

道路政策の質の向上に資する技術研究開発
成 果 報 告 レ ポ ー ト
N o . 27-3

研究テーマ

沢埋め道路盛土の
経済的な耐震診断と耐震補強の開発

研究代表者：神戸大学・教授

共同研究者：東京海洋大学・教授

(一社) 近畿建設協会・理事・技師長
復権調査設計(株)・大阪支社技術部 部長
復権調査設計(株)・大阪支社技術部 課長
神戸大学・助教
神戸大学・学術研究員
太陽工業(株)・技術センター長
国土防災技術(株)・技術課長
国土防災技術(株)・国際部長
ライト工業(株)・副部長
ライト工業(株)・課長
(株)日建設シビル・部長
(株)日建設シビル・副部長
神戸市立工業高等専門学校・准教授
応用地質(株)・グループリーダー
応用地質(株)・技術職
防災科学技術研究所・主幹研究員
前田工織(株)・補強土排水推進部長
鐵鋼スラグ協会西日本支部近畿地区部会・会員

澁谷 啓
谷 和夫
田口 定一
中西 典明
小田 高幸
片岡 沙都紀
丁 経凡
石田 正利
戎 剛史
眞弓 孝之
歳籐 修一
九田 敬行
加藤 卓彦
片山 政和
野並 賢
千野 克浩
木場 綾乃
中澤 博志
伊藤 修二
山田 節也

平成 30 年 7 月

新道路技術会議

目次

研究概要	1
第1章 はじめに	3
第2章 耐震診断	5
2. 1 研究目的.....	5
2. 2 道路盛土の一次調査に関する検討	6
2. 3 道路盛土の二次・詳細調査に関する検討	19
2. 4 経済的な耐震診断法の確立に向けた課題	26
第3章 耐震補強	28
3. 1 研究目的.....	28
3. 2 土のう構造体における法先補強効果の解析的検証	28
3. 3 土のう構造体の耐震性能に関する実験.....	32
3. 4 大型振動台を用いた土のう構造体による法先補強効果の実験的検証	40
3. 5 土のう構造体の設計・施工手法	43
第4章 まとめ.....	49
4. 1 耐震診断.....	49
4. 2 耐震補強.....	49
謝辞	50

「道路政策の質の向上に資する技術研究開発」(平成29年度採択)
研究概要

番号	研究課題名	研究代表者
No.27-3	沢埋め道路盛土の経済的な耐震診断と耐震補強の開発	神戸大学 教授 澁谷啓

全国に多数存在する耐震性が不十分な既設の沢埋め道路盛土を対象に、物理探査と簡易なサウンディングの組み合わせによる経済的で合理的な耐震診断法および熟練技術を要せず安価に施工できる土のう構造体を用いたのり先耐震補強工の研究開発を行った。

1. 研究の背景・目的 (研究開始当初の背景・動機、目標等)

膨大なストックである既設道路盛土の現状の耐震性を評価する上で、危険箇所を素早く低廉に確度高く判定できる技術と、効率的・経済的に実施可能な補強工法の開発が喫緊の課題である。本研究は、沢埋めの道路盛土を対象に、経済的な耐震診断法と耐震補強工を開発することを目的として実施した。

2. 研究内容 (研究の方法・項目等)

耐震診断および耐震補強に係る新たな技術開発を以下のように展開した。

【耐震診断】＝事前情報に基づいた物理探査と簡易なサウンディングの組合せによる診断

→道路盛土に関する既存情報(施工・点検記録と現地踏査

の結果)を分析した上で、物理探査と各種の簡易なサウンディングを適切に組み合わせ、多数の盛土に対して耐震診断のための低廉な調査手法を提案し、いくつかの実盛土で検証した(図-1)。

【耐震補強】＝土のう構造体による法先補強工法

→従来の土のう工法と異なり、中詰め材の粒度改善・重質化、締固めとアンカーによる地山への緊結により、一体化して挙動する土のう構造体を開発した(図-2)。

→本提案工法による補強効果を‘実大規模実験’により検証し、極限平衡解析と数値解析による実盛土の安定および変形の照査方法確立した。

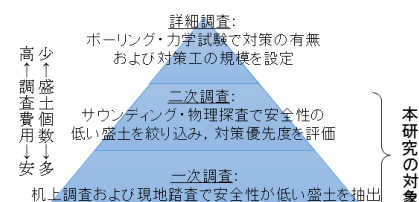


図-1 盛土耐震診断の進め方のイメージ図

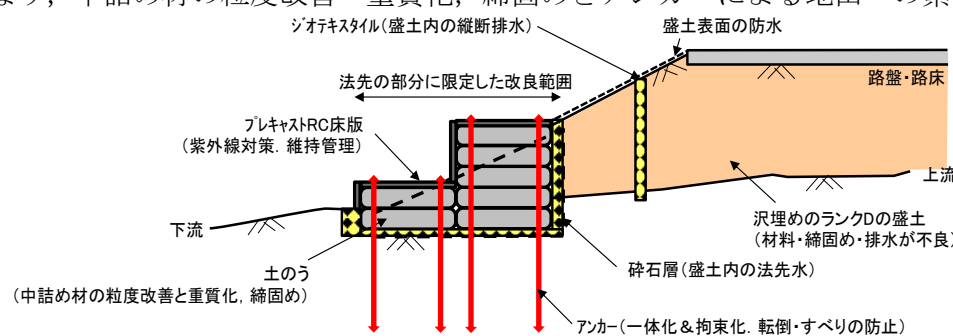


図-2 土のう構造体による新たな法先耐震補強

3. 研究成果 (図表・写真等を活用し分かりやすく記述)

【耐震診断】

- ・ 個別の盛土に対して劣化要因を抽出し、発生した変状の進行状況を時系列で記録することにより、将来の災害形態・規模を想定した新たな安定性評価(一次調査)手法を提案した。
- ・ 近畿整備局管内における道路盛土の点検結果から、本研究で提案した安定性評価手法の方が、従前の点検調査よりも、実際の盛土の耐震性をよりの確に捉えていることを確認した。
- ・ 一次調査で抽出された耐震性が低い沢埋め道路盛土に対して二次調査(表面波探査、動的コーン貫入試験等)および詳細調査(ボーリング、室内試験等)を同時に平行して実施し、本研究で提案する簡易で低コストな二次調査から得られた安全率は、詳細調査のそれよりも僅かだけ小さかった(表-1)。よって、提案法の二次スクリーニング手法としての妥当性を確認した。

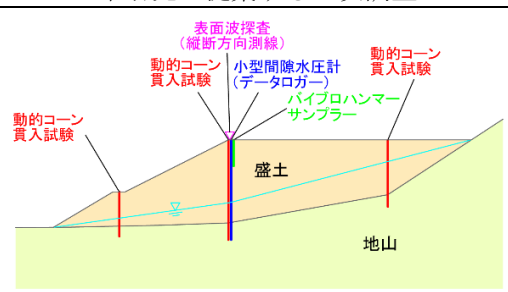
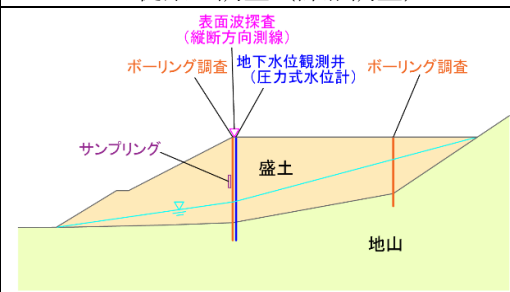
【耐震補強】

- ・ 土のう構造体のせん断強度およびクリープ特性に及ぼす中詰め材の影響、土のう構造体と基礎地盤との相互作用および土のう構造体設置による盛土の耐震補強効果を検証するために、各種室

内試験を実施した。これらの成果を踏まえて、実大規模盛土の振動台実験を実施し、土のう構造体による盛土の耐震補強効果を検証した。さらに、土のう構造体による補強工と他工法とを設計、経済性、施工性、等の観点から比較検討し、提案工法の優位性を示した。

- ・ 過去に崩壊した実際の道路盛土を対象に、のり先補強高さ地震時安全率との関係を明らかにし（図-3）、実設計および実施工の足がかりを得た。

表-1 二次調査の経済性比較

	本研究で提案する二次調査	従来の調査（詳細調査）
調査仕様の概要	 （現場作業日数：2 日程度）	 （現場作業日数：10 日程度）
費用	340 万（表面波探査を実施しない場合 270 万）	540 万（表面波探査を実施しない場合 470 万）

4. 主な発表論文（研究代表者はゴシック、研究分担者は下線）

- 1) 九田敬行, 歳籐修一, 田島亮佑, 片岡沙都紀, 澁谷啓：土のう構造体を用いたのり先補強による既設盛土の耐震化技術の開発における小型振動台試験, Kansai Geo-Symposium 2016 地下水地盤環境・防災・計測技術に関するシンポジウム, 2016, pages 119-124.
- 2) 戎剛史, 眞弓孝之, 鍋島康之, 野並賢, 片岡沙都紀, 澁谷啓：既設道路盛土の一次調査点検手法の改善ならびに実盛土への適用性の検証, Kansai Geo-Symposium 2016 地下水地盤環境・防災・計測技術に関するシンポジウム, 2016, pages 167-172.
- 3) 野並賢, 戎剛史, 片岡沙都紀, 澁谷啓, 谷和夫, 千野克造：既設盛土を対象とした簡易で経済的な安定性評価手法の提案とその検証事例, 地盤工学ジャーナル（投稿中, 掲載決定済）.
- 4) S. Kataoka, T. Kuda, S. Shibuya, H. Nakazawa, R. Tajima and T. N. Lohani : Study on the development of a new aseismic reinforced construction method by using soil-bag stacks at the toe section of the embankment, Proc. of the 16th ARC 2019,（投稿中, 掲載決定済）
- 5) 澁谷啓, 谷和夫, 片岡沙都紀, 中澤博志：「土のう構造体」を用いた既設盛土の耐震補強, 地盤工学会誌 2018 年 6 月号, Vol.66, No.6, Ser.No.725, 2018, pp.28-31

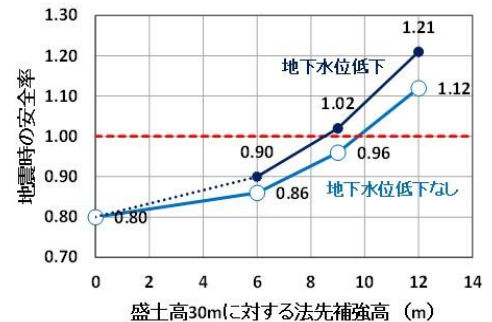


図-3 土のう構造体の高さの検討

5. 今後の展望（研究成果の活用や発展性、今後の課題等）

【耐震診断】本研究で提案している既設盛土の安定性評価（一次調査）法を実盛土に適用するための「盛土安定度点検マニュアル（仮称）」の作成ならびに定期点検における実用化の促進。二次調査方法の実用化と実施データの蓄積による適用性の検討。

【耐震補強】土のうの耐久性ならびに土のう構造体に作用するプレストレス荷重の長期安定性の検討。高盛土への適用を念頭においた土のう構造体の設計・施工方法の検討と加振実験による検証。

6. 道路政策の質の向上への寄与（研究成果の実務への反映見込み等）

本研究の成果は、‘旧基準で設計・施工された夥しい数の道路盛土の耐震診断ならびに耐震補強’の今後の展開において、調査・施工コストの低廉化ならびに迅速化による数的な促進が期待でき、結果として道路防災の進展に資する技術開発である。また、同種の盛土構造物（河川堤防、ため池施設、等）への適用が期待される。

7. ホームページ等（関連ウェブサイト等）

神戸大学 澁谷・片岡研究室 (www.research.kobe-u.ac.jp/eng-geotechlab/)

第1章 はじめに

沢埋めの古い道路盛土の中には、土材料や締固めが不適切で、排水性能が不良なために高含水状態で耐震性能が著しく低く、抜本的な対策が必要なもの（以後、ランクDの道路盛土と称す）がある。例えば、駿河湾地震（2009年、M6.5）による東名高速道路（静岡県牧之原）の盛土崩壊（幅約40m）は典型的な事例である。東日本大震災（2011年、M9.0）後に作成された（公社）地盤工学会の提言にも、‘旧基準で設計・施工された道路施設の耐震診断・耐震補強・強化復旧とそのための行政的配慮（提言6.4）’として、「膨大なストックである道路盛土の危険箇所を素早く低廉で確度高く判定できる技術と、効率的・経済的に実施可能な補強工法開発」が喫緊の課題であると指摘されている¹⁾。本研究では、これらランクDの道路盛土を対象に、経済的で有効な耐震診断と耐震補強を開発する。耐震診断に係る新技術は、「事前情報に基づいた物理探査と簡易なサウンディングの組合せ調査」である。一方、耐震補強に係る新技術は、「土のう構造体による法先補強工法」である。これらの新技術の開発では、材料試験及び模型振動台実験等による基礎的な検討だけでなく、国立

研究開発法人防災科学技術研究所にある大型振動台を利用して地盤調査と地盤施工を忠実に再現した‘実大規模実験’を行って、その診断性能と補強効果を検証した。

本研究の研究体制を図1-1に示す。研究代表者である澁谷啓（神戸大学）は、地盤工学・減災工学を専門とし、特に斜面や抗土圧構造物等の安定性及び地盤材料の力学特性に関する研究・開発に長年従事してきた。道路盛土についても、新都市社会技術融合創造研究会²⁾において‘道路盛土における排水施設点検・管理手法に関する研究’（平成26年度より3年間）のプロジェクト・リーダーとして、豪雨を念頭に道路盛土の耐災性に係る技術開発を進めている^{2), 3)}。

本研究では、従来の技術より格段に低コストな耐震診断と耐震補強に係る新技術の実用化を目指している。耐震診断に係る新技術「事前情報に基づいた物理探査と簡易なサウンディングの組合せ調査」は、対象とする道路盛土に関する既存の情報（文献と現地踏査の結果）を分析して、物理探査（表面波探査と比抵抗探査）と各種の簡易なサウンディング（ピエゾドライブコーン（PDC）試験、スクリュードラ

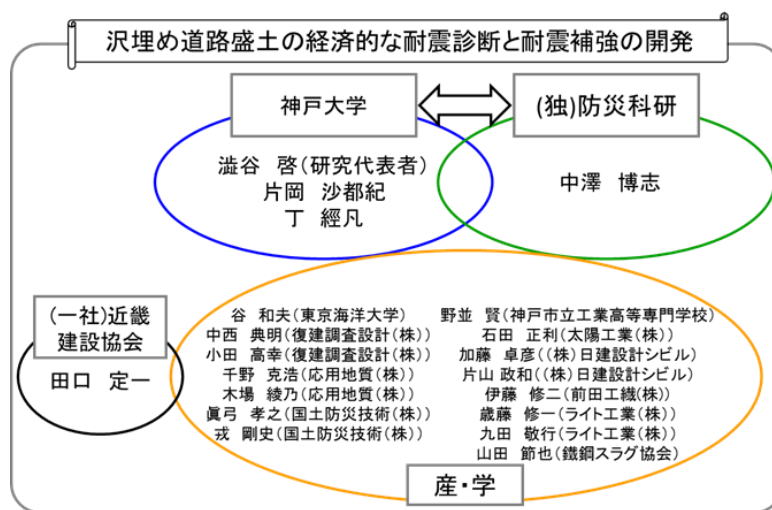


图 1-1 研究体制

イバー式サウンディング（SDS）試験、簡易サンプリング併用スウェーデン式サウンディング（SWS）試験、RI試験等）を適切に組み合わせて、盛土の性状（土材料、締り具合、含水状態等）を効率良く調べる方法である。盛土の性状をイメージし、各種の調査・試験方法の適用性を考慮して、経済性と診断性能を両立することが特長である。

一方、耐震補強に係る新技術「土のう構造体による法先補強工法」（図1-2参照）は、法先の限定された範囲を掘削し、現地発生土あるいは製鋼スラグを現地発生土に配合して粒度改善・重質化したものを充填した厚さ30cm程度の平盤状の土のうを密に締固めて積層した後に、アンカーで地山に緊結することで一体化・拘束化した構造体を構築する工法である。土のう構造体の底部と背面の碎石層による法先排水の他に、ジオテキスタイルによる盛土内の縦断方向への排水と、盛土表面の防水も併用する。道路施設の供用を妨げず、環境に優しく（排土量の抑制と製鋼スラグの有効利用）、転倒や滑りに対して安定かつ剛な土のう構造体を法先部に設けることによって、豪雨にも地震にも耐えられるように道路盛土を安価に補強することが特長である。

耐震診断として提案する「事前情報に基づいた物理探査と簡易なサウンディングの組合せ調査」の学術的な特色・独創的な点は、飽和した砂質土を対象に経済的な液状化判定のために開発された簡易なサウンディングを、不飽和な盛土の性状（材料、締り具合、含水状態等）を調べる方法にも適用を拡大することである。事前情報から適切な調査・試験をどのように選択し、経済性と診断性能をどのように両立させるかが要諦である。また、耐震補強として提案する「土のう構造体による法先補強工法」の学術的な特色・独創的な点は、従来の土のう工法と異なり、中詰め材の粒度改善・重質化、締固めとアンカーによる地山への緊結により、安定かつ剛な土のう構造体とすることである。中詰め材の配合、土のうの寸法と材料、締固めとアンカーの施工方法が要諦である。これらの研究より予想される成果と意義は、振動台を利用した‘実大規模実験’によって耐震診断の判定確度（診断性能）と耐震補強の有効性（補強効果）が適切に検証されることである。実証された

技術として、社会への実装が迅速かつスムーズに展開すると期待される。

当該研究では、3年間の研究期間の内、前半（1、2年目）には、模型実験や各種の材料試験による基礎的な検討を行い、耐震診断と耐震補強に係る新技術を具体的に提案した。後半（2、3年目）には、提案した新技術の診断性能と補強効果を‘実大規模実験’を行って検証すると共に、極限平衡解析と数値解析を行って安定及び変形の照査方法を確認した。

耐震診断（第2章）については、一次調査及び二次調査手法の検討、および提案手法の現地での適用性を検討した。一次調査でランクDとなった盛土に対し二次調査を実施し、一次調査におけるランク分けの妥当性を確認した。また、二次調査と詳細調査との安定性評価の比較結果より、調査レベルの進展により安全性の評価精度が向上することが確認された。一方、耐震補強（第三章）については、土のう構造体設計に必要な構造体のせん断強度、クリープ特性、基礎地盤との相互作用、土のう構造体設置による耐震補強効果、土のう内部の中詰め材の検証などを考慮した各種試験を実施し、得られた効果をもとに大型模型振動台装置を用いた盛土ののり先耐震補強効果を検証した。また、大型加振試験により得られた成果をもとに、土のう構造体をのり先補強工として利用する上での優位性や、実用化に向けたより耐震補強に適した経済的な土のう構造体の設計、施工手法を検討するまでに至ることができた。さらに、現存する沢埋め道路盛土を考慮した上で、土のう構造体の設計に必要な解析シミュレーションを実施し、当該工法を適用する上での盛土高や勾配等を考慮した安全性の照査を行った。

第1章の参考文献

- 1) 地盤工学会：地震時における地盤災害の課題と対策 - 2011年東日本大震災の教訓と提言 -, 2012.
- 2) 社会資本の整備、維持、管理に関わる産・学・官の連携・協力による新しい技術の研究・普及等に関する事業を行うために、国土交通省・近畿地方整備局が主催する研究会 (<http://www.kkr.mlit.go.jp/road/shintoshikenkyukai/>).
- 3) 神戸大学：道路盛土における排水施設点検・管理手法に関する研究、平成26年度報告書、2014

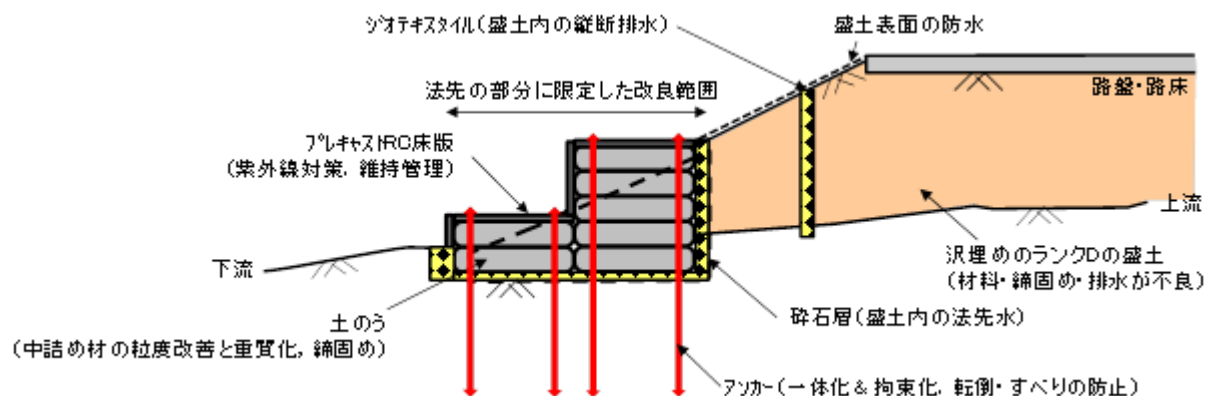


図1-2 土のう構造体を用いた新たな法先補強工法

第2章 耐震診断

2.1 研究目的

現存する既設盛土の中には、盛土材料や締固めが不適切で、排水性能が不良なゆえに高含水状態にあるため、耐震性能が著しく低くて抜本的な対策が必要なものが数多くある。例えば、駿河湾地震（2009年，M6.5）による東名高速道路（静岡県牧之原）の盛土崩壊（幅約40m）は典型的な事例¹⁾である。東北地方太平洋沖地震（2011年，M9.0）直後に公表された地盤工学会の提言には、‘旧基準で設計・施工された道路施設の耐震診断・耐震補強・強化復旧とその他のための行政的配慮’として、‘膨大なストックである道路盛土の危険箇所を素早く低廉で確度高く判定できる技術と、効率的・経済的に実施可能な補強工法開発’が喫緊の課題であると指摘されている²⁾。

一方、兵庫県南部地震や東北地方太平洋沖地震など、同程度の震度が作用した範囲の盛土被害に着目すると、被災盛土の数は変状しなかった盛土の数より少なく、すべての盛土構造物が一様に危険なわけではないことが確認されている³⁾。したがって、盛土の耐震化を進めるに当たり安定性の低い盛土を抽出するための迅速で経済的なスクリーニング手法が望まれている。

以上の背景に基づき、本研究では盛土の経済的な

耐震診断を行うことを目標に、「事前情報に基づいた物理探査と簡易なサウンディングの組合せ調査」の確立に向けた技術開発を行うものである。すなわち、盛土の経済的な耐震診断手法を確立するためにはスクリーニングの精度向上が必須であるとの認識に基づき、以下の3つのステップによって安全性の評価精度を向上させていくための具体的な手法の検討を行った。図2-1に盛土耐震診断の進め方イメージ図を示した。

- ① 一次調査：数多くある盛土の中から、机上調査および現地踏査に基づき安全性が低い盛土を抽出する広域調査。
- ② 二次調査：一次調査で抽出された安全性が低い盛土の中から、対策優先度を評価し、耐震補強のための検討を行うべき盛土を抽出するための調査。
- ③ 詳細調査：耐震性能を評価し、耐震補強の必要性の有無および対策工の規模を設定するための調査。

耐震診断の最終成果は①～③までの一連の調査を行うことにより得られるものであるが、③については従来から行われている安定性評価のための調査であることから、本研究では①、②にかかる内容に対して、検討を行うこととする。

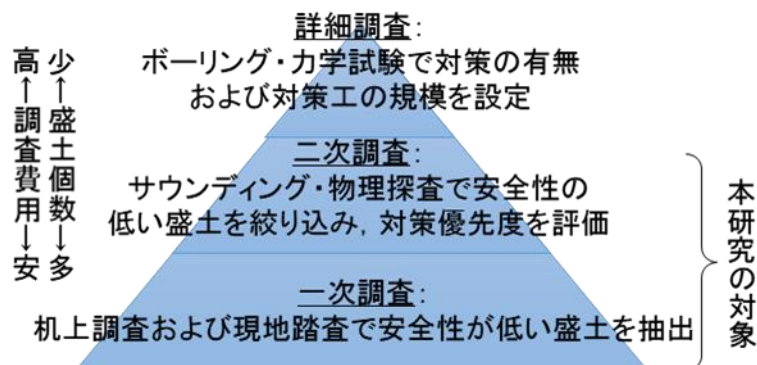


図 2-1 盛土耐震診断の進め方イメージ図

2.2 道路盛土の一次調査に関する検討

道路防災事業の推進に伴い、道路災害件数は年々減少傾向にあるが依然止まない。これは近年の気象条件の変化から頻発する豪雨や地震が背景にある。新設ならびに既設の道路を維持管理していく上で最も重要な視点は、多数存在する道路の中から被災する可能性の高い道路を抽出し、道路に発生した症状に応じた最適の対策工を施すことといえる。

一方、従来の道路維持管理手法は、①：現地踏査によって対象道路の状況を把握し、多数存在する道路の中から危険度の高い道路を抽出する「一次調査」、②：①によって抽出された危険度の高い道路に対して簡易な原位置試験ならびに安定性照査を実施し、継続観測や対策工実施といった今後の方針を検討する「二次調査」、③：②で対策工が必要と判定された道路に対してボーリング等各調査を実施し、対策工種や規格の選定を行う「詳細調査」、④：③で計画された「対策工」を施し、対象道路の安定度を向上させるという4段階の過程で構成され、これまで道路災害件数が年々減少傾向にあることから一定成果を納めてきたといえる。しかし、対策すべき道路が未処置のまま道路災害を引き起こす事例が後を絶たないことから、従来の維持管理手法はまだ課題を多く抱えているといえよう。

以上の背景に基づき、本節では既存の道路維持管理手法の課題抽出、改善ならびに検証を議論し、ここで提案する簡易で効率的な維持管理手法が道路防災事業の更なる発展に貢献するための取り組みを行った。

2.2.1 緒言

(1) 近年の道路をとりまく環境および被災状況

図2-2に道路被災件数・復旧事業費～経年関係、図2-3に平成7年度～平成16年度における原因別の通行規制回数関係を示す。両図から以下の3点がいえる。

- ① 道路被災箇所数は、道路防災事業（予防事業や復旧事業等）の推進により、年々減少傾向にあるが、依然止まない。また、H7兵庫県南部地震やH16新潟県中越地震等、大きい地震があった年度は、被災箇所数が局所的に増加する。
- ② 二次調査：一次調査で抽出された安全性が低い盛土の中から、対策優先度を評価し、耐震補強のための検討を行うべき盛土を抽出するための調査。
- ③ 詳細調査：耐震性能を評価し、耐震補強の必要性の有無および対策工の規模を設定するための調査。

図2-4に1898年～2015年における日本の年降水量偏差の経年変化状況を示す。図の縦軸は、国内51地点で観測された降水量から計算した1981年～2010年における平均降水量に対する偏差を表している。上記期間の平均降水量に対して、1898年～1924年迄と1950年代で長期間の多雨期であったことが認められ、他は単年度の多雨期・寡雨期を交互に繰り返す。し

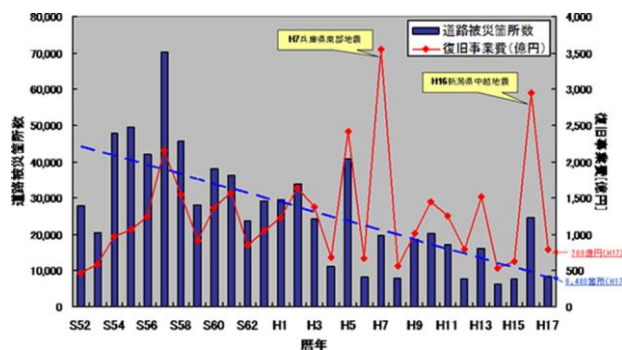


図 2-2 道路被災箇所数・復旧事業費～経年関係⁴⁾

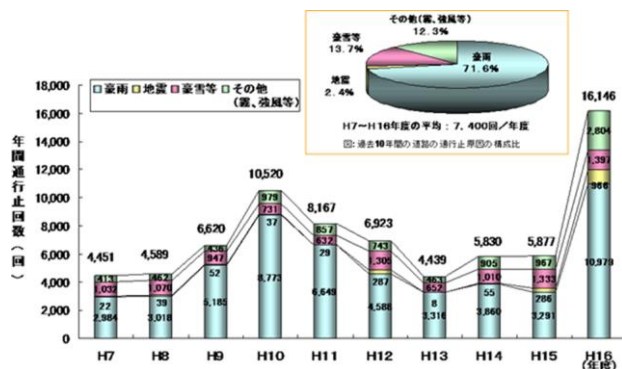


図 2-3 年間通行止回数～経年関係⁴⁾

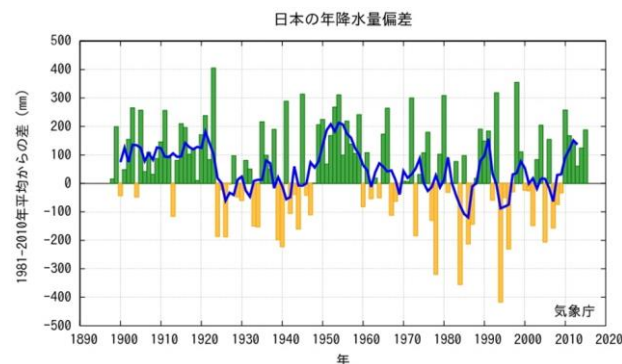


図 2-4 日本の年降水量偏差の経年変化（1898～2015年）⁵⁾

たがって、長期的に見ると日本の年間降水量は、年度に応じた降水量の増減はあるものの、累積増加あるいは累積減少傾向はなく、交互変動傾向にあることがわかる。

図2-5にアメダスで見た短時間強雨発生回数の長期変化を示す。同期間において年間降水量は交互変動傾向にあるにも関わらず、50mm/h以上を超える降雨の発生回数が増加傾向にあることがわかる。これは温暖化等、近年の気象条件の変化によって、短時間に大量の雨が降る「集中豪雨」型の傾向が強まっていることを示唆する。

図2-6に平成8年度～平成16年度における50mm/h以上の降雨時の災害発生数および降雨発生数を、図2-7に同時期の災害発生数～降雨発生数関係を示す。両グラフが示すように、50mm/h以上の降雨の発生数

が増加するに伴い、道路被災数も増加傾向にあることから、近年の道路被災は「集中豪雨」の発生数に相関があることがわかる。なお、両グラフは平成8年度から平成16年度迄に発生した国土交通省直轄国道の通行規制を伴う道路被災491件と、全国の地方整備局および道路事務所等の所在地95箇所のアメダス観測データより算出している。

(2) 過去の道路防災点検について

a) 道路防災点検の歴史⁸⁾

昭和38年に一般国道56号で発生した土砂崩落事故の最高裁判決が昭和45年に示された。この判決では、道路管理者は災害危険箇所を把握して危険性を除去すること、危険が予測される場合には通行止めの措置を行う必要があったことが指摘された。この裁判の係争中である昭和43年に104名が死亡した飛騨川バス転落事故が発生した。これらの災害を契機として、道路防災点検の実施と事前通行規制が行われるようになり、昭和51年の第5回から平成8年度の第9回迄は、およそ5年間隔で実施されてきた。

平成2年度の道路防災点検では、安定度調査票が導入され、点検箇所の状況、対策工の施工状況、災害履歴等をもとに点数を付けて、定量的に斜面の安定度を評価する手法が導入された。

平成8年度の道路防災点検は、同年2月に発生した北海道の豊浜トンネルの事故の経験を踏まえて、全ての道路を対象とした「道路防災総点検」として実施された。また、調査結果をもとに総合評価として、点検箇所を以下の3つに区分した。

- ① 対策が必要とされる箇所：災害に至る可能性のある要因が、明らかに認められる箇所を示す。
- ② 防災カルテを作成し対応する箇所：将来的には対策が必要となる場合が想定されるものの、当面「防災カルテ」による監視等で管理していく箇所を示す。
- ③ 特に新たな対策を必要としない箇所：災害の要因となるものが発見されず、特に新たな対応を必要としない箇所を示す。

さらに、上記「②に該当する箇所」と「①の内、対策迄に日数を要する箇所」について、危険要因や安定度を評価する観察のポイントを示した「防災カルテ」を作成して、防災カルテに基づいた点検（防災カルテ点検）が平成9年度以降、定期的・継続的に実施されている。

平成18年度点検は、この10年間のカルテ点検等既存の点検結果を活用しつつ、道路災害の発生状況等を踏まえて、危険箇所を再確認することを目的に実施された。

第11回に相当する平成28年度点検については、現在、全国の各省・自治体より随時入札手続きが行われ、点検実施の準備段階であり、今後各点検結果の報告や、平成18年度から現在までの10年間における道路防災点検の総括が行われるであろう。

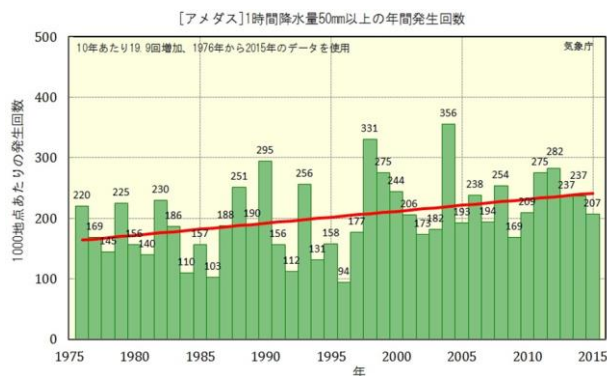


図2-5 アメダスで見た1時間降水量50mm以上の年間発生回数⁶⁾

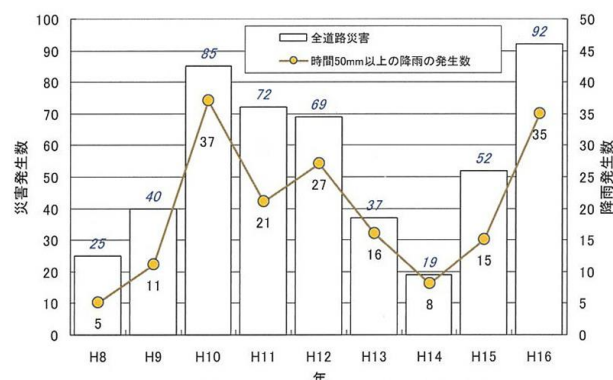


図2-6 50mm/h以上の降雨発生数と災害発生数（平成8年度～平成16年度）⁷⁾

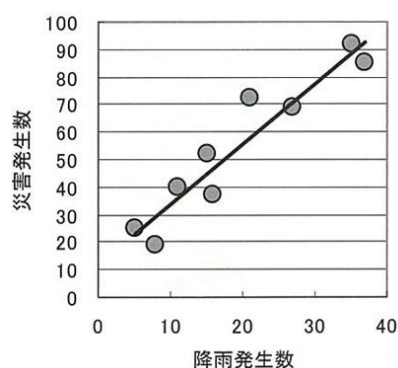


図2-7 50mm/h以上の降雨発生数と災害発生数の相関図⁷⁾

b) 過去の道路防災点検の成果と課題

図2-8に平成8年度道路防災点検の総合評価と点検後の道路災害発生状況を、図2-9に平成9～16年度および平成20～22年度における直轄国道の道路災害発生件数を、直前の平成8年度および平成18年度に実施した一斉点検評価後に区分したものを示す。平成8年度点検の総合評価に基づく対応区分において、延長当たり災害発生数は、点検対象外＜対策不要＜カルテ対応＜要対策の順で多くなっていることから、平成8年度に実施された道路防災点検の評価が概ね妥当であったことがわかる。一方、点検後の道路災害総数の約半数が点検対象外箇所での被災であった（点検時に「対策不要」と判定された箇所を含むと、全体の6割を超える）ことから、多数ある点検対象か

