地すべり地における水位変動のモデル解析

Model Analysis of Ground Water Level Fluctuation in Landslide Areas

榎田 充哉*
Mitsuya ENOKIDA

Abstract

We don't understand enough communication mechanism of pore water pressure on slip surface.

In the present paper, we shall try to make a few new theoretical models of complicated mechanism of ground water level fluctuation in landslide areas.

By the modeling of mechanism, we shall be able to catch both timelags between rainfall and ground water level fluctuation and the fluctuation size is a match for rainfall.

We design two theoretical models, tank model and Ψ function model. After that, we explain theory of each model. And we set standards of models for valuation. Therefore we provided two models that is effective to understand properties of ground water level fluctuation in landslide areas.

キーワード: 降雨, 地すべり, 水位低下, 地下水

1. はじめに

地すべり滑動にすべり面の間隙水圧が大きく関わっていることは周知の事実である。間隙水圧がある限界を超えることによって地すべりは滑動を始める。しかし、地すべり地の地下水の動きは複雑で、すべり面付近の地下水帯へとたどりつくまでに幾つもの帯水層または水脈が関与しているとおもわれるが¹⁾、その機構については十分に解明されていない。

本研究ではその複雑な水位変動機構の新しいモデル化を試みた。

水位変動をモデル化することにより降雨に対する水位変動の大きさと時間差を把握することができる。水位変動の大きさを知ること、ある降雨量に対する地すべり滑動の有無を知ることができ、時間差を知ること、降雨の後の地すべり滑動の発生時間を予知することに役立つ。また、モデル定数の値によって排水計画を立て、モデル定数の経年変化によって排水工法の効果を判定することができる。将来予想される豪雨に対する地すべりの安定度を検討することも可能となるなど、モデル化による利点は大きい。

本研究では二つのモデルを用いた。

一つのモデルは流出解析によく用いられるタンクモデルを多少改良した従来型のモデルで、もう一つは Ψ 関数モデルと名付けた今回新たに提案するモデルである。こ

れら二つのモデルの理論的意味を説明するとともに、いくつかの地すべり地においての解析結果と観測データを比較検討することによって、地すべり地での水位変動モデルとしての二つのモデルの有効性の検証を行ったのでその結果を報告する。

今回、長崎県平山地区、長崎県牧の地地区、岐阜県石原地区の三つの地すべり地の観測データを用いた。

地すべり地での水位変動特性に関する報告はこれまでも数多くなされているが、過去の報告の中には、帯水層が複数あるにもかかわらず全長ストレーナ加工の観測孔のデータを用いたものや、測定時間間隔が長いものなど、水位の測定方法に疑問を感じるものも多くみられた。

今回用いた水位データはそのほとんどがすべり面付近の地下水帯部分のみをストレーナ加工し、その上下に遮水処理を施した観測孔のデータであり、測定間隔が5分、記録間隔が20分～1時間と非常に高品位で、水位変動を詳細に捉えたものである。

2. 地すべり地の概要

ここで取り上げた三つの地すべり地の概要を以下に述べる。

平山地すべりは長崎県松浦郡に位置し、標高270mの愛宕山の山腹斜面と山麓の棚田地帯を含む面積約64haの地すべりである。地質は第三紀中新世の佐世保層群世知原層とこの上を不整合に覆う八の久保砂礫層および松浦玄武岩類から構成される。当地すべり地の世知原層は

* 国土防災技術職

砂岩、頁岩の互層からなり、2～3枚の薄い炭層が挟在する。地すべりはこの夾炭層をすべり面とした典型的な岩盤すべりである。すべり面の地下水は調査結果より有圧地下水であることが確認されている。解析に用いた観測井 No. 1 は地すべり末端部に位置する。

石原地すべりは岐阜県大野郡に位置し、地質は西南日本内帯の美濃帯に属し、主にジュラ紀の砂岩、頁岩より構成される。地すべりは面積約1～2 ha の四つのブロックからなり、斜面傾斜 40°前後の急峻な斜面に発生している。解析に用いた観測孔 CH 8 は地すべりブロック IV の中腹部に、観測孔 CH 18 は地すべりブロック I の末端部付近に位置する。

牧の地地すべりは長崎県佐世保市の北側にあり、五蔵岳から妙観寺峠にいたる稜線の南端部に位置する。地すべり全体の面積は約 19 ha で、地質は新第三紀佐世保層群世知原層に属し、基岩は細～粗粒砂岩、頁岩、砂質頁岩から構成されている。砂質頁岩の間には層厚 2.0～3.5 m の石炭、凝灰岩、凝灰質砂岩の細互層を挟在している。

解析対象のボーリング孔は基岩である砂質頁岩の上に帯水層である砂礫層が、その上に砂岩と崩積土が覆い、地下水検層結果からもすべり面付近の地下水は被圧地下水であることが確認されている。解析に用いた観測孔 CH 10 は C ブロックの冠頭部付近に位置する。

3. 水位変動モデル

図-1 は水位変動と地すべり移動量の関係を見たものである²⁾。間隙水圧がある値を超えると地すべりの移動量が大きくなっている。このように水位変動と地すべりの移動は密接に関わっており、水位変動の大きさと時期が地すべり滑動に大きな影響を与えている。

地すべりの地下水位変動をモデル化するうえで、そのモデルにまず求められるものは

- ①水位変動の大きさを予測できるか。
 - ②時間差を予測できるか。
- である。次に求められるものは
- ③理論的な裏付けがあるか。
 - ④モデル定数の決定が容易であるか。
 - ⑤計算方法が簡単・明瞭であるか。
 - ⑥モデル定数が水位変動の特性を言い表す特性値となり得るか。
 - ⑦一つの解析の所要時間が短時間であるか。

であると考え。

「観測水位を相関よく再現する解析水位」というような表現をするが、地すべり地での水位変動モデルは単に相関がよいだけでは失格であり、刻々と変化する降雨データを基に、その後何時にどの高さまで水位が上昇す

