

# 遠心力場の振動台実験による補強土壁の耐震性評価

佐藤正義<sup>1</sup>・社本康広<sup>2</sup>・張 建民<sup>3</sup>・林 耕四郎<sup>4</sup>

<sup>1</sup>正会員 工修 清水建設(株) 技術研究所(〒135 東京都江東区越中島3-4-17)

<sup>2</sup>工修 清水建設(株) 技術研究所(〒135 東京都江東区越中島3-4-17)

<sup>3</sup>工博 清水建設(株) 技術研究所(〒135 東京都江東区越中島3-4-17)

<sup>4</sup>正会員 旭硝子マテックス(株) 技術開発部(〒229 神奈川県相模原市宮下1-2-27)

補強土壁の耐震性を評価するため、補強土壁材料として用いられる不飽和砂の繰返し変形特性と補強材の土中引き抜き特性を明らかにした上で、精密にモデル化した模型補強土壁を作製し、地震時の加速度応答および補強材ひずみの観点から、遠心力場で補強土壁の地震時挙動を検討した。実験結果により、模型地盤の飽和度が50%程度以下ならば間隙係数 $B$ は0であり実際の補強土壁の繰返し変形特性を再現できること、補強土壁は崩壊に対しては耐震性の高い構造物であること、補強土壁の耐震性を確保するためには常時の安全率よりも20%程度大きな値を確保すること、補強土壁上部におけるのり面の剛性を高めること、および補強材の定着長を十分にとることが必要であることが分かった。

**Key Words :** *geotechnical centrifuge, shaking table test, unsaturated sand, geogrid, reinforced embankment, aseismic performance, earthquake response, deformation behavior*

## 1. ま え が き

近年、土地の有効利用の目的で補強土工法を用いた急勾配の補強盛土すなわち補強土壁を造る要求が増加している。補強土壁の耐震設計は、地震外力として設計震度を作用させた円弧滑り法で評価される<sup>1)</sup>。しかしこの方法は、地震による補強土壁自体の応答性を考慮していない、土と補強材の変形を考慮していないなど、実際における急勾配ののり面をもつ補強土壁の地震時挙動を反映したものとは言い難いと考えられる。

補強土壁の耐震安全性に関する実証的研究としては、古賀、伊藤ら<sup>2),3)</sup>、村田、館山ら<sup>4),5)</sup>、酒見、坂口ら<sup>6),7),8)</sup>、豊沢ら<sup>9)</sup>、坂口ら<sup>10),11)</sup>の行った模型振動実験による研究がみられる。実際に施工されるものとの相似性という観点からみると、古賀、伊藤ら、村田、館山ら、酒見、坂口らの研究は、通常の1g場で行われた低拘束圧下での実験であるため、実地盤とはせん断変形にともなうダイレイタンス特性が異なる、地盤の拘束圧による補強材の補強効果の再現が十分でないという問題点がある。また豊沢ら、坂口らの研究は、遠心力場の振動台実験であり地盤の拘束圧は実地盤に対応しているが、豊沢らの研究はのり面工が実際の施工と異なっており、実際の補強土壁の挙動を模しているとは言い難いと思われ、坂口らの研究はのり面工のタイプや補強材に不織布を用いるなど後述するように本研究で想定している補強土壁のタイプとは対象が異なっている。

以上のような背景から、本研究ではジオグリッドタイプの地盤補強材を用いた実際の補強土壁の耐震性を評価するための第一歩として、実際の補強土壁と変形・強度特性が似たような模型の遠心力場での振動実験を行い、地震時に生じている現象を把握することを試みる。このため、まず補強土壁材料として用いられる不飽和砂の繰返し変形特性と補強材の引き抜き特性を明らかにする。その後、模型地盤での不飽和砂および補強材の強度変形特性が実地盤と相似則を満足するように設定して、施工過程やのり面工も含めて実地盤と相似になるように出来るだけ精密にモデル化した模型補強土壁を作製する。その上で、遠心力場で地震時挙動を再現し、地震時の加速度応答および補強材ひずみの観点から補強土壁の耐震性の検討を行う。

## 2. 地盤材料と補強材の特性

### (1) 地盤の変形特性<sup>12)</sup>

補強土壁等の土構造物は、一般に不飽和な地盤材料が用いられることが多いため、補強土壁の模型地盤作製にあたっては、不飽和砂の代表的な特性を再現する必要がある。ここでは、補強土壁の地盤材料としての不飽和砂の繰返し変形特性を明らかにするための試験を行う。

試験は、空気圧荷式の繰返し三軸試験装置を用いて、不飽和砂の繰返し三軸試験を行う。試験に使用した砂は、遠心力場の振動台実験に用いた豊浦標準砂で、相対密度

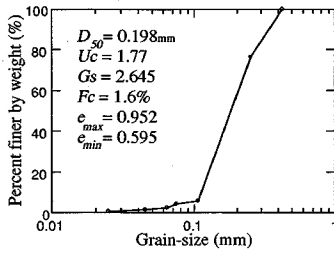


Fig.1 Grain-size accumulation curve and physical properties

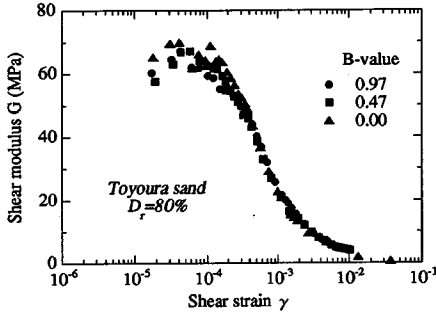


Fig.2 Relationship between equivalent shear modulus and shear strain for three B-values

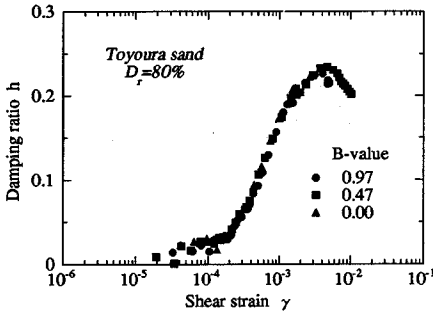


Fig.3 Relationship between damping ratio and shear strain for three B-values

は80%である。試験に使用した豊浦砂の粒径加積曲線をFig.1に示す。供試体は空中落下法で所定の密度となるように作製し、CO<sub>2</sub>置換の有無、バックプレッシャーの大きさ、飽和後の排水等によって、供試体の間隙圧係数B値を調整している。載荷は、各荷重段階で5回の繰返しせん断試験を行い、繰返し荷重を徐々に増加させるステージテストの形式で行う。測定項目は、軸変位、供試体の側方変位、軸荷重および過剰間隙水圧である。軸変位は、セル内に設置した非接触変位計を用い、軸荷重はセル内に設置した荷重計を用いて測定する。側方変位は、供試体の外側に2重セルを設置し、2重セル内の水位の変化を非接触変位計により測定することにより求める。

