



構造物背面盛土の地震時段差メカニズムとその評価手法の適用性検討

佐々木直也¹⁾，佐々木哲也²⁾，東拓生³⁾，加藤俊二⁴⁾

- 1) 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
- 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 : azuma-t573bt@pwri.go.jp
- 4) 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

要約

地震時の盛土沈下により構造物と背面盛土との境界部に段差が生じ，交通機能を阻害することがある．過去の地震では盛土高が高い盛りこぼし橋台において顕著な段差がみられ，交通機能の復旧に時間を要した事例があり，地震時段差量の評価手法の確立が求められる．本研究では遠心模型実験から盛土の地震時段差のメカニズムと要因を把握し，それを踏まえて実験を対象にした盛土材の繰返し変形特性の定式化とそれに基づく自重変形解析による地震時段差評価手法の適用性を検討した．その結果，主に地震時の盛土のせん断変形により段差が生じること，自重変形解析手法により実験の段差量を概ね再現できることを確認した．

キーワード： 構造物背面盛土，地震時段差評価，繰返し変形特性

1. はじめに

橋梁などの構造物とその背面盛土との境界部では，地震時の盛土の沈下により段差が発生し，交通機能を阻害することがある（図1）．東北地方太平洋沖地震等では，それらの多くは1～3日以内で段差補修がなされ交通開放されたが，道路土工構造物の被災としては全体の約39%と数が多い（図1）．また，盛土高が高い盛りこぼし橋台において顕著な段差がみられ，交通機能の復旧・交通開放まで4日以上要した事例も報告されている．このため，地震後の交通機能の確保のため，特に緊急輸送道路では，このような被害に伴う長期の通行障害を軽減することが重要である．

構造物背面盛土は，比較的小さな段差でも交通機能への影響が大きく，実務的には盛土材料の選定と締固め管理や踏掛版の設置等により対応しているものの，背面盛土の段差のメカニズムと要因，それらの実務的な評価手法については明らかでない．今後，地震時における交通機能を確保していくためには，段差のメカニズムと要因を把握し，これらを踏まえた地震時段差量の評価手法の確立が求められ，新規や既存盛土の段差量の事前把握や盛土高に応じた締固め管理値の設定等を適切に行っていく必要がある．

本研究は、構造物背面盛土の段差のメカニズム及び段差に影響を及ぼす要因の把握、構造物背面盛土の段差量の実務的な評価手法を確立することを目的として実施したものである。



図1 東北地方太平洋沖地震における道路土工構造物の被災状況と構造物背面盛土の段差状況¹⁾²⁾

2. 地震時段差のメカニズムと要因

これまでの被災事例等から、構造物背面の地震時段差の要因を推測すると次の3つが考えられる(図2)。構造物背面盛土を模擬した遠心模型実験から段差のメカニズムと要因を把握した。ただし、構造物背面の地震時段差の実態は基礎地盤と盛土の沈下や構造物の変形による段差が複合的に作用していると考えられる。なお、遠心模型実験では基礎地盤を変形しない程度の密な地盤としたため、ここでは「基礎地盤の揺すり込みによる沈下」は対象外とした。

- ①盛土のすべり土塊の滑動による沈下
- ②盛土の揺すり込みによる沈下
- ③基礎地盤の揺すり込みによる沈下

※本文では、「揺すり込み沈下」をすべりを伴わないせん断変形による盛土の変形と定義した。

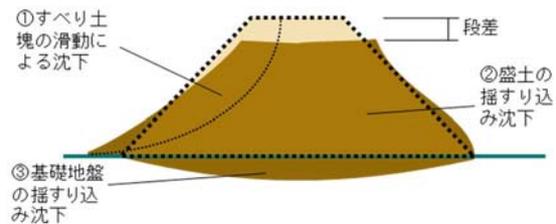


図2 地震による段差要因のイメージ図

構造物背面盛土の盛土高、締固め度、地震動を変えた遠心模型実験から盛土の段差メカニズムと要因の分析した。表1に実験ケース、図3に実験模型図を示す(実験条件の詳細は参考文献3)を参照)。

実験は、動的大型土槽(幅1500 mm、奥行き300 mm、高さ500 mm)の内部に基礎地盤及び盛土模型を作製し、遠心加速度75 Gを載荷した後、地震動を作用させた。

表1 実験ケース (()内は実スケール)

ケース	盛土材	盛土高	盛土の締固め度	加振波形	基盤層
Case1	山砂 (江戸崎砂) $\rho_s = 2.687 \text{ g/cm}^3$ $F_c = 16.9\%$	26.7 cm	85%	レベル2-タイプ I	変形しない (東北珪砂7号, $D_r = 90\%$)
Case2		(20 m)	90%		
Case3		13.3 cm	85%		
Case4		(10 m)			
Case5		20.0 cm	(15 m)	レベル2-タイプ II	

