



谷埋め高盛土の地震時変状に及ぼす盛土幅の影響

東拓生¹⁾, 佐々木哲也²⁾, 加藤俊二³⁾, 佐々木直也⁴⁾

- 1) 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
E-mail: azuma-t573bt@pwri.go.jp
- 2) 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
E-mail: t-sasaki@pwri.go.jp
- 3) 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
E-mail: skato@pwri.go.jp
- 4) 八千代エンジニアリング株式会社 地質・地盤部
(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, 交流研究員)
E-mail: ny-sasaki@yachiyo-eng.co.jp

要約

近年の大地震において、谷部の集水地を横断する道路盛土(以下、谷埋め高盛土という)が大規模崩壊し、地震後の道路交通機能の確保に支障となる事例が報告されており、特に既設盛土の耐震性の定量的な評価が可能な解析手法が求められている。谷埋め盛土の地震時の変状については、過去の被災事例において谷中央部の盛土横断方向の幅(以下、盛土幅という)が広い箇所ではなく、盛土と地山の境界部等の盛土幅が狭い箇所で大きくなる事例が報告されている。

本研究では、谷埋め高盛土の弱点箇所の抽出に資するため、盛土幅を変化させた遠心模型実験及びこれを対象とした2次元の自重変形解析を行い、盛土の変状に及ぼす地形の影響について検討した。遠心模型実験では盛土幅が小さいケースで盛土内水位が上昇しやすく、応答加速度も大きくなり、変形量が大きくなった。この実験を対象とした自重変形解析を行い、盛土内水位、盛土内水位以深の盛土材料の密度や飽和度などから定まる動的強度、地震外力の分布等を適切に考慮して解析モデル化することで、実験結果を概ね再現できることを確認した。

キーワード: 道路盛土, 遠心模型実験, 盛土幅, 飽和度, 自重変形解析

1. はじめに

谷埋め高盛土の大規模崩壊は、平成16年新潟県中越地震、平成19年能登半島地震、平成23年東北地方太平洋沖地震などの近年の大地震において発生しており、いずれの事例においても復旧完了まで長期間道路交通機能に支障が生じた。このような道路盛土の被害を軽減し、地震後も一定の道路機能を確保するためには、①新設時の適切な設計法の提案、②既設盛土の効率的な弱点箇所抽出手法の提案、③既設盛土の耐震性照査法の提案、④既設盛土に対する合理的な耐震補強工法の開発などが必要である。

谷埋め高盛土の地震時変状については、既往の研究から、盛土内水位と、盛土材料の密度(締固め度)

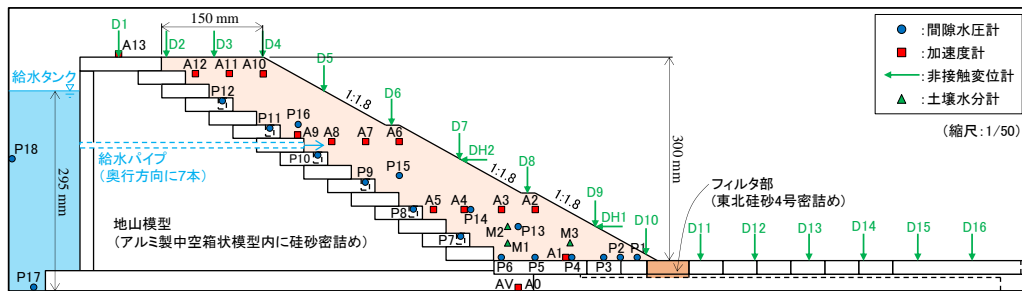
や粒度(細粒分含有率)等により定まる繰返しせん断強度比及び地震外力(加速度, 地震時せん断応力比)の影響を受けることがわかっている. 著者らは, これらを考慮した検討を行い, 地震時変状対策や変状の評価手法(解析手法)を提案してきた²⁾.

しかし, これまでの検討は二次元断面を対象としたものであり, 過去の被災事例では谷中央部の盛土幅が広い箇所ではなく, 盛土と地山の境界部等の盛土幅が狭い箇所が発生した事例が報告されているなど, 元の谷地形の影響が指摘されており, 合理的な変状対策の検討にあたっては, このような地形の影響を考慮する必要があると考えられる. このため谷埋め高盛土の弱点箇所の抽出に資するため, 3次元的な地形の影響の検討のための第1ステップとして, 盛土幅を変化させた遠心模型実験及びこれを対象とした自重変形解析を行い, 盛土の変状に及ぼす地形の影響について検討した.