ら安定度の低い箇所を抽出する段階に課題があったことを示唆する。

また、点検対象外箇所から発生した道路災害の内、詳細な記録のある20例について、対象外とした要因について調査した結果（図2-10左図参照）から、代表例として「災害が発生すると考えていなかった【8例】」、「崩壊の形態が想定外（岩盤崩壊だと思っていたが落石が発生した等）【5例】」、「崩壊の規模が想定外だった【3例】」等が挙げられる。これらについて既設対策工が施工済みであったものが20例中15例（図2-10右図参照）であった。すなわち、点検対象地区に対策工が施工済みであることで安心し、災害が発生すること自体あり得ないという過信を生み、想定される災害形態に応じた既設対策工であるか否かの検討が十分でないという課題が浮き彫りになっている。

2.2.2 既存安定度調査票での課題の抽出と分析

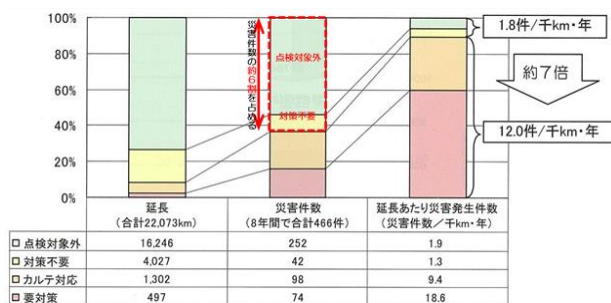


図 2-8 平成8年度点検の評価区分毎の道路災害発生状況⁹⁾

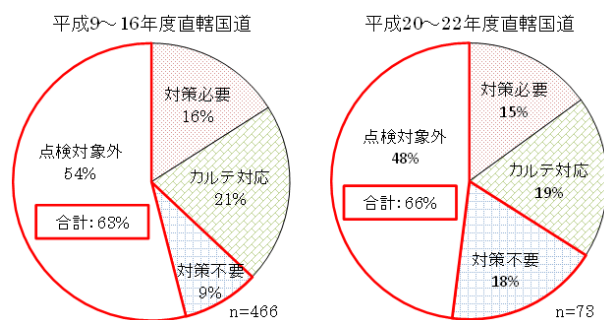


図 2-9 評価区分毎の道路災害発生件数¹⁰⁾

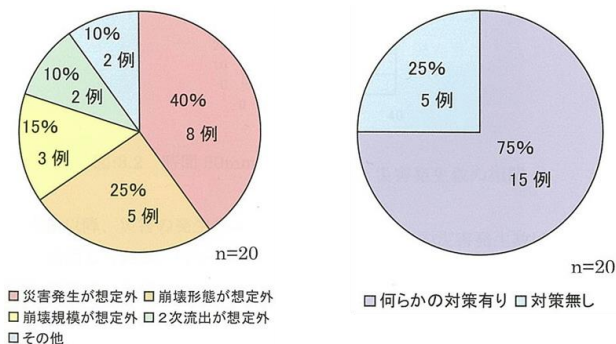


図 2-10 点検対象外箇所の災害形態の見込み違いおよび既設対策工の有無¹¹⁾

(1) 既存安定度調査票および点検手法について

国土交通省が直轄で管理する道路盛土で安定度調査を行う際に用いられている既存安定度調査票を表2-1に示す。安定度調査票を用いた道路盛土の点検手法は、以下の流れで評価を行う。

- ① [要因 (A)] 欄にて、要因毎に点検盛土が該当する項目を盛土区分も配慮した上でチェックする。複数該当する場合は、要因内で最も高い配点を、その要因での評点とする。要因毎の評価を行った後、その総和を点検盛土の【要因点：(A)】とする。
- ② [対策工 (B)] 欄にて、点検盛土に施工されている対策工がある場合には、該当する対策工を対策目的毎にチェックする。対策目的毎の評価を行った後、その総和を点検盛土の【対策工効果補正点：(α)】とする。
- ③ ①・②で評価した【要因点：(A)】から【対策工効果補正点：(α)】の差分を点検盛土の【対策工導入効果点：(B)】とする。
- ④ [評点 (C)] 欄にて、③で得られた【対策工導入効果点：(B)】を換算表に応じて【対策工導入効果換算点：(C)】をつける。
- ⑤ [履歴 (D)] 欄にて、点検盛土が過去に被災を受けていた場合、被災の有無・規模・対策について該当する項目をチェックする。項目毎の評価を行った後、その総和を点検盛土の【履歴評点：(D)】とする。
- ⑥ [(E)] 欄にて、④・⑤でそれぞれ得られた評点である【対策工導入効果換算点：(C)】と【履歴評点：(D)】を比較し、大きい方の評点を点検盛土の【改善評点：(E)】とする。
- ⑦ その他の項目として、[盛土周辺の状況]、[横断排水管への集水地から流入する沢水の状況]があるが、点検盛土がこれら項目に該当する場合は、チェックする。
- ⑧ [総合評価] 欄にて、⑥・⑦を総合的に判断し、3段階の判定を行う。

ただし、(2)で述べるように、上記点検評価方法は道路盛土の安定度を適切に評価する上でいくつかの課題を抱えている。そこで次項で従来の評価方法が抱える課題を抽出し、安定度調査票（改善案）作成時の検討項目とする。

(2) 既存安定度調査票が抱える課題の抽出と分析

過去の道路防災点検で用いた既存安定度調査票は、道路盛土の安定度を簡易に点検評価することができるため、一定の評価を得てきた。一方、安定度調査票の評価項目が道路盛土で発生している現象を適切に評価できない場合も多いことから、調査票内の評価項目に対する再検討が望まれている。そこで本目では、既存安定度調査票が抱える課題を収集・分析し、安定度調査票（改善案）作成時の改善すべきポイント抽出することとした。

a) [要因 (A)] 評価項目内での素因と変状の混在

表 2-1 既存の安定度調査票（盛土）¹²⁾

施設管理番号 *N* * * * * *F* *D* *D* *I* 部分記号

表-5.8.2 安定度調査表(盛土)の記入例

点検者 *野矢 太郎*
所属機関 *〇〇〇株式会社*

〔要因(A)〕

要因	評点区分	盛土区分毎の配点					各要因の内の最高評点
		片盛 部	深流 横道	傾斜 地部	平坦 地部	切盛 境部	
変状	構造的なクラック・開口亀裂あり	2	2	2	2	2	2 (3)
	のり面下部の洗掘あり	2	2	2	2	2	
	補修箇所多数あり	2	2	2	2	2	
	のり面の肌落ちあり	2	2	2	2	2	
	該当なし	0	0	0	0	0	
基礎地盤	地すべり・クリープ	2	2	2	2	2	2 (2)
	軟弱地盤	1	1	1	1	1	
	安定地盤	0	0	0	0	0	
盛土材	砂質土	1	1	1	1	1	1 (1)
	粘性土 礫質土 不明	0	0	0	0	0	
の地下水・表面水への影響	のり底部が湿潤	6	6	6	6	6	6 (6)
	盛土のり面に流水跡あり	6	6	6	6	6	
	のり面・自然斜面に湧水あり	6	6	6	6	6	
	周辺の土地利用が湿潤	6	6	6	6	6	
	山側灰部に湧水なし	2	2	2	2	2	
河川水・波浪の影響	側溝・縦排水溝断面が不十分	6	6	6	6	6	6 (6)
	該当なし	0	0	0	0	0	
	のり底が洪水・高潮時に冠水	2	2	2	2	2	
深流の状況	深流内に土(砂)石溜 溜水あり	3	3	3	3	3	3 (3)
	上流側に崩壊地あり	2	2	2	2	2	
	常時流水はないが、ガリーがある	2	2	2	2	2	
	排水工・呑口部への集水が悪い	2	2	2	2	2	
	該当なし	0	0	0	0	0	
根断排水状況	排水工断面(φ、D)が不十分	6	6	6	6	6	6 (6)
	排水工流末処理不十分	3	3	3	3	3	
	盛土内部での排水工の屈曲・縮小あり	3	3	3	3	3	
	横断排水施設がない*	6	6	6	6	6	
	該当なし	0	0	0	0	0	
波浪の影響	のり底が洪水・高潮時に冠水	2	2	2	2	2	2 (2)
	洪水・高潮時に排水工流末が冠水	2	2	2	2	2	
	のり底部が常時冠水(或る斜面)	1	1	1	1	1	
	のり底部が常時冠水	1	1	1	1	1	
	該当なし	0	0	0	0	0	
合計							10 点

注1) ()は各項目の満点を示す。
該当する場合は配点欄に○印をつけると共に点数を記入する。
不明な場合は中間的な値を採用する。
注2) 切盛境部が深流横道部に隣接する場合には深流横道部の列を用いて評価する。
*印の項目は、深流の状況の要因「常時流水はないがガリーがある」と判断された場合にのみ評価を行う。

〔対策目録(B)〕 $(B) = (A) + \alpha$

対策項目	得点区分	配点(α)	評点
変状対策	構造的な対策	-2	-4
基礎地盤対策	地盤対策工・基礎の補強	-2	0
地下水・表面水対策	地下水補修工・アンカー付きのり締工 のり締工・表面排水工 上流側排水工・主溝埋設工 新設 その他なし	-3	-3
深流対策	堰堤・堰止め工 上流側排水工・主溝埋設工 上流側排水工 上流側排水工 その他なし	0	0
河川水・波浪対策	土留埋設・擁壁工(空白欄は除く) その他なし	-2	-2
合計	(α)	(B)	3 点

※(A)が0点の場合対策工の効果補正は行わない

〔評点(E)〕 $(E) = \text{MAX}[(C), (D)]$

項目	評点区分	配点	評点
変状	有	-20	30
	なし	0	30
	盛土の全流出(通行止)	-70	70
	盛土の一部流出、半壊(通行止)	+60	70
基礎地盤	表面崩壊(数日片側通行)	+45	70
	表面崩壊(数日片側通行)	+40	70
	盛土の全流出、十分な対策、補修程度、応急対策	-70	-70
	被災前と同等の対策、対策なし	0	-70
合計	(D)		30 点

〔総合評価〕

対	応	判定
対策が必要と判断される。		
防災カルテを作成し対応する。	○	
特に新たな対応を必要としない。		

盛土周辺の状況

1	地山傾斜地で集水地形上に造成された盛土
2	盛土のり底から湧った盛土高が10m程度を上回る盛土
3	盛土のり底近辺に民家や避難施設が存在する盛土

横断排水管への集水地から流入する沢水の状況

4	降雨時に土砂が発生して横断排水管を閉塞する可能性がある
---	-----------------------------

表2-2に示すように、〔要因(A)〕に列挙された要因評価項目は、道路盛土が持つ素因と変状に大別することができる。ここで道路盛土における素因、変状とは、下記に示す定義で表される。

- ① 素因：道路盛土を劣化させる要因を表し、道路盛土に発生する可能性のある災害形態を想定することができる。例えば、「基礎地盤が軟弱地盤である。」という項目は素因に相当する。道路盛土がこの素因を持つことにより、将来的に起こり得る災害形態として「圧密沈下」・「崩壊」・「表層崩壊」・「液状化」といった様々な形態が想定できる。勿論、挙げられた各災害形態は、起こり得る可能性があるというだけで、未来永劫発生しないことも十分に考えられる。
- ② 変状：道路に発生した症状を表し、その規模や進行状況から、道路盛土に進行している災害形態を絞り込むことができる要因のこと。例えば、道路盛土法面にモルタル吹付工が施工済みであったとして、モルタル面に以下の変状が認められたとする。

上記より、道路盛土が持つ素因と変状が点検者に与えてくれる情報は以て非なるものである。したがって、点検時は素因と変状が1つの要因の中で混在した状態で評価するのではなく、素因と変状を的確に分類し、かつ将来起こり得る災害形態まで想定しながら総合評価する点検手法の方が、道路盛土の安定度を適切に評価できると考える。

また、既存調査票にて挙げられている素因・変状

表 2-2 既存安定度調査票（盛土）〔要因(A)〕¹²⁾に加筆

〔要因(A)〕

要因	評点区分	盛土区分毎の配点					各要因の内の最高評点
		片盛 部	深流 横道	傾斜 地部	平坦 地部	切盛 境部	
変状	構造的なクラック・開口亀裂あり	2	2	2	2	2	2 (3)
	のり面下部の洗掘あり	2	2	2	2	2	
	補修箇所多数あり	2	2	2	2	2	
	のり面の肌落ちあり	2	2	2	2	2	
	該当なし	0	0	0	0	0	
基礎地盤	地すべり・クリープ	2	2	2	2	2	2 (2)
	軟弱地盤	1	1	1	1	1	
	安定地盤	0	0	0	0	0	
盛土材	砂質土	1	1	1	1	1	1 (1)
	粘性土 礫質土 不明	0	0	0	0	0	
の地下水・表面水への影響	のり底部が湿潤	6	6	6	6	6	6 (6)
	盛土のり面に流水跡あり	6	6	6	6	6	
	のり面・自然斜面に湧水あり	6	6	6	6	6	
	周辺の土地利用が湿潤	6	6	6	6	6	
	山側灰部に湧水なし	2	2	2	2	2	
河川水・波浪の影響	側溝・縦排水溝断面が不十分	6	6	6	6	6	6 (6)
	該当なし	0	0	0	0	0	
	のり底が洪水・高潮時に冠水	2	2	2	2	2	
深流の状況	深流内に土(砂)石溜 溜水あり	3	3	3	3	3	3 (3)
	上流側に崩壊地あり	2	2	2	2	2	
	常時流水はないが、ガリーがある	2	2	2	2	2	
	排水工・呑口部への集水が悪い	2	2	2	2	2	
	該当なし	0	0	0	0	0	
根断排水状況	排水工断面(φ、D)が不十分	6	6	6	6	6	6 (6)
	排水工流末処理不十分	3	3	3	3	3	
	盛土内部での排水工の屈曲・縮小あり	3	3	3	3	3	
	横断排水施設がない*	6	6	6	6	6	
	該当なし	0	0	0	0	0	
波浪の影響	のり底が洪水・高潮時に冠水	2	2	2	2	2	2 (2)
	洪水・高潮時に排水工流末が冠水	2	2	2	2	2	
	のり底部が常時冠水(或る斜面)	1	1	1	1	1	
	のり底部が常時冠水	1	1	1	1	1	
	該当なし	0	0	0	0	0	
合計							10 点

〔素因に相当〕

〔変状に相当〕

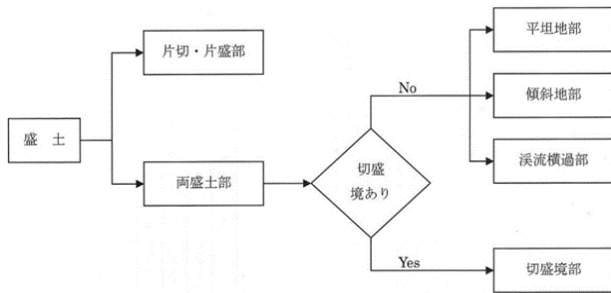


図 2-11 築造した道路盛土の区分 13)

の評価項目の内容も抽象的なものや、限定しすぎる表現である項目も多く、実盛土でまったく該当しない項目もある。これら項目の吟味・再検討を行うべきである。

b) [要因 (A)] 盛土区分毎の分類および配点

道路盛土の形状は、図2-11および図2-12に示すように盛土築造箇所の地形・施工条件によって様々なタイプが存在する。道路盛土が被災する主たる原因は地震および降雨であるが、いずれの場合においても含水量の多い盛土はせん断強度が小さいといえるため、盛土の排水対策が重要となる。そこで盛土の表面水への対策状況について着目すると、降雨によって路面に発生した表面水は、集水地形に局地的に集水され、路面集水部から盛土法面部、盛土基礎部と流水する過程で、表面浸食や基礎洗掘、あるいは地下水の浸透等が起こることが指摘される。したがって、点検時に盛土区分を行い、表面水の集水の可能性について着目することは、道路盛土の安定度を適切に評価する上で重要である。

しかし、表2-3に示すように、既存安定度調査票内において盛土区分は「片切・片盛土」、「両盛土（平坦地）」、「両盛土（傾斜地）」、「両盛土（渓流通過）」、「両盛土（切盛境）」と適切に区分されているにもかかわらず、区分毎の配点は、該当しない場合を除すると「側溝、縦排水溝断面が不十分」の場合でしか差が生じない。点検時に盛土区分は定性的に分類しているものの、配点に差が無いのであれば評価する意義が薄れる。

例えば、同じ「両盛土」であっても、盛土が築造される基礎地盤の形状が平坦地であるか、傾斜地であるかという例があったとすると、盛土が劣化する可能性を秘めているのは明らかに後者である。更に両盛土に「切盛境」が有るか否かで、集水された表面水が切盛境に浸入し、盛土を劣化させる可能性は高くなる等、配点に差があつて然るべきである。

また、この盛土区分とは、道路設計時に地形条件や施工条件等から一義的に決まることから、盛土築造後は、再施工しない限りは変えることができない。すなわち、盛土区分とは、盛土の築造時点で盛土に備わり、築造後は盛土の安定性に影響を与える可能性をもつ要因（＝素因）と考えることができ、盛土区分は素因の1項目として評価すべきと考える。

c) [対策工 (B)] 既設対策工の有無で決定される

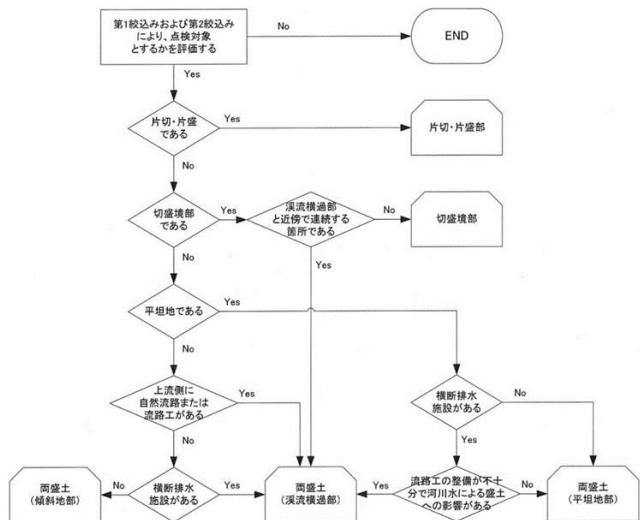


図 2-12 盛土区分フローチャート 14)

表 2-3 既存安定度調査票（盛土）[要因 (A)] 12)に加筆

要因	評点区分	盛土区分毎の配点					各要因の内の最高評点
		片切・片盛部	両盛土部 （平坦地部）	両盛土部 （傾斜地部）	両盛土部 （渓流通過部）	両盛土部 （切盛境部）	
変状	構造的なクラック・開口亀裂あり	2	2	2	2	2	2 (3)
	のり面下部の洗掘あり	3	3	3	3	3	
	補修箇所多数あり	2	2	2	2	2	
	のり面の肌落ちあり	1	1	1	1	1	
	該当なし	0	0	0	0	0	
基礎地盤	地すべり・クリープ	2	2	2	2	2	2 (2)
	軟弱地盤	1	1	1	1	1	
	座簀	1	1	1	1	1	
	安定地盤	0	0	0	0	0	
盛土材	砂質土	1	1	1	1	1	1 (1)
	粘性土	0	0	0	0	0	
	礫質土	0	0	0	0	0	
	不明	1	1	1	1	1	
のり面・表面水への影響	のり面が湿潤	6	6	6	6	6	6 (6)
	盛土のり面に流水跡あり	6	6	6	6	6	
	のり面・自然斜面に湧水あり	6	6	6	6	6	
	周辺の土地利用が湿潤	2	2	2	2	2	
	山側底部に側溝なし	2	2	2	2	2	
	側溝・縦排水溝断面が不十分	2	2	2	2	2	
波瀾の影響	該当なし	0	0	0	0	0	0 (3)
	運河内に土（砂）石流（落木）あり	3	3	3	3	3	
	排水工（φ、D）が不十分	2	2	2	2	2	
	排水工（φ、D）が不十分	2	2	2	2	2	
	排水工（φ、D）が不十分	2	2	2	2	2	
	排水工（φ、D）が不十分	2	2	2	2	2	
波瀾の影響	排水工（φ、D）が不十分	2	2	2	2	2	0 (6)
	排水工（φ、D）が不十分	2	2	2	2	2	
	排水工（φ、D）が不十分	2	2	2	2	2	
	排水工（φ、D）が不十分	2	2	2	2	2	
	排水工（φ、D）が不十分	2	2	2	2	2	
	排水工（φ、D）が不十分	2	2	2	2	2	
合計							10 点

安定度の向上補正

道路盛土に施工された既設対策工が所定の機能を保有し、盛土の安定性を維持させる、あるいは向上させているのであれば、表2-4に示すように点検時に評価された[要因 (A)] 評点から、[対策工効果補正点 (α)] を引いて、盛土の安定性を向上させる補正をする（安全側の評価にする）ことは当然必要である。しかし、過去の点検記録を見る限り、点検盛

土に対策工が施工されているという事実（既設対策工の有無）だけで、道路盛土の安定性を安全側に向上補正してしまっている例が後を絶たない。

既設対策工が施工されていたとしても、所定の機能を有していなければ、ただそこに有するという事実でしかない。かえって機能を有さない対策工がいることで、無駄な対策工の重量増による盛土への有効土圧の増加や、排水経路が変状・亀裂により変形され、表面水が想定しない場所へ流入するといった、盛土にとって悪影響を及ぼす可能性が高くなる恐れがある。したがって、既設対策工の有無で盛土の安定性を向上補正するのではなく、対策工が所定の機能を有した状態である場合にのみ盛土の安定性を向上補正すべきであると考える。

d) 【履歴 (D)】被災履歴があるにも関わらず、配点に反映されないケース

図2-13は、平成18年度点検時に盛土法面部で降雨を原因とする肌落ちが確認されたケースである。肌落ち自体は軽微で、盛土法面部のみで発生し、基礎部や路面には全く影響が無いことから、通行規制はかけられていない。この箇所に関しては、平成26年度点検時に同盛土は、盛土法面部全面に遮水シートを敷設済みであり、降雨時に路面から流水する表面水は、遮水シートを介して確実に盛土外へ排出可能な状態であることが確認されている。しかし、既存の安定度調査票では、計算上、【履歴 (D)】の評価が0点となってしまうため、あたかも過去に被災履歴がない道路盛土と同等の評価となってしまう例がある。しかし、道路盛土の安定性を評価する上で、過去の被災履歴は重要な評価項目である。道路盛土が過去に被災した履歴がある場合、該当盛土に排水機能不足や補強機能不足等、何らかの劣化要因があったからこそ被災したのであり、被災規模の大小を問わず評価する必要があるからである。上記内容は道路盛土築造後に該当盛土が持つ素因といえる。したがって、既存調査票では【被災履歴】を【要因】や【対策工】と別項目として評価対象としていたが、【被災履歴】を【素因】の1項目として取り扱い、評価していくことが、盛土の安定性を適切に評価できると考える。

e) 総合評価に影響しない評価項目

既存調査票内の【盛土周辺の状況】及び【横断排水管への集水地から流入する沢水の状況】に関する評価項目については、平成17年度に山口県岩国市甘木地区にて山陽自動車道盛土法面の崩落災害が発生し、全国の道路盛土に緊急点検が実施される際に追記された項目¹⁵⁾である。当該項目は、点検盛土が該当する場合でもチェックするのみであり、総合評価のフローチャート外のため、チェックの有無が盛土の安定性を総合評価する際に影響を与えることはない。しかし、項目の内容は全て盛土の安定度に影響を与える可能性の高い項目ばかりであり、これらは盛土の持つ素因の1項目として評価すべきと考える。

表 2-4 既存安定度調査票（盛土）【対策工 (B)】¹²⁾に加筆

▼

[対策工](B)=(A)+α

対策目的	得点区分	配点(α)	評点
変状対策	構造的な対策	(-4)	-4
	抑制工	-2	
	その他・なし	±0	
基礎地盤対策	地盤対策工、基礎の補強	-2	0
	その他・なし	(±0)	
地下水・表面水対策	地下水排除工、アンカー付きのり枠工のり枠工、表面被覆工	-4	-3
	のり面排水工、植生張り工	(-3)	
	側溝	-2	
	その他・なし	-1	
		±0	
渓流対策	堰堤・谷止め工	-5	0
	上流・下流流路工、土留擁壁	-3	
	上流流路工	-2	
	下流流路工	-1	
	その他・なし	(±0)	
河川水・波浪対策	土留擁壁・護岸工(空石積は除く)	-1	
	その他・なし	±0	
合 計		(α) -7	(B) 3 点

※(A)が0点の場合対策工の効果補正は行わない

[評点](評点の換算) (B)→(C)

(B)	<0	0.1	2.3	4.5	6.7	8.9	10.11	12.13	14.15	>16
(C)	0点	10点	20点	30点	40点	50点	60点	70点	80点	90点



図 2-13 点検時に被災があった道路盛土

前節a)～e)にて、既存安定度調査票が抱える課題の収集及び分析を行ったが、抽出した課題を以下にまとめると以下の①～⑥となる。次章で安定度調査票（改善案）を提案するが、これらの課題を解消すべく改善ポイントを検討した上で改善案作成に着手する必要がある。

- ① 点検盛土の要因評価項目内に素因と変状が混在
- ② 盛土区分の配点に差がなく、区分して評価することの意義が薄い
- ③ 対策工の有無で道路盛土の安定性が補正される
- ④ 履歴評価の配点が一部不適切である
- ⑤ 総合評価に影響しない項目を評価することの意義が薄い
- ⑥ 一貫性のない基準の下で、総合評価が判定されてしまう

2.2.3 安定度調査票（改善案）の作成

前節にて、既存安定度調査票が抱える課題の抽出及び分析を行ったが、これら問題点を解消した改善案を作成する必要がある。改善案を作成するにあたり、改善すべきポイントは以下の①～⑤となる。

- ① 盛土が持つ素因と盛土に発生している変状を分類した上で、盛土の安定度を評価することができる様式であること。
- ② 盛土が持つ素因および盛土に発生している変状で評価する項目が、盛土の安定度を評価する上で有効な内容であること。
- ③ 盛土が持つ素因から盛土を劣化させる可能性の有無を予測した上で、盛土に発生している変状の進行状況を把握し、盛土に将来起こり得る災害形態を総合的に評価可能な様式であること。
- ④ 盛土の安定性を向上補正する場合、既設対策工の有無で補正するのではなく、盛土に対して適切な排水機能・補強機能を有する対策工がある場合のみ向上補正できる様式であること。
- ⑤ 盛土の安定性を示す総合評価は、一貫性のある基準の下に決定できる様式とし、点検技術者の判断の入る余地がないこと。

次に、再検討し改善を重ねた安定度調査票（最終案）による点検手法を述べる。表2-5、2-6に安定度調査票（改善案）を示す。提案する様式を用いた道路盛土の安定度評価は、以下の流れで行う。

- ① 【様式-1】内の左表「素因評価項目」欄にて、要因毎に点検盛土が該当する項目をチェックする。要因欄の※の内容が該当する場合は、基礎点に該当項目の加点・減点を加味した上で評点を付与する。9つの要因を評価した後、評点の総和を「総合点」、ならびに9要因での最高評点を「素因Max点」とする。
- ② 素因評価項目の横軸右方向に位置する「災害形態評価項目」欄に、予め点検対象盛土が持つ素因毎に想定できる災害形態に○を付与している。これを参考にして当該さらに、項目欄下位にある「当現場で想定できる災害形態」欄にチェックを入れる。
- ③ 【様式-1】内の右表「変状評価項目」欄にて、対象盛土で顕在化している変状をチェックする。変状は右表内の「変状箇所」、「変状の症状」、「評点」欄から該当するものを組み合わせ、下位に位置する「認められた変状」欄に変状毎に記録する。この際、継続観測が必要とされる変状については、「様式-2リンク」欄にチェックを入れ、別途【様式-2】にて取り扱うこととする。道路盛土に発生している全ての変状を記録した後、評点の総和を「総合点」、各変状評点の中での最高評点を「変状Max点」とする。
- ④ 【様式-2】「着目すべき変状」欄にて継続観測を必要とする変状を抽出し、継続観測の度に定量的データを記録する。その際に「変位傾向」や「次期点検目安」にチェックを入れる。また、変状毎に【様式-2】右下にある「災害シナリオ

フローチャート」に照らし合わせ、変状より「進行している災害シナリオ」欄にチェックを入れる。この内容を【様式-1】内「災害形態評価項目」の「当現場で進行している災害シナリオ」欄にチェックを入れる。

①・③にて評価できた「素因Max点」と「変状Max点」に基づき【様式-1】内「総合評価」欄で点検盛土の総合評価を判定する。また、④より、想定される様々な災害形態の中から、現在進行している災害形態が何かを把握することができる。

(1) 道路盛土の災害携帯を予測するための素因・変形ごとの評価手法

道路盛土の安定度を評価する際に最も重要な視点は、①盛土が持つ『素因』から盛土を劣化させる可能性の有無を予測した上で、②盛土に発生している『変状』の進行状態を把握し、②盛土に将来起こり得る『災害形態』を総合的に評価することである。

表2-7に示すように最終案では【様式-1】内で評価項目を二つの表に大別している。図中の左表は「素因評価項目」であり、道路盛土が持つ素因について点検する項目である。縦軸に素因の「要因」を揃え、要因の右側には要因毎に素因の状況を示す「評価項目」を揃えている。また、素因評価項目内、横軸方向に「災害形態評価項目」を配置し、盛土に想定される災害形態を配置した。右表は「変状評価項目」であり、道路盛土に発生した変状について点検する項目である。縦軸に変状が発生した「変状箇所」および変状の「症状」を揃え、この組み合わせによって盛土に発生した変状を忠実に表現できるようにした。また、各変状の評点は、変状項目の下に設けた「評点説明」欄にあるように、変状の状態に応じた評点を付与できるようにした。点検時に盛土で確認された変状の組み合わせ（「変状箇所」・「変状の症状」・「評点」）が決定したら、「認められた変状」欄にそれぞれ記録する様式とする。

(2) 素因評価項目（【様式-1】左表）に関する検討

表2-8に示すように道路盛土の安定度を評価する上で着目すべき素因を、「①盛土区分」、「②基礎地盤」、「③盛土材料」、「④盛土高」、「⑤盛土勾配」、「⑥湧水」、「⑦盛土の排水対策」、「⑧盛土の補強構造」、「⑨被災履歴」の9つの「要因」に分類し、「要因」の横に「素因の状態」を配置した。項目の選定に至っては、既往の評価項目における検討^{16), 17), 18)}を参考にし、盛土材料・盛土形状・地下水位に関する項目を設けた。また、道路盛土を劣化させる可能性が高い状態に応じて高い配点を付与（最高点：3点）し、想定される災害形態に対して効果が期待される対策工が導入済みの場合や、要因に「切盛境がある」等の追記項目がある場合は、配点に追加点（-1点～+2点）を付与できるようにした。素因は全ての道路盛土が持つことから、盛土の安定度を各要因の総和（27満点）に対する評点で評価することを検討したが、要因毎

表 2-5 既存安定度調査票（改善案）【様式-1】

施設管理番号			安定度調査票（案）【様式-1】			調査日		
ポテンシャル評価項目 (盛土が持つ素因)			想定される災害形態			リスク評価項目 (盛土に発生した変状)		
要因	素因評価項目	配点	崩壊	圧密沈下	即時沈下	液状化	表面浸食	地下浸食
盛土区分	基礎面が平坦地	0	○	○	○	○	○	○
	基礎面が傾斜地	1	○	○	○	○	○	○
	片切・片盛土	2	○	○	○	○	○	○
	腰付け盛土	2	○	○	○	○	○	○
基礎地盤	基礎面が谷地形	3	○	○	○	○	○	○
	※ 切盛地がある・道路構造物取付部である	+1	○	○	○	○	○	○
	※ 法尻部が平坦、または尾根・起伏基盤上である盛土	-1	○	○	○	○	○	○
	※ 基礎地盤面に適切な段切・排水工が行われ、異常が見当たらない	0	○	○	○	○	○	○
盛土材料	岩塊・裸質土等安定した支持地盤	0	○	○	○	○	○	○
	崖壁・沖積低地	1	○	○	○	○	○	○
	埋立地・田圃等の軟弱地盤（粘性土・有機質土）	2	○	○	○	○	○	○
	地すべり地内・断層上	3	○	○	○	○	○	○
盛土勾配	※ 基礎地盤対策を行っている	-1	○	○	○	○	○	○
	判定根拠	良質 粒状調整土・セメント改良土等	1	○	○	○	○	○
	通常 裸質土・砂質土	0	○	○	○	○	○	○
	悪質 粘性土・有機質土	-1	○	○	○	○	○	○
盛土高	※ 絶対高を含む（泥岩・凝灰岩・花崗岩等）、浸食化している	+1	○	○	○	○	○	○
	※ 明らかに盛土材料の締固度が低い	-2	○	○	○	○	○	○
	盛土高<5.0m	0	○	○	○	○	○	○
	5.0m<盛土高<10.0m	1	○	○	○	○	○	○
盛土勾配	10.0m<盛土高	3	○	○	○	○	○	○
	※ 高さ5.0m間隔以内で幅1.5m以上の小段を設けている	-1	○	○	○	○	○	○
	盛土材料・盛土高に応じた標準勾配以下	0	○	○	○	○	○	○
	盛土材料・盛土高に応じた標準勾配以上	1	○	○	○	○	○	○
湧水	※ アンカー工・鉄筋挿入工等抑止対策が行われ、異常が見当たらない	-1	○	○	○	○	○	○
	湧水無し	0	○	○	○	○	○	○
	湧水有り	2	○	○	○	○	○	○
	地質境界・法尻	3	○	○	○	○	○	○
盛土の排水対策	※ 地下水排水工や浸食防止のための法面保護工が行われ、異常が見当たらない	-1	○	○	○	○	○	○
	盛土外へ適切に排水できている	0	○	○	○	○	○	○
	排水施設劣化・不十分により、水が盛土表面・内部へ流入可能性有り	2	○	○	○	○	○	○
	排水対策無し・機能不全	3	○	○	○	○	○	○
盛土の補強構造	※ 集水地形であり、盛土外から表面水が集まりやすい	+1	○	○	○	○	○	○
	耐震補強施工済（アンカー工・鉄筋挿入工・杭工等）	0	○	○	○	○	○	○
	土留め構造施工済（重力式、逆T型擁壁、補強土壁工等）	1	○	○	○	○	○	○
	付属構造物施工済（市町工・ブロック構、石積擁壁工等）	2	○	○	○	○	○	○
被災履歴	補強対策無し・機能不全	3	○	○	○	○	○	○
	被災履歴無し	0	○	○	○	○	○	○
	被災履歴有り	2	○	○	○	○	○	○
	過去に被災し、対策工後は被災履歴無し	3	○	○	○	○	○	○
ポテンシャル評価点 ※ 各項目評価点の総和とする 定項目の最大点を記載			項目Max 総合点			項目Max 総合点		
0			0			0		
1~2			1			1		
3			2			2		
4			3			3		
5			4			4		
6			5			5		
7			6			6		
8			7			7		
9			8			8		
10			9			9		
11			10			10		
12			11			11		
13			12			12		
14			13			13		
15			14			14		
16			15			15		
17			16			16		
18			17			17		
19			18			18		
20			19			19		
21			20			20		
22			21			21		
23			22			22		
24			23			23		
25			24			24		
26			25			25		
27			26			26		
28			27			27		
29			28			28		
30			29			29		
31			30			30		
32			31			31		
33			32			32		
34			33			33		
35			34			34		
36			35			35		
37			36			36		
38			37			37		
39			38			38		
40			39			39		
41			40			40		
42			41			41		
43			42			42		
44			43			43		
45			44			44		
46			45			45		
47			46			46		
48			47			47		
49			48			48		
50			49			49		
51			50			50		
52			51			51		
53			52			52		
54			53			53		
55			54			54		
56			55			55		
57			56			56		
58			57			57		
59			58			58		
60			59			59		
61			60			60		
62			61			61		
63			62			62		
64			63			63		
65			64			64		
66			65			65		
67			66			66		
68			67			67		
69			68			68		
70			69			69		
71			70			70		
72			71			71		
73			72			72		
74			73			73		
75			74			74		
76			75			75		
77			76			76		
78			77			77		
79			78			78		
80			79			79		
81			80			80		
82			81			81		
83			82			82		
84			83			83		
85			84			84		
86			85			85		
87			86			86		
88			87			87		
89			88			88		
90			89			89		
91			90			90		
92			91			91		
93			92			92		
94			93			93		
95			94			94		
96			95			95		
97			96			96		
98			97			97		
99			98			98		
100			99			99		
101			100			100		
102			101			101		
103			102			102		
104			103			103		
105			104			104		
106			105			105		
107			106			106		
108			107			107		
109			108			108		
110			109			109		
111			110			110		
112			111			111		
113			112			112		
114			113			113		
115			114			114		
116			115			115		
117			116			116		
118			117			117		
119			118			118		
120			119			119		
121			120			120		
122			121			121		
123			122			122		
124			123			123		
125			124			124		
126			125			125		
127			126			126		
128			127			127		
129			128			128		
130			129			129		
131			130			130		
132			131			131		
133			132			132		
134			133			133		
135			134			134		
136			135			135		
137			136			136		
138			137			137		
139			138			138		
140			139			139		
141			140			140		
142			141			141		
143			142			142		
144			143			143		
145			144			144		
146			145			145		
147			146			146		
148			147			147		
149			148			148		
150			149			149		
151			150			150		
152			151			151		
153			152			152		
154			153			153		
155			154			154		
156			155			155		
157			156			156		
158			157			157		
159			158			158		
160			159			159		
161			160			160		
162			161			161		
163			162			162		
164			163			163		
165			164			164		
166			165			165		
167			166			166		
168			167			167		
169			168			168		
170			169			169		
171			170			170		
172			171			171		
173			172			172		
174			173			173		
175			174			174		
176			175			175		
177			176			176		
178			177			177		
179			178			178		
180			179			179		
181			180			180		
182			181			181		
183			182			182		
184			183			183		
185			184			184		
186			185			185		
187			186			186		
188			187			187		
189			188			188		
190			189			189		
191			190			190		
192			191			191		
193			192			192		
194			193			193		
195			194			194		
196			195			195		
197			196			196		
198			197			197		
199			198			198		
200			199			199		
201			200			200		
202			201			201		
203			202			202		
204			203			203		
205			204			204		
206			205			205		
207			206			206		
208			207			207		
209			208			208		
210			209			209		
211			210			210		
212			211			211		
213			212			212		
214			213			213		
215			214			214		
216			2					

