

# ブロック型補強擁壁の大型振動実験

## Geosynthetic Reinforced Soil Retaining Wall (Block type) Large Shaking Test

毛利 栄征 松島 健一 Hoe.I.Ling 山崎 真司

Y. Mohri\* K. Matsushima\* Hoe.I.Ling\*\* S.Yamazaki\*\*\*

### はじめに

ジオシンセティクスを用いた補強土擁壁の耐震メカニズムは従来型重力式擁壁と大きく異なる。それは補強材が地盤に発生するひずみに起因して補強効果を発揮し、補強領域全体に高い耐震性が生まれるためである。しかしながら補強材の敷設長や敷設間隔が補強土擁壁に与える影響は十分に解明されていない。そこで本研究では高さ 2.8m のブロック型補強土擁の大型振動実験を実施し、補強材のグリッドの敷設間隔や敷設長が補強土擁壁の安定性に及ぼす影響について検討を行った。

### 実験の概要

実験で使用した補強材 A,B(目合い 20mm × 20mm) の引張強さを Table1 に示す。壁面材には Fig.1 に示すように上段ブロックの抜け出しを防止するために前面の上方が凸型形状のブロックを用いた。模型の大きさは長さ 4.0m、高さ 2.8m、幅 2.0m であり、地盤は含水比約 10% である十勝砂 ( $e_{max}=1.189, e_{min}=0.683$ ) を用いた。作成方法は補強材を敷設した後ブロックを置き、ブロックの穴に砕石を詰め込みハンドコンパクターによって締め固めを行った。ブロック背後は 20cm 厚の地盤になるように砂を撒き出し振動コンパクターによって締め固めた。地盤の相対密度は  $Dr=60\%$  になるように転圧回数によって調整を行った。

また内的安定性を検討するため支持地盤は強固なものとし、厚さ 20cm の密な砂地盤とした。地盤内にはすべり面の位置を観察するために色砂層を高さ 20cm 毎に入れた。

Fig.2 にセンサー配置図を示す。入力加振波は兵庫県南部地震神戸気象台記録波形を水平方向に最大加速度がそれぞれ 300gal,600gal の 2 段階加振を行った。補強材の敷設間隔と敷設長を変化させた実験ケースを Fig.3 に示す。Test2 は Test1 よりも敷設間隔が密であり、Test3 は最上段の補強材が Test1,2 よりも強度が低く入力波は鉛直動が加わる。

Table 1 補強材の引張強さ  
(Extension strength of reinforcement)

	補強材 A	補強材 B
横方向	8 (kN/m)	22 (kN/m)
縦方向	5 (kN/m)	12 (kN/m)

引張りひずみ 5% 時の引張強さとする。

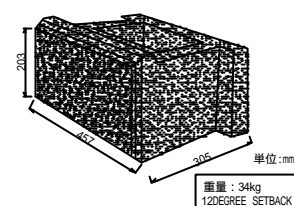


Fig. 1 ブロックの形状  
(Block type)

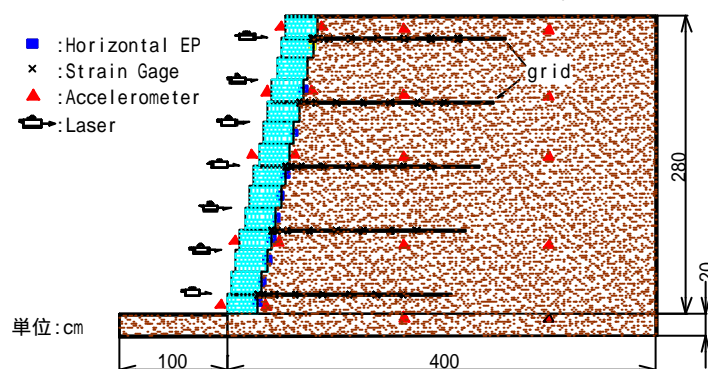


Fig. 2 センサー配置図 (Test1)  
(Cross section of model with sensors)

test1	Test2	test3
入力地震動：水平(300gal,600gal) 補強材：A 敷設長：L1=180 cm	水平(300gal,600gal) A L1=100 cm	水平・鉛直(300gal,600gal) A, B (Bは最上部のみ) L1=143 cm, L2=227 cm, L3=227 cm

Fig. 3 実験ケース (Model test case)

\*農業工学研究所 National Research Institute of Rural Engineering \*\*コロンビア大学 Columbia University

\*\*\*三井化学産資(株) Mitsui Chemicals Industrial Products Ltd. キーワード：地震時 補強土 擁壁

**実験結果**

**a. 壁面変位モードと補強材のひずみ分布**

壁面変位はいずれのケースにおいても壁面体下部のブロックを中心とする転倒モードを示した ( Fig.4-(a) )、ブロックの抜け出しは発生せず、ブロックのかみ合わせにより一体的に変位していることが確認できた。一方壁体上部の補強材はブロック