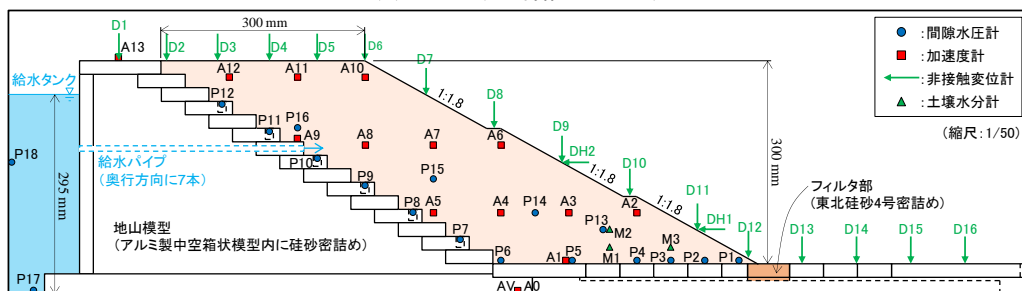
2. 谷埋め高盛土の盛土幅を変化させた遠心模型実験¹⁾

2.1 実験方法

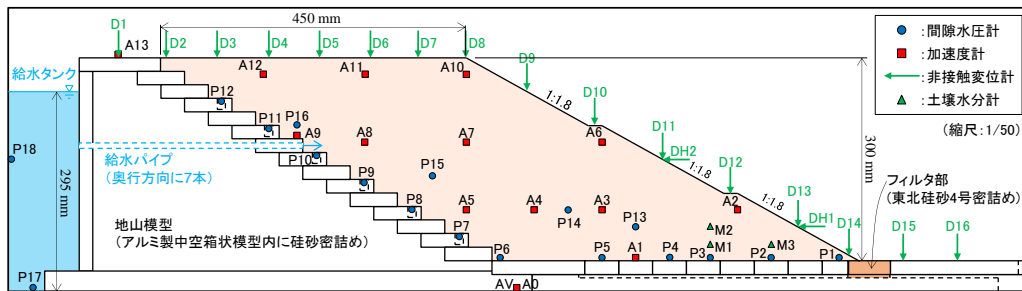
実験は, 盛土高300 mm(実物に換算すると15.0 m相当)の谷埋め高盛土を想定し, 50 Gの遠心力場で行った. 図1に実験模型を示す. 幅1500 mm, 奥行き300 mm, 高さ500 mmの鋼製土槽内にアルミ製の地山模型を設置し, その上に計測器を埋設した盛土模型を作製した. 地山模型は, 平坦部と傾斜角約30°の段切り部(図左側)で構成され, 遠心力を载荷しながら背面の給水装置から給水パイプを通じて盛土内へ浸透水を給水できる構造とした. また, のり尻下の地山上面には給水時にのり尻部の浸透破壊を防止する目的でフィルター部(東北珪砂4号密詰め)を設置した.



(a) CASE1 (天端幅150 mm)



(b) CASE2 (天端幅300 mm)



(c) CASE3 (天端幅450 mm)

図1 盛土幅の影響に関する遠心模型実験 模型図

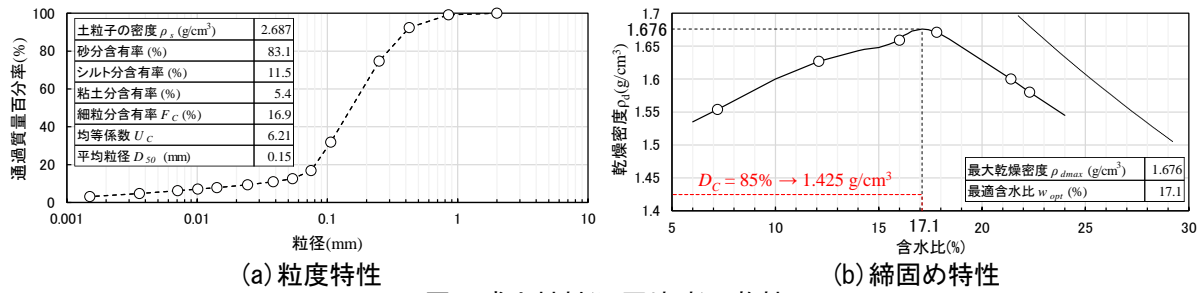


図2 盛土材料(江戸崎砂)の物性

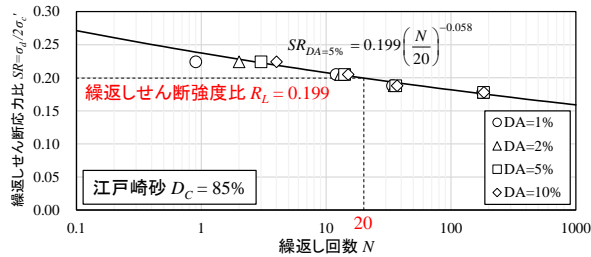


図3 盛土材料の繰返しせん断強度特性

表1 実験ケース一覧(寸法は実物換算)

ケース名	盛土高さ	締固め度	天端幅
CASE1	15.0 m	$D_c = 85\%$	7.5 m
CASE2			15.0 m
CASE3			22.5 m

実験ケースは、盛土天端幅を150 mm, 300 mm, 450 mm(実物に換算すると7.5 m, 15.0 m, 22.5 m)の3ケースとした(表1)。盛土模型は江戸崎砂(諸元は図2及び図3参照)を最適含水比付近に調整し、層厚25 mmピッチで締固め度 D_c (以下、 D_c と表記する)が85%となるよう締固めて作製した。

地盤内には加速度計、間隙水圧計を埋設するとともに、盛土模型の表面の9~13箇所鉛直変位量、のり尻、のり面中央の各1箇所水平変位量をレーザー式非接触変位計で計測した。CASE1とCASE2については、のり尻付近の3箇所に土壌水分計を設置し、飽和度測定を行った。あらかじめ1 G場で、5段階の飽和度が既知の $D_c = 85\%$ の江戸崎砂に土壌水分計を埋設し、土壌水分計が発生する電圧信号と飽和度の関係式を求め、これを校正係数として、遠心模型実験における飽和度を計測した。また、加振前後における盛土模型内部の変状状況の観察のため、土槽前面のガラス面に鉛直方向に色砂(珪砂7号、以下、鉛直色砂という)を敷設するとともに、地盤変形状況の画像解析のためガラス面に25 mmピッチで標点を設置した。加振中は、標点及び鉛直色砂の動きを高速カメラでフレームレート1,000 fpsで撮影した。

模型に50 Gの遠心力を作用させた後、盛土背後に設置した給水タンク内に粘度を50倍に調整した水溶性セルロースエーテル水溶液を供給し、水位を土槽底部から295mm程度に調整し、盛土材料の飽和条件をできる限り揃えるため、土壌水分計の値を確認しながらCASE1は3.8時間、CASE2は4.2時間、CASE3は6.7時間、給水パイプから浸透水を供給した。その後、神戸海洋気象台N-S波(1995年兵庫県南部地震)の最大加速度を実物換算で1,000 cm/s²に調整した波形により加振した。

