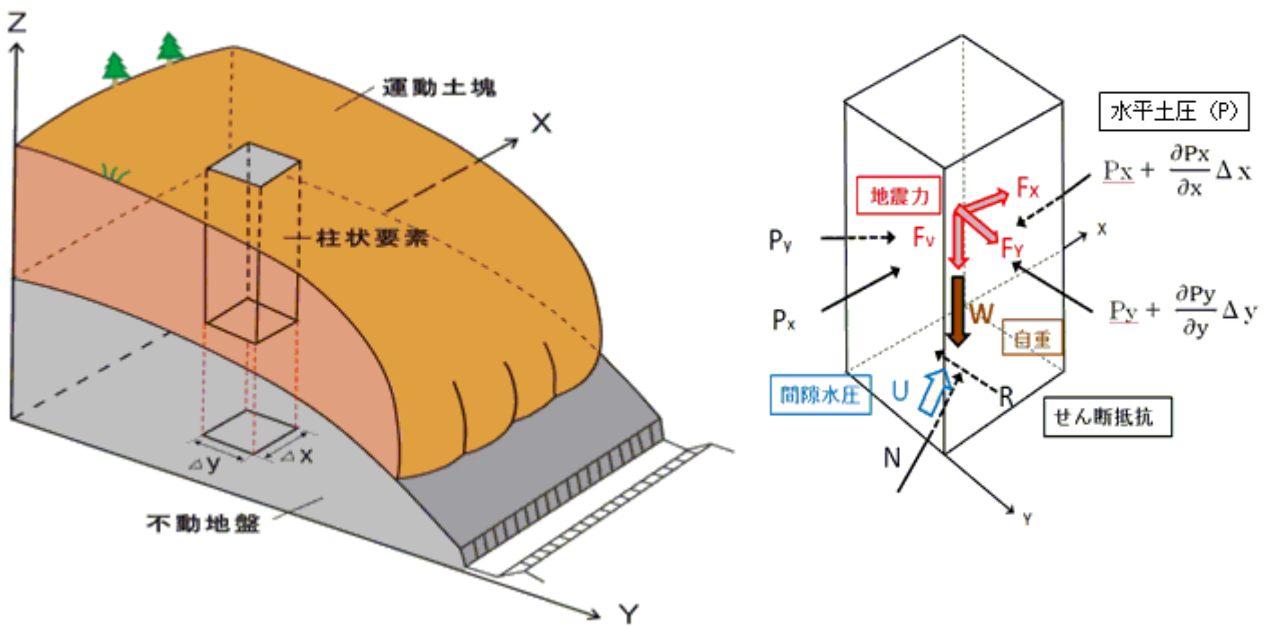


地すべり発生運動統合シミュレーション(LS-RAPID)の概念とパラメータの解説

特定非営利活動法人アイシーエル（国際斜面災害研究機構） 佐々 恭二

1. LS-RAPID の原理

山腹を移動する地すべり土塊の中に柱状の要素を考える。柱状要素にかかる力は、土塊の自重 (W) と土塊の側面に作用する水平土圧 (P)、土中要素の底面にかかる摩擦抵抗 (R)、および不動地盤からの垂直反力 (N)、と地すべりの発生の誘因としての地震力(鉛直地震力 F_v , 水平地震力 F_x , F_y)および土中要素の底面にかかる間隙水圧(U)です。これらの力の合力に比例して、地すべり土塊はある加速度 (a) で加速・減速する。土塊の質量を m として表示すると下記の式 (1) になる。



$$am = (W + F_v + F_x + F_y) + \left(\frac{\partial P_x}{\partial x} \Delta x + \frac{\partial P_y}{\partial y} \Delta y \right) + R \quad (1)$$

a: 柱状土塊の加速度、m: 柱状土塊の質量

せん断抵抗力 (R) は間隙水圧 (U)、垂直力 (N) の効果を含む。

水平土圧 (P) は鉛直地震力 (F_v) の効果を含む。

図1 LS-RAPID の基礎概念と基礎式

斜面勾配は場所によって異なるので、計算はすべての力と変位を水平面上に投影し、水平面上で行う (Sassa 1988)。本シミュレーションに用いる鍵となるパラメータは、摩擦抵抗(R)を決定する運動時に発揮される摩擦係数($\tan \phi a$)、および水平土圧を決定する水平応力 (σ_h) と鉛直応力 (σ_v) の比で表される水平土圧係数 (k) である。水平土圧係数は、運動土塊の変形のし易さを表し、流体では 1.0, 剛体では 0.0、土の場合は 0.0-1.0 の間の値をとる。

式（１）を x 方向、y 方向に分けて表示すると（２）（３）式になる（Sassa K. 1988、佐々 1987）

また、運動中に土量が増減しない（すなわちメッシュ内に流入する土量分(M,N) だけメッシュ内の土塊高さ h が変化し、その総和はゼロ）と仮定することにより、（４）式が得られる。

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(u_0 M) + \frac{\partial}{\partial y}(v_0 M) = gh \left\{ \frac{\tan \alpha}{q+1} (1 + Kv) + Kx \cos^2 \alpha \right\} - (1 + Kv) kgh \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{g}{(q+1)^{1/2}} \cdot \frac{u_0}{(u_0^2 + v_0^2 + w_0^2)^{1/2}} \{h_c (q+1) + (1 - r_u) h \tan \phi_a\} \quad (2)$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(u_0 N) + \frac{\partial}{\partial y}(v_0 N) = gh \left\{ \frac{\tan \beta}{q+1} (1 + Kv) + Ky \cos^2 \beta \right\} - (1 + Kv) kgh \frac{\partial h}{\partial y} - \frac{g}{(q+1)^{1/2}} \cdot \frac{v_0}{(u_0^2 + v_0^2 + w_0^2)^{1/2}} \{h_c (q+1) + (1 - r_u) h \tan \phi_a\} \quad (3)$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0 \quad (4)$$

h : メッシュ内の土塊の高さ

g : 重力加速度

α 、 β : 地表面と X-Z 面、Y-Z 面のなす角度

u_0 、 v_0 、 w_0 : X, Y, Z 方向の速度（z 方向の速度分布を無視して一定とみなしたもの）

M, N : X, Y 方向の単位巾当たりの流量（ $M = u_0 h$, $N = v_0 h$ ）

k : 水平土圧係数（水平土圧と鉛直土圧の比）

Φ_a : 地すべり土塊底面の見かけの摩擦角

hc : 粘着力 c の高さの単位での表示（ $c = \rho g hc$, ρ : 土塊の密度）

$$q = \tan^2 \alpha + \tan^2 \beta$$

$$w_0 = -(u_0 \tan \alpha + v_0 \tan \beta)$$

Kv, Kx, Ky : 鉛直、X 方向、Y 方向の震度係数（地震加速度と重力加速度の比）

1-1. 地震力載荷の基礎式への影響

図2は、重力加速度+鉛直地震加速度(gK_v)と水平地震加速度(gK_x, gK_y)の水平面上での成分を示したものである。重力加速度+鉛直地震加速度が、斜面上の土塊(柱状要素)にかかる時、その鉛直成分は、地盤反力で相殺されて、斜面方向(最大傾斜角 θ)成分のみが残り、その水平成分が土塊を加速させる。そのX方向水平成分、Y方向水平成分は、 $g \frac{\tan \alpha}{q+1} (1+K_v)$ と $g \frac{\tan \beta}{q+1} (1+K_v)$ である。

