

土に関する三つの話題



佐々木 康

JICE 顧問

広島大学名誉教授

1. はじめに

本年（2008年）5月に、ミャンマーでサイクロン「ナルギス」による高潮の発生（5月2日から3日にかけて）、相次いで中国四川省の大地震（Sichuan Earthquake¹ 5月12日）と大きな自然災害が発生した。起こってから気づくことであるが、自然災害の来襲の危険性の高いところに住まいながら、その備えとしての防災構造物の整備や、施設の耐震性を確保していないコミュニティがたくさんあることを我々は忘れていない。備えの出来ない背景には、貧しさがあるのであろう。心痛む状況である。

この原稿を書いている時点²で、Sichuan Earthquakeに関して最も懸念されることは、30にものぼる天然ダムのどれかが決壊して、土砂を含む洪水流が下流の町を襲うことである。洪水発生を引き金として、天然ダムの高さを超える湛水の高さがまず心配される。越流水による洗掘は、ダムを決壊させる最も危険性の高い原因となるから、越流の危険を判断する上で崩落土砂の頂部における最低標高は大事な指標である。心配しなければならない現象をモデル化することとその鍵となる指標を見出すことは、工学の基本である。

崩落堆積した土砂の頂部を越流する湛水位がこの最低標高まで達していなくて、それ以下の標高であっても、下流側法面からの浸出水量が大きくなるような水位になれば、同様に決壊の危険性が高まる。その水位をどのように推定すればよいのであろうか、難しい課題である。

名古屋工大におられた松岡教授がお書きになった土質力学の教科書の冒頭にこんなことが書いてある。

『……さて、土質力学を難しくしているもう一つの点は、章ごとに土に対する見方が異なるという奇妙な事実

¹ 中国の報道ではこの用語または、Wenchuan Earthquake が多く使われている（ウィキペディア）。

² 筆を執り始めたのは5月26日、その後5月29日から6月2日の間に南京で開かれた第2回国際災害軽減地盤工学会議の席上、急遽、設定された四川大地震緊急報告で122万人を超える住民避難が必要との話が紹介された。さらに6月14日にはわが国でも岩手・宮城内陸地震が発生し、斜面崩壊による天然ダムが出現した。

である。このことを意識して土質力学を学ばないと、深く考える人ほど頭が混乱して落ち込むことになる（表－1参照）。……「土中の水とその流れ」（透水という）を考えるとときには、土を土粒子骨格と間隙水に分けて、土粒子骨格を剛体（堅くて変形しないもの）、間隙水を粘性流体とみなして解析する。……「弾性地盤内の応力と変形」を考えるとときには、土全体を弾性体（応力とひずみが比例する；ばねのようなもの）とみなすのである。……「土の圧密」を考えるとときには土粒子骨格を弾性体（ばねのようなもの）、間隙水を粘性流体とみなして解析する。……「土圧」、「地盤の支持力」、「斜面の安定」を考えるとときには土全体を剛塑性体（ある応力値に達すると破壊して変形が回復しないもの）とみなして解析するのである。このように土質力学の教科書の章が変わるごとに、土に対する見方が異なるというのは実にやっかいなことである。……』

こうしたやっかいさに加えて、現場では、教室で教わった土質力学だけでは説明のつかない事象に、しばしば出会う。その理由は、教室で習う土質力学の体系で扱わなかった境界条件の下で起こる事象だからである。

出会う事象の一つは荷重が減るときの土の挙動である。二つ目の事象は盛土の中の応力状態の変化である。三つ目は、不飽和の土の中の水の移動である。これら三つの事象について最近思うことを記してみたいと思う。

表－1 土質力学における土の見方³（土のモデル化）

	第2章 土中の水とその流れ（透水）	第3章 弾性地盤内の応力と変形	第4章 土の圧密	第6章 土圧 第7章 地盤の支持力 第8章 斜面の安定
土	土粒子骨格 剛体 応力 ひずみ	弾性体 応力 ひずみ	弾性体 応力 ひずみ	剛塑性体 応力 ひずみ
	間隙水 粘性流体		粘性流体	
基礎式	Laplaceの方程式	弾性論	熱伝導の方程式	すべり線の理論

³ 松岡 元 著「土質力学」森北出版、1999年

2. 荷重が減るときの土の挙動

表－1における、応力ひずみ関係の略図（特に図中の太線）を見て、多くの人は土に作用する外力が増えても土の変形は起こらなかったり、起こったり、あるいは追加の外力が増えなくても変形が止め処も無く累積していくと理解し、納得することであろう。ごく自然な理解の仕方である。なぜなら、土の力学が必要になる局面は、何か構造物を作ろうとしてその構造物による荷重が地盤の安定性を損なうことはいかという視点から始まる。新たな構造物を新設する多くの局面で、土の挙動は増加荷重に対する応答を考えればよい。

しかし、実際の現場では荷重の増加する局面ばかりではない。

事例 1

あるところで、造成宅地の前面の斜面に亀裂が入ったことがある（図－1 参照）。この斜面は、土取り場になっており、数年にわたって土砂採取を行った後に整形し、表面に風化を防ぐモルタル拭きつけが施されていたものである。2001 年芸予地震から 1 年余り経った後にこの切土斜面の一部に亀裂が走っているのが発見された。その崩壊土砂が斜面の下を走る鉄道や道路をふさぐのではないかと心配された現場である。

この土取り場の切土の深さは最大 50m 近くにおよび、その土砂の除去によって法面下部では 1MPa もの応力解放があったことになり、土の応力状態は過圧密状態にあったことになる。一方、亀裂の見つかった時期が梅雨期の後であったから、地下水位の上昇が亀裂の引き金になったかも知れないので、斜面背後の地下水位についても調べが行われた。しかし、この亀裂の原因が、雨水の浸透した地下水位上昇であったのか、単に掘削の影響か、正確な解答は見つかっていない。見つからない理由は、分かっていることがあるからである。

荷重の除去に伴って、土がどれだけ変形するのか、荷重が減るときの土のひずみの特性がよく分かっていない。非排水条件で起こるのか、あるいは体積ひずみと連動してひずみや変形が増加するのか、よく分かっていない。こうした状態・条件下の土の挙動を解析するためのモデルと適切な指標を見つけなければならない、あるいは、土をどう見るか（モデル化するか）態度を決めなければならない……といったよいかも知れない。



(a) 土取り場全景
造成宅地前面に続く尾根の鞍部を主体に土砂採取



(b) 造成宅地側の頂部から
写真手前の吹き付け工に亀裂が認められる

図－1 崩壊が懸念された造成宅地前面の斜面に生じた亀裂

事例 2

あるトンネル工事の坑口の斜面整形に際して切土法面に亀裂が生じて崩壊しかかったことがある。図－2 にその状況の写真を、また、図－3 に平面図を示す。

崩壊は小規模なもの（崩壊幅 10m 余、崩壊土砂量 2 ～ 300m³）であったが、発生場所がトンネル坑口の直ぐ傍であったから、道路の供用後にさらに崩壊が進展する可能性を残してはならなかった。背後斜面を調べてみると、斜面の傾斜と交差する傾きを持つ 2 ～ 3 列の粘土シーム⁴が存在していること、その背後の地下水位は粘土シームにせき止められて段階的に高くなっていることが分かった（図－4）。粘土シーム前面の土砂を切土したために、それまで平衡を保っていた粘土シーム前後の土圧と水圧のバランスが崩れ、粘土シームの頭部が斜面前方に傾斜するトップリング変形したことが崩壊の原因であった。対策として

