

地震時擁壁土圧に関する物部岡部式の妥当性の検討

○鉄道総合技術研究所 正会員 渡辺健治
東京大学生産技術研究所 正会員 古関潤一
鉄道総合技術研究所 正会員 館山勝、小島謙一

1.研究の背景 過去の大地震において擁壁などの抗土圧構造物の被害は甚大であった。地震時に擁壁には、地震慣性力と地震時土圧が作用する。現行の設計指針では、地震時土圧算定のために物部岡部式が用いられているが、物部岡部式はクーロンの土圧理論に震度法を適用した式であるため、その妥当性には限界があると考えられる。本研究では物部岡部式の妥当性を検証するために10分の1スケールの擁壁模型を作成し、傾斜実験、振動台実験を行い、地震時土圧の実験値と物部岡部式を比較した。

2.実験装置、実験方法 図1に擁壁模型を示す。この模型を長さ2.6m、幅0.6m、高さ1.4mの土槽内に作成した。傾斜実験では土槽を毎分1°ずつ傾斜させた。振動台実験では、神戸波（神戸海洋気象台NS成分、卓越周波数が5Hzとなるように時間軸調整）を用い、最大加速度を100galずつ増加させる段階水平加振を行った。支持層、背面地盤としては乾燥豊浦砂（ $Dr=90\%$ ）を用いた。また擁壁背面に高さ方向に10個のロードセルを設置し、加振中の地震時土圧を計測した（実験方法の詳細については文献[1]参照）。

3.実験結果および考察

3.1 背面地盤の破壊状況 図2に神戸波900galで加振した後の模型の破壊状況を示す。擁壁はつま先部で支持力破壊が生じ、大きく前倒れしている。500gal加振後に背面地盤に1本目のすべり面が発生し、900gal加振後に2本目が発生した^[1]。また傾斜実験では土槽を15°傾斜した時点ですべり面が1本のみ発生した。

3.2 地震時土圧の実験値と物部岡部式の比較 図3に地震時水平土圧合力の実験値 P_a （全ロードセルの合計値）と水平震度の関係を示す。振動台実験の地震時土圧は、振動台加速度が受働方向に最大（慣性力が主働方向に最大）となった時の値を用いた。水平震度は傾斜実験では傾斜角 θ を用い、振動台実験では各段階加振における振動台加速度の最大値 α_h を用い、 $k_h = \tan\theta = \alpha_h/g$ と算定した（ g は重力加速度）。また図中の曲線は物部岡部式による地震時主働土圧の計算値であり、内部摩擦角として、豊浦砂の平面ひずみ圧縮試験を10kPaの低拘束圧下で実施して得られた $\phi = \phi_{peak} = 51^\circ$ と $\phi = \phi_{res} = 43^\circ$ の2通りを用い、壁面摩擦角は $\delta = 3/4\phi_{peak}$ とした。この図より、傾斜実験においては地震時土圧合力の実験値と理論値が概ね一致することが分かる。これは傾斜実験が物部岡部式の想定している状況と近いからである。それに対して振動台実験では、特に大きい水平震度において実験値が物部岡部式よりも小さくなっている。この原因の一つとして、すべり土塊の応答加速度が振動台加速度と異なることが考えられる。

