

III-283

泥炭性軟弱地盤上での橋台側方移動対策について

北海道開発局開発土木研究所 正員 玉田 隆 志

" 野 並 光 昭

" 正員 日下部 祐 基

北海道開発局帯広開発建設部

鈴 木 達 巳

1. まえがき 一般国道336号の十勝河口橋の橋台は泥炭およびシルト層からなる深い軟弱地盤（図-1）での施工であったため、側方移動の可能性があった。そこで、対策工として地盤改良を採用し、円弧すべり破壊の安全率 $F_s=1.5$ 以下の範囲で実施した。本橋施工中に鋼管杭とフーチングの水平変位量を傾斜計より経時観測し、その結果より、橋台側方移動対策工の効果について検討したので報告する。

2. 橋台側方移動対策としての地盤改良 橋台側方移動の有無の判定法は種々提案されているが、泥炭性軟弱地盤では円弧すべり破壊に対する最小安全率 $F_s=1.5$ を規準として

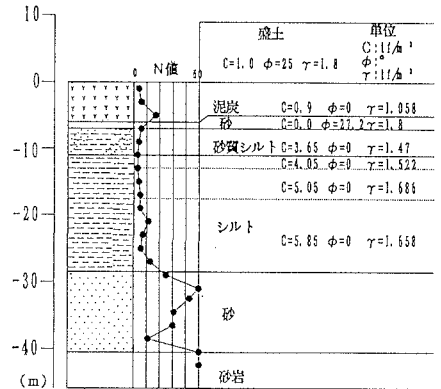


図-1 土質柱状図と強度定数

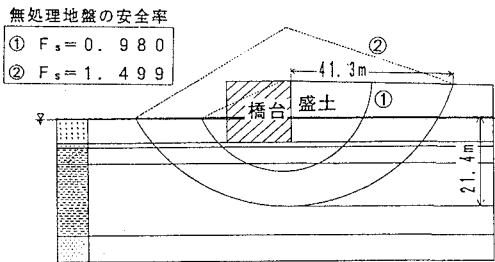


図-2 円弧すべり計算（無処理地盤）

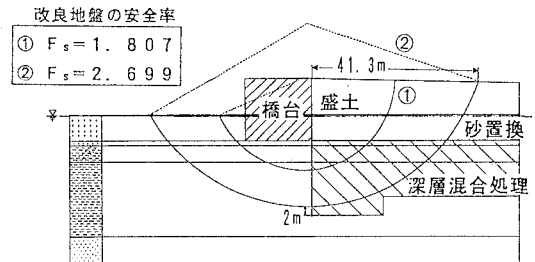


図-3 円弧すべり計算（改良地盤）

いる¹⁾。図-1に示す地盤強度定数を設定し、無処理状態の地盤に計画盛土高9m施工した場合の円弧すべり破壊の計算を行った。その結果、最小安全率が $F_s=0.98$ で、安全率 $F_s=1.5$ を満足しない最も深い深度は21.4mであった（図-2）。よって、側方移動の可能性が明らかとなり、対策工を実施することとなった。対策工には地盤改良工法を採用し、泥炭層は砂置換工法を、それより深い層は深層混合処理工法を設定した。深さ方向の改良範囲は、図-2の円弧すべり計算より得られた安全率 $F_s=1.5$ を満足しない最も深い深度21.4mのすべり面を覆うように、これより2m深い深度までとした。改良幅は盛土ののり尻幅で、改良延長は安全率 $F_s=1.5$ を覆い、かつ横断方向のすべり破壊を考慮して決定した。これらの条件で、再度円弧すべり計算を実施したところ $F_s=1.5$ をクリアーする結果（図-3）となったので、この条件で施工することとした。

