

溶液型薬液改良砂の液状化抵抗 および繰返しせん断後の変形特性の評価

大島 貴充¹・風間 基樹²・仙頭 紀明³・河村 健輔⁴・林 健太郎⁵

¹正会員 五洋建設株式会社 土木本部土木設計部 (〒112-8576 東京都文京区後楽2-2-8)

E-mail: Takamitsu.Ooshima@mail.penta-ocean.co.jp

²フェロー会員 東北大学教授 大学院工学研究科 (〒980-8579 宮城県仙台市青葉区荒巻字青葉6-6-06)

E-mail: kazama_motok@civil.tohoku.ac.jp

³正会員 日本大学助教 工学部土木工学科 (〒963-8642 福島県郡山市田村町徳定字中河原1)

⁴正会員 五洋建設株式会社 東京土木支店 (〒112-8576 東京都文京区後楽2-2-8)

⁵正会員 五洋建設株式会社 技術研究所 (〒329-2746 栃木県那須塩原市四区町1534-1)

本研究では、溶液型薬液改良砂の要素試験を実施して、液状化抵抗および繰返しせん断後の変形特性を評価した。液状化抵抗については、従来の応力制御試験では改良砂の粘り強さを適切に評価することができないため、ひずみ制御試験から得られるせん断剛性の低下や累積損失エネルギーによる評価を試みた。繰返しせん断後の変形特性については、繰返しせん断後の再圧密試験、非排水単調三軸圧縮試験から得られる残留ひずみによる評価を行った。さらに、不規則波に対するオンライン実験を実施して、実地震動に対する改良効果を確認した。その結果、改良砂が未改良砂と比べて液状化を抑制し、繰返し後の変形特性を改善することにより、残留変形量を抑えられることを明らかにした。

Key Words : permeable grouting method, liquefaction, cumulative dissipation energy, strain-controlled cyclic triaxial test, online-test

1. はじめに

未曾有の被害をもたらした1995年の兵庫県南部地震以降、耐震設計法の見直しなどにより、液状化対策の重要性は高まっている。特に砂質土により埋め立てられた臨海部の埋立地は、液状化の危険性は高く、新規に建設される重要施設はもちろんのこと、既設の重要施設の保全にあたり、液状化の検討が不可欠となっている。

溶液型薬液注入による液状化対策工法¹⁾は、従来は難しいとされていた既設構造物の直下地盤を直接改良することができる工法として開発された。現在までに、空港滑走路直下地盤や岸壁背後地盤、橋梁基礎地盤、タンク基礎地盤などの液状化対策として多数の実績を有している。

本工法は、図-1に示すとおり、既設構造物の直下へ浸透性の良い溶液型の恒久薬液を浸透注入し、砂地盤内の間隙水をゼリー状の固化材に置換することにより、液状化に抵抗する工法である。改良された砂は、繰返しせん断に対して粘り強さを発揮し、セメント固結改良などと比較して低強度で液状化を防ぐことが可能であるという特徴を有している。

一方、溶液型薬液注入工法の強度設定²⁾においては、

定応力繰返し非排水三軸試験における両振幅軸ひずみ $\varepsilon_a=5.0\%$ 時の液状化強度曲線から得られる液状化強度 R_{120} により改良砂の強度を設定する。そのため、軸ひずみ5%に達した時点で液状化と判定する場合、大地震に対して改良砂は液状化する材料と判定され、改良砂特有の粘り強さを適切に評価できていないのが現状である。また、性能とコストの最適化をめざした設計を行うためには、液状化判定における安全率の大小による照査だけでなく、対象とする構造物の変形がどの程度に収まるかを把握することが必要である。そのためには、地震時の

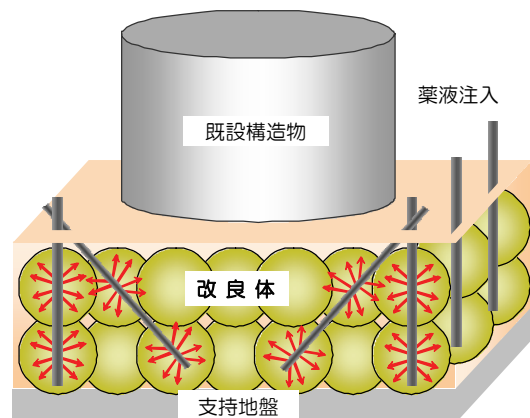


図-1 溶液型薬液注入工法の概念図

改良砂の液状化抵抗や地震後の変形特性を把握し、残留変形量を精度良く予測する必要がある。

そこで本研究では、改良砂の液状化抵抗を把握し、粘り強さを適切に評価することを目的に、従来の応力制御ではなくひずみ制御による定ひずみ繰返し非排水三軸試験を実施した。また、繰返しせん断後の改良砂の変形特性を把握することを目的に、定ひずみ繰返し非排水三軸試験後に、再圧密試験、非排水単調三軸圧縮試験、および両者を組合わせた試験を実施した。さらに、実地震動による検証として、不規則波ハイブリッドオンライン実験を実施した。

2. 既往の研究

(1) 溶液型薬液改良砂の液状化抵抗に関する研究

溶液型薬液改良砂の液状化抵抗に関する研究として、山崎¹⁾は、改良砂の非排水繰返し三軸試験を実施して液状化抵抗を調べている。改良砂は、相対密度50%の新潟砂を、薬液シリカ濃度3%の非アルカリシリカゾル Type IIにより改良したものをを用いている。試験から得られた両振幅軸ひずみ $\varepsilon_a=5.0\%$ における液状化強度曲線から、改良砂の液状化抵抗が未改良砂の2倍以上となることを示している。また、繰返し载荷中の軸ひずみ、および過剰間隙水圧比の時刻歴から、未改良砂では、過剰間隙水圧比が1に近づいたところで急激に軸ひずみが発達して、液状化に至るのに対して、改良砂では、過剰間隙水圧比が上昇し1に近づいても、軸ひずみが急激に発達することはなく、徐々にひずみが蓄積されていくことを示している。これらの結果から、改良砂の繰返しせん断特性は、液状化抵抗を超える外力が作用した場合でも、未改良砂のように急激に剛性を失って液体状になる、いわゆる液状化現象は起こらず、徐々に剛性が低下してひずみが発達する粘性土の特性に近いと結論づけている。

岡ら³⁾は、改良砂の非排水繰返し三軸試験、非排水繰返しねじりせん断試験を行い、改良砂の液状化抵抗について検討している。改良砂は、相対密度40%の豊浦砂を、シリカ濃度4%の溶液型薬液により改良したものをを用いている。試験から得られた両振幅軸ひずみ $\varepsilon_a=1.0\%$ における液状化強度曲線から、改良により明らかに強度が上昇することを示している。またその強度特性は、密な砂と比較的類似しているが、繰返しせん断中にひずみが収束していくといった変形特性は密な砂とは異なる性質を示すことを明らかにしている。

(2) 液状化抵抗の評価手法に関する研究

現在、液状化抵抗を評価する最も一般的な試験法は、

一定応力振幅による非排水繰返し三軸試験であり、この試験の繰返し载荷に用いた応力比と軸ひずみがある大きさを超えるまでの繰返し回数から得られる液状化強度曲線は、液状化の予測・判定の手段として広く実務上で用いられている。この方法は土の疲労破壊的な強度を与えるものであり、繰返しせん断による急激に剛性が低下する液状化と粘性土の疲労による軟化を明確に区別できないことが指摘されている。特にレベル2地震動に対する液状化抵抗を検討する際には、粘性土でも液状化と定義されるひずみを超える可能性が高く、液状化と判定された後も保有しているねばり強さを適切に評価する手法が必要とされている。本研究で対象としている溶液型薬液改良砂の液状化抵抗の評価についても粘性土と同様の問題が指摘される。

近年、上述した問題点を克服できる評価方法として、エネルギーの概念を利用した方法が研究されている。要素試験における累積損失エネルギーに関する今までの知見によれば、初期拘束圧で正規化した累積損失エネルギーは、要素試験方法の種類によらずほぼ一義的に決まること^{4,5)}や、過剰間隙水圧の上昇量とよい対応関係があること^{6,7,8)}、粘性土の剛性低下量が一義的に説明できること⁹⁾、定応力振幅繰返し三軸試験と定ひずみ振幅繰返し三軸試験とで得られる初期液状化に至る累積損失エネルギーがほぼ同じであること¹⁰⁾などが明らかにされている。本研究の第二著者ら^{11,12)}は、レベル2地震動を想定した液状化判定法として、定ひずみ振幅非排水繰返し三軸試験において地盤要素が液状化するまでに費やすことのできる累積損失エネルギーと剛性低下の関係を液状化抵抗の評価指標とすることを提案している。この指標の利点は、地盤材料の靱性・ねばりを考慮でき、地盤の塑性化の程度を定量的に評価できる点にあり、砂質土の液状化と粘性土の軟化を明確に区別することができる点にある。本研究では、この载荷方法を用いて溶液型薬液によって改良された改良砂の液状化抵抗の評価を試みた。

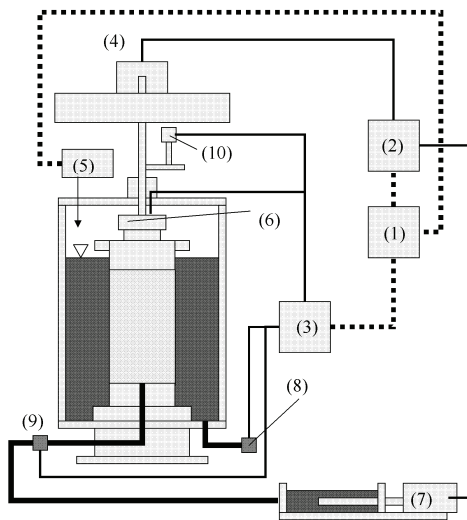
(3) 繰返しせん断後の変形特性に関する研究

兵庫県南部地震以降、性能設計の導入により地震後の構造物の変形量を精度良く予測することが求められている。特に液状化による地盤変形量の予測には、これまでの液状化研究で着目されてきた液状化に至るまでの過程、すなわち有効応力の低下（過剰間隙水圧の上昇）のみならず、液状化して有効応力を失った後、有効応力が回復するまでにどのような変形が生じるかが大きく関係してくる。

