

Ⅲ - A170

各種擁壁模型の傾斜・水平加振実験結果と安定計算結果の比較

東京大学生産技術研究所 正 古関潤一 学 Yulman MUNAF

東京大学工学部土木工学科 フェロー 龍岡文夫

（財）鉄道総合技術研究所 正 館山勝 正 小島謙一

1. はじめに 筆者らは、各種擁壁の破壊メカニズムや安定性の違いを明らかにするため、長さ約2m、奥行60cmの土槽内に厚さ20cmの模型支持地盤と高さ約50cmの重力式、もたれ式、L型擁壁及び補強土擁壁模型を作成し、静的な傾斜実験と5Hz正弦波による水平加振実験を行ってきた¹⁾。ここでは、各模型の変位が急増する限界震度と裏込め地盤中に生じたすべり面の角度の実測値を、実験条件に対応する安定計算結果と比較する。

2. 安定計算の条件 図1に示す6種類の実験模型を対象として、震度法と極限釣合い法に基づく外部安定の計算を実施した。補強土擁壁では裏込め地盤中に2つの土くさび²⁾を想定し、他の模型では物部・岡部式による地震時主働土圧³⁾を用いて、転倒および支持力破壊のそれぞれに対する安全率が1.0となる限界水平震度 $k_h(cal)$ を算定した。実験に用いた豊浦砂の低拘束圧下（9.8kPa）での平面ひずり圧縮試験（最大主応力方向は砂の堆積面に直交）で得られたピーク強度に基づいて、支持・裏込め地盤のせん断抵抗角 ϕ を 51° と設定した。擁壁と支持・裏込め地盤との間の摩擦角 δ_b 、 δ_w は、壁面に貼付した紙ヤスリにより十分な摩擦抵抗が発揮され、これに接する地盤が単純せん断状態で破壊したものと仮定して、 $\delta_b = \delta_w = 3/4\phi$ とした。

3. 検討結果 実験で擁壁頂部の水平変位が擁壁高さの5%となった時点（すべり面の発生が目視で確認され、その後変位が急増した時点）での加振加速度振幅 α と土槽傾斜角 θ を、次式により水平震度に換算した。

$$k_h(obs) = \alpha / g = \tan \theta \quad (g \text{ は重力加速度})$$

これを限界水平震度の実測値 $k_h(obs)$ として、転倒に対する $k_h(cal)$ と比較した結果を図2に示す。支持力破壊に対する $k_h(cal)$ のほうが転倒に対する値よりも小さい場合には、前者の値も矢印をつけて示した。

傾斜実験で得た $k_h(obs)$ は、転倒に対する $k_h(cal)$ よりもかなり小さかった。この理由として、安定計算では地盤のピーク強度を用いたが、実際には進行的な破壊が生じ、発揮されるせん断抵抗が必ずしも同時にピークにならないことが考えられる。支持力破壊も考慮することにより、重力式とL型擁壁の $k_h(cal)$ が低下し、特にL型擁壁では $k_h(obs)$ よりも小さくなったが、安定計算では支持地盤の厚さが20cmと限られていることを無視しており、安全率が過小評価されている点（そのために図中では右向矢印をつけて表示）に留意する必要がある。

水平加振実験で得た $k_h(obs)$ は、対応する傾斜実験で得た $k_h(obs)$ よりも大きかった。これは、慣性力が繰返し作用（本実験では

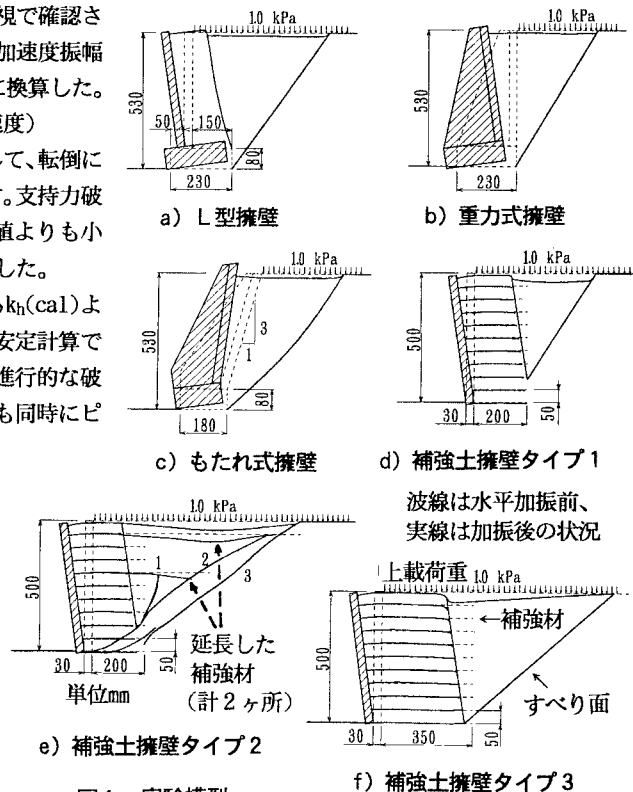


図1 実験模型

キーワード：擁壁、耐震性、模型実験、安定計算、進行的破壊

連絡先：〒106-8558港区六本木7-22-1東京大学生産技術研究所第5部 Tel:03-3402-6231 Fax:03-3479-0261

図2と
図3の
凡例

形式および記号	傾斜実験	水平加振実験
L型; C	■	□
重力式; G	●	○
もたれ式; L	▲	△
補強土タイプ1; R1	▼, ▼*	▽
補強土タイプ2; R2	◆	◇
補強土タイプ3; R3	▼	▽

