

# 泥炭地盤における 盛土の地震時沈下の簡易予測と補強技術 — 盛土底部の液状化による沈下の発生機構から対策まで —

寒地土木研究所 寒地地盤チーム ○林 宏親  
同上 西本 聡  
同上 橋本 聖

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技術などは明確にされていない。本文では、泥炭地盤で特徴的に見られる、沈下して地下水位以下に埋没した盛土底部の液状化現象による沈下の発生機構から、その簡易的な予測手法および補強技術について述べる。

キーワード：地震、泥炭地盤、盛土、液状化、沈下、補強技術

## 1. まえがき

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る。ここでの特徴は、基礎地盤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

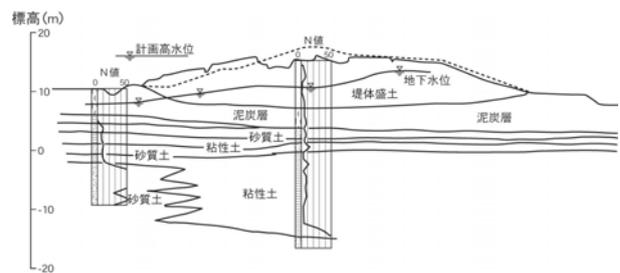


図1 1993年釧路沖地震における十勝川統内築堤(KP32.7)の被災断面<sup>文献1)</sup>を基に一部修正



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

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(図2)<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。

### 3. 泥炭地盤における盛土の沈下発生機構と補強技術

前述した泥炭地盤における盛土の変状を再現し、沈下の発生機構を明らかにするとともに、合理的な補強技術を検討する目的で、当研究所が所有している遠心力载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、ふとん籠による補強(ケース4とケース5)の効果を調べた。

なお、模型地盤の作成方法ならびに加振条件など実験の詳細については、文献4)に詳しい。

#### (1) 沈下発生機構

図3にケース1とケース3の模型地盤を示す。ケース1では、良好な基礎地盤とするため、乾燥豊浦砂を相対密度  $Dr=90\%$  程度になるよう作成した。一方、盛土底部が液状化層となっているケースでは、泥炭層として市販の園芸用ピートモスとカオリン粘土を混合した材料を用いた。沈下した盛土底部(以下、沈下盛土層という)は、豊浦砂を  $Dr=50\%$  になるよう投入した後、間隙流体の相似則を満足させるためにシリコンオイルで飽和した。沈下盛土層の厚さは2cmと4cmであり、盛土高さは10cmである。実物に換算すると盛土高5mの下に1mあるいは2mの液状化の可能性がある沈下盛土層が存在することになる。

ケース1ならびにケース3の加振後の変形状況を写真1と写真2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

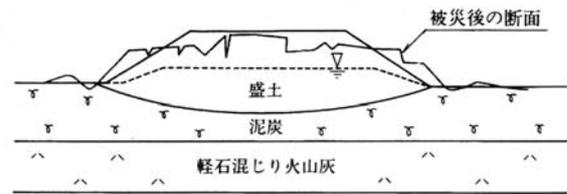
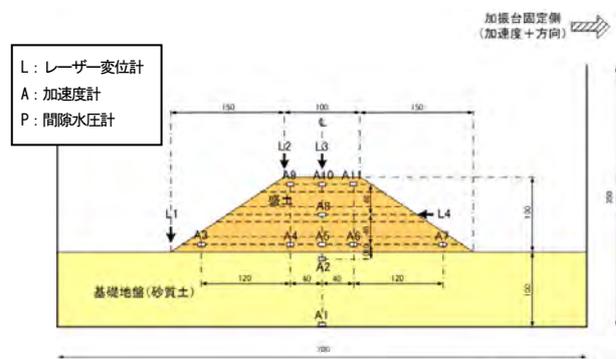


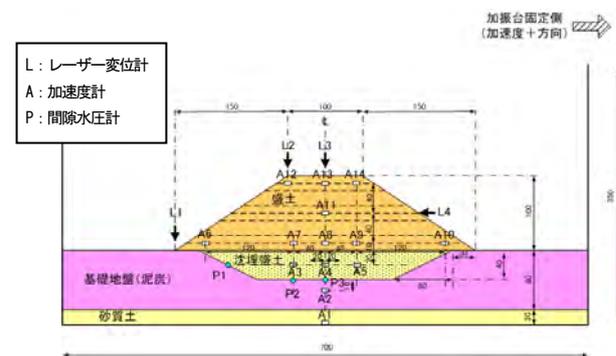
図2 1994年北海道東方沖地震における道道中春別依橋線美広橋取付け盛土の被災断面<sup>3)</sup>

