

1G 場振動台実験による浸潤面位置が地震時の盛土造成斜面の安定性に及ぼす影響

名古屋大学 正会員 ○村尾英彦, 野田利弘, 中井健太郎, 吉川高広

1. はじめに

筆者らはこれまでに、地震時の盛土造成斜面の破壊メカニズム解明を目的として正弦波加振による 1G 場振動台実験を行い、飽和盛土地盤に対して、次のことを明らかにしてきた¹⁾。①入力振動数が模型斜面の初期の基本固有振動数と等しい場合は、载荷初期から共振が生じて加速度が増幅した後、減衰を伴いつつ斜面の安定性が著しく低下する。②入力振動数が基本固有振動数と異なると共振が生じず载荷初期の揺れは小さく模型斜面は安定に見えるが、模型斜面の基本固有振動数が入力振動数よりも小さい場合は、継続加振によって次第に盛土材の塑性変形が進展して模型斜面の基本固有振動数が徐々に減少するため、やがて共振が生じて盛土が急激に崩壊する。③逆に模型斜面の基本固有振動数が入力振動数よりも大きい場合は、盛土材の塑性変形が進展しても基本固有振動数は入力振動数から離れる一方であるため、共振せずに安定を保つ。盛土造成斜面の地震時安定性に及ぼす影響因子は、振動数特性以外にも多々考えられる。例えば、盛土造成斜面内では背後斜面からの地下水供給や降雨によって浸潤面位置が常時変動するが、浸潤面位置によって、地震時挙動が異なることが想定される。本報では浸潤面の位置を変化させた、不飽和模型斜面に対して新たに実験を行なった結果より、浸潤面の位置の違いが加速度増幅率、変形モード、および間隙水圧に及ぼす影響について考察し、盛土造成斜面の安定性について述べる。

2. 模型実験の概要

図 1 に模型斜面の形状、計測機器設置位置、および浸潤面位置を示す。材料、模型作成方法などは既報¹⁾と同様である。加振条件についても同様で、模型斜面の固有振動数に近い振動数一定 (50Hz) の正弦波を 0.2m/s^2 から段階的に 0.5m/s^2 刻みで大きくする加振を行った。各段階の加振時間は 60 秒で、加振終了後に 240 秒のインターバルを設けている。

3. 実験結果および考察

浸潤面位置が盛土造成斜面の地震時挙動に及ぼす影響を把握するために、浸潤面模型斜面中位の不飽和状態験 (Case II)¹⁾との比較を行った。以下の比較では

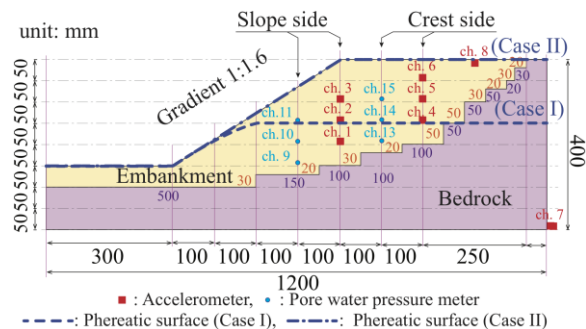


図 1 模型斜面の断面と浸潤面位置

Case I, II ともに、法面側と天端側の計測結果の傾向がほぼ同様であったため、法面側の計測結果を示す。

3. 1. 加速度増幅率の比較

図 2 に Case I, II の加速度増幅率の変化を示す。深度方向の増幅率を比較すると、模型地盤の変状が顕著となる大きな加振レベルまでは、盛土部分の層厚 (土被り) が大きいほど、増幅率も大きくなる関係性 (ch.1 < ch.2 < ch.3) は、Case I, II において共通している。また、入力振動数は加振前の模型地盤の固有振動数に近いので、加振レベル当初段階では、共振によって増幅率は次第に大きくなる傾向も共通している。ただし、Case I では入力加速度 1.2m/s^2 でピークとなるのに対して、Case II では入力加速度 0.7m/s^2 でピークとなる。これらの違いは、Case I では浸潤面が盛土中央部にあり、不飽和条件であるために、加振による固有振動数変化に影響を与える塑性変形が進行しにくいことが原因で、模型斜面の固有振動数と入力振動数の一致、すなわち最も共振現象が見られる加振段階が異なると考えられる。このことから、飽和地盤に比べて不飽和地盤の方が固有振動数の変化を生じにくいと言える。

加速度増幅率がピークを迎えた後、加速度増幅率が減少する傾向は Case I, II において共通である。これらは、盛土部分の塑性変形進展に伴う剛性低下を伴って、模型斜面の固有振動数が変化した結果である。また、加速度増幅率の反転は、当該箇所間で破壊が発生し、深部からの振動が十分に伝播しなくなったことを意味する¹⁾。図 3 に Case I, II の実験終了時の模型側面状況を示す。Case I では、入力加速度 5.2m/s^2 で法面に沿ったすべり面が形成される斜面側の破壊が生じ、その

