招待論文

地盤と建設 Vol. 21, No. 1, 2003

# 液状化時に見かけた気になる現象

Unforgettable Consequences of Soil Liquefaction Seen at Sites



佐々木 康 Yasushi SASAKI (広島大学大学院工学研究科)

液状化対策の技術開発の歴史を概観した後,筆者が経験してきた現場で見かけた気になる現象を紹介し, 最近まで広島大学で実施して来た液状化対策に関する研究結果を紹介する.新しい技術は,困ったこと の解決,不思議の解明などの強い動機から生まれる.困ったことの解決,不思議の解明の第一歩は,実 際に起こった現象の持つ意味を探りその解釈を試みることから始まる.既存の考え方だけからは不思議 を説明する十分な解釈は生まれない.また解釈の確認方法にもいろいろ新しい工夫が必要である.新し い工夫から学問体系の再整理や活性化が図れる.特にポスト液状化の土の力学特性の究明から,新しい 地盤工学の一分野が生まれるのではないかとの筆者の期待を披露する.

キーワード:液状化,被害事例,盛土,土の物性,ジオグリッド(IGC:A01,E08,H04)

# 1. はじめに

地震被害に地盤の液状化が影響することが分かってす でに40年近くが経つ.被害軽減の努力が進められている が、技術的には未だ解明されていない事項も多い.

この報告では液状化対策にまつわる研究と技術開発の 歴史を概観し、主として盛土の液状化被害を中心に、筆 者が経験してきた液状化時の不思議を紹介する、筆者の 感じる「不思議」の中にはちっとも不思議ではないこと も含まれているかもしれない、筆者の浅学ゆえに勝手に 感じている不思議さなのかもしれない、その危惧をよそ に敢えて筆者の感じる「不思議」を記すのは、学術や技 術の進歩の背景には、疑問の解決や不思議の解明に対す る要望があり、それが進歩の原動力になったと考えるか らである.

学問や技術の進歩は人間の欲求から生まれる.中でも 災害から逃れたい,安全に暮らしたいという欲求は人々 の存在の根源である.災害発生を自然の摂理と簡単に片 付けてしまわないで,なぜ災害になるのかを見つめるこ とが大切である.そこから解決策が生まれてくる.自然 災害の軽減に必要な技術開発や,既存技術の活用のため にはマニュアルや計算コードの通りに自然現象が発生し ていると考えない姿勢が大事である.

液状化に関する最新技術の紹介は,すでに地盤工学会の会誌「土と基礎」の講座でも過去3回取り上げられている<sup>1), 2), 3)</sup>.

ここに紹介する不思議は、これらの講座ではあまり取 り上げられていない現象である.取り上げられていない 理由はそれぞれの講座が執筆された時点では未だよく分 かっていなかったからでもあり、それゆえ実務的には重 要と認識されていないために技術指針などにも触れられ ていない事項である.

### 2. 液状化対策の時代的変遷(概観)

地盤の液状化に関する研究や対策の確立は新潟地震以 降からであるから、その歴史は古いものではない.表 -1 に新潟地震以降現在までの期間を三つに区分して既往事 例で観察された典型的な事象、その解釈から生まれた工 学的な対策の方法ならびにその背後に流れる基本的な考 え方を整理してみた.

# 第1期 新潟地震(1964)から日本海中部地震 (1983)発生前までの20年間

新潟地震(1964年)以降,日本海中部地震(1983年) の前までの20年間に顕著な液状化被害をもたらした地 震は,十勝沖地震(1968年),根室半島沖地震(1974年), 伊豆大島近海地震(1978年),宮城県沖地震(1978年), などである.これらの地震に際して地表に噴砂・噴水が 観察され,地盤液状化の起こった顕著な証拠と認識され た.

アラスカ地震(1964 年),新潟地震を契機として始ま った液状化の研究は、日米の研究者を中心に活発に進め られ、Seed et al.<sup>4)</sup> による繰返し三軸圧縮試験を用いた実 験によってそのメカニズムが明らかにされ、日本の研究 者によって現場の貴重な記録が集められた.小泉<sup>5)</sup>, Kishida<sup>6)</sup>, Ohsaki<sup>7)</sup> らの調査により液状化した地盤とし なかった地盤では標準貫入試験の N 値が異なることや、 Watanabe<sup>8)</sup> によりバイブロフローテーション工法で締固 められていた砂地盤では液状化が起こらなかったことが 明らかにされた.その結果、液状化し易い粒度の範囲な どが提案され<sup>9)</sup>,今日用いられている液状化判定法と対 策の考え方の基礎が築かれた.

これに引き続き,液状化強度を支配する条件を明らか にするための室内試験としての繰返し単純せん断試験

- 1 -

<sup>10)</sup>,繰返しねじり試験<sup>11)</sup>の技術開発が進められ,一方 では液状化を発生させる地震力と土の液状化強度の関係 を求めるための液状化履歴データが集積された<sup>12)</sup>.また, 世界各地で実施された標準貫入試験は必ずしも貫入エネ ルギーが同じではないことから,各国で行われている標 進貫入試験のエネルギー測定も行われた<sup>13)</sup>.

新潟地震では新設されたばかりの昭和大橋が落橋した ことから,液状化対策に関する研究が精力的に進められ 道路橋の液状化対策の考え方として地盤が液状化しても 基礎杭の水平抵抗が保持されるよう,地盤強度を低減し て設計する考えが打ち出された<sup>14)</sup>.

その後、日本海中部地震の前までに発生した被害地震 に際し、液状化判定に基づき対策した橋梁では液状化に よる被害は起こらなくなり、埋立地盤でも締固めを行っ た地盤では液状化被害を防ぐことが出来た実績などが現 れることとなる<sup>15)</sup>.しかし、家屋、道路盛土、河川堤防、 ため池、港湾施設など液状化対策を実施していない既存 施設ではその後の被害地震のたびに損傷が発生した.

この間に見られた液状化被害は、建築物の倒壊や橋脚 の傾斜、水際の護岸のはらみ出し、盛土の亀裂や陥没な どの形態が主なものであった.これらの被害は、地盤が 強度を失い、支持力が低下する、護岸背後地盤の土圧が 大きくなることが主因であった.しかし、液状化によっ てもたらされる被害はこのような形態ばかりでなく、地 中に埋設されたタンクが地表に浮き上がる被害形態も経 験された<sup>16)</sup>.この種の被害は、液状化した地盤の揚圧力 が原因である.

また,液状化の危険性の大きい場所はゆるい砂質土が 堆積したところであり,その所在を知るために微地形分 類と堆積構造との関係が調べられた.微地形分類では深 さ方向の情報は得にくいが,旧河道に分類されるところ では,ゆるい砂質土の堆積している最深標高は現河道の 最深標高と同程度であることが明らかにされている<sup>179</sup>.

	20 1000	107.1514.00.01.054.42	
時代区分	象徴的な観察事実	観察事実の解釈から生まれた 対策,試行的対策,又は提案	対策の基本的考え方
第1期 新潟地震(1964)から, 日本海中部地震(1983) 発生前までの 20 年間	<ul> <li>・昭和大橋の落橋</li> <li>・川岸町アパートの倒壊</li> <li>・そのほか大量の噴砂,噴水</li> <li>・ なさいダムの破壊</li> </ul>	<ul> <li>・液状化メカニズム,液状化発 生条件を考慮した判定法(道路 橋示方書ほか)</li> <li>・杭基礎の設計のための液状化 した地盤の強度の取り方(道路 橋示方書)</li> </ul>	液状化させない または液状化しても倒れ ない(壊れない)ようにす る
第2期 日本海中部地震以降 (1983), 三陸はるか神 地震まで(1994)の10 年間	<ul> <li>・地下タンクの浮き上がり</li> <li>・級傾斜斜面地の側方流動と埋設管路の損傷</li> <li>・不飽和層の存在による木 造家屋の被害低減</li> <li>・液状化履歴の集積</li> <li>・液状化履歴の集積</li> <li>・泥炭地盤上の盛土の破壊</li> <li>・盛土のストレッチング亀 裂</li> <li>・その他、対策工法の効果</li> </ul>	<ul> <li>・浮き上がり安全率の算定(共同溝設計指針)</li> <li>・側方流動量の簡易算定法(濱田ら)</li> <li>・表層の不飽和層の厚さによる 被害軽減効果の予測チャート (石原)</li> <li>・残留強度を考慮した盛土の変 形計算法(シード)</li> <li>・蛇籠、ドレーン材の設置による盛土内水位の低下工法(釧路 沖地震の復旧工事ほか)</li> <li>・亀裂発生位置の予測計算法 (佐々木ら)</li> </ul>	同上を基本とし, 埋設構造物の浮き上がり を防ぐ 耐震診断と補強の実施
第3期 兵庫県南部地震(1995) 以降現在までの8年間	<ul> <li>・埋立地の護岸の水平移動</li> <li>・護岸に近い橋脚・橋台基</li> <li>礎杭の損傷事例の集積</li> <li>・噴砂に含まれる礫粒土,シルト質土</li> <li>・埋め立て地盤での鉛直アレーによる強震動の観測</li> <li>・液状化対策実施地盤での</li> <li>沈下量の計測</li> <li>・各種構造物の被害事例の</li> <li>集積</li> <li>・ジオグリッドによる盛土のストレッチング抑制実績</li> <li>・その他、対策工法の効果</li> </ul>	<ul> <li>・護岸の水平移動に伴う背後地 盤の水平変位量の予測チャート (石原ら)</li> <li>・護岸に近い橋脚・橋台基礎杭 に作用する水平力の算定法(道路橋示方書)</li> <li>・液状化判定を行う対象土質の 変更(道路橋示方書)</li> <li>・被災構造物の復旧と,補強の 実施</li> </ul>	L1 地震動に対しては液状         化させない,または損傷を         防ぐ,         L2 地震動に対しては液状         化しても壊滅的な被害を         発生させない

表-1 液状化対策の時代変遷

# 2.2 第2期 日本海中部地震以降(1983)から三陸はる か沖地震まで(1994)の10年間

日本海中部地震では,第1期に見られた被害形態のほか,ガス管や水道管のような地中埋設管路が引きちぎられたり,押し込まれる形態の被害(図-1)が観察され,液状化に伴い地盤が水平方向に移動することのあることが発見された<sup>18)</sup>.いわゆる液状化に伴う地盤流動の発見のきっかけである.地震前後の航空写真を対比することにより,新潟地震では信濃川の河岸が最大8mも水平方向に移動したことが報告されている<sup>19)</sup>.