表1 実験ケース

ケース	想定した条件	沈下盛土の厚さ
1	良好な基礎地盤上の盛土	—
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)
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)
4	ふとん籠による対策(のり尻に2段)	4cm (実物換算:2m)
5	ふとん籠による対策(のり尻に4段)	4cm (実物換算:2m)



(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3 模型地盤と計測センサー

形状が大きく変わっていることがわかる。のり尻付近の盛土が外側に大きく流動し、全体的に盛土が潰れたような形状であった。この変状は、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(図2)の被災と似ている。模型実験後、この付近の土が泥濘化していることが観察された。沈下盛土層の水圧が加振によって上昇し、土被りの小さい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、沈下盛土層が圧縮していることがわかる。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。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はなく、のり面にも数多く発生した。

河川堤防の場合、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、道路の規格によっては、同様な状況となっている可能性がある。つまり、築造し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、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濁化が複合的に作用した結果と推測される。のり面付近の盛土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は、盛土材の泥濁化の影響が強いと考えられる。

図4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(7mm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。

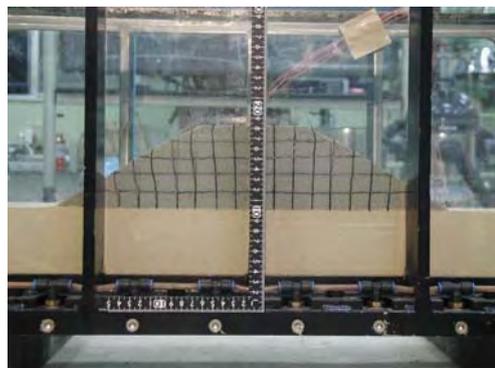
## (2) ふとん籠による耐震補強の提案

### a) ふとん籠を用いた補強のコンセプト

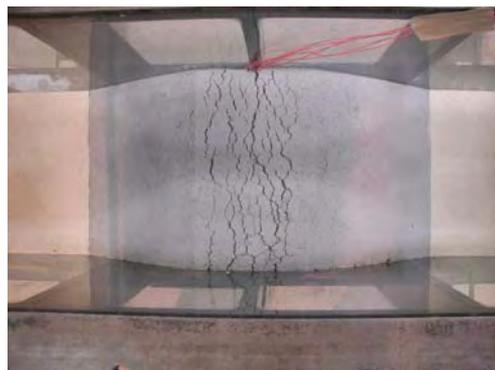
新設盛土であれば、地盤改良などの実施は容易である。また、盛土の締固めを充分に行うだけでも耐震性の向上をある程度図ることができる<sup>5)</sup>。しかし、既設盛土の場合、大規模な地盤改良などによる対策は現実的ではない。また、道路盛土や河川堤防は延長が長いことから、経済性は重要な要素である。

著者ら<sup>5)</sup>は、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している。ふとん籠には排水効果や盛土の拘束効果があることから、前節で述べた沈下の発生機構に対して効果が期待できる。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、その効果の検証を行うこととした。

遠心模型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。ケース4とケース5にお

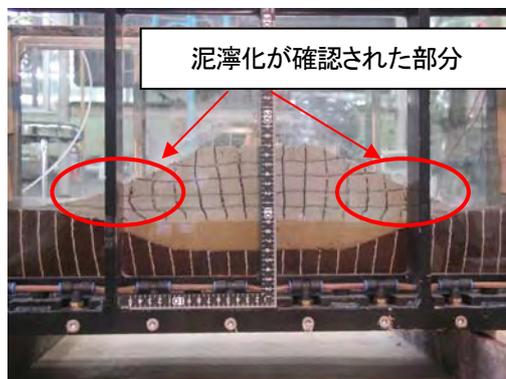


(a) 側面からの状況

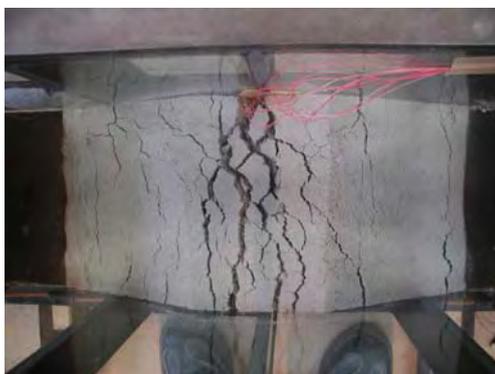


(b) 上面からの状況

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

るふとん籠の設置パターンを図5に示す。ふとん籠の設置以外は、ケース3と同様に模型を作製した。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。

**b) ふとん籠の補強効果**

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8mmであった。一方、ふとん籠4段のケース（ケース5：写真4）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。盛土天端に発生したクラックの幅は、2mm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、過剰間隙水圧の発生が抑制されている。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、暗渠排水工法のよ

