

博士論文

浸透流解析と実物大崩壊実験によるまさ土斜面の
降雨浸透および源頭部崩壊メカニズム

(Rainfall infiltration and failure mechanism of source head in Masado slope using Finite Element Analysis of Seepage Flow and full-scale field experiment)

2020年9月

徳久 晶

山口大学大学院創成科学研究科

目 次

	頁
第 1 章 序論	1
1.1 本研究の背景と目的	1
1.2 本論文の内容と構成	4
参考文献	6
第 2 章 まさ土および花崗岩斜面の崩壊と土質工学的性質	7
2.1 序説	7
2.2 まさ土の成り立ちと土質工学的性質	7
2.2.1 花崗岩の岩石学的特徴と分布	7
2.2.2 花崗岩の風化作用とまさ土の生成	7
2.2.3 まさ土の工学的性質	9
2.2.4 まさ土斜面の安定性	13
2.2.5 まさ土斜面の浸透・強度特性	14
2.3 まさ土および花崗岩斜面の崩壊事例とその傾向	17
2.3.1 まさ土および花崗岩斜面の崩壊事例	17
2.3.2 崩壊の傾向とメカニズム	22
2.4 結語	25
参考文献	26
第 3 章 土壌侵食防止用不織布フィルターの特徴	29
3.1 序説	29
3.2 不織布フィルターの特徴	29
3.2.1 法面保護工の種類	29
3.2.2 不織布フィルターの構造	30
3.2.3 不織布フィルターの機能	30
3.2.4 不織布フィルターの侵食防止に関する既往の研究	31
3.3 豪雨対応型不織布フィルターの性能評価	33
3.3.1 目的	33
3.3.2 不織布フィルター	33

3.3.3	降雨実験による性能評価	33
3.3.4	植生試験による性能評価	40
3.3.5	性能評価の総合的考察	41
3.4	結語	43
	参考文献	44
第4章	浸透流有限要素解析によるまさ土表層の降雨浸透挙動の再現と浸透特性の 解明	45
4.1	序説	45
4.2	土石流源頭部の特徴	45
4.2.1	地質	45
4.2.2	地形	45
4.2.3	源頭部の特徴	46
4.2.4	源頭部の表土・植生と地層構成	46
4.3	解析方法・モデル・ケース	50
4.3.1	解析方法	50
4.3.2	モデル斜面と解析パラメータ	50
4.3.3	解析ケース	53
4.4	解析結果と考察	56
4.4.1	解析結果	56
4.4.2	解析結果の総合的考察	68
4.5	結語	69
	参考文献	70
第5章	実物大崩壊実験による降雨浸透と崩壊のメカニズムの解明	72
5.1	序説	72
5.2	実験方法および条件	72
5.2.1	実験盛土の規模等	73
5.2.2	試料とその力学的性質	74
5.2.3	降雨実験に用いた水および降雨強度	74
5.2.4	実験条件	75
5.2.5	観測機器	75

5.3	降雨停止時間の設定	78
5.4	実験結果と考察	78
5.4.1	実験中に斜面内で観察された現象	78
5.4.2	斜面構成を決定するための実験	87
5.4.3	斜面内の間隙水圧の挙動および崩壊状況	92
5.4.4	間隙水圧の変動とボーリング崩壊, すべり破壊	92
5.4.5	降雨停止時間の影響	95
5.4.6	構成層の違いによる降雨の浸透状況	96
5.4.7	盛土の降雨浸透	99
5.4.8	表層の違いによる土層内間隙水圧の変化	99
5.4.9	源頭部に観察されるパイピング	100
5.4.10	斜面内で観測されたひずみの変動	101
5.4.11	実験結果の総合的考察	103
5.5	結語	105
	参考文献	106
第6章	総括	107
6.1	各章の結論	107
6.2	本研究結果の全体総括	109
	参考文献	113
	謝辞	114

第1章 序論

1.1 本研究の背景と目的

2009年7月21日に九州北部から中国地方にかけて発生した豪雨では、日降雨量が山口県防府市で観測史上最大の275mm、山口市で第2位の277mmを記録した。この日降水量の確率年を求めると防府は150~200年程度と算出された。一方、山口は30~50年であった。山口と比較して防府での豪雨は非常にまれな降雨だったといえる。この豪雨は21日早朝から昼頃まで概ね6時間にわたって断続的に降っており、防府市を南流する佐波川の右岸側(山口市と防府市の境界付近)で崩壊・土石流が多発した。土石流は泥流状となって高速に流下し、下流域に大量の水、土砂、巨礫、流木が排出され、それらによる家屋や乗用車の被害、道路・橋梁の損壊など甚大な被害が生じた。また、二次的被害として、停電、断水、道路通行止めなど公共インフラに大きな影響があった。国道262号の沿線の勝坂、下右田などの溪流では、21日12:00頃、大規模な土石流が発生し、剣川を土砂、巨礫、流木が閉塞したため、土石流が国道を流下し、佐波川トンネルから新幹線の高架橋付近まで約2.5kmの区間に土砂が押し寄せ、通行中の車両数台とそれを救出するために駆けつけた消防車等が土砂の中に閉じ込められた。また、家屋や車が土砂に埋没し、甚大な被害が生じた。特に勝坂の土石流は溪流の長さが約2kmにも及び、多くの支溪流から大量の土砂が流出した。一方、これと佐川を挟んで対岸にあたる真尾において、大規模な土石流が12:15頃に発生し、特別養護老人ホーム「ライフケア高砂」に土石流が押し寄せ、1階部分をほぼ埋めつくし、その時点で7名の死者を出した。また、隣接する石原地区では2つの土石流が発生し、2名の死者が出た。このように防府市では14名の死者、23戸の全壊家屋を出すなど甚大な被害が発生した¹⁾。

阪口らは、土石流が発生したいくつかの溪流において過去の土石流堆積物を見出し、それらに含まれる有機物試料を用いた年代測定を実施している。防府市石原地区では、2009年の大規模な土砂災害は過去にも何度と発生しており、当地区の過去の大規模土石流は西暦1230年、1350年、1482年に3回発生した後から、2009年まで発生しておらず、その間隔は約530年であった。これらの結果を溪流横断的に同定した結果、土石流は200~400年間隔で発生することを示している²⁾。また、土石流発生時の降雨強度は、多くの場合200年以上のリターンピリオドを有しているとされている³⁾。したがって、過去の土石流発生後、200~400年を経過して土石流の源となる量・厚さの風化残積土あるいは崖錐堆積物が溪流内に分布し、なおかつ200年確率を超える雨量に

よって、土石流が同じ溪流において繰り返し発生するものと考えられる。

このような土石流発生溪流を観察すると、土石流の源頭部は岩盤が露頭している岩山の形状を呈していた。また、源頭部周辺は基盤岩の強風化部や崖錐堆積物が薄く分布していた。土層構成・粒度は均質ではなく、透水性の高い基盤岩の強風化部や崖錐堆積物と透水性の低い岩盤の透水性の差により、岩盤へ浸透できなかつた降雨がその境界を流れ、パイピングが発生して表層崩壊が誘発され、旧土石流堆積物を巻き込みながら大規模な土石流に成長したと考えられる⁴⁾。この現象に対して、土石流源頭部にはパイプ流発生の痕跡があり、このパイプ流の斜面崩壊への寄与を指摘し、パイプ流の特性や流れおよび水圧が斜面安全率や斜面崩壊に与える影響が検討されている。北原⁵⁾は森林土壌におけるパイプ流の特性について検討を行った。多田ら⁶⁾は模型実験によって、パイプの有無やその閉鎖条件が崩壊の発生、崩土の挙動に及ぼす影響を比較、検討した。内田ら⁷⁾はパイプ流の観測データ、パイプ構造の測量結果、地形特性を参照し、パイプの閉塞がパイプ流速のピーク時に生じた場合の安全率の変化を検討した。また、有限要素法を用いた浸透流解析によってパイプ流の存在する斜面の地下水の流れが検討されている。渡辺ら⁸⁾は3次元有限要素法による斜面モデル内の飽和・不飽和浸透流の解析を行い、パイプのある斜面内の非定常地下水流れの性質について検討を行った。野村ら⁹⁾は源頭部の崩壊状況をもとに実施した2次元飽和・不飽和浸透流解析及び安定解析を行い、崩壊メカニズムに関する検討を行った。その結果、パイプ内の粗度係数が高い部分やパイプの閉塞が崩壊のきっかけとなる可能性があること等が指摘されている。しかしながら、パイプ自体の構造やパイプ流内の土砂移動のプロセス等については未解明である。

また、過去に実施された崩壊模型実験¹⁰⁾¹¹⁾では使ったモデルが小さい場合が多く、主に以下の点が考慮されていない。

- 1) 斜面側方の拘束・摩擦の影響
- 2) 土石流を起こした土質材料を使用した場合におけるモデルサイズとスケール効果
- 3) 土質材料、モデルサイズと降雨量とのスケール効果

このような薄い土層を用いて高い降雨強度を与える実験では、実験の初期段階で土層が飽和し、浸透流が安定せず表流水が早々にガリー侵食で土層を押し流してしまう場合が多く、定性的な検討を行っているに過ぎない。上記で指摘した問題点を改善し、それにより定量的な検討ができれば、豪雨時の土層内の地下水流や間隙水圧の変化が把握できる。

第1章 序論

そこで、本研究では、上記 1)~3)を解決あるいは改善した実物大の実験を行い、土石流発生の源となる降雨浸透と崩壊のメカニズムを解明することを目的とした。本研究では以下の項目を検討する。

- (1) 斜面における土層構成の違いによる豪雨時の間隙水圧の変動
- (2) 降雨停止時間が及ぼす間隙水圧の変動
- (3) 斜面表面に疑似表土・植生を代替するものとして不織布フィルターを設置した場合の間隙水圧抑制効果

また、実物大実験の実施前に、土石流源頭部が崩壊に至った原因について、豪雨時の斜面内の浸透特性や地下水流、間隙水圧の理論的な特徴を把握することを目的として、非定常浸透流解析を行った。

以上より、本研究では、実験モデルに関する土質材料、スケール効果、降雨強度、周辺からの影響等の変数を極力排除した実物大実験と非定常 FEM 解析の結果を総合的に検討して土石流発生斜面の状態を観測・解析した。

第1章 序論

1.2 本論文の内容と構成

本論文は以下の6章で構成されている。図-1.1に本論文の構成を示す。

第1章では、研究の背景と目的を述べるとともに、本論文の内容と構成をとりまとめ、各章の関係をフローで示した。

第2章では、まさ土および花崗岩斜面の崩壊と土質工学的性質について述べた。花崗岩の風化作用によるまさ土の生成、まさ土の粒度分布、保水性、透水性等の一般的特性、まさ土斜面の安定性等の土質工学的性質をとりまとめた。また、まさ土花崗岩分布地域における近年の主な斜面崩壊を挙げ、それぞれの崩壊状況とその傾向について述べた。

第3章では、土壌侵食防止用不織布フィルターの特徴について述べた。不織布フィルターの構造及び機能、侵食防止に関する既往の研究を整理した。さらに、気候変動等により近年深刻化している豪雨災害に対応することを目的とした豪雨対応型不織布フィルターについて降雨実験および植生試験による性能評価を行った。

第4章では、浸透流有限要素解析を行い、豪雨時の浸透特性および地下水流、間隙水圧の理論的な特徴を検討した。2009年7月21日中国・九州北部豪雨災害での土石流発生源頭部の特徴を整理し、これに基づき斜面モデルを作成、FEM浸透流解析プログラムを用いて非定常浸透流解析を行った。

第5章では、実物大崩壊実験を行い、降雨浸透および崩壊のメカニズムについて述べた。4章で挙げた土石流発生源頭部の特徴を再現した実物大のモデルによる降雨実験を行った。この実験によって、まさ土斜面における土層構成の違いによる豪雨時の間隙水圧の変動を明らかにし、崩壊の過程および表層に不織布フィルターを設置した場合の間隙水圧抑制効果を検証した。

第6章では、本研究で得られた成果についてとりまとめ、本論文の総括を行った。

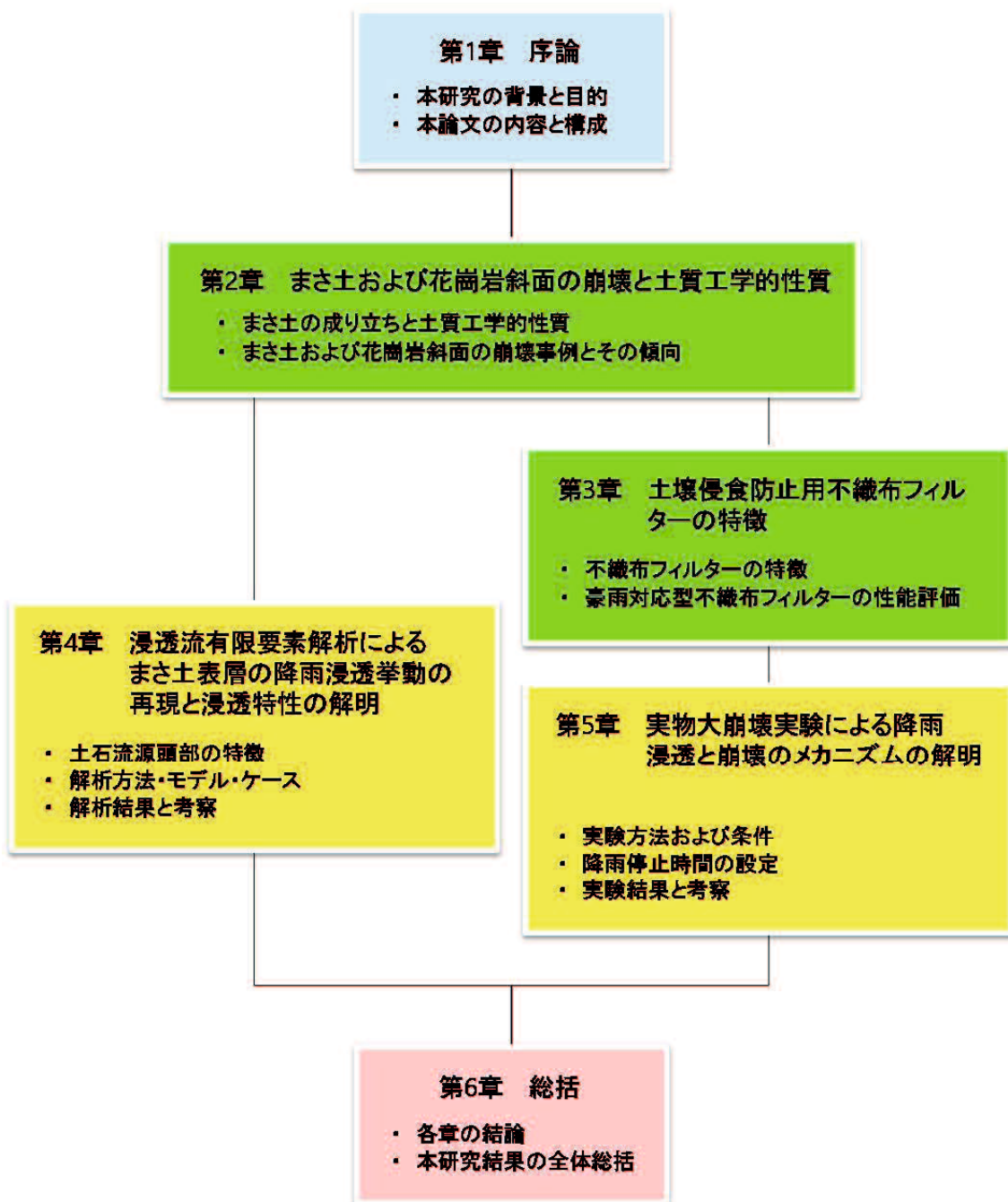


図-1.1 本論文の構成

参考文献

- 1) 鈴木素之・兵動正幸・阪口和之・河内義文・川崎秀明・中田幸男・朝位孝二・吉本憲正・石藏良平：2009年7月21日山口県防府地区での土石流災害の実態とその発生メカニズムの多角的検討，地盤と建設，Vol.28，No.1，pp.185-194，2010.
- 2) 阪口和之・鈴木素之・楮原京子・松木宏彰・金折裕司・櫻井正明・片岡知：山口県防府市石原地区における土石流の発生頻度とその堆積物特性，地盤工学ジャーナル，Vol.13，No.3，pp.237-247，2018.
- 3) 例えば，羽田野袈裟義・小田善丈・種浦圭輔・朝位孝二：2009年7月の豪雨による防府の土砂災害と土砂災害対策について，第5回土砂災害に関するシンポジウム論文集，pp.93-98，2010.
- 4) 大川侑里・金折裕司・今岡照喜：防府市と山口市で発生した土石流の性状と発生メカニズム，第5回土砂災害に関するシンポジウム論文集，pp.117-122，2010.
- 5) 北原曜：森林土壌におけるパイプ流の特性，水文・水資源学会誌，Vol.5，No.1，pp.15-25，1992.
- 6) 多田泰久・奥村武信・久保田哲也：パイプの存在が斜面崩壊に与える影響の実験的検討，砂防学会誌，Vol.55，No.3，pp.12-20，2002.
- 7) 内田太郎・水山高久：パイプ流が斜面の安全率の変化に及ぼす影響に関する数値計算を用いた考察，砂防学会誌，Vol.55，No.2，pp.14-23，2002.
- 8) 渡辺邦夫・今井久：水みちを持つ斜面内の非定常地下水流れの性質，応用地質，Vol.25，No.1，pp.1-9，1984.
- 9) 野村英雄・寺山崇・今岡洋輔・鈴木素之：防府土石流災害の崩壊源頭部の特徴と崩壊メカニズムに関する検討，第5回土砂災害に関するシンポジウム論文集，pp.69-73，2010.
- 10) 笹原克夫・酒井直樹：降雨浸透に伴う砂質模型斜面内の間隙水圧上昇とせん断変形，第6回土砂災害に関するシンポジウム論文集，pp.41-46，2012.
- 11) アタパッツ A.M.R.G.・丸野雄太郎・土田孝・丸田亮・米良知己：パイプフローが斜面の安定に及ぼす影響に関する実験的研究，地盤と建設，Vol.33，No.1，pp.131-138，2015.

第2章 まさ土および花崗岩斜面の崩壊と土質工学的性質

2.1 序説

この章では本研究で着目したまさ土花崗岩斜面について、その崩壊形状および土質工学的性質について述べる。

2.2 まさ土の成り立ちと土質工学的性質¹⁾

梅雨期や台風に伴う集中豪雨によって、毎年斜面崩壊災害が無数に発生しているが、特にまさ土が多く分布する地域は災害多発地帯を形成している。

これは一般に花崗岩の風化が深層にわたって及んでいること、また、その表層が比較的短年月の間に物理的、化学的風化の進行によって完全な土砂に化するためである。特に粗粒花崗岩は、粘土鉱物の流出によって、土砂化した際に砂質土となり、粘着力成分を失うために流水によって侵食崩壊しやすくなる。

以下にまさ土の基本的な成り立ちと土質工学的性質を述べる。

2.2.1 花崗岩の岩石学的特徴と分布¹⁾

花崗岩質岩石は、ケイ酸 (SiO_2) に富むマグマが地殻中でゆっくり冷却固結したもので、底盤と呼ばれる大規模な岩体としてせん緑岩、はんれい岩などを伴って産することが多い。典型的な花崗岩は、主に石英、斜長岩、正長岩、黒雲母、白雲母、角せん岩、および少量の磁鉄鉱からできており、完晶質な鉱物による等粒状組織を示す。日本の花崗岩質な岩体分布を図-2.1²⁾示す。国土面積の13%強を占め、1種類の岩種では最大の面積と考えられる。

2.2.2 花崗岩の風化作用とまさ土の生成¹⁾

岩石は、風化すると岩石としての固結力を失い、最終的には土に還元される。花崗岩は風化されやすさにおいて代表的な岩石であり、大ざっぱにいつて次の順序で劣化し、まさ土になる。

- (a) 新鮮な花崗岩。造岩鉱物の風化による変質はない。節理はほとんどなく、あっても密着していて容易にはく離しない。
- (b) 造岩鉱物の中でも風化作用を受けやすい斜長石、黒雲母は多少風化し、褐色を帯びる。節理は、時として鉄さび色を呈するが、多くは密着していて、粘土鉱物などの二次的鉱物を含まない。

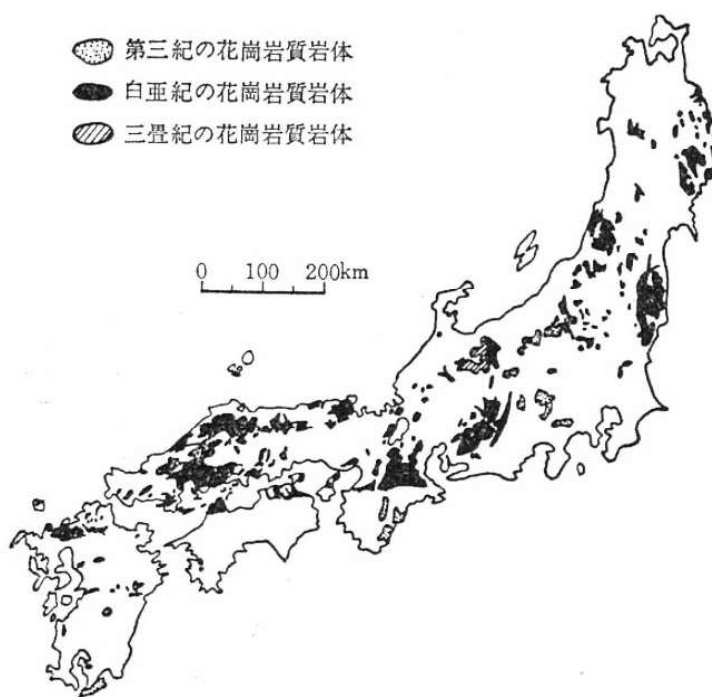


図-2.1 日本の花崗岩質岩体の分布²⁾

(c) 長石は白濁化し、また黒雲母は赤褐色を帯びる。風化は特に節理に沿って進行し、暗褐色の二次的鉱物が節理面上に見られる。

(d) 長石は指で簡単に粉砕でき、全体として褐色を呈する。ハンマーの打撃で容易に粉砕できるが、一部にはかなり硬い部分を残す。

(e) 全体が一様に風化し、まさ土となる。斜長石、黒雲母は完全に粘土化し、石英の細粒化が見られる。風化の進行によっては、花崗岩の組織は完全に壊される。

(a)から(e)へ風化が進むと、その外見上の変化と密接に呼応して、①微視的な岩石組織、②化学・鉱物組成、③力学特性、の諸変化が起こる。これらの変化を量的にとらえ、風化の進行を一つの指標で表しておくことは、花崗岩の風化を研究し、それを実際の場で利用する上で重要となる。

まさ土を分類する場合、地質岩石学的観点からみると、西日本に分布する花崗岩は2つのグループに分けられる。その1つは領家型花崗岩類であり、他の1つは白亜紀型花崗岩類（広島型花崗岩）である。前者は主に瀬戸内海、近畿地方の生駒、笠置地方、後者は広島、岡山、六甲中央部に分布する。

結晶粒径の観点から見ると、おおまかに粗粒（>3mm）、中粒（3mm～1mm）、細粒（<1mm）の3つに分けることができる。

さらに、地質構造的観点に立つと構造風化まさ土と普通風化まさ土に分けられる。

一次鉱物組成から見ると、前記の岩質を反映して領家型に属する生駒山のものは有色鉱物が多く、広島型に属する広島、岡山のものは少ない³⁾。

粘土鉱物では、一般にカオリン鉱物を主とし、イライト、バーミキュライトを含むものが多い。そして、その組合せは岩質と風化度によって異なる。

工学的観点から分類すると、乱さないまさ土の場合は主として風化度に着目する。岩盤分類からみると、CLないしDクラスのものが高まさ土に相当し、細分類は乾燥密度あるいは間隙率が有効である。一方、乱したまさ土の場合は、上述の現場密度に加え、土のコンシステンシー特性を表す流動限界 (W_{pl}) と粒度が重要な要素となる。

2.2.3 まさ土の工学的性質⁴⁾

まさ土を取り扱う上で最も重要な点は、たとえ、同じ場所で採取した同質の材料であっても、乱すことによって、まったく異なる土としての性質を示すことである。表-2.1にまさ土の特徴を示す。乱したまさ土の工学的性質を判定するには、まず土粒子の特性を把握する必要がある、次にこれがおかれる状態を判定しなければならない。まさ土粒子の特性としては、土粒子の鉱物組成と風化度が特に重要である。これらの要素は一次的性質であって、土粒子の物理的、科学的性質の変化として表現される。また、土粒子がおかれる状態とは、二次的性質としての間隙比、含水比、飽和度などの状態量であり、一次的性質と関連させて把握する必要がある。乱さないまさ土は土粒子の特性に加えて、風化によって変質あるいは残された母岩構造の影響に大きく支配される。ここで、一般的に取り扱われている乱さないまさ土の透水、圧縮、強度などの工学的性質は、風化層が厚く、均質、一様に分布している場所での試験結果である。まさ土の風化の特徴の一つである、薄い、不均質な風化層が複雑に分布する場所

表-2.1 まさ土の特性¹⁾⁵⁾

まさ土の状態 要素区分	乱さないまさ土	乱したまさ土
① 固相部の基本的性質 一次的性質としての土粒子密度、鉱物の種類など	<ul style="list-style-type: none"> 結晶粒子の風化度 間隙形状の複雑性 攪乱による岩組織の破壊 	<ul style="list-style-type: none"> 土粒子の風化度と強度、破碎性 粒度の不均等、形状の不規則性 土粒子の鉱物組成の多様性 土粒子の密度とかさ密度
② 相構成と状態量 二次的性質としての土間隙比、含水比など	<ul style="list-style-type: none"> 間隙量と風化度の関係 間隙構造と水分の相互作用 間隙径分布の不均等性 	<ul style="list-style-type: none"> 土粒子内間隙と土粒子間隙の区別 飽和度と水分状態
③ 工学的性質 透水性、圧縮性、強度など	<ul style="list-style-type: none"> ①②は独立した要素として区別しにくく関連している。 工学的性質は①あるいは②のいずれかに依存する。 	<ul style="list-style-type: none"> ①②は独立した要素として区別できる。 工学的性質は①②の組合せで支配される。

※参考文献 1)5)より加筆修正

表-2.2 風化に伴うまさ土の工学的性質の変化⁴⁾⁻²⁸⁾

		風化度が進んだ時の変化
間隙比		増加する
自然含水比		増加する
比重		わずかに減少する
粒度		細粒分が増加する
比表面積		増加する
保水性		高くなる
強熱減量		増加する
透水性		低下する
圧密特性	不攪乱	圧縮性が大きく、先行圧密荷重が明確になる
	攪乱	圧密に伴い粒子破碎が進む
強度特性	不攪乱	ϕ が減少し、 c が増加する
	攪乱	せん断過程で粒子破碎が進む

では、まだ十分に対処する試験方法が確立されていない。表-2.2⁴⁾⁻²⁸⁾に風化に伴うまさ土の工学的性質の変化を示す。

(1) 自然含水比と密度

乱さないまさ土の自然含水比、密度、間隙率などは風化度によって異なる。風化度が大きくなると間隙率が増加する¹⁾。特に、乱さないまさ土の湿潤密度は風化の程度と密接に関係し、現場で確認できる風化度の指標の一つとして利用されている⁴⁾。

(2) 比重¹⁾

まさ土の真比重 (G_s) は風化に伴ってわずかに減少するがほとんど変わらない。しかし風化に伴って、長石雲母は選択的に変質を受けるので、これらのみの比重は変化する。比重 (G_{sf}) の値は 2.40~2.65 ぐらいの範囲で変化するので風化度の一指標となる。

(3) 粒度分布

まさ土の粒度は土粒子が破碎しやすいため、分析方法によって異なる。従って、試料の取り扱い方法を規定しなければ比較しにくい。一般的傾向としては、沖積砂と異なりふるい分け作用を受けていないため、粗粒なものから細粒なものまで広い粒度分布を示す。そして、風化の程度によって粗い砂礫から砂質ロームまで大幅に変化する。また、粒度分布がしばしば不連続粒度を示す特徴がある。これは極端に風化が進み、長石がシルト化するが石英は元の粒径を保っている場合である¹⁾。粒度分布に影響を

与えるまさ土の性質は風化度と鉱物組成である。風化が進むほど細粒分が多くなる。また、有色鉱物量が多い花崗岩からできたまさ土は、細粒分を多く含む⁴⁾。

(4) 土粒子強度と破砕性

風化による土粒子の変質は土粒子の強さに関係する。また、土粒子の強さは、まさ土に転圧締固めなどの外力が作用したときの土粒子破砕に関係する¹⁾。一般に外力が作用した場合、長石が破砕されやすいが、粗粒域では石英も長石と同様の破砕を示す。また、突固めにおける土粒子破砕は、最適含水比前後で最大となり、粗粒分が減少して細粒分の増加が見られる⁶⁾。

(5) コンシステンシー

まさ土は JIS A 1205 の方法によりコンシステンシー試験を行うと、大部分 NP となり、試験可能なものはほとんど ML の領域に分類される。JIS の方法は細粒分に対するものであって、まさ土のような粗粒分の多い土には適さない。そこで、コンクリートのスランプ試験を適用し、スランプ高さ 3cm のときの含水比を流動限界 (W_f) と定義する⁷⁾。流動限界の値は、必ずしも粒度のみには支配されず、土の風化度、鉱物組成などの要素を包括して表現しているものである⁴⁾。

(6) 保水性

まさ土は風化の進行とともに細粒化し、比表面積が増大する。そして、土粒子内部の空隙が発達するので比表面積は川砂などに比べてはるかに大きいものとなる⁸⁾。このような特性は、土の保水性にも密接な関係を持っており、風化の進んだまさ土は同一 pF 値における含水比が大きく、これは比表面積が主因である⁹⁾。

(7) 比表面積⁴⁾

比表面積は風化度の基準として用いられている強熱減量の値と対応しており、風化度の大きいまさ土ほど比表面積の値は増加する。また、比表面積は土粒子の破砕性を示すパラメータとしても使用できる。

(8) 強熱減量

まさ土は砂質であるが、風化の進行に伴って、結晶水を多く含む粘土鉱物が増える。この結晶水量から風化度を判定する方法として、強熱減量の測定が有効である。乱さないまさ土では、強熱減量の値が 3%以上で、比表面積に大きな差が現れ、水分の凝縮しやすい空隙が発達する¹⁾。乱したまさ土では、強熱減量値は 2~8%にあり、これと突固め最適含水比の間には良い相関関係がある¹⁰⁾。さらに強熱減量値は水浸 CBR 値、土粒子の破砕性とも関連している¹⁾。

(9) 透水性

乱さないまさ土の透水性を支配する主な要因は風化の程度、風化のタイプ、母岩の性質などと考えられる。風化の程度によって、岩に近いものから土に近いものまで種々の状態が考えられるが、基本的には風化に伴って、間隙率が增大することによって透水性が増大することである。しかし、間隙率と透水係数の関係は、締固め土の場合より、はるかに複雑であって、間隙比の大きい風化の進んだものより大きくなる場合もある。この原因は、試料中の間隙構造の複雑さによるものと考えられる。例えば、大きな間隙が1本でもあれば水の流れはそこに集中し、間隙が風化物で充填されれば、透水係数は間隙比の割に小さくなる。風化のタイプから見ると、破碎帯などの近くのまさ土では粘土化が少なく、化学的風化が進んで粘土化したものよりも透水性は大きくなることが考えられる。一方、母岩のタイプとしては、結晶の大きい、有色鉱物の少ないものの透水性が大きいことが考えられる¹⁾。これらの要素も、基本的には乱さないまさ土の場合、締固めたものより間隙の分布の幅が広く、大きな間隙(クラック)が存在することによるものであり、これは透水性のばらつきの原因ともなる¹¹⁾。さらに、重要なもう一つの要素としては、透水性の経時変化がある。これも間隙分布の複雑さに起因しているものである¹²⁾。

締固めまさ土の透水性に及ぼす諸要因としてはまず締固め含水比や締固めエネルギーが挙げられる。これらは粒子破碎の影響があるので注意を有する¹⁾。すなわち、締固めによって土粒子が破碎すると、密度の増加および破碎した粒子による間隙の閉塞効果のために、透水性が低下する傾向がある。また比表面積の大きいものほど透水係数は小さい¹³⁾。

(10) 圧密特性

砂質系の土であるまさ土が圧力を受ける場合、その沈下は比較的早期に終わることが多いが、大小の空閥が複雑に分布している乱さないまさ土では、粘性土に近い圧密挙動をするものである⁴⁾。風化が進んでいるものほど圧縮性が大きく、また先行圧密荷重が明確となる¹⁴⁾。一方、乱したまさ土では圧密に伴う粒子破碎の様子も示されており、圧密圧力が大きくなるにしたがって、粒子破碎が進むことがわかる¹⁵⁾。

(11) 強度特性

まさ土は乱さない自然状態と乱した状態とではその性質がかなり異なる、地山のまさ土は鉱物粒子の結合が風化作用によって緩んだまま残存しているため、幾分かの鉱物粒子間の結合が残っているものと考えられる。地山のせん断強さは母岩の鉱物、風化の程度、地質構造、含水量、深さなどの種々の条件によって左右される。しかし通

常、この地山の強さを十分な精確さで把握することは極めて困難である。これは、乱さない試料の採取が難しいことに加え、不均質さと不規則なひび割れが発達しているからである¹⁾。

まさ土の液状化強度は、乱した状態および乱さない状態の試料のいずれにおいても採取場所によって大きな違いがある。また、粒径加積曲線からみると、まさ土は、豊浦砂と比べると液状化しにくい材料としてとらえられるものの、繰返し非排水三軸試験結果では、相対密度50%の豊浦砂試料とほぼ同等の液状化強度を示している。以上のように、まさ土の液状化強度は、採取場所、採取方法、粒度、密度そして拘束圧などに依存すると考えられるため、検討する場合には留意する必要があるといえる⁴⁾。

一面せん断試験の結果をみると、同一間隙比のまさ土では等圧せん断が等体積せん断より大きな強度を示す。風化度の小さいまさ土の密詰め試料において、この差が大きく表れ、ダイレイタンシーによるせん断箱の側面摩擦の影響と考えられている¹⁶⁾。また、浸水によって生ずる水平変位や抵抗力の低下量には大きな差がみられ、まさ土のせん断抵抗力は応力条件および応力履歴に左右されることがわかる⁴⁾。

2.2.4 まさ土斜面の安定性¹⁾

まさ土自然斜面の安定を考える際に2つの重要な問題点がある。1つは自然斜面であることから派生する問題である。自然斜面と呼ばれるものは、岩盤が風化して土砂化してその場所に残留している残積土や、崖錐状に堆積した崩壊土の斜面が、植生に覆われたまま長年月にわたって安定を保っているものである。これは堆積土や運積土と異なり極めて不均質であり、また、岩盤との境界面の形も不規則、不明瞭である。従って一般的に安定解析の対象になりにくい状態である。

2つ目の問題は、まさ土の性質が、特に自然状態と攪乱状態とでその性質がかなり違うという特殊性を有していることである。自然状態では、元の岩石としての構造組織が残っていて、土砂化したあとでも粒子のかみ合わせのために見かけ上粘着力成分がかなり存在する。一方、掘り取ってばらばらにすると完全に砂質土になって粘着力成分を失ってしまうことが多い。このため、自然斜面では表面侵食にかなり耐えることができるが、盛土の場合には容易にガリー状の侵食が発生するのである。また、自然試料の採取の困難さや、圧力によって粒子破砕が起こることの影響も、普通の土質としての取り扱いを困難としている。