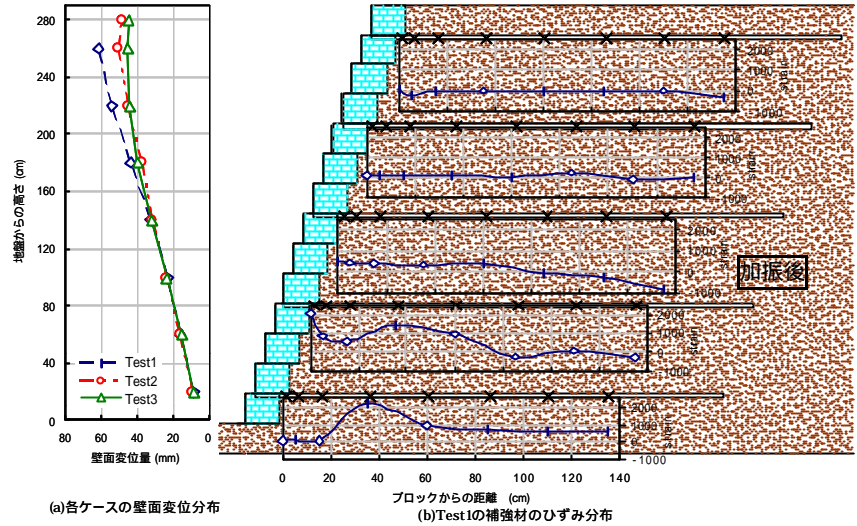


Fig. 4 壁面変位分布と補強材のひずみ分布 (Distribution of wall displacement and reinforcement strain)

間で引き抜けが生じた ( ~25mm 程度 )、Test1 の補強材のひずみ分布をみると ( Fig.4-(b) )、擁壁下部で 0.2%のひずみが発生したが、上部では変位が大きいかかわらず、ほとんどひずみが発生しなかった。いずれのケースも同様な傾向にあった。これは擁壁上部では土被りが浅いため補強材を拘束する力が弱く、土と補強材の間に発生する摩擦力が大きくならないためだと考えられる。

**b. 壁面変位とすべり線**

Fig.4-(a)の壁面変位分布から Test3 が擁壁上部の変位がもっとも小さくなった。擁壁上部で敷設長を長くすると地盤を拘束する効果が高まるため擁壁上部の変形が抑制されたものと推測される。また加振後に観測されたすべりの発生位置から想定されたすべり線を見ると ( Fig.5 )、いずれのケースも上部の補強材に複数のすべりが発生していた。補強材を横切るすべりはせん断幅が広くせん断変位も小さくなっており、補強材が局所的なせん断ひずみの発達を阻害する働きを持つことがわかる。Test2 は Test1 に比べ擁壁上部で変位が小さくなった。Test1 では補強領域背後に鉛直にすべりが発生しているのに対し Test2 では後方からくさび型のすべりが形成された ( Fig.5 )、これは敷設間隔によって補強領域の剛性が変化し、補強領域背後のすべりの形態に影響を与えているものと考えられる。

**まとめ**

擁壁下部で補強材にひずみが発生し、上部はひずみがほとんど発生しないことが分かった。そのため地震時には擁壁上部では必要とされる強度は下部に比べ低くてよいことがわかった。また擁壁上部で敷設長を長くすることが耐震性を向上させる上で有効であった。また敷設間隔を密にするとすべり土塊がくさび形になり、補強領域背後のすべりの形態に影響を与えることがわかった。

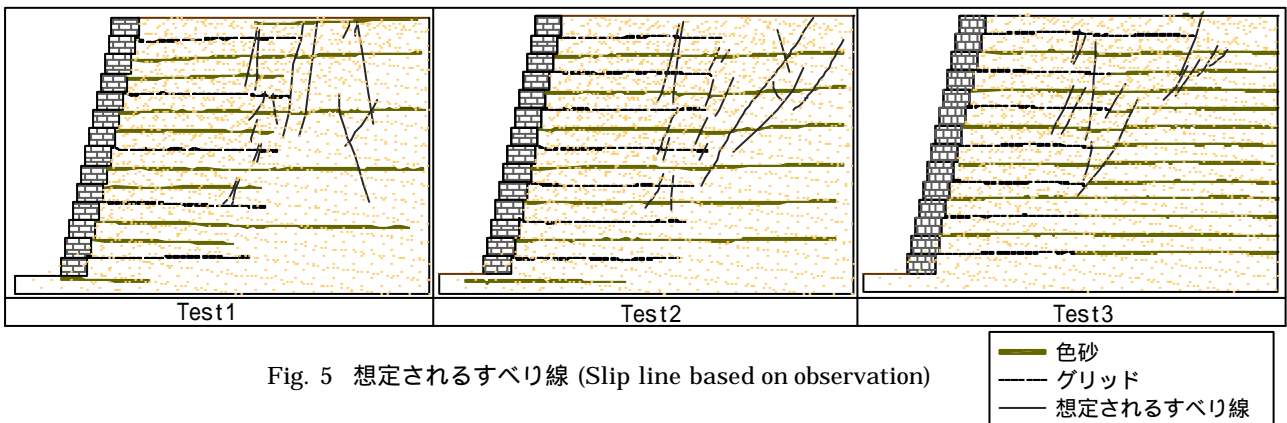


Fig. 5 想定されるすべり線 (Slip line based on observation)