

## 背面梁を有する擁壁の耐震性能に関する実験的研究

## その2 限界傾斜角測定実験

擁壁 模型実験 アルミ棒積層体

正会員 ○佐藤秀人\* 会員外 鹿糠嘉津博\*\*  
正会員 長倉裕磨\*\*\*

## 1. はじめに

本報では、背面梁付き擁壁の耐震性能を検討するために行った、アルミ棒積層体を模型地盤に使用した限界傾斜角測定実験に関して述べる。

## 2. 試験概要

1) 試験方法 擁壁の基礎には、杭基礎を使用することを想定する。地震時における擁壁崩壊の終局状態は、擁壁本体と背面梁および両者の接合部が健全であれば、杭頭が曲げ降伏し擁壁下端（杭頭）を中心とした転倒による崩壊モードとなることが予想される。そこで、図1に示すように、擁壁下端をピン支持として設置した試験体を、ステージごと回転させ、転倒・崩壊するときの限界傾斜角（ $\theta_{su}$ ）を測定する。

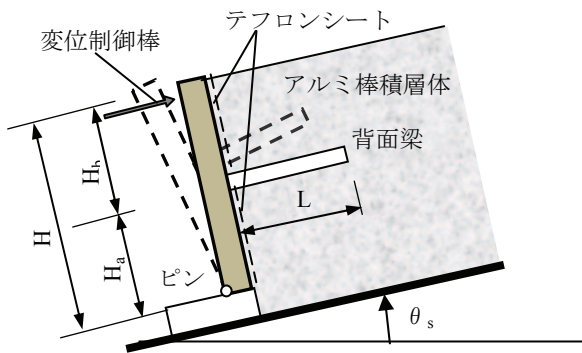


図1 限界傾斜角測定試験

2) 試験パラメータ 擁壁試験体は、その1と同様に、無垢のアルミ材を使用した。擁壁の背面梁は、長さ(L)=200および300 mmの2種類とし、取り付け位置を試験パラメータとして、それぞれ、擁壁下端からの距離（ $H_a$ ）を1/2 H, 2/3 H, 3/4 H（H：擁壁高さ）とした（表1参照）。また、擁壁試験体の背面（受圧面）にはテフロンシートを貼付しアルミ棒積層体との摩擦力を低減した。

3) 変位制御棒 限界傾斜角時の地盤崩壊は急激に進むが、その様子を観測するために、擁壁前面に変位制御棒を設置した。限界傾斜角までは変位制御棒と擁壁面との間隔を1~2 mmとなるように保持し、地盤が崩壊し擁壁が変位制御棒に接触した後は、変位制御棒をゆっくりと引きながら地盤崩壊の様子を写真撮影する。

4) アルミ棒積層体 アルミ棒積層体はその1と同様、 $\phi 3.0$  mmと $\phi 1.6$  mmの混成（質量比2：3）とし、撮影時の反射を低減するために小孔を赤、緑、青に着色した。その他、模型地盤の作成方法などはその1と同様である。

## 3. 試験結果および考察

1) 限界傾斜角  $\theta_{su}$  図2に背面梁高さ比（ $H_a/H$ ）と限界傾斜角  $\theta_{su}$  および換算水平震度  $K_h$ （ $K_h = \tan \theta_{su}$ ）との関係を示す。 $\theta_{su}$ は、背面梁の長いものほど大きく、また背面梁位置の小さなものほど大きな値を示した。 $H_a/H=2/3$ では、 $L=200$  mmの場合で $K_h=0.28$ 、 $L=300$  mmでは $K_h=0.40$ の値を示し、背面梁が耐震性能向上に大きく寄与していることが理解された。なお、試験④（ $H_a/H=1/2$ 、 $L=300$  mm）では、ステージの傾斜限界となっても地盤崩壊には至らなかった。

2) 換算水平震度  $K_h$  と擁壁頂部変位  $y_0$  の関係 換算水平震度  $K_h$  と擁壁の傾斜角  $\theta_w$  および擁壁頂部変位  $y_0$  の関係を図5に示す。擁壁頂部変位  $y_0$  の初期勾配は、背面梁の長いものほど大きく、また背面梁位置比の小さなものほど大きくなった。 $y_0=1.33$  mm時（ $\theta_w=1/300$ ）時の換算水平震度  $K_h$  は、試験①が0.27、試験②が0.19、試験③が0.15と、比較的大きな値を示した。また  $y_0=4.00$  mm時（ $\theta_w=1/100$ ）では、試験①は崩壊に至ったが、試験②、③では、まだ崩壊に達していないことから、本擁壁は比較的良好な変形性能を有していると考えられる。