図-1 地下水位（間隙水圧）と地すべり移動（地すべり工学より）

るかを予測できなければならない。その意味では単に相関だけを合わせるモデルや、一つ一つの解析に数時間も要したり、大型コンピュータでなければ処理できないモデルは実用的でない。

今回検討を行った二つのモデルは、流出解析でよく用いられるタンクモデルを基本とするモデルと、本研究で新たに提案する Ψ 関数モデルである。それぞれの基本的な考え方と理論を以下に示す。

3.1 地すべり地の地下水の特徴

地すべり地での地下水の動きは複雑であるが、これまでの観測結果からわかったいくつかの特徴と、地すべり地の地下水に対する基本的な考え方について整理してみる。これらは水位変動機構をモデル化する上での基本的な概念である。

3.1.1 自由地下水と被圧地下水

図-2 に山地における地下水帯の模式図を示す¹⁾。

地下水は地下水を包蔵しているものが地層であるか断裂（断層・裂か・節理など）であるかによって、それぞれ地層水（stratum water）と裂か水（fissure water）に定義される。また、地層水は自由地下水と被圧地下水に、裂か水は不圧水と有圧水とに分けることができる。

地すべり地ではこれらの地下水帯が混在しているものと思われる。また、図-2 にみるように地すべり地の被圧地下水帯は平野における完全な被圧地下水帯と違い、端部の一部が自由地下水と連続しているなどの疑似の被圧地下水帯であることが多いと思われる。

図-2 斜面の水文地質構造 (地すべり工学より)

本研究では地下水を自由地下水および不圧水と被圧地下水および有圧水の二つのグループに分けて取り扱う。以後、自由地下水帯という表現には不圧水帯も含み、被圧地下水帯という表現には有圧水帯も含むものとする。

地すべり地におけるこの二つの地下水の基本的な性質をモデル解析の立場から考えてみる。

自由地下水帯の水頭は水の量そのものを反映したものである。水の量と地下水帯の有効な空隙率によってその高さが決まる。「水頭の変化→水の量の変化」なのである。入力項である降雨量または融雪水量と圧力水頭は「量」の面である均衡がとれていなければならない。

それに対し、被圧地下水または有圧水の圧力水頭は水の量を直接反映していない。貯留係数 s で比較すると、自由地下水帯の s は有効空隙率 (一般に $5 \times 10^{-2} \sim 3 \times 10^{-1}$) にほぼ等しいのに対し、被圧地下水帯では一般に $5 \times 10^{-5} \sim 5 \times 10^{-3}$ と 100 倍程度の違いがある³⁾。つまり、自由地下水帯と同じ水頭変化量に対する水の量の変化は 100 分の 1 程度となる。

地すべり地における疑似の被圧地下水帯では地層の圧縮率は考慮しないものとする。

被圧地下水帯または有圧水帯の圧力水頭が変化すると帯水層または水脈内の水の密度が変化する。以下の二つのモデル解析では地下水を非圧縮性と仮定しているが、水は 0-500 気圧の平均で 1 気圧当たり $4.5 \times 10^{-3}\%$ 程度の体積の圧縮性を持っている⁴⁾。密度がわずか $4.5 \times 10^{-3}\%$ 変化するだけで 1 気圧、約 10 m の水頭変化がおこる。

このように被圧地下水帯または有圧水帯の水頭変化は外部からの圧力に大きく影響されるのであり、降雨量のような水の量には直接には影響されない。解析の目的によっては圧力水頭の変化と水の量の収支を無視すること

図-3 岩盤内平滑な平行節理系構造と透水係数 (Louis) による

ができる。

3.1.2 すべり面付近の地下水帯

すべり面は一般に粘土分を多く含んだ土で構成されており、透水性は極めて低い。すべり面に揚圧力を与える地下水帯はすべり面周辺の亀裂帯または透水性の良い地層であると考えられる。

これまでの全国の地すべり地での検層結果などからみると、この地下水帯は上部に不透水層または難透水層をもつ疑似の被圧地下水帯や有圧水帯であることが多く、完全な自由地下水帯である場合は希である。

図-3 は亀裂の大きさと透水係数の関係を示した資料であるが⁵⁾、わずかなすきま幅の亀裂でも砂質土程度の透水係数を持つことがわかる。

3.1.3 水位変動パターン

地すべり地での水位変動には大きく二つのパターンが

ある。パターン1は個々の降雨に対し敏感に反応し、水位低下も比較的急激な変動。このパターンの場合、降雨のピークと水位のピークとの時間的なずれが通常1~2日程度である。パターン2は個々の降雨にはあまり反応せず全体として大きく変動するもので、水位低下が緩慢で、ピークの時間差も数日から数カ月と大きい。

またパターン2の中には大きな水位上昇が始まる時間と大きな降雨との時間差があまりないタイプと時間差が数日以上あるタイプがある。

ここで遅延時間について整理してみる。

本研究では遅延時間を以下の二つに区別している。

①降雨が水位上昇に影響を与え始めるまでの時間差 (T_0)

②降雨と水位のピーク時との時間差 (T_p)

以後、 T_0 を初期遅延時間、 T_p をピーク遅延時間と呼んで区別する。

地すべりの安定上、より問題となるのは②のピーク遅延時間 T_p である。

3.2 タンクモデル

図-4に今回用いたタンクモデルの模式図を示す。

各タンクは一つの浸透孔と二つの越流孔をもち、一方の越流孔の流量が次のタンクへ流入する。浸透孔の流量を次のタンクの入力とした場合は、極めて少量の降雨もタンクの状態に関係なくすべて次のタンクの水位に影響することになり、実際の現象にあわない。

