

### 3.4 降雨の影響を考慮した道路土工構造物の耐震設計・耐震補強技術に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 23～平 27

担当チーム：地質・地盤研究グループ

（土質・振動）

研究担当者：佐々木哲也、加藤俊二

#### 【要旨】

本研究は、事前降雨等の影響が耐震性に大きく影響すると考えられる道路盛土等の道路土工構造物を対象として、地震時挙動・耐震性に及ぼす事前降雨等の影響の定量的な評価、耐震性照査手法の検討、および合理的で経済的な耐震補強法を検討・提案することを目的として実施してきた。主な内容は次のとおりである。平成 23 年 3 月 11 日に東北地方太平洋沖地震が発生したことから、道路盛土の被災実態調査・被災要因分析を行い、集水地形上盛土の水の影響について再確認した。過去の地震被害の状況および東北地方太平洋沖地震の被災要因を踏まえ、降雨等による盛土内の水位変化を把握する必要があるため、東北地方太平洋沖地震において被災した谷埋め道路盛土の復旧箇所において、降雨等による盛土内の水位変動について調査を行った。さらに、模型実験により排水対策の効果について検討を行った。また、盛土の耐震対策検討に関する室内土質試験および遠心力載荷模型実験を行い、新設時には適切な締固めと空気間隙率管理により耐震性が向上することを確認し、既設盛土についてはふとんかごによるのり尻補強効果を確認するとともに設計の考え方を整理した。

キーワード：集水地形上盛土、降雨、水位変動、耐震設計、耐震補強

#### 1. はじめに

近年の地震等において、事前降雨が影響したと考えられる道路盛土等の道路土工構造物の被害により、長期間にわたり道路全体の交通機能を大幅に低下させ、社会問題を引き起こした。このため、道路土工構造物においても耐震性の向上が急務となっている。一方で公共事業費の縮減が求められており、事前降雨等の影響を考慮し適切かつ合理的に道路土工構造物の耐震性を向上させることが求められている。本研究は、事前降雨等の影響が耐震性に大きく影響すると考えられる道路盛土等の道路土工構造物を対象として、変状・被災事例の収集・分析、現地計測、模型実験等を通じて、①道路土工構造物の地震時挙動、耐震性に及ぼす事前降雨等の影響の定量的な評価、②事前降雨等の影響を加味した定量的な耐震性照査手法の提案、③既往の経験・実績に基づく仕様規定（標準のり面勾配、排水工等）が有する性能の明確化、④事前降雨等の影響を加味した合理的で経済的な耐震補強法の提案を目的に実施するものである。

主な内容は次の通りである。平成 23 年 3 月 11 日に東北地方太平洋沖地震が発生（以下、東日本大震災）したことから、道路盛土の被災実態調査・被災要因分析を行

い、集水地形上盛土の水の影響について再確認した。過去の地震被害の状況および東日本大震災の被災要因を踏まえ、降雨等による盛土内の水位変化の把握が必要であるため、東日本大震災にて被災した谷埋め道路盛土の復旧箇所において、降雨等による盛土内の水位変動調査を行った。さらに、模型実験により排水対策の効果について検討を行った。また、盛土の耐震対策に関する室内土質試験および遠心力載荷模型実験を行い、新設時には適切な締固めと空気間隙率管理により耐震性が向上することを確認し、既設盛土についてはふとんかごによるのり尻補強効果を確認するとともに設計の考え方を整理した。

#### 2. 東日本大震災での道路盛土の被災要因と課題整理

道路盛土における耐震検討に関する課題整理を目的として、東日本大震災において道路盛土の被災実態及び被災要因に関する調査を実施した。調査対象は、東日本震災において被災した直轄国道の災害査定資料をもとに、地震動による被災と判断される箇所で、道路震災対策便覧による被災度判定<sup>1)</sup>において「大被害」あるいは「中被害」に相当する箇所（図-1および写真-1に示す全7箇所）を抽出した。

3.4 降雨の影響を考慮した道路土工構造物の耐震設計・耐震補強技術に関する研究

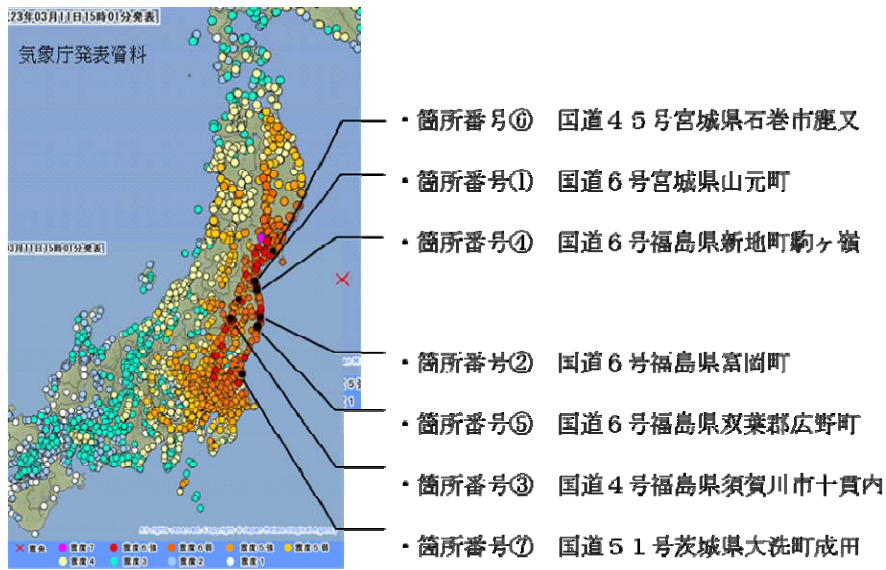


図-1 被災箇所の位置



箇所番号①



箇所番号②



箇所番号③



箇所番号④



箇所番号⑤



箇所番号⑥



箇所番号⑦

写真-1 被災状況写真 (①, ②, ④, ⑤, ⑥, ⑦: 事務所提供)

これら被災箇所について、国土交通省の関係事務所の協力の下、被災状況ヒアリングおよび被災箇所の現地調査を行い、被災要因を分析し道路土工における課題・対応方針等を整理した。被災要因調査結果から、調査箇所における被災要因は大きく次の4つに分類することができた。

分類Ⅰ：水が集まりやすい地形条件などで盛土内の水位が高かったことが要因（箇所番号①～④）

分類Ⅱ：水が集まりやすい地形条件で排水対策を実施したものの基礎地盤が液状化したことが要因（箇所番号⑤）

分類Ⅲ：平地部の軟弱地盤上の盛土で盛土材自体が液状化したことが要因（箇所番号⑥）

分類Ⅳ：不安定な傾斜地盤上に構築したことが要因（箇所番号⑦）

分類Ⅰは、能登地震における能登有料道路や駿河湾を震源とする地震における東名高速道路の盛土の崩壊等に見られた集水地形上の盛土など水が集中する箇所等で、盛土内水位が高かったことによるものである。盛土工指針<sup>2)</sup>では、これらの地震による被災を踏まえて基盤排水層や小段部の水平排水層の設置等の排水に関する記述が強化されており、集水地形上の盛土については、入念な締固めとともに排水対策が重要であることを再確認した。

分類Ⅱは、基盤排水層などにより盛土内水位を低下させた場合でも、水位が基礎地盤内あるいは基礎地盤面より上方に水位があるもので、湖沼等の水辺に隣接し基礎地盤が砂質土等で液状化する可能性がある箇所については、基礎地盤の液状化による崩壊に対する留意が必要であることを確認した。

分類Ⅲは、軟弱地盤上の盛土で盛土材（サンドマット層を含む）が液状化し崩壊したものである。盛土内水位の上昇は基盤排水層の設置により、一部対応できるものの、圧密沈下が著しい箇所や、基礎地盤にもともと窪地等の大きな不陸があるような場合は対応が不十分であり、例えば窪地の整形では碎石による置き換えなどの施工時の対応方法も含め、留意が必要であることを確認した。

分類Ⅳは、ゆるい不安定な傾斜地盤上に構築された盛土で基礎地盤も含めて沈下が生じたものである。設計・施工当時の道路土工指針<sup>3)</sup>においては、傾斜地盤上の盛土および擁壁の設計に関する記述はされていなかった。現行の盛土工指針においては、不安定な傾斜地盤については十分な調査と不安定箇所の掘削除去や改良等の対応についても記述されており、また、傾斜地盤上の擁壁についても、擁壁工指針<sup>4)</sup>において盛土基礎地盤を含む全

体安定検討を行うことが記述されており、現行指針に基づく適切な施工により対応できる被災形態であった。

### 3. 盛土内水位の現地観測

#### 3.1 観測箇所の概要

当該箇所は、宮城県亘理郡山元町に位置する丘陵部の谷間に構築された国道6号線の谷埋め盛土区間で、大小2つの谷埋め盛土からなる。この箇所における近傍震度は6強（山元町浅生原）であった。谷埋め盛土全体にわたって路面の沈下、クラック等の変状が確認され、大きな谷埋め部の切盛り境付近から約50m区間で盛土崩壊が発生した（写真-1 箇所番号①）。

道路構築前の航空写真（写真-2）を確認すると、当該箇所は谷部全体を埋めた道路であり、盛土部背後の丘陵地に農業用水用のため池が見られる。また崩壊部に向かって沢筋が走っており、水の供給元になっている可能性が高い。道路とため池との間の道路用地外部分は、民間開発により埋め立てられており（写真-3）、集水井および排水碎石ドレーンが複数設置されており、施工当時から

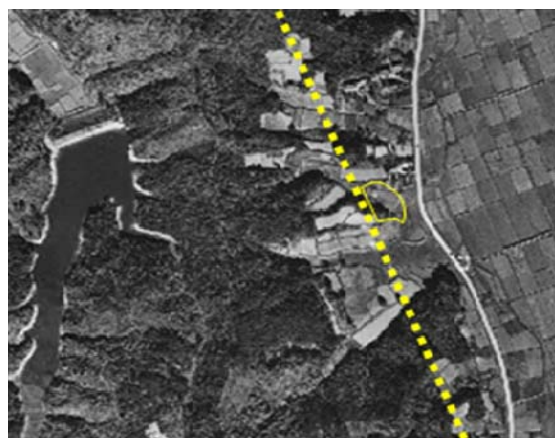


写真-2 道路建設前（1952年米軍撮影）



赤丸：集水井、黄丸：排水碎石ドレーン

写真-3 被災後（Google 撮影）



ら地山より大量の水が供給されていた可能性が推定される。写真-4は、復旧作業中の崩壊箇所ののり尻部の状況であるが、高い位置から湧水が確認され、湧水の影響から復旧作業中も小規模の崩壊が見られ、盛土内水位が高かったことが推定される。

一方、未崩壊箇所(写真-3の下部)では1車線分が最大で1m程度の沈下による段差は発生したが、崩壊に至っていない。この部分は、写真-3からもわかるように遊水池を形成するために両盛土の形状となっており背後地と連続しておらず、崩壊後の現地調査においてのり面からの湧水は見られなかったことから、背後地からの水の供給は少なく、盛土内の水位が低かったことが推定される。

当該箇所は、前述のように水が集まりやすい条件でかつ盛土内の水位が高かったことが要因で地震動により崩壊したものと考えられることから、復旧は排水対策を考慮したものとなっている。図-2は復旧断面の概要を示したもので、ハッチ部分が復旧範囲である。また、下段の中央部については現地発生土を現場内で再利用するために、上段ののり面については復旧直後に発生したのり面崩壊(平成24年3月上旬)に対処するために、当初設計では想定していない改良土が使われている。のり面勾配は、のり尻から小段までが1:1.8、小段から路肩までが1:1.5となっており、全面に種子散布工が行われている。背面から浸入してくる地下水に対しては、盛土内の排水を行うため「道路土工-盛土工指針」にあるように、基盤部には基盤排水層礫材を全面に敷設するとともに暗渠管を10mピッチで設置している。また、のり尻部の補強としてふとんかごが設置されている。さらに、小段部および上部のり面中央には幅30cm奥行き2.5mの排水マットが2mピッチで千鳥状に配置されている。

### 3.2 水位観測システムの設置概要

図-3に観測システムの配置図を示す。道路建設前の地形状況および崩壊位置の状況を踏まえ、ため池側の道路脇に1箇所(B-1)および崩壊面内に4箇所(B-2~B-5)計5箇所の自動計測の地下水位計と雨量計1基を設置し、10分間隔で計測を行いWEB上で計測結果を確認できるようにしている。また、現地で設置作業を行っていた時期に小段部のり尻全域から湧水が確認されており、3月ののり面崩壊の発生や基盤排水層上部に改良土が用いられており、盛土上段の水位も常時高いことが想定されることから、月1回程度の手ばかりによる補助観測を行うため、小段位置に3箇所および盛土両サイドの切盛り境界部に2箇所観測孔を設けている。



