

8. 軟弱地盤上の道路盛土の液状化対策に関する研究

研究予算：運営交付金（一般勘定）

研究期間：平 27～平 29

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，谷本俊輔

【要旨】

東日本大震災では、軟弱地盤上の道路盛土において、盛土自体の液状化による被害が発生した。軟弱地盤上の盛土では、圧密沈下に伴う変形により、盛土下部にゆるい飽和領域が形成され、このゆるい飽和領域が地震時に液状化することで、甚大な被害が発生すると推定されている。こうした軟弱地盤上の盛土については、具体的な耐震性評価手法や耐震性向上策が確立されておらず、技術開発が必要とされている。圧密沈下に伴う盛土自体の液状化の一因である盛土下部のゆるみに着目すると、盛土底面にジオテキスタイルを敷設することにより、ゆるみを抑制する対策が考えられる。

本研究では、盛土底面へのジオテキスタイル敷設による、圧密沈下に伴う盛土下部のゆるみ抑制効果について、遠心実験と数値解析を用いて検証した。検証の結果、ジオテキスタイル敷設により、盛土下部のゆるみが抑制されることが確認され、ジオテキスタイルの剛性が大きいほど、より大きな効果が得られることが確認された。また、軟弱地盤上の盛土のゆるみによる耐震性能の評価手法として、砂の締固め工法の設計法と砂の液状化強度評価式を組み合わせることで、盛土の物性値と施工時の締固め度を用いた液状化強度推定法を提案した。さらに、これらの結果を用いて、盛土自体の液状化対策としてのジオテキスタイルの簡易な設計法を提案した。

キーワード：軟弱地盤，盛土，液状化対策，ジオテキスタイル，遠心実験，FEM

1. はじめに

1.1. 研究の背景

東日本大震災では、軟弱地盤上の道路盛土において、盛土自体の液状化による被害が発生し、これにより、道路機能が損なわれ、地震後の復旧活動に多大な影響を及ぼした事例がみられた。軟弱地盤上の盛土自体の液状化による被害については、河川堤防でも同様の被害が発生しており、震災後の調査結果から、盛土自体の液状化メカニズムは、図-1.1のように推定されている。軟弱地盤上の盛土では、圧密沈下により、盛土下部の軟弱地

盤は凹型に変形し、盛土は側方流動により盛土下部にゆるみ（密度や拘束圧の低下）が生じる。盛土材料が砂質土等の透水性の高い材料の場合、雨水等の浸透水が、凹型に変形した軟弱地盤上に滞留し、ゆるい飽和領域が形成される。このゆるい飽和領域が、地震時に液状化することにより甚大な被害が発生すると考えられている²⁾。

国土交通省では、震災後、高規格幹線道路を対象に軟弱地盤上の道路盛土の緊急点検を行っているが、具体的な耐震性評価手法や耐震性向上策は確立されておらず、対策は進んでいない。

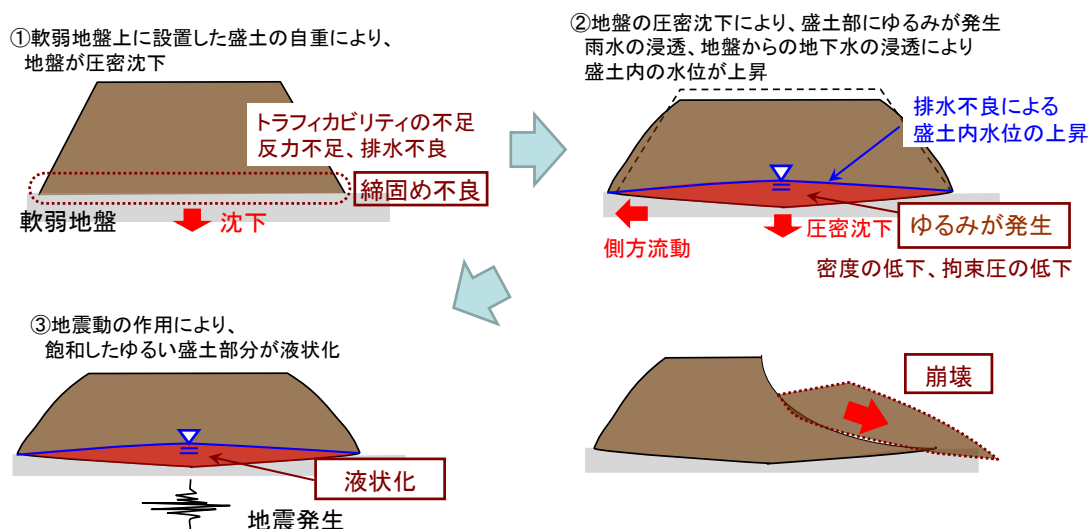


図-1.1 軟弱地盤上盛土の液状化メカニズム

以上のような状況から、今後、発生が予想される東海・東南海・南海巨大地震に向けて、軟弱地盤上の道路盛土の耐震性評価手法や対策技術の開発が必要とされている。

1.2. 研究目的及び内容

本研究では、軟弱地盤上の盛土自体の液状化対策として、盛土底面へのジオテキスタイル敷設について検討した。図-1.2 に示すように、盛土底面にジオテキスタイルを敷設することで、盛土自体の液状化の一因である圧密沈下に伴う盛土下部のゆるみが抑制されると考えられる。

そこで、以下の3点を目的として、遠心模型実験及び数値解析を行った。

- (1) 圧密沈下に伴う盛土のゆるみの実態とジオテキスタイル敷設による対策効果の解明。
- (2) 軟弱地盤上の盛土における液状化強度の評価手法の提案。
- (3) 軟弱地盤上の盛土の液状化対策としてのジオテキスタイルの簡易な設計法の提案

2. 遠心模型実験

2.1. 動的遠心模型実験

2.1.1. 実験の概要

実験模型の模式図を図-2.1 に、実験ケース及び模型地盤の材料を表-2.1 に示す。実験は50G場の遠心力場において、2 ケースについて実施した。以降の数値は、全て実大スケールの値である。

模型地盤の材料には、粘土層はピートモスとスミクレー（乾燥質量比 1:10）の配合土を使用し、50G 場において 15kPa の上載荷重による先行圧密を行った後、整形して水平地盤を作製した。盛土には、DL クレーとカオリン（乾燥質量比 3:1）の配合土を使用し、締固め度 $D_c=90\%$ で作製した。また、実験に使用したジオテキスタイルは、実験終了後に 1G 場での検定を行い、その剛性は $E=13,200\text{kN/m}$ であることを確認した。

遠心実験においては、1G 場において粘土地盤上に完成した盛土模型を設置し、遠心加速度を除所に上昇させることで、盛土荷重を載荷していく。そのため、盛土の盛立速度は、遠心加速度の上昇速度に対応しており、以下の式により与えられる。

$$h_p = \frac{1}{N^2} \frac{g_m}{g_p} h_m$$

h_p : 実大スケールにおける盛立速度, $1/N$: 模型縮尺,
 g_m : 遠心加速度上昇速度, g_p : 初期の遠心加速度, h_m : 盛土模型の盛土高

