

擁壁に作用する地震時主働土圧に関する 考察および比較計算

松尾 修¹・斉藤由紀子²・岡村 未対³

¹正会員 工修 国土交通省国土技術政策総合研究所 危機管理技術研究センター (〒305-0804 茨城県つくば市旭 1)

²正会員 独立行政法人土木研究所 耐震研究グループ (〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)

³正会員 工博 独立行政法人土木研究所 技術推進本部 (〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)

擁壁・背面土の2体剛体モデルにより、擁壁に作用する地震時主働土圧を簡易的に評価した。また、多自由度地震時変位計算法を用い、遠心模型実験の実測土圧および本論文で提案している簡易式から求めた土圧を外力として擁壁の変位を試算した。その結果、変位計算法は実測土圧を用いることにより実験で得られた変位をある程度再現できること、簡易土圧式を外力とした場合も定性的には実験結果を表現できることがわかった。

Key Words : Retaining Wall, Earthquake, Earth pressure, Displacement, Centrifuge test

1. まえがき

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ータが得られている¹⁾²⁾。それによれば、地震時に滑動力が最大になるときの擁壁への作用土圧は、物部・岡部の主働土圧よりも小さいというデータが示されている。また、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。しかし、実験で測定された土圧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体剛体モデルを用いて、いったん相対運動を始めた擁壁に作用する土圧は震度にほとんど依存しないことを説明し、実験データと比較する。さらに、提案した地震時主働土圧および別途提案した多自由度地震時変形量計算法⁴⁾を用いて、模型振動実験モデルに対して地震時変形量計算を行い、実験結果と比較することによりその適用性を検討する。

2. 動力学的考察による地震時主働土圧

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、土楔の大きさすなわち崩壊角 θ は、変形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 ϕ は一定とする。底面と壁面の摩擦角はそれぞれ δ_1 、 δ_2 とし、擁壁と土楔の地盤に対する水平方向の相対変位を x 、土楔と地盤の鉛直方向の相対変位を y 、地盤の絶対変位を X (水平方向)で表す。

図-1をさらに簡略化した、テーブル上の2剛体モデル

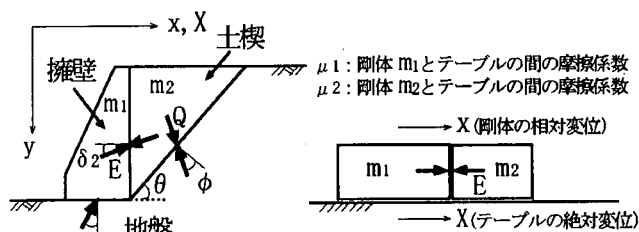


図-1 擁壁・背面土の運動モデル

図-2 テーブル上の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。テーブルが右方向に単調増加する加速度で運動するとき、擁壁・土楔がいったん滑り出した以降の運動方程式はつぎのようになる。なお、 g は重力加速度である。

剛体 m_1 について：

$$m_1(\ddot{X} + \ddot{x}) = \mu_1 m_1 g + E \quad (1)$$

剛体 m_2 について：

$$m_2(\ddot{X} + \ddot{y}) = \mu_2 m_2 g - E \quad (2)$$

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 \ddot{x} および内力 E (土圧)はつぎのように得られる。

相対加速度 \ddot{x} ：

$$\ddot{x} = -\ddot{X} + (\mu_1 m_1 + \mu_2 m_2)g / (m_1 + m_2) \quad (3)$$

内力 E (土圧)：

$$E = (\mu_1 - \mu_2)m_1 m_2 g / (m_1 + m_2) \quad (4)$$

式(4)より、両者が滑動中の内力 E (土圧)はテーブルの加速度によらず一定であることがわかる。

図-1のモデルに戻り、擁壁が滑動しているときの運動方程式を立てるとつぎのようになる。

擁壁について：

$$m_1(\ddot{X} + \ddot{x}) = \tan \delta_1 (m_1 g + E \sin \delta_2) - E \cos \delta_2 \quad (5)$$