図 - 2 兵庫県南部地震による側方流動量(神戸大 橋付近)<sup>20)</sup>

航空写真を比較することによって地震前後の地盤表面の水平変位を計量する手法は兵庫県南部地震の被害調査にも活用されている(図-2)<sup>20)</sup>.

この発見を契機として,液状化に伴う地盤流動に関する研究が盛んに行われるようになった.

図-3は、円錐形の斜面を液状化する模型地盤の上に 載せて加振した模型振動実験の結果である<sup>21)</sup>.加振方向 とは無関係に斜面の最急勾配の方向に地表が移動してい ることから、液状化した地盤の流動は重力効果により斜



写真 - 1 釧路沖地震の堤防で見られた噴砂



(a)実験模型実験模型



(b) 移動ベクトル 図 - 3 円錐盛土の液状化による流動の実験

面下方に向かって生じていることが分かる.

濱田らは,液状化に伴う地盤流動量を算定する次式を 提案している<sup>22)</sup>.

$$D \approx 16 \quad \frac{\mathrm{H}^{2}}{\pi^{3}} \frac{\rho g}{\mu} \theta t \qquad (1)$$

ここに、D:地盤の水平移動量、H:液状化層の厚さ、  $\theta:$ 地表面勾配、 $\rho:$ 液状化土の密度、 $\mu:$ 液状化土の 見掛けの粘性係数、t:流動継続時間である.

また日本海中部地震の後,地盤液状化がもたらす被害 が液状化した層と地表の間の不飽和層の厚さに支配され, 不飽和層が薄ければ被害が大きくなることが見出された <sup>23)</sup>.

第2期に区分した10年間に顕著な液状化被害をもたら した地震は、日本海中部地震(1983年)、釧路沖地震(1993 年)、北海道南西沖地震(1993年)、北海道東方沖地震 (1994年)、ならびに三陸はるか沖地震(1994年)など である.

第2期の間に起こったこれらの地震による被害の中で, 地盤流動に加えて特筆すべき被害のひとつは泥炭地盤上 の盛土が液状化した被害である.釧路沖地震により北海 道東部は大きな地震動を受け,釧路港や釧路市内の緑ヶ 丘団地に被害を生じたほか<sup>24)</sup>,国道38号線,44号線, 272 号線の盛土,十勝川堤防,釧路川堤防などに甚大な 被害をもたらした<sup>25,26)</sup>.

+勝川堤防では 1968 年の十勝沖地震に際しても被害 を被っているが、その被害報告では、泥炭地盤の厚いと ころ、堤体材料が砂質土の区間で被害が大きいことが指 佐々木



図-4 泥炭地盤上の盛土の液状化

摘され,被害の原因は泥炭地盤による地震動の増幅では ないかと記されている<sup>27)</sup>.

しかし、釧路沖地震の時には堤防小段や法尻にわずか ながら噴砂の痕跡が残されていて(写真 - 1 参照)、堤防 被害の直接的原因は液状化であることを示していた.泥 炭は砂質土の様な液状化は起こさないものの、泥炭地盤 の圧縮性が大きいため、その自重により地下水位の高い 泥炭地盤の中に沈下した堤体の底部が液状化したもので あった<sup>26,28)</sup>(図 - 4).沢水が流れ込んで常時飽和状態 にある盛土や、泥炭地盤上の盛土では盛土内の地下水位 を低下させることが大切であることをこの事例は教えて いた.

ちなみに、十勝川堤防の被災区間のひとつである統内 築堤では、蛇籠を法尻に敷設した区間が隣接しており、 堤体内の地下水位が容易に排除できる場所ではこの地震 による被害は発生しなかった(写真 - 2).そこで復旧に あたり、出来る限り堤内側に法尻ドレーンを設置する措 置がとられた<sup>29)</sup>.

北海道南西沖地震により被災した後志利別川堤防では, 天端が 2m 近く陥没した区間が生じた.その復旧に際し 開削調査を行った結果,法肩付近から斜めに堤防底面に 達する顕著な亀裂が観察された.基礎地盤浅部で液状化 が生じた場合にはストレッチング現象<sup>30)</sup>が発生し,そ の上にある盛土の内部応力にも影響することを示してい た<sup>31,32)</sup> (写真 - 3・図 - 5).

また,この時代には第1期の終わりに公布された大規 模地震対策特別措置法(1978年6月)とも絡み,既存施 設や構造物の耐震診断が必要になり,都市内での液状化 対策工事に騒音や振動の少ない工法として,グラベルド レーン工法や深層混合処理工法の使用実績が増えた.

![](_page_3_Figure_8.jpeg)

![](_page_3_Picture_9.jpeg)

写真-2 統内築堤の蛇籠

![](_page_3_Picture_11.jpeg)

写真-3 兜野築堤周辺の天端陥没

![](_page_3_Figure_13.jpeg)

# 2.3 第3期 兵庫県南部地震(1995)以降現在までの8 年間

1995年に発生した兵庫県南部地震に際しては,六甲ア イランド,ポートアイランドなどの埋立地をはじめ沿岸 部の低地で多くの液状化が観察された<sup>33)</sup>.この地震によ りそれまでに考えられていた設計地震動をはるかに超え る大きな地震動が作用し,耐震設計に二段階の設計外力 を考慮する新たな考えが導入されるようになった.これ を反映して,地盤の液状化強度の設定や,液状化対策の

![](_page_3_Figure_16.jpeg)

図-7 対策工法の沈下抑制効果<sup>36)</sup>

- 4 -

![](_page_4_Picture_1.jpeg)

写真 - 4 中海湖岸堤の被害例<sup>69)</sup>

設計に当たっても、多くの技術指針類で再来頻度は低く ても大被害をもたらすかもしれない L2 地震動を考慮す るよう改められ、液状化被害防止に当たっても、ある程 度の変形を許容し許容変形量以内に構造物の変形を抑制 する考えを導入しなければ、きわめて対策コストがかか ることから、液状化に伴う地盤や構造物の変形を精度よ く算定することが求められるようになった.

また、この地震では埋立地の護岸が水平方向に4m近 くも変位し、背後地盤の流動により杭や埋設構造物にも 多くの被害が発生した.この経験に基づき、地盤流動の 流動圧を杭の設計に取り入れる考え方が提案された<sup>34)</sup>.

地盤流動に関しては、傾斜した地盤での流動と、水際 の護岸構造物が移動することに伴う背後地盤の流動の2 種類があることが指摘されていたが、護岸背後の地盤変 位の計測結果に基づき護岸が移動する場合の流動量を推 定するための経験曲線が提案された(図-6)<sup>35)</sup>.

ポートアイランドや、六甲アイランドなどの埋立地の 中には幾種類かの地盤改良工法が実施されており、その 工法によって地盤表面の沈下量が異なることが計測結果 から明らかにされている(図-7)<sup>36,37)</sup>.地盤表面の沈 下抑制のみならず、構造物の被害抑制にも対策工法の効 果があった多くの事例が観察されている.

港湾の護岸や橋梁のみならず,ため池のフィルダム, 河川堤防,下水処理場など多くの構造物や施設に液状化 被害がもたらされた.これを受け,各種構造物の耐震設 計指針や地震対策マニュアルの見直しが行われた.

この地震により被災した構造物の復旧や,既存施設の 補強には,狭い空間での施工が必要な場合があり,また 側方流動を考えた対策が求められる場合があることから, マイクロパイルなどの新たな対策工法が用いられ始めた.

第3期の8年間には、兵庫県南部地震以降も、鳥取県 西部地震(2000年)、芸予地震(2001年)、宮城県北部の 地震(2003年5月、7月)、平成15年十勝沖地震(2003 年9月26日、M=8.0)などが液状化被害をもたらしてい る.

これらの地震被害のうち,鳥取県西部地震では,中海 湖岸の干拓堤防をはじめ若齢の埋立地で液状化被害が発 生したことは記憶に新しいところである.埋立地である

![](_page_4_Picture_11.jpeg)

写真 - 5 宮城県北部の地震による斜面崩壊<sup>39)</sup>

竹内団地の地表に噴出した噴砂にはシルト分が多く含ま れていたことが注目を集めた<sup>38)</sup>.

中海湖岸部では**写真 - 4**に示すような堤防被害が発生 したが、湖岸堤の一部に試験的にジオグリッドを敷設し た区間では軽微な被害で済み、この工法により盛土の変 形を抑制できることが分かった.この事例については後 (第5章)にやや詳しく紹介する.

2003 年 5 月ならびに 7 月に発生した宮城県北部の地震 では、斜面の一部が流動的な崩壊を起こし、崩壊した土 塊が約 100m 近くも移動したことが注目を集めている (写真 - 5)<sup>39)</sup>.また、この地震では約 20 時間の間に続 けざまに大きな地震動が 3 回作用したこと、雨の中での 地震であったことなど対策を考える上での新たな問題を 提起した地震であった、2003 年 9 月 26 日に発生した平 成 15 年十勝沖地震でも朝 4 時 50 分に M=8,6 時 08 分に M=7.1 の地震が続けざまに起こっている.地盤液状化の 視点からすれば発生した間隙水圧が消散しきらないうち の新たな地震動が作用することの過酷さを思わせるもの であった.

## 2.4 2章のまとめ

以上,新潟地震以降の39年間を3期に分けて液状化対 策の発展の跡を概観してきたが,要約すれば第1期には 地表に噴き出す水と砂の不思議解明が液状化のメカニズ ム解明と液状化判定法の確立につながり,第2期では液 状化被害を防ぐために構造物毎にその被害をもたらす支 配的な現象(たとえば杭の水平抵抗の低下,埋設物の浮 き上がり,基礎地盤の強度低下による盛土のすべり崩壊 など)を対象に,力の釣り合いに基づく照査や設計が行 われてきた.

しかし第3期の当初に起こった兵庫県南部地震により 大きな地震動と地盤の大変位を経験し,第2期までに採 用されてきた考え方だけでは地震被害を完全に防ぐこと は出来ず,発生確率は低くても大きな地震動が作用した ときの被害軽減をも考慮した設計が必要になった.この 場合に,液状化の発生を完全に防ぐことは経済的に得策 ではないことから,変形を考慮した新たな設計概念が取 り入れられることとなった.また,第2期,第3期を通 じて液状化対策の効果があった事例の集積が進み,また 一方では後述するような未だ十分には説明のつかない現 象も残されている.さらなる研究と技術開発が求められ ているといえよう.

