

H2-21

乾燥地盤における背面梁付擁壁の耐震性能に関する実験的研究

Experimental study on seismic Performance of Retaining Wall with back beam

野口 学<sup>1</sup>, 佐藤秀人<sup>2</sup>, 鹿糠嘉津博<sup>3</sup>

\*Manabu Noguchi<sup>1</sup>, Hideto Sato<sup>2</sup>, Katuhiro Kanuka<sup>3</sup>

It is said that earthquake performance of a retaining wall is most excellent in reverse T type or L type retaining wall.

However, much money is required in order to dig to the bottom of a wall. Then, it is used, developing retaining wall which has a back beam. By this research, the experiment which imitated earthquake using the dry sands board is conducted, and the performance of a retaining wall with back beam is considered.

1. はじめに

本研究では、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背面梁付擁壁における土圧性状に関して考察する。

2. 実験概要

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1)。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)。

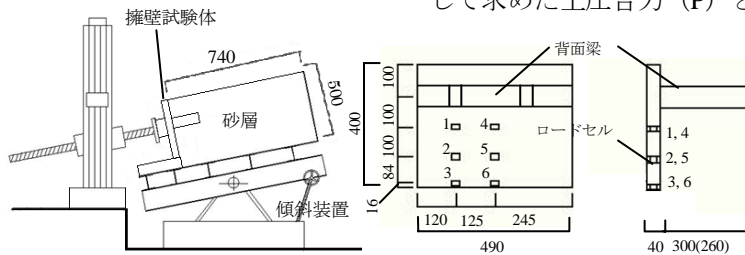


図1 実験装置

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. 実験結果ならびに考察

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。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

表1 模型地盤

使用砂	硅砂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°

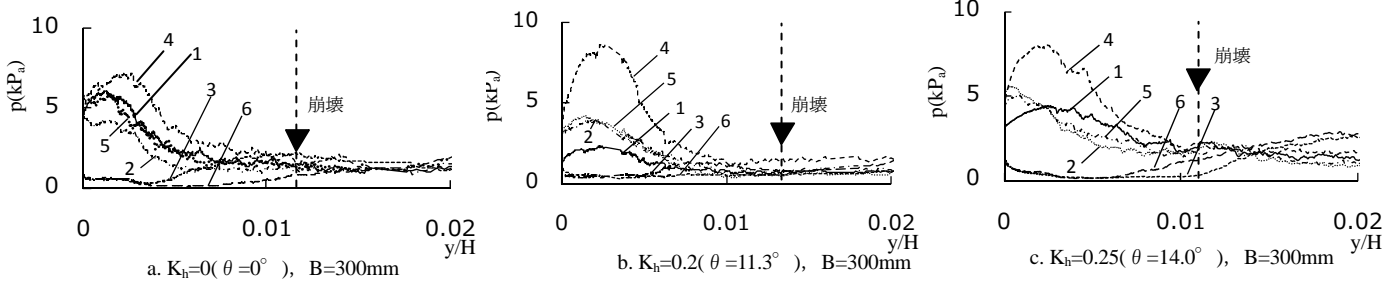


図3 土圧-変位の関係

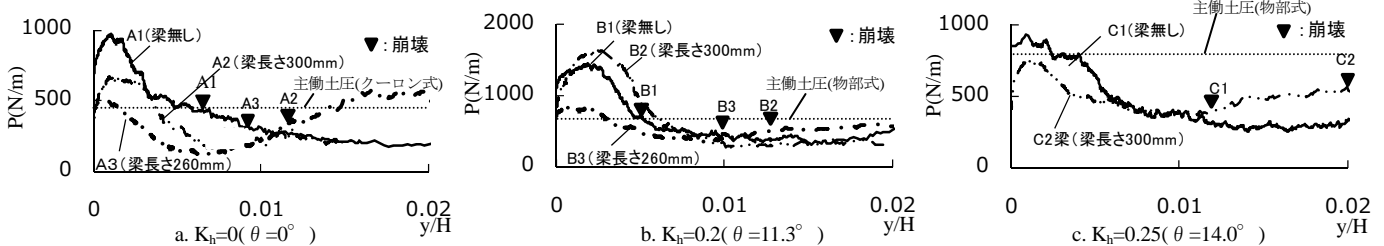


図4 土圧合力-変位の関係

1. 日大理工・院・海築 2. 日大短大・教員・建設 3. 有限会社カヌカデザイン・代表取締役

表 2 試験一

試験号	平震度 $K_h$	傾斜角 $\theta$ (deg)	背面梁長 L(mm)	静止土圧係数 $K_0$	主動土圧係数 $K_A$	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

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，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る。

**3.4 地盤崩壊線の形状** 図 10 に  $K_h=0.2$  時，梁長さ 300mm，260mm の地表面の地盤崩壊線の位置から推測した地盤崩壊線の形状と角度を示す。地盤崩壊線は梁部を経由する線状をとるため，梁のないものに比べて地盤崩壊角の増大が期待できる。