液状化した後の変形特性に着目した研究として、Ishihara and Yoshimine¹³⁾は砂の繰返し三軸試験の実験結果をもとに、相対密度に応じた液状化安全率 F_L と体積ひず

み量の関係を整理し、液状化後の地盤の沈下量についての簡易予測手法を提案しており、実務上も利用されている。また、安田ら¹⁴⁾は液状化に伴って生じる流動を線形の有限要素法により簡易的に評価する手法を提案している。具体的には繰返しせん断によって液状化させた後、非排水せん断を与えて液状化後の砂の応力～ひずみ関係を求めている。その結果、せん断剛性がほとんど回復しないままひずみが大きく生じる微小抵抗領域とその後の剛性回復領域に分けられることから、これらをそれぞれ線形の関係に置くことで、簡易解析に用いる砂の応力～ひずみ関係をモデル化している。本論文の第三著者ら¹⁵⁾は、液状化後に発生する再圧密体積ひずみと非排水繰返しせん断履歴の関係を、中空ねじりせん断試験機を用いたハイブリッドオンライン実験により求めた。その結果、繰返しせん断中の履歴指標は従来、高い相関があるといわれている最大せん断ひずみよりもむしろ累加せん断ひずみが再圧密体積ひずみと相関が高いことを明らかにしている。また、実験結果をもとに、再圧密時の体積収縮特性を表現するモデルを提案している。

ただし、上記のような地震後の変形特性に着目した研究は、繰返しせん断によって液状化する緩い砂が対象であり、溶液型薬液によって改良された砂について、地震後の変形特性を調べた研究は行われていないのが現状である。



- (1) パーソナルコンピュータ
- (2) モータードライバ
- (3) センサー増幅器
- (4) 軸変位制御ステッピングモーター
- (5) 電空変換器
- (6) 軸力ロードセル
- (7) 間隙水流量制御装置
- (8) セル圧力計
- (9) 間隙水圧計
- (10) 軸変位計

図-2 三軸試験装置の概要

3. 改良砂の液状化抵抗

改良砂の液状化抵抗を把握するために、定ひずみ非排水繰返し三軸試験を実施した。また、本論文の第二著者ら^{11) 12)}の提案する地盤要素が液状化するまでに費やすことのできる累積損失エネルギーや剛性低下に着目し、改良砂の液状化抵抗の評価を試みた。なお、本論文では、有効応力が0となり、後述する定ひずみ繰返し非排水三軸試験における未改良砂のように、せん断剛性を完全に失って累積損失エネルギーが増加しない状態を「液状化」と定義する。例えば薬液シリカ濃度2%の改良砂のように、有効応力は低下するものの、完全にせん断剛性を失わず累積損失エネルギーが増加し続ける、サイクリックモビリティ状態は液状化と見なさないこととする。(図-4、図-5 参照)。

(1) 定ひずみ非排水繰返し三軸試験概要

a) 試験に用いた試料と供試体作製

試験に使用した試料は、細粒分含有率 $F_c=0\%$ の相馬砂(5号)、および相馬砂(5号、6号、8号)を混合し、 $F_c=10\%$ に調整した砂(以下、調整砂)である。

未改良砂の供試体は、三軸試験装置内のモールドで空中落下法により作製し、振動を与えて密度調整を行って、負圧法により供試体を作製した。改良砂の供試体は、均質な改良体を作製するために、供試体作製用モールドに所定濃度の薬液を注ぎ、その中に砂を3層に分けて投入して作製した。その際、モールドに軽く振動を加えて、密度調整と気泡除去を行った。なお、供試体作製時の相対密度の許容値は目標値 $\pm 3.5\%$ 程度とした。供試体は、トリミング法により試験装置にセットした。作製後は、 20°C の条件で28日間養生する。

b) 試験条件、ケース

図-2に三軸試験装置の概要を示す。主な装置は、三軸試験機、間隙水流量調整装置、計測・制御用PCである。軸ひずみの载荷はステッピングモーターの回転を直線運動に変換して行う。背圧载荷および圧密制御は間隙水

表-1 定ひずみ繰返し非排水三軸試験ケース

ケース名	細粒分含有率 F_c (%)	軸ひずみ ϵ (%)	薬液濃度 s (%)	目標相対密度 Dr (%)	ケース名	細粒分含有率 F_c (%)	軸ひずみ ϵ (%)	薬液濃度 s (%)	目標相対密度 Dr (%)
CaseA-1-1	0	0.2	0	60	CaseB-1-1	10	0.2	0	60
CaseA-1-2		2	2						
CaseA-1-3		3	3						
CaseA-1-4		4	4						
CaseA-1-5		5	5						
CaseA-1-6		6	6						
CaseA-2-1	0.5	0	60	CaseB-2-1	0.5	0	60		
CaseA-2-2		2		2					
CaseA-2-3		3		3					
CaseA-2-4		4		4					
CaseA-2-5		5		5					
CaseA-2-6		6		6					

量調整装置を用いて行う。

表-1に試験ケース一覧を示す。繰返し载荷前の圧密については、すべてのケースで有効拘束圧100kPaの等方圧密とした。繰返し载荷については、周波数0.1Hz、繰返し回数100回の正弦波とし、片振幅軸ひずみをレベル1地震動相当の0.2%とレベル2地震動相当の0.5%の2種類とした。なお、载荷するひずみレベルの考え方としては、地震荷重を想定して繰返し回数が数回~20回程度で剛性が低下して液状化するようなレベルに設定する方法が考えられる。十勝沖地震・宮城県沖地震・釧路沖地震・北海道南西沖地震については、埋立て地盤に発生したひずみは最大でも0.2%である¹²⁾ことからレベル1地震動相当の片振幅軸ひずみを0.2%とした。また、後述する定ひずみ繰返し非排水三軸試験の結果、片振幅軸ひずみ 0.5%であれば数回で剛性が低下し液状化することが確認されたため、これをレベル2地震動相当の片振幅軸ひずみとし

た。試験試料は、相馬砂 (Fc=0%) と調整砂 (Fc=10%) の2種類を用いて、目標相対密度60%の未改良砂、薬液シリカ濃度2%、3%、4%、5%、6%の改良砂の計12パターンとした。

定ひずみ非排水繰返し三軸試験に先立ち、28日養生した供試体を用いて一軸圧縮試験を行った。図-3に薬液シリカ濃度と一軸圧縮強度の関係を示す。この図から、同じ薬液シリカ濃度であれば調整砂 (Fc=10%) のほうが一軸圧縮強度が大きく、細粒分含有率に関わらず薬液シリカ濃度と一軸圧縮強度はほぼ線形関係にあることがわかる。

(2) 定ひずみ非排水繰返し三軸試験結果

図-4に有効応力経路、せん断応力~せん断ひずみ関係、および過剰間隙水圧時刻歴を示す。なお、図-4には、代表ケースとして、相馬砂 (Fc=0%)、片振幅軸ひずみ 0.5%のCase A-2-1 (未改良砂)、Case A-2-2 (薬液シリカ濃度2%)、Case A-2-6 (薬液シリカ濃度6%) の結果を示す。なお、図中のせん断ひずみは $\gamma = 1.5 \times (\text{軸ひずみ } \epsilon)$ として算出した。Case A-2-1 (未改良砂) では、繰返し载荷数回で平均有効応力がほぼ0に減少し (過剰間隙水圧が有効拘束圧に達し)、せん断剛性を失ってせん断応力~せん断ひずみ関係の履歴曲線が扁平な形状となり、液状化に至っていることがわかる。一方、Case A-2-6 (薬液シリカ濃度6%改良砂) では、平均有効応力は減少し (過剰間隙水圧は上昇し)、せん断剛性が低下し