2.2.5 まさ土斜面の浸透・強度特性¹⁷⁾

(1) 浸透特性

乱さないまさ土の透水係数は一般に同一密度の締固めたものより大きく、ばらつきの度合いも大きいとされる¹²⁾。図-2.2に示した乱さない試料の室内試験と現場透水試験の結果¹⁸⁾より、乾燥密度 γ_d の値が 1.9g/cm^3 程度で透水係数の最大値($5 \times 10^{-4}\text{m/s}$ 前後)を示しており、風化が進むと粘土化のために間隙率は大きくても透水性が減少する。また、乱さないまさ土の透水試験を長時間行うと、透水係数は徐々に減少していくことも知られている¹⁾。図-2.3に乱したまさ土の水分保持曲線を示す⁴⁾。風化度が大きい試料ほど土粒子の周囲や内部間隙に多くの水分を保持できることがわかる。

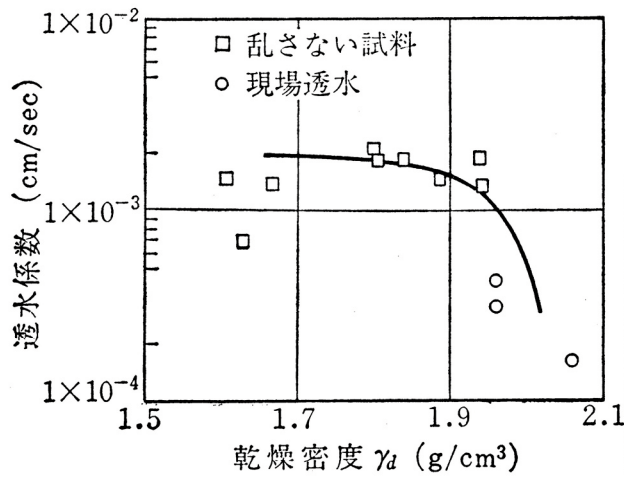


図-2.2 現地および室内試験における透水係数と乾燥密度の関係¹⁸⁾

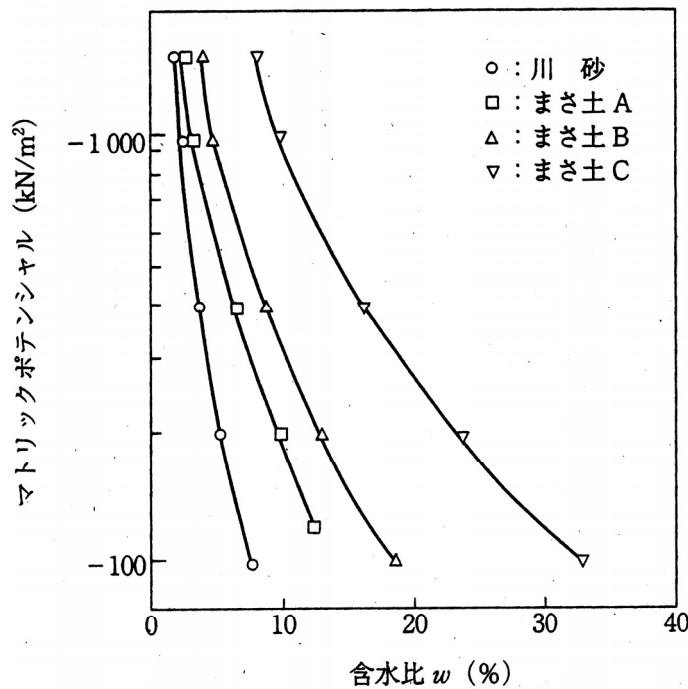


図-2.3 乱したまさ土の水分特性曲線 (粒径 $2 \sim 0.84\text{mm}$)⁴⁾

(2) 強度特性

2.2.4 で述べたように三軸圧縮試験や一面せん断試験におけるまさ土のせん断特性で考慮されている主な要因は a) 粒子破碎, b) 風化の度合い, c) 攪乱の影響, d) 浸水の影響などである。

a) 粒子破碎

乱したまさ土の三軸圧縮試験結果は粒子破碎の影響が見られる。その影響は、応力～ひずみ曲線のピークの鈍化、破壊包絡線の曲線化、ダイレイタンスー効果の減少として現れる¹⁹⁾²⁰⁾。図-2.4⁴⁾は絶乾状態の試料を排気状態で三軸圧縮試験した結果であり、粒子破碎の影響が明らかになっている¹⁹⁾。なお、土粒子の破碎性を示す指標として図-2.4(c)に用いられている土粒子比表面積は、試験前後の比表面積の比であり、値の増加は、せん断過程での粒子破碎により比表面積が増加を意味している。なお、乾燥試料に比べ、湿潤試料になると、さらにこの傾向は著しくなると言われている²¹⁾。

b) 風化の度合い

一般に取り扱われるまさ土の間隙比は0.5～1.2付近であるが、このわずかな密度差で、その性質は岩石から砂、そして粘土へと変化する。したがって、同一拘束条件下で三軸圧縮試験を実施した場合、応力・ひずみ曲線の違いとなって現れる²²⁾。また、初期間隙比を風化度の指標として縦軸に取り、各種実験データを基に強度定数 c 、 ϕ を整理したのが図-2.5⁴⁾である。間隙比0.4付近の風化岩は ϕ が 50° と大きな値を示すが、風化が進むにつれて ϕ は順次減少し、 c が逆に増加するなど、両者の関係は細粒化、粘土化に伴う影響が欠如に現れている²²⁾²³⁾。この他、乱さないまさ土の風化度の目安として、強熱減量値が提案されており、強度定数と風化度を表す修正強熱減量の関係が示されている²⁴⁾。

c) 攪乱の影響

図-2.6⁴⁾に見られるように、乱さないまさ土と乱したまさ土の違いは応力・ひずみ曲線として顕著に現れるといわれる²⁵⁾。ただし両者の関係は岩種、風化度、拘束圧に応じて変化する。この他に一面せん断試験におけるせん断特性や浸水によるせん断抵抗の低下などが示されている¹⁶⁾²⁶⁾。

d) 浸水の影響²⁷⁾

まさ土斜面では降雨時に、降雨の浸透によりサクシオンが減少し、見かけの粘着力が低下する。その後、サクシオンがほとんど見られなくなると同時に間隙水圧が上昇し始め、土粒子の単位重量の軽減による地中応力の低下によって土粒子間の摩擦抵抗も減少する。このようにまさ土斜面の崩壊は、降雨による地盤の自重の増加と地中応

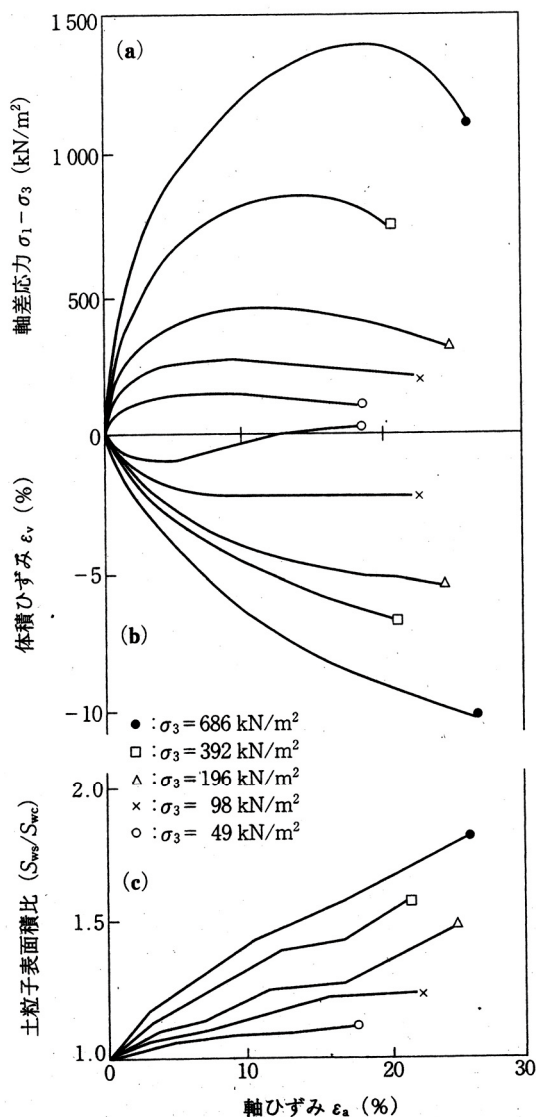


図-2.4 せん断時の粒子破碎状況⁴⁾

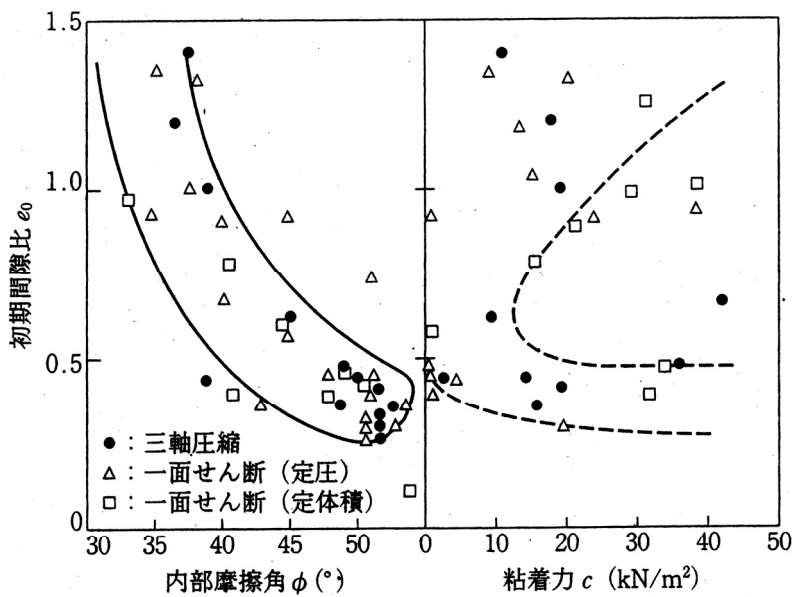


図-2.5 強度定数に及ぼす初期含水比の影響⁴⁾

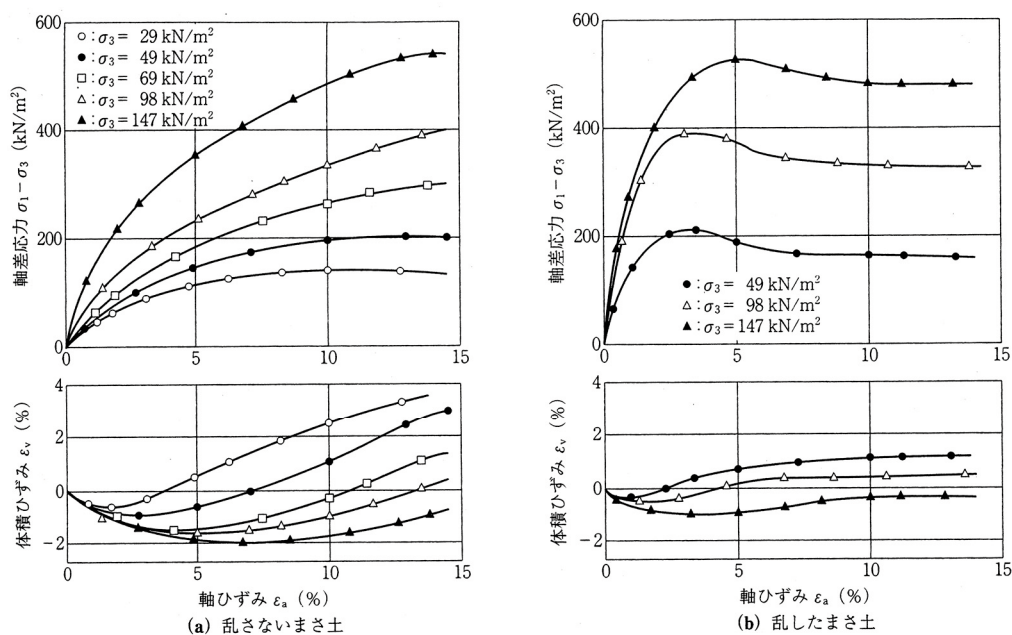


図-2.6 攪乱の影響⁴⁾

力の低下によっておこると考えられる。ここで重要なことは土の特性，特にまさ土のような砂質土の場合，飽和状態と不飽和状態とでは土の挙動が全く異なることである。破碎性の高い乱さないまさ土について，飽和，不飽和状態で排水条件での力学特性を比較検討した結果によると，不飽和度のせん断強度は含水比が高くなると c_d が小さくなるが，せん断抵抗角 ϕ_d は含水比の影響を受けないことが分かっている。また，せん断抵抗角 ϕ_d は間隙比 e との相関が強いこと，まさ土の強度定数を比較すると，一面せん断試験の値が三軸試験の値よりも大きいことが明らかとなった。さらに，まさ土のゆる詰め ($e=1.0$) は圧縮性が大きく，若干コラープス現象が見られ，原位置の不攪乱試料はゆるめ ($e=1.1$ 以上) で，コラープス現象が明確に認められた。

2.3 まさ土および花崗岩斜面の崩壊事例とその傾向

2.3.1 まさ土および花崗岩斜面の崩壊事例

まさ土花崗岩分布地域における近年の主な斜面崩壊の概要を表-2.3 に示し，それぞれの崩壊状況について以下に述べる。

(1) 1999年広島・呉豪雨災害²⁸⁾

① 状況

甚大な被害が起きた箇所は，住宅地の背後に比較的急傾斜の小河川(流域面積 0.2km^2)

表-2.3 まさ土花崗岩分布地域における主な斜面崩壊の概要²⁸⁾

発生年月	災害名	災害要因	主な被災地	土砂災害形態	被害概要
1999年6月 (H11.6)	平成11年広島・呉豪雨 災害	梅雨前線 (最大時間雨量81mm, 最大 連続降雨量271mm)	広島県 山口県 島根県 岡山県	がけ崩れ：186箇所 土石流：139箇所 (広島県のみ)	死者：8人 全壊家屋：153戸 半壊家屋：102戸 床上浸水：1,710戸
2000年10月 (H12.10)	2000年鳥取県西部地震	活断層型地震 (左横ずれ) 震 源の深さ9km, M7.3, 最大加 速度1,135gal. 最大震度6強	鳥取県 島根県	がけ崩れ：27箇所 地すべり：3箇所 土石流：2箇所	死者：0人 全壊家屋：435戸 半壊家屋：3,101戸
2005年9月 (H17.9)	2005年山口県甘木地区 の山陽自動車道の盛土 崩壊	台風14号 (最大時間雨量63mm, 最大 連続降雨量59mm)	山口県岩国 市甘木	盛土崩壊 崩壊幅：50m 高さ：23m 崩壊土量：13,800m ³	死者：3人 全壊家屋：2戸 山陽自動車道通行止 め約3か月
2009年7月 (H21.7)	2009年山口・防府豪雨 災害	梅雨前線 (最大時間雨量74.5mm, 最 大連続降雨量268.5mm)	山口県	がけ崩れ：132箇所 地すべり：2箇所 土石流：66箇所	死者：17人 全壊家屋：33戸 半壊家屋：78戸 床上浸水：3,862戸
2014年8月 (H26.8)	2014年広島豪雨災害	バックビルディング現象 (最大時間雨量101mm, 最大 連続降雨量256.5mm)	広島県	がけ崩れ：59箇所 土石流：107箇所	死者：74人 全壊家屋：133戸 半壊家屋：122戸 床上浸水：1,302戸

※ 参考文献28) 表-4.1に加筆

以下)あるいは微小な谷地形が発達している場合が多い。このような地点で、崩壊土砂が一気に流下し、住宅を直撃したケースが多い。崩落層の厚さは大部分が1m以下と薄く、崩壊地の底盤には比較的堅硬な岩盤が露出しており、必ずしも深層風化地域と災害地が一致しない。昭和42年7月の呉災害においても、崩壊層の厚さが薄いという特徴が指摘されている²⁹⁾。

一方、道路や造成地などの切土法面あるいは盛土法面においては、大規模な崩壊は発生していない。このことは、人工斜面においても適切な処理をすれば、安定性が確保されることを示している。

② 要因

今回の崩壊のメカニズムとしては、浅部の岩盤が難透水層となり表層風下層あるいは崖錐層が一気に飽和したことで崩壊に至ったと考えられるものが多い。また、今回の被災地域は花崗岩類の分布域であり、それを母材とする表層風下層および堆積物も比較的粗粒で、表層部の透水性が高かったことに加え、先行する降雨が長く続いたあとの集中豪雨で、一気に表層部の間隙水圧が高まったことも要因の1つであると考えられる。

さらに今回の被害では、発生した土石流に混入した流木の多さが、被害を甚大にした理由として挙げられる。流木が、流下の際に大きなエネルギーとなって家屋、護岸を破壊したことが明らかである。

(2) 2000年鳥取県西部地震²⁸⁾

① 状況

震源付近の鳥取県日野市・溝口市・西伯町、島根県伯太町などの中山間部を中心として、地震動による家屋の倒壊・損壊および斜面・盛土崩壊の多発により道路の寸断が各地で発生した。本震、余震発生地域の地質は比較的均質な花崗岩体よりなり、これらは白亜紀から古第三紀に形成された根雨花崗岩と呼ばれる中～粗粒の花崗岩である。この基盤岩の上位被覆岩体として新第三紀層や第四紀の火山岩(玄武岩)が分布している。

② 要因

この地震による斜面崩壊の形態等については、山口大学調査団³⁰⁾はいくつかの崩壊事例をもとに以下のように区分されている。

- 1) 著しく風化した表層土が崩壊する斜面崩壊
- 2) 節理面に沿って岩塊が滑り落ちる岩盤崩壊

- 3) 斜面崩壊と岩盤崩壊が一緒に発生した斜面・岩盤崩壊
- 4) 数個の岩塊が斜面を落下する落石
- 5) 吹き付けコンクリートの破損

斜面崩壊の主体は、すべり層厚 2～3m 以下の表層すべりであった（盛土法面は除く）。また、斜面崩壊を生じていないが山腹に多くの亀裂を生じている箇所が各地で確認されており、その後の余震や降雨を崩壊の誘因として、亀裂の発生によりルーズとなった部分で新たな崩壊発生や崩壊域の拡大が見られた。

(3) 2005 年山口県甘木地区の山陽自動車道の盛土崩壊²⁸⁾

① 状況

台風 14 号による豪雨に伴い、山陽自動車道岩国 IC～玖珂 IC 間の岩国市甘木地区で大規模な盛土崩壊が発生した。この盛土崩壊の特徴として、以下の 3 点が挙げられる。

- 1) 高速道路での盛土崩壊は完成直後に集中し、7 年目以降は起こりにくいと報告されているが³¹⁾、供用開始（平成 4 年 6 月）から約 13 年経過した盛土が崩壊した。
- 2) 盛土では小規模な法面崩壊が多いが、盛土全体を巻き込んで大規模に崩壊した。
- 3) 崩壊土砂は、盛土高約 23m に対して法尻から約 80m 先まで流下した。

② 要因

この盛土崩壊は、以下に示す 4 つの崩壊要因が重なり合って大規模な盛土崩壊に至ったと考えられる³²⁾³³⁾。

- 1) 異常降雨（供用開始後の最大降雨）
- 2) 断層破碎帯の存在（地下水の供給）
- 3) ボトルネック地形（地下水の排水能力不足）
- 4) 地下排水溝の一部欠損（地下水の供給）

従って、崩壊メカニズムとして、長時間の降雨により浸透した水とともに、断層破碎帯や 3 つの谷から多量の地下水が供給され、一方で流末処理の能力不足や地下排水溝の一部欠損によって排水が十分でなかったため、盛土内の地下水が上昇し、盛土崩壊に至ったと推測される。

(4) 2009 年山口・防府豪雨災害

① 状況

本豪雨では佐波川を挟んだ両岸斜面で源頭部～土石流に至る災害が多発し、特に国

道 262 号に沿う勝坂川流域ではほとんどの溪流で崩壊～土石流が発生した。防府市およびその近隣まで加えた被災域は約 120km² であり、本区域内で 100 箇所以上の崩壊や土石流が発生した²⁸⁾。

② 要因

土石流発生斜面を観察すると、岩盤が露頭している岩山の形状を呈する。土石流源頭部には、基盤岩強風化部や崖錐堆積物が薄く分布しているが、土質・粒度は均質ではなく、その影響により透水性に関しての異方性が顕著であることは明らかである。源頭部の崩壊はおおむね花崗岩とまさ土の境界で発生した。地盤工学会調査団³⁴⁾によると、このまさ土のせん断抵抗角は比較的高く、斜面勾配より高い地点もあり、これは、降雨により地盤内で浸透圧が発生することで有効応力が低下して崩壊に至った可能性を示唆している。

(5) 2014 年広島豪雨災害³⁵⁾

① 状況

本災害は広島市安佐北区と安佐南区の東西約 2.5km、南北約 15km の非常に狭いエリアで土石流を中心とする土砂災害が多発した。土石流の源頭部の破壊形式は、薄い平面的な表層崩壊だけでなく、被圧地下水によって谷部が V 字形や U 字形に押し出された形状のところが散見され、崩壊深が数 m 以上の箇所もみられた。広島県における過去の土石流災害に比べ、流木による被害が少なく、巨岩を含む岩石と土砂による被害が顕著であった。

② 要因

土石流の発生地である阿武山には断層・破碎帯・節理などの透水性の高い部分が散見されており、この部分に常時存在していた地下水が上方に降った多量の降雨によって被圧水となって斜面の表層土を押し出すように作用して斜面を急激かつ大規模に不安定化させた可能性が考えられる。また、同一溪流で複数回土石流が発生し、後発の土石流ほど氾濫開始点が下流に下がり、かつ先行する土石流の影響を受け流路を変え被害を拡大したと推定される。

2.3.2 崩壊の傾向とメカニズム

2.3.1をまとめたものを表-2.4に示す。5つのまさ土斜面の崩壊事例より、崩壊状態は大きく2つ挙げられる。

- ・ 基盤である花崗岩と表層部の風化したまさ土の境界ですべり面が発生
- ・ 降雨・地下水の過剰供給による斜面内での間隙水圧の上昇による崩壊

これにまさ土の風化の度合いが影響し、崩壊状況が変化する。2.2に述べたように、まさ土は風化の進行によりその性質を大きく変化させるので、注意が必要である。

鈴鹿ら³⁶⁾は島根県内4箇所の切り土斜面から採取した風化したまさ土の物理的性質について、以下の特徴を挙げている。

- ① 斜面上部は下部に比較し比表面積が大きく、細粒化が進んでいる。これは、斜面上部は下部に比較して風化度が高いことを示すものである。
- ② まさ土に含まれる一次鉱物は石英、長石類、角閃石、黒雲母であり、二次鉱物は加水黒雲母、バーミキュライト、スメクタイトおよびハロイサイトである。風化度の低いまさ土はスメクタイトを含有し、風化の進んだまさ土はハロイサイトを含有するようになる。また、斜面上部は下部に比較し長石と石英の反射高さ比が小さく粘土鉱物化が進んでいる。
- ③ まさ土内に生成される微細間隙は斜面上部に近いほど下部に比較して多くなる傾向にあるが、最も風化が進んでいると見られる最上部で採取したまさ土の全微細間隙量は減少傾向を示すことがある。
- ④ 粒化および粘土鉱物化の進んだ斜面上部では土の自然含水比が高い。これは、風化の進行に伴う土質変化に起因するものと考えられる。
- ⑤ まさ土の風化が進むと、結合水および半結合水等の土粒子に拘束された水分が多くなる傾向が見られる。

①～⑤より、まさ土斜面は下部に比較し上部は細粒化と鉱物の変質が進み、斜面下部では砂質土であったものが、斜面上部では粘土質土へ漸移するとしている。このように同斜面内においても、上部と下部でまさ土の性質は異なっている。

また久田ら³⁷⁾は細粒分含有率の異なるまさ土を用いて降雨実験を行い、間隙水圧挙動および土砂の崩壊挙動に与える細粒分含有率の影響について検討している。これによると、細粒分含有率によって、崩壊を示すまでの時間や、崩壊規模の拡大の様子および斜面崩壊発生時の間隙水圧増加量が異なることを示している。さらに、斜面崩壊発生時の間隙水圧増加量の違いにより崩壊規模や移動距離が異なり、同じ降雨強度の場合、間隙水圧増加量が大きいほど崩壊領域が大きく、移動距離が長くなったことを

示した。

以上より、まさ土は風化により細粒分含有量等の土質工学的性質が異なり、これが崩壊性状に大きな影響を及ぼす。また、花崗岩地域におけるまさ土斜面は基盤である花崗岩と表層のまさ土から構成されていることが多く、表層のまさ土の風化状況と基盤と表層の境界の特性から、崩壊が発生することがわかった。

表-2.4 斜面崩壊性状と土質工学的性質のまとめ

災害名	地質	斜面崩壊性状			土質工学的性質		
		崩壊層厚さ	表層	低層	崩壊状況	土質分類	特徴
1999年広島・呉豪雨災害	広島花崗岩類(風化は薄い)	1m以下	透水性の高いまき土	比較的堅硬な岩盤	表層のまま土と基盤となる花崗岩の境界面ですべりが発生	・粗粒土 ・塑性指数：6.7～NP	長石類等の風化度合いが小さく、粘土化が進んでいない
2000年鳥取県西部地震	花崗岩類(白亜紀), 泥質片岩, 溶岩類	2～3m以下	強風化花崗岩(まさ土)	弱風化花崗岩	上位の風化土と下位の基盤岩との境界で表層崩壊が発生	・粗粒土 ・塑性指数：大半がNP	崩壊地の多くが花崗岩の風化した粗粒土
2005年山口県廿木地区の山陽自動車道の盛土崩壊	—	盛土(まさ土)を巻き込んだ崩壊	全体が大規模	断層破砕帯	排水能力不足の状態で多量の降雨と地下水が供給され、盛土内の地下水が上昇し崩壊が発生	—	—
2009年山口・防府豪雨災害	広島花崗岩類(白亜紀)	1.5m以下	まさ土化した残積土	未風化・難透水性の花崗岩の岩盤	花崗岩とまさ土の境界で浸透圧が発生し崩壊	源頭部は細粒分が10～20%	せん断抵抗角は比較的高く、斜面勾配より高い地点もあり
2014年広島豪雨災害	広島花崗岩泥岩	約1m(数m以上の箇所もあり)	まさ土(風化堆積土)	花崗岩	地下水が多量の降雨によって被圧水となり斜面の表層土に作用して崩壊が発生	細粒分が50%以上	かなり風化が進んでいる

2.4 結語

本章においては、まさ土および花崗岩斜面の崩壊と土質工学的性質、その崩壊メカニズムについて述べた。得られた知見および結果は以下の通りである。

- 1) 花崗岩質岩石は、ケイ酸に富むマグマが地殻中でゆっくり冷却固結したもので、底盤と呼ばれる大規模な岩体としてせん緑岩、はんれい岩などを伴って産することが多い。花崗岩質な岩体分布は国土面積の13%強を占め、1種類の岩種では最大の面積と考えられる。
- 2) 花崗岩は風化されやすさにおいて代表的な岩石であり、風化が進むとまさ土になる。風化に伴う変化を量的にとらえ、風化の進行を一つの指標で表しておくことは重要となる。
- 3) まさ土の自然含水比と密度、粒度分布、コンシステンシー、透水性等は風化の度合いによって異なる。
- 4) まさ土の自然斜面では表面侵食にかなり耐えることができるが、盛土の場合には容易にガリー状の侵食が発生する。
- 5) 上記に示したように、まさ土は風化により土質工学的性質が異なり、これが崩壊性状に大きな影響を及ぼす。また、花崗岩地域におけるまさ土斜面は基盤である花崗岩と表層のまさ土から構成されていることが多く、表層のまさ土の風化状況と基盤と表層の境界の特性から、崩壊が発生することがわかった。

参考文献

- 1) 石井武美・伊藤幸爾郎・奥園誠之・佐藤紘志・座親勝喜：風化花崗岩とまさ土の工学的性質とその応用，土質工学会，1979，316p.
- 2) Miyashiro, A. : Evolution of metamorphic belts, Journal of Petrology, Vol.2, No.3, pp.277-312, 1961.
- 3) 松尾新一郎・西田一彦：Physical and Chemical Properties of the Decomposed Granite Soil Grains, Soils and Foundations, Vol.VIII, No.4, pp.10-20, 1968.
- 4) 地盤工学会編：地盤材料試験の方法と解説，pp.1008-1022，2009.
- 5) 土質工学会編：土質試験法（第2回改訂版），p.669，1979.
- 6) 松尾新一郎・澤孝平：マサ土粒子の選択破碎，第18回土質工学シンポジウム論文集，pp.37-44，1973.
- 7) 松尾新一郎・西田一彦・福田護：Consistency of Decomposed Granite Soils and its Relation to Engineering Properties, Soils and Foundations, Vol.X, No.4, pp.1-9, 1970.
- 8) 西田一彦・佐々木清一：水蒸気吸着によるマサ土粒子の表面特性の検討，土質工学会論文報告集，Vol.15, No.2, pp.79-87, 1975.
- 9) 青柳省吾・石井秀明・横瀬廣司：花崗岩風化残積土の基本的性質と二次的性質について，香川大学農学部学術報告，Vol.26, No.1, pp.25-36, 1974.
- 10) 日本道路公団：マサ土の土質工学的および鉱物学的特性調査報告書，日本道路公団，1968.
- 11) 西田一彦・青山千彰・遠山茂行：間ゲキ分布からみた不攪乱マサ土の土構造，第12回土質工学研究発表会講演集，D3, pp.149-152, 1977.
- 12) 網千寿夫・門田博知・吉国洋・中ノ堂裕之：マサ土斜面崩壊の予測と危険カ所の類型化に関する基礎的研究，文部省科学研究費自然災害特別研究成果報告，pp.37-55, 1976.
- 13) 松尾新一郎・福本武明：マサ土の粒子破碎に伴う透水性低下について，土質工学会論文報告集，Vol.17, No.4, pp.87-97, 1977.
- 14) 松浦誠・椋代仁朗：マサ土地帯における不同沈下の実態，構造物の基礎としてのマサ土地盤の分布，マサ土地盤の長期安定化に関する各種実験，文部省科学研究費自然災害特別研究成果報告，pp.6-36, 1976.
- 15) 鬼塚克忠・吉武茂樹：埋め戻し材料に用いられるまさ土の工学的性質，風化残積土に関するシンポジウム発表論文集，土質工学会，pp.127-132, 1988.
- 16) 三笠正人・木下哲生・望月秋利：マサ土のセン断特性，土木学会第23回年次学術

- 講演会概要集，第Ⅲ部，pp.171-174，1968.
- 17) 地盤工学会中国支部：まさ土地帯の風化及び降雨浸透特性と斜面災害に関する研究報告書，pp.95-103，2003.
 - 18) 庄野久人・佐々木清・藤原茂範：乱さない風化花こう岩試料の特性について，土と基礎，Vol.23，No.2，pp.19-24，1975.
 - 19) 福本武明・佐野勝彦：せん断過程における粒子破碎現象，第14回土質工学研究発表会講演集，pp.493-496，1979.
 - 20) 中田幸男・兵動正幸・加登文学・村田秀一：破碎性材料の力学特性，土と基礎，Vol.48，No.10，pp.31-34，2000.
 - 21) 三浦哲彦・村田秀一・原田敦：含水比変動に伴う破碎性土のせん断特性変化，土木学会論文報告集，第336号，pp.105-112，1983.
 - 22) 風化残積土地盤の物理力学的性質研究委員会：サンプリングと採取試料の品質評価，風化残積土に関するシンポジウム発表論文集，土質工学会，pp.1-14，1988.
 - 23) 西田一彦・青山千彰：物理強度特性からみた乱さないまさ土の分類，土木学会論文集，No.352/Ⅲ-2，pp.159-168，1984.
 - 24) 村田秀一・兵動正幸・安福規之：風化度に着目した乱さないまさ土の圧縮・せん断特性，土木学会論文報告集，No.382/Ⅲ-7，pp.131-140，1987.
 - 25) 八木則男・榎明潔・矢田部龍一：乱さないまさ土のせん断特性，風化残積土に関するシンポジウム発表論文集，土質工学会，pp.155-160，1988.
 - 26) 福田護：浸水に伴う土のせん断抵抗の低下と盛土斜面の一安定解析，土木学会論文集，Vol.18，No.3，pp.76-79，1978.
 - 27) 小堀慈久：まさ土地盤における原位置力学試験と降雨による斜面災害の時系列特性に関する研究，愛媛大学学位請求論文，1997.
 - 28) 横田修一郎・長谷川修一・西山賢一・藤本睦・横山俊治・田村栄治・栢木智明・小笠原洋：中国四国地方の応用地質学，日本応用地質学会中四国支部，2010，264p.
 - 29) 呉市：昭和42年7月豪雨による呉市の災害の調査速報，214p，1967.
 - 30) 山口大学調査団：平成12年鳥取県西部地震とその被害に関する緊急調査報告，土と基礎，Vol.49，No.1，pp.36-40，2001.
 - 31) 奥園誠之：斜面防災技術の歴史と今後の展望，土と基礎，Vol.54，No.10，pp.1-4，2006.
 - 32) 竹國一也：盛土崩壊の復旧と対策，土木施工，Vol.47，No.6，pp.21-28，2006.
 - 33) 柴田佳久・田中敏行：山陽自動車道盛土のり面崩壊と緊急盛土点検について，地

- 盤の架け橋, No.11, pp.21-24, 2006.
- 34) 地盤工学会 2009年7月豪雨による山口県土砂災害緊急調査団:2009年7月21日豪雨による山口県防府地区での斜面災害, 地盤工学会誌, Vol.57, No.12, pp.39-42, 2009.
- 35) 土田孝・森脇武夫・熊本直樹・一井康二・加納誠二・中井真司:2014年広島豪雨災害において土石流が発生した溪流の状況と被害に関する調査, 地盤ジャーナル, Vol.11, No.1, pp.33-52, 2016.
- 36) 鈴鹿和央・渡辺文雄・福田恭司・高橋悟・小川正二:斜面内におけるまさ土の物理的性質の変化, 応用地質, Vol.36, No.5, pp.19-28, 1995.
- 37) 久田裕史・中田幸男:細粒分に着目したまさ土斜面の降雨崩壊特性, 土木学会論文集 C (地圏工学), Vol.72, No.4, pp.368-376, 2016.