⁴ 粘土細脈ともいう。岩盤の割れ目に沿って造岩鉱物に変質し、粘土化したもの。



図-2 切土法面の崩壊部

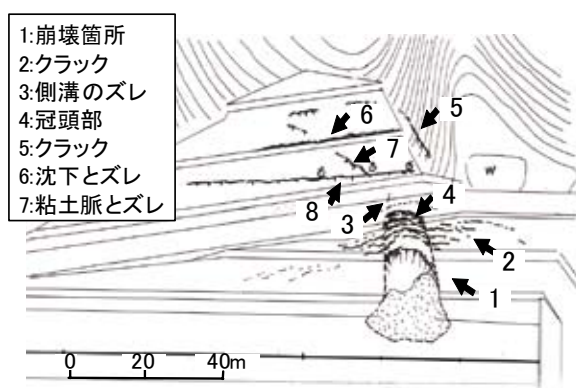


図-3 変状発生箇所のスケッチ

水平水抜き孔を設けて地下水位の低下を図り、斜面下部にはアンカーを打設して安定性を確保することとされた。

この事例では、切土斜面の中に地下水面が形成されていることが明らかであったが、先の事例と共通する点は、切土による荷重除去が、崩壊の引き金になったことである。

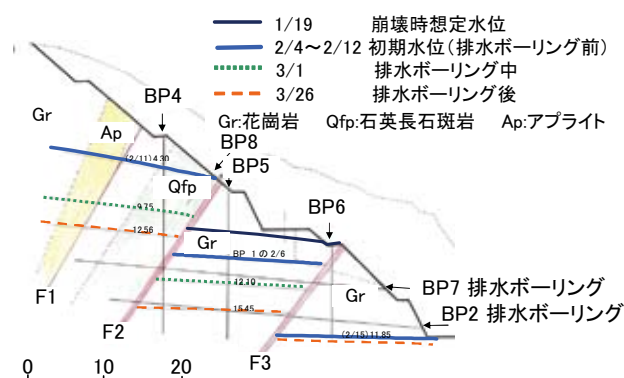


図-4 地下水位横断面図・尾根部

事例3

切土に伴うリバウンド挙動（荷重除去に伴う膨潤挙動）を調べた論文や技術報告は土木の分野では極めて少ない。建築の根切りに伴うリバウンドの計測も行われているが豊富なデータが蓄積されているとは言えず、土木分野ではさらに少ない。最近ではトンネル掘削に伴う地山や周辺地盤の変形の計測が行われている様であるが、参照できる技術レポートの形で残されることが少ない。経験的にリバウンド現象が起こることが知られていても定量的な観察結果を記録した例は少なく、筆者の知る限り、ダムのアバット掘削に伴うリバウンドの計測が報告されているに過ぎない。

このような現況に鑑み、ある道路建設現場で実施された大規模切土工事（最大直高約 50m）に伴うリバウンド計測を試みたことがある（図-5 参照）。道路を横過するオーバブリッジの設計条件を吟味することが目的である。この現場での法面下部（計測点）の土被り厚さは切土

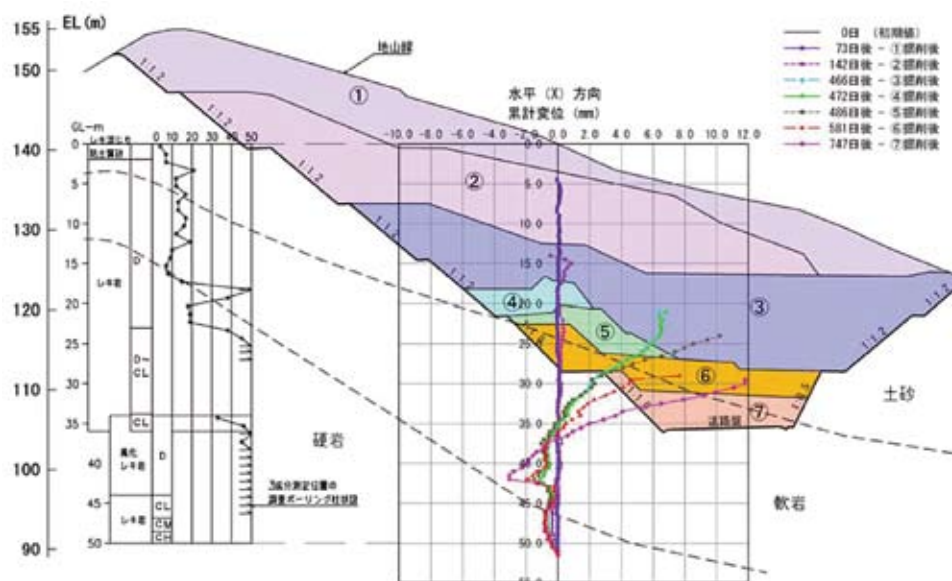


図-5 切土に伴う地盤の水平方向変位

前には 30m 程度であった。

この種の計測の難しさは、荷重除去（掘削）の前に斜面内に設けた計測ポイントが、切土工事とともに消えていくという宿命を持っていることである。この現場では、掘削に先立って鉛直のボーリング孔の中に長さ 1m のパイプを連結したケーシングを予め埋め込んでおき、その連結治具間の距離変化と傾斜を挿入型の計測器を用いて計測する手法を採用した。ケーシングパイプは掘削の進行とともに、地表に現れたものを順次撤去するので、施工への影響は最小限にとどめることができる。

その結果、土被り荷重の除去は、掘削面から下方の地盤に深さ 20m 程度まで影響し、この例のように傾斜した切土面を整形する掘削の場合には、地盤内の変位は鉛直方向のみならず水平方向にも生ずることなどが明らかとなった。この事例は、遠からず論文として印刷されることになっているからここでは詳しくは触れないでおきたい。

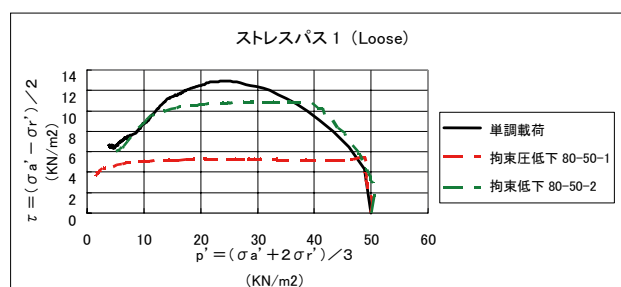
室内試験による再現の試み

地震時の土の液状化現象もやはりリバウンド現象の一つである。土の応力ひずみ関係の表し方にストレスパスという表現方法がある。初期せん断応力の作用している砂のひずみは、液状化に伴う有効拘束応力の低下に伴ってどのように変化するか、ゆる詰めめの砂と密詰めめの砂を用いて三

