間に空隙が生じた場合、長期において盛土材料が吸い出され局所的な沈下の発生が懸念されるからである。また、既往の研究より、天端付近の大型土のうの変形は嵩上げ盛土の底盤にジオテキスタイルを敷設することで抑制できることが確認されているため、嵩上げ

盛土の底盤にはジオテキスタイルを敷設することとする。

(2) 安定照査


災害復旧盛土の安定照査は、本復旧の構造において所定の安全率を満足するジオテキスタイルの強度、敷設長及び配置を決定し、ジオテキスタイルで補強された領域を躯体と仮定して滑動、転倒、支持力及び災害復旧盛土のすべりに対して検討する。詳細な検討方法については、ジオテキマニュアルによるものとする。

5. 施工

5.1 施工一般

災害復旧盛土の施工に当たっては、設計で前提とした施工の条件に従い、品質と安全の確保に努める。災害復旧盛土は、盛土材料、ジオテキスタイル、鋼製枠が相互に拘束され一体となって補強効果が発揮される構造物であるため、確実な施工と施工管理が安全な盛土を構築するための重要な事項となる。施工に係る留意点については、道路土工の各指針、ジオテキマニュアル、「耐候性大型土のう積層工法」設計・施工マニュアル等を参照とする。

5.2 施工手順

災害復旧盛土を円滑且つ確実に実施するため、現場条件や現場状況等を把握し、-2 示す施工手順に従って施工する。

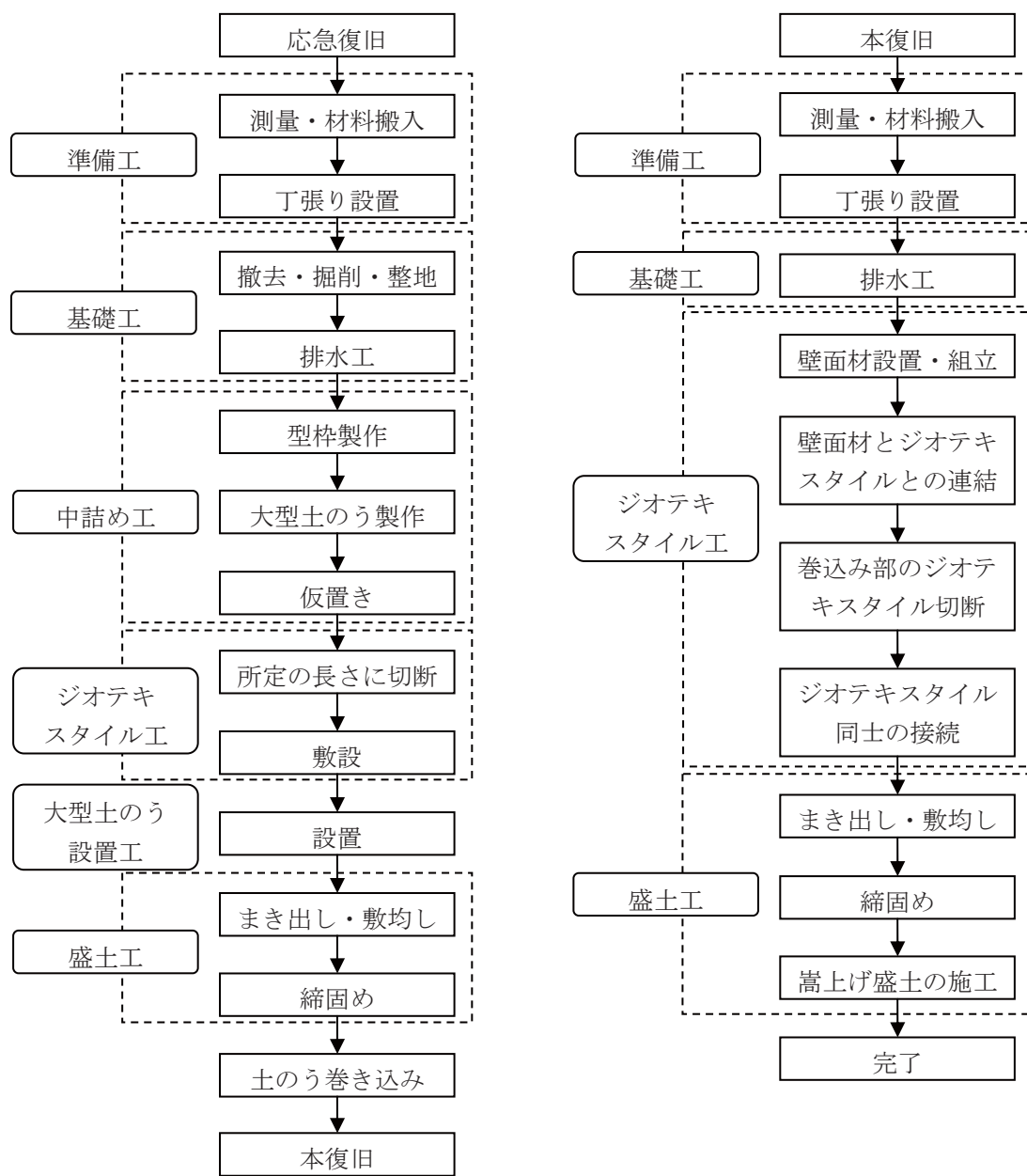


図-2 施工フロー

5.3 応急復旧

(1) 準備工

準備工は、工事が安全・円滑・確実に実施できるように以下の項目について実施する。

- ① 工事準備測量
- ② 丁張り
- ③ 施工機械の準備
- ④ 組み立て等に必要な工具類の準備
- ⑤ 諸部材の準備及び仮置き

(2) 基礎工

災害復旧盛土の構築に先立ち、崩壊土砂の撤去、崩壊面の段切り（切土）及び床掘りなどの作業を行う。これらの作業は、二次災害の防止や損傷の進行防止等を施した上で実施する。

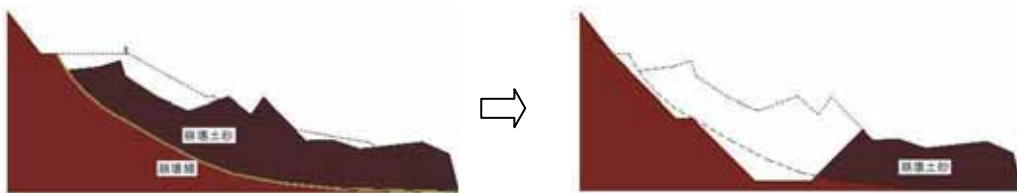


図-3 掘削及び整地

災害復旧盛土の底面には、地下水及び地山からの湧水等による盛土内浸透水を速やかに排除するために、厚さ 50cm 程度以上の基盤排水層または基盤排水溝を基礎地盤上に設ける。基盤排水層には、砕石、透水性の優れた砂またはジオテキスタイルによる排水材（透水マット）等の材料を使用する。ここで、基盤排水層に割栗石等の粒径が大きく、間隙が多く発生するような材料を用いる場合には、盛土材料の吸い出しが懸念されることから、盛土材料と基盤排水層の間にジオテキスタイル等の分離材（シート）を設ける。



写真-2 砕石のまき出し状況



写真-3 基盤排水層

(3) 中詰め工（大型土のう製作工）

大型土のうは最終的に盛土内へ埋設され、排水層としての機能が期待されていることから、大型土のうに充填する中詰め材は、砕石を用いることを基本とする。

大型土のうは本設構造物の一部となることから、その製作にあたっては、形状や重量が均一となるように容積管理や密度管理等の品質管理を行うものとする。



写真-4 大型土のうの製作（円柱形状）



写真-5 重量管理

(4) ジオテキスタイル工

ジオテキスタイルは、事前に本復旧形状の安定計算で算出した長さ及び引張強度のものを定められた位置に敷設する。ジオテキスタイルの多くは、ロール状で工場から出荷されるため、現場では事前に所定の長さに切断する。敷設時の主な留意点を以下に示す。

- ① できる限り水平に、且つずれや凹凸が生じないように敷設する。
- ② 壁面（大型土のう）に対して直角に敷設する。
- ③ 敷設の際には適度な張力を加え、転圧時等に移動しないよう固定ピンで仮止する。曲線（外曲がり、内曲がり）、隅角部、長さつなぎ等の処理についてはジオテキマニュアル等を参考とする。



写真-6 ジオテキスタイルの切断



写真-7 敷設（最下層）

(5) 大型土のう設置工

大型土のうは、クレーンまたはクレーン機能付きバックホウ等の重機を用いて所定の位置に、所定の勾配で設置する。大型土のうの設置に当たっては、大型土のうの生地が損傷しないように留意する。また、隣接する大型土のう間の隙間は、盛土材料の吸い出し防止の観点から極力密接した状態で設置する。

大型土のうの配列は、現地の状況や復旧断面の形状等を考慮して決定するが、既往の研究より、2列以上の配列を基本とする。

前の工程で敷設したジオテキスタイル（壁面側）は、大型土のうの設置後に大型土のうを巻き込むことで一体化を図る。



写真-8 大型土のうの設置



写真-9 大型土のうの配列



写真-10 大型土のうの設置（2段目）



写真-11 ジオテキスタイルの巻き上げ

(6) 盛土工

盛土材料の敷均しから締固めの一連の作業は、災害復旧盛土の品質に左右する最も重要な行程であり、盛土の安定に多大な影響を及ぼす。災害復旧では早期に交通機能を確保するために、迅速な土工工事の完了が求められる。しかし、大規模土砂崩壊のような現場では、応急復旧で構築した盛土を、本復旧で撤去し、再構築する工程は交通機能の確保と早期の復旧の観点から、非効率的で安全性に課題が生じると考えられる。そこで、応急復旧の段階から盛土の品質を管理することで、本復旧までの工数削減及び安全の確保等の効果が得られると考えられる。したがって、災害復旧盛土の施工においては、道路土工擁壁工指針等に示されている盛土の品質管理に準拠して盛土を構築することが望ましい。



写真-12 盛土材のまき出し



写真-13 転圧

5.4 本復旧

(1) 準備工

本復旧工事に着手する際には、応急復旧の準備工に示した項目と同様に事前準備を行う。

(2) 基礎工

本復旧の基礎工は、応急復旧の基礎工と同様に、厚さ 50cm 程度以上の基盤排水層または基盤排水溝を基礎地盤上に設ける。

(3) ジオテキスタイル工

壁面工は、本設構造物としての壁面の機能が満足できる鋼製枠等の材料を用いる。鋼製枠は、事前に準備した丁張りや水系に合わせて所定の位置に設置し、盛土材料のまき出し等の際に移動しないよう固定ピンで固定する。鋼製枠の設置後、斜体材等の主要部材を組み立て、応急復旧で敷設したジオテキスタイルと接続するためのジオテキスタイルを鋼製枠に連結する。



写真-14 壁面材の設置



写真-15 連結用のジオテキスタイルの接続

応急復旧で構築した盛土と腹付け盛土を一体化させるために、大型土のうを巻き込んだジオテキスタイルと壁面材に連結したジオテキスタイルとを接続する。連結作業は、大型

土のうを巻き込んでいるジオテキスタイルを切断し、事前に壁面材に連結したジオテキスタイルとを専用の接続治具を用いて接続する。

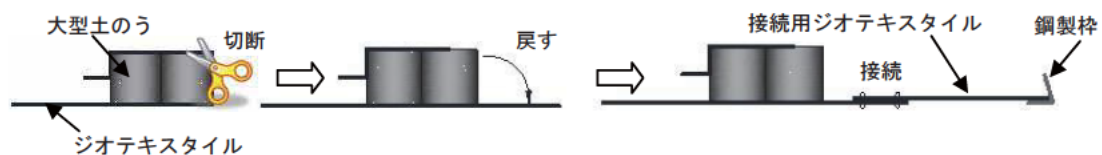


図-4 ジオテキスタイルの接続行程



写真-16 ジオテキスタイルの切断



写真-17 ジオテキスタイル同士の連結

(5) 盛土工

盛土工は、応急復旧時と同様に道路土工の各指針によるものとする。



写真-18 盛土材料のまき出し



写真-19 転圧



写真-20 層厚管理材の敷設



写真-21 施工完了

5.5 管理

(1) 施工管理基準

災害復旧盛土の施工に当たっては、「1.1 適用範囲」に示す図書等を参考に所定の施工管理基準に基づいて管理する。

(2) 安全管理

災害復旧盛土の施工に当たっては、事故や労働災害を未然に防止するために、適切な安全管理を行う。

工事に伴う事故や災害を未然に防ぐために、規則の遵守、整理整頓、点検整備といった注意事項を確実に実行する合理的な安全対策を組織ぐるみで確立する必要がある。安全性確保のため、以下に示す法規等に基づき、事故の防止を図らなければならない。

- ① 労働安全衛生法
- ② 労働安全衛生規則
- ③ 土木工事安全施工技術指針
- ④ 建設工事公衆災害防止対策要綱
- ⑤ 道路工事現場における標示施設等の設置基準
- ⑥ 道路工事保安施設設計基準（案）

7. 參考資料

本章では、復旧盛土の実大実験に併せて実施した、格子状補強材を用いた路面段差復旧、角型大型土のう試験利用及び光ファイバー機能付きジオテキスタイルを用いた計測について、以下の順にまとめる。

7.1 格子状補強材を用いた路面段差復旧

7.1.1 実験概要

7.1.2 計画準備

7.1.3 路面段差復旧工

7.1.4 実験結果

7.1.5 実大実験まとめ

7.2 角型大型土のう

7.2.1 材料

7.2.2 角型大型土のうの作製

7.2.3 角型大型土のうの設置

7.3 光ファイバーセンサー機能付きジオテキスタイルを用いた計測

7.3.1 目的

7.3.2 計測概要

7.3.3 計測結果

7.3.4 まとめ

7.1 格子状補強材料を用いた路面段差復旧

7.1.1 実験概要

4章の大型土のうを用いた復旧盛土の走行試験と併せて、新材料を用いた路面段差復旧調査を実施した。路面段差復旧の平面図を図-7.1.1-1に、断面図を図-7.1.1-2に示す。

路面段差復旧は、3ケース(6パターン)の復旧構造を構築し、従来工法と化学繊維及び不織布の格子状補強材を用いた場合の施工性、交通荷重載荷前後の表面変位や補強材の変状・損失状況等を確認した。

