

# ジオシンセティックス補強土壁における 補強材の張力伝達特性に及ぼす伸び剛性の影響

西村 淳<sup>1</sup>・兵動正幸<sup>2</sup>・中田幸男<sup>3</sup>・村田秀一<sup>4</sup>・小浪岳治<sup>5</sup>・松岡英明<sup>6</sup>

<sup>1</sup>正会員 工修 三井石化産資(株) 土木資材事業部 (〒113-0034 東京都文京区湯島三丁目39-10)

<sup>2</sup>正会員 工博 山口大学教授 工学部社会建設工学科 (〒755-0031 山口県宇部市常盤台2557)

<sup>3</sup>正会員 工博 山口大学助手 工学部社会建設学科

<sup>4</sup>フェロー会員 工博 山口大学教授 工学部社会建設学科

<sup>5</sup>正会員 工修 岡三興業(株) 開発事業部 (〒105-0012 東京都港区芝大門二丁目5-5)

<sup>6</sup>正会員 工修 第一復建(株) 設計一部 (〒812-0016 福岡県福岡市博多区博多駅南三丁目5-28)

ジオシンセティックスを用いた補強土壁が土留め構造物として広く利用されつつある中、本構造が地盤変形に追従しうる柔構造物であるとの特徴があるゆえに、変形を考慮した補強メカニズムの解明が望まれている。そこで、小型の可動型擁壁装置を作成し、伸び剛性の異なる3種の補強材および2種の裏込め試料を用いた一連の実験を行った。本研究において、無補強時との挙動比較および補強材に発生する張力の伝達状況や張力の分布形状を把握し、ジオシンセティックス補強土壁の変形挙動と安定性の関係に対する補強材の伸び剛性の影響について明らかにした。

**Key Words :** reinforced soil wall, geosynthetics, tensile stiffness, active earth pressure, wall displacement, tensile stress distribution

## 1. まえがき

補強土壁は重力式・L型擁壁などの土留め構造と比較して、壁体構造が容易であることや、地盤変形に対する追従性にも優れているとの理由で近年普及の度合いが高い。その反面、柔構造物であるとの認識から壁面変位に関して、理論的な検討が加えられなければならないが、現行の極限釣り合い法に立脚した設計法<sup>1), 2)</sup>においては、許容値を設けている場合はあるものの、その評価手法は未だ確立されていないのが現状である。

本来、ジオシンセティックス補強土壁を含む補強土工法の基本原理は、地盤・土塊の変形に伴って、土と補強材間の摩擦等を介して伝達された受働的な補強材に発生する引張り力が抵抗力となって、土構造物の安定化を図るものである。したがって、補強土構造物の設計においても、補強材の破断強度に基づく検討とともに、構造物の供用性に応じた「変位・変形」に対する評価を行っていくことが重要となる。

著者らのこれまでの実験から補強土壁の変形挙動と安定性の関係については、補強材の伸び剛性が強

く影響していることが調べられている<sup>3), 4), 5), 6), 7)</sup>。また、Jewellら<sup>8), 9), 10)</sup>の報告では、ジオシンセティックスを対象とした伸び剛性の小さい補強材に限った補強土のメカニズムについて論じられているものの、実験を伴ったものではない。

そこで本研究においては、小型の可動型擁壁装置を用い、コンクリート製パネルに帯状ジオシンセティックスを補強材として連結、一段ごとに積み上げる方式のジオシンセティックス補強土壁を対象構造物とし、補強材の伸び剛性に特に着目して実験を行った。なお、本報告における一連の実験は、その一段すなわちコンクリートパネル一枚分に相当する部分をモデル化して検討を行っており、研究の第一段階とした。

実験は、まず無補強時の擁壁の変形挙動と土圧の評価を行い、次に、補強土壁の補強-変形挙動を把握するために、補強材の伸び剛性、裏込め試料、補強材の敷設条件(敷設長、敷設位置)を変化させ、無補強時との挙動比較および補強材に発生する張力の伝達挙動および張力の分布形状を分析することから、ジオシンセティックス補強土壁の変形挙動と安定性の関係に関する考察を行った。

Table1 physical properties of filling material.

	Aio sand	Glass bead
Gs	2.623	2.486
$e_{max}$	1.071	0.684
$e_{min}$	0.660	0.649
Dmax (mm)	2.00	1.00 ( $\pm$ 0.15)
D50 (mm)	0.4	-----
$\gamma_t$ (N/cm <sup>3</sup> )	14.2	15.0
$\phi_d$ (deg)	38.0	25.2
cd (N/m <sup>2</sup> )	-----	-----

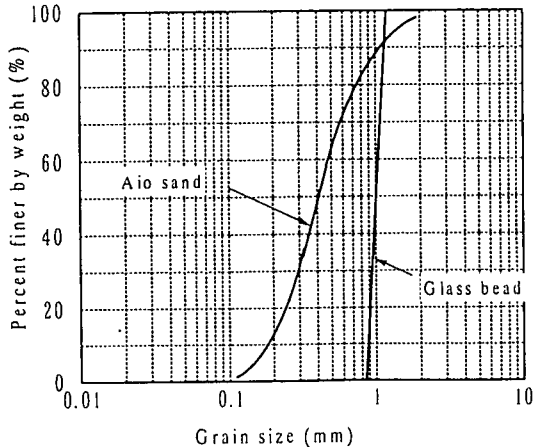


Fig.1 Gradation curves.

## 2. 裏込め試料およびジオシンセティックスの材料特性

### (1) 裏込め試料の特性

実験に用いた裏込め試料は、気乾状態の秋穂砂およびガラスビーズの2種類である。秋穂砂は、山口県秋穂町で採取された海砂であり、角張った粒子や扁平な粒子が多いシリカ系の砂である。ガラスビーズは、表面が滑らかで球状の粒子を持つものであり、ほぼ均一な粒径を持つものを使用している。これらを用いることで、土-補強材間の摩擦抵抗に与える裏込め試料の違いの影響をとらえることができると考えられる。Table1 に試験に用いた裏込め試料の物理的特性および強度特性を、Fig.1 に粒径加積曲線を示す。

### (2) ジオシンセティックス補強材の伸び剛性

ジオシンセティックス補強材の引張り試験は、供試体の両端を固定し一方に一定の引張りひずみ速度で引張り、引張り力と伸びひずみを計測するものである。この試験をジオシンセティックスの強度特性を調べる材料試験として行い、その結果を Fig.2, Table2 に示す。ここでは、実験に用いた補

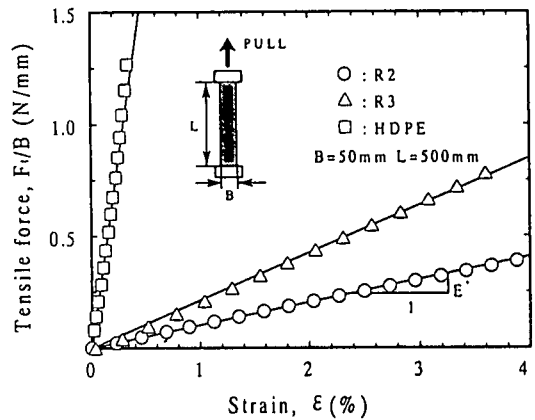


Fig.2 Tensile properties of reinforcements.