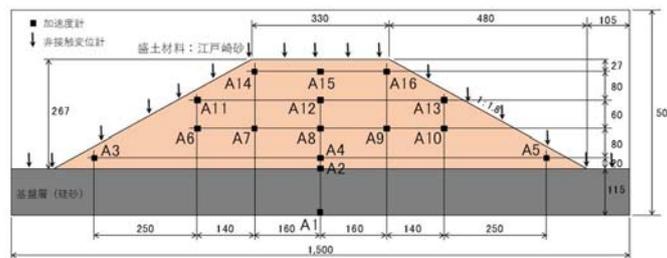


図3 実験模型図(例: Case1)

図4に盛土内の最大加速度分布と主な測定波形を示す。これによると、盛土内の最大加速度は天端や法面付近で最大となっており、盛土底面から天端や法面にかけて加速度が増幅する傾向が確認できる。また、天端や法面付近の加速度は底面に比べて最大1.4倍程度大きくになっているが、Case5（タイプII）については盛土内全体で最大加速度に明確な違いはみられなかった。

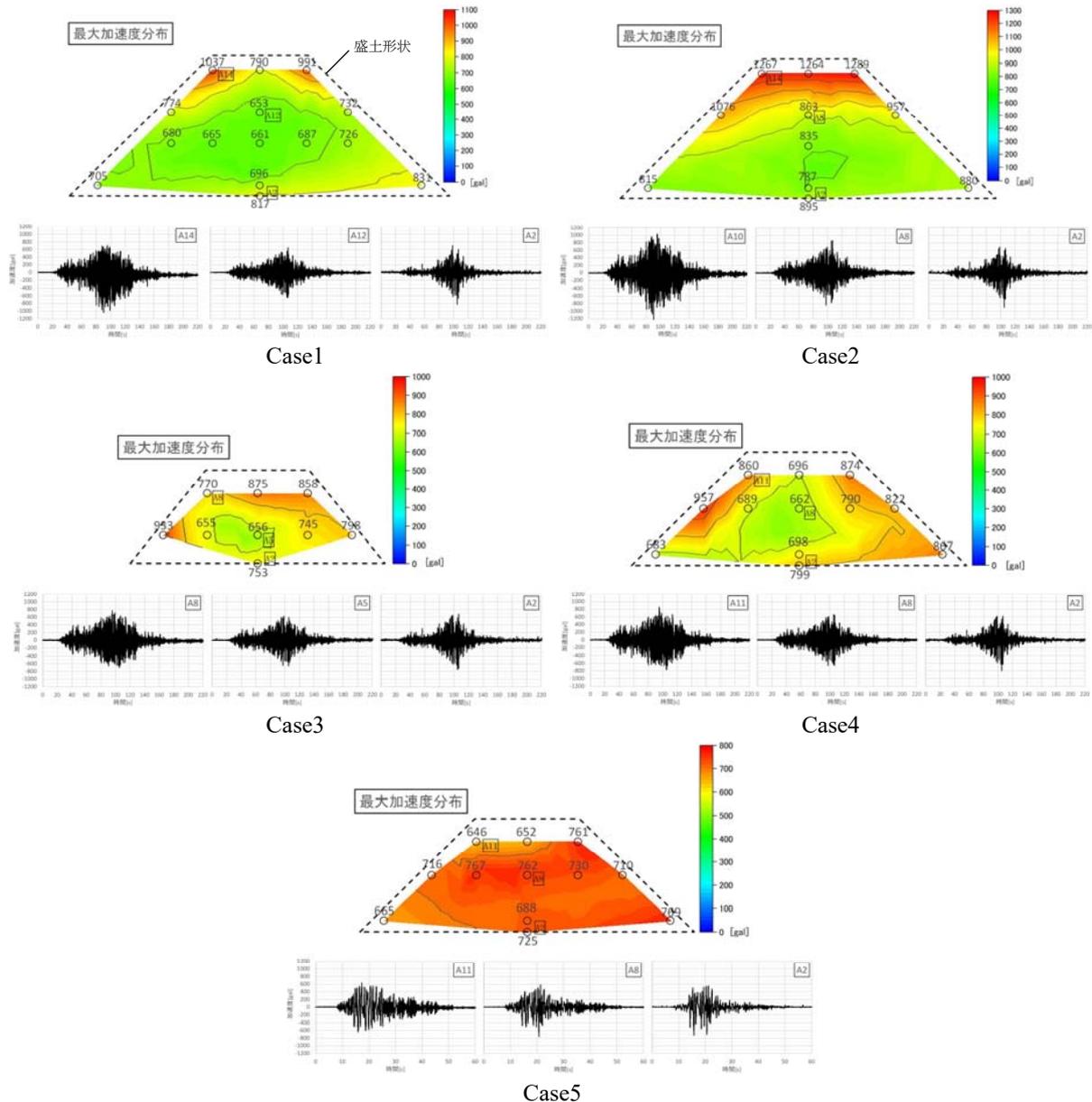


図4 盛土内の最大加速度分布と主な測定波形

図5に加振後の変形状況及び盛土表面の鉛直変位量を示す。これによると、盛土の沈下量は法肩部が最大となり、法肩から法面にかけては法尻方向に変形している。天端付近については、ほぼ鉛直に沈下し、法面中腹は若干隆起（はらみ出し）がみられるが、明確なすべり線は確認できない。