土楔について（水平方向）：

$$m_2(\ddot{X} + \ddot{x}) = E \cos \delta_2 - Q \sin(\theta - \phi) \quad (6)$$

土楔について（鉛直方向）：

$$m_2 \ddot{y} = m_2 g - E \sin \delta_2 - Q \cos(\theta - \phi) \quad (7)$$

変位の適合条件：

$$\dot{y} = -x \tan \theta \quad (8)$$

式(5)~(8)より、滑動し始める限界加速度 \ddot{x}_c と滑動中の主働土圧 E は以下ようになる。

$$\ddot{x}_c = \frac{m_1 \tan \delta_1 (\cos \delta_2 - \theta + \phi) - m_2 \frac{\cos(\delta_1 + \delta_2)}{\cos \delta_1} \sin(\theta - \phi)}{m_1 \cos(\delta_2 - \theta + \phi) + m_2 \frac{\cos(\delta_1 + \delta_2)}{\cos \delta_1} \cos(\theta - \phi)} g \quad (9)$$

$$E = \frac{-\tan \theta \sin(\theta - \phi) \ddot{X} + \{\sin(\theta - \phi) + \tan \delta_1 [\tan \theta \sin(\theta - \phi) + \cos(\theta - \phi)]\} g}{m_1 \cos(\delta_2 - \theta + \phi) + m_2 \frac{\cos(\delta_1 + \delta_2)}{\cos \delta_1} \cos \phi} m_1 m_2 \quad (10)$$

なお、土楔の大きさを規定する θ は物部・岡部式による。

これを模式的に示すと図-3 のようになる。すなわち、地盤加速度が式(9)で規定される限界加速度 \ddot{x}_c に達するまでは（主働土圧より大きく受働土圧より小さい）平衡土圧状態であり、 \ddot{x}_c を超えて擁壁が滑動すると式(10)で規定されている主働土圧となる。また、地盤加速度がピークに達した後減少する過程において \ddot{x}_c より小さくなくても、擁壁が滑動している間は式(10)の土圧が保持されることになる。なお、式(10)で規定される主働土圧の勾配は主に土の摩擦角 ϕ と崩壊角 θ に支配されるが、一般的には水平に近いやや負の勾配になる。

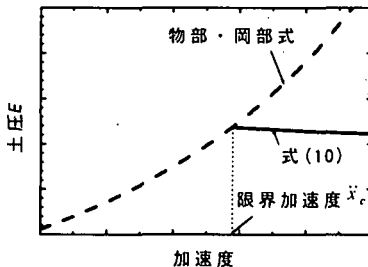


図-3 簡易土圧式の模式図

3. 地震時主働土圧の実験データとの比較

上に示した主働土圧を、動的遠心模型実験結果⁵⁾と比較する。ここでは、表-1、図-4 に示す根入れを有しない2ケースを対象とする。実験は、遠心加速度30Gの下で行ったが、本論文の数値はすべて実物換算して表している。支持地盤と裏込め地盤は気乾状態の豊浦砂（相対密度86%）であり、支持地盤の厚さは3mである。以下の計算で用いる砂の内部摩擦角は、Tatsuokaら⁶⁾の平面ひずみ圧縮試験結果を参考にして $\phi_{peak} = 45^\circ$ 、 $\phi_{res} = 37^\circ$ と仮定した。擁壁の壁面に作用する土圧は、擁壁の背面と底面の全面に取り付けた2方向（直応力・せん断応力）ロードセルを、擁壁の水平・鉛直変位はレーザ式変位計を用いて計測した。Case1と6の主な違いは、底版幅Bの大きさである。