写真-4 復旧中ののり尻部の状況

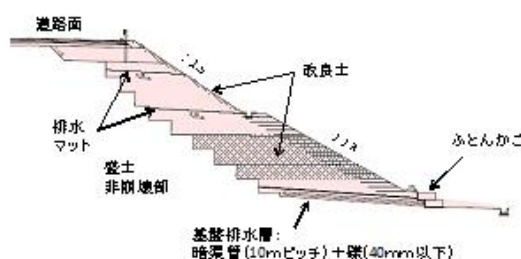


図-2 復旧断面図

自動計測を行う観測孔の深さは、元地形、旧盛土および復旧後の盛土を踏まえて設定する必要があり、山側(B-1)およびのり肩部(B-2,B-4,B-5)についてはボーリングコアから旧沢部を埋めたサンドマット層が確認できたことからその上面、B-3について基盤排水層の上面から約10cm以上の余裕があるように設定した。

図-4に観測孔と盛土断面との位置関係を示す。図中の赤線は、山側の観測孔(B-1)とのり肩部の観測孔(B-2,B-4,B-5)のそれぞれのサンドマット層上面を結んだものである。これらの勾配の状況を見るとB-2の断面の勾配が最も急であり、沢筋がB-1からB-2の方向に向かって走っているのが確認できる。また、図-5にのり肩部のボーリングコアから推定したサンドマット層の形状(旧沢地形)を示しているが、この断面からもB-1~B-2~B-3のラインが沢筋に当たることが確認できる。なお、B-2についてはほぼ段切り位置にあたり旧盛土位置にある可能性もあったことから、図面の段切り位置を考慮して復旧後の盛土位置となるように孔底位置を引き上げることとし、観測孔B-5の孔底位置に合わせることにした。

### 3.3 水位観測結果および考察

計測期間は2012年6月1日~2016年1月31日で、図-6に雨量および盛土内水位の観測結果を示す。R-1 およ

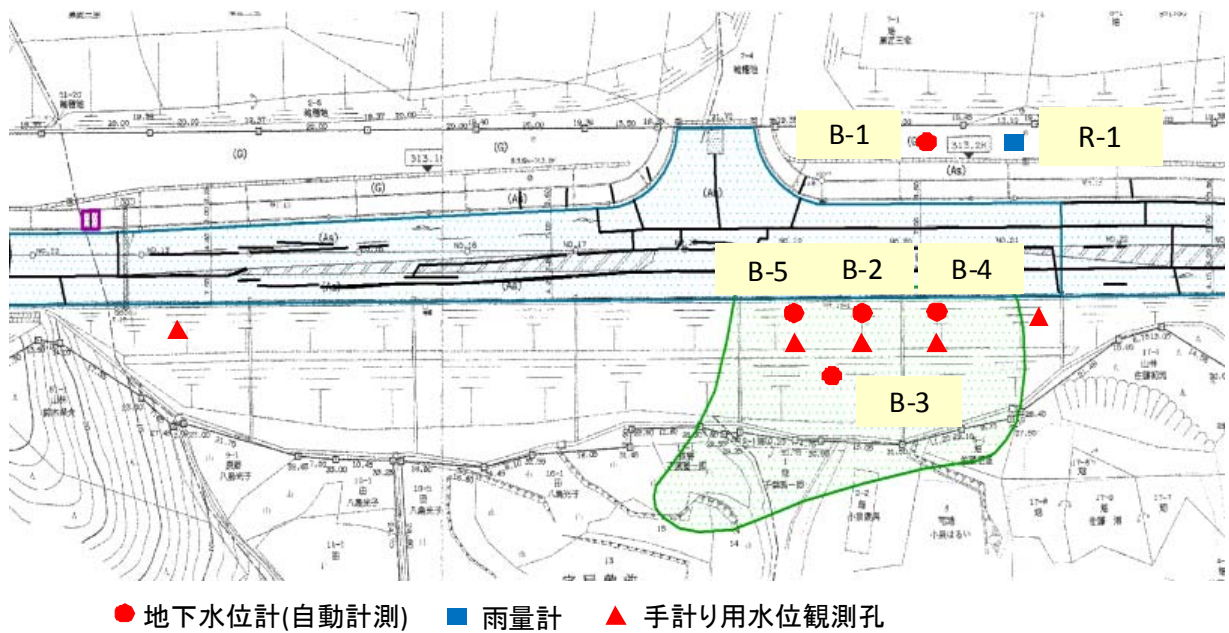


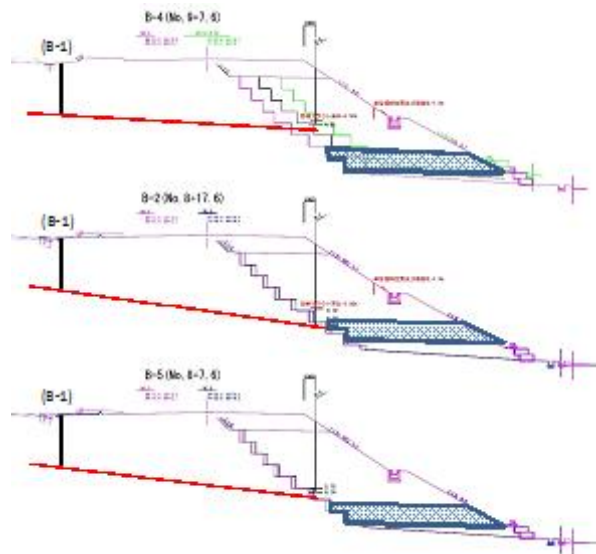
図-3 観測システムの配置図

びB-1～B-5は、図-3で示した箇所の雨量計および地下水位計である。

まずは、各水位計の全体的な変動の傾向を整理する。

山側のB-1は、比較的多い降雨があると降雨後しばらく経過してから、徐々に水位が上昇し、水位低下も比較的緩やかで長期にわたり水位が持続する傾向がみられる。これは、背後に集水地を背負っておりB-1は沢筋のほぼ中心に位置するためと考える。

次に、のり肩部のB-2,B-4,B-5の状況であるが、B-4,B-5では比較的まとまった降雨と連動して水位変動がみられその傾向は、B-5のほうがより顕著である。一方、B-2ではほとんどは水位変動は見られなかったが、2015年9月の豪雨の際に水位上昇を確認することができた。旧盛土部および元の地山を段切りした後に新しく盛土を構築した構造上の影響と考えられる。図-4、図-5で示したように、B-2は沢の中心で厚いサンドマット層がある箇所、B-4は沢の切盛境界側、B-5は沢の端部で小さな尾根部に位置する。基盤排水層、サンドマット層および水位観測孔の位置関係を確認すると、B-2の箇所はサンドマット層がほぼ基盤排水層と連結しており、透水性の高いサンドマット層を通じて地下水が排水されているため、B-4,B-5で反応が見られた降雨でも、水位変動が見られなかったものと推察される。一方で、B-4,B-5の箇所の基盤排水層の位置はもとの地山面より低い位置にあり、より低い位置にあるB-5の箇所では水位変動が現れやすいものと考えられる。



上：B-4 中：B-2 下：B-5

図-4 盛土断面と観測孔位置関係

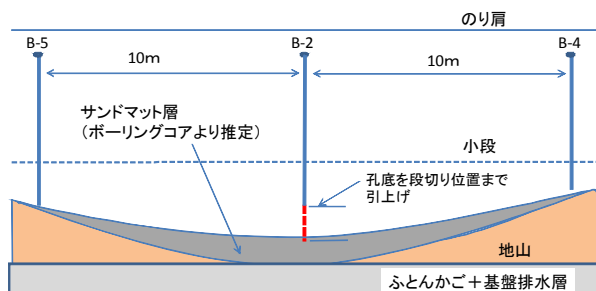


図-5 のり肩部のサンドマット層の位置関係

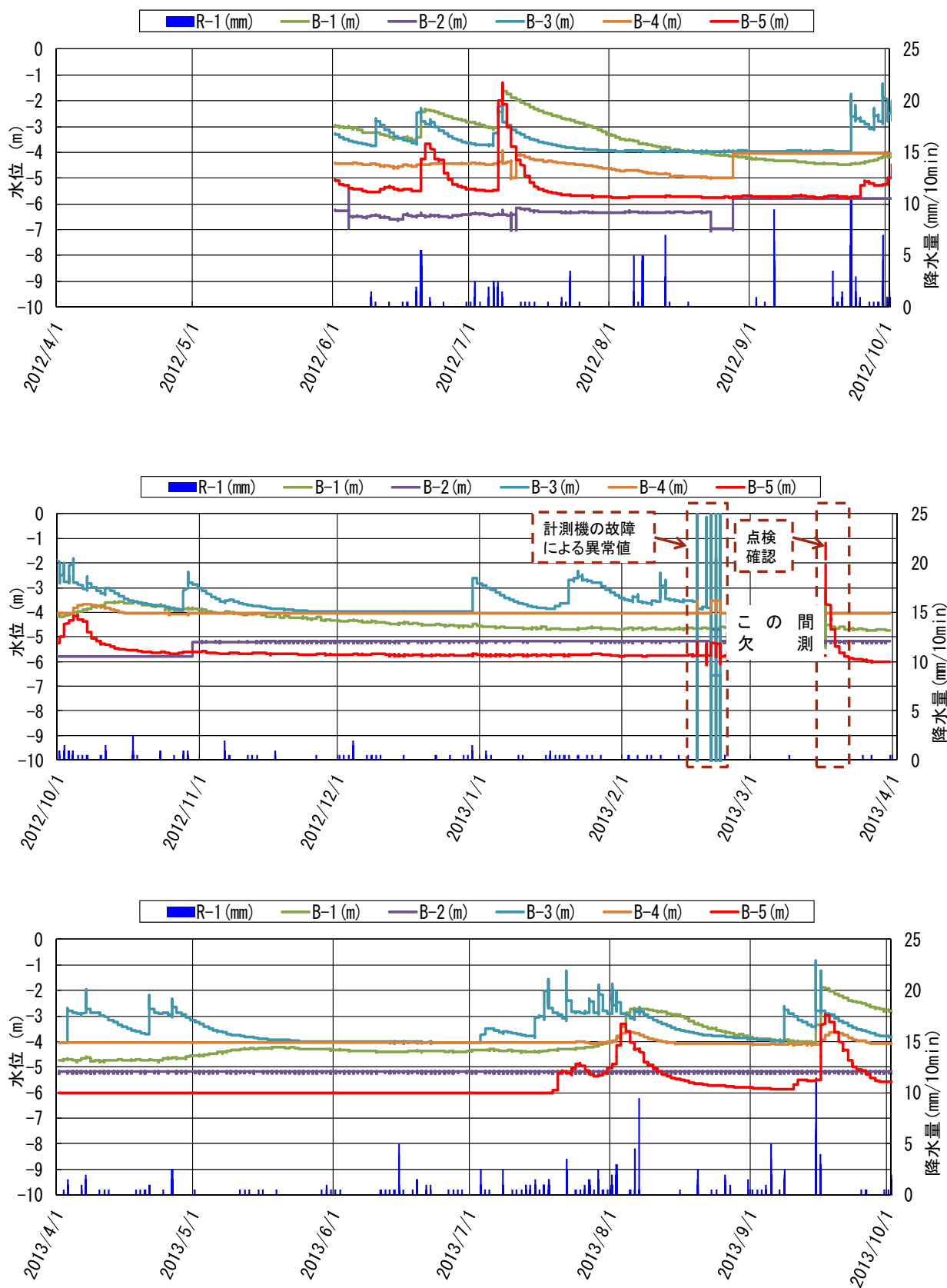


図-6 降雨および地下水位の観測結果 (その1)

