

報告書概要

①技術研究開発テーマ名	斜面動態モニタリングに基づく土砂災害発生予測技術の高度化
②研究代表者	
氏名	所属・役職
笹原 克夫	高知大学教育研究部自然科学系農学部門・教授
③共同研究者	
氏名	所属・役職
④背景・課題	
<p>近年計測技術の発達に伴う計測装置の小型化・低廉化に伴って、斜面に<u>土壌水分センサーや傾斜計</u>を設置してその動態を観測し、斜面崩壊や土石流の発生を予知、ないしは検知する試みが国内外を問わず多く行われている。計測技術のハード面の発展とは裏腹に、<u>計測データから斜面崩壊などの発生を予知する判定技術</u>というソフト面の発展は遅れている。また実際の斜面崩壊が発生する<u>土層が飽和に近い状態での土壌水分挙動とそれに伴う地盤の変形・破壊挙動</u>が明らかではない。これらが障害となって斜面動態モニタリングに基づく斜面崩壊発生予測が実用化されていない。</p>	
⑤技術研究開発の目的	
<p>最終目標は「斜面動態モニタリングによる斜面崩壊発生予測手法の確立」であるが、研究期間に限られるため、まさ土自然斜面や模型斜面で人工降雨による降雨浸透過程を計測し、その<u>計測データを用いてモデル定数の最適化をリアルタイムで行う、降雨浸透の予測モデル</u>を構築する。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・自然及び模型斜面における人工降雨による<u>降雨浸透と斜面変形・破壊挙動の計測</u> ・計測データから<u>モデル定数を逆解析により同定する降雨浸透モデル</u>の開発 ・上記モデルの現地計測データへの適用 <p>このようなモデルの作成により、実際に発生事例の多い、降雨終了後の崩壊の発生を予測することが可能となる。これにより斜面観測に基づく土砂災害発生予測が可能となり、斜面観測を土砂災害警戒避難体制支援に活用できる。</p>	
⑥技術研究開発の内容・成果	
<p>本課題では上記の目的のために、以下の内容の研究を行った。</p> <p>(1) 鉛直一次元および縦断 2 次元不飽和浸透流解析におけるモデル定数の同定手法の確立</p> <p>Richards 式を用いた鉛直 1 次元および縦断 2 次元不飽和浸透流解析における、土壌水分特性や不飽和透水特性を表すモデルのモデル定数を、斜面内での</p>	

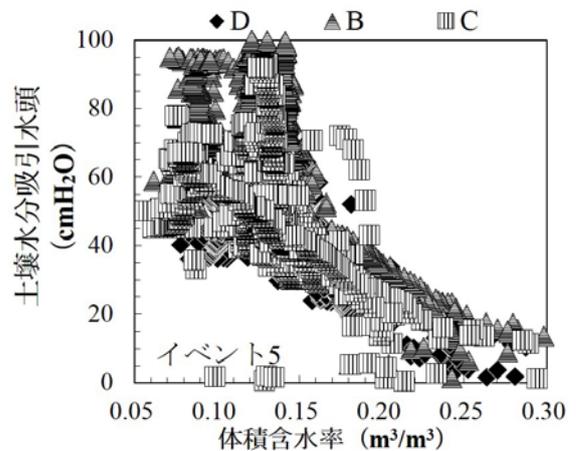


図-1 現地計測データから求めた土壌水分特性

計測データから逆解析で同定する手法を開発する。また室内での保水性試験によって上記定数を同定する方法について検討する。前者の実斜面での計測データから土壌水分特性を同定する方法については、現場での体積含水率と土壌水分吸引水頭の計測データの関係が、例えば図-1 のようになり、1本の曲線にならない。このような群状のデータからどのようにデータを捨取選択して解析対象とするかという点について検討を行った。計測データをそのまま用いると、ばらつきが大きく傾向がつかめなかった。そのため生データを用いて得られた水分特性曲線において、その傾きが変化する点を抽出しそれらを繋げて解析対象の水分特性曲線とした（エラー! 参照元が見つかりません）。

後者の室内保水性試験による土壌水分特性の同定については、室内保水性試験を実施して現地計測データをまとめて得られた水分特性曲線と比較した。図-2 がその結果であるが実測値を用いた水分特性曲線と、保水性試験による曲線とは、曲線の傾きが異なる。これは両者の間で浸透水の移動速度が異なることが影響することが考えられるため、体積含水率と土壌水分吸引水頭の変化速度の違いに着目した比較を行った。なお降雨浸透を想定するため、吸水過程のみを対象とした。

現地観測は1999年6月29日に斜面崩壊が多発した広島県廿日市市山間部に位置する溪流沿いの山腹斜面で、斜面は北向きで勾配45°程度を示す（エラー! 参照元が見つかりません。-3）。近傍のトレンチ調査より、地表から深度5cmまでが落葉主体のA₀層、深度40cmまでが根系を含むA層、深度120cmまでが腐食に乏しいB層、それ以深で強風化広島型花崗岩のC層となる。観測に用いた計器はテンシオメーターとFDR式土壌水分センサーであり、各計器を5断面×6深度分設置し（図-4）、観測間隔は30分とした。観測データの同じ側線、同じ深度の体積含水率と土壌水分吸引水頭を整理して表したのが図-1である。それを上述のように傾斜変化点を抽出して、検討対象の水分特性曲線とした（図-2）。

保水性試験については加圧板法を改良した、連続载荷による試験を実施した。当該試験装置には、空気圧载荷装置と、供試体内にマイクロテンシオメーターが設置されており、それらで計測された空気圧と間隙水圧から供試体内の土壌水分吸引水頭が算出できる仕組みとなっている。加圧し排水過程が完了した供試体を、平均0.15 kPa/分ずつ減圧し、土壌水分吸引水頭と排水量を10分毎に計測した。試験試料は、観測現場の表層0～30cmの土壌を用いた。

次に解析方法を説明する。保水性試験の計測データをそのまま使用して体積含水率や土壌水分吸引水頭の変化速度を求めると、ばらつきが大きく傾向がつかめなかった。そのため土壌水分吸引水頭が10 cmH₂O以上の場合は10 cmH₂O毎に、10 cmH₂Oより小さい場合は1 cmH₂O毎に計測値を抽出し土壌水分吸引水頭と体積含水率の変化速度を計算した。それを現地計測値より求めた水分特性曲線とともに表したのが先の図-2である。さらに土壌水分特性曲線の傾きが、保水性試験より現地観測結果の方が小さい区間（図-2中のa）と、傾きが現地観測結果の方が大きいか同程度の区間（エラー! 参照元が見つ

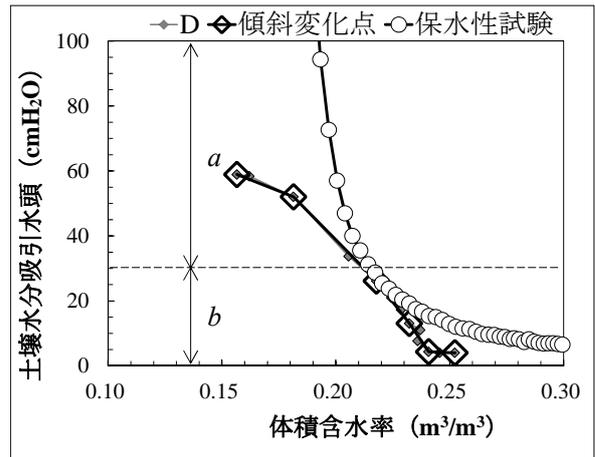


図-2 現地計測データから水分特性曲線を求める方法

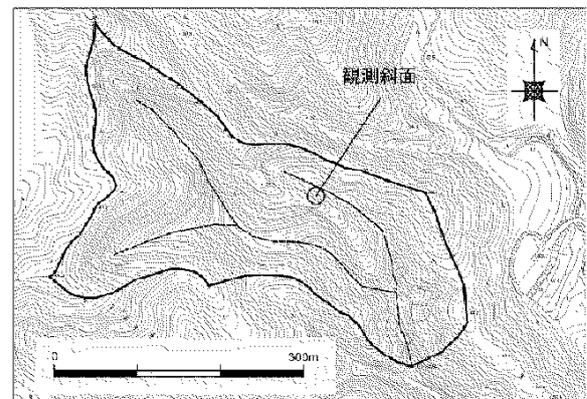


図-3 観測地の位置図

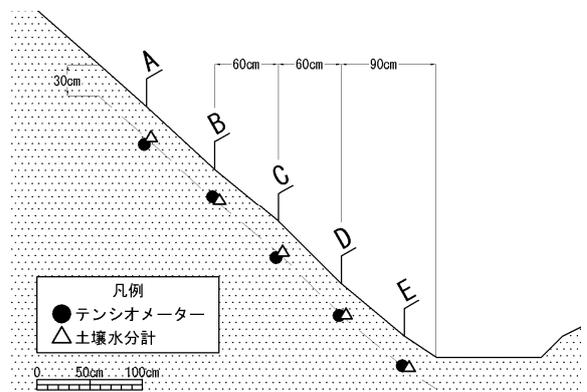


図-4 縦断方向の計測装置の設置状況

かりません。2 中の b) で場合分けをし、体積含水率変化速度と比水分容量を求めた(エラー! 参照元が見つかりません。-5)。

現地観測と保水性試験から得られた土壌水分特性曲線を図 1-6 に示す。土壌水分吸引水頭が大きいほど、現地観測と保水性試験の体積含水率の開きが見られ、現地観測における体積含水率の値が小さくなる傾向が見られた。また、土壌水分吸引水頭が 0 cmH₂O に近づいても、現地観測の体積含水率の方が小さくなった。また、土壌水分吸引水頭約 25~70 cmH₂O (図 16 破線区間) で、保水性試験結果の曲線に比べ、現地観測結果の曲線の傾きが小さくなる傾向が見られた。

