盛土崩壊のメカニズムと対策工

澁谷啓¹

盛土の崩壊の2大原因は、降雨と地震であろう。常時において不飽和状態にある盛土に雨水が浸入することにより飽和領域が拡大し、サクシジョンの低下により盛土の剛性および常時・地震時の強度がともに減少する。一方で、盛土の崩壊メカニズムの解明のために必要となる不飽和土の力学特性については未知の部分が多い。本講演では、ごく最近、著者の研究グループが開発した不飽和土の力学特性を求めるための室内試験装置を用いた実験結果から、砂質土の微小ひずみでの剛性および大ひずみでの強度特性に及ぼすサクシジョンの効果について議論している。さらに、京都府北部にある古砂丘の調査事例から、地盤調査、室内試験および極限つりあい法を用いた安定解析による既存盛土の安定性の評価法を提案している。最後に、著者らの研究グループが提案しているジオシンセティックス排水材を用いた「盛土防水工」の概要を紹介し、新しい用途を提案している。

キーワード：盛土，排水，不飽和土，室内試験，地盤調査，数値解析，ジオシンセティックス

1. はじめに

最近の雨の降り方は尋常ではない。大地震も多発している。豪雨・地震による宅地・道路盛土の被害が後を絶たない。盛土の防災は、今まさに我々が、地盤工学の技術・知識を駆使して解決すべき工学問題の一つである。

平成 16 年 10 月、台風 23 号の来襲がもたらした関西圏の大規模な地盤災害は記憶に新しい。地盤工学会関西支部の報告書(2005)によると、豪雨による盛土被害は、いわゆる片切・片盛施工による谷埋め盛土に集中していた。兵庫県養父（やぶ）市で発生した盛土崩壊現場では、高さ 20m もある建設中の道路補強土壁が一夜にしてすべり落ちた（Shibuya et al, 2007）。台風による豪雨により盛土内へ雨水が浸入して盛土本体が弱体化し、同時に谷部に雨水が滞水して盛土がダム化して基礎のすべり破壊が生じたのが原因であった。

この事例から学んだ教訓は、この種の盛土崩壊を防ぐためには、盛土内および周辺への雨水の浸透および帯水を許さないこと、であった。一方、兵庫県南部地震、中越地震、能登地震でも地下水のある高い含水状態の盛土に被害が集中している（例えば、沖村ら，1999）。「盛土が水で飽和していないこと」が、豪雨・地震に強い盛土にとっての必要条件であることは間違いない。

盛土は人工地盤であるから、自然地盤と比較すると、正体がある程度バレており（応力履歴、土質材料等の点で）、続成作用の影響も小さいため工学的な取り扱いが簡単な筈である。一方で、変状や崩壊を生じた盛土は、不飽和状態から急激に飽和状態に移行するケースが多いため、その崩壊メカニズムの解明はそう簡単ではない。

平成18年の宅造成法の改正に伴い、全国の都道府県レベルで、大規模宅地盛土造成地の耐震化事業が推進

されている。この動きからも明らかなように、豪雨・地震による崩壊危険度の高い宅地・道路盛土は全国に多数あり、防災対策が急がれている。

2. 降雨による盛土の崩壊

図1は、兵庫県養父市で発生した補強土壁の崩壊のメカニズム（推定）の概略である。

図1 兵庫県養父市で発生した補強土壁の崩壊

本事例では、補強材とシルト質の現地発生土との間の所定の摩擦角を確保するために、裏込め盛土にセメントを混合して改良していた。結果、透水係数が極端に小さくなり、補強土全体がダム化してしまった。残念ながら設計マニュアルでは、このような盛土背面の水圧を考慮していないために崩壊が生じた (Shibuya et al. 2007)。

図2は、沢地にある盛土の一般的な崩壊パターン(推定)である。常時に不飽和状態にある盛土が、沢水

¹地盤工学会国際会員，神戸大学大学院工学研究科，市民工学専攻（〒657-8501 兵庫県神戸市灘区六甲台町1-1）

図2 雨水の浸透による盛土の崩壊

等の浸入により盛土内に地下水位が発生する。浸潤線以下で飽和度は100%に近く、浸潤線とキャピラリーフロントに挟まれた遷移領域では飽和度が常時に比べて上昇する。この時、盛土内への雨水の浸透により、

- ①飽和領域および遷移領域の盛土材の負の間隙水圧（＝サクション）が減少し、剛性およびせん断抵抗力が減少する。加えて、
- ②飽和領域において有効上載圧が減少し、剛性およびせん断抵抗力が減少する。

図3は、室内でのデモ実験の様子である。乾燥砂はサクションがないため自立できない。飽和砂も同様である。一方、同じ砂を適度に湿らすと土粒子間に作用する表面張力（＝土の内力）の効果により、盛土の形に立ち上げることができる。逆に言えば、乾燥あるいは完全飽和して表面張力が消失すると盛土は不安定化する。さらに言えば、盛土本体を盛土材料の強度と剛性が充分に発揮されるような適切な含水状態に保つことにより、盛土を安定化することができる。これは、極めて低コストの盛土安定化対策である。この対策工のメカニズムを解明するには、「不飽和土の力学」の手助けが必要となる。