2.2 実験結果

図4に、模型内に埋設した間隙水圧計の計測値から算出した加振直前の盛土内水位と、加振後の変状状況を示す(これ以降は実物換算で表記する)。盛土幅が最も小さいCASE1では、加振直前の盛土内水位が高く、のり面の表面付近まで接近しており、のり肩沈下量が36 cmに対して、それより下部ののり面で56 cm~72 cmという比較的大きな沈下が発生している。また、のり尻付近は盛土内水位以下におけるせん断変形のみであり、すべり変形はみられないが、のり肩から盛土中腹にかけて鉛直色砂にズレが生じている箇所がみられる(図4の赤矢印)。一方CASE2とCASE3は、CASE1と比較して加振直前の盛土内水位が相対的に低く、のり面表面付近まで到達しておらず、CASE2で41 cm、CASE3で24 cmと盛土幅が大きくなるほど沈下量が小さくなる結果となり、両ケースの鉛直色砂には明確なすべりはみられなかった。

図5に撮影画像の画像解析による加振後の盛土内の最大せん断ひずみ分布を示す(標点を節点とした三角形要素の最大せん断ひずみを算出)。CASE1ではのり肩から地山付近の盛土中腹を結ぶように大きなせん断ひずみが帯状に発生しており、図4の鉛直色砂のズレが生じている位置に概ね一致している。一

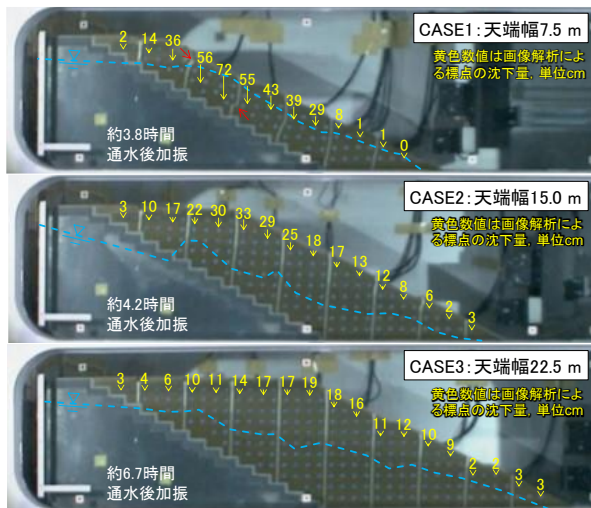


図4 加振前の水位と加振後の変形状況

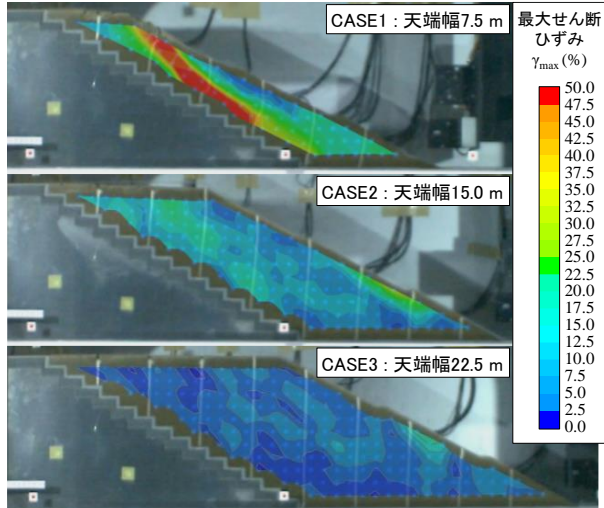


図5 加振後の最大せん断ひずみ分布

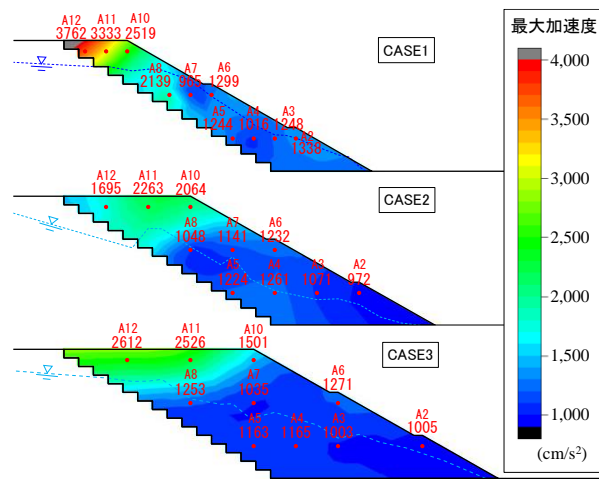


図6 加振中の最大加速度分布

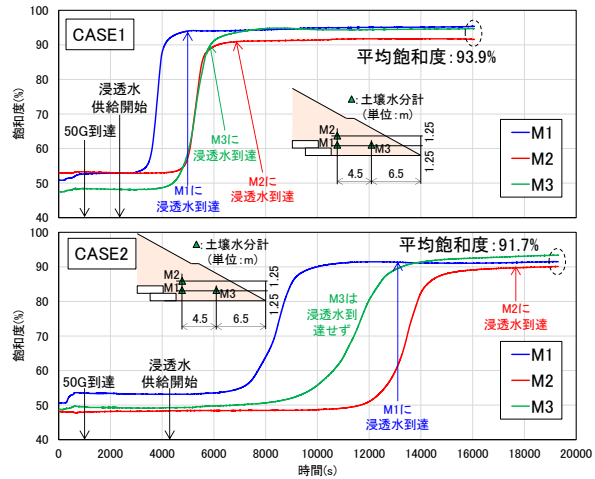


図7 土壌水分計による盛土材料の飽和度の時刻歴

方、CASE2及びCASE3ではこのような明確な帯状のせん断ひずみ分布はみられなかった。

図6に、加振中に発生した最大加速度の分布を示す(加速度計の最大加速度計測値をThin-plate spline法により補間して表示)。すべてのケースで天端の地山近傍または天端中央で加速度が卓越している。特にCASE1では天端付近の地山近傍で瞬間的に3,000 cm/s²を超える大きな加速度が計測されているとともに、CASE2及びCASE3と比べて上部の地山境界付近で比較的大きな加速度が計測された領域の割合が大きく、これらがのり肩付近のひずみの集中に影響しているものと考えられる。

