

# 地すべりにより道路橋基礎が受ける作用に関する実験的検討

藤村 彰・谷本俊輔・七澤利明

## 1. はじめに

近年、大規模地震や豪雨等に起因する斜面崩壊、落石・岩盤崩壊、地すべり、土石流（以下「斜面崩壊等」という。）により、橋梁が被災する事例が多くみられる現状を踏まえ、道路橋示方書では橋を計画するにあたり、斜面崩壊等の影響を受ける位置への架橋や下部構造の設置は原則避けることとされている<sup>1)~3)</sup>。しかし、既に影響を受ける位置に設置されている既設橋等のような状況においては、実際にどの程度の力が作用すると想定されるのか、地盤条件や基礎の構造条件等の違いによる影響がどの程度あるのか、といった知見がないのが現状である。

以上の背景から、斜面上に設置された道路橋基礎に対し斜面崩壊等が与える影響の把握を目的として、斜面崩壊等の代表的事象として地すべり現象に着目し、斜面上の基礎にすべり力が作用する状況を想定した模型実験を実施し、地盤変位量と基礎への作用力との関係、地盤条件や基礎の構造条件等の違いによる影響を分析した結果を報告する。

## 2. 実験方法

### 2.1 概要

地盤条件と基礎の諸元の違いが基礎の安定性に及ぼす影響を把握するため、斜面角度やすべり層厚、杭配置をパラメータとした遠心力载荷実験を行い、基礎にすべり力が作用した場合の杭体応力度等について検証した。実験は、土木研究所所有の中型遠心力载荷装置を用いて行った。

### 2.2 実験模型

本実験は80Gの遠心力場の下で、1/80スケールの縮尺を対象に行った。模型地盤は、奥行500mm×幅800mm×高さ600mmの土槽内に、焼石膏により基盤作製後、すべり層（東北硅砂7号、相対密度90%）を可動壁と一体になった鋼製枠内に敷設した。基盤とすべり層下面との境界

は摩擦を極力低減させる構造とし、可動壁が移動することで、すべり層の移動によるすべり力のみが杭模型に作用する構造とした。基礎形式は、過去の被災事例より深礎基礎を想定した。図-1に模型実験概要図、表-1に模型杭諸元を示す。杭のひずみゲージは図-1に示すすべり層内に3か所以上設置した。以降、特記なき寸法及び断面力は、実物換算値を示す。

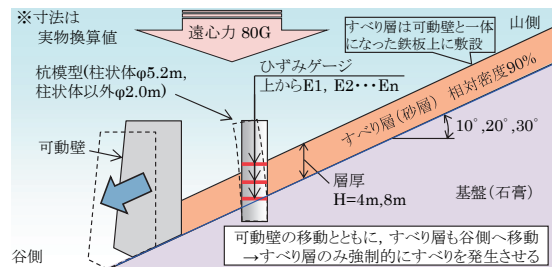


図-1 模型実験概要

表-1 模型杭諸元

杭種	柱状体深礎杭	柱状体深礎杭以外の深礎杭
実物杭径	5200mm	2000mm
モデル	スケール・材質	1/80, アルミニウムパイプ
杭径・厚	65mm, 5.0mm	25mm, 1.5mm
杭	ヤング率	68.8kN/mm <sup>2</sup>
		68.1kN/mm <sup>2</sup>

### 2.3 実験ケース

実験ケースは、杭配置、斜面角度、すべり層厚及び杭頭結合条件をパラメータとした、表-2に示す全24ケースである。杭配置は図-2に示す5種類、複数杭を配置する際の杭の中心間隔は、文献りを参考に杭径の2倍とした。過去の被災斜面の条件を参考に、斜面角度は10°、20°、30°、すべり層厚は4m、8mと設定した。

複数の杭を配置する場合は杭頭を固定することとなるが、杭頭結合条件によって杭に作用する曲げモーメントの分布形状が異なることから、杭頭結合条件は自由と固定の2ケースを設定した。