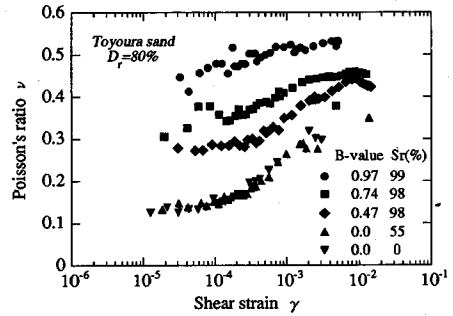


Fig.4 Relationship between Poisson's ratio and shear strain for different B-values

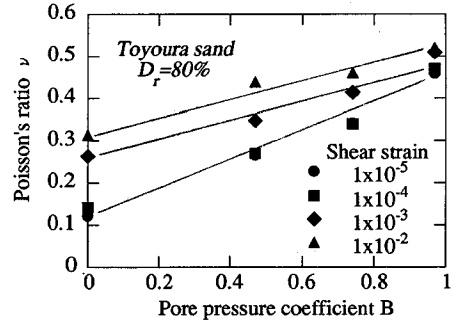


Fig.5 Relationship between pore pressure coefficient B and Poisson's ratio for different shear strains

Fig.2およびFig.3は、B値の異なる供試体の繰返しせん断剛性・減衰とせん断ひずみの関係を示したものである。図から明らかなように、豊浦砂のように細粒分の少ない砂では、B値の違いによるせん断剛性や減衰への影響は少ない。

Fig.4は、B値の異なる供試体のポアソン比とせん断ひずみの関係を示したものである。B値が0.97の供試体のポアソン比の値は、ほぼ0.5を示しており完全な飽和砂のポアソン比がほぼ0.5であることと対応している。図から明らかなように、砂のポアソン比の値は、B値が0.97、0.74、0.47、0と変化するにしたがって徐々に小さくなるとともに、ひずみが大きくなるにしたがって大きくなる傾向を示す。例えば、B値が0の砂の場合は $1 \times 10^{-5}$ のひずみでポアソン比は約0.12、 $3 \times 10^{-3}$ のひずみになると約0.3の値を示す。▼印と▲印は乾燥状態と湿った状態(飽和度55%)であるが、B値はいずれも0の供試体である。飽和度が異なってもB値が同一であれば、ポアソン比の値は $1 \times 10^{-5} \sim 1 \times 10^{-2}$ の広いひずみ範囲において一致している。

Fig.5は、同一のせん断ひずみにおけるポアソン比とB値の関係を示したものである。Fig.5から明らかなようにB値とポアソン比の関係はほぼ直線で表わすことができ、B値が1になるとポアソン比もほぼ0.5にな

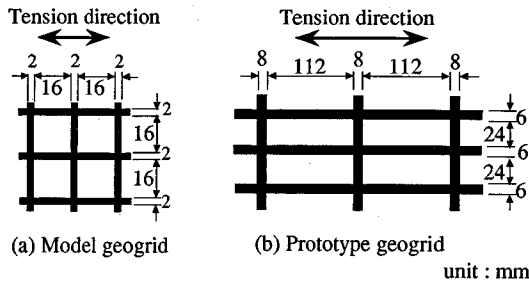


Fig. 6 Geometric characterization of geogrid

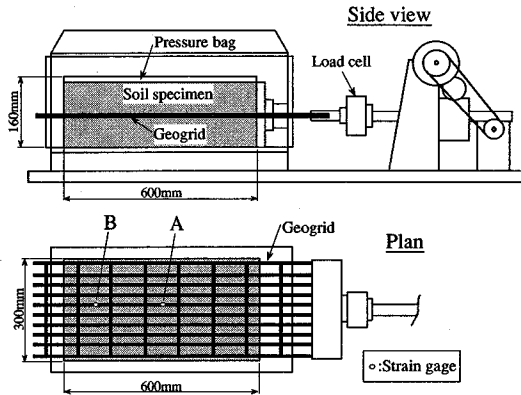


Fig. 7 A test apparatus for tensile testing of geogrid in soil

る。また、●と■は一致しており  $1 \times 10^{-4}$  以下のひずみではポアソン比はB値のみによって定まることが分かる。

通常の砂質土による補強土壁は、原位置の試験施工<sup>13),14)</sup>や実施工<sup>15)</sup>にもみられるように飽和度は50%以下が多いと考えられるので、B値は0と見なすことができる。模型地盤の飽和度が50%以下であれば変形特性は同じとみなすことができるため、遠心実験では作製の容易さを考えて、飽和度5%程度の砂試料を用いて補強土壁を作製する。また、遠心力場の振動実験では、載荷周波数を実物の縮尺比に応じて大きくする必要があるが、せん断剛性や減衰の周波数依存性は少ないことが明らかにされているため<sup>16)</sup>、飽和度5%程度の砂試料で模型地盤を作製すれば、少なくとも定性的には実地盤の変形特性を再現していると考えられる。

## (2) 補強材の引抜き特性

模型に用いた補強材は、実際の補強材 (Geogrid) と同一のFRP (Fiber Reinforced Plastics) による材料で同一の製作方法で作製した。模型補強材および実補強材の形状・寸法を Fig. 6 に示す。模型補強材の剛性と強度は、実物と模型の縮尺比に応じて小さくするため、土粒子と補強材の大きさの相対的關係が変化する。

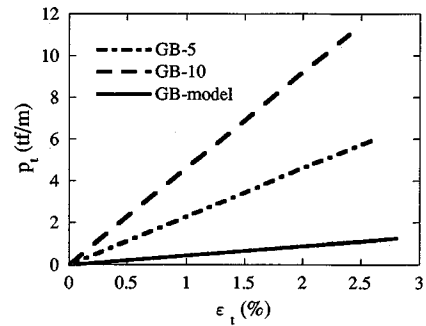


Fig. 8 Tensile stress of geogrid as a function of tensile strain

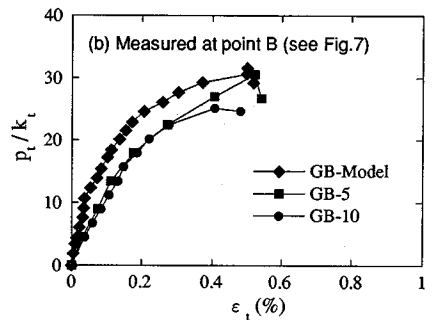
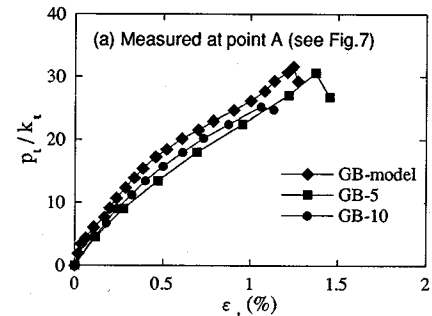


