

# 集水地内道路盛土の耐震性向上に向けた検討

加藤俊二・梶取真一・佐々木哲也

## 1. はじめに

近年の大規模地震では、沢部を横断する山岳道路盛土で崩壊が生じ、長期間にわたり道路の交通機能が失われた事例が多発している（写真-1）。このような崩壊に対しては、入念な締固めと適切な排水施設の設置による盛土内水位の低下により、耐震性が向上することが既往の研究により明らかになっている。

地下排水施設の設計については、経験に基づく仕様により設計されることが多いが実盛土における降雨時の盛土内水位の挙動や排水施設の盛土内水位の低下効果については必ずしも十分に明らかになっていない。そこで、降雨による盛土内の水位変動の把握、排水対策工の効果の検証のため、東日本大震災で被災した国道6号（宮城県山元町）の復旧箇所において、様々な気象条件下での長期的な盛土内の水位変動を観測している。

盛土の締固め効果については、これまで良質な材料について締固めとせん断強度・盛土の耐震性への影響について明らかにしているが、細粒分を含む材料については十分には検討されていない。盛土の締固めに関しては、排水性の良い盛土材を用いることが理想であるが、建設発生土の活用のため細粒分含有率が高いあるいは透水性が低い材料が用いられることが多い。これらの性状は、前者は一般に含水比が高いためオーバークompactionにより十分に締め固めることができず、後者は盛土内水を排水することが難しい。このような盛土材を使用する場合は、施工時の締固め管理として空気間隙率管理（または飽和度管理）されることが一般的である。空気間隙率管理では、間隙における空気の割合を低下させることで、降雨時の浸水による盛土の沈下（コラプス）や強度低下を低減させ、土の恒久性を高めるという考え方で実施しているが、耐震性について必ずしも考慮はされていないわけではない。このため、細粒分含



写真-1 盛土の被災事例（2007年能登半島地震）



写真-2 現地観測箇所の航空写真  
（Google Earthに被災した盛土部を追記：黄色線囲み）

有率の高い盛土を対象に動的特性に及ぼす空気間隙率の影響について、室内土質試験により検討を実施した。

## 2. 盛土内水位変動の観測

### 2.1 観測場所と計測機の配置

観測箇所は、宮城県亘理郡山元町にある盛土高約10mの道路盛土である。東日本大震災によって被災し2012年3月に本復旧が完了した箇所である。写真-2に現地の航空写真を示す。当該箇所は、海岸線より約1km離れた位置にあり海岸線にほぼ並行した丘陵沿い道路の谷部を埋めた盛土区間である。盛土ののり尻から海岸線まではほぼ平坦で

ある。また、盛土山側の背後約200mまで道路盛土と一体となった盛土造成地で、造成前の古い航空写真より複数の沢筋を確認しており、当該箇所はほぼ沢の出口にあたる。路面から稜線までは約20mの高低差があり、さらにその背後には約10m下がった位置に農業用の溜池がある。溜池の位置関係から地下水位が高いことが予想され、造成地内には複数の集水井も設置されていたことや、災害復旧時も沢の出口にあたる位置では湧水による小崩壊も確認されたことから、元々高い地下水位であったことが推察された。

東日本大震災では、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-3）。

図-1に計測器の配置図を示す。水位計は沢筋および沢の形状を考慮して、山側に1箇所、のり尻に3箇所、のり尻に1箇所の計5箇所設置し、山側の平地部分に雨量計を設置している。

