構造物外周直下の礫置換による小規模構造物の液状化被害低減対策

眞野英之¹⁾、社本康広²⁾、石川明³⁾、吉成勝美⁴⁾

1) 非会員 清水建設技術研究所、グループ長 博士（工学）

e-mail : mano_h@shimz.co.jp

2) 非会員 清水建設技術研究所、リサーチフェロー 工博

e-mail : shamoto@shimz.co.jp

3) 非会員 清水建設技術研究所、主任研究員 博士（工学）

e-mail : akira.ishikawa@shimz.co.jp

4) 非会員 清水建設技術研究所

e-mail : katsumi.yoshinari@shimz.co.jp

要 約

地表付近に排水性の高い礫層を設けることで、小規模構造物の液状化被害を大幅に低減する対策の効果を遠心模型実験で確認した。基礎の外周部直下を溝状に礫で置換し、地表面への排水経路を確保することにより、地盤が液状化に至っても構造物の傾斜を大幅に小さくできる。対策は、基礎外周全てに行うのが最も効果的だが、対向2面のみの対策でも大きな傾斜低減効果があることを確認した。

キーワード： 液状化、進行性破壊、遠心模型実験、排水

1. はじめに

2011年東北地方太平洋沖地震では、関東地方の湾岸部や河川流域部の埋立て地を中心に、液状化現象により大きな被害が生じ¹⁾、その復旧には多大な費用と時間を要した。関東地方では最大震度が震度5強以下であったことから、杭支持された構造物の被害は比較的小さいものが多く、液状化対策が施されていない小規模な構造物や外構、道路・上下水道などのインフラに被害が集中した。これら小規模構造物や外構、インフラは、例えば生産施設では原材料、動力、水、情報などの供給を担っており、これらが被災すると本体構造物が無被害でも業務継続に大きな障害を生じる。既往の液状化対策は、地盤改良により地盤の密度の増加²⁾や地盤のせん断変形を抑制する³⁾などの手法により地盤が液状化に至らないようするか、頑強な杭で支持するのが一般的である。しかし、これらの対策は液状化層全層を対策する必要があり、一般に高価なことから、軽微な構造物には経済性の面で適用が困難であった。東北地方太平洋沖地震における戸建て住宅や外構の甚大な被害をうけて、これらを対象とした被害軽減工法の研究^{4)~9)}が進められている。

東北地方太平洋沖地震では車道と歩道のように隣接する場所において被害程度が大きく異なっていたとの報告がある¹⁰⁾。このことは、表層付近の対策により液状化被害を大きく低減できる可能性を示している。本報では、液状化により傾斜を生じた構造物の直下の地盤状態を明らかにし、基礎外周直下を透水性の良い礫で置換する対策が、液状化時の構造物の傾斜に及ぼす効果を、遠心模型実験により確認した結果について報告する。

2. 液状化により傾斜した構造物直下の地盤の状況

液状化により傾斜を生じた構造物直下の地盤状況を遠心加速度 $30g$ の遠心模型実験により確認した¹¹⁾。図1に示すように地盤作成時に深度方向に等間隔に色砂を撒いた飽和地盤上に荷重の偏心を有する構造物模型を設置し、加振実験を行った。実験後、液状化により傾斜した構造物直下の地盤断面を切り出し、観察を行った。入力波は、実換算で最大加速度 300cm/s^2 、 2Hz 、漸増100波、定常60波、漸減5波の正弦波とし、実換算における加振時間は82.5秒である。図2に加振終了後からの構造物の傾斜増分を示す。加振終了後も地表付近の水圧が低下し始める1500秒過ぎまでゆっくりと構造物の傾斜が増加し、最終的には構造物に約 0.1rad ($\approx 1/10$) の傾斜が残留した。

図1 実験模型図

図2 加振終了後の構造物傾斜増分

実験後の構造物の状況を写真1に、構造物直下の地盤断面を写真2に示す。写真1の基礎周囲が白くなっているのは、地盤材料中の粘土成分（カオリン粘土）が噴砂によりたまったものである。

