

斜面変状の影響を受ける道路橋基礎の構造等の違いによる安定性への影響に関する数値解析

河村 淳・真弓英大・谷本俊輔・七澤利明

1. はじめに

平成28年熊本地震を始めとする大規模な地震等により、山地や丘陵の急峻な地形にて地すべりなど地盤の移動による変状（以下「斜面変状」という。）が生じ、落橋、段差、移動等、道路橋の被害につながる事例が確認されている。こうした斜面変状による道路橋の被害が生じると、安全性はもとより、復旧、復興の長期化など社会活動に甚大な影響を及ぼす。

こうした斜面変状に対して、新設橋の設計では、斜面変状の影響を避けるよう橋の設置位置を定めることが基本とされており、斜面変状の影響を考慮した設計は一般には行われていない。こうしたことから、地震動による慣性力など設計で考慮する作用に対して設計された道路橋基礎の耐力と斜面変状に伴う作用との関係、さらには基礎の構造や斜面変状の状況の違いによる影響については明らかとなっていない。

以上のような背景から、本研究では、斜面上に設置された道路橋の安全性に関する検討の一環として、基礎構造や斜面変状の状況の違いが基礎の安定性に及ぼす影響を把握することを目的として数値解析を実施した。

2. 解析方法

2.1 概要

橋台と橋脚を対象とし、標準的な条件下で設計された深礎基礎（橋台、橋脚）周辺の斜面が地震等に起因するすべりを生じた際の基礎への影響を解析した。

基礎諸元は、橋台においては組杭深礎基礎を対象とし、これまでに建設されてきた標準的な諸元¹⁾として単列組杭深礎基礎及び複数列組杭深礎基礎を対象とする。橋脚においては単列、複数列の組杭深礎基礎に加え、実績の多い柱状体深礎基礎も対象とした。斜面変状の状況については、土木

研究所では地震による斜面変状の42事例を収集・分析しており²⁾、本研究では、分析結果を踏まえて斜面変状の条件を設定した。

2.2 基礎構造及び地盤の条件

解析に用いた橋台及び橋脚基礎は、斜面上の深礎基礎設計施工便覧³⁾（以下「深礎便覧」という。）の参考資料に示される橋台及び橋脚の組杭深礎基礎の設計計算例に示されている基礎構造及び地盤を基本条件とし、道路橋示方書・同解説IV下部構造編⁴⁾に基づいて試設計を行った。図-1及び図-2に基本条件を示す。

