

吸水型振動式締固め工法 (SIMAR 工法) による液状化強度の増加メカニズムに関する検証 - 砂礫地盤を対象として -

前田 和亨*1・藤山 哲雄・清水 英樹*2・古川 雅宣*3・増田 崇治*4

Verification of Mechanism about Liquefaction Strength Increase at Gravel Ground by Vibrating Compaction Method with Absorbing Excess Pore Water Pressure (SIMAR Method)

Kazuyuki MAEDA, Tetsuo FUJIYAMA, Hideki SHIMIZU, Masanori FURUKAWA, Takaharu MASUDA

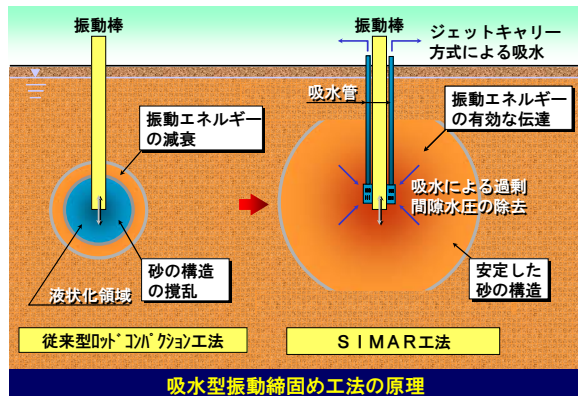


図-1 SIMAR 工法の原理

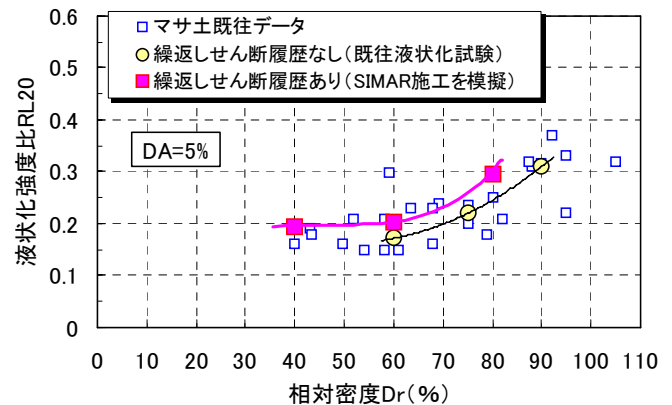


図-2 繰返しせん断履歴を付与した場合と付与しない場合の液状化強度比の比較

研究の目的

吸水型振動棒締固め工法 (SIMAR 工法) は、振動ロッドに吸水機構を付加し、振動締固め時に地盤内に発生する過剰間隙水圧を除去しながら締固めを行うことで、従来のロッドコンパクション工法に比べ、振動エネルギーが地盤内を効果的に伝達するよう工夫された液状化対策工法である (図-1)。砂を対象とした過去の研究により、本工法の強度増加メカニズムの特徴は、密度の増大に加えて、排水せん断履歴の付与による「土の微小構造の安定化」にあると指摘されているが、大粒径を含む砂礫地盤についても同様のメカニズムが発揮されるかは未確認であった。近年、砂礫地盤についても液状化対策事例が増えつつあることから、本研究では SIMAR 工法の強度メカニズムに対する一層の説明性向上に資するべく、砂礫地盤における実際の適用事例を対象として、本工法による液状化強度の増加効果や、強度増加メカニズムに関する定量的な検証を試みた。

技術の説明

SIMAR 工法は、地盤内の過剰間隙水圧の発生を抑制しながら振動締固め (繰返しせん断履歴の付与) を行う工法である。このような施工過程を模擬するため、供試体内の過剰間隙水圧を制御しながらの繰返し三軸試験を行い、繰返しせん断の履歴を与えていない供試体と液状化強度を比較することで、せん断履歴付与による液状化強度の増加効果を定量的に評価した。さらに、地盤の構造骨格の強化を表す指標としてせん断剛性に着目し、せん断履歴付与にともなう供試体の相対密度とせん断剛性の変化を測定することで、微小構造の安定化に関して評価した。繰返し三軸試験の条件設定においては、原位置での地盤状況をなるべく忠実に模擬するため、実際の岩砕地盤における SIMAR 施工時の過剰間隙水圧、せん断剛性などを原位置試験により計測、これを再現した動的 FEM によって施工中の地盤内せん断ひずみを評価し、これらの計測・解析結果を用いて供試体の初期条件・载荷条件を設定した。

主な結論

砂礫材料を対象とした「原位置での SIMAR 工法を模擬した大型繰返し三軸試験」の結果、繰返しせん断を付与しない場合に比べ液状化強度比にして約 20% の強度増加を確認するとともに (図-2)、土の微小構造の強化を確認することができた。これにより、SIMAR 工法に関する一層の説明性向上に寄与することができた。

*1 本店 土木事業本部 営業第二部
*2 本店 土木事業本部 土木設計・技術部

*3 北陸支店 敦賀原子力作業所
*4 日本原子力発電(株)

吸水型振動棒締固め工法（SIMAR工法）による液状化強度の増加メカニズムに関する検証 ―砂礫地盤を対象として―

前 田 和 亨^{*1} 藤 山 哲 雄 清 水 英 樹^{*2}
古 川 雅 宣^{*3} 増 田 崇 治^{*4}

要 旨

吸水型振動棒締固め工法（SIMAR工法）は、振動ロッドに吸水機構を付加し、振動締固め時に地盤内に発生する過剰間隙水圧を除去しながら締固めを行うことで、従来のロッドコンパクション工法に比べ、振動エネルギーが地盤内を効果的に伝達するよう工夫された液状化対策工法である。砂を対象とした過去の研究により、本工法の強度増加メカニズムの特徴は、密度の増大に加えて、排水せん断履歴の付与による「土の微小構造の安定化」にあると指摘されているが、大粒径を含む砂礫地盤についても同様のメカニズムが発揮されるかは未確認であった。そこで本論文では、SIMAR工法の強度増加メカニズムに対する一層の説明性向上に資するべく、発電所敷地造成工事の岩砕地盤を対象として、SIMAR工法による液状化強度の改善に関する定量的評価や「土の微小構造の安定化」について実験的な検討を行った。この結果、砂礫地盤においても吸水効果により液状化強度が増加すること、並びに土の微小構造の強化が発揮されることが示された。

キーワード 液状化対策／砂礫地盤／振動棒締固め／吸水／土の微小構造／せん断剛性

目 次

- | | |
|-------------------------------------|---|
| 1. はじめに | 5. 動的 FEM 解析による地盤挙動の把握 |
| 2. SIMAR 工法と対象地盤の概要 | 6. SIMAR 施工を模擬した室内試験による液状化強度の増加メカニズムの考察 |
| 3. SIMAR 工法による液状化強度の増加メカニズムに対する検証方法 | 7. おわりに |
| 4. 現場施工試験による地盤挙動の把握 | |

VERIFICATION OF MECHANISM ABOUT LIQUEFACTION STRENGTH INCREASE AT GRAVEL GROUND BY VIBRATING COMPACTION METHOD WITH ABSORBING EXCESS PORE WATER PRESSURE

Kazuyuki MAEDA Tetsuo FUJIYAMA Hideki SHIMIZU
Masanori FURUKAWA Takaharu MASUDA

Synopsis:

SIMAR is advanced soil improve method for preventing liquefaction by vibrating rod with absorbing excess pore-water pressure. Because of elimination of excess pore-water pressure during the vibratory compaction work, the vibratory energy propagates more efficiently than the conventional rod-compaction. The mechanism of increase liquefaction resistance brought by SIMAR is characterized with “intensifying the structure of soil particles” in addition to increasing density of ground. This unique character had been confirmed through the past researches for sand ground, but it has not been confirmed whether the same character appears for gravel ground containing large particles. In this paper, the large tri-axial tests simulating the field work of SIMAR on gravel ground were executed. The quantitative effect of increasing liquefaction strength and intensifying the structure of soil particle on gravel ground were confirmed by the experimental tests.

*1 本店 土木事業本部 営業第二部
*2 本店 土木事業本部 土木設計・技術部

*3 北陸支店 敦賀原子力作業所
*4 日本原子力発電(株)

1. はじめに

液状化対策工法の一つに、ロッドコンパクション工法（振動棒締固め工法）がある。同工法は、振動ロッドを地盤内に貫入し、地盤を直接振動させることで地盤の密実化を図る工法である。しかしながら、同工法はロッドの振動によって、地盤内にいわば“人為的な液状化”が発生してしまい、振動エネルギーが周辺地盤に十分伝わらないという問題が指摘されている¹⁾。これに対し、SIMAR 工法（吸水型振動棒締固め工法）は、振動ロッドに吸水機構を付加し、振動締固め時に地盤内に発生する過剰間隙水圧を除去しながら締固めを行うことで人為的な液状化現象の発生を抑え、振動エネルギーが地盤内を効果的に伝達するよう工夫された工法である（図-1）。本工法によれば、従来のロッドコンパクション工法に比べて改良ピッチを 2～3 倍程度広げることができるため、コストの低減と工期短縮を図ることが可能となる²⁾。

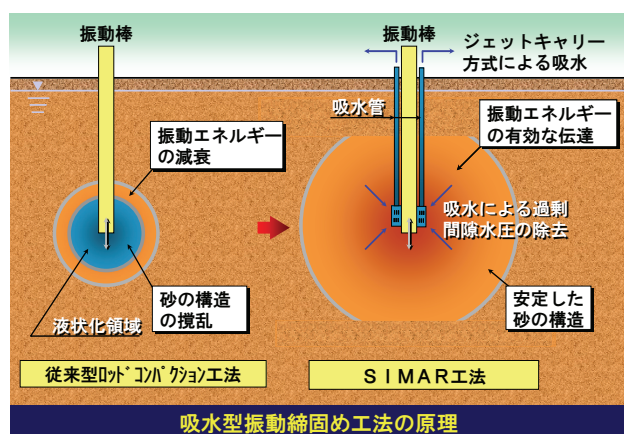


図-1 SIMAR 工法の概要

既往の研究^{1),3),4)}により、SIMAR 工法による液状化強度の増加メカニズムは、通常の密度の増大に加え、振動によるせん断履歴が地盤に繰り返し加わることによって、「土の微小構造が安定化する（土粒子骨格の噛み合いが堅固になる）」ことが、その特徴とされている。これは、