図-7 に現地観測結果と保水性試験から求めた水分特性曲線における、土壌水分吸引水頭変化速度と、体積含水率変化速度を表す。

体積含水率変化速度については、保水性試験では土壌水分吸引水頭が 10 cmH₂O 以下の範囲を除き、一様に $1 \times 10^{-4} \text{m}^3/\text{m}^3/\text{min}$ 程度の値を取ることが確認された(エラー! 参照元が見つかりません。7①②)。現地観測の体積含水率変化速度は、概ね保水性試験結果より小さい値を取った。しかし保水性試験より現地観測の水分特性曲線の傾きが小さい、土壌水分吸引水頭約 25 ~ 70 cmH₂O の区間で、保水性試験よりも現地観測が大きい体積含水率変化速度を取る傾向があった(エラー! 参照元が見つかりません。7③)。

比水分容量変化速度については、体積含水率変化速度と同様に、土壌水分特性曲線の傾きが小さい土壌水分吸引水頭約 25 ~ 70 cmH₂O の区間で、保水性試験の比水分容量より現地観測の比水分容量の方が大きくなる傾向が見られた(エラー! 参照元が見つかりません。-7④⑤⑥)。そのため水分特性曲線の傾きの違いは、体積含水率変化速度の影響が大きいと考えられる。

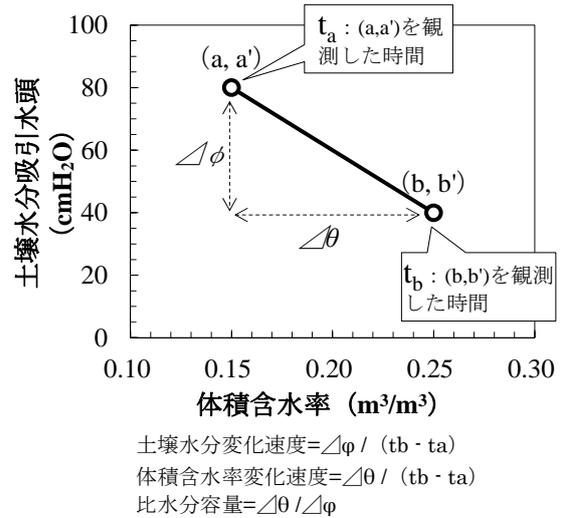


図-5 土壌水分吸引水頭と体積含水率の変化速度の求め方

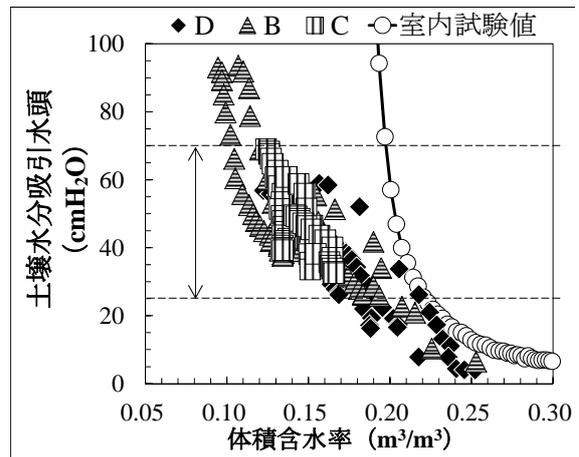


図-6 解析対象とした水分特性曲線

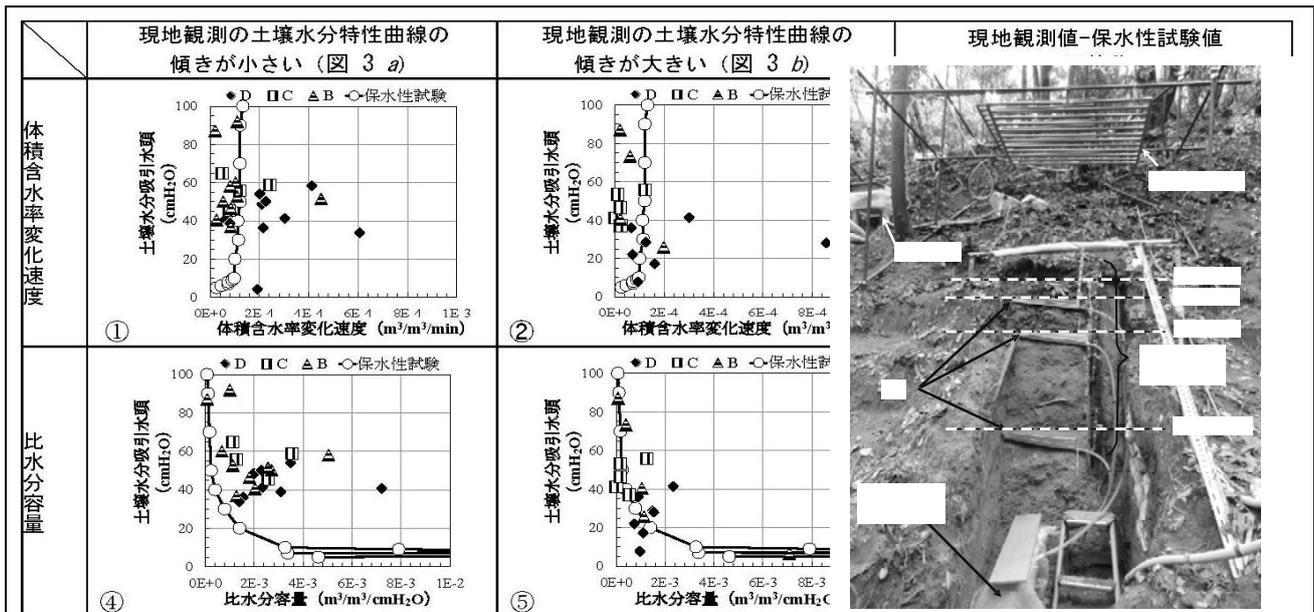


図-7 観測・試験結果から求めた土壌水分吸引水頭変化速度と体積含水率変化速度一覧

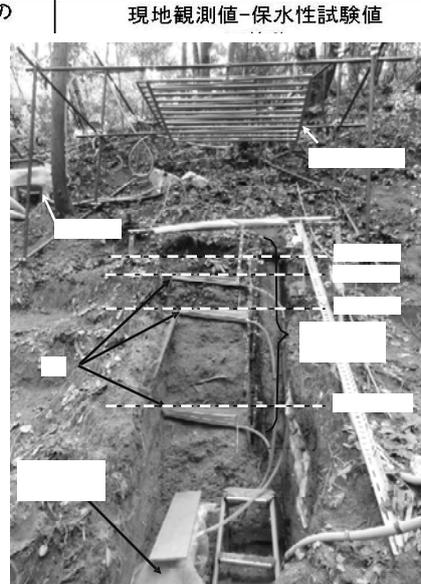


図-8 人工降雨実験の状況

(2) 鉛直一次元浸透流解析の降雨浸透過程への適用性の検討

斜面長に比べて土層厚の小さい自然斜面の降雨浸透が、鉛直一次元方向の浸透流解析で扱えると、縦断2次元の浸透流解析に比べて、計算量の節約のみならず、水平（斜面）方向の浸透流の透水係数や土壌水分特性を求めることが不要になるなど、調査量も大幅に節約できる。よってここでは自然斜面の降雨浸透を鉛直一次元で近似できるための斜面内の水分条件等を検討するために、まさ土斜面に人工降雨を与え、その際の側方流の発生する斜面内の土壌条件について検討を行った。

人工降雨実験は、広島県廿日市市にある広島花崗岩起源のまさ土が表層に分布している自然斜面で実施した。対象斜面は、勾配40°程度の直線型の急斜面であり、土層はGL-5cm以浅に落葉落枝・有機物層、GL-5cm～-120cmに花崗岩の風化程度が進み細粒分が多いまさ土、GL-120cm以深に風化程度が弱く細粒分が少ないまさ土が分布している。ここに、図-8に示すようなトレンチ（深さ約200cm、幅約60cm）を設けて人工降雨実験を行った。トレンチ壁面には、土中の側方流量を計測するためにGL-20、-45、-120cmの3深度に幅約50cmの樋を設けて側方流量を計測した。土壌水分計（Decagon社10HS型）とテンシオメータ（大起理化DIK-3024型）は、トレンチ端部に切り欠きを設けて、側面より図-9に示す位置に設置した。人工降雨装置（外周130cm×100cm）は、塩化ビニルパイプ（外径2.2cm、内径1.6cm）を用いて、9cm間隔に1.0mm程度の穴を開けた塩化ビニルパイプを接続して作成した。これを2基製作し、トレンチ上方で単管を組み立てた足場に固定し、斜面より0.5m程度以上の高さから定常的に50mm/hの降雨を再現で