盛土高に着目すると、盛土高10 m（Case3）と盛土高15 m（Case4）の天端の平均沈下量の差は比較的小さいが、盛土高20 m（Case1）と盛土高15 mの差が大きい傾向がみられる。同じ盛土高20 mでも、締固め度が高いCase2は、Case1に比べて天端の平均沈下量が半分程度に抑えられており、標点の動きから締固め度が高いCase2は、法尻付近のはらみ出しよりも全体的な沈下が卓越する傾向がみられた。

加振波形に着目すると、Case5（タイプII地震動で加振）はCase4（タイプI地震動で加振）に比べて継続時間が短く、繰返し回数が少ないにもかかわらず、沈下量が1.1倍程度大きくなる結果となったことから、地震動の繰返し回数より加速度の大きさの方が沈下に及ぼす影響が大きい可能性が考えられる。

図6に盛土内の最大せん断ひずみ分布（撮影画像の画像解析により標点を節点とする三角形要素の変形量から求めた最大せん断ひずみ）を示す。これによると、最大せん断ひずみは天端や法肩、法面付近で大きな値を示し、3~10%程度のせん断ひずみが生じており、加速度が大きい箇所でせん断ひずみも大きくなったと考えられる。せん断ひずみの分布からは明確なすべりのような状況はみられなかった。

図7に盛土内の体積変化分布（撮影画像の画像解析により標点を節点とする三角形要素の面積変化（+：膨張，-：圧縮））を示す。これによると、締固め度が低いCase1では法面付近で局所的に+5%程度を示しているが、盛土中心部では±1~2%程度、天端平均では-0.4%程度であった。Case2の体積変化は、最大でも±1~2%程度であり、Case1より小さかった。せん断ひずみに比べると全体的に体積ひずみは小さく、天端平均-0.4%の体積ひずみが沈下量に及ぼす影響は、盛土体積の0.4%が沈下したと仮定すると、Case1で約8 cmと天端の平均沈下量約54 cmに対して十分小さいことから、盛土の沈下量には体積圧縮よりせん断ひずみの影響の方が卓越していると考えられる。

以上から、構造物背面の地震時段差の要因は、明確なすべり線が確認できないこと、法尻付近のはらみ出しよりも全体的な沈下が卓越する傾向がみられたことなどから「盛土の揺すり込みによる沈下」と推察した。構造物背面盛土の変形メカニズムは、地震動による繰返し作用で、主に盛土のせん断変形によるものであると推測される。