- 吸水（排水）条件での繰返しせん断もしくは振動締固めを行った場合、非吸水条件（あるいは部分排水条件）に比べ、密度がほぼ同等であっても、液状化強度や地盤のせん断剛性が明らかに大きくなっていること
- さらに砂の微視的構造を走査型電子顕微鏡（SEM）で観察した結果、非吸水条件の場合は液状化によっていったん浮遊状態となった砂粒子が再び堆積する過程で粒子の長軸方向が水平方向に集中する、いわば一定方向へ弱面を有する構造になっているのに対し、吸水条件でせん断履歴を与えた場合は、砂の粒子配列がランダムに分布する強固な構造になっていること

などが、室内要素試験¹⁾、模型土槽試験³⁾、および現場施工試験⁴⁾などによって確認されたことが、その根拠になっている。小ひずみ（ $\gamma=10^{-4}$ オーダー）の繰返しせん断履歴によって砂の微視的構造が安定化し、液状化強度が増加する可能性については、吉見⁵⁾らも指摘している現象である。

しかしながら、上記の研究成果は粒度分布の揃ったいわゆる砂地盤を対象として得られたものである。一方、近年、これまで液状化しにくいとされていた均等係数の大きい、シルトから礫分を含む砂礫地盤においても液状化が発生する事例が報告されており⁶⁾、このような地盤に対しても液状化対策を行う事例が増えつつある。しかし砂礫地盤について、SIMAR 工法の強度増加メカニズムの特徴である「土の微小構造の安定化」が、砂地盤と同様に発揮されるかはこれまで未確認であった。

そこで本論文では、SIMAR 工法の強度増加メカニズムに対する一層の説明性向上に資するべく、発電所敷地造成工事の岩砕地盤にて、SIMAR 工法による液状化強度の改善に関する定量的評価、ならびに「土の微小構造の安定化」について実験的な検討を行い、砂礫地盤における SIMAR 工法の強度増加メカニズムを検証する。

2. SIMAR 工法と対象地盤の概要

2.1 SIMAR 工法の概要

SIMAR 工法の施工機械の概要を図-2.1 に示す。施工機械は通常のロッドコンパクション工法の機械をベースとしているが、振動ロッドに吸水管が一体化されており、ロッドを振動させながら地下水を吸引する（地盤内の過剰間隙水圧を除去する）機構が備わっていることが特徴である。吸水方法は、図中に示すように配管内で水を高速で循環させることで先端に設けた開口部に負圧を発生させ、これを利用して吸引水流を生じさせる仕組みとなっている⁴⁾。

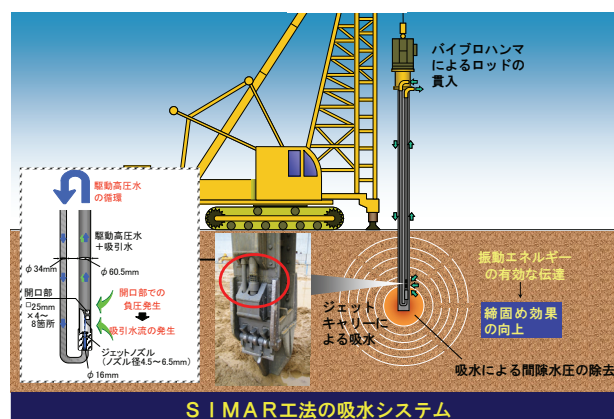


図-2.1 SIMAR 施工機械の概要

2.2 対象地盤の概要⁷⁾

敦賀発電所では、2007 年度より 3、4 号機増設のための敷地造成工事が進められている。本工事では、背面斜面

の切土で発生する花崗岩を 300mm アンダーに破碎して海中に埋め立てた後、護岸構造物や発電所各施設の支持力および耐震性等を確保するため、地盤改良が行われた。対象地盤の粒度分布を図-2.2 に示す。粒度分布上は、港湾指針等で示される液状化の可能性がある地盤には該当しないと考えられるが、上述のように近年これまで液状化しにくいとされていたシルトから礫分を含む地盤においても液状化が発生する事例が報告されていることから、本地点においても液状化対策が実施されたものである。同図には岩砕地盤を造成した他事例の平均粒度分布も併記したが、粒度分布が類似するこれらの事例についても、液状化対策などを目的とした地盤改良が行われている。

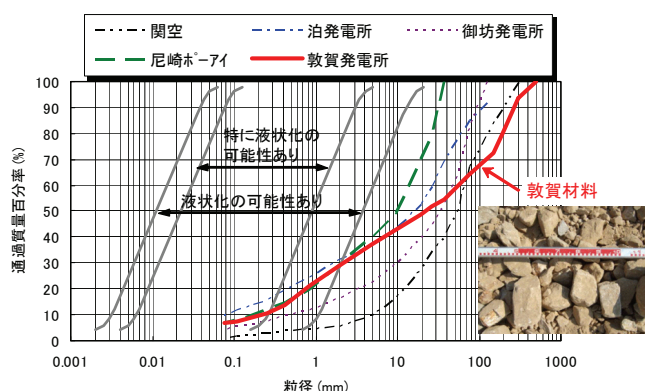


図-2.2 埋立材料の粒度分布

一般に、液状化対策工法としてはサンドコンパクションパイル (SCP) 工法、ロッドコンパクション工法、動圧密工法、浸透固化工法などが代表的である。これに対し SIMAR 工法は、従来のロッドコンパクション工法に比べて改良ピッチを 2~3 倍程度広げることができるため、動圧密工法並みにコストが抑えられ、工期短縮も図れること、また既設護岸などへの振動・変位の影響が小さいこと、本地点で必要な改良深さ (20m 程度) にも対応可能であることなどから、総合的に判断し、本地点の地盤改良工法として SIMAR 工法が最適と判断され、採用に至っている。

3. SIMAR 工法の液状化強度増加メカニズムに対する検証方法

飽和砂地盤を対象に、SIMAR 工法による液状化強度増加メカニズムの特徴が「土の微小構造の安定化」にあることを指摘した石黒らの研究¹⁾では、過剰間隙水圧を除去しながらの振動締固め施工を「排水を許容しながらの中空ねじり試験」によって定性的に表現し、検討を行っている。すなわち、排水コックを開いて供試体内の過剰間隙水圧の発生を制御しながら中空ねじり試験を行い、砂に繰返しせん断が付与される状況を原位置での SIMAR 施工状況と見立て、この履歴を受けない供試体との比較によって、SIMAR 工法の液状化強度の増加メカニズムにつ

いて考察している。

本研究もこれにならない、発電所敷地造成工事の岩砕材料を用いて、「排水を許容しながらの大型繰返し三軸試験」を行い、同様の考察を試みる。ただし、石黒ら¹⁾は中空ねじり試験後の試験体に対して、走査型電子顕微鏡 (SEM) を用いた土粒子配列 (地盤の微視的構造) の直接的な観察を行うことで、「土の微小構造の安定化」を結論付けているが、今回対象の岩砕地盤に対しては SEM による微視的構造の観察は不可能であるため、石黒ら¹⁾が「土の微小構造の安定化」のもう一つの根拠とした「微小ひずみにおけるせん断剛性 G_0 の増加」に着目し、検証を行う。なお、今回中空ねじり試験ではなく大型三軸試験 ($\phi 300\text{mm} \times h 600\text{mm}$) を用いるのも、粒径の制約のためである。

検証の方法は、次の通りである。

- ① 発電所敷地造成工事の岩砕地盤において SIMAR の現場施工試験を行い、施工時の地盤挙動 (発生する過剰間隙水圧、地盤内加速度など) を計測する。
- ② 現場施工試験における各種計測値を再現した動的 FEM 解析を行い、SIMAR による振動締固めによって地盤内に発生しているせん断応力やせん断ひずみ量を評価する。
- ③ ①②の結果をもとに「SIMAR の原位置施工状況を模擬した大型繰返し三軸試験」の諸条件 (過剰間隙水圧の制御レベルや、付与するせん断ひずみ振幅など) を決定し、試験を実施する。
- ④ ③により、繰返しせん断履歴の有無による液状化強度の増加効果や、せん断剛性 G_0 の違いについて検証し、「土の微小構造の安定化」について評価する。

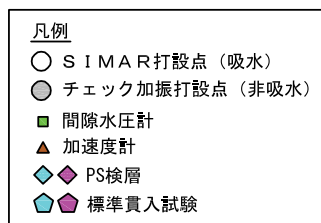
なお、砂材料を用いた過去の石黒らの研究^{1),3),4)}では、室内要素試験、模型実験や現場試験による検討がそれぞれ独立して実施されているが、今回、同一材料を用いて、原位置の地盤物性や施工時の地盤内ひずみ・応力・過剰間隙水圧と室内試験の設定条件を直接関連付け、SIMAR 工法による液状化強度の定量的な改良効果を体系的に検討したのは、本研究が初めてである。

4. 現場施工試験による地盤挙動の把握

4.1 現場施工試験の概要

現場施工試験では、SIMAR の締固め改良による地盤物性 (せん断波速度など) の変化を把握するとともに、施工中の地盤挙動 (発生する過剰間隙水圧、地盤内加速度など) について計測を行い、後述の動的 FEM における地盤物性の設定や、室内試験におけるせん断履歴条件 (間隙水圧条件、せん断ひずみ振幅など) の設定データを取得した。

現場施工試験のヤード平面図を図-4.1 に示す。造成地内に $10.0\text{m} \times 12.5\text{m}$ の区画を設け、SIMAR を 2.5m ピッチで 30 本の打設を行う。現場施工試験における計測項目を



※図中の番号は、SIMAR 打設位置番号を示す。

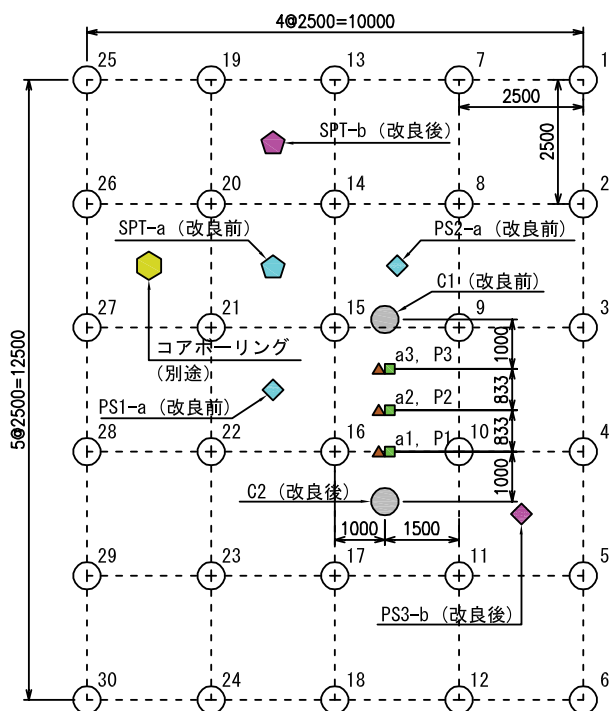


図-4.1 現場施工試験のヤード平面図

表-4.1 に示す（標準貫入試験については、本施工の品質管理試験の一環として実施）。加速度計は T.P.-6.3m (G.L.-8.3m)，間隙水圧計は T.P.-7.0m (G.L.-9.0m) に埋

