

降雨時の山腹斜面内地下水位の簡易算定法の検討

Thi Ha*・佐々木康**・宇根川裕一***

Simplified Method to Calculate Groundwater Level inside a Hillside Slope during Rainfall

Thi Ha, Yasushi SASAKI and Yuuichi Unegawa

In order to estimate the stability of slope during heavy rainfall, rainfall infiltration forming groundwater flow should be known. This groundwater flow is desired to be known from on-going rainfall records so that the necessity of warning can be evaluated rapidly. However, there is no simple and practical method to estimate the groundwater flow using on-going rainfall records, though studies on this kind groundwater flow are being conducted in academic area.

This paper describes a newly developed simplified method to evaluate the groundwater flow for a two dimensional slope using on-going rainfall records based on an actual behavior of groundwater formation monitored at site. Comparison between the calculated groundwater levels and the monitored level at site shows that this simplified method can well estimate a groundwater rise up. Furthermore, this simplified method is applied to slopes where actual failure was caused during the heavy rain on 29 June, 1999 heavy rain.

Key words : Masado, rainfall infiltration, slope stability, groundwater level, field monitoring, analysis model

1. はじめに

豪雨時の斜面崩壊を予測する時は、斜面の地形や地盤工学的特徴を考慮して斜面の幾何学的条件と力学的条件を設定し、斜面内の土中水分の変動や地下水位の上昇を予測した上で、斜面の安定解析を行う。

降雨時の浸透を飽和・不飽和浸透流解析により追跡する試みが行われているが(例えば、西垣ら¹⁾、亀井ら²⁾、鶴飼ら³⁾、大西ら⁴⁾)、解析結果と実際の地下水位の観測結果を比較し、解析に用いた地下水面形成モデルの妥当性を論じた研究は少ない。

別報⁵⁾には、2001年4月から継続して実施してきた広島大学構内のがら山山腹斜面での土中水分変動の原位置観測システムを紹介し、これとは別の報告⁶⁾にはこの観測サイトで得られた原位置斜面の表層土内における降雨時の無効雨量、雨水の浸透特性と地下水位の挙動を報告した。

本稿では、この観測事実に基づき、地下水面の形成・上昇の簡易計算モデルを提案し、実測結果と比較してモデル

の妥当性を検討する。さらに、この簡易計算法を用いて1999年6月29日に発生した豪雨災害斜面内の地下水位の推定を試みる。

2. 地下水位の簡易計算法

2.1 無効雨量

図-1⁶⁾に示すように、地下水面形成に必要な降雨量は初期体積含水率によって変化し、一連の降雨の降り始めにおける初期体積含水率が32~33%の時には、連続雨量が約30mmを超えない限り深度2mまでは浸透しないことが明らかとなった。

また、これまでの計測結果から基盤付近で地下水面が形成された時に、上部層の体積含水率は多少上昇しているものの、完全飽和には至っておらず、地下水位が下から上に向かって上昇していくことも分かっている⁶⁾。

地下水面が形成された時の上部層の体積含水率は平均で36%である^{6),7)}。このことは地下水面形成時に、表層で

* 広島大学 大学院工学研究科 社会環境システム専攻 博士課程後期 学生

** 広島大学災害軽減プロジェクト研究センター 大学院工学研究科 社会環境システム専攻 教授

*** 広島大学 大学院工学研究科 社会環境システム専攻 博士課程前期 学生

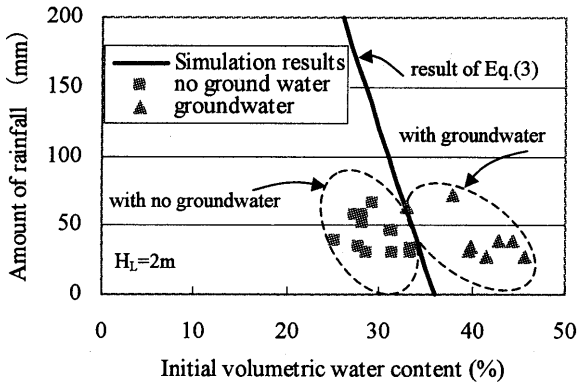


Fig-1 Amount of rainfall and water content which generated groundwater

体積含水率が約 36% (表層の深さ 2m までの層全体の平均値), 飽和度で約 80%まで上昇しており, 最初に降った雨は不飽和帯へ供給され, それ以降の雨が基盤まで浸透し, 地下水面が形成されると考えられる。したがって, 不飽和帯の体積含水率が 36%まで上昇しない雨は, この現場で地下水面形成をもたらすことがなく, 地下水面を形成させる降雨量は不飽和帯へ供給された後の降雨量である。

したがって, この観測事実を基に次のようにして地下水面形成に寄与しない無効雨量を求めることができる。

地表に平行な基盤面を有する単位奥行き二次元斜面において浸透を考える場合, 降雨量 W_R は

$$W_R = R \cdot S \cdot \cos\beta \quad (1)$$

ここで, R : 連続雨量 (時間雨量 r で表す場合は $R = \sum r$), S : 斜面長, β : 斜面勾配

地下水面が形成されるまでは斜面下方への水分移動はないから, 不飽和帯の水分増加量 W_{us} は

$$W_{us} = S \cdot \cos\beta \cdot H_L \cdot (\theta_f - \theta_0) \quad (2)$$

ここで, H_L : 表層厚, θ_0 : 初期体積含水率, θ_f : 地下水面形成開始時刻における体積含水率。

水面形成時の不飽和帯の体積含水率は上述のように約 36%であるから, 無効雨量 R_{us} は式 (3) のようになる。

$$R_{us} = H_L(0.36 - \theta_0) \quad (3)$$

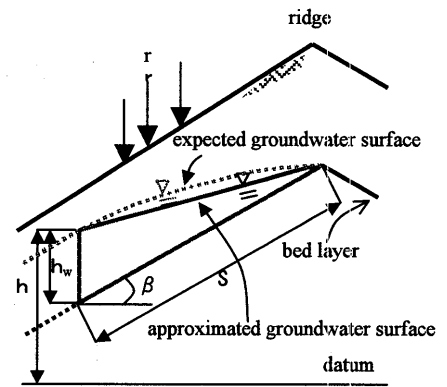
2.2 地下水位上昇の計算モデル

(1) 水位上昇時

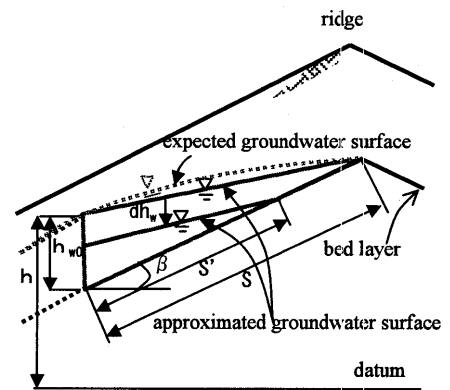
雨水の一部は樹木・草などによって遮断され, また, 一部は地表より蒸発し, 地盤内に浸透した雨水は不飽和帯内へ供給されながら降下し, 地下水帯あるいは基盤まで到達し, ここで地下水として流れ, 帯水層上面が地表に達した地点で地表に流出する。ある期間内に供給される降雨量と地表に貯留され, または表層から流出する水量との間には平衡関係が存在する。

