

擁壁の安定性に関する傾斜・振動台実験

渡辺健治¹・ムナフユールマン²・古関潤一³
館山勝⁴・小島謙一⁵

¹学生会員 東京大学大学院 (〒106-8558 東京都港区六本木 7-22-1)

²元東京大学大学院 (〒106-8558 東京都港区六本木 7-22-1)

³正会員 東京大学生産技術研究所 (〒106-8558 東京都港区六本木 7-22-1)

^{4,5}正会員 (財)鉄道総合技術研究所 (〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)

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が、地震時における擁壁の倒壊メカニズム、背面地盤の崩壊メカニズムは明らかになっていない。そのため本研究では3種類の擁壁模型を用いて、傾斜実験、正弦波加振実験、不規則波加振実験を行った。その結果、傾斜実験における地震時土圧、背面地盤の崩壊パターンは、理論値と概ね合致したが、振動台加振実験では物部岡部式との差が大きくなり、さらに加振波形、擁壁種類により地震時土圧の大きさ、擁壁の変位量と水平震度の関係、背面地盤の崩壊状況が大きく変化した。これは載荷パターンにより、地盤と擁壁の挙動が変化したためであると考えられた。

Key Words: retaining wall, seismic earth pressure, shaking table test, Mononobe-Okabe theory, failure plane, irregular wave

1. はじめに

阪神・淡路大震災を始めとする過去の大地震において、擁壁などの抗土圧構造物の被害が多く報告されているが、地震時における擁壁の倒壊メカニズムは明らかになっていない。地震時において擁壁は、地震力による慣性力と、背面地盤からの地震時土圧によって変位すると考えられるが、現在のところ地震時土圧の有効な評価法は確立されていない。現行の擁壁の設計基準では地震時土圧算定のために、震度法を応用した物部岡部式が用いられることが多い。本来、地震時土圧は構造物と地盤の動的相互作用により生じるが、同式はクーロン土圧に震度法を適用し、地震力を静的に作用させているため、その適用性には限界があるものと考えられる。

本研究では、地震時における擁壁の安定性、および物部岡部式の適用性について検討するために、L型、重力式、および補強土擁壁の3種類の擁壁模型を作成し、傾斜実験、正弦波加振実験、不規則波加振実験を行ったので報告する。

2. 実験装置

(1) 実験装置および擁壁模型

本研究で用いた擁壁は、L型、重力式、および補強土擁壁の計3種類で高さが約55cmである。背面の奥行き方向中央部分には、高さ方向に10個のロードセルを配置し、背面地盤から作用する土圧の水平、

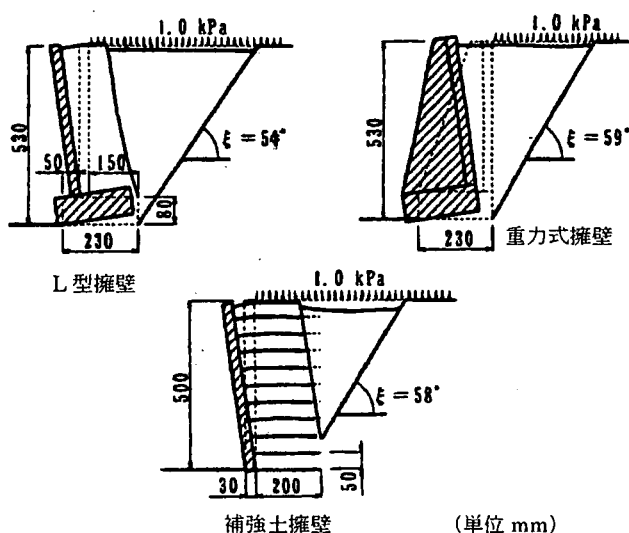


図1 実験模型および背面地盤の破壊状況

鉛直両成分を測定した。またL型、重力式擁壁は底板部にもロードセルを配置した。補強土擁壁の補強材長さは20cm、補強材敷設間隔は10cmである。支持層(厚さ20cm)および背面地盤として、気乾状態の豊浦砂を用い、相対密度約90%の密な地盤を作成した。背面地盤の上面には散弾を設置して1kPaの上載圧を加えた。土槽の側面は透明なアクリル板で出来ているために、豊浦砂を彩色した色砂を等間隔に設置する事により地盤の破壊状況を観察した。図1に正弦波加振実験を行った時の各擁壁の変位モードと背面地盤の破壊状況を示す。

