

木杭基礎および石積みによる護岸の安定解析

秋田大学 学生会員 佐野雄麻

非会員 ゲン・チェン・フン

正会員 荻野俊寛

正会員 高橋貴之

秋田県立大学

正会員 佐々木貴信

(株)寒風

非会員 原田紀文

秋田大学

正会員 後藤文彦

1) 背景・目的

秋田県立大学木材高度加工研究所との共同研究により、秋田県の地域資源である秋田スギと男鹿石の需要拡大を目的に木杭基礎と石積み擁壁を組み合わせた多自然型護岸工を提案してきた¹⁾。2013年12月、秋田県大潟村の農業用水路に試験施工を実施したが、地盤が非常に軟弱であったため護岸は施工後にすべり破壊を起こした。本研究では一軸圧縮試験及びフェルニウス法による安定解析から、原地盤の強度分布および護岸がすべり破壊にいたった要因について検証している。逆解析によってこのような軟弱地盤上に木杭基礎及び石積みによる護岸を安定して施工するための木杭や石積みの寸法等の条件を検討している。

2) 試験施工

施工性の検証と安定性評価の目的で、秋田県大潟村の農業用水路にて試験施工を実施した(図-1)。試験施工は延長約30m、高さ2.5mの片側護岸を対象に実施し、石積みによる護岸に加えて、施工性、経済性の比較のためふとんかご工による護岸も施工した。木杭の直径は160mmであり、長さは丸太の流通長さに合わせ $l=4\text{m}$ としている。また木杭は0.8~1.0m間隔で打設し、杭頭を横木及び胴木で連結することで格子状の基礎を構成した。事前に実施した地盤調査から、現場は地表面下約9mまで N 値=0の非常に軟弱な粘土地盤であり(図-3)この地盤上に上記の護岸を施工したところ、護岸上に配置された重機や護岸自体の重量によって、すべり破壊を起こした。

3) 解析方法

すべりに対する安全率はフェルニウス法を用いて式(1)によって計算した。

$$F_s = \frac{\sum c_l + n P_R}{\sum W \sin \alpha} \quad (1)$$

ここに、 c は粘着力、 W はスライスの土塊重量、 α はスライスのすべり面傾斜角、 l はスライスのすべり面長、 n は木杭の数、 P_R はすべりに対する木杭の抵抗力である。 P_R は杉材の強度を $\tau=1800(\text{kN/m}^2)$ として²⁾下式によって求めた。

$$P_R = (\text{木材の強度}) \times (\text{杭の断面積})$$

$$= 1800 \times \left(\frac{\pi}{4} \times 0.16^2 \right) = 36.2 (\text{kN})$$

また、施工時の重機の重量を21.7t、敷鉄板の面積を 30m^2 として重機による等分布荷重を $q = 21.7 \times 9.8 / 30 = 7 \text{ kPa}$ として求め護岸上部に作用させた。また、石積み護岸の単位体積重量は $\gamma=18.9\text{t/m}^3$ とした。

4) 一軸圧縮試験結果および地盤強度のモデル化

深度4.0m~4.9mおよび9.0m~9.8mのシルト質粘土層から不かく乱試料を採取し、一軸圧縮試験を実施した。図-2は応力-ひずみ関係を表しており、図-3は c_u -深さ関係である。また、標準貫入試験の結果では深度約9mまでは N 値の増加は見られず、 N 値=0である。これらのことから、原地盤の強度として深度9mで c_u が段階的に増加する地盤強度モデル(図-3 中実線)を得た。

