# トピックス 泥炭地盤上の盛土の 液状化

**佐々木 康** JICE 技術顧問 広島大学名誉教授



### 1.はじめに

「液状化による盛土の破壊」は、「自然堆積の砂質地盤 の液状化」によることが多い。しかし、そればかりでなく 人為的に築造した「盛土の中の土の液状化」によって起こ ることもある。

どのような条件がそろったときにそのような盛土の液 状化が起こり、盛土の地震時破壊が起こるのか系統的な知 識は整理されてはいない。自然地盤で起こる液状化の方が 頻度高く起こってきたからである。

平成21年6月15日から17日までの3日間、つく ばの国際会議場で「地震地盤工学における性能設計」に関 する国際会議が開かれた。参加者は約330名であった。

この会議は、国際地盤工学会議の作業部会 TC4 が編纂 を進めてきたケースヒストリー集(性能設計のための地震 地盤工学事例 26 編の事例集)を刊行すること、地震地盤 工学における性能設計の現況の知見を交流し、今後の方向 を探るための討議を行うことを目的として開催されたもの である。

取り上げられた事例の中で、盛土の破壊を扱ったもの は3例であるが斜面崩壊を扱ったそのほかの事例におい ても大部分は自然地盤の液状化が鍵になる事例ばかりであ る。

近年、現場で観測される地震動が大きくなる傾向にあ り、設計地震動を超える大きさの地震動が観測されること も珍しくない。このような大きな地震動に対処するため には性能設計による耐震設計を確立することが不可欠であ る。しかし、構造物の耐震計算における性能設計の導入に 比べて土構造物、中でも盛土の性能設計による耐震計算法 の確立は遅れている。

その理由は、盛土の耐震計算に関る知識が不十分で、 多くの不確定性が残されていることが大きい。加えて、自 然地盤のみならず、人為的に盛土した部分での液状化の発 生による破壊が起こるということは近年まで気づかないで 見落としていた現象であり、その知識の系統的な整理が望まれるところである。

ケースヒストリーのひとつとして報告された1993年 釧路沖地震時の堤防被害事例は地震発生からすでに16年 経過した古いものではあるが、まだまだ多くの示唆に富む 事項を多く内包している。これまでにすでに英文では報告 した内容であり、和文でも断片的にはこれまでに紹介した 事例であるので再度記すことに若干の逡巡を覚えるけれど も、重複を覚悟で改めてこの小文でこのときの事例を紹介 する。国際会議でのケースヒストリー集は刊行部数が限ら れており、振り返ってみると、知識の整理が望まれる実際 事例として人為的に築造した盛土の中で起こる液状化に関 する報告区事例が少ないからである。こういう経験知の蓄 積によって、盛土の地震時破壊の軽減や、性能設計の進歩 が図られることが望まれる。

### 2. 泥炭地盤上の盛土の液状化(堤防の例)

#### 2.1 釧路沖地震

平成5年(1993年)1月15日午後8時ごろ、釧路市の沖合い17kmに震源を持つマグニチュード7.5の「平成5年釧路沖地震」が発生した。釧路市で気象庁震度階6、帯広、広尾、浦河、八戸で震度5が計測された。この地震により死者2名、負傷者967名が生じ、多数の家屋、道路等に被害が生じた<sup>1)</sup>。

釧路地方気象台に設置されていた 87 型電磁式強震計 の記録によれば、最大加速度は NO63E 方向で 711gal、 N153E 方向で 637gal、上下方向で 363gal であった<sup>20</sup>。 強い地震動の継続時間は約 30 秒(NO63E 方向の記録 で 50gal を超える継続時間は約 55 秒)であった。この 最大加速度は観測地点近傍の地質構成ならびに地形の影響 を受けて増幅された可能性が大きいとされ、堤防被害のあ った釧路湿原近傍ではこの最大加速度より小さい値であっ たと考えられている。

#### 2.2 釧路沖地震による被害河川

この地震により北海道開発局の所管する二つの一級河 川ならびに三つの二級河川(指定河川)が被害を被った。 堤防被害は51区間、合計延長26.31kmであり、護岸 被害は12区間、延長1.4kmであった(被害区間は災害 復旧事業に採択された被害の大きい区間)。五つの河川の 被害量を表-1に示す。