表-1 遠心模型実験の条件

	擁壁形状		擁壁質量 m (t/m)	重心位置		加振加速度 (G)
	h (m)	B (m)		X _G (m)	Y _G (m)	
case1	9.00	3.75	51.4	1.335	3.165	0.13, 0.20, 0.27, 0.33, 0.40
case6	9.00	3.00	41.9	1.165	3.146	0.13, 0.20, 0.27

共通の条件 ・ h' = 1.80m, B' = 0.45m
 ・ 相対密度 Dr = 86%
 ・ 正弦波2Hzで20波加振

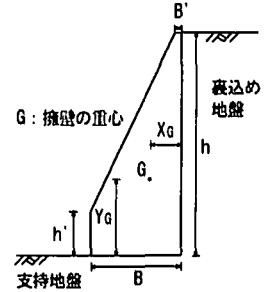


図-4 擁壁模型

擁壁に作用する土圧合力と擁壁変位の一例として、Case6の0.27G加振時における諸量の時刻歴を図-5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-6に示す。図-5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-6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-7が得られる。また、同図には、物部・岡部式（ $\phi_{peak} = 45^\circ$ 、 $\phi_{res} = 37^\circ$ ）と、図-2の計算モデルから得た、運動を考慮した主働土圧（以後、簡易土圧と呼ぶ）を併記した。なお、簡易土圧の計算は以下の手順で行った。①物部・岡部土圧（ $\phi_{peak} = 45^\circ$ ）を用いて、次節で述べる変位計算法（ $\phi_{peak} = 45^\circ$ ）より、変位が生じ始める限界震度 k_c を算出する。case1では $k_c = 0.25$ 、case6では $k_c = 0.18$ であった。同時に物部・岡部式より、

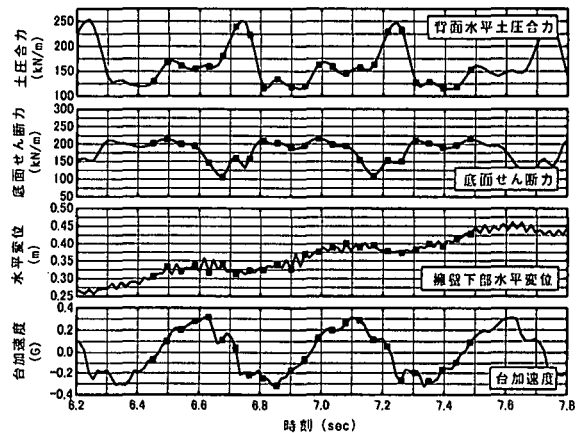


図-5 時刻歴 (Case6 0.3G加振 11,12波目)