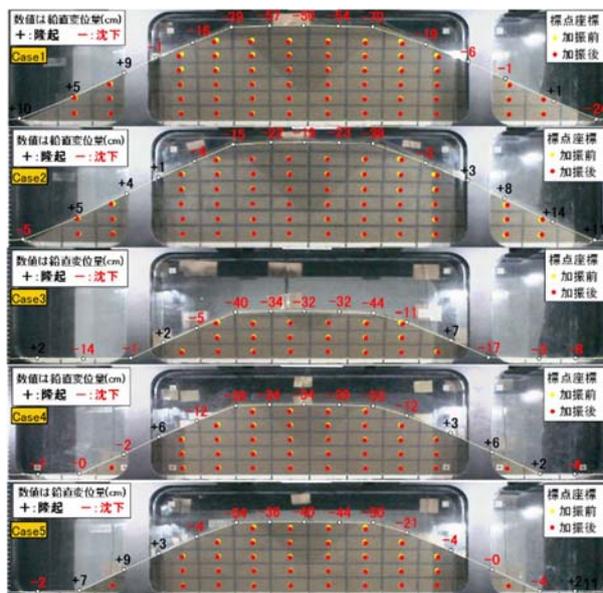


図5 実験模型の変形状況

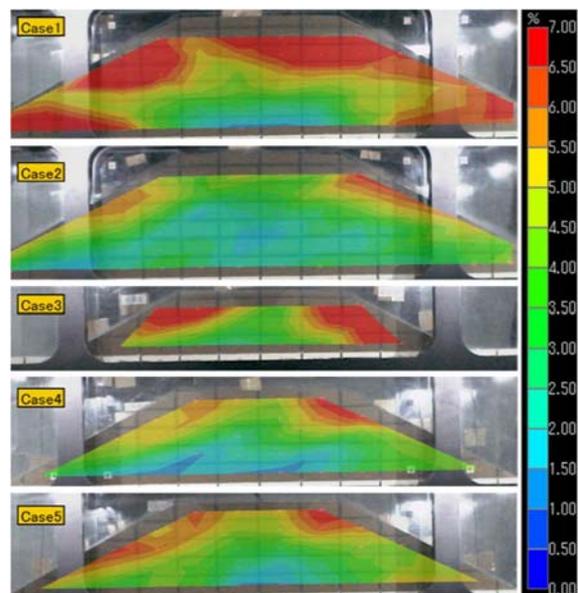


図6 盛土内の最大せん断ひずみ分布

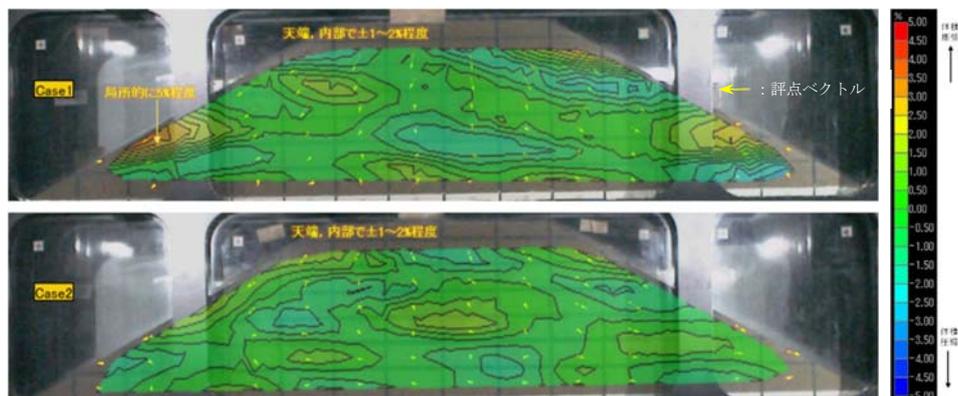


図7 盛土内の体積変化分布（Case1, 2）

3. 地震時段差量の評価手法の概要

前項より、構造物背面盛土の段差の発生メカニズムは、主に盛土のせん断変形によるものであると推測された。この段差量を評価できる手法として、本研究ではひずみ軟化理論（詳細は参考文献4）を参照）に基づく剛性低下を考慮した自重変形解析による評価手法を用いることとした。ここでは、自重変形解析の流れと、ひずみ軟化理論に用いる盛土材料の繰返し変形特性の定式化の方法について示す。

3.1 ひずみ軟化理論を用いた自重変形解析の手順

図8に解析フローを示す。ひずみ軟化理論を用いた自重変形解析は、参考文献4）、5）の手法を参考に以下の手順で実施した。

- ① 弾性 *FEM* 解析に初期せん断変形係数を用いて、盛土の初期せん断応力と初期変位を算出する。
- ② 等価線形化法による地震応答解析から盛土内に作用する動的せん断応力を算出する。
- ③ 3.2 項で定式化した盛土材の繰返し変形特性を用いて、動的せん断応力より算出した要素ごとの累積せん断歪と初期せん断応力から低下せん断変形係数を算出する。
- ④ 弾性 *FEM* 解析に低下せん断変形係数を用いて、自重による最終変位を算出する。
- ⑤ ④の最終変位から①の初期変位を差し引いて、地震による最終変位量を算出する。

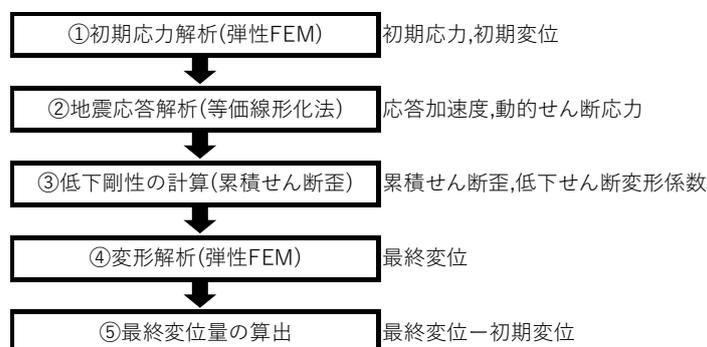


図8 解析フロー

3.2 盛土材料の繰返し変形特性の定式化

盛土材料の繰返し三軸試験を行い、ひずみ軟化理論に用いる盛土材料の繰返し変形特性の定式化を行った。ここでは、遠心模型実験を対象に解析手法の適用性を検討するため、遠心模型実験に用いた盛土材料（山砂（江戸崎砂））を対象に定式化を行った。

繰返し三軸試験は、実験を再現するために不飽和・排気・排水条件で実施した。試験は表2に示すとおり、締固め度を3段階、繰返し軸差応力を3段階に変えた計9供試体で行った。試験条件について、本来は初期せん断応力を作用させたうえで繰返しせん断応力を載荷する試験を行い、初期せん断応力の違いを考慮すべきである。しかしながら、初期せん断応力を考慮する場合、試験数が多くなり実務的でないとともに、本研究で対象としている盛土の段差量評価にあたっては天端全体の平均的な沈下量に着目するため、初期せん断応力の違いの影響が小さくないと考えられることから、ここでは初期せん断応力の違いを考慮しない試験方法とした。一方で、等方状態から繰返し軸差応力を圧縮・引張均等に載荷した場合、試験条件によっては繰返し回数に応じて軸ひずみが増大しない結果となったため、ここでは図9に示すとおり圧縮方向への片振りの載荷方法を採用し、繰返し応力比 SR_d は片振りの振幅とした。