図3 砂を用いた盛土作成のデモ実験

3. 不飽和砂質土の変形・強度特性

3. 1 不飽和土のせん断強度の考え方

不飽和土の力学の出発点は、Bishop(1960)の有効応力式である。

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w) \quad (1)$$

ここで、 $s = (u_a - u_w)$ は（マトリックス）サクションであり、 χ は飽和度 $S_r(\%)$ に支配されるパラメーターであるとしているが、その物理的意味は曖昧である。

そこで、Fredlund et al. (1978)は、以下のような不飽和土のせん断強度式を提案している。

$$\tau_f = c_{sat} + (\sigma - u_a) \tan \phi_{net} + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (2)$$

ここで、 τ_f : せん断強度、 c_{sat} : 飽和状態での粘着力、 σ : 全応力、 ϕ_{net} : 内部摩擦角、 $(u_a - u_w) \tan \phi^b$: サクション効果による見かけの粘着力、である。サクションが土の空気侵入値(AEV)より低い時、 $\phi^b = \phi_{net}$ となり、サクションが空気侵入値より大きい場合には、 $\phi^b < \phi_{net}$ となる(Fredlund and Rahardjo, 1993)。上式は、サクションの値の如何にかかわらず特定のせん断条件における土の内部摩擦角 ϕ_{net} は一定であり、粘着力 $= [c_{sat} + (u_a - u_w) \tan \phi^b]$ は、サクションの増加に伴い増加することを意味する。式2は、比較的高い拘束圧を用いた三軸圧縮試験結果から得られており、一般の盛土破壊を想定した低拘束圧ならびに平面変形条件での適用性については未知である。

不飽和土のサクション効果によるせん断強度の増加は、水分特性曲線（サクション～含水状態曲線）と密接に関連することが報告されている。軽部ら(1996)や Vanapalli et al.(1996)は、サクション効果による粘着力として次式を提案している。

$$c^* = \left(\frac{S_r - S_{r0}}{100 - S_{r0}} \cdot s \right) \tan \phi_{net} \quad (3)$$

ここで、 S_r : 現在の飽和度、 S_{r0} : 残留状態の飽和度である。上式は、式2における不飽和状態の土の粘着力 $c^* = (u_a - u_w) \tan \phi^b$ は、サクション S の変化と飽和度の変化の両方に依存することを示している。

平衡状態にある土中水とサクションの関係は、水分特性曲線として知られており、乾湿の履歴に対してヒステリシスを示す。図4は、Karube & Kato(1994)による“バルク水”と“メニスカス水”の概念である。

図4 バルク水とメニスカス水 (Karube & Kato, 1994)

バルク水は土粒子の間隙を占めており、メニスカス水は土粒子の接点に存在する。サクシジョンの値はこの2種類の間隙水の形態に依存するとしている。

Karube et al. (1996)は、メニスカス水およびバルク水の影響により生じる応力成分をそれぞれメニスカス応力(p_s)、バルク応力(p_b)とし、サクシジョン応力(p_s)は両者の和であると考えた。

$$p_s = p_m + p_b = \frac{S_r - S_{r0}}{100 - S_{r0}} \cdot s \quad (4)$$

式3と式4から、不飽和土のサクシジョン効果による粘着力 $c^* = p_s \tan \phi_{\text{net}}$ となる。不飽和土のせん断強度は、全応力成分とサクシジョン応力成分の和であると考えている。

3. 2 不飽和砂質土の一面せん断試験

図5は、つい最近神戸大学で開発した一面せん断試験装置である。供試体のサクシジョンを制御した不飽和土の試験が可能で、通常の盛土や斜面の表層崩壊を研究対象としているため、低い上載圧での試験が可能であること、が2大特長である。

図5 不飽和土用低圧一面せん断試験装置

供試体はディスク状であり、そのサイズは、直径6cm、高さ2cmである。せん断箱はセル内部に設置され、セル空気圧は載荷板に組み込まれたポーラスメタルを通じて間隙空気圧として作用させる。下箱の反力板には半月型のセラミックディスク(AEV=500kPa)とポーラスメタルが設置されており、それぞれ別系統の排水経路となっている。セラミックスディスク側の排水経路に設置した間隙水圧計により、供試体の間隙水圧を測定することもできる。試料に加えられる垂直力は、下箱の下部に設置された二つのロードセルによって測定する。垂直力およびせん断力のロードセルの容量はともに50kPaと小さく、垂直力はセル外部のシリンダーから自動制御システムによって加える。セル外部のメガトルクモーターを用いて水平せん断変位を与え、下箱に装着されたロードセルでせん断力を測定する。また、実験中の水平変位と垂直変位はそれぞれの変位計で、供試体の排水量は排水経路に連結された差圧計で測定している。

