

背面梁を有する擁壁の耐震性能に関する研究  
その4 乾燥砂地盤による地震時を模擬した模型実験

擁壁 耐震性能 模型実験 砂地盤

正会員 ○野口 学\* 正会員 佐藤秀人\*\*  
正会員 鹿糠嘉津博\*\*\*

1. はじめに

本研究その1~3<sup>1)~3)</sup>では、アルミ棒積層体を用いた傾斜土槽での主働崩壊形状観察実験を実施した。その結果、背面梁付き擁壁の外殻すべり線は、背面の無いものよりも大きくなることを確認し(図1)、地震時の主働土圧が背面梁によって小さな値となることを期待された。そこで本報では、乾燥砂地盤を用いて地震時を模擬した模型実験を実施し土圧性状に関して考察する。

2. 実験方法

本実験は模型地盤土層を擁壁ごと傾斜させることによって地震時の地中応力状態を模擬し、擁壁を強制変位させて擁壁に作用する土圧を計測する(図2)。

実験層は、L型鋼で補強したアルミ板(板厚100mm)を組み合わせて製作し、その内法は、620(幅)×1,000(長さ)×500(高さ)mmである。実験層の底面および側面にはテフロンシートを貼付した。擁壁試験体は高さH=400mm、厚さt=40mmのアルミ材とし、擁壁背面(模

型地盤側)にはテフロンシートを貼付した。また、計6個のロードセル(土圧計)を内蔵した。また、背面梁(長さL=260, 300mmの2種類)は、75×490mmのアルミ材を組み合わせて作成し、上端より100mmの位置に取り付けた(図2)。

実験は、傾斜させた試験槽に空中落下法によって模型地盤を作成し、擁壁を変位速度0.5mm/minで試験槽と平行に強制変位させた。表1に模型地盤の諸元を示す。

3. 実験結果および考察

3.1 土圧-変位関係 図3にA-2, B-2, C-2(背面梁長さL=300mm)における土圧pと無次元変位y/H(y:擁壁変位, H:擁壁高さ)の関係を示す。図中の▼印は、地表面で崩壊線を確認できた点を示す。静止土圧(y/H=0)は、背面梁中間部の土圧計4の値が最も大きく、擁壁下端の土圧が小さな値を示した。これは、背面梁の設置時に地盤を乱したこと、土槽底面の摩擦による影響などが考えられる。

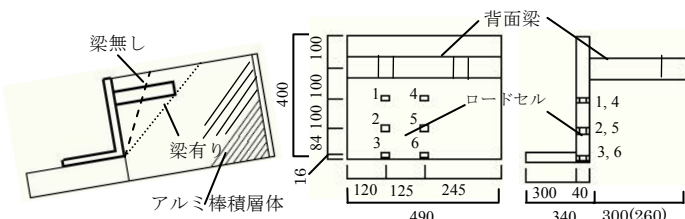


図1 地盤の崩壊形状

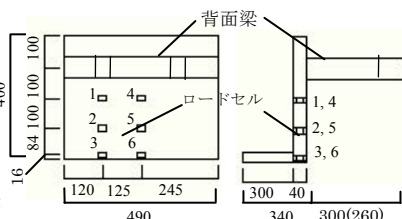


図2 擁壁試験体



写真1 試験写真

表1 模型地盤

使用砂	珪砂5号 (飯豊産, 気乾状態)
作成法	空中落下法 (分散網2枚)
密度ρ	1.79 g/cm <sup>3</sup>
間隙比e	0.48
内部摩擦角φ	45°