(2) 実験方法

傾斜実験においては毎分 1° ずつ土槽を傾け、正弦波加振実験においては 5Hz の正弦波を入力波形として、その振幅を 10 秒おきに 50gal ずつ連続的に増加させた。不規則波加振実験においては、兵庫県南部地震において神戸海洋気象台で観測された地震波の NS 成分を、卓越振動数が 5Hz となるように時間軸を調整した波（以下、神戸波、図 2 参照）を用い、最大加速度を約 100gal ずつ増加させた。いずれの実験も、擁壁が大きく変位し、背面地盤が破壊に至った段階で実験を終了した。模型撤去時には背面地盤を少しずつ撤去しながら、両側壁の中央部分に生じた滑り面の位置を測定した。以下の分析においては、中央部分の滑り面が土槽側面との間の摩擦の影響が最も少ないと考えて、その角度を用いている。

3. 実験結果および考察

(1) 滑り面角度と水平震度の関係

傾斜実験および図 1 に示した正弦波実験では背面地盤に滑り面は 1 本のみ生じたが、神戸波実験では 2 本の滑り面が発生した。図 3 は重力式擁壁を神戸波で加振した後の背面地盤の破壊状況を示しており、500gal 加振時に 1 本目の滑り面が生じ、900gal 加振時に 2 本目が 1 本目よりさらに深い位置で発生した。これは古関らによって提案されている滑り面上でのピーク強度およびひずみ軟化後の残留強度を考慮した新動土圧理論^[1]と定性的に一致している。

図 4 に滑り面角度 ζ と滑り面が発生した瞬間の水平震度 $k_h(f_p)$ の関係を示す。水平震度は台加速度振幅 α と土槽の傾斜角 θ より $k_h = \tan \theta = \alpha/g$ と算定した（ g は重力加速度、神戸波加振時の α は主働方向における最大値）。また滑り面発生の瞬間は、実験中に模型側面を撮影したデジタルビデオカメラ画像をコマ毎の静止画像として分析し、土槽側面と土槽中央部では、同時に滑り面が発生したと仮定することによって求めた。また図中に示す理論値は、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 $\phi_{peak} (=51^\circ)$ を用い、壁面摩擦角 δ を $\delta = 3/4 \phi_{peak}$ と仮定し、物部岡部式から求めたものである。この図より傾斜実験および別途実施した静的に擁壁を倒す実験（L 型のみ）においては理論値と実験値は概ね整合したが、正弦波実験、神戸波実験になるにつれて $k_h(f_p)$ は大きくなり、理論値との差が大きくなった。さらに L 型擁壁の神戸波実験では 1 本目の滑り面角度が、傾斜実験、正弦波実験より大幅に大きくなった。これは前述の新動土圧理論では説明できない現象である。

(2) 擁壁の変位量と水平震度の関係

図 5 は擁壁上端変位と水平震度の関係を示す。

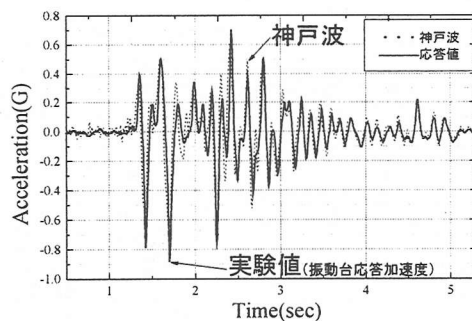


図 2 実験で用いた神戸波

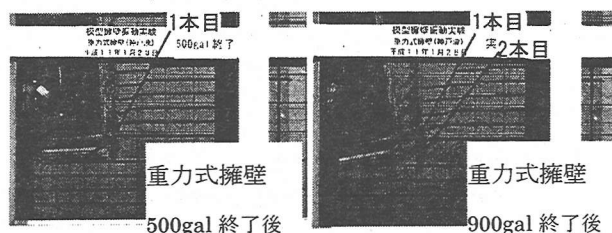


図 3 神戸波加振後の滑り面発生状況(重力式)

