

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

日本道路公団試験研究所 福島勇治 稲垣太浩
大成建設(株)技術センター 堀越研一 石井裕泰

1. はじめに 筆者らは、軟弱地盤上の橋台設計に関して、側方移動量の簡易予測手法の確立を目的に検討を行なってきている^{1), 2), 3)}。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の有無を、式-1のF値で判断し、この値が4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と定めている。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あり、有用な指標であると考えられるものの、無次元量ではなく構造物規模に依存している、杭の剛性など側方移動に影響を及ぼす項目が考慮されていない、側方移動量を定量的に評価する指標ではない、などといった問題点も考えられる。本報では、新たに提案する無次元指標の適用性に関して、実橋台データを用いた予測精度の検証を行なったので報告する。

2. 橋台側方移動量の推定式 提案する関係式は、実態調査に基づき設定した橋台盛土縦断面解析結果により定められたものである³⁾。解析結果について、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、盛土完成時、放置後について近似式を設定した。ここで、

$$K = \frac{nE_p I_p}{n_B c_u h^4} \quad (\text{式-2}) \quad Y = \Delta y \frac{nE_p I_p}{n_B \Delta q \cdot d \cdot h^4} \quad (\text{式-3})$$

$$F = \frac{c_u}{DgH} \quad (\times 10^{-2} \text{ l/m}) \quad (\text{式-1})$$

c_u : 地盤の粘着力 (kPa)
D: 軟弱層厚 (m)
H: 盛土荷重 (kPa)

ただし、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、 c_u : 橋台背面地盤の非排水せん断強度、h: 軟弱地盤層厚、y: 橋台の水平変位、q: 背面地盤の盛土荷重、d: 杭径、である。検討条件に関して式-2よりKを求め、図-1の近似式によりYを算定すれば、yを予測値として求めることができる。なお、式-2, 3は、Stewartら⁴⁾の示した無次元量に対して、測定方法やひずみレベルに大きく依存するE(変形係数)の代わりに c_u を用いている。また、図-2に示すとおり、既存の実橋台データ⁵⁾について算定したyとF値との間で相関が見られるように、式-3中で用いられていた L_{ep} (根入れ条件を考慮した杭長)をhで置換えている。

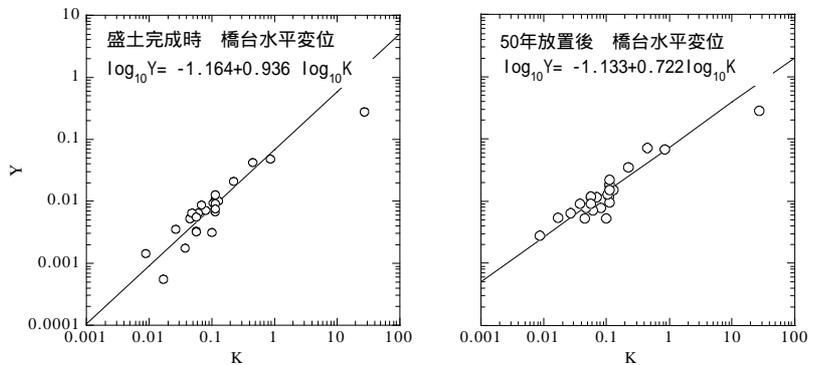


図-1 K～Y関係 (左: 盛土完成時, 右: 盛土放置後)

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現場、4橋台事例について結果を示す。なお、各橋台の構造諸元を表-1に示す。

3.1 事例(1) 軟弱層厚 36m、地盤の平均せん断強度 325.9kPaの地盤に、高さ 10.6m、単位重量 18.6kN/m³の盛土が平均盛立て速度 50mm/dayで構築された。ここで、プレロー

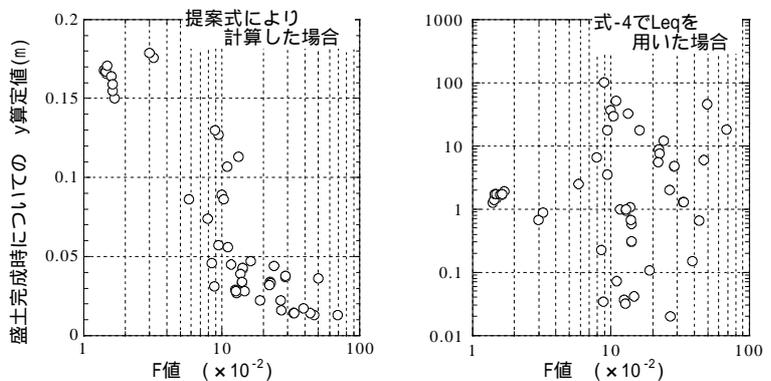


図-2 予測 y と F 値との関係 (左: h を使用, 右: L_{eq} を使用)

キーワード: 橋台, 軟弱粘性土, 盛土, 側方移動, 実測値

ドは実施されていないが、橋台背面において地盤改良がなされており、適用した平均せん断強度は、改良後の値を用いている。設計時においては F 値 $= 4.6 \times 10^{-2}$ となり、橋台側方移動は生じないと判定された。しかし、施工後の測量において、橋脚との支間長が 91 ~ 101mm 狭まっており、側方移動が判明した。検討条件により算定される無次元量および y は以下のように計算される。

$$K=0.0400, \log_{10}Y=-2.472, Y=0.00337, \ddot{A}y = 0.085m \quad 85 \text{ mm}$$

