

(株)第一コンサルタント 正会員 右城 猛
正会員 ○水田勝也

1. まえがき

近年、擁壁工事の省力化、工期短縮、品質向上、コスト縮減を図るため大型ブロック積み擁壁の需要が増加している。ところが、ブロック積み擁壁に代表されるもたれ式擁壁の設計法は確立されていない。その大きな原因に、地盤反力の評価法がある。ブロック積み擁壁は、底面地盤と背後の地盤の両方に支持されて安定する構造であるため、底面地盤のみで支持される重力式擁壁や逆T型擁壁などの自立式擁壁のように、力のつり合い条件のみで地盤反力を決定することができない。

こうしたことから、著者らは、もたれ式擁壁の地盤反力算定法として変位法（地盤係数法）を提案してきたが、解析がやや複雑であるため実用的とは言い難い。そこで、より簡便な地盤反力算定法について検討したのでここに発表する。

2. もたれ式擁壁の示力線と安定解析上の問題点

図-1 は壁厚 0.5m で等厚のもたれ式擁壁の示力線（荷重の合力の通過軌跡）を描いたものである。示力線は、 $y=0$ で部材中心に位置するが、 y の増加に伴って偏心が後方へ増加し、 $y=1.8\text{m}$ を超えると部材から外れる。そして、 $y=4.0\text{m}$ からは逆に偏心が減少し、 $y=7.5\text{m}$ を超えると再び断面内に入ってくる。

現在、擁壁の転倒に対する照査は、擁壁底面での合力の位置で判断している。すなわち、合力が部材の核内あるいは部材断面から後方へ外れなければ安全としている。

図-1 の安定性を評価すれば、 $y \leq 1.8\text{m}$ 、 $7.5\text{m} \leq y \leq 9.5\text{m}$ で安定、 $1.8\text{m} \leq y \leq 7.5\text{m}$ 、 $9.5\text{m} \geq y$ で不安定という極めて不合理な結果が得られる。合力が壁面と一致すれば、底面の地盤反力度は無限大となり、壁面から後方へ外れれば計算不能となる。

3. 変位法（地盤係数法）による地盤反力算定法

擁壁が図-2(a)のように変位すると、底面以外に壁面にも地盤反力が発生する。この場合、力のつり合い条件のみで地盤反力を求めることはできない。そこで、著者らは擁壁を剛体、地盤を離散型の弾性バネと仮定し、図-2(b)のようにモデル化し、変位法によって地盤反力とその分布を求める方法を提案している。詳細は文献 1)、2)を参照のこと。

4. 簡便算定法

変位法でもたれ式擁壁の地盤反力を算定すると図-3 のようになる。ここで、底面の鉛直地盤反力の合力からつま先までの距離 d と底面幅 B の比を α ($=d/B$)、壁面の地盤反力発生区間長 l_2 と壁面長 l の比を β ($=l_2/l$) とすれば、地盤反力は式(1)～(3)のように表され、 α 、 β が明らかになれば、地盤反力を簡単に算定することが可能となる。

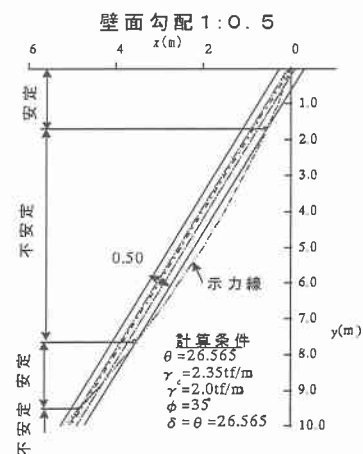


図-1 もたれ式擁壁の示力線

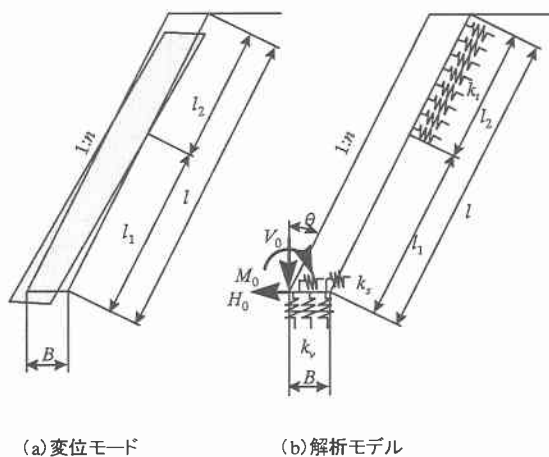


図-2 変位法の説明

$$Q_t = \frac{M_0 - \alpha \cdot B \cdot V_0}{B \sin \theta (1 - \alpha) + l \left(1 - \frac{\beta}{3} \right)} \quad (1)$$

$$Q_v = V_0 - Q_t \sin \theta, \quad Q_H = H_0 + Q_t \cos \theta \quad (2)$$

$$q_t = \frac{2Q_t}{\beta \cdot l}, \quad q_{v2} = \frac{2Q_v(3\alpha - 1)}{B} \quad (3)$$

ここに M_0 , V_0 , H_0 は、それぞれ荷重の合力によるつま先位置におけるモーメント、鉛直力、水平力である。

α , β は、底面と壁面の支持地盤のバネ定数比、底面幅と壁面長の比、壁面の傾斜角 θ の影響を受ける。そこで、変位法を適用し、各種の地盤、種々の形状のもたれ式擁壁について地盤反力度を算定し、 α , β の値を求めた。その結果を図-4～図-6 に示す。