Fig. 9 Tensile stress of geogrid in soil as a function of tensile strain

また、模型補強材の縦材と横材の長さの比率が実際の補強材と異なる。このような違いを含めて、模型補強材の地盤中での摩擦特性が、実際の補強材の場合と相似性が成立しているかを把握するため、模型補強材と実際の補強材を用いた引抜き試験を行う。

引抜き試験機の概要は、Fig. 7 に示すとおりである。試験に用いた土槽の内寸法は、長さ 60 cm、幅 30 cm、深さ 16 cm である<sup>17)</sup>。試験は、砂をまき出し、突固めた試料の中間位置に補強材を敷設し、上載圧  $0.9 \text{ kgf/cm}^2$  (89 kPa) を作用させる。引抜き速度は  $1.0 \text{ mm/min}$  で、計測は引抜き荷重と補強材ひずみである。なお、時間に対する相似則を考慮すると、引抜き速度も実物との縮尺比に応じて早くする必要があるが、補強材の材質である FRP の剛性・強度は速度依存性が小さく<sup>14)</sup>、引抜き速

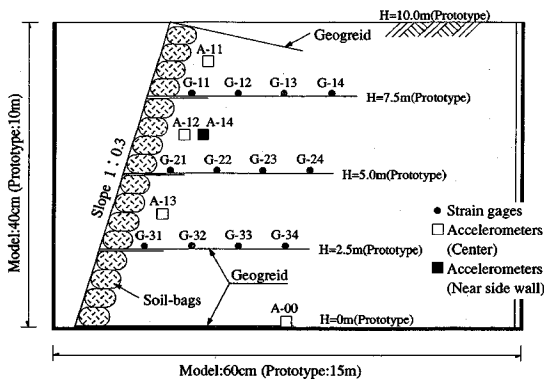


Fig.10 Vertical section of reinforced embankment model and transducer locations

度は大きく影響しないため、ここでは通常行われている引抜き速度で試験を行う。

Fig.8は、補強材のみの引張り試験結果を示したものである。GB-10、GB-5は実際の施工に用いられる補強材で、GB-10の10は引張強度が10 tf (98 kN)であることを示している。形状・寸法は、GB-10、GB-5ともFig.6 (b)に示すとおりで、引張強度は補強材の厚さにほぼ比例している。図から明らかなように、本研究に用いたFRP系の補強材は非常に線形性の良い材料であり、引張り剛性はGB-10で $k_t = 460$  tf/m、GB-5で $k_t = 230$  tf/m、GB-modelで $k_t = 45$  tf/m (1 tf/m = 9.8 kN/m)である。

引抜き試験結果より得られた模型補強材および実補強材の引抜き荷重 $p_t$ (tf/m)を、引張り剛性 $k_t$ (tf/m)で除して正規化したものと補強材ひずみの関係をFig.9 (a), (b)に示す。図から明らかなように、模型補強材も含め補強材については、正規化した引抜き荷重とひずみの関係が概ね等しい。このことから、拘束圧が等しければ模型補強材も含め補強材の補強効果は、補強材の剛性だけで決定でき、模型補強材と実際の補強材の間には、相似性が成立していることが分かる。

### 3. 遠心力場における補強土壁の振動台実験

実際の補強土壁を出来るかぎり忠実にモデル化して、遠心力場の振動実験による実物の地震時挙動の再現実験を行い、補強土壁の加速度応答および補強材ひずみの観点からその耐震性を検討する。

#### (1) 実験装置

振動実験に用いた遠心装置<sup>18)</sup>の基本諸元は、振動台設置時の回転中心からテーブル面の距離が3.11 mである。振動加振の性能は、遠心加速度50 g場で、振動台

搭載質量は300 kg、最大加振加速度は地震波の場合10 g、正弦波の場合5 g、加振振動数範囲は50~350 Hzである。

#### (2) 補強土壁の作製と計器配置

実験には剛体の土槽を用い、土槽の内寸法は長さ60 cm (加振方向)、幅20 cm、高さ40 cmで、二次元平面ひずみ問題としてモデル化する。補強土壁は沈下が問題とならない基礎地盤上で山側も剛性の大きな地盤に構築された状態を想定している。土工指針によると高さが8 m以上になると耐震設計が必要であると規定されている<sup>19)</sup>ため、本論文では高さ10 m、勾配が1:0.3の補強土壁を対象とする。

試験体および計器配置をFig.10に示す。模型補強土壁の高さは40 cmで、模型と実物の縮尺比は1:25である。地盤材料は不飽和の豊浦標準砂を使用し、含水比は $w = 4\%$ 、湿潤密度は $\rho_t = 1.45$  g/cm<sup>3</sup>である。模型補強材は実物に換算するとかなり高強度・高剛性のFRP系ジオテキスタイルを想定しており、格子間隔が縦・横とも20 mmの補強材である。模型の製作は、実施工と同じ手順で、補強材の敷設、土のう設置、砂の撒出し・締め、補強材の巻き込み、を繰り返す事により行っている。締め方法は、10 cm正方形の角材を用いたタンピングの回数を一定にした締めである。模型補強材の敷設ピッチは10 cm、補強長さは28 cmである。これは、実物では高剛性・高強度の補強材を敷設ピッチ2.5 m、補強長さ7 mで設置したことになる。なお、円弧滑り法<sup>1)</sup>によると砂の強度定数 $\phi = 42^\circ$ 、 $C = 0$ 、補強材の材料安全率 $F_m = 1.0$ とした場合、常時の安全率は $F_s = 1.61$ である。

計器配置については、加速度計A-11、A-12、A-13は補強土壁の応答特性を、A-14はA-12との比較により土槽側面摩擦の影響を把握することを目的としている。加速度計は圧電型でサイズは5 mm (受感方向)×5 mm×12 mmである。補強材には3段の補強材に4ヶ所ずつ小型ひずみゲージ (ベースサイズ: 1.4 mm×4.2 mm) を貼って、補強材全体のひずみ挙動を把握する。

#### (3) 補強土壁のモデル化

本研究では、実際の補強土壁を出来るかぎり忠実にモデル化するため、以下に示すような配慮をしている。

- ① 模型補強材は、実際の補強材と同じ材質で剛性と強度が実際の1/25になるように製作して、相似性を満足させる。
- ② 補強材ひずみを測定できるように補強材ストランドの幅を考慮して補強材を製作し、補強材に小型ひずみゲージを貼り地震時の補強材ひずみを測定する。
- ③ 小型の布製砂袋を模型実験用に製作し、土のうを用い

