

ブロック積み擁壁の地震時挙動と示力線方程式の比較

中部大学 学生会員 ○山崎 魁斗
中部大学 正会員 余川 弘至

1. 研究背景・目的

これまで日本では多くの地震災害に遭遇し被害を受けている。地震時の被害の一つとして宅地擁壁の崩壊が挙げられる。2016年4月16日に発生した熊本地震では熊本県内で4,043件の宅地擁壁が被災した¹⁾。宅地擁壁にはブロック積み擁壁が多く採用され、転倒などの被害が多数報告されている。そのためブロック積み擁壁の安定性の評価方法や耐震性能の確認、耐震補強などが緊急の課題である。

本研究ではブロック積み擁壁を対象としたモデルによる傾斜実験（静的）および振動台実験（動的）を実施し、空積み擁壁の設計に用いられる示力線方程式と比較する。比較した結果から示力線方程式の適応範囲を明らかにすることを試みた。

2. 実験模型について

本実験に使用する擁壁模型は、実大規模の擁壁を1/15スケールにし、示力線方程式の前提条件により近づけるために平行四辺形の断面を持つブロック模型を使用する。相似則を考慮して平面ひずみ条件で実験を行った。ブロック模型は、アルミニウムを用いて作成した。擁壁模型の作成方法は、土槽（幅1,200mm、奥行き150mm、高さ450mm）に盛土地盤を作成し、盛土斜面にブロックを擁壁角度が70°になるように8段積み上げて作成した。示力線方程式と比較するため、空積みの擁壁模型で実験を行う。その際、最下段のブロックと土槽を固定した。地盤材料は三河珪砂6号を使用し、相対密度を均一にするため、空中落下法を用いて地盤作成を行った。相対密度は60%に設定した。

図-1は、本実験に用いるブロック積み擁壁の模型図である。加速度計は振動台および盛土地盤上の2点に設置し、振動実験時の入力加速度と地盤上加速度を計測するとともに、傾斜実験の傾斜角度を算出するために使用した。土圧計は擁壁上段から2段目と7段目の擁壁背面に設置し、擁壁の崩壊を判断するために使用した。

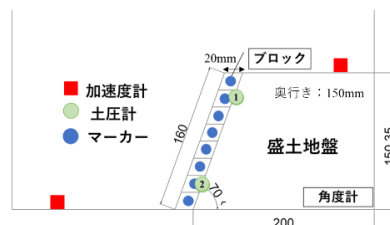


図-1 ブロック積み擁壁の模型図

3. 実験方法

本研究では静的で行う傾斜実験と動的で行う振動台実験を行い示力線方程式と比較した。傾斜実験で示力線方程式の適応範囲を明らかにし、振動台実験でも示力線方程式が適応できるのかを確認した。

3.1 傾斜実験

本実験では、静的実験で地震力を再現し、擁壁の保有耐力を確認することを目的とする。門型のクレーンを用いて土槽全体を吊り上げ傾斜させ、設計水平震度 k_h を模型全体に与えることで地震力を再現した。土圧計の計測値から擁壁の崩壊を判断した。設計水平震度と傾斜角度の関係の式を式(1)に示す。次式では、 β は土槽の傾斜角度、 k_h は設計水平震度を示す。

$$\beta = \tan^{-1}(k_h) \cdots (1)$$

3.2 振動台実験

本実験では、水平方向に加振可能な空圧式振動台装置を用いてブロック積み擁壁の実験模型を正弦波で加振し、その際の変形挙動および保有耐力を確認する。地震動は震度6強程度の最大加速度600galとなるような、周波数10Hz、加振時間8秒の地震動を振動台に入力した。徐々に加速度が大きくなる地震動を入力し、土圧計の計測値から崩壊時に基盤で計測される加速度を判断した。図-2に入力地震動を示す。

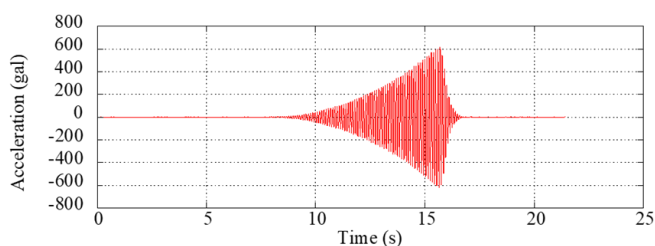


図-2 入力地震動

4. 示力線方程式

空積み擁壁の安定計算には示力線方程式が用いられることが多い。示力線方程式とはブロック積み擁壁のブロックと裏込め材を一枚の壁体と考え、壁体の任意区間に作用する土圧 P_A と、その区間の壁体重量 w によって合成される力の作用点の軌跡（示力線）を求める方程式のことをいう²⁾。示力線方程式の概略図を図-3に示す。農林水産省では作用断面の1/3線と示力線が交わる高さを設計限界高さとし、示力線が1/3線より後方に存在することを擁壁の安定条件としている。佐野らの研究から、擁壁崩壊時を安全率1とおくと1/3線は安全率1.25を見込んでいることが明らかになっている³⁾。本研究では示力線が擁壁端の線よりも前方に出た場合に擁壁の崩壊条件とする。示力線方程式を式(2)、土圧係数を求める式を式(3)に示す。次式では、 K_A は土圧係数、 γ は地盤密度、 γ_s はブロック密度、 b は天端幅、 ϕ は内部摩擦角、 δ は壁面摩擦角、 α_0 は擁壁傾斜角、 q は地表面の等分布荷重、 k_h は設計水平震度、 y は天端からの擁壁高さ、 x は示力線位置と天端中央位置との水平距離を示す。

