

レベル2地震動下における締固め砂杭および 砕石ドレーン工法の有効性に関する検討

田中智宏¹・安田進²・原田健二³・丹羽俊輔⁴・内山純一⁵

¹東京電機大学大学院 理工学研究科 博士後期課程 (〒350-0394 埼玉県比企郡鳩山町石坂)

E-mail: tanaka@g.dendai.ac.jp

²東京電機大学 理工学部 建設環境工学科 教授 (〒350-0394 埼玉県比企郡鳩山町石坂)

E-mail: yasuda@g.dendai.ac.jp

³不動建設株式会社 ジオ・エンジニアリング事業本部 (〒103-8543 東京都中央区日本橋小網町6-1)

E-mail: h-kenji@fudo.co.jp

⁴株式会社ヤマト 技術部 (〒371-0844 群馬県前橋市古市町118)

E-mail: niwa_shunsuke@yamato-se.co.jp

⁵株式会社構造技術センター 福岡支社 技術第3部 (〒812-0011 福岡県福岡市博多区博多駅前3-5-7)

E-mail: j-uchiyama@secj.co.jp

レベル2地震動のように極めて強い地震動下における、締固め砂杭および砕石ドレーン工法の有効性に関して検討を行った。レベル2地震動下において、これらの工法の現行の方法で設計を行った場合、改良体径やその打設間隔が極端に狭くなる事がある。締固め砂杭工法については横方向の有効応力増加効果や複合地盤効果を模型実験により検討した。その結果、締固め砂杭打設による液状化強度は未対策時のそれと比較して約1〜3割程度大きくなることがわかった。一方、砕石ドレーン工法については強震動下での排水効果を地震応答解析により検討した。その結果、ドレーンは地盤全域にわたって完全に水圧上昇を抑制することはできないが、構造物の沈下を低減する結果が得られた。

Key Words : level 2 earthquake motion, liquefaction, sand compaction pile, gravel drain

1. はじめに

1964年に発生した新潟地震による液状化被害を契機にその対策工法に関する研究は精力的に行われ、その後様々な現場で適用されてきた。対策工を設計する際は一般的に150〜250Gal程度の地表最大加速度が用いられてきた。しかしながら1995年に発生した兵庫県南部地震ではこれまでの耐震設計では想定していなかった600〜800Galという非常に大きい地震動が記録された。液状化が発生したポートアイランドの観測地点でも341Galもの地表最大加速度が記録された。そしてこのような強い地震動(レベル2地震動)に対する設計が必要とされるようになったが、筆者らはこのような強震動下における地盤改良工法、とりわけ締固め砂杭工法と砕石ドレーン工法の液状化対策としての有効性について研究してきた。

締固め砂杭工法に対する現行の設計法をレベル2地震動に対してそのまま適用すると、砂杭の打設間隔が極端に狭くなる結果になる恐れがある。後述す

るように、ポートアイランドや六甲アイランド内で現行の設計法で改良された箇所が兵庫県南部地震の際に液状化しなかった。従って現行の設計法に考慮してこなかった余裕代がいくつか残っている可能性がある。現行の設計法では改良効果を評価する際に、最も改良効果の少ない砂杭間の地盤の N 値を用いることを基本としている。このため改良地盤全体を過小評価しており、実際はもっと対策効果を見込めるのではないかと考えられる。また水平有効応力の増加(K_0 効果)や改良体の設置による地盤全体のせん断剛性の増大、砂杭による排水効果、砂杭打設に伴う地盤の飽和度の低下等の要因も設計に考慮されていない。

一方、砕石ドレーン工法においてレベル2地震動下での現行の設計法で設計を行った場合、ドレーン間隔を小さくしても地震動が大きいために急激に地盤内の過剰間隙水圧が上昇し、ドレーンによる排水が間に合わず、液状化してしまうことが懸念される。しかしながら、レベル2地震動よりも小さいものの1993年の釧路沖地震や1994年の北海道南西沖地震

で岸壁背後地盤に砕石ドレーン工法を施工した箇所では被害が軽微だったとの実績がある^{1), 2)}。地盤内で液状化が発生しても、地盤や構造物がすぐに大きく動くのではなく、ゆっくりと動いていくと考えられる。例えば 1964 年新潟地震の際に新潟空港にいた弓納持氏の証言³⁾によると、空港のターミナルビルが沈み始めたのは地震発生後約 1 分半経ってからのことである。砕石ドレーンを施した場合、例えば地盤内で液状化が発生しても、砕石ドレーンの排水効果によりすぐに過剰間隙水圧は消散し始め、有効応力は回復する可能性がある。そうすると地盤や構造物の変位や変形を小さく抑えることができる可能性がある。その他には、砕石の方が周囲の地盤よりも剛なため、地盤全体の剛性を増大させて液状化しにくくする可能性もある。このようなことは現行の設計法では考慮されていない。