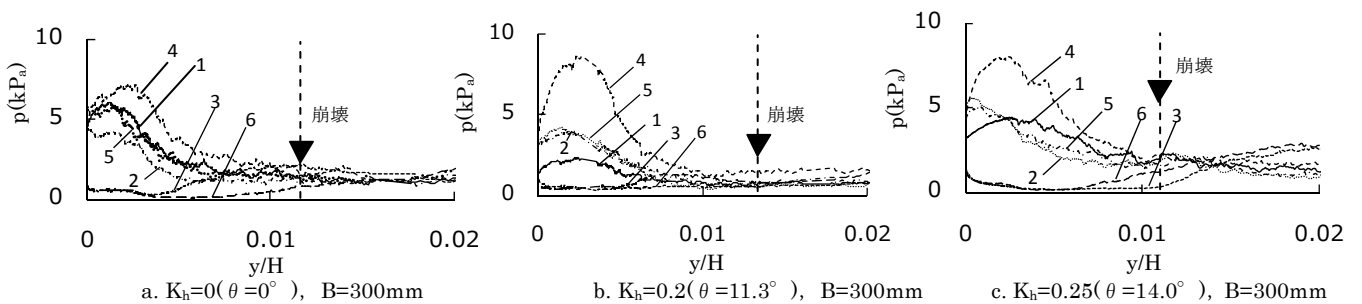


図3 土圧-変位の関係

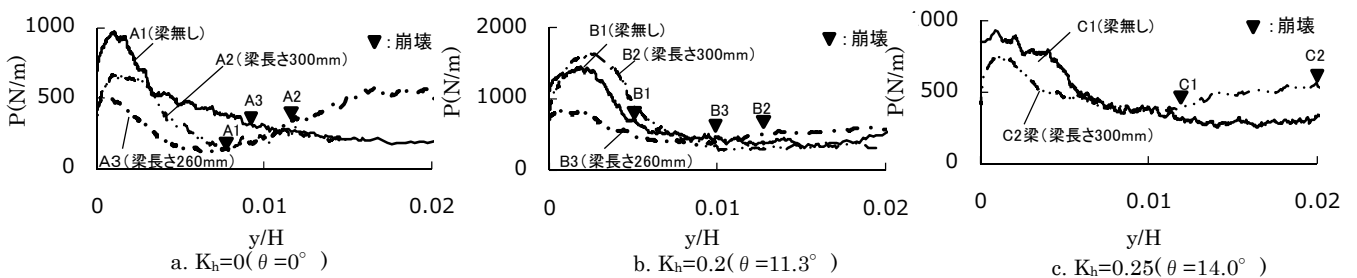


図4 土圧合力-変位の関係

各土圧値は、変位に伴って一旦上昇し、その後低下した後、 $y/H=0.01$ 以降はほぼ一定値を示した。また、全体的に梁中間部（土圧計 4,5,6）の方が端部（土圧計 1,2,3）よりも大きな値を示した（図 2 参照）。

**3.2 土圧合力-変位関係** 図 4 は、擁壁頂部の土圧をゼロとし、土圧計間の土圧変化が直線であると仮定して求めた土圧合力 (P) と擁壁変位 ( $y/H$ ) の関係を想定震度ごとに比較したものである。

背面梁の無い場合の地盤崩壊時の土圧合力は、主働土圧および物部の地震時土圧とほぼ一致しており、背面梁を有する試験体は、梁の無い試験体よりも小さな土圧合力値を示した。

**3.3 土圧分布の推移** 図 5~9 に、擁壁中央部（背面梁中間部）における土圧分布の推移図を示す。背面梁の有無、土層の傾斜にかかわらず、土圧値は  $y/H=0.002$  前後で最も大きな値となり（図 4 参照）、その後は徐々に減少した。また、変位初期には、擁壁中間部で極大値を有する分布形状となっているが、 $y/H=0.01$ 以降、すなわち、地盤が崩壊した後では擁壁下方の土圧がしだいに大きくなり、三角形分布形状に近づいている。

また、背面梁を有する試験体は、 $\theta=0^\circ$  ( $k_h=0$ )、 $\theta=11.3^\circ$  ( $k_h=0.2$ ) のケースでは、梁の無い試験体よりも小さな土圧分布を示した。ただし、 $\theta=14.0^\circ$  ( $k_h=0.25$ ) では、梁のないものの方が小さな値を示しており、今後さらなる検討が必要であろう。

**3.4 土圧係数と地盤崩壊時の変位** 背面梁付き擁壁の崩壊時土圧係数は、傾斜角  $\theta=0^\circ$  ( $k_h=0$ )、 $\theta=11.3^\circ$  ( $k_h=0.2$ ) の場合では、梁のない場合に比べて 30~40%程度小さな値となっている。これは、背面梁を有する擁壁では耐震性能が向上し、地震時の主働土圧係数を小さく見積もることが可能であることを示唆するものである。また、今回の実験シリーズでは、背面梁の長さの違いによる顕著な差異は生じていないが、これは、本実験では背面梁長の差が小さかったことが原因であると考えられる。

#### 4. おわりに

本研究によって、背面梁付き擁壁の地震時主働土圧は、梁の無いものに比べると小さな値を示し、地盤崩壊時の土圧係数も小さくなることが検証された。今後は、さらに試験数を増やし、梁の取り付け位置や梁長さの違いによる特性を検討していきたい。

#### 参考文献

- 1) 長倉,佐藤,鹿糠嘉:背面梁を有する擁壁の耐震性能に関する研究 その 1~2, 日本建築学会学術講演会, 2009,8
- 2) 長倉,佐藤,鹿糠嘉:背面梁を有する擁壁の耐震性能に関する研究 その 3, 日本建築学会学術講演会, 2010,8
- 3) 和田,国府田,榎並:土の工学壁面摩擦を考慮した壁体土圧に関する実験的研究 その 2, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 468, pp71-79, 1995

