

# 泥炭性軟弱地盤における盛土の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 18～平 21

担当チーム：寒地地盤チーム

研究担当者：西本聡、林宏親、橋本聖、梶取真一

## 【要旨】

北海道において発生したいくつかの大規模地震によって、泥炭地盤上の道路盛土ならびに河川堤防に大きな被害が発生した。しかし、そのメカニズム、耐震性の評価手法ならびに合理的な補強法などは明確にされていない。

そこで、泥炭地盤上の盛土に関する動的遠心模型実験を実施し、その耐震性および既設盛土を念頭に置いた補強法について検討した。その結果、泥炭地盤上の盛土で特徴的に見られた被災変状モードを再現することができ、沈下によって泥炭層にめり込んだ盛土底部における過剰間隙水圧の発生とそれによる盛土の泥濁化が変状の主な要因であることが明らかとなった。また、ふとん籠による補強が有効なことがわかった。

さらに、この盛土底部の液状化現象による沈下量予測を予測する方法の確立を目的に、動的 FEM 解析などを実施したところ、沈下盛土層の液状化抵抗率が小さくなるに従い FEM 解析から得られた沈下率（沈下量/盛土高）が大きな値となり、両者には相関関係が認められた。したがって、この結果を利用して、泥炭地盤における盛土の地震時沈下量の簡易的な予測ができる。

キーワード：地震、泥炭、盛土、過剰間隙水圧、ふとん籠、沈下予測

## 1. はじめに

北海道に広く分布する泥炭地盤は、高有機質で特異な工学的性質を有する極めて軟弱な地盤である。北海道において発生したいくつかの大規模地震によって、泥炭地盤上の道路盛土ならびに河川堤防に大きな被害が発生している。しかし、そのメカニズムならびに耐震性の評価手法などが明確になっていないのが現状である。さらに泥炭地盤上には、既に相当数の道路盛土や河川堤防が築造されており、既設盛土に対する合理的な耐震補強法の確立も求められている。

そこで、泥炭地盤上の盛土に関する動的遠心模型実験ならびに数値シミュレーションを実施し、その耐震性、簡易的な沈下予測法および既設盛土を意識した補強法について検討した。

## 2. 泥炭地盤上の盛土の地震被害事例

1993年釧路沖地震によって、十勝川統内地区築堤に著しい変状が生じた（図1、写真1）<sup>1)</sup>。天端および堤外側のり面上部が約2～3.5m沈下し、築堤法線方向の大きな開口亀裂がみられた。これ程の大きな変状は、泥炭層における地震動の増幅だけでは説明できないと考えられ

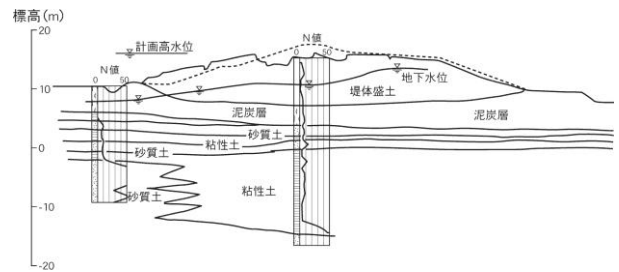


図1 1993年釧路沖地震における十勝川統内築堤(KP32.7)の被災断面(文献<sup>1)</sup>を基に一部修正)

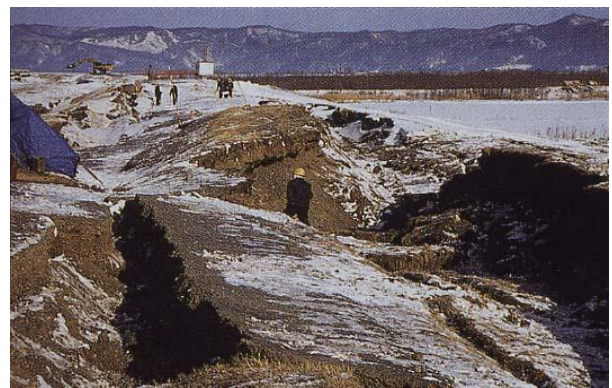


写真1 1993年釧路沖地震における十勝川統内築堤の被災状況

表1 実験ケース

ケース	想定した条件	沈下盛土の厚さ	盛土高	加振条件
1	良好な基礎地盤上の盛土	—	10cm(実物換算:5m)	ステップ加振(100gal相当→200gal相当→600gal相当)
2	沈下した盛土底部が液状化層として存在	2cm(実物換算:1m)		単発加振(600gal相当)
3	沈下した盛土底部が液状化層として存在	4cm(実物換算:2m)		単発加振(600gal相当)
4	ふとん籠による対策(のり尻にふとん籠2段)	4cm(実物換算:2m)		単発加振(600gal相当)
5	ふとん籠による対策(のり尻にふとん籠4段)	4cm(実物換算:2m)		単発加振(600gal相当)