なお、地盤反力係数は道路橋示方書式を変形し N 値から推定した。また、壁幅は滑動の安全率($Fs=1.5$)を満たす条件の下に決定した。

また、裏込土は $\gamma=19.6\text{kN/m}^3$, $\phi=35^\circ$, 壁面摩擦角は $\delta=2/3 \phi$, 底面の摩擦係数は $\mu=0.6$ とした。

図-4 は $H=10\text{m}$, $B=1.12\text{m}$, 壁面勾配 1:0.5 の条件の下に底面地盤と背面地盤の N 値比を 1～10 に変化させて、図-5 は、 $H=10\text{m}$, N 値比 1.0 の条件の下に壁面勾配を 1:0.3～1:1.0 に変化させて、図-6 は N 値比 2.0, 壁面勾配 1:0.5 の条件下で壁高 H を変化させて α と β を計算した結果である。壁幅 B は、滑動の安全率が 1.5 以上になるように決定しており、壁幅と壁高の比 B/H は図中に示す通りである。

以上の結果、下記のことが明らかになった。

- ① α は、地盤反力係数、壁面勾配、擁壁高さの影響を殆ど受けず概ね 0.52 で一定と見なすことができる。
- ② β は地盤反力係数、壁面勾配の影響を受け、0.1～0.5 の範囲で変化する。

そこで、 $H=10\text{m}$, $B=1.12\text{m}$, 1:0.5 のもたれ式擁壁について、 α を 0.52, β は 0.25 と 0.50 とし、式(1)～式(3)で底面の最大地盤反力度 q_{v2} を計算した。その値と、変位法で得られる値との比を図-7 に示す。

これより、以下のことがいえる。

- ③ β の値は、最大地盤反力度にほとんど影響を及ぼさない。
- ④ $\alpha=0.52$, $\beta=0.25$ とすれば 3% 以内の誤差で底面の最大地盤反力度を算定することができる。
- ⑤ さらに、 $q_{v2}=11V_0/B$ としても、7% 以内の誤差で、しかも安全側の地盤反力を算定することができる。

5. 結 論

滑動の安定性より決定されたもたれ式擁壁の底面地盤反力度は、底面と背面の地盤の N 値、壁面勾配、擁壁高に殆ど関係なく台形分布を示し、つま先からその合力位置までの距離は壁幅の 0.52 倍付近にある。

従って、最大地盤反力度は、変位法を適用せずとも簡単に算定することが可能である。

【参考文献】

- 1)右城：擁壁設計 Q & A, 理工図書, 1995.12
- 2)右城他：ブロック積擁壁の壁面土圧評価法に関する研究, 第 29 回土質工学研究発表会, 1994.6

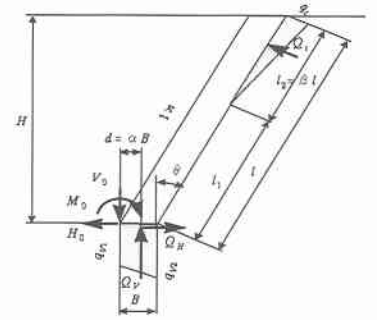


図-3 もたれ式擁壁の地盤反力

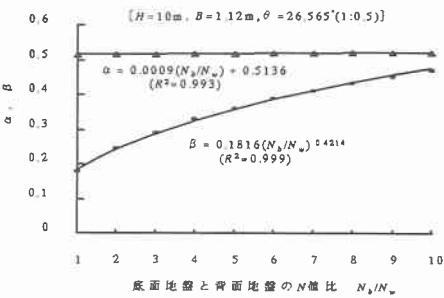


図-4 底面と背面地盤の N 値の影響

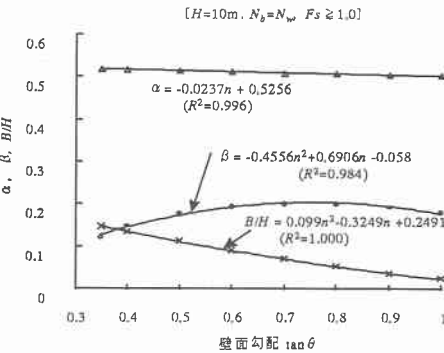


図-5 壁面勾配の影響

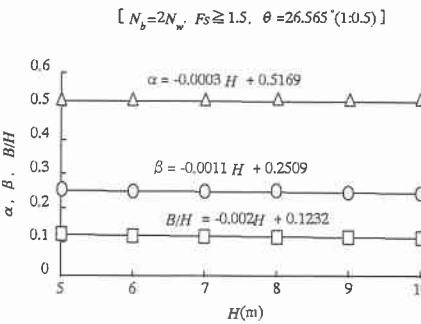


図-6 擁壁高さの影響

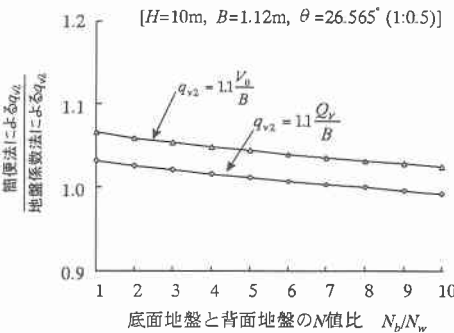


図-7 簡便法と変位法の解析結果の比較