次に、試験で得られた繰返し応力、軸ひずみ、繰返し回数について、ひずみ軟化理論に基づく剛性低下を計算するための定式化を行った。定式化は参考文献5）の手法に従い、試験結果の軸差応力と軸ひずみをパルスに変換し、図10に示す繰返し回数と半パルスの最大軸ひずみの関係を求めた。繰返し応力比 SR_d を大きくすると、少ない繰返し回数で軸ひずみが伸長し、その傾向は締固め度が低いほど顕著となっている。ここでは、これらの関係をロジスティックス関数で近似した。このロジスティックス関数の近似式から求めた繰返し回数ごとの軸ひずみと繰返し応力比 SR_d の関係をさらに累乗関数により近似すると図11のとおりとなる。軸ひずみが大きくなると累乗関数による近似式のグラフの傾きが小さくなり、その傾向は締固め度が低いほど顕著で、低い繰返し応力比で大きなひずみが発生する傾向を示している。

表2 繰返し三軸試験一覧

試験名	締固め度 D _c (%)	締固め含水比 w(%)	圧密応力 σ _r (kN/m ²)	繰返し応力 σ _d (kN/m ²)
試験 1-1	85	17.1	49	10.9kN/m ²
試験 1-2				17.3kN/m ²
試験 1-3				22.0kN/m ²
試験 2-1	90	17.1	49	13.9kN/m ²
試験 2-2				22.1kN/m ²
試験 2-3				35.0kN/m ²
試験 3-1	95	17.1	49	17.5kN/m ²
試験 3-2				27.8kN/m ²
試験 3-2				47.2kN/m ²