河川名	堤防被害		護岸被害	
	箇所数	延長 (m)	箇所数	延長 (m)
十勝川	20	9,168	-	-
釧路川	18	10,124	10	1,080
音別川	1	2,002	1	90
和天別川	11	1,459	1	230
標津川	1	3,553	-	-
合計	51	26,306	12	1,400

表-1 被害を受けた5河川

被害延長の73%は十勝川ならびに釧路川で生じた。 十勝川では、被害区間は河口から33.3kmの間に散 在し、被害延長9kmのうち7kmは本川で、2kmは 支川で生じた。十勝川で特に甚大な損傷を被った区間は 31.77km地点から33.26km間の右岸堤防(高さ約 7mの統内築堤)であった。

釧路川では、10.1kmの延長の堤防と1.1kmの延長 の護岸に被害が生じた。堤防被害の10.1kmの内2.4km (堤防延長の31%)は遊水地より下流で生じ、7.0km は釧路遊水地堤防で生じた。遊水地左岸堤防の被害は 2.2kmで、右岸堤防の被害は4.6kmであった。

#### 2.3 現地踏査結果のメモ

地震発生直後に行った現地踏査結果のメモが残ってい る。そこには以下のようなことが記されている。

- 【観察事実】
- 旧河道・旧沼地など地盤の軟弱な箇所で被災している。
  一方、地形図からは旧河道・旧沼地と思われないところでも被災している。
- ③ 近傍の既存ボーリング柱状図によれば、泥炭(厚さ 2.5~6m)が地表近くにあり、その下位には粘性土層 あるいはゆるい砂層またはそれらの互層からなる軟弱な 層が厚く堆積している。



図 -1 釧路沖地震時の最大加速度

- ④ 雪のため見にくいが、統内築堤(十勝川中流右岸)、 幌岡築堤(十勝川下流左岸)、音別、和天別では明らか な噴砂の痕跡が認められる。釧路川の遊水地堤防では噴 砂の痕跡は明らかでない。
- ⑤ 統内築堤、幌岡築堤の噴砂は法尻または法尻近くの法 面で生じている。
- ⑥ 被災箇所近傍の地盤には盛り上がりなど、通常の軟弱 地盤で見られる変状は認められない。
- ⑦ 被災の形態は概ね縦断亀裂、天端沈下であるが被災区 間終端付近では横断亀裂の認められる箇所もある。
- ⑧ 亀裂箇所での目視によれば堤体材料は砂質土である。
- ⑨ 地盤改良を実施した釧路横堤では被害は出ていない。
- ① 一連区間として災害申請を考えているひとつの区間の 中でも被害程度(沈下量)の異なる区間が混在している。 【推定被災機構】

現地踏査の結果から推定される破壊機構は以下のよう なものである。ただしこの推定は今後の調査復旧工法を検 討するための仮説であり、今後の定量的な資料の集積に努 め必要な修正を加えなければならないものである。

(1) 統内築堤

図 -2 に示すように二つの可能性が考えられる。ひとつ は堤体底部の液状化であり、もうひとつは泥炭層内を通る すべりである。

表面に現れた変位、堤体の変形の様子、噴砂の痕跡な どから推定すれば、泥炭層内を通るすべりよりは堤体底部 の液状化のほうが可能性が大きそうに思われる。



a) 天端陥没の状況(+勝川右岸統内築堤)



b) 天端陥没の状況(十勝川右岸統内築堤)



c)堤体底部の液状化による流動的破壊(推定)



#### 図-2 統内築堤の被害

いずれの破壊機構であるかを知るためには次のような 調査を行う必要がある。

- サウンディングにより堤体底部と原地盤との境界面が 滑り面によって食い違いを起こしているかどうかを調べ る。
- ② 法尻のまくれあがった部分にトレンチを掘り(局部的 開削)、下に基盤内の泥炭が巻き込まれているかどうか を調べる。
- ③ 開削して堤体の変形の様子を調べる。堤体材料が砂質 土であるため、凍結しているほうが分り易いと思われる。 融解してしまうと砂質土の亀裂はふさがってしまう。い

ずれにしても亀裂に石灰水を注入しておくと変形の追跡 に役立つ。特に法尻部、基盤との境界に注意して観察す ることが大切である。

堤体底部の液状化が原因である場合には、この部分の 締め固めを念入りに行う必要がある。また泥炭層を通るす べりの場合には、泥炭層の支持力を調査し、場合によって 地盤改良を行うことも必要になろう。