写真2を見ると、地盤内に設置した色砂の線ははっきりと確認でき、液状化に至っても地盤は液体のように混ざり合うことはなく、全体としては大きく乱されてはいない。一方、構造物が大きく沈下した側の基礎端部直下には色砂の連続性が途切れている部分があり、液状化した場合も、気乾状態の豊浦標準砂を用いて行った直接基礎の支持力に関する遠心実験¹²⁾（写真3や図3）と同様に基礎端部から明確なせん断面（すべり面）が生じて、極限に至っていることが確認できる。

構造物の傾斜と噴砂の関係については、基礎周囲を映すカメラが設置できなかったため、はっきりとは特定できないが、写真2をみると、沈下が少ない側（写真右側）では、基礎底面以浅の地盤厚さが初期根入れ深さのままであるのに対し、基礎の沈下が大きい側（荷重偏心側。写真左側）では、初期根入れ深さよりも厚くなっている。せん断面以外の色砂には大きな乱れは見られないことから、基礎周囲の白い噴砂は主にせん断面の部分から生じたものと考えられる。基礎から離れた位置にも複数の噴砂孔が

写真1 実験後の構造物模型の状況

写真2 構造物直下の地盤断面

写真3 乾燥砂における基礎下に生じたせん断面¹²⁾

図3 乾燥砂における基礎のせん断面¹²⁾

確認された。噴砂孔断面の状況は、噴砂孔直下の表層 1cm 程度の範囲に砂の乱れが確認されただけのごく小規模なものであり、構造物傾斜にはほとんど影響しなかったと考えられる。

3. 小規模構造物の液状化対策の提案

2 章で示した地盤の破壊状態から、すべり面の起点となる基礎外周部直下を改良し、すべり面の発生を抑止できれば、液状化時の被害を大幅に低減できると考えられる。この場合、セメント系の地盤改良など剛性の高い改良では、改良域端部からすべり面が生じ、構造物の傾斜を抑止できない可能性がある¹³⁾ため、図 4(a)に示すように基礎外周部直下に溝状に透水性の高い礫層 (以下、礫溝と記す) を設ける対策とした。既存構造物では、図 4(b)に示すように、既存基礎外周に礫溝を設け、礫溝にかかるよう既存基礎を拡幅することにより、同様の効果が期待できる。液状化後の間隙水圧消散時には、礫溝から地表へ水のみを排水することで、基礎外周直下の地盤 (主に礫溝部) の液状化を防止して礫溝の剛性、強度を確保することにより、すべり面の発生が抑止される。深部地盤の液状化に伴う沈下は生じるものの、構造物の傾斜は大幅に低減できると考えられる。

(a)新設構造物対策

(b)既設構造物対策

図4 小規模構造物に対する液状化対策のイメージ

4. 遠心模型実験による被害低減効果の確認

4.1 実験概要

提案した対策の効果を検証するために遠心模型実験を行った¹⁴⁾。実験模型図を図 5 に示す。実験は遠心加速度 30g 下で実施した。実験に用いたせん断土槽は内寸法で 800mm×470mm×370mm である。地

盤は、土槽底部に密な 3 号珪砂層を厚さ 50mm 設け、その上に液状化層となる 7 号珪砂にカオリン粘土を 5% 混ぜた砂($\gamma_{sat}=18\text{kN/m}^3$)を空中落下法により相対密度 35%、厚さ 240mm(実換算で 7.2m)作成した。

対策の有効性を確認するため、実地盤よりも厳しい実験条件とした。実地盤では、埋立て地でも相対密度は 50~60%程度¹⁵⁾といわれるが、相対密度が約 40%以下となると、液状化時にせん断歪みが非常に大きくなるとの報告¹⁶⁾があり、実験における構造物被害が顕著に表れるように模型地盤の相対密度は 35%とした。カオリン粘土を混ぜた理由は、透水性を小さくすることにより、液状化状態が維持される時間を長くして構造物の傾斜がより長い時間継続するようにしたためである。使用した地盤材料の物理定数を表 1 に、粒径加積曲線を図 6 に示す。カオリン粘土を混ぜない 7 号珪砂の透水係数は $5.58 \times 10^{-3} \text{cm/s}$ であり、カオリン粘土を 5% 混入することにより透水係数は約 43% になった。実験における相似則を表 2 に示す。遠心実験では、透水現象と振動現象の時間の相似率が一致しないため、両者の整合を図るため間隙流体に比重が水とほぼ等しく、粘性が水の遠心加速度 (g) 倍ある 30cs のシリコンオイルを用いた¹⁷⁾。地下水位は地表面とした。地盤は気乾状態で空中落下法により作成した後、土槽を真空槽に移し、脱気したシリコンオイルを真空状態で土槽底部からゆっくり浸透させることで飽和させた。模型地盤中にベンダーエレメントを設置し、実験における遠心加速度の上昇過程で地盤の S 波速度を計測した。7 号珪砂+カオリン層の有効上載圧と S 波速度の関係を図 7 に示す。入力波は正弦波パルス 3000~8000Hz の間で周波数を変えて与えた。地表から -2m(有効上載圧約 16kN/m^2)までの S 波速度は約 50~100m/s であった。

