

地山補強土工法を用いた盛土の地震時挙動に関する模型振動実験

(公財)鉄道総合技術研究所 正会員 ○藤井公博, 中島進, 小湊祐輝
正会員 工藤敦弘, 渡辺健治

1. はじめに 既設盛土の耐震補強では, 地山補強材とのり面工を用いた補強(地山補強土工法)が多く用いられている。地山補強土工法の破壊形態は, ①補強材の拔出しによる破壊, ②移動土塊の拔出しによる破壊¹⁾があり, のり面工の補強効果は, 現行の設計法ではのり面工低減係数 μ を用いて移動土塊側の拔出しに対する地山補強材の引抜き抵抗力を割り増すことで評価している。しかし, のり面工低減係数 μ は, 切土補強土(常時土圧が作用し, 地山と補強材を一体化させることを目的とし, 一般的に補強材が密で短い)を対象にした実験や原位置計測の結果²⁾に基づいて求められたものである。のり面工低減係数は表面工係数(補強材長, 打設間隔, のり面工幅から求まる係数)との関係が示されており, のり面工の補強効果は形状や性質により異なると考えられるものの, 設計では $\mu=1.0$ の場合, 移動土塊の拔出しによる崩壊は生じないものとなっている。また, 各基準類では, 経験的な目安として補強材の最大打設間隔が示されている^{例えば1)}。

盛土に地山補強土工法を用いた場合, (a)のり面工に大きな土圧が作用しにくいこと, (b)一般的に補強材を疎に長く打設することから, のり面工の力学的役割は切土補強土とは異なるものである。著者らは, 盛土に地山補強土工法を用いる場合, 地山と補強材の一体化を目的としたものではないため, 補強材間の土塊(移動土塊の抜け出し)を格子枠などの補強材同士を連結させるのり面工を用いて抑えることにより, 補強材の最大打設間隔を拡張できる可能性があると考えている。一方で, のり面工に独立支圧板を用いた場合の補強効果についても未解明である。

このため, 本研究では, (i)のり面工の効果, (ii)現行の設計法で用いられるのり面工低減係数の適用性の把握を目的として, 独立支圧板を用いた地山補強土工法による耐震補強を模擬した盛土模型に対し振動実験を行った。

2. 実験概要 図1に模型概要図を示す。模型寸法は実物の1/10スケールを想定し, 支持層は厚さ150mm, 盛土は高さ600mm, のり面勾配は1:1.1である。支持層は最適含水比の稲城砂を用いてD値90%, 盛土模型は含水比=1.0%の豊浦砂を用いて相対密度 $D_r=30\%$ でそれぞれ50mm毎に転圧することにより作製した。地山補強材は中径補強材($\phi=120\text{mm}$)を想定し, 実盛土と補強材の剛性が実物と模型で同程度となるように, 補強材模型にはMCナイロン($\phi=12\text{mm}$)を用いた。

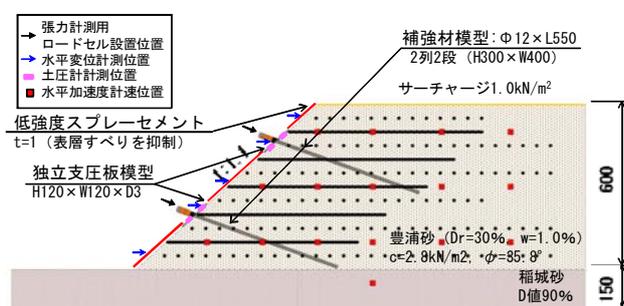


図1 模型概要図(単位:mm)

補強材模型, のり面工の配置等は, 図1に示すとおりである。なお, 本実験条件により表面工係数との関係から求まるのり面工係数低減は, 1.0となる。計測項目は, 水平変位, 水平加速度, 独立支圧板背面の土圧および補強材張力である。実験は正弦波加振(5Hz, 10波)であり, 初期加速度を100galとし, 100gal毎に800galまで行った。

3. 実験結果 図2に盛土の変位状況を示す。盛土側面側は800gal加振終了後(図2①), のり面前面側は700gal加振終了時(図2②)である。盛土の水平変位は, 500gal加振から変位が生じ始め, 以降, 変位が累積する傾向が見られた。700gal加振時には, 盛土天端の奥側(図2A線)にすべり面が発生し, その後, 盛土のり面側にも盛土天端からのり面に渡る大きなすべり面が発生した(図2B線)。この結果, のり面前面側では, スプレーセメントによる被覆が破壊し, 下段に配置した独立支圧板の盛土内への沈み込みが確認された(図2②)。800gal加振時では, 図2A線に示すすべりはほとんど発達せず, 図2B線に示すすべり面に沿って土塊が滑動し, 盛土が崩壊した。崩壊後の盛土模型の観察から, 独立支圧板, 補強材の位置に大きな変化は見られず, 本実験での盛土の最終的な崩壊は, 図2B線より前面の移動土塊の拔出しによる崩壊(1章に示した破壊形態②)であり, 設計上移動土塊の拔出しが生

キーワード 盛土, 地山補強土工法, のり面工

連絡先 〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38 (公財)鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 基礎・土構築
TEL 042-573-7261

じない条件 ($\mu=1.0$) でも、移動土塊の拔出しによる崩壊が起こり得ることが確認された。また、独立支圧板背面に設置した土圧計の値は、盛土崩壊前でも数 kPa 程度と小さく、本実験では切土補強土で期待されるようなり面工の支圧効果は発揮されなかった。

