

背面梁を有する擁壁の耐震性能に関する研究

その3 地震時の主働崩壊形状の観察実験

擁壁 模型実験 アルミ棒積層体

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

1. はじめに

背面梁付きの擁壁(図1)は、背面梁部分と梁中間部での地震時の地盤挙動が異なることが予測される。そこで、本研究では、背面梁部と梁中間部をそれぞれ模擬した擁壁試験体に対して、アルミ棒積層体を用いた地震時主働崩壊形状観察試験を実施し、地盤挙動を検討する。

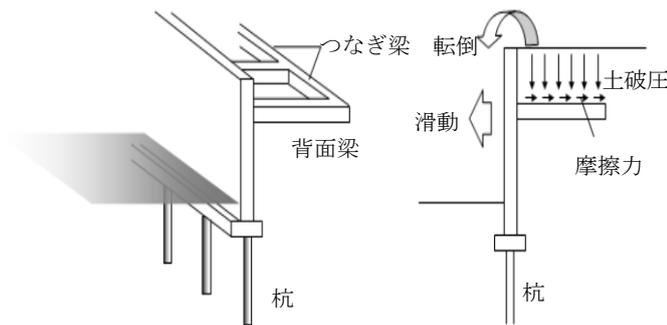


図1 背面梁付き擁壁

2. 昨年度実験の結果⁴⁾と補足試験

図2に示す背面梁部を想定した擁壁試験体(アルミ製)と、アルミ棒試験体を用いた模型実験を実施した。実験ステージを傾斜させて地震時の水平力を模擬し、擁壁を平行移動させて模型地盤の挙動を観察したところ、図3に示すような背面梁の下方を通るすべり線が観測された⁴⁾。

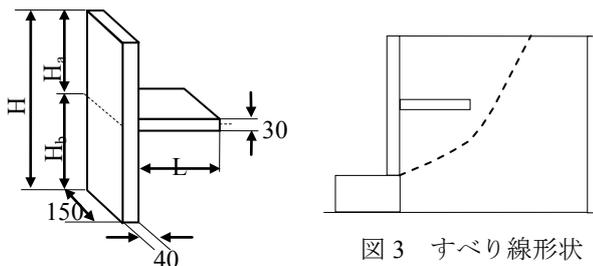


図2 模型擁壁試験体

図3 すべり線形状 (K_h=0.2時)

これは背面梁によって下方への土被圧の伝達が阻害されたためであると考えられるが、実際の背面梁付き擁壁では、背面梁中間部の土被圧による影響も考えられるため、以下のような補足実験を行った。

補足試験：やわらかな補強材を有する擁壁の地震時主働崩壊形状観察試験

1) 試験方法 図2に示す擁壁試験体の背面梁の代わりに、柔軟性を有するプラスチックネット(網径2mm)を装着し、ある程度の土被圧が伝達されるようにした擁壁に対して、ステージ傾斜角 $\theta=0, 11.3^\circ$ (水平震度 $K_h=0,$

0.2)として擁壁を平行移動し、地盤の崩壊形状を観察した。ただし、擁壁試験体、アルミ棒積層体、ステージなどの詳細は文献4を参照されたい。

2) 試験結果 いずれの試験体も、すべり線は擁壁下端から発生し、補強材の端部を通して、右方上方の地表面に到達した(図4)。これは、補強材上方の地盤による土被り圧が、背面ネットの下方に伝達し、地盤の緩みを低減したためであると考えられ、実際の背面梁付き擁壁の背面梁部分においても、これに準じたすべり線が発生することが推測される。

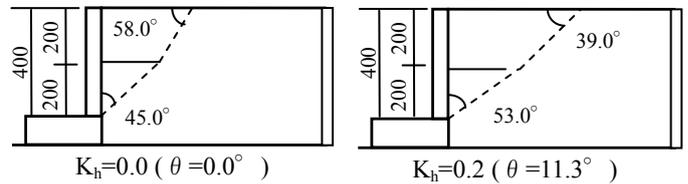


図4 補足試験のすべり線形状(擁壁変位10mm時)