3) 擁壁背面地盤挙動 図6~10に擁壁頂部変位  $y_0=3.00$  mm時（ $\theta_w=1/100$ ）の撮影画像と観測されたすべり線を示す。全試験において、背面梁端部からほぼ鉛直に伸びるすべり線が明確に観測され、試験①、③、⑤では、背面梁端部から側方に広がるすべり線も明確ではないが観測された。

本試験でのすべり線は図3に示すように、擁壁下端から鉛直擁壁の主働崩壊角度に類似したすべり線(C)が発生し、背面梁端部からはL型擁壁に見られるようなV字型のすべり線(A)、(B)が観測されることが予想された。しかし、上述のようにすべり線(A)以外が明確に観測されなかった理由は、以下のような事項に起因するものと考えられる。

表1 試験結果一覧

試験No	高さH(mm)	梁長さL(mm)	$H_a$ (mm)	限界傾斜角 $\theta_{su}$	換算水平震度 $K_h$
①	400	200	200(1/2)	18.5	0.33
②			233(2/3)	16.5	0.3
③			300(3/4)	13.5	0.24
④		300	200(1/2)	-	-
⑤			233(2/3)	21.5	0.39
⑥			300(3/4)	19.0	0.34

$$K_h = \tan(\theta_{su})$$

a) 擁壁下部のすべり線(C)について すべり線(C)が観測されなかったのは、本実験は、擁壁下端を中心に回転する運動モードであり、擁壁下方の地盤内のひずみ量が小さかったためであると思われる。

b) 背面梁端部のすべり線(A), (B)について 背面梁は、擁壁の回転に伴い、左方向に移動しながら上方に変位する。したがって、この領域では、背面梁の左方向への移動に伴って生じる主働崩壊領域 (図 4-a) と、梁端部が上方に変位することによって生じる、アンカーの引抜きや基礎の引揚げ時に生じるような崩壊領域 (図 4-b) が混在する。すべり線(A)は、両者のせん断力方向が一致するために強く表れ、すべり線(B)は両者のせん断力方向が異なるために地盤内のひずみが相殺され、明確なすべり線として観測されなかった。ただし、これらの背面地盤挙動については、さらなる検討が必要である。

#### 4. おわりに

本実験によって、背面梁を有する擁壁は、優れた耐震性能を期待できることが理解された。ただし、本実験は、アルミ棒積層体と簡略化した擁壁モデルに対するものであるため、今後は実務レベルでの耐震性能や背面地盤挙動などを検討していきたい。