水文学的平衡は次の条件を満足する小面積の自然流域では式 (4) のようであると考えられる。

- ① その斜面に他の区域からの表面流入がないこと



(a) Rise up of groundwater



(b) Draw down of groundwater

Fig-2 Schematic view of groundwater flow in slope

- ② その斜面に他の区域からの地下水流入がないこと
③ その斜面に表面貯流域がないこと

$$W_R = I + W_{\Delta\theta} + S_f + Gw_{stor} + Gw_{out} + E \quad (4)$$

ここで, W_R : 降雨量, I : 遮断損失量, $W_{\Delta\theta}$: 不飽和部分の土中水分変化量, S_f : 表面流出量, Gw_{stor} : 地下水貯留変化量, Gw_{out} : 地下水流出量, E : 蒸発散量である。

自然斜面の植生による遮断損失量は不明であるがここでは, $I=0$ と仮定し, また, 降雨中の大気湿度が高いことを考え $E=0$ と仮定する。また, $W_{\Delta\theta}$ は, (3) 式の無効雨量に等しい。表面流出分については観測現場での表層まき土の透水係数が $1 \times 10^{-2} \sim 1 \times 10^{-3}$ cm/s であることから, 時間雨量 36~360mm/hr を超えない限り表面流出が発生しないので省略できる。しかし, 降雨強度が透水係数より大きい場合に, 地盤内へ浸透する降雨量 (降雨強度) は透水係数 k までとし, それを超えた降雨は地表流出するとみなす。

したがって, 式 (4) は以下ようになる。

$$W_R - W_{\Delta\theta} \cong Gw_{stor} + Gw_{out} \quad (5)$$

地下水位の上昇過程における計算モデルは図-2 (a) に示すように, 尾根で地下水位がゼロで下流側ほど上流側からの流入によって水位が高くなるとする。

ある期間内に区間 S に降る降雨量 W_R は,

$$W_R = R \cdot S \cdot \cos\beta \quad (6)$$

ここで, R : 連続雨量, S : 斜面長, β : 斜面勾配である。

この期間内に、地盤内に地下水として貯留される量 Gw_{stor} は式(7)のようになる。

$$Gw_{stor} = n_e \cdot V \quad (7)$$

ここで、 n_e : 有効間隙率、 V : 地下水が貯留される体積である。

既往の研究における地下水面についての考え方は線形的に考える場合⁸⁾と非線形的に考える場合⁹⁾があり、ここでは地下水面は尾根から下流方向へ線形的に増加すると近似することにより $V = 1/2 h_w \cdot \cos \beta \cdot S$ となり、式(7)は次のようになる。

$$Gw_{stor} = \frac{1}{2} n_e \cdot h_w \cdot \cos \beta \cdot S \quad (8)$$

ここで、 h_w は区間 S の下流端における地下水位である。地下水流出量には下流側表層土内への流出量と基盤への鉛直浸透の2つが考えられるが、ここでは基盤層での鉛直浸透は無視する。このとき、地下水流出量 Gw_{out} はダルシーの法則を用いると

$$Gw_{out} = \int_0^t k \cdot i \cdot h_w \cdot \cos \beta dt \quad (9)$$

ここで、 k : 透水係数、 i : 動水勾配、 $h_w \cdot \cos \beta$: 流出断面積である。

また、区間 S の下流端で地下水面が斜面に平行な流れに収束すると仮定し Dupuit の近似仮定を適用すると、

$$i = \frac{dh}{ds} = \sin \beta \text{ となり、さらに } \int_0^t h_w dt = h_w \cdot t \text{ と近似すれば式}$$

(9) は、次のようになる。

$$Gw_{out} = k \cdot h_w \cdot \cos \beta \cdot \sin \beta \cdot t \quad (10)$$

式(3)、(6)、(8)、(10)を式(5)に代入すると、式(11)のようになる。

$$R \cdot S \cdot \cos \beta - H_L(0.36 - \theta_0) = 1/2 \cdot n_e \cdot h_w \cdot S \cdot \cos \beta + k \cdot h_w \cdot \cos \beta \cdot \sin \beta \cdot t \quad (11)$$

したがって、地下水位 h_w を求める式は以下のように表すことができる。

$$h_w = \frac{R \cdot S \cdot \cos \beta - H_L(0.36 - \theta_0)}{(1/2 \cdot n_e \cdot \cos \beta \cdot S + k \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta \cdot t)} \quad (12)$$

(2) 降雨停止後の地下水位低下過程

図-2 (b) に示すような表層土内の地下水位が低下前の水面形を保ったまま dt 時間に dh_w だけ低下すると仮定すると、地盤内の地下水低下量 Q_1 は次式で表せる。

$$Q_1 = -n_e \cdot dV \quad (13)$$

ここで、 n_e : 有効間隙率、 dV : 水位が dh_w 低下する時の滯水部分の体積である。

dV は以下のように求めることができる。

$$dV = \left(\frac{1}{2} S \cdot h_{w0} \cdot \cos \beta \right) - \left(\frac{1}{2} S' (h_{w0} - dh_w) \cos \beta \right)$$

ここで、 $S' = S(1 - \frac{dh_w}{h_{w0}})$ であるから上式は次のようになる。

$$dV = \frac{1}{2} \cos \beta \cdot S [h_{w0} - (1 - \frac{dh_w}{h_{w0}})(h_{w0} - dh_w)]$$