表 2-7 安定度調査票（最終案）【様式-1】

ポテンシャル評価項目			災害シナリオ評価項目			リスク評価項目		
ポテンシャル評価項目 (盛土が持つ特性)			想定される災害形態			リスク評価項目 (盛土に起因した災害)		
要因	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点
盛土区分	基礎面が平坦地	0	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点
	基礎面が傾斜地	1	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点
	基礎面が谷地形	2	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点
	基礎面が谷地形	3	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点
基礎地盤	※ 切盛地がある・道路橋造物取付部である	+1	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点
	※ 法尻部が平坦・または尾根・起伏基盤上である盛土	-1	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点
	※ 基礎地盤面に適切な切・排水工が行われ、異常が見当たらない	-1	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点
	※ 基礎地盤面に適切な切・排水工が行われ、異常が見当たらない	-1	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点
盛土材料	判定根拠	0	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点
	※ 脆弱性を有する(泥岩・凝灰岩・花崗岩等)・湿潤化している	+1	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点
	※ 明らかに盛土材料の締固度が低い	+2	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点
	※ 明らかに盛土材料の締固度が低い	+2	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点
盛土高	盛土高<5.0m	0	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点
	5.0m<盛土高<10.0m	1	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点
	10.0m<盛土高	2	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点
	※ 高さ5.0m間隔以内で幅1.5m以上の小段を設けている	-1	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点
盛土勾配	盛土材料・盛土高に応じた標準勾配以下	0	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点
	盛土材料・盛土高に応じた標準勾配以上	1	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点
	※ アンカー工・鉄筋挿入工等防止対策が行われ、異常が見当たらない	-1	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点
	※ アンカー工・鉄筋挿入工等防止対策が行われ、異常が見当たらない	-1	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点
湧水	湧水無し	0	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点
	湧水有り	1	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点
	※ 地下水排除工や湧水防止のための法面保護工が行われ、異常が見当たらない	-1	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点
	※ 地下水排除工や湧水防止のための法面保護工が行われ、異常が見当たらない	-1	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点
盛土の排水対策	盛土外へ適切に排水できている	0	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点
	排水施設劣化・不十分により、水が盛土表面・内部へ流入可能性有り	1	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点
	排水対策無し・機能不全	2	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点
	※ 集水地形であり、盛土外から表面水が集まりやすい	+1	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点
盛土の補強構造	耐震補強施工済(アンカー工・鉄筋挿入工・杭工等)	0	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点
	土留め構造施工済(重力式・逆T型擁壁・補強土壁工等)	1	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点
	付属構造物施工済(布巾織工・ブロック積・石積擁壁工等)	2	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点
	補強対策無し・機能不全	3	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点
被災履歴	被災履歴無し	0	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点
	被災履歴有り	1	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点
	過去に被災し、対策工後は被災履歴無し	2	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点
	対策工後も被災を繰り返す	3	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点

変状の有無	変状の箇所	変状の症状	評点
変状無し	変状無し	変状無し	0
変状有り	変状有り	変状有り	1
変状有り	変状有り	変状有り	2
変状有り	変状有り	変状有り	3

リスク・ポテンシャル評点	項目別最大・最小による範囲	リスク評点	変状別・組合点
0~1	A	C	D
2	B	C	D
3	C	D	D

総合評価
総合評価

表 2-8 ポテンシャル項目一覧表【様式-1 左表】

ポテンシャル評価項目 (盛土が持つ特性)			想定される災害形態		
要因	素因評価項目	配点	素因評価項目	配点	素因評価項目
盛土区分	基礎面が平坦地	0	素因評価項目	配点	素因評価項目
	基礎面が傾斜地	1	素因評価項目	配点	素因評価項目
	基礎面が谷地形	2	素因評価項目	配点	素因評価項目
	基礎面が谷地形	3	素因評価項目	配点	素因評価項目
基礎地盤	※ 切盛地がある・道路橋造物取付部である	+1	素因評価項目	配点	素因評価項目
	※ 法尻部が平坦・または尾根・起伏基盤上である盛土	-1	素因評価項目	配点	素因評価項目
	※ 基礎地盤面に適切な切・排水工が行われ、異常が見当たらない	-1	素因評価項目	配点	素因評価項目
	※ 基礎地盤面に適切な切・排水工が行われ、異常が見当たらない	-1	素因評価項目	配点	素因評価項目
盛土材料	判定根拠	0	素因評価項目	配点	素因評価項目
	※ 脆弱性を有する(泥岩・凝灰岩・花崗岩等)・湿潤化している	+1	素因評価項目	配点	素因評価項目
	※ 明らかに盛土材料の締固度が低い	+2	素因評価項目	配点	素因評価項目
	※ 明らかに盛土材料の締固度が低い	+2	素因評価項目	配点	素因評価項目
盛土高	盛土高<5.0m	0	素因評価項目	配点	素因評価項目
	5.0m<盛土高<10.0m	1	素因評価項目	配点	素因評価項目
	10.0m<盛土高	2	素因評価項目	配点	素因評価項目
	※ 高さ5.0m間隔以内で幅1.5m以上の小段を設けている	-1	素因評価項目	配点	素因評価項目
盛土勾配	盛土材料・盛土高に応じた標準勾配以下	0	素因評価項目	配点	素因評価項目
	盛土材料・盛土高に応じた標準勾配以上	1	素因評価項目	配点	素因評価項目
	※ アンカー工・鉄筋挿入工等防止対策が行われ、異常が見当たらない	-1	素因評価項目	配点	素因評価項目
	※ アンカー工・鉄筋挿入工等防止対策が行われ、異常が見当たらない	-1	素因評価項目	配点	素因評価項目
湧水	湧水無し	0	素因評価項目	配点	素因評価項目
	湧水有り	1	素因評価項目	配点	素因評価項目
	※ 地下水排除工や湧水防止のための法面保護工が行われ、異常が見当たらない	-1	素因評価項目	配点	素因評価項目
	※ 地下水排除工や湧水防止のための法面保護工が行われ、異常が見当たらない	-1	素因評価項目	配点	素因評価項目
盛土の排水対策	盛土外へ適切に排水できている	0	素因評価項目	配点	素因評価項目
	排水施設劣化・不十分により、水が盛土表面・内部へ流入可能性有り	1	素因評価項目	配点	素因評価項目
	排水対策無し・機能不全	2	素因評価項目	配点	素因評価項目
	※ 集水地形であり、盛土外から表面水が集まりやすい	+1	素因評価項目	配点	素因評価項目
盛土の補強構造	耐震補強施工済(アンカー工・鉄筋挿入工・杭工等)	0	素因評価項目	配点	素因評価項目
	土留め構造施工済(重力式・逆T型擁壁・補強土壁工等)	1	素因評価項目	配点	素因評価項目
	付属構造物施工済(布巾織工・ブロック積・石積擁壁工等)	2	素因評価項目	配点	素因評価項目
	補強対策無し・機能不全	3	素因評価項目	配点	素因評価項目
被災履歴	被災履歴無し	0	素因評価項目	配点	素因評価項目
	被災履歴有り	1	素因評価項目	配点	素因評価項目
	過去に被災し、対策工後は被災履歴無し	2	素因評価項目	配点	素因評価項目
	対策工後も被災を繰り返す	3	素因評価項目	配点	素因評価項目

(3) 素因評価項目（【様式-1】右表）に関する検討

表 2-9 リスク項目一覧表【様式-1 右表】

リスク評価項目
(盛土に発生した変状)

変状の有無

変状箇所

地山

排水構造物

評価説明

認められた変状

変状箇所

→ 変状無し
盛土法面
(排水施設未対策部)

舗装

路面排水工

小段排水工

縦排水工

横断排水工

法面保護工
(収付工等)

擁壁工

護岸工

抑止工
(アンカー工等)

法尻排水工
(布留龍工等)

変状の症状

1) ヘアクラック(幅: 0.3mm以下、深さ: 4mm以下)
2) 凹凸変形(亀裂が伴わない程度の変形)
3) 目地の欠損
4) 表面浸食跡
5) 基礎洗掘跡
6) 線状ひびわれ(縦・横・円弧)
7) 亀甲状ひびわれ
8) はらみ出し
9) 盛土材の流亡・吸い出し
10) 沈下
11) 剥離・ポットホール
12) 土砂・枝葉による断面閉塞
13) 押出亀裂
14) 開口亀裂(盛土材変動、植生育・繁殖)
15) 目地の減損
16) 圧壊(植生育、盛土材変動)
17) 表層崩壊跡
18) 鋼材露出・腐食

変状の症状

○ 変状が認められない。または、長期の継続観測において症状1の進行が認められない。
1 経年劣化程度の症状。盛土内への水の浸入は許さず、排水機能は損なわれていない。
2 症状が進行し、変状箇所から盛土内へ水の流入を許すが、排水施設の補修を行えば機能が回復する。
3 症状が進行し、排水施設の構造劣化が著しく機能がしていない。補修のみでは機能が回復が不十分。

変状の詳細

変状箇所と変状の症状の組み合わせで表現

変状の進行状況で評価を判定

継続観測すべき変状はチェックして様式-2

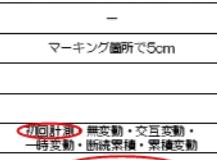
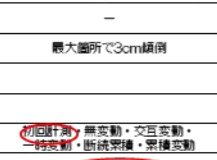
リスク評価点
※ 各変状評価の最高点及び
総合点を記載

変状Max

総合点

/3

表 2-10 安定度調査票（最終案）【様式-2】の使用例

施設管理番号		K042F021		想定される災害シナリオ・変動タイプ【様式-2】		調査日		平成27年12月5日			
観測すべき変状		(1) 縦断水工の開口亀裂		(2) 法面保護工の歪曲		(3)		(4)		(5)	
状況写真											
点検年度 年度 年度 年度	I	H26.27	変位量	—		—					
	II	H27.12.5		マーキング箇所で5cm		最大箇所で3cm横曲					
	III										
	IV										
変位傾向		初回計測：無変動・交互変動・一時変動・断続累積・累積変動		初回計測：無変動・交互変動・一時変動・断続累積・累積変動		初回計測：無変動・交互変動・一時変動・断続累積・累積変動		初回計測：無変動・交互変動・一時変動・断続累積・累積変動		初回計測：無変動・交互変動・一時変動・断続累積・累積変動	
次回点検目安		1ヶ月以内・豪雨後 or 3ヶ月以内・1年後		1ヶ月以内・豪雨後 or 3ヶ月以内・1年後		1ヶ月以内・豪雨後 or 3ヶ月以内・1年後		1ヶ月以内・豪雨後 or 3ヶ月以内・1年後		1ヶ月以内・豪雨後 or 3ヶ月以内・1年後	
観測すべき変状		(6)		(7)							
状況写真											
点検年度 年度 年度 年度	I		変位量								
	II										
	III										
	IV										
変位傾向		初回計測：無変動・交互変動・一時変動・断続累積・累積変動		初回計測：無変動・交互変動・一時変動・断続累積・累積変動							
次回点検目安		1ヶ月以内・豪雨後 or 3ヶ月以内・1年後		1ヶ月以内・豪雨後 or 3ヶ月以内・1年後							

想定される災害シナリオ
※ 想定されるもの□○

観測すべき変状	崩壊	表面隆起	間隙沈下	液状化	表面隆起	地下湧出	沿岸・堤岸隆起
(1)							
(2)							
(3)							
(4)							
(5)							
(6)							
(7)							

特記事項

・堤防が安全設計であり、変位が認められていない。したがって、計測結果により、変位の進行が認められれば、想定される災害シナリオと見なす。これ等を補った報告書を作成する。

〔災害シナリオフローチャート〕

```
graph TD
    Start([START]) --> Q1{水位が上昇したか}
    Q1 -- YES --> Q2{基礎地盤の沈下発生}
    Q1 -- NO --> Q3{土質が硬く、水が浸入する余地あり}
    Q2 -- YES --> Q4{土質が主に硬質土・砂質土}
    Q2 -- NO --> Q3
    Q3 -- YES --> Q5{堤防に浸透や水害発生}
    Q3 -- NO --> Q6{堤防が沈下}
    Q4 -- YES --> Q5
    Q4 -- NO --> Q6
    Q5 -- YES --> Q7{堤防に浸透や水害発生}
    Q5 -- NO --> Q6
    Q6 -- YES --> Q8{堤防が沈下}
    Q6 -- NO --> Q9{堤防が沈下}
    Q7 -- YES --> Q8
    Q7 -- NO --> Q9
    Q8 -- YES --> Q9
    Q8 -- NO --> Q9
    Q9 -- YES --> Q10{堤防が沈下}
    Q9 -- NO --> Q10
    Q10 -- YES --> Q11{堤防が沈下}
    Q10 -- NO --> Q11
    Q11 -- YES --> Q12{堤防が沈下}
    Q11 -- NO --> Q12
    Q12 -- YES --> Q13{堤防が沈下}
    Q12 -- NO --> Q13
    Q13 -- YES --> Q14{堤防が沈下}
    Q13 -- NO --> Q14
    Q14 -- YES --> Q15{堤防が沈下}
    Q14 -- NO --> Q15
    Q15 -- YES --> Q16{堤防が沈下}
    Q15 -- NO --> Q16
    Q16 -- YES --> Q17{堤防が沈下}
    Q16 -- NO --> Q17
    Q17 -- YES --> Q18{堤防が沈下}
    Q17 -- NO --> Q18
    Q18 -- YES --> Q19{堤防が沈下}
    Q18 -- NO --> Q19
    Q19 -- YES --> Q20{堤防が沈下}
    Q19 -- NO --> Q20
    Q20 -- YES --> Q21{堤防が沈下}
    Q20 -- NO --> Q21
    Q21 -- YES --> Q22{堤防が沈下}
    Q21 -- NO --> Q22
    Q22 -- YES --> Q23{堤防が沈下}
    Q22 -- NO --> Q23
    Q23 -- YES --> Q24{堤防が沈下}
    Q23 -- NO --> Q24
    Q24 -- YES --> Q25{堤防が沈下}
    Q24 -- NO --> Q25
    Q25 -- YES --> Q26{堤防が沈下}
    Q25 -- NO --> Q26
    Q26 -- YES --> Q27{堤防が沈下}
    Q26 -- NO --> Q27
    Q27 -- YES --> Q28{堤防が沈下}
    Q27 -- NO --> Q28
    Q28 -- YES --> Q29{堤防が沈下}
    Q28 -- NO --> Q29
    Q29 -- YES --> Q30{堤防が沈下}
    Q29 -- NO --> Q30
    Q30 -- YES --> Q31{堤防が沈下}
    Q30 -- NO --> Q31
    Q31 -- YES --> Q32{堤防が沈下}
    Q31 -- NO --> Q32
    Q32 -- YES --> Q33{堤防が沈下}
    Q32 -- NO --> Q33
    Q33 -- YES --> Q34{堤防が沈下}
    Q33 -- NO --> Q34
    Q34 -- YES --> Q35{堤防が沈下}
    Q34 -- NO --> Q35
    Q35 -- YES --> Q36{堤防が沈下}
    Q35 -- NO --> Q36
    Q36 -- YES --> Q37{堤防が沈下}
    Q36 -- NO --> Q37
    Q37 -- YES --> Q38{堤防が沈下}
    Q37 -- NO --> Q38
    Q38 -- YES --> Q39{堤防が沈下}
    Q38 -- NO --> Q39
    Q39 -- YES --> Q40{堤防が沈下}
    Q39 -- NO --> Q40
    Q40 -- YES --> Q41{堤防が沈下}
    Q40 -- NO --> Q41
    Q41 -- YES --> Q42{堤防が沈下}
    Q41 -- NO --> Q42
    Q42 -- YES --> Q43{堤防が沈下}
    Q42 -- NO --> Q43
    Q43 -- YES --> Q44{堤防が沈下}
    Q43 -- NO --> Q44
    Q44 -- YES --> Q45{堤防が沈下}
    Q44 -- NO --> Q45
    Q45 -- YES --> Q46{堤防が沈下}
    Q45 -- NO --> Q46
    Q46 -- YES --> Q47{堤防が沈下}
    Q46 -- NO --> Q47
    Q47 -- YES --> Q48{堤防が沈下}
    Q47 -- NO --> Q48
    Q48 -- YES --> Q49{堤防が沈下}
    Q48 -- NO --> Q49
    Q49 -- YES --> Q50{堤防が沈下}
    Q49 -- NO --> Q50
    Q50 -- YES --> Q51{堤防が沈下}
    Q50 -- NO --> Q51
    Q51 -- YES --> Q52{堤防が沈下}
    Q51 -- NO --> Q52
    Q52 -- YES --> Q53{堤防が沈下}
    Q52 -- NO --> Q53
    Q53 -- YES --> Q54{堤防が沈下}
    Q53 -- NO --> Q54
    Q54 -- YES --> Q55{堤防が沈下}
    Q54 -- NO --> Q55
    Q55 -- YES --> Q56{堤防が沈下}
    Q55 -- NO --> Q56
    Q56 -- YES --> Q57{堤防が沈下}
    Q56 -- NO --> Q57
    Q57 -- YES --> Q58{堤防が沈下}
    Q57 -- NO --> Q58
    Q58 -- YES --> Q59{堤防が沈下}
    Q58 -- NO --> Q59
    Q59 -- YES --> Q60{堤防が沈下}
    Q59 -- NO --> Q60
    Q60 -- YES --> Q61{堤防が沈下}
    Q60 -- NO --> Q61
    Q61 -- YES --> Q62{堤防が沈下}
    Q61 -- NO --> Q62
    Q62 -- YES --> Q63{堤防が沈下}
    Q62 -- NO --> Q63
    Q63 -- YES --> Q64{堤防が沈下}
    Q63 -- NO --> Q64
    Q64 -- YES --> Q65{堤防が沈下}
    Q64 -- NO --> Q65
    Q65 -- YES --> Q66{堤防が沈下}
    Q65 -- NO --> Q66
    Q66 -- YES --> Q67{堤防が沈下}
    Q66 -- NO --> Q67
    Q67 -- YES --> Q68{堤防が沈下}
    Q67 -- NO --> Q68
    Q68 -- YES --> Q69{堤防が沈下}
    Q68 -- NO --> Q69
    Q69 -- YES --> Q70{堤防が沈下}
    Q69 -- NO --> Q70
    Q70 -- YES --> Q71{堤防が沈下}
    Q70 -- NO --> Q71
    Q71 -- YES --> Q72{堤防が沈下}
    Q71 -- NO --> Q72
    Q72 -- YES --> Q73{堤防が沈下}
    Q72 -- NO --> Q73
    Q73 -- YES --> Q74{堤防が沈下}
    Q73 -- NO --> Q74
    Q74 -- YES --> Q75{堤防が沈下}
    Q74 -- NO --> Q75
    Q75 -- YES --> Q76{堤防が沈下}
    Q75 -- NO --> Q76
    Q76 -- YES --> Q77{堤防が沈下}
    Q76 -- NO --> Q77
    Q77 -- YES --> Q78{堤防が沈下}
    Q77 -- NO --> Q78
    Q78 -- YES --> Q79{堤防が沈下}
    Q78 -- NO --> Q79
    Q79 -- YES --> Q80{堤防が沈下}
    Q79 -- NO --> Q80
    Q80 -- YES --> Q81{堤防が沈下}
    Q80 -- NO --> Q81
    Q81 -- YES --> Q82{堤防が沈下}
    Q81 -- NO --> Q82
    Q82 -- YES --> Q83{堤防が沈下}
    Q82 -- NO --> Q83
    Q83 -- YES --> Q84{堤防が沈下}
    Q83 -- NO --> Q84
    Q84 -- YES --> Q85{堤防が沈下}
    Q84 -- NO --> Q85
    Q85 -- YES --> Q86{堤防が沈下}
    Q85 -- NO --> Q86
    Q86 -- YES --> Q87{堤防が沈下}
    Q86 -- NO --> Q87
    Q87 -- YES --> Q88{堤防が沈下}
    Q87 -- NO --> Q88
    Q88 -- YES --> Q89{堤防が沈下}
    Q88 -- NO --> Q89
    Q89 -- YES --> Q90{堤防が沈下}
    Q89 -- NO --> Q90
    Q90 -- YES --> Q91{堤防が沈下}
    Q90 -- NO --> Q91
    Q91 -- YES --> Q92{堤防が沈下}
    Q91 -- NO --> Q92
    Q92 -- YES --> Q93{堤防が沈下}
    Q92 -- NO --> Q93
    Q93 -- YES --> Q94{堤防が沈下}
    Q93 -- NO --> Q94
    Q94 -- YES --> Q95{堤防が沈下}
    Q94 -- NO --> Q95
    Q95 -- YES --> Q96{堤防が沈下}
    Q95 -- NO --> Q96
    Q96 -- YES --> Q97{堤防が沈下}
    Q96 -- NO --> Q97
    Q97 -- YES --> Q98{堤防が沈下}
    Q97 -- NO --> Q98
    Q98 -- YES --> Q99{堤防が沈下}
    Q98 -- NO --> Q99
    Q99 -- YES --> Q100{堤防が沈下}
    Q99 -- NO --> Q100
    Q100 -- YES --> Q101{堤防が沈下}
    Q100 -- NO --> Q101
    Q101 -- YES --> Q102{堤防が沈下}
    Q101 -- NO --> Q102
    Q102 -- YES --> Q103{堤防が沈下}
    Q102 -- NO --> Q103
    Q103 -- YES --> Q104{堤防が沈下}
    Q103 -- NO --> Q104
    Q104 -- YES --> Q105{堤防が沈下}
    Q104 -- NO --> Q105
    Q105 -- YES --> Q106{堤防が沈下}
    Q105 -- NO --> Q106
    Q106 -- YES --> Q107{堤防が沈下}
    Q106 -- NO --> Q107
    Q107 -- YES --> Q108{堤防が沈下}
    Q107 -- NO --> Q108
    Q108 -- YES --> Q109{堤防が沈下}
    Q108 -- NO --> Q109
    Q109 -- YES --> Q110{堤防が沈下}
    Q109 -- NO --> Q110
    Q110 -- YES --> Q111{堤防が沈下}
    Q110 -- NO --> Q111
    Q111 -- YES --> Q112{堤防が沈下}
    Q111 -- NO --> Q112
    Q112 -- YES --> Q113{堤防が沈下}
    Q112 -- NO --> Q113
    Q113 -- YES --> Q114{堤防が沈下}
    Q113 -- NO --> Q114
    Q114 -- YES --> Q115{堤防が沈下}
    Q114 -- NO --> Q115
    Q115 -- YES --> Q116{堤防が沈下}
    Q115 -- NO --> Q116
    Q116 -- YES --> Q117{堤防が沈下}
    Q116 -- NO --> Q117
    Q117 -- YES --> Q118{堤防が沈下}
    Q117 -- NO --> Q118
    Q118 -- YES --> Q119{堤防が沈下}
    Q118 -- NO --> Q119
    Q119 -- YES --> Q120{堤防が沈下}
    Q119 -- NO --> Q120
    Q120 -- YES --> Q121{堤防が沈下}
    Q120 -- NO --> Q121
    Q121 -- YES --> Q122{堤防が沈下}
    Q121 -- NO --> Q122
    Q122 -- YES --> Q123{堤防が沈下}
    Q122 -- NO --> Q123
    Q123 -- YES --> Q124{堤防が沈下}
    Q123 -- NO --> Q124
    Q124 -- YES --> Q125{堤防が沈下}
    Q124 -- NO --> Q125
    Q125 -- YES --> Q126{堤防が沈下}
    Q125 -- NO --> Q126
    Q126 -- YES --> Q127{堤防が沈下}
    Q126 -- NO --> Q127
    Q127 -- YES --> Q128{堤防が沈下}
    Q127 -- NO --> Q128
    Q128 -- YES --> Q129{堤防が沈下}
    Q128 -- NO --> Q129
    Q129 -- YES --> Q130{堤防が沈下}
    Q129 -- NO --> Q130
    Q130 -- YES --> Q131{堤防が沈下}
    Q130 -- NO --> Q131
    Q131 -- YES --> Q132{堤防が沈下}
    Q131 -- NO --> Q132
    Q132 -- YES --> Q133{堤防が沈下}
    Q132 -- NO --> Q133
    Q133 -- YES --> Q134{堤防が沈下}
    Q133 -- NO --> Q134
    Q134 -- YES --> Q135{堤防が沈下}
    Q134 -- NO --> Q135
    Q135 -- YES --> Q136{堤防が沈下}
    Q135 -- NO --> Q136
    Q136 -- YES --> Q137{堤防が沈下}
    Q136 -- NO --> Q137
    Q137 -- YES --> Q138{堤防が沈下}
    Q137 -- NO --> Q138
    Q138 -- YES --> Q139{堤防が沈下}
    Q138 -- NO --> Q139
    Q139 -- YES --> Q140{堤防が沈下}
    Q139 -- NO --> Q140
    Q140 -- YES --> Q141{堤防が沈下}
    Q140 -- NO --> Q141
    Q141 -- YES --> Q142{堤防が沈下}
    Q141 -- NO --> Q142
    Q142 -- YES --> Q143{堤防が沈下}
    Q142 -- NO --> Q143
    Q143 -- YES --> Q144{堤防が沈下}
    Q143 -- NO --> Q144
    Q144 -- YES --> Q145{堤防が沈下}
    Q144 -- NO --> Q145
    Q145 -- YES --> Q146{堤防が沈下}
    Q145 -- NO --> Q146
    Q146 -- YES --> Q147{堤防が沈下}
    Q146 -- NO --> Q147
    Q147 -- YES --> Q148{堤防が沈下}
    Q147 -- NO --> Q148
    Q148 -- YES --> Q149{堤防が沈下}
    Q148 -- NO --> Q149
    Q149 -- YES --> Q150{堤防が沈下}
    Q149 -- NO --> Q150
    Q150 -- YES --> Q151{堤防が沈下}
    Q150 -- NO --> Q151
    Q151 -- YES --> Q152{堤防が沈下}
    Q151 -- NO --> Q152
    Q152 -- YES --> Q153{堤防が沈下}
    Q152 -- NO --> Q153
    Q153 -- YES --> Q154{堤防が沈下}
    Q153 -- NO --> Q154
    Q154 -- YES --> Q155{堤防が沈下}
    Q154 -- NO --> Q155
    Q155 -- YES --> Q156{堤防が沈下}
    Q155 -- NO --> Q156
    Q156 -- YES --> Q157{堤防が沈下}
    Q156 -- NO --> Q157
    Q157 -- YES --> Q158{堤防が沈下}
    Q157 -- NO --> Q158
    Q158 -- YES --> Q159{堤防が沈下}
    Q158 -- NO --> Q159
    Q159 -- YES --> Q160{堤防が沈下}
    Q159 -- NO --> Q160
    Q160 -- YES --> Q161{堤防が沈下}
    Q160 -- NO --> Q161
    Q161 -- YES --> Q162{堤防が沈下}
    Q161 -- NO --> Q162
    Q162 -- YES --> Q163{堤防が沈下}
    Q162 -- NO --> Q163
    Q163 -- YES --> Q164{堤防が沈下}
    Q163 -- NO --> Q164
    Q164 -- YES --> Q165{堤防が沈下}
    Q164 -- NO --> Q165
    Q165 -- YES --> Q166{堤防が沈下}
    Q165 -- NO --> Q166
    Q166 -- YES --> Q167{堤防が沈下}
    Q166 -- NO --> Q167
    Q167 -- YES --> Q168{堤防が沈下}
    Q167 -- NO --> Q168
    Q168 -- YES --> Q169{堤防が沈下}
    Q168 -- NO --> Q169
    Q169 -- YES --> Q170{堤防が沈下}
    Q169 -- NO --> Q170
    Q170 -- YES --> Q171{堤防が沈下}
    Q170 -- NO --> Q171
    Q171 -- YES --> Q172{堤防が沈下}
    Q171 -- NO --> Q172
    Q172 -- YES --> Q173{堤防が沈下}
    Q172 -- NO --> Q173
    Q173 -- YES --> Q174{堤防が沈下}
    Q173 -- NO --> Q174
    Q174 -- YES --> Q175{堤防が沈下}
    Q174 -- NO --> Q175
    Q175 -- YES --> Q176{堤防が沈下}
    Q175 -- NO --> Q176
    Q176 -- YES --> Q177{堤防が沈下}
    Q176 -- NO --> Q177
    Q177 -- YES --> Q178{堤防が沈下}
    Q177 -- NO --> Q178
    Q178 -- YES --> Q179{堤防が沈下}
    Q178 -- NO --> Q179
    Q179 -- YES --> Q180{堤防が沈下}
    Q179 -- NO --> Q180
    Q180 -- YES --> Q181{堤防が沈下}
    Q180 -- NO --> Q181
    Q181 -- YES --> Q182{堤防が沈下}
    Q181 -- NO --> Q182
    Q182 -- YES --> Q183{堤防が沈下}
    Q182 -- NO --> Q183
    Q183 -- YES --> Q184{堤防が沈下}
    Q183 -- NO --> Q184
    Q184 -- YES --> Q185{堤防が沈下}
    Q184 -- NO --> Q185
    Q185 -- YES --> Q186{堤防が沈下}
    Q185 -- NO --> Q186
    Q186 -- YES --> Q187{堤防が沈下}
    Q186 -- NO --> Q187
    Q187 -- YES --> Q188{堤防が沈下}
    Q187 -- NO --> Q188
    Q188 -- YES --> Q189{堤防が沈下}
    Q188 -- NO --> Q189
    Q189 -- YES --> Q190{堤防が沈下}
    Q189 -- NO --> Q190
    Q190 -- YES --> Q191{堤防が沈下}
    Q190 -- NO --> Q191
    Q191 -- YES --> Q192{堤防が沈下}
    Q191 -- NO --> Q192
    Q192 -- YES --> Q193{堤防が沈下}
    Q192 -- NO --> Q193
    Q193 -- YES --> Q194{堤防が沈下}
    Q193 -- NO --> Q194
    Q194 -- YES --> Q195{堤防が沈下}
    Q194 -- NO --> Q195
    Q195 -- YES --> Q196{堤防が沈下}
    Q195 -- NO --> Q196
    Q196 -- YES --> Q197{堤防が沈下}
    Q196 -- NO --> Q197
    Q197 -- YES --> Q198{堤防が沈下}
    Q197 -- NO --> Q198
    Q198 -- YES --> Q199{堤防が沈下}
    Q198 -- NO --> Q199
    Q199 -- YES --> Q200{堤防が沈下}
    Q199 -- NO --> Q200
    Q200 -- YES --> Q201{堤防が沈下}
    Q200 -- NO --> Q201
    Q201 -- YES --> Q202{堤防が沈下}
    Q201 -- NO --> Q202
    Q202 -- YES --> Q203{堤防が沈下}
    Q202 -- NO --> Q203
    Q203 -- YES --> Q204{堤防が沈下}
    Q203 -- NO --> Q204
    Q204 -- YES --> Q205{堤防が沈下}
    Q204 -- NO --> Q205
    Q205 -- YES --> Q206{堤防が沈下}
    Q205 -- NO --> Q206
    Q206 -- YES --> Q207{堤防が沈下}
    Q206 -- NO --> Q207
    Q207 -- YES --> Q208{堤防が沈下}
    Q207 -- NO --> Q208
    Q208 -- YES --> Q209{堤防が沈下}
    Q208 -- NO --> Q209
    Q209 -- YES --> Q210{堤防が沈下}
    Q209 -- NO --> Q210
    Q210 -- YES --> Q211{堤防が沈下}
    Q210 -- NO --> Q211
    Q211 -- YES --> Q212{堤防が沈下}
    Q211 -- NO --> Q212
    Q212 -- YES --> Q213{堤防が沈下}
    Q212 -- NO --> Q213
    Q213 -- YES --> Q214{堤防が沈下}
    Q213 -- NO --> Q214
    Q214 -- YES --> Q215{堤防が沈下}
    Q214 -- NO --> Q215
    Q215 -- YES --> Q216{堤防が沈下}
    Q215 -- NO --> Q216
    Q216 -- YES --> Q217{堤防が沈下}
    Q216 -- NO --> Q217
    Q217 -- YES --> Q218{堤防が沈下}
    Q217 -- NO --> Q218
    Q218 -- YES --> Q219{堤防が沈下}
    Q218 -- NO --> Q219
    Q219 -- YES --> Q220{堤防が沈下}
    Q219 -- NO --> Q220
    Q220 -- YES --> Q221{堤防が沈下}
    Q220 -- NO --> Q221
    Q221 -- YES --> Q222{堤防が沈下}
    Q221 -- NO --> Q222
    Q222 -- YES --> Q223{堤防が沈下}
    Q222 -- NO --> Q223
    Q223 -- YES --> Q224{堤防が沈下}
    Q223 -- NO --> Q224
    Q224 -- YES --> Q225{堤防が沈下}
    Q224 -- NO --> Q225
    Q225 -- YES --> Q226{堤防が沈下}
    Q225 -- NO --> Q226
    Q226 -- YES --> Q227{堤防が沈下}
    Q226 -- NO --> Q227
    Q227 -- YES --> Q228{堤防が沈下}
    Q227 -- NO --> Q228
    Q228 -- YES --> Q229{堤防が沈下}
    Q228 -- NO --> Q229
    Q229 -- YES --> Q230{堤防が沈下}
    Q229 -- NO --> Q230
    Q230 -- YES --> Q231{堤防が沈下}
    Q230 -- NO --> Q231
    Q231 -- YES --> Q232{堤防が沈下}
    Q231 -- NO --> Q232
    Q232 -- YES --> Q233{堤防が沈下}
    Q232 -- NO --> Q233
    Q233 -- YES --> Q234{堤防が沈下}
    Q233 -- NO --> Q234
    Q234 -- YES --> Q235{堤防が沈下}
    Q234 -- NO --> Q235
    Q235 -- YES --> Q236{堤防が沈下}
    Q235 -- NO --> Q236
    Q236 -- YES --> Q237{堤防が沈下}
    Q236 -- NO --> Q237
    Q237 -- YES --> Q238{堤防が沈下}
    Q237 -- NO --> Q238
    Q238 -- YES --> Q239{堤防が沈下}
    Q238 -- NO --> Q239
    Q239 -- YES --> Q240{堤防が沈下}
    Q239 -- NO --> Q240
    Q240 -- YES --> Q241{堤防が沈下}
    Q240 -- NO --> Q241
    Q241 -- YES --> Q242{堤防が沈下}
    Q241 -- NO --> Q242
    Q242 -- YES --> Q243{堤防が沈下}
    Q242 -- NO --> Q243
    Q243 -- YES --> Q244{堤防が沈下}
    Q243 -- NO --> Q244
    Q244 -- YES --> Q245{堤防が沈下}
    Q244 -- NO --> Q245
    Q245 -- YES --> Q246{堤防が沈下}
    Q245 -- NO --> Q246
    Q246 -- YES --> Q247{堤防が沈下}
    Q246 -- NO --> Q247
    Q247 -- YES --> Q248{堤防が沈下}
    Q247 -- NO --> Q248
    Q248 -- YES --> Q249{堤防が沈下}
    Q248 -- NO --> Q249
    Q249 -- YES --> Q250{堤防が沈下}
    Q249 -- NO --> Q250
    Q250 -- YES --> Q251{堤防が沈下}
    Q250 -- NO --> Q251
    Q251 -- YES --> Q252{堤防が沈下}
    Q251 -- NO --> Q252
    Q252 -- YES --> Q253{堤防が沈下}
    Q252 -- NO --> Q253
    Q253 -- YES --> Q254{堤防が沈下}
    Q253 -- NO --> Q254
    Q254 -- YES --> Q255{堤防が沈下}
    Q254 -- NO --> Q255
    Q255 -- YES --> Q256{堤防が沈下}
    Q255 -- NO --> Q256
    Q256 -- YES --> Q257{堤防が沈下}
    Q256 -- NO --> Q257
    Q257 -- YES --> Q258{堤防が沈下}
    Q257 -- NO --> Q258
    Q258 -- YES --> Q259{堤防が沈下}
    Q258 -- NO --> Q259
    Q259 -- YES --> Q260{堤防が沈下}
    Q259 -- NO --> Q260
    Q260 -- YES --> Q261{堤防が沈下}
    Q260 -- NO --> Q261
    Q261 -- YES --> Q262{堤防が沈下}
    Q261 -- NO --> Q262
    Q262 -- YES --> Q263{堤防が沈下}
    Q262 -- NO --> Q263
    Q263 -- YES --> Q264{堤防が沈下}
    Q263 -- NO --> Q264
    Q264 -- YES --> Q265{堤防が沈下}
    Q264 -- NO --> Q265
    Q265 -- YES --> Q266{堤防が沈下}
    Q265 -- NO --> Q266
    Q266 -- YES --> Q267{堤防が沈下}
    Q266 -- NO --> Q267
    Q267 -- YES --> Q268{堤防が沈下}
    Q267 -- NO --> Q268
    Q268 -- YES --> Q269{堤防が沈下}
    Q268 -- NO --> Q269
    Q269 -- YES --> Q270{堤防が沈下}
    Q269 -- NO --> Q270
    Q270 -- YES --> Q271{堤防が沈下}
    Q270 -- NO --> Q271
    Q271 -- YES --> Q272{堤防が沈下}
    Q271 -- NO --> Q272
    Q272 -- YES --> Q273{堤防が沈下}
    Q272 -- NO --> Q273
    Q273 -- YES --> Q274{堤防が沈下}
    Q273 -- NO --> Q274
    Q274 -- YES --> Q275{堤防が沈下}
    Q274 -- NO --> Q275
    Q275 -- YES --> Q276{堤防が沈下}
    Q275 -- NO --> Q276
    Q276 -- YES --> Q277{堤防が沈下}
    Q276 -- NO --> Q277
    Q277 -- YES --> Q278{堤防が沈下}
    Q277 -- NO --> Q278
    Q278 -- YES --> Q279{堤防が沈下}
    Q278 -- NO --> Q279
    Q279 -- YES --> Q280{堤防が沈下}
    Q279 -- NO --> Q280
    Q280 -- YES --> Q281{堤防が沈下}
    Q280 -- NO --> Q281
    Q281 --
```