図7に、浸透水供給中に土壌水分計で計測した飽和度の時刻歴を示す。土壌水分計に浸透水が到達する前に飽和度が上昇を開始し、浸透水が到達した時点では飽和度が最大値近くまで上昇し、その後はほとんど上昇していない。盛土幅が薄いCASE1の方が、浸透水供給開始から飽和度上昇開始までの時間が短く、また飽和度上昇速度も速かった。加振実験直前の平均的な飽和度はCASE1で93.9%、CASE2で91.7%程度であり、完全な飽和には至らなかった。

3. 遠心模型実験を模擬した自重変形解析²⁾

前項の谷埋め高盛土の盛土幅を変化させた遠心模型実験を対象として、2次元FEM液状化流動解析「ALID」³⁾(以下ALIDという)により自重変形解析を行い、盛土の形状・構造の変化が地震時変状に及ぼす影響を解析で適切に再現できるか検証を行った。

3.1 解析方法

本研究で用いるALIDは、砂地盤の液状化に伴う流動現象を対象として開発された解析手法だが、細粒分含有率の異なる種々の砂質土に対して行われた室内土質試験の結果に基づき、液状化に対する抵抗率 F_L から低下せん断剛性(G_l)の設定方法が提案されている³⁾。これを用いて、前項の遠心模型実験のうち、加振直前の盛土材料の飽和度の計測を行ったCASE1とCASE2を対象として再現解析を行った。

盛土材料のせん断弾性係数 G については、遠心模型実験に使用した江戸崎砂の圧密非排水三軸圧縮試験(CUB試験)により得られた応力-ひずみ関係から、せん断ひずみ $\gamma = 0.1\%$ における割線勾配として算出した。CUB試験の結果から、弾性係数が拘束圧に依存することが確認されたことから、弾性係数 E について、Janbu式により平均主応力 σ_m の補正を行うこととし、Janbu式の基準剛性 k とパラメータ n を、3段階の拘束圧におけるCUB試験結果をもとに算出し、下式によりせん断弾性係数 G を算出する方法を用いた。

$$E = k \left(\frac{\sigma_m}{P_a} \right)^n \tag{1}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \tag{2}$$

ここに、 E は弾性係数(kN/m²)、 k はJanbu式の基準剛性(kN/m²)、 σ_m は平均主応力(kN/m²)、 P_a は大気圧(=98kN/m²)、 n はJanbu式パラメータ、 G はせん断弾性係数(kN/m²)、 ν はポアソン比である。

また図8のとおり、盛土内水位以深の盛土層については、繰返しせん断強度比 R_L を設定し、所定の地震外力による地震時せん断応力比との関係から液状化に対する抵抗率 F_L を計算し、これに基づいて低下せん断剛性 G_l を算出した。

遠心実験模型の $D_c = 85\%$ の江戸崎砂の飽和・非排水条件での繰返しせん断強度比は、図3のとおり $R_L = 0.199$ であるが、前述のとおり遠心模型実験では不飽和の盛土模型に遠心力を载荷しながら浸透水を供給していることから、図7のとおり盛土内水位以深の土が完全には飽和しなかった。このため、遠心模型実験で計測した加振直前の平均的な飽和度を、図9に示す飽和度と繰返しせん断強度比の関係に関する既往の研究⁴⁾⁵⁾⁶⁾⁷⁾にあてはめて、飽和・非排水条件での繰返しせん断強度比を補正して解析に設定することとした⁸⁾。その結果から、CASE1は $R_L = 0.392$ 、CASE2は $R_L = 0.434$ を設定して計算した。

地震外力については、図10に示すとおり遠心模型実験で盛土模型内に設置した加速度計の計測値と盛土材料の単位体積重量を元に地震時せん断応力比 L の時刻歴を、各加速度計位置において求めた。図11に