#### (2) 釧路川遊水地左岸堤防

統内築堤と同様堤体底部の液状化、泥炭層を通るすべ りの二つの可能性があり、これに加えて泥炭層の下位に堆 積している砂層での液状化の可能性も考えられる。

いずれの破壊機構であるのかを知るためには統内築堤 の項で延べたと同様な手法で調べればよい。

#### (3) 十勝川のそのほかの堤防、釧路遊水地右岸堤

地盤条件が定かでないのではっきりしたことはいえな いが、牛首別川右岸築堤を除き、概ね上記と同じ破壊機構 が考えられる。牛首別川については沼地の堆積物(軟弱な 粘性土層)でのすべりの可能性も捨てきれない。

(4) 音別川、和天別川の築堤

基盤の液状化が原因と考えられる。

#### 【今後の作業について】

#### (1) 被災形態・地盤条件の整理

図 -2 に倣い被災断面の早急な整理が望まれる。注意す べきは、縦横の縮尺を同じにすること、地盤条件を入れる こと、亀裂の位置、幅、段差の量、亀裂の勾配などをでき るだけ正確に記すこと、噴砂の位置、周辺断面の変状も記 載すること、泥炭への堤体のめり込み量(圧密沈下量)は「泥 炭性軟弱地盤対策工指針」などを参考に推定のこと、過去 の築堤経過を別途整理し、泥炭へのめりこみ量の推定に活 用することなどである。

#### (2) 斜め写真の撮影と図化

高所作業車などを利用して堤防を高いところから俯瞰した写真を撮り、これを用いて前項の作業を行えば外業に要する時間を短縮することができる。撮影に当たり、法肩、法尻にポールを立て、またカメラの位置と図化したい断面との相対距離を計測しておくことなどの注意が必要である。 (3) 地盤調査

早急にサウンディングを行い地盤条件、被災機構の裏 づけ資料を整え、また、築堤の急速施工の可能性を確認で きるデータをそろえることが必要である。詳細なボーリン グやサンプリングによる調査も引き続きサウンディング結 ・・・・・・・・・・トピックス

#### 果を活用しつつ実施することが必要である。

サウンディング箇所の選定に当たっては、代表断面を 選定しこの断面内で堤体下部の隙間ゆるみの有無を把握で きるように配慮するなど横断的に被災状況がわかるような 調べ方を心がける。このためには、被災形態の整理結果に 基づき配置を定めるとよい。

#### (4) 測量

被災箇所の縦横断測量を実施する。実施に当たり、周 辺地盤の盛り上がりや水平方向への変位についても調べる こと。

#### (5) 地震動

被災箇所近傍に作用したであろう地震動の大きさを整 理する。

#### (6) 仮締め切りの早期実施の検討

積雪、凍結など厳しい気候条件を考えると、被害程度の大きい区間についてはできるだけ早期に仮締め切りを実施することが望ましい。

#### (7) 麻袋の予備の準備

凍土の融解に伴い今後新たな亀裂や沈下も生じると考 えておく方がよい。

#### (8) 本復旧工法の検討

泥炭層への堤体のめり込み量の大きい箇所での被害が 大きいと考えられ、めり込んだ堤体土を十分締め固めるこ とが必要である。この部分は地下水位以下での施工となる ので、信頼できる施工を行うために地盤改良工法を活用す べきであろう。また、周辺地形や水理条件を考慮し、裏法 ドレーンを先行して施工し、締め固めを行うことも検討す べきである。

#### 2.4 釧路川における被害箇所分布

このメモに記されている方針に沿った調査が行われ、 再度液状化を防止する考え方にたって復旧が実施されてい る。以下では、釧路川を中心に、この地震による被害から 学ぶべき教訓を紹介する。

図-3に釧路遊水地下流部から河口までの平面図を示す。 この図には、1993年釧路沖地震による被害区間と区間 ごとの復旧における切返し断面、及び1994年北海道東 方沖地震(M=8)による被害区間を示す。実線で囲んだ 枠の区間が1993年釧路沖地震時の被害区間で、破線の 枠の区間が、復旧工事完成から半年後に起こった1994 年北海道東方沖地震時の被害区間である。

