

首都高速道路公団神奈川建設局設計課長 寺内常晃 正会員
 同 設計課 内藤誠一 同
 同 設計課 O萩原英輔 同

(1). はじめに

市街地の軟弱な粘性地盤における大規模な開削工法についての施工例が、最近数多く報告されているが、その山留壁は、断面係数の大きいRC連続地中壁・鋼管矢板等の場合と、断面係数の小さい鋼矢板・PIP等と地盤改良の組合せによる場合の2通りに大別できる。いずれの場合にも、従来の山留工の構造系と非常に異なっているので、従来の設計方法の延長上の解析が不可能な場合が多い。しかしこの種の設計方法に対する研究は少なく理論的にいまだ確立されていないように思われるが、その意味では、山留・吉田・秋野氏による「掘削工事における土留め壁応力解析」(1969年4月)、及び前記理論に汎用性をもたせた中村・中沢氏の「掘削工事における土留め壁応力解析」(1972年12月)は画期的な方法といえる。筆者等は、首都高速横浜・羽田空港線(Ⅱ期)の建設に際し、軟弱な粘性地盤の開削に直面し現在進工を進めている。今回、最後の隧道区間に際し中村・中沢氏の理論を使用している。一般に新しい理論の使用に当っては、実測値との対比を行ない、妥当性を確認すると共に適用限界を明確にする必要があるが、この種の土留工の施工例の実測値が少ないために、文献の2, 3の例との対比を行ない、実際の施工において、安全管理及び将来の設計資料としての計測を行ないながら工事の安全を計ることになっているので、諸兄の御批判、御助言を賜われれば幸いである。

(2) 設計条件

この工区の土質単数は、表-1の通りである。このシルト質粘土の圧密降伏応力は現在の土被圧に一致しており正規圧密粘土と考えられる。又一軸圧縮強度の1/2を粘着力として採用したが、前者の分布は、土被圧の60%~80%に分布している

深 度 (m)	単位重量 γ (t/m^3)	内部摩擦角 ϕ°	粘着力 C (t/m^2)	備 考
0~5	1.70	0	0.4 α_1	表土
5~10	1.55	0	2.0	シルト質粘土
10~	1.45	0	0.2 α_2	シルト質粘土

表-1. 土性値一覧表 (地下水位 -2.0m)

以上の地盤について、B・Peckの安定指数(Stability Number : Nb)を計算すると表-2のようになる。C₁は掘削深と等しい深さの範囲の平均的粘着力であり、C₂は掘削面の土被圧の80%に対する粘着力である。

掘削深 (m)	荷 重 $1+\Sigma \gamma H$	粘着力(t/m^2)		安定指数: Nb		仮想支点 (m)	平衡点 (m)
		C ₁	C ₂	$\gamma H/C_1$	$\gamma H/C_2$		
5	8.5	2.0	2.2	4.3	3.9	11.9	15.9
10	16.3	3.0	3.3	5.4	4.9	22.0	29.0
15	23.5	4.5	4.2	5.2	5.6	30.1	40.3

表-2 安定指数(Stability Number : Nb)

粘着力を直線分布と仮定したために主働土圧によるモーメントと受働土圧による抵抗モーメントの平衡点・仮想支点は、表-2のようになるが、掘削深附近の山留内の土は、掘削深5m以前に塑性状態($N_b > 3.14$)となり掘削深10m附近で破壊に至る($N_b > 5.14$)。従って、この場合は下端を自由として土の強さに期待する従来の設計の前提条件が満たされなくなるので、剛度の大きな山留壁を採用して切梁と下端の強固な地盤で土圧を支える新しい構造系とそれによる解析方法として中村・中沢氏の考え方を採用した。シルト質粘土層の弾性地盤としての横方向地盤反力係数は $K = 0.5 \text{ kg/cm}^2/\text{cm}$ とし、深度7m~30mにある第三紀層(土丹層)の支持はピンとした。山留壁に対する土圧は、ランキン土圧+水圧とし、25mの土丹深に対し0.75 γH (1.2H)である。

(3). 計算結果および考察

3-1 土留壁

前述の条件による計算結果が図-1, 2, 3である。土留壁の曲げモーメントおよび変位は土丹深の $1/2$ 程度迄は $Nb=5$ 附近から急激に増加し、それ以後の増加は緩やかになる図-12のような曲線となると予想できるので、施工に当ってはこの点に特に注意する必要がある。又、土丹中には計算上の水平力に対し十分な長さだけ、土留壁を根入れする。ピンと仮定した場合と半固定とした場合では土丹反力の最終的に大差ないが、曲げモーメント・変位は後者が前者の $2/3$ と計算される(土丹深15.5mの場合)ので持続的な荷重による土丹の横抵抗の変化と固定度についてのメカニズムの検討が必要となる。