タンクは全部で5段用いる。最上部タンクが地表付近

の土壌を代表し、5段目のタンクがすべり面周辺の地下水帯を、2段目から4段目のタンクが地下水流入経路のいくつかの地下水帯を表現している。流出解析では3段のタンクモデルがよく用いられるが、3段では初期遅延時間 T_0 をうまく再現できない。本論文に用いた観測水位は初期遅延時間がほとんどないものばかりであるが、地下水位変動には水位上昇の開始時間が降雨から数日遅れるものもあり、タンク数を増やすことによって初期遅延時間 T_0 が表現可能になる。しかし、タンク数をあまり増やしすぎると T_0 の少ない水位変動を表現することがむずかしくなる。1段から10段までの解析結果を比較検討した結果、5段程度が地すべり地での最高でも数日程度の初期遅延時間は再現可能であり、妥当であると判断した。

タンクを3段にして、初期遅延時間 T_0 を一つの係数とするモデルも考えられるが、ここでは5段のタンクモデルを用いて解析を行った。

一般の地下水2次元シミュレーションと違いタンクモデルではタンク間の圧力の相互作用を考慮しない。そのために計算が非常に単純であるという利点がある。

一般的な流出解析のタンクモデルと本モデルの大きな違いは、流出解析では最終的に水の流出量 Q を必要とするが、地下水位変動解析ではタンク内の水頭の高さが必要となる点である。各タンク（地下水帯）にはそれぞれの貯留係数 s があり、各タンクの流入量にはそのタンクの貯留係数が含まなければならない。

単純な2段のタンクの場合を例に基本的な地下水流動を考えてみる。

1段目から2段目への流入量 Q_1 は1段目の越流係数 C_1 と水位 h_1 より、

$$Q_1 = C_1 \cdot h_1$$

と表現できる。ここに、越流係数 C_1 はタンク間の透水係数 k 、経路の断面積 A 、経路の長さ L より、

$$C_1 = k \cdot A \cdot \Delta t / L$$

で与えられる。

各タンクの底面積を単位面積とすると、 Q_1 によるタンク1の水位変化 Δh_1 は、タンク1の貯留係数 s_1 より、

$$-\Delta h_1 = Q_1 / s_1 = C_1 \cdot h_1 / s_1$$

となる。また、 Q_1 の流入によるタンク2の水位変化 Δh_2 は、タンク2の貯留係数 s_2 を用いて、

$$\Delta h_2 = Q_1 / s_2$$

となる。

ここで、水位変化のみに注目し、 C_1/s_1 を改めて係数 C_1' で表現することにより、タンク間の地下水量の収支を水頭 h の収支として考えることができる。

つまり、タンク1の水位変化 Δh_1 は

$$-\Delta h_1 = C_1' \cdot h_1$$

図-4 タンクモデルの模式図

となり、それによるタンク2の水位変化 Δh_2 は

$$\Delta h_2 = -\Delta h_1 \cdot s_1 / s_2$$

となる。 s_2/s_1 を改めて s_2' と表現することで、

$$\Delta h_2 = -\Delta h_1 / s_2'$$

となる。

つまり、水位変化のみに注目し、各タンクの入力項にその貯留係数 s を考慮することにより、タンク内での水位収支を従来のタンクモデルの収支計算と同様に解析可能である。ただし、各越流孔や浸透孔から排出されるものは流量 Q ではなく、水頭変化量 Δh となる。

当然、最上部タンクの入力項である降雨量にも最上部タンクの貯留係数が加味される。また、連続するタンクの貯留係数がほぼ等しい場合は、 $s' \approx 1$ となり、計算はより簡単になる。

流量 Q に注目すると、最下端の地下水タンクを除く他のタンクの貯留係数の効果は相殺される。つまり、4 段目までのタンクの水収支を通常の流れ解析の収支計算で行い、最終タンクの入力項にのみ、そのタンクの貯留係数を加味する解析方法も可能である。

また、流出解析では流域内の全降雨量と全流出量や蒸発散量等の収支の均衡がとれていなければならないが、地下水は流域内を均一に流れているのではなく透水性の良い地層や水脈を片寄りをもって流れていると思われ、個々の地点での地下水の変動解析モデルである本モデルでは流域内での降雨の集水の度合いを集水係数 a として考慮する。

3.3 Ψ 関数モデル

図-5 に Ψ 関数モデルの模式図を示す。

モデルの基本的な考え方を説明する。

図-5 Ψ 関数モデルの模式図

地すべり地を含む流域内に降った雨は必ず最初に自由地下水帯または不圧水帯に供給される。流域内の自由地下水帯は地すべり地およびその周辺の自由地下水帯と何らかの連続性を持っている。

地すべり地周辺と流域内の降雨の一部はやがて地すべり地周辺の自由地下水帯に供給され、その自由地下水帯の圧力が亀裂や地層を介してすべり面付近の被圧地下水帯または有圧水帯に伝わると仮定する。

Ψ 関数モデルはこのように雨水を貯留する自由地下水帯(不圧水帯)とすべり面付近の被圧地下水帯(有圧水帯)からなる単純な2層構造のモデルである。

地下水量の収支は降雨の浸透量と自由地下水帯(不圧水帯)の水位変化でほぼ均衡がとれており、被圧地下水帯(有圧水帯)の水頭変化による地下水量の消費は無視できるものとする。

以上の仮定により、まず地すべり地周辺の自由地下水帯の水位 p の変化を考える。降雨の入力がない場合の自由地下水帯の水位低下は低下速度が水位に比例するとし、以下の式で表現される。

$$-\frac{dp}{dt} = \rho p \quad (\because \rho: \text{比例定数})$$

$t=0$ における水位を p_0 とすると

$$p = p_0 e^{-\rho t}$$

となる。

時刻 t_0 の水位 p_0 を規準にその後の水位変動を考えてみる。

降雨がこの自由地下水帯に到達するまでの遅延時間を T_0 とし、時刻 $t_0 \sim t_0 + \Delta t$ の間に流入する時刻 $t_0 - T_0 \sim t_0 - T_0 + \Delta t$ 間の雨量を R_{-T_0} 、流域内の集水係数を a 、自由地下水帯の貯留係数を s とすると、時刻 $t_0 + \Delta t$ での水位 p_1 は

$$p_1 = p_0 \times e^{-\rho \Delta t} + a \times R_{-T_0} / s$$

次の Δt 後の水位 p_2 は

$$p_2 = p_1 \times e^{-\rho \Delta t} + a \times R_{-T_0} + \Delta t / s$$

となる。これを繰り返すと $k \times \Delta t$ 後の水位 p_k は

$$p_k = p_{k-1} \times e^{-\rho \Delta t} + a \times R_{-T_0} + \Delta t \cdot (k-1) / s$$