実験方法はつぎの通りである。せん断層の発達を妨げないように、上下せん断箱に土試料の平均粒径の10倍

程度の隙間を設ける(Shibuya et al., 1997)。その時、隙間から試料がこぼれないように、ドーナツに成型した厚さ0.1mmのテフロンシートを層状に上下せん断箱の間に挟み込む。この状態で供試体をせん断箱内で締め固めにより作成した後、ポーラスメタルを通じて脱気水を注入して供試体を飽和させる。その後、鉛直応力を所定の値まで段階的に増加させる。不飽和土の場合は、所定の鉛直応力に達した後に、所定の空気圧を加えて排水量が一定となるのを確認した後にせん断する。

六甲山で採取したまさ土(物理特性の詳細は、澁谷ら2008, 原ら2008を参照)を用いた鉛直応力一定の一面せん断試験結果を報告する。最適含水比は約11%である。

図6は、三軸セルを用いて測定した体積含水率~サクシジョン関係、いわゆる水分特性曲線である。鉛直応力を10、20、30、40、50および100kPaと段階的に変化させたときの乾燥過程における関係を示している。図中の実線は、Fredlund and Xing(1994)の提案式を用いたfitting曲線である。定圧領域において、両者の関係は鉛直応力にあまり影響を受けず、供試体が乾燥するにつれサクシジョンが増加することが分かる。

図6 まさ土の体積含水率~サクシジョン関係

図7および図8は、それぞれ飽和状態および空気圧100kPaを与えたときの結果である。それぞれの実験におけるせん断応力~鉛直(全)応力関係、せん断応力~水平変位関係、水平変位~鉛直変位関係を示している。

- ① 飽和供試体では、鉛直応力50kPa以下の定圧域において、 $\phi=37.5^\circ$ および $c=0$ である。
- ② 不飽和供試体(空気圧100kPa)では、飽和供試体と比較して、同じ鉛直応力に対してせん断強度が大きくなり、ダイレイタンスー量も大きくなる。

①から、本試験装置を用いると一般の盛土の安定解析で対象となる低圧下におけるせん断強度の圧力依存性の詳細が測定可能なが分かる。一方、②の事実は、紛れもなくサクシジョン効果によるせん断強度の増加である。せん断強度に及ぼすサクシジョンの影響を定量的に評価するためには、式2,3を用いる。

(a) $\sigma_v \sim \tau$ 関係

(b) $d_h \sim \tau$ and $d_h \sim d_v$ の関係

(a) $\sigma_v \sim \tau$ 関係

(b) $d_h \sim \tau$ and $d_h \sim d_v$ の関係

図7 飽和供試体の一面せん断試験結果

図8 不飽和供試体の一面せん断試験結果

図9 せん断強度～サクション関係

図10 せん断強度の実測値と推定値の比較

図9に、測定したせん断強度 τ_{max} をサクシオンに対してプロットしている。空気圧を 0, 50, 100kPa と一定に変化させた3シリーズの実験を実施しているが、一面供試体のせん断面付近のサクシオンが供試体の境界で与えたサクシオンと等しい保障はないため、図9に示したサクシオンは、水分特性曲線から求めた値を用いている(図6参照)。図10から、 $\tau_{max} / (\sigma_v + p_0)$ の値は、 $(\sigma_v + p_0)$ によらずほぼ一定値を示すことが分かる。含水状態の異なる飽和・不飽和砂質土の一面せん断強度は、全応力+サクシオン応力(p_0)を用いて整理すると統一的に説明できるようである。

3. 3 微小ひずみでのせん断弾性係数G

試体に作用する。排水経路は排水用ビュレット(⑩)を通じて大気開放されているため、セル圧が供試体に対するサクシオンである。ペデスタルには空気侵入値(AEV)が500kPaのセラミックディスク(⑦)が設置されている。

本試験機では载荷キャップに送信用ベンダー要素 BE が、ペデスタルに受信用 BE が装着されており、せん断弾性波速度 V_s は次式によって求めることができる。

$$V_s = L / \Delta t \quad (5)$$

ここで、 L はせん断弾性波の伝播距離、 Δt は伝播時間である。

図11 不飽和土用せん断弾性波速度測定装置の概要

図11は、神戸大学で開発した不飽和土のせん断弾性波速度測定装置の概要である(川尻ら, 2008)。試験中のデータの取り込みおよび制御は全てパーソナルコンピュータ(図中⑱)によって自動化されている。軸方向の応力は電空変換機(⑮)に接続されたペロフラムシリンダー(①)を用いて制御している。供試体の吸排水はビュレット(⑩)の水位に反映され、差圧計(⑬)によって測定する。しかし、不飽和土の場合、ビュレットで測定された吸排水量が体積変化量とは異なるため、体積変化は、载荷軸の変位をダイヤルゲージ(③)によって計測した軸変位により供試体径(60mm)を一定として計算している。载荷キャップにはポーラスメタル(⑥)が埋め込まれており、与えたセル圧が間隙空気圧として供

G は次式により算定する。

$$G = \rho_t \cdot (V_s)^2 \quad (6)$$

ここで、 ρ_t は土の湿潤密度である。

図12は、 α_e を一定に保ちながらサクシオン s を段階的に増加させたときの $e \sim \ln(\alpha_e + s)$ 関係と $e \sim \ln G$ 関係であり、粘性土(DL-Clay)と六甲山まき土の結果をそれぞれ示している。 $e \sim \ln(\alpha_e + s)$ 関係と $e \sim \ln G$ 関係は類似であり、 $(\alpha_e + s)$ と G は e の減少とともにほぼ線形に増加している。つまり、粘土でも砂でも不飽和土の G と $(\alpha_e + s)$ は良い対応関係にある。