同様にX方向、Y方向の地震加速度の水平成分は、 $gK_x \cos^2 \alpha$ 、 $gK_y \cos^2 \beta$ になる。

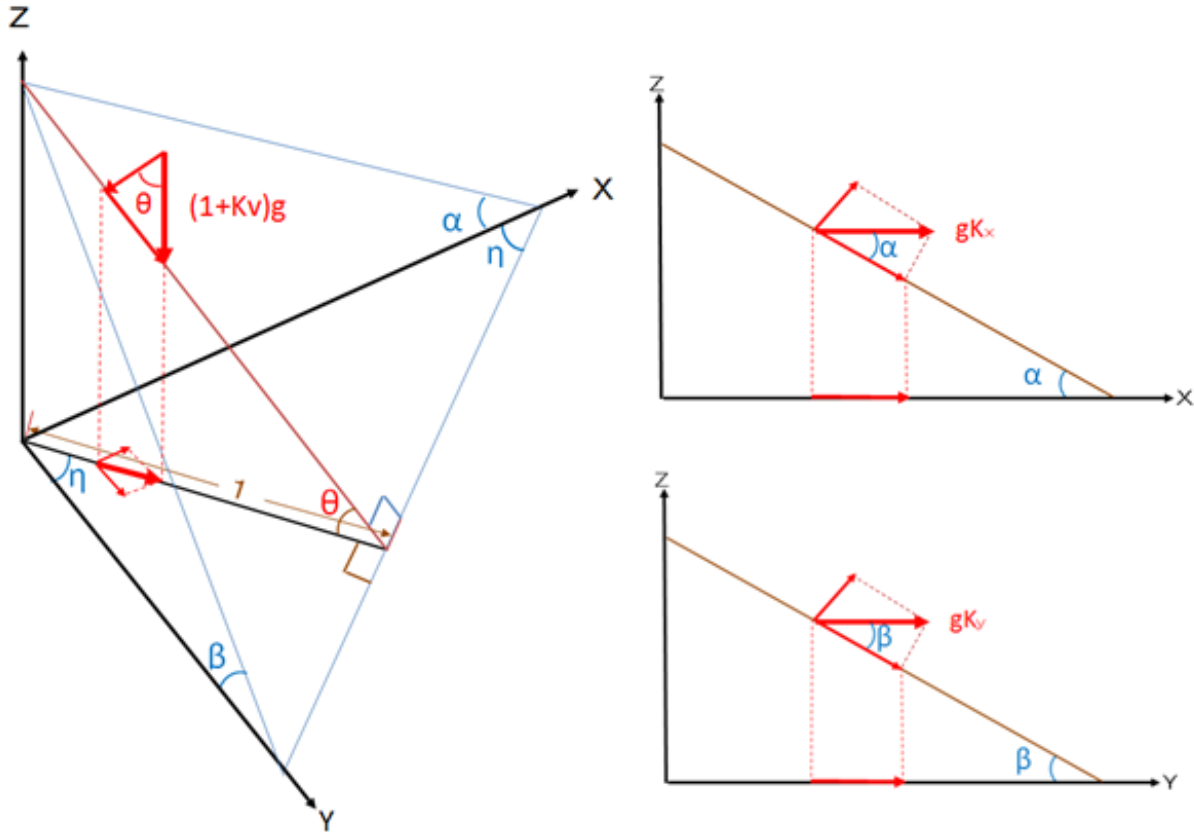


図2 地震加速度(鉛直、X方向、Y方向)の水平面への投影

1-2. 水平土圧係数 k の説明

水平土圧係数(k)は、水平応力(σ_h)と鉛直応力(σ_v)の比($k = \sigma_h / \sigma_v$)である。 k の値としてはJaakey'sの近似式を用いている。(Sassa, 1988).

$$k = 1 - \sin \varphi_{ia} \tag{5}$$

ここで $\tan \varphi_{ia} = (c + (\sigma - u) \tan \varphi_i) / \sigma$

$\tan \varphi_{ia}$: 土塊内部の見かけの摩擦係数。

$\tan \varphi_i$: 土塊内部の有効摩擦係数(土塊底面で発揮される運動時の有効摩擦係数(φ_m)とは必ずしも同じではない。

液状化状態では、 $\sigma = u, c = 0$, then, $\sin \varphi_{ia} = 0$, and $k = 1.0$

剛体(岩盤など)状態では C は大きいので、 $\sin \varphi_{ia}$ は1.0に近くなり k は0に近くなる。

1-3. 見かけの摩擦角 ϕ_a , 粘着力 C , 間隙水圧比 r_u の説明

基礎式(2), (3), (4) は、地すべりの発生過程、運動過程の両方に成り立つが、見かけの摩擦角、粘着力、間隙水圧比は、次の3つの状態、すなわち、1) 破壊までの変形過程（せん断強度の低下開始点以前のせん断変形状態）、2) せん断強度低下終了後の定常状態での運動過程、3) 前記の二つの状態の中間の遷移過程で異なる。この3状態での値は、関連事項を説明の後、式(13), (14), (15)で示す。

鉛直地震動がかかる場合、鉛直応力は土塊の自重+鉛直地震動になり、 $(1+K_v)$ だけ増大するので、水平土圧も変化する。一方、水平地震動は隣り合う柱状要素にほぼ同じ力がかかるので、水平土圧は変化しないとして近似できる。

2. すべり面で発揮される見かけの摩擦係数 ($\tan \phi_a$)

図3を用いて、見かけの摩擦係数 $\tan \phi_a$ の説明を行う。地すべり面に作用する応力が、降雨・地震などの誘因によって変化し、ピーク時の破壊線（摩擦角： ϕ_p ）に到達すると破壊が生じ、地すべりが移動し始める。地すべり移動に伴ってせん断面で過剰間隙水圧が発生し、有効応力が低下し、運動時に発揮される破壊線（摩擦角： ϕ_m ）上の定常状態に達し、変形だけが進行する。この時、下記の関係にある。

$$\tau_{ss} = \sigma_{ss} * \tan \phi_m = \sigma_0 * \tan \phi_{a(ss)} \quad (6)$$

運動時に発揮される見かけの摩擦係数 $\tan \phi_a$ は、定常状態のせん断抵抗（定常状態強度） τ_{ss} とすべり面の初期（水圧ゼロの時）の垂直応力 σ_0 （これはシミュレーションでは、そのメッシュでの土塊の重さによる全垂直応力（ σ ）に相当する）の比で表される。

$$\tan \phi_{a(ss)} = \tau_{ss} / \sigma_0 \quad (7)$$

$\tau_{ss}, \sigma_{ss}, \phi_{a(ss)}$: 定常状態に達している時のせん断強度、垂直応力および見かけの摩擦角

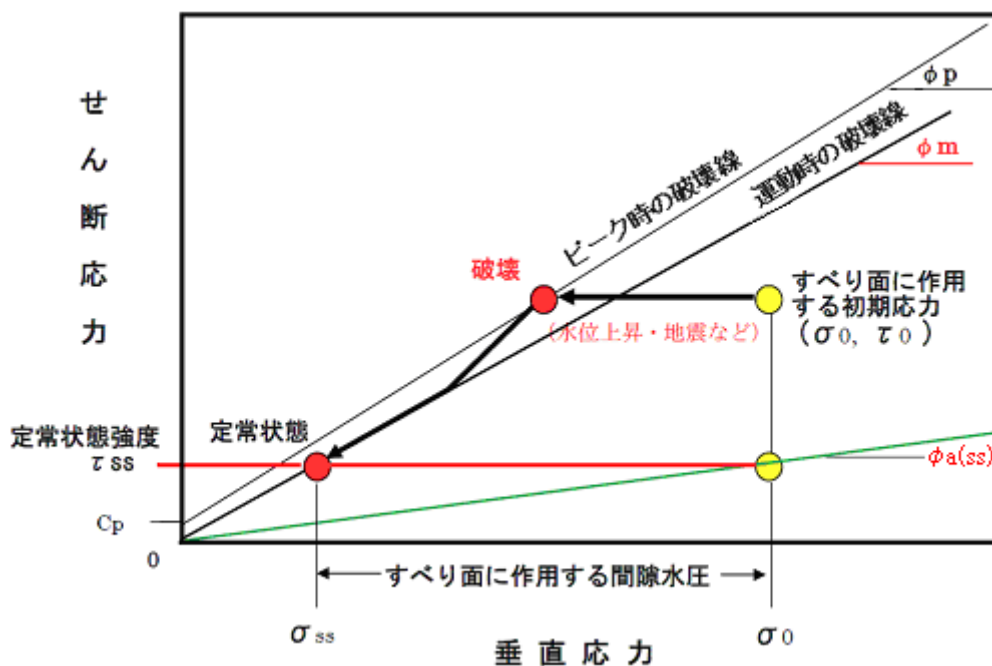


図3 運動時に発揮される見かけの摩擦係数 ϕ_a

2-1. 地すべり発生から運動に至る摩擦抵抗の低下

従来の地すべり運動シミュレーションでは、静止からせん断破壊と地すべり運動開始にいたる過程をシミュレーションすることができなかった。このシミュレーションでは、

- 1) ピーク強度 ($\tan \phi_p$) をもった土層が安定状態で斜面上に存在する初期状態
- 2) 地下水位上昇あるいは地震によって斜面土層内で破壊が生じる過程
- 3) 破壊後の過剰間隙水圧の発生とせん断抵抗が低下する過程
- 4) すべり面が定常状態に達し、地すべり土塊がそれ以上の強度低下なしに運動する過程

をシミュレーションする。

図4は、珪砂の非排水リングせん断試験機の例である。せん断を始めると 1-2mm の変位でピーク強度に達し、10-1000mm 程度でほぼ定常状態に達している。

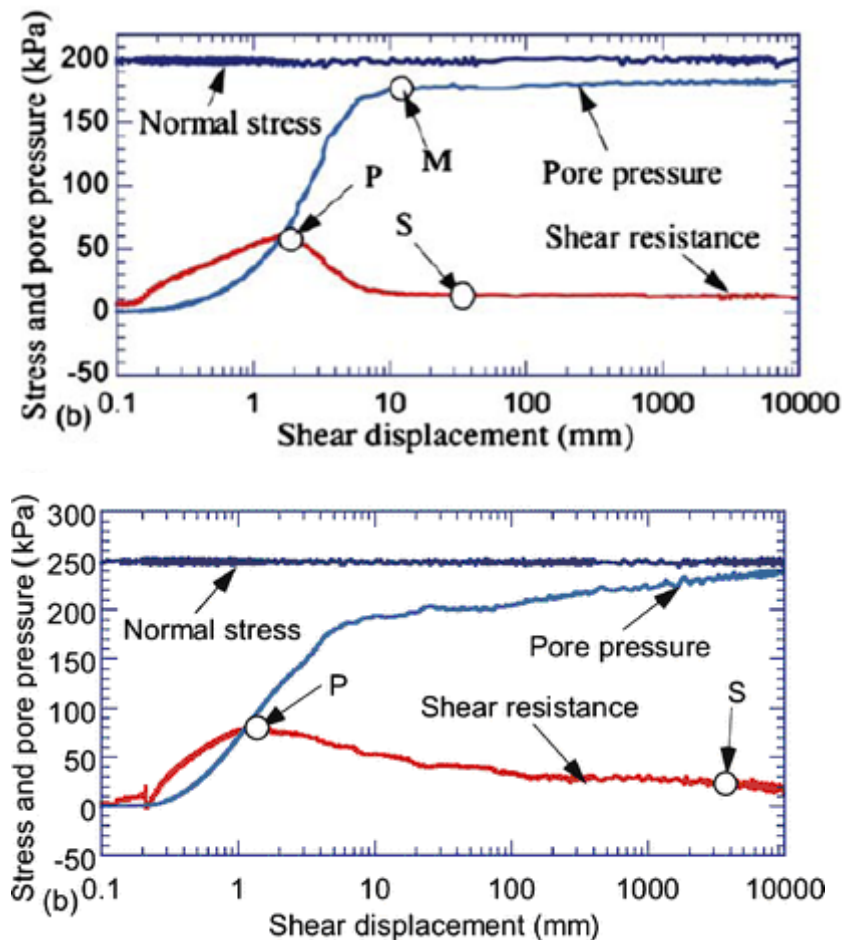


図4 珪砂を用いた非排水リングせん断試験におけるせん断抵抗変化(Igwe, Sassa, Fukuoka, 2004)

