

## 地山補強土工法による斜面安定性に関する基礎的研究

東京都市大学 学 ○山本涼  
 東京都市大学大学院 正 岩佐直人 学 佐野和弥  
 東京都市大学 正 伊藤和也 正 田中剛 正 末政直晃  
 日鉄建材(株) 正 石垣拓也 正 國領ひろし

### 1. はじめに

我が国は地震や津波, 台風, 異常気象など数多くの災害が発生する世界有数の災害大国である. 令和2年の土砂災害発生件数は1319件で, 同年7月には豪雨による土砂災害が発生し, 過去最大級の広域災害となった<sup>1)</sup>. このような土砂災害対策方法の1つとして地山補強土工法がある. 地山補強土工法は, 地山内に多数の補強材を打設することで斜面を安定させる工法であり, 地山変形時に補強材に軸力が発生し崩壊を妨げる補強形態とされている. 既往の研究<sup>2)</sup>では剛な法面工を対象に検討された法面工低減係数 $\mu$ を柔な法面工に適用した場合の補強メカニズムについて遠心模型実験を行っている. その結果, はらみ出し量が大きくなると法面工低減係数 $\mu$ が増加することが明らかになり, 変形を許容できる柔な法面工の最適な法面工低減係数 $\mu$ の検討が必要であることが分かった. 本研究は, 柔な法面工を有する地山補強土工法の補強メカニズムを明らかにするために遠心模型実験装置を用いた段階的荷重による斜面崩壊実験を行い, 得られた計測結果と極限平衡法による安定計算からその妥当性について検証する. 本報告では, 無対策と補強材のみの結果について報告する.

### 2. 遠心模型実験

遠心模型実験とは, 縮尺  $1/n$  の模型地盤に重力の  $n$  倍の遠心力を作用させることで, 実地盤の応力状態を再現できる実験手法である<sup>3)</sup>. 本実験では図-1に示すように作製した模型地盤を遠心場にてジャッキを載荷することで崩壊させる遠心場荷重実験を行った. 実験ケースは無対策, 補強材ありの2ケースとし, 補強材は直径2mmの両端ねじ切り加工したテフロン製のものに珪砂7号を塗布して「粗」の状態としたものを使用し, 図-2に示す配置で設置した. 実験に使用した試料は青粘土と珪砂7号を1:3の乾燥重量比で混合したものを使用し含水比を12.0%, 湿潤密度を $1.78\text{g/cm}^3$ に調節した. 設定遠心加速度は40Gとし, 40G到達後に2分間隔で8.7kPaずつ荷重し最大104kPaまで荷重した. 無対策の場合では78.3kPa荷重段階後に崩壊し, 補強材ありは96kPa荷重段階後に崩壊した. 図-3は実験中の側面からの動画を用いて画像解析を行い, 最大せん断ひずみを算出した結果である. 無対策の場合は法尻から荷重端部にかけて直線状のすべり線が発現しており, 補強材ありの場合は一番下の補強材の上からもせん断ひずみが発現していることが確認できた.

### 3. 安定計算結果と実験結果の比較

遠心模型実験にて使用した試料の強度定数を求めるために同様の手順で試料を作製し, 定体積一面せん断試験を行った. 試験結果から粘着力 $c'=27.7\text{kPa}$ , 内部摩擦角 $\phi'=24.8^\circ$ と求めた. 得られた粘着力 $c'$ と内部摩擦角 $\phi'$ の値を用いて無対策, 補強材ありの模型斜面について安定計算を行った.

