

地震時土圧の大きさに及ぼす擁壁の地震時安定性の影響について

鉄道総合技術研究所 正会員 ○ 渡辺健治 舘山 勝

1.研究の背景 現行の耐震設計において地震時土圧算定のためには物部岡部式が広く用いられている。物部岡部式では地震力を静的な外力として作用させることにより地震時土圧を算定しているため、地震時土圧は地盤の強度定数（ ϕ 、 γ ）と加速度（ k_h ）により決定され、擁壁の地震時安定性（擁壁の種類、応答特性）については考慮されていない。近年行なわれた振動実験において地震時土圧は加速度だけではなく、擁壁の地震時安定性により大きさ、位相特性が大きく変化することが確認されている^{1) 2)}。そこで本研究では支持条件の異なる擁壁模型を用いた振動実験を行ない、地震時土圧の大きさに及ぼす擁壁の地震時安定性の影響について検討した。

2.実験模型、実験方法 実験には高さ 715mm、厚さ 40mm の擁壁模型（アルミ製）を用いた。図 1 に示すように、擁壁表面には高さ方向に 9 個の 2 方向ロードセルを配置することによって地震時土圧を計測した。表 1 に全 ke-su の実験条件を示す。実験は擁壁を完全に固定した場合（Case1）、弾性材（ウレタン）で支持した場合（Case2、Case3）の合計 3 ケースを実施し、過去に 10 分の 1 スケールの重力式擁壁を用いて行なった振動実験結果²⁾と比較した。Case2 と Case3 では弾性材を土槽側壁と擁壁模型の間に設置し（図 1 参照）、Case1 では擁壁模型を土槽の側壁に直接固定した。Case2、Case3 で用いたウレタンは、加振前の静止土圧に対して背面地盤が主動状態に至るほど擁壁が変位せず、加振中には背面地盤が主動状態に至る（擁壁上端が擁壁高さに対して 0.5～1%程度変位する）程度の剛性を有するものを用い、Case2 と Case3 では剛性が 4 倍程度異なるウレタンを用いた。

3.実験結果および考察 図 2 に擁壁の変位量と加速度の関係を示す。弾性材を用いた Case2、Case3 において、加振直前の擁壁上端変位量は 0.06%～0.09%（変位/擁壁高さ）程度と十分に小さく、実験前に背面地盤は主動状態には至っていないと考えられる。加速度の上昇に伴い、Case2、Case3 では変位量がほぼ線形的に増加するが、Case4 では一旦変位し始めると変位が急速に進展した。

図 3 に地震時土圧と擁壁変位量の関係を示す。ここで、地震時土圧は各加振時において慣性力が主動方向に作用した時の値を用いている。この図より、同じ加速度であっても擁壁の変位量によって地震時土圧は大きく異なり、擁壁の変位量が少ない（地震時安定性が高い）と大きな地震時土圧が作用していることが分かる。特に Case1 では、変位が拘束されている擁壁に対して背面から地盤が衝突するため、受働土圧に相当するような大きい土圧が作用している。

表 1 実験条件

	擁壁の支持条件	加振条件
Case1	完全固定壁	正弦波(5Hz、10 波)、 100gal づつ増加
Case2	弾性支持 (硬いウレタン)	
Case3	弾性支持 (柔らかいウレタン)	
Case4	重力式擁壁	正弦波(5Hz,50 波)、50gal づつ増加