また、 dh_w が非常に小さい時、 $dh_w^2 \approx 0$ であるから、 $dV = S \cdot dh_w \cdot \cos \beta$ となり、式(13)は次のように表すことができる。

$$Q_1 = -\mu_1 \cdot dh_w \quad (14)$$

ここで、 $\mu_1 = n_e \cdot S \cdot \cos \beta$ である。

次に、 dt 時間内に流出する水の量はダルシーの法則を用いると次のようになる。

$$Q_2 = A \cdot k \cdot i \cdot dt \quad (15)$$

ここで、 $A = h_w \cdot \cos \beta$ 、 $i = \frac{dh}{ds} = \sin \beta$ であるから、式(15)

に代入すると次のようになる。

$$Q_2 = \mu_2 \cdot h_w \cdot dt \quad (16)$$

ここで、 $\mu_2 = k \cdot \cos \beta \cdot \sin \beta$ である。また、式(14)と(16)は等しいことから、

$$-\frac{\mu_1}{\mu_2} \cdot \frac{1}{h_w} dh_w = dt \quad (17)$$

式(17)を積分し、初期条件 $t=t_0$ のとき $h_w=h_{w0}$ を用いると次のようになる。

$$\log \frac{h_{w0}}{h_w} = \frac{\mu_2}{\mu_1} \cdot (t - t_0) \quad (18)$$

ここで、 $\frac{\mu_2}{\mu_1} = \frac{k \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta}{n_e \cdot S \cdot \cos \beta} = \lambda_1 \cdot \lambda_2$ と書けば、

$$\left. \begin{aligned} \lambda_1 &= \frac{k}{n_e} \quad (\text{地盤条件によって求まる定数}) \\ \lambda_2 &= \frac{\sin \beta}{S} \quad (\text{斜面形状によって求まる定数}) \end{aligned} \right\} \quad (19)$$

したがって、降雨停止時刻から任意の時間における地下水位 $h(t)$ は以下の式より求められる。

$$h(t) = h_{w0} \cdot e^{-\lambda_1 \lambda_2 (t - t_0)} \quad (20)$$

2.3 地下水位簡易計算モデルの感度分析

この簡易計算法を用いて斜面内に形成される地下水位を求めてみると、日雨量 300mm の降雨で地表まで地下水位が上昇するには 400~700m の斜面長が必要となり、既往の土砂災害の起こった斜面長に比べて十分長いことから通常の斜面に対して十分適用できることが分かっている⁷⁾。

斜面勾配、透水係数、間隙比、初期体積含水率が形成される地下水位にどのように影響するか感度分析を行った結果を図-3に示す⁷⁾。この図は斜面長を 100m とし、時間雨量 10mm/hr を 15 時間(累積雨量 150mm)降らした時の(12)式により求めた地下水位である。 n_e 、 k 、 β 、 θ_0 、 H_L 等の条件は図中に示した。

図-4 は地下水位の低下過程における特性を示す。斜面長

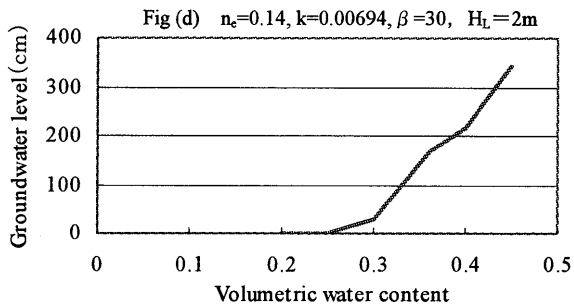
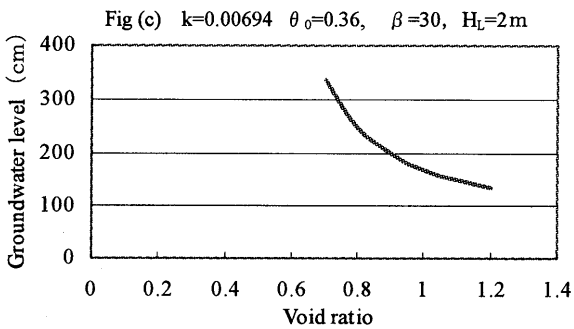
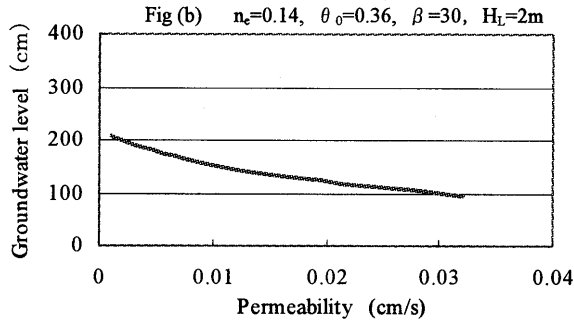
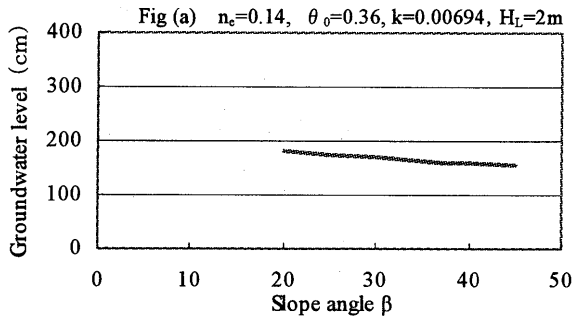


Fig-3 Sensitivity calculation results

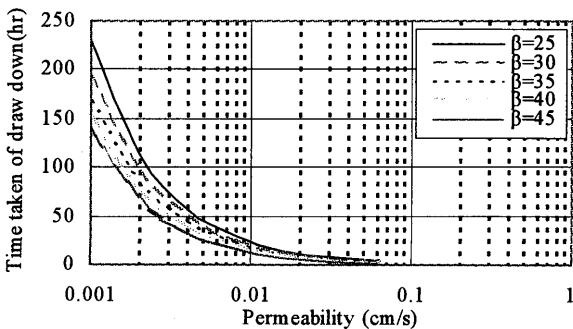


Fig-4 Draw down with different permeability

が 100m のとき、上昇した水位が 10%まで低下するために必要な時間である。図に示すように地下水位の低下は透水係数と斜面勾配によって異なり、この計算結果からは透水係数が 0.001cm/s の時に、10%まで低下するのに必要な時間は 79~130 時間 (3~6 日間) 程度となることが分かる。