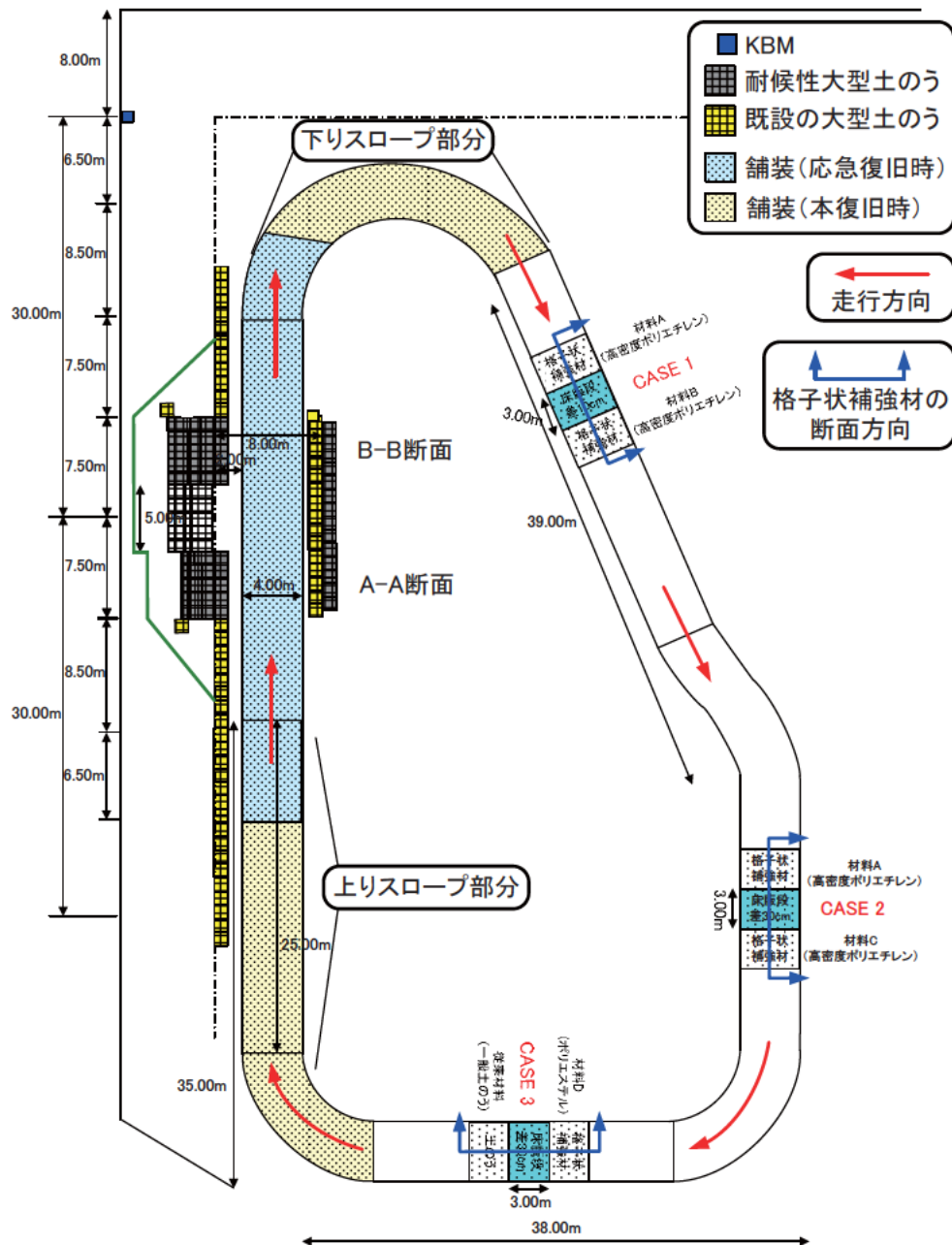


図-7.1.1-1 路面段差復旧平面図

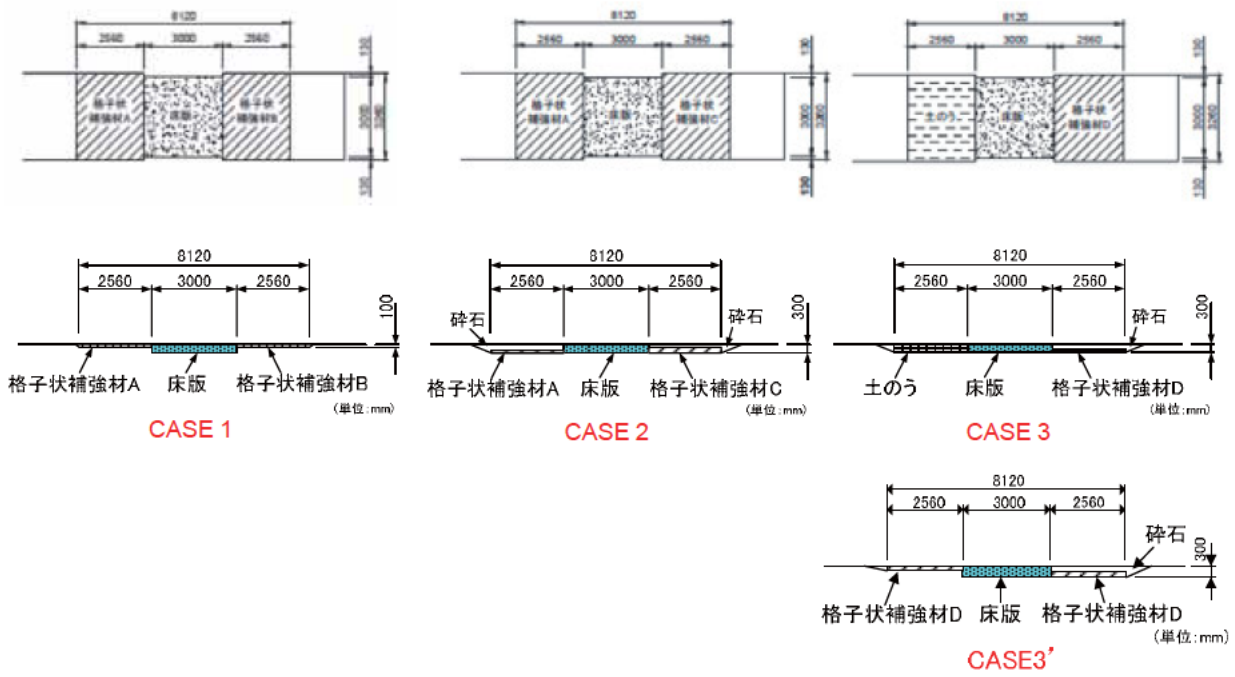


図-7.1.1-2 段差復旧平面図及び断面図

7.1.2 計画準備・造成

(1) 使用重機・機械

路面段差復旧に使用した重機・機械一覧を表-7.1.2-1に、代表写真を写真-7.1.2-1～写真-7.1.2-6に示す。

表-7.1.2-1 実大試験施工で使用した重機・機械一覧

種別	名称	規格・型式等	用途	備考
トラック及び ダンプトラック	10t ダンプ トラック	—	運搬, 走行試験	写真-7.1.2-1
トラッククレーン	ユニッククレーン (4t トラック)	—	積み込み, 運搬	写真-7.1.2-2
ショベル系 掘削機	0.4m ³ 級 バックホウ	移動クレーン式		写真-7.1.2-3
車輪式トラクタ ショベル	ホイールローダ	0.7m ³ 級	積み込み, 運搬 撤出し	写真-7.1.2-4
振動コンパクト	プレート コンパクト	60kg 級 MIKASA EX13	転圧	写真-7.1.2-5
	パイプロ コンパクト	300kg 級 MIKASA MVH306	転圧	
振動ローラ	ハンドガイド式 振動ローラ	600kg 級 MIKASA MRH600DSA	転圧	写真-7.1.2-6



写真-7.1.2-1 トラック及びダンプトラック写真



写真-7.1.2-2 トラッククレーン写真



写真-7.1.2-3 ショベル系掘削機写真



写真-7.1.2-4 車輪式トラクタショベル写真



写真-7.1.2-5 振動コンパクタ写真(左 : 60kg 級, 右 : 300kg 級)



写真-7.1.2-6 振動ローラ写真

(2) 使用材料・計測機器

路面段差復旧に使用した材料・計測機器等を表-7.1.2-2 に、代表写真を写真-7.1.2-7～写真-7.1.2-9 に示す。

表-7.1.2-2 使用材料一覧表

材料名	規格	備考	関連写真
格子状補強材A	セルサイズ：L224mm×W259mm×H100mm	高密度 ポリエチレン	写真-7.1.2-7
格子状補強材B	セルサイズ：L475mm×W508mm×H100mm	高密度 ポリエチレン	
格子状補強材C	セルサイズ：L224mm×W259mm×H200mm	高密度 ポリエチレン	写真-7.1.2-8
格子状補強材D	セルサイズ：L224mm×W259mm×H100mm	ポリエステル	
コンクリート床版	L3m×W3m×H0.3m	段差造成用	写真-7.1.2-9



写真-7.1.2-7 格子状補強材A及び格子状補強材B



写真-7.1.2-8 格子状補強材C及び格子状補強材D



床板1



床板2



床板3

写真-7.1.2-9 コンクリート床版

7.1.3 路面段差復旧工

図-7.1.3-1 に裏面段差復旧箇所平面図を示す。

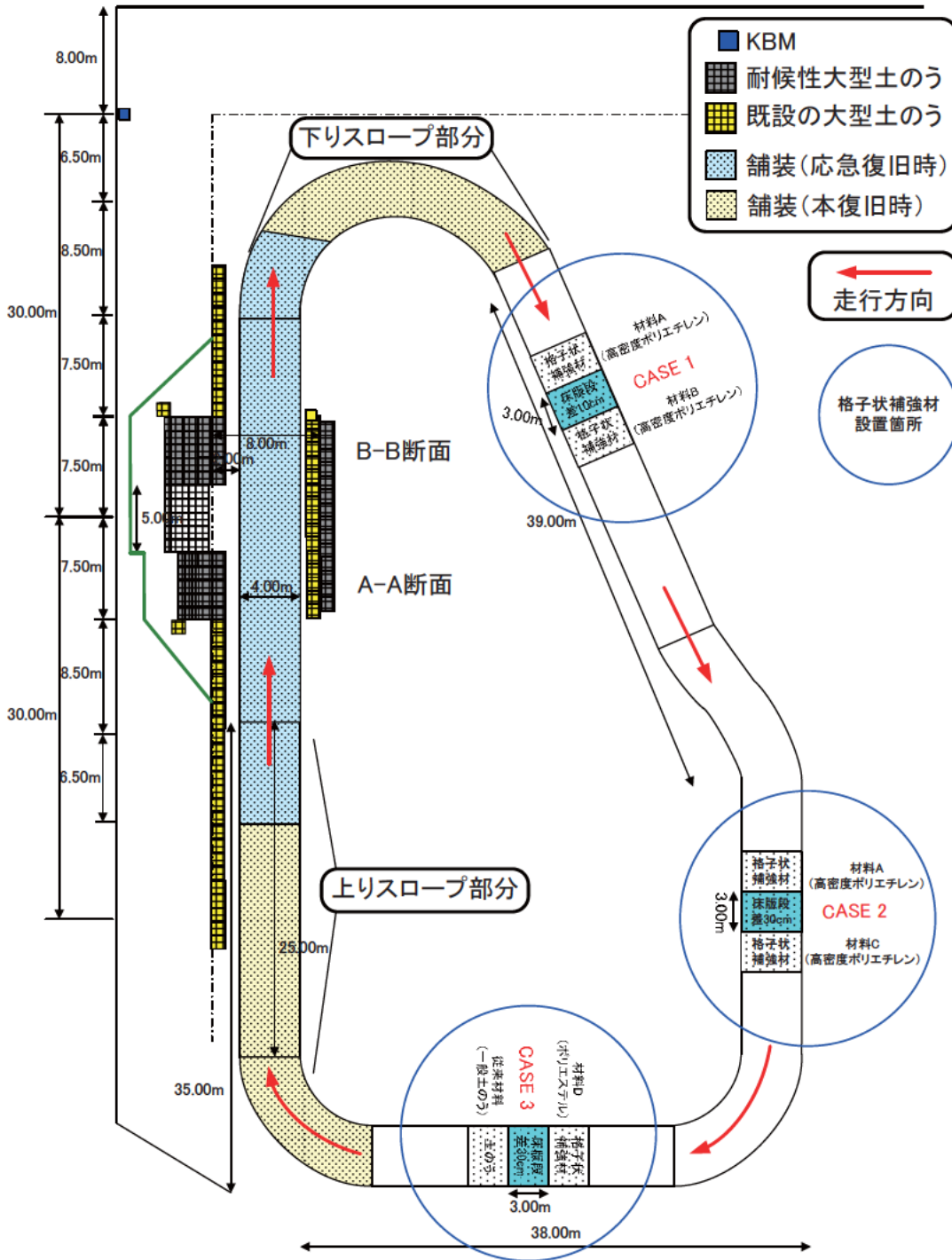


図-7.1.3-1 格子状補強材を用いた路面段差復旧の調査位置平面図

路面段差復旧の各ケースの詳細を以下に述べる。

(1) ケース 1

ケース 1 の構造図を図-7.1.3-2 に、格子状補強材の諸元を表-7.1.3-1 に示す。

図-7.1.3-2 に示すとおり、床版を挟み走行試験進入側に格子状補強材 A，退出側に格子状補強材 B を設置した。

ケース 1 の路面段差復旧状況を、写真-7.1.3-1～写真-7.1.3-5 に示す。

走行方向 →

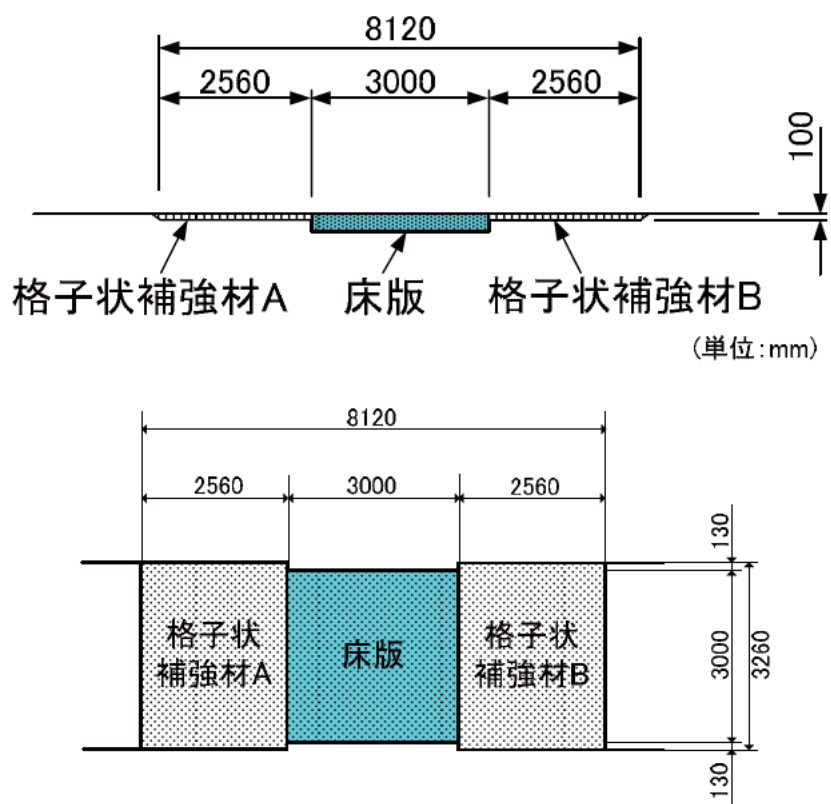


図-7.1.3-2 路面段差復旧図(ケース 1)

表-7.1.3-1 格子状補強材の諸元(ケース 1)

材料名	規格	備考
格子状補強材 A	セルサイズ : L224mm×W259mm×H100mm	高密度ポリエチレン
格子状補強材 B	セルサイズ : L475mm×W508mm×H100mm	高密度ポリエチレン