図 3 にロードセルで計測した各加振試番における補強材最大張力を示す。補強材張力は、水平加速度の増加に伴い増加しているが、700gal 加振時と比較した 800gal 加振時の補強材張力は、上段では減少しており、下段では頭打ちとなる結果となった。これは、移動土塊の拔出しにより、補強材が盛土の引留め効果として寄与しなくなったためと考えられる。また、図 3 には、地盤材料試験から求めた盛土材料の諸数値 (c , ϕ , γ)、すべり面位置の拘束圧から算出した補強材張力も示している。上段の補強材張力は、すべり面が生じた 700gal 加振時の計測値と比較して計算値程は発揮されておらず、盛土のような緩勾配で、かつ独立支圧板を用いた場合には、地山補強材が計算値程、すべりに対する抵抗として寄与しないものと考えられる。また、下段の補強材張力は計測値よりも計算値の方が小さな値を示しているが、これは、すべり面が前面側にあり拘束圧の影響が小さいためである。

4. 実験の再現解析 円弧すべり法により実験の再現解析を行った。降伏震度 k_y が最小となるすべり面を探索した結果、 $k_y=1.092$ であった。なお、この時のすべり面は図 4a 線であり、実験により得られた最終的なすべり面 (図 2B 線) とは異なるものであった。一方、すべり面を図 2B 線と整合するように固定した場合 (図 4b 線)、 $k_y=1.502$ であった。

図 5 に 800gal 加振時の盛土のり肩の加速度計 A01H が一側ピーク時と同時刻での模型地盤内の応答加速度コンター図を示す。この図から、盛土のり肩で応答加速度の局所的な増幅が確認された。このことから、図 2B 線で盛土が崩壊した理由の一つとして、のり肩部での応答加速度が局所的に増幅したことにより、のり肩部で崩壊が発生したものと考えられる。ただし、これは本実験で用いた加振周波数や加振波形 (正弦波) の影響とも考えられる。

5. まとめ 独立支圧板を用いた地山補強土工法による耐震補強を模擬した盛土模型に対し振動実験を行い、盛土の地震時挙動の把握を行った。この結果、のり面工低減係数 μ が、1.0 となる場合も移動土塊の拔出しによる崩壊が確認された。このことから、盛土では表面工係数からのり面工低減係数 μ を求めて設計を行う場合、 $\mu=1.0$ では危険側となる可能性があることが確認された。また、実験の再現解析を実施し、解析から得られるすべり面と実験による最終的なすべり面位置、降伏震度に差異があることが確認された。今後は、のり面の仕様が異なる場合の補強効果および実験と解析結果の差異についてより詳細な検討を行っていく予定である。

謝辞：論文執筆にあたり、日鐵住金建材(株)の岩佐氏には鉄道以外の分野における地山補強土工法の設計の考え方について御助言を頂いた。末筆ながら謝意を表す。

参考文献 1)公益社団法人 地盤工学会：地山補強土工法 設計・施工マニュアル，2011。2)村松正重，成瀬隆弘，毛利俊二：鉄筋補強土工法におけるのり面保護工の設計法について (その 2)，土木学会第 49 回年次学術講演会，1994。

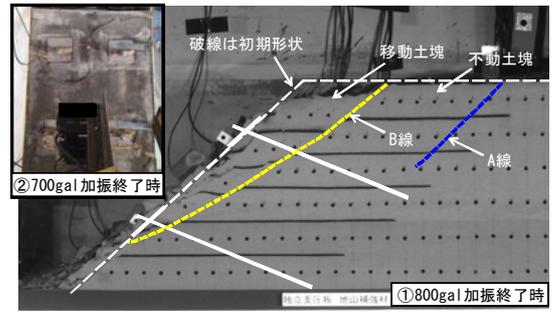


図 2 盛土変位状況

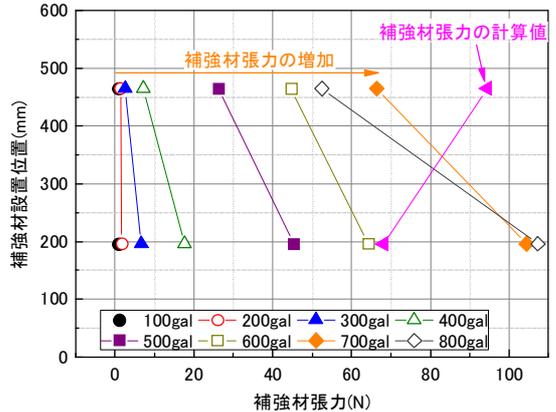


図 3 各加振試番における補強材張力

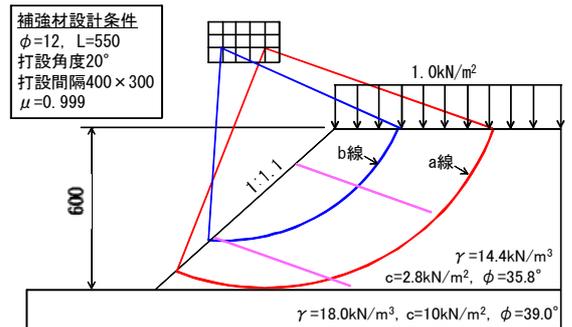


図 4 解析から得られたすべり面 (単位 : mm)

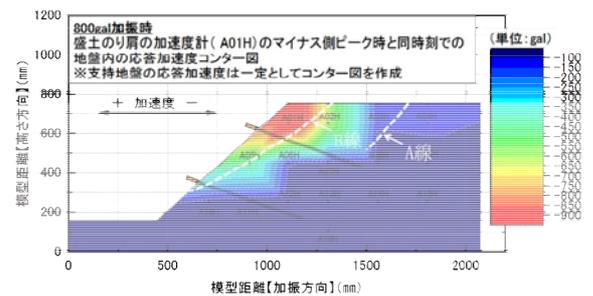


図 5 模型地盤内応答加速度コンター図