よって任意の時刻の水位 p はその時刻を規準にした過去の履歴によって次のように表現できる。

$$p = \varepsilon \sum_{n=1}^{\infty} \alpha^{n-1} \cdot R_{-(T_0 + \Delta t \cdot (n-1))} \quad (1)$$

ここに、 $\alpha = e^{-\rho \Delta t}$

$$\varepsilon = a / s$$

Δt を単位時間(1時間)にとることで式(1)は簡素化し、 α が一つの定数となる。

つぎに、目的とする被圧地下水帯の水頭変化を考える。被圧地下水帯でも水頭の低下速度は水頭高に比例すると考え、比例定数を η とすると

$-dh = \eta \cdot h \cdot dt$
となる。

圧力水頭 h は通常すべり面からの水頭高をとるが、圧力水頭が帯水層厚 B より高い場合と低い場合では比例定数が異なることが考えられる。比例定数 η は前者の比例定数であり、便宜的に、比例する 0 点の高さ B_0 を設定し、上記の式を

$$-dh = \eta \cdot (h - B_0) \cdot dt$$

ここに、 $0 \leq B_0 \leq B$

と変更する。

ある時刻の水頭高を h_0 とすると微小時間 Δt 後の水頭高 h_1 は近似的に

$$h_1 = h_0 - \eta (h_0 - B_0) \Delta t + \Psi \quad \dots\dots\dots(2)$$

と表現できる。ここに、 Ψ は Δt 間に自由地下水帯から供給された圧力である。

Ψ の値は自由地下水帯と被圧地下水帯の圧力差に比例し、次式で表現できる。

$$\Psi = \gamma (p + H - h) \quad \dots\dots\dots(3)$$

ここに、 H : 自由地下水帯と被圧地下水帯の標高差

γ : 比例定数

比例定数 γ はダルシーの法則から、流入経路の透水係数 k と断面積 A 、経路の長さ L 、被圧地下水帯の広がり S_a 、貯留係数 s などによって決定され、おおよそ次式で表現される。

$$\gamma = k \cdot A \cdot \Delta t / (L \cdot S_a \cdot s) \quad \dots\dots\dots(4)$$

γ も式 (1) の α 同様、 Δt を単位時間 (1 時間) にとることによって定数となる。

式 (1), (3), (4) の定数 α , ε , γ , H を推定し、式 (2) の比例定数 η , B_0 , 初期水頭高 h_0 と式 (1) の遅延時間 T_0 を与えることにより、式 (2) を用いて被圧地下水帯の水頭変化を算出することができる。

被圧地下水帯の水頭上昇に重要な役割を果たす、式 (3) の Ψ を Ψ 関数と名付け、このモデルを Ψ 関数モデルとよぶ。式 (2) と式 (3) が Ψ 関数モデルの解析式である。

前項のタンクモデルの未知数が最大 31 個であるのに対し、 Ψ 関数モデルでは 7 個であり、試行錯誤による定数の決定が容易である。

ここで、各定数の名称を以下のように定める。

- ① α : 先行雨量効果残留率
- ② ε : 流域係数
- ③ γ : 浸透係数 [m^2/hr]
- ④ η : 水位低下係数 [$m/hr/m$]
- ⑤ H : 帯水層標高差 [m]
- ⑥ T_0 : 初期遅延時間 [hr]
- ⑦ B_0 : 水位基準点

流域係数 ε と浸透係数 γ の値を推定してみる。

自由地下水帯の貯留係数 s が平均で 0.1 程度であると

すると、 ε は少なくとも数十以上となる。集水係数 a を考慮すると経験上、 ε は $10^2 \sim 10^4$ のオーダーとなる。 γ の値は、透水係数 k を $10^{-2} m/hr$ 程度、貯留係数 s を 10^{-3} 程度、地下水帯の広がり L と流入経路の長さを約 100 m、流入経路の断面積を $1 m^2$ とすると、 γ は約 10^{-5} となる。

時間雨量が数十 mm から 100 mm 程度であるとする式 (4) の Ψ 関数における「 $H-h$ 」の項の影響は極めて少なく、場合によっては省略も可能であると思われる。

つまり、 Ψ 関数を

$$\Psi = \gamma \cdot p \quad \dots\dots\dots(5)$$

と表現できる。

式 (5) の Ψ 関数を用いた場合を、変則 Ψ 関数モデルと呼ぶこととする。

変則 Ψ 関数モデルでは $\gamma \times \varepsilon$ を一つの定数として扱うことによって、未知数が 5 個となり、試行錯誤による定数の決定がより容易になる。

変則 Ψ 関数モデルでは $\gamma \times \varepsilon$ を改めて流域係数とよび記号 β で表すこととする。

変則 Ψ 関数モデルにおける Ψ 関数はつぎのようになる。

$$\Psi = \beta \sum_{n=1}^{\infty} \alpha^{n-1} \cdot R_{-(T_0 + \Delta t \cdot (n-1))} \quad \dots\dots\dots(6)$$

ここに、 $\beta = \gamma \times \varepsilon$

4. 解析方法

二つのモデルの解析法を以下に述べる。両モデル共に解析水位と観測水位との一致の程度を相関係数、平均値の比、分散の比によって判断する。それぞれが最も 1 に近くなるように各定数を決定する。