そこで本研究ではまず兵庫県南部地震の際のレベル 2 地震動下における地盤改良箇所の被災事例を集め、地盤密度や液状化発生および構造物の被害を示した。次に、前述した締固め砂杭工法や砕石ドレーン工法のレベル 2 地震動下における液状化対策効果に関し、現行の設計法では考慮されていない要因のうちいくつかについて模型実験や室内要素実験、地震応答解析によって検討を行った。

2. 兵庫県南部地震における地盤改良を施した構造物の被害

図-1 に兵庫県南部地震で被災した神戸市～大阪湾にかけて生じた噴砂・噴水の発生箇所を示す。沿岸部に多く存在する埋立地や人工島で多く噴砂が発生していることがわかる。図にはいくつかの地点で記録された加速度の値も記しているが、その値は 600～800Gal といった大きい値が記録されている。

神戸市の人工島であるポートアイランドや六甲アイランドでは、軟弱地盤の圧密促進や構造物の支持力増加のためいくつかの種類の地盤改良工法が実施されていた。両島の居住区に当たる中央部ではサンドドレーン工法や載荷重工法、またはそれらを組み合わせた工法で地盤改良が実施されていた。周囲のタンクや倉庫の一部では締固め砂杭工法や振動棒工法による地盤の締固めも行われていた。図-2 には両島における埋土層の原地盤と改良地盤の N 値を示す⁴⁾。改良されていない原地盤の N 値はおおよそ 10 程度かそれ以下である。締固め砂杭工法や振動棒工法で締固めが図られた地盤は N 値が 18～31 程度まで増加している。サンドドレーン工法では N 値は 14～25 程度まで増加している。この工法は本来、地盤の密度を増大する工法ではないが、埋土層内の局所的に強固な箇所を貫通するため、多めにケーシングの振動を加えたため埋土層も少し締め固められたと推測されている。

地震後に調査したところ、締固め砂杭工法や振動棒工法で締め固めてあった所では噴砂や構造物の被

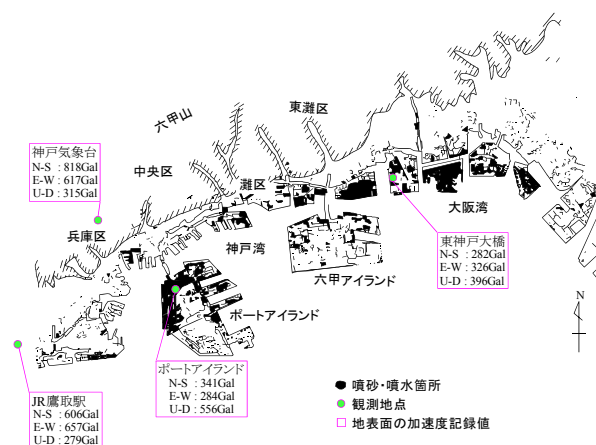


図-1 兵庫県南部地震における神戸付近の噴砂・噴水発生箇所

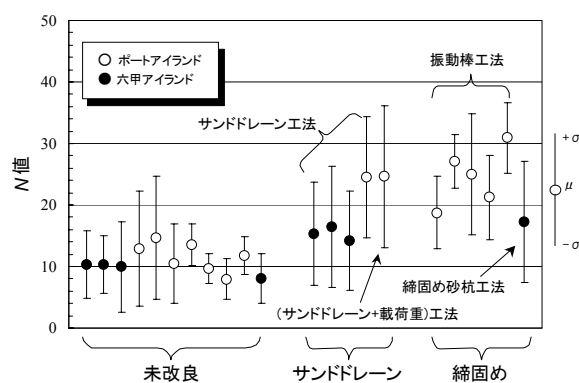


図-2 地盤改良後の地盤の N 値⁴⁾

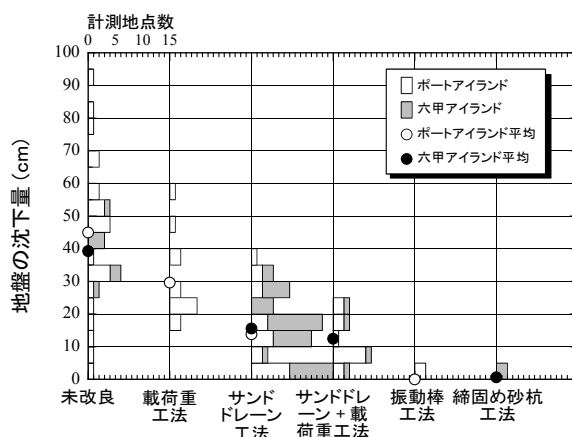


図-3 各地盤改良工法における地盤の沈下量の関係⁴⁾

害、地盤の沈下が見られなかった。その他の箇所でも載荷重工法のみが実施されていた一部を除いて噴砂・噴水は発生していなかった。ただし、地盤の沈下は発生していた。図-3には各地盤改良工法と地盤の沈下量の関係を示す。噴砂・噴水が発生した未改良の原地盤では平均 40～45cm もの沈下が生じているのに対し、締固め砂杭工法と振動棒工法を実施した箇所ではほとんど沈下は生じていない。その他の地盤改良工法では地盤の沈下は生じているものの、その値の平均値は未改良の原地盤と比較して小さい。地盤の沈下量の大きさは N 値が小さいほど大きくなっており、 N 値の違いに対応している。