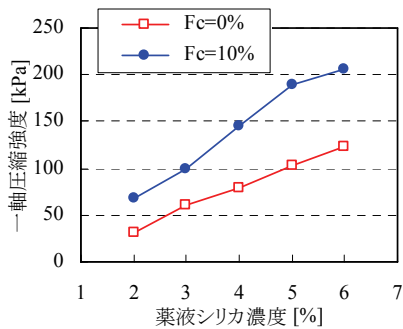


図-3 改良砂の一軸圧縮強度

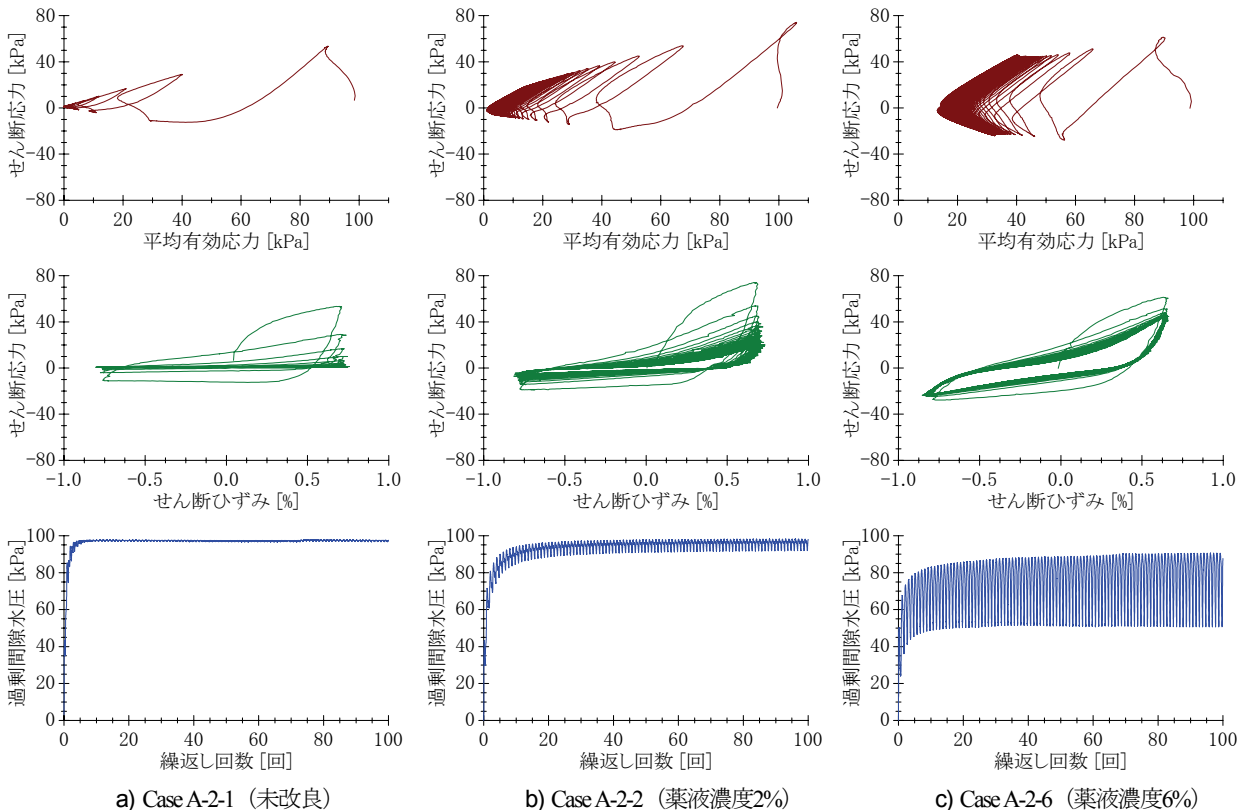


図-4 代表ケース (Case A-2-1, Case A-2-2, Case A-2-6) の有効応力経路、せん断応力~せん断ひずみ関係、過剰間隙水圧時刻歴

ているものの、履歴曲線は扁平な形状とならず一定のせん断剛性を保持していることから、液状化に至っていないことは明らかである。また、低濃度で改良されたCase A-2-2（薬液シリカ濃度2%改良砂）でも、Case A-2-6に比べてせん断剛性の低下度合いは大きく、平均有効応力が0付近まで減少しているものの、ある程度のせん断剛性を保持しており、完全にせん断剛性を失って液体状になるという液状化には至っていないことがわかる。上記のような改良砂の動的変形特性は、粘性土の特性に比較的近いといえる。

次に、Case Aシリーズ（Fc=0%）における繰返し載荷回数と累積損失エネルギーの関係、および正規化累積損失エネルギーと剛性低下率の関係を、それぞれ図-5、図-6に示す。また、繰返し載荷終了時（載荷回数100回時）における累積損失エネルギーおよび剛性低下率と薬液シリカ濃度の関係を図-7、図-8に示す。なお、剛性低下率は、せん断応力～せん断ひずみ関係における各サイクルでの割線剛性Gを1サイクル目の割線剛性G₁で除した値である。ここで、1サイクル目の割線剛性G₁は、軸ひずみが0.2%もしくは0.5%のときの割線剛性であり、ひずみレベル10⁻⁶程度の微小ひずみレベルの剛性と比較して小さな値であることに注意する必要がある。

また、正規化累積損失エネルギーは、図-4に示したせ

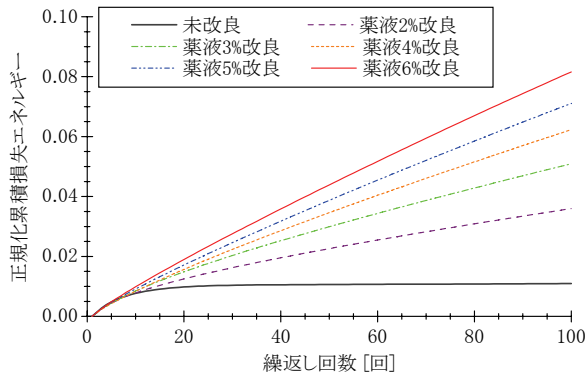
ん断応力～せん断ひずみ関係の履歴曲線におけるループの面積累積値であり、次式で定義した。

$$\Delta W / \sigma_{v0}' = 1 / \sigma_{v0}' \int \tau(\gamma) d\gamma$$

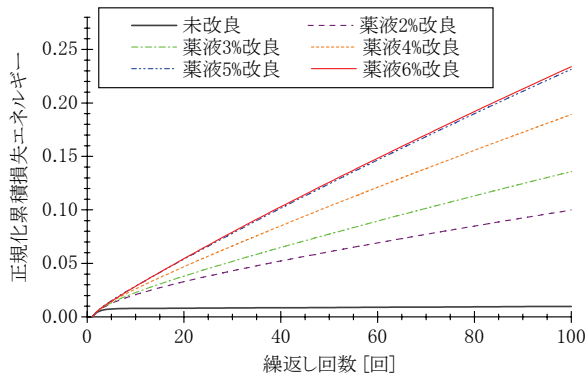
ここでΔWは累積損失エネルギーでせん断応力～せん断ひずみ曲線の履歴ループの面積の積分値である。

σ_{v0}'は有効上載圧である。正規化累積損失エネルギーは、繰返し載荷に伴う剛性低下の過程において塑性変形して費やすことのできるエネルギー容量を表すため、その材料が費やすことのできる正規化累積損失エネルギー量が大きいほど、地震動に対して粘り強い材料であるといえる。

正規化累積損失エネルギーについては図-5に示すとおり、未改良砂はせん断剛性を失い履歴ループが扁平形状となるため、累積損失エネルギーに上限値が存在するのに対して、改良砂は履歴ループが扁平形状とならず一定の面積を保つため、累積損失エネルギーは繰返し載荷回数に対してほぼ線形増加しており、その傾きは薬液シリカ濃度が大きいほど大きくなる。剛性低下については図-6に示すとおり、片振幅軸ひずみによらず未改良砂が繰返し載荷によってせん断剛性が0となるのに対して、改良砂はせん断剛性がある一定の値に収束しており、その値は薬液シリカ濃度が大きいほど大きくなる。

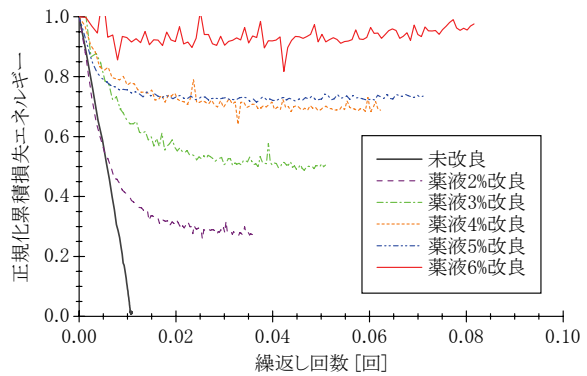


a) 細粒分含有率Fc=0%, 片振幅軸ひずみ ε_{ss}=0.2%

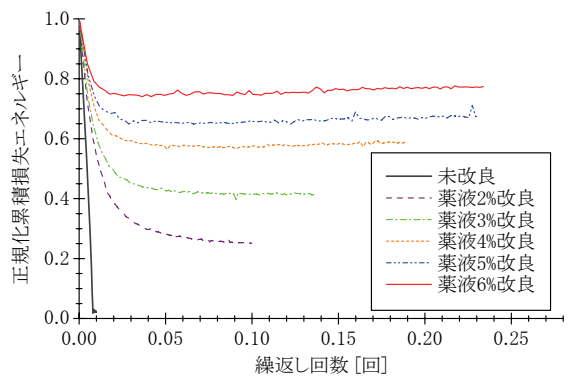


b) 細粒分含有率Fc=0%, 片振幅軸ひずみ ε_{ss}=0.5%

図-5 繰返し回数と正規化累積損失エネルギーの関係



a) 細粒分含有率Fc=0%, 片振幅軸ひずみ ε_{ss}=0.2%



b) 細粒分含有率Fc=0%, 片振幅軸ひずみ ε_{ss}=0.5%

図-6 正規化累積損失エネルギーと剛性低下率の関係

また、図-7および図-8に示すとおり、载荷終了時における累積損失エネルギーや剛性低下率は、薬液シリカ濃度が大きいほど大きく、同じ濃度の場合には調整砂 (Fc=10%) のほうが相馬砂 (Fc=0%) より大きくなる傾向が見られる。例えば、相馬砂 (Fc=0%)、片振幅軸ひずみ 0.5%のケースでみると、薬液シリカ濃度の最も大きい6%のCase A-2-6で初期割線剛性の約75%、最も小さい2%のCase A-2-2で初期割線剛性の約20%の剛性を保持している。