図5 実験模型の例

表 1 地盤材料の物理定数

試料名	7 号珪砂 + カオリン 5%	3 号珪砂
土粒子比重	2.630	2.654
最大乾燥密度 (g/cm^3)	1.599	1.592 ^{*)}
最小乾燥密度 (g/cm^3)	1.206	1.331 ^{*)}
均等係数	4.77	1.63
透水係数 (cm/s)	2.40×10^{-3}	4.77×10^{-1}

*) 粒径が大きいため正式な試験結果ではない

表2 実験の相似則

項目	相似率
長さ	1/N
密度	1
応力	1
間隙水圧	1
変位	1/N
加速度	N
時間 (振動現象)	1/N
時間 (透水現象)	$1/N^2$

N : 遠心加速度(g)

図 6 地盤材料の粒径加積曲線

図 7 地盤のS波速度分布

構造物模型は、図 5(b),(c)に示したように平面を 80mm 角(実換算 2.4m 角)とし、基礎は厚さ 12mm (実換算 0.36m) のアルミ材とした。傾斜が生じやすいように偏心荷重として一方の端部(幅の 20%)に真鍮製ブロックを設置した。摩擦力を大きくするために、基礎底部には接着剤を用いて 7 号珪砂を貼り付けた。遠心下における接地圧は、一般部(全体の 80%)が約 18kN/m^2 、偏心荷重部(同 20%)が約 100kN/m^2 、平均接地圧は 34kN/m^2 である。根入れのあるケースについては、ベース部分のみ内部を空洞化した厚さ 33mm (実換算 1m) のアルミに取り替え、20mm (同 0.6m) 地盤に根入れさせた。根入れを有するケースの接地圧は、一般部が 22kN/m^2 、偏心荷重部は 104kN/m^2 、平均接地圧は 38kN/m^2 で根入れなしのケースより若干重い。1 つの土層に構造物を奥行き方向に 2 個並べ、異なった条件の結果が比較できるようにした。遠心载荷による構造物の傾斜を軽減するため、カウンターウェイトにより構造物の偏心をなくした状態で 30 g まで载荷し、一度、遠心加速度を除荷した後、カウンターウェイトを外して再度 30 g の遠心加速度をかけて加振実験を行った。このため、実験時には、構造物直下の地盤は若干過圧密な状態にある。加振波形は、2 章で示した実験と同じであり、実換算で 2Hz の正弦波とし、最大加速度 300cm/s^2 、漸増 100 波、定常 60 波、漸減 5 波の計 165 波とした。実換算における加振時間は、82.5 秒である。加振波形を図 8 に示す。

図 8 入力波形

対策工は、既存基礎対策をイメージして、礫溝と基礎拡幅によるものとした、礫溝の材料は 3 号珪砂とし、密になるように空中落下法で作成した。礫層の幅は 33mm ((実換算 1m)とした。礫溝の代わりにドレーンを用いたケースでは、3 号珪砂を用いて直径 11mm (実換算 $\phi 330\text{mm}$) 長さ 40mm (実換算 1.2m) のドレーンを間隔 33mm (実換算 1m) で各 3 本(基礎の両側で計 6 本)作成し、その上に厚さ 10mm (実換算 0.3m) の 3 号珪砂層を設けた。

