

斜面先 L 型土留擁壁の設計上の問題点

広島工業大学 正会員 ○ 吉國 洋  
水野工学研究所 正会員 酒井哲雄  
水野工学研究所 正会員 中野正之  
(株)岡田組 矢田陽一

1) はじめに

古来より柔性土留壁としての石積擁壁があったけれど大きな支保高に対する本擁壁は土留壁としては、L型、逆T型の剛性土留壁がある。その設計方法も確立されていて、今日までの施工実績も多い。しかし、近年、柔性土留壁の一種であるテールアルメ壁工法に代表される補強土留工法が実績を伸ばしている。

剛性土留壁は設計原理として、土留壁の水平変位と裏込土砂のひずみを許さないのに対し、柔性土留壁はある程度の壁体の水平変位と裏込土砂のひずみを許している。この違いは、この両者の工費に大きな影響を与える。図1に見られるように特に背面地盤に傾斜がある場合、剛性土留壁は柔性土留壁にほとんど太刀打ちできない。現代、ほとんどの場合は、工費の比較で工法の採択が行われているが、両者が質的に同等であるのか、特に、擁壁の内包する安全性は同等なのか、問題は大きい。本研究では、両工法の工費の解離が大きくなる支保高10mで裏盛土の勾配を水平から2割の場合についてL型擁壁の安定性を検討した。

2) L型擁壁の安定検討

本検討は「道路土工 擁壁・カルバート・仮設構造物工 指針 (社)日本道路協会 昭和62年5月」に準拠し、底板の長さBを10cmピッチで変化させ、各背面土砂勾配について許容値および安全率を確保する最小のBを求める。

ここでは、背面土砂勾配が1:1.8( $\beta$  29.054°)についてのみ検討した結果を表示した。

設計条件

- 構造形式 L型擁壁
- 基礎形式 直接基礎
- 背面土砂の内部摩擦角  $\phi=30^\circ$
- 単位体積重量
  - 躯体(鉄筋コンクリート) 2.500 tf/m<sup>3</sup>
  - 背面土砂 1.900 tf/m<sup>3</sup>
- 設計水平震度
  - 躯体 0.15
  - 土砂 0.15
- 許容値および安全率
- 安定照査における仮想背面 土-土
- 滑動照査における底板と基礎地盤の摩擦係数 0.60
- 底板と基礎地盤間の粘着力 0.0tf/m<sup>2</sup>