4.1 タンクモデル

解析には平均貯留高を用いる収支計算法を用いた⁹⁾。

まず、各定数の値を推定して解析水位を求め、観測水位と比較しながら定数の値を変化させ、観測水位と最もよく一致する定数を決定する。

4.2 Ψ 関数モデル

以下に解析手順を述べる。

①手順 1: 水位低下係数 η と水位基準点 B_0 を推定する。

最初に式 (2) の水位低下係数 η を推定する。

図-6 は観測水位から求めた水位低下速度とすべり面からの水位高の関係図の一例である。この水位低下速度は無降雨時の水位データから算出しているが、当然降雨の影響が若干含まれている。被圧地下水帯の帯水層厚 B を考慮して基準点 B_0 を推定し、 $h=B_0$ の点を通る回帰直線の傾き a_1 と全データを包括する直線の傾き a_2 をもとめ、その間に求める比例定数 η があらとして値を推定する。

図-6 水位低下速度と水位高の関係図

②手順 2: 先行雨量効果残留率 α を推定する

観測水位の特徴より、1.0~0.0 間の値を推定する。

経験上、1 日の残留率 α^{24} の値が 0.5 より大きいと先行降雨の影響が大きく、0.5 より小さいと先行降雨の影響は少なくなる。

③手順 3: 流域係数 ε 、浸透係数 γ を推定する。

式 (1)~式 (4) の理論式より値を推定する。

④手順 4: 標高差 H を推定する。

すべり面深度や流域以内の標高差等を考慮して推定する。

⑤手順 5: 初期遅延時間 T_0 を与える。

経験上大多数の水位変動に対して、 $T_0=0$ として解析可能である。降雨と水位のピーク間の時間差は十分表現できる。水位の上昇開始時間が降雨より大きく遅れる場合はその時間差を与える。

⑥手順 6: 解析水位を算出する。

初期水位 h_0 を与え、式 (1)~式 (3) によって解析水位をもとめて観測水位との一致の程度を調べる。各定数を少しずつ変化させながら随時解析水位をもとめ、定数を決定する。

変則 Ψ 関数モデルでは $\gamma \times \varepsilon$ を一つの定数として解析し、手順 4 が不要となる。

5. 解析結果

モデル適用の普遍性を見るために、各地の地すべりデータから水位変動の特徴が大きく違うものを抽出して解析を行った。

図-7 にタンクモデルによる解析水位と観測水位の対比図を示す。これには水位変動パターンの違う観測水位の一例をいくつか載せてある。図-7 (a) と (b) が比較的降雨に敏感なパターン 1。図-7 (c) と (d) が緩やかな変動を示す、パターン 2 である。いずれも観測水位と解析水位の一致の程度はよく、その変動の特徴をよく再現している。ピークの位置も合っており、水位変動の大きさと時間差、ピーク遅延時間をほぼ正確に再現しているといえる。

図-7 タンクモデルによる解析水位と観測水位

表-1 に各地点のタンクモデルの定数を示す。

タンクは最上部タンクのみを自由地下水タンクとし、一般的な地層の有効間隙率を貯留係数として与えた²⁾。

表より、次のタンクへ流入する越流孔の越流係数 c は $c=1.5 \times 10^{-3} \sim 8 \times 10^{-1}$ の範囲となっている。透水係数 k を $3.6 \times 10^{-2} \text{ m/hr} (=1 \times 10^{-3} \text{ cm/s})$ 程度であると考えたと妥当な値であると思われる。 c の値が透水係数 k より大きい部分は、タンクを多く設定したため、タンク間の距離やタンクの底面積が流入経路の断面積より小さくなった影響と、傾向として、下のタンクほど貯留係数が小さいことの影響であると思われる。

図-8 に Ψ 関数モデルによる解析水位と観測水位との対比図の一例を示す。いずれの水位変動パターンもその変動の特徴がよく再現されており、解析水位と観測水位の一致の程度も高い。これも水位変動の大きさと時間差をほぼ正確に再現しているといえる。

表-1 タンクモデルの定数

		平山 No. 1	石原 CH 18	石原 CH 8	牧の地 CH 10
すべり面深度 GL-m		23.5	13.5	16.8	14.5
集水係数 a/s_1		1000	150	150	200
タンク 1	貯留係数 s_1	0.20	0.20	0.20	0.20
	越流係数 c_{11}	8.0×10^{-1}	2.8×10^{-1}	3.5×10^{-1}	3.5×10^{-1}
	越流高 z_{11}	5.00	0.78	0.68	0.65
	越流係数 c_{12}	————	3.0×10^{-3}	2.0×10^{-1}	9.0×10^{-1}
	越流高 z_{12}	————	1.20	1.50	1.20
	浸透係数 k_1	9.0×10^{-2}	1.2×10^{-2}	6.0×10^{-2}	4.0×10^{-2}
タンク 2	貯留係数 s_2	————	————	————	————
	越流係数 c_{21}	8.0×10^{-1}	2.8×10^{-1}	3.5×10^{-1}	3.5×10^{-1}
	越流高 z_{21}	2.00	0.78	0.50	0.75
	越流係数 c_{22}	————	3.0×10^{-3}	2.0×10^{-5}	5.0×10^{-1}
	越流高 z_{22}	————	1.20	2.00	1.50
	浸透係数 k_2	4.0×10^{-2}	1.6×10^{-2}	4.0×10^{-2}	4.0×10^{-2}
タンク 3	貯留係数 s_3	————	————	————	————
	越流係数 c_{31}	5.0×10^{-1}	2.8×10^{-1}	3.5×10^{-1}	3.5×10^{-1}
	越流高 z_{31}	2.40	0.78	0.50	0.75
	越流係数 c_{32}	————	3.0×10^{-3}	2.0×10^{-5}	5.0×10^{-1}
	越流高 z_{32}	————	1.20	2.00	1.50
	浸透係数 k_3	7.0×10^{-1}	5.0×10^{-3}	4.0×10^{-2}	4.0×10^{-2}
タンク 4	貯留係数 s_4	————	————	————	————
	越流係数 c_{41}	7.0×10^{-3}	2.8×10^{-1}	2.0×10^{-2}	2.0×10^{-2}
	越流高 z_{41}	0.00	0.50	0.50	0.50
	越流係数 c_{42}	8.0×10^{-2}	7.0×10^{-1}	1.5×10^{-5}	8.0×10^{-1}
	越流高 z_{42}	6.50	0.55	2.00	1.10
	浸透係数 k_4	4.5×10^{-2}	1.8×10^{-3}	3.0×10^{-4}	3.0×10^{-4}
タンク 5	貯留係数 s_5	————	————	————	————
	越流係数 c_{51}	1.0×10^{-2}	1.6×10^{-2}	1.5×10^{-3}	1.5×10^{-3}
	越流高 z_{51}	5.80	0.80	1.00	3.50
	越流係数 c_{52}	————	————	2.0×10^{-2}	————
	越流高 z_{52}	————	————	4.00	————
	浸透係数 k_5	2.0×10^{-4}	1.0×10^{-5}	1.0×10^{-5}	1.0×10^{-5}
相関係数		0.8524	0.8895	0.8744	0.9350
注) 平均値の比		-0.9996	-0.9796	-0.9990	-0.9907
注) 分散の比		0.9608	0.9645	-0.6876	-0.7571