3.4 降雨の影響を考慮した道路土工構造物の耐震設計・耐震補強技術に関する研究

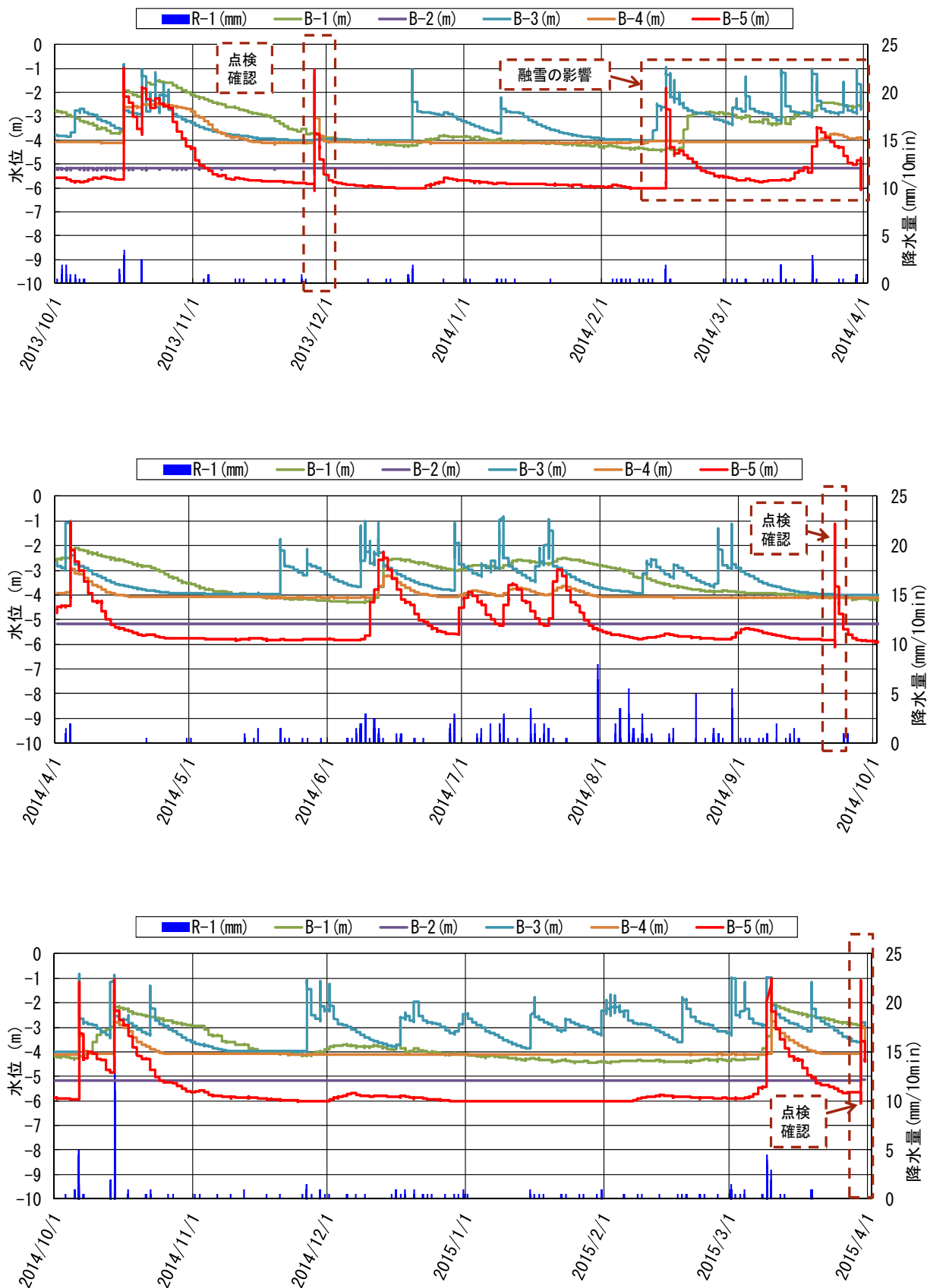


図-6 降雨および地下水位の観測結果 (その2)



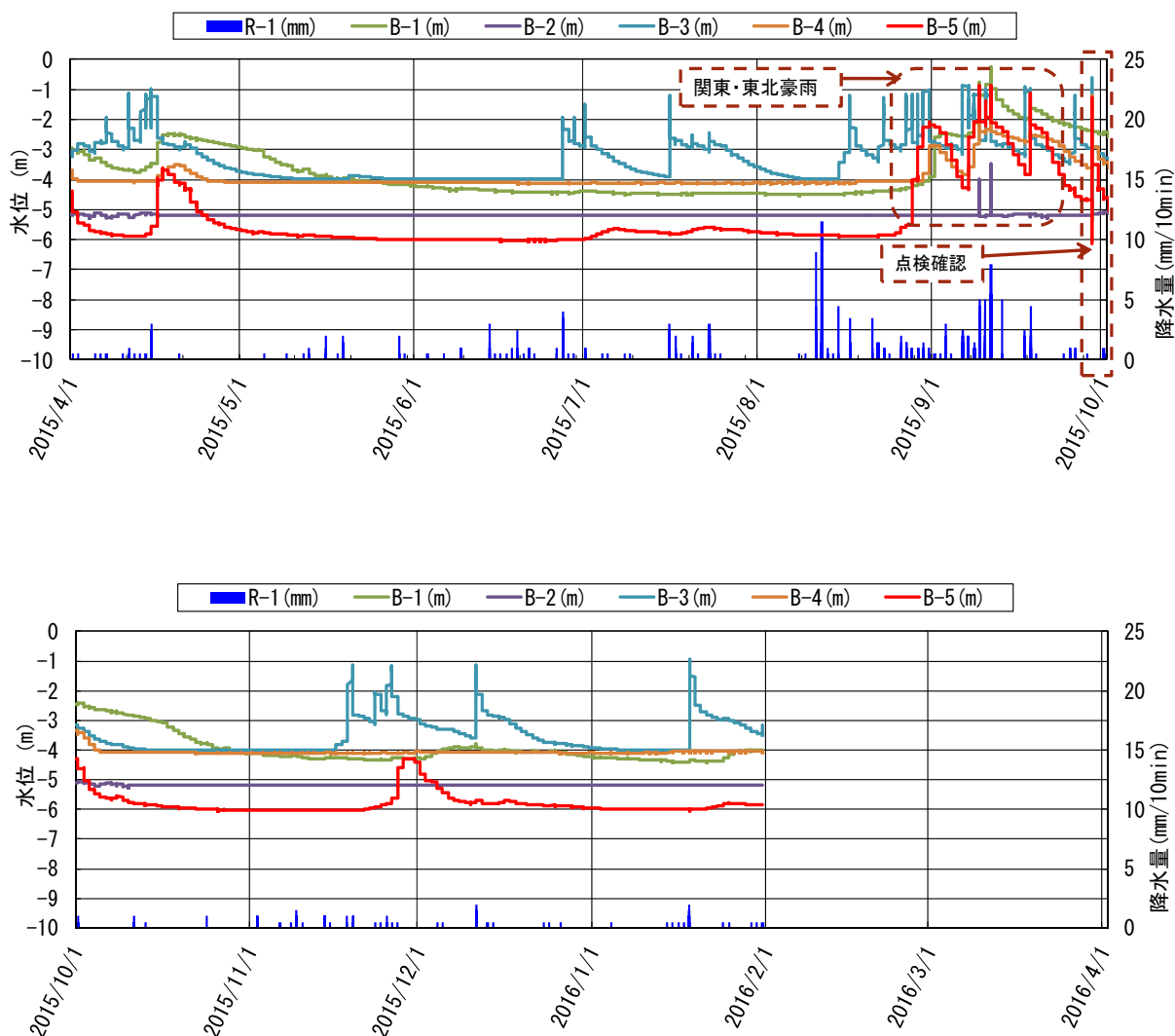


図-6 降雨および地下水位の観測結果（その3）

次に、のり尻部のB-3の状況である。B-3の位置は、のり面からの浸透水の影響を受けやすい箇所であり、比較的少ない降雨でも反応が見られる。また、B-1の水位が高い状態にあるときには、B-3の水位も比較的高い状態で推移する傾向がみられる。B-3は沢の出口のほぼ中央に位置しており、背後の集水地からB-1に集まった地下水がB-3のほうに供給されているものと考えられる。この傾向は、融雪時により顕著にみられた。前述したB-2では、観測孔の位置関係からほとんど水位が計測できなかったが、後述するように関東・東北豪雨の際には水位上昇が確認されており、おそらく基盤排水層より上方かつ孔底下のサンドマット層内に水位が形成されていたのではないかと推察される。

過去のアメダスデータを見ると、この地域では48時間累積雨量が200mmを超える雨を年に1回程度経験して

いたが、計測期間中は経験することはなかった。その中でも、特徴的な水位変動としては、2014年2月中旬～3月の降雪および融雪による水位変動、および2015年9月の関東・東北豪雨での変動である。

まず、2014年2月14～15日の降雪による積雪量および融雪量の推定と水位変動への影響について分析を行った結果を述べる。降雪、積雪および融雪に関しては、現地に積雪計を設置していないため、近傍のアメダスによる観測結果から推察する必要がある。最も近いアメダスは「亘理」で、現地から北に約10km、海岸線からも約1kmに位置し、周辺も田畑で観測箇所と類似した条件にあるが、ここでは積雪計による観測が行われていない。現地の近傍で積雪計が設置されているアメダスは「仙台」である。このため、「仙台」の降水量、気温、積雪量の変化から、「亘理」の降水量および気温より降雪・積雪量を



### 3.4 降雨の影響を考慮した道路土工構造物の耐震設計・耐震補強技術に関する研究

推察し、「亙理」の降水量と現地雨量計による降水量から現地の降雪・積雪量の変化を推察する必要がある。図-7は積雪変化量の推察を行った結果である。降雨と降雪の分かれ目として、当時の降水が確認されている時間帯が「仙台」「亙理」にほとんど違いがなかったこと、外気温の変化についてもほとんど差が無かったことから、降雪により積雪量が増加している時間を目安に、「仙台」における降水量と降雪量の比(降水量1mm当たり降雪量1cmに換算)を用いて「亙理」の最大積雪量20cmとし、「仙台」における融雪による積雪の変化から「亙理」の積雪変化量を求めた。山元町の計測箇所についても同様の方法によって現地の最大積雪量を28.5cmとして融雪による積雪変化量の推定を行った。写真-5,写真-6に示すように、2月21日の正午時点で現地状況を確認したところ、一部に若干の残雪は見られたものの概ね積雪がなくなっていたことから、積雪変化量はほぼ推察通りであると考えられる。

図-8はこの間の水位変化の状況で、沢の元地形から基盤排水による影響が小さく、水位変化が顕著に表れている3点を示す。また、図-9には比較のためほぼ同量の降水量があった2013年12月19~20日の降雨による水位変化を示す。のり尻の水位に着目すると、通常の降雨の場合には比較的短時間で急激に水位が上昇し、ピークに達した後も比較的早く水位が減少して背面からの供給に合わせて水位を維持しているが、降雪・融雪時では水位上昇も比較的なだからで、ピークに達した後も融雪に合わせて増減しながら高い水位が継続している。また、のり肩でも融雪時には背面から水が供給される前から高い水位を維持する傾向が見られる。雪密度が小さいため、融雪量を降水量に換算しても日雨量で数mm程度の降水量であり、通常の降雨であればほとんど水位変動が見られないが、融雪の場合には表面流失や特に地表面からの蒸発散がほとんど無く、効率的に浸透しているものと考えられる。

さらに、ここで図-6に戻ると2013年の7月上旬~8月上旬にかけて連日のように降雨

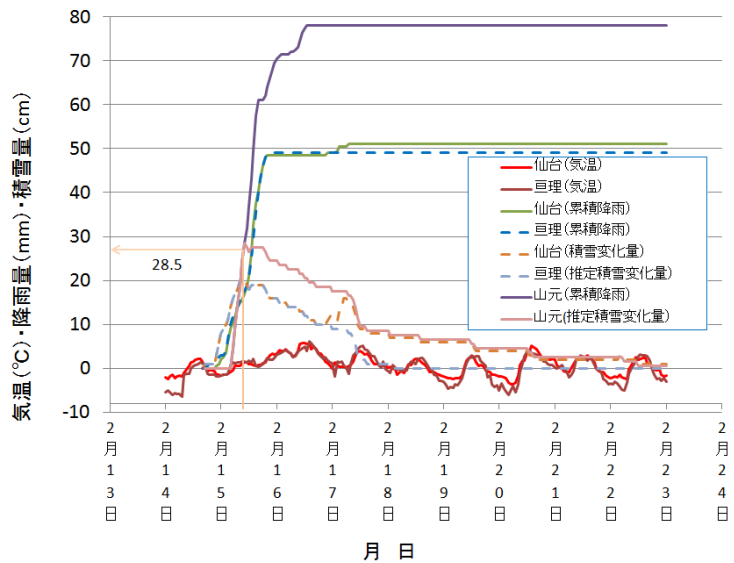


図-7 積雪変化量の推定結果

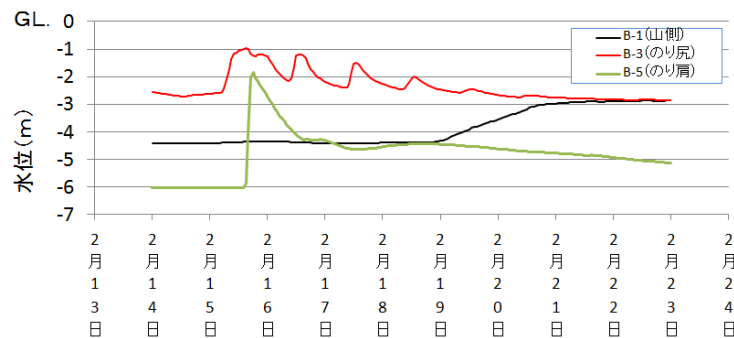


図-8 降雪・融雪時の盛土内水位の変化

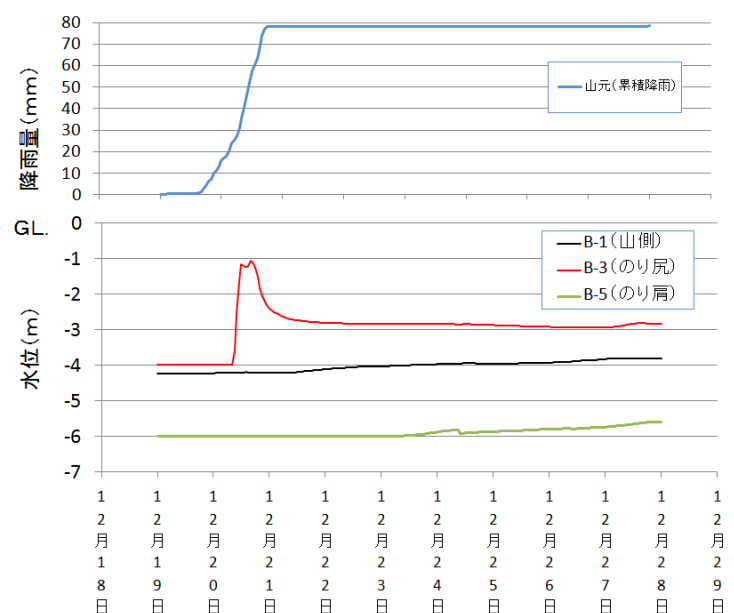


図-9 類似降雨時の盛土内水位の変化

### 3.4 降雨の影響を考慮した道路土工構造物の耐震設計・耐震補強技術に関する研究

が続き、それに伴いり尻のB-3の水位も継続して高くなっているが、融雪のあった2月中旬以降でも降水状況が7月～8月にかけての降雨と比してかなり少ないにもかかわらず、ほぼ2ヶ月間も高い水位が継続している。大きな違いは、地下水の供給側にあたる山側のB-1の水位が、融雪以降ほとんど下がっていない点である。融雪水の効率的な浸透は盛土背面の集水地内でも同様であり、このため集水地内の地下水位が継続的に高い状態となり、その結果背面から継続的に地下水が供給されることでのり尻部も高い水位が継続しているものと考えられる。

