

ネジリ振動による砂質地盤の締め固め試験 (その2)

——動的単純せん断試験装置による室内試験結果——

齋藤二郎 平間邦興
木村 薫 北村 仁

Compaction Test of Sand Bed by Torsional Vibration (Part 2)

——Results of Element Tests by Dynamic Simple Shear Apparatus——

Jiro Saito Kunioki Hirama
Kaoru Kimura Hitoshi Kitamura

Abstract

The report "Compaction Test of Sand Bed by Torsional Vibration"¹⁾ gave an outline of a method of forcing horizontal vibration to a loose sand stratum for improvement in compaction effect for earthquake resistance where it was possible to increase q_c -value more than 200% above that of the initial model stratum. However, for more effect, it is necessary to grasp the significance of torsional vibrations and strains (stresses) agreeing with the dynamic properties of the soil and the number of cycles of vibration. Accordingly, this report arranges the results of element tests by dynamic simple shear apparatus with a view to examining the merits of and methods of usage for compaction by torsional vibration.

概 要

既報でその概要を示したネジリ振動による模型砂質地盤の締め固め試験¹⁾では、特に地盤の耐震性を考慮した締め固め効果を高める目的で緩い砂質地盤に水平方向の振動を強制する方法をとった。その結果初期の模型地盤に比べ、コーン指数： q_c 値で 200% 以上の増加を示して良好な締め固め効果が認められた。しかし、より大きな効果を得るためには、ネジリ振動による締め固めの有意性や土質性状に合致したヒズミ（または応力）と繰り返し回数等を把握する必要がある。したがって、この報文は、土の動的性質からネジリ振動による締め固めの有効性と適用手法を検討する目的で、動的単純せん断試験装置による要素試験結果の概要をまとめたものである。

1. まえがき

砂質地盤を物理的に締め固める地盤改良工法とその施工機械については、それぞれの目的と用途に応じていくつかの形状のものが開発され、実用に供せられている。たとえば筆者らが開発研究を重ねてきた水平ネジリ振動による締め固めとは、単に支持力の増加を期待するばかりでなく、耐震的效果を期待するため地盤に加える応力径路を地震波に近い形とした締め固め方法である。これは地震動によって地盤に生じるせん断波形式の応力に対して、安定した抵抗を持たせることを目的としている。

ここで、一般にせん断波による土層の変形を簡単なモデルで示したのが図-1である。せん断力 P は、

$$P = G \cdot A / l \cdot \Delta u$$

で（土層の剛性率： G 、土層の断面積： A 、層厚： l 、相対

変位置： Δu ）示される。また $\Delta u = 1$ とし、単位面積での変形と考えるならば、この土層のバネ定数 K は、

$$K = G / l \cdot A$$

となる。したがって、土層の動剛性率を高めることによって地震時の変形を小さくすることが可能となる。

土の動剛性率に影響を与える大きな要因として、ヒズミ振幅・拘束圧、密度・間隙比・プレストレーンの大きさとそのサイクル数などがあげられる。ここで、プレストレーンとは、土がせん断ヒズミを受ける前に、あらかじめ繰り返し受ける比較的大きなヒズミ振幅をプレストレーンと称し、それによる土の動剛性率の増大をプレストレーン効果と称する²⁾。この報文で検討するネジリ振動による締め固めとは、密度増大の効果を期待するばかりでなく、このプレストレーン効果を期待した締め固め方法といえる。したがって、ネジリ振動による締め固め

についても、そのヒズミ振幅や加振手法などを検討するためには、土質性状とプレストレーン効果の関係を十分に把握しておくことが必要となる。

既報では、模型地盤におけるネジリ振動締め固め試験結果についての概要を示したが、この報文では、動的単純せん断試験装置を使用して、種々の条件下で数多くの要素試験を実施し、ネジリ振動による締め固めの効果を検討した。

2. 実験概要

2.1. 動的単純せん断試験装置

使用した動的単純せん断試験装置の機構系統図を示したのが図-2である。動的せん断応力は油圧によって付加し、これをコントロールするサーボ弁は、供試体に加わる応力または変位でフィードバックされる。また静的な応力や変位を付加した状態で動的な試験をおこなえるように独立した静的制御機構を備えている。振動荷重は正弦波、矩形波、三角波の波形から選択が可能であり、またデータレコーダーとの連動によってランダム波の再生をおこなうことができる。垂直拘束圧(σ_1) 側方拘束圧(σ_3)、及びバックプレッシャーは空気圧により付加する機構となっている。