また,本稿を提出する間際に北海道では平成15年十勝 沖地震が発生し,これまでに実施されてきた液状化対策 の効果が明らかにされつつある.今後の整理を待って, 実証的なデータとして活用することが期待される.

## 3. 地盤液状化時に現場で見られた不思議な現象

前章で概観したように、アラスカ地震、新潟地震で経 験した「不思議」が液状化メカニズム解明のきっかけで あった.それまでは何の不安定さも感じさせなかった川 岸町の県営アパートが倒壊した理由、出来たばかりの昭 和大橋が落橋した理由を追求することによって液状化対 策の基礎が築かれた.さらに日本海中部地震に際して埋 設管路の被害がきっかけとなって地盤流動の解明が始ま り、兵庫県南部地震で経験した水際の橋台の移動や、構 造物の基礎杭を流動に耐えられるようにするための努力 が行われている.安全への欲求とそのための不思議の解 明が技術の進歩につながっている.

この章では、実際の地震時に起こったこれら以外の不 思議を紹介してみたい.

地震による地盤の液状化は,地震動の伝播に伴い地盤 内に作用する繰返しせん断が原因であり,その支配的な ファクターや液状化の判定法については実務的処理に困 らない程度に整理がついてきたといってよい.これに比 べて,液状化した後の地盤の力学特性については十分解 明され尽くしたとは言い難い.液状化後の土の力学的性 質の変化が地盤の大変形をもたらす.液状化被害の軽減 につながる土の変形予測手法の高度化のために,これま でに経験された不思議を今一度眺めなおしてみる.

#### 3.1 不思議その1:いつ変形するのか

昭和大橋が落橋したときに,橋の上にいたタクシード ライバーの話が残されている.タクシーがちょうど橋の 上を通りかかったときに運転手は主要動の揺れを感じ, あまりのゆれ方にパンクしたのかと車を降りてパンクし ていないことを確かめた.その後に再び車に乗って橋を 渡り終わってから振り向いてみると,落橋していたと記 されている<sup>40)</sup>.この話は,昭和大橋の落橋は主要動の作 用中に起こったものではなく,やや遅れて起こったもの であることを示している.

写真 - 6は日本海中部地震で被災した国道7号線の能 代南バイパスである. 材木商を営むある人が,日本海中 部地震の揺れを事務所で感じ,揺れが収まってから倉庫 の被害状況確認のためにこの道路を通って倉庫のある能 代港に向かった. 倉庫の無事を確認した後,事務所に帰 るために再びこのバイパスを戻ってきたら,写真に示す

![](_page_5_Picture_10.jpeg)

写真-6 能代南バイパスの被害

![](_page_5_Picture_12.jpeg)

写真-7 八郎潟堤防のU型溝

![](_page_5_Figure_14.jpeg)

図 - 8 八郎潟堤防の加速度オービット<sup>43)</sup>

ように舗装版が持ち上がっていたという<sup>41)</sup>.この例でも, 主要動の最中に地盤の大変形が起こったわけではないら しい.

また,同様の例は1987年にニュージーランドで起こっ たエッジカム地震でも経験されている.この地震で北島 のワカタネ川に架かるランディングロード橋付近で側方 流動が発生し橋の取り付け盛土が破壊した.ここでは, 地震直後には損傷がなかったものの何分か経た後盛土は 破壊していたという<sup>42)</sup>.

**写真 - 7**は、日本海中部地震によって被災した八郎潟 堤防で写した写真である.八郎潟堤防の裏法面には雨水 排水のためのU型側溝が堤防横断方向に敷設してあった. そのU型側溝が,非常に不安定な状態のまま持ち上げら れている.図-8に八郎潟堤防で記録した強震記録<sup>43)</sup>

- 6 -

をもとに描いた水平面内の加速度オービットを示す.主 要動の間の加速度は堤防横断方向のみならず延長方向に もかなりの大きさであり U 型溝の横断方向にも 100gal 近い加速度が作用している.U型側溝は,その縦断方向 に圧縮力を受けて持ち上がったものであるが,主要動の 間にこのように持ち上げられたとしたら,倒れてしまっ た方が自然である.やはり,地表付近の構造物に変位を 生じるような地盤の大変形は主要動から遅れて発生する ものなのかもしれない.

これらの事例とはまったく逆に多くの振動台実験では 加振停止とともに模型地盤や構造物の変形が止まること が報告されている.しかし一方で,間隙流体にグリセリ ン溶液を用いた遠心模型実験で加振停止後も模型構造物 が液状化した地盤の中に継続して沈下したという報告も ある<sup>44)</sup>.

液状化による地盤の変位や,構造物の変形はいつ発生 するのであろうか.これが第1の不思議であり,疑問で ある.この解答は未だ明らかになっていない.

# 3.2 不思議その2:盛土の中央部に向かって傾斜する滑 落面

写真 - 8は日本海中部地震で被災した八郎潟堤防の東 部承水路区間で写した写真である<sup>45)</sup>.砂質土で作られた この堤防の天端と表法面にはアスファルト覆工が施され ており,天端近くの裏法面にもアスファルト被覆が施さ れていた.その被覆を断ち割るように,幾筋かの縦断亀 裂が発生し,亀裂の間からのぞいている滑落面は堤防の 中心に向かって傾斜している.何故堤防や道路盛土には いつも縦断亀裂が発生するのであろうか.また,この写 真に写した被災箇所では何故滑落面が内側に向かって傾 斜をしているのであろうか.地盤液状化に伴って堤防が すべり破壊を起こしたのだとしたら,亀裂の間から顔を 見せている滑り面の傾斜は逆方向に向かっていなければ ならない.この疑問は長い間筆者の胸のうちにもやもや としたものを残した.

日本海中部地震から 10 年後,北海道南西沖地震が発生 し,後志利別川の堤防が被災して縦断亀裂とともに随所 で天端の陥没が起こった(前出**写真 - 3**参照).そのうち のひとつの区間を開削してみると,図-5に示すような 亀裂が顕著に残されていたことについては第2章で紹介 したとおりである.八郎潟では亀裂の間からのぞく滑落 面の傾斜を計測しなかったが,後志利別川で見られた滑 落面の傾斜は水平面に対してほぼ 60°程度の傾斜とな っている.何故このような亀裂が発生するのであろうか. これが第2の不思議である.

開削した区間は旧河道を横断する箇所にあたり,基礎 地盤の液状化は八郎潟と同様堤防底面に近い浅いところ で起こっている.このような条件のときに,液状化層と 盛土底面との境界では常時のせん断抵抗が失われ,盛土 底面には法尻外方に向う水平変位が発生すると考えられ る.そこで,水平方向に可動な4枚の板の上に砂の盛土

![](_page_6_Picture_8.jpeg)

写真-8 八郎潟堤防の亀裂

を作り,4 枚の板を内側に押し付けておいた力を解放す る実験を行ってみた(図-9).写真-9はその結果であ る.後志利別川で観察したのと同じ亀裂が発生した<sup>32)</sup>. このことから,液状化した地盤の上の盛土の変形を予測 するときには,液状化した地盤の変形だけ考えていたの では十分でなく,条件によっては,盛土底面に液状化前 に作用していた境界応力が開放されることによる盛土の 変形をも考慮すべきことが分かる.

境界応力が開放され盛土底面でのせん断応力がゼロに なると、盛土内の応力再配分が行われることとなる.こ のとき、盛土の中に形成されるランキン塑性域のすべり 面は水平面と  $45^\circ$  + $\phi/2$ の傾きを有しているから、すべ り面位置を変えてすべり面に沿うすべり安全率を求める ことにより亀裂の発生位置が推定できる(図 - 10<sup>31)</sup>). この図から、法肩からわずか外側に位置する法面に亀裂 が発生することが分る.この亀裂は盛土底面の沈下は考 慮せず、底面境界でのせん断抵抗の喪失のみを考慮して 求めた近似解であるが、多くの天端陥没の実際事例と符 合する事は興味深い.

![](_page_6_Figure_12.jpeg)

図-9 ストレッチング模型の模式図

![](_page_6_Picture_14.jpeg)

写真 - 9 ストレッチングの実験結果<sup>32)</sup>

![](_page_7_Figure_1.jpeg)

図-10 亀裂発生位置の図<sup>31)</sup>

なお,基礎地盤の間隙水圧上昇に伴い法尻が外方に広 がる現象をストレッチングという.盛土のストレッチン グ破壊の存在については Terzaghi et al.<sup>30)</sup>らも紹介して いるが、その変形プロセスを詳しくは説明していない.

地盤の液状化発生を防げば盛土のストレッチング破壊 を防ぐことが出来る.しかし,この考えに沿った液状化 対策は未だ確立されていない.盛土のストレッチング破 壊の抑制事例を第5章で紹介する.

# 3.3 不思議その3:液状化した土は液体なのか固体なの

液状化に伴う地盤流動の究明と、流動に伴う被害の防 ぎ方についての研究の過程で、液状化した土は液体と捉 えたらよいのか、それとも軟らかくなってはいてもやは り固体と捉えたらよいのか盛んに議論が行われた.その 答えは未だ見つかっておらず、地盤流動量を予測計算す る考え方には液体と考えるものと、固体と考えるものの 二つの方法が存在している.

地盤を液体と捉える考え方の根拠は、地盤の変形の事 例ではすべり面は観察されない、軟弱地盤でのすべり破 壊のような周辺地盤の盛り上がりも見られない、などの 観察結果である.液体のように振舞った部分は地盤の中 のどの部分であるのかを探るために、フィルダムのよう な土構造物の液状化被害のケースを対象に、ブロック状 に壊れた土塊を組み合わせてバックフィギュアリングに よって、大変形を起こした部分を明らかにしようとする 試みも行われている<sup>46)</sup>.

一方で,液状化した地盤は液体のようには表面が水平 になるまで変形せず,液状化被害の後に残された地盤や 構造物の変形量は有限の量にとどまる.したがって,斜 面の安定解析に多くの実績を有する極限平衡の概念に基 づくすべり計算法を活用する立場,あるいはニューマー ク流の考え方を活用する立場からは,液状化後にもある 程度の強度が残留していると考え,土を固体と捉える考 え方がある.有効応力解析に用いられている多くの構成 則においても土を固体と考える考え方が主流である.