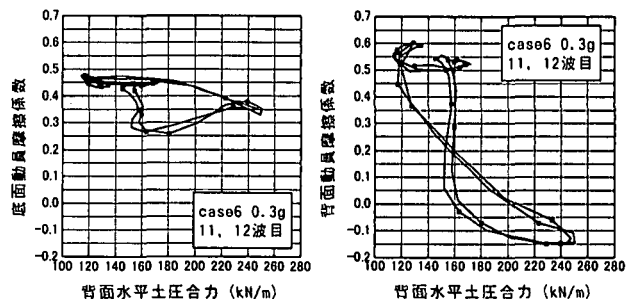


図-6 背面土圧と摩擦係数

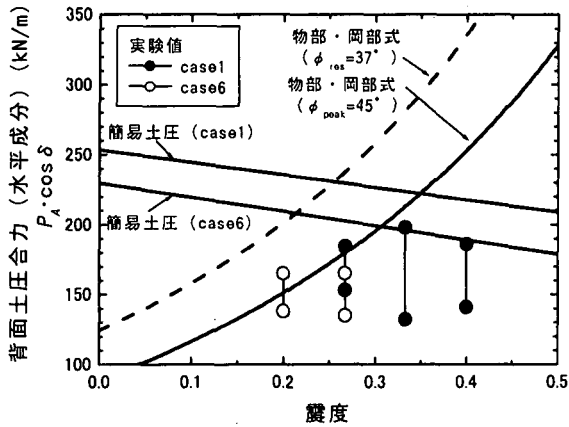


図-7 簡易土圧式と実験実測土圧の比較

限界震度における崩壊角 θ が求まる。 θ から、簡易土圧式の計算に用いる背面土楔の大きさが決まる。 θ は各ケースで震度によらない一定値とする。(case1: $\theta = 53^\circ$ 、case6: $\theta = 57^\circ$) ②土楔が形成された後、すべり面上では残留強度が発揮されると仮定し、 $\phi_{res} = 37^\circ$ と崩壊角 θ を用いて、式(10)より、簡易土圧を算出する。なお、擁壁と砂の間の摩擦角には、別途行った摩擦試験および図-6から得られた $\delta = 30^\circ$ を用いた。図7より、擁壁が滑っている間の背面土圧の実測値は、震度が増加してもほぼ一定の値となっていることがわかる。また、簡易土圧と実測土圧には定量的にやや違いがあるが、入力加速度が大きくなっても土圧が(少なくとも物部・岡部土圧ほどには)大きくなるとい傾向は両者で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の方が実測土圧、簡易土圧ともに大きい。換言すれば、擁壁の安定度に対応して限界震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. 滑動・回転・沈下を考慮した地震時変位計算

著者らはNewmarkのsliding block法を3自由度系に拡張した擁壁の地震時変位計算法を提案している⁴⁾。本節では、この方法と上記2.に示した土圧を用いて変位計算を試みる。

図-8のように鉛直荷重 V 、水平 H 、モーメント荷重 M の組み合わせ荷重を受ける砂地盤上の擁壁の支持力を考えると、その支持力曲面 $F=0$ は、図-9、式(11)のごとく回転放物線となることが知られている⁷⁾。すなわち、地盤が破壊し基礎が運動している間の地盤反力は、この支持力曲面上のどこか一点にある。ここで μ 、 ϕ は支持力曲面の大きさを規定する定数で、 μ は擁壁底面と地盤間の摩擦係数である。また V_{max} は $H=M=0$ の場合の支持力である。

$$F = \left(\frac{H}{\mu}\right)^2 + \left(\frac{M}{\phi B}\right)^2 - \left(\frac{V}{V_{max}}\right)^2 (V_{max} - V)^2 = 0 \quad (11)$$

また、地盤が破壊状態にある(地盤反力が支持力曲面上にある)とき、擁壁の変位増分方向と荷重の間にユニークな

関係(流れ則)が存在する⁷⁾。変位増分方向を規定する変位ポテンシャル面 $Q=0$ を図-10、式(12)に示す。ここで v, h, θ はそれぞれ鉛直、水平変位と回転角である。なお、この塑性ポテンシャル面は限られた既往の実験結果を参考に仮定したものであることを付記しておく。

$$Q = \sqrt{\left(\frac{H}{\mu V_{max}}\right)^2 + \left(\frac{M}{\phi B V_{max}}\right)^2} + 0.44 \left(\frac{V}{V_{max}}\right)^2 - 0.44 = 0 \quad (12)$$

擁壁に作用する外力(=擁壁の慣性力+背面土圧合力)が地盤反力よりも大きければ、これらの力の差によって擁壁は加速度運動し、その運動は鉛直、水平、回転に関する擁壁の運動方程式によって記述されNewmark流の方法によって変位が求められる。また、このときの擁壁の変位増分方向は式(12)を満足しなければならないことから、地盤反力は図-9の支持力曲面上の一点に定まる。本計算方法の詳細は文献4)を参照されたい。

