

III-A 200

軽量裏込め土による地震時土圧の軽減効果について

運輸省港湾技術研究所 正 土田 孝 正〇樋田和徳  
 (財)沿岸開発技術研究センター 正 竹内大輔

1. はじめに

阪神淡路大震災では岸壁や護岸など沿岸部の抗土圧構造物が大きな被害を受けた。これらの構造物の耐震性能を向上させる方法として、裏込め土を軽量土で置き換え地震時土圧を軽減することが考えられる。現在の港湾の技術基準では土圧の算定には物部・岡部式が用いられているが、平行に堆積した地盤を対象とした物部・岡部式では軽量土を用いた多様な裏込めのパターンに対応した土圧を算定することが困難であった。筆者らは、壁体の背後に直線すべり面を仮定して土楔の力のつり合いを分割法によって計算する地震時土圧算定プログラムを作成している。本報告は岸壁等の背後を軽量土で置き換えたときの土圧低減効果について検討したものである。

2. 分割法による土圧算定式<sup>1), 2)</sup>

高さHの鉛直壁の背後の土圧（静水圧は含まない）を分割法で計算した。図1において1つの分割片を考える。各パラメータの意味は次の通りである。

- $W_i$  : 分割片の全重量  $l_i$  : 分割片のスべり面長さ
- $W_i'$  : 分割片の有効重量（浮力を引いた値）
- $T_i$  : すべり面のせん断力  $N_i$  : すべり面の鉛直力
- $V_i$  : 分割片右側の鉛直力  $E_i$  : 分割片右側の水平力
- $k$  : 水平震度  $c, \phi$  : 粘着力と摩擦角
- $P$  : 壁面土圧、 $\omega$  は壁面の摩擦角

力の釣り合い式をたて、斜面安定問題の簡易ビショップ法の場合と同様に $\Delta V_i = 0$ 、壁面摩擦角を0とすると、土圧Pに関する次式が得られる。

$$P = \sum \left( W_i k + \frac{-c \cdot l_i' \sec \alpha + W_i' \cdot (\tan \alpha - \tan \phi)}{1 + \tan \alpha \cdot \tan \phi} \right) \quad (1)$$

(1)式を用いることによって想定したすべり面における土圧が計算できる。

実際の計算では、図1においてA点を通過する直線すべり面をまず仮定し、 $\alpha$ を $0.1^\circ$ きざみで変化させてPを計算しその最大値を主動土圧、そのときの角度 $\alpha$ を崩壊角とする。なお、軽量地盤材料の粘着力が大きい場合、軽量土の内部を通過するすべり面を仮定した土圧よりも、図2に示すタイプBのように軽量地盤材料と原地盤との境界をすべり面とする土圧が大きくなる。このような場合は計算されたより大きな土圧を主動土圧とした。

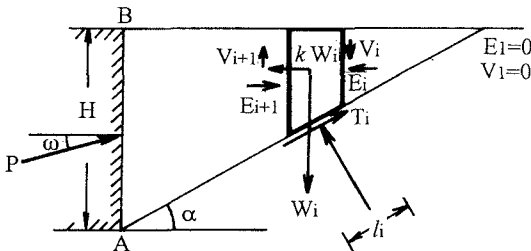
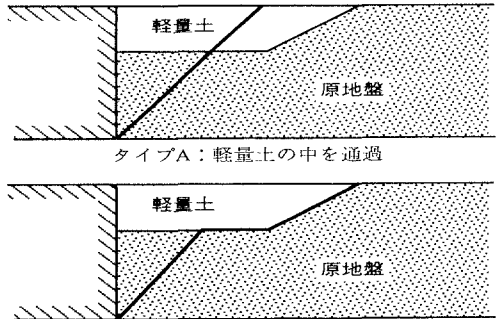


図1 分割片に作用する力



タイプA：軽量土の中を通過  
 タイプB：軽量土と原地盤の中を通過  
 図2 想定したすべり面

直線すべりを想定することの妥当性を確認するため、背後に軽量土を用いたケーソン岸壁について縮尺1/10の振動台模型実験を実施した。写真1は、250galの加震でケーソンが全面に動いたときに背後に発生したすべりの状況であるが、ほぼ直線的なすべり面が観察されている。また、軽量土の幅が大きくなり加速度が増加すると図2のタイプBのようなすべりが実験においても観察された。

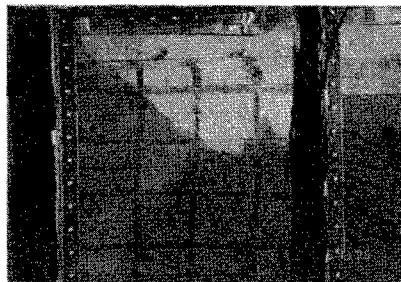
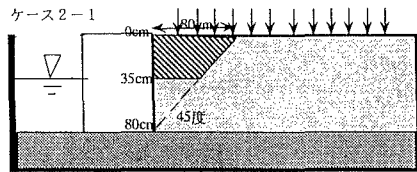