Table 1 Similitude requirements used in the tests

	Symbol	Scale ratio	Unit	Model	Prototype
Height of embankment	H <sub>g</sub>	1 / λ	m	0.4	10.0
Geogrid	Tensile stiffness	k <sub>t</sub>	1 / λ	tf / m	45
	Tensile strength	p <sub>t</sub>	1 / λ	tf / m	27.5
	Failure strain	ε <sub>t</sub>	1	%	2.0
Soil density	ρ <sub>t</sub>	1	g/cm <sup>3</sup>	1.45	1.45
Displacement	d	1 / λ	cm	0.1	2.5
Time	t	1 / λ	s	1.0	25.0
Acceleration	α	λ	g	4.3	0.175

\*) · Scale ratio = Model / prototype = 1 / 25  
 · g = Gravity acceleration (980Gal)  
 · 1 tf / m = 9.8 kN / m

たのり面工をモデル化する。

- ④ 模型の製作においても実施工で行われている施工手順とし、のり面施工は実際と同じ様に補強材の巻込みを行う。
- ⑤ 土槽側面には、境界の影響を受けないように十分な境界処理を行うため、土槽側面にシリコンオイルを塗った厚さ0.1 mmのテフロンシートを2枚重ねて貼り側面摩擦の軽減を行う。
- ⑥ 地震時の挙動を把握するため、構造物の耐震設計に用いられる実地震記録の加振を行う。

#### (4) 相似則および加振

実験に用いた相似則を Table 1 に示す。模型と実物の縮尺比は 1 : 25 で、模型の補強材の剛性および強度は、補強材のみの引張試験結果である。以後の図表では、Table 1 の相似則により対応する実物の値に変換している。入力地震波は、エルセントロ波 NS 成分を相似則により時間縮尺 1/25 にし、入力加速度を増加させながら 3 回の加振を行う。各々の加振における基盤入力加速度は、α<sub>max</sub> = 31, 118, 176 Gal (模型で 0.6, 3.4, 4.3 g) である。

### 4. 補強土壁の振動台実験結果

#### (1) 入力地震波と側方境界のチェック

最初に、補強土壁の精度良い実験になっているかどうかをチェックするため、実地震波入力のリ再現性および側面摩擦の軽減効果を検討する。

実地震波入力の再現性を確認するため地震波加振における実験結果について、振動台制御用の加速度計で計測した時刻歴と目標としたエルセントロ波の時刻歴を Fig. 11 に示す。計測波と目標波の時刻歴は良く一致しており、十分な精度で実地震波の再現ができてい

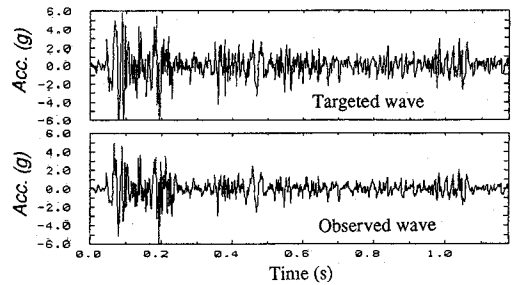


Fig. 11 Comparison between targeted and observed acceleration waves at base of model container

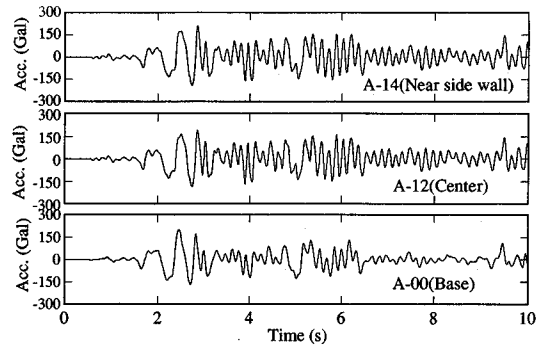


Fig. 12 Comparison of observed acceleration histories at three locations (see Fig. 10)

が分かる。

側方境界の影響を把握するため、中央部 (A-12) と壁面側 (A-14) および入力波 (A-00) の加速度時刻歴を Fig. 12 に示す。A-14 は加速度振幅・位相ともほぼ A-12 に一致しており、土槽側面の摩擦を除去できていると考えられる。

#### (2) 補強土壁の加速度応答

基盤入力加速度 176 Gal 加振における、基盤入力 (A-00) と壁面近傍地盤 (A-11), (A-12), (A-13) の加速度時刻歴を Fig. 13 に示す。加振開始後約 2.5 秒の主要動以後、補強土壁上部の加速度応答には増幅がみられる。基盤入力 (A-00) に対する壁面近傍地盤 (A-11), (A-12), (A-13) の周波数伝達関数を Fig. 14 に示す。約 7 Hz のピークは補強土壁の一次固有振動数であり、下部から上部になるにしたがって増幅がみられ、補強土壁の応答性状が表われている。補強土壁上部が大きな応答性状を示すことは、緩勾配の盛土と異なり強震時にのり面崩壊が生じ易くなる。本実験結果は、「地震時と常時の挙動の違いとして、のり面の粘着力が小さいときにはのり面崩壊が発生し易い」という古賀ら<sup>20)</sup>の指摘を裏付けるものである。土木研究所の設計マニュアルの部分安定に関する抜け出しの検討<sup>1)</sup>には、補強土壁の上部か

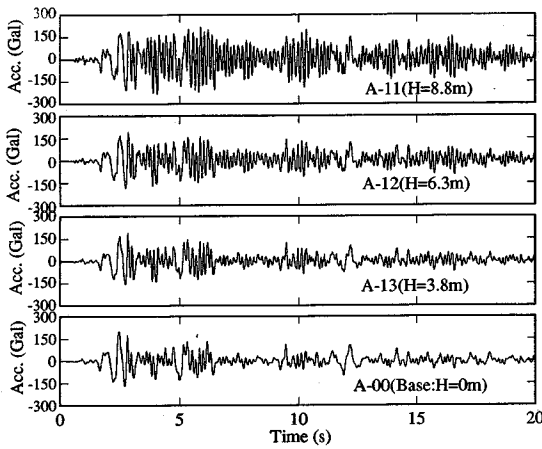


Fig.13 Time histories of observed accelerations for reinforced embankment (see Fig.10)