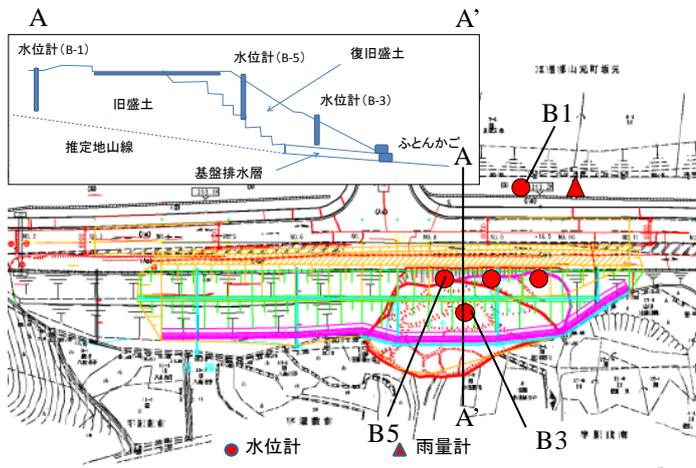


図-1 計測器の配置および概略横断面図

## 2.2 観測結果の例

ここでは例として、2014年2月14～15日の降雪時およびその後の融雪時1週間の水位変動（2014年2月14日～29日）について示す。

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定する必要がある。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ため、「仙台」のアメダス



写真-3 崩壊状況

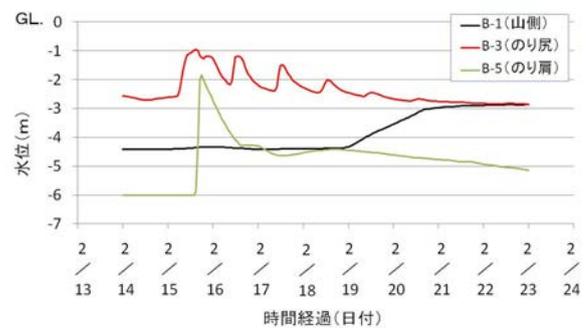


図-2 降雪・融雪時の盛土内水位の変化

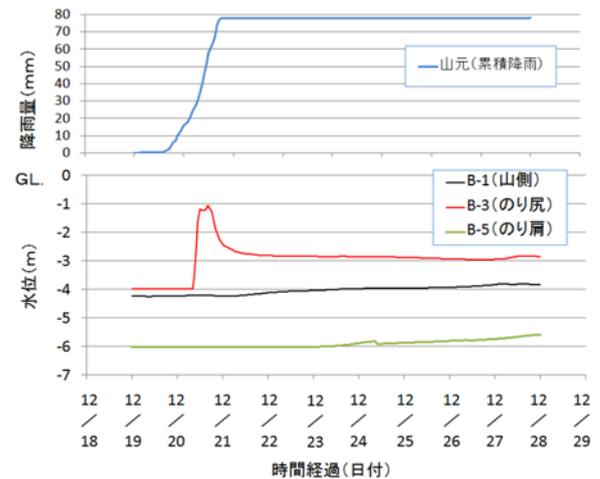


図-3 類似降雨時の盛土内水位の変化

で観測された降水量、気温、積雪量を用いて「亘理」の降水量および気温より降雪・積雪量を推定し、現地の降雪・積雪量の変化の推定を行った。図-2はこの間の水位変化が顕著に表れている3点（B1, B3, B5）を示す。図-3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、降雪時では水位上昇も比較的なだらかで、ピークに達した後も気温上昇に合わせて増減しながら高い水位が継続しており、融雪による影響が表れていると推定される。また、のり肩でも融雪時には背面からの供給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程度の降雨量であり、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。

### 3. 空気間隙率管理による耐震性向上に関する検討

#### 3.1 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築堤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>2)</sup>に従って行った。

本検討で用いた試料は図-4 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-4 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）箇所から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