第3章 土壌侵食防止用不織布フィルターの特徴

3.1 序説

本章では実物大崩壊実験で用いた擬似表土・植生として法面侵食を防ぐ表土の役割を有する不織布フィルターの特徴を述べる。

3.2 不織布フィルターの特徴

3.2.1 法面保護工の種類

法面の保護に関する既存技術としては、法面緑化工（植生工）および構造物工が挙げられる¹⁾。法面緑化工には、種子散布工や客土吹付工、植生基材吹付工、植生基材注入工などの播種工，張芝工などの植栽工，苗木設置吹付工などがあり，構造物工は金網張工やプレキャスト枠工，モルタル・コンクリート吹付工，ブロック積擁壁工，地山補強土工などがある。このうち，不織布フィルターは植生シートやマットによる法面侵食防止工法に分類され，大型機械が必要な厚層基材吹付工などに対して，軽量であるため簡易に施工できるといった利点がある。

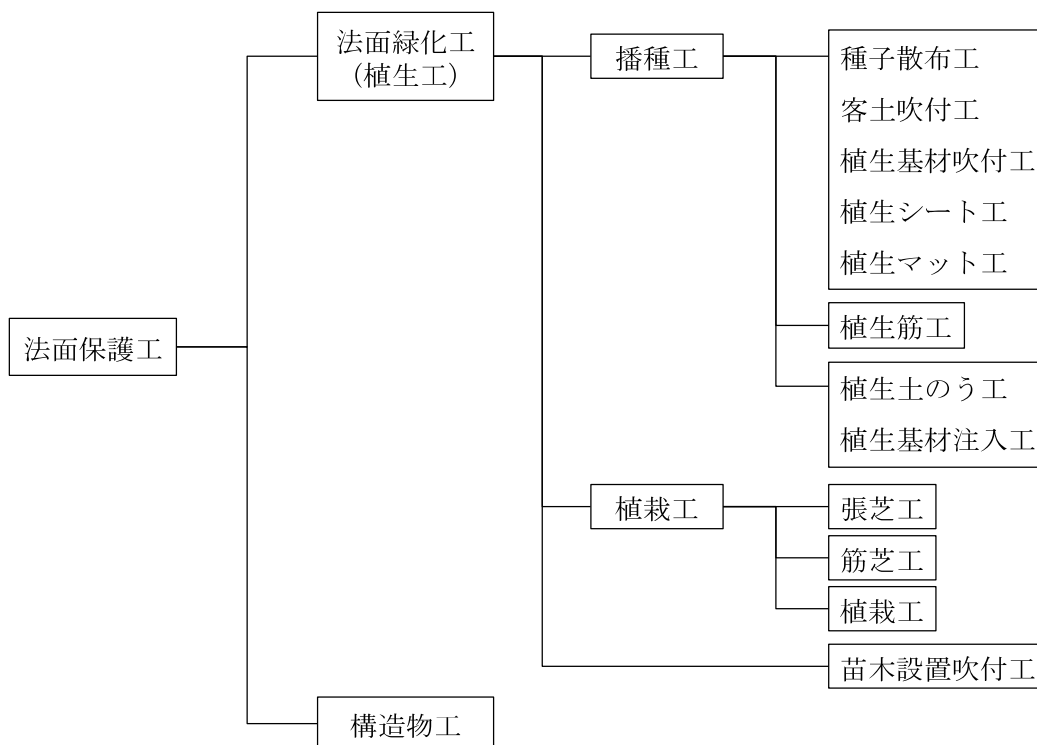


図-3.1 法面保護工の種類¹⁾

3.2.2 不織布フィルターの構造²⁾

不織布フィルターの主要な部分はウェブと呼ばれる短い化学繊維をランダム配向の形でマット状に織布化したものである。繊維はポリエステル製で変質せず、極めて柔らかい。ウェブは空隙率 97～98%のフィルター構造をしており、乾湿を繰り返しても間隙は変わらず、土壌と馴染み、絡みやすい性質を持ち、法面に施工すればそのままフィルター層を形成する。ウェブ上部には保護材として補強ネット（ポリエチレン製ネット）が装着されている。不織布フィルターを写真-3.1に示す。

3.2.3 不織布フィルターの機能²⁾

不織布フィルターは以下に述べる機能がある。

(1) 侵食防止

独特の構造を持ったフィルター層で地面に密着し、且つ雨水を均等分散排水したり、過度の浸透を防ぐなどの水管理機能により、幅広い土質の侵食防止に対応できる。

(2) 土壌培養

土壌に対する有機物効果を促進し、土壌微生物のバイオマスを高めて植生の安定を図る。また、積極的に菌類等の生物性資材を固定すれば、さらに高度な植生力を発揮する。

(3) 激しい気象に対応

凍上崩落、風害などのシェルターの役割を果たし、土砂移動を防ぐ。



写真-3.1 不織布フィルター

(4) 早ばつからの保護

不織布フィルターは、通気・保水・遮光の機能と、夜露や霧雨などを捕らえ、土中水分の蒸発を防ぎ、早ばつに対し、シェルターの役割を果たす。

不織布フィルターの材料であるポリエステルの経年劣化は約10年とされており、直射日光のあたる場合は2~3年程度となる。ある程度の植生が見込まれる場合は、劣化のスピードも遅くなるので長く効果が続く。また植生が十分に成立すれば、法面は保護されるので不織布フィルター自体は不必要となる。

3.2.4 不織布フィルターの侵食防止に関する既往の研究

藤原ら²⁾はまさ土および国頭マージの人工盛土による降雨模型実験および屋外においてシラスの人工盛土による自然降雨実験をそれぞれ行い、不織布フィルターを用いた降雨による斜面保護について、斜面長10m換算で以下のことを明らかにした。

- (1) 斜面に不織布フィルターを敷設すると、粘性土系の国頭マージでは約200mm/hの降雨強度にも斜面に異常を与えず、汚濁水も生じない。
- (2) 砂質土系のまさ土では不織布フィルター敷設直後では150mm/hの降雨強度までは異常が見られなかった。また、不織布シート敷設後3か月経過すると小雨や風による粘土分が不織布フィルターに堆積して斜面と不織布フィルターが一体化し、200mm/hの降雨量にも耐えることができる。
- (3) シラス斜面の自然降雨に対する実験では、斜面長10mに換算して降雨量180mm/hまでは不織布フィルターは斜面を十分に保護する効果がある。
- (4) 不織布フィルターに種子を入れて植生を行うと侵食防止効果はさらに高まる。

また、藤原ら³⁾は沖縄の土砂汚染に対して不織布フィルターが赤土流出防止条例の規定を満たしているか検証を行った。国頭マージと南風原泥岩の盛土斜面に従来の不織布フィルターおよび薄型の不織布フィルターを敷設し、侵食に対する効果および不織布フィルターの構造の相違による性能と実用性を検証するために、斜面上部よりオーバーフローさせて斜面が侵食するまで流量を増加させる越流試験を実施した。さらに、不織布フィルターに植生を施し、植生による効果を観察した。これらの検証より、以下のことが明らかになった。

- (1) 不織布フィルターは斜面上を流れる水の流速緩和に優れている。
- (2) 薄型の不織布フィルターは従来の不織布フィルターと同様の機能を持つが限界降雨量の差は大きく、梅雨などの多雨期を避けた施工が望まれる。
- (3) 薄型不織布フィルターに植生を施すことで侵食防止効果は高まる。

- (4) 植生のみによる斜面保護を行うときは、多雨期を避け密な植生で、植生期間は十分と
る必要がある。
- (5) 不織布フィルターを用いた場合と用いない場合では濁度にかかなりの差が生じ、不織布
フィルターを用いない場合は斜面勾配と時間経過の増加に伴い濁度は増加した。

坪郷ら⁴⁾は図-3.2に示す3種類の不織布フィルターA, B, Cについて繊維構造の違いによる法面保護に対する効果を検証した。具体的には、まさ土の盛土法面に不織布フィルターを設置し、降雨実験および越流実験を行い、法面保護効果および濁水の流出状況を比較した。その結果、撥水性繊維の不織布で構成されたフィルターBは、降雨実験では初期段階の濁度は高いものの降雨時間の進行とともに濁水の発生を抑制した。さらに雨滴による孔食から法面を保護することが確認された。また、越流実験では限界流量が他のフィルターより高く、雨水排出機能が最も高いと考えられる。

坪郷ら⁵⁾は不織布フィルターの下部（法面に接する面）に裏打ち材を付加した場合の初期濁度および雨水浸透抑制効果を検討した。裏打ち材がない場合は、表層土の粗度を増加させる効果があり表層流による侵食作用を防止する作用がある。しかし、降雨初期段階では地中層の土粒子間の間隙へ雨水が浸透し微細土粒子を移動させ濁水を流出させている。裏打ち材がある場合は、雨水浸透に伴う微細土粒子の移動が緩和されることから降雨開始からの濁度およびSS（浮遊懸濁物質）が低い値を示していると考えられる。よって、裏打ち材を付加した不織布フィルターは、従来の不織布フィルターの耐侵食機能強化につながり、集中豪雨対応の不織布フィルターとしての有効性を示している。

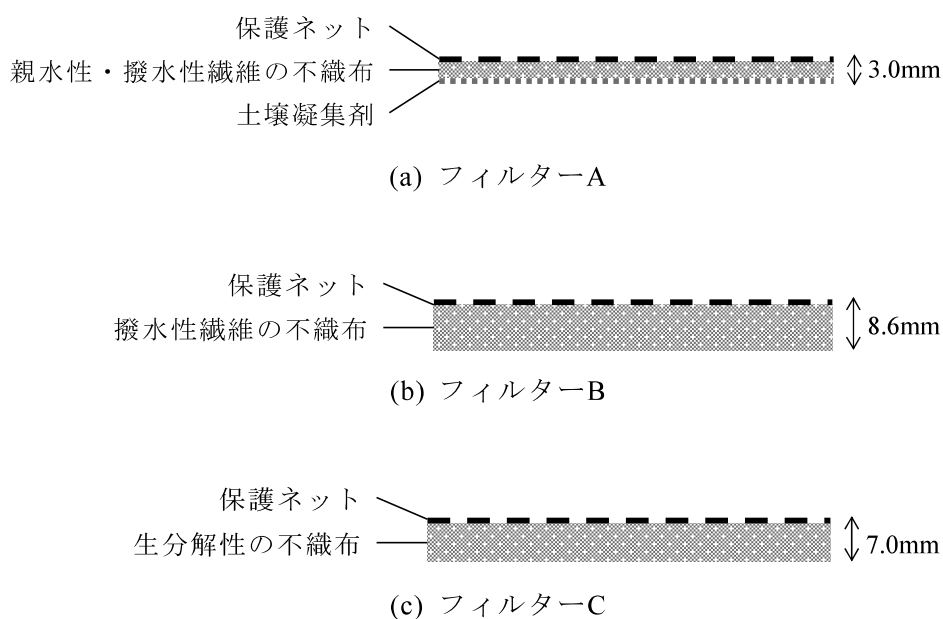


図-3.2 不織布フィルターの種類と構造⁴⁾

3.3 豪雨対応型不織布フィルターの性能評価

3.3.1 目的

近年の気候変動等による降雨強度の大きな降雨が増加しており，これらに対応できる豪雨対応型不織布フィルターの開発が進められている。これは従来の不織布フィルターに新たな層を追加することにより，根の貫通を維持しながらより多くの排水を可能にし，土中への過度な浸水を抑制するものである。この豪雨対応型不織布フィルターについて降雨実験および植生試験を行い，性能を検証した。

3.3.2 不織布フィルター

今回検証に用いた不織布フィルターの模式図を図-3.3に示す。降雨実験では従来の不織布フィルター（フィルター1）および3層構造の豪雨対応型不織布フィルター（フィルター3）について，植生試験ではこれに2層構造の豪雨対応型不織布フィルター（フィルター2）を追加し，検討を行った。

3.3.3 降雨実験による性能評価

(1) 実験方法

フィルター1およびフィルター3を用いて降雨実験を行った（図-3.4）。また，法面に不織布フィルター敷設がない裸地の条件での実験も行い，不織布フィルターの有無による比較を行った。

図-3.4に示すように，傾斜角 30° ，法長 3.0m，法幅 0.6m，法厚 0.1~0.3m，土壌密度 1.35t/m^3 の法面をまさ土で造成し，降雨装置により人工的に雨を降らせた。降雨量は 100mm/h 相当であり，降雨時間は 10 時間とした。

試験は SS および土中の体積含水率を測定した。

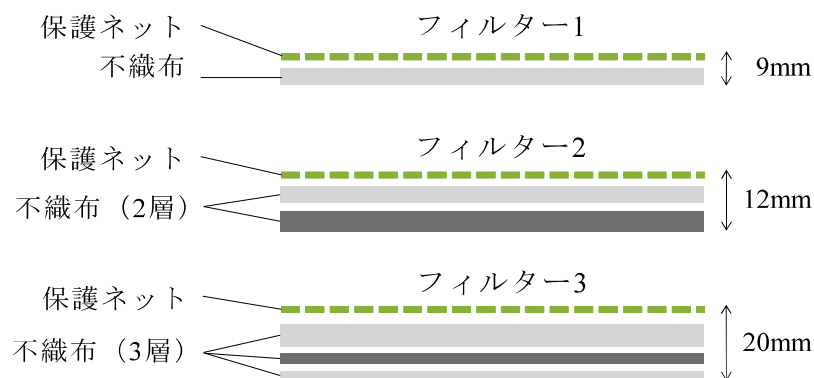


図-3.3 不織布フィルターの種類と構造

(2) 実験結果

降雨時間とSSの関係を図-3.5および図-3.6に示す。裸地の場合と比較すると、フィルター1, 3は、実験開始からSSが低い値で推移していることが分かった。また、3層構造のフィルター3は降雨の初期から濁水の流出を防いだ。

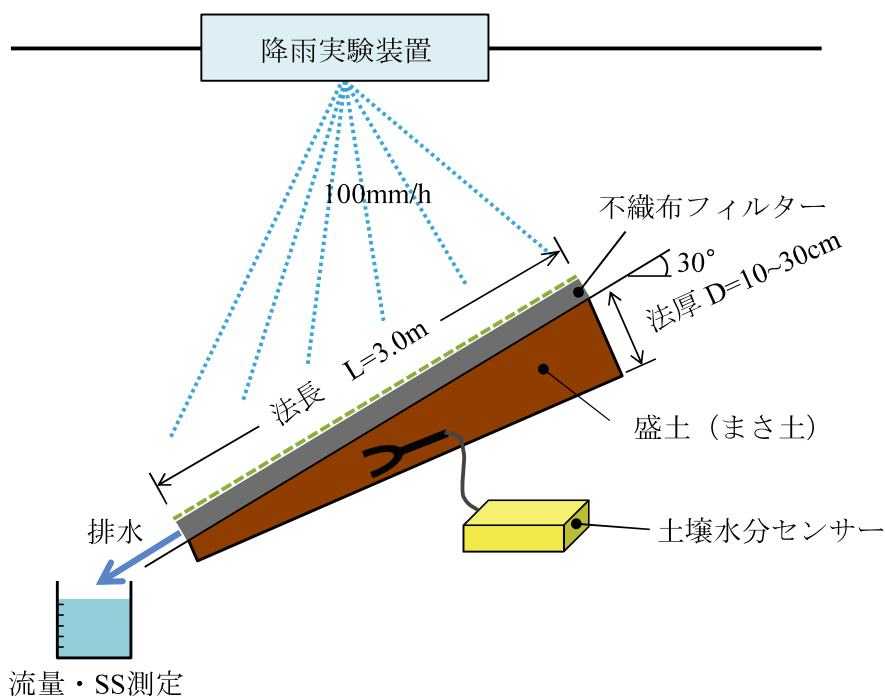


図-3.4 降雨実験模式図

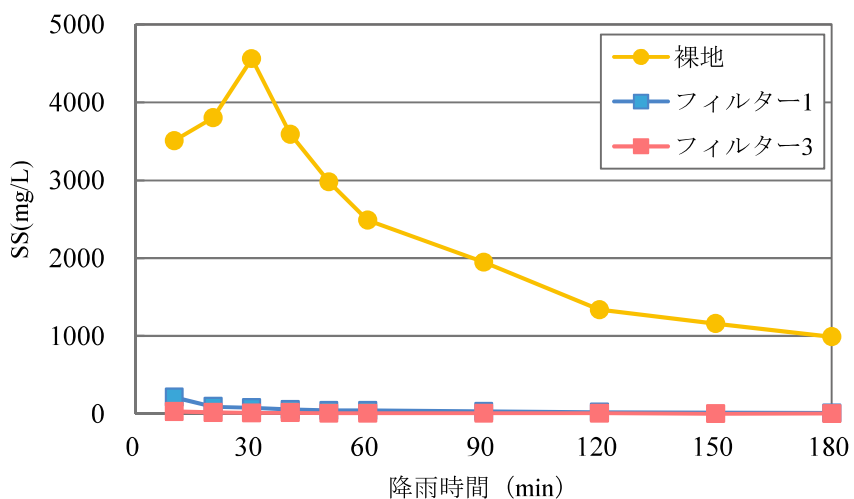


図-3.5 降雨時間とSSの関係 (裸地, フィルター1, 3)

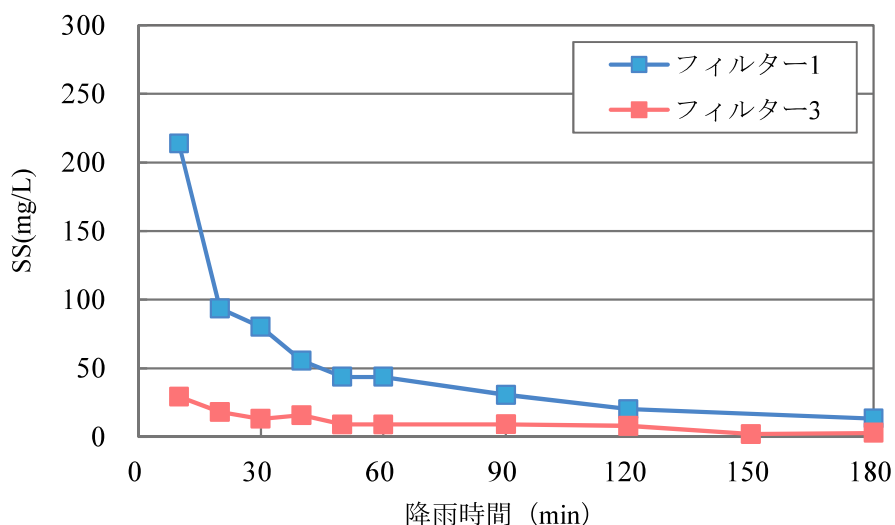


図-3.6 降雨時間と SS の関係 (フィルター1, 3)

降雨時間と体積含水率の関係を図-3.7に示す。体積含水率は法面の上部（鉛直方向3地点（上中下））、中間部（鉛直方向2地点（中下））、下部（鉛直方向下1地点（下））でそれぞれ2地点ずつの計12地点で行った。法面に不織布フィルターを敷設することにより、裸地に比べて降雨が土中に浸透する時間を遅らせることが分かった。図-3.7より、フィルター3の雨水浸透開始時間はフィルター1より法面下部では約1時間、中間部では約2時間、上部では約5時間以上遅く、フィルター3はフィルター1よりも雨水がより効率的にシート内を通り排水されていることが確認できた。

また、写真-3.2に示した降雨実験の状況から、降雨開始から5時間後には裸地およびフィルター1を敷設した法面の断面がほぼ浸水しているのに対して、フィルター3は10時間経過しても法面上部の下側は乾いた状態であった。

以上より、3層構造のフィルター3は従来のフィルター1より、排水機能が高く、近年多発しているゲリラ豪雨にも十分対応できる性能であることが確認できた。

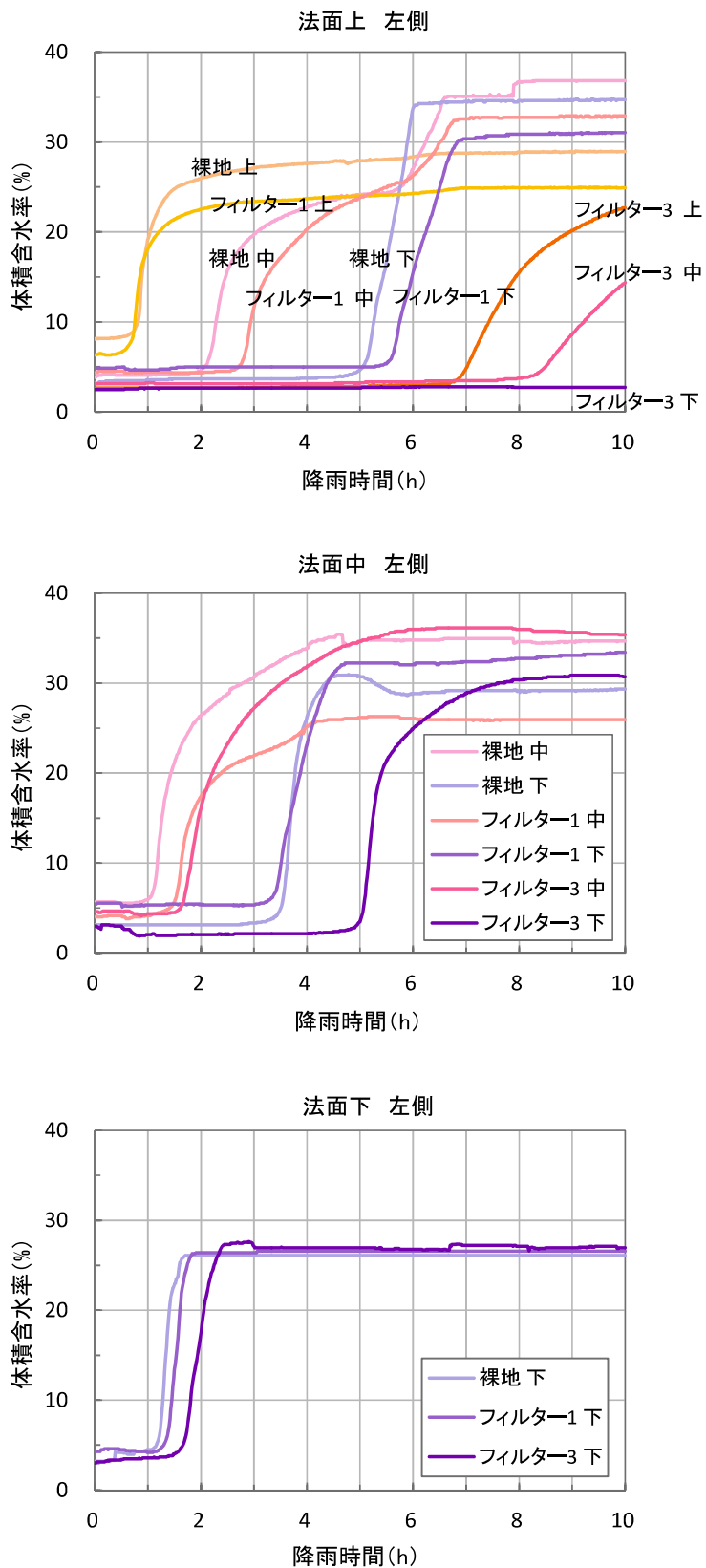


図-3.7 降雨時間と体積含水率の関係 (その1)

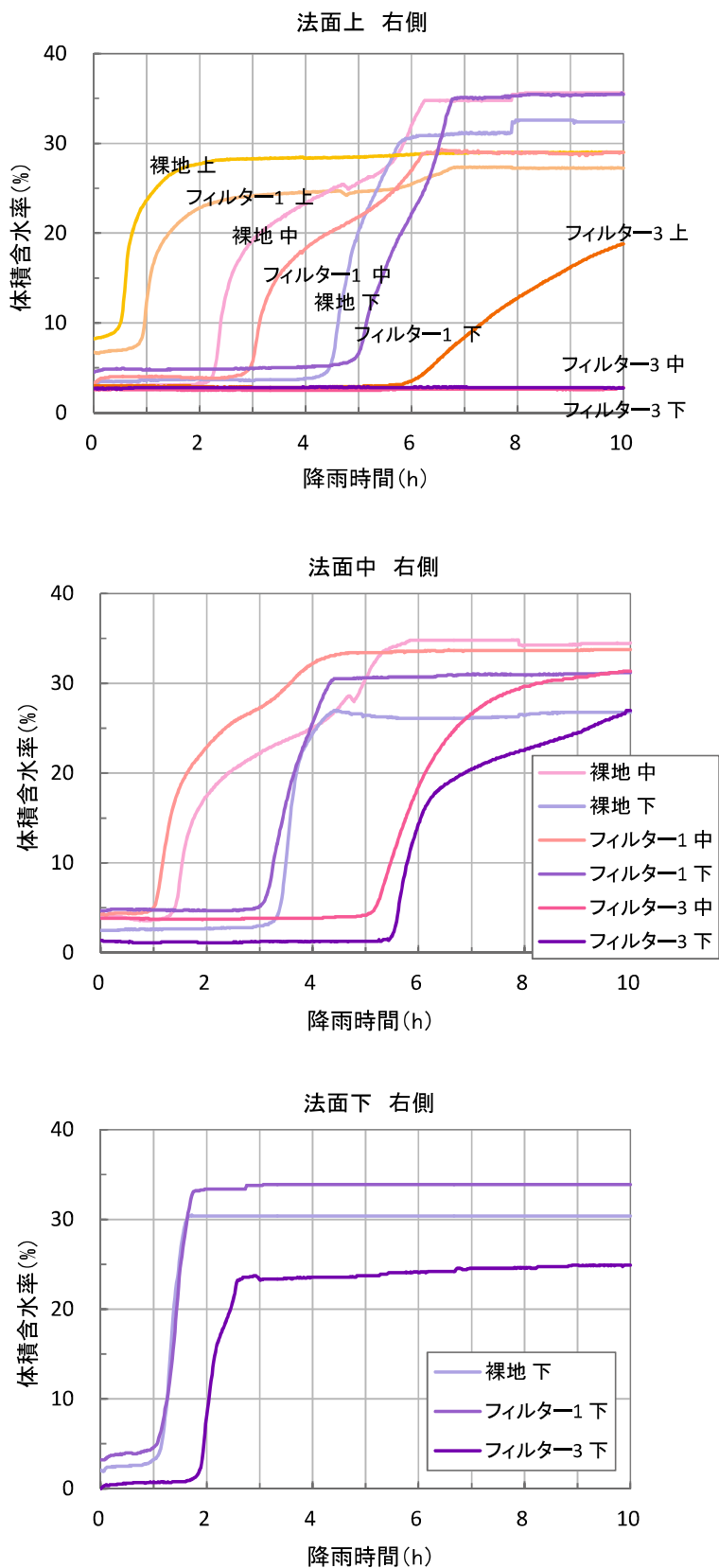


図-3.7 降雨時間と体積含水率の関係 (その2)

第3章 土壌侵食防止用不織布フィルターの特徴



写真-3.2 降雨実験状況（その1）

第3章 土壌侵食防止用不織布フィルターの特徴

分	裸地	フィルター1	フィルター3
210			
240			
270			
300			
600 min ・ 10h			

写真-3.2 降雨実験状況（その2）

3.3.4 植生試験による性能評価

(1) 試験方法および条件

不織布フィルター1～3に種子、肥料、保水剤を装着し、不織布層の増加に伴う植生への影響を観察した。試験は山口県下小鯖（実物大崩壊実験現場近辺）で実施した。施工法面の状況を表-3.1及び写真-3.3に示す。試験はフィルター1を対照区、フィルター2, 3を試験区として植生試験を行った。

表-3.1 試験施工法面の状況

法長	7.0m
法肩長	0.5m
法長+法肩長	7.5m
法幅	3.0m
法面の向き	東向き
法面勾配	30°（1割7分）
土質	まさ土
土壌硬度	風化部：6.7～24.8mm （平均14mm）



写真-3.3 試験施工法面の状況

(2) 試験結果

植被率の推移を図-3.8、試験状況を写真-3.4に示す。対照区であるフィルター1の植被率（施工面積における植物が覆っている割合）が施工後3か月で70%を超えたのに対して、フィルター2、3は施工時に釘を打った位置からの発芽や法面上部のバミューダグラスの植生のみで、植被率は伸びなかった。またフィルター2よりフィルター3は植被率が低かった。その原因としては、3層構造のフィルター3は遮水性能が高いため初期植生に必要な降雨量が十分に浸透しなかったことや、シートに厚みがあるため乾燥して植被率が伸びるのに時間がかかることなどが考えられる。

3.3.5 性能評価の総合的考察

降雨試験の結果より、3層構造のフィルター3は従来のフィルター1と比較して侵食防止効果が高いことが分かった。一方で、植生試験では層が増えるほど植被率が伸びなかった。よって、短期間での植生の成立を目指す場合は、フィルター自体の構造の見直しや、使用する繊維の検討、保水剤や土壌改良材の添加量の検討等が必要となると考えられる。

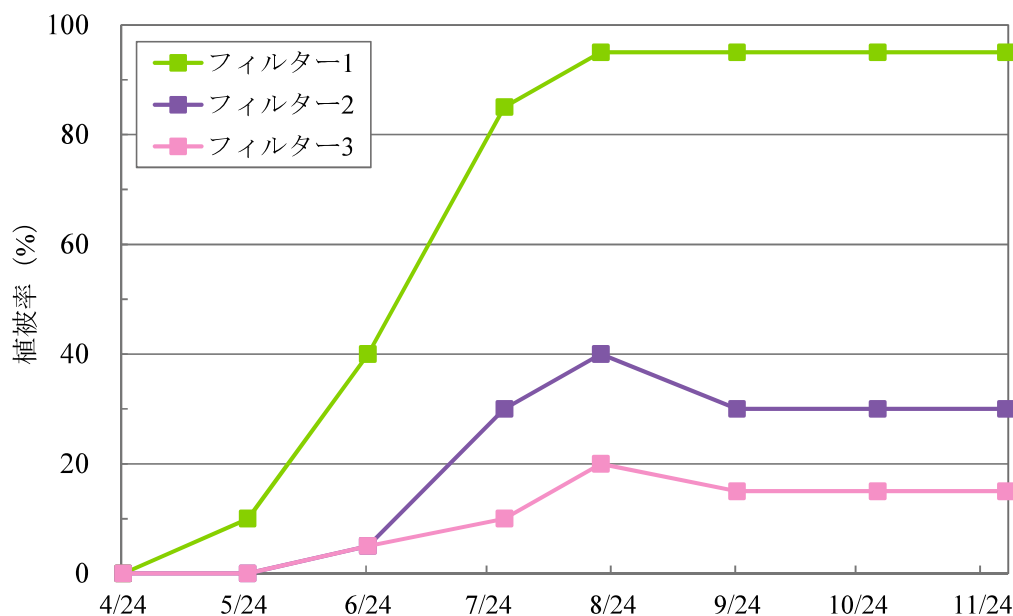
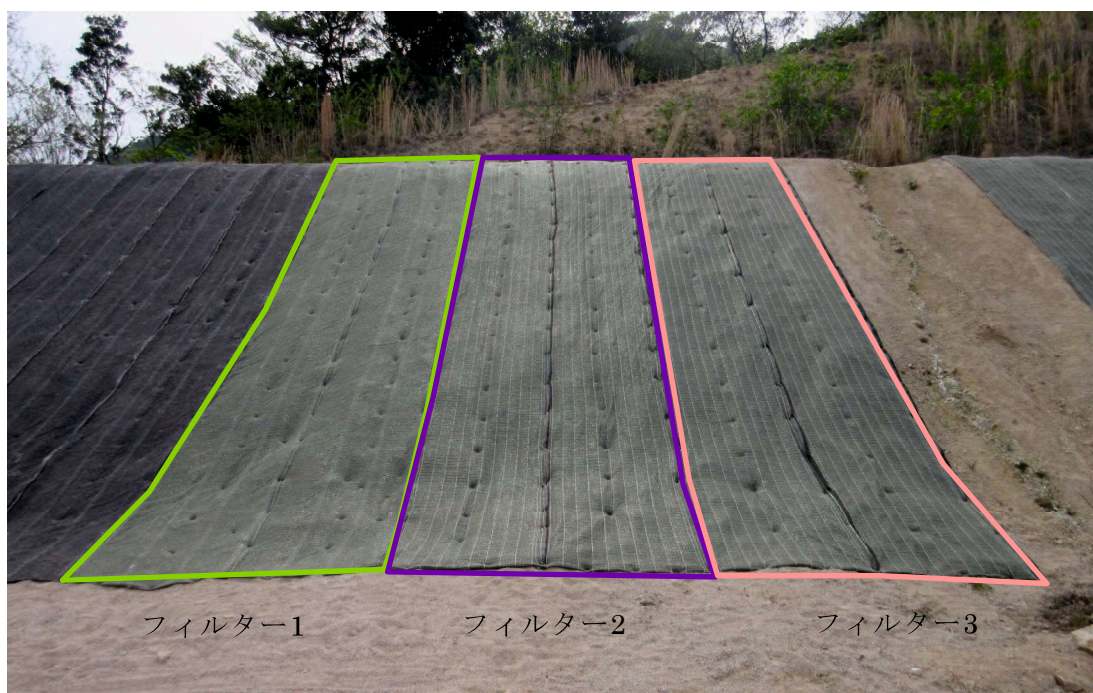


図-3.8 植被率

第3章 土壌侵食防止用不織布フィルターの特徴



(1) 施工直後



(2) 施工後4か月

写真-3.4 植生試験状況

3.4 結語

本章においては、実物大崩壊実験で用いた不織布フィルターの特徴や侵食防止に関する既往の研究について述べた。また、豪雨対応型の不織布フィルターの性能評価試験を行った。得られた知見および結果は以下の通りである。

- 1) 不織布フィルターは植生シートやマットによる法面侵食防止工法に分類され、軽量であるため簡易に施工できるという利点がある。
- 2) 不織布フィルターの主要な部分はウェブと呼ばれる短い化学繊維をランダム配向の形でマット状に織布化したものである。ウェブは空隙率 97~98%のフィルター構造をしており、土壌と馴染み、絡みやすい性質を持つ。
- 3) 不織布フィルターは侵食防止効果および土壌培養機能がある。また、激しい気象に対応し、早ばつからの保護等シェルターの役割を果たす。
- 4) 既往の研究では、法面の侵食が多くみられる粘性土系の国頭マージやまさ土、シラス等の盛土での降雨試験や越流試験により不織布フィルターの侵食防止効果が確認されている。また、撥水性繊維を使用した不織布フィルターの有用性や裏打ち材を付加した不織布フィルターは濁水流出が抑制されることが分かっている。
- 5) 豪雨対応型不織布フィルターは従来の不織布フィルターより侵食防止効果が高いことが分かった。一方で、植生試験では植被率が伸びなかった。よって、短期間での植生の成立を目指す場合は、フィルター自体の構造の見直しや、使用する繊維の検討、保水剤や土壌改良材の添加量の検討等が必要となると考えられる。

参考文献

- 1) 日本道路協会:道路土工一切土工・斜面安定工指針(平成21年度版), p.192, 2009.
- 2) 藤原東雄・上俊二・細山田健三・常村忠生:表面排水型マルチングシートを用いた斜面保護に対する降雨実験, 第29回土質工学研究発表会概要集, 1994.
- 3) 藤原東雄・福田靖・上俊二・桑嶋啓治・常村忠生:開放型フィルターによる斜面の安定, 地盤と建設, Vol.21, No.1, pp.23-30, 2003.
- 4) 坪郷浩一・中村勝美・山本一夫・上俊二・福田靖:不織布フィルターの降雨時法面保護機能に関する研究, 地盤と建設, Vol.28, No.1, pp.169-175, 2010.
- 5) 坪郷浩一・中村勝美・山本一夫・上俊二・福田靖:不織布フィルターを用いた降雨時の法面侵食防止に関する研究, 地盤と建設, Vol.29, No.1, pp.89-97, 2011.

