

## 15.2 土工構造物の管理水準を考慮した性能設計に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 23～平 27

担当チーム：地質・地盤研究グループ（土質・振動）

研究担当者：佐々木哲也、石原雅規、梶取真一、荒木裕行

### 【要旨】

土工構造物の管理水準に応じた要求性能を考慮した性能評価手法・設計手法の提案に向け、補強土壁に関する動的遠心模型実験にベースに、入力加速度、せん断応力比、せん断ひずみの関係の定式化を試みた。対象とした遠心模型実験は、補強領域および背面地盤材料が異なるケースと補強材の長さが異なるケースである。遠心模型実験に基づいて得られた補強領域底部におけるせん断応力比の最大値は、補強土壁の安定計算に基づくせん断応力比の値とほぼ一致しており、安定計算によりすべりが生じる水平震度を評価できた。また、遠心模型実験で得られた補強領域のせん断応力比とせん断ひずみの関係は、補強領域および背面の地盤材料の強度変形特性と補強領域内に生じるすべり面の角度に影響を受けることが明らかとなった。

キーワード：補強土壁、動的遠心模型実験、安定照査、限界水平震度、せん断変形

### 1. はじめに

土工構造物においては、構造形式によっては修復が容易でないものがある。例えば、補強土壁は通常の盛土に比べて一般に耐震性に優れる一方で、修復が容易ではなく、高さが高いほど、勾配が急なほどその傾向は強まる。このような構造物においては、万一変状が生じた場合の点検方法、補修方法を考慮した設計を行うことが求められる。一方で、管理水準によっては、地震時等に機能に影響する損傷が生じても修復性に優れた構造が適している場合もあると想定される。このため、土工構造物の性能設計を行う上では、管理水準に応じて異なる要求性能を満足するか否かを、安全性、供用性、修復性の観点から設定される限界状態に対して照査する必要がある。

ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル第二回改訂版<sup>1)</sup>では、道路土工—盛土工指針<sup>2)</sup>および道路土工—擁壁工指針<sup>3)</sup>に準じて補強土壁の性能設計の枠組みが導入され、補強盛土および補強土壁の各要求性能に対する各限界状態と照査項目が例示された。しかしながら、現行の設計では既往の経験・実績を踏まえて地震動の作用に対する安定照査を行うことで所要の性能を確保しているとみなせるとされており、変形に関する具体的な照査項目・手法は示されていない。

このような背景を踏まえ、土工構造物の管理水準に応じた要求性能を確保するための限界状態を明らかにし、

要求性能水準を考慮した性能評価手法・設計手法を提案することが本研究の目的である。

過年度に実施した補強領域の変形モードの進行過程の分析では、補強土壁はせん断変形が卓越した変形モードを示し、壁面水平変位は主として補強領域のせん断ひずみに起因していること、補強領域内にすべり面が形成されると、補強材の損傷や壁面水平変位の急増が生じることが明らかとなった。一般に補強材の損傷や過大な変位の修復は困難であるため、補強領域にすべり面が形成されると、供用性や修復性が損なわれた状態となる可能性がある。したがって、供用性や修復性に関する限界状態を想定した場合、補強土壁の耐震性能評価においてはすべり面の形成以前の変形に着目した変形照査手法が重要と考えられる。

今年度は、過年度に実施されたジオテキスタイル補強土壁<sup>4)④</sup>を基本として、補強領域および背面地盤にせん断強度等の異なる地盤材料を用いた動的遠心模型実験を追加実施した。さらに、補強土壁の耐震性能評価手法の提案に向け、過年度に実施した動的遠心模型実験も踏まえて補強領域のせん断変形とせん断応力との関係に着目した整理を実施した。

## 2. 動的遠心模型実験

### 2.1 実験条件

遠心模型実験で用いた模型の概要図を図-2.1 に示す。遠心加速度はいずれも 20G であり、以降で示す数値は実大換算値である。

本報告で対象とする実験ケースの一覧を表-2.1 に示す。壁高、壁面工、主補強材および安定補助材の鉛直方向における配置ピッチなどは図-2.1 に示す模型を基本とし、補強領域および背面地盤の土質材料、主補強材の長さ、加振方法をパラメータとして設定した。

GW07、GW24、GW27、GW25 は、主補強材長さや加振パターンは同じとして補強領域および背面地盤の土質材料を変更したケースである。補強領域および背面地盤に使用した土質材料の物理・力学特性を表-2.2、排水三軸試験（供試体寸法：直径 50mm、高さ 100mm）の結果を図-2.2 に示す。いずれの地盤材料も粒度はほぼ同じであり、主として内部摩擦角が異なる砂質材料である。ガラスビーズ (GB) については、せん断強度の低い材料を模擬する目的で用いた。

GW15 および GW26 は、それぞれ GW07 および GW27 と同様の地盤材料および主補強材長さとし、後述する通り加振パターンを変更したケースである。また、GW20、GW21 および GW28 は、それぞれ GW07 および GW25 と同じ地盤材料を用いて主補強材の長さを変更したケースである。

補強領域および背面地盤は気乾状態の地盤材料を用いて表-2.1 に示す  $D_r$  となるように空中落下法により作製した。また、GW15 以外のケースでは、基礎地盤は東北硅砂 7 号を用い、相対密度  $D_r=100\%$  を目標に軽く締固めて作製した。GW15 の基礎地盤については、東北硅砂 7 号を用い、 $D_r$  を約 70% として空中落下法により作製した。

実験に用いた補強材は高密度ポリエチレン製ジオテキスタイルであり、最大引張強度は約 40kN/m である。主補強材、安定補助材ともに同じ補強材を用いた。壁面パネルはアルミ製の L 字金具で模擬し、補強材と壁面パネルは接着剤で接合した。

加振は主として 2.0Hz、20 波の正弦波を用いて最大加速度を徐々に増大させるステップ加振、あるいは初回から最大加速度を 500gal 程度とした一発加振とし、GW07 および GW28 以外は模型土槽の側面から補強領域内においてすべり面の形成が確認されるまで、最大加速度を増加させながら加振を行った。なお、GW07 の step7、GW20 の step6、GW28 の step8 においてはピーク加速