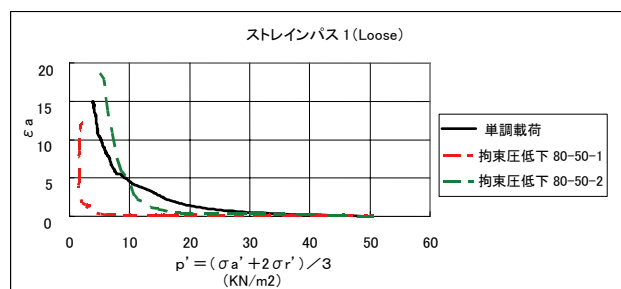
軸圧縮試験法により調べてみた（図－6 および 7）。

図－6（a）はゆるい砂を用いて試験した結果である。横軸に供試体に作用している平均有効拘束応力 $p' = (\sigma_a' + 2\sigma_r') / 3$ を、縦軸に最大せん断応力 $\tau = (\sigma_a' - \sigma_r') / 2$ をとり、時々刻々のこの二つの応力の組み合わせで表される点が移動していく様子を示した応力経路図と呼ばれる図である。土の強度を調べる試験の手順として、まず供試体を等方圧密した後、排水コックを閉め、非排水状態で軸方向応力 σ_a を増加させる。この増加の結果、せん断応力 $(\sigma_a' - \sigma_r') / 2$ も増加するので供試体の高さは圧縮され、供試体内にはせん断ひずみが発生する。ひずみの発生とともに間隙水圧が上昇するので、結果的に平均有効応力は減少する。この操作を継続すると、軸方向応力が最大値をとった後に原点に向かって低下していく。原点に向かうこの直線は、破壊線である。普通行われるこの方法による試験結果を実線で示した。

次に同じ密度を持つ別の供試体を圧密した後、先の軸方向応力の最大値よりも小さい軸方向応力のところでいったん試験を停止し排水コックを開けて排水条件に切り替える。そして、停止したときの軸方向応力の値が変わらないように注意しながら供試体の中の間隙水圧を人為的に増加させることによって、平均有効応力を低下させる。このときの応力経路が二つの破線で示してある。二つの破線は、軸方

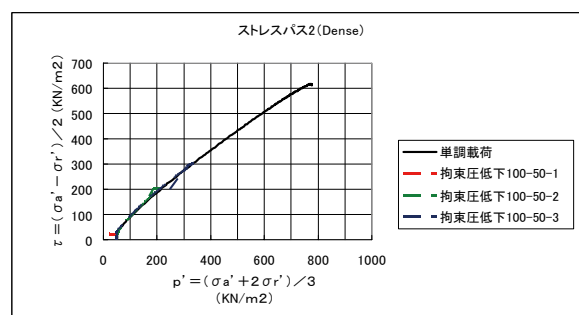


(a) 応力経路

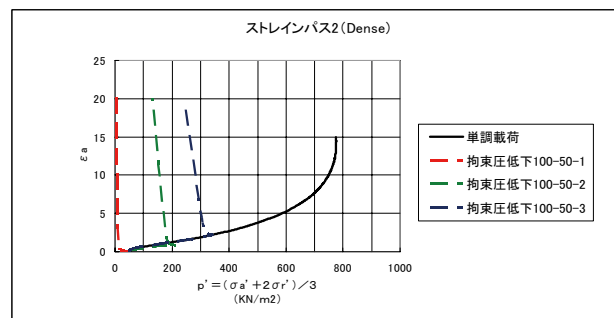


(b) ひずみ経路

図－6 間隙水圧を強制的に上げて有効拘束応力を低下させたときの三軸試験結果（ゆるい砂）



(a) 応力経路



(b) ひずみ経路

図－7 間隙水圧を強制的に上げて有効拘束応力を低下させたときの三軸試験結果（密な砂）

向応力の増加を停止したときのそれぞれの値が異なる。

この間の軸ひずみがどのように変化するかを (b) 図に示した。横軸は、(a) 図と同じ平均有効応力であり、縦軸は軸ひずみである。(a) 図の実線で示した曲線より下にある応力状態は、過圧密状態である。過圧密状態の土は弾性的な挙動を取ることがわかっている。この試験結果では応力状態が破壊線に達するまではほとんど軸ひずみが発生せず、破壊線に達した途端に軸ひずみが急増することが分かる。

図-7 は密な砂についての同様の試験結果である。密な砂では、拘束応力が破壊線上の値になった時の急速なひずみの進行をもっと顕著に示していることがわかる。系統的に調べた手持ちの試験結果はまだ少なく、論文としてまとめていないが、この試験結果から、液状化のように間隙水圧が上昇し平均有効応力が減少するときには、次のような特徴のあることが分かる。

一つは、作用しているせん断応力と平均有効応力の組み合わせで表される応力状態が破壊線に達するまでは、ほとんどひずみは変化しない。

二つ目は、破壊線に達した途端にひずみが急増し始めるが、このような状態に達するために必要な間隙水圧の上昇量は、初期せん断応力が大きいほど少ない。

三つ目は、このような急激なひずみの増加は、間隙への水の供給があるときに起こる現象である。

つまり、斜面内のように常時せん断応力が作用している

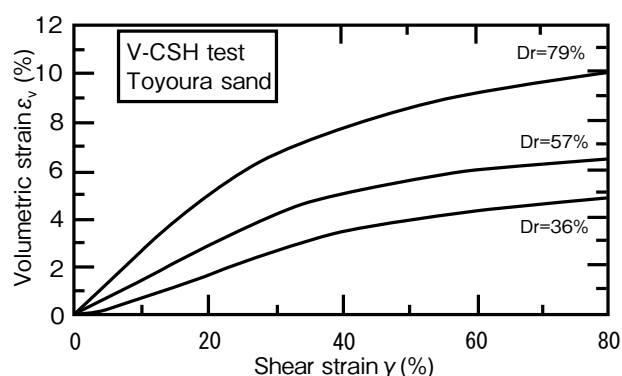


図-8 体積ひずみとせん断ひずみ) 仙頭らによる)

⁵ Noriaki Sento, Motoki Kazama, Ryosuke Uzuoka, Hirofumi Ohmura and Makoto Ishimaru (2004) : Possibility of Postliquefaction Flow Failure due to Seepage, Jour. GGE, ASCE, 130 (7) , 07-716

⁶ Malvick, E. J., Kutter, B. L., Boulanger, R. W. and Kulasingam, R. (2006) : Shear Localization due to Liquefaction-induced Void Redistribution in a Layered Infinite Slope, Jour. GGE, ASCE, 132 (10) , 1923-1303

土の中で液状化が発生し、そこに地盤下方から水が供給されると、せん断変形が急激に大きくなる（崩壊につながる、あるいは流動的な大変形が生じる）ということである。

現在実務の場で使われている液状化後の土構造物の変形解析や、動的有効応力解析に組み込まれている土の挙動を表すモデルに、このような現象を再現できるものは存在しない。

同様の視点で調べた結果はないかと探しているうちに大変興味深い研究成果に出会った。余り知られていないようなので二つの成果を紹介する。その一つは東北大学にいられた仙頭先生（現在日大工学部）の研究結果⁵であり、もう一つは、米国カリフォルニア大学デービス校のブーランジェ教授らの考え方⁶である。

仙頭さん達は、ねじり試験装置を用いて上に述べたと同様の試験を行い、平均有効応力を低下させるために供試体に供給した水の量から、供試体の体積ひずみを求め、もたらされるせん断ひずみとの関係を図-8のように整理している。その結果を用いて液状化した地盤の中で下方から上方に向かって流れる水の量を液状化判定結果から求め、液状化した地盤に生じる遅れ変形を求める算定法を提案している。

ブーランジェ教授らは、これとは独立に別の視点から、液状化後の土の流動的な変形を算定する手法について検討し、流動的な変形は土の間隙が変化することに支配されると提案している。その間隙比の変化は、仙頭さんらの体積ひずみと換算可能な量であるから、両者の考えには共通する視点があることになる。