図 -4 に 1993 年釧路沖地震後の遊水地堤防天端の残 留標高を示す。この地震以前にこの地方を襲った地震には 1952 年十勝沖地震ならびに 1973 年根室半島沖地震が ある。1952 年釧路地震では釧路の堤防も被害を受けて



図-3 釧路川下流部の平面図





図-4 釧路川堤防の天端標高(地震後)

いる。図 -4 には 1952 年十勝沖地震のあとの天端標高 も示した。

1952年十勝沖地震のときと1993年釧路沖地震のと きでは天端沈下の傾向に違いがある。1952年には堤防 断面は1993年のときよりも小さい。しかし、1952年 の地震による天端沈下量は1993年の地震のときに匹敵 する大きさであり、被害区間の長さも同程度に長い。釧路 湿原における天端沈下量の方が下流部に比べてより甚大な 被害を被っていることが分かる。

1993年釧路沖地震による被害は、1952年のときと 違って主として湿原中流部から上流部にかけて甚大な被害 が集中している。その原因は作用した地震動特性の違いと 思われるが詳細な検討は行われていない。

#### 2.5 堤防の変形形態

釧路川遊水地堤防で生じた被害の例を図-5に示す。

図 -6 に遊水地左岸堤における法尻部の変形例を示す。 法尻の 1m 程度の部分では表面は図に示すようにほぼ鉛 直になっていて法面部の土が水平方向に押し出されたこと を示している。しかし、周辺地盤には盤膨れも移動も見ら れない。

図 -5 および 6 に示すように堤防には数条の縦断亀裂が 生じ、堤防天端は沈下して傾き、法肩・小段に深い亀裂が 生じているのが分かる。亀裂部では段差も生じていた。

この変形の様子から、基礎地盤を含む変形ではなく、 堤体内あるいは直下地盤の一部を含む大変形が堤防変形の 原因であることが分かる。

図 -7 に左岸 9km850 断面で行った開削調査から得ら れた堤体内部の状況を示す。この区間は全断面切返し再転 圧が行われた区間である。亀裂、変形、堤体土質の調査と サンプリングが実施されている。図 -7 に示すように堤体



図-5 釧路遊水地堤防の被害(全貌)



図-6 釧路遊水地堤防の法尻の押し出し

内には鉛直方向の亀裂が観察でき、また、亀裂内に流れ込んだ噴砂の痕跡も確認されている。

この図に示すような亀裂を、ほかの区間での観察結果 も含めて高さと天端幅の違う区間ごとに整理すると図-8 のようであった。タイプ"a"と"e"は全断面切返し区 間で得られた結果を集めたものである。その他のタイプは、 亀裂深さを確認するために掘った局所的な観察ピットでの 観察結果を集約し重ね書きしたものである。それぞれのタ イプの特徴は以下のようであった。



図 -7 開削断面の写真(9km850)

·····トピックス



図 - 8 亀裂の分類

- ▶ 下流区間の"a"タイプでは、亀裂は天端、法肩に生じその深さは堤体底面まで達していた。調査結果に基づき部分切返しから全断面切返しに工法変更した区間がある。
- ➤ "b" タイプの区間では天端中央付近には亀裂は見られず、法面上部だけに発生し、右岸でも左岸でも堤外側法面に多く発生していた。
- ➤ "c" タイプの区間では天端幅も敷幅も広い。左岸で も右岸でも堤外側の法肩に亀裂が集中している。
- ➤ "d"タイプの区間は右岸側にのみ存在するもので、 被災形態モード6<sup>注)</sup>の被災区間の両法肩付近に発生していた。
- ➤ 被災形態モード6に分類される区間では、法尻付近 を除き横断面内の至る所に亀裂が発生していた。

表面に現れた亀裂から地震直後に推定した亀裂深さに 比べて掘削して調べた実際の亀裂深さは深く、高水敷高ま たは基礎地盤近くまで達していた。また、表面から確認さ れた亀裂だけでなく、堤体内部に発達した亀裂があったと いう点に注意しなければならない。

亀裂深さと亀裂幅との間には明確な相関は見られなかったものの、亀裂の深さと堤体高さを比べた図-9に示すように、亀裂深さは堤体高さが高くなるにつれて深くなり、 多くが堤体高さの20%を超え、ほとんどのものは堤体高さの50%に達していた。



