

## 泥炭地盤の変形特性を考慮した土構造物の耐震性能照査に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 24～平 27

担当チーム：寒地基礎技術研究グループ  
(寒地地盤)

研究担当者：林 宏親、橋本 聖、山木正彦

### 【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、泥炭地盤の動的な力学挙動の詳細は未だ明らかになっておらず、泥炭地盤の動的変形特性を考慮した盛土の耐震性評価技術や泥炭地盤において特徴的にみられる盛土自身の液状化に対する補強技術の確立が求められている。

そこで、広範囲な物性を持つ正規圧密および過圧密状態の泥炭の室内土質試験を実施したところ、泥炭の微小ひずみにおけるせん断剛性率や動的変形特性およびそれらの特性と含水比との関連がわかった。さらに、含水比と有効拘束圧からそれらの物性値を推定する実験式を提案した。

また、動的遠心力模型実験により、上載圧の違いが泥炭地盤における地震動の増幅（減衰）特性に及ぼす影響を調べるとともに、泥炭地盤上盛土の地震時の破壊モードを再現し、さらにはふとん籠による対策工の効果を確認した。現場事例調査から、盛土内に設置されたドレーン工が盛土の耐震対策として有効であることが明らかとなった。

キーワード：泥炭、地震、盛土、動的変形特性、耐震補強

### 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、泥炭地盤の動的な力学挙動の詳細は未だ明らかになっておらず、泥炭地盤の動的変形特性を考慮した盛土の耐震性評価技術や泥炭地盤において特徴的にみられる盛土自身の液状化に対する補強技術の確立が求められている。

以上の背景を受け、本研究では、泥炭の室内実験や動的遠心力模型実験などを実施し、泥炭地盤上の盛土の耐震性評価技術や泥炭地盤において特徴的にみられる盛土自身の液状化に対する補強技術を検討した。

### 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、河川堤防および道路盛土に大規模な被害が生じた。代表的な被害事例として、十勝川統内地区築堤の被害が挙げられる(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

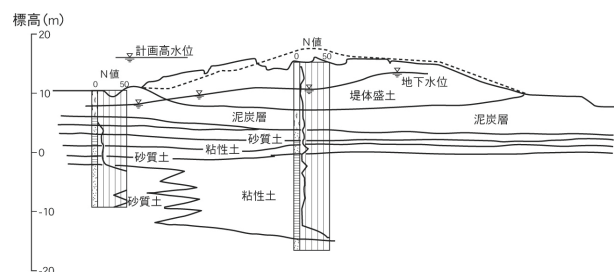


図1 1993年釧路沖地震における十勝川統内築堤(KP32.7)の被災断面文献1)を基に一部修正



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

法線方向の大きな開口亀裂がみられた。これ以外の地震においても、泥炭地盤上の盛土に大きな被害が報告されている<sup>2)3)4)</sup>。

これらの大きな変状は、盛土に作用する地震時慣性力だけでは説明できないと考えられる。そこで、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（平成18年度～21年度）」<sup>9)</sup>において、そのメカニズムについて検討した結果、沈下して地下水位以下に埋没した盛土層（以下、沈下盛土層）の液状化とそれに伴う盛土のり尻付近の泥濘化、さらに泥炭層の側方への変形が複合的に作用した結果であることがわかった。また、このうち主たる要因は沈下盛土層の液状化であることを示したうえで、沈下盛土層の液状化による盛土沈下量の簡易的な予測法を明らかにした。しかし、泥炭地盤の変形については、不明なままであるので、本研究において検討することとした。

### 3. 泥炭の動的変形特性

地震による地盤の動的解析のうち、地震応答解析（等価線形法）によって地盤の地震動増幅などを算出する場合、解析パラメータとして、土の微小ひずみにおけるせん断剛性率  $G_0$  ならびにせん断剛性率  $G$  や履歴減衰率  $h$  のひずみ依存性（動的変形特性）が必要となる。この分野における泥炭に関する研究は、砂質土や粘性土などに比べ研究事例<sup>6)~10)</sup>が極めて少なく、未だ不明確な部分を残しているのが現状である。そこで、不攪乱泥炭に対して繰返し三軸試験および繰返しねじりせん断試験を行い、微小ひずみにおけるせん断剛性率や動的変形特性を調べた。

#### 3.1 繰返しねじりせん断試験と繰返し三軸試験の比較

植物繊維が水平に堆積し、強い構造異方性を有する泥炭に対しては、供試体の45度面に繰返し荷重が作用する三軸試験よりも繰返しねじりせん断試験の方が適している可能性がある。よって、繰返しねじりせん断試験と従来良く用いられてきた繰返し三軸試験結果を比較した。なお、実験方法については、文献11)に詳しい。

図2に繰返しねじりせん断試験から得た  $G$  を繰返し三軸試験の  $G$  で除した比率とせん断ひずみ  $\gamma$  の関係を有効拘束圧  $\sigma'_c$  ごとに示す。  $\gamma=1\%$  以下において、ねじりせん断試験の  $G$  は三軸試験結果の75%~80%であった。それより大きい  $\gamma$  では、60%~70%となった。これは、泥炭特有の構造異方性の影響が顕著に現れたものと考えられる。ねじりせん断試験では、水平面に繰返し荷重が作用することから、実際に近い状況と考えられる。

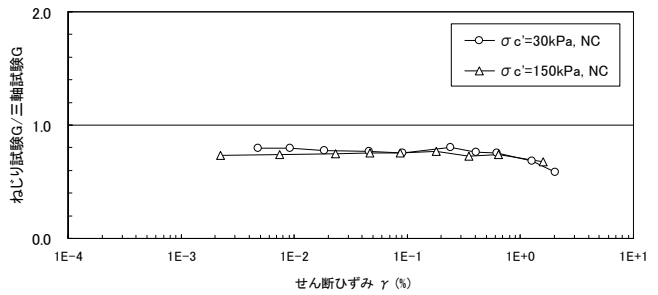


図2 二つの試験方法から得られたGの比較

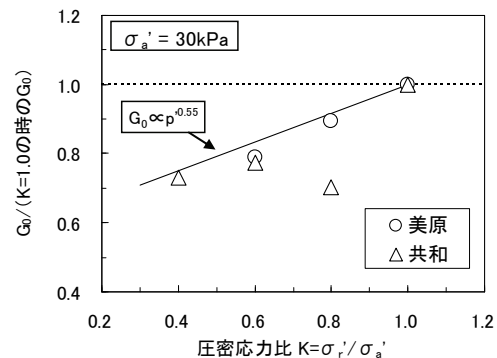


図3 軸方向応力一定の場合の異方圧密応力比と初  $G_0$  の比率

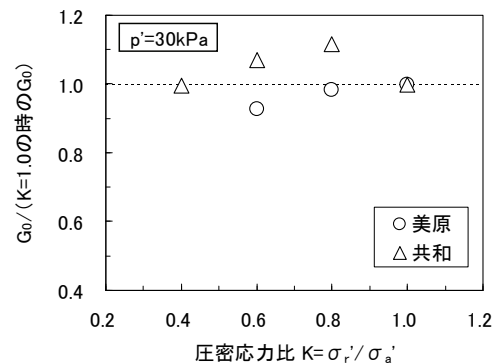


図4 平均有効応力一定の場合の異方圧密応力比と  $G_0$  の比率

#### 3.2 異方圧密応力比が泥炭の動的変形特性に与える影響

砂質土や粘性土の試験の場合、平均有効応力  $p'$  ( $= (1+2K)\sigma'_v/3$  :  $K$  は異方圧密応力比 ( $=\sigma'_h/\sigma'_v$ ),  $\sigma'_h$  は水平圧密応力、 $\sigma'_v$  は鉛直圧密応力) を一定にすれば、異方圧密応力比の影響は無視できることが確認されている<sup>12)13)</sup>。一方、泥炭は構造異方性が強く、無機質土と比べて異なる  $K_0$  特性を持つ<sup>14)</sup>。そこで、繰返しねじりせん断試験を

行い、異方圧密応力比の違いが動的変形特性に与える影響を調べた。図3に軸方向応力が一定の条件における異方圧密応力比と、等方圧密したときの $G_0$  ( $K=1.0$ の時の $G_0$ )に対する異方圧密時の $G_0$ の比 ( $G_0/(K=1.0$ の時の $G_0$ )) の関係を示す。データにばらつきはあるものの、異方圧密応力比が小さくなるに伴い $G_0$ が小さくなった。その傾向は、能登・熊谷<sup>9)</sup>の報告よりも顕著なことから、異方圧密応力比がせん断剛性に与える影響が強いことがわかる。したがって、原位置の有効土被り圧を軸方向応力として等方圧密で室内試験をした場合、 $K_0$ 値が小さい泥炭ほど $G_0$ を過大に見積もることになる。

図4に平均有効応力が一定の条件における異方圧密応力比と、等方圧密したときの $G_0$  ( $G_0/(K=1.0$ の時の $G_0$ ))に対する異方圧密時の $G_0$ の比 ( $G_0/(K=1.0$ の時の $G_0$ )) の関係を整理する。異方圧密時の圧密応力比が変化しても平均有効応力を等しくすれば、得られる $G$ およびそのひずみ依存性に違いはほとんどないと考えられる。

以上の結果から、泥炭の動的変形特性を得るために、繰返しねじりせん断試験を実施する場合、圧密条件を原位置での応力状態を再現した異方圧密とするか、もしくは原位置と平均有効応力を等しくした等方圧密とするのが良いと判断できる。

### 3.3 正規圧密状態における泥炭の動的変形特性

#### 3.3.1 正規圧密泥炭の微小ひずみにおける泥炭のせん断剛性率 $G_0$

北海道内5箇所(当別町蕨岱、江別市篠津、猿払村浅茅野、共和町梨野舞納、天塩町雄信内)においてシンウオールサンプリングを行い、有機質粘土から未分解な植物遺骸を多く含んだ繊維質泥炭までの広範囲な物性を持つ7種類の不攪乱試料(自然含水比 $W_n=143\% \sim 970\%$ および強熱減量 $L_r=18\% \sim 95\%$ )を採取し、繰返しねじりせん断試験に供した。なお、正規圧密状態での挙動を調べるために、すべての試料において圧密降伏応力より十分に大きい $\sigma'_c$ を与えた。なお、試料の物性や実験方法については、文献15)に詳しい。

今回の実験で得られた圧密後含水比 $W_c$ と $G_0$ の関係を両対数上に整理したのが図5である。同じ $\sigma'_c$ であれば、 $W_c$ が高くなるにつれて $G_0$ がほぼ直線的に小さくなることがわかる。また、その傾きは $-0.49 \sim -0.60$ の範囲にあり、 $\sigma'_c$ が異なっても傾きは大きく変わらない。

$\sigma'_c$ と $G_0$ の関係を有機質粘土と泥炭にわけて図6と図7に示す。有機質粘土の $G_0$ は、 $\sigma'_c=50 \sim 150 \text{ kN/m}^2$ の範囲において $6.8 \sim 13.9 \text{ MN/m}^2$ であり、 $G_0$ は $\sigma'_c$ の0.64乗(以

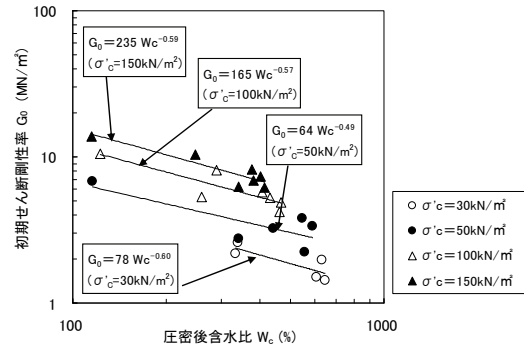


図5 圧密後含水比と初期せん断剛性率

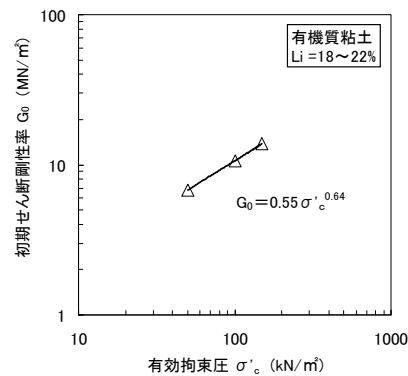


図6 有効拘束圧と初期せん断剛性率(有機質粘土)

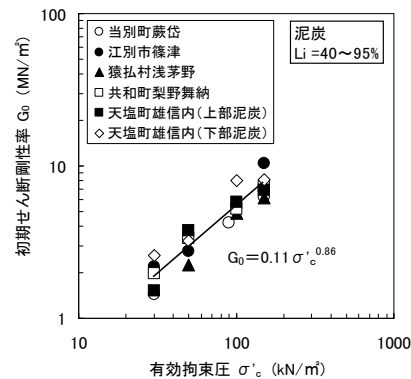


図7 有効拘束圧と初期せん断剛性率(泥炭)