る。ここでの特徴は、基礎地盤の表層が泥炭であるにもかかわらず、液状化の痕跡を示す噴砂が確認されたことである。当研究所の調査<sup>1)</sup>および佐々木<sup>2)</sup>は、盛土底部の飽和領域が液状化したと推測している。つまり、泥炭は極めて大きな圧縮性があり、沈下量も大きい。加えて、地下水位が地表面付近にあることが多い。結果として、盛土底部は泥炭層の中にめり込み、地下水位以下に飽和した状態で存在しており、この部分が液状化したとしている。なお、被災後の地盤調査によって、地下水位以下に盛土材料が存在したことが確認されている。液状化によるものだとすれば、このように大きな変状が説明できる。

また、同様な被災は、1994年北海道東方沖地震の道路盛土においても報告されている<sup>3)</sup>。ここでも、円弧すべりのような破壊形態ではなく、盛土全体が押し潰されたように変状する典型的な泥炭地盤上の盛土被害を呈している。泥炭地盤上の盛土が被害を受けやすいことは、古くから指摘があったこと<sup>4)</sup>ではあるが、そのメカニズムとして盛土底部の液状化が認識されたのは、1993年釧路沖地震が契機と思われる。

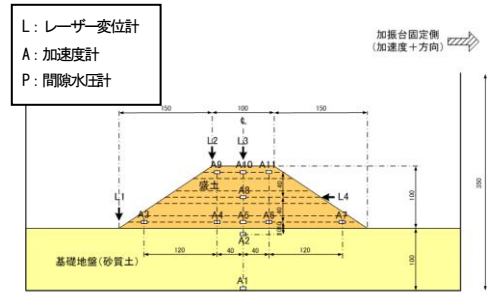
### 3. 泥炭地盤における盛土の沈下発生機構と補強技術

前述した変状メカニズムを再現することと、その詳細な挙動を調べる目的で、当研究所が所有している遠心力載荷装置を使って動的遠心模型実験を実施した。

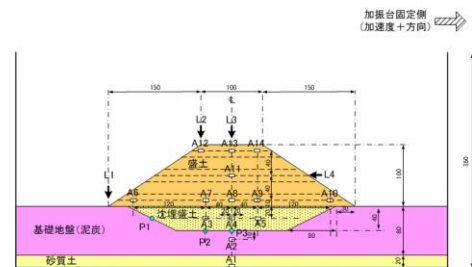
実験ケースの一覧を表1に示す。各ケースの盛土材料および形状は同一とし、基礎地盤が良好なケース(ケース1)と泥炭地盤上の盛土で盛土底部が液状化層として地表面以下に飽和して存在する条件を模したケース(ケース2とケース3)の比較を行った。さらに、ふとん籠をのり尻に設置して、耐震補強を施した実験も行った。なお、模型寸法は実物の1/50縮尺とし、50G(G:重力加速度)の遠心加速度場において加振実験を行った。

#### 3.1 実験条件と模型の作成方法

ケース1とケース3の模型地盤と計測センサー配置を図2に示す。ケース1では、良好な基礎地盤とするため、乾



(a) 基礎地盤が良好なケース (ケース1)



(b) 盛土底部の液状化層があるケース (ケース3)

図2 模型地盤と計測センサー

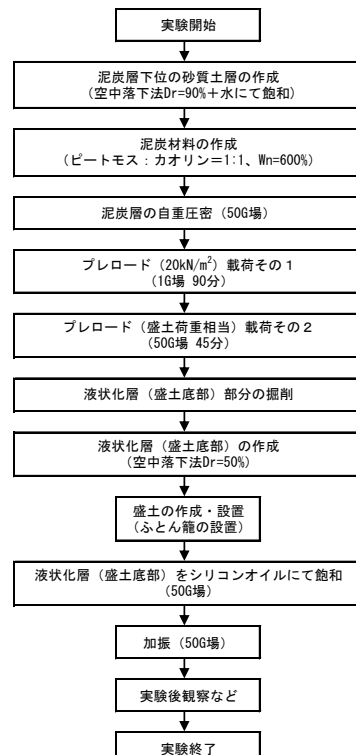


図3 ケース2およびケース3の実験フロー

乾燥豊浦砂を相対密度 $Dr = 90\%$ 程度になるよう空中落下法にて作成した。

一方、盛土底部が液状化層となっているケースでは、図3に示す流れで模型を作成した。泥炭層の下位には、基盤層として豊浦砂を空中落下法によって $Dr = 90\%$ 程度に作成した後、脱気水を供給し飽和するように努めた。泥炭層には、粉碎した市販の園芸用ピートモスとカオリン粘土を乾燥重量比で1:1にて混合した材料を用いた。この材料に含水比600%まで加水した後、真空ミキサー内で脱気しながら攪拌した。その状態で5日以上放置し、模型容器に投入した。その後、図3の通り自重圧密ならびに盛土荷重に相当するプレロード荷重による予備圧密を行った。

泥炭層の物性を表2に示す。含水比は実験終了後にサンプリングした供試体の平均値である。比較的高い含水比、低い土粒子の密度ならびに大きな圧縮指数は、実際の泥炭と同じ傾向である。