以上の結果から、応力制御型の非排水繰返し三軸試験から得られる液状化強度により改良強度を設計する従来の方法では、改良砂の液状化抵抗を適切に評価することができないのに対して、定ひずみ非排水繰返し三軸試験から得られる剛性低下率や正規化累積損失エネルギーにより評価することで、未改良砂と改良砂に明確な違いがみられ、改良砂が液状化しない材料であり、繰返し载荷に対して粘り強い材料であることが明らかとなった。また、図-6のような累積損失エネルギーと断剛性低下率の関係を用いて、許容される変形量に応じた剛性低下に納まるように薬液シリカ濃度を設定することで、改良砂の粘り強さを評価した設計が可能となる。ただし、許容変形量に応じた剛性の低下がどの程度なら安全かを適切に設定する必要がある、今後の課題である。

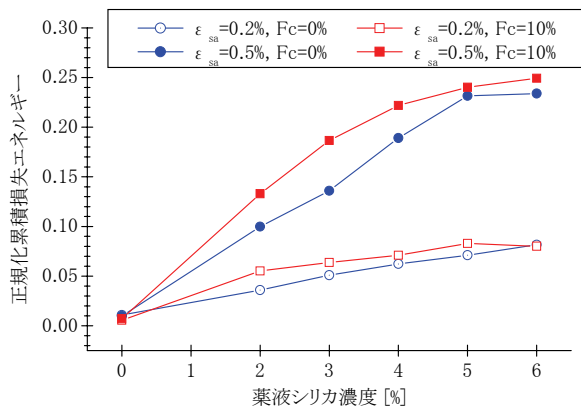


図-7 繰返し载荷終了時の正規化累積損失エネルギーと薬液シリカ濃度の関係

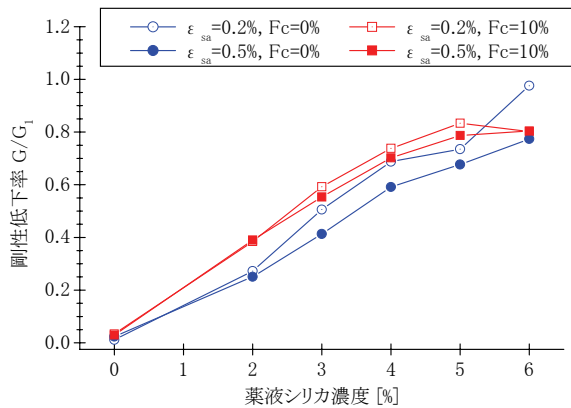


図-8 繰返し载荷終了時の剛性低下率と薬液シリカ濃度の関係

4. 改良砂の繰返しせん断後の変形特性

上述したとおり、地盤変形量の予測には、有効応力が減少して剛性が低下した後、有効応力が回復するまでにどのような変形が生じるかが大きく関係してくる。

そこで、改良砂の繰返しせん断後の変形特性を把握することを目的に要素試験を実施した。具体的には、定ひずみ非排水繰返し三軸試験により繰返しせん断を与え、有効応力が減少してせん断剛性が低下した後、有効応力が初期の状態に戻るまでに発生するひずみを、1) 再圧密試験、2) 非排水単調三軸圧縮試験、3) 非排水せん断をある軸ひずみまで加えた後、有効応力が初期の状態に戻るまで再圧密する試験を行って調べた。これら3種類の試験は、たとえば図-9に示すような盛土の基礎地盤が地震により変形した場合の各部の残留変形状態に対応するものと考えることができる。

(1) 非排水繰返しせん断後の圧密特性

繰返しせん断後の再圧密試験は、前節、表-1に示した試験ケースすべてについて実施した。再圧密は、繰返しせん断後、間隙水流量制御装置を用いて、体積ひずみ速度を一定として、等方応力状態を保ったまま、平均有効応力が有効拘束圧100kPaに回復するまで排水させて行った。

図-10に、Case A-2-1~6 (細粒分含有率 0%, 片振幅軸ひずみ0.5%) の繰返しせん断後の再圧密試験結果を平均有効応力と体積ひずみの関係として整理した図を示す。未改良砂の場合、圧密初期の段階に1.5%を超える体積ひずみが発生し、その後は平均有効応力の回復とともに徐々に体積ひずみが増加して最終的に約2.5%の体積ひずみが生じている。一方改良砂の場合、初期段階に大きな体積ひずみは発生せず、平均有効応力の回復とともに体積ひずみが増加して最終的な体積ひずみは1%以下に収まっており、再圧密時の体積ひずみを抑制する改良効果が認められた。また、薬液シリカ濃度が大きいほど、体積ひずみは小さくなるものの、薬液シリカ濃度2%の低濃度でも十分な改良効果があることがわかる。

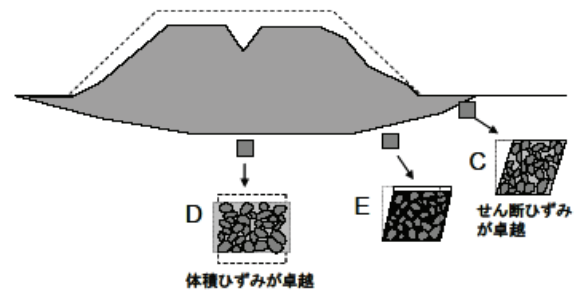


図-9 盛土基礎地盤各部の残留変形のイメージ

未改良砂は、繰返しせん断によって液状化に至り土粒子の噛み合わせが大ききはずれ、これが回復するまで間隙水を排水する必要があり、初期段階で大きな体積ひずみが生じたと考えられる。一方改良砂は、液状化には至っておらず、土粒子間の噛み合わせはある程度保持されているため、再圧密による体積ひずみは小さく抑えられたと考えられる。

次に、図-11に全ケースの平均有効応力が100kPaに回復したときの体積ひずみを整理した図を示す。この図から、改良により再圧密時の体積ひずみを抑制する効果は、片振幅軸ひずみが大きい（強い地震動）ほど大きいことがわかる。これは、未改良砂が片振幅軸ひずみの大きさによって液状化程度が異なるため、再圧密時の体積ひずみ量に大きな差が生じたのに対して、改良砂はいずれの片振幅軸ひずみでも、土粒子間の噛み合わせはある程度保持されているため、未改良砂のような差が生じなかったと考えられる。また、細粒分含有率の違いについては、改良砂の場合、調整砂 (Fc=10%) の方が体積ひずみが若干小さくなっている。これは、図-3に示したとおり、同じ薬液シリカ濃度であれば調整砂 (Fc=10%) のほう

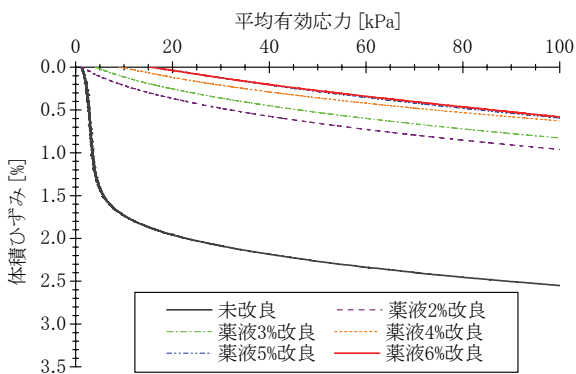


図-10 平均有効応力と体積ひずみの関係 (細粒分含有率Fc=0%, 片振幅軸ひずみ $\epsilon_{sa}=0.5\%$)

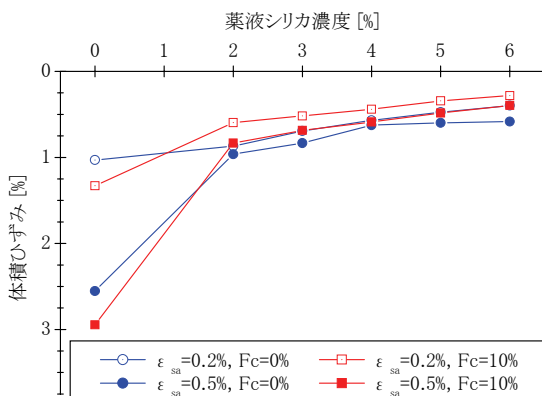


図-11 薬液濃度と体積ひずみの関係

が一軸圧縮強度が大きいこといことが要因のひとつであると考えられる。

さらに、図-12にCase Aシリーズ (細粒分含有率 0%) の改良砂における繰返しせん断時に費やした正規化累積損失エネルギーと再圧密による体積ひずみの関係を示す。例えば、液状化後の排水による沈下が問題となる構造物に対して溶液型薬液注入工法により地盤を改良する場合、薬液シリカ濃度を図-12を用いて設定する方法が考えられる。具体的には、改良前の地盤を対象に、液状化を考慮しない1次元非線形地震応答解析を行って正規化累積損失エネルギーを算定し、図-12から許容される沈下量 (体積ひずみ) に応じた薬液シリカ濃度を設定する。ただし、現状ではデータ数が少ないため、試験を追加して精度を高めていく必要がある。

(2) 非排水繰返しせん断後の非排水単調せん断特性

非排水単調三軸圧縮試験ケース一覧を表-2に示す。試料には、相馬砂 (Fc=0%) を用い、前節と同様の方法で未改良砂および改良砂の供試体を作製した。試料は未改良、薬液シリカ濃度 2%, 6% (いずれも相対密度60%)、および締固めによる改良を想定した密詰砂 (相対密度85%) の4パターンとし、繰返しせん断載荷については、繰返しせん断履歴ありとなしの2パターンを実施した。非排水繰返しせん断履歴として、片振幅軸ひずみ0.5%、周波数0.1Hz、載荷回数100回を与えた。なお、Case 4, Case 8の密詰砂は、溶液型薬液注入工法による改良と締固めによる改良との改良効果の違いをみるために実施した。非排水三軸試験は地盤工学会の「土の圧密非排水試験 (CU) 三軸圧縮試験方法 (JGS 0523-2000)」に準拠して実施した。また、載荷速度は軸ひずみ速度で0.05%/minとした。