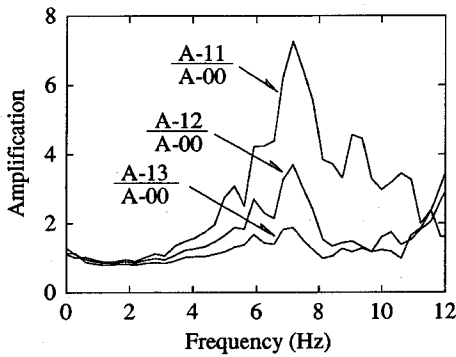


Fig.14 Frequency transfer functions for reinforced embankment (see Fig.10)

ら下部まで一定の設計震度を用いるが、補強土壁のような急勾配のり面の場合、補強土壁上部は加速度増幅を考慮して設計震度を大きくとる方が実情を反映していると言える。事前に実施した予備実験で、補強土壁天端での補強材の引き抜けによる崩壊が発生した。これは、天端での補強材は拘束圧が小さく、地震時の増幅により補強材の引抜けが発生し易いためである。本実験では、Fig.10 に示すように補強材の天端での折り返しを通常の補強土壁の敷設長よりも長くしたため、天端の崩壊は発生しなかった。このことは、補強土壁の地震時部分抜け出し防止には、補強材の天端での折り返しを長くして、定着長を大きくとる配慮が必要であることを示している。

### (3) 補強材ひずみの応答

補強土壁の補強材ひずみの時刻歴を Fig.15~17 に示す。全体的に、Fig.15 のり面上部の補強材ひずみは振動成分が大きく、Fig.17 の内部の補強材ひずみは慣

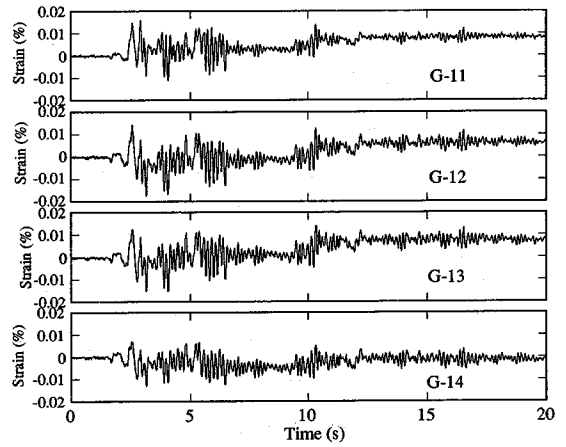


Fig.15 Time histories of observed tensile strains in geogrids at  $H=7.5$  m (see Fig.10)

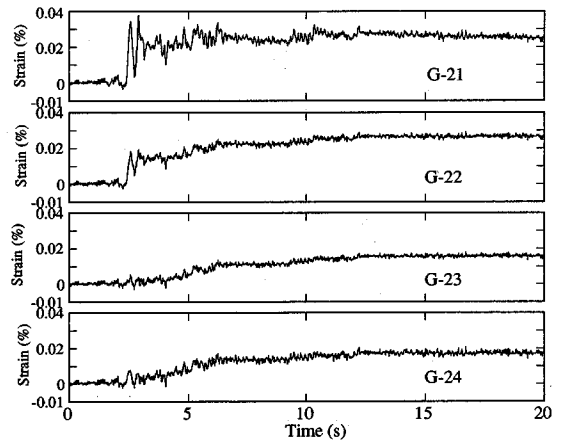


Fig.16 Time histories of observed tensile strains in geogrids at  $H=5.0$  m (see Fig.10)

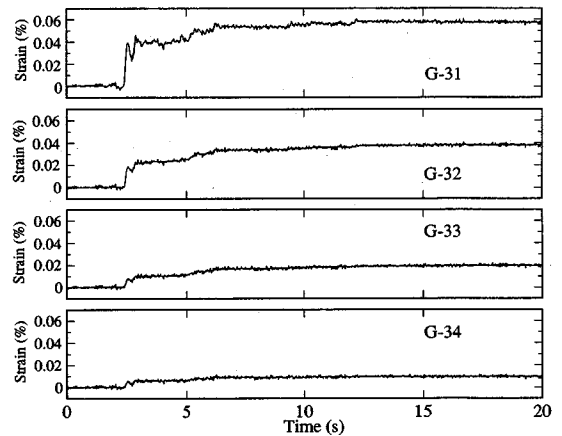


Fig.17 Time histories of observed tensile strains in geogrids at  $H=2.5$  m (see Fig.10)

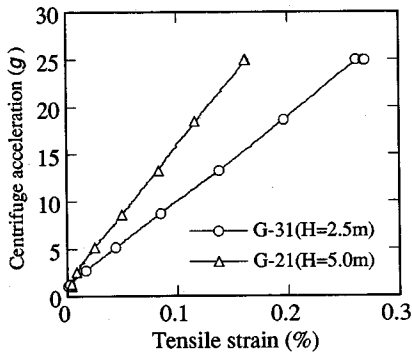


Fig. 18 Relationship between centrifuge acceleration and tensile strains in geogrid

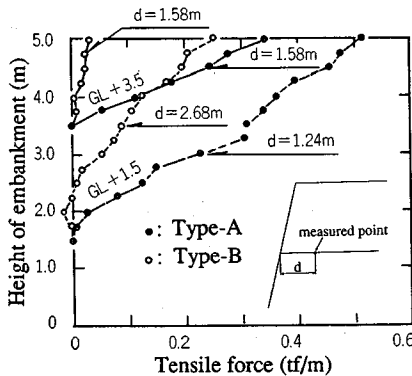


Fig. 19 Increase in tensile force for geogrid with increasing height of prototype embankment under construction<sup>14)</sup>

性力による横ずれのための残留ひずみが多い。これは、のり面付近の補強材はのり面近傍地盤の振動に抵抗し、内部の補強材は補強土壁全体の慣性力による水平移動に抵抗するためである。

Fig. 18 は遠心加速度上昇過程における補強材ひずみであり、Fig. 19 は高さ 5 m の補強土壁について原位置試験<sup>15)</sup>の施工過程における補強材ひずみの変化を示したものである。タイプAはのり面工に土のうを用いた場合で、タイプBはソイルセメントを用いた場合である。

Fig. 18, 19 とも補強材ひずみは上載圧に比例して大きくなることから、遠心実験において 1g 場から遠心加速度 25g に上昇させた後の補強材ひずみは、厳密にはないが施工完了後における補強材ひずみに概ね対応していると考えられる。1g 場から遠心加速度 25g に上昇させた後および最大基盤入力 176 Gal 加振後における補強材ひずみ分布を、Fig. 20 に示す。これより、静的な荷重増加に対する補強材ひずみの変化に比較して、地震による変化はあまり大きくないことが分かる。また、補強材のひずみ分布において滑り線が発生すると予想される位置に大きなひずみが発生している。Fig. 20 によると