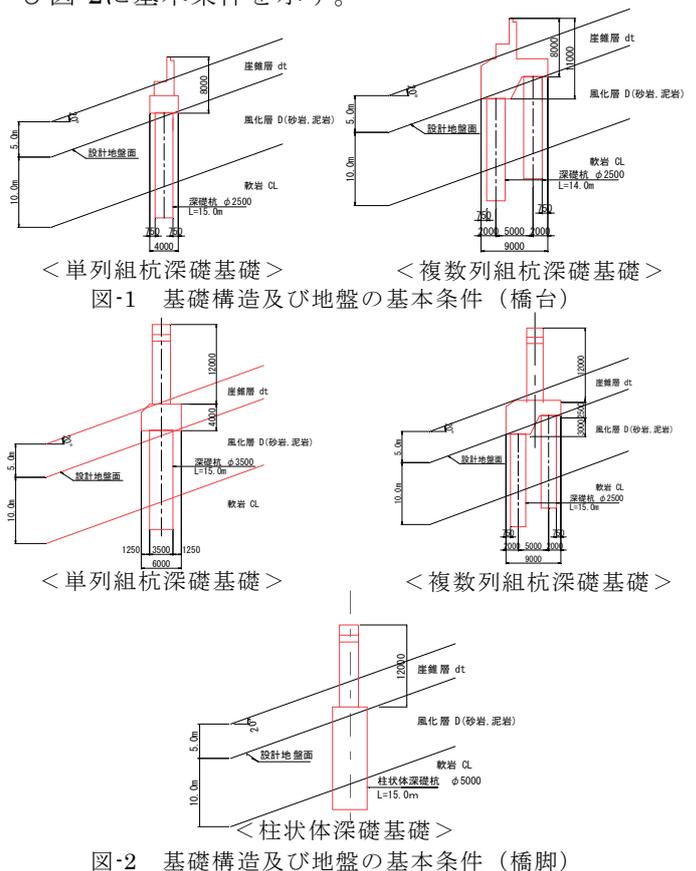


表-1に試設計条件を示す。表-2に解析で考慮したパラメータを示す。パラメータは、基礎構造、斜面傾斜角、風化層中のすべり層厚及び風化層の地盤定数（ c 、 ϕ ）である。斜面傾斜角及びすべり層厚は文献²⁾を踏まえて設定した。具体的には過去の事例の分析より、斜面変状の傾斜角は多くが $20\sim 40^\circ$ 程度、すべり層の厚さは10m以下

Numerical Analysis on Structural Difference Affecting Stability of Road Bridge Foundations subjected to Deformation of Slope

の事例がほとんどであったことから、本解析では傾斜角は20°と40°、すべり層厚については2.5mと5.0mと設定した。風化層の地盤定数は、φ成分が卓越する砂岩を想定した土層と、c成分が卓越する泥岩を想定した土層の2ケースとし、N値30相当の地盤定数の値を深礎便覧に記載されている式(1)、式(2)より算定した。

- ・風化層（砂岩）…式(1)
 $c = 0.155 (N \text{ 値})^{0.327} (\text{kgf/cm}^2) [\times 98.1 \text{ kN/m}^2]$
 $\phi = 5.10 \text{Log} (N \text{ 値}) + 29.3 (\text{度})$
- ・風化層（泥岩）…式(2)
 $c = 0.165 (N \text{ 値})^{0.606} (\text{kgf/cm}^2) [\times 98.1 \text{ kN/m}^2]$
 $\phi = 0.888 \text{Log} (N \text{ 値}) + 19.3 (\text{度})$

表-1 試設計条件

橋台高	H=8.000m	試設計の基本モデルを参考に設定。 設計実績を踏まえて照査を満足する基礎長を設定。																												
橋脚高	H=12.000m																													
基礎長	L=15.00m~20.00m程度																													
地層構成	地層構成は、以下のとおりとする。																													
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>地層名</th> <th>層厚 (m)</th> <th>N</th> <th>γ (kN/m³)</th> <th>ϕ (°)</th> <th>c (kN/m²)</th> <th>E0 (kN/m²)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1 崖崩層 di</td> <td>5.0</td> <td>10</td> <td>18</td> <td>0</td> <td>15</td> <td>7,000</td> </tr> <tr> <td>2 風化層 D</td> <td>10.0</td> <td>30</td> <td>18</td> <td>$\phi^{s=1}$</td> <td>$\phi^{s=1}$</td> <td>27,800</td> </tr> <tr> <td>3 軟岩 CL</td> <td>10.0</td> <td>-</td> <td>20</td> <td>35</td> <td>500</td> <td>300,000</td> </tr> </tbody> </table>	地層名	層厚 (m)	N	γ (kN/m ³)	ϕ (°)	c (kN/m ²)	E0 (kN/m ²)	1 崖崩層 di	5.0	10	18	0	15	7,000	2 風化層 D	10.0	30	18	$\phi^{s=1}$	$\phi^{s=1}$	27,800	3 軟岩 CL	10.0	-	20	35	500	300,000	
地層名	層厚 (m)	N	γ (kN/m ³)	ϕ (°)	c (kN/m ²)	E0 (kN/m ²)																								
1 崖崩層 di	5.0	10	18	0	15	7,000																								
2 風化層 D	10.0	30	18	$\phi^{s=1}$	$\phi^{s=1}$	27,800																								
3 軟岩 CL	10.0	-	20	35	500	300,000																								
	※1：本検討においてパラメータとする定数																													