3-2 切梁・腹起

切梁反力の計算結果は図-4, 5の通りである。掘削深が土丹深の $1/2$ 附近迄において、各段の切梁の支配面積がほぼ等しく従って切梁反力も大差ないが、 $1/2$ より深くなると下端に強固な支持地盤があるために、それ以後の切梁の支配面積は小さくなり、その包絡線は前者が図4.5(a)のようになり、後者は図4.5(b)のようになる。又前者の見かけの土圧係数 K_A は、抵抗土圧が土留壁全長に渡って塑性領域になると、側圧の増加を最下段切梁と土丹とで支持するようになり $K_A > 1$ と場合も予想される。

4 おわりに

以上が、軟弱地盤において剛度の高い土留壁を使用し、土丹内に水平抵抗とらせる構造系で検討した結果であるが、計算は種々の仮定に基づいているので、類似工区の施工実績を参考にすると共に専門家諸氏(派大岡川筋国鉄橋脚近接工事に関する委員会、委員長鈴木俊男氏)の御助言を賜わりながら施工する。

以上

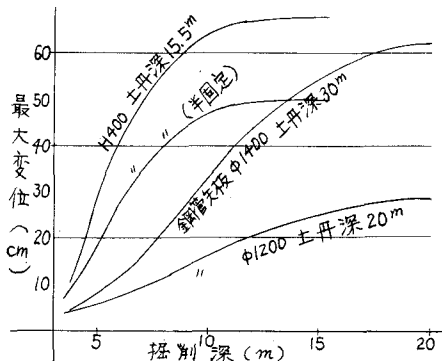


図-1 最大変位-掘削深図

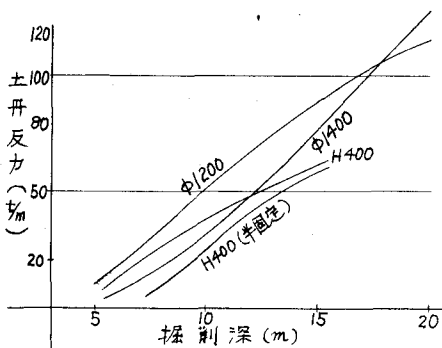


図-3 土丹反力-掘削深図

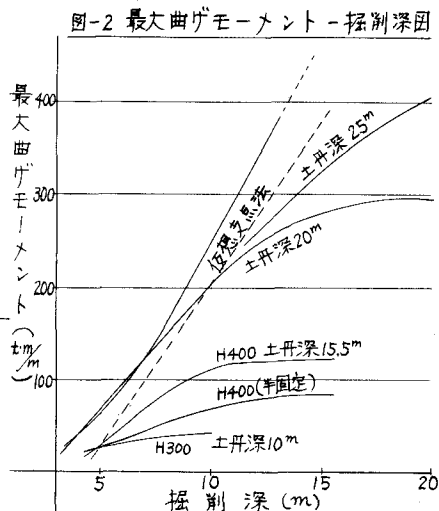


図-2 最大曲げモーメント-掘削深図

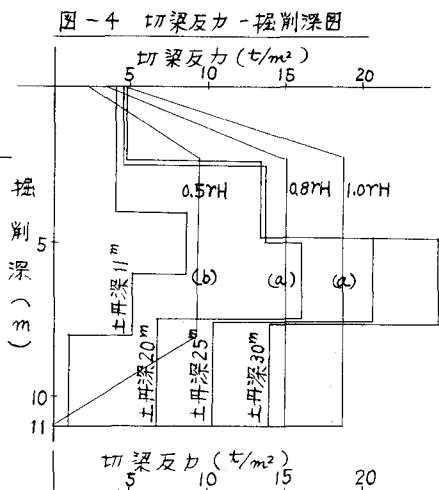


図-4 切梁反力-掘削深図

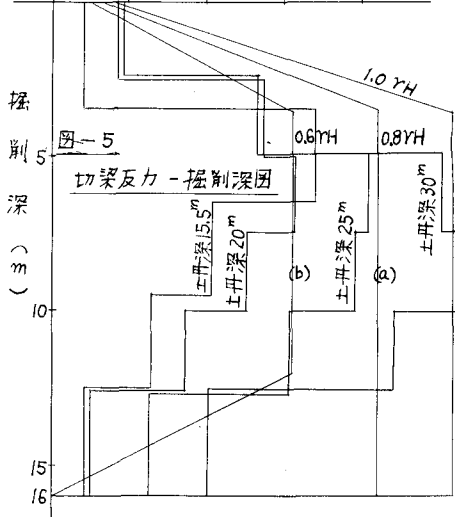


図-5 切梁反力-掘削深図