

III-719

有限要素法による掘削土留め工の背面土圧の検討（粘性土地盤）

パシフィックコンサルタンツ（株） 正会員 中村 兵次

山梨大学 正会員 平島 健一

1. まえがき 深い掘削の設計に広く使用されている弾塑性法の計算においては、掘削底面より上の部分のみでなく根入れ部の土圧も入力する必要がある。柳田・中村（本論文の執筆者の一人）等は、比較的軟弱な粘性土地盤から得られた数多くの実測値を整理して、弾塑性法に代入する土圧の計算式を提案した¹⁾。すなわち実測値は地下連続壁に取りつけた土圧計から得られたものであり、この設計用土圧は、①掘削の進行に伴って背面側土圧も変化すること、②掘削前の土圧からの土圧の減少量は土の粘着力の関数であること、③掘削底面より上の部分では掘削が進行するにつれて土圧が増加することなどが特徴である。このような考え方は、その後に制定された各企業体の設計基準に形を変えて採用されている。しかし背面側土圧が土留め壁の変形および背面地盤の変形特性との関係から定義されるべきものであることを考えると、上記の提案に土留め壁の曲げ剛性や地盤の強度と変形特性などがパラメータとして入っていないことに関する疑問もないわけではない。そこで本論文は粘性土地盤を対象として、有限要素法を用いて掘削過程の解析を行い、各パラメータの感度を分析する。

2. 計算方法 次の条件で有限要素法の計算をする。①左右対称の掘削を考えることにして、半分を計算の対象とする。②地盤

は面要素（2次元平面ひずみ）で表現する。この面要素はドラッカー・ブラーガーの方法で表現できる弾塑性体とする。③地盤は全応力解析とする。④土留め壁は弾性体とし、はり部材で表現する。⑤切ばりは弾性体とし、トラス部材とする。⑥土留め壁と地盤の間には境界要素を入れる。⑦掘削前は静止状態となっているとし、それ以降は掘削過程に従って計算する。⑧切ばりプレロードは考慮しない。

3. 計算条件 土留め壁に作用する背面側土圧を決定するパラメータとして表-1に示すものを考える。しかし、このパラメータの全部を同時に変動させると、計算ケースが非常に多くなるので、最初に基本ケースを設定して、そのパラメータを表-2に示すように1個ずつ変えることにした。なお地盤及び土留め壁の曲げ剛性に対する定数は各ケースとも表-3のように設定した。

4. 計算結果

a) 掘削深さの影響：図-1にケース[N]の各掘削段階の背面側土圧を示したが、これより背面側土圧は掘削の進行に伴って変化することが分かる。すなわち根入れ部で減少し、掘削底面より上の部分では減少から増加に転じる傾向がうかがえる。

b) 掘削幅の影響：図-2に背面側土圧に及ぼす掘削幅の影響を示したが、この図から掘削幅の影響は掘削面より上部では顕著ではないものの、掘削底面より下方では大きいことが分かる。すなわち掘削幅が狭い場合には背面側の土圧が大きく、掘削幅が広い場合には背面側土圧は小さい。

表-1 検討で考えるパラメータ

掘削規模に関するもの 地盤に関するもの 土留め壁と切ばりに関するもの	パラメータ	
	掘削深さ、掘削幅、掘削厚さ 掘削前の静止側圧、地盤の強度と変形特性 土留め壁の曲げ剛性、切ばりのばね	

表-2 有限要素法による計算ケース

ケース	掘削幅	曲げ剛性	壁面摩擦	切ばりばね	掘削厚さ	安定数	静止側圧
N	2.0 m	柱列壁	1.0 c	K_s	3 m	5	0.8
B-1	4 m	柱列壁	1.0 c	K_s	3 m	5	0.8
B-2	5.0 m	柱列壁	1.0 c	K_s	3 m	5	0.8
T-1	2.0 m	柱列壁	1.0 c	K_s	2 m	5	0.8
T-2	2.0 m	柱列壁	1.0 c	K_s	4 m	5	0.8
R-1	2.0 m	鋼矢板	1.0 c	K_s	3 m	5	0.8
R-2	2.0 m	連続壁	1.0 c	K_s	3 m	5	0.8
F-1	2.0 m	柱列壁	0.5 c	K_s	3 m	5	0.8
F-2	2.0 m	柱列壁	0	K_s	3 m	5	0.8
K-1	2.0 m	柱列壁	1.0 c	$K_s/10$	3 m	5	0.8
K-2	2.0 m	柱列壁	1.0 c	$10 K_s$	3 m	5	0.8
P-1	2.0 m	柱列壁	1.0 c	K_s	3 m	5	0.7
S-1	2.0 m	柱列壁	1.0 c	K_s	3 m	3	0.8
S-2	2.0 m	柱列壁	1.0 c	K_s	3 m	8	0.8