被災形態モードを6種類設定している。被災モード1および2 は縦断亀裂、被災モード3および4は横断亀裂、被災モード5 および6は基礎地盤を通るすべり破壊である。被災モード1および3は亀裂深さがHWLより浅い被災形態、2および4は深い被 災形態である。モード5および6は残留天端標高がHWLより高 いか低いかの違いである。

#### 2.6 築堤履歴と築堤材料

図-10 に遊水地堤防の標準断面と 1952 年以降の築 堤履歴を示す。釧路地震の生じた時点での堤防天端標高 は 9.3m(堤防高さは約7m)で、天端幅8m、小段幅 3m、法勾配は1:2、敷幅は45-50mであった。右岸 堤防の一部では、堤防拡幅時に堤内側法面の下にサンドマ ットが施工されていたことが注目される。



左岸 9km850 と右岸 11km650 地点における堤体の 開削調査時に土質試料を採取した。両岸とも土粒子密度は  $\rho$ s = 2.53 - 2.55 g/cm<sup>3</sup> であり、沖積の砂質土とし てはやや小さい。その理由はこの土が火山性のものである か、軽石など軽い鉱物粒子を含んでいることを示している。 両地点で採取した土の粒度分布を図 -11 に示す。ほとん どは均等な粒径であり、液状化の可能性の大きい土である ことが分かる。また、細粒分を多く含む土も含まれている ことが分かる。堤体土の乾燥密度は左岸では $\rho$  d = 1.33 g/cm<sup>3</sup>、右岸では  $\rho$  d = 1.35 g/cm<sup>3</sup> であった。

堤体土のN値に着目すると、堤体上部ではその値は広い範囲にばらつき、深いところではN=3という小さい値を中心にばらつきが小さくなっている。天端から深さ2mではN値の70%はN>5であったが、深さ3mを超えるとN値の値の70%はN<5であった。締め固めた堤体土としてはきわめて低いこのようなN値を示した理由は、泥炭の圧密に伴う堤体内のアーチ作用による拘束圧の低下と考えられる<sup>3)</sup>が、液状化により緩んだ可能性もある。

地下水位よりも高い位置にある堤体土の平均 N 値は地 震前には 7 程度であったと判断される。



#### 2.7 基礎地盤の土層構成

釧路湿原地表には泥炭が分布し、その厚さは場所によ り異なる。その厚さは遊水地中央付近では4mを超えるが、 そのほかの地域ではほぼ 3m 程度であり、北部あるいは 西北部で厚く南部で薄い。図-12 に釧路湿原中央部を縦 断する地質図を示す。

左岸沿いでは泥炭の厚さは2-3 m、右岸沿いで は2-6 mである。左岸沿いの泥炭の自然含水比は 134-494%、強熱減量は26-77%、土粒子密度は 1.68-2.27g/cm<sup>3</sup>、乾燥密度は0.18-0.23 g/cm<sup>3</sup>、 自然間隙比は6.45-9.29であった。右岸沿いの泥炭は 自然含水比120-1052%、強熱減量20-95%、土 粒子密度は1.66-2.30 g/cm<sup>3</sup>、乾燥密度は0.12 g/ cm<sup>3</sup>、自然間隙比は12.93であった。

泥炭の動的性質を論じた論文は少ないが、泥炭の繰返 し載荷試験時の経験から、泥炭では砂の液状化のような強 度低下は見られないということが分かっている。

釧路湿原の泥炭の下位には、図 -12 に示すように完新 世(沖積世)の砂、粘土が堆積している。

泥炭の下の砂層の厚さは東西で異なり、左岸側で厚く なっている。砂層のN値は全域では3~50の範囲にある。 N>50となる締まった砂層は、9km850地点では地表

# ・・・トピックス



図 -13 左岸 9 km 850 地点の堤体横断図

から 30m 程度の深さで現れる。

泥炭の圧縮量をボーリング調査、ならびに泥炭性軟弱 地盤対策工指針に沿って e-log p 法により求めてみると、 被害区間では左岸で 0.7 ~ 1.5m、右岸で 0.5 ~ 2m で あった。

釧路湿原周辺では環境保護のための地下水位監視が行われていた。多くの地下水位記録計は地震動により転倒し 満足な記録は得られていないが、左岸堤防の被害区間近く では計測結果が残されている。この記録から、泥炭層の下 の砂層でも液状化が発生したことが分かるが、開削調査や ボーリング記録から調べた限りでは、堤体底部と泥炭層上 面の境界には乱れはなく、この沖積砂層の液状化は堤体の 大変形にはほとんど影響していないと考えられる。

