

盛土材のこぼれ出しが生じた補強土壁の性能に関する傾斜模型実験

(国研) 土木研究所 正会員○新田武彦 澤松俊寿 佐藤 登 宮武裕昭

1. はじめに

補強土壁とは、補強材、壁面材及び盛土材が相互に拘束し、一体となるメカニズムによって安定するものである。したがって、盛土材のこぼれ出し(写真-1)が発生すると補強メカニズムが失われることから、盛土材のこぼれ出しを防ぐことは最も基本的かつ最も重要な要求事項となる。そこで、(国研)土木研究所では産官学の共同研究を実施し、こぼれ出しを基本とした補強土壁の維持管理手法についての知見をとりまとめた¹⁾。一方で、こぼれ出しが生じた補強土壁を補修・補強するためにはこぼれ出しが生じた後の補強土壁の性能を評価する必要があるが、こぼれ出し後の補強土壁の挙動については十分な知見が得られていない。そこで本研究では、こぼれ出しによる補強土壁の性能に与える影響を把握することを目的とし、盛土材のこぼれ出しを模擬した補強土壁の傾斜模型実験(以下、「本実験」という。)を実施した。



写真-1 盛土材のこぼれだし状況

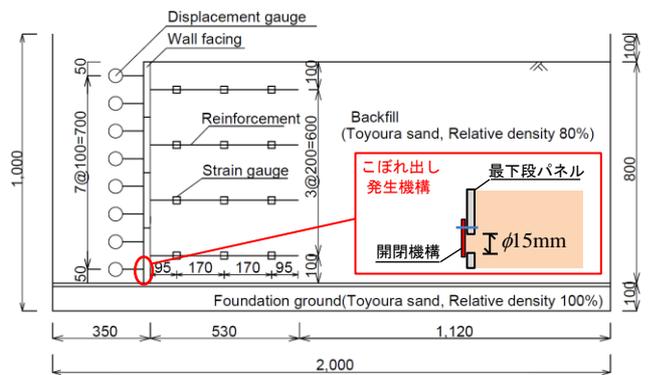


図-1 模型寸法及び計測器の配置 Unit: mm

2. 傾斜模型実験の方法

本実験は、壁高 800mm の補強土壁の模型に対して強制的にこぼれ出しを生じさせた状態で模型を傾斜させることにより擬似的な水平力を与え、その挙動を分析した。

(1) 実験概要

図-1 に模型寸法及び計測機器の配置を示す。補強材は HDPE 一方向ジオグリッド、盛土材は豊浦砂を使用し、壁面の変位や盛土材のこぼれ出しの明確な挙動が発現するように相対密度 D_r を 80% とした。

(2) こぼれ出し機構

本実験における盛土材のこぼれ出し方法を写真-2 に示す。



写真-2 こぼれ出し発生機構(最下段パネル)

実際のこぼれ出し発生箇所は多様であり 3 次元的で複雑な現象である。そこで、本実験では現象を単純化するために、模型の奥行き方向に一樣なこぼれ出しを生じさせることとした。具体的には模型の最下段パネル下部において強制的にこぼれ出しが発生できるように、水平方向に等間隔で計 8 箇所の孔を設置した。さらにこの孔に開閉機構を設けることによりこぼれ出しの発生及びこぼれ出す盛土量を制御した。なお、こぼれ出し量については、こぼれ出し率 r_l を定義し評価した。こぼれ出し率は $r_l = V_l / V_r$ で算出し、ここに、 r_l はこぼれ出し率、 V_l はこぼれ出した裏込め材重量、 V_r は補強領域内の裏込め材重量とすることとした。

(3) 実験ケース

実験ケースの一覧を図-2 に示す。Case1 は健全な状態、Case2 はこぼれ出しが発生し、その後こぼれ出しに対する抑止措置を行わない状態、Case3 は盛土材のこぼれ出しが発生し、その後こぼれ出しの抑止措置を行った状態を想定している。本実験での地震力を模擬した水平力 k_h (以下、「水平地震力 k_h 」という) と模型の傾斜角 θ (deg.) との

キーワード 補強土壁、傾斜模型実験、盛土材こぼれ出し

連絡先 〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6 (国研) 土木研究所 地質・地盤グループ 施工技術チーム TEL029-879-6759

関係は $k_h = \tan\theta$ となる。模型の傾斜速度は 1deg./min とし、クリープ変形を確認するために 1deg.毎に 1 分間保持させた。

3. 傾斜模型実験の結果及び考察

(1) こぼれ出しと壁面変位量の関係

図-3 に各ケース最終 Stage の $k_h=0.4$ 時における壁面の変位量を示す。こぼれ出しのない Case1 は一様な壁面の前傾モードであるが、こぼれ出しを発生させた Case2 及び Case3 は壁面の上端 2 段目までの変位量が卓越した前傾モードとなった。このようなこぼれ出しの有無による壁面の变形モードの違いは、実際にこぼれ出しが発生した場合、壁面の变形モードに着目することで、補強土壁への影響を判断する一つの指標となる可能性が期待できる。