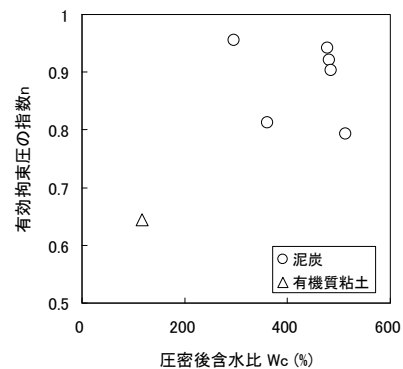


図8 圧密後含水比と拘束圧の指数n

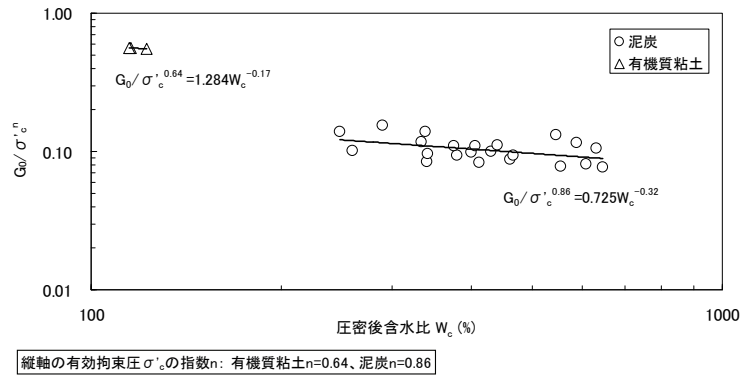


図9 圧密後含水比と  $G_0/\sigma_c^n$

下、この指数を  $n$  とする) に比例して増加した。泥炭の  $G_0$  は、有機質粘土と比べて小さく、 $\sigma_c=50\sim 150\text{kN/m}^2$  の範囲で  $2.2\sim 10.4\text{MN/m}^2$  であった。また、 $G_0$  と  $\sigma_c$  は試料の違いに関係なく概ね比例関係にあり、 $n=0.86$  であった。砂や粘土での  $G_0$  は、 $\sigma_c$  の 0.5 乗程度 ( $n=0.5$  程度) に比例して増加することが報告されており<sup>13)16)</sup>、有機質粘土あるいは泥炭の  $n$  は砂や粘土よりも大きく、無機質土と比べて  $\sigma_c$  の影響を強く受けることがわかる。図8に  $W_c$  と試料ごとに求めた  $n$  の関係を示す。先に述べたとおり、有機質粘土の  $n=0.64$  と比べて、泥炭の  $n=0.79\sim 0.96$  (平均値は 0.86) は大きい、今回の実験結果の範囲では  $W_c$  と  $n$  の間に明瞭な相関関係は認められない。

以上の実験結果および既往研究の知見を踏まえて、有機質粘土と泥炭を対象にした  $G_0$  の定式化を検討する。

図5、図6および図7において、 $G_0$  が  $W_c$  や  $\sigma_c$  と両対数上で直線的な関係にあったことから、 $G_0$  を  $\sigma_c$  の  $n$  乗で除した値 ( $G_0/\sigma_c^n$ ) と  $W_c$  の関係を図9に示す。ここで、 $n$  は、図8から土質別の平均値 (有機質粘土： $n=0.64$ 、泥炭： $n=0.86$ ) と仮定した。 $W_c$  と  $G_0/\sigma_c^n$  の関係は、土質ごとに図中に示した式で近似できる。この結果から、有機質粘土および泥炭の  $G_0$  ( $\text{MN/m}^2$ ) は、次式で表すことができる。ここで、 $W_c$  の単位は%、 $\sigma_c$  の単位は  $\text{kN/m}^2$  である。

有機質粘土： $G_0=1.284W_c^{-0.17}\sigma_c^{0.64}$

泥炭： $G_0=0.725W_c^{-0.32}\sigma_c^{0.86}$

これらは  $G_0$  を簡易に推定できる式であり、実務において有用と考える。しかし、これらはいくつかの近似関係や仮定に基づいていた実験式であり、その精度を確認する必要がある。図10に実験から得られた  $G_0$  と上式から推定した値の関係を示す。有機質粘土ならびに泥炭とも概ね実験値と推定値が一致し、推定値は実験値の 0.7～1.3 倍の範囲にあった。

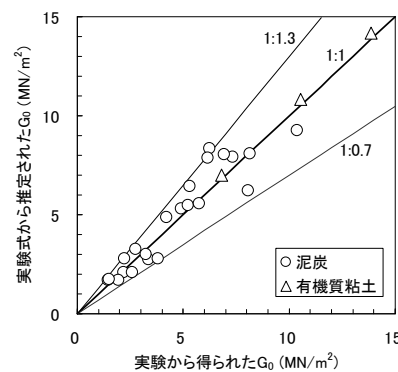


図10 初期せん断剛性率の実験値と推定値

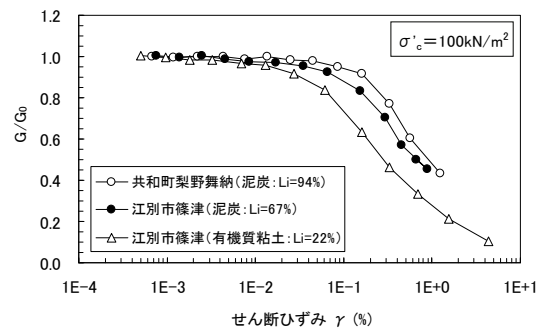


図11 せん断ひずみとせん断剛性比

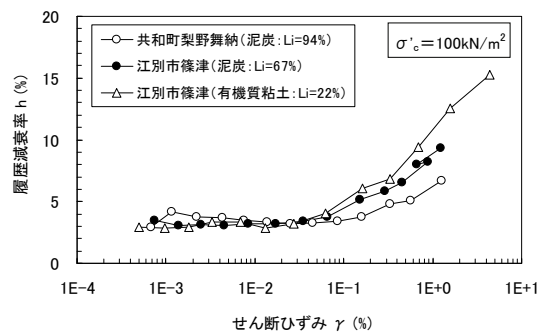


図12 せん断ひずみと履歴減衰率

### 3.3.2 正規圧密泥炭のせん断剛性率や履歴減衰率の ひずみ依存性

次に、動的変形特性の代表的な結果として、物性が異なる3試料（共和町の泥炭、江別市の泥炭と有機質粘土）における $\sigma'_c=100\text{kN/m}^2$ のせん断ひずみ $\gamma$ とせん断剛性比 $G/G_0$ の関係を図11に示す。繊維質が多く、圧密後含水比( $W_c=430\%$ )や強熱減量( $L_r=94\%$ )の高い共和町の泥炭では、 $\gamma=0.05\%$ 程度から $G/G_0$ の低下が見られ、 $\gamma=1\%$ の時には初期の0.5程度の $G$ であった。一方、泥炭と比べ含水比や有機物の少ない江別市の有機質粘土( $W_c=122\%$ ,  $L_r=22\%$ )では、 $\gamma=0.01\%$ 程度から $G/G_0$ の低下が現れ、 $\gamma$ の増加に伴う $G/G_0$ の減少が比較的大きい。やや分解の進んだ泥炭である江別市の泥炭( $W_c=259\%$ ,  $L_r=67\%$ )では、両者の中間的な結果であった。すなわち、含水比や強熱減量の大きい泥炭ほど、 $G$ のひずみ依存性（非線形性）が弱いといえる。

図12に図11と同じ試料と $\sigma'_c$ の $\gamma$ と $h$ の関係を示す。おおよそ0.05%以下の $\gamma$ においては、試料の違いによる $h$ の差が見られない。また、いずれの試料においても、0.1%程度より大きな $\gamma$ では、 $\gamma$ が増加するにつれて $h$ が増加した。粘土・シルトと比較して、泥炭や有機質粘土の $h$ は小さく、その傾向は $\gamma$ が大きい領域において著しい。

動的変形特性の単純化には、 $G/G_0 = 1/(1 + \gamma/\gamma_r)$ と $h = h_{\max} (1 - G/G_0)$ で表現されるHardin-Drnevichモデル<sup>17)</sup>（以下、H-Dモデル）が良く用いられる。ここで、 $\gamma_r$ は $G/G_0=0.5$ における $\gamma$ （規準ひずみ）、 $h_{\max}$ は最大履歴減衰率である。なお、 $G$ のひずみ依存性は $\gamma_r$ で比較することができる。ここでは、先に述べた結果を基にH-Dモデルを適用し、泥炭や有機質粘土の動的変形特性の定式化について検討する。

図13に $W_c$ と $\gamma_r$ の関係を示す。泥炭の $\gamma_r$ は0.4~2.1%の範囲にあり、有機質粘土の $\gamma_r$ は0.2~0.3%と泥炭と比べ小さい値であった。また、ばらつきはあるものの、同

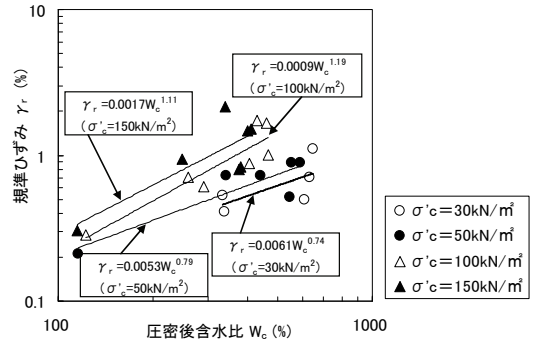


図13 圧密後含水比と規準ひずみ

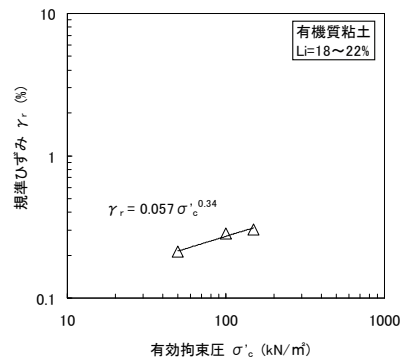


図14 有効拘束圧と規準ひずみ（有機質粘土）

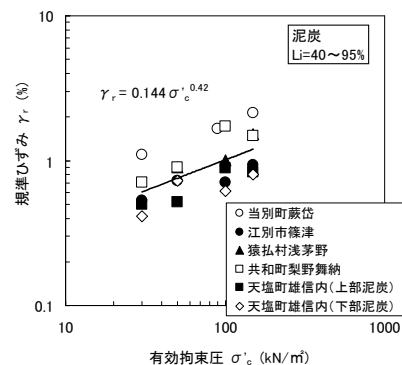


図15 有効拘束圧と規準ひずみ（泥炭）

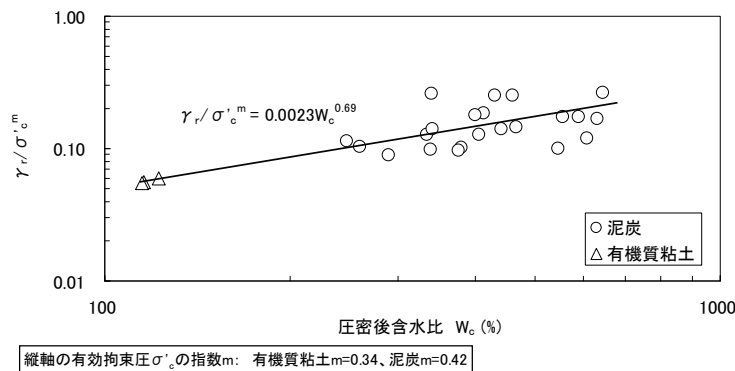


図16 圧密後含水比と $\gamma_r/\sigma'_c{}^m$

じ $\sigma'_c$ であれば $W_c$ が高いほど大きな $\gamma_r$ であった。泥炭と有機質粘土にわけて $\sigma'_c$ と $\gamma_r$ の関係を図14と図15に示す。いずれも $\sigma'_c$ と $\gamma_r$ は両対数上で比例関係にあることがわかる。 $\sigma'_c$ の指数 $m$ を見ると、泥炭が $m=0.42$ 、有機質粘土が $m=0.34$ であった。 $\gamma_r$ が $W_c$ や $\sigma'_c$ と両対数上で直線的な関係にあったことから、 $\gamma_r$ を $\sigma'_c$ の $m$ 乗で除した値( $\gamma_r/\sigma_c'^m$ )と $W_c$ の関係を図16に示す。ここで、図14や図15の関係から有機質粘土は $m=0.34$ 、泥炭は $m=0.42$ と仮定した。 $W_c$ と $\gamma_r/\sigma_c'^m$ の関係は、土質に関係なく図中に示した式で近似できる。以上の関係を利用すると、有機質粘土および泥炭の $\gamma_r$ は、次式で表すことができる。ここで、 $W_c$ の単位は%、 $\sigma'_c$ の単位は $\text{kN/m}^2$ である。

$$\text{有機質粘土} : \gamma_r (\%) = 0.0023 W_c^{0.69} \sigma_c'^{0.34}$$

$$\text{泥炭} : \gamma_r (\%) = 0.0023 W_c^{0.69} \sigma_c'^{0.42}$$

図17に $\sigma'_c=100\text{kN/m}^2$ における $G/G_0$ と $h$ の関係を示す。 $h = h_{\max}(1-G/G_0)$ で表現されるとすれば、図17において、 $G/G_0=0$ の時の切片が $h_{\max}$ を示す。実験結果は、 $G/G_0=0.8$ より大きい領域を除いて概ね直線関係にあり、 $h_{\max}$ は16.4%であった。また、土質の違いによる明瞭な差は認められなかった。次に $h_{\max}$ と $\sigma'_c$ の関係を図18に示す。 $\sigma'_c$ の増加に伴いわずかに $h_{\max}$ が増加し、両者の関係は次式で近似できる。ここで、 $\sigma'_c$ の単位は $\text{kN/m}^2$ である。

$$h_{\max} (\%) = 0.012 \sigma'_c + 15.5$$

### 3. 4 過圧密状態における泥炭の動的変形特性

#### 3.4.1 過圧密泥炭の微小ひずみにおける泥炭のせん断剛性率 $G_0$

泥炭地盤は人為的な応力変化がなくても、地下水位の季節変動などによって容易に過圧密状態になる<sup>13)</sup>。そこで、前節において検討した正規圧密泥炭の研究を進展させて、過圧密履歴の影響を検討した。