当該箇所は、災害復旧のため基盤排水層を設けており、排水対策のない集水地内盛土に比べて水位の低下速度は速い状態にあると考えられる。このため、基盤排水層などの地下水に対する排水対策がなく積雪地に位置する集水地内盛土に関しては、融雪期は地震に対して特に脆弱な状態なるものと考えられる。

次に、2015年9月の関東・東北豪雨時の状況について分析する。図-10に当時の降雨および地下水位の変化状況を示す。前述したようにこの降雨によってB-2においても水位上昇が観測されている。当時の降雨は大きく2つのピークがあり、降雨波形とほぼ連動して地下水位も上昇および減少しているのがうかがえる。ここで、それぞれの観測孔における降雨と地下水位の関係を見るとB-3,B-4,B-5では、ほぼ降雨のピーク直後に水位のピークが見られるが、B-1およびB-2では数時間後にピークを迎えており、さらにB-2においては水位の減少速度も他の観測孔より早いことがうかがえる。B-1は前述したように、後背の集水地の沢の中央にあたるため、その影響

もありピークが遅れているものと考えられる。

一方で、B-2に関しては、図-5でも示したように、沢の中央部に当たるため、B-1と同様に周囲からの流入による影響があるが、下のサンドマット層が基盤排水層と連結していることから、同時に排水も行われているため、



写真-5 盛土のり面および周辺の状況



写真-6 山側埋め立て地の状況

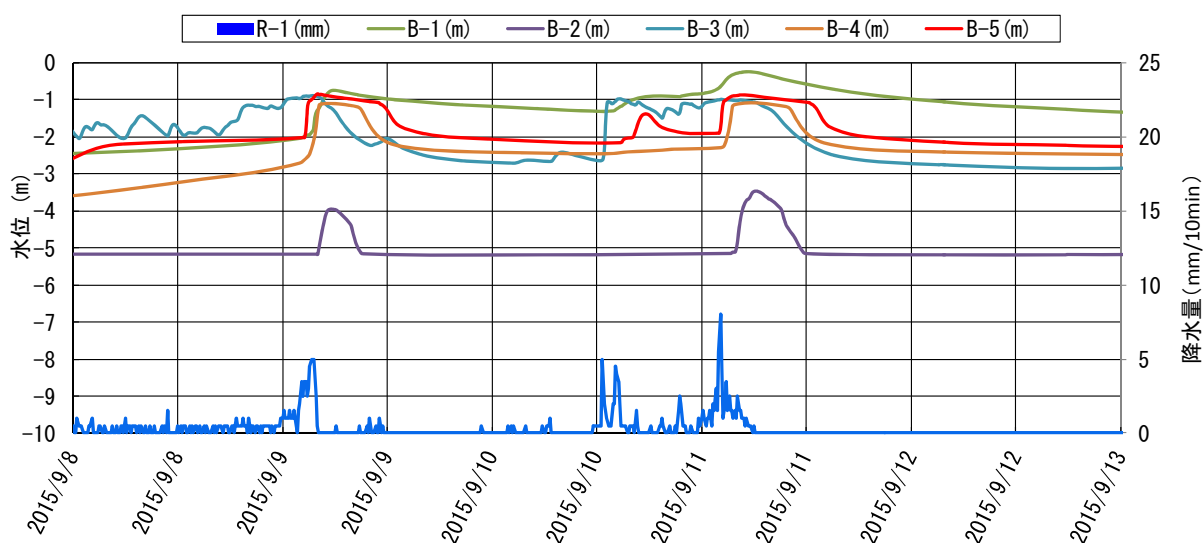


図-10 関東・東北豪雨時の降雨および地下水位の変化状況

水位上昇の遅れと早い水位低下が生じているものと考えられ、基盤排水層の効果がうかがえる。

図-11に、今回の豪雨のピーク時の各観測孔の水位を結んだ水位線の形状を示す。縦断方向の線の形状は凸、のり肩部の横断方向の形状で凹であった。ここで、B-2,B-4,B-5の地表位置は同じ高さであり、ピーク時のB-4,B-5の水位はGL-1m程度、B-2の水位はGL-3.5~4m程度と約3m程度の水位差があった。基盤排水層の排水効果も考慮すると、B-3やB-5のみで水位変動がみられるような少降雨時のB-2の水位はほぼサンドマット層内にあるものと考えられ、その際の水位線は図-11(a)に示すように基盤排水層の盛土内端付近でゆるやかに下に凸の形状になっているものと推察される。

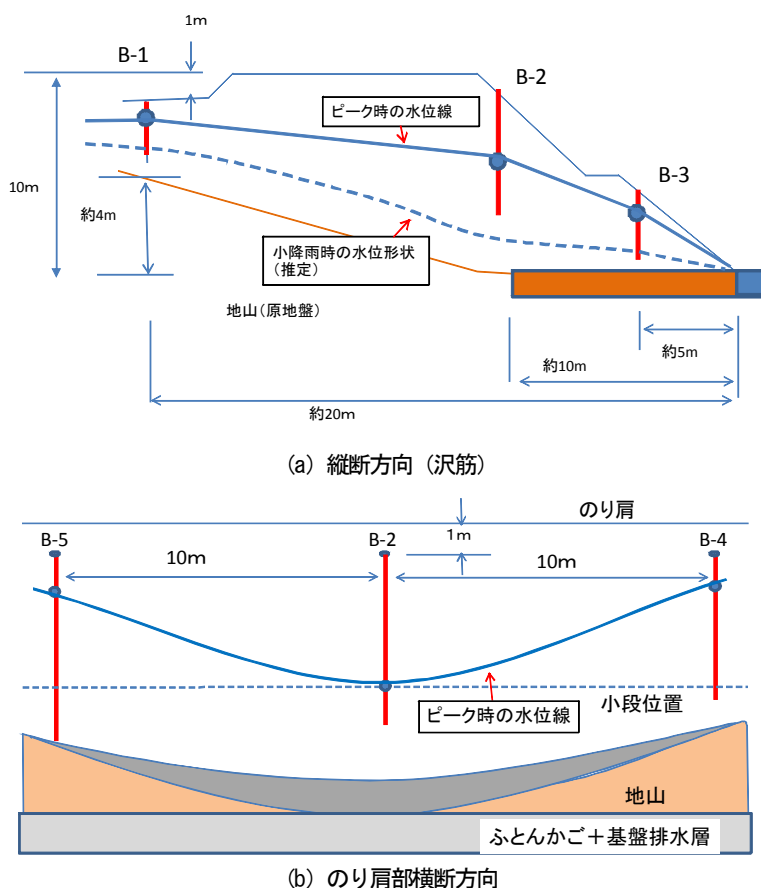


図-11 関東・東北豪雨のピーク時の水位線形状

#### 4. 排水マットの効果に関する検討

近年、ジオテキスタイルを用いた薄型の排水マットが盛土の排水に用いられるようになり、前述の震災復旧箇所においても小段部分に2mピッチで施工されている。道路土工指針では、碎石等による排水層を全面に敷設するように規定されており、上記のような排水マットの設置は十分な排水能力を有しているかが疑問である。実際に、水位観測を行っている現場において降雨後の排水状況を確認した際も、写真-7に示すように盛土内水の排水量は、排水マットからではなく排水マットが設置されていない部分ののり尻から多く滲みだしており、耐震性を踏まえると対策として不十分である可能性が考えられる。このため、排水マットを用いる方法が盛土の耐震性も踏まえて十分な排水能力を有するかを確認することを目的として模型実験を実施した。

##### 4.1 実験概要

図-12に実験模型の概要を示す。実験模型は、図-12(a)に断面を示すように、小段までの高さが5m程度でのり面勾配1:1.5の盛土から、のり尻部から高さ3mまでの部分を切り出したものを想定し、盛土内に水を供給するための背面水槽を設置している。盛土材は山砂を、排水マットは、上記観測現場で用いられているも

のと同じ、幅300mm×厚さ5mmのM社製のものを用いた。盛土の基盤部の構築は1層当たり10cmとし締固め度90%で管理して、基盤面は背面からのり尻に向かって3%程度の勾配をつけた。また、基盤層を作製した後、排水マットを敷設するケースでは排水マットを基盤層上面にのり尻から2.5mまでの範囲に布設した。盛土部の構築も締固め度90%で行った。基盤部上面の第1層目を10cmで造成し、図-12(b)に示す位置で水位計測ができるよ



写真-7 排水マット設置位置の間からの湧水状況



うにマンメータを設置したのち、2層目も10cmで造成した。その後は15cmで管理・造成し、3mまで造成した。また、無対策および排水マットを敷設したものを同時に実験を行うため、遮水処理を行ったコンクリートブロック壁で実験土槽を分割して模型を併設している。

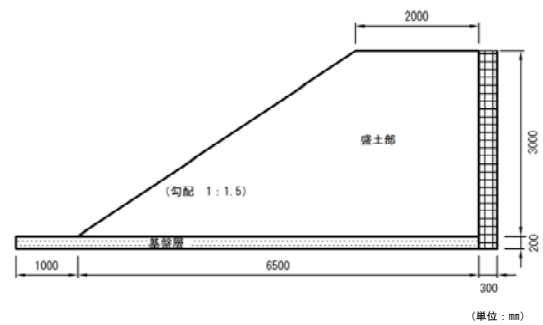
背面水位を満水状態にして盛土内に水を浸透させ、1時間毎に盛土内水位の観測を行うとともに、のり先にて集水して1分間当たりの排水量の計測を行った。また背面水位は、排水マットによる対策を行った盛土内の水位がほぼ一定になるまでを目安として、48時間定常に保った。その後、排水過程での計測を行うため、背面水槽への水の供給を中止して盛土のり尻からの排水により背面水位を自然低下させ、マンメータにて給水停止直後から1時間毎に盛土内水位、背面水槽の水位、および排水量の計測を行った。

#### 4.2 実験結果および考察

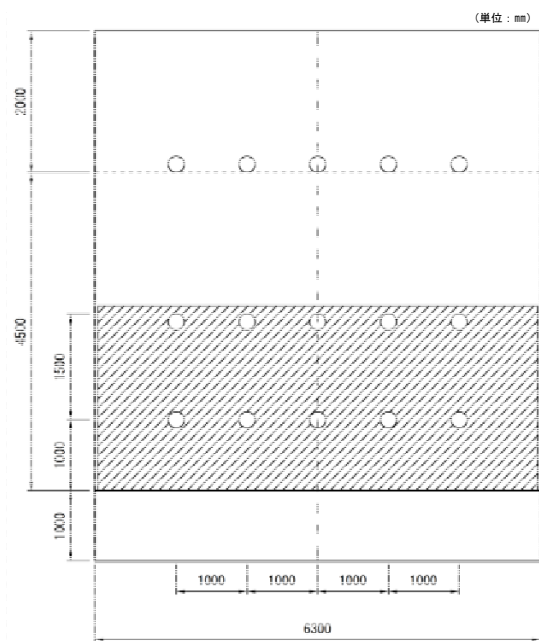
図-13に無対策、排水マットを敷設した場合のそれぞれの盛土内の排水過程における4時間経過まで、24時間経過時前後、48時間経過時前後の水位状況を、図-14に給水過程および排水過程におけるそれぞれの排水量の変化を示す。なお、図-14は、写真-8に示すように排水マットを敷設したケースでも中心より左側のり尻部分で浸透崩壊が発生しており、比較的浸透破壊の影響が少ないと考える中心より右側1m位置のマンメータでの水位を示している。

