

日本道路公団 本社

松本 吉英

日本道路公団 試験研究所 正会員

○ 稲垣 太浩

はじめに 軟弱地盤上の橋台は、背面盛土荷重による地盤の変形により橋軸方向に変状するいわゆる側方移動することがある。日本道路公団では、この橋台の側方移動の判定値にF値($=c_u/(\gamma HD)$ 、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 :軟弱地盤の平均非排水せん断強さ(tf/m²)を用いている。この判定式は、軟弱地盤層厚が30m未満の施工事例から導いた経験式である。しかし、F値は軟弱地盤層厚に反比例するため、軟弱地盤層厚が大きいと橋台の移動しない

判定値 4×10^{-1} を満足するのが難しい。F値 4×10^{-1} 未満の場合は、対策工として背面盛土を軽量化して γ を小さくする軽量盛土工、また、地盤にセメント系固化剤を用いて

c_u を高める深層混合処理工が一般に行われる。この際、両工法のF値算定は、橋台背面の鉛直断面で行うことから、改良幅の効果が設計に反映できない。そこで二次元断面FEM解析を行い、①軟弱地盤層厚②地盤改良範囲③軽量盛土範囲、と橋台変位量との関係と現状のF値の特性について得た結果を報告する。

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、軟弱粘土地盤を開口・太田モデル¹⁾、支持層・盛土層・構造物を線形弾性体とし、一般的な橋台形式

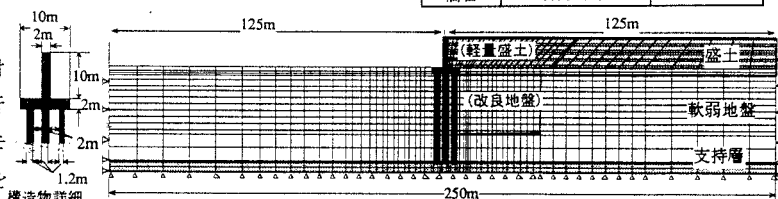


図-1 解析断面の一般図

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 $PI=40$ 、せん断抵抗角 $\phi' = 28^\circ$ に対して、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/15dのペースで盛土を構築した。

軟弱地盤層厚解析(1) 解析条件は表-3に示すとおりで、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 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⁾を用いて、軟弱地盤は正規圧密状態を初期条件とした。全ケースのF値が一定値($=0.61 \times 10^{-1}$)となるように c_u をDに比例させた。

軟弱地盤層厚解析結果(1) 図-2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。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。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。図-3は、各ケース盛土完成時に杭要素に働く、水平方向荷重の分布を

表-2 入力物性値(線形弾性体)

	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

表-3 解析ケース

ケース	地盤層厚 D (m)	C_u (tf/m ²)	F値 $\times 10^{-1}$
Case 1	10	1.09	0.61
Case 2	20	2.18	0.61
Case 3	30	3.27	0.61
Case 4	40	4.36	0.61
Case 5	50	5.45	0.61

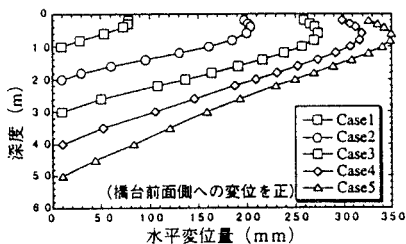


図-2 盛土完成時での杭要素の水平変位分布

キーワード : 側方移動、側方移動判定値、軟弱地盤、橋台

連絡先 住所: 東京都町田市忠生 1-4-1 J H試験研究所 TEL: 042(791)1621 FAX: 042(791)2380

示したもので、いずれのケースも台形に近い分布形状となっている。

改良地盤解析(2) 解析モデルは、軟弱地盤層厚解析に用いた軟弱層厚30mの解析断面中に改良地盤の要素を線形弾性体として取り入れた。改良地盤の物性値は表一4に示すとおりで、軟弱地盤下端まで改良を行った場合に現状のF値 $=4 \times 10^{-1}$ を満たす c_u を設定し他の地盤改良範囲を設定したケースについても同じ値を用いる場合(改良体強度一定:方法A)、改良範囲ごとに、現状F値 $=4 \times 10^{-1}$ を満たす c_u を用いる場合(F値一定:方法B)の二つの条件により設定した。改良地盤は、セメント系改良体である深層混合処理を想定し、入力パラメータである弾性係数とF値の算定に必要な非排水せん断強さについて、 $c_u=q_u/2$ 、 $E=100q_u^{0.2}$ の関係式を用いた。