変位計算に必要なデータは、擁壁形状・質量(表-1)、擁壁に作用する外力(擁壁の前面、背面から受ける土圧と擁壁の慣性力)、定数 μ 、 ϕ と V_{max} である。ここで定数 μ は擁壁と砂地盤との摩擦係数の実測値0.57(= $\tan \delta$)、 ϕ は既往の支持力実験結果から0.45とした。また V_{max} は $\phi_{peak} = 45^\circ$ から支持力公式を用いて算定した。

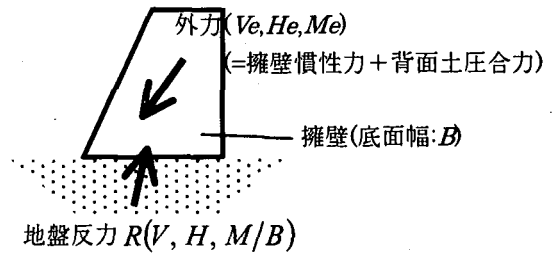


図-8 擁壁に作用する外力と地盤反力

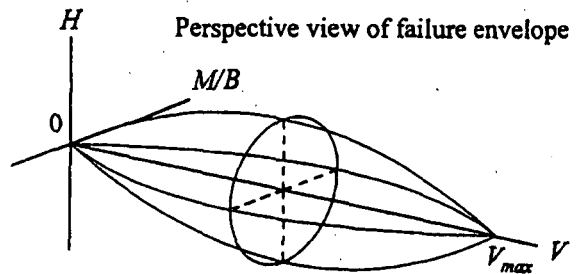


図-9 組み合わせ荷重を受ける砂地盤の支持力曲面⁷⁾

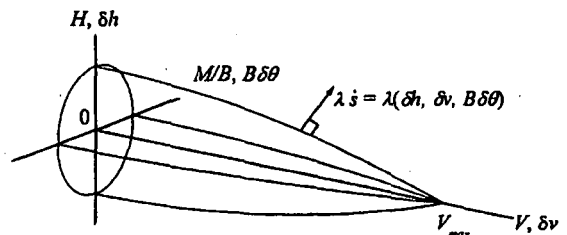


図-10 塑性ポテンシャル面

遠心模型実験を対象に、4種類の土圧を用いて変位計算を行い、実験での実測変位と比較した。なお、慣性力は入力加速度 (a) の実測値から算出した。

土圧①: 実験で2方向ロードセルにより測定した実測土圧
土圧②: 入力加速度 (a) の関数として、物部・岡部式 ($\phi_{peak} = 45^\circ$) から求めた土圧

土圧③: 入力加速度 (a) の関数として、物部・岡部式 ($\phi_{res} = 37^\circ$) から求めた土圧

土圧④: 入力加速度 (a) の関数として、簡易土圧式 (式(10)) から求めた土圧

実験結果と計算結果を、震度と変位量の関係で比較したのが、図-11である。ただし、鉛直変位はごく小さいので割愛した。図-11より、実測土圧を用いて計算した擁壁底面中央の水平変位は、いずれのケースでも変位が生じ始める加振加速度、変位量の大きさともにおおよそ合っていることがわかる。この変位計算法は、外力を正確に与えることができれば、擁壁の変位挙動を妥当に評価できるといえる。ただし、計算結果は回転角をやや過小評価する傾向にあった。本計算法では、水平変位増分と回転変位増分の比が変位ポテンシャル面によって決まる。本計算で用いた変位ポテンシャル面の形状は、限られた実験データから暫定的に設定したものであるため、改めて検討する必要がある。

図-11(a)において、実測の変位量は震度とともに増加しているが、震度がある程度以上大きくなると、変位量の増加割合は小さくなっている。これに対して、物部・岡部式を用いた計算結果は、震度が大きいほど変位量増加割合が大きくなり、変位量を過大評価する傾向が見られる。これは、物部・岡部式が震度が大きくなると非現実的に大きな土圧を与えるためと考えられる。