基礎拡幅は、礫溝幅のおおよそ半分である 17mm (実換算 0.51m) とし、対策方向は、構造物重量が重い側を前面、反対側を後面、これと直角の面を側面と定義し、図 5(c) に示したように基礎外周の 4 面全部もしくは前後面 2 面、側面 2 面の 3 種類とした。実験ケースを表 3 に示す。

表 3 実験ケース

ケース名	根入れ	対策方向	礫溝
N0	なし	なし	
N4-1.2		4 面	幅 1m、深さ 1.2m
NFB-1.2		前後面	幅 1m、深さ 1.2m
NLR-0.6		側面	幅 1m、深さ 0.6m
NLR-1.2		側面	幅 1m、深さ 1.2m
E0	0.6m	なし	
EFB-1.2D		前後面	幅 1m、深さ 0.3m と ドレーン ϕ 0.33m、長さ 1.2m、各面 3 本

4.2 実験結果

実験結果は全て実換算した値で示す。図 9 に同じ土槽に配置した NLR-1.2（側面对策礫厚 1.2m）と NFB-1.2（前後面对策礫厚 1.2m）およびこれとは別の土槽で行った無対策 N0 における入力加速度、構造物の応答加速度、G.L.-0.9m および G.L.-2.85m の間隙水圧および過剰間隙水圧比の時刻歴を示す。側方地盤の結果は NLR-1.2 と NFB-1.2 の実験のもののみ示したが、N0 の実験でもほぼ同じ傾向である。G.L.-2.85m の間隙水圧には 4 方向全面対策を行った N4-1.2 の結果も併せて記した。構造物直下の過剰間隙水圧比は、構造物の荷重分布と土重量より求めた水圧計位置の初期有効応力で過剰間隙水圧を除して求めた。入力に加振時間は 82.5 秒であるのに対し、構造物の応答加速度は対策の有無にかかわらず 23 秒付近から低下し、30 秒以降は非常に小さな値となっており地盤が液状化したものと判断される。

構造物直下 G.L.-0.9m の間隙水圧は、加振中の構造物の傾斜に伴うせん断歪みの影響等により一旦低下する部分もあるが、加振終了時にはいずれの深度でも側方地盤の水圧と同等かやや大きくなっている。構造物下全面に礫を敷設した場合の結果¹³⁾ を図10に示すが、礫からの排水により礫部分の水圧上昇は微

図9 入力加速度、構造物の応答加速度および地盤中の間隙水圧、過剰間隙水圧比の時刻歴

小であり、礫溝自体は高い透水性を有しているといえるが、基礎外周のみの礫敷設では、加振中の基礎中心（礫から1.2m離れ）直下の水圧上昇を抑制するだけの効果は期待できないものといえる。礫溝下端深度（G.L.-1.2m）より深いG.L.-2.85mでは対策範囲にかかわらず側方地盤とほぼ同じ水圧上昇となっており、改良の影響は深部地盤の水圧上昇にはあまり影響を与えていない。過剰間隙水圧比で見ると構造物中心直下は、構造物自重の影響で対策の有無にかかわらず水圧比は1に至らなかった。

図11にNLR-1.2とNFB-1.2およびN0における加振終了後の過剰間隙水圧の消散過程を示す。カオリン粘土を混ぜ透水性を小さくしたため、表層付近の液状化状態は約1200秒間（約20分間）維持されている。間隙水圧の上昇過程においては、側方地盤と構造物直下で大きな違いは見られなかったが、消散過程では対策を行ったケースはG.L.-0.9m、G.L.-2.85mとも構造物直下は300～500秒付近から水圧の低下が始ま

図10 基礎下全面に3号珪砂を敷設した場合の間隙水圧時刻歴¹³⁾

図11 加振終了後の間隙水圧の消散過程

図12 構造物の沈下の経時変化

っており、水圧消散過程においては、礫による改良の影響が構造物直下に及んでいるものといえる。一方、無対策のN0では、水圧（図11(a), (c)）でみると側方地盤より水圧の消散が遅れている。これは、構造物荷重による初期有効応力があるため加振終了時の間隙水圧が側方地盤よりもよりやや大きくなったため、側方地盤との水圧差を解消するように水圧の消散が起こったためと考えられる。