第4章 浸透流有限要素解析によるまさ土表層の降雨浸透挙動の再現と浸透特性の解明

4.1 序説

従来の研究では、水中安息角以下の勾配をもつ斜面でも土石流が発生していることから、崩壊発生原因として浸透圧による有効応力の低下が示唆されている¹⁾。一方、源頭部の観察結果から源頭部滑落崖に地下水が流れた孔の存在が報告され²⁾、地下水の流れが土石流発生原因であるとする考えもある。本章では、源頭部が崩壊に至った原因について、斜面内の浸透流速および地下水水頭を把握することを目的として、FEM浸透流解析を行った。解析では斜面の風化土層厚さ、斜面傾斜、表層の状況を変数として二次元断面に対して実施した。解析結果から、不透水岩盤より上の浸透挙動について層の設定によってどのように異なるのか検討し、土石流が最も発生しやすいケースを決定した。

4.2 土石流源頭部の特徴

モデルとした2009年7月21日中国・九州北部豪雨災害での土石流発生源頭部には以下に示すような特徴があった。

4.2.1 地質

土石流が発生した地域は、**図-4.1**の山口県地学会による地質図³⁾に示されるように中生代白亜紀に形成された広島花崗岩が分布している。この付近の山地には花崗岩の堅岩が露出し、まさ土化した風化残積土および崖錐堆積物が谷部などに薄く分布するのが特徴である。

4.2.2 地形

中流域の流路は5°程度の緩勾配であっても、**写真-4.1**で示されるように、花崗岩岩盤が露出する滝が出現している。花崗岩岩盤の表面は非常に滑らかで、シーティングジョイントあるいは、かつて数度の土石流の流路となって削剥された痕跡であるものと推定される。末端部の特徴としては、土石流の多くは末端部の平坦な耕作地に至って現地形の勾配にしたがって曲流している。末末端付近の堆積物は砂を主体とし葉理が観察されるが、流砂濃度は0.22~0.36とされている⁴⁾ことから非常に密度の小さい泥流状の土石流であったものと推定される。**写真-4.2**に示すように土石流の停止勾

配とされる 2~3° を下回る緩傾斜地に至っても、さらに 250~400m 流下しているケースもある。

4.2.3 源頭部の状況⁵⁾

土石流源頭部の崩壊は、**図-4.2**で示されるように平均崩壊深 1.5m 以下のものが多く、斜面勾配は 25~40°が多く、特に 30~35°に集中している。また、崩壊源頭部はいわゆる 0 次谷であり、周辺よりやや凹形を示す場所である。また、源頭部は尾根や谷頭から下方へ 10~20m 程度離れていることが報告されている。

4.2.4 源頭部の表土・植生と地層構成

写真-4.3に示すように、表土 (A0, A 層) が乏しいのが特徴である。植生状況は崩壊地面積の 50%が広葉樹林、これにマツおよびシダを加えた面積は 93%を超える⁵⁾。これは二次林のマツが枯死した後、遷移した幼齢の広葉樹が占め、土壌を緊縛する根系の発達が乏しい状況であることを示す。地層構成は概ね厚さ 1.0~1.5m のまさ土化した花崗岩強風化部、あるいは崖錐性の二次まさ分布し、基盤には未風化・難透水性の花崗岩岩盤が分布する。まさ土と岩盤との境界には**写真-4.3**でも見られるように、小礫~中礫径の基盤岩の風化角礫化部、崖錐堆積物の基底礫層が分布する箇所があり、高透水性が示唆される。また、この礫層からの湧水が観察されたことから、少なくとも低透水性の礫層があるとは言えない。



写真-4.1 花崗岩岩盤が露出する滝が出現している中流域



写真-4.2 密度の小さい泥流をうかがわせる土石流末端部

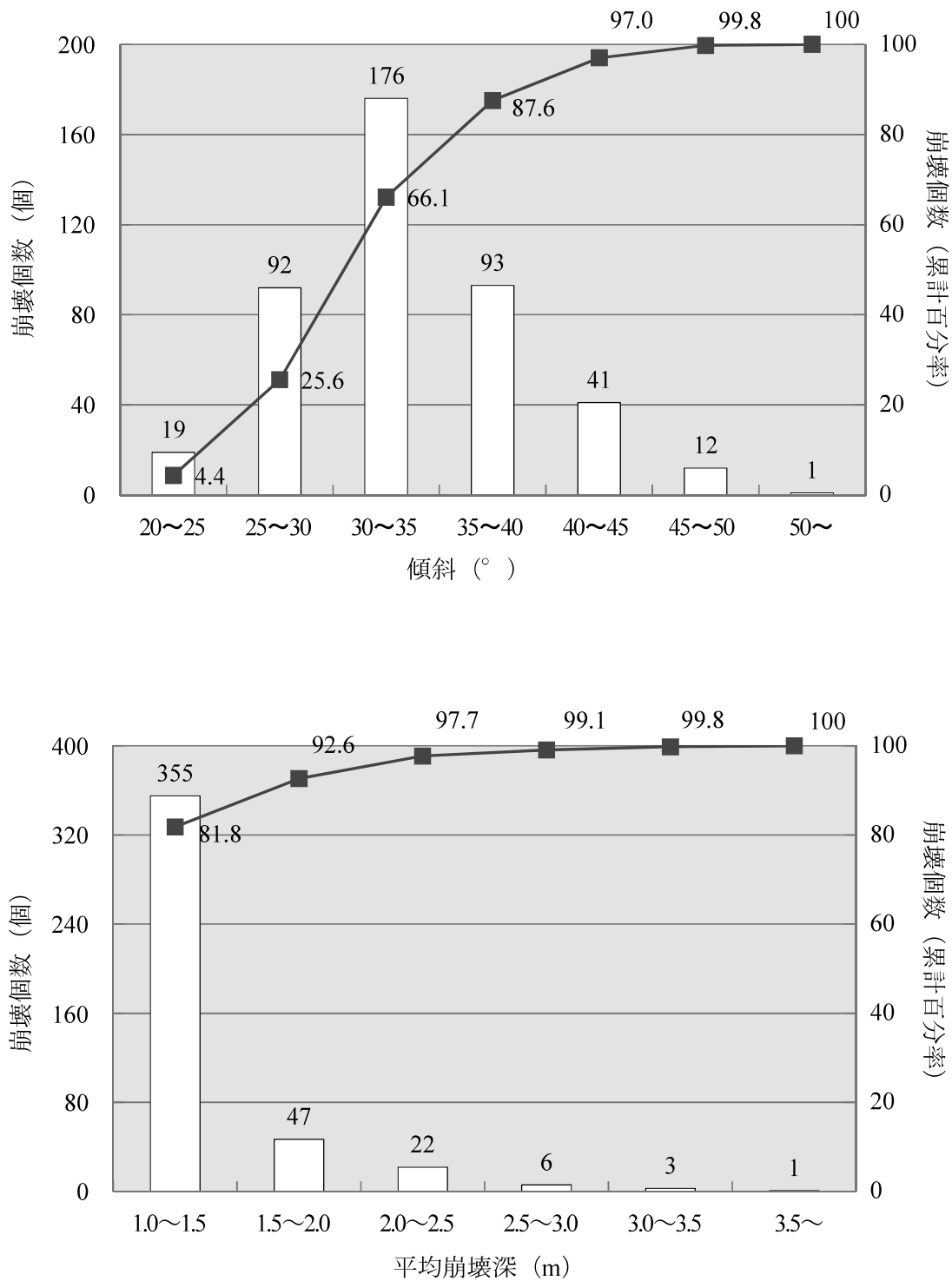


図-4.2 2009年7月21日に防府地域で発生した土石流の特徴⁵⁾

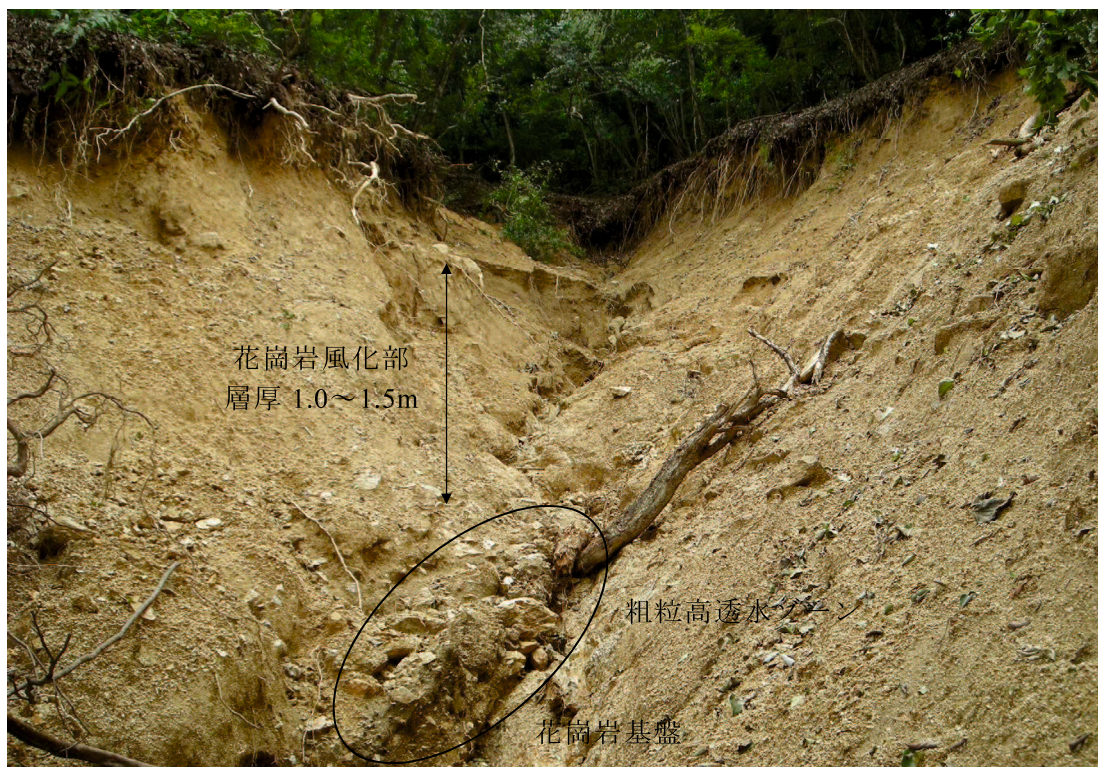


写真-4.3 源頭部の植生と地盤状況（表土，風化層厚）

4.3 解析方法・モデル・ケース

4.3.1 解析方法

4.2の土石流の特徴に基づき、斜面モデルを作成し、FEM浸透流解析プログラム⁶⁾を用いて非定常浸透流解析を行った。2次元浸透流解析エンジンはAC-UNSAF2Dバージョン2013⁷⁾を用いた。

4.3.2 モデル斜面と解析パラメータ

モデル斜面は以下の特徴を有すものとした。初期条件をまとめた模式図を図-4.3に示す。

(1) 土層構成および初期条件

2.2に示した土石流発生斜面の観察状況から、表土層が欠如あるいは非常に薄いこと、また、強風化部および旧土石流二次堆積物であるまさ土層と花崗岩との境界に高透水性が示唆される礫を含んだ層が挟在することが特徴として見い出されることから、解析は、①まさ土の上に表土層がある場合、②まさ土の上に表土層がない場合、③まさ土の上の表土層が部分的に分布する場合の3つの条件と、a)風化土層と基盤の間に高透水層がある場合、b)高透水層がない場合をそれぞれ組み合わせて行った。不飽和浸透特性については図-4.4の体積含水率 θ と負の圧力水頭 ψ の関係および θ と比透水係数 K_r の関係⁸⁾で示した。不飽和浸透特性(実験値)は今回使用した解析プログラム推奨のものを採用した。開始から30分程度で全体が飽和しているケースが多く、不飽和浸透特性は一般的なモデルとした。各土層の特徴を表-4.1に示す。

- 1) 表土層(厚さ0.3m, 透水係数 $k=5 \times 10^{-5} \text{m/s}$ ⁹⁾)。不飽和領域の残留体積含水率 θ_r は地盤表面で0.3, 浸透特性は図-4.4において砂質土とした。比貯留係数 S_s は $1 \times 10^{-6} \text{cm/s}$, 有効間隙率 n_e は0.3とした。
- 2) まさ土層(厚さ1.0m, 強風化部および旧土石流二次堆積物, 20%粒径 $D_{20}=0.1 \text{mm}$ ¹⁾からCreagerによる D_{20} と k の関係¹⁰⁾によると k は $1.75 \times 10^{-5} \text{m/s}$)。 θ_r は0.3, 浸透特性は図-4.4の砂質土とした。 S_s は $1 \times 10^{-6} \text{cm/s}$, n_e は0.3とした。
- 3) 礫を含んだ高透水層, $D_{20}=0.4 \text{mm}$ ¹¹⁾から同じく k は $4.5 \times 10^{-4} \text{m/s}$ ¹⁰⁾。 θ_r は0.3, 浸透特性は図-4.4の礫質土とした。 S_s は $1 \times 10^{-6} \text{cm/s}$, n_e は0.3とした。
- 4) 花崗岩($k=1 \times 10^{-8} \text{m/s}$ ¹²⁾)。 θ_r は0.2, 浸透特性は図-4.4において粘性土とした。 S_s は $1 \times 10^{-5} \text{cm/s}$, n_e は0.2とした。

表-4.1に示すように表土層, まさ土層, 高透水層, 花崗岩における残留体積含水率を与えた。また, 図-4.4および表-4.1に示したように, サクシヨンの分布は深度方向

にゼロとした。これは、薄いまさ土の下は透水性の低い花崗岩岩盤であることから、解析では降雨も地下水も岩盤中を流れることを考慮しておらず、降雨とまさ土内の浸透だけに注目した。先行降雨は与えていない。ここで、解析で着目する領域は岩盤より上の層である。

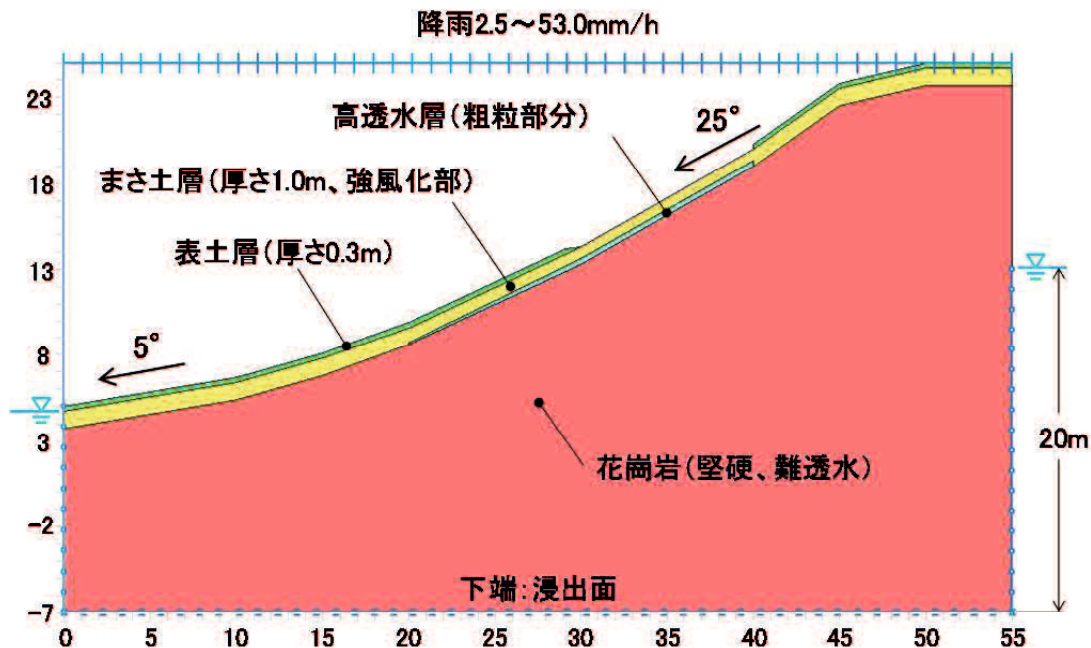


図-4.3 モデルの初期条件模式図

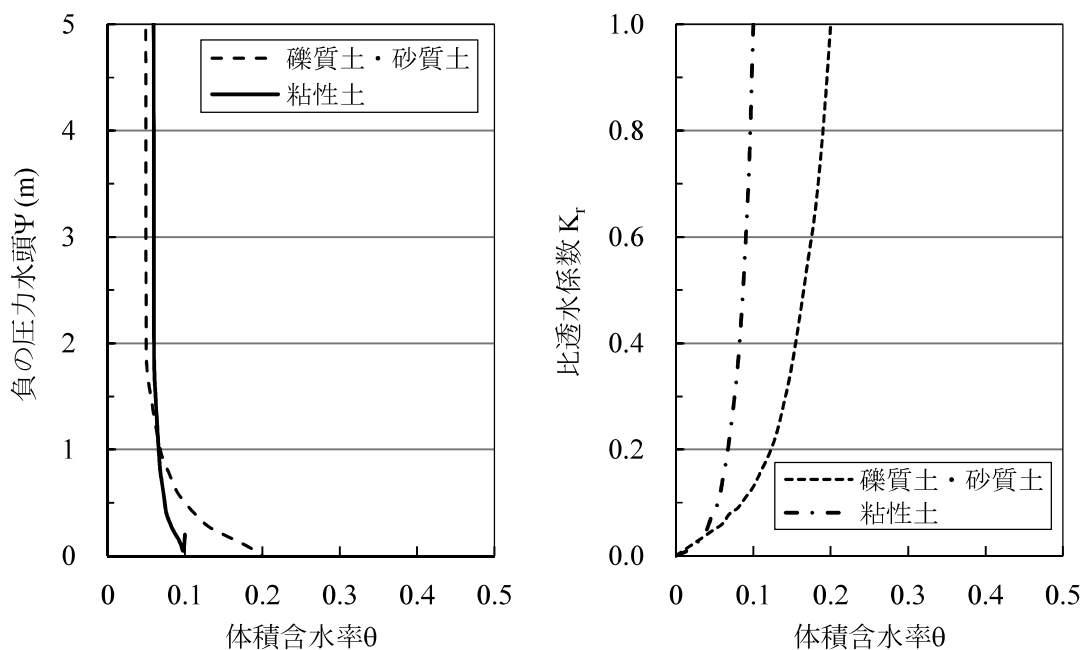


図-4.4 仮定した不飽和浸透特性⁸⁾

表-4.1 モデル斜面の各土層の特徴

	透水係数 k(m/s)	残留体積 含水率 θ_r ※1	浸透特性	比貯留係数 S_s (cm/s) ※1	有効間隙率 n_e ※1
表土層	5×10^{-5} ※1	0.3	砂質土	1×10^{-6}	0.3
まさ土層	1.75×10^{-5} ※2	0.3	砂質土	1×10^{-6}	0.3
高透水層	4.5×10^{-4} ※3	0.3	礫質土	1×10^{-6}	0.3
花崗岩	1×10^{-8} ※4	0.2	粘性土	1×10^{-5}	0.2

※1 参考文献9)より決定

※2 20%粒径 $D_{20}=0.1\text{mm}$ ¹⁾からCreagerによる D_{20} とkの関係¹⁰⁾より決定

※3 $D_{20}=0.4\text{mm}$ ¹¹⁾からCreagerによる D_{20} とkの関係¹⁰⁾より決定

※4 参考文献12)より決定

表-4.2 2009年7月21日6～12時の降雨¹³⁾

時刻	6時	7時	8時	9時	10時	11時	12時
降水量 (mm/h)	2.5	36.5	74.5	49.5	3.0	53.0	49.5

(2) 斜面勾配

斜面勾配は土石流発生溪流の状況³⁾を考慮し、最も土石流が発生し難い条件で源頭部斜面は約25°、中流域は5°とした。

(3) 境界条件

境界条件として、地表面には表-4.2の山口県山口市で観察された2009年7月21日6～12時¹³⁾の降雨波形を地表面からモデル内に与えた。モデルの左右端には図-4.3に示すように一定の水頭(右端20.0m, 左端表土下まで)を与えた。下端は花崗岩が $k=1 \times 10^{-8}\text{m/s}$ と非常に難透水性で不透水境界とほぼ同じなので、モデルの連続性に考慮して不透水境界とせず、浸出面とした。降雨浸透境界は、基本的には定流量浸透境界とし、一部を定水位浸透境界とする。降雨はメッシュの地盤面に圧力0として与えて、地盤の浸透能なりに浸透し、浸透能を超えると流出する。すなわち降雨が浸透能以下の場合は全て地盤内に流入し(定流量浸透境界)、浸透能を超える場合は、地表面を圧力水頭0として浸透能だけ浸透する(定水位浸透境界)。また、地盤の浸透能の最大値

は地表面部分の飽和透水係数に等しい¹⁴⁾。よって表土層のあるケースは定流量浸透境界、表土層のないケースは基本的には定流量浸透境界だが、8時の降雨量のみが地盤の浸透能以上となるためとこの時間だけ定水位浸透境界としている。部分的に表土層があるケースは、表土層のある部分は定流量浸透境界で、表土層がない部分は8時のみ定水位浸透境界となる。よって、表土層のない8時は設定した降雨量74.5mm/hではなく、まさ土の浸透能である63mm/hのみモデル内に与えられる。また、今回対象とした土石流はこの降雨条件下の11~12時の間に発生している。

(4) メッシュ分割

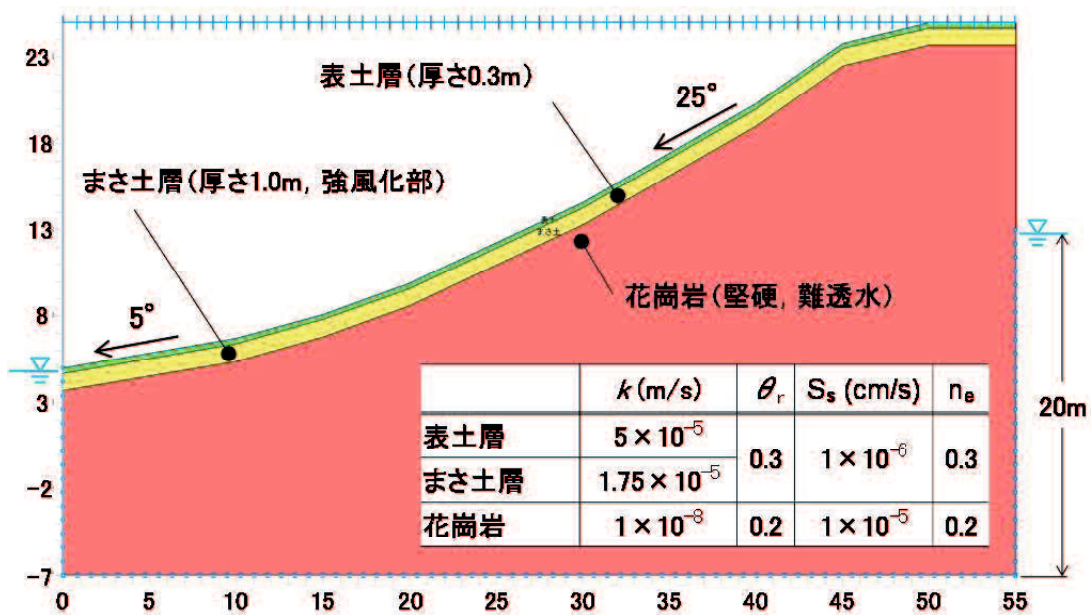
最大追加点数2,000点、メッシュ制限を最大面積10m²以下、最小角度20°以上として全体領域を設定し、メッシュ自動分割で作成した。メッシュサイズの差異は、層内の条件を左右しないものとするため、本解析に影響はない。

4.3.3 解析ケース

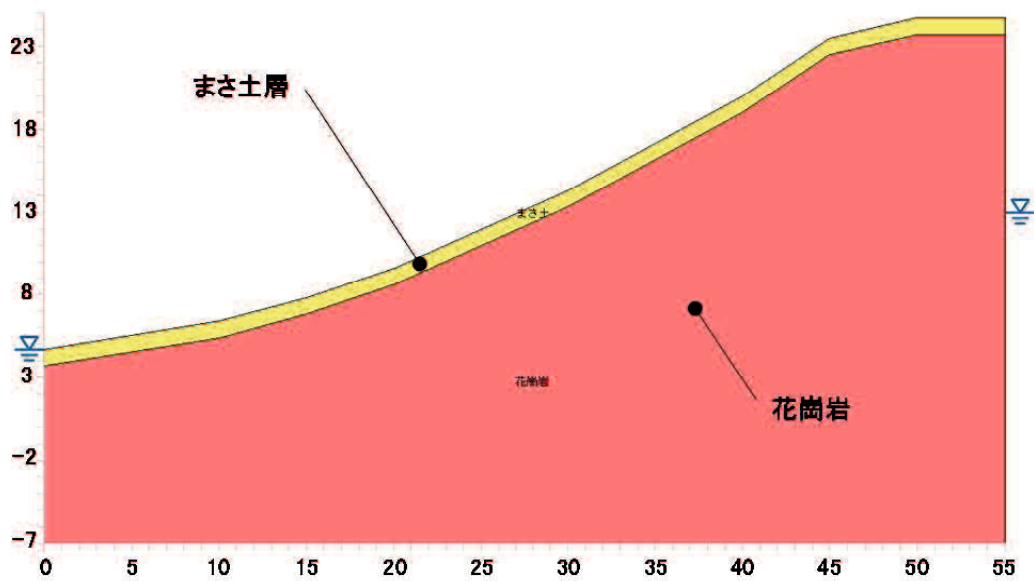
前述の現場状況を踏まえて、**図-4.5**および**表-4.3**に示す5ケースで解析した。

- a) 基本ケース：表土層0.3m、まさ土層1.0m、難透水性の花崗岩基盤。
- b) 表土なし：表土層なし、まさ土層1.0m、難透水性の花崗岩基盤。
- c) 部分表土+高透水層：表土層は基本的に0.3mであるが欠如した範囲があり、まさ土層1.0m、花崗岩基盤との境界に粗粒の高透水層0.3mを部分的に挟む。
- d) 表土なし+高透水層：表土層なし、まさ土層1.0m、花崗岩基盤との境界付近に粗粒の高透水層0.3mを部分的に挟む。
- e) 部分的に表土：表土層は基本的に0.3mであるが欠如した範囲があり、まさ土層1.0m、難透水性の花崗岩基盤。

ここで、ケースa), c), d), e)の左右水頭は解析がスタート後(c), d)は3分後、a), e)は30分後)にモデルに与えた。一方、ケースb)は初期状態から左右水頭を与えた。したがって、タイミングは異なるがいずれのケースも左右水頭は与えられている。降雨前の圧力水頭分布は、ケースa), c), d), e)の圧力水頭はすべて0となっている。また、ケースb)は地表面に地下水位があり、下部の花崗岩に向かって圧力水頭が高くなっている分布となっている。

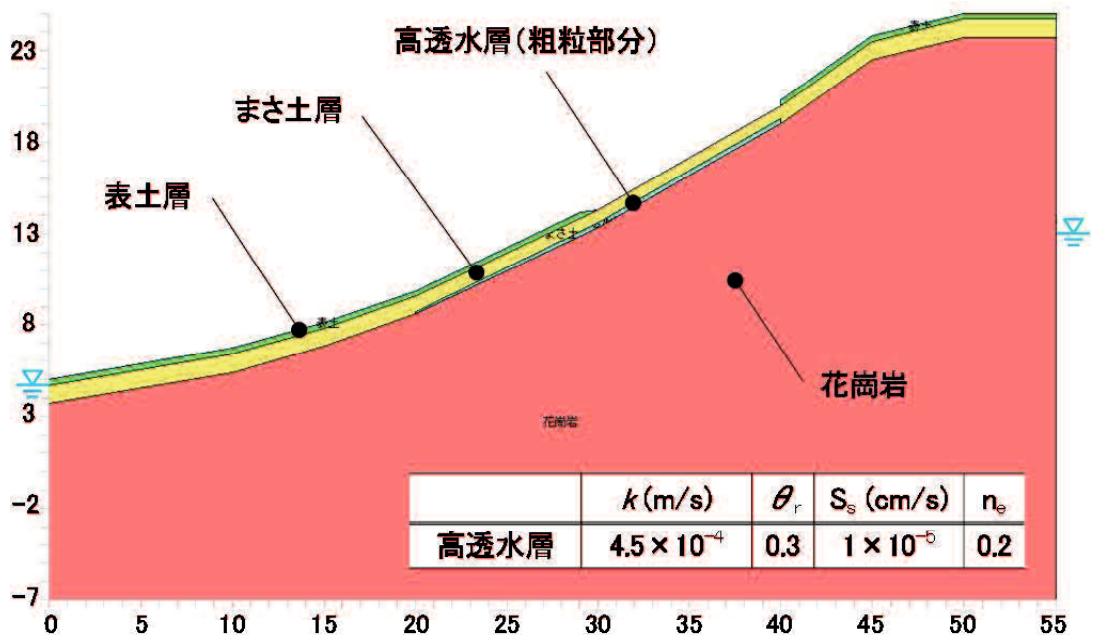


a) 基本ケース（全面表土あり）

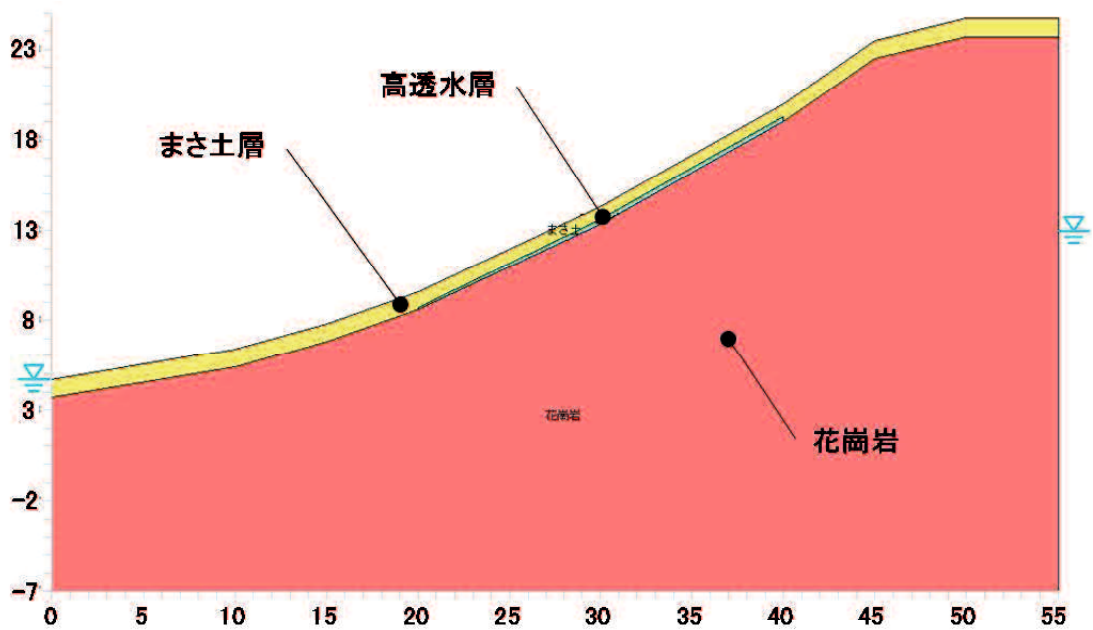


b) 表土なし

図-4.5 土石流発生斜面の解析モデル（その1）

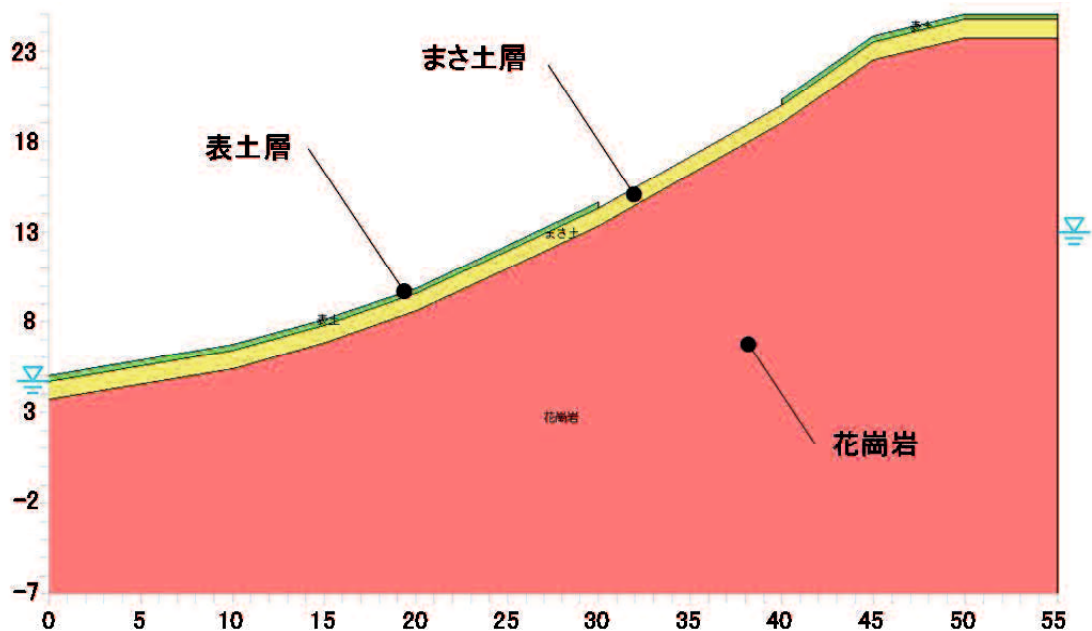


c) 部分的な表土と高透水ゾーン分布ケース



d) 表土欠如と高透水層ケース

図-4.5 土石流発生斜面の解析モデル (その2)



e) 部分的に表土

図-4.5 土石流発生斜面の解析モデル (その3)

表-4.3 解析ケース

ケース	表土層 (m)	まさ土層 (m)	高透水層 (m)	基盤
a) 基本ケース	0.3	1.0	—	難透水性 花崗岩
b) 表土なし	—		—	
c) 部分表土+高透水層	0.3 (部分的に欠如)		0.3	
d) 表土なし+高透水層	—		0.3	
e) 部分的に表土	0.3 (部分的に欠如)		—	