今回の実験における盛立速度は、層厚 12m の厚い粘性土

上に載荷することから、「道路土工 軟弱地盤対策工指針」³⁾を参考に 3cm/day とした。

盛土の変形については、図-2.1 に示す変位計測位置にターゲットを設置し、レーザー変位計により計測した。

加振実験は、50G 場において変位計の計測値から、 \sqrt{t} 軸上で圧密 90% に到達したことを確認した後に行った。

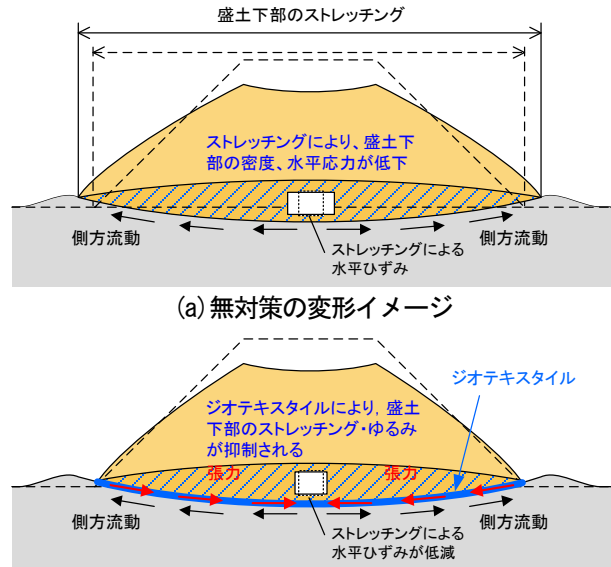


図-1.2 ジオテキスタイルによるゆるみ抑制効果のイメージ

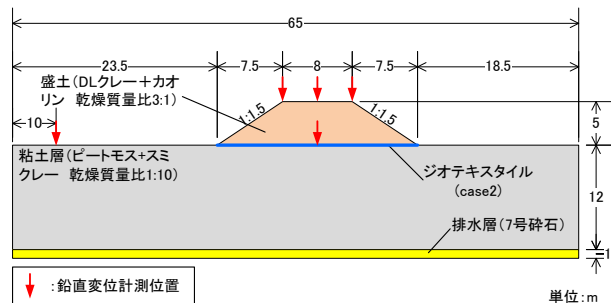


図-2.1 動的遠心模型の模式図

表-2.1 動的遠心実験ケース

| | 粘土層 | 盛土 | 対策工 | 遠心加速度 | 盛立速度 |
|-------|--------------------------------------|------------------------------------|----------|-------|---------|
| case1 | 材料:ピートモス +スミクレー (乾燥質量比 1:10) 層厚: 12m | 材料:DLクレー +カオリン (乾燥質量比 3:1) 盛土高: 5m | 無 | 50G | 3cm/day |
| case2 | 先行圧密: 15kPa | 締固め度: $D_c=90\%$ | ジオテキスタイル | 50G | 3cm/day |

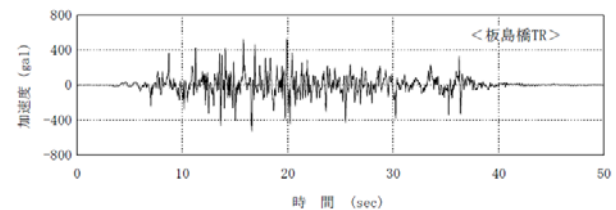


図-2.2 入力地震動: L2 タイプ I 地震動

入力地震動は、道路橋示方書に示されるレベル2タイプI地震動・II種地盤（板島橋）の振幅を0.9倍に調整した波形を用いた（図-2.2）。

2.1.2. 実験結果

図-2.3に加振後の変形図を示す。図中に示す沈下量は、加振前後の変位計の計測値から算出した値、水平方向の計測値は、遠心力除荷後にメジャーで計測した値を示す。

加振による盛土天端の平均沈下量は、case1では1.06m（開口亀裂部は含まない）、case2では0.83mとなっており、ジオテキスタイルを敷設することにより、天端の平均沈下量は0.2m程度低減された。また、case1では、深さ1.86mの開口亀裂が生じたが、case2では大きな亀裂は生じなかった。ジオテキスタイルの敷設により、盛土の変形が抑制されており、ジオテキスタイルにより圧密沈下に伴う盛土のゆるみが抑制された可能性が示唆された。一方で、盛土の水平変位については、同程度であった。

「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル」⁴⁾によると、ジオテキスタイルの端部は、のり面の安定性を強化するために、2m程度巻き返すような工夫を行う、とある。今回の実験では、ジオテキスタイルの端部の巻き返しを行っておらず、そのため、水平方向への変形を抑制する効果が十分に発揮されなかったと考えられる。

2.2. 静的遠心模型実験

2.2.1. 実験の概要

模型地盤の模式図を図-2.4に、実験ケース及び模型地盤の材料を表-2.2に示す。実験は50Gの遠心力場において、case1~3の3ケースについて実施した。case0では変形前の盛土内密度分布を確認するために、模型作製後に密度測定のみ行った。以降の数値は、全て実大スケールの値である。

模型地盤の材料には、粘土層はカオリンを使用し、50G場において40kPaの上載荷重による先行圧密を行った後、整形して水平地盤を作製した。盛土にはDLクレールとカオリン（乾燥質量比3:1）の配合土を使用し、締固め度 $D_c=90\%$ で作製した。また、実験に使用したジオテキスタイルは、実験終了後に1G場での検定を行い、その剛性は $E=2,103\text{kN/m}$ であることを確認した。

盛土の変形については、図-2.4に示す変位計測位置にターゲットを設置し、レーザー変位計により計測した。ただし、法尻の水平変位については、地盤の変形に伴いターゲットが傾いたため、実験終了後に1G場においてメジャーでの計測を行っており、遠心力除荷に伴うリバウンドの影響により正確な計測ができていないため、参

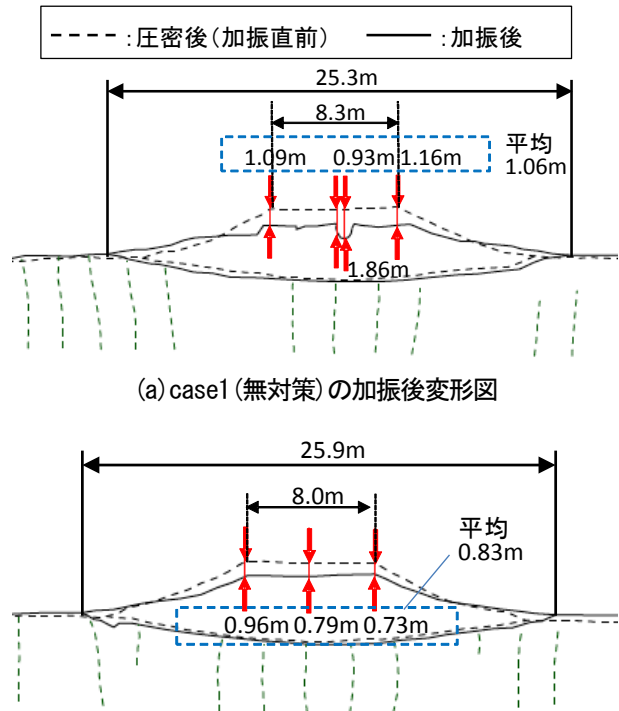


図-2.3 加振による変形図

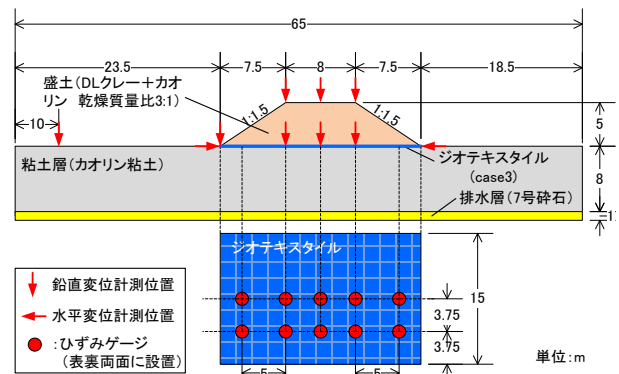


図-2.4 静的遠心模型の模式図

表-2.2 静的遠心実験ケース

| | 粘土層 | 盛土 | 対策工 | 遠心加速度 | 盛立速度 |
|----------|----------------------------------|----------------------------|-----|---------|-----------|
| case0 | - | 材料:DLクレール+カオリン (乾燥質量比 3:1) | - | - | - |
| case1 | 材料:カオリン ASP-200 層厚:8m 先行圧密:40kPa | 盛土高:5m 締固め度: $D_c=90\%$ | 無 | 50G | 0.6cm/day |
| 無 | | | 50G | 3cm/day | |
| ジオテキスタイル | | | 50G | 3cm/day | |