対策の有無により構造物に生じる沈下の時刻歴の違いを表したものが図12である。表層地盤液化化継続時間は、側方地盤の水圧計のうち最も地表に近いPP4の水圧が低下し始めるまでの時間（このケースでは加振終了後約1000秒）を示している。ケースE0においては約500秒経過時点で後側の変位計がターゲットから外れ計測が不能になった。相対密度が35%と非常に緩いため、平均沈下をみると沈下のほとんどは加振中に生じており、その後の沈下はゆっくりと進行している。加振中の平均沈下は無対策のほうがやや大きめであるが、対策の有無で際だった違いはない。1000秒経過後表層の過剰間隙水圧比が100%から低下し始めるが、構造物の沈下はゆっくりと継続し、3000～4000秒経過してようやく収束に至っている。無対策のケース（E0）では加振終了後は、前側が沈下、後側が隆起と性状が異なり、加振終了後も構造物の傾斜が増加していることがわかる。一方、対策を行ったケース（EFB-1.2D）では、加振終了後は前面、後面とも同じ沈下傾向を示し、ほぼ一様に沈下が進行していることが確認できる。

加振終了後の構造物の傾斜増分を図13に示す。傾斜は偏心荷重がある側（前側）がより大きく沈下する方向を正とした。無対策の2ケース（N0、E0）は、加振終了後も傾斜が増加し続け、表層の過剰間隙水圧が低下し始めた時点で傾斜がほぼ停止した。E0は傾斜が大きく途中で後ろ側の変位計がターゲットから外れ、傾斜が停止した時刻は正確には不明であるが、図12に示した構造物前側の沈下が1000秒付近でほぼ停止したことから同様の傾向と考えられる。図9で示したように対策を行わないN0でも構造物中心直下の水圧比は1に至らないが、傾斜は大きく進行した。基礎外周部では構造物自重による有効応力増加の効果が小さいため、写真2で示したように基礎外周部から生じるすべり面の発生抑止には、構造物自重の効果は小さいと考えられる。

対策を行わないケースでは、根入れがあるケース（E0）のほうがないケース（N0）より傾斜が大きくなった。この理由としては、図14に示すように、根入れがないケースでは基礎底面は排水面でもある地表面に位置するため、基礎下に生じた過剰間隙水圧は、基礎外周端部近傍で地表に排出されるものの、基礎外の過剰間隙水圧は、最短経路である直上の地表面に消散しようとする。一方、根入れがあるケースでは、基礎根入れ部と周辺地盤との境界は、基礎と地盤の振動性状のわずかな違いによる地盤の緩みや平らな構造物面に砂が面するため一般地盤部より多少透水性が良いと考えられることなどから、水の通り道となりやすく、基礎下のみでなく基礎周囲の地盤の排水経路となりやすいものと考えられる。このため、根入れ側面を通じて地表へ排水される水の流量が根入れのないケースより多く、その分、水と一緒に排出される噴砂量も増える。噴砂に伴う地盤の密度低下による剛性低下も大きくなるため、構造物の傾斜が大きくなったものと推測される。根入れありのほうが、根入れ無しよりも構造物の接地圧は若干大きい、根入れ部側面が噴水、噴砂の通り道となる効果のほうが強く表れたものと考えられる。

図13 加振終了後の構造物傾斜増分

一方、対策を行ったケースでは、4面対策を行ったN4-1.2では、加振終了後の傾斜増分はほぼ0であった。最も条件が厳しいNLR-0.6(側面2面のみ対策、礫層厚0.6m)を含めて最終的な傾斜増分は約1/300以下に収まっていた。また、表層地盤の液状化が収束する以前に構造物の傾斜が収束している。これらのことから、基礎外周の対面2方向のみの対策でも傾斜抑止には大きな効果が期待できることを示している。