写真-7.1.3-1 路面段差を模倣した地盤の造成と床版の設置状況



写真-7.1.3-2 格子状補強材 A の設置状況



写真-7.1.3-3 格子状補強材 B の設置状況



写真-7.1.3-4 段差擦り付け・復旧作業, 転圧状況: 格子状補強材 A



写真-7.1.3-5 段差擦り付け・復旧作業, 転圧状況: 格子状補強材B

(2) ケース 2

ケース 2 の構造図を図-7.1.3-3 に、格子状補強材の諸元を表-7.1.3-2 に示す。

図-7.1.3-3 に示すとおり、床版を挟み走行試験進入側に格子状補強材 A，退出側に格子状補強材 C を設置した。

ケース 2 の路面段差復旧状況を、写真-7.1.3-6～写真-7.1.3-10 に示す。

走行方向 →

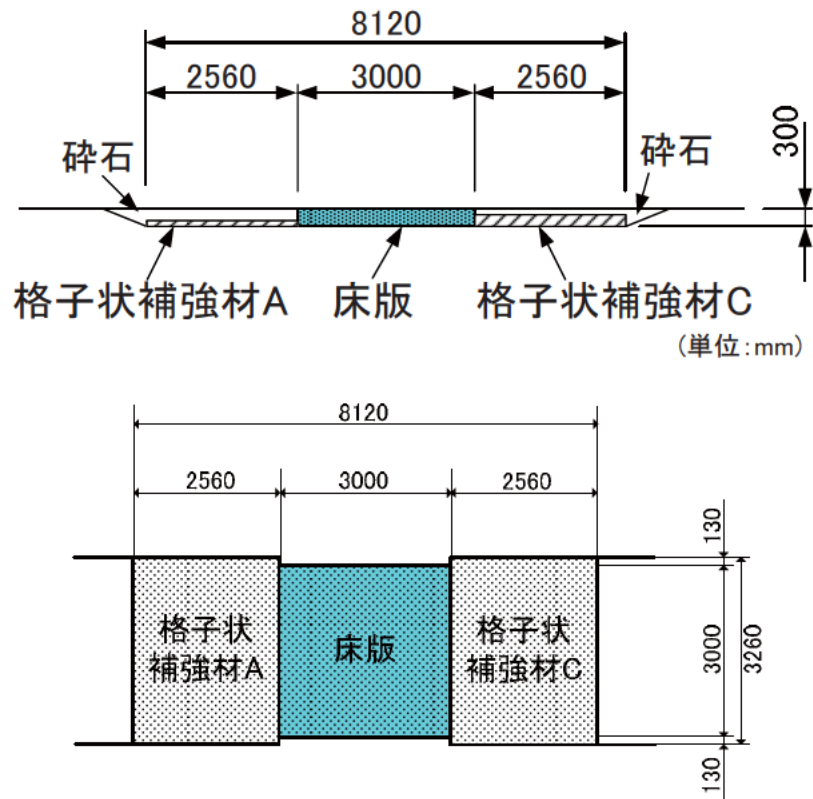


図-7.1.3-3 路面段差復旧図(ケース 2)

表-7.1.3-2 格子状補強材の諸元(ケース 2)

材料名	規格	備考
格子状補強材 A	セルサイズ：L224mm×W259mm×H100mm	高密度ポリエチレン
格子状補強材 C	セルサイズ：L224mm×W259mm×H200mm	高密度ポリエチレン



写真-7.1.3-6 路面段差を模倣した地盤の造成と床版の設置状況



写真-7.1.3-7 格子状補強材 A の設置状況



写真-7.1.3-8 格子状補強材 C の設置状況



写真-7.1.3-9 段差擦り付け・復旧作業, 転圧状況: 格子状補強材 A



写真-7.1.3-10 段差擦り付け・復旧作業, 転圧状況: 格子状補強材 C

(3) ケース 3

ケース 3 の構造図を図-7.1.3-4 に、格子状補強材の諸元を表-7.1.3-3 に示す。

図-7.1.3-4 に示すとおり、床版を挟み走行試験進入側に格子状補強材 D，退出側に土のう(一般)を設置した。

ケース 3 の路面段差復旧状況を、写真-7.1.3-11～写真-7.1.3-13 に示す。

← 走行方向

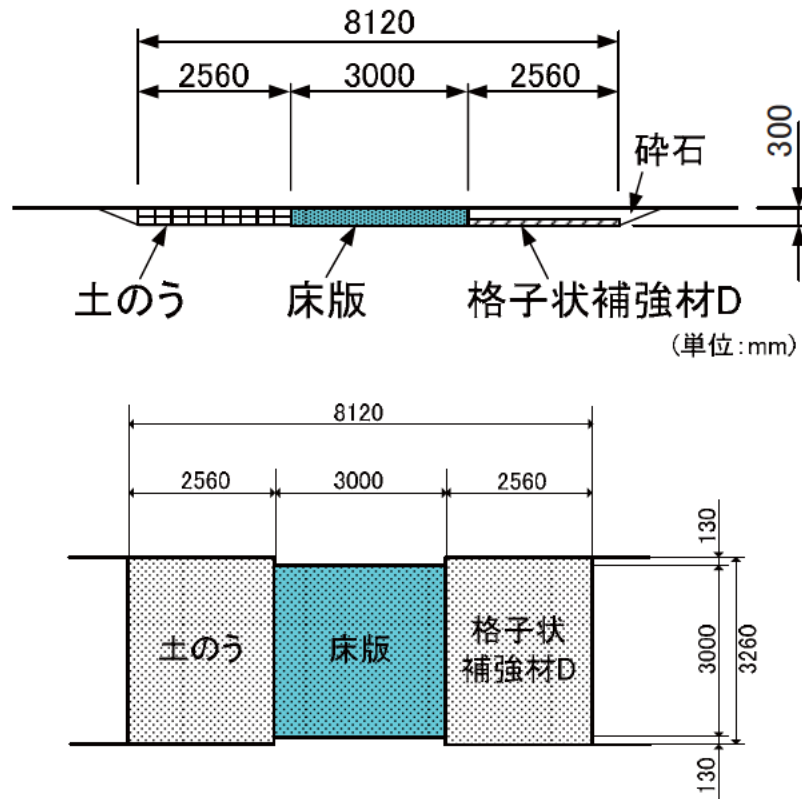


図-7.1.3-4 路面段差復旧図(ケース 3) : 応急復旧段階(復旧盛土構築)

表-7.1.3-3 格子状補強材の諸元(ケース 3)

材料名	規格	備考
格子状補強材 D	セルサイズ : L224mm×W259mm×H200mm	ポリエステル



写真-7.1.3-11 路面段差を模倣した地盤の造成と床版の設置状況



写真-7.1.3-12 格子状補強材Dの設置，段差擦り付け状況



写真-7.1.3-13 土のう(一般)の設置，段差擦り付け状況：応急復旧段階(復旧盛土構築)

(4) ケース3(復旧盛土構築の本復旧時)

ケース3の土のう(一般)による路面段差の復旧箇所は、応急復旧盛土完成時の走行試験において、土のうに損傷が生じた(写真-7.1.3-14参照)。そこで、本復旧盛土完成時の走行試験では、図-7.1.3-5に示す格子状補強材Dを用いた構造とした。

再構築施工状況を、写真-7.1.3-15に示す。

← 走行方向

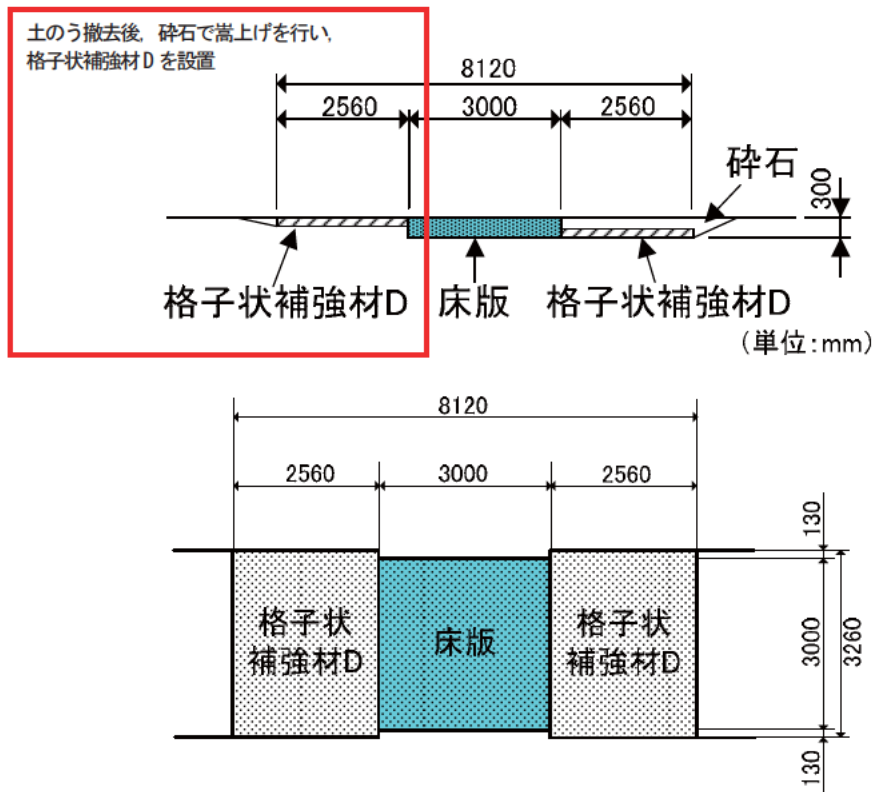


図-7.1.3-5 路面段差復旧図(ケース3) : 本復旧段階(復旧盛土構築)



写真-7.1.3-14 土のう損傷状況：応急復旧段階(復旧盛土構築)の走行試験後



写真-7.1.3-15 ケース3の試験ヤード再構築状況

(5) ケース2 試験ヤードの処置

ケース2の路面段差復旧箇所は、応急復旧盛土完成時の走行試験において、写真-7.1.3-16に示すように轍掘れが大きいため、本復旧盛土完成時の走行試験が困難と判断し、写真-7.1.3-17に示す碎石による埋戻し・転圧を行った。



写真-7.1.3-16 ケース2 試験ヤードの轍掘れ状況：応急復旧段階の走行試験後



写真-7.1.3-17 ケース2 試験ヤード埋戻し・転圧状況(処置)

7.1.4 実験結果

(1) 計測結果

走行試験時に路面段差復旧箇所において、メジャー等による地表面変位計測を行った。

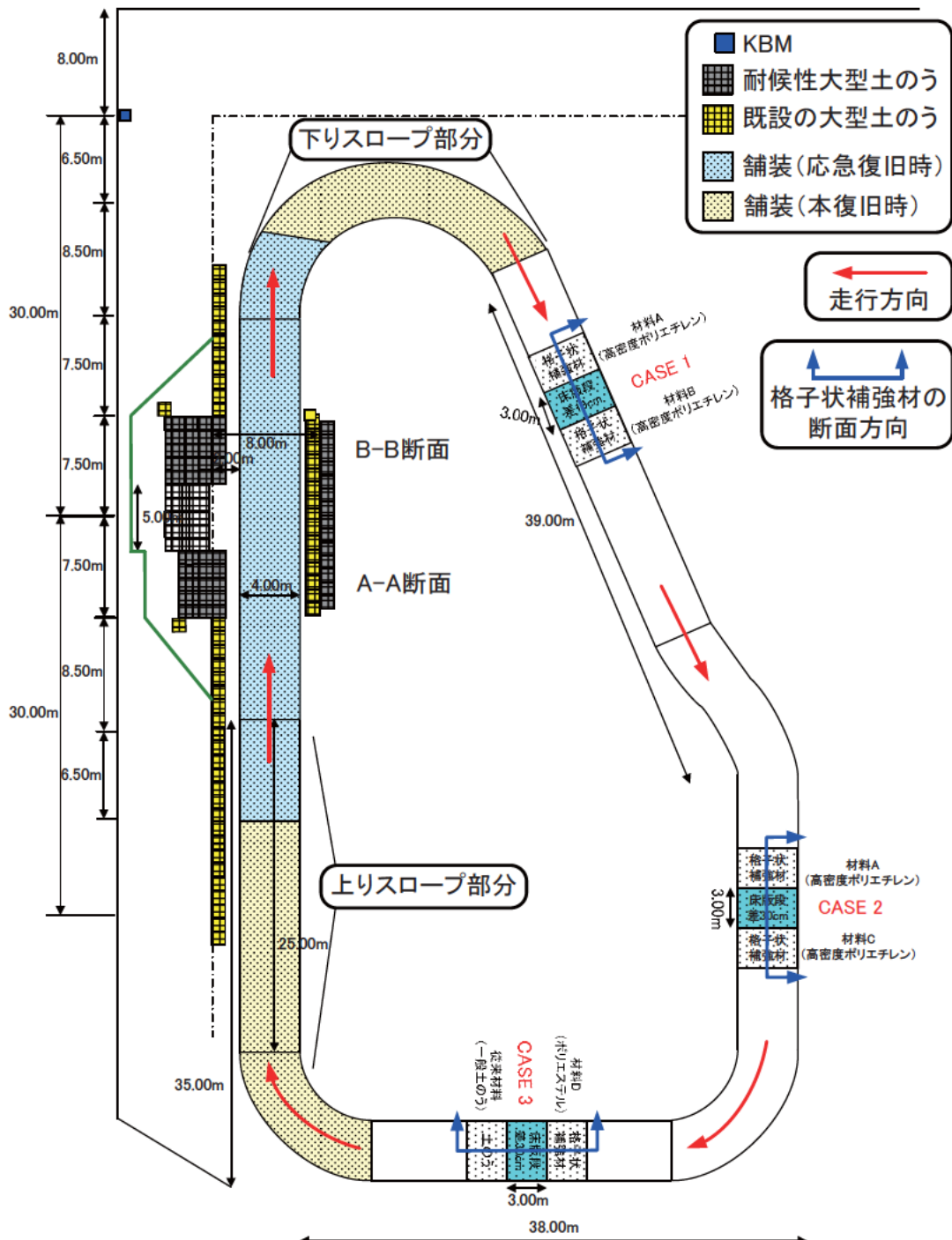


図-7.1.4-1 格子状補強材を用いた路面段差復旧の調査位置

以下に、走行試験に伴う各ケースの変位状況を述べる。

1) ケース 1

① 応急復旧盛土完成時

応急復旧盛土完成時点に実施した走行試験に伴う地表面変位を図-7.1.4-2 に示す箇所で計測した。なお、走行前(0 回)を初期値とし、走行回数の増加に伴う変位量として整理した。

計測結果を表-7.1.4-1～表-7.1.4-3 に、走行回数と変位の継時変化図を図-7.1.4-3～図-7.1.4-5 に示す。また、写真-7.1.4-1 に変状・損傷状況を示す。