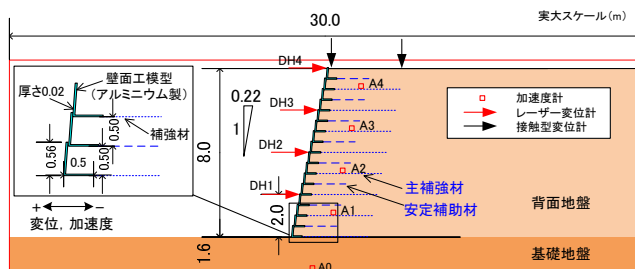


図-2.1 遠心模型の概要図

表-2.1 実験ケースの一覧

Case	基礎地盤	補強領域および背面地盤	主補強材長さ	加振方法
GW07*	東北硅砂 7 号 $D_r=100\%$	東北硅砂 7 号 $D_r=80\%$	3.1m	ステップ
GW15**	東北硅砂 7 号 $D_r=70\%$	東北硅砂 7 号 $D_r=80\%$	3.1m	一発
GW24	東北硅砂 7 号 $D_r=100\%$	ガラスビーズ (GB) $D_r=80\%$	3.1m	ステップ
GW27	東北硅砂 7 号 $D_r=100\%$	豊浦砂 $D_r=50\%$	3.1m	ステップ
GW26	東北硅砂 7 号 $D_r=100\%$	豊浦砂 $D_r=50\%$	3.1m	一発
GW25	東北硅砂 7 号 $D_r=100\%$	東北硅砂 7 号+GB $D_r=80\%$	3.1m	ステップ
GW20*	東北硅砂 7 号 $D_r=100\%$	東北硅砂 7 号 $D_r=80\%$	6.0m	ステップ
GW21*	東北硅砂 7 号 $D_r=100\%$	東北硅砂 7 号 $D_r=80\%$	2.3m	ステップ
GW28*	東北硅砂 7 号 $D_r=100\%$	東北硅砂 7 号+GB $D_r=80\%$	6.0m	ステップ

\*神戸波を用いた加振ステップを途中で挟む。

\*\*基礎地盤： $D_r=70\%$

表-2.2 補強領域および背面地盤に用いた地盤材料の材料特性

Case	$\rho_s$ ( $g/cm^3$ )	$D_r$ (%)	$e$	$D_{50}$ (mm)	$U_c$	$\phi_{peak}$ (°)	$\phi_{res}$ (°)
東北硅砂 7 号	2.635	80	0.73	0.178	1.8	43.1	38.4
ガラスビーズ (GB) (FGB, #100)	2.485	80	0.60	0.178	1.6	30.5	26.2
豊浦砂	2.643	50	0.79	0.179	1.7	36.8	35.5
東北硅砂 7 号+GB (乾燥質量比 1:1)	2.560	80	0.66	0.178	1.7	36.4	32.2

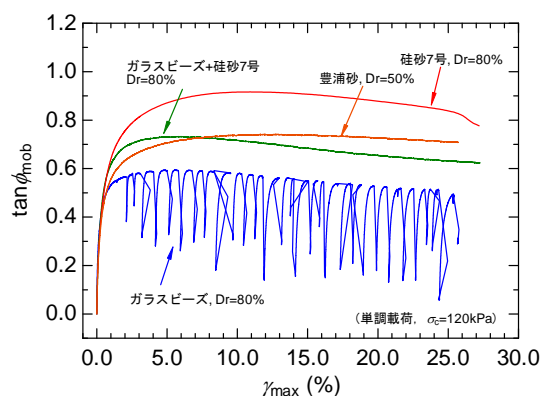


図-2.2 CD試験による  $\tan \phi_{mob}$ - $\gamma_{max}$  関係

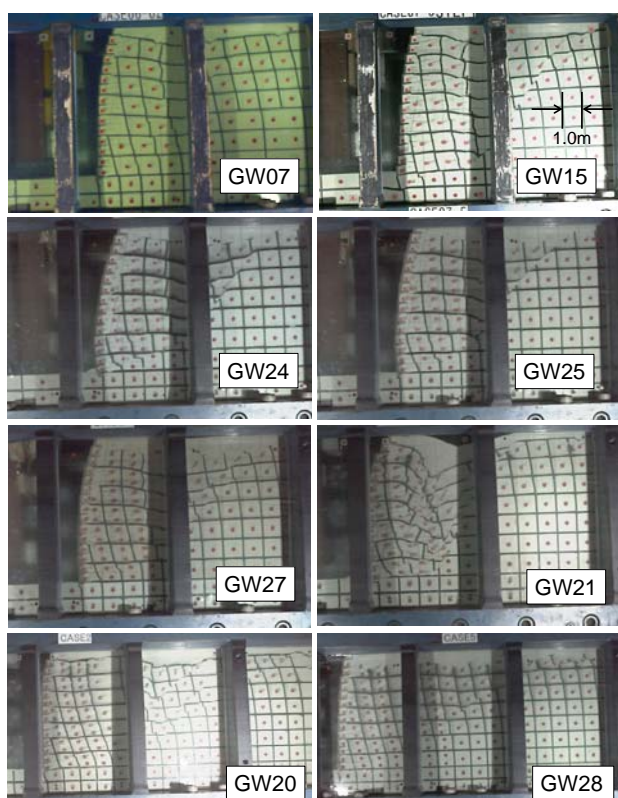


写真-2.1 実験終了後の模型状況

度を調整した JMA-kobe 波 (NS 成分) を入力した。

## 2.2 実験結果

### 2.2.1 補強領域の変形状況

各実験ケースの最終加振終了後における模型変形状況を写真-2.1 に示す。GW26 については GW27 と同様の変形状態であったことから、ここでは割愛した。模型側面の黒色標線は地着色した土質材料を用いて作製しており、水平、鉛直いずれも 1m ピッチである。

GW07 および GW28 を除くと、背面地盤および補強領域の下部において加振によるすべり面の形成が確認できる。補強領域下部におけるすべり面は、主として基礎地盤 G.L.+1.0m ないし 2.0m に設置した主補強材 (図

-2.1) の背面側端部付近から法先を結ぶような形状を示した。地盤材料等の違いによらず、補強土壁内のすべり面は概ね 2 本の直線状に近似できるといえる。

GW15 については壁面工下部で支持力破壊が生じているが、これはこのケースのみ基礎地盤の密度が小さかったことに起因すると考えられる。GW07 については最終加振終了後においても補強領域内にすべり面を確認できていないが、さらに大きい加振レベルでの加振を行えばすべり面が形成された可能性は高い。また、GW28 については、すべり面の形成を土槽側面から確認することはできなかった。

### 2.2.2 応答加速度および壁面水平変位の関係

実験時に計測された入力加速度、応答加速度、壁面水平変位の関係を図-2.3 および図-2.4 に示す。A<sub>0</sub> および A<sub>4</sub> の計測位置は図-2.1 に示す通りであり、ここでは正弦波の加振結果のみを整理対象とした。また、壁面水平変位は DH1 から DH4 (図-2.1) で計測された各加振ステップ後での累積残留水平変位の最大値である。

