



Title	山地斜面における表土層の構造特性と水分変動過程に関する研究
Author(s)	小川, 紀一郎; OGAWA, Kiichirou
Citation	北海道大学農学部 演習林研究報告, 54(1), 87-141
Issue Date	1997-03
Doc URL	<a href="https://hdl.handle.net/2115/21411">https://hdl.handle.net/2115/21411</a>
Type	departmental bulletin paper
File Information	54(1)_P87-141.pdf



# 山地斜面における表土層の 構造特性と水分変動過程に関する研究

小川 紀一郎\*

Study of Profile Patterns and Moisture Variations in  
Surface Soil Layers on Slopes of a Mountain Range

by

Kiichirou OGAWA\*

## 要 旨

本研究は、地域防災・流域保全計画を立案する上で基本的な命題である表層崩壊の発生機構を、山地流域における斜面表土層の構造特性の分析と水分変動過程の三次元浸透流解析とから解明したもので、成果の概要は以下のとおりである。(1)モデル斜面の表土層調査の結果、Nc値5～10、深さ0.5～1.5mに土層構造の急変域が見られ、これを境に斜面表土層の構造・土質特性が大きく異なっていた。(2)山地斜面流域の水文観測の結果、降雨に対する水文変動パターンを解析するとともに、表層崩壊発生の前兆現象としての飽和域拡大過程を明らかにした。(3)斜面表土層の三次元非定常飽和飽和浸透流解析の結果、Nc値5～10の土層に飽和域が形成されその後他の部位に拡大すること、また安定解析の結果から土層構造急変域で安全率が最低となることを明らかにした。(4)表層崩壊の発生機構を、斜面表土層の初期水分状況と降雨に基づく飽和域の形成拡大、ならびに表土層の構造・土質の弱層とに起因するものと考察した。そして、表土層弱層の摘出と表土層の降雨に対する水分変動の応答特性の把握により、斜面表層崩壊の発生予測と予防対策が可能となることを提示した。

キーワード：表土層構造，水文変動，表層崩壊，浸透流解析，弱層

---

1996年9月30日受理, Received September 30, 1996

\*アジア航測株式会社, 神奈川県厚木市旭町5-42-32

Asia Air Survey co., LTD, 5-42-32, Asahi-cho, Atsugi-city, Kanagawa prf., 243, Japan

## 目 次

結 言	89
第 1 章 研究方法	90
1.1 研究の目的と方法	90
1.2 研究対象地の概要	94
第 2 章 表層崩壊の実態	95
2.1 1982年災害時における表層崩壊の実態	95
2.2 観測斜面における崩壊履歴	97
第 3 章 斜面表土層の分布とその特性	98
3.1 土層調査の方法	98
3.2 斜面表土層の分布とその性状	99
3.3 斜面表土層の土質特性	102
3.4 表土層の構造と土質特性	105
第 4 章 斜面水文変動の実態と特性	106
4.1 水文観測の方法	106
4.2 観測降雨の概要	108
4.3 土壌水分張力の変動状況	109
4.4 地下水位の変動状況	111
4.5 流量の変動状況	112
4.6 斜面水文変動の特性	113
第 5 章 飽和域の拡大と地盤変動	114
5.1 降雨による飽和域の拡大	114
5.2 斜面飽和域の拡大と斜面水流出	116
5.3 パイプフローの発生	116
5.4 地盤の微小変動	117
第 6 章 斜面表土層における水分変動の解析	119
6.1 差分法による三次元非定常浸透流解析	119
6.2 水分変動の解析条件	120
6.3 水分特性と水分変動解析	121
6.4 透水係数と水分変動解析	122
6.5 斜面表土層における水分変動過程	123
第 7 章 山地斜面における飽和域の拡大と表層崩壊	128
7.1 水分変動と表層崩壊	128
7.2 斜面表土層の安定性	128
7.3 飽和域の拡大と斜面表土層の弱層	130
7.4 表層崩壊予測と土砂災害防止	132
結 言	133
摘 要	134
参考文献	135
Summary	138

## 緒 言

近年、自然災害の中でもとくに土砂災害による被害が顕著になっているが、これは我が国における土砂災害危険箇所の膨大さ、および生活生産活動域の拡大に起因している。我が国において発生する土砂災害の多くは豪雨によるものであるが、山地流域における斜面崩壊や土石流等の土砂の生産・流出現象を把握することは、防災計画や流域保全計画を立案する上で基本的な課題となっている。

斜面崩壊発生メカニズムとしては、豪雨に伴い斜面風化土層中の水分が変動し、飽和域の拡大によって土層の強度が低下して、斜面上の土塊が移動するものと考えられる。したがって、上流からの地表水、地下水の流下を考慮した斜面崩壊発生を予測する上で、基礎となる斜面地盤の透水性、表面流による侵食特性ならびに地盤強度の低下を考慮した斜面地盤の動的特性を解明することは重要である。

そこで、筆者は山地で発生する斜面崩壊のうち表層崩壊に注目し、その現象を時間的空間的に解明するために、山地流域を対象としてモデル斜面を設定し、斜面表土層の分布とその構造を把握し、各種土質調査を行うことによりそれぞれの各構造に対応した土質特性を明らかにするものとした。また、集中的に水文観測機器を設置して、これら土層特性と斜面水文現象との関係について解析するものとした。さらに、本斜面を対象として表土層中の水分変動の三次元モデルを新たに開発し、現地観測の成果との整合をはかりつつ、非定常飽和不飽和浸透流解析を行うこととした。そして、以上の一連の研究成果をもとに、山地斜面における飽和域の形成・拡大過程と表層崩壊の発生機構を時間的空間的に解明した上で、今後の土砂災害防止計画への展開を試みるものである。

本研究をすすめるにあたり、御指導いただいた北海道大学農学部教授新谷融氏、同教授笹賀一郎氏、同教授松田豊氏、同助教授中村太士氏、貴重な御意見や御配慮をいただいた京都府立大学農学部助教授（元建設省土木研究所砂防研究室長）石川芳治氏、建設省中部地方建設局越美山系砂防工事事務所長原義文氏、建設省中部地方建設局天竜川上流工事事務所砂防調査課元課長井良沢道也氏、後藤宏二氏、花岡正明氏、今井一之氏をはじめ関係各位、ならびに、財団法人砂防・地すべり技術センター松村和樹氏、同菊井稔宏氏、砂防エンジニアリング株式会社鈴木隆司氏、静岡大学農学部助手逢坂興宏氏、ハイドロシステム株式会社小山潤氏、環境情報工学研究所大庭哲哉氏、そして現地調査ならびに整理作業等に際し御援助いただいたアジア航測株式会社村田正敏氏、中島誠氏、中野修氏、臼杵伸浩氏をはじめ同社関係各位、東京農工大学農学部関係各位、長野県高遠町および野笹地区関係各位、さらに本論文の執筆を勧めて下さった北海道大学名誉教授東三郎氏、京都大学農学部教授水山高久氏に深謝の意を表します。

なお、本論文は「北海道大学審査学位論文」である。

## 第1章 研究方法

### 1.1 研究の目的と方法

土砂生産現象を把握する上で、土砂生産の形態区分とその場の特性を明らかにすることは重要である。土砂生産の形態としては、表層崩壊（山腹崩壊）、溪岸崩壊、土石流、地すべり、大規模崩壊等に区分することができる。これらの土砂生産現象発生の際は、地質ならびに地質構造上脆弱な場に対応すると考えられ、その状況は地形上に反映されることから、地形分類等により地形的な特徴を把握することによって、生産の場を抽出することが可能となる<sup>31)</sup>。

土砂生産現象を発生させる原因の中で最も重要な誘因として降雨があり、降雨により発生する代表的な土砂生産形態は山腹斜面の表層崩壊であるため、本研究ではこの表層崩壊に注目してその発生機構を解明することを試みた（図1.1）。

表層崩壊の発生に関する研究は、理論的現象論的方法により多数の報告がなされている<sup>2)</sup>。表層崩壊の発生は、斜面を形成する地盤条件に大きく影響を受けるため、表層崩壊の発生状況は地形指標<sup>6, 25, 46)</sup>や地質指標<sup>18)</sup>をもとに整理されてきた。

これに対して、降雨と崩壊面積率との関係から崩壊予測式を導く方法<sup>63)</sup>や、多くの要因を同時に扱う手法として多変量解析を用いる方法<sup>19)</sup>、ファジイ理論に基づく方法<sup>49)</sup>等、統計学的手法を用いて崩壊現象を把握する研究が発展した。しかし、崩壊の実績値をもとに降雨と崩壊面積率との関係を散布図に示すと、プロットはかなり分散する傾向が多々見られる<sup>29)</sup>ため、確率論的手法を用いた研究も行われた<sup>32)</sup>。これらのような手法を用いた場合には、崩壊の発生予測に関しては流域全体を平均的に取扱うことになり、個々の斜面における崩壊の発生、非発生についての時系列的な取扱いは困難となる。

表層崩壊は、降雨に伴い斜面表土層中の飽和域が拡大し、土塊の安定性が失われて表層土が滑落する物理現象である（図1.2）。このため、崩壊を物理現象として観測<sup>3, 23)</sup>、

山地斜面における表土層の構造特性と水分変動過程に関する研究

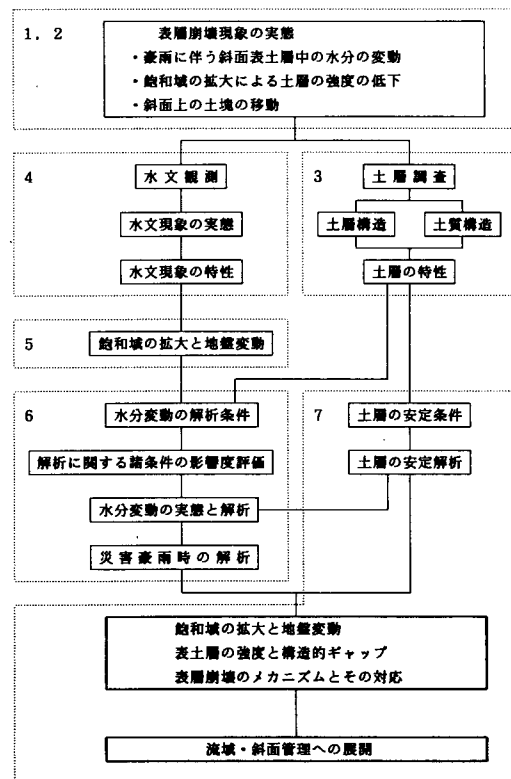


図1.1 研究方法（フローチャート）

Fig.1.1 Flow chart of the study method

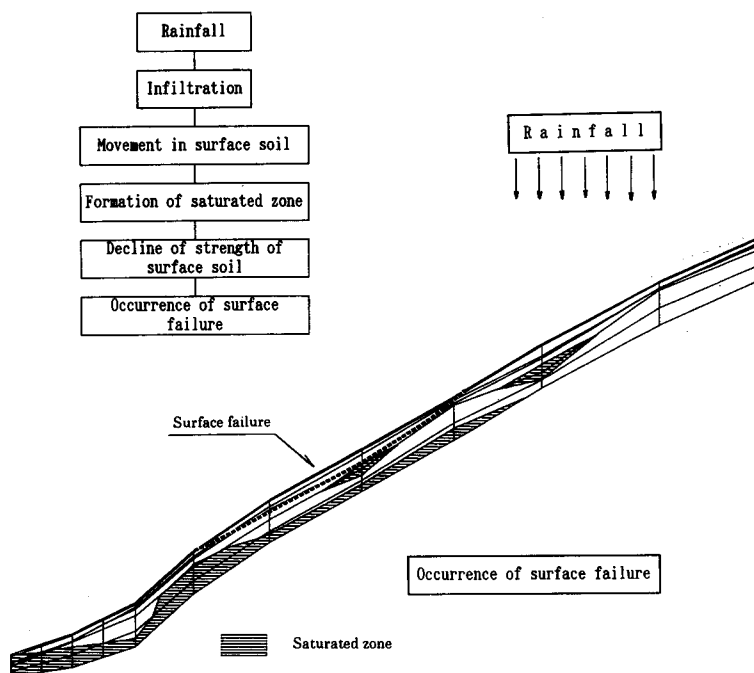


図1.2 表層崩壊の定義と概念

Fig.1.2 Definition and concept of the surface failure

試験<sup>2.2.4.1.57)</sup>, 実験<sup>5.5.6.7)</sup>, 理論式に基づいたシミュレーション<sup>12.4.2.4.3.4.7)</sup>等から把握する手法が開発されてきた。

さて、我が国において発生する土砂災害の多くは豪雨によるものであり、防災対策上警戒・避難行動等のソフトな対応をとることによって、地域住民の生命を守ることが重要な地位を占めている。このため、これまで土砂災害を予測する因子としては降雨を指標としているものが多く、土砂災害の発生と降雨量に関する研究として、過去の実態と降雨強度からある限界値を見出すもの<sup>50,65)</sup>, 雨水の山体貯留モデルをタンクモデルのタンク貯留高にモデル化したもの<sup>53)</sup>, 斜面安定条件モデルを用いたもの<sup>54)</sup>等が行われてきた。

一般的に崩壊の発生場所と時刻を予測する手法としては、移動する土塊の変位から推定する方法<sup>4.7.60)</sup>と、土塊の安定度から推定する方法とに区分される。このうち、表層崩壊発生の予測を行うためには、後者の土塊の安定状態から推定する方法が多く用いられてきており<sup>10.1.1.2.1.30.66.69.70)</sup>, 近年では準三次元、ならびに三次元解析まで可能になってきた。この場合、斜面風化土層中の水分変化、地下水位変化、斜面安定条件の変化等を把握することが、土塊の安定度を判定する上で本質的なものとなる。

土砂災害の危険度予測を行う上で、斜面表層部ならびに溪床部に不安定に堆積している土塊の水分変動を把握することはきわめて重要である<sup>62)</sup>。これまで、地すべりや土石流等についてもこ

これらの関係が明確に整理されてきた。これらと同様に表層崩壊の危険度予測を行う上でも、斜面表土層中における水分変動が重要な役割を担っている。このため、山地斜面における水文現象を明らかにすることを目的として、とくに花崗岩地域<sup>2,1,4,5,5,5,6,8)</sup>ならびに新第三紀層地域<sup>3,5)</sup>等を中心にこれまでも精力的な水文観測が実施されてきた<sup>2,4,6,1,6,8)</sup>。

山地斜面における水文現象が明らかにされるにつれて、土砂生産現象と“集中流”との関係が注目されるようになってきた<sup>17,3,4)</sup>。新藤<sup>5,2)</sup>によれば、集中流とは斜面地中水が降雨時、無降雨時を含めて斜面の特定のゾーンに集中して流動する現象を指すとしており、土砂生産現象に対して重要な意味を持つこととなる。このような集中流をはじめとした山地斜面の水文現象は、斜面を構成する土層の構造およびその特性に大きく影響を受けるため、斜面表土層の分布状況<sup>3,6)</sup>、表土の持つ透水性<sup>3,7,4,0)</sup>、浸透能<sup>7,1)</sup>等の調査研究が行われている。

しかし、山地斜面を構成する土層構造は、基盤地質こそ概略的に同様であっても、地形形成過程が異なれば微妙な違い（ギャップ）が必ず見られることになる。このため、今後広い範囲を対象として表層崩壊に関する危険度予測を行うためには、様々な地域の山地における斜面表土層の構造と水分変動に関するデータを着実に蓄積することが重要な課題となっている。したがって表層崩壊の予測を行うためには表土層の分布、構造、特性を把握することにより判定することが本質であると考えられる。

表層崩壊現象を把握するためには、まずは表土の状況とその構造を把握する必要がある。これまで、表土の厚さは表層崩壊発生後の現地調査（計測）から崩壊深として把握されてきた<sup>3,0)</sup>。しかし、非崩壊斜面の表土の厚さについては計測が不能のため、検土杖<sup>2,1)</sup>、簡易貫入試験機<sup>1,3)</sup>、リモートセンシング<sup>2,8,4,8)</sup>等の手法に加えてこれらの組合せ<sup>2,7,4,1)</sup>により斜面の表土の分布状況の把握が行われた。この結果、表土の分布状況は明らかになったが、もう一方で、表土の定義が問題となった。ここで、沖村は<sup>4,2)</sup>各種地盤調査の結果と現実の表層崩壊の発生状況から神大式簡易貫入試験機の Nc 値で 12 の位置よりやわらかい土層を「潜在的崩土層」と称し、表層崩壊の発生が予測される土層として扱うことを提唱している。また、太田は<sup>3,8)</sup>簡易貫入試験の結果 Nc 値が 20 以上の地盤を水文学的基盤と称している。

しかし、表層崩壊は表土の特性と水分変動状況から説明がなされなければならない。このため、表土厚という概念から一歩進めて、表土層の構造把握が必要となった。このうち、特に土研式簡易貫入試験機を使用した調査結果をもとに、各 Nc 値に対応した等 Nc 値線図の作成<sup>3,6)</sup>から始まって、深さと構造状況<sup>1,4)</sup>、Nc 値変動のパターン区分<sup>3,3)</sup>を把握した上で、表土の形成過程の把握<sup>3,3)</sup>にまで至っている。また、流域の微地形区分から推定する手法も提唱されている<sup>4,4)</sup>。

一方、表層崩壊現象を把握するためには斜面表土層の土質特性を把握する必要がある。土質特性については、これまで斜面表土層に対応した試験実績はほとんどなく、特に現場の情報は皆無に等しい。このため、近年では積極的に粘着力 (c)、内部摩擦角 ( $\phi$ )、透水係数 (k)、土の密度 ( $\gamma$ ) 等に関して現場データの採取が行われるようになった<sup>5,1,0,5,1,6,8)</sup>。この際、現場データの採取に際してより精度の高い情報が得られるように特に粘着力、内部摩擦角、透水係数に関して試験手

法の改良がなされてきた<sup>22,37)</sup>。また、不飽和領域における土層の土質特性を把握するために、特に透水係数と体積含水率やpF値と体積含水率との関係を把握することが必要となり、積極的な計測が進められてきた<sup>11,20,35,40)</sup>。

しかし、斜面表土層はその分布と構造を調査した結果、きわめて不均質な構造であることが明らかにされた。一方で、土質特性はどうしてもある点あるいはある位置の柱状データでしか得ることはできない。このため、得られた土質特性データを不均質な土層空間の中で広域的、立体的に把握することが重要な課題となる。そこで、表層部の土層構造に対応して、それぞれの代表的な位置における土質特性を把握した上で、これらの値をもとに空間的な土質特性を把握することが必要となってきた。すでに、このような点に注目した研究がいくつか始まっている<sup>33)</sup>ものの、いまだに不十分である。

表層崩壊は、豪雨に伴い斜面表土層中の水分が変動し、飽和域の拡大によって土層の強度が低下して、斜面上の土塊が移動するものと考えられる。このため、崩壊を物理現象として現地観測、実験、理論式に基づいたシミュレーション等から把握する手法が開発されてきた。しかし、斜面の安定解析に比較して表土層中の浸透流の移動過程や飽和域の形成過程等に関する解析精度が低いため、降雨中の崩壊発生時刻を予測することは不可能に近いのが実状である。

このような状況のもとで、ある1つの流域について与えられた諸条件から流出ハイドログラフを算出する研究が進化した<sup>9)</sup>。このような研究は降雨-流出の応答関係をシステムとして見る場合、流出過程を流域単位に平均化して取扱う概念モデルと、斜面の流出過程を逐次追跡する物理モデルとに区分される<sup>82)</sup>。そして、概念モデルとしては合理式、単位図法、タンクモデル、貯留関数法が挙げられ、物理モデルとしてはキネマティックウェーブ法や飽和不飽和浸透流モデルが挙げられている。

このうち、流域を構成する斜面表土層内部の水分変動データを重要視し、土層内部における浸透流の挙動の追跡を行うモデルとして、飽和不飽和浸透流モデルが挙げられる。このモデルを斜面安定解析とリンクさせることにより、表層崩壊の発生過程を説明することが可能となる。

すなわち、表層崩壊の発生予測を行うためには、浸透流解析と斜面安定解析とを組み合わせたモデルが基本となるが、このうち浸透流解析については、当初飽和浸透流モデルが使用されていた<sup>30,42)</sup>。これに対して、表層部の土層における水分移動は飽和流のみで構成されることはないことが現地観測から数多くの事例によって指摘された。そして、Darcyの飽和浸透流の式を不飽和領域への拡張とその数値解析手法の開発が進展することにより、飽和不飽和浸透流モデルが開発されてきた。この研究はまずは一次元鉛直モデル<sup>39,56)</sup>に始まって、その後このモデルに側方飽和流モデルを組み合わせた三次元モデルが提唱された<sup>12,21)</sup>。一方において、斜面表土層内の水の移動は側方流についても不飽和な状態で水分の変動が見られるため、これらをモデル化する必要が出てきた。このため、有限要素法を用いた飽和不飽和浸透流モデルが用いられるようになった<sup>1,47)</sup>。このモデルの場合は、計算の繁雑さ、計算機の容量制限等の理由から二次元モデルでの解析がなされ

ているのが実状であったが、近年では準三次元モデルまでの検討が進められている。このため、今後は三次元モデルの開発が急務となっている。

以上より、筆者は山地流域を対象としてモデル斜面を設定し、ボーリング調査ならびに簡易貫入試験を行うことによって斜面表土層の分布とその構造を把握し、各種土質調査を行うことによりそれぞれの各構造に対応した土質特性を把握した。そして、集中的に水文観測機器を設置して、雨量、地下水位、土壌水分等の連続観測を行い、これら土層特性と斜面水文現象との関係について解析した上で、表層崩壊過程のモデル構築をはかることとした。さらに、本斜面を対象として表土層中の水分変動の三次元モデルを新たに開発し、現地観測の成果との整合をはかりつつ、非定常飽和不飽和浸透流解析を行った(図1.1)。そして、以上の一連の研究成果をもとに、山地斜面における飽和域の形成・拡大過程と表層崩壊の発生機構を時間的空間的に解明した上で、今後の土砂災害防止計画への展開を試みるものである。

## 1.2 研究対象地の概要

### (1) 天竜川上流域の概要

調査対象地は、我が国有数の荒廃河川である天竜川上流域である(図1.3)。本州の中央部、長野県における諏訪湖の西端釜口水門に発する天竜川は、わが国屈指の急流河川であり、流域面積は5,090km<sup>2</sup>、幹川流路延長(河口～釜口水門)は213kmとなっている。

天竜川水系一帯には、古生代から新生代にかけての各時代の堆積層(秩父帯、四万十帯等)や、各種の火成岩(領家帯)、これらから変成した変成岩類(三波川帯、鹿塩圧砕岩等)が広く分布する。また、上流域には日本列島形成期の中央構造線、糸魚川-静岡構造線などの構造線が何本も走り、地質構造を支配している。さらに日本の背骨をなす木曾・赤石両山脈の3,000m級の山なみが連なり、急峻な地形と複雑な地質構造が相まって、わが国でも有数の流出土砂の多い河川となっている。

### (2) 観測斜面(野笹地区)の概要

本研究の観測対象地は天竜川水系の長野県高遠町野笹地区である(図1.3)。観測流域は標高840~976m位置し、流域面積は0.1km<sup>2</sup>、流路長は320m、平均河床勾配は1/2.1である。斜面傾斜は平均で30°~40°程度であり、溪床勾配は20°程度である。植生は、樹高8m~10mのスギ、アカマツ、クヌギ、コナラが優先し、林床植生は少なく、このため林内は比較的明るい。本流域では昭和36年に大量の土砂が流出して、下流部家屋に被害を与えている。このため、現在では砂