表-4.1 現場施工試験における計測項目

計測項目	計測時期	計測目的
標準貫入試験※	SIMAR施工前後	地盤改良効果の評価
間隙水圧	チェック加振中	地盤改良効果の評価
	SIMAR施工中	吸水効果の評価
		室内試験におけるせん断履歴時の間隙水圧条件の設定
地盤内加速度	チェック加振中	地盤改良効果の評価
	SIMAR施工中	動的FEM解析結果の妥当性評価
振動ロード加速度	SIMAR施工中	動的FEMにおける入力加速度の設定
PS検層	地盤改良前	動的FEMにおける地盤物性値の設定
	地盤改良後	動的FEMにおける地盤物性値の設定
		室内試験のせん断履歴過程における供試体剛性の目標値

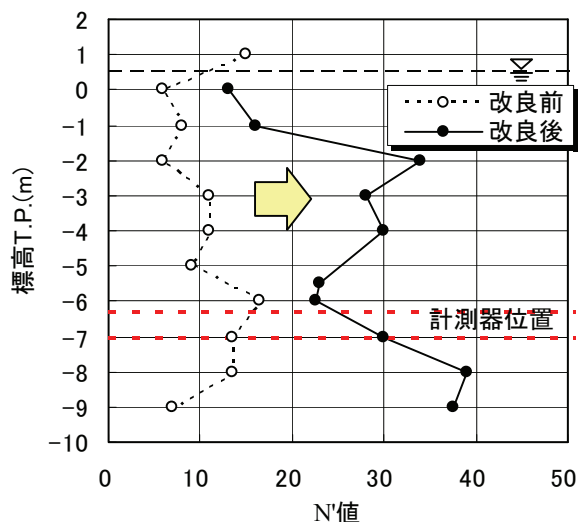
※ 標準貫入試験は、本施工における品質管理試験の一環として実施されたもの

設した。なお、チェック加振とは、SIMAR による改良前後における地盤内の間隙水圧挙動や加速度の伝播状況をチェックするため、非吸水条件下での振動棒による地盤の加振である。

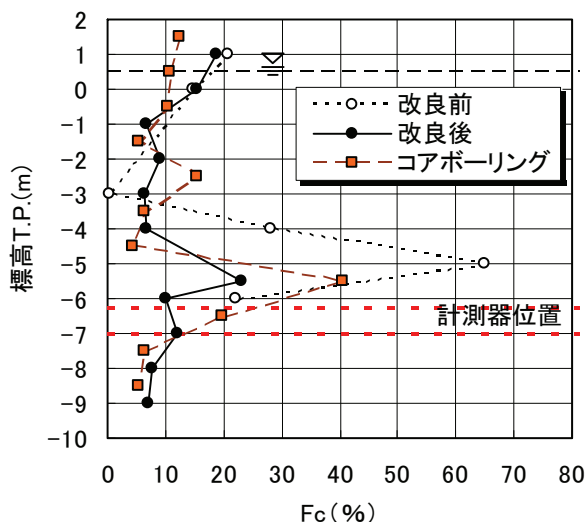
4.2 現場施工試験結果

(1) 標準貫入試験

SIMAR 施工前後における N 値の測定結果を図-4.2(a)に、またコアボーリングによる細粒分含有率の測定結果を図-4.2(b)に示す。ただし、N 値については、本地盤が最大粒径 300mm の砂礫地盤であり、礫当たりによる N 値の過大



(a) N'値の深度分布



(b) 細粒分含有率 Fc の深度分布

図-4.2 標準貫入試験結果（※本施工における品質管理データ）

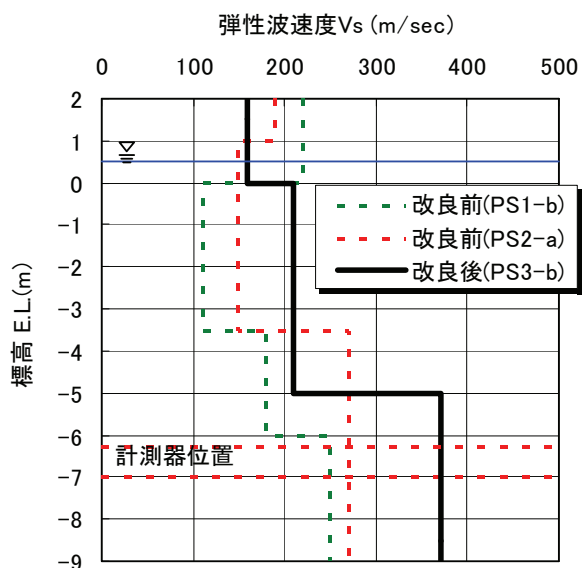


図-4.3 地盤改良前後の PS 検層測定結果

評価が懸念された。そこで、10cm 貫入毎の打撃回数 N_{10} を求め、 $N_{10} \geq 20$ は礫当たりとしてデータから除外した上で 30cm 貫入の打撃回数に換算するなどの処理を施している⁷⁾ (図中では N' 値と表記)。図-4.2(a)をみると、SIMAR 施工前に平均約 10 前後であった N' 値は施工後に平均約 27 程度まで上昇しており、SIMAR による十分な改良効果が確認できる。

また、図-4.2(b)より、本地盤は全体的に砂礫が主体であるが、計測器の埋設深さに近い T.P.-4～T.P.-6 (m) 付近では局所的に細粒分を多く含む地盤であることが観察される。今回、このような細粒分を多く含む地盤が局所的に存在したことが、後述するように SIMAR の間隙水圧除去効果に影響を与えることになる。

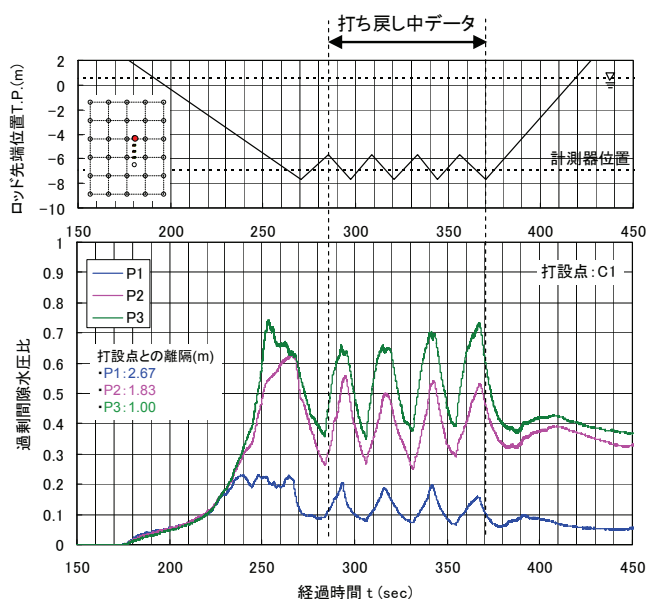


図-4.4 改良前チェック加振 C1 における
間隙水圧計測結果

(2) PS 検層

SIMAR 施工前後における PS 検層結果を図-4.3 に示す。地盤の弾性波速度 V_s は、締固め改良により全体的に上昇しており、計測器設置深度 (T.P.-7m) において改良前は $V_s=260\text{m/sec}$ 程度であったのに対し、改良後は 370m/sec となっている。

(3) 地盤内の過剰間隙水圧

SIMAR 施工前に非吸水のチェック加振 C1 を行った際の地盤内間隙水圧、および SIMAR 施工中の例として打設点 10 における間隙水圧の計測結果をそれぞれ図-4.4、図-4.5 に示す。間隙水圧の計測値は、初期の間隙水圧からの増分量 Δu (すなわち過剰間隙水圧) を計測器位置の有効土被り圧 σ_v' で除した過剰間隙水圧比として示している。

図-4.4 を見ると、チェック加振 C1 によって発生した過剰間隙水圧は、加振終了後も消散せず、高い過剰間隙水圧比の状態で残留していることがわかる。また、SIMAR 打設時の過剰間隙水圧 (図-4.5) を見ると、SIMAR 打設中の振動ロッドの昇降に応じて発生・消散を繰り返す、粘性土・シルトを含む地盤における間隙水圧計測事例⁴⁾と同様の傾向を示している (SIMAR の既往計測事例⁴⁾によると、砂地盤では、ロッド加振中に過剰間隙水圧はほとんど発生しない)。前述したように本地盤が局所的に粘性土・シルトを含む地盤であることが影響していることが伺える。また、図-4.5 を見ると、吸水を併用しているにもかかわらず過剰間隙水圧比は平均的に 0.5～0.8 程度の高い値を示しているが、これは SIMAR 打設前から高い値を示していることがわかる (特に、打設点から 1.5m 離れの水圧計 P1 より、チェック加振 C1 の位置に近い水圧計 P2、P3 の方が離隔が大きいにもかかわらず過

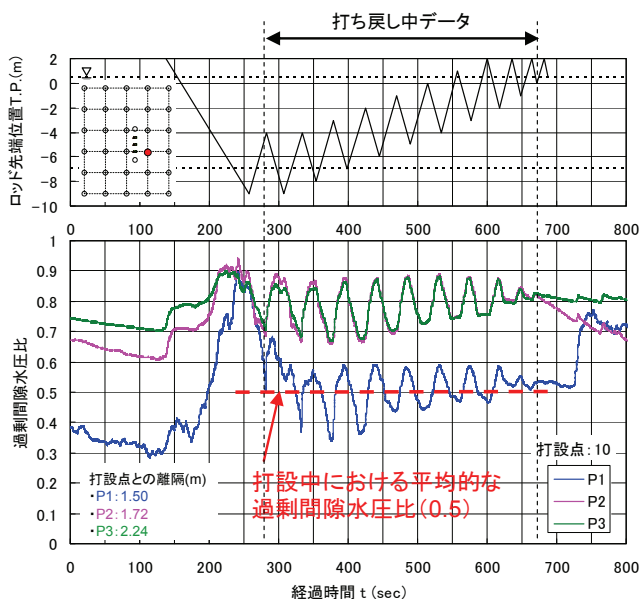


図-4.5 SIMAR 打設中における間隙水圧
計測結果例 (打設点 10)