4.4 解析結果と考察

4.4.1 解析結果

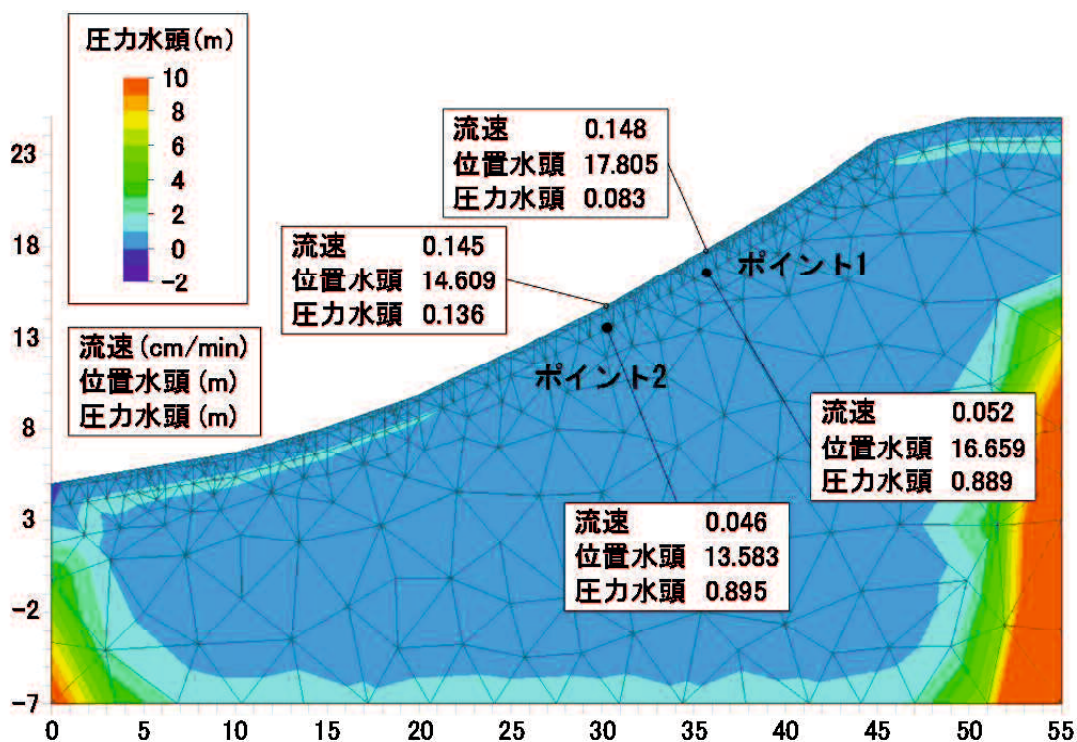
以下に各ケースの解析結果の特徴を述べる。

降雨開始後、1時間経過した7:00、3時間30分経過した9:30、5時間30分経過した11:30時点の各ケースの斜面内の水頭分布を図-4.6に示している。ケースa)に示すよ

うに表土があり高透水層がなければ、非常に多くの降雨を与えても、また時間が経過しても、斜面内の圧力水頭が急激に変化することがない状態が継続される。

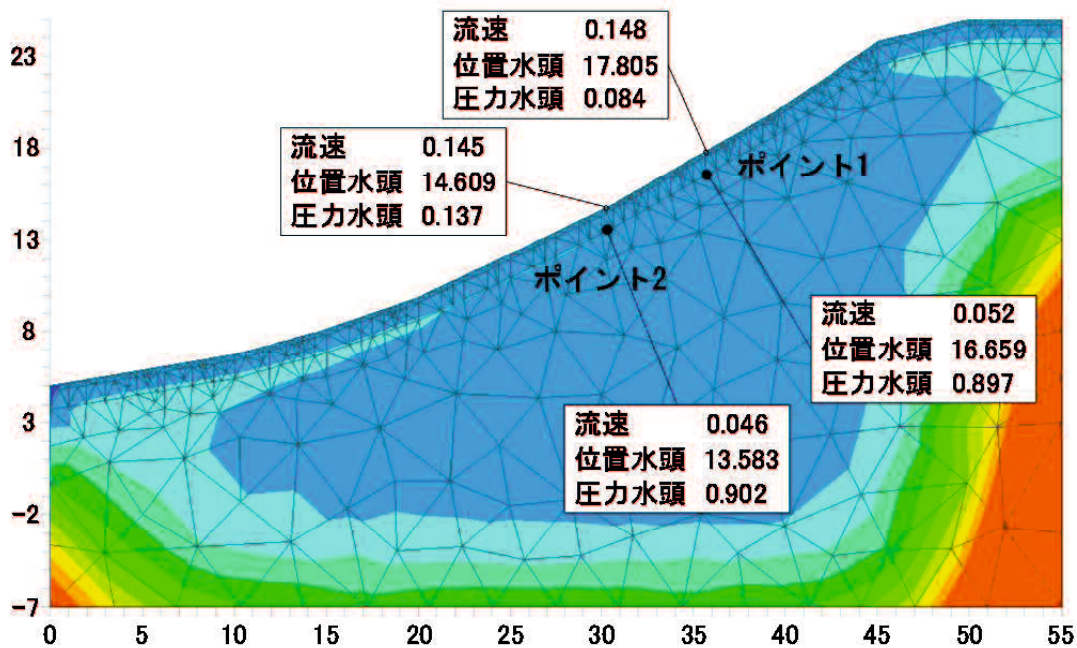
一方、表土が完全に欠如するケース b)においては、**図-4.6 b)**に示すように、圧力水頭 0、すなわち地下水位面が斜面内に不規則に描かれている。これは解析条件を超えた偽像ともいえ、既にダルシー則では解釈不可能な状態であると考えられる。この状況は時刻 7:00 の降雨から発生しており、11:00~12:00 の土石流の発生を説明できない。ケース b)の花崗岩上に圧力水頭が残っているのは、不透水層に与えられる左右水頭の影響であると考えられる。また、表土のケース a)の表土の透水係数 $k=5 \times 10^{-5} \text{m/s}$ の値をまさ土の透水係数 $k=1.75 \times 10^{-5} \text{m/s}$ に近づけると、解析結果は b)に近似したものになることから、表土の透水係数が結果に影響していると考えられる。

部分的に表土のないケース c)と e)においては、両ケースとも残った表土が浸透を抑制し、斜面内の浸透流は比較的安定して流れている。

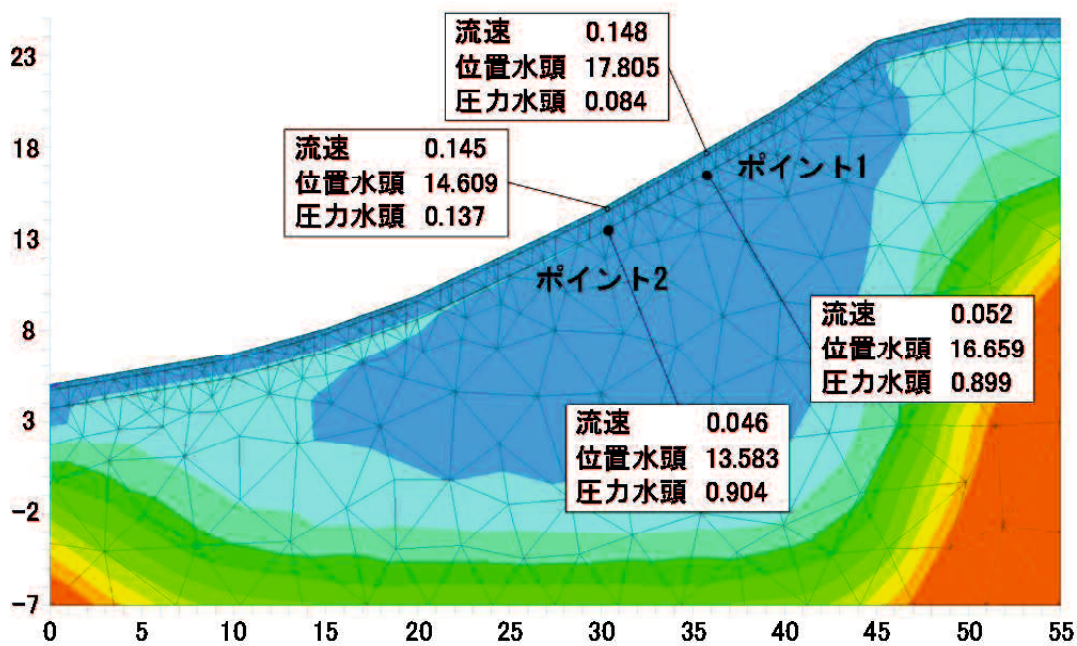


a) 基本ケース（全面表土あり） 7:00

図-4.6 斜面内に降雨波形を与えた非定常 FEM 浸透流解析結果（その 1）
（圧力水頭コンター図におけるポイントの流速と水頭）

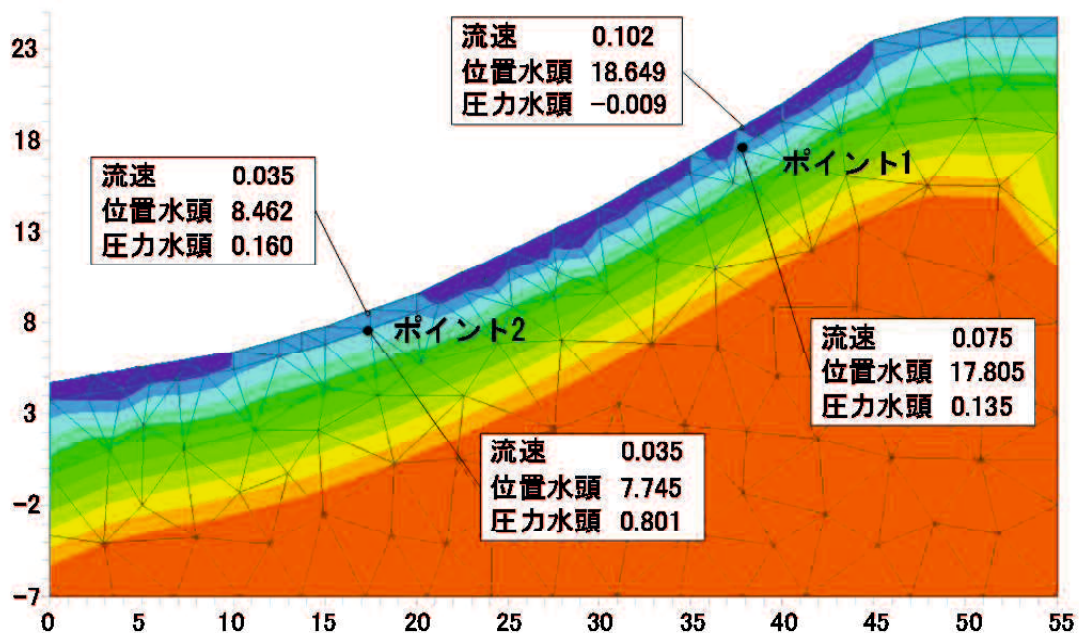


a) 基本ケース（全面表土あり） 9:30

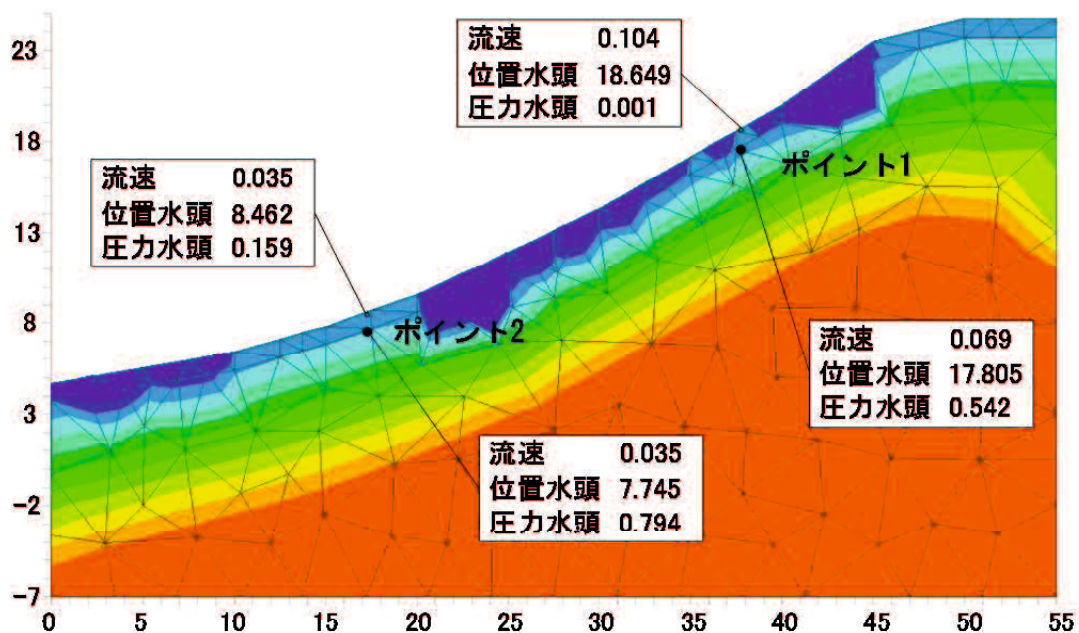


a) 基本ケース（全面表土あり） 11:30

図-4.6 斜面内に降雨波形を与えた非定常 FEM 浸透流解析結果（その2）
（圧力水頭コンター図におけるポイントの流速と水頭）

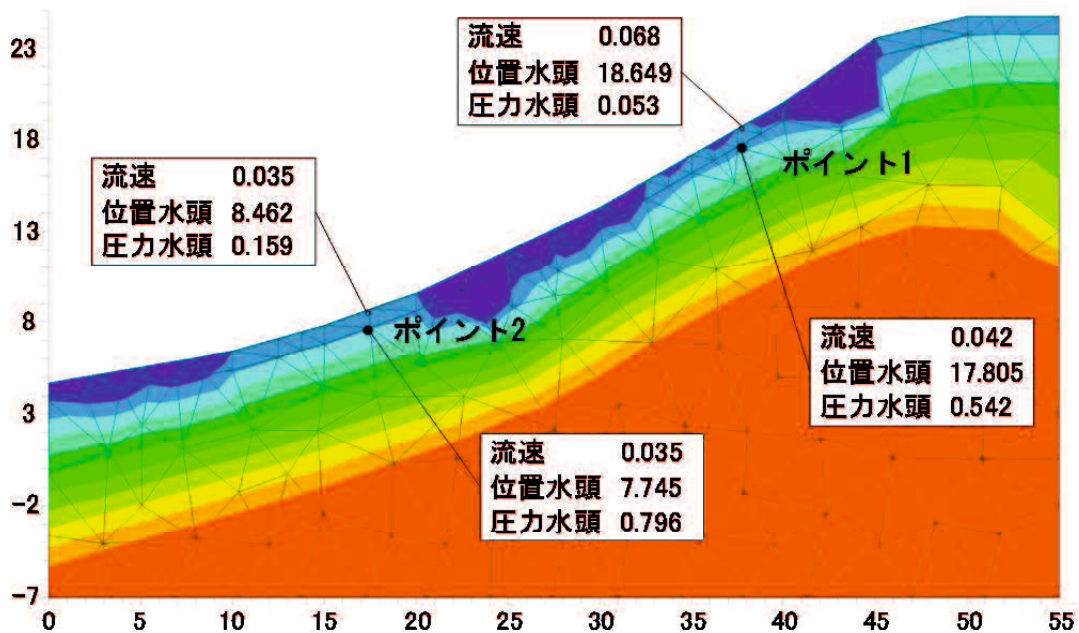


b) 表土なし 7:00

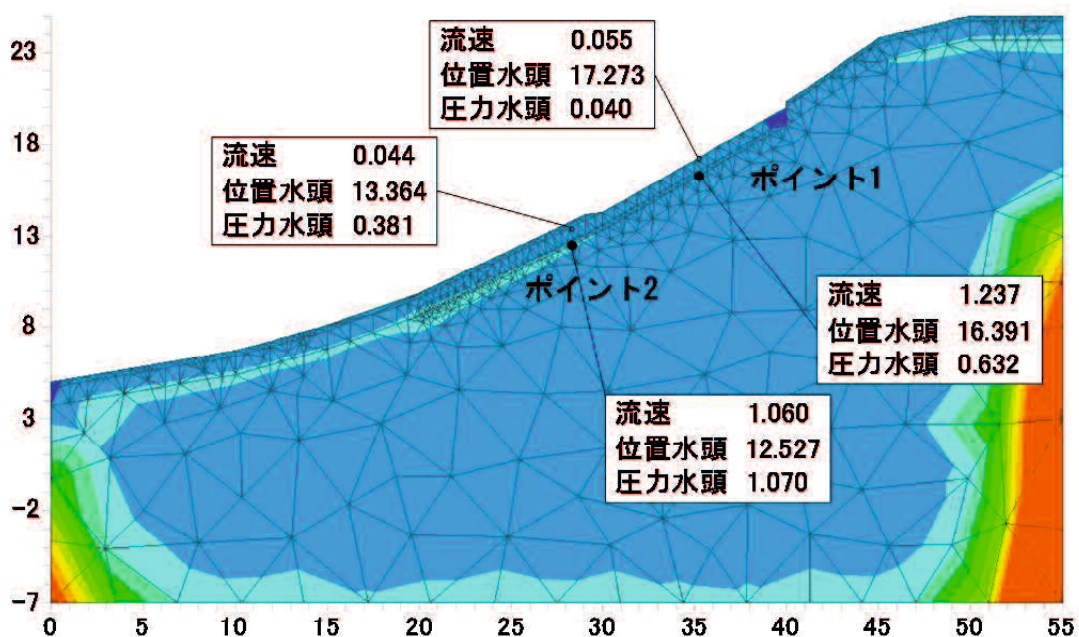


b) 表土なし 9:30

図-4.6 斜面内に降雨波形を与えた非定常 FEM 浸透流解析結果 (その3)
(圧力水頭コンター図におけるポイントの流速と水頭)

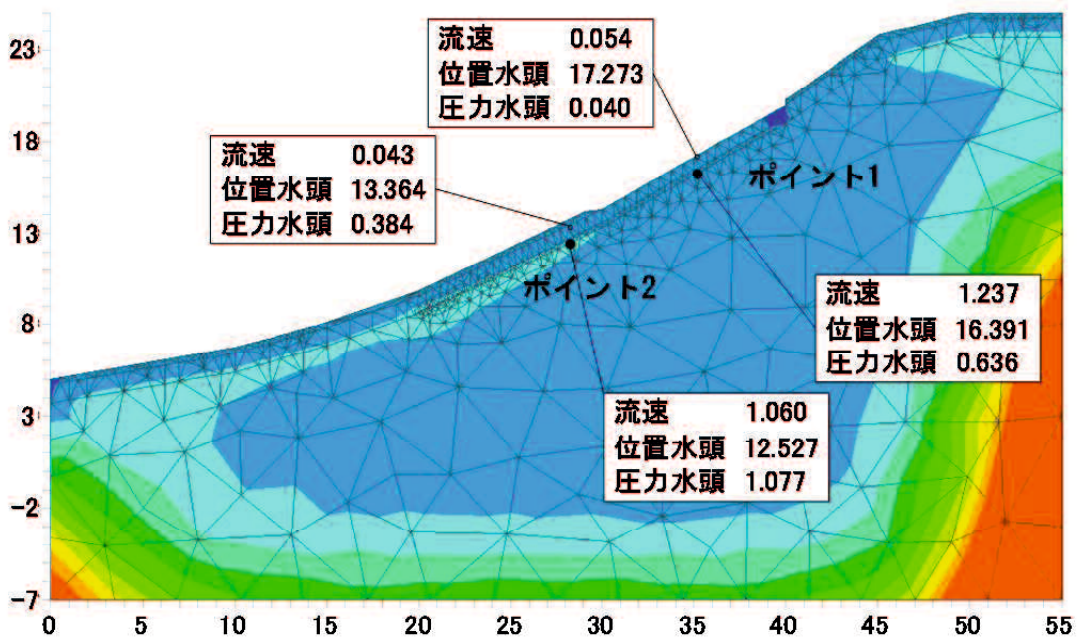


b) 表土なし 11:30

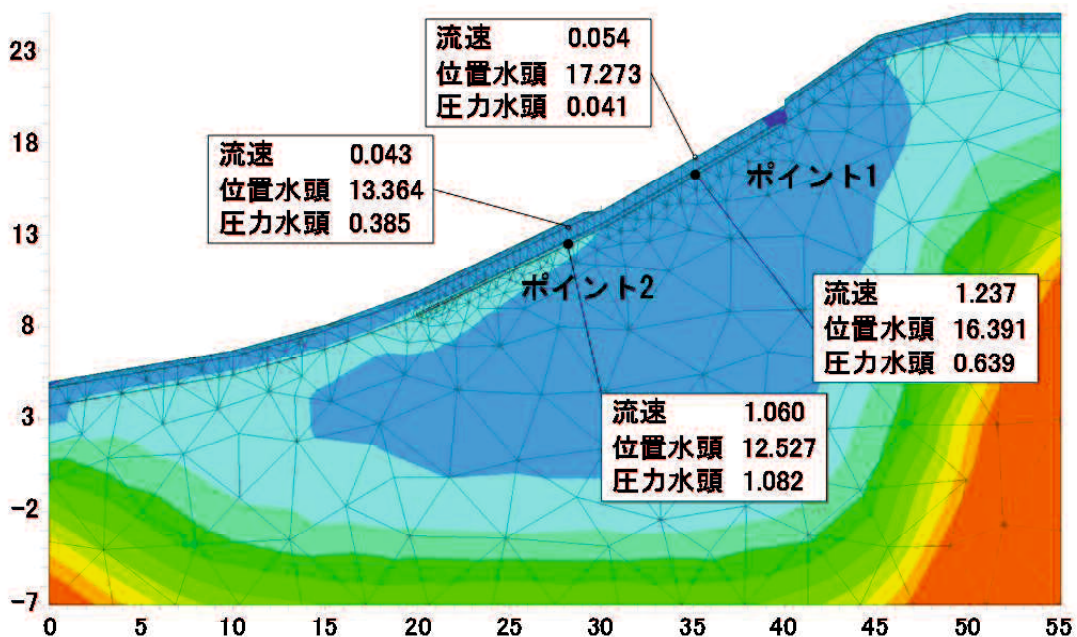


c) 部分的な表土と高透水ゾーン分布ケース 7:00

図-4.6 斜面内に降雨波形を与えた非定常 FEM 浸透流解析結果 (その4)
(圧力水頭コンター図におけるポイントの流速と水頭)

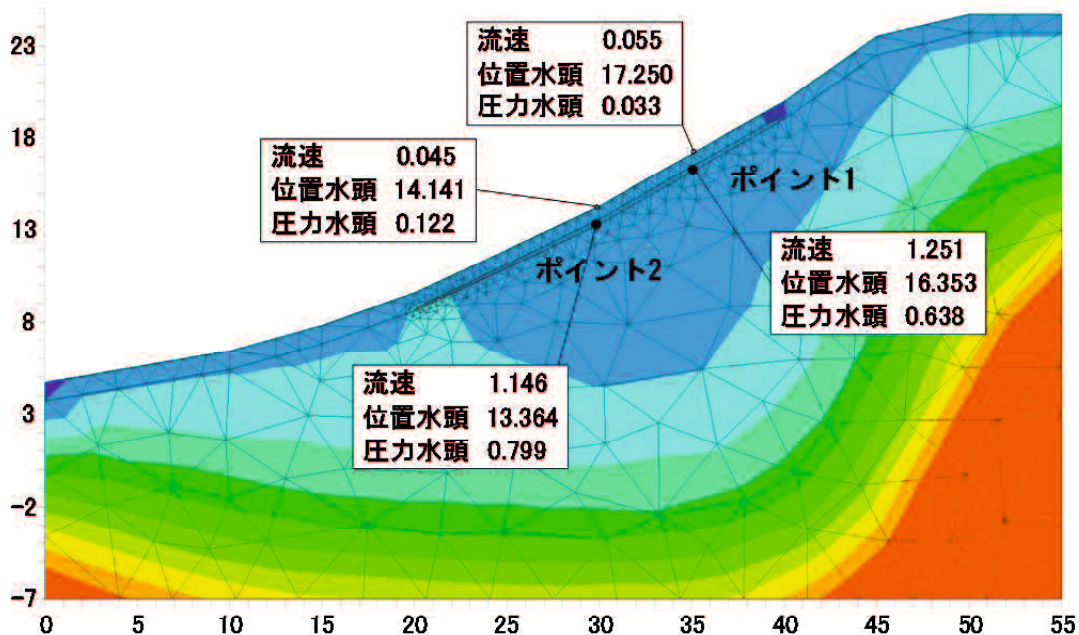


c) 部分的な表土と高透水ゾーン分布ケース 9:30

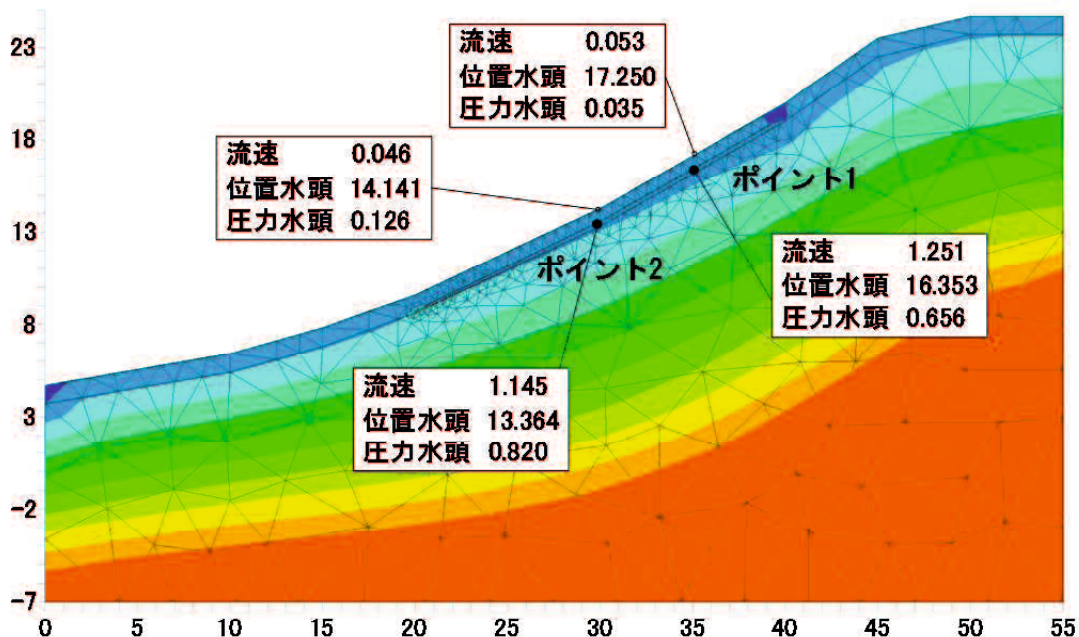


c) 部分的な表土と高透水ゾーン分布ケース 11:30

図-4.6 斜面内に降雨波形を与えた非定常 FEM 浸透流解析結果 (その5)
(圧力水頭コンター図におけるポイントの流速と水頭)

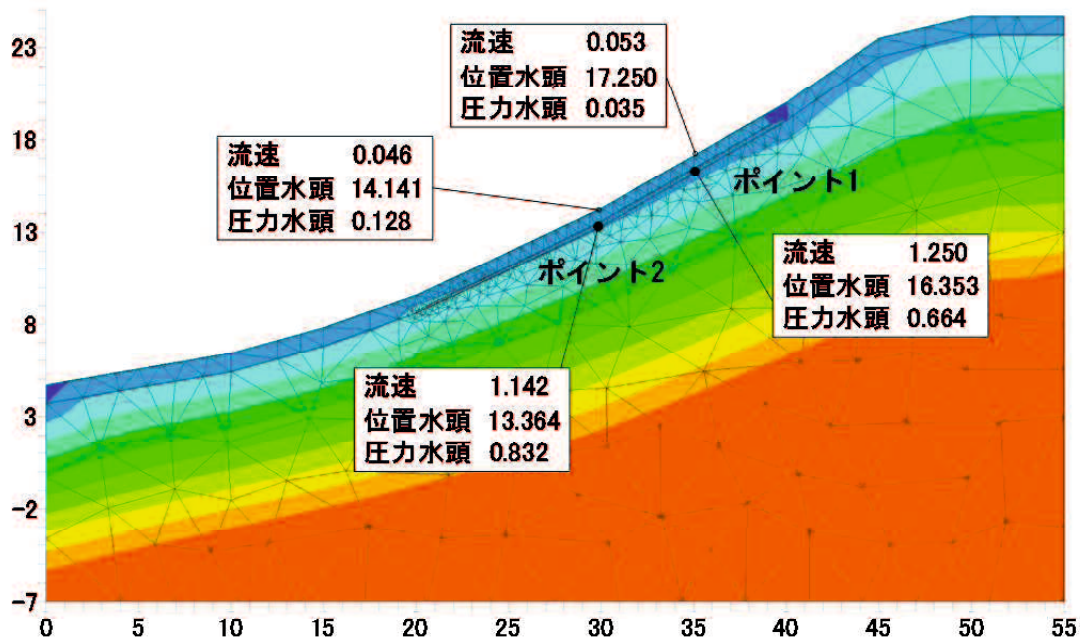


d) 表土欠如と高透水層ケース 7:00

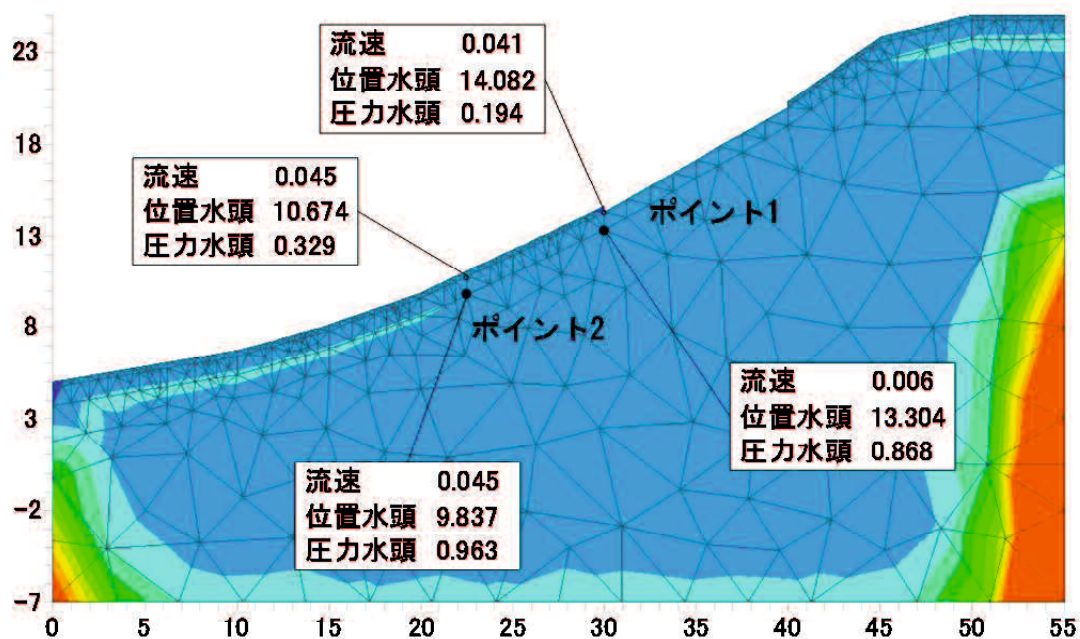


d) 表土欠如と高透水層ケース 9:30

図-4.6 斜面内に降雨波形を与えた非定常 FEM 浸透流解析結果 (その 6)
(圧力水頭コンター図におけるポイントの流速と水頭)

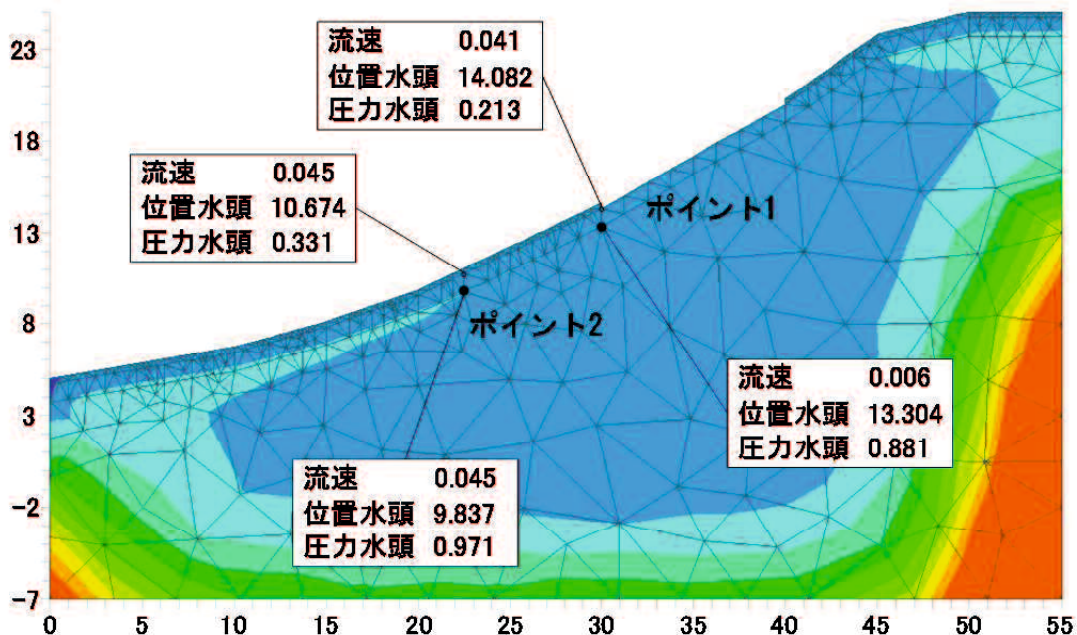


d) 表土欠如と高透水層ケース 11:30

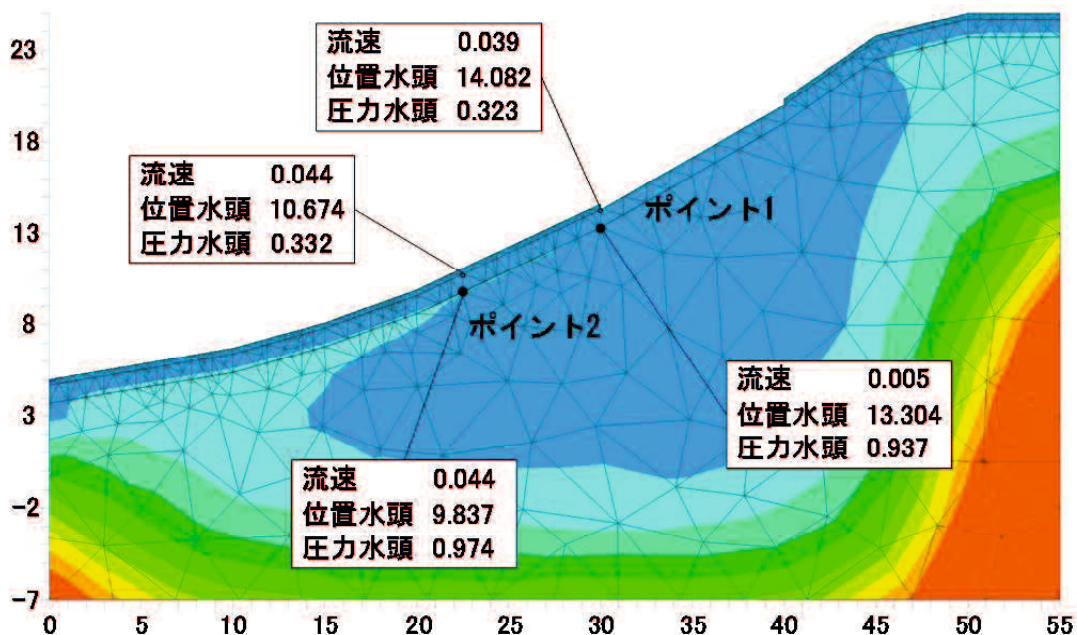


e) 部分的に表土 7:00

図-4.6 斜面内に降雨波形を与えた非定常 FEM 浸透流解析結果 (その 7)
(圧力水頭コンター図におけるポイントの流速と水頭)



e) 部分的に表土 9:30



e) 部分的に表土 11:30

図-4.6 斜面内に降雨波形を与えた非定常 FEM 浸透流解析結果 (その 8)
(圧力水頭コンター図におけるポイントの流速と水頭)

