

Ⅲ-A155

擁壁の耐震性に関する動的遠心模型実験（その4）

建設省土木研究所 正会員 斉藤由紀子

〃 〃 松尾 修

〃 〃 堤 達也

〃 〃 中村 伸也

1. はじめに

兵庫県南部地震を受けて各種土木構造物の耐震設計法の見直しが行われているが、土留構造物においても大規模地震時における耐震性の評価が課題となっている。筆者らは、重力式擁壁の地震時挙動を検討する目的で、動的遠心模型実験を行った¹⁾²⁾³⁾。今回は、重力式および逆T式擁壁を対象に条件を変えて同様の実験を行い、両者の挙動の違いを調べるとともに、背面土圧についての分析を一部行ったので報告する。

2. 実験方法

実験は擁壁形式、盛土高さ（嵩上げ盛土の有無）、裏込めの含水状態、加振周波数を変化させて計8ケース行った。逆T式擁壁の実験模型および実験条件一覧をそれぞれ図1、表1に示す。重力式擁壁の模型図、模型地盤の作成方法および計測項目は前報¹⁾を参考にされたい。なお、湿潤状態の豊浦砂を用いたケース9、13は模型地盤を棒で突き固めて作成している。加振は正弦波30波を用いて、50～100galピッチで段階的に加速度を大きくして行った。

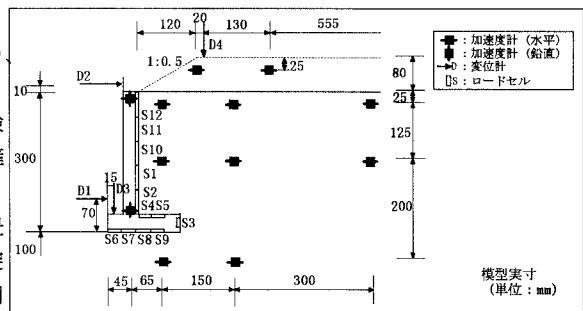


図1 実験模型（逆T式擁壁）

3. 実験結果および考察

表1 実験条件一覧

Case	擁壁形式	擁壁高* (m)	盛土高* (m)	相対密度 (%)	含水比 (%)	c (tf/m ²)	φ (°)	入力波形*	遠心加速度 (G)
7	重力式	9	11.4	77	0	0.0	41	sin2Hz,30cyc	30
8	〃	〃	9	78	〃	0.0	41	sin1Hz,30cyc	〃
9	〃	〃	〃	57	5	0.0, 0.7	39	sin2Hz,30cyc	〃
10	〃	〃	〃	84	0	0.0	41	sin1.5Hz,30cyc	〃
11	逆T式	〃	〃	82	〃	0.0	41	sin2Hz,30cyc	〃
12	〃	〃	11.4	80	〃	0.0	41	〃	〃
13	〃	〃	9	54	5	0.0, 0.7	39	〃	〃
14	〃	18	18	81	0	0.0	41	〃	60

*実物換算値

逆T式のケース11の模型の変形状況を図2に示す。加振加速度303galで、実務設計で考慮されているのと同様のくさび状のすべり面が発生した（図中の α_1 、 α_2 ）。その後、427galで加振すると擁壁が前面に滑動、傾斜し、仮想背面とすべり面に挟まれたくさび状の土塊が落ち込む様子が見られた。また、加振加速度が大きくなるとくさび土塊とかかと版上の土塊にはすべり面（ β_1 、 β_2 ）が新たに形成された。

各ケースにおける破壊加速度と設計水平震度 k_h の関係を図3に示す。ここで、設計水平震度は道路土工指針⁴⁾に基づき滑動、転倒、支持力破壊（支持力の照査は道路橋示方書⁵⁾に準拠）に対して安定計算を行い、支配的な破壊モードについて所定の安全率となる水平震度を用いた。安定計算で用いたc、φはCD試験から求めている。なお、湿潤砂を用いたケース9、13ではモールの包絡線の描き方によりcの値を確定できなかったためc

