

分割法による地震時土圧の計算法とその適用性 について

土田孝¹・渡部要一¹・佐藤孝夫²・今村眞一郎³・山村和弘⁴

¹正会員 工博 独立行政法人港湾空港技術研究所地盤・構造部 (〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1)

²正会員 工修 国土交通省航空局 (〒100-8989 東京都千代田区霞ヶ関2-1-3)

³正会員 工修 西松建設(株)技術研究所 (〒243-0303 神奈川県愛甲郡愛川町中津字桜台4054)

⁴正会員 東亜建設工業(株) (〒102-8451 東京都千代田区四番町5)

分割法を用いて壁体の地震時土圧を計算する式を誘導し、背後を軽量混合処理土で置き換えた場合に、複数のすべりモードに対するすべり線を想定して土圧を計算し、その中の最大値を計算土圧とする考え方を提案した。重力式岸壁の遠心模型振動台実験を行い、分割法による土圧の計算値との比較を行った。観測された背後地盤の破壊モードは提案法とよく類似し、計測された土圧最大値の分布と土圧合力最大値は、計算値と比較的よく一致した。しかし、実験における最大土圧はケーソンが受働状態のときに計測されており、分割法が想定する主働時の実測土圧は計算値より小さかった。

Key Words : earth pressure, earthquake, quay wall, lightweight soil, centrifuge model test

1. はじめに

岸壁や護岸など沿岸部の抗土圧構造物の耐震性能を向上させるため、背後の土の一部を単位体積重量が $10\text{kN/m}^3 \sim 12\text{kN/m}^3$ の軽量混合処理土で置換え、地震時土圧を軽減する工法が採用されている¹⁾。軽量混合処理土は、加水してスラリー化した粘性土に気泡あるいは発泡ビースと固化材を混合した材料であるが、土圧軽減策として設計するには、必要最小限の置換え範囲を求める必要がある。しかし、現行の設計基準に採用されている物部・岡部による地震時土圧算定式²⁾は、土性が一様な地盤あるいは平行に堆積した地盤を対象としているため、軽量混合処理土を用いることによって壁体背後が複雑な土層構成となったときの土圧を算定することは困難である。

筆者らは壁体背後に複数の直線からなるすべり面を仮定し、土楔に働く力のつり合いを分割法を用いて計算する方法を提案している。本報告では、分割法による一般的な土圧計算式について説明し、現行の土圧算定式との関連性を示すとともに、模型振動台実験により算定式の妥当性を検討する。

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 : 分割片のすべり面長さ

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, δ : 壁面摩擦角

鉛直方向と水平方向の力のつり合いは、それぞれ次式で表される³⁾。

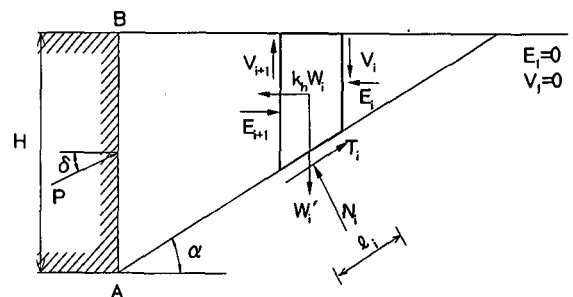


図-1 鉛直壁背後の土楔と分割片

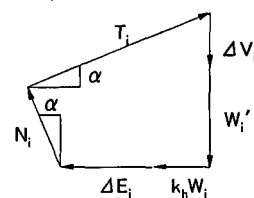


図-2 分割片に作用する力の釣り合い

2. 分割法による土圧算定式

図-1 に示すような高さ H の鉛直壁に働く土圧について、直線すべりを仮定し、その土楔を分割片に分けて1つの分割片における力のつり合い式を求める。このときの力のつり合いは図-2 のようになる。

$$W_i' + \Delta V_i = T_i \sin \alpha_i + N_i \cos \alpha_i \quad (1)$$

$$W_i k + \Delta E_i = T_i \cos \alpha_i - N_i \sin \alpha_i \quad (2)$$

ここに,

$$\Delta V_i = V_i - V_{i+1}, \quad \Delta E_i = E_i - E_{i+1}$$

である。(1),(2)両式より N_i を消去すると,

$$T_i = (W_i' + \Delta V_i) \sin \alpha_i + (W_i k + \Delta E_i) \cos \alpha_i \quad (3)$$