これらの図から地下水面形成に、もっとも影響が大きいのは初期体積含水率と間隙比 (有効間隙率) であることが分かる。

3. 差分法による地下水位の計算方法

図-5 に示すように、時間雨量 r mm/hr の時に基盤面が水平で基準面と同じ場合の地下水の流れについて考える。微小区間 Δx 内の Δt 時間における流入量と流出量は以下のように表すことができる。

$$q_{in} = v_{in} \cdot h_x \cdot \cos \beta \cdot \Delta t \quad (21)$$

ここで、 v_{in} : 流入速、 h_x : x 点における地下水位である。

同様に地下水位流出量 q_{out} は、

$$q_{out} = (v_{in} + \frac{\partial v_{in}}{\partial x} \Delta x)(h_x + \frac{\partial h_x}{\partial x} \Delta x) \cos \beta \cdot \Delta t$$

Δx が非常に小さい時、 $\Delta x^2 \approx 0$ であるから流出量は以下のようなになる。

$$q_{out} = (v_{in} \cdot h_x + v_{in} \cdot \frac{\partial h_x}{\partial x} \cdot \Delta x + \frac{\partial v_{in}}{\partial x} \cdot h_x \cdot \Delta x) \Delta t \quad (22)$$

したがって、微小区間 Δx 内に Δt 時間における流入量と流出量の差 Δq は以下のように表すことができる。

$$\Delta q = q_{out} - q_{in} = \frac{\partial (v_{in} \cdot h_x \cdot \cos \beta)}{\partial x} \Delta x \cdot \Delta t \quad (23)$$

つぎに、 Δt 時間内の水位の変動量 ΔV_w は以下のようなになる。

$$\Delta V_w = n_e \cdot \frac{\partial \phi}{\partial t} \cdot \Delta x \cdot \Delta t \quad (24)$$

ここで n_e : 有効間隙率、 ϕ : 全水頭である。

考えている区間内における水の変動量は流入量と流出量で

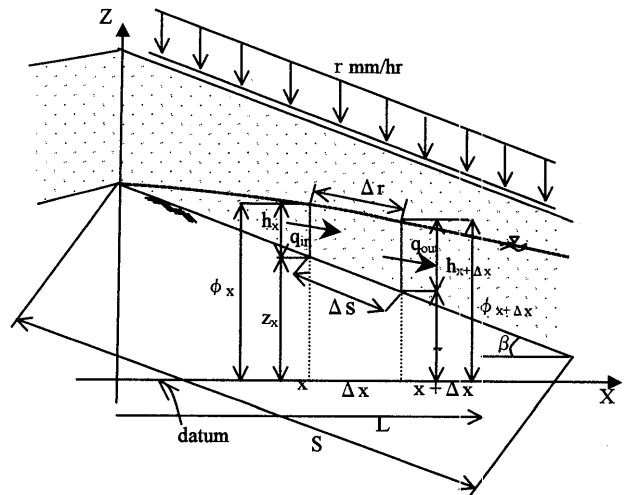


Fig-5 Schematic view of groundwater flow in slope

ある Δq と降雨量の和と等しいことから釣り合いの式 (25) が成立する。

$$n_e \cdot \frac{\partial \phi}{\partial t} \cdot \Delta x \cdot \Delta t = \frac{\partial(v_m \cdot h_x \cdot \cos \beta)}{\partial x} \cdot \Delta x \cdot \Delta t + r \cdot \Delta x \cdot \Delta t \quad (25)$$

微小区間 Δx を十分小さくとったときには基盤面に平行な流れを近似できると仮定し、ダルシーの法則を適用すると、動水勾配 $i = \frac{\partial \phi}{\partial s}$ となる。

$$\frac{\partial \phi}{\partial s} = \frac{\partial \phi}{\partial x} \cdot \frac{\partial x}{\partial s} = \cos \beta \cdot \frac{\partial \phi}{\partial x}$$

上式を式 (25) に代入すると以下ようになる。

$$\frac{n_e}{k} \cdot \frac{\partial \phi}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(h_x \cdot \cos^2 \beta \cdot \frac{\partial \phi}{\partial x} \right) + \frac{r}{k} \quad (26)$$

ここで、斜面勾配が一定 (単勾配の斜面) であれば、

$$\frac{n_e}{k} \cdot \frac{\partial \phi}{\partial t} = \cos^2 \beta \left((\phi - z) \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \left(\frac{\partial \phi}{\partial x} \right)^2 - \frac{\partial \phi}{\partial x} \cdot \frac{\partial z}{\partial x} \right) + \frac{r}{k} \quad (27)$$

しかし、図-5 より、 $z = (L - x) \tan \beta$ であるから、 $\frac{\partial z}{\partial x} = -\tan \beta$ となる。これを式 (27) に代入すると次式が得られる。

$$\frac{n_e}{k} \cdot \frac{\partial \phi}{\partial t} = (\phi - z) \cos^2 \beta \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \left(\frac{\partial \phi}{\partial x} \right)^2 \cos^2 \beta + \cos \beta \sin \beta \frac{\partial \phi}{\partial x} + \frac{r}{k} \quad (28)$$

式 (28) は単勾配の斜面における地下水位を計算する方程式である。ここで、式 (28) の差分解を求めると式 (29) のようになる。

$$\frac{n_e}{k} \frac{(\phi_i^{t+1} - \phi_i^t)}{\Delta t} = (\phi_i^t - z_i) \cos^2 \beta \frac{(\phi_{i+1}^t - 2\phi_i^t + \phi_{i-1}^t)}{(\Delta x)^2} + \left(\frac{\phi_{i+1}^t - \phi_i^t}{\Delta x} \right)^2 \cos^2 \beta + \left(\frac{\phi_{i+1}^t - \phi_i^t}{\Delta x} \right) \cos \beta \sin \beta + \frac{r}{k} \quad (29)$$

4. 観測期間中の観測水位の再現計算

2001年6月19日から同年7月1日の降雨時と2004年5月13日から20日の降雨時に実測した地下水位と提案した簡易計算法および差分法による結果を比較する。ここでの地下水位の実測値はテンシオメータにより計測された正の圧力を水頭値に換算したものである。この中の6月19日の降雨は観測開始以降最大日雨量を記録し、水位も観測期間中に最大値を示した。