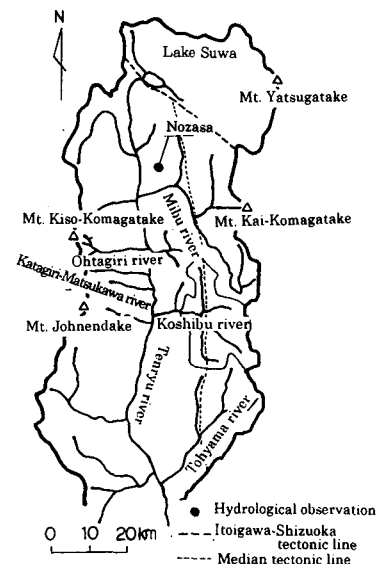


図1.3 研究対象流域位置図

Fig.1.3 Location of the study area

防ダム1基, 谷止工2基が設置されている。

本流域の基盤地質は花崗岩である。流域内の標高900m付近にある谷頭部斜面には、比高で約9mの急崖斜面が形成されていて、パイプフロー跡の小孔が多数見られる。一方溪床については、上流部には堆積物が存在し、かなり湿った状態で、堆積物の厚さは1.0m~2.0m程度と考えられる。また、中下流部には堆積物が少なく岩盤が露出している。

## 第2章 表層崩壊の実態

### 2.1 1982年災害時における表層崩壊の実態

山地斜面における水文変動と表層崩壊について現象の解明を進めるにあたって、豪雨時に発生した表層崩壊を観察することは重要である。天竜川流域ではこれまでに何度も豪雨のたびに表層崩壊が発生し、溪床の不安定土砂が再移動して大量の土砂流出が見られてきた。本研究ではこれらの土砂流出のうち、比較的近年に見られた流出規模の大きい1982年災害に注目し、災害時における表層崩壊の実態を明らかにする。

1982年災害は、台風10号の到来によってもたらされた。この影響により7月31日から8月4日

Table 2.1 Area and number of collapses (1982 disaster, Koshiu river)

表2.1 崩壊地諸元表 (1982年災害、小渋川)

(単位: m)

Geology		Shimanto t.	Chichibu t.	Sanbagawa t.	Granites	Total
Catchment area (km <sup>2</sup> )		44.72	29.90	42.93	54.99	172.54
New	Collapses area (100m <sup>2</sup> )	637.00	1076.90	796.90	1539.50	4086.30
	Collapses number (n)	262.00	274.00	339.00	661.00	1536.00
	Areal ratio of collapses (%)	0.15	0.36	0.19	0.28	0.24
	Numbering ratio of collapses (n/km <sup>2</sup> )	5.86	9.16	7.90	12.02	8.90
	Average area of collapses (100m <sup>2</sup> /n)	2.57	3.93	2.35	2.33	2.66
Enlargement	Collapses area (100m <sup>2</sup> )	5141.50	1125.80	1082.90	906.50	8256.70
	Collapses number (n)	415.00	116.00	143.00	265.00	939.00
	Areal ratio of collapses (%)	1.15	0.38	0.25	0.16	0.48
	Numbering ratio of collapses (n/km <sup>2</sup> )	9.28	3.88	3.33	4.82	5.44
	Average area of collapses (100m <sup>2</sup> /n)	12.39	9.71	7.57	3.42	8.79
Total	Collapses area (100m <sup>2</sup> )	5814.50	2202.70	1879.80	2446.00	12343.00
	Collapses number (n)	677.00	390.00	482.00	926.00	2457.00
	Areal ratio of collapses (%)	1.30	0.74	0.44	0.44	0.72
	Numbering ratio of collapses (n/km <sup>2</sup> )	15.14	13.04	11.23	16.84	14.34
	Average area of collapses (100m <sup>2</sup> /n)	8.59	5.65	3.90	2.64	4.99

までの雨量は、南アルプス山岳地帯を中心に500mm以上にも達している<sup>15)</sup>。このような豪雨に伴い、三峰川上流域ならびに小渋川上流域を中心に多数の崩壊が発生した。

小渋川流域における崩壊状況をまとめると表2.1のようになる。表2.1は1977年撮影と1982年撮影の空中写真を比較判読し、縮尺1:10,000地形図上に作成した崩壊地推移図から崩壊面積を測定して集計したものである<sup>16)</sup>。これによれば、新規・拡大の崩壊面積占有率は、四万十帯で1.30%、秩父帯で0.74%、三波川帯で0.44%、領家帯で0.44%となり、崩壊1個あたりの面積についても四万十帯、秩父帯、三波川帯、領家帯の順で小さくなっている。これは、降雨の分布状況に加えて、地質および地質構造による影響も強く受けているものと考えられる。

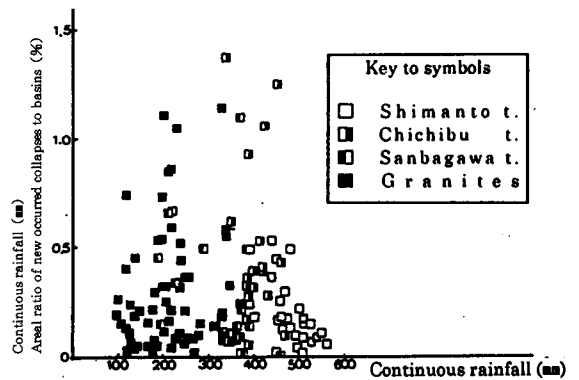
次に、表層崩壊の面積と崩壊深を地質別に整理すると表2.2のようになる<sup>16)</sup>。これによれば、崩壊深については崩壊面積が大きくなるにつれて深くなる傾向が見られ、0.58~1.57m程度であることが分かる。これは、崩壊発生の中での崩壊の発生する土層が表層0.58~1.57mの部分であることを示しており、この部分に場の条件に関する何らかのギャップが想定されることを示唆するものである。

**Table 2.2** Average depth of surface-layer collapses by geological features and collapse area(Koshibu river)  
表2.2 地質別崩壊面積別平均崩壊深 (小渋川)

Geology	Area (㎡)					
	~200	200~400	400~600	600~1000	1000~2000	2000~
Alluvium ; diluvium	0.58					
Shimanto t.	0.80					1.33
Chichibu t.	1.16				1.30	1.57
Sanbagawa t.	0.96			1.21		
Granites	0.99					
Metamorphick rock	0.84					

一方、図2.1には降雨と新規発生崩壊面積占有率との関係を示したが、明確な対応関係は認められず、データは分散しているのがわかる。これは、表層崩壊の発生要因が、誘因としての降雨に加えて素因としての崩壊発生場の条件もかなりの重要な地位を占めていることを伺わせるものである。このため、山地斜面における表層崩壊を論じるためには崩壊の発生する場の条件と崩壊を発生させる誘因の双方から整理していくことが重要である。

さて、図2.1によれば、領家帯の花崗岩地域



**図2.1** 降雨と新規発生崩壊面積占有率  
**Fig.2.1** Relationship between continuous rainfall and areal ratio of newly occurred collapses into basins

は比較的降雨量が少ないにもかかわらず崩壊面積占有率が高くなっている。これは、他の地質と比較して花崗岩地域では地質的に脆弱で、崩壊発生の場としての条件が劣悪であることを示唆している。そこで、本研究では花崗岩地域に着目して崩壊発生の場の条件を解明することにした。

## 2.2 観測斜面における崩壊履歴

崩壊発生の場の条件を解明するにあたって、調査対象地ではこれまでどのような崩壊が発生したのかを整理しておく必要がある。このため野笹地区における表層崩壊の発生状況について、空中写真判読を行うことによりその概況を把握した。

写真判読を行った結果を示すと図2.2のようになる。これによれば、本地区では表層崩壊の発生→回復→発生→回復のサイクルが繰り返されていることがわかる。

すなわち、1961年6月の豪雨時に2～3箇所で見られる表層崩壊が発生し、渓床を土砂が流下して扇頂部における人家2軒に被害を与え、道路上に土砂を堆積させている。そして、その後発生した崩壊地内には植生が侵入し、1973年10月の写真では崩壊地がまったく見えない状態にまでなった。ところが、その後1982年8月の豪雨で再度表層崩壊が発生し、その後1988年12月の写真では回復してきている。現在では崩壊地内に植生が侵入し、崩壊した形跡こそ明確ではあるが、外部からはまったく跡形もないように見える状態となっている。なお、これらの崩壊はいずれも崩壊深が0.8m～1.0m程度の表層崩壊で、崩壊面には岩盤は確認されなかった。

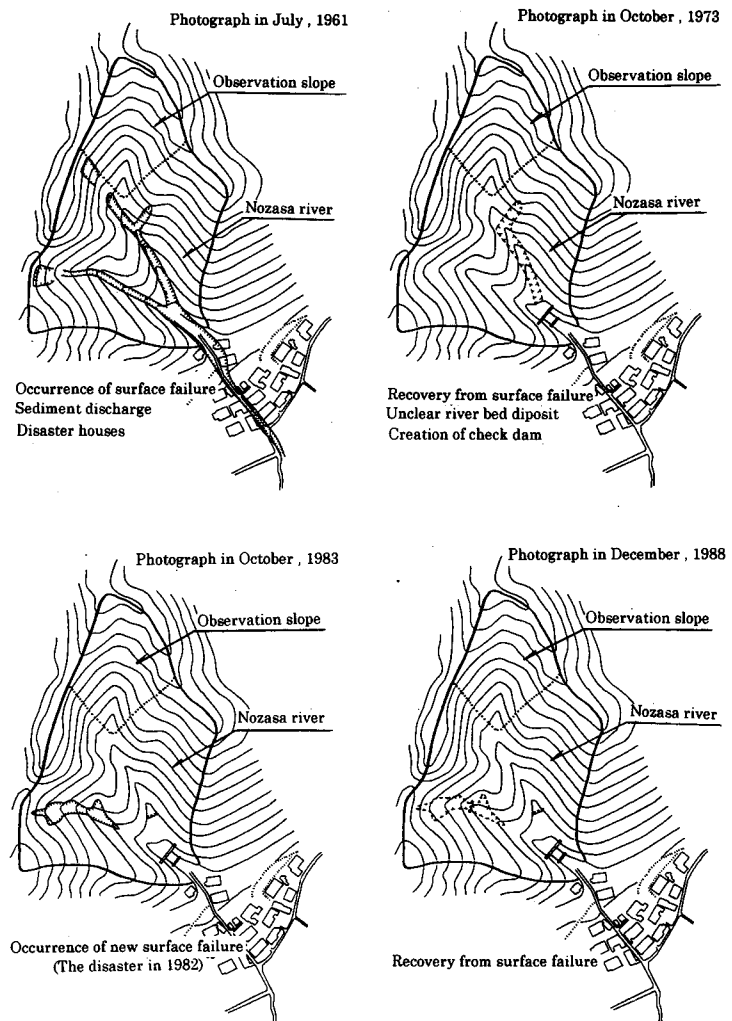


図2.2 観測斜面における崩壊履歴

Fig.2.2 Collapse records for the observation slope

以上のように、本研究では天竜川上流域で発生した主な土砂生産・流出現象のうち1982年災害に着目し、山腹斜面で発生した表層崩壊現象の概要を整理した。このような崩壊発生場の特性を把握するためには、まずは斜面表層部における土層の分布状況とその特性について把握し、土層の土質条件を明らかにする必要がある。

### 第3章 斜面表土層の分布とその特性

#### 3.1 土層調査の方法

調査は斜面表土層に注目し、凹型斜面を対象として平面的に行った。また、深度については、表土の性質を考慮して決定した。調査を行った位置を示すと図3.1のようになる。

本地区は斜面傾斜 $30^{\circ} \sim 40^{\circ}$ の急傾斜地であり、かつ集中的に水文観測機器を設置して、降雨量、土壌水分、地下水位等の連続観測を行っている区域である。このため、本研究では超軽量でコンパクトなボーリングマシンを使用した。また、斜面表土層における地下水の移動状況を把握する上で、地下水の移動の場となる表土層の構造を把握することは基本的な作業である。本研究では、このような斜面における表土層の構造を把握することを目的として開発された、土研式簡易貫入試験機を使用することとした。そして、本研究では弾性波探査手法を用いて斜面表層部の未固結堆積物の分布と基盤岩の性状も調査した。

一方、崩壊発生場としての表土層の特性を把握するために、一面せん断試験、透水試験、密度試験等を行った。ここで、本調査では、基本的に不攪乱試料を用いて行った。

簡易貫入試験成果をもとに土質試料採取場所を2箇所選定した。図3.1に調査場所位置図を示す。ここで、No.1

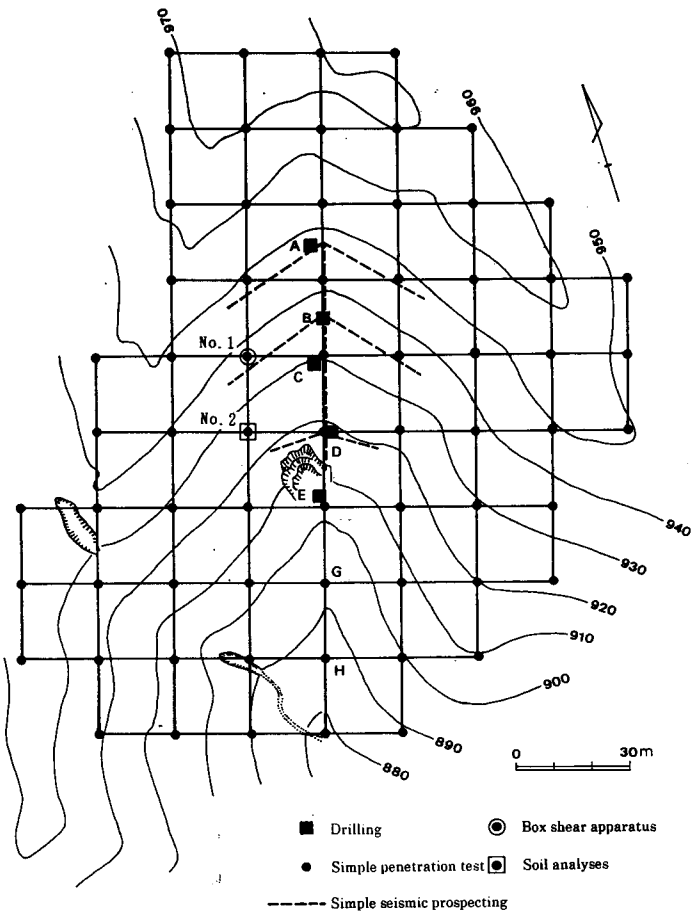


図3.1 調査位置図

Fig.3.1 Location of the soil analyses

においては現場一面せん断試験を行い, No.2においてはその他の試験用試料を採取するものとした。ここで, 試料はNc値で0~3, 3~5, 5~10, 10~20, 20以上の5深度について採取することとした。

### 3.2 斜面表土層の分布とその性状

#### (1) 表土層の分布と性状

簡易貫入試験ならびにボーリング調査等の結果をもとに本地区の表土層の分布状況を縦断面図で示すと図3.2のようになる。ここで, 表土層とは便宜的に簡易貫入試験の結果得られたNc値が50以上の位置より上部に位置する土層と定義している。これによれば, 本調査地の凹部上部において一部5.0m以上の表土層の存在が見られた以外は, 全体的に1.0m~2.0m程度の値が得られている。また, 全体的に表土層厚は1.0m~2.0mの部分が多いが, 谷頭部ならびに尾根部においては表土層厚が厚くなっている。これに対して谷部では表土層厚は薄い。これらは, 本地区における地形形成過程より大きく影響を受けていると考えられる。

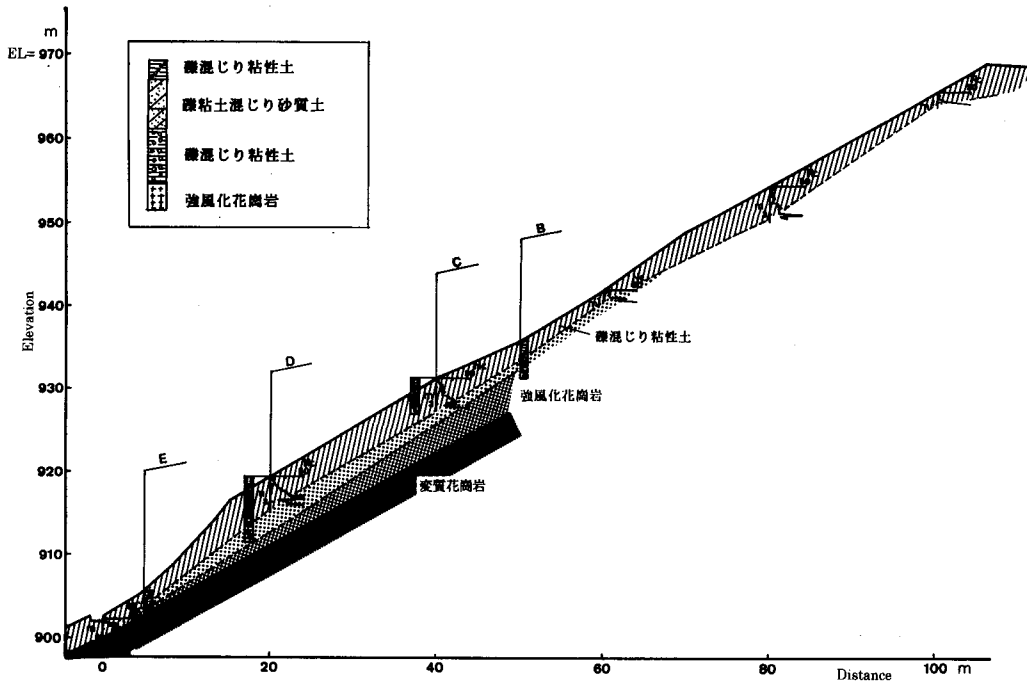


図3.2 表土層の分布とその性状 (縦断面図)

Fig.3.2 Distribution and properties of the surface soil (longitudinal profile)

#### (2) 表土層の構造

ボーリング調査ならびに簡易貫入試験の成果をもとに本地区の表土層の分布状況を各Nc値ごと(Nc=5, 10, 20, 50)に示すと図3.3のようになる。これによれば, 各Nc値ともに傾向はよく似

ており、斜面の中腹から上部の谷部において表土の厚く堆積しているところが見られる。また、周辺の尾根部の表土も厚い。これに対して谷頭部より下流の溪流部については1.5m以下と表土は薄くなっている。このような特徴は本地区における斜面形成過程との関係が深く、侵食活動の活発なところほど表土層は薄い。これに対して尾根部のようなどころでは侵食活動も緩やかなため、花崗岩の原位置風化により厚く表土が存在する。ここで、斜面の谷地形部において波状に表土が存在するようなどころでは、斜面上部より移動してきた土砂の二次堆積物で形成されている可能性が高い。このため、斜面地形とは異なった形で、しかも波状に表土層が変化しているものと考えられる。

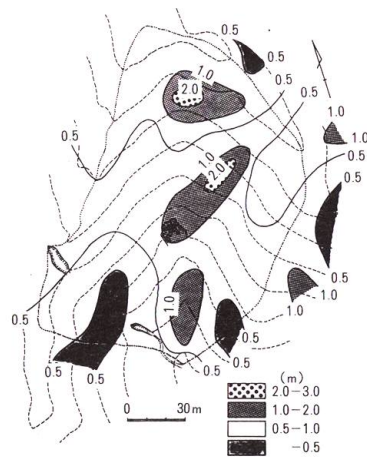


図3.3(1) 表土層の分布状況 (Nc=5)  
Fig.3.3(1) Distribution of surface soil (Nc=5)

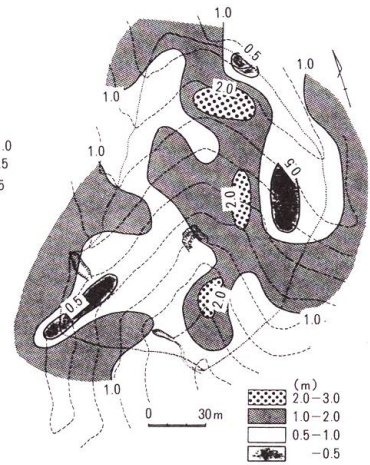


図3.3(2) 表土層の分布状況 (Nc=10)  
Fig.3.3(2) Distribution of surface soil (Nc=10)

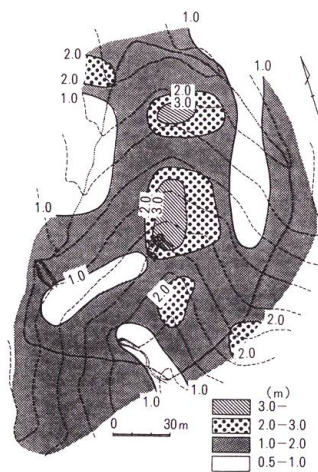


図3.3(3) 表土層の分布状況 (Nc=20)  
Fig.3.3(3) Distribution of surface soil (Nc=20)

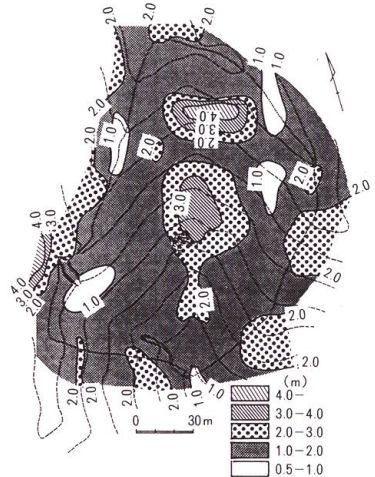


図3.3(4) 表土層の分布状況 (Nc=50)  
Fig.3.3(4) Distribution of surface soil (Nc=50)

### (3) 土層構造のパターン分類

本地区の表土層を対象に簡易貫入試験を行った結果、Nc値のプロファイルの分布のパターンは様々であった。このパターンを分類した研究の例としては、逢坂<sup>33)</sup>によるものが最も意欲的である。逢坂は、斜面土層の発達過程を斜面微地形、土層構造、土層の安定性から整理することを試みた。この際、基盤地質が花崗岩である斜面表土層を対象として6種類のパターンに分類することができたとしている。この分類は多くの現地試験結果に基づいたものであり、基盤地質が本地区と同じ花崗岩地域であることを考慮すれば、本地区に関しても適応可能と判断される。ただし、本地区の土層構造の特徴に合わせて、本研究では図3.4、表3.1に示すような4種類のパターンに分類す

ることとした。なお、ここで  $N_c$  値が 0~5 の土層を a, 5~10 の土層を b, 10~50 の土層を c と称するものとする。

ここで、I型は、表土の剥離移動が激しい斜面や表層崩壊跡地に形成された未発達土層であり、土層の発達過程をみる場合の初期段階の土層断面である。またII型は、表土と基盤との境界は比較的シャープであり、I型土層の上に崩積土が堆積したもの、あるいはその後基盤の風化が若干進行した土層とみられる。そしてIII型は、原位置風化土層あるいは崩積土が堆積した土層構造と考えられる。IV型は、表層崩壊が長期間起こっていない安定した条件下で風化が進んで発達した土層構造とみられる。

図3.5に  $N_c$  値と表土層の深さととの関係を各土層構造パターン (I型~IV型) について示した。これによれば、I型は地表下50cm程度で急激に  $N_c$  値が大きくなり基盤に到達する。また、II型は1.0m程度で基盤に、III型は1.5~1.8m程度で基盤に到達する。これに対してIV型は3.5~4mまで風化層が発達している。このうち、II型、III型の場合には、概ね  $N_c$  値で 5~10、深さが0.5~1.5mの所で土層と土質の構造に変化点が見られるのが特徴的である。