北海道内2箇所(天塩町雄信内、江別市江別太)において、シンウォールサンプリングした不攪乱泥炭3種類(天塩泥炭A:自然含水比 $W_n=727\% \sim 783\%$ ・強熱減量 $Li=68\% \sim 79\%$ 、天塩泥炭B: $W_n=422\% \sim 742\%$ ・ $Li=39\% \sim 76\%$ 、江別泥炭: $W_n=328\% \sim 411\%$ ・ $Li=28\% \sim 50\%$ )および粘土1種類( $W_n=47\%$ ・ $Li=5\%$ )を用いて実験を行った。泥炭試料の過圧密履歴は、まず圧密試験から得られた圧密降伏応力より十分に大きな圧力(60~150 $\text{kN/m}^2$ )で圧密し、3t法により圧密を打ち切った後、30 $\text{kN/m}^2$ まで圧力を低下させることで、過圧密比 $OCR=2, 3, 5$ を得た。なお、試料物性や実験方法については、文献18)に詳しい。

図19に $OCR$ と $G_0$ の両対数における関係を示す。岩崎ら<sup>16)</sup>は、豊浦砂のような細粒分の少ない砂では、 $G_0$ に及

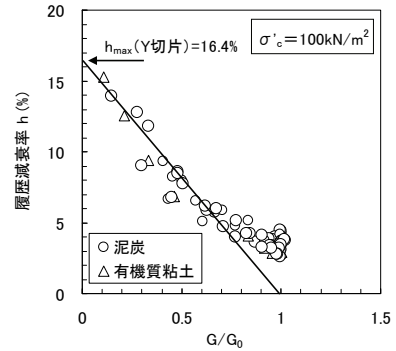


図17 せん断剛性比と履歴減衰率(有効拘束圧100 $\text{kN/m}^2$ )

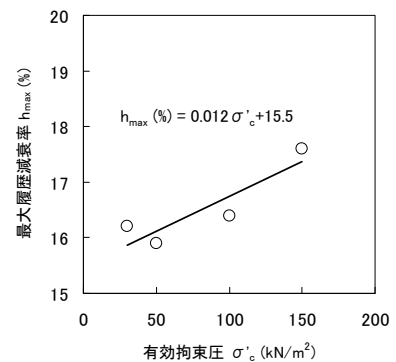


図18 有効拘束圧と最大履歴減衰率

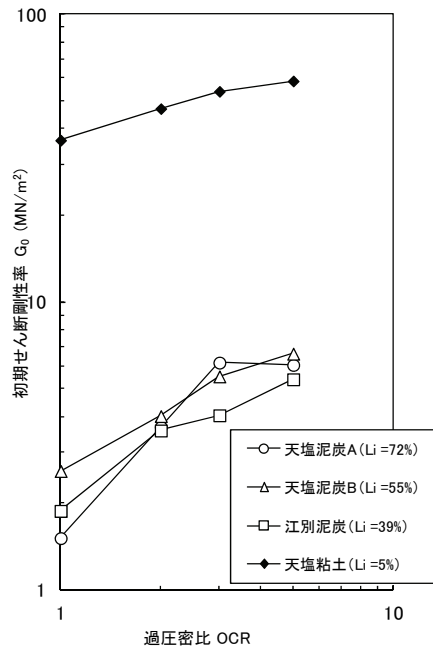


図19 過圧密比と初期せん断剛性率

ばす過圧密履歴の影響はほとんどないが、細粒分の多い砂では、過圧密履歴によって  $G_0$  の値が正規圧密状態に比べ増加するとしている。Kokusho et al.<sup>13)</sup>は、OCR=5~15の過圧密粘土の  $G_0$  が正規圧密粘土のそれより 35%程度大きいとしている。これに対して泥炭では、図 19 に示すように両対数軸上において OCR の増加に伴い  $G_0$  がほぼ線形的に増加した。この傾向は、粘土と比べて泥炭のほうが著しい。以上のことから、泥炭の  $G_0$  は過圧密履歴の影響を顕著に受けることがわかり、 $G_0$  を決定する際に、その過圧密履歴を考慮することが重要といえる。

図 19 の関係をより明確にするために、正規圧密状態の  $G_0$  ( $G_{0NC}$ ) に対する過圧密状態の  $G_0$  ( $G_{0OC}$ ) の比  $G_{0OC}/G_{0NC}$  と OCR の両対数上における関係を図 20 に示す。この際、基準である  $G_{0NC}$  のばらつきが結果を大きく左右する。したがって、平均的な  $G_{0NC}$  を 3.3.1 で述べた ( $G_{0NC} (\text{MN/m}^2) = 0.725W_c (\%)^{-0.32} \sigma'_c (\text{kN/m}^2)^{0.86}$ ) を用いて算出した上で、その値を使って実験から得た  $G_{0OC}$  を正規化した。いずれの試料においても、OCR の増加にしたがって、 $G_{0OC}/G_{0NC}$  がほぼ線形的に増加した。すなわち、両者の関係は  $G_{0OC}/G_{0NC} = \text{OCR}^m$  で表現できる。また、指数  $m$  は、試料によって異なり、粘土では  $m=0.3$ 、泥炭では  $m=0.59 \sim 0.82$  であった。近江ら<sup>9)</sup>は、天塩粘土と江別泥炭の中間程度の物性に相当する  $W_n = 85 \sim 360\%$  の泥炭で  $m=0.48$  を得ており、今回の実験結果の傾向に近い。これらのことは、OCR の指数  $m$  が定数ではなく、試料の物性によって異なることを示している。

Hardin and Black<sup>19)</sup>は、過圧密粘土の  $m$  が塑性指数に応じて変化するとしている。塑性指数のような物理インデックスから  $m$  を推定できると、実務において有用な情報となる。しかし、泥炭では、繊維質が多いため、コンシステンシー試験の実施が困難である。一方、泥炭の力学的定数は、 $W_n$  や  $Li$  と関連付けて整理されることが多い。今回の実験結果の整理を考えると、圧密の前後で変化しない値である  $Li$  が便利である。そこで、図 21 に  $Li$  と  $m$  の関係を示す。 $Li$  が増加するとともに、 $m$  が線形的に増加することがわかる。この関係は、 $m = 0.007Li (\%) + 0.27$  で近似できる。つまり、過圧密履歴を受けた泥炭の  $G_{0OC}$  は  $G_{0OC} = G_{0NC} \text{OCR}^{(0.007Li(\%)+0.27)}$  で表現することができる。

### 3.4.2 過圧密泥炭のせん断剛性率や履歴減衰率のひずみ依存性

代表的な結果として、天塩泥炭 B のせん断ひずみとせん断剛性比  $G/G_0$  の関係を図 22 に示す。正規圧密泥炭と過圧密泥炭を比較すると、過圧密泥炭は、全ての OCR において、正規圧密泥炭とほぼ同じ曲線であった。つまり、泥炭の過圧密履歴は、その  $G$  のひずみ依存性に対し

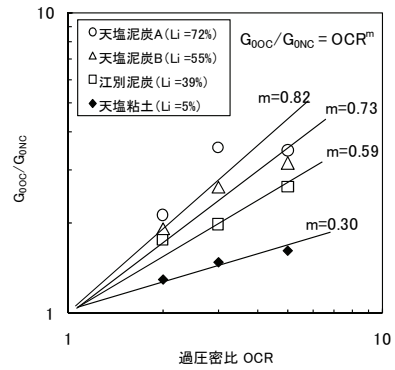


図 20 過圧密比と  $G_{0OC}/G_{0NC}$

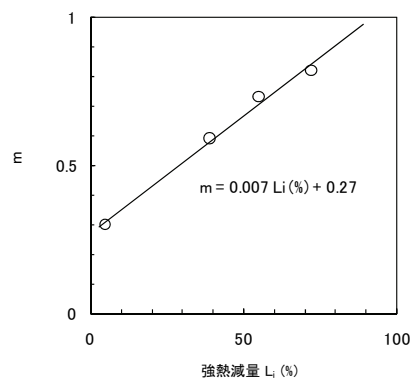


図 21 強熱減量と指数  $m$

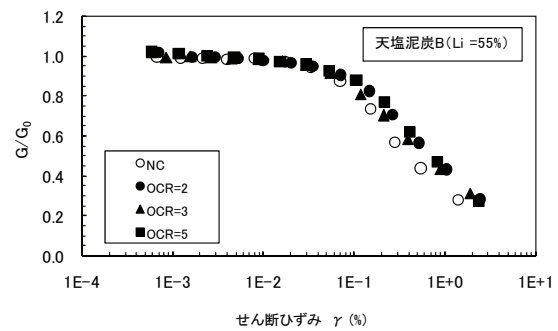


図 22 天塩泥炭 B のせん断ひずみとせん断剛性比

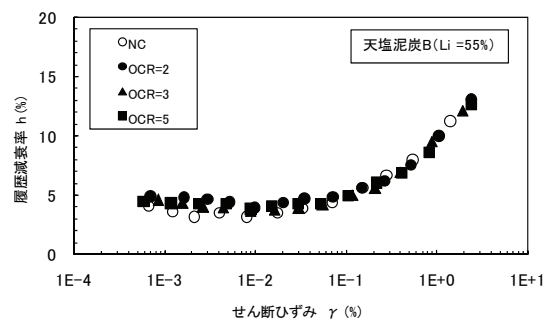


図 23 天塩泥炭 B のせん断ひずみと履歴減衰率

てほぼ影響を与えないと言える。岩崎ら<sup>16)</sup>や Kokusho et al.<sup>13)</sup>も、砂や粘土に関して  $G$  のひずみ依存性に及ぼす過圧密履歴の影響は少ないと報告している。なお、全てのケースにおいて、せん断ひずみ 0.03%程度から  $G/G_0$  の低下が見られ、せん断ひずみ 0.4~0.7%の時には 0.5 程度の  $G/G_0$  まで低下した。

図 23 に天塩泥炭 B のせん断ひずみと履歴減衰率の関係を示す。ここでも、過圧密泥炭は、全ての OCR において、正規圧密泥炭とほぼ同じ曲線であった。また、いずれの試料においても、0.1%程度より大きなせん断ひずみでは、ひずみが増加するにつれて履歴減衰率が増加した。

以上のように、泥炭のせん断剛性率および履歴減衰率のひずみ依存性に及ぼす過圧密履歴の影響は、ほとんどないことがわかった。すなわち、3.3.2 で得られた正規圧密泥炭の動的変形特性やその推定式は、過圧密泥炭にも適用できる。

#### 4. 泥炭地盤における地震動増幅（減衰）特性

泥炭地盤の地震時応答を明らかにするため、泥炭地盤内の有効拘束圧の違いが泥炭地盤の地震時挙動に及ぼす影響を把握することを目的に遠心力模型実験を実施した。なお、泥炭地盤は非常に軟弱であり、粘性土地盤と比べても、泥炭地盤は側方流動の影響が懸念されることから、せん断土槽を用いて実験を行った。

##### 4.1 実験条件

本実験は、実物の 1/50 縮尺である模型地盤をせん断土槽に作製し、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。実験に用いた土槽は、フレーム数 32 段のせん断土槽で、せん断フレーム間の摩擦は外部から供給する空気圧によって軽減している。入力波形は正弦波・100Hz (実物換算: 2Hz)、入力波数は 20 波、入力加速度は  $300\text{m/s}^2$  (実物換算 600gal) 相当である。模型作製の詳細は文献 20) を参照されたい。

実験は、泥炭地盤に作用する応力状態を変えて、全部で 4 ケース行った。作製した泥炭の主な物性値は表 1 の通りである。表 2 に実験ケースの一覧を、図 24 に各ケースの実験断面図を示す。ケース 1 は荷重なしの条件としているが、泥炭地盤を作製する途中に、予圧密 ( $20\text{kN/m}^2$ ) は行っている。ケース 2・3 は、鋼板で表 2 に示す荷重を土槽の全幅 700mm に等分布荷重を行った。ケース 4 は、実盛土を想定し、盛土荷重を行った。ケース 4 は、加速度計の設置箇所によって、応力が異なるため、FEM による弾塑性の全応力解析で応力分布を求めた。側方の境界条件は鉛直ローラー、底面の境界条件は