5) 解析結果

5.1 木杭及び石積み、ふとんかごによる護岸の安定性

原地盤に木杭および護岸を施工した場合の安定性を評価した。解析した



図-1 護岸の断面図

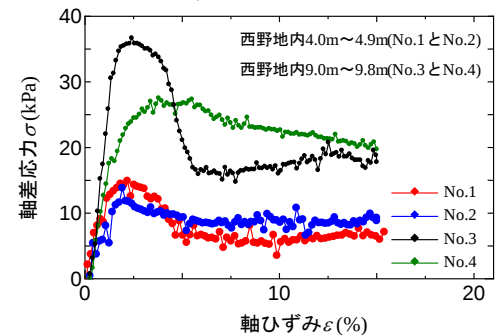


図-2 応力-ひずみ関係

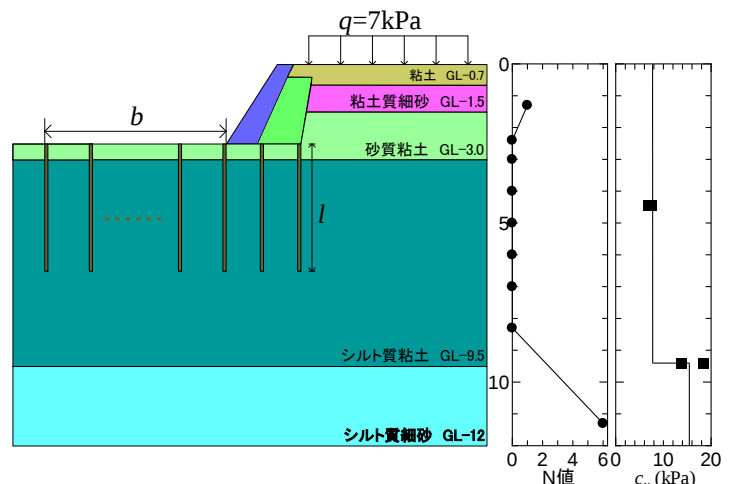


図-3 地盤の強度変化および模式図

表-1 全パターンの安全率

分布荷重 $q(\text{kPa})$	0	7
ふとんかご	1.128	0.995
ふとんかご+杭	1.222	1.025
石積み	1.162	0.96
石積み+杭	1.224	1.031

キーワード 秋田スギ 男鹿石 石積み フェルニウス法 一軸圧縮試験 安定解析

連絡先 〒010-0851 秋田県秋田市手形学園町 1-1 TEL 018-889-2364

ケースは表-1 に示す計 8 通りであり、図-4 に代表的な解析結果を示す。護岸の構造（石積み、ふとんかご）の安全率の差は小さく、重機の荷重を考慮しない場合、得られた安全率は木杭ありの場合 1.2 以上、木杭なしの場合でも 1.1 以上となっている(表-1)ので、護岸はすべり破壊を起こさない。

護岸上に作用していた重機による荷重を考慮した場合、安全率は大きく低下し、石積みおよびふとんかごに杭を組み合わせた場合でも安全率はおよそ 1.03 であり、破壊に近い状態であることが分かる。また、すべり面の位置は図-4 の場合とほぼ等しく、末端は法尻から約 7m の位置となったが、これは実施工での破壊時の状況と合致する。このことから、重機による荷重がすべり破壊の主な要因になっていたものと考えられる。

5.2 杭の長さおよび打設範囲の影響

木杭の長さ l を 0.5~7m に変えた場合の安全率の変化を図-5 に示す。すべり面は杭を通過することではなく全てのケースで杭の先端よりも下を通った。図-5 から l が 3m の場合までは安全率に大きな変化は無く、3m 以降は安全率が l に伴い増加していくことがわかる。これは l が 3m 以下の場合、すべり面が、杭の先端よりも深い位置を通り、杭の強度がすべりに対する抵抗として寄与しないためであると考えられる。

次に杭の打設範囲 b (図-3 参照) を 1~8m に変えた場合の安全率の変化を図-6 に示す。杭長の場合と同様に全てのケースですべり面は杭の先端よりも下を通った。 b が 2m の場合までは安全率に変化は無く、2m 以降は l を変えた場合と同じように、 b に比例して安全率の値が大きくなっていくことがわかる。これは、杭長の場合と同様に b が 2m 以下の場合、すべり面が杭の打設範囲よりも外側を通るためであると考えられる。図-4、5 から、 $l > 5.8m$ または $b > 7.1m$ で安全率が 1.10 以上となるが、木杭長を大きくすることは流通の面から課題が多いため、杭の打設範囲を広げるのが現実的であると考えられる。

5.3 他のサイトへの施工を想定した場合

さらに軟弱な地盤への施工を想定し、 $c_u = 6.5kPa$ として解析を行った結果を図-7 に示す。打設範囲が最も大きい $b = 8m$ のときでも安全率は 1.1 を下回っており、護岸の施工が困難であることがわかる。図-87 は安全率を 1.10 とした場合の打設範囲 b および粘着力 c_u と護岸高さ h の関係である。図から、 b と c_u の値が大きくなるに伴い、護岸高さも増加することがわかる。 $c_u = 6.5kPa$ とした場合、 $h = 2.0m$ であり、護岸高さは設計高さ 2.5m の約 80% である。また、 $h = 2.5m$ とした場合、 $b = 1m$ と $b = 8m$ の c_u の差は 1.12kPa であり、 c_u の影響が大きいことがわかる。

