

遠心模型実験と不飽和FEM解析を用いた 豪雨時における斜面安定性評価手法の検討

平 田 昌 史^{*1} 丸 山 憲 治^{*1}
石 黒 健^{*1} 大 塚 悠 大^{*1}
高 橋 めぐみ^{*2}

要 旨

日本では、台風や集中豪雨などによって毎年多くの土砂災害が発生している。将来土砂災害が起こる危険度が高いと判断される個所を、効率的かつ的確に維持管理を行うためのモニタリングが盛んに行われている。これらのモニタリング結果を有効に活用するためには、斜面崩壊メカニズムに基づいた危険度予測、安定性評価が重要になる。そこで本研究では、不飽和土の変形解析と安定解析を連携することで、豪雨等により崩壊に至るまでの斜面の変形挙動と安全率の相関性を評価する手法を提案した。また、降雨を模擬した遠心模型実験の再現解析を行うことで、提案する解析手法の妥当性や精度について検証を行った。さらに、モニタリングを実施している実現場斜面を対象とした解析を実施することで、斜面崩壊に対する安定性について検討した。

キーワード 豪雨／斜面崩壊／遠心模型実験／FEM解析

目 次

- | | |
|------------------------|--------------------|
| 1. はじめに | 4. 切土現場の再現解析と安定性評価 |
| 2. 豪雨時の斜面崩壊を模擬した遠心载荷実験 | 5. おわりに |
| 3. 遠心模型実験のFEM再現解析 | |

EXAMINATION OF SLOPE STABILITY EVALUTION METHOD DURING HEAVY RAIN USING CENTRIFUGAL MODEL EXPERIMENTS AND UNSATURATED FEM ANALYSIS

Masafumi HIRATA
Takeshi ISHIGURO
Megumi TAKAHASHI

Kenji MARUYAMA
Yudai OHTSUKA

Synopsis:

In Japan, many landslides occur every year due to typhoons, heavy rains, and other factors. Areas deemed to be at high risk of future landslides are actively monitored to ensure efficient and accurate maintenance. To effectively utilize the results of these monitoring activities, risk prediction and stability assessment based on slope failure mechanisms are important. Therefore, in this study, we proposed a method for evaluating the correlation between the deformation behavior of slopes leading up to collapse due to heavy rain and other factors and the safety factor by combining deformation analysis and stability analysis of unsaturated soil. Furthermore, we verified the validity and accuracy of the proposed analysis method by reproducing a centrifuge model experiment that simulated rainfall. Furthermore, we examined the stability of slopes against slope failure by conducting analyses of actual slopes where monitoring is being carried out.

* 1 本店 ICI 総合センター ICI テクノロジーセンター 地盤グループ

* 2 本店 土木設計部 地盤基礎・設計グループ

1. はじめに

国土の約 73%を山地が占める日本では、台風や集中豪雨などによって毎年多くの土砂災害が発生している。国土交通省による統計によると、土砂災害警戒区域は全国で 50 万件を超えているため、すべての危険箇所に対策工を施すことは非現実的である。このような背景から、対策工に代わり、土砂災害が起こる危険度が高いと判断される箇所に対して効率的な維持管理を行うためのモニタリング技術の開発が盛んに行われている。このモニタリング技術としては、例えば衛星画像やドローン・UAV を活用した技術^{1),2)}や、対象斜面に土壌水分計や変位計・傾斜計等の計測器を取り付け監視する技術^{3),4),5)}等がある。一方、モニタリングにより得られる斜面の変形量や水分量等の観測結果は、台風や豪雨による斜面崩壊の危険性の判断や維持管理等に利用することが目的であるため、斜面崩壊メカニズムに基づいた危険度予測、安定性評価手法も重要である。斜面の安定性評価の計算手法としては、古くから円弧すべり計算が用いられているが、台風や集中豪雨等による斜面崩壊を検討する場合、地盤内部に浸透する雨水の影響を考慮するため、不飽和浸透流解析により地盤内部の水位変動や飽和度を評価し、これらを反映した安定解析を行う手法等も実施されている^{6),7),8)}。但し、これらの手法は豪雨による斜面の変形等は考慮されないため、斜面の変形等のモニタリング結果に対して評価することが出来ない。これに対して、斜面の変形を評価する目的で、個別要素法 (DEM) や不連続変形法 (DDA)、SPH (Smoothed Particle Hydrodynamics) 法等を用いた解析^{9),10),11)}等も近年実施されている。しかしながら、大規模な変形を取り扱うこれらの解析手法は、斜面崩壊後の土塊が周囲に及ぼす影響を検討することを主な目的としており、斜面崩壊前の変形等からその兆候を推定することを目的とするモニタリング技術の評価には不向きである。

そこで本研究では、斜面に対して不飽和土の変形解析を実施し、変形解析から得られた応力状態を用いて安定解析を行うことで、豪雨等により崩壊に至るまでの斜面の変形挙動と安全率の相関性を評価する手法について提案する¹²⁾。降雨を模擬した遠心模型実験を実施し、崩壊に至るまでの斜面の変形挙動を観測するとともに、遠心模型実験の再現解析を行うことで、得られた解析結果の妥当性や変形と安全率の相関性の精度について検討した。さらに、実現場斜面を対象として FEM 解析を実施し、モニタリング結果と比較することにより、斜面の危険度判定の妥当性等についても検討した。

2. 豪雨時の斜面崩壊を模擬した遠心模型実験

2.1 遠心模型実験の概要

斜面の安定性は、傾斜角や盛土高の影響を受けるため、遠心模型実験による検討が有効である。ここでは、豪雨

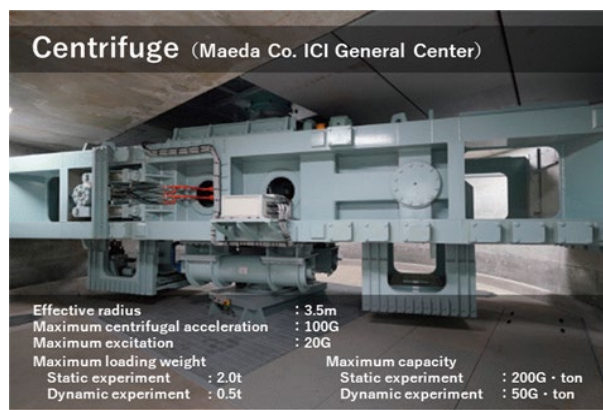


写真-1 使用した遠心載荷装置

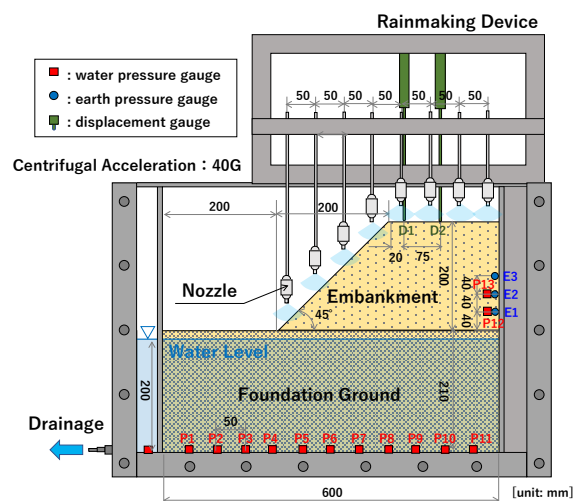


図-1 模型斜面の概略図

時の斜面変形挙動や斜面崩壊に至るまでのメカニズム等を検討する目的で、降雨による盛土斜面の安定性低下を模擬する遠心模型実験を実施した¹³⁾。実験では、盛土斜面上部に設置した降雨装置から雨を降らせ、雨水の浸透によって斜面が変形・崩壊する様子を再現する。今回使用した遠心載荷装置（前田建設工業 ICI 総合センター所有）を、写真-1に示す。

図-1は、遠心実験に使用した模型地盤の概略図である。ここでは、奥行 200mm の剛性土槽内に、幅 600mm、深さ 210mm の基礎地盤を作製し、その上に高さ 200mm、斜面勾配 1:1（45 度）の盛土斜面を作製した。基礎地盤と盛土斜面には、珪砂 7 号と木櫛粘土を重量比 8:2 で混合した中間土¹⁴⁾（初期含水比を 5%で調整）を使用しており、基礎地盤は乾燥密度 1.60Mg/m³、盛土斜面は乾燥密度 1.46Mg/m³で締固めた。実験では、遠心加速度を 40G とし、土槽上部に設置した降雨装置から盛土部に連続的に雨を降らせる。土槽左側には排水タンクを設けており、排水側の水位は一定に保つようになっている。なお、ここでは降雨に水と粘性流体を使用した計 2 ケースの実験を実施した。実験中の計測としては、基礎地盤下端と排水タンク下端の計 12 か所に間隙水圧計、盛土斜面背面には計 3 箇所土圧計を設置しており、盛土内の土圧や間隙

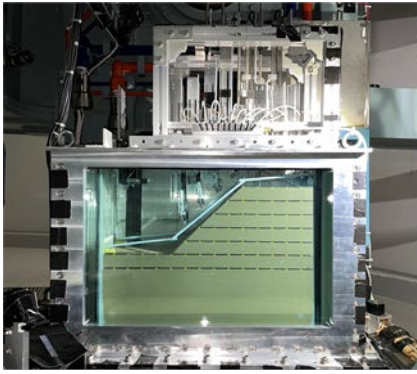


写真-2 作製した模型地 (Case-1)

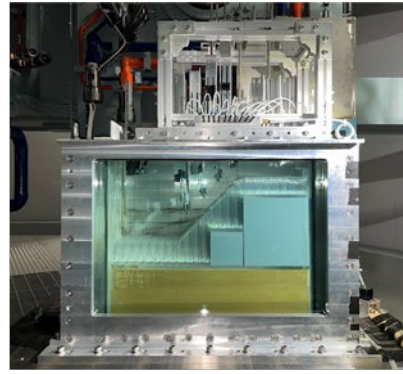
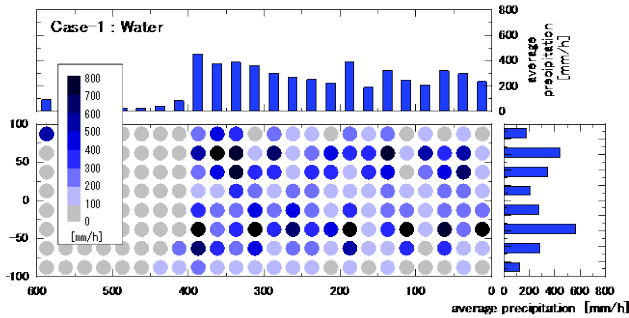
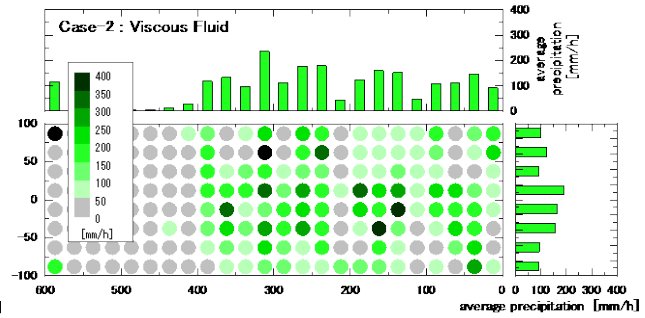


写真-3 アクリル円筒を並べたキャリブレーション用模型地盤



(a) Case-1: 水を使用



(b) Case-2: 粘性流体を使用

図-2 降雨装置のキャリブレーション結果（降雨量分布）

水圧の変化を計測している。また、盛土の天端法肩と天端中央の2か所に変位計（差動トランス）を設置し、沈下量の計測も行っている。基礎地盤上部と盛土の表面には、40mm 間隔で色砂を敷設するとともにターゲットも設置し、CCD カメラで土槽正面から盛土斜面全体の変形状況を撮影している。写真-2に作製した模型地盤を示す。

2.2 降雨装置とキャリブレーション結果

使用した降雨装置は、今回の実験を行うために新たに製作したものである。遠心力場で降雨を再現する実験は古くは1980年代から実施されているが¹⁴⁾、当時の降雨装置では大粒の雨滴しか再現できず、模型地盤を高速で回転させた際に発生するコリオリ力によって雨滴の軌跡が曲がったり、斜面のガリ浸食を誘発したりと問題点も多かった。近年では、特殊な2流体混合微霧発生ノズルを使用した降雨装置^{15),16)}が開発されており、精度の高い降雨実験が実施可能となっている。今回の遠心実験で使用する装置も、友岡ら¹⁷⁾の装置を参考に平均粒子径20～30 μm の微霧を発生することが可能な2流体ノズル（いけうち製：SCBIMV）を用いた精度の高い装置である。この降雨装置には、この2流体ノズルを50mmピッチで8個、奥行方向に2列の計16個設置しており、コリオリ力による影響を極力避けるため、斜面に沿うように盛土表面から5cm上の位置にノズルを配置した（図-1参照）。