繰返しせん断履歴の有無が非排水せん断特性に及ぼす影響について考察するために、図-13に未改良砂、薬液

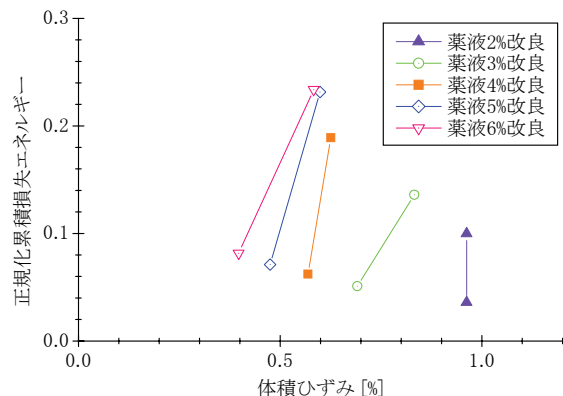


図-12 平均有効応力と体積ひずみの関係 (Case A-2-1~6)

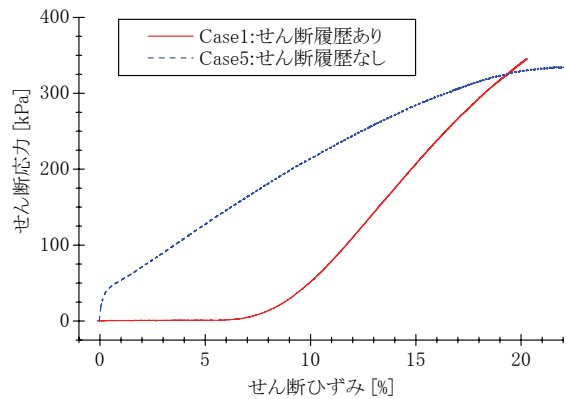
シリカ濃度2%改良砂，および密詰砂におけるせん断応力～せん断ひずみ関係を示す。図-13 a) に示すとおり，Case 1（未改良砂，繰返しせん断履歴あり）では，繰返しせん断载荷により液状化して低下したせん断剛性が回復しないまま，非排水単調せん断によりせん断ひずみが大きく発達する微小抵抗領域³⁾が明確に現れており，Case 5（未改良砂，繰返しせん断履歴なし）と比べて，非排水単調せん断特性が大きく変化していることがわかる。一方，図-13 b) に示すとおり，Case 2（薬液2%改良砂，繰返しせん断履歴あり）の場合，図-4 b) に示したように繰返しせん断载荷により剛性は低下するものの，単調せん断開始後すぐに剛性は回復してCase 6（薬液2%改良砂，繰返しせん断履歴なし）と平行な応力ひずみ関係を示しており，微小抵抗領域は認められないことから，繰返しせん断履歴の有無による非排水単調せん断特性の変化は，未改良砂のケースと比較して小さいことがわかる。また，図-13 c) に示すとおり，締固めによる改良を想定したCase 4（密詰砂，繰返しせん断履歴あり）の場合，微小抵抗領域がせん断ひずみにして2%程度確認できるものの，繰返しせん断履歴の有無による非排水単調せん断特性の変化は，薬液で改良された場合に近い傾向を示している。

次に，改良の有無や改良方法の違いが非排水単調せん断特性に及ぼす影響について考察するために，繰返しせん断履歴なしの場合（Case 1～Case 4）の非排水三軸圧縮試験の有効応力経路，およびせん断応力～せん断ひずみ関係を図-14に，繰返しせん断履歴ありの場合（Case 5～Case 8）の繰返しせん断载荷後の非排水三軸圧縮試験の有効応力経路およびせん断応力～せん断ひずみ関係を図-15に示す。繰返しせん断履歴なしの場合，図-14 b) の応力ひずみ関係から，せん断剛性は，Case 8（密詰砂 [締固め]）> Case 7（6%改良）≒ Case 6（2%改良）> Case 5（未改良）の順となっており，薬液シリカ濃度の違い（2%と6%）によるせん断剛性を増加させる効果の差は小さいことがわかる。一方，繰返しせん断履歴ありの場合，図-15 b) より，せん断ひずみが3%以下においては，Case 3（6%改良）> Case 2（2%改良）> Case 4（密詰砂 [締固め]）> Case 1（未改良）の順でせん断変形特性に対する改良効果が現れている。せん断ひずみが3%を超えるとCase 4（密詰砂 [締固め]）のせん断強度がCase 2（2%改良）よりも大きくなり，5%を超えるとCase 4（密詰砂 [締固め]）が最も大きくなるという結果となった。

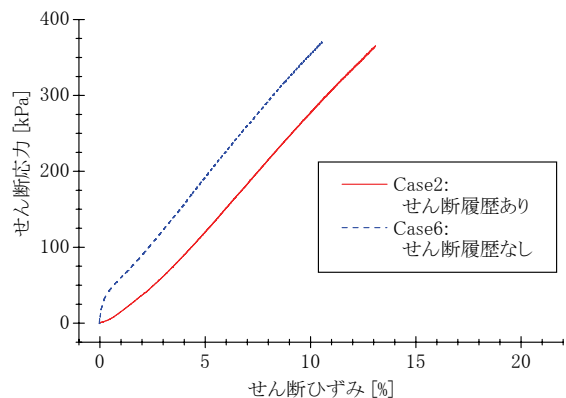
また，図-14 a) の有効応力経路をみると，Case 6（薬液2%改良砂）やCase 7（薬液6%改良砂）では改良により粘着力が付与されるため，未改良砂より有効力経路が上方に5～10kPa程度シフトしているが，内部摩擦角につ

表-2 非排水単調三軸圧縮試験ケース

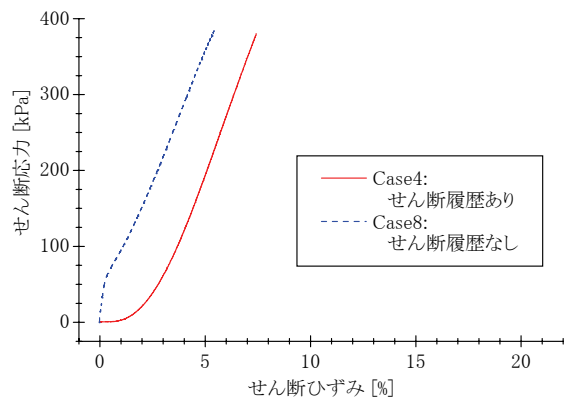
Case	目標相対密度 (%)	薬液濃度 (%)	繰返しせん断履歴
Case 1	60	0	あり
Case 2	60	2	あり
Case 3	60	6	あり
Case 4	85	0	あり
Case 5	60	0	なし
Case 6	60	2	なし
Case 7	60	6	なし
Case 8	85	0	なし



a) 未改良砂 Case 1, Case 5



b) 薬液濃度2%改良砂 Case 2, Case 6



c) 密詰砂(Dr=85%) Case 4, Case 8

図-13 繰返しせん断履歴の有無による変形特性の比較

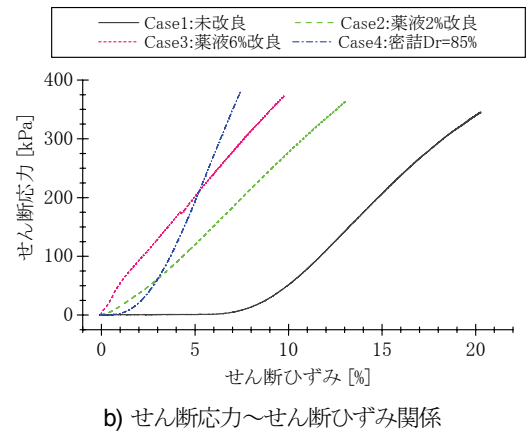
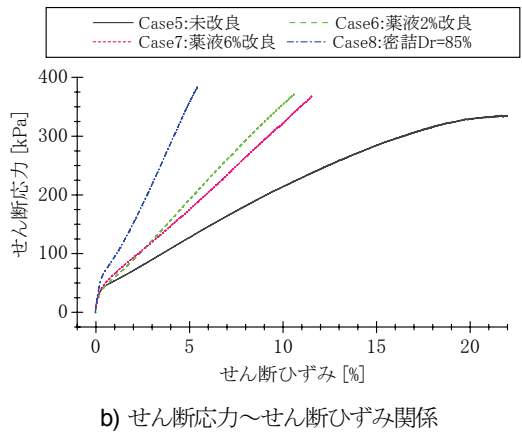
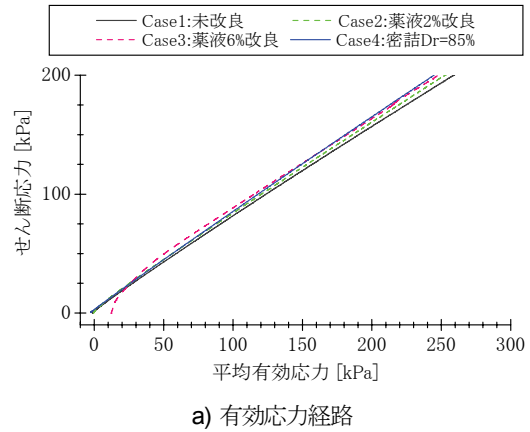
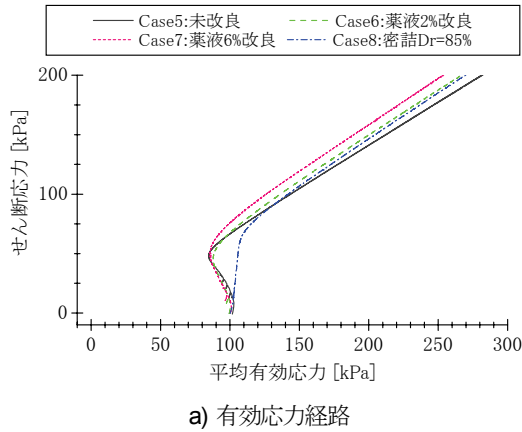