そんな中で1995年兵庫県南部地震が発生し、土構造物 である淀川堤防も大変形を起こした.変形後の堤防の高 さはもとの盛土高さ(約6.5m)の1/4程度になるまで沈 下していた.この現場では法尻周辺に多量の噴砂が残さ れ、よく知られているように基礎地盤に液状化が発生し たことは明らかであった.この現場を見ながら考えたこ とは、砂質土で出来た堤体の底の方は液状化した基礎地 盤と一体化してしまっただろうか、それとも混ざり合わ ないでブロック状に沈下しているのだろうかという疑問 であった.

既存ボーリングと被災後断面の測量結果を頼りに,ひ とつの仮説として混ざり合わないで沈下していると考え て描いたのが図-11である<sup>47)</sup>.

復旧時に,沈下した堤防の底部がどこまで達している かを探るために,細かくサウンディング調査を実施して 頂いた.開削調査結果とこの調査から得られた被災後の 断面は,図-12に示すような結果となった<sup>47)</sup>.

この図は、兵庫県南部地震による淀川堤防ではストレ ッチングにより底部が側方に広がりつつ、ブロック状に 分断された土塊が液状化した砂層の中に沈んだと考えさ せるものであった.

このような形態の変形を起こす基礎地盤は、液状化に よってあたかも液体であるかのように振舞ったと考えさ せる.しかも,淀川の酉島堤防は延長 2km にもわたって, ほぼ同じ高さまで沈下しており,3.5 節で説明するよう な延長方向の被害の差はほとんど見られない<sup>48)</sup>.

![](_page_7_Figure_15.jpeg)

図-11 淀川堤防破壊の模式図

![](_page_7_Figure_17.jpeg)

- 8 -

なお、構造物の直下の地盤では側方土圧の増分(全応 力の変化)が起こらないから、モールの応力円の直径は 変化せず、間隙水圧が上昇しても原点には到達できず、 したがって有効応力がゼロにはならないとの見解も<sup>49)</sup> 示されている.この見解通りであれば、淀川堤防の基礎 地盤は液体としては振舞えないことになるが、どうもそ うではなさそうである.液状化した地盤では、条件によ り静止土圧係数も小さくなり、有効応力は失われて地盤 は液体として振舞うこととなる.

液状化した土が液体であるのか固体であるのか未だ答 えは確定していない. 第3の不思議である.

# 3.4 不思議その4:液状化が起こっても地表に噴砂が出 るとは限らない?

兵庫県南部地震によりポートアイランド,六甲アイラ ンドの埋立地では高さ5~15mのケーソンが海側に2~4m せり出し,その背後地盤は0.5~1.5m 沈下したことが記 録に残されている<sup>51)</sup>.背後地盤の噴砂は護岸から少し距 離を置いた内陸部で激しかったが,護岸の近くでは奇妙 に噴砂が少なかったことも記録に残されている<sup>20)</sup>.護岸 の海側への移動量と激しい噴砂までの護岸からの距離の 間には図-14に示すような関係がある.

これまで、地表に残された噴砂は液状化発生の根拠と されてきた.しかし、兵庫県南部地震で海側に変位した ケーソン護岸の背後地盤では噴砂が見られなかった.何 故だろうか.これが第4の不思議である.

この理由は液状化した地盤が大変形すると間隙水圧が 早く消散してしまうからだと考えられる.この解釈の根 拠となる実験結果は第4章で紹介する.

#### 3.5 不思議その5:なぜ周期的に変形しているのか

第2章で泥炭地盤上の盛土が液状化する事例に触れた. 釧路湿原の泥炭地盤上に作られていた遊水地堤防も同じ 原因で被災した.写真-11は,釧路地震によって被災 した釧路遊水地左岸堤の被災区間を空から写した写真で ある.写真-12は堤防天端に高所作業車を持ち込んで 撮影した写真である.写真に示した区間では,地盤条件 は地表から泥炭・砂層・粘性土層が互層状に堆積してい るがほぼどこも同一の条件である.堤体も大きさ,材料, 築堤年代のいずれも同じ条件である.作用した地震動の 条件はこの区間内ではどこでも同じと考えてよかろう. にもかかわらず,堤体の破壊が生じた区間はほぼ 150m の間隔を空けて,4箇所で発生しており被災区間の中心 同士の間隔は約 300m であった.

何故,このような周期的な変形が生じたのであろうか. これが第5の不思議である.

この疑問は未だ十分解明されていない.しかし,地震動の周波数特性と堤体や地盤の条件によっては堤体の三 次元的な応答が大きくなるものと考えられる.写真 -1 3は小型模型を用いた振動台実験における加振中の盛土 変形の様子を写したものである.模型盛土には法線直交

![](_page_8_Figure_11.jpeg)

図 - 13 噴砂の見られる範囲・見られない範囲<sup>20)</sup>

![](_page_8_Picture_13.jpeg)

**写真 - 10** 噴砂のないポートアイランド護岸の背 後地盤<sup>50)</sup>

![](_page_8_Figure_15.jpeg)

図-14 護岸移動量と噴砂までの距離

方向の振動を一様に加えているにもかかわらず,加振周 波数によって局所的に大きく揺れるところとそうでない ところが現れる.

釧路遊水地堤防の液状化発生条件が,作用した地震動 に対してぎりぎりの強度であったなら,写真 - 11のよ うに破壊する区間と破壊しない区間が周期的に混在し得 ると考えられる<sup>52, 53)</sup>. 佐々木

![](_page_9_Picture_1.jpeg)

写真 - 1 1 釧路遊水地堤防の航空写真

# 3.6 そのほかの不思議(3章のまとめ)

上述してきた不思議の解明には,液状化した後の土の 力学特性を明らかにすることが最大の要点となる.特に 地盤の変形の視点から,大変形を起こす物性への変化の 時点,その継続時間,変形特性,ならびにこれらを支配 する要因と条件を洗い出さなければならない.

また、上に紹介した不思議のほかにもいくつもの不思 議が経験されている.鳥取県西部地震では噴砂にシルト 質の土が多く含まれていた.芸予地震では液状化の可能 性が高いと考えられていたデルタの中での噴砂は少なか った.スラブ内地震であったため、加速度は大きいもの の短周期成分が地震動に多く含まれ、また干潮時で地下 水位が低かったことが幸いしたのではなかろうかと考え られている<sup>54</sup>)が、さらなる検討が望まれる.

## 4. 液状化後の土の性質を探る室内実験

繰返し載荷により地盤の液状化を再現すると,要素試 験では過剰間隙水圧が初期拘束圧に近づいたときひずみ が急増する.しかし,多くの要素試験機は非常に大きな ひずみまで計測可能なものはないから,液状化後の最終 ひずみ量やその間の間隙水圧変動の計測は行われていな い.遠心場での実験を含め多くの振動台実験では地盤内 の過剰間隙水圧は加振振動数の2倍の振動数で変動し間 隙水圧の上限値は周期的に初期拘束圧に等しくなるが, 加振中はこの値を保持し続けるわけではない.しかし,

![](_page_9_Picture_8.jpeg)

写真 - 12 釧路遊水地堤防の高所作業車からの写真

![](_page_9_Picture_10.jpeg)

写真 - 13 振動台実験における弾性模型盛土の地 震時応答

水平地盤の模型振動実験でグリセリン溶液を間隙水に用 いるなどの工夫をすることにより,加振停止後もしばら くの間,間隙水圧が初期拘束圧に等しい状態を再現する ことが出来る.

実際に原位置の地盤で起こっている状況はどのような ものなのであろうか. 第3章で見たように地震動の終了 後も骨格構造が破壊され,土粒子が懸濁している状態が 継続していると考えなければ説明できない現象が発生す る.

このことはポスト液状化の土の性質を調べる研究手法 として要素試験には限界があることを意味している.

これに対し,円筒又は立方体容器の中に設置した飽和 砂地盤に衝撃的な力により瞬間的に液状化を発生させる 瞬間液状化再現装置は,土粒子が懸濁状態になっている ポスト液状化の状況を容易に再現できる.液状化に至る プロセスは繰返しせん断によるものではないが,間隙水 圧が初期上載圧に等しい状態を作り出すことができ,こ の状態以降の地盤の変形特性を検討できる.この種の装 置はそれほど普及していないが,工学教育の視点から学 生にとって理解しやすい,経費が少なくて済む,工夫す る力を養える,物事のつながりを考える力を養うなどの 利点も有している.

![](_page_10_Figure_1.jpeg)

この章では,瞬間液状化再現装置を用いて広島大学で 行ってきた実験結果をもとに,ポスト液状化の土の性質 のいくつかを紹介する.

## 4.1 液状化後の水平地盤の沈下量

広島大学ではこれまでに,液状化が発生するまでの条件には目を瞑り,ポスト液状化のみに注目して瞬間液状化再現装置を用いた実験を行ってきた.用いた装置は,図-15に示すような2種類のものである<sup>55,56)</sup>.

水平地盤に瞬間的に液状化を起こした後の地盤内の間 隙水圧は図 - 16(a)のような経時変化を示す<sup>57)</sup>.この 時間内の土粒子の挙動を CCD カメラによって追跡して みると図 - 16(b)のような経時変化を示す.すなわち, 間隙水圧が高い状態を保っている間に,水中に懸濁した 土粒子は下方に沈降する.沈降が止まった時点で土粒子 骨格が再生され,それ以降の沈下(圧密過程)は CCD カメ ラでは追跡しきれない.

![](_page_10_Figure_6.jpeg)

![](_page_10_Figure_7.jpeg)

一方間隙水圧は衝撃を与えた瞬間に初期有効上載圧に 等しい大きさまで上昇する.この圧力分布は土粒子が水 中に懸濁した状態の液体内の圧力と同じ分布を示し,そ の圧力勾配は地盤の限界動水勾配に等しい.

このあと地盤内では懸濁していた土粒子が沈降し,深い部分から沈降が終了する.沈降が完了した部分の上面 (Solidification Front<sup>58)</sup>)は徐々に地表面に向かって上昇 し、やがて地表面に達したときに粒子沈降は停止し間隙 水圧も常時の静水圧に等しい大きさまで戻る.