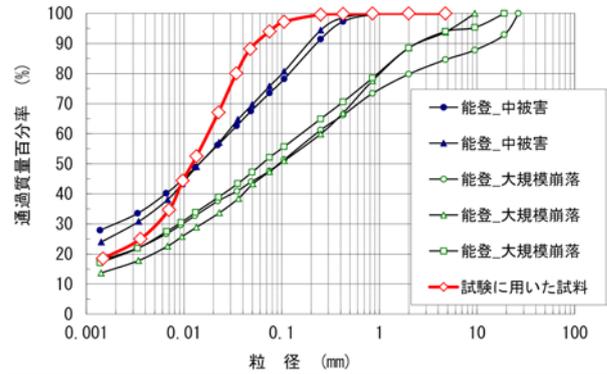


図-4 室内土質試験に用いた粒度分布（赤色）

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)	$2.63 \times 10^{-8}$	$1.37 \times 10^{-8}$	$8.24 \times 10^{-6}$

めによる土の締固め試験方法」2009)<sup>2)</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：60 kN/m<sup>2</sup>）にて、単調載荷あるいは繰返しせん断を行った。

#### 3.2 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・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-5 に、応力経路を図-6 に示す。図-5 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-6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 $30 \cdot 60\text{kN/m}^2$ 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。

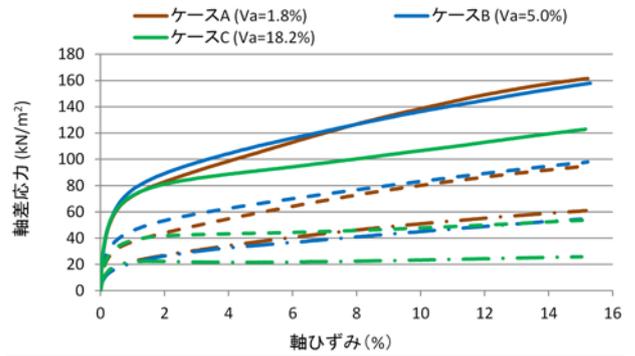
### 3.3 繰返し非排水三軸試験の結果

図-7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。

各ケースの液状化試験の結果を図-8に示す。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。

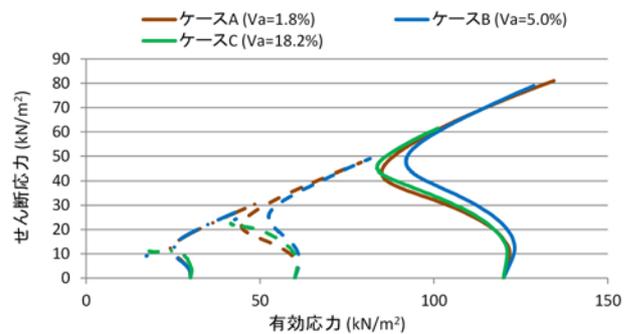
各ケースの液状化強度曲線を比較すると、実務でよく用いられるDA5%に達する液状化強度比 $RL_{20}$ （繰返し载荷回数20回）は、ケースAが0.298と最も小さく、ケースCの0.350が最も大きくなるが、DA10%に達する液状化強度比 $RL_{20}$ （繰返し载荷回数20回）で見ると、ケースAの0.400が最も大きく、ケースCの0.380が最小となる。

一方で、繰り返しせん断に伴う変形の進行については逆の傾向を示す。ここで、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図-9に示す。ケースAはケースBに比べて明らかに繰返し载荷回数が多い。一般にキレイな砂質土では



