

単純斜面の地震時流動破壊に関する動的遠心模型実験

齊藤由紀子¹・松尾 修²・佐々木哲也³

¹正会員 建設省土木研究所 動土質研究室 (〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地)
²正会員 工修 建設省土木研究所 動土質研究室長 (〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地)
³正会員 工修 建設省土木研究所 動土質研究室研究員 (〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地)

飽和した山岳盛土の地震時における流動破壊現象を調べるため、単純化した傾斜地盤模型を用いて動的遠心模型実験を行った。地盤の締固め密度、斜面傾斜、浸透水位、地震力の条件を変化させて実験を行った結果、地盤の密度が最も変形に影響することが分かった。地盤の傾斜が急で密度が緩いケースでは、加振後もしばらく地盤が流動する現象が見られ、最下層にすべり層が生じた。最下層部の有効応力経路を描くことにより、流動破壊したケースは加振とともに地盤の応力状態が破壊線の方に移っていき、加振後も不安定な状態にあることがわかった。要素試験結果から単純斜面を対象に流動破壊が生じる領域、生じない領域を示し、遠心実験の結果に適用した。その結果、傾斜が急なケースについては整合がとれた。

Key Words : Flow failure, Earthquake, Centrifuge test, Seepage

1. はじめに

1993年釧路沖地震では沢部を横断する盛土が、また1995年兵庫県南部地震ではため池に接する盛土が大規模に崩壊した事例が見られた^{1),2)}。いずれも盛土内に浸透水や地下水が存在しており、飽和した盛土の流動破壊が疑われる事例である。筆者らは、このような流動破壊の発生条件を調べる目的で、山岳盛土を対象に遠心模型実験を行った³⁾。今回は、問題を単純化して、単純斜面を用いて同様の実験を行った。その結果、斜面の流動破壊現象を再現することができ、破壊メカニズムに関する基礎的な知見が得られた。

2. 実験方法

実験模型および実験条件を図1、表1に示す。地山は石こうで作成し、斜面は最適含水比 ($w=14\%$) に調整した砂質土 (江戸崎砂、 $D_{50}=0.17$ 、 $\rho_s=2.684\text{ g/cm}^3$ 、締固め試験による $\rho_{\text{max}}=1.588\text{ g/cm}^3$ 、 $F_c=10.8\%$) を突き固めて作成した。斜面作成後は遠心加速度 $50G$ を作用させて、斜面上部から水の50倍の粘性を持つシリコンオイルを浸透させた。加振は、浸透水が目標水位でほぼ

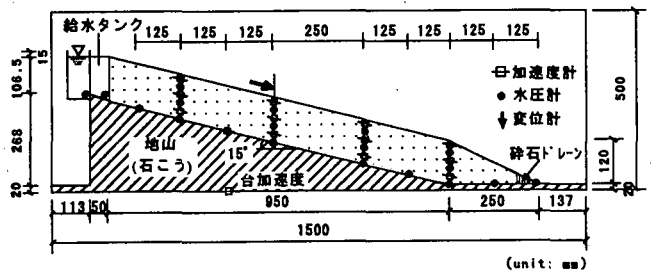


図1 実験模型

表1 実験条件

| Case | 傾斜 (°) | 平均水位 (mm) | 乾燥密度 (g/cm ³) | 締固め度 (%) | 加振加速度 |
|------|--------|-----------|---------------------------|----------|---------|
| 1 | 15 | 115 | 1.274 | 80.2 | 15G |
| 2 | 15 | 110 | 1.262 | 79.5 | 8G |
| 3 | 5 | 110 | 1.279 | 80.5 | 7.5G |
| 4 | 5 | 104 | 1.264 | 79.6 | 16G |
| 5 | 15 | 111 | 1.419 | 89.4 | 5G, 15G |
| 6 | 15 | 74 | 1.264 | 79.6 | 9G |
| 7 | 15 | 116 | 1.325 | 83.4 | 8.5G |