表 1 泥炭地盤の物性値

含水比 (%)	210~280
土粒子密度 ( $\text{g/cm}^3$ )	1.912
圧縮指数	3.11

表 2 実験ケースの一覧

	上載荷重	備考
ケース 1	無し	予圧密あり ( $20\text{kN/m}^2$ )
ケース 2	$90\text{kN/m}^2$	等分布荷重
ケース 3	$180\text{kN/m}^2$	等分布荷重
ケース 4	盛土荷重	図 24 参照

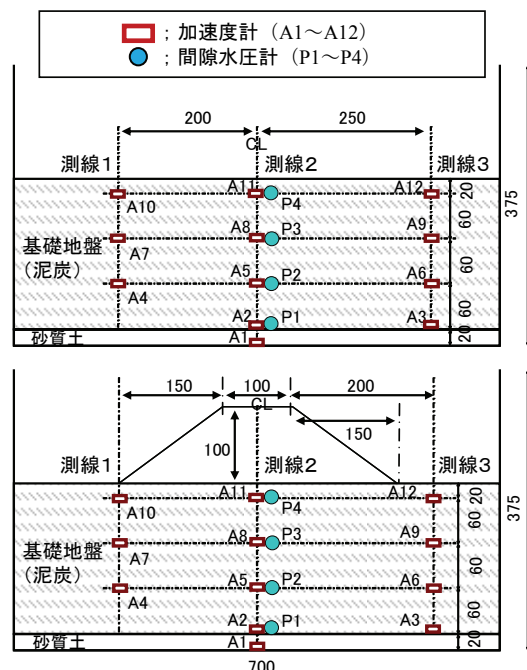


図 24 各ケースの断面図 (単位: mm)  
(上図: ケース 1~3、下図: ケース 4)

表 3 ケース 4 の有効応力

深さ GL-(m)	鉛直応力 ( $\text{kN/m}^2$ )			加速度計 設置No.
	測線1	測線2	測線3	
0	15	69	1	
1	13	71	3	A10,11,12
2	18	70	6	
3	22	70	9	
4	25	69	12	A7,8,9
5	28	69	16	
6	31	68	19	
7	33	67	22	A4,5,6
8	35	66	25	
9	36	64	28	
10	37	63	29	A2,3



固定とした。地盤のモデル化は、三軸 CD 試験などの結果から、盛土部の湿潤単位体積重量  $17.2\text{kN/m}^3$ 、粘着力  $4.0\text{kN/m}^2$ 、内部摩擦角  $32^\circ$ 、泥炭の水中単位体積重量  $1.0\text{kN/m}^3$ 、粘着力  $4.5\text{kN/m}^2$ 、内部摩擦角  $32^\circ$ 、ポアソン比は盛土・泥炭ともに  $0.3$  とした。表 3 に加速度計設置箇所の有効応力を示す。

## 4.2 実験結果

### 4.2.1 結果の整理について

以下の点に着目して、実験結果の整理を行った。

まず、载荷の有無が与える影響について整理するため、ケース 1 とケース 2・3 の比較を行った。

次に、等分布载荷と盛土载荷の影響を整理するため、ケース 1~3 とケース 4 の比較を行った。この際に、ケース 1~3 は等分布载荷であるので、測線 1~3 の同深度で得られた加速度を平均して整理した。また、計測深度ごとに、応力の違いが与える影響を整理した。

なお、応答加速度は、最大値と最小値の平均値から算出した。入力加速度は、土槽下面上の加速度計 A1 の計

測値を用いた。

### 4.2.2 载荷の有無の影響

図 25 に測線 1~3 の各ケースの応答加速度の比較を示す。応答加速度は入力加速度で正規化した。

ケース 1~3 の比較を行う。各測線とも同様の傾向を示しており、上载荷重の有無によらず、地表面付近の加速度は減衰傾向である。

また、上载荷重がない場合、泥炭地盤内の応答加速度は、地表面に向かって減衰傾向にある。上载荷重がある場合、一旦、泥炭地盤内で応答加速度は増幅する傾向にある。上载荷重が大きい方が応答加速度の増幅も大きい傾向にある。

### 4.2.3 等分布载荷と盛土载荷の影響

等分布载荷となるケース 1~3 の 3 測線の同深度での応答加速度を平均したものとケース 4 を比較したものを図 26 に示す。応答加速度は、入力加速度で正規化している。なお、ケース 2 の加速度計 A4 (測線 1 の地表面から 7m の位置) での計測値は、他の測線の傾向と異なる

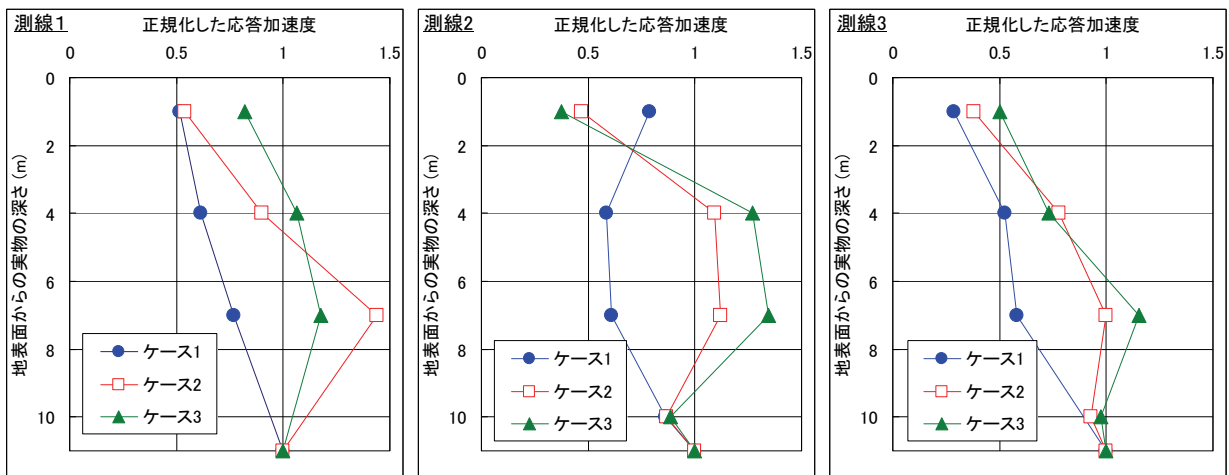


図 25 測線 1~3 の各ケースの応答加速度の比較 (入力加速度で正規化)

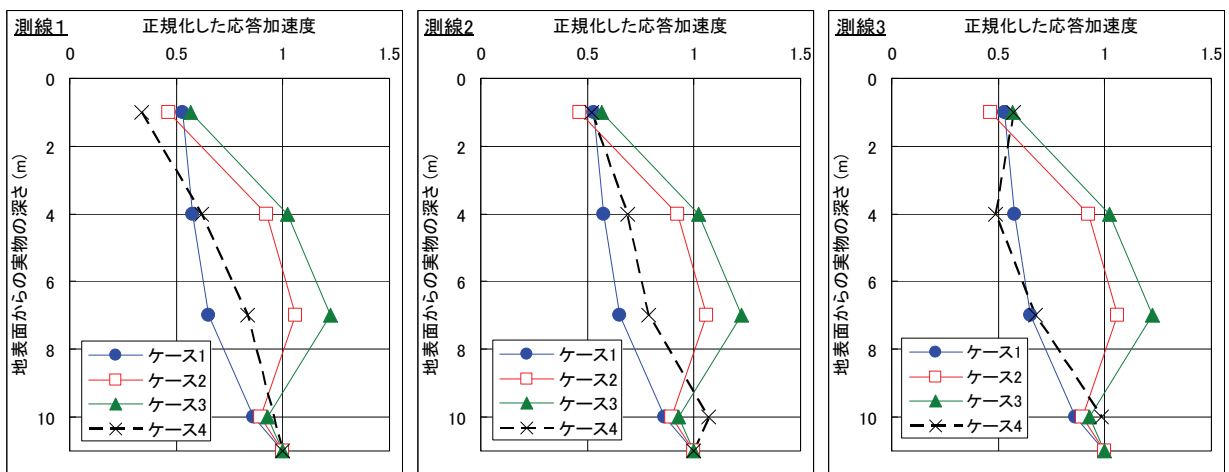


図 26 応答加速度の比較 (ケース 1~3 は測線 1~3 の平均)

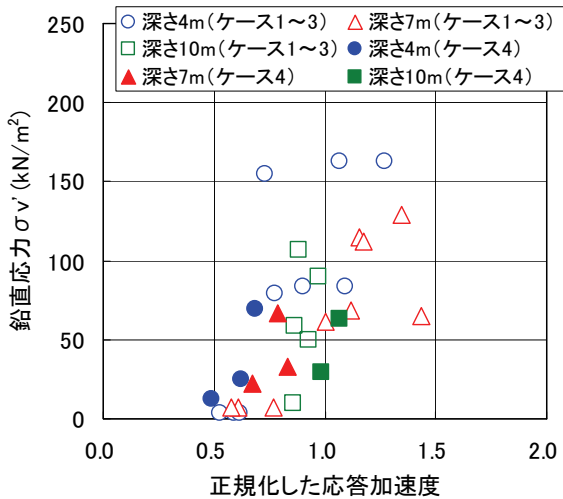


図27 鉛直応力と応答加速度の関係

ため、除外して平均した。

図26より、盛土による分布荷重においても、地表面付近の加速度は減衰傾向にある。ケース4の測線3の応答加速度は、ケース1(载荷:なし)と同様な傾向であった。ケース4の測線1・2の応答加速度は、ケース1とケース2の中間的な減衰傾向を示した。

#### 4.2.4 応力の違いが与える影響

図27の白抜きマークはケース1~3の深度ごとの正規化した応答加速度と鉛直応力の関係を示し、塗りつぶしたマークはケース4の深度ごとの正規化した応答加速度と鉛直応力の関係を示す。ケース2・3は、等分布载荷で単純な断面であるため、ニューマークの計算式を用いて、深度ごとに有効応力を求めた。ケース4の応力は全応力解析から求めた値(表3)を用いた。

全体の傾向としては、応力大きいと応答加速度の減衰が小さいまたは増幅が見られる(図27のグラフの右上に伸びる方向)。また、ケース1~3の深さ10mでの計測値(図27の□)を除くと、同じ応力が作用している場合、深さが深い方が応答加速度の減衰が小さいまたは増幅が見られる。

### 5. 泥炭地盤上盛土の動的遠心力模型実験

#### 5.1 実験の目的

過年度に実施した一般研究「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」において、泥炭地盤上の盛土の地震時被害は、主に盛土自体の液状化(図28)によって発生することを明らかにした。ここでは、動的遠心力模型実験に基づき、泥炭地盤上の盛土の耐震補強技術を検討する。

耐震補強技術の検討を遠心力模型実験で行う場合、ま

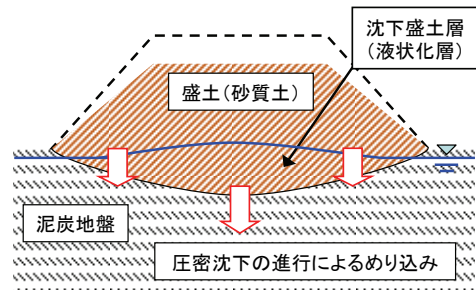


図28 盛土の液状化の発生概念図

ず実験において事象の再現をすることが必要となる。2. で述べたが、北海道において、1993年釧路沖地震により十勝川河川堤防が盛土自体の液状化を伴って大崩壊が生じた(図1、写真1)。破壊モードの特徴として、盛土底部の液状化に起因した天端の沈下と側方流動が挙げられる。また次章で記すが、被害を受けた河川堤防は水位が基礎地盤(地表面)より高く、盛土内に高い水位が形成されていたようである。

これらを踏まえ、泥炭地盤に盛土がめり込み沈下し、かつ水位が高い状態を模擬した動的遠心力模型実験(遠心場:50G)を行い、破壊モードの再現を図った。併せて、その再現ケースを基本とし、泥炭地盤上盛土の地震時挙動に及ぼす盛土条件の影響を明らかにするために盛土内水位を変えたケース、盛土の締固め度を変えたケースの実験を行った。併せて効果的な対策工を検討することを目的に、盛土のり尻にふとん籠を施したケースの実験を行い、ケース間で地震時挙動や被害程度の比較を行った。

#### 5.2 実験手法および実験条件

表4に実験条件一覧を、図29にケース1、4模型の断面を示す。ケース1は再現を目的とした無対策のケース、ケース2はケース1に対し盛土内水位を下げたケース、

表4 実験条件一覧

		ケース1	ケース2	ケース3	ケース4
上部盛土	高さ	100mm(5m)			
	天端幅	100mm(5m)			
	のり面勾配	1:1.5			
	締固め度	85%	85%	90%	85%
沈下盛土層	厚さ	40mm(2m)			
	締固め度	80%程			
	盛土内水位	高	低	高	高
加振条件	加振波	正弦波40波			
	周波数	75Hz(1.5Hz)			
	入力加速度	(533gal)	(574gal)	(544gal)	(590gal)
対策工		なし			ふとん籠
遠心力		50G			

※括弧内は実物換算値

※盛土内水位高:沈下盛土層下端から3.2m程(実物換算)

※盛土内水位低:沈下盛土層下端から2.5m程(実物換算)