200 回走行で補強材 A は最大で 5.1cm、補強材 B は最大で 6.5cm の地表面沈下量が発生したが、走行に支障が出る段差ではない。

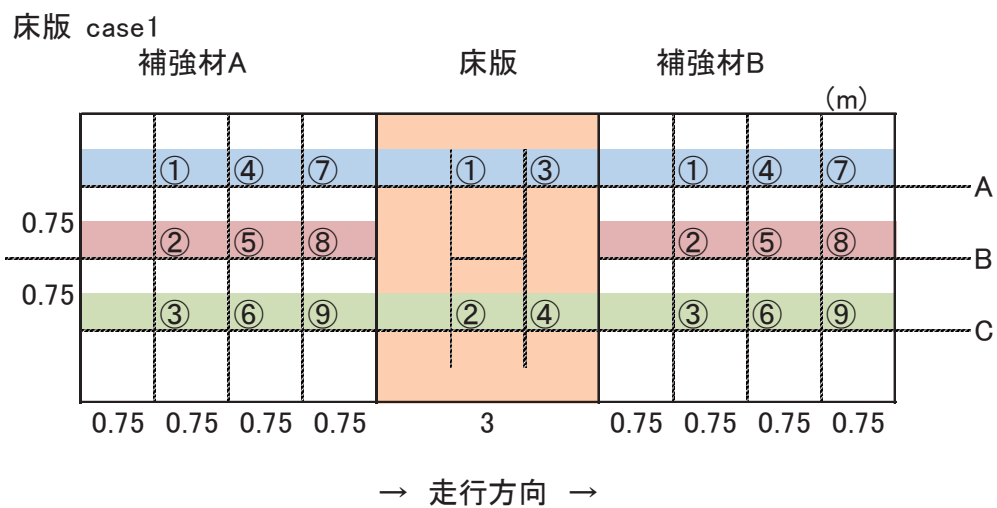


図-7.1.4-2 交通荷重による地表面沈下量計測位置：ケース1

表-7.1.4-1 地表面沈下量計測結果(補強材A)

CASE1 補強材A		(cm)								
		①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨
2015/12/3	初期値	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2015/12/4	2周目	1.6	-0.6	1.6	2.0	0.3	1.6	0.9	0.1	1.8
"	5周目	1.9	-0.6	1.6	2.2	0.4	1.7	1.2	0.1	2.0
"	10周目	2.1	-0.3	2.3	2.7	0.5	2.1	1.5	0.1	2.1
"	15周目	2.4	-0.5	2.6	3.2	0.9	2.5	2.0	0.2	2.5
"	20周目	2.8	-0.4	2.8	3.4	0.9	2.7	2.1	0.2	2.6
2015/12/7	30周目	2.9	-0.3	3.1	3.5	0.9	2.8	2.5	0.2	2.8
"	50周目	3.2	-0.3	3.7	3.9	1.0	3.4	2.7	0.1	3.2
"	100周目	3.2	-0.5	4.0	4.4	1.0	3.8	3.0	0.3	3.6
2015/12/8	150周目	3.6	-0.2	4.3	4.6	0.6	3.9	2.9	-0.1	3.5
"	200周目	4.0	-0.3	4.6	5.1	-0.3	4.3	3.5	-0.2	3.3

表-7.1.4-2 地表面沈下量計測結果(ケース1床版)

CASE1 床版		(cm)			
		①	②	③	④
2015/12/3	初期値	0	0	0	0
2015/12/4	2周目	0.3	0.5	0.3	0.3
"	5周目	0.3	0.7	0.5	0.3
"	10周目	0.3	0.6	0.5	0.4
"	15周目	0.2	0.8	0.6	0.4
"	20周目	0.6	1.0	0.7	0.6
2015/12/7	30周目	0.6	1.0	0.8	0.6
"	50周目	0.6	1.1	0.9	0.6
"	100周目	0.8	1.2	1.0	0.7
2015/12/8	150周目	0.6	1.2	1.1	0.8
"	200周目	0.7	1.3	1.1	0.5

表-7.1.4-3 地表面沈下量計測結果(補強材B)

CASE1 補強材B		(cm)								
		①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨
2015/12/3	初期値	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2015/12/4	2周目	1.2	0.4	1.0	1.4	-0.1	0.8	0.9	0.1	1.3
"	5周目	1.4	0.2	1.1	1.7	-0.2	0.8	1.2	0.2	1.2
"	10周目	2.0	0.3	1.3	2.6	0.0	1.3	1.8	0.0	1.4
"	15周目	2.3	0.2	1.6	3.0	0.1	1.5	1.8	0.2	1.6
"	20周目	2.6	0.4	1.6	3.4	0.2	1.4	2.4	0.4	1.5
2015/12/7	30周目	3.5	0.6	1.5	4.0	0.1	1.8	3.0	0.6	1.9
"	50周目	3.8	0.7	2.4	4.4	0.4	2.1	3.0	0.5	2.2
"	100周目	4.8	0.5	2.1	5.6	0.1	2.3	3.6	0.7	2.6
2015/12/8	150周目	5.8	0.6	2.7	6.5	0.0	1.9	3.9	0.9	2.1
"	200周目	6.2	0.5	4.0	6.4	0.2	4.1	4.0	0.3	3.0

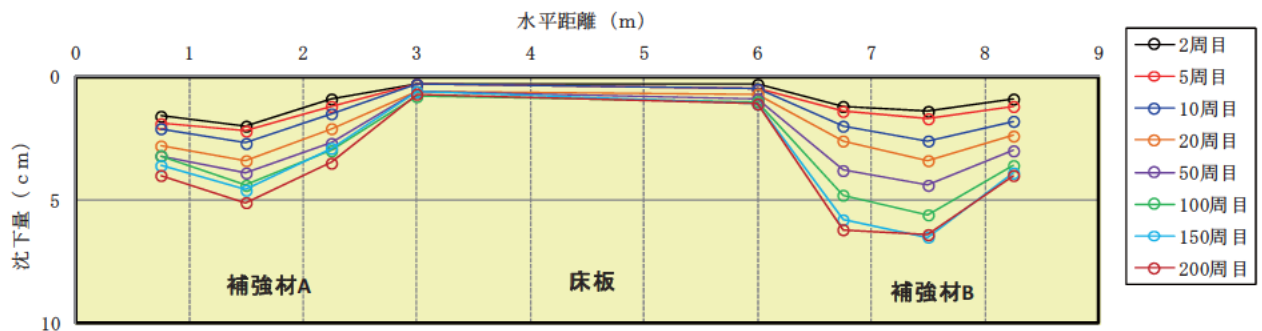


図-7.1.4-3 走行回数と地表面沈下量の関係：A側線

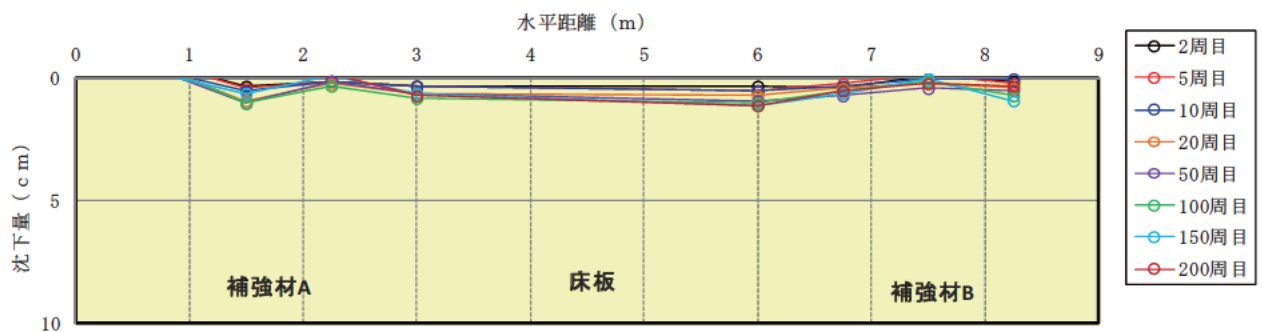


図-7.1.4-4 走行回数と地表面沈下量の関係：B側線

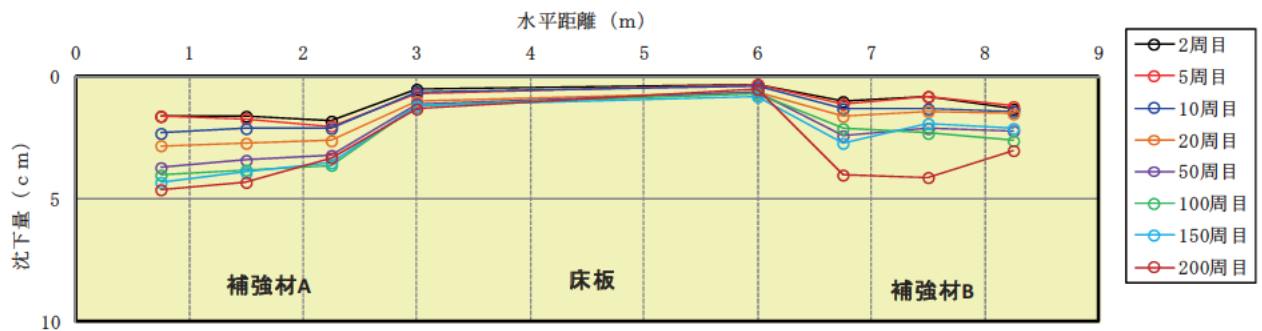


図-7.1.4-5 走行回数と地表面沈下量の関係：C側線

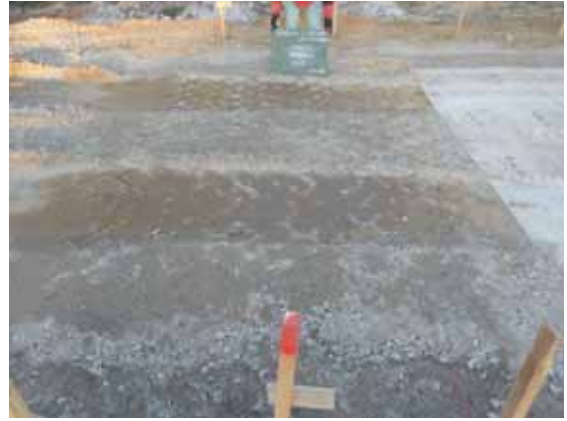


写真-7.1.4-1 ケース1の変状・損傷状況(200回走行)

②本復旧盛土完成時

地表面計測結果を、表-7.1.4-4～表-7.1.4-6 に示す。また、走行回数と地表面沈下量の継時変化図を図-7.1.4-6～図-7.1.4-8 に示す。また、写真-7.1.4-2 に変状・損傷状況を示す。

200回走行で補強材Aは最大で1.2cm、補強材Bは最大で1.3cmの沈下と応急復旧盛土完成時と比べて沈下量は小さい。

表-7.1.4-4 地表面沈下量計測結果(補強材A)

CASE1 補強材A		(cm)								
		①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨
2016/1/6	初期値	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2016/1/7	10周目	0	0	0	0	0	0.1	0	0	0
"	50周目	0.8	0.4	0.4	0.7	0.3	0.4	0	0	0.2
"	100周目	0.8	0.4	0.4	0.7	0.6	0.4	0	0.2	0.3
2016/12/8	150周目	0.8	0.5	0.7	0.8	0.6	0.5	0.4	0.2	0.5
"	200周目	1.2	0.9	0.7	0.9	0.6	0.6	0.5	0.2	0.6

表-7.1.4-5 地表面沈下量計測結果(ケース1床版)

CASE1 床版		(cm)			
		①	②	③	④
2016/1/6	初期値	0	0	0	0
2016/1/7	10周目	0	0	0	0
"	50周目	0.2	0.2	0.1	0
"	100周目	0.4	0.3	0.2	0
2016/12/8	150周目	0.4	0.3	0.2	0.7
"	200周目	0.4	0.4	0.4	0.7

表-7.1.4-6 地表面沈下量計測結果(補強材B)

CASE1 補強材B		(cm)								
		①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨
2016/1/6	初期値	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2016/1/7	10周目	0	0	0.7	0	0	0	0	0	0.5
"	50周目	0.1	0.1	1.0	0.5	0.6	0.3	0.5	0.2	0.8
"	100周目	0.3	0.2	1.0	0.5	0.6	0.4	0.6	0.2	0.9
2016/12/8	150周目	0.3	0.2	1.3	0.5	0.6	0.5	0.6	0.2	0.9
"	200周目	0.4	0.5	1.3	0.6	0.7	0.6	1.2	0.2	0.8

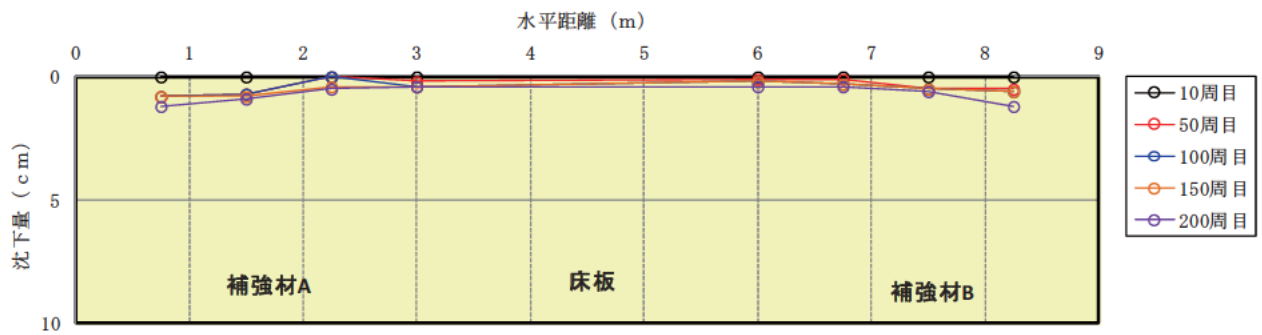


図-7.1.4-6 走行回数と地表面沈下量の関係：A側線

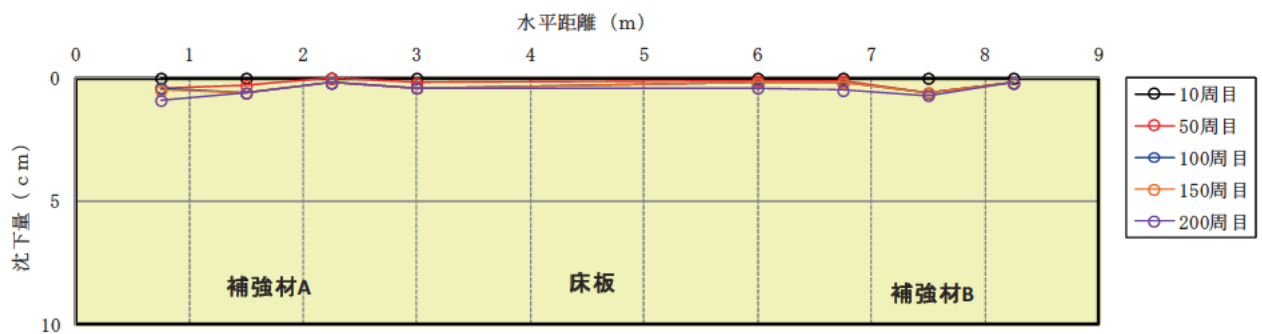


図-7.1.4-7 走行回数と地表面沈下量の関係：B側線

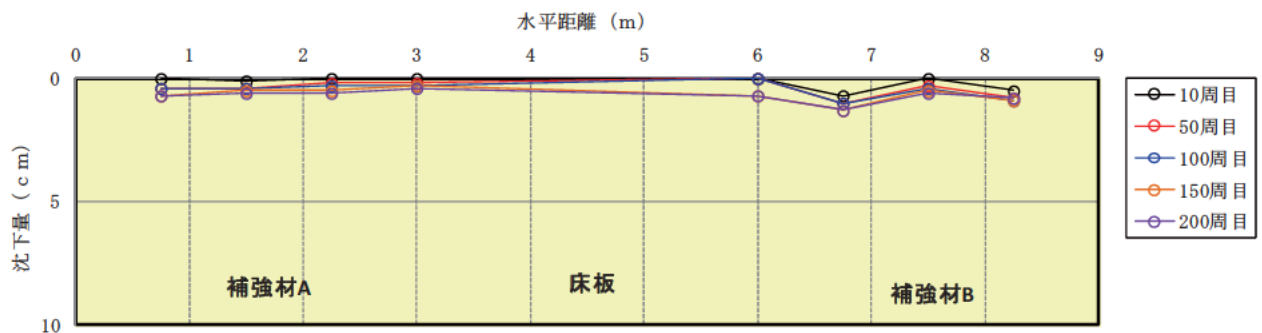


図-7.1.4-8 走行回数と地表面沈下量の関係：C側線



写真-7.1.4-2 ケース1の変状・損傷状況(200回走行：累積400回走行)