表 2-11 ポテンシャル評価項目内の災害シナリオ想定について【様式-1 左表】

ポテンシャル評価項目 (盛土が持つ素因)				想定される災害形態									
要因	素因評価項目		配点	評点	崩壊	表層崩壊	圧密沈下	即時沈下	液状化	表面浸食	地下浸食	河・海・湖・池・水害	
盛土区分	基盤面が平坦地		0		○	○	○	○	○	○	○	○	
	基盤面が傾斜地	片切・片盛土	1		○	○	○	○	○	○	○	○	
		腹付け盛土	2		○	○	○	○	○	○	○	○	
		両盛土	2		○	○	○	○	○	○	○	○	
	基盤面が谷地形		3		○	○	○	○	○	○	○	○	
	※ 切盛境がある・道路構造物取付部である		+1		○	○	○	○	○	○	○	○	
基礎地盤	※ 法尻部が平坦、または尾根・起伏基盤上である盛土		-1										
	※ 基礎地盤面に適切な段切・排水工が行われ、異常が見当たらない		-1	/3									
	岩塊・礫質土等安定した支持地盤		0		○	○	○	○	○	○	○	○	
	崖錐・沖積低地		1		○	○	○	○	○	○	○	○	
	埋立地・田圃等の軟弱地盤(粘性土・有機質土)		2		○	○	○	○	○	○	○	○	
	地すべり地内・断層上		3		○	○	○	○	○	○	○	○	
盛土材料	※ 基礎地盤対策を行っている		-1	/3									
	判定根拠		良質	0									
			粒度調整土・セメント改良土等	0									
			通常(梁質土・砂質土)	1	○	○	○	○	○	○	○	○	
			悪質(粘性土・有機質土)	3	○	○	○	○	○	○	○	○	
	※ 脆弱岩を含む(泥岩・凝灰岩・花崗岩等)、湿潤化している		+1		○	○	○	○	○	○	○	○	
盛土高	※ 明らかに盛土材料の締固度が低い		+2	/3	○	○	○	○	○	○	○	○	
	盛土高<5.0m		0		○	○	○	○	○	○	○	○	
	5.0m<盛土高<10.0m		1		○	○	○	○	○	○	○	○	
	10.0m<盛土高		3		○	○	○	○	○	○	○	○	
	※ 高さ5.0m間隔以内で幅1.5m以上の小段を設けている		-1	/3									
	盛土材料・盛土高に応じた標準勾配以下		0		○	○	○	○	○	○	○	○	
盛土勾配	盛土材料・盛土高に応じた標準勾配以上		3		○	○	○	○	○	○	○	○	
	※ アンカー工・鉄筋挿入工等抑止対策が行われ、異常が見当たらない		-1	/3									
	湧水無し		0		○	○	○	○	○	○	○	○	
	湧水有り	地質境界・法尻	2	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
		上記ではない法面(切盛境部・宙水)	3	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
		※ 地下水排除工や湧水防止のための法面保護工が行われ、異常が見当たらない	-1	/3									
盛土の排水対策	盛土外へ適切に排水できている												
	排水施設劣化・不十分により、水が盛土表面・内部へ流入可能性有り												
	排水対策無し・機能不全												
	※ 集水地形であり、盛土外から表面水が集まりやすい		+1	/3	○	○	○	○	○	○	○	○	
	耐震補強施工済(アンカー工・鉄筋挿入工・杭工等)		0		○	○	○	○	○	○	○	○	
	土留め構造施工済(重力式・逆T型擁壁・補強土壁工等)		1		○	○	○	○	○	○	○	○	
盛土の補強構造	付属構造物施工済(布団籠工・ブロック積・石積擁壁工等)		2		○	○	○	○	○	○	○	○	
	補強対策無し・機能不全		3	/3	○	○	○	○	○	○	○	○	
	被災履歴無し		0		○	○	○	○	○	○	○	○	
	被災履歴有り	過去に被災し、対策工後は被災履歴無し	2	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
		対策工後も被災を繰り返す	3	/3	○	○	○	○	○	○	○	○	
ポテンシャル評価点 ※ 各項目評点の総和とする 全項目の最大点を記載				項目Max	総合点	想定される災害シナリオ							
				/3	/27	○	○	○	○	○	○	○	
						当現場で進行している災害形態							

道路盛土の安定度を評価する上で着目すべき変状箇所は、「盛土法面」、「舗装」、「路面排水工」、「小段排水工・縦排水工」、「横断排水工」、「法面保護工」、「擁壁工・護岸工」、「抑止工」、「法尻排水工」で、かつ変状の症状も組み合わせると多岐に渡り、すべての変状項目を表記すると煩雑になることから、表 2-9 に示す通り、「変状箇所」欄、「変状の症状」欄および「評点説明」欄の各項目について評価し、「認められた変状」欄に記載する様式とした。各々の変状に対して上記方法で評点を付け、その総和で盛土の安定度を評価することも検討したが、軽微な変状が多く発生している盛土と一つの有意な変状が発生している盛土があった場合、通常は安定度が低いと考えられる後者の盛土が抽出できない可能性がある。したがって、変状評点は最大点で評価することとし、変状評点の総和は素因と同様に点検毎の時系列な推移を把握するに留めた。また、継続観測を行うのが望ましい有意な変状については、「様式-2 リンク」欄にチェックを行い、【様式-2】にて変状に応じた沈下量や亀裂開口量等、定量データの記録を行う。定量データは継続観測を行うことで変状の進行を表

す時系列データとなり、変状進行状況の把握を容易にし、災害形態の絞り込みに大きく寄与する。

また、評価した上で継続的に観測を行うのが望ましい場合には、表 2-10 に示すように、「様式-2 リンク」欄にチェックを行い、【様式-2】にて、変状に応じた沈下量や亀裂開口量等、定量的データの記録を行う。この定量的データは継続して観測することにより、時系列データともなり、変状の進行状況の把握、しいては災害シナリオの絞り込みに大きく寄与すると考える。

(4) 災害形態の想定についての検討

道路盛土に将来起こり得る災害形態を想定するには、前項で盛土の素因および変状から総合的に判断することの重要性を述べてきた。ここで再度、盛土の素因と変状が災害形態の総合判定に対して、どのような役割を担うかをまとめる。

- ① 素因: 点検盛土が劣化する可能性を予測できる。つまり、複数の災害形態を想定することができる。ただし、想定した災害シナリオはあくまで可能性があるというだけで必ずしも発生しない

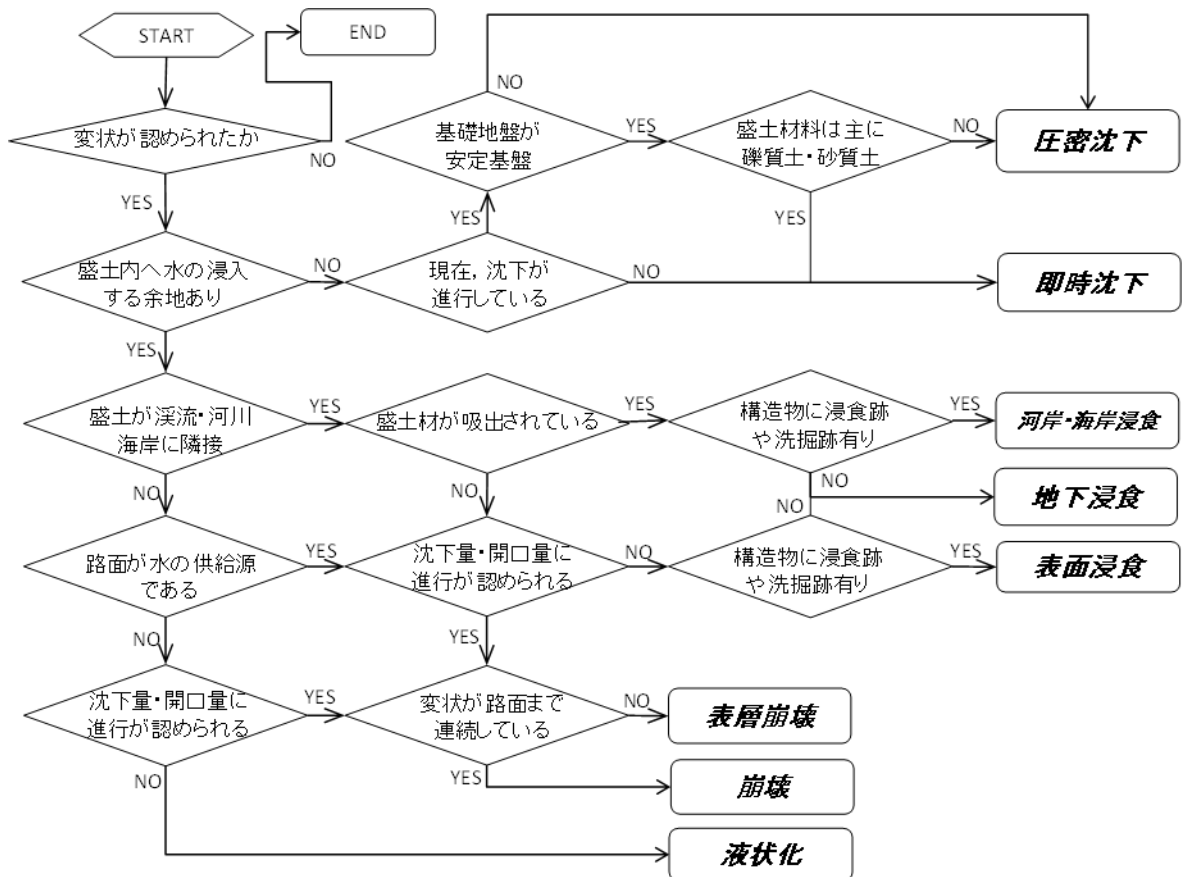


図 2-14 発生した変状より絞り込む災害形態フローチャート

表 2-12 点検道路盛土の総合評価【様式-1】

ポテンシャルとリスクより 災害シナリオを想定				リスク・ポテンシャル評価 項目毎最大点による総合評価				リスク評価点 ※ 各変状評価点の最高点及び 総合点を記載		変状Max	総合点
ポテンシャル評価点 ※ 各項目評価点の総和とする 全項目の最大点を記載	項目Max	総合点	↓当現場で想定される災害形態 当現場で進行している災害形態	リスク 変状：無	変状：中	変状：大					
				0	A	C	D				
				1~2	B	C	D				
				3	C	D	D				

ということを留意されたい。

- ② 変状：点検盛土内で発生した変位の進行状況を把握できる。継続観測によって時系列かつ定量的なデータを取得することにより、素因より想定した複数の災害形態から、現在、点検盛土で進行している災害形態の絞り込みができる。

表2-11に示すように、素因要因の右側に想定される災害形態を配置している。素因と災害形態の交差箇所には、その素因要因から想定できる災害形態のみ○を付けている。これによって、点検盛土で確認された素因要因が、盛土に悪影響を与えた場合に起こり得る可能性のある災害形態を想定できるようにしている。

また、図2-14に改善案【様式-2】内に含めた、災害形態の絞り込みフローチャートを示す。【様式-2】で扱う変状は点検盛土で確認された変状の内、特に継続観測すべきと判断された変状を抽出したものである。これら変状の進行状況をフローチャートに即して、現在、点検盛土で進行している災害形態を絞

り込むことができる。同じ点検盛土で複数の変状があり、フローチャートによって複数の災害シナリオと判定された場合は、該当現場で複数の災害形態が進行していることを意味する。【様式-2】で絞り込んだ災害シナリオを再度【様式-1】に戻すことにより、点検盛土で起きる可能性のある災害シナリオは、「○○○○」、「△△△△」、「□□□□」、「☆☆☆☆」…で、その中で現在進行している災害シナリオが「○○○○」と「□□□□」であるという評価が可能となる。

(5) 点検時の総合評価について

表2-12に示すように点検盛土の総合評価は、素因評価点（素因評価点が3点の有無）と変状評価点（変状評価点の最大点）から評価する。安定度の総合評価は、①盛土材、②排水施設、③付帯構造物の3項目に基づく。これらの内、②・③は現地踏査で確認できるが、①の材質や締固め度については外観から判定ができず、施工記録の確認を行わない限りは直接的な評価

が難しい。また、盛土築造後の①の品質向上は困難であるため、盛土の安定度を維持する役割は②と③が担うことになる。ただし、コンクリートを主とした構造物である②および③は経年劣化するため、時間の経過に伴い自身の劣化のみならず①の品質低下をもたらす。

道路盛土の性能に関しては、①盛土材の性能曲線と②排水施設の性能曲線を合わせた曲線で表すことができ、この性能曲線に基づいてランク区分をA～Dの4段階に区分する（図2-15参照）。ここで盛土ランク区分を4段階としたのは、現地踏査による概略的な判断では、これ以上細分化しても十分な精度が得られないと判断したためである。以下に、各ランクの盛土の性状についてまとめる。

ランクA：所定の安定度を十分に有しており、今後も急激に低下する可能性が低い。点検頻度を落としても良い道路盛土。

ランクB：排水施設の経年劣化（法尻の擁壁や法枠等、盛土の安定度に寄与する構造物も含む）が始まっているものの、所定の機能は発揮されており、目立った変状も発生しておらず、所定の安全性は確保できている。カルテ対応により継続観測を要する盛土。

ランクC：排水施設の機能低下もしくは機能不足に起因する変状が生じ、盛土の安定度が低下している。ただし、排水施設（および擁壁、法枠等）の補修・改善を行えば、盛土の安定度は回復可能である。排水施設の補修・改善を要する盛土。

ランクD：悪質な盛土材、締固め不良、不十分な排水機能、危険な盛土形状等に起因し、所定の安定度を満足していない。補修対策のみでは安全性機能の改善が十分でなく、抜本的な対策を要する盛土。

図2-15をもとに、各広域点検結果を追記したものを図2-16に示す。個々の広域点検は図内において●で示され、初回、2回目・・・と複数の点検記録を積み重ねることで、時間経過に伴う道路盛土の安定度の向上・劣化が把握できる。安定度の低くなった道路盛土は、劣化の度合いによって排水施設の定期的補修や再築造をする必要が生じるが、性能曲線の考え方に基づいて現地踏査時の着目点を整理しておけば、そのタイミングを現地踏査で判断でき、対策工導入によるランクアップも評価可能となる。このように道路盛土の安定度の推移（災害形態の進行状況）を時系列に把握することが、新設対策工導入効果の評価や不足対策工種の提案に繋がる。

2.2.4 安定度調査票（改善案）を用いた実盛土での点検結果

過去に安定度調査を行っている現場にて、安定度調査票（改善案）を用いた安定度調査を行う。現地点検で「盛土に悪影響を与える可能性のある素因」や「盛土に発生している変状」を把握し、「将来起こ

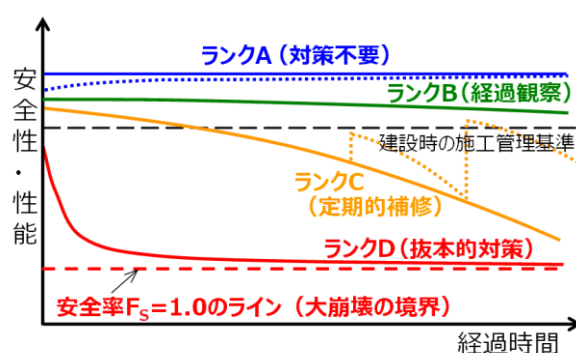


図 2-15 既設道路盛土の性能曲線概念図 18)

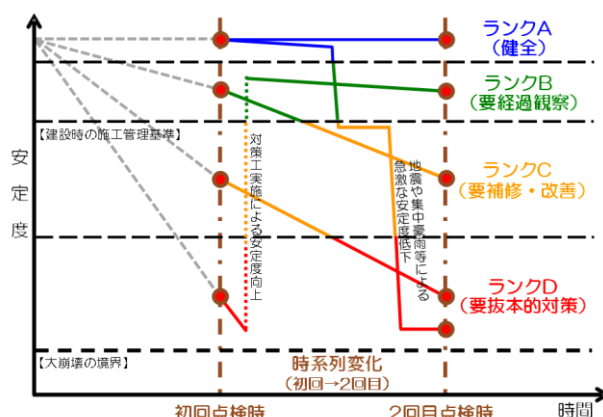


図 2-16 道路盛土の安定度～時間関係 18)に加筆

表 2-13 各調査票による総合評価の差異一覧表

既存表点検結果	改善案点検結果	該当現場数	分類
A	→ B	14箇所	①対策工導入効果の判定
A	→ C	5箇所	②早急な補修必要性の提案
B	→ C	11箇所	②早急な補修必要性の提案
C or D	→ C	2箇所	③対策工の優先順位判定
C or D	→ D	3箇所	③対策工の優先順位判定

り得る災害形態」を想定した上で、道路盛土の安定度を総合評価する。安定度調査票（改善案）の様式が点検盛土の実情をどれだけ捉えたかの検証、および既存安定度調査票での点検結果を比較することで、実盛土への適用性を検証する。点検地域は、現在供用中の道路盛土兵庫県神戸市：17箇所、兵庫県朝来市：1箇所、和歌山県紀南地区：17箇所、計：35箇所）にて、既存調査票および改善案を用いた広域点検を実施した。

調査した全35か所の盛土にて安定度調査票（改善案）を用いた点検を実施した後、既存調査票を用いた評価を実施した結果、調査票による点検結果は同じ点検盛土でも異なる総合評価となる結果が多数を占めた。表2-13に書く調査票による総合評価の一覧表を示すが、安定度調査票（改善案）では、既存のものに比べて、①対策工の導入効果に関する判定が判断可能となったこと、②早急な排水施設の補修必要性が判断しやすくなったこと、③安定度の低い盛土に対して対策工の優先順位を付与できるようになったことなどが要因となっているものと思われる。

2.3 道路盛土の二次・詳細調査に関する検討

盛土の安定性を評価するための現行の技術基準^{19),20)}では、膨大な数に及ぶ既設盛土から安定性の低い盛土を一次調査によって抽出し、力学的特性を詳細に把握し安定性を評価して、対策工の設計までを行う詳細調査を行うこととしている。ただし、一次調査で安定性が低いとして選ばれた盛土全てに対して詳細調査を実施するには膨大なコストがかかるため、安定性照査が進まない一因になっているのが現状である。そこで一次調査から詳細調査に移行する際に、低コストで盛土性状を簡易に把握し、安定性を評価して優先順位を付ける手法（以下、二次調査と称す）の確立が望まれているといえる。

このような背景に基づき本節では、低コストで簡易な既設盛土の安定性評価手法の確立を目的に、物理探査と各種の簡易なサウンディング試験の適切な組み合わせによる二次調査手法を検討する。

2.3.1 対象盛土の概要

本研究では、国土交通省豊岡河川国道事務所が管理する国道483号の朝来市柴地区の盛土を対象として、物理探査と各種の簡易なサウンディング試験を

実施し二次調査の適用性を検証した。なお、盛土部近傍の山地を構成する土が細粒分を含む砂質土であり、当該盛土はこの土を用いて施工されたことが想定される。

2017年6月10日に実施した現地踏査の結果を写真2-1に示した。対象盛土は沢の上流部をレベルバンクとした沢埋め盛土である。写真2-1（左）のような溪流が存在するため、盛土工事時に仮設構造物として



写真 2-1 対象盛土の上流部の状況



写真 2-2 対象盛土の下流部の状況

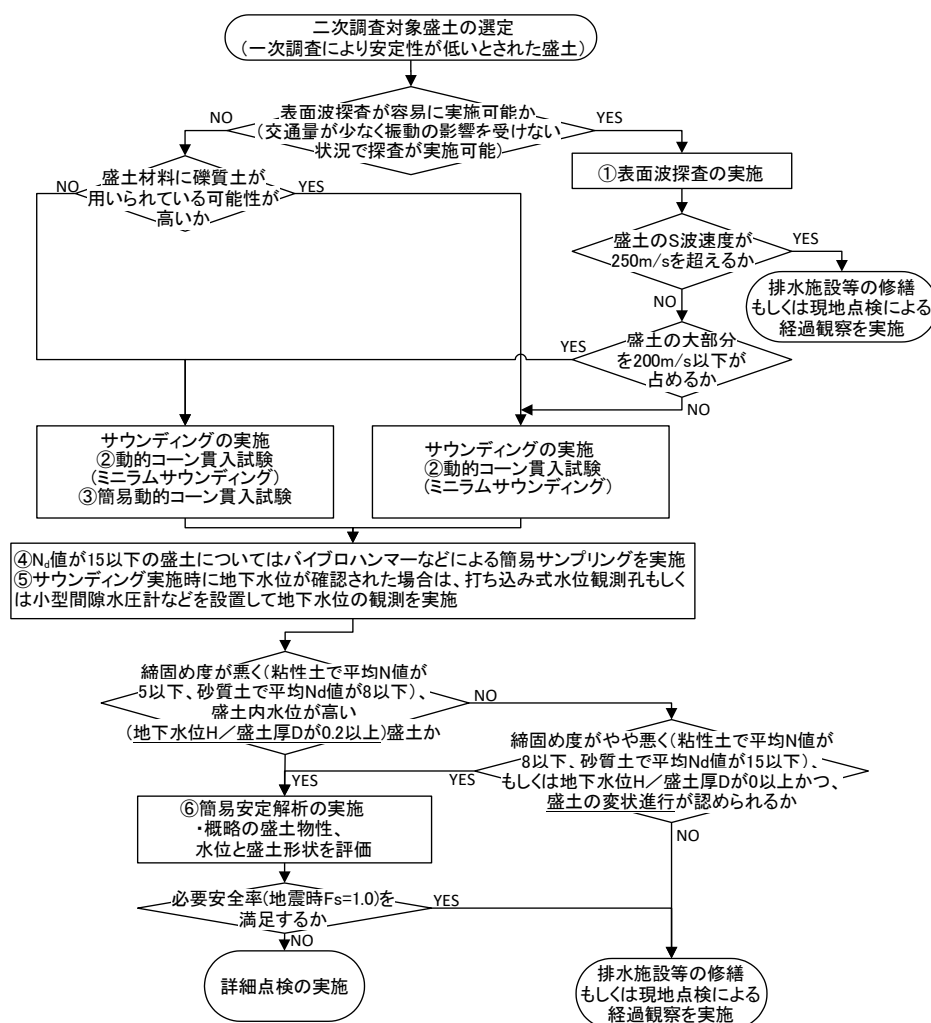


図 2-17 二次調査のフロー

排水暗渠が設置されたが、吐口は不明である。また、写真2-1（右）にあるように排水暗渠の呑口は溪流に接続されておらずレベルバンク表層に水を供給する状態となっているため、盛土内は沢水の侵入に常にさらされており、高い水位を維持している可能性が指摘される。下流側ののり面の状況について、写真2-2にあるようにのり先はコンクリートでライニングされており、のり先保護および雨水の侵入防止が図られている。ただし、法尻の水路は常に帯水しており、盛土内部から水の供給があることが推定された。コンクリートの継ぎ目等からの雑草の繁茂も著しいことから、図2-16に示す盛土の性能はDランクとみなせるため、二次調査を実施することとした。なお、調査は各々の試験の特性や経済性を考慮した上で、図2-17に示す流れで実施した。また、今回実施した調査仕様を図2-18に示す。当盛土については、二次調査内容の有効性を確認するため、詳細調査で

実施するボーリング調査、および電気探査、力学試験のためのサンプリングもあわせて実施した。

2.3.2 二次調査結果

(1) 表面波探査

表面波探査は、盛土の北側および南側の2測線で実施した。図2-19、図2-20に、表面波探査の結果を示した（各図とも、上図はS波速度分布を、下図はせん断波速度より推定したN値分布²¹⁾を示す）。対象盛土施工箇所の基礎地盤は花崗岩質岩石の風化部と推察されるが、後出のボーリング調査、動的コーン貫入試験および簡易動的コーン貫入試験結果も鑑みると、S速度は260m/sec以上（図中の最も濃い緑の部分）が得られた箇所が該当すると考えられる。

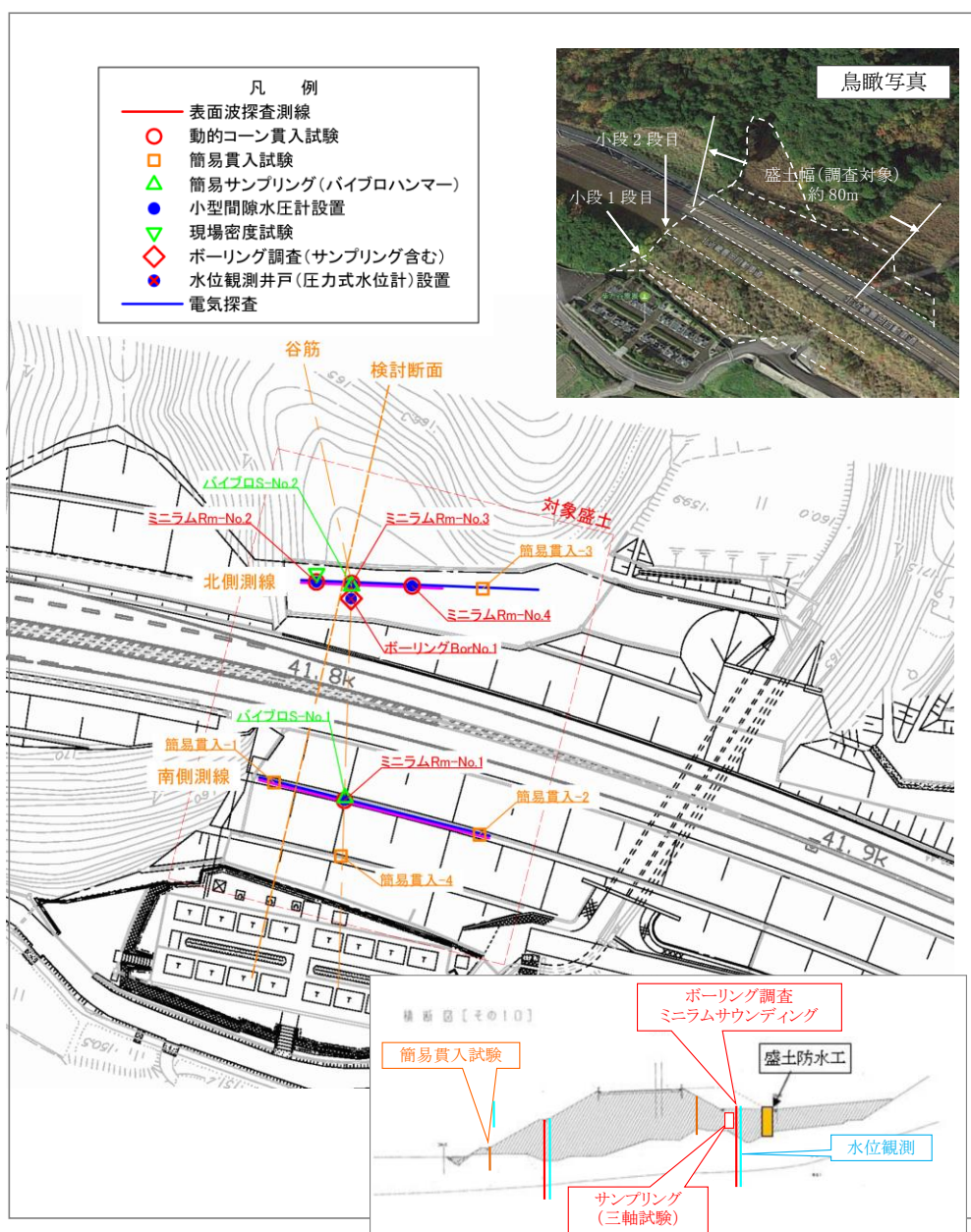


図 2-18 対象盛土の状況と調査仕様

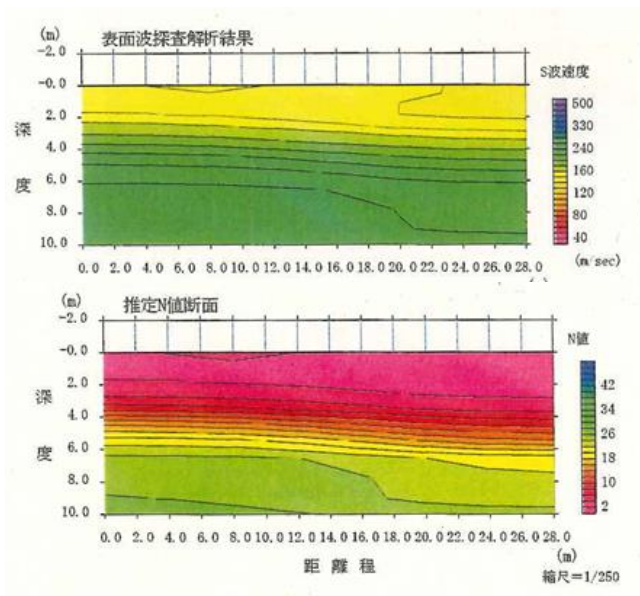


図 2-19 表面波探査結果（北側側線）

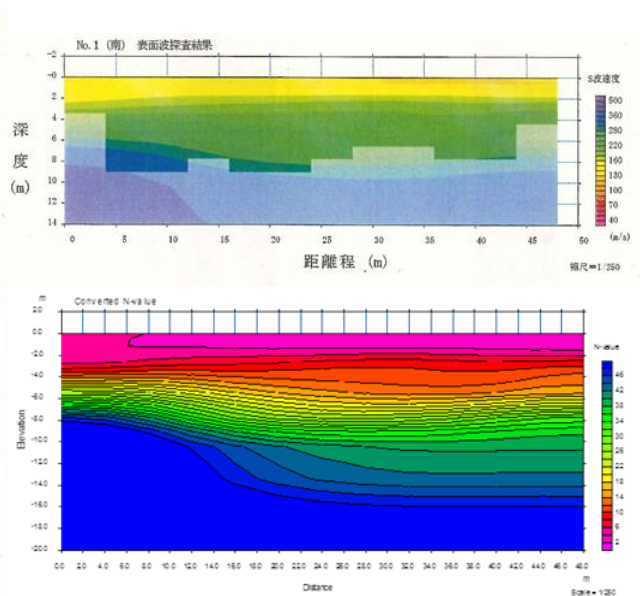


図 2-20 表面波探査結果（南側側線）

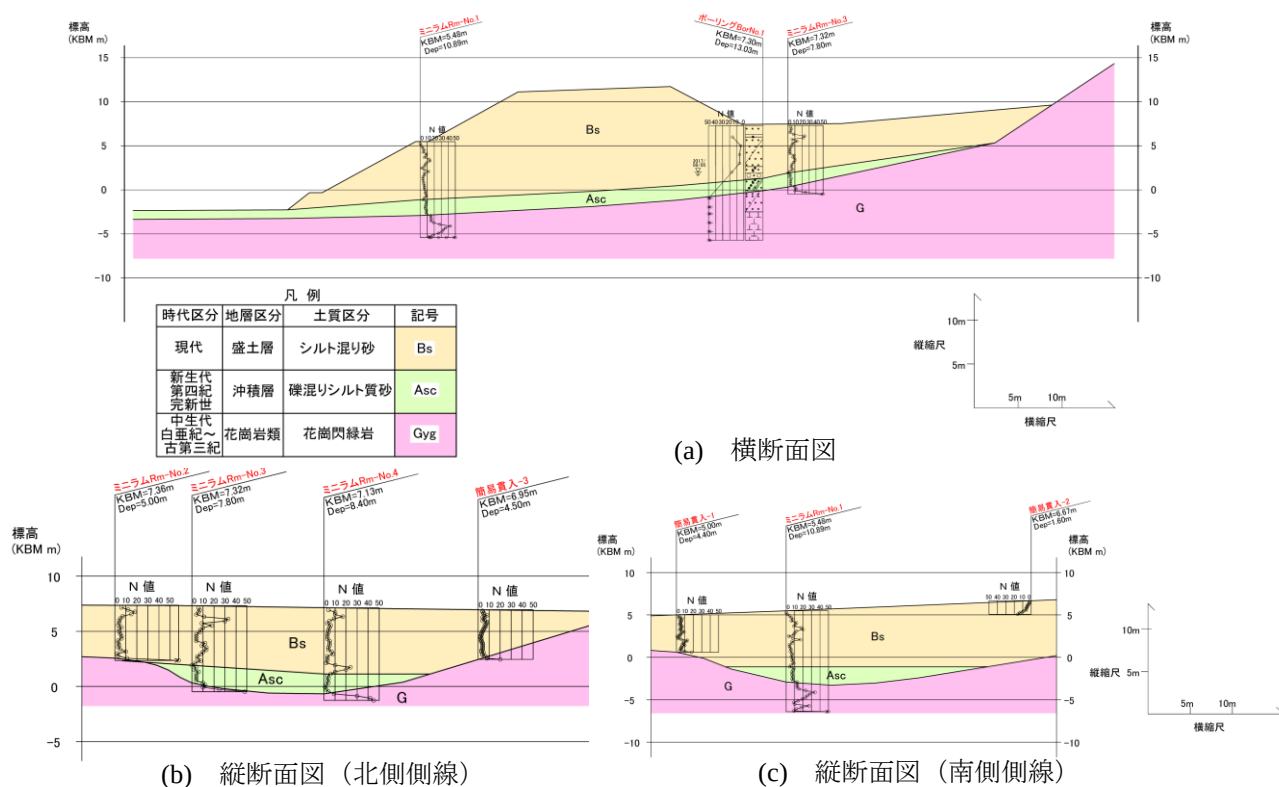


図 2-21 地質断面図

(2) 動的コーン貫入試験, 簡易動的コーン貫入試験 およびバイブロハンマーサンプラー

動的コーン貫入試験および簡易動的コーン貫入試験結果に基づく地質断面図を図2-21に示した。花崗岩類Gの出現位置については、ボーリング調査および前出の表面波探査結果も参考として設定している。Asc層はサウンディングのみでは把握することができなかったが、工事横断面図による地表面の位置と、航空写真比較、ボーリングデータからその存在を確認した。図2-21の地質断面図はそれらを踏まえて作成している。盛土層（Bs層）およびAsc層の有効上