以上の調査結果をもとに  $N_c$  値のプロファイルを微地形に対応した形で整理すると図3.6のようになる。これによれば、構造パターンについてはいずれの斜面についてもIII型が多く、 $N_c$  値のプロファイルは漸変型で、安定した条件下で風化が進んで発達したか、あるいは崩積土が堆積した土層構造が多いと考えられる。また、凹

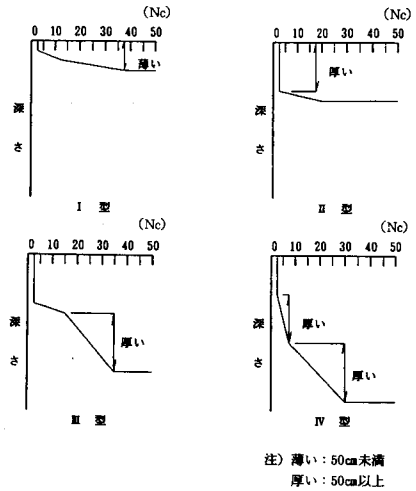


図3.4(1)  $N_c$  値プロファイルによる土層構造のパターン分類

Fig.3.4(1) Classification of soil profile patterns by  $N_c$ -value

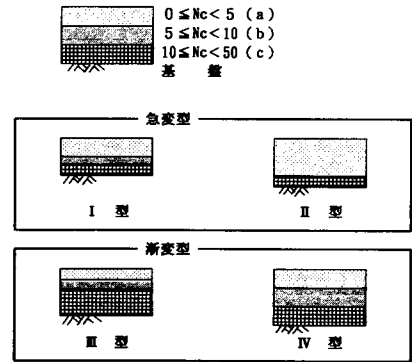


図3.4(2) 土層構造パターン分類の模式図

Fig.3.4(2) Classification models of soil profile patterns

Table 3.1 Criteria for classifying soil profile patterns  
表3.1 土層構造のパターン分類基準層厚

名称	$N_c$ 値	I型	II型	III型	IV型
a	$0 \leq N_c < 5$	0.5m未満	0.5以上	○	○
b	$5 \leq N_c < 10$	×	0.5m未満	0.5m未満	0.5m以上
c	$10 \leq N_c < 50$	×	×	0.5m以上	0.5m以上

注) ○: 厚さは基準としない、×: 極端に薄い (0~0.3m程度)

型地形の中心部等局部的には上部斜面からの崩積土が堆積した部分も見られる。これらは本斜面の崩壊履歴に基づくと考えられる。ここでⅡ型、Ⅲ型は全体の2/3を占めており、Ⅳ型の一部を含めて考えれば本地区の斜面表土層はNc値で5~10、深さが0.5~1.5mの所で変化点を持つものが大部分を占めていることになる。

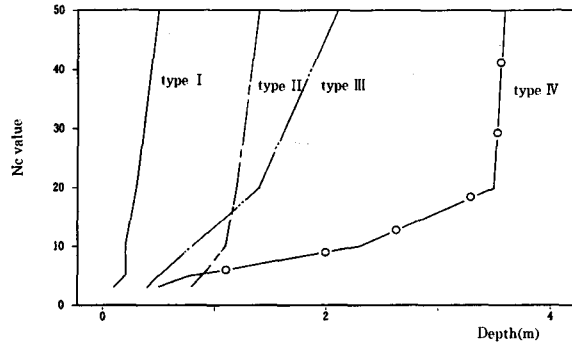


図3.5 土層構造パターンとNc値  
Fig.3.5 Relationship between soil profile patterns and Nc-value

### 3.3 斜面表土層の土質特性

次に、表層崩壊発生の場合としての斜面表土層の土質特性を把握するため、現場一面せん断試験、透水試験、密度試験等を行った。ここで、ある点的なデータを面的に使用するためには、斜面全体が把握できるような土質諸元（できるだけ容易に把握可能なもの）との対応で評価しておく必要がある。このため、本研究では各土層に関してNc値に対応した形で土質試験を行い、Nc値との関係式で表現するものとした。こうすることによって、点のデータを面に、そして面のデータを空間へと広げることが可能となる。以上の試験の結果を示すと表3.2のようになる。ここで、採取深さ1.55m、Nc値15.0の現場一面せん

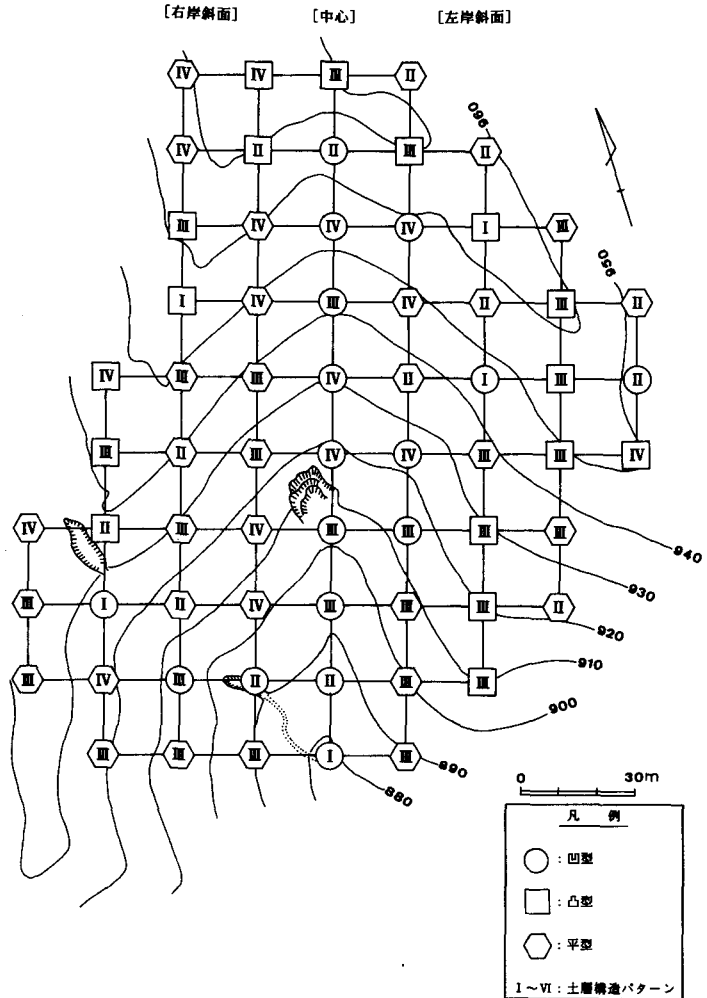


図3.6 土層構造パターン分類平面図  
Fig.3.6 Map of soil profile patterns

断試験については失敗したためデータから割愛する。

Table 3.2 (1) List of results of soil analyses  
表3.2 (1) 土質試験結果一覧表

試料番号	1	2	3	4	5	備考
採取土層	a	b	c	c	c	
採取深さ (m)	0.4	0.8	1.0	1.3	1.7	
平均 Nc 値	2.3	7.8	16.5	18.0	29.5	
飽和透水係数 (鉛直) $K_s(\text{cm/s})$	$4.38 \times 10^{-2}$	$6.33 \times 10^{-3}$	$1.92 \times 10^{-2}$	$1.81 \times 10^{-3}$	$4.00 \times 10^{-3}$	$\text{long}K_{sv} = -0.033N_c - 1.593$
飽和透水係数 (水平) $K_s(\text{cm/s})$	$2.87 \times 10^{-2}$	$4.14 \times 10^{-3}$	$2.06 \times 10^{-3}$	$1.41 \times 10^{-3}$	$4.84 \times 10^{-3}$	$\text{long}K_{sh} = -0.027N_c - 1.962$
礫 (%)	15	15	12	15	27	
砂 (%)	54	51	52	54	49	
シルト (%)	20	22	22	20	16	
粘土 (%)	11	12	14	11	8	
D <sub>max</sub> (mm)	37.5	26.5	26.5	19.0	53.0	
D <sub>50</sub> (mm)	3.4	3.4	2.6	3.2	18.0	
D <sub>60</sub> (mm)	0.58	0.47	0.41	0.52	0.90	$D_{60} = 0.0115N_c + 0.406$
D <sub>30</sub> (mm)	0.35	0.27	0.23	0.33	0.55	$D_{50} = 0.00744N_c + 0.236$
D <sub>30</sub> (mm)	0.067	0.048	0.041	0.065	0.16	$D_{30} = 0.00333N_c + 0.0268$
D <sub>10</sub> (mm)	0.0042	0.0039	0.0025	0.0042	0.0075	$D_{10} = 0.00011N_c + 0.00283$
D <sub>m</sub> (mm)						
均等係数 $U_c$	138.1	120.5	164.0	123.8	120.0	$U_c = -0.332N_c + 138.20$
曲率係数 $U_c$	1.84	1.26	1.64	1.93	3.79	$U_c' = -0.0751N_c + 0.978$
分類	砂質土	砂質土	砂質土	砂質土	砂質土	
土粒子の比重 $G_s$	2.711	2.708	2.723	2.712	2.719	$G_s = 2.715$ (一定)
乾燥密度 $\gamma_d$ ( $\text{g/cm}^3$ )	1.253	1.502	1.434	1.524	1.574	$\gamma_d = 0.0095N_c + 1.317$
湿潤密度 $\gamma_t$ ( $\text{g/cm}^3$ )	1.582	1.796	1.725	1.797	1.789	$\gamma_t = 0.0057N_c + 1.654$
飽和密度 $\gamma_{sat}$ ( $\text{g/cm}^3$ )	1.791	1.948	1.908	1.962	1.995	$\gamma_s = 0.0061N_c + 1.831$
水中密度 $\gamma_{sub}$ ( $\text{g/cm}^3$ )	0.791	0.948	0.908	0.962	0.995	$\gamma_s = 0.0061N_c + 0.831$
飽和度 $S_r$ (%)	61.3	66.5	61.4	62.6	51.9	$S_r = -0.392N_c + 66.55$
自然含水比 $w$ (%)	26.3	19.6	20.3	17.9	13.6	$W = -0.406N_c + 25.55$
飽和含水比 $w_s$ (%)	42.9	29.8	33.0	28.9	26.9	$W_s = -0.470N_c + 39.26$
体積含水率 $\theta$ (%)	33.0	29.4	29.1	27.3	21.6	$\theta = -0.384N_c + 33.77$
間隙比 $e$	1.164	0.807	0.898	0.784	0.730	$e = -0.013N_c + 1.065$
間隙率 $n$ (%)	53.8	44.3	47.3	43.9	42.2	$n = -0.336N_c + 51.28$
液性限界 LL (%)	32.4	30.6	31.8	28.5	35.1	$LL = 31.7$ (一定)
塑性限界 PL (%)	18.5	18.3	18.8	17.7	20.7	$PL = 18.8$ (一定)
塑性指数 $I_p$	13.9	12.3	13.0	10.8	14.4	$I_p = 12.9$ (一定)
コンシステンシー指数 $I_c$	0.84	0.86	0.87	1.05	1.57	$I_c = 0.0026N_c + 0.653$

Table 3.2 (2) List of results of the box shear apparatus  
表3.2 (2) 一面せん断試験結果一覧表

試料番号	1	2	3	4	5	備考
採取土層	a	a	b	c	c	
採取深さ (m)	0.20	0.55	0.85	1.15	1.55	
平均 Nc 値	3.3	4.0	6.6	10.6	15.0	
粘着力 c (gf/cm <sup>2</sup> )	27.21	17.11	0	0		c=30(Nc < 3), c=-10(Nc-3)+30
内部摩擦角 φ (°)	34.07	33.12	40.58	42.00		φ = (30Nc) <sup>1/2</sup> + 25

(1) 内部摩擦角と粘着力

表土の強度を表現する上で必要な土の内部摩擦角と粘着力は、直接せん断試験として位置づけられる一面せん断試験により求めることとした。本試験では、丸井<sup>22)</sup>が試作した現場一面せん断試験機と同型で1984年より市販が始まった試験機（株式会社マルイ製作所、モデルM I S - 233 - 7）を使用した。

試験の結果、内部摩擦角については33~42 (°), 粘着力については0~27 (gf/cm<sup>2</sup>)となる。ここで、Nc 値と内部摩擦角、粘着力との関係を示すと図3.7,3.8のようになる。これによれば、Nc 値との関係については、Nc 値が高ければ内部摩擦角も高くなるのに対して、粘着力については低くなるようである。また、図3.7, 3.8によれば内部摩擦角と Nc 値との関係は上に凸の曲線で近似され、概ね Nc 値で5~10程度の所に勾配変化点が存在する。一方、粘着力は Nc 値3~6の間で変動し、Nc 値6では0になる。したがって、Nc 値で5~10の所では、内部摩擦角の上昇傾向が鈍化する上に粘着力が0となるため、土層の強度としては急激に弱くなる。

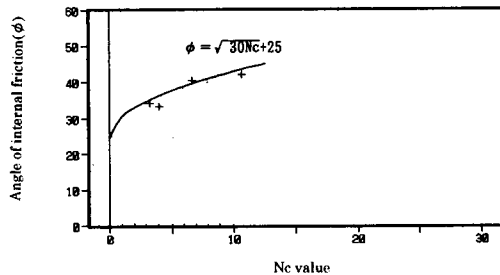


図3.7 内部摩擦角とNc値の関係  
Fig.3.7 Relationship between angle of internal friction and Nc-value

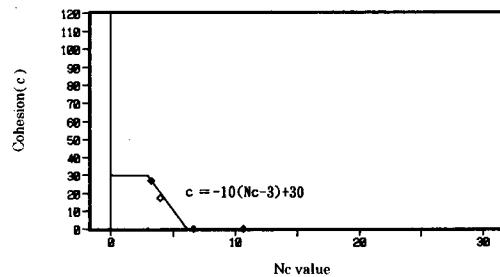


図3.8 粘着力とNc値の関係  
Fig.3.8 Relationship between cohesion and Nc-value

(2) 飽和透水係数

土層中の浸透水の移動を把握するためには土層の透水係数を知る必要がある。一般的に土層の透水係数は土層の含水量に応じて変化するが、本検討では土層の飽和状態における透水係数を求めるものとした。

試験の結果、飽和透水係数は鉛直方向で 1.8~43.8×10<sup>-3</sup> (cm/s), 水平方向で 1.4~28.7×

$10^{-3}$  (cm/s) となる。ここで、 $N_c$  値と飽和透水係数との関係を示すと図3.9のようになる。これによれば、鉛直方向についても水平方向についても全体的に  $N_c$  値との関係は曲線近似が可能であるが、概ね  $N_c$  値で 5~10 程度の所に勾配変化点がある。

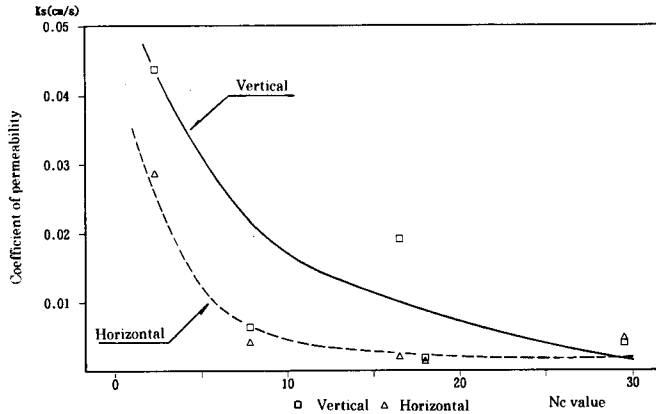


図3.9 透水係数と  $N_c$  値の関係

Fig.3.9 Relationship between coefficient of permeability and  $N_c$ -value

### 3.4 表土層の構造と土質特性

以上の検討成果を整理すると図3.10のようになる。ここで、データは本地区で最も出現頻度が高く典型的な土質構造タイプはⅢ型、Ⅳ型であるため、本研究ではⅢ型に対応したものを採用した。図3.10によれば、各々の土質諸元の変化状況について、 $N_c$  値が 5~10 で、深さが 0.5~1.5m の所で土層と土質の構造に変化点が見られ、この付近を境に斜面表土層の性質が異なるという結果が得られた。すなわち、この部分は斜面表土層の中での特異部として位置づけることができ、土層強度的に弱い部分でありかつ、一時的に浸透水が滞留し、飽和域が形成される場である。これらの結果は、比較的土層厚の厚い漸変型の表土層を扱う場合には、その土層構造を明らかにした上で各々の

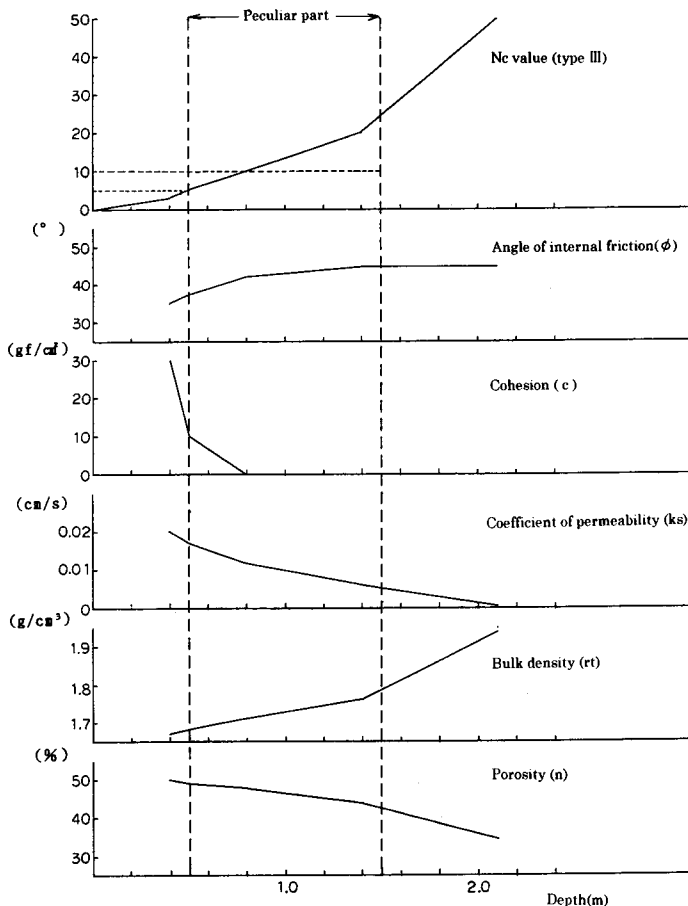


図3.10 表土層の構造とその特性

Fig.3.10 Profiles and characteristics of surface soil layers

特性を把握し、表層崩壊の発生機構を解明していくことが重要であることを示唆している。

#### 第4章 斜面水文変動の実態と特性

表層崩壊は、豪雨に伴い斜面表土層中の水分が変動し、飽和域の拡大によって土層の強度が低下して、斜面上の土塊が移動するものと考えられるため、表土層中の浸透水の挙動を明らかにする必要がある。そこで、本研究では試験斜面に水文観測機器を設置し、継続的な現地観測を実施した。基本的に観測機器は地形的に浸透水の集中しやすい斜面の凹型部に縦断方向に一列に設置した。観測機器の設置位置は、表土層の分布特性を配慮して決定した。また、土壌水分計等の観測機器の埋設深度は土層構造に配慮して、Nc値で0～5、5～10、10～50、50以上の深さを目安に設置した。本地区における表土層の構造特性として最も特徴的なものはⅢ型、Ⅳ型であるため、斜面水文変動の実態を明らかにするにあたっては、土層構造パターンがⅣ型で、かつ地形的に谷頭部という表層崩壊を扱う上で最も重要なポイントであるD地点に注目して整理・検討を行うものとする。

##### 4.1 水文観測の方法

本検討では、降雨時の山腹斜面の土壌水分張力、間隙水圧、地下水位や表面流、流域流出等を観測するために、各種観測機器を設置した(表4.1)。設置位置を図4.1、図4.2に示す。

##### (1) 土壌水分張力

土壌水分張力の測定には、SMC-1000型土壌水分計を3ヶ所に10台(A、B、D地点)、SK-5608A土壌水分計を4ヶ所に8台(B、C、D、E地点)、合計18台設置し、テンシオメータにとりつけた圧力センサーによって、土壌水分と平衡した吸引圧を電圧に変換し、出力をデータログに記録させた。このうち、SMC-1000型土壌水分計のポーラスカップの埋設深度は、A、B地点については地表面から50cm、100cm、150cmの3深度、D地点についてはさらに200cmを加えた4深度である。そして、SK-5608A型土壌水分計については基盤付近ならびにその下200cmの所に設置した。

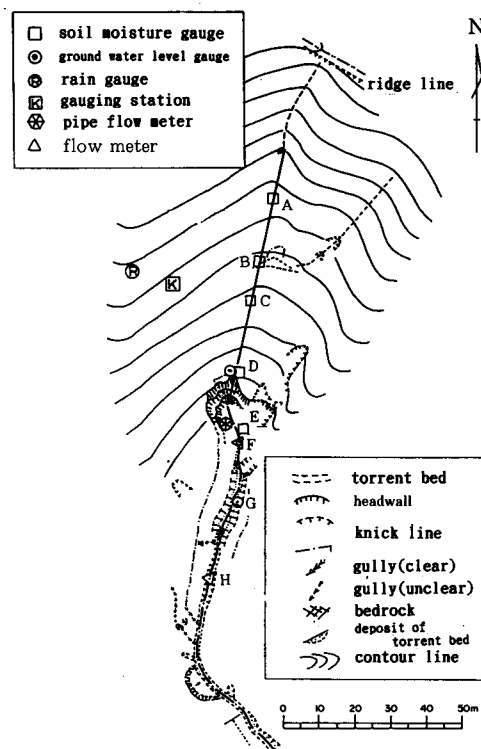


図4.1 観測地の状況と観測機器の配置  
Fig.4.1 General condition of the study area and positions of instruments

Table 4.1 List of hydrological observation instruments  
表4.1 水文観測機器一覧表

地名点	デ - タ			装 置	施 設	記録装置	備 考
	項 目	種別	測定時間 測定単位 (測定範囲)				
野 笹 沢	土壌水分張力 (10ch)	自記	10分 pf0.03 (pf 0 ~ pf 3)	テンシオメータ (SMC-1000型)		3.5FD データログ	0.5m, 1m, 1.5m及び2 m
	土壌水分張力 (8 ch)	自記	10分 (0 ~ ±1.000kg/cm <sup>2</sup> )	テンシオメータ (SK-5608A型)		3.5FD データログ	2.2m, 2.4m, 3.0m, 4.2m 4.4m, 5.0m, 6.2m, 8.2m
	雨 量 (1 ch + 1)	自記	10分 0.5mm/パルス	転倒マス雨量計 (RF-5型)		3.5FD データログ	斜面尾根部
				転倒マス雨量計 (SKI-1型)		一体型 雨量計	養老ホーム 約1カ月巻き
	溪流流量計 の水位(2 ch)	自記	10分 1 mm (3 cm以上)	フロート式水位計 (MV-500型)	パーシャル フリューム堰	3.5FD データログ	
	パイプフロー 流量(1 ch)	自記	10分 500cc/パルス (3000cc/パルス)	転倒マス雨量計 (TQX-500型)		3.5FD データログ	
	地下水位 (2 ch)	自記	10分 1 cm (0 ~ 5 m)	水圧式水位計 (SKI-W-435型)	井戸 2 m 井戸 8 m	3.5FD データログ	
間隙水圧 (10ch)	自記	10分 0.05kg/cm <sup>2</sup> (5 kg/cm <sup>2</sup> )	間隙水圧計 (BP-5 kB型)		3.5FD データログ	0.5m, 1m, 1.5m及び2 m	

