

Ⅲ-A250

橋台の側方移動に対する軟弱地盤層厚の影響

大成建設 技術研究所 正会員 石井 裕泰 堀越 研一
日本道路公団 試験研究所 正会員 川井田 実 稲垣 太浩

はじめに 背面盛土荷重により軟弱地盤上の橋台が橋軸方向に変位をきたす、いわゆる橋台の側方移動は、名神東名高速道路建設時代から認識されてきた問題であり、これまでに数多くの調査研究及び設計基準の改正が行われてきた。日本道路公団設計要領第二集¹⁾（以下、設計要領）による橋台の側方移動の判定値であるF値（ $c_{u_ave}/\gamma HD$ 、ただしD:軟弱地盤層厚(m)、H:盛土高さ(m)、 γ :盛土単位重量(tf/m³)、 c_{u_ave} :軟弱地盤の平均非排水せん断強度(tf/m²)）は、

表-1 入力物性値（弾粘塑性体）

	M	λ	κ	ν'	K_0	k(cm/sec)	$\dot{\nu}_0$ (1/sec)
軟弱地盤	1.11	0.23	0.03	0.35	0.531	1.00×10^{-7}	$4.1 \sim 4.7 \times 10^{-11}$
代表的な算定式	$\kappa = \lambda/8$ 、 $\nu' = K_0/(1+K_0)$ 、 $K_0 = 1 - \sin\phi'$ 、 $M = 6\sin\phi'/(3-\sin\phi')$ 、 $\lambda = 0.434Cc = 0.434(0.025PI-0.5)$ 、						

昭和53～55年にかけて軟弱地盤上の橋台基礎に関する調査研究による施工事例をもとにした要因分析に基づき導き出された式である。その施工事例は、軟弱地盤層厚が30m未満のデータが主であった。しかし、近年の現場では、軟弱地盤層厚が50mに迫る施工事例が見られるようになっており、現状のF値を再検討する必要があると思われる、今回検討するに至った。本報では、一般的な橋台形状を有するモデル地盤に

表-2 入力物性値（線型弾性体）

	E(tf/m ²)	ν'
盛土	2.67×10^3	0.33
支持層	8.40×10^3	0.33
杭	6.94×10^5	0.16
橋台	2.35×10^6	0.16

ついて二次元断面FEM解析を行い、軟弱地盤層厚と橋台変位量との関係を調べ、現状のF値の特性について得られた結果を報告するのである。

解析モデル 図-1に、本解析の対象とした解析断面図を示す。解析は、軟弱粘土地盤を関口・太田モデル²⁾、支持層・盛土層・構造物を線型弾性体とし、解析断面は道路公団試験研究所で行った実態調査結果に基づき一般的な橋台形式（逆T式橋台、基礎は場所打コンクリート杭、支持層への根入れ長さ1.2m〔杭径相当〕の支持杭）を設定した。表-1、2に、各入力パラメータの値を示す。軟弱地盤の物性は、塑性指数PI=40、内部摩擦角 $\phi'=28^\circ$ に対して、

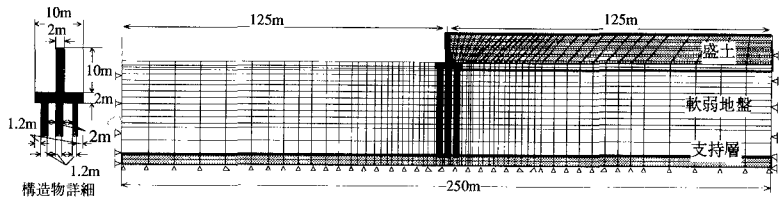
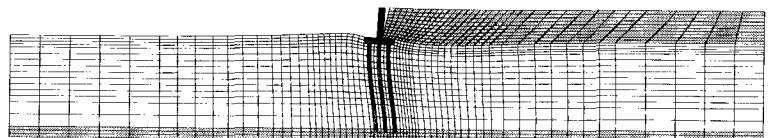
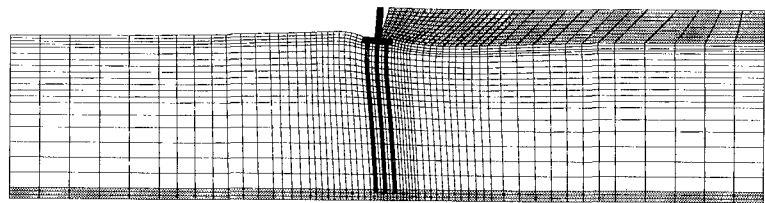