供試体と加振部の概要を示したのが図-3であり、供試体周辺計測概要と供試体に加わる全応力径路³⁾を示したのが、それぞれ図-4(a)および(b)である。供試体寸法は70φ×30h(m/m)であり、これをピアノ線入り生ゴム製の特殊なスリーブで被っている。したがって、ピアノ線が側方変位を拘束するので、いわゆる K_0 圧密状態にあると解釈できる。水平載荷軸からの動的応力は試料キャップを介して供試体上部に加わり、動的せん断応力として図-4(b)中A—B—A—B'—Aの径路を取るの、加振時の応力状態は、地震時における地盤内要素に作用する応力状態に近似する。

水平せん断応力・水平変位・間ゲキ水圧はそれぞれ電氣的に検出し、自記記録させるが、あわせて変位量の測定に正確を期するため、装置の各処にチェック用のダイヤルゲージを取り付けてある。

2.2. 試料および供試体の作成について

実験に供したのは標準砂 (Sample I)、調整試料 (sample II)、富士川砂 (Sample III)、の3試料であり、これらの粒径加積曲線を一括して示したのが図-5であ

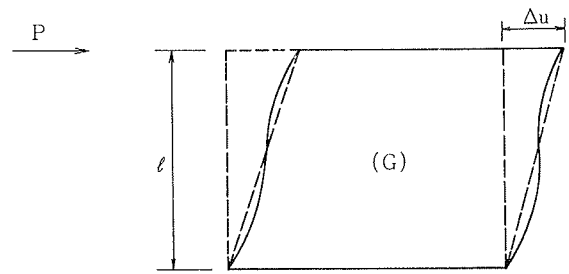


図-1 土層のせん断波による変形

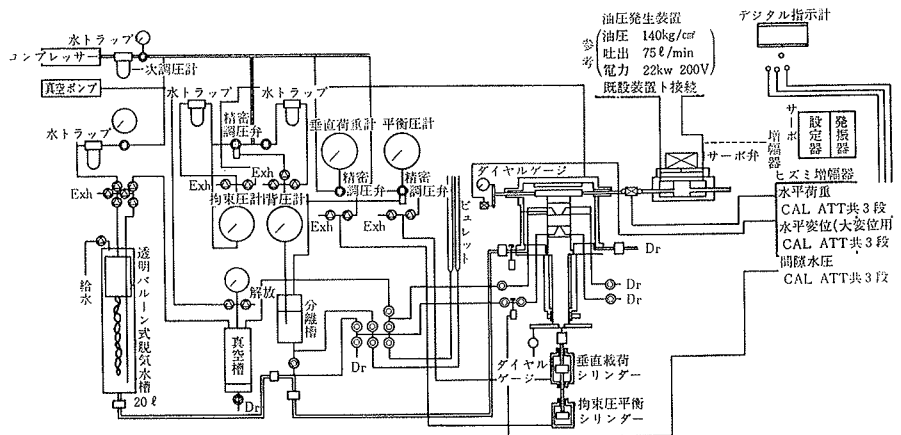


図-2 配管、計測制御系統図

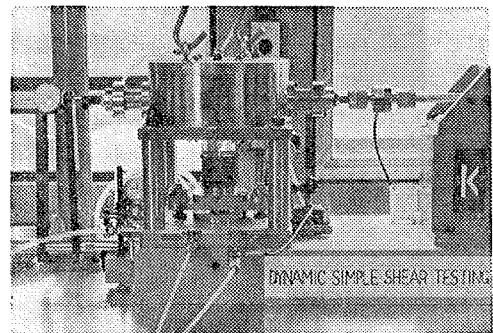


図-3 供試体と加振部

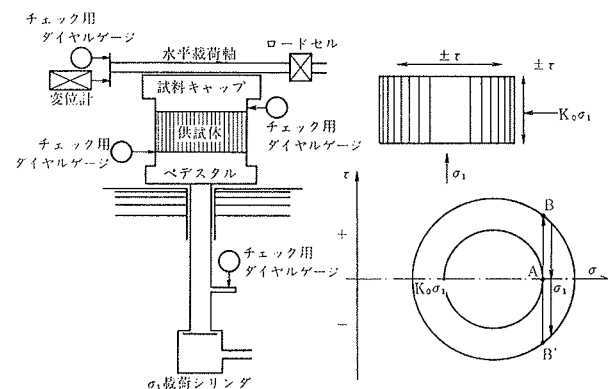


図-4 (a)供試体周辺計測概要
(b)供試体の全応力径路

る。またその物理性状の一部を示したのが表-1である。最大・最小間ゲキ比は、いわゆるロート法と突き固め法により求めた。ここで調整試料とは粒度を整えた105 μ 以上の粒径の富士川砂と、105 μ 以下のマサ土を、8:2の割合で調合したものである。

試料はすべて完全乾燥状態のものを使用し、それぞれの試料をゴムスリーブ内で所定の相対密度に達するまで、有孔載荷板と突き棒とを使用して突き固めた後に1.3 kg/cm²の垂直拘束圧を載荷した供試体と、しかる後に、プレストレーンをそれぞれ、 3×10^{-4} 、 8×10^{-4} 、 2×10^{-3} の各ヒズミ振幅で繰り返し100回与えた供試体の、計4種の供試体を作成した。この際のセン断波形は正弦波、セン断速度は、0.5 Hzである。以上の供試体条件を一括して示したのが表-2である。