表-2.3 圧密による盛土の変形量

| | 条件 | 天端平均沈下量 (m) | 盛土底部平均沈下量 (m) | 左側法尻水平変位 (m) | 右側法尻水平変位 (m) | ストレッチング量 (m) |
|-------|--------------------|-------------|---------------|--------------|--------------|--------------|
| case1 | 0.6cm/day 無対策 | 0.72 | 0.66 | 0.90 | 0.50 | 1.40 |
| case2 | 3cm/day 無対策 | 1.42 | 1.40 | 0.95 | 1.31 | 2.26 |
| case3 | 3cm/day ジオテキスタイル敷設 | 1.32 | 1.13 | 1.10 | 1.07 | 2.17 |

考値として整理した。ジオテキスタイルについては、図-2.4 に示す位置の表裏の両面にひずみゲージを貼り付けて、ひずみを計測した。

盛土内密度分布については、小型コアカッターにより採取した試料の乾燥密度を基に、締固め度として評価した。

遠心力場での圧密は、設定した遠心力上昇速度で 50G まで上昇させ、変位計の計測値を確認しながら、 \sqrt{t} 軸上で圧密 90% に到達するまで行った。

盛立速度は、2.1 動的遠心模型実験と同様に、遠心加速度上昇速度として与えた。case1 の盛立速度は、できるだけゆっくりと盛立を行った場合を想定し、使用した遠心力載荷試験装置で設定可能な範囲で最もゆっくりと遠心加速度を上昇させており、その盛立速度は 0.6cm/day であった。case2,3 については、層厚 8m の厚い粘性土上に載荷することから、「道路土工 軟弱地盤対策工指針」³⁾ を参考に 3cm/day とした。

2.2.2. 実験結果

表-2.3 に圧密沈下に伴う盛土天端、底面の平均沈下量、法尻の水平変位及びストレッチング量（左右法尻の水平変位の合計）を、図-2.5 に模型地盤解体時の断面写真を示す。なお、表-2.3 の鉛直変位は遠心力除荷直前のレーザー変位計の計測値、法尻水平変位は遠心力除荷後にメジャーで計測した値を示す。

表-2.3 より、case1 は盛土の変形量が最も小さい結果となった。case1 の盛立速度は 0.6cm/day であり、非常に遅い盛立速度である。このため、粘土層の圧密の進行に伴う強度増加により、変形が抑制されたと考えられる。

case2 は盛土の変形量が最も大きい結果となった。case2 の盛立速度は case1 よりも速い 3cm/day であり、圧密の進行に伴う強度増加が小さいため、case1 よりも変形量が大きくなったと考えられる。また、図-2.5(b) から、粘土層から盛土天端にかけてすべり面が確認されており、case2 では遠心実験中にすべり破壊が生じていたと推察

された。このすべり破壊も、変形量が大きくなった一因と考えられる。また、

case3 の盛土の変形量は case2 よりも若干小さい程度であったが、case3 の盛立速度は 3cm/day であり、case2 と同様に圧密の進行に伴う強度増加が小さいため、case1 よりも変形量が大きくなったと考えられる。また、図-



(a) case1 (盛立速度 0.6cm/day, 無対策)



(b) case2 (盛立速度 3cm/day, 無対策)



(c) case3 (盛立速度 3cm/day, ジオテキスタイル敷設)

図-2.5 模型解体時の断面写真

2.5(c) から、case3 では、粘土層ではすべり面が確認されたが、盛土にはすべり面は生じていなかった。この結果から、ジオテキスタイルにより、盛土のすべりが抑制されたものと考えられる。

以上の結果から、ジオテキスタイルを敷設することにより、盛土のすべり抑制効果は期待できるが、圧密沈下に伴う盛土の天端の沈下やのり尻の水平変位の抑制については、大きな効果は期待できないと考えられる。

図- 2.6 に盛土内の締固め度分布を示す。図- 2.6(a)の盛土作製直後における締固め度は盛土下部では $D_c=91\%$ 以上であった。これを基準に各ケースの結果をみると、case1では、盛土下部の締固め度は $D_c=89\%$ 程度まで低下しており、圧密沈下に伴う変形により、ゆるみが生じていると考えられる。case2では、盛土下部だけでなく、全体的に締固め度の低下が確認された。case3では、盛土の中心及び法尻付近において締固め度の低下が確認されたが、盛土下部については、模型作製直後と同程度であり、ジオテキスタイル敷設により、締固め度の低下が抑制されたものと考えられる。

以上の結果から、盛土底面にジオテキスタイルを敷設することによる、盛土下部の締固め度の低下抑制効果が確認された。

3. 軟弱地盤上の盛土自体の液状化対策に必要な検討

遠心模型実験により、盛土底面へのジオテキスタイル敷設による、圧密沈下に伴う盛土下部のゆるみ抑制効果、液状化時の盛土の変形抑制効果、が確認された。この結果から、ジオテキスタイルが軟弱地盤上の盛土自体の液状化対策として有効な手段の一つと考えられる。

軟弱地盤上の盛土の液状化対策としてジオテキスタイルの設計を行うためには、以下の4点を明らかにする必要がある。

- (1) 盛土下部のゆるみの評価法
- (2) 盛土下部のゆるみによる耐震性能への影響に関する評価法

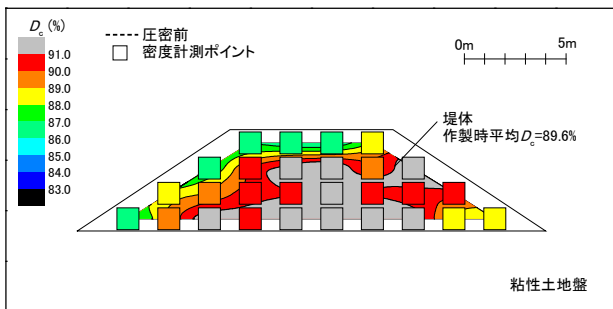
- (3) ジオテキスタイルによるゆるみ抑制効果の評価法
- (4) ゆるみ抑制効果の前提となるジオテキスタイルの強度設定法

ここで、盛土のゆるみとしては密度の低下度合いとして評価することとし、ストレッチングによって生じる体積ひずみを工学的指標として選定することとする。圧密に伴う盛土の変形を2次元問題と捉え、体積ひずみ ε_{vol} は鉛直ひずみ ε_V と水平ひずみ ε_H の和として表される。ただし、盛土の圧密沈下～ストレッチングの発生過程において水平ひずみ ε_H に伴って生じる鉛直ひずみ ε_V の大きさは、サクションによって大きく異なることが容易に想定される。サクションの大きさは土質条件によって大きく異なることや、数値解析においてサクションの影響を考慮することが容易でないことから、ここでは、安全側の検討とするため、次式により体積ひずみ ε_{vol} を評価することとする。

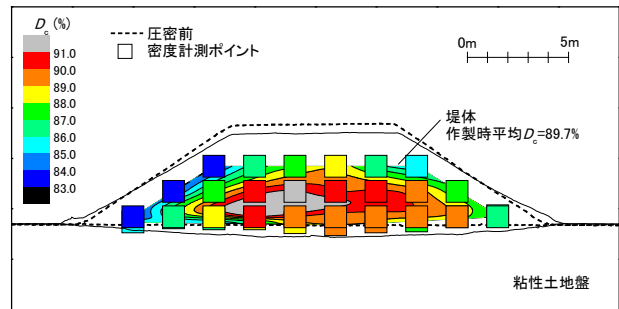
$$\varepsilon_{vol} = \varepsilon_V + \varepsilon_H \approx \varepsilon_H$$