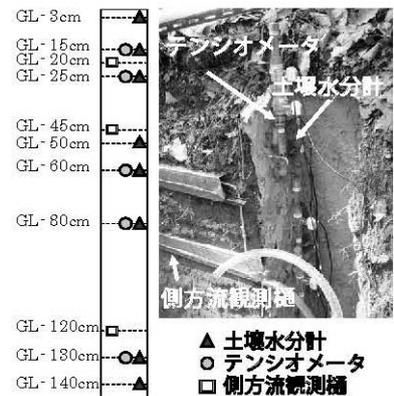


図-9 計測機器の設置状況

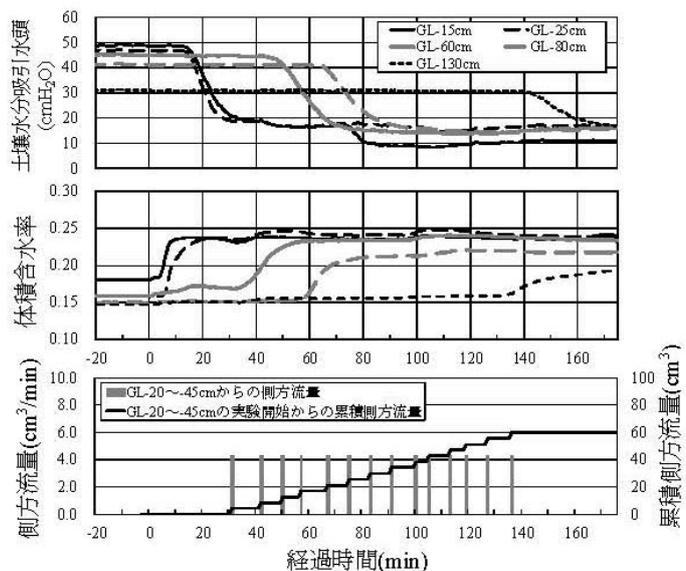


図-10 第2回実験の結果

きるように配置した。人工降雨実験は、2011年8月9日と8月22日の2回実施した。8月9日の第1回実験は、実験日より前に8日間雨が降っておらず、夏場の気温が高い条件であったことから、実験前の土壌は非常に高い乾燥状態にあった。一方、8月22日の第2回実験は、前日に最大時間雨量28mm、総雨量75mmの降雨があったことから、実験前の土壌は湿潤状態となっていた。

図-10は第1回実験における土壌水分吸引水頭、体積含水率及びGL-20cm以浅からの側方流の経時変化を示す。なお、側方流は、GL-20cm以浅からの流出は観測されたが、GL-20～-45cmとGL-45～-120cmからは観測されなかった。土壌水分吸引水頭と体積含水率が浅い箇所ほど早く変化することから、降雨に伴って深さ方向に浸潤していく様子が確認できるが、実験期間中(240分間)にGL-130cmでは変化が確認されなかったことから、浸潤面はGL-130cmには届いていないものと考えられる。ただし、土壌水分吸引水頭の変化は、体積含水率の変化や側方流の発生よりも遅れて生じており、正しく計測できていない可能性も考えられる。体積含水率が急増する箇所の増加速度(体積含水率の増加量/時間(分))に着目すると、GL-15, 25cmは0.012～0.015程度、GL-60, 80cmは0.005程度となっており、表層付近の増加速度が大きい。側方流の経時変化を各深度の体積含水率の経時変化と比較すると、GL-15cmの体積含水率が飽和状態に達した10分以降からGL-25cmが飽和状態となるまでの25分程度までは、側方流出量は時間とともに減少する傾向が見られる。その後、GL-60cmが飽和状態となる80分程度までは側方流が僅かに増加する傾向が見られるが、80分以降は時間の経過とともに減少している。実験中の側方流の累積流出量は9,365cm³であり、実験中に降雨として与えた水量520,000cm³(=1.3m×1.0m×2基×50mm/h×4時間)の1.8%に相当する。

図-11は第2回実験における土壌水分吸引水頭、体積含水率及びGL-20cm以浅からの側方流の経時変化を示す。なお、側方流は、第1回実験とは異なり、GL-20cm以浅からは観測されずGL-20～-45cmからのみ観測された。ここで、土壌水分吸引水頭の変化は、第1回実験と同様に、体積含水率の変化や側方流の発生から遅れていることから、正しく計測できていない可能性も考えられる。体積含水率の変化は、GL-15cmでは実験開始2分後から増加し始め、計測深度に応じて順次、体積含水率の変化が観測され、GL-130cmでは125分後に増加し始めた。

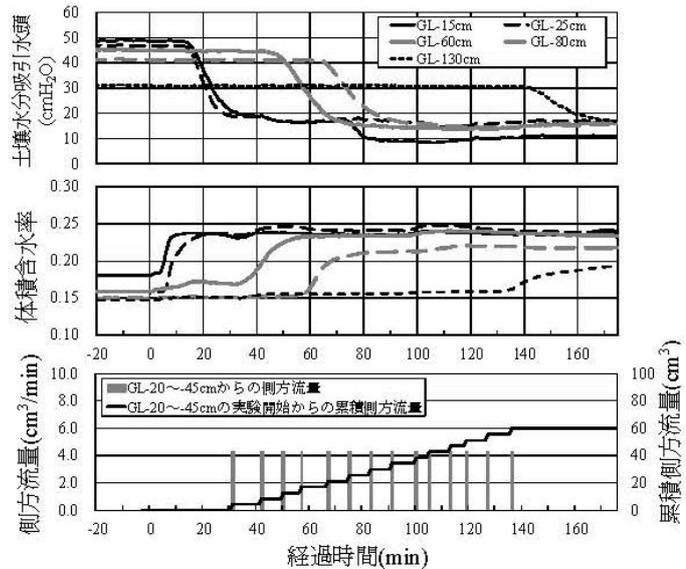


図-11 第2回実験の結果

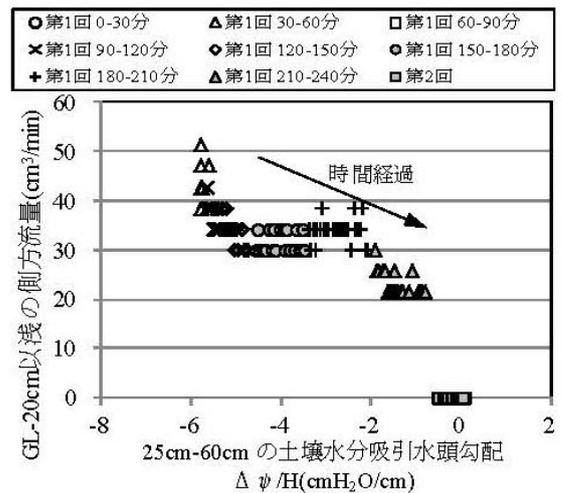


図-12 GL-20cm以浅からの側方流量と土壌水分吸引水頭勾配の関係

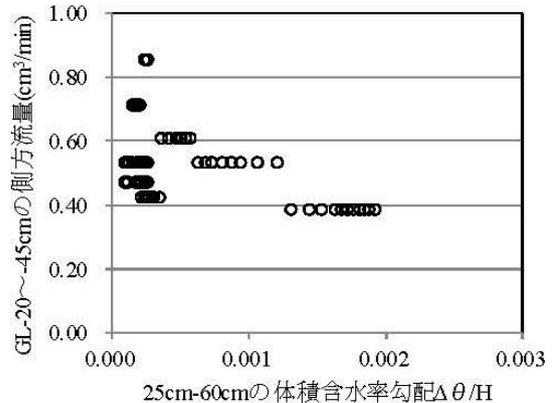


図-13 第2回実験のGL-20~-45cmからの側方流量と体積含水率勾配の関係

この結果は、乾燥状態にあった第1回実験よりも深さ方向への浸透速度が早く、体積含水率が急増している箇所が増加速度も、GL-15cm で0.010程度、GL-25, 60, 80cm で0.005程度となっており、第1回実験と比べると、表層付近の増加速度はかなり小さい。また、側方流の流出量は、第1回実験に比べると非常に少なく、実験中の累積流出量は60cm³であり、実験中に降雨として与えた水量368,300cm³(=1.3m×1.0m×2基×50mm/h×170分)の0.02%しか流出していない。

- 地下水位計
- 土壌水分センサー(10, 20, 30, 40, 50cm)
- テンシオメーター(5, 15, 25, 35, 45cm)
- ▼ 伸縮計の移動杭
- 内部歪計(4.6, 13.8, 23, 32.2, 41.4, 50.6cm)
- ⊥ 鉛直変位計(0, 10, 20, 30, 40, 50cm)