本論文で提案した簡易土圧式を用いた計算結果は、実測

土圧を用いた計算結果と比較的よく合った。つまり、簡易土圧式は、実測の土圧をある程度評価できる可能性があるといえる。ただし、実験データを仔細に観察すると、擁壁の地震時挙動、とくに土圧と慣性力の位相差については加振レベル、加振継続時間などの影響で複雑に変化することが分かっている。したがって、簡易土圧を用いた変位計算は、場合によっては変位を過小評価する恐れもある。今後、実験データを詳細に分析し、擁壁の動的な応答の影響についても検討する必要がある。

5. まとめ

- (1) 動力的な考察に基づく地震時主働土圧を提案した。これによれば、いったん動き始めた擁壁には震度の大きさに応じた土圧は作用しないことを示した。
- (2) 上記土圧を実験データと比較したところ、少なくとも定性的には整合的であった。
- (3) 別途提案した地震時変位計算法に実測土圧を組み込んで地震時変位計算を行った。その結果、実測の変位をかなりの程度再現することができた。
- (4) 地震時変位計算法に本論文で提案した簡易土圧を組み込んで地震時変位計算を行った。その結果、実測土圧を用いた計算結果と比較的よく合った。

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、Ⅲ-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、Ⅲ-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) 岡村未対ら：重力式擁壁の地震時挙動とその予測法について—擁壁の水平・鉛直・回転変位予測法、土木学会第56回年次学術講演会、投稿中、2001。
- 5) 中村伸也ら：重力式擁壁の地震時挙動とその予測法について—動的遠心模型実験 (その6)、土木学会第56回年次学術講演会、投稿中、2001。
- 6) Tatsuoka, F., Sakamoto, M. Kawamura, T. and Fukushima, S.: Strength and deformation characteristics of sand in plane strain compression at extremely low pressures, *Soils and Foundations*, 26(1), pp.65-84, 1986。
- 7) Georgiadis, M. and Butterfield, R.: Displacements of footings on sand under eccentric and inclined loads, *Can. Geotech. J.*, 25, pp.199-212, 1988。

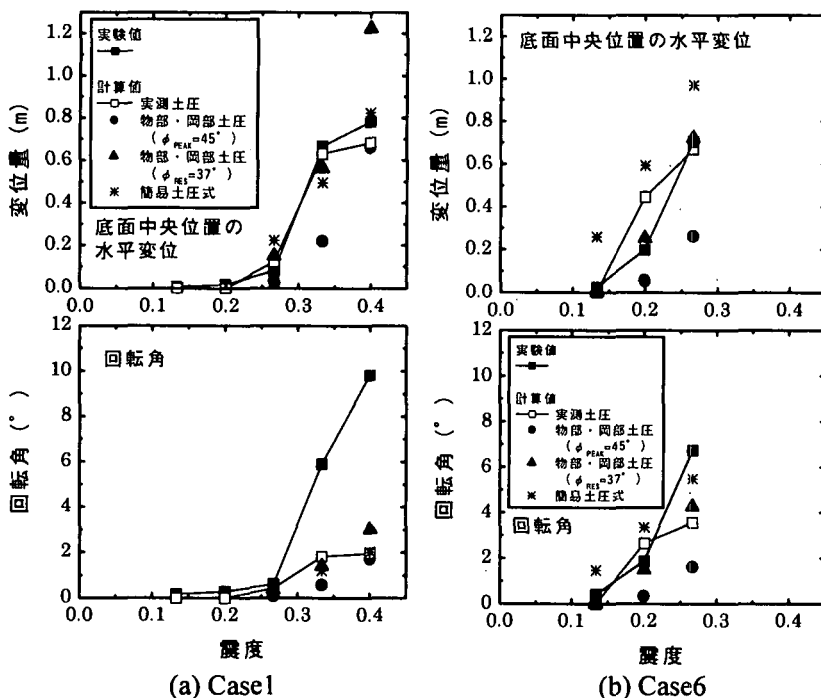


図-11 実測変位と計算による変位量との比較