

## 地山補強土工法の補強効果評価手法に関する実験・解析的検討

環境防災研究室 田中達也  
指導教員 大塚悟, 磯部公一

### 1. はじめに

斜面对策工の設計には極限平衡法に準拠した設計方法が用いられるが、簡便で現実的な解を与える一方、斜面崩壊の詳細なメカニズムや対策工と地盤の間の相互作用を十分に考慮できない問題点がある。そこで既往の研究において、斜面崩壊の詳細なメカニズムや、対策工と地盤の相互作用を適切に考慮可能となる剛塑性有限要素解析手法を構築した。本研究では、その評価手法の妥当性を『砂質土で構成した斜面模型による上載圧載荷実験』によって検証を行う。

### 2. 中間土で構成した斜面模型による上載圧載荷実験

#### 2.1 実験概要, 実験ケース

本研究で提案した斜面補強材法の数値解析手法の適用性を模型試験のシミュレーションにより検証する。

模型地盤の寸法は図1であり奥行きが38.2 cm である。

図1に模型地盤図を示す。模型地盤の材料には東北硅砂6号を使用した。実験ケースを表1に示す。本実験に使用した対策工、剛性を有するステンレス製のネジ棒である。

模型試験は空圧式載荷装置を用いて行った。載荷位置は模型地盤の天端法肩部とし、長さ 112.5 mm の剛な載荷板を介して自動載荷する。

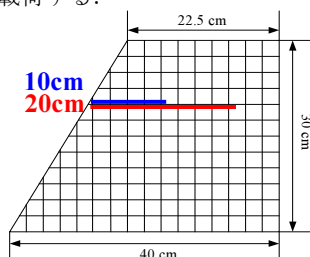


図 1 模型地盤寸法と対策工挿入位置

表 1 実験ケースと結果

case	対策工	支持力 (kN)	鉛直変位 (mm)
1	なし	2.91	2.21
2	$\phi = 6 \text{ mm}$ $l = 20\text{cm}$ 8本	—	—
3	$\phi = 6 \text{ mm}$ $l = 20\text{cm}$ 4本	—	—
4	$\phi = 6 \text{ mm}$ $l = 20\text{cm}$ 2本	3.99	2.44
5	$\phi = 6 \text{ mm}$ $l = 10\text{cm}$ 4本	3.74	2.26

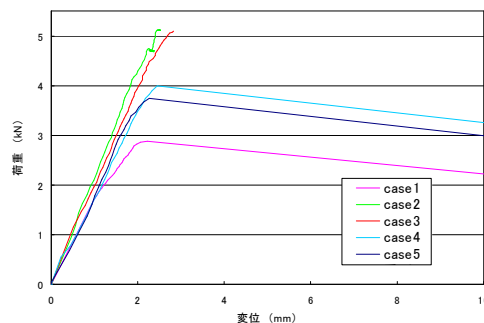


図 2 模型実験の荷重—変位関係図

### 2.2 実験結果

case 2, case 3の対策工を挿入した補強斜面では、載荷装置のロードセルのキャパシティである5 kNを越えても模型斜面の崩壊を確認できなかったため、明確な支持力の確認はできないが、荷重変位関係の挙動から補強効果の有無が確認できるため記載する。対策工の入っていないcase 1と比較すると対策工を挿入した実験case はすべてcase 1より高い支持力を示している。このことから対策工による補強効果が得られていることが確認できた。case 4, case 5と比較するとほぼ同様の荷重変位関係の挙動を示している。この2caseは対策工の長さとは異なるが、模型斜面内に挿入されている対策工の周囲面積は同じである。したがって2つのcaseで荷重変位関係の挙動が近似したと考えられる。しかし、支持力は対策工が長いcase 4 が対策工は短い本数の多いcase 5 を上回る結果となった。この結果から対策工の補強効果は本数よりも長さに影響されると考えられる。

### 3. 剛塑性有限要素解析 (RPFEM)

#### 3.1 解析概要

剛塑性有限要素解析の妥当性を検証するため、実験モデルと同形状の解析モデルを作成し、解析を行った。載荷解析メッシュは4節点要素を用い、載荷板両端部のひずみ集中を避けるため、図3のように特異点を左右に用いた。

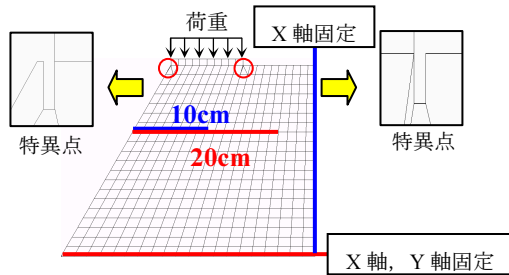


図3 解析メッシュ

### 3.2 解析条件と解析ケース

解析条件を表 2 に示す。模型地盤の粘着力は無補強斜面に対する極限支持力に一致するように逆算して求めた。せん断抵抗角は実験により求めた。荷重は等分布荷重を基礎に作用させて破壊する際の限界荷重を求めた。対策工は径 6 mm において軸降伏応力  $N$ 、降伏曲げモーメント  $My$  を求めた。表 3 に解析ケースを示す。実験で支持力を得られなかった case 2, case 3 は解析の対象外とする。