上記の作業により平坦な泥炭層を作成した後、沈下した盛土底部を模した土層（以下、沈下盛土層という）を作成するため、所定の断面どおり掘削し、豊浦砂を空中落下法にて $Dr = 50\%$ になるよう投入した。さらに、間隙流体の速度に関する動的な相似則を満足させるために、水の50倍の粘性を持つシリコンオイルで飽和した。

盛土に用いた材料は、豊浦砂とカオリン粘土を乾燥重量比で8:2に混合し、水で最適含水比に調整した土である。

### 3. 2 対策工の設定

新設盛土であれば、地盤改良などの実施は容易である。また、盛土の締固めを充分に行うだけでも耐震性の向上はある程度図ることができる<sup>5)</sup>。しかし、既設盛土の補強を念頭に置くと、大規模な地盤改良などによる対策は現実的ではない。また、道路盛土や河川堤防は延長が長いことから、経済性は重要な要素である。

当チームの既往の研究において、沢部などの集水地形において盛土内に浸透水が存在する場合の耐震補強として、ふとん籠をのり尻に設置する方法が有効なことを明らかになっている<sup>5)</sup>。ふとん籠には排水効果や盛土の拘束効果が期待できる。また、土木工事において一般的に用いられるものであり、施工が容易で工費も安価である。以上のことから、既設盛土の耐震補強として有効と判断した。

実験に用いたふとん籠は、化学繊維製ネットと豆砂利を用いて作製した。ふとん籠の設置パターンを図4に、ふとん籠を4段設置したケース（ケース5）の模型断面を図6に示す。ケース5では、沈下盛土層に発生した過剰間隙水圧の消散を促す目的でふとん籠を盛土のり尻付近の地盤表層部にも埋設した。

表2 実験に用いた泥炭の物性

項目	値
材料	ピートモス：カオリン=1：1
自然含水比 (%)	290~340
土粒子の密度 (g/cm <sup>3</sup> )	2.03
圧縮指数	2.7
粘着力 (kN/m <sup>2</sup> )	2
内部摩擦角 (°)	34.2

※強度定数は、 $\bar{\sigma}$ 条件の三軸圧縮試験結果

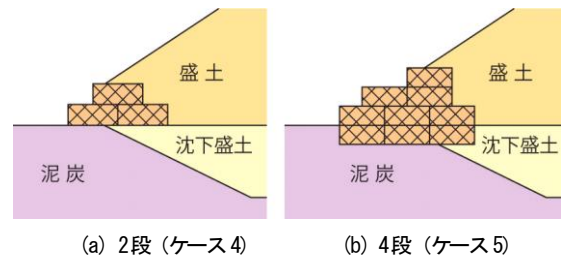


図4 ふとん籠の設置パターン

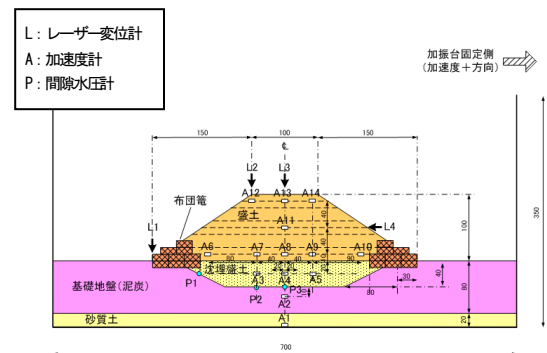


図5 模型地盤と計測センサー（ケース5）

### 3. 3 加振条件

設定した加速度波形は、全て周波数100Hz（実物換算2Hz）の正弦波である。加振時間は0.2秒（同10秒）とした。ケース1においては、同一模型に対して入力加速度を約50m/s<sup>2</sup>（実物換算：100gal相当）、約100m/s<sup>2</sup>（実物換算：200gal相当）、約300m/s<sup>2</sup>（実物換算：600gal相当）と順次大きくしていくステップ加振を行った。ケース2からケース5では、液状化層があるため、約300m/s<sup>2</sup>（実物換算：600gal相当）の入力加速度を1回与えた。