※加振波形: sin75Hz, 10波、遠心加速度: 50G、層厚: 120mm

定常に達した時点で、表1に示す条件で行った。実験方法の詳細は、文献4)を参照されたい。なお、本文の図表中の数値は全て模型スケールで示している。

3. 実験結果

ケース6の加振後の変形状況を図2に示す。せん断ひずみは優に100%を超えており、想定していた単純斜面の

形状を保っていない。15°斜面の場合、他の条件は同じで加振加速度を変化させたケース1と2、水位（初期せん断応力比）を変化させたケース2と6をそれぞれ比べ

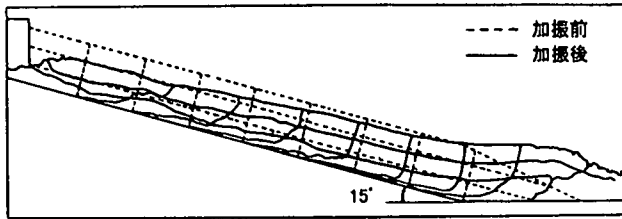


図2 模型の変形状況 (ケース6)

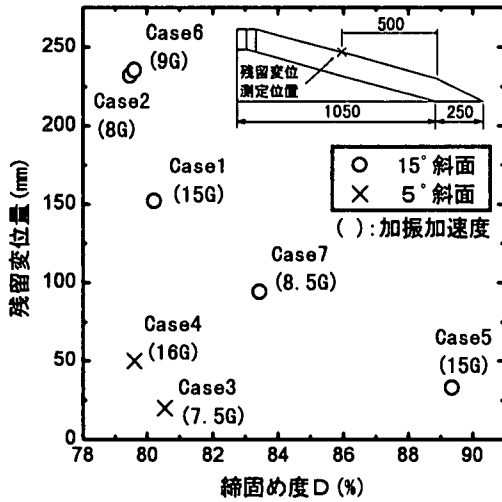


図3 締固め度と残留変位量の関係

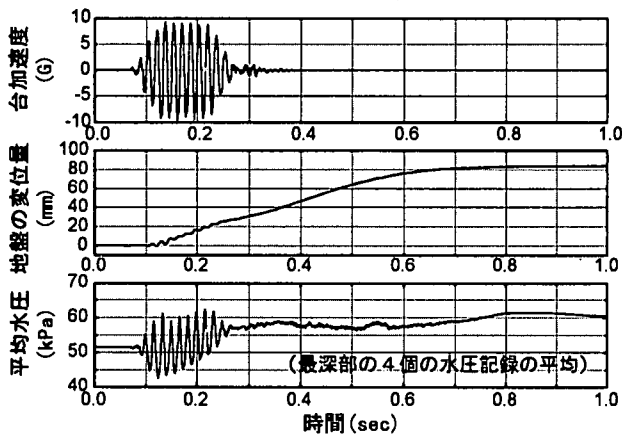


図4 時刻歴 (ケース7)

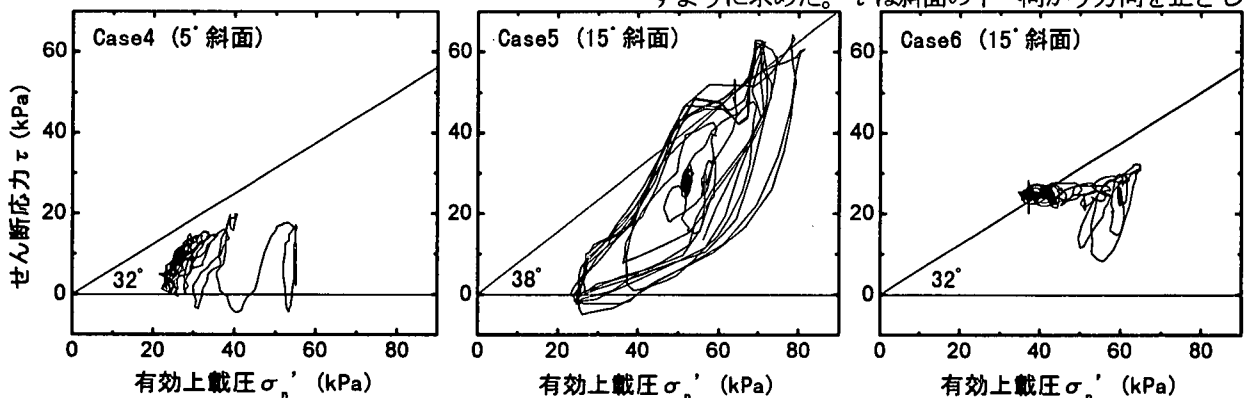
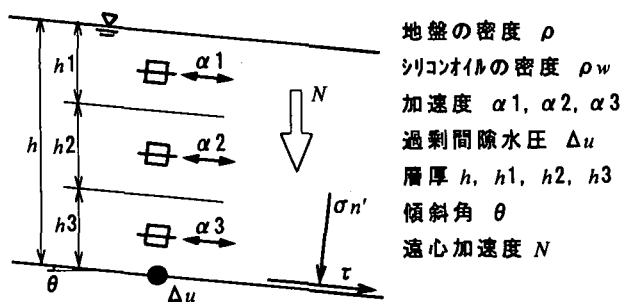