載圧100kN/m²相当に換算した盛土のNd1値の平均値はそれぞれ7.7, 4.5であった。簡易動的コーン貫入試験によるNd1値は5.6と、動的コーン貫入試験に基づく結果と比べてやや小さい値となった。その原因の一つに、北側側線で確認されたGL-1m付近のややNd値が多い層（後述するように礫分が卓越する層である）の有無によることが挙げられ、その影響を除くと、動的コーン貫入試験と簡易動的コーン貫入試験のNd1値はほぼ同程度の結果が得られるものと考えられる。なお、サウンディングには地下水位は確認されなかった。

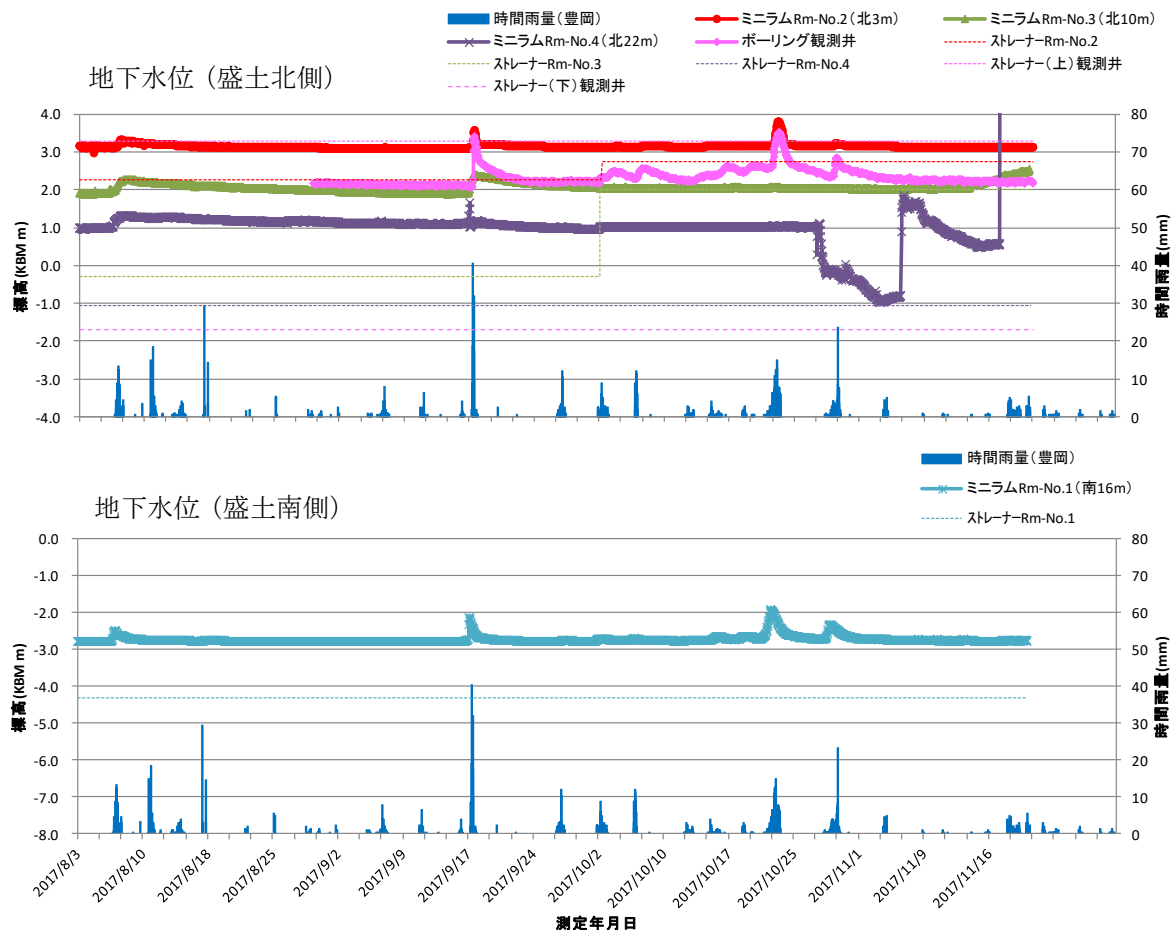


図 2-22 地下水位時系列図

(3) 地下水位観測

地下水位観測は、動的コーン貫入試験および簡易動的コーン貫入試験孔に設置した小型間隙水圧計の他、詳細調査時に実施するボーリング孔に設置した地下水位観測井（塩ビVP50）と圧力式水位計によっても行った。図2-22に、地下水位時系列図を示した。9月下旬や10月下旬など、降雨量の多い時にボーリング孔の観測井で捉えた水位変動と比較すると、小型間隙水圧計で捉える水位変動は小さく、水位変動に関する感度はやや低いと言えるが、定常的な水位については、概ねボーリング孔の観測井と同等の値を捉えることができています。

(4) N_d 値を利用した簡易安定解析

レベル1地震動、レベル2地震動を対象とした安定計算を実施した。レベル1地震動では性能1（想定する作用によって盛土としての健全性を損なわない性能（通常の維持管理で機能確保））を対象とするため、一般に最も盛土の安定性が低い法尻を通るすべりとした。また、レベル2地震動では性能2（想定する作用による損傷が限定的なものにとどまり、盛土としての機能の回復がすみやかに行い得る性能（応急復旧で機能確保））を対象とするため、道路面を通り、小段2段以上のすべり（表層のすべりは対象外にする）とした。設計水平震度は道路工指針²²⁾を参照とし、II種地盤としてレベル1地震動0.10、レベル2地震

表 2-14 N_d 値からの換算値を用いた簡易安定解析結果一覧

	安全率
常時	1.15
レベル 1 地震時	0.92
レベル 2 地震時	0.77

動0.20とした。

盛土層の強度定数は N 値からの換算値とし、道路橋示方書の式 $\phi = 4.8 \log N_{d1} + 21$ を用いて $\phi = 30.8^\circ$ とした。砂質土であり安全側として粘着力は0とした。単位体積重量は道路土工盛土工指針に示されている一般値 $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ を用いた。基礎地盤についても盛土工指針の一般値「自然地盤－砂質土－密実でないもの」の値を参考に、 $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$ 、 $\phi = 25^\circ$ 、 $c = 0$ とした。基礎地盤のAsc層については、一般値（砂質土_密実でないもの）より、 $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$ 、 $c = 0$ 、 $\phi = 25^\circ$ とした。G層については、花崗岩の一般値（花崗岩CL級）を参考に、 $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$ 、 $c = 100 \text{ kN/m}^2$ 、 $\phi = 37^\circ$ とした。なお、地下水位については、観測期間中の最高水位（10月下旬）を基に地下水位線を想定して設定した。

表2-14に簡易安定解析結果一覧を示した。これより、レベル1およびレベル2地震対象円弧は常時・地震時ともに、必要安全率を不足する結果となった。



写真 2-3 盛土より採取したボーリング試料

表 2-15 N_d 値の整理結果

地層記号	N 値 (貫入試験は N_d 値)			
	ボーリング調査	動的コーン貫入試験	簡易動的コーン貫入試験	代表 N 値
Bs	8	7.7	5.6	7
Asc	-	4.5	-	5
G	50 以上 (215) ^{※1}	22 (表層風化部)	19 (表層風化部)	215 [※]

※N 値の上限は 50 とする。

※動的コーン貫入試験の換算 N 値は、打撃回数 N_d とロッドトルク Mr より、 $N 値 = (1/2) \cdot N_d \cdot 0.016Mr$ で求めたもの。

※簡易動的コーン貫入試験の換算 N 値は、各深度の土質（粗粒土、砂質土、粘性土）に応じ、岡田らによる N 値と打撃回数 N_c の関係式を用いて算定したもの。

※1：30cm 貫入量相当の N 値（ただし、上限を 300 とする）。

円弧形状を見ると、Asc層のせん断抵抗角が $\phi = 25^\circ$ と小さいことに起因して、当層を抜けるすべりが発生していることがわかる。今回、必要安全率を満足しなかった理由として、盛土材料の強度特性を小さく評価している可能性に加えて、基礎地盤表層の Asc層を一般値から設定しており、この層の強度も小さく見積もっている可能性が指摘される。すなわち、盛土および基礎地盤表層の強度特性の精度向上が詳細調査に向けての課題になると考えられる。

2.3.3 詳細調査結果

(1) ボーリング調査

パイプロハンマーサンプラーで採取した試料を写真2-3に示した。これより、盛土材料は、細粒分を含む礫混り砂質土～砂礫であり、切土部の表層地質から盛土材として推定されたまさ土であることが確認された。また、表2-15にN値の整理結果を示した。ボーリング調査と動的コーン貫入試験による N_d 値 (N値) はほぼ同じ結果となっており、動的コーン貫入試験の再現性が確認された。

(2) 室内土質試験

ボーリング調査の標準貫入試験で得られた乱した試料と、Bs層およびAsc層で乱の少ない試料採取を行って得られた試料について、室内土質試験を実施した。図2-23に粒度試験結果（粒度試験、湿潤密度

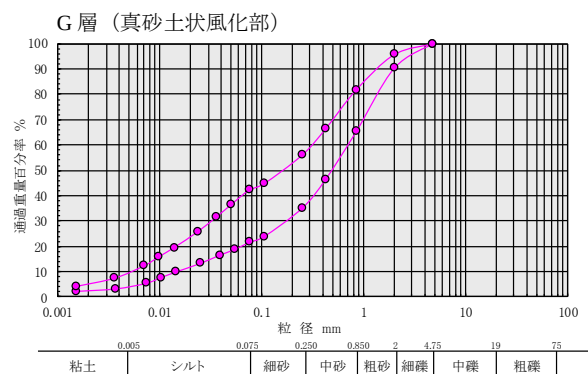
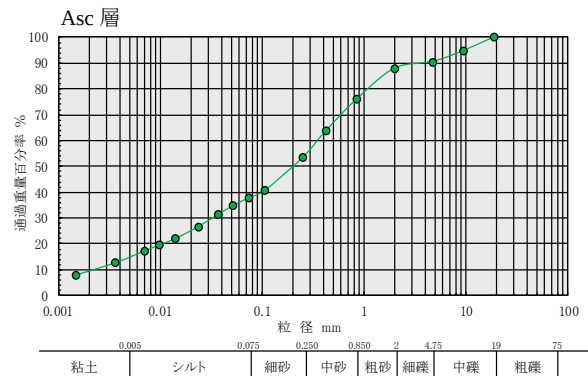
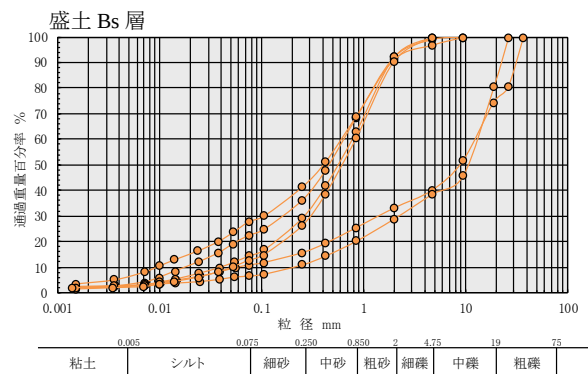


図 2-23 各層の粒度加積曲線

表 2-16 力学試験結果（盛土 Bs 部）

地層記号	三軸圧縮試験 (CUB)			
	全応力		有効応力	
	粘着力 c_{cu} (kN/m^2)	摩擦角 ϕ_{cu} ($^\circ$)	粘着力 c' (kN/m^2)	摩擦角 ϕ' ($^\circ$)
Bs	4.68	25.28	2.77	37.28

試験)、表2-16に力学試験結果（三軸CUB試験、三軸UU試験）を整理した。Bs層の粒度構成は、砂分が卓越し、礫分も多く含む粗粒土であり、図2-23に示した粒度加積曲線は、ばらつきは大きい粗砂～中礫の粒径の間に急勾配となる。切土施工を行った際にG層の新鮮部である花崗岩を破砕させて盛土に転用したことにより、礫分を多く含むことになったものと推察される。一方、Asc層の粒度加積曲線は、G層

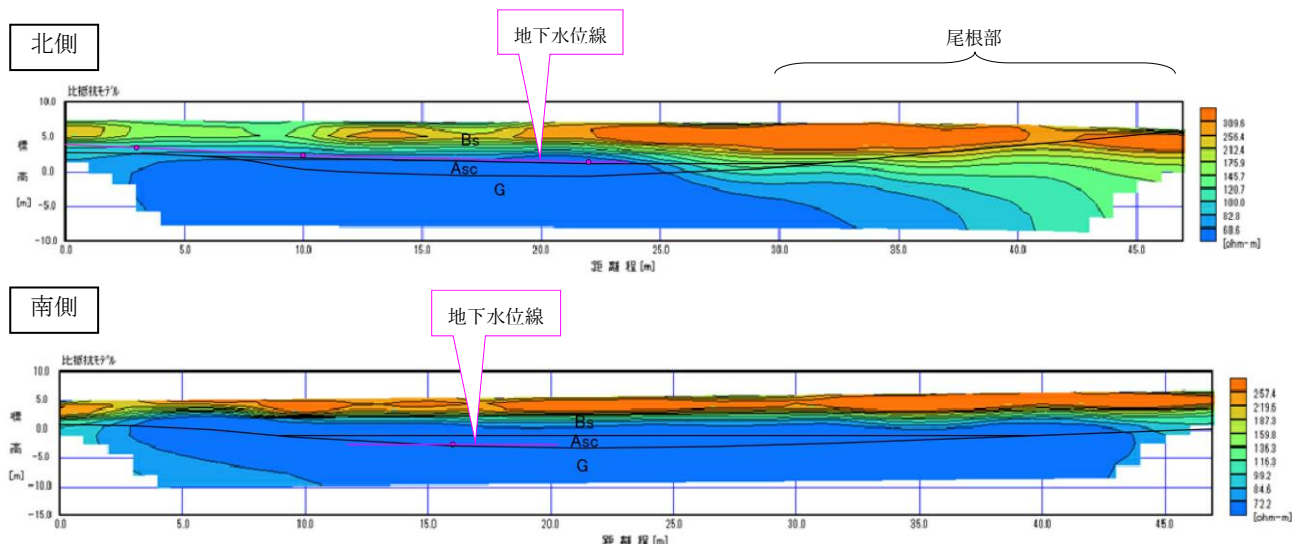


図 2-24 比抵抗分布図

の真砂土状風化部と同様な形状を示すことから、周辺地山の表層にある真砂土が崩れる、雨水で流されるなどして沢地形上に溜まりこんだものと推察される。

(3) 電気探査

電気探査は、地下水位面の把握を目的として、盛土北側および南側測線で実施した。図2-24に比抵抗分布図を示した。同図には、地層区分（黒色の太線）と小型間隙水圧計で確認した地下水位（ピンク色の線）を追記している。

北側測線の比抵抗断面では、小型間隙水圧計で捉えた地下水位線が、比抵抗値100($\Omega \cdot m$)の境界線沿いに重なることから、この境界線が地下水位を示すようにも見えるが、南側断面での地下水位は、80($\Omega \cdot m$)以下の低比抵抗帯の範囲内の中に位置することになり、南北断面で一致しない。一方、比抵抗断面と地層区分の関係に注目すると、北側断面の測点0～25mの範囲、および南側断面の全範囲では、盛土Bs層が100($\Omega \cdot m$)以上の比抵抗値の範囲（オレンジ～緑色）と一致しており、盛土の分布状況を反映しているものと推察される。ただし、北側断面の測点25～47mの範囲ではこの関係が確認できない。当該範囲は、尾根部が突出している部分に相当し、花崗岩Gが浅部までせり上がる部分であるなど、地層・地下水状況が異なることが影響しているものと推察される。

(4) 室内試験結果を利用した安定解析

安定計算は、N値での検討と同条件で、室内試験結果に基づいて盛土の物性値を見直し、レベル1地震動とレベル2地震動の両方を対象として実施した。盛土の物性値については、乱さない試料の室内土質試験結果を採用し、強度定数は $c=2.77\text{kN/m}^2$ 、 $\phi=37.3^\circ$ 、単位体積重量は湿潤密度から $\gamma=15.7\text{kN/m}^3$ を設定した。盛土の強度定数をN値から推定するのは二次調査の段階であり、室内土質試験で求めるのは詳細調査の段階であるため、ここでの評価は詳細調査段階

表 2-17 室内土質試験値を用いた簡易安定解析結果一覧

	安全率
常時	1.81
レベル1地震時	1.44
レベル2地震時	1.18

に当たる。基礎地盤のAsc層についても同様に、室内土質試験の結果より、 $c=69.0\text{kN/m}^2$ 、 $\phi=0^\circ$ 、 $\gamma=19.4\text{kN/m}^3$ を設定した。G層については、花崗岩(CL級)の一般値を参考に、 $\gamma=21\text{kN/m}^3$ 、 $c=100\text{kN/m}^2$ 、 $\phi=37^\circ$ とした。地下水位については同様に、N値の観測期間中の最高水位（10月下旬）を基に地下水位線を想定して設定した。

表2-17に簡易安定解析結果一覧を示した。これより、盛土材の強度定数に試験値を用いたところ、レベル1地震対象円弧、レベル2地震対象円弧ともに必要安全率を満足する結果となった。よって、対象盛土は所定の耐震性能を有していると判断され、当該地区で実施した安定解析では、試験値を用いて安全率が大きくなったという結果が診断手法として適切であることを示すものである。

2.3.4 盛土の安定性評価と今後の対策の提案

調査結果を通じて二次調査内容の妥当性の評価とを行うとともに、当盛土の安定性評価を行い、今後の対策を提案することとした。結果の概要は以下の①～⑥に示すとおりである。

- ① 事前情報の整理結果、調査地周辺の表層は新期花崗岩質岩石であり、調査箇所の盛土には花崗岩の風化部（真砂土など）が主に用いられていると推定された。これは簡易サンプリングで採取した盛土材の目視による評価と同じであった。
- ② 表面波探査結果より切盛境界をS波速度260m/sで評価したところ、盛土のS波速度の平均値は



図 2-25 新規設置水路位置図

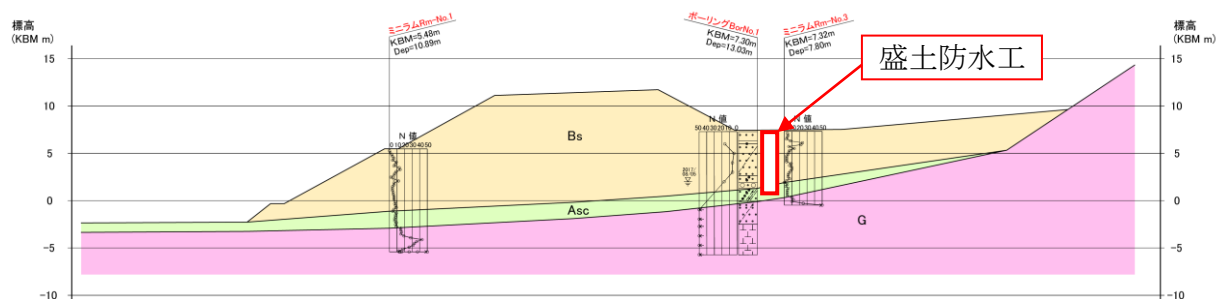


図 2-26 盛土防水工イメージ図(盛土内にトレンチを設け、地下水の侵入を防ぐ)

190m/s程度（範囲は120～260m/s）であり，一般的な値の範囲に入るものであった．

- ③ 動的コーン貫入試験の結果，土被り圧補正した盛土のNd値の平均値は7.7であった．既往の被災事例から判断すると簡易安定解析による評価が必要となる盛土であった．
- ④ ボーリングの標準貫入試験で採取した試料の粒度試験結果より，盛土材料は砂分を主体とし，一部で礫分を多く含む材料であることが確認された．
- ⑤ 動的コーン貫入試験時に盛土内での水位が確認された．また，地下水位観測の結果でも盛土内に地下水位が確認され，降雨の影響に対する水位変動の反応が確認された．
- ⑥ レベル1地震動とレベル2地震動の両方を想定して実施した簡易安定解析の結果，強度定数をN値から換算した場合は必要安全率を不足する結果となった．一方，ボーリング調査で採取した試料を用いた三軸圧縮試験結果に基づく強度定数を採用し，水位観測によって得られた盛土内水位を適用した場合，レベル1地震対象円弧，レベル2地震対象円弧ともに必要安全率を満足する結果となった．

当該エリアで確認された盛土頂部一帯の湿潤化は，沢筋に集まった表流水がそのまま盛土内に浸入することによって生じているものと推察される．ただし，

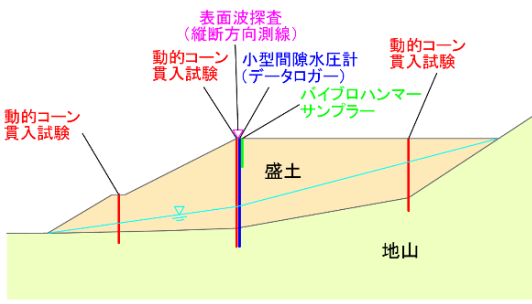
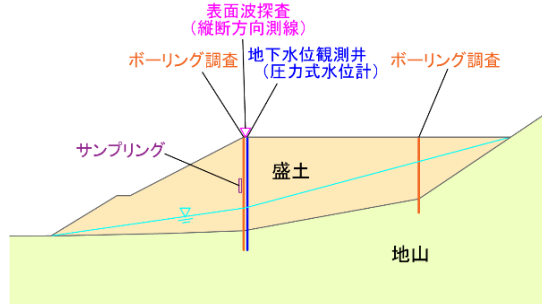
溪流からの表流水をそのまま放置しておくと盛土の湿潤化が進み，地下水位が形成されて，盛土の不安定化につながる恐れがある．排水暗渠の構造は不明であるが，孔あきのタイプであれば，盛土内に水を供給する恐れもある．これらを考慮すると，図2-25に示すように，沢水を切盛り境界に設置した水路に集め，盛土外に速やかに排出する構造とすることが望ましいと考えられる．

また，今回計測した盛土内の水位では地震時にも安定性が確保できるという結果となったが，計測期間以上の沢水や雨水等が盛土に流入したり，計器設置箇所以外で局所的に宙水が発生していたりすれば，計測時以上の盛土内水位が存在する恐れがある．この場合，盛土の安定性に大きく影響を及ぼすものと考えられるため，図2-26に示すような盛土北側に盛土防水工を設置することが望ましい．

2.3.5 二次・詳細調査の経済性の評価

表2-18に，二次調査の調査仕様の例と概算費用を示した．同表には比較のため，従来の調査として詳細調査に該当するボーリングを含んだ調査仕様を併記している．各々の概算費用の比較より，サウンディング等，簡易調査を組み合わせた耐震診断二次調査の方が経済性に有利であることがわかる．さらに，ボーリング調査に比べて調査作業を短期間で終える

表 2-18 二次・詳細調査の経済性比較

	提案する耐震診断調査手法	従来の調査手法（詳細調査）
調査仕様の概要	 <調査項目> ・表面波探査 50m ・動的コーン貫入試験 3箇所(20m,15m,10m) 計 45m ・バイブロハンマーサンプラー 1箇所(3m) ・小型間隙水圧計 1箇所（計測 6 カ月） ・室内土質試験 物理試験 3 試料 ・安定計算 1 断面（現場作業日数：2 日程度）	 <調査項目> ・表面波探査 50m ・ボーリング調査 2箇所(20m,15m) 計 35m ・乱の少ない試料採取 1 試料 ・地下水位観測井設置（圧力式水位計） 1 箇所（計測 6 カ月） ・室内土質試験 物理試験・力学試験（三軸） 1 試料 ・安定計算 1 断面（現場作業日数：10 日程度）
概算費用	340 万円 （表面波探査を実施しない場合：270 万円）	540 万円 （表面波探査を実施しない場合：470 万円）
評価	サウンディング等、簡易調査を組み合わせた耐震診断二次調査の方が詳細調査よりも経済的に有利（およそ 4 割のコスト削減）	

ことができるなど、作業性の観点からみても有利であるといえ、これらの観点からも本研究で提案する二次調査の有効性が確認できた。ただし、盛土材料採取はバイブロハンマーサンプラーが適用可能な深度（最大で4～5m）および粒度（礫径の大きな盛土材料は採取不可）でしか実施できないこと、盛土の強度特性の評価に、サウンディング結果を用いた換算式を使う必要があり、詳細調査と比べて精度が落ちる。また、切盛り境界の評価をNa値の変化や設計図面等によって行うため、採取試料の観察によって評価する詳細調査よりも精度が落ちる。二次調査の性格を踏まえると、安全側（簡易安定解析による安全率が小さくなるような条件）になるような物性値を設定することも一案であるが、二次調査の精度低下につながる事となる。また、盛土内水位を計測することとしているが、盛土内の水分分布は盛土材料及び締固め度のばらつきに起因して複雑であり、任意の深度での水位観測では十分な評価ができない可能性が指摘される。これらのことを踏まえて二次調査結果を評価する必要がある。

なお、動的コーン貫入試験、バイブロハンマーサンプラー、小型間隙水圧計等の実施箇所数については、対象盛土の規模や想定される盛土材料など、諸条件に応じて適切に調査計画を立案する必要がある。一方、二次調査は詳細調査と比べ経済性への配慮が望まれていることから、原則として最も安全性が低くなる断面に絞って調査を実施することが基本にな

ると考えられる。すなわち、基本的に最も安全性が低くなる断面、すなわち、地震時の不安定化は盛土高が高く地下水位が上昇しやすい沢沿いの断面で生じ始めることを考慮し、そのような断面で調査を実施する。ただし、施工履歴などから縦断方向に盛土が不均質であることが確認されているような場合では、調査頻度を増やすことも検討する。

2.4 経済的な耐震診断法の確立に向けた課題

これまでに得られた成果を受けて、耐震診断法の確立に向けた今後の課題を以下に示す。

2.4.1 一次調査に関する課題

本研究で提案した既設道路盛土の効率的な一次点検（広域点検）手法は、机上調査および現地踏査結果に基づいて盛土が持つ素因から盛土を劣化させる可能性の有無を予測し、盛土に発生した変状の進行状況と併せて将来起こり得る災害形態・規模を想定し、安全性が低い盛土を抽出するといったものである。当手法に基づいて抽出された安全性の低い盛土に対して二次調査を実施した結果、既存の点検手法よりも盛土の安全性を適切に評価可能であることが確認した。ただし、以下に列挙するようにまだ課題も多く残されており、これらに関する検討に取り組

むことにより、一次調査の更なる精度向上および効率化が期待できると考えられる。

- ① 対策工の適切な反映:提案した安定度調査表(改善案)は、対策工の履歴や新規に対策工が導入された場合の評価が規定されていない。一般に、原因対策が適切に実施されていない事例では、対処療法的対策が実施された後、再び当該箇所と同様の被災が生じることは容易に想像される。こうした観点から、今後の改定においては、以下の項目を満たすことが望ましい。
- ② 時系列データの取得と整理方法の検討:盛土内水位は豪雨など大きな外力の作用により一時的な上昇をするほか、表層水の長期的な浸透の影響も受ける。外力の作用によって水みちの拡大や含水量の変化、交通荷重や地震の影響による盛土のせん断変形に伴う地下水挙動の変化等をもたらす、想定される災害形態をも変化させる可能性がある。このような、盛土内水位の経時的な変化がもたらす盛土安定度評価の不確実性に対する対処方法の一つとして、将来懸念される災害形態の予測精度の向上が効果的であると考える。これを実現するためには、継続的かつ定量的な状態把握が必要となる。
- ③ 防災カルテとの関連付け:現行の「道路防災点検の手引き」では、安定度調査表とともに点検記録として防災カルテ様式を作成している。このカルテについても見直しを行い、以下の要求品質を満足し得る安定度調査表とカルテが有機的に関連付いた評価システムの構築が望まれる。
- ④ 継続的な安定度調査票の改善:社会情勢への変化や利用者(点検者)の目線に合わせた安定度調査票の改善を継続的に行う必要がある。また、現地踏査手法を従来の車上調査や徒歩調査のみならず、物理探査、人工衛星やUAV等の新技術利活用も視野に入れ、点検者が迅速、簡便、広域、繰り返し点検を実施することを念頭において改良を行うことが重要である。

2.4.2 二次調査に関する課題

2.3.4項で示した課題、すなわち、①盛土材料および基礎地盤表層の強度定数の精度向上と、②盛土内水位の評価精度の向上が、二次調査で実施する盛土の安定性評価の精度を向上につながると考えられる。以下に詳細を示す。

- ① 強度定数の精度向上:本研究で提案した調査フローでは、二次調査での強度定数の推定手法を、自然地盤を対象とし、実務での使用実績が多いN値～せん断抵抗角 ϕ の換算式を用いた。しかし本来は、盛土の施工管理基準である締固め度を原位置で評価し、盛土の物性に応じた締固め度～強度定数の関係を用いることが望ましい。特に締固め度が大きくなると粘着力が発揮される盛土材では、 ϕ のみで強度定数を評価すると実際との乖離が大きくなる。今後、両者の定量的な

関係を得ることが望まれる。

- ② 盛土内水位の精度向上:本研究で提案した調査フローでは、観測された水位が宙水であるかどうかの判断を、ストレーナ区間の深度を分けた水位観測孔や、横断方向の水位観測孔の設置により行った。ただし、その判断は安定性評価上重要であることから、今後はより簡易な宙水の計測手法の開発が望まれる。

第2章の参考文献

- 1) 東名高速道路牧之原地区地震災害の対応について、道路防災セミナー09年11月号 No.014, PP.1-9, 2009.
- 2) 地盤工学会:地震時における地盤災害の課題と対策-2011年東日本大震災の教訓と提言-, 2012.
- 3) 沖村 孝・二木幹夫・岡本 敦・南部光広:兵庫県南部地震による宅地地盤被害と各種要因との関係分析, 土木学会論文集, No.623/VI-43, pp.259-270, 1999.
- 4) 国土交通省:安心して住める国土の実現～道路防災に関する様々な取り組み, 国土交通省-道路防災情報ホームページ, <http://www.mlit.go.jp/road/bosai/dourokuukan/>
- 5) 国土交通省-気象庁:日本の年降水量偏差の経年変化(1898～2015年), 気象庁ホームページ http://www.data.jma.go.jp/cpdinfo/temp/an_ipn_r.html
- 6) 国土交通省-気象庁:アメダスで見た短時間強雨発生回数の長期変化について, 気象庁ホームページ, <http://www.jma.go.jp/jma/kishou/info/heavyraintrend.html>.
- 7) (社)全国地質調査業協会連合会:道路防災点検の手引き(豪雨・豪雪等), p.7, 2014.
- 8) (社)全国地質調査業協会連合会:道路防災点検の手引き(豪雨・豪雪等), pp.1-2, 2014.
- 9) (社)全国地質調査業協会連合会:道路防災点検の手引き(豪雨・豪雪等), p.3, 2014.
- 10) (社)全国地質調査業協会連合会:防災点検の有効性と災害の低減に向けて ～10年間の防災対策の進捗と課題～, pp.19-21, 2013.
- 11) (社)全国地質調査業協会連合会:道路防災点検の手引き(豪雨・豪雪等), p.5, 2014.
- 12) (社)全国地質調査業協会連合会:道路防災点検の手引き(豪雨・豪雪等), p.68, 2014.
- 13) (社)全国地質調査業協会連合会:道路防災点検の手引き(豪雨・豪雪等), p.62, 2014.
- 14) (社)全国地質調査業協会連合会:道路防災点検の手引き(豪雨・豪雪等), p.63, 2014.
- 15) (社)全国地質調査業協会連合会:道路防災点検の手引き(豪雨・豪雪等), p.33, 2014.
- 16) (社)全国地質調査業協会連合会:道路防災点検の手引き(豪雨・豪雪等), p.120-132, 2014.
- 17) 大窪克己, 亀村勝美, 濱田政則:高速道路の自然災害事例分析に基づいた事業継続計画の策定に関する研究, 土木学会論文集 F5, Vol.69, No.1, pp.1-13, 2013.
- 18) 野並賢:既設道路盛土の原位置安全点検のための性能曲線の検討, 神戸市立工業高等専門学校研究紀要, No.55, pp.31-37, 2017.
- 19) (財)道路保全技術センター:道路防災点検の手引き(豪雨・豪雪等), 2007.
- 20) 国土交通省都市局:大規模盛土造成地の活動崩落対策推進ガイドライン及び同解説 変動予測調査編, 2015.
- 21) 林宏一, 鈴木晴彦:二次元表面波探査の地盤調査への適用, 第38回地盤工学研究発表会, pp.33-34, 2003.
- 22) 日本道路協会:道路土工 盛土工指針, pp.125, 2010.