図-14 繰返しせん断履歴なしの試験結果比較

図-15 繰返しせん断履歴ありの試験結果比較

いては改良による大きな変化は認められない。一方、繰返しせん断を与えた後の図-15 a)の有効応力経路をみると、繰返しせん断履歴なしの場合と同様に内部摩擦角には明確な差は認められないが、改良砂の粘着力付与による強度増加がほとんど認められないことから、繰返しせん断によってある程度消失したと考えられる。

本試験条件の範囲内では、繰返しせん断履歴がない場合は、締め固め改良を想定した密詰砂においてもっとも非排水単調せん断特性を改善する改良効果が現れている。一方、繰返しせん断履歴がある場合には、非排水単調せん断変形特性は、ひずみレベルが小さい範囲または有効応力が小さい領域で薬液改良砂の方が密詰砂よりも優れていることが確認された。この違いは、繰返しせん断によって薬液改良で付与された粘着力や増加したせん断剛性がどれだけ保持されているか、および、密詰砂の微小抵抗領域と内部摩擦角がどの程度かによって変化してくるものと思われる。

(3) 繰返しせん断後の残留ひずみ量推定のための要素試験

これまでに実施した、繰返しせん断後の再圧密試験、

非排水単調三軸圧縮試験に加え、非排水単調三軸圧縮試験と再圧密試験を組み合わせた試験を実施した。具体的には、非排水単調せん断試験により、ある軸ひずみまでせん断変形を与えた後に再圧密試験を行って平均有効応力が初期有効拘束圧に回復するまで排水する。表-3に試験ケースを示す。なお、試験条件は、再圧密試験、非排水単調三軸圧縮試験と同様である。

試験結果より、繰返しせん断後の再圧密試験における残留体積ひずみ、非排水単調三軸圧縮試験における残留せん断ひずみ、および非排水単調三軸圧縮試験と再圧密試験を組み合わせた試験におけるせん断ひずみと体積ひずみをプロットした図を、図-16に示す。この図から、改良砂の残留体積ひずみおよび残留せん断ひずみは、未改良砂と比べて1/3~1/5程度となっており、薬液シリカ濃度2%改良砂でも、密詰砂と同等であることがわかる。また、残留体積ひずみと残留せん断ひずみは独立ではなく、砂のダイレイタンス特性を介して関係している。特に、土粒子骨格構造が完全に乱されていない改良砂では両者の関係は直線関係にある。したがって、繰返しせん断を受けた後の体積ひずみ量とダイレイタンス係数(せん断ひずみ増分と体積ひずみ増分の比)によって、

地震後の残留変形を説明できる。また、図-16に示したようなチャートを用いて、残留体積ひずみ量や残留せん断ひずみ量を許容されるひずみの範囲内に納められる薬液シリカ濃度を決定することができると思われる。

5. 不規則波载荷による検証事例

(1) 不規則波オンライン実験概要

a) オンライン実験概要

オンライン実験の概要^{16, 17)}を図-17に示す。図-17は、時間領域の地震応答計算とオンライン実験との比較を示している。両者の共通点は、運動方程式を時間領域において逐次解くことであり、相違点は、せん断復元力の取得方法である。具体的には地震応答解析では構成モデルを用いるが、オンライン実験では実際の土試料を用いた要素試験を用いる。オンライン実験では、通常地震応答計算と同様に地震動を基盤面から入力可能であり、不規則波に対する液状化抵抗性を評価するのに適した実験手法である。なお要素試験の制御およびデータ取得はパーソナルコンピュータと試験機を接続してオンラインで行う。ここで要素試験は中空ねじりせん断試験装置を用いて行った。

b) 試験条件、ケース

試験に使用した試料は、相馬砂 (Fc=0%) である。供

表-3 非排水三軸試験+再圧密試験ケース

ケース名	細粒分含有率 Fc (%)	軸ひずみ ϵ (%)	目標相対密度 Dr (%)	薬液濃度 s (%)	非排水せん断軸ひずみ ϵ_v (%)
CaseA-1	0	0.5	60	0	2.40
CaseA-2				0	4.70
CaseA-3				0	7.10
CaseB-1	0	0.5	60	2	1.20
CaseC-1				6	0.54
CaseD-1				0	1.30
CaseD-2				0	2.00

試体は、定ひずみ非排水繰返し三軸試験と同様の方法で作製した。

図-18に想定した仮想モデル地盤を示す。モデルとしては弾性基盤上の10層の水平成層地盤を想定した。地盤は地表面より深度20mまでとし、各層厚は2mで地下水位は地表面に設定した。実際に中空ねじり試験を実施する要素試験層は8層目とした。この理由は、地盤の K_0 値を0.5と仮定した場合、8層目中心位置の平均有効応力が100kPaとなり、要素試験における拘束圧と等しくなるためである。要素試験以外の層は図中に示すパラメーターを設定した双曲線モデルとした。なお、双曲線モデル層にて顕著な非線形化が発生しないように規準ひずみを0.1%と設定した。時間積分は中央差分法(第1ステップのみ線形加速度法)とし、積分時間間隔は0.005秒とした。レーリー減衰は剛性比例型とし、1次モードで減衰定数 $h=0.01$ を設定した。なお、実験条件等については、本論文の第三著者ら¹⁵⁾の実施した実験と同一である。

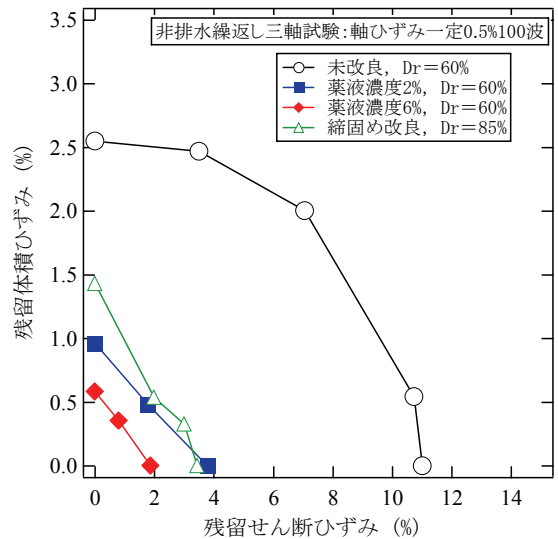


図-16 薬液改良砂の非排水せん断後の残留ひずみ量

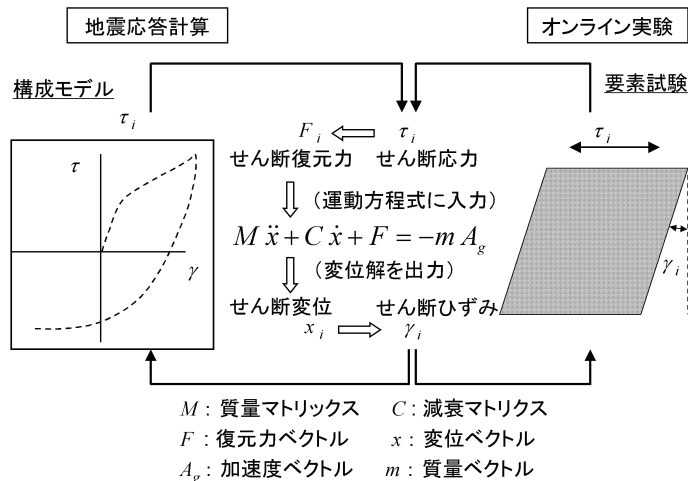


図-17 ハイブリッドオンライン実験の概要

層番号	層厚(m)	密度(t/m ³)	せん断波速度(m/s)	規準ひずみ(%)	平均有効応力(kPa)	タイプ
1	2	2	200	0.1	-	双曲線モデル
2						
3						
4						
5						
6						
7						
8						
9			-	100	要素実験	
10			240	0.1	双曲線モデル	
基盤	400		弾性基盤			

図-18 オンライン実験における想定地盤モデル

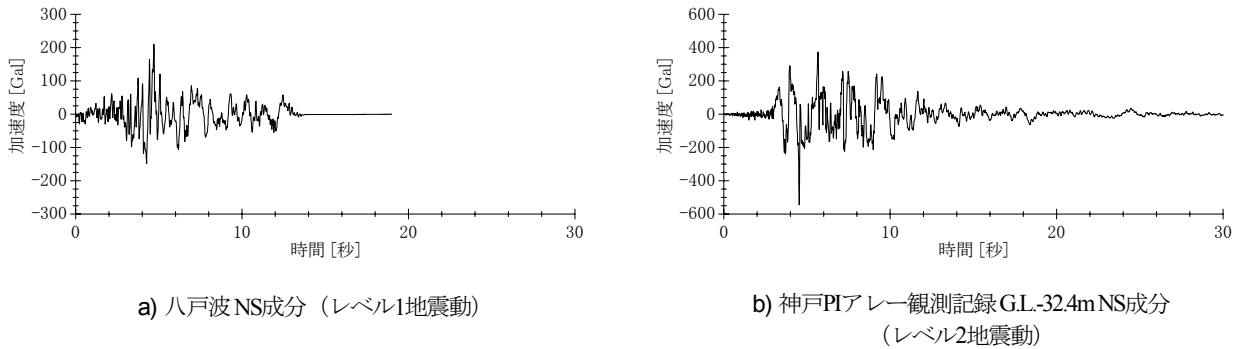


図-19 オンライン実験における入力地震動

供試体は、未改良砂と3濃度(2%, 4%, 6%)の改良砂とした。入力地震動を図-19に示す。レベル1地震動として、最大加速度209.89Galの八戸波NS成分波、レベル2地震動として最大加速度543.59Galの神戸ポートアイランド(PI)アレー記録におけるGL-32.4mのNS成分波を使用した。