2.3. セン断試験

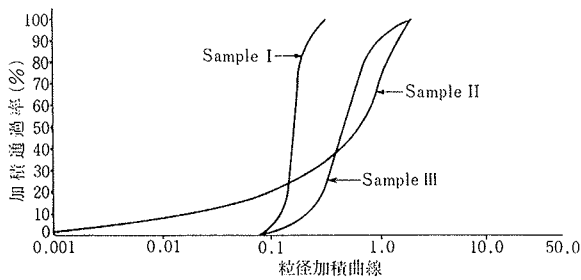


図-5 試料の粒径加積曲線

試料	比重 G _s	最大間ゲキ比 e _{max}	最小間ゲキ比 e _{min}	均等係数 U _c	曲率係数 U _c
Sample I	2.66	0.984	0.649	1.55	1.20
Sample II	2.69	0.926	0.443	70.00	6.20
Sample III	2.77	0.967	0.652	2.26	0.91

表-1 試料の物理性状

試料	締固め条件	垂直突固め	プレストレーン 3×10^{-4}	プレストレーン 8×10^{-4}	プレストレーン 2×10^{-3}
Sample I	I-S	I-S	I- 3×10^{-4}	I- 8×10^{-4}	I- 2×10^{-3}
Sample II	II-S	II-S	II- 3×10^{-4}	II- 8×10^{-4}	II- 2×10^{-3}
Sample III	III-S	III-S	III- 3×10^{-4}	III- 8×10^{-4}	III- 2×10^{-3}

表-2 供試体条件

セン断ヒズミ振幅	締固め条件	垂直突固め	プレストレーン 3×10^{-4}	プレストレーン 8×10^{-4}	プレストレーン 2×10^{-3}
(3×10^{-4})	S	3×10^{-4}	3×10^{-4}	8×10^{-4}	2×10^{-3}
	-	$-(3 \times 10^{-4})$	$-(3 \times 10^{-4})$	$-(8 \times 10^{-4})$	$-(2 \times 10^{-3})$
(8×10^{-4})	S	3×10^{-4}	3×10^{-4}	8×10^{-4}	2×10^{-3}
	-	$-(8 \times 10^{-4})$	$-(8 \times 10^{-4})$	$-(8 \times 10^{-4})$	$-(8 \times 10^{-4})$
(2×10^{-3})	S	3×10^{-4}	3×10^{-4}	8×10^{-4}	2×10^{-3}
	-	$-(2 \times 10^{-3})$	$-(2 \times 10^{-3})$	$-(2 \times 10^{-3})$	$-(2 \times 10^{-3})$