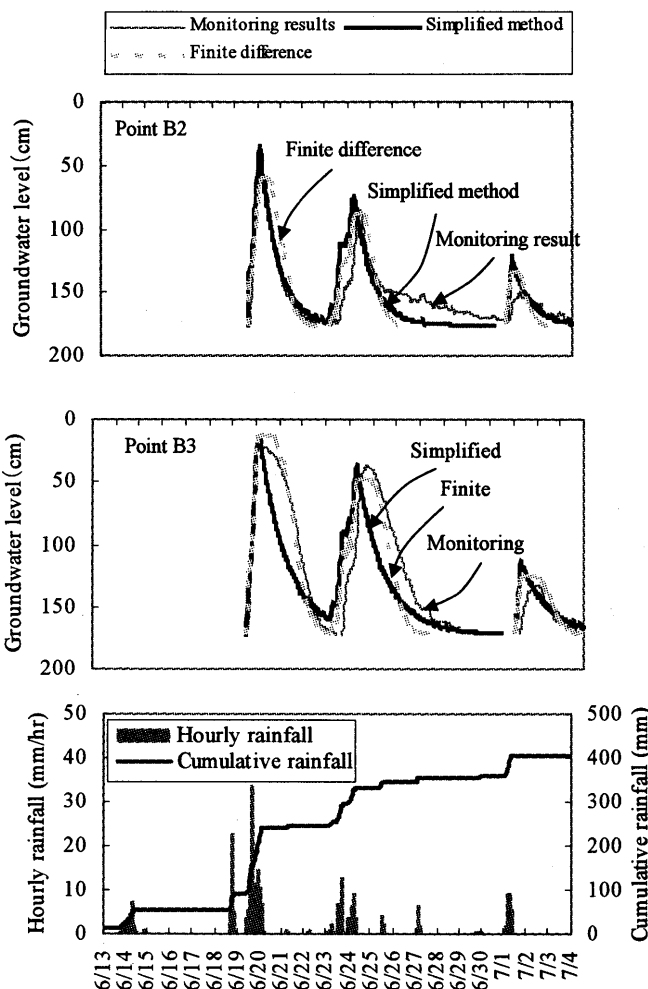


Fig-6 Comparison of Simulation and monitoring results on June & July 2001 rainfall event

計算条件は表-1 に示す通りである。本計算法は単勾配斜面が条件になっているために、斜面勾配は B3 地点から尾根までの平均値を用いた。間隙比は現地より採取した不攪乱試料を用いて室内試験により求めたものである⁵⁾。透水係数は TDR の観測結果により求めた⁵⁾。初期体積含水率は降雨直前の B 測線で観測された TDR の結果の平均値である。

図-6, 7 は B2 と B3 地点での実測値と式(12)および式(20)より得られた簡易計算法による計算結果, Fortran のプログラムを作成し, 式 (29) より求めた解析結果を比較したものである。

Table-1 Input data in simulation for groundwater of point B2 and B3

Point	Distance form ridge S(m)	Slope angle β	Void ratio e	Coefficient of permeability k (cm/s)		Initial volumetric water content (%)						Installed depth (cm)
				unsaturated	saturated	19.6. 2001	23.6. 2001	1.7. 2001	13.5. 2004	16.5. 2004	20.5. 2004	
B2	64	25	0.95	0.0035	0.0085	34	36	36	35	36	36	176
B3	87	25	0.95	0.0018	0.0059	34	36	36	35	36	36	172

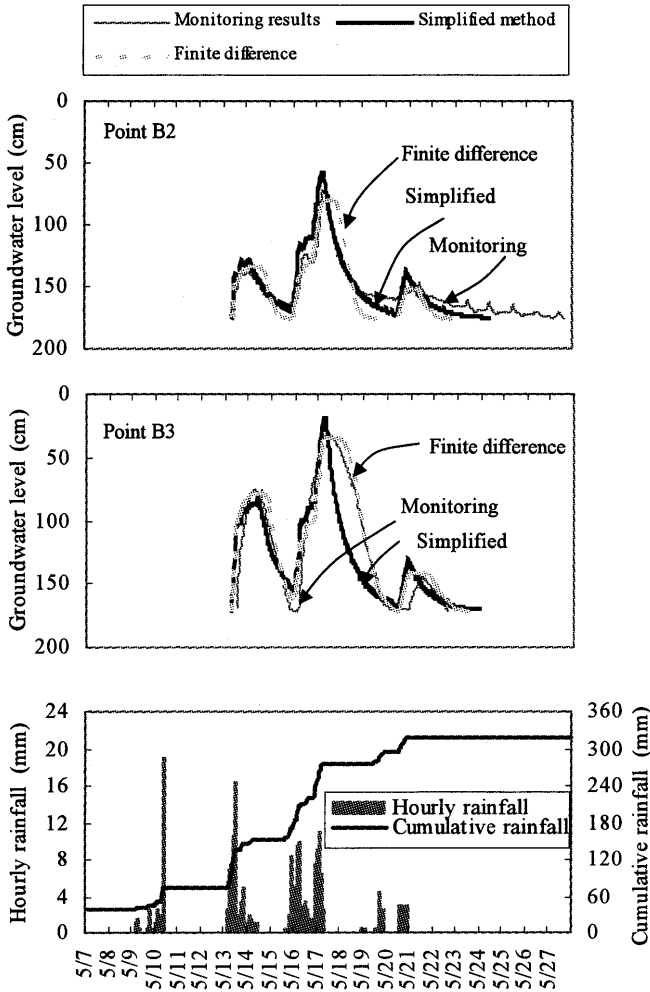


Fig-7 Comparison of Simulation and monitoring results on June & July 2001 rainfall event

まず、図-6 の B2 地点の場合、簡易算定法についてみると上昇過程では計算値は実測値よりやや高く、低下過程では 2001 年 6 月 19 日の降雨の場合はほぼ一致しているが、2001 年 6 月 23 日から 24 日にかけての降雨の場合は実測値よりも早く低下した。その傾向は図-7 にも見られる。差分法についてみると両方の実測データとも同じような挙動を示している。簡易計算法ならびに差分法と実測値を比較してみると相互に大きな違いがないことが分かる。

次に、図-6 の B3 地点においては、簡易算定法についてみると上昇過程はほぼ一致している。しかし低下過程においては最終的な地下水位に達する時期はほぼ一致するものの、低下初期には両者に違いが見られ、計算値のほうが早

く低下した。図-7 にも同じ傾向が見られる。差分法についてみると両方の実測データとも同じような挙動を示している。この原因として、B3 地点は斜面下流に位置し簡易算定法は低下過程で上流側からの流入を考慮していないが、差分法による地下水位計算はそれを考慮しているためであると考えられる。そのため簡易算定法において降雨停止直後の地下水位低下の時間遅れについての検討と改善が必要である。