Table2 Tensile stiffness of reinforcements.

	R2	R3	HD
Raw material	Rubber		HDPE
Thickness (mm)	2.0	3.0	1.2
Tensile stiffness E* (kN/m)	12.0	23.0	333.0

HDPE:High density polyetherene

強材の伸び剛性 E\* (kN/m) (補強材の単位幅当たりの強度を伸びひずみで除したものを)を求めることを目的としている。

実験に使用したジオシンセティックス補強材は、天然ゴム製と高密度ポリエチレン製の薄い板を幅 50mm の帯状に切りだして作成したものである。ゴム製のもの、発生する伸びひずみが大きな、すなわち伸び剛性の小さい補強材として、高密度ポリエチレン製のもの、発生する伸びひずみが小さい、すなわち伸び剛性の大きな補強材として位置付けられる。また本試験では、補強材の伸び剛性に着目していることから、補強材の表面に豊浦標準砂を張り付けることによって、すべての補強材の表面の粗度を均一とした。

## 3. 実験方法および実験条件

### (1) 実験装置

小型補強土壁実験装置を Fig.3 に示す。土槽寸法は長さ 600mm、幅 300mm であり、高さを 450mm とした。土槽側面より砂の挙動を観察するために、厚さ 10mm のアクリル板を用いている。本実験は、補強材の伸び剛性の相対比較に着目していることから側面・可動壁の摩擦の除去は行っていない。可動壁は幅 300mm、高さ 450mm、厚さ 5mm のアルミ合金製のものを用いている。その可動壁の下端はヒンジによって、上部はスクリージャッキに連結されたローラー (高さ 280mm) によって支持されて

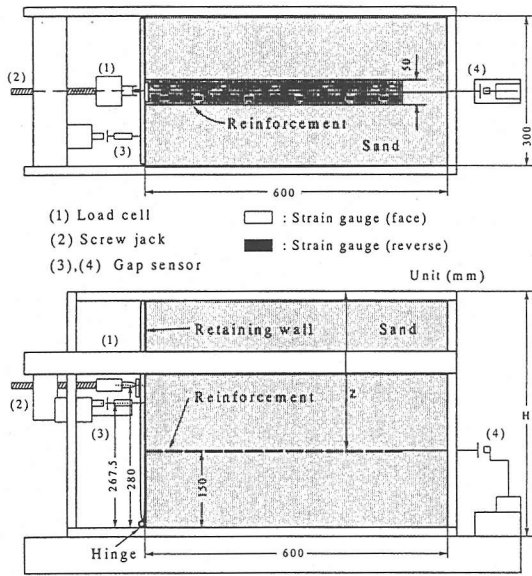


Fig.3 Typical arrangement of the testing apparatus.

いる。ローラーは、モーターでスクリュージャッキを駆動することによって、最大 1.0mm/min までの任意の速度で移動することが可能である。

ローラーと壁面材は連結されておらず、壁が自立するとローラーは壁面材から離れる。壁面変位は、壁の前面に取り付けたギャップセンサーにより計測し、補強材の後端変位は補強材後端に取り付けたピアノ線を土槽後方へ引きだし、ピアノ線に取り付けたターゲットの変位をギャップセンサーで計測する。

補強材内の張力は、供試体の表裏に取り付けたひずみゲージにより得られた伸びひずみに、伸び剛性を乗じ求める。また、無補強時の場合、可動壁下端のヒンジを支点と考え、ローラーに作用する荷重とモーメントのつり合いから、土圧を三角形分布と仮定し、式(1)により土圧合力を算出することができる。ただし、補強時の場合本来の土圧合力とは異なり、土圧合力と壁変形に伴い増加する補強材の張力との差分となることから、式(1)で算出した力を壁反力  $F_w$  として扱うこととする。

$$F_w = F_w' \cdot \frac{280}{H_d} \quad (1)$$

$F_w$  : 壁反力(無補強時は土圧合力)

$F_w'$  : ローラーに作用する実測荷重(高さ:280mm)

$H_d$  : 仮定される土圧合力作用高さ( $H/3$ )

## (2) 供試体の作成方法

小型補強土壁実験の供試体作成方法を以下に示す。

裏込め試料は、気乾状態の秋徳砂およびガラスビーズを用い、Table1 に示す所定の乾燥密度を目標として以下の手順で供試体を作成した。

- ① 壁面を垂直に固定した状態で、土槽内の補強材の敷設位置までを撒きだし装置を用いて、一層当たり 25mm の一定撒き出し間隔として、可能な限り低い位置での空中落下法により、裏込め試料を撒き出した。
- ② 秋徳砂の場合、小型ランマーを静的に載せることによって、砂層表面を平らに整形した。なお、その際の相対密度は 50%±5% を管理値とした。
- ③ 補強材先頭部に取り付けられた蝶番を壁面にボルトで固定し、幅 50mm の補強材を水平に砂層表面に密着させ、かつ固定部も含めたるみが生じないように敷設した。
- ④ 敷設面から天端まで①、②の作業を繰り返して裏込め試料を敷き詰めた。
- ⑤ 天端まで裏込め試料を撒きだした後、ストレートエッジで平らにして余分な試料を取り除いた。

## (3) 実験方法

実験手順は以下の通りである。

- ① 供試体作成後、土圧が安定するまで1時間程度放置する。
- ② 変位速度 0.3mm/min でジャッキを後退させ、壁反力、壁面変位、補強材の後端変位及び補強材に生じる伸びひずみを計測する。
- ③ 壁面が自立するまでジャッキを後退させる。自立しない場合は壁の変位が壁高の約 10 % に至った時点でジャッキを止める。

