

降雨による斜面崩壊に与える地下水位の影響

地盤工学研究室 根岸 瑞希
指導教員 豊田 浩史

1. はじめに

降雨時の斜面崩壊は斜面内の水分量と関係が深いと考えられる。水分量が増加することにより、自重の増加によるせん断応力の増大とサクシオン消失によるせん断強度の減少が発生する¹⁾。そのため、斜面の安定性を定量的に評価するためには、斜面内の水分分布を把握する必要がある。本研究では、履歴降雨の影響を考慮した降雨による模型斜面崩壊実験を3パターンの異なる排水水位で実施し、斜面崩壊までの降雨浸透挙動と変形過程の関係を検討した。また、この模型斜面崩壊実験で使用した試料を用いて室内試験（不飽和一面せん断試験、以下より簡易法と記す）を実施し、その結果をもとに斜面安定解析を実施した。そして、簡易法で求めた力学データ（不飽和土力学の強度特性）、汎用的な解析手法（斜面安定解析）で大型模型斜面崩壊実験の結果の再現性を検証した。

2. 実験概要(大型模型斜面崩壊実験)

降雨による斜面崩壊実験は、防災科学技術研究所が所有する室内大型降雨実験施設（降雨強度15-200mm/hの範囲で調整可能）を利用して行った。模型斜面の概略図および計測器の設置状況を Fig. 2.1 に示す。模型斜面の形状は総斜面長 7.9m（うち斜面部 6m）、幅 1.5m、深さ 0.5m、傾斜角 30°であり、比較的浅いすべりをターゲットとした模型である。枠組みは鋼製で、底面には突起が一定間隔で設けられており、土とのすべり抵抗を上げている。また、片側側面は硬質ガラスにより模型斜面の変形状況が外側から確認できるようになっている。本研究では、斜面下端部の排水条件を非排水とする場合（以下 case1 と記す）と半排水とする場合（以下 case2 と記す）、全排水とする場合（以下 case3 と記す）の3ケースの実験を行った。地盤と塩化ビニルパイプの間には厚さ約 5cm の排水シートを設け、パイプの詰まりを防止している。斜面は、含水比調整した試料（case1:w=7.0%, case2:w=11.0%, case3:w=7.3%）を垂直方向に 20cm ごとに人力により突き固めて作製した。各層の乾燥密度が $\rho_d=1.6g/cm^3$ に揃うよう、層ごとに湿潤密度を測定し、密度管理を行っている。模型斜面には間隙水圧計（P1~P6）、土壌水分計（Vw1~Vw12）、テンシオメータ（T1~T3）、地表

面変位計（D2H~D4H, D1V~D4V）、傾斜計（I0~I5）を設置している。なお、本論文では紙面の都合上、水圧計の計測結果のみを示す。

3. 実験結果(大型模型斜面崩壊実験)

3.1 斜面崩壊時の様子

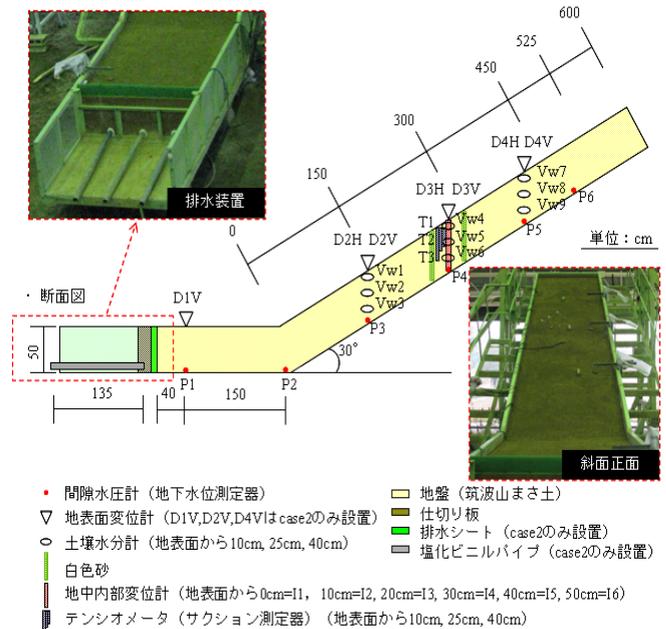


Fig. 2.1 模型斜面の概略図および計測器の設置状況

Table 3.1 に降雨による斜面崩壊実験実験開始から実験終了までのタイムスケジュールを示す。Photo. 3.1, 3.2 にそれぞれ case1, case2 の崩壊直後の模型斜面の様子、Photo. 3.3 に case3 の実験終了直後の模型斜面の様子を示す。

崩壊の様子は、case1 では斜面下部が表面浸食により一部欠落した後、斜面中腹部まですべり崩壊が生じ、斜面中腹部崩壊の2分後に残った斜面上部が崩壊した。case2 では斜面下部に浸食が生じた後、斜面上部まで一気にすべり崩壊が生じた。case3 では斜面崩壊に至らず、表面浸食のみであった。斜面部中腹まで浸食が進行した段階で実験終了とした。

既往の研究²⁾より本来は自然界では斜面角 25°~30°（本研究では斜面角 30°）の斜面では、斜面上部まで至る大きな斜面崩壊に至らない可能性が高いといわれている。しかし、本研究の case1, case2 では斜面上部まで大きな斜面崩壊が発生した。これは、