表-2 解析で考慮したパラメータ

	概要	備考												
基礎構造	<橋台> ■ 単列組杭深礎基礎：1×2 φ2500 (40°の場合φ3000) ■ 複数列組杭深礎基礎：2×2 φ2500 <橋脚> ■ 単列組杭深礎基礎：1×2 φ3500 ■ 複数列組杭深礎基礎：2×2 φ2500 ■ 柱状体深礎基礎：φ5000	設計実績を踏まえて設定。												
斜面傾斜角	■ 20° ■ 40°	設計実績を踏まえて設定。												
風化層中のすべり層厚	■ 2.5m (風化層厚の25%) ■ 5.0m (風化層厚の50%)													
風化層Dの地盤定数	風化層Dの地盤定数を以下のとおり2種類考慮する。 <table border="1"> <thead> <tr> <th>地層名</th> <th>ϕ (°)</th> <th>c (kN/m²)</th> <th>備考</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>風化層D (砂岩)</td> <td>40</td> <td>50</td> <td>φ成分が卓越する土質</td> </tr> <tr> <td>風化層D (泥岩)</td> <td>20</td> <td>130</td> <td>c成分が卓越する土質</td> </tr> </tbody> </table>	地層名	ϕ (°)	c (kN/m ²)	備考	風化層D (砂岩)	40	50	φ成分が卓越する土質	風化層D (泥岩)	20	130	c成分が卓越する土質	N値=30相当として、推定式により算定。
地層名	ϕ (°)	c (kN/m ²)	備考											
風化層D (砂岩)	40	50	φ成分が卓越する土質											
風化層D (泥岩)	20	130	c成分が卓越する土質											

2.3 すべり力の評価

斜面にすべりが生じた場合、すべり面以浅の構造体には、変位量に応じた土圧が作用するものと考えられる。地震動等による斜面のすべり変位量を予測することは難しいが、一方で、一定以上の大きな変位が生じると、下部構造の背面側のすべり土塊は受働破壊を生じ、受働土圧相当の荷重が作用することが確認されている⁵⁾。そこで、本検討においては、すべり面以浅の土のすべり力として受働土圧を仮定し、すべり面以深の地盤に基礎が固定された状態ですべり力が作用するものと考えて解析を行うこととした。なお、この考え方は、

護岸近傍で液状化に伴う流動化が生じる場合、液状化層の上方にある非液状化層から下部構造が受ける作用を受働土圧として評価する方法⁶⁾と同様である。

すべり力 Rq は、深礎便覧³⁾「2-3-2 基礎前面の地盤反力度の上限値」に示される値や隣接杭の影響を考慮し、これが抵抗側ではなく基礎への作用力として働くものとして式(3)により求める。

$$R_q = \frac{W(\cos\alpha + \sin\alpha \tan\phi) + cA}{\sin\alpha - \cos\alpha \tan\phi} \quad \dots \text{式(3)}$$

ここで、 W はすべり面から上の地盤の重量(kN)、 A はすべり面の面積(m²)である。

すべり土塊の平面的な広がりとしては、フーチングに剛結された複数本の組杭深礎基礎において後列杭(山側杭)からの広がりのみを考慮し、前列杭(谷側杭)と後列杭(山側杭)で等分にすべり力を分担するものとした。受働土圧の算定にあたっては、すべり土塊上方の裏込め土及び崖錐層の重量を考慮した。図-3にすべり力の概要図を示す。図-3及び式(3)中の α はすべり面の角度(°)で、すべり土塊の受働状態における極限平衡条件を満たす角度とした。 β はすべり面の広がり角(°)で、土砂・軟岩に一般的に用いられている $\beta = 30 + \phi/3$ (°)(ϕ :地盤のせん断抵抗角(°))を採用した。また、すべり層は風化層の上部層とし、基礎背面の受働土圧がすべり面上方1/3H(H:すべり層厚)の位置で基礎に集中荷重として作用するものとして与えた。なお、本検討においては、地震動による慣性力との重ね合わせは考慮していない。

