

# 土留緑化ブロックの地震時転倒限界に関する模型実験

東京セメント工業(株) 神奈川工場 正会員 星野 隆浩  
東京セメント工業(株) 技術部 正会員 原 洋介  
東京セメント工業(株) 技術部 岩間 久継  
東京都立大学工学研究科土木工学専攻 正会員 長嶋 文雄

## 1. はじめに

緑化タイプの大型ブロック擁壁はプレキャスト製品であるため施工性に優れ、また表面に草花などの植栽を施すことができるため、環境保護の面においても優れているといえる。しかし、ブロック擁壁の耐震性能に関しては未知の点が少なからず存在するために、ブロック擁壁の適用範囲を限定して用いているのが現状である。

本報告は、ブロック擁壁の精密な1/10スケールモデル(最大10段)を用いて振動実験を行いブロック擁壁の地震時転倒限界を実験的に明らかにすることを試みたものである。裏込め土として相馬標準砂(粒径0.8mm)を用い、地山勾配、擁壁高さなどを変化させたときのブロック擁壁の動的な挙動について調査した。

## 2. 実験概要

砂質土に関する模型実験では、パイナナンバーとして摩擦係数、フルード数、ニュートン数および重力に対する外力の比の4種類を考えればよい。このような相似則を満足させるには、模型に原型と同じ材料を用い、時刻 $t$ を $(1/S)^{1/2}$ に短縮すればよい(ここで $S$ はスケール $S=10$ である)。ブロック擁壁の模型は原型と同じ材料を使うと強度的に問題があるため、単位体積重量がやや近いアルミニウムを用いて作製した。このとき重心位置が原型とずれないようにするための工夫をした。図-1に実験装置図を示す。アクリル製土槽内に模型を裏込め土と共に入れ、途中で砂の締め固め(ゆる詰め状態)を行い、実施工手順を再現するようにして左右をボルト連結し上下は製品の噛み合わせのみにより組み上げた。土槽—模型間に生じる摩擦力が極力少なくなるように工夫した。

## 3. 実験方法

土槽を振動台(最大搭載重量1tf, 最大加速度1G, 2軸同時加振可)に載せ、すりつけ部分を有する正弦波(3.16Hz)による加振を、振幅を変化させステップ・バイ・ステップに各20秒間行い、転倒限界加速度を計測し、計算値(式1,2)との比較を行った。実設計では安全率を考慮しているが、本実験においては考慮せずに安全側での検討としている。模型背面に取り付けた土圧計(写真1,  $\phi 6.5\text{mm}$ , 200kPa)で土圧変化の測定を、最上段及び中段の変位量により一体性の確認を、また振動台の応答加速度の確認も行った。実験パラメーターは、地山勾配:  $35^\circ, 45^\circ, 55^\circ, 5$ 分(製品背面と同一)とブロック段数: 3~6段(パターン1)、6~10段(パターン2)とした。

## 4. 結果と考察

5段積み、地山勾配 $55^\circ$ のときの転倒時(475gal)の測定記録波形を図-2に例示する。変位記録波(a:上段),(b:中段)および図-4に示されているように擁壁全体が一体性を保ちながら転倒している。8段までの全ての実験ケースにおいて最終的には一体性を確保し転倒したが、9~10段においては図-5のように転倒時に一体性が崩れるものもあった。図-2,cは入力加速度波、d~hは土圧波形である。図-6に5段・ $55^\circ$ の場合の土圧変化を示したが、転倒直前には全ての土圧が下がり、転倒時にはかなり大きな土圧となっている。また、受働土圧から主働土圧への変化点を読み取るのは困難であった。図-7~10はそれぞれ $35^\circ, 45^\circ, 55^\circ, 5$ 分勾配のときの転倒加速度である。実験値は常時土圧(式1)を用いた転倒限界線(破線)に非常に近い。物部・岡部式である地震時土圧を使った式2(実線)は実験結果とやや異なる限界を与えており、常時土圧を用いた計算が現実的であった。また、8段を超える施工の際には、上下結束方法の検討が必要である。