土槽とまさ土（試料）との間に摩擦が生じ、すべり崩壊が起こりやすくなった可能性が考えられる。土槽とまさ土（試料）間の摩擦に関しては、4. 実験概要(不飽和土定圧一面せん断試験)にて詳しく説明する。

Table 3.1 降雨による斜面崩壊実験実験開始から実験終了までのタイムスケジュール

試験ケース	履歴降雨 散水時間 降雨強度 15mm/h	本降雨開始時刻 降雨強度 50mm/h	本降雨開始から斜面崩壊、もしくは実験終了までの時刻
case1	4 時間	履歴降雨終了時から 20 時間 05 分後	1 時間 28 分後に斜面崩壊
case2	4 時間	履歴降雨終了時から 20 時間 45 分後	1 時間 44 分後に斜面崩壊
case3	4 時間	履歴降雨終了時から 20 時間 34 分後	5 時間 9 分後に表面浸食が起こり、実験終了



Photo. 3.1 崩壊直後の模型斜面 (case1)



Photo. 3.2 崩壊直後の模型斜面 (case2)



Photo. 3.3 実験終了直後の模型斜面 (case3)

3.2 模型斜面崩壊実験の計測値

3.2.1 降雨時間と地下水位の関係

(a) 降雨時間と地下水位の関係(履歴降雨開始から本降雨開始直前まで)

Fig. 3.1～3.3 に、それぞれ case1～case3 の降雨時間と地下水位変動の関係を示す。なお、この地下水位は、水圧計で計測された値である。

Fig. 3.1, Fig. 3.2 より、case1, case2 ともに履歴降雨開始から約 3 時間後に、平坦部と斜面部の境界部 (P2) の水位上昇が見られた。続いて平坦部の先端 (P1)、斜面部 (P3, P4, P5) の水位が上昇した。履歴降雨を終了した後も、平坦部と斜面部の水位上昇が確認され、P2 の水位がピークを迎えた後は、斜面上部から順に水位が低下した。P2 の水位がピークを迎えた後、斜面上部から順に水位が低下した理由は、斜面上部から下部へと土中水が移動したためと考えられる。case2 では、履歴降雨開始から約 8 時間後に斜面下端部の排水装置から土中水の排水が確認され、排水開始とほぼ同時刻に P2 の水位低下が見られた。case2 の降雨時間と排水量の関係を Fig. 3.4 に示す。これより、排水装置から土中水が排水されることにより P2 の水位が低下したといえる。

また、case1 においても実験開始から 7.5 時間後から 15 時間後にかけて平坦部の水位低下が見られるが、これは模型からの漏水が原因と考えられる。しかしながら、漏水はそれほど多くなく、地下水位の上昇速度、崩壊形態にそれほど影響を及ぼしていないと考えられる。

Fig. 3.3 より、case3 では履歴降雨開始から約 1.7 時間後に平坦部先端 (P1) の水位上昇が見られ、地下水位が 15cm に達した時点で斜面下端部の排水装置から排水が生じた。Fig. 3.5 に case3 の降雨時間と排水量の関係を示す。この排水開始と同時に水位の上昇速度は低下している。排水開始から約 30 分後に

境界部 (P2) の水位上昇が見られ、降雨停止と同時に平坦部 (P1, P2) の水位が下がり始める。斜面部の水位は case1, case2 のように P3~P6 全てが上昇することはなかった。これより、斜面下端部の全面で土中水を排水することは、斜面部の水位上昇抑制に繋がると考えられる。なお、地盤内の含水比の実測より、土層表面と浸潤線の至近を除けば、分布は全体的にはほぼ様かつ平均的で、ある程度安定した分布形状が認められる。

また、地下水位の計測値がマイナスとなっている理由としては、まだ飽和していないまさ土に吸水が生じた可能性が考えられる³⁾。

(b) 降雨時間と地下水位の関係(本降雨開始から実験終了まで)

Fig. 3.1, Fig. 3.2 より, case1, case2 とともに, 本降雨開始直後に平坦部の先端 P1, 平坦部と斜面部の境界部 P2 の水位が上昇した。Fig. 3.3 の case3 では, 本降雨開始後約 3.3 時間後に斜面部の地下水位が上昇した。

斜面部の水位上昇は, 全 case のいずれの場合も境界部 (P2) の水位が約 40~45cm 程度まで上昇した後, P3 から P4, P5 の順で水位上昇する傾向にある。これは平坦部と斜面部の境界部 (P2) の水位が斜面表層部まで上昇してしまったため, 斜面内の土中水が平坦部へ移動できなくなり, 土中水が斜面部へ移動しているものと考えられる。つまり, 斜面上部から下部へと浸透水が流れることによって生じた履歴降雨時の斜面内の水位上昇とは性質が異なる。これより, 斜面下部からの水位上昇は, P2 の水位が地表付近まで上昇した後に生じるため, 斜面部の水位上昇抑制には模型斜面平坦部の水位を低下させることが重要であるということがいえる。