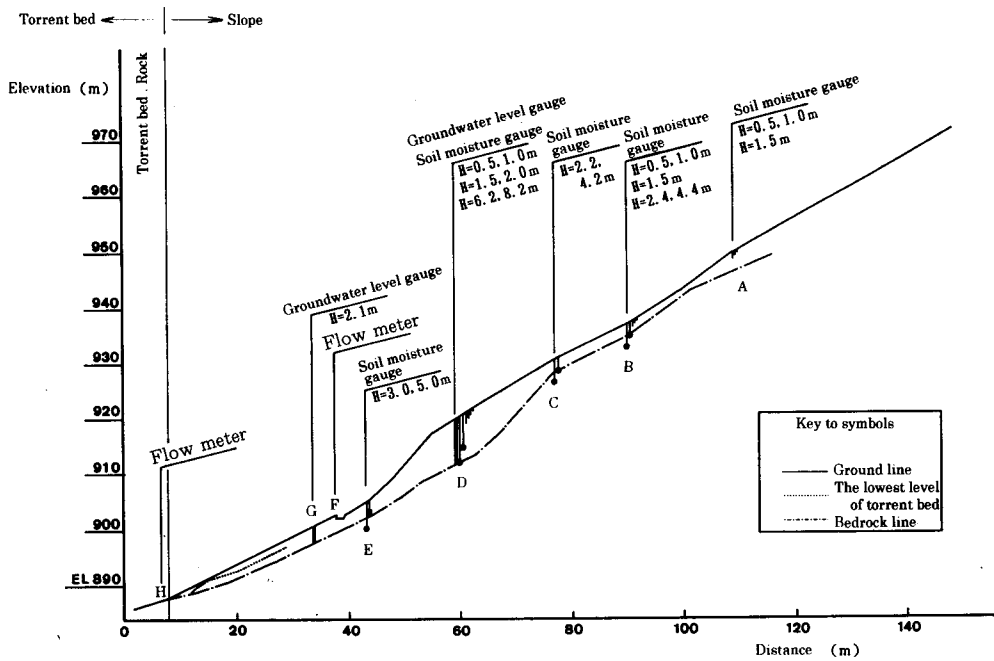


図4.2 観測機器の配置縦断面図  
Fig.4.2 Longitudinal profile of positions of instruments

(2) 間隙水圧

間隙水圧の測定には、ひずみゲージ式間隙水圧計 (BP-5 KB) を10台、SMC-1000型土壌水分計埋設地点と同じ地点で、各々のテンシオメータのポーラスカップと対応させて同じ深度に設

置した。

### (3) 雨量

斜面内への水分の供給源となる雨量の計測は、観測流域の尾根部と住居地域（小学校跡地、現養老ホーム）の2ヶ所で行った。ここで、観測流域の尾根部には転倒ます雨量計（RT-5型）を、住居地域には長期自記雨量計（SKI-1型）を設置した。

### (4) 地下水位

降雨によって生じる斜面内の地下水位の変動を把握するために、観測流域内の2地点（D地点とG地点）に地下水位観測孔を設置した。谷頭部斜面直上部のD地点では基盤までの地表下約8.2m、溪床堆積物のG地点では基盤までの地表下約2.1mの埋設孔を掘削し、水圧式水位計（SKI-W-435型）で測定した。

### (5) パイプフロー流量

パイプフローの発生と崩壊の関連性に注目し、観測流域内の谷頭部斜面において、パイプフロー流量の測定を行った。斜面に存在する主要なパイプ孔を各々波板トタンを差し込んで分離し、樋と塩ビ管で集水したものを、転倒ます型流量計（TQC-500型）で測定した。

### (6) 流出量

観測流域における表面流出量および降雨-流出の関係調べるために、谷頭部斜面直下地点（F地点）および溪流の湧水点直下流（H地点）にパーシャルフリューム堰を設置した。流量はパーシャルフリューム内の水位変化をフロート式水位計（MV-500型）により測定した。

以上のような水文観測機器を用いて、表層崩壊発生の場合である表土層中の浸透水の挙動、ならびに水分変動の特性を降雨に対する応答関係に注目して検討していくものとする。

## 4.2 観測降雨の概要

観測は1987年5月11日に開始して、1992年11月21日まで実施した。この観測結果をもとに、比較的多くの降雨が見られ、その時の土層中の水分変動や地下水位の上昇ならびにハイドログラフの観測成果の得られたものは66降雨となる。これらのうち、最も典型的な降雨パターンと考えられた1988年6月2日～3日の降雨状況を示すと図4.3のようになる。また、観測の結果を整理すると表4.2のようになる。

連続雨量（ $R_t$ ）の最大値は127.5mmである。そして、30～40mmの降雨の占める割合が最も高い。また、最大時間雨量（ $R_d$ ）の最大値は45mmである。そして、5～10mmの降雨の占める割合が最も

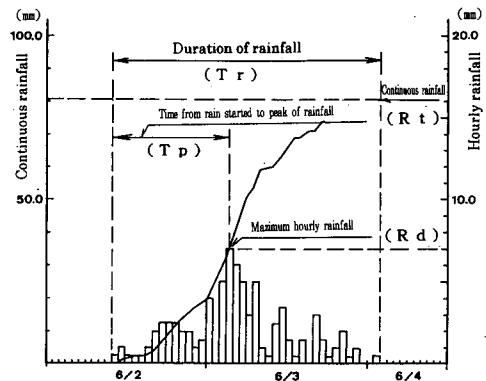


図4.3 降雨状況と降雨諸元（1988年6月2日～3日）  
Fig.4.3 Variations and specifications of rainfall (June 2 and 3, 1988)

**Table 4.2** List of rainfall variations  
**表4.2** 降雨状況一覧表

Items	Maximum	Mode
Continuous rainfall (Rt mm)	127.500	30-40
Maximum hourly rainfall (Rd mm)	45.000	5-10
Duration of rainfall (Tr hour)	163.000	20-30
Time from rain started to peak of rainfall (Tp hour)	90.000	0-10
Concentration factor of rainfall ( $C=Rt/Rd$ )	0.826	0.1-0.2
Position of rainfall peak ( $S=Tr/Tp$ )	0.958	0.4-0.5

高い。すなわち、観測期間中には土砂災害を発生させるような豪雨はほとんどなかったことがわかる。次に、降雨継続時間 (Tr) の最大値は163 時間である。そして、20~30時間の降雨の占める割合が最も高い。また、降り始めから最大時間雨量発生時刻までの時間については、ピーク時刻 (Tp) は1~90時間後までの広がりが見られるが、0~10時間の降雨の占める割合が比較的高い。

連続雨量に対する最大時間雨量の占める割合については、集中度 ( $C=Rd/Rt$ ) の最大値は0.826である。そして、0.1~0.2 の占める割合が最も高い。連続雨量が大きく、集中度も大きいパターンの降雨が見られた場合には土砂災害の発生する危険性が高い。また、降雨継続時間に対する降り始めから最大時間雨量発生時刻までの時間の占める割合 ( $S=Tr/Tp$ ) については、0~1までの値をとるものであり、中間にピークがきた場合には0.5 となる。表4.2 によれば、0.4~0.5 の占める割合が最も高く、降雨の中央にピークの見られたものが多い。

以上の降雨のうち、土層中の水分変動の特性が把握でき、斜面谷頭部上部において地下水位が上昇し、かつ比較的に明瞭なハイドログラフが得られた降雨は数時期存在するが、これらの現象が最も顕著に得られたのは1988年6月2日~3日の降雨である。

### 4.3 土壌水分張力の変動状況

各種観測成果の得られた主要降雨66降雨のうち、最も典型的な降雨パターンと考えられた1988年6月2日~3日の水分変動状況を示すと図4.4のようになる。ここで、各計器埋設深度におけるpF低下までのタイムラグについては、各深度間の値で示しており、みかけの透水係数も各深度間の値となっている。なお、観測成果を整理すると表4.3のようになる。

各地点深度0.5mにおける降り始めpF値によれば1.09~3.462で、1.5~2.0に占める頻度が最も高い。すなわち、pF 1.0以下のきわめて湿った状態での降雨はなく、いずれの降雨も乾燥した土層に対するおしめり程度であったようである。また、D地点深度0.5mにおける最低pF値は0.44~

3.002で、1.5~2.0に占める頻度が最も高く、また pF 低下量は 0~0.71で0.1以下の頻度が最も高い。次にD地点の各深度間における pF 低下までのタイムラグは、0~0.5m については 2~59.5時間で10~15時間の頻度が最も高く、0.5~1.0m については 1~34時間で5時間以内の頻度が最も高い。また 1.0~1.5m についても 1~34時間で 5時間以内の頻度が最も高く、1.5~2.0m については 4.5~26時間で、値は分散している。以上より、降雨の降り始めから浸潤線が0.5m まで到達する時間は10~15時間程度で、その後1.0m、1.5m まで到達する時間はそれぞれ10時間以内程度となる。

これらから求められるD地点の各深度間のみかけの透水係数は、0~0.5m については $0.23 \sim 6.94 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$ で 0.5~1.0  $\times 10^{-3} \text{ cm/s}$ 、0.5~1.0m については $0.40 \sim 13.9 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$ で  $1 \sim 2 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$ 、1.0~1.5m については $0.23 \sim 13.9 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$ で  $2 \sim 3 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$ の頻度がともに最も高い。1.5~2.0m については $0.53 \sim 3.1 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$ で  $1 \sim 2 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$ 程度である。

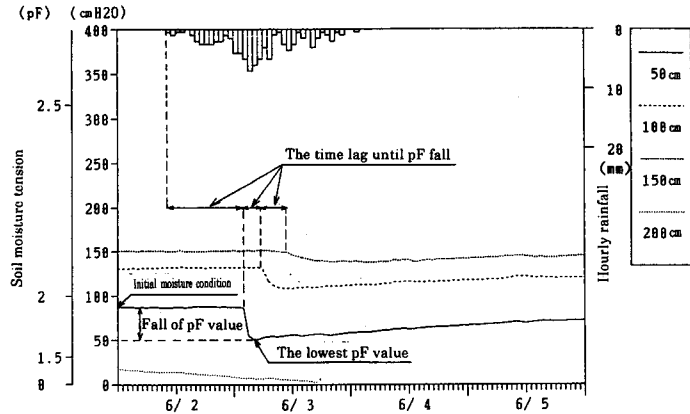


図4.4 水分変動状況と水分変動諸元 (1988年6月2日~3日)  
Fig.4.4 Variations and specifications of tension of soil moisture (June 2 and 3, 1988)

Table 4.3 Variations in soil moisture tension  
表4.3 土壤水分張力の変動状況

Items	Site	Depth	Maximum	Minimum	Mode
Initial moisture condition (pF-value)	A	0.5	1.09	3.462	1.5-2.0
	B	0.5	1.51	2.925	1.5-2.0
	D	0.5	1.15	2.225	1.5-2.0
The lowest pF value	D	0.5	0.44	3.002	1.5-2.0
Fall of pF value	D	0.5	0.00	0.710	0-0.1
The time lag until pF fall (pF-value)	D	0-0.5	2.00	59.500	10-15
	D	0.5-1.0	1.00	34.000	0-5
	D	1.0-1.5	1.00	34.000	0-5
	D	1.5-2.0	4.50	26.000	
The apparent coefficient of permeability ( $\times 10^{-3} \text{ cm/sec}$ )	D	0-0.5	0.23	6.940	0.5-1
	D	0.5-1.0	0.40	13.900	1-2
	D	1.0-1.5	0.23	13.900	2-3
	D	1.5-2.0	0.53	3.100	1-2

### 4.4 地下水位の変動状況

最も典型的な降雨パターンと考えられた1988年6月2日～3日の地下水位変動状況を示すと図4.5のようになる。また、観測結果を整理すると表4.4のようになる。

降雨の開始時における地下水位は、D地点については2.31mが最大であるが、頻度としては0.5m以下の占める割合が最も高い。これに対してG地点については、0.49mが最大であるが、頻度としては0.3m～0.4mの場合が最も高い。これはD地点については常時の地下水位は地表下8m以下で、表土層内は不飽和な状態となるのに対して、G地点では水が集中しており、常時飽和域が0.2～0.4m程度まで形成されているためである。

降雨に伴う地下水位の上昇までの降雨開始時間に対するタイムラグは、D地点については12～76時間で、20～30時間の頻度が最も高い。これに対してG地点については、0～79時間であるが10時間未満の頻度が最も高い。これはD地点とは異なりG地点には常時飽和域が形成されているため、降雨に伴う地下水位の変動(応答)が敏感なためである。

降雨に伴う地下水位の上昇量は、D地点については0.28～2.63mで、0.5～1.5mの頻度が最も高い。これ

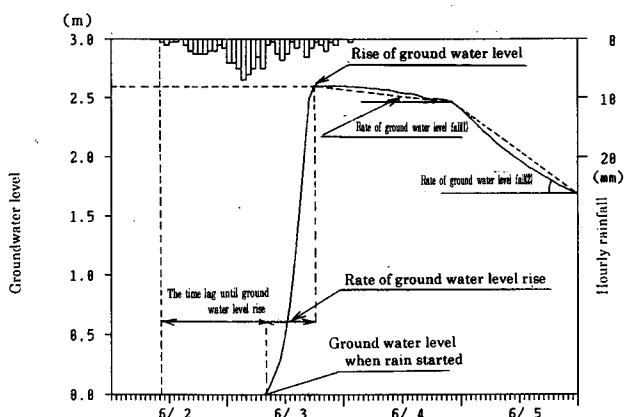


図4.5 地下水位変動状況と地下水位変動諸元 (1988年6月2日～3日)  
Fig.4.5 Variations and specifications of ground water level (June 2 and 3, 1988)

Table 4.4 Variations in ground water level  
表4.4 地下水位の変動状況

Items	Site	Maximum	Minimum	Mode
Ground water level when rain started (m)	D	2.310		0-0.5
	G	0.490		0.3-0.4
The time lag until ground water level rise (hour)	D	76.000	12.000	20-30
	G	79.000	0.000	0-10
Rise of ground water level (m)	D	2.630	0.280	0.5-1.5
	G	1.230	0.010	0-0.2
Rate of ground water level rise ( $\times 10^{-5}$ m/s)	D	7.570	0.410	1-2
	G	5.690	0.060	0-1
Rate of ground water level fall(1) ( $\times 10^{-5}$ m/s)	D	0.542	0.145	0.1-0.3
	G	1.190	0.204	0.6-0.7
Rate of ground water level fall(2) ( $\times 10^{-5}$ m/s)	D	1.000	0.100	0.4-0.6
	G	1.000	0.030	0-0.1

に対してG地点については、0.01~1.23mであるが、0.2m以下の頻度が最も高い。これは、G地点の方が降雨に対する地下水位の応答はよいが上昇量は小さいことを示している。また、D地点については地下水位の上昇が見られた場合には短時間に急上昇が見られる。

次に、地下水位の上昇速度によれば、D地点については $0.41\sim 7.57\times 10^{-5}$  m/sで、 $1\sim 2\times 10^{-5}$  m/sの頻度が最も高い。これに対してG地点については、 $0.06\sim 5.69\times 10^{-5}$  m/sであるが、 $1\times 10^{-5}$  m/s未満の頻度が最も高い。すなわち、地下水位の上昇速度についてはD地点とG地点との差は見られない。

一方、地下水位の低下速度(1)によれば、D地点については $0.145\sim 0.542\times 10^{-5}$  m/sで、 $0.1\sim 0.3\times 10^{-5}$  m/sの頻度が最も高い。これに対してG地点については、 $0.204\sim 1.190\times 10^{-5}$  m/sであるが、 $0.6\sim 0.7\times 10^{-5}$  m/sの頻度が最も高い。すなわち、地下水位の低下速度(1)についてはD地点よりG地点の方が値は大きい。

また、地下水位の低下速度(2)によれば、D地点については $0.1\sim 1.0\times 10^{-5}$  m/sまで分散されている。これに対してG地点については、 $0.1\times 10^{-5}$  m/s未満の占める頻度が高い。

#### 4.5 流量の変動状況

先にも述べたように各種観測結果の得られた主要降雨66降雨のうち、最も典型的な降雨パターンと考えられた1988年6月2日~3日の流量変動状況を示すと図4.6のようになる。また、観測結果を整理すると表4.5のようになる。

降雨の開始時における流量計水位は4.5~71.4mmで、10~20mmの頻度が最も高い。降雨に伴う流量計水位の上昇までの降雨開始時間に対するタイムラグは1~43時間で、10時間以内の頻

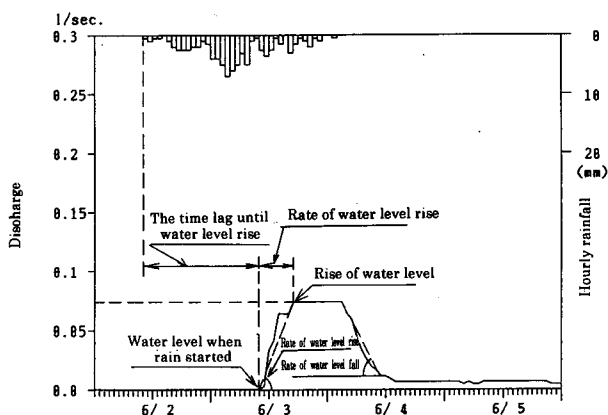


図4.6 流量変動状況と流量変動諸元 (1988年6月2日~3日)  
Fig.4.6 Variations and specifications of discharge (June 2 and 3, 1988)

Table 4.5 Variations in discharge  
表4.5 流量の変動状況

Items	Maximum	Minimum	Mode
Water level when rain started (mm)	71.4	4.50	10-20
The time lag until water level rise (hour)	43.0	1.00	0-10
Rise of water level (mm)	86.2	1.60	0-10
Rate of water level rise ( $\times 10^{-3}$ m/h)	8.1	2.00	0-10
Rate of water level fall ( $\times 10^{-3}$ m/h)	1.5	0.03	0.2-0.3

度が最も高い。降雨に伴う流量計水位の上昇量は 1.6~86.2mmで、10mm以内の頻度が最も高い。次に、流量計水位の上昇速度は  $2 \sim 8.1 \times 10^{-3} \text{ m/h}$  で、 $10 \times 10^{-3} \text{ m/h}$  以下の頻度が最も高い。一方、流量計水位の低下速度は、 $0.03 \sim 1.5 \times 10^{-3} \text{ m/h}$  で、 $0.2 \sim 0.3 \times 10^{-3} \text{ m/h}$  の頻度が最も高い。

#### 4.6 斜面水文変動の特性

これまでの観測成果をもとに、降雨に対する応答関係に注目して土壌水分状況、地下水位状況等の変動状況を整理すると表4.6のようになる。ここで、これらの降雨によってそれぞれの変動状況は様々なパターンで変動しているが、観測の結果土壌水分の変動は降雨とともに浸潤域が段階的に低下し、土層中は全体的に湿潤傾向となった。そして、降雨の終了とともに土層中は乾燥傾向へと転換することが明らかにされた。そこで、本検討では浸潤域の低下が段階的か非段階的か、土層中全体の湿潤傾向が顕著かそうでないか、そしてその後の乾燥傾向が顕著かそうでないか、につい

Table 4.6 Characteristics of slope hydrological moisture variations

表4.6 斜面水文変動の特性

初期水分状況 (降り始めpF値)		湿 潤		乾 燥	
短時間降雨強度 (最大時間雨量)		大		小	
降雨継続時間		長	短	長	短
連続雨量		大	小	大	小
土壌水分変動		(段階型)		(非段階型)	
		I 型	II 型	III, IV型	V, VI型
地下水位変動	(D地点)	(急上昇型) III 型	(緩上昇型) IV 型		
	(G地点)	(急上昇型) II, III型	(急上昇型) I 型	(緩上昇型) IV 型	
流出変動		(急上昇型) I 型	(急上昇型) II, III型	(緩上昇型) IV 型	

て区分するものとした。一方、地下水位ならびに流量の変動は降雨とともに増大し、ピークを形成した後はただちに減少することが明らかにされた。そこで、本検討では地下水位あるいは流量の増加が急激か緩慢か、ピーク直後の減少が急激か緩慢か、その後の減少が急激か緩慢か、について区分するものとし、それらの組み合わせでそれぞれの変動パターンを認識するものとした。

表4.6によれば、降雨開始時の表土層の初期水分状況が湿潤状態で短時間降雨強度が大きければ、土壌水分状況は土層中の浸潤線の低下が明確に見られる「段階型」のパターンが見られ、地下水位や流出水の変動も立上がり急激なパターンが見られた。これらの現象は比較的土層厚の厚い漸変型の表土層特有の現象である。そして、このような表土層内の水文変動を扱う場合には降雨に加えて土層内の初期水分状況も重要な地位を占めることが判明した。

さて、水文観測の結果特異部における水分変動状況は把握できた。すなわち、降雨とともに浸潤域が順次深層部へと低下する様子が把握できた。そして、各層の水分状況は湿潤傾向が持続したあと徐々に乾燥過程へ移行することが解明された。これは、当初より着目していた特異部付近で湿潤傾向が強まるという予想に調和する結果であり、今後表層崩壊の発生機構を考える上で重要な知見である。そして、とくに降雨継続時間が長く、連続雨量が大きい場合には、パイプフローが発生したり、谷頭脚部の地盤が変動したりしているのが観察される。このような場合には表土が移動を開始するまでの前兆現象として把握することが可能と考えられる。したがって、表層崩壊の対策さらには予知、予測までを視野に置いて流域ならびに斜面管理を考える場合には、表土層の特性をふまえた上で、降雨との応答過程を把握し、正確な対応を行うことが重要である。

そこで、本研究ではこれらの結果を受けて斜面表土層中に形成される飽和域の特徴を解明するとともに、水文観測の中から表層崩壊の発生機構に関するトピック的な現象に注目し、崩壊の前兆的な現象としての位置づけについて検討を行うものとする。

## 第5章 飽和域の拡大と地盤変動

### 5.1 降雨による飽和域の拡大

斜面表土層中における飽和域の拡大は、土砂災害危険度を予測する上できわめて重要な現象である。本地区は無降雨期に常時飽和域が形成されている場所はG～H地区のみであり、その他ではとくに斜面を中心として不飽和な状況にあるのが一般的である。一方において、降雨期には斜面の脚部(E～F)にかけて飽和域が拡大し、降雨が多くなると(土層中の湿潤傾向が高まると)斜面の中腹部(C～D)にかけてまで飽和域が拡大する(図5.1)。観測の結果、飽和域の拡大プロセスとしては斜面脚部から降雨とともに斜面中腹部に向かって飽和域を広げ、かつ基盤付近から地表部に向かって、その帯域を広げていくことが明らかとなった。

さて、飽和域の拡大が観測された降雨と、観測はされなかったがある程度まとまった量のみられた降雨を抽出し(日雨量20mm以上)、連続雨量と飽和域の拡大との関係について整理した(図5.2)。ここで、水分状況はD地点の地表下50cmの値で、降雨開始時のものである。これによれば、降雨量

が少ない場合でも初期含水率が高ければ飽和域の拡大が見られる。すなわち、降雨指標のみを用いては飽和域の拡大を説明することはできないが、初期含水率との関係を考えることによって、降雨と飽和域の拡大が明確なものとなる。