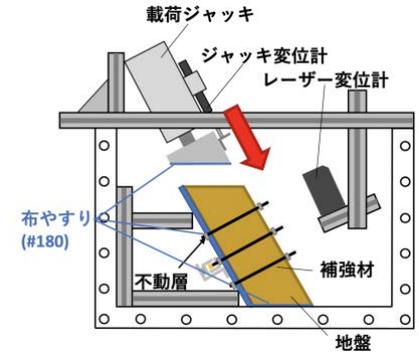


図-1 土槽概要図

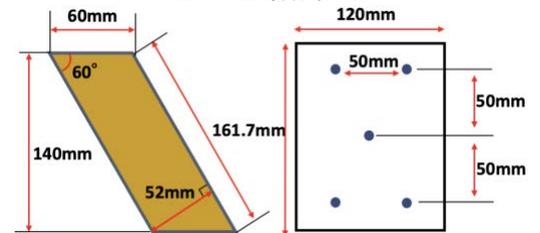
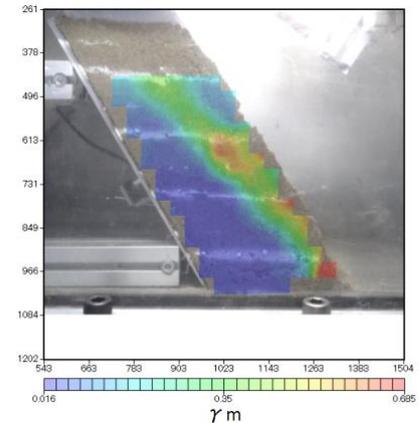
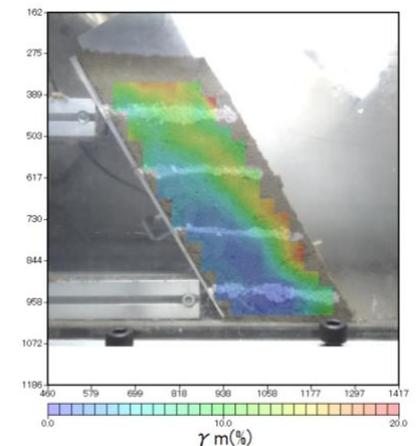


図-2 地盤と補強材配置寸法



(a) 無対策



(b) 補強材あり

図-3 最大せん断ひずみ分布

(1)無対策の安全率算出：模型地盤の崩壊結果（図-3）をふまえて極限平衡法<sup>4)</sup>を用いて図-4に示す力の釣り合いより安全率 $F_s$ を求めた。無対策の安全率 $F_s$ は、以下の式で求めることができる。

$$F_s = \frac{S_f}{S} = \frac{c'L + (W \cos \theta + P \sin(i - \theta)) \tan \phi'}{W \sin \theta + P \cos(i - \theta)} \quad (1)$$

ここで、 $S$ ：すべり力、 $S_f$ ：すべり抵抗力、 $W$ ：移動土塊重量、 $P$ ：載荷荷重、 $L$ ：すべり線長さ、 $\theta$ ：すべり線角度、 $i$ ：傾斜角度(=60度)である。図-5に無対策の遠心模型実験のジャッキ変位と安全率 $F_s$ と各載荷段階の関係を示す。遠心模型実験では $P=78.3\text{kPa}$  載荷段階後に斜面崩壊に至っている。この載荷段階の安全率 $F_s$ は1.0であり、一面せん断試験から得られた粘着力 $c'$ と内部摩擦角 $\phi'$ が概ね妥当であることがわかる。

(2)補強材ありの安全率算出：NEXCOの切土補強土工法設計・施工要領<sup>5)</sup>に準じ、図-6に示す補強材ありの力の釣り合いから安定計算を行い、安全率 $F_s$ を求めた。安全率 $F_s$ は以下の式を用いて算出した。

$$F_s = \frac{S_f + S_2 + S_3}{S} \quad (2)$$

ここで、 $S_2$ ：補強材の引き留め力(=  $T_m \cdot \cos \beta$ )、 $S_3$ ：補強材の締め付け力(=  $T_m \cdot \sin \beta \cdot \tan \phi'$ )である。 $S_2$ と $S_3$ は、補強材軸方向の引張力 $T_m$ (引き抜き抵抗力)を、補強材によるすべり抵抗の主体として考えたときのすべり面に対する分力である。また $T_m$ の値は、 $c' \cdot \phi'$ をもとにすべり発生土塊と補強材間の周面摩擦抵抗力を算出し、その値に引張力低減係数 $\lambda$ (=0.7)を乗じ、さらに補強材の水平方向打設間隔で除した値とした。 $\beta$ は、補強材とすべり線のなす角度である。

図-3の画像解析結果を踏まえて、補強材ありのケースでは法尻からのすべり線に加えて下部補強材の上からのすべり線の2つの場合について検討した。図-7に補強材ありのジャッキ変位と安全率 $F_s$ と各載荷段階の関係を示す。補強材直径は2mmであるが注入材と珪砂7号を塗布した径は3mmであり、付着応力度 $\tau$ を85kPaとして計算している。遠心模型実験では96kPa 載荷段階後に斜面崩壊に至っている。この載荷段階の安全率 $F_s$ は法尻からのすべり線で0.99であり、下部補強材の上からのすべり線で0.95となり、下部補強材の上からのすべりの方が低い安全率となり、遠心模型実験での最大せん断ひずみ発生状況と合致した。