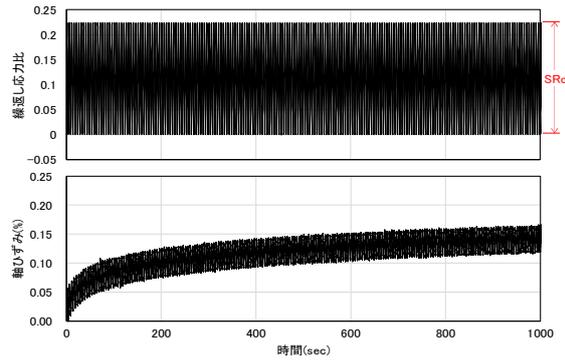


図9 繰返し応力比と軸ひずみの時刻歴の例

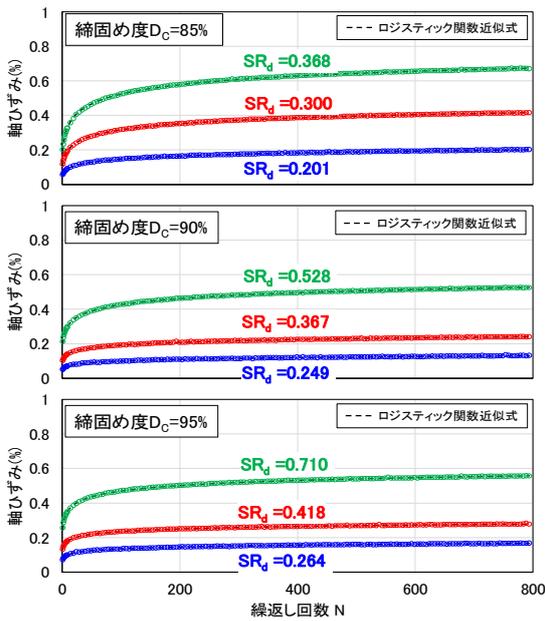


図10 繰返し回数と半パルスの最大軸ひずみ

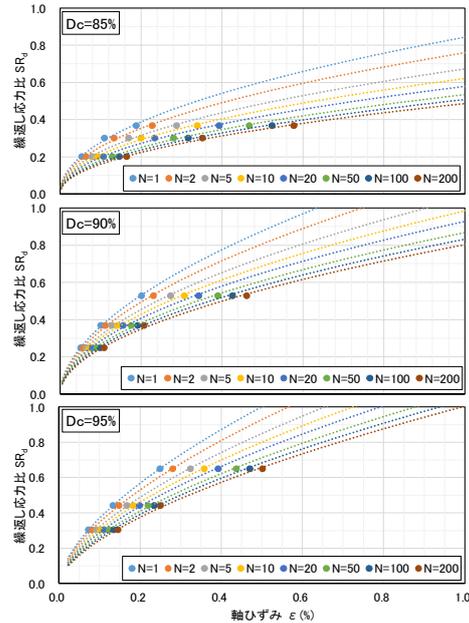


図11 繰返し回数ごとの軸ひずみと繰返し応力比

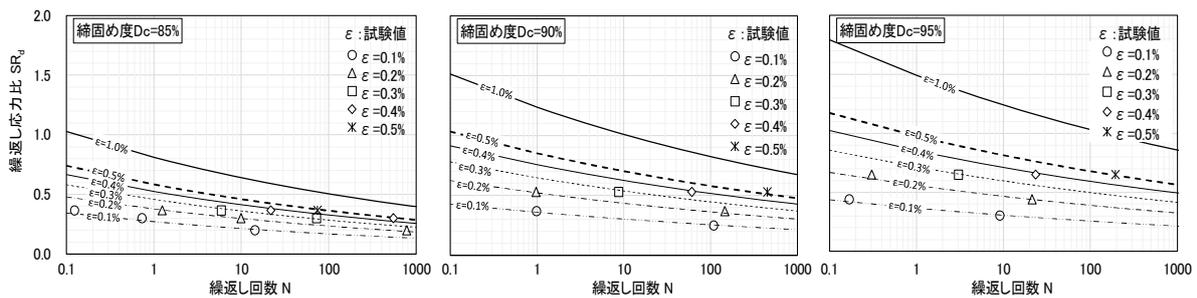


図12 繰返し応力比と繰返し回数

上記の結果をまとめると、図12に示す繰返し応力比 SR_d と繰返し回数 N の関係を軸ひずみ ϵ ごとに表すことができる。繰返し応力比が小さくなると、所定のひずみに達するまでの繰返し回数が多くなり、一般的な繰返しせん断強度試験の結果と同様の関係となっている。

以上の関係をまとめると式 (1) となる。締固め度ごとの係数 $C1 \sim C4$ は表3に示すとおりとなった。

$$SR_d = B\epsilon^A, \quad A = C_1 N^{C_2}, \quad B = C_3 N^{C_4} \quad (1)$$

表3 締固め度ごとの係数

締固め度 D_c	C1	C2	C3	C4
85%	0.475	0.0001	0.811	-0.103
90%	0.538	-0.0106	1.236	-0.088
95%	0.610	-0.0019	1.491	-0.080

4. 遠心模型実験を対象にした段差評価手法の適用性検討

遠心模型実験を対象に、ひずみ軟化理論を用いた自重変形解析と実験結果の盛土の天端平均沈下量、盛土内の応答加速度及びせん断ひずみを比較し、地震時段差量の評価手法の適用性を検討した。

4.1 解析条件

表4に解析に用いた定数を示す。ここで、盛土の初期せん断弾性係数 G_0 は、拘束圧に応じて変わるため、盛土を3分割し、応力に応じて設定した。盛土材料の繰返し変形特性は、3.2項の締固め度ごとの繰返し三軸試験から定式化した関係を用いた。地震応答解析の境界条件は、側面をエネルギー伝達境界、底面を実験条件から剛基盤とした。また、地震応答解析の $G/G_0 \sim \gamma$ 、 $h \sim \gamma$ の関係は、平均粒径 D_{50} から求まる安田・山口⁶⁾の提案式を用いて設定した(図13)。入力地震動は、実験で計測された盛土底面の加速度波形を設定した(図14)。実験では、基礎地盤を十分密な砂質土としたことから、自重変形解析においては変形しないものとした。

表4 解析に用いた定数

地盤	γ t [kN/m ³]	E [kN/m ²]	ν	G_0 [kN/m ²]	D_{50} [mm]	h_{max} [%]
盛土	18.0	$E = 2(1 + \nu)G$	0.33	30,000~50,000	0.15	22.5
基礎地盤	20.0	-	0.33	104,800	-	20.3

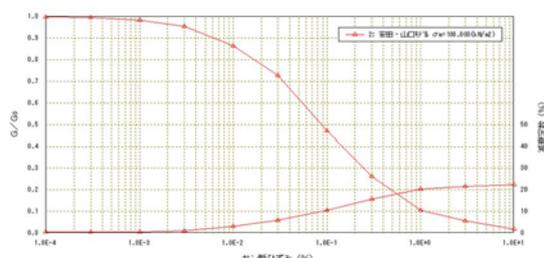
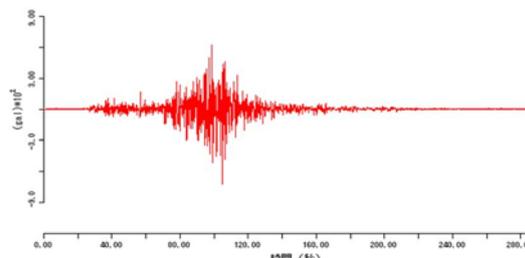
図13 $G/G_0 \sim \gamma$ 、 $h \sim \gamma$ の関係 (安田・山口の提案式)

図14 解析に用いた入力地震動の例

4.2 解析結果

図15に実験と解析の盛土天端の平均沈下量を示す。これによると、解析の天端平均沈下量は、盛土高が高いCase1, 2で実験値よりやや小さく評価されているものの、実験値と解析値は概ね同程度に評価されており、盛土高、締固め度、地震動の違いを再現できている。

図16に地震応答解析による盛土内の最大加速度分布、図17に実験と解析の天端加速度の比較を示す。これによると、解析の加速度は主要動付近で大きく増幅しており、最大加速度が実験より大きくなっている。Case3では解析で実験の加速度の傾向を概ね再現できている。タイプII地震動を入力したCase5では主要動で解析の加速度が実験より最大1.7倍程度大きくなっている。一方でCase1では解析の最大加速度は実験より大きいものの、主要動までの加速度はCase3, 5に比べても実験より小さくなっており、解析の天端沈下量が小さく評価された要因の一つと考えられる。なお、解析結果の盛土底面加速度は、実験結果と概ね整合しており、天端方向に向かって加速度が増幅する傾向を確認した。