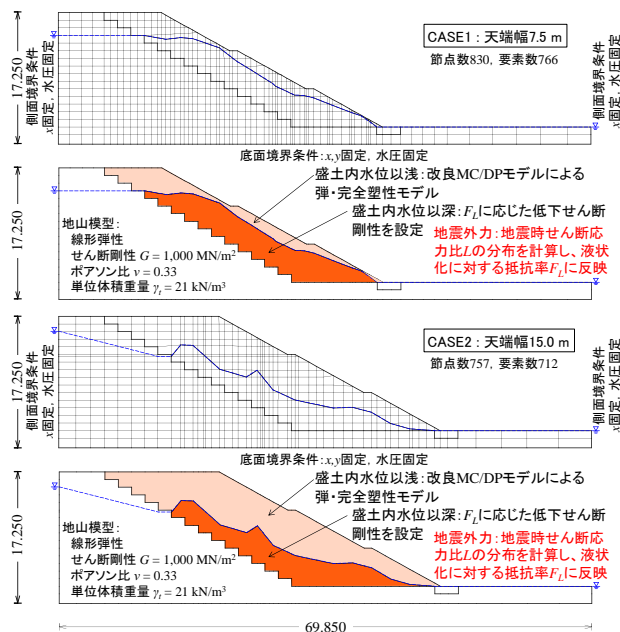


図8 解析モデル概要

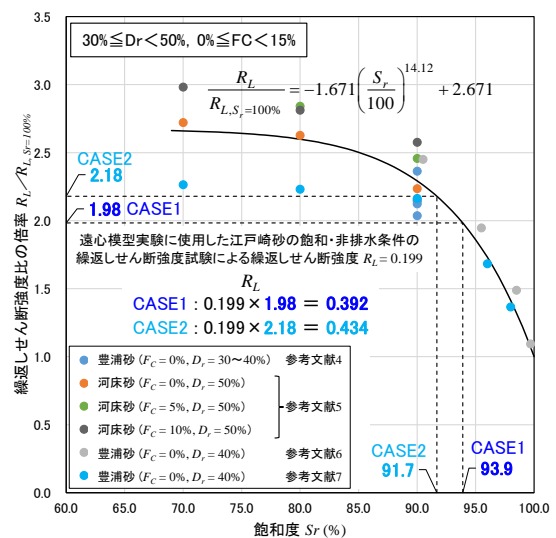


図9 遠心模型実験における盛土材料の飽和度に応じた繰返しせん断強度比の設定

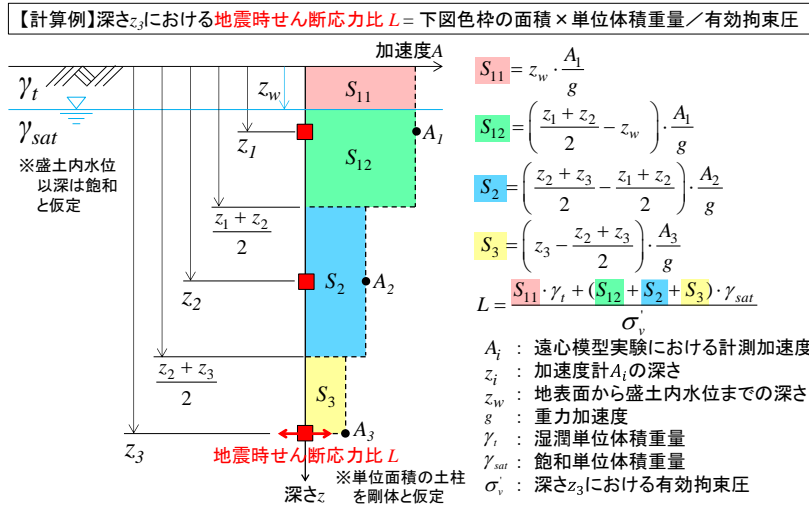


図10 遠心模型実験で計測した加速度から地震時せん断応力比 L を求める方法

各ケースにおける L の時間最大値の分布を示す(加速度計位置での L の最大値をThin-plate spline法により補間して表示). 両ケースとも盛土天端付近で L が大きくなる傾向があり, 特に盛土幅が薄いCASE1のほうが, 全体的に L が大きいととも, 盛土内水位以深にも L が比較的大きい範囲がみられる.

このようにして求めた L の分布と前述の計算で求めた R_L の分布から, 液状化に対する抵抗率 F_L の分布を下式で算出した.

$$F_L = \frac{c_w \cdot R_L}{L} \tag{3}$$

$$c_w = \begin{cases} 1.0 & (R_L \leq 0.1) \\ 3.3R_L + 0.67 & (0.1 < R_L \leq 0.4) \\ 2.0 & (0.4 < R_L) \end{cases} \tag{4}$$

ここに, F_L は液状化に対する抵抗率, c_w は地震動特性による補正係数(レベル2地震動タイプII), R_L は盛土材料の繰返しせん断強度比, L は地震時せん断応力比である.

ここで, 遠心模型実験で使用した波形はレベル2地震動タイプIIの神戸海洋気象台N-S波(1995年兵庫県南部地震)であったことから, 解析においても式(4)のレベル2地震動タイプIIの補正係数 c_w を用いた.

図12に, 盛土内の液状化に対する抵抗率 F_L の分布を示す(L の算定位置での F_L の値をThin-plate spline法により補間して表示). 図11の L の分布の影響により, 盛土上部の地山付近の F_L が低くなる傾向があり,