改良地盤解析結果(2) 図-4に、各解析ケースについて、改良範囲の橋軸方向断面積と盛土完成時の橋台水平変位量との関係を示す。方法Aと改良体の剛性が異なる方法Bとではほとんど差はなく、今回解析を行った範囲では改良体の剛性の影響は小さいと言える。また、改良範囲の断面積と橋台側方変位量との関係は、同一曲線上にプロットされる傾向がある。図-5にF値と橋台上部水平変位量との関係を示す。方法Aの結果では、F値が大きな程橋台上部水平変位量が減少する傾向が得られているのに対し、方法Bでは、F値が一定であるにもかかわらず水平変位量は60~130mm程度まで変化する。これは、F値のパラメータである γ 、 c_u の値が橋台背面の鉛直断面を用いている点に問題があり、現状のF値が地盤改良の範囲を考慮しない点が原因となっていると思われる。

軽量盛土解析(3) 解析モデルは、軟弱地盤層厚解析に用いた軟弱層厚 30mの解析断面中に、軽量盛土を気泡混合土を想定し弾性体として取り入れた。軽量盛土の物性は、表一5のとおりである。単位体積重量を施工事例が多い $\gamma = 0.8 \text{ tf/m}^3$ と設定したものを方法Cとし、橋台背面を幅10m、20m、30m、50m、125m(全幅)と盛土の軽量化範囲を5段階変化させた。

軽量盛土解析結果(3) 図-6に方法Cの盛土完了時での杭要素の水平変位分布を示す。F値一定であるにも係わらず軽量盛土の改良幅が大きくなる程杭の水平変位量が小さくなった。これは、改良地盤の場合と同様に改良範囲に依存し、橋台からかなり離れた位置の盛土荷重が、杭の水平変位量に影響を及ぼすことが分かった。実際の盛土は、盛土横断方向への3次元的な変形が想定され、今回の2次元解析と比較して、実際より大きな値となることも想定される。**まとめ** 今回の解析結果により橋台の側方移動判定値の問題を明確にすることができた。今後この解析結果を踏まえF値の改良を目指してより実際の地盤に近い解析を行い、現場の実測データとの検証を行って合理的な側方移動判定法の確立を行なっていきたい。

【参考文献】1)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、2) Ohta, H. and Nishihara, A. (1985): Anisotropy of undrained shear strength of clays under axi-symmetric loading conditions, Soils and Foundations, Vol.25, No.2,

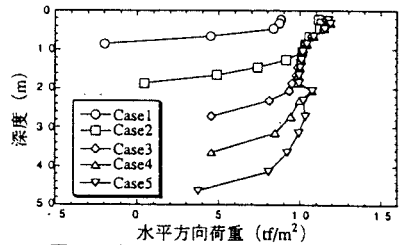


図-3 杭に働く水平方向荷重分布

表一4 改良地盤体の入力物性値

ケース	E (tf/m ²)	ν	C_u (tf/m ²)	F値 $\times 10^{-1}$
方法A改良深さ10m	4.32E+02	0.2	10.11	1.87
方法A改良深さ20m	4.32E+02	0.2	16.22	3
方法A改良深さ30m	4.32E+02	0.2	21.6	4
方法B改良深さ10m	1.12E+03	0.2	21.6	4
方法B改良深さ20m	5.94E+02	0.2	21.6	4
方法B改良深さ30m	4.35E+02	0.2	21.6	4

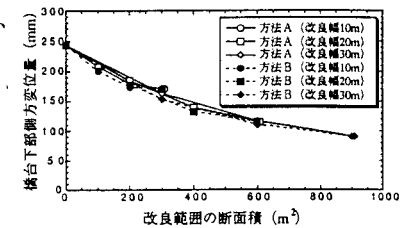


図-4 改良範囲と橋台水平変位量との関係

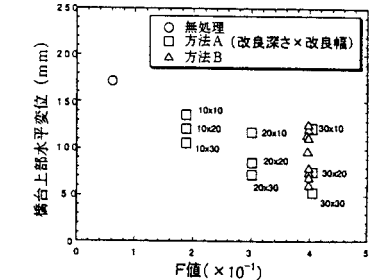


図-5 F値と橋台上部水平変位量との関係

表一5 軽量盛土の入力物性値

ケース	E (tf/m ²)	ν	γ (tf/m ³)	C_u (tf/m ²)	F値 $\times 10^{-1}$
方法C	9.24E+02	0.16	0.8	3.27	1.36

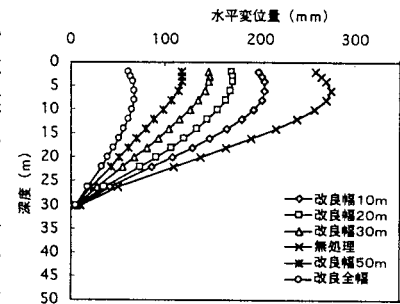


図-6 盛土完成時の杭要素の水平変位分布