表 2 解析条件

模型地盤	せん断抵抗角 $\phi$	35.0°
	粘着力 $c$	3.8 kPa
載荷板	単位体積重量 $\gamma$	16.5 kN/m <sup>3</sup>
	せん断抵抗角 $\phi$	0.1°
荷重	粘着力 $c$	5000 kPa
	無補強斜面の極限荷重	1 kN/m <sup>2</sup>
対策工 (径6mm)	長さ	10cm or 20cm
	弾性係数	1.93E+08 kN/m <sup>2</sup>
	降伏応力 (0.2%耐力) $\sigma_y$	2.5E+05 kN/m <sup>2</sup>
	軸降伏応力 $N$	7.07 kN
	降伏曲げモーメント $My$	5.30E-04 kNm

表 3 解析ケースと結果

case	対策工	実験の支持力 (kN/m <sup>2</sup> )	解析の支持力 (kN/m <sup>2</sup> )
1	なし	69.8	68.7
4	$\phi = 6 \text{ mm}$ $l = 20\text{cm}$ 2本	93.1	91.2
5	$\phi = 6 \text{ mm}$ $l = 10\text{cm}$ 4本	86.1	71.0

### 3.3 解析結果

case 1 では模型実験で発生していると見られる見掛けの粘着力  $c$  を逆算しているため、実験での支持力と解析での支持力がほぼ一致するように調整している。case 4 は対策工が挿入された case であり、実験と解析の支持力がほぼ一致する結果となった。case 5 も対策工が挿入された case だが、実験の支持力が解析の支持力を大きく上回る結果となった。これは図 4 の case 5 より、実験よりも解析のすべり面が深く表現された影響で、解析では対策工が、のり尻へのひずみの分布を抑えることができなかつたからだと考えられる。

### 4. 実験と解析のひずみ分布の比較

図4は各実験及び解析結果のモデルの破壊形態を表したものである。実験結果と解析結果を比較すると、各case で実験結果と解析結果で同様のひずみ領域が確認できる。しかし、実験では解析結果のように天端からのり尻まですべり面が表現されていないことが分かる。実験では地盤作成時に何層かに分け密度管理をおこなうが、締め固め法により地盤下部がよりその影響を受けやすい問題がある。実験での浅い崩壊形態は模型地盤作製の問題が顕在化している可能性がある。

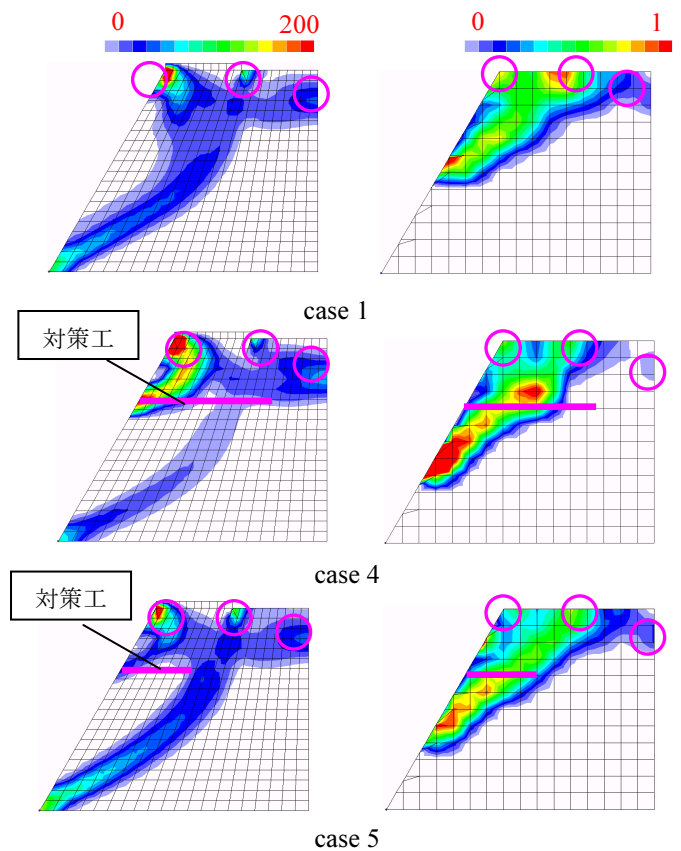


図4 破壊形態の比較 (左図: RPFEMによる塑性ひずみ速度分布, 右図: 模型実験によるせん断ひずみ分布)

### 5. 結論

本研究では対策工と地盤の相互作用を適切に考慮可能にした剛塑性有限要素解析手法を提案し、実験にて整合性の検証を行った。模型実験と解析結果から支持力に関しては解析結果の整合性が概ね認められた。モデルの破壊形態の比較では、解析と実験ですべり面の表現が実験と一致しないが、ひずみの集中する領域は一致した。

参考文献 : 1) 田中ら: 第43回地盤工学研究発表会, 2008.