この関係を単純化し、図5に示すように DL の移動量まではすべり面で発揮されるピーク時の摩擦角 (ϕ_p) が発揮され、DU の移動量以上では定常状態での見かけの摩擦角 ($\phi_{a(ss)}$) が発揮され、その間是对数表示の直線で近似する。

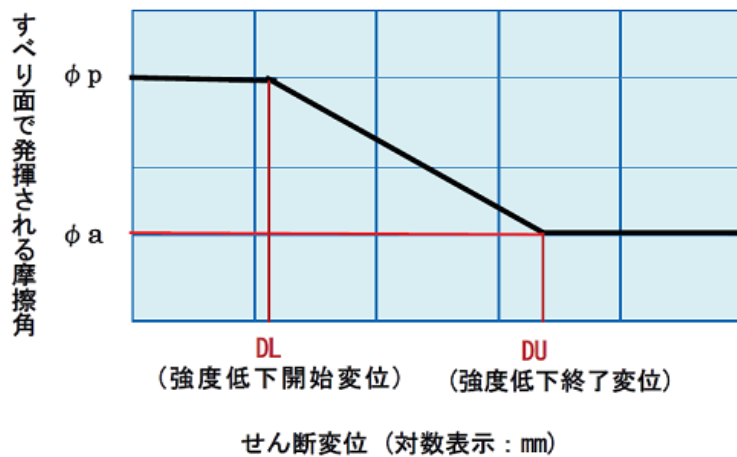


図5 せん断変位に伴う摩擦角の低減モデル

すなわちこのモデルにおいてすべり面に作用する摩擦係数は、下記で表される。

1. せん断変位が DL (破壊時) までの領域: $\tan \phi_a = \tan \phi_p$
2. せん断変位が DL と DU の間の領域: $\tan \phi_a = \tan \phi_p - \frac{\log D - \log DL}{\log DU - \log DL} * (\tan \phi_p - \tan \phi_{a(ss)})$
3. せん断変位が DU 以上の領域 (定常状態): $\tan \phi_a = \tan \phi_{a(ss)}$

2-2. 地すべり土塊の厚さが見かけの摩擦係数に及ぼす影響

図3に示した定常状態強度は、初期の垂直応力の大きさにかかわらず一定値になることが多い。すなわち一定の垂直応力 (σ_{ss}) 以上の応力下でせん断すると粒子が破碎し、過剰間隙水圧が発生し、この垂直応力以下では過剰間隙水圧が発生しないためである。

たとえば図6に示す風化マサ土起源の壊れやすい土粒子からなる大阪層群の場合の試験結果では、初期垂直応力が異なってもすべて同じ定常状態強度に達している。

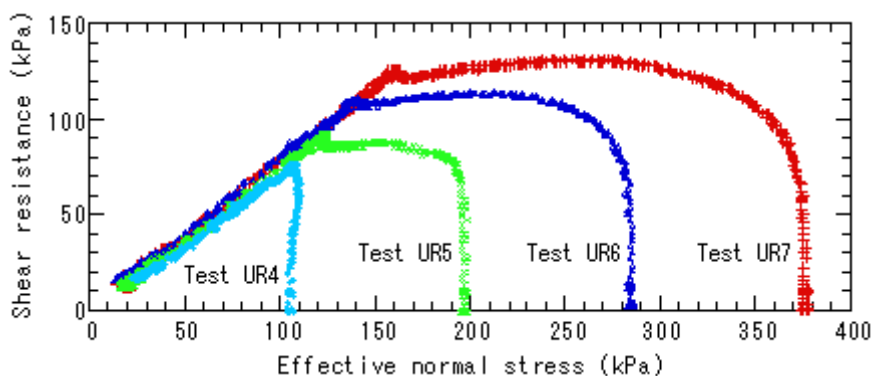


図6 兵庫県南部地震の際に西宮市仁川地すべりが発生した大阪層群の非排水載荷リングせん断試験機の結果 (Okada, Sassa, Fukuoka 2000)

この関係を使うと、図7に示すごとく、地すべり土塊の厚さが大きなところ(A)では、見かけの摩擦角は小さいが、土塊の厚さが小さくなると(B)、見かけの摩擦角は大きくなる。土粒子がそれ以上破壊しない定常状態以下では(C)、発揮される摩擦角は過剰間隙水圧ゼロの場合の運動時の摩擦角(ϕ_m)になる。(Wang F.W., Sassa K. (2002))

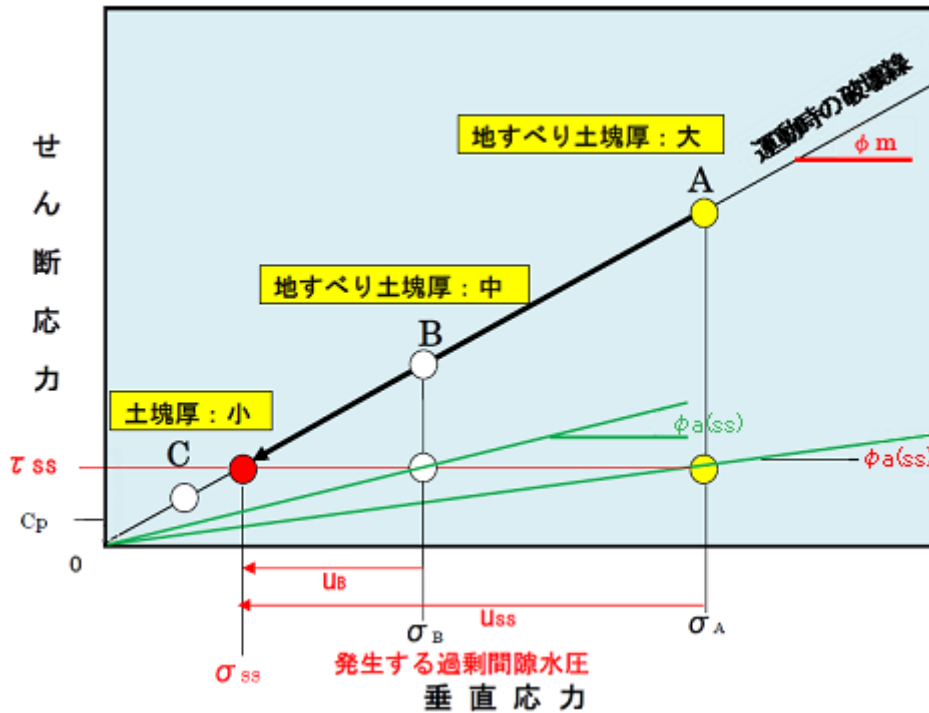


図7 定常状態強度 τ_{ss} と土塊深さ（垂直応力）と見かけの摩擦角の関係

したがって、定常状態で発揮される見かけ摩擦係数は、土塊の厚さ（ h ）の関数であり、式(7)は、式(7a)と表せる。

$$\tan \phi_{a(ss)} = \tau_{ss} / \sigma(h) \quad (7a)$$

ただし、 $\sigma(h) = \rho g h \cos^2 \theta$

2-3. 飽和度と定常状態強度の関係

土塊内部で発生する過剰間隙水圧は、土塊の飽和度によって大きく変わる。土粒子の間を占める流体が、空気と水は土粒子骨格が応力増加を受けて体積収縮する時、空気と水では応力増加の程度が大きく異なる。佐々(1988)は、三軸圧縮試験において拘束圧（ σ_3 ）を増大させた場合の間隙水圧発生率、すなわち過剰間隙水発生パラメータB値（ $B = \Delta u / \Delta \sigma_3$ ）を理論的、実験的に示した（式(8) および図8）。

$$B = \frac{1}{1 + \frac{n}{Cc3} \left\{ \frac{Sr}{100} Cw + \frac{100 - Sr(1 + \alpha B \Delta \sigma_3)}{100} * \frac{1}{u_0 + B \Delta \sigma_3} \right\}} \quad (8)$$

Sr ：飽和度、 n ：空隙率、 $Cc3$ ：土の三次元圧縮係数、 Cw ：水の圧縮係数、 α ：空気の水への浸透係数(Henryの法則)、 u_0 ：大気圧を含む初期間隙水圧、 $\Delta \sigma_3$ ：三軸圧縮試験における拘束圧の増分