2) ケース2

ケース2の路面段差復旧箇所は、応急復旧盛土完了時点の走行試験結果を整理した。

① 応急復旧盛土完成時

応急復旧盛土完成時点に実施した走行試験に伴う地表面変位を図-7.1.4-9に示す箇所で計測した。なお、走行前(0回)を初期値とし、走行回数の増加に伴う変位量として整理した。

計測結果を表-7.1.4-7～表-7.1.4-9に、走行回数と地表面沈下の継時変化図を図-7.1.4-10～図-7.1.4-12に示す。また、写真-7.1.4-3に変状・損傷状況を示す。

200回走行で補強材Aは最大で7.6cm、補強材Cは最大で8.4cmと比較的沈下量が大きく、床版との段差が発生した。

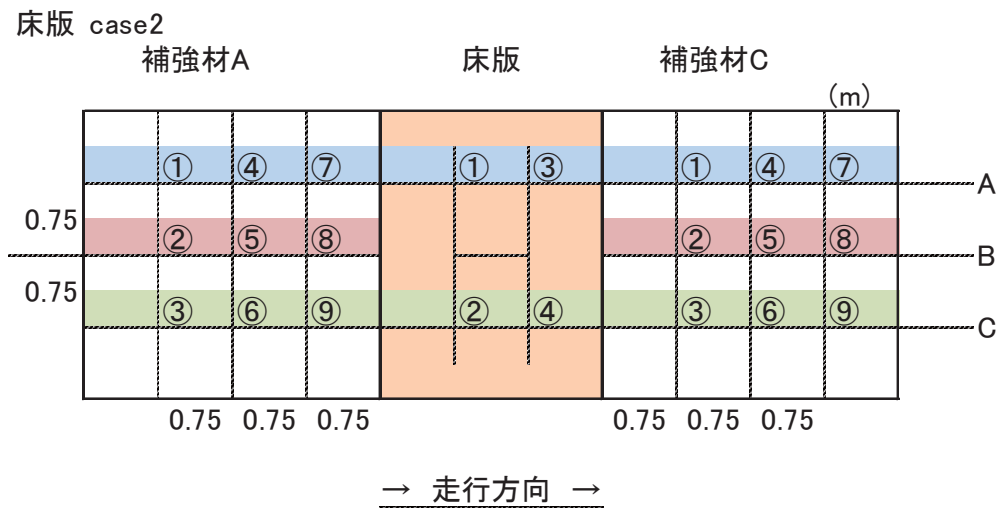


図-7.1.4-9 交通荷重による地表面沈下量計測位置：ケース2

表-7.1.4-7 地表面沈下量計測結果(補強材A)

CASE2 補強材A		(cm)								
		①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨
2015/12/3	初期値	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2015/12/4	2周目	2.5	0.8	1.9	3.3	0.2	2.5	3.4	0.3	3.1
"	5周目	3.2	0.8	2.5	3.5	0.4	2.7	3.9	0.7	3.3
"	10周目	3.4	0.8	3.2	4.3	0.4	3.3	4.5	0.5	3.9
"	15周目	3.9	0.7	3.4	4.4	0.3	3.6	4.9	0.6	4.3
"	20周目	4.3	0.5	3.6	4.9	0.2	3.9	5.0	0.6	4.7
2015/12/7	30周目	4.3	0.6	3.5	4.9	0.4	3.9	4.9	0.4	4.8
"	50周目	4.7	0.7	3.8	4.9	0.3	4.1	4.9	0.4	5.2
"	100周目	4.9	0.2	4.1	4.9	0.8	4.6	5.5	0.3	5.8
2015/12/8	150周目	4.5	0.1	4.2	4.9	0.3	4.8	4.8	0.3	6.4
"	200周目	5.8	-0.3	3.0	6.9		4.8	6.8	0.8	7.6

表-7.1.4-8 地表面沈下量計測結果(ケース2床版)

CASE2 床版		(cm)			
		①	②	③	④
2015/12/3	初期値	0	0	0	0
2015/12/4	2周目	0.5	0.5	0.6	0.6
"	5周目	0.5	0.5	0.8	0.7
"	10周目	0.6	0.5	0.8	0.7
"	15周目	0.6	0.6	0.6	0.6
"	20周目	0.5	0.6	0.7	0.7
2015/12/7	30周目	0.7	0.5	0.7	0.7
"	50周目	0.7	0.6	0.8	0.7
"	100周目	0.7	0.7	0.9	0.7
2015/12/8	150周目	0.9	0.6	0.9	0.7
"	200周目	0.8	0.7	1.0	0.7

表-7.1.4-9 地表面沈下量計測結果(補強材C)

CASE2 補強材C		(cm)								
		①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨
2015/12/3	初期値	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2015/12/4	2周目	3.3	0.1	2.3	3.5	0.4	3.5	3.2	0.2	3.5
"	5周目	3.7	0.4	3.1	4.0	0.3	4.0	3.5	0.1	4.1
"	10周目	4.5	0.4	3.7	4.5	0.4	4.7	4.5	0.2	4.7
"	15周目	5.0	0.2	4.2	4.8	0.2	5.1	5.0	0.3	4.9
"	20周目	5.6	0.3	4.5	5.2	0.3	5.4	5.2	0.3	5.4
2015/12/7	30周目	5.8	0.2	4.7	5.4	0.2	5.7	5.7	0.2	5.5
"	50周目	6.0	0.2	5.4	5.9	0.2	6.2	5.9	0.2	6.1
"	100周目	7.0	0.5	5.8	6.6	0.3	6.9	6.7	0.3	7.2
2015/12/8	150周目	7.0	0.1	5.8	6.8	-0.1	6.8	7.0	0.2	7.1
"	200周目	8.4	0.8	6.1	6.7	-0.2	6.5	7.3	0.2	6.5

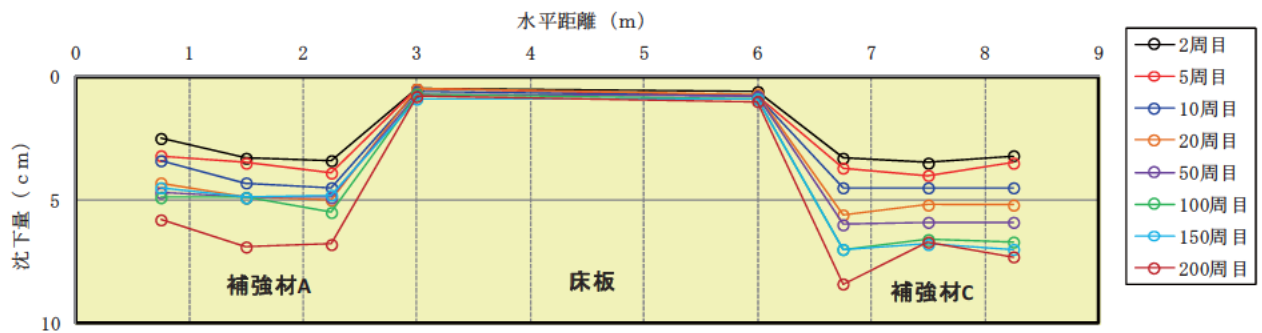


図-7.1.4-10 走行回数と地表面沈下量の関係：A側線

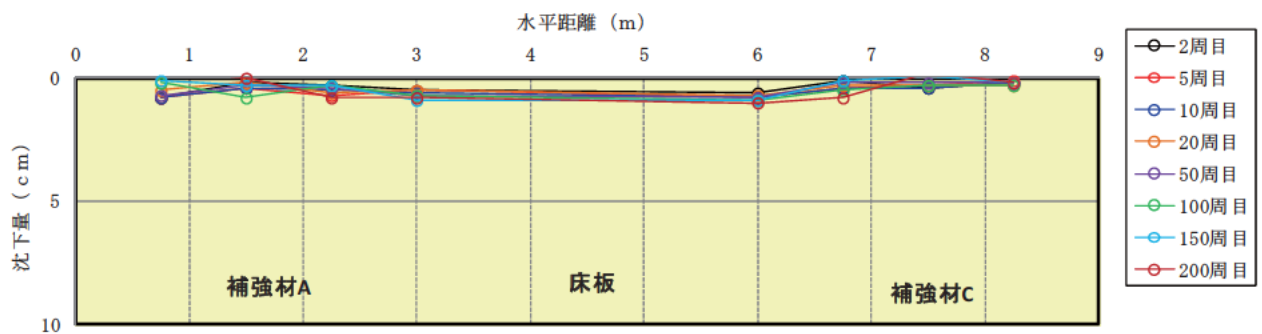


図-7.1.4-11 走行回数と地表面沈下量の関係：B側線

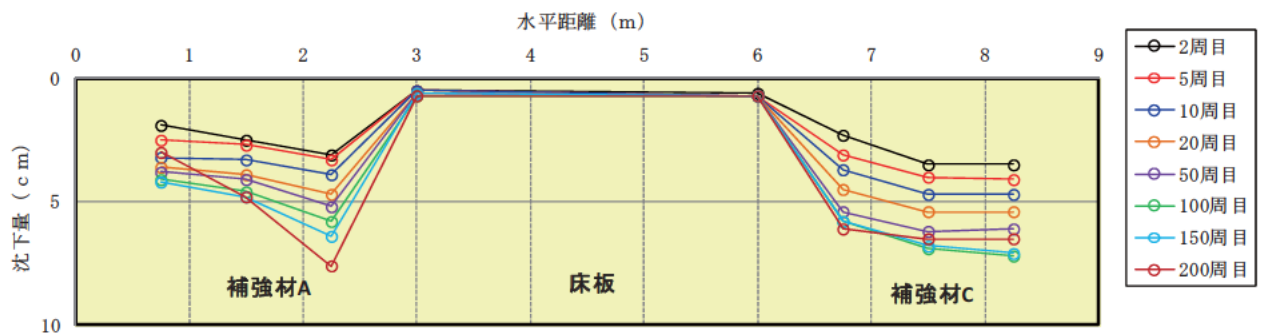


図-7.1.4-12 走行回数と地表面沈下量の関係：C側線



写真-7.1.4-3 ケース2の変状・損傷状況(200回走行)

3) ケース3

① 応急復旧盛土完成時

応急復旧盛土完成時点に実施した走行試験に伴う地表面変位を図-7.1.4-13 に示す箇所で計測した。なお、走行前(0回)を初期値とし、走行回数の増加に伴う変位量として整理した。

計測結果を、表-4.3.2-10～表-4.3.2-12 に、走行回数と沈下量の継時変化図を図-4.3.2-14～図-4.3.2-16 に示す。また、写真-4.3.2-4 に変状・損傷状況を示す。

200回走行で補強材Dは最大で4.6cm、土のうは最大で10.2cmの沈下量が発生した。また、土のうについては、破れ等の損傷も著しい状態であったが、両地点とも床版との段差は小さい。

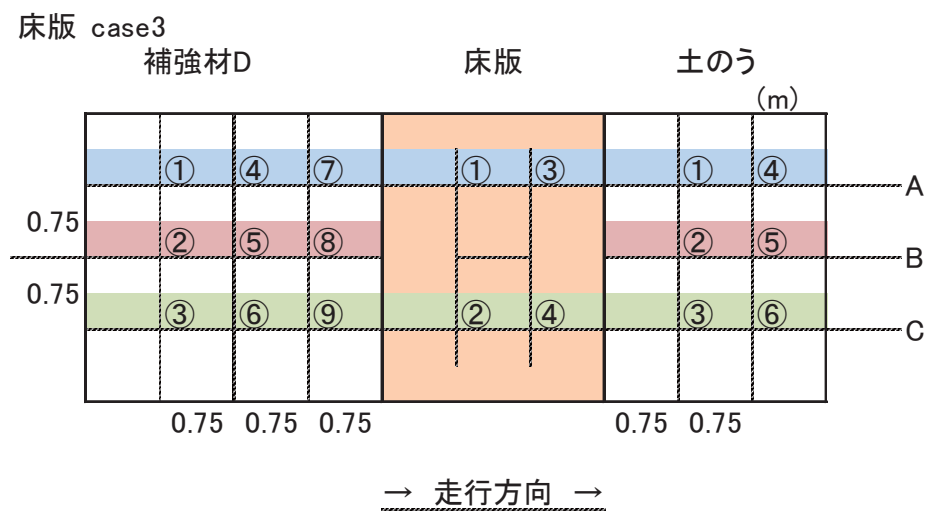


図-7.1.4-13 交通荷重による地表面沈下量計測位置：ケース3

表-7.1.4-10 地表面沈下量計測結果(補強材D)

CASE3 補強材D		(cm)								
		①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨
2015/12/3	初期値	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2015/12/4	2周目	2.2	0.3	1.9	2.2	0.4	2.0	2.2	0.7	3.0
"	5周目	2.3	0.4	2.2	2.6	0.4	2.4	2.5	0.7	3.2
"	10周目	2.7	0.3	2.5	2.9	0.3	2.7	2.7	0.7	3.5
"	15周目	2.7	0.4	2.5	3.0	0.5	2.8	2.8	0.7	3.8
"	20周目	2.8	0.3	2.6	3.0	0.3	2.8	2.9	0.7	3.6
2015/12/7	30周目	2.7	0.2	2.9	3.1	0.4	2.9	2.9	0.6	3.8
"	50周目	2.9	0.5	2.9	3.2	0.0	3.0	2.8	0.6	4.5
"	100周目	2.9	0.2	3.1	3.1	0.0	3.2	3.0	0.6	4.4
2015/12/8	150周目	3.1	0.0	3.4	3.4	0.3	3.4	3.0	0.6	4.4
"	200周目	3.7	0.2	3.1	3.8	0.2	3.3	3.5	0.3	4.6

表-7.1.4-11 地表面沈下量計測結果(ケース3 床版)