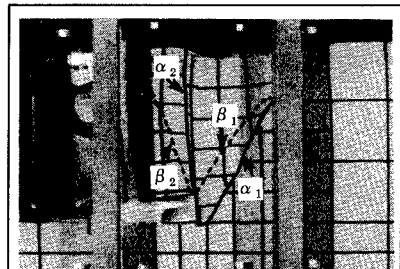


図2 模型の変形状況（ケース11）

キーワード：重力式擁壁、逆T式擁壁、遠心模型実験、地震

連絡先：〒305-0804 つくば市旭1, Tel 0298-64-4969, Fax 0298-64-2576

$\approx 0.7 \text{tf/m}^2$ の2種類を与えている。破壊加速度は擁壁上部の水平変位 (D2) が擁壁高さの3%に達したときの加振加速度で定義している。なお、この時点で目視で確認できるほどのすべり面はまだ発生していない。図中には参考までに前報¹⁾の値も示した。同図より湿潤砂を用いたケース9, 13 ($c=0.7 \text{tf/m}^2$ を使用) を除き、震度と加振加速度の関係はある限られた幅を持って有意な相関があり、それぞれのモデルの耐震安定性の違いをうまく考慮できているものと考えられる。また、いずれのケースも破壊加速度と設計震度の比は1を下回っており、高さ比3%程度の変形を許容すれば現行設計法に安全余裕があることが分かる。重力式と逆T式は、擁壁形式以外の条件が同じケース（ケース1と11、ケース7と12、ケース9と13、ケース5と14）でそれぞれ比較すると、破壊加速度に有意な差が見られない。

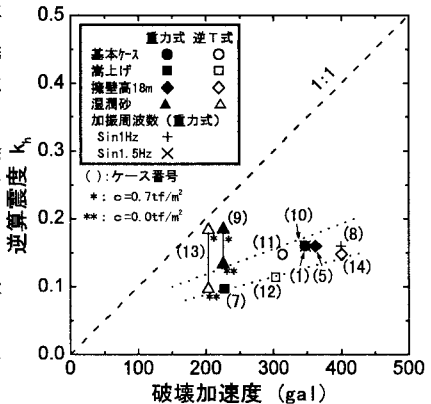


図3 破壊加速度と逆算震度の関係

重力式のケース10を例にとり、残留変位がほとんど生じなかった216gal加振時と大きく変位した417gal加振時における擁壁躯体慣性力と水平土圧合力（いずれも外向きを正）の関係を図4に示す。同図より、216gal加振時には慣性力と土圧は逆位相になっていること、他方、擁壁の変位が進行した417gal加振時には両者の関係が乱れていることが分かる。そこで、417gal加振時の16波目の1周期をプロットして図5に示す。擁壁底面の変位計によれば、擁壁が前面へ滑動変位している時間帯は概ね $t_6 \sim t_9$ の間であることが分かっている。これより、滑動は慣性力が正の時に進行していること、およびその間に土圧は増加していることが分かる。

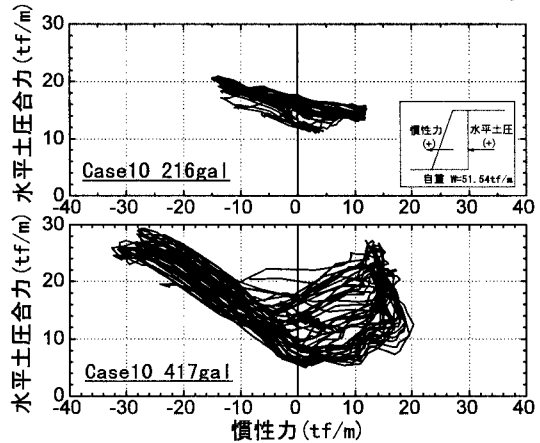


図4 慣性力と水平土圧合力の関係

4. まとめ

今回の実験から以下のことが分かった。

- (1) 正弦波加振の条件下において、いずれの擁壁も残留変位の生じる加速度レベルは、(設計震度 k) $\cdot g$ よりもかなり大きい。
- (2) 同一の設計震度で設計された重力式と逆T式で耐震強度に有意な差は見られなかった。
- (3) 躯体に作用する慣性力と土圧の位相は異なる。さらに、両者の関係は擁壁が滑動するか否かにより複雑に変化する。

今後、上記(2),(3)についてさらにデータ分析を行い、別途報告する予定である。

参考文献

- 1)2)3) 松尾修他、擁壁の耐震性に関する動的遠心模型実験（その1～3）、土木学会第53回年次学術講演会、pp340-345、1998。
- 4) 日本道路協会：道路土工－擁壁工指針、1999。
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、IV下部構造編、1996。

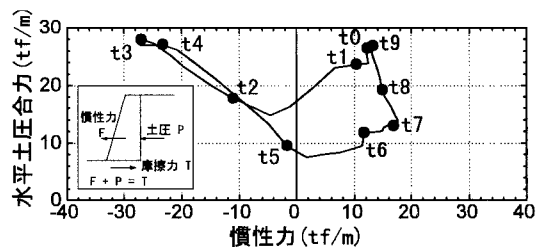


図5 慣性力と水平土圧合力の関係
(Case10 400gal加振16波目)