

有限要素法による地すべり斜面の浸透流解析と それに基づいた斜面安定解析

The Stability Analysis of Landslide Slopes using
the Finite Element Solution of Groundwater Flow

稲葉一成*
Kazunari INABA

吉田昭治**
Shoji YOSHIDA

中野俊郎**
Toshirou NAKANO

竹内伸一***
Shinichi TAKEUCHI

佐藤修****
Osamu SATO

Abstract

The distribution of pore water pressure along the slip surface used for the stability analysis is usually calculated from the static pressure estimated from the groundwater level. But in landslide slopes which have the multi-stratums with different permeability values, the pore water pressure can not be obtained in this way since the vertical distribution of that is not static.

In this paper a simple finite element analysis of groundwater flow with a free surface is used to determine the distribution of pore water pressure along the slip surface. The numerical results of water pressure are in good agreement with the field measurements. The stability analysis of landslide slopes using these distributions of water pressure provides the reasonable factors of safety.

キーワード: 地すべり, 浸透流解析, 有限要素法, 間隙水圧, 安定解析

1. はじめに

地すべり斜面の安定解析に際しては、土の強度定数の決定とともに、実体に即したすべり面に沿った間隙水圧分布を求めることが必要となる。現状では、土の強度定数は、残留強度等で精度を上げて求められているのに対し、すべり面に沿った間隙水圧分布を求めるには、全長ストレーナ式観測孔を用いた地下水観測によることが多い。すなわち、いくつかの観測地点において、自由地下水面を観測して、それらを適当に連ねて全体の自由地下水面形を近似し、すべり面の間隙水圧は、そこから静水圧分布をするものとして求める方法がとられている。しかし、地下水が静水圧分布を成すのは、静止しているか、水平流の場合に限られる¹⁾。一般に、地下水が傾斜流となるような傾斜のある斜面や、透水性の異なる複数の層から構成されている斜面では、鉛直方向の地下水圧分布は静水圧分布にならない場合が多い。このような場合には、すでに多くの指摘²⁾があるように、この地下水観測方法では、地下水流を2次元的に捉えることはできず、実体

に即したすべり面の間隙水圧を求めることはできない。従って、これに基づいた斜面安定解析も、斜面の安定度を正しく評価できないものと思われる。

筆者らは、地すべり斜面を透水係数の異なるいくつかの土層に区分し、有限要素法による新簡易解析法³⁾を用いて浸透流解析を行い、地下水流を2次元的に捉えて、鉛直方向の地下水圧分布を求めた。これを層ごとの観測値と検証して、実体に即した水理モデルを求め、これによって、すべり面に沿った2次元的な間隙水圧分布を求めて安定解析を行った。この結果を、従来の自由地下水面から静水圧分布として求めたものと比較した。さらに、これらのことから、簡易解析法を用いた浸透流解析の有効性と従来の地下水観測法の問題点を示し、このような水圧の求め方の違いが斜面の安定度や水抜き工の効果の評価に与える影響を検討した。本報告では、東虫亀地区⁴⁾と松之山越地区^{5),6)}において、ここに提案した方法を具体的に検討したものである。