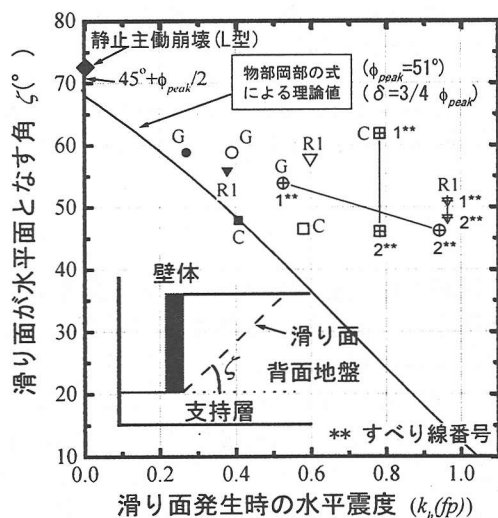


図 4 滑り面傾斜角と滑り線発生時の水平震度の関係

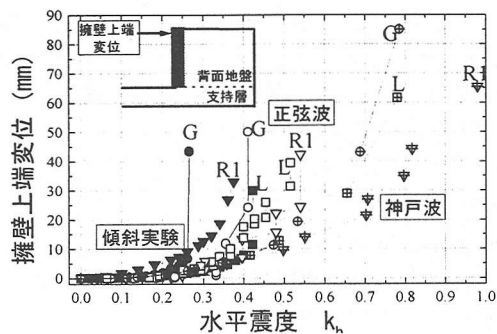


図 5 擁壁上端変位と滑動量と水平震度の関係

図 4, 図 5 の凡例	傾斜実験	振動台実験	神戸波実験
L 型 : C	■	□	田
重力式 : G	●	○	⊕
補強土 : R1	▼	▽	▽

これらのグラフによると、擁壁の種類にかかわらず、傾斜実験<正弦波実験<神戸波実験の順に、大変位に至る水平震度が大きくなることが分かる。これは傾斜実験においては水平慣性力に相当する力が継続的に擁壁の倒壊方向に作用しているのに対して、正弦波実験では左右両方向に繰り返し作用し、また神戸波実験においては最大慣性力が作用する時間（回数）が正弦波実験よりもさらに短いためだと考えられる。擁壁の種類別に見ると、補強土擁壁は水平震度が低い段階においては、他の擁壁と同程度変位しているが、水平震度が大きくなると、変位量が他の擁壁に比べて小さくなる。これは、擁壁がある程度変位することによって、受動的に補強材に反力が生じ、ねばりを示しているためだと考えられる。これに対して、重力式擁壁は一旦変位が始まると急速に変位が進展した。これは擁壁つま先部への応力集中による支持力破壊が生じているからである。

(3) 地震時土圧と水平震度の関係

図6は傾斜実験と神戸波実験における土圧合力と水平震度の関係である。土圧合力とは擁壁背面部のロードセル（10個）で測定した直応力の合計である。神戸波実験では土圧合力として3種類の時点における土圧合力、すなわち台加速度が主働側（背面地盤の慣性力が擁壁方向に作用）で最大になった時、擁壁上端の水平変位が最大になった時、土圧合力が最大となった時の土圧合力をプロットした。傾斜実験における土圧は ϕ_{peak} を用いて物部岡部式から求める理論値と概ね整合した。しかし神戸波実験では、特に大きい水平震度において、理論値と実験値が大きく離れた。この理由の一つとしては高さ方向に応答加速度の位相差が生じていることが考えられるが、詳細については今後も検討を続ける必要がある。

擁壁毎に見ると、重力式、補強土擁壁では滑り面が発生した時に土圧が増加している。特に重力式擁壁において、この傾向は顕著である。これは滑り面が発生し、滑り面に沿って発揮される内部摩擦角が ϕ_{peak} から ϕ_{res} に遷移したためと考えられ、前述した新動土圧理論と定性的に一致する。しかしながらL型擁壁では滑り面発生に伴い、土圧が減少した。この理由もまだ分かっていない。

また重力式擁壁では、土圧合力が最大の時と慣性力が最大の時の土圧合力の差が、他の擁壁に比べて大きい。これは重力式擁壁と他の2種類の擁壁では慣性力と土圧の位相特性が異なるからである。図7はL型および重力式擁壁における、慣性力、擁壁上端水平変位、地震時土圧合力の時刻歴を示している。L型擁壁では慣性力が主働方向にかかった時に、土圧は増加しているが、重力式擁壁では図7中のA~C点のように慣性力が受働側にかかった時にも土圧が増加している。また補強土擁壁についてはL型と同