すなわち、図5.2によれば本地区区では地表付近の水分張力が160 cmH<sub>2</sub>O(pF2.2)の場合では連続雨量で110mm以上でなければ飽和域は拡大しないのに対して、水分張力が50 cmH<sub>2</sub>O(pF1.7)の場合では連続雨量で30mmでも飽和域が拡大することが明らかにされた。

以上より、この境界線を「飽和域拡大ライン」と命名することとした。これは、飽和域の拡大には降雨状況に加えて初期水分状況も大きな影響を与えるというもので、地形、地質、土質等の表層崩壊発生場の特性によって変化するものである。

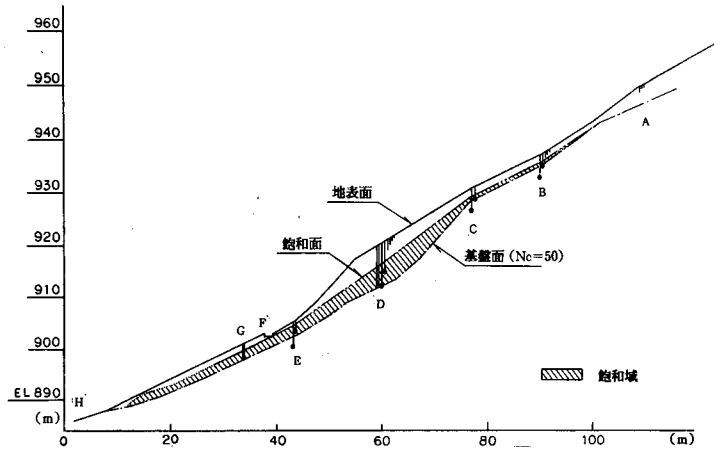


図5.1 斜面表土層における飽和域の発生状況 (1992年9月30日~10月1日)  
 Fig.5.1 Situation of generation of saturated zone in slope topsoil layer (September 30 and October 1, 1992)

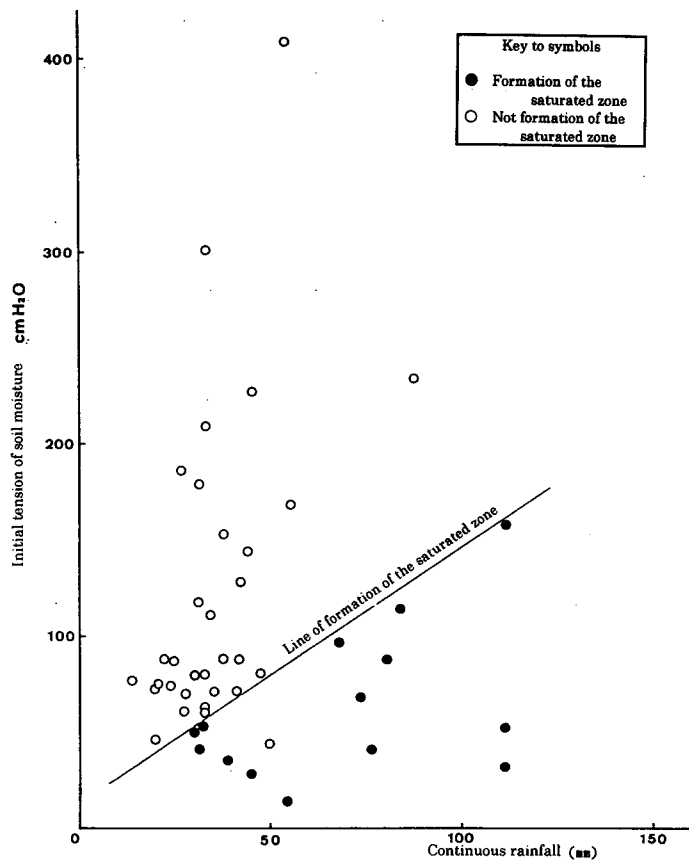


図5.2 連続雨量および初期水分状況と飽和域の拡大  
 Fig.5.2 Continuous rainfall and initial moisture condition and formation of saturated zone

### 5.2 斜面飽和域の拡大と斜面水流出

本地区における水収支の検討を行うにあたって、流出率と流出量との対応を整理すると図5.3のようになる。これによれば、降雨に対して流出率は0.47%から129.41%ときわめて多彩であることがわかる。ここで、流出量のデータは基盤が露出しているH地点の流量計データをもとに算出しており、この地点の流域面積1.2haに対応した降雨量の総量との比から流出率を算定している。図5.3によれば、流出量と流出率とでは正の比例関係が成立するようである。ただし、流出量が大きくなった場合の流出率の幅は大きくなる傾向が強い。これは、連続雨量と流出率との関係がさほど強くないことから考えると、表土層の初期水分状況との関連性が高いものと考えられることができる。

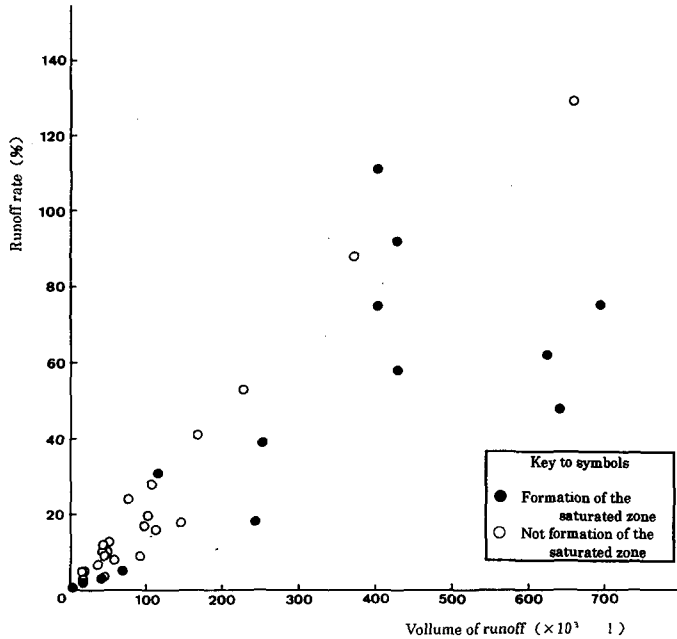


図5.3 流出率と流出量  
Fig.5.3 Runoff rate and amount of discharge

### 5.3 パイプフローの発生

表層崩壊が発生する際の前兆現象として、斜面からのパイプフローは重要である。すなわち、パイプフローは表土層内において飽和域が拡大し、間隙水圧が上昇した時に、発生することが多いと考えられるためである。

1989年7月13日にはパイプフローの発生跡が見られた。このパイプフローの状況を示すと図5.4のようになる。これによれば、パイプフローは谷頭部の下から約1/3の高

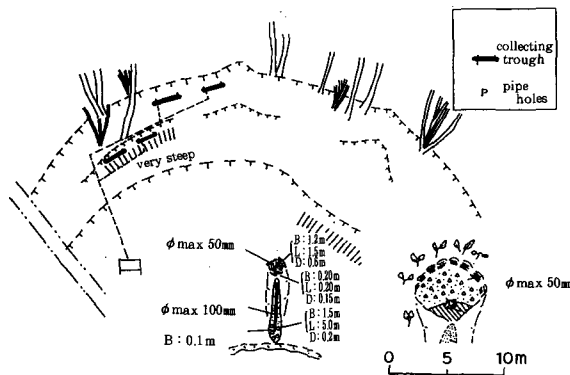


図5.4 パイプフロー発生跡状況図  
Fig.5.4 Traces of the pipe flow

さの位置 (パイプフロー流量計設置位置とほぼ同じ高さ) に発生していた。パイプ穴の直径は約20cm, パイプより流出したと思われる土砂は、長さ5 m, 幅 1.5m, 深さ 0.2mの大きさで堆積 (土砂量1.5 $\text{m}^3$ ) していた。本地区では、6月8日より7月上旬にかけて断続的に降雨がみられ、かなり土中は湿った状態になっていた時に、7月9日～10日にかけて連続雨量 120mm, ピーク時間雨量強度24mmの降雨が見られたため、パイプフローが発生したものである。

図5.5は谷頭部付近の縦断図である。この

図の推定岩盤線は、現地観測、地下水位計埋設時のボーリング資料、弾性波探査の成果をもとに記入したものである。また、D地点ならびにG地点に設置されている地下水位計の値も示した。これらをもとに推定される地下水面を描くと同図ようになる。このような地下水面が谷頭部に発生し、パイプフローが発生したものと考えられる。

これまでパイプフローは、斜面表土層の不飽和な状況のもとで、何らかの大きな空隙が存在すればそこに浸透水が集中して発生するものと考えられてきた。ここでは、谷頭部の比較的低い位置でパイプフローの発生が確認できたわけであるが、パイプフローの発生には飽和域の拡大による静水圧の影響が大きいことが考えられる。これは、崩壊発生メカニズムや、山体侵食過程を考えていく上で重要な知見であると考えられる。

#### 5.4 地盤の微小変動

表層崩壊発生の前兆現象として飽和域が拡大し、パイプフローが出現するような時、谷頭部の急崖斜面が微小ながらも変動することにより、何らかの変位が予想される。このような変位の有無を確認するために、1991年と1992年に谷頭部急崖斜面の脚部 (E地点付近) に傾斜計を設置した。本傾斜計は方向1成分のみ測定可能なもので、精度は $-1^{\circ} \sim +1^{\circ}$ ,  $0.02^{\circ}$  ピッチで計測可能である。本調査では、計測は斜面下流方向が+, その反対方向が-となるよう計器を設置した。

観測の結果、傾斜計の変動状況を示すと図5.6ようになる。これによれば、晴天時における傾斜計の変動状況は気温変化に対応しており、急崖斜面の地表変位はなかったものと考えられる。一方、降雨時においても、D地点に地下水位の急上昇が見られない場合には、傾斜計の変動状況は気温変化に対応しており、斜面の表面の変位は観測されなかった。これに対して、とくに1991年9月～10月の降雨時で地下水位が比較的高い位置に上昇していた時期については、傾斜計の変動が認められた。その状況を整理すると以下ようになる。

○ 斜面脚部に飽和域の拡大が見られ、地下水位が2.7 m以上上昇した場合に変動が見られた。

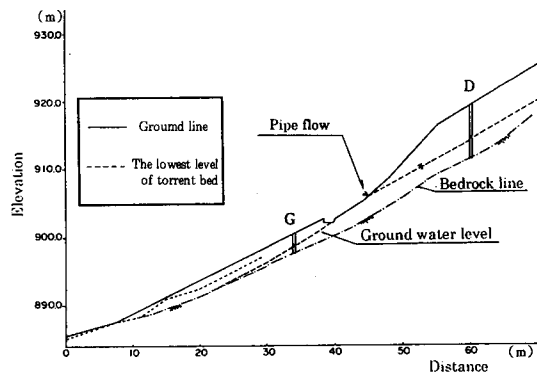


図5.5 パイプフロー発生時の推定地下水位  
Fig.5.5 Surmised value of ground water level when pipe flow was caused

- 変動は  $0.1\sim 0.2^\circ$  で飽和域が拡大して静かに縮小し始めるまでの数時間、斜面の下流側に向けて（正の値）傾いていたようである。そして、水位が下降した後は再びもとの傾斜にもどって、その後は気温変動の中に入ってしまった。
- すなわち水位の上昇に伴う圧力で、谷頭部の斜面が膨張していたと考えられる。

以上より、本地区における飽和域の拡大と地盤変動について整理すると図5.7のようになる。これによれば、斜面脚部における飽和域の拡大状況としては、地表付近の水分張力が  $160\text{cmH}_2\text{O}$  ( $pF2.2$ ) の場合では連続雨量で  $110\text{mm}$  以上でなければ拡大しないのに対して、地表付近の水分張力が  $50\text{cmH}_2\text{O}$  ( $pF1.7$ ) の場合では連続雨量で  $30\text{mm}$  であっても飽和域が拡大している。そして、D 点地下水位が  $2.7\text{m}$  以上上昇した時には谷頭部において地盤変動が観測された。さらに、連続雨量  $120\text{mm}$ 、ピーク時間雨量強度  $24\text{mm}$  の時にはパイプフローが発生し、口径約  $20\text{cm}$  のパイプから約  $1.5\text{m}^3$  の土砂が噴出していた。このことは、比較的表土層の厚い「漸変型表土層」を対象とした表層崩壊の発生機構を解明する上で、きわめて重要な知見である。

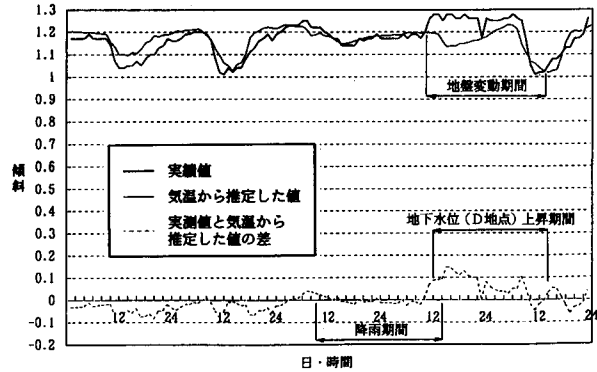


図5.6 傾斜計の実績値と推定値、計算値 (1991年9月16日～9月20日)  
 Fig.5.6 Actual value and surmised value, calculated value of inclinometer (September 16 and 20, 1991)

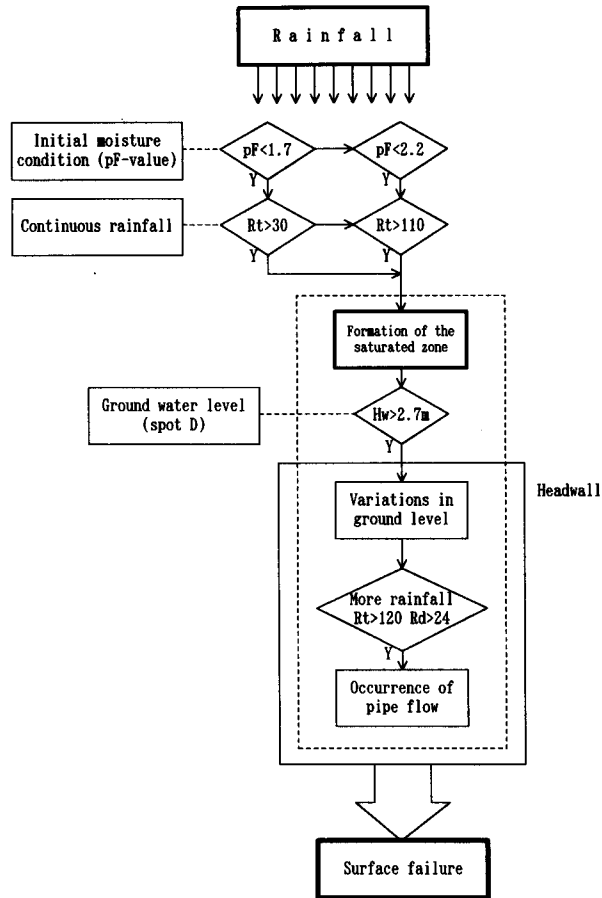


図5.7 飽和域の拡大と地盤変動  
 Fig.5.7 Formation of saturated zone and variations of ground level

## 第6章 斜面表土層における水分変動の解析

本研究は、表層崩壊の発生機構を崩壊発生の場合としての斜面表土層構造と、誘因としての水文現象を把握した上で解明することを目的としており、今後は将来の危険度予測を行う上で、飽和域の形成状況を時間的空間的に推定することが重要な課題となる。このためには、斜面表土層中の水分変動をモデル的に把握し、現地観測の成果との整合をはかりつつ、数値シミュレーションを行うことによって、浸透水の挙動ならびに飽和域の形成・拡大過程を明らかにすることが必要である。そこで、本研究では新たに三次元モデルを構築し、モデルの性質を確認するとともに、数値シミュレーションを行うことによって、斜面表土層中における浸透水の挙動と飽和域の形成・拡大過程を解明するものとする。

### 6.1 差分法による三次元非定常浸透流解析

斜面表土層における浸透水の挙動を定量的に評価するために、差分法、有限要素法などの数値解析が電子計算機の進歩とともに有力な手段として用いられている。それらの手法の中で、有限要素法は差分法と比較して浸透領域内の不均質性や異方性の導入が容易であり、また、浸透領域の任意の境界および水頭が急激に変化する領域に対応できるように要素の形状と大きさを場所によって任意に変えることができるなどの利点がある。これらの利点により、有限要素法による多くの浸透流解析の研究報告がなされている<sup>140)</sup>。

ところが、有限要素法は計算機内の容量をあまり必要としないという優れた特徴があるのに対して、計算過程が複雑で計算で求められる解答が不安定であるという大きな欠点がある。従来は電子計算機の計算速度と容量（メモリー）に限界があったために、解析は有限要素法を用いて行わざるを得なかったが、近年の著しい電子計算機の発達により、差分法でも三次元のモデル計算が可能となってきた<sup>9)</sup>。そこで、筆者は計算過程がより簡明で安定的に解を求めることのできる差分法を用いて、三次元非定常浸透流解析を行うこととした。

飽和・不飽和領域の浸透を支配する基礎方程式は、連続の式と Darcy の法則を不飽和領域へ拡張することにより次のような方程式で表される。

$$\frac{\partial}{\partial x} k \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial y} k \frac{\partial h}{\partial y} + \frac{\partial}{\partial z} k \frac{\partial h}{\partial z} = (S_s + C) \frac{\partial h}{\partial t}$$

ここに、 $h$  は全水頭 ( $\phi + z$ ) で、 $\phi$  は圧力水頭、 $z$  は位置水頭である。また、 $k$  は透水係数で、飽和域では  $k = k_s$  (飽和透水係数)、不飽和域では  $k = f(\phi)$  である。そして、 $S_s$  は比貯留係数で、不飽和域の場合はゼロである。また、 $C$  は比水分容量 ( $C = \partial \theta / \partial \phi$ ) で、飽和域の場合はゼロである。本研究では上式をもとに数値計算を行うものとする。

本研究ではさまざまな地形に対しての適用可能性を考え、一般座標系差分より離散化することとし

た。一般座標系の概念を示すと図6.1のとおりとなる。ここで、物理空間の諸量については写像空間での諸量に変換して展開することとする<sup>59)</sup>。

基礎方程式の離散化は、保存則を確実に表現するために基礎方程式を体積分した形式を用いる。すなわち、物理空間における演算子 $\Delta$ および法線ベクトル $n$ の写像空間での展開を用いることによって、一般座標系における差分展開式を導くことができる。本研究では、作成した非線形連立方程式を線形化し繰り返し計算で解を求めるものとした(図6.2)。なお、線形連立方程式の解法には、MILUCGS法(前処理付き多共役勾配法)を用いた<sup>64)</sup>。

## 6.2 水分変動の解析条件

### (1) 対象降雨

本検討ではこれまで野笹地区において行われた水文観測成果より、比較的多量の降雨が見られ、土層中の水分変動が把握でき、さらに斜面

谷頭部上部においても地下水位の上昇が明瞭に見られたものを対象として選定するものとした。検討の結果、1988年6月2日～3日の降雨を対象降雨とすることとした(図4.3参照)。

### (2) 計算要素

差分法を用いて浸透流解析を行う際には、解析対象とする範囲を要素で分割する必要がある。本解析では、実際の土層構造を十分に考慮して要素を設定するものとし、現地で実施されたこれまでの土層調査(ボーリング調査、簡易貫入試験)の結果から、 $N_c$ 値を目安として0～3、3～5、5～10、10～50、50以上の5深度(計算上50以上を2分割して6深度)に各計算要素を設定した。検討の結果を示すと図6.3のようになる。これによれば、本計算に必要な要素は581要素となった。

### (3) 計算条件

計算条件は表土層の各層に対応した形で他の計算諸条件を設定するものとする。

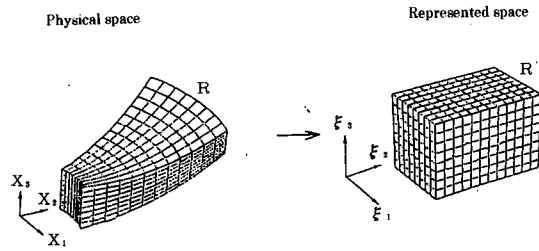


図6.1 物理空間と写像空間

Fig.6.1 Physical space and represented space

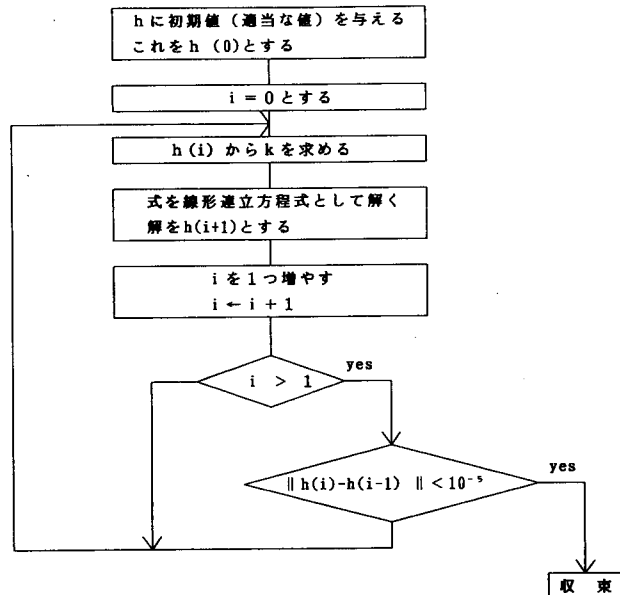


図6.2 計算のフローチャート

Fig.6.2 Flow chart for calculation

まず本計算における飽和透水係数は、これまで観測地で測定されたものをもとに、現地で計測された  $N_c$  値に対応した値で設定した。また、各圧力水頭に対応した透水係数については、調査の結果を参考に設定した。また本計算における含水量は、これまで観測地で測定されたものをもとに、現地で計測された  $N_c$  値に対応した値で設定した。ここで、各圧力水頭に対応した含水量については、調査の結果を参考に設定した。含水量と同様にこれまで野笹地区で測定された圧力水頭と含水量との関係より圧力水頭と比水分容量の関係を各層ごとに設定した。

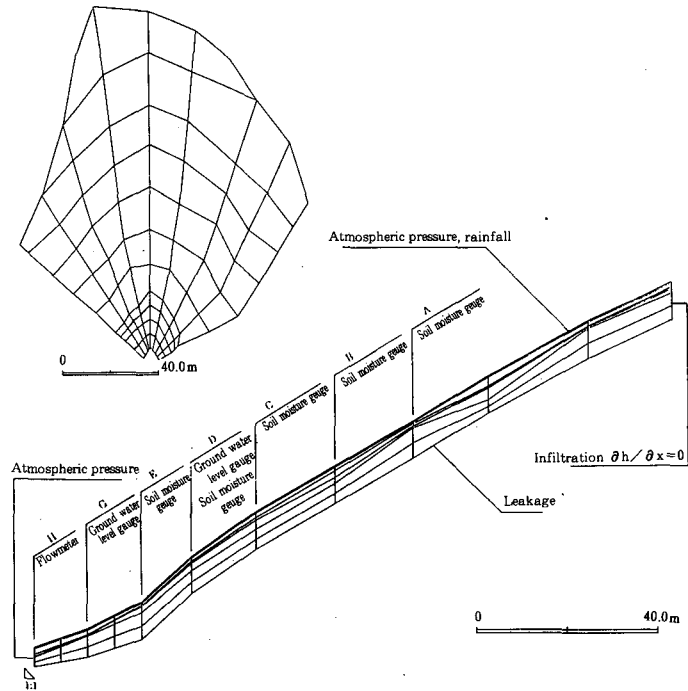


図6.3 計算要素の設定状況

Fig.6.3 The establishment of calculated elements

なお、各計算対象降雨の開始時における土壌水分張力は、実績値をもとに各要素における初期値を設定した。設定にあたっては、実際の水分ならびに地下水位状況を計算で再現できるように考慮して設定した。