### 2.4 実験手順

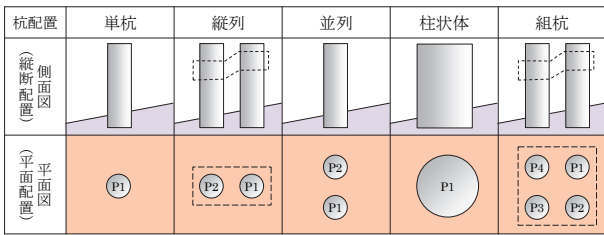
- ① 模型土槽を遠心力载荷装置※にセットし、遠心加速度80Gを载荷する。遠心力载荷開始と同時にひずみ等計測を開始する。
- ② 各計測値が安定したことを確認した後、電動式ジャッキにより可動壁を徐々に移動させ、

すべり層の移動（すべり）を発生させる。

- ③所定量（杭径の2倍を目安）の可動壁移動完了後、遠心力を除荷する。
- ④遠心力除荷後、基礎周囲のすべり破壊範囲を観察する。

表-2 実験ケース（丸数字がcase番号）

杭配列	斜面角度	すべり層厚	杭頭結合条件		杭配列	斜面角度	すべり層厚	杭頭結合条件		
			自由	固定				自由	固定	
単杭	20°	4m	①	-	縦列	10°	4m	⑪	-	
	30°	4m	②	-			8m	⑫	-	
	柱状体	20°	4m	③		⑭	20°	4m	⑬	⑮
30°		4m	④	-		8m	⑯	⑰	-	
並列	10°	4m	⑥	-		組杭	20°	4m	⑳	㉑
		8m	⑦	-				8m	㉒	㉓
	20°	4m	⑧	-	4m		㉔	㉕	-	
		8m	⑨	-	8m		㉖	㉗	-	
	30°	4m	⑩	-	4m		㉘	㉙	-	
		8m	-	-	8m		㉚	㉛	-	



※破線は、杭頭固定の場合に設置する金具

図-2 模型杭配置（左が谷側、右が山側）

### 3. 実験結果

#### 3.1 杭に作用する曲げモーメント

##### (1) 実験結果

杭配置別の斜面すべり量と杭に発生する曲げモーメントの関係を図-3～図6に示す。単杭（case1）を除き、全て斜面角度20°、すべり層厚8mの条件であり、図において曲げモーメントは山側（図-1右側）引張が正、凡例E1、E2・・・Enはひずみゲージ番号である。