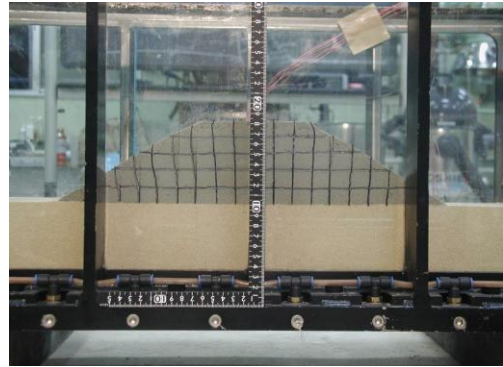
## 4. 盛土の耐震性と変状メカニズム

### 4.1 盛土および地盤の変形

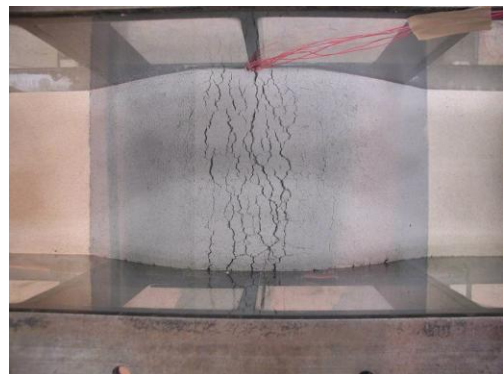
ケース1ならびにケース3の加振後における変形断面および上面からの変形状況を写真2と写真3に示す。基礎地盤が良好なケース1では、加振によって盛土中央で7mm程度（実物換算：35cm）の沈下が生じた。しかし、写真2(a)からわかるように、盛土全体的には加振前の盛土形状がほぼ保たれていた。クラックは、主に盛土天端に発生しており、幅1mm程度、深さ10mm程度であった（写真2(b)）。

一方、沈下盛土層4cmのケース3では、16mm程度（実物換算：80cm）の沈下が発生した。加振によって盛土の形状が大きく変わっていることがわかる。盛土のり尻付近の土が盛土外側に大きく流動し、全体的に盛土が潰れたような形状となっている。この変状モードは、1993年釧路沖地震の時の十勝川統内地区築堤（図1）や1994年北海道東方沖地震時の泥炭地盤上道路盛土の被災と似ている。模型実験後、盛土のり尻付近が泥濘化していることが観察されている。沈下盛土層の飽和流体の水圧が加振によって上昇し、土破りの小さい盛土のり尻付近に浸潤し、のり面に流れ出たと推測される。基礎地盤に目を転じると、沈下盛土層が側方にはほとんど流動せずに鉛直に圧縮していることがわかる。緩い砂（ $D_r = 50\%$ ）が、加振によって密になった結果と考えられる。また、盛土外側付近の泥炭層は側方にやや流動している。しかし、せん断面は観察されていない。盛土のクラックは、ケース1と比べ大規模に発生した（写真3(b)）。幅が5mm以上のクラックが天端だけでなく、のり面にも数多く発生した。

河川堤防の場合、かさ上げが数度にわたって行われていることがままあり、その施工履歴は複雑なことが多い。古くに築造された堤体底部部分の締固めは充分になされておらず、密度が比較的低いと考えられる。道路盛土の場合も、古くに建設された道路では、同様な状況となっている可能性がある。つまり、築造された年代の古い河川堤防や道路盛土の場合、盛土上部に比べ底部が液状化しやすい状況になっている可能性が高い。今回の実験は、盛土材と比べ液状化しやすい材料で沈下盛土層を作成しているが、上記の現況をある程度模していると考えられる。したがって、地震による泥炭地盤上の盛土被害は、泥炭層にめり込んだ盛土底部の圧縮、泥炭層の側方流動ならびに沈下盛土層の間隙水の浸潤による盛土のり尻付近の泥濘化が複合的に作用した結果と推測される。盛土のり尻付近が盛土外側へ流動し、全体的に押し潰れたような盛土形状となったこと、ならびに大きなクラックの発生を考えると、沈下盛土層での過剰間隙水圧の発生に伴う盛土材の泥濘化の影響



(a) 側面からの状況

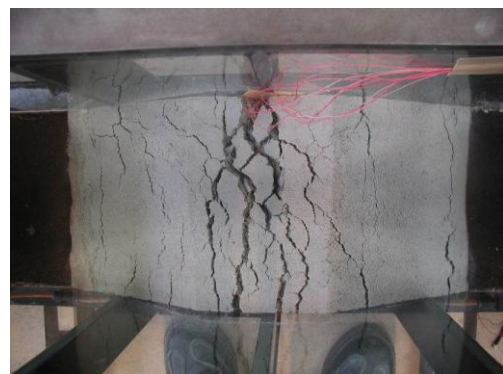


(b) 上面からの状況

写真2 ケース1の実験後観察



(a) 側面からの状況



(b) 上面からの状況

写真3 ケース3の実験後観察

が強いと思われる。

#### 4. 2 加速度、間隙水圧および沈下

図6にケース3における入力加速度、盛土中央天端における応答加速度、沈下盛土層の盛土中央下における過剰間隙水圧ならびに盛土のり肩における沈下量の経時変化を示す。入力加速度 (A1) は、平均的に $270\text{m/s}^2$  (実物換算:  $540\text{gal}$ ) であった。盛土中央下の沈下盛土層 (P3) の過剰間隙水圧は、加振時間の継続に伴って徐々に蓄積されており、振動成分を除くと最大 $30\text{kN/m}^2$ 程度に達している。この位置での有効土被り圧は、約 $70\text{kN/m}^2$ であることから、過剰間隙水圧比で $0.42$ 程度になる。図には示していないが、他の計測位置 (P1、P2) においても同程度の過剰間隙水圧比が計測された。したがって、完全液状化ではなかったが、相当に強度および剛性が低下したものと考えられる。この水圧上昇によって、盛土のり尻付近に間隙流体 (実験ではシリコンオイル、実際は水) が流出し、盛土材の泥濘化に至ったと推測される。