CASE3 床版		(cm)			
		①	②	③	④
2015/12/3	初期値	0	0	0	0
2015/12/4	2周目	0.8	0.8	1.9	1.5
"	5周目	0.8	0.9	1.8	1.6
"	10周目	1.1	1.0	1.9	1.7
"	15周目	1.0	1.1	2.1	1.7
"	20周目	1.0	0.9	2.0	1.8
2015/12/7	30周目	1.1	0.9	2.0	1.8
"	50周目	1.2	1.0	1.9	1.7
"	100周目	1.2	1.0	1.9	1.8
2015/12/8	150周目	1.3	1.0	1.9	1.8
"	200周目	1.0	0.8	1.8	1.7

表-7.1.4-12 地表面沈下量計測結果(土のう)

CASE3 土のう		(cm)					
		①	②	③	④	⑤	⑥
2015/12/3	初期値	0	0	0	0	0	0
2015/12/4	2周目	2.2	1.2	5.7	1.2	1.1	0.5
"	5周目	2.8	1.2	6.6	1.5	1.7	1.0
"	10周目	3.0	3.2	7.3	1.8	1.2	1.5
"	15周目	3.3	2.8	7.3	1.8	0.5	2.0
"	20周目	3.8	2.2	6.2	1.8	0.1	2.0
2015/12/7	30周目	3.7	3.3	8.0	2.0	2.1	2.4
"	50周目	3.8	3.7	8.5	2.2	2.4	2.8
"	100周目	4.3	3.7	8.7	2.4	2.2	3.1
2015/12/8	150周目	4.3	3.5	9.0	2.2	1.2	3.2
"	200周目	4.2	2.4	10.2	2.3	1.3	3.3

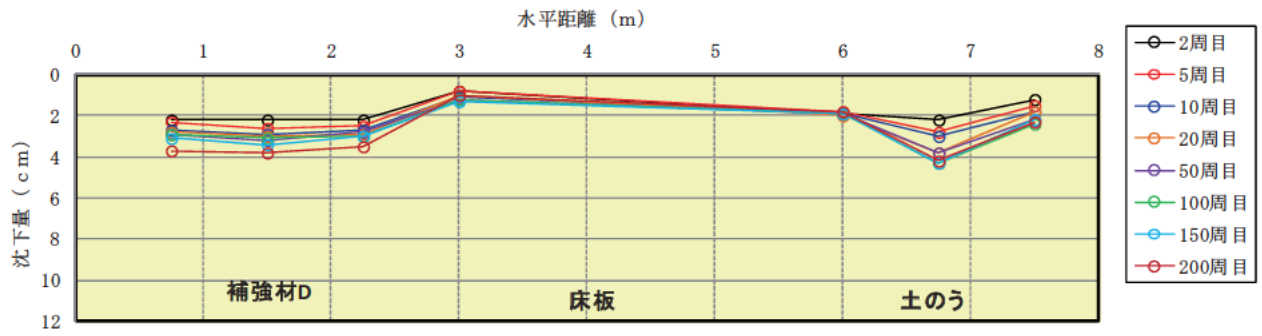


図-7.1.4-14 走行回数と地表面沈下量の関係：A側線

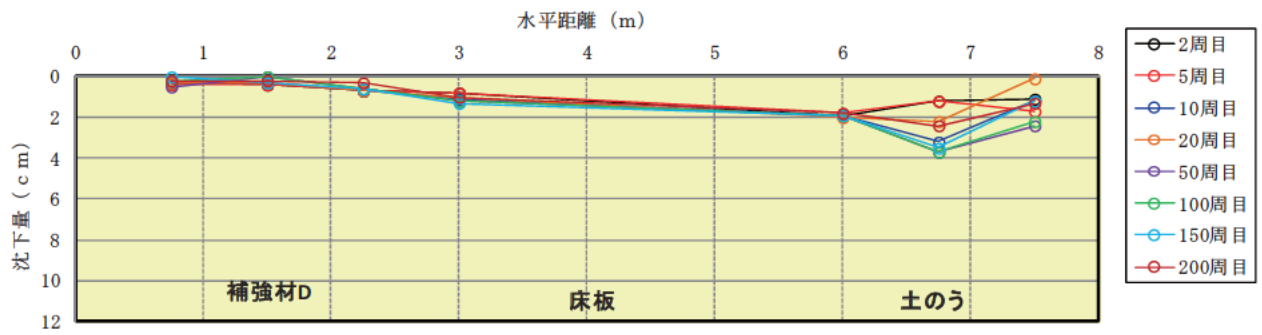


図-7.1.4-15 走行回数と地表面沈下量の関係：B側線

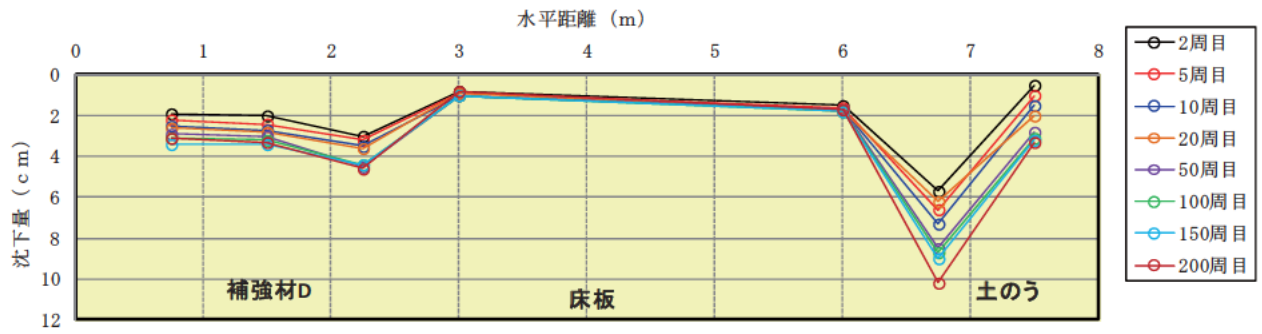


図-7.1.4-16 走行回数と地表面沈下量の関係：C側線



写真-7.1.4-4 ケース3の変状・損傷状況(200回走行)

②本復旧盛土完成時

本復旧盛土完成時点の走行試験では、土のうについては、新たに格子状補強材による路面段差の復旧を再構築したケースでの実施とした。

計測結果を表-7.1.4-13～表-7.1.4-15 に、走行回数と沈下量の継時変化図を図-7.1.4-17～図-7.1.4-19 に示す。また、写真-7.1.4-5 に変状・損傷状況を示す。

200 回走行で補強材 D は最大で 1.5cm，補強材 D-②は最大で 2.0cm と沈下量は小さい。これは、応急復旧盛土完成時の走行試験において、沈下が進行していたためと考えられる。

表-7.1.4-13 地表面沈下量計測結果(補強材 D)

CASE3 補強材D		(cm)								
		①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨
2016/1/6	初期値	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2016/1/7	10周目	1.4	0	0.2	1.4	0	0.1	1.2	0	0
"	50周目	1.5	0.2	0.5	1.4	0	0.1	1.3	0.1	0.1
"	100周目	1.4	0.2	0.5	1.5	0	0.1	1.3	0.1	0.2
2016/1/8	150周目	1.5	0.3	0.6	1.5	0	0.1	1.3	0.1	0.2
"	200周目	1.5	0.3	0.7	1.5	0	0.1	1.3	0.1	0.2

表-7.1.4-14 地表面沈下量計測結果(ケース3床版)

CASE3 床版		(cm)			
		①	②	③	④
2016/1/6	初期値	0	0	0	0
2016/1/7	10周目	0	0	0.2	0
"	50周目	0.1	0.4	0.2	0.3
"	100周目	0.1	0.4	0.2	0.3
2016/1/8	150周目	0.1	0.5	0.2	0.3
"	200周目	0.1	0.5	0.2	0.3

表-7.1.4-15 地表面沈下量計測結果(補強材 D-②)

CAS3 補強材D-②		(cm)								
		①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨
2016/1/6	初期値	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2016/1/7	10周目	0	0	0.4	0.0	0	0	1.3	0	0.4
"	50周目	0.6	0	1.2	0.6	0.5	0.7	1.9	0	1.6
"	100周目	0.7	0	1.2	0.6	0.5	0.7	2.0	0	1.8
2016/1/8	150周目	0.7	0	1.6	0.7	0.5	0.7	2.0	0	1.8
"	200周目	0.7	0	1.6	0.7	0.5	0.8	2.0	0	1.9

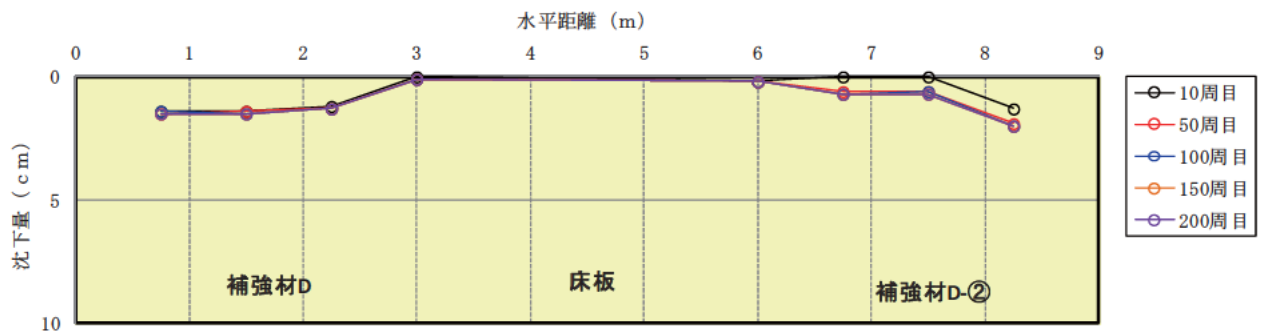


図-7.1.4-17 走行回数と地表面沈下量の関係：A側線



図-7.1.4-18 走行回数と地表面沈下量の関係：B側線

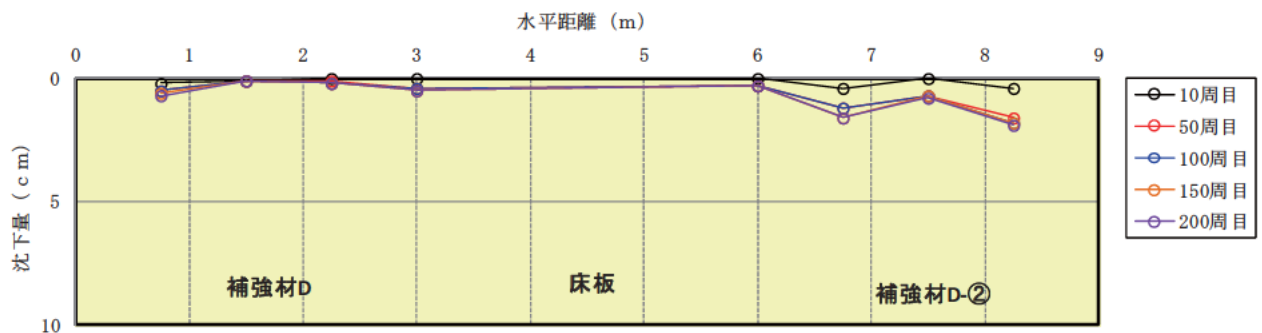


図-7.1.4-19 走行回数と地表面沈下量の関係：C側線



写真-7.1.4-5 ケース3の変状・損傷状況(200回走行)

(2) 施工性考察

格子状補強材の設置の施工性について、補強材種毎に以下に整理する。

①格子状補強材 A

条件 1(段差 10cm)

- 設置場所 : CASE1-A
- 設置時間 : 22 分
- 碎石の投入, 転圧時間 22 分
- 作業員 : 主作業員 1 人, 補助作業員 1 人
(固定ピンの数量を増やし, 位置決めをすることにより 1 人でも可能)

条件 2(段差 30cm)

- 設置場所 : CASE2-A
- 設置時間 : 24 分
- 碎石の投入, 転圧時間 22 分
- 作業員 : 主作業員 1 人, 補助作業員 1 人
(固定ピンの数量を増やし, 位置決めをすることにより 1 人でも可能)
- 一般工法である土のうの設置工法に比べ, 設置は容易である.
- 設置の条件(段差の深さ) による, 施工内容, 施工時間に違いはない.

②格子状補強材 B

- 条件 : 段差 10cm
- 設置場所 : CASE1-B
- 設置時間 : 14 分
- 碎石の投入, 転圧時間 22 分
- 作業員 : 主作業員 1 人, 補助作業員 1 人
(固定ピンの数量を増やし, 位置決めをすることにより 1 人でも可能)
- 一般工法である土のうの設置工法に比べ, 設置は容易である.
- 格子状補強材 A と比較すると, 設置時間は早い.
- 格子状補強材 A と比較すると, 格子の間隔が広いことから扱いやすい(広げやすい).

③格子状補強材 C

- 条件：段差 30cm
- 設置場所：CASE2-C
- 設置時間：21 分
- 碎石の投入，転圧時間 28 分
- 作業員：主作業員 1 人，補助作業員 1 人
(固定ピンの数量を増やし，位置決めをしても 2 人必要)
- 一般工法である土のうの設置工法に比べ，設置は容易である．
- 格子状補強材 A と比較すると，設置時間はほぼ同じ．
- 格子状補強材 A と比較すると，格子の厚みが 2 倍となり作業性は劣る．

④格子状補強材 D

条件 1(段差 30cm)

- 設置場所：CASE3-D
- 設置時間：20 分
- 碎石の投入，転圧時間 18 分
- 作業員：主作業員 1 人，補助作業員 1 人
(固定ピンの数量を増やし，位置決めをすることにより 1 人でも可能)

条件 2(段差 10cm)

- 設置場所：CASE3-D[^] (CASE3 の土のう撤去後に設置)
- 設置時間：18 分
- 碎石の投入，転圧時間 16 分
- 作業員：主作業員 1 人，補助作業員 1 人
(固定ピンの数量を増やし，位置決めをすることにより 1 人でも可能)
- 一般工法である土のうの設置工法に比べ，設置は容易である．
- 格子状補強材 A と比較すると，素材が柔らかいので中心部まで格子間隔を細かく合わせる必要がある．
- 設置の条件(段差の深さ)による，施工内容，施工時間に違いはない．

7.1.5 格子状補強材を用いた路面段差復旧のまとめ

(1) 施工性

- 一般的な土のうによる路面段差復旧工に比べ、格子状補強材を用いた路面段差復旧工は施工性が良い。
- 格子状補強材の材質の違いによる大きな施工性の違いはない。

(2) 復旧タイプの違いによる施工性・安定性

- 一般土のうの路面段差復旧工は、交通荷重等により土のうの損傷が発生し、耐久性は低い。一方、格子状補強材を用いた路面段差復旧工は、一般土のうによる路面段差復旧工に比べ、交通荷重等による損傷の耐久性は高い。
- 走行試験による地表面沈下量は、各ケースともに走行回数 200 回以上の本復旧段階では小さい。
- 格子状補強材を用いた路面段差の復旧工の復旧タイプの違いによる復旧路面の耐久性を比較すると、地表面に設置したタイプの方が埋設したタイプに比べ、轍掘れに対する耐久性は高い。

(3) とりまとめ

整理・とりまとめ一覧表を表-7.1.5-1 に示す。

表-7.1.5-1 整理・とりまとめ一覧(格子状補強材を用いた路面段差の復旧)