リングせん断試験における過剰間隙水圧発生率(B_{ss})と飽和度の関係は、間隙流体の水と空気の比率で決まり、図8と同じく完全飽和で1.0に近くなり、乾燥状態ではほぼゼロになる。リングせん断試験で定常状態までせん断した時、あるいは地すべり運動において定常状態に達した時に幾らの過剰間隙水圧が発生するかを理論的に求めることは難しい。したがって飽和状態（図8の実験と同じくリングせん断試験においても $B_D > 0.95$ ）で実験して得られた定常状態強度を τ_{ss} ($B_{ss} = 1.0$)とする。乾燥状態の場合は、 τ_{ss} ($B_{ss} = 0.0$)であり、部分飽和の場合は、図8に示す飽和時に発生する過剰間隙水圧(U_s)の $x\%$ （図の場合は約60%）の水圧(U_p)に対応する有効応力と運動時の破壊線で決まる定常状態強度になる。

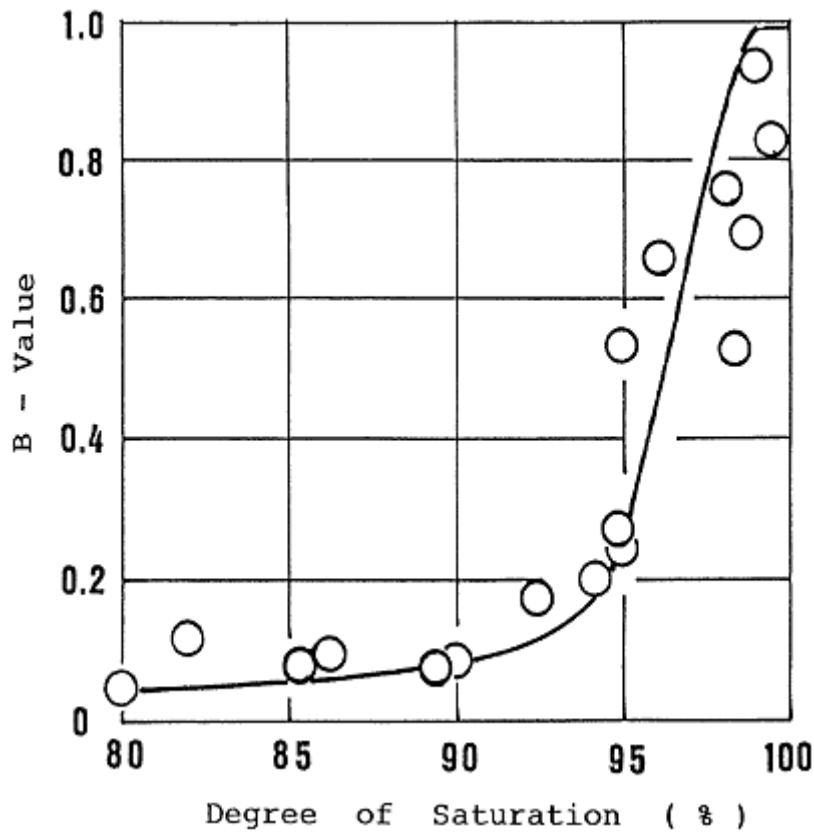


図8 三軸（等方）圧縮試験による1984年の御岳大崩壊の溪床堆積物で計測した飽和度と過剰間隙圧発生パラメーターB ($B = \Delta u / \Delta \sigma_3$) の関係

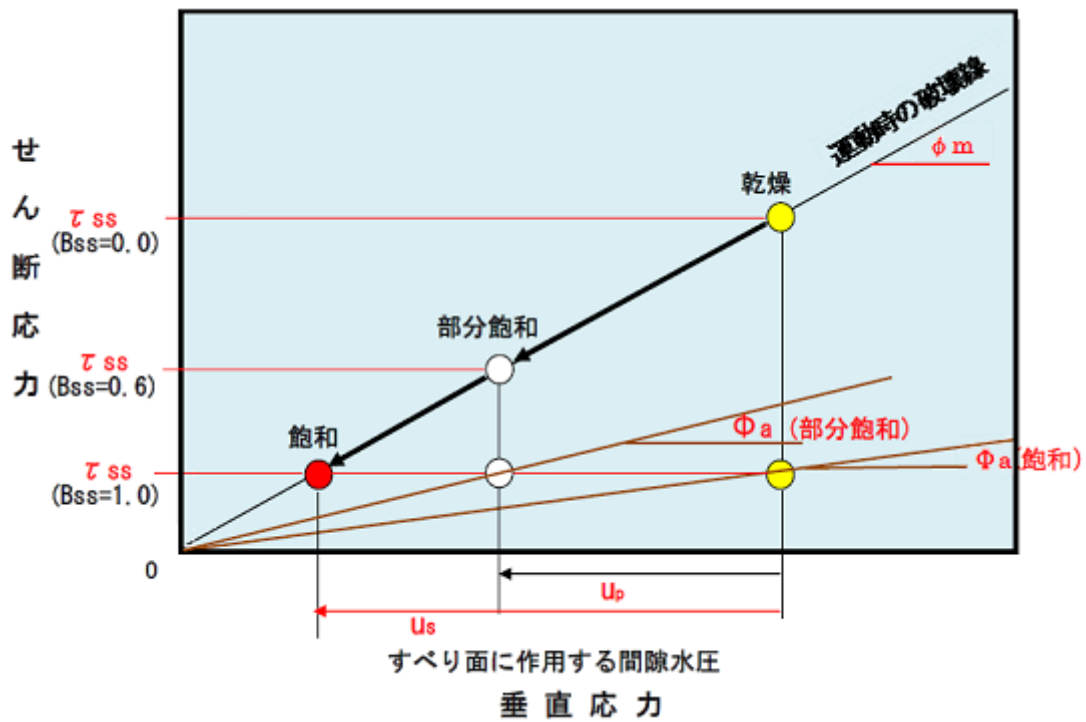


図9 過剰間隙水圧発生率 (Bss) と見かけの摩擦角の関係

上記の図を式にすると、定常状態強度 (τ_{ss}) は、Bss と土塊厚さ h の関数として下記で表せる。

$$\tau_{ss}(h, Bss) = \tau_{ss}(Bss=1.0) + (1-Bss) \{ \sigma(h) \tan \phi_m - \tau_{ss}(Bss=1.0) \} \quad (9)$$

3. 地すべりの発生

3-1. 地すべり発生域でのせん断変位の計算および時間ステップ

地すべり発生域での強度低下は、図5に示すごとく土塊の受けるせん断変位によって生じる。各メッシュ毎のせん断変位の計算は下記のように、各メッシュ内の土塊のX成分速度（U）と時間ステップを累積してX方向成分の変位をもとめ、Y成分速度（V）と時間ステップを累積してY方向成分の変位を求め、その両成分の自乗の和の平方根から累積変位を求めている。

$$D = \left\{ \left(\sum_{i=1}^i U(i) * \Delta t(i) \right)^2 + \left(\sum_{i=1}^i v(i) * \Delta t(i) \right)^2 \right\}^{1/2} \quad (10)$$

また、時間ステップは、定常状態に達するまでは（ $D < DU$ ）， DU に到達するまでに一定の回数（ M ）の計算を行うことを条件として下記の式で時間ステップを決めている。

$$\Delta t = DU / M / (U_{\max}^2 + V_{\max}^2)^{1/2} \quad (11)$$

定常状態の運動に移行してからは（ $D \geq DU$ ），1メッシュあたり（ dx ）一定の回数（ N ）の計算を行うことを条件に下記の式で時間ステップを決めている。

$$\Delta t = dx / N / (U_{\max}^2 + V_{\max}^2)^{1/2} \quad (12)$$

M ， N には、通常 10-20 の値を入れて用いている。

3-2. 間隙圧比とせん断抵抗の変化

- 1) 地すべり発生前の状態では、地すべり発生域（あらかじめ指定）にある土塊に、降雨による水圧上昇に相当する間隙圧比（ r_u ）を徐々に上昇させつつ与える。一方この段階では、せん断に伴う過剰間隙水圧の影響はほとんどないと見なし、せん断抵抗はピーク時の値を維持すると仮定する。
- 2) 定常状態での地すべり運動時には、定常状態強度（ τ_{ss} ）のなかには、（土塊内部での地下水圧上昇に伴う静的な水圧）+（せん断に伴ってせん断面で発生する過剰間隙水圧）の全ての間隙水圧の影響が含まれている。
- 3) その中間の遷移領域では、図5に示す変位の対数で間隙圧比（ r_u ）、せん断強度定数ともに減少すると考える。

すなわち 下記の関係で変化すると見なす。

$$1. \quad D < DL: \tan \phi_a = \tan \phi_p, \quad C = C_p, \quad r_u = r_u \quad (13)$$

$$2. \quad D > DU: \tan \phi_a = \tan \phi_{a(ss)}, \quad C = 0, \quad r_u = 0 \quad (14)$$

$$3. \quad DL \leq D \leq DU: \tan \phi_a = \tan \phi_p - \frac{\log D - \log DL}{\log DU - \log DL} * (\tan \phi_p - \tan \phi_{a(ss)}), \quad C = C_p \left(1 - \frac{\log D - \log DL}{\log DU - \log DL} \right),$$

$$r_u = r_u * \frac{\log DU - \log D}{\log DU - \log DL} \quad (15)$$

4. 地すべりの拡大のモデル化

地すべり土塊の運動経路に不安定土塊が存在する時、しばしばその土塊を巻き込み運動土塊の土量が増大する。この現象は斜面上部で小崩壊が生じ次第に拡大する場合や、斜面で発生した土塊が溪床を運動する過程で溪床堆積物を巻き込み土量が増大する場合もある。図 10 はその様子を模式的に示したものである。