盛土中央天端の応答加速度が入力加速度と比べ減衰している。通常、泥炭層内ならびに盛土内において加速度が増幅されるのが一般的であるが、沈下盛土層および盛土のり尻付近の泥濘化による剛性低下があったと考えると説明がつく。盛土のり肩の沈下は、加振時間の継続および過剰間隙水圧の蓄積に伴って徐々に進行し、最終的に盛土高 $100\text{mm}$ の $16\%$ に相当する約 $16\text{mm}$ に達した。

図7にケース1からケース3の沈下量を示す。基礎地盤が良好なケース (ケース1) において発生した沈下 ( $7\text{mm}$ 程度) の要因は、観察などから加振による盛土の圧縮によるものと考えられる。一方、沈下盛土層のあるケース (ケース2とケース3) では、ケース1の2倍程度の沈下が生じた。いずれも、盛土中央とのり肩で沈下量に大きな差はなく、このことから泥炭地盤で特徴的に見られた盛土全体が潰れるような変状モードであったことがわかる。

#### 5. 対策工の効果

ふとん籠2段のケース (ケース4) においては、無対策のケース (ケース3: 写真-3) より少ない状況ではあったが、のり尻部の泥濘化が生じており、盛土の側方流動も若干発生した。盛土天端のクラックの幅は約 $8\text{mm}$ であった。一方、ふとん籠4段のケース (ケース5) では、無対策のケース (写真3) と比較して、盛土の変形およびクラックが抑制されており、盛土のり尻付近の側方流動が小さい (写真4)。盛土天端に発生したクラックの幅は、 $2\text{mm}$ 程度であった。実験後の観察においても、のり尻部の泥濘化が確認されなかった。

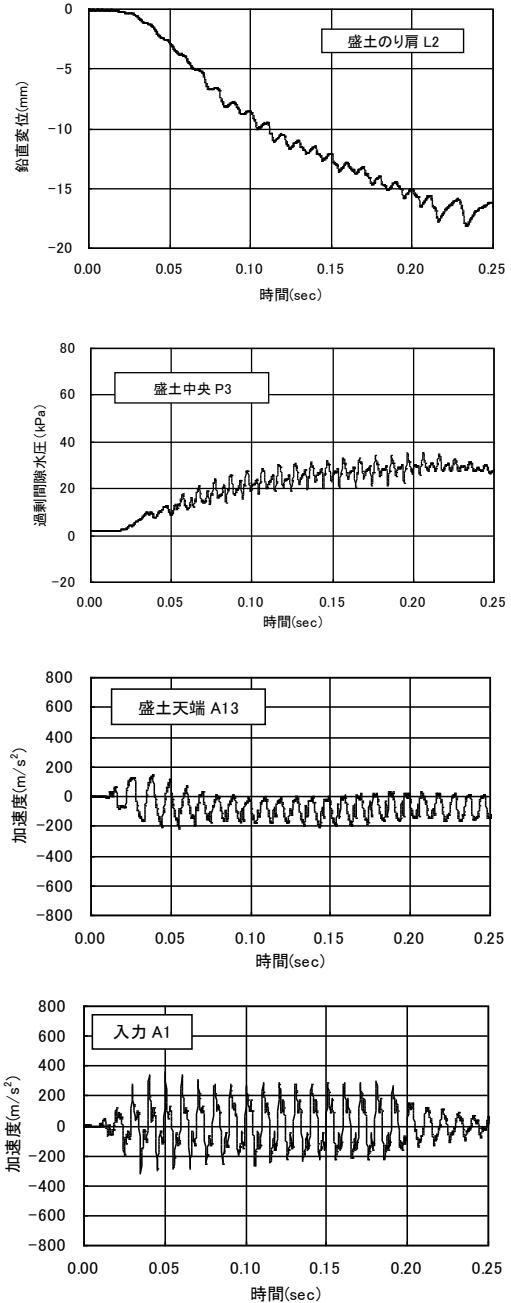


図6 ケース3における計測データの経時変化

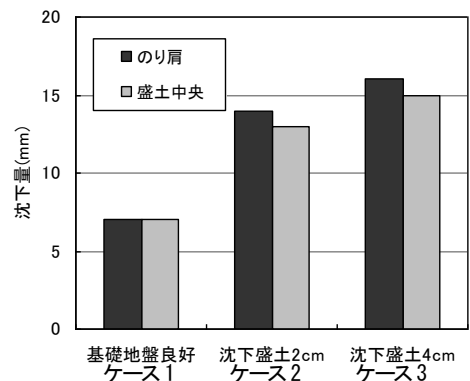
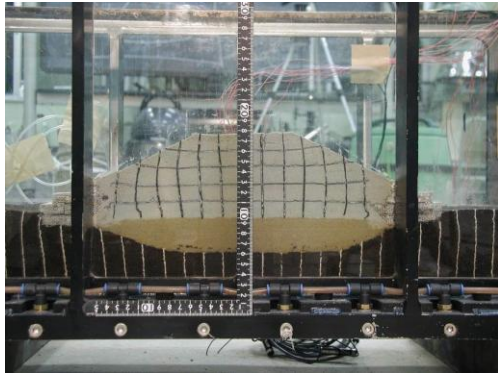
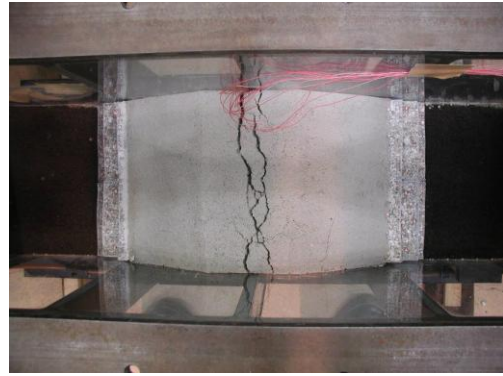