高透水層が分布するケース c)と d)において、表土の有無に関わらず高透水層内には他のケースと比較すると1オーダー以上速い浸透流が発生し、経時的に圧力水頭の増加も算出されている。また、特に図-4.6に示すケース d)の経時変化に示されるように、9:30以降の斜面内の高透水ゾーンの圧力水頭値は徐々に上昇している。ここで、7:00における水頭分布が不自然であるのは、解析初期の過渡的現象であると考えられ、図-4.7に示すように8:00では定常状態となっていることが分かる。

ケース a), c), e)の解析結果を見ると花崗岩まで浸透しているが、これは花崗岩の透水係数を $1 \times 10^{-8} \text{m/s}$ としているので、解析上花崗岩中も流れることが要因となっている。また、ケース c)と d)では圧力水頭の分布が異なるが、表土が部分的にあるなしの条件であり、ケース c)では表土層のある部分によって、圧力水頭が変化している(ケース e)も同様である)。また同様に表土があるケース a), c), e)は地下水位が完全に下がるが、表土がないケース b), d)では地下水位が残っている。

各ポイントの圧力水頭差は開始から1時間以内に上昇し、その後大きな変動はなく、高透水層のあるケースのみ11:30以降に若干上昇がみられた。同様に、流速も開始から30分以内に上昇し、その後大きな変動はなかった。流速は高透水層のあるケースはないケースよりも1オーダー以上大きい値になった。また、流速の向きは、表土があり高透水層のないケースでは30分後に鉛直方向下向きで、1時間後以降は斜面と水平の向きとなり、高透水層のあるケースでは30分後から最後まで斜面と水平の向きだった。ただし、表土と高透水層がないケース b)は上記の挙動と異なる。したがって、表土の有無による各ポイント値の大きな差はなく、土層構成が浸透により強く影響していたと考えられる。

花崗岩の圧力水頭が各ケースで異なる要因としては、下からの浸出量は固定されているため、上からの流入量が影響していると考えられる。初期条件を与える時刻が異なるため、各ケースを直接比較することはできないが、表層が異なる土層構成であることから、浸透量が異なりこれにより花崗岩の圧力水頭が変化する。

まさ土層内の浸透流速を表-4.4に示す。ここで、実流速はポイント1, 2の平均流速を有効間隙率 n_e で除したものとした。ケース c), d)の実流速は 0.06cm/s に達する。限界流速 v を式(1)によって求めたところ¹⁵⁾、 $v=1.78 \text{cm/s}$ が得られた。

$$v = \sqrt{(W \cdot g) / (A \cdot \gamma_w)} = \sqrt{2/3(G_s - 1) \cdot d \cdot g} \quad (1)$$

ここで g :重力加速度、 W :土粒子の水中における有効重量、 A :土粒子の浸透流を受ける断面積、 γ_w :水の単位体積重量、 G_s :土粒子の真比重 $=2.62^{11)}$ 、 d :粒径 $D_{10}=0.003 \text{ (cm)}$ ¹¹⁾である。

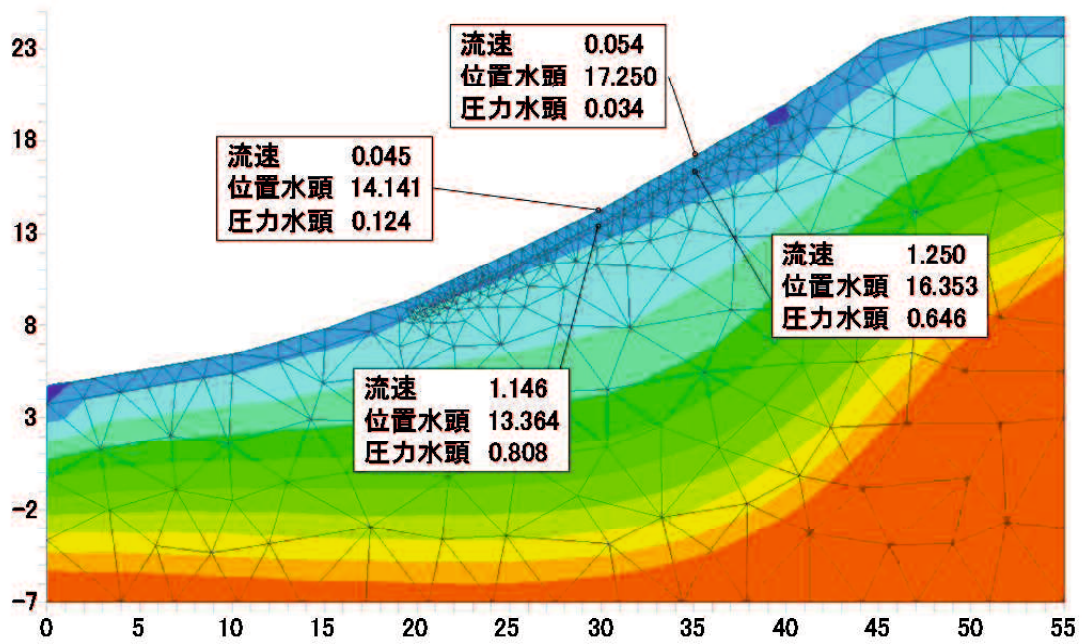


図-4.7 ケース d) 8:00 の解析状況

表-4.4 図-4.6における各ポイントの流速、水頭、安全率

ケース	検討時刻	ポイント1			ポイント2			平均流速 (cm/min)	実流速 (cm/s)	安全率	
		流速 (cm/min)	位置水頭 (m)	全水頭差 h_a (m)	流速 (cm/min)	位置水頭 (m)	全水頭差 h_a (m)			ポイント1	ポイント2
a) 基本ケース	7:00	0.052	1.15	0.806	0.046	1.03	0.758	0.049	0.003	1.280	1.218
	9:30	0.052	1.15	0.813	0.046	1.03	0.765	0.049	0.003	1.269	1.207
	11:30	0.052	1.15	0.816	0.046	1.03	0.767	0.049	0.003	1.265	1.204
b) 表土なし	7:00	0.075	0.84	0.144	0.035	0.72	0.640	0.055	0.003	5.272	1.008
	9:30	0.069	0.84	0.235	0.035	0.72	0.635	0.052	0.003	3.238	1.016
	11:30	0.042	0.84	0.489	0.035	0.72	0.637	0.039	0.002	1.554	1.013
c) 部分表土 + 高透水層	7:00	1.237	0.88	0.593	1.059	0.84	0.689	1.148	0.064	1.339	1.094
	9:30	1.236	0.88	0.595	1.058	0.84	0.694	1.147	0.064	1.334	1.086
	11:30	1.237	0.88	0.598	1.060	0.84	0.697	1.149	0.064	1.327	1.081
d) 表土なし + 高透水層	7:00	1.251	0.90	0.605	1.146	0.78	0.677	1.199	0.067	1.335	1.032
	9:30	1.251	0.90	0.622	1.145	0.78	0.694	1.198	0.067	1.298	1.007
	11:30	1.250	0.90	0.629	1.142	0.78	0.704	1.196	0.066	1.284	0.994
e) 部分的に表土	7:00	0.006	0.78	0.674	0.045	0.84	0.634	0.026	0.001	1.039	1.189
	9:30	0.006	0.78	0.669	0.045	0.84	0.640	0.026	0.001	1.047	1.176
	11:30	0.005	0.78	0.613	0.044	0.84	0.643	0.025	0.001	1.142	1.172

これより、まさ土層内の流速は十分に遅く安定しているといえ、流速による浸透破壊には至らないものと考えられる。

図-4.6中の2点（ポイント1, 2）におけるボーリングに対する安全率 F を式(2)によって算出した¹⁶⁾。ここで、圧力水頭が最も大きくなる点をポイント2, ポイント2より水平距離約5~10m上流の点をポイント1とした。また、計算結果は表-4.4に示している。

$$F = \{(G_s - 1)/(1 + e)\}/(h_a/D) \quad (2)$$

ここで G_s : 土粒子の比重=2.62¹¹⁾, e : 間隙比=0.8¹⁷⁾¹⁸⁾, h_a : 検討する点の圧力水頭差, 例えば図-4.6におけるケースd) 11:30のポイント1であれば、浅い位置の圧力水頭は0.035m, 深い位置の圧力水頭は0.664mであり, h_a は両者の差 $h_a=0.629m$ と計算される, D : 検討する点の位置水頭差である。

表-4.4によると, F がわずかに1.00を下回るのはケースd)の表土がなく, まさ土層が1.0mで基盤境界に高透水層が分布するケースのみである。1度目の豪雨後の9:30の時点では $F \geq 1.00$ であったが, 2度目の豪雨時11:30には $F < 1.00$ となり, 土石流発生時刻と一致する解析結果が得られた。流速によって浸透破壊は発生しないが, 圧力水頭の増加により安定性が低下したと考える。

4.4.2 解析結果の総合的考察

解析結果では, それぞれのケースにおいて降雨の継続に伴って圧力水頭の上昇が解析されたが, 特に斜面上に表土がなく, 透水性に差をもたせた, すなわち基盤と薄いまさ土層の境界に高透水ゾーンを挟むケースd)において, 降雨の継続および時間の経過に伴ってポイント2の圧力水頭が徐々に上昇した。また, このケースにおいて, ボーリングに対する安全率を求めたとき, 降雨後5時間30分経過した11:30の時点で $F < 1.00$ となり, ボーリングの発生が示唆された。また, 11:30以降に流速が低下し, 圧力水頭の上昇みられた。これは, 以下の浸透メカニズムによるものと考えられる。

まず, 基盤の花崗岩が難透水性であり, 表土が浸透を抑制して降雨を下流へ導かなければ, 厚さ1.0m程度の非常に薄いまさ土層は, この強度の降雨ではすぐに飽和する。また, 崩壊が発生した斜面には, 表土が斜面全体を覆っておらず, 比較的粗粒のものが集積された高透水層が基盤との境界付近に分布していることから, 降雨が継続すると, 浸透水は基盤との境界付近に限定的に分布していることから基盤上を流下し, 圧力水頭が上昇する。この圧力水頭は, ある時点で, いわゆるボーリング状態に達し粒子が結合力を失い力学的バランスが崩れて崩壊が発生すると考えられる。

4.5 結語

本章においては、2009年7月21日中国・九州北部豪雨災害での土石流発生斜面の特徴を整理し、これをモデル化した浸透流有限要素解析を行い、その解析結果について述べた。得られた知見および結果は以下の通りである。

- 1) 土石流が発生した地域は、中生代白亜紀に形成された広島花崗岩が分布している。この付近の山地には花崗岩の堅岩が露出し、まさ土化した風化残積土および崖錐堆積物が谷部などに薄く分布するのが特徴である。
- 2) 土石流源頭部の崩壊は、平均崩壊深 1.5m 以下のものが多く、斜面勾配は 25~40° が多く、特に 30~35° に集中している。
- 3) 源頭部は表土が乏しい。また、地層構成は概ね厚さ 1.0~1.5m のまさ土化した花崗岩強風化部、あるいは崖錐性の二次まさが分布し、基盤には未風化・難透水性の花崗岩岩盤が分布する。まさ土と岩盤との境界には、小礫~中礫径の基盤岩の風化角礫化部、崖錐堆積物の基底礫層が分布する箇所があり、高透水性が示唆される。
- 4) 以上をモデル化した FEM 浸透流解析によると、表土があり高透水層がないケースでは、非常に多くの降雨を与えても、また時間が経過しても、斜面内の圧力水頭が急激に変化することがない状態が継続された。
- 5) 表土が完全に欠如するケースにおいては、地下水位面が斜面内に不規則に描かれ、これは解析条件を超えた偽像ともいえ、既にダルシー則では解釈不可能な状態であると考えられる。
- 6) 部分的に表土のないケースにおいては、残った表土が浸透を抑制し、斜面内の浸透流は比較的安定的に流れていた。
- 7) 高透水層が分布するケースにおいて、表土の有無に関わらず高透水層内には他のケースと比較すると 1 オーダー以上速い浸透流が発生し、経時的に圧力水頭の増加も算出された。
- 8) 高透水層が分布するケースにおける実流速は限界流速より小さく、まさ土層内の流速は十分に遅く安定しているといえ、流速による浸透破壊には至らないものと考えられる。
- 9) ボイリングに対する安全率 F がわずかに 1.00 を下回るのは表土がなく、まさ土層が 1.0m で基盤境界に高透水層が分布するケースのみであった。1 度目の豪雨後の 9:30 の時点では $F \geq 1.00$ であったが、2 度目の豪雨時 11:30 には $F < 1.00$ となり、土石流発生時刻と一致する解析結果が得られた。

参考文献

- 1) 鈴木素之・兵動正幸・阪口和之・河内義文・川崎秀明・中田幸男・朝位孝二・吉本憲正・石藏良平：2009年7月21日山口県防府地区での土石流災害の実態とその発生メカニズムの多角的検討，地盤と建設，Vol.28，No.1，pp.185-194，2010.
- 2) 大川侑里・金折裕司・今岡照喜：防府市と山口市で発生した土石流の性状と発生メカニズム，第5回土砂災害に関するシンポジウム論文集，pp.117-122，2010.
- 3) 山口県地学会：地質図，2012.
- 4) 黒田佳祥・橋本晴行・永野博之・池松伸也・宮崎遼・三好朋宏：2009年7月防府真尾・石原地区において発生した土石流の流出規模に関する研究，第5回土砂災害に関するシンポジウム論文集，pp.87-92，2010.
- 5) 平成21年7月21日豪雨山地災害対策検討委員会報告書，<http://www.pref.yamaguchi.lg.jp/cmsdata/8/f/d/8fd95c8d192496f6e07d2e64a5119800.pdf>，2010.2.16.
- 6) 五大開発株式会社：FEM浸透流解析システム浸透丸，Ver.1.02，2013.
- 7) 岡山地下水研究会：浸透流解析プログラムAC-UNSAF2DVer.2013，2013.
- 8) 根切り工事と地下水編集委員会：根切り工事と地下水：調査・設計から施工まで，土質工学会，p.417，1991.
- 9) 地盤工学会編：不飽和地盤の挙動と評価，地盤工学会，p.223，2004.
- 10) 土質工学会編：掘削のポイント，土質工学会，p.180，1967.
- 11) 地盤工学会2009年7月豪雨による山口県土砂災害緊急調査団：2009年7月21日豪雨による山口県防府地区での斜面災害，地盤工学会誌，Vol.57，No.12，pp.39-42，2009.
- 12) 渡辺邦夫・関陽太郎：花崗岩風化に関与する地下水流れの基礎的性質，岩石鉱物鉱床学会誌，pp.37-46，1982.
- 13) 気象庁：過去の気象データ検索，山口県山口，2009年7月21日（1時間ごとの値）一覧，2014.3.10.
- 14) 地盤工学会関西支部：第41回実技セミナーテキスト数値解析の理論と実務有限要素法による飽和不飽和浸透流解析－AC-UNSAF2D－，1999.
- 15) Taylor, D.W.：Fundamentals of Soil Mechanics，John Wiley & Sons，p.700，1948.
- 16) 赤井浩一：土質力学，朝倉書店，pp.40，1975.
- 17) 西田一彦・青山千彰：物理強度特性からみた乱さないまさ土の分類，土木学会論文集，第352号/III-2，pp.159-168，1984.

- 18) Yamamoto, T., Suzuki, M., Matsumoto, N., and Sebara, Y. : Characteristics of cretaceous granite slopes that failed during heavy rainfall, Proc. of International Symposium on Slope Stability Engineering, IS-SHIKOKU' 99, pp.515-520, 1999.

第5章 実物大崩壊実験による降雨浸透と崩壊のメカニズムの解明

5.1 序説

4章に挙げた土石流発生源頭部の特徴に基づいて土石流源頭部での崩壊発生を再現した実物大モデルによる降雨実験を行った。この実験によって、まさ土斜面における土層構成の違いによる豪雨時の間隙水圧の変動を明らかにし、崩壊の過程および表層に不織布フィルターを設置した場合の間隙水圧抑制効果を検証することを目的とした。実験においては、土質材料、モデルサイズと降雨量とのスケール効果や斜面側方の拘束・摩擦の影響等の要因を考慮した条件で実施した。

5.2 実験方法および条件

実験条件を表-5.1に示す。

表-5.1 実験条件

実験 No.	条件	表層	盛土 ^{※1}				
		シート厚 (mm)		まさ土層 (m)	粗粒砂層 (m)	礫層 (m)	初期含水比 (%)
1	裸地	—	1層	1.3	—	—	7.5
2	裸地	—	2層	1.0	0.3	—	12.1
3	フィルター1	7	2層	1.0	—	0.3	9.9
4	フィルター2	12	2層	1.0	—	0.3	9.9
5	フィルター3	20	2層	1.0	—	0.3	10.2

実験 No.	1時間降雨量 (mm/h)					
	1	2	3	4	5	6
1	100	100	—	—	—	—
2	100	100 ^{※2}	0	100	100 ^{※3}	100
3	100	100	100 ^{※3}	100	—	—
4	100	100 ^{※2}	0	100	100	100
5	100	100	100	100	100	—

※1 難透水岩盤の上に盛土を設置した、※2 降雨停止時間、※3 途中崩壊発生

5.2.1 実験盛土の規模等

2009年7月21日の中国・九州北部豪雨災害で土石流が多発生した区域内の現地発生のまさ土を用いて、スケール効果を排除した実物大モデルを作成した。周辺からの影響を排除するために、斜面に与えた降雨のみの影響について観測できる状態とし、溪流中央への周辺からの集水条件を排除したモデルで実験を行った。また、側方摩擦・拘束の起こらない盛土を作製した(図-5.1)。図-5.2に示すような、幅10m、長さ20mの斜面を平均勾配30°の難透水岩盤(モデルでは鉄筋入り張りコンクリート厚さ13cm)上に層厚1.3mの盛土・転圧することにより造成した。初期含水比は表-5.1に示したように10%前後であった。盛土構成については、実験2の粗粒砂層を実験3~5では現場で観察した条件に合わせるために砂礫に置き換えた。4章の写真-4.3に示した礫層を挟む状況をモデルにする際に単純化するために並行に配置し、礫層は礫分含有率40%のまさ土を用い、現場で施工可能な範囲となる最大乾燥密度の85~90%程度で締固め、30°斜面に貼り付けた。端部はまさ土を被せたが、実験中に端部での変状等は見られず、端部より上方で崩壊が発生しているため、その影響は大きくなかったと考える。また、盛土は実験ケースごとに再構築し、自然降雨の影響を受けないように考慮して実験を行った。

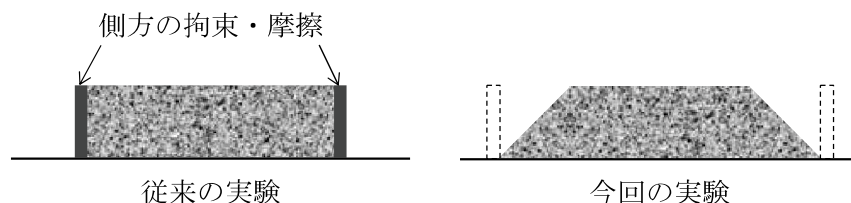


図-5.1 盛土の断面形状 (イメージ図)

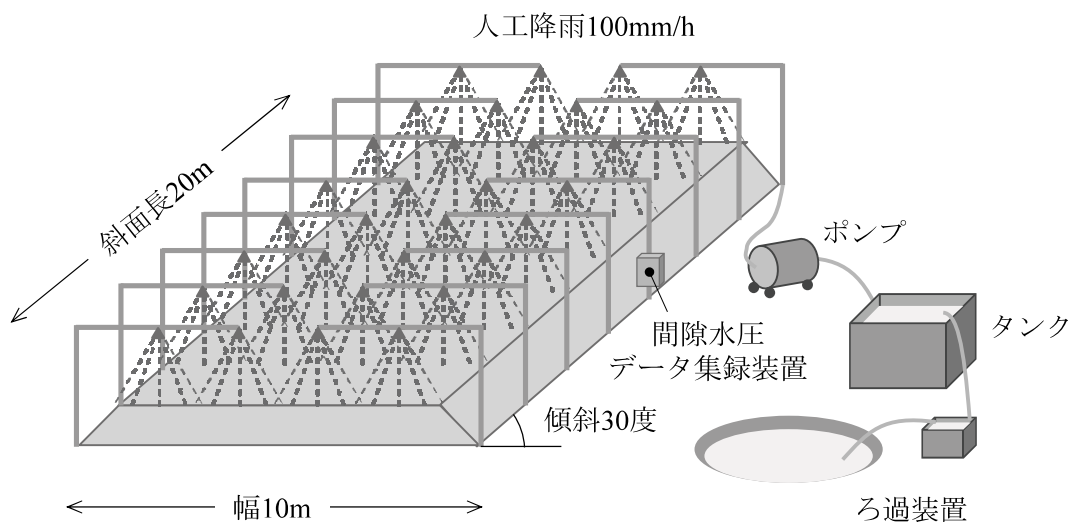


図-5.2 土石流発生実験模式図

5.2.2 試料とその力学的性質

試料は、2009年7月豪雨の際の土石流源頭部斜面で採取された土の粒度分布¹⁾を参考に調達したまさ土であり、締固め度 $D_c=85\%$ で締固めた。まさ土の物理的・力学的性質を表-5.2に示す。締固め度 $D_c=85\%$ においては、室内試験の $k=1.04 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ 、現場透水係数 (JGS1316) は平均 $5 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ となった。内部摩擦角 $\phi_d=34.1^\circ$ 、見かけの粘着力 $c_d=0 \text{ kPa}$ 、水中安息角 32° であった。その結果、斜面勾配 $\alpha=30^\circ$ に対しては $\alpha < \phi_d$ なので、飽和状態であっても間隙水圧の増加がない場合は安定した斜面状態であることが示される。実験2の粗粒砂は粒径 $5 \sim 50 \text{ mm}$ 、実験3~5の砂礫は粒径 $50 \sim 100 \text{ mm}$ のものを現地で調達した。これらの物理的・力学的性質は求めているが、礫層については、まさ土層の透水係数のワンオーダー高い値を想定している。自然地山におけるまさ土の透水係数は $1 \times 10^{-4} \sim 10^{-6} \text{ m/s}$ とされており²⁾、本実験はこの範囲内で検討を行った。

5.2.3 降雨実験に用いた水および降雨強度

実験斜面の末端に 100 m^3 規模の調整池を設置し、高分子凝集剤を使用した沈殿ろ過装置を通して用水として循環利用した。 1 m^2 当たり1時間 100 L の水をスプリンクラー (スプレーパターンが円形で均等な流量分布の充円錐ノズルを使用) で散水して、時間降雨強度 100 mm/h の降雨とし、斜面に最長5時間与え、土石流源頭部の崩壊を再現

表-5.2 盛土 (まさ土層) の物理的・力学的性質

土粒子密度	ρ_s	g/cm^3	2.588
最大乾燥密度	ρ_{dmax}	g/cm^3	1.823
最適含水比	w_{opt}	%	14.4
平均粒径	D_{50}	mm	0.78
均等係数	U_c		15.7
曲率係数	U_c'		1.59
間隙比	e		0.666
透水係数	k	m/s	1.04×10^{-5}
内部摩擦角	ϕ_d	°	34
粘着力	c_d	kPa	0.0
水中安息角		°	32

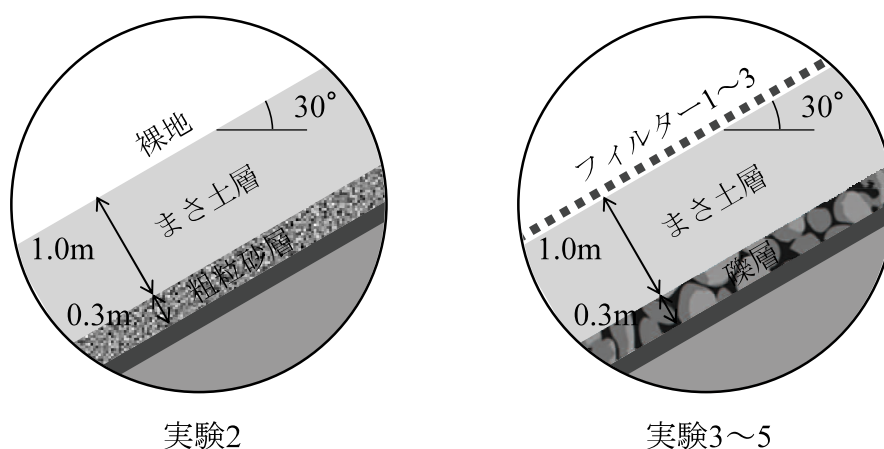


図-5.3 実験盛土の模式図

させる実験を行った。降雨強度の設定については、2009年7月21日中国・九州北部豪雨災害時の山口，防府の10分間雨量を換算すると100mm/hを超える降雨量が見られるため、大きくはかけ離れていない。

5.2.4 実験条件

斜面表層は図-5.3に示すように、何も保護しない、いわゆる裸地斜面（実験1，2）と3章で述べた擬似表土・植生として法面侵食を防ぐ表土の役割を有する不織布フィルター（以後、フィルター）を敷設した条件で実験（実験3～5）を行った。フィルター1は保護ネットおよび不織布，フィルター2，3は保護ネットおよび多層構造の不織布でそれぞれ構成されている。フィルターの不織布は空隙率97～98%であり，透水係数の測定は行っていないが，土の透水性に比べると格段に透水性が高い。不織布は均質であり，施工直後の状態では透水の異方性はないと言える。

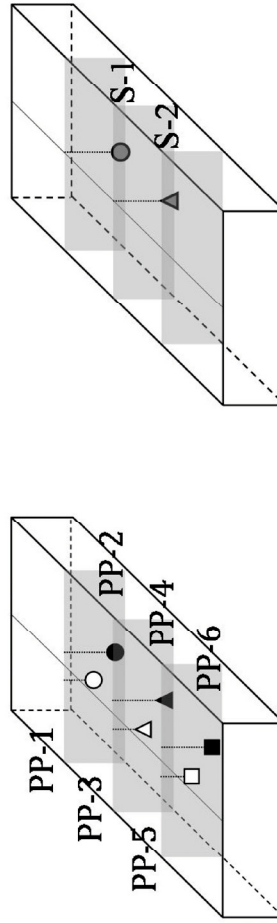
5.2.5 観測機器

実験2～5はまさ土層に受圧部を常時飽和させた状態の間隙水圧計（容量200kPa，精度0.01kPa），実験3～5はパイプひずみ計（硬質塩化ビニールパイプ，型式FLK-10，抵抗値 $120\Omega \pm 0.3\Omega$ ，ゲージ率 $2.17 \pm 1\%$ ，結線方式2ゲージ3線式，測定範囲 $0 \pm 32,000\mu$ 以内）をそれぞれ設置した。間隙水圧計とひずみ計の設置位置を表-5.3に示す。盛土後に設置するため深度は多少異なる。計測機器の配置図を図-5.4に，パイプひずみ計のパイプの変形と数値変化の関係を図-5.5にそれぞれ示す。パイプひずみ計の値は，例えばS=100は0.1mmのたわみとなる。

表-5.3 間隙水圧計, ひずみ計設置位置

間隙水圧計	実験2			実験3			実験4			実験5		
	水平距離(m)		深さ(m)	水平距離(m)		深さ(m)	水平距離(m)		深さ(m)	水平距離(m)		深さ(m)
	下端から	左岸から		下端から	左岸から		下端から	左岸から		下端から	左岸から	
○ PP-1	-	-	-	14.0	4.5	0.5	14.0	4.5	0.5	14.0	4.5	0.5
● PP-2	14.0	5.5	1.3	14.0	5.5	1.3	14.0	5.5	1.3	14.0	5.5	1.2
△ PP-3	-	-	-	10.0	4.5	0.5	10.0	4.5	0.5	10.0	4.5	0.5
▲ PP-4	10.0	5.5	0.9	10.0	5.5	1.1	10.0	5.5	1.1	10.0	5.5	1.3
□ PP-5	6.0	5.5	0.5	6.0	5.5	0.5	6.0	5.5	0.5	6.0	4.5	0.5
■ PP-6	6.0	4.5	0.9	6.0	4.5	0.7	6.0	4.5	0.9	6.0	5.5	1.3

ひずみ計	実験3~5		
	水平距離(m)		深さ(m)
	下端から	左岸から	
○ S-1	14.0	5.0	1.0
△ S-2	10.0	5.0	1.0



※ 実験3, 4はPP-5とPP-6の位置が逆

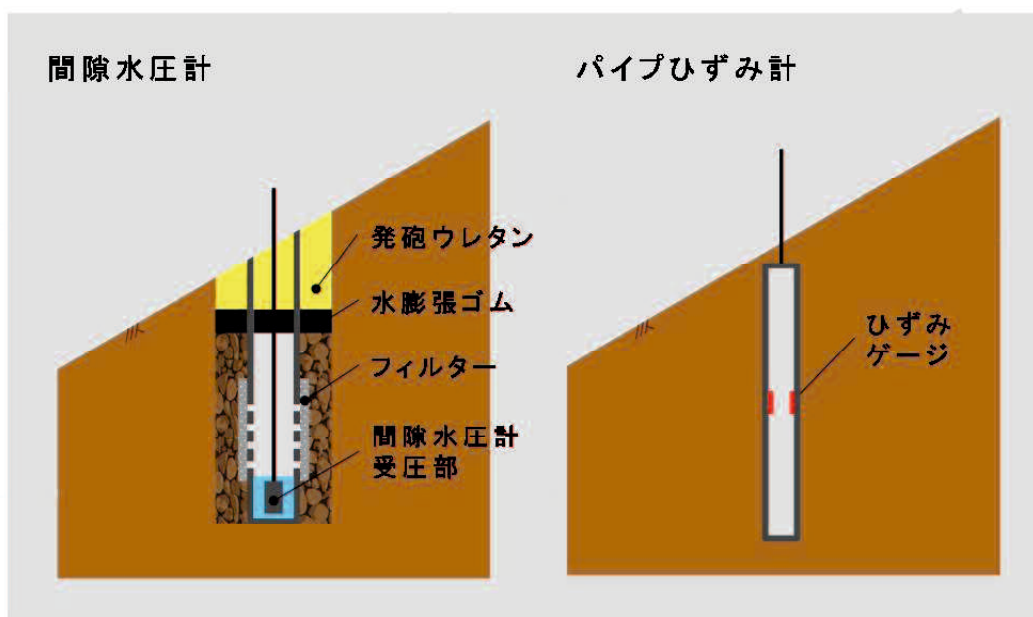


図-5.4 計測機器の設置図

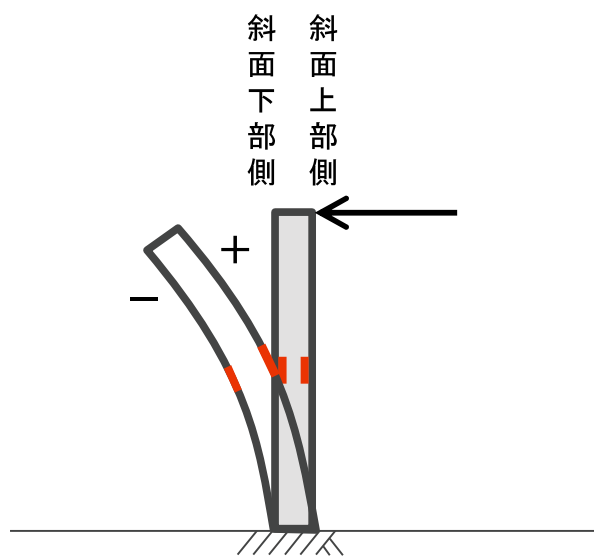


図-5.5 パイプひずみ計の変形と数値変化の関係

表-5.4 2009年7月21日6～12時の降雨³⁾

時刻	6時	7時	8時	9時	10時	11時	12時
降水量 (mm/h)	2.5	36.5	74.5	49.5	3.0	53.0	49.5

5.3 降雨停止時間の設定

表-5.4の降雨³⁾に示されるように2009年7月中国・九州北部豪雨災害では降り始めから2～4時間目の豪雨では土石流が発生せず、一旦降雨停止時間を挟んで2回目の豪雨中で7時間目に土石流が発生した。本実験では降雨の中断が土石流の発生にどのような影響を及ぼすかを検討するために実験2および実験4では120分間の降雨の後に降雨停止時間を60分間設けた。

5.4 実物大実験結果

写真-5.1に実験状況を示す。

5.4.1 実験中に斜面内で観察された現象

実験中に斜面内で観察された現象について以下に示す。

(1) ガリー侵食

裸地斜面では降雨開始から間もなくすると、表流水により斜面下部に浅い溝状のガリー侵食が発生した。実験2のガリー侵食の状況を写真-5.2に示している。

(2) ボイリング崩壊

写真-5.3に示すような幅20～30cmの深い溝状の崩壊が発生した。これをボイリング崩壊と呼ぶ。ボイリング崩壊の模式図を図-5.6に示す。局部的に地表部が高含水の飽和状態となり、噴砂し斜面下部を巻き込んで流出する現象が観察された。ボイリング崩壊は斜面下部で顕著に発生した。ボイリング崩壊跡から排出する湧水は、崩壊後10分程度の経過に伴って流砂を伴わない清水になるが、下流に土石流を発生させるほどの水量・水圧にはならなかった。

(3) 斜面崩壊の状況

ガリー侵食は、降雨による流水によって表層が削られ、徐々に溝が作られる現象で間隙水圧の変動とは関係しておらず、ボイリング崩壊とは異なる。また、間隙水圧の増加に伴う斜面崩壊は斜面内の間隙水圧の増加によってせん断強度が低下し発生する全般的なせん断破壊であり、局部的な破壊であるボイリングとは異なる。本ケースで








分	実験1	実験2
0		
60		
120		
180		

写真-5.1 実験状況 (その1)




分	実験1	実験2
240		
300		
320		

写真-5.1 実験状況 (その2)