注) 解析水位の平均値および分散が観測水位のそれより大きい場合は負の符号をつける。

表-2 に各定数の値を示す。

先行雨量効果残留率 α は 0.980~0.990 の値となっている。 α^{24} の値と比較すると 0.616~0.786 で、降雨の 24 時間後も 6 割以上の雨量効果が残留していることになり、先行雨量の効果は比較的大きい。

図-8 (a) の水位変動は視覚的には降雨に敏感な変動パターンに見えるが、実際は先行降雨の影響が大きいことがこの α からわかる。3 月後半や 4 月後半の水位変動が少ないことをみてもその傾向がうかがえる。

この例では流域係数 ε はどれもほぼ等しく、浸透係数 γ は $1 \times 10^{-5} \sim 1 \times 10^{-4}$ 、水位低下係数 η は $6.90 \times 10^{-4} \sim 3.80 \times 10^{-2}$ の範囲となっている。水位低下係数 η が水位変動の特徴の違いをよく表現している。

図-9 は Ψ 関数モデルと同じ定数を変則 Ψ 関数モデルに適用して求めた解析水位と観測水位の対比図である。どれも水位変動の特徴をよく表現しており、一致の度合いも大きい。

この三つの例の場合、変則 Ψ 関数モデルを用いることに問題はないと思われる。いずれも水位変動の大きさと時間差をうまく再現できている。

表-3 にモデル定数の表を示す。

表-4 はタンクモデルと Ψ 関数モデルの定数を比較したものである。

表中の①がタンクモデルのタンク 1 からタンク 4 までの越流係数をかけあわせた値、②が Ψ 関数モデルの浸透係数 γ である。その比からみて②の値が約 60 倍程度大きい、ほぼ同じ傾向の値を示していることがわかる。③のタンクモデルの係数の値と、④の Ψ 関数の流域係数 ε と浸透係数 γ の積の値を比較しても、同様にほぼ同じ傾向の値であることがわかる。

二つのモデルの考え方が違うため、同一の定数の値にはならないが、同じような意味をもつ定数には共通した傾向があるといえる。

6. 考 察

以上の結果より、タンクモデル、 Ψ 関数モデル共に地すべり地の地下水位変動を十分に再現可能であり、各定数の値が理論的な解釈の範囲にあることがわかる。

二つのモデル解析の特徴を比較してみる。

タンクモデルは根気よく解析を続けることで水位変動特性の複雑で細かい違いを表現することが可能であるという優れた利点をもっている。反面、モデル定数の数が多く定数決定に要する試行錯誤の回数が多いこと。モデルの自由度が大きく、同じ水位を再現する複数の定数の組み合わせが考えられること。地すべり対策の立場からみた各定数の持つ意味が不鮮明であるなどの不利点がある。

Ψ 関数モデルは単純な 2 層構造であり、大きな水位変動のピークは再現可能であるが、あまり細かい水位変動特性の違いを表現するには不向きである。しかし、モデル定数の数も少なく、定数決定に要する試行錯誤の回数が少ないこと。一つ一つの定数が持つ地すべり対策上の意味を明確にすることができるなどの利点がある。

Ψ 関数モデルでは、地すべり対策における各定数の持つ意味を以下のようにまとめることができる。

図-8 Ψ 関数モデルによる解析水位と観測水位 図-9 変則 Ψ 関数モデルによる解析水位と観測水位表-2 Ψ 関数モデルの定数

		石原 ch 18	石原 ch 8	牧の地 ch 10
すべり面深度	[GL-m]	13.5	16.8	14.5
先行雨量効果残留率	α	0.9800	0.9900	0.9820
流域係数	ϵ	2.00×10^4	2.00×10^4	2.10×10^4
浸透係数	γ [m ⁻² /hr]	1.00×10^{-4}	2.00×10^{-5}	1.00×10^{-5}
水位低下係数	η [m/hr/m]	3.80×10^{-2}	3.00×10^{-3}	6.90×10^{-4}
水位基準点	B_0 [m]	0.5	0.5	1.5
帯水層標高差	H [m]	8.0	8.0	10.0
初期遅延時間	T_0 [hr]	0.0	0.0	0.0
初期水位	h_0 [m]	1.00	1.60	4.30
相関係数		0.8862	0.8657	0.9643
平均値の比	注)	-0.9966	-0.9896	0.9990
分散の比	注)	-0.8621	0.9790	-0.7610