作製した降雨装置の動作確認および降雨状況を把握・調整するため、キャリブレーション試験を実施した。キャリブレーション試験では、写真-3に示すように模型地

表-2 実験ケースと相似則¹⁸⁾

Physical Quantity	Case-1 Water	Case-2 Viscous Fluid
Centrifugal Acceleration	N	
Model Measurement	1/N	
Soil Particle Density ρ_s	1	
Water Density ρ_w	1	
Degree of Saturation S_r	1	
Coefficient of Permeability k	N	
Rainfall Intensity	1/N	1
Time (Laminar Flow) t	1/N ²	1/N

盤と同じ斜面形状で内径19mmのアクリル円筒を並べ、実験と同じ遠心加速度40Gで2分間の散水を実施した。この時、斜面に出来るだけ均等に雨が降るように、ノズルの方向や空圧を微調整する。散水後は、アクリル円筒に溜まった水の重量を計測することで、降雨の分散状況と降雨量を求める。図-2は、ノズルの方向や空圧を調整した最終的なキャリブレーション結果である。図-2(a)は通常の水を使用したCase-1の結果、図-2(b)は遠心加速度40Gに合わせて調整した粘性流体を使用したCase-2の結果である。均一な分布とは言い難いが、コリオリ力を考慮した偏りの少ない分布となっている。ちなみに、調整した空圧やノズル角度はCase-1とCase-2では異なっており、使用する流体によってノズルからの噴霧状況や作用するコリオリ力が若干異なるものと推測される。図-2のキャリブレーション結果から算定される降雨強度は、水を使用したCase-1で302.9mm/h、粘性流体を使用した

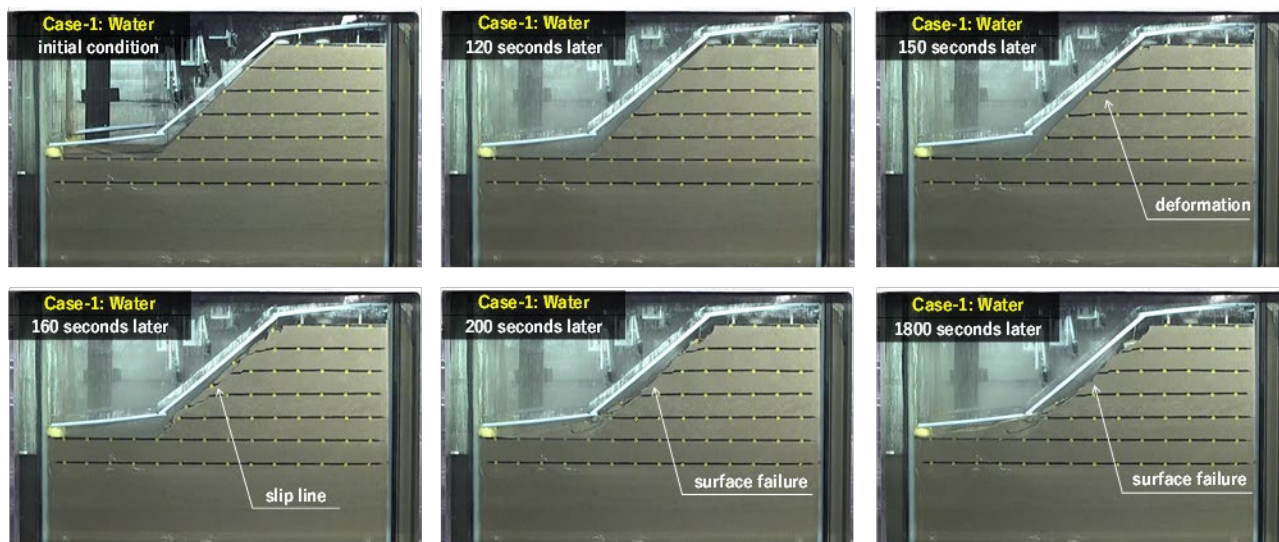
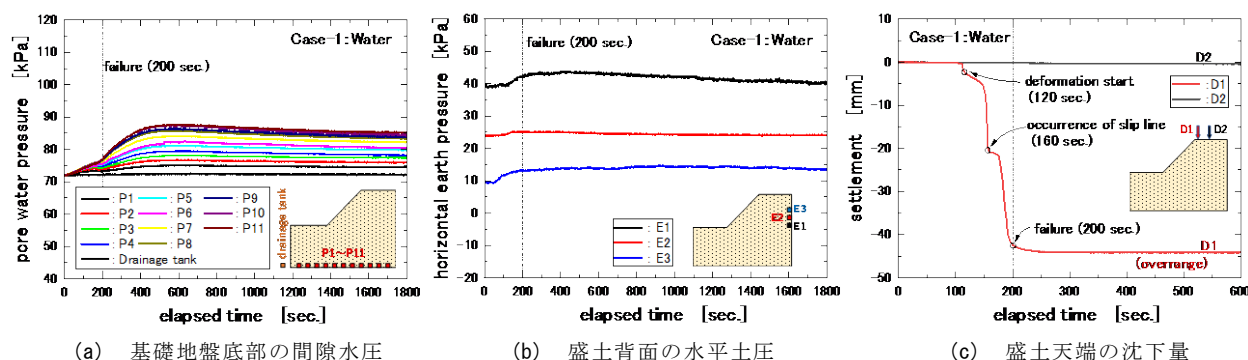


写真-4 実験結果 (Case-1)



(a) 基礎地盤底部の間隙水圧

(b) 盛土背面の水平土圧

(c) 盛土天端の沈下量

図-3 各計測器による計測結果の経時変化 (Case-1)

Case-2 で 127.8mm/h であった。但し、表-2 に示したように水と粘性流体では相似則が異なるため、実スケールに換算すると Case-2 では模型と同じ 127.8mm/h であるのに対し、Case-1 では 1/40 の 7.6mm/h となり、Case-2 に比べてかなり小さな降雨強度となる。

2.3 遠心模型実験の結果と考察

写真-4 は、水を使用した Case-1 の実験結果であり、CCD カメラで撮影した模型地盤の変形状況画像である。なお、実験結果はすべて模型スケールで整理している。これらの画像を見ると、降雨後 120 秒くらいから徐々に法面全体に変形が発生しはじめ、降雨後 150 秒には斜面表層から 40mm (ターゲット 1 個分) 程度の位置で斜面に段差が生じている。降雨後 160 秒では段差が生じた位置よりも表層側ですべり線が発生し、降雨後 200 秒には表層が完全に崩壊した。なお、実験では崩壊後もさらに散水を続けており、降雨後 1800 秒の実験を終了した段階で、若干法面崩壊が進行している様子が見られた。

図-3 は、模型地盤に設置した間隙水圧計、土圧計、変位計の Case-1 における計測結果である。図-8(a)に示す基礎地盤底部に設置した間隙水圧計の経時変化を見ると、降雨開始から間隙水圧は徐々に増加していることから、盛土内の水位も上昇していると考えられる。但し、斜面

が崩壊した降雨後 200 秒では、最大でも 5kPa 程度しか間隙水圧は上昇しておらず、降雨によって盛土内の水位が上昇するよりも前に、降雨により法面付近の飽和度が上昇、強度が低下することで斜面が崩壊する、といったメカニズムであると推測される。なお、斜面崩壊後も間隙水圧は上昇を続けるが、500 秒付近からほぼ横ばいとなる。図-3(b)に示す盛土背面の水平土圧の経時変化を見ると、値にばらつきが多いものの、降雨により土圧が上昇する傾向が見られる。また、降雨後 200 秒で斜面崩壊が生じたのを境に水平土圧の変化は横ばいあるいは減少傾向になっており、斜面崩壊が盛土背面の水平土圧に影響を与えていることがわかる。図-3(c)は、盛土天端に設置した変位計による沈下量の経時変化である。法肩の沈下量 (D1) を見ると、沈下が 120 秒付近と 150 秒付近で段階的に生じていることがわかる、これは、写真-4 でも見られた、すべり線が段階的に表層へ移動していく崩壊挙動が、沈下挙動にも表れているためである。なお、天端中央の沈下計 (D2) では沈下がほとんど生じておらず、法肩の沈下量 (D1) についても降雨後 200 秒付近で斜面が崩壊したため、以降は計測不能となっている。

写真-5 は、粘性流体を使用した Case-2 の実験結果であり、先ほどと同様に CCD カメラで撮影した模型地盤の変形状況画像である。これらの画像を見ると、降雨後 200

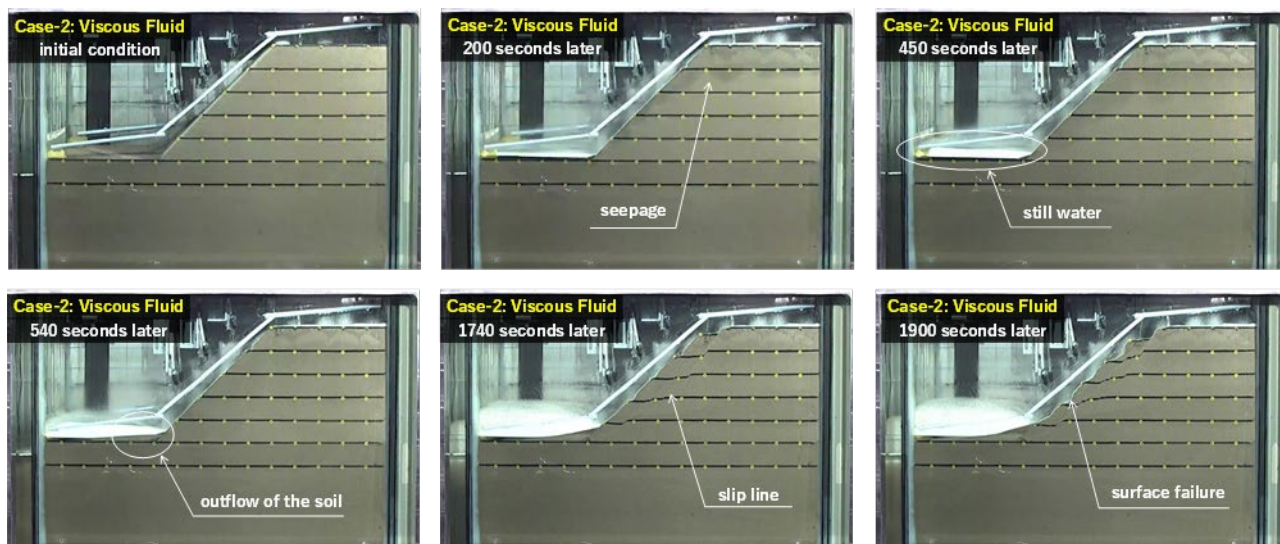
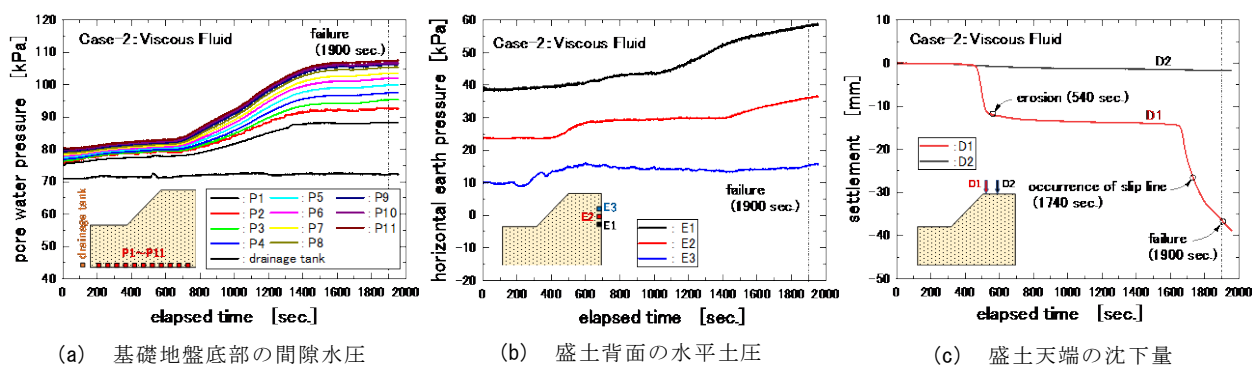