*上載荷重3.1kPa（他は1.0kPa）

約50回）するほうが、その最大値を静的力に置換えた環境よりも荷重の作用時間が限定されているためと考えられる。

以上の結果、もたれ式と補強土擁壁タイプ3を除く各擁壁の水平加振実験で得た $k_h(\text{obs})$ は、転倒または支持力破壊に対する $k_h(\text{cal})$ と同程度か、それ以上の大きさとなった。

もたれ式擁壁の $k_h(\text{obs})$ が相対的に小さかった理由として、 δ^* の設定値が過大だった可能性、または擁壁底部の幅が小さく、つま先部の地盤が局部的に降伏して擁壁が急速に転倒した可能性が考えられる。また、補強土擁壁では裏込め地盤の補強部がせん断変形した(図1参照)が、計算ではこれが剛体的に挙動すると想定したため、補強部の幅が広いタイプ3で安定性が過大評価されたことが考えられる。

模型解体時に奥行き方向の中心線付近で観察したすべり面が水平面となす角 ζ と前述した $k_h(\text{obs})$ の関係を、物部・岡部式と比較したものを図3に示す。ただし、補強土擁壁タイプ2で生じた番号1および2のすべり面(図1参照)については、これらの後で番号3のすべり面が生じたことにより加振中に ζ が変化したため、その変化量が擁壁の回転角と同程度であったと仮定して当初の角度を推定し、発生時点が早いことを示すために左向矢印をつけて図中に示した。

傾斜実験で得た各模型の ζ は物部・岡部式による計算値とおおむね一致した。また、水平加振実験で得た ζ は、同じ擁壁の傾斜実験で得た ζ とほぼ同じだった。前述したように同じ擁壁では水平加振実験のほうが傾斜実験よりも $k_h(\text{obs})$ が大きかったため、水平加振実験で得られた ζ は対応する物部・岡部式による計算値よりも大きくなった。

以上の検討結果に基づき、最初に形成されたすべり面上のせん断抵抗のみが残留強度まで低下すると考えることにより地震時主働土圧を評価する手法を別途提案している⁴⁾。

4. まとめ 震度法と極限釣合ひ法に基づく安定計算で地盤のピーク強度を用いた場合の安全率は、進行性破壊を考慮しない点で過大に、慣性力を静的な力に置換えている点で過小に評価される。本実験では両者がバランスするか後者の影響のほうがやや大きかった。裏込め地盤中に生じるすべり面の傾斜角は、傾斜実験では地盤のピーク強度を用いた物部・岡部式とおおむね一致するが、水平加振実験ではこれよりも大きかった。

参考文献 1)例えば小島ら：重力式擁壁の模型振動実験，土木学会第52回年次学術講演会3-B, 1997. 2)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説-土構造物, 1992. 3)同-基礎・抗土圧構造物, 1997. 4)古関ら：裏込め土中におけるひずみの局所化の影響を考慮した地震時主働土圧の評価法，第33回地盤工学研究発表会, 1998.

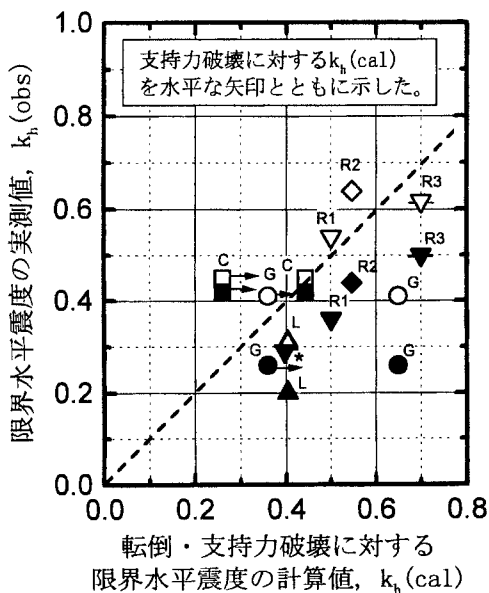


図2 限界水平震度の比較

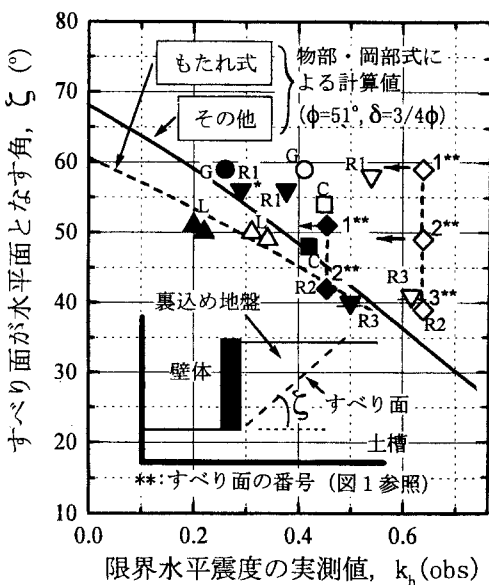


図3 すべり面傾斜角の比較