

擁壁設計（主として土圧評価）上の諸問題

（株）第一コンサルタンツ 正員 ○右城 猛
 （有）高南測量設計 正員 筒井秀樹
 日本興業（株） 上田 正

1. まえがき

擁壁は、擁壁の形状、盛土材料、締固めの程度、支持地盤の変形、間隙水圧など影響を受けるため、その挙動は極めて複雑である。従って、壁面土圧あるいは安定性を評価するためには、かなり大胆に割り切った仮定とモデル化もやむを得ないと思える。しかし、それによって得られる結果には合理性があり、かつ実際の挙動と大差がないことが必要である。

筆者らは、これまでも擁壁に関する現行の設計基準である道路土工指針¹⁾の問題点を指摘している^{2) 3)}が、これまでの指摘以外で今後改善すべきと思われる事項について述べる。

2. 土圧合力の作用位置

擁壁設計の実務では、極限平衡法に基づいたクーロン系土圧理論が一般的に採用されている。クーロン系土圧理論を用いると土圧合力は与えられるが、作用位置は求められない。このため、現行の設計基準¹⁾では背面盛土の形状に関係なく土圧を三角形分布と仮定するものとしている。

図-1は嵩上げ盛土を有し、壁面が滑らかな重力式擁壁の土圧分布を示したものである。この場合の壁面土圧 $p(=\gamma \cdot y \cdot Ka)$ は、盛土面が水平のときの土圧 $p_1(=\gamma \cdot y \cdot Ka_1)$ よりも大きく、盛土が β で一様勾配の土圧 $p_2(=\gamma \cdot y \cdot Ka_2)$ 以下であり、擁壁天端から無限大の深さの位置($y=\infty$)では、嵩上げ盛土高が H_0 で水平の場合の土圧 $p_3(=\gamma(H_0+h)ka_1)$ に収束することは明らかである。また、盛土肩から描いた主働すべり線が壁面に当たる点と擁壁天端の範囲 h の土圧は、盛土が β で一様勾配の土圧 p_2 に一致するはずである。

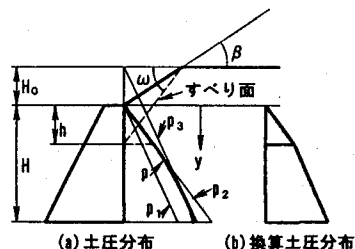


図-1 土圧分布

すなわち、擁壁天端より h の範囲は三角形分布となり、それより下方は非線形分布になるといえる。しかし、土圧を非線形分布として取り扱うと解析が複雑になる。このため、実務上は非線形分布範囲を土圧合力が等価な台形分布とみなすのがよいと思われる。筆者らのこれまでの試算では、台形分布とみなしても土圧合力位置を1cm未満の精度で算定できることが確認されている⁴⁾。

3. かかと版を有する擁壁の土圧評価

逆T型擁壁のようにかかと版を有する擁壁では、かかと版長を意識することなく、図-2のようにかかると鉛直の仮想壁面 $a b$ を考え、仮想壁面とかかとも盛土内部を通る直線すべり面 $a c$ によって挟まれた土塊 $a b c$ の極限平衡条件から、主働土圧を算定する

方法が一般的に採られている。しかし、この方法が成立するのは、かかと版長が十分長く、もう一つのすべり面 $a d$ が壁面に当たらない場合

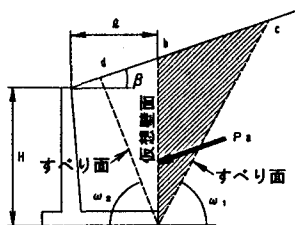


図-2

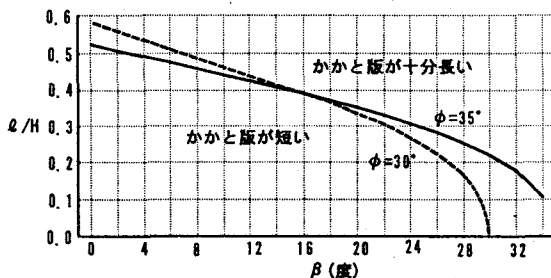


図-3 かかと版が十分長いとみなせる範囲

である。すなわち、かかと版長 l と擁壁高 H の比 l/H が(1)式を満足する場合である。 $\phi=30^\circ$ と $\phi=35^\circ$ に対してかかと版が十分長いとみなせる l/H の限界値を計算すると、図-3のようになる。

$$\frac{l}{H} \geq \cot\{45^\circ + \frac{1}{2}(\phi - \beta + \sin^{-1} \frac{\sin \beta}{\sin \phi})\} \quad (1)$$

