

擁壁の簡易動的変形解析に用いる基礎の支持力係数の簡易設定法

土木研究所 正会員 ○高橋 章浩
土木研究所 正会員 杉田 秀樹
土木研究所 正会員 松尾 修

1. はじめに

岡村・松尾¹⁾により提案されているマクロエレメント法による擁壁の地震時永久変位量予測法では、組み合わせ荷重を受ける基礎地盤の支持力特性の与え方が予測結果を大きく左右する。これまでに豊浦砂地盤での支持力実験結果^{たとえば2)}から、解析に用いる支持力曲面の各種パラメータの値が提案されているが、地盤材料が異なる場合、そのまま適用することは出来ない。本報では、駒田・亀甲³⁾が提案し、道路橋示方書で採用されている直接基礎の支持力算定法⁴⁾を用いた基礎地盤の支持力曲面パラメータ簡易決定法を示し、既往の遠心模型実験のシミュレーションを通じてその適用性を示す。

2. 支持力パラメータ決定法

Butterfield & Gottardi⁵⁾にならって支持力曲面を

$$F = \left(\frac{H}{\mu V_{\max}} \right)^2 + \left(\frac{M/B}{\psi V_{\max}} \right)^2 - 2C \left(\frac{H}{\mu V_{\max}} \right) \left(\frac{M/B}{\psi V_{\max}} \right) - \left(\frac{V}{V_{\max}} \right)^2 \left(1 - \frac{V}{V_{\max}} \right)^2 = 0$$

と与えることとし（計算では降伏曲面として用いる）、簡単のため $C=0$ と仮定する。定めるべきパラメータは μ （水平荷重に対する抵抗パラメータ）、 ψ （モーメントに対する抵抗パラメータ）、 $V_{\max}$ （鉛直極限支持力）の3つであるが、これらを駒田・亀甲の支持力式で決定することを考える。本予測法では擁壁の自重等によって常時擁壁底面に作用する鉛直荷重 V_i の大きさは、鉛直極限支持力 $V_{\max}$ に比べて小さく（せん断抵抗角や擁壁自重に依存するが概ね $V_{\max}$ の3～10%程度）、その地震動による変動も小さいことから、擁壁底面に作用する鉛直荷重が常時の値で一定のとき（ $V = V_i$ ）の、水平支持力（ $H_{\max}$, $M = 0$ ）と回転支持力（ $M_{\max}$, $H = 0$ ）を基礎地盤のせん断抵抗角を用いて駒田・亀甲の支持力式から求め、これらを満足するように支持力曲面のパラメータ（ μ と ψ ）を決定することを提案する。この方法により定めた支持力曲面の一例を図1に示す。これは後述する遠心模型実験（H09シリーズ）のもので、 $\alpha = V_i / V_{\max} = 0.0435$ で支持力曲面と駒田・亀甲の支持力式が一致するようにしてある（本報では寸法効果に関する係数は無視している）。

3. 遠心模型実験結果との比較

上記の方法によって求めた支持力パラメータ決定法の適用性を、既往の遠心模型実験のシミュレーションを通じて示す。対象は図2に示すような豊浦砂地盤上の重力式擁壁に対する遠心模型実験^{たとえば6)}で、実験条件を表1に示す。振動実験は30gの遠心加速度場で行い、段階的に入力地震動を大きくするステップ加振を行っている。擁壁に作用させる土圧には、松尾らの提案する動力学的考察に基づく地震時主働土圧⁷⁾を用いている。砂のせん断抵抗角は、基礎地盤の支持力算定には $\phi=40^\circ$ を、地震時主働土圧算定には $\phi_{\text{peak}}=45^\circ$, $\phi_{\text{res}}=35^\circ$ を用いた。表1には、計算に

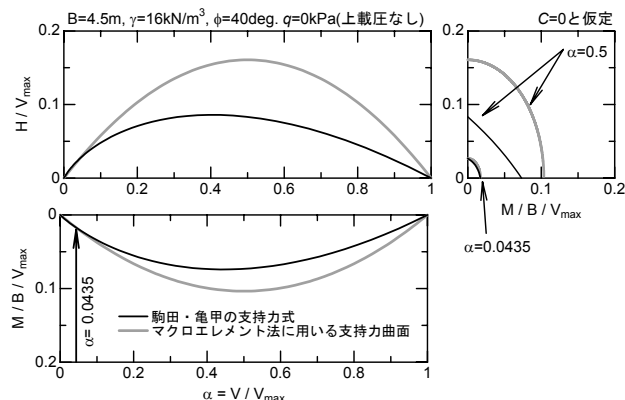


図1 支持力曲面の例 (B=4.5m, D=0m)