いずれのケースも小さな加振レベルでは応答加速度は入力加速度と同程度あるいはやや増幅傾向にあるが、土槽側面からすべり面が確認された加振ステップ (白抜き矢印) では応答加速度は頭打ちとなった (図-2.3、図-2.4)。補強領域の応答加速度が頭打ちになる加速度 (以降では、降伏震度と記す) は、地盤材料の違いおよび主補強材長さの違いにより明確な違いが確認できる。GW15 では Step2 において補強領域内のすべりと同時に壁面工下部付近での基礎地盤の支持力破壊が生じたほか、GW07 や GW28 では土槽側面からすべり面の形成を観察できていないものの、少なくともこれらの以外のケースは補強領域内のすべり破壊がクリティカルであったと考えられる。

地盤材料は同じで加振方法が異なる GW07 と GW15、GW26 と GW27 について比較すると、一発加振の結果はステップ加振の結果上にそれぞれプロットされている (図-2.3)。このことから、ステップ加振による加振履歴が補強土壁の降伏震度や壁面水平変位に与える影響は小さいと考えられる。

### 2.2.3 壁面水平変位と天端沈下量の関係

加振によって生じた壁面水平変位の累積値最大値と天端沈下量の累積値の関係を図-2.5 示す。天端沈下量は補強領域の天端において最も大きな沈下が生じた補強材の背面側端部付近で計測を行った。

全体的な傾向として、天端沈下量と水平変位量は同程度である。変位量が大きくなると天端沈下量と水平変位

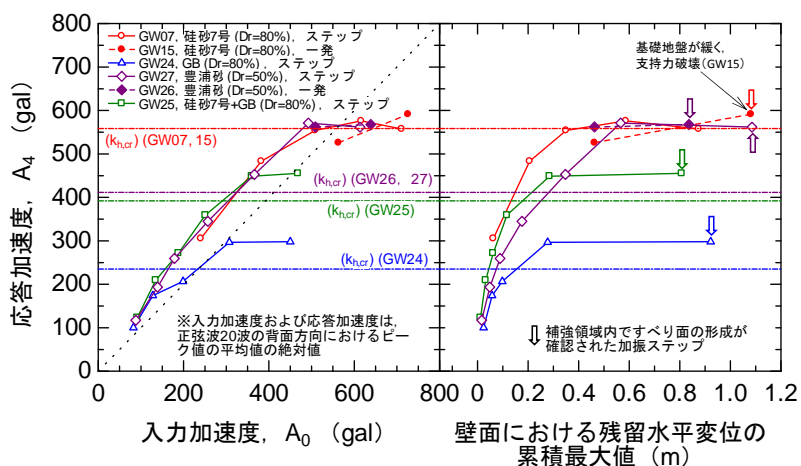


図-2.3 入力加速度、応答加速度および壁面水平変位の関係（補強領域および背面地盤の材料の違い）

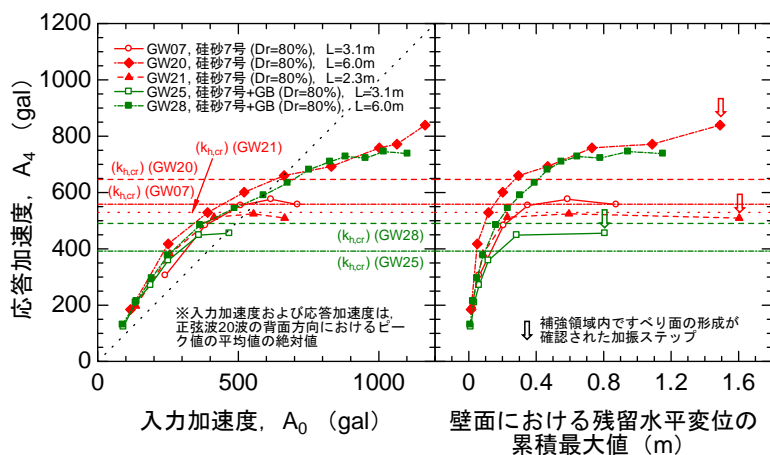


図-2.4 入力加速度、応答加速度および壁面水平変位の関係（主補強材長さの違い）

量の乖離が大きくなるものの、天端沈下量は水平変位量以下である。基礎地盤の支持力破壊が生じた GW15 や、補強材の長さの長い GW28 では天端沈下量より水平変位の方が大きくなる傾向があるが、水平変位量が 0.5m 程度以下（壁高に対して 6%程度）であれば水平変位量と天端沈下量は同程度の値を示す。

天端沈下量は土工構造物の供用性と密接に関連する値であるが、天端沈下量は壁面水平変位と相関があることから、変形照査においては壁面水平変位量を指標として使用することは妥当と考えられる。

### 2.2.4 主補強材の伸張ひずみ分布

主補強材の上面および下面に貼りつけたひずみゲージにより、補強材に生じる伸張ひずみを計測した。ここでは、GW28 以外は補強領域内におけるすべり面の形成を土槽側面から確認した加振ステップ、GW28 については最終加振ステップを対象として、各加振ステップ中に生じた伸張ひずみの最大値を整理した。各ケースにおける伸張ひずみの分布を図-2.6 に示す。なお、GW07 および

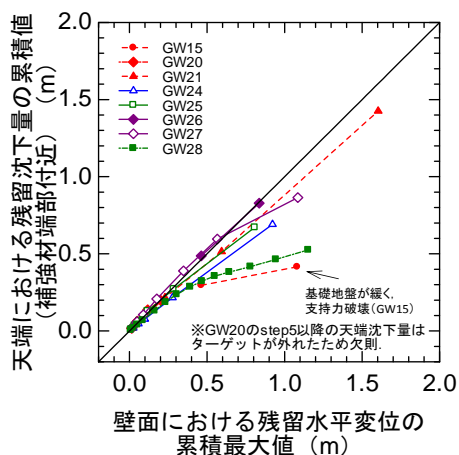
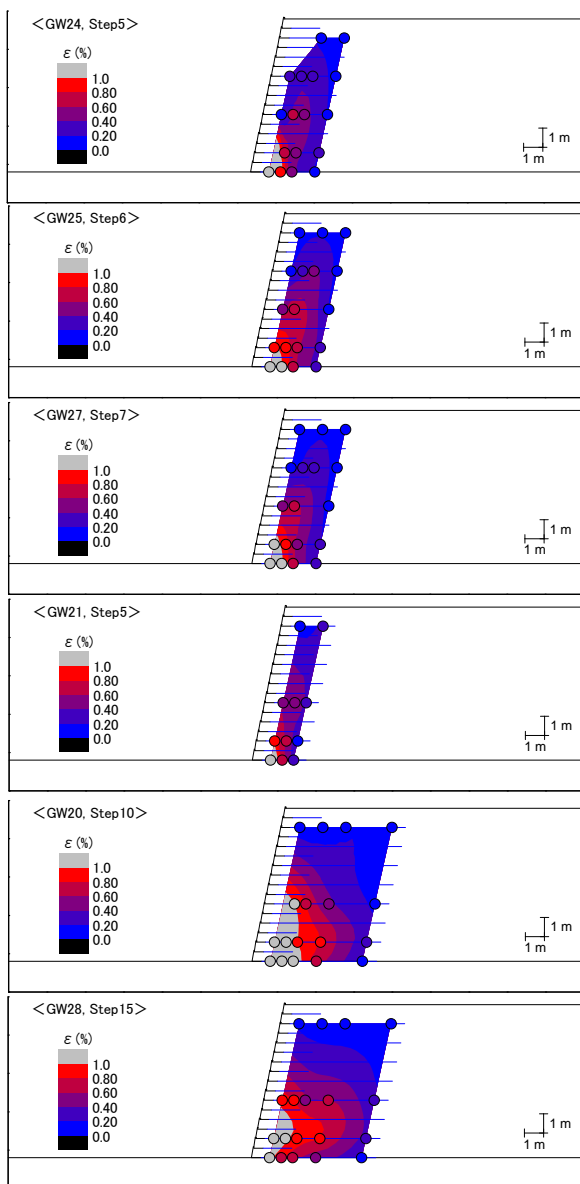