図5 有効応力経路 (ケース4, 5, 6)

と、いずれも変形が大きく、変位量に有意な差が見られなかった。変位量に明確な違いが見られたのは、傾斜と密度の条件を変えた場合である。密度については、今回の遠心実験と同じ試料を用いて行った単調中空ねじりせん断試験でも残留強度に大きく影響することが分かっている（後述の図7(a)参照）。密度と加振後の残留変位量の間係を図3に示す。このうち、ケース1, 2, 6, 7において、図2に示すような、最下層に不連続なすべり層が生じた。他の条件は同じで密度を変化させたケース2, 5, 7に着目すると遠心実験でも同じように密度の影響は大きく、変位量の差となって表れていることが分かる。なお、このことは、山岳盛土の実験³⁾でも同様であった。

変形が大きかったケースの一例としてケース7の地盤の変位量と斜面全体の平均水圧の時刻歴を図4に示す。地盤の変位量はレーザー式変位計を用いて地表に設置したターゲットの移動量を測定したものである。図より加振後も加振中の2倍近い変位が出ていることが分かる。同図で、変位は加振終了後しばらくの間(0.25~0.35sec)、正の加速度で進行しているが、これは最下層のすべり層の残留抵抗が重力による斜面の滑動力を下回っていることを示唆している。密度が高いケース5と傾斜が緩いケース3, 4は加振が終了した時点で変形もほぼ止まったが、その他のケースは同じように加振後も流動する様子が見られた。

ケース4, 5, 6の加振中の土槽底面における有効応力経路を図5に示す。図中の直線は、遠心実験と同じ砂質土を用いた単調載荷中空ねじりせん断試験⁹⁾から求めた排水強度である。ここで、有効上載圧 σ'_n とせん断応力 τ は、応答加速度と間隙水圧の測定値を用いて図6に示すように求めた。 τ は斜面の下へ向かう方向を正として



地盤の密度 ρ
 シコンオイルの密度 ρ_w
 加速度 $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$
 過剰間隙水圧 Δu
 層厚 h, h_1, h_2, h_3
 傾斜角 θ
 遠心加速度 N

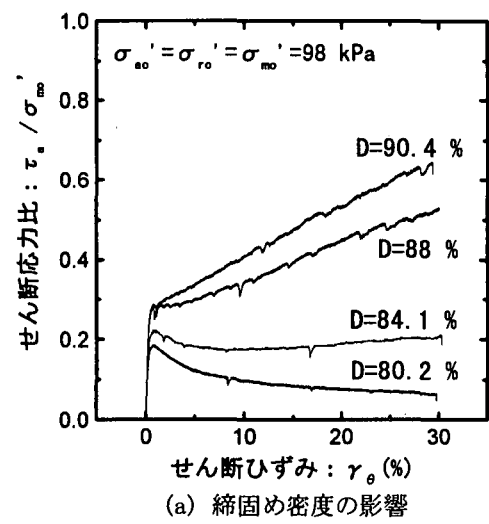
有効上載圧 σ_n'

$$\sigma_n' = N(\rho - \rho_w) \cdot h \cdot \cos^2 \theta - \Delta u$$

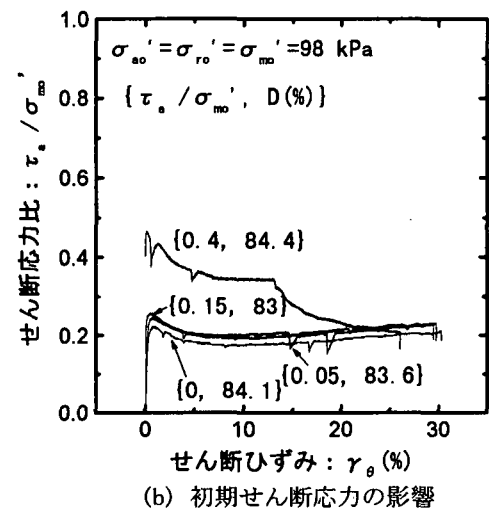
せん断応力 τ

$$\tau = N \cdot \rho \cdot h \cdot \cos \theta \cdot \sin \theta + \rho(h_1 \cdot \alpha_1 + h_2 \cdot \alpha_2 + h_3 \cdot \alpha_3) \cdot \cos \theta$$