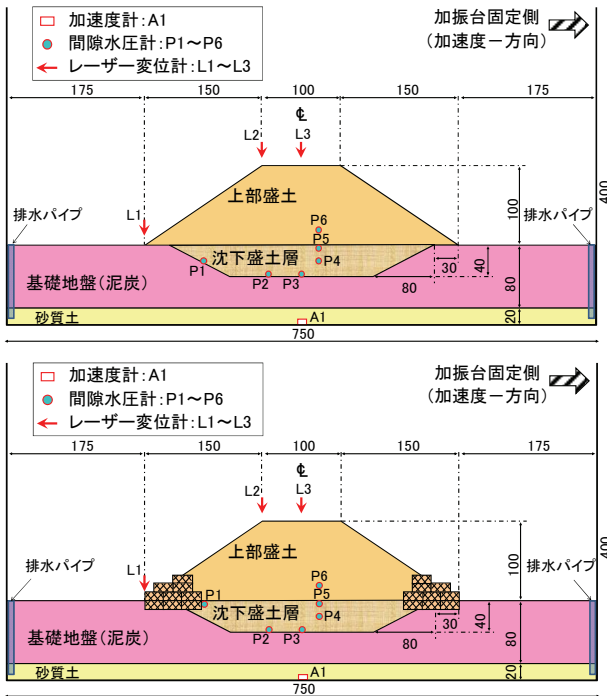


図29 模型断面図 (単位mm) (奥行き200mm)  
(上図: ケース1、下図: ケース4)

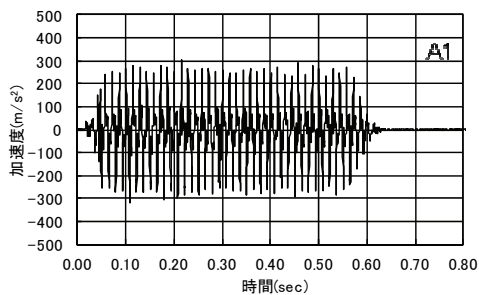


図30 入力加速度波形 (ケース1)

ケース3はケース1に対し盛土の締固め度を上げたケース、ケース4はケース1に対策工(ふとん籠)を施したケースである。ここで、各ケースの盛土内水位は加振直前に水圧計で計測した水圧から算出している(盛土内水位の形成方法は後述する)。なお表中の入力加速度は土槽底部に設置した加速度計(図29参照)で計測された加振加速度を実物換算した値である。ケース1における入力加速度波形を図30に示す。

使用した盛土材(上部盛土および沈下盛土層)は北海道内で採取した山砂である。試料の主な物性値を表5に示す。基礎地盤材として使用した泥炭は、園芸用ピートモスとカオリン粘土を1:1で混合し、初期含水比600%に調整したものである。なお、園芸用ピートモスは、60°Cで乾燥させた後、0.85mm以下に粉碎したものをを用いた。作製した泥炭の主な物性値等を表6に示す。表中の含水比は後述する基礎地盤作製の過程で予圧密等を行った後

表5 盛土材(沈下盛土層含む)の物性値

土粒子の密度( $g/cm^3$ )	最大乾燥密度(A-c法)( $g/cm^3$ )	最適含水比(%)	50%粒径(mm)	細粒分含有率(%)
2.671	1.468	25.6	0.267	5.8

表6 基礎(泥炭)地盤の物性値等

土粒子の密度( $g/cm^3$ )	含水比(%)	圧縮指数	透水係数(変水位)	強熱減量(%)
1.991	260~290	2.71	2.07E-07	50

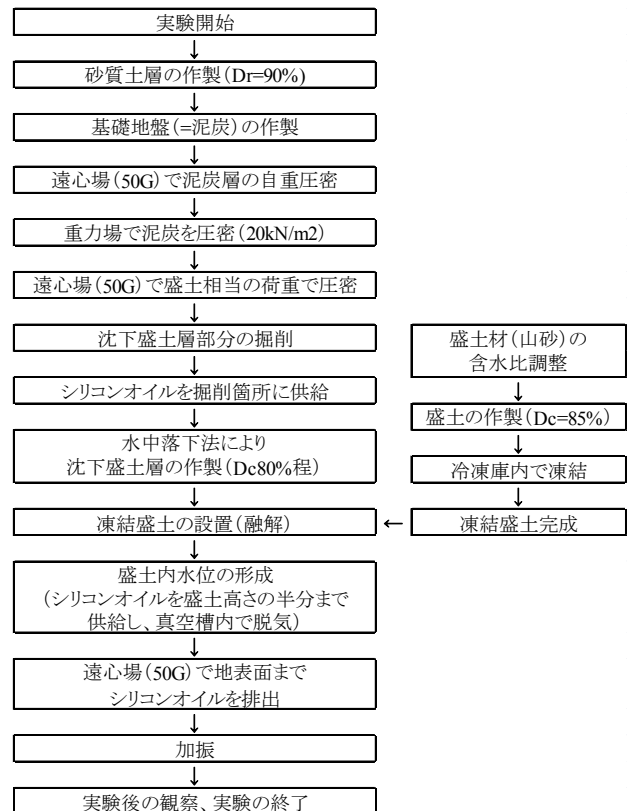


図31 実験手順(ケース1の例)

の値である。

ケース1を例に図31に実験の手順を示す。泥炭層下部に排水層として、空中落下法により相対密度 $Dr=90\%$ の砂層(豊浦砂)を作製する。砂層は、土槽下部からポーラスストーンを介して脱気水を供給し飽和させた。次いで、作製した泥炭を土槽に投入した後、遠心場(50G)で泥炭層を自重圧密させた。次に、重力場において、ベロフラム式エアースリンダーを用いて、一次元圧密を実施した。順次、圧力を上げていき、最終圧密圧力は $20kN/m^2$ とした。一次元圧密終了後、遠心場(50G)において、盛土相当の荷重で圧密を行った。

以上の手法で泥炭地盤を作製した後、沈下盛土層を作製する。

沈下盛土層は、所定の形状に泥炭地盤を掘削し、掘削箇所へ水の50倍の動粘性度を持つシリコンオイルを供

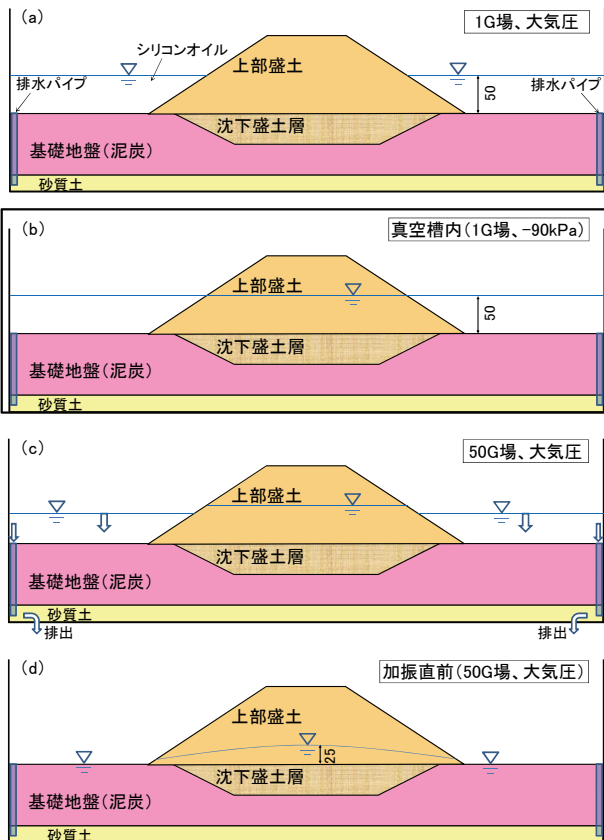


図32 盛土内水位形成過程 (単位: mm)

給した後、そこに水中落下法により盛土材(山砂)を締固め度  $D_c \approx 80\%$  (相対密度  $D_r \approx 35\%$ ) で投入した。実際の盛土は、基礎地盤の圧密の過程で盛土底部の密度や拘束力が低下することが指摘されている<sup>2)</sup>。実験においても、実験の過程で盛土底部の密度や拘束圧の低下を再現することが望ましいが、それらを制御し、実験条件を同一とすることが困難であるため、上記の手法でその状態を模擬した。

沈下盛土層を作製した後、別途所定の締固め度(含水比は20%とした)で作製した凍結盛土を沈下盛土層上に設置し、融解させた(ケース4に関しては凍結盛土設置前にふとん籠1段目を設置)。

ケース2に関してはここで模型の作製は終了となり、遠心場(50G)で加振を行う。一方、ケース1、3、4に関しては、盛土内水位形成過程に入る。

シリコンオイルを地表面から盛土高さの半分(50mm)まで供給し(図32(a))、真空槽内で脱気することで盛土内にシリコンオイルを供給した(図32(b))。この時、模型を観察しながら徐々に負圧を作用させ、最終的な負圧は $-90\text{kPa}$ とした。 $-90\text{kPa}$ の負圧作用時間は12時間程度である。その後、遠心場(50G)において、電磁弁を操作することで、泥炭地盤に埋め込んだ排水パイプ

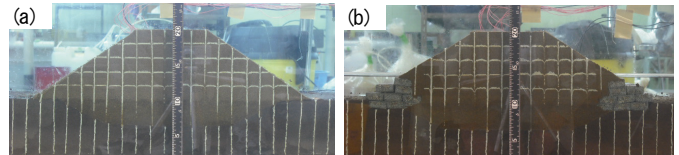


写真2 作製された実験模型

(a) ケース1、2、3 (b) ケース4

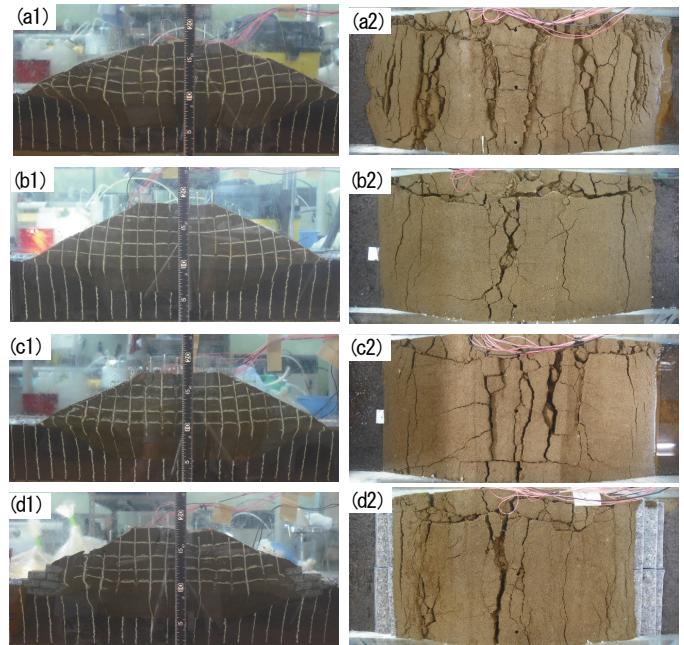


写真3 加振後の状況

(a1)、(a2) ケース1 (b1)、(b2) ケース2  
(c1)、(c2) ケース3 (d1)、(d2) ケース4

を介して、シリコンオイルを土槽下部から排出し(図32(c))、その後盛土内に水位が形成された状態(図32(d))で加振を行った。なお、シリコンオイル排出終了のタイミングは盛土周辺の水位が基礎地盤面(地表面)に達した時(カメラで確認)とし、盛土内の水位高さは、間隙水圧計の値により確認した。

### 5.3 実験結果と考察

#### 5.3.1 実験後の観察

写真2、3に各ケースの加振前後の状況を示す。模型内に作製したメッシュからは、いずれのケースも天端が沈下し、のり面がはらみ出す傾向が確認されるが、ケース1で顕著に現れている。水位が低いケース2の盛土の変状は全体的に小さく、盛土内水位が高いが盛土の締固め度も高いケース3では、全体的な変状は限定的だがのり尻付近の側方への変状が局所的に生じていることが確認される。このことは、側方流動に対しては盛土内水位の影響が強いことを示唆している。上面から観察すると、ケース1では天端、のり面ともに大きな亀裂が生じている。ケース2、ケース3は共に天端に亀裂が生じている

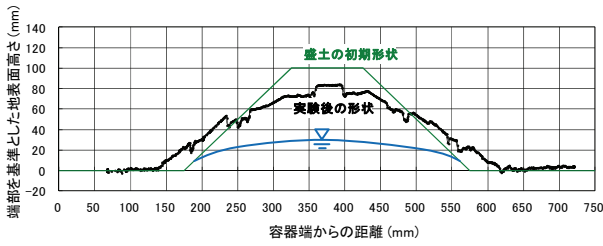


図33 加振前後の盛土形状比較 (ケース1)

が、のり面の亀裂は限定的である。ケース4はケース2、3と同様の傾向ではあるが、のり面に細かい亀裂が多く見受けられる。これは、ふとん籠が設置されていない場合(ケース1)はのり面に大開口の亀裂が生じていることを考えると、ふとん籠により強制的に側方流動を抑えた結果と思われる。