図-2.5 水平変位量と天端沈下量の関係

GW15 については十分な水準で計測できておらず、本整理からは除外した。なお、図-2.6 に示しているのは補強材に生じた伸張ひずみであり、補強材に挟まれた土部分のひずみではないことに留意されたい。



※補強材に生じたひずみの計測は○印をつけた箇所を実施

図-2.6 補強材に生じた伸張ひずみの分布

補強領域および背面地盤の材料が異なる GW24、GW25、GW27、補強材長さが短い GW21 の伸張ひずみ分布からは、G.L.に設置した補強材の壁面工に近い箇所伸張ひずみが大きく生じていることがわかる。また、補強材長さの長い GW20、GW28 では、G.L.の補強材に加えて G.L.+1.0m の補強材においても伸張ひずみの増大が確認できる。

以上の結果を踏まえると、いずれのケースにおいても G.L.に設置した補強材の法先付近には大きな力が加わっており、これは加振による補強領域の変形に起因するとみられる。補強領域下部におけるすべり面は G.L.+1.0m ないし 2.0m に設置した主補強材の背面側端部付近から

法先を結ぶような形状を示していることから(写真-2.1)、法先付近における伸張ひずみの増大は、すべり面の形成に対して補強材が抵抗した結果と考えられる。写真-2.1によると、G.L.に設置した主補強材はすべり面により分断されていないが、当該補強材の壁面工にはすべり面よりも上部のすべり土塊の土圧が作用していると考えられ、壁面工を通じて土塊のすべりに対する抵抗を發揮したものと考えられる。

GW28 は補強領域内におけるすべり面を土槽側面から確認することはできなかったが、最終加振時の伸張ひずみ分布はすべり面が形成された GW20 と類似した状態となっている。土槽側面から補強領域内のすべり面を確認することはできなかったものの、補強土壁内部では GW20 と同様にひずみの局所化が進んでいたと推測される。

### 3. 補強領域下部に作用するせん断応力の検討

#### 3.1 遠心模型の滑動に関する外的安定性の検討

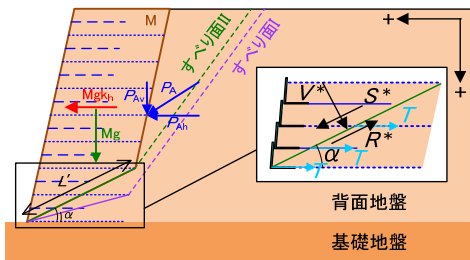
対象とした遠心模型実験においては、補強領域におけるすべり破壊がクリティカルであったと考えられる。そこで、遠心模型実験で確認されたすべり面の形状を考慮して図-3.1 に示すようにすべり面を直線で想定し、すべり面 I および II での滑動に関する安定性について検討した。なお、本稿で示す安定計算手法および限界水平震度、 $k_{h,cr}$  は現行マニュアル<sup>1)</sup>で示される手法とは異なる。

滑動力としては補強領域に作用する慣性力と主働土圧を考慮し、主働土圧については常時土圧および地震時土圧(修正物部・岡部法)の2パターンを考慮した。主働土圧が作用する補強領域背面における摩擦角は背面地盤材料の $\phi_{res}$ 、補強領域底部のすべり面における摩擦角は背面地盤材料の $\phi_{peak}$ とした。実験では基礎地盤 G.L.に設置した補強材で顕著な伸張ひずみが確認されたことから、本検討ではすべり面と交わる全補強材と安定補助材、および G.L.に設置した補強材が滑動に対して抵抗するものとした。補強材に生じる張力、 $T$ は、引抜き抵抗力<sup>1)</sup>あるいは引張強度(40kN/m)のいずれか小さい方を用いた。滑動安全  $F_s$  は次式で求めた。

$$F_s = \frac{R^*}{S^*} = \frac{cL' + V^* \tan \phi_{peak} + (\cos \alpha + \sin \alpha \tan \phi_{peak}) \sum T}{(Mg + P_{Av}) \cos \alpha + (Mgk_h + P_{Ah}) \cos \alpha}$$

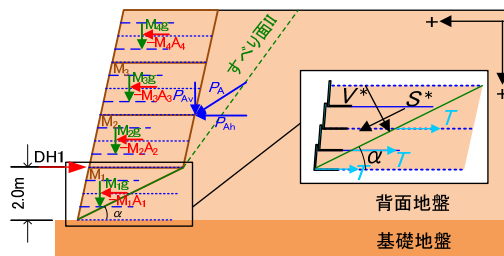
$$V^* = (Mg + P_{Av}) \cos \alpha - (Mgk_h + P_{Ah}) \sin \alpha \quad \text{式(1)}$$

ここで、 $c$  は補強領域および背面地盤の土質材料の粘着



$P_A$ :主働土圧  
 $L'$ :補強領域底部のすべり面長  
 $T$ :補強材に生じる張力  
 $Mg$ :補強領域の重量  
 $-MA$ :補強領域に作用する慣性力  
 $k_h$ :水平震度  
 $\alpha$ :補強領域下部のすべり面の角度  
 $S^*$ :補強領域下部のすべり面に対する水平・鉛直力  
 $V^*$ :補強領域下部のすべり面に対する滑動抵抗力