6) まとめ

本研究から得られた知見は以下のとおりである。

1. 標準貫入試験、一軸圧縮試験、および安定計算の逆解析から原地盤の強度分布を検証した結果、深度約 9m で段階に強度増加する原位置強度モデルを得た。
2. 安定計算による逆解析から、護岸上の重機による荷重がすべり破壊の主な要因となった。
3. 試験施工を行ったサイトにおいて、安定して護岸を施工するための条件として、杭長 $l > 5.8m$ 、杭の打設範囲 $b > 7.1m$ を得た。丸太の流通長さが 4m であることを考慮すれば、打設範囲 b を 7.1m 以上とするのが望ましい。
4. 石積み護岸を他のサイトへ施工する場合を想定し、杭長を 4m とした場合の、護岸高さ、打設範囲および地盤強度の相互関係を明らかにした。

謝辞

本研究はJSPS科研費(課題番号26450346)の助成によって実施された。ここに記して謝意を表す。

【参考文献】

- 1) 佐々木貴信, 永吉武志, 荻野俊寛, 後藤文彦, 原田記文, 鈴木博一・秋田スギの木杭による水路護岸基礎工および地盤補強工法の開発, 秋田県立大学ウェブジャーナル A, vol. 2, pp. 1-9, 2014.
- 2) 木質構造設計規準・同解説—許容応力度・許容耐力設計法—, 日本建築学会

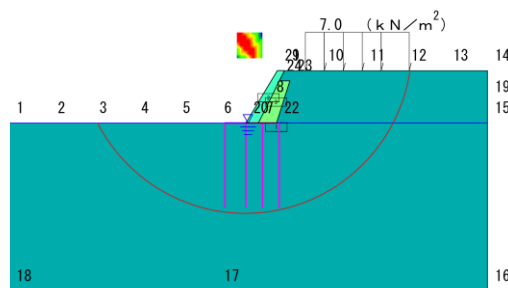


図-4 代表的な解析結果($l=4m$, $b=1m$, 重機荷重を考慮)

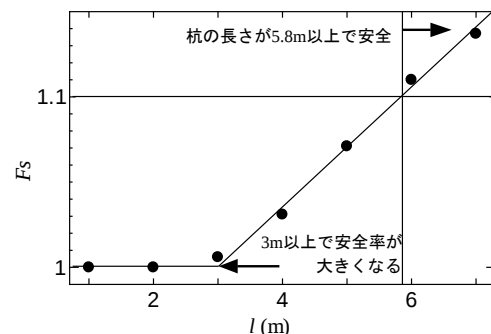


図-5 杭長変化の影響

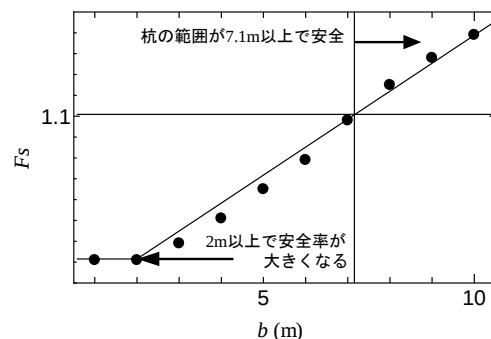


図-6 杭の範囲の変化の影響

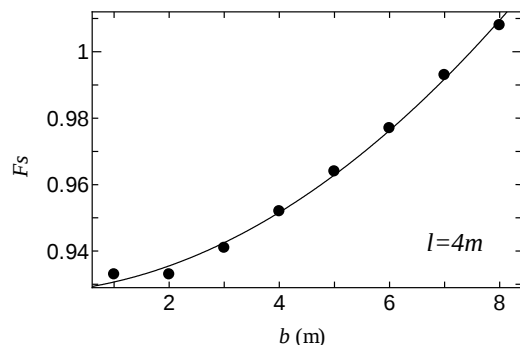


図-7 $c_u = 6.5kPa$ とした場合の安全率

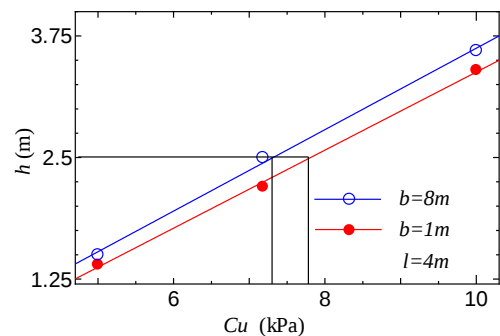


図-8 c_u , h の関係