第Ⅲ部門　　サイゴン川河岸の水位変動と斜面の安定性に関する研究

立命館大学　学生会員　○大矢　綾香
Monash University　正会員　Bui Hong Ha
立命館大学　学生会員　平野　竜五
立命館大学　学生会員　平岡　伸隆
立命館大学　正会員　藤本　将光
立命館大学　フェロー　深川　良一

1. はじめに

ベトナム・ホーチミン市のサイゴン川流域では，近年，降雨時に河岸斜面の崩壊が頻発し，対策工の提案が求められている．最適かつ経済的な対策工を提案するためには斜面の大変形，安全率を精度良く評価し崩壊のメカニズムを解明することが重要である．サイゴン川の河川水位は潮汐によって時間変動しているが，現地調査において，河岸近傍の地下水位は河川水位と連動していることを把握した．地下水位・河川水位の変動が斜面崩壊の要因の 1 つと考え，SPH 法を用いて，地下水位・河川水位が一定の場合の安全率と地下水位・河川水位が変動している場合の斜面安定解析を行い，安全率を比較し，水位変動と斜面崩壊の関連について検討した．

2. せん断強度低減法 [1] と崩壊基準 [2]

本研究では，せん断強度低減法を用いて，斜面の安定解析を行った．せん断強度低減法は，斜面の抵抗力に安全率の逆数である低減係数$\frac{1}{FOS}$を乗じて変化させ，斜面の安全率を求める手法である．

安全率 *FOS* は滑動力 *S* と滑りに対する抵抗力 *R* の比で式(1)のように定義され，また式(2)のように変形できる．

$$FOS = \frac{R}{S} \tag{1}$$

$$S = \frac{1}{FOS} \tag{2}$$

ここで，抵抗力 *R* はせん断強度τに依存するので，モールクーロンの破壊基準を用いて，せん断強度τを以下のように表せる．

$$\frac{R}{A} = \tau = c + \sigma \tan\phi \tag{3}$$

ここで，*A* は滑り面の面積である．式(2)，(3)から，仮想的な土のせん断強度τ_{FOS}は式(4)のように表せる．

$$\tau_{FOS} = \frac{c}{FOS} + \sigma\left(\frac{\tan\phi}{FOS}\right) \tag{4}$$

c は粘着力，ϕは内部摩擦角である．ここで，*FOS* に小さな値を与えると仮想的なせん断強さτ_{FOS}，つまり仮想的な抵抗力は大きくなり，徐々に *FOS* を大きくすると，地盤のせん断強度が低下し，ある値で斜面が崩壊する．このとき，斜面が崩壊しない最大の *FOS* を斜面の安全率とする．

本研究における解析モデル斜面の崩壊基準は，Buiら[2]が提案した粒子の変位を用いた崩壊基準を適用した。モデル斜面の全ての粒子の中から，タイムステップごとに最大の変位を示した粒子を抽出し，その変位を記録する。崩壊が起きた場合，この変位が一定の計算回数内において収束せず発散する。本解析では繰返し計算回数が15000回以下のときに，変位が発散したものについて崩壊と定義する。

3. 解析概要

サイゴン川河岸で取得した土質パラメータ，斜面の断面形状に基づき，河川水位が一定の場合のケース A と時間変動する場合のケース B の 2 つの安定解析を行う．*FOS* は 1.0 を基準に 0.05 ずつ変化させる．SPH 解析で使用したモデル斜面を**図 1 に**示す．モデル斜面は 3 層構成とし，各種のパラメータを**表 1** に示すように設定した．水面より上の粒子には湿潤単位体積重量，水面より下の粒子には飽和単位体積重量を与える．計算回数は 150000 回とする．解析パラメータを**表 1** に示す．

・ケース A: 水位は時間変動せず 17 m とする．

・ケース B: サイゴン川の 1 日 2 m の水位変動を再現し，水位を時間変動させる．初期の水位は 17 m で，50000 ステップかけて 2 m 下降させ，次の 25000 ステップ間は水位 15 m を維持させる．その後，50000 ステップかけて 2 m 上昇させ，次の 25000 ステップ間は水位 17 m を維持させる．

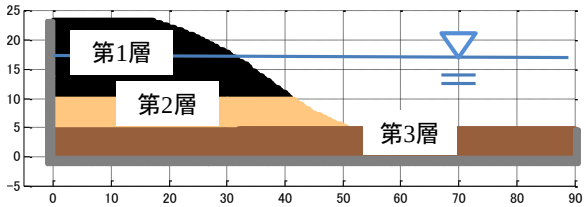

図 1　モデル斜面（単位: m）

Ayaka OYA, Ha Hong BUI, Ryugo HIRANO, Nobutaka HIRAOKA, Masamitsu FUJIMOTO, Ryoichi FUKAGAWA
rd0002sh@ed.ritsumei.ac.jp

表 1　解析パラメータ

			第1層	第2層	第3層
湿潤単位体積重量	γ_t	kN/m^2	13.92	-	-
飽和単位体積重量	γ_{sat}	kN/m^2	14.11	19.21	17.15
ヤング係数	E	MPa	15	25	50
ポアソン比	ν		0.33	0.33	0.33
粘着力	c	kN/m^2	11.25	23.72	17.15
内部摩擦角	ϕ	deg	9.43	12.28	23.38
ダイレイタンシー角	ψ	deg	4.72	6.14	11.19