表 2 試験一覧

試験番号	水平震度 $K_a$	傾斜角 $\theta$ (deg)	背面梁長 L(mm)	静止土圧係数 $K_0$	主働土圧係数 $K_A$	崩壊時変位 ( $y/H$ )
A-1	0	0	—	0.51	0.26	0.008
A-2	0	0	300	0.28	0.19	0.012
A-3	0	0	260	0.30	0.13	0.009
B-1	0.2	11.3	—	0.82	0.36	0.006
B-2	0.2	11.3	300	0.60	0.21	0.013
B-3	0.2	11.3	260	0.51	0.28	0.001
C-1	0.25	14.0	—	0.59	0.26	0.021
C-2	0.25	14.0	300	0.30	0.26	0.011

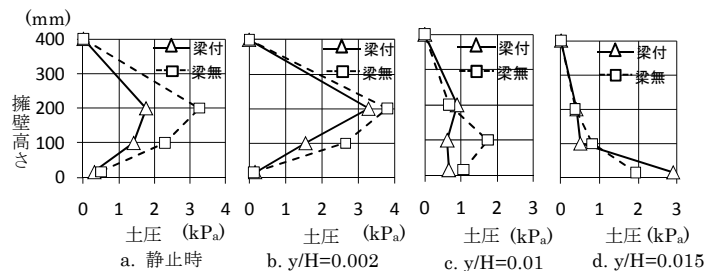


図 5 土圧分布の推移  $K_h=0$  ( $\theta=0^\circ$ ),  $B=300$ mm

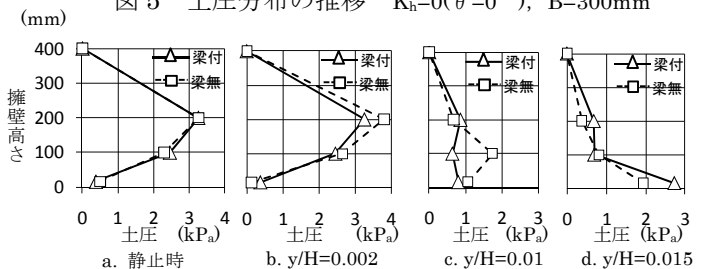


図 6 土圧分布の推移  $K_h=0$  ( $\theta=0^\circ$ ),  $B=260$ mm

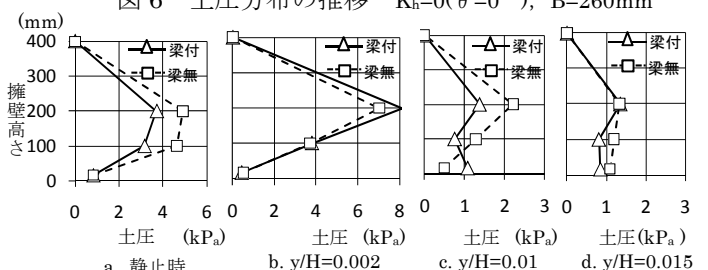


図 7 土圧分布の推移  $K_h=0.2$  ( $\theta=11.3^\circ$ ),  $B=300$ mm

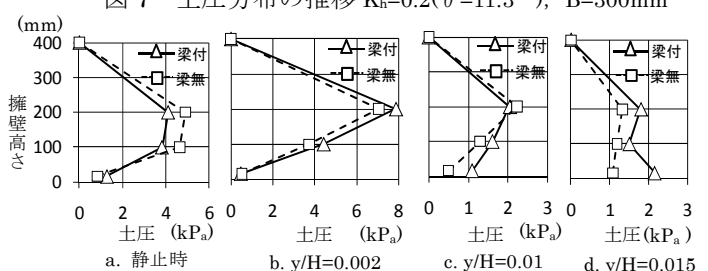


図 8 土圧分布の推移  $K_h=0.2$  ( $\theta=11.3^\circ$ ),  $B=260$ mm

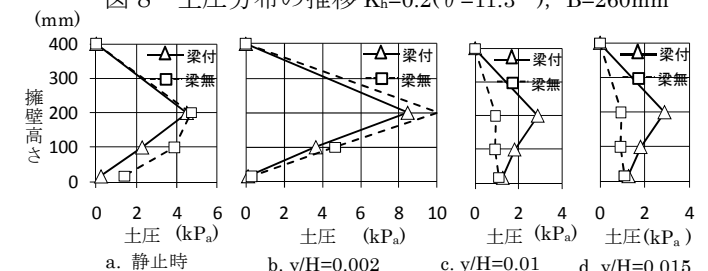


図 9 土圧分布の推移  $K_h=0.25$  ( $\theta=14.0^\circ$ ),  $B=300$ mm

\* 日本大学 大学院生, \*\* 日本大学, 准教授, \*\*\*カヌカデザイン

\*Graduate Student, Nihon Univ., \*\*Asso. Prof., Nihon Univ., \*\*\*Kanuka Design Co.