5. 1999 年 6 月 29 日の崩壊

5.1 ががら山における崩壊時の地下水位の推定

原位置観測を行っているががら山では 1999 年 6 月 29 日に 155.5mm の降雨があり、この雨によって土石流が発生した。その崩壊現場の縦断面図を図-8 に示す。前節で提案した地下水位の簡易計算モデルを用いて崩壊が発生した 6 月 29 日から 1 週間前の 6 月 23 日からの降雨に対してシミュレーションを行い、崩壊当日の地下水位の高さを検討した。計算で用いた初期条件は表-2 に示す通りである。

崩壊源頭部は尾根から 27m のところ (図-8 中の p 点) に位置する。尾根から 84m (図中の q 点) より下流側の斜面勾配は 17 度以下であり、仮に地下水位が地表まで上昇しても、安全率が 1 以上であるため、q 点より下流側

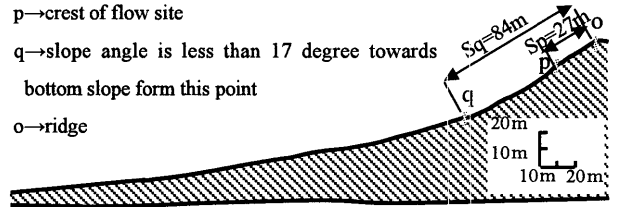


Fig-8 Longitudinal profile of Mt. Gagara flow site

で崩壊が始まったとは考えられないため (図-11 の安定解析結果を参考)、崩壊時の地下水位の検討は 84m までを対象にした。したがって、表-2 に示す斜面勾配は尾根部から 84m までの平均値を用いた。間隙比と透水係数は室内試験結果であり、崩壊直後に実施した調査時に、現地で採取した試料を用いて行ったものである。初期体積含水率については、当時の計測結果はないが、1999 年の年間降雨量変動を参考にし、現在行っている B 測線における 2001 年 6 月の平均値と同等であると仮定した。

Table-2 Input data in simulation for groundwater of Mt. Gagara flow site

Distance form ridge S (m)					Slope angle β	Void ratio e	Coefficient of permeability k (cm/s)	Slope thickness (m)	Initial volumetric water content (%)			
No.1	No.2	No.3	No.4	No.5					6/23	6/26	6/29	7/2
20	27	43	62	84	30	0.95	6.94×10^{-3}	2	34	36	36	36

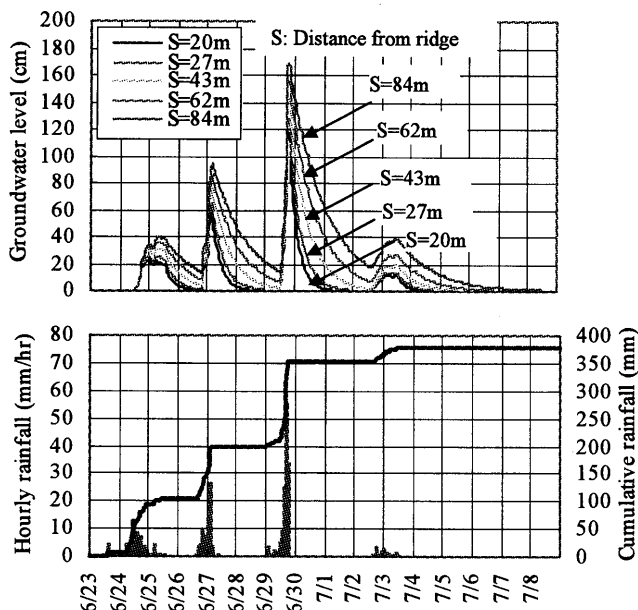


Fig-9 Simulation results of groundwater level on Mt. Gagara flow site when failure was occurred

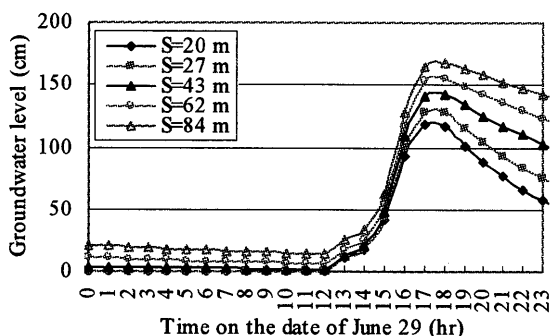


Fig-10 Groundwater level of Mt. Gagara flow site on June 29

1999年当時の降雨データは広島大学が実施している気象観測データ (HIRODAS)¹⁰⁾ を用いたもので、崩壊現場から雨量計設置場所までの距離は約1kmである。

地下水位の計算結果を図-9に示す。6月1日から22日までの累積雨量は127.5mmであり、23日から29日までの1週間の累積雨量は197.5mmである。6月29日の日雨量は155.5mmであり、先行降雨により初期含水率が高い状況下での降雨であった。降雨は29日の17時に時間雨量55.5mmでピークを迎え、地下水位は図-10に示すようにS=27mでは17時、S=84mでは18時にピークを迎えた。

5.2 ががら山の崩壊

ががら山における地下水位上昇時の安全率を検討するため、長大斜面における安定計算を行った。式(30)は長大斜面に浸透流がある時の安全率を求める式であり、安全率Fsが1の時の限界水位は式(31)より求めることができる。計算結果を図-11に示した通り、限界水位と斜面勾配の関係を表したものである。ここで、 h_w は地下水位、 H_L は表層厚であり、 β は斜面勾配である。表層厚の平均値は2mで