六甲アイランドの新交通車両基地では、液状化対策として締固め砂杭工法による地盤改良が実施されていた⁵⁾。図-4に新交通車両基地の地層断面図を示す。 N 値が 8～12 程度の埋土層が厚さ 25m にもわたって堆積している。基礎の設計にあたり液状化の発生が懸念されたため、締固め砂杭工法による対策が図られた。施工後の調査では砂杭間地盤の平均 N 値は 17.5 であった。兵庫県南部地震の際には締固め砂杭工法を施工した範囲では液状化は発生せず、構造物基礎の不同沈下や、基礎と地盤の相対的な沈下は生じなかった。

神戸市東灘区にある MC ターミナルではヤード内で液状化が発生し、さらに岸壁が 3m も海側に移動し地盤の流動が生じた⁶⁾。最大容量 2 万 kL の TA102 タンクは最大で 1.25%、約 80cm の不同沈下を生じた。図-5に TA102 タンク付近の地層断面図を示す。埋土層は最大で 17m の厚さで、その N 値は 8 程度である。タンク基礎には外周約 5m、深さ約 7m の範囲でパイプロフローテーション工法による締固めが行われており、タンク外周部の地盤改良部でその N 値は 10 程度であった。地盤改良が行われていたにも関わらずタンクの沈下量が比較的大きかった理由としては、強震動下で液状化が防げるほど十分な締固めがなされていないことや、地盤改良範囲では液状化しなかったが、それよりもより深い位置で液状化が発生したために沈下が生じたと言ったことが考えられる。

3. 締固め砂杭工法における液状化対策効果に与える要因に関する検討

前述したように締固め砂杭工法において、従来の設計法では改良効果を評価する際に、最も改良効果の少ない砂杭間の地盤の N 値を用いるため、改良地盤全体を過小評価しており、実際はもっと対策効果を見込めるのではないかと考えられる。また水平有効応力の増加 (K_0 効果) や改良体の設置による地盤全体のせん断剛性の増大、砂杭による排水効果、砂杭打設に伴う地盤の飽和度の低下等の要因も設計に考慮されていない。このうちいくつかの要因について筆者らの考えや行った実験より得られた知見を示す。