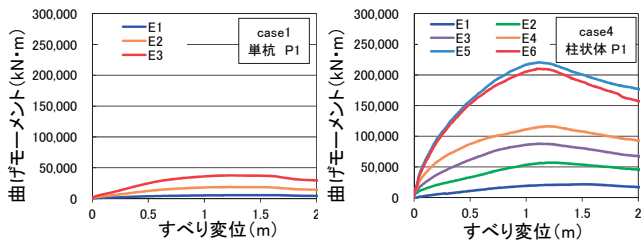


図-3 すべり量と杭の曲げモーメント（単杭、柱状体）

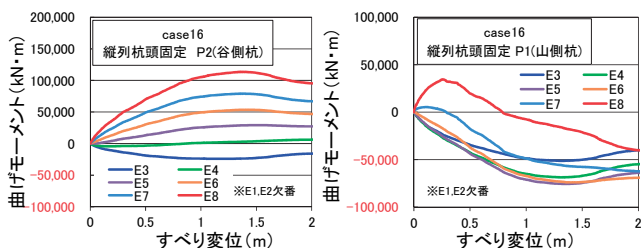


図-4 すべり量と杭の曲げモーメント（縦列杭頭固定）

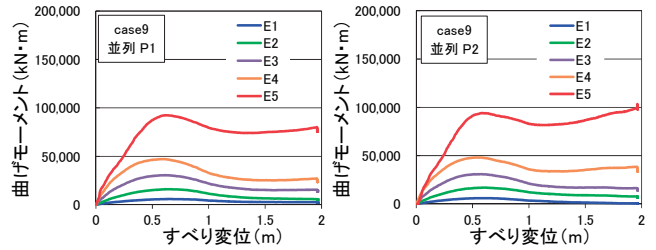


図-5 すべり量と杭の曲げモーメント（並列）

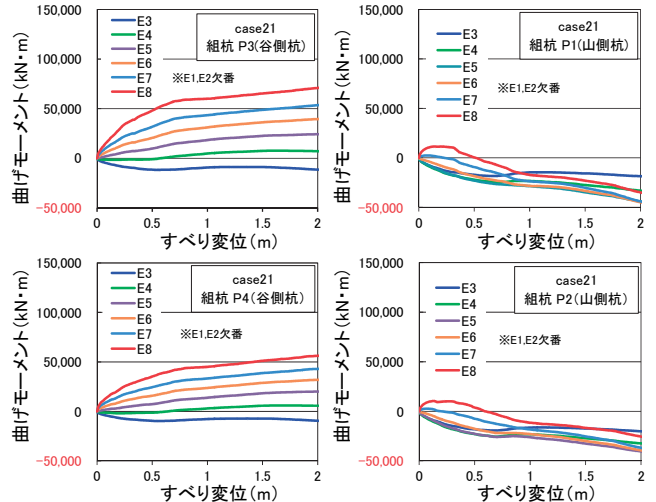


図-6 すべり量と杭の曲げモーメント（組杭、杭頭固定）

##### (2) 考察

柱状体及び単杭は杭頭を固定していないため、曲げモーメントは全体的に正となる傾向がある。縦列は杭頭を固定しているため、山側杭と谷側杭で曲げモーメントの分布形状が異なる。図-7に示すように、山側の杭は杭頭部と基礎面が支持された状態で土圧が作用するため、曲げモーメントは全体的に負となった。谷側杭は山側杭に作用した土圧が固定梁を介して杭頭部に集中荷重として作用する一方、固定梁による拘束の影響を受けるため、曲げモーメントは杭頭部で負、すべり層と基礎の境界付近で正となった。これら曲げモーメントの分布形状は、すべり層厚や斜面角度が変わっても大きく変わらない結果であった。また、並列のみ、曲げモーメントが可動壁移動（すべり力作用）開始直後1次的にピーク値を示した後漸減し、再び増加するという傾向を示している（図-5）。

並列の左右各杭に作用する曲げモーメント（図-5）を合計すると、柱状体基礎（図-3右）と同程度（約200,000kN・m）となる。並列の杭間隔は杭径の2倍で設定しているため、杭外端間距離は6000mmである。それに対し、柱状体基礎は杭径5200mmとほぼ同幅であることから、概ね同様な

結果になったと考えられる。さらに、組杭の曲げモーメントの合計値（図-6、 $\Sigma$ =約160,000kN・m）は、柱状体の曲げモーメントよりも小さく、縦列や並列と比較しても、杭1本が負担する曲げモーメントの比率は小さい。これは、組杭は杭頭を固定したラーメン構造であり、作用力に対し偶力、つまり山側杭が受けるすべり力を谷側杭でも抵抗することや、複数杭で分担して抵抗できることから、他の杭配置に比べすべり力に対する抵抗能力が高いことを示していると考えられる。

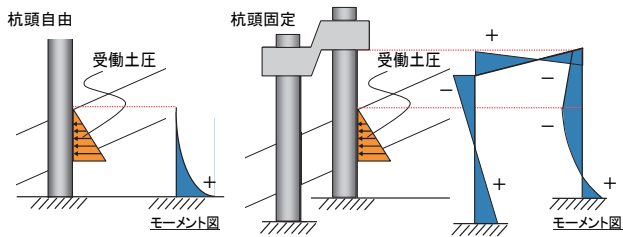


図-7 杭頭固定の有無による曲げモーメント模式図

### 3.2 地盤の破壊範囲

地盤条件及び杭配置の違いによる、地盤の破壊傾向について、実験で記録したすべり破壊範囲から受働すべり角や平面的な広がりを確認し、理論値と比較した。

#### (1) 理論値

断面方向の受働すべり線は、基礎が固定された状態ですべり力が作用した場合、基礎に受働土圧に相当する力が作用するものと仮定し、図-8に示すクーロン理論に基づく受働すべり線（すべり角 $\omega$ （°））を理論値とした。