となる。また、安全率を F_s とし、各分割片のすべり面における粘着力と摩擦角をそれぞれ c_i , ϕ_i とすると、分割片ごとに次式が成り立つ。

$$T_i = (c_i l_i + N_i \tan \phi_i) / F_s \quad (4)$$

(1)式,(4)式より, N_i を消去すると

$$T_i = \frac{c_i l_i + (W_i' + \Delta V_i) \sec \alpha_i \tan \phi_i}{F_s (1 + \tan \phi_i \tan \alpha_i / F_s)} \quad (5)$$

となる。(5)式は斜面安定問題における Bishop 式である。土圧の問題では崩壊時を考えるので安全率 F_s を 1 とし、(3)式と(5)式を用いて T_i を消去すると、分割片間の水平力 ΔE_i に関する次式が得られる。

$$\Delta E_i = \frac{c_i l_i \sec \alpha_i + (W_i' + \Delta V_i)(\tan \phi_i - \tan \alpha_i)}{1 + \tan \phi_i \tan \alpha_i} - W_i k \quad (6)$$

次に、土楔全体の水平方向の力のつり合いの式は次のようになる ($E_1=0$)。

$$-E_{n+1} = -P \cos \delta \quad (7)$$

ここに、 P は壁面土圧の反力、 δ は壁面の摩擦角であり $P \cos \delta$ は土圧反力の水平成分である。

一般に、分割法を用いるときは静定化のため各分割片間の力に関する仮定を設ける必要がある。ここでは、分割片間の力の合力の方向が土圧合力の方向と平行であるという条件を用いることとする。すなわち、すべての分割片において水平力 E_i と鉛直力 V_i に次式のような関係を仮定する⁴⁾。

$$V_i = E_i \tan \delta \quad (8)$$

この仮定を用いると、土楔全体の鉛直方向の力のつり合いも満足される。また、後に述べるように、均一な砂質土地盤では、現行の物部・岡部の地震時土圧式と同等の土圧が分割法によって算定できる。

(6)式,(8)式を(7)式に代入すると、土圧の水平成分に関する次式が得られる⁴⁾。

$$P \cos \delta = \sum_{i=1}^n \frac{W_i k + \{-c_i l_i \sec \alpha_i + W_i (\tan \alpha_i - \tan \phi_i)\} / A_i}{1 + (\tan \alpha_i - \tan \phi_i) \tan \phi_i / A_i} \quad (9)$$

$$\text{ここに, } A_i = 1 + \tan \phi_i \tan \alpha_i$$

(9)式は分割法によって土圧を計算する一般式であり、任意の土層構成において図-1の壁体下端を通る直線すべり面を仮定したときの土圧が計算できる。実際の計算では、壁体下端を通る直線すべりの角度 α を仮定し、 α を 0.1° きざみで変化させて各すべり面に対する土圧 P を計算する。クーロン土圧と同様に主働土圧は P の最大値であり、そのときの角度 α が崩壊角である。

(9)式で求められる土圧は壁体に作用する全土圧であるが、壁体の下端の位置が変化するとき上部で土圧の再分配が起きないと仮定すると、図-3のように、壁体の各々の深さで最大土圧を算定することにより土圧分布を求めることができる。たとえば、深度 d_j , d_{j+1} を壁体下端とするときの全土圧をそれぞれ P_j , P_{j+1} とすると、 d_j , d_{j+1} の間の平均土圧 p_j は次式で計算される。