背面水位の低下状況は無対策および排水マットを敷設したケースともほぼ同様の低下状況を示した。盛土内の水位変化状況を見ると、無対策ではのり尻からの距離で2.5mの位置ではほぼ表面まで水位があり、排水過程に入ってから約4時間経過ところで盛土が大きく崩壊し、のり尻での排水量については計測不能となった。一方、排水マットを敷設したケースでは、その効果によりのり尻からの距離1mに設置したマンメータでは水位は見られず、排水マットの端部にあたる2.5mの位置にあるマンメータでも無対策と比べ盛高の半分程度までの水位であった。しかしながら、排水過程に入ってから水位の低下状況を見るとは、排水マット端部の位置においてはほとんど変化しておらず、のり尻付近では背面の水位が低下するまで長時間高い水位が保持されることが推察される。また、写真-8でも示したように、排水マットを敷設したケースでものり尻部分で浸透崩壊が発生しており、観測された水位より上面においても、かなりの湿潤状態にあることが推察される。

本実験における排水マットの排水能力は、排水マット



(a) 断面図



(b) マンメータおよび排水マットの設置位置

図-12 実験模型概要



写真-8 のり尻部の浸透崩壊（排水マット有り）

### 3.4 降雨の影響を考慮した道路土工構造物の耐震設計・耐震補強技術に関する研究

を敷設したケースの排水量から無対策のケースの排水量を引いた値と考えられる。排水マットを敷設したケースの1分間当たりの排水量の最大値は排水開始当初の約1200リットル、一方の無対策では約700リットルであり、この差分の約500リットルが排水マットを敷設したことによる排水量の増分と考えられる。本実験では排水マッ

トを21枚敷設しており、この値が排水マット21枚による排水能力の最大値と仮定すると、排水マット1枚当たり最大で一分間に約25リットル程度の排水能力があるものと推察される。しかしながら、実際の敷設状況と同様に2mピッチで敷設すると、本実験の模型では3枚分のマットの敷設となり、排水能力が敷設枚数に単純比例

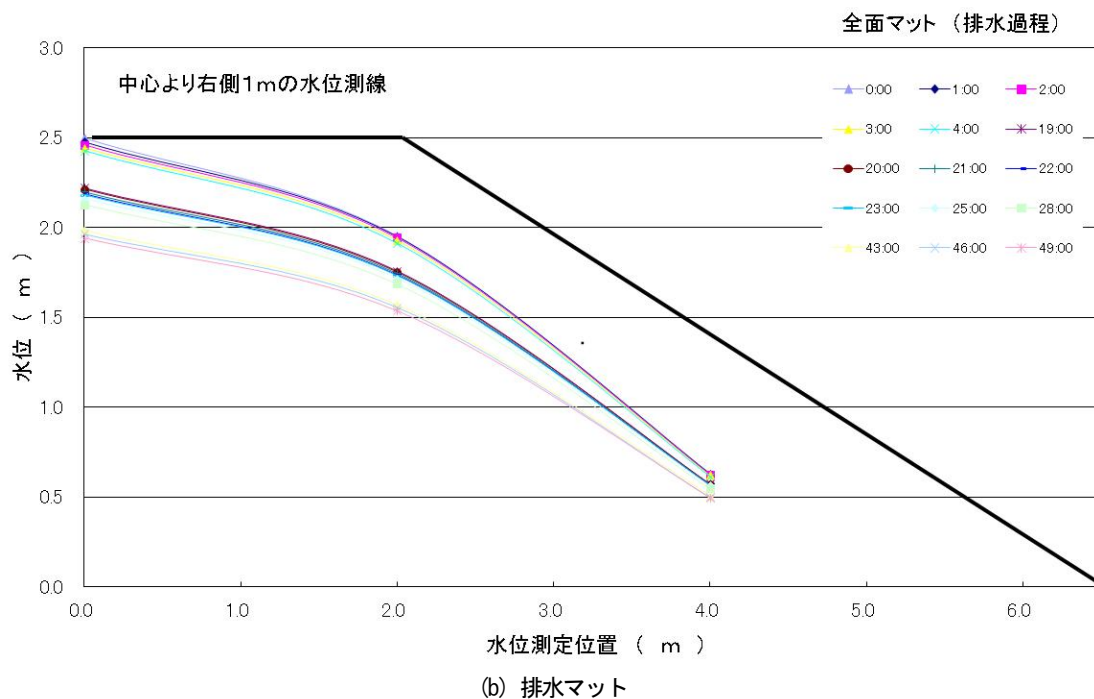
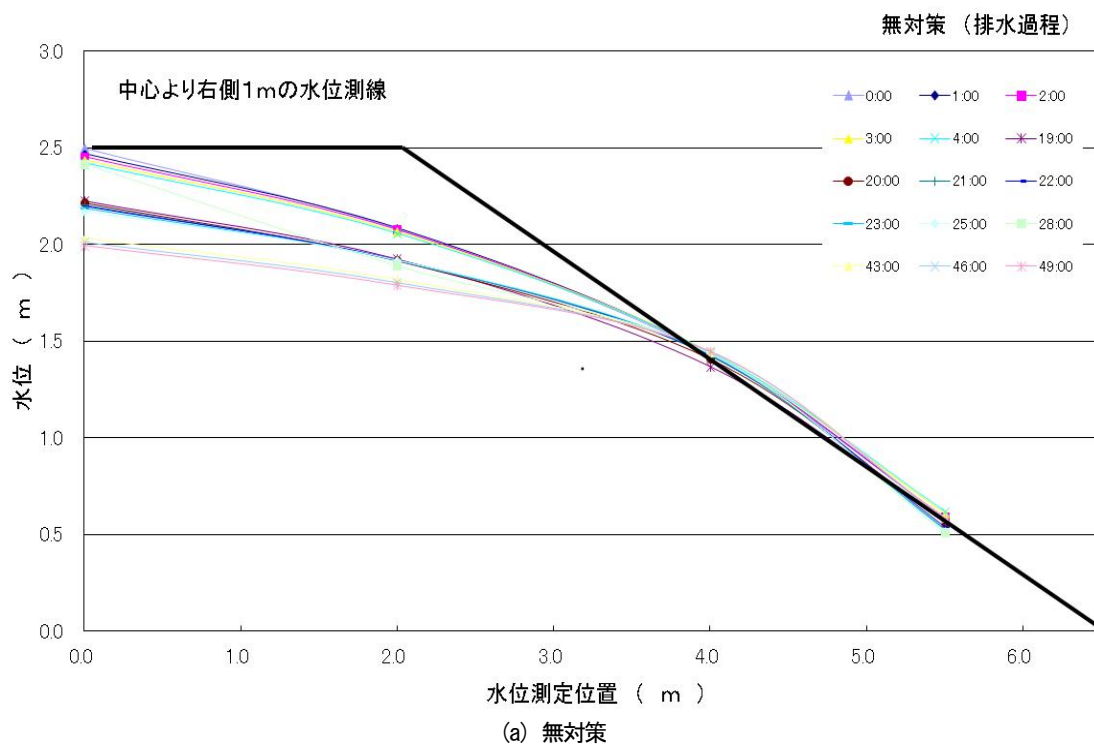


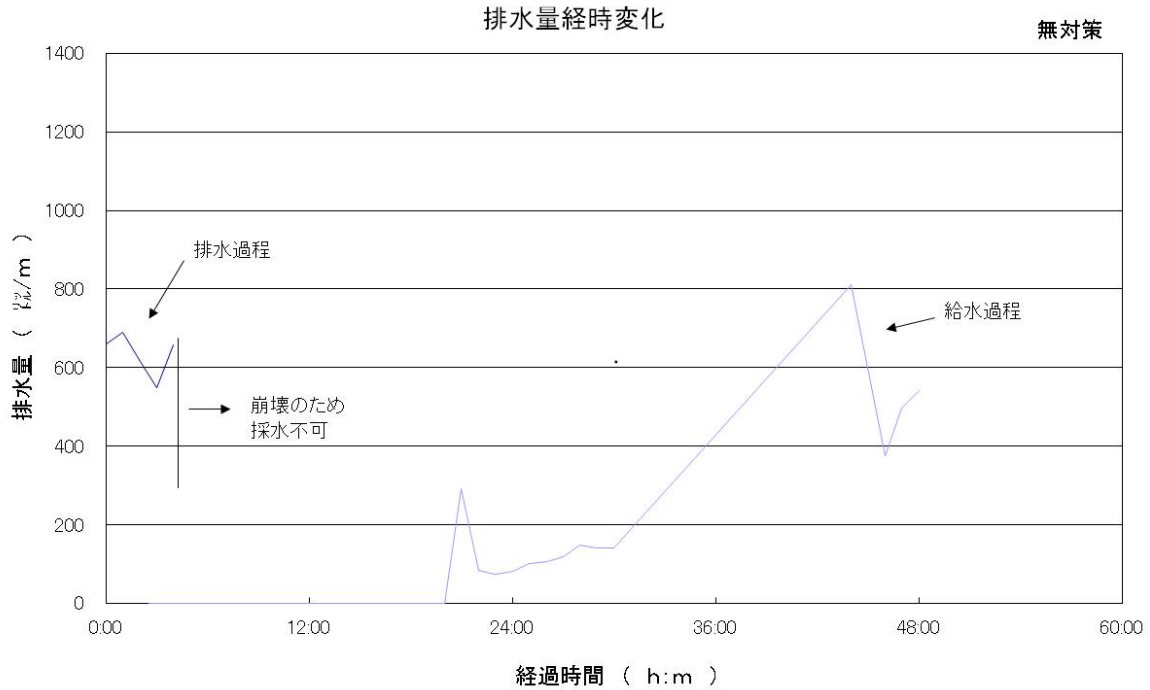
図-13 盛土内水位の変化状況

3.4 降雨の影響を考慮した道路土工構造物の耐震設計・耐震補強技術に関する研究

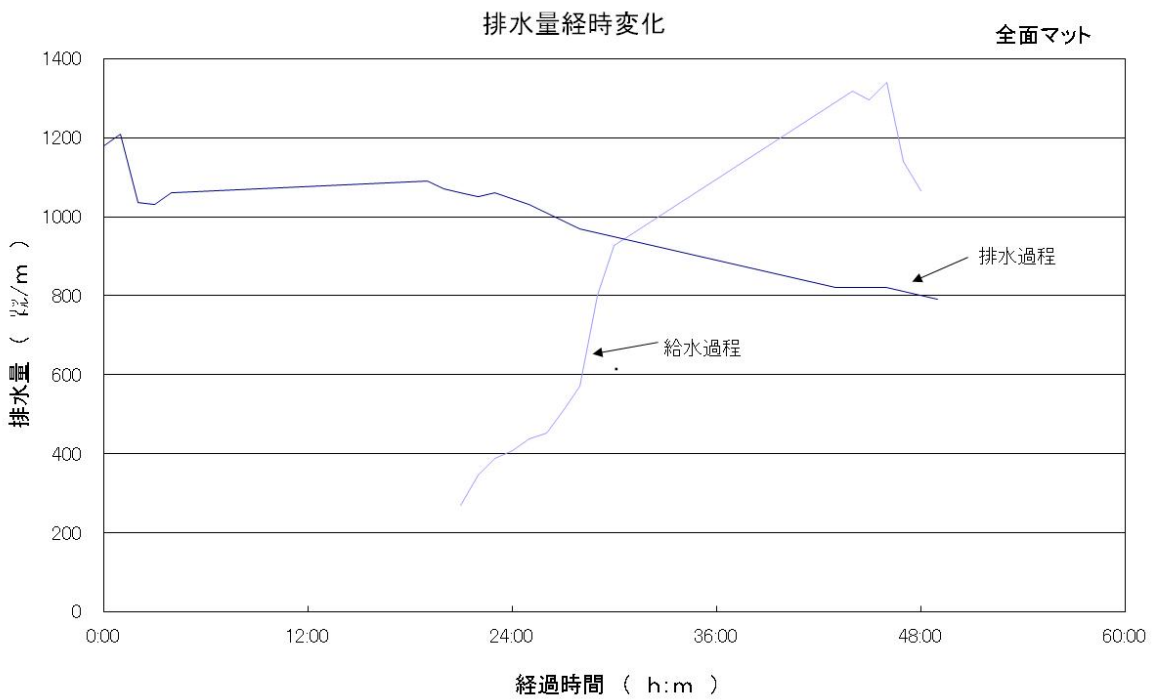
すると仮定すると排水マットによる排水量は1/7に低下するため、1分間当たりの排水量も約800リットルと、無対策とさほど変わらない量となる。排水マットが敷設されている部分は、本実験に近い水位低下が起こるもの