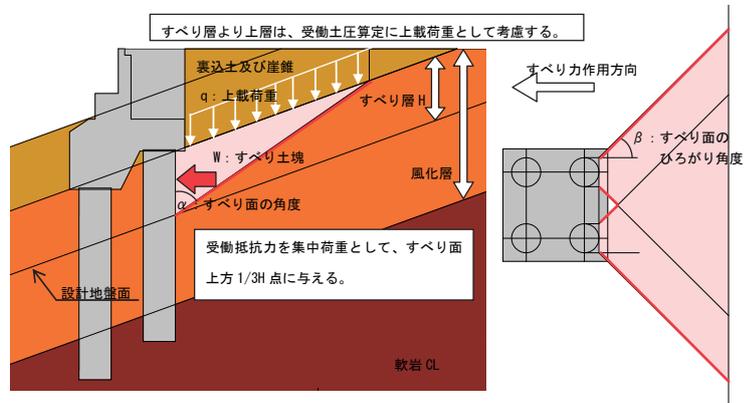


図-3 すべり力の概要図(橋台)

各橋台、橋脚基礎構造に対して算定したすべり力を図-4から図-7に示す。

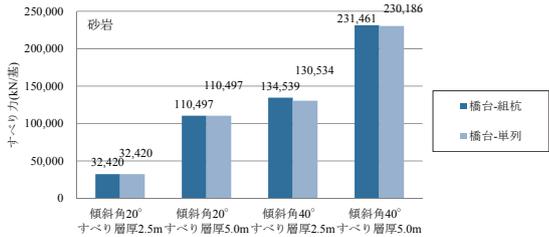


図-4 すべり力の算定結果 (橋台-砂岩)

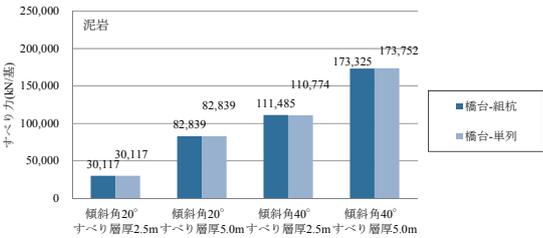


図-5 すべり力の算定結果 (橋台-泥岩)

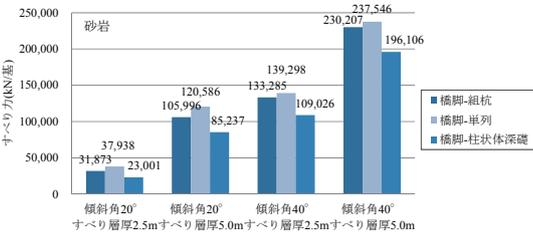


図-6 すべり力の算定結果 (橋脚-砂岩)

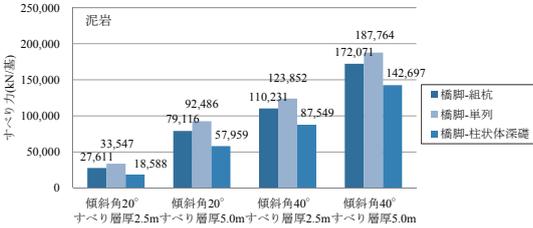


図-7 すべり力の算定結果 (橋脚-泥岩)

2.4 解析方法

各試算モデルにおいて、すべり面より上の地盤の変状に伴い2.3で設定したすべり力が深礎基礎に作用すると仮定した場合を対象にプッシュオーバー解析 (漸増載荷解析法) を行い、基礎の耐力とすべり力との関係を整理した。ここで、基礎本体は深礎便覧²⁾に示される方法でモデル化している。