2. 東虫亀地すべり地での解析例

2.1 地すべり斜面と斜面中の地下水

東虫亀地区の地すべり斜面の断面図を図-1、観測孔の仕様を図-2に示す。地すべり斜面は上・下部の2プロッ

* 新潟大学大学院自然科学研究科
** 新潟大学農学部
*** 新潟大学大学院農学研究科(現 関組土木部)
**** 新潟大学積雪地域災害研究センター

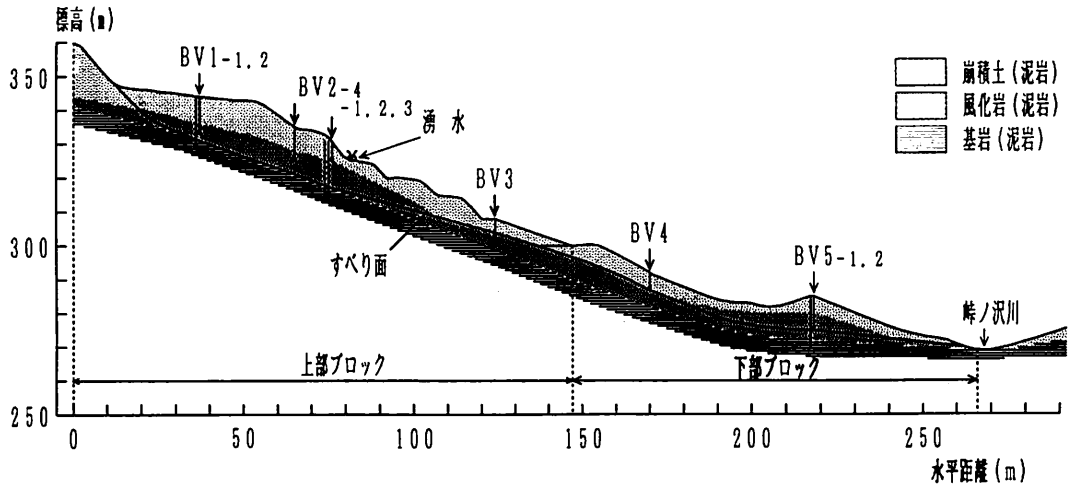


図-1 地すべり断面図 (東虫亀地区)

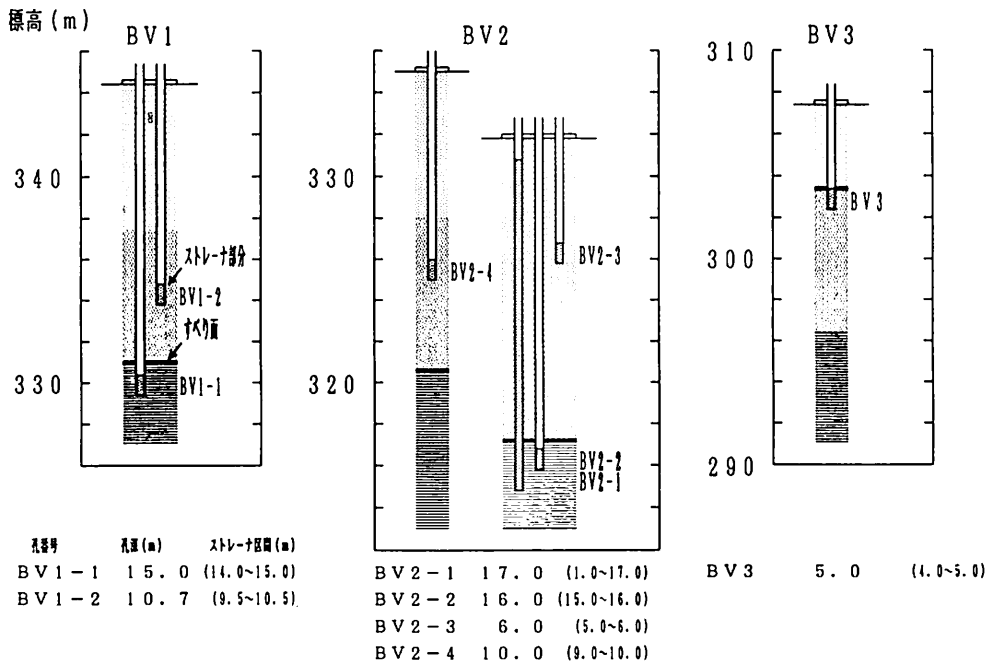


図-2 観測孔の仕様 (東虫亀地区)

クから成り、全体として平均傾斜約 20°、高低差約 90 m、斜面長約 260 m の一連の地すべりブロック (この報告では上部ブロックのみについて扱う) を形成している (図-1)。地質は新第三紀中新世の椎谷層に相当する地層で、大別して、泥岩起源の崩積土、風化泥岩、泥岩に区分される。すべり面は主に風化泥岩中に推定され、深い所で 14 m、浅い所で 4 m 程度である。この斜面での地すべり活動は、上部ブロックでは 1961 年と 1978 年に記録され