土塊拡大域においても、シミュレーションの基礎式(2) (3) (4)は同じであるが、土塊の高さ h は、拡大域では、運動土塊の高さ (h_m) と不安定堆積物の深さ (h_d) の和 $h = h_m + h_d$ になる。不安定堆積物の側からみると、土塊高さが、 h_m だけ増大したことになる。 $\Delta h = h_m$ 。

一定厚さ以上の地すべり運動土塊が、不安定堆積層に乗ると土塊の「自重の非排水載荷+衝撃力」により不安定堆積層が変位し、不安定堆積層の摩擦角が ϕ_p から運動時の見かけの摩擦角 ϕ_a に低下すると仮定する。発生域と同じく不安定堆積層の変位で摩擦角の低下を入れることも考えられるが、衝撃力の計算が困難であり、一定の厚さ以上 (Δh_{cr}) の土塊による非排水載荷が生じれば、摩擦係数が低下すると単純化して拡大モデルに用いた。

図 11(上)は、山腹からの崩壊土塊が溪床堆積層に非排水載荷を与える場合を模式化したものである。

図 11(下)は、非排水載荷の状態をリングせん断試験機で再現したものである。衝撃力として5秒間で垂直応力、せん断応力を与えたが、ごくわずかなせん断抵抗増分で破壊が生じ、堆積土塊が移動を始めた。

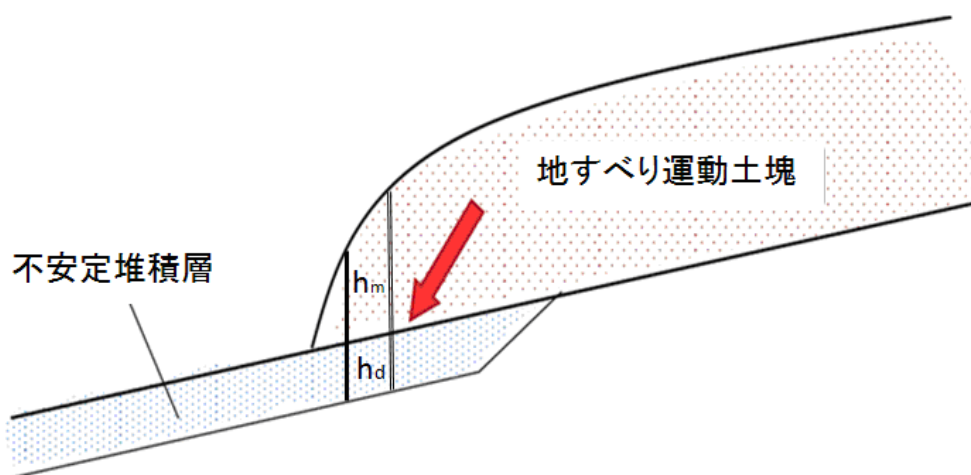


図 10 運動土塊による斜面下方に堆積する不安定土塊への非排水載荷

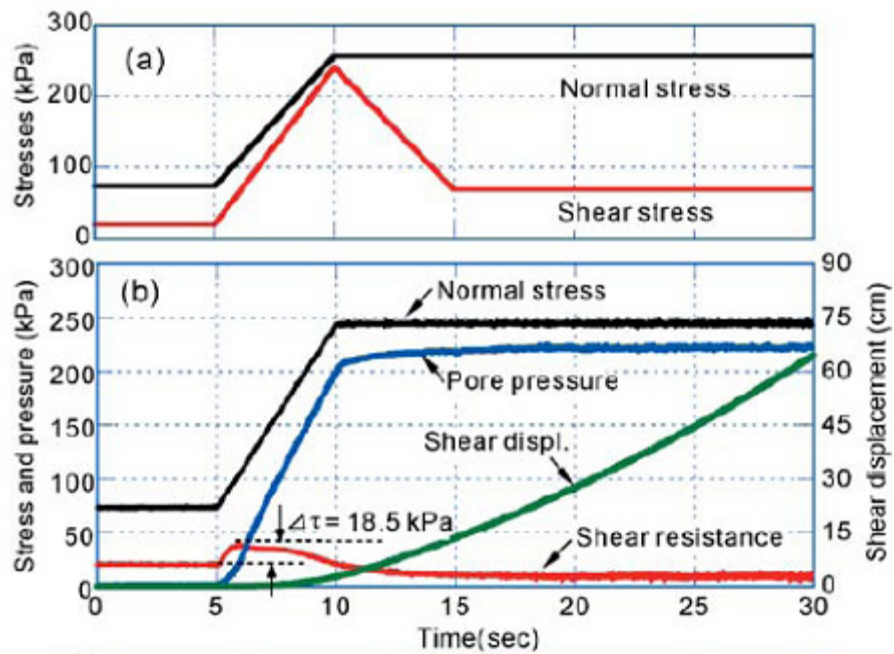
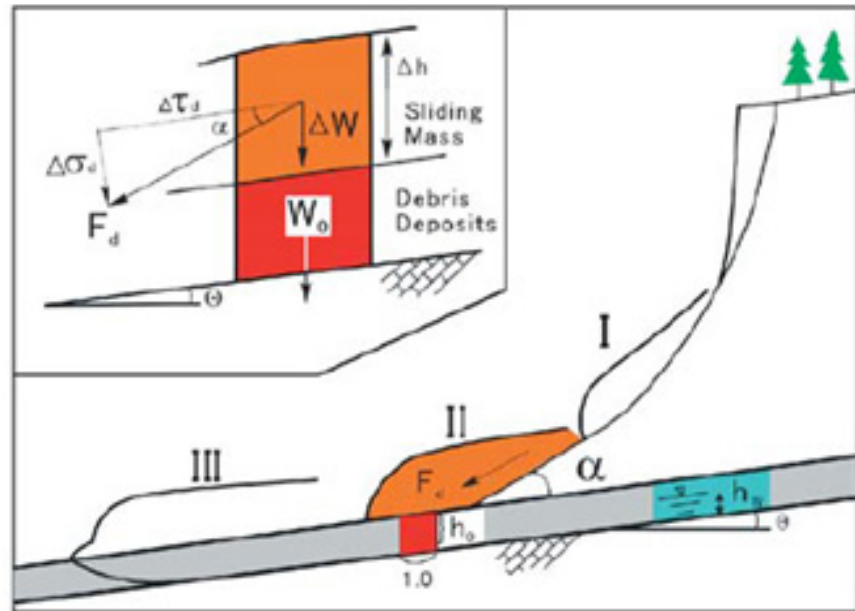


図 11 上部斜面からの運動土塊が、下部の堆積土層に衝撃力を与える場合の模式図（上）と非排水リングせん断試験機を用いた再現試験の結果（下）(Sassa et al 2004)

非排水载荷による強度低下が生じる限界土塊厚さ Δh_{cr} は、シミュレートする地すべり土塊の大きさ、不安定土塊の厚さにも関係すると思われるが、1 m あるいはその半分程度 ($\Delta h_{cr}=0.5\text{m}$) が一つの目安と思われる。

5. 非摩擦エネルギー消費に起因するせん断抵抗成分

LS-RAPID の基礎式 (1) は、土塊の持つ位置エネルギーが、斜面を下降する間に土塊底部の「すべり面での摩擦エネルギー」として消費され、低い位置で停止すると仮定している。しかし、大規模な地すべりや地すべり土塊が複雑な地形の斜面を移動する場合には、地すべり土塊内部のサブブロック同士の衝突や急激な段差や壁など局所的な運動経路の凸凹などにより、摩擦エネルギー以外のエネルギー消費も生じる。Voellmy (Körner 1980, 1982 等で紹介) は、地すべりの運動にともなう抵抗 R は、地すべり土塊中の個体による抵抗 (R_{solid}) と流体による抵抗 (R_{fluid}) の和であらわされるとした。

$$R = R_{\text{solid}} + R_{\text{fluid}} \quad (16)$$

そして流体による抵抗は、(R_{fluid}) を乱流係数 (Turbulent Coefficient ξ) をもちいて、速度の 2 乗 (v^2) に比例する形で表した。Voellmy の研究は、1955 年のものであるが、現在でも地すべりのシミュレーションでは広く用いられている。2007 年に地すべりシミュレーションを実施している世界の 13 グループが参加して、地すべり土塊の運動とそのモデル化に関する比較「Benchmarking exercise on landslide debris runout and mobility modelling」(Hung et al 2007)が行われたが、大多数の 8 グループが Voellmy の乱流抵抗を取り入れたモデルを用いている。

すなわち速度の速い場合には、せん断抵抗を大きくした方が、実態に合う結果が得やすいことを示している。しかし乱流係数 Turbulent Coefficient (ξ) は、計測不可であり、結果から逆算する以外にない。LS-RAPID では、図 7 に示すごとく、土塊の速度が速くなれば土塊の厚さは減少すると推定されるが、土塊の厚さが減少する場所・時間にはせん断抵抗が増大する。したがって乱流係数を使わなくても実態と合う速度・運動距離が得られ得ると推定される。