$$p_j = \frac{P_{j+1} - P_j}{d_{j+1} - d_j} \quad (10)$$

d_j と d_{j+1} の間隔を小さく設定すれば、(10)式によって壁体全面の土圧分布を求めることができる。

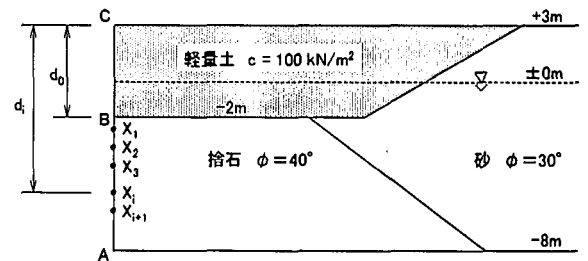


図-3 土圧分布の求め方

筆者らは、港湾の施設の技術上の基準による式(港湾基準式)、道路橋示方書の式による地震時土圧の計算値と、分割法による計算値との比較を行っている⁴⁾。これによると、均一な砂質土層では分割法による土圧分布は港湾基準式、道路橋式の土圧分布と一致した。また、均一な粘性土層の場合は、引張が発生する深度まで粘性土層内に鉛直クラックが発生する仮定すれば、分割法による土圧は港湾基準式による土圧とほぼ一致した。しかし、道路橋示方書式の場合は粘土地盤の地震時土圧が設計震度によらず常時の土圧とほぼ同じに算定されるので、港湾基準式および分割法の土圧と一致しなかった。

軽量混合処理土によって壁体の背後を置き換える場合、施工しやすさから考えると、図-3に示すような逆台形の形状がもっとも現実的である。このような地盤において地震時慣性力が作用したときのすべりのモードとしては以下の4つ(図-4に示す)の場合が考えられる。

モード 0：裏込め全体にわたりすべり面が一本の直線で表され，処理土を通過しない。

モード 1：裏込め全体にわたりすべり面が一本の直線で表され，すべり面が砂層と固化処理土層を通過する。

モード 2：処理土の下端までクラックが発生する。

モード 3：処理土の背後と処理土と砂層との境界面とを通過する。

分割法による土圧算定においてはまず壁体の下点を通るすべり線の角度 α を 20° から 70° の範囲において 0.1° 刻みで変化させ，それぞれのすべり線について上記の4つのすべり破壊モードについて土圧を算定し，計算される最大の土圧をその深度における地震時土圧とした。

4. 遠心模型振動台実験による検討^{5),6)}

(1) 実験条件と方法

背後に軽量混合処理土を用いたケーソン岸壁について遠心場において模型振動台実験を実施し，分割法による土圧と実験値との比較を行った。

実験は幅 600mm，高さ 500mm，奥行き 200mm（内寸法）の鋼製剛性容器を用いて，50g の遠心加速度場で実施した。図-5 はケーソン岸壁の模型と実験条件であるが，スケールは実物に換算して示している。ケーソンは高さ 10m，幅 7m，単位体積重量 22kN/m^3 で水位はケーソン天端から 2m 下である。基盤層と背後地盤は珪砂(6号, 相対密度 98%)と豊浦砂(相対密度 80%)で作成した。軽量混合処理土は，熊本港粘土（液性限界 86%）に気泡とセメントを混合して固化したもので（材齢 7日），単位体積重量 11kN/m^3 ，一軸圧縮強度 $120 \pm 8\text{kN/m}^2$ である。

ケーソン背後に置いた軽量混合処理土の改良幅により，未改良(Case1)，改良幅 5m(Case2)，改良幅 10m(Case3)の計 3 ケースの模型地盤に対して，100Gal，200Gal，300Gal のステップで 2Hz の正弦波を 20 波加振した。なお，本実験では間隙流体に水を用いたので，間隙水圧の消散は実現象より 50 倍早く，加振中の間隙水圧の上昇はほとんどなかった。

(2) ケーソン背後地盤の破壊モード

図-6 は初期状態から 300gal 加振後までの背後地盤の変位ベクトルである。未改良の Case1 では主働崩壊面が現れており，軽量混合処理土で改良した Case2，Case3 では，ケーソンの背後と軽量混合処理土の背後の地盤が主働崩壊している。図-4 と比べると，Case2 がモード 0，Case3 はモード 3 の破壊パターンに類似している。

(3) 計測された土圧と計算値の比較

ケーソンに深さ方向に 6 個の圧力計を設置し，振動中の土圧を測定した。ここではケーソンや周辺地盤の応答波形が安定して現れる 5 波目の挙動における計測値を用い，ケーソン背後の土圧分布について，