図7 ケース1からケース3の盛土沈下量の比較



(a) 側面からの状況



(b) 上面からの状況

写真4 ケース5の実験後観察

図8にケース3からケース5における沈下盛土層の過剰間隙水圧比を示す。対策の仕様が上がるにつれ、過剰間隙水圧の消散が促進されている。特にケース5では、過剰間隙水圧比が0.05~0.17であり、ふとん籠を表層地盤内にも設置したことによって、排水効果が十分に発揮されている。実際の施工においては、置換え工法のようにのり尻付近の表層地盤内に砕石を充填する方法が適当と思われる。

各ケースにおける沈下量を図9に示す。ケース5の沈下量が、基礎地盤が良好なケースと無対策のケースの中間値程度にまで抑えられている。これは、表層地盤内に埋設したふとん籠の排水効果によって盛土の泥濁化を防いだことに加え、盛土の側方流動を抑制するに十分な拘束効果があったことによると考えられる。

図10にすべてのケースにおける過剰間隙水圧比と盛土沈下率（のり肩沈下量÷盛土高）の関係を示す。過剰間隙水圧比と盛土の沈下量は、ほぼ線形関係にある。つまり、過剰間隙水圧の発生が、盛土の変状に大きく影響を与えたことがわかる。

## 6. 簡易的な沈下予測手法の提案

泥炭地盤上には既に相当数の道路盛土や河川堤防が築造・管理されていることを念頭に置くと、これら既設盛土の地震時沈下量を簡易に算出することによって、危険区間を概略的に抽出する手法の確立も重要な課題である。そこで本章では、盛土底部の液状化現象を対象に実施した数値シミュレーション結果を基に、簡易的な沈下予測法について述べる。

### 6.1 解析方法

一般的な泥炭地盤を想定し、図11のようなモデル断面を設定した。盛土高は3m, 5m, 7mの3ケースとし、地下水位は盛土内を含めて地表面と仮定した。次に、図12に示す条件で沈下盛土層の厚さを変化させた円弧すべり計算を

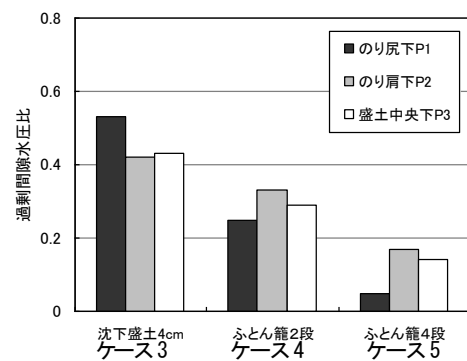


図8 沈下盛土層での過剰間隙水圧比

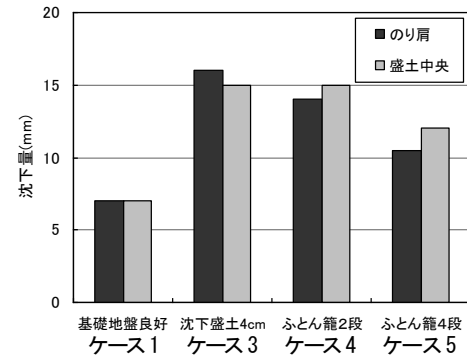


図9 各ケースの盛土沈下量の比較

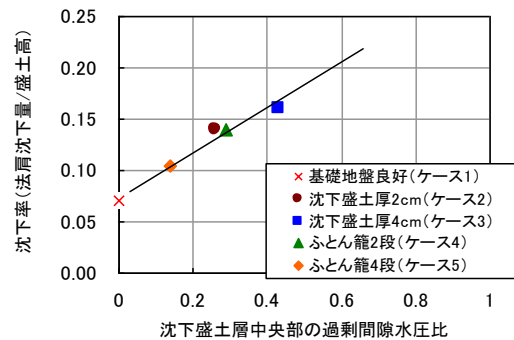


図10 過剰間隙水圧比と盛土沈下率

行い、円弧すべり安全率  $F_s=0.2, 0.5, 0.8$  を満足する沈下盛土層厚を盛土高ごとに設定するとともに、道路橋示方書・同解説（V耐震設計編）の液状化抵抗率  $FL$  算定法に従い1993年釧路沖地震において釧路川近傍にて計測された地表面最大加速度  $320gal$  に相当する水平震度  $K_h=0.327$  を用いて、沈下盛土層の  $FL$  が  $0.3, 0.4, 0.6, 0.8, 1.0$ （一部のケースでは、 $FL=0.4, 0.6, 1.0$ のみ）となるよう沈下盛土層の  $N$  値を決定した。

