

重力式擁壁の地震時挙動とその予測法について

- 地震時土圧についての基礎的考察 -

国土交通省国土技術政策総合研究所 松尾 修

独立行政法人 土木研究所 中村 伸也

独立行政法人 土木研究所 斉藤由紀子

1. はじめに

擁壁に作用する地震時土圧については、最近、模型実験により詳細なデ・タが得られてきている^{1), 2)}。それによれば、地震時に擁壁が動き出しているときの土圧は物部・岡部の主働土圧よりも小さいというデ・タが示されている。古関ら³⁾は、背面土の最大強度・残留強度特性を考慮した新しい地震時土圧計算法を提案しているが、実験で測定された土圧デ・タはこれらのいずれよりも小さい傾向にある。そこで、小論では、擁壁・背面土の2体剛体モデルにより、いったん動き始めた擁壁には震度に応じた大きさの土圧は作用しないことを説明する。

2. 力学モデルによる考察

擁壁・背面土の運動モデルを図-1のように設定する。簡単のため、滑動モードのみを考える。ここで、土楔の大きさは、滑動が生じる限界震度に対応した大きさに固定する。土は乾燥砂とし、内部摩擦角は一定とする。

前段として、図-1をさらに簡略化した、テ・ブル上の2剛体モデル(図-2)を考える。図-2の剛体 m_1 は擁壁を、 m_2 は背面土楔を想定しており、摩擦係数は $\mu_1 > \mu_2$ とする。テ・ブルが右方向に単調増加する加速度 $\ddot{X}$ で運動するとき、擁壁・土楔がいったん滑り出して以降の運動方程式はつぎのようになる。

$$\text{剛体 } m_1 \text{ について: } m_1(\ddot{X} + \ddot{x}) = \mu_1 m_1 g + E \quad (1)$$

$$\text{剛体 } m_2 \text{ について: } m_2(\ddot{X} + \ddot{x}) = \mu_2 m_2 g - E \quad (2)$$

これを解くと、2つの剛体が滑り出して以降の相対加速度および内力(土圧)はつぎのように得られる。

$$\text{相対加速度: } \ddot{x} = -\ddot{X} + (\mu_1 m_1 + \mu_2 m_2)g / (m_1 + m_2) \quad (3)$$

$$\text{内力(土圧): } E = (\mu_1 - \mu_2)m_1 m_2 g / (m_1 + m_2) \quad (4)$$

式(4)より、両者が滑っているときの内力(土圧)は一定であることがわかる。

図-1のモデルに戻り、滑り出して以降の運動方程式を立てるとつぎのようになる。

$$\text{擁壁について: } m_1(\ddot{X} + \ddot{x}) = \tan \delta_1 (m_1 g + E \sin \delta_2) - E \cos \delta_2 \quad (5)$$

$$\text{土楔について(水平方向): } m_2(\ddot{X} + \ddot{x}) = E \cos \delta_2 - Q \sin(\theta - \phi) \quad (6)$$

$$\text{(鉛直方向): } m_2 \ddot{y} = E \sin \delta_2 - Q \cos(\theta - \phi) \quad (7)$$

$$\text{変位の適合条件: } y = -x \tan \theta \quad (8)$$

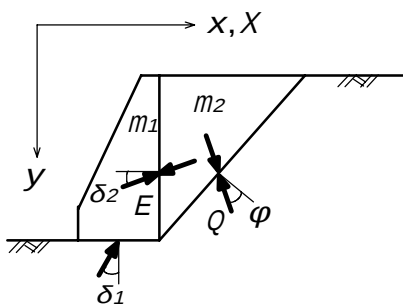


図-1 擁壁・背面土の運動モデル

解は冗長なので具体的には示さないが、滑動に対する安定が損なわれる限界の加速度は物部・岡部の主働土圧を用いて得た解と一致する。また、

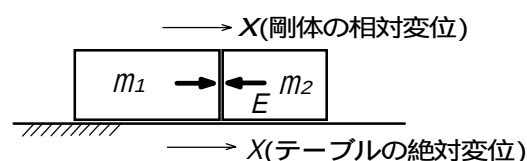


図-2 テーブル上の2剛体モデル

滑動し始めてからの土圧は、図-2のモデルの場合と異なり、地盤の加速度 X に対して線形的に減少するという結果が得られる(図-5に後述)。

擁壁、土圧、地震

〒305-0804 つくば市旭 1、Tel 0298-64-2926、Fax 0298-64-0598

3. 実験値との比較

中村ら⁴⁾の正弦波加振による擁壁の模型実験における地震時土圧と比較する。一例として、Case6 の0.3g 加振時における諸量の時刻歴を図-3 に、そのときの擁壁背面および底面における動員摩擦係数と背面土圧合力（水平成分）の関係を図-4 に示す。図-3 で、擁壁の変位には振動（弾性）成分と塑性成分が含まれているので、これから擁壁がすべり（塑性）変位している時間帯を特定するのは困難である。そこで、図-4 でほぼ最大摩擦角が動員されている時間帯をもって擁壁がすべり変位している、すなわち土楔も主働すべり変位しているとみなし、この間の背面土圧合力を読みとった。このようにして読みとった土圧を加振震度（正弦波入力加速度振幅／重力加速度）に対してプロットすると図-5 が得られる。また、同図には、図-2 の計算モデルから得た、運動を考慮した主働土圧を併記した。なお、これを計算するにあたっては、砂の内部摩擦角として三軸圧縮試験から得られた $\varphi_{\text{PEAK}} = 41^\circ$ 、 $\varphi_{\text{RES}} = 35^\circ$ 、擁壁と砂の間の摩擦角として引っ張り摩擦試験および図-4 から得られた $\delta = 30^\circ$ を用いた。同図より、定量的にはやや違いがあるが、入力加速度がいくら大きくなっても土圧がさほど（少なくとも物部・岡部土圧ほどには）大きくならないという傾向は一致していることがわかる。また、擁壁の底面幅が広い、すなわち安定度の高い Case1 の方が土圧は大きい。付言すれば、擁壁の安定度に対応して限界加速度および地震時土圧は大きくなるが、それ以上の入力加速度に対して主働土圧は増加しないということである。