境界条件



図-15 模型斜面

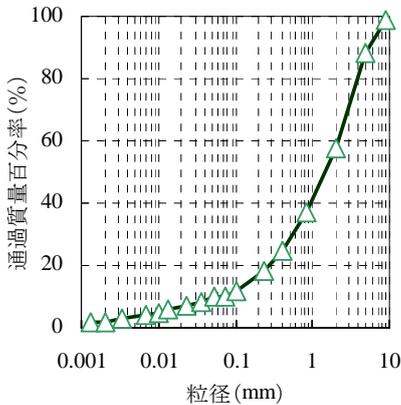


図-16 試料の粒度分布

次に側方流の発生する斜面内の土壌水分状態について検討する。第1回実験のGL-20cm以浅からの側方流量と土壌水分状態の関係を検討するために、図-12に示すように側方流量とGL-25cmからGL-60cmの土壌水分吸引水頭勾配との関係を整理した。ここで、土壌水分吸引水頭勾配は、土壌水分吸引水頭差を区間距離35cmで割ったものであり、土壌水分吸引水頭勾配が小さいほど上下層の土壌水分吸引水頭差が大きいことを示す。第1回実験の土壌水分吸引水頭勾配と側方流量の関係は、土壌水分吸引水頭勾配が小さいほど側方流量が大きくなる左上がりの傾向を示すが、側方流が観測されていない第2回実験の土壌水分吸引水頭勾配をプロットすると-0.4 cmH₂O以下と非常に小さくなっている。このことから、下層が乾燥し、上層と下層の土壌水分吸引水頭差が大きい状態で、側方流が発生していることがわかる。これを土壌水分吸引水頭と透水係数の関係と関連付けて考えると、下層の土壌水分吸引水頭が高い。すなわち、下層の透水係数が低い状態では、鉛直浸透に比べて側方流出が卓越することが原因であると推測できる。次に、第2回実験のGL-20～-45cmの側方流量と土壌水分状態の関係を検討するために、図-13に示すように側方流量とGL-25cmからGL-60cmの体積含水率勾配との関係を整理した。ここで、体積含水率勾配は、体積含水率差を区間距離35cmで割ったものであり、体積含水率勾配が小さいほど上下層の土壌水分量に差がないことを示す。体積含水率勾配と側方流量の関係は、体積含水率勾配が小さいほど側方流量が大きくなる左上がりの傾向を示しており、図-13でGL-20cmの体積含水率が側方流発生前に飽和状態に近いことからすると、下層も飽和状態に近づき体積含水率差が小さくなると発生しやすくなるものとも考えられる。なお、この結果はGL-20cm以浅の側方流発生メカニズムと異なっている。

以上のように側方流の発生する土壌水分条件は、地表面付近とその下方では異なる。地表面付近では、

地表面付近に比べて斜面深部の方が乾燥しているほど側方流の流量が多いのに対して、斜面深部では異なる深さでも体積含水率の差が小さいほど側方流の流量が多い。また全降雨量に帯する側方流の量は、斜面の初期状態が乾燥しているほど多くなるものの、今回の実験条件でも1.8%程度と無視しうるほど小さく、今回の条件であれば側方流を無視して降雨浸透を鉛直次元に近似してもその影響は小さいと考えられる。

(3) 降雨浸透に伴うまさ土のせん断変形・破壊モデルの構築

斜面動態モニタリングに基づき、降雨に伴う斜面崩壊の発生予測を行うためには、斜面の吸水に伴うせん断変形・破壊を力学的に予測するモデルが必要である。ここではそのために模型斜面に人工降雨を

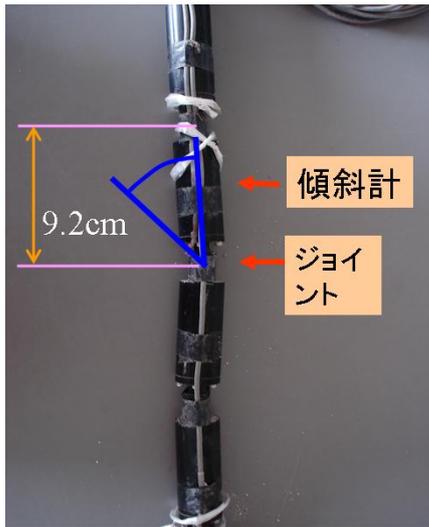
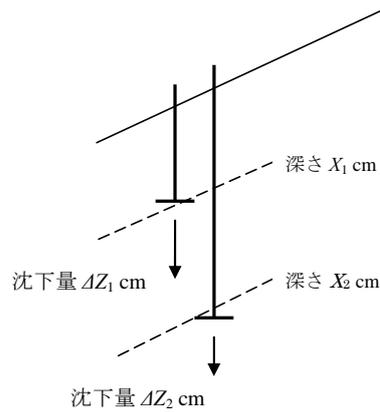


図-17 内部歪計



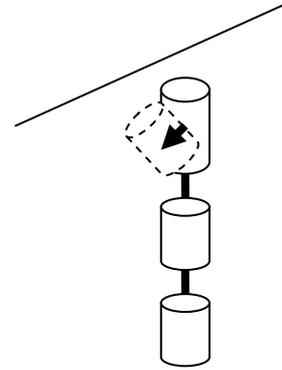
$$\text{圧縮ひずみ増分 } \Delta \epsilon_c = (\Delta Z_1 - \Delta Z_2) / (X_2 - X_1)$$

図-18 圧縮ひずみの計測

与え、斜面の吸水過程におけるせん断変形の状況について検討した。

1) 研究方法

図-14 に模型斜面の側面図を、図-15 に模型斜面の全景を示す。この模型斜面の作成と実験の実施は(独)防災科学技術研究所所有の大型降雨実験施設内で行われた。模型の斜面部は、地表面と底面が平行でその傾斜を 30° とした。模型斜面の作製に使用した筑波山まさ土の粒度分布を図-16 に示す。模型斜面の大きさは、水平部の長さ 300cm、幅 150cm、高さ 50cm、そして斜面部の長さ 600cm、幅 150cm、高さ 50cm とした。斜面部は傾斜 30° なので鉛直方向の深さは 57.7cm である。土層底面には横断方向に、高さ 1cm の鉄板を 50cm 毎に設置し、土層と底面の間のすべりを防いでいる。また土槽側面はガラス張りであり斜面内部が観察できるようになっている。模型斜面内に水平に敷きならした土を人力で踏み固め、一層の厚さ 20cm 毎に水平な土層を作製した。そして斜面下端（傾斜変換点）から 80cm 毎の、右側面から 30cm 離れた位置の表面から不攪乱供試体を採取し、間隙比と含水比を測定した。その結果各々 0.65~0.68 と 3.7~4.4% の範囲であることを確認した。斜面底面および上端は非排水、下端は排水条件である。また斜面部の地表面の変位や深さ方向の土壌水分や変形量の分布を計測するために、種々の計測装置を図-14 に示すように設置した。また斜面下端から 100cm 毎に側面に接する部分に鉛直方向に白色の珪砂の土柱を入れて土層の変形を可視化した。体積含水率の計測は斜面下端から 150cm、300cm、450cm の位置における深さ 10、20、30、40、50cm の土壌水分計により行った。サクシオンは斜面下端から 350cm の位置で、深さ 5、15、25、35、45cm におけるテンシオメーターで計測した。地中のせん断ひずみは斜面下端からの位置 250cm における内部歪計（図-17）の計測値より求めた。圧縮ひずみについては、斜面下端から 150cm の位置での地表面の鉛直変位計による地表面沈下量と、200cm の位置における深さ 10、20、30、40、50cm の鉛直変位計の沈下量を用いて求めた（図-18）。斜面方向の地表面変位は、土槽上端（不動点）と斜面下端から 150cm、300cm、450cm の位置の移動杭の間の斜面方向の距離の変化と定義し、伸縮計により計測した。底面での間隙水圧は斜面下端から 0cm、150cm、300cm、450cm、525cm の土槽底面における地下水位を計測した。



傾斜変化 $\Delta \theta$ とすると
せん断ひずみ増分 $\Delta \gamma = \tan(\Delta \theta)$

図-19 せん断ひずみの計測

斜面内のせん断ひずみを計測する内部歪計（図-17）は直径 3cm、高さ 9.2cm のプローブ内に傾斜計を固定し、土層のせん断変形に伴うプローブの傾斜の変化を計測した。この円筒を深さ方向に 6 本繋げ、

表-1 人工降雨の条件

イベント	時間雨量 (mm/hour)	降雨開始時刻	降雨終了時刻
1	30	10/20 11:00:30	10/20 14:00:00
2	30	10/23 9:34:30	10/23 11:15:00
3	15	10/26 9:45:00	10/26 12:42:40
4	30	11/4 11:00:00	11/4 15:00:00

円筒の間はボルト・ナットで結合し前後方向にのみ可動としている。これにより各プローブの中心の深さ 4.6, 13.8, 23, 32.2, 41.4, 50.6cm での土層のせん断に伴う傾斜の変化を計測した。各プローブの傾斜は静電容量式の傾斜計（緑測器 PMP-S10LX）で計測し、その分解能は 0.1° である。また傾斜は最大 30° まで計測可能である。斜面内のせん断ひずみは内部歪計の各プローブの傾斜より算出する。各プローブの実験開始時の傾斜と、時々刻々の傾斜との差 $\Delta\theta$ を求め、プローブの中心の深さ $z(\text{cm})$ のせん断ひずみ $\gamma(z) = \tan(\Delta\theta)$ として求めた（図-19）。プローブ上部が斜面下方に回転する方向が正である。内部歪計に用いた傾斜計の分解能が 0.1° であるため、せん断ひずみの計測精度を 0.0002 とした。