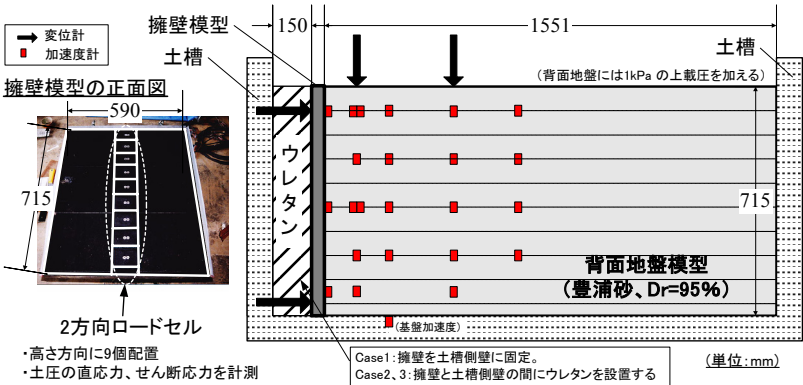


図 1 計測器の配置図、擁壁模型の正面図

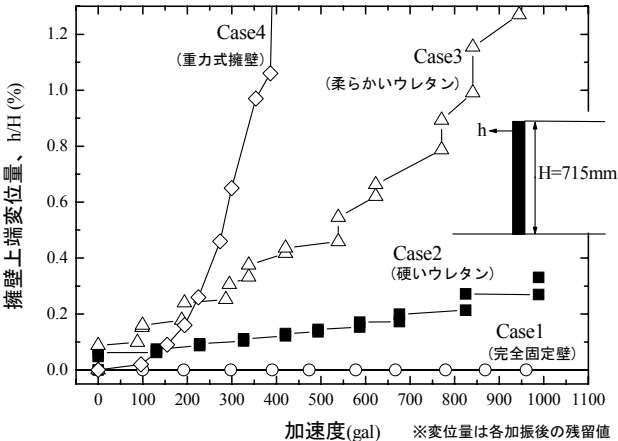


図 2 擁壁変位量と加速度の関係

キーワード：地震時土圧、擁壁、地震時挙動、物部岡部式、振動実験

連絡先：東京都国分寺市光町 2-8-38 鉄道総合技術研究所構造物技術研究部基礎・土構造 Tel.042-573-7261 Fax.042-573-7248

同じ加速度であっても擁壁の変位量（擁壁の地震時安定性）に応じて地震時土圧が変化することは、図4に示す模式図によって定性的に解釈することができる。図4aに示すように、土圧は擁壁の主働方向の変位に伴って一旦大きく減少する。これはすべり面に沿って発揮される強度（ ϕ_{mod} ）がピーク強度（ ϕ_{peak} ）に至るためである（図4b）。さらに擁壁が主働方向に変位すると、強度（ ϕ_{mod} ）は減少し（=ひずみ軟化挙動）、土圧は増加する。この傾向は同じ擁壁模型を用いて静的場で行なった実験でも確認されている³⁾。慣性力が主働方向に作用すると地盤が擁壁に衝突するため、慣性力の上昇に伴って骨格曲線全体が上方方向に移動すると思われる。一方、擁壁を支持しているウレタンは擁壁の変位量に応じて抵抗力を発揮する（図4a中の直線）。擁壁に作用する地震時土圧は、土圧の骨格曲線とウレタンの抵抗力の交点に相当すると考えられる。そのため、図4aに示したように加速度の上昇に伴って土圧は増加し（Case1：○印、Case2：■印、Case3：△印）、擁壁の地震時安定性に応じて地震時土圧の大きさが異なることが分かる。ここでの検討では静的場、動的場に関わらず土圧の骨格曲線が変化しないこと、実験に用いたウレタンが弾性体であることを仮定しているが、図3で各実験において同じ加速度で加振した際の地震時土圧を点線で結ぶと、定性的には図4aと同じような傾向が見られる。

さらに実験データを詳細に評価するためには、振動実験中に適用した画像解析によりすべり面に沿った背面地盤の変形量を求め、地盤の変形量、動員内部摩擦角（ ϕ_{mob} ）、土圧の3者の関係を相互に評価する必要がある。

4.まとめ 支持条件の異なる擁壁模型を用いた振動実験を行ない、地震時土圧に及ぼす擁壁の地震時安定性の影響について検討した。その結果、地震時土圧は加速度の大きさだけでなく擁壁の地震時安定性の影響を大きく受け、安定性の低い擁壁には小さい地震時土圧が作用し、逆に安定性の高い擁壁には大きな地震時土圧が作用することが分かった。この傾向は地震時土圧と擁壁変位量の関係、外力に対する擁壁の安定性（抵抗力）を考慮することにより、定性的に解釈できることが分かった。今回の検討結果は、地震時土圧を精緻に評価するためには擁壁の地震時安定性を考慮する必要があることを示しており、今後詳細について検討する予定である。

