泥炭地盤に築造された盛土の地震時挙動に関する遠心模型実験

Centrifuge model tests on seismic behavior of embankment constructed on peaty ground

寒地土木研究所	○正員	林 宏親 (Hirochika Hayashi)
同上	正員	西本 聡(Satoshi Nishimoto)
同上		橋本 聖 (Hijiri Hashimoto)

1. まえがき

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は明確にされていない。

本検討では、泥炭地盤上の盛土被害の特徴について整 理するとともに、泥炭地盤上の盛土に関する動的遠心模 型実験結果について述べる。

2. 泥炭地盤上の盛土の被害事例

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)¹⁾。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。



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

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、天端付近に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¹⁾および佐々木²⁾は、堤 体底部の飽和領域が液状化したと推測している。すなわ ち、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、堤体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 水位以下に堤体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 地震の時に道路盛土においても報告されている³。

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^{例えば4)}ではあるが、盛土底部の液状 化が認識されたのは、1993 年釧路沖地震以降であろう。

3. 遠心模型実験の目的と方法

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

表1 実験ケース

ケース	想定した地盤条件	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)



(a) 基礎地盤が良好なケース (ケース 1)



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。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 模型地盤

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、良好な基礎地盤となるよう、 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、脱気水を模型容器底部のポーラスストー ンを介して静かに供給し飽和するように努めた。泥炭層 には、市販の園芸用ピートモスを60°Cで炉乾燥した後、 粉砕し 0.85mm ふるいを通過させたものとカオリン粘土 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 気しながら撹拌した。その状態で5日以上放置し、材料 の物性が安定するのを待って、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、試料を乱さないよう慎重に所定の断面通 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。今回実験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 の液状化を起 こしやすい沈下盛土層が存在することになる。

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。盛土材の物性を表3に示す。

3.2 計測装置

基礎地盤および盛土内部の応答加速度は、超小型の圧 電型加速度計によって計測した。間隙水圧計も超小型の ものを使用した。盛土の変形を測定するために、レーザ 一変位計を設置した(図2)。

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。ただし、後に示す図5からわかるように、加振装 置の性能上、実際に入力された加速度波形はきれいな正



図3 ケース2およびケース3における実験の流れ

表2 泥炭の物性

項目	值
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 ³)	2.03
圧縮指数	2. 7
粘着力(kN/m ²)	2
内部摩擦角(°)	34. 2

※強度定数は、 CU条件の 三軸圧縮試験結果

表 3 盛土の物性

項目	値
材料	豊浦砂:カオリン=8:2
締固め度(%)	85
土粒子の密度(g/cm ³)	2. 68
最大乾燥密度(g/cm ³)	1.87
最適含水比(%)	10. 8
粘着力(kN/m ²)	14
内部摩擦角(゜)	27.5

※強度定数は、CD条件の三軸圧縮試験結果

弦波ではない。

ケース2とケース3においては、約250m/s²(実物換 算:500gal 相当)の入力加速度を1回与えた。液状化層 がある場合、加振によって液状化層の形状や剛性が加振 前と比べ大きく変化することを考慮したものである。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/s²(実物換算:100gal 相当)、約100m/s²(実物換算: 200gal 相当)、約250m/s²(実物換算:500gal 相当)と順 次大きくしていく連続加振を行った。このケースでは液 状化層がないため、1回目および2回目の加振後に盛土 ならびに基礎地盤に大きな変形がなかった。したがって、 ケース2および3の結果とケース1の3回目の加振と比 較を行った。

4. 実験結果と考察

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図4と図5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、図4(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(図4(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

物換算:80cm)の次下が発生した。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。この変状は、1993 年釧路沖 地震の時の十勝川統内地区築堤(図1)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。緩い砂(Dr =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。クラックは、ケース1と比べ大規模に発生 した(図5(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、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。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、盛土材の泥濘化の影響が強い。



(a) 側面からの状況



(b) 上面からの状況 図4 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 図 5 ケース 3 の実験後観察

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270m/s²(実 物換算:540gal)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30kN/m²程度に達し ている。この位置での有効土被り圧は、約70kN/m²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 100mmの 0.16 倍に相当する約 16mm に達した。

図8に過剰間隙水圧比と盛土沈下率(盛土高で正規化 したのり肩沈下量)の関係を示す。沈下盛土層厚が2cm とケース3の1/2であったケース2では、0.25程度の過 剰間隙水圧比と約14mmののり肩沈下が生じた。沈下盛 土層の厚さよりも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。

5. あとがき

本検討において、沈下することによって泥炭層にめり 込んだ盛土底部の影響を調べる目的で動的遠心模型実験 を実施した。その結果、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。さらに、沈 下盛土層における過剰間隙水圧の発生とそれによる盛土 の泥濘化など、変状メカニズムが検討できた。

今後は、変形量の評価手法の検討を行う予定である。 さらに、盛土の泥濘化やそれによる盛土の流動が支配的 な要因であれば、沈下盛土層の排水やのり尻の補強(布 団かごなど)などによって、変形を大幅に抑制できる。 この点についても、検討していきたい。

【参考文献】

- 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
- 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



図6 ケース3における計測データの経時変化



図7過剰間隙水圧比と盛土沈下率