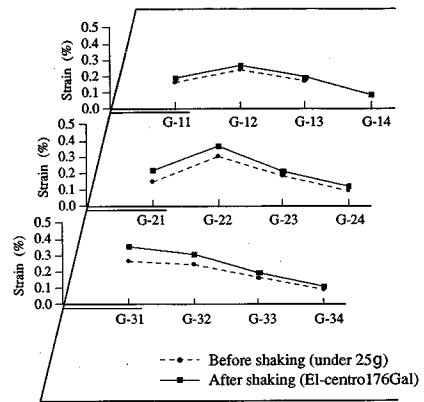


Fig. 20 Distribution of observed tensile strains in geogrids at different depths

地震によって補強材に発生するひずみは施工時の 20% 程度で、常時の補強材ひずみに比較して小さい。これは村田ら<sup>5)</sup>による 1g 場の大型の耐震実験結果と同じ傾向を示している。地震による補強材ひずみは、Table 1 に示す引張破壊ひずみよりもかなり小さいことが分かる。地震により補強材に発生するひずみが施工時の 20% 程度であることは、補強土壁の耐震性を検討する上で有益な設計資料となる。すなわち 200 Gal 程度の地震を考える場合、補強土壁の耐震安全性は、常時の安全率よりも 20% 程度大きな値を確保しておけば良いことを示唆している。

Springman らは、静的な補強土工法に適用する補強材ひずみの測定法を提案<sup>21)</sup>している。この測定法に対し本実験に用いた方法は、補強材のストランドのひずみを直接測定するため、簡単で十分な精度を持つことができるという特長がある。この結果、Fig. 15~17 に見られるように地震時における補強材ひずみの挙動を十分評価することが可能である。

### (5) 補強土壁の崩壊に対する検討

地震波加振終了後に、正弦波加振による破壊実験を行った。加振は実物換算 100 Gal, 2~6 Hz (模型で 2.5 g, 50~150 Hz) の正弦波スイープ加振である。実験終了後 1g 場で観察した残留変位を、Fig. 21 に示す。図にみられるように補強土壁頭部の下の凸の変形は、土の慣性力による補強材の引抜き変形によるものである。補強土壁全体にかなりの変形がみられるにもかかわらず、壊滅的な崩壊には至っていない。これらの実験事実は、崩壊という観点からは補強土壁は耐震性の大きい土構造物であることを示している。

古賀らは「適切に配置された補強材とのり面保護工の組合せを用いればのり面のある程度の残留変形はあって

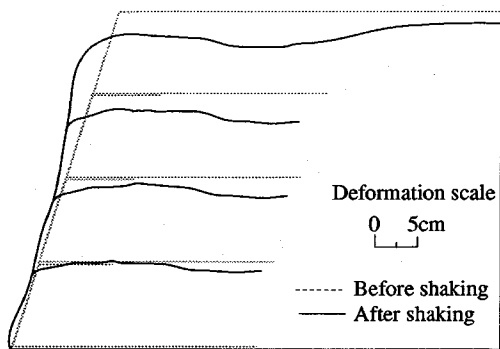


Fig.21 A typical deformation pattern of reinforced embankment model after strong shaking

Table 2 Experimental case study

	Soil materials	Facing	Slope	Number of geogrids	$\rho^1$ (g/cm <sup>3</sup> )	w (%)	Base acceleration
CASE-1	Toyoura sand	Soil-bags	1: 0.3	3	1.45	4	31→118→176 Gal
CASE-2	Toyoura sand	Paper		3	1.45	4	27→ 98→176 Gal
CASE-3	Toyoura sand	Soil-cement		3	1.48	3	24→ 98→176 Gal
CASE-4	Toyoura sand	Soil-bags		6	1.45	3	39→ 78→176 Gal
CASE-5	Toyoura sand	Soil-bags		3	1.60	10	24→86→168→180 Gal
CASE-6	Toyoura sand +10%Kaolin	Soil-bags		3	1.40	5	31→118→157 Gal

も、無補強時のような完全な崩壊を防止できる」と指摘している<sup>20)</sup>。この観点から本実験および過去の耐震実験に基づいて補強土壁の崩壊パターンを考察すると、以下のように説明できる。最初に①～③の何れかの局部破壊が発生する。

- ①のり面上部の土のうや不織布が、地震時慣性力によりやぶれて土がこぼれだす。(5章のCASE-2の実験)
- ②のり面上部の補強材が、地震時慣性力により定着破壊して土のうが落下する。(本章の4.2の予備実験)
- ③補強材定着長が短いため、引抜けまたは補強材と背面側の土の間にすべりが発生する<sup>2), 3), 6), 7)</sup>。

これらの現象が生じた結果、構造的なアンバランスを生じ、それが大きな崩壊を誘発するという、進行性破壊が発生すると考えられる。本実験結果を含めて大きな変形が発生したが崩壊には至らなかったという実験結果<sup>4), 5)</sup>も多く、円弧すべり安定計算で想定しているような補強材の引張り破壊した実験結果はほとんどみられない。したがって、補強土壁の耐震性を確保するためには、本章の4.2に述べた様に常時に対して十分な安定性を確保することに加えて、上記①～③に配慮することが必要であると考えられる。

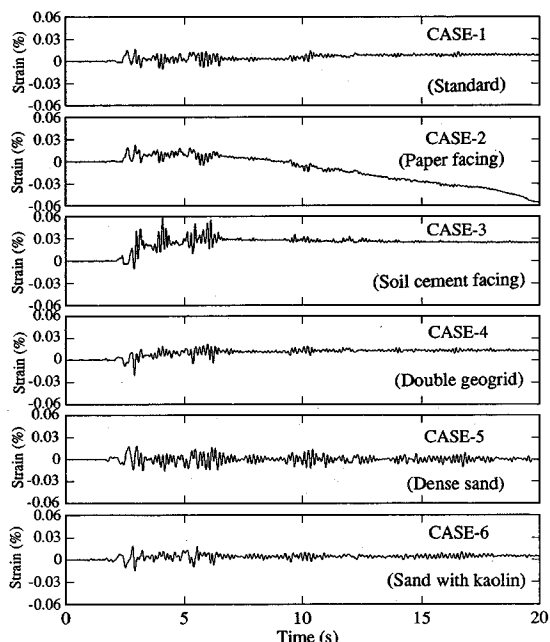


Fig.22 Time histories of observed tensile strains in geogrids at point G-11 for six test cases