図-3.1 滑動に関する安定計算の概要図



$P_A$ :主働土圧  
 $L'$ :補強領域底部のすべり面長  
 $T$ :補強材に生じる張力  
 $Mg$ :補強領域の重量  
 $-MA$ :補強領域に作用する慣性力  
 $\alpha$ :補強領域下部のすべり面の角度  
 $S^*$ :補強領域下部のすべり面に対する水平・鉛直力

図-3.2 せん断応力比の計算に関する概要図

表-3.1 実験ケースの一覧および安定計算結果

Case	補強領域および背面地盤	滑動 $k_{hcr}$ (地震時土圧)		滑動 $k_{hcr}$ (常時土圧)	
		すべり面 I	すべり面 II	すべり面 I	すべり面 II
		GW07 GW15 ( $D_r=80\%$ )	0.48	<u>0.40</u>	0.66
GW24 (GB) ( $D_r=80\%$ )	0.14	<u>0.14</u>	0.23	<u>0.21</u>	
GW25 +GB ( $D_r=80\%$ )	0.28	<u>0.25</u>	0.44	<u>0.37</u>	
GW26 GW27 ( $D_r=50\%$ )	0.33	<u>0.30</u>	0.48	<u>0.41</u>	
GW20 ( $D_r=80\%$ )	0.59	<u>0.55</u>	0.70	<u>0.65</u>	
GW21 ( $D_r=80\%$ )	0.40	<u>0.35</u>	0.60	<u>0.51</u>	
GW28 +GB ( $D_r=80\%$ )	0.40	<u>0.39</u>	0.52	<u>0.49</u>	

※各ケースにおいて、下線を付した値を  $k_{hcr}$  として採用。  
 ※基礎地盤については考慮していない。

力であり、本検討では0である。その他のパラメータについては図-3.1に示す通りである。

本検討では、すべり面IおよびIIで式(1)による滑動安全率  $F_s$  が1.0となる水平震度  $k_h$  のうち、いずれか小さい方を  $k_{hcr}$  とした。

計算結果を表-3.1に示すが、いずれのケースでもすべり面IIでの計算結果が  $k_{hcr}$  となった。また、地震時土圧を考慮した場合より常時土圧を考慮した場合の方が  $k_{hcr}$

は大きい値を示した。

常時土圧に基づいて求めた  $k_{hcr}$  に重力加速度を乗じた値を図-2.3および図-2.4に併せて示したが、各ケースの降伏震度とよく対応している。壁面が主働方向へ変位する場合、加振レベルが大きいと補強領域背面で計測された土圧が低下に転じる挙動も確認されている<sup>9)</sup>ことから、滑動力は主として慣性力によると考えられる。安定計算では慣性力と土圧を主働方向に同時に作用させるため、地震時土圧を考慮した計算では土圧を実際よりも大きく見積り、結果として  $k_{hcr}$  が小さく算定されたと考えられる。

### 3.2 補強領域下部におけるせん断応力比—ひずみ関係

遠心模型実験を対象とした外的安定性に関する安定計算では、いずれのケースもすべり面IIの安全率が小さいという結果が得られた(表-3.1)。この結果に基づき、遠心模型実験において、補強領域内のすべり面IIに対して生じていたと考えられるせん断応力比、 $S^*/V^*$ の計算を行う。

$S^*/V^*$ の計算においては、図-3.2に示すように補強領域に作用する慣性力と主働土圧を考慮した。慣性力は補強領域を4ブロックに分割し、各ブロックで計測した加速度時刻歴と自重を基に計算した。主働土圧は応答加速度の時刻歴を用い、修正物部・岡部法により地震時土圧を計算した。ただし、補強領域での応答加速度が背面方向に生じ、慣性力が主働方向に作用する時の土圧は常時土圧とした。 $S^*/V^*$ の計算は式(2)により計算した。

$$\left(\frac{S^*}{V^*}\right) = \frac{(Mg + P_{Av}) \sin \alpha + (\sum (-MA) + P_{Ah}) \cos \alpha}{(Mg + P_{Av}) \cos \alpha - (\sum (-MA) + P_{Ah}) \sin \alpha} \quad \text{式(2)}$$

