

Ⅲ-A157 片盛土の動的遠心模型実験を対象としたすべり安定計算

東京大学生産技術研究所 正会員 古関潤一
建設省土木研究所 正会員 松尾 修
中央開発 正会員 西原 聡

1. はじめに

地震時の道路盛土の大規模崩壊事例を再現するために、多様な条件のもとで模型実験が行われている^{1)~4)}。ここでは、その一部を対象としてすべり安定計算を実施し、安全率と実測沈下量の関係について検討した。

2. 実験概要

表1に示す7ケースの動的遠心模型実験^{1), 2)}を対象として検討を行った。模型断面の例を図1に示す。石膏で地山と支持層を作成し、江戸崎産砂質土 ($D_{50}=0.17\text{mm}$, $U_c=2.0$, 締固め試験による $\rho_{d\max}=1.588\text{g/cm}^3$) を最適含水比 (=19%) の状態で締固め度 D ($=\rho_d/\rho_{d\max}$) が85%または80%となるように数層に分けて突き固めることにより、高さ、天端幅、奥行き各20cmの盛土を作成した。地山とのり面の勾配 α は30° または35° である。40Gまたは50Gの遠心加速度下において100Hzの正弦波20波を用いて水平加振した。一部のケースでは粘性が水の50倍のシリコンオイルを用いて盛土下部を所定の水位WLまで飽和させ、盛土側方の空間にも水位がある状態となし状態の2通りの条件下で加振を行った。

3. 計算条件

図2に示すような円弧すべり面を仮定して修正フェレニウス法に基づく次式により安全率 F_s を算定した。盛土側方に水位のあるケースでは、のり面に作用する静水圧の影響も考慮した。盛土側方に水位のないケースでは、盛土内との水位差によって浸透力が作用したと考えられるが、計算ではその影響を考慮しなかった。

$$F_s = \frac{\sum [c \cdot L_i + \{ (W_i - u_i \cdot b_i) \cos \beta_i - k_h \cdot W_i \cdot \sin \beta_i \} \tan \phi]}{\sum (r \cdot W_i \cdot \sin \beta_i + h_i \cdot k_h \cdot W_i)}$$

ここに、 k_h は水平震度で台加速度振幅より算定した。 W_i と u_i はi番目のすべりブロックの重量とその底面に作用する間隙圧で、 u_i は盛土内で測定した加振時の最大過剰間隙圧比（一次元的に算定した初期有効上載圧で正規化）に基づいて設定した。 r , L_i , b_i , β_i , h_i は図2を参照されたい。 c および ϕ は、実験に用いた盛土材料の三軸圧縮試験

表1 模型条件

ケース	のり面勾配 α / 締固め度D	盛土内水位 WL / 盛土側方水位	遠心加速度 n_g / 加振加速度 a_{base} (加振ステップ順)
1-3	30° / 85.2%	80mm/あり	50/ 6.9, 14.5, 18.6G
1-4	30° / 79.2%	160mm/あり	50/ 6.8, 13.3G
2-5	35° / 79.8%	160mm/なし	40/ 13.1, 12.6G
2-6	35° / 81.4%	80mm/なし	40/ 12.5, 12.6G
2-7	35° / 80.9%	0mm/なし	40/ 13.8, 14.3G
2-8	30° / 80.2%	80mm/なし	40/ 10.9, 12.2G
2-9	30° / 79.4%	0mm/なし	40/ 14.2, 14.3G

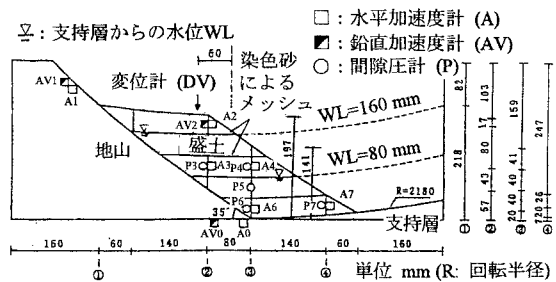


図1 模型断面の例（ケース2-5）

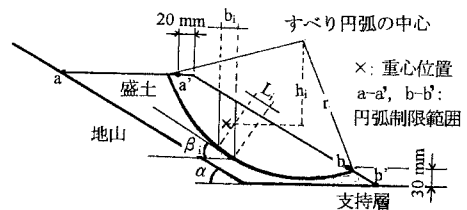


図2 仮定したすべり面と円弧制限範囲

表2 盛土材の強度特性

ケース	締固め度D	水位以下	水位以上
1-3	約85%	$c=0$, $\phi=45^\circ$	$c=3.9\text{kPa}$, $\phi=35^\circ$
1-3以外	約80%	$c=0$, $\phi=42^\circ$	$c=2.9\text{kPa}$, $\phi=33^\circ$