## 5. おわりに

今回検討対象にしなかった孕みだし挙動や上下動が同時に加わった場合の一体性確保の問題、及び上下結束方法についての検討は、今後の課題である。

キーワード: ブロック擁壁 耐震性能 振動実験 空積み擁壁

東京セメント工業(株) 神奈川工場 神奈川県津久井郡津久井町三ヶ木 1620 TEL 042-784-1211 FAX 042-784-6679

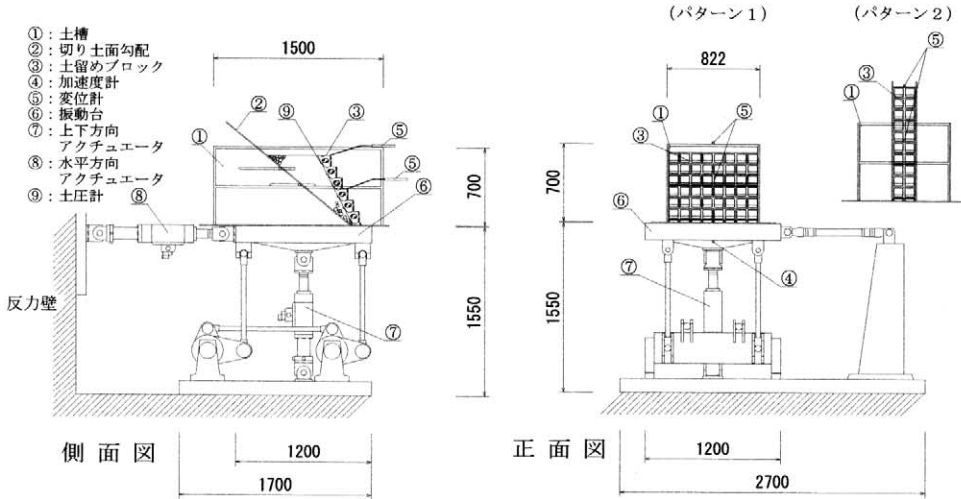


図-1 振動実験装置図

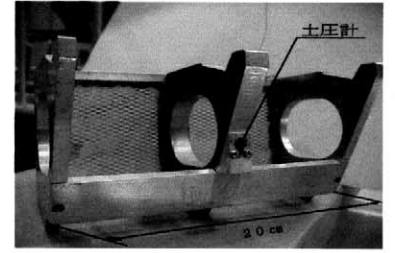


写真 1

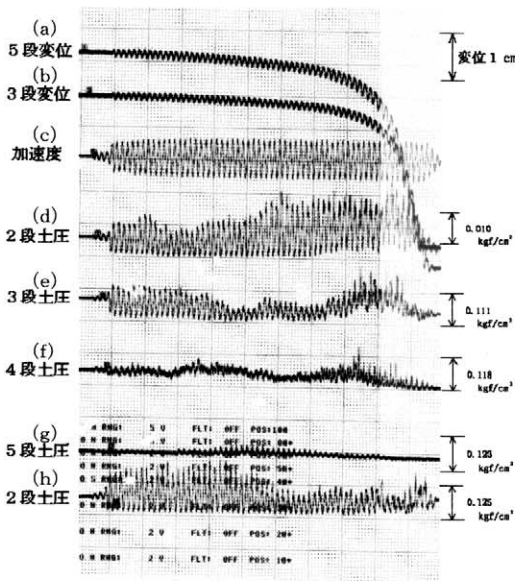


図-2 転倒時の測定データ

式1: 常時土圧

$$Pa = \frac{W_s \cdot \sin(\beta - \phi)}{\cos(\beta - \phi - \delta + j)}$$

式2: 地震時土圧

$$Pa = \frac{W_s \cdot \sin(\beta - \phi + \theta)}{\cos(\beta - \phi - \delta + j) \cdot \cos \theta}$$

ここに、 $W_s$ : 背面土くさびの重量 (tf/m)  
 $\beta$ : すべり角  
 $\phi$ : 背面土のせん断抵抗角  
 $\theta$ :  $\tan^{-1} kh$   
 $\delta$ : 壁面摩擦角  $\delta = 2/3 \cdot \phi$   
 $j$ : 仮想背面と鉛直面のなす角