注) 解析水位の平均値および分散が観測水位のそれより大きい場合は負の符号を付ける。

表-3 変則 Ψ 関数モデルの定数

		石原 ch 18	石原 ch 8	牧の地 ch 10
すべり面深度	[GL-m]	13.5	16.8	14.5
先行雨量効果残留率	α	0.9800	0.9900	0.9820
流域係数	$\beta = \epsilon \times \gamma$	2.00	4.00×10^{-1}	2.10×10^{-1}
水位低下係数	η [m/hr/m]	3.80×10^{-2}	3.00×10^{-3}	6.90×10^{-4}
水位基準点	B_0 [m]	0.5	0.5	1.5
初期遅延時間	T_0 [hr]	0.0	0.0	0.0
初期水位	h_0 [m]	1.00	1.60	4.30
相関係数		0.8861	0.8649	0.9666
平均値の比	注)	0.9874	-0.9983	0.9879
分散の比	注)	-0.8595	0.9684	-0.7043

注) 解析水位の平均値および分散が観測水位のそれより大きい場合は負の符号を付ける。

①先行雨量効果残留率 α

すべり面への地下水供給源である自由地下水帯の地下水の排水性を表している。その近辺の排水性をよくすることでこの値は小さくなる。

②流域係数 ϵ

すべり面への地下水供給源である自由地下水帯の有効間隙率と雨水の集まりやすさを反映しており、地表からの雨水の供給経路を絶つことで係数の値が小さくなる。

③浸透係数 γ

自由地下水帯からすべり面付近の地下水帯への地下水の流入経路の透水性と規模を反映しており、流入経路を絶つことによって係数の値は小さくなる。

また、 $\epsilon \times \gamma$ の値は降雨に対する水位変動の大きさの程度を表す。

④水位低下係数 η

すべり面付近の地下水帯の排

表-4 モデル定数の比較

	石原 ch 18	石原 ch 8	牧の地 ch 10
① $C_{11} \cdot C_{21} \cdot C_{31} \cdot C_{41}$ (タンクモデル)	6.14×10^{-3}	8.58×10^{-4}	8.58×10^{-4}
② γ (Ψ関数モデル)	1.00×10^{-4}	2.00×10^{-5}	1.00×10^{-5}
②/①	61.5	42.9	85.8
③ $C_{11} \cdot C_{21} \cdot C_{31} \cdot C_{41} \cdot a/s_1$ (タンクモデル)	0.922	0.129	0.172
④ $\beta = \varepsilon \cdot \gamma$ (Ψ関数モデル)	2.00	0.40	0.21
④/③	2.2	3.1	1.2

水性を表し、集水ボーリング等で排水性をよくすることで係数の値が大きくなる。

ここで、第3章で述べた地すべり地での水位変動モデルに求められる7つの条件に基づいて二つのモデルを評価してみる。

①水位変動の大きさを予測できるか:

どのモデルも変動パターンの違う水位変動の大きさを十分に再現している。

すでに決定されたモデル定数があれば、降雨が記録された時点で、水位がどこまで上昇するのか予測できる。

②時間差を予測できるか:

どちらのモデルも予測可能である。

牧の地 CH 10 の観測水位のピーク遅延時間 T_p は約 36 時間～120 時間と大きな開きがあるが、どのモデルもそのほとんどのピークの時間差を再現している。

ピーク遅延時間はその地点固有の値ではなくそのときの条件によって変化するのであって、この二つのモデルは非常に有効である。

すでに決定された各地点のモデル定数があれば、豪雨が記録された時点で、その何時間後に水位がどの位置にあるかを予想できる。

③理論的な裏付けがあるか:

どちらも裏付けがある。

④モデル定数の決定が容易であるか:

モデル定数の数から、Ψ関数が有利である。

⑤計算方法が簡単・明瞭であるか:

どちらも簡単・明瞭である。

⑥モデル定数が水位変動の特性を言い表す特性値となり得るか:

Ψ関数のモデル定数の方がより端的に水位変動の特性を反映している。

⑦一つの解析の所要時間が短時間であるか:

どちらも1時間間隔、約3000時間分のデータ解析の所要時間が、16ビットパソコンで2～3分程度であり、十分実用的である。

どちらのモデルも理論的、概念的に水位変動機構をわかりやすく説明しており、モデルに求められる条件をほ

ぼ満たしている。地すべり地での水位変動特性を把握していく上で、どちらも有効なモデルである。

小さい水位変動も含め限りなく再現性のよい解析水位を追求するのであれば自由度の大きいタンクモデルを用い、小さな水位変動は重視せず、モデル定数の特性値と

しての意義を重視する場合はΨ関数を用いるという使い分けも考えられる。

しかし、本研究の結果では、地すべり地における水位変動モデルとしての全体的な評価においてはΨ関数モデルが優位であるといえる。

Ψ関数モデルでは基本的にすべり面付近の地下水帯を被圧地下水帯または有圧水帯と仮定しているが、自由地下水帯であっても、いくつかの定数の理論的意味が少し変化するだけで、十分解析可能であると思われる。このことはこれからの研究によって明らかになってゆくであろう。

本研究では本文で取り上げた地区以外に、長崎県石倉木場地すべり、長崎県菰田・小川内地すべり、大分県山内地すべり等の水位データに対する解析も行ったが、どれも良い結果を得ている。

また、筆者はこれまでの数年間の水位変動解析で、ここでいう変則Ψ関数モデルを多用してきたが、どの地すべり地においてもおおむね満足できる解析結果を得ている⁷⁾⁸⁾⁹⁾。

7. まとめ

本研究の成果を以下にまとめる。

①地すべり地の水位変動特性を表現するタンクモデルとΨ関数モデル、二つの理論的なモデルを構築した。

②地すべり地における水位変動のモデル解析の意義を整理した。

③二つのモデル共に、パターンの異なった水位変動において降雨に対する水位変動の大きさと時間的なずれを十分に表現することができた。

④Ψ関数モデルのモデル定数が、地すべり対策に利用可能なその地点の水位変動の特性値となることがわかった。

⑤二つのモデル共に地すべり地での水位変動解析モデルとして有効であるが、現時点ではΨ関数モデルが優位であることがわかった。

⑥モデル適用の普遍性の検証は、複数の地すべり地においてモデルの適合性をみることと、大きく違う水位変動パターンに対する適合性をみることで行っ

たが、その範囲において普遍性が確認された。

今後、研究を重ねることで各モデル定数と地質条件等の関係も明らかにしてゆく予定である。

このタンクモデルおよび Ψ 関数モデルが今後の地すべり対策に少しでも役立てば幸いである。

なお、この論文作成に当たって助言をいただいた国土防災技術株式会社 申潤植博士と佐賀大学理工学部 岸原信義教授、岩尾雄四郎教授、ならびに貴重なデータを提供いただいた長崎県北振興局および岐阜県高山土木事務所に対し、心より感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 申 潤植: 地すべり工学, pp. 71, 山海堂, 1989
- 2) 申 潤植: 地すべり工学, pp. 106, 山海堂, 1989