キーワード 盛土、動的遠心模型実験、円弧すべり安定計算、震度法、過剰間隙圧

連絡先: 〒106-8558 港区六本木7-22-1東京大学生産技術研究所第5部 Tel:03-3402-6231 Fax:03-3479-0261

結果に基づいて設定した（表2）。

盛土の沈下は主として加振中に進行したため、安定計算では慣性力と盛土内に生じた過剰間隙圧の影響を同時に考慮した。また、実験では図3に示すように盛土の沈下は主としてせん断変形により生じた。さらに盛土内のみに水位のある各ケースでは、のり肩からのり尻にかけて小規模なすべりも生じた。一方、安定計算では、図2に示す円弧制限を設けて、のり肩とのり尻部が同時にすべるような比較的大規模なすべりに対する安全率を算定した。これらの破壊モードは対応していないが、以下では計算で得られた安全率を指標的に取扱うことにより、盛土沈下量の実測値との対応関係について検討した。

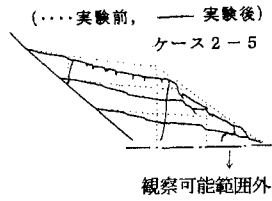


図3 変形状況の例

は、のり肩からのり尻にかけて小規模なすべりも生じた。一方、安定計算では、図2に示す円弧制限を設けて、のり肩とのり尻部が同時にすべるような比較的大規模なすべりに対する安全率を算定した。これらの破壊モードは対応していないが、以下では計算で得られた安全率を指標的に取扱うことにより、盛土沈下量の実測値との対応関係について検討した。

4. 計算結果と実験結果の比較

各加振ステップごとの実測沈下量を盛土の初期高さで正規化した値と水平震度 k_h の関係を図4に、安全率 F_s との関係を図5に示す。前者の関係は模型条件の違いに応じて大きくばらつき、同程度の k_h および締固め度 D のもとでは盛土内水位 WL が高いほうが、さらに同じ WL の盛土ではのり面勾配 α が大きいほうが正規化沈下量が大きかった。一方、後者の関係ではばらつきが比較的小さくなり、 WL と α に関わらず、正規化沈下量が増加するほど F_s が低下する傾向が得られた。これは、 WL と α の影響が、 F_s の値にある程度合理的に反映されたためと考えられる。ただし、正規化沈下量と F_s の関係は D の値に応じて異なり、 D が高いほうが同じ F_s でも正規化沈下量が小さかった。これは、繰返し载荷を受ける盛土の残留変形特性が D によって異なるためと考えられる。同様な傾向が、液状化地盤の液状化指数 P_L とその上の両盛土の沈下量の関係においても報告されている⁵⁾。

なお、図4では同じ模型で同程度の k_h でも2回目加振時のほうが1回目加振時よりも沈下量が小さくなっているケースが多い。計算では1回目加振時に生じた盛土の残留変形を考慮せず、また盛土内水位も設定値が維持されたと仮定したため、これらの変化の影響が F_s に反映されず、図5に見られるばらつきの原因の一つとなったと考えられる。

5. まとめ

円弧すべり安定計算で三軸試験結果から盛土の強度特性を設定し、さらに慣性力と過剰間隙圧の影響を同時に考慮して得られた安全率が、模型実験で実測した沈下量とある程度の相関があること、さらに、これらの関係が盛土の締固め度に応じて異なることを示した。

参考文献 1)近藤浩市ら：片盛土の耐震性に関する動的遠心模型実験，土木学会第50回年次学術講演会第3部門，1995。2)同(その2)，土木学会第51回年次学術講演会第3部門，1996。3)同(その3)，土木学会第53回年次学術講演会第3部門，1998。4)林宏親ら：道路盛土の耐震性に関する遠心模型実験，第33回地盤工学研究発表会，1998。5)澤田亮ら：液状化地盤上における盛土沈下量の簡易推定法に関する一考察，第34回地盤工学研究発表会投稿中，1999。

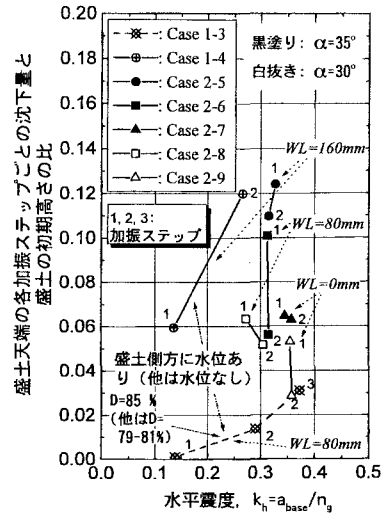


図4 正規化沈下量と水平震度の関係

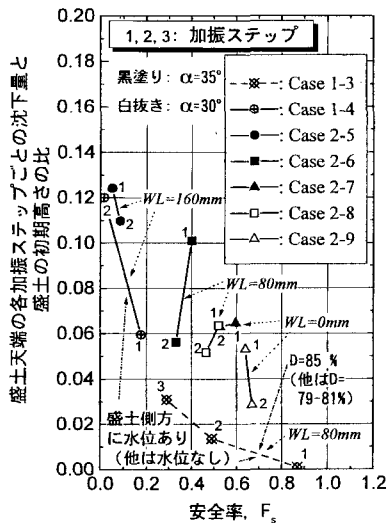


図5 正規化沈下量と安全率の関係