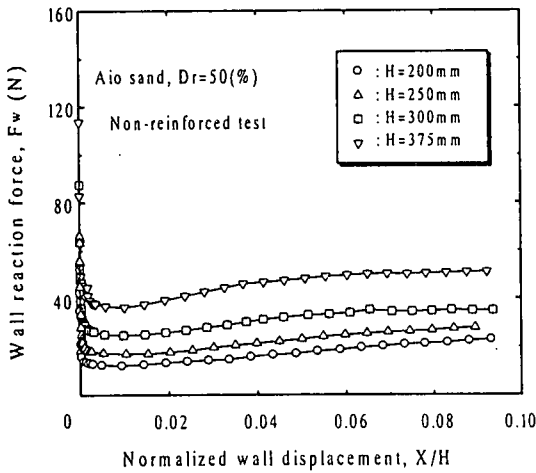
## (4) 実験条件

一連の補強土壁の実験を行う前に、無補強時の擁壁の変形挙動および土圧を把握することを目的として、まず補強材を敷設せず、裏込め試料のみで自重崩壊実験を行った。次に、補強土壁の壁面変位に及ぼす補強材の伸び剛性を明らかにすることを目的として、伸び剛性の異なる3種類の補強材を用い、2種類の裏込め試料に対し、補強材の敷設高さ( $H_i$ )を150mm に一定とし、裏込め土の層厚( $H$ )を数種類設定し、すなわち天端から補強材までの土被り厚さ( $z$ )を変化させた実験を行った。Table3 に実験条件の一覧を示す。

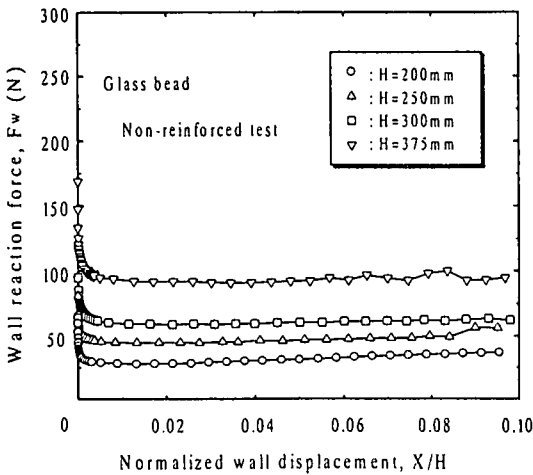
なお、本実験においては補強材は一層敷設のみとしている。実際の帯状補強材は多層敷設により施工されるが、ここでは補強材の基礎的挙動を把握する目的で、一層敷設を対象とした。ここで得られた知見は多層敷設の場合にも適用できるものであり、多層敷設についても既に検討を開始している<sup>11)</sup>。

Table3 Test conditions.

Fill material	Reinforcement	Height of backfill (mm)
Aio sand	R2	200 (z= 50)
	R3	250 (z=100)
	HD	300 (z=150)
Glass bead	R2	375 (z=225)
	R3	



(a) Aio sand



(b) Glass bead

Fig.4 The relationship of wall reaction force against normalized wall displacement for non-reinforced wall.

#### 4. 無補強時の土圧と壁面変位

無補強時の壁面変位の発生およびそれに伴う土圧の挙動を把握するために、2種類の裏込め試料に対し、また種々の裏込め層厚での自重崩壊実験を行った。Fig.4(a), (b)は、土圧合力の作用高さに換算した

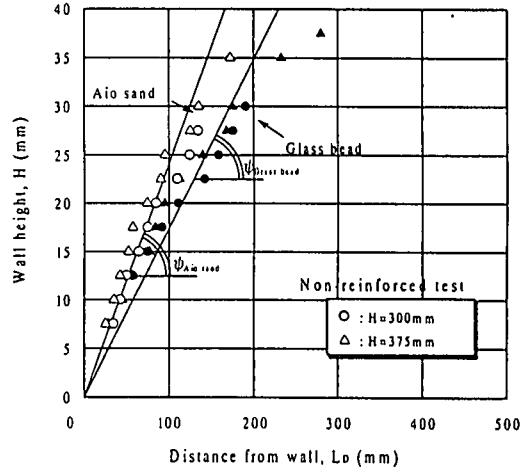


Fig.5 The failure plane of non-reinforced wall.

壁反力  $F_w$  と壁面変位  $X/H$  の関係を示したもので、裏込め層厚を  $H=200 \sim 375\text{mm}$  と変化させたものである。いずれの層厚においても、秋穂砂、ガラスビーズ共に壁反力  $F_w$  は、極めて小さな壁面変位 ( $X/H = 0.001 \sim 0.002$  程度)において静止土圧状態から主働土圧状態に移移していることが分かる。その後、ガラスビーズの実験においては壁反力  $F_w$  が定常状態に至るが、秋穂砂のものは徐々に増加する傾向にある。これは、主働土圧の発現において秋穂砂の内部摩擦角が応力ひずみ関係のピーク時のものから残留時のものへと移行したことによるものと考えられる。一方、ガラスビーズの場合では、ピーク時と残留時の内部摩擦角が同一であったことによる。

Fig.5 は、裏込め試料の崩壊時すべり線を等間隔に敷き詰めた色砂により土槽の側面から観察した結果を表したものであり、白抜きのプロットが秋穂砂、黒塗りのプロットがガラスビーズのものである。また図中には、土層実験は平面ひずみ状態であるので必ずしも軸対象の三軸試験結果と厳密に一致するものではないが、 $9.8 \sim 19.6\text{kN/m}^2$ での低拘束圧下三軸圧縮試験によって得られた内部摩擦角  $\phi$  を用いて計算されたそれぞれのすべり線 ( $\psi = 45^\circ + \phi/2$ ) を表している。この図から、観測結果と計算結果におけるすべり線には比較的良好な対応関係が認められる。

さらに、無補強の実験から得られた主働土圧合力(壁反力)とランキンの土圧理論式より算出した主働土圧合力を比較したものを Fig.6 に示している。ここで、実験における主働土圧合力(壁反力)は、正規化された壁面変位が  $X/H = 0.002$ (静止土圧状態から主働土圧状態に移移する壁面変位)に達したときのものを用いており、また、主働土圧合力の理論値は次式より計算した。

Table4 Observed and theoretical values of earth pressure.