しかし、運動過程の全てのメッシュと時間ステップにおいて、摩擦エネルギーの消費で説明できない場合もあり得る。これまでのテストでは単純な斜面では不要であるが、大規模な地すべりで複雑な地形をもつ場合には、計算途中で極めて大きな速度や土塊厚さが出現し、(1)式の仮定、すなわち(2), (3), (4)式では、説明できない現象が生じる場合があることがわかった。摩擦以外のエネルギー消費が発生したと推定されるメッシュと時間ステップを、速度と土塊厚さの閾値で検出し、そのメッシュ、その時間ステップでのみ速度に比例する摩擦抵抗を導入することにした。その場合、(1)式は(17)式で表される。

$$am = (W + Fv + Fx + Fy) + \left(\frac{\partial Px}{\partial x} \Delta x + \frac{\partial Py}{\partial y} \Delta y \right) + R + \alpha \frac{1}{2} mv^2 \quad (17)$$

摩擦以外のエネルギー消費の主たるものは、該当メッシュ内の土塊のもつ運動エネルギー ($\frac{1}{2}mv^2$) に非摩擦エネルギー消費に関する係数 (Coefficient for non-frictional energy consumption) α を乗じたものとして表現した。 α は長さの逆数の次元をもつ定数である。

Sassa et al (2010)における単純斜面と 2006 年レイテ島の大規模地すべりへの LS-RAPID の適用によれば、単純斜面は $\alpha = 0$ と $\alpha = 1.0$ で差はなく、レイテ島地すべりへの試験的適用は、 $\alpha = 0.2, 1.0, 2.0, 5.0, 10.0$ では差はなく、 $\alpha = 0$ では極めて大きな速度、土塊厚さが出現し、不自然な結果が得られたため、 $\alpha = 1.0$ を最終的に用いた。 $\alpha (\frac{1}{2}mv^2)$ の摩擦を入力した結果、該当メッシュの土塊高さ $h < 0$ の場合には $h = 0$ を与えるため、必要以上に大きな α を入力してもその影響はでないものと思われる。レイテ地すべりでは、閾値としては、発生前の地すべり土塊の最大値より大きな値 $h_{\text{(threshold)}} = 200 \text{ m}$, 1984 年の御岳大崩壊の際に推定された運動速度 (20-26 m/sec) の 3-4 倍の値である $V_{\text{(threshold)}} = 80 \text{ m/sec}$ を用いた。

6. 時間降雨量から間隙水圧比への変換

降雨による地すべりをシミュレーションするには、降雨から地すべりを引き起こす間隙水圧を計算する必要がある。この計算には Montarasio L & Valentino R (2008)の研究に基づいて、Liao & Hong et al (2010) が提案した SLIDE モデルを用いた。

図 12 が SLIDE モデルの概念図である。斜面上部から降雨が浸透し、不透水層（岩盤など安定な基盤層）の上に飽和した層が形成され、そこを地下水が側方流動する。上部からの降雨浸透が、地下水の側方流動よりも大きいときは、地下水位（すなわち間隙水圧）が上昇し、逆に上部からの降雨浸透が、地下水の側方流動よりも小さくなれば、地下水位（すなわち間隙水圧）が低下する。

Liao et al 2010 によると間隙水圧上昇(ΔU)は、 H を土層厚さ、 mH を地下水層の厚さ、 β を斜面勾配、 γ_n を水の単位体積重量として、(18)式で表される。

$$\Delta U = m.H.\gamma_n.\cos^2 \beta \quad (18)$$

そして、地下水層と土層圧の比 (m) の変化は、10 分間雨量毎に(19)式で計算される。

(19)式で、 I_t は雨量強度すなわち 10 分間雨量、 Δt は、単位時間（この場合は 10 分間）、 S_r は土層の飽和度、 n は空隙率、 K_t は、現場斜面での透水に関する種々の影響を総合して得られる平均的な透水係数、 O_t は、地下水流動層を流れる水の流出量である。

$$\begin{cases} m_t = 0 \\ O_t = K_t * \sin \beta * m_t * H * \cos \beta * \Delta t \\ \Delta m_t = \frac{(I_t - O_t)}{n * H(1 - S_r)} \\ m_{t+1} = m_t + \Delta m_t \end{cases} \quad (19)$$

図 13 は、2014 年 8 月 19 日 20 時 30 分からの「三入」観測点での 10 分間雨量と、(18) (19)式を用いて計算される間隙水圧の値である。この計算に用いた定数の値は、表 1 に示した。

用いた数字は、土層の平均的な透水係数を 0.001 m/s (砂の透水係数の平均的なオーダーの 10^{-3} m/s)、飽和度は、地すべり発生が問題となる時点ではかなり高いと考えて 0.82、土層の厚さは 4m、斜面勾配は 30 度、空隙率は、現地から採取したサンプルの圧密試験をもとに 0.44 と推定して入れた。

SLIDE モデルは、種々単純化しているが、斜面土層内の飽和流動層の形成メカニズムに基づいて雨量から土層内に発生する間隙水圧を計算しているものである。

単純化の一つは、降雨の表面流出、樹冠での遮断の項を無視していること、降雨が地表に達してから不飽和浸透の過程を無視していることである。したがって裸地のように表面流出が極めて多い場合は、降雨の降り始めの不飽和浸透の段階の推定には適していない。しかし、森林で覆われている斜面ですでに降雨が始まってから一定時間が経過し、地すべりが発生するかしないかが問題になる段階では、初期の不飽和浸透による水位上昇の遅れは、あまり問題ではないようにも思える。

図 13 に示す間隙水圧の最大値は、21.5 kPa である。30 度の斜面上の 4m の土層のすべり面にかかる垂直応力は、採取したサンプルの圧密試験の結果(佐々恭二、福岡 浩、佐藤裕司他、2014)を参考に、ほぼ飽和した地すべり発生域の土層の単位体積重量を 18.5 (kN/m³) とすると、

$$18.5 \text{ (kN/m}^3\text{)} \times \cos^2 30 \times 4 \text{ (m)} = 55.5 \text{ kPa,}$$

間隙水圧比の最大値は、この両者の比の (21.5/55.5 =) 0.39 である。

図 13 の間隙水圧を 55.5 で除したものを LS-RAPID に誘因として入力した。その結果得られた結果を図 14, 図 15 に参考として示す。

図 14 は、LS-RAPID 解析による地すべり土量分布（上）と航空レーザー測量データ（LP データ：国土交通省中国地方整備局太田川河川事務所提供）の解析結果（下）の比較である。災害前の測量（2009 年）は、災害直後（2014 年 8 月 25 日）の測量と精度は異なり、速報値として提供したいただいたものであるが、両者の土塊分布はほぼ合致している。

図 15 は、この LS-RAPID を用いて、山頂付近で発生した崩壊土砂が、住宅地まで到達する様子を時間ごとに示したものである。LS-RAPID では、3 次元画面では地すべりの運動と時間が、示され 10 分間雨量（青の棒グラフ）と間隙圧比のグラフ上に計算している時間が赤丸で示される。図 15 では縮小して貼り込んでいるので、よく見えないが、10 分間雨量－斜面内で発生している間隙圧比と地すべりの運動の様子が可視化される。山の上で異なる時間に発生した表層崩壊が、あるいは合流し、あるいは谷の側壁をえぐることにより山腹の崩壊を発生させ、あるいは複数の支線の流下土塊が合流し、住宅が開発されている地域を埋める様子が見て取れる（佐々他 2014）。

降雨から斜面土層内の間隙水圧への換算の方法としては、SLIDE モデル以外のものもあり得るが、計算の単純な SLIDE モデルを用いた例をここに紹介した。

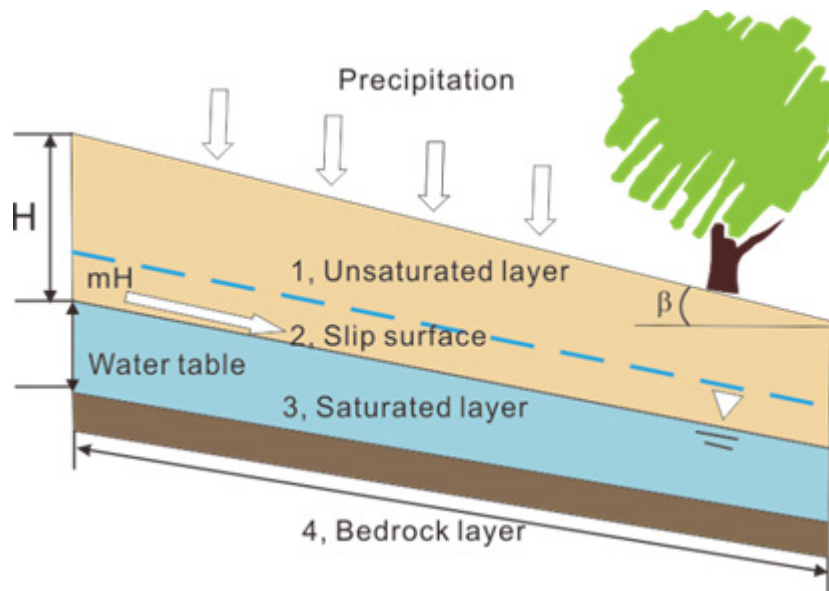


図 12 無限長斜面への降雨浸透と地下水流動のモデル (from Liao et al 2010)

