

フーチング付き自立土留式擁壁の有効性検証

パシフィックコンサルタンツ(株) 正会員 ○中村 兵次
 パシフィックコンサルタンツ(株) 中村 桂久
 パシフィックコンサルタンツ(株) 館川 逸朗

1. はじめに

用地制約のある場合や近接施工など、通常のコンクリート擁壁の設置が困難な箇所に適用可能な擁壁として、フーチング付き自立土留式擁壁を考案した。自立土留式擁壁と一体化したフーチングを設け、土留擁壁根入れ部とフーチングとで協同して、擁壁背面から作用する土圧に抵抗する構造形式である。有限要素法解析により従来型自立土留式擁壁との挙動を比較し、その有効性を検証した。

2. フーチング付き自立土留式擁壁の考え方

フーチング設置により、以下の効果が発生する。

- (1) フーチングが擁壁全体の回転に対して抵抗する。
- (2) フーチング下面に地盤反力が作用することにより、土留め壁根入れ部の受働土圧が大きくなる。
- (3) 土留め壁根入れ部の曲げモーメントが減少する。

上記効果により、以下の優位性が得られる。

- (1) 土留め壁根入れ長の短小化、(2) 曲げモーメント減少による断面縮小、(3) 左記による経済性向上

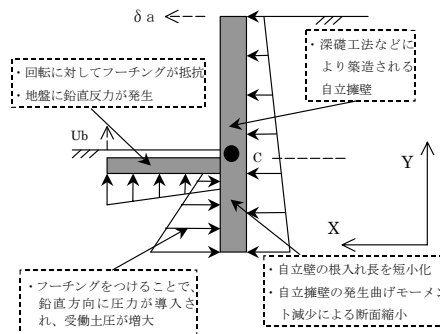


図1 フーチング付き自立土留め式擁壁概念図

3. 解析の条件・モデル

・解析手法：FEM 弾塑性解析(Drucker-Prager の破壊基準)

・解析ケース：図2に示す4CASE

・解析モデル：掘削面及び掘削背面は最終掘削面が一樣に連続するものとし、面要素(平面ひずみ)でモデル化、土留め壁とフーチングは梁部材とした。土留め・フーチングと地盤の間は引張力を考慮せず、ジョイント要素を入れ、摩擦力以上の作用力ですべるモデルとした。

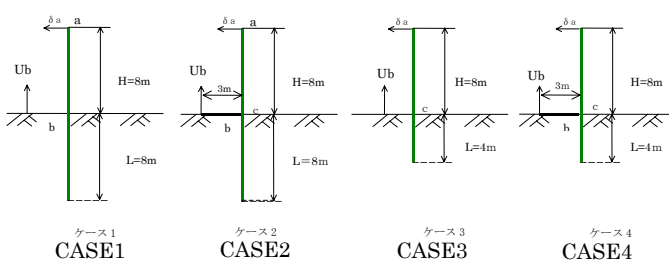


図2 解析ケース

- ・地盤条件：水位なし、砂質土 ($\gamma_t = 19 \text{ kN/m}^3$, $c = 0 \text{ kN/m}^2$, $\phi = 35^\circ$, $E = 75,600 \text{ kN/m}^2$, $\nu = 0.33$)
- ・土留め諸元：鉄筋コンクリート、壁高 $H = 8 \text{ m}$, $L = 8 \text{ m}$ もしくは 4 m , 厚さ 1.0 m , $\gamma = 24.5 \text{ kN/m}^3$, $E = 2.5 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$
- ・フーチング諸元：鉄筋コンクリート、幅 3.0 m , 厚さ 1.0 m , $\gamma = 24.5 \text{ kN/m}^3$, $E = 2.5 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$
- ・荷重：土留め壁背面側の c 点より上側に作用する鉛直土圧 $w (= \gamma_t \cdot H)$ と側方土圧 $p (= \gamma_t \cdot K \cdot Z)$ を考慮した。側方土圧は地盤面より上の部分にだけ作用するものとし、土圧係数 K を変化させた。

4. 計算結果

本報告においては、CASE4 の計算がプログラム上の制限のため、フーチング前の地盤が不安定化した後の処理不能のため、 $K = 0 \sim 2.0$ までの結果を示す。

(1) 変形の比較：①土留め天端 a の水平変位 δa 、②フーチング端部 b の鉛直変位 U_b (フーチング無の場合は土留め壁より 3 m 前面の地盤鉛直変位)、③土留めとフーチングの接合点 c の水平変位 δc と鉛直変位 U_c (浮上りのチェックが目的) の3点に着目し、 K を変化させて $K-\delta$, $K-S$ の関係を比較した(図3~4参照)。

①水平変位 δa ：同一 K における δa は CASE2 < CASE1 $\approx$ CASE4 < CASE3 となり、フーチングの効果によって

キーワード フーチング付き自立土留式擁壁、変形性能、有効性検証

連絡先 〒206-8550 東京都多摩市関戸一丁目7番地5 パシフィックコンサルタンツ株式会社 TEL042-372-0111

土留め天端の水平変位は低減されている。

②鉛直変位 U_b ：同一 K における U_b は $CASE2 < CASE4 < CASE1 < CASE3$ となり，フーチングが土留め前面の地盤を押さえることで浮上りが抑制される。

③水平変位 δ_c と鉛直変位 U_c ：同一の K における δ_c は $CASE2 < CASE1 \leq CASE4 < CASE3$ ，フーチング有の場合，根入れ長半分で自立壁と同程度の変位となる。同一の K における U_c は $CASE1 \leq CASE2 < CASE4 < CASE3$ とフーチング有の場合では根元の浮上りが低減された。この理由は土留め壁前面の受働崩壊による浮上がりやフーチングが抑制するためと考える。