$$x = \frac{K_A \gamma}{6\gamma_s b \sqrt{1 + \cot^2 \alpha_0}} y^2 + \left(\frac{K_A q}{2\gamma_s b \sqrt{1 + \cot^2 \alpha_0}} + \frac{\cot \alpha_0}{2} + \frac{1}{2} k_h \right) y \dots (2)$$

$$K_A = \frac{\sin^2(\alpha + \phi)}{\sin \alpha \left[\sqrt{\sin \alpha} + \sqrt{\sin \phi \sin(\phi + \alpha - 90^\circ)} \right]^2} \dots (3)$$

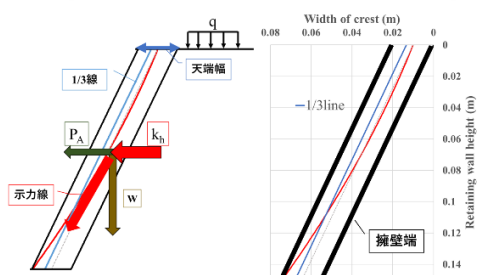


図-3 示力線方程式の概略図

5. 結果・考察

傾斜実験と振動台実験を実施し、擁壁の耐震性能、保有耐力を確認した結果と設計法である示力線方程式の比較を行った。表-1に各実験の擁壁崩壊時の設計水平震度 k_h を示す。傾斜実験では傾斜角度 β が約 14.5° で土圧が小さくなったため、式(1)から k_h が 0.26 の時に擁壁が崩壊することが分かった。振動台実験では加速度が約 350gal で土圧が小さくなったため、350gal で擁壁が崩壊することが分かった。350gal を k_h に換算し、 $k_h=0.35$ で擁壁崩壊とした。

表-1 各実験の擁壁崩壊時の k_h

| | |
|-------|--------------|
| | 設計水平震度 k_h |
| 傾斜実験 | 0.26 |
| 振動台実験 | 0.35 |

5.1 示力線方程式と実験比較（結果）

表-2に使用したパラメータ、図-4に各実験の示力線方程式計算結果を示す。図-4の結果から傾斜実験では、擁壁下端で示力線が擁壁端線と交差するため設計と実験が一致したが、振動台実験は、設計と一致しないことが分かった。そのため、静的時には設計水平震度 k_h を設計に使用できるが、動的時には k_h を使用できないことが分かった。

表-2 使用したパラメータ

| | | | |
|---------------------|---------------------|--------------------|------------------|
| ϕ (内部摩擦角) | 32° | b (天端幅) | 0.025m |
| δ (壁面摩擦角) | 5.3° | α_0 (擁壁傾斜角) | 70° |
| γ (地盤密度) | 16kN/m^3 | β (地表面傾斜角度) | 0° |
| γ_s (ブロック密度) | 27.0kN/m^3 | q (等分布荷重) | 0kN/m^2 |
| K_A (土圧係数) | 0.187 | k_h (設計水平震度) | 0.26 or 0.35 |

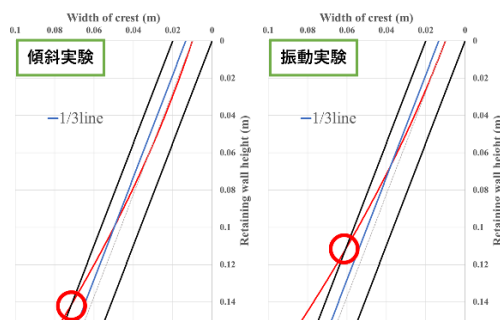


図-4 示力線方程式と実験比較

6. 今後の展望

比較結果から、新たに地震力を静的な荷重に変換できるようなパラメータの検討が必要であると考えます。

【謝辞】

本研究を進めるにあたり、実験準備などを手伝って頂いた森井氏や深見氏をはじめ、同じ研究室のメンバーに心より感謝いたします。

【参考文献】

- 五味晃大, 山田雅一, 塩入志緒里, 関根さやか: 2016年熊本地震による益城町における擁壁被害調査, 平成28年度日本大学理工学部学術講演会予稿集, B-70, pp174-175, 2016.
- 高倉正人: わかりやすいもたれ式・ブロック積み擁壁の設計と解説, 現代理工学出版, P70-82, 1995.
- 佐野和弥, 末政直晃, 小浪岳治, 谷山慎吾: 空石積擁壁の地震時挙動に関する検討-示力線方程式との比較-, 48回土木学会関東支部技術研究発表会, No. III-34, 2022.