実際に, case1, case2 では P2 の地下水位が約 45cm に達した時点 (P1 は 45cm~48cm 程度) から斜面内の地下水位上昇が見られ, 斜面内の地下水位が 10cm に達する直前に斜面崩壊が生じている。case3 では P2 の地下水位が約 45cm に達した時点 (P1 は 26cm) から斜面内の地下水位上昇が見られ, 斜面中腹まで地表面浸食が広がった。

case2 は case1 と比較して, 排水開始以降 (Fig. 3.4 参照), 斜面下端部の排水装置から土中水が排水されることにより平坦部の先端 P1 の水位上昇がほとんどなくなり, P2 の水位が上昇する速度が低下した。斜面部の水位上昇も case1 と比較して各計測点 P3~P5 で 10 分程度遅れている。これより case2 の排水装置は, 斜面内の水位上昇を抑制する効果は小さいと

いえる。よって, 今回の研究の中では斜面崩壊に至らなかった点や, 斜面の水位上昇時刻が遅いことから case3 の排水条件, 設置位置が斜面崩壊を防ぐためには効果的であるといえる。

また, Fig. 3.6 に case1, case2 の斜面崩壊直前の斜面水位を示す。case1 の斜面崩壊直前の地下水位を赤色で, case2 の斜面崩壊直前の地下水位を青色で示してある。これより, case1, case2 はほぼ同様の水位 (P3 が 35~37cm, P4 が 10~20cm) に達した時に斜面崩壊が生じたということがわかる。