表-3 ヒズミ振幅条件 (Sample I, II, IIIのそれぞれについて)

以上のような手法によって作成した供試体の動剛性率を比較するため動的単純セン断試験を実施した。セン断波形は正弦波、セン断速度は0.5 Hzである。この際プレストレーンによる締め固め効果と種々の大きさのヒズミとの関係を把握するため、セン断ヒズミ振幅も同様に 3×10^{-4} 、 8×10^{-4} 、 2×10^{-3} ですべての供試体について実施した。試験結果は動的セン断回数 N=1, 2, 3, 5, 10, 50, 100におけるヒステリシスループを X-Yプロッターで記録し、等価動剛性率: Geq (kg/cm²) で求めた。プレストレーンとセン断時のヒズミ振幅の関係を一括して示したのが表-3である。

3. 実験結果とその検討

供試体作成時（セン断試験直前）の相対密度をすべての供試体について一括して示したのが表-4である。いずれの供試体についても、Dr=82.4~85.7(%)の範囲に分布している。垂直突固め供試体に比して、垂直突き固め+プレストレーン・ 3×10^{-4} 供試体で相対密度が増加しないのは、プレストレーンが小さい場合の一般的な傾向と解釈されるが⁴⁾ プレストレーンが 8×10^{-4} 、 2×10^{-3} と大きな供試体では相対密度が若干増大している。したがってネジリ振動に伴った密度増加による Geq の増加は無視できないが、その影響する割合はプレストレーン効果による Geq の増加に比べ僅かであると解釈される。

Sample III を例にとって、セン断ヒズミ別に等価動剛性率 Geq を動的セン断回数 N に対応させて示したのが図-6である。ここでセン断ヒズミにかかわらず、いずれの試験結果についても共通した傾向を認めることができる。たとえば垂直突き固め供試体に比して、プレストレーンを加えたすなわち、ネジリ振動を加えた供試体の方がいずれも大きな Geq を示す。その差は初期のセン断回数 (N=10程度まで) に顕著であり、その後は垂直突き固め供試体にもセン断にともなったプレストレーン効果および密度増大効果と推定される Geq の増大が認められて、他の供試体の曲線に漸近する。しかし、通常の地震波を検討すれば、有意義波と呼ばれる卓越したセ

締固め条件	垂直突固め	垂直突固め+プレストレーン 3×10^{-4}	垂直突固め+プレストレーン 8×10^{-4}	垂直突固め+プレストレーン 2×10^{-3}
Sample				
Sample I	84.5	84.5	85.1	85.7
Sample II	82.4	82.4	83.2	84.1
Sample III	83.8	83.8	84.4	85.4

表-4 供試体の相対密度 Dr (%)

ン断波は10波以内と解釈してよく、地盤の耐震的な配慮からは、セン断初期の G_{eq} を増大させることによりその目的を充足すると判断できる。また同図からは、セン断ヒズミがプレストレーンのヒズミと同等かあるいは下回る場合には安定した G_{eq} を示すが、逆に上回る場合にはセン断中に再び増加（締め固め）の傾向を示す。したがって、プレストレーンのヒズミは予想される地震時のセン断ヒズミと同等以上の大きさとすることが望ましいようである。

Sample I の場合について $N=1, 5, 10, 50$ におけるネジリ振動締め固め効果の変化を示したのが図-6 である。セン断初期 ($N=1$) について検討すれば、3点で結ばれた曲線が全体に右上りの傾向を示すのは、プレストレーンのヒズミが大きいほど G_{eq} の増加幅も大きくなることを意味するものである。また一般にセン断ヒズミが大きいほど、プレストレーン効果も顕著に表われると解釈される。いずれにしてもプレストレーンすなわち、ネジリ振動締め固めを受けた供試体は垂直突固め供試体に比べて、平均20%、最大40%余りの G_{eq} の増加を示