図12をみると、NLR-0.6は、加振終了直後は、正方向(偏心荷重側)に傾斜が増加するが、約500秒経過時点から逆に傾斜が戻る方向に回転した。この傾斜が戻る傾向は、程度の大小はあるがほぼ全てのケースで見られ、無対策のN0でも2000秒経過以降わずかながら傾斜が戻っている。NFB-1.2やEFB-1.2Dでは、終了直後から加振中に生じた正側の傾斜(図12における前と後ろの沈下差分)が減少する傾向が現れたため、負側に一様に傾斜が増加したように見えている。構造物の傾斜が戻る原因としては以下のことが考えられる。構造物が比較的小さいため、液状化後は図9や図11に示したように浸透により基礎直下の間隙水圧は基礎近傍の地盤の水圧とほぼ同じ水圧になろうとする。荷重が小さい側(後側)のほうが有効応力が小さいため、同時刻における過剰間隙水圧比は後側のほうが前側より大きくなる。この効果により後側の沈下が前側よりやや大きくなり、負側の回転を生じたのではないかと推測される。今回の実験では地盤の水圧分布の詳細な計測などは行っていないため、傾斜が戻る正確なメカニズムの解明は今後の課題である。

写真4は、根入れがあるケースで対策の有無(E0とEFB-1.2D)による実験終了後の状態を示したものであり、提案する対策が液状化による構造物の傾斜抑止に有効であることを示している。また、NFB-1.2において実験後基礎部分の断面を切り出した状態を写真5に示す。基礎外周直下に設けた礫溝は実験後も形状を維持しており、礫が液状化した砂中に埋没していくようなことは起こらなかった。

図14 根入れの有無による液状化時における水の流れの模式図

写真4 対策の有無による実験終了後の状況

写真5 実験後の礫溝の状態(NFB-1.2)

5. 結論

小規模構造物に対し、基礎外周直下に礫溝を作成し、この部分の液状化を抑止する新しい液状化被害低減対策の効果を遠心模型実験で確認した。実験の結果、以下の結論を得た。

- 1) 液状化により構造物が傾斜する場合も、通常の支持力破壊と同じく基礎端部よりせん断面(すべり面)が生じて傾斜に至り、その他の部分の地盤の乱れは比較的少ない。
- 2) すべり面の起点となる構造物外周直下に透水性の高い礫を 0.6～1.2m 相当敷設することによってこの部分の液状化を抑止し、地盤の強度と剛性を維持することで、偏心荷重が大きい構造物であっても、地震後の構造物の傾斜増分は 1/300 以下に収まった。無対策の構造物で 1/70～1/2 と大きな傾斜を生じたことと比べると、基礎底面近傍の対策のみで構造物の傾斜を大幅に低減できた。
- 3) 提案した対策は、礫溝およびそのごく近傍以外は、無対策の場合とほぼ同じ水圧上昇を示し、液状化を防止する効果はないといえる。このため、傾斜は抑止するものの、液状化に伴う構造物の平均沈下は、対策を行わない場合とほぼ同じだけ生じた。
- 4) 基礎の外周の全ての方向に対策を行うのが傾斜抑止に最も効果が大きいが、構造物の前後面もしくは左右面の対面 2 面のみの対策でも、液状化後の構造物の傾斜を抑制する効果は大きい。
- 5) 無対策の場合、根入れを有しない構造物より、根入れを有する構造物のほうが傾斜が著しく大きくなった。提案した対策を行うことにより、根入れがある場合でも構造物の傾斜を小さく抑えることができた。

提案する対策により表層付近の対策のみで液状化による構造物の傾斜を大幅に低減できることを実験により確認した。地震終了後、液状化に至った地盤上の構造物や外構などがどのように変状していくかについては、未解明な部分が数多く残されている。今後更に研究を進め解明に努めていく必要がある。