と思われるが、排水マットの敷設されていない部分では、無対策のケースほどではないものかなり高い位置で水位が継続することが推察される。

これらのことから、排水マットを全幅で敷設した場合



(a) 無対策



(b) 排水マット

図-14 のり尻における排水量の変化



はある程度の排水能力を有していることから、浸透崩壊に対しては多少の効果はあるものの、盛土の耐震性を考慮すると不十分であり、特に現状で行われている部分的な配置は問題があるものと考えられる。

## 5. 空気間隙率管理による耐震性向上に関する検討

### 5.1 室内土質試験による検討

#### 5.1.1 使用材料と試験方法・条件

細粒分含有率が高く空気間隙率管理による施工管理が想定される盛土材の力学特性を把握することを目的に室内土質試験を実施した。試験に用いた試料は、実盛土で使用されている盛土材を土取り場より採取したものである。試験は異なる空気間隙率のもと、透水試験（変水位法）、圧密非排水三軸圧縮試験（以降、「CUB試験」）、土の繰返し非排水三軸試験（以降、「液状化試験」）を地盤工学会基準<sup>9)</sup>に従って行った。

本検討で用いた試料は図-15に示す粒度分布で、細粒分含有率  $F_c=94\%$ 、塑性指数  $I_p=21.7$  の砂混じりシルトである。なお、図-15には、2007年能登半島地震で実際に被災した山岳道路盛土において「大規模崩壊が発生した」あるいは「のり面変状や路面のクラックが路床まで達した」（中被害）箇所にて採取した細粒分含有率の高い盛土材の粒度分布も併せて示している。

表-1は試験に用いた試料の主な物性値と3ケースの供試体作製の条件である。本試料を用いて  $D_c=90\%$ 、 $V_a=2\%, 5\%, 15\%$  を目標に試験盛土（高さ2.6m、天端幅2m、天端延長6m程度）を土木研究所内に作製し、その実測値を供試体作製の目標値とした。

各供試体は、目標締固め度、 $V_a$  になるように含水調整し、突固めにより作製した。最大乾燥密度は、締固め試験A-c法（JIS A 1210：「突固めによる土の締固め試験方法」2009）<sup>9)</sup>により求めた。供試体の  $V_a$  値は、作製時のものであり、CUB試験、液状化試験は供試体作製後に飽

和した上で実施している。

供試体は直径50mm、高さ100mmで作製し、所定の有効拘束圧（CUB試験：30,60,120kN/m<sup>2</sup>、液状化試験：60kN/m<sup>2</sup>）にて、単調載荷あるいは繰返しせん断を行った。

#### 5.1.2 透水、圧密非排水三軸圧縮試験の結果

表-1に示す透水係数は、ケースAとケースBは同程度であったが、 $V_a$ の大きいケースCになると、ケースA・

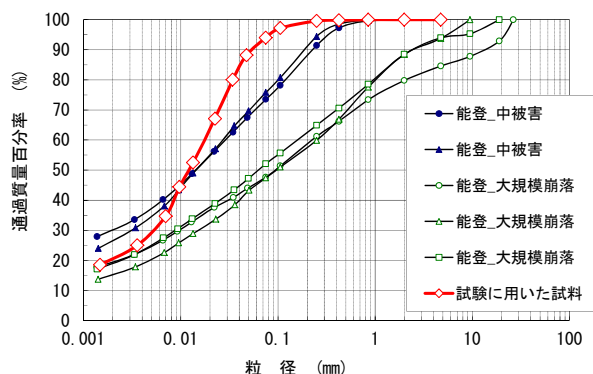
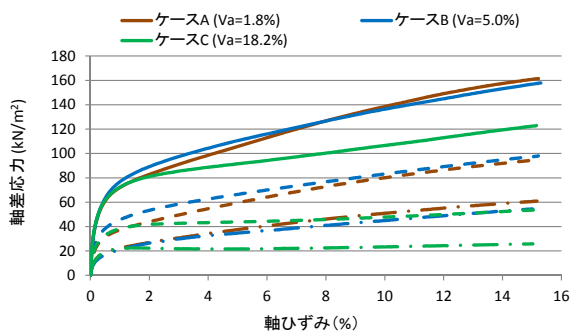


図-15 室内土質試験に用いた粒度分布（赤色）

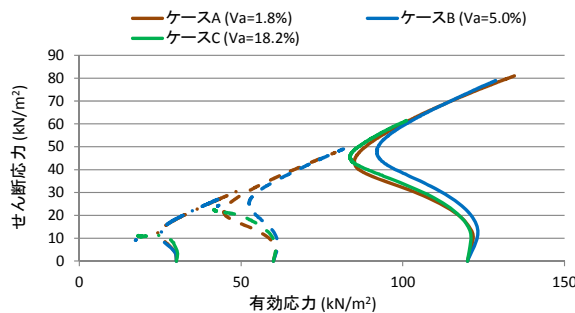
表-1 盛土材の主な物性値と各ケースの供試体作製条件

| ケース               | A                     | B                     | C                     |
|-------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| 細粒含有率 $F_c$ (%)   |                       | 94.0                  |                       |
| 粘土分 (%)           |                       | 65.6                  |                       |
| シルト分 (%)          |                       | 28.4                  |                       |
| 塑性指数 $I_p$        |                       | 21.7                  |                       |
| 自然含水比 (%)         |                       | 43.5                  |                       |
| 目標締固め度 $D_c$ (%)  | 90.0                  | 91.4                  | 90.2                  |
| 目標空気間隙率 $V_a$ (%) | 1.8                   | 5.0                   | 18.2                  |
| 供試体作製時の含水比 (%)    | 47.4                  | 43.4                  | 33.1                  |
| 透水係数 (m/s)        | $2.63 \times 10^{-8}$ | $1.37 \times 10^{-8}$ | $8.24 \times 10^{-6}$ |



(実線：120kN/m<sup>2</sup>、破線：60kN/m<sup>2</sup>、鎖線：30kN/m<sup>2</sup>)

図-16 軸差応力と軸ひずみの関係



(実線：120kN/m<sup>2</sup>、破線：60kN/m<sup>2</sup>、鎖線：30kN/m<sup>2</sup>)

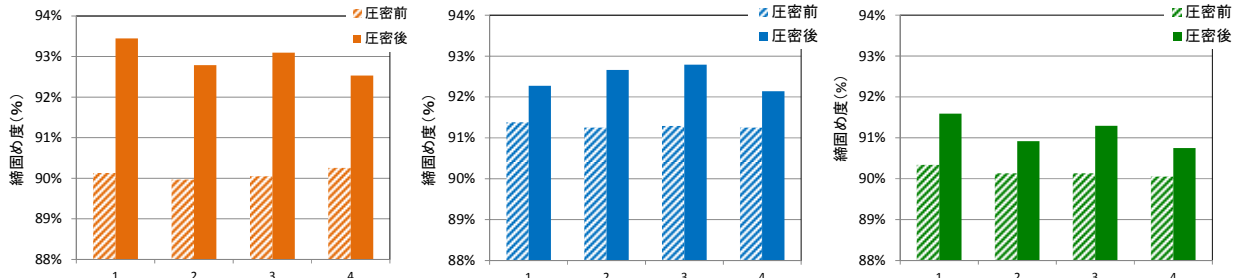
図-17 せん断応力と有効応力の関係

Bよりも300~600倍程度高かった。同じ締固め度で作製しても、突き固め時の $V_a$ によって、透水係数は大きく異なっている。

応力-軸ひずみの関係を図-16に、応力経路を図-17に示す。図-16に示すように、いずれのケースもひずみの増加に伴い、軸差応力は単調増加した。ケースA・Bの残留強度（ひずみ15%に達するときの軸差応力とする）は、ケースCよりも1.3倍程度大きくなった。

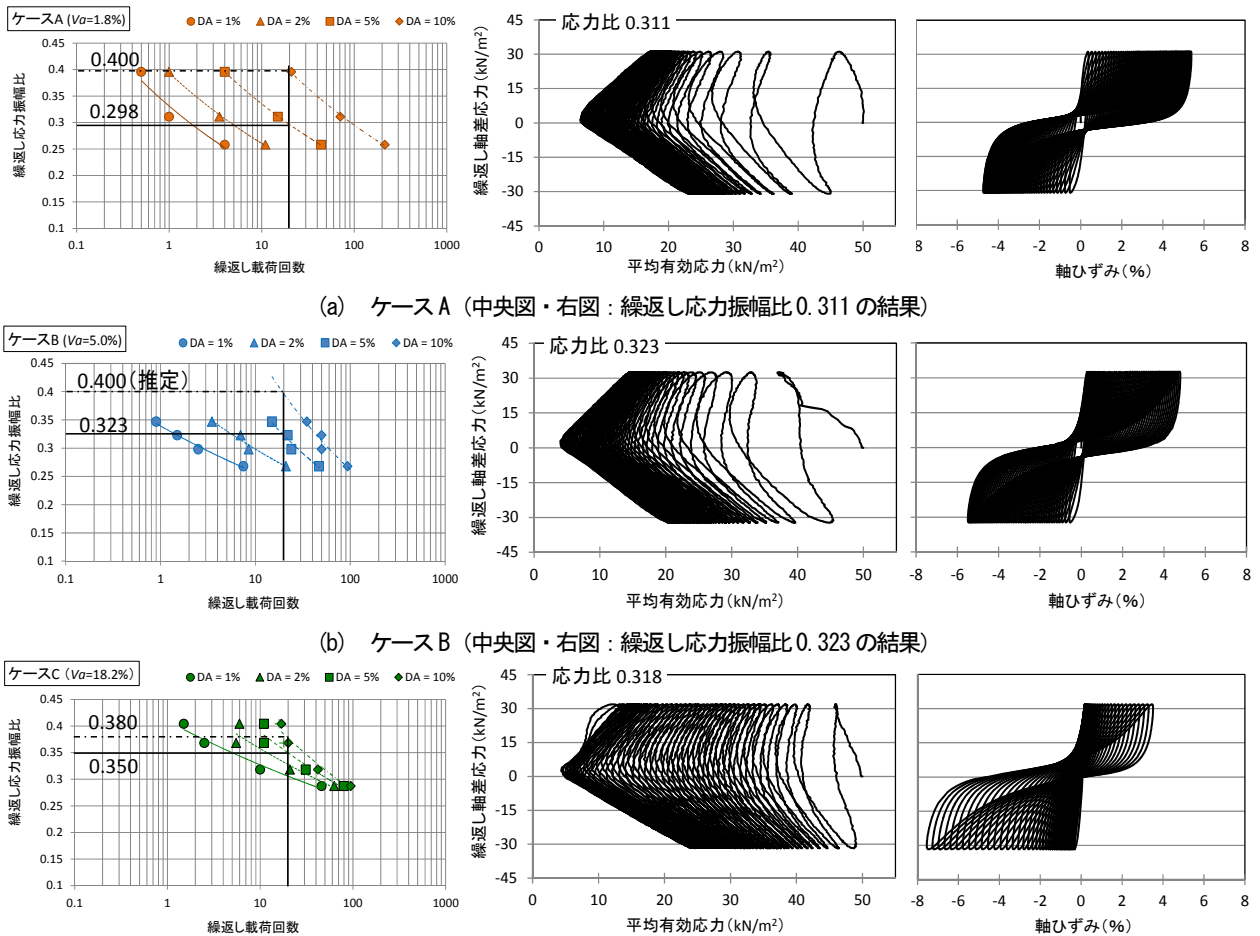
また、図-17の応力経路を見ても、ケースA・Bは概ね同様な傾向であるが、ケースCは傾向が異なる。拘束圧 $30\text{ kN/m}^2 \cdot 60\text{ kN/m}^2$ の経路では、変相点後にケースA・Bはせん断応力が増加するが、ケースCではその傾向は全く見られない。拘束圧 $120\text{ kN/m}^2$ の経路では、ケースCの変相点後にも若干のせん断応力の増加が見られるが、ケースA・Bと比べると、その程度は小さい。

5.1.3 繰返し非排水三軸試験の結果



(左図：ケースA, 中央図：ケースB, 右図：ケースC)

図-18 液状化試験における圧密前、圧密後（繰返しせん断開始前）の各供試体の密度



(a) ケースA (中央図・右図：繰返し応力振幅比0.311の結果)

(b) ケースB (中央図・右図：繰返し応力振幅比0.323の結果)

(c) ケースC (中央図・右図：繰返し応力振幅比0.311~0.323の結果)

図-19 液状化試験の結果

### 3.4 降雨の影響を考慮した道路土工構造物の耐震設計・耐震補強技術に関する研究

図-18に液状化試験における圧密前、圧密後（繰返しせん断前）の供試体の密度変化を締固め度で示す。ケースA・Bの圧密後の締固め度は、92~93%程度、ケースCは91%前後であり、各供試体は同程度の締固め度で繰返し载荷を行っている。

図-19に各ケースの液状化試験の結果を示す。それぞれケースAは(a)に、ケースBは(b)に、ケースCは(c)に示し、左図に液状化強度曲線を、中央図に応力経路を、右図に応力-軸ひずみ関係を示す。中央図・右図は、各ケースの同程度の繰返し応力振幅比の試験結果を示したものである。