次いで、被災事例の再現を目的としたケース1に関して、より詳細に考察する。図33はケース1の加振後に、重力場においてレーザー変位計により計測した地表面の形状を初期形状に重ね合わせた図である。図中には加振直前に間隙水圧計で計測した水圧から得た盛土内の水位線を参考に示している。この図より、加振により盛土天端が沈下し、のり面がはらみ出し側方に流動している様子が確認できる。また、天端およびのり面に生じた亀裂に着目すると、その方向は鉛直方向であることがわかる。これは、盛土底部(直下)が液状化することで、上部盛土が自重により鉛直方向に落下(沈下)したためだと思われる。このような変状は次章で述べる1993年釧路沖地震による河川堤防被害でも見られており、本ケースにより泥炭地盤上盛土の地震時破壊モードを再現できたとと言える。

### 5.3.2 盛土の変状

地震動による盛土の変状に関して、より定量的に把握するために、各ケースの加振による堤防の鉛直変位およびのり尻の側方変位を図34に示す。なお鉛直変位は、天端中央とのり肩に設置したレーザー変位計により遠心場(50G)で計測された値で、のり尻の側方変位は加振後に重力場(1G)で測定した値である。なお変形量は実物換算した値で示している。

この図より、天端中央の沈下量でケース2が最大となっているが、のり肩沈下量、のり尻側方変位量はケース1が最大で、のり肩沈下量は1m以上、のり尻側方変位量は2mとなっている。天端中央の沈下量に関してケース1が最大を示さなかった理由は、図33で確認できるが、天端中央に残された突起を計測したためである。

ケース1に対して水位を下げたケース2は天端中央、のり肩の沈下量、のり尻の側方変位量はそれぞれ75cm

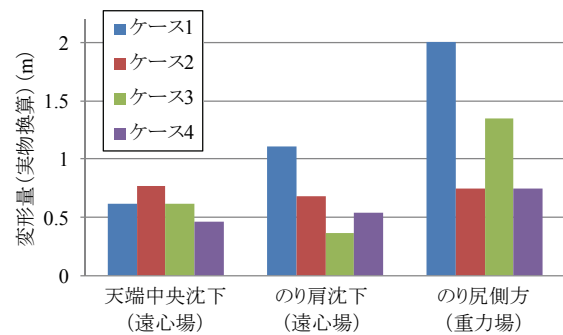


図34 各計測箇所における変形量

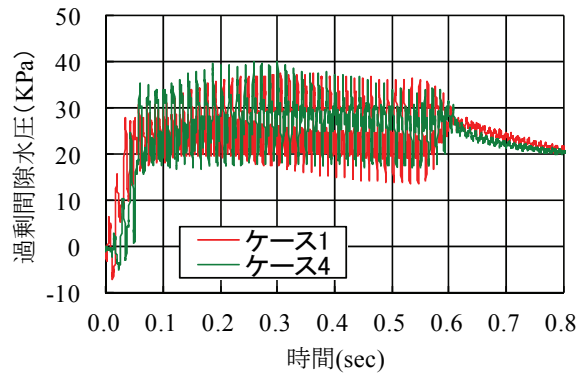


図35 のり尻下部(沈下盛土層内)の間隙水圧

程で、ケース1より小さい。また、それぞれの変位量が同程度であるため、写真3(b1)で示したメッシュの乱れが小さかったと思われる。

ケース1に対して盛土の締固め度を上げたケース3の沈下量、側方変位量は、ケース1より小さく、沈下量に着目するとケース2よりさらに小さい。ただし側方変位量はケース2より大きい値を示している。盛土の締固め度を上げることで沈下量は抑制されたが、盛土内水位が高いために水位以下ののり尻付近が加振により泥寧化したためと考えられる。

ケース1に対してのり尻にふとん籠を施したケース4は沈下量、側方変位量ともにケース1より抑制されている。その量は、沈下量で50cm程度、側方変位量で75cm程度で、ふとん籠をのり尻に4段設置することで5割ほど変形を抑制可能であり、対策工としてある程度の効果が期待されることが明らかとなった。

### 5.3.3 盛土内の過剰間隙水圧

ふとん籠は碎石で作製されているため、のり尻付近の過剰間隙水圧の発生を抑制する効果が期待される。そこで図35にケース1とケース4における沈下盛土層内に設置したのり尻下部(図29のP1)の間隙水圧の加振時経時変化を示す。なおケース2、3の間隙水圧の発生挙動はケース1と類似している。

図より、当該箇所において、加振時に過剰間隙水圧が



な設置方法を提案すべく検討を進める。

## 7. 地震時自重変形解析の泥炭地盤上盛土への適用

### 7.1 目的

地震時の土構造物の変形量を算出する手法はいくつか提案されているが(ニューマーク法や動的解析等)、液状化に伴う盛土の変形を簡便かつ精度よく静的に算定する方法としては、液状化の発生による土層の剛性低下を仮定するとともに、土構造物としての自重を作用させ、その変形を有限要素法により算定する方法(有限要素法を用いた自重変形解析法)が、「河川構造物の耐震性能照査指針・解説」で紹介されている。この解析手法は、安田ら<sup>23)</sup>により提案されており、安田らは本解析手法を「液状化に伴う残留変形解析(Analysis for Liquefaction-induced Deformation)」、略してALIDと称していることから、本報においても以降ALIDと記述

する。

本章では、先述した被災メカニズムである、泥炭地盤上に構築された盛土の大規模地震による被災事例をもとに再現解析を行い、本手法(ALID)の泥炭地盤上盛土への適用性の検討結果を報告する。

### 7.2 解析対象断面の概要

解析対象の盛土断面は、1993年釧路沖地震で被災した釧路川左岸 KP9.85 の堤防断面(以下、釧路川堤防)と、2003年十勝沖地震で被災した牛首別川左岸 KP4.0 の堤防断面(以下、牛首別川堤防)である。各地震の諸元を表7に、被災後の各地質横断図を図39に示す。

釧路川堤防は、その被災後の調査により次のことがわかっている。基礎地盤の表層には圧縮性の大きな泥炭(Ap)が分布し、盛土(B)はこの泥炭の沈下で基礎地盤に沈み込んでいる。泥炭の下位にはN値10~20程度の緩い砂層(As)が厚く堆積し、以深は粘性土と砂質土が互層を

表7 1993年釧路沖地震と2003年十勝沖地震の諸元

地震名	発生日時	最大震度	マグニチュード	震源地	震源の深さ
釧路沖地震	1993年1月15日	6	M7.5	釧路沖	101km
十勝沖地震	2003年9月26日	6	M8.0	十勝沖	45km

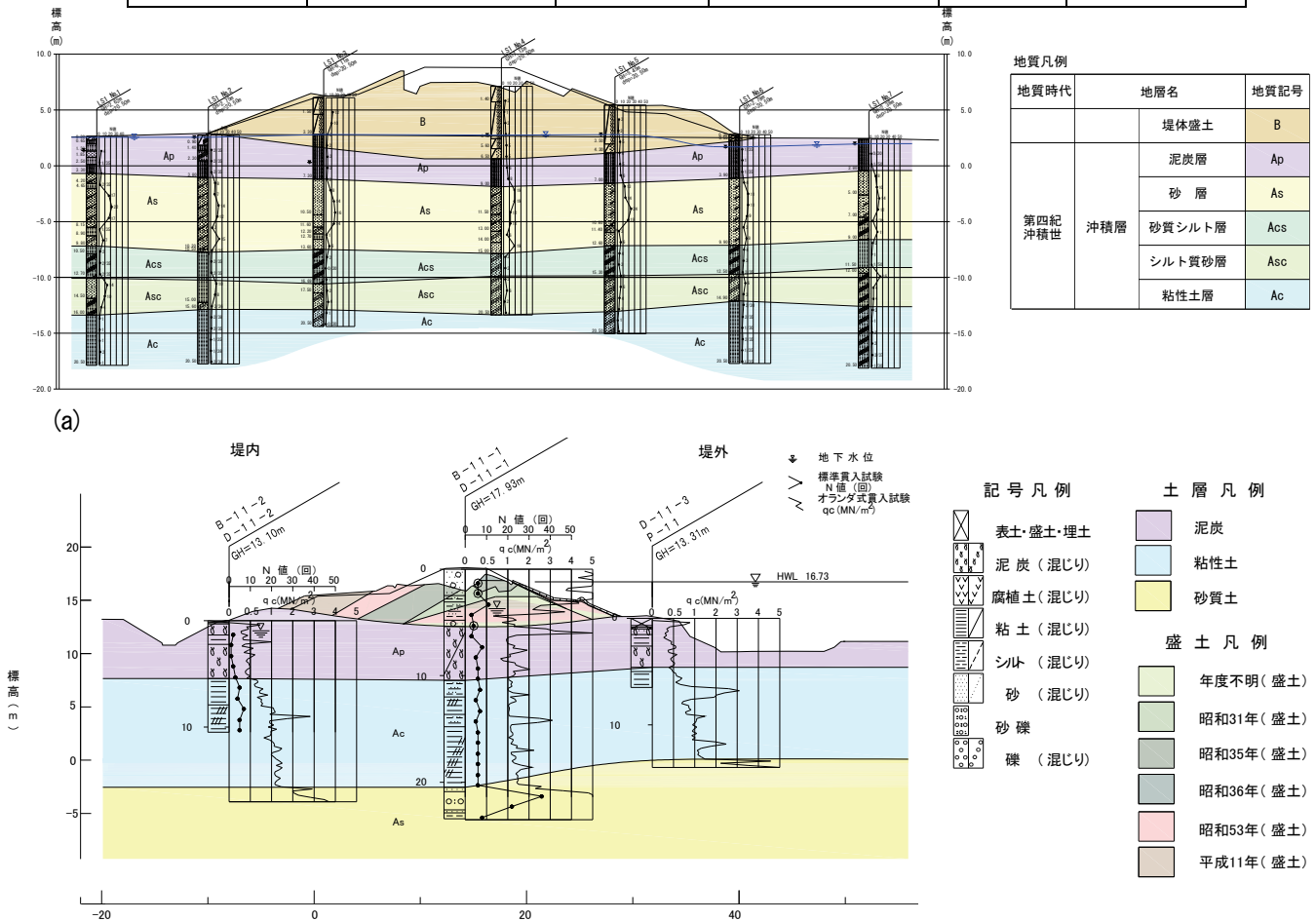


図39 解析対象断面 (a) 釧路川堤防 (b) 牛首別川堤防

呈している。深度 20m を過ぎても基盤層は確認されていない。盛土(B)は、火山灰質の砂を構成物とし、地下水位以下の N 値が 6 以下である。地下水位はこの盛土内の高くに位置し、盛土底部では広い範囲に渡り飽和状態にあったものと考えられる。

釧路川堤防の被災形態は、天端で最大 1.9m の沈下・陥没が発生し、堤内側の法肩部に段差を伴う縦断亀裂が見られた。また、表法面は崩壊し、はらみだしが生じた。このような被害が生じた原因として、①地下水面以下となった堤体砂質材料の液状化、②基礎地盤の砂層(As)の液状化、が考えられる。

牛首別川堤防に関しては、基礎地盤の上部には圧縮性の大きな泥炭(Ap)および軟弱粘性土(Ac)が厚く堆積し、盛土はこれらの土層の沈下で基礎地盤に沈み込んでいる。その下位は砂質土(As)が分布し、そのN値は20~35を示す。なお盛土センターで確認された盛土材は、築造年代の違いで、地下水位より上位は礫混じり砂、下位は礫混じり砂質シルトと礫混じり砂である。地下水位以下の盛土のN値は3程度と非常に緩く、盛土底部の盛土材は飽和状態にある。

牛首別川堤防の被災形態は、天端で最大 2m の沈下・陥没が発生し、裏法面は崩れ、水平変位が生じた。表法面には目立った変状は確認されていない。このような被害が生じた原因として、①地下水面以下となった堤体砂質材料の液状化、が考えられる。

### 7.3 自重変形解析 (ALID)

#### 7.3.1 概要

ALID は、数値解析的には有限要素法 (FEM) に基づくもので、特徴としては、液状化に伴う盛土の変形を基礎地盤の砂質土層が液状化し砂質土層の剛性が低下したことに起因して発生するものと仮定し、解析における外力として盛土および土層の自重のみを考慮する静的な自重変形解析である。

液状化した土層の剛性低下の特徴は、図 40 に示すような剛性低下のない地震前と、液状化が発生し土層の剛性が低下した時のせん断応力  $\tau$  ~ せん断ひずみ  $\gamma$  関係の模式図で示される。液状化した土層は、状態点 O 点 ~ C 点までは液状化の発生により剛性が非常に小さい状態にあるが、C 点を越えて変形が進むと剛性が急激に回復するような挙動を示す。この挙動はバイリニア型のせん断応力  $\tau$  ~ せん断ひずみ  $\gamma$  関係でモデル化される。

地震前の状態から液状化が発生するまでの土層の応力状態は、O 点 ~ A 点までの応力の経路をたどる。次に、液状化が発生し、砂質土層の剛性が低下した状態の応力状態は、A 点から C 点へと移行する。地震により発生したせん断ひずみは  $\gamma_A - \gamma_C$  であり、これが液状化時の剛性