写真1 振動台模型実験において観察されたすべり面

3. 計算例

水深が5m、10m、15mのケーソン式岸壁を例にとつて、図3のように軽量土を背後に使用した場合（断面A、B、C）の土圧低減効果を計算した。軽量土としては筆者らが開発している気泡混合処理土と発泡ビーズ混合処理土を対象として、次のような条件を設定した<sup>3),4)</sup>。

- 単位体積重量：1.1(残留水位以上), 1.2(残留水位以下)
- 強度：粘着力5.0t/m<sup>2</sup>、φ=0°
- 砂地盤との摩擦係数：0.5

各断面の上部の軽量土の幅しを変化させることにより、軽量土面積Sと主働土圧P、崩壊角αの関係を求めた。図4はA断面におけるLとPの関係である。軽量化される範囲が大きくなるとともに崩壊角が減少し最終的にはタイプBのすべり面が最大土圧を与えるようになる。図5は震度0.2の場合において、軽量土と砂地盤との摩擦係数fが土圧に及ぼす影響を示した。fが小さくなるとタイプBのすべりが支配的になり土圧が増大する。軽量土の面積が大きくなると、fを増加させる（軽量土と原地盤の一体性を増加させる）ことが設計・施工上の課題となる。

A、B、Cの各断面について計算された土圧を軽量土を使用しない場合の土圧で正規化した土圧p\*と、軽量土の面積Sをケーソンの高さHで正規化したパラメータS/H<sup>2</sup>との関係を図6に示した（震度0.2の場合）。図のように両者には断面の種類によらず一定の関係があり、ほぼ次式で表される。

$$p^* = 1 - 0.5 (S/H^2)^{0.7} \quad (2)$$

土圧を70%に低減する場合S/H<sup>2</sup>≒0.5、50%に低減する場合はS/H<sup>2</sup>≒1.0となるので、ケーソンの規模によって必要な軽量土の面積が決定される。

4. まとめ

岸壁等の背後を軽量土で置き換えたときの土圧低減効果について検討し、必要な軽量土の面積を略算する式を提案した。

参考文献

- 1) 山口柏樹(1984)：土質力学（全改訂），技報堂出版，pp. 204-211, pp. 231-236.
- 2) 土田孝他(1996)：分割法による地震時土圧の算定と軽量裏込め材料への適用，第31回地盤工学会。
- 3) 奥村樹郎他(1994)：港湾空港建設事業における軽量混合地盤材料の用途と課題，第29回土質工学会。
- 4) 土田孝他(1995)：岸壁の裏込め材として打設された軽量地盤材料の力学特性，第30回土質工学会。

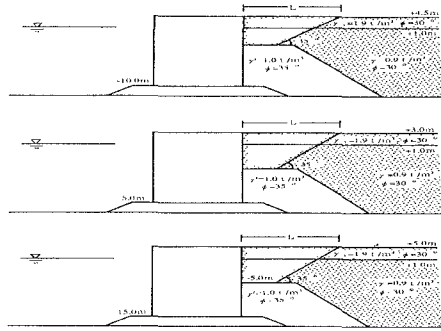


図3 計算で想定した断面

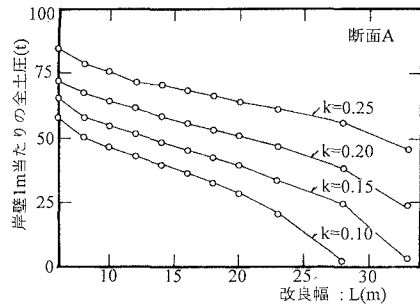


図4 軽量土面積と全土圧、崩壊角の関係（断面A）

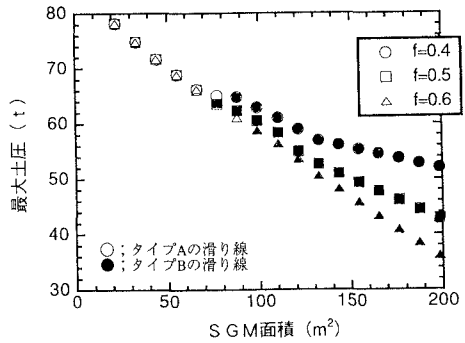


図5 摩擦係数fの影響（断面A）

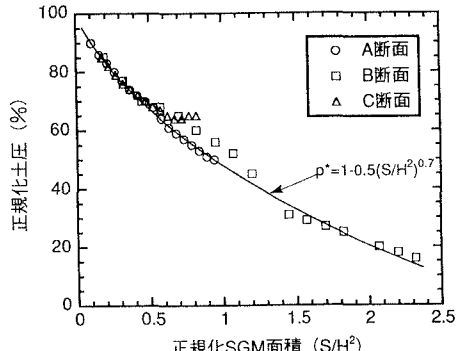


図6 軽量化面積と土圧低減率の関係