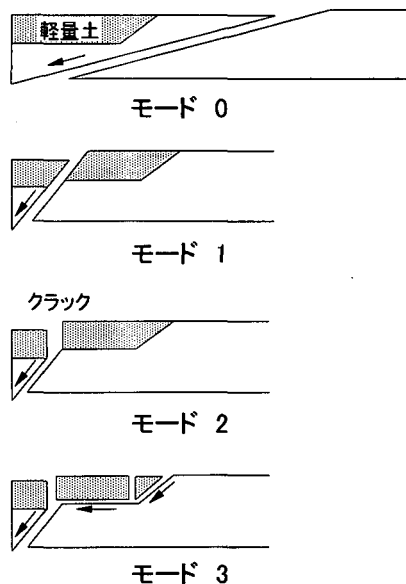


図-4 4つの破壊モード

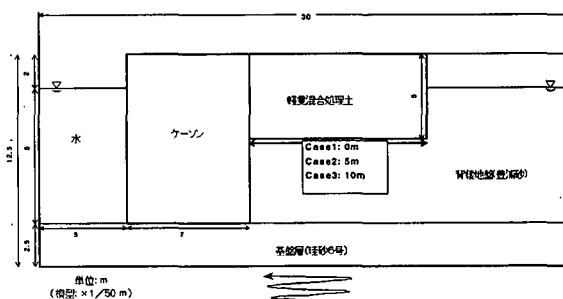


図-5 振動台実験における岸壁の模型と実験条件

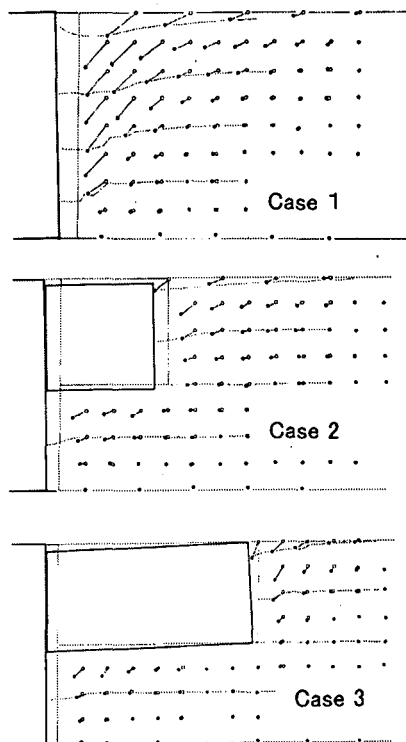


図-6 各ケースにおける地盤内の変形と破壊モード

分割法による計算土圧と静水圧の和から求めた計算全土圧と比較して図-7に示した。なお、計算では豊浦砂の内部摩擦角を 44° 、軽量混合処理土のせん断強度と豊浦砂との摩擦係数をそれぞれ 70kN/m^2 と 0.68 、ケーソンの壁面摩擦角を 15° としている。図をみると、分割法による計算値は加振中の全土圧最大値の分布をよく表しているといえる。図-8は計測された全土圧最大から静水圧分を差し引いて求めた地震時土圧合力と分割法による計算値の比較である。図のように入力加速度 200Gal 、 300Gal のときの実験結果は計算結果とよく一致した。

ところで、ここでは加振中に計測した土圧最大時で比較を行ったが、このときのケーソンの動きをみると海側ではなく陸側に変位しており、計測された土圧は、実は主働状態ではなく受働状態で発生したものであった⁶⁾。ケーソンが海側に変位する主働時の土圧の計測値は、図-7に示した計測土圧の範囲の最小値に近く、分割法による計算値よりもかなり小さかった。同様の結果は 1g 場での模型振動台実験⁷⁾でも観測されているが、これは主働時においてケーソンと背後地盤の位相がずれることが原因である⁸⁾。

以上の結果から、分割法による地震時土圧の計算法は、軽量混合処理土地盤で背後を置き換えた岸壁の土圧計算に適用できると考えられる。実験により観察された主働時の地震時土圧の特性を設計にいか反映していくかは今後の課題である。

5. 結論

- 1) 壁体の背後に直線で構成されるすべり線を仮定し、分割法を用いて地震時土圧を計算する方法を提案した。提案法では、壁体背後に軽量混合処理土がある場合、複数のモードに対するすべり線を想定して土圧を計算し、その中の最大値を計算土圧とする。また、計算深度を順次変化させることにより土圧分布が計算できる。
- 2) 軽量混合処理土で背後を置き換えた重力式岸壁について遠心模型振動台実験を行い、分割法による土圧の計算結果との比較を行った。観測された地盤の破壊モードは提案法とよく類似した。土圧の最大値に着目すると、計測された土圧分布と全土圧は計算値と比較的よく一致した。しかし、最大土圧はケーソンが受働状態のときに計測されており、分割法が想定する主働時の実測土圧は計算値より小さかった。