表 1 降雨から間隙水圧への変換に用いたパラメータの値

Parameters	Value	Source
Parameters of soils in the Yagi area		
Porosity (n)	0.44	Test data
Degree of saturation ($S_r, \%$)	0.82	Estimated
Permeability ($K_t, m/s$)	0.001	Estimated
Parameters of soils in the Midorii area		
Porosity (n)	0.44	Test data
Degree of saturation ($S_r, \%$)	0.82	Estimated
Permeability ($K_t, m/s$)	0.001	Estimated
Triggering factor		
Excess pore pressure ratio in the fractured zone (r_u)	0.03-0.4	Calculated from SLIDE model
Other parameters		
Slope angle (β , degree)	30	Investigated
Landslide depth (H , m)	4	Investigated
Unit weight of water ($\gamma_w, N/m^3$)	9.8	Normal value
Rainfall intensity ($I_t, mm/10 min$)	0-21.5	Monitoring

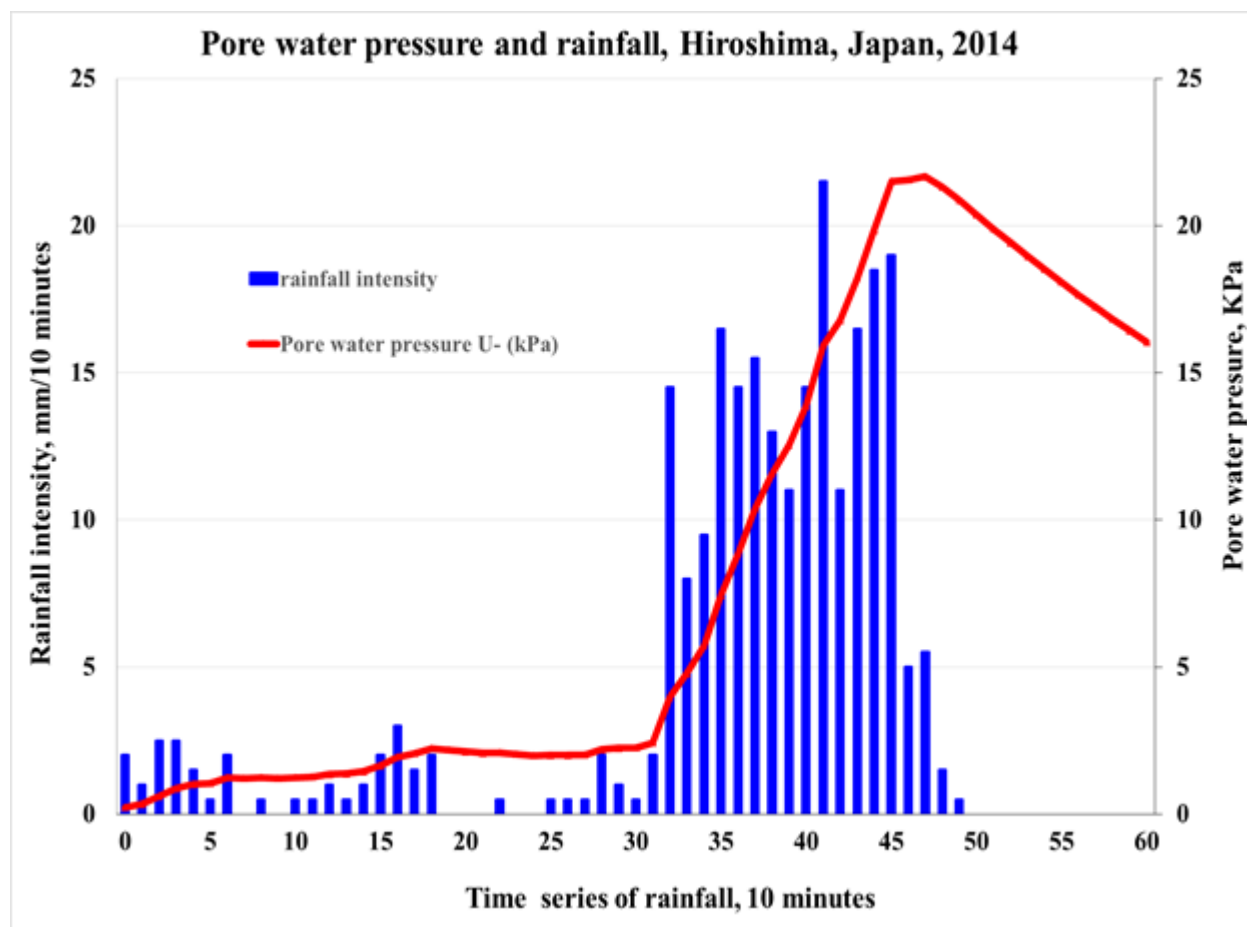
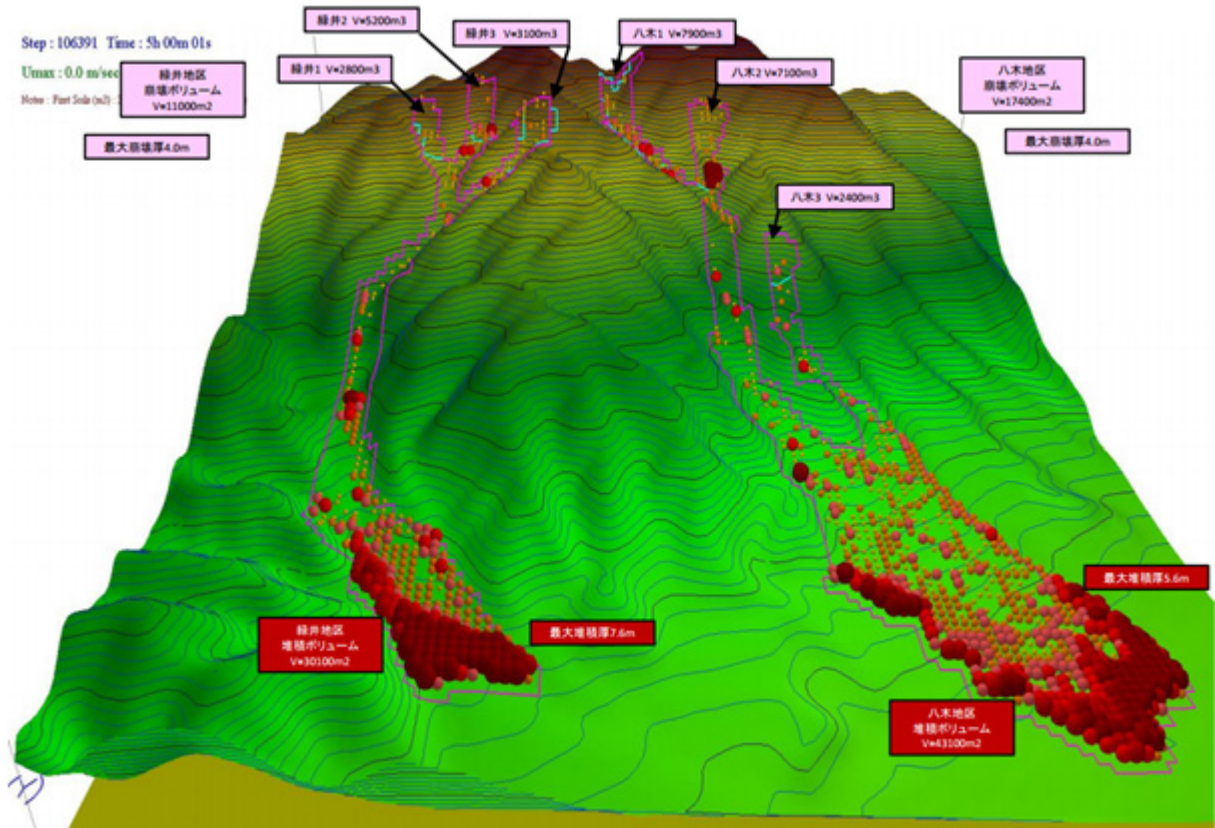


図 13 2014年8月19日20時30分からの「三入」観測点での10分間雨量（青）と、(18)(19)式を用いて計算した間隙水圧（赤）

Deposit of landslide mass (red color) by LS-RAPID simulation



Deposit of landslide mass (red color) by Laser Profiler (LIDAR) before/after disaster