上に挙げた、斜面を整形する場合、液状化の起こる場合以外にも拘束応力の低下する局面は出現する。都市内に存在する既存施設の維持・補修、更新のための掘削工事を実施すると多かれ少なかれ周辺地盤が変形する。土の自立高さの概念は、非排水条件がずっと継続している場合には妥当であっても、地下水や雨水の浸透などがある場合には、見直す必要のある現象といえる。近接するほかの構造物に思わぬ障害を与えぬよう、その影響を予め避ける工夫が必要になってくる。応力開放時のひずみや変形、安定性の問題への合理的な解析手法の確立が必要になってきている。これからの社会に不可欠な技術的知見の一つであり、Sichuan Earthquake における崩落堆積土砂の崩壊の危険度を判別する上でも、こうした知見を吟味し、活用する

姿勢が必要になると考えられる。

従来の土質力学では、増加する応力がもたらすひずみや極限耐荷力が関心の中心であり、応力開放時の土の挙動に関する説明はほとんど手付かずの状態に鑑み、テルツァギ土質力学の更なる発展が求められているといっているに過ぎないであろう。

3. 盛土の内部応力

二つ目の話題は盛土の中の応力状態である。今からもう15年も前の話になる。1993年釧路沖地震で、泥炭地盤上の盛土・堤防の堤体内に液状化が発生して多大な被害が出たことがある。その遠因の一つである堤体内の応力分布の変化を計算したことがあるが、最近改めて東北大学の渦岡准教授に計算し直してもらった。

計算結果を紹介する前に、計算を必要とする背景をまず説明しておこう。北海道では、十勝沖地震、釧路沖地震など1900年代に起こった被害地震は16回にのぼり、単純計算すれば6～7年に1回という頻度になる。帯広、釧路など道東部では2003年十勝沖、1994年東方沖、1993年十勝沖、1968年十勝沖、1952年十勝沖など、10～15年間隔で被害地震に遭遇していることになる。

道路盛土や河川堤防の地震被害は、概ね地盤液状化が原因で生じる。北海道でも例外ではないが、これに加えて地表を泥炭層が覆っているという特殊な条件が加わる。含水比800%（一握みの土に含まれる土粒子重量の8倍もの水が含まれていることを意味する）に達する泥炭も珍しくは無い。そのような地盤の上に盛土すれば当然ながら盛土の重さで地盤中の水は搾り出され、盛土の底部は地下水面より深いところまで沈んでしまう。そのため、9mの高さの盛土をしても2m程度（泥炭の厚さによって異なる）も沈下してしまうので高さは7mにまで減ってしまう。泥炭は地震動によって液状化を起さないけれども、沈下した盛土の底面近くの飽和した部分では盛土材料に砂質の土を用いている場合に液状化が生じる。

そのような液状化被害が起こるということを始めて認識⁷した釧路沖地震では、堤防の堤体密度やN値を調べた。その結果、堤体上部に比べて底面近くではN値は締め固めた盛土としては極めて小さなN=7程度という値を示した。泥炭の圧密沈下とこれに伴う堤体の変形を考えると、両法尻が水平方向に広がるストレッチ変形をし、堤体

内のアーチ作用によって底面中央部近くでは平均拘束応力が低下することになる。

このことを考え、石狩川のような緩傾斜堤防での堤体内液状化の危険度を確認するために、盛土の底面境界を弾性的なバネで支えたモデルを用いて、盛土荷重によって生じる変形や内部応力を計算したことがある⁸。

今回改めて釧路川堤防を例にして、泥炭のような圧縮性の大きい軟弱地盤上の堤防盛土内の水分特性や初期応力状態が地盤の沈下によってどのように変化するか把握することを目的として計算をやり直した。比較のため比較的良好な基礎地盤上の堤防盛土の応力状態も計算した。解析手法は幾何学非線形を考慮した有限変形解析⁹であり、荷重として物体力のみを考慮した静的解析である。今回の解析では盛土が主な検討対象であることから、盛土の土骨格の構成式には有限変形 Cam-Clay モデル¹⁰に下負荷面¹¹を追加したモデルが用いられている。また、基礎地盤の土骨格の構成式には簡易な超弾性体 (neo-Hookean モデル) モデル¹²が、また、盛土の水分特性には van Genuchten モデル¹³が用いられている。

図-9 に計算モデルを、また図-10 に計算結果のうち、堤体内の有効応力分布を示す。基礎地盤の圧縮性が小さい

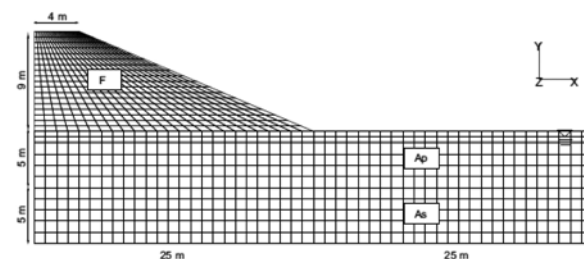


図-9 計算モデル

⁷ JICE レポート 2006、9月号、85-95の一部に「レンズ型液状化層の発見」と題して紹介した

⁸ Sasaki, Y. (1994). River dike failure due to the Kushiro-oki Earthquake of January 15, 1993. *Proc. 4th US-Japan Workshop on Soil Liquefaction*. Tsukuba, Japan

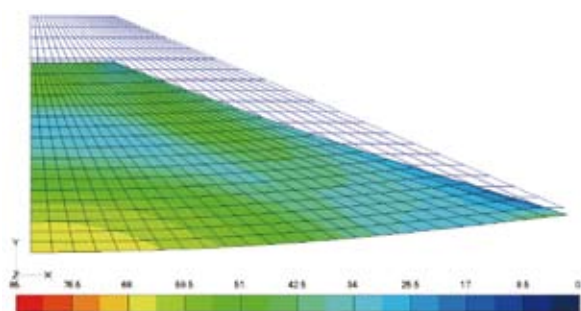
⁹ 渦岡良介, 加村晃晃, 仙頭紀明, 風間基樹: 不飽和地盤の動的・有限変形問題に対する有限要素解析, 第12回計算工学講演会論文集, 523-526, 2007.

¹⁰ Borja, R.I. and Tamagnini, C.: Cam-Clay plasticity. Part III: Extension of the infinitesimal model to include finite strains, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, Vol.155, pp.73-95, 1998.

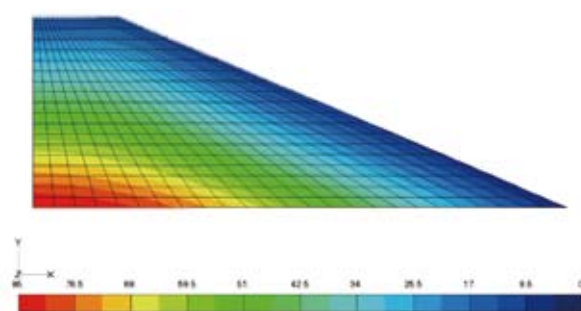
¹¹ Hashiguchi, K.: Subloading surface model in unconventional plasticity, *International Journal of Solids and Structures*, Vol.25, pp.917-945, 1989

¹² Bonet, J. and Wood, R.D.: *Nonlinear Continuum Mechanics for Finite Element Analysis*, Cambridge University Press, pp.119-125, 1997.

¹³ van Genuchten, M. th.: A Closed-form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils, *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 44, 892-898, 1980.