項目	格子状補強材を用いた路面段差の復旧						
	補強材 A		補強材 B	補強材 C	補強材 D		
	CASE1A	CASE2A	CASE1B	CASE2C	CASE3D	CASE3D'	
施工性	① 設置時間 ② 施工時間 ^{※1)} ③ 必要人員 ④ 施工条件(段差)	・22分 ・22分 ・2人 ^{※2)} ・10cm	・24分 ・22分 ・2人 ^{※2)} ・30cm	・14分 ・22分 ・2人 ^{※2)} ・10cm	・21分 ・28分 ・2人 ・30cm	・20分 ・18分 ・2人 ^{※2)} ・30cm	・18分 ・16分 ・2人 ^{※2)} ・10cm
	<ul style="list-style-type: none"> • 補強材 A の段差の違いによる施工性(内容・時間)に、大きな違いはない。 • 補強材 B は補強材 A に比べ、格子間隔が広いことから施工性が良い。 • 補強材 C は補強材 A に比べ、格子の厚みがあることから作業性は劣る。 • 補強材 D の段差の違いによる施工性(内容・時間)に、大きな違いはない。 • 補強材 D は補強材 A に比べ、材質が柔らかく施工性に劣る。 						
交通荷重による影響等	① 応急復旧時沈下量 ② 本復旧時沈下量	・5.1cm ・1.2cm	・7.6cm ・ —	・6.5cm ・1.3cm	・8.4cm ・ —	・4.6cm ・1.5cm	・ — ・2.0cm
現場適用性	<ul style="list-style-type: none"> • 格子状補強材による路面段差の復旧は、施工性、交通荷重による影響等から判断して、一般的な土のうによる路面段差の復旧に比べ優れ、現場での適用性は十分にある。 • 補強材を地表面に設置した工法は、深部に埋設した工法に比べ、交通荷重による影響は少ない。 • 補強材の種類の違いにより、施工性の違いはあるものの、材質の違いによる優劣には大きな差異はない。 						

※1)砕石の投入、敷均し+転圧時間 ※2)必要人員は、1人でも可能

7.2 角型大型土のう

7.2.1 材料

4章の実大実験の盛土構築において、一般的に使用されている耐候性大型土のうに加えて、角型形状の耐候性大型土のう（以下、角型大型土のうと称す）を試験的に使用した。角型大型土のうは、長さ1.0m×奥行き1.5m×高さ0.5mと長さ2.0m×奥行き1.5m×高さ0.5mの形状の異なる2種類のタイプを使用した。角型大型土のうは、実大実験で構築した災害復旧盛土の干渉区間で使用した。角型大型土のうは、災害復旧盛土で用いた耐候性大型土のうと同様の材質（6章 表-1 参照）で製造されたものを使用した。外観を写真-7.2.1-1に示す。



写真-7.2.1-1 角型大型土のうの外観

7.2.2 角型大型土のうの製作

角型大型土のうは布地素材のため角型に形状を保つことが困難であるため、本実験では形状が保持できるように、プラスチック素材の板を併用することとした。プラスチック素材の板は、通水性を向上させるために盛土と接する側面側には排水孔を設けた。角型大型土のうの製作状況を写真-7.2.2-1に示す。



1) 型枠への取り付け



2) プラスチック板の設置



3) 排水孔付きプラスチック板



4) 型枠への設置



5) 中詰め材充填



6) 転圧



7) 上蓋の取り付け



8) 吊り上げ



9) 移動



10) 仮置き

写真-7.2.2-1 角型大型土のうの製作

7.2.3 角型大型土のうの設置

角型大型土のうは千鳥配置となるように設置した。設置状況を写真-7.2.3-1に示す。角型大型土のうは、通常の円柱形の大型土のうと比較すると隣接する土のうとの隙間は軽減されることを確認した。しかし、長さ2.0mのタイプ角型大型土のうは、吊り上げ時には型枠の変形やベルトの破損を確認した。これは、角型大型土のうの重量に対して、吊りベルトの本数の不足や設置位置によるものである。したがって、長さ2.0mタイプの角型大型土のうは改良が必要である。



1) 正面（1段目）



2) 背面（2段目）



3) 斜めから撮影（2段目）



4) 正面から撮影（全段設置）

写真-7.2.3-1 角型大型土のうの設置状況

7.3 光ファイバーセンサー機能付きジオテキスタイルを用いた計測

7.3.1 目的

本計測は、応急復旧または本復旧の施工時に生じるジオテキスタイルのひずみ分布、交通荷重がジオテキスタイルに及ぼす影響及び維持管理を目的とした長期計測を行い、災害復旧盛土に敷設されたジオテキスタイルの状態の変化について把握すること目的とする。

7.3.2 計測概要

(1) 光ファイバーセンサー機能付きジオテキスタイル

実大盛土に敷設したジオテキスタイルのひずみは、センサー機能付きジオテキスタイル（以下、OFSG と称す）を用いて計測した。OFSG の構造を図-7.3.2-1 に示す。OFSG は引張強さを発揮するアラミド繊維、ひずみを計測する光ファイバー及びアラミド繊維等を被覆するポリエチレンで構成される。光ファイバーは、アラミド繊維の内側（中心）に挿入し一体化されている。ジオテキスタイルのひずみは、BOTDR 方式で計測した。BOTDR 方式とは、光ファイバーの片端から光パルスを入射したときに発生するブリルアン散乱光を受光して分析することによって光ファイバーのひずみを連続的に計測する方式である。BOTDR を図-7.3.2-2 に示す。



図-7.3.2-1 構造図



図-7.3.2-2 計測器 (BOTDR)

(2) 敷設

構造物の断面形状を図-7.3.2-3 に示す。図中の a), b) は応急復旧時の断面形状を、c), d) は本復旧時の断面形状を示す。また、図-7.3.2-4 には、a) 応急復旧時及び b) 本復旧時の正面形状を示す。OFSG は、各ケースとも基礎地盤から 1.0m 高さ と 3.0m 高さの位置に敷設した。

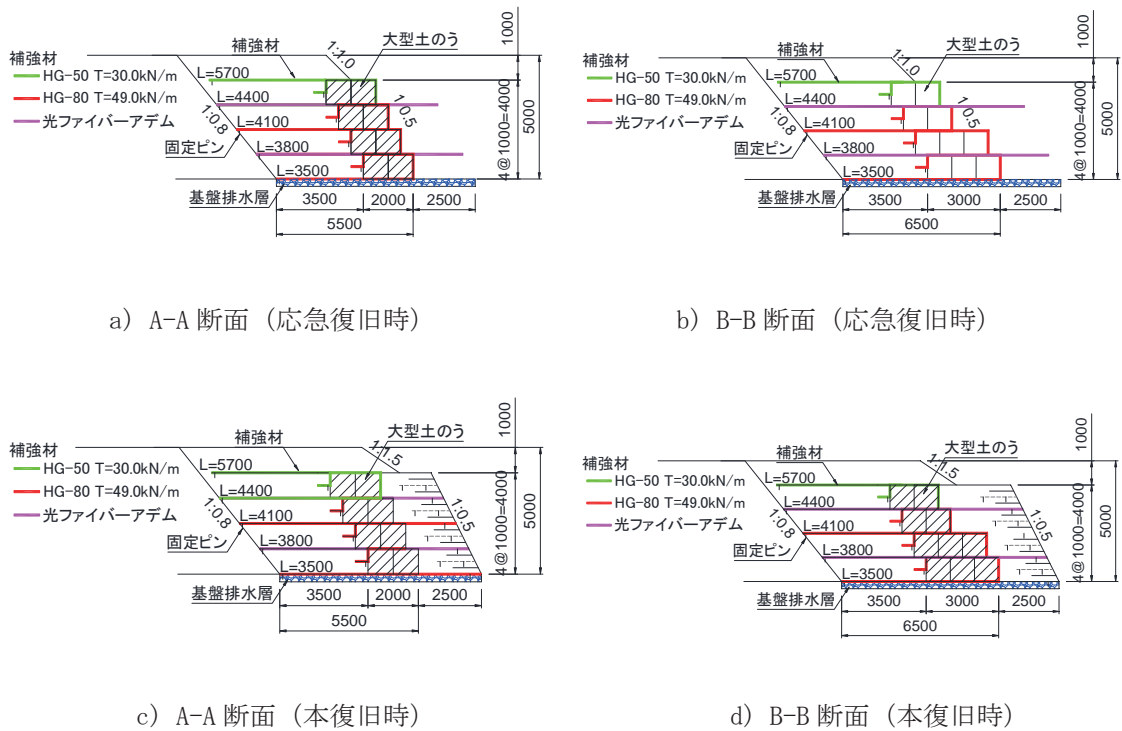


図-7.3.2-3 復旧盛土断面図

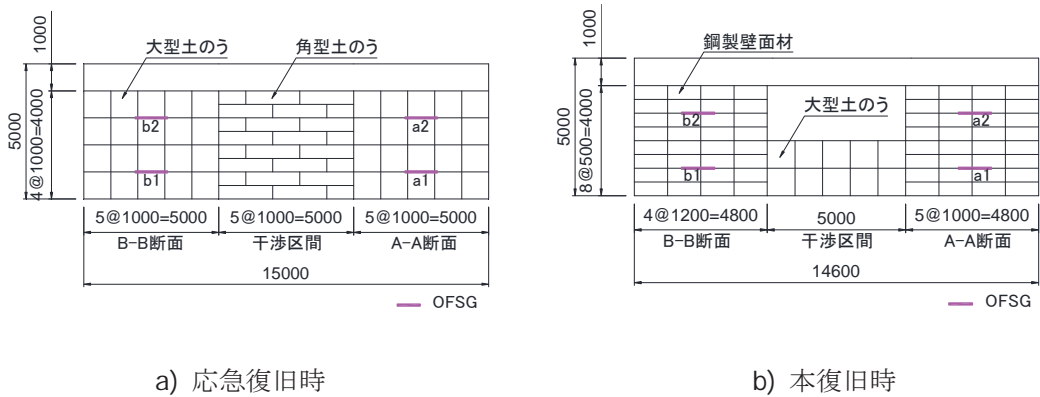


図-7.3.2-4 復旧盛土正面図

OFSG の形状 (平面図) を図-7.3.2-5 に示す。OFSG は、BOTDR との接続を考慮して壁面より 1.0m 以上延長させた状態で敷設した。OFSG の敷設状況及び壁面の状況を写真-7.3.2-1 に示す。

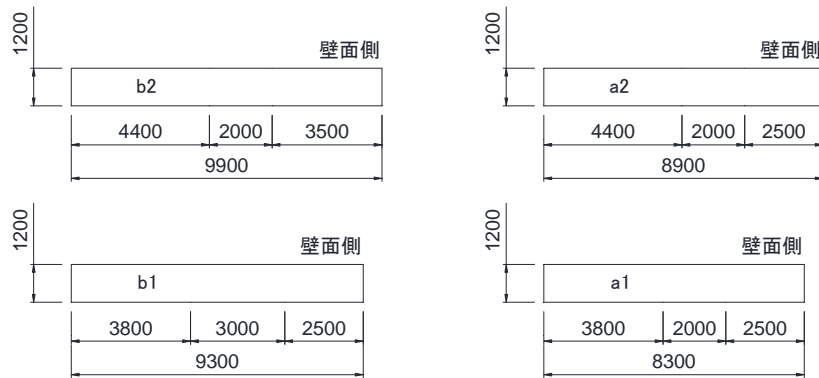


図-7.3.2-5 OFSGの形状（単位:mm）



写真-7.3.2-1 敷設および壁面の状況

7.3.3 計測結果

(1) 応急復旧と本復旧のひずみ分布

図-7.3.3-1は、応急復旧時と本復旧時におけるOFSGのひずみ分布を比較したものである。A-A断面では、a1、a2ともにジオテキスタイルのひずみ分布を確認した。一方、B-B断面では光ファイバーの計測結果に極度な波形の乱れなどが見受けられ、光ファイバーが損傷していると推定される。b1では応急復旧の施工時に、b2においては本復旧の施工時に損傷した可能性が考えられる。

応急復旧時のジオテキスタイルのひずみ分布a1では、大型土のう背面（地山側）でひずみが増加する傾向を示した。これは、大型土のうと大型土のう背面の補強盛土とで不同沈下（盛土側が沈下）が生じた影響によるものと考えられる。本復旧時におけるa1、b1のジオテキスタイルのひずみ分布については、大型土のう前面でひずみが増加する傾向を示した。この場合については腹付盛土と大型土のうの間で不同沈下が生じたためと考えられる。また、本復旧時において、

何れのOFSGとも壁面近傍で比較的大きなひずみを確認した。これはOFSGの計測を実施する上で、1.0m以上のOFSGを壁面から突出させたため、OFSGに曲げ引張りが生じたと考えられる。

補強盛土の領域に敷設されているOFSGは、応急復旧時にひずみが発生しており、本復旧時にはあまり変化していない。この傾向より、ジオテキスタイルに生じるひずみは、主に応急復旧の施工時に発生すると考えられる。

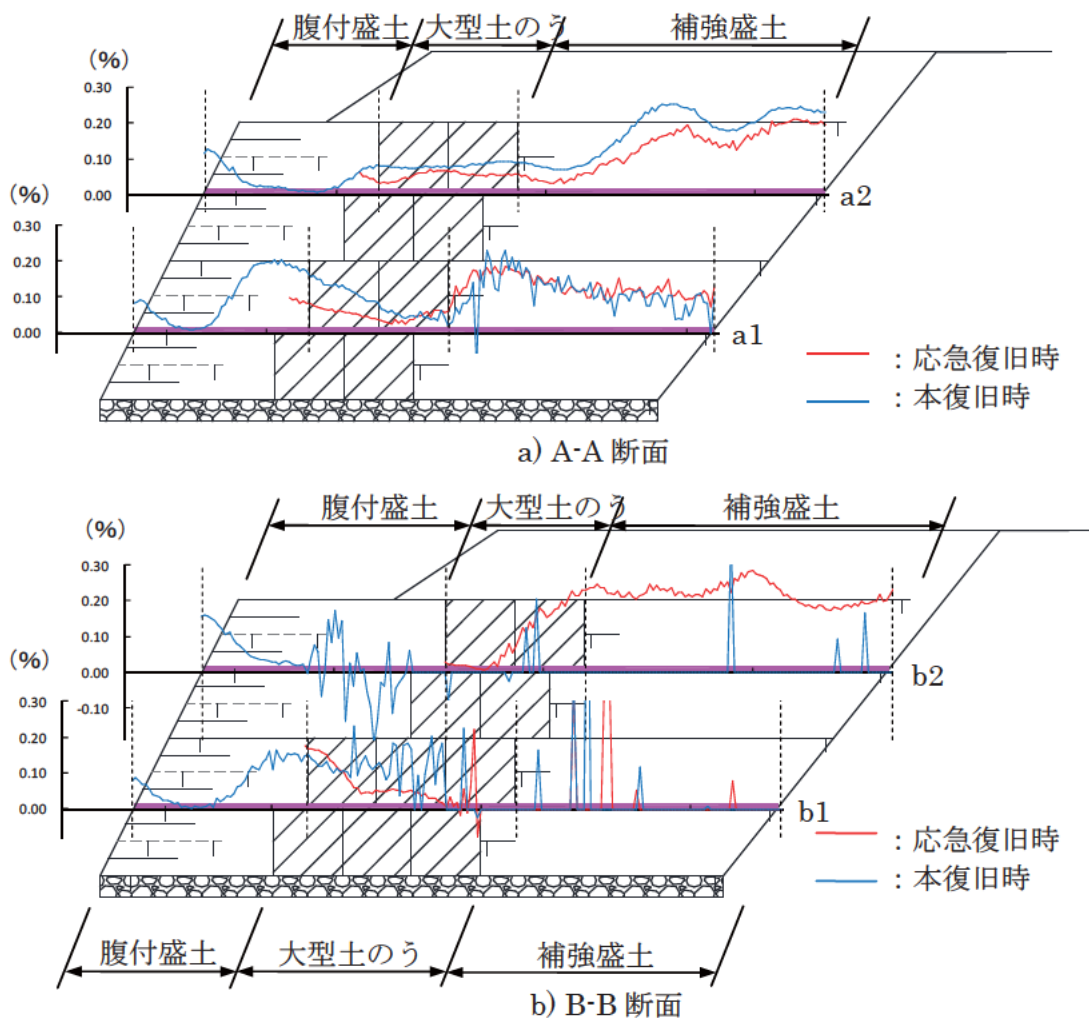


図-7.3.3-1 応急復旧形状時と本復旧形状時でのひずみ分布（断面図）

(2) 走行前後の影響

走行試験では、交通荷重が災害復旧盛土に及ぼす影響（走行前後の影響）について確認した。図-7.3.3-2は応急復旧時におけるA-A断面のひずみ分布を、図-7.3.3-3は応急復旧時におけるB-B断面のひずみ分布を示す。また、図-7.3.3-4は本復旧時におけるA-A断面のひずみ分布を示す。