また、DH1(図-3.2)で得られた水平変位を初期設置高さ(2.0m)で除することで、すべり面付近の平均的な

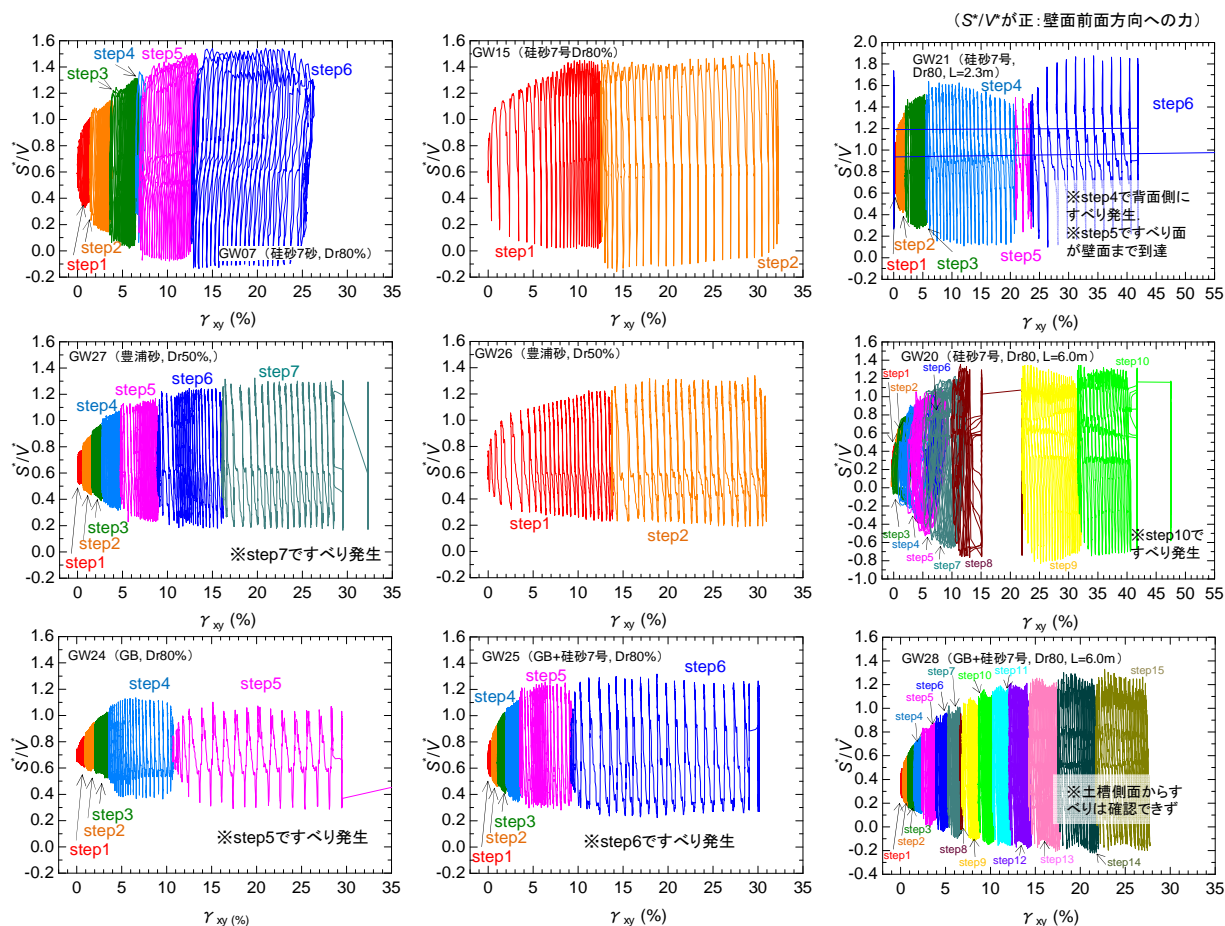


図-3.3 遠心模型実験で得られた  $S^*/V^* - \gamma_{xy}$  関係

せん断ひずみ  $\gamma_{xy}$  を得、 $S^*/V^*$  と  $\gamma_{xy}$  の関係を求めた。得られた  $S^*/V^* - \gamma_{xy}$  関係を図-3.3 に示す。 $S^*/V^*$  が正を示す場合、壁面前面方向（主働方向）への力が作用していることを示す。ケースによっては不明確なものもあるが、加振によって  $S^*/V^*$  が正方向に増大した時に  $\gamma_{xy}$  も増大する傾向が概ね認められる。つまり、せん断変形は加振により主働方向への力が载荷された時に進行しており、 $S^*/V^*$  の主働方向におけるピーク値の包絡線を用いることでせん断変形とせん断ひずみの関係を整理することが可能と考えられる。

そこで、各加振ステップでの  $S^*/V^*$  の最大値と  $\gamma_{xy}$  の残留値に基づき、 $S^*/V^* - \gamma_{xy}$  関係の主働方向における包絡線を得た。図-3.4 および図-3.5 には、 $S^*/V^* - \gamma_{xy}$  関係と合わせて、入力加速度  $A_0$  と  $S^*/V^*$  の関係も併せて示す。なお、図-3.4 および図-3.5 の整理においては、正弦波を用いた加振ステップの結果を抽出して用いた。

まず、 $A_0 - S^*/V^*$  の関係に着目すると、補強領域および背面の地盤材料が異なるケース（図-3.4）においては、 $A_0 - S^*/V^*$  の関係は比較的類似している。一方で、補強領

域および背面の地盤材料は同じとして補強材長さが異なるケース（図-3.5）では、主補強材の長さの違いにより  $A_0 - S^*/V^*$  に明確な違いが認められる。この違いは、想定されるすべり面の角度の違いによる初期せん断の違いに起因すると考えられ、 $A_0 - S^*/V^*$  の関係に及ぼす内部摩擦角や単位体積重量、応答加速度の影響は比較的小さいものと考えられる。

次に、 $S^*/V^* - \gamma_{xy}$  関係に着目する。補強領域および背面の地盤材料の違いにより補強土壁の  $S^*/V^* - \gamma_{xy}$  関係は変化しており、その形状は排水三軸試験で得られた  $\tan \phi_{mob} - \gamma_{max}$  関係（図-2.2）と定性的に近い（図-3.4）。また、加振パターンが異なる GW07 と 15、GW26 と 27 に着目すると、各々の  $S^*/V^* - \gamma_{xy}$  関係はほぼ重なっており、加振パターンの影響は小さいものと考えられる。

一方で、主補強材の長さが違うケースでは、 $S^*/V^* - \gamma_{xy}$  関係は明確な違いが認められる（図-3.5）。これは、前述した通り想定されるすべり面の角度の違いに起因すると考えられる。なお、本遠心実験では想定されるすべり面の角度は補強材の長さにより変化したが、すべり面の角

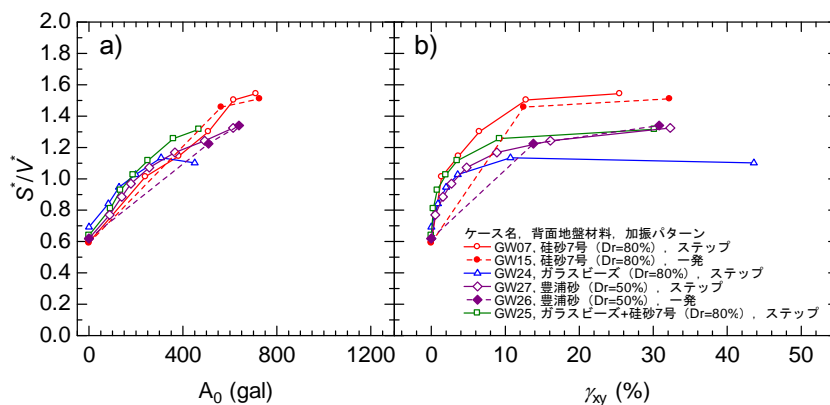


図-3.4 背面材料が異なる場合の a)  $S/V-A_0$  関係および b)  $S/V-\gamma_{xy}$  関係

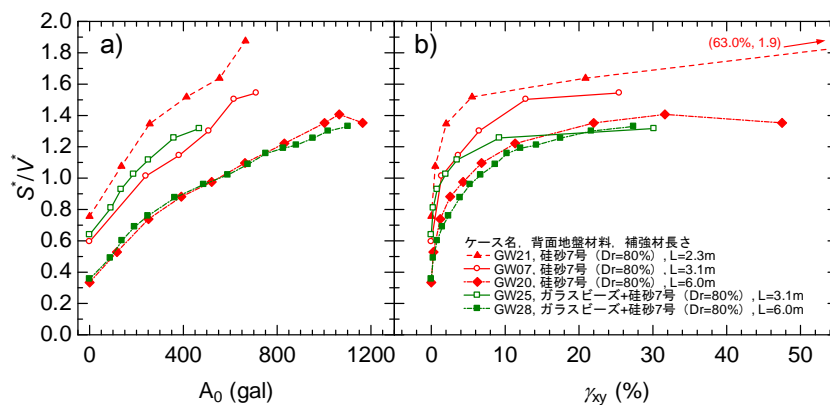


図-3.5 補強材長さが異なる場合の a)  $S/V-A_0$  関係および b)  $S/V-\gamma_{xy}$  関係

度を定める上では式(1)の通り補強材の長さだけでなく引張強度も影響を及ぼすことに留意する必要がある。

以上より、補強領域下部における  $S/V-\gamma_{xy}$  関係は、補強領域および背面の地盤材料のせん断特性と想定されるすべり面角度の影響を大きく受けると考えられる。