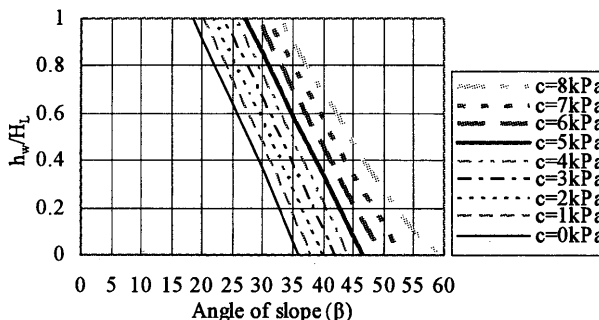


Fig-11 Stability analysis by using infinite slope method

ある。2.1で記したように強度定数は、内部摩擦角 $33^\circ \sim 39^\circ$ 、粘着力は $c' = 5 \sim 8 \text{ kPa}$ であった。本計算では、内部摩擦角は $\phi' = 35^\circ$ とし、粘着力は降雨浸透時に低下すると仮定して、 $0 \sim 8 \text{ kPa}$ に変化させて計算した。

$$F_s = \frac{c' + \{\gamma_t(H_L - h_w) + (\gamma_{sat} - \gamma_w)h_w\} \cos^2 \beta \cdot \tan \phi'}{\{\gamma_t(H_L - h_w) + \gamma_{sat} h_w\} \cos \beta \sin \beta} \quad (30)$$

$$h_w = \frac{\frac{c'}{\cos^2 \beta} + \gamma_t H_L (\tan \phi' - \tan \beta)}{(\gamma_t - \gamma') \tan \phi' + (\gamma_{sat} - \gamma_t) \tan \beta} \quad (31)$$

まず、計算結果に基づいて崩壊した時間について考察する。平均斜面勾配 30° のこの斜面において、降雨時に粘着力が 0 kPa まで低下するならば、図-11の安全率が1になる h_w/H_L は0.35である。 H_L が2mの斜面では、限界水位は70cmであり、27日の降雨時に既に崩壊しているはずであるが、実際には崩壊していない。このことから地下水面形成時に粘着力は0までは低下せず、計算結果からは少なくとも $1 \sim 2 \text{ kPa}$ 以下にはならないと推測できる。同様に、粘着力が 5 kPa 以上になると限界水位は約170cm以上となり、ピーク時の上昇地下水位で崩壊しない結果となる。したがって、水面形成後の粘着力が $3 \sim 4 \text{ kPa}$ 程度に低下し、この時の限界水位が $130 \sim 148 \text{ cm}$ であり、斜面長 $S \geq 43 \text{ m}$ のところで上昇地下水位が限界水位を超えて $142.9 \sim 168.7 \text{ cm}$ であった。また、限界水位を超える時刻は降雨のピークから1時間遅れの18時である。これらのことから崩壊が始まった場所は源頭部p点ではなく、源頭部より下部で発生し、上部まで崩壊が波及した可能性が考えられる。

5.3 大毛寺川左支川の崩壊

大毛寺川左支川の斜面

広島市安佐北区を流れる大毛寺川の左支川溪流、宝木迫谷川 (以下大毛寺川左支川と記す) で1999年6月29日、広島県豪雨災害時に土石流が発生し、全壊家屋3戸、半壊家屋1戸、死者4名を出す被害が発生した。

Fig-12に大毛寺川左支川の溪流図を示す。Fig-13に斜面の縦断面図を示し、Fig-14に大毛寺川左支川に最も近い雨量観測所である気象庁所管可部雨量観測所の観測結果を示す。Fig-13の縦断面図は尾根部が水平距離を0ととっている。

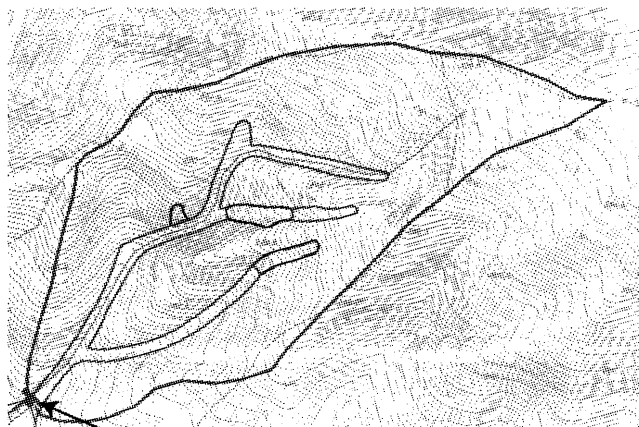
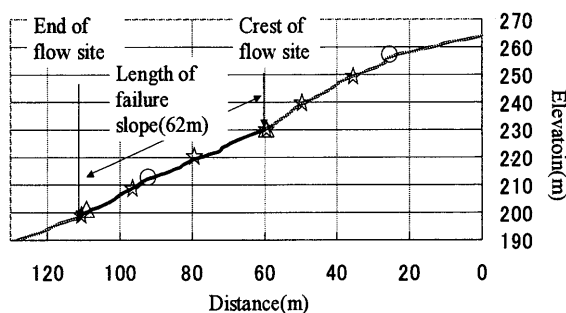


Fig-12 Topography of Omoji River-left tributary failure site¹¹⁾



- △ Concave-convex line(Change from steep to loose)
- Concave-convex line(Change from loose to steep)
- ☆ Calculation point of groundwater level

Fig-13 Longitudinal profile of Slope

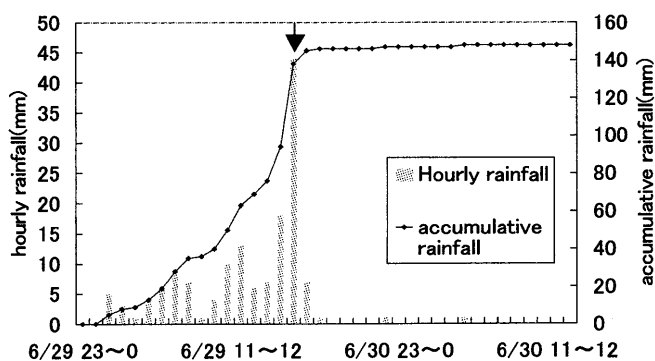


Fig-14 Rainfall data of Kabe observatory

大毛寺川左支川では、後に溪流沿いの斜面において3箇所の崩壊が生じたことが判明し、その崩壊時間は15~16時(図中の矢印の時間)と報告されておりちょうど雨量ピーク時に崩壊は発生していることが分かる。

地下水位と安全率

まず、Fig-13に示す溪流縦断面図の山腹斜面表層には風化したまさ土が2mの厚さで堆積していると仮定し、(12)式、(20)式、ならびに(28)式を用いて、地下水面の形成過程ならびに安全率の時間的変化を計算した。