各ケースの液状化強度曲線を比較すると、実務でよく用いられるDA5%に達する液状化強度比 $RL_{20}$ （繰返し载荷回数20回）は、ケースAが0.298と最も小さく、ケースCの0.350が最も大きくなるが、DA10%に達する液状化強度比 $RL_{20}$ （繰返し载荷回数20回）で見ると、ケースAの0.400が最も大きく、ケースCの0.380が最小となる。

図-20に各ケースの過剰間隙水圧比が95%に達する液状化強度曲線を示す。ケースAはケースBに比べて明らかに $\Delta u=95\%$ に達する繰返し载荷回数が多い。一般にきれいな砂質土ではDA5%と過剰間隙水圧比95%の繰返し回数は一致するが、今回用いた盛土材のケースA,Bでは一致しない。細粒分が多いため、砂質土を対象にした液状化強度比では盛土材の液状化強度を比較できない可能性がある。

また、液状化強度曲線の傾きやひずみの進行程度に着目すると、ケースAは、DA=1,2,5,10%の各曲線が開いており、密な試料の傾向を示している。一方、ケースCのDA=1,2,5,10%の各曲線は、ケースAと比べるとその間隔は狭く、緩い試料と解釈できる傾向を示している。ケースBは、ケースAとケースCのちょうど中間的な形状である。

図-19に示す応力-ひずみ関係を見ると、ケースCはケースA・Bよりもひずみの進行が早い、ケースA・Bは徐々に変形が進むため、図では密になっており、 $V_a$ の小さい方が変形が進行しにくいことが示唆された。

以上より、同じ締固め度であっても $V_a$ が小さい方が繰返し载荷による変形が進行しにくいことが示唆された。なお、いずれの供試体でも、圧密による密度増加に大きな違いは見られず、このため供試体作製時の含水比の違いにより、形成される粒子の骨格構造が異なることが影響している可能性が考えられる。

## 5.2 遠心力载荷模型試験

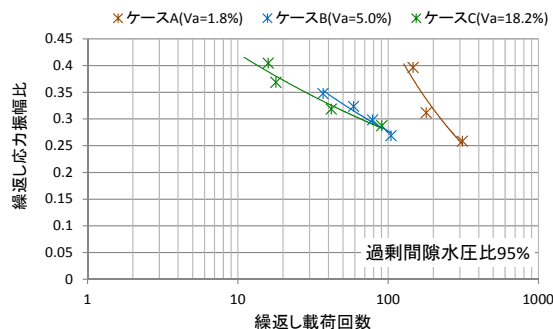


図-20 過剰間隙水圧比95%に達する液状化強度曲線

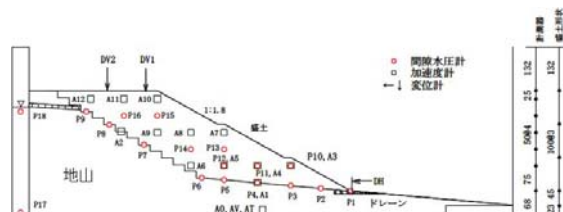


図-21 実験模型断面図

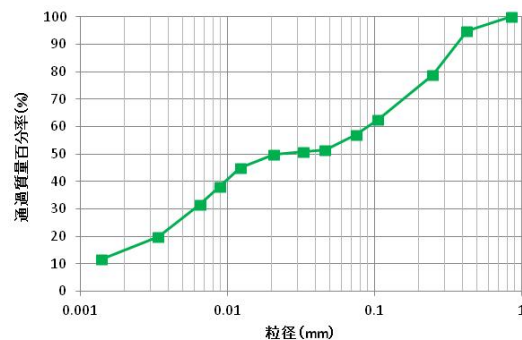


図-22 試料の粒度分布

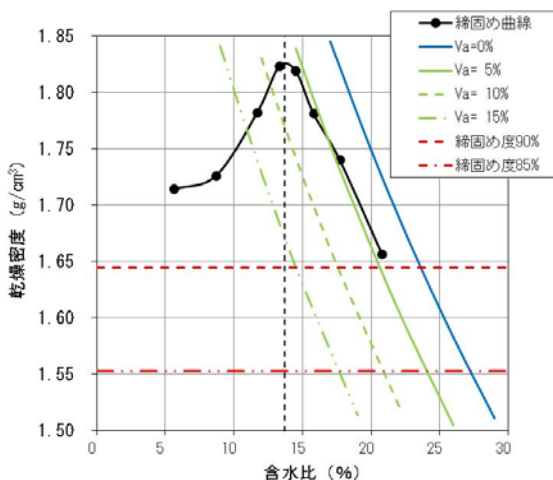


図-23 試料の締固め特性曲線と空気間隙率の関係



5.2.1 使用材料と試験方法・条件

前述の室内土質試験において、細粒分を多く含む盛土材料に関しては、新設時に適切な締固めと空気間隙率の管理を行うことで、耐震性が向上することが確認できた。ここでは、遠心力載荷模型試験により空気間隙率の違いによる地震時の変形状況の確認を行った。

実験は、江戸崎砂と SA-400 を 1:1 で混合した試料を用いて、図-2 1 に示すように模型スケール：1/50 で、盛土高さ 15m を想定した片盛土模型 (のり面勾配：1:1.8) を作製し、水を用いて背面から給水して間隙水圧計により確認しながら盛土内の水位を調整し、50G の遠心場で兵庫県南部地震の神戸波を与えて地震時の変形状況を確認した。図-2 2 に試料の粒度分布を、図-2 3 に試料の締固め曲線と空気間隙率の関係を、表-2 に試験条件を示す。目標とする盛土の締固め度は 90% とし、ケース 1 と 2 は、空気間隙率 10% を目安として最適含水率よりも湿潤側で作製し、盛土内水位の違いによる耐震性の違いの確認を目的としたものである。過去の実験よりのり尻付近での盛土内水位が盛土高の 1/2 を超えると大きく崩壊し、1/3 程度以下であると崩壊が抑制されることが確認されていることから、それぞれ盛土高の 1/3 と 1/2 を目安として水位を与え、表の数値は第 1 小段位置での間隙水圧計による計測値を実スケールに換算したものである。ケース 3 は空気間隙率の違いによる耐震性の違いの確認を目的としたものである。

5.2.2 試験結果

図-2 4 に加振後の天端およびのり肩の鉛直変位量について、ケース 1 およびケース 2、ケース 2 およびケース 3 で比較した結果を、写真-9 に各ケースの加振後の変形状況を示す。今回用いた試料においては、締固め度 90% で施工した場合に空気間隙率が 10% 程度となるように最適含水率よりも湿潤側に調整し作製したケースでは、加振後の変形量を見ると盛土内水位の影響はほとんど無く、加振時ののり尻付近の水位が盛土高さの 1/2 を超える場合でもほとんど変形していない。一方、締固め時の空気間隙率が 15% 程度になるように最適含水率付近で調整した試料でのり尻付近の盛土内水位が盛土高の 1/2 を超えるケース 3 では、天端、のり肩が大きく変形している。前述の室内土質試験および遠心力載荷模型試験の結果を踏まえると、施工時に適切な締固めおよび空気間隙率を管理することで、耐震性の向上を図れるものと考えられる。

6. のり尻補強工による耐震対策に関する検討

表-2 試験条件

|                            | ケース1  | ケース2  | ケース3   |
|----------------------------|-------|-------|--------|
| 締固め度                       | 90.8% | 90.1% | 90.1%  |
| 盛土作製時の含水比                  | 17.2% | 16.6% | 13.4%  |
|                            | 湿潤側   | 湿潤側   | ≒最適含水比 |
| 空気間隙率                      | 9.7%  | 11.5% | 16.6%  |
| 最下段の小段部の盛土内水位 (盛土高さ：4.35m) | 1.64m | 2.45m | 2.57m  |

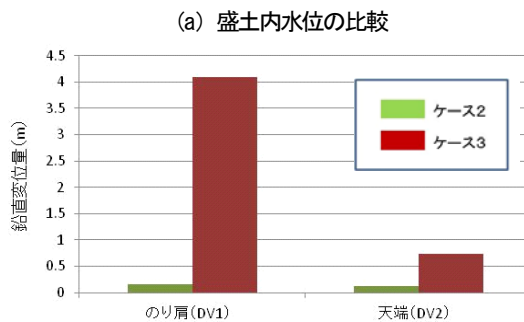
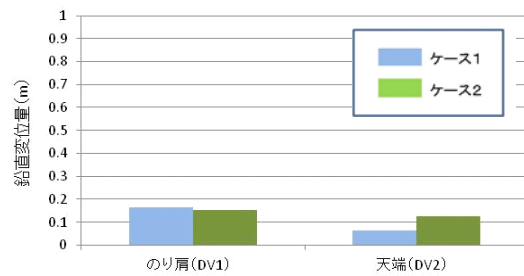


図-2 4 加振後の変位量の比較結果

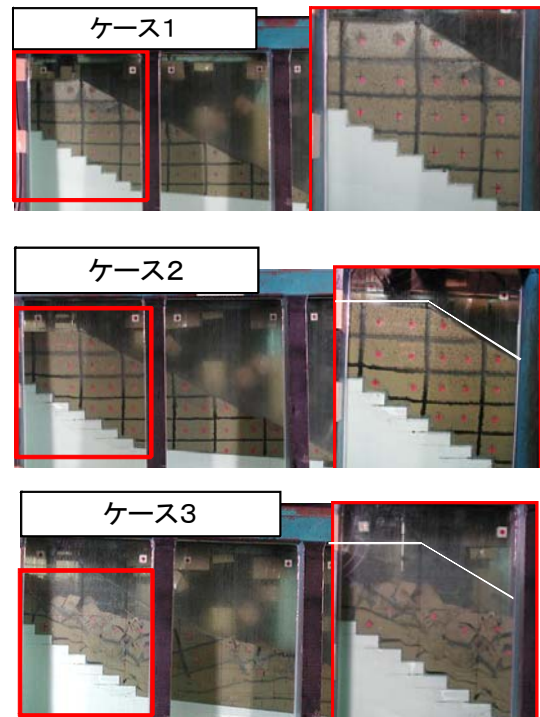


写真-9 加振後の変形状況

## 6.1 遠心力載荷模型試験

一般に、ふとんかごによるのり尻補強工は、地震時の抑え効果とともに排水効果を期待して行うものである。過去に行ってきた実験においては透水性の高い良質な砂質土を用い、耐震補強対策として耐震対策としての適用性を確認してきた。

一方で、細粒分含有率の高い粘性土に関しては、透水性が低く保水性が高いことから、短期的な排水効果が期待できないため、抑え効果による補強のみでの対応が求められる。ここで、耐震対策は施工面からも合理的となるように、粘性土に関しても砂質土と同様にふとんかごによるのり尻補強工が適用可能か検討が必要である。

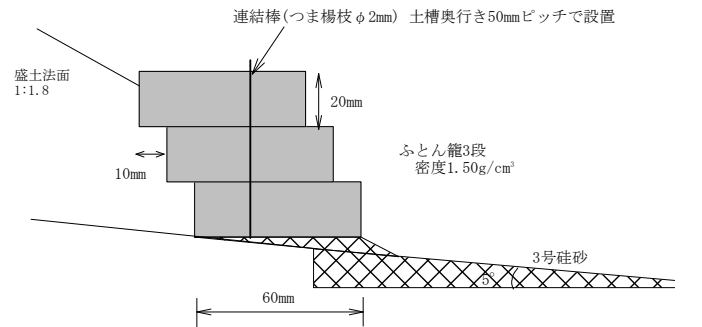
### 6.1.1 使用材料と試験方法・条件

実験は、5.2と同様に江戸崎砂とSA-400を1:1で混合した試料を用いて、図-21に示すように模型スケール:1/50で、ふとんかごによるのり尻補強工を施した盛土高さ15mを想定した片盛土模型(のり面勾配:1:1.8)を作製し、水を用いて背面から給水して間隙水圧計により確認しながら盛土内の水位を調整し、50Gの遠心場で兵庫県南部地震の神戸波を与えて地震時の変形状況を確認した。