実際の現象においては、鉛直方向には圧縮ひずみ、水平方向には膨張ひずみが生じており、上式のように鉛直ひずみ ε_V を無視することで、安全側の検討となる。

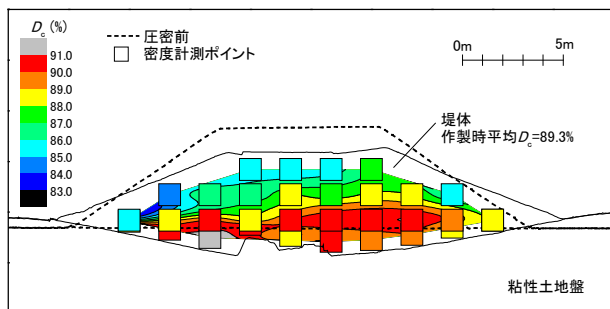
上記(1), (3), (4)については、適切な解析手法を検討した上で、盛土、基礎地盤およびジオテキスタイルの条件をパラメトリックに変化させた FEM 解析を行い、その結果を基に実務的な簡易設計法について検討を行う。(2)については、密度変化の影響を加味した液状化強度評価



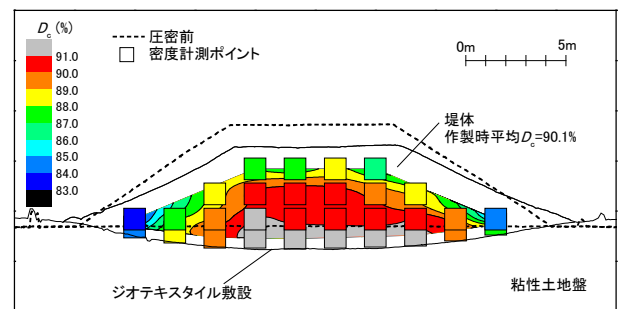
(a) case0 模型作製直後



(b) case1 盛立速度 0.6cm/day, 無対策



(c) case2 盛立速度 3cm/day, 無対策



(d) case3 盛立速度 3cm/day, ジオテキ敷設

図- 2.6 圧密沈下による盛土の締固め度の変化

式の検討を行う。

4. 数値解析手法の検討

本研究では、圧密沈下に伴う盛土のゆるみとジオテキスタイルによるゆるみ抑制効果に着目することから、遠心模型実験の case3 を対象に再現計算を行い、以降で実施する数値解析の方法について検討を行った。

4.1. 遠心模型実験の再現計算

4.1.1. 解析条件

前述の遠心模型実験では、遠心力の载荷過程において、圧密の進行に伴う粘土の強度増加が生じた可能性が考えられる。また、粘土地盤は、50G 場の遠心力下で 40kPa の上载荷重による先行圧密を行った後に、1G 場で盛土模型を設置しているため、遠心力の载荷直前の初期状態では、過圧密比 OCR が極めて大きい状態にあったことから、過圧密比の大きな粘土の変形を適切に評価することが必要となるものと想定される。そこで、この実験を再現するための解析は、土・水連成を考慮した FEM (u - p 形式, Christian 流) により行うこととし、粘土層については下負荷面修正 Cam-clay モデルを適用することとした。

ここで用いた下負荷面修正 Cam-clay モデルは文献⁵⁶⁾を参考としたものであり、次の降伏条件式から導かれる適応条件を用いることで、過圧密域における土の塑性変形を表すこととした。

$$f(\sigma_{ij}) = R \cdot F(H)$$

$f(\sigma_{ij})$, $F(H)$ はそれぞれ修正 Cam-clay モデルの降伏関数、

等方硬化関数であり、 R は正規降伏比 ($=1/OCR$) である。適応条件を具体化する上で、 R の発展則 (過圧密の解消則) を次式で与えた。

$$dR = -\frac{u}{D} (\ln R) \sqrt{d\varepsilon_{ij}^p d\varepsilon_{ij}^p}$$

D は柴田のダイレイタンス係数、 $d\varepsilon_{ij}^p$ は塑性ひずみ増分である。 u は過圧密解消パラメータ (材料定数) であり、小さい場合ほど過圧密域における塑性変形が顕著に生じ、大きい場合ほど下負荷面を考慮しないモデルに近い挙動を示すこととなる。

その他、盛土については下負荷面 Drucker-Prager モデル、ジオテキスタイルには弾性バー要素を適用した。

地盤定数は、実験に使用した材料の土質試験結果を基に表-4.1 に示す値を設定した。ジオテキスタイルの剛性は、検定で求めた $E=2,103\text{kN/m}$ を設定した。

計算ケースは、実験条件による再現計算に加え、簡略化した計算の計4 ケースについて行った。

case1: 土・水連成を考慮し、過圧密域における塑性変形を考慮($u=1$)したケース。

case2: 土・水連成を考慮し、過圧密域における塑性変形が微小となるように抑制($u=100$)したケース。

case3: 非排水条件とし、過圧密域における塑性変形を考慮($u=1$)したケース。

case4: 非排水条件とし、過圧密域における塑性変形が微小となるように抑制($u=100$)したケース。

4.1.2. 解析結果

表-4.1 解析に使用した材料定数

| | 盛土 | 粘土層 |
|----------------------------------|---------|---------|
| 単位体積重量 $\gamma_t(\text{kN/m}^3)$ | 19 | 15.9 |
| 先行圧密荷重 $P(\text{kN/m}^2)$ | - | 40 |
| ポアソン比 ν | 0.333 | 0.333 |
| 初期剛性 $G_0(\text{kN/m}^2)$ | 60000 | 16000 |
| 圧縮指数 λ | - | 0.171 |
| 膨潤指数 κ | - | 0.0171 |
| 初期間隙比 e_0 | - | 1.49 |
| 内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$ | 30.4 | 27.7 |
| 粘着力 $c(\text{kN/m}^2)$ | 5.32 | - |
| 透水係数 $k(\text{m/s})$ | 1.0E-05 | 3.0E-09 |

図- 4.1 に実験結果と解析結果における盛土の変位を示す。実験において、盛土法尻の水平変位は正確に計測できなかったため、計算結果との比較は困難である。そのため、盛土の天端及び底面の沈下量を指標として再現性の確認を行った。

最も実際の現象に近い計算となる case1 の計算結果は、実験結果を良く再現できていることが確認できた。

case2 の計算結果については、実験結果よりも沈下量が小さくなる結果となった。これは、下負荷面を考慮しないモデルに近い挙動を示すため、過圧密域における塑性変形が過小評価されたためと考えられる。

case3 の計算結果は、実験結果よりも沈下量が大きくなった。case3 は非排水条件での計算を行っており、圧密の進行に伴う強度増加が見込まれないためと考えられる。

case4 の計算結果は、実験結果と同程度であった。case4 では、case2 と同様に過圧密域における変形が小さくなり、一方で、case3 と同様に非排水条件のため、圧密の進行に伴う強度増加が考慮されない。これらの要因が相殺しあって、実験結果に近い結果が得られたと考えられる。

図- 4.2 に実験と解析によるジオテキスタイルのひずみを示す。ジオテキスタイルのひずみ（軸圧縮が正）についても同様に、case1, case4 では実験結果を良く再現できていることが確認された。

4.2 解析プログラムの選定

4.1 の結果から、より簡易な計算で検討が可能となるように、case4 の計算と同等の条件で解析が可能なプログラムを用いることが望ましい。したがって、本研究では、粘土層の構成則として、Cam-clay モデルを適用でき、非排水条件において盛土荷重を載荷する計算が可能な ALID/Win を選定した。

ALID/Win を用いた遠心実験の再現計算の結果を表- 4.2、図- 4.3 に示す。ALID/Win による計算結果は、概ね実験結果と整合しており、十分な再現性が確認された。

