

加振履歴を有する模型盛土の散水時の水位上昇と変状・崩壊形態について

鉄道総合技術研究所
鉄道総合技術研究所
京都大学大学院

正会員 ○川尻峻三
正会員 西田幹嗣
フェロー 杉山友康

正会員 布川 修
正会員 松丸貴樹
正会員 伊藤賀章
正会員 太田直之

1. はじめに

降雨時における自然斜面や盛土斜面の安定性について模型実験によって検討した事例は比較的多い¹⁾。また、降雨後の盛土や斜面の地震時挙動に着目した研究開発も近年進められており、例えば秦ら²⁾や松丸ら³⁾は、散水後に加振を与えることで降雨による盛土の耐震性低下について検討し、降雨浸透によるサクシオン等の変化に伴う粘着力低下の影響や加振中の過剰間隙水圧の上昇が耐震性の低下に影響を及ぼすと報告している。一方で、加振履歴を与えた後における降雨時の斜面安定性については散水のみや降雨後の加振実験結果と比較して、模型および要素実験や数値解析による検討例が少ない⁴⁾。そこで本文では、重力場において加振履歴を与えた模型盛土への散水実験を実施して、加振を受けた模型盛土の散水時の水位上昇とそれに伴う変状および崩壊形態について報告する。

2. 実験概要

図1に模型盛土の概略図を示す。模型盛土は2次元模型である。高さ70mmの水平な支持地盤を作製し、その上のにり面勾配1:1.5、盛土高さ600mmの盛土を作製した。盛土構築に使用した地盤材料は稲城砂(土粒子密度 $\rho_s = 2.683\text{g/cm}^3$ 、平均粒径 $D_{50} = 0.165\text{mm}$ 、均等係数 $U_c = 2.59$ 、曲率係数 $U_c = 1.32$ 、細粒分含有率 $F_c = 10.8\%$ 、最大乾燥密度 $\rho_{d\max} = 1.533\text{g/cm}^3$ 、最適含水比 $w_{\text{opt}} = 19.5\%$)である。模型盛土の支持地盤ではA-c法に基づく締固め度 D_c (乾燥密度 ρ_d /最大乾燥密度 $\rho_{d\max} \times 100 = 95\%$ 、 $w = 19.5\%$ を目標とし、盛土部については $D_c = 75\%$ 、 $w = 13.0\%$ を目標に高さ50mm毎にバイブレーターによって締固めて作製している。なお、これらの値の設定根拠は、過去に稲城砂で実施した散水および加振実験時³⁾に、実験で使用した散水装置および振動台の性能の範囲内において散水時における水位上昇が適度であり、加振時に変状が発生し易い値であることが明らかとなっていることによる。なお、盛土内には図1に示したように加速度計、間隙水圧計、土壌水分計を設置し、盛土のり肩部には変位計を設置している。また、盛土底面の3箇所にマンノメーターを設置して盛土内の水位を観測した。

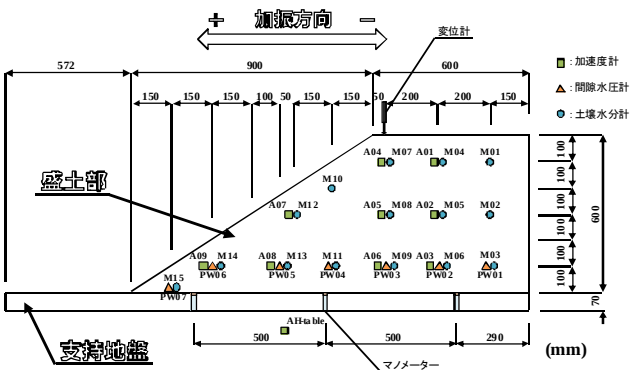


図1 模型盛土の概要と計測器の設置

表1 実験ケースのまとめ

Case No.	加振波形	のり肩部の鉛直変位 d_s (mm)	降雨強度 (mm/h)
1	加振無	0.00	30→40
2	sin波, 5Hz, 20波	1.66	30→40
3		12.35	30