図-1 解析断面の一般図



変位は10倍で表示

図-2 変位メッシュ図（軟弱地盤層厚30m）



変位は10倍で表示

図-3 変位メッシュ図（軟弱地盤層厚50m）

キーワード：側方移動、F値、軟弱地盤、橋台

連絡先：横浜市戸塚区名瀬町344-1 大成建設技術研究所 TEL(045)814-7236、FAX(045)814-7257

表に示した各種経験式・理論式を用いて算定した値を用い、杭要素の物性は実態調査により得られた平均的な単位奥行きあたりの曲げ剛性に一致するように弾性係数を設定した。また、構造物と地盤との境界にはジョイント要素を設けた。地盤は正規圧密状態とし、橋台背面の軟弱地盤上に1.0m/15dayのペースで盛土を構築した。解析条件は表-3に示すように、軟弱地盤層厚を10m、20m、30m、40m、50mに変化させた全5ケースを行った。F値の算定に必要な $c_{u,ave}$ の値は軟弱地盤の入力物性値により計算される強度増加率³⁾を用いた。軟弱地盤は正規圧密状態を初期条件としたため、 $c_{u,ave}$ の値は深さDに比例し、またF値はDに反比例する。このため、今回行った全ケースのF値は一定値(=0.61)となる。

解析結果 図-2,3に、Case3、およびCase5について、盛土完成時での地盤の変位メッシュを示す。いずれのケースでも、杭は盛土前面側に水平変位すると共に橋台は盛土背面側に倒れる方向に変位している。橋台背面の沈下量、橋台前面地盤の隆起等は、軟弱地盤層厚が厚いケースで大きな値が生じる。また、盛土と構造物の境界を除き、目立った剥離やすべり現象は見られず、橋台背面のうち橋台に接する地点ではめだつた沈下は生じていない。

図-4に、各ケースの盛土完成時での杭要素の水平変位の深度方向分布を示す。本解析における杭要素の剛性は、奥行き方向に杭の剛性を平均化したものであるため、実際の杭の変形量よりも大きな水平変位が生じていると考えられる。いずれのケースでも軟弱地盤の深い位置から水平変位が生じ、この結果、杭長が長いほど大きな水平変位が生じている。また、最大水平変位量は軟弱地盤の増加に対して頭打ちになる傾向がある。今回行った全ケースのF値は同じ値であるが、軟弱層厚が大きいほど橋台の側方変位量が大きくなっている。つまり、現状のF値では軟弱層厚が薄い場合には安全側に、厚い場合には危険側に評価する可能性があるといえる。

図-5は、各ケース盛土10m完成時に杭要素に働く、水平方向荷重の分布を示したものである。いずれのケースでも、台形に近い分布形状となっており、Case1を除く4ケースの荷重の最大値はほぼ等しい値(およそ11tf/m²)になっている。設計要領では、図-6のように杭の検討の際は、最大荷重 $p_{max}=0.8\gamma H$ (γ :盛土の単位体積重量、 H :盛土高さ)となる二等辺三角形を仮定すると定めている。水平荷重の分布形状こそ異なるが、軟弱層厚によらず最大値が一定の値となる点は解析結果と一致している。また、設計要領により算出される水平方向荷重の最大値は、 $p_{max}=0.8 \times 1.8 \times 10 = 14.4 \text{tf/m}^2$ であり、解析結果で得られた値より大きめの値となっている。

まとめ 今回の解析結果についてはさらに、①盛土立上り時以降の最終状態までの変形、②実設計に向けての三次元効果の考慮など検討する必要がある。それらの結果をふまえ、橋台水平変位に対する軟弱地盤の深さの影響をF値に繁榮するように、既往のデータをもとに検証を行って行きたい。また、杭に働く水平方向の荷重についても実橋の観測データとの照合等を行い精度を上げていく必要があると考える。

【参考文献】1)設計要領第二集、1990、日本道路公団、2)飯塚 敦:「軟弱地盤の変形・安定解析に関する基礎的研究」、1988、京都大学博士論文、3) Ohta, H. and Nishihara, A. (1985): Anisotropy of undrained shear strength of clays under axisymmetric loading conditions, Soils and Foundations, Vol.25, No.2, pp.73-86

表-3 解析ケース

ケース	地盤層厚 D(m)	$c_{u,ave}$ (tf/m ²)	F値 ($c_{u,ave}/\gamma D/h$)
Case1	10	1.09	0.61
Case2	20	2.18	0.61
Case3	30	3.27	0.61
Case4	40	4.36	0.61
Case5	50	5.45	0.61

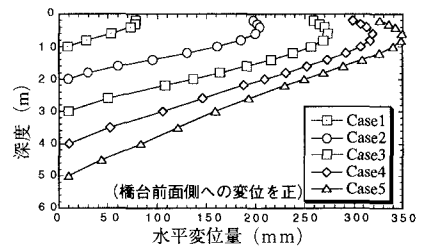


図-4 盛土完成時での杭要素の水平変位分布

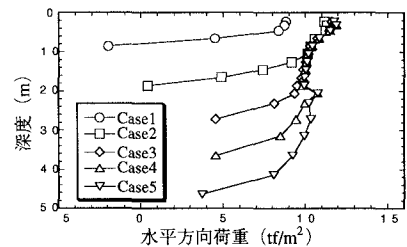


図-5 杭に働く水平方向荷重の分布

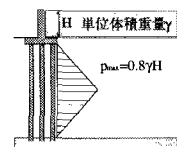


図-6 設計要領による水平荷重