繰返し载荷後、残留せん断ひずみはそのままの状態、前節と同様の再圧密試験を実施した。

(2) 不規則波オンライン実験結果

実験結果として、せん断応力、せん断ひずみ、過剰間隙水圧、正規化累積損失エネルギーの時刻歴を示す。図-20はレベル1地震動、図-21はレベル2地震動の結果である。また、実験結果をもとに薬液シリカ濃度と変形強度特性に関わる指標との関係を整理した。図-22は最大せん断ひずみおよび残留せん断ひずみと薬液シリカ濃度の関係、図-23は不規則波载荷終了時の正規化累積損失エネルギーと薬液シリカ濃度の関係、図-24は再圧密試験における体積ひずみと薬液シリカ濃度の関係である。

レベル1地震動では図-20に示すとおり、未改良砂は5~6秒で過剰間隙水圧比が1に達して、せん断応力は減少し、約3%の大きなせん断ひずみが発生しており、液状化に至っている。一方、改良砂はいずれの濃度でも過剰間隙水圧比は0.7以下で、せん断応力の減少も認められ

ず、最大せん断ひずみも0.5%~0.6%と未改良砂と比べて小さく、液状化には至っていない。また図-22に示すとおり、残留せん断ひずみは未改良砂では2%に程度生じている対して、改良砂はほとんど発生していない。正規化累積損失エネルギーについては、図-23に示すとおり、未改良砂と比べて改良砂のほうが小さくなっている。これは、入力レベルが比較的小さく、未改良砂は液状化したもののせん断応力~せん断ひずみ関係における履歴ループが完全に扁平型にならなかったこと、改良砂は非線形化の度合いが小さく履歴減衰が小さかったことが要因であると考えられる。再圧密時の残留体積ひずみについても図-24に示すとおり、未改良砂に対して改良砂は1/3程度に抑制されている。以上のことから、改良砂は薬液シリカ濃度によらず、レベル1地震動に対して、液状化抵抗を向上させ、地震後の再圧密時の体積ひずみを抑制する効果を発揮しているといえる。

レベル2地震動では図-21に示すとおり、未改良砂は5秒付近で過剰間隙水圧比が1に達して、液状化に至っている。一方、改良砂は過剰間隙水圧比は1に達しているものの、地震時の最大せん断ひずみは未改良砂の約9%に対して、改良砂は約6%に低減している。また図-22に示すとおり、地震時の残留せん断ひずみは未改良砂の約9%に対して、改良砂は1%以下と大きく低減しており、残留せん断ひずみを抑制する効果が顕著に現れている。

正規化累積損失エネルギーについては図-21に示すとおり、未改良砂は液状化に至った6秒付近以降、ほとんど増加せず頭打ちとなるのに対して、改良砂は薬液シリカ濃度によらず、主要動が終わる10秒付近まで増加している。これは、改良砂が液状化には至らず履歴ループが扁平型にならなかったためである。

再圧密時の残留体積ひずみについても図-23に示すとおり、未改良砂に対して改良砂は2/3~1/2に抑制されている。以上のことからレベル2地震動に対しても改良砂が液状化抵抗を向上させ、地震後の再圧密時の体積ひずみを抑制する効果を発揮しているといえる。

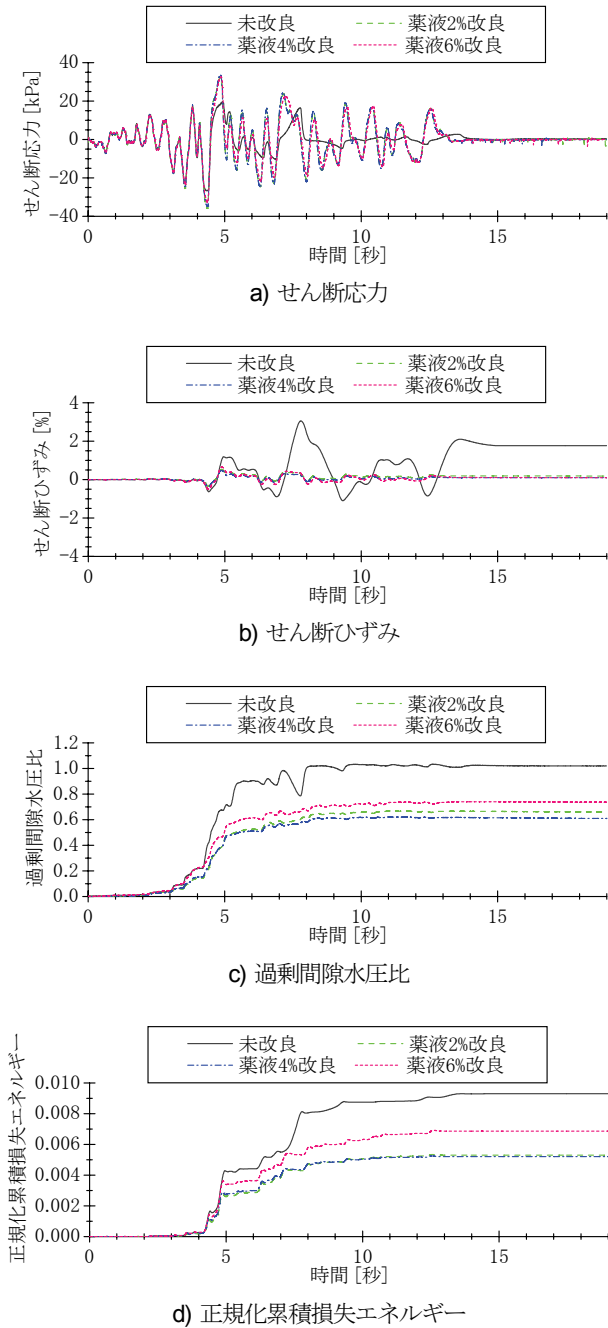


図-20 レベル1地震動（八戸波）に対する要素試験層（第8層）応答時刻歴

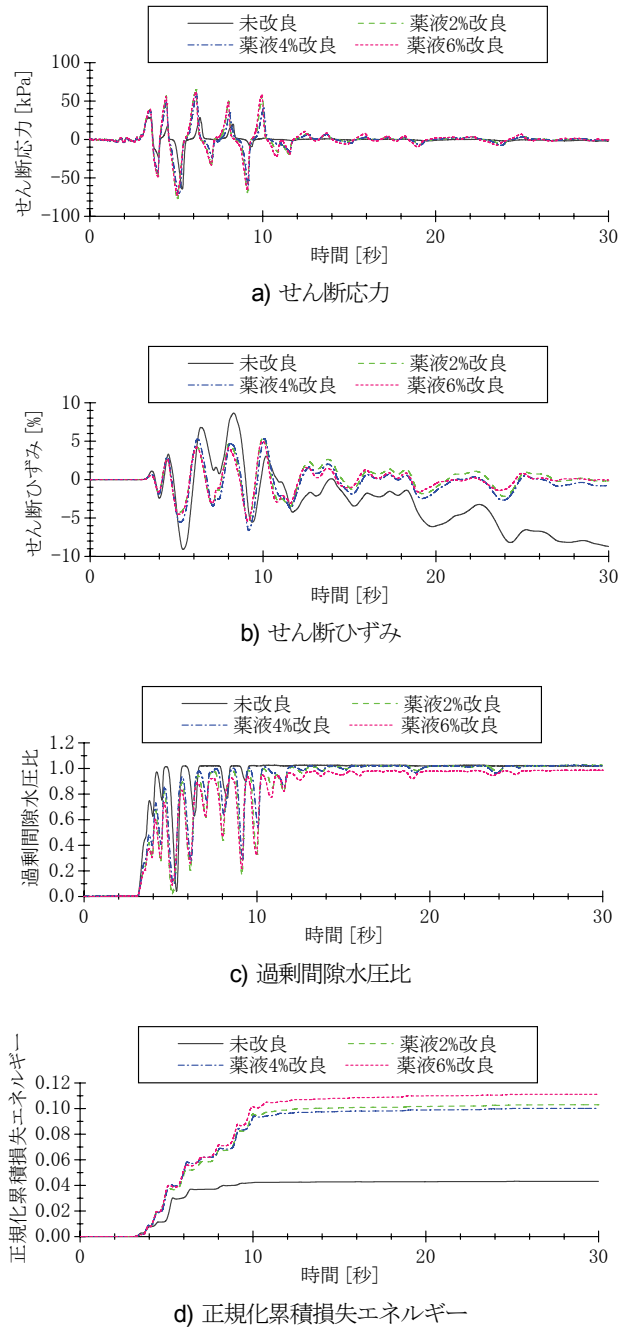


図-21 レベル2地震動（PI波）に対する要素試験層（第8層）応答時刻歴

6. 結論

溶液型薬液によって改良された砂の液状化抵抗, および繰返しせん断後の変形特性を把握するため, いくつかの要素試験を実施した. 明らかとなった知見を以下にまとめる.