3. 解析結果

図-8~10に解析結果の代表的な例を示す。図-8は橋台において傾斜角20°、すべり層厚2.5m、砂岩の場合の変位-荷重関係、図-9は橋脚において傾斜角20°、すべり層厚2.5m、砂岩の場合の変位-荷重関係、図-10は図-8に示した橋台の解析結果に、同じすべり層厚、同じ風化層において傾斜角を40°にした場合を追加したものである。

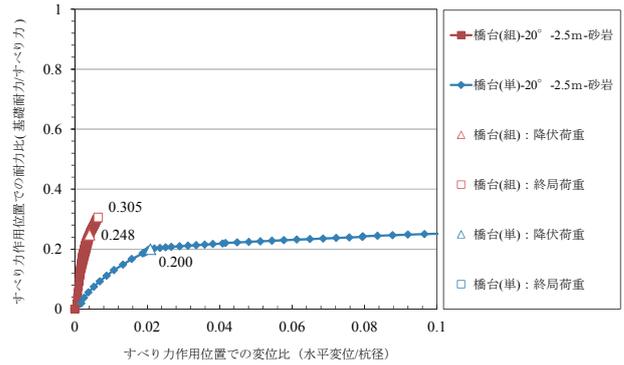


図-8 変位-荷重関係 (橋台: 傾斜角20°-砂岩-すべり層厚2.5m)

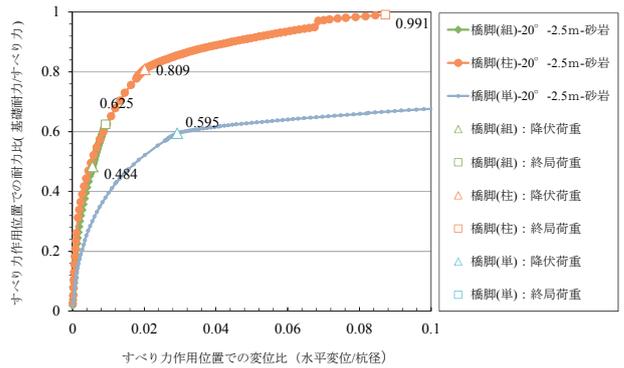


図-9 変位-荷重関係 (橋脚: 傾斜角20°-砂岩-すべり層厚2.5m)

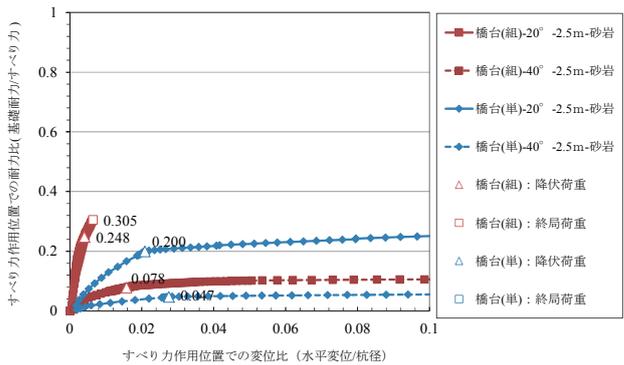


図-10 変位-荷重関係 (橋台: 傾斜角20°と傾斜角40°の場合)

橋台については単列組杭深礎基礎及び複数列組杭深礎基礎いずれにおいても耐力比 (= 基礎耐力/すべり力) は1.0を下回っている。基礎構造の違いに着目すると、複数列組杭の方が耐力比は大きく、終局に至るまでの変位が小さい。単列組杭は、すべり力に対して基礎体の曲げ耐力で抵抗する構造であるため、基礎体が降伏した時点で変位が急増する。一方、複数列組杭は、ラーメン構造としての構造特性上、すべり力に対して前列の基礎体の押し込み抵抗等も抵抗力として寄与するため、抵抗力が大きくなるとともに、部材の降伏後も変位が急増しないものと考えられる。

橋脚については、いずれの基礎構造においても耐力比は1.0を下回っているものの、その値は橋台に比べて大きくなっている。橋脚基礎の場合にはレベル2地震動に対して降伏以内に留める設計