- 3) 栗津清蔵: 水理学, pp. 173~191, オーム社, 1980
- 4) 東京天文台: 理科年表, pp. 物 25, 丸善, 1973
- 5) 申 潤植: 地すべり工学, pp. 181~183, 山海堂, 1989
- 6) 佐藤勝夫: 洪水流出計算法, pp. 205~233, 山海堂, 1982
- 7) 榎田充哉: 地すべり自動観測システムの応用への展望—その1 降雨と地下水位変動の解析, 第28回地すべり学会研究発表講演集, pp. 124~127, 1989
- 8) 榎田充哉・申 潤植: 地すべり地における降雨と地下水位変動パターンの解析, 第29回地すべり学会研究発表講演集, 1990
- 9) 榎田充哉・申 潤植: Prospect for the Application of Automatic Observation System to the Landslide Engineering (1)—On the Model of Rainfall vs. Ground Water Level Fluctuation—, 日中地すべりシンポジウム発表論文集, pp. 105~108, 1989
- 10) 水収支研究グループ: 地下水盆の管理—理論と実際—, pp. 77~224, 東海大学出版会, 1976
- 11) 戸川隼人: 数値解析とシミュレーション, pp. 15~73, 共立出版, 1977

(原稿受理日 平成4年4月2日)

「地すべり自動観測システム技術連絡会」が発足

平成4年1月, 地すべり自動観測技術の向上と普及を促進することを目的として「地すべり自動観測システム技術連絡会」が発足致しました。

同会は, 建設省技術評価規定により技術認定を受けた17社で構成され, 会長には㈱日さくの寺川俊浩氏, 副会長に応用地質㈱の松原幹夫氏が就任されました。5月28日には第1回総会が開催され, 今後の活動方針として機器仕様の統一と標準歩掛の検討を行うことが決定されました。

[会 員]

㈱ 日 さ く	応 用 地 質 ㈱	日 本 無 線 ㈱	国 土 防 災 技 術 ㈱
㈱ カ ネ コ	オ ム ロ ン ㈱	㈱ 共 和 電 業	日 本 基 礎 技 術 ㈱
㈱ 興 和	坂 田 電 機 ㈱	㈱ キ タ ッ ク	㈱ 建 設 技 術 研 究 所
㈱ 間 組	日 本 工 営 ㈱	計 測 テ ク ノ ㈱	明 治 コ ン サ ル タ ン ト ㈱
基礎地盤コンサルタンツ㈱			(順不動)

[連絡先] 〒102 東京都千代田区麹町2-5 (ニッキビル)
 日本工営㈱ システム営業室内
 地すべり自動観測システム技術連絡会事務局
 TEL. 03-3238-8105 Fax. 03-3263-3301

千葉県嶺丘陵起帯縁辺部の粘質土地すべりの発生機構と対策

「地すべり」Vol. 29, No. 2 (通算第 110 号) pp. 1~11, 1992 年 (平成 4 年) 9 月

守随 治雄

長者地すべり地における地すべり斜面の変遷過程

「地すべり」Vol. 29, No. 2 (通算第 110 号) pp. 12~19, 1992 年 (平成 4 年) 9 月

檜垣 大助

高知県長者地すべり地において、地質ボーリング資料から地すべり斜面の変遷過程を考察した。

当地すべり地は少なくとも 1,000 年以上前からの順次移動ブロックを拡大する後退性地すべりとして形成されてきた。現在の地すべりの活動も過去の地すべり斜面変遷過程とよく調和している。

降雨、地下水変動による土地電位の挙動

「地すべり」Vol. 29, No. 2 (通算第 110 号) pp. 20~27, 1992 年 (平成 4 年) 9 月

伊藤 芳朗, 南雲 政博

新潟県平丸の地すべり観測システムにおいて、観測された土地電位の変化について、次の 3 タイプについて詳述した。①降雨によって発生する中間流に伴う流動電位、降雨電位効果。②地下水流動による流動電位、地下水電位効果。③断続降雨と地下水位変動に伴う流動電位、複合電位効果。土地電位の連続観測は、降雨による表面流出、中間流、浸透、地下水涵養、地下水流動などの考察に、有力な情報を提供することを示した。

地すべり地における水位変動のモデル解析

「地すべり」Vol. 29, No. 2 (通算第 110 号) pp. 28~38, 1992 年 (平成 4 年) 9 月

榎田 充哉

地すべり滑動にすべり面の間隙水圧が関与していることは周知の事実であるが、本研究では地すべり地の水位変動をモデル化し、モデル化することの意義とモデルの有効性について検討を行った。

破碎帯地すべりにおける地下水位の挙動特性

「地すべり」Vol. 29, No. 2 (通算第 110 号) pp. 39~45, 1992 年 (平成 4 年) 9 月

近藤 観慈, 吉松 弘行, 吉田 克美

河川流出解析にしばしば用いられる合理式の考え方を基本にし、地下水位の季節的な変動値が明かな場合に、降雨による地下水位変化が予測できる地下水位上昇モデルを検討した。このモデルの妥当性を検討するため、谷の内地すべりと口坂本地すべりを対象に解析を実施し、このモデルの特徴を確認した。このモデルが既往のデータから同定できれば、降雨による地すべりの地下水位等の挙動特性を明らかにすることができることを示した。