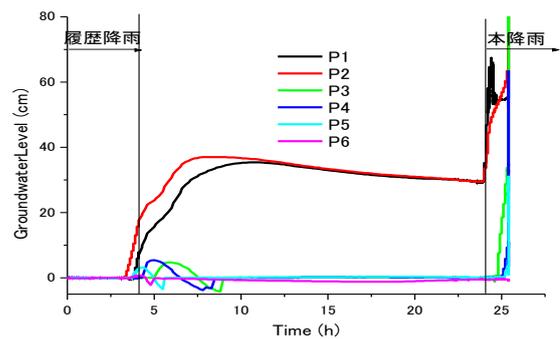


Fig. 3.1 case1 の降雨時間と地下水位変動の関係

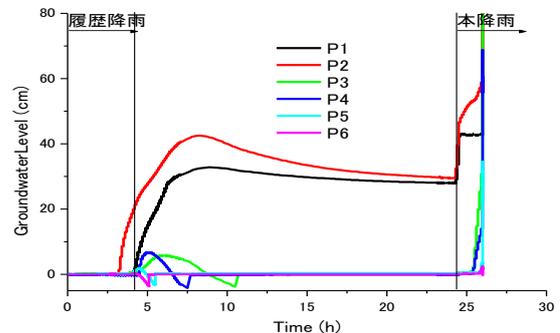


Fig. 3.2 case2 の降雨時間と地下水位変動の関係

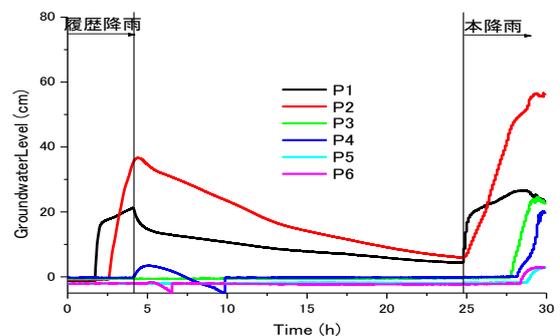


Fig. 3.3 case3 の降雨時間と地下水位変動の関係

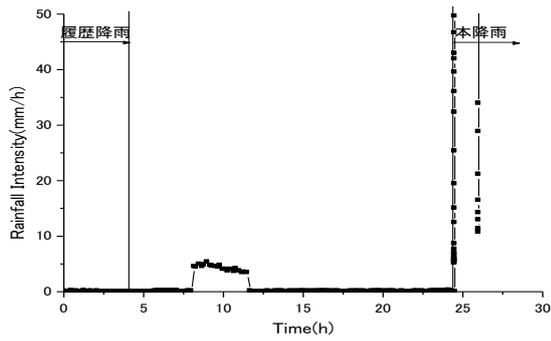


Fig. 3.4 case2 の降雨時間と排水量の関係

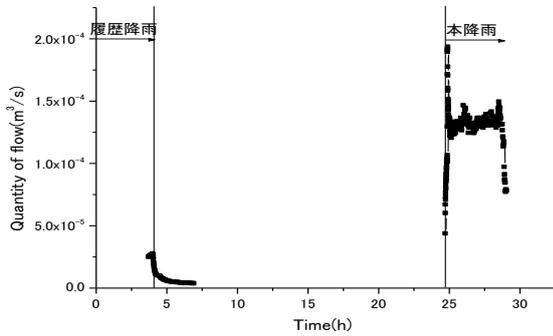


Fig. 3.5 case3 の降雨時間と排水量の関係

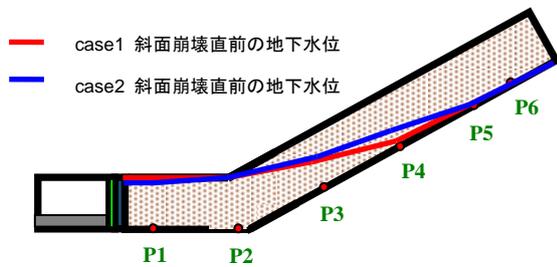


Fig. 3.6 case1, case2 の斜面崩壊直前の斜面水位

3. 2. 2降雨時間と地表面鉛直変位の関係

case1, case2, case3 の降雨時間と地表面鉛直変位の関係を Fig. 3.7, Fig. 3.8, Fig. 3.9 に示す。

case1, case2 では、履歴降雨停止後約 0.2~0.25cm 程度の沈下が生じている。また、降雨停止後も徐々に沈下している。case3 は履歴降雨によって最大で 0.06cm ほど斜面が沈下し、降雨終了とともに回復している。侵食破壊によって測定不能となるまで、目立った変化は見られない。以上のことより、case1, case2 では履歴降雨により斜面上部全体が動いた事が考えられる。また、変状発生から崩壊までの時間

が短いことがわかる。case3 では、侵食破壊に至るまで大きな変動は見られなかった。これは、斜面下端部の全面から排水するという排水条件により、斜面内の水分が十分排出され、土が強度を失わなかったためであると考えられる。本降雨時も、変位が進展し始めてから、崩壊までに至る時間は短く、斜面崩壊時刻を判断することは難しそうである。

Fig. 3.10 に case1 の斜面崩壊直後の崩壊形態側面図を示す。Fig. 3.10 中に記載する第 1 段階崩壊（初期崩壊）とは、最初に崩壊が生じた箇所である。第 1 段階崩壊が生じた約 2 分後に、第 2 段階崩壊（最終崩壊）が生じた。実際に降雨による小規模斜面の崩壊形態は、斜面角が 25° ~35°（本研究の模型斜面は斜面角 30°）の斜面では斜面先下部に発生した過剰間隙圧のため斜面先に小規模の崩壊が生じ、順次それが斜面上部の崩壊へと移行する傾向がある²⁾。

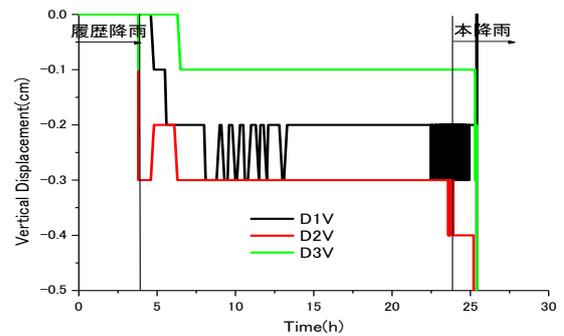


Fig. 3.7 case1 の降雨時間と地表面鉛直変位の関係

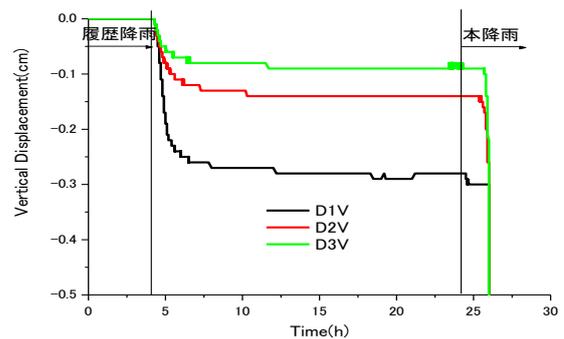


Fig. 3.8 case2 の降雨時間と地表面鉛直変位の関係

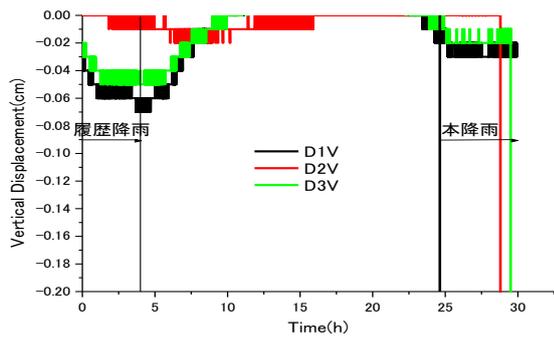


Fig. 3.9 case3 の降雨時間と地表面鉛直変位の関係

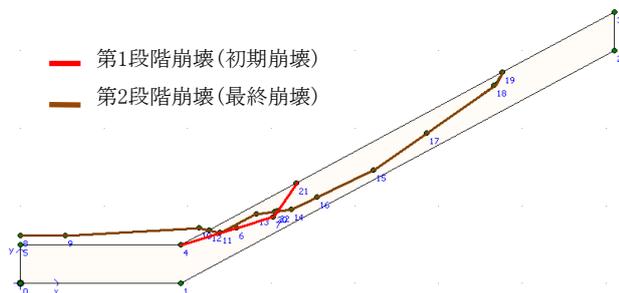


Fig. 3.10 case1 の斜面崩壊直後の崩壊形態側面図

4. 実験概要(不飽和土定圧一面せん断試験)

本研究では、不飽和土用の特殊な試験装置を用いず、通常的一面せん断試験装置から、不飽和土の強度特性を求める手法の検討を行った。不飽和土用の特殊な試験装置は、1. 試験時間を要する、2. 試験装置が特殊、3. 試験の複雑さなどの問題を抱えていることより実用的でない。そのため、通常的一面せん断試験装置で不飽和土の強度定数を簡易的に求めることができ、その妥当性が検証できれば、実務的に有用であるといえる。