3.2 事例(2) 軟弱地盤層厚 12m (地質断面図より)、平均非排水せん断強度 49kPa の地盤に、高さ 8m、単位重量 18.6kN/m³ の盛土を、プレロードの後に平均 70mm/day (施工記録より算定) で盛立てた。本体盛土構築開始から動態観測が行なわれ、盛土完成時で約 120mm の側方移動量が観測された。本事例は、橋台変位を許容し、杭基礎に生じる発生応力度による施工管理を行なった事例であり、現設計法における F_u 値 (プレロードによる強度増加を見込んだ判定指標) は $F_u = 2.491 \times 10^{-2}$ となっており、側方移動が発生すると当初から判定されていた。提案式による予測値は、以下のように計算される。ただし、 c_u については、上記 F_u 値および gH, D から逆算することにより求めた。 $K = 2.377, \log_{10}Y = -0.812, Y = 0.1541, \ddot{A}y = 0.158m \quad y = 158mm$

3.3 事例(3-1), (3-2) 軟弱層厚がそれぞれ 18.8m, 15.5m の地点に A1 橋台 (事例(3-1)), A2 橋台 (事例(3-2)) が建設された。それぞれ、サンドドレーン、サンドコンパクションパイルによる改良が行なわれたが、これを見込んだ F 値は $1.4 \times 10^{-2}, 2.3 \times 10^{-2}$ であり、いずれも当初から側方移動の可能性があると判定されるものであった。ただし、本事例は F 値による判定が設計法に盛り込まれる以前のものである。それぞれの橋台には、高さ 10.0m, 11.5m、単位重量 20.6kN/m³ の盛土が構築され、記録によれば 50mm 以上、20mm 以上の側方移動がそれぞれ生じた。提案式による移動量の計算は以下になる。ただし、各地盤の非排水せん断応力は工事記録より抜粋したものである。予測値はそれぞれの実測移動量の大小関係を捉えた結果となっている。

事例(3-1) : $K = 1.204, \log_{10}Y = -1.089, Y = 0.0815m, \quad y = 0.202m \quad y = 202mm$

事例(3-2) : $K = 0.637, \log_{10}Y = -1.347, Y = 0.0450m, \quad y = 0.121m \quad y = 121mm$

4. まとめ 表-2 に、今回検証を行なった事例について、予測変位量と実測変位をまとめる。提案式は実際の橋台変位を定量的に捉えることができている。また、図-3 に示すとおり、既往の遠心模型実験^{4), 6)}についても、 $K \sim Y$ 関係の分布を捕らえることができている。橋台設計時における側方変位量の簡易予測手法としての適用性が確認できた。ただし、本報告の内容以外で行なった検証においては、表層改良を行ない 材で置換えた場合など、精度が劣ることが分かっている。今後、実用化に向けては、適用範囲を十分見極めるとともに、橋台の実測データに基づき係数を補正し、精度を高めていくことが必要である。

【参考文献】1)石井ら、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, pp.496 ~ 497, 1998。2)稲垣ら、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会概要集 III-A204, 1999。3)石井ら、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会概要集 III-A205, 2000。4)D. P. Stewart ら、Design of piled bridge abutments on soft clay for loading from lateral soil movements, *Géotechnique*, Vol.44, No.2 pp.277~296, 1994。5) 軟弱地盤上の橋台基礎に関する調査研究報告書 (日本道路公団委託)、高速道路調査会 基礎構造研究委員会 軟弱地盤上の橋台基礎研究班, 1979。6) 渡部ら、裏込め荷重を受ける軟弱粘土地盤中の杭基礎橋台の長期挙動、土木学会論文集 No.568 / III-39, 227-240, 1997。

表-1 検討事例における橋台諸元

事例	n	n_B	$E_p I_p (\text{kNm}^2/\text{1本})$	$d(\text{m})$
(1)	18	6	7.31×10^6	1.5
(2)	$n/n_B=5$		4.83×10^5	0.8
(3-1)	117	8	5.76×10^5	0.812
(3-2)	186	12	1.97×10^5	0.6

表-2 予測値と実測値のまとめ

事例	予測値 (mm)	実測値 (mm)
(1)	85	91 ~ 101
(2)	158	約 120
(3-1)	202	50 以上
(3-2)	121	20 以上

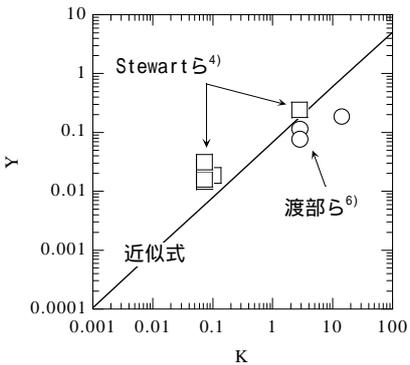


図-3 既往の遠心実験での $K \sim Y$