

もたれ式擁壁の新しい設計法 (その1)

(株) 第一コンサルタンツ ○右城 猛
矢野 光明

1. はじめに

もたれ式擁壁は、基礎地盤と壁背面の裏込め土に支持されてはじめて安定を保つ構造となっており、¹⁾²⁾基礎地盤のみに支持されて安定を保つことのできる自立式擁壁とは支持形態、変形モードが基本的に異なる。しかしながら、もたれ式擁壁の設計法としては確立されたものがなく、もっぱら自立式擁壁の設計法 (以後、慣用法と呼ぶ) を準用しているのが実状である。³⁾⁴⁾

本論文は、もたれ式擁壁の設計に慣用法を適用した場合の問題点について考察するとともに、もたれ式擁壁の新しい設計法を提案するものである。

2. もたれ式擁壁に慣用法を適用した場合の問題点

周知のように、通常規模 (8m 程度以下) の自立式擁壁の設計では、荷重として自重と壁面の主動土圧を考慮し⁵⁾、これらの荷重に対して、力のつり合い条件を満足する鉛直方向と水平方向の地盤反力が擁壁の底面に発生するものと考えている。そして、擁壁の安定性は、(1)~(3)式⁶⁾によって判定する方法が慣例的に行われている。

いま、簡単な問題として、図-1 に示すような壁厚一定のもたれ式擁壁について考えると、(1)、(2) 式は (4)、(5) 式のように書き改められ

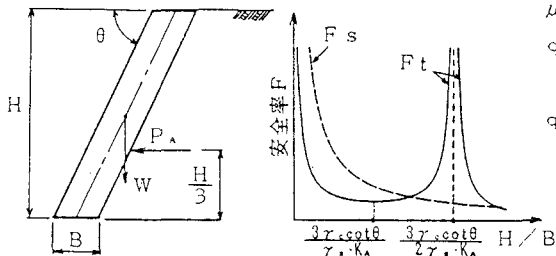


図-1 もたれ式擁壁の形状
図-2 慣用法によるもたれ式擁壁の安全率

$$\text{転倒に対して} \quad F_t = \frac{B}{2|e|} \geq 3.0 \quad \dots\dots(1)$$

$$\text{滑動に対して} \quad F_s = \frac{Q_v}{Q_H} \mu \geq 1.5 \quad \dots\dots(2)$$

$$\text{支持力に対して} \quad F_d = \frac{q_d}{\max(q_{v1}, q_{v2})} \geq 3.0 \quad \dots\dots(3)$$

ここに、

B : 擁壁の底面幅

e : 荷重の合力の偏心量

Q_v (Q_H) : 鉛直 (水平) 方向の地盤反力

μ : 底面と支持地盤との摩擦係数

q_{v1} (q_{v2}) : つま先 (かかと) 位置での鉛直方向の地盤反力度

q_d : 支持地盤の極限支持力度

$$F_t = \frac{1}{|1/3(H/B)^2 \cdot (\gamma_s/\gamma_c)K_A - (H/B)\cot\theta|} \quad \dots\dots(4)$$

$$F_s = 2 \cdot \frac{B}{H} \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_s K_A} \cdot \mu \quad \dots\dots(5)$$

ここに、 K_A : 主動土圧係数

γ_s : 裏込め土の単位体積重量

γ_c : 擁壁コンクリートの単位体積重量

(4)、(5) 式を図示すると図-2 のようになり、転倒に対する安定性を慣用法で評価すると極めて不合理な結果になることが理解される。この原因は、壁面土圧を主動土圧と見なしたことに他ならない。そもそも壁面土圧は裏込め土のひずみ、すなわち壁の変位と密接に関係しているものであるから主動土圧による回転モーメントに比べて自重による回転モーメントが卓越し、擁壁が後方へ変位するようなもたれ式擁壁においては、壁の変位に対応した土圧を壁面に作用させた設計を行うべきである。“もたれ式擁壁の設計では、自重と主動土圧の合力の作用位置が底面の中央 1/3 を前方へはずれないことを確認することが大切であり、後方へはずれる場合は、壁体の安定性に関してあまり問題とならない。”とする意見⁷⁾もあるが、この考え