圧縮ひずみを求めるための鉛直変位計は 5cm 四方程度の大きさを持つ沈下板の鉛直方向の変位を東京測器の変位計 SDP-100R で計測するもので、その測定精度は 0.2mm である。図-18 のように、圧縮ひずみは地表面から鉛直に 10cm 毎の土層の鉛直方向の圧縮、膨張を示す。例えば 0~10cm の土層の圧縮ひずみは、地表面の沈下板により計測された地表面の沈下量を土塊上部の沈下量と見なし、深さ 10cm の沈下板の沈下量を土塊下部の沈下量と見なす。これらよりこの土層の圧縮量を求め、それを圧縮前の土層厚で除して圧縮ひずみとした。そして深さ 0-10cm の土層の圧縮はその中間の深さ 5cm における圧縮と見なした。なお地表面（深さ 0cm）の沈下板は斜面下端から 150cm, 300cm, 450cm に設置されたが、深さ 10~50cm の沈下板は斜面下端から 200cm の位置に鉛直方向に連続して設置された。

地表面変位を求める伸縮計は緑測器の CPP-60 を用い、測定精度は 0.1mm である。土壌水分計は FDR 式の Decagon device 社の EC-10 を用い、分解能は $0.02\text{m}^3/\text{m}^3$ である。テンシオメーターは大起理化の DIK-3023 で、測定精度は 0.5kPa である。底面での地下水位は豊田工機製の水圧計 TD4310 を設置して計測し、計測精度は $1\text{cmH}_2\text{O}$ である。

自然斜面は多くの降雨履歴を有し、それらは斜面内部の応力履歴として、現在の斜面の変形に影響を与えていると考えられる。これを考慮して上記の模型斜面に、3~8 日間の降雨中断（排水）期間をはさむ 4 回の降雨を与えた（表-1）。降雨中断期間も含めて地下水位、体積含水率、サクション、斜面の鉛直方向の変位、斜面方向の地表面変位、そして斜面内のせん断変形に伴う傾斜変化を、10 秒間隔で計測した。また斜面の変形過程を把握するために、降雨中は側面からビデオ撮影を行った。降雨は降雨量を 15~200mm/h まで調節可能な独立行政法人防災科学技術研究所所有の大型降雨実験装置で与えた。降雨イベント 3 までは事前降雨として与え、降雨イベント 4 は本降雨イベントとして斜面が崩壊するまで降雨を継続した。

なおビデオ画像により実験中の珪砂の土中の変形状況を観察した結果、本降雨およびその後の計測中に底面上での土層のすべりは観察されなかった。

2) 実験結果

まずは斜面の変形・破壊挙動を検討するために、降雨イベント 4 の開始から斜面崩壊発生時までの、斜面下端から異なる位置での地表面変位と地下水位の経時変化と、斜面下端から 250cm の位置における斜面内部のせん断ひずみの経時変化を図-20 に示す。まず地表面変位についてみると、斜面下端から 150cm, 300cm の地表面変位は降雨開始後約 11,000 秒後から急激に増加するのに対して、450cm の地表面変位は少し遅れて約 13,000 秒後から顕著に増加する。地下水位については、0cm ではそれ以前の事前降雨における斜面内への浸透水が貯留されているため、本降雨イベントの降雨開始時には $7\text{cmH}_2\text{O}$ と正の地下水位を示し、降雨開始時から地下水位が増加する。最終的には約 13,000 秒に $70\text{cmH}_2\text{O}$ となった。これは斜面の鉛直方向の層厚である 57.7cm より大きい。その原因は不明である。それに対して 150cm と 300cm の位置では、降雨開始後から約 11,000 秒までは地下水位は発生せず、約 11,000 秒に顕著に地下水位が増加する。そして約 13,000~14,400 秒の間に $40\text{cmH}_2\text{O}$ 程度の最大値を示す。14,400 秒

の降雨終了後はいずれの位置でも速やかに地下水水位が減少し、0cmH₂Oとなる。他の位置では地下水水位は発生しない。以上のように地表面変位と地下水水位が、斜面下端から150cm～300cmの間ではほぼ等しい経時変化を示すことから、斜面の上下端から離れており、地表面と底面が平行な、斜面中腹の150cm～300cmの間では斜面内の降雨浸透や変形はほぼ均一であり、この区間内のある横断面における変形は、斜面の上下方向からの応力の影響を受けないと仮定することができる。つまり斜面下端からある距離にある断面内における変形は、同一の断面における地下水水位の変化などによって説明できる。最後にせん断ひずみについて見る。深さ4.6cm、23cm、32.2cm、そして41.4cmではせん断ひずみは正の方向に進行するのに対して、深さ13.8cmでは12,600秒まではせん断ひずみが小さいながらも負の方向に進行し、その後反転して正の方向に急増する。せん断ひずみが負の方向に向かうのは、当該深さに対応する傾斜計の上下のいずれかの傾斜計が正の方向に大きく傾いたため、その反作用で起こったことと考えられる。いずれの深さでもせん断ひずみの急増が12,600秒に開始するが、これは斜面下端から150cmと300cmの位置における地下水水位が増加する時期でもある。これらのことより間隙水圧の増加に伴い、斜面内のせん断ひずみが増加することが示唆される。

崩壊発生後の模型斜面の状況を正面から撮影したものが図-21である。斜面の崩壊は一回で一気に発生したわけではなく、斜面下端から200cm当たりから土塊の移動に伴う斜面中の亀裂と段差が表れ、それが順次上方に拡大し、最終的には斜面下端から400cm程度に滑落崖が表れ、土塊が大きく移動した。次に崩壊発生直前の模型斜面の変形状況を側面から撮影した図-22を見ると、土層全体がせん断変形していること、そしてせん断変形量は底部に近いほど大きいことがわかる。つまり、少なくとも崩壊発生前は、すべり面上部の崩壊土塊が剛体的に移動するのではなく、地

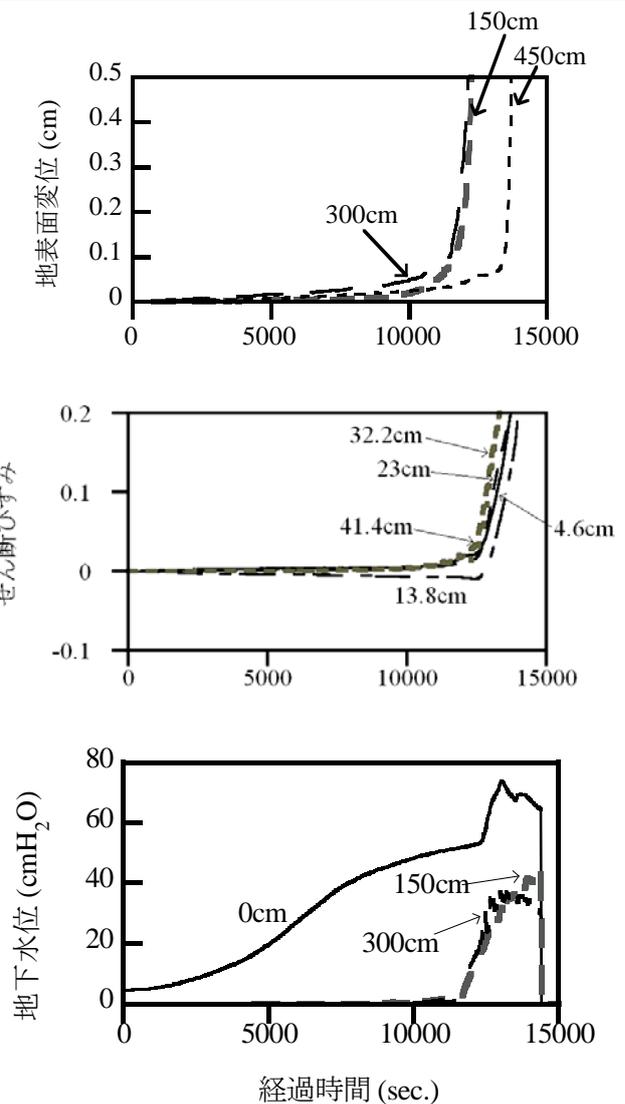


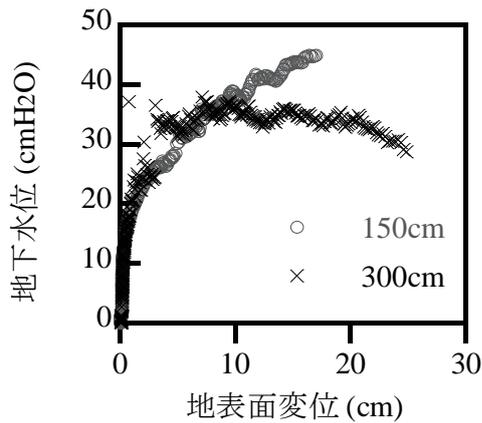
図-20 降雨イベント4における地表面変位と地下水水位の経時変化



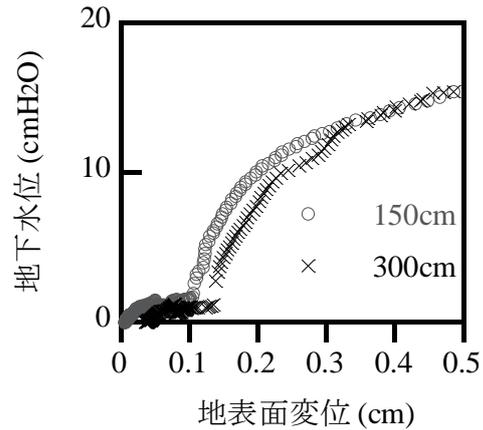
図-21 崩壊後の模型斜面（正面）



図-22 土層のせん断変形（側面）



(a) 降雨期間全体



(b) 変形の小さい期間

図-23 斜面上の異なる位置における地表面変位と地下水位の関係 (降雨イベント 4)