定圧一面せん断試験の供試体の大きさは直径 6cm、高さ 2cm である。供試体には大型模型斜面崩壊実験で使用した筑波山まさ土（不飽和状態、飽和状態）を使用した。本研究では、筑波山まさ土の一面せん断試験と土槽底板とほぼ同じ粗度を持つ鉄板と筑波山まさ土の一面せん断試験を実施し、強度定数を求めた。Photo. 4.1 に実験に使用した鉄板（直径 6cm、高さ 1.5cm）を示す。そして、Photo. 4.1 中に記載してある番号の粗度を Table 4.1 に示す。Table 4.1 の番号①②③④の粗度は、Photo. 4.1 の各地点に記載してある番号①②③④の位置の粗度を示している。粗度とは部品を加工した時の表面の粗さを示すもので、この粗さの違いによって土との摩擦も異なってくる。そのため、本研究では、この鉄板の粗度をより土槽

底盤の粗度（Table 4.2）に近付けるようにやすりで削った。

Table 4.3 にまさ土の物性値を示す。Table 4.4 にまさ土のせん断試験による強度定数、Fig. 4.1 にまさ土のせん断特性のグラフ、Table 4.5 に鉄板と筑波山まさ土のせん断試験による強度定数、Fig. 4.2 に鉄板とまさ土のせん断特性のグラフを示す。なお、まさ土の定圧一面せん断試験、まさ土と鉄板の定圧一面せん断試験は、共に垂直応力が 50kPa、100kPa、150kPa のケースごとに含水比 $w=5\%$ 、 8% 、 15% と飽和状態で実施したので計 12 ケースである。

供試体は、乾燥状態の試料に、霧吹きで蒸留水を加えて含水比を調整した後、3 層に分けて所定の間隙比になるよう、突き棒による打撃で締めおよび静的締めめで作製した。そして、せん断速度を 0.2mm/min とし、せん断変位が 7mm になるまでせん断を行った。

Fig. 4.1, Fig. 4.2 より、各含水比から描かれた破壊線はほとんど平行になっている。

Table 4.4 より内部摩擦角は、不飽和供試体が $\phi=39^\circ$ 程度で、含水比を変化させても内部摩擦角はほとんど変化していないのに対して、飽和供試体の内部摩擦角は若干小さく $\phi=37^\circ$ 程度である。これより、まさ土に限って論ずれば斜面の安定問題に関して、降雨水の浸透による内部摩擦角の減少は考えなくてもよい¹⁾。粘着力に関しては、飽和状態になると不飽和状態の時に有していた粘着力がほぼゼロになる。このことから、まさ土の降雨水の浸透による強度定数の減少は粘着力でより顕著に見られるといえる。

また、Table 4.4, Table 4.5 の双方を比較すると、粘着力、内部摩擦角共に Table 4.5 の鉄板と土試料のせん断試験の結果の方が小さいことがわかる。これより、まさ土の強度定数の方がまさ土と鉄板の強度定数より強いことがいえる。なお、この強度定数の結果は斜面安定解析で使用し、簡易法によって求めた不飽和土の強度定数の妥当性を検証する。

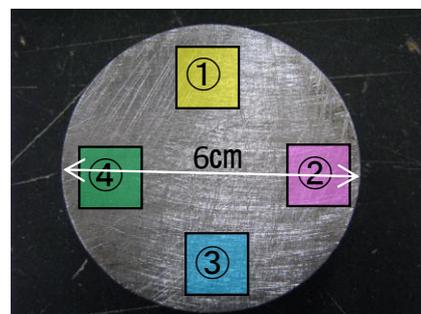


Photo. 4.1 鉄板の底部

Table 4.1 鉄板の粗度

	Ra	Ry	Rz
	Mm	Mm	μm
①	5.66	36.12	27.38
②	4.46	32.32	23.09
③	5.23	31.09	24.47
④	4.82	33.82	25.16
Averag	5.04	33.34	25.03

Table 4.2 鉄板と側面の粗度

	測定位置	Ra(μm)	Ry(μm)	Rz(μm)
底面	①中段	5.77	30.13	21.6
	②上段	14.99	94.23	55.69
	③最上段	8.89	55.34	35.88
	④最上段	4.21	25.48	15.63
側面	⑤鋼	1.42	7.23	5.08
	⑥硬質ガラス	0.06	1.01	L-P

Table 4.3 まさ土の物性値

土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	2.675
最大密度 $\rho_{d(max)}$ (g/cm ³)	1.727
最小密度 $\rho_{d(min)}$ (g/cm ³)	1.274
均等係数 U_c	22.23
曲率係数 U'_c	2.68

Table 4.4 まさ土の強度定数

Direct Shear Test, Constant Pressure		
Water content,	Cohesion, c_d	Internal friction
5.0	22.0	38.6
8.0	14.6	38.9
15.0	7.5	39.0
Saturated	1	37.1