参考文献

- 1) たとえば、国土交通省関東地方整備局、地盤工学会：東北地方太平洋沖地震による関東地方の地盤液状化実態解明報告書、2011 年 8 月。
- 2) 原田健二、大林淳、吉富宏紀：建築物における締固め工法による液状化対策の検証、基礎工、No.12、2012 年、pp.47-49。
- 3) 鈴木吉夫、斉藤聰、鬼丸貞友、木村玄、内田明彦、奥村良介：深層混合処理工法を用いた格子状地盤改良による液状化対策工、土と基礎、Vol.44、No.3、1996 年、pp.46-48。
- 4) 深津卓、関口徹、中井正一、眞野英之：遠心振動実験に基づく街区内地下水位低下による液状化抑止効果の検討 その 1～2、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造 I、2013 年、pp.611-614。
- 5) 鈴木康嗣、時松孝次、秀川孝彦、安達直人：地下水低下工法と排水工法を併用した既存戸建て住宅の液状化対策に関する遠心模型実験 その 1～2、第 48 回地盤工学研究発表会、2013 年、pp.1603-1606。
- 6) 明石達生、大橋征幹、新井洋、小西一生、津國正一、今井政之、内田明彦、本多剛：既存戸建て住宅の液状化対策としての格子状地中壁工法に関する研究その 1～3、第 48 回地盤工学研究発表会、2013 年、pp.1617-1622。
- 7) 安田進、佐々木修平、野口千明、小澤直輝：薄鋼矢板を用いた液状化被害軽減工法に関する実験的研究 その 1～2、第 48 回地盤工学研究発表会、2013 年、pp.1759-1762。
- 8) 西山高士、佐原守、山本彰：浅層地盤改良による液状化時の構造物沈下低減対策に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造 I、2013 年、pp.631-632。
- 9) 平田裕一、高橋直樹、宮田勝利、高岡雄二、大林淳、原田健二、鈴木亮彦、吉富宏紀、林田敏彦、東畑郁生：液状化被害低減工法に関する研究、第 48 回地盤工学研究発表会、2013 年、pp.1775-1776。
- 10) 内村太郎、今村眞一郎、金田一広、鬼塚信弘、古関潤一、藤原斉郁、小西康彦：公共構造物の被害情報の整理と分析、土木建築地盤三学会連合による「浦安市における液状化ならびに対策技術の調査・検討に関する報告会」資料、2012 年。
- 11) 石川明、吉成勝美、社本康広、眞野英之：液状化にともなう地盤の進行性破壊の観察、第 48 回地盤工学研究発表会、2013 年、pp.1597-1598。

- 12) 山口柏樹、木村孟、藤井斉昭：遠心載荷装置による浅基礎の支持力実験、土木学会論文報告集、第223号、1975年、pp.71-85.
- 13) 眞野英之、田地陽一、社本康広、石川明、吉成勝美：排水効果を利用した液状化に伴う地盤の進行性破壊の防止対策 その3～4、第47回地盤工学研究発表会、2012年、pp.1387-1390.
- 14) 眞野英之、社本康広、石川明、吉成勝美：構造物外周に設けた礫層と基礎拡幅による既存構造物の液状化対策(その1～2)、第48回地盤工学研究発表会、2013年、pp.1599-1602.
- 15) 清水恵助、陶野郁雄：東京湾岸における埋立土の物理的性質－密度特性－、第14回土質工学研究発表会、1979年、pp.181-184.
- 16) Seed, H.B. : Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquake, GED, ASCE, Vol.105, No.GT2, 1979, pp201-255.
- 17) 岡村未対、竹村次朗、上野勝利：講座 遠心模型実験－実験技術と実務への適用－ 2. 遠心模型実験の相似側、実験技術－利点と限界、土と基礎、Vol.52、No.2、2004年、pp.37-44.

(受理：2015年 3月 9日)
(掲載決定：2015年12月 2日)

Liquefaction damage reduction measures for small-scale structures by gravel replacement under the outer circumference of the structure

MANO Hideyuki ¹⁾, SHAMOTO Yasuhiro ²⁾, ISHIKAWA Akira ³⁾
and YOSHINARI Katsumi ⁴⁾

- 1) Group Manager, Institute of Technology Shimizu Corporation, Dr. Eng.
- 2) Research Fellow, Institute of Technology Shimizu Corporation, Dr. Eng.
- 3) Senior Research Engineer, Institute of Technology Shimizu Corporation, Dr. Eng.
- 4) Institute of Technology Shimizu Corporation

ABSTRACT

The new improvement method that can reduce the liquefaction damage of the small structures by making the high permeable gravel layer near the ground surface is proposed. The proposed method makes the gravel layer under the outer circumference of the structure, and drainage to ground surface is provided. The effect of the proposed method is confirmed by centrifugal model tests. The proposed methods do not have the effect to prevent liquefaction, but it is possible to significantly reduce the inclination of the structure caused by liquefaction. It is most effective to carry out the measures in all directions of the outer circumference of the foundation. Applied the measures to a pair of opposing sides of the foundation is also large effective for reducing liquefaction damage.

Keywords: Liquefaction, Progressive failure, Centrifugal model test, Drainage