図1-2 BE試験より得られた各 σ_v における $e \sim \ln(\sigma_v + s)$ 関係および $e \sim \ln G$ 関係
(a) : DL-Clay, (b) : 六甲山まさ土

一般に飽和（あるいは乾燥）した地盤材料の G は次式のような間隙比と有効応力をそれぞれ独立変数（パラメーター）とした関数の積からなる関係式で表現されることが多い（Hardin and Richart, 1963, Hardin and Black, 1969）。

$$\frac{G}{P_r} = A \cdot f(e) \cdot \left(\frac{p'}{P_r} \right)^n \cdot (OCR)^k \quad (7)$$

ここで、 A は実験定数、 $f(e)$ は間隙比関数、 p' は平均有効主応力、 OCR は過圧密比であり、 P_r は無次元化するための基準応力、 n 、 k は指数である。

図1-3に、Shibuya and Tanaka (1996) が提案した $f(e) = e^{-1.5}$ を用いて G を定式化している。せん断強度の定式化の場合（式2参照）と同様に、 G は全応力による成分とサ

クションによる成分を足し合わせた形で表現できそうである。ただし、強度の場合とは異なり、サクシオン応力ではなくサクシオンそのものの値を用いて、次式で定式化できそうである。

$$\frac{G}{P_r} = A \cdot e^{-1.5} (\sigma_v^n + s^m) \quad (8)$$

この式は、微小ひずみでのせん断弾性係数 G は、含水状態によらず全応力の増加に対して指数的に増加し、同様にサクシオンの増加に対しても全応力の値によらず指数的に増加することを意味する。今回用いた2種類の試料では、土質の違いによらず、前者と後者の影響を示すパワーは、それぞれ $n=0.67$ 、 $m=0.65$ とほぼ等しかった。

③ M 値の増加は、 I_s の増加傾向と一致する。

図 1-3 不飽和土の G の定式化

4. 事例研究 一古砂丘の安定性の評価

著者らの研究グループでは、平成 20 年に京都府北部にある砂丘の安定性に関する地盤調査・室内実験を実施した。この事例研究で用いた手法は、既存盛土の安定性の評価に活かすことができると考え、以下に紹介する。

調査地は京都府京丹後市網野町に実存する砂丘である。図 1-4 は調査地周辺の平面図である。建物の背後には急勾配斜面が形成されていることがわかる。急斜面の一部では、崩壊した土砂が家屋に押し寄せており、崩壊土砂が家屋を直撃する虞がある (図 1-5)。

まず、傾斜角 34° の急斜面において、表面波探査により P 波速度および S 波速度を測定を実施した (図 1-4 参照)。図 1-6 に、S 波速度 I_s および P 波速度 I_p の分布を示す。図中には、水平距離 40m 地点で行ったボーリング調査による M 値の分布を示している。僅か 1 日の調査から分かったことは、

図 1-4 調査地の古砂丘

- ① 斜面の P 波速度が水の P 波速度よりも小さいことから、斜面内に地下水位は存在しないであろう。
- ② 地表面から約 2.5m 程度までは $I_s = 120$ m/s 以下のゆるい層がある。深度とともに斜面に沿うように I_s が拘束圧の影響で次第に大きくなっていると推定される。おそらく、一様でセメンテーションのないきれいな砂が厚く堆積しているであろう。

①に関しては、別途実施したボーリング調査から、地下水面は宅地面下の 3 m 程度付近にあることが確認されている。②に関しては、つぎに述べる原位置試験と室内ベンダー要素実験で確認した。いずれにせよ、表面波探査の工学的価値は、非破壊で迅速に地盤の堆積状況を面情報として得られる点にある (澁谷ら, 2004)。

図 1-5 砂丘下にある民家

図 1-6 S 波 (上) と P 波 (下) の構造

まず、水平距離40mの地点で実施したボーリング調査(図16参照)および密度検層から以下の情報を得た。

- ① 斜面から深さ25m付近まで、きれいな砂(平均粒径0.4mm程度、均等係数:1.5~2.0)が一様に堆積している(図17)。
- ② 斜面から14mの深さまで、含水比は約8%と一定である。
- ③ 湿潤密度は斜面表面付近で約1.36g/cm³であり、深さとともに増加して、15m付近で1.80g/cm³であった(図18)。

図17 砂丘の砂の粒度分布曲線

図18 密度検層による湿潤密度

つぎに、これらの限られた地盤情報から、極限つりあい法による砂山の安定解析に必要な強度定数(c , ϕ)を求めなければいけない。

そのためには、乱した試料を用いて原地盤の強度を推

定することの正当性を確認する必要があった。そこで、圧密ベンダー試験装置(図11参照)を用いて、原地盤の砂山にはセメンテーションがないことを確認した。室内試験で得られるのは G_{th} であり、表面波探査では斜面の傾斜角に応じて G_{th} と G_{hh} の間にある。図19は、三軸ベンダー試験装置(Kawaguchi et al., 2007)を用いた G の異方性の測定結果である。この結果より、室内試験結果と現場探査結果比較において、異方性の影響は小さいことが分かった。