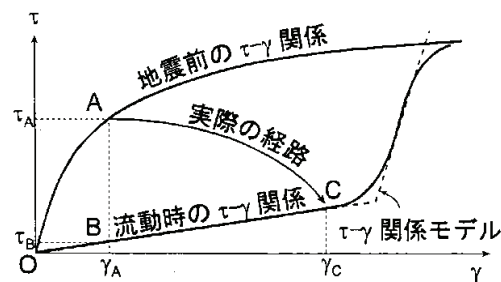


図 40 地震前と液状化時のせん断応力  $\tau$  ~ せん断ひずみ  $\gamma$  関係の模式図

低下に伴う変形である。液状化層の剛性低下を考慮した解析では、A 点 → B 点 → C 点の経路にしたがってこの過程を追跡し、変形量を算定することになる。

ALID は基礎地盤の液状化解析には実績があるものの、盛土の液状化解析にはその適用性は明確になっていない。本章では泥炭地盤にめり込み沈下した盛土の液状化に関して ALID の適用性を検討するものである。

#### 7.3.2 液状化層の検討

先に述べた通り、ALID では液状化に伴う地盤の剛性低下に起因する変形を取り扱うため、対象断面の液状化層を明らかにする必要がある。ここで、「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」(以下、道示) に従い対象断面の液状化の判定を行う。

道示では、次の 3 つの条件全てに該当する土層に対し、液状化の判定を行う必要があるものとしている。

- 1) 地下水位が地表面から 10m 以内にあり、かつ地表面から 20m 以内の深さに存在する飽和土層。
- 2) 細粒分含有率 FC が 35% 以下の土層、または FC が 35% を超えても塑性指数  $I_p$  が 15 以下の土層。
- 3) 50% 粒径  $D_{50}$  が 10mm 以下で、かつ 10% 粒径  $D_{10}$  が 1mm 以下である土層。

釧路川堤防においては、上記 3 条件全てに該当する土層は、盛土(B)と砂層(As)であった (図 39 (a) 参照)。

牛首別川堤防においては、堤防の築堤年代によって盛土材量が異なっており、主な構成物は礫混じり砂、礫混じり砂質シルトであった。その中で地下水位以深にある盛土のうち、礫混じり砂は、 $FC < 35\%$  であり、液状化判定の対象土層であった。

液状化の判定に必要なとなる水平震度は、牛首別川堤防に関しては、その被災地点(左岸 KP4.0)は直近の気象庁の震度観測点(豊頃町茂岩本町)から直線距離で 1km 程度であるため、観測記録(最大加速度 543.8gal)から得た。一方、釧路川堤防の被災地点(左岸 KP9.85)は直近の気象庁の震度観測点(釧路市幣舞町)から直線距離で 10km 程度離れている。その観測点における最大加速度



(919.3gal)を基に、一次元地震応答解析により被災地点の加速度を算出したところ 294gal であった。また、北海道開発局で設置している広里地震計(釧路川左岸 KP7.4、被災地点から直線距離で 2km 程度)における最大加速度が 320gal であったことも踏まえ、被災地点の最大加速度は 300gal とし、水平震度を得た。

これらの水平震度や盛土等の N 値を用いて行った道示による液状化判定の結果、釧路川堤防においては盛土(B)と砂層(As)ともに FL (液状化に対する抵抗率) が 1.0 未満(盛土(B)で FL≒0.5、砂層(As)で FL≒0.6)となり、液状化する土層と判定された。また牛首別川堤防においては盛土(礫混じり砂)の FL が 1.0 未満 (FL≒0.3) となり、同じく液状化する土層と判定された(以降、牛首別川堤防の盛土も B と表記する)。

以上より、ALID では上記土層を液状化層として扱うこととする。

### 7.3.3 境界条件等

対象断面の有限要素メッシュを図 41 に示す。モデルの鉛直方向は、現地盤面から深度 20m までを対象とし、幅方向は、天端中央から堤防敷幅の 5 倍程度とした。境界条件は、左右側面は水平方向固定で鉛直方向自由、下端は水平・鉛直方向とも固定とした。

### 7.3.3 地盤パラメータ

解析に用いた地盤パラメータ等を表 8 に示す。表中の注記にもあるが、基本的に試験を行っているものは試験値を、試験を行っていないものは、既往の一般値や推定値等を使用している<sup>24,25,26)</sup>。

図 42 は液状化層における剛性低下を、液状化に対する抵抗率 FL および繰返し三軸強度比 RL の関係で整理したものである<sup>27)</sup>。ALID においてはこの関係をもって液状化層の各要素の剛性を自動的に算出している。

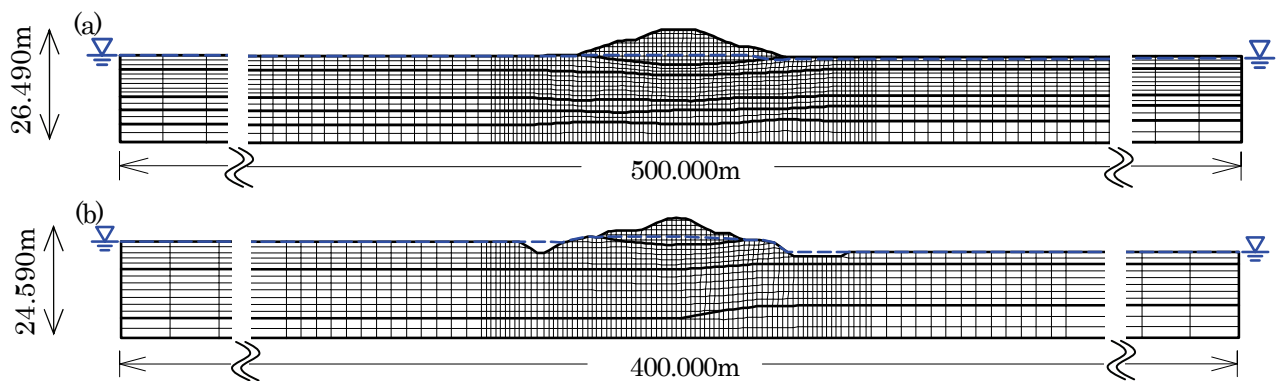


図 41 有限要素メッシュ (a) 釧路川堤防 (b) 牛首別川堤防

表 8 解析に使用した地盤パラメータ等一覧

対象盛土	土層記号	適用モデル	代表 N 値	単位体積重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	せん断剛性率 (kN/m <sup>2</sup> )		ポアソン比 (地震前) $\nu$	粘着力 $c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	せん断抵抗角 <sup>※7)</sup> $\phi' (^{\circ})$	圧縮指数 $C_c$	膨張指数 $C_s$	限界状態応力比 $M$	基準間隙比 $e_0$	過圧密比 $OCR$	静止土圧係数		繰返し三軸強度比 <sup>※8)</sup> $R_L$	相対密度 $D_r$ (%)
					地震前 $G$	液状化時 $G_1$									正規圧密 $K_{0NC}$	過圧密 $K_{0OC}$		
釧路川堤防	B	MC-DP <sup>※1)</sup> (弾塑性体 <sup>※2)</sup> )	3	17.0	3295	要素毎に設定 <sup>※5)</sup>	0.27	0	38	-	-	-	-	-	0.38	-	0.16	38
	Ap	カムクレイモデル <sup>※3)</sup> (弾塑性体)	-	11.3	72 <sup>※4)</sup>	※6	0.27	0	39	4.06	0.81	1.60	7.5	4.1	0.37	0.91	-	-
	As	弾塑性体 (液状化時剛性低下)	12	17.2	13338	要素毎に設定 <sup>※5)</sup>	0.26	0	41	-	-	-	-	-	0.35	-	0.24	58
	Acs	弾塑性体	2	16.1	2100	$G=G_1$	0.33	0	30	-	-	-	-	-	0.50	-	-	-
	Asc	弾塑性体	6	17.0	6238	$G=G_1$	0.35	0	28	-	-	-	-	-	0.53	-	-	-
	Acs	弾塑性体	1	16.0	1050	$G=G_1$	0.33	0	30	-	-	-	-	-	0.50	-	-	-
牛首別川堤防	B	MC-DP <sup>※1)</sup> (弾塑性体 <sup>※2)</sup> )	6	19.0	6300	要素毎に設定 <sup>※5)</sup>	0.33	0	30	-	-	-	-	-	0.50	-	0.17	32
	Ap	カムクレイモデル <sup>※3)</sup> (弾塑性体)	-	11.0	110 <sup>※4)</sup>	※6	0.28	0	37	2.84	0.57	1.52	6.2	1.0	0.39	0.39	-	-
	Ac	弾塑性体	6	17.0	6300	$G=G_1$	0.33	0	30	-	-	-	-	-	0.50	-	-	-
	As	弾塑性体	29	19.0	31256	$G=G_1$	0.3	0	35	-	-	-	-	-	0.43	-	-	-

※1 MC-DPモデルは、破壊基準にMohr-Coulombを、降伏曲面にDrucker-Pragerを用いた弾塑性モデル。  
 ※2 地下水位以下の盛土(B)は液状化層として扱い、液状化時は剛性低下を考慮する。  
 ※3 カムクレイモデルは、泥炭の圧密とせん断による体積変化を統一的に記述できる弾塑性モデル。  
 ※4 この値は盛土前(索地部)のGである。カムクレイモデルにより、盛土構築による圧密沈下(塑性変形)を考慮したGが自動計算される。(→※6)  
 ※5 液状化に対する抵抗率 $F_L$ および $R_L$ と、図40の関係から、解析プログラム内で液状化層の要素に対して自動計算される。  
 ※6 解析プログラム内で盛土の荷重をもとに自動計算される。  
 ※7 釧路川堤防の盛土(B)および砂層(As)は試験値を使用した。  
 ※8 釧路川堤防の砂層(As)の $R_L$ は試験値を使用し、それ以外はN値からの推定値である。

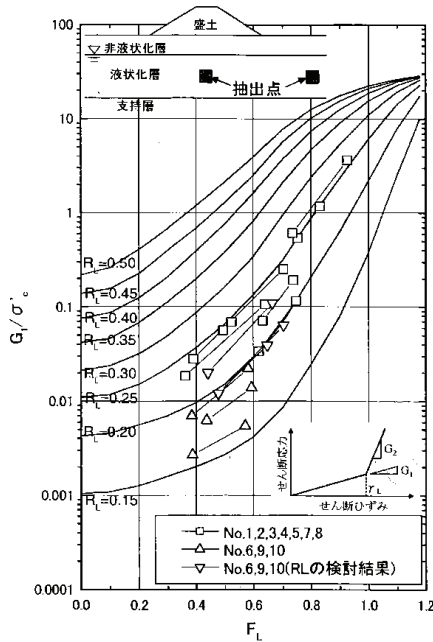


図 42 FL が 0.8 より小さい範囲のせん断剛性比と FL, RL の関係 (豊田ら<sup>27)</sup>)

## 7. 4 結果と考察

### 7.4.1 釧路川堤防

地下水位以下の盛土と基礎地盤の砂層(A<sub>s</sub>)が液状化する条件で行った解析結果を図 43 に示す。図より基礎地盤において大きな側方流動が発生し、盛土の沈下は実測より極めて過大である。その他、現地では確認されていない盛土法尻から少し離れた箇所での地盤の隆起が解析では生じている。

折敷ら<sup>28)</sup>は、基礎地盤の砂層では周辺の地下水位記録から、地震時に過剰間隙水圧の上昇が確認されたが、地震後に実施された開削調査の結果、泥炭層の上面にはすべり面は確認されず、砂層の液状化は今回の被害には影響がなかったと結論付けている。このことは、砂層において地震時に過剰間隙水圧がある程度発生したものの、砂層のせん断強度は完全には消失していなかった可能性を示唆している。

以上を踏まえ、砂層を非液状化層と仮定して試算した結果を図 44 に示す。この図より、先の結果と比較し、実際の被災状況を良く再現していると思受けられる。しかし、盛土天端中央、両法肩の沈下量を比較すると(図 45 (図中の数字は解析結果図の数字に対応))、実測値より若干過小に評価している。対象地点において砂層は液状化と非液状化の間のような挙動をしていた、もしくは盛土と砂層に挟まれた泥炭層の挙動を適切に表現できなかったことが推測され、今後の課題といえる。

### 7.4.2 牛首別川堤防

図 46 に地下水位以下の盛土が液状化する条件で実施

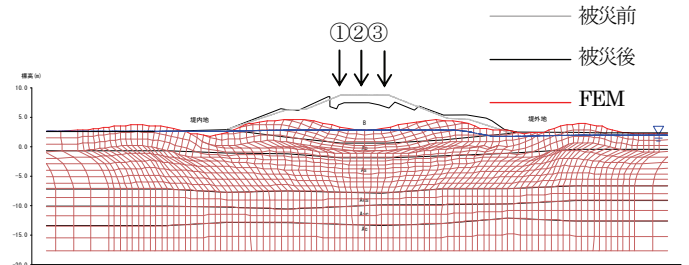


図 43 釧路川堤防の再現解析結果

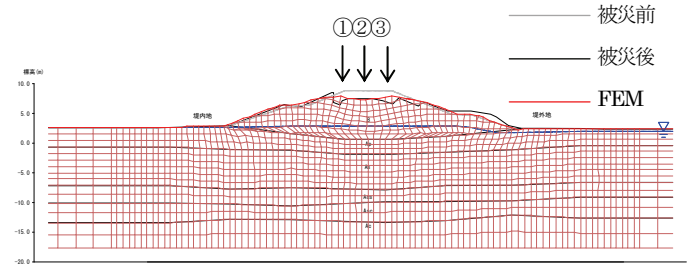


図 44 釧路川堤防の再現解析結果

(基礎地盤砂層(A<sub>s</sub>)を非液状化層とした場合)