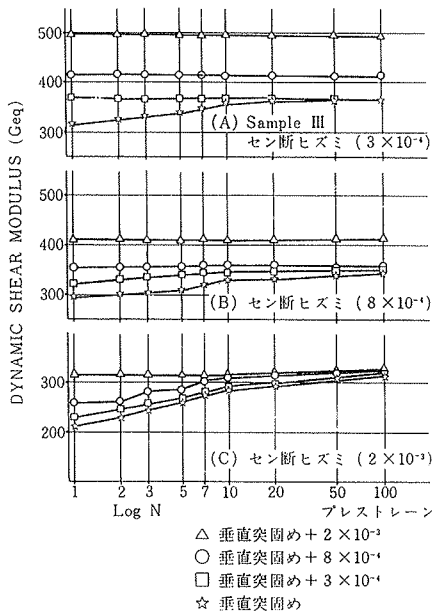


図-6 セン断回数—等価剛性率

している。しかし以上の様な効果もセン断回数 N の増加とともに均質化が進み $N=10$ を越えると不明確となる。

一方、Sample I を例にとって、締め固め条件ごとにセン断時の G_{eq} を N に対応して示したのが図-7 である。垂直突き固め供試体では、他のプレストレーンを加えたすべての供試体に比して、それぞれ G_{eq} の絶対値が小さく、しかもいずれのセン断ヒズミに対して、セン断過程で G_{eq} が増加傾向となり、不安定なパターンを示す。しかし最大セン断ヒズミと同等の大きなプレストレーンを加えた供試体では、 G_{eq} の絶対値についても最大値を示すばかりでなく、セン断過程における G_{eq} は安定し

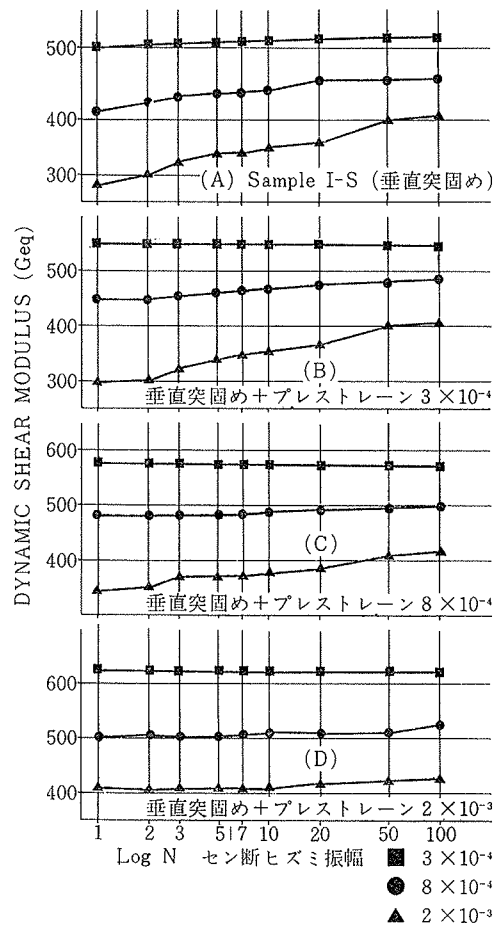


図-8 セン断回数—等価動剛性率

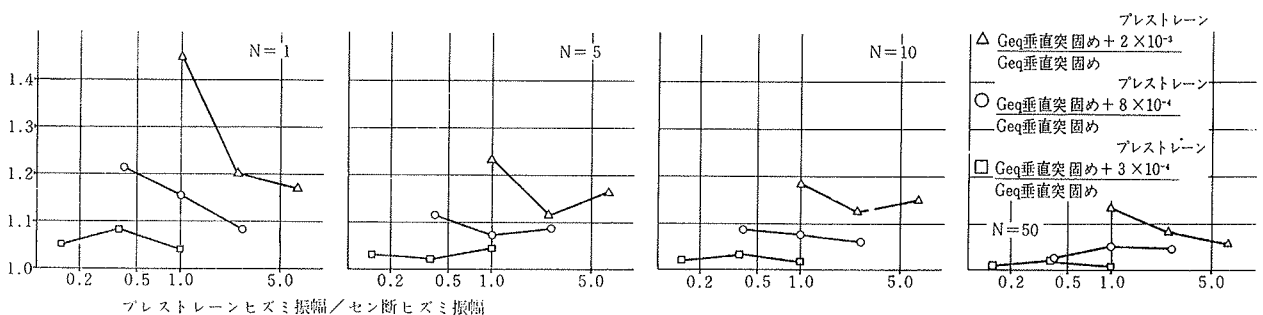


図-7 プレストレーンヒズミ振幅/セン断ヒズミ振幅—等価剛性率比 (Sample I)