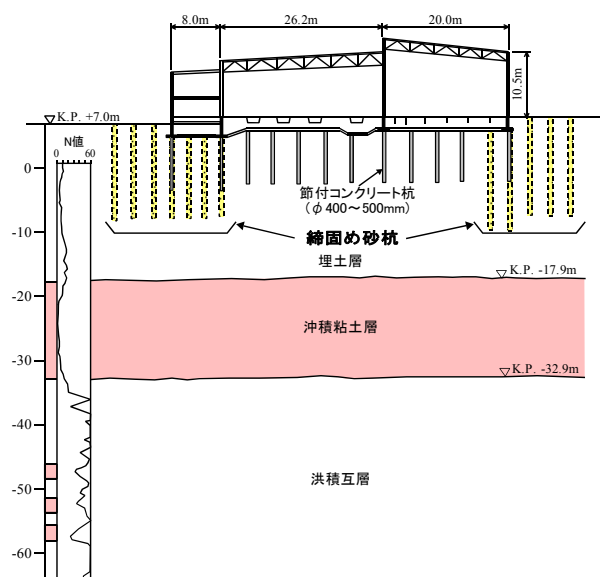


図-4 六甲アイランド新交通車両基地の地層断面図⁵⁾

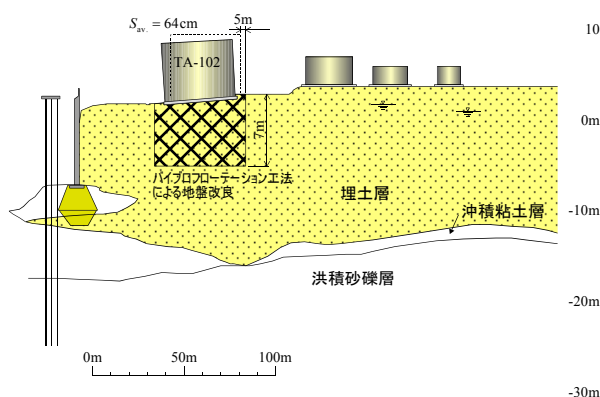


図-5 MC ターミナルにおける LP ガスタンク (TA102) 周囲の地層断面図⁶⁾

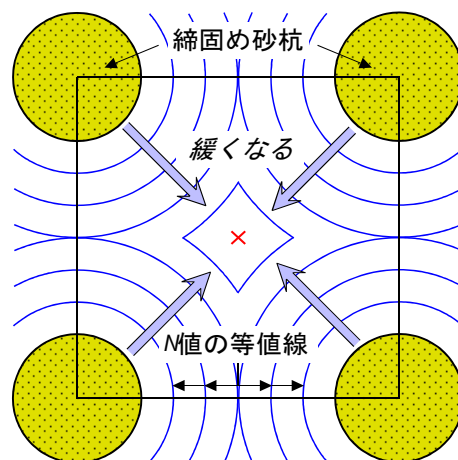


図-6 締固め砂杭周辺地盤の N 値の分布

(1) 地盤の密度の分布について

図-6 は締固め砂杭周辺の N 値の分布を模式的に表したものである。砂杭の中心部が最も N 値が大きく、締固め砂杭から離れるほど N 値は小さくなる。最も N 値が小さくなるのは、一般的に杭間地盤と呼ばれる砂杭間の中心にあたる。山本によると砂質地盤において杭間の N 値は杭芯のそれより 4～10 程度小さい⁷⁾。締固め砂杭の現行設計法では、改良効果の薄いこの砂杭間の中心部の N 値を評価することで、液状化発生の検討を行っている。つまり締固め砂杭によって改良された地盤全体としての液状化強度を考えると、現行の設計法ではそれを過小評価していることになる。

(2) K_0 効果に関する室内実験

K_0 の増加が N 値の増加や液状化発生に及ぼす影響を調べるため、筆者らは室内標準貫入土槽実験と繰返し中空ねじり試験を行った⁸⁾。図-7に室内標準貫入土槽実験装置の概要を示す。模型地盤に対する水平応力と鉛直応力を、土槽内部にある側面と底面のメンブレンを介して水圧を独立して作用させることで任意の異方応力状態を再現できる。試料は飽和状態の豊浦砂で、 K_0 を 0.5～1.5 まで変化させた。同様の K_0 状態における液状化強度比を調べるために、非排水条件下で繰返し中空ねじり試験も実施した。

図-8 には各 K_0 条件下における N 値と液状化強度比の関係を示す。締固め砂杭を打設する前に K_0 が 0.5 程度であった地盤は、砂杭打設後には砂杭間の地盤の K_0 は 1.0～1.5 程度まで上昇することが調査により明らかになっている⁹⁾。この図より同じ N 値において液状化強度比の値を比較すると、 K_0 が増加することにより液状化強度比が約 1.2～1.4 倍程度大きくなることがわかる。つまり K_0 効果を考慮しないで砂杭間地盤の N 値でのみを考慮した設計を行うと改良された地盤全体を過小評価することになる。

(3) 複合地盤効果に関する模型実験

剛性の異なる締固め砂杭と原地盤とで構成される複合地盤は、地震時に受ける繰返し荷重が小さくなるという効果が得られると考える。筆者らは締固め砂杭による複合地盤の模型振動実験を行った¹⁰⁾。図-9には模型地盤の概要を示す。用いた土槽の両側壁は下端がヒンジ構造になっており、振動中に下端を中心に回転できるようになっている。そして両側壁の上端部をロッドで連結して、土槽内の地盤のせん断変形がし易くなっている。試料として飽和状態の豊浦砂を使用した。締固め砂杭の相対密度は 90% で、その周囲の地盤は相対密度 50, 60, 80% である。締固め砂杭はその周辺地盤の密度を変えないようにして打設した。その改良率は 5, 10, 20% に設定した。加振は 3Hz の正弦波をいくつか振幅を変えて加えた。各相対密度で行った砂杭を設置しない実験か