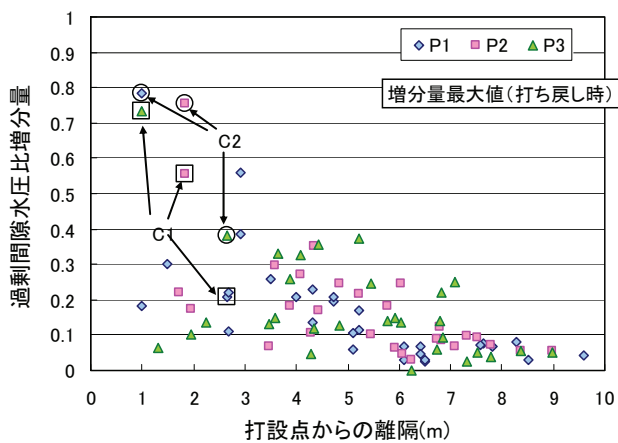


図-4.6 打ち戻し時の最大過剰間隙水圧比の増分量と打設点との離隔の関係

剰間隙水圧比が高い)。これは、改良前チェック加振 C1 や、打設点 1～9 での SIMAR 施工によって発生した過剰間隙水圧の残留の影響と考えられる。当該地盤は粘性土・シルトを含むため、過剰間隙水圧が蓄積しやすく、SIMAR 打設中における過剰間隙水圧の計測値は、それまでの施工履歴によって蓄積した残留水圧の影響を大きく受ける結果となった。

そこで、SIMAR の全打設およびチェック加振 C1、C2 について、瞬間的なピーク値ではなく、打設開始時の初期水圧値と打ち戻し時における最大過剰間隙水圧の差分を求め、打設点から水圧計までの離間距離との関係に整理した結果を図-4.6 に示す。これを見ると、打ち戻し中の過剰間隙水圧比の最大増分量は加振点からの離隔が大きくなるほど小さくなり、また非吸水加振 (C1、C2) における過剰間隙水圧比の最大増分量は、SIMAR 打設時のデータよりも全体的に大きいことがわかる。すなわち、SIMAR 打設時の吸水効果 (過剰間隙水圧の除去効果) が発揮されていることが確認できる。

(4) 地盤内の加速度応答

図-4.7 は、SIMAR の全打設およびチェック加振 C1、C2 について、地盤内加速度の最大値 (x, y, z 方向の合成値) と打設点からの離隔の関係を整理したものである。図を見ると、以下のことがわかる。

- 非吸水加振時 (チェック加振) と吸水加振時 (SIMAR 打設) の応答値を比較すると、加振点からの離隔が同等であれば、吸水加振の方が地盤内の加速度応答が大きい。すなわち、SIMAR が非吸水型に比べて振動エネルギーが地盤内を効果的に伝播していることが推察される。
- C1 (改良前チェック加振) と、C2 (改良後チェック加振) の結果を比較すると、改良後の C2 加振の方が地盤内の加速度応答が大きい。これは、締固め改良により地盤の剛性が増加し、加振エネルギーが伝播しやすくなったことを示唆している。

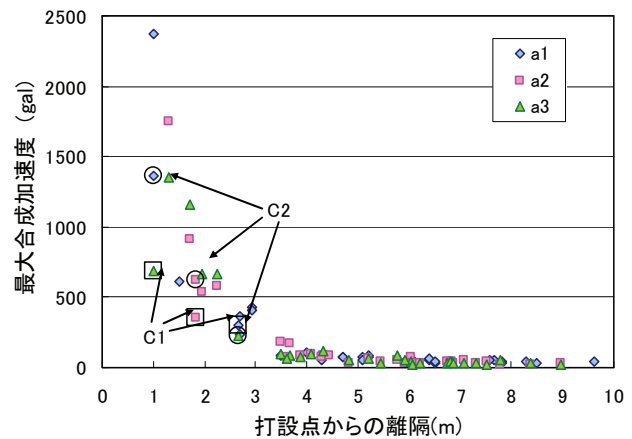


図-4.7 地盤内最大応答加速度と打設点との離隔の関係

4.3 現場施工試験結果のまとめ

現場施工試験の結果、SIMAR による地盤改良によって N 値の増加 (改良前: 10 程度→改良後: 27 程度) や、弾性波速度の増加 (改良前: 260m/sec 程度→改良後: 370m/sec, T.P.-7m 位置) が確認できた。また、地盤内の加速度応答については、改良後に行った非吸水チェック加振における最大加速度応答が改良前より大きくなっており、加振エネルギーがより伝播しやすくなっていることが確認された。これらの結果より、SIMAR 施工によって地盤剛性の増加等の地盤改良効果が表れていると評価できる。

また、施工時の地盤内水圧計測結果は、本地盤の一部が粘性土・シルトを含むことに起因し、過剰間隙水圧の値は非吸水チェック加振 C1 やその後の施工時履歴の影響を受ける結果となったが、非吸水チェック加振に比べて SIMAR 施工時は地盤内の過剰間隙水圧の低下が認められた。打設点から 1.5m 離れ位置 (本地点の代表的な打設ピッチ 2.3m での杭間距離に近い位置) における打ち戻し時の平均的な過剰間隙水圧比は、 $\Delta u / \sigma' =$ 約 0.5 程度と計測された。6 章で述べる室内大型繰返し三軸試験では、これをせん断履歴付与時の過剰間隙水圧条件として設定するものとする。

5. 動的 FEM 解析による地盤挙動の把握

5.1 解析方法

現場施工試験は地盤内の加速度応答や過剰間隙水圧の上昇などを実測できるが、室内要素試験の载荷条件として必要となる地盤内のせん断ひずみなどを直接的に測定することができない。そこで、4 章の現場施工試験を動的 FEM により再現解析を行い、地盤内のせん断ひずみの分布を評価し、6 章に述べる室内大型繰返し三軸試験のせん断履歴条件 (ひずみ振幅) の設定を行う。

5.2 解析モデル

解析は、加振ロッドを介した地盤の加振を「点加振」

表-5.1 解析パラメーター一覧

地盤	単位体積重量 γ (kN/m ³)	非線形特性曲線	減衰定数 $h(\%)$	未改良地盤ケース			改良後地盤ケース		
				初期せん断剛性 G_0 (MN/m ²)	せん断波速度 V_s (m/sec)	ポアソン比 ν_d	初期せん断剛性 G_0 (MN/m ²)	せん断波速度 V_s (m/sec)	ポアソン比 ν_d
埋土①	21.20	非線形①	0	95.4	210	0.100	55.3	160	0.428
埋土②	21.20	非線形①	0	42.4	140	0.449	95.4	210	0.438
埋土③	21.20	非線形①	0	105	220	0.445	95.4	210	0.490
埋土④	21.20	非線形①	0	146	260	0.465	296	370	0.469
Ag層	21.18	非線形②	0	486	470	0.470	486	470	0.470
Dg層	21.08	非線形③	0	1440	810	0.440	1440	810	0.440
CL級岩	25.01	線形	3	7900	1680	0.380	7900	1680	0.380
CM級岩	25.19	線形	3	11300	2050	0.360	11300	2050	0.360
CH級岩	25.48	線形	3	16100	2460	0.340	16100	2460	0.340
CH級岩	25.48	線形	3	16100	2460	0.340	16100	2460	0.340

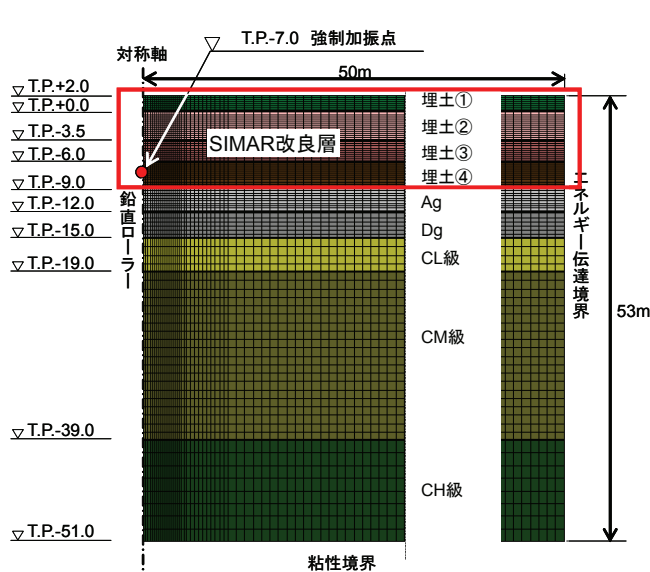


図-5.1 解析モデル

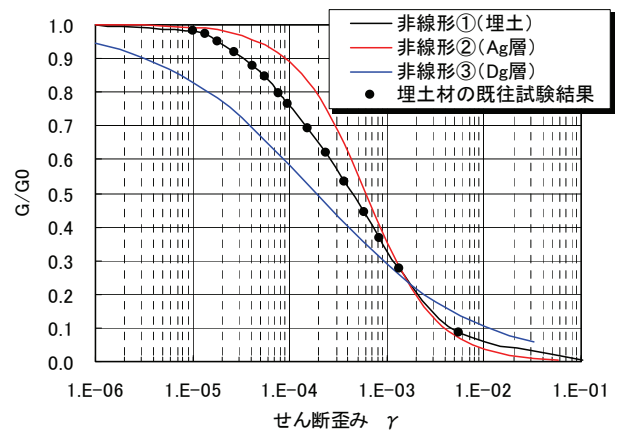
としてモデル化を行った二次元 FEM により行った。解析コードは、地震応答解析プログラム「SuperFlush 2D」であり、等価線形化手法により地盤の非線形性を考慮した。

解析モデルを図-5.1 に示す。解析領域の対称性を考慮し、加振点が対称軸上にある対称地盤としてモデル化した。解析底面は粘性境界とし、モデル側面については対称軸側は鉛直ローラー、反対側はエネルギー伝達境界を設定した。

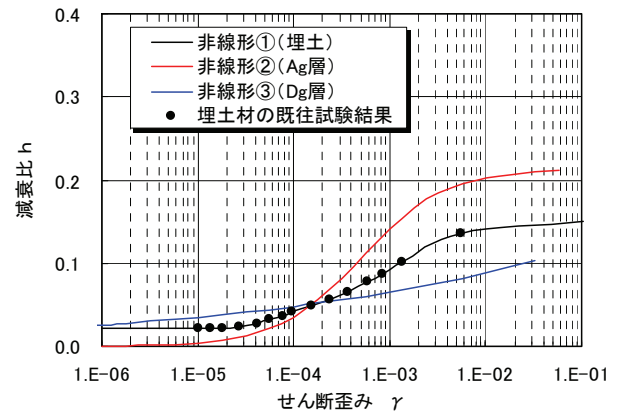
入力加振力は現場施工試験で実測された振動ロッドの加速度データを参照し、振動数 $f=9\text{Hz}$ 、振幅 $5,000\text{gal}$ の $\sin$ 波を T.P.-7.0m 位置に鉛直方向の加速度として点加振で4波与えた。