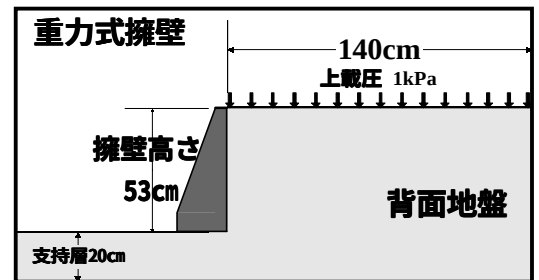


図1 擁壁模型

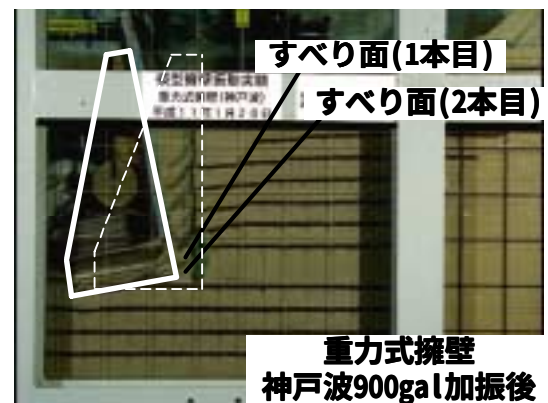


図2 実験後の模型の破壊状況

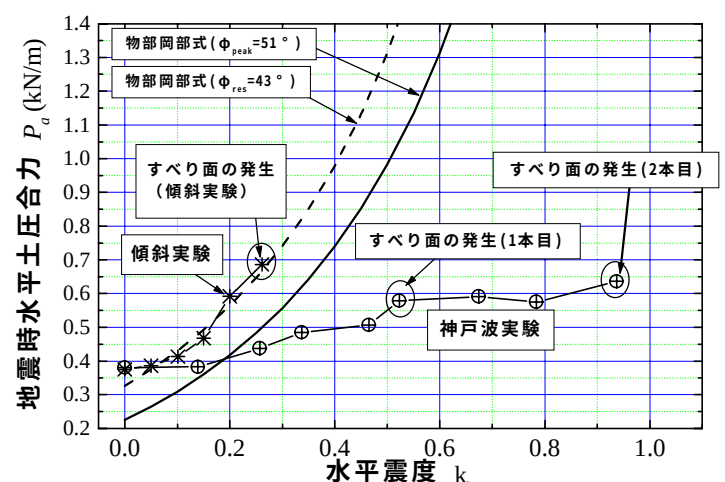


図3 地震時土圧と水平震度の関係

キーワード：地震時土圧、物部岡部式、擁壁、振動台実験、すべり面

連絡先：東京都港区六本木 7-22-1 東京大学生産技術研究所古関研究室 Tel.03-3402-6231 Fax.03-3479-0261

図4左図にすべり土塊の応答加速度と振動台加速度の関係を示す。すべり面が発生するとすべり土塊の応答加速度が振動台加速度よりも小さくなる事が分かる。物部岡部式はクーロンの土圧理論を適用しているため、すべり土塊の力の釣り合いから地震時土圧を求めている。そのため図3で用いた水平震度としては、振動台加速度の最大値ではなく、すべり土塊応答加速度の最大値 α_h' より算定した修正値 $k_h' = \alpha_h'/g$ を用いる必要がある。

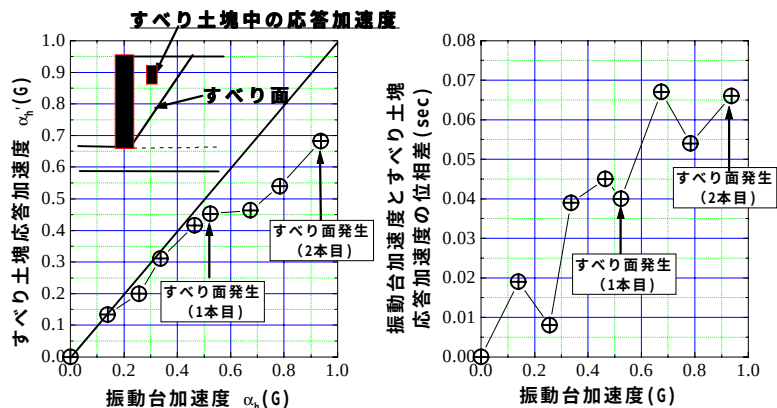


図4 振動台加速度とすべり土塊応答加速度の関係

またすべり面が発生すると図4右図に示すようにすべり土塊の応答加速度と振動台加速度の間には0.05秒程度の位相差（位相角で90度程度）が生じ、さらに図5に示すように、すべり土塊は鉛直方向にも応答している。鉛直加速度が作用するとすべり土塊の見かけの重量が増減するために、物部岡部式を用いる際にはその影響を考慮する必要がある。