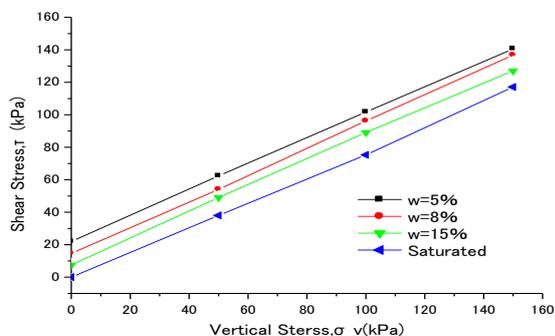


Fig. 4.1 まさ土のせん断特性のグラフ

Table 4.5 鉄板とまさ土の強度定数

Direct Shear Test, Constant Pressure		
Water content,	Cohesion, c_d	Internal friction
5.0	8.6	25.9
8.0	6.5	26.1
15.0	3	26.7

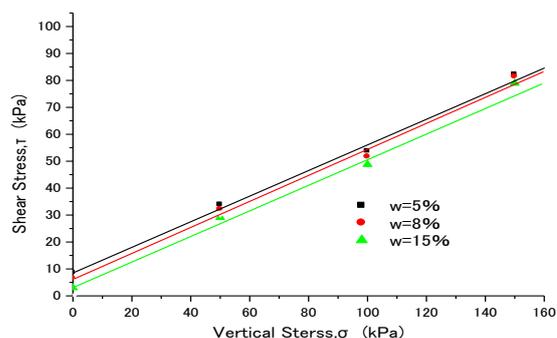


Fig. 4.2 鉄板とまさ土のせん断特性のグラフ

5. 斜面安定解析

5.1 はじめに

模型斜面崩壊実験の計測データと不飽和土の一面せん断試験（簡易法）により求めた強度定数を用いて、斜面安定解析を実施した。そして、斜面の水位に対する崩壊発生の有無を、安全率を算出することで調べる。不飽和土の一面せん断試験（簡易法）で求めた力学試験データと FEM 解析で模型斜面崩壊実験の結果の再現性を検証する。

5.2 解析手法と構成則

解析ソフトは、汎用モデル PLAXIS を用いた。この汎用モデルは弾塑性有限要素法を適用したものである。土の構成則は Mohr-Coulomb モデルを使用した。式(5.1)に Mohr-Coulomb モデルの構成式を示す。

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi \quad (5.1)$$

τ : せん断応力 (shear stress)

c : 粘着力 (cohesion)

σ : 垂直応力 (vertical stress)

φ : 内部摩擦角 (angle of internal friction)

5.3 解析モデル

ある時刻の斜面状態を取りだして解析を行う。模型斜面と同様の寸法の斜面をモデル化したもの（斜面長 6m, 幅 1.5m, 深さ 0.5m, 傾斜角 30°）に、水圧計によって得られた地下水位のデータを入力した。

Fig. 5.1 に解析斜面のメッシュ図を示す。なお、水圧計より得られた斜面内の地下水位面より上部を不飽和領域、下部を飽和領域と仮定し、それぞれ入力パラメータを分けて入力した。

メッシュ生成に当たっては、本研究に用いた解析モデル(PLAXIS)のメッシュ生成手順は完全自動化となっており、構造モデルの点と線の位置を完全に考慮し、層、荷重、構造物の正確な位置を有限要素メッシュに反映させる仕組みとなっている。生成プロセスは安定した三角化の原理に基づいており、最適な三角形を探索しメッシュを生成する。

境界条件は構造の土槽底面、土層側面は完全に固定とする($u_x=0;u_y=0$)。なお、この境界部分全域に interface を設定する。Interface では、強度低減係数を設定でき、土と土槽との摩擦を、土の摩擦から低減させるための係数である。

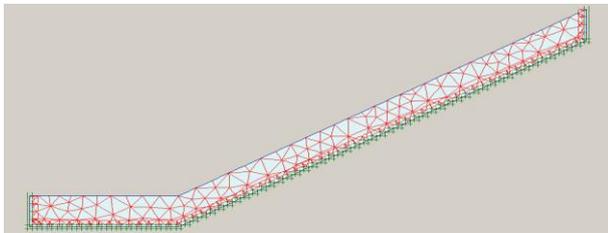


Fig. 5.1 解析斜面のメッシュ図

5.4 解析ケースと解析結果

case1 の計測データと設定したパラメータを Table 5.1 に示す。case2, case3 の計測データとパラメータは紙面の都合上割愛する。Table 5.1 内に記載してある①~⑭のパラメータについての概要と設定方法について示す。

① Material model (材料モデル)

Mohr-Coulomb モデルを適用した。これはすべり面を対象として、一般的に土の挙動に対する 1 次近似として使用される。手順としては、以下の手順で計算を行う仕組みになっている。

- ・Mohr-Coulomb の破壊基準に達した領域をゆるみ領域とする。
- ・ゆるみ領域の強度を低減する。
- ・再自動計算により、更に降伏する領域の強度を低減する。
- ・繰り返し計算によりゆるみの拡大を考慮する。

② Material type (材料挙動のタイプ)

Drained (排水) を適用した。この設定を使用すれば、過剰間隙水圧は生成されない。

③ γ_{unsat} (kN/m³) (乾燥密度)

模型斜面崩壊実験の現場密度試験の結果を使

用した。

④ γ_{sat} (kN/m³) (湿潤密度)

模型斜面崩壊実験の現場密度試験の結果を使用した。

⑤ k_x (水平方向透水係数)