5.3 解析物性

解析で用いた地盤物性は、埋土層 (SIMAR による改良対象層) については本工事着工前に当該埋立材料を用い



(a) $G/G_0 \sim$ せん断ひずみ γ 関係

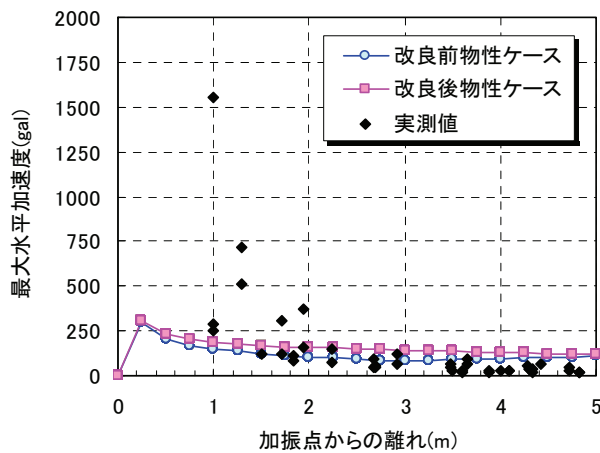


(b) 減衰比 $h \sim$ せん断ひずみ γ 関係

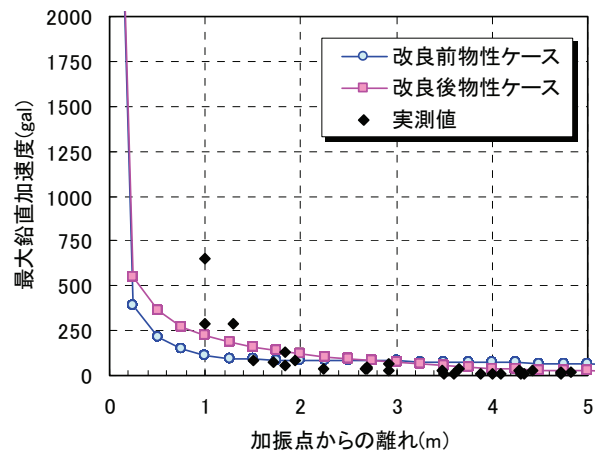
図-5.2 解析に用いたひずみ依存曲線

て実施された既往試験結果や、4 章の施工試験で得た PS 検層結果をもとに、また基盤層である Ag 層以深については本地点の既往解析物性値を参照して設定した。

解析は、改良前、改良後の2ケースの物性値を設定して行う (ただし、埋土層以外の物性は改良前後で同一)。解析に用いたパラメーター一覧を表-5.1 に示す。また、非線形材料のひずみ依存曲線を図-5.2 に示す。



(a) 最大水平加速度～加振点からの離隔関係



(b) 最大鉛直加速度～加振点からの離隔関係

図-5.3 加速度応答の解析結果と実測結果の比較

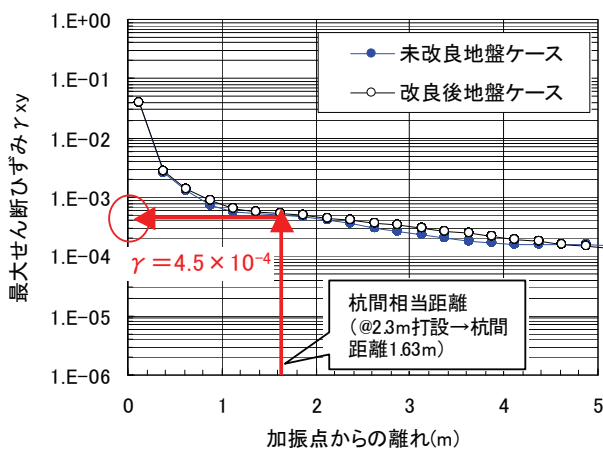


図-5.4 最大せん断ひずみ～加振点からの離隔関係の解析結果

5.4 解析結果

(1) 加速度応答の解析結果

加振にともなう地盤内の加速度応答の解析結果について、埋土層内における加振点より深い範囲での各要素の最大値を読み取り、加振点からの水平離隔を横軸として整理した結果を図-5.3 に示す。図には、現場施工試験（4章）における加速度計測値（打戻し時における最大値）を比較のために併記しているが、解析は実測における距離減衰モードを概ね表現できているものの、特に水平加速度については加振点近傍の範囲（1.5m 程度以内）にて、実測値を大きく下回る結果となっている。この要因としては、解析では加振力をロッド先端部における点加振としてモデル化を行っているのに対し、実際にはロッド周面域からも摩擦を介した振動が地盤内に伝わっていることや、ロッド先端は点ではなく実際には面であるため、地盤の押し込み効果が考えられること、加振ロッドが純粋な鉛直方向のみの動きではなく水平方向へのブレを持つ動きであること、実測値は瞬間的な最大値（打ち戻し時）をピックアップしているのに対して解析結果は定常

的な応答値であることなどが挙げられる。本検討ではこれらの要因を解析モデルに反映させるには至らなかったが、解析は概ね実測傾向を再現しており、特に、本地点の代表的な打設ピッチ 2.3m に相当する杭間距離（離隔 1.63m）では、再現性は比較的良好と評価できる。

(2) せん断ひずみの解析結果

解析によって算出される各要素のせん断ひずみ γ について、埋土層内における加振点より深い範囲での各最大値を横軸（加振点からの水平離隔）に投影して整理した結果を図-5.4 に示す。これを見ると、地盤内のせん断ひずみは、加振点より離れるにしたがって小さくなる傾向を示すが、改良前後の地盤物性による違いはほとんど認められない。

SIMAR 本施工における打設ピッチを@2.3m と仮定すると、これに相当する杭間距離（離隔 1.63m）におけるせん断ひずみは、改良前後のケースともに $\gamma \approx 4.5 \times 10^{-4}$ 程度となる。次に述べる室内大型繰返し三軸試験では、これをせん断履歴付与時のひずみ振幅として設定するものとする。

6. SIMAR 施工を模擬した室内試験による液状化強度の増加メカニズムの考察

6.1 室内試験方法

室内試験では、現場施工試験結果（4章）や動的 FEM 解析結果（5章）をもとに、「原位置での SIMAR 施工状況を模擬した試験条件」を設定し、大型繰返し三軸試験によって、SIMAR 施工による液状化強度の増加について定量的な評価や、土の微小構造の安定化に関する考察を試みる。

SIMAR 工法は、地盤内の過剰間隙水圧の発生を抑制しながら振動締固め（繰返しせん断履歴の付与）を行う工法である。このような施工過程を室内試験で模擬するため、原位置相当の拘束圧で圧密を行った供試体に対し、

SIMAR 施工時と同等の過剰間隙水圧を作用させた状態で繰返しせん断履歴を付与し、所要の繰返し回数に達した後、非排水の繰返しせん断試験（通常の液状化試験）を実施する。この試験結果と、せん断履歴を与えていない供試体の液状化強度と比較することで、せん断履歴による液状化強度の増加効果について評価を行う。また、地盤の構造骨格の強化を表す指標としてせん断剛性に着目し、せん断履歴付与にともなう供試体の相対密度とせん断剛性の変化を測定することで、微小構造の安定化に関する考察を行う。

(1) 試験材料

室内試験に用いた試料は、現場施工試験を行ったヤードより採取した岩砕混じりの花崗岩材料である。室内試験には、供試体サイズ（D300mm×H600mm）を考慮して53mm せん頭粒度に調整した試料を用いた。原粒度試料と室内試験用に 53mm アンダーに調整した試料の粒度分布を図-6.1 に示す。なお、次に述べる「原位置での SIMAR 施工状況を模擬した繰返しせん断試験」（排水せん断履歴を付与した繰返しせん断試験）では、地盤改良工事着工前に当該埋込材料を用いて行われた既往の液状化試験結果（非排水の繰返しせん断試験結果）との比較を行うため、試験粒度は当該液状化試験の粒度とほぼ同一となるよう調整を行った。

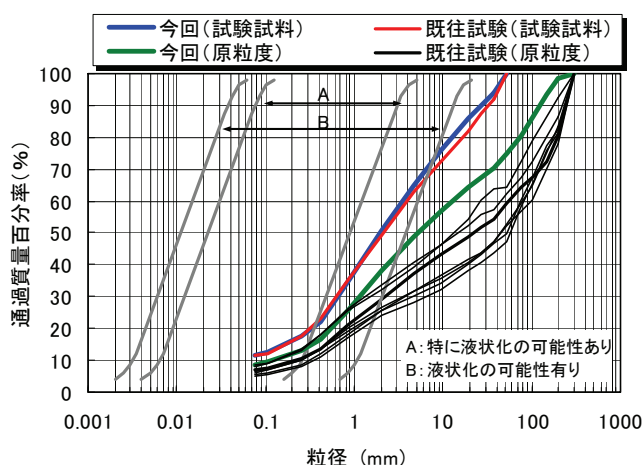


図-6.1 試験材料の粒度分布

(2) 試験ケース

大型繰返し三軸試験は、供試体の相対密度をパラメータとして表-6.1 に示す 3 ケースを設定した。各ケースとも拘束圧を変えた 4 供試体にて試験を実施する。

表-6.1 試験ケース一覧

Dr(%)	供試体No.				位置づけ
40	1	2	3	4	初期地盤相当
60	1	2	3	4	改良前後の補間データ
80	1	2	3	4	改良後地盤相当

なお、原地盤は $D_{max}=300\text{mm}$ の岩砕を含む砂礫地盤であることから、挿入式 RI や RI コーンなどによる地盤の密度計測は困難である。そこで、地盤の初期密度（改良前地盤）については、当該地盤が材料を海中投入して埋立て造成されたものであることを考慮し、土槽を用いた水中投入実験により推定された。また改良後地盤については、SIMAR 施工時に地表面から振動ロッド回りに投入された砂の重量（振動締固めによってロッド周辺の地表面に凹みができるため、施工中は随時ペイロードで砂をロッド周りに投入する。この際投入した砂の重量）の測定結果から、締固めによる地盤の密度増分を推測し、改良後密度が推定されている（いずれも本工事の品質管理の一環として実施されたもの）。