写真-5 CCD カメラによる盛土斜面の変形状況画像 (Case-2)



写真-6 GoPro による盛土法面画像 (Case-2)



(a) 基礎地盤底部の間隙水圧

(b) 盛土背面の水平土圧

(c) 盛土天端の沈下量

図-4 各計測器による計測結果の経時変化 (Case-2)

秒において法面からの雨水浸透状況が見られる。降雨後 450 秒では、降雨（粘性流体）が盛土法面に徐々に溜まっていく様子が見られ、降雨後 540 秒では、ガリ浸食により削られた法面表層の土砂が法尻に溜まっていく様子も見られた。これらの現象は、降雨強度が 127.8mm/h と非常に大きく、雨水が斜面から十分に浸透しきれていないことが原因である。写真-6 は、土槽内に設置した GoPro カメラで撮影した盛土法面の画像である。降雨後 200 秒で法尻に雨水が溜まり、降雨後 540 秒でガリ浸食により法面表層が削られる状況が確認できる。その後さらに散水を続けると、降雨後 1740 秒には斜面表層から 40mm（ターゲット 1 個分）程度の位置ですべり線が発生し、降雨後 1900 秒ですべり線よりも表層側で斜面が崩壊した。このように、最初に生じたすべり線よりも表層側で最終的な崩壊に至る挙動は、水を使用した Case-1 の実験と同

じである。

図-4 は、模型地盤に設置した間隙水圧計、土圧計、変位計の Case-2 における計測結果である。図-4(a) に示す基礎地盤底部に設置した間隙水圧計の経時変化は、Case-1 と同じように降雨開始から徐々に増加している。また、斜面が崩壊した降雨後 1900 秒では、間隙水圧は最大で 30kPa 程度上昇しており、盛土内の水位上昇量は Case-1 よりも大きいことがわかる。図-4(b) は、盛土背面の水平土圧の経時変化であるが、こちらも Case-1 と同様に降雨により水平土圧が上昇する傾向が見られる。なお、Case-2 では斜面崩壊後は実験を終了しているため、崩壊後の変化は取得できていない。図-4(c) は、盛土天端に設置した変位計による沈下量の経時変化である。法肩の沈下量 (D1) を見ると、降雨後 540 秒で 12mm 程度生じた沈下は 1600 秒程度までほぼ変化はなく、1600 秒以降に急激な

沈下生じ、斜面が崩壊した 1900 秒では 40mm 程度の沈下となった。なお、降雨後 540 秒付近で生じた沈下は、ガリ浸食による影響である。

3. 遠心模型実験の FEM 再現解析

3.1 変形解析と安定解析の概要

遠心模型実験の FEM 再現解析では、不飽和の変形解析を実施して斜面の変形状態や応力状態を再現するとともに、この時の応力状態を用いた安定解析を実施することで、斜面の変形挙動と安定性の関係を検討する試みを行っている。そこで、まずは使用した変形解析と安定解析の概要について説明する。

不飽和の FEM 変形解析には「土／水／空気連成有限要素解析プログラム DACSAR-i^{19),20)}」を用いた。不飽和土の構成モデルとしては、関口・太田による弾塑性構成モデル²⁰⁾を基本とした Se-hardening モデル²²⁾を用いており、以下に示す降伏関数 f による応力～ひずみ関係から、地盤の変形を求めている。

$$f = MD \ln \frac{p'}{\xi \cdot p_0'} + D\eta^* - \varepsilon_v^p = 0 \quad [1]$$

ここで、 M は限界応力比、 D は柴田²³⁾によるダイレイタンシー係数、 p_0' は飽和状態における先行時の平均有効応力、 η^* は一般化した応力比、 ε_v^p は塑性体積ひずみである。また、 ξ は有効飽和度 S_{re} を変数とした関数であり、以下のように定義される。

$$\xi = \exp[(1 - S_{re})^n \ln a] \quad [2]$$

n および a は関数 ξ を規定するためのパラメータである。また、有効飽和度 S_{re} は次のように定義される。

$$S_{re} = \frac{S_r - S_{rc}}{1 - S_{rc}} \quad [3]$$

なお、 S_{rc} は吸着水が占める飽和度である。

一方、安定解析としては単純な円弧すべり等ではなく、変形解析と同じ FEM 解析である「せん断強度低減法²⁴⁾

(Shear Strength Reduction Method : 以下 SSRM)」を採用した。この SSRM では、土の構成モデルとして破壊条件式に Mohr-Coulomb 式、塑性ポテンシャルに Drucker-Prager 式を適用した弾完全塑性モデルを用い、土のせん断強度 τ_f を Coulomb 式より以下の様に定義する。

$$\tau_f = \frac{c'}{F} + \frac{\sigma'}{F} \tan \phi' \quad [4]$$

c' は有効粘着力、 ϕ' は有効内部摩擦角である。SSRM は、式[4]中の F 値を増加させることで地盤内のせん断抵抗を減少させ、Newton-Raphson 法による反復計算が発散し斜面が崩壊に至ったと判定された際の F 値を、モデル全体の安全率 F_s とする手法である。

変形解析と安定解析は同じ FEM 解析であることから、解析対象とする斜面モデル（節点や要素、幾何学境界条件）や応力状態等を共有できる。しかしながら、変形解析と安定解析とでは使用している構成モデルが異なるため、変形解析から安定解析へ地盤強度を受け渡すことができない。そこで、式[1]に示す Se-Hardening モデルの降伏関数から三軸圧縮試験の非排水せん断強度 c_u を計算し、式[4]に示したせん断強度の有効粘着力 c' として受け渡すこととした。三軸圧縮試験の非排水せん断強度 c_u は、式[1]に非排水（体積一定）条件や破壊条件、三軸試験の境界条件等を代入することで、次のように誘導される²⁵⁾。

$$c_u = \frac{1}{2} \xi \cdot p_0' \cdot M \cdot \exp \left(-\Lambda + \frac{\Lambda}{M} \eta_0 \right) \quad [5]$$

但し、 $\eta_0 = \frac{3(1 - K_0)}{1 + 2K_0}$

Λ は非可逆比、 K_0 は先行時の静止土圧係数である。なお、この式に示すように、非排水せん断強度 c_u は平均有効応力 p_0' を用いて計算され、有効応力の増加に伴う強度増加（式[4]の右辺第 2 項）には既に考慮されていると捉えることができるため、安定解析では式[4]中の有効内部摩擦角 ϕ' はゼロとして取り扱う。変形解析で逐次計算された各要素の非排水せん断強度は、その応力状態や斜面モデルのデータ（節点や要素、幾何学境界条件）と共に SSRM の計算に受け渡され、安全率が求められる。

3.2 遠心模型実験の FEM 再現解析の概要

図-5 は、FEM 再現解析に用いた遠心模型地盤のメッシュ図である²⁶⁾。この図に示すように、解析では遠心加速度 40G を考慮して実スケールに変換したモデルを用いており、基礎地盤は幅 24m、厚さ 8.4m、斜面は高さ 8.0m、勾配 1:1（45 度勾配）である。幾何学境界は、左右端面を X 方向固定、下端面を X-Y 方向固定としている。また、水理境界は下端面と右端面は非排水境界とし、左端面の下流側は水圧一定の排水境界とした。遠心実験の実施ケースに合わせて Case-1 と Case-2 の 2 ケースを実施しており、降雨強度に相当する雨量を法面と天端に与えることで降雨を再現している（図-5 の青矢印）。ちなみに、粘性流体を用いた Case-2 では、遠心実験での降雨強度 127.8mm/h を盛土境界面に与えて計算を行ったところ、盛土要素が発散する結果となった。これは、盛土境界面に与えた降雨強度が盛土要素に浸透できる水量を大幅に上回ったためである。実際の遠心実験でも、Case-2 の粘性流体を用いたケースでは降雨が盛土内に浸透しきれず、法尻付近に溜まる結果となっている。そこで、盛土の不飽和透水係数を用いて境界面からの限界浸透量を簡易的に逆算してみたところ、その限界浸透量は 16.1mm/h となった。この結果から、粘性流体を用いた Case-2 の解析では、盛土境界面に与える流量を 16.1mm/h に設定し計算を

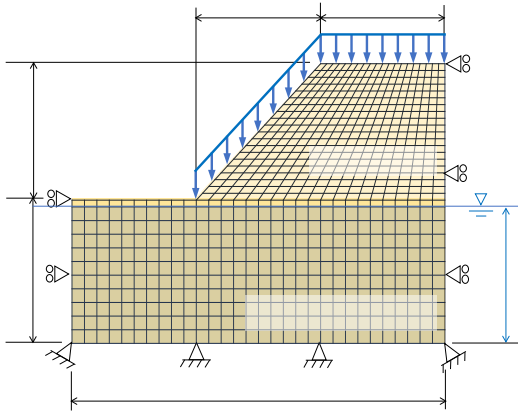


図-5 遠心実験モデルのメッシュ図

行うことにした。ちなみに水をを用いた Case-1 では、遠心模型実験での降雨強度 302.9mm/h を実スケールに変換すると 7.6mm/h であり、限界浸透量の範囲内であることから盛土境界面に与える流量に設定した。

3.3 材料パラメータの設定

変形解析で使用した Se-Hardening モデルでは、ベースとなる関口・太田による弾塑性構成モデルの材料パラメータの他に、不飽和特性を表すパラメータが必要となる。この不飽和特性を得るためには、一般的には不飽和の三軸圧縮試験等の特殊な試験が必要とされるが、ここでは代わりに等体積一面せん断試験を実施し、材料パラメータの推定を試みた²⁷⁾。図-6 は、等体積一面せん断試験結果を用いた材料パラメータの設定フローである。このフローに示すように、関口・太田による弾塑性構成モデルに必要なパラメータについては、飽和土の等体積一面せん断試験と圧密試験から、不飽和特性を表すパラメータについては、不飽和土の等体積一面せん断試験から求める。ちなみに、等体積一面せん断試験から不飽和特性を推定する場合、供試体の飽和度や間隙比を正確に把握した再現性の高い試験が求められる。ここでは、高精度パルスモータにより緻密な制御が可能なスマート一面せん断試験機（写真-7）を用いて試験を行っている。

図-7 は、段階的荷重による圧密試験の結果である。ここでは、珪砂 7 号と木櫛粘土を重量比 8:2 で混合した試料（土粒子密度 $\rho_s = 2.68 \text{ Mg/m}^3$ ）を初期含水比 40% に調整し、圧密リング内にスプーンで緩く詰めた状態で試験を実施している。なお、圧密リング内に試料を投入した供試体作成時は、表面で若干水が浮くような状態であったため、初期荷重段階のプロットを除いて、 $e\text{-log}P$ の傾き C_c や $e\text{-log}k$ の傾き C_k を求めた。また、基礎地盤の乾燥密度 1.60 Mg/m^3 （間隙比 0.672）および盛土斜面の乾燥密度 1.46 Mg/m^3 （間隙比 0.832）を用いて、飽和時の先行圧密圧力や透水係数も推定している。一方、圧密試験と同じく含水比調整した飽和試料を用いて、等体積一面せん断試験を実施した。ここでは、垂直応力 40, 80, 160,

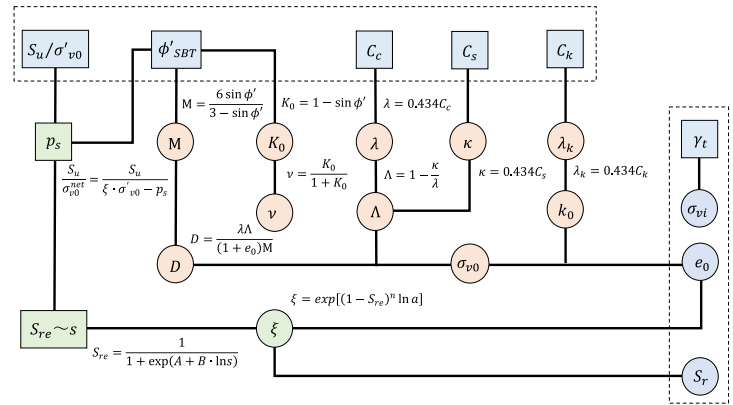


図-6 材料パラメータの設定フロー

320kPa の 4 段階で圧密した後、せん断速度 0.1mm/min で水平変位 7mm まで等体積せん断を行っている。図-8 に、実施した等体積一面せん断試験の結果を示す。得られた有効応力経路から、有効内部摩擦角を 31.0 と設定した。