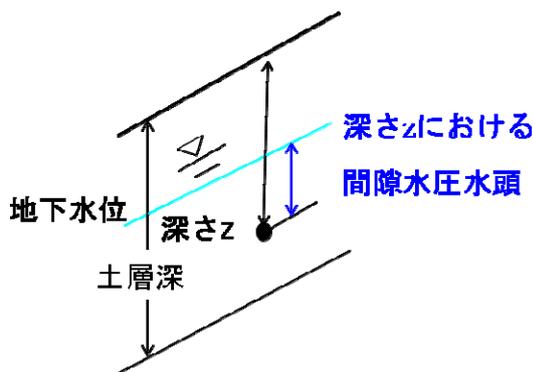


図-24 斜面内部における間隙水圧の定義

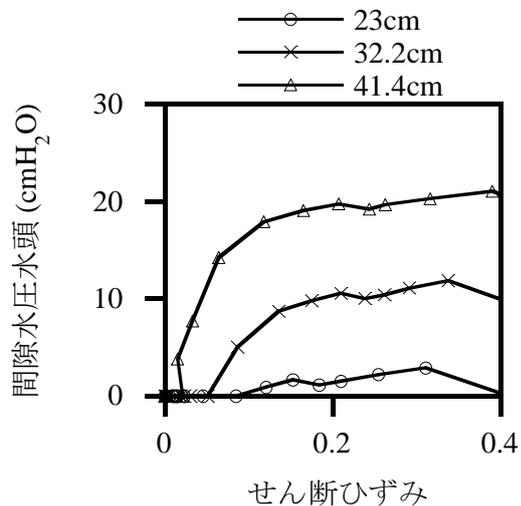


図-25 斜面内のせん断ひずみと間隙水圧水頭の関係 (降雨イベント 4)

表面からすべり面の間の土塊が全体的にせん断変形していることがわかる。

3) 考察

降雨浸透に伴う斜面全体のせん断変形の進行を概観するために、降雨イベント 4 における斜面下端から 150cm 及び 300cm の位置における地下水位と地表面変位の関係を見る (図-23)。図-23(a)は降雨開始から終了までの全期間の両者の関係を示す。150cm 及び 300cm の位置における両者の関係は、地表面変位の大きさが 10cm 程度までは位置が異なってもほぼ等しい。地下水位発生直後は地下水位の増加に伴う地表面変位の増加量が小さいが、地表面変位の進行に伴って地下水位増分に対する地表面変位増分が徐々に大きくなる。地表面変位が 10cm を超えると 300cm の位置における地表面変位はほぼ定常値をとるが、150cm における地表面変位は未だ増加する。しかしながら地表面変位が 10cm までは、地下水位と地表面変位の関係は、土のせん断時の応力～ひずみ関係に見られるような双曲線形となる。図-23(b)は変位の小さい領域での地下水位と地表面変位の関係を見るために、地表面変位が 0.5cm までの範囲の両者の関係を示す。地表面変位が 0.1cm までの範囲では 150cm 及び 300cm の位置における地表面変位は、地下水位が 2cmH₂O という小さな値で進行する。地下水位計の計測精度が 1cmH₂O であることを考えると、この範囲では地下水位が発生しない不飽和状態で地表面変位が進行すると考えられる。その後地表面変位は地下水位の上昇と共に増加する。不飽和状態での地表面変位は高々 0.1cm 程度であるのに対し、最終的な地表面変位は 10~20cm まで達することを考えると、不飽和状態での地表面変位の増加は、地下

水位上昇に伴う地表面変位の増加に比べて小さいことがわかる。

図-20 における斜面内のせん断ひずみと地下水位の経時変化の検討より、間隙水圧の増加に伴い斜面内のせん断ひずみが大きく増加することが示唆された。ここで斜面内の深さ z における間隙水圧を地下水位と該当する深さと土層底面の鉛直距離の差 (図-24) として定義し、降雨イベント 4 における、斜面内の各深さの間隙水圧とせん断ひずみの関係を図-25 に示す。ただし深さ 4.6cm および 13.8cm では間隙水圧が発生せずにせん断ひずみが増加したので、図には示していない。深さ 13.8cm より深い箇所のせん断ひずみは間隙水圧の発生しない不飽和状態で 0.03~0.09 程度まで増加し、間隙水圧発生後は、間隙水圧増加と共にせん断ひずみが顕著に増加する。間隙水圧発生前はせん断ひずみが 0.03~0.09 程度と小さいが、間隙水圧発生後は 0.4 程度まで増加するため、間隙水圧に伴うせん断ひずみ増加が大きいことがわかる。飽和状態での間隙水圧上昇に伴うせん断ひずみの増加は、間隙水圧増加量に対するせん断ひずみ増加量が当初は小さく、徐々に大きくなるため、間隙水圧とせん断ひずみの関係は、応力~ひずみ関係でよく見られるような双曲線関係を示す。間隙水圧の最大値は、明らかに深い箇所ほど大きい。つまり浅い箇所の方がより小さな間隙水圧でせん断ひずみが増加することがわかる。次に間隙水圧発生時のせん断ひずみの値を見ると、深さ 23cm で 0.09、32.2cm では 0.05、そして 41.4cm で 0.03 と、浅い箇所の方が間隙水圧発生時のせん断ひずみが大きいことがわかる。以上の検討から浅い箇所のせん断変形は吸水に伴うサクシオン減少や体積含水率増加に依存するところが大きい、深い箇所のせん断変形は飽和状態での間隙水圧増加に依存するところが大きいことがわかる。

ここで斜面内部の応力状態を、直接せん断条件下での応力比を用いて表す。これは斜面内の任意の点におけるせん断応力と有効垂直応力の比で表され、直接斜面のせん断変形を支配する応力パラメーターであると考えられる。直接せん断条件下の応力比を定義するために、まずは斜面内の任意の深さ x における垂直応力 $\sigma(x)$ (kN/m²) を以下のように定める。

$$\sigma(x) = \int_0^x (\gamma_d + \gamma_w \theta) dx \quad (1)$$

上式で γ_d は間隙比より求められる土の乾燥時単位体積重量(kN/m³)、 γ_w は水の単位体積重量(kN/m³)で θ は体積含水率(m³/m³)である。そして $p(x)$ を深さ x における間隙水圧(kN/m²)とすると、有効垂直応力 $\sigma'(x)$ (kN/m²) は以下の式で表される。

$$\sigma'(x) = \sigma(x) - p(x) \quad (2)$$

次に β を斜面傾斜とすると、深さ x におけるせん断応力は下式で表される。

$$\tau(x) = \sigma(x) \sin \beta \quad (3)$$

以上に定義した式(2)(3)を用いて、直接せん断条件下の応力比を以下のように定義することとする。

$$z(x) = \tau(x) / \sigma'(x) \quad (4)$$

以上より求めた、降雨イベント 4 における、せん断ひずみ計測深さにおける直接せん断条件下の応力比と、せん断ひずみの関係を図-26 に示す。ここで 23cm より浅い箇所には地下水位が到達せず、間隙水圧が発生していないとみなせるので、応力比が変化しない。よってこの図には掲載していない。せん断初期は応力比の増加に対するせん断ひずみの増加量が小さいが、徐々に応力比増加に対するせん断ひずみ増加量は大きくなり、応力比の最大値までは応力比とせん断ひずみの関係は、土のせん断時の応力~ひずみ関係で見られるような双曲線の形状を示す。ただし応力比の最大値は深い箇所の方が大きく、この事実は限界状態の応力比はそれまでの応力履歴に関わらず一定であるという従来の土質力学の定説と異なる。この理由は現在のところ不明であり、今後検討する必要がある。

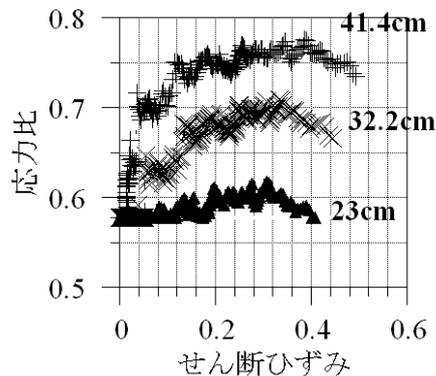


図-26 斜面内の応力比とせん断ひずみの関係 (降雨イベント 4)