ている。地下水観測のための観測孔は、すべり面の下にストレーナを設けた 3 本の観測孔 (BV 1-1, BV 2-2, BV 3) と、崩積土層中にストレーナを設けた 3 本の観測孔 (BV 1-2, BV 2-3, BV 2-4) と、崩積土層からすべり面の下までの全長にわたってストレーナを設けた BV 2-1 の計 7 本がある (図-2)。

この地すべり斜面の上部ブロックの地下水について、水位変動、水質の観測結果⁴⁾ から概略すると以下のよう

になる。崩積土層中に分布する水は、すべり面の下に分布する水と比較して降雨や融雪水との結びつきが強く、また、その一部は湧水となって地表に現れる。これに対して、すべり面の下に分布する水は、水質的には深い土層に由来する水で、降雨や融雪水との直接的なつながりはない。従って、崩積土層中とすべり面の下に分布する水は帯水層の異なった水であり、このことは、すべり面が難透水性の層を形成して、これらの水を相対的に透しにくくしていると仮定することでうまく説明ができる。BV 2-4 の水は崩積土層中に分布する水であるが、水位変動、水質から見て、降雨や融雪水との直接的なつながりはなく、宙水状に分布している水と考えられる。

2.2 水理モデル

地すべり斜面の浸透流を2次元的に解析し、すべり面に沿った間隙水圧分布を求めるために、有限要素法による簡易解析法³⁾を用いた。支配方程式は、

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \text{ である。但し、 } h = z + \frac{p}{\gamma_w}$$

(x, y : 鉛直断面内にとった直角座標系の座標)
 (z : 点 (x, y) の標高 $\frac{p}{\gamma_w}$: 圧力水頭)

この解析法の特徴は、地表面を不飽和流の流線と仮定し、自由地下水面より地表面までの不飽和領域（負圧水帯）で、透水係数の不飽和特性を考慮することなく、不飽和領域を含む全領域を解析の対象とする簡単な方法である。

解析領域は、図-3に示すように、斜面最高点の滑落崖から下部ブロックのBV 4地点までで、要素数は852、節点数は506である。すべり面の上下での圧力分布の違いを表現できるように、すべり面の薄い層に相当する位置の要素のみ細分割した。また、孔内水位の観測値と計算値を比較できるように、観測孔のストレナの位置に相当する所には節点がくるように配慮した。

境界条件として、地表面は不飽和流の最上限の流線とし、基岩は不透層として、その境界は流線とする（図-3）。なお、BV 1, BV 2の各地点において、ボーリングコアから地質的には基岩とみなされる範囲であっても、その表層2~3m程度の部分では水位変動が観測された。従って、この部分の基岩は亀裂に富んでいると考え、解析に際しては、不透層の位置を図-1で示す基岩の位置よりも2~3m程度下げた（図-3）。

上、下流端の鉛直境界面は、地表面までの不飽和領域を含めて、それぞれ一本の等ポテンシャル線（その値は自由地下水面の標高値）と仮定する（図-3）。ここでは、上流端境界には、各観測地点での観測値と計算値が一致するような値を試行錯誤で与え、下流端境界には、BV 4の観測値を与えた。

透水性の異なる土層区分については、まず最初に図-1の土層のように区分し、これらに与える透水係数は、現場透水試験の結果を参考にしてその初期値を与えた。すべり面の上下では帯水層が異なることを考えて、すべり面には難透水性となるような低い値（ 10^{-7} cm/secのオーダー）を与えた。