平面的なすべり破壊範囲は、文献<sup>4)</sup>に示される、受働抵抗の3次元的広がりの影響を考慮した受働土圧強度の算出方法を参考にし、基礎杭最外縁（組杭の場合最外杭）から図-8に示す角度 $\beta$ （°）で広がる範囲とした。

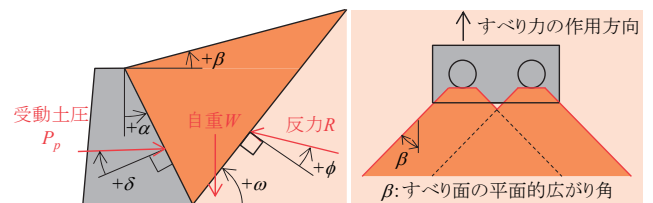
#### (2) 実験結果と考察

実験終了時における地盤破壊の断面方向形状観察を行い理論値と比較した（図-9側面図、表-3左）。表-3中の「平均」は実験値を理論値で除した値、「 $\sigma$ 」は標準偏差を示す。比較の結果、断面方向のすべり線については、実験値と理論値が概ね整合している。また、地表、模型土層におけるすべり層の深度10mm及び30mmにおけるすべり線を確認したところ、ほぼ同等の角度であったことから、すべり線は直線に近いと考えられる。これは杭配置、斜面角度等の条件によらず全ての

ケースで同様の傾向が確認された。実験終了時の地盤の平面的すべり範囲については、杭配置及び層厚毎に全24ケースを整理（図-9平面図及び表-3右）し、実験時の地盤破壊状況を撮影した動画の確認を行った。図-10に動画の切出し結果の一例を示す。確認の結果、断面方向のすべり線に比べるとばらつきが大きい傾向が認められるものの、杭の山側地盤はすべり変位の増加とともに一定の広がりを持って破壊を生じることが確認された。

また、並列において、曲げモーメントがピーク値を示した後漸減し再び増加する傾向を示した。この要因として、以下のようなメカニズムで地盤破壊が進行していることが考えられる。

- ①地盤変位の進行により、1次破壊面上のせん断応力がピーク強度に達する。これと同時に、1次破壊面上ですべりが生じ始める。
- ②1次破壊面上のせん断応力がピーク強度から残留強度に低下し、一時的に土圧が低下する。
- ③さらなる地盤変位の著しい増加により、1次破壊面の下の新たな2次破壊面上でせん断応力がピーク強度に達する。これと同時に、2次破壊面上ですべりが生じ始める。



$$\omega = \tan^{-1} \left\{ \frac{\cos(\phi - \delta + \alpha + \beta)}{\frac{\cos(\alpha + \delta) \sin(\phi - \delta)}{\cos(\alpha - \beta) \sin(\phi + \beta)} - \sin(\phi - \delta + \alpha + \beta)} \right\} + \beta$$