ている。したがって、ネジリ振動によってプレストレーンを加える場合には、そのヒズミの大きさの決定が締め固め効果を高める重要な要因となることが改めて認識される。

以上の傾向について、Sample III を例に表示法を変えて示したのが図-8である。締め固め条件の違いによって認められる G_{eq} の絶対値の傾向は、これまでの検討内容と同様である。しかし、セン断ヒズミが大きい範囲ではセン断回数とともに、 G_{eq} が著るしく増大しており、プレストレーンを加えなかった供試体では特に大きい増加を示すとともに、セン断ヒズミが小さい範囲でも同様の傾向が認められる。一方、事前にプレストレーンを加えた供試体では、そのヒズミが大きい供試体ほどセン断中の G_{eq} の増加が少なく、安定した挙動を示す。すな

わち、これらの供試体では締め固め時において大きなプレストレーン効果と、密度増大の効果が生じており、動的な性状がより改良された状態にあったと推定される。

この傾向をセン断ヒズミ 8×10^{-4} の場合に限り、Sample I, II, III について1回目のセン断時の G_{eq} に対する任意のセン断回数Nにおける G_{eq} の比として示したのが図-9である。図からも明らかなように、供試体作成時にセン断ヒズミに等しい 8×10^{-4} 以上のプレストレーンを加えた供試体では、セン断中に G_{eq} は増加傾向を示さず、安定した挙動を示す。また他のいずれの供試体についても、増加率は N=10 程度で、一定の値を示すようである。