3. 背面梁中間部の地震時主働崩壊形状観察実験

1) 試験方法 写真1および図5に示すような、背面梁中間部を模した擁壁試験体に対して、地震時の主働崩壊形状観察試験を実施した。試験パラメータは、背面梁位置 H_b と背面梁長さ(つなぎ梁位置) L 、および水平想定震度 K_h である。表1に試験パラメータを示す。

2) 試験結果および考察 図6~9に擁壁変位10mm時に観測された地盤崩壊形状(すべり線形状)を示す。

梁長の小さいM-1~M-4(図6, $L=200$ mm)では、水平震度 $K_h=0, 0.1$ までは、背面つなぎ梁部で折曲するすべり線が観測されたが、 $K_h=0.2, 0.3$ ではつなぎ梁部の外側を通る直線のすべり線となった。梁長が大きくなると、水平震度が大きい場合でも、つなぎ梁位置で屈曲するようになり、梁長の大きいM-9~M-12(図8, $L=300$ mm)では、すべての試験でつなぎ梁位置を通過し、そこで屈曲するすべり線形状となった。

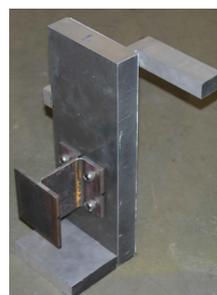


写真1 擁壁試験体

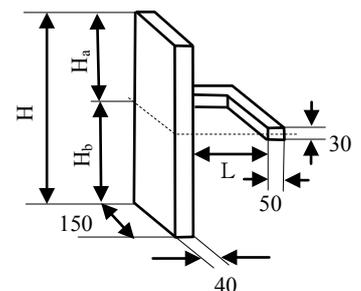


図5 擁壁試験体(梁中間部)

また、梁位置の高い M-13~M-16 (図 9) では、 $K_h=0.1$ 以上でつなぎ梁の外側を通る直線状のすべり線となった。

4. おわりに

背面梁を有する擁壁の地震時の地盤崩壊形状は、背面梁部・梁中間部ともに梁長さ (つなぎ梁位置) による影響を受ける。また、背面梁中間部では、同一震度でも梁長さの大きなものほど大きな崩壊形状を呈し、つなぎ梁位置で屈曲するすべり線形状となることが確認された。

参考文献

- 1) 鹿糠, 清水, 佐藤: 横浜における擁壁の補修・補強工事の例, 建築技術, Vol.690, pp.174-175, 2007.7
- 2) 鹿糠, 佐藤: 宅地擁壁の改修・補修事例, 基礎工, Vol.35, pp.59-62, 2007
- 3) 鹿糠, 佐藤: 宅地に隣接した既存用壁の診断・補強例, 基礎工, Vol.37, pp.45-48, 2009
- 4) 佐藤, 鹿糠, 長倉: 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 1, その 2, 2009 年度日本建築学会学術講演会, 2009.8

表 1 試験パラメータ

試験No	高さ H(mm)	梁位置高さ H_b (mm)	梁長さ L (mm)	水平想定震度 K_h	傾斜角 θ (deg)
M-1	400	200	200	0.0	0.0
M-2				0.1	5.7
M-3				0.2	11.3
M-4				0.3	16.3
M-5			300	0.0	0.0
M-6				0.1	5.7
M-7				0.2	11.3
M-8				0.3	16.3
M-9		400	0.0	0.0	
M-10			0.1	5.7	
M-11			0.2	11.3	
M-12			0.3	16.3	
M-13		300	200	0.0	0.0
M-14				0.1	5.7
M-15				0.2	11.3
M-16				0.3	16.3

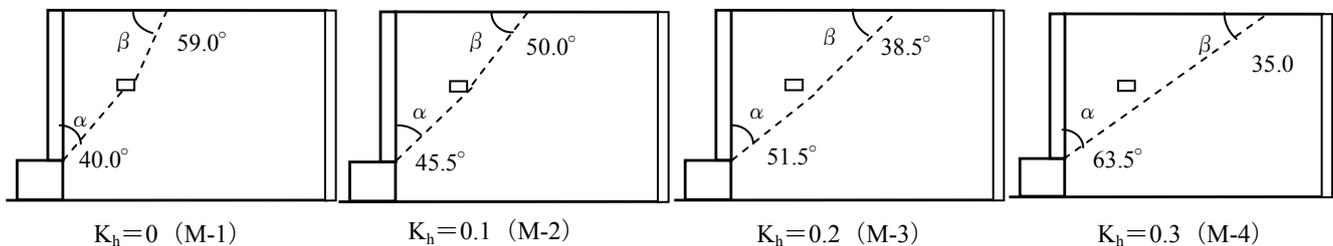


図 6 地盤の崩壊形状図 (梁長さ $L=200$ 梁高さ $H_b=200$ mm)