簡略化のため透水は考慮しないが、土と地下水の相互作用式(5.2)

$$\frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial t} + \frac{\partial P}{\partial t} \delta_{ij} = \frac{\partial \sigma'_{ij}}{\partial t} \quad (5.2)$$

P : 水圧

ε : 体積ひずみ

σ'_{ij} : 有効応力

により、変形と水圧は連成させており、Mohr-Coulomb 降伏条件は有効応力に基づいて評価されている。

⑥ k_y (鉛直方向透水係数)

⑤と同様である。

⑦ E_{ref} (ヤング率)

孔内水平載荷試験、平板載荷などの大型試験により求めることができ、均質な土質材料の場合は室内の三軸圧縮試験から求められる。地すべりのように不均質な地盤材料の場合、一箇所から採取された供試体の試験値の代表性を検討する必要がある。しかし、破壊を対象とする本研究ではそれほど重要でないと判断し、一般的な値を設定した。

⑧ ν (ポアソン比)

一軸圧縮試験時にコアの長軸および円周方向にひずみゲージを添付して行う方法や三軸圧縮試験から得られる体積変化と長軸のひずみから求める方法などがある。ただし測定は困難であるため、試験以外の設定方法の 1 つとして文献などに記載されている一般値を参考に設定することが考えられる。本研究でも、一般的な値を用いた。

⑨ Interface

Interface とは、関連強度低減係数(R_{inter})のことであり、試料と土層との間に発生する摩擦を考慮するための係数である。interface 特性は、関連データセットの土質特性および(5.3)式に従う強度低減係数から計算される。

$$(c + \sigma \tan \varphi)_i = R_{inter} (c + \sigma \tan \varphi)_{soil} \quad (5.3)$$

R_{inter} : 関連強度低減係数

$(c + \sigma \tan \varphi)_i$: Table 4.5 まさ土と鉄板の強度定数

$(c + \sigma \tan \varphi)_{soil}$: Table 4.4 まさ土の強度定数

⑩ c_{ref} (飽和土), ⑪ c_{ref} (不飽和土), ⑫ ϕ (飽和土), ⑬ ϕ (不飽和土) については, **Table 4.4** のまさ土の強度定数を用いた.

なお, 全解析ケースで模型斜面の不飽和土部分に関しては含水比を, $w=5, 8, 15\%$ の場合の強度定数をそれぞれ入力し, 3 パターンの解析結果を出力した.

安全率は, 土質の強度パラメータ $\tan\phi$ および c は構造の破壊が生じるまで連続して低減される Phi-c reduction 法にて求めたものである. この安全率は, 合計倍率 ΣM_{sf} を使用して(5.4)によって求められる.

$$\Sigma M_{sf} = \frac{(c_{input} + \sigma \tan\phi_{input})}{(c_{reduced} + \sigma \tan\phi_{reduced})} \quad (5.4)$$

$\tan\phi_{input}, \tan\phi_{reduced}, c_{input}, c_{reduced}$: 土質の強度パラメータ

Fig. 5.2 に case1 の斜面崩壊直前の解析による地表変位量図 (Shadings) を示す. **Fig. 5.2** と **Fig. 3.10** を比較すると, **Fig. 5.2** の解析の変位分布と, **Fig. 3.10** の第二段階崩壊 (最終崩壊) との崩壊状況がよく似ていることがわかる. これより, 模型斜面崩壊実験の崩壊箇所について, 不飽和土の一面せん断試験 (簡易法) で求めた力学試験データを用いた FEM 解析で, 再現が可能であったといえる.

Table 5.2 に, 各時刻の斜面の状態の安全率の結果を示す. **Table 5.2** より, 安全率は不飽和土のパラメータにどの含水比を用いた場合でも, case1, case2 の斜面崩壊直前の安全率は $1.2 < M_{sf}$ (安全率) < 1.4 となる. 一方, case1, case2, case3 の本降雨開始直前, case3 の実験終了直前の安全率は不飽和土のパラメータにどの含水比を用いた場合でも, M_{sf} (安全率) > 3 となっている. これより, 降雨による模型斜面崩壊実験の妥当性がほぼ実証できたといえる. また, 斜面部に飽和土が形成されている case1, case2 の斜面崩壊直前の安全率は不飽和土の含水比を変化させても安全率の変化は微小である. これより, 斜面崩壊の有無は飽和土領域の影響が大きいといえる.

そのため, 飽和土の強度定数の c_d を 1 から 0.3 に変化させて解析を再度実施した. その場合の M_{sf} (安全率) の解析結果を **Table 5.3** に示す. なお, 土の飽和度が上昇すると, c_d は減少するが ϕ_d はあまり変化しないという傾向¹⁾があるため, 強度定数の ϕ_d に関しては変化させなかった. **Table 5.3** より, case1, case2 の斜面崩壊直前の M_{sf} (安全率) ≈ 1 となっているのがわかる. これより, 飽和土の粘着力の設定が重要であり, 試験精度が要求されるということがわかる.