(3) 試験条件

現場施工試験結果および動的 FEM 解析結果をもとに設定した「原位置での SIMAR 施工状況を模擬した試験条件」を表-6.2 に示す。

付与する繰返しせん断の振幅については、動的 FEM の解析結果より、SIMAR 施工時の原位置の杭間相当距離におけるせん断ひずみの解析結果（ $\gamma = 4.5 \times 10^{-4}$ ）から、軸ひずみ $\epsilon_a = 2/3 \times \text{せん断ひずみ} \gamma = 2/3 \times \gamma = 2/3 \times 4.5 \times 10^{-4} = 3.0 \times 10^{-4}$ となる。

しかし、予備試験の結果、排水条件での繰返しせん断にともなう供試体が徐々に圧縮するのに対し、载荷ピストンが追従せず（ひずみ制御試験のため、供試体の圧縮とは無関係に载荷ピストンは初期の固定位置を中心に振動する）、軸方向の圧縮応力が規定通りに供試体に作用しないことがわかった。そこで、繰返しせん断の载荷前に実施する初期 G_0 計測時で得られる応力～ひずみ関係から、片振幅軸ひずみ $\epsilon_a = 3.0 \times 10^{-4}$ に相当する片振幅応力を設定し、この応力で繰返し载荷を行うこととした。したがって、設定条件としては動的 FEM 解析から得られたせん断ひずみ $\gamma = 4.5 \times 10^{-4}$ を付与するが、実際の試験ではこれに相当する応力制御によって試験を行う。

(4) 試験手順

「SIMAR 施工状況を模擬した繰返しせん断試験」は、砂を対象とした既往研究¹⁾を参照し、以下の手順で行った。

- 1) 原位置の拘束圧に近く、一般に採用例の多い拘束圧（ $\sigma_{c'} = 98\text{kN/m}^2$ ）にて等方圧密を行う。
- 2) 圧密終了後、供試体を非排水条件に切替え、「変形特性を求めるための繰返し三軸試験（JGS-0542-2000）」によって初期状態でのせん断剛性 G_0 を計測する（拘束圧 $\sigma_{c'} = 98\text{kN/m}^2$ ）。
- 3) 初期 G_0 計測時の応力～ひずみ関係から、片振幅軸ひずみ $\epsilon_a = 3.0 \times 10^{-4}$ に相当する片振幅応力を設定し、この応力で繰返し载荷を行う。载荷周波数は、 G_0 測定時と同じ $f=0.2\text{Hz}$ とする（実際の SIMAR 载荷周波

表-6.2 試験条件

項目		仕様	備考
供試体条件	サイズ	大型三軸供試体	D300mm×H600mm
	初期密度	パラメータ	Dr=40%, 60%, 80%の3ケース ($\rho_d=1.648, 1.754, 1.873 \text{ g/cm}^3$)
	拘束圧	98kN/m ²	$\gamma_{\text{sat}}=21\text{kN/m}^2$, 計測器設置深さ $z=9\text{m}$, 地下水位深さ $z_w=1.5\text{m}$ より, $K_0=0.5$ とすると, $\sigma'_0=(1+2K_0)\sigma'_v/3=(1+2\times 0.5)\times(21\times 1.5+(21-10)\times(9-1.5))/3=76\text{kN/m}^2$ →計測器設置深度の拘束圧 76kN/m ² に近く, 一般に採用例の多い拘束圧 98kN/m ² とする.
排水せん断履歴条件	載荷方法	応力振幅	載荷前の G_0 測定試験から, せん断ひずみ $\gamma=4.5\times 10^{-4}$ (軸ひずみ $\epsilon_a=\gamma\times 2/3=3.0\times 10^{-4}$) の片振幅ひずみに相当する応力振幅を設定し, 繰返し与える (載荷周波数: $f=0.2\text{Hz}$) .
	過剰間隙水圧比	$\Delta u/\sigma'_0=0.5$	等方圧密状態から繰返しせん断を載荷し, $\Delta u/\sigma'_0=0.5$ に達した時点であらかじめ $\Delta u/\sigma'_0=0.5$ に調節しておいた背圧を作用させ (排水条件に切替え), 以降は排水条件下で載荷を続ける.
	最大載荷回数	1000 回	加振ロッドの打込み速度が 13 秒/m 程度, 対象深さより 2m 上方位位置程度の範囲で加振力が卓越すると仮定すると, 初期貫入と打戻しにより加振ロッドは 5 往復する事から, ・載荷波数 $9\text{Hz}\times 13 \text{ 秒/m}\times 2\text{m}\times 5 \text{ 回}=1170 \text{ 波}\rightarrow 1000 \text{ 波}$ を上限とする
	G_0 の確認	動的変形特性試験に準拠	動的変形特性試験: JGS 0542-2009
液状化強度の確認		土の繰返し非排水三軸方法に準拠	土の繰返し非排水三軸試験方法: JGS 0541-2009

数は約 9Hz であるが, 試験機の機構上, 載荷周波数 0.5Hz 以上では載荷ピストンの制御が困難であることから, ここでは 0.2Hz の載荷周波数とした) .

- 4) 供試体内の間隙水圧が所定の値 (過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma'_0=0.5$) に達したら載荷を止める.
- 5) 排水コックを開いて拘束圧 $\sigma'_c=98\text{kN/m}^2$ に戻す. 排水コックを閉じ, 非排水条件にして初期 G_0 を測定する.
- 6) 再び排水コックを開き, $\Delta u/\sigma'_0=0.5$ に相当する背圧を作用させる. 吸水が止まったら, 排水条件のままで, 3)と同様に片振幅軸ひずみ $\epsilon_a=3.0\times 10^{-4}$ に相当する片振幅応力で繰返し載荷を継続する (排水せん断履歴の付与) .
- 7) 排水せん断の累積繰返し回数 $N=10, 20, 100, 300, 500, 1000$ の各時点で G_0 の計測を行う. G_0 計測時は繰返し載荷を中断し, 過剰間隙水圧を消散させた後に非排水条件に切り替えて「変形特性を求めるための繰返し三軸試験 (JGS-0542-2000)」と同様の方法によって行う.
- 8) 累積繰返し回数 $N=1000$ に到達した時点で繰返し排水せん断を終了する.
- 9) $\sigma'_c=98\text{kN/m}^2$ で等方圧密した後, 非排水条件に切り替え, 通常の液状化強度特性試験 (JGS 0541-

2000) を実施する.

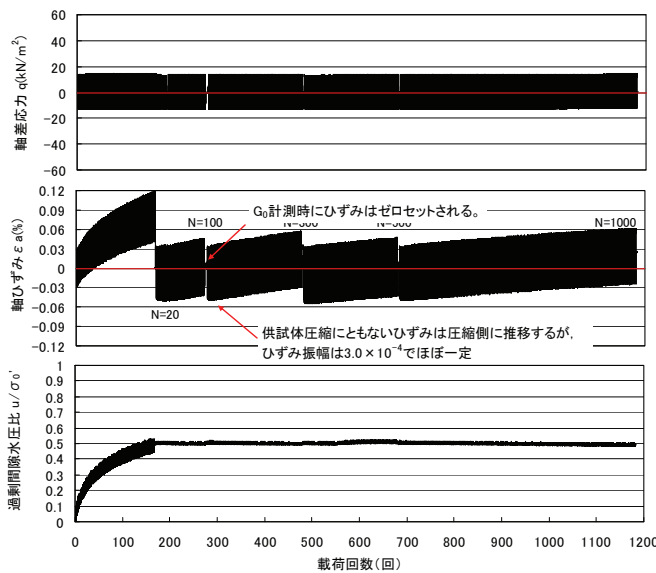
以上のように, 本試験では排水せん断の履歴付与を SIMAR の吸水振動締固めに見立て, これにともなう地盤の構造骨格の強化を表す指標 G_0 の変化を測定する. また, 排水せん断履歴後の液状化強度の増加を定量的に把握する.

6.2 室内試験結果

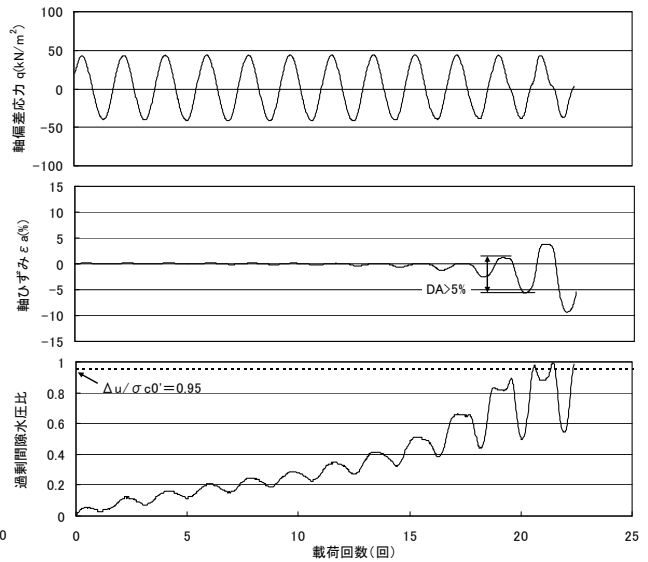
(1) 試験結果例

紙面の都合上, 全ての試験結果を載せることは困難であるため, 結果の一例として相対密度 Dr=40% の No.2 供試体 (応力比 $\sigma_d/2\sigma'_c=0.216$) について, 繰返し排水せん断過程の結果を図-6.2(a)に, 排水せん断履歴後に引き続いて行った液状化試験結果を図-6.2(b)に示す. 過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma'_v=0.5$ に達するまで非排水せん断を行い, その後排水コックを開いて $\Delta u/\sigma'_v=0.5$ に間隙水圧を制御しながら, $N=1000$ 回までせん断が繰り返されている. 排水繰返しせん断にともなって供試体が圧縮するため, 軸ひずみ振幅の中心点は徐々に圧縮側に推移するが, 途中 $N=10, 20, 100, 300, 500$ の各時点で G_0 の計測をする際, 軸ひずみ振幅の中心点はゼロセットされる.