図6 有効上載圧 σ_n' とせん断応力 τ の求め方



(a) 締固め密度の影響



(b) 初期せん断応力の影響

図7 単調中空ねじりせん断試験結果

おり、 σ_n' と τ は斜面全体の平均をとった。なお、 τ は地盤の滑動応力であり、最下層に実際に生じているせん断応力とは必ずしも一致しないことに注意する必要がある。図5より、密度が緩く変形が大きかったケース6で

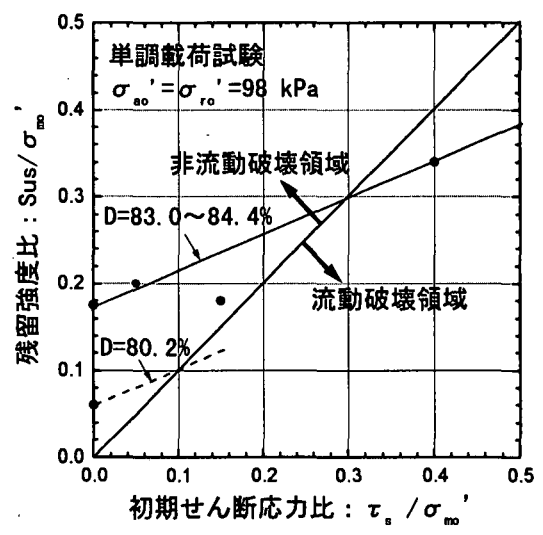


図8 残留強度と初期せん断応力の関係

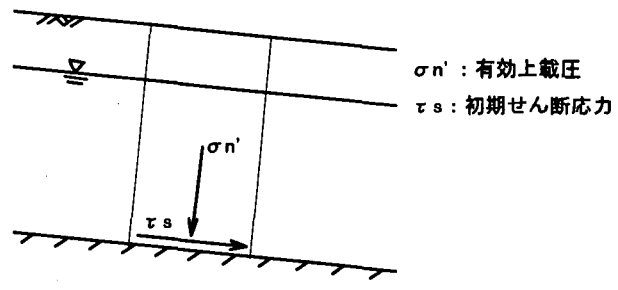


図9 単純斜面

は加振とともに地盤の応力状態が破壊線の方に移動し、破壊線を越えていることが分かる。一方、密度が高く変形が小さかったケース5では、応答加速度の増幅に伴いせん断応力の応答も大きくなったが、正のダイレイタンシー効果により破壊状態には至らなかった。傾斜が緩いケース4も間隙水圧があまり上昇しなかったため、破壊状態には至らなかった。ケース3も同様であり、この理由は不明である。

ここで、単調中空ねじりせん断試験⁵⁾の結果から推定した流動破壊の発生条件⁶⁾と、遠心実験結果との比較を行う。密度および初期せん断応力を変化させた単調中空ねじりせん断試験の結果を図7に示す。同図(a)より、密度が高いほど残留強度が大きくなること、密度が異なると応力ひずみ曲線の形状も異なることが分かる。また、同図(b)より、初期せん断応力が大きいほど残留強度も大きくなるようであることが分かる。図7より、初期せん断応力と残留強度(ここではポストピーク後の極小応力をとった)を読みとって両者の関係を整理すると図8が得られる。残留強度 Sus と初期せん断応力 τ_s の関係を表す直線は、 $D=83\sim84\%$ の場合 $\tau_s / \sigma_m' = 0.3$ 、 $D=80\%$ の