第3章 耐震補強

3.1 研究目的

耐震補強に係る新技術「土のう構造体による法先補強工法」(図3-1 参照)は、法先の限定された範囲を掘削し、製鋼スラグを現地発生土に配合して粒度改善・重質化したものを充填した厚さ30cm程度の平盤状の土のうを密に締固めて積層した後に、アンカーで地山に緊結することで一体化・拘束化した構造体を構築する工法である。土のう構造体の底部と背面の碎石層による法先排水の他に、ジオテキスタイルによる盛土内の縦断方向への排水と、盛土表面の防水も併用する。道路施設の供用を妨げず、環境に優しく(排土量の抑制と製鋼スラグの有効利用)、転倒や滑りに対して安定かつ剛な土のう構造体を法先部に設けることによって、豪雨にも地震にも耐えられるように道路盛土を安価に補強することが特長である。耐震補強として提案する「土のう構造体による法先補強工法」の学術的な特色・独創的な点は、従来の土のう工法と異なり、中詰め材の粒度改善・重質化、締固めとアンカーによる地山への緊結により、安定かつ剛な土のう構造体とすることである。中詰め材の配合、土のうの寸法と材料、締固めとアンカーの施工方法が要諦である。

当該研究では、土のうを用いた既設盛土の耐震補

強工を確立するために、土のう構造体設計に必要な構造体のせん断強度、クリープ特性、基礎地盤との相互作用、土のう中詰め材の影響、土のう構造体設置による耐震補強効果をもとに、実用化に向けたより耐震補強に適した経済的な土のう構造体の積層手法の確立を目指すとともに、現存する沢埋め道路盛土での補強工を考慮した解析シミュレーションを実施した。さらに、土のう積層体にかかる側方土圧の影響を考慮した実験を行い、土のう構造体を加振させた場合の加速度応答やクリープ等を評価した上で再度大型模型振動台試験装置を用いて耐震補強された盛土の耐震性評価を検討した。

3.2 土のう構造体における法先補強効果の解析的検証

3.2.1 盛土高30m級の道路盛土の安定照査

土のう構造体による法先補強効果を検証するため、地震により被害を受けた盛土高30m級の実際の盛土を対象に極限平衡法による安定照査(全体安定の検討)を行った。該当断面として2009年8月11日の駿河湾地震により被災した東名高速道路牧之原地区の盛

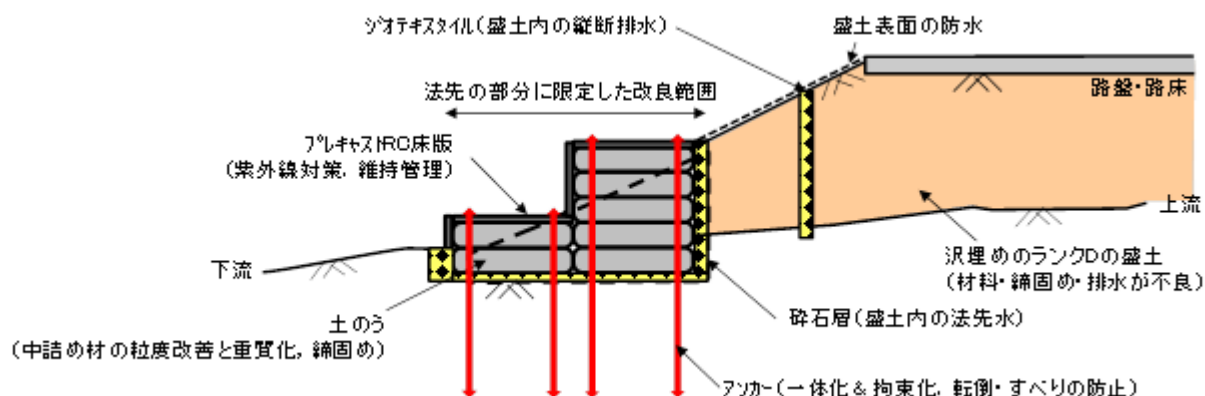
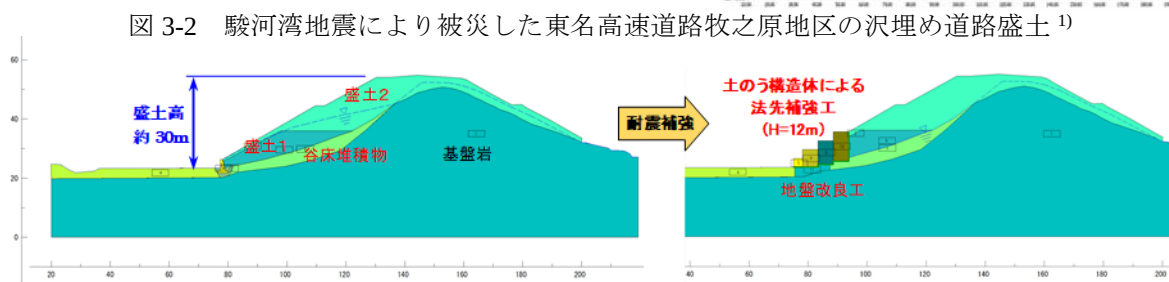
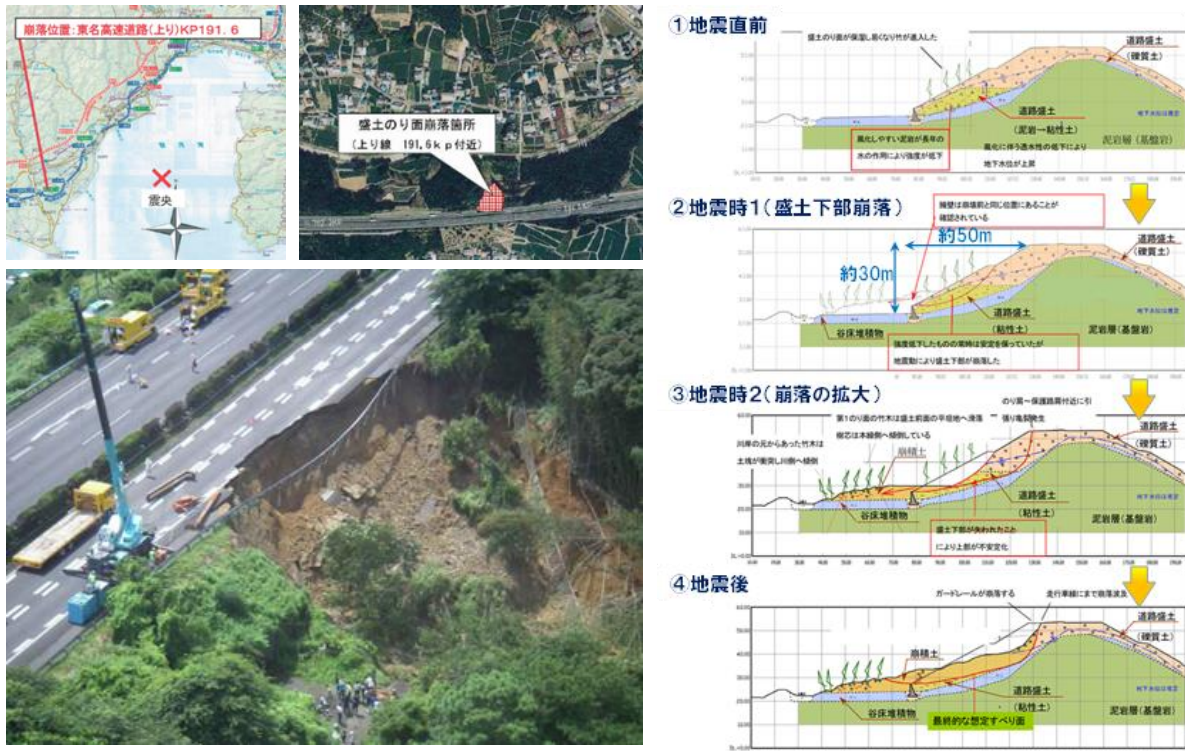


図3-1 本研究で提案する土のう構造体を用いた新たな法先補強工法



土^{1) 2)} (図3-2) を参考にモデル化した沢埋め盛土断面 (図3-3) を採用した。盛土高30mに対し土のう構造体高 $H=6m, 9m, 12m$ の3通りの設置範囲を設定し、さらに、地下水位が高い状態と盛土下面まで水位低下させた状態を想定し検討を実施した。検討モデルおよび検討ケースをそれぞれ図3-4および表3-1に示す。土のう構造体による法先補強範囲の検討、補強に伴う盛土の耐震性向上に対する効果の把握、評価を行った。

(1) 検討条件

適用基準は、盛土工指針²⁾に準拠し、検討断面は図3-3に示す盛土高約30mの沢埋め道路盛土断面を想定した。解析上の土質定数は図3-4に対して表3-2に示す値とした³⁾。解析時の設計水平深度は0.16 (レベル2地震相当、1種地盤) とし、地震時の必要安全率は1.0とした。

(2) 検討結果

表3-3に、補強前後での盛土安定照査の結果を示す。まず、補強前断面の盛土安定検討を実施した。最小安全率は常時1.07に対し地震時0.80となり、レベル2地震時に不安定化し補強が必要となることが確認された。次に、補強後断面の盛土安定検討を行った。

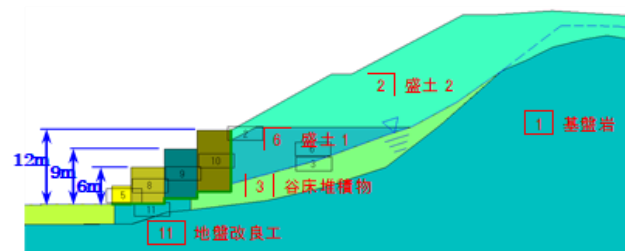


図3-4 検討する解析モデルの断面

表3-1 検討ケースおよび検討条件

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

表3-2 安定照査に用いた土質定数³⁾

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

表 3-3 解析結果

	ケース名	法先補強範囲		常時または 地震時(震度)	水位 低下	極限平衡法	
		補強高	補強高/盛土高			最小安全率	結果図
補強前	Case-N	補強なし		常時	なし	1.07	図6.2-7
	Case-N-S	補強なし		地震時(0.16)		0.80 < 1.0	
法先補強	Case-R06-S	H=6m	0.20	地震時(0.16)	なし	0.86 < 1.0	図6.2-9
	Case-R09-S	H=9m	0.30			0.96 < 1.0	
	Case-R12-S	H=12m	0.40			1.12 > 1.0	
	Case-R06-SDD	H=6m	0.20	地震時(0.16)	あり	0.90 < 1.0	図6.2-10
	Case-R09-SDD	H=9m	0.30			1.02 > 1.0	
	Case-R12-SDD	H=12m	0.40			1.21 > 1.0	

土のう構造体高H=6m, 9m, 12mの3種類の設置範囲をモデル化し、土のう構造体の設置範囲を法先より法肩に向けて順次拡大し、必要範囲を検討するものとした。地下水位は補強前断面と同じく水位が高い状態、盛土下面まで水位低下させた状態の2つのケースを設定した。H=6m, 9m, 12mの地震時の最小安全率は、0.86, 0.96, 1.12(地下水位低下なし)および0.90, 1.02, 1.21(地下水位低下)であり、水位低下なしケースではH=12m, 水位低下ケースではH=9mにおいて必要安全率1.0を満たした。盛土内水位低下により法先補強範囲をやや縮小できることになる。とはいえ、盛土高の概ね1/3程度が必要な法先補強範囲の目安となりそうである。また、谷床堆積物のように、盛土下に比較的軟弱な粘性土層が介在する場合には、土のう構造体の下部に地盤改良等の対策が別途必要となることも確認できた。

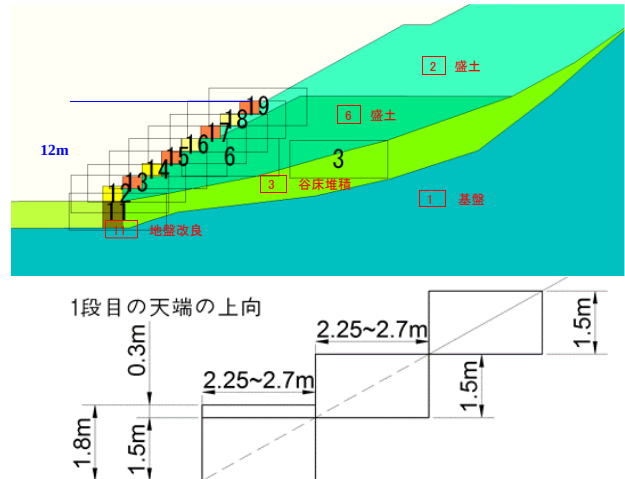


図 3-5 土のう構造体の敷設を考慮した現実的な補強断面

(3) 土のう構造体での補強を考慮した場合の安定照査

前節で検討した盛土高30m級の盛土断面に対し、土のう構造体を敷設することを考慮した施工手順による現実的な補強断面を想定し、極限平衡法による安定解析を実施した。図3-5に示す補強断面(補強高さH=12m)に対し安定解析を行い、前節の図3-4の補強前断面および既往の補強断面(補強高さH=12m)の安全率と比較して補強効果を検討した。施工時に土のう積層体に加えるプレストレス(目標値100kPa)を考慮して垂直応力100kPaの土のう積層体のせん断強度80kN/m²を土のう積層体の粘着力として適用した。地震時の水平震度および適用基準などの諸条件は3.2.1節と同様にした。

結果を表3-4にまとめた。法先部において盛土下端まで土のう構造体を配置した「法先全体補強」の場合、円弧すべり面が補強部の上部盛土で発生し、最小安全率が1.21であり許容安全率1.0以上となった。一方、施工手順を考慮した現実的な「階段状補強」では、2段目の土のう体を通るすべり面が発生し、最小安全率も1.0以下の0.81であり、補強前の結果(と比べほとんど補強効果がないことが分かった。以上の結果から、盛土高30m程度の高盛土の場合、「階段状補強」では補強効果が発揮されないと言える。仮土留工を設けて盛土下端まで土のう構造体を配置しない限り十分な補強効果が得られないことになり、

表 3-4 新工法を想定した法先補強での解析結果

	補強なし	補強あり(高さ12m)	
		法先全体補強	階段状補強
水平震度	0.16	0.16	0.16
水位低下	なし	あり	あり
最小安全率	0.80 < 1.0	1.21 > 1.0	0.81 < 1.0

盛土高30m級では現実的に本工法の適用は難しいと判断せざるを得ない。

3.2.2 本工法が適用可能な盛土規模の検証

(1) 安全率<1.0となる盛土の高さ

前節では、盛土高30m級の高盛土では本工法の適用は現実的に困難であることを検証した。そこで本節では、本工法が適用可能な盛土規模(盛土高)について検証するものとする。適用範囲内の盛土規模を想定した盛土断面における土のう構造体によるのり先補強の施工形状および補強効果を検討した。図3-6に検討を行った盛土断面のイメージを示す。

検討は、以下の手順で行った。

- ① 安定解析により補強前(無補強)の盛土におい

てレベル2地震時に最小安全率が1.0以下となる盛土の高さを検討した。

- ② ①で検討した盛土断面（地震時の安全率<1.0）における土のう構造体の施工形式に検討した。
- ③ ②で検討した土のう構造体の施工形式において、土のう構造体のユニットを2列配置した場合での地震時の安全率>1.0となるような最大盛土高を検討した。

なお、盛土下部の基盤は、円弧すべりが通らないほど強い地盤とした。盛土の単位体積重量および強度定数を表3-5に示すが、道路土工—盛土工指針（平成22年版）²⁾の仮定値（砂質土）を採用した。また、土のう構造体の設計定数は、後述する土のうの一面せん断試験結果に準拠した。

(2) 高さ13mの盛土における土のう構造体の施工形式の影響検討

盛土の高さを10mから増加させながら安定解析を実施し、最小安全率が1.0となる盛土の高さを検討した。解析結果より盛土の高さが13m以上になると地震時の安全率が1.0以下となることが確認できた（表3-6）。そこで、高さ13mの盛土に対し、のり先補強時の安定解析を実施し、土のう構造体の施工形式を検討することにした。

レベル2地震時の安全率が0.981である無対策の盛土において土のう構造体ユニットを2列配置して（補強高さ $h=3\text{m}$ ）のり先補強による補強効果を検討した。土のう構造体ユニットの施工形式は図3-7の通りし、以下の3ケースとした。

- ケース1 土のう構造体ユニット間のラップがない場合（図3-7(a)）
- ケース2 土のう構造体の2列目のユニットを盛土に根入れした場合（図3-7(b)）
- ケース3 土のう構造体の1列目のユニットの天端をかさ上げた場合（図3-7(c)）

3つの施工形式について安定解析を実施した結果を表3-7に示す。全形式で法先補強により安全率が増加する傾向が確認できたが、①ユニット間ラップなしのケースでは、2列目の土のう構造体ユニット下面を通る最小安全率の円弧すべりが確認された。一方、②ユニット間ラップあり（根入れ形式）および③ユニット間ラップあり（嵩上げ形式）の場合、両形式ともに法先補強範囲より上部の盛土内で最小安全率の円弧すべりが確認され、安全率は両ケースとも同一であった。以上より、土のう構造体ユニット間には一定量のラップを設けた配置を行うことが肝要である。

(3) 本工法が適用可能な盛土規模の検証

ここでは、土のう構造体を2列配置した場合（補強高さ $h=3\text{m}$ ）、レベル2地震時の安全率が1.0以上となる盛土の最大高さを検討し、本工法が適用可能な盛土規模（盛土高）の目安について検証する。

本検討は、土のう構造体ユニット間ラップあり（嵩上げ形式）に基づき実施するものとした。盛土高（H）

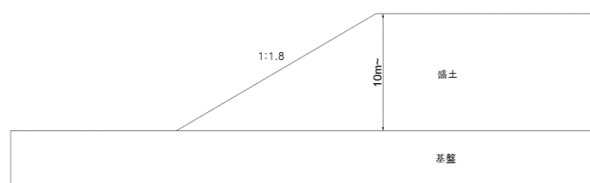


図 3-6 実際の盛土を想定した断面イメージ

表 3-5 設計強度定数

	γ_t (kN/m^3)	γ_{sat} (kN/m^3)	c (kN/m^2)	ϕ ($^\circ$)
盛土	19.0	20.0	10.0	25.0
土のう	19.0	20.0	80.0	0

表 3-6 最小安全率の一覧表

	盛土の高さ			
	10m	11m	12m	13m
最小安全率	1.066	1.033	1.005	0.981

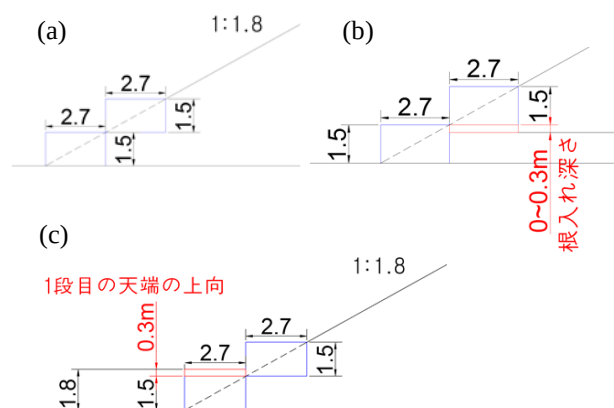


図 3-7 実際の盛土を想定した断面イメージ

表 3-7 施工形式による最小安全率の一覧表

	無対策	土のう構造体の施工形式		
		ケース 1	ケース 2	ケース 3
最小安全率	0.981	1.043	1.059	1.059

表 3-8 盛土高による最小安全率の一覧表（法先補強 3m）

	盛土の高さ			
	13m	14m	15m	16m
最小安全率	1.059	1.027	1.000	0.997

を13mから増加させながら解析を行った結果、高さ $h=3\text{m}$ の法先補強（土のう構造体ユニットの2列配置）により、盛土の高さ $H=15\text{m}$ （ $h/H=0.20$ ）まではレベル2地震時の許容安全率1.0以上を確保できることが確認できた。

3.3 土のう構造体の耐震性能に関する実験

3.3.1 土のう同士的一面せん断試験

(1) 実験概要

土のう構造体の耐震性評価（内的安定）に関しては、土のう同士のせん断強度定数（粘着力、内部摩擦角）を知る必要がある。そこで、鉛直変位が制御可能な試験装置を使用し、土のうに用いられている織布や中詰材の違いによる強度定数への影響について検討した。一面せん断試験に使用した土のうは、直径100 mm、長さ350 mmである。一面せん断試験は、大阪産業技術研究所和泉センターが保有するジオシンセティック摩擦特性評価装置（写真3-1）を用いて実施した。なお、試験装置の概要図は、図3-8に示す通りである。載荷荷重は20、60、100 kPaとし、せん断強度定数は一面せん断試験と同様に鉛直応力とせん断応力の関係から求めた。また、土のう袋の摩擦力がせん断強度に及ぼす影響も検討するため、異なる摩擦係数を有する2種類の土のう織布（摩擦係数：F-300>T-300）を用いて一面せん断試験を実施した。

(2) 実験手順

せん断箱への土のう設置状況を写真3-2に示す。使用中詰め材は、粒径4.75 mm以下のまさ土とスラグ混合土を用い、最適含水比となるように調整したものを用いた。図3-9、3-10に各材料の締固め曲線および粒径加積曲線を示す。スラグ混合土のケースでは、60 kPa、100 kPaのケースは4.75 mmふるいを通過した建設残土と鉄鋼スラグを容積比1対3になるように混合したものを、20 kPaのケースでは、原粒度の建設残土と鉄鋼スラグを容積比1対3に混合後に4.75 mmふるいを通したものを使用した。直径100 mm、長さ350 mmの土のうを所定の長さ（せん断箱の奥行と同様の350 mm）となるように土試料を3層ずつ入れ、各層10回落下させて締固めを行った。その後作製した土のうを下箱に6体、上箱に5体を千鳥配置になるように設置した。

中詰め材にスラグ混合土を用いたケースでは、鉄鋼スラグの持つ水硬性による土のう積層体のせん断強度の向上効果を検証するため、土のうをせん断箱設置後に養生した。しかしながら、実験スケジュールの都合上、完全に硬化が見られるまでの養生期間を設けることができなかった。そのため予備検討として最適含水比のスラグ混合土を中詰めした土のうを作製し、それがおよそ3時間程度で表面に硬化が見られたため、本実験では3時間養生させてせん断を実施した。

試験時のせん断速度は1mm/minとし、せん断変位が土のう直径の半分に相当する50mm時に試験を終了した。ジャッキが下箱を押すことにより、固定された上箱の中に設置された土のうと下箱の土のうがせん断され、土のう同士が噛み合いハニカム構造を呈している土のう積層体のせん断応力が計測できる。



写真 3-1 実験に使用した装置

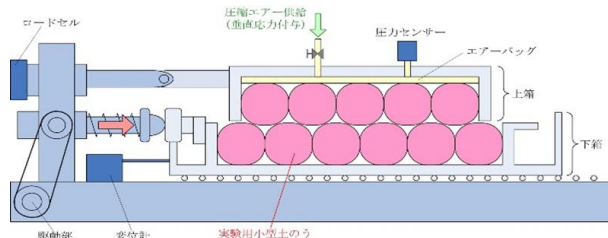


図 3-8 実験装置の断面図



写真 3-2 せん断箱への土のう設置状況

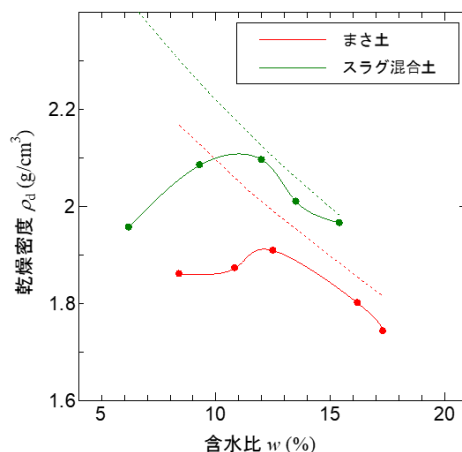


図 3-9 土のう中詰め材の締固め曲線

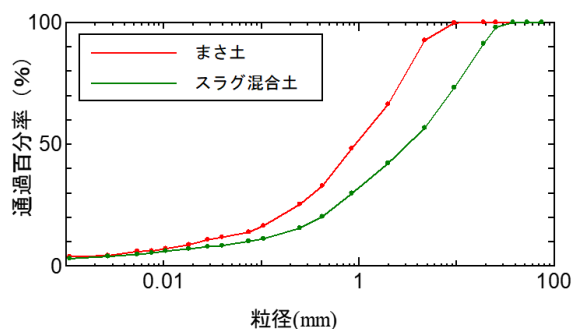


図 3-10 土のう中詰め材の粒径加積曲線

(3) 実験結果

まさ土を中詰めした土のう積層体一面せん断試験の結果の一例としてT-300の織布を用いた土のうによる試験結果を図3-11に示す。せん断強度は垂直応力約60kPa, 約100kPaでは, せん断応力の最大値としたが, 約20kPaのそれは明瞭な最大値は発現しなかったため, 変曲点(変位量27mm前後)のせん断応力をせん断強度とみなした。なお, 土のう同士的一面せん断試験は図3-8に示すように一面せん断試験装置の下箱と上箱で土のうを千鳥配置している。よって, 土のう同士は噛み合った状態になっていることから, 垂直応力がゼロとなる仮想状態においても, この噛み合わせ効果に起因する抵抗力が発生すると考えられ, それを擬似粘着力として, 垂直応力とせん断度の関係を直線近似した(図3-12)。土のう同士の疑似的な粘着力には大きな差はないが, 摩擦係数は高摩擦タイプの織布(F-300)を用いた方が大きいことが確認できた。試験開始時は土のうを図3-8に示すように千鳥配置したことから, 変位量が50mm程度(土のう直径の1/2)に達した試験終了段階では, 上箱内の土のうが下箱内土のうの直上に乗り上げて噛み合わせが解消されている状況が予想されたが, 写真3-3のように噛み合わせは解消されていなかった。これは試験装置の構造上, 鉛直方向の変位が規制されるためと考えられる。つまり上箱の土のうは噛み合わせ状態から下箱の土のうをせん断方向へ乗り越えるような動き(正のダイレイタンス)になりつつ, ほぼその場所で留まって回転するように土のう自体が変形したと考えられる。まさ土材料自体で実施した一面せん断試験の結果⁴⁾は, 内部摩擦角が 37.2° , 粘着力が16.2kPaであり, 土のう同士のせん断強度とほぼ同じ結果であったことから土のう自体が変形したことが推察された。

スラグ混合土を中詰めした土のう積層体一面せん断試験結果を図3-13に示す。まさ土のケースよりも最大せん断応力が高くなっていることがわかる。さらに, 垂直応力とせん断強度の関係を図3-14に示すが, 内部摩擦角はまさ土のケースよりも小さくなっているが, まさ土のケースよりも粘着力が増大していた。粘着力の増加に関しては, スラグ混合土の水硬性により土のう内部の材料が固化したことによる強度増加が一因になっていることが考えられる。なお, スラグ混合土材料自体で実施した一面せん断試験³⁾(締固め度90%, 最適含水比にて実施)では, 内部摩擦角 41.8° , 粘着力11.1kPaであったことから, 摩擦係数は織布の影響による減少が見られるものの, 粘着力は増大していた。

以上より, 土のう積層体の摩擦角は, 中詰め試料の摩擦角と同等以上であり, 設計時には土のう構造体の強度定数として, 中詰め材料の強度定数を用いることができる可能性がある。さらに湿潤状態のスラグ混合土を中詰め材に使用することで水硬性が発揮され, 土のう積層体の剛性を高めることができる。その結果, 粘着力が向上するという結果を得ることができた。

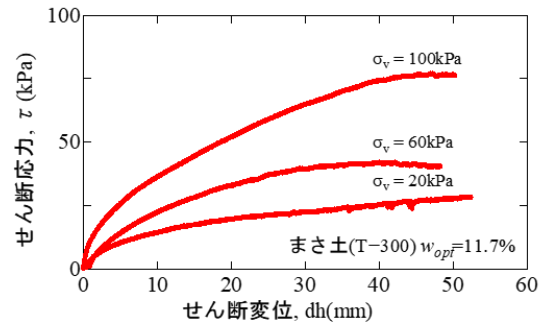


図 3-11 せん断変位量とせん断応力の関係

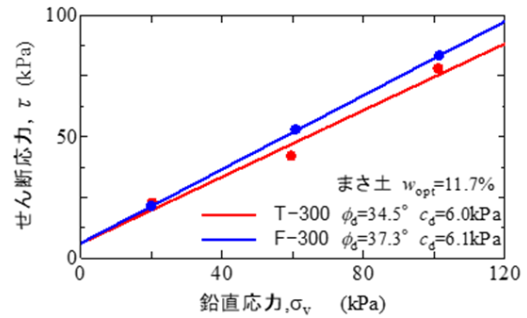


図 3-12 垂直応力とせん断応力の関係



写真 3-3 試験後の土のうの状況

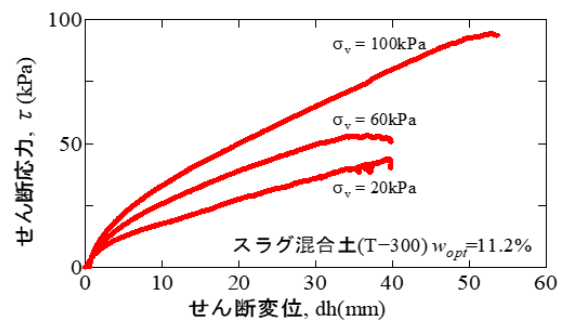


図 3-13 せん断変位量とせん断応力の関係

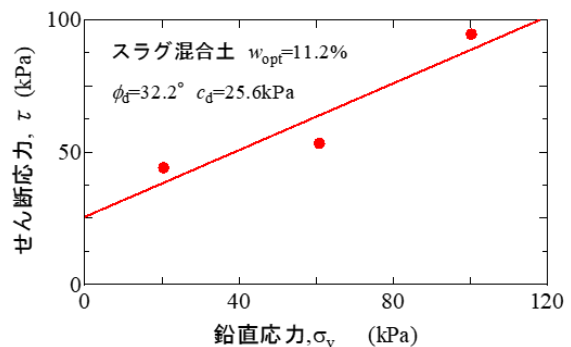


図 3-14 垂直応力とせん断応力の関係

3.3.2 土のう構造体の静的载荷試験

(1) 実験概要

土のう構造体の耐震性を高めるためには、土のう積層体に作用する载荷圧（プレストレス）が大きくなる方が有効である⁵⁾。しかし、プレストレスを維持することで土のう構造体にクリープ変形が生じ、プレストレス荷重が減少する可能性があり、長期的な土のう構造体の一体化を維持するためには、プレストレス荷重を保持する必要がある。そこで、土のう構造体への载荷荷重および沈下量に着目し、プレストレス時のクリープ挙動の把握を目的として、土のう積層体に対する荷重载荷実験を行った。なお、実験には、まさ土およびスラグ混合土を土のうの中詰材として使用した。

(2) 実験手順

使用した土のうは、長さ50 cm、直径20 cmの枕型土のうである。これに各試料を30 kg/1層となるように入れた後、高さ30cm程度より10回落下させて締固め、土のうを作成した。作成した土のうを2列3段に千鳥状に積層した。そのとき、2段目の両端部の土のうは積層時には下段の土のうからはみ出してしまい、鉛直に積み上げることができないので、千鳥状に鉛直に積層するため、2層目の両端に半分の土を中詰めした土のうをジオテキスタイルで巻き込むことで安定させた。

土のう積層後、写真3-4のように载荷板を設置し、土のう構造体の中心に設置した油圧ジャッキを使用して、土のう構造体全体に荷重を载荷した。その後、対角に設置した4か所のアンカーに荷重を転換し、均等に载荷されるようにナットの締め付けを調整した。ここで、荷重载荷によって近接する土のう同士が密になることでハニカム構造を形成し、土のう構造体として一体化することが見込まれる。なお、土のう積層载荷実験時の荷重および変位は、荷重計および変位計にて計測した。測定位置は、図3-15に示す通りである。鉛直変位に関しては沈下する方向を負とし、水平変位に関してははらみ出す方向を負とした。実験では、クリープ変形に及ぼすプレストレス荷重の影響、異なる中詰め材を使用することによるクリープ変形、プレストレス荷重の影響について検証した。また、本実験では余剰部を巻き込むことで内部の土の流動および外部への土の流出を抑制できる改良型土のう袋の効果（以下、「改良型」と記載する）を検証するため、まさ土を中詰めした改良型土のうについても载荷試験を行った。

(3) 実験結果

a) 真砂土の場合

土のう構造体に想定するプレストレス荷重よりも大きなプレロード荷重を载荷させて沈下を促し、その後のプレストレス载荷時における土のうのクリープ変形の抑制について検証した。具体的には、プレ



写真 3-4 土のう構造体による実験全景

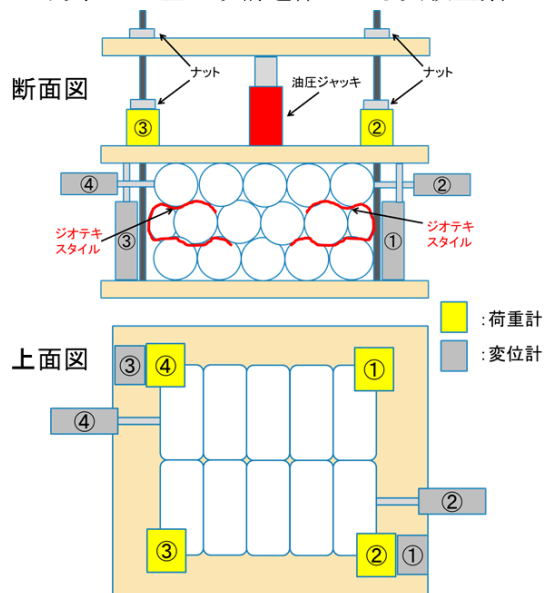


図 3-15 計測機器の設置位置

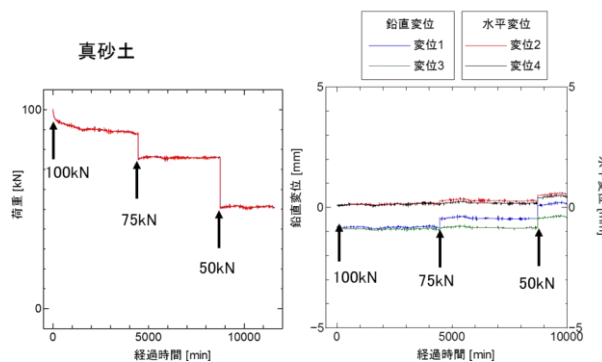


図 3-16 100kN プレロード载荷時のデータ
（従来型枕土のう、左：荷重、右：変位）

ロードを100 kN、最終のプレストレスを50 kNとし、従来型の枕土のうを用いて実施した载荷実験の結果を図3-16に示す。100 kN载荷後から荷重の減少が見られ、87 kN付近に収束した。その後、荷重を除荷した75 kN、50 kNのプレストレス状態において、経過時間にともなう荷重減少はみられていない。また、変位の計測データでは、プレロード除荷後において土のう積層体の沈下はほとんど確認されなかった。以上の結果から、プレロード荷重を载荷して十分に沈下を促進させることで、クリープ変形を抑制できることが分かった。