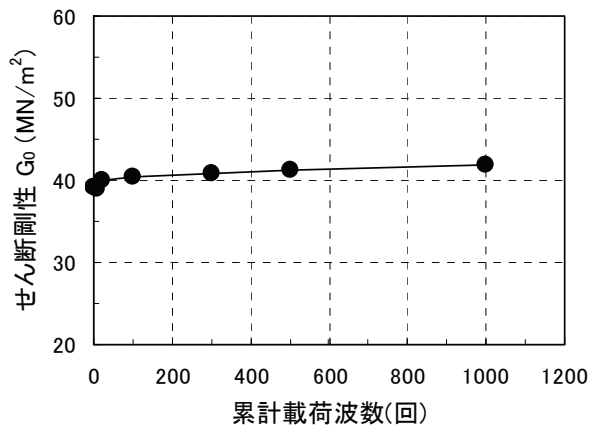
$N=1000$ 回までのせん断履歴の付与後, 排水コックを閉じて引き続き行われた液状化試験過程 (図-6.2(b)) では,



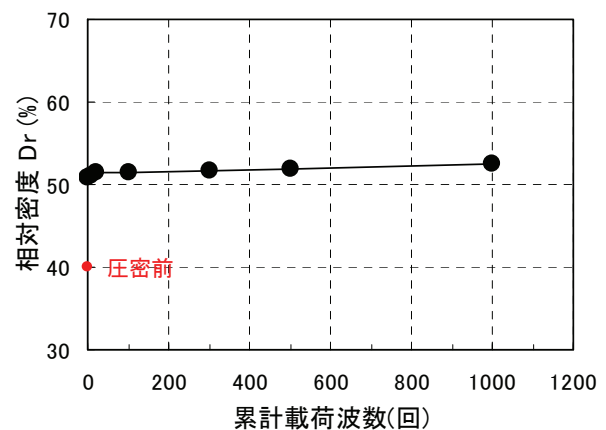
(a) 排水せん断履歴の付与過程における軸差応力、軸ひずみ、過剰間隙水圧比の傾向



(b) 液状化試験過程における軸差応力、軸ひずみ、過剰間隙水圧比の傾向



(c) 排水せん断履歴に伴うせん断剛性 G_0 の変化



(d) 排水せん断履歴に伴う相対密度 Dr の変化

図-6.2 試験結果の一例 ($Dr=40\%$, 応力比 $\sigma_d/2\sigma'_c = 0.216$)

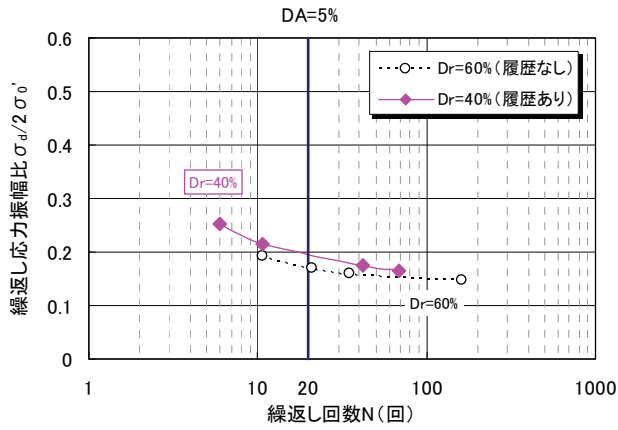
11 波目で両振幅ひずみ DA が 5%を超え、液状化に達している。

排水せん断の累積繰返し回数 $N=10, 20, 100, 300, 500, 1000$ の各時点で計測したせん断剛性 G_0 、ならびに各時点における供試体からの排水量（供試体の体積変化）から推定した相対密度 Dr の変化を図-6.2(c), 図-6.2(d)にそれぞれ示す。図を見ると、排水繰返しせん断の履歴回数が増えるにしたがって G_0 および Dr とも増加していることがわかる。ただし、その増加量は小さく、相対密度に関しては、排水せん断履歴中に最も相対密度が増加した初期相対密度 $Dr=40\%$ の No.3 供試体であっても最大 1.5%程度であった。排水せん断履歴に対するせん断剛性 G_0 と相対密度 Dr の変化の違いについて、他の試験ケースを合わせて後ほど考察する。

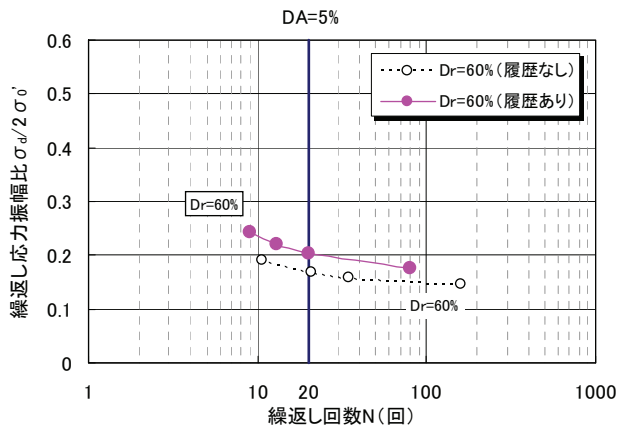
(2) 繰返しせん断履歴の付与による液状化強度の向上に関する評価

排水せん断履歴を付与した後の液状化強度曲線（繰返し回数～繰返し応力振幅比の関係）を図-6.3 に示す。液状化強度は両振幅ひずみ $DA=5\%$ に至るまでの繰返し応力振幅比で整理した。図には、地盤改良工事着工前の既往液状化試験の強度曲線結果を併記している。既往液状化試験は、相対密度 $Dr=60\%, 75\%, 90\%$ で実施されており、図には今回試験に近い相対密度の液状化強度曲線を併記した。図を見ると、排水せん断履歴を付与した今回試験は、付与しない既往液状化試験より液状化強度比が大きくなっていることがわかる。

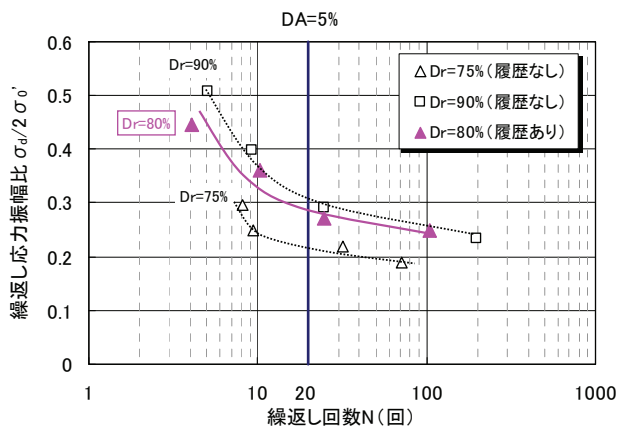
これらの結果を、繰返し回数 $N=20$ における液状化強度比 $RL20$ と相対密度の関係に整理したものを図-6.4 に示す。ただし相対密度は、排水繰返しせん断履歴後（液状化試



(a) Dr=40%



(b) Dr=60%



(c) Dr=80%

図-6.3 繰返し回数～繰返し応力振幅比の関係

験前)の相対密度を用いている。図には、今回試験および既往液状化試験のほか、今回対象地盤と岩質の性状が近い風化花崗岩(マサ土)に関する既往試験データ^{8)～13)}を併記している。これを見ると、排水せん断履歴を付与した今回試験結果は、既往液状化試験の液状化強度比RL20～相対密度Dr関係に比較して、全体的に上方にシフトしていることがわかる(ただし、いずれも既往のマサ土データと整合している)。

以上のように、排水せん断履歴を付与した今回の液状

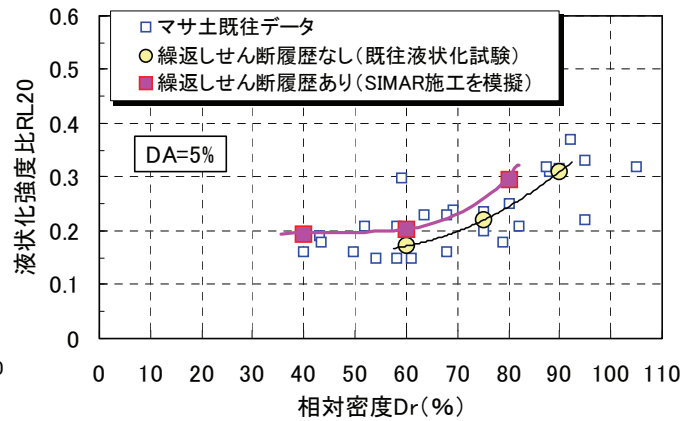


図-6.4 相対密度Dr～液状化強度比RL20の関係

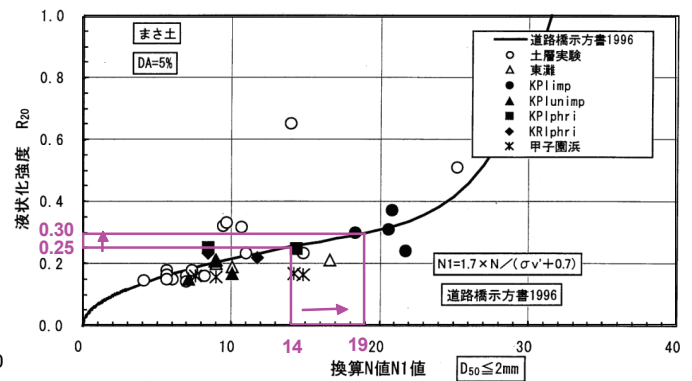
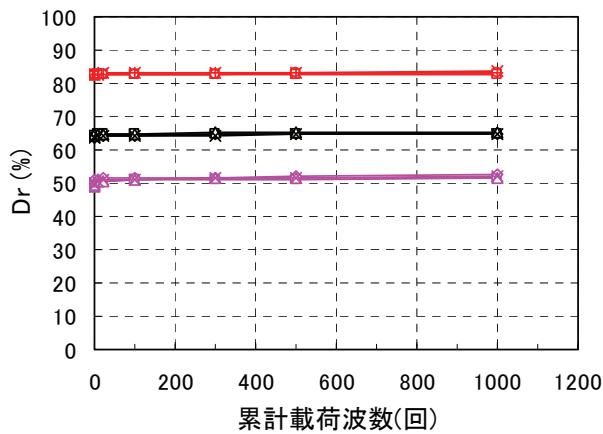


図-6.5 マサ土のN1値～液状化強度比RL20の関係¹⁴⁾

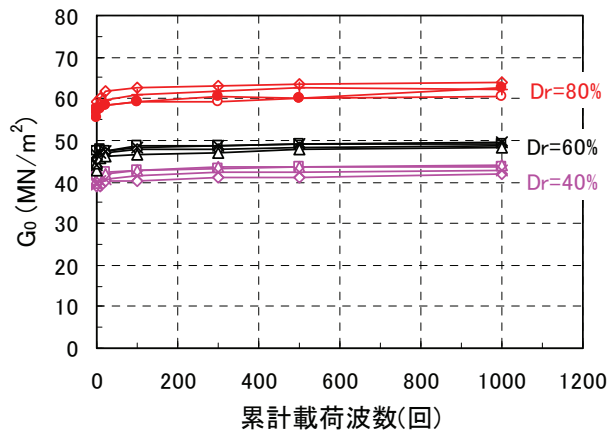
化試験結果は、排水せん断履歴を付与していない既往液状化試験結果に比べて、相対密度が同じであっても明らかに液状化強度比が増加しており、排水せん断履歴による液状化強度の増加効果を確認することができる。