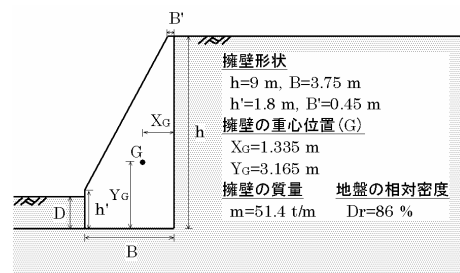


図2 模型擁壁概要 (H12シリーズ)

表1 模型実験条件と支持力パラメータ

ケース	B (m)	D/B	ψ	μ	入力地震動
H09-1	4.5	0.0	0.41	0.64	正弦波
H09-3					神戸波
H09-4					青森波
H09-6					正弦波
H12-2	3.75	0.2	0.44	0.68	
H12-5			0.50	0.88	
H12-3		0.4	0.55	0.96	

キーワード 擁壁, 変形予測, 地震時永久変形, 支持力

連絡先 〒305-0031 茨城県つくば市南原 1-6 土木研究所耐震研究グループ(振動) TEL 029-879-6771

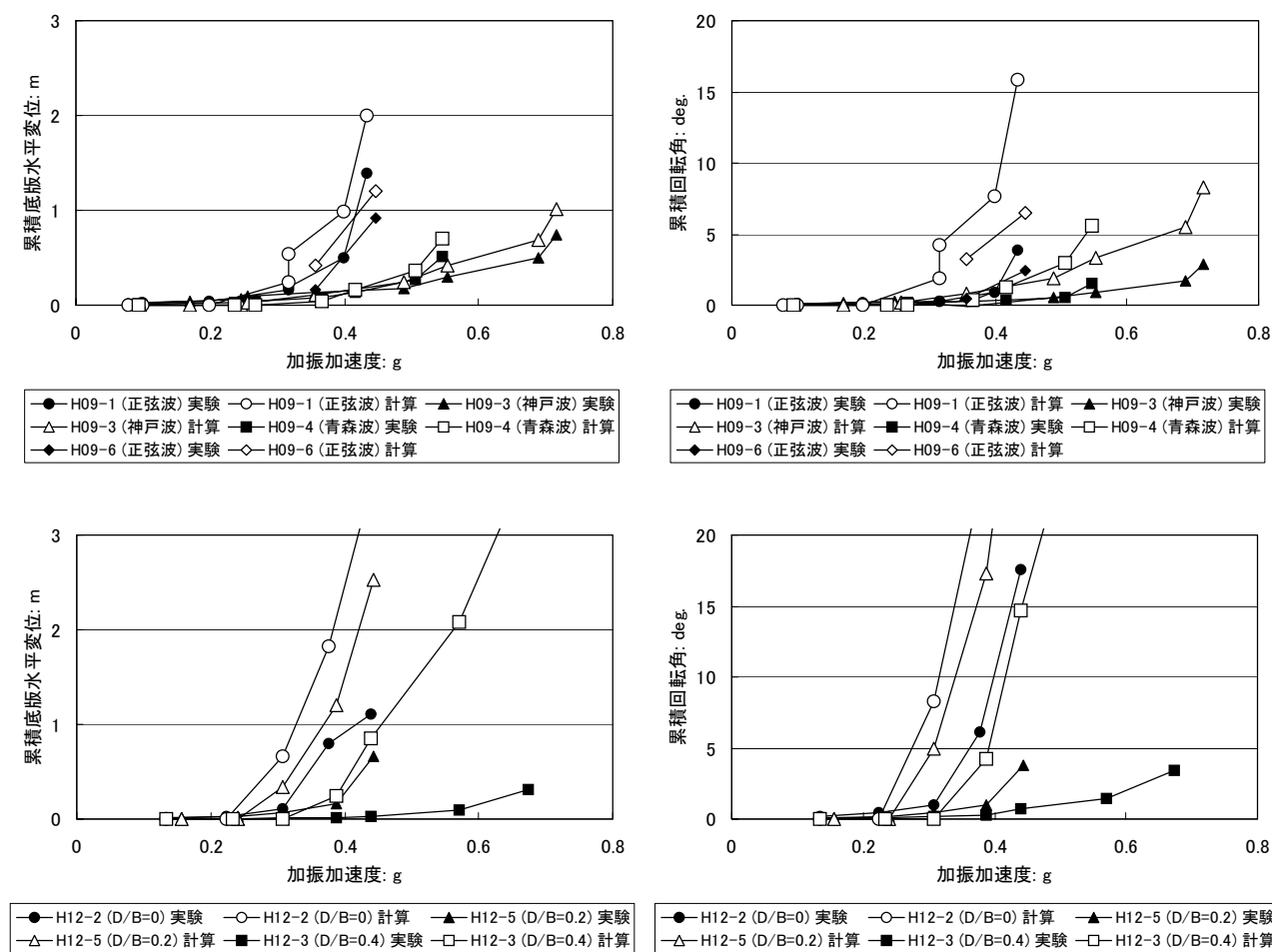


図3 加振加速度の増加に伴う擁壁底板位置での水平変位と擁壁回転角の変化

用いた支持力パラメータも示してある。既往の支持力試験結果から求められたもの⁸⁾と比べると、若干大きめの値となっているが、これは図1からもわかるように、支持力曲面 $F=0$ が支持力式全体とフィットするようにパラメータを決めたのではなく、応答解析に必要な部分で一致するように設定したためである（支持力曲面 $F=0$ が $V=V_{\max}/2$ 付近で支持力式より大きめになっているためである）。また、計算に用いる基礎地盤の塑性ポテンシャル曲面は、

$$G = F + \left(\frac{V}{V_{\max}} \right)^2 \left(1 - \frac{V}{V_{\max}} \right)^2 - C_1 \left(C_2 + \frac{V}{V_{\max}} \right)^2 \left(C_2 - \frac{V}{V_{\max}} \right)^2 = 0 \text{ と与えた } (C_1=0.44 \text{ とし, } C_2 \text{ は } G=0 \text{ のサイズ調整用パラメータ}).$$