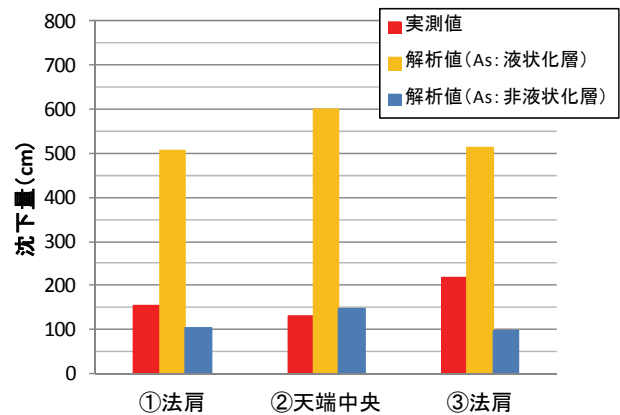


図 45 釧路川堤防における実測値と解析値の沈下量比較

した再現解析結果を示す。図より、ALID により被災形態を良く再現できたといえる。ただし、沈下量を詳細に見ると(図 47)、天端中央で計測された最大沈下量(218cm)を若干ではあるが過小に評価している。

他方、被災後の調査において、泥炭層を掘削して造られている堤内排水路(図 39(b)参照)の変状が目視確認されている。この変状は地震による泥炭の変形に起因すると思われるが、解析ではその泥炭層の変形や排水路の変状は見てとれない。

牛首別川堤防に限らず、本解析においては、泥炭地盤に対して静的問題で実績のあるカムクレイモデルを適用したが、地震時の泥炭地盤の挙動を明らかにし、より正確なモデルを構築する必要があると考える。

## 8. まとめ

本研究の結果を要約すると以下の通りである。

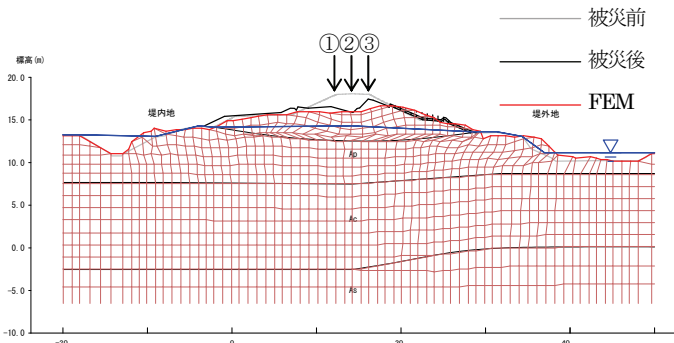


図46 牛首別川堤防の再現解析結果

(1) 泥炭の微小ひずみにおけるせん断剛性率および動的変形特性について

- 1) 泥炭の動的変形試験のうち、ねじりせん断試験では、水平面に繰返し荷重が作用することから、実際に近い状況と考えられる。
- 2) 泥炭の動的変形特性を得るために、繰返しねじりせん断試験を実施する場合、圧密条件を原位置での応力状態を再現した異方圧密とするか、もしくは原位置と平均有効応力を等しくした等方圧密とするのが良いと判断できる。
- 3) 正規圧密状態の有機質粘土および泥炭に関して、含水比  $W$  が微小ひずみにおけるせん断剛性率  $G_0$  へ与える影響が明らかとなった。また、 $G_0$  の有効拘束圧  $\sigma'_c$  依存性が無機質土と比べ強いこともわかった。さらに、 $W$  と  $\sigma'_c$  から  $G_0$  を推定する実験式を提案した。
- 4) 正規圧密泥炭および有機質粘土のせん断剛性比  $G/G_0$  および履歴減衰率  $h$  について、Hardin-Drnevich モデルを適用し、必要なパラメータである規準ひずみおよび最大履歴減衰率と  $\sigma'_c$  や  $W$  の関係を明らかにするとともに、これらパラメータに関する実験式を提案した。
- 5) 泥炭の  $G_0$  は過圧密履歴の影響を強く受け、その傾向は強熱減量  $Li$  が大きい泥炭ほど著しいことが明らかとなった。また、その関係を利用して OCR と  $Li$  から過圧密履歴を受けた泥炭の  $G_0$  を推定する実験式を提案した。
- 6) 泥炭のせん断剛性率および履歴減衰率のひずみ依存性に及ぼす過圧密履歴の影響は、ほとんどないことがわかった。すなわち、正規圧密泥炭の動的変形特性やその推定式は、過圧密泥炭にも適用できる。

(2) 泥炭地盤の地震時増幅（減衰）特性について

- 1) 上載荷重の有無によらず、地表面付近の応答加速度は減衰傾向にある。
- 2) 応力が大きい方が応答加速度の減衰は小さい、または増幅の傾向がある。

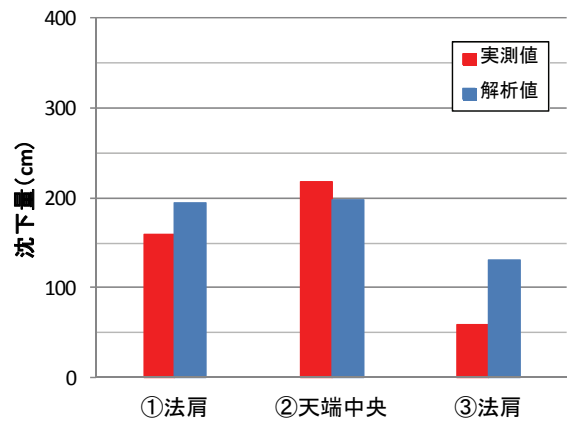


図47 牛首別川堤防における実測値と解析値の沈下量比較

3) 同じ応力であれば、深度の深い方が応答加速度の減衰は小さい、または増幅の傾向にある。

(3) 盛土の耐震補強技術について

- 1) 泥炭地盤における盛土下部の液状化に関する動的遠心力模型実験を行い、被害事例の再現ができた。
- 2) 盛土内水位を下げたケース、盛土の締固め度を上げたケースの実験を行い、いずれも盛土の沈下や側方流動が抑制されることを確認した。
- 3) 対策工としてのり尻にふとん籠を設置することで、無対策と比較し5割程度沈下や側方流動を抑制することが可能であった。
- 4) 1993年釧路沖地震において、十勝川堤防において発生した地震被害を事例にして検討したところ、ドレーン工の排水効果が明らかとなった。このことが、盛土の耐震補強効果に寄与する可能性があり、今後検証する予定である。

(4) 地震時自重変形解析の泥炭地盤上盛土への適用について

- 1) 釧路川堤防における再現解析では、道示による液状化判定の結果、液状化すると判定された砂層の存在により変形が極めて過大になった。
- 2) その釧路川堤防の再現解析において、被害の実態に合わせ液状化層を再設定したところ、解析による被災形態はより実際に近づいた。しかし、沈下量は若干過小に算出されたことから、液状化層の剛性低下の程度や泥炭層の取り扱いに課題があると思われる。
- 3) 牛首別川堤防の再現解析に関しては、沈下量や被災形態に関して概ね再現できた。しかし、やはり若干ではあるがその沈下量は過小に評価しているため、今後は泥炭層の地震時挙動をより正確に把握する必要があると思われる。

## 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) 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.
- 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) 地盤工学会: 2003年十勝沖地震地盤災害調査報告書、pp.47-69、1998.
- 5) (独) 土木研究所 寒地土木研究所 寒地地盤チーム: 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、土木研究所資料、第4194号、2011.
- 6) 能登繁幸、熊谷守晃: 泥炭の動的変形特性に関する実験的研究、土木試験所月報、No.393、pp.12-21、1986.
- 7) 石原研而、國生剛治、堤 千花、石田寛和: 高有機質土の動的変形特性に関する研究、土木学会第58回年次学術講演会講演概要集 (III部門)、pp.167-168、2003.
- 8) Wehling, T. M., Boulanger, R. W., Arulnathan, R., Harder Jr., L. F., Torres, R. A., Driller, M. W.: Nonlinear dynamic properties of a fibrous organic soil, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol.129, No.10, pp.929-939, 2003.
- 9) 近江健吾、森 友宏、風間基樹、渦岡良介、仙頭紀明: 宮城県における高有機質土の動的変形特性、第42回地盤工学研究発表会発表講演集、pp.719-720、2007.
- 10) 荻野俊寛、高橋貴之、及川 洋、三田地利之: 北海道および秋田県で採取された不かく乱高有機質土の変形特性、第44回地盤工学研究発表会発表講演集、pp.269-270、2009.
- 11) 林 宏親、西本 聡、梶取真一: 泥炭の動的変形特性に関する検討、地盤工学会北海道支部技術報告集No.50、pp.79-84、2010.
- 12) 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発表講演集、pp.539-542、1985.
- 13) Kokusho, T., Esashi, Y. and Yoshida, Y.: Dynamic Properties of Soft Clay for Wide Strain Range, Soils and Foundations, Vol.22, No.4, pp.1-18, 1982.
- 14) 林 宏親、三田地利之、田中洋行、西本 聡: 泥炭性軟弱地盤の静止土圧係数とその評価、土木学会論文集C、Vol. 62、No. 1、pp.127-138、2006.
- 15) 林 宏親、西本 聡、橋本 聖、梶取真一: 中空ねじり試験による正規圧密泥炭の動的変形特性、地盤工学会北海道支部技術報告集No.53、pp.89-96、2013.
- 16) 岩崎敏男、龍岡文夫、高木義和: 地盤の動的変形特性に関する実験的研究(II)―広範囲なひずみ領域における砂の動的変形特性―、土木研究所報告、No.153、1980.
- 17) Hardin, B.O. and Drnevich, V.P.: Shear Modulus and Damping in Soils; Design Equations and Curves, Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering, ASCE, 98(SM7), pp.667-692, 1972.
- 18) 林宏親、山梨高裕、橋本聖、山木正彦: 過圧密泥炭の微小ひずみにおけるせん断剛性率と動的変形特性、地盤工学会北海道支部技術報告集No.54、pp.7-14、2014.
- 19) Hardin, B.O. and Black, W. L.: Vibration Modulus of Normally Consolidated Clay, Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering, ASCE, 95(SM6), pp.1531-1537, 1969.
- 20) 梶取真一、西本 聡、林 宏親、橋本 聖: せん断土槽を用いた泥炭地盤の地震時応答特性に関する研究、地盤工学会北海道支部技術報告集No.53、pp.105-108、2013.
- 21) Sasaki, Y.: River Dike Failures during The 1993 Kushiro-oki Earthquake and 2003 Tokachi-oki Earthquake, Proceedings of IS-Tokyo, 2009.
- 22) 谷本俊輔、林 宏親、石原雅規、増山博之、佐々木哲也: 堤体盛土の液状化対策に関する動的遠心力模型実験、第47回地盤工学研究発表会発表講演集 (CD-R)、2012.
- 23) 安田進、吉田望、安達健司、規矩大義、五瀬伸吾、増田民夫: 液状化に伴う流動の簡易評価法、土木学会論文集、No.638/III-49、pp.71-89、1999.
- 24) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I 共通編IV下部構造編、2012.
- 25) 木暮敬二: 高有機質土の地盤工学、東洋書店、1995.
- 26) 林宏親、三田地利之、西本聡: 泥炭地盤の変形挙動解析に用いる土質パラメータの決定法、地盤工学会北海道支部技術報告集、No.48、pp.283-290、2008.
- 27) 豊田耕一、杉田秀樹、石原雅規: 河川堤防の地震被災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.
- 28) 折敷秀雄、佐々木康: 液状化により被災した河川堤防の地盤改良を併用した復旧、土木学会論文集 No.686/VI-52、pp.15-29、2001.

## SEISMIC PERFORMANCE VERIFICATION FOR EARTH STRUCTURES IN CONSIDERATION OF DEFORMATION CHARACTERISTICS OF PEATY GROUND

**Budget** : Grants for operating expenses

General account

**Research Period** : FY2012-2015

**Research Team** : Cold-Region Construction

Engineering Research Group

(Geotechnical Research)

**Author** : HAYASHI Hirochika

HASHIMOTO Hijiri

KAJITORI Shin'ichi

**Abstract** : Several major earthquakes that occurred in Hokkaido were seen to cause severe damage to embankments on peaty ground. However, the detailed dynamic properties of peaty ground have not been clarified.

To clarify dynamic properties of peat, a series of cyclic torsional shear tests on peat and organic clay were conducted. As a result, it was found that the shear modulus at small strain and the dynamic properties of normally consolidated peat and organic clay. Some equations for estimation of these properties were proposed.

To make advanced technology for improving the seismic performance of embankments constructed on peaty ground, a series of dynamic centrifugal model tests and field investigation were performed. As a result, it was revealed that the effect of shaking period on the deformation of embankments. It was found that the effect of a drain method on seismic resistance of embankments.

**Keywords** : peat, earthquake, embankment, dynamic property, seismic strengthening