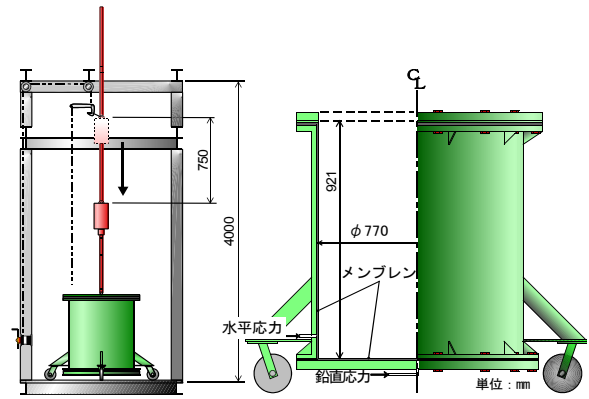


図-7 室内標準貫入土槽試験装置⁸⁾

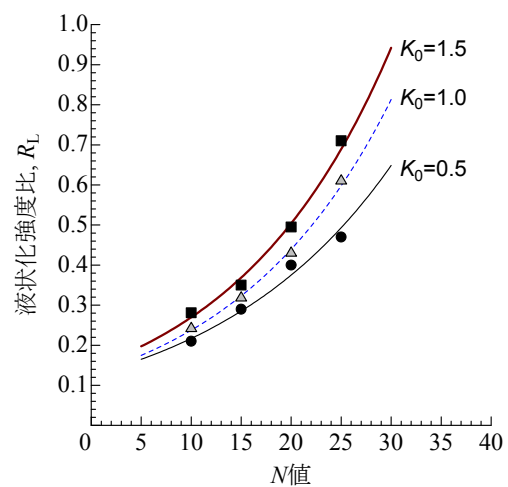


図-8 N 値と液状化強度比の関係⁸⁾

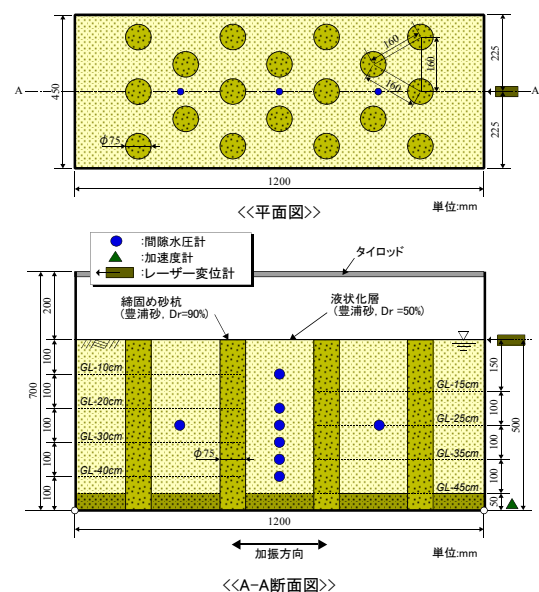


図-9 砂杭設置による地盤全体の剛性増大に関する模型実験概要¹⁰⁾

ら、地盤が液状化が発生する繰返し回数と、液状化が丁度発生する境界に当たる限界加速度が得られた。

図-10 に砂杭間地盤の相対密度と液状化が発生する限界加速度比を示す。限界加速度比とはある繰返し回数における砂杭設置・未設置時の加速度の比をとったものである。改良率が大きくなると液状化が発生する限界加速度比は大きくなった。今回の実験では改良体模型を作製する際に改良体間地盤を締め固めることは行っていない。従って改良体間地盤の液状化強度比は改良体を設置しても変化していないと考えられる。ところが図-10 に示すように改良体を設置することによりある繰返し回数によって液状化が発生する加速度は大きくなった。地盤内のある深さに発生する繰返しせん断応力は地表最大加速度に比例することから、これは改良体間地盤に加わった繰返しせん断応力が、改良体を設置したことにより小さくなったことを意味する。

(4) 締め固め砂杭による排水効果に関する模型実験

締め固め砂杭による排水効果を調べるため模型振動実験を実施した¹¹⁾。模型地盤は図-11 に示すように杭間部、遷移部、杭芯部の3つで構成されており、図-6 のように杭間部を緩く、杭芯部で密になるように作製した。杭間部と遷移部の試料は豊浦砂を用いた。杭芯部に豊浦砂を用いた実験を行ったところ、地盤材料が同じなので透水係数にほとんど差がなく有意な差が認められなかったため、杭芯部の試料として碎石を用いている。土槽中心部に剛な仕切板を設けた。その左右で杭芯部と遷移部にそれぞれ有孔、無孔の板を設置することにより、杭芯部と遷移部の境界の排水条件を変えた。その板は加振時の地盤の動きに追随し易くするため薄いものを選択した。加振は 3Hz、350Gal の正弦波を加えた。図-12 には杭間部中央の過剰間隙水圧比の時刻歴を示す。杭間部が排水条件の方が過剰間隙水圧の上昇値が若干小さかった。この差は杭間部で上昇した過剰間隙水圧が遷移部へ少し消散したことによるもので、締め固め砂杭による排水効果を期待できることを示唆する。

4. レベル2地震動下における碎石ドレーン工法の有効性に関する地震応答解析

碎石ドレーン工法は、その排水効果により地盤を液状化させないという思想の元に、碎石ドレーンの設置間隔が設計される。一般的には地震時に許容できる過剰間隙水圧比を 0.4~0.5 程度に設定する。レベル2地震動のような非常に強震動に対して現行の設計法を適用すると、ドレーンの打設間隔が極端に狭くなる場合も出てくる。たとえ打設間隔が狭くても地震時の急激な水圧上昇に対して排水効果が発揮できるかという懸念も残る。しかしながら、たとえ液状化が発生しても、碎石ドレーンの排水効果により過剰間隙水圧が早く消散する、もしくはその上昇量を抑えることができれば、地盤の有効応力は回復