(4) 地表面変位と地下水位の計測データを用いる斜面変形・破壊予測手法

以上のように斜面内の応力比とせん断ひずみの間には双曲線で表される関係（図-26）が認められた。上述のようにこの関係は緩詰め砂質土のせん断において広く見られる関係であり、土のせん断における変形を表す原理であると考えられる。また同様に間隙水圧～せん断ひずみの関係も、図-25のように双曲線で近似することができる。図-23に表す地下水位～地表面変位の関係も、ある断面における平均的な間隙水圧～せん断ひずみを表すと見なすと、間隙水圧～せん断ひずみの関係と同様に、地下水位～地表面変位の関係も下記のような双曲線で近似できると考えることができる。

$$ds = \frac{1}{G_{sur}} \frac{GL_{max} \cdot GL}{GL_{max} - GL} \quad (5)$$

ここで ds : 地表面変位, GL : 地下水位, G_{sur} : 実験定数, GL_{max} : 破壊時の地下水位とする。この関数を用いて ds ～ GL の関係を表すには、 G_{sur} と GL_{max} を決める必要があるが、実斜面における地表面変位と地下水位のモニタリングに基づく崩壊発生時刻の予測を想定すると、事前に土質試験などで、これらの定数を定めることはできないと考えるべきである。あくまでも現場での両者の計測のみに基づいた方法を考える。そうすると、計測データから、地下水位～地表面変位の関係などを、その時点までのデータを用いて、時々刻々決めていき、崩壊発生時刻を予測する方法となる。そうすると、計測データの少ない降雨初期の時点における地下水位～地表面変位の再現精度や、それに基づく崩壊発生時刻の予測精度は悪く、崩壊発生時刻に近づくほど、それらの再現精度および予測精度が高くなっていくと考えられる。

以下に「地下水位～地表面変位の双曲線関係」を元にした降雨浸透に伴う斜面の変形・破壊を予測する方法を提案する。

1) 「地下水位～地表面変位」の予測式

まずは時々刻々の地下水位と地表面変位の計測値から、その時点における「地下水位～地表面変位」の予測式を導く。地下水位と地表面変位の関係は上述(5)式で表されることとする。また地表面変位と地下水位の関係の実測値（図-23）は、すべての実測値からおおよそ地表面変位 0.5cm 毎に抽出するものとする。実測値の抽出結果を図-27に示す。

次に上式を線形化するため両辺の逆数を取ると、

$$\frac{1}{ds} = \frac{GL_{max}}{\bar{G}} \frac{1}{GL} - \frac{1}{\bar{G}} \quad (6)$$

なお $\bar{G} = GL_{max} / G_{sur}$ である。ここで $X = 1/GL$, $Y = 1/ds$ とすると、

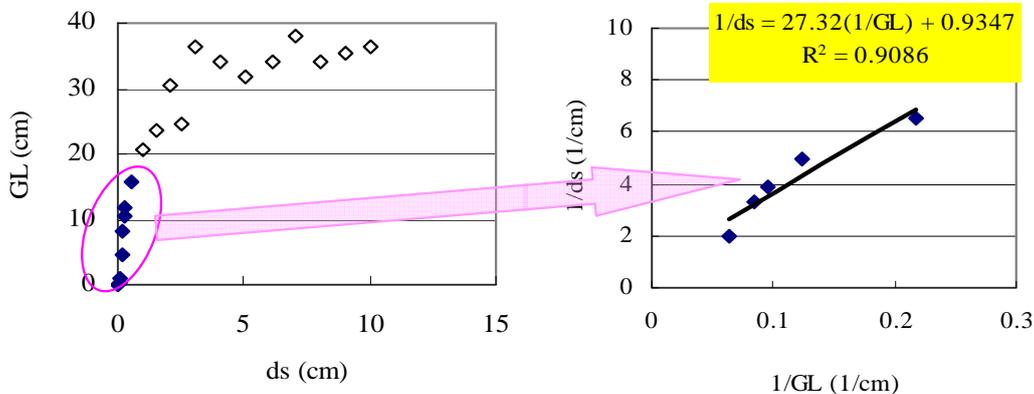


図-28 $ds=0.5$ cm までの計測データを用いた地表面変位～地下水位の回帰分析結果

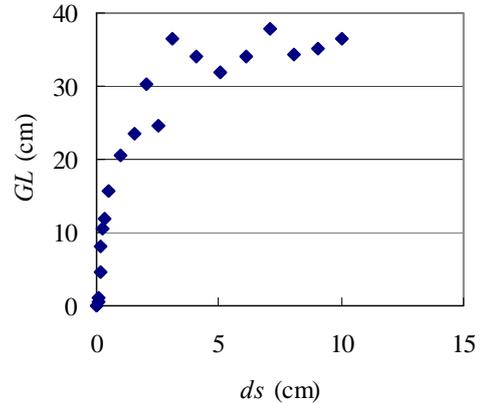


図-27 実測値から抽出した地表面変位～地下水位

$$Y = \frac{GL_{\max}}{G} X - \frac{1}{G}$$

(6)'
と線形化できる。(6)'式に時々刻々に計測された ds と GL を用いて上記(6)'式で表される関数を決めるための線形回帰を行う。例として $ds = 0.5\text{cm}$ の時点において、それまでの両者の計測データを用いて上記の線形回帰を行ったのが、図-28 である。図中の色つきのプロットのデータが回帰分析対象のデータであり、白抜きのプロットは逆に $ds > 0.5\text{cm}$ で分析には使われていない。この例では $1/ds \sim 1/GL$ の関係は上に凸の形状を示しているようであるが、それを線形近似している。右図の上部に示された式が回帰分析の結果である。 R^2 値も 0.9 以上であり、十分な精度で回帰分析が行えて

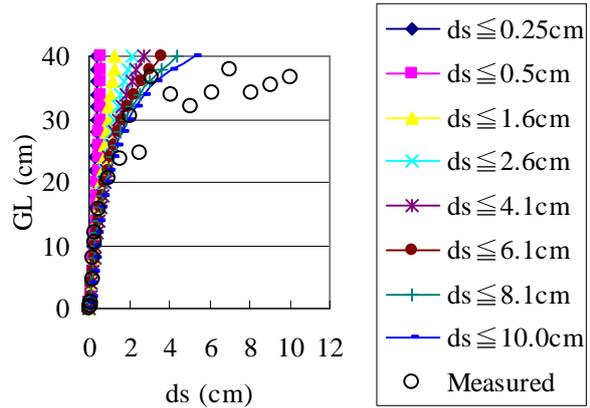


図-29 様々な ds の範囲までの計測データを用いた
地表面変位～地下水位の回帰分析結果

いる。これより ds が大きい範囲のデータを用いて回帰分析を行った場合も R^2 値はこれと同程度か、むしろそれより大きな値を示し、十分な精度で回帰分析ができたことを示している。次に図-28 より求めた回帰式の中で $1/ds$ を ds に、 $1/GL$ を GL に変換して、つまり(6)式を変形して(5)式で表される $ds \sim GL$ の関係式を求めた。様々な ds の範囲の計測データを用いて、このようにして求めた $ds \sim GL$ の関係式を図-29 に比較する。地表面変位が顕著に変化し始めた当初は ds を 0.5cm 間隔程度で、その後 ds を $1.0 \sim 2.0\text{cm}$ 程度の間隔でプロットを抽出した。図中の白抜きのプロットは実測値より求めた両者の関係である。使用するデータの ds の範囲が小さいほど、 $ds \sim GL$ 関係を表す曲線の傾きが大きく、実測値の関係と離れている。使用するデータの ds の範囲が大きくなるほど曲線の傾きが小さくなり、実測の関係に近づく。ただし $ds \geq 4.1\text{cm}$ 以上のデータを用いた場合は、特に $ds \leq 1\text{cm}$ の曲線の傾きの差が小さく、かつ実測との差も小さくなっている。

2) 地下水位上昇予測式

次にある時点までの地下水位の計測データから、時間～地下水位の回帰式を求め、地下水位予測式とする。例えば図-30 は $ds = 0.5\text{cm}$ までの地下水位の実測データを用いて、時間～地下水位の回帰式を求めた結果である。色付きのプロットが $ds \leq 0.5\text{cm}$ の範囲のデータであり、それらを使って回帰分析が行われた。白抜きのプロットは $ds \geq 0.5\text{cm}$ であり、回帰分析には使われていない。実測の両者の関係を見ると、 $12,500$ 秒程度までは地下水位と時間の関係はほぼ線形であった。それ以降の時間では地下水位が上下するようになる。 $ds \leq 0.5\text{cm}$ の範囲では時間と地下水位の関係は明瞭な線形であったので線形式で

