

北海道開発局土木試験所 正員 森 康夫

正員 広瀬 莊八郎

正員 逢坂 秀俊

まえがき

軟弱地盤上の橋台が背面盛土の施工にともない周辺地盤の側方流動もしくはすべり破壊が原因で過大な水平変位を生じ、場合によっては躯体の破損を招いたり、基礎ぐいの安定性を損ねたりすることがある。しかし、その力学的挙動については不明な点が多く、対策工およびその必要性についての判定法といった点等も含めて設計に際して苦慮しているのが実状である。本報告では軟弱地盤に施工された橋台、基礎ぐいに対して実施した2,3の調査結果と側方流動もしくはすべり破壊の影響を考慮した挙動解析結果について述べる。

1. 調査の概要と結果

今回、検討の対象とした4現場の土質状態は、フーチング底面付近(深さ3.5~5m)でN値 ≈ 0 と非常に軟弱な粘性土層(①層)があり、その下位にN値 $\approx 2\sim 5$ 程度すなわち側方流動(ORすべり破壊)にとって比較的に有利な砂層あるいはシルト層が1~2m以下の厚さで介在し、それ以深には①層より幾分良質であるが軟弱な粘性土層が厚く堆積しており、くい(鋼管)はこれらの層を貫き深さ35m以深の支持層に到達している。

調査は、周辺地盤の地中水平変位 Y_E (2現場) 橋台水平変位 Y_0 と傾斜角 θ_0 (3現場)、くい応力(3現場)を経時的に観測して行なったが、その結果についてまとめると次のようになる。

① 背面盛土の施工にともなって生ずる軟弱層の Y_E と橋台の Y_0 は盛土高に比例して増大するが、盛土完了と同時に Y の増加もおさまりほぼ一定値をとる。くい頭作用力もこれと同じ傾向を示す。(図~1,2参照)

② 側方流動を起しているのは Y_E の測定値から①の軟弱層であり、地盤はフーチングより大きな変位

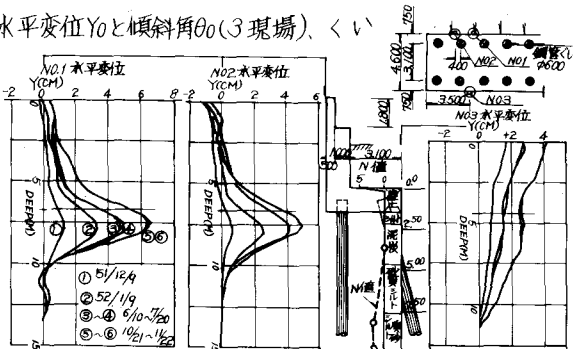
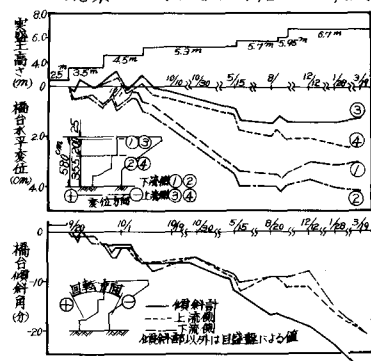
を生じ、場合によってはフーチング前面にもその影響が表われてくる(図~1参照)

③ 橋台の θ_0 は直々組ぐいの場合も斜直組ぐいの場合も最終的に背面に傾斜している。とくに注意すべき共通の現象としては盛土荷重が一定でかつ水平変位 Y_0 がそれほど大きな変動を示さなくても橋台は背面に大きく傾斜を増大させており(盛土完了後)、橋台背面とくい周面に負の摩擦力が作用しそれともなう後趾のくいの沉下が考えられる。(図~2参照)

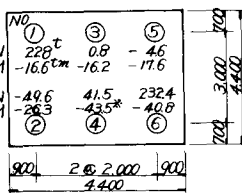
④ 同一フーチング内の各くい頭の作用力とくに曲げモーメント M についてみると変位法によって求まるものより値が大きく、かつ前、後趾のくい頭でかなりの差が生じている(図~3参照)

2. 考察

調査結果にもとづき①の軟弱層が側方流動(ORすべり破壊)を起しているものと考え次のようなモデルを設定して、その計算結果と実測値を対

図~1 地中水平変位 Y_E の測定結果

図~2 橋台水平変位、傾斜角実測値



図~3 くい頭曲げモーメント分布

比させた。すなわち今回の調査では荷重、反力の各状態を把握していないため、荷重条件として橋台背面に水平土圧を作用させ（Case I）るとともに I 層区間の後趾のくい背面には、他の調査事例を参考として次式による水平荷重が作用すると考えた。このほか調査結果を勘案し後趾のくいに負の摩擦力を作用させた。なお荷重係数は Y_0 を勘案して大きさを定めることとした。

(Case II + Case III) α or Case IV α

Case II; ブーシネス式による地中水平応力度, Case III; チェボタリオフ提案流動圧 Case IV; くい間の極限水平地盤反力
また、地盤反力として側方流動 (or すべり破壊) の進行状況等に応じ種々考えられるが、今回は前後趾のくい前面に一樣な KH 値分布を考え、水平変位に比例した反力が生じるとした。