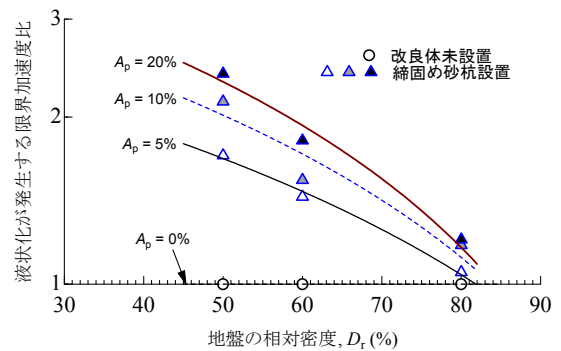


図-10 砂杭間地盤の相対密度と限界加速度比の関係

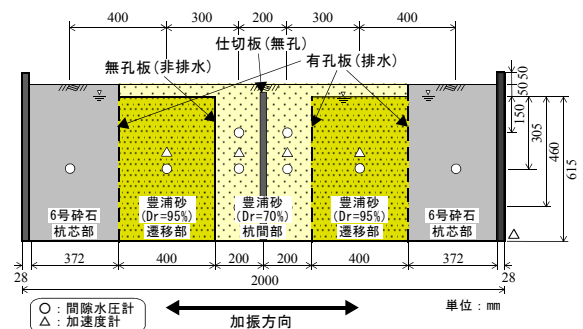


図-11 排水効果に関する模型実験¹¹⁾

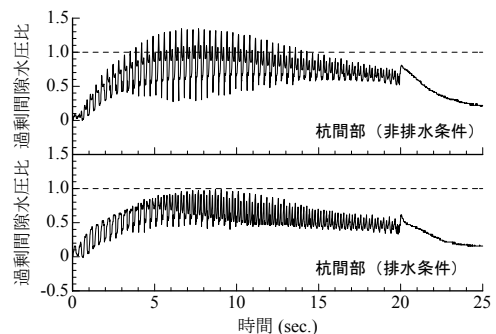


図-12 排水条件の違いによる杭間地盤の過剰間隙水圧比の時刻歴¹¹⁾

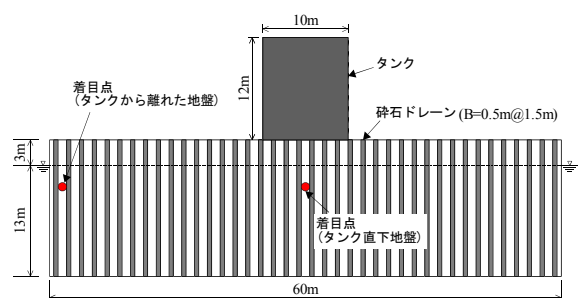


図-13 解析で用いたドレーンを設置した地盤モデル

する効果が期待でき、その結果、構造物の変形量は抑えられると考えられる。従って変形量が設計の主要要因である場合には、レベル 2 地震動下でも砕石ドレーン工法が適用できると考えられる。そこで、石油タンクを対象として有効応力法に基づく 2 次元液状化解析プログラム STADAS¹²⁾を用いて、レベル 2 地震動下におけるタンクの沈下挙動に対する砕石ドレーン工法の対策の有用性を検討した。

解析対象としたタンクと地盤のモデルは一斉解析¹³⁾と同じにした。図-13 に解析モデルの模式図、表-1 に地盤物性値を示す。タンクの高さは 12m、幅は 10m である。地盤は神戸ポートアイランドのまさ土で幅 60m、深さ 16m で、地下水面は GL-3m である。この埋立層の N 値は 5~20 で、細粒分含有率は平均 6% 程度である。幅 0.5m の砕石ドレーンを 1.5m ピッチで地盤全体に配置した。まさ土と砕石ドレーン材の透水係数はそれぞれ 10^{-2} cm/s、10cm/s である。入力した地震動はポートアイランド GL-16.4m の波で、最大振幅は 418Gal である。解析は砕石ドレーンを設置しないケースと設置したケースの 2 ケース行った。

タンクから十分に離れた位置におけるドレーン間地盤の過剰間隙水圧比の時刻歴を図-14 に示す。ドレーンの有無に係わらず、入力波の振幅が大きくなる時刻 4 秒あたりから急激に上昇し過剰間隙水圧比の値は 1 になった。つまりドレーンが設置されていても地盤の液状化が発生することを示している。また、過剰間隙水圧の応答振幅が大きく出ているのは、グラベルドレーンの剛性が未改良地盤と比較して大きいいため、ドレーンが一種の壁のような役割を果たし動水圧が発生したためではないかと考えられる¹⁴⁾。次に深さ 5.5m のタンク直下地盤のドレーン間地盤の過剰間隙水圧比の時刻歴を図-15 に示す。ドレーンを設置しないケースでは水圧は上昇し液状化が発生するのに対し、ドレーンを設置したケースでは過剰間隙水圧は徐々に上昇したもののその値が 0.5 程度付近で頭打ちになった。これはドレーン設置により過剰間隙水圧の上昇量が抑えられたことが要因と考えられる。また、図-14 に示したタンクから離れた地盤のように水圧の大きな応答振幅が発生していない。タンク直下の地盤は両側をドレーン、上部をタンクに囲まれているためせん断変形が抑制され、過剰間隙水圧の応答振幅が小さく上昇量が抑えられたという要因も含まれていると考えられる。図-16 に解析終了時の最終変形図を示す。ドレーンを設置しないケースでは、過剰間隙水圧の上昇と共にタンクは徐々に沈下し続け、最終的には約 24cm 沈下した。一方ドレーンを設置したケースにおけるタンクの最終沈下量は約 2.2cm 程度と非常に小さかった。つまり砕石ドレーンは地盤の過剰間隙水圧の上昇を完全には抑制できないが、タンク直下での過剰間隙水圧の上昇量を減少させ、またせん断変形を抑制することにより、その沈下量を低減する効果が見られた。レベル 2 地震動下で砕石ドレーン工法を適用する場合には、地震時に上昇する過剰間隙水圧