Sample	Height of backfill H (mm)	Vertical stress $\sigma_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	Earth pressure at rest		Active earth pressure	
			Po (N)	Poe (N)	PA (N)	PAe (N)
Aio sand Dr=50%	200	0.7	36.3	42.8	15.5	13.7
	250	1.4	56.7	66.2	24.2	18.3
	300	2.1	81.6	87.5	34.9	27.2
	375	3.2	127.5	113.6	54.6	40.2
Glass bead	200	0.7	52.0	65.9	36.5	30.7
	250	1.4	81.3	81.1	57.0	48.2
	300	2.1	117.0	119.7	82.2	65.2
	375	3.2	182.8	168.8	128.4	100.4

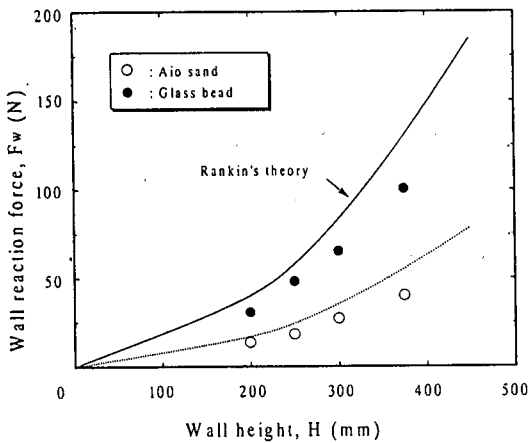


Fig.6 Observed and theoretical active forces.

$$P_A = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot B \cdot K_a \quad (2)$$

ここに、 $\gamma$ :土の単位体積重、B:土槽の幅である。また、 $K_a$ は主動土圧係数であり次式で定義する。

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi_a}{1 + \sin \phi_a} \quad (3)$$

いずれの裏込め試料についても実験における主動土圧合力は、側面および壁面摩擦の影響から理論値よりも若干小さくなるが、主動土圧の発現傾向はよく似ていることが分かる。

これらの結果より、用いた補強土壁の模型実験装置は、壁面の変位に伴う土圧の発現挙動を表現できるものと思われる。なお Table4 には、静止および主動土圧合力における実測値 ( $P_{oe}, P_{Ae}$ ) と理論値 ( $P_o, P_A$ ) を比較したものを示している。ここで、静止土圧合力の理論値はヤークーの静止土圧係数  $K_0 = 1 - \sin \phi_a$  を用いて計算している。

## 5. 補強時の挙動

### (1) 補強時の壁面変位と補強材力

Fig.7(a), (b)は、裏込め試料に秋穂砂を用い、伸び剛性の異なる補強材を敷設したときの壁反力  $F_w$  と、壁面変位  $X/H$  の関係を示したものである。また、図中の●のプロットは無補強時の結果を示している。補強された場合、壁反力  $F_w$  は壁面変位の増加に伴って減少の一途をたどり、やがてゼロとなる。これは、壁面を支持していたローラーが壁面材から離れたこと、すなわち、補強材によって裏込め土が補強され、壁の自立に至ったことを意味している。また、補強材の伸び剛性が大きくなるほど、壁が自立するまでに発生する壁面変位は少ない。

Fig.8(a), (b)は、同様の整理を裏込め試料にガラスビーズを用いた場合で行ったものである。秋穂砂での実験と比較すると、自立までに発生する壁面変位は極めて大きい値となっている。このことは、Table4 にも示したように、実験で求められた主動土圧合力  $P_{Ae}$  が秋穂砂の場合と比較して約1.5倍程度であり、また秋穂砂に比べて土-補強材間の摩擦抵抗が小さく、必要とされるせん断抵抗力を得るための土-補強材間の相対変位が大きかったことに起因しているものと考えられる。

また、上記のいずれのケースの壁反力とも、無補強時の静止状態から主動状態への遷移過程とした極めて小さな壁面変位 ( $X/H = 0.001 \sim 0.002$  程度) においては無補強時と同様の傾向を示し、かつ主動状態以降に壁反力の減少すなわち補強効果が顕著であることが確認できた。なお、壁面変位  $X/H = 0.1$  に達すると、無補強時と同様のすべり線が確認されており、これらの現象より、補強材の敷設位置に拘わらず補強材が主動土圧合力の大きさだけ受け持てば、壁面は自立できると判断できる。

したがって、壁面が自立に至るまで及び自立時の補強材力  $T_{R, TRs}$  はそれぞれ無補強時の主動土圧合力を用いてモーメントのつり合いにより以下の式で与えられ、 $T_{Rs}$  の算定結果を Table5 に示している。

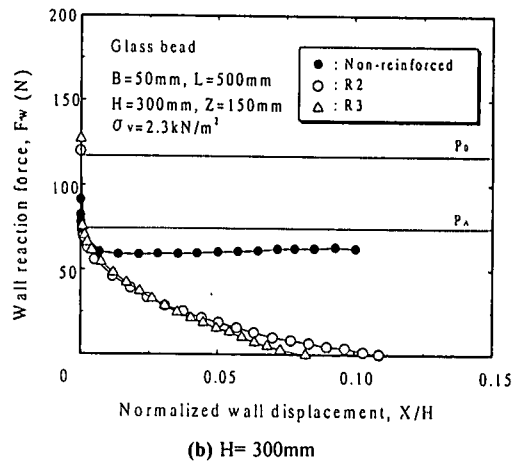
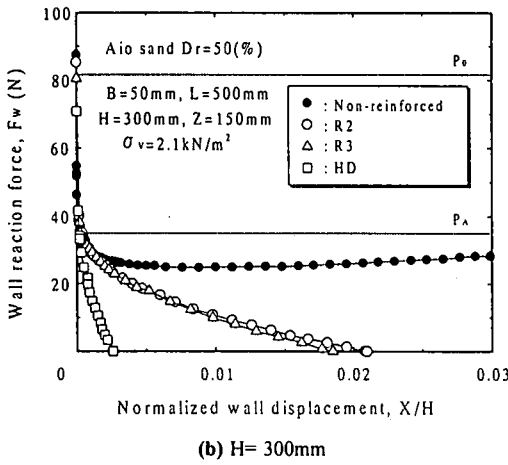
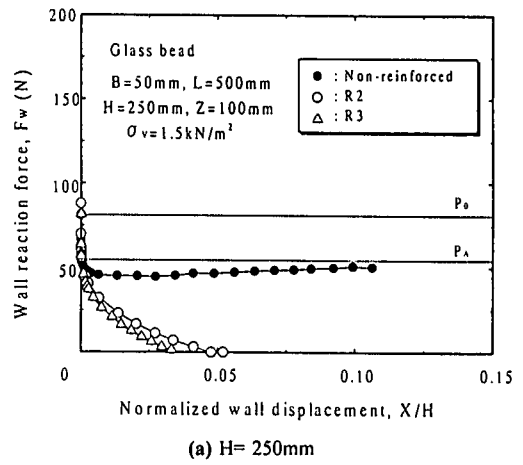
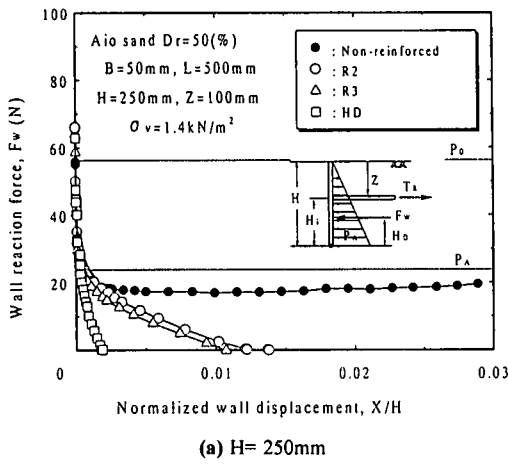