図-9 は、不飽和特性を表す材料パラメータを求めるために実施した、不飽和土の等体積一面せん断試験結果である。ここでは、珪砂 7 号と木櫛粘土の混合試料を初期含水比 5% で調整し、飽和試料と同じ垂直応力条件下で圧縮、せん断している。この結果を見ると、図-8 に示した飽和土の試験結果よりもせん断強度が増加している。ここでは、この強度差が不飽和特性であると捉え、この差分から不飽和土の水分特性曲線および強度増加関数 ξ に関する材料パラメータ設定を試みた。

まず、飽和土の応力状態と比較するため、不飽和土の応力を次のように定義²²⁾する。

$$\begin{aligned} \sigma &= \sigma^{net} + p_a \mathbf{1}, & \sigma^{net} &= \sigma' - p_s \mathbf{1} \\ p_s &= S_{re} \cdot s, & s &= p_a - p_w \end{aligned} \quad [6]$$

σ は全応力、 σ^{net} は基底応力、 σ' は有効応力、 s はサクシオン、 p_s はサクシオン応力、 p_a は間隙空気圧、 p_w は間隙水圧である。不飽和土の場合、圧縮終了時には垂直応力に負の間隙水圧（サクシオン応力）が残るため、供試体に作用している垂直応力 σ_{v0} は有効応力ではなく基底応力 σ_{v0}^{net} となる。また、せん断中は体積が一定であることから、間隙空気圧および間隙水圧は変化しないため、サクシオン応力 p_s は一定であると考えられる。これらの試験条件を基に、等体積一面せん断試験における非排水せん断強度 S_u の理論式²⁴⁾を式[1]と同様に誘導すると、次式が得られる。

$$\frac{S_u}{\xi \cdot \sigma'_{z0}|_{sat}} = \frac{1 + 2K_0}{3\sqrt{3}} M \exp(-\Lambda) \quad [7]$$

式中の K_0 , M , Λ は材料定数であることから、右辺は一定値となる。つまり、左辺の有効垂直応力で除した強度増加率は、飽和・不飽和に関わらず一定である。一方、不飽和土の等体積一面せん断試験では垂直応力は基底応力



写真-7 スマート一面せん断試験

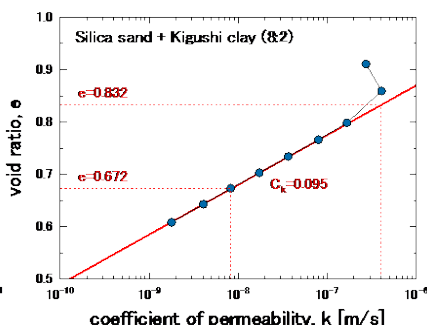
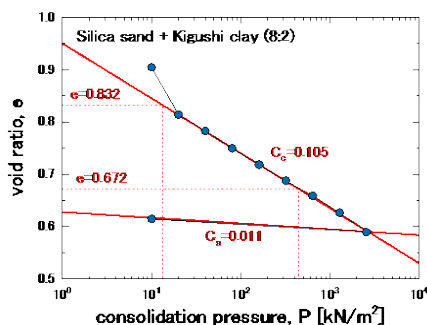


図-7 圧密試験結果

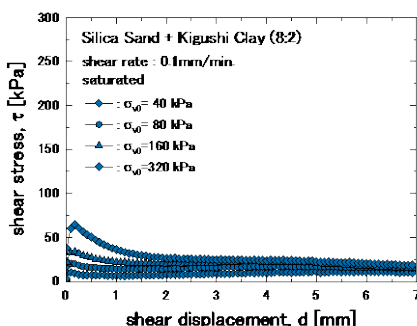
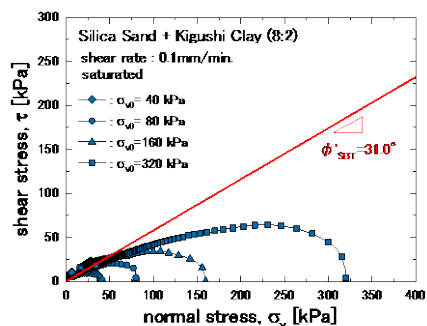


図-8 等体積一面せん断試験結果（飽和）

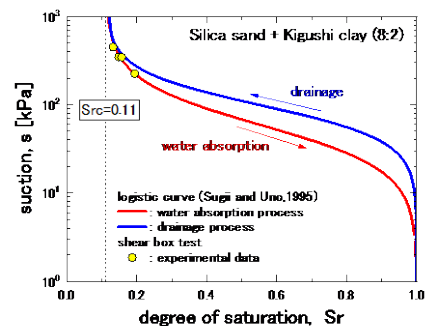


図-10 推定した水分特性曲線

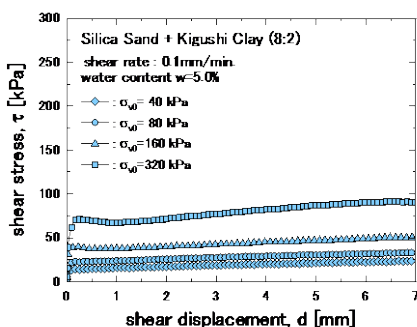
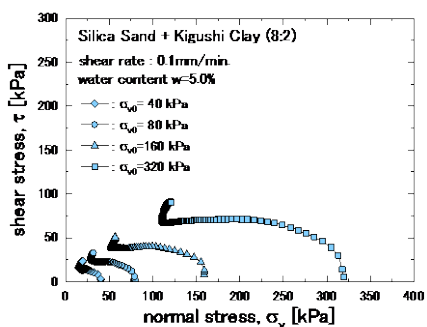


図-9 等体積一面せん断試験結果（不飽和：含水比 5%）

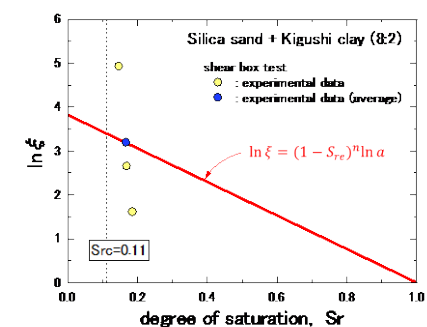


図-11 推定した関数 ξ

であるため、不飽和土の試験結果から得られる強度増加率は以下のように表される。

$$\left(\frac{S_u}{\sigma_{v0}}\right)_{unsat} = \frac{S_u}{\sigma_{v0}^{net}} = \frac{S_u}{\xi \cdot \sigma'_{v0}|_{sat} - p_s} \quad [8]$$

この式に示したように、不飽和土の一面せん断試験から得られた強度増加率は、飽和土の強度増加率よりもサクシジョン応力 p_s の分だけ大きくなる。よって、この式[8]に飽和度と不飽和土の一面せん断試験結果（強度増加率）を代入することでサクシジョン応力 p_s が求められ、せん断時の供試体飽和度からサクシジョン s を推定することが可能となる。図-10 は、サクシジョンと飽和度の関係であり、図中のプロットが試験結果から推定した値である。なお、今回使用した不飽和変形解析では、飽和度とサクシジョンの関係を表す水分特性曲線モデルとして、次式に示す杉井・宇野²⁸⁾によるロジスティック曲線を用いている。

$$S_{re} = \frac{1}{1 + \exp(A + B \cdot \ln s)} \quad [9]$$

表-3 再現解析に用いた材料パラメーター一覧

	Ground	Embankment
compression index	λ	0.046
swelling index	κ	0.0046
internal friction angle	ϕ' [deg.]	31.0
critical state parameter	M	1.244
coefficient of earth pressure	K_0	0.485
Poisson's ratio	ν'	0.327
soil particle density	ρ_s [Mg/m³]	2.680
dry density	ρ_d [Mg/m³]	1.60
initial void ratio	e_0	0.672
coefficient of permeability	k [m/day]	2.84E-02
inclination of e-lnk	λ_k	0.041
constant parameter to control the degree of hardening behavior with saturation	a	30.0
	n	1.00
parameter for S_r - s logistic curve in case of DRY	A_d	-9.96
	B_d	2.17
parameter for S_r - s logistic curve in case of WET	A_w	-6.89
	B_w	1.69
residual saturation ratio	S_{rc}	0.11

式中の A と B は、水分特性曲線を規定するパラメータである。ここでは、式[9]で表されるロジスティック曲線が試験結果のプロット上を通るように、水分特性曲線モデルを設定した。また、推定したサクション応力を式[8]に再度代入することで、不飽和土の強度増加を表す関数 ξ を推定した。図-11は、関数 ξ と飽和度の関係図であり、図中のプロットが試験結果である。この図に示すように、試験結果はばらつきが大きく近似が困難であったため、ここでは試験結果の平均値を通る直線($n=1$)としてモデル化した。なお、今回の試験結果はプロット数も少なく、飽和度 S_r が0.15~0.20付近とかなり乾燥側に偏っているため、水分特性曲線モデルや関数 ξ は十分な精度があるとは言えず、今後の検討課題である。

以上のように設定した材料パラメータを、表-3に示す。なお、解析に用いた透水係数については、表-2に示した相似則を考慮し、試験結果から得られた値の40倍としている。

3.4 解析結果と考察

図-12~図-14に、Case-1の降雨強度7.6mm/hとした場合の解析結果を示す。図-12(a)の過剰間隙水圧コンター図を見ると、降雨により盛土内に雨水が浸透し、盛土天端から徐々に過剰間隙水圧が上昇していく様子が伺える。また、図-12(b)の飽和度コンター図を見ると、盛土内の飽和度も上昇し、盛土下部から徐々に飽和していく様子も伺える。さらに、図-12(c)に示す平均有効応力コンター図では、盛土内の飽和度上昇によるサクションの低下や、盛土内の間隙水圧の上昇による影響で、有効応力が徐々に減少していることが確認できる。特に盛土法面や盛土天端の有効応力は、降雨の影響でかなり小さくなっており、法面表層付近はかなり不安定になっていると予想される。図-13は、安定解析による偏差ひずみのコンター図であり、この偏差ひずみが集中する箇所が想定されるすべり線位置である。初期状態では、法面表層から比較的深い位置にすべり線が生じているが、時間が進み法面からの浸透量が増えてくると、すべり線は徐々に法面表層に移動し安全率は低下してくる。このようなすべり線の移動は、遠心模型実験で見られた法面崩壊に至るまでのすべり線発生モードと酷似しており、遠心模型実験の結果を十分再現できていると考えられる。また、この安定計算では、経過日数3.33日で安全率が1.0を下回った。遠心模型実験では、降雨後200秒で法面が崩壊しており、これを実スケールに変換すると3.70日となり、崩壊のタイミングも十分再現できていると言える。図-14は、遠心模型実験で計測した間隙水圧、水平土圧、盛土天端沈下位置における解析結果である。間隙水圧は、降雨開始後から斜面崩壊後10日頃まで上昇し、その後はほぼ横ばいになっている。また、盛土背面の水平土圧は、降雨

開始後から斜面が崩壊した3.33日頃まで上昇し、斜面崩壊後はほとんど変化していない。この結果は、遠心模型実験で計測した変化量よりも若干大きいものの、定性的な変化傾向は十分再現できている。一方、図-14(c)に示す盛土天端沈下量の解析結果を見ると、比較のために実スケール変換した遠心模型実験結果のプロットとはほとんど一致していない。特に法肩位置の沈下量は、すべり線の発達によって法面表層で段差が生じた実験結果をFEM解析では表現できないため、その差は顕著である。

図-15~図-17は、Case-2の降雨強度16.1mm/hとした解析結果である。図-15(a)の過剰間隙水圧コンター図を見ると、Case-1よりも降雨強度が大きいため、盛土天端だけでなく、斜面法面の過剰間隙水圧も上昇していく様子が伺える。また、図-15(b)の飽和度コンター図も、盛土法面の方が飽和度の上昇量が大きいたことがわかる。図-15(c)に示す平均有効応力コンター図は、盛土内の飽和度上昇によるサクションの低下や、盛土内の間隙水圧の上昇による影響で、有効応力が徐々に減少していることが確認できる。特に盛土法面や盛土天端の有効応力は、降雨の影響でかなり小さくなっており、法面表層付近はかなり不安定になっていると予想される。図-16は、安定解析による偏差ひずみのコンター図である。Case-1と同様に、法面からの浸透量が増えると、すべり線が徐々に法面表層に移動しながら安全率は低下していき、降雨後0.72日で安全率が1.0を下回った。遠心模型実験では、降雨後1900秒で法面が崩壊しており、これを実スケールに変換すると0.88日である。解析による崩壊のタイミングは、実験と若干ズレているように思われるが、遠心模型実験では法面がガリ浸食の影響を受けていること、解析に用いた降雨強度は実験値ではなく浸透限界から推定した値であること等を加味すれば、十分な精度の再現結果であると考えられる。図-17は、遠心模型実験で計測した間隙水圧、水平土圧、盛土天端沈下位置における解析結果である。間隙水圧および水平土圧の解析結果は、遠心模型実験で計測した変化量よりも若干大きいものの、Case-1と同様に定性的な変化傾向は十分再現できていると考えられる。なお、図-17(c)に示した盛土天端沈下量の解析結果は、ガリ浸食の影響を受けた遠心模型実験結果とは一致していない。