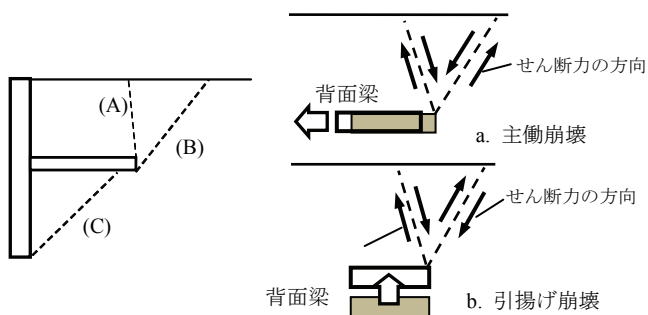


図3 予想すべり線

図4 背面梁の運動とすべり線

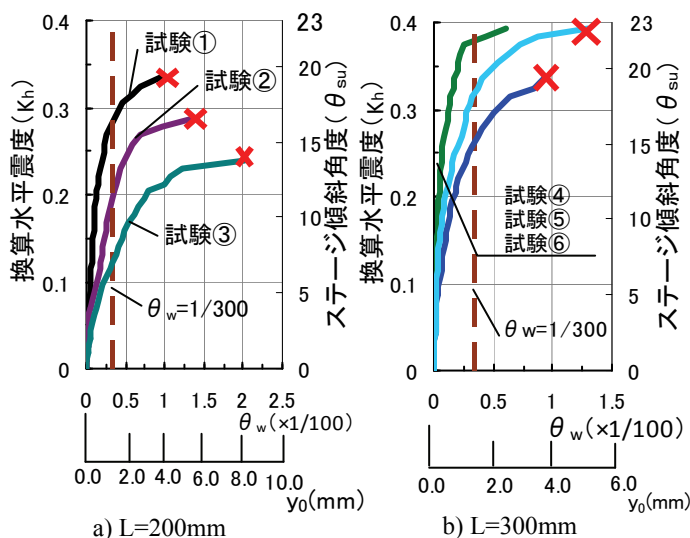


図5 換算水平震度と擁壁頂部変位の関係

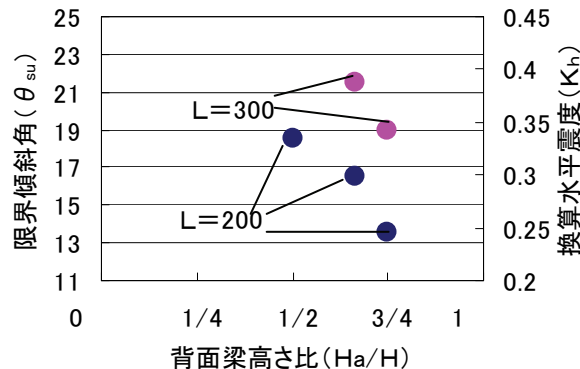


図2 各試験体の限界傾斜角と換算水平震度の関係

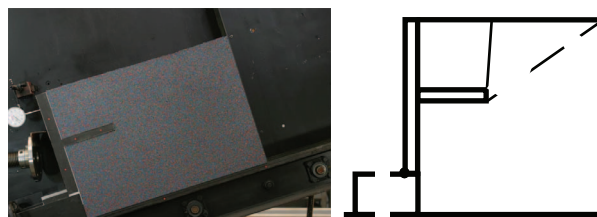


図6 試験① (擁壁頂部変位 3.00mm 時)

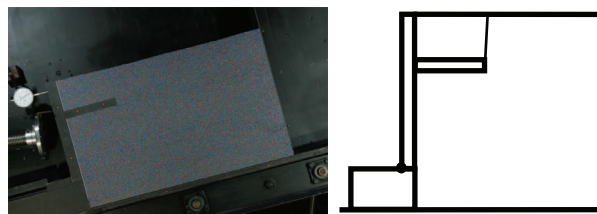


図7 試験② (擁壁頂部変位 3.00mm 時)

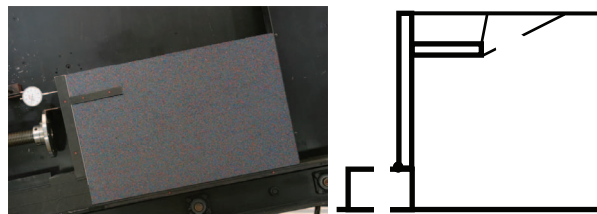


図8 試験③ (擁壁頂部変位 3.00mm 時)

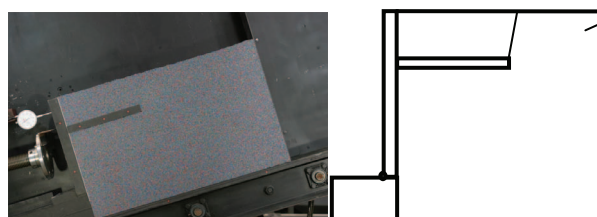


図9 試験⑤ (擁壁頂部変位 3.00mm 時)

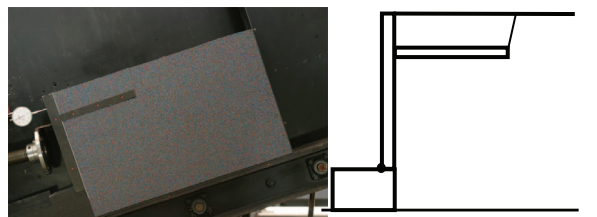


図10 試験⑥ (擁壁頂部変位 3.00mm 時)

\* 日本大学, 工博  
\*\*\* 日本大学大学院生

\*\* カヌカデザイン

\* Assist. Prof., Nihon Univ.,  
\*\*\* Graduate Student, Nihon Univ.

\*\* Kanuka Design Co.,