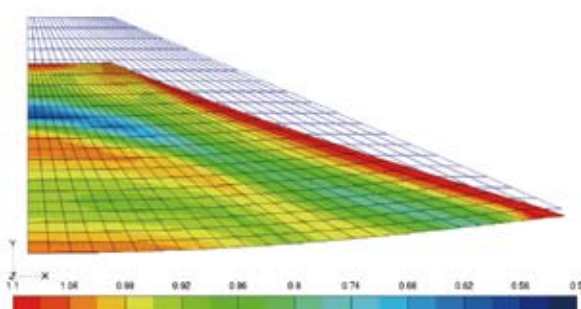


泥炭地盤

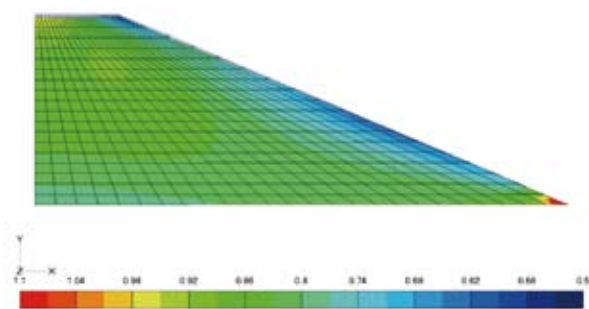


砂質地盤

図－10 平均有効応力分布 (p')

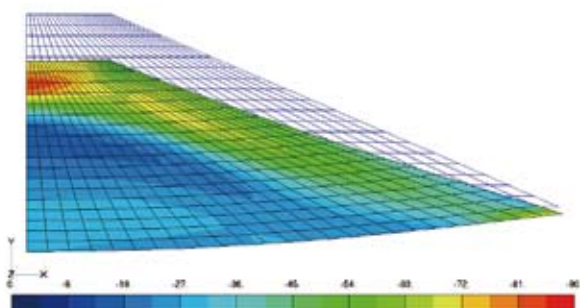


泥炭地盤

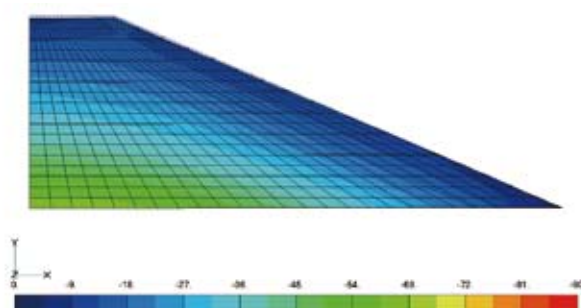


砂質地盤

図－11 偏差応力比 (q/p')



泥炭地盤



砂質地盤

(青から赤になるほど圧縮応力の大きさが大きい。この計算では、引っ張りが正の値で、圧縮が負の値で示される。)

図－12 水平応力分布

砂地盤では、盛土内部の平均有効応力と堤体形状はまずまず類似しており、天端の下では深いところほど平均有効応力が大きい。これに対して、泥炭地盤の上に築造した盛土では、天端直下のもっとも深いところでも砂地盤に比べてやや小さい平均有効応力となっていることが分かる（応力範囲で区分けした色分けは、両者とも同じ）。盛土底面が泥炭の圧縮に伴って湾曲し、盛土内でストレッチ（横方向への広がり）とアーチ作用が生じて応力分布が変化した結果である。

図－11 には、偏差応力比 (q/p' , ただし $q = (\sigma_a' -$

$\sigma_r')$) の盛土内分布を、また、図－12 には水平有効応力の分布を示した。図－11 の泥炭地盤上の盛土では偏差応力分布は縞模様を呈していることが注目される。縞模様を呈した理由は、図－10 に示した平均有効応力分布が縞模様を呈する分布になっていることの影響が大きい。

図－12 に示した水平方向の有効応力分布を見るとどの位置でも圧縮応力ではあるが、泥炭地盤上の盛土では、天端の下で盛土高さの半分くらいのところでその値はもっとも小さくなっていることが分かる。しばしば地震後の開削調査で確認される堤体内の鉛直亀裂は、このような初期

応力の影響と、地震時の動的な応答の結果の影響を受けて発生したものではないかと考えられるが、確かなことはまだ分からない。

北海道南西沖地震のときの尻別川の被災堤防では多くの鉛直亀裂が堤体内に発生していたことが分かっている。どのようなプロセスで亀裂が生じるのであろうか。せん断亀裂ではなく、引っ張り亀裂なのであろうか。いずれにしても、盛土の内部応力をよくよく吟味しなければならない。

これまで教わった土質力学では、軟弱地盤での盛土工事に際しては、盛土荷重によって地盤が破壊し、盛土がすべり破壊しないかどうか安定計算することになっている。その解析では、盛土は単に荷重として扱われていて、盛土の中の応力やひずみは省みられない。

静的な破壊（降雨時の破壊や、軟弱地盤上の盛土の破壊）であれ、地震時の破壊であれ、これまでに観察されている盛土の破壊と、破壊前の盛土内部の応力分布を、深く吟味した事例は少ない。盛土の内部応力の分布と地盤内応力との相互作用となると、ほとんど扱われていない。盛土の“設計”にもっと工学的な光を当てる必要があるのではないだろうか。

これによって、変形メカニズムの究明や解析方法の開発がさらに進むと感ぜられるのであるがいかなものだろうか。

4. 不飽和の土の土質力学

三つ目の話題は、不飽和の土の中の水の移動である。農学分野を中心に古くから技術的課題の一つとして研究が行われてきた¹⁴が、工学分野でのその知識の活用は不足している。

不飽和の土の中の水の流れに関して、ここで取り上げる事例は、風化花崗岩斜面の豪雨時の崩壊である。豪雨時の斜面崩壊以外にも、不飽和土の浸透問題はたくさん存在する。「はじめに」でのべた四川省の天然ダム然り、二つ目の話題で紹介した地震前の盛土の中の地下水面形成然り、洪水時の堤防安定性の検討において、洪水時に降り続く降雨によって天端や法面から供給される雨水の浸透をど

う評価するかという課題もまた不飽和浸透の問題である。ここで豪雨時の斜面崩壊の事例を紹介する理由は観察や観測によって、実証的・定量的なデータが集積されてきているからである。

1999年（平成11年）6月29日、その1週間前から降り続いていた前線の停滞による雨は激しさを増し、広島県西部地方の、廿日市市、広島市西部、東広島市、呉市の自然斜面で1600箇所を越える表層崩壊が発生し、31名の犠牲者が出る災害が発生した¹⁵。

崩壊した自然斜面の表層は厚さ1-2m程度の風化したまさ土（風化花崗岩）で覆われていて、崩壊土砂と立木を含む流動性の高い（水分が多い）土石流が溪流を駆け下り、下方に位置する住宅地に達した。

海岸線近くまで山地の迫る広島県西部地方には平地が少なく、海岸の埋め立てと、背後斜面の山すそのやや傾斜のゆるい土地を造成して出来た平場に市街地や住宅地が展開されている。このため、土石流が発生するかもしれないところにそのことを知らずに人々が住んでいる。こうした実情や、砂防施設の整備・治山事業の投資可能枠の限界などを考えると、土石流危険地域の土地利用を規制することが至当な方策と考えられるところから、土砂災害防止法の改訂の引き金となった災害である。