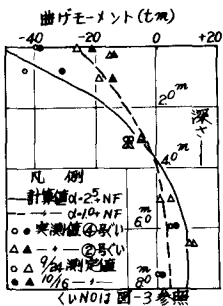


図-4 曲げモーメント分布

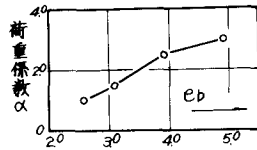
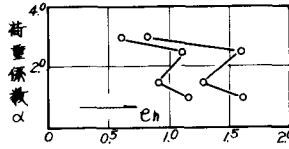


図-5 荷重係数 α と e_h, e_b

以上の各条件下での計算値と実測値を対比すると表~1, 図~4 のようなものとなる。また、限界盛土高 H_c と実盛土高 H_0 との比 $e_h (H_c/H_0)$ およびくい間隔 e_b (= 橋軸直角方向のくい間隔 / くい径) を各現場について求め、荷重係数 α との関係を示すと図~5 のような結果が得られた。これらの結果をまとめると次のようになる。

- ① e_h が側方流動の程度およびすべり破壊の有無等を表わしているとした場合、 α との間に逆比例の傾向を有するものと考えられるが明確なものとなっていない。これに対し e_b と α との関係では点数は少なく問題はあるが明らかに比例する傾向があり、橋軸直角方向のくい間隔が広いほど大きな影響を受けるものと思われる
- ② 橋台の Y_0, θ_0 について実測値と計算値は表示したように適切な荷重係数 α を与えることにより比較的良好な対応を示し、とくに後趾のくいに負の摩擦力 NF_0 を作用させた場合の適応性がよくなる。

現場 B の場合は荷重条件を Case IV α とした (前、後趾のくい背面に作用) 方がよく、これは他の現場より e_h が小さく e_b が大きいことにより軟弱土のくい間のすりぬけをとめない、前趾のくい背面にもある程度の水平荷重が作用していることによると思われる。

- ③ くい頭曲げモーメントの実測値と計算値は、前趾のくいでは方向、大きさともにある程度一致しているが後趾では現場 B を除いては方向、大きさともに異なっている。また、前趾のくいの軸方向曲げモーメント分布については荷重係数 α を適確に推定できれば両者がある程度合致させうる。軸力については後趾である程度近似しているが前趾では計算値が実測値の $1/2$ 程度となった。これら曲げモーメントおよび軸力で計算値と実測値が部分的に異なる原因はモデルに多少無理があると思われるが明らかでない。

むすび

以上、軟弱地盤の側方流動 (or すべり破壊) が橋台、基礎ぐいに及ぼす影響について検討を加えたが、すべり破壊を生じない単なる側方流動の場合でもかなりの影響のあることが明らかとなった。調査件数も少なく今後この結果を足がかりとして荷重および反力条件等の点でより検討を進めていきたい。

1) 田原他 2 名; 盛土による鋼管ぐいの側方挙動について、技術報告資料第 18 号、土質工学会北海道支部。

表~1, 実測値と計算値の対比 現場 A

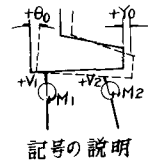
項目	水平変位	傾斜角	くい頭軸力(t)		くい頭曲げモーメント(t-m)	
Case	Y_0 (cm)	θ_0 (Rad)	V_1	V_2	M_1	M_2
① 実測値	27~40	21~44	17~23	-33~50	16~17	-38~44
(II+III) α ② 計算値	35	0.71	16	-16	80	-48
+I α ③ ④ ⑤	136, 0.88, 0.34, 0.16	0.94, 0.70, 0.48, 0.32	0.92, 0.47, 0.26, 0.19			
② + NF_0	33	-0.56	16	-19	42	-52
$NF=100$	122, 0.83	-0.22, 0.13	0.94, 0.70	0.52, 0.38	-0.26, 0.25	1.37, 1.18

現場 B

項目	水平変位 Y_0 (cm)	傾斜角 θ_0 (°)	くい頭軸力 (t)	くい頭曲げ力 (t-m)		
Case	Y_0 (cm)	θ_0 (°)	V_1	V_2	M_1	M_2
① 実測値	33~49	-3.5	120~150	-180~200	-80	-50
(II+III) α ② 計算値	39	-1.0	100	-105	-53	-60
+I α ③ ④ ⑤	118, 0.80, 0.29	0.83, 0.67, 0.52, 0.53	0.66, 0.53, 0.73, 1.28			
② + NF_0	35	-2.8	100	-109	-58	-64
$NF=120$	106, 0.71	0.80	0.83, 0.67, 0.61, 0.55			
$V_0 + I$	4.9	-1.3	113	-118	-98	-42
$\alpha=30$	148, 1.00	0.57	0.94, 0.75, 0.66, 0.59			
② + NF_0	44	-3.8	113	-122	-102	-47
$NF=120$	133, 0.90	1.09	0.94, 0.75, 0.62, 0.61			

現場 C

項目	水平変位 Y_0 (cm)	傾斜角 θ_0 (°)
Case	Y_0 (cm)	θ_0 (°)
① 実測値	28	-3.3
(II+III) α ② 計算値	33	-1.7
+I α ③ ④ ⑤	118, 0.80, 0.29	0.83, 0.67, 0.52, 0.53
② + NF_0	28	-3.1
$NF=150$	1.00	0.94



記号の説明