図-13 に地盤を含む左岸 9km850 地点の堤防横断図 を示す。この地点は最大の天端沈下地点である。地盤と堤 体との境界面は周辺地盤の標高に比べて最大約 2m 沈下 している。この沈下は表層の泥炭の圧密によるものである。 沈下量は、泥炭の圧密特性と堤体荷重により定まる計算圧 密沈下量にほぼ等しい。 堤体底面はまた、圧密荷重が天端を中心に左右対称で あることを反映して左右対称に湾曲している。

ボーリング時に得られた堤体内の地下水位をもとに横 断方向の地下水位分布を描くと図-13に示すようになる。 得られた地下水位は地震の数日後の値であるが、計測結 果と地震時の地下水位には大きな差はないものと考えられ る。計測した地下水位の最大値は周辺地盤よりやや高いか ほとんど同じである。

地下水位の高い範囲は堤体中央よりも堤外側に近いと ころ(旧堤のある側)に分布し、その分布形状は地盤沈下 量と異なり堤体中央面に対して対称ではない。このような 地下水位分布になる理由は定かではないが、堤体土の水分 保持特性が堤体内で異なることが影響しているのではない かと考えられる。なぜなら、拡幅を繰り返してきた堤体内 の土の種類も密度も場所により異なるからである。しかし、 この説明を裏付けるデータは今のところ得られていない。

ともあれ、堤体の底部には約 3m の厚さの飽和領域が 存在していたという事実に注目しなければならない。



図-14 破壊プロセス

#### 2.8 復旧

ここまでに記述してきた観察事実を総合的に勘案すると 1993年釧路沖地震による堤体の破壊プロセスは図-14 のようなものであったと考えられる。

高さ6~7mの堤防を圧縮性の大きい泥炭地盤の上に 築造すると、泥炭層には2~3mの圧密沈下が生じる。 この沈下は二つの重要な影響をもたらす。一つは砂質の堤 体下部が地下水位面以下に没してしまうことであり、その 結果堤体土の一部が液状化する可能性を作り出しているこ とである。もう一つは大きな沈下が堤体底部の応力状態の 変化をもたらすことである。横方向への法尻のストレッチ と堤体内部のアーチ作用は飽和領域の土の拘束応力を低下 させることになる。



図 -15 圧密沈下量と天端陥没量



図 -16 変形計算結果 (FEM)

道路橋示方書の方法によって液状化判定を試みると、 広里観測地点の PGA=320gal の地震動に対し、堤体土 では FL = 0.27、泥炭層の下の砂層では FL = 0.72 と いう結果が得られる。つまり、飽和した堤体底部が液状化 し、堤防に大変形が生じたものと思われる。

図 -14 に示すメカニズムの確からしさは、泥炭の圧密 沈下量が大きい区間ほど大きな天端沈下量になっていたと いう、図 -15 に示す観察事実によっても裏付けられる。

9km850 地点の堤体を対象にして実施した動的解析<sup>4)</sup> の結果、図-16 に示すように、堤体土は地震開始 10 秒 程度で完全液状化に至ることが分かる。また沖積砂層でも 間隙水圧比が 40% 程度まで上昇することも分かる。この 図に示す変形は、実際に起こった形状をよく再現している ことも分かる。

このメカニズムの解釈から学ぶべき教訓は、圧縮性の 大きい地盤の上に盛土を築造するときには法尻ドレーンを 敷設するなど堤体内に浸透した雨水を速やかに排出するこ との大切さである。また、基礎地盤の圧密沈下に伴う堤体 内の応力やひずみの再配分に関しても留意しなければなら ない。

これまでに述べてきたような被害原因の調査結果に基 づき、破壊した堤防については止水能力の回復を目的とし た切返し再転圧による復旧を行い、また被害の大きい区間 (泥炭圧密量の大きい区間)では再度の液状化を防ぐ地盤 改良を行うこととした。切返し再転圧の範囲は、モード1 から5の被害区間では亀裂・変形の大きい部分のみ、モ ード6については全断面切返し再転圧とした。モード6の区間では沈下した砂質の土が再度液状化することが懸念されるため SCP 工法によって改良することとした。