図19 Gの異方性

図20は、表層部の深さ3m付近から採取した乱した砂試料を用いた室内BE試験結果であり、人工的なセメンテーション(石膏を重量比2%で混入)を付加した試料の同様の結果および表面波探査結果と比較している。3者間で密度~鉛直応力関係に大差はない。一方、セメンテーションのない砂と表面波探査の I_s は近い値であるが、鉛直応力が50kPaより小さい領域において、人工的なセメンテーションを付加した試料の I_s が極端に大きいことが分かる。これは、石膏を混合したことによって砂粒子間に付着力が発生した化学的なセメンテーション(粒子間付着力)効果によるものと考えられる。さらに鉛直応力が100kPa以降になると I_s および ρ_a ともに原位置と室内BE試験結果にほぼ一致する。拘束圧の増加による化学的セメンテーションが損傷を受け、セメンテーションのない状態に遷移したためと解釈できよう。原地盤の密度および含水比を等しくした乱した試料の I_s の拘束圧依存性が現場と一致することから、砂山にセメンテーションはなく、乱れた試料を用いた室内試験から力学特性を求めても問題がないと判断した。

図21は、表層部の深さ3m付近から採取した乱した試料を含水比0%と8%(=現場の含水比)に調整した供試体の一面せん断試験結果である。 $\phi=32^\circ$ は納得できるとして、粘着力の差は微妙である。含水比8%の供試

図 20 原位置および室内 BE 試験から得られた $\sigma_v \sim V_s$ 関係および $\sigma_v \sim \rho_d$ 関係の比較
(a) : $\sigma_v \sim V_s$ 関係, (b) : $\sigma_v \sim \rho_d$ 関係)

図 21 定圧一面せん断試験結果 (表層 3 m 付近)

体群の結果に対して, $c=2\text{kPa}$ を求めた根拠を以下に説明する.

図 22 に示すように, 斜面の上部にある湿った水平砂地盤を鉛直に掘削し, 式 9 に示す限界高さ H_c (m) 測定し, 一面せん断試験結果から求めた内部摩擦角 $\phi=32^\circ$, 現場測定から求めた単位体積重量 γ_t (kN/m³) を代入することにより, 粘着力 c を求めた.

$$H_c = \frac{4c}{\gamma_t} \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad (9)$$

ここで, H_c : 限界高さ (m)
 c : 粘着力 (kPa)
 γ_t : 単位体積重量 (kN/m³)
 ϕ : 内部摩擦角 ($^\circ$)

図 22 限界高さ

図 23 テストピットのすべり破壊の様子

図 23 に示すように, テストピットを 0.3m ずつ深さ方向に孔壁がくずれるまで掘削した結果, $H_c=1.1$ (m) となり, 式 9 より $c=2.0$ kPa が得られた.

図 24 は, 別途サクシオン計を用いて測定した砂山のサクシオンと含水比の分布である. なお, 式 3 にサクシオンの平均値 $s=3\text{kPa}$, $\phi_{\text{net}}=32^\circ$ (一面せん断試験, 図 21 参照) を代入したところ, $c=2\text{kPa}$ が得られた.

図 24 含水比とサクシオンの測定結果

砂山は15m付近まで含水比8%で一定であるため、サクシオンも一定(約3kPa)、 c も一定($c=2\text{kPa}$)と判断した。さらに、初期間隙比を変えた一連の定圧一面せん断試験を実施し間隙比 $e \sim \phi$ の関係を求めた。そして、密度検層から得られた密度の変化(図18の実線)に対応する e と ϕ の関係を図25に示すように求め、この関係を用いて無限長すべりを仮定した当該斜面の安全率 F_s を求めた。図26では、粘着力を2kPa(現況)、1kPa、0kPa(完全乾燥あるいは完全飽和状態)に変化させた場合の F_s を表土層深 $H(\text{m})$ との関係で示している。この図から、以下の事柄が分かる。

無限長斜面のすべり破壊モード

- ① 調査した斜面(傾斜角 34°)が、表層部の内部摩擦角が 32° (ちなみに、安息角も 32°)であるにもかかわらず崩壊が生じていないのは、わずかなサクシオン(2kPa)のお陰である。
- ② 砂山が飽和して粘着力が現状よりも小さくなると安全率はどんどん小さくなる。
- ③ 砂山が完全に飽和化あるいは完全に乾燥してサクシオンがゼロになるだけで表層崩壊が生じる。

この調査事例から学んだ教訓は、不飽和状態にある盛土斜面の安定(図2参照)にとって、サクシオン効果による微小な粘着力が斜面の安定性を大きく左右することである。

一方、微小な粘着力を室内試験で測定するのは困難であるから、原地盤のサクシオン、含水比および密度を測定し、現場の密度と含水比に調整した乱した試料を用いた一面せん断試験により内部摩擦角 ϕ を求め、式3あるいは原地盤の自立高さから粘着力を求める方法が有効である。ここで、表面波探査等による現場測定と現場の密度と含水比に調整した試料を用いた室内測定による V_s が一致すれば、原地盤にセメンテーションがないことが推定され、乱れた試料を用いた室内試験結果の有効性が担保されよう。