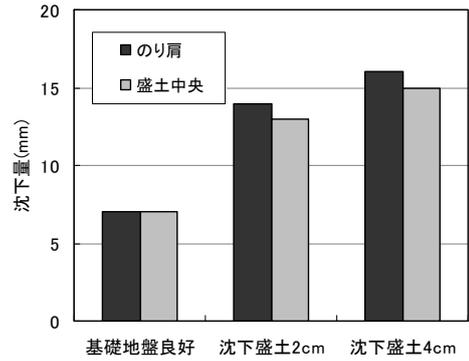
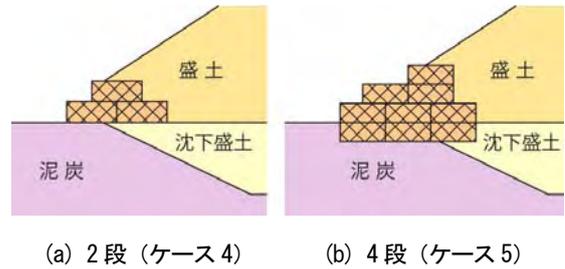


図4 ケース1からケース3の盛土沈下量の比較

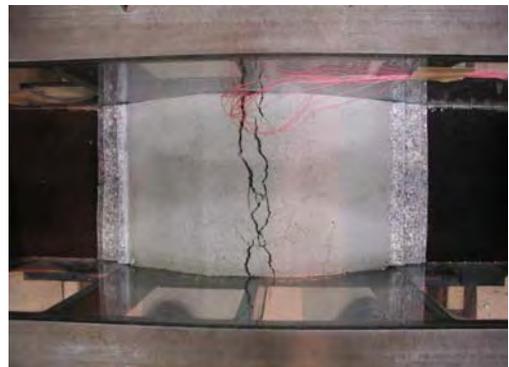


(a) 2段 (ケース4) (b) 4段 (ケース5)

図5 ふとん籠の設置パターン



(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

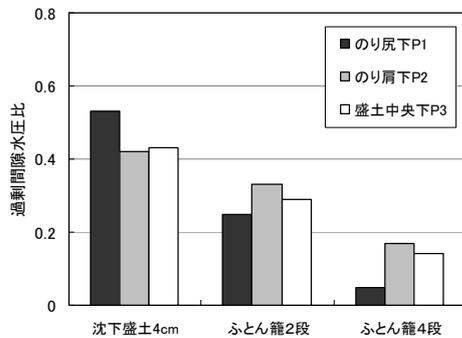


図6 沈下盛土層での過剰間隙水圧比

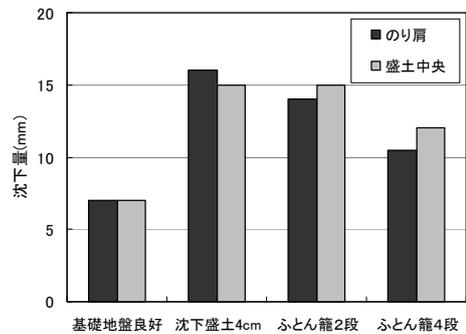


図7 各ケースの盛土沈下量の比較

うにのり尻付近の表層地盤内に碎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7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。

以上のことから、泥炭地盤において特徴的に見られた、沈下して地下水水位以下に埋没した盛土底部の液状化による盛土の変状を抑制するためには、沈下盛土層の排水を促すためにのり尻付近下に碎石などを用いた暗渠排水工を施すとともに、のり尻にふとん籠を積んで盛土を拘束する方法が効果的と考えられる。

#### 4. 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。

##### (1) 解析方法

一般的な泥炭地盤を想定し、図8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、地下水水位は盛土内を含めて地表面と仮定した。