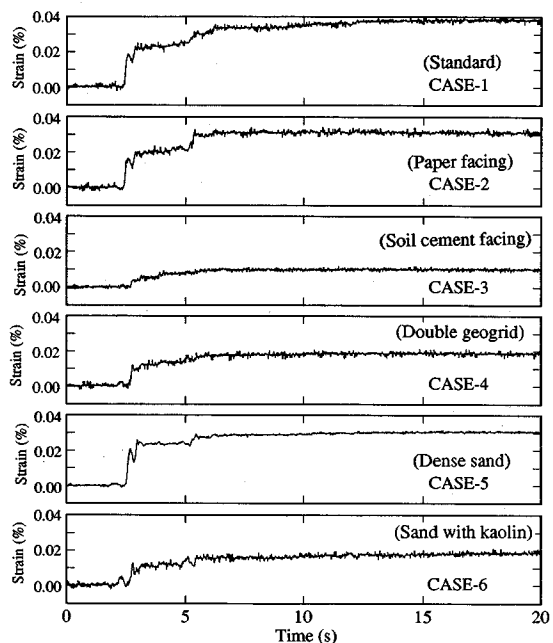


Fig.23 Time histories of observed tensile strains in geogrids at point G-32 for six test cases

## 5. 補強土壁の耐震性に関する比較実験

### (1) 実験ケース

のり面剛性・補強材の敷設ピッチ・地盤の差異の影響



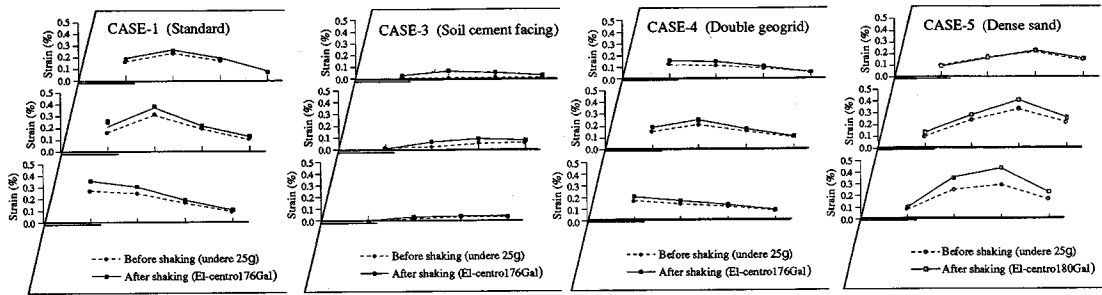


Fig.24 Distribution of observed tensile strains in geodrds for four cases at three depths

を検討するため、4章で示した補強土壁の実験 (CASE-1) を基に、Table 2 に示す比較実験を行う。

CASE-2 および 3 は、のり面の剛性の影響を検討するため行った実験で、CASE-2 は紙と補強材の巻込みでのり面を保護してのり面の剛性を小さくし、CASE-3 は厚さ 4 cm のソイルセメントに補強材を挟み込みのり面の剛性を大きくしたものである。CASE-4 は CASE-1 に対して補強材の敷設ピッチを 2 倍にした実験である。CASE-5 および 6 は地盤の違いについて検討したもので、CASE-5 は CASE-1 に対して地盤密度を大きくし、CASE-6 では豊浦砂に 10% のカオリンを混ぜた実験を行う。

## (2) 補強材ひずみ

各実験における、のり面上部 (G-11) の補強材ひずみの時刻歴を Fig.22 に示す。CASE-2 ではのり面上部の補強材ひずみが 6 秒以後低下しているが、これはのり面保護の紙が振動土圧により破れて砂がのり前面にこぼれ落ちたためである。CASE-3 は他の実験ケースに比較して加振後の残留ひずみがやや大きい、これは剛性の大きなソイルセメント壁が加振により前倒れて、その変形が残留するためである。

補強土壁内部 (G-32) の補強材ひずみの時刻歴を Fig.23 に示す。のり面内部の補強材ひずみについて、CASE-3 は CASE-1 よりも残留ひずみが小さく、ソイルセメントによりり面剛性を大きくした効果が顕著に現れている。また、CASE-1 と CASE-4 を比較すると、補強材敷設ピッチを密にすることによって残留ひずみを小さくすることができることを示している。CASE-1 と CASE-5 を比較すると、地盤密度の違いによる残留ひずみの差はあまり大きくない。CASE-1 と CASE-6 を比較すると、カオリン混じりのほうが残留ひずみは小さい。

## (3) 補強材ひずみの分布

各実験の 1 g 場から遠心加速度 25 g に上昇させた後、

および最大加振レベル後における補強材ひずみの分布を、Fig.24 に示す。CASE-2 はのり面が破壊したため、また CASE-6 は CASE-1 と概ね同じであったので省略した。実験結果を全般的にみると、上部の補強材は地震による残留ひずみは小さいが、下部の補強材は地震による残留ひずみが大きいことが分かる。CASE-3 は CASE-1 よりもかなり補強材ひずみが小さく、ソイルセメント壁によるのり面剛性の効果が現れている。また、CASE-4 は CASE-1 よりも補強材ひずみが小さく、補強材敷設ピッチを密にした効果が現れている。CASE-5 は CASE-1 に対して、地盤の密度を大きくした実験であるが、補強材ひずみの分布形状が異なっており、CASE-1 は CASE-5 よりも大きなひずみが発生している位置がのり面に近い。このことは地盤密度が大きいほどすべり線の発生する位置が盛土の奥になり、常時・地震時とも安定性が増加していることを示している。

以上の実験により、補強盛土の耐震性を確保するには、補強土壁は地盤密度が大きいほどすべり線の発生する位置が盛土の奥になり、地震時安定性が増加することが実証された。

## 6. 遠心実験の相似則チェックと実験結果の再現性

遠心模型実験は、原理的には非線形性の強い土の応力・ひずみに関する相似性を満足しているが、実際の構造物の挙動をどの程度再現できるかは相似則のチェックが必要である。相似則のチェック方法として、異なった相似比の模型間の比較から相似則の実証を行う Modelling of models という考え方がある。一般的に遠心実験で実現できる相似比は 2~3 倍程度であるため、このような方法で検討された結果をもって、何十倍かの相似比による遠心実験結果で実物の挙動を再現できていると言うことは無理がある。遠心実験が実物の再現ができると言うためには、極端な外挿でない縮尺比をもった実物との比較による相似則のチェックが必要とされるであろう。

う。

しかし、遠心実験の模型実験としての再現性やモデル化の妥当性を明らかにするうえにおいて、Modeling of modelsは有力な手段であると考えられる。補強土壁の地震時挙動を再現するためには、今回の研究に加えてさらに実物との比較およびModeling of modelsによる検討に取り組むことが重要である。

## 7. 結 論

(1) 模型実験により補強土壁の地震時挙動を再現するために必要な不飽和砂の繰返し変形特性を明らかにすることを目的として土の要素試験を行った結果、次のことが明らかになった。