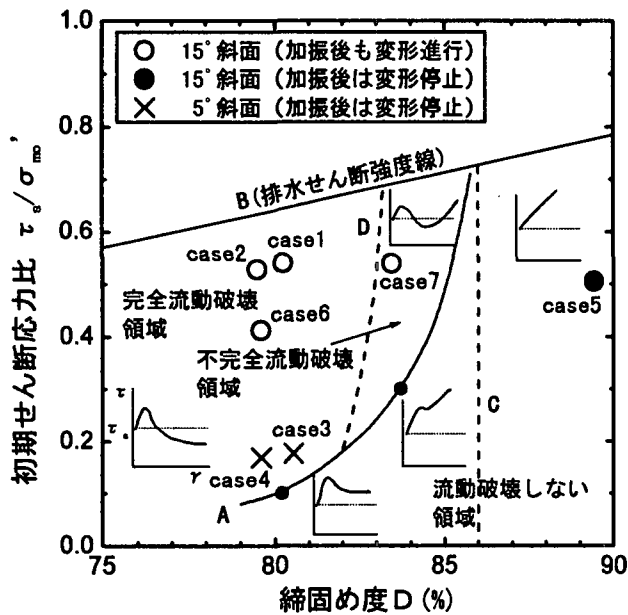


図 10 流動破壊の生じる可能性がある領域

場合 $\tau_0/\sigma'_m=0.1$ で $Sus=\tau_0$ の直線と交差している。図 9 に示す単純斜面を想定すると、初期せん断応力 τ_0 が残留強度 Sus より大きいときに流動破壊が生じる。つまり、 $Sus < \tau_0$ は流動破壊が生じる領域、 $Sus > \tau_0$ は流動破壊が生じない領域となる。 $Sus < \tau_0$ は流動破壊が生じる領域なので交点の初期せん断応力比は流動破壊が発生し得る最小の値（以下、限界初期せん断応力比）となる。ただし、 $D=80\%$ については実験データは図 7 (a) から求めた 1 点のみである。

次に、図 8 を密度と初期せん断応力比の関係に整理し直して図 10 に示す。同図の A 線は、限界初期せん断応力比を密度に対してプロットし、曲線をつないだものである。また、B 線は排水せん断強度比を密度に対してプロットしたものであり、これより上の状態は存在しない。なお、この試料は $D < 82\%$ で完全流動、 $82 < D < 86\%$ で不完全流動が生じ、 $86\% < D$ で常にひずみ硬化、すなわちピーク強度が生じないことが分かっている。C 線はポストピーク状態が生じる限界の密度、D 線は完全流動と不完全流動の境界を示す。今回の遠心実験は、単純斜面を想定した模型を用いており、図 8 上に遠心実験の結果のプロットを試みた。15° 斜面について、図中の A 線は流動破壊したケースとしなかったケースを区別することができた。5° 斜面については流動破壊領域に位置しているものの実験では加振終了後すぐに変形が止まり、流動破壊しなかった。間隙水圧がさほど上昇しなかったことが原因していると考えているが、その理由は先述のように

不明である。

4. まとめ

飽和した山岳盛土の地震時における流動破壊現象を調べるため、単純斜面を用いた動的遠心模型実験を行った結果、締固め密度が最も変形に影響していることが分かった。傾斜が急で密度の緩いケースでは、加振後もしばらく流動する現象が見られた。流動破壊したケースは加振とともに地盤の応力状態が破壊線の方に移っていき、加振後も不安定な状態にあることがわかった。要素試験結果から単純斜面を対象に、流動破壊が生じる領域、生じない領域を示し、遠心実験の結果に適用した。その結果、傾斜が急なケースについては整合がとれた。

今後は、要素試験データを蓄積し、遠心実験により得られた流動破壊データと、要素試験結果とを結びつけ、より詳細に流動破壊条件を明らかにしていきたい。また、現場条件に近い模型を用いて遠心実験を行うことにより、被害事例の検証を行う予定である。

付記：要素試験と遠心実験の前にそれぞれ締固め試験を行っており、本論文では要素試験の前に行った締固め試験結果（最大乾燥密度 $\rho_{dmax} = 1.588\text{g/cm}^3$ ）を用いて締固め度 D を整理した。したがって、締固め度 D については本論文と文献 4) で多少異なっている。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所：1993年釧路沖地震災害調査報告、土木研究所報告第193号、pp. 153-178、1994。
- 2) 建設省土木研究所：1995年兵庫県南部地震災害調査報告、土木研究所報告第196号、pp. 227-270、1996。
- 3) 近藤他：片盛土の耐震性に関する動的遠心模型実験（その3）、土木学会第53回年次学術講演会、III-A177、1998。
- 4) 斎藤他：傾斜地盤の地震時流動に関する動的遠心模型実験、第34回地盤工学研究発表会、1999、投稿中。
- 5) 佐藤他：ある砂質土の残留強度特性に関するねじり単純せん断試験、第33回地盤工学研究発表会、pp767-768、1998。
- 6) 松尾他：砂質土の残留強度の適用に関する考察、第33回地盤工学研究発表会、pp769-770、1998。