### 3.3 すべり面におけるせん断強度の評価

図-3.3 に示す通り、すべり破壊が認められたのは  $S/V$  が最大値を示す加振ステップである。つまり、図-3.4 および図-3.5 で示した各ケースにおける  $S/V$  の最大値は、すべり面に沿ったせん断強度に関する値であると考えられ、滑動に関する安定計算結果と関連付けられる可能性がある。

そこで、常時土圧を用いた安定計算で得られた  $k_{h,cr}$  (表-3.1) を載荷した時のせん断応力比  $(S/V)_{kh,cr}$  を式(3)により求め、実験で得られた  $S/V$  の最大値との比較を行う。

$$\left(\frac{S^*}{V^*}\right)_{kh,cr} = \frac{(Mg + P_{Av}) \sin \alpha + (Mgk_{h,cr} + P_{Ah}) \cos \alpha}{(Mg + P_{Av}) \cos \alpha - (Mgk_{h,cr} + P_{Ah}) \sin \alpha} \quad \text{式(3)}$$

計算結果を図-3.6 に示す。安定計算に基づく  $(S/V)_{kh,cr}$  と遠心実験で得られた  $S/V$  の最大値とを比較すると、よく一致している。補強材の長さが 6.0m の GW20 および

GW28 については、遠心実験で得られた  $S/V$  の最大値の方がやや大きい値を示しているものの、 $(S/V)_{kh,cr}$  は補強領域内のすべり面に沿ったせん断強度に関する指標として妥当と考えられる。

ただし、以上で議論してきた  $S/V$  の算定では、補強材に生じる張力  $T$  を考慮していないことに留意する必要がある。張力の影響を考慮すると、張力による拘束圧の増加および滑動抵抗が見込めるため、土部分に作用するせん断応力比は式(4)あるいは式(5)で計算される  $S^{**}/V^{**}$  あるいは  $(S^{**}/V^{**})_{kh,cr}$  となる。

$$\left(\frac{S^{**}}{V^{**}}\right)_{kh,cr} = \frac{\left(\frac{S^*}{V^*}\right)_{kh,cr} - \sum T/V^* \cos \alpha}{1 + \sum T/V^* \sin \alpha} \quad \text{式(4)}$$

$$\left(\frac{S^{**}}{V^{**}}\right) = \frac{\left(\frac{S^*}{V^*}\right) - \sum T/V^* \cos \alpha}{1 + \sum T/V^* \sin \alpha} \quad \text{式(5)}$$

加振によって補強材に生じる張力は徐々に大きくなると考えられるが、各補強材に生じた張力は全遠心模型実験で十分把握できているわけではない。そこで、参考として  $S/V$  が最大値を示す時および  $(S/V)_{kh,cr}$  の時に、すべり面と交わる全ての補強材が引張強度である 40kN/m



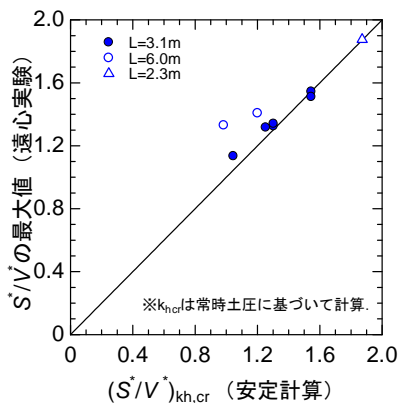


図-3.6 安定計算と遠心実験におけるせん断応力比の比較 ( $S^*/V^*$ と $(S^*/V^*)_{kh,cr}$ )

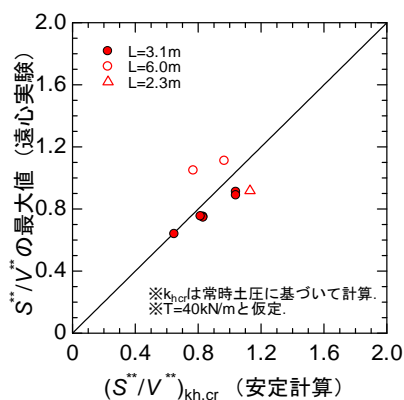


図-3.7 安定計算と遠心実験におけるせん断応力比の比較 ( $S^{**}/V^{**}$ と $(S^{**}/V^{**})_{kh,cr}$ )

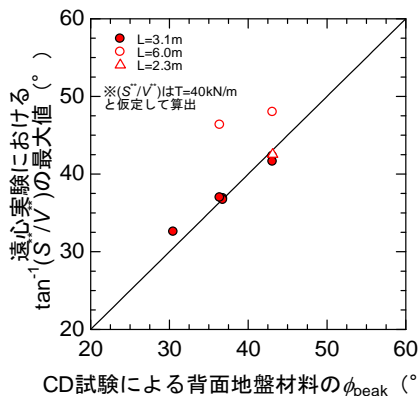


図-3.8 補強領域および背面の地盤材料の内部摩擦角と遠心実験におけるせん断応力比から求めた  $\tan^{-1}(S^{**}/V^{**})$  の比較

の張力を示していると仮定し、 $S^{**}/V^{**}$ と $(S^{**}/V^{**})_{kh,cr}$ を求めた。図-3.7に示す通り、張力を考慮することで $S^{**}/V^{**}$ および $(S^{**}/V^{**})_{kh,cr}$ の値は図-3.6に示す $S^*/V^*$ および $(S^*/V^*)_{kh,cr}$ よりも小さくなる。 $S^{**}/V^{**}$ と $(S^{**}/V^{**})_{kh,cr}$ の値は概ね同程度であるが、図-3.6に示す $S^*/V^*$ および $(S^*/V^*)_{kh,cr}$ よりもやや乖離があり、例えば主強材長さが短

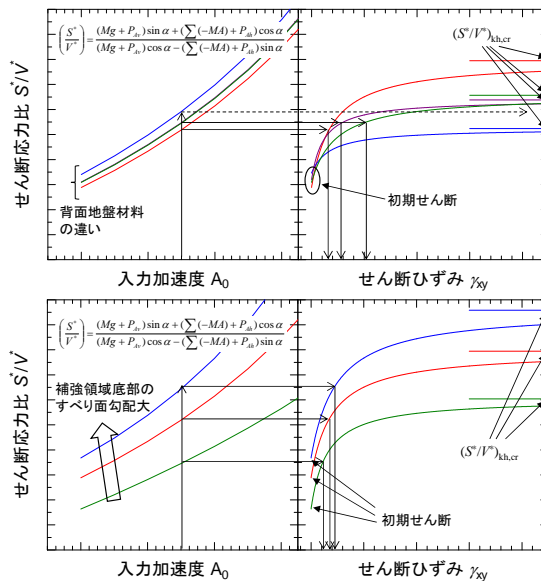


図-3.9 補強土壁のせん断変形量評価の模式図

いGW21では遠心実験で得られた $S^{**}/V^{**}$ の方がやや小さい値を示した。この原因としては、遠心実験で実際に生じていた張力が仮定した張力よりも小さかった可能性がある。