キーワード 斜面安定, 盛土造成斜面, 水位条件, 振動数特性, 破壊メカニズム

連絡先 〒464-8603 名古屋市中種区不老町 名古屋大学大学院 工学研究科 土木工学専攻 TEL 052-789-5203

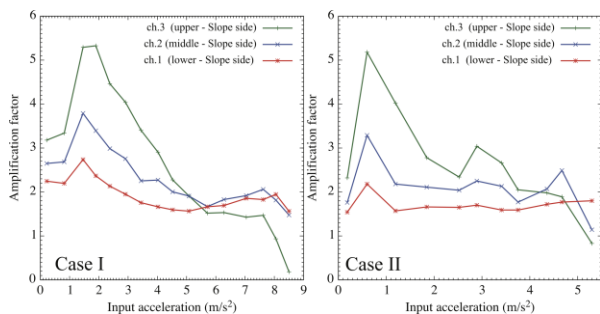


図2 Case I(不飽和)と Case II(飽和)の加速度増幅率

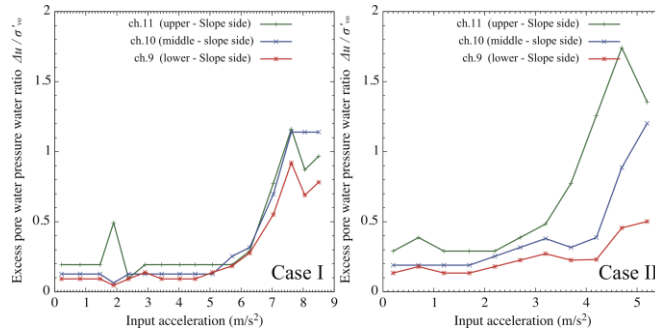


図4 Case I(不飽和)と Case II(飽和)の過剰間隙水圧比

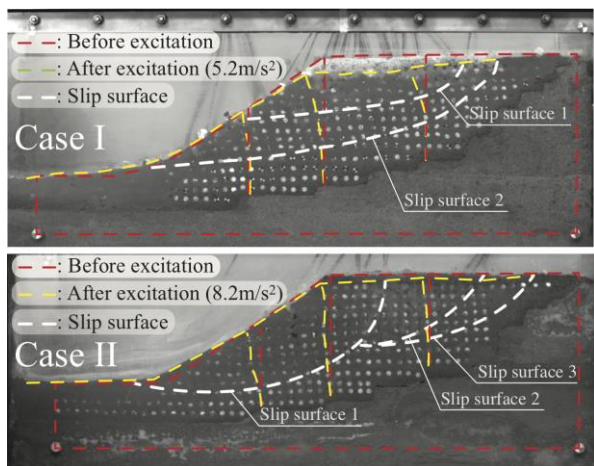


図3 Case I(不飽和)と Case II(飽和)の実加振後の側面状況

後、浸潤面付近を先端とする後退的なすべりが発生し、 8.2m/s^2 で天端側の法肩から離れた箇所にも亀裂が生じて全体破壊に至る。塑性変形の蓄積に伴う剛性低下というメカニズムで生じていると考えられる。また、後退的に生じたすべり面の末端部は、いずれも浸潤面付近の盛土中央部であることから、浸潤面位置付近での剛性低下が起因してすべり面が形成されていると考えられる。このことは浸潤面位置がすべり面形状に影響を与えていることを示唆している。一方、Case IIでは、入力加速度 4.2m/s^2 で盛土表層部の破壊による流動的な大変形が発生し、 5.2m/s^2 において盛土深部にすべり面が形成されて全体破壊に至る。Case IIの表層部と深部の破壊メカニズムも塑性変形の蓄積に伴う剛性低下であることから、Case I, IIにおける破壊メカニズムは共通であるが、変形量と破壊形態が異なる。これらのことから、同一の加速度が入力された場合には、飽和地盤に対して不飽和地盤の方が変形量は小さく、変形モードが異なると言える。

3.2 過剰間隙水圧比の比較

図4に Case I, IIの過剰間隙水圧比の変化を示す。過剰間隙水圧比は、加速度増幅率の反転が生じはじめる手前 (Case I: 4.7m/s^2 , Case II: 2.2m/s^2) から、飽和部において上昇しはじめ、やがて1.0を超える。過剰間

隙水圧比の上昇は地盤の剛性低下を意味しており、過剰間隙水圧比が1.0を超えた加振段階で、加速度増幅率の反転が起きていることから、繰返し载荷に伴う塑性変形の進展が盛土造成斜面の崩壊メカニズムだと言える。また、飽和地盤において、過剰間隙水圧比が1.0を大きく上回るのは、加振に伴う表層部の流動的な変形が大きく、土被り量が加振前 (σ'_{vo}) に対して減少することが原因であると考えられる。

4. おわりに

模型斜面の浸潤面位置を変えた実験より、①地震中は塑性変形の進展とともに模型斜面の固有振動数が変化したが、飽和地盤に比べて不飽和地盤の方が緩やかに変化すること、②飽和地盤は表層の流動的な滑りが次第に深部へと進展するのに対し、不飽和地盤は浸潤面付近を先端とする後退的なすべりが発生しており、崩壊モードは異なること、③ただし、飽和・不飽和地盤ともに、滑りが発生する加振段階において、加速度増幅率の反転と過剰間隙水圧比の上昇がみられることから、塑性変形の進展に伴う剛性低下が共通の崩壊メカニズムであること、を見出した。これらは、地下水位条件以外が同じである盛土造成斜面において、不飽和地盤の方が飽和地盤に対して耐震性能が高いことを意味しており、対策工という視点からは、地下水排除工の施工と、それらの継続的な維持管理が有効であることが裏付けられた。

現行の盛土造成斜面の耐震設計は震度法に基づいており、基本的に最大加速度を水平震度に換算して耐震評価する。しかし、これまでの一連の実験結果は、斜面安定が単に加速度の大きさで決まるものではなく、地震動の卓越振動数と地盤の固有振動数の関係、また、地震動によって生じる塑性変形に伴う固有振動数の変化の程度を把握することが需要であることを意味する。

参考文献 1) Murao, H., Nakai, K., Noda, T. and Yoshikawa, T. (2018) Deformation/failure mechanism of saturated fill slopes due to resonance phenomena based on 1G shaking-table tests, Canadian Geotechnical Journal.