表-1 解析で用いた地盤の物性値

層	地層番号	層厚 (m)	湿潤単位 体積重量 γ_s (kN/m ³)	静止土圧 係数 K_0	$G_{max} = G_0(\sigma'_v)^n$ G_0	n	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (deg.)	透水係数 (水平・鉛直) k (cm/sec.)
埋立	B1(水面上)	3	18.9	0.5	8657	0.5	0.01	41.8	1×10^{-2}
	B1(水面下)	5	21.7	0.5	8657	0.5	0.01	41.8	1×10^{-2}
	B2	8	21.6	0.5	8550	0.5	0.01	39.5	1×10^{-2}
砕石ドレーン タンク	砕石ドレーン	—	22.0	0.5	14721	0.5	0.01	45.0	1×10^1
	タンク	—	8.0	—	12046	—	—	—	—

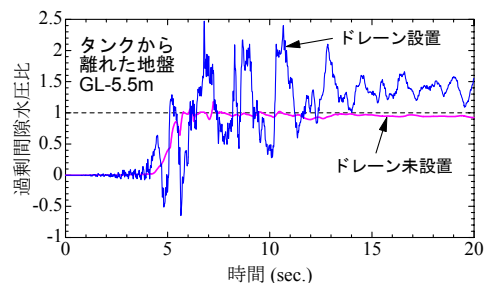


図-14 タンクから離れた地点におけるドレーン間地盤の過剰間隙水圧比の時刻歴

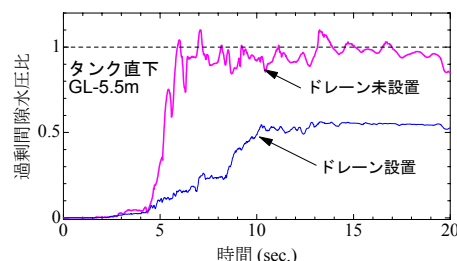
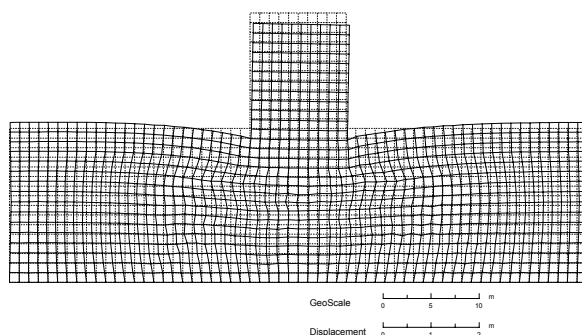
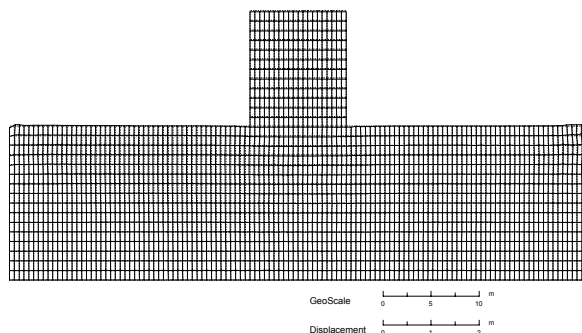


図-15 タンク直下におけるドレーン間地盤の過剰間隙水圧比の時刻歴



(a) ドレーンを設置しないケース



(b) ドレーンを設置したケース

図-16 解析終了時の最終変形図

比の値を予測するだけでなく、ドレーンによる複数の効果を考慮し、構造物の変形量の予測することも必要と言える。

5. まとめ

締固め砂杭工法や砕石ドレーン工法の液状化対策効果に関して現行の設計法で考慮されていない要因の影響について、特にレベル2地震動を意識して模型実験や室内要素実験、地震応答解析を行い検討した。その結果得られた知見を示す。

- (1) 締固め砂杭工法の改良効果のうち、現行の設計法で考慮されていない要因として①砂杭と砂杭間地盤とでの密度の違い、②水平有効応力の増加 (K_0 効果)、③改良体の設置による地盤全体のせん断剛性の増大、④砂杭による排水効果、⑤砂杭打設に伴う地盤の飽和度の低下等が考えられる。
- (2) 締固め砂杭工法による K_0 効果が考慮すると、従来設計により推定できる液状化強度比が約 1.2~1.4 倍程度大きく評価することができる。
- (3) 地盤に砕石ドレーンを設置することで、レベル2地震動のような強震動下で地盤の液状化が発生しても構造物の被害は低減できる。砕石ドレーン工法の設計では過剰間隙水圧比の値を予測するだけでなく、構造物の変形量の予測も必要になる。