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

図-5 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-6 せん断応力と有効応力の関係

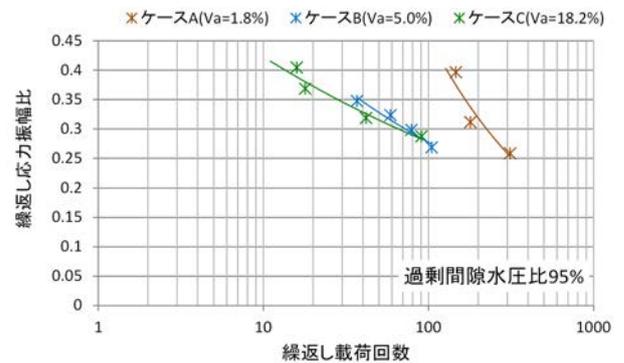
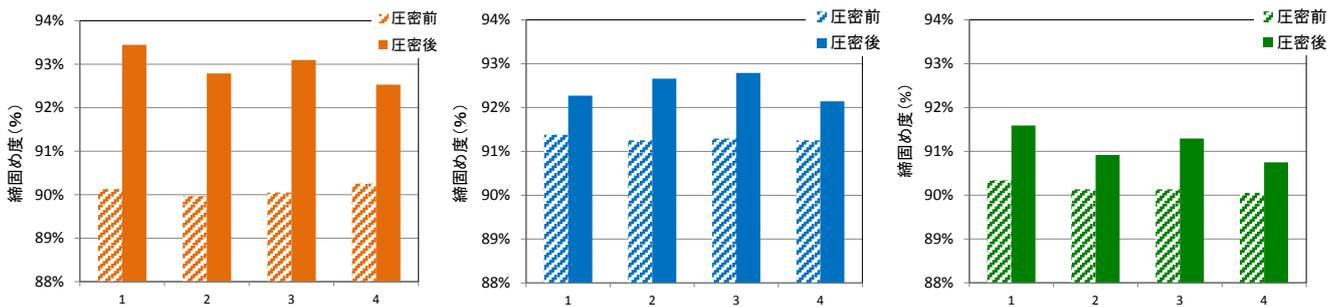


図-8 各ケースの過剰間隙水圧比95%に達する液状化強度曲線



(左図：ケースA，中央図：ケースB，右図：ケースC)