計算により得られた加振加速度の増加に伴う擁壁底板位置での水平変位と擁壁回転角の変化を図3に示す。水平変位に着目すると、根入れがない場合（H09シリーズ）には、計算によって得られた水平変位は、実験のそれと比べて若干大きめであるものの、実験結果を再現できているといえるが、根入れのあるケース（H12シリーズ）では、計算値は実験値と比べて大きくなる結果となった。回転角については、根入れの有無にかかわらず、計算結果はかなり安全側（過大評価）となった。

このように、マクロエレメント法による擁壁の地震時永久変位量予測法に用いる支持力曲面のパラメータを基礎地盤のせん断抵抗角と既存の支持力式から設定した場合、安全側の地震時永久変位量が得られ、十分ではないものの根入れの効果が考慮できることが確認された。

参考文献

- 1) M.Okamura, & O.Matsuo, 2002. A displacement prediction method for retaining walls under seismic loading. Soils and Foundations, Vol.42, No.1, 131-138.
- 2) 齊藤・岡村・田村. 2002. 重力式擁壁の地震時変位量—基礎地盤の支持力特性—. 土木学会第57回年次講演会概要集, III-535, 1069-1070.
- 3) 駒田・亀甲. 1966. 偏心傾斜荷重に対する極限支持力計算法, 土木研究所資料, No.226.
- 4) 前田・駒田. 2002. 直接基礎の支持力. 基礎工, Vol.30, No.5, 34-37.
- 5) R.Butterfield & G.Gottardi. 1994. Seismic bearing capacity of soils. Géotechnique, Vol.43, No.1, 181-187.
- 6) 中村・齊藤・松尾. 2001. 重力式擁壁の地震時挙動とその予測法について—動的遠心模型実験(その6). 土木学会第56回年次講演会概要集, III-A120, 240-241.
- 7) 松尾・齊藤・岡村. 2001. 擁壁に作用する地震時主働土圧に関する考察および比較計算. 第26回地震工学研究発表会講演論文集, 729-732.
- 8) 齊藤・岡村・田村. 2002. 重力式擁壁の地震時変位量—擁壁の根入れ深さを考慮した地震時変位計算法の検証—. 土木学会第57回年次講演会概要集, III-536, 1071-1072.