表1に実験のケースを示す。実験は加振によるのり肩部の鉛直変位 d_s の大きさを基準に3ケース実施した。Case1は散水前の加振履歴が無く、 $d_s = 0.00\text{mm}$ である。Case2およびCase3はそれぞれ $d_s = 1.71\text{mm}$ 、 12.36mm となっている。加振は5Hz、20波のsin波を100gal~900galまでは100galずつのステップ加振を実施し、それ以降は任意の加速度振幅を適用して所定の d_s が得られるまで実施している。降雨強度については、時間雨量 $r = 30\text{mm/h}$ を基本としているが、Case1およびCase2では $r = 30\text{mm/h}$ の散水中に盛土内水位および間隙水圧の経時変化が緩慢となったため、 $r = 40\text{mm/h}$ に変更した散水を実施している。

3. 実験結果および考察

図2 a)および図2 b)はCase1およびCase3における散水中のマンノメーター高さの値を比較したものである。Case1およびCase2では散水開始後450分程度からマンノメーター高さの上昇が緩慢となったため、降雨強度を $r = 30\text{mm/h}$ から $r = 40\text{mm/h}$ に変更して模型盛土が崩壊するまで散水を行った。最も d_s が大きいCase3の結果は、Case1よりも模型盛土内の水位上昇速度が大きいことがわかる。

キーワード
連絡先

模型盛土, 加振, 散水
〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38 防災技術研究部 地盤防災 Tel.(042)573-7263

図3は、各実験ケースにおけるのり面変状発生時にマンメーターで観察した盛土内水位を示している。この結果より、のり面に変状が発生するまでの時間は d_s が大きいほど早い、変状発生時の盛土内水位は加振の有無に拘わらず同一であることがわかる。このような実験結果から、本実験で与えた加振履歴条件の範囲においては、加振履歴が散水時ののり面変状に与える影響は極めて少ないと考えられ、加振の有無は盛土内水位の上昇速度には大きく影響を及ぼすものののり面変状が発生する際の盛土内水位には影響が小さいと判断できる。

つぎに変状および崩壊メカニズムについて検討する。本実験での散水による模型盛土の変状および崩壊メカニズムは実験ケースによらず、既往の模型盛土への散水実験結果と類似する崩壊メカニズムであると推察される⁵⁾。図4は変状および崩壊メカニズムを示した概略図である。また、図5は変状から崩壊が発生するまでの模型盛土の状況を示している。まず、すべての実験ケースで同様に盛土奥行き200mm程度の箇所のにり面変状としてクラックが発生した。これは、飽和化（サクションの減少）に伴うせん断強度の低下と水位上昇に伴う間隙水圧増加による有効応力の低下に起因していると考えられる（図4中①）。さらにのり尻部では、土被り圧が小さく、元来の有効応力が小さいため、僅かな間隙水圧増加によって有効応力が低下してすべりに対するせん断抵抗力が低下すると考えられる（図4中①）。これにより、のり先の変状が発生して（図4中②）、さらに盛土内水位が上昇すると、浸透力の作用（図4中③）と飽和化（サクションの減少）および有効応力の低下に伴ってせん断強度も低下（図4中④）して、引張クラックが崩壊箇所よりも盛土上方の斜面に発生する（図4中⑤）。その後、発生した引張クラック部を境界とした崩壊ブロックがのり尻側へと滑動する（図4中⑥）と考えられる。散水中はのり肩部が大規模崩壊するまで、このような逐次崩壊を繰り返した。

4. まとめ

模型実験の結果から、加振により浸透特性が変化し、加振を受けることで盛土内水位の上昇速度が大きくなったことが明らかとなった。また、変状・崩壊形態は、飽和度および水位上昇に伴う有効応力低下によってすべりに対するせん断抵抗力が低下することでのり面に変状が発生した。変状発生後は、変状発生箇所から逐次崩壊を繰り返した。

参考文献 1)例えば、久楽勝行,石塚広史:雨水の浸透と盛土の安定性,土と基礎,Vol.30, No.9, pp.37-43, 1982.2)秦吉弥,一井康二,土田孝,加納誠二:降雨による盛土の耐震性低下に関する一考察,土木学会論文集C, Vol.65, No.2, pp.401-411, 2009. 3)松丸貴樹,小島謙一,舘山勝,渡辺健治:盛土の耐震性に与える浸透水の影響に関する実験的研究,鉄道総研報告, Vol.22, No.3, pp.41-46, 2008. 4)鳥居宣之,沖村孝,加藤正司:地震後の降雨による斜面崩壊発生機構に関する実験的検討,土木学会論文集C, 土木学会, Vol.63, No.1, pp.140-149, 2007. 5)堀俊和:農業用ため池の豪雨災害に関する研究,博士論文,京都大学, 2004.