この間の地盤表面の沈下量からポスト液状化の土の圧 縮ひずみを求めて初期相対密度に対してプロットすると 図-17が得られる.この図で注目しなければならない 点は,地盤表面の沈下量から求めたポスト液状化地盤の 圧縮ひずみは有効応力ゼロの間に累積した土粒子沈降に よりもたらされているという点である.すなわち有効応 力増分がゼロの間に体積圧縮が起こっていることになる. ちょっと考えると有効応力原理からはずれた現象である ことになるが,よく考えてみると土粒子骨格が保持され

![](_page_11_Figure_1.jpeg)

図-19 液状化の継続時間

0.8

初期間隊比 eo

0.9

1.0

切期液状化層厚

th=5s

0.7

8.6

ていない懸濁液内の状態変化であるから有効応力原理が 適用できなくて当たり前である.有効応力の原理は土粒 子骨格が保持されているという大前提の下で成り立つ.

なお、石原・吉嶺<sup>59</sup> はねじり試験における液状化後 の供試体からの排水による体積ひずみを求め、液状化抵 抗率と相対密度を用いて地盤の圧縮量を求める手法を提 案している.図-17に示した結果は、厚さ20cm 程度 の土層から求めた非常に拘束圧の小さい状態での、粒子 沈降だけによる圧縮量から求めたものであり、粒子再堆 積後の圧密による圧縮量が加わった石原・吉嶺の方法に 比べてやや小さい圧縮ひずみを与える.

さて、地盤が大変形するのは、土粒子が懸濁状態になっている時間帯と考えられる.この時間の長さは地盤の 厚さ、相対密度によって異なるが、懸濁状態の継続時間 はある深さの土粒子がその下にある土粒子に接触するま で移動するということから求まるので、土粒子の沈降速 度と相対密度から計算できることになる. Florin et al.<sup>60</sup>, Kokusho<sup>61)</sup> らは土粒子の沈降速度はその地盤の(そのと きの間隙比の状態の)透水係数に等しいと仮定している. 結果的には沈降速度は透水係数とほぼ同程度の値をとる が、懸濁状態でダルシー則を適用できるかという点でこ の考え方には納得し難いものが残る.

大林ら<sup>62)</sup>は瞬間液状化実験の結果からストークスの 粒子沈降速度に複数粒子の相互干渉の影響を加味して粒 子沈降速度を求め、この継続時間を求める方法を提案し ている(図-18・図-19)<sup>62)</sup>.

# 4.2 地盤液状化に伴う盛土の沈下

盛土の基礎地盤が液状化したときに、どれだけ盛土が 沈下するか瞬間液状化再現装置(図 - 14 (a))を用いて 検討した.この実験では、盛土は変形せず、液状化した 後の地盤の変形だけが生じるという条件のもとで盛土の 沈下特性を求めているので、剛なプラスチック材で作っ た模型盛土を模型地盤の上に置いて地盤を液状化させて いる<sup>56,57</sup>.

図 - 20に示すように,地盤内の間隙水圧は液状化の 瞬間には,盛土の直下では水平地盤で生じた値より大き く,その値は盛土荷重を加えた初期上載圧にほぼ等しい <sup>57)</sup>.このことは,盛土の直下でも有効応力がゼロになる 完全液状化が生じることを示している.この状態は長く は続かず,極めて短い時間の後に周辺地盤の中の同じ深 さでの間隙水圧と等しい値になり,地盤浅部ではしばら くこの値を継続した後に小さくなり静水圧に等しくなる. 盛土の沈下挙動に着目すると,瞬間液状化と同時に沈 下し始め,最終沈下深さに到達する.最終沈下量は地盤 の初期相対密度によって異なる.

地下水面が地表にあるという単純な条件の下での盛土 沈下量と地盤の初期相対密度との関係は,図-21のようになる.

ー連の実験を進める中で,地盤の相対密度が小さく, 盛土荷重が小さい場合には,沈下の初期には図-22に 示すように振動的な上下運動をしながら盛土が沈下し, 最終沈下量に達する事例が観察された<sup>56)</sup>.振動的な上下 運動が発生する理由は,盛土の自重と懸濁液の浮力が釣 り合うまでの間に,沈下し過ぎた盛土によって排除され た懸濁液の過大な浮力によって盛土は浮上し,再び自重 と浮力の不釣合いによって沈下するという過程を繰り返 すためと解釈でき,液状化した後の地盤は液体と考えて もよいことを示している.

また,盛土の幅を変えて同様の実験を行って見ると盛 土幅が小さいと沈下量はやや大きくなる<sup>64)</sup>.液状化した 地盤が流動し大ひずみを起こすと次節に示すように間隙 水圧の低下が起こる.このため,盛土幅の広い場合の方 がひずみ量が大きくなり,地盤の強度回復が早いためで はないかと考えられる.

![](_page_12_Figure_1.jpeg)

図-20 液状化の瞬間の間隙水圧

![](_page_12_Figure_3.jpeg)

図-21 盛土沈下量と相対密度の関係

![](_page_12_Figure_5.jpeg)

図-22 盛土沈下中の振動的挙動

# 4.3 護岸が水平移動するときの背後地盤での間隙水圧 低下

3.4 で紹介した液状化しても地表に噴砂が出てこない 不思議の解明に挑戦した実験結果がある<sup>64,65)</sup>.

護岸の移動には地震動による慣性力と背後地盤からの 土圧の増大(液状化による)の二つの原因が関与してい ると考えられるがそれぞれの大きさは分離できない.

水平地盤での間隙水圧が高い状態の継続時間を考える と,液状化による土圧増分はしばらくの間継続している から,ケーソンに作用する水平力の増分もしばらくは続 いているはずでありケーソンの移動はもっと大きくても よさそうなものであるが,観察された移動量は最大 4m 程度に留まっている.ケーソンの移動を抑止するブレー キ作用があったことになる.このブレーキ作用は液状化 した土のダイレイタンシー効果によるものと考えられる.

図-23に示す模型擁壁(護岸)の背後地盤を液状化 させると、模型実験でも擁壁は移動するが、その移動量 は有限の値に留まり,背後地盤の幅が広い場合に大きく、 狭いときには少なくなる<sup>65)</sup>.

模型実験で観察した擁壁背後地盤の間隙水圧は,液状 化した瞬間には初期有効上載圧まで上昇するが擁壁の移 動開始とともに瞬間的に低下する(図-24)<sup>65)</sup>.つま り移動する擁壁に近い背後地盤では有効応力の回復が起 こることになる.

背後地盤の変形を図-25のように単純化して捉え, そのせん断ひずみを次式によって算定すると,同じ護岸 移動量でも背後地盤幅によってせん断ひずみの大きさは 異なる.

$$\gamma = \frac{H_0 - H}{H_0} - \frac{x}{L_0}$$
(2)

ここに, γ:背後地盤のせん断ひずみ, H<sub>0</sub>-H:背後 地盤の沈下量, H<sub>0</sub>:背後地盤の初期厚さ, *x*:護岸の 水平変位量, L<sub>0</sub>:背後地盤幅である.

せん断ひずみが大きくなるとダイレイタンシー効果に よって間隙水圧は低下するので,護岸を移動させる水平 力がその量だけ減少することになる.

地震時の水平加速度による慣性力を無視して、間隙水

佐々木

![](_page_13_Figure_1.jpeg)

X:擁壁からの距離

![](_page_13_Figure_3.jpeg)

御御

Dr=10% 帶

m

Tmv=2, 40se

1 2 3 4 5 6 7 8 9 10

擁壁変位

(kPa)

Ž

-16

圧上昇が擁壁を水平に動かす原動力になっていると考え ると擁壁の移動に関する運動方程式は次式のようになる. ただし間隙水圧は擁壁の移動量に応じ上述のダイレイタ ンシー効果によって減少するものとする.

 $(m_1 + \frac{m_2}{2}) \cdot \ddot{x} = P_0 - P_1 - F_1 - F_2$  (3) ここに  $m_1$ :護岸(擁壁とその上部の土)の質量,  $m_2$ : 背後地盤の質量,  $P_0$ :懸濁状態の液状化地盤による水 平土圧 =  $1/2 \cdot \gamma' \cdot H_0^2$ ,  $\gamma'$ :背後地盤の水中 単位体積重量,  $P_1$ :背後地盤の間隙水圧低下の効果 =  $1/2 \cdot \gamma'$  · H<sup>2</sup>·  $\Delta$  r<sub>u</sub>,  $\Delta$  r<sub>u</sub> :実験結 果<sup>67)</sup>から求まるダイレイタンシーによる間隙水圧比変 化 = (8.5  $D_r$  + 240) ·  $\gamma^2$ ,  $\gamma$ : (2)式から求ま る背後地盤のせん断ひずみ,  $F_1$ および $F_2$ :護岸底面お よび背後地盤底面での摩擦力.

背後地盤幅を変えた実験結果とこの式による計算結果 を示すと図-26のようになる.

この計算によれば、液状化した背後地盤幅が大きくな ればなるほど擁壁の移動量は大きくなるはずであるが、 実験結果ではある限界値以上には大きくならない.計算 では、背後地盤の幅全体の長さをLとしてひずみを算定 しているが、実際には擁壁移動とともに変形する背後地 盤の範囲には限界があり、このために計算結果と異なる 結果を示すものと考えられる.この限界範囲を超え、護 岸から離れたところではもはや地盤のひずみに基因する

![](_page_13_Figure_8.jpeg)

図-25 擁壁模型の水平移動の模式図

![](_page_13_Figure_10.jpeg)

図-26 擁壁移動量と変形する背後地盤の幅

ダイレイタンシー効果が働かず,間隙水圧の高い懸濁状 態が継続するから激しい噴砂が発生することになると解 釈できる.

## 4.4 ポスト液状化の土の性質(4章のまとめ)

瞬間液状化再現装置を用いたポスト液状化の実験結果 は、水平地盤で液状化が起こった後の高密度化は粒子の 再配列による間隙の減少が主体的で、この圧縮量は間隙 水圧の消散に伴う圧縮量に比べて大きいことを示してい る.しかもこの土粒子の再配列は有効応力ゼロの時間内 に発生することが注目される.

さらに, 液状化後の土粒子の沈降・再堆積した供試体 に再度衝撃力を与えると, 初期密度の増加に応じて少な くはなるものの再び体積圧縮が起こる.