Fig.7 Relationship of wall reaction force against normalized wall displacement for reinforced wall (Aio sand).

Fig.8 Relationship of wall reaction force against normalized wall displacement for reinforced wall (Glass bead).

Table5 Active forces and tensile forces of reinforcement at independence of reinforced wall.

	Height of backfill H (mm)	$\sigma_v$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$P_{Ae}$ (N)	$TR_S$ (N)
Aio sand Dr=50%	200	0.7	13.7	6.1
	250	1.4	18.3	10.2
	300	2.1	27.2	18.1
	375	3.2	40.2	33.5
Glass bead	200	0.8	30.7	13.6
	250	1.5	48.2	26.8
	300	2.3	65.2	43.5

(2) 自立時の補強材内の張力分布

Fig.9(a), (b), (c)は、各裏込め層厚での壁面自立時の補強材の張力分布を示したものである。これらは前述の通り補強材に貼りつけたひずみゲージより求めたものである。張力分布の形状は、裏込め層厚に拘わらずほぼ相似形となっており、伸び剛性の大きさに関わらず、先頭部での張力は、Table5に示した壁面自立時の補強材力  $TR_S$  とほぼ等しくなると判断できる。ただし、剛性の小さい R2,R3 において、 $H=375\text{mm}$  ( $z=225\text{mm}$ ) の場合、ここで求めた張力が補強材先頭部において  $TR_S$  より3割程度大きく現れており、伸び剛性が小さいために自立までの壁面変位が大きくなり、傾斜した壁面に鉛直方向に土の自重が作用したためであると推測される。

$$T_r = (P_{Ae} - F_w) \cdot \frac{H_D}{H_i} \quad \text{〈壁面自立過程〉} \quad (4)$$

$$TR_S = P_{Ae} \cdot \frac{H_D}{H_i} \quad \text{〈壁面自立時〉} \quad (5)$$

$H_i$ :補強材敷設高さ  $H_D$ :土圧合力の作用点 ( $H/3$ )  
 $F_w$ :土圧合力作用点に変算した壁反力

Fig.10は、伸び剛性の異なる補強材について、同条件での自立時の張力分布を示したものである。いずれの場合も、壁面からの距離  $L_D=25\text{mm}$  と  $L_D=$

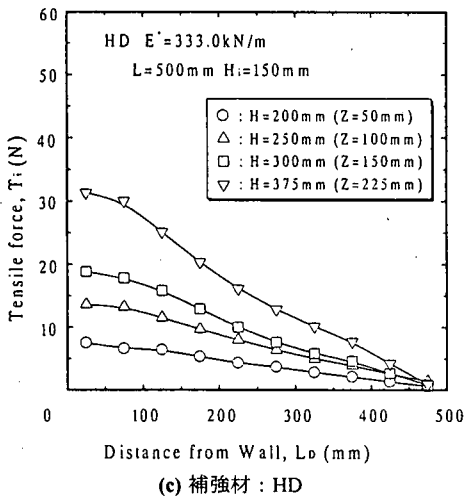
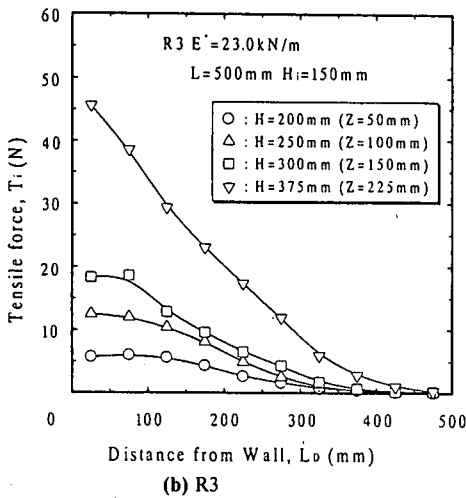
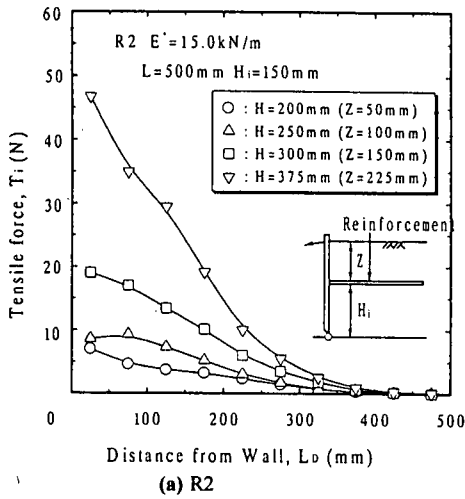


Fig.9 Tensile force distribution along the reinforcement (influence of the height of backfill).