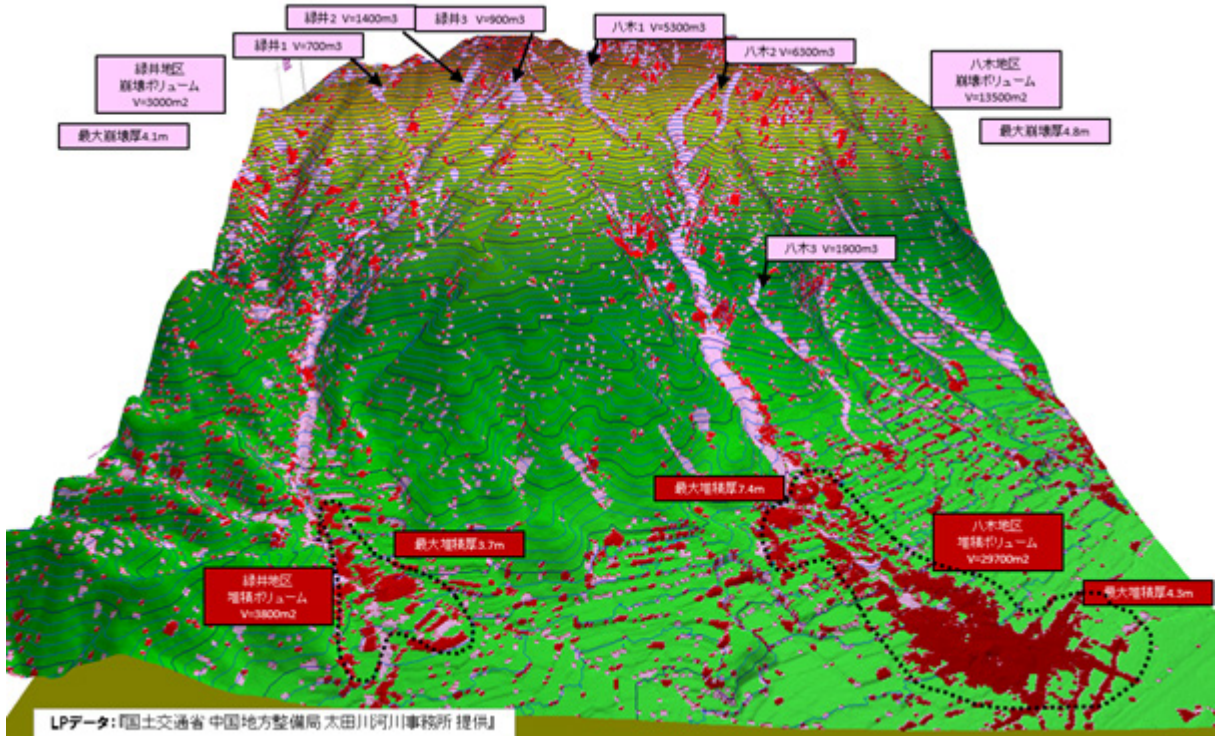


図 14 LS-RAPID 解析による地すべり土量分布（上）と航空レーザー測量データ（LP データ：国土交通省中国地方整備局太田川河川事務所提供）の解析結果（下）の比較

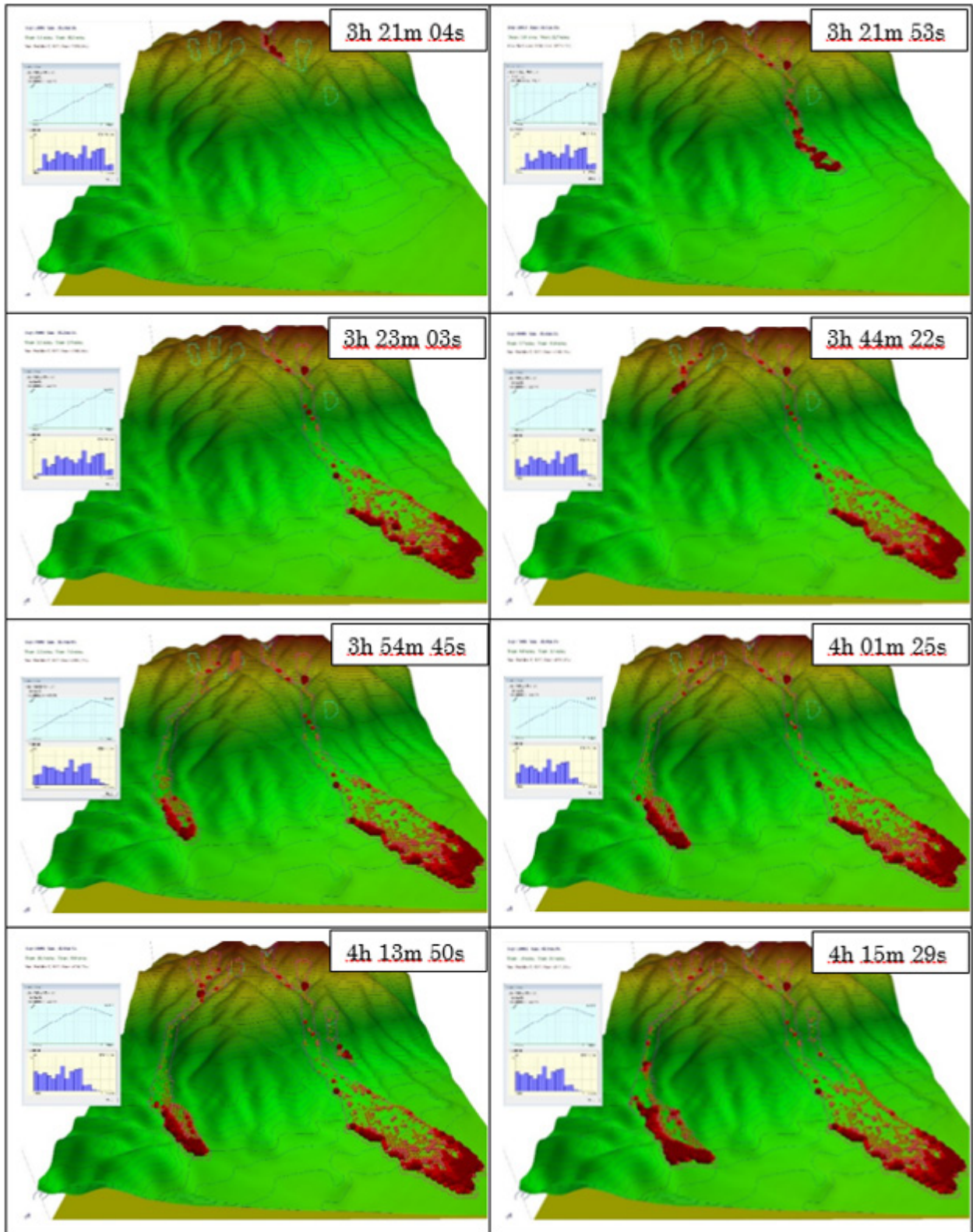


図 15 LS-RAPID を用いた地すべり発生・運動シミュレーションの結果
 左に挿入したものは、10 分間雨量とそれから計算した斜面土層内の間隙圧比の変化

7. 引用文献

- Igwe, O., Sassa, K, and Wang, FW (2007): The influence of grading on the shear strength of loose sands in stress-controlled ring shear tests. *Landslides* Vol.4, No.1, 43–51.
- Hung O, Morgenstern N, Wong HN. Review of benchmarking exercise on landslide debris runout and mobility modelling. Proc. the 2007 International Forum on landslide disaster management. Vol.2: 755-812..
- Körner, H. J (1980): Modelle zur Berechnung der Bergsturz- und Lawinenbewegung. Proc. International Symposium "INTERPRAEBENT 1980", in Bad Ischl. Vol.2, 15-55.
- Körner, H. J (1982): 山崩れ運動となだれ運動の予測のためのモデル(同上翻訳)。国際自然災害防止シンポジウム (INTERPRAEBENT 1980) 論文集。砂防学会、169-206.
- Liao Z,Hong Y,WangJ, Fukuoka H, Sassa K, Karnawati D, Fathani F (2010)Prototyping an experimental early warning system for rainfall-induced landslides in Indonesia using satellite remote sensing and geospatial datasets. *Landslides*, Vol.7, No.3, pp. 317-324.
- Montarasio L & Valentino R (2008) A model for triggering mechanisms of shallow landslides. *Natural Hazards and Earth Sciences*, 8:1149-1159.
- Okada, Y., Sassa, K., and Fukuoka, H. (2000). Liquefaction and the steady state of weathered granite sands obtained by undrained ring shear tests: A fundamental study on the mechanism of liquidized landslides. *Journal of Natural Disaster Science*, Vol.22, No.2, 75-85.
- 佐々恭二 (1987) : 地すべり・斜面崩壊の運動予測. 京大防災研究所年報. No.30 B-1. 341-357
- 佐々恭二, 福岡浩, 佐藤裕司, 寶馨, Loi Doan Huy, Hendy Setiawan, Tien Pham, Khang Dang (2014). 高速長距離土砂流動現象の発生メカニズムと地すべり発生運動統合シミュレーション (LS-RAPID) を用いた広島土砂災害の再現。国際フォーラム「都市化と土砂災害」2014年8月広島土砂災害と国連防災枠組みへの日本の貢献。平成26年10月8日、京都大学北部総合教育研究棟・益川ホール。国際斜面災害研究機構出版,85-112
- Sassa K. (1988): Geotechnical model for the motion of landslides. In: *Proc. of the International Symposium on Landslides*. Vol.1, 37–56.
- Sassa K. (2007); Progress of landslide dynamics and the International Programme on Landslides. In *Proc. of the 2007 International Forum on Landslide Disaster Management*. Vol.1, 319-342.
- Sassa, K, Fukuoka, H, Wang. G, Ishikawa, N. (2004) Undrained dynamic-loading ring-shear apparatus and its application to landslide dynamics. *Landslides* Vol.1, No.1, 7-19.
- Sassa, K., Nagai O., Solidum R., Yamazaki Y., Ohta H. (2010): An integrated model simulating the initiation and motion of earthquake & rain induced rapid landslides and its application to the 2006 Leyte landslide. *Landslides*. Vol.7, No.3, pp.219-236.
- Wang F.W., Sassa K. (2002): A modified geotechnical simulation model for the areal prediction of landslide motion. In: *Proc. 1st European Conf. on Landslides*, Prague, 735–740.
- Wang F.W., Sassa K. (2007): Landslide simulation by geotechnical model adopting a model for variable apparent friction coefficient. In *Proc. of the 2007 International Forum on Landslide Disaster Management*. Vol.2, 1079-1096.