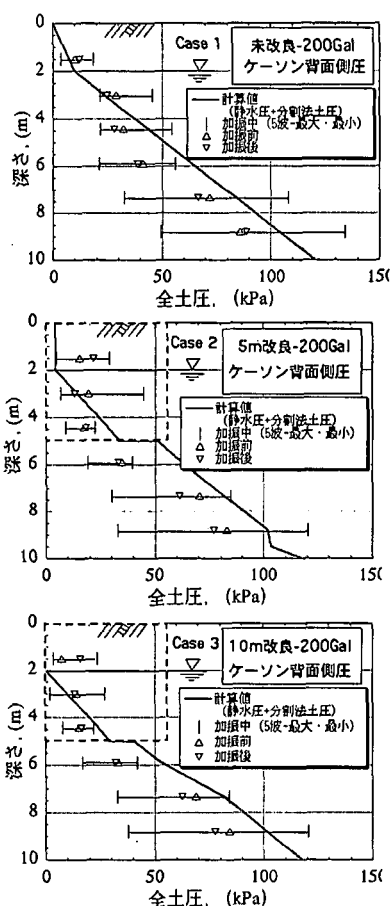


図-7 ケーソン背後の全土圧分布

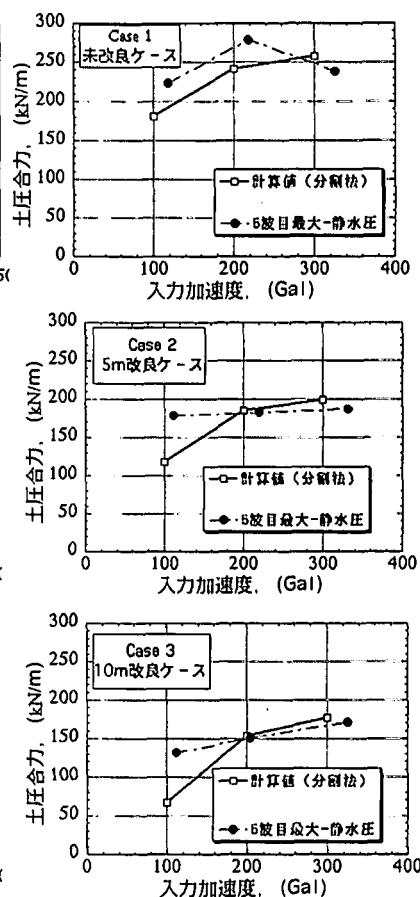


図-8 分割法土圧合力と実験結果の比較

参考文献

- 1) 輪湖建雄, 土田孝, 松永康男, 濱本晃一, 岸田隆夫, 深沢健: 軽量混合処理土工法の港湾施設への適用, 土木学会論文集, No.602, VI-40, pp.35-52, 1998.
- 2) 日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 第I部, 第2編設計条件, 第14章土圧及び水圧, pp.290~294, 1999.
- 3) 山口柏樹: 土質力学 (全改訂), 技報堂出版, pp.204-211, pp.231-236, 1984.
- 4) 土田孝, 菊池喜昭, 福原哲夫, 輪湖建雄, 山村和弘: 分割法による土圧算定法とその軽量地盤材料への適用, 港湾技研資料, No.924, 1999.
- 5) 佐藤孝夫, 渡部要一, 今村眞一郎, 土田孝, 箕作幸治, 新倉博: ケーソン式護岸背面に作用する軽量混合処理土地盤の地震時土圧, 第36回地盤工学研究発表会講演集, 2001.(投稿中)
- 6) 渡部要一, 土田孝, 佐藤孝夫, 今村眞一郎, 加藤繁幸: 裏込めに軽量混合処理土を用いたケーソン式岸壁の地震時安定性について, 第26回地震工学研究発表会, 土木学会, 2001.(投稿中)
- 7) 土田孝, 菊池喜昭, 山村和弘, 舟田邦雄, 輪湖建雄: 分割法による地震時土圧算定法と軽量混合処理土への適用, 地盤工学会論文報告集, Vol.41, No.3, pp., 2001.
- 8) Kohama, E., Miura, K., Yoshida, N., Ohtsuka, N. and Kurita, S.: Instability of gravity type quay wall induced by liquefaction of backfill during earthquake, *Soils and Foundations*, Vol.38, No.4, pp.71-83, 1998.