

III - B268

地山補強土工法に関する実物大実験（その3）

ー 載荷時の挙動 ー

 日本道路公団 試験研究所 正会員○山 聡 正会員 永吉 哲哉
 正会員 多田 誠 緒方 健治

1. まえがき

本報文は、参考文献¹⁾に示す実験計画に従って実施した実物大実験のうち、載荷時に着目し、極限つり合い式の検証及び破壊直前の挙動について説明を試みたので報告する。

2. 実験結果

2.1 載荷荷重とのり肩変位の関係 多段式変位計で計測したのり肩から50cm（補強ケース3は100cm）、深さ50cmの位置の水平変位と載荷荷重の関係を図1に示す。無補強ケースと補強ケース3の実際に破壊したときの荷重は、両者とも30.6kPaであり、その前の荷重段階28.2kPaにおいて、クリープが大きくなっている。なお、その前の25.9kPa載荷時の水平変位量は無補強ケースが11.1mm、補強ケース3が27.0mmであり、見掛けのせん断ひずみ γ に直すとそれぞれ0.2%と0.5%

である。補強ケース2は35.3kPa載荷直後の水平変位が44.1mm($\gamma=0.9\%$)であり、15時間荷重保持した後に、自立していたものの74.1mmまで変位が進行しており、そのまま放置すれば破壊したと考えられる。したがって、補強ケース2の見掛けのせん断ひずみ γ の限界値は0.9%以下と考えられる。これらから、見掛けのせん断ひずみ γ の限界値は、無補強ケースより補強ケースの方が大きく、補強ケースでは補強材が長いほど大きいと考えられる。

2.2 極限つり合い式の検証 表1は、設計で使われる次式の極限つり合い式²⁾で計算した安全率を、施工段階及び載荷段階について示したものである。

$$F_s = \frac{\Sigma c \cdot l + W \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi + \Sigma \lambda \cdot T \cdot (\cos \beta + \sin \beta \cdot \tan \phi)}{\Sigma W \cdot \sin \alpha} \quad \dots (1)$$

ここに、 c 、 ϕ ：地盤の強度定数、 l ：スライス分割片のすべり面長さ、 W ：スライス分割片の重量(kN/m)、 α ：すべり面勾配(°)、 β ：すべり面と補強材のなす角度(°)、 T ：補強材の引張り力(kN/本)、 λ ：引張り力 T の低減係数(=0.7)。

なお、補強材の周面摩擦抵抗は、引抜き試験結果¹⁾を基に、初期の土被り厚及び載荷による拘束圧の増加を考慮している。また、通常の設計では周面摩擦抵抗に安全率を見込むが、ここでは考慮していない。

補強ケース2、3の計算安全率が1.0となる載荷荷重は、実際の破壊荷重に比べて小さいが、その差は10kPa程度であり、極限つり合い式(1)の妥当性が認められる。

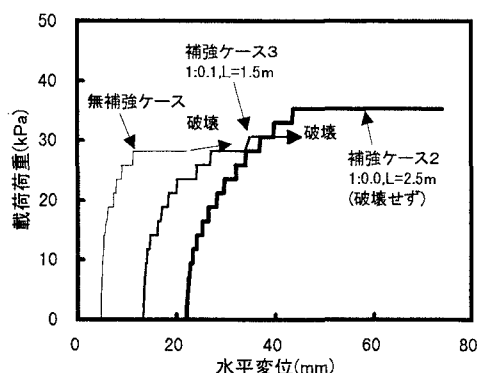


図1 載荷荷重と水平変位
(多段式水平変位計)の関係

表1 極限つり合い式による安全率

実験ケース		無補強ケース	補強ケース1	補強ケース2	補強ケース3
のり面勾配		1 : 0.3	1 : 0.0 (鉛直)		1 : 0.1
補強材長さ(m)		—	2.0	2.5	1.5
施工段階	2段掘削	1.98	1.64	1.69	1.74
	3段掘削	1.54	1.30	1.34	1.35
	4段掘削	—	1.06	1.11	1.12
	4段完了	1.29	1.10	1.15	1.15
載荷荷重(kPa)	8.8	1.17	—	1.11	1.07
	17.6	1.08	—	1.05	1.00
	26.5	1.01	—	0.99	0.93
	35.3	0.95	—	0.94	0.91