Table 5.1 case1 パラメータ

	w=5%	w=8%	w=15%
①Material model(材料モデル)	Mohr-Coulo mb	Mohr-Coul omb	Mohr-Coulo mb
②Material type(材料挙動のタイプ)	Drained	Drained	Drained
③ γ_{unsat} (kN/m ³) (乾燥密度)	15.75	15.75	15.75
④ γ_{sat} (kN/m ³) (湿潤密度)	17.20	17.20	17.20
⑤ k_x (水平方向透水係数)	0	0	0
⑥ k_y (鉛直方向透水係数)	0	0	0
⑦ E_{ref} (ヤング率)	2.0×10^4	2.0×10^4	2.0×10^4
⑧ ν (ポアソン比)	0.3	0.3	0.3
⑨Interface	0.6	0.6	0.6
⑩ c_{ref} (不飽和土)	7.5	14.6	22
⑪ ϕ (不飽和土)	39	38.9	38.6
⑫ c_{ref} (飽和土)	1	1	1
⑬ ϕ (飽和土)	37.6	37.6	37.6

Table 5.2 安全率の結果

時間	ケース	実際の斜面の様子	安全率, 不飽和土の含水比 (w=15%)	安全率, 不飽和土の含水比 (w=8%)	安全率, 不飽和土の含水比 (w=5%)
本降雨開始直前	Case1	地表面変位	3.463	5.066	6.245
	Case2	はなし	3.445	5.063	6.233
	Case3		3.658	5.542	7.545
本降雨開始1.5時間後	Case1	斜面崩壊発生直前	1.367	1.367	1.366
	Case2	斜面崩壊発生0.27時間前	1.505	1.515	1.521
	Case3	表面浸食のため実験強制終了1.8時間前	3.915	6.185	8.509
本降雨開始1.7時間後	Case2	斜面崩壊発生直前	1.234	1.241	1.236
	Case3	表面浸食のため実験強制終了1.6時間前	3.912	6.186	8.528

Table 5.3 飽和土の強度定数の c_d を 1 から 0.3 に変化させた場合の安全率の結果

時間	ケース	実際の斜面の様子	安全率, 不飽和土の含水比 (w=15%)	安全率, 不飽和土の含水比 (w=8%)	安全率, 不飽和土の含水比 (w=5%)
本降雨開始直前	Case1	地表面変位	3.389	4.827	5.909
	Case2	はなし	4.819	4.819	5.907
	Case3		3.625	5.543	7.430
本降雨開始 1.5 時間後	Case1	斜面崩壊発生直前	1.024	1.015	1.017
	Case2	斜面崩壊発生 0.27 時間前	1.216	1.231	1.224
	Case3	表面浸食のため実験強制終了 1.8 時間前	3.915	6.190	8.530
本降雨開始 1.7 時間後	Case2	斜面崩壊発生直前	1.216	1.231	1.224
	Case3	表面浸食のため実験強制終了 1.6 時間前	3.915	6.190	8.530

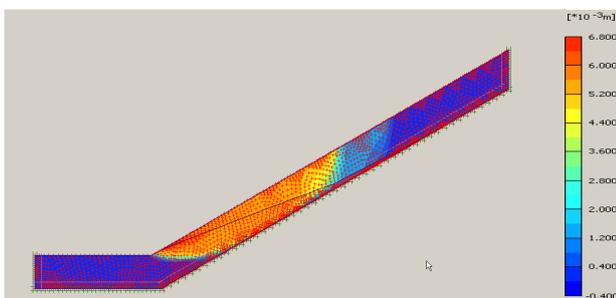


Fig. 5.2 解析による case1 の斜面崩壊直前の地表面変位量図 (Shadings)

6. 結論

本研究では、降雨による斜面崩壊模型試験を行った。さらに、この模型斜面崩壊実験で使用した筑波山まさ土を用いて力学試験を実施した。そして、模型斜面崩壊実験、力学試験の結果をもとに斜面安定解析を実施した。

本研究で得られた知見について以下を示す。

- 1) 斜面内の含水比は、斜面下端部の排水条件によらず大きな違いはない。地盤内の含水比の変化に関しては、土の保水性が大きく影響し、排水の影響は

少ないといえる。

2) 斜面下端部の全面に排水装置を設けた場合の実験では、水平方向、鉛直方向ともに地表面変位が case1, case2 と比べ 1/10~1/100 となり、きわめて小さい。斜面部の地下水位の上昇を抑えることができた影響が最も大きいと考えられる。

3) 一面せん断試験から、土試料の強度定数より土試料と鉄板の強度定数の方が小さいことがわかった。これより、今回の実験の条件は、滑らかな基盤層の上に、崩積土がのった斜面と考えることができる。

4) 簡易法で求めた力学試験結果を用いた斜面安定解析は、実験結果とある程度整合しており、本手法の妥当性が検証された。

5) 模型斜面の崩壊は、斜面内の地下水位に大きく依存される。

6) 深さ 50 cm 程度の模型斜面で崩壊を予測するには、飽和土の粘着力を精度よく求める必要がある。

参考文献

- 1) 西田義親・八木則男・二木幹夫：雨水浸透による地盤内発生間隙圧と斜面安定，土木学会 論文報告集，第 262 号，pp. 91~100，1977.
- 2) 八木則男・矢田部龍一・山本浩司：雨水浸透による斜面崩壊，土木学会論文集，第 330 号，pp. 107~114，1983.
- 3) 取出伸夫，渡辺晋生，久行雄大：土壌の物理性，土壤物理学会 115，pp51~60，2010.