図-7 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

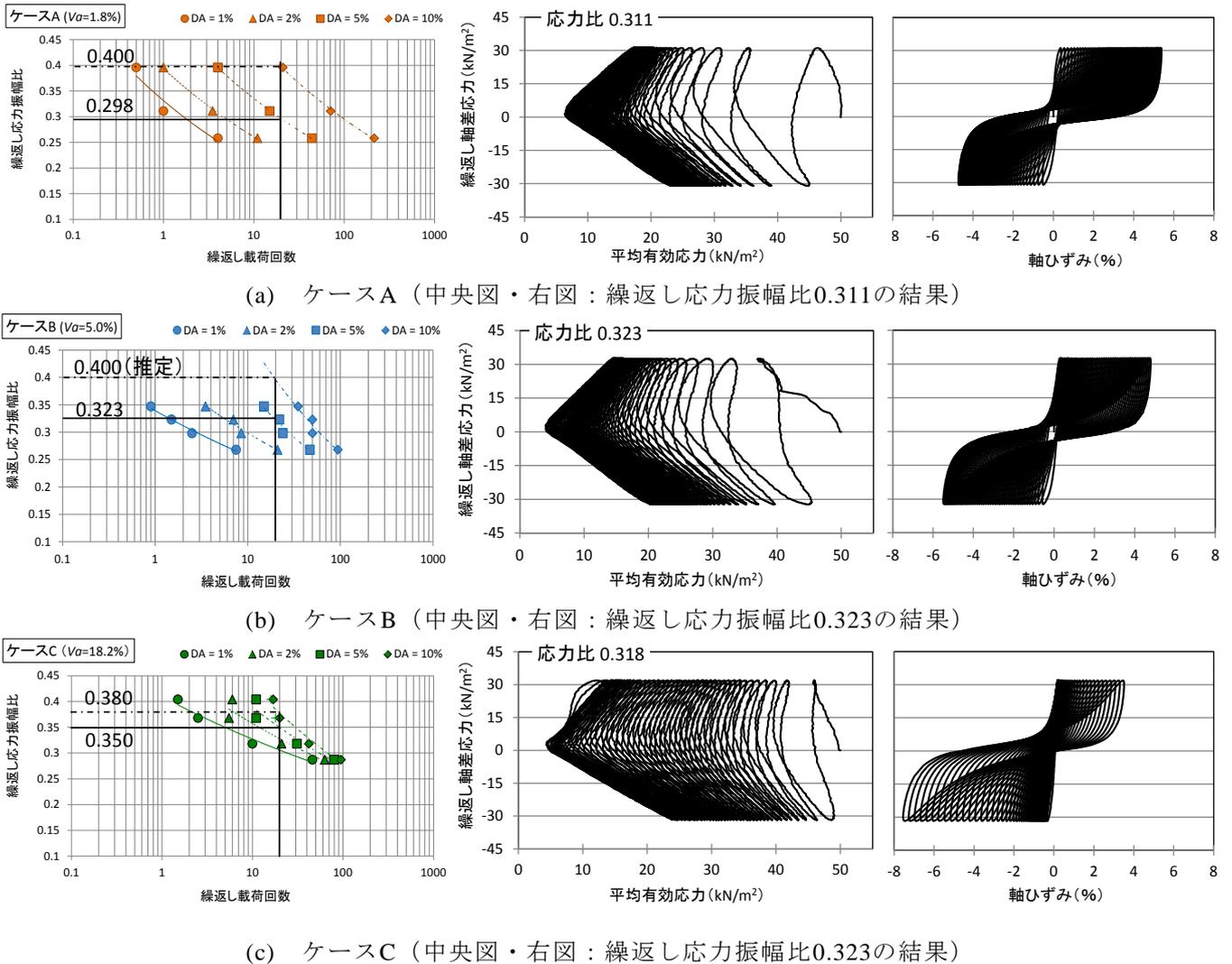


図-8 各ケースの液状化試験の結果

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-8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。

#### 4. まとめ

集水地内における谷埋め盛土、腹付け盛土、片切片盛土および切り盛り境界等においては、盛土の背面からの地下水の侵入により高い水位や含水状態になりやすいため、これらの箇所では盛土の耐震性を確保するためには水への対応が重要である。

盛土内の水位観測では、通常の降雨に比して融雪水により盛土内水位（特にのり尻部）が比較的高い位置で維持していることが確認できた。東日

本大震災直前の1ヶ月間にも比較的少量であるが数度にわたり降雪・融雪があり、その影響により当時も比較的高い水位状況にあったものと推察される。今後は、観測データを踏まえて更に水位変動の傾向を分析し、東日本大震災時の水位予測を行うとともに、簡便な水位予測手法を検討する予定である。

また、空気間隙率管理による耐震性向上の検討では、細粒分を多く含む盛土材を対象に異なる空気間隙率のもと、物理特性・力学試験を実施した。透水試験の結果、同程度の締固め度であっても  $V_a$  が小さいと透水係数は小さい傾向を示した。また、CUB試験の結果、 $V_a$  の小さいケースは、 $V_a$  の大きいケースよりも残留強度が大きい傾向にあった。液状化試験の結果によると、同じ締固め度であっても、 $V_a$  により液状化強度曲線の形

状は大きく異なり、 $V_a$  の小さい方が繰返し荷荷による変形の進行が遅い傾向が示唆された。

土質にもよるが、今回の検討の範囲では細粒分を多く含む盛土材の場合、適切に  $V_a$  管理を行うことで耐震性が向上することが確認できた。

今後、様々な盛土材料で試験、また模型実験等を行い、盛土の耐震性への影響を検討する予定である。

#### 参考文献

- 1) 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
- 2) 地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説、2009

加藤俊二



国立研究開発法人土木研究所  
地質・地盤研究グループ土質・振動チーム 主任研究員  
Syunji KATO

梶取真一



国土交通省水管理・国土保全局河川環境課河川保全企画室(併)治水課(前 国立研究開発法人土木研究所地質・地盤研究グループ土質・振動チーム研究員)  
Shinich KAJITORI

佐々木哲也



国立研究開発法人土木研究所  
地質・地盤研究グループ土質・振動チーム 上席研究員  
Tetsuya SASAKI