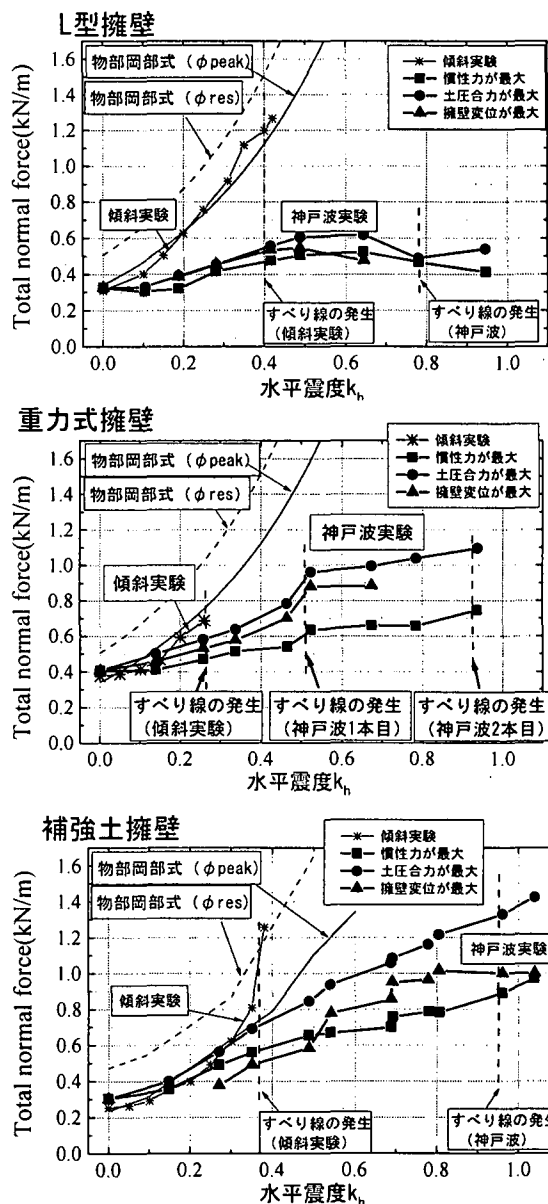


図6 土圧合力と水平震度の関係

様な傾向が得られた。これは各擁壁の水平力に対する相対的な安定性に起因すると考えられる。すなわちL型、補強土擁壁は安定性が高く、地盤が擁壁よりも相対的に動きやすいために、慣性力が主働方向にかかった時に、地盤が擁壁を押し込んで土圧が増加するが、重力式擁壁では逆に、擁壁の方が地盤よりも動きやすいために、慣性力が受働方向にかかった時に、擁壁が地盤を押し込んで土圧が増加すると考えられる。重力式擁壁の安定性が他の擁壁に比べて低くなった理由としては、地盤と擁壁との一体性が低いことが挙げられる。

(4) 擁壁の変位パターンについて

阪神・淡路大震災における擁壁の倒壊パターンは、擁壁のタイプによって大きく異なっていたことが報告されている^[2]。重力式擁壁は完全な倒壊等の深刻な被害を受けた。L型擁壁についても、壁体破壊・前傾・