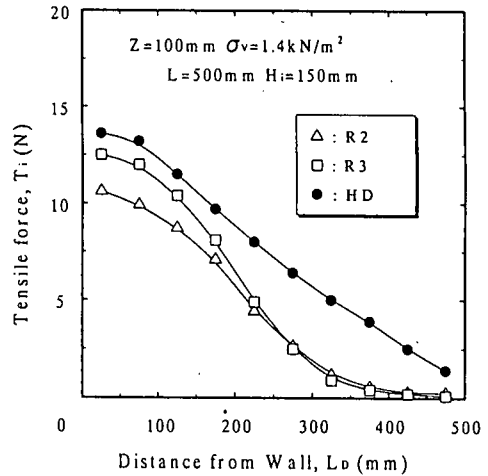


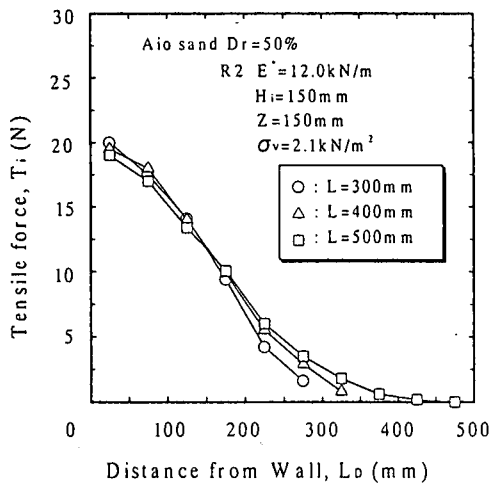
Fig.10 Tensile force distribution along the reinforcement (influence of tensile stiffness).

75mm 間の補強材張力の変化は小さい。これは、Fig.5 で示したように、 $L_D=75\text{mm}$  の位置は、主働領域（潜在すべり面よりも壁面側）の境界と補強材敷設面とがほぼ交差する位置であることから、主働領域内のせん断抵抗力が小さかったことによると考えられる。

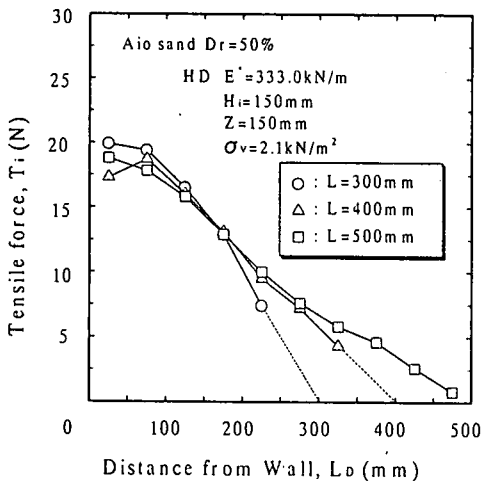
また、伸び剛性の大きい HD については、 $L_D=75\text{mm}$  の位置から補強材後端まで裏込め層厚に関わらず、張力はほぼ三角形分布となっているのに対し、伸び剛性の小さい R2, R3 の場合は、下に凸の分布形状となっている。ここで、各測点間の張力差が土と補強材間に生じるせん断力と考えられるので、張力分布図における曲線の傾き  $\Delta T_i / \Delta L_i$  がせん断抵抗を表している。したがって、伸び剛性の大きい HD の場合、主働領域より後方ではせん断抵抗力がほぼ一緒となっているが、伸び剛性の小さい場合のせん断抵抗力は、主働領域直後の抵抗領域の先頭部で最も大きく、補強材後方に向かうにつれて徐々に減少している様子が観察される。

ここで、伸び剛性の違いによる補強材表面の摩擦抵抗力すなわち張力の分布形態をより明確にするために、裏込め層厚を一定 ( $H=300\text{mm}$ ) とし、かつ裏込め試料を秋穂砂とした条件にて、補強材の敷設長を  $L=300, 400, 500\text{mm}$  と変化させた実験を実施し、壁面自立時の張力分布を示したものが Fig.11(a), (b) である。各補強材において、いずれの場合も敷設長の違いによる壁面変位の差異は確認されない。

敷設長が異なるにも拘わらず補強材が R2 の場合、補強材の張力分布形状は同様である。一方 HD の場合、壁面からの距離 ( $L_D$ ) が  $0 \sim 175\text{mm}$  間の張力分布は、敷設長に拘わらず同様となるが、この位置より後方に張力分布の違いが著しい。なお、 $L=300,$



(a) R2



(b) HD

Fig.11 Tensile force distribution along the reinforcement (influence of the length of reinforcement).

400mm の場合は補強材後端の引き抜けも確認された。すなわち、伸び剛性が大きい場合敷設長後部のせん断抵抗力が補強土壁の安定性に影響していることが推察される。したがって、補強材の伸び剛性が大きくなるにつれて、補強材の引き抜けを防止するために必要とされる補強材の敷設長が長くなることが示唆される。

### (3) 補強材力の伝達特性

Fig.12 は、補強材に作用する補強材力の増加に伴う補強材内の張力の分布の変化の概念を描いたものである。Fig.12(a)の中で、補強材内で生じる  $T_i$  の大きさの張力が補強材力の増加に伴い、壁面より遠に移行していく様子を Fig.12(b)で示した。すなわち、Fig.12(b)に描かれる曲線は、補強材内のある

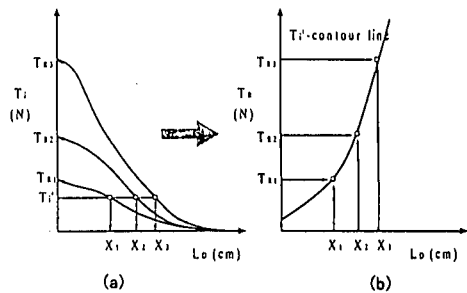
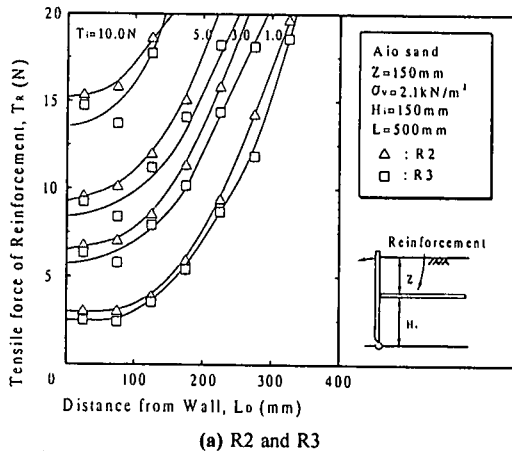
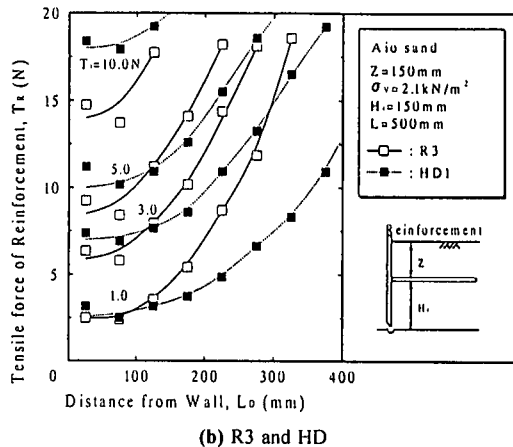


Fig.12 Concept of contour line of tensile force.