3.5 斜面の変形と安定性の評価

変形解析および安定解析結果から、斜面の変形等と安定性の関係について検討した。不飽和の変形解析から得られた盛土天端の沈下量と、安定解析による安全率の関係を図-18に示す。このグラフを見ると、降雨が盛土に浸透し沈下量が大きくなるのに連動して、安全率も低下していくことがわかる。また、図中にはCase-1とCase-2の両方の解析結果をプロットしているが、盛土内への雨水

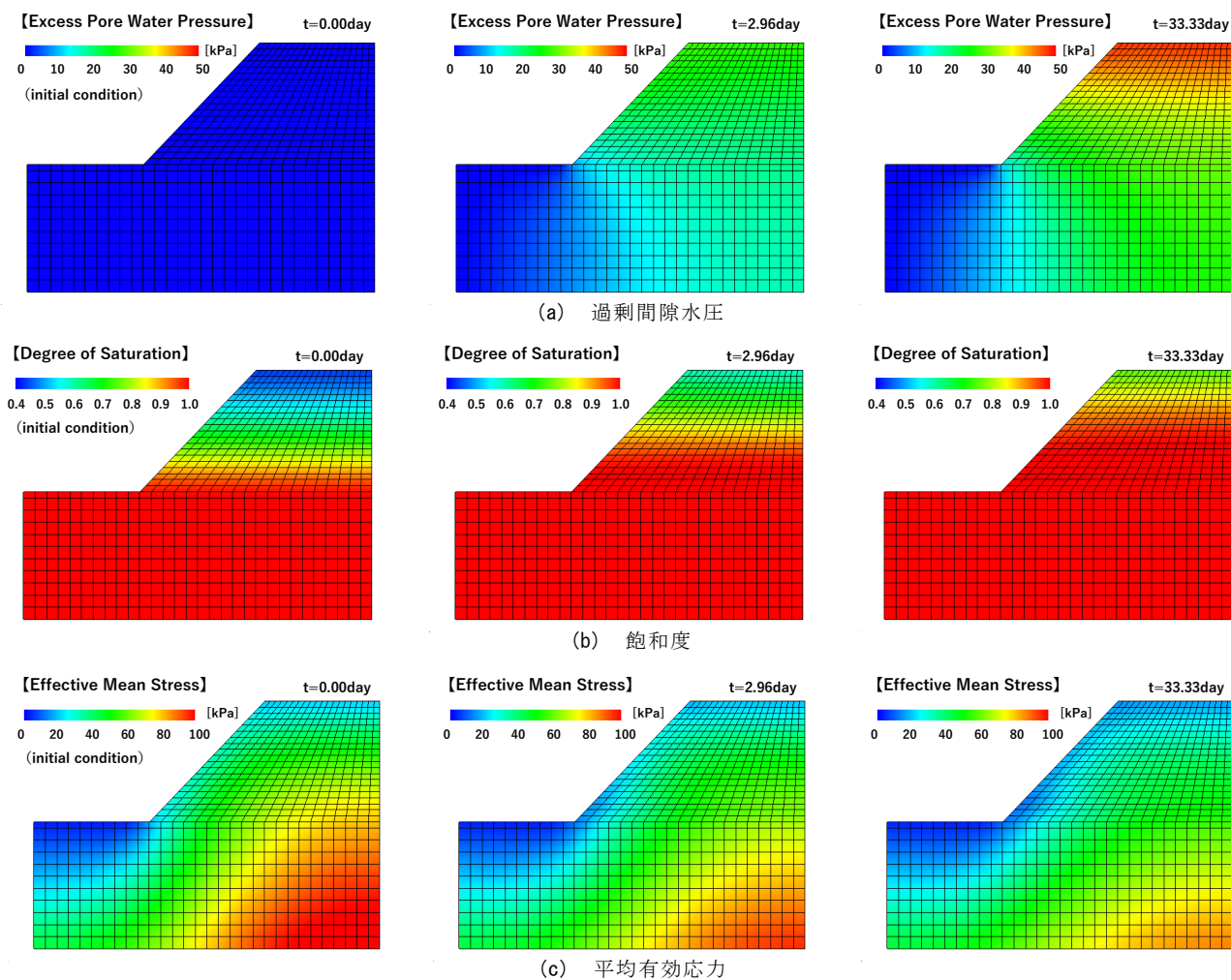


図-12 変形解析 (DACSAR-i) による過剰間隙水圧と飽和度, 平均有効主応力のコンター図 (Case-1)

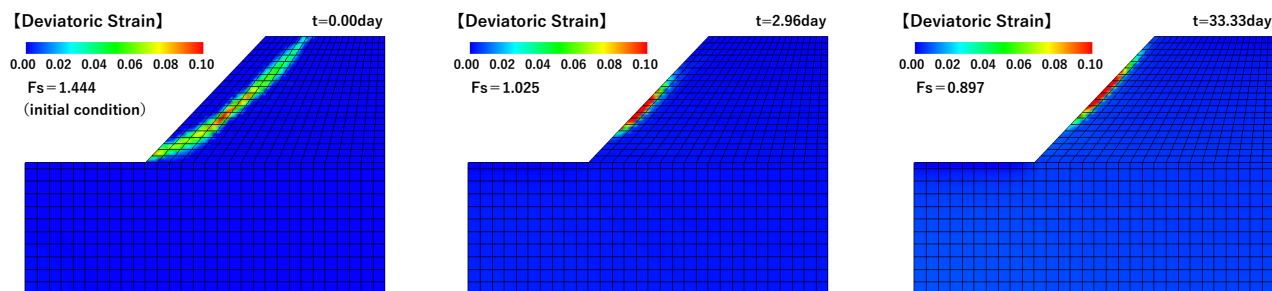


図-13 安定解析 (SSRM) による偏差ひずみのコンター図 (Case-1)

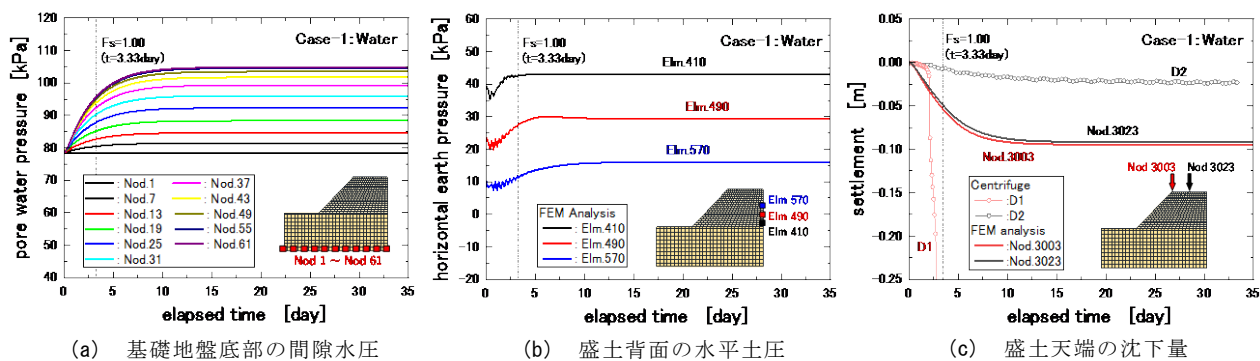


図-14 各計測器位置における間隙水圧, 水平土圧, 沈下量の解析結果 (Case-1)

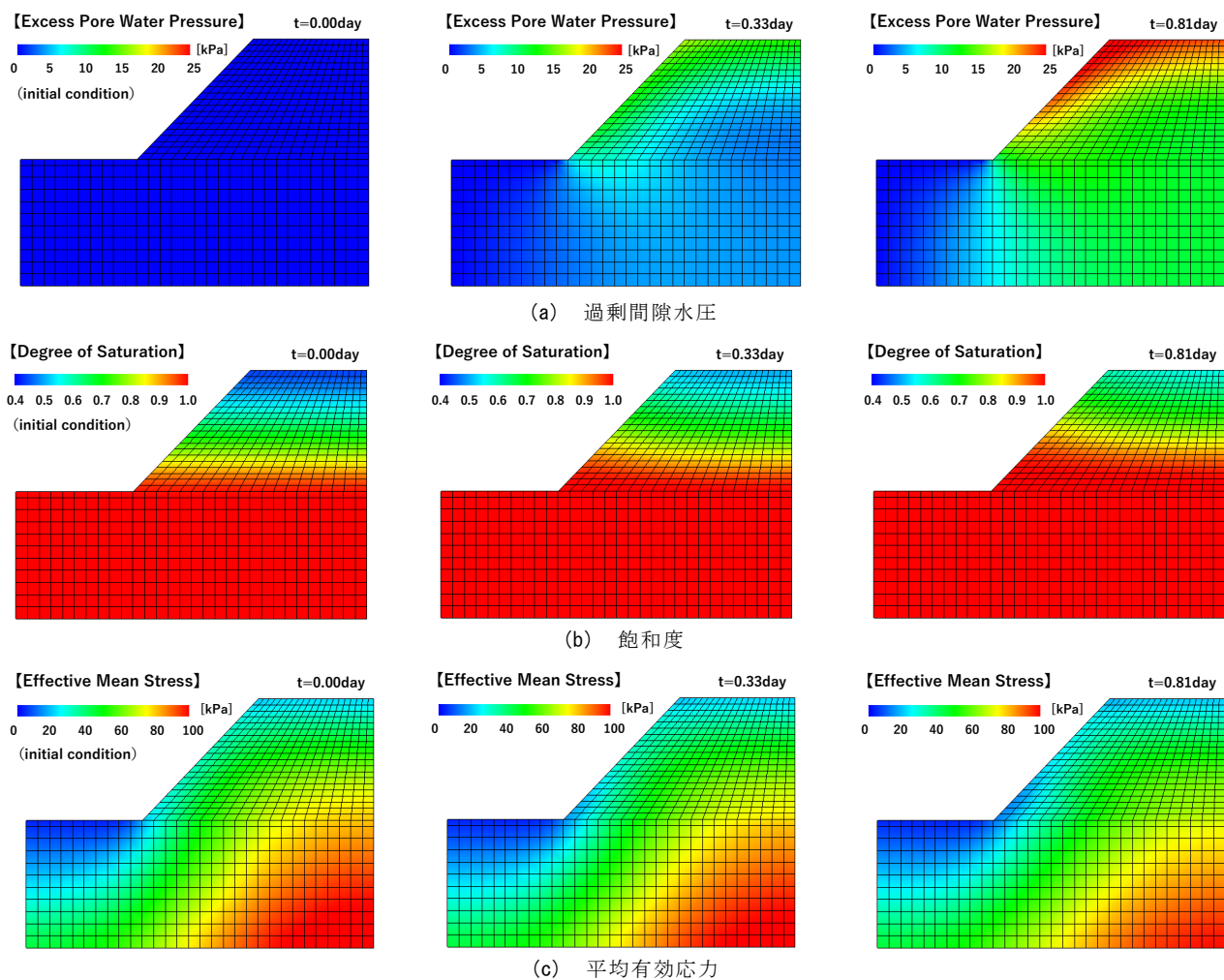


図-15 変形解析 (DACSAR-i) による過剰間隙水圧と飽和度, 平均有効主応力のコンター図 (Case-2)