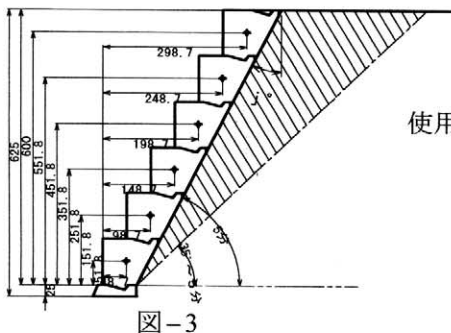


図-3

使用条件

$\phi$	背面土のせん断抵抗角	30.5°
$\delta$	壁面摩擦角	20.3°
$j$	仮想背面と鉛直角のなす角	26.565°
$\gamma_s$	砂質土の単位体積重量	1.62tf/m <sup>3</sup>
$\gamma_c$	コンクリートの単位体積重量	2.4 tf/m <sup>3</sup>

表-1

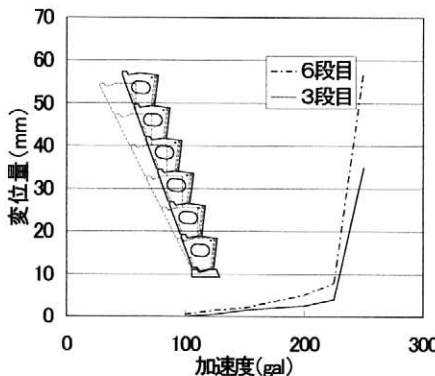


図-4 45°6段における変位の推移

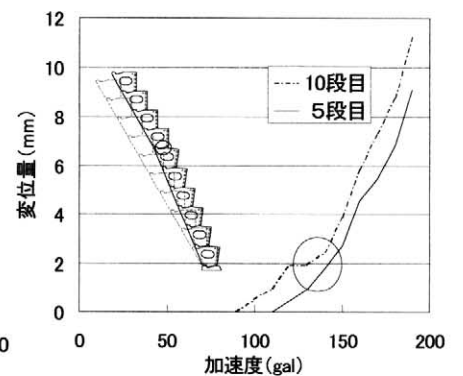


図-5 55°10段における変位の推移

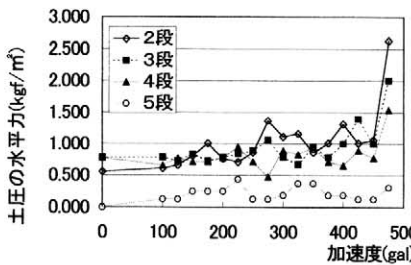


図-6 土圧の推移: 5段55°

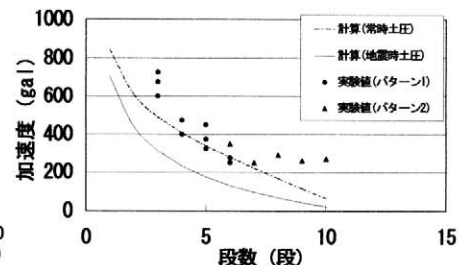


図-8 45°結果表

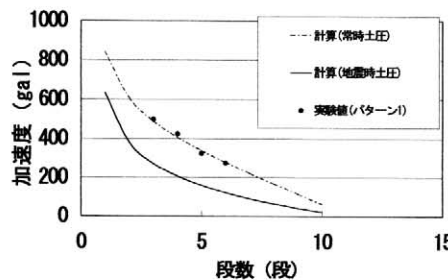


図-7 35°結果表

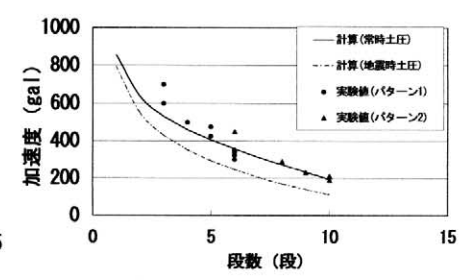


図-9 55°結果表

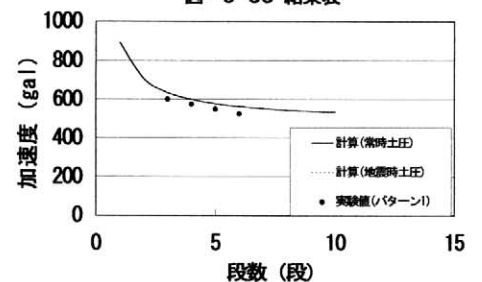


図-10 5分結果表