この報文で考察してきた内容をまとめる目的で、Sample I, II, III のすべての供試体について N=1, 5, 10, 50

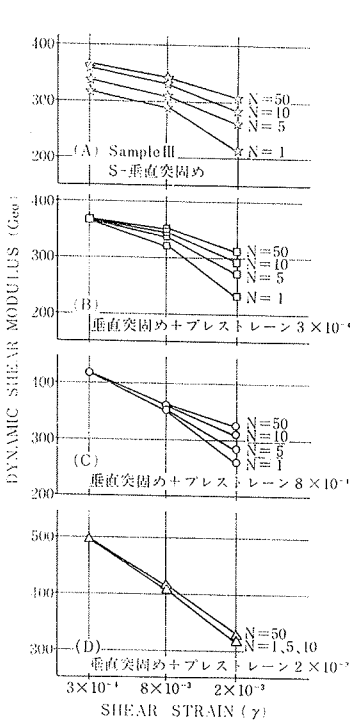


図-9 セン断ヒズミ振幅一価動剛性率

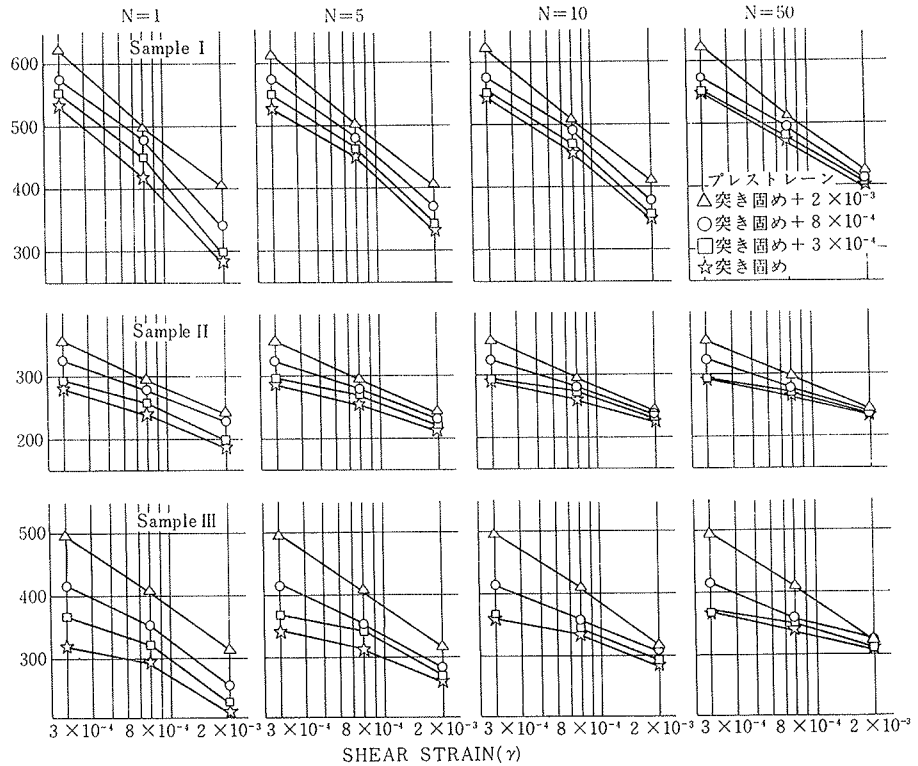


図-11 セン断ヒズミ振幅一価動剛性率

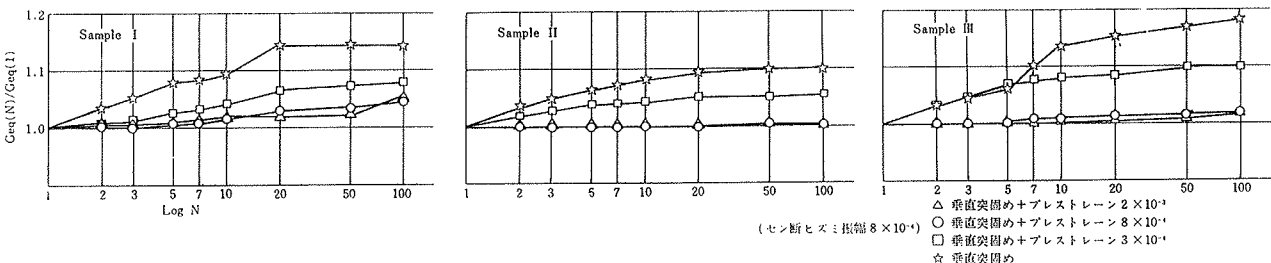


図-10 セン断回数一価動剛性率増分比

における G_{eq} を総括して示したのが図-6である。これらの図からも、これまで検討を加えてきた傾向を明確に理解することが可能である。

4. あとがき

この報文では、ネジリ振動による締め固めの効果を把握するため、3種類の砂試料を使用して実施した一連の動的単純せん断試験結果について検討した。ただし今般の一連の試験に使用した供試体が、一般に地盤改良を要するようなルーズな実地盤に比べて、かなりデンスな状態にあったため、この結果をそのまま現場へフィードバックすることは難かしく、定性的な解釈に留まらずをえない面も多い。

しかし、これらの試験結果からも、垂直に突固める手法に比べてネジリ振動による締め固めの手法の方が大きな改良効果を得られること、また通常に考えられる地震の範囲では、ネジリ振動によって締め固めた方が、かなり耐震性にすぐれていること、さらにネジリ振動を加える際のヒズミレベルも、予想される地震時のせん断ヒズミと同等以上とするのが望ましいことなど、数多くの有

益な知識が得られたと解釈している。

今般の一連の試験は乾燥砂を使用して実施したものであるが、これからは湿潤砂を使用した室内要素試験、および模型実験などにより、実地盤条件にできる限り近似してシュミレートさせることにより、効果的かつ実用的な工法を開発改良していくことが、この研究の目的であり、今後の課題でもある。

参考文献

- 1) 斎藤, 木村, 岩本, 北村: ネジリ振動による砂質地盤の締め固め試験 (その1), 大林組技術研究所報, No. 15, (1977)
- 2) 土質工学会: 土と構造物の動的相互作用, 第2章, 応答解析に必要な土の動的変性特性
- 3) 斎藤 彰, 他: 埋立造成地盤の液状化予測について, 土と基礎, Vol. 22, No. 3, (March 1974)
- 4) Drnevich, V. P. and Richart, F. E.: Dynamic Prestraining of Dry S and Proc. of ASCE, Vol. 96, SM 2, (1970), pp. 453~469