#### (4) 境界条件

本計算を行う上での境界条件は、地表については降雨/蒸発-浸透条件で、上流端については浸透条件のうち  $x$  方向の流量フラックスは 0、下流端については流出条件、最下層については漏水条件で飽和透水係数を  $10^{-6}$  (cm/sec) と仮定して設定した。

### 6.3 水分特性と水分変動解析

斜面表土層中における雨水の浸透流解析を行う上で、不飽和領域を対象として計算を行う場合、体積含水量と負の圧力水頭との関係を明らかにする必要がある。これまで本研究で測定されたものをもとに、計算に使用した圧力水頭と含水量との関係を各層ごとに示すと図6.4 のようになる。これによれば、深度が浅く、 $N_c$  値が低いものほど最小含水量も飽和体積含水量も大きくなる。ただし、有効間隙率はどちらも20%で一定である。これは、表面付近の方が間隙率が大きいだけ水分を含むことができ、深い位置では間隙率が小さい分だけ含水率が低くなる。しかし、どちらも有

効間隙率が同じということは、土層の性質として同じ花崗岩を母体としていることから水分を貯留する能力については差はないことを示していると考えられる。

さて、従来より提唱されている水分特性曲線の実験式は多数提案されているが、主として有効飽和度 (Se) の関数により設定される<sup>26)</sup>。

$$\log [\phi] = a \log Se + b$$

$$Se = (\theta - \theta_r) / (\theta_{sat} - \theta_r)$$

ここで、 $\theta$  : 体積含水率,  $\theta_r$  : 最小含水量,  $\theta_{sat}$  : 飽和体積含水率である。本研究でも本式を用いて検討を進めるものとするが、これをもとに相関分析を行うと次のようになる。

$$\log [\phi] = -2.0 \log Se + 0.54$$

### 6.4 透水係数と水分変動解析

一般に土中水分が低いほど透水係数は低くなる。このような各水分状態における透水係数の飽和透水係数との比、すなわち比透水係数 ( $K_r = K / K_s$ ) と圧力水頭との関係は実験により求めて解析を行う必要がある。これまで本研究で測定されたものをもとに、計算に使用した圧力水頭と比透水係数との関係を各層ごとに示すと図6.5 のようになる。これによれば、深度が浅く、Nc 値が低いものほど比透水係数の変化は大きく、圧力水頭が高く乾燥した状態では地表面付近では  $10^{-6}$  程度となるのに対して深い位置では  $10^{-4}$  程度となる。これは、地表面付近は飽和透水係数が高く、密度も小さく、間隙率が大きいいため、水分状況の変化によって敏感に透水係数が変動できるの

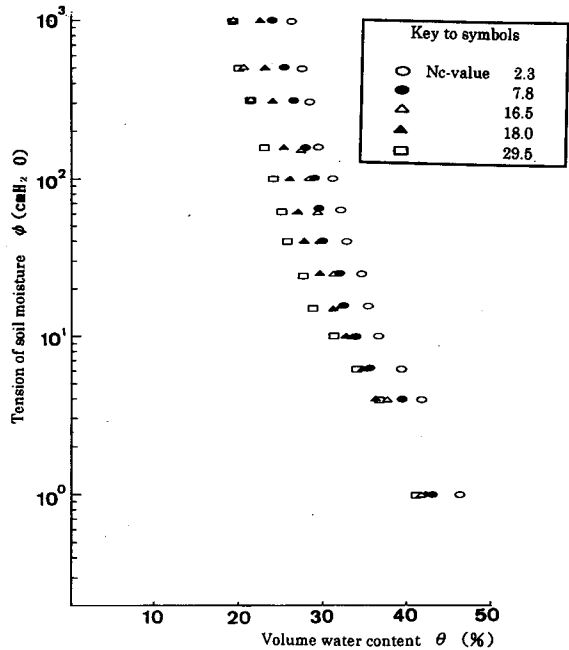


図6.4 圧力水頭と体積含水率との関係  
Fig.6.4 Relationship between pressure head and volume water content

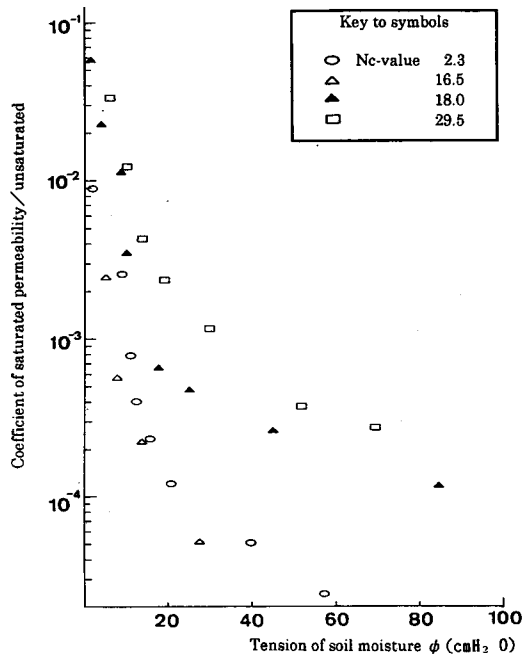


図6.5 圧力水頭と比透水係数との関係  
Fig.6.5 Relationship between pressure head and specific coefficient of permeability

に対して、深い位置になると間隙率が小さく、密度も大きくなるため、もともと飽和透水係数が低く、水分状況が変化してもそれほど影響がないと考えられる。

さて、不飽和透水係数を土の骨格構造モデルあるいは水分特性曲線を用いて理論的に関係式を導びく報告が多数なされている。これらのうち、西垣<sup>26)</sup>によれば一般的に次式が最も実験結果を良く再現しているとしているため、本研究でも本式を用いて検討を進めるものとする。

$$K_r = \frac{K}{K_s} = \left( \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right)^n = Se^n$$

ここで、 $\theta$  : 体積含水率、 $\phi$  : 圧力水頭、 $n$  : 定数である。これをもとに相関分析を行うと次のようになる。

$$K_r = Se^{8.0} \quad (r = 0.9961)$$

## 6.5 斜面表土層における水分変動過程

### (1) 1988年6月2日降雨時の水分変動

以上の設定した諸条件をもとにシミュレーション計算を行った。計算の結果、現地に埋設してある土壌水分計より得られた表層部の土層中の水分ならびに地下水位の変動状況と計算値との関係を示すと図6.6のようになる。図6.6(1)によれば、各深度とも初期の水分張力は良く再現されている。そして、地表部を中心に水分変動のうち湿潤過程の開始時期は多少早くなっているが、各深度のタイムラグはうまく表現されている。これに対して、地表部ならびに地表下100cmでの湿潤過程ピーク以後の水分変動状況はうまく表現されず、実際よりも湿潤傾向となっている。次に図6.6(2)によれば、地下水位については水位上昇の開始時期、最高水位、水位の低減過程等は比較的再現性はよいが、降雨に対する応答はより敏感である。

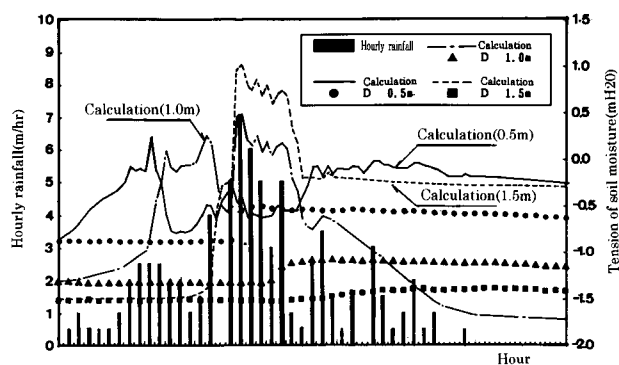


図6.6(1) 土壌水分の実績値と計算値

Fig.6.6(1) Relationship between calculated and actual tension of soil moisture

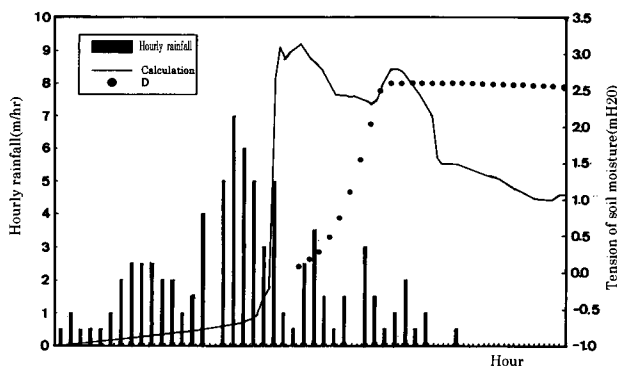


図6.6(2) 地下水位の実績値と計算値

Fig.6.6(2) Relationship between calculated and actual value of ground water level

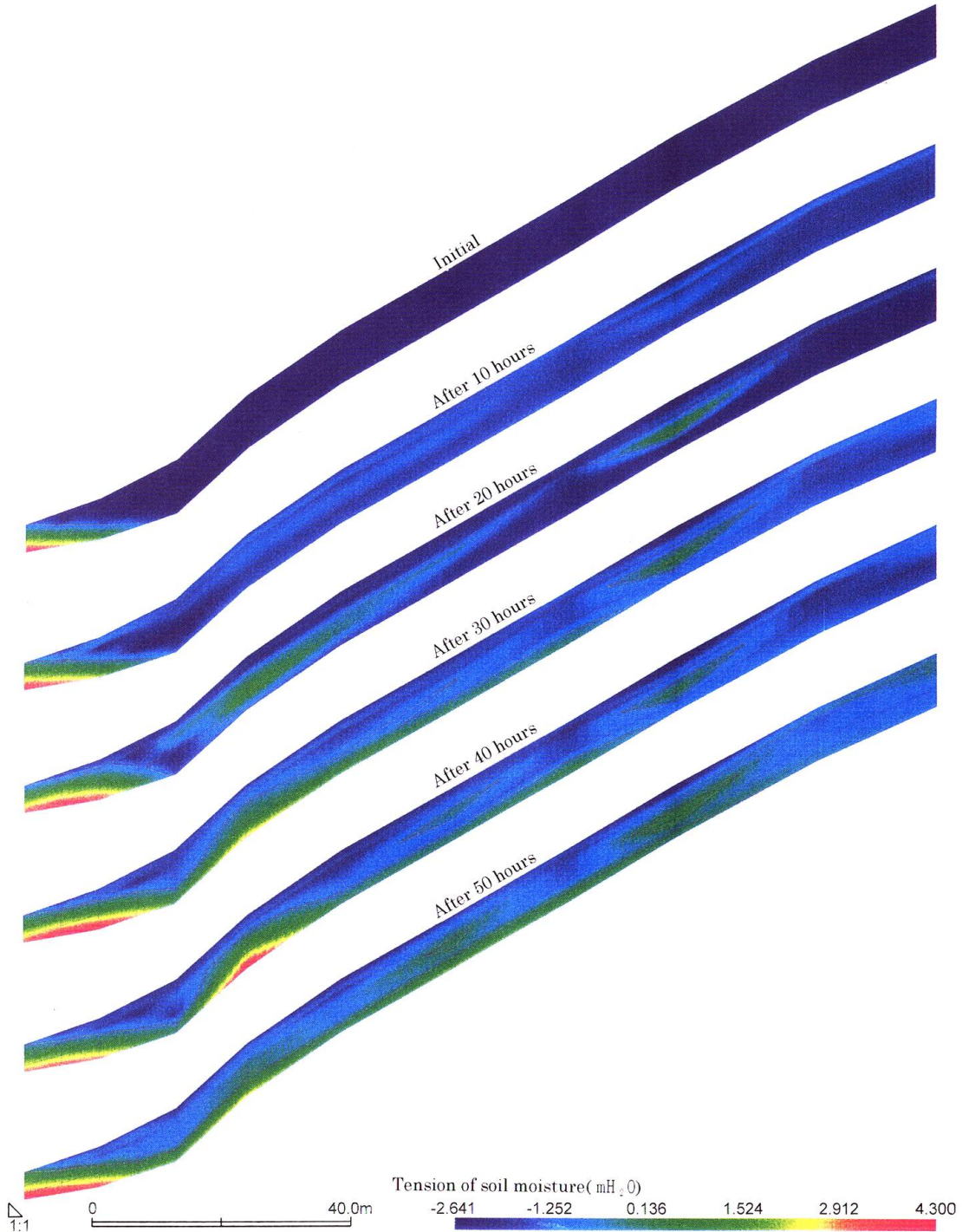


図6.7 土壌水分の変化状況 (縦断図)

Fig.6.7 Calculation results for soil moisture tension (longitudinal profile)

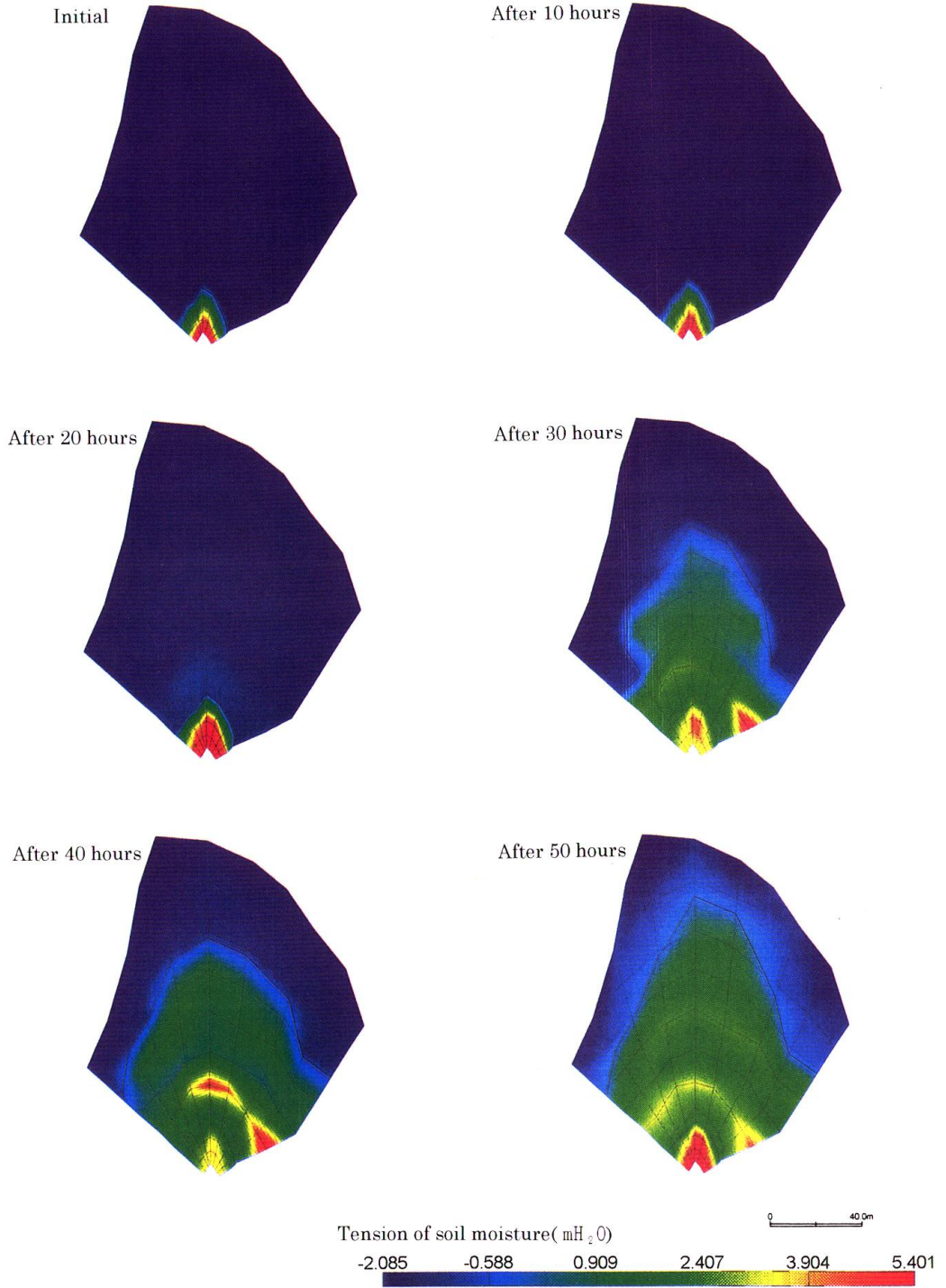


図6.8 土壤水分の変化状況 (平面図 基盤)

Fig.6.8 Calculation results for soil moisture tension (plane of base)

一方、図6.7は谷中心部の縦断形状を示したものである。これによれば、地表面付近から浸透した水は土層の中央付近まで移動し、縦断的に下に凸になった土層構造の部分に集積し、飽和域が形成される。また、谷頭部においても斜面中央部に飽和域が形成される。次に、表土層の中央部に集積した水は深層部にまで下がり、斜面脚部から順に飽和域を形成する。また、この時から谷頭部の地下水位が急激に上昇し、谷頭部上部の表土層中央部に飽和域が形成される。そして、降雨が終了すればすみやかに土層中の水分は排出され、飽和域も減衰する。

次に図6.8は基盤面付近における水分変動状況である。これによれば、斜面脚部の飽和域が成長すると同時に左岸側の斜面中腹部にも飽和域が形成される。そして、谷中央部の谷頭付近に飽和域が形成され、ピークとなる。

以上より、本モデルは現地での再現性も比較的良く、かつ現地観測では得られないような情報をも得ることができるため、きわめて妥当かつ有効なものであると判断される。

## (2) 土砂災害時における水分変動

これまで本研究で行った観測期間内では、表層崩壊を発生させるような降雨は見られなかった。しかし、本研究の対象地域である天竜川上流域では、これまでに何度も豪雨の度に表層崩壊が発生し、溪床の不安定土砂が再移動して大量の土砂流出が見られてきた。そこで、本研究ではこれらの土砂流出のうち、比較的近年に見られた流出規模の大きい1982年災害に注目し、災害時における表土層内の水分変動状況を明らかにする。なお、この時本観測斜面の隣の斜面では表層約80cmの位置にすべり面を持つ表層崩壊が発生している。

本観測斜面の近隣の雨量観測所である藤沢雨量観測所の降雨データを示すと図6.9のようになる。これによれば、本地区では連続雨量 234mm、最大時間雨量26mm/hの豪雨に見舞われたことがわかる。本研究ではこの降雨データを用いて、これまで使用したパラメータ条件のもとで計算を行うこととした。

計算の結果、表土層内における水分変動状況を谷中心部の縦断形状として示すと図6.10のようになる。これによれば、降り始めとともに斜面中腹部の  $N_c$  値で3の層が一部飽和し始めている。そして、15時間後である最初の降雨のピーク時には斜面の脚部から中腹部にかけての  $N_c$  値で5~10の層で広く飽和域が拡大している様子が表れている。そしてさらに、20時間後である2番目のピーク時にはその飽和域が基盤まで広がり、斜面全体がきわめて不安定な状態になっていることがわかる。

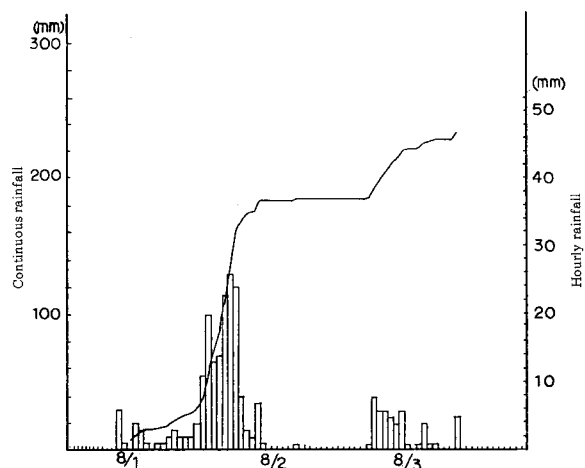


図6.9 時間雨量と連続雨量(1982年8月1日~3日)  
Fig.6.9 Hourly rainfall and continuous rainfall  
(August 1 and 3, 1982)

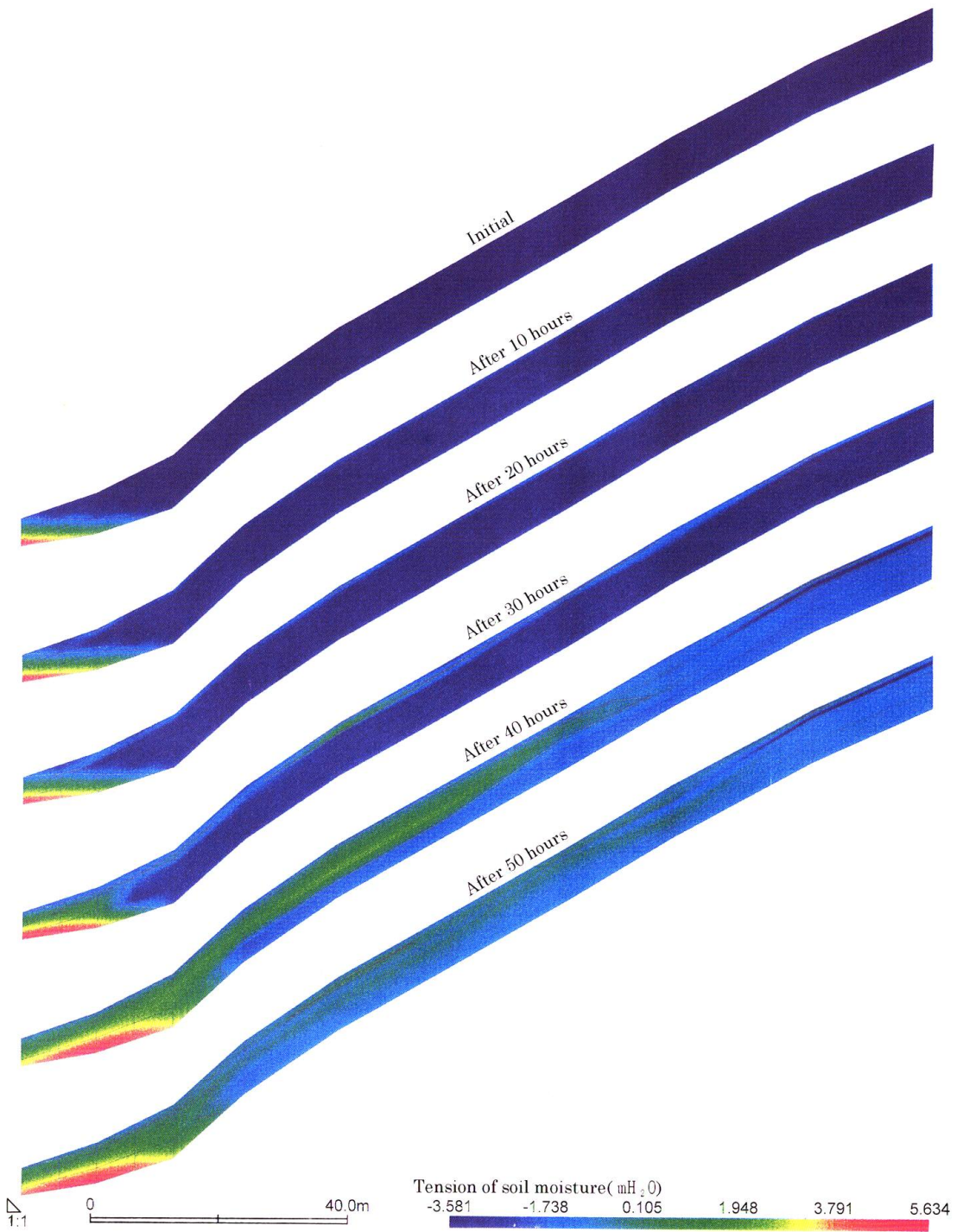


図6.10 土壤水分の変化状況（縦断面図）

Fig.6.10 Calculation results for soil moisture tension (longitudinal profile)