その上で、上記の計算で求めた条件において二次元動的有効応力  $FEM$  解析（ $FLIP$ ）を実施し、解析から得られた盛土の沈下量と  $FL$  の関係などを検討した。 $FLIP$  解析に用いた入力地震波は、プレート型地震として1968年十勝沖地震の八戸港強震記録と、直下型地震として1995年兵庫県南部地震の神戸港強震記録の2種類である。その他の解析条件の詳細は、文献6)に記載されている。

### 6. 2 解析結果と簡易な沈下予測法の提案

図13に  $FL$  と沈下率（沈下量を盛土高で除した値）の関係を示す。図中の実線ならびに点線は、近似関係を表している。八戸波（プレート型を想定）については、 $FL$  が小さくなるに伴い沈下率が大きな値となっている。その傾向は、 $FL$  が  $0.4 \sim 0.8$  の範囲で著しく、 $FL$  が  $0.4$  以下ではほぼ見られない。また、同じ  $FL$  であれば、 $F_s$  の大きい方が小さい沈下率であり、その差は  $FL$  が小さい範囲の方が顕著であった。神戸波（直下型を想定）においても、 $FL$  が小さくなると沈下率が大きくなる傾向にあるが、八戸波と比べるとその変化は小さい。また、同じ  $FL$  であれば、 $F_s$  の大きい方が小さい沈下率となる傾向は、 $FL$  が  $1.0$  を除いてここでも認められる。

以上のことから、 $FL$  と沈下率に密接な関係があり、その関係に  $F_s$  がある程度関与していることがわかる。したがって、図10の関係を用いることで簡易的に地震時沈下量を推定できると考えられる。

### 6. 3 提案した方法の妥当性

ここでは、図13を用いて推定した地震時沈下量と実測沈下量を比較することで、沈下量の簡易的な評価手法としての妥当性を検証する。1993年釧路沖地震における釧路川堤防および2003年十勝沖地震での十勝川堤防と牛首別川堤防において、沈下盛土層の  $FL$  と  $F_s$  ならびに実測沈下量が明らかとなっている7断面のデータを用いた。どちらの地震ともプレート型に分類されることから、八戸波のケースの  $FL$  と沈下率の近似関係（ $F_s=0.2$ ）から沈下量を推定した。