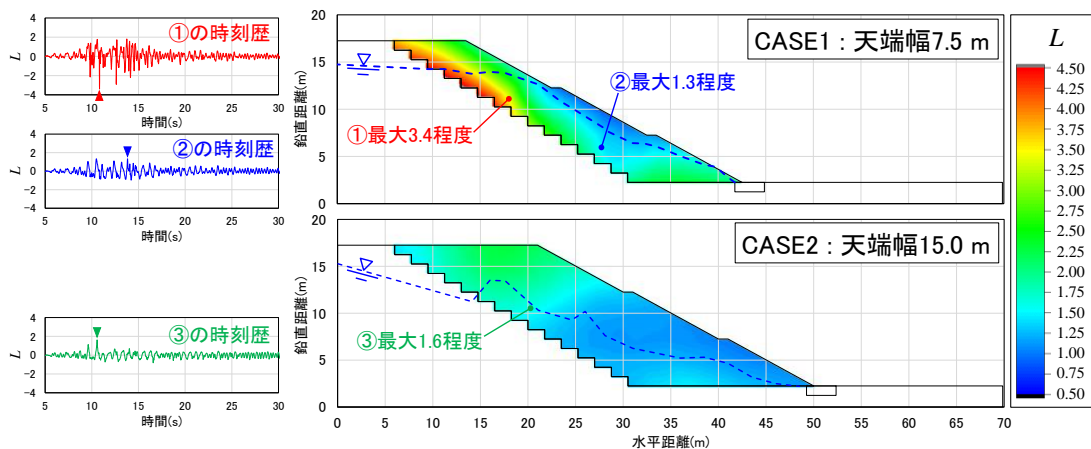


図11 地震時せん断応力比 L の時間最大値の分布

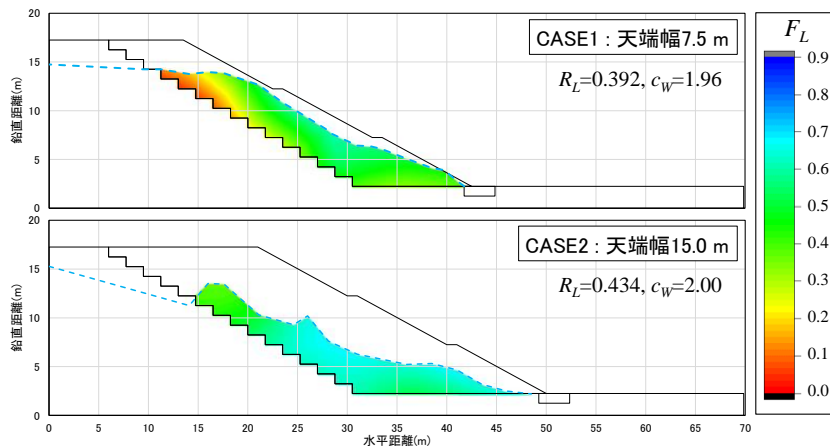


図12 液状化に対する抵抗率 F_L の分布

特に盛土幅が薄いCASE1においてその傾向が顕著である。

低下せん断剛性については、図13(a)に示す、安田・稲垣らが種々の物性の土に対して繰返しせん断後に単調載荷を行う試験により求めた F_L ごとの R_L とせん断剛性比 G_1/σ_c 関係⁹⁾に対して、図13(b)に示す豊田らが過去の河川堤防の被災事例を元に $F_L < 0.7$ におけるせん断剛性比の設定に改良を加えた方法¹⁰⁾を用いて設定した。前記の式(3)により R_L , c_w , L から解析モデル各要素の F_L を算出・設定し、これに応じた低下せん断剛性 G_1 を算出するとともに、下式により微小抵抗領域 γ_L と回復剛性 G_2 を設定し、ひずみの増加に伴う剛性の回復を図14のとおりバイリニアで表現した³⁾。

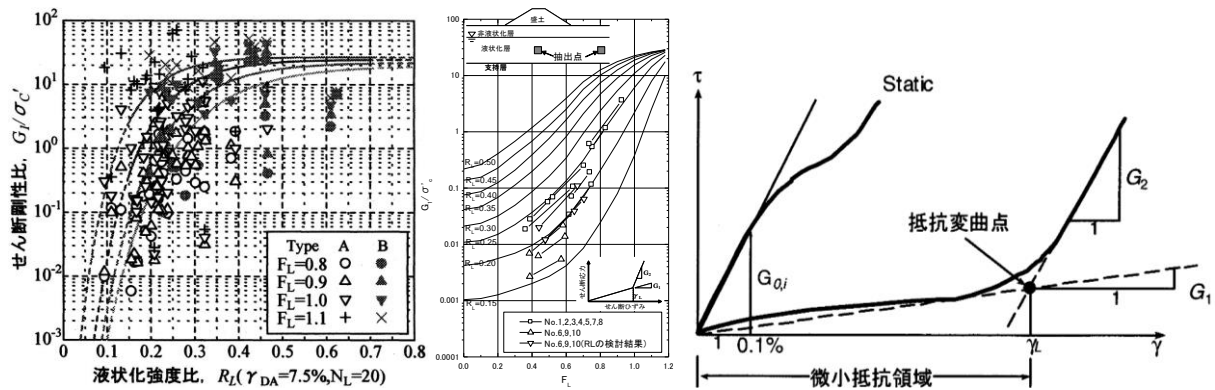
$$\gamma_L = \left(\frac{1300}{G_1} \right)^{0.5587} \quad (5)$$

$$G_2 = \frac{2000}{\gamma_L} \quad (6)$$

ここに、 γ_L は微小抵抗領域(%), G_1 は低下せん断剛性(kN/m²), G_2 は回復剛性(kN/m²)である。

また、盛土内水位が浅については、図8のとおり土の降伏条件にMohr-Coulombの破壊基準を、塑性ポテンシャル関数にDrucker-Pragerの式を適用した弾・完全塑性モデル「改良MC/DPモデル」³⁾により弾塑性挙動を表現した。

これらのモデル化を行った後、①地山モデル構築過程の解析、②盛土モデル構築過程の解析(初期応力解析)、③低下せん断剛性による流動解析(自重変形解析)、④過剰間隙水圧の消散過程での沈下解析、という手順で解析を行い、地震後の変形量を計算した。



(a)安田・稲垣ら($F_L \geq 0.7$)⁹⁾

(b)豊田ら($F_L < 0.7$)¹⁰⁾

図14 せん断応力-せん断ひずみのモデル³⁾

図13 R_L , F_L とせん断剛性比の関係

3.2 解析結果

図15に実験と解析の変形状況を示す。解析モデルのメッシュの変形状況は、実験模型の盛土表面付近(のり面付近)の沈下状況や、鉛直色砂の折れ曲がりの状況と概ね整合している。

図16に実験の画像解析及び自重変形解析による鉛直変位量の分布を示す(実験の鉛直変位量は、画像解析による標点の鉛直変位量をThin-plate spline法により補間して表示)。CASE1, CASE2とも、沈下量の値、沈下量が最大となる位置などが解析で適切に再現できており、概ね実験と整合している。

図17に実験の画像解析及び自重変形解析による最大せん断ひずみの分布を示す。特にCASE1については、実験で発生していたのり肩から地山付近の盛土中腹を結ぶ帯状のせん断ひずみが集中した状況を解析でも概ね再現できており、変形状況も実験と整合している。