注1) 「曲げ剛性」の欄の「柱列壁」は柱列式地下連続壁を、また「連続壁」は地下連続壁を表す。

注2) 「切ばりばね」の欄の K_s の値は、 $K_s = 23000 \text{ t/m}^2$ である。

注3) 「静止側圧」の欄は、掘削前の静止側圧係数を表す。

表-3 地盤および土留め壁の定数

地盤の定数	土の単位体積重量 土の内部摩擦角 変形係数 ポアソン比	値
		$\gamma_s = 1.6 \text{ t/m}^3$ $\phi = 0^\circ$ $E = 480 \text{ c}$ $\nu = 0.48$
土留め壁の 曲げ剛性 ($\text{tf} \cdot \text{m}^2$)	鋼矢板 (III型)	1590
	注列式連続壁	23310
	地下連続壁	141400

c) 掘削厚さの影響：図-3は背面側土圧に及ぼす掘削厚さの影響を示したものであるが、この図から掘削厚さの影響は掘削底面付近に限定して存在するものの、全体としては影響が小さいことが分かる。

d) 土留め壁の曲げ剛性の影響：図-4に土留め壁の曲げ剛性の影響を示したが、これより土留め壁の曲げ剛性の影響は非常に大きいことが分かる。すなわち土留め壁の曲げ剛性が小さいと背面側土圧の変化は掘削底面付近に限定され、しかもその変化量が大きいものに対して、土留め壁の曲げ剛性が大きくなると土圧の変化量は小さく形状も滑らかになる。

e) 土留め壁の壁面摩擦の影響：図-5に土留め壁の壁面摩擦（壁面のせん断抵抗）の影響を示したが、これより土留め壁の壁面摩擦の影響は非常に小さいことが分かる。

f) 切ばりのばねの影響：切ばりのばねの影響を図-6に示した。これによると切ばりのばねを基本ケース[N]の10倍としたケース[K-2]では、基本ケース[N]に近似した土圧となったが、切ばりのばねを基本ケースの1/10としたケース[K-1]では、掘削底面より上部でやや大きい土圧の減少量が見られる。

g) 掘削前の静止側圧の影響：掘削前の静止側圧の影響は図-7に示したように際立って大きいものではないが、特に根入れ部での土圧には差異がある。

h) 地盤の強度および変形特性の影響：地盤の強度による背面側土圧の変化を図-8に示したが、掘削底面より上方の部分で差異が見られる。

5. まとめ 以上の検討から次の事柄がいえる。

①土留め壁に作用する背面側土圧は、掘削の進行に伴って変化する。これには土留め壁の変形が大きな影響を与えており、大きな変形を前提とする極限土圧とは異なるものである。②土留め壁に作用する背面側土圧に大きな影響を与える要因は、掘削深さ、掘削幅、土留め壁の曲げ剛性、切ばりのばね、掘削前の静止側圧、および地盤の強度と変形特性であって、従来から設計に使用されている要因のみでは不足している。③掘削幅が広い場合、土留め壁の曲げ剛性が小さい場合、切ばりのばねが小さい場合、および地盤の強度が高い場合には、いずれも背面側土圧は小さい。

〔参考文献〕1) 柳田眞司, 渡部留雄, 山口伊佐雄, 中村兵次等：掘削土留め工の設計用側圧に関する研究, 第16回土質工学研究発表会（その1：掘削前の側圧及び背面側側圧）, pp1445~1448, 1981.5

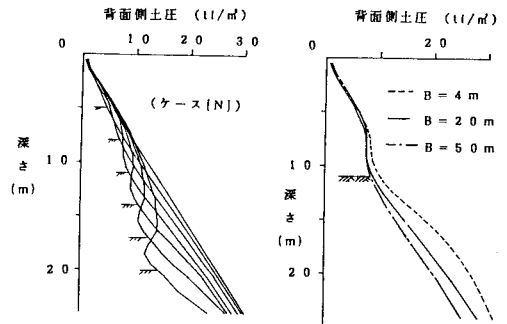


図-1 掘削に伴う背面側土圧の変化

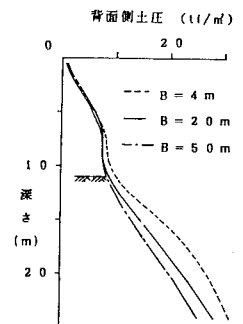


図-2 掘削幅の影響

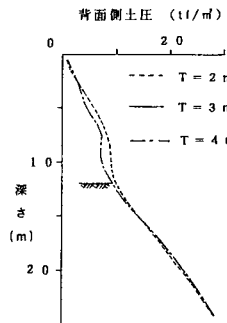


図-3 掘削厚さの影響

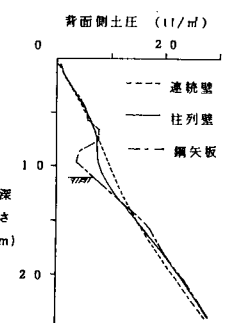


図-4 土留め壁の曲げ剛性の影響

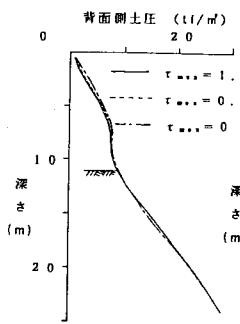


図-5 土留め壁の壁面摩擦の影響

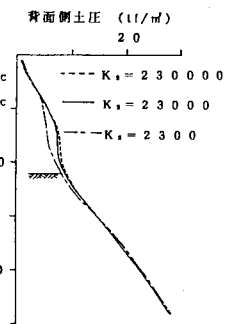


図-6 切ばりのばねの影響

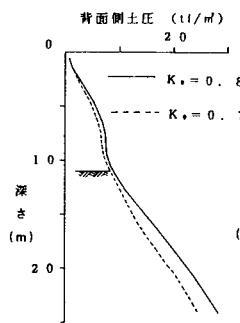


図-7 掘削前の静止側圧の影響

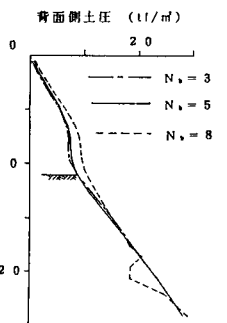


図-8 地盤の強度および変形特性の影響