（2）発生断面力の比較：①土留め壁に発生する最大曲げモーメント「 M_{max} 」，②フーチング根本におけるせん断力「 S 版」，曲げモーメント「 M 版」について K を変化させて，① K - S 版，② K - M 版，③ K - M_{max} の関係と比較・検討した（図5参照）。このうち， $K=0.3, 1.0, 2.0$ 時の各 CASE 毎の土留めの最大曲げモーメント，フーチングの最大せん断力，最大曲げモーメントを表1に示す。

- ① K - S 版：両 CASE とも K と S 版はほぼ比例関係にあるが， $CASE4$ では K の増加に伴い勾配が若干急になる。同一 K における S 版は $CASE2 < CASE4$ となる。 $K=0.3 \sim 2.0$ の場合， $CASE4$ の S 版は $CASE2$ の $1.57 \sim 1.14$ 倍と K が大きくなるほどその比は小さくなる。
- ② K - M 版：両 CASE とも K と S 版はほぼ比例関係にあるが， K の増加に伴い勾配が若干緩やかになる。同一 K における S 版は $CASE2 < CASE4$ ， $K=0.3 \sim 2.0$ の場合， $CASE4$ の M 版は $CASE2$ の $1.51 \sim 1.36$ 倍と K の増加に伴い比は小さくなる。
- ③ K - M_{max} ：両 CASE ともほぼ比例関係にあるが， $CASE4$ では K の増加に伴い勾配が若干急になる。 $K=0.3 \sim 2.0$ の場合，ケース2の S 版/ $M_{max}=0.18 \sim 0.30$ ， $CASE4$ の S 版/ $M_{max}=0.28 \sim 0.34$ と土留めの曲げモーメント増加に伴って発生する S 版は $CASE2$ の $1.55 \sim 1.13$ 倍とその比率の差が小さくなり，フーチングに発生するせん断力が大きくなる。また， $K=0.3 \sim 2.0$ の場合， $CASE2$ の M 版/ $M_{max}=0.48 \sim 0.64$ ， $CASE4$ の M 版/ M_{max} は $0.72 \sim 0.88$ と $CASE2$ の $1.5 \sim 2.66$ 倍程度となり， K の増加に伴ってフーチングの曲げモーメントが増加する。

5. まとめ

フーチング付き自立土留式擁壁は，ここに用いた地盤条件の場合，半分の根入れ長と同程度の変位特性を示し，同程度の根入れ長では曲げモーメントが減少する。このため，根入れ長の短縮，土留め断面縮小による経済性向上が図れ，有用であると判断できる。今後の検討課題としては以下の項目等が挙げられる。

- ①根入れ長，フーチング長と剛性，適用地盤条件等に関して，検討 CASE・項目の増加，特性の十分な把握
- ②地盤の安定検討手法（すべり，滑動，転倒，支持力，せん断等），部材（フーチングの長さ・剛性・土留めとの接合）の照査等を含めた設計法の確立

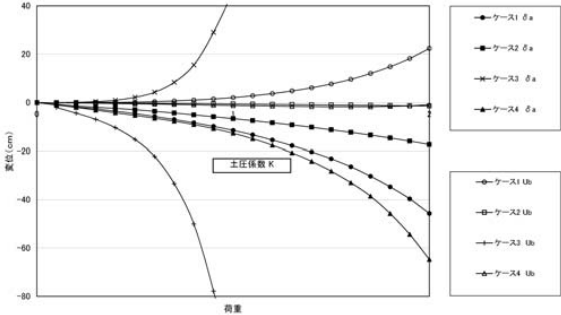


図3 土圧変化に伴う土留天端・フーチングの変位

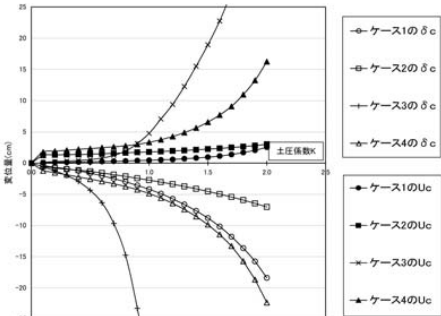


図4 土圧変化に伴うフーチング根本の変位

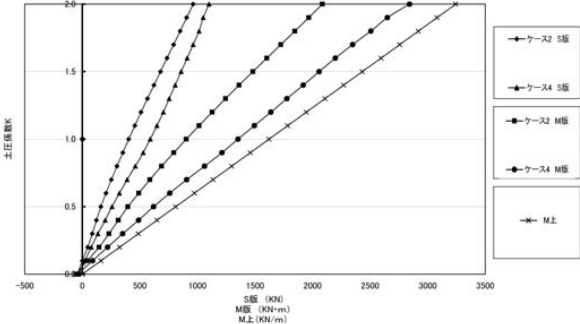


図5 「フーチングの S_{max} ・ M_{max} 」の変化

表1 土圧変化に伴う断面力 (M_{max} , S_{max}) の比較表
CASE ($K=0.3, 0.4, 2.0$ の場合)
(単位: $S:KN, M:KN \cdot m$)

	CASE1 CASE3	CASE2			CASE4		
	Mmax	Mmax	M 版	S 版	Mmax	M 版	S 版
K=0.3	593	486.4	231.7	86.3	486.4	350.3	135.5
K=1.0	2190	1621.3	902.7	403.1	1621.3	1352.2	589.6
K=2.0	4880	3242.7	2084.9	961.6	3242.7	2842.3	1100.5