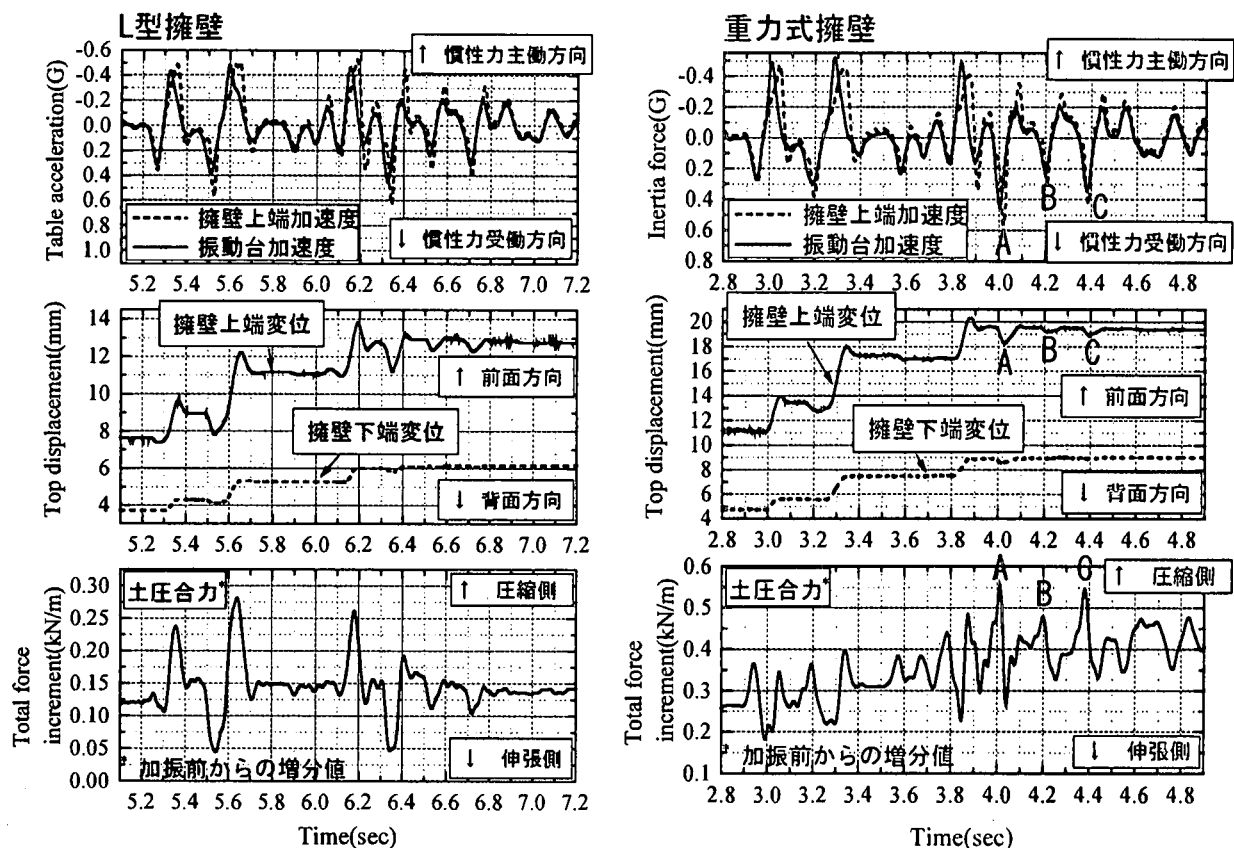


図7 加速度、擁壁変位、地震時土圧の時刻歴 (神戸波 500gal、L型、重力式擁壁)

滑動などの被害が生じた。一方でジオテキスタイル補強土擁壁は軽微な被害にとどまり、地震後も簡易な補修のみで再供用が可能であった。

図8に各擁壁モデルの滑動量と回転角度の関係を示す。補強土擁壁については、異なる実験間で変位パターンに大きな違いは見られなかった。阪神・淡路大震災において補強土擁壁の変位は、転倒よりも滑動の方が卓越していたと報告されている^[2]が、模型実験ではむしろ転倒のほうが卓越しており、今後の検討が必要である。また重力式、L型擁壁については傾斜実験よりも正弦波、神戸波実験のほうが、滑動変位が卓越していた。これは傾斜実験では、擁壁が大変位に至るまで擁壁底版部での摩擦力が期待できるが、振動実験ではロッキング振動によって、底版全面において傾斜実験ほどの摩擦力が発揮されなかったためであると考えられる。

4. 結論

3種類の擁壁模型を用いて傾斜実験、正弦波加振実験、神戸波加振実験を行い以下の結果が得られた。

1. 重力式擁壁の神戸波実験では500galで1本目の滑り面が発生し、900galでさらに深い位置で2本目の滑り面が発生した。これは新動土圧理論^[1]と定性的に合致する現象であった。
2. 擁壁が大変位に至る水平震度は、擁壁のタイプによらず、傾斜<正弦波<神戸波実験の順に大きくなった。また重力式擁壁は一旦変位が生じる

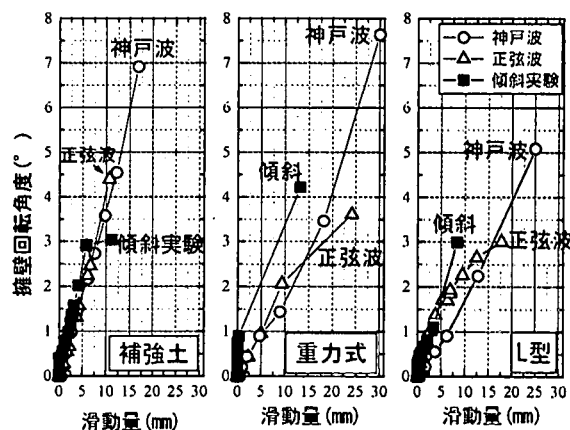


図8 滑動量と回転角度の関係

とその後急速に変位が進展したが、補強土擁壁はある程度変位しても変位は急速に進展せず、粘りを示した。

3. 物部岡部式による地震時土圧の理論値と実験値を比較した結果、大きな水平震度ほど、その差が大きくなった。また慣性力と地震時土圧の位相特性に関しては、重力式擁壁のみ他の擁壁と異なった傾向を示した。

参考文献[1] 古関潤一ほか：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。

[2] 館山勝ほか：阪神・淡路大震災における土構造物の挙動、土と基礎、Vol.44, No.2, pp.10-13, 1996.2