4. おわりに

今後、これまでに実施した模型実験データを用いて、上に述べたモデルによる地震時土圧の有効性を検証していく予定である。これがうまく行けば、Newmark 流の地震時変形予測法および擁壁躯体（壁）の安定照査に用いる土圧外力の合理化が可能となる。

参考文献

- 1) 中村伸也ら：擁壁の耐震性に関する動的遠心模型実験（その5）土木学会第55回年次学術講演会、-A、pp.276-277、2000.
- 2) 古関潤一ら：地震時擁壁土圧に関する物部岡部式の妥当性の検討、土木学会第55回年次学術講演会、-A、pp.280-281、2000.
- 3) 古関潤一ら：大きな地震荷重下において擁壁および補強土壁に作用する地震時主働土圧の評価法、第10回日本地震工学シンポジウム、pp.1563-1568、1998.
- 4) 中村伸也ら：、土木学会第56回年次学術講演会、投稿中、2001.

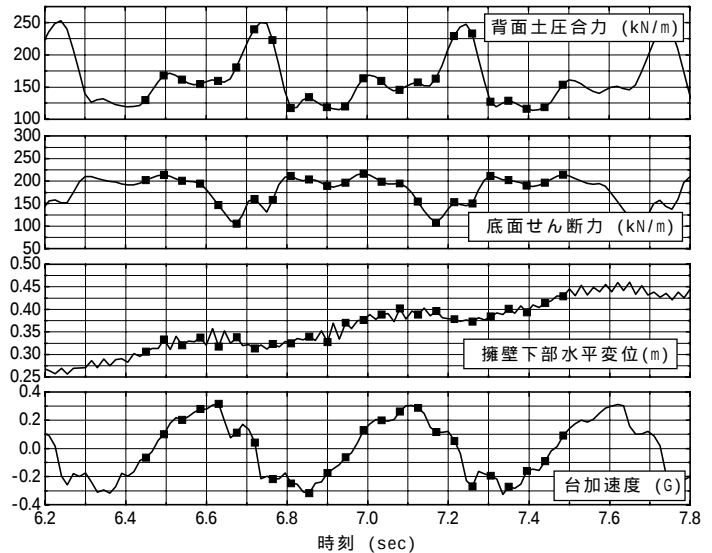


図-3 時刻歴 (Case6 0.3g 加振 11,12 波目)

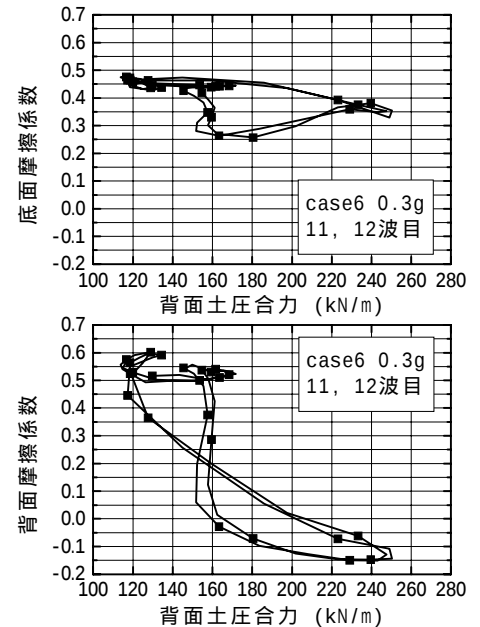


図-4 背面土圧と摩擦係数

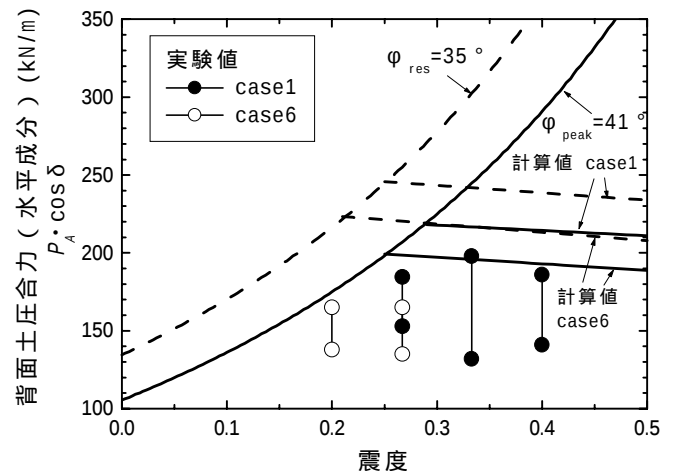


図-5 実験値との比較