## 第7章 山地斜面における飽和域の拡大と表層崩壊

### 7.1 水分変動と表層崩壊

以上のように、本研究では、山地斜面における表層部の土層を対象に、水分変動の実態と解析についてモデル的検討を行った。検討の結果、まだまだ問題はあつたものの、実績の観測値の変動状況を計算によって再現することができた。

すなわち通常の降雨に対応した解析を行った結果、計算開始後まずは地表付近から湿潤過程が始まり、斜面中央部に飽和域が形成され、その後斜面脚部を含めて飽和域が基盤付近に拡大した。これに対して、土砂災害を発生させるような豪雨に対しては、地表付近から湿潤過程がはじまり、基盤方向へ順番に進行して、斜面脚部から中腹部にかけての  $N_c$  値で5～10の層付近に最初の飽和域が広く形成され、その後その飽和域が表土層内全体に拡大することが明らかにされた。

これまで斜面表土層内の水分変動は地表から湿潤過程が基盤方向へ順次移行して、基盤付近で飽和域を形成させ、その後その飽和域が拡大すると考えられてきた<sup>1,2,21)</sup>。これは、斜面表土層構造が基盤まで一様であるとの仮定にもとづいたモデルの考え方によるものである。これに対して、本地区の斜面は地表から基盤に向かっていくつかの土層構造が見られ、それぞれの層で土質条件が異なるため、その構造を重視して新たなモデルを構築した結果、飽和域は  $N_c$  値で5～10の層付近で最初に形成され、それが全体に広がるという結果が得られた。この結果は、斜面表土層のうち  $N_c$  値で5～10の層が豪雨の際に最初に最も不安定な状態になることを示唆しており、これは表層崩壊のすべり面位置とも整合するため、豪雨時の表層崩壊の発生過程を解明する上できわめて重要な知見である。したがって、次にこれまでに明らかにされたこれらの変化点や飽和域の拡大が土層の安定性に及ぼす影響について検討する必要がある。

### 7.2 斜面表土層の安定性

#### (1) 斜面の安定解析

本研究における安定解析式は、二次元の極限平衡法の代表的な手法である修正簡便（修正ヘレニウス）法を用いた。

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n [c_i l_i + (W_i - u_i b_i) \cos \alpha_i \cdot \tan \phi_i]}{\sum_{i=1}^n (W_i \sin \alpha_i)}$$

ここに、 $F_s$  は安全率、 $c$  は粘着力 ( $\text{tf}/\text{m}^2$ )、 $\phi$  は内部摩擦角 (度)、 $l$  は角分割片で切られたすべり面の弧長 (m)、 $W$  は分割片の重量 ( $\text{tf}/\text{m}$ )、 $\alpha$  は分割片で切られたすべり面の中央とすべり円の中心を結ぶ直線と鉛直線のなす角 (度) である。

これまで野笹地区においてもいくつかの表層崩壊が発生している。現地においていくつかの崩壊を調査したところ、崩壊深として0.5m～1.0mのものが観測された。この場所の  $N_c$  値は5～10

程度である。そこで、本検討では  $N_c=3, 5, 10, 20, 50$  の位置にすべり面がくるような表層崩壊を仮定して解析を行うものとする。

計算を行うにあたって、各種計算条件はこれまでの地盤ならびに土質調査の結果から  $N_c$  値に対応した形で設定することとした。また、すべり面の場所は斜面谷頭上部である。この場所は予備計算の結果最も安全率の低かった場所である。

**Table 7.1** Analyzed results of slope stability  
表7.1 斜面安定解析結果

Nc value	Depth	July 1988		August 1982	
		Groundwater level	Safety factor	Groundwater level	Safety factor
3	0.35m	0.20m	1.656	0.60m	1.408
5	0.65m	0.90m	1.229	1.80m	0.908
10	1.40m	—	1.620	2.40m	0.760
20	2.40m	—	1.753	2.80m	1.122
50	3.58m	—	1.729	3.50m	1.136

**(2) 斜面の安定性**

斜面谷頭上部を対象として斜面安定解析を行った結果を表7.1, 図7.1 に示す。計算に先立ち、安全率の最も低い直線長と円弧の半径を試算した上で本地区のすべり面を設定した。表7.1 によれば、まずは1988年6月降雨(通常降雨)の場合には、 $N_c$  値が3の所で0.2m,  $N_c$  値が10の所で0.9mの地下水位が見られたが、計算の結果、安全率は  $N_c$  値が5の所で1.229と最低で、 $N_c$  値が10での1.620がこれに次ぐ。一方、1982年8月降雨(災害豪雨)の場合には各土層内において地下水位が見られたが、計算の結果安全率は  $N_c$  値が10の所で0.760と最低で、 $N_c$  値が5での0.908がこれに次ぐ。そして、その他の層での安全率は1.0以上となっている。すなわち、通常降雨では各土層の安全率は1.0以上であるため、表土層は全体的に安定していると考えら

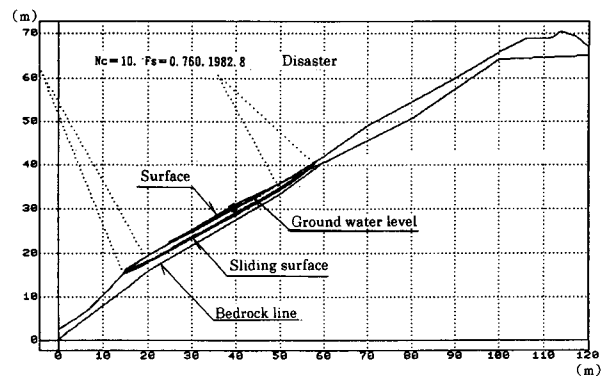
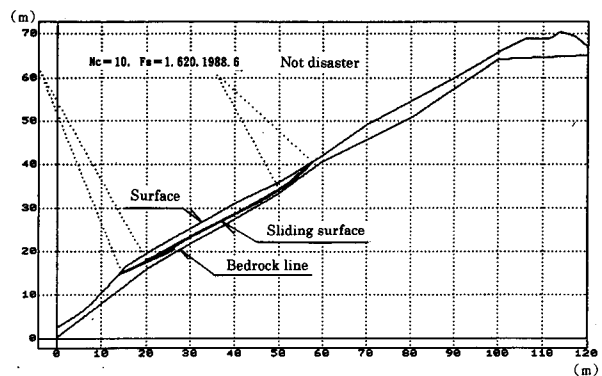


図7.1 斜面安定解析結果 ( $N_c=10$ )

Fig.7.1 Analyzed results for slope stability ( $N_c=10$ )

れるが、土砂災害を発生させるような豪雨では、 $N_c$  値が5～10の土層での安全率は1.0未満になるため、斜面表土層はきわめて不安定な状態となり、崩壊発生へと至る。6.5での検討の結果、 $N_c$  値が5～10の土層では概ね降雨の最初のピークで飽和域が形成されるため、崩壊はこの降雨のピーク時に発生するものと予想される。この場合、すべり面の位置は0.65～1.40mとなり、本地区における表層崩壊の崩壊深と一致する。

### 7.3 飽和域の拡大と斜面表土層の弱層

表層崩壊は、豪雨に伴い斜面表土層中の水分が変動し、飽和域の拡大によって土層の強度が低下して、斜面上の土塊が移動するものと考えられる。このため、表層崩壊を発生させる要因としては、土層中に飽和域を形成させる誘因としての豪雨（降雨）と、斜面上を移動する素因としての土塊の性質が挙げられる。これまでの検討成果をもとに、表層崩壊の発生機構について整理すると図7.2のようになる。これによれば、表層崩壊の発生機構は飽和域の拡大と表土層の弱層をもとに説明することができる。

このうち、降雨と飽和域の拡大については、現地水文観測の結果、降雨とともに浸潤域が順次深層部へと低下する様子が把握できたが、各層の水分状況は湿潤傾向が持続したあと徐々に乾燥過

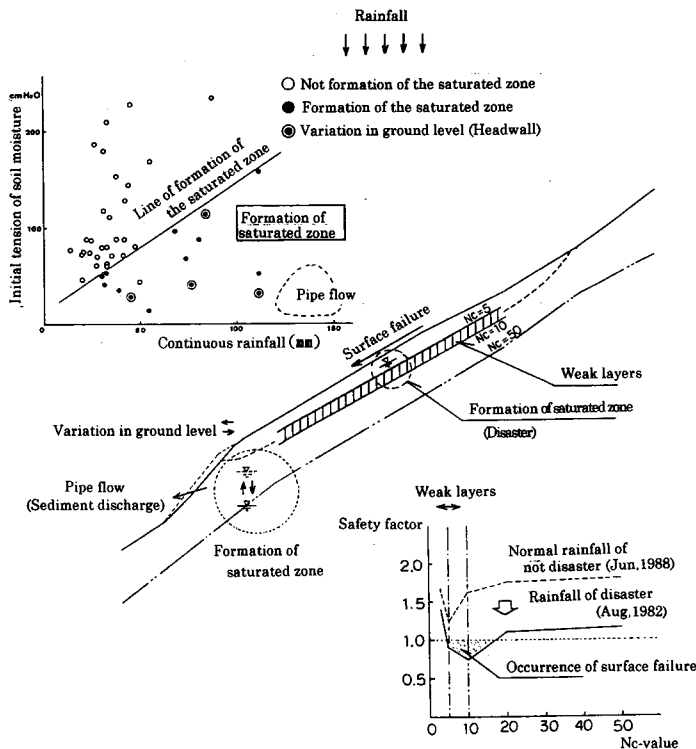


図7.2 飽和域の拡大と表土層内の弱層

Fig.7.2 Formation of saturated area and the weak surface soil layers

程へ移行することが解明された。そして、山地斜面では降雨によって表土層中には飽和域が形成され、それによって土層中の間隙圧は上昇するが、本研究では表層崩壊の発生機構に関するトピック的な現象に注目し、崩壊の前兆的な現象としての位置づけについて検討した。その結果、豪雨時における谷頭部の変位状況ならびにパイプフローの発生状況が明らかにされた。このことは、表層崩壊の発生機構を解明する上できわめて重要である。以上のように、一見斜面は安定しているように見えるが、傾斜計の変動やパイプフロー観測でも明らかにされたとおり、飽和域の拡大により表層部地盤の変動が見られ、パイプ孔からはわずかながらも土砂が絶えず流出するということは、この谷頭部がまさに地形的に侵食の最前線であることを裏づけている。

次に、表層崩壊の発生機構を考えた場合、斜面に存在する表土層の不安定度合について考察する必要がある。表層崩壊を観察すると、大部分のものが地表下0.5~1.5m程度の部分にほぼ直線的な滑落面を持っている。これはすなわち、表土層内には土塊を滑落させるある種の弱層の存在を示唆させるものである。そこで、筆者は土層の構造について現地把握を試み、同時に各土層での土質試験結果から土層構造に対応した形での土質構造を明らかにした。これによれば、本地区の表土層は概ね3層~5層に区分することができ、そのプロファイルは地表面地形と概ね一致するが細部については微妙に異なった特徴を持っていることが把握できた。そして、表土層の形成履歴が土層構造に対して大きな影響を与えていることも指摘した。

このような構造を持つ斜面に対して安定解析を実施したところ、各層間の土質条件の違いにより、地表下約1.0m程度の部分、Nc値で5~10の部分に相対的な弱層が存在することが明らかになった。また、三次

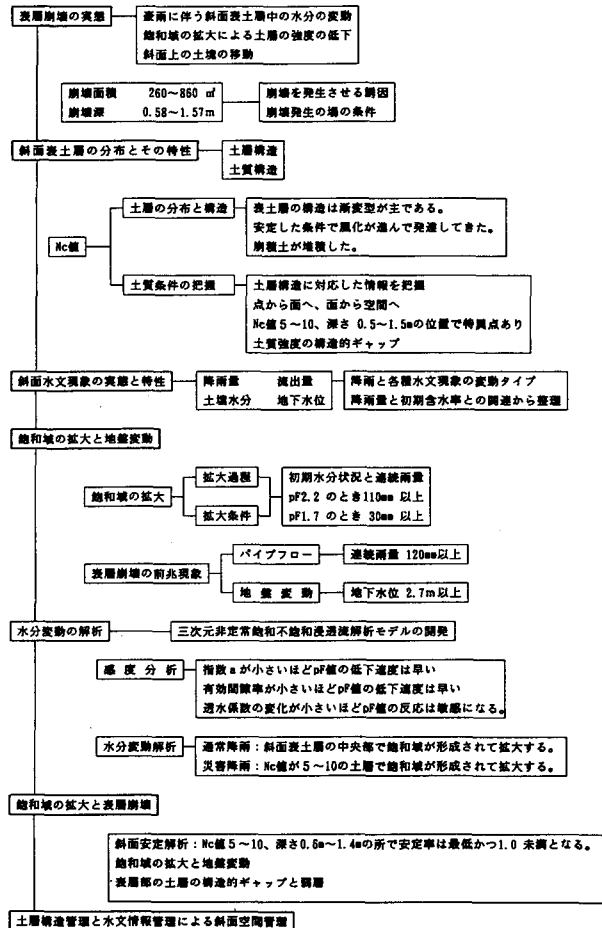


図7.3 表層崩壊の発生機構と流域保全のための斜面空間管理への展開  
Fig.7.3 Generation mechanism for surface failure and development of slope management for basin preservation

元浸透流解析の結果、このような部分に飽和域が形成されやすいことも明らかになった。これはすなわち、表土層内に構造的ギャップがあり、そこに地表から浸透した水分が集中して飽和域が拡大すると同時に、土質条件的にも相対的弱層部であるため、表層崩壊が発生しやすくなると考えられる。したがって、表層崩壊とはまさに表土層中の弱層部分における破壊現象と考えることができる。

以上のように、山地斜面を対象として表層崩壊の発生と水分変動について、豪雨に伴い発生した表層崩壊の実態を整理した上で、斜面表土層構造とその特性を明らかにし、同時に斜面表土層内の水分変動の実態とその特性、ならびに地盤変動について把握した上で、さらに水分変動解析ならびに斜面安定解析を行ってきた。これまでの研究成果を整理すると図7.3 のようになる。これによれば、斜面における表層崩壊は概ね地表下0.5m~1.5m 程度の所に滑落面を持ち、その背景として斜面表土層は、地表下0.5m~1.5m 程度の所は  $N_c$  値が5~10の所に一致し、土質的にも特異点として評価された。そして、水文変動としてはいくつかのパターンが得られたが、飽和域の形成と地盤変動が表層崩壊の前兆現象としてとらえられ、それらの現象が地表下0.5m~1.5m 程度の所の水分変動から説明づけることができた。さらに、モデル解析によれば  $N_c$  値が5~10の所に飽和域の一時的な拡大が見られ、かつ土塊の安定度もその部分で最低となる等の重要な知見が得られた。したがって、このような表層崩壊の発生機構をもとに今後とも土砂災害防止をはかる上では、 $N_c$  値で5~10、地表下0.5m~1.5m 程度の所より上部の表土層の処理が重要なポイントとなる。

#### 7.4 表層崩壊予測と土砂災害防止

我が国は地形が急峻で地質が脆弱である上に豪雨に見舞われることが多く、毎年各地で土砂災害が発生している。このような災害から国民の生命と財産を保全するために、これまで砂防事業をはじめとして各種の土砂災害防止事業が行われている。本研究では我が国の豪雨に伴う土砂生産現象として最も一般的な表層崩壊に限定して、その発生機構の解明について議論を進めてきた。このような現象による土砂災害を防止するためには、これまで対策施設の設置等による「ハードな対策」と、災害発生予測や警戒避難システム等の整備による「ソフトな対策」との両面から検討が進められてきている。

これらのうちハード対策としては、効率的な施設を計画する上では本検討の成果から総合的に判断すると、浸透水の分散、集中水の排除、斜面地形の整形、地盤強度の改良等が重要な課題と考えられる。そして、さらに斜面表土層内における空隙を増加させる上では緑化対策がきわめて有効な手段であるということが経験的に知られている。したがって、これまで得られた調査結果から今後は新たな施設計画が立案されるという希望が得られる。

一方、ソフトな対策としては、本研究の成果をもとに応用的な利用展開を考えれば表層崩壊発生の予知・予測を第一に挙げることができよう。ここで、発生の予知・予測とは崩壊の発生についてその場所と時刻を正確に予想することである。このためには、物理モデルに基づいたシミュレーション計算による検討が有効である。したがって、表層崩壊による土砂生産現象に対応した流域・

斜面管理を行う上では、雨量データに加えて土壌水分あるいは地下水位等のデータに注目し、本研究で提示したような手法を用いた計算によって、より確かな崩壊予測を行うことが可能となる。このためには、たとえば各地域の代表地における継続的な水文観測と集中的な地盤調査の結果に基づく広域的な地盤モデルの構築，ならびに土砂生産シミュレーションシステムの構築が必要である。これらのシステム確立のために本研究の成果はきわめて重要な基礎データを提出することができよう。

以上の結果をまとめれば観測・調査と解析による「システムティックな流域・斜面管理」ということになる。この考え方は今後表層崩壊現象のみならず、地すべり現象や土石流現象の発生予測への応用・展開が可能である。したがって、将来は継続的なモニタリングデータと広域的なデータベースとが融合した、土砂災害危険度予測のためのネットワークづくりが必要であり、これによる広域的で信頼性の高い土砂災害監視システムが必要となろう。

## 結 言

山腹工や急傾斜地崩壊防止工等による崩壊地の復旧等の土砂生産源対策は古くて新しいテーマである。我が国の治水砂防の歴史を見ると、河床上昇に悩まされた対策として水源地域の荒廃が問題視され、河村端賢、デレーケ等の著明な技術者はいずれも水源地の植林と森林の保護を提唱している。ところが、明治以降のコンクリート等による大規模土木構造物の築造技術の著しい発展により、砂防技術は砂防ダム等に代表される河道における待ち受けの工法が主要対策法とされてきた。しかし、安全で潤いのある河川空間が求められるようになってきた今日、流出土砂のコントロールを河道内のみで行うことに限界が唱えられ、むしろ、土砂供給源である水源地域の斜面ならびに河道対策こそ基本であることに気がついたのである。しかも水源地斜面一帯は、地形的制約から土地利用の高度化に伴う開発行為からは残されており、自然度豊かな緑地空間として現在も残されている。このため、このような空間を管理していくためには土砂のコントロールに加えて景観や生態系の復元・保全が大きな基本方針の中で柱として位置づけられている。すなわち、安全で豊かな生活空間を造り上げる上で環境空間としての斜面が、今こそクローズアップされ、緑豊かな斜面が将来においても崩壊することなく、その公益的機能を発揮できるように、斜面崩壊の予防対策が重要となってくる。

さて、これまで筆者は流域における管理計画立案の一貫として、山地小流域に観測地を設定し、斜面表土層の構造を把握するとともに土層中の水分変動を把握し、計算機を用いたシミュレーション計算から土層中の水分変動の特性を明らかにし、斜面表土層構造管理と水文情報管理に基づく斜面空間管理の重要性を指摘してきた。そこで、今後はこれらの成果を受けて、合理的でシステムティックな斜面管理を行っていく必要がある。すなわち、流域保全を考える上で重要かつ主要な斜面を対象として、地下情報を中心とした情報のデータベース化をはかり、継続的な水文モニタリングから

リアルタイムで適正な情報を収集した上で活用するシステムが必要である。

そのためには本論で提唱したモデルを用いて空間的な情報をシステマティックに予測し、安全な生活空間の確保に役立てることが肝要である。豪雨とともに崩壊し、人々に危害を加える斜面空間も、平常時には水を蓄え、山林の恵みを生活の中で与え、照葉樹林文化やブナ林文化といった独特の文化が我が国では発展してきた。これまでの文化を継承していくことはもちろんのこと、近年消失しかけた古来からの文化も森づくりとともに復活させ、現代の経済社会的背景とともに共生させていく上でも斜面管理が必要である。森をつくることにより斜面空間の重要性は拡大し、よりキャパシティーの大きいものに発展することが期待される。したがって、斜面の基盤づくりも含めた森づくりを推進することにより、明日の緑豊かな世界を、次代をになう子供たちのためにつくり上げる必要がある。

## 摘 要

近年、自然災害の中で土砂災害による被害が顕著になっているが、山地流域における斜面崩壊や土石流等の土砂の生産・流出現象を把握することは、防災計画や流域保全計画を立案する上で基本的な課題である。そこで本論文では、表層崩壊の発生過程を解明するために山地流域を対象としてモデル斜面を設定し、斜面表土層の構造特性を把握し、各種土質調査からそれぞれの各構造に対応した土質特性を把握した。また、集中的に水文観測機器を設置して、これら土層特性と斜面水文現象との関係について解析した。さらに、本斜面を対象として表土層中の水分変動の三次元モデルを新たに開発し、現地観測の成果との整合をはかりつつ、非定常飽和不飽和浸透流解析を行った。そして以上より、山地斜面における飽和域の形成・拡大過程と表層崩壊の発生機構を時間的空間的に解明した上で、今後の土砂災害防止計画への展開を試みたものである。

第1章では、本研究の目的と方法ならびに研究対象について述べた。研究項目は、斜面表土層の分布と特性、斜面水文変動の実態と特性、斜面水分変動の解析の3つである。研究対象地としては、我が国の代表的な荒廃流域である天竜川上流域とし、その中でモデル斜面として長野県高遠町野笹地区の山地小斜面を選定した。

第2章では、天竜川上流域で発生した主な土砂生産・流出現象のうち1982年災害に着目し、山腹斜面で発生した表層崩壊現象の概要を整理した。本地域で発生した表層崩壊は、平均すると面積は260~860㎡、崩壊深は0.58m~1.57mとなり、地質によって多少の違いはあるものの、基本的には降雨と表土層の特徴から現象を論じることができる。そして、表層崩壊はこれまでのように降雨量との関係のみから統計的に考えるのではなく、物理現象として取り扱う必要があるとの結論が得られた。

第3章では、斜面表土層の分布とその特性について検討を行った。その結果、本地区の表土は安定した条件下で風化が発達したかあるいは崩積土が堆積した土層構造が多いと考えられた。次に、

各土層ごとに土質試験を行った結果、 $N_c$  値が 5~10 で、深さが 0.5~1.5m の所で土質構造に変化点が見られ、この付近を境に斜面表土層の性質が異なるという結果が得られた。

第 4 章では、山地斜面の水文観測を行った上で、斜面表土層中の水分変動状況についての検討を行った。現地の水文観測の結果、降雨に伴う土層中の水分状況の変化が把握され、降雨に応答する水文現象の変動パターンの特徴が整理された。そして、降雨開始時の表土層の初期水分状況が湿潤状態で短時間降雨強度が大きければ、土壌水分状況は土層中の浸潤線の低下が明確に見られる「段階型」のパターンが見られ、地下水位や流出水の変動も立上りが急激なパターンが見られることが判明した。