図 18 に実験と解析の変形状況の比較, 図 19 に盛土内の最大せん断ひずみ分布を示す. これによると, 変形状況は, 解析の法面部のはらみ出しが実験より小さいものの, 天端が全体的に沈下し, 法肩ほど沈下量が大きくなる傾向は実験を再現できている. 解析における最大せん断ひずみ分布は, 図 6 の実験における分布と同様に盛土天端や法肩, 法面付近で大きくなる傾向を示しているが, 最大 10%程度と Case1 を除いて実験よりも全体的に大きくなっている. Case1 は法面や法尻付近のせん断ひずみが小さく, 応答加速度の評価や盛土材料の繰返し変形特性が影響していると考えられる.

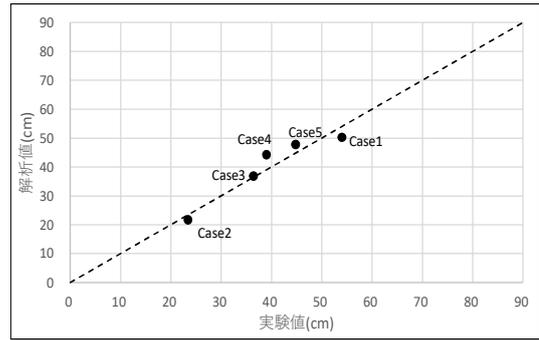


図 15 盛土天端平均沈下量の比較

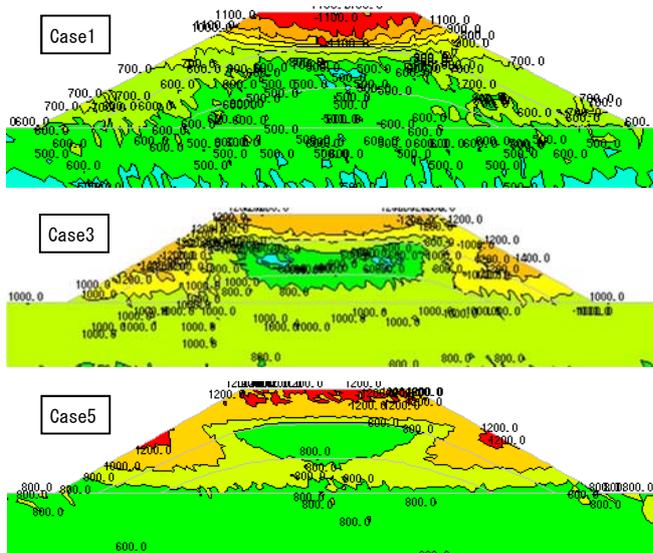


図 16 地震応答解析による盛土内の最大加速度分布

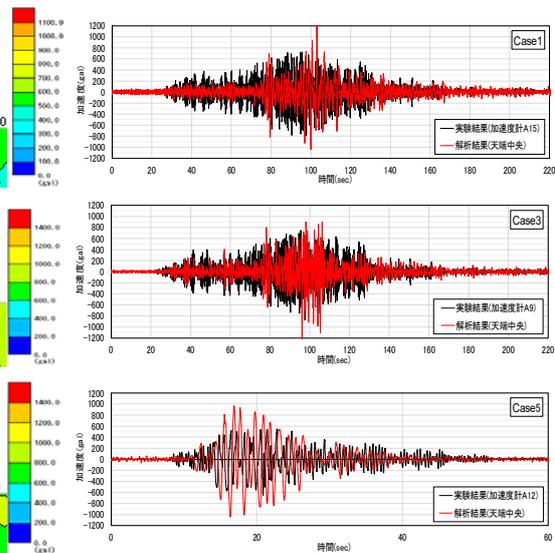


図 17 実験と解析の天端加速度の比較

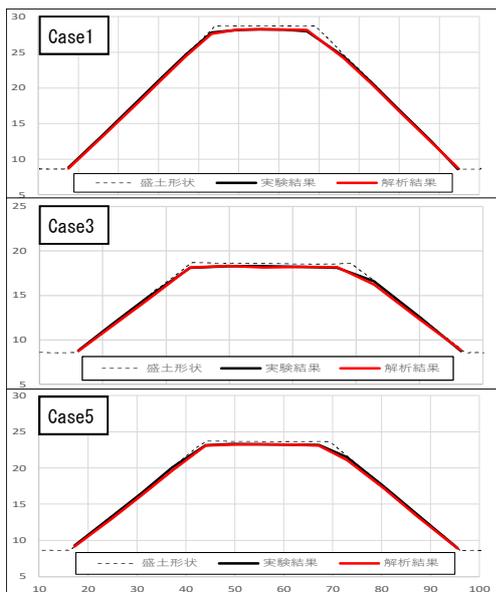


図 18 実験と解析の変形状況の比較

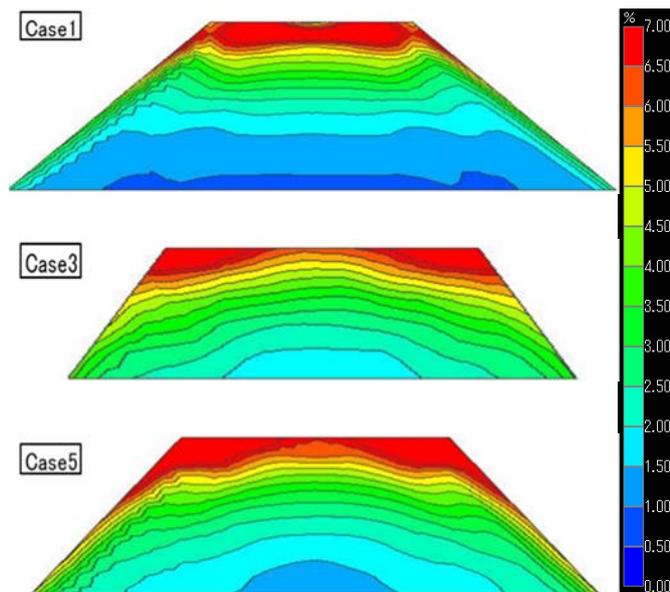


図 19 盛土内の最大せん断ひずみ分布

5. まとめ

本研究では、構造物背面盛土の段差のメカニズムと要因を把握し、それらを踏まえた地震時段差評価手法を確立することを目的として、ひずみ軟化理論に用いた自重変形解析による地震時段差評価手法の適用性を検討した。その結果、得られた知見をまとめると、次のとおりである。

- ・ 遠心模型実験の結果から地震による構造物背面盛土の段差の主要因は、揺すり込みによる沈下と考えられ、体積ひずみに比べてせん断変形が卓越していることを確認した。
- ・ 構造物背面盛土の変形メカニズムとしては、主に地震動による繰返し作用で盛土にせん断変形が生じることで沈下が発生すると考えられる。
- ・ 自重変形解析に盛土材の繰返し変形特性を設定するため、繰返し三軸試験方法及び定式化の方法を提案した。
- ・ 遠心力載荷実験を対象とした自重変形解析から、盛土高や締固め度、地震動の違いによる天端平均沈下量を概ね再現でき、地震時段差評価手法の適用性を確認した。

本検討結果は、あくまで遠心模型実験に用いた山砂で評価したものであるが、地震時の段差量を事前に把握できること、地震時の性能を満足するために必要な締固め管理値などを解析的に把握できることは地震時の交通機能を確保するうえで、重要な知見であると考えられる。今後も、盛土材料の違いや既存盛土の段差軽減対策、被災事例における妥当性の検証を行っていきたい。

参考文献

- 1) 国土技術政策総合研究所，独立行政法人土木研究所：平成23年（2011年）東北地方太平洋沖地震による道路橋等の被害調査報告，国土技術政策総合研究所資料第814号・土木研究所資料第4295号，2011.7.
- 2) 佐々木一夫：東北地方太平洋沖地震による直轄道路橋の被災状況，土木技術資料Vol.54 No.8, pp30-33, 2012.8.
- 3) 東拓生，佐々木哲也，加藤俊二：盛土高の高い構造物背面盛土の地震時の沈下・変形に関する遠心載荷実験，第75回土木学会年次学術講演会，2020.9.
- 4) 山田勝彦，真鍋進，龍岡文夫：大型橋梁基礎の地震時変位の予測，第25回土質工学研究発表会，pp951-954, 1990.6.
- 5) 堀井克己，館山勝，小島謙一，古関潤一：砂質土盛土の地震による残留沈下予測，土木学会第52回年次学術講演会，pp148-149, 1997.9.