遠心模型実験で得られた $S^{**}/V^{**}$ の最大値に基づいて $\tan^{-1}(S^{**}/V^{**})$ を求め、各遠心実験で用いた補強領域および背面の地盤材料の $\phi_{peak}$ と比較した結果を図-3.8に示す。主補強材長さが6.0mのケースを除くと、 $\tan^{-1}(S^{**}/V^{**})$ は背面土の排水三軸試験で得られた $\phi_{peak}$ とほぼ一致している。すなわち、補強材に起因する滑動抵抗分を差し引くと、補強領域のすべり抵抗は補強領域および背面の地盤材料のせん断抵抗に起因しているといえる。一方、主補強材長さが6.0mのケースにおいては遠心模型実験で得られた $\tan^{-1}(S^{**}/V^{**})$ は補強領域および背面の地盤材料の $\phi_{peak}$ よりも大きい。これらのケースのように補強領域が十分に確保されている補強土壁では、補強材による補強効果の程度が増大している可能性がある。

### 3.4 補強領域のせん断変形の評価手法に関する検討

以上の検討を踏まえ、補強領域のせん断変形の評価手法に関して検討する。

補強材の強度は想定すべり面の決定のみに寄与するものとし、ここでは $S^*/V^*$ を用いた検討を加える。模式図を図-3.9に示す。補強領域の応答加速度が入力加速度と同じであると仮定すると、ある入力加速度に対する $S^*/V^*$ は式(2)により算出できる。これに対して、補強領域および背面地盤の土質材料のせん断特性およびすべり面の傾斜角に基づき設定した $S^*/V^*-\gamma_{sy}$ 関係を適用すれば、補

強領域底部における $\gamma_{xy}$ を評価することができる。 $S^*/V^* - \gamma_{xy}$ 関係の最大値は、滑動に関する安定計算結果 $k_{h,cr}$ と式(3)により求めた $(S^*/V^*)_{k_{h,cr}}$ を設定することができ、 $\gamma_{xy}=0$ における $S^*/V^*$ の値は想定すべり面における初期せん断応力比となる。 $S^*/V^* - \gamma_{xy}$ 関係は主として補強領域および背面の地盤材料のせん断特性を踏まえて推定することになるが、具体的な推定手法については検討の余地が残されている。

#### 4. まとめ

分割壁を有するジオテキスタイル補強土壁に関して、補強領域および背面の地盤材料と補強領域の寸法に着目した動的遠心模型実験を実施した。そして、補強土壁の耐震性評価手法を想定し、補強土壁の変形において支配的となる要因の分析を行った。

- 補強土壁が終局状態に近づくと、補強領域背面の主働楔および補強領域下部のすべり面の2直線状にすべり面が形成される。
- 天端沈下量は壁面水平変位とほぼ同じ、あるいは壁面水平変位よりもやや小さい値を示すことから、変形照査においては壁面水平変位量を天端沈下量の指標として使用可能と考えられる。
- 遠心実験においては補強領域の滑動変形に対して法尻付近の補強材で顕著な伸張変形が認められた。この補強材の抵抗を見込んだ滑動に関する安定計算で得られた限界水平震度は、遠心実験において応答加速度が頭打ちになった入力加速度とよく対応した。
- 補強領域下部におけるせん断応力比とせん断ひずみの関係は、補強領域および背面の地盤材料と

想定すべり面の角度に影響を受ける。

- 遠心模型実験で得られた補強領域下部におけるせん断応力比の最大値は、滑動に関する安定計算で求められるせん断強度と一致した。本検討で実施した安定計算により、すべりが生じる水平震度を評価可能である。
- 補強領域のせん断変形の評価手法においては、補強領域下部におけるせん断応力比とせん断ひずみの関係を活用可能と考えられるが、具体的な手法については検討の必要がある。

#### 参考文献

- 1) (財)土木研究センター：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 改訂版、2000。
- 2) (社)日本道路協会：道路土工—擁壁工指針（平成24年度版）、2012。
- 3) (社)日本道路協会：道路土工—盛土工指針（平成24年度版）、2012。
- 4) 榎本忠夫、中島進、佐々木：分割型壁面のジオテキスタイル補強土壁に関する動的遠心模型実験（その1 実験条件および遠心力載荷時の安定性）、第25回ジオシンセティックスシンポジウム、2010。
- 5) 中島進、榎本忠夫、佐々木哲也：分割型壁面のジオテキスタイル補強土壁に関する動的遠心模型実験（その2 地震時挙動と変形特性）、第25回ジオシンセティックスシンポジウム、2010。
- 6) 佐々木哲也、中島進、榎本忠夫：分割型壁面のジオテキスタイル補強土壁に関する動的遠心模型実験（その3 補強土壁の崩壊メカニズム）、第25回ジオシンセティックスシンポジウム、2010。

## A STUDY ON PERFORMANCE-BASED DESIGN OF SOIL STRUCTURES IN CONSIDERATION OF MAINTENANCE LEVELS

**Budgeted** : Grants for operating expenses

General account

**Research Period** : FY2011-2015

**Research Team** : Geology and Geotechnical Engineering  
Research Group ( Soil Mechanics and  
Dynamics )

**Author** : SASAKI Tetsuya

ISHIHARA Masanori

KAJITORI Shinichi

ARAKI Hiroyuki

**Abstract** : Seismic performance evaluation of segmental geosynthetics reinforced soil retaining walls (GRS walls) was discussed based on the results of dynamic centrifuge model tests. It was found that primary deformation mode of GRS walls was shear deformation; the critical failure mode of the GRS walls was slip failure at the bottom of reinforced area predominantly; the deformation of GRS walls induced by seismic force was affected by the length and strength of the geosynthetics materials and the mechanical properties of the back fill materials. In addition, the estimation method of residual displacement of GRS walls was discussed based on the relationships between a shear stress ratio and shear strain on slip surfaces. The shear strength on the slip surface was estimated successfully based on the result of stability analysis of the slip failure in the reinforced area.

**Key words**: reinforced earth retaining wall, dynamic centrifuge model test, stability analysis, lateral force coefficient, shear deformation