Keyword：地山補強土工法，実物大実験

〒194 東京都町田市忠生 1-4-1 TEL:0427-91-1621 FAX:0427-92-8650

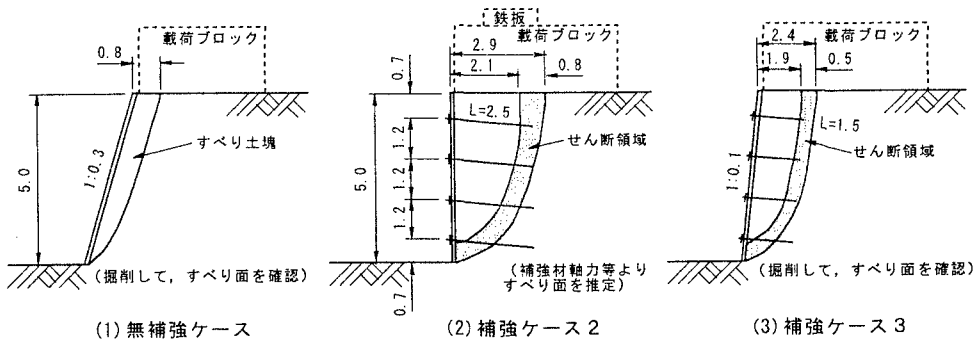


図2 推定されるすべり面の形状

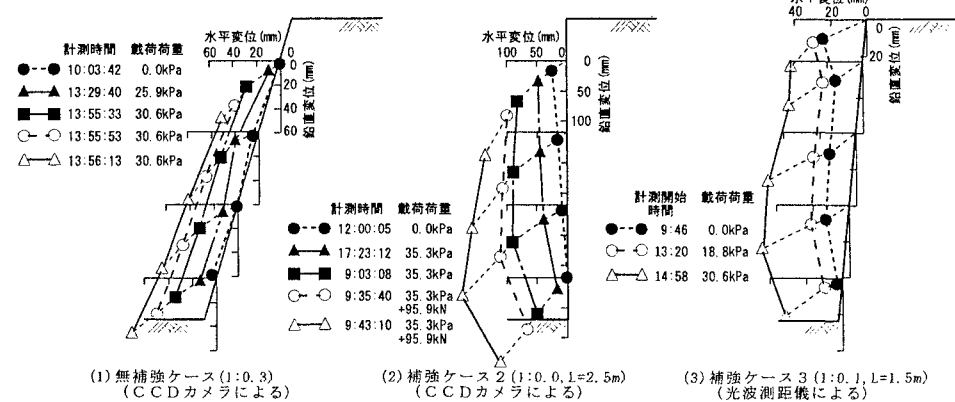


図3 破壊直前の掘削面の変位

2.3 崩壊時の挙動 無補強ケースの破壊時の状況は、モルタル吹付けの形状を保持したまま約 20cm 沈下し、モルタル吹付け下端が基盤に食い込むような形態で停止した。補強ケース 2 は、35.3kPa 載荷しても破壊に至らなかったため、15 時間荷重を保持した後、鉄板 (約 13.7kN/枚) を 7 枚載荷して破壊させた。破壊形態は、まず 4 段目補強材付近に入っていた水平クラックに、座屈するような現象が見られ、それより上部が前下方にせり出した後破壊した。補強ケース 3 は、同様に 4 段目補強材より上部が前下方にせり出して、約 1.2m 沈下し、基盤上で停止した。

図 2 に推定されるすべり面の形状を示す。無補強ケースのすべり土塊は、深さ 80cm 程度の比較的浅いものであるのに対し、補強ケース 2、3 のすべり面は、1 段目の補強材の後端付近と 4 段目の補強材の頭部付近を通り、0.5～0.8m 幅のせん断領域をもった円弧に近いものであった。

図 3 は、崩壊直前の掘削面の変位の状況を示したものである。無補強ケースの掘削面は、30.6kPa 載荷直後まで形状を保持しながら、ほぼ平行に変位しているが、破壊時には上部より下部が大きく変位している。補強ケース 2 の掘削面は、施工段階では前倒れの形状で変位する³⁾が、破壊に近ずいた 35.3kPa 載荷以降、下部の変位量が大きくなり、上部では変位の鉛直成分が大きくなっている。なお、この結果は載荷による破壊の形態であるが、施工途中で崩壊した補強ケース 1 も同様の形態であった³⁾。

3. まとめ

本実験の載荷段階の結果をまとめると、以下のとおりである。①見掛けのせん断ひずみ γ の限界値は、無補強ケースより補強ケースの方が大きく、さらに補強ケースでは補強材が長いほど大きい。②極限つり合い式(1)の妥当性が認められた。③無補強ケースのすべり面は、比較的浅いのに対し、補強ケースのすべり面は、円弧に近いものであった。④補強ケースの掘削面は、破壊に近ずくと下部が大きく変位し始め、上部の鉛直成分の変位が大きくなる。

- 参考文献** 1) 多田他:地山補強土工法に関する実物大実験(その 1). 土木学会第 52 回年次学術講演会, 投稿中, 1997. 9.
2) 日本道路公団:切土補強土工法設計施工指針(案). 1995. 6.
3) 永吉他:地山補強土工法に関する実物大実験(その 2). 土木学会第 52 回年次学術講演会, 投稿中, 1997. 9.