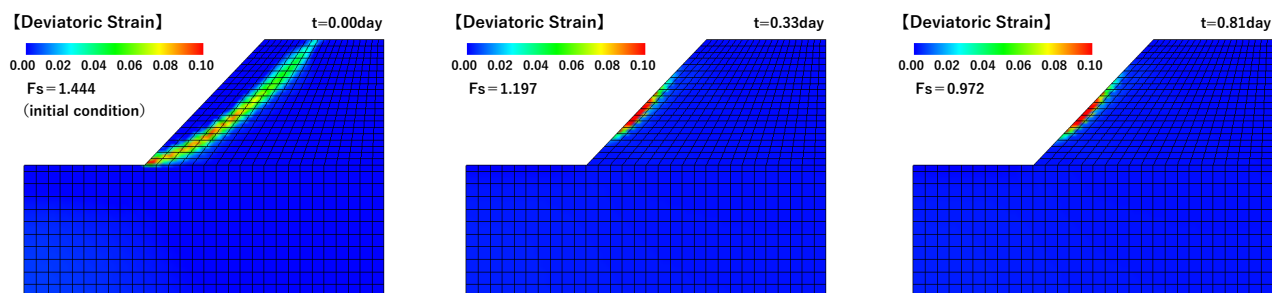


図-16 安定解析 (SSRM) による偏差ひずみのコンター図 (Case-2)

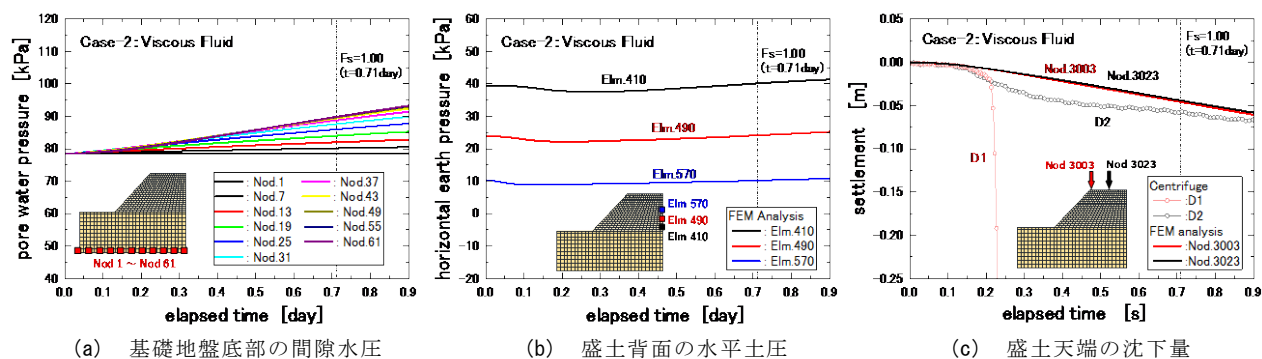


図-17 各計測器位置における間隙水圧, 水平土圧, 沈下量の解析結果 (Case-2)

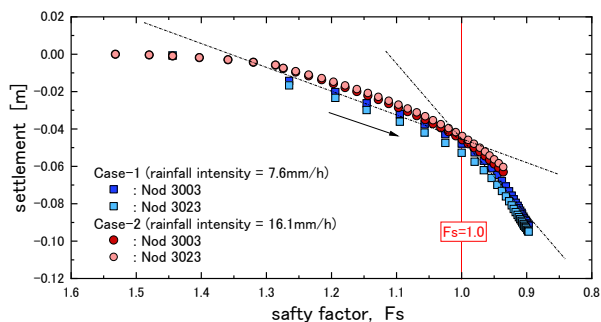


図-18 沈下量～安全率関係

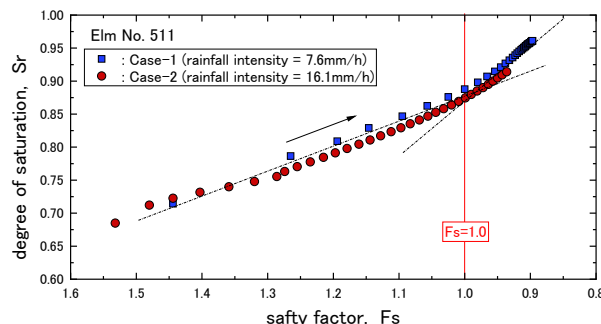


図-20 飽和度～安全率関係

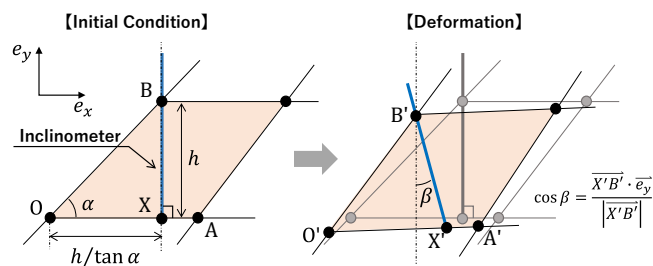


図-19 傾斜角の算出方法

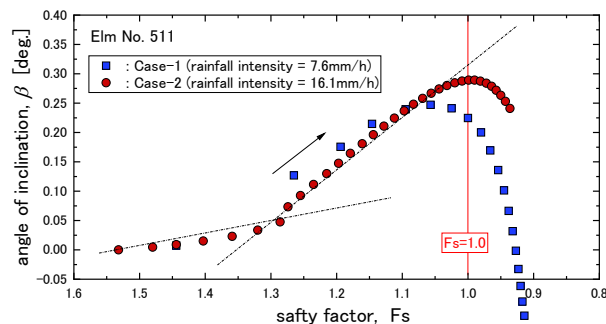


図-21 傾斜角～安全率関係

の浸透量や斜面崩壊時期に差があるにも関わらず、沈下量と安全率の関係にはほとんど差が見られない。また、安全率 1.0 を下回ると沈下量と安全率関係の傾きも大きくなる傾向にある。このように、斜面の安定性と沈下量の間に明確な相関性が伺え、斜面崩壊の予兆を沈下量から推定することが可能である。しかしながら、図-14 や図-17 に示したように実際の遠心模型実験による沈下量は、解析結果とほとんど一致していない。これは、遠心模型実験で計測した盛土天端沈下量が、すべり線発生による段差やガリ浸食等の影響を受けているためである。実際の斜面においても、このような段差や浸食の発生は十分懸念される事象であるため、実斜面でのモニタリングに沈下量計測は適していないと考えられる。

現在実施されているモニタリング技術としては、土壌水分計や比抵抗などによる法面の含水状態のモニタリングや、盛土法面に設置した傾斜計による変形状態のモニタリング等が主流である。そこで、SSRM による解析で偏差ひずみが集中する盛土中段位置（盛土高 8m の中間である高さ 4m 位置）の法面要素に対して、飽和度と傾斜角を出力し安全率との相関性を求めた。なお、傾斜角については法面要素の変形状態から、図-19 に示した方法で算出している。図-20 は、飽和度と安全率の関係である。雨水の浸透により、要素内の飽和度が上昇するに伴い、安全率が低下していくことがわかる。また、安全率が 1.0 を下回ると、図-18 の沈下量と同じように飽和度～安全率関係の傾きも変化していることが確認できる。図-21 は、傾斜角と安全率の関係である。盛土法面要素の変形に伴う傾斜角の変化は、沈下量や飽和度と同じように安全率と良い相関性があることがわかる。また、安全率が 1.0 を

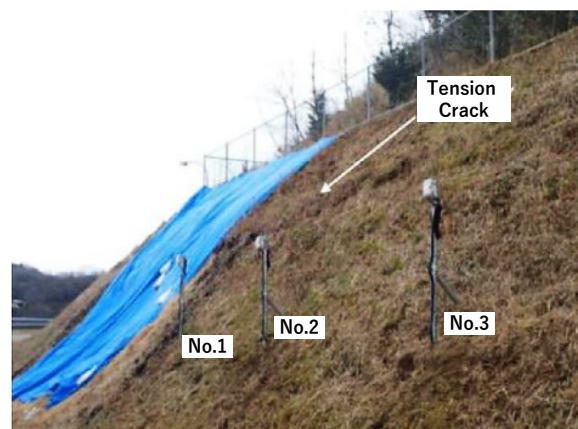


写真-8 検討対象とした切土斜面

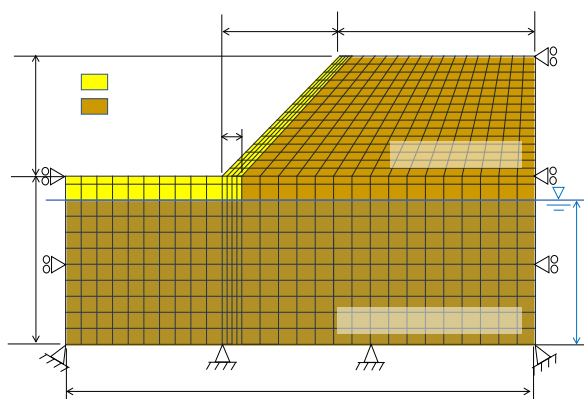


図-22 解析に用いたメッシュ図

下回ると、これまで増加していた傾斜角は減少する逆の方向にシフトしており、斜面の変形モードが変化していることもわかる。以上の結果は、斜面法面の飽和度や傾斜角のモニタリングが、盛土崩壊の危険度評価として非常に有用であることを示唆している。

4. 切土現場の再現解析と安定性評価

4.1 現場概要と解析条件

遠心模型実験の再現解析では、不飽和変形解析と安定解析の連携手法が、斜面崩壊のリスク評価として有用であるとの結果が得られた。そこで、斜面のモニタリングを実施している現場に対して本解析手法を適用し、モニタリング結果との比較を行うことで、リスク評価の妥当性を検討した。検討対象とする現場は、写真-8 に示す高さ 6m、勾配 1:1 程度の切土斜面である²⁹⁾。この切土斜面では、大型台風到来時に写真-8 のブルーシート敷設箇所では、大型台風到来時に写真-8 のブルーシート敷設箇所では、表層の砂質土層が崩落したため、崩落した隣の斜面で研究用データ取得を目的として、土壌水分計と傾斜計を盛土高約 1.0m 付近の法面位置（写真-8 に示す No.1～No.3 位置）に計 3 か所設置した。その後、2019 年 10 月に襲来した台風 19 号により、斜面は完全崩落には至らなかったものの、写真-8 に示した斜面上部にテンションクラックが発生し、極めて不安定な状態となった。ここでは、台風 19 号による切土斜面の変形について解析を行った。

図-22 は、解析に用いた切土斜面のメッシュ図である。切土斜面に関する地質等の詳細については、調査記録や施工記録等の情報が一切なく不明であったが、土壌水分計等のセンサー設置時の試掘状況から、厚さ 1.0 m 程度の砂質土層の背面に低透水性の粘性土層が分布していることを確認したため、表層 1.0 m を砂質土、その他の部分を粘性土でモデル化した。砂質土の材料パラメータは、観測データの体積含水率の最大値より推定される間隙比 e と、遠心模型実験の解析値を参考に設定した。粘性土の材料パラメータは、山中式硬度計による現地調査結果等を参考に、N 値 11 相当として物性値を設定した。表-4 に解析に用いた材料パラメータの一覧を示す。図-23 は、盛土上部にクラックが発生した 2019 年 10 月 11 日の 20 時から翌日 20 時までの 24 時間における降雨強度のモニタリング結果である。解析では、図-22 に示した切土斜面モデル法面に、図-23 に示す降雨強度を切土斜面に適宜作用させることで、変形と安全率の計算を行った。

4.2 解析結果と考察

図-24 は、不飽和の変形解析から得られた盛土法面の傾斜角と、傾斜計によるモニタリング結果の比較である。No.1 のモニタリング結果を見ると、計測開始から 12 日の 8 時頃まで 0.10deg.程度に増加した傾斜角は一度元に戻り、その後再び 0.12 deg.程度まで増加する傾向を示している。一方、解析結果は 8 時頃までの増加や元に戻る部分は再現できていないが、それ以降の傾斜角変化は No.1 のモニタリング結果と良く一致している。なお、No.2 および No.3 位置のモニタリング結果を見ると、No.2 で傾斜角が最大で約 0.04deg、No.3 では傾斜角が逆方向に最大-0.02

表-4 解析に用いた材料パラメータ一覧

		Sand	Clay
compression index	λ	0.046	0.017
swelling index	κ	0.0046	0.0017
internal friction angle	ϕ' [deg.]	31.0	25.0
critical state parameter	M	1.244	0.984
coefficient of earth pressure	K_0	0.485	0.577
Poisson's ratio	ν'	0.327	0.366
initial void ratio	e_0	0.672	1.500
coefficient of permeability	k [m/day]	1.38E+00	2.42E-01
inclination of e-lnk	λ_k	0.041	0.017
constant parameter to control the degree of hardening behavior with saturation	a	30.0	30.0
	n	1.00	1.00
parameter for S_r -s logistic curve in case of DRY	A_d	-7.00	-10.00
	B_d	2.00	2.00
parameter for S_r -s logistic curve in case of WET	A_w	-4.00	-9.00
	B_w	1.55	2.00
residual saturation ratio	S_{re}	0.11	0.11