#### 2.9 北海道東方沖地震

1993年釧路沖地震の復旧が完了してから約半年後の1994年10月4日22:22頃北海道東方沖地震 (M=8.2)が北海道東部を襲った。

釧路地方気象台観測地点では、最大加速度は NO63E 方向で 314 gal、N153E 方向で 392 gal、上下方向で 189 gal であった。広里観測地点では最大加速度は 300 - 400 gal の値が記録された。この観測値は釧路沖地震 のときの約 70 % の大きさに相当する。

この地震により標津川及び釧路川に被害が生じた。釧路川では、3箇所合計延長960 m の堤防に被害が生じ、 4箇所、延長840 m の護岸が損傷した。釧路川に生じ た堤防被害のうち2区間は遊水地堤防で生じたもので、 その延長は220 m であった。延長740 m のもう一つ の被害区間は支川オソベツ川で生じたものである。釧路川 で生じた二つの被害区間はいずれも天端の縦断亀裂で、一 つは1993年釧路沖地震の時には無被害であった区間で あり、もう一つは部分的な切返し再転圧を行った区間であ る。これらの区間は前掲の図-3 に破線の枠で囲った被害 箇所番号で示してある。1993年釧路沖地震に比べて被 害延長も被害程度も極端に小さいものであった。

このことは、1993年釧路沖地震の復旧工事が適切な ものであり、北海道東方沖地震の大きな地震動に対しても 堤体内地下水位を低下させることが効果を発揮したものと 考えられる。

## 3. 沢の出口の盛土の液状化(道路盛土の例)

釧路沖地震によって河川堤防のみならず道路盛土にも 甚大な被害が発生している。被害の発生箇所を地形的な特 長によって分類すると次のようなものであったと記されて いる<sup>5)</sup>。

- (1) 切土 / 盛土の境界部または沢部における盛土の大崩 壊
- (2) 切土 / 盛土の境界部または沢部における盛土の縦断 亀裂・沈下

(3) 路肩の崩壊

分類(1)に属する盛土は国道44号糸魚沢の片切片盛部、国道272号東阿歴内の片切片盛部、国道391号鳥 通の片盛部、国道38号馬主米の両盛、道道塘路厚岸線標 茶町阿歴内の両盛部分であった。

これらのうち国道 44 号糸魚沢における被災状況の航 空写真ならびに平面図を図 -18 および 19 に示す。

地山勾配は片切片盛部では 25 度程度、片盛部では 18 度程度で、法尻から路面までの高さは 10m 程度である。

崩壊土の先端付近には含水比が高く極めて軟弱な部分



図-17 道路の被害箇所

があり、被災後13日目の現地踏査時には小段部の崩壊面 から水が流れ出していた。崩壊箇所の根室側は沢を埋める 盛土となっており、沢には砂防施設が設けられていた。沢 を埋めるこの盛土の中に山側からの水を排水させる横断配 水管が通っており、路面の陥没によって破損した。

被災後に行われたボーリング調査結果を図 -20 に示す。



図-18 糸魚沢の盛土崩壊箇所の航空写真



図 -19 糸魚沢の平面図

盛土部の下には旧道の盛土が確認され、その下は崖錐堆積 物である。法尻付近で崖錐堆積物は消失し、泥炭および粘 性土からなる湿地帯へつながっている。湿地帯の地下水位 は地表より数10cm下であるのに対し、B-1のボーリン グ地点付近では地下水位が盛土の中にあることが観察され た。また、盛土のN値は0~6程度と極めてゆるい。

盛土内に地下水位があったことがこのような大規模崩 壊の原因となったと考えられている。別途実施されてい る土質試験の結果では、盛土材は礫分16~37%、砂 分50~65%、シルト分7~13%および粘土分4~ 9%の細粒分混じり砂で、不飽和部分の自然含水比は2 ~18%であった。



図-20 糸魚沢の横断図

・・トピックス

糸魚沢の盛土崩壊箇所では法先地盤は湿地部の軟弱地 盤に接してはいるが、路体は支持力の期待できる崖錐堆積 物の上に築造されており、盛土築造後に沈下や補修に苦労 したところではないことから地盤の軟弱さが原因の崩壊と は考えられない。付近には低湿地上に盛られた盛土もあっ たが被害は生じなかった。したがって低湿地であることは 今回の被害の直接的な原因ではない。