第5章 実物大崩壊実験による降雨浸透と崩壊のメカニズムの解明

分	実験4	実験3
0		
60		
120		
180		

写真-5.1 実験状況（その3）



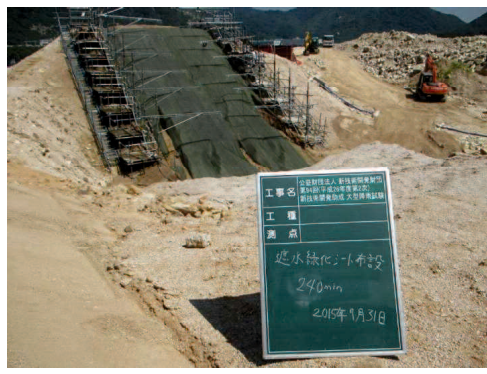

分	実験4	実験3
240		
300		
360		

写真-5.1 実験状況（その4）

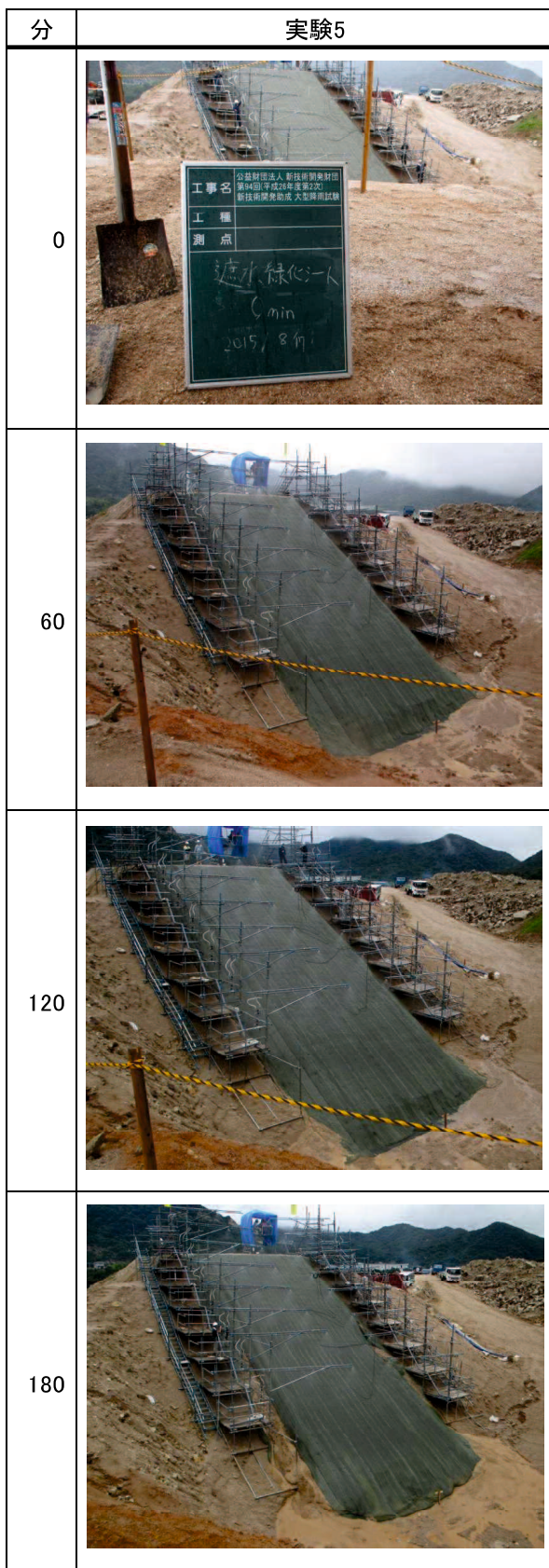


写真-5.1 実験状況（その5）



分	実験5
240	
300	

写真-5.1 実験状況（その6）



写真-5.2 ガリー侵食発生状況（実験2）

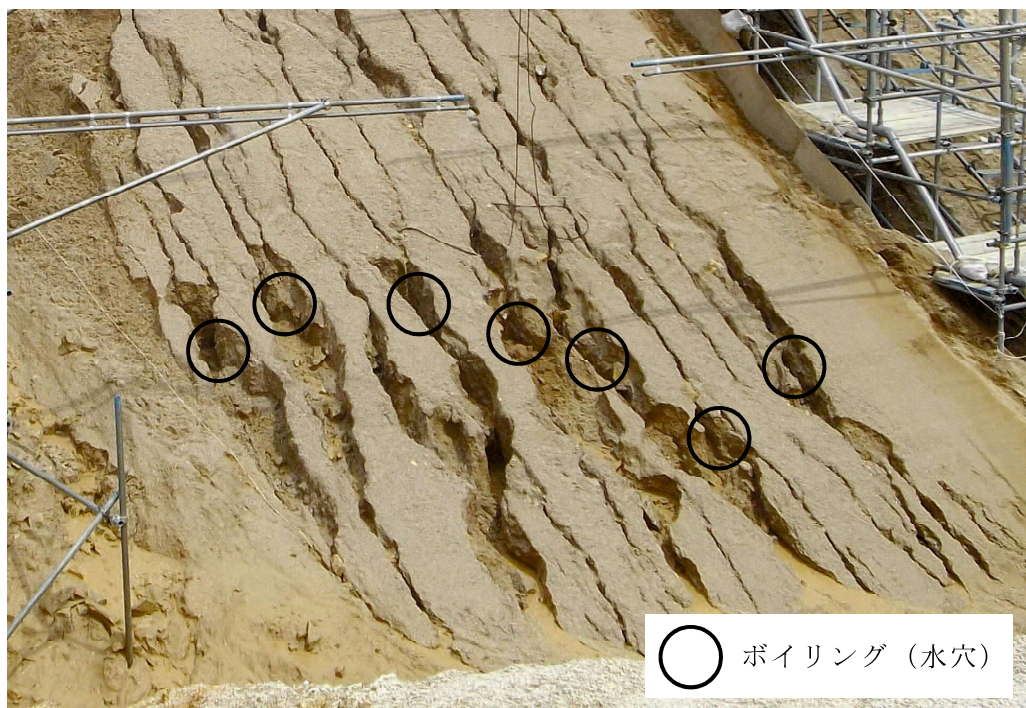


写真-5.3 ボイリング崩壊の発生状況（実験2）

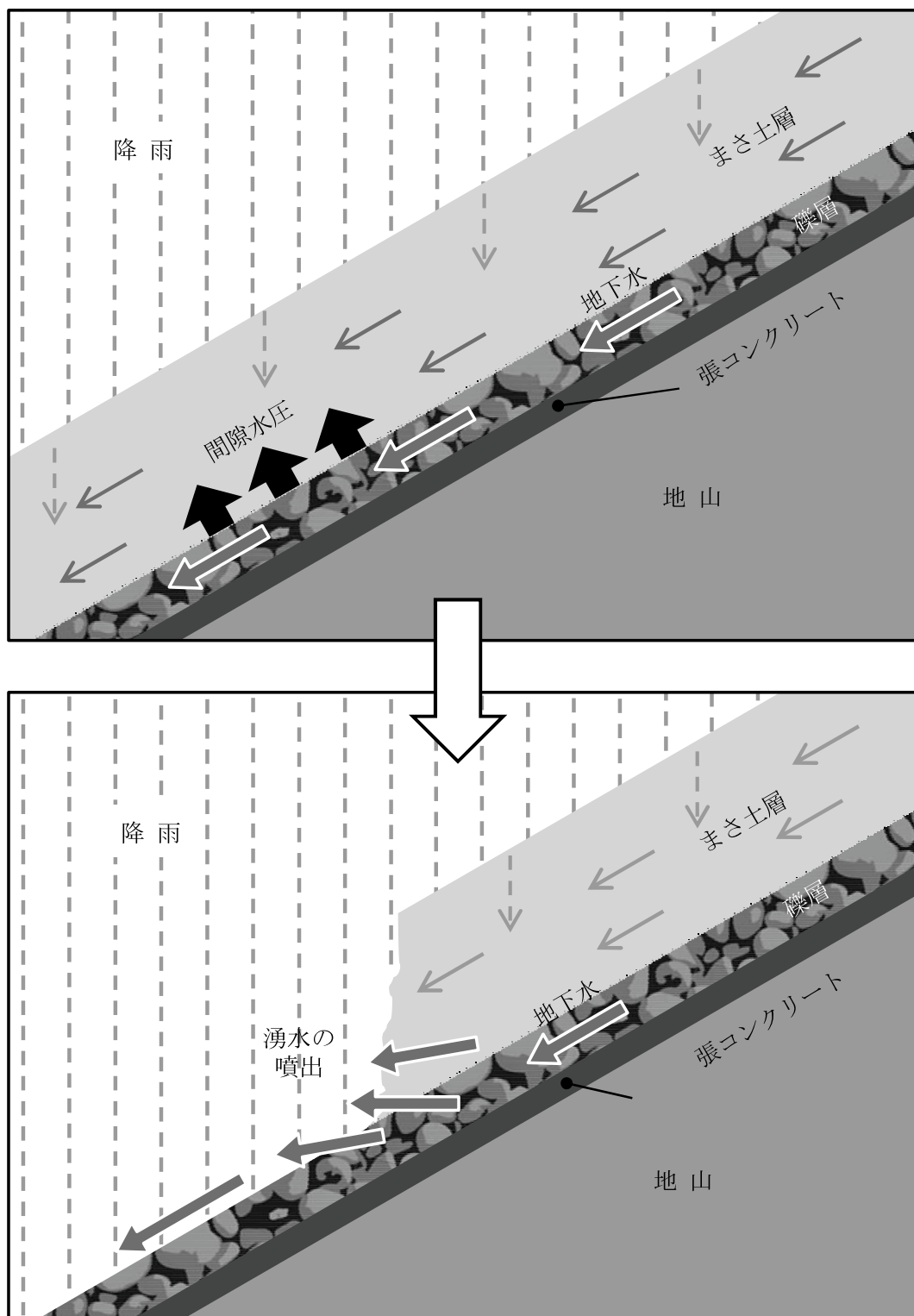


図-5.6 ボイリング崩壊 (模式図)

は、ボイリング崩壊が多発することにより斜面下部の土塊が失われ、時間の経過に伴って、斜面全体のバランスが崩れ、上流部から長さ約10mの土塊が下流方向に向かって崩落するケースがあった。この崩壊土砂が下流で集水した表面水で泥流化するまで膨れた場合に土石流が発生すると考えられる。

5.4.2 斜面構成を決定するための実験

斜面構成を確定するために裸地斜面で予備実験を行った。実験2の間隙水圧の時刻歴(0~360min)を実験3~5と合わせて図-5.7に示す。縦軸は間隙水圧PP, 横軸は時間である。ただし、間隙水圧計を飽和させた際の滞水状況によって初期値が異なるが、初期値を超えた時点からこの数値は絶対値を表している。また、実験2の間隙水圧計設置はPP-2, 4, 5, 6のみ、その他ボイリング崩壊時に地上に露出する等で測定不能となったものは、それまでの値のみをプロットした。

(1) 実験1

実験1は裸地斜面でまさ土層1.3mとした。時間降雨強度100mm/hを2時間継続して与えたが、ガリー侵食されたのみで崩壊することなく実験は終了した(累積降雨量200mm)。

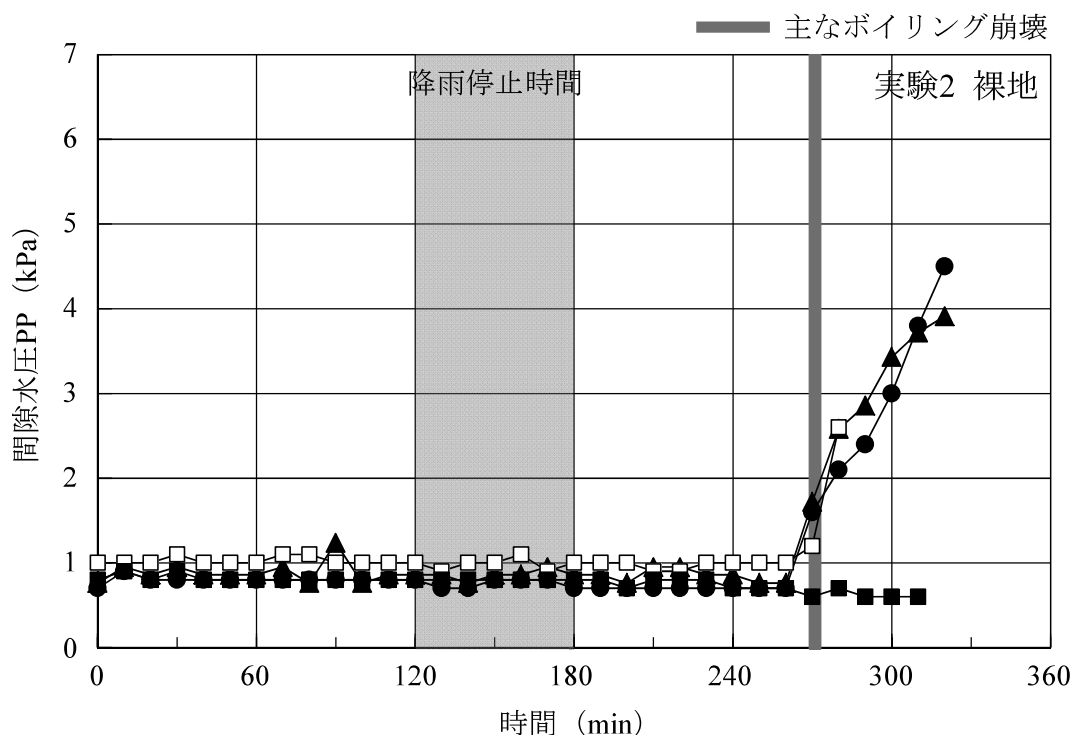


図-5.7 実験2~5の間隙水圧の時刻歴(0~360min)(その1)

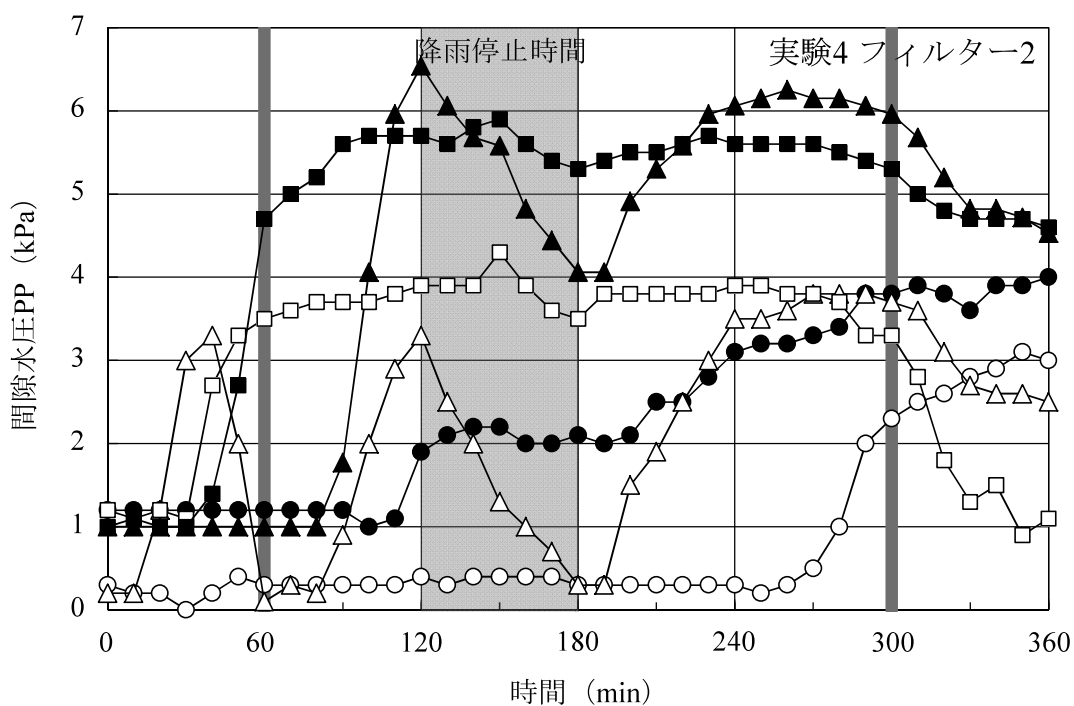
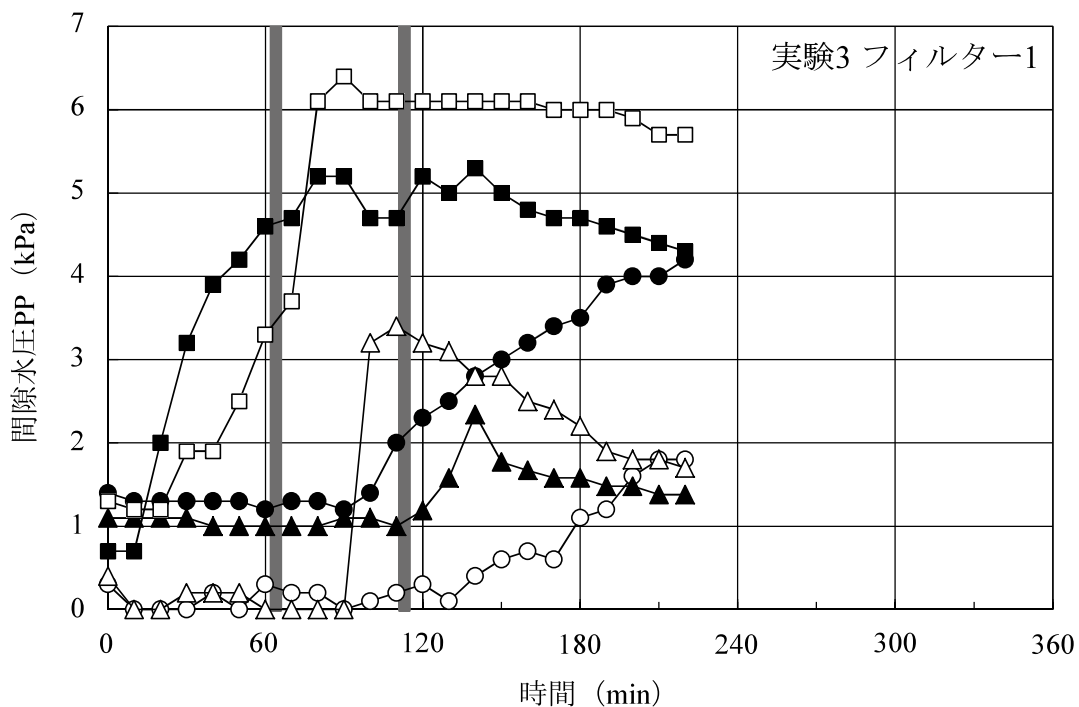


図-5.7 実験 2~5 の間隙水圧の時刻歴 (0~360min) (その 2)

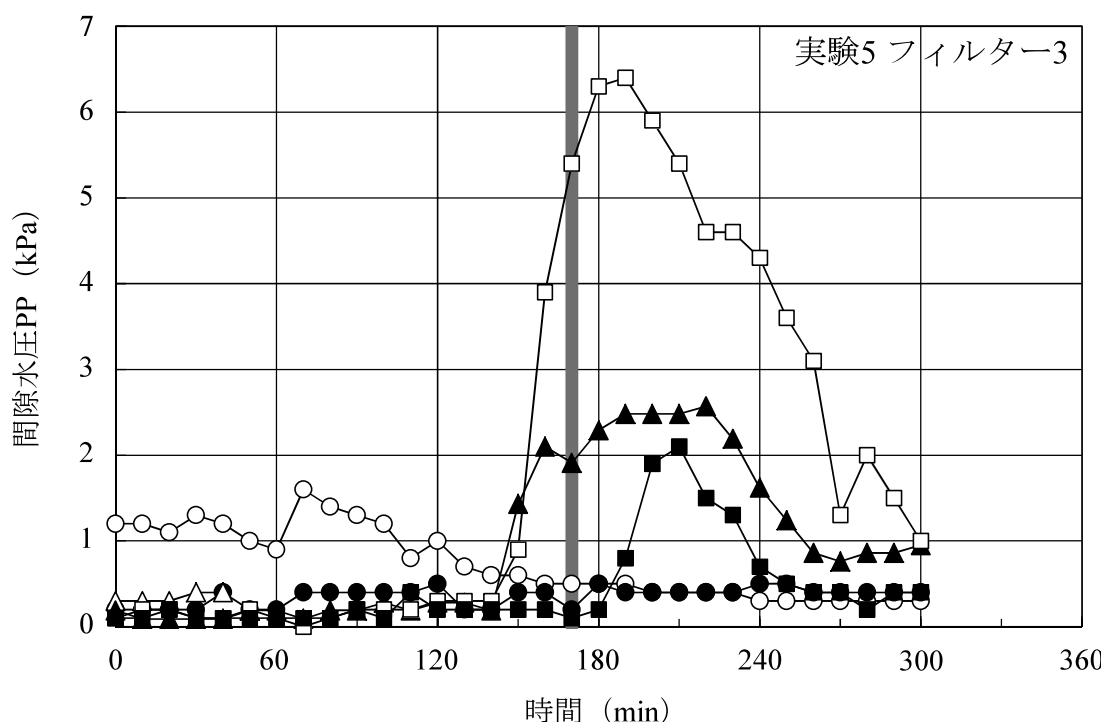


図-5.7 実験 2～5 の間隙水圧の時刻歴 (0～360min) (その 3)

(2) 実験 2

実験 2 は裸地斜面で上層にまさ土 1.0m, 下層に粗粒砂 0.3m とした。実験 1 と同様に実験開始から 2 時間経過しても間隙水圧の変化が見られなかった。実験開始から 260 分を経過した辺りから, PP-2, 4, 5 の間隙水圧がほぼ同時に急激に上昇を始め, その約 10 分後に左岸側が崩壊, 上昇開始から 60 分間で間隙水圧の値が 4~5kPa に到達し, 斜面全体が崩壊した (累積降雨量 433mm)。一方, 斜面最下方の PP-6 の値は変化が見られなかった。これはボーリング崩壊時に地上に露出する等で PP-6 が測定不能になった可能性も考えられる。下層が粗粒砂の盛土斜面では 3 時間半の降雨および斜面上部から水の供給があっても斜面下部の深い位置での間隙水圧は上昇しないことが確認された。写真-5.4 に実験 2 の崩壊状況を示す。

予備実験の結果を踏まえて, 実験 3~5 ではまさ土層 1.0m と礫層 0.3m の 2 層構造として実験を行うこととした。



写真-5.4 実験2（裸地）の崩壊状況（その1）



写真-5.4 実験2（裸地）の崩壊状況（その2）

5.4.3 斜面内の間隙水圧の挙動および崩壊状況

(1) 実験3

表層に厚さ 7mm のフィルター1 を敷設し、上層にまさ土 1.0m、下層に高透水性の礫層 0.3m がある実験3は、実験開始から 20~30 分で斜面下部に設置した PP-5, 6 の間隙水圧が上昇を始め、90 分前後にピークを迎え、その後緩やかに減少した。PP-1~4 の値は 90 分経過した辺りから上昇を始めた。ボイリングは 64 分および 113 分に斜面下部で観察された。斜面中央の PP-3, 4 の値は 120 分前後にピークを迎え、その後斜面が崩壊するまで減少した。斜面上部の PP-1, 2 の値は比較的緩やかに上昇が続き、PP-2 の値が 4kPa を超えた直後の 222 分(累積降雨量 370mm)に斜面全体が崩壊した。

(2) 実験4

表層に厚さ 12mm のフィルター2 を敷設し、上層にまさ土層 1.0m、下層に高透水性の礫層 0.3m がある実験4は、斜面下部の PP-5, 6 の値が実験開始から 30 分経過した辺りから上昇を始め、90~270 分まで PP-5 の値は 3.8kPa 前後、PP-6 の値は 5.5kPa 前後のピーク値を保ち、その後減少した。PP-1~4 については、降雨停止時間の影響を受けていると推察されるが、詳しくは 5.4.5 に述べる。局所的にボイリングが発生したが、斜面全体は崩壊することなく、降雨停止時間を含めて 360 分(累積降雨量 500mm)で実験は終了した。

(3) 実験5

表層に厚さ 20mm のフィルター3 を敷設し、上層にまさ土層 1.0m、下層に高透水性の礫層 0.3m がある実験5は、降雨開始から 120 分経過するまで間隙水圧の目立った変動はなかった。斜面下部の PP-5 の間隙水圧は 150 分経過から上昇開始し、185 分前後の 6.5kPa をピークに減少した。表層のフィルターが厚く明確に観察はされなかったが、170 分前後に斜面下端から 8m 付近でボイリングが発生し PP-5 の間隙水圧が上昇、その後低下した。この実験ではボイリングは 1 か所のみであり斜面全体が崩壊することなく 300 分(累積降雨量 500mm)で実験は終了した。

5.4.4 間隙水圧の変動とボイリング崩壊、すべり破壊

ボイリング崩壊は局所的に深い溝を生じその後周辺は保たれている現象、すべり破壊は斜面に、規模・形状の違いによらず、すべり面が形成されているものである。

実験3, 4 では降雨開始から約 60 分で明瞭なボイリング崩壊が観察された。崩壊位置に最も近い間隙水圧の値を表-5.5 に示し、降雨開始から 120 分間の間隙水圧の変動を図-5.8 に示す。降雨開始から 10~30 分間に間隙水圧が急激に上昇、4kPa 前後で

ボイリング崩壊が発生し、崩壊から30分後には上昇が落ち着いた。このことから、下層に高透水層がある場合は、雨水の浸透を促し、約1時間でボイリング崩壊が発生するレベルまで間隙水圧が上昇することが分かった。また、ボイリング崩壊はいずれも斜面中間より下方で発生していることが確認された。ここで、現場実験での計測では間隙水圧 4kPa 程度でボイリングの発生が観測されたが、FEM による解析結果での水頭値より低い値であった。間隙水圧計測位置付近が完全に非排水条件であったとは言えず、また深度も浅いことからこのような計測値であったものと推定される。

表-5.5 崩壊位置と間隙水圧の値

実験 No.	ボイリング崩壊			間隙水圧計	
	発生時刻 (min)	位置 (m)		直近No.	値 (kPa)
		下端から	左岸から		
3	64	2.0	4.5	PP-5	3.5
				PP-6	4.7
4	60	2.5	5.5	PP-5	3.5
				PP-6	4.7

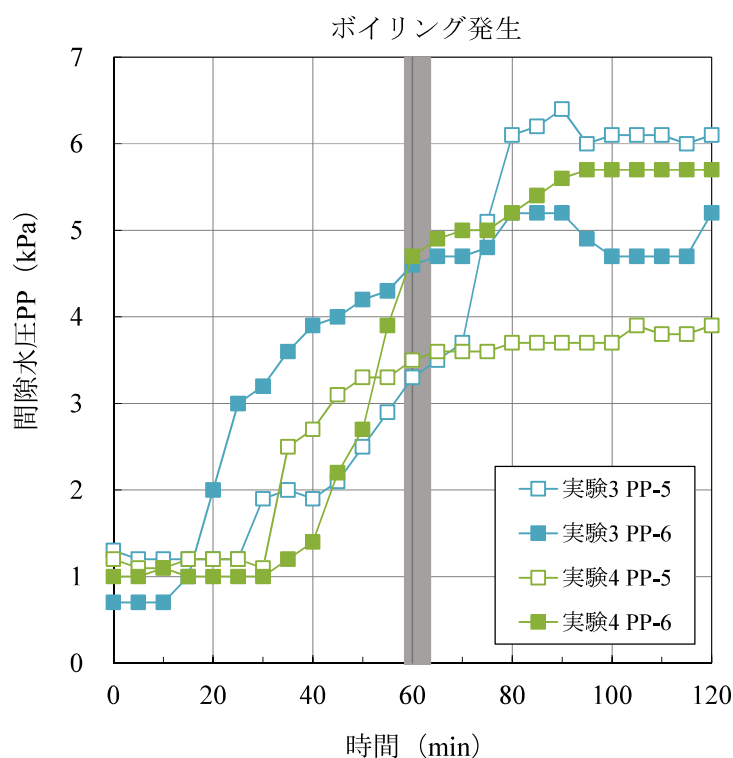


図-5.8 実験開始から120分間の間隙水圧

間隙水圧計の設置した深度を考慮し、間隙水圧と上載圧から間隙水圧比 R_u および安全率 F を算出した。例えば実験3では開始から20分で斜面下部まさ土層中間部の間隙水圧比が上昇を開始し、1回目のボーリング崩壊が発生した。 R_u は実験開始から90分で最大値0.5~0.7程度となり、その後2回目のボーリング崩壊が発生した。安全率 F は実験開始から20分後に斜面下部の安全率が低下し、 $F=1.5\sim 2.5$ となった。ボーリング崩壊時に $R_u \geq 1$ および $F < 1$ とならなかった要因としては、間隙水圧の測定箇所が崩壊位置から深さ方向で2m程度離れており、ダイレクトではないこと等が挙げられるが、概ね傾向はつかめていると考えられる。

ボーリング崩壊の多発により法先が崩壊し、斜面上部が不安定化し全体が崩壊した状況から、崩壊時の斜面を図-5.9のように単純なモデルにして、実験2の崩壊時の間隙水圧が4kPa前後だったこと、実験3、4において降雨開始から約1時間でボーリング崩壊が発生した時の間隙水圧の値が4kPa程度であったことから、 $u=4\text{kPa}$ とした場合の安全率 F_s を式(3)より求めたところ（奥行き1mと仮定）、 F_s は0.96となった。

$$F_s = \frac{cl + (W \cos \alpha - ul) \tan \phi}{W \sin \alpha} \quad (3)$$

ここで c : 粘着力 (kPa), l : すべり面の長さ (m), u : 崩壊時の間隙水圧 (kPa), α : 斜面勾配 ($^\circ$), ϕ : 内部摩擦角 ($^\circ$), $W=A \times \gamma_t$: 土塊の自重 (kN) (A : 断面積 (m^2), γ_t : 崩壊時の湿潤単位体積重量 (kN/m^3)) である。 $u=4\text{kPa}$, $c=0\text{kPa}$, $\phi=34.1^\circ$ とした。

これより、 $u=4\text{kPa}$ の時に $F_s < 1.00$ となり、源頭部崩壊の危険性が高まることが分かる。

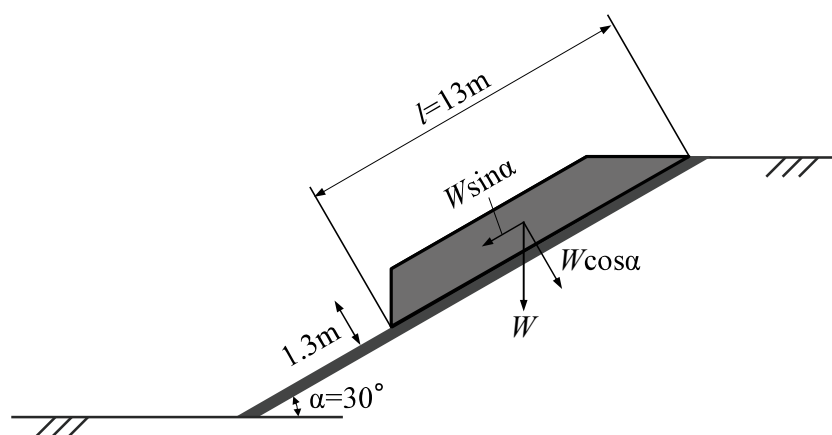


図-5.9 崩壊時の斜面模式図

5.4.5 降雨停止時間の影響

実験2では1時間の降雨停止時間中に間隙水圧の変動は見られなかった。実験4は間隙水圧に変化が見られた。前述したように、実験4のPP-5, 6は実験開始から60分に発生したボイリングの影響を受けているため、これらを除いたPP-1~4の降雨停止時間前後の挙動を図-5.10に示す。斜面中間のPP-3, 4は80分経過辺りから急激に上昇し、降雨停止時間中に顕著に低下した。しかし、60分程度の降雨停止時間では間隙水圧の低下量は充分ではなく、降雨再開から10分程度で再上昇を始め、およそ90分後に再び間隙水圧がピークを迎える状況も認められる。降雨開始直後と降雨停止時間後の間隙水圧上昇のタイミングを比較すると、降雨停止時間後は間隙水圧上昇開始までの時間が8分の1程度に短縮されている。この結果より、先行降雨の影響を受けて、2回目の降雨で崩壊が発生する可能性が高くなることが示唆される。一方、斜面上部のPP-2の間隙水圧は降雨停止時間直前に上昇し始めたが、降雨停止時間中は2kPa前後で推移し、降雨再開後に再度上昇した。また、PP-1の値は降雨停止時間中に大きな変動はなかった。

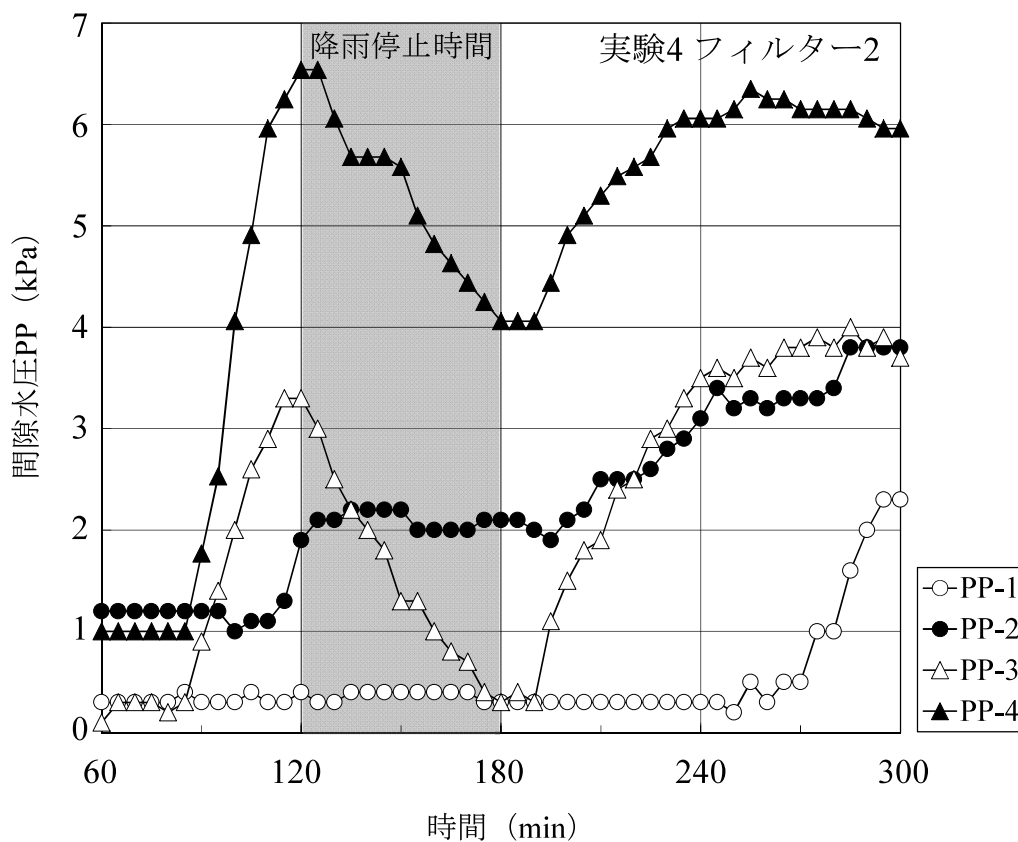


図-5.10 降雨停止時間前後の挙動

5.4.6 構成層の違いによる降雨の浸透状況

写真-5.5 にそれぞれの実験の降雨開始から2時間後の状況を示す。1層構造の実験1では2時間の降雨に対して表面がガリー侵食しただけで健全な状態で崩壊にも至っていない。

実験3,4のように、2層目が透水性の高い礫の場合は、特に降雨開始後60分以内にPP-6の間隙水圧が最大4kPaを超えるレベルまで著しく上昇し、斜面下部では表層に設置したフィルターに大きな窪みとして現われているボイリング崩壊が発生した。

このことから、不透水性基盤上に分布する薄いまさ土層において基盤上に透水性の良い土層を挟む場合にはボイリング崩壊の誘因となる間隙水圧の著しい上昇を発生させるものと推定される。



写真-5.5 降雨開始から2時間後の斜面状況（その1）



写真-5.5 降雨開始から2時間後の斜面状況（その2）



写真-5.5 降雨開始から2時間後の斜面状況（その3）

5.4.7 盛土の降雨浸透

前述したように、表層部 1.0m 厚さのまさ土層は $5 \times 10^{-5} \text{m/s}$ の透水性である。実験 2 に示す一般的な盛土で用いられるような土層状況であれば、100mm/h の豪雨であっても、間隙水圧が上昇するには降雨停止時間を含むとはいえ 180 分以上を要し、通常の豪雨への耐久性を有すると言える。しかし、大きく透水性に差を作った 2 層モデルでは、実物大モデルにおける 1.0m の深度においても 60 分以内で斜面内部の間隙水圧が上昇した。