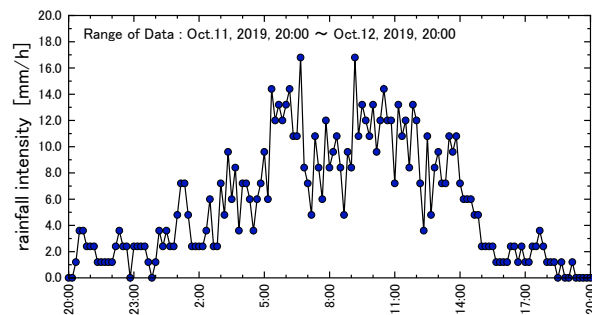


図-23 観測された降雨強度

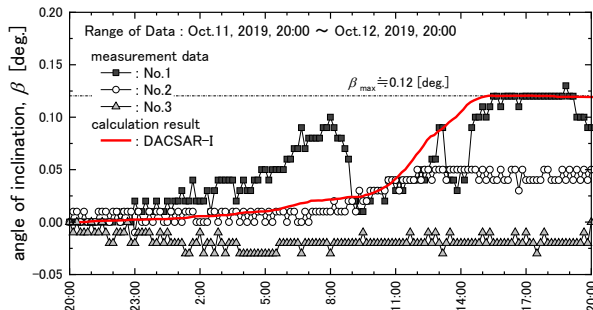


図-24 傾斜角の経時変化

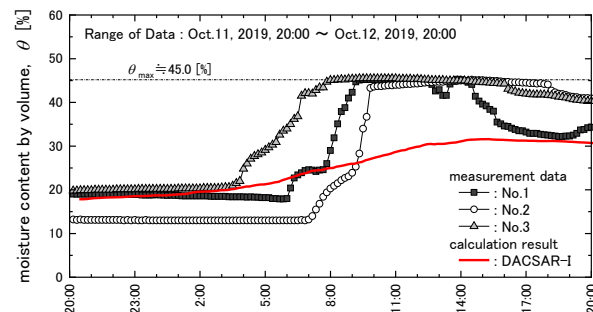


図-25 体積含水率の経時変化

deg.となっており、No.1 から距離が離れるほど変化量は小さくなり、テンションクラックも発生していない。

図-25 は、斜面表層における体積含水率の解析結果とモニタリング結果の比較である。モニタリング結果を見る

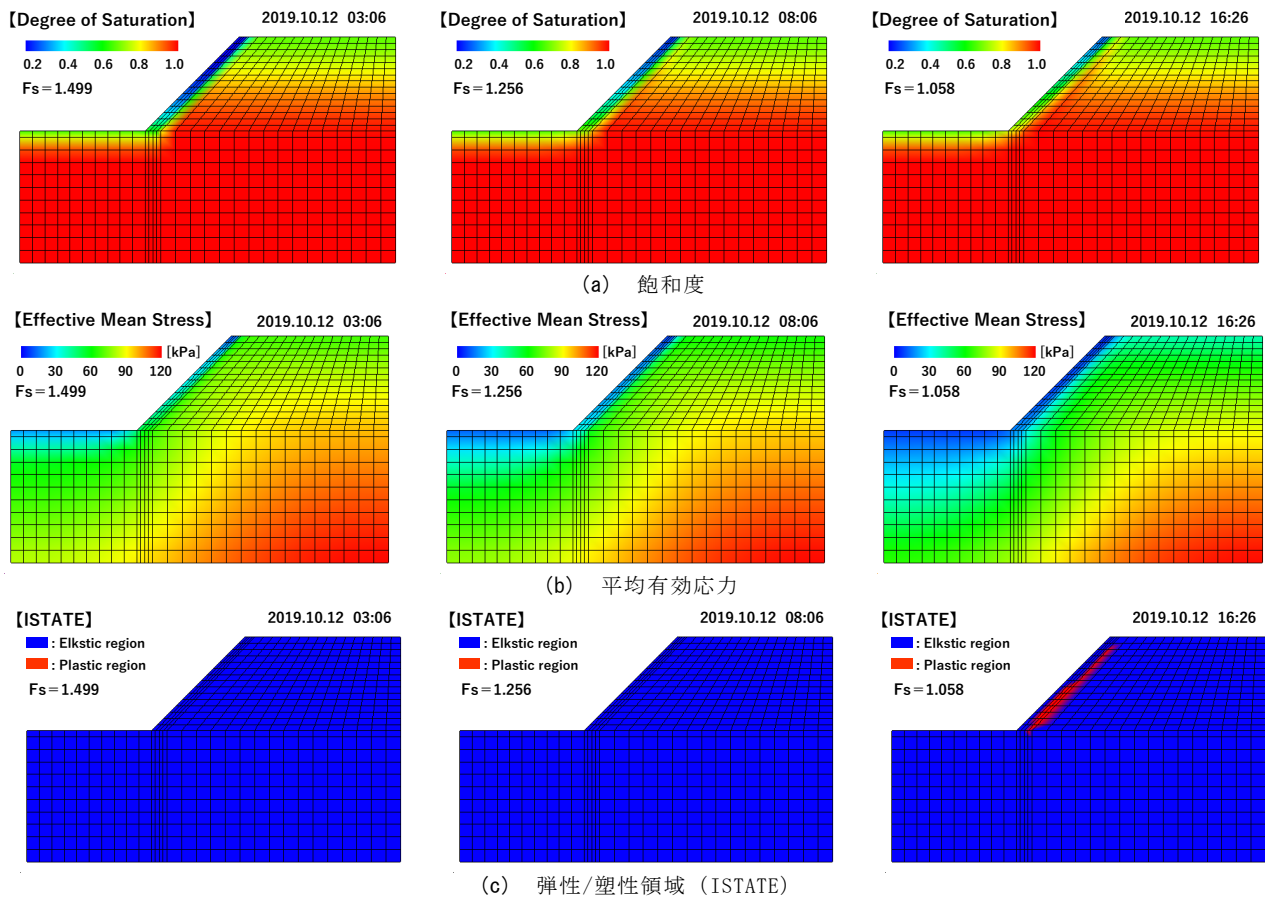


図-26 変形解析結果 (DACSAR-i) による各種コンター図

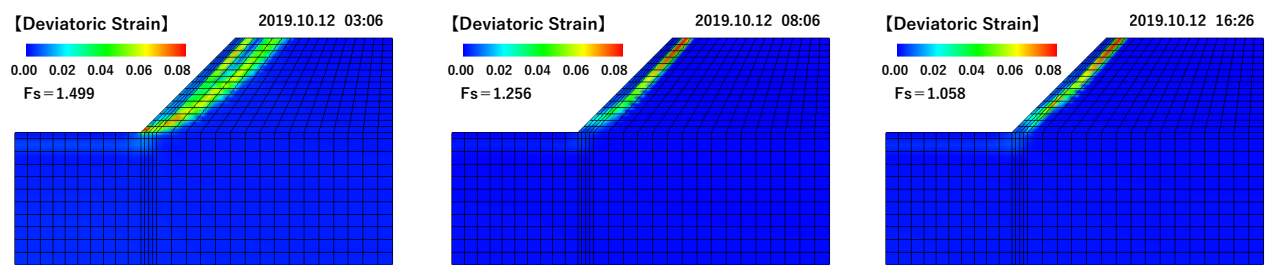
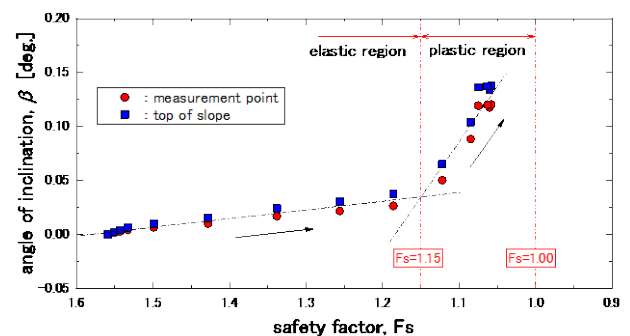
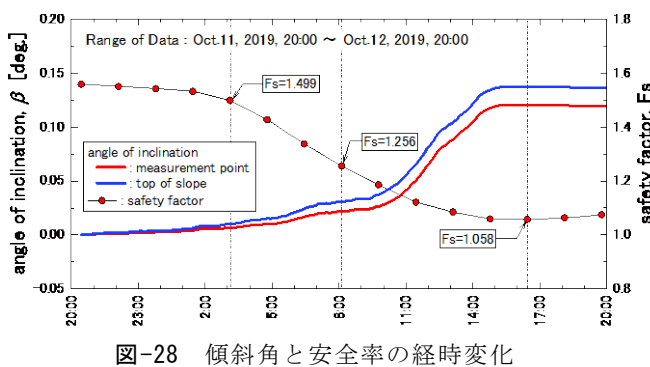


図-27 安定解析 (SSRM) による偏差ひずみのコンター図



と、体積含水率は 5 時から 8 時頃の間で急激に上昇し、No.1～No.3 の 3 か所すべてで体積含水率は約 45% (飽和度に変換すると、ほぼ 1.0 の完全飽和状態) となった。一方、解析結果による体積含水率は実測よりも緩やかに上昇し、その最大値は 30%程度と実測値より小さい結果となった。この原因を検討するため、斜面表層の砂質土要

素内への雨水流入量を簡易的に試算してみた。この結果、斜面表層部からの降雨の流入のみでは、砂質土要素は完全飽和状態には達しないことがわかった。つまり、実際の切土斜面では、法面から浸透する雨水の他に、例えば切土背面等から周辺に降った雨水が流入している可能性が考えられる。なお、このような現場の水理的境界条件

のモデル化は非常に困難であるが、斜面崩壊の多くは集水地形で発生することから、斜面の体積含水率や飽和度の変化を定量的評価する場合は注意が必要である。

図-26 は、不飽和変形解析による各種コンター図である。図-26(a) に示した飽和度分布を見ると、降雨の浸透により法面表層の砂質土で飽和度が上昇していく様子が伺える。また、図-26(b) の平均有効応力分布は、この飽和度の上昇によるサクション低下等の影響を受けて、法面表層の砂質土層で大きく減少している。図-26(c) は、解析における ISTATE の分布図である。ISTATE とは、変形解析において各要素の応力状態が、弾性領域に在るのか塑性領域に在るのかを示すフラッグである。図中の青色部分が弾性領域、赤色部分が塑性領域を示している。この図を見ると、安全率が最も小さい時刻で、切土法面の砂質土層が塑性領域となっていることが伺える。図-27 は、SSRM による安定解析から得られた偏差ひずみのコンター図である。この図に示すように、すべり線位置は表層の砂質土層と粘性土層の境界付近で発生している。

図-28 は、変形解析による傾斜角の経時変化に、安全率の変化を併記したグラフである。なお、傾斜計が高 1.0m の法面下部に設置されているため、比較のため法肩位置（盛土高 6.0m）の傾斜角もプロットしている。計算された安全率は、傾斜角の増加に伴い減少する傾向が見られ、傾斜角が最大となった 15 時付近で安全率は最小値の 1.058 となり、崩壊ギリギリの値となった。実際の切土斜面でも、テンションクラックが発生してはいるが、完全崩壊には至っておらず、解析結果と良く一致していると考えられる。なお、傾斜計設置位置と盛土法肩位置の傾斜角の変化傾向に差はなく、定量的な差も 0.02deg. 程度で大きな違いは見られなかった。このことから、傾斜計の設置位置（高さ）はさほど気にする必要はないと言える。図-29 は、解析により求めた傾斜角と安全率の関係である。このグラフに示したように、傾斜角と安全率には十分な相関性が見られる。また、安全率が 1.15 付近で傾きが変わっていることも確認できる。この傾きの変化について、図-26(c) に示した ISTATE のコンターを見ると、安全率 1.15 を境に切土法面の砂質土層で塑性領域が広がっていることが確認でき、この塑性変形の影響で傾きに変化が表れている。このような傾きの変化は、モニタリングによる危険予知の 1 つの指標になると考えられる。

4.3 仮想計算による斜面安定性の評価

図-22 に示した切土モデルに一定の降雨量を仮想的に与えた解析を実施し、傾斜角や体積含水率と安全率の関係を求めることで、斜面安定性について評価を行った。ここでは、与える仮想的な降雨強度を 8.3mm/h、12.5mm/h、16.7mm/h の 3 ケースに設定し、盛土法面境界に連続的に与えている。