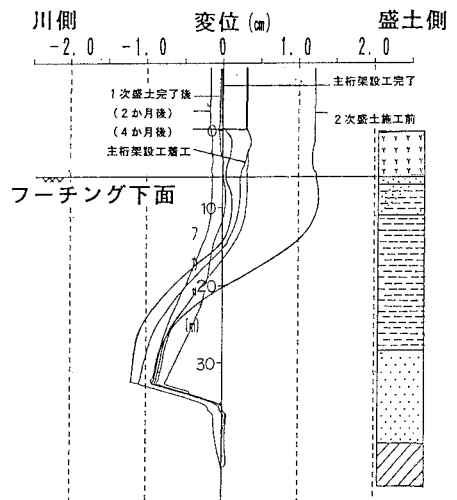


図-4 杭の水平変位経時変化曲線

3. 杭とフーチングの水平変位結果 橋台と鋼管杭の水平変位量を経時観測するために鋼管杭中にガイドパイプを設置し、傾斜計によって杭とフーチングの水平変位を盛土前を初期値として計測した。2次盛土前までのフーチングと鋼管杭の水平変位の経時変化曲線を示す(図-4)。特に変位量が多いフーチング下面および深度32.5m付近で水平変位量の経時変化を示した(図-5)。フーチング下面では背面側に10mm前後の水平変位量が生じているが、橋台の水平変位としては許容できるものであった。また、深度30m付近では前面側に10mm前後と小さな値ではあるが、かなり急激に変位していることから杭の許容応力度をオーバーするのではないかと懸念された。そこで、杭を弾性床上の梁として応力度照査を行った²⁾。その結果杭体応力度は 700kgf/cm^2 で許容応力度の半分程度で、許容水平変位量は23mmと推定された²⁾。杭の応力度が2次盛土によってさらに水平変位が増加すると許容応力度を越える可能性があったが、2次盛土による杭の水平変位量は生じず、基礎は安定した状態であると判断された(図-6)。2次盛土後に変位が生じなかった原因の1つとして、1次盛土後、施工工程上、2次盛土まで4年間の放置期間があり圧密沈下による地盤の強度増加があったためと考えられる。

4. 鋼管杭の水平変位についての考察 1次盛土完了後の変化に観測された深度30m付近の水平変位は、当初のすべり破壊による判定からは考えにくいものであった。しかし、すべり破壊の安全率 $F_s=1.5$ 以下の範囲での地盤改良は、橋台と基礎を完全に変位させない性質のものではなく、この範囲で改良を行えば橋台に悪影響を及ぼす変位を起こさせない統計的な範囲であり、改良深度以深での杭の変位を考慮したものではない。また、軟弱地盤を残す改良であることも勘案すると、今回の水平変位は、橋台背面盛土が沈下する場合、橋台は背面盛土側に移動するモデル³⁾に相当すると推測される。そこで、この現場条件でFEM解析を行ない杭の水平変位を調べた。その結果、最大変位を生じる深度は異なるが、実測とFEM解析は似たような水平変位の挙動であった(図-7)。FEM解析は、変形係数、ポアソン比の設定精度の問題および弾性域での解析であるため定量的なとらえ方はできないが、概略の変形形態を知ることができると考えられる。このことから、本現場の杭の変位は盛土による影響であったと推測された。

5. まとめ 今回、泥炭性軟弱地盤での橋台側方移動対策として円弧すべり破壊の安全率 $F_s=1.5$ 以下の範囲で地盤改良した結果、橋台および橋台基礎は安定した状態であると判断され、現状で橋台側方移動を防止していることがわかった。しかし、一次盛土完了後に地盤改良以深で杭体に10mm程度の水平変位が見られた。この原因は軟弱な地盤を残したことが影響していると考えられるが、本現場では実用上杭体および橋台に悪影響をおよぼすものではなかった。

参考文献 1) 社団法人北海道開発技術センター; 泥炭性軟弱地盤対策工指針, 1988, 2) 玉田他2名; 泥炭性軟弱地盤における橋台側方移動対策事例, 土質工学会技術報告集第33号, 1992

3) 側方流動を受ける矢板・杭等構造物の挙動に関する研究委員会; 研究委員会の報告、地盤の側方流動に関するシンポジウム, 1986

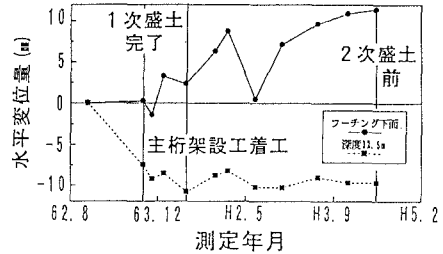


図-5 フーチング下面と深度32.5mの2次盛土前までの水平変位経時変化

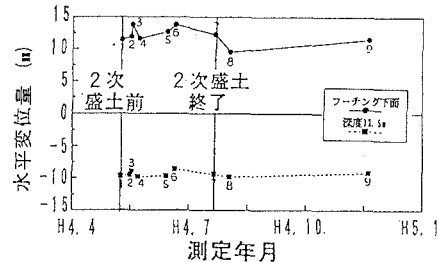


図-6 フーチング下面と深度32.5mの2次盛土中および施工後の水平変位経時変化

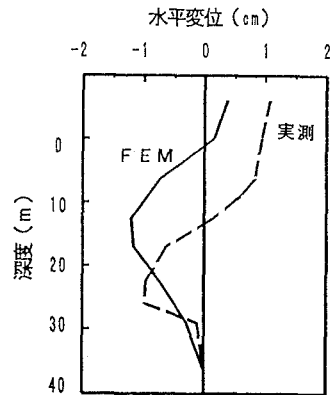


図-7 実測とFEMによる杭水平変位曲線