5.4.8 表層の違いによる土層内間隙水圧の変化

実験 3, 5 の斜面上部の間隙水圧をまとめたものを図-5.11 に示す。また、同図から PP-2 の値を抜粋したものを表-5.6 に示す。最も厚い不織布フィルターを用いた実験 5 では間隙水圧の上昇が抑えられていた。斜面全体をみても実験 5 では 120 分経過しても間隙水圧に大きな変動はなく、目立ったボイリング崩壊は観察されなかった。

このことから、斜面表面の浸透能の違いが、前述した 2 層構造の最も不利な透水性のモデルにおいても、間隙水圧の挙動に影響を与えているものと推定される。

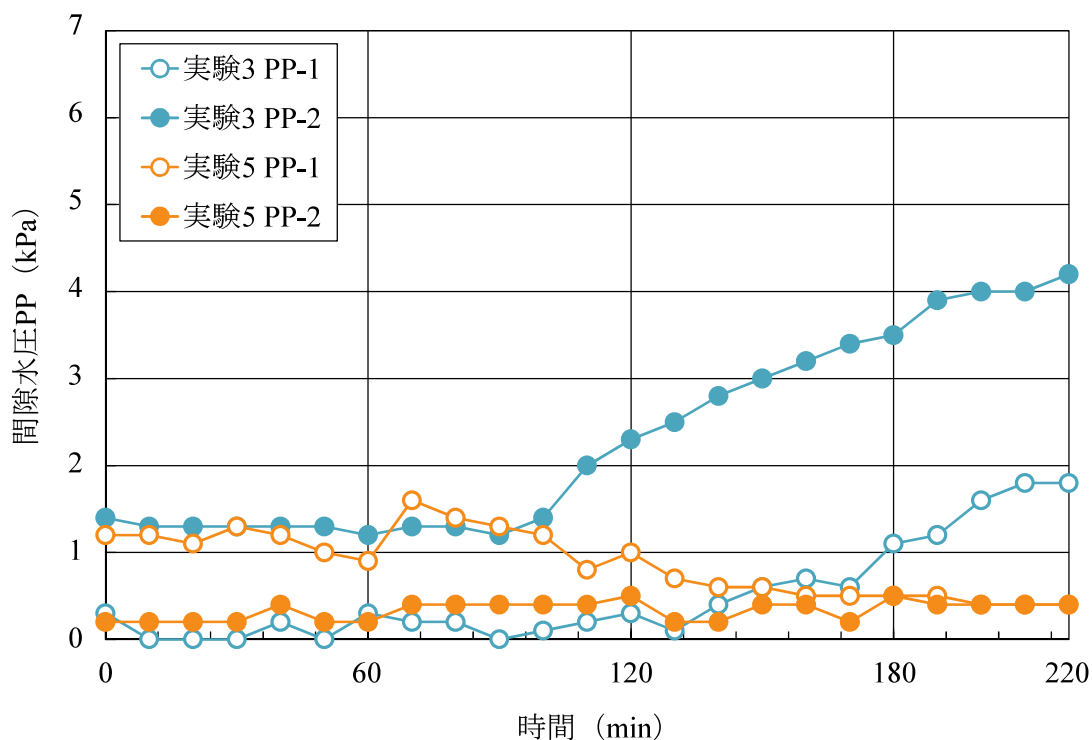


図-5.11 実験 3, 5 の斜面上部間隙水圧

表-5.6 間隙水圧 PP-2

実験 No.	条件	上昇開始時間 (min)	4kPa到達時間 (min)
3	フィルター1 薄	100	194
5	フィルター3 厚	上昇なし	到達なし



写真-5.6 ボイリング崩壊内に見られるパイピング

5.4.9 源頭部に観察されるパイピング

実験中にボイリング崩壊が発生した部分を観察すると、浸透水が通過した、いわゆるパイピングが観察された(写真-5.6)。パイピングは高透水性の粗粒層内あるいは粗粒層の直上に形成され、形状は円筒状ではなく、細粒分が流亡し、周辺粗粒礫などがブリッジ効果で側壁・天端を安定的に保護しており、一見すると平行四辺形、菱形、角形を示し、直径に換算すると2~5cm程度の大きさであった。

また、ボイリング崩壊時はパイピングから細粒分を含んで濁った浸透水が流出するが、約10分程度後には見た目では流砂を伴わない清水が流出しており数時間を経た実験終了時に至るまで孔壁が拡大する傾向は見られなかった。浸透水の流出量はボイリング崩壊の発生直後をピークとして周辺まさ土を細長く泥流化させるが、崩壊後はパイピングからは被圧されていない水の流出が続くのみであるので、周辺土石を押し流

す勢いにはならなかった。

パイピングは浸透水によって土粒子が流出し、地盤内にパイプ状の孔や水みちがで
きる現象⁴⁾であるのに対して、ボイリング崩壊は土層内の間隙水圧が上昇し土塊重量
を超え、地下水と共に土砂が噴き上がる現象であり、パイピングとボイリング崩壊は
異なる現象である。一方で、パイピング孔を含めてある水準の透水性をゾーンの
見ため、そういった意味では源頭部の崩壊はパイピング、ボイリングによる複合的
な崩壊とも考えられる。降雨の連続によって斜面内の間隙水圧が上昇し、ボイ
リング崩壊が発生、これにより地下水が流出し、地盤内の流速が大きくなり、
細粒分が流されることによってパイピングが形成され、パイピング孔内部の土
粒子は地下水と共に下方に流出すると考えられる。実験でも同様な現象が確
認された。

5.4.10 斜面内で観測されたひずみの変動

実験3～5のひずみの時刻歴を図-5.12に示す。実験3では実験開始から180分間は
大きな変化はなく、その後斜面上部のひずみが斜面から下方に広がる方向（プラス）、
中間部が逆方向に変動した。実験4は100～110分で斜面から広がる方向に大きく変動
し、その後目立った動きはなかった。実験終了後の斜面上部法肩に1cm程度の亀裂が
観察された（写真-5.7）。これらひずみの動きは図-5.7より実験3のPP-1, 2, 実験4
のPP-3, 4の間隙水圧の増加とおおむね連動していると言える。実験5ではひずみの
変動は見られなかった。これは最も厚いフィルターにより間隙水圧の上昇が抑えられ
たためと考えられる。

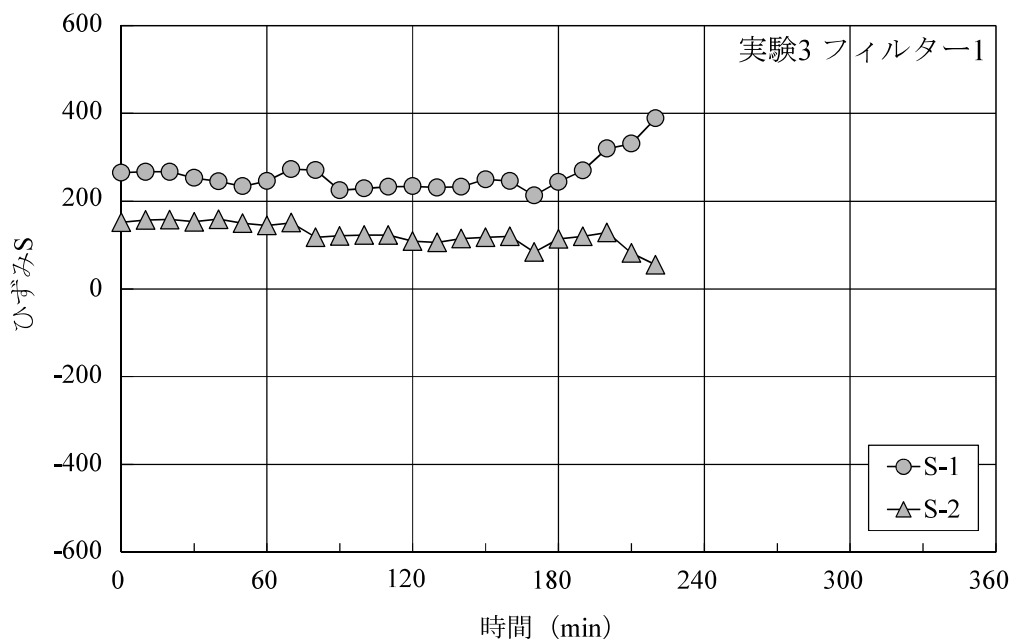


図-5.12 実験3～5のひずみの時刻歴（0～360min）（その1）

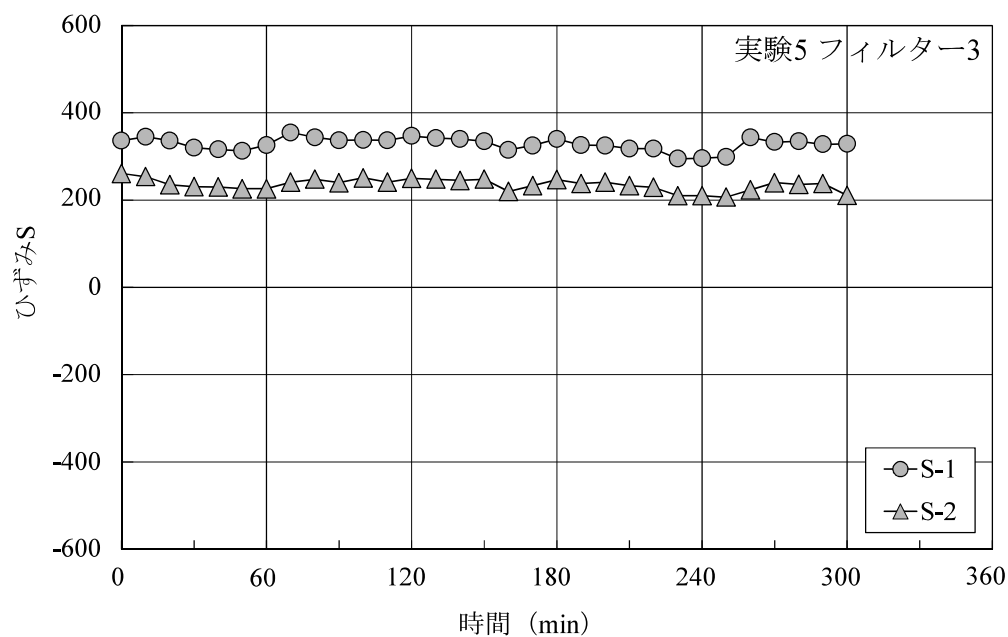
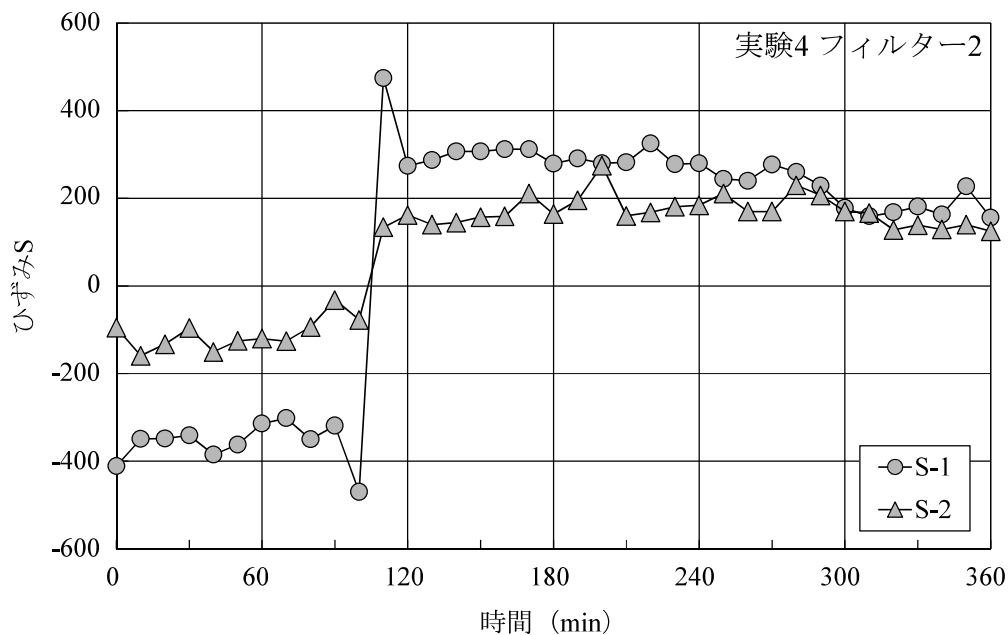


図-5.12 実験 3～5 のひずみの時刻歴 (0～360min) (その 2)



写真-5.7 実験4終了後に観察された法肩部の亀裂

5.4.11 実験結果の総合的考察

実物大実験では、斜面に与えた降雨強度は常時 100mm/h と解析より高強度であるが、表面侵食防止の薄い不織布フィルターのみを敷設し、高透水ゾーンを境界に配したケースにおいては、斜面下部では 60 分の降雨の継続で間隙水圧はピークに達しボーリング崩壊が観察された。

FEM 解析時に示唆されたボーリングにあたる現象を実物大実験においても確認された。図-5.7 の実験 5 に見られるように、PP-5, 6 の間隙水圧がボーリング後に低下すると数十分後に斜面上部の PP-4 が低下する傾向が見られ、この間、斜面上部は非常に不安定な状態が継続されると推定される。FEM 解析時にはボーリングが斜面内の臨界状態であると推定していたが、実物大実験での観察では、ボーリング崩壊が斜面下部に数か所で発生することで、斜面下部の抑え部分の土塊が流亡し、降雨が継続することにより、斜面上部の土塊が一時に崩壊するという現象が観察された。この位置が土石流源頭部となり、土塊が周辺の表流水により泥流化して流下速度を増して土石流となるというメカニズムが推定される。

ここで、浸透流解析と実物大実験のパラメータの比較表を表-5.7に示す。両者のパラメータを比較すると、地盤構成はまさ土と高透水層の厚さが同じであるが、実験では不織布フィルターを表土の代替として使用している。降雨に関しては解析と実験は共に先行降雨は与えていないが、降雨量および降雨時間は異なる。また、まさ土の透水係数は解析と実験で若干異なっている。このように、共通項目もあるが完全にパラメータが一致しているわけではないので、解析と実験の結果には若干の差異がある。

表-5.7 浸透流解析と実物大実験のパラメータの比較

		解 析	実 験
地盤構成	表土	0.3m	不織布フィルター 7~20mm
	まさ土層	1.0m	1.0m
	粗粒砂層	—	0.3m
	高透水層	0.3m	0.3m
	基盤	難透水性花崗岩	鉄筋入り 張りコンクリート
降雨	先行降雨	なし	なし
	降雨量	2.5~53.0mm/h	100mm/h
	降雨時間	7時間	2~5時間
透水係数	表土	5×10^{-5} m/s	—
	まさ土層	1.75×10^{-5} m/s	5×10^{-5} m/s
	高透水層	4.5×10^{-4} m/s	—
	基盤	1×10^{-8} m/s	—

5.5 結語

本章においては、2009年7月21日中国・九州北部豪雨災害での土石流発生源頭部の特徴に基づいて、土石流源頭部での崩壊発生を再現した実物大モデルによる降雨実験を行い、その実験結果について述べた。得られた知見および結果は以下の通りである。

- 1) 2009年中国・九州北部土石流災害で観察された源頭部のように、難透水性岩盤上に透水性に差をもたせた2層の盛土を配置した実物大実験では、豪雨の連続により土層内の間隙水圧の上昇がボイリング崩壊を発生させた。
- 2) ボイリング崩壊の拡大により斜面上部が一時に崩壊することで、土石流の源頭部となることが観察された。
- 3) 土層構成の違いによって間隙水圧の変動に違いが生じ、粗粒の高透水層がまさ土層と不透水層の間に存在するときに、間隙水圧の急激な上昇が見られた。これはFEM浸透流解析を裏付ける結果となった。
- 4) 土石流の発生源となる崩壊は、上記の土層の構成と、基盤上に1.0m程度の風化土層、あるいは崖錐堆積物層が分布し、さらに降雨強度、間隙水圧上昇が臨界に達することで発生するものと推定される。
- 5) 崩壊時の斜面の安全率 F_s を求めると0.96となり、間隙水圧の上昇により斜面の安定性が失われることが安全率からも裏付けられた。
- 6) 降雨が一旦停止する降雨停止時間中に、一部に間隙水圧の低下が見られた。また降雨再開から90分後に再び間隙水圧のピークがくること、ピークに達する時間は先行降雨の影響で早くなることが明らかとなった。
- 7) 実物大実験において、時間降雨強度100mm/hを与え、上層に 5×10^{-5} m/sの透水性の土層が1.0m厚さで分布し、下層に高透水帯がある場合は、60分以内の短時間でボイリング崩壊に至る降雨浸透が発生したが、一般的な層構造のない土層では、この降雨強度においても安定して崩壊しないことが確認された。フィルターを用いた実物大実験において、間隙水圧の上昇を最も遅らせたのは、表層に厚い不織布フィルターを敷設した条件だった。

参考文献

- 1) 地盤工学会 2009年7月豪雨による山口県土砂災害緊急調査団：2009年7月21日豪雨による山口県防府地区での斜面災害, 地盤工学会誌, Vol.57, No.12, pp.39-42, 2009.
- 2) 石井武美・伊藤幸爾郎・奥園誠之・佐藤紘志・座親勝喜：風化花崗岩とまさ土の工学的性質とその応用, 土質工学会, p.218, 1979.
- 3) 気象庁：過去の気象データ検索, 山口県山口, 2009年7月21日（1時間ごとの値）一覧, 2014.3.10.
- 4) 地盤工学会：地盤工学用語辞典, p.130, 2006.

第6章 総括

6.1 各章の結論

本研究では、2009年7月21日中国・九州北部豪雨災害での土石流源頭部を再現した浸透流解析と実物大崩壊実験を行い、まさ土斜面の降雨浸透および源頭部崩壊メカニズムを検証した。第1章では研究の背景と目的および本論文の内容と構成を述べた。第2章ではまさ土斜面は基盤である花崗岩と表層部の風化したまさ土の境界で崩壊が発生し、まさ土は風化の度合いにより土質工学的性質が異なり、これが崩壊性状に大きな影響を及ぼすことを述べた。3～5章までの結論はそれぞれ以下の通りである。

第3章においては、実物大崩壊実験で用いた不織布フィルターの特徴や侵食防止に関する既往の研究について述べた。また、豪雨対応型の不織布フィルターの性能評価試験を行った。得られた知見および結果は以下の通りである。

- 1) 不織布フィルターの主要な部分はウェブと呼ばれる短い化学繊維をランダム配向の形でマット状に織布化したものである。ウェブは空隙率97～98%のフィルター構造をしており、土壌と馴染み、絡みやすい性質を持ち、侵食防止機能が優れている。
- 2) 既往の研究では、法面の侵食が多くみられる粘性土系やシラス等の盛土での降雨試験や越流試験により不織布フィルターの侵食防止効果が確認されている。
- 3) 豪雨対応型不織布フィルターは従来の不織布フィルターより侵食防止効果が高いことが分かった。一方で、植生試験では植被率が伸びなかった。よって、短期間での植生の成立を目指す場合は、不織布フィルター自体の構造の見直しや、使用する繊維の検討、保水剤や土壌改良材の添加量の検討等が必要となると考えられる。

4章においては、2009年7月21日中国・九州北部豪雨災害での土石流発生斜面の特徴を整理し、これをモデル化した浸透流有限要素解析を行い、その解析結果について述べた。得られた知見および結果は以下の通りである。

- 4) 土石流が発生した地域は、中生代白亜紀に形成された広島花崗岩が分布している。この付近の山地には花崗岩の堅岩が露出し、まさ土化した風化残積土および崖錐堆積物が谷部などに薄く分布するのが特徴である。

- 5) 土石流源頭部の崩壊は、平均崩壊深 1.5m 以下のものが多く、斜面勾配は 25～40°が多く、特に 30～35°に集中している。
- 6) 源頭部は表土が乏しい。また、地層構成は概ね厚さ 1.0～1.5m のまさ土化した花崗岩強風化部、あるいは崖錐性の二次まさが分布し、基盤には未風化・難透水性の花崗岩岩盤が分布する。まさ土と岩盤との境界には、小礫～中礫径の基盤岩の風化角礫化部、崖錐堆積物の基底礫層が分布する箇所があり、高透水性が示唆される。
- 7) 以上をモデル化した FEM 浸透流解析によると、表土があり高透水層がないケースでは、非常に多くの降雨を与えても、また時間が経過しても、斜面内の圧力水頭が急激に変化することがない状態が継続された。
- 8) 表土が完全に欠如するケースにおいては、地下水位面が斜面内に不規則に描かれ、これは解析条件を超えた偽像ともいえ、既にダルシー則では解釈不可能な状態であると考えられる。
- 9) 部分的に表土のないケースにおいては、残った表土が浸透を抑制し、斜面内の浸透流は比較的安定的に流れていた。
- 10) 高透水層が分布するケースにおいて、表土の有無に関わらず高透水層内には他のケースと比較すると 1 オーダー以上速い浸透流が発生し、経時的に圧力水頭の増加も算出された。
- 11) 高透水層が分布するケースにおける実流速は限界流速より小さく、まさ土層内の流速は十分に遅く安定しているといえ、流速による浸透破壊には至らないものと考えられる。
- 12) ボイリングに対する安全率 F がわずかに 1.00 を下回るのは表土がなく、まさ土層が 1.0m で基盤境界に高透水層が分布するケースのみであった。1 度目の豪雨後の 9:30 の時点では $F \geq 1.00$ であったが、2 度目の豪雨時 11:30 には $F < 1.00$ となり、土石流発生時刻と一致する解析結果が得られた。

5 章においては、4 章で述べた土石流源頭部を再現した実物大モデルで降雨実験を行い、その実験結果について述べた。得られた知見および結果は以下の通りである。

- 1) 2009 年中国・九州北部豪雨災害で観察された源頭部のように、難透水性岩盤上に透水性に差をもたせた 2 層の盛土を配置した実物大実験では、豪雨の連続により土層内の間隙水圧の上昇がボイリング崩壊を発生させた。
- 2) ボイリング崩壊の拡大により斜面上部が一時に崩壊することで、土石流の源頭部

となることが観察された。

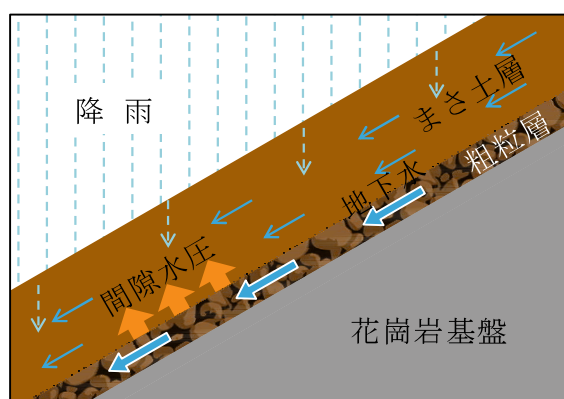
- 3) 土層構成の違いによって間隙水圧の変動に違いが生じ、粗粒の高透水層がまさ土層と不透水層の間に存在するときに、間隙水圧の急激な上昇が見られた。これは FEM 浸透流解析を裏付ける結果となった。
- 4) 土石流の発生源となる崩壊は、上記の土層の構成と、基盤上に 1.0m 程度の風化土層、あるいは崖錐堆積物層が分布し、さらに降雨強度、間隙水圧上昇が臨界に達することで発生するものと推定される。
- 5) 崩壊時の斜面の安全率 F_s を求めると 0.96 となり、間隙水圧の上昇により斜面の安定性が失われることが安全率からも裏付けられた。
- 6) 降雨が一旦停止する降雨停止時間中に、一部に間隙水圧の低下が見られた。また降雨再開から 90 分後に再び間隙水圧のピークがくること、ピークに達する時間は先行降雨の影響で早くなることが明らかとなった。
- 7) 実物大実験において、時間降雨強度 100mm/h を与え、上層に 5×10^{-5} m/s の透水性の土層が 1.0m 厚さで分布し、下層に高透水帯がある場合は、60 分以内の短時間でボーリング崩壊に至る降雨浸透が発生したが、一般的な層構造のない土層では、この降雨強度においても安定して崩壊しないことが確認された。フィルターを用いた実物大実験において、間隙水圧の上昇を最も遅らせたのは、表層に厚い不織布フィルターを敷設した条件だった。

6.2 本研究結果の全体総括

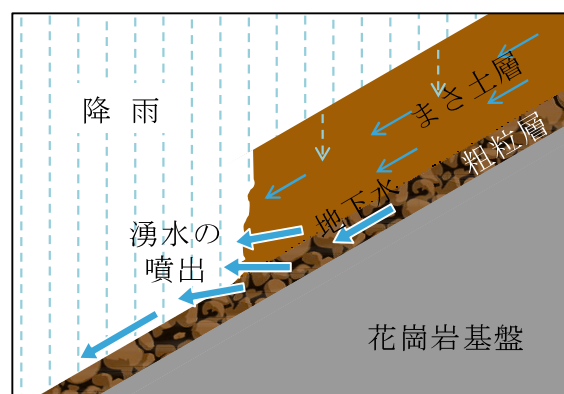
2009 年 7 月 21 日の中国・九州北部豪雨災害では、山口市と防府市の境界付近を中心に土石流が多発した。この土石流発生斜面を観察すると、花崗岩の堅岩が露出し、源頭部にはまさ土化した風化残積土が薄く分布しており、特に基盤岩と風化土層との間の透水性の差異がうかがえた。本研究では、これらの特徴を再現した非定常 FEM 浸透流解析を行った。また、実物大の実験モデル斜面を造成し、裸地斜面と不織布フィルターを敷設した条件で降雨実験を行った。図-6.1 に土石流発生メカニズムの模式図を示す。双方の結果を総合的に検討したところ、高透水性の粗粒層がまさ土層と不透水層の間に存在するとき細粒層に浸透水が卓越して流れ、間隙水圧の急激な上昇が発生し、ボーリング崩壊が観察された。このボーリング崩壊の拡大により斜面上部が一時に崩壊することで、土石流源頭部となり、土塊が周辺の表流水により泥流化して流下速度を増して土石流となるというメカニズムが解明された。今回の実験のモデル斜面模擬岩盤は、一般の斜面形状のように斜面中央を凹地形とはしておらず、岩盤まで

達した浸透水は周辺部から排水されていた可能性がある。したがって、本実験は、斜面に与えた降雨のみの影響による間隙水圧の変動を観察しているにすぎない。実際の土石流が発生する場所は谷地形すなわち凹断面であり、周辺からの表流水が集まることに留意する必要がある。

また、不織布フィルターは3章に述べたように浮遊懸濁物質抑制効果やガリー侵食防止効果が実証されているが、本実験により、豪雨時浸透抑制効果が確認されたので、土石流発生の予防対策に適用可能であると考えられる。近年、気候変動等により勢力の増大した台風や降雨強度の大きな降雨が頻繁に発生しており、土砂災害の発生頻度が増加している。2019年は1,996件の土砂災害が発生し、昭和57年の集計開始以降4番目に多く、集計開始以降における平均発生件数の約1.8倍であった。東日本台風では952件の土砂災害が発生し、台風に伴う土砂災害としては過去最多であった¹⁾。こ

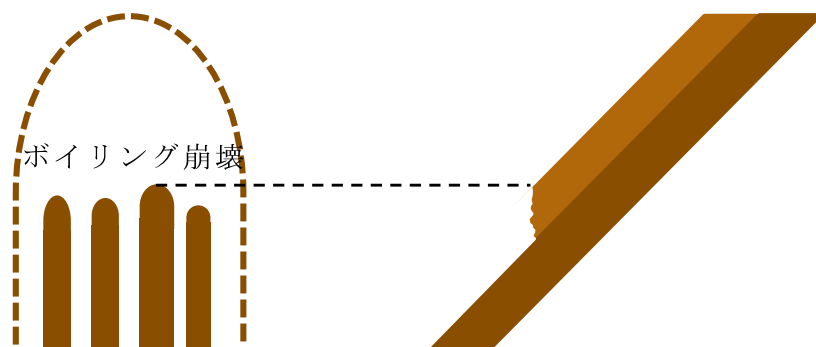


① 間隙水圧の急激な上昇

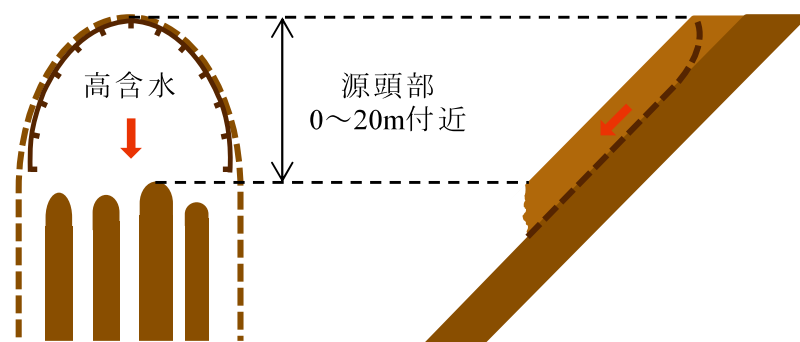


② ボイリング崩壊の発生

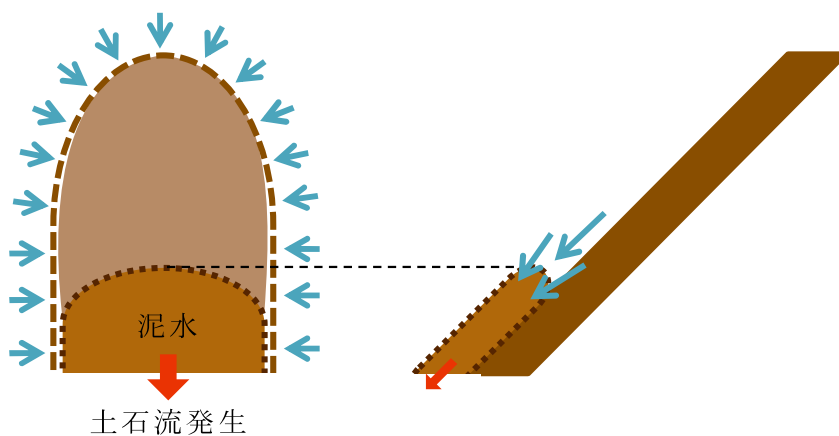
図-6.1 土石流発生メカニズム (その1)



③ 斜面下部の土塊流亡



④ 源頭部 0~20m 付近で崩壊発生



⑤ 泥流化し流下速度を増して土石流となる

図-6.1 土石流発生メカニズム (その2)

のような状況の中で砂防ダムの早急な整備が求められているが、砂防ダム1基当たりの建設費は高さ14m級のもので1~4億円である。これは、本体のみの費用で、工事用の道路、橋、トンネルなどの付帯工事を含めると、その2倍以上になることもある。整備対象となる土石流危険渓流Ⅰは全国に9万渓流近くあり²⁾、すべての渓流を整備するには莫大な費用を要する。さらに、砂防ダムの建設は、一般的に調査・設計に2年、用地取得に1年以上、施工（工事用道路を含む）に3年、計6年以上かかり整備完了前に土砂災害が発生するケースがある。本研究で検討した不織布フィルターは軽量で施工が容易であり、土石流危険渓流源頭部付近の植生が少ない場所に敷設することにより、少ない費用で早急に土砂災害の発生を抑制できると考えられる。

参考文献

- 1) 国土交通省：砂防 NEWS 令和元年土砂災害発生件数確定，
<http://www.mlit.go.jp/report/press/content/001334184.pdf>, 2020.5.5.
- 2) 国土交通省：都道府県別土砂災害危険箇所の調査結果，
<https://www.mlit.go.jp/kisha/kisha03/05/050328/050328-1.pdf>, 2020.5.5.

謝辞

大型降雨実験の成果をまとめて博士後期課程に挑戦してみないか、という話を頂いたのが、2017年3月のことでした。あれから3年半の月日が経ちましたが、学業、仕事、家庭の三足のわらじを履いたこの学生生活がこれほど困難で綱渡りのような日々になるとは、当時は想像が付きませんでした。ここまで本論文をまとめることができたのは、本当に多くの皆様のご指導とご協力のお陰であり、この場を借りて心より感謝申し上げます。

本論文をまとめるにあたり、山口大学大学院 鈴木素之教授には、指導教官として終始あたたかいご指導とご教示を頂きました。業務や家庭の事情を配慮して頂いたお陰で、本論文をまとめることができました。ここに深謝致します。

進士正人教授、中田幸男教授、吉本憲正准教授、森啓年准教授には、本論文の副査として多くの貴重なご指導とご助言を頂きました。厚く御礼申し上げます。

兵動正幸名誉教授には大型降雨実験の実施段階から多くのご指導とご助言を頂きました。その知識の深さと優しい人柄に尊敬の意を表し、厚く御礼申し上げます。

株式会社ケイズラブの河内義文社長には、実験から解析まで研究を進め、本論文をまとめる上で多大なご指導とご助言を頂きました。心より感謝申し上げます。

徳山工業高等専門学校の上俊二嘱託教授、福田靖技術長には屋内降雨実験の共同研究で多くのご指導とご助言を頂きました。厚く御礼申し上げます。

鈴木素之研究室の博士後期課程1年の石丸太一氏には、不織布フィルターの透水性評価においてご協力を頂きました。厚く御礼申し上げます。

鈴木素之研究室で博士号を取得した株式会社ケーティービーの小松晃二氏、復建調査設計株式会社の松木宏彰氏、ヒロセ補強土株式会社の佐原邦朋氏には、本論文をまとめるにあたり、ご助言を頂きました。厚く御礼申し上げます。

謝 辞

大型降雨実験を実施するにあたり、公益財団法人市村清新技術財団新技術開発の助成を受けており、これにより大規模な実験を行うことができました。厚く御礼申し上げます。また、株式会社岡部には大型降雨実験の場所を提供して頂き、モデル斜面の作成に際しては、株式会社三興企画の皆様のご協力とご助言を頂きました。株式会社多機能フィルターの内海正彦氏、藤島重樹氏、緒方清氏、藤本泰徳氏、白石哲視氏には、実験を成功させる上で多くのご協力を頂きました。実験に関わったすべての皆様に厚く御礼申し上げます。

筆者が在籍する多機能フィルター株式会社の丸本卓哉社長には、社会人学生として博士後期課程に挑戦することにご理解とあたたかいご助言を頂き、深く感謝申し上げます。志賀弘征専務には、業務と学業を両立できるように多大なご配慮を頂きました。また、研究開発室をはじめ、多くの皆様に多大なるご協力を頂きました。厚く御礼申し上げます。

子連れでの打合せを快く受け入れて頂き、打合せ中等に子供たちをみて頂いたケイズラブの皆様、鈴木素之教授の秘書の皆様、筆者の友人である田畑暁子氏に心から感謝致します。

そして、筆者が修士の頃に博士後期課程への進学を進めて頂いた、恩師である、故山本哲朗教授に報告できることを嬉しく思います。今でも山本教授の教え子であることを誇りに思っています。

最後に、家族の協力がなければこの論文を書くことはできませんでした。学業が忙しくたくさん遊んであげることができなくても応援してくれた長女の呼春、何度も打合せに付き合ってくれた長男の茅紘、二人がいてくれたのでここまで頑張ることができました。そしていつも励まし応援してくれた夫の雅也に心より感謝の意を表し、本論文を終えることとします。

2020年8月

徳久 晶