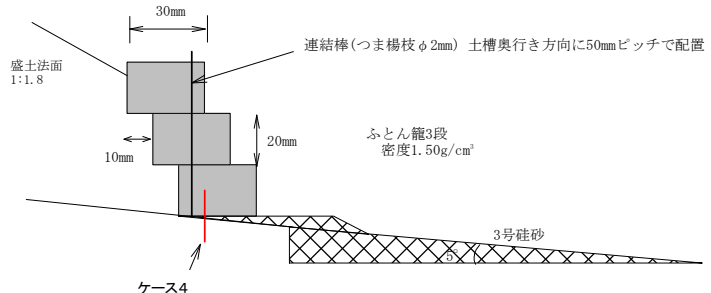
表-3に試験条件を示す。実験の目的から無対策では崩壊しやすい条件とするため、前述のケース3を参考とした。また、ふとんかごについては、アルミ製金網の中に7号碎石と玉砂利を詰めたものであり、密度を $1.50\text{g/cm}^3$ に調整した。一般にふとんかごの設計において中詰め材の密度は $1.8\text{g/cm}^3$ が用いられているが、密度に関して実施工を考慮した検討が必要である。中詰め材の比重を2.65と仮定し実積率を60%としてかさ密度を計算すると $1.59\text{g/cm}^3$ 、実積率を55%とした場合には $1.46\text{g/cm}^3$ となる。比重および実積率は若干の変動は想定されるが、中詰め材のかさ密度は $1.5\text{g/cm}^3$ 程度が想定される。かさ密度 $1.8\text{g/cm}^3$ とするためには、70%程度の実積率となるように施工する必要があり現実的な数値ではないことから、本実験では $1.5\text{g/cm}^3$ とした。ふとんかごに関しては、図-25に示すように、一般的な大型ふとんかごの形状を踏まえてケース2は大型ふとんかごを2列並べたケース。ケース3は1列としたケース、ケース

表-3 試験条件

| ケースNO | 対策(数字は実スケール)              | 締固め度 Dc (%) | 空気間隙率 Va (%) | 中詰め材かさ密度 ( $\text{g/cm}^3$ ) |
|-------|---------------------------|-------------|--------------|------------------------------|
| ケース1  | 無対策                       | 90          | 15           | —                            |
| ケース2  | ふとんかご(3m)                 |             |              | 1.5                          |
| ケース3  | ふとんかご(1.5m)+根入れなし         |             |              | 1.5                          |
| ケース4  | ふとんかご(1.5m)+根入れ50cm(1mピン) |             |              | 1.5                          |



(a) ケース2



(b) ケース3, 4

図-25 ふとんかごの形状

4は根入れの効果の確認を目的とし、ケース4の根入れに関しては、模型の基盤部に直径1mmの孔を作成し、直径0.5mm待ち針を用いて重力場で50cmの根入れとなるように設置した。この際の打ち込み間隔については、1つのふとんかごに対して2本となるように等間隔で配置した。

また、前述のようにのり尻付近での盛土内水位が盛土高の $1/2$ を超えると大きく崩壊し、 $1/3$ 程度以下であると崩壊が抑制されることが確認されていることから、のり尻付近盛土高の $1/2$ を目安として水位を与えて実験を行った。

### 6.1.2 試験結果

表-4に、加振後の天端、のり肩、小段位置の鉛直変位量およびのり尻の水平変位について、写真-10に各ケースの加振後の変形状況を示す。ケース1の無対策については大きく崩壊し、のり尻は実験土層の端部まで達した

ため計測不能であった。また、表中にも示しているがのり肩の変位も計測器のレンジオーバーとなり、加振後重力場で計測した値であるため、若干小さめの値となっているものと考えられる。まず、全体的な傾向としてのり肩部の沈下とのり尻部水平変位が明瞭に現れており、傾向が類似していることから、ここではのり肩の沈下量に着目して述べる。無対策の場合には2m程度沈下していたものが、ケース2では50cm程度に抑制されており、粘性土においてもふとんかごによる抑え効果で対応することが可能である

ことがうかがえる。一方、ふとんかごを1列に減らしたケース3では、ケース2と比して沈下量が約1mと倍以上の変形となったが、打ち込み杭による根入れを行ったケース4では60cm程度に沈下が抑制され、根入れを行うことが効果的であることが確認できた。

このことから、ふとんかごによるのり尻補強工による耐震補強対策は粘性土に関しても効果的であり、ふとんかごの大きさが適切になるように計画するとともに、連結した一体構造とし根入れを行うことで耐震性が向上するものと考えられる。

### 6.2 ふとんかごの設計に関する検討

のり尻補強工（大型ふとんかご3段積み）を重力式擁壁とみなして、「道路土工—擁壁工指針」（平成24年7月版）に準拠して設計水平震度 $k_h$ を0.2,0.15,0.1として安定を確保するように試設計を行い、ふとんかごの底面幅についての検討も行った。ここでは、過去の実験結果も踏まえて、砂質土および粘性土において無対策で大変形が生じたものに対して、解析ソフト「擁壁の設計 ver.15 株式会社 FORUM8」を用いて計算を行った例を示す。

表-10に試算結果を示す。設計水平震度の違いによって、底面幅が変化することが考えられたが、結果としては変わることはなかった。

前述でふとんかごの大きさを適切に設定する旨を述べたが、大型ふとんかごは一般にメーカーごとにいくつかのサイズが製造されている。このため実務においては実製品の形状を考慮して設定する必要がある。例えば、製品が1.0m以上で50cm刻みとして製造されている場合、擁壁として計算して必要な底面の幅が1.2mとな

表-4 沈下量および水平変位（実変位換算）

| ケースNO | 沈下量 (m)      |       |        |        | 水平変位 (m) |
|-------|--------------|-------|--------|--------|----------|
|       | 盛土法肩         | 盛土天端  | 小段上    | 小段下    | 法尻       |
| ケース1  | <u>1.975</u> | 0.242 | -0.050 | -0.618 | -        |
| ケース2  | 0.426        | 0.003 | 0.163  | -0.010 | 0.747    |
| ケース3  | 0.984        | 0.041 | 0.085  | -0.412 | 2.013    |
| ケース4  | 0.583        | 0.021 | 0.085  | -0.085 | 1.116    |

注：アンダーラインは、レンジオーバーのため重力場でメジャーにて計測



(a) ケース1



(b) ケース2



(c) ケース3



(d) ケース4

写真-10 加振後の変形状況



表-6 解析条件

| 試料                   | 締固め度 | 含水比  | のり尻補強工                            | 水位      | 法尻ドレーン | 湿潤単位体積重量                        | せん断弾性係数               | 液状化強度 | 粘着力                   | 内部摩擦角      |
|----------------------|------|------|-----------------------------------|---------|--------|---------------------------------|-----------------------|-------|-----------------------|------------|
|                      | D(%) | w(%) |                                   |         |        | $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> ) | G(kN/m <sup>2</sup> ) | RL20  | C(kN/m <sup>2</sup> ) | $\phi$ (°) |
| 砂質土<br>(江戸崎砂)        | 82   | 16.7 | ふとんかご幅2m<br>擁壁工指針<br>Kh=0.1~0.2   | 盛土高の1/2 | 無      | 15.2                            | 5285                  | 0.13  | 0                     | 32.6       |
| 粘性土<br>(江戸崎砂+SA-400) | 85   | 17   | ふとんかご幅1.2m<br>擁壁工指針<br>Kh=0.1~0.2 |         | L=2.5m | 18.00                           | 3590                  | 0.161 | 0                     | 38.5       |

る粘性土のケースでは、ふとんかごは製品サイズから底面幅 1.5m のものを選定する必要がある。

また、ここでは変形解析手法による設計法の適用性に関して、表-5の擁壁工指針に準拠して設計した断面に対してALIDおよびNewmark法による変形解析を行った例を示す。表-6に解析で用いた諸条件を図-26に解析で得られたのり肩の沈下量を整理した結果を示す。断面構造については擁壁工指針に基づき設計しているため、安定が確保されている状態にあるものと考えられる。また、若干の構造条件は異なるものの、前述の遠心力载荷模型実験においても、ふとんかごによるのり尻補強により、のり肩の沈下量はかなり抑制されている。変形解析による結果をみると、ALIDによる方法では大きな変形が生じており特に粘性土においてその傾向が大きくなっている。一方で、Newmark法では大きな変形は生じなかったが、粘性土のほうが小さな沈下量となる結果であった。解析方法によって沈下の傾向や沈下量に大きな違いが生じており、変形解析手法に関しては今後も検討を進めていく必要がある。このため、現状においては複数の条件に関する定性的な相対比較は可能であるが、個別の変形解析による設計までの適用は難しいものと考えられる。

## 7. まとめ

本研究においては得られた主な成果は以下のとおりである。

- ①東日本震災における被災では、地震発生前の数日間に降雨は無かったことから、降雨の影響による被災は見られなかったが、盛土の被災は水の影響が大きいことを再確認することができた。
- ②水位観測システムを構築して盛土内水位の変動観測を実施し、水位変動の傾向と融雪の影響についての確認をすることができた。また、関東・東北豪雨を経験できたことから、豪雨時の水位変動状況から、沢地形における水位形状と基盤排水層の効果について確認することができた。

表-5 擁壁工指針に準じた設計でのふとんかごの幅

| ケース | 締固め度 Dc(%) | 含水比 $\omega$ (%) | 水平震度 Kh | ふとんかご幅(m) |
|-----|------------|------------------|---------|-----------|
| 砂質土 | 82         | 16.7             | 0.2     | 2         |
|     |            |                  | 0.15    | 2         |
|     |            |                  | 0.1     | 2         |
| 粘性土 | 85         | 17               | 0.2     | 1.2       |
|     |            |                  | 0.15    | 1.2       |
|     |            |                  | 0.1     | 1.2       |

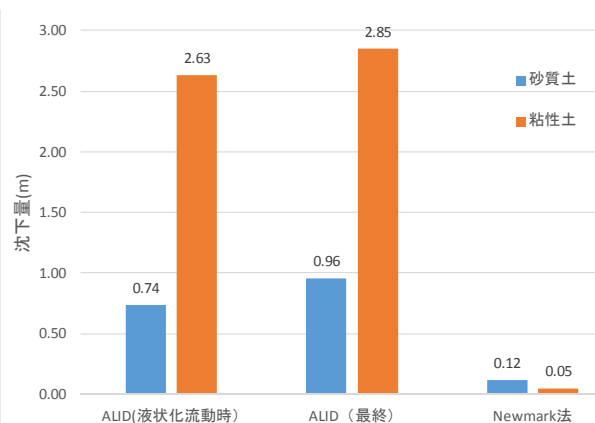


図-26 ALID、Newmark法により求めたのり肩沈下量

③水マットの排水性に関する模型実験により、集水地内の盛土の耐震性を踏まえると薄型の排水マットの排水能力は不十分であり、特に現在行われている配置方法は問題があることが確認できた。

④土質の違いにより施工性の観点等から最適となる空気間隙率は異なり、条件によって効果は異なるものと考えられるが、細粒分を多く含む盛土材の場合、新設時には適切な締固めと空気間隙率管理を行うことで耐震性が向上することが確認でき、新設時の設計・施工による耐震対策について提案した。



⑤細粒分を多く含む盛土材で構築された既設盛土においても、ふとんかごによるのり尻補強工による耐震補強効果を確認できた。

⑥ふとんかごによるのり尻補強工の設計においては、擁壁工指針のもたれ式擁壁に準拠して設計し、ふとんかごの大きさを設定するとともに、中詰め材のかさ密度に配慮が必要であること、一体構造にするとともに打込み杭を用いることで耐震性向上を図るはかることが望ましいこと等の考え方を提案した。

これらに関して、今後もさらにデータを蓄積し、より合理的・効果的な耐震設計・耐震補強方法の検討を行っていく必要がある。

#### 参考文献

- 1) 日本道路協会：道路震災対策便覧（震災復旧編），平成19年3月
- 2) 日本道路協会：道路土工—盛土工指針，平成22年4月
- 3) 日本道路協会：道路土工指針，昭和31年10月
- 4) 日本道路協会：道路土工—擁壁工指針，平成11年3月
- 5) 大川寛，杉田秀樹，佐々木哲也，水橋正典：山岳道路盛土の耐震性能照査手法に関する検討，土木構造物の地震時における性能設計と変形量予測に関するシンポジウム
- 6) 地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説，2009

## RESEARCH ON THE SEISMIC DESIGNS AND RETROFITS CONSIDERED INFLUENCE OF THE RAINFALL FOR EARTH WORKS

**Budgeted** : Grants for operating expenses

General account

**Research Period** : FY2011-2015

**Research Team** : Geology and Geotechnical Engineering

Research Group

(Soil Mechanics and Dynamics)

**Author** : Tetsuya SASAKI

Shunji KATO

**Abstract** : This study is carried out for suggesting the quantitative evaluation methods on influence of the prior rain to behavior, quake resistance due to earthquake, and rational and economical seismic strengthening method on road earthwork structures. The results were as follows. It was carried out the suffering fact-finding and factors of road embankments due to the Pacific Coast of Tohoku Earthquake occurred on March 11, 2011. By the results, it was arranged about problems to the seismic examination of the road embankment on the road earthwork standard. It was carried out water level observation in the road embankment that was built on a swamp, and analyzed about relations of the rain and the water level, and the effect of drainage measures. It was carried out dynamics properties examination and centrifugal force loading model examination on the soil which a lot of infinitesimal grains are included. It was confirmed that quake resistance improved by appropriate management of appropriate compaction and air porosity. I was confirmed the seismic retrofits effect with the futon basket by centrifugal force loading model examination.

**Key words** : seismic designs and retrofits, road earthworks, prior rainfall