

無次元量による橋台の側方移動量予測手法の実橋台に対する適用性

日本道路公団試験研究所<sup>1)</sup> 正会員 稲垣太浩 福島勇治  
 大成建設(株)土木技術研究所<sup>2)</sup> 正会員 ○松山雅彦 堀越研一

1. はじめに 筆者らは、軟弱地盤上の橋台設計に関して、橋台側方移動量の簡易推定手法の確立を目的とした検討を行なっている<sup>1)2)3)</sup>。現在、日本道路公団設計要領では、軟弱地盤上の橋台側方移動をF値で判定し、この値が $4 \times 10^{-2}$  (1/m)を下回る場合にはプレロードをはじめとした対策工を講じることを定めている。このF値は、多数の橋台事例を詳細に分析し得られた結果で実用的であるが、いくつかの課題<sup>4)</sup>を含んでいる。既報告では、無次元量による側方移動量予測手法を提案し、その適用性を実橋台を通して調べ、ある程度の精度で推定可能であることを確認した。本報では、この提案式の適用性を確かめるため、さらなる実橋台データを用いて予測精度の検証を行なった。

2. 橋台側方移動量の簡易法 提案する簡易推定手法は、Stewartら<sup>5)</sup>の提案をベースにしたものであり、実橋台の実態調査に基づきモデル化した有限要素解析結果により関係を求めたものであり、以下に示す杭剛性・地盤強度に関する無次元量K、杭剛性・盛土荷重・橋台側方移動量に関する無次元量Yを両対数軸上にプロットし、両者の関係が直線で近似できることを確認した。

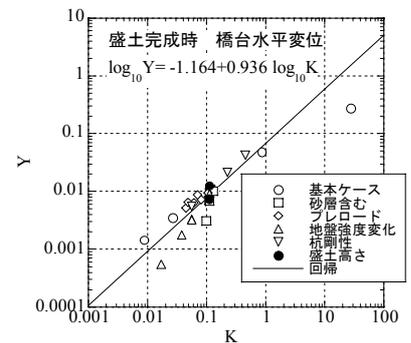


図-1 K~Y関係（盛土完成時）

$$K = \frac{nE_p I_p}{n_B c_u h^4} \quad (式-1) \quad Y = \Delta y \frac{nE_p I_p}{n_B \Delta q \cdot d \cdot h^4} \quad (式-2)$$

ただし、 $c_u$ ：橋台背面地盤の非排水せん断強度、 $n$ ：杭の総本数、 $n_B$ ：群杭の中で路線軸直角方向の杭本数、 $E_p I_p$ ：橋台を構成する杭1本当たりの曲げ剛性、 $h$ ：軟弱地盤層厚、 $\Delta y$ ：橋台の水平変位、 $\Delta q$ ：背面地盤の載荷荷重、 $d$ ：杭径である。盛土完成時に対するKとYとの関係を図-1に示し、この結果を基に(式-3)を設定した。

$$\log_{10} Y = 0.936 \log_{10} K - 1.1643 \quad (式-3)$$

推定手順としては、まず与えられた橋台条件より、(式-1)を用いてKを求め、(式-3)よりYを算定すれば、(式-2)より $\Delta y$ を推定することができる。

3. 実橋台データによる検証 以下には、今回検証を行なった3地点、4橋台事例について結果を示す。なお各橋台の杭諸言を表-1に示す。

3.1 事例(1) 本事例は、文献<sup>6)</sup>に紹介されているもので、高知県で建設された甲原A2橋台である。基礎地盤は、図-2に示す通り火山灰層(Av層)の上に軟弱な粘性土層(Ac1層)、腐植土層(Ap層)が位置したものとなっている、施工において軟弱層厚10.40m、

表-1 検討条件における杭諸言

事例	種類	n	n <sub>B</sub>	E <sub>p</sub> I <sub>p</sub> (kNm本)	d(m)
(1)	鋼管杭	14	5	4.7 × 10 <sup>5</sup>	0.8
(2)	鋼管杭	9	3	3.6 × 10 <sup>5</sup>	0.8
(3-1)	鋼管杭	4	2	1.5 × 10 <sup>5</sup>	0.6
(3-2)	鋼管杭	4	2	1.5 × 10 <sup>5</sup>	0.6

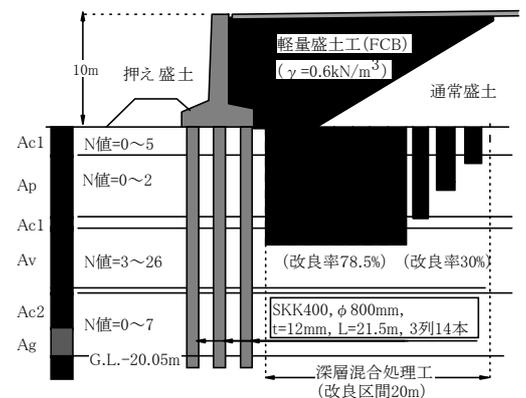


図-2 甲原A2橋台の概要

キーワード：橋台，軟弱地盤，盛土，側方移動

1) 〒194-8508 東京都町田市忠生 1-4-1

TEL042-791-1621 FAX042-791-2380

2) 〒245-0051 神奈川県横浜市戸塚区名瀬町 344-1

TEL045-814-7236 FAX045-814-7253

平均非排水せん断強度 19.3kPa の地盤に地盤改良が行なわれた。その後、盛土が高さ 9.7m で構築され、橋台背面に軽量盛土（単位体積重量 6.17kN/m<sup>3</sup>）が構築された。杭の設計に際して従来の制限値（15mm）を緩和し、橋台水平変位量の管理値として 40mm とし、さらに杭の応力度を許容値に近い値まで考慮した。動態観測結果より、盛土直後の橋台移動量は約 30mm である。本事例では、背面の軟弱地盤が改良されているため、改良体のせん断強度と地盤の非排水せん断強度とを改良率に応じて平均化して適用した。（式-1）における  $c_u$  においては、地盤改良体部分を  $q_u/2$ 、未改良部分は改良前の地盤の非排水せん断強度として、両者で改良率を乗じて平均化した。前述の  $c_u$  を用いて簡易推定法によれば、以下の様に推定される。