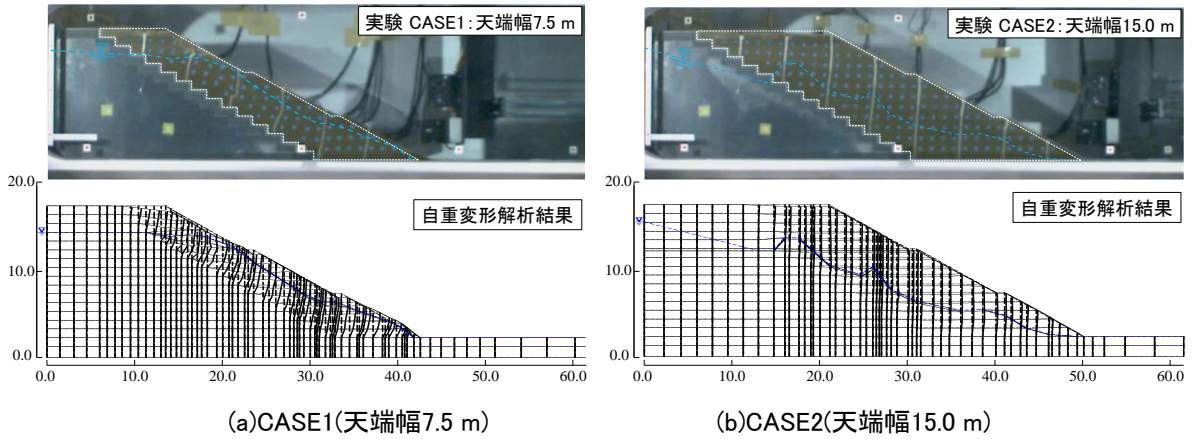


図15 遠心模型実験と解析の変形状況の比較

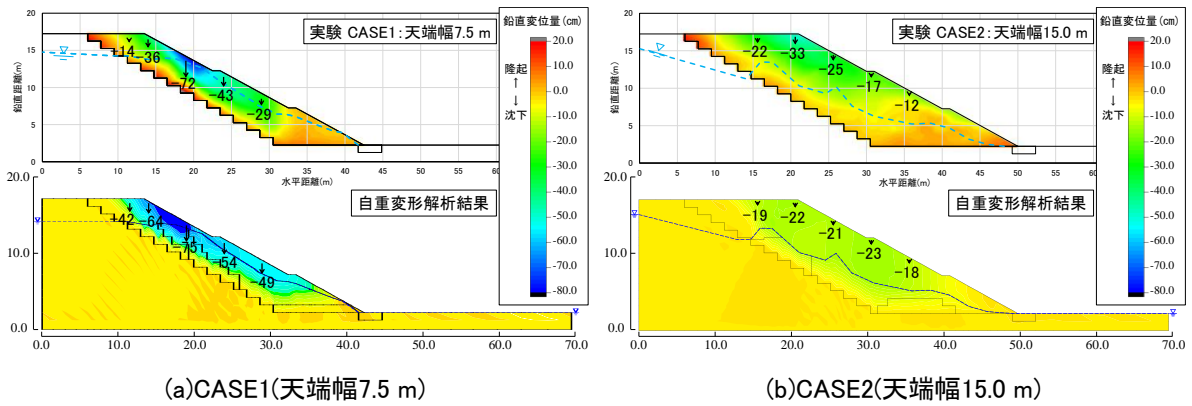


図16 遠心模型実験と解析の鉛直変位量分布の比較

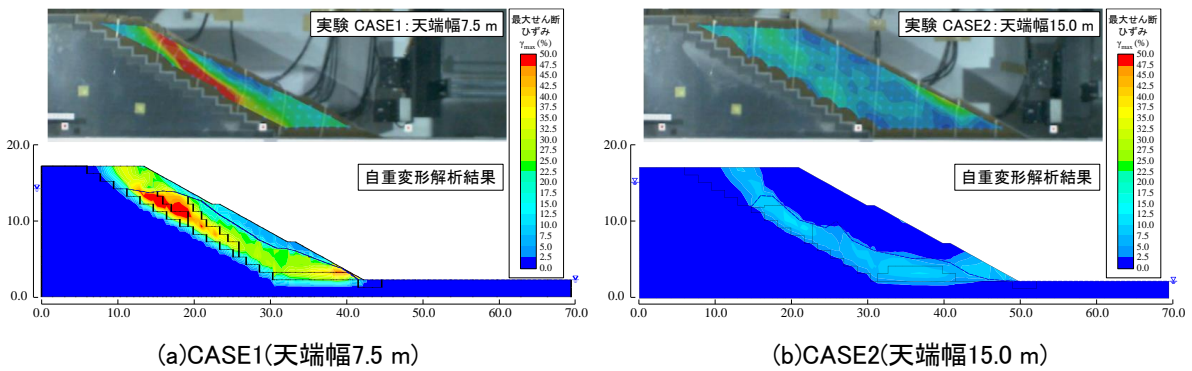


図17 遠心模型実験と解析の最大せん断ひずみ分布の比較

4. まとめ

本研究では、谷埋め高盛土の地震時変状に及ぼす地形の影響について検討するため、盛土幅を変化させた遠心模型実験及びこれを対象とした2次元の自重変形解析を行った。その結果、得られた知見をまとめると、次のとおりである。