**3.5 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，この実験においては梁のない場合に比べて 30~50%程度小さな値となっている。

**4. おわりに**

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検証され，今後は，本実験時に確認された諸問題の解決と梁の取り付け条件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 1~3, 日本建築学会学術講演会, 2009,8~2010,8  
 [2] 野口,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 4, 日本建築学会学術講演会, 2011,8  
 [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

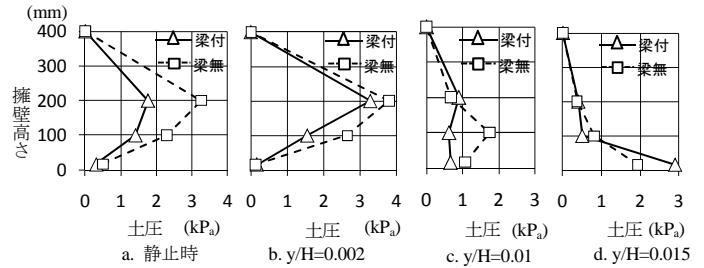


図 5 土圧分布の推移  $K_h=0(\theta=0^\circ)$ ,  $B=300\text{mm}$

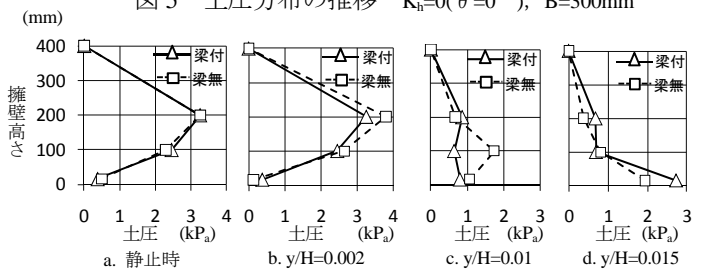


図 6 土圧分布の推移  $K_h=0(\theta=0^\circ)$ ,  $B=260\text{mm}$

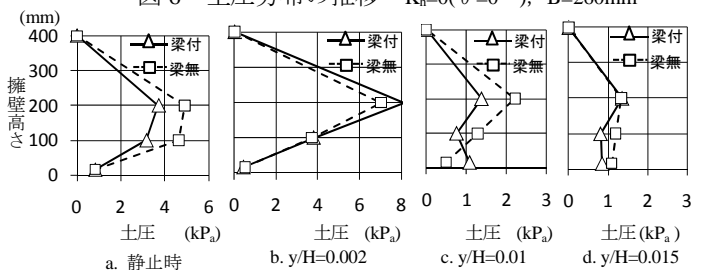


図 7 土圧分布の推移  $K_h=0.2(\theta=11.3^\circ)$ ,  $B=300\text{mm}$

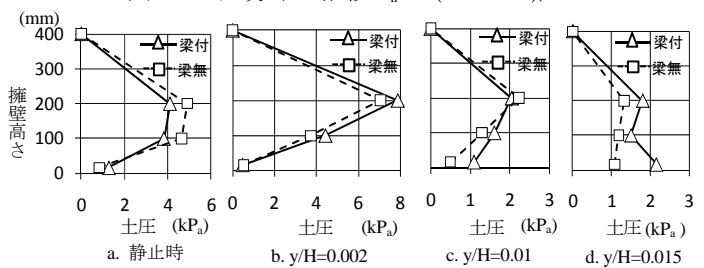


図 8 土圧分布の推移  $K_h=0.2(\theta=11.3^\circ)$ ,  $B=260\text{mm}$

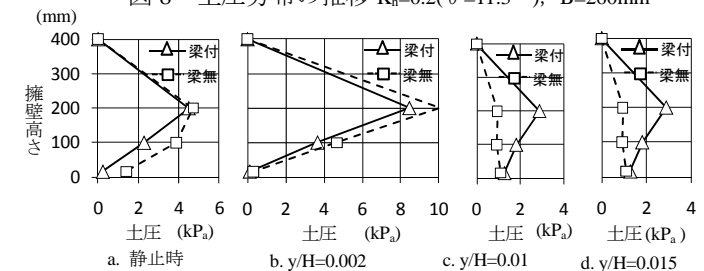


図 9 土圧分布の推移  $K_h=0.25(\theta=14.0^\circ)$ ,  $B=300\text{mm}$

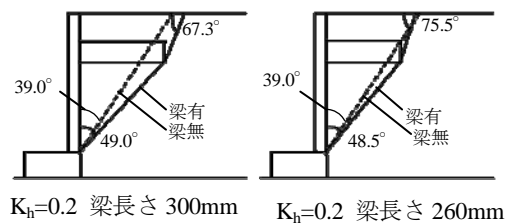


図 10 地盤崩壊形状予想図