$$K=0.2928, Y=0.02171, \Delta y=0.0122 \rightarrow \therefore 12.2 \text{ mm}$$

**3.2 事例(2)** 本事例は、事例（1）の近傍に位置しており、良く似た地層構成を示しており、火山灰層（Av層）の上に軟弱な粘性土層（Ac1層）、腐植土層（Ap層）が位置したものとなっている。施工において、軟弱層厚 10.3m、平均非排水せん断強度 20.0kPa の地盤に、高さ 7.2m の盛土が構築された後、背面地盤に軽量盛土（単位体積重量 6.17kN/m<sup>3</sup>）が構築された。設計時（軽量盛土を考慮）の F 値=4.36×10<sup>-2</sup> (1/m) であり、橋台側方移動は生じないと判断されたが、動態観測結果より盛土直後の橋台移動量は約 35mm となっている。簡易推定法によれば、橋台移動量は以下の様に算定される。

$$K=4.7427, Y=0.2943, \Delta y=0.110 \rightarrow \therefore 110 \text{ mm}$$

**3.3 事例(3-1), (3-2)** 本事例は東北に建設された試験橋台 A（事例（3-1））と試験橋台 B（事例（3-2））である。基礎地盤は、地表部に軟弱な腐食土層と比較的良好な沖積粘性土層が 6~7m 程度堆積して

いる。施工においては、軟弱層厚 5.0m、6.3m、平均非排水せん断強度 12.5kPa、16.0kPa の地盤に、高さ 7.0m、7.7m の盛土が構築された。当初より F 値=1.79×10<sup>-2</sup> (1/m)、1.65×10<sup>-2</sup>(1/m)であり、橋台側方移動の可能性が高いことが予測された。橋台変位量は動態観測結果で盛土直後それぞれ約 350mm、約 300m 程度であったが、簡易推定法により、橋台移動量は以下の様に算定される。事例 (3-1)  $K=38.4460, Y=2.087, \Delta y=0.365 \rightarrow \therefore 365 \text{ mm}$

$$\text{事例 (3-2)} K=11.9168, Y=0.697, \Delta y=0.338 \rightarrow \therefore 338 \text{ mm}$$

**4. まとめ** 表-2 よれば、背面地盤の地層構成が比較的均一であれば、事例 (3-1)、(3-2) の様にある程度の推定精度が得られることがわかる。

また、事例（1）に示した様に、背面地盤に地盤改良を行っており、地盤改良体のせん断強度を考慮しての推定においても、ある程度の推定精度が得られた。図-3 は、本手法による推定値と実測値との関係を示したものであるが、ばらつきが見られるのも事実である。今後のデータの蓄積により（式-3）に示した関係の見直しも含めて精度の向上に努める予定である。

【参考文献】1)石井, 堀越, 川井田, 稲垣, 橋台の側方移動に対する軟弱地盤層厚の影響, 第 53 回土木学会年次学術講演概要集Ⅲ, pp496~497, 1998. 2)稲垣, 福島, 石井, 堀越, 軟弱地盤上の橋台側方移動に及ぼす中間砂層の影響, 第 55 回土木学会年次学術講演概要集Ⅲ-A204, 1999. 3)石井, 堀越, 福島, 稲垣, 軟弱地盤上の橋台側方移動に対するプレロードの影響およびその判定手法に関する一考察, 第 55 回土木学会年次学術講演概要集Ⅲ-A205, 2000. 4)福島, 稲垣, 堀越, 石井, 無次元量による橋台の側方移動量予測手法の適用性について, 第 56 回土木学会年次学術講演概要集Ⅲ-A205, 2001. 5)Stewart ら, Design of piled bridge abutments on soft clay for loading from lateral soil movements, Geotechnique, vol. 44, No. 2 pp. 277~296, 1994. 6)稲垣, 今吉, 石井, 堀越, 軟弱地盤上の橋台の変位問題から見た性能設計の必要性和効果, 土と基礎, 2002, 1.

表-2 予測値と実測値のまとめ

事例	予測値 (mm)	実測値 (mm)
(1)	12	約 30
(2)	110	約 35
(3-1)	365	約 350
(3-2)	338	約 300

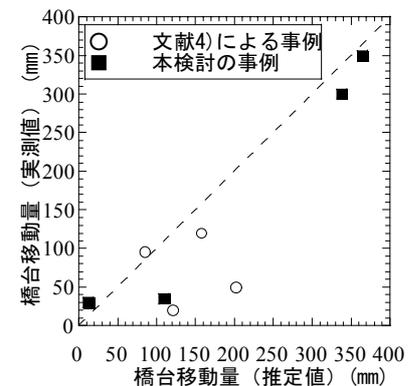


図-3 推定値と実測値との関係