を行っていることが影響しているものと考えられる。基礎構造の違いに着目すると、複数列組杭及び柱状体深礎は単列組杭に比べて降伏点に至るまでの変位が小さい。特に柱状体深礎は他の構造に比べて耐力比が大きくなっているが、これはすべり力を受ける幅が相対的に小さいため作用するすべり力が小さいこと（図-3及び図-6参照）などが影響しているものと思われる。

傾斜角度の違いに着目すると、傾斜角が大きくなるほどすべり力が大きくなることから耐力比は小さくなる傾向が見られる（図-10参照）。基礎構造の違いによる傾向は複数列組杭の方が耐力比は大きく、前述した傾向と同様であった。

なお、すべり層厚の違い及びすべり層の地盤条件（砂岩・泥岩）の違いに着目した場合においても、すべり層厚が増した場合のすべり力は大きくなること、砂岩に比べて泥岩が75%程度のすべり力になる（図-4～7参照）等の違いは見られたが、基礎構造の違いによる耐力比の大小関係、変位については橋台及び橋脚基礎共に前述した傾向と同様であった。

4. まとめ

斜面変状を生じうる箇所に設置された道路橋基礎を対象に、斜面変状の状況と基礎構造の違いが基礎の安定性に及ぼす影響について数値解析を行った結果、次のことが明らかとなった。

- ・橋台基礎においては構造特性上の違いから、すべり力に対する基礎耐力の耐力比は単列組杭に比べて複数列組杭の場合の方が大きく、変位も複数列組杭は単列組杭に比べて小さい。
- ・橋脚基礎においても構造特性上の違いから、すべり力に対する基礎耐力の耐力比は単列組杭に

比べて複数列組杭及び柱状体深礎の方が大きく、変位も複数列組杭及び柱状体深礎は単列組杭に比べて小さい。

- ・傾斜角が大きくなるほどすべり力は大きくなることから耐力比は小さくなるが、基礎構造の違いによる耐力比の大小関係及び変位については橋台及び橋脚基礎共に同様であった。また、すべり層厚が厚くなる場合、地盤条件が異なる場合についても同様にすべり力の差は見られるが基礎構造の違いによる傾向は同様である。

なお、今回の試算結果ではいずれも耐力比（基礎耐力/すべり力）が1.0を下回る結果となっている。一方で、実際の地震時にはすべり力を受けても必ずしも著しい損傷が生じるわけではない。こうした違いが生じた一つの要因として、本数値解析にて設定したすべり力の作用幅及び大きさ、各杭への荷重分担等の仮定の妥当性が考えられる。このため、今後、模型実験や被災橋の再現解析等を通じて、基礎に影響するすべり力や作用の仕方などについて検証していくことが必要である。

参考文献

- 1) 橋梁基礎形式の選定手法調査、土木研究所資料第4037号、2007.2
- 2) 地盤変状が道路橋の耐震安全性に及ぼす影響に関する基礎的研究、土木研究所資料第4305号、2015.6
- 3) 日本道路協会：斜面上の深礎基礎設計施工便覧、2012
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書IV下部構造編・同解説、2012
- 5) 河村淳、真弓英大、谷本俊輔、七澤利明：地盤変状の影響を受ける斜面上に設置された道路橋の杭基礎に関する遠心模型実験、土木学会第71回年次学術講演会、pp.677～678、2016
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書V耐震設計編・同解説、2012

河村 淳



土木研究所構造物メンテナンス研究センター
交流研究員
Jun KAWAMURA

真弓英大



研究当時 土木研究所構造物メンテナンス研究センター主任研究員
現 国土交通省中部地方整備局名四国道事務所建設監督官
Hidemoto MAYUMI

谷本俊輔



土木研究所構造物メンテナンス研究センター
研究員
Syunsuke TANIMOTO

七澤利明



土木研究所構造物メンテナンス研究センター
上席研究員
Toshiaki NANAZAWA