(a) R2 and R3



(b) R3 and HD

Fig.13 Contour line of tensile force (influence of the tensile stiffness).

一定の大きさの張力が生じるに必要な補強材力と伝達距離を描いたものであり、一定の張力発生に必要な補強材力とその伝達を表すコンターラインに相当するものである。

Fig.13,14,15 は、自立に至るまでの補強材力  $T_R$  と任意の張力  $T_i$  ( $T_i=1.0, 3.0, 5.0, 10.0N$ ) が発生する壁面からの距離  $L_D$  との関係を示したものであり、図中の実線および破線はある張力  $T_i$  を生じた計測点を



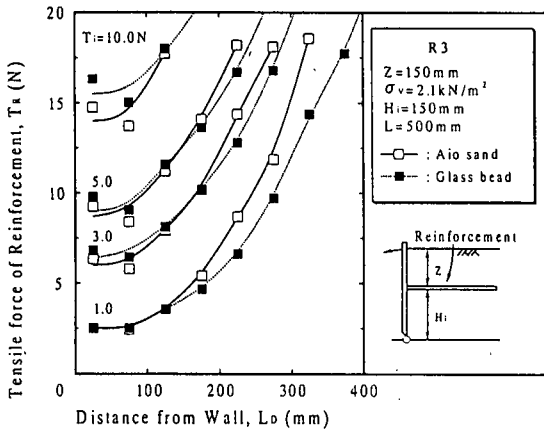
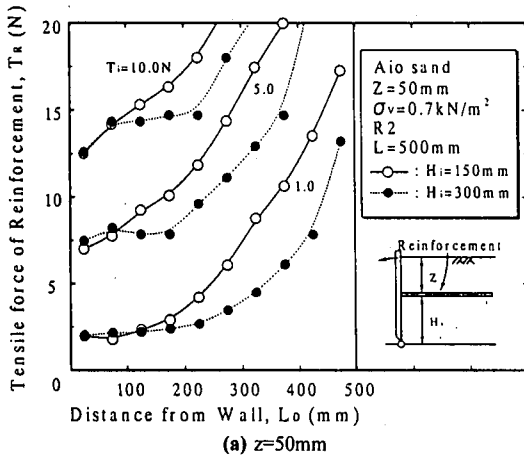
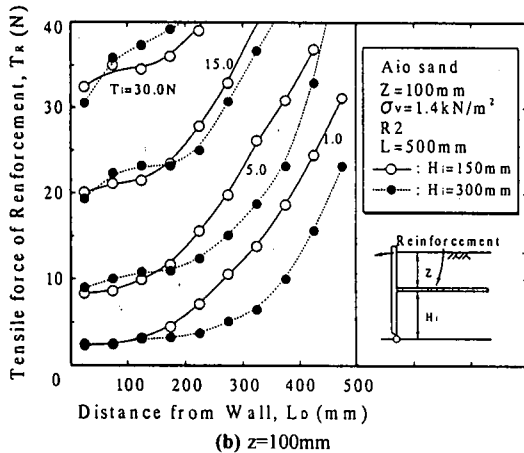


Fig. 14 Contour line of tensile force (influence of filling material).



(a)  $z=50$ mm



(b)  $z=100$ mm

Fig. 15 Contour line of tensile force (influence of the overburden pressure).

結んだものである。この等張力( $T_i$ )ラインは、ほぼ楕円状の曲線で表すことができ、この楕円(曲線)の半径(補強材敷設方向)が大きくなるほど、より

後方へ張力が伝わりやすいことを示すものである。

Fig. 13(a)は、R2とR3の比較評価を行ったものである。補強材R2とR3の伸び剛性 $E^*$ の比は1:2程度であるが、この場合は主働領域内( $L_0=0\sim 75$ mm程度)では若干のずれはあるものの、それより後方に関しては、等補強材張力伝達距離の違いは約1割程度であった。一方、Fig. 13(b)はHDについて同様の整理を行い、R3の結果と比較したものであるが、この場合HDとR3の伸び剛性 $E^*$ の比が1:15であり、ある補強材力 $T_R$ のときの張力 $T_i$ を伝達する距離が、R2とR3の比較以上に顕著であり、伸び剛性の大きいHDの方が、3~5割補強材後方まで伝達されているのが分かる。これはHDの場合、実験開始直後から補強材の後端変位が生じていることと結びつく結果であるといえる。

また、Fig. 14は、試料の違いに着目して同様の整理を行ったものである。図より、ガラスビーズの方が秋穂砂の場合に比べて、より補強材後方まで張力が伝達されていることが分かる。これは、試料と補強材間の摩擦抵抗の違いが現れているものであり、摩擦抵抗が小さい場合、補強土壁の安定に必要な引き抜き抵抗力が短い敷設長では得られないために、張力の伝達距離がより長くなることが示されている。

Fig. 15(a), (b)は、補強材敷設位置の違いに着目して実施した実験の結果である。○は $H_i=150$ mm、●は $H_i=300$ mmの結果であるが、敷設位置が高いものの方がより後方へ張力が伝達されていることが認められる。これは、敷設位置が高い場合、潜在すべり面は壁面からより離れた位置に形成されるために、補強材長の大部分が土-補強材間の摩擦抵抗があまり期待できない主働領域内に含まれることによると考えられる。

以上の結果より、補強材内に発生する張力の伝達は、補強材の伸び剛性、および土-補強材間の摩擦特性に大きく依存しており、特に伸び剛性の大きい補強材の場合、あるいは摩擦抵抗が小さい裏込め試料の場合には、より後方まで張力が伝達される傾向にあり、したがってより敷設長を長くすることが必要となる。また主働領域における補強材は、補強土壁の安定に大きく寄与していないことも併せて理解することができた。

## 6. まとめ

ジオシンセティックスを用いた補強土壁の変形挙動と安定性の関係の評価を補強材の伸び剛性に着目して、小型の可動型擁壁装置を用いて実験を行った。実験は無補強時の土圧発生状況を確認の上、3種の異なる伸び剛性を持つ補強材に対し、2種の裏