図6にすべり土塊の応答加速度の影響を考慮した時の地震時水平土圧合力と修正水平震度 k_h' の関係を示す。図中の P_a' とは、すべり土塊に作用する慣性力が主働方向に最大になった時の土圧合力の測定値 P_a およびすべり土塊の鉛直応答加速度 α_v' から次式を用いて求めた補正值である。

$$P_a' = P_a / (1 - \alpha_v' / g) \quad (\alpha_v': \text{鉛直下向きを正とする})$$

この図より、すべり土塊の応答加速度を考慮すると実験値が物部岡部式に近づくが、依然として完全には合致しないことが分かる。

すべり土塊の応答加速度を考慮しても、実験値が物部岡部式と完全には合致しなかった原因としては

- 1) 擁壁と地盤の動的相互作用の影響
- 2) 土の動的強度（各土粒子に慣性力が作用しバラバラに動いている状態）と静的強度（慣性力の影響がない状態）の違い
- 3) 進行性破壊、強度異方性の影響などが考えられる。

4.まとめ 模型傾斜実験・振動台実験を行い、地震時土圧の実験値と物部岡部式を比較した。その結果、傾斜実験では物部岡部式と概ね合致したが、振動台実験では高い水平震度において、実験値と物部岡部式の差が大きくなった。これはすべり土塊の水平・鉛直応答加速度が振動台加速度と異なることが原因の一つであった。

謝辞：本研究は（財）能村膜構造技術振興財団との助成を受けた。ここに記して深謝の意を表する。

参考文献：[1] 渡辺健治、ムナフユルマン、古関潤一、舘山勝、

小島謙一：擁壁の安定性に関する不規則波振動台実験、土木学会第54

回年次学術講演集第3部(A), pp246-247, 1999. 9.

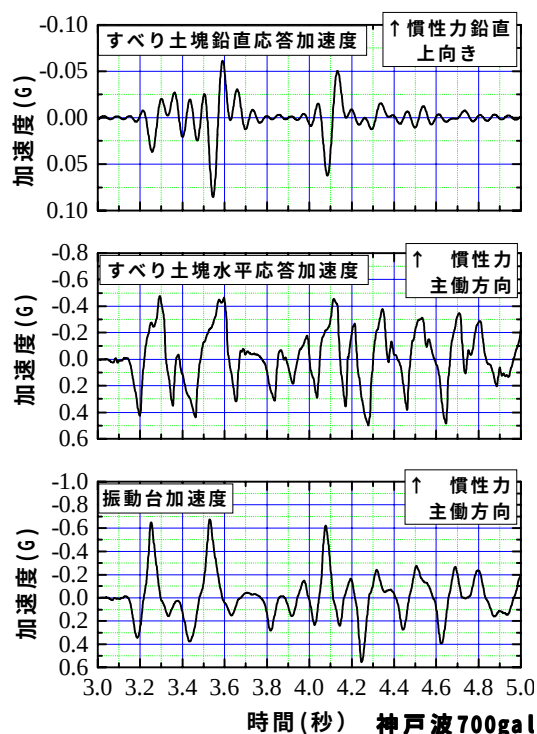


図5 すべり土塊の水平・鉛直応答加速度

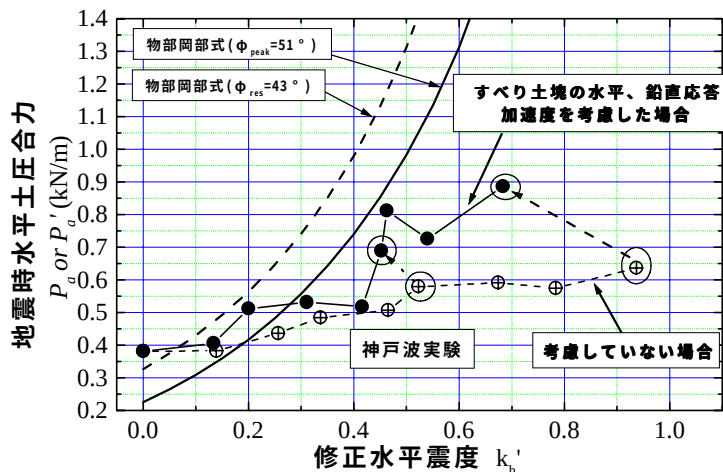


図6 地震時土圧と修正水平震度の関係
(すべり土塊の水平・鉛直応答加速度考慮)