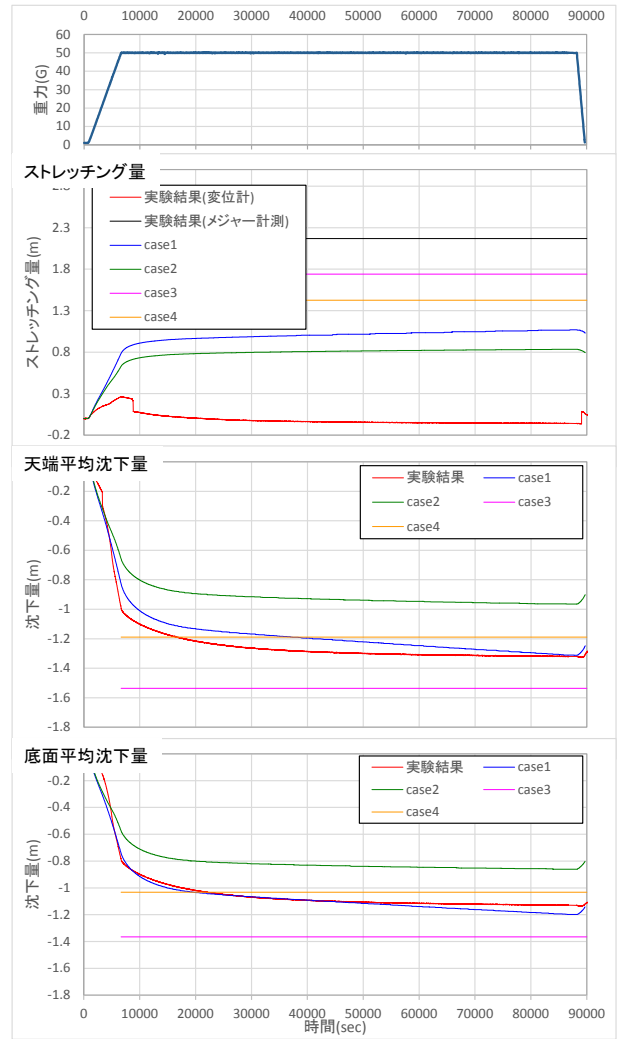


図- 4.1 実験結果と計算結果の比較

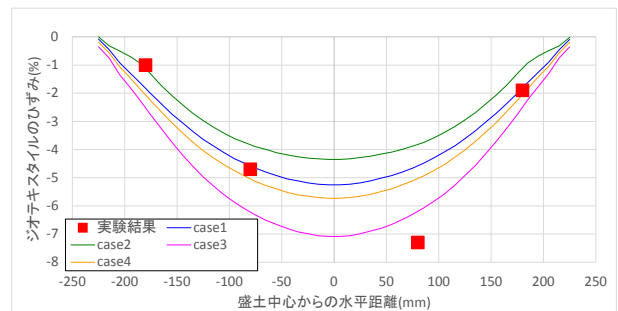


図- 4.2 ジオテキスタイルのひずみ

表- 4.2 実験結果と ALID/Win による沈下量の比較

| | 実験結果 (case3) | | ALID/Win 解析結果 | | | |
|-------|--------------|-----------|---------------|-----------|-----------|------|
| | 水平変位 (cm) | 鉛直変位 (cm) | 水平変位 (cm) | 鉛直変位 (cm) | 実験との誤差(%) | |
| 左法尻 | -2.20 | -2.04 | -1.51 | 0.84 | 水平 | -141 |
| 左法尻底面 | - | -2.26 | - | -2.18 | - | -4 |
| 中央底面 | - | -2.33 | - | -2.59 | - | 11 |
| 右法尻底面 | - | -2.20 | - | -2.15 | - | -2 |
| 右法尻 | 2.14 | - | 1.37 | - | -36 | - |
| 左法尻 | - | -2.63 | - | -2.33 | - | -12 |
| 天端中央 | - | -2.86 | - | -2.82 | - | -1 |
| 右法尻 | - | -2.42 | - | -2.31 | - | -5 |

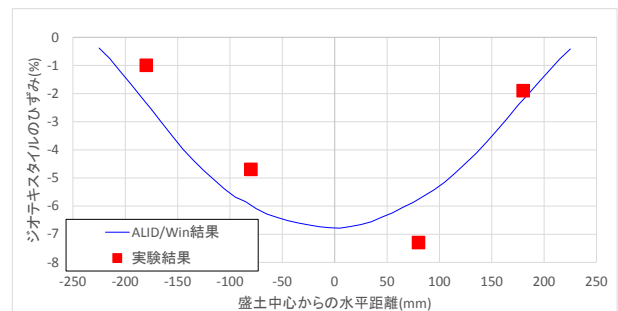


図- 4.3 実験結果と ALID/Win によるジオテキスタイルのひずみの比較

表- 5.1 設定した地盤定数

| | 盛土の物性値 | 粘土層の物性値 | | |
|--|--------|---------|--------|--------|
| | | A | B | C |
| 単位体積重量 γ_t (kN/m ³) | 19 | 16 | 16 | 16 |
| 先行圧密荷重 P (kN/m ²) | - | 0 | 1 | 10 |
| ポアソン比 | 0.3 | 0.15 | 0.15 | 0.15 |
| 初期剛性 G_0 (kN/m ²) | 16,000 | 11,290 | 16,790 | 21,074 |
| 圧縮指数 λ | - | 0.174 | 0.087 | 0.043 |
| 膨潤指数 κ | - | 0.0174 | 0.0113 | 0.0087 |
| 初期間隙比 e | - | 2.0 | 1.9 | 1.8 |
| 内部摩擦角 ϕ (°) | 30 | 30 | 30 | 30 |
| 粘着力 c (kN/m ²) | 0 | - | - | - |
| 非排水せん断強度比 s_u/p' | - | 0.24 | 0.37 | 0.45 |

5. ジオテキスタイルを用いた軟弱地盤上の道路盛土の液状化対策の検討

5.1. 実地盤を想定した解析

5.1.1. 解析条件

ジオテキスタイルを用いた軟弱地盤上の道路盛土の液状化対策について評価するため、実地盤を想定した数値解析を行った。

解析プログラムは、4 で選定した ALID/Win を使用した。モデル化は、盛土及び粘土層を平面ひずみ要素、ジオテキスタイルを弾性バー要素としてモデル化した。構成則は、盛土：改良 MC-DP モデル、粘土層：Cam-clay モデル、ジオテキスタイル：線形弾性モデル、とした。

想定する地盤は、盛土高 3 パターン ($H=2m, 4m, 6m$)、粘土層厚 3 パターン ($D=2m, 5m, 8m$)、とした。物性値については、盛土は砂質土の一般値を用い、粘土層については、既往文献^(例えば78)を参考に表- 5.1 に示す 3 パターン (A, B, C) を設定した。なお、盛土の形状は一般的な道路盛土を想定し、天端幅 8m、法面勾配は 1:1.5 (盛土高 $H \leq 5m$) または 1:1.8 ($5m < 盛土高 H$) とした。

対策工として用いるジオテキスタイルの剛性は、既往文献⁹⁾及びメーカーヒアリングの結果から、日本国内で入手可能な製品を想定して、4 パターン ($E=1,000kN/m, 2,000kN/m, 5,000kN/m, 10,000kN/m$) とし、盛土底面に 1 枚のみ敷設するものとした。なお、無対策の盛土については、ジオテキスタイルの剛性を $E=0kN/m$ としてモデル化した。

解析ケースは想定する盛土高 3 パターン、粘土層厚 3 パターン、粘土層の物性値 3 パターン及びジオテキスタイルの剛性 5 パターン (ジオテキスタイルの剛性 4 パターン+無対策) を組合せた 135 ケースとした。