込め試料を用いた比較評価を中心に行った。これらの実験により確認されたことを以下に整理する。

- ① 無補強時の壁面に作用する水平土圧は、極めて小さな壁面変位( $X/H = 0.001 \sim 0.002$ 程度)において静止土圧状態から主動土圧状態に遷移する。なお、その際に生じるすべり線は、低拘束圧下の三軸圧縮試験によって得られた内部摩擦角より計算されたすべり線と比較的良好な対応が示された。
- ② 無補強時の実験において、僅かな壁面摩擦の影響はあるものの、主動土圧の実験値と理論値との対応は比較的良好、補強土壁の一連の実験を行う上で、本実験装置の有効性は高いものと判断できた。
- ③ 補強時の壁反力は、主動状態まで無補強時と同様に極めて小さい壁面変位内で遷移し、その後徐々に減少し、壁面の自立に至った。なお、主動状態での壁反力は無補強時とほぼ等価であった。
- ④ 補強時の実験において、補強土壁の壁面が自立するまでの壁面変位は、伸び剛性の大きな補強材の方が小さくなり、その壁面変位には補強材の伸び剛性による影響の他に、土-補強材間の摩擦特性が関係していることが明らかとなった。
- ⑤ 補強材の張力分布形状は、伸び剛性の小さい補強材の場合下に凸の分布形状を示し、一方伸び剛性の大きい補強材の場合はほぼ三角形の分布形状を示した。
- ⑥ ⑤の評価を基に、補強材の敷設長を変化させた実験を実施したところ、伸び剛性が小さい補強材の場合、補強材の張力分布形状は敷設長の違いに拘わらず同様であるが、伸び剛性の大きい補強材の場合、補強材後方での張力分布の違いが著しく、敷設長が短い場合後端の引き抜けも確認された。すなわち、伸び剛性が大きい場合敷設長後方部のせん断抵抗力が補強土壁の安定性に大きく影響していることが推察され、したがって、補強材の伸び剛性が大きくなるにつれて、補強材の引き抜け防止に必要とされる補強材の敷設長が長くなることが示唆された。
- ⑦ 補強材内の等張力ラインは、補強材力の伝達特性を評価する上で有効であり、曲線の曲率が小さくなるほど、より後方に張力が伝達されていることが示されている。

この評価により、特に伸び剛性の大きい補強材においては、極めて小さい先頭張力発生時において、補強材後端まで張力が発生していることが分かった。また裏込め試料と補強材間の摩擦抵抗が小さい場合も同様であることが明らかとなった。

謝辞：本研究において、山口大学工学部社会建設工学科山本技官には多大なるご助力を頂いた。記して謝意を表す次第である。

#### 参考文献

- 1) 補強土(テ-ナルム)壁工法設計・施工マニュアル：補強土壁法設計・施工マニュアル作成委員会。
- 2) 多数アンカー式補強土壁工法設計・施工マニュアル：多数アンカー式補強土壁工法設計・施工マニュアル作成委員会。
- 3) Hyodo, M., Jamalludine, D. and Nishimura, J.: Stability and deformation of geosynthetic reinforced soil retaining wall, *International Geotechnical Symposium on Theory and Practice of Earth Reinforcement*, pp.379-384, 1996.
- 4) 兵動正幸, 村田秀一, 中田幸男, 西村淳, 福谷将徳: 補強材の張力伝達特性を考慮した補強土壁の壁面変位予測, 第32回土質工学研究発表会発表講演集, pp.2469-2470, 1997.
- 5) 兵動正幸, 村田秀一, 中田幸男, 小浪岳治, 松岡俊夫: 帯状補強材の張力伝達特性に及ぼす伸び剛性と摩擦特性の影響, 第32回土質工学研究発表会発表講演集, pp.2467-2468, 1997.
- 6) 宮田善壽, 落合英俊, 林重則, 大谷順, 平井貴雄: 補強盛土の安定性に及ぼす材料伸び剛性の影響, 第28回土質工学研究発表会発表講演集, pp.2737-2740, 1993.
- 7) 落合英俊, 安福規之, 塚本良道, 山路徹, 大嶺聖, 平井貴雄: 材料特性の異なるジ'オ'リットと土の摩擦特性, 第30回土質工学研究発表会発表講演集, pp.2417-2420, 1995.
- 8) Jewell, R.A.: Compatibility, serviceability and design factors for reinforced soil walls, *International Geotechnical Reinforcement*, pp.611-616, 1988.
- 9) Jewell, R.A.: Limit equilibrium analysis of reinforced soil walls. *Proc. 11 int. Conf. Soil Mechs. and Fndn. Engng*, Vol. 3, pp.1705-1708, Balkema, Holland, 1985.
- 10) Jewell, R.A. and Milligan, G.W.E.: Deformation calculations for reinforced soil walls. *Proc. Twelfth Int'l Conf. on Soil Mech and Found. Engr.*, Vol. 2, Rio de Janeiro, pp.1257-1263, 1985.
- 11) 兵動正幸, 中田幸男, 高野彰浩: 補強土壁における二層敷設された帯状補強材の張力分担特性, 土木学会中国支部研究発表会発表概要集, pp.315-316, 1998.
- 12) McGown, A., Andraws, K.Z., Paul, J. and Austin, R.A.: Limit state design of reinforced soil walls slopes and embankments, *ISLSD 93*, pp.275-284, 1993.
- 13) Ehrlich, M. and Mitchell, J.K.: Working stress design method for reinforced soil walls, *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 120, No. 4, pp.625-645, 1994.
- 14) Schlosser, F.: Mechanically stabilized earth retaining structures in Europe, *Design and Performance of Earth Retaining Structures*, *Geotechnical Special Publication No. 25*, ASCE, pp.347-378, 1990.

(1998. 3. 12受付)

EFFECT OF TENSILE STIFFNESS FOR REINFORCEMENT MATERIAL  
ON TENSILE STRESS PROPAGATION  
IN GEOSYNTHETIC-REINFORCED SOIL WALL

Jun NISHIMURA, Masayuki HYODO, Yukio NAKATA,  
Hidekazu MURATA, Takeharu KONAMI and Hideaki MATSUOKA

Geosynthetic-reinforced soil wall has been widely used. Because of the flexibility of geosynthetic which can follow the deformation of soils, it is desired to clarify the mechanism of reinforcement considering the tensile deformation of geosynthetic. Developing the model device for reinforced soil wall, a series of tests was carried out on three kinds of reinforcements with different tensile stiffness and two kinds of backfill materials. Comparing the results with that of non-reinforced case, the tensile force applied to reinforcement was investigated. Additionally, the distribution of tensile force in reinforcement was measured varying the tensile stiffness of the materials.