- a) 細粒分の少ない不飽和砂のせん断剛性と減衰特性は、B値や飽和度の違いに依存しない。
- b) 模型地盤の飽和度が50%程度以下ならばB値は0であり、実際の補強土壁の繰返し変形特性を再現できる。

(2) 補強材の土中引抜き試験を行った結果、補強材の補強効果に関して、模型補強材と実際の補強材の間には相似性が成立していることが分かった。

(3) 模型補強材の補強効果が実物と相似であることが確かめられた遠心力場の補強土壁の振動実験において、精密なモデル化を行った実験結果から、次のことが明らかになった。

- a) 補強土壁は、崩壊に対しては耐震性の高い構造物である。
- b) 補強土壁の耐震性を確保するためには、常時の安全率よりも20%程度大きな値を確保すること、補強土壁上部におけるのり面の剛性を高めること、および補強材の定着長を十分にとることが必要である。
- c) 補強土壁の比較実験の結果、補強盛土の耐震性を確保するには、補強土壁は地盤密度が大きいほどすべり線の発生する位置が盛土の奥になり、地震時安定性が増加することが実証された。

謝 辞：本論文を作製するにあたり、清水建設（株）常任顧問 吉見吉昭博士（東京工業大学名誉教授）には御指導を頂きました。また、土木本部 技術一部課長 川崎廣貴氏には実験を実施するにあたり、貴重な御助言を頂きました。ここに、心からの謝意を表します。

## 参考文献

- 1) 建設省土木研究所：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル，1991年。
- 2) 古賀泰之，伊藤良弘，鷺田修三，島津多賀夫：傾斜地盤

上のジオテキスタイル補強盛土の耐震性，土木技術資料，Vol. 30，pp. 21-27，1988年4月。

- 3) 伊藤良弘，古賀泰之，鷺田修三，島津多賀夫：ジオテキスタイルを用いた補強盛土の耐震性について，土木学会第44回年次学術講演会，pp. 272-273，1990年10月。
- 4) 村田 修，館山 勝，龍岡文夫：短い面状補強材と剛な壁面を有する盛土の中型耐震実験，第25回土質工学研究発表会，pp. 2019-2022，1989年6月。
- 5) 館山 勝，村田 修，龍岡文夫：短い面状補強材と剛な壁面を有する盛土の大型耐震実験，第25回土質工学研究発表会，pp. 2023-2026，1989年6月。
- 6) 酒見卓也，坂口昌彦，中西 章：補強盛土の振動実験結果による地震時安定性に関する一考察，第22回土質工学研究発表会，pp. 1541-1542，1987年6月。
- 7) 坂口昌彦，中西 章，酒見卓也：ジオテキスタイルを用いた補強した盛土の振動実験，土木学会第42回年次学術講演会，pp. 890-891，1990年9月。
- 8) 坂口昌彦，中西 章，酒見卓也：ジオテキスタイルを用いた補強した盛土の振動実験（その2），土木学会第43回年次学術講演会，pp. 60-61，1991年10月。
- 9) 豊沢康男，玉手聡，末政直晃，竹村次朗，木村孟：ジオグリッドで補強した盛土斜面の地震時安定性，第36回土質工学シンポジウム斜面の安定解析と安定化工法の諸問題，（社）土質工学会，pp. 83-90，1991。
- 10) M. Sakaguchi, M. Muramatsu & K. Nagura: A discussion on reinforced embankment structures having high earthquake, *Proceedings of The International Symposium on Earth Reinforcement Practice*, Fukuoka, Japan, pp. 287-292, Balkema, 1992.
- 11) 坂口昌彦，山田清身，田中 満：補強盛土のジオテキスタイルと動的変位の関係について，土木学会第49回年次学術講演会，pp. 1638-1639，1994年9月。
- 12) 社本康広，佐藤正義，楠亀鉄男：不飽和砂の繰返し変形特性，第26回土質工学研究発表会，pp. 761-762，1990年7月。
- 13) 苗村正三，小野寺誠一，丸尾茂樹，中根淳：異なる壁面工をもった急勾配盛土の試験施工例階段上の壁面をもつ急勾配盛土の施工例，基礎工，Vol. 19, No. 11, pp. 68-75，1991。
- 14) 川崎廣貴，佐藤正義，平井孝典，関島謙蔵：FRP系ジオテキスタイルを用いた補強盛土に関する研究，清水建設研究報告，第52号，pp. 9-16，1990年10月。
- 15) 岩崎高明：階段上の壁面をもつ急勾配盛土の施工例，基礎工，Vol. 19, No. 11, pp. 75-81，1991。
- 16) 佐藤正義：遠心力場における振動台実験と地盤の動的変形特性に関する研究，土木学会論文集，No. 499, III-28, pp. 207-216，1994。
- 17) 青山憲明，平井孝典，了戒公利，小田原卓郎：ファイバーグリッドで補強した土の引抜き抵抗，第24回土質工学研究発表会，pp. 1869-1870，1989年6月。
- 18) M. Sato: A new dynamic geotechnical centrifuge and performance of shaking table tests, *Proceedings of International Conference Centrifuge 94*, Singapore, pp. 157-162, Balkema, 1994.9.
- 19) (財)土木研究センター：補強土（テールアルメ）壁工法設計・施工マニュアル，1994.8。

- 20) 古賀泰之, 福田直三: 講座ジオテキスタイルを用いた補強土工法 11. 耐震設計の考え方 (その1), (社) 土質工学会, 土と基礎, Vol. 42, pp. 71-76, 1984年1月.
- 21) S. Springman, M. Bolton, J. Sharman and S. Balachandran : Modelling and instrumentation of a geotextile in the

geotechnical centrifuge, *Proceedings of The International Symposium on Earth Reinforcement Practice*, Fukuoka, Japan, pp.167-172, Balkema, 1992.

(1995.1.9受付)

## ASEISMIC EVALUATION OF GEOGRID-REINFORCED EMBANKMENTS WITH STEEP SLOPE USING CENTRIFUGE MODELING

Masayoshi SATO, Yasuhiro SHAMOTO, Jian-Min ZHANG  
and Koshiro HAYASHI

This study provides an evaluation of the aseismic performance of geogrid-reinforced embankments with steep slope using dynamic centrifuge modeling. Laboratory tests have been conducted to investigate the cyclic deformation characteristics of unsaturated sand and the tensile strength of geogrid as the model materials. Shaking table tests on reinforced embankment models satisfying similitude requirements have been performed under a centrifuge acceleration of  $25g$  in order to examine the behavior of the models during earthquake shaking and further to evaluate their aseismic performance according to the response accelerations of the models and the tensile strains of geogrids.