さらに、無被害の盛土にも被害区間と同じ程度の大き さの地震動が作用したと考えられるので、地震動の大きさ 自体も今回の崩壊の直接的な要因ではない。

糸魚沢の盛土材料は火山性の砂質土で、細粒分は余り 含まれておらず、崩壊部のN値から判断すると締まった 状態にはなかったことが明らかである。崩壊部の盛土下部 からは湧水が出ており、盛土内には地下水面が存在してい た。さらに、崩壊土砂の移動量は大きく、遠方まで緩やか な勾配のところを運ばれていたことから、崩壊時には盛土 材にはかなりの流動性があったものと判断される。

したがって、常時の排水不良のために含水比の高まっ ていた盛土が地震動によって流動性を帯びたことが盛土崩 壊の原因であると推定される。

一般に切土 / 盛土の境界部または沢部にある盛土では、 地山または沢からの浸透水によって盛土内の含水比が高ま ることがあり、糸魚沢以外の区間についても糸魚沢と同じ 原因が崩壊原因となった可能性が高い。東阿歴内では片切 片盛部にはさまれた片盛部の崩壊が最も激しかったが、こ の部分は小さな沢地形の上に作られた盛土であった。鳥通 および馬主米は同様に沢地形の上に盛られた盛土であり、 いずれも盛土内に地下水面が形成されていることが確認さ れている。

### 4. あとがき

釧路沖地震時の盛土の被害を眺めてきた。いずれも盛 土の堤体土が液状化したことによる被害であった。河川堤 防でも道路盛土でも盛土材料が液状化しやすい砂質の土で あり、水で飽和されていれば液状化被害が生じる。

水で飽和した状態になる条件は、河川堤防の場合には 堤防の下の泥炭層が圧縮され、堤体内にレンズ状の飽和領 域が出来たことが原因であった。道路盛土の場合には沢の 入り口を横過する盛土に沢からの水が供給され路体が飽和 したことが原因であった。被害軽減のためには、水の供給を遮断するあるいは飽和領域を狭くすることが考えられなければならない。

いずれの場合も被害予測を適切に行うために、人為的 な盛土における液状化領域の適切な設定が必要であり、自 然堆積した水平地盤における液状化層と異なり、これらの 場合には液状化層上面は水平ではないことも考慮に入れな ければならない。液状化層の境界形状を設定するには、液 状化層の飽和化過程を考慮しなければならない。

地盤の液状化被害を予測したり、計算のために地盤や 盛土を単純化してモデル化を行う。このとき水平地盤のよ うな単純なモデル化では不十分なことに気づかなければな らない。いわば、できるだけ事実に即してモデル化するこ とが大切である。

この種のモデル化は、従来の知識や経験だけでは達成 できず、実際に起こる事実を注意深く観察することによっ てしか求められない。この点にケースヒストリーの役割、 経験を増やす役割の大切さがある。

これまでに水平地盤における構造物被害の事例は多く 報告されてきた。多くの事例は数値解析手法の確からしさ を検証するために用いることができる。しかし、液状化層 の上下の境界形状が水平でない場合の事例は多くない。ベ ンチマークとしての事例の蓄積が必要である。

事例の蓄積を通じて、液状化時の盛土の破壊の進行過 程の解明が進み、被害予測の精度が上がることが望まれる。 水平地盤を対象として発展してきた液状化の課題解明の現 況にはまだ解明すべき事項が残されているという限界を知 って知識の活用を図りたいものである。

#### 引用文献

- <sup>1)</sup> 国立天文台編(2007):「2008 年理科年表」p733
- 2) 建築研究所(1996):平成5年釧路沖地震における地震記録と その建物破壊力の検証 建築研究所報告 第134号
- <sup>3)</sup> 佐々木康(2008):土に関する三つの話題、JICEレポート
  2008 13号 pp74-85
- <sup>4)</sup> Finn, L.W.D., Sasaki Y. and Wu G. (1997) : Simulation of response of the Kushiro River dike to the 1993 Kushiro-Oki and 1994 Hokkaido Toho-Oki earthquakes. Proc., 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. (1) : 99-102.
- 5 土木研究所(1994):平成5年(1993年)釧路沖地震災害調 査報告 土木研究所報告 第193号 pp153-178