5.1.2. 解析結果

図- 5.1 に盛土下部の平均水平ひずみ (圧縮が正) とジオテキスタイルの剛性の関係図、図- 5.2 に水平ひずみのコンター図 (盛土高 6m, 粘土の物性値 A, 粘土層厚 8m, のケース)、図- 5.3 にジオテキスタイルに生じ

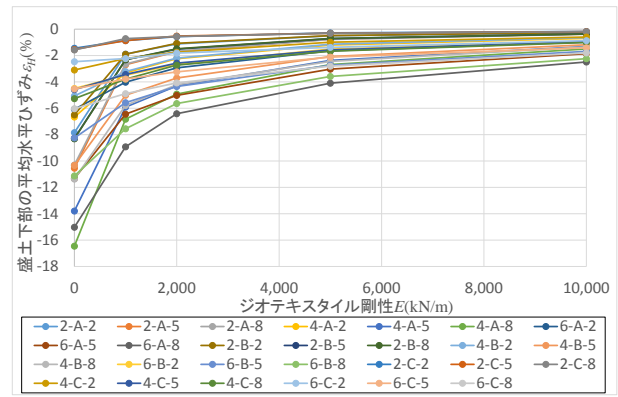


図- 5.1 盛土下部の平均水平ひずみとジオテキスタイルの剛性の関係図

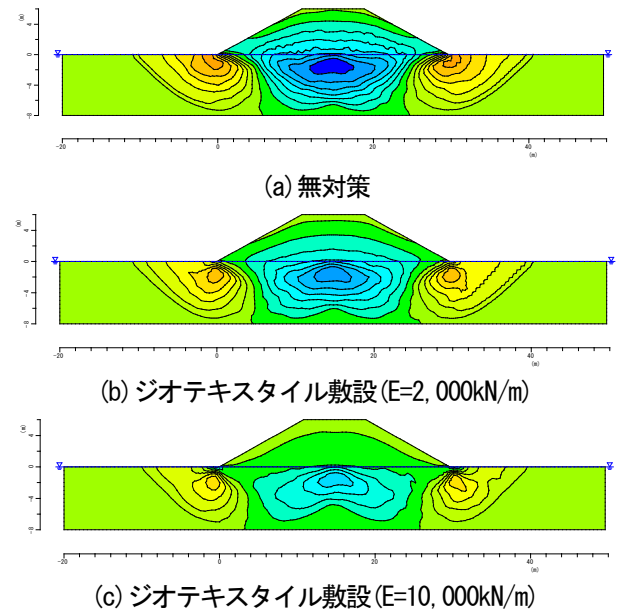


図- 5.2 水平ひずみコンター図 (盛土高 6m, 粘土の物性値 A, 粘土層厚 8m)

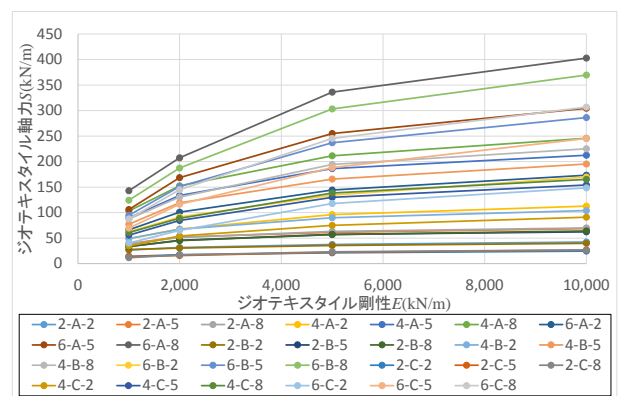


図- 5.3 ジオテキスタイルに生じる張力と剛性の関係図

る張力と剛性の関係図を示す。ジオテキスタイルの剛性が零のケースは無対策の解析結果を示しており、凡例は「盛土高-粘土層の物性値-粘土層厚」を示している。

図- 5.1 より、実地盤を想定した解析結果からも、ジ

オテキスタイル敷設により、盛土下部の平均水平ひずみ、すなわち、ゆるみが抑制されていることが確認された。また、図- 5.2 からジオテキスタイルにより盛土の下部の水平ひずみだけでなく、盛土下部の粘土層の水平ひずみも低減されていることが確認された。

図- 5.1 及び図- 5.2 から、ジオテキスタイルによるゆるみ抑制効果は、その剛性が高いほど大きくなること分かる。一方、図- 5.3 からジオテキスタイルに生じる張力は、その剛性が高いほど大きくなっており、ジオテキスタイルにはより大きな引張強度が必要とされる。

5.2. 盛土のゆるみの推定法

図- 5.4 に無対策の解析結果における盛土下部の平均水平ひずみ ε_H と地盤の側方流動に関する指標 I の相関図を示す。盛土下部の平均水平ひずみは盛土最下部の要素の水平ひずみの平均値とした。図- 5.4 より、ばらつきはあるものの、指標 I と盛土下部の平均水平ひずみの関係を回帰した結果、次式が得られた。

$$\varepsilon_H' = -3.5623I$$

ここで、指標 I は次式のとおりとした。

$$I = (q/c_u) \cdot (D/B)^{1.5}$$

q : 盛土荷重 ($\gamma \times$ 盛土高 H) (kN/m^2), c_u : 粘土層の層中間におけるせん断強度(kN/m^2), D : 粘土層厚(m), B : 盛土敷幅(m)

盛土の水平ひずみは、地盤の側方流動により生じることから、指標 I は盛土荷重による側方流動の大きさに関連するパラメータとして、作用として、盛土荷重 q 、抵抗として、粘土層のせん断強度 c_u 、地盤の形状として、盛粘土層厚 D と土敷幅 B の比、を用いて、 ε_H' との相関が得られるように作成した。

以上より、設計対象とする盛土及び地盤条件から、無対策時に生じる盛土下部の水平ひずみが推定可能となった。

5.3. 盛土のゆるみによる耐震性能への影響に関する評価法

5.3.1. 評価法の検討

圧密沈下に伴う盛土のゆるみが、盛土の耐震性能に与える影響について検討した。ここでは、砂の締固め改良工法の設計法¹⁰⁾と砂の液状化強度評価式¹¹⁾を組合せて、盛土に体積ひずみ ε_v が生じた際の液状化強度比 R_L を算出する方法を提案した。以下に算出方法を示す。

- (1) 盛土材料の物性値と施工条件として、土粒子密度 ρ_s 、最大密度 ρ_{dmax} 、細粒分含有率 F_c 、締固め度 D_c 、を把握する。
- (2) 砂の締固め改良工法の設計法を参考に、最大間隙

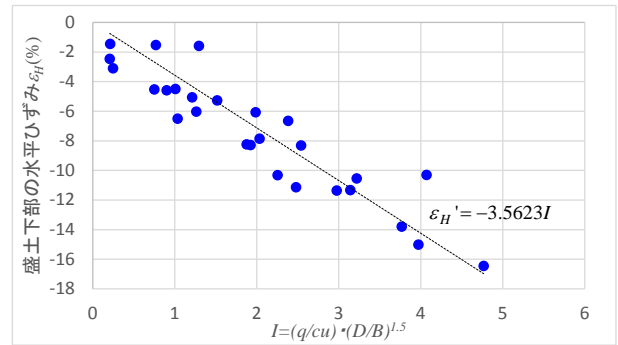


図- 5.4 無対策での盛土下部の平均水平ひずみと指標 I の相関図

比 e_{max} 、最小間隙比 e_{min} 、初期間隙比 e_0 を算出する。

$$e_{max} = 0.02Fc + 1.0$$

$$e_{min} = 0.008Fc + 0.6$$

$$e_0 = e_{max} - \frac{Dr_0}{100} (e_{max} - e_{min})$$

e_{max} : 最大間隙比, e_{min} : 最小間隙比, F_c : 細粒分含有率(%), e_0 : 初期間隙比, Dr_0 : 初期相対密度(%)

$$\text{ここで, } Dr_0 = \frac{\rho_{dmax} \cdot (\rho_d - \rho_{dmin})}{\rho_d \cdot (\rho_{dmax} - \rho_{dmin})} \times 100,$$

$$\rho_d = \frac{Dc}{100} \cdot \rho_{dmax}$$

ρ_d : 乾燥密度(g/cm^3), ρ_{dmax} : 最大乾燥密度(g/cm^3), ρ_{dmin} : 最小乾燥密度(g/cm^3), Dc : 締固め度(%)