方については甚だ疑問を感じる。壁体が後方へ回転しようとするれば、背後の裏込め土で支持されるので転倒に対しては安全といえるが、裏込め土で支持されるということは壁面に主働土圧より大きい土圧が作用することを意味するわけであるから、当然、水平方向の地盤反力は主働土圧以上となり、後方への回転モーメントが大きくなるに伴い滑動に対する安全率は低下することになる。

3. もたれ式擁壁の新しい設計法（簡便法）

壁面に作用させた主働土圧による回転モーメントに比べて自重による回転モーメントが卓越する場合、すなわち、荷重の合力が擁壁底面の中心より後方に位置する場合には、擁壁は、図-3のような変形モードを示すと考えられる。その結果、壁面には主働塑性場と受働塑性場および主働から受働への変移場が現われ、土圧分布は図-4のようになることが想定される。ところが、基礎地盤の変形係数が裏込め土の変形係数に比べて非常に大きいと見なせば、擁壁底面での水平変位および鉛直変位は無視され、回転変位のみ考慮すれば良い。また、一般に裏込め土には、ある程度の粘着力が見込まれるので、受働塑性場はほとんど生じないと考えられる。このため、土圧分布は、図-5のように仮定したとしても実用上の問題は少ないと思われる。そうすると、壁面土圧および地盤反力は単に力のつり合い条件のみから求めることができ、(6)式のように表される。

$$\left. \begin{aligned} P_E &= \frac{3M_0 - 2B \cdot V_0}{2L + B \cos \theta} \\ Q_v &= V_0 - P_E \cdot \cos \theta \\ Q_H &= H_0 + P_E \cdot \sin \theta \end{aligned} \right\} \dots\dots (6)$$

ここに、

P_E : 主働土圧力 (P_A) を除いた壁面土圧

Q_v : 鉛直方向地盤反力

Q_H : 水平方向地盤反力

V_0 : 主働土圧の鉛直成分と自重との和

H_0 : 主働土圧の水平成分

M_0 : 主働土圧と自重によるつま先でのモーメントの和

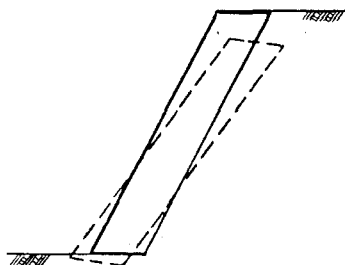


図-3 もたれ式擁壁の変形モード

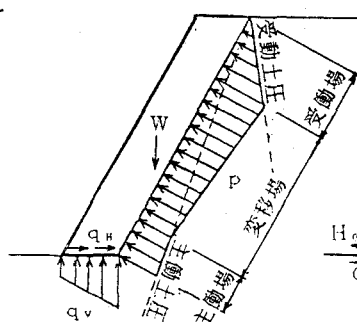


図-4 想定される土圧、地盤反力分布

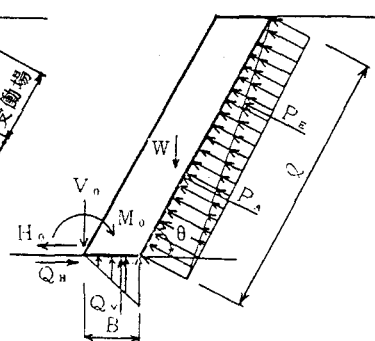


図-5 簡便法による土圧、地盤反力分布の仮定

4. あとがき

実務的立場から大胆な仮定のもとに、もたれ式擁壁の壁面土圧および地盤反力を算定する簡便法を提案した。今後は室内実験、FEM解析などによって提案式の妥当性について検証してゆきたい。

<参考文献>

- 1), 3) 久染勝行: 最近の擁壁, 土留工法, 土木技術, 1980, vol. 35, No. 6, P. 35
- 2) 工藤真之助: 擁壁の設計法における問題点とその考え方, 土木技術, 1984, vol. 39, No. 2, P. 42
- 4) 高倉正人: もたれ式・ブロック積擁壁の設計法と解説, 現代理工学出版, 1982, 5
- 5), 6) 日本道路協会: 道路土工—擁壁・カルバート・仮設構造物工指針, 1987, 5
- 7) 山村和也: 擁壁, 土留工の最近の問題点と課題, 土木技術, 1980, vol. 35, No. 6, P. 35