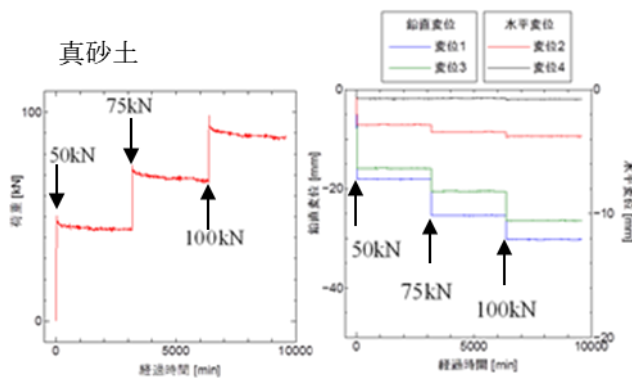


図 3-17 段階荷重時の計測データ
(従来型枕土のう、左：荷重、右：変位)

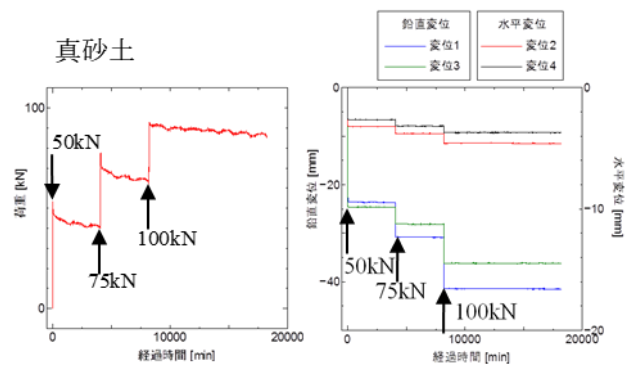


図 3-18 段階荷重時の計測データ
(改良型枕土のう、左：荷重、右：変位)

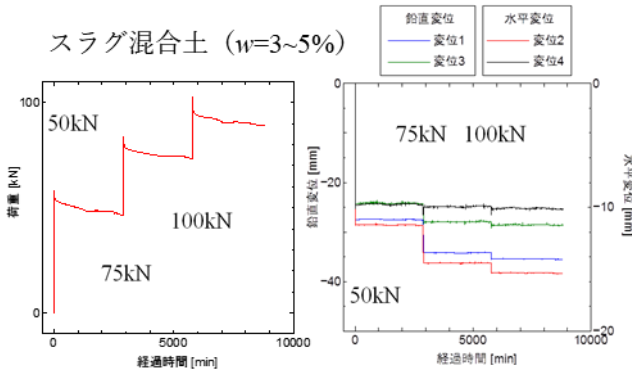


図 3-19 段階荷重時の計測データ
(従来型枕土のう、左：荷重、右：変位)

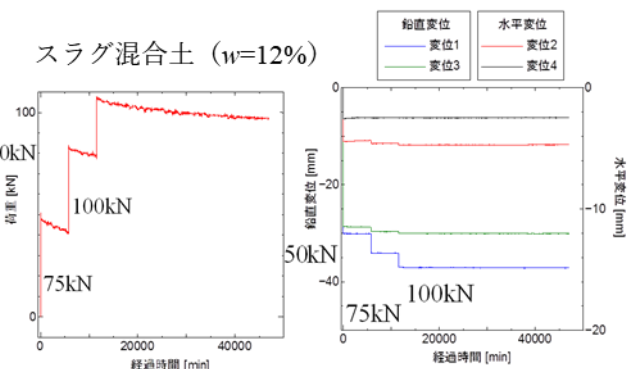


図 3-20 段階荷重時の計測データ
(従来型枕土のう、左：荷重、右：変位)

土のう構造体の側面より盛土からの土圧を想定した状態での加振実験結果から、プレストレスを75～100kN与えることで、土のう構造体が一体化し、側方へのクリープが抑制できることが確認されている。ここでは、載荷荷重を50 kN→75 kN→100 kNの順に段階的に荷重を増加させることで、プレストレス100 kN載荷時の沈下量を減少させることができること期待し、段階荷重による載荷実験を行った。

従来型枕土のうを用いた実験結果を図3-17に示す。プレストレス100 kN載荷直後は大きく変位しているが、その後の大きなクリープ変形は見られなかった。荷重は各段階において減少が見られ、特に100 kNのプレストレス載荷直後は、大きく減少していることが確認できる。これはプレストレスを載荷することで土のう内部の土粒子が挙動し、わずかな変位が生じたために荷重が減少したと考えられる。

図3-18は、土のう袋を改良型に変更し、載荷実験を実施した際の実験結果である。50kN載荷時に構造体が大きく沈下していることがわかる。これは、拘束効果が向上した改良型土のうを積層した際に、土のうの形状が従来型と比較してより円柱形を保持していたため、ハニカム状に積層させた土のう間の空隙が大きくなってしまったことが理由として考えられる。さらに荷重を75kNに増加させたときも同様に沈下は大きくなっており、沈下に伴い荷重の減少も進んでいる。しかし、100kN載荷後は大きく沈下はしているが、載荷直後の荷重の減少が従来型枕土のうの結果（図3-17）と比較すると、その値は低減されていることが確認できる。この要因として、従

来の枕土のうと比べ、袋の余剰部を巻き込むことで土のうとして円柱形を保持でき、積層時や荷重載荷時の土のう内部の土の流動を抑制することができたことにより荷重の減少が抑制されたものと思われる。以上より、荷重載荷時には土のう間の空隙部が多いために沈下が多くなるが、沈下が収束すると土のう内部の土の流動を許さないためにプレストレス荷重の低下を抑制できる可能性が確認できた。

b) スラグ混合土の場合

スラグ混合土充填時には、水硬性の発現を考慮し、試料の含水比を比較的lowめ（ $w=3\sim5\%$ ）と、最適含水比（ $w=12\%$ 程度）の2ケースで実施した。なお、スラグ混合土では使用する土のう袋の形状は従来型を用いた。 $w=3\sim5\%$ のケースの静的載荷試験の結果を図3-19に示す。50kN載荷時の沈下量は小さくなっており、それに伴い荷重の減少が進んでいることが確認できる。しかしながら、100kN載荷直後の沈下量はおよそ1 mmとなっており、鉄鋼スラグの表面に土粒子が付着する粒度改善により、土のう内部の流動が抑制されたことによるものと考えられる。加えて鉄鋼スラグそのものの硬さが沈下量の減少に影響したとも考えられる。

初期の沈下量が大きいことに関しては鉄鋼スラグを混入することで粗粒分が増え、土のう作成時の土のう内部の空隙がまさ土のケースよりも多かった可能性がある。しかしながら、荷重の載荷にともない、締め固まることでスラグのもつ硬さやスラグ表面に土粒子が付着する粒度改善効果により土のう内部の

流動性が改善されたことが考えられる。

土のう構造体の荷重は、従来型の枕土のうを用いて実施したまさ土での結果と同様に、載荷直後から大きく荷重が減少しており、粒度改善効果により流動性が改善されたとはいえ、わずかに変位が生じたといえる。このことから、荷重の減少を抑制するにはさらにプレストレス載荷に伴う土のう内部の挙動を許容しないように改良型土のうを用い、土のう構造体の剛性を高めることが有効であると考えられる。

乾燥状態でのスラグ混合土を中詰めしたケースでは、プレストレス荷重載荷時の沈下量が小さくなった。そこで、スラグ混合土の水硬性を促進させてより剛性の高い状態を形成するために、試料の含水比を最適値 ($w=12\%$ 程度) まで上げて土のう内部に充填させた。その際、当初は積層前に数日程度の養生期間を設けてから積層させる予定であったが、中詰させたスラグ混合土の固化が著しく、上手くハニカム状に積層しなかったことから、中詰充填後に養生期間を設けず、すぐに積層させて実験を実施した。この実験結果を図3-20に示す。50kN載荷直後はまだ硬化が進んでいないために大きく沈下しており、時間経過に従って荷重の減少も進行しているため、この時点ではそれほど固化が進んでいないことが分かる。しかし、75kN載荷直後の沈下量を見ると50kN載荷直後の変位と比べて大きく沈下量が減少していることから、この時点では水硬性による固化が十分に進んでいることが分かり、荷重の減少も抑制されていることが確認できる。さらに、100kN載荷直後の変位も同様であり、固化が十分に進んだことによる沈下の抑制効果が見られる。あわせてプレストレス荷重の減少の抑制効果が見られ、このことから土のう構造体としての剛性が高まったことでクリープ変形が十分に抑制されており、それに伴いプレストレス荷重の減少も抑制できることが分かった。

c) 各種土のう構造体の比較

各実験において土のう袋の形状や土のうの中詰め材によって実験結果が異なっており、それぞれの影響が見られる。中詰め材の影響および土のう自体の形状が及ぼす影響を検証するため、各実験の比較を行った。各実験における荷重載荷直後の沈下量(対角の平均値)を図3-21に、100kN載荷時における時間経過に伴うクリープに関する荷重減少率を図3-22に示す。また、荷重減少率に関しては、「荷重減少率 $=$ (初期値-収束値)/初期値」として算出する。

載荷直後の沈下量のグラフ(図3-21)から、50kN載荷時にはまさ土の沈下量が小さくなっていることがわかる。これは、スラグ混合土に比べてまさ土が中詰め材として土のう内部で流動しやすいことから、低い載荷荷重でも土のう同士が密に積層しやすい状態になっていることが考えられる。一方、スラグ混合土は、固化により流動性が抑制されるために、積層時にはまさ土に比べて土のう同士が密になりにくいことが推察される。また、同じ中詰め材料を使用した場合でも、改良型土のうを使用した場合では、締

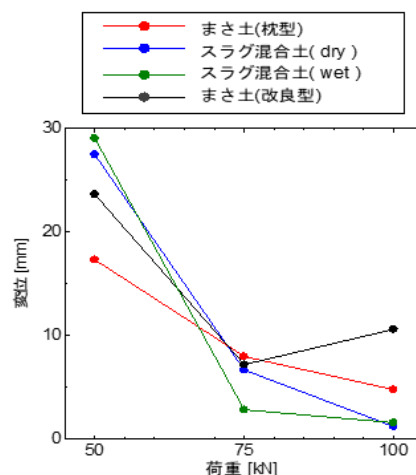


図 3-21 各土のう構造体におけるプレストレス載荷直後の沈下量

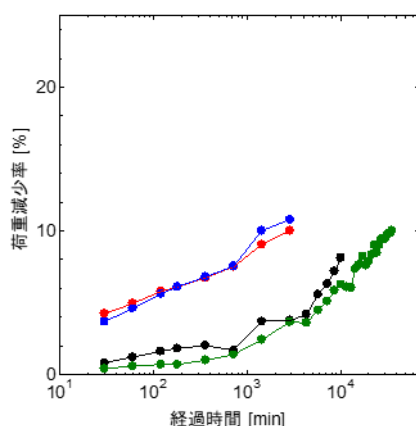


図 3-22 100kN 載荷時における時間経過と荷重減少率との関係

固め後に円柱形を保持したまま余剰部を巻き込んで縛り付けるため、土のうからの拘束が従来型よりも均等にかかることで横向きに積層しても円柱形を保持した状態で積層されていたことが伺える。そのため、積層時において初期の荷重載荷時には中詰め材内部の変形挙動よりも積層時の土のう間の空隙が多いことによって、大きく沈下していると推察できる。100kNの上載圧が載荷された場合のスラグ混合土では、含水比に関係なくとも沈下量が小さくなっており、高い上載圧による拘束の影響とスラグ混合土の水硬性の影響により、沈下量が小さくなったものと考えられる。100kN載荷時の時間経過に伴うクリープ量の推移(図3-22)では、まず同じまさ土を中詰め材としても、改良型のほうがより土のう単体の拘束が大きいために高い上載荷重をかけても全体的にクリープが発生しない(=荷重の減少を抑制できる)ことが分かった。また、同じスラグ混合土でも中詰初期の含水比を適切にすることによってスラグの水硬性による硬化が生じ、結果としてクリープを低減できることも確認できた。

以上の結果から、より剛な土のう構造体とするためには、土のう内部の中詰め材自体の強度や、土のう袋の形状が重要であることが分かった。

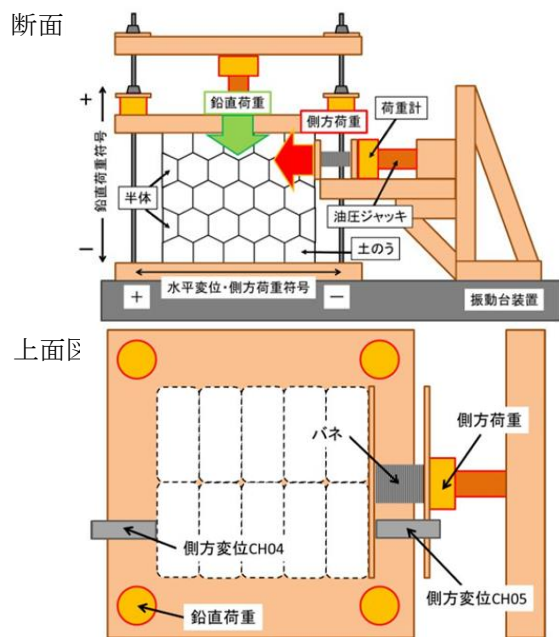


図 3-23 試験装置の概要図

3.3.3 土のう構造体自体の加振実験

(1) 実験概要

3.3.2節より、土のう構造体にプレストレスを与えることにより土のう構造体の一体化を図ることができ、法先に土のう構造体を適用することは施工の容易さだけでなく、一体化ならびに強度の面からも有望であることが確認できた。

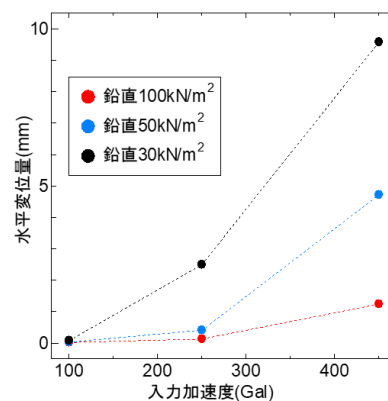
ここでは、土のう構造体を盛土法先に敷設することを想定し、構造体の側面に土圧を受けた状態で加振試験を行い、加振による構造体のプレストレス低下の有無について検討した。

(2) 実験手順

試験装置の概要図を図3-23に示す。枕型土のうを千鳥配列で2列5段のハニカム構造となるように積層し、30, 50, 100kN/m²とプレストレスの値を増加した。側方の荷重および土のう中詰め材については実物大盛土から土のう構造体1ユニットにかかる側方土圧を想定し側方荷重を20kN载荷した。土のう形状や積層方法、締固め方法は3.3.2節と同様である。

中詰め材には真砂土を使用した。積層した土のう構造体の4段目と5段目に側方から油圧ジャッキを用いて20kNの荷重を载荷した状態で加振を行った。土のう構造体側方の盛土圧が作用する全面ではなく、上段のみに荷重を载荷している理由は、大型振動台実験において土のう構造体下部と比較して上部で大きな変形が確認されたためである。また、一点に集中して荷重がかかってしまうことを危惧して設置面に板とバネを配置することで、加振時の揺れに追従して側方荷重が面的に作用する設計とした。加振開始前の鉛直荷重を変化させ、変形量の違いと荷重減少率を検証することで最適なプレストレス状態を求めることを目的とする。土のう構造体にせん断変形

水平変位



鉛直変位

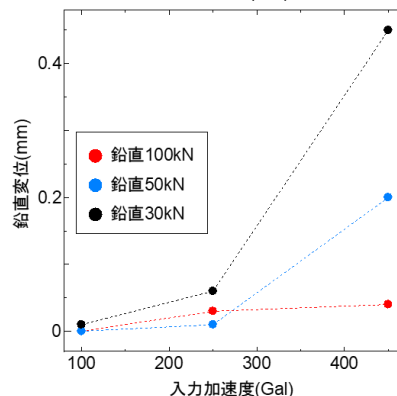


図 3-24 入力加速度と変位の関係

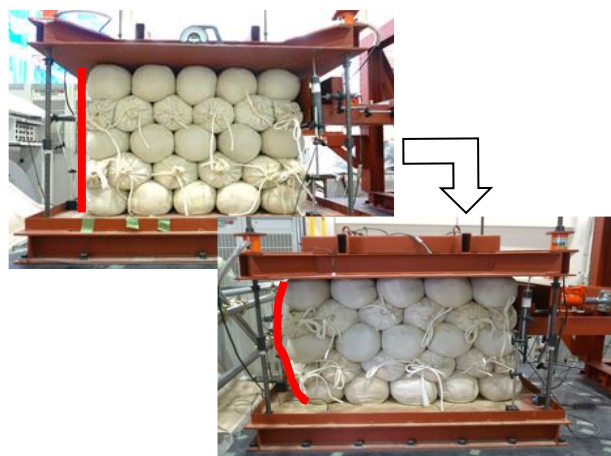


写真 3-5 加振前後の土のう構造体の状況

の有無を確認するため、水平方向・鉛直方向の変形量を計測した。なお、加振条件は2Hz, 40波, sin波形であり、入力加速度は100, 250, 450Galとした。

(3) 実験結果

各入力加速度における入力加速度—水平変位関係および入力加速度—鉛直変位関係をそれぞれ図3-24に示す。計測機器の設置位置、正負方向は図3-23の通りであり、それぞれ2点の平均値を測定結果としている。100Gal加振については変位に大きな変化は生じなかったものの250Gal加振および450Gal加振の際は変位が確認された。これは荷重の減少にともない土のうの拘束力が低下し、水平変位が生じたものと考えられる。ただし、大型振動台実験と比較して土のう構造体の変形量は小さく、ハニカム構造も維持

表 3-9 土のう構造体内部の応答加速度

PS=30kN/m ²		(単位 : Gal)					
	基盤	1 段目	2 段目	3 段目	4 段目	5 段目	載荷版
100Gal	175.6	169.7	156.3	175.1	177.6	162.9	173.6
250Gal	316.1	305.5	295.2	314.9	319.6	292.5	295.2
450Gal	526.8	517.8	486.2	525.3	514.9	495.2	538.2

PS=50kN/m ²							
	基盤	1 段目	2 段目	3 段目	4 段目	5 段目	載荷版
100Gal	561.9	306.1	593.3	214.8	175.6	194.5	214.3
250Gal	772.6	442.6	692.2	317.7	316.1	371.6	357.1
450Gal	1053.6	714.3	1120.7	532.5	561.9	566.7	571.3

PS=100kN/m ²							
	基盤	1 段目	2 段目	3 段目	4 段目	5 段目	載荷版
100Gal	386.3	339.5	494.4	165.6	210.7	177.1	214.3
250Gal	456.6	475.9	494.4	317.7	351.2	318.7	357.1
450Gal	807.8	697.4	857	550.35	526.8	548.7	571.3

されていた（写真3-5参照）。

加振結果より、土のう構造体にかかる鉛直荷重が大きくなるほど構造体が一体化することで、水平変位が減少する結果となった。ここで、鉛直変位は250Galで加振した際の50kN/m²と100kN/m²の結果が逆転しているが、これは50kN/m²のプレストレス状態における実験を行う際に積み直しを実施しなかったこと、加振によって変位計を固定するスタンドが動いたことが原因である。450Galで加振をした際の結果については図3-24に示す双方の変位量から、概ね整合性がとれている。以上より、レベル1地震動に相当する揺れに対しては30kN/m²以上の鉛直荷重によって一定の耐震補強効果を見込むことができるが、レベル2地震動に対する耐震補強効果に関しては、鉛直荷重の値に大きく依存すると考えられる。先述したように、土のう構造体の変位は荷重の減少に伴う土のう拘束力の低下が主要因と考えられ、最適なプレストレス状態を検証するにあたり荷重減少率が重要な要因となる。

図3-24に各鉛直応力における加振時の荷重減少率を示す。図より、鉛直載荷荷重を50kN/m²以上にする事で荷重減少率を大きく低減させることが可能であると伺える。一方、30kN/m²の場合では入力加速度が大きくなるにしたがい鉛直荷重が大きく減少した。鉛直荷重（プレストレス）を増加させるほど加振時における土のう構造体はより一体化することが考えられるが、実施工において大きなプレストレスの載荷は、載荷板の構造や施工にかかる費用が増大することを考慮すると、実験に用いたサイズの土のう構造体に対しては75kN/m²～100kN/m²程度のプレストレスが妥当であるといえる。このプレストレ

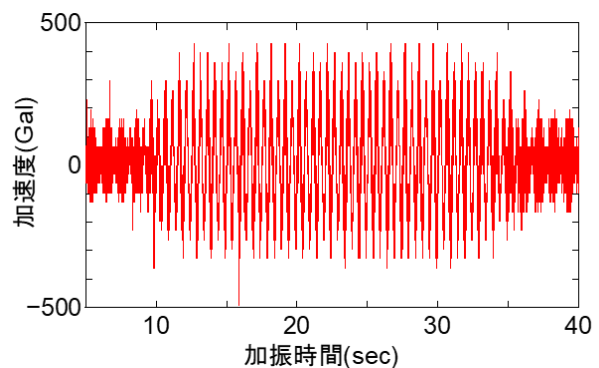


図 3-25 土のう構造体 2 段目の加速度時刻歴

スに関する結果は、3.3.2節に示す静的載荷試験における剛性の増加からも同様の結果を得ている。

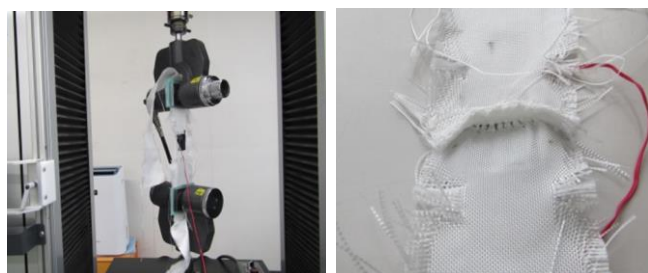
各プレストレス時において、加振時の土のう構造体内部の応答加速度を表3-9に示す。2段目を除いて各層において応答加速度の差は見られず土のう構造体が一体となって動いたことがわかった。図3-25に示す土のう構造体の2段目で計測された加速度時刻歴をみると、正負で同振幅になっておらず片方向にシフトしているが、これは土のう間に設置した加速度計が回転した際に生じたものと考えられる。本実験で土のう構造体5段目までの一体性が確認された一方で、前章の大型振動台実験においては、土のう構造体内部1～4段目と5～8段目に有意な差が確認されたことから、最適な鉛直荷重を加振前に載荷する条件を満たすことで、土のう構造体が一体となって動く可能性が示唆された。土のう構造体が一体化することで十分な剛性を発揮することが期待される。

表 3-10 土のうに用いたシート

品番		T-150	T-200	T-300
質量 (g/m ²)		150	210	310
引張強さ (N/3cm)	縦	1570	2160	3040
	横	1570	2160	3040
引張強さ (kN/m)	縦	52.33	72.00	101.33
	横	52.33	72.00	101.33

表 3-11 計測結果

	作製 直後	1 週間後	2 週間後	43 日後
縫製部	0.1059%	0.1289%	0.1198%	0.1325%
母材部	0.597%	0.614%	0.568%	0.615%

写真 3-6 左：引張試験の様子，
右：縫製部の引張試験結果

3.3.4 土のう袋の耐久性試験

土のうに用いる素材として、軽量で取り扱いが容易なポリエステルを用いた。表3-10に示す3種類のものを用いた。それぞれにまさ土をいれ、耐久性の確認したところT-150はシート自体の目合いが広がり、内部のまさ土がこぼれだした。T-200を用いた場合は、縫製部のところで目合いが広がり内部のまさ土がこぼれ出した。T-300を用いた土のうに関しては、まさ土のこぼれ出しは確認できなかった。

次に、土のう自体にひずみゲージを貼り付けて、盛土材を投入した時点のひずみと、その後の計測を行った。ひずみゲージを貼り付けた下記の図3-26に示すとおりに、縫製部とそれ以外の箇所とした。計測の結果を表3-11に示す。土のうの発生するひずみは、母体自体の伸びはほとんどなく、縫製部に応力が集中している結果となった。ひずみゲージの計測結果から土のうの縫製部に発生している引張強度を確認するため引張試験を行った。写真3-6に引張試験の状況と縫製部の引張試験結果後状況を示す。写真3-6から母体部より縫製部で破断している事が確認できる。また、図3-27に示す引張試験結果から、土のうにまさ土を入れた時に縫製部の作用している引張強度は約25kN/mである事が確認できた。

ポリエステル繊維のクリープ低減係数は約65%とされている。縫製部の引張強度は母体強度の約70%～40%、土のうに用いたT-300のクリープを考慮した

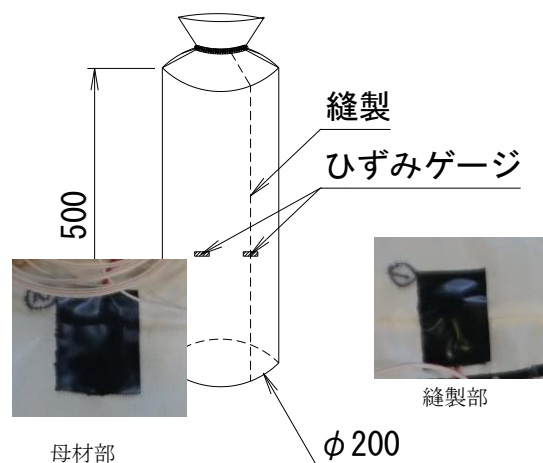


図 3-26 土のう形状とひずみゲージの位置

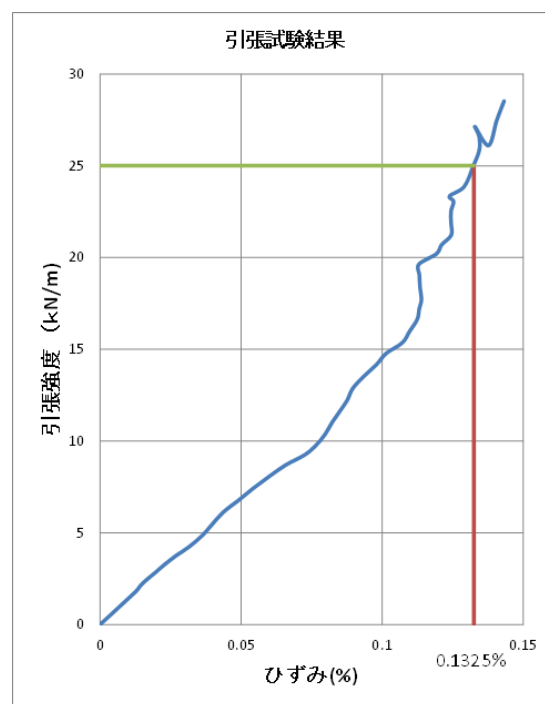


図 3-27 引張試験結果

引張強度は次に式3-1より算出される。

$$T_A = \frac{T_{\max}}{F_{cr} \times F_B} \quad (\text{式3-1})$$

T_A =クリープと縫製部を考慮した引張強度

$T_{\max}$ =引張強さ (101.33kN/m)

F_{cr} =クリープを考慮した安全率 (1.54)

F_B =縫製部を考慮した安全率 (2.50)

当該式にてクリープを考慮した強度を計算すると、26.32kN/mとなり、土のうにまさ土を入れた時に縫製部の作用している引張強度 (=25kN/m) よりも大きくなる事がわかった。したがって、縫製部の耐重性に対しては問題がない事が確認された。

3.4 大型振動台を用いた土のう構造体による 法先補強効果の実験的検証

3.3節に示した土のう構造体自体の各種試験結果より、土のう構造体の1ユニットの大きさなどを考慮した上で、土のう構造体にかかる適切なプレストレスは $75\text{kN/m}^2 \sim 100\text{kN/m}^2$ が妥当であることが確認できた。また、土のう構造体を適切なプレストレス状態とすることで、構造体自体が一体化し、剛性が十分に大きくなって耐震補強効果が向上するものと考えられる。これまでの結果をもとに、法先補強としての土のう構造体の有用性を検証するために、防災科学研究所が所有する大型耐震装置を使用した実物大盛土の加振試験を実施した。

3.4.1 実物大盛土の加振試験

(1) 実験に使用した土試料

実験には、盛土および土のうの中詰材として前節同様に真砂土を使用した。締固め曲線を図3-28に、粒径加積曲線を図3-29に示す。なお、当該実験に使用した真砂土の締固め曲線はJIS A 1210⁶⁾に則って乾燥-非繰り返し法（A-b法）を採用し、粒径を19mm以下に調整したもので実施した。土粒子密度は 2.651g/cm^3 である。土のう袋には、直径20cm、長さ50cmの枕型土のうを用いており、その中詰材には現地発生土を法先補強に用いる実施工を想定し、試験盛土と同様の土試料を用いた。土のうへの中詰方法は、写真3-7に示すように1層15kgの土を入れて約30cmの高さから10回自由落下させることで締固めた。なお、この作業を2回繰返し、土のう内部に計30kgの土の中詰した。

(2) 大型加振装置の概要および実験手順

本研究は、盛土法先への耐震補強効果を検証するために無対策盛土（以下、Case1と記載）及び我々が提案している法先補強を施した盛土（以下、Case2と記載）を含水比および乾燥密度の両者を同様の条件で作成し、加振実験による両Caseの耐震性能の比較を行った。実験で使用した振動台は、防災科学技術研究所（茨城県つくば市）所有の大型振動台実験装置であり、加振台サイズは $15\text{m} \times 14.5\text{m}$ 、振動方向は水平一方向である。この加振台上に、長さ11.6m、奥行き4.0m、高さ5.0mの試験土槽を設置し、内部に盛土を施工した。盛土施工時の様子を写真3-8に示す。

Case1およびCase2の盛土概略図を図3-30に示す。盛土は両Caseとも1:1.2勾配とし、天端幅4.0m、盛土高さ4.0m、奥行き3mとした。なお、盛土と土槽の境界には、土槽から伝達する振動を吸収するために厚さ50mmの発砲スチロールを設置した。盛土は約25cmごとに砂置換による現場密度試験を実施し、図3.4.1-1の締固め曲線をもとに締固め度と含水比の確認をした。その結果を図3-31に示す、双方の盛土とも、締固め度は概ね90%、含水比は8~10%を維持して施工されていることがわかる。

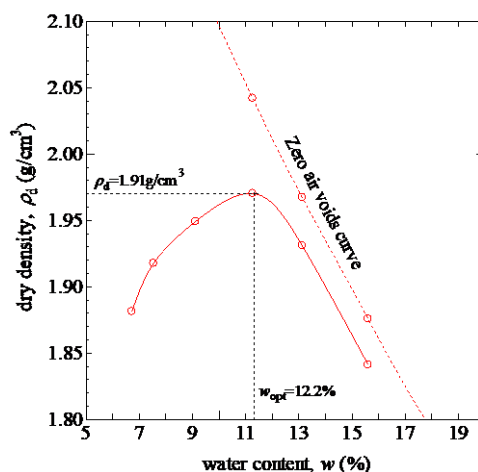


図 3-28 使用した真砂土の締固め曲線

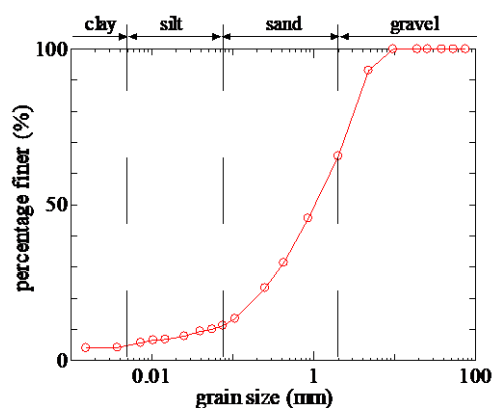


図 3-29 使用した真砂土の粒径加積曲線



写真 3-7 土のう内への中詰めの様子

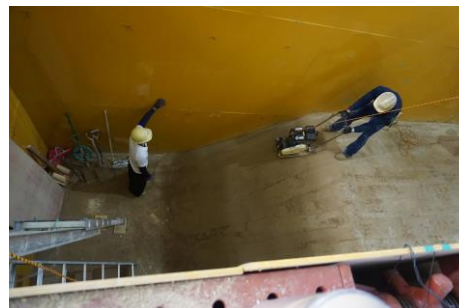


写真 3-8 土のう内への中詰めの様子

Case2は、Case1と同様の手順で試験盛土を作成すると同時に、盛土法先部に盛土高の1/3の高さに相当する土のう構造体を設置した。なお、土のう構造体の高さに関しては、耐震性を考慮した事前解析の結

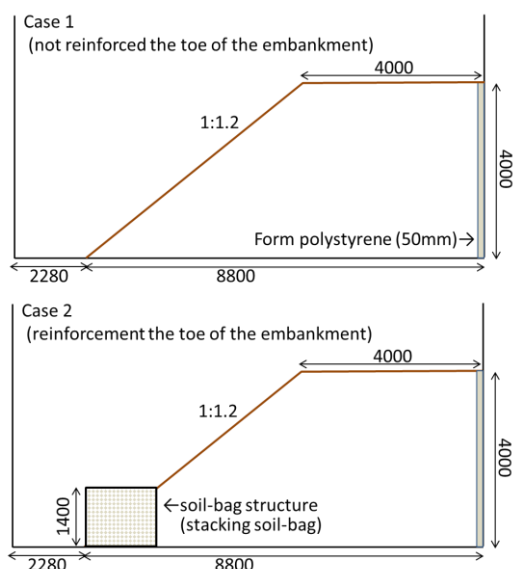


図 3-30 各ケースの盛土施工の概略図

果より確認した値となっている⁷⁾。土のう構造体の詳細を図3-32に示す。土のうの積層方法は、側方からの変形に強いハニカム構造を形成するよう積層した。なお、積層する際には2層ずつジオテキスタイルを巻いている。また、土のう構造体への载荷のために、6個の油圧ジャッキを用いてアンカーボルトに一樣に鉛直荷重を载荷し、土のう構造体を約75kN/m²のプレストレス状態とした。鉛直荷重を载荷する際には荷重の上昇値、および土のう構造体の側面変位を計測することで安定したプレストレス状態であることを確認している。

加振試験時の入力波形は、周波数2Hzのsin波形とした。入力加速度は100Gal、250Gal、750Galの順に増加させていき、盛土の崩壊が確認された時点で実験終了とした。各盛土の内部には基礎地盤から1.0mごとにひずみゲージと加速度計を設置し、加振時の盛土内部の状況を把握した。

(3) 実験結果

本試験では、前節に示すように入力加速度を3つのケースで実施したが、対策の有無に限らず入力加速度が750galのときに盛土の崩壊が生じた。なお、750Gal入力時に各ケースの振動台上で得られた応答加速度は、Case1では750galであったが、Case2では800Galと若干ではあるが差が生じていた。以下、盛土崩壊時の加速度における法先対策工の有無による結果の比較を行っていく。