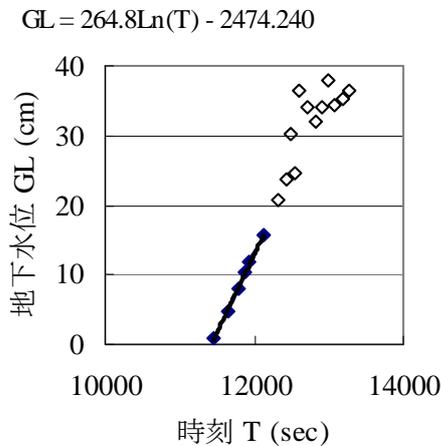


図-30 $ds \leq 0.5\text{cm}$ の範囲のデータ
より作成した時刻～地下水位の回帰式

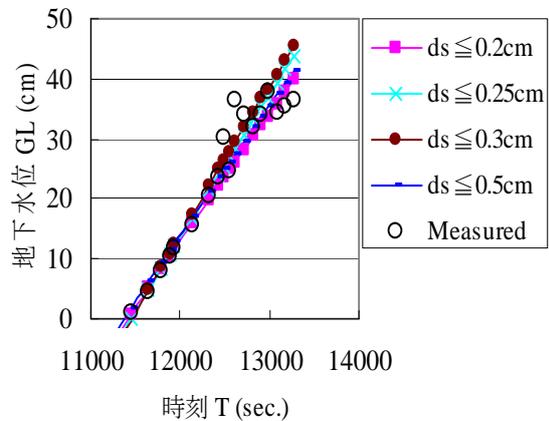


図-31 時間～地下水位回帰式の比較

回帰を行った。R² 値は 0.9964 と非常に高い。地下水位が上下するようになる、時刻が 12,500 秒を超える範囲のデータを用いた回帰分析も線形式を用いた。しかし R² 値は 0.9 以上となり、回帰式は実測値を非常に良好に近似し得た。同様な方法で様々な時点における時間～地下水位の回帰式を求め、それを比較した結果が図-31 である。ds の範囲は当初は 0.5cm 毎、その後 1~2cm 毎としたが、ds が 3cm を超える範囲のデータを用いた場合はほとんど同様な回帰分析結果となったので、図中では示していない。また図中の白抜きのプロットは実測の関係である。早い (ds の計測範囲が小さい) 時点での計測データを用いた回帰式でも、崩壊時刻に近い時点のデータを用いた回帰式とあまり予測精度が変わらない結果となった。この理由は、回帰分析の結果は 12,500 秒以前の時間と地下水位の関係が線形である領域のデータに大きく影響され、それ以降の地下水位が上下する範囲のデータが回帰分析に与える影響が比較的小さかったからであると考えられる。

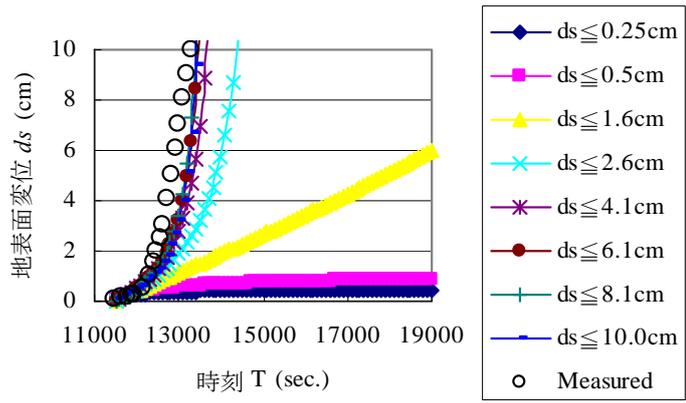


図-32 時間～地表面変位予測式の比較

3) 「時間～地表面変位」の予測式

上記 1) で作成した時々刻々の「地下水位～地表面変位」の線形回帰式と、同じ時刻までのデータより作成した地下水位予測式を組み合わせ、その時点における「時間～地表面変位」予測式を作成する。図-32 には様々な ds の時点において、このような方法で作成した「時間～地表面変位」予測式を示す。地表面変位が顕著に変化し始めた当初は ds を 0.5cm 間隔程度で、その後 ds を 1.0~2.0cm 程度の間隔でプロットを抽出した。図中の白抜きのプロットは実測値より求めた両者の関係である。ds ≤ 0.5cm の範囲のデータを用いて求めた時間～地表面変位の関係は、時間の経過に伴う地表面変位の増加が非常に小さい。ds の範囲が大きくなり、崩壊に近い時刻までのデータを用いた予測式の方が曲線の傾きが大きくなり、実測に近づく。しかし ds の範囲が 4.1cm を超えたデータを用いると、両者の関係はほぼ同一となるし、実測にもかなり近くなる。つまり今回の検討では、崩壊発生時刻に近い時刻までのデータを用いるほど再現精度が良くなるわけではなく、ある程度の時刻以降のデータを用いた分析結果は、ほとんど変わらなくなるという結果になった。

4) 「時間～1/ds」からの崩壊発生時刻の予測

次に上記(3)で求めた時々刻々の時点までの地下水位と地表面変位の計測データを用いて作成した「時間～地表面変位」予測式を変形し、地表面変位の逆数 1/ds と時間の関係を求めた。このようにして求めた時々刻々の時点までの計測データを用いて求めた「時間～1/ds」式を図-33 に示す。地表面変位が顕著に変化し始めた当初は ds を 0.5cm 間隔程度で、その後 ds を 1.0~2.0cm 程度の間隔でプロットを抽出した。図中の白抜きのプロットは実測値より求めた両者の関係である。地表面変位が大きくなると 1/ds は小さくなり、崩壊直前に地表面変位が急増すると 1/ds は 0 に漸近する。このことから「時間～1/ds」曲線が横軸に交わる時刻が崩壊発生時刻と見なせる。ds ≤ 0.5cm の範囲のデータを用いて求めた両者の関係は、当初は 1/ds が急減するが、徐々に時間の進行に伴う 1/ds の減少量が小さくなり、やがては時間の進行に伴う 1/ds の減少はほとんどなくなってしまう。この場合は 1/ds が横軸と交わらないので、崩壊発生時刻の予測ができない。ただし 12,000 秒程度までは ds の範囲が異なるデータを用いても、時間～1/ds の関係をしめす曲線形はほぼ同一である。使用する ds の範囲が 0.5cm より大きくなると、使用するデータの範囲が大きくなるほど、時間が 12,000 秒以降の曲線の傾きも大きくなるのがわかる。ds の範囲が 0.5cm より大きなデータを用いた両者の関係をより詳しく見るために、縦軸と横軸を拡大して書いたのが図-34 である。これを見ると ds の範囲が大きくなるほど曲線の傾きが大きくなると共に、実測の関係に近づくが、ds の範囲が 4.1cm を超えると「時間～1/ds」の関係を表す曲線の形状はほとんど同様となり、曲線は 13,500 秒頃に横軸に交わるとみなせる。つまり ds の範囲が 4.1cm を終えた時点で作成した

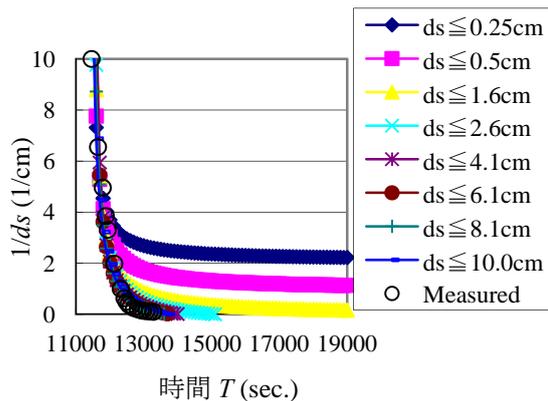


図-33 時間 T と $1/ds$ の関係

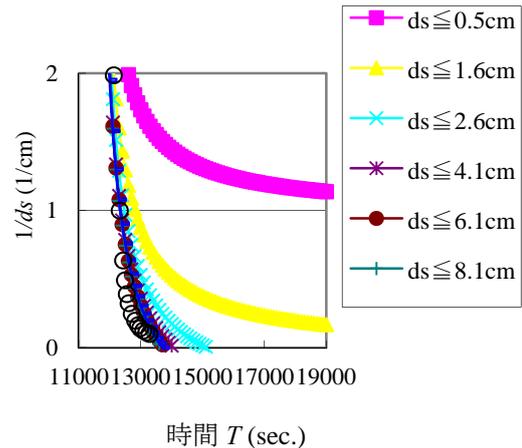


図-34 時間 T と $1/ds$ の関係 (両軸を拡大)

「時間 $\sim 1/ds$ 」式を用いれば、ほとんど同様な崩壊発生時刻が予測されることになる。

⑦今後の課題・展望

上記のように斜面動態モニタリングに基づいた、降雨による斜面崩壊の発生時刻の予測手法を提案することができた。提案手法の特徴は斜面内の「応力」を決める「地下水位」と、斜面の「ひずみ」の積分である「地表面変位」の計測値を用いることで、土の「応力 \sim ひずみ」関係に立脚した方法であり、力学的根拠を有する合理的な方法であることである。

また最近 ICT 技術の進展に合わせて、斜面動態モニタリングの計測機器も進歩し、安価で簡便な計測機器が数多く出されている。小型化しているので、設置も簡単であり、モニタリング機器の展開が期待される。ハード面はこのように進歩しているが、計測データの処理を行い、崩壊発生予測を行うソフト技術は進歩していなかった。そのような状況に一石を投じる提案であると考えられる。データ処理方法も簡単であり、データを計測しながらリアルタイムで崩壊発生予測が行えることになると考えられる。

しかしながら「地下水位 \sim 地表面変位」についてさらに力学的に検討し、根拠を十分有するモデルとすること、「時間 \sim 地下水位」関係についても様々な降雨条件や降雨強度の変化に対応できるモデル化が必要である。これらについては土の要素試験や今回と同様な斜面模型実験、そして現地での人工降雨実験などを通じて検討していきたい。特に模型斜面のみならず実際の自然斜面にも今回提案した手法が適用できるかどうかの検討には、現地斜面における人工校実験が不可欠であり、実施に向けて準備していきたい。