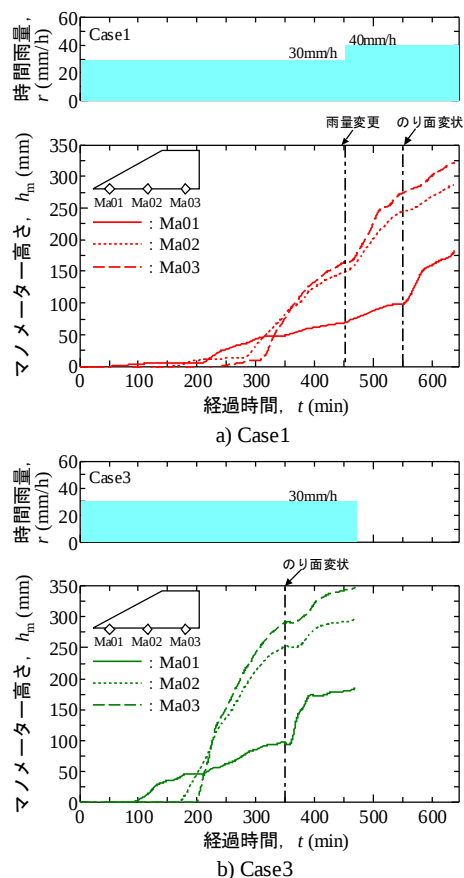


図2 マンメーターの経時変化の比較

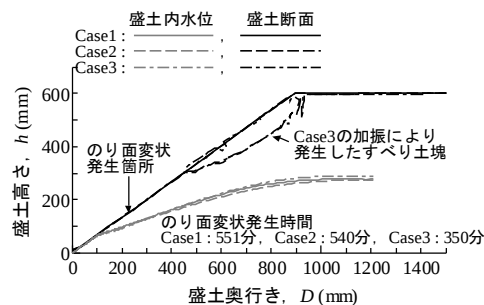


図3 のり面変状発生時の盛土内水位

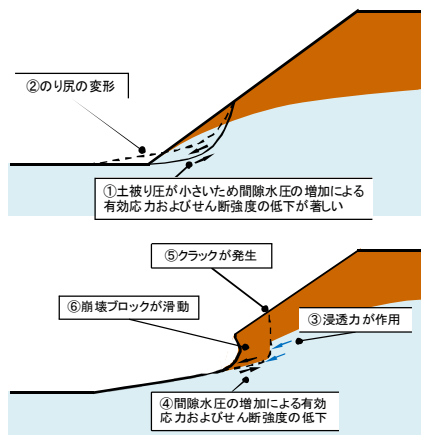


図4 模型盛土の変状および崩壊メカニズムの概略図

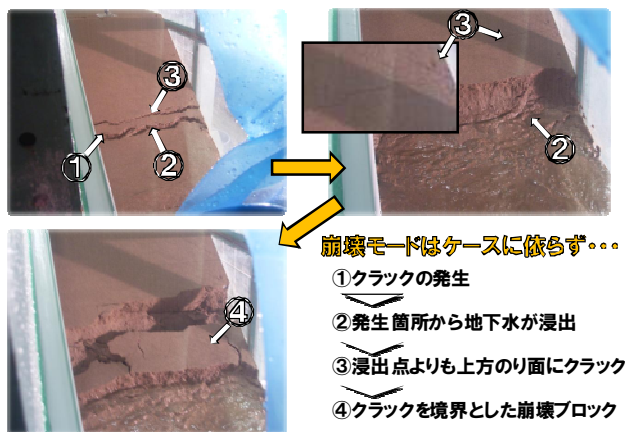


図5 変状および崩壊の様子