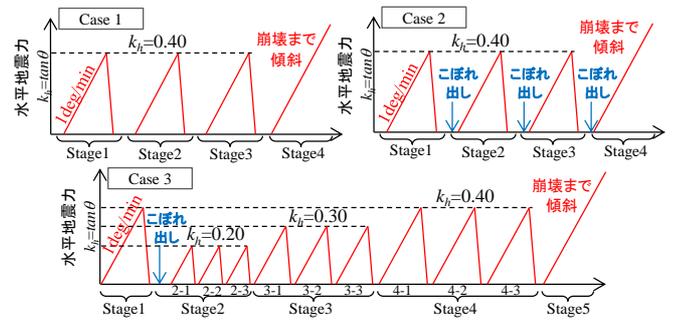


図-2 実験ケースおよび傾斜プログラム

(2) 水平地震力 k_h と壁面変位量との関係

補強材位置(H=700mm)における壁面変位量と水平地震力 k_h の関係を図-4 に示す。図より、Case1 においてはこぼれ出しがないため、 $k_h=0.4$ までの範囲で除荷・再載荷を繰り返しても弾性的な挙動を示し、塑性変位はほとんど発生していない。Case2 においては、各ステージにてこぼれ出し後の载荷により塑性変位が増加することが確認できる(図-4(A))。Case3 では、 $k_h=0.4$ に到達する前に $k_h=0.2$ 及び $k_h=0.3$ 相当の水平地震力で除荷・再載荷を繰り返しても、弾性的な挙動を示し塑性変位はほとんど発生していないことが確認された(図-4(B))。また、Case.3 の骨格曲線は Case.2 の $k_h=0.4$ までの载荷時の曲線とほぼ一致した。このことより、こぼれ出しの抑止措置の有無により大きな違いがあることが分かった。特にこぼれ出しの抑止措置を講じた場合には、処女载荷以下の水平力を繰り返し载荷しても塑性変位が増加することがない。

(3) 最大耐力 k_{hcr} とこぼれ出し率 r_l の関係

各ケースのこぼれ出し率 r_l (%) および最大耐力 k_{hcr} とこぼれ出し率 r_l の関係を図-5 に示す。ここで、最大耐力とは模型が崩壊した時点の水平地震力のことをいう。各ケースの崩壊した時点は図-4 に“x”で示す。図-4 及び図-5 より、こぼれ出しのない Case1 の最大耐力 $k_{hcr}=0.60$ に対して Case.2 の最大耐力 $k_{hcr}=0.41$ であり、31.6% の耐力低下が確認され、Case.3 では最大耐力 $k_{hcr}=0.47$ であり 21.7% の低下となった(図-4(C))。このように、 r_l が大きいほど、 k_{hcr} は小さくなっており、こぼれ出し率 r_l と最大耐力 k_{hcr} の関係は相関性があることが確認できる。このことより、補強土壁の耐力にはこぼれ出しを抑制することが重要であることが分かる。

4. まとめ

本実験で得られた知見を次に示す。こぼれ出しが発生すると耐力は低下し発生する変位が大きくなる。こぼれ出しが生じた後こぼれ出しを抑制すると、処女载荷以下の水平力を繰り返し载荷しても弾性的な挙動を示し変位は増加しない。したがって、本震によってこぼれ出しが生じたとしても、その後の余震にそなえて速やかにこぼれ出しの抑止措置を講じることが、補強土壁の変状を拡大させないためには非常に重要であるといえる。

参考文献 1) (国研)土木研究所ほか：補強土壁の維持管理手法の開発に関する共同研究、2017.3

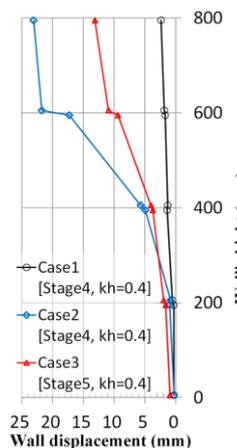


図-3 壁面変位比較

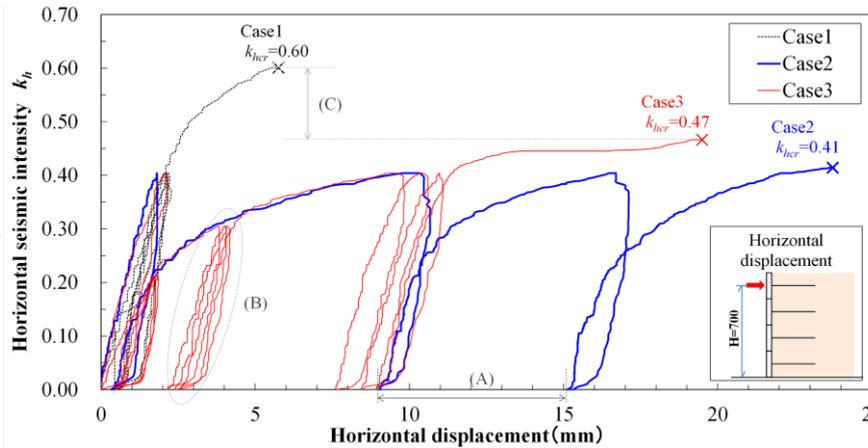


図-4 水平地震力 k_h と壁面変位(H=700mm)の関係

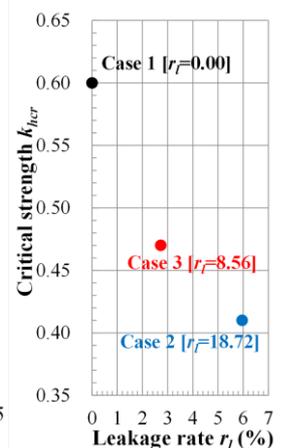


図-5 最大耐力とこぼれ出し率の関係