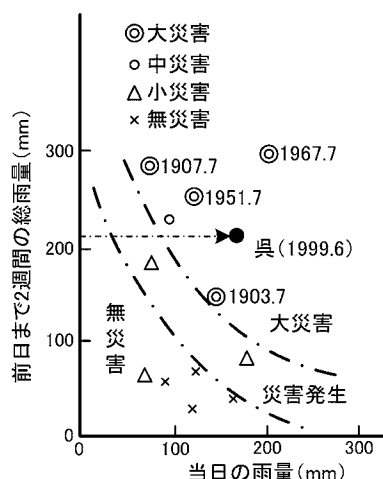
また、降雨監視とその警戒避難への活用の重要性に鑑み、雨量観測所が増設されたこともこの災害の特徴として指摘できる。現在広島県内には300を超える雨量観測地点が広島県によって一元的に管理され、ウェブサイトを通じてそのデータが公開されている。

さて、この災害を引き起こした崩壊の引き金は降雨であったことは明らかである。すなわち、斜面表層（弱風化～未風化の花崗岩斜面の上に在る厚さ1-2mのまさ土層）に浸透した雨水が地下水流を形成し、地下水面下の土に作用する有効応力の減少の結果重力作用によって崩壊したものと考えられている。

ところで、風化花崗岩斜面での降雨時不安定化には、事前雨量と最大時間雨量の両方の組み合わせが鍵になるということが分かっている¹⁶（図-13参照）。6・29災害のときにも土砂災害の発生した当日までの事前降雨は200mmを超えているが、同様にこの組み合わせが鍵になるかどうか調べてみることにした。

¹⁴ 例えば土と基礎 講座「土中水の不飽和流動」Vol.29 No.5 1981～Vol.30 No.5 1982やT. Miyazaki「Water Flow in Soils」など、また、キャピラリーバリエーなどの新しい発見や解明の結果は工学実務への応用はまだ定着していない。

¹⁵ 詳しくは広島県の「6・29 広島県豪雨災害調査報告書」、2000

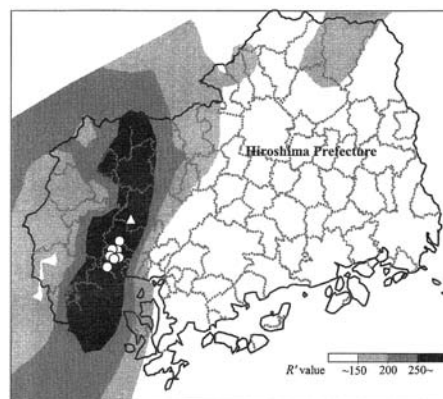


図－13 斜面崩壊を引き起こす雨の特徴

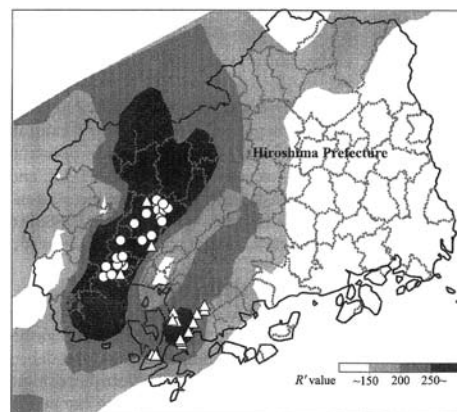
災害直後に、当時広島県内で雨量観測を実施していた公的機関の協力を得て災害発生時の1週間前からの時間雨量データを集めてみると、6つの機関によって201地点の観測点で降雨観測が実施されていた。このうち、欠測期間を含まない観測点だけを取り上げると160箇所、それぞれの観測点間の離隔距離は平均2.88kmであった¹⁷。

各機関から提供してもらった降雨観測結果を用いて時々刻々の事前降雨と時間雨量を算定してみた。航空写真を元に同定した崩壊発生箇所は1600箇所を越え、救急車の出動要請の記録などから人家近くの崩壊発生時刻の判明している箇所だけでも50箇所を越えていたこの災害に関して言えば、事前雨量と最大時間雨量の組み合わせばかりでなく、場所によってその組み合わせがどのように変化したか知る必要があった。これらの二つの量の時間ごとの空間的分布を表現するには少しばかり工夫が必要である。

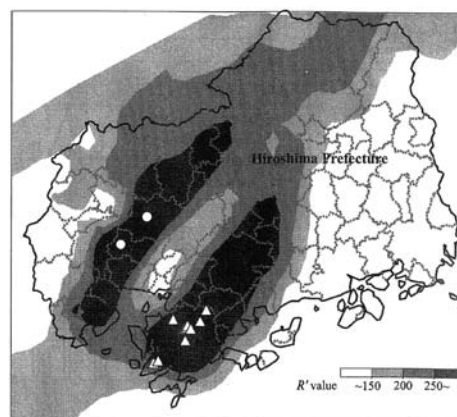
図－13の縦軸・横軸の縮尺を選択すれば、被害の有無し、を区別する分別曲線は円弧で近似できる。その時の雨の状態（事前降雨と時間雨量をそれぞれ座標値とする点の位置）は、この点と円弧中心との距離で表現できるから、事前降雨量と時間雨量の二つの量を一つの値（この例では半径Rf）で表現できることとなる。ある地点の時々刻々の雨の状態がこのような操作によって一つの量に換算できるなら、任意の時間ごとにその値（Rf）を用いて降



(a) 1999.06.29, 14:00-15:00
この時間帯に発生した崩壊地点を白抜きの点で示した



(b) 1999.06.29, 15:00-16:00
この時間帯に発生した崩壊地点を白抜きの点で示した



(c) 1999.06.29, 16:00-17:00
この時間帯に発生した崩壊地点を白抜きの点で示した

図－14 6・29 災害における降雨と崩壊発生位置
(○印は土石流、△はがけ崩れ)

¹⁶ 図－13は網干寿夫、低引洋隆：真砂土自然斜面の崩壊について、第7回土質工学研究発表講演集 1972 507-510 から引用、後に瀬尾克美、舟崎昌雄：土砂害（主に土石流）と降雨量について、新砂防、1973 Vol.26, No. 2 22-28の危険雨量の研究がある

¹⁷ 佐々木康、森脇武夫、加納誠二、白石芳樹：1999年の広島県斜面災害をもたらした降雨特性と警戒・避難のための雨量指標、地盤工学会誌 Vol.49, No.7, 16-18

¹⁸ 図－14では、事前降雨時間雨量とも時間の経過とともに排水が進行し不安定化に及ぼす影響が低減する事を考慮して事前降雨、時間雨量とも実効雨量を用いる様修正した雨量指標R'の空間的分布を示している。出典：S. Nakai, Y. Sasaki, M. Kaibori, and T. Moriwaki: Rainfall Index for Warning and Evacuation against Sediment-related Disaster: Reexamination of Rainfall Index Rf, and Proposal of R', Soils and Foundations Vol.46, No. 465-475, 2006

雨状況の空間分布を地図上に描画できることとなる。崩壊の発生した地域、時刻を吟味してみるために整理した図－14に示すように、崩壊発生区域は、雨の状態（この図では R' ¹⁸で表される値）が分別曲線を超え、厳しい条件となった領域で起こっていること、崩壊発生時刻は、降雨状況が厳しい条件になった時点（多くは時間雨量が最大になった時点）からほとんど時間遅れなしに発生していたことなどがわかっている。