建設省標準設計図集の逆T型擁壁⁵⁾について l/H の値を調べると、 $\phi=35^\circ$ 、 $\beta=0$ の条件では0.28~0.36の範囲にある(図-4)。このことから、一般の逆T型擁壁擁壁では、仮想壁面の背後の土塊の極限平衡条件から土圧を算定するのは問題があり、かかと版の長さを考慮した土圧評価が必要といえる。

かかと版が短い場合のすべり面は、図-5(a)のような曲線を描くと考えられるが、曲線としての解析は複雑であるため、すべり面を直線もしくは折線で単純化した上で、簡便な実用土圧算定の定式化が必要である。

4. 背面盛土のせん断強度定数の評価

土圧の評価において最も基本的かつ重要な問題は、背面盛土のせん断強度定数の算定である。しかしながら、せん断強度定数は、土の種類、締固めの程度、排水条件などによって変化する。また、実際の工事では施工現場が広く土質も場所によって異なることが多いので、工事でどのような土が用いられるのか設計段階で正確に予測し難い。こうしたことから、土工指針では土質を礫質土、砂質土、粘性土に分類し、内部摩擦角としてそれぞれ $\phi=35^\circ, 30^\circ, 25^\circ$ を採用し、粘着力は無視するものとしている。

ところが、古い擁壁をこのような条件のもとに照査すると、永年安定を保っているにもかかわらず殆ど不安定という計算結果が得られる。また、長大斜面の法尻に設けられる擁壁を設計すると、土圧が非常に大きくなる。これらの問題は、背面盛土の粘着力を無視することにある。

図-6は、粘着力と土圧合力の関係を示したものである。わずかの粘着力で土圧は大きく減少する。しかも、減少の程度は嵩上げ盛土が大きいほど大きい。

今後は、安全性を損うことなく、経済的な設計を行う上で、どのような土質にどの程度の粘着力を考慮すべきかということを研究していく必要がある。

5. あとがき

擁壁設計の実務に携わっていると、様々な疑問に遭遇する。ここで紹介した疑問は、そのうちの一例に過ぎない。今後は、模型実験、数値解析によって問題解決に取り組む予定である。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路土工・擁壁・カルバート・仮設構造物土工指針，1987年5月。
- 2) 右城・片岡・矢野・小椋：逆T型擁壁の土圧評価の現状と問題点，土木学会中国四国支部研究発表会，1992年5月
- 3) 右城・筒井・園師・小椋：逆T型擁壁の合理的な土圧評価法に関する一提案，土木学会中国四国支部研究発表会，1992年5月
- 4) 右城・山岡・筒井：混合擁壁の土圧算定法，土木学会第49回年次学術講演会，投稿中
- 5) 全日本建設技術協会：建設省制定土木構造物標準設計第2巻，擁壁類，1987年7月

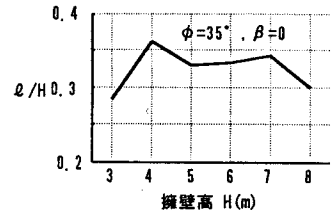


図-4 建設省標準設計逆T型擁壁

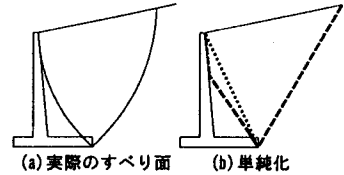


図-5 かかと版が短い場合のすべり面

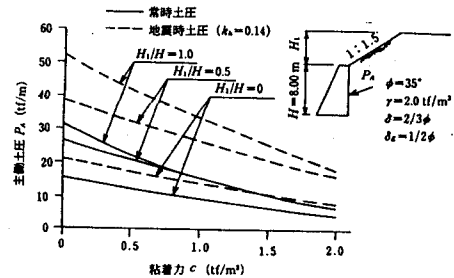


図-6 粘着力が主働土圧に及ぼす影響