- 6) 安田進，山口勇：種々の不攪乱土における動的変形特性，第20回土質工学研究発表会，1985.6.

Examination of the seismic step difference mechanism of the embankment on the back of the structure and the applicability of the evaluation method

SASAKI Naoya ¹⁾, SASAKI Tetsuya ²⁾, AZUMA Takuo ³⁾ and KATO Shunji ⁴⁾

1) Yachiyo Engineering CO., Ltd
(Former, Exchange Researcher, Public Works Research Institute)

2) Team Leader, Public Works Research Institute

3) Senior Researcher, Public Works Research Institute

4) Senior Researcher, Public Works Research Institute

ABSTRACT

Due to embankment subsidence during an earthquake, there is a step at the boundary between the structure and the back embankment. In past earthquakes, there were cases where significant step differences were observed in mounded abutments with high embankments, and it took time to restore traffic functions, so it is necessary to establish an evaluation method for the amount of step difference in earthquake time. In this study, we understand the mechanism and factors of seismic step difference in embankments from the results of emergency inspection of bridges in the Tohoku-Pacific Ocean Earthquake and centrifugal model experiments. Based on these findings, we formulated the repetitive deformation characteristics of embankment materials for experiments and examined the applicability of the seismic step difference evaluation method by self-weight analysis based on the formulation of the embankment material.

Keywords: Embankment on the back of the structure, Earthquake Time Difference Evaluation, Repetitive deformation characteristics