これらの二つのことの持つ意味を考えてみると,水中 に沈降して出来た砂の骨格構造には密なところと疎らな ところがあり,懸濁のたびに(間隙水圧が上昇し有効応 力がゼロになるたびに)疎らなところがさらに密になっ ていくと考えられる.すなわち,一様に作ったつもりの 模型地盤でもゆるい砂層は決して一様ではなく,間隙の 分布(あるいは粒子間力を伝える骨格構造)にはミクロ な非一様性が存在していることを示唆している.

盛土の基礎地盤が液状化したときに、基礎地盤は変形 し、盛土は沈下する.広島大学で行ってきた実験条件の 範囲内では、このときに地盤の変形に伴う間隙水圧の顕 著な低下は見られなかったが、懸濁状態に相当する高い 間隙水圧の継続時間は短くなっており、土粒子の移動距 離も単純な水平地盤の場合よりも小さくなっていた.

また、液状化した地盤の側方に置いた模型擁壁が移動

した場合には顕著な間隙水圧低下が計測され,液状化した地盤の変形に伴うダイレイタンシー効果が発揮された ことを示していた.このことは,擁壁模型が移動してい る間にはその周辺で土粒子が懸濁状態にはなっていない ことを意味する.

これら二つのことを矛盾なく説明するためには,ポス ト液状化地盤で骨格構造が壊れ,土粒子が懸濁状態にな ったとしても,その部分の地盤変形の態様によって土粒 子同士の再接触までの時間が異なると考えなければなら ない.すなわち,盛土の下の地盤のように懸濁液に鉛直 方向の移動を強制する場合と,擁壁の水平移動のように 懸濁液が水平方向に強制移動させられる場合とでは異な る挙動を示すことに気付く.また,地震動の作用するの はごく短い時間に過ぎないから地盤は非排水状態にある と考えられてきた.しかし,変形問題を扱うときには, この非排水条件をあらためて考え直す必要性を感じさせ る.

このことはまた,土粒子骨格が保持されている状態で 成立する有効応力原理に支えられた従来の土質力学だけ ではポスト液状化の力学特性の解明は難しく,土粒子と 水からなる混相体の力学の助けを借りなければならない ことも示している.

この点についてはさらなる検討が必要ではあるが、早期の解明が望まれるところである.

## 5. ジオグリッドによる盛土の変形抑止効果

液状化対策の基本的考え方は、地盤の液状化発生を抑 制するか、あるいは地盤が液状化しても構造物に有害な 変形が発生しないよう被害抑制を図る方法に大別される. 液状化発生を抑制する地盤改良工事はコストが高いとい う印象を与えがちである.特に盛土などの土構造物では、

![](_page_14_Figure_7.jpeg)

図-27 ジオグリッド敷設堤防の土質縦断図

被害を受けても復旧が容易であることから,被害の及ぼ す影響の大きくない場合には地盤の液状化発生を抑制す る工法の採択が敬遠されてきた.同じ理由からと考えら れるが,液状化しても盛土に被害が生じない工夫につい ても採択されることは殆んど無かった.このため,液状 化しても構造物の機能を保全できる盛土の作り方につい ての検討も遅れている.一方で兵庫県南部地震後,L2地 震動を対象に許容変形量以下に抑える構造物の作り方が 求められており,盛土についてもその有効な設計法の確 立が求められている.

## 5.1 基礎地盤の液状化を許した盛土の地震対策

このような背景の中で,1996年に中海湖岸の一部区間 でゆるい砂層の上に新しい湖岸堤を築造することとなっ た<sup>68)</sup>. 位置図および地盤縦断図を図 - 27に示す. 地盤 条件は液状化が発生する恐れのある標準貫入試験のN値 =10程度の砂層が厚さ8mからところによって厚さ20m 近く堆積している. 堤防の高さは3mである. この堤防 背後の土地利用状況から判断すると,地盤改良による液 状化発生抑制の費用を新堤築造工費に上乗せすることは ためらわれた. しかし,何も手を打たないで堤防を作れ ば万一地盤が液状化したときには震後の復旧を必要とす る区間が増えることになり,それもためらわれた.

そこで、過去の地震時に発生した堤防の液状化被害, 特に液状化する層が浅いところにあるときにはストレッ チング破壊が発生することを考慮し、ある程度の沈下が 発生しても大きな縦断亀裂を伴うストレッチング破壊を 防ぐことを設計思想のポイントの一つに取り入れること とした.

ストレッチング破壊を防止するには、堤防底面に接す る基礎地盤でせん断抵抗が失われても、堤防内部にこれ に代わる水平方向の引っ張り抵抗を付与できる機能を付 加すればよい.しかし、盛土にこのような機能を持たせ た造り方は、軟弱粘性土地盤のすべり破壊防止のために 用いられてきたジオテキスタイルを敷設する工法はある ものの、液状化対策として用いられた例は無い.そこで、 この工事を試験工事と位置づけて、液状化が発生した場 合に想定される堤防底面での引張り力に耐えられるよう <sup>69</sup>, 図 - 28に示すように堤防底面に3段のジオグリッ

![](_page_14_Figure_14.jpeg)

図-28 ジオグリッド敷設堤防の標準断面図

![](_page_15_Picture_1.jpeg)

写真 - 1 4 ジオグリッド敷設堤防の施工状況

ドを敷設することとした. **写真 - 14**に施工中の状況を 示す.

# 5.2 鳥取県西部地震時のジオグリッド敷設盛土の沈下 実測値

この区間の堤防が竣工してから4年経った2000年10 月6日に鳥取県西部地震が発生し,住宅被害,自然斜面 の崩壊,液状化被害など多くの地震被害が発生した<sup>38)</sup>. 弓ヶ浜半島周辺では若齢埋立地あるいは干拓地で噴砂が 観察され,中海湖岸では図-29に示す区間で,前出の 写真-4に示した弓浜干拓堤防をはじめとする堤防が総 延長20,680mにわたって被災した<sup>70)</sup>.

中海湖岸のジオグリッドを用いて液状化対策を施した 区間では、震後直ちに目視点検が行われ飯梨川河口に近 い一部区間(延長 120m)を除き無傷であったことが明 らかにされている<sup>70)</sup>.飯梨川河口に近い 120m 区間では 法尻付近に噴砂が観察され、地盤に液状化が生じた痕跡 が残されており、堤防天端が約 1m 沈下し、コンクリー ト護岸にも目地開きを生じた(**写真 - 15**).

この堤防では1996年の竣工以来,3ヶ月に1回の沈下 計測を実施してきた(図-30).地震の起こった2000 年秋の計測はたまたま地震前日の10月5日に実施されて おり,地震の翌日10月7日にも水準測量が緊急実施され たため実際の被害地震時に盛土に生じた沈下が記録され るところとなった<sup>71)</sup>.図-31にこの沈下観測結果を示 す.図-30と合わせて眺めてみると,竣工以来粘土層 の圧密に起因する沈下が継続しており,2000年10月6 日にはいずれの観測点でも地震に起因する沈下が生じて いる.この図から,表法面のコンクリート護岸にも変状 が認められず,殆んど無傷と思われた区間でも,最大 20cm 程度の沈下があったことが分かる.

この堤防では沈下観測のみならず,地下水位の計測, 強震観測も実施されていた.地下水位の観測結果は無傷 と思われた区間でも間隙水圧の上昇があったことを示し ていたが<sup>67)</sup>,強震観測結果と液状化強度試験の結果を用 いた数値解析によれば被害の大きかった河口付近,無傷 と考えられた区間とも過剰間隙水圧比が 0.9 を上回った 厚さは数 m 程度であったと推定される<sup>72)</sup>.

![](_page_15_Figure_9.jpeg)

図-29 中海湖岸堤の被害箇所<sup>70)</sup>

![](_page_15_Picture_11.jpeg)

写真 - 15 ジオグリッド敷設堤防の護岸目地の食 い違い

![](_page_15_Figure_13.jpeg)

基礎地盤で液状化が発生し、天端には 20cm の沈下が 生じたにも拘らずコンクリート護岸にもなんらの変状が 観察されなかったことは、ジオグリッドによる盛土の変 形抑止効果を示すものである.

## 5.3 振動台実験における盛土の沈下量と変形

無傷と考えられる区間ならびに 1m の沈下を生じた区間にジオグリッドが無かったらどれほどの沈下量であったかを,数値解析により計算してみるとそれぞれ 1.1m, 1.5m 程度になる<sup>72)</sup>.しかし FEM を用いたこの種の数値解析では,ジオグリッドの無い場合のストレッチング破壊の変形モードまでは再現できない.そこで,計算沈下量の持つ意味をさらに吟味するために振動台実験を実施中である.

図-32に平成14年度の実験に用いた装置ならびに 計測点を示す<sup>73)</sup>. 模型地盤ならびに模型盛土には硅砂6 号(Gs=2.627, e<sub>max</sub>=0.962,e<sub>min</sub>=0.600)を用いた. 模型地 盤の厚さは40cm, 80cmの2種類とし,地下水位は,7cm, 20cm, 35cmの3種類とした. ジオグリッド模型にはポ リプロピレンを素材とした格子間隔1.27mm×1.27mmの ネットを用いている.また,間隙水には濃度30%のグリ セリン水溶液を用いたが,その理由は,既往事例で見ら れた主要動停止後の変形が模型実験においても継続する ことを再現できるかどうかを確認するためである. 模型 地盤の土槽への入力波は周波数3Hz, 200galの正弦波を 5 波加えることを基本とし,ケースNo.2,4,6,7,9, 10では,間隙水圧が消散しきったことを確認した後に地 下水位を上げて再度加振した.したがって,再加振した

![](_page_16_Figure_4.jpeg)

# 図-32 振動台実験の模型と計測点

表	- 2	実験ケ	ース	۲	初期条件	

case No	層厚 H(cm)	ジオグリッ ド有無	液状化層 Dr(%)	地下水位 (cm)	備考
1	40	0	36.6	7.0	
2	40	0	53.0	7.0	Case1後に加振
3	40	×	23.0	7.0	and territy through
4	40	×	38.0	7.0	Case3後に加振
5	80	0	34.7	35.5	
6	80	0	49.8	21.6	Case5後に加振
7	80	0	62.5	9.2	Case6後に加振
8	80	×	44.4	34.5	
9	80	×	58.8	19.5	Case8後に加振
10	80	×	68.5	10.1	Case9後に加振

場合の模型地盤の相対密度は、処女加振の場合よりも大 きくなっている.