加振による盛土の変状については、盛土内部に設置したひずみゲージと加振前後に実施した3D測量結果の比較から検討した。図3-33は、盛土崩壊時の加振前後で実施した3D測量による盛土の変形状況を示したものである。図より、法先対策工を設置することにより盛土法面の崩壊が低減していることがわかる。ここで、加振前後の双方の盛土における移動土量を計算すると、Case1の流亡土砂量は約3.7m²に対してCase2は約1.8m²と半分以下になっていることを確認している。図3-34は、盛土内部に設置した

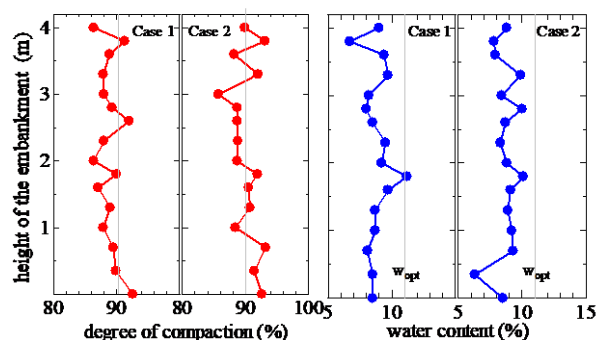


図 3-31 盛土施工時の締固め度と含水比分布

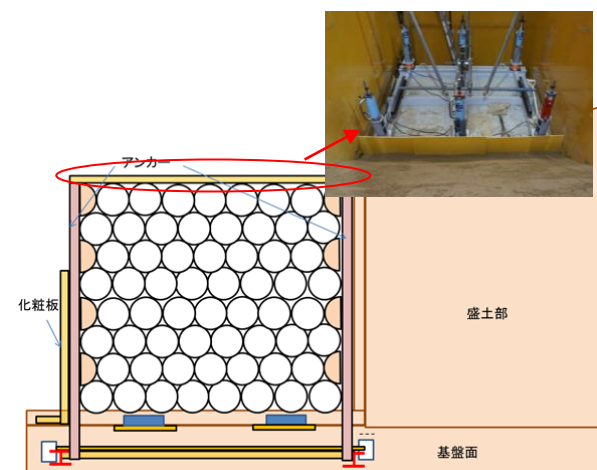


図 3-32 土のう構造体部分の詳細図

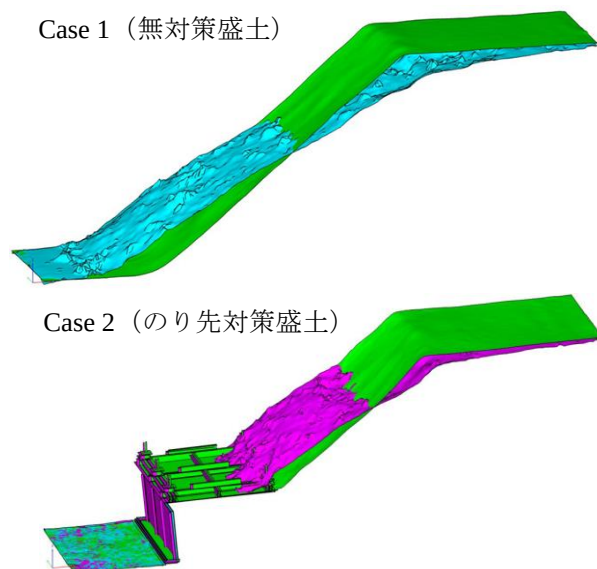


図 3-33 盛土崩壊時の状況
(加振前：緑、加振後：青、赤)

ひずみゲージの計測値と3D測量の結果から推定したすべり面であるが、すべり面の位置（図中赤線）が、対策工をもつCase2で浅くなっており、ひずみゲージの値からも補強効果が確認できる。

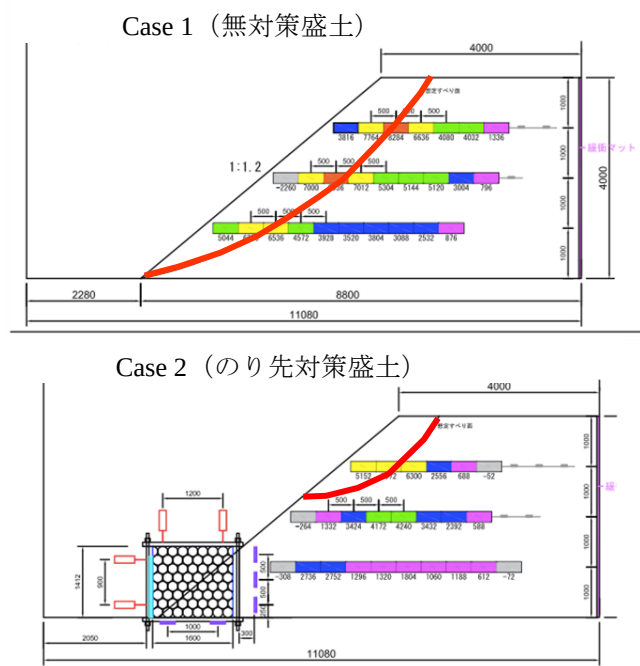


図 3-34 加振時のひずみ量からみる
仮想すべり面 (赤線部)



写真 3-9 加振後の土のう構造体の様子

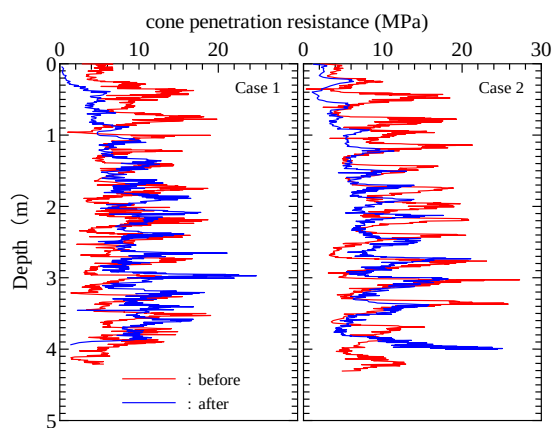


図 3-35 PANDA による貫入試験結果

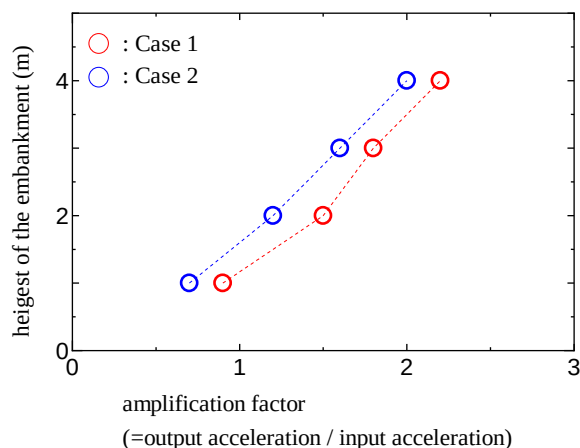


図 3-36 盛土内部の加速度増幅率

図3-35は、盛土天端で実施した加振前後の貫入抵抗値を示したものである。なお、試験はPANDAにより法肩から1.0m盛土側にて実施した。双方の盛土とも加振前より加振後で強度が低下していること、わずかではあるが加振後の強度はCase1のほうが低下している傾向にあることが伺える。

加振後の土のう構造体は写真3-9に示す通りであり、構造体自体のせん断変形や滑動は確認されなかった。また、土のう構造体の断面図を見る限り、土のうはハニカム構造を維持されていた。したがって、土のう全体に安定したプレストレスを与えられていたことにより、加振による変形が生じなかったことが示唆できる。

図3-36は、盛土崩壊時の各Caseの入力加速度 (=振動台上での加速度) と盛土内部に設置した加速度計により測定した応答加速度から、盛土内部におけ

る加速度の増幅率を検討した。なお、各々のCaseにおける入力加速度は実測値より、Case1が750Gal、Case2が800Galとして計算している。加速度の増幅率はCase2のほうが低下していることが明らかであり、土のう構造体の有無による耐震効果は明確に反映されていることがわかる。

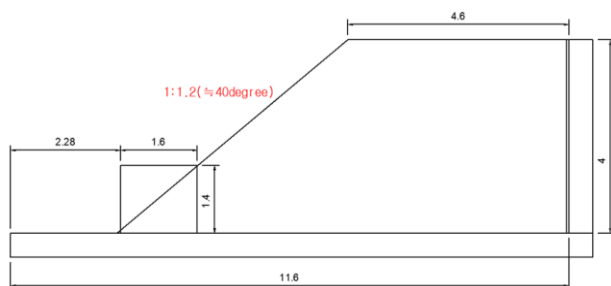


図 3-37 実物大振動実験盛土

表 3-12 設計強度定数

	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	c (kN/m ²)	ϕ (°)
盛土	18.53	20.29	27.0	36.0
土のう	19.0	20.0	80.0	34.0

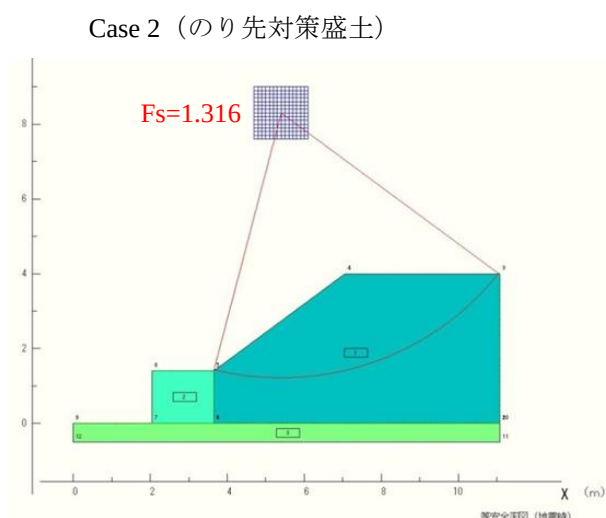
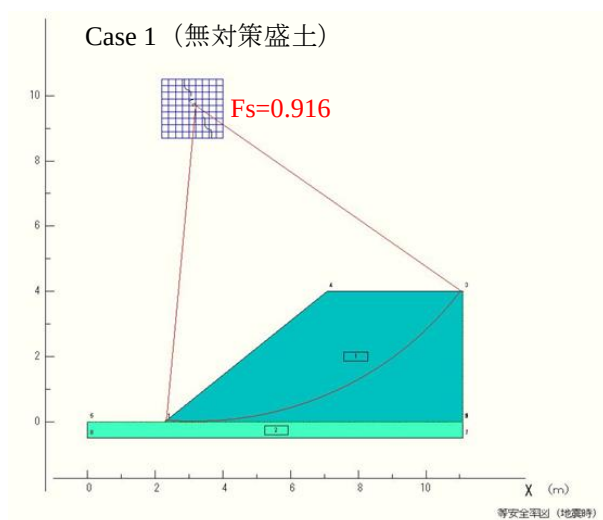


図 3-38 解析結果

3.4.2 解析結果からみる法先補強の耐震効果

大型加振試験により、法先補強工による盛土耐震性能の効果が確認できた。ここでは当該盛土の物性や加振情報をもとに、COSTANAを用いた円弧すべり安定解析を実施した。解析に用いた盛土モデルは図3-37、物性パラメータは表3-12に示す通りであり、土のう構造体の値は3.3.1節に示す土のう積層体の定圧一面せん断試験結果より得られた値を使用しており、構造体自体は剛体として検討した。

このようにして得られた解析結果を図3-38に示す。ここで、水平深度はレベル2地震動相当とし、水平加速度は750Gal加振時とした。図より、強振動を与えた場合には、Case1で $F_s=1.0$ 以下、Case2で $F_s=1.0$ 以上となることが確認できた。ここで、加振試験結果からも盛土天端での変形量はCase2で小さいことを考慮すると、土のう構造体にて法先補強を施した盛土において、仮に大規模地震によって被害を受けた場合には、盛土の変形量は限定的なものであることから、素早い復旧が見込めることなどが期待できるものと思われる。

3.5 土のう構造体の設計・施工手法

これまでの研究成果を踏まえて、実施工に向けての土のう構造体の設計手法および施工手法について検討した。

3.5.1 設計手法

(1) 本設計手法の適用範囲

本設計手法は、土のう構造体による既設盛土の法先補強工に適用する。本工法は、既設盛土の耐震化を目的として法先の限定された範囲での簡易な施工による補強を目指したもので、永久構造物としての土のうを法尻部にハニカム状に積層し、鉛直方向のグランドアンカーにより一体化・拘束化した盛土補強工である。なお、本設計手法を適用可能な盛土規模として、これまでの成果から原則、盛土高15m程度以下の既設盛土とする。

土のう構造体による法先補強工法の設計フローは道路土工擁壁工指針等の補強土壁工の考え方を参考に設定した。補強土壁工の一般的な設計フローは、

- ① 内的安定の検討：補強土壁を構成する部材の安全性（壁体内部を通るすべり破壊）
- ② 外的安定の検討：補強土壁自体の安全性（転倒・滑動・支持力）
- ③ 全体安定の検討：補強土壁・基礎地盤を含む全

表 3-13 設計水平震度

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

表 3-14 盛土の要求性能

		重要度 1 【適用】	重要度 2
地震動の 作用	レベル 1	性能 1	性能 2
	レベル 2	性能 2	性能 3

※盛土の要求性能の区分

性能 1：健全性を損なわない，機能維持

性能 2：損傷が限定的，機能の早期回復

性能 3：損傷が致命的ではない

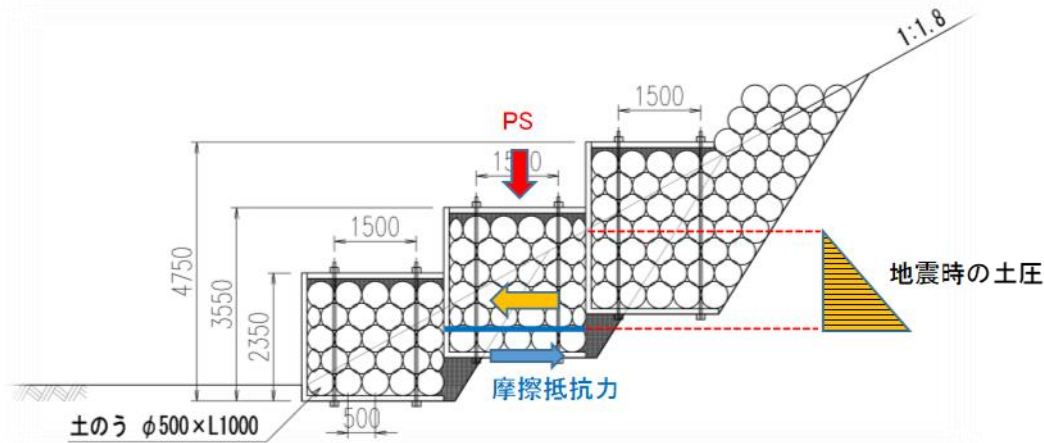


図 3-39 内の安定の検討方法の概念図

体としての安全性の手順で検討することになるが、本工法では、まず極限平衡法による全体安定検討により法先補強範囲（土のう構造体の設置範囲）を設定したのち、外的安定検討、内的安定検討、数値解析による変形照査（L2地震）の手順に基づく設計フローを提案する。

a) 全体安定の検討

極限平衡法（円弧すべり解析）により、土のう構造体・盛土・基礎地盤を含む盛土全体の安定検討を行う。その際、土のう構造体内部には円弧は通らないと仮定し、所定の安全率を満足する法先補強範囲（土のう構造体設置範囲）を設定する。なお、解析上の適用基準は道路土工（盛土工指針）²⁾とし、対象地震動はレベル2地震動、設計水平震度は地盤種別に応じて表3-13としており、極限平衡法のレベル2地震動に対する必要安全率を1.0とし、安全率が1.0以上の場合に性能2を満足する（表3-14）。

b) 外的安定の検討

土のう構造体を剛体とみなし、背面盛土からの土圧および自身の慣性力による転倒・滑動・支持力の検討を行う。なお、補強土壁工等の検討方法に関しては、道路土工擁壁工指針⁹⁾を準用するものとする。

土のう構造体下部の軟弱地盤で支持力が確保できない場合、全体安定検討の場合と同様に、地盤改良の検討を行う必要がある。さらに、滑動・転倒が許容値を満足しない場合には、土のう構造体設置範囲の見直しや基礎地盤へのグランドアンカーの適用について検討を行う必要がある。

c) 内的安定の検討

土のう構造体自体が内部破壊しないことを検討する。土のう構造体内部の破壊モードは、土のう間でのすべり（滑動）であると想定される。これより、（背後から作用する地震の土圧によるせん断力）＜（土のう間の摩擦抵抗力）であることの照査が必要となる。このとき、ハニカム構造による見掛けの摩擦角 ϕ_{p2} 、およびプレストレス（PS）による摩擦抵抗力の増大効果を考慮するものとする。

$$\text{摩擦抵抗力} = (\text{PS} + \gamma \cdot Z \cdot B_s) \cdot \tan \phi_{p2} \quad (\text{式3-2})$$

PS：アンカーによるプレストレス力

B_s ：土のう間の摩擦抵抗長さ

ϕ_{p2} ：土のう間の見掛け上の摩擦角

図3-39に内部安定の検討方法に関する概念図を示すが、背後から作用する地震の土圧によるせん断直に対し、式3-1の摩擦抵抗力が上回るようにPS値を設定する。

ここで、土のう間の見掛けの摩擦角 ϕ_{p2} の設定方法として、図3-40に示す松岡ら⁹⁾のハニカム構造における「谷間角 θ 」の考え方がある。中詰材が今回対象としているような細粒土の場合には、土のう間の見掛けの摩擦角 ϕ_{p2} は、土のう袋の摩擦角 ϕ_{p1} とハニカム構造の谷間角（土のう同士の食込み角度） θ の和で表せるというものである。

$$\begin{aligned} \text{土のう間の見掛けの摩擦角 } \phi_{p2} \\ = \text{土のう袋の摩擦角 } \phi_{p1} + \text{谷間角 } \theta \end{aligned} \quad (\text{式3-3})$$

参考：土のう間の摩擦角に係る既存研究成果



「土のう積層体の変形・強度特性と設計法」

(土木学会論文集No.764/Ⅲ-67, 169-181, 2004.6, 松岡元ら)

表-1 土のう袋どうしおよび細かい・粗い中詰め材入り土のう間の摩擦試験結果

摩擦条件	中詰め材	滑り出し時の摩擦角 ϕ_s , () 内は平均値	ピーク値の摩擦角 ϕ_{p1} , () 内は平均値	中詰め材の ϕ
土のう袋どうし		14° ~ 18° (15°)	18° ~ 25° (23°)	
細かい中詰め材 入り土のう間	6号珪砂	14° ~ 17° (15°)	22° ~ 26° (23°)	40°
	豊浦砂	14° ~ 17° (15°)	21° ~ 23° (22°)	40°
粗い中詰め材入 り土のう間	砕石	測定せず	29° ~ 35° (31°)	44°
	ロックフィル材	測定せず	42° ~ 45° (43°)	45°

↑
①

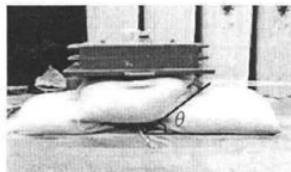


写真-3 谷間積み土のうの摩擦試験

表-2 谷間積み土のう間の摩擦試験結果

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

④=③

②

③=①+②

図 3-40 土のう間の見掛けの摩擦角の設定方法

今回、上記の松岡らの谷間角の考え方をそのまま適用はせず、新たにハニカム構造の土のうの同士の間一面せん断試験を実施し、土のう間の見掛けの摩擦角 ϕ_{p2} を評価するものとした。一面せん断試験は、土のう袋として一般タイプ・高摩擦タイプを比較するとともに、中詰材として真砂土のケース、真砂土に鉄鋼スラグを混合した土のうのケースについて実施した。また、一面せん断試験の結果、中詰材の種類にかかわらず、土のう同士の内部摩擦角は中詰材の内部摩擦角と概ね等しいことが分かった。スラグ混合土では粘着力も発現したが、スラグの粘着力はバラツキが大きく評価が難しいため、内部摩擦角のみ評価するものとした。

以上から、内部安定の検討では、土のう間の見掛けの摩擦角 ϕ_{p2} は、土のう中詰材の ϕ に等しいとして検討を行うものとする。

土のう間の見掛けの摩擦角 ϕ_{p2}

= 土のう中詰材の内部摩擦角 ϕ (式3-4)

(2) 本設計手法の適用範囲

前節に示す大型振動台装置による実物大盛土加振実験において、加振時・加振後のPSの低下が計測された。レベル2クラスの大地震では、完全にPSを維持することは困難であると想定されるが、地震力とPS低下の因果関係が明確ではないことより、現時点ではその影響評価が困難である。また、内部安定の検討では、PSにより土のう構造体自体の強度を確保し、内部安定を維持する構造となっていることから、PS維持の方策、あるいはPS低下の影響度合いの

評価が今後の課題であると考えられる。

3.5.2 施工手法

土のう構造愛によるのり先補強工法は、表3-15に示すフローにて施工を検討している。

(1) 土のう構造体の施工箇所における盛土掘削

土のう構造体を設置するのり先部の盛土を掘削する(図3-41)。掘削する勾配は、盛土材や盛土高、締固めの度合いによって決定するが、掘削時における安全確保の観点から1:0.8よりゆるい勾配で掘削を行う。掘削幅は、土のう構造体の一段当りの高さに対する盛土幅について水平に掘削し、その背面は所定の勾配にて掘削を行う。掘削は、バックホウによる機械掘削を標準とするが、重機の進入が困難な箇所については、人力掘削とする。なお、2段目以降については、前段の土のう積層体を足場として掘削作業を行う。

(2) 土のう構造体を固定するアンカーの打設

地震時における土のう積層体の滑動力に対しての抵抗力を得るためのアンカーを打設する(図3-42)。のり先部の狭い箇所が施工ヤードとなることから、小型の削孔機を用いてアンカーを施工する。削孔方式は、単管削孔と二重管削孔があるが、孔壁の自立の有無などの地盤条件により選定する。定着方法は、セメントミルクによる周面摩擦抵抗を基本とし、求められる荷重に対して引抜き抵抗力が得られる長さをアンカー体長とする。地盤が軟弱で十分な引き抜

表 3-15 のり先補強工法のフロー

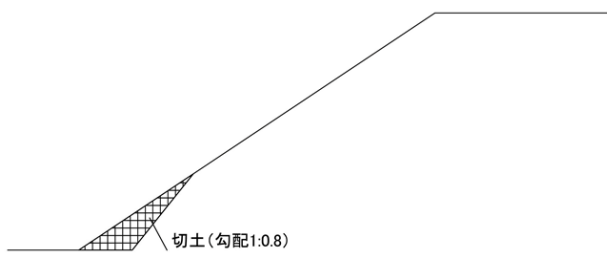
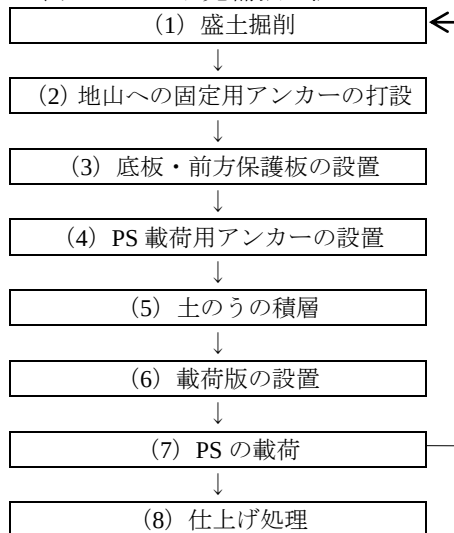


図 3-41 土のう構造体の施工箇所における盛土掘削

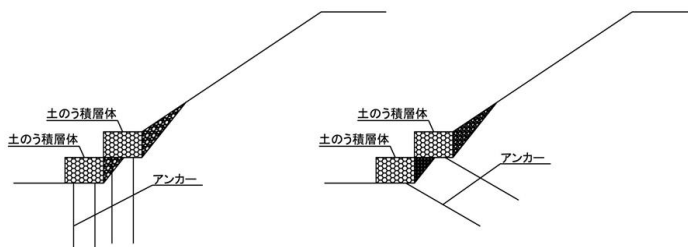


図 3-42 アンカーの打設方法 (左：鉛直，右：斜め)

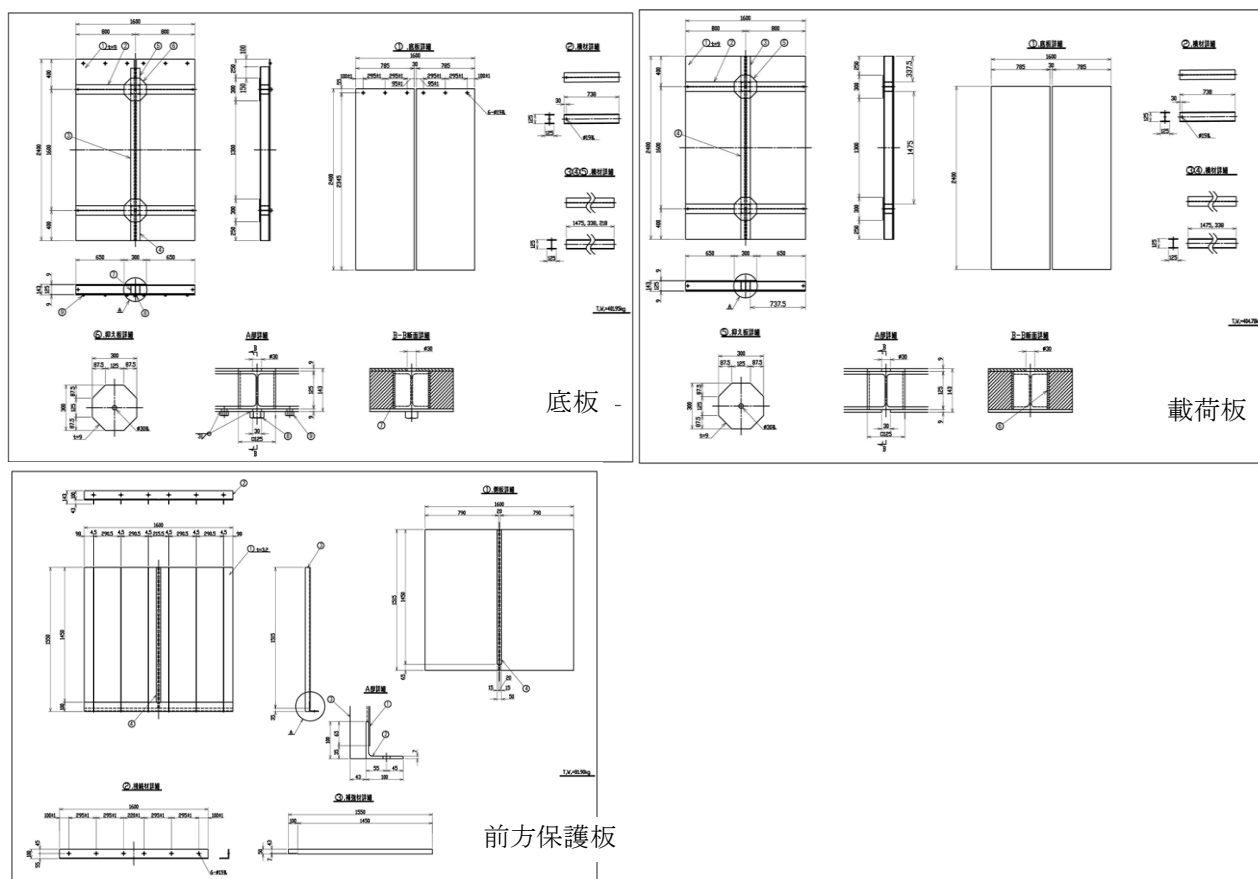


図 3-43 底板，载荷板，前方保護板の詳細

き抵抗力が得られない場合には、地盤改良型の太径アンカーや繰返し注入型アンカーを採用して、所定の引抜き抵抗力を得る。

(3) 底板・前方保護板の設置

図3-43に底板，载荷板，前方保護板のそれぞれ考案する詳細図を示す。土のう積層体を挟み込んでプレストレスを载荷するための底板を、盛土を掘削した底面に水平に設置する。底板の固定は、アンカーを定板の定着時具に対し、ゆるみがないように確実に

に固定する。前方保護板は、土のう積層時のガイドと共用時における土のうの紫外線劣化の防止を目的に設置する。前方保護板は、定板にボルトおよびナットで固定する構造であり、鉛直に設置する。

(4) プレストレスを载荷するアンカーの設置

底板に取り付けられたナットに土のう構造体にプレストレスを载荷するアンカーとして用いる鋼棒を取り付ける。鋼棒の規格は、载荷するプレストレスに対して十分な引張り力（緊張力）が得られるもの



写真 3-10 土のう作成の手順

とする。

(5) 土のうの積層

使用した土のうを写真3-10に示す。直径20cm, 長さ50cmの土のうに1袋当たり約30kgの中詰め材を入れて, 土のうの口紐を緩みのないように縛り, 俵型の土のうを作成する。土のうを盛土勾配方向と垂直方向に底板の上に隙間なく並べ, 断面的にみて千鳥配置にて所定の高さまで積み上げる。土のう積層体の偶数段の両端には, 一袋当りの中詰め材の量を半分にした土のうをバンドで巻き込みながら設置する。また, 土のう積層体の背面については土のう積層と同時に背面のり面を埋め戻しながら施工する。

積層時の様子を写真3-11に示す。土のう積層体の1段あたりの高さは, 1.5m~2.0mを標準とし, 次段の盛土掘削が完了後に最上段の1列分の土のうをかさ上げして, 土のう積層体が各段においてラップする形状とする(図3-44)。



写真 3-11 土のう積層状況 (実物大実験時)

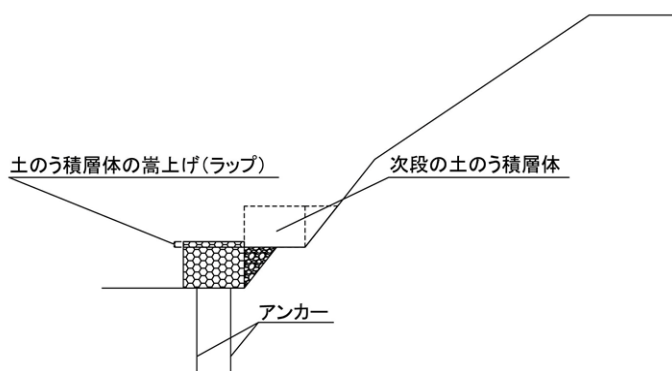


図 3-44 土のう積層体のラップ

(6) 載荷板の設置

所定の段数まで土のうを積層した後, 土のう積層体の天端の不陸を調整するために砂を天端に敷きならす。載荷板にアンカーを通し, 土のう積層体の上面に設置する。載荷板には一体型と分割型があり, 重機による機械施工が可能な場合には一体型, 人力による施工の場合には, 分割型を用いて組立ながら設置する。

(7) PS (プレストレス) の載荷

載荷板を貫通させたアンカーに定着具(プレート、ナット、ワッシャー等)を取り付けて, 油圧ジャッキを用いてプレストレスを載荷する(写真3-12)。1箇所に片寄った荷重を載荷すると載荷板が傾いてしまう可能性があるため, 対角のアンカーを2本以上の偶数本に対して同時に緊張作業を行う。載荷する荷重は, 実物大実験の結果から



写真 3-12 複数の油圧ジャッキを用いたプレストレス載荷状況 (実物大実験時)

75kN/m²以上が望ましいことが確認されていることから、本工法におけるプレストレスは、100kN/m²を標準とする。

(8) 仕上げ処理

土のう構造体へのプレストレスを載荷するために用いたアンカーの頭部に防錆保護のためのキャップを取り付ける。

第3章の参考文献

- 1) 中日本高速道路株式会社 東京支社 (HP 公開資料) : 東名高速道路牧之原地区地震災害の対応について
- 2) 日本道路協会 : 道路土工 盛土工指針, p.328, 2010.
- 3) 中村洋丈・横田聖哉・菅浩一・安田進・太田秀樹 : 東名牧之原地区における盛土のり面災害の動的変形特性, 第55回地盤工学シンポジウム, pp.205-212, 2010.
- 4) 森吉勇氣 : 土のう構造体の耐震性能に関する研究, 平成29年度神戸大学大学院修士論文, 2017.
- 5) 九田敬行, 澁谷啓, 片岡沙都紀, 田嶋亮祐, 森吉勇氣, 森口裕矢, 中澤博志 : 土のう構造体を用いたのり先補強による既設道路盛土の耐震化, ジオシンセティックス論文集, Vol.32, pp.175-182, 2017.
- 6) 地盤工学会地盤調査法改訂編集委員会 : 突固めによる土の締固め試験, 地盤材料試験の方法と解説, 社団法人地盤工学会, pp.373-385, 2009.
- 7) 加藤卓彦, 澁谷啓, 中西典明, 片山政和, 由井洋和, 歳籐修一, 伊藤修二, 石田正利 : 土のう構造体を用いた新たなのり先補強工による既設盛土の耐震化 その4. 被災した道路盛土をモデルケースとした誌設計, 第51回地盤工学研究発表会, pp.1135-1136, 2016.
- 8) 日本道路協会 : 道路土工 盛土工指針, p.350, 2012.
- 9) 松岡元, 劉斯宏, 長谷部智久, 島尾陸 : 土のう積層体の変形・強度特性と設計法, 土木学会論文集No.764/III-67, 169-181, 2004.

第4章 まとめ

本研究では、既設の沢埋め道路盛土に対する従来の技術、工法より格段に低コストな耐震診断と耐震補強に係る新技術の実用化を目指し、検討を進めてきた。以下に、耐震診断および耐震補強に関する各々の知見について簡単にまとめる。

4.1 耐震診断

沢埋め道路盛土の経済的な耐震診断手法の確立に向けて、盛土の経済的な耐震診断手法を確立するためにはスクリーニングの精度向上が必須であるとの認識に基づき、昨年度に引き続き一次調査及び二次調査手法の検討、および提案手法の現地での適用性を検討した。一次調査でランク D となった盛土に対し二次調査を実施し、一次調査におけるランク分けの妥当性を確認した。また、二次調査と詳細調査との安定性評価の比較結果より、調査レベルの進展により安全性の評価精度が向上することが確認された。

以上の成果より、耐震診断手法に関する当初の目標であった「事前情報に基づいた物理探査と簡易なサウンディングの組合せ調査」の確立に関しては十分に達成されたものと考えている。

4.2 耐震補強

耐震補強工法に関しては、当該研究の成果から、土のう構造体設計に必要な構造体のせん断強度、クリーブ特性、基礎地盤との相互作用、土のう構造体設置による耐震補強効果、土のう内部の中詰材の検証などを考慮した各種試験を実施し、得られた効果をもとに大型模型振動台装置を用いた盛土ののり先耐震補強効果を検証した。また、大型加振試験により得られた成果をもとに、土のう構造体をのり先補強工として利用する上での優位性や、実用化に向けたより耐震補強に適した経済的な土のう構造体の設計、施工手法を検討するまでに至ることができた。

さらに、現存する沢埋め道路盛土を考慮した上で、土のう構造体の設計に必要な解析シミュレーションを実施し、当該工法を行う上での盛土高や勾配等を考慮した安全性の照査を行うことができた。

以上の成果より、耐震補強工法に関する当初の目標であった「新たな土のう構造体による法先補強工法の開発」に関しては十分に達成されたものと考えている。

謝辞：

本研究の遂行においては，研究課題「沢埋め道路盛土の経済的な耐震診断と耐震補強の開発（研究代表者：神戸大学 澁谷啓）」に対する国土交通省新道路技術会議からの研究助成を得た．また，国総研の久保和幸氏，真野健太郎氏，木村一幸氏には，本研究の実施に際して，貴重なご意見を頂いた．ここに記して謝意を表す．