第 5 章では、山地斜面の水文観測の結果から、表層崩壊の発生機構に関するトピック的な現象に注目し、崩壊の前兆的な現象としての位置づけについて検討した。その結果、斜面脚部における飽和域の拡大状況としては、地表付近の水分張力と連続雨量との関連から飽和域の拡大機構を明らかにした。そして、地下水位が上昇した時には谷頭部において地盤変動が観測され、さらに降雨が多くなるとパイプフローが発生した。

第 6 章では、山地斜面における表土層を対象に、水分変動の解析についてモデル的検討を行った。すなわち、新たに差分法を用いた 3 次元非定常飽和不飽和浸透流解析モデルを構築し、数値シミュレーションを実施した。検討の結果、実際の観測値の変動状況を計算値によって再現することができた。一方、土砂災害を発生させるような豪雨に対しては、 $N_c$  値で 5~10 の層付近に飽和域が広く形成され、その後全体に拡大した。これは、豪雨時の表層崩壊の発生過程を解明する上で極めて重要な知見である。

第 7 章では、以上の検討結果をもとに山地流域における飽和域形成と表層崩壊について総合的な検討を行った。まず斜面安定解析を行った結果、地質的に縦断形状が上に凸の所の安全率が低く、 $N_c$  値が 5~10 で、深さが 0.6~1.4m の所で安全率が最低となった。これに対して、1982年 8 月降雨(災害豪雨)の場合には安全率は 1.0 未満になった。これら結果は、本流域内に存在する表層崩壊現象と調和するものである。

これまでの検討成果をもとに、表層崩壊の発生機構について整理すると、表層崩壊の発生機構は飽和域の拡大と表土層の弱層をもとに説明することができる。このうち、降雨と土層中の飽和域の拡大は、降雨と初期水分状況との関連から説明することが可能となった。これに対して表層崩壊の発生場については、斜面表土層の不安定度合すなわち表土層内の相対的な弱層(構造的ギャップ)として把握された。このような所は浸透流解析を行っても安定解析を行っても最も安全率が低くなる土層である。よって、今後このような表土層中の相対的な弱層に注目した上で対応策を立案する必要がある。

## 参 考 文 献

- 1) 赤井浩一, 大西有三, 西垣 誠(1977): 有限要素法による飽和-不飽和浸透流の解析, 土木学会論文報告

- 集, No.246, pp.87-95
- 2) 芦田和男, 江頭進治, 青井博志(1986): 豪雨時の山腹崩壊に関する資料解析的研究, 京都大学防災研年報, No.29 B-2, pp.309-327
  - 3) 藤井厚生, 佐々木靖人, 中村康夫(1993): 斜面表層の安定度評価のためのモニタリング基礎実験, 応用地質学会発表講演集
  - 4) 福蘭輝旗(1985): 表面移動速度の逆数を用いた降雨による斜面崩壊発生時刻の予測法, 地すべり, Vol.22, No.2, pp.8-13
  - 5) 原 義文, 杉田誠司, 水山高久, 平松晋也(1989): 雨水の浸透流下過程に着目した土砂生産モデルの砂防計画への適用, 平成元年砂防学会研究発表会概要集, pp.59-62
  - 6) 羽田野誠一(1984): 地すべり・地くずれ調査における写真測量の利用例と問題点, 国土地理院技術資料A・1, No.126, pp.81-107
  - 7) 林 拙郎, 駒村富士弥, 朴 甫源(1988): 斜面崩壊発生時期の予測について-斜面崩壊の経時進行過程-, 地すべり, Vol.24, No.4, pp.11-18
  - 8) 東 三郎(1979): 地表変動論, 北大図書刊行会, pp.280
  - 9) 日野幹雄, 太田猛彦, 砂田憲吾, 渡辺邦夫(1989): 洪水の数値予報, 森北出版, pp.252
  - 10) 平松晋也, 水山高久(1988): 不飽和浸透過程を考慮した山腹崩壊モデルの適用性について, 昭和63年度砂防学会研究発表会概要集, pp.37-40
  - 11) 平松晋也, 水山高久, 石川芳治, 福本晃久(1989): 地下水位上昇過程に着目した表層崩壊発生モデルについて, 平成元年度砂防学会研究発表会概要集, pp.207-210
  - 12) 平松晋也(1991): 山腹表層崩壊の発生予測に関する基礎的研究, 愛媛大学学位論文, pp.99
  - 13) 細田 豊(1989): 風化土層の分布について(秩父累帯), 平成元年度砂防学会研究発表会概要集, pp.79-80
  - 14) 石塚忠範, 奥村武信, 田中一夫(1989): 簡易貫入試験による土層構造と崩壊の関係, 平成元年度砂防学会研究発表会概要集, pp.85-88
  - 15) 建設省天竜川上流工事事務所(1986): 昭和60年度天竜川上流域砂防基本計画検討業務委託報告書, pp.121
  - 16) 建設省天竜川上流工事事務所(1986): 小渋川, 太田切川土砂動態調査報告書, pp.123
  - 17) 北原 曜, 清水 晃, 真島征夫(1988): 林地緩斜面土層中のパイプフローの特性, 日林誌, Vol.70, No.7, pp.318-323
  - 18) 北澤秋司(1985): 荒廃山地の崩壊と地質の関係に関する研究, pp.137
  - 19) 小橋澄治, 今井, 久保村, 中山, 真砂(1972): 航空写真判読による斜面の安定度解析(1)-高山線での実施例-, 新砂防, Vol.25, No.1, pp.14-23
  - 20) 小杉賢一郎, 大手信人(1992): 森林土壌の透水性の評価における土壌間隙の連結特性の解析, 日林誌, Vol.74, No.5, pp.373-382
  - 21) 窪田順平, 福島義宏, 鈴木雅一(1987): 山腹斜面における土壌水分変動の観測とモデル化, 日林誌, Vol.69, No.7, pp.258-269
  - 22) 丸井英明(1981): 自然斜面における表層崩壊の研究, 京都大学学位論文, pp.119
  - 23) 水山高久, 石川芳治, 福本晃久(1989): 土砂災害危険度予測システムの開発に関する研究, 土木研究所資料, No.2745, pp.113
  - 24) 村井 宏, 岩崎勇作(1975): 林地の水および土壌保全機能に関する研究, 林試研報第274号, pp.23-84
  - 25) 村野義郎(1965): 豪雨型山くずれの研究-天竜川上流流域について-, 新砂防, Vol.17, No.4(56), pp.1-8
  - 26) 西垣 誠(1983): 飽和不飽和領域内の土中水の浸透特性に関する2, 3の考察, 土質工学会論文報告集, Vol.23, No.3, pp.168-177
  - 27) 西川純一, 吉松弘行, 工藤賢二(1989): 急傾斜地調査における各種表層土厚推定手法の比較検討, 平成元年度砂防学会研究発表会概要集, pp.75-78
  - 28) 西川純一, 吉松弘行, 工藤賢二(1990): リモートセンシングによる斜面表層土厚推定のための基礎実験, 平成2年度砂防学会研究発表会概要集, pp.350-353

- 29) 小川紀一郎, 松村和樹(1985): 豪雨による崩壊発生の確率的考察について, 昭和60年度砂防学会研究発表会概要集, pp.26-29
- 30) 小川紀一郎, 松村和樹, 菊井稔宏, 井良沢道也(1989): 山地流域における土砂生産・流出の実態と解析, 新砂防, Vol.41, No.6(161), pp.4-13
- 31) 大石道夫(1985): 目でみる山地防災のための微地形判読, 鹿島出版会, pp.267
- 32) 大村 寛(1980): 崩壊面積予測に関する基礎的研究(Ⅰ) - 総降雨量, 抵抗示数と崩壊面積率の関係 -, 新砂防, Vol.33, No.2(117), pp.15-25
- 33) 逢坂興宏(1994): 花崗岩斜面土層の発達過程と安定性に関する研究, 静岡大学農学部演習林報告, No.18, pp.1-44
- 34) 太田猛彦ほか(1982): 小流域の林地における水の動態に関する研究(Ⅰ) - 降雨・流出過程におけるパイプフロー特性 -, 93回日林論
- 35) 太田猛彦, 塚本良則, 比留間雅紀(1985): 丘陵性自然斜面における雨水移動の実証的研究(Ⅰ) - 鉛直浸透, 特性と基盤地質 -, 日林誌, Vol.67, No.8, pp.311-321
- 36) 太田猛彦, 鈴木隆司(1986): 山腹凹斜面における雨水移動機構の解析(第1報) - 斜面の内部構造と飽和帯の形成 -, 東京農工大学演習林報告, No.22, pp.1-7
- 37) 太田猛彦, 片桐 真(1988): 大型透水試験器による森林土壌の透水係数の測定(Ⅰ) 日林誌 Vol.70, No.8, pp.367-370
- 38) 太田猛彦(1990): 急勾配山腹斜面における雨水流出機構, 日林誌, Vol.72, No.3, pp.201-207
- 39) 太田岳史, 福島義宏, 鈴木雅一(1983): 一次元鉛直不飽和浸透を用いた雨水流出特性の検討, 日林誌, Vol.65, No.4, pp.125-134
- 40) 大手信人, 鈴木雅一, 窪田順平(1989): 森林土壌の土壌水分特性(Ⅰ) - 飽和-不飽和透水特性の鉛直分布の測定法と2,3の測定結果 -, 日林誌, Vol.71, No.4, pp.137-147
- 41) 沖村 孝, 田中 茂(1980): 一試験地における風化花こう岩斜面の土層構造と崩壊発生深さに関する研究, 新砂防, Vol.33, No.1(116), pp.7-16
- 42) 沖村 孝(1982): 潜在崩土層分布を利用した表層崩壊発生位置に関する研究, 新砂防, Vol.35, No.5(124), pp.9-18
- 43) 沖村 孝, 市川竜平, 藤井郁也(1985): 表土層内浸透水の集水モデルを用いた花崗岩表層崩壊発生位置の予知のための手法, 新砂防, Vol.37, No.5, pp.4-13
- 44) 沖村 孝, 宮城豊彦(1991): 微地形区分と潜在崩土層厚分布, 平成3年度砂防学会研究発表会概要集, pp.242-243
- 45) 恩田裕一(1989): 土層の水貯留機能の水文特性および崩壊発生に及ぼす影響, 地形, Vol.10, No.1, pp.13-26
- 46) 尾張安治(1956): 九頭龍川流域に於ける崩壊と地形解析因子の関係, 新砂防, No.21, pp.1-10
- 47) 三森利昭, 坪山良夫(1990): 浸透現象を考慮した斜面安定解析法に関する研究, 新砂防, Vol.43, No.4, p.14-21
- 48) 笹原克夫, 工藤賢二, 中村良光, 織田和夫(1992): 近赤外線リモートセンシングによる斜面調査法に関する研究, 平成4年度砂防学会研究発表会概要集, pp.28-31
- 49) 佐藤忠信, 寺田倫康(1985): ファジィ理論に基づく斜面崩壊資料の整理と崩壊予測法, 京都大学防災研年報, No.28 B-2, pp.63-86
- 50) 瀬尾克美, 五大 均, 原 義文, 塩島由道(1985): 土石流警戒・避難基準としての雨量指標について, 新砂防, Vol.38, No.2(139), pp.16-27
- 51) 下川悦郎, 地頭蘭隆(1987): 桜島における表面侵食による土砂生産, 新砂防, Vol.39, No.6(149), pp.11-17
- 52) 新藤静夫(1990): 斜面地下水の集中流の発生機構, 豪雨による土砂崩壊と危険範囲の予測, pp.9-17
- 53) 鈴木雅一, 小橋澄治(1981): がけ崩れ発生と降雨の関係について, 新砂防, Vol.34, No.2(121), pp.16-26
- 54) 高橋 保(1978): 土砂災害に関する警戒避難雨量について, 第15回災害科学論文集
- 55) 田中隆文(1989): 表層崩壊跡地における湧水現象に関する研究, 新砂防, Vol.34, No.2(160), pp.14-22

- 56) 谷 誠(1982) : 一次元鉛直不飽和浸透によって生じる水面上昇の特性, 日林誌, Vol.64, No.11, pp.409-418
- 57) 寺島治男, 福菌輝旗, 森脇 寛(1977) : 斜面崩壊機構に関する実験研究—斜面下部の崩壊について—, 新砂防, Vol.29, No.3(102), pp.18-24
- 58) 寺嶋智巳, 諸戸清一(1990) : 花崗岩山地小流域における水流発生機構, 地形, Vol.11, No.2, pp.75-96
- 59) J.F.Thompson, Z.U.A.Warsi, C.W.Mastin (1985) : Numerical Grid Generation Foundations and Applications, North.Holland, pp.199
- 60) 土屋 智, 大村 寛(1988) : 斜面崩壊時期の予測式とその力学的特徴に関する考察, 地すべり, Vol.25, No.2, pp.2-8
- 61) 塚本良則(1966) : 山地流域に起る水文現象の解析, 東京農工大学演習林報告, No.6, pp.1-79
- 62) 塚本良則編(1992) : 森林水文学, 文永堂出版, pp.319
- 63) 打萩珠男(1971) : ひと雨による山腹崩壊について, 新砂防, Vol.23, No.4, pp.21-34
- 64) 渡部 力, 名取 亮, 小国 力監修(1989) : Fortran 77による数値計算ソフトウェア, 丸善
- 65) 渡辺 敏, 中山, 徳山, 二宮, 大八木(1979) : 土石流警戒避難基準雨量設定の一手法—高知県仁淀川流域を対象として—, 新砂防, Vol.31, No.3(110), pp.22-30
- 66) 渡部康弘, 松村和樹, 久保田哲也, 坂場義雄(1988) : 浸透流解析を用いた土砂生産モデルと砂防計画への適用, 昭和63年度砂防学会研究発表会概要集, pp.93-96
- 67) 八木則男, 矢田部龍一, 榎 明潔(1985) : 降雨時の斜面崩壊予知に関する室内及び現地実験, 地すべり, Vol.22, No.2, pp.1-7
- 68) 柳井清治, 遠藤裕司, 新村義昭(1992) : 転石層の被覆した急斜面における水の浸透過程—地質条件の異なる2地域での散水実験—, 日林誌, Vol.74, No.1, pp.18-27
- 69) 安江朝光(1985) : 斜面の調査と崩壊対策に関する研究, 名古屋大学学位論文, pp.176
- 70) 吉松弘行(1983) : 有限要素法による地すべり斜面の安定解析について, 地すべり, Vol.20, No.1, pp.1-9
- 71) 湯川典子, 恩田裕一(1995) : ヒノキ林において下層植生が土壌の浸透能に及ぼす影響 (I) —散水型浸透計による野外実験—, 日林誌, Vol.77, No.3, pp.224-231

## Summary

In recent years many natural disasters have seen significant damage caused by sediment discharge. Therefore, one of the preliminary subjects involved in the planning of disaster prevention and protection of exposed areas should be to keep track of slope failures and the potential yield and discharge of sediment into intermontane basins. However, there are still many unresolved issues related to the collapse of unstable sediments deposited on slopes and stream beds and the discharge of sediment into water channels. A definitive model to establish quantities and qualities has not as yet been developed. This paper reports on the results of a study of a model of an intermontane slope that was constructed to carefully replicate the distribution and profile of soil layers at an actual site. Soil surveys, including simple penetration tests, were performed at the site to determine soil properties, which were then incorporated into the model. In addition, hydrological observation gauges were installed on-site to continuously measure rainfall, groundwater levels, and soil moisture. These were used to establish typical models that could reproduce the process of surface failures based on the results of analysis of the relationships between soil properties and the hydrological phenomena of slopes. Furthermore, a three dimensional model of the project slope that could reproduce variations in soil moisture was developed in order to

analyze the variable saturated and unsaturated infiltration flows corresponding to the results field observations. Since the results obtained from this model may vary depending on the given conditions of initial moisture, moisture characteristics, and coefficient of permeability, it was decided to perform a sensitivity analysis of the model to predetermine the possible effects of such conditions on model calculations. Based on the results of a series of these studies, temporal and spatial analyses will be attempted to understand the process of saturated zone formation and expansion on the slopes of a mountain range and the mechanism of surface failures. It is hoped that this will serve in the future development of sediment disaster prevention planning.

In Chapter 1, an attempt was made to state the objectives and methods of this study and to provide a general description of the subject of study. Major items to be studied and analyzed include the distribution and properties of the surface soils of the slope, actual hydrological variations in the slope, and analyses of soil moisture variations. The project site was selected from among the typical torrential rainfall areas located in the upper reaches of the Tenryu River. A small slope on a mountain ridge, located in the Nozasa district, Takato - cho, Nagano Prefecture, was selected as the model slope. The project site is situated at an elevation of 840 to 976 meters in an intermontane basin 0.1 km<sup>2</sup> in area, with ground surfaces sloping at 30 to 40 degrees on the average. The bedrock at the site consists basically of granite. A steep slope approximately 9 meters in height has been formed on the slope at the head of the basin, and small perforations, showing traces of channelized flow, can be observed there.

In Chapter 2, the 1982 disaster was discussed. This case was selected from among many examples of sediment yield and discharge occurring in 1982 in the upper reaches of the Tenryu River. An overview was given of the surface failures that occurred on hillside slopes. The surface failures which occurred in this district were from 260 to 860 square meters in area, with the depth of failure ranging from 0.58 to 1.57 meters. Although such values may vary slightly depending on the type of soil, such incidents can be discussed basically from the viewpoint of rainfall and the specific features of the surface soil. There is such a wide dispersion in distribution patterns however that when the relationship between collapsed areas of surface layers and rainfall is to be analyzed, the conclusion has been reached that it is necessary to consider slope failure as a physical phenomena, rather than just only considering it statistically based on relationships to rainfall as has been the case in past studies.

In Chapter 3, the distribution of surface soil layers and their properties were discussed. An attempt was made to classify the profile patterns of surface soil collected from the results of soil surveys and simple penetration tests. As a result, it can be seen that profile patterns, as expressed in Nc-values, tend to vary gradually on all surfaces. For this reason, it can be presumed that the surface soil of this district has weathered under stable conditions or that it consists of colluvium deposited after collapse. Next, soil tests were performed on all soil deposits, classified by Nc-value, to determine the properties of each surface layer.

The various soil data were analyzed in relation to their  $N_c$ -values to understand the soil data as spot data relative to location on the slope. The result was that points of variation in soil layers and profile patterns were observed in locations with  $N_c$ -values of 5 to 10 at depths from 0.5 to 1.5 meters. It was concluded that the properties of surface layers of slopes may vary with such areas as a boundary. This indicated that such surface soil layers may well be the point that clarifies the mechanism of surface failure from the standpoint of the profile patterns of soil.

Variations in moisture in the surface soils of slopes, based on results obtained from hydrological observations of slopes on mountain ridges, were discussed in Chapter 4. As a result of field hydrological observations, data were obtained on the variations in the moisture contents of soils caused by rainfall, and typical variation patterns in hydrological phenomena that respond to rainfall were assembled. When the initial soil moisture was saturated at the start of rainfall and the rainfall was short in duration and high in intensity, "incremental patterns" that clearly exhibited a lowered wet line in the soil were observed. Typical patterns showing a rapid rise in groundwater level and a rapid increase in quantity of runoff were also observed. Such phenomena are peculiar to gradual variations in the profile patterns of soil. This indicated that the important issue would be to explain the hydrological variations of surface soil layers based on rainfall and initial moisture conditions.

In Chapter 5, attention was given to significant phenomena in relation to the mechanism of surface failures, based on the results of hydrological observations of slopes on mountain ridges. The positioning of such phenomena as premonitory symptoms of collapse was also examined. As a result, the erosion and displacement occurring at the headwalls of basins during rainfall were clarified. Moreover, with regard to the expansion of saturation zones at the foot of slopes, it was found that the saturation zone expanded in a continuous rainfall of only 30 mm depth with the subsurface moisture retention capability of 50 cm  $H_2O$  (pF 1.7), while the saturation zone did not expand unless continuous rainfall reaches a depth of more than 110 mm when the subsurface moisture retention capability was 160 cm  $H_2O$  (pF 2.2). When the groundwater level increased by more than 2.7 meters at point "D", variations in ground level were observed at the headwall of the basin. In addition, channelized flows occurred with a continuous rainfall of 120 mm and a peak rainfall intensity of 24 mm per hour. Approximately 1.5 m<sup>3</sup> of sediment was blown out of a 12 cm diameter pipe. This point is of great importance in determining of the mechanism that causes surface failures.

In Chapter 6, model simulation analyses were performed on variations in soil moisture in the surface soil layers on slopes at the ridge of the mountain. A new three-dimensional model was created for reproducing non-steady saturated or unsaturated infiltration flows, using differential calculus. Analyses were performed on a computer by numerical simulation using this three-dimensional model. Some problems could not be solved through the analyses, but the sensitivity of the model in responding to variations of parameters was ascertained, and

actual variations obtained from field observations were successfully reproduced by calculation. For rains heavy enough to cause sediment flows, it was found that a widespread saturation zone will initially form on surface layers with  $N_c$ -values between 5 and 10 in the area from the foot of a slope up to the middle of the slope, and that the saturation zone will later expand over the whole surface area. This suggests that the surface layers of soils with  $N_c$ -values between 5 and 10 are initially the most unstable. Since this corresponds to the locations of slip surfaces on collapsed slopes, it is considered that this finding may be very important in elucidating the process of surface collapses occurring during heavy rains.

In Chapter 7, a description is given of a comprehensive study of the formation of saturation zones in intermontane basins and surface collapses, based on the results obtained from study and analysis. As a result of slope stability analyses based on the profile patterns of surface soils and soil structural characteristics studied up until now and on the collected hydrological data, it was found that the safety factor was lower at points that projected upward from the longitudinal profile and was the lowest at points with  $N_c$ -values between 5 and 10 at depths of 0.6 to 1.4 meters. These results match well with the surface failure phenomena in the project drainage basin. Conversely, groundwater levels were observed in all surface layers during the rainfall of August 1982 (when heavy rainfall caused serious damage). Safety factor calculations showed the lowest value of the safety factor to be 0.760, found at a location with an  $N_c$ -value of 10. The next-lowest value was 0.908, at a location with an  $N_c$ -value of 5. Since the safety factor of each soil layer is at least 1.0 during normal rainfall, it can be presumed that such surface layers are relatively stable. During heavy rains, the safety factor of soil layers can drop below 1.0 in soil layers with  $N_c$ -values between 5 and 10, and sediment flows can occur as surface layers become unstable and fail.

The mechanism that causes surface failures may be understood as follows based on the results of all analyses performed to date. This mechanism can be explained by the expansion of saturated zones and the weak surface soil layers. It has become possible to explain rainfall and the expansion of saturated zones in soil layers, among the many factors that may significantly affect surface failure phenomena, based on the relationship between rainfall and initial moisture conditions. On the other hand, the locations where surface failures have occurred were the unstable surface soil layers of slopes, namely relatively weak layers (structural gaps) in the surface soil layer. Such locations are soil layers with the lowest safety factors, whether analyses are performed by the infiltration flow method or the soil stability method. Therefore, in the future it is considered that it will be necessary to plan appropriate measures with a focus on the relatively weak soil deposits of the surface layers, to be able to understand surface failure phenomena. In setting up slope control plans for drainage basins, it will be important to provide soil profile controls and hydrological information controls. We would like to suggest here that in the future it will be vital to construct a rational, systematic slope control network.