再加振した場合の盛土沈下量は,地盤の相対密度が大きいこと,初期の盛土高さが低いために小さくなる傾向がある.また地下水位の低い場合の盛土沈下量は不飽和層での応力分散と地盤変形抑止効果のために小さくなる.これらの影響を補正した沈下量を地下水位に対してプロットすると図-33が得られる<sup>73)</sup>.地下水位の深い場合には,ジオグリッドを用いても用いなくても盛土の沈下量には大きな差が無い.しかし,地下水位が浅い場合には,ジオグリッドを敷設した盛土の沈下量はジオグリッドの無い場合の8割程度に抑制される.

ー連の実験により,ジオグリッドの液状化対策効果が 明らかになりつつあるが,特に注目すべき点は,ジオグ リッドを敷設することによる盛土の変形抑止効果である. 図-34に液状化層厚40cmの場合の実験後の盛土形状 を示す.ジオグリッドによりストレッチング効果が抑制 され,変形後の盛土法面勾配がジオグリッドの有無によ り異なることが分かる.図-35に平成14年度の実験か ら得られた法面勾配の変化とストレッチング量を示す.

![](_page_16_Figure_11.jpeg)

#### 図-33 ジオグリッドによる沈下抑制効果

![](_page_16_Figure_13.jpeg)

図-34 ジオグリッドによる変形抑止効果

![](_page_17_Figure_0.jpeg)

![](_page_17_Figure_1.jpeg)

#### 図-35 法面勾配の変化とストレッチング量

さらに写真 - 16に示すように液状化層厚の大きい場合 にジオグリッドの無い盛土ではストレッチング破壊によ る顕著な亀裂が天端および法面に発生しているのに対し, ジオグリッドのある盛土では亀裂は発生しない.

この実験は平成15年度現在も継続中であり,ジオグリッドの液状化対策工法としての効果が明らかになることが期待される.

なお、盛土の沈下と変形は加振中に地盤内の過剰間隙 水圧比が 1.0 に近くなった時点から進行し、加振停止と ともにその進行はほぼ止まる.加振終了後も盛土変形は わずかながら継続進行することが観測されているが、3 章に述べた不思議その1を解消するためにはさらなる検 討が必要である.

# 5.4 盛土の変形量を表現する指標(5章のまとめ)

盛土の液状化被害を軽減するために従来とられてきた 対策は、主として地盤改良によって地盤の液状化発生を 抑制する工法であり、盛土の側での対策は盛土の底部に 排水材を設置して地下水位を下げる、あるいは法尻に変 形抑止のための固化工法による地下壁や矢板などを設置 する工法が取られることはあったが、積極的に盛土の側 で変形抑止工法を採用する例は少ない.

![](_page_17_Picture_8.jpeg)

![](_page_17_Picture_9.jpeg)

写真-16 ストレッチングによる亀裂

しかし, L2 地震動を設計に考慮しなければならない時 代になってきているので,盛土の耐震性を向上させる盛 土工学的な技術向上も求められているといえる.

盛土の耐震性は,従来すべり安定性と沈下量の2点からのみ評価されてきたが,上述の背景から考えると地震時の盛土の耐震性を評価するための,盛土変形量を表現する新たな尺度が必要と考えられる.

この章で紹介したジオグリッド敷設盛土の液状化対策 工法としての効果は, 沈下抑制効果よりも変形抑止効果 を直接的に評価すべきであるがその評価指標としては, ストレッチング量や法面勾配の変化量しか用いられてい ない. 盛土に求められる機能を反映した, 適切な評価指 標を確立することが望まれる.

## あとがき 1000 - 1000 - 1000 - 1000

編集委員会から依頼を受け,液状化問題に関する展望 をまとめたいと考えた.それで,新潟地震以降の,わが 国の液状化対策技術の変遷を概観した後,地盤液状化時 に見られる気になる現象(不思議)を紹介し,今後技術 開発の進展が望まれる事項をそれぞれの章の末尾に紹介 した.しかし,力不足のため展望の十分な展開は出来な かった.特に液状化判定,液状化の試験法,良質な試料 の採取法,ならびに液状化判定や変形予測のための数値 解析手法と土の構成則には殆んど触れていない. これに対し、液状化に伴う地盤変形問題の根源をなす 液状化後の土の力学的挙動には努めて紙数を割いた.

短い時間の間に生じる液状化後の土の変形挙動をつぶ さに吟味してみると,液状化以外の地盤工学的な問題の 解決にも共通して応用できる新たな考え方を生み出せる のではないかと期待させる.

骨格構造が壊れた土に、自重以外の外力が働かず、変 形もしない状態であれば懸濁した土粒子が沈降する間は 液体と捉えればよく、安定解析や支持力解析において地 盤内の液状化した部分のせん断強度を無視すれば安全側 の解が得られる.けれども、地盤や構造物の変形量を求 めるときには事はそう簡単ではない.

液状化して骨格構造が壊れた状態の土全体を強制的に 変形させると有効応力が回復するという実験事実を紹介 した.現場でも経験されているこの事実を設計に取り込 むためには,水と土粒子との連成系として土や地盤を扱 うことが必要になってくる.

水と土粒子の連成系として土や地盤を扱うことが必要 になる技術的問題は、土石流、水底の沈泥を対象とする 局面でも現れる.静的な問題を専門とする分野では、液 状化問題は別世界の命題であるという誤解はないであろ うか.この危惧が杞憂に終わればよい.

水と土粒子の連成系として土や地盤を扱うという立場 から、新しい土質力学の一分野が発展し、災害軽減のみ ならず環境創生などの新しい分野につながっていくこと を期待したい.まだ十分に整理しきっていない考えを披 露させていただき、稚拙な表現ではあったが、この思い が読者に伝われば喜びである.

最後に,計算機や計算プログラムが普及してくると, その出力結果を頼りにしがちである.しかし,計算アル ゴリズムや液状化した後のきわめて短い間に変化する土 の物性の扱い方が適切でないと出てくる答えはとんでも ないものになる.液状化時の変形問題は,複雑でまだま だ解明され尽くしてはいないことを忘れないようにした いものである.

## 謝辞

本論文で紹介した事例の調査,ならびに研究結果の元 になった実験・研究に際し,現場の施設管理者・復旧担 当者,大型振動台を使わせていただいた三菱重工業㈱広 島研究所,研究室に在籍した多くの学生にお世話になっ た.ー々のお名前は省略させていただくがこれらの方々, 文部科学省科学研究費のほか研究費の助成を頂いた河川 環境管理財団,鋼管杭協会,中国建設弘済会,参考文献 に紹介した著者の方々,原稿についての貴重な意見を頂 いた本学の土田孝教授,加納誠二助手,呉高専の森脇武 夫教授に感謝する次第である.

### 参考文献

1) 講座「地盤の液状化」,土と基礎, Vol.29 No. 8~

Vol.30 No. 5, 1990.

- 講座「液状化に伴なう地盤の流動と構造物への影響」、土と基礎、Vol.47 No. 5~Vol.48 No. 4, 1999~

  2000.
- 講座「液状化メカニズム・予測法と設計法」、土と 基礎、Vol.50 No. 5~Vol. 51 No. 4, 2002~2003.
- Seed, H. B. and Lee, K. L. : Liquefaction of Saturated Sands during Cyclic Loading, J. SMFD, ASCE, Vol. 92, No. SM6, pp.105-134, 1966.
- 5) 小泉安則:新潟地震における砂の密度の変化,土と 基礎, Vol. 13, No. 2, pp.12-19, 1965.
- Kishida, H.: Damage to Reinforced Concrete Buildings in Niigata City with Special Reference to Foundation Engineering, Soils and Foundations, Vol.6, No.1, pp.71-88, 1966.
- Ohsaki, Y.: Niigata Earthquake, 1964 Building Damage and Soil Condition, Soils and Foundations, Vol.6, No.2,pp.14-37, 1966
- Watanabe, T.: Damage to Oil Refinery Plants and a Building on Compacted Ground by the Niigata Earthquake and Their Restoration, Soils and Foundations, Vol.6, No.1, pp. 71-88, 1966.
- 9) 日本港湾協会:港湾構造物設計基準,1970.
- Peacock, W. H., and Seed, H. B. : Sand liquefaction under cyclic loading simple shear conditions, Proc. ASCE, Vol.94, No.SM3, pp.689-708, 1968.
- Ishibashi, I. and Sherif, M. A. : Soil Liquefaction by Torsional Simple Shear Device, J. GED, ASCE, Vol.100, No. GT8, pp.871-888, 1974.
- Seed, H. B. and Idriss, I. M. : Simplified Procedure for evaluating Soil Liquefaction Potential, J. SMFD, ASCE, Vol. 97 No. SM9, pp. 1249-1273, 1971.
- 13) Kovacs, W. D., Salomone, L. A. and Yokel, F. Y.: Comparison of Energy Measurements in the Standard Penetration Test Using the Cathead and Rope Method, National Bureau of Standards Report to the US Nuclear Regulatory Commission, 1983.
- 14) 日本道路協会: 道路橋耐震設計指針・同解説, 1972.
- 15) Ohsaki, Y. : Effects of sand compaction on liquefaction during the Tokachioki earthquake, Soils and Foundations, Vol. 10, No.2, pp. 112-128, 1970.
- 吉見吉昭:砂地盤の液状化(第二版),技法堂出版, p.2 1991.
- 17) 馬場干児, 佐々木康: 旧河道部の土質特性について, 土木学会第35回年次学術講演概要集, pp. 327-328, 1980.
- 18) Hamada, M.: Large Ground Deformation and Their Effects on Lifeline: 1983 Nihonkai-Chubu Earthquake, Case Study of Liquefaction and Lifeline Performance during Past Earthquakes, Vol. 1, Japanese Case Studies, Technical Report NCEER-92-001, pp.4-18 ~ 4-25,

1992.