さて前置きが少し長くなったが、事前降雨によって十分湿った状態になった斜面に、強い降雨が降ったとき、雨水はどのように土中に浸透するのであろうか。まさ土の透水係数を仮に 10^{-3}cm/sec とすれば、水が2m程度の表層土の中を鉛直浸透するのに要する時間は、 $t=2\text{m}/(10^{-3}\text{cm/s} \times i) = 200 \times 10^3(\text{sec}) = 2 \times 10^5/(60 \times 60 \times 24)(\text{日}) = 2.3\text{日}$ と計算される。つまり、2mの厚さの表層土に雨水がしみ込むためには約2.3日もの時間が必要ということになる。にもかかわらず、上述のように6・29災害の時には、時間雨量が最大値を示した時点からほとんど時間遅れなしに崩壊が発生している。何故こんなに早い時間内で雨水が表層土の中にしみ込んで行ったのであろうか、誰にも説明はつかなかった。

林学分野では、早い中間流出¹⁹の理由として『押し出しピストン流』や、土中に存在する大孔隙の部分を通れる『パイプ流』ではないかと考えられているがまだ定説として固まっていない。有害物質で汚染された飽和した底泥の上に水がたまると底泥底面から短時間で有害物質が周辺に流出することがある。このような現象は、底泥内の水が上部にたまった水の圧力によって搾り出される現象で『押し出しピストン流』と呼ばれ、環境科学の場では前から知られていた現象である。事前降雨によって湿った土に引き続き雨水の供給があるとき、雨水の流れが同様の押し出しピストン流的に移動するのであれば、その後の強い降雨強度のときに短時間で地下水流を形成し、崩壊に至る事が容易に理解できることとなる。この考えに従って、なぜ短時間で

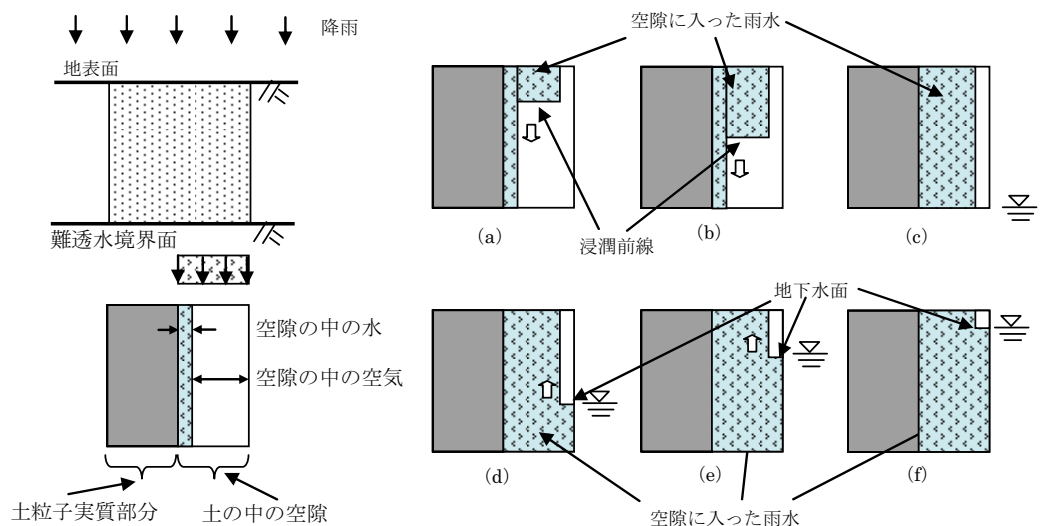
地下水流が形成されたのか、その謎解きを試みてみよう。

その前にまず重要な観察事実を紹介する。6・29災害の後に、広島大学構内の自然斜面に土中水分、土中のサクシオン、地下水位を計測する計器を設置して2001年以降長期間に渡り降雨時の土中水分観測を実施した、現在も観測は継続されているが、その観測結果から、二つの重要な結果が得られている²⁰。

その一つは、降雨の継続時間が短く、降雨量が少なければ地下水位は形成されない。浸透した雨水は不飽和の表層の含水率を高めるだけである。地下水位形成に有効ではないから、このような雨量を無効雨量と名づける。無効雨量の大きさは、雨が降り始める前の表層土の含水率によって異なる。

二つ目は、無効雨量によって土中の含水率が上昇し、ある値（“臨界含水率”と名づける）に到達するとその時点以降の雨水（有効雨量）は地下水流形成に寄与し、有効雨量の時間変動は、時間遅れなしに地下水位の上昇をもたらす。臨界含水率は飽和含水率よりやや小さい含水率である。広島大学構内の実測値では、臨界含水率となった時の飽和度は70・80%程度である。

この観測結果を念頭におき、不飽和土への雨水の浸透過程を図－15に示した模式図に沿って考えてみよう。



図－15 浸潤前線の降下と地下水位の上昇を説明する模式図

¹⁹ 土中にしみ込んだ雨水が浸出する流出量、表面流出・基底流出とならんで用いられる

²⁰ ティーハ「降雨時の風化花崗岩斜面の不安定化気候に関する研究」2005年3月 広島大学学位論文

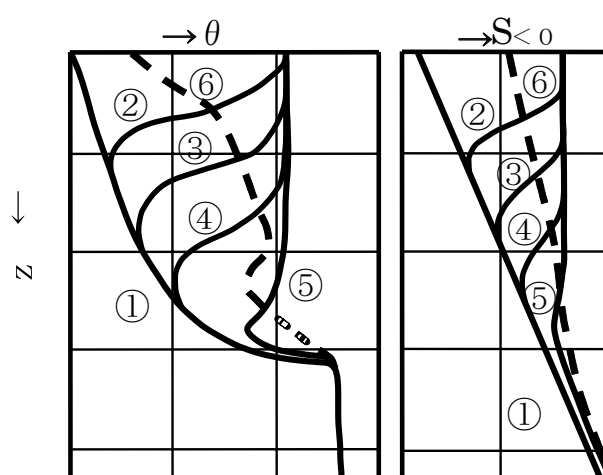
表層土の中には土粒子とその空隙に存在する水と空気がある。図中左下の絵には、土粒子実質部分を寄せ集めたやや黒い部分と、その右に空隙を示し、空隙の中には水と空気を分離して示した。無降雨の時期が長く続いても土中には何がしかの水が存在する（初期含水量）。現実の土中では土粒子・水・空気の三者は混在しているが、理解を容易にするために固体だけの部分（水は流れない）、水の部分、空気の部分に分離して示した。

ここに地表から雨水が供給されると、まず地表近くの含水率がある値まで上昇し（飽和ではない）、順次高含水率の領域（浸潤領域）が下方に伝播していく²¹。ただし、雨量強度は、土の透水係数より小さいものとする。その場合には、雨水は表面流出することなく全て土中に浸み込む。高含水率の最下端を浸潤前線と呼ぶ。浸潤領域内の含水率は、飽和含水率であるか、飽和含水率より低い含水率であるか、これまでの研究成果を調べてみても明記したものはほとんど無いが、上述の観測結果によれば飽和含水率ではない。

浸潤前線が降下し、難透水境界面に達した時の状態が同図（c）である。この図では、浸潤領域内は飽和含水率に達していないという観測事実を元に描いているから、図中の（a）から（c）にいたる段階では、空隙の一部を占める断面（臨界含水率に相当する断面）を通過して浸潤前線が降下し、土中の空隙には空気の連続した部分が残っていることになる。浸潤前線が難透水境界面に達した後さらに雨水の供給が継続すれば、（d）から（e）図に示すように飽和含水率と臨界含水率の差に相当する狭い空隙を満たしながら地下水面が上昇すると理解できる。