- (3) 3で述べたように、体積ひずみ ε_{vol} について、鉛直ひずみ ε_v が無視できるものとして、以下のように仮定する。

$$\varepsilon_{vol} = \varepsilon_v + \varepsilon_H \approx \varepsilon_H$$

ε_{vol} : 体積ひずみ, ε_v : 鉛直ひずみ, ε_H : 水平ひずみ

- (4) 圧密沈下により生じる盛土の水平ひずみ ε_H から、変形後の盛土の間隙比 e と相対密度 Dr を算出する。

$$\varepsilon_H = \varepsilon_{VOL} = \frac{e_0 - e}{1 + e_0} \quad \text{より,} \quad e = e_0 - \varepsilon_H (1 + e_0)$$

$$Dr = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \times 100 \\ = \frac{e_{max} - e_0 + \varepsilon_H (1 + e_0)}{e_{max} - e_{min}} \times 100$$

ε_H : 圧密沈下により生じる盛土下部の水平ひずみ, Dr : 圧密沈下後の盛土の相対密度(%), e : 圧密沈下後の盛土の間隙比

- (5) 砂の締固め改良工法の設計法における $Dr \cdot N_I$ 関係から、換算 N 値 N_I を算出する。

$$Dr = 21 \sqrt{\frac{N}{0.7 + \sigma'_v/98} + \frac{\Delta N_f}{1.7}} = 21 \sqrt{\frac{N_1 + \Delta N_f}{1.7}} \text{ より,}$$

$$N_1 = 1.7 \left(\frac{Dr}{21} \right)^2 - \Delta N_f$$

ここで, $\Delta N_f = \begin{cases} 0 & (0\% \leq F_c < 5\%) \\ 1.2(F_c - 5) & (5\% \leq F_c < 10\%) \\ 6 + 0.2(F_c - 10) & (10\% \leq F_c < 20\%) \\ 8 + 0.1(F_c - 20) & (20\% \leq F_c) \end{cases}$

N_1 : 有効上載圧 100kN/m²相当に換算した N 値, ΔN_f : 細粒分による補正 N 値増分

(6) 換算 N 値 N_1 と細粒分含有率 F_c から, 砂の液状化強度評価式より液状化強度比 R_L を算出する。

$$N_a = c_{Fc} (N_1 + 2.47) - 2.47$$

ここで, $c_{Fc} = \begin{cases} 1 & (0\% \leq F_c < 10\%) \\ (F_c + 20)/30 & (10\% \leq F_c < 40\%) \\ (F_c - 16)/12 & (40\% \leq F_c) \end{cases}$

$$R_L = \begin{cases} 0.0882 \sqrt{(0.85N_a + 2.1)/1.7} & (N_a < 14) \\ 0.0882 \sqrt{N_a/1.7 + 1.6 \times 10^{-6} (N_a - 14)^{4.5}} & (14 \leq N_a) \end{cases}$$

N_a : 粒度の影響を考慮した補正 N 値, c_{Fc} : 細粒分含有率による N 値の補正係数, R_L : 液状化強度比

以上より, 盛土にゆるみ ε_H が生じた際の液状化強度が評価可能である。

ただし, 砂の締固め改良工法の設計法は, 締固めに伴う密度増加を評価する経験式であり, 盛土のゆるみのように, 密度低下に対しては, 適用性が検証されていないため, 今後, 盛土のゆるみに対しての適用性の検証が必要である。

5.3.2. ゆるみに伴う液状化強度比の試算

上記の手法を用いて軟弱地盤上の盛土が圧密沈下により変形した場合の液状化強度比の試算を行った。試算は, 計算を簡略化するため, 与条件として, $F_c=20\%$, $e_{max}=1.40$, $e_{min}=0.76$, を設定し, 初期相対密度 $Dr_0=90\%$, 85% , 80% , 75% , 70% , の 5 ケースについて, 盛土にゆるみ ε_H が生じた際の液状化強度比 R_L の算出を行った。

図- 5.5 に液状化強度比の試算結果を示す。この結果より, ゆるみ (負の水平ひずみ) が生じると液状化強度比が低下することが確認された。

5.4. ジオテキスタイルによる盛土のゆるみ抑制効果の評価法

ジオテキスタイルによる盛土のゆるみ抑制効果について, 水平ひずみ低減率として整理した。水平ひずみ低減率は, 各解析結果における盛土下部の平均水平ひずみを,

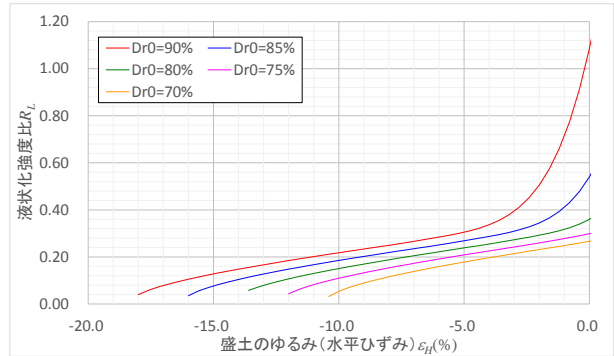


図- 5.5 盛土のゆるみに伴う液状化強度比の試算結果

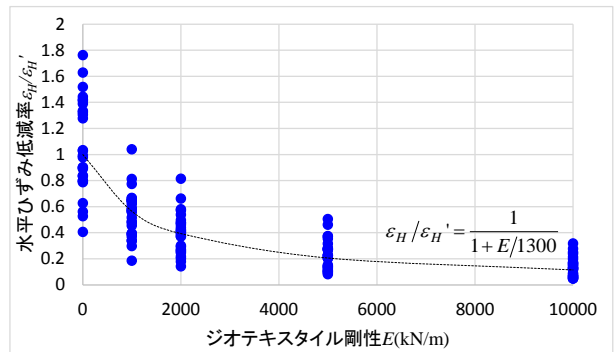


図- 5.6 水平ひずみ低減率とジオテキスタイルの剛性の相関図

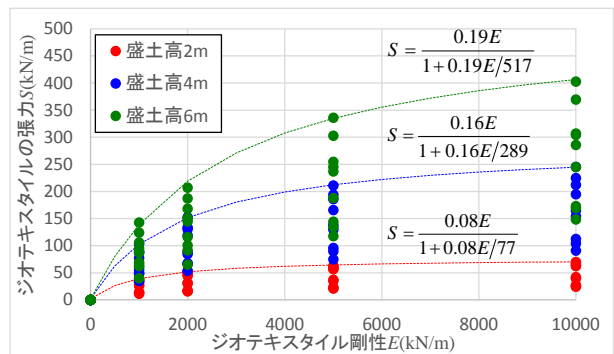


図- 5.7 ジオテキスタイルに生じる張力と剛性の相関図

5.2 で作成した水平ひずみの推定式により算出した ε_H' で除した値とした。図- 5.6 に水平ひずみ低減率とジオテキスタイルの剛性の相関図を示す。この関係を回帰した結果, 次式が得られた。