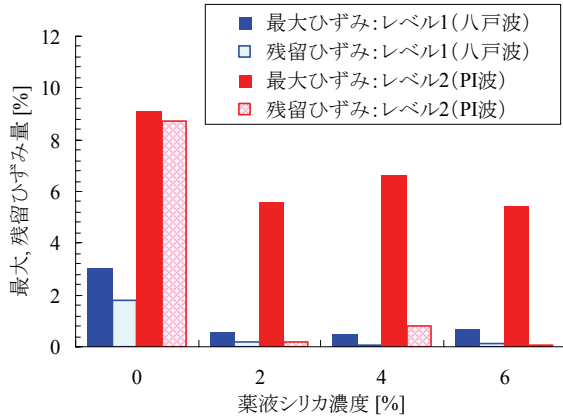


図-22 要素試験層 (第8層) における最大せん断ひずみおよび残留ひずみと薬液シリカ濃度の関係

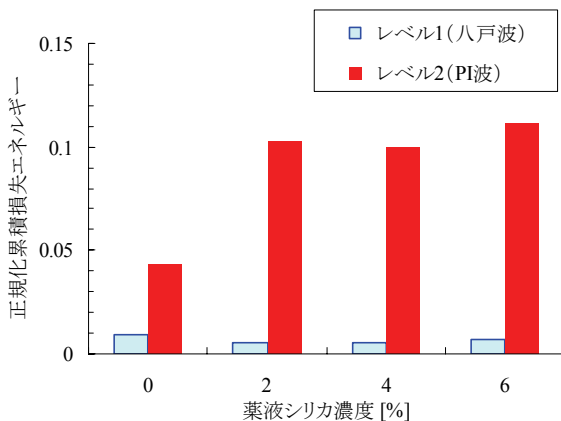


図-23 要素試験層 (第8層) における不規則波荷終了時正規化累積損失エネルギーと薬液シリカ濃度の関係

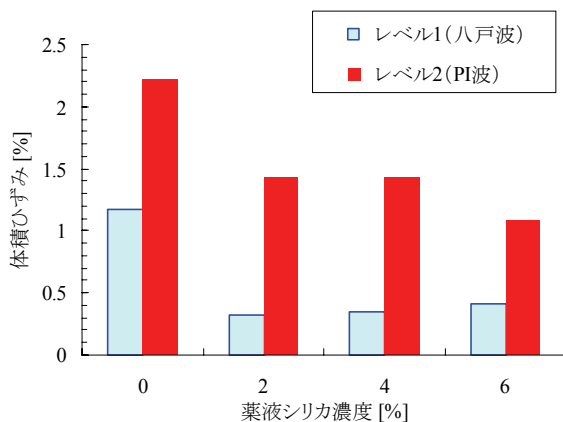


図-24 要素試験層 (第8層) における再圧密時の体積ひずみと薬液シリカ濃度の関係

- 1) 従来の定応力非排水繰返し三軸試験では薬液改良砂の粘り強さを適切に評価できないため, 定ひずみ非排水繰返し三軸試験から得られる剛性低下率や正規化累積損失エネルギーによる評価を試みた. その結果, 未改良砂と改良砂の液状化程度に明確な違いがみられた. 具体的には, 未改良砂では繰返し荷重によって剛性がほぼ0に低下し, 正規化累積損失エネルギーは液状化後増加しないのに対して, 改良砂は, 薬液2%改良砂のケースでも初期剛性の約25%の剛性を保持し, 正規化累積損失エネルギーは, 繰返し回数の増加に伴い線形的に増加しており, 改良砂が繰返し荷重に対して粘り強い材料であることが明らかとなった.
- 2) 地震時の変形量を予測するうえで重要となる繰返し荷重後の変形特性を把握するために, 繰返しせん断後の再圧密試験および非排水単調せん断試験を実施した. その結果, 図-16に示したとおり, 薬液シリカ濃度2%改良砂の残留体積ひずみ, および残留せん断ひずみとも未改良砂と比べて1/3程度に減少し, 密詰砂と同等であることが明らかとなった.
- 3) 不規則波荷による検証として実地震動によるハイブリッドオンライン実験を実施した. その結果, 改良砂の残留せん断ひずみは未改良と比べて大きく低減し, 再圧密時の体積ひずみも低減した. 以上のことから, 実地震動に対しても改良砂が液状化抵抗を向上させ, 再圧密時の体積ひずみを抑制する効果を発揮することが確認された.
- 4) 上記の試験結果を整理した図-6や図-12, 図-16などを用いて, 正規化累積損失エネルギーから, 許容される残留変形量内に応じたせん断剛性や残留ひずみ量に納まるように改良砂の薬液シリカ濃度を決定できる可能性があることを示した. これにより従来の設定方法では難しかったレベル2地震動に対しても適切な薬液シリカ濃度を設定でき, コストダウンが期待できる.

今後の課題としては, 薬液シリカ濃度の設定に用いる図-6や図-12, 図-16のデータの充実を図る必要がある. また, 許容される残留変形量に対応した剛性低下率, 残留ひずみ量の設定について検討する必要がある. さらに, 改良砂の改良効果を定量的に評価し, 改良地盤における構造物の地震による残留変形を合理的に求めるためには, 繰返しせん断履歴の程度によって変化する応力ひずみ関係とダイラテンシーの特性を把握し, それらを反映させた構成モデルを用いて境界値問題を解くことが必要である.

参考文献

- 1) 山崎浩之, 善功企, 河村健輔: 溶液型薬液注入工法の液状化対策への適用, 港湾空港技研報告, 第41巻, 第2号, pp. 119-151, 2002.
- 2) 財団法人沿岸開発技術研究センター: 沿岸開発技術ライブラリーNo.18, 浸透固化処理工法技術マニュアル, 2003.
- 3) 岡二三生, 小高猛司, 大野康年, 高戸順一, 田久勉, 西松範介: 浸透注入改良砂の液状化特性, 第37回地盤工学研究発表会, pp.841-842, 2002.
- 4) Sugano, T. and Yanagisawa, E.: Undrained shear behavior of sand under surface wave stress conditions, *Proc. of the 9th Asian Regional Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol.1, pp.71-74, 1991.
- 5) Sugano, T. and Yanagisawa, E.: Cyclic undrained shear behavior of sand under surface wave stress conditions, *Proc. of the 10th WCEE*, Vol.3, pp. 1323-1327, 1992.
- 6) Towhata, I. and Ishihara, K.: Shear work and pore water pressure in undrained shear, *Soils and Foundations*, Vol. 25, No.3, pp.73-84, 1994.
- 7) Okada, N. and Nemat-Nasser, S.: Energy dissipation in elastic flow of saturated cohesionless granular media, *Geotechnique*, Vol.44, No.1, pp.1-19, 1994.
- 8) 安達俊夫, 山田雅一, 榎並 昭, 鴨下順司: 過剰間隙水圧評価に関するエネルギー概念の適用, 第32回地盤工学研究会発表会, pp.725-726, 1997.
- 9) 中山義久, 西田一彦, 西形達明, 井上啓司: 繰返し載荷を受けた粘性土の変形係数の低下とその回復, 土木学会論文集, No.589/III-42, pp.131-140, 1998.
- 10) 増田昌昭, 風間基樹, 柳澤栄司: ひずみ制御繰返し三軸試験による土の非排水繰返し強度評価, 第32回地盤工学研究発表会, pp.725-726, 1997.
- 11) 風間基樹, 柳澤栄司, 増田昌昭: 定ひずみ制御繰返し三軸試験による液状化強度評価の可能性, 土と基礎, 第46巻, 第4号, pp.21-24, 1998.
- 12) 風間基樹, 鈴木崇弘, 柳澤栄司: 地盤に入力された累積損失エネルギーの評価法と液状化予測への適用, 土木学会論文集, No.631/III-48, pp.161-177, 1999.
- 13) Ishihara, K. and Yoshimine, M.: Evaluation of Settlement in sand deposits following liquefaction during earthquakes, *Soils and Foundations*, Vol.32, No.1, pp.173-188, 1992.
- 14) 安田進, 吉田望, 安達健司, 規矩大義, 五瀬伸吾, 増田民夫: 液状化に伴う流動の簡易手法, 土木学会論文集, No.638/III-49, pp.71-89, 1992.
- 15) 仙頭紀明, 風間基樹, 渦岡良介: 非排水繰返しせん断履歴の再圧密実験と体積収縮特性とモデル化, 土木学会論文集, No.764/III-67, pp.307-317, 2004.
- 16) 日下部伸, 森尾敏, 有本勝二: オンライン地震応答実験による2層系砂地盤の液状化挙動, 土質工学会論文報告集, Vol.30, No.3, pp.181-195, 2002.
- 17) 山口晶, 風間基樹, 日下部伸: 神戸沖合人工島地盤のオンライン地震応答実験, 土木学会論文集, No.701/III-58, pp.181-195, 2002.

(2007. 11. 30 受付)

EVALUATION OF LIQUEFACTION RESISTANCE AND DEFORMATION CHARACTERISTIC AFTER CYCLIC SHEAR LOADING OF IMPROVED SAND BY PERMEABLE GROUTING METHOD

Takamitsu OSHIMA, Motoki KAZAMA, Noriaki SENTO, Kensuke KAWAMURA and Kentaro HAYASHI

In this study, the liquefaction resistance and deformation characteristic after cyclic shear loading were tested by element tests for the improved sand by the permeable grouting method. The liquefaction resistance of improved sand, which has peculiar ductility, was evaluated by use of the reduction of shear modulus and the cumulative dissipation energy obtained by a strain-controlled test instead of a traditional stress-controlled test. The deformation characteristic after cyclic shear loading was evaluated by the residual strain obtained by a re-consolidation test and an undrained triaxial compression test after cyclic shear loading. In addition, the effectiveness of permeable grouting method against to earthquake loading was confirmed by an on-line testing. It is found that the occurrence of liquefaction and residual deformation of improved sand after cyclic shear loading are restrained by improvement of permeable grouting.