この液状化強度比の増加効果は、N値に換算するとどの程度に相当するのか。図-6.5は、既往マサ土データの液状化強度比RL20とN1値の関係を示したものである¹⁴⁾(N1値とは、道路橋示方書に示される拘束圧補正式¹⁵⁾により拘束圧 $\sigma_v' = 100 \text{ kN/m}^2$ 相当のN値に換算したものの)。図を見ると、ややバラツキが大きいですが、道路橋示方書に示される液状化強度比RL20～N1値の関係は、既往マサ土データの平均的な値とおおよそ整合することがわかる。

一方、図-6.4より、敦賀発電所の改良後地盤に相当する相対密度Dr=80%においては、排水せん断履歴を与えない場合は液状化強度比RL20≒0.25程度であり、排水せん断履歴を与えた場合は液状化強度比RL20≒0.30であるから、排水せん断履歴の効果によっておよそ $\Delta \text{RL20} = 0.05$ 程度の増加効果(液状化強度比で約20%の増加効果)があることになる。この液状化強度比の増加分 $\Delta \text{RL20} = 0.05$ は、図-6.5における道路橋示方書の関係式に従えば、およそN1値=14→19程度の増加効果に相当する。この増加効果は、密度増加にともなうものではなく、繰返し

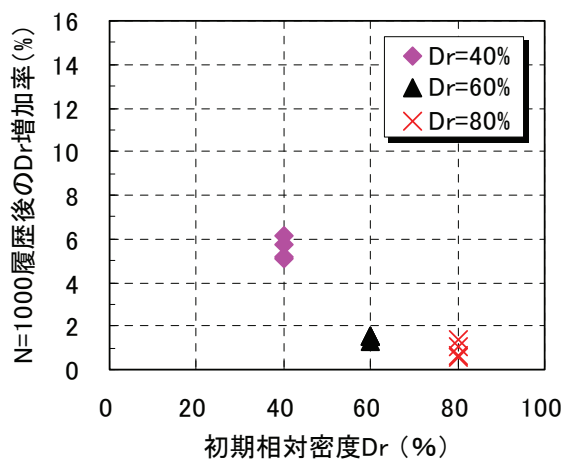


(a) せん断履歴载荷回数 N ～相対密度関係

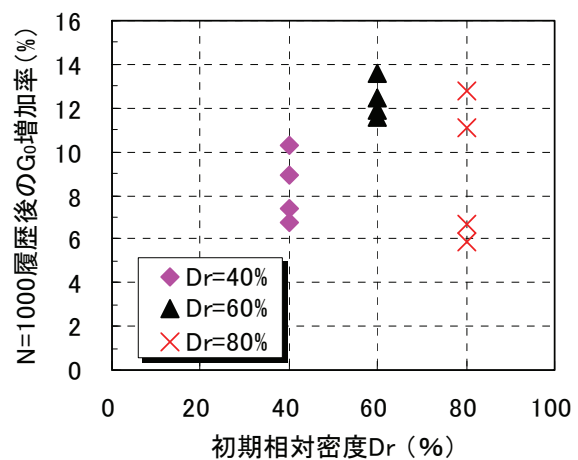


(b) せん断履歴载荷回数 N ～せん断剛性関係

図-6.6 累積繰返しせん断履歴回数と相対密度 Dr , せん断剛性 G_0 の関係



(a) 相対密度 Dr の増加率



(b) せん断剛性 G_0 の増加率

図-6.7 繰返しせん断履歴にともなう相対密度 Dr とせん断剛性 G_0 の増加率

せん断履歴が加わったことによる強度増加効果である。すなわち、概略的な評価ではあるが、仮に通常の振動棒締固め工法によって同程度の締固めができたとしても（実際には振動エネルギーが有効に伝播する SIMAR の方が締固め効果が高いと考えられるが）、吸水型の振動棒締固め工法（SIMAR 工法）を採用した場合、今回の施工条件においては $N1$ 値＝5 程度に相当する更なる強度増加効果が得られると解釈することもできる。

(3) 繰返しせん断履歴の付与による微小構造の強化

図-6.6 に、繰返しせん断にともなう相対密度 Dr およびせん断剛性 G_0 の変化を示す。図を見ると、繰返し回数に対して相対密度 Dr はほぼ横ばいであるが、せん断剛性 G_0 はわずかに増加する傾向が見られる。

次に、繰返しせん断開始初期（圧密終了後）時点の相対密度 Dr , せん断剛性 G_0 を 1 とし、繰返しせん断後の相対密度 Dr , せん断剛性 G_0 を増加率（%）として整理した結果を図-6.7 に示す。これを見ると、 Dr の増加率に比べて G_0 の増加率は明らかに大きく、特に初期相対密度が

高い $Dr=80\%$ 試験においては、 Dr がほとんど増加していない（増加率はたかだか 1% 程度である）のに対し、 G_0 は 6～12% の増加を示していることがわかる。

このようなせん断剛性の増加は、密度の増加だけでは説明できない。これはすなわち、せん断履歴を付与したことによる「土の微小構造の強化」を示唆している。

以上のように、今回の試験結果から、砂礫地盤においても SIMAR 工法による「土の微小構造の強化」が発揮されていることが推察された。

7. おわりに

本論文では、発電所敷地造成工事の岩砕地盤を対象として、SIMAR 工法（吸水型振動棒締固め工法）による液化強度の増加効果や、土の微小構造の安定化に関する検討を行った。具体的には、①SIMAR 施工時における地盤状態（施工中における地盤内の過剰間隙水圧、施工によるせん断剛性の変化など）を現場施工試験により計測、②これを再現した動的 FEM 解析によって施工中の地盤内せん断ひずみを評価し、③これらの結果から「原位置で

の SIMAR 施工状況を模擬した大型繰返し三軸試験」の方法・条件を設定し、SIMAR による吸水型振動締固め（排水条件における繰返しせん断履歴の付与）によって、液状化強度の増加効果や、せん断剛性の増加に着目した土の微小構造の安定化を把握した。この結果、以下のことを確認した。

- 排水せん断履歴を付与した液状化試験結果は、排水せん断履歴を付与していない液状化試験の結果に比べて、明らかな液状化強度の増加が認められた。
- この強度増加は、地盤改良後地盤に相当する $Dr=80\%$ では約 20%、液状化強度比の増分量で $\Delta RL20=0.05$ 程度であり、道路橋示方書に示される液状化強度比 $RL20 \sim N1$ 値の関係に従えば、 $N1$ 値=5 程度増加した効果に相当する。すなわち、概略的な評価ではあるが、吸水型の SIMAR 工法を用いた場合、通常の振動棒締固め工法を採用した場合に比べ、仮に締固め密度が同等であったとしても、本施工条件では $N1$ 値=5 程度に相当する強度増加の付加価値があったと解釈することができる。
- 排水せん断履歴にともなう G_0 の増加は、 Dr の増加に比べて明らかに大きく、特に初期 Dr が高い $Dr=80\%$ 試験においては、 Dr がほとんど増加していないにもかかわらず G_0 は 6~12%の増加を示しており、排水せん断履歴を付与したことによる「微小構造の強化」が示唆された。

以上より、岩砕地盤を対象とした SIMAR 工法（吸水型振動棒締固め工法）による液状化強度の増加効果、ならびに本工法の特徴である土の微小構造の強化を確認することができ、同工法の適用範囲に対する一層の説明性向上に寄与できたと考えている。

謝辞：本研究を進めるに当たり、東京電機大 安田進教授には研究全般において多くのご助言・ご指導を賜りました。末筆ながら、ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 石黒 健，飯島 健，嶋田三朗：過剰間隙水圧の発生を伴う繰返しせん断履歴を受けた飽和砂の液状化強度特性，土木学会論文集 No.511/Ⅲ-30，pp.1-11，1995.
- 2) 湯浅楠勝，阪井田茂，石黒健，清水英樹，北川吉信：礫質地盤における吸水型振動棒締固め工法の改良効果の検証，土木学会論文集，No.617/Ⅲ-46，1999.
- 3) 石黒 健，飯島 健，菅井正澄，嶋田三朗：過剰間隙水圧の除去を併用した飽和砂の振動締固めに関する基礎的研究，土木学会論文集 No.505/Ⅲ-29，pp.79-88，1994.
- 4) 石黒 健，飯島 健，清水英樹，嶋田三朗：過剰間隙水圧の除去を併用した飽和砂地盤の振動締固め施工に関する研究，土木学会論文集 No.505/Ⅲ-29，

pp.105-114，1994.

- 5) 吉見吉昭：砂地盤の液状化（第 2 版），pp. 31-32,45-46,56-59，1991.
- 6) 原 忠，國生剛治：砂および砂礫の非排水強度特性に及ぼす非塑性細粒分の影響．土木学会地震工学論文集，2005.
- 7) 増田崇治，小比類巻将太，川村哲也：敦賀発電所 3，4 号機敷地造成及び地盤改良工事の概要，電力土木 No.363，pp.?-?，2011.
- 8) 液状化対策実証調査報告書：平成 11 年度電力施設地震対策調査，通商産業省 資源エネルギー庁・（社）電力土木技術協会，pp.101-112，2000.
- 9) 阪神淡路大震災・地盤調査研究会（座長：石原研而）：平成 9 年度報告書，p.347,1998.
- 10) 内田明彦，畑中宗憲，鈴木義雄：神戸ポートアイランドの埋立マサ土地盤の静的及び動的強度特性，第 2 回阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，pp.135-142，1997.
- 11) 阪神高速道路公団：阪神高速道路地質資料 3 号神戸線 5 号湾岸線震災復旧編，p.224，1998.
- 12) 運輸省港湾技術研究所：1995 年兵庫県南部地震による港湾施設等被害報告，港湾技研資料，No.857，pp.49-219，1997.
- 13) 善 功企，山崎浩之，南兼一郎，中島由貴：兵庫県南部地震による港湾施設の被害考察（その 4）埋立地盤の特性，港湾技研資料，No.813，pp.147-166，1995.
- 14) 液状化対策実証調査報告書：平成 11 年度電力施設地震対策調査，通商産業省 資源エネルギー庁・（社）電力土木技術協会，pp.101-112，2000.
- 15) 道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編：日本道路協会，pp.120-125，2002.