謝辞：本研究に当たって東北学院大学の吉田望教授には大変貴重なご意見を頂いた。また模型実験については元東京電機大学学生の小津裕介氏、西川耕司氏の協力を得た。末筆ながら謝意を表する次第である。

参考文献

- 1) 井合進, 水野雄三: 港湾・空港の被害, 1993 年釧路沖地震・能登半島沖地震災害調査報告書, 土質工学会, pp. 159-183, 1994.6.
- 2) 井合進, 笹島隆彦: 港湾・漁港の被害, 1994 年北海道南西沖地震災害調査報告書, 地盤工学会, pp. 141-158, 1998.4.

- 3) 若松加寿江, 田蔵隆, 安田進, 東畑郁生, 吉田望, 金谷守, 規矩大義, 中澤博志: 新潟地震 40 周年特別セッション第 1 部液状化現象の目撃者, 土と基礎, Vol.52, No.12, pp. 15-20, 2004.12.
- 4) Yasuda, S., Ishihara, K., Harada, K. and Shinkawa, N.: Effects of soil improvement on ground subsidence due to liquefaction, *Soils and Foundations, Special Issue on Geotechnical Aspects of the January 17, 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake*, JGS, pp.99-107, 1996.1.
- 5) 中島信, 福井實, 谷本喜一: 新交通車両基地の基礎工, 基礎工, Vol.20, No.5, pp. 73-79, 1992.
- 6) 高圧ガス保安協会: 高圧ガス設備等耐震対策に係る基礎・液状化分科会, 1996.3.
- 7) 山本実: 液状化対策工の動向と課題ー土質試験・調査の新しい視点からー, 地質と調査, 第 3 号, pp. 9-16, 1997.
- 8) 原田健二, 安田進, 丹羽俊輔, 新川直利, 出野智之: 細粒分を含んだ締固めによる改良地盤の評価, 第 27 回地震工学研究発表会, 土木学会, 論文 No.35, 2003.12.
- 9) 原田健二, 山本実, 大林淳: 静的締固め砂杭打設地盤の K_0 増加に関する一考察, 土木学会第 53 回年次学術講演会, pp. 544-545, 1998.10.
- 10) 安田進, 原田健二, 田中智宏, 内山純一, 小津裕介, 西川耕司: 複合地盤における液状化発生軽減効果に関する実験, 第 39 回地盤工学研究発表会, 地盤工学会, pp. 1939-1940, 2004.7.
- 11) Maegawa, F., Yasuda, S., Arai, D., Fukui, Y. and Harada, K.: Effectiveness of compaction piles method as a measure against liquefaction under intense shaking, *Proc. of the Satellite Conference on Lessons Learned from Recent Strong Earthquakes, 15th ICSMGE*, pp.357-362, 2001.
- 12) Yoshida, N.: STADAS, A computer program for static and dynamic analysis of ground and soil-structure interaction problems, Report, Soil Dynamics Group, The University of British Columbia, Vancouver, Canada, 1993.
- 13) レベル 2 地震動による液状化研究小委員会: レベル 2 地震動に対する液状化対策, レベル 2 地震動による液状化研究小委員会活動成果報告書, 土木学会, pp.253-320, 2003.6.
- 14) 吉田望, 規矩大義: せん断変形抑制型液状化対策の評価に関する一検討, 第46回地盤工学シンポジウム, 地盤工学会, pp. 47-52, 2001.

(2005. 3. 14 受付)

STUDIES OF THE EFFECTIVENESS OF SAND COMPACTION PILE AND GRAVEL DRAIN METHOD AGAINST LIQUEFACTION UNDER LEVEL2 EARTHQUAKE MOTION

Tomohiro TANAKA, Susumu YASUDA, Kenji HARADA, Shunsuke NIWA
and Jun-ichi UCHIYAMA

The authors studied on the effectiveness of two kinds of countermeasures against liquefaction, sand compaction piles and gravel drain piles, under Level 2 earthquake motion. In the current design of the sand compaction piles, the diameter and interval of sand piles are evaluated based on the critical density or SPT N -value of the ground. In this procedure, several items have not been considered. Among them, effect of increase of horizontal pressure due to the installation of sand piles were studied by conducting model tests and laboratory tests. Test results showed that liquefaction strength can be evaluated as about 1.2 to 1.4 times of the strength estimated by current design method, if the effect of K_0 is considered. Effects of other factors were also studied by tests and analyses. In the gravel drain piles, effect of recover of shear modulus due to drainage on the settlement of structures in liquefied ground, was studied by conducting seismic response analyses. Analyzed results showed that the settlement of the structure can be decreased by installing drain piles, though liquefaction occurs under Level 2 earthquake motion.