図25 調査した砂丘斜面の間隙比と ϕ

図26 調査した砂丘斜面の安全率
 $c=2\text{kPa}$ (上), $c=1\text{kPa}$ (中), $c=0$ (下)

5. ジオシンセティックス排水材を用いた盛土防水工

不織布を巻いたジオシンセティックス排水材の研究の歴史は古い（例えば、Ling et al., 1989）。地盤に使用する排水材としては、所定の通水性能が保証されている、一般の地盤材料と比較して調達が容易で運搬コストが低い、等の利点がある反面、土中で使用した場合の拘束圧や目詰まりの影響による通水性能の低下といった今後の研究課題もある。

図 27 プラスティックドレーン材の通水性能試験（三井ら，2008）

図 27 は、ジオシンセティックス排水材の通水試験の様子である（三井ら，2008）。排水材を砂で挟んでエアバッグにより圧力を加えている。2種類の砂質土を用いた実験より、高圧力下では砂粒がプラスチックの芯材に食い込み通水性が低下するが、その程度は、芯材の強さ（高剛性が良い）と不織布の変形特性（ピーンと張った布が良い）に依存する、ところまで分かっている。今後の研究課題は、長期に亘る目詰まり、土粒子の一次的性質（粒径、粒度分布、粒子形状）等が排水性能に及ぼす影響の評価である。

冒頭に紹介した、養父での道路盛土の崩壊事例から得た教訓は、「盛土崩壊を防ぐためには、盛土内および周辺への雨水の浸透および帯水を許さないこと」、であった。著者らの研究グループは、盛土を囲むようにジオシンセティックス等の排水材をL型に配置し、鉛直に設置した排水材で受けた盛土背面からの浸透水を盛土底部に水平に設置した排水材に流すことにより盛土外へ速やかに排出させる「L型排水盛土防水工」を提案している。

「L型排水盛土防水工」の理論と模型地盤を用いた数値シミュレーションの結果および実物大試験盛土による検証実験の結果は、それぞれ本論文集に掲載されている澁谷ら（2008）、原ら（2008）に詳しく紹介されている。

この工法は、従来の盛土内に設置した排水工とは異なり、盛土内への浸水を防ぎながら盛土外へ速やかに排水する「盛土防水工」の発想に特徴がある。現状では、盛土の排水促進のためにジオシンセティックス排水材を水平方法に層状に敷設して用いている。このように配置した場合、設計者の意図に反して排水材があたかも水路（みずみち）となって盛土背面の浸透水を盛土内に呼込

んでしまうケースがある。一方、L型配置では、鉛直排水材は上流側の地下水は受け入れるが下流側は不透水となっている。矢板などの単なる遮水材と異なり、盛土背面での帯水を許さないためである（図 1 参照）。したがって、盛土背面からの浸透水を下方の水平排水材に落として底部から速やかに盛土外へ排水させる効果を期待できる。なお、水平排水材は、盛土底部からの浸透水に対応できるよう上下への通水を許す構造となっている。コスト面（即ち、使用する排水材の総長および単位長さ当たりの排水効果）からも、水平層状配置と比較して、L型排水の方が有利である。

図 28 は、L型排水材を設置したときの防水領域での水位上昇抑制効果に関する簡易予測式である（Saito et al., 2008）。無次元量 α , β , γ は、地盤と排水材の透水係数および排水材の配置により決まる。不飽和浸透流数値シミュレーションから得られた結果と近似式による予測値とは概ね一致しており、L型排水盛土防水工の設計において、この近似式を用いることにより、盛土内の最大地下水位 h の近似値が精度良く求められる。

ジオシンセティックス排水材による水位上昇抑制効果

図 28 「L型排水盛土防水工」の防水効果（Saito et al., 2008）

ジオシンセティックス排水材を用いた盛土防水工のアイデアを実務で役立ちそうなレベルまで昇華するためには、現状において少なくとも以下の3つの問題点をクリアする必要がある。

- ① ジオシンセティックス排水材の開発：長期に亘る目詰まり、土粒子の一次的性質（粒径、粒度分布、粒子形状）等が排水性能に及ぼす影響を評価
- ② 盛土材料（飽和＋不飽和状態）の透水・変形・強度特性の解明：降雨時および地震時の盛土の挙動の予測のために、多様な盛土材料の透水特性および広範囲のひずみでの単調・繰り返し载荷時の変形・強度特性に及ぼす密度、拘束圧、サクシジョンの影響を評価
- ③ 現場試験盛土の挙動の観測と数値シミュレーション：浸透実験により試験盛土の変形・破壊現象を

観察し、数値シミュレーションにより盛土の安定性・浸透特性を評価

また、地下水位の状況に応じた盛土の安定性を考慮（図2参照）しながら、ジオシンセティックス排水材に必要とされる排水性能や配置を検討しなければならない。また、施工性なども考慮し、扱いやすく排水効果に優れた盛土防水工法、さらには、補強土壁工法と併用することにより、地震・豪雨に対してより強固で低コストの盛土防水工法の開発を目指す必要がある。