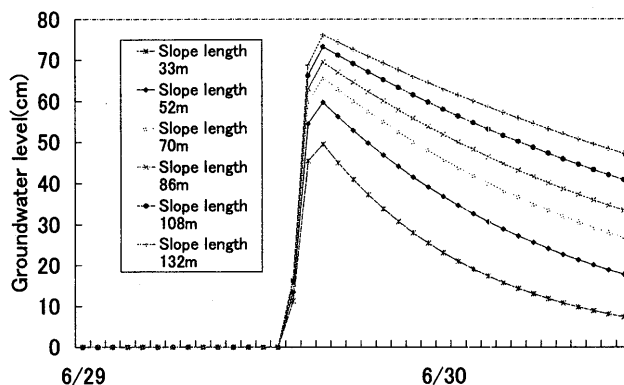


Fig-15 Simulation result of Groundwater level

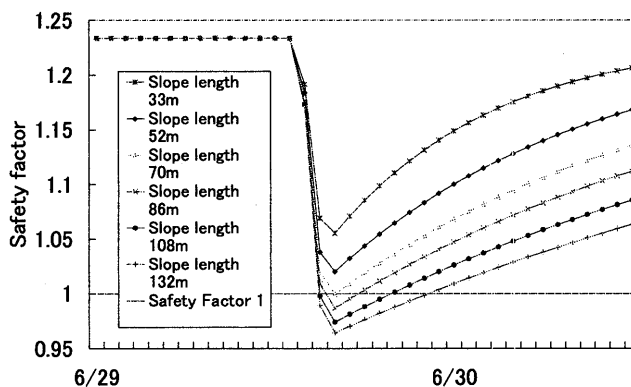


Fig-16 Results of stability analysis with simulated groundwater level on failure slope

透水係数は Table-2 の条件を使用した。また有効間隙率は 0.14, 内部摩擦角 $\phi=35^\circ$, 粘着力 $c=3\text{kPa}$, $\gamma_t=1.6(\text{g/cm}^3)$, $\gamma_d=1.86(\text{g/cm}^3)$, $\gamma_w=1.0(\text{g/cm}^3)$ とし, 初期体積含水率 $\theta_0=32\%$ とした。斜面の勾配は Fig-13 の縦断面図を尾根から最下流端までを一様勾配とし, その勾配を計算すると 30° であるので, (12)式, (20)式の $\beta=30^\circ$ とした。

Fig-15 に地下水位, Fig-16 に式 (30) を用いて計算した安全率の結果を示す。

この図から分かるように崩壊部分(水平距離 60~112m)のうち水平距離 60~112m のところでの安全率は, $F_s=0.99\sim 1.03$ の範囲にあり, これより上方の斜面(水平距離 0~60m)では, 最も地下水位が高くなった16時から17時ごろにおいてさえ $F_s=1.0\sim 1.06$ となり崩壊していなかったことと整合する。

6. まとめ

がら山観測結果より明らかになった地盤特性や浸透特性の基本的な情報に基づいて原位置斜面の地下水面の形成・上昇の簡易計算モデルを提案し, 実測結果と比較してモデルの妥当性を検討した。さらに1999年の6.29豪雨災害崩壊現場に適用した。これらの検討の結果以下のことが明らかとなった。

- 1) 無効雨量を考慮し、地下水位の簡易計算法を提案した。計算結果と実測値を比較したところ、B3 地点においては、上昇過程はほぼ一致している。しかし、低下過程においては最終的な地下水位に達する時期はほぼ一致するものの、低下初期には両者に違いが見られ、計算値のほうが早く低下した。降雨停止直後の地下水位低下の時間遅れについての検討と改善が必要である。
- 2) 地下水位の感度分析の結果から、地下水面形成にもっとも影響が大きいのは初期体積含水率と間隙比(有効間隙率)であり、また地下水位の低下は透水係数と斜面勾配によって異なる。
- 3) 2001 年 6 月 29 日にががら山の崩壊は、降雨時のピーク時から約 1 時間後の 18 時に、粘着力が 3~4kPa まで低下し、地下水位がピークに達して崩壊した可能性が考えられる。
- 4) 大毛寺川左支川についての適用結果も、概ね崩壊部分と安全率が 1 を切っている場所は一致し、地下水位簡易計算モデルの有用性を確認できた。
- 3) 鶴飼恵三, 祭 飛, 阪上最一, 若井明彦 (1998) : 降雨時の斜面安定性の全体安全率による評価, 地すべり, Vol.35, No.1, pp.19~23.
- 4) 大西有三, 西垣誠, 西野賢治 (1990) : 地盤浸透の新しい準三次元解析手法に関する基礎的研究, 土木学会論文集, No.424/III-14, pp.85~94.
- 5) Thi Ha, 佐々木康, 森脇武夫, 加納誠二, 山本真由美, 佐藤崇史, 上熊秀保 (2004) : 広島大学構内における降雨時土中水分変動の原位置観測システム, 広島大学大学院工学研究科研究報告, 第 53 巻第 1 号, 投稿中.
- 6) Thi Ha, 佐々木康, 加納誠二 (2004) : 降雨時のまさ土斜面における土中水分量の変動と無効雨量, 広島大学大学院工学研究科研究報告, 第 53 巻第 1 号, 投稿中.
- 7) Thi Ha, 佐々木康, 加納誠二 (2004) : まさ土斜面における地下水位の挙動と降雨時の地下水位簡易算定法の検討, 第 49 回地盤工学会シンポジウム論文集, 登載決定.
- 8) 榎 明潔 (1999) : 降雨時の斜面表層崩壊, 土と基礎, Vol.47, No.5, pp.17-20.
- 9) 古川 智, 岩田直樹, 清水光男, 笹井友司 (2000) : 降雨浸透を考慮した土石流源頭部の Janbu 法による斜面安定解析, (社)地盤工学会平成 11 年の広島県豪雨災害調査報告書, pp.153-157.
- 10) 広島大学気象観測システム (HIRODAS) : <http://home.hiroshima-u.ac.jp/hirodas/>
- 11) 広島県 : 平成 11 年豪雨災害 6.29 土砂災害復旧誌, p.75

参考文献

- 1) 西垣誠, 中屋眞司, 河野伊一郎 (1992) : 前処理付き共役勾配 (SSOR-PCG) 法を用いた飽和・不飽和多孔質媒体中の三次元浸透解析法, 土木学会論文集, No.448/III-19, pp.101~110.
- 2) 亀井健史, 榎本雅夫 (1996) : 降雨および地下水流が斜面内の間隙水圧挙動に及ぼす影響, 地すべり, Vol.33, No.2, pp.10~16.

平成 16 年 9 月 30 日 受理