4. まとめと今後について

今回の実験では、遠心模型実験による斜面崩壊実験と極限平衡法による結果の比較を行った。無対策と補強材ありでの遠心模型実験と比較したところ、崩壊に至る箇所で安全率が1を下回っており概ね妥当な結果が得られた。今後は地山補強土工法の法面工の有無が与える影響について法面工低減係数と安全率 $F_s$ の関係を把握していきたい。

参考文献

1)国土交通省令和2年の土砂災害 <https://www.wmlit.go.jp/river/sabo/jirei/r2dosha/r2doshasaigai.pdf> (2022年1月12日閲覧) 2)佐野和弥ら：柔な法面工を有する地山補強土工法の補強メカニズムに関する遠心模型実験，土木学会第76回年次学術講演会，2021. 3)岡村未対ら：講座「遠心模型実験-実験技術と実務への適用-」2. 遠心模型の相似則，実験技術-利点と限界，土と基礎，Vol. 52, No. 10, pp. 37-44, 2004. 4)菊本統ら：図説 わかる 土質力学，学芸出版社，pp.180-185, 2015. 5)NEXCO：切土補強土工法設計・施工要領，2007

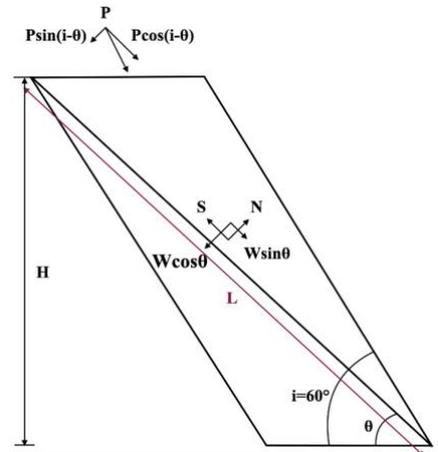


図-4 斜面にかかる力のつりあい

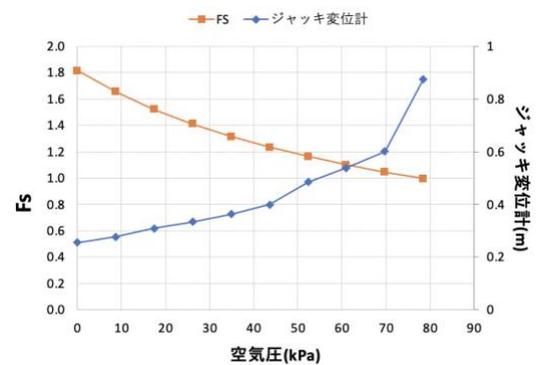


図-5 無対策のジャッキ変位～Fs関係

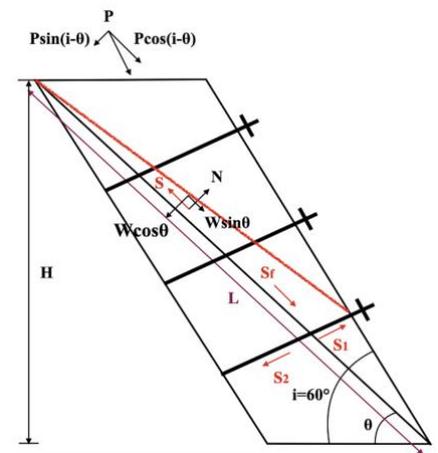


図-6 斜面にかかる補強材の力

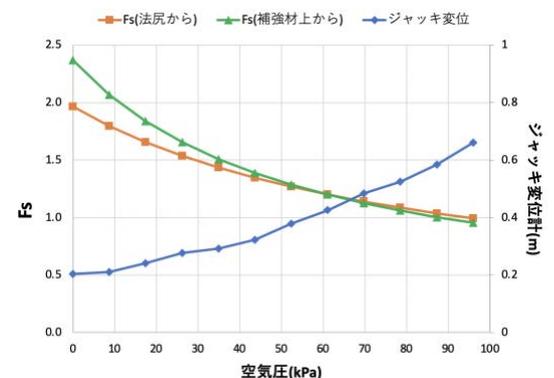


図-7 補強材ありのジャッキ変位～Fs関係