す。ここで、B-B断面は光ファイバーの損傷により計測値が得られていない。何れにおいても走行前後でひずみ分布に大きな変化はなく、交通荷重の影響はほとんど生じていないものと考えられる。

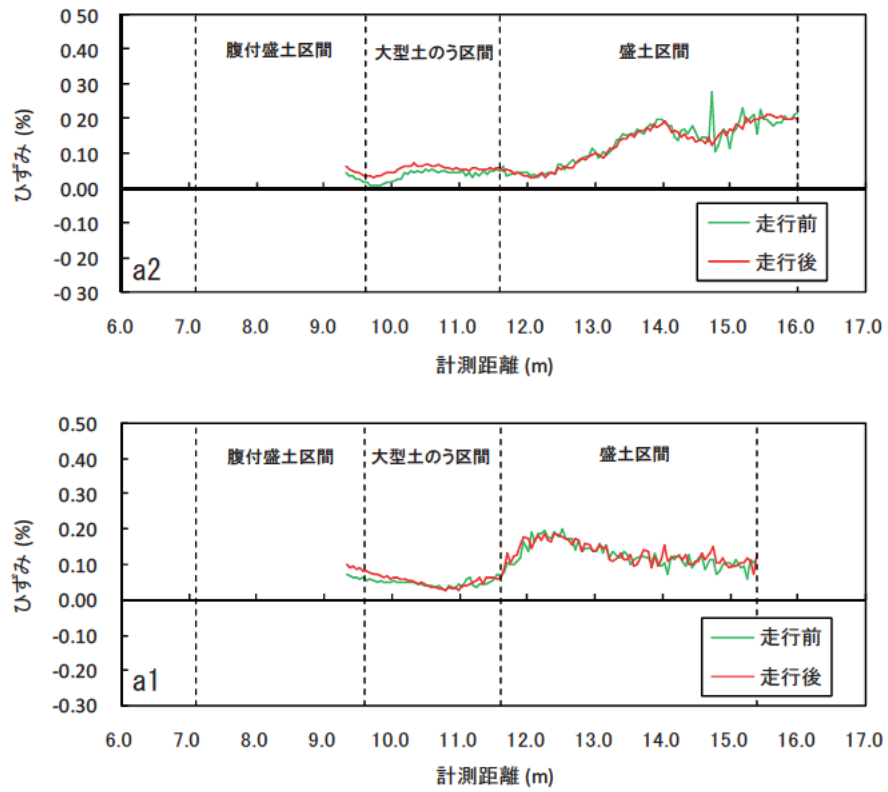


図-7.3.3-2 応急復旧時における交通荷重の影響 (A-A断面)

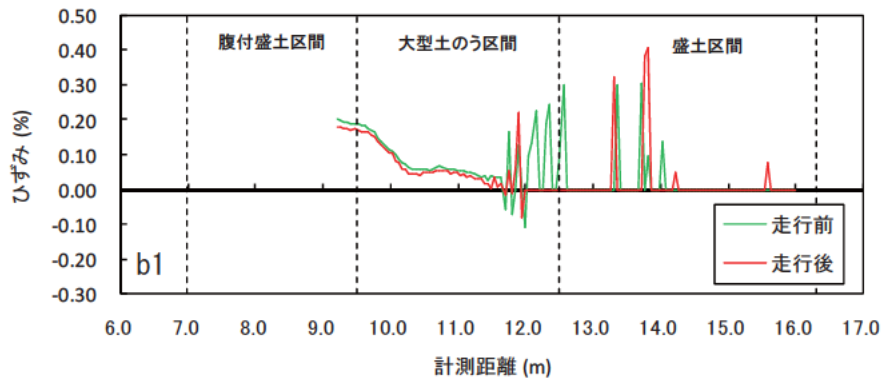
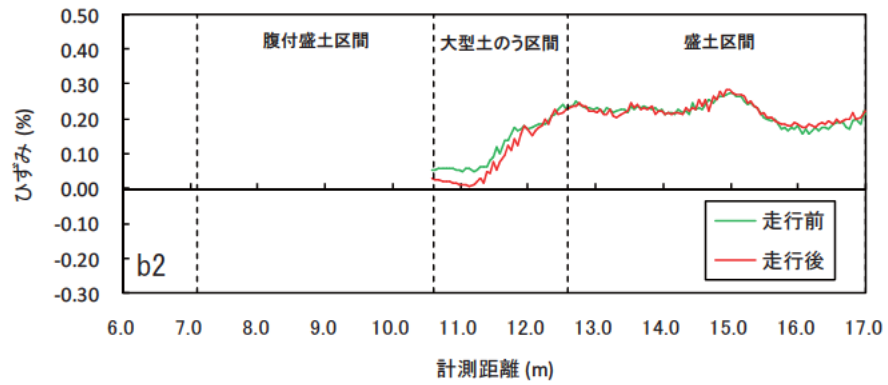


図-7.3.3-3 応急復旧時における交通荷重の影響 (B-B断面)

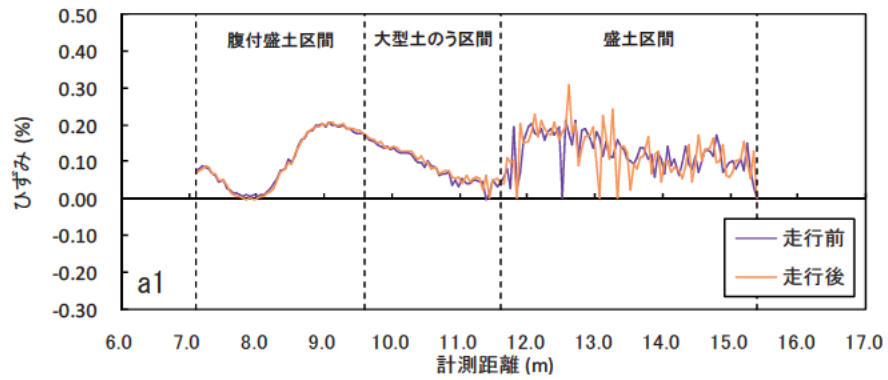
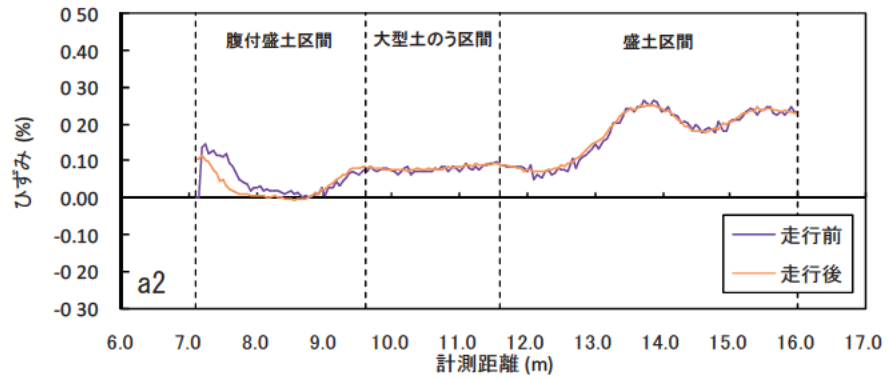


図-7.3.3-4 本復旧時における交通荷重の影響 (A-A断面)

(3) ジオテキスタイルの状態

当該箇所では計測されたひずみの最大値は、 $\epsilon = 0.2\%$ 程度であった。図-7.3.3-5に示す OFSG の応力～ひずみ曲線から推定すると十分な安定余裕を有していると考えられる。

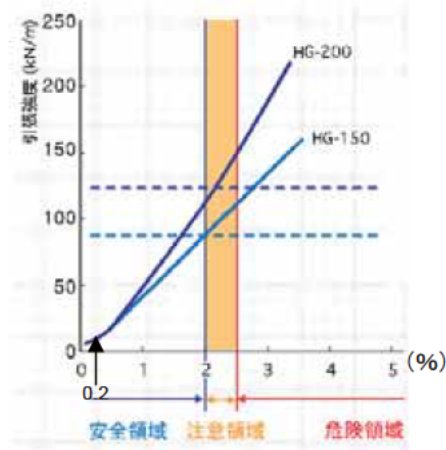


図-7.3.3-5 応力～ひずみ曲線

7.3.4 まとめ

光ファイバーセンサー機能付きジオテキスタイルを用いることにより、施工時におけるジオテキスタイルのひずみ分布を把握することができた。また、本実験条件においては、大型車両による交通荷重の影響はほとんど生じないことを確認した。

今後は、災害復旧盛土の維持管理の手段の一つとして光ファイバーセンサー機能付きジオテキスタイルを活用する。

8. 参考文献

- 1) (社) 全国防災協会：平成7～21年発生災害採択事例集，1995～2009年
- 2) 国土技術政策総合研究所：平成16年（2004年）新潟県中越地震被害に係わる現地調査概要，国土技術政策総合研究所資料 第248号，2005年5月
- 3) 土木研究所：平成19年（2007年）能登半島地震被害調査報告，土木研究所資料第4087号，2008年2月
- 4) 小橋秀俊：道路土工における災害復旧の今後の課題，地盤工学会誌，Vol. 59, No11, pp. 12-13, 2011年11月
- 5) 小橋秀俊：道路土工—各指針の改訂等について，第29回日本道路会議，2011年11月
- 6) 日本道路協会：道路震災対策便覧（震災復旧編）平成18年度改定版，2007年3月
- 7) 堤祥一，小橋秀俊，藪雅行：盛土崩壊における文献・災害復旧工事記録の実態調査，第29回日本道路会議，論文番号4001，2011年11月
- 8) 堤祥一，小橋秀俊，藪雅行：二次災害を考慮した大型土のうの遠心模型実験，第29回日本道路会議，論文番号4002，2011年11月
- 9) 小橋秀俊：道路土工における災害復旧の今後の課題，地盤工学会誌，Vol. 59, No11, 2011年11月
- 10) 宮川智史，久保哲也，森芳徳，宮武裕昭：大規模な土砂災害に対応した効率的な復旧方法の検討，第28回ジオシンセティックスシンポジウム，pp. 45-52, 2013年
- 11) 久保哲也，宮川智史，森芳徳，宮武裕昭：土砂災害により被災した高盛土の効率的な復旧方法に関する検討，第30回日本道路会議，論文番号4006，2013年
- 12) 宮川智史，久保哲也，宮武裕昭：大型土のうを用いた災害時の復旧工法に関する遠心模型実験，第68回土木学会年次学術講演会，III-016, 2013
- 13) (財) 土木研究センター：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル，2000年

9. 発表論文リスト（土木研究所）

1. 堤祥一, 小橋秀俊, 藪雅行: 盛土崩壊における文献・災害復旧工事記録の実態調査, 第 29 回日本道路会議, 論文番号 4001, 2011 年
2. 小橋秀俊, 堤祥一, 藪雅行: 二次災害を考慮した大型土のうの遠心模型実験, 第 29 回日本道路会議, 論文番号 4002, 2011 年
3. 小橋秀俊: 道路土工における災害復旧の今後の課題, 地盤工学会誌, 2011 年
4. 宮川智史, 久保哲也, 宮武裕昭: 大型土のうを用いた災害時の復旧工法に関する遠心模型実験, 第 68 回土木学会年次学術講演会, III-016, 2013 年
5. 久保哲也, 宮川智史, 森芳徳, 宮武裕昭: 土砂災害により被災した高盛土の効率的な復旧方法に関する検討, 第 30 回 日本道路会議, 論文番号 4006, 2013 年
6. 宮川智史, 久保哲也, 森芳徳, 宮武裕昭: 大規模な土砂災害に対応した効率的な復旧方法の検討, 第 28 回 ジオシンセティックスシンポジウム, pp. 45-52, 2013 年
7. 久保哲也, 森芳徳, 宮武裕昭: 大規模土砂災害による被災現場の効率的な復旧法の検討, ジオシンセティックス技術情報, Vol. 30, No. 3, pp. 11-18, 2014 年
8. 久保哲也, 森芳徳, 宮武裕昭: 大規模土砂災害における大型土のうを用いた復旧方法の変形挙動について, 第 59 回 地盤工学シンポジウム, 9-3, 2014 年
9. 久保哲也, 森芳徳, 宮武裕昭: 現場技術を考慮した災害復旧技術に関する動的遠心実験(その 1), 第 70 回土木学会年次学術講演会, III-350, 2015 年
10. 久保哲也, 森芳徳, 宮武裕昭: 現場技術を考慮した災害復旧技術に関する動的遠心実験(その 2), 第 70 回土木学会年次学術講演会, III-351, 2015 年
11. 森芳徳, 久保哲也, 宮武裕昭: 現場条件を考慮した災害復旧に関する動的遠心力載荷模型実験～大型土のうと補強材を用いた本復旧盛土の適用性～, 土木技術資料 57-9, pp. 22-27, 2015 年
12. 井上玄己, 森芳徳, 宮武裕昭: 災害復旧技術に関する実大実験, 第 71 回土木学会年次学術講演会, 2016 年 (投稿中)
13. Yoshinori MORI, Genki INOUE, Tetsuya KUBO, Hiroaki MIYATAKE: The transformed behavior of restored constructure by large sandbags in a large-scale sediment disaster, CECAR7, 2016 (投稿中)

土木研究所資料
TECHNICAL NOTE of PWRI
No.4334 March 2016

編集・発行 ©国立研究開発法人土木研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは

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