残された狭い空隙を満たしながら水面が上昇するわけであるから、浸潤前線が降下する早さに比べて早い速度で地下水面が上昇することは容易に推定できる。ちなみに、深さ方向に連続した空気の部分を残して雨水の鉛直浸透が起こるということは、この空気が地表に容易に押し出されるということの意味し、土石流の前兆現象の一つである木の根の匂いのする理由も頷けるところとなる。

この説明を裏付ける観測データとして、先に述べた広島大学構内の観測データの再整理が行われつつあるが、ここではまず、Giesel²²らの室内模型実験の結果（図－



図－16 含水率 (θ) とサクション (S) の時間的変動の模式図
16) を紹介しておこう。

図－16は浸潤前線の下降過程におけるサクションの時間的変化を計測した結果である。この図において、①の初期状態から一定量の水が地表から供給されると、②、③、・・・⑤と順次下方へ向かってサクションの値が低下し、水の供給が止まった後では⑥の状態になる。それぞれの対応する時点の含水率は同図左側の鉛直分布のようである。

この図では、浸潤前線が難透水境界に達した後の含水率変化（地下水面の上昇過程）は示していないが、注目すべき点は、②から⑤に至る過程で、含水率は飽和状態を示すことなく、広島大学構内の原位置での観測と同様な傾向を示している点である。

さらに、図－17は2001年6月19日の降雨時に広島大学構内で観測した厚さ2mの表層土の中の50cmごとの厚さの土層中の水の量（ここでは高さで表現している）と地下水面高さの時間変化を示した図である。

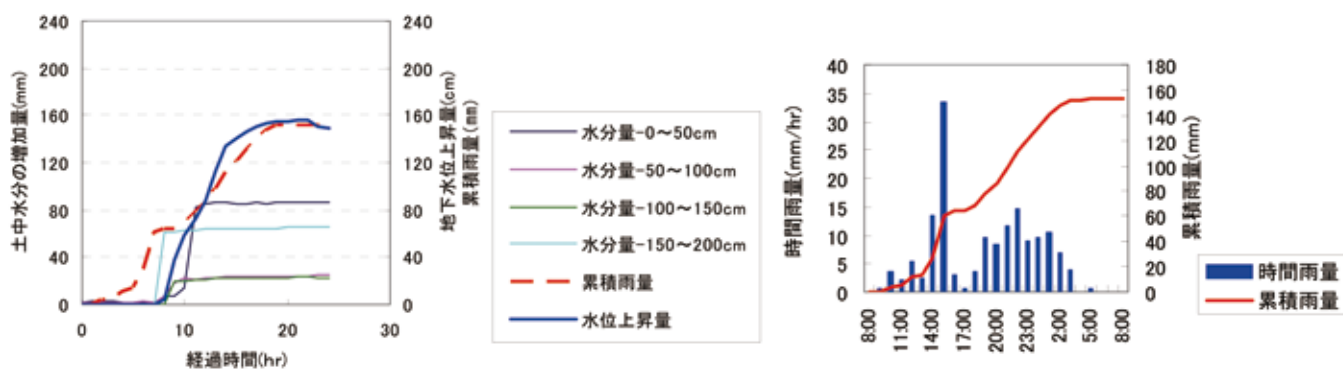
ほぼ、降雨の継続時間中に深いところにある土層部分から水分量が増加すること、地下水面が形成されると、以降（特に、経過時間10時間以降）は地下水面上昇と累積雨量の増加の間の時間遅れはほとんど無いことが分かる。

この説明はあくまで、仮説に過ぎないが、解明の期待される事象である。

臨界含水率に達した後の雨水がピストン流的に移動するのであれば、自然斜面の崩壊のみならず、その他の局面でも考慮しなければならない事象である。たとえば、洪水時に降雨が継続していて堤防内の含水率が臨界含水率に達していれば、堤体内の浸潤面上昇に及ぼす雨水の影響は大きくなる。これまで飽和不飽和浸透解析に採用されてき

²¹ 浸潤と浸透の用語の使い分けについては、例えば土と基礎、Vol.17 No.3 1969 7-8

²² W. Giesel and M. Renger) 1973) :Numerical Treatment of the Unsaturated Water Flow Equation: Comparison of Experimental and Computed Results, Water Res. Research, Vol.9 No.1 174-177



(a) 2001/6/19 0:00 ~ 6/20 8:00 の水位・水分変動

(b) 2001/6/19 0:00 ~ 6/20 8:00 の降雨記録

図-17 地下水面形成の観測例 (B3 地点)

た概念では、雨水の浸透の影響は不飽和透水係数を用いて算定されるからピストン流的に供給される量より少ない。地震で亀裂の入った堤防の止水機能を評価する上では、亀裂やゆるみによって無効雨量の大きさがどのように変わるか、亀裂を介してピストン流的な水の供給が無いのか検討しなければならない。

5. おわりに

時代とともに学術・技術は進歩し、災害の様子も時間をおかず報道され、教訓として活用されるようになっていく。しかし、自然現象は複雑で、社会システムも変化するから従来型の単純なモデルだけでは説明しきれないようなことも起こる。分かっていること、予測に用いるツールに、まだまだ限界があることを認識しておかなければならない。

土に関する三つの話題を分けて紹介したが、筆者の頭の中では、これらは全て相互に極めてつながりの深い事象であり、このところ心の中に何年間もくすぶっている疑問とつながっている。

2章の事例1は応力解放と水の浸透による体積ひずみが複合的に作用しているのかも知れないし、3章の地盤の圧密に伴う盛土の変形は盛土の保水特性にも影響するであろうし、地震動に対する応答特性にも影響するであろう。地震時の残存変形量を評価する上でも、4章に記した雨水の浸透の影響を考慮に入れなければ、適切な評価結果は得られないであろう。『水』の働きを従来にもまして強く意識して安定性を評価することが必要ではないだろうかと考えている。

時として、ツールを使いこなしていないのではないかと思わせる場面に遭遇することがある。解明しなければなら

ない課題をうまくモデル化出来ていないのではないのか、したがって最も適切な指標を選んで使っていないのではないかなと思うような検討結果に出会うことがある。

ツールを使いこなすのは人である。人の資質を向上させるためには競争原理も必要であるが、競争原理が働く環境にあるかどうかよく弁えなければならない。

筆者が長く携わってきた河川堤防の技術検討に関して言えば、年間どれだけの検討業務が発注されているのだろうか。直轄だけ考えてみると河川系の事務所に全国に150~160あり、その1/4の事務所で堤防の技術検討が実施されているとしても、高々40件くらいの案件しか検討されてはいない。受発注者の双方で1件当たり10人の技術者が携わるとして、年間400人くらいの技術者しか河川堤防の技術検討業務を実施していないことになる。これで技術の革新や継承が図れるか一抹の不安が心をよぎる。どうすればよいだろうか。一つの解決策は、関連する他分野との連携・協力である。ここで取り上げた例で言えば、自然斜面の安定問題、地震時の盛土の安定問題、雨水の浸透とそれに伴う安定問題に共通する『土質力学』がある。土の本質を見極めた上で、多様なものの見方、類似分野では活用されている未経験のアプローチも吟味してみる姿勢が助けになろう。

工学実務の場では、とりあえず、分かっていることを活用して、実務としての割り切をベースに対策を考えざるを得ない。そのことをよく理解し、分からないことは一步一步分かる努力を積み重ね、実務的な方法を改善していく姿勢が望まれる。階段は一步一步上がらなければならない。

そんな思いをこめてこの一文を認めた。しかし、ひょっとしたら筆者は間違っているかもしれない。読者からの忌憚のないご指摘を歓迎する次第である。