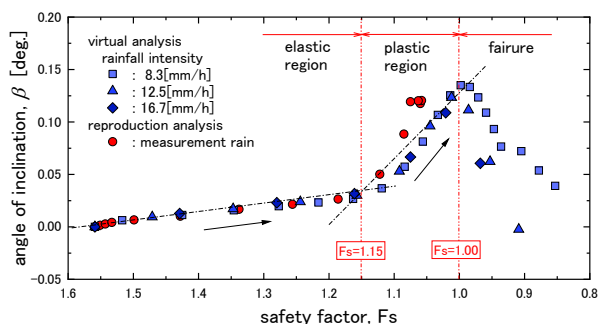


図-30 傾斜角と安全率の関係

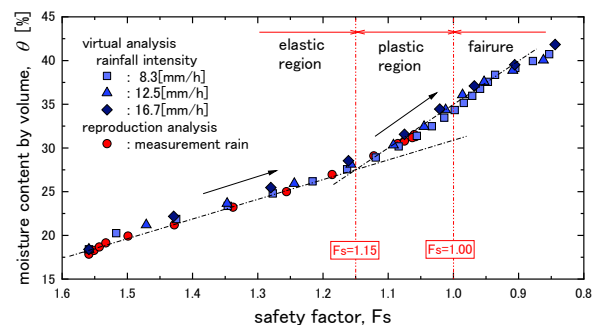


図-31 体積含水率と安全率の関係

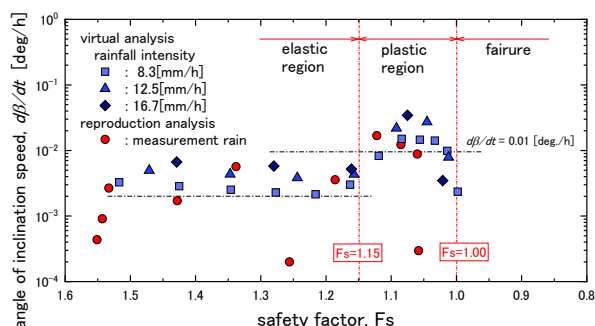


図-32 傾斜角速度と安全率の関係

図-30 は、傾斜計設置位置（盛土高 1.0m の法面）における傾斜角と安全率の解析結果である。ここでは、図-29 の解析結果も併記している。安全率と傾斜角の関係は、与える降雨強度の大きさに関わらず同じ傾向を示しており、傾斜角が 0.13deg. 前後のときに安全率が 1.0 を下回る結果となった。また、安全率 1.15 を境に塑性領域が卓越し、傾斜角と安全率関係の傾きが変化していることもわかる。図-31 は、体積含水率と安全率の関係である。こちらの結果も、降雨強度に関わらず同じ傾向を示しており、安全率 1.15 を境に体積含水率と安全率関係の傾きが変化している。なお、傾きが変わる遷移点での体積含水率は約 28%で、櫻谷ら³⁰⁾による初期疑似飽和の体積含水率に近い値となっている。図-32 は、傾斜角の変化速度と安全率の関係である。こちらの関係も、安全率が 1.15 を下回り塑性領域が卓越することで、傾斜角速度が 0.01 deg/h を超える傾向がみられる。但し、傾斜角速度の変化は降雨強度とも密接に関係しているため、図-23 に示す断続的な降雨強度を与えた場合には傾斜角速度がばらつく結果となった。このため、斜面崩壊のリスク判定には体積含水率等の別指標も併用することが望ましいと考えられる。

ちなみに、対象とした切土斜面では、斜面のクリープ破壊³⁾も考慮した傾斜角速度での管理を行っている。今回実施した解析は弾塑性計算であるためクリープは考慮していないが、クリープ変形は塑性領域で卓越することから、傾斜角速度の変化傾向は十分再現できていると考えられる。

5. おわりに

本論文では、不飽和の変形解析と安定解析を連携して実施することにより、斜面の変形挙動と安全率の関係を求める手法を提案し、遠心模型実験や実際の切土斜面の再現解析を行うことで、評価手法の妥当性を検討した。豪雨時の切土変形挙動を把握するために実施した遠心模型実験では、降雨による斜面崩壊時の破壊モードや各種計測結果を得ることが出来た。また、変形解析と安定解析を用いて遠心模型実験の再現解析を実施したところ、実験結果を精度良く再現できている、斜面変形と安全率の関係についても高い相関性があることが確認できた。また、実際の切土斜面に対しても変形解析と安定解析を実施し、モニタリング結果との比較も行った。この結果からも、斜面法面の変形や飽和度と安全率に高い相関性が見られており、斜面の変形挙動を用いた安定性評価が、斜面崩壊予測の判断基準として有用であることが示唆された。今後は、今回検討対象とした切土以外の斜面に対しても解析を実施し、その適用範囲を検討していく予定である。また、本論文で対象とした豪雨だけでなく、地震や高潮等の自然災害が複合的に発生する災害が年々増加傾向にあるため、本手法を複合災害にも対応できるよう拡張していく検討も進める予定である。

参考文献

- 1) 岩田直樹, 鹿瀬一希, 高村浩彰, 黒田卓也, 伊東孝, 藍檀オメル, 渡嘉敷直彦, 清水則一, 中島伸一郎, 兼村友也: 衛星 SAR による広域地すべり斜面モニタリングの検討ー地表伸縮計測との比較ー, 第 72 回砂防学会研究発表会概要集, pp.339-340, 2023.
- 2) Mizuochi, H., Miyazaki, K., Abe, T., Hoshizumi, H., Kawabata, D., Iwao, K., Matsuoka, M. and Miyachi, Y.: Detection of long-term slope displacement using time-series DInSAR and geological factor analysis for susceptibility assessment of landslides in northwestern Kyushu Island, *Geomorphology*, Vol.453, 109095, 2024.
- 3) 瀬古一郎, 王林, 内村太郎, 東畑郁生, 田村圭司, 内田太郎, 伊藤洋輔: リアルタイム斜面監視システム構築のための斜面崩壊検知センサー開発, 第 58 回砂防学会研究発表会概要集, pp.230-231, 2009.
- 4) 深川良一, 酒匂一成, 里見知昭: 表層すべり型斜面崩壊に対するモニタリングシステムの現状と新たな試み, *Journal of MMIU*, Vol.126, No.3, pp.49-57, 2010.
- 5) 岩佐直人, 河原荘一郎, 表真也: 斜面動態モニタリングによる既設盛土安定性評価, 第 53 回地盤工学研究発表会, pp.295-296, 2018.
- 6) 池本宏文, 大塚悟: 斜面の浸透特性を考慮した豪雨時における斜面安定解析手法の開発, 土木学会, 第 58 回年次学術講演会, III-226, pp.451-452, 2003.
- 7) 成田国朝, 木村勝行: 透水力を考慮した斜面の安定解析, *ダム工学*, 16 巻, 1 号, pp.55-59, 2006.
- 8) 笹井友司, 西垣誠, 西山哲: 不飽和域の浸透水圧を考慮したマサ土斜面の安定性評価に関する考察, 土木学会論文集 B1 (水工学), Vol.74, No.4, I_13-I_18, 2018.
- 9) 中村秀樹, 森本拓也, 橘正和: 個別要素法を用いた切土斜面崩壊挙動の再現解析, *電力土木*, 394, pp.67-71, 2018.
- 10) 入江敬, 小山倫史, 酒井直樹, 西山哲, 安田祐樹, 大西有三: 不連続変形法による降雨に起因する斜面崩壊の予測解析, 土木学会, 第 40 回岩盤力学に関するシンポジウム論文集, pp.311-316, 2011.
- 11) 野々山栄人, 沢田和秀, 森口周二, 八嶋厚: 斜面安定評価手法としての SPH 法の可能性, 第 23 回中部地盤工学シンポジウム論文集, pp.79-84, 2011.
- 12) 平田昌史, 石黒健: FEM 変形解析を用いた斜面安定性評価手法の検討, 第 57 回地盤工学研究発表会発表講演集, No.20-12-3-03, 2022.
- 13) 丸山憲治, 大塚悠大, 石黒健, 平田昌史, 大木拓哉, 赤木寛一, 小西真治: 降雨装置を用いた盛土斜面安定性に関する遠心模型実験, 第 59 回地盤工学研究発表会発表講演集, No.23-13-4-03, 2024.
- 14) Kimura, T., Takemura, J., Suemasa, N. and Hirooka, A.: Failure of fills due to rain fall, *Proceedings of the International Conference Centrifuge 91*, Boulder, CO, USA, A.A. Balkema, Rotterdam, the Netherlands, pp.509-516, 1991.
- 15) Tamate, S., Suemasa, N. and Katada, T.: Simulation of Precipitation on Centrifuge Models of Slopes, *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, Vol. 12, No.3, pp. 89-101, 2012.
- 16) 小林睦, 廣岡明彦, 松井みゆき: 豪雨時の斜面崩壊メカニズムに関する遠心力場散水シミュレーション, 第 4 回土砂災害に関するシンポジウム論文集, pp.33-38, 2008.
- 17) 友岡亮太郎, 伊藤和也, 田中剛, 末政直晃, 野中隆博, 田中卓也, 笹原克夫: 遠心場降雨発生システムを用いた斜面崩壊挙動の把握とその対策工に関する遠心模型実験, 土木学会論文集 C, Vol.78, No.1, pp.14-31, 2022.
- 18) 岡村未対, 竹村次郎, 上野勝利: 講座「遠心模型実験ー実験技術と実務への適用ー」2.遠心模型の相似則, 実験技術ー利点と限界, 土と基礎, Vol.52, No.10, pp.37-44, 2004.
- 19) Takeyama, T., Tachibana, S. and Fukukawa, A.: A finite element method to describe the cyclic behavior of saturated soil, *International Journal of Material Science & Engineering*, Vol.2(1), 2015.
- 20) Iizuka, A. and Ohta, H.: A Determination Procedure of Input Parameters in Elasto-viscoplastic Finite Element Analysis, *Soils and Foundations*, Vol.27, No.3, pp.71-87, 1987.
- 21) Sekiguchi, H. and Ohta, H.: Induced anisotropy and time dependency in clays, *Constitutive Equation of Soils, Proc. Specialty Session 9, 9th Int. Conf. Soil Mech. & Found. Engrg.*, Tokyo, pp.306-315, 1977.

- 22) 大野進太郎, 河井克之, 橋伸也: 有効飽和度を剛性に関する状態量とした不飽和土の弾塑性構成モデル, 土木学会論文集 C, Vol.63, No.4, pp.1132-1141, 2007.
- 23) 柴田徹: 粘土のダイラタンシーについて, 京都大学防災研究所年報 6 号, pp.128-134, 1963.
- 24) 鵜飼恵三: 弾塑性 FEM による斜面の全体安全率の計算法, 土質工学会論文報告集, Vol.29, No.2, pp.190-195, 1989.
- 25) Ohta, H., Nishihara, A. and Morita, Y.: Undrained Stability of K_0 -Consolidation Clays, *Proc.11th Int. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol.2, pp.613-616, 1985.
- 26) 平田昌史, 大塚悠大, 石黒健, 丸山憲治, 大木拓哉, 赤木寛一, 小西真治: 降雨による斜面崩壊を模擬した遠心模型実験の FEM 再現解析, 第 59 回地盤工学研究発表会発表講演集, No.23-13-4-04, 2024.
- 27) 大塚悠大, 石黒健, 平田昌史, 丸山憲治: 等体積一面せん断試験を用いた中間土の不飽和特性の評価, 第 58 回地盤工学研究発表会発表概要集, No.11-5-4-04, 2023.
- 28) 杉井俊夫, 宇野尚雄: 新しい水分特性曲線のモデル化について, 土木学会, 第 50 回年次学術講演会概要集, III-A, pp.130-131, 1995.
- 29) 大木拓哉, 赤木寛一, 小西真治, 石黒健: 降雨浸透を考慮した数値解析手法による切土斜面観測データ結果の再現解析, 第 57 回地盤工学研究発表会発表講演集, No.22-12-2-02, 2022.
- 30) 櫻谷慶治, 小泉圭吾, 小田和広, 伊藤真一, 小松満: 模型斜面を用いた擬似飽和体積含水率と斜面変形に関する研究, 地盤工学ジャーナル, Vol.13(3), pp.183-192, 2018.
- 31) 岡田直人, 内村太郎, Gizachew Getie, Hongkwan Seo, 東畑郁生, 王林, 西江俊作, 瀬古一郎, 蓄建平: 自然斜面の人工降雨による崩壊実験における崩壊前の傾斜変位, 第 47 回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.1843-1844, 2012.