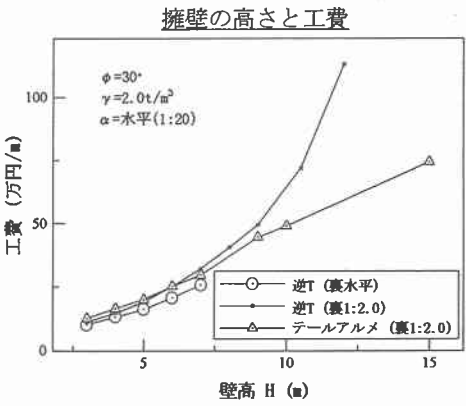


図1 擁壁高と費用関係図

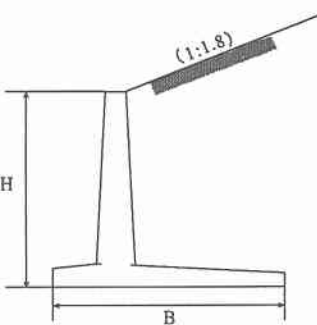


図2 L型擁壁

表 1 背面土砂勾配 1:1.8 ( $\beta = 29.054^\circ$ ) 安全率一覧表

| 照査項目                        |            | B     |       |       |       |       |       |       |
|-----------------------------|------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
|                             |            | 8.0m  | 9.0m  | 10.0m | 11.0m | 12.0m | 13.0m | 14.0m |
| 偏心量                         | 常時 B/6>    | 0.727 | 0.499 | 0.285 | 0.079 | 0.120 | 0.314 | 0.505 |
|                             | 地震時 b/3.>  | 1.378 | 1.177 | 0.987 | 0.805 | 0.628 | 0.455 | 0.286 |
| 滑動                          | 常時 1.5>    | 1.20  | 1.26  | 1.32  | 1.37  | 1.42  | 1.47  | 1.51  |
|                             | 地震時 1.2.>  | 0.99  | 1.02  | 1.06  | 1.09  | 1.12  | 1.14  | 1.17  |
| 地盤反力<br>(t/m <sup>2</sup> ) | 常時 30.0>   | 44.29 | 38.01 | 33.34 | 29.75 | 30.33 | 32.93 | 35.21 |
|                             | 地震時 45.0.> | 58.31 | 50.90 | 45.35 | 41.03 | 37.60 | 31.81 | 32.49 |

L型擁壁は背面土砂勾配が 1:1.8 の場合、表 1 に見られるように転倒(偏心量)に対しては安定であるが、滑動に対しては底板幅Bをいくら大きくしても安全率が確保できないし(図 3 に示す) 地盤反力度については図 4 に示すようにBが小さい時、底板の前側で、Bが大きい時、底板の後ろ側で許容値を超える。結果として、滑動と地盤反力度に対する二つの安定基準を同時に満足するL型擁壁を背面勾配 1:1.8 に対して採用できない。この結論には論理的矛盾がある。すなわち、内部摩擦角  $\phi = 30^\circ$  で勾配 1:1.8( $\beta = 29.054^\circ$ )の斜面はそれ自体本来安定である。斜面先にL型擁壁を設けるとそれがどんな擁壁であっても安定を失う。

このような結論が得られるのは現行のL型擁壁の設計法が過大設計で、小規模設計では矛盾が表面化しなかっただけであり、L型擁壁の設計法の見直しが必要である。

### 3)あとがき

剛性土留擁壁は大らかな時代に設計法が確立された。

その中には極めて大きな安全率が見込まれている。その設計法が今日そのまま踏襲され、限界設計に近い性質をもつ、柔性土留壁に対抗できない状況にあり、剛性土留壁全体の設計法の見直しが求められている。設計法の問題の根源は図 5 に示す、底板後尾に立てる仮想背面にあると考えている。

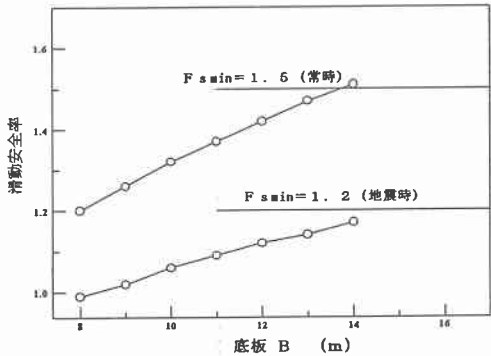


図 3 滑動安全率

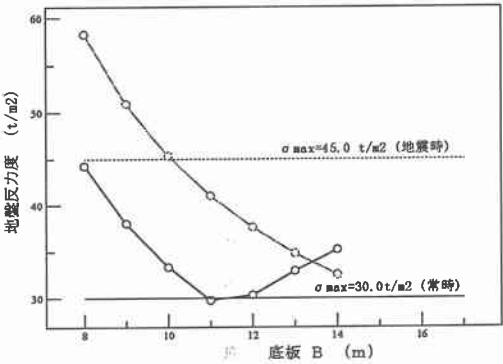


図 4 地盤反力度

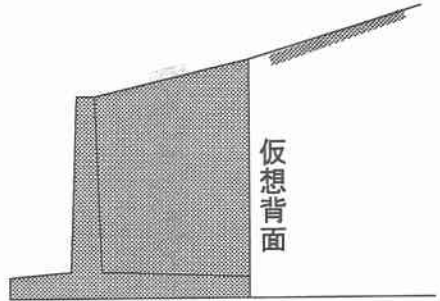


図 5 L型擁壁の設計法