図29は、ジオシンセティックス排水材を活用した各種の盛土防水工のイメージである。既存の盛土の防水には、③のように盛土を囲う形で排水材（あるいは排水層）を設置する方法が考えられる。また、新たに築造する谷埋め盛土では、レキ暗渠にジオシンセティックス排水材を鉛直に配置し、地下水をジオシンセティックスで面的に受けて暗渠に落とす方法も考えられる。

6. まとめ

盛土の変状あるいは崩壊を防ぐためには、盛土内および周辺への雨水の浸透および帯水を許さないことが最も重要である。「盛土が水で飽和あるいは完全に乾燥していないこと」が、豪雨・地震に強い盛土にとっての必要条件である。

盛土の崩壊メカニズムの解明には、不飽和土の力学の理論と実験が不可欠である。常時に不飽和状態にある盛土内へ雨水が浸透し飽和度が上昇すると、飽和領域および遷移領域のサクションが減少し、せん断抵抗力が低下することが原因で、すべり破壊が生じる。不飽和土のせん断強度に及ぼすサクションの影響は、含水状態に王して、鉛直応力によらず一定の見かけの粘着力の増加をもたらす（式2、3参照）。微小ひずみでのせん断弾性係数 G に関しても同様に、サクション応力に応じて指数的に増加することが分かった（式8参照）。

本論文で紹介した砂丘の調査事例から明らかのように、不飽和状態にある盛土にとっては、サクション効果による粘着力が常時において例えば数kPaと小さな値であってもその影響は決して無視できない。微小な粘着力を室内せん断試験で正確に測定するのは困難であるから、原地盤のサクション、含水比および密度を測定し、現場の密度と含水比に調整した乱した試料を用いたせん断試験（例えば、一面せん断試験）により内部摩擦角 ϕ を求め、式3あるいは原地盤の自立高さから粘着力を求める方法を推奨する。ここで、表面波探査等による現場測定と現場の密度と含水比に調整した試料を用いた室内測定によるせん断弾性波 V_s が一致すれば、原地盤にセメンテーションがないことが推定され、乱れた試料を用いた室内試験結果の有効性が担保される。

ジオシンセティックス排水材を用いた盛土防水工は、降雨による盛土表面および背後からの浸透水を速やかに盛土防水領域外へ排出するのが基本的な考えである。砂

①腹付けあるいは拡幅道路盛土の防水

②谷埋め盛土の防水

③既存および新設の大規模宅地盛土の防水

図29 ジオシンセティックス排水材を用いた各種の盛土防水工

丘の調査例からも明らかなように、地下水面が絶えず砂質土盛土の底面より下方にあれば、盛土内の含水比は一定値となり（適度に湿った状態となり）、相応のサクシオンが維持される。これは、極めて低コストの盛土安定化対策であると同時に、盛土背面の帯水を許さないため水圧による崩壊も回避できる。

今回盛土防水工の3種類の用途を紹介（図2-9参照）したが、他にも多くのバリエーションが考えられよう。一方で、土中でのジオシンセティックス材の排水性能、施工性、等、今後の検討課題も山積している。

謝辞

本論文の作製にあたって、不飽和土の力学挙動に関して神戸大学の加藤正司准教授との議論が大変参考になった。また、砂丘の調査事例は、（財）建設工学研究所の2008年度の受託研究として実施し、結果の取りまとめには神戸大学鳥居宣之助教、蔡鍾吉研究員から多大な協力を頂戴した。不飽和土の一面せん断試験結果は、金兼洙氏の博士研究の一環として実施したもので、未発表のデータが含まれている。また、一連の浸透解析には、神戸大学の齋藤雅彦助教が独自に開発したプログラムを使用している。神戸大学修士学生の川尻峻三氏には、図面の作成で手を煩わせた。本研究の実施にあたっては、文部科学省科学研究費補助金基盤研究B「豪雨・地震時における道路補強盛土の安定性の総合評価システムの構築」

（研究代表者：澁谷啓，H19-20年実施，課題番号：19360214）および太陽工業㈱との共同研究：「土中におけるジオシンセティックス材料の通水性能に関する研究」（研究代表者：澁谷啓，H18-20年）の支援を受けた。これら諸々の方々のご協力ならびにご支援に心から感謝します。

参考文献

- 1) Bishop, A.W. : The principal of effective stress, *Norwegian Geotechnical Institute*, No.32, pp.1-5, 1960.
- 2) Fredlund, D.G., Morgenstern, N.R. and Gan, J.K.M.: The shear strength of unsaturated soils, *Canadian Geotechnical Journal*, 15(3): 313-321, 1978.
- 3) Fredlund, D.G., and Rahardjo, H.: The role of unsaturated soil mechanics in geotechnical engineering, Invited Lecture, Proc. of the 11th South East Asian Geotechnical Conference, (Singapore) 1993.
- 4) Fredlund, D.G. and Xing, A.. Equations for the soil-water characteristic curve, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 31, No. 4, pp. 521-532, 1994.
- 5) 原健二・澁谷啓・齋藤雅彦・鳥居宣之・蔡鍾吉・榎尾孝之：ジオシンセティックスを用いた L 型排水盛土防水工-実物大実験による評価，第 2 3 回ジオシンセティックスシンポジウム論文集, 2008. (印刷中)
- 6) Hardin, B.O. and Richart, F.E. Jr. : Elastic wave velocities in granular soils, *Journal of SMF Div., ASCE*, Vol.89, No.SM1, pp.33-65,