次に、図9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。

##### (2) 解析結果と簡易な沈下予測法の提案

図10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

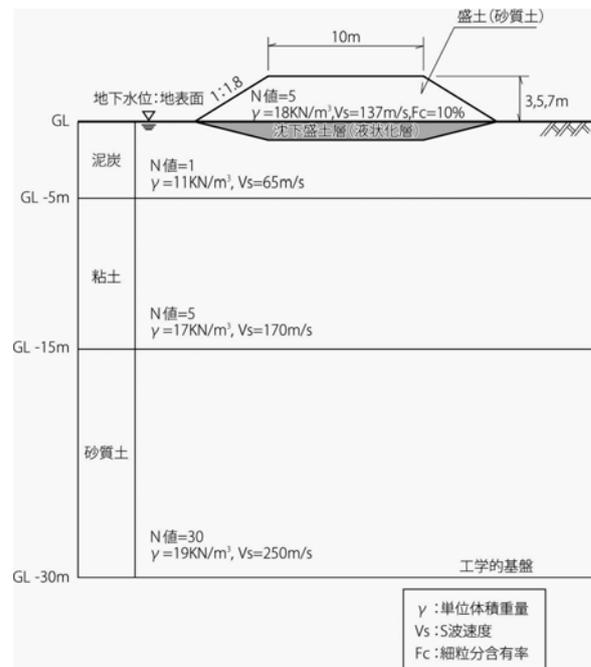


図8 モデル断面

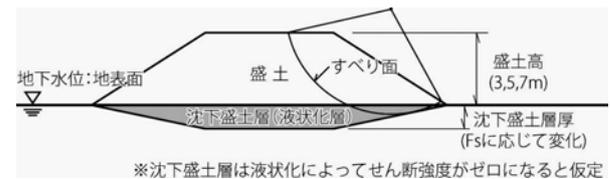


図9 円弧すべり計算の概念図

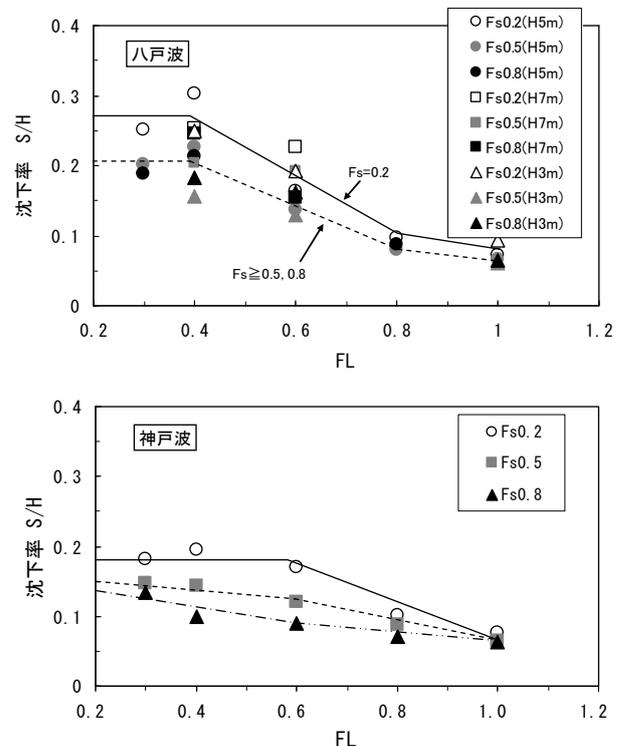


図10 液状化抵抗率FLと沈下率S/Hの関係

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 0.4~0.8 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、Fs 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、Fs 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 Fs 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。

### (3) 提案した方法の妥当性

ここでは、図 10 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 Fs 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 11 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。

## 5. まとめと今後の課題

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 泥炭地盤に築造された盛土の地震時被害は、盛土底部が沈下によって泥炭層に沈み込んだ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濘化の影響が強い。
- ② 盛土底部の液状化による盛土の変状を抑制するためには、沈下盛土層の排水を促すためにのり尻付近に暗渠排水工を施すとともに、のり尻にふとん籠を積んで盛土を拘束する方法が効果的と考えられ

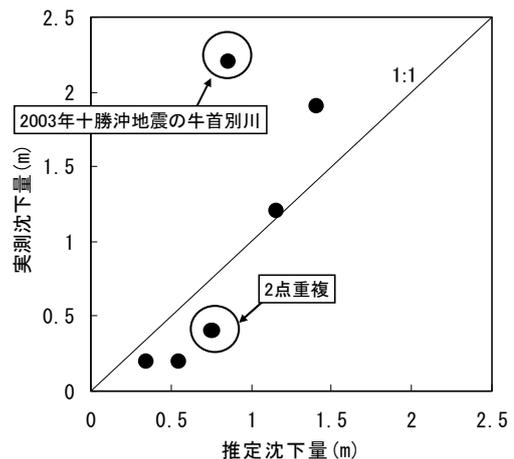


図 11 推定沈下量と実測沈下量の関係

る。

- ③ 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 Fs がある程度関与していることがわかった。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。

本研究では、沈下盛土層の液状化のみに着目した検討を行った。しかし、泥炭層の側方流動も発生していることが遠心模型実験において確認されており（写真 3）、今後はこの点も考慮した研究を継続する予定でいる。

なお、本文は、一般研究「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」の成果の一部である。

### 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.
- 4) 林 宏親、西本 聡、橋本 聖：泥炭地盤における盛土の耐震性に関する検討、寒地土木研究所月報第 657 号、pp.15-23、2008.
- 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.