- 19) 濱田政則,安田進,磯山龍二,恵本克利:液状化に よる地盤の永久変位の測定と考察,土木学会論文 集, No.376/Ⅲ-6, pp.211-220, 1986.
- 20) M. Hamada, R. Isoyama, K. Wakamatsu, : The 1995 Hyogoken-Nanbu(Kobe) Earthquake, Liquefaction, Ground Displacement and Soil Condition in Hanshin Area, Association for Development of Earthquake Prediction The School of Science and Engineering, Waseda University Japan Engineering Consultants, pp.134, 1995.
- 21) Sasaki, Y., Towhata, I., Tokida, K., Yamada, K., Matsumoto, H., Tamari, Y. and Saya, S.: Mechanism of Permanent Displacement of Ground caused by Seismic Liquefaction, Soils and Foundations, Vol.32, No.3, pp. 79-96, 1992.
- 22) 濱田政則,若松加寿江:液状化による地盤の水平変 位の研究,土木学会論文集,No.596/ III-43, pp. 189-208, 1998.
- 23) Ishihara, K.: Stability of Natural Deposits during Earthquakes, Proc., 11<sup>th</sup> ICSMFE, Vol.1, pp.321-376, 1985.
- 24) 土質工学会 1993 地震災害調査委員会: 1993 年釧
   路沖地震・能登半島沖地震災害調査報告書, 1994.
- 25) 北海道開発局:北海道地震災害実態調査研究会報告書, pp.2-10, 1995.
- 26) Sasaki, Y., Oshiki, H. and Nishikawa, J.: Embankment failure caused by the Kushiro-oki Earthquake of January 15, 1993, Performance of ground and soil structures during earthquakes 13<sup>th</sup> ICSMFE, pp. 61-68, 1994
- 27) 河野文弘,佐々木晴美:Ⅱ河川堤防の被害,北海道 開発局土木試験所報告,第49号,pp. 9-24, 1968.
- 28) Finn, W. D. L., Sasaki, Y., and Wu, G. : Simulation of Response of the Kushiro River Dike to the 1993 Kushiro-oki and 1994 Hokkaido Toho-oki Earthquakes, Proc. of 14<sup>th</sup> ICSMFE, pp.99-102, 1997.
- 29) 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/IV-52, pp.15-29, 2001.
- 30) Terzaghi, K., Peck, R. B. and Mesri, G. : Soil Mechanics in Engineering practice., John Wiley & Sons, Inc., p383, 1996.
- 31) Sasaki, Y., Moriwaki, T. and Ohbayashi, J.: Deformation Process of an Embankment Resting on a Liquefiable Soil Layer, Deformation and progressive failure in geomechanics, IS-NAGOYA, pp.553-558, 1997.
- 32) 佐々木康,大林淳:基礎地盤の液状化に伴う盛土の 破壊形状,第 53 回土木学会年次学術講演会講演概 要集,Ⅲ-A189, pp.376-377, 1998

- 33) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会:阪神・淡路 大震災調査報告共通編 - 2,第7章液状化と地盤 変状, pp.517-521, 1998.
- 34) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説, V耐震設計 編, 2002.
- 35) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会:阪神・淡路 大震災調査報告6,土木構造物の被害原因の分析, 地盤・土構造物/港湾・海岸構造物等, p.114, 1998.
- 36) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会:阪神・淡路 大震災調査報告6,土木構造物の被害原因の分析, 地盤・土構造物/港湾・海岸構造物等, p.87, 1998.
- 37) 坪井秀夫,高橋嘉樹,原田健二,仁田尾洋:埋め立 て地盤の液状化対策とその効果,土と基礎, Vol.44, No.2, pp.67-69, 1996.
- 38) 地盤工学会平成 12 年鳥取県西部地震被害調査委員会: 平成 12 年鳥取県西部地震被害調査報告書, CD-Rom, 2002.
- 39) (有)ミヤギエンジニアリング(築館町ホームページ, <u>http://www.town.tsukidate.miyagi.jp/osirase/saigai5.26/</u> <u>newpage3.htm</u>)
- 40) 石原研而:土構造物の耐震設計法の現状と問題点, 土と基礎, Vol.28, No. 8, pp. 3-8, 1980.
- 41) 北羽新報:日本海中部地震 M7.7 真昼の恐怖-直
   撃地 能代・山本の記録-, p.154, 1983.
- 42) Berrill, J. B., Christensen, S. A., Keenan, R. J., Okada, W. and Pettinga, J. R.: Lateral-spreading loads on a piled bridge foundations, Seismic Behavior of Ground and Geotechnical structures, pp.173-183, 1997.
- 43) 秋田県提供データ
- 44) Kawasaki, K., Sakai, T., Yasuda, S. and Satoh, M.: Earthquake-induced settlement of an isolated footing for power transmission tower, Centrifuge 98, pp.271-276, 1998.
- 45) 佐々木康,川島一彦,宇田高明:日本海中部地震被 害調査速報,土木技術資料, Vol. 25 No.7, pp.55-60 および口絵写真, 1983.
- 46) Seed, H. B., Lee, K. L., Idriss, I, M. and Makdisi, F. I.: The Slides in the San Fernando Dams During the Earthquake of February 9, 1971, J. GED, ASCE, Vol.101, No.GT7, pp.651-688,1975.
- 47) Sasaki, Y. and Shimada, K. : Yodogawa Dike Damage by the Hyogoken-nanbu Earthquake, Seismic Behaviour of Ground and Geotechnical Structures, pp.307-316, 1997.
- 48) 佐々木 康 河川堤防の地震被害事例,地震時の地 盤・土構造物の流動性と永久変形に関するシンポジ ウム 発表論文集, pp.293-298, 1998.
- 49) 吉田望, 永瀬英生, 三浦均也: 液状化に伴う地盤の流動と構造物への影響3. 地盤の流動の発生のメカニズムと解析法(1), 土と基礎, Vol.47, No.8, pp.47-52, 1999.

- 50) 地盤工学会: 1995 年兵庫県南部地震スライドNo.11
- 51) 港湾技術研究所: 1995 年兵庫県南部地震による港 湾施設等被害報告,港湾研資料 No.357, 1997.
- 52) 加納誠二, 佐々木康: 土構造物の動的三次元挙動 に関する実験的検討, 広島大学大学院工学研究科 報告, Vol. 50, No.1, pp.73-81, 2001.
- 53) 加納誠二,秦吉弥,佐々木康:地震時における堤防の三次元応答に関する研究,平成14年度地震工学シンポジウム, pp.969-974.2002.
- 54) 古川 智,藤原健藏,佐々木康,三浦房紀:2001 年芸予地震の特徴と今後の課題,シンポジウム「近 年の国内外で発生した大地震の記録と課題,pp. 17-24,2002.
- 55) 佐々木康,小方義昭,吉田武:筒型液状化再現装置の開発,液状化メカニズム・予測法と設計法に関するシンポジウム発表論文集,pp.553-560,1999.
- 56) 重山忠成, 佐々木康, 大林淳, 小方義昭: 液状化地 盤上にある模型盛土の沈下挙動, 第 10 回日本地震 工学シンポジウム論文集, Vol.2, pp.1539-1544, 1998.
- 57) 大林淳, 佐々木康, 重山忠成, 小方義昭: 液状化地 盤上の模型盛土の沈下挙動と過剰間隙水圧消散プ ロセスについて, 地震時の地盤・土構造物の流動性 と永久変形に関するシンポジウム 発表論文, pp389-392, 1998.
- 58) Scott, R. F.: Solidification and Consolidation of a Liquefied Sand Column, Soils and Foundations, Vol. 26,No.4,pp.23-31, 1986.
- 59) 石原研而,吉嶺充俊:地震時の液状化に伴う砂地盤 の沈下予測量,第26回土質工学研究発表会, pp.767-770,1991.
- 60) Florin, V. A., and Ivanov, P. L. : Liquefaction of Saturated Sandy Soils, Proc. of the 5<sup>th</sup> International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.1, pp.107-11, 1961.
- 61) Kokusho, T. : Mechanism for Postliquefaction Water Film Generation in Layered Sand, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol.128, No.2, pp.129-137, 2002.
- 62) 大林淳, 佐々木康: ポスト液状化地盤の堆積圧縮

特性とボイリング時間, 土木学会論文集, No.680/Ⅲ -55, pp.169-182, 2001.

- 63) Sasaki, Y., Ohbayashi, J., Shigeyama, A., and Ogata, Y. : Model tests on a seismic failure of an embankment due to soil liquefaction, Earthquake Geotechnical Engineering, pp.691-696, 1999.
- 64) 佐々木 康,楠木 勝也,常峰 寛之:液状化に伴う 盛土沈下時の地盤変形,土木学会中国支部第53回 研究発表会,pp.441-442,2001
- 65) Sasaki, Y., Ohbayashi, J., Shiratake, T. and Kano, S.: No Sand Boiling Zone Just Behind a Largely Displaced Quay Wall During an Earthquake, Proc. GeoEng2000, CD-ROM Paper No. SFD1271, 2000.
- 66) 佐々木康,大林 淳,楠木勝也,井上英彦,常峰寛 之:変形する液状化地盤内の土粒子の変位挙動の追 跡,第26回地震工学研究発表会講演論文集, pp.617-620,2001.
- 67) 白武寿和:背後地盤の液状化による 擁壁の変位機構に関する研究,修士論文,広島大学大学院工学研究 科, pp.116-118,1999.
- 68) 佐々木康, 福渡隆:ジオテキスタイルを敷設した 堤防の鳥取県西部地震時の沈下,ジオシンセティ ックス技術情報, Vol.17, No.3, pp.15-20, 2001.
- 69) 金山義延,阿部知之,荒瀬義則,嘉松寿夫:ジオテ キスタイルによる堤防耐震対策とその効果確認計 測,地盤と建設, Vol.15, No.1, pp.47-52, 1997.
- 70) 国土交通省中国整備局出雲河川事務所: 平成 12 年 鳥取県西部地震河川災害の記録, 2003.
- だ々木康,加納誠二,辻誠治:ジオグリッドによる堤防の地震時変形抑止効果,土と基礎, Vol.51, No.3, pp.28-30, 2003.
- 72) 佐々木康, 福渡隆, 坂本泰正, 加納誠二, 澤田俊一, 上熊秀保:鳥取県西部地震時のジオグリッド敷設 堤防の挙動に関する検討,ジオシンセティックス論 文集, Vol.17, pp.207-214, 2002.
- 73) 佐々木康,加納誠二,村川奉嗣,辻誠治:ジオグリ ッドによる堤防の液状化時の被害軽減効果に関す る振動台実験,ジオシンセティックス論文集, Vol.18, pp.267-274,2003.