$$\varepsilon_H / \varepsilon_H' = \frac{1}{1 + E/1300}$$

上式により, 対策工として用いるジオテキスタイルの剛性から, 水平ひずみ低減率, すなわち, ゆるみ抑制効果を評価することができる。

5.5. ジオテキスタイルの強度設定法

ジオテキスタイルによる盛土のゆるみ抑制効果を十分に発揮するには, 生じる張力により破断しないことが重要である。したがって, 目標とするひずみ低減率と盛土・

地盤条件から、ジオテキスタイルに必要とされる引張強度を推定する必要がある。

図-5.7 に盛土高毎に整理したジオテキスタイルに生じる張力と剛性の相関図を示す。ジオテキスタイルに生じる張力は、盛土高毎に幅があるため、安全側の検討となるように、盛土高毎に生じる最大の張力 S と剛性 E を回帰した結果、次式が得られた。

$$S = \frac{0.08E}{1+0.08E/77} \quad (\text{盛土高 } H = 2\text{m})$$

$$S = \frac{0.16E}{1+0.16E/289} \quad (\text{盛土高 } H = 4\text{m})$$

$$S = \frac{0.19E}{1+0.19E/517} \quad (\text{盛土高 } H = 6\text{m})$$

上式を用いて、ジオテキスタイルに生じる張力を推定することで、ジオテキスタイルに必要となる強度が設定できる。

5.6. 液状化対策としてのジオテキスタイルの設計法

5.2~5.5 の結果を用いて、軟弱地盤上の盛土自体の液状化対策としてのジオテキスタイルの設計法を提案した。設計手順について、以下に記す。

- (1) 対象とする盛土・地盤条件から、5.2 で作成した指標 I と無対策時に生じる盛土の水平ひずみ ε_H' を推定する。
- (2) 5.3 で提案した、盛土のゆるみと液状化強度比の関係から、無対策における液状化強度比を確認し、目標とするひずみ低減率 $\varepsilon_H/\varepsilon_H'$ を設定する。
- (3) 5.4 で作成した水平ひずみ低減率の推定式と目標とする水平ひずみ低減率 $\varepsilon_H/\varepsilon_H'$ から、必要となるジオテキスタイルの剛性を推定する。
- (4) 対象とする盛土の高さと 5.5 で作成したジオテキスタイルに生じる張力の推定式から、ジオテキスタイルに必要となる強度を推定する。
- (5) 必要な剛性と強度を有するジオテキスタイルを選定する。

以上により、軟弱地盤上の盛土自体の液状化対策としてのジオテキスタイルの簡易な設計が可能である。ただし、この設計法では、5.1 で実施した解析結果を基に検討しているため、適用可能な盛土は、標準的な形状で高さ 6m 以下の盛土に限られる。また、解析ケースは盛土高 3 パターン、粘土層厚 3 パターン、粘土層の物性値 3 パターン、ジオテキスタイルの敷設枚数 1 枚、剛性 5 パターン (無対策含む)、を組合せた 135 ケースであり、限定的な条件のため、今後解析ケースの追加等を行うことで、精度向上を図っていく必要がある。

6. 結論

本研究では、軟弱地盤上の道路盛土の液状化対策につ

いて、盛土自体の液状化の一因である盛土のゆるみに着目して遠心実験及び数値解析を行った。さらに、軟弱地盤上の盛土の耐震性能評価手法の提案、軟弱地盤上の盛土における盛土自体の液状化対策としてのジオテキスタイルの簡易な設計法の提案を行った。本研究により以下の知見が得られた。

- ・ 動的遠心実験の結果から、ジオテキスタイル敷設により、盛土の変形抑制効果が確認された。また、ジオテキスタイルの効果を十分に発揮するためには、端部の巻き返しが重要であることが、改めて確認された。
- ・ 静的遠心実験及び数値解析の結果から、盛土底面へのジオテキスタイル敷設による、盛土のゆるみ抑制効果が確認された。また、ジオテキスタイルの剛性が大きいほど、ゆるみ抑制効果が大きくなることが確認された。
- ・ 砂の締固め改良工法の設計法と砂の液状化強度評価式を組合せることで、盛土のゆるみ (水平ひずみ ε_H) と液状化強度比 R_L の関係を定式化した。これにより、盛土材料の最大密度 ρ_{dmax} 、細粒分含有率 F_c 、施工時の締固め度 D_c から、液状化強度の評価が可能となった。
- ・ 解析結果より得られた盛土の水平ひずみ推定式、ひずみ低減率の推定式、ジオテキスタイルに生じる張力の推定式から、簡易なジオテキスタイルの設計法を提案した。

今後の課題として、液状化強度の評価手法については、適用性及び精度の検証が必要である。ジオテキスタイルの設計法については、限られた解析ケースを用いて水平ひずみの推定式等を作成しているため、解析ケースを追加して、精度の向上を図っていく必要がある。

参考文献

- 1) 東日本大震災合同調査報告書編集委員会: 東日本大震災合同調査報告 土木偏1 土木構造物の地震被害と復旧, 2016.9.
- 2) 河川堤防耐震対策緊急検討委員会: 東日本大震災を踏まえた今後の河川堤防の耐震対策の進め方について, 2011.9.
- 3) 社団法人日本道路協会: 道路土工 軟弱地盤対策工指針, 2012.8
- 4) 一般財団法人土木研究センター: ジオテキスタイルを用いた補強度の設計・施工マニュアル 第二回改訂版, 2013.12
- 5) 橋口公一: 下負荷面モデル, 土と基礎, Vol.52,

- No.10, pp.30-32, 2004.10.
- 6) Asaoka, A., Nakano, M. & Noda, T.: Superloading yielding surface concept for highly structured soil behavior, *Soils and Foundations*, Vol.40, No.2, pp.99-110, 2000.4.
 - 7) 建設産業調査会：土木建築技術者のための最新軟弱地盤ハンドブック，1981.
 - 8) 田中洋行，榊原基生：港湾地域における土の一次性質の統計解析，*港湾技研資料*，No.719，1991
 - 9) 桑野二郎，高橋章浩，木村博憲：日本で使用されているジオグリッドの材料特性と引き抜き特性，*ジオシンセティックス論文集*，vol.14，pp.195-204，1999
 - 10) 山本実，原田健二，野津光夫：締固め砂杭工法を用いた緩い砂質地盤の液状化対策の新しい設計方法，*土と基礎*，Vol.48，No.11，pp.17-20，2000.11.
 - 11) 佐々木哲也，石原雅規，林宏親，江川拓也，谷本俊輔，鷺見浩司，川口剛：細粒分を含む砂の液状化強度の評価法に関する再検討，*土木研究所資料*，No.4352，2016.3.

RESEARCH ON LIQUEFACUTION COUNTERMEASURE FOR ROAD EMBANKMENT ON SOFT GROUND

Budget :

Research Period : FY2015-2017

Research Team : Geology and Geotechnical Engineering
Research Group (Soil Mechanics and Dynamics Research
Team)

Author : SASAKI Tetsuya

TANIMOTO Shunsuke

Abstract : In the Great East Japan Earthquake, road embankment on soft ground was damaged by liquefaction of embankment itself. In the embankment on soft ground, a saturated loose zone is formed in the bottom of the embankment by consolidation settlement. It is estimated that serious damage will occur by liquefaction this saturated loose zone at the time of earthquake. In the embankment on soft ground, seismic performance evaluation method and seismic measures have not been established and technical development is required. Focusing on the loosening of the bottom of embankment, which is one factor of liquefaction of the embankment itself, loosening suppression by geotextile under the embankment may be considered. In this study, loosening suppression by geotextile under the embankment was verified by centrifugal experiment and numerical analysis. As a result of the verification, it was confirmed that the loosening of the bottom of embankment was suppressed by the geotextile, and it was confirmed that the greater the rigidity of the geotextile the greater the effect. In addition, as a seismic performance evaluation method of embankment on soft ground, by combining the design of the sand compaction pile method and the method for evaluating liquefaction strength, it is possible to estimate the liquefaction strength using the soil properties of embankment. Furthermore, using these results, we propose a design method for geotextiles as a liquefaction countermeasure for road embankment on soft ground.

Key Words : soft ground, embankment, liquefaction countermeasure, geotextile, centrifugal model test, finite element method