参考文献：1)Watanabe, K., Maeda, T., Kobayashi, Y. & Towhata, I.: Shaking table tests on seismic earth pressure exerted on retaining wall model, *Proc. of the second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Vol.1, pp.297-302, Lisbon, 1999. 2)渡辺健治、古関潤一、館山勝、小島謙一：模型実験による地震時土圧に関する一考察、第26回地震工学研究発表会講演論文集、2001 3) Watanabe, K., Koseki, J., Tateyama, M.: Application of High speed Digital CCD Cameras to Observe Static and Dynamic Deformation Characteristics of Sand, *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, Vol.28, No.5, 2005 (accepted)

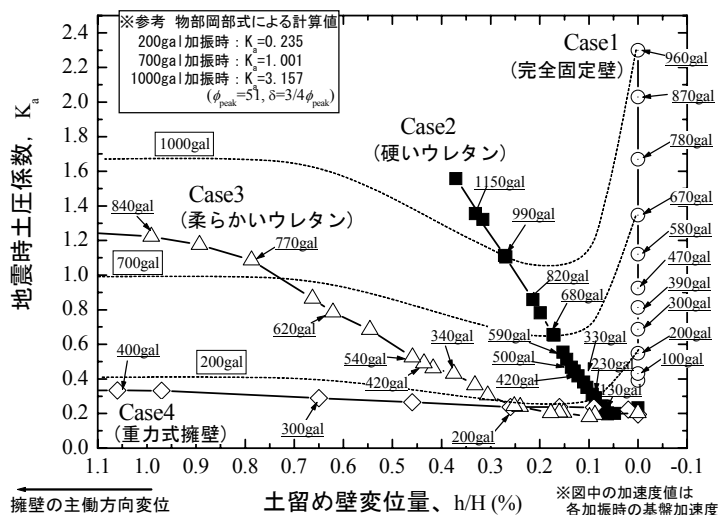


図3 地震時土圧と擁壁変位量の関係

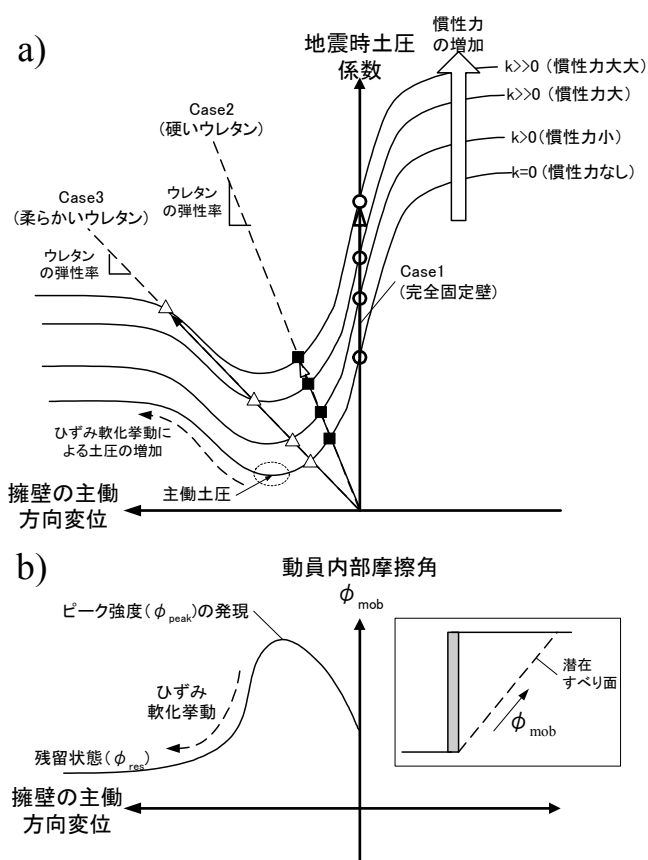


図4 地震時土圧と擁壁変位量の関係（模式図）