表 2　斜面の安全率

	水位変動がない場合	水位変動がある場合
FOS	0.95	0.90

4. 解析結果

ケース A におけるタイムステップごとの粒子の最大変位を**図 2** に，ケース B におけるタイムステップごとの粒子の最大変位を**図 3** に示す．

ケース A において，*FOS*=1.0 としたときに，粒子の最大変位が発散し，**図 4** のように崩壊する．*FOS*=0.95 のときは粒子の最大変位は収束し，斜面の安全率は 0.95 と決定される．

ケース B において，*FOS*=0.95 としたときに，粒子の最大変位が発散し，**図 5** のように崩壊する．*FOS*=0.90 のときは粒子の最大変位は収束し，斜面の安全率は 0.90 と決定される．

水位変動がある場合の安全率は，水位変動がない場合の安全率に比べ，0.05 小さいという結果が得られた．これにより，水位変動によって斜面の安定性は低下し，より崩壊しやすい状態になると考えられる．なお，水位変動がある場合，ない場合の両方とも安全率が 1.0 を下回る結果となった．実際に現地斜面において崩壊が発生しているので妥当であると言えるとともに，斜面は不安定であると言える．

5. 終わりに

本研究では，SPH 法を用いて，地下水位・河川水位が一定の場合の安全率と地下水位・河川水位が変動している場合の斜面安定解析を行い，安全率を比較することで，水位変動と斜面崩壊の関連について検討した．その結果，水位変動がある場合のときの方が斜面の安全率は低く，より崩壊に至りやすい状態になることがわかった．

水位変動ない場合とある場合において，崩壊時の斜面のせん断強度が具体的にどのくらい違うのか，またそれが何に起因するものか検討する必要がある．

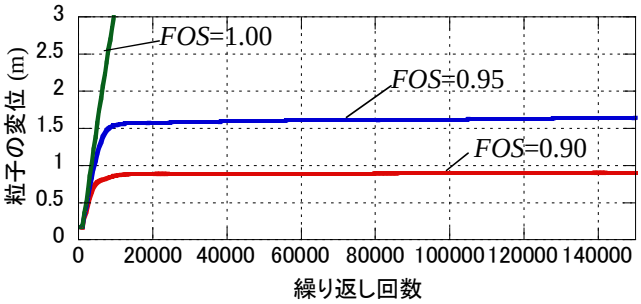

図 2　粒子の最大変位(水位変動なし)

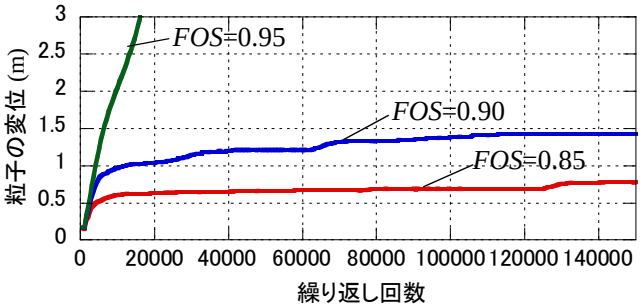

図 3　粒子の最大変位(水位変動あり)

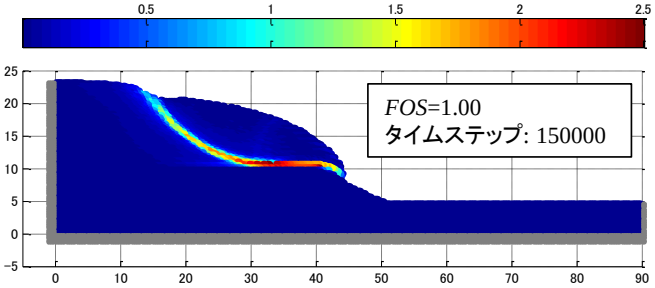

図 4　解析結果:塑性変形（水位変動なし）

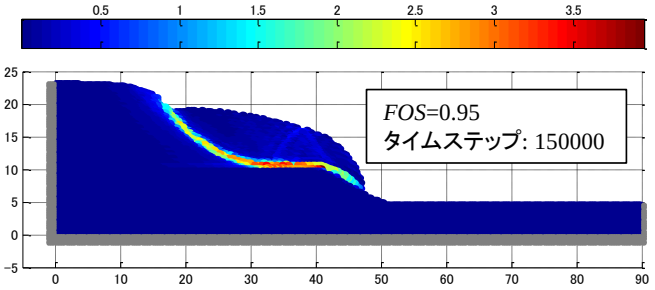

図 5　解析結果:塑性変形（水位変動あり）

謝辞

本研究は独立行政法人日本学術振興会の「組織的な若手研究者等海外派遣プログラム」による支援を得た．

参考文献

1) Matsui et al.: *Finite element slope stability analysis by shear strength reduction technique*, Soils and Foundations, Vol.32, No.1, pp.59-70, 1992.

2) Bui et al.: *Slope stability analysis and discontinuous slope failure simulation by elasto-plastic smoothed particle hrdrodynamics (SPH)*, Geotechnique, 61, No.7, pp.565-574, 2011.