$$\beta = 30 + \frac{\phi}{3} \quad \phi: \text{内部摩擦角}(\text{°})$$

図-8 すべり角 $\omega$ 及び平面的すべり面の広がり角 $\beta$

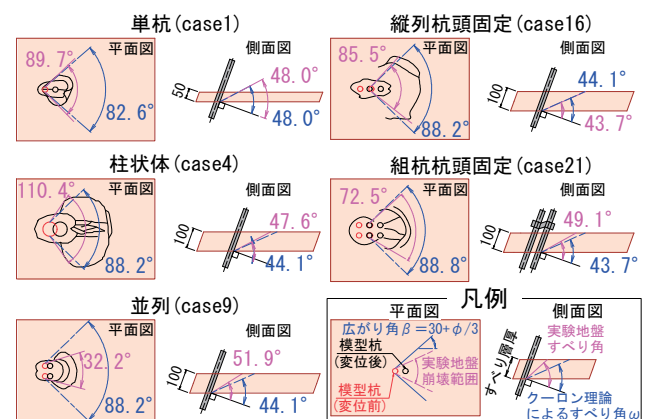


図-9 すべり線及び平面図破壊範囲（杭配置別）

表-3 地盤破壊範囲の実験値の理論値との比較

実験値/理論値 (すべり角 $\alpha$ )					実験値/理論値 (平面広がり $\beta$ )				
すべり層厚	4m		8m		すべり層厚	4m		8m	
	平均	$\sigma$	平均	$\sigma$		平均	$\sigma$	平均	$\sigma$
杭配置	平均	$\sigma$	平均	$\sigma$	杭配置	平均	$\sigma$	平均	$\sigma$
単杭	0.95		-		単杭	1.00		-	
柱状体	0.84		1.08		柱状体	0.55		1.25	
並列	0.87	0.087	1.12		並列	0.94	0.207	0.14	
縦列	0.96		1.19	0.092	縦列	1.05		1.20	0.321
組杭	0.99		1.09		組杭	0.88		1.16	

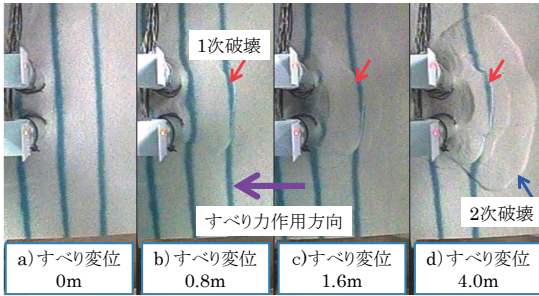


図-10 地盤破壊状況 (case9)

#### 4. まとめ

斜面上に設置された道路橋基礎に対して、斜面崩壊等の代表的な事象として地すべり現象に着目し、基礎に土圧が作用する状況を想定した模型実験を行い、地盤変位量と基礎への作用力との関係の比較、地盤破壊形状の整理により、地盤条件や基礎の構造条件等の違いによる影響を分析した結果、以下の点が明らかとなった。

- (1) 杭頭固定条件下では、山側杭と谷側杭の曲げモーメントが異なる。山側杭は、杭頭部と基盤面が支持された状態で土圧が作用するため、曲げモーメントは全体的に負となる。谷側杭は、山側杭に作用した土圧が固定梁を介して杭頭部に集中荷重として作用する一方、固定梁による拘束の影響を受けるため、曲げモーメントは杭頭部で負、すべり層と基盤の境界付近で正となる。
- (2) 杭に生じる曲げモーメントは、組杭が相対

的に小さい。組杭はラーメン構造であり作用力に対し偶力で抵抗することや、複数杭で分担して抵抗できるため、並列や縦列よりも高い抵抗能力を有していると考えられる。

- (3) 地盤の破壊状況について、断面方向すべり線は直線に近いと考えられ、クーロン理論で説明できる可能性がある。
- (4) 平面的な地盤破壊状況について、断面方向のすべり線に比べるとばらつきが大きい傾向が認められるものの、杭の山側地盤はすべり変位の増加とともに一定の広がりを持って破壊を生じることが確認された。
- (5) 並列において、可動壁移動後に曲げモーメントがピーク値を示した後漸減し、再び増加する傾向を示した理由は、すべり力が1次破壊を生じた後も継続して作用したことにより地盤の2次破壊が発生したためと考えられる。

以上の結果から、基礎に作用するすべり力は、基礎の構造条件等の違いが大きく影響しており、単杭や単列杭に比べ複数列組杭構造がすべり力に対する抵抗能力に優れることがわかった。

今後、極限平衡法による再現解析等を行い、斜面崩壊等が与える影響を考慮した基礎の設計手法を確立するための抵抗特性の定量的評価方法を提案する予定である。

#### 参考文献

- 1) (公社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編、2017.11
- 2) (公社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編、2017.11
- 3) (公社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、2017.11
- 4) (公社) 日本道路協会：斜面上の深礎基礎設計施工便覧、2012.3

藤村 彰



土木研究所構造物メンテナンス  
研究センター橋梁構造研究グループ 交流研究員  
Akira FUJIMURA

谷本俊輔



土木研究所構造物メンテナンス  
研究センター橋梁構造研究グループ 研究員  
Syunsuke TANIMOTO

七澤利明



研究当時 土木研究所構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ 上席研究員、現国土交通省国土技術政策総合研究所道路構造物研究部構造・基礎研究室長  
Toshiaki NANAZAWA