推定沈下量と実測沈下量の間を関係を図14に示す。沈下量の小さい範囲においては推定値が実測値より大きく、沈下

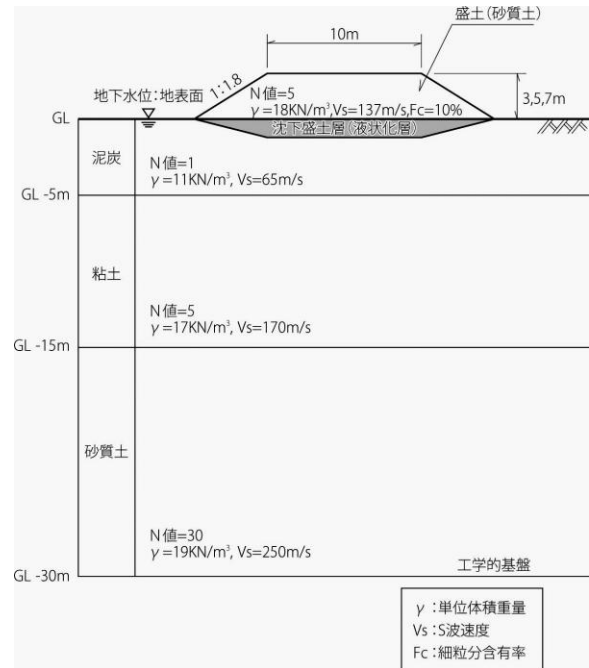


図11 モデル断面

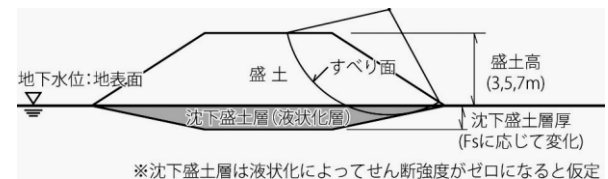


図12 円弧すべり計算の概念図

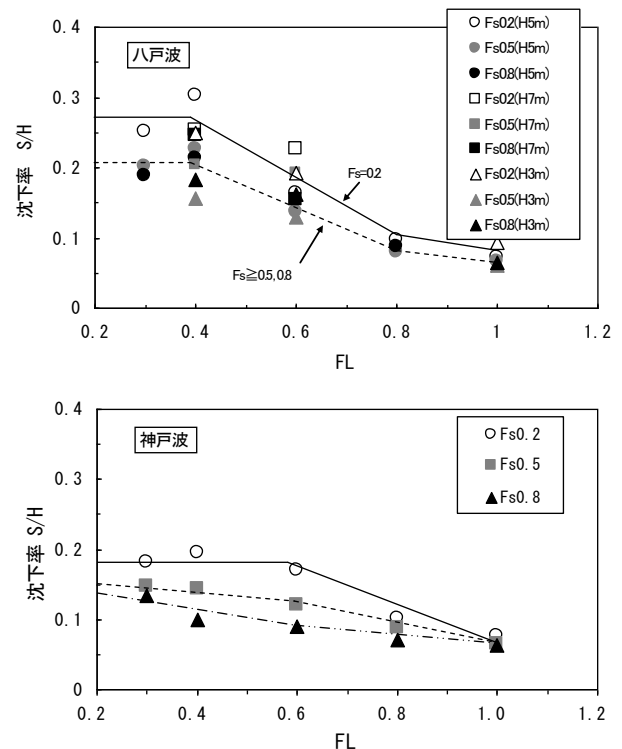


図13 液状化抵抗率  $FL$  と沈下率  $S/H$  の関係

量の大きい範囲ではその逆の傾向はあるが、2003年十勝沖地震の牛首別川のデータを除いて、推定値と実測値がほぼ一致した。したがって、本手法はその簡便性から考えても有効な手法といえる。なお、2003年十勝沖地震の牛首別川については、実測沈下率が0.5を超える大きな破壊を呈した箇所であり、本手法の適用範囲を超えたものと考えられる。

## 7. まとめ

本研究において、泥炭地盤上の盛土に関する動的遠心模型実験ならびに数値シミュレーションを実施し、その耐震性、簡易的な沈下予測法および補強法について検討した。その結果、以下のことが明らかになった。

- ①泥炭地盤上の盛土底部が沈下によって泥炭層にめり込み液状化層（沈下盛土層）として存在する条件を模して実験を行ったところ、泥炭地盤上の盛土で特徴的に見られた変状モードを再現することができた。
- ②泥炭地盤上の盛土被害は、沈下盛土層の圧縮、泥炭層の側方流動ならびに沈下盛土層での過剰間隙水圧の発生による盛土のり尻付近の泥濁化が複合的に作用した結果と推測される。しかし、盛土のり尻付近が外側へ流動し、全体的に押し潰れたような変状モードであったことなどを考えると、盛土材の泥濁化の影響が強いと思われる。
- ③ふとん籠をのり尻付近の表層地盤とのり尻に4段設置したケースでは、盛土の変形を抑制できた。
- ④これは、表層地盤内に埋設したふとん籠の排水効果によって過剰間隙水圧の発生を抑制したことに加え、ふとん籠が盛土を拘束し、盛土の側方流動を防いだことによると考えられる。
- ⑤沈下盛土層の液状化抵抗率 $FL$ と沈下率（沈下量を盛土高で除した値）に密接な関係があり、その関係に $F_s$ がある程度関与していることがわかった。したがって、図13の関係をを用いることで簡易的に地震時沈下量を推定できると考えられる。

## 参考文献

- 1) 北海道開発局開発土木研究所：1993年釧路沖地震被害調査報告、開発土木研究所報告第100号、pp.13-32、1993.
- 2) 佐々木康：堤防の地震災害と災害軽減工学、JICE REPORT Vol.9、p.89、2006.
- 3) 地盤工学会：1994年北海道東方沖地震災害調査報告書、pp.100-105、1998.

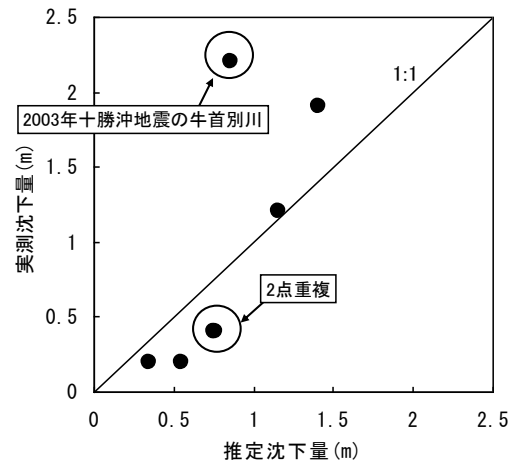


図14 推定沈下量と実測沈下量の関係

- 4) 北海道開発局土木試験所：1968年十勝沖地震被害調査報告、土木試験所報告第49号、pp.9-24、1968.
- 5) 林 宏親、西川純一、江川拓也：浸透水の影響を受ける道路盛土の耐震性に関する検討、開発土木研究所月報 No.568、pp.28-37、2000.
- 6) 林 宏親、西本 聡、橋本 聖：泥炭地盤における盛土の地震時沈下量に関する検討、寒地土木研究所月報第676号、pp.2-9、2009.