- 1963.
- 7) Hardin, B.O. and Black, W.L. : Vibration modulus of normally consolidated clay, *Journal of SMF Div., ASCE*, Vol.95, No.SM6, pp.1531-1537, 1969.
- 8) 地盤工学会：平成 16 年台風 23 号による関西圏地盤災害調査報告書, 2005.
- 9) Karube, D. and Kato, S.: An ideal unsaturated soil and the Bishop's soil, Proc. 13th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engng., New Delhi, Vol.1, pp.43-46, 1994.
- 10) 軽部大蔵・加藤正司・浜田耕一・本田道識：不飽和土の間隙水の状態と土塊の力学的挙動の関係について，土木学会論文集, No.535/III-52, pp.83-92, 1996.
- 11) Kawaguchi, T., Yamashita, S. and Shibuya, S. : Inherent and stress-induced anisotropy of elastic shear modulus for soils, Proc. of the 13th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, New Delhi, 2007.
- 12) 川尻峻三，加藤正司，川口貴之，澁谷啓：ベンダーエレメントによる不飽和土のせん断弾性係数 G の測定と評価，応用力学論文集, Vol.11, pp.435-442, 2008.
- 13) Ling, H.L, Wu, J.T.H, Nishimura, J. and Tatsuoka, F. In-plane hydraulic conductivity of geotextiles, *4th Geosynthetics symposium*, The Japan Chapter of the International Geosynthetics Society, pp.56-63, 1989.
- 14) 三井仁哉・原健二・三宗桂司・蔡鍾吉・澁谷啓：面内方向通水性能試験装置を用いたジオシンセティックス排水材の土中での通水性能評価，第 2 3 回ジオシンセティックスシンポジウム論文集, 2008. (印刷中)
- 15) 沖村孝・二木幹夫・岡本敦・南部光弘：兵庫県南部地震による宅地地盤被害と各種要因との関係分析，土木学会論文集, No. 623/IV-43, pp. 259-270, 1999.
- 16) Saito, M., Shibuya, S., Mitsui, J. and Hara, K.: L-shaped geodrain in embankment -model test and numerical simulation-, Proceedings of the 4th Asian Regional Conference on Geosynthetics in Shanghai, China, pp.428-433, 2008.
- 17) Shibuya, S. and Tanaka, H. : Estimate of elastic shear modulus of Holocene soil deposits, *Soils and Foundations*, Vol.36, No.4, pp.45-55, 1996.
- 18) Shibuya, S., Mitachi, T. and Tamate, S.: Interpretation of direct shear box testing of sand as quasi-simple shear, *Geotechnique*, Vol.47, No.4, pp.769-790, 1997.
- 19) 澁谷啓・渡部要一・田中政典・山下聡・林 宏一：ピサの斜塔における遺跡の保守・保全のための地盤調査技術，土と基礎, 6, 35-37, 2004.
- 20) Shibuya, S., Kawaguchi, Tandy Chae, J.-G. : Failure of reinforced earth as attacked by Typhoon No.23 in 2004, *Soils and Foundations*, 47-1, pp.153-160, 2007.
- 21) 澁谷啓・齋藤雅彦・原健二・榎尾孝之：ジオシンセティックスを用いた L 型排水盛土防水工- 数値シミュレーションと模型実験による評価，第 2 3 回ジオシンセティックスシンポジウム論文集, 2008. (印刷中)
- 22) Vanapalli, S.K., Fredlund, D.G., Pufahl, M.D. and Clifton, A.W.: Model for prediction of shear strength with respect to soil suction, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.33, No.3 pp. 379-392, 1996.

EMBANKMENT FAILURE - MECHANICAL PROCESS & REMEDY-

Satoru SHIBUYA

Graduate School of Civil Engineering, Kobe University, Japan

An embankment failure often occurs in the events of earthquake and/or rainfall attacks. When seepage water flows into a partly-saturated embankment, the loss of matrix suction is seen involved with saturation, which in turn reduces the stiffness as well as the strengths of the fill material. Conversely, many aspects of the mechanical behaviour of partly saturated soil are still unknown. In this lecture, laboratory devices for measuring deformation/strength characteristics of partly saturated soils are in detail described. Effects of matrix suction on the mechanical behaviour of unsaturated sandy soils are discussed. Based on case study into the stability of a dune, site-investigation practice with in-situ and laboratory tests is newly proposed for estimating the stability of embankment. Theory and practical implications involved with “watertight embankment using L-shaped geosynthetic drain”, which has recently been developed by research group at Kobe University are described in depth, together with some applications in practice..