- ① 谷埋め高盛土の盛土幅を変化させた遠心模型実験の結果、盛土幅が小さい場合、盛土内水位が上昇しやすく、盛土内の地震動加速度も大きくなり、変形量が大きくなる傾向がみられた。盛土幅が大きくなるにしたがって相対的に盛土内水位が上昇しにくくなり、地震動加速度も相対的に小さく、地震時の変形が抑制される傾向が確認された。また、遠心模型実験における盛土内水位以深の飽和度を土壌水分計で計測した結果、加振直前の飽和度は100%に到達していなかった。
- ② 盛土幅を変化させた遠心模型実験を対象とした自重変形解析を行った結果、盛土内水位を解析モデルに適切に設定するとともに、盛土内水位以深の盛土材料の飽和度を考慮するなど、繰返しせん断強度比 R_L を正確に求め、地震外力である地震時せん断応力比 L の地震応答を踏まえた分布も考慮して、液状化に対する抵抗率 F_L を各要素に適切に設定することで、鉛直変位量、変形状況(せん断ひずみが帯状に集中する状況)など、遠心模型実験結果を概ね適切に再現することができた。

本解析では、地震外力である L については、時間最大値の面的な分布に対して、地震動特性による補正係数 c_w を考慮して F_L を算出したが、今後地震応答解析を行うなどにより L の時刻歴波形を求め、累積損傷度法などにより F_L を求めて解析モデルに設定することで、解析精度が向上することも期待できる。

本研究で解析に用いたALIDは、前述のとおり地震時の液状化に伴う地盤の流動を比較的簡便に解析可能な手法であるが、盛土内水位、盛土材料の動的強度、地震外力などを解析モデルに適切に設定することで、谷埋め高盛土の変状についても概ね再現することができた。こうした解析手法を既設盛土の耐震性照査に適用するにあたっては、水位観測や物理探査(電気探査)等による盛土内水位の把握、サンプリング及び室内土質試験や物理探査(弾性波探査)等による盛土材料の動的変形・強度特性の把握などを行い、適切に解析モデルに設定することが重要であり、今後はこのような実盛土からの解析パラメータの取得方法と、地形などの影響も含めた解析パラメータの設定方法等の高度化が必要である。

参考文献

- 1) 東拓生, 佐々木直也, 佐々木哲也, 加藤俊二: 谷埋め高盛土の地震時変状に及ぼす盛土幅の影響に関する遠心模型実験, 第78回土木学会年次学術講演会, III-48, 2023. (投稿中)
- 2) 東拓生, 佐々木哲也, 加藤俊二: 谷埋め高盛土の地震時変形挙動に関する解析手法の検討, 土木技術資料Vol.62 No.12, pp16-19, 2020.
- 3) (株)地盤ソフト工房: ALID/Win 地盤土の構成則(第3版), 2016.
- 4) 畑中宗憲, 増田剛美: 砂質土のP波速度と液状化強度に及ぼす飽和度の影響, 日本建築学会構造系論文集第74巻 第645号, 2029-2037, 2009.
- 5) 國生剛治, 原忠, 山本純也, 古地祐規: 不飽和砂質土の非排水繰返しせん断強度におよぼす非塑性細粒分の影響, 第35回土木学会関東支部技術研究発表会, III-023, 2008.
- 6) Ishihara, K., Huang Y., Tsuchiya H.: Liquefaction resistance of nearly saturated sand as correlated with longitudinal wave velocity, *Poromechanics*, 583-586, 1998.
- 7) Okamura, M., Soga Y.: Effects of pore fluid compressibility on liquefaction resistance of partially saturated sand, *Soils and foundations* Vol.46, No.5, 695-700, 2006.
- 8) 東拓生, 佐々木直也, 佐々木哲也, 加藤俊二: 盛土材料の飽和度を考慮した谷埋め高盛土の地震時の変形に関する解析手法の検討, 第77回土木学会年次学術講演会, III-91, 2022.
- 9) 安田進, 稲垣太浩, 長尾和之, 山田真一, 石川敬祐: 液状化を含む繰返し軟化時における種々の土の変形特性, 第40回地盤工学研究発表会, pp.525-526, 2005.
- 10) 豊田耕一, 杉田秀樹, 石原雅規: 河川堤防の地震被害事例に基づく液状化地盤の剛性に関する検討, 第4回日本地震工学会大会-2005梗概集, pp.226-227, 2005.

Effect of Embankment Thicknesses on Seismic Deformation of Valley-Fill

AZUMA Takuo¹⁾, SASAKI Tetsuya²⁾, KATO Shunji³⁾ and SASAKI Naoya⁴⁾

1) Senior Researcher, Public Works Research Institute.

2) Team Leader, Public Works Research Institute.

3) Senior Researcher, Public Works Research Institute.

4) Yachiyo Engineering CO., Ltd

(Former, Exchange Researcher, Public Works Research Institute)

ABSTRACT

There have been reports of large-scale collapse of road embankments that fill valleys in recent large-scale earthquakes, hindering the surging of road traffic functions after the earthquake. Therefore, there is a need for a method that can quantitatively evaluate the seismic resistance of existing embankments. In the past disaster cases, it has been reported that the deformation becomes large at the part where the thickness of the embankment is narrow, such as the boundary between the embankment and the ground.

In this study, in order to contribute to the extraction of weak points in valley-filling high embankments, centrifugal model experiments with different embankment thicknesses and two-dimensional residual displacement analysis were conducted to investigate the effects of thickness of embankment on embankment deformation. In the centrifugal model test, when the thickness of the embankment is small, the water level reached the vicinity of the slope surface, the response acceleration increased, and the deformation amount increasing trend. A two-dimensional residual displacement analysis was then performed to simulate this experiment. As a result, it was confirmed that the experimental results can be generally reproduced by appropriately considering the distribution of dynamic strength and seismic external force determined by the water level in the embankment and the density and saturation of the embankment material below the water level.

Keywords: Road embankment, Centrifugal model test, Thickness of embankment, Degree of saturation, Residual displacement analysis