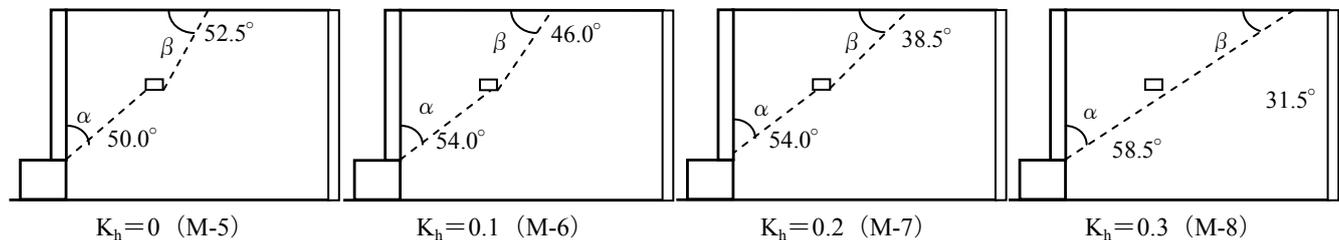


図 7 地盤の崩壊形状図 (長さ $L=300$ 梁高さ $H_b=200$ mm)

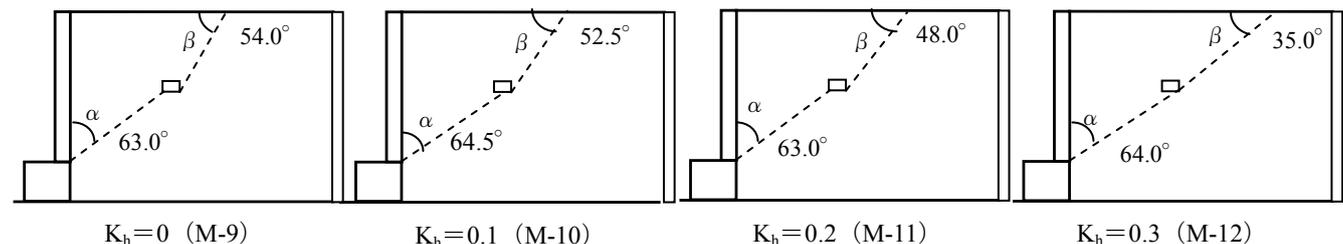


図 8 地盤の崩壊形状図 (梁長さ $L=400$ 梁高さ $H_b=200$ mm)

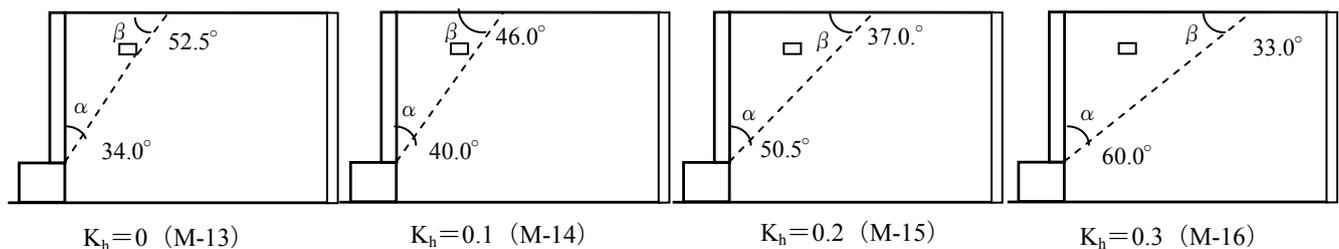


図 9 地盤の崩壊形状図 (梁長さ $L=200$ 梁高さ $H_b=300$ mm)

* 日本大学 大学院生, **日本大学, 工博, ***カヌカデザイン *Graduate Student, Nihon Univ., **Assist. Prof., Nihon Univ., ***Kanuka Design Co.