上述したような手順を経て、土層区分とそれぞれの透水係数を仮定した一つの水理モデルを仮定する。次にそのモデルにおいて図-4に示すように、有限要素法によってポテンシャル解を求める。計算結果のうち、各観測孔のストレナの位置に相当する節点の計算値（ポテンシャル値）と、孔内水位の観測値を比較する。この解析結果を検証する観測値には、降雨の影響がなく、ほぼ定常状態とみられる1991年5月11日の観測値（低水位）と、融雪水の影響で水位の高い状態にある1992年4月3日の観測値（高水位）を選んだ。そして、これらの計算値と観測値がほぼ一致するまで、透水係数や境界値をいろいろに変えて計算を繰り返す。これらを変えるだけで

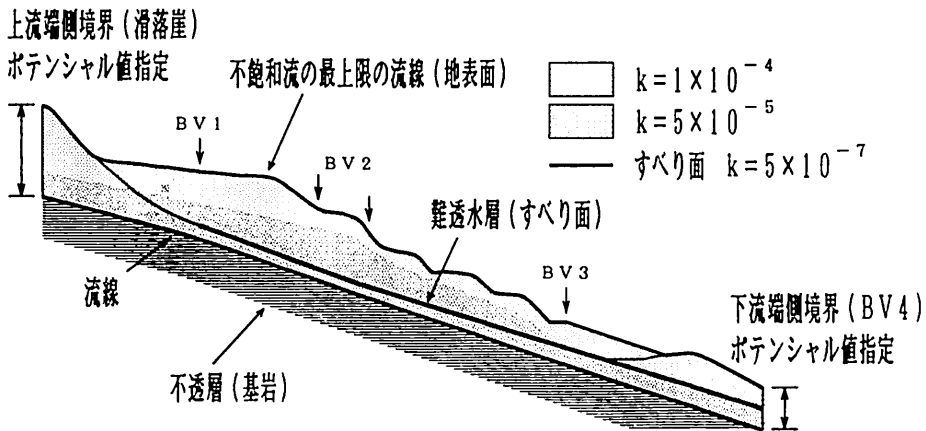


図-3 水理モデル (東虫亀地区)

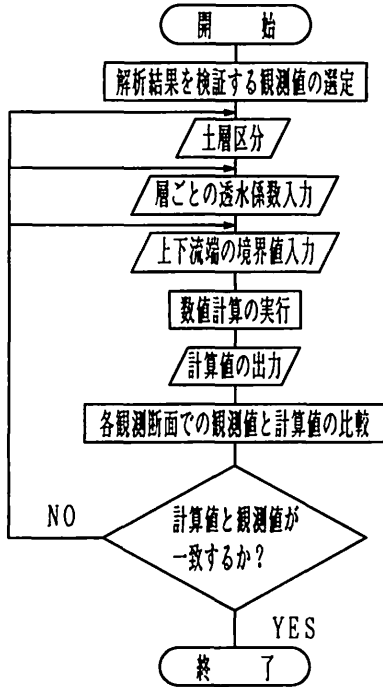


図-4 最適な水理モデルを得る手順

は一致しない場合には、透水性の異なる土層区分の境界を若干変更する。低水位、高水位の両方において、計算値と観測値がほぼ一致するようなモデルが得られた時、最適な水理モデルが得られたものとして計算を終了する。得られた最適な水理モデルの土層区分とそれぞれの透水係数を図-3に示す。

2.3 水理モデルによる解析結果

最適な水理モデルによる低水位と高水位の解析結果を、各観測地点での鉛直方向の地下水圧分布として図-5、6に示す。不飽和の領域においては、各節点の値が負圧として求められている。また、各観測孔の孔内水位の計算値(ストレーナの位置に相当する節点のポテンシャル値)と観測値及びその差を表-1、2に示す。なお、BV 2-1は全長ストレーナ式観測孔であるため、孔内水位の計算値には自由地下水面の値を用いた。また、BV 2-3は常に孔内水が溜っていたために、孔内水位は表中に示していない。

各観測地点における計算値と観測値との差は、高水位のBV 2-4地点を除き、0.4 m以内に抑えることができた(表-1, 2)。BV 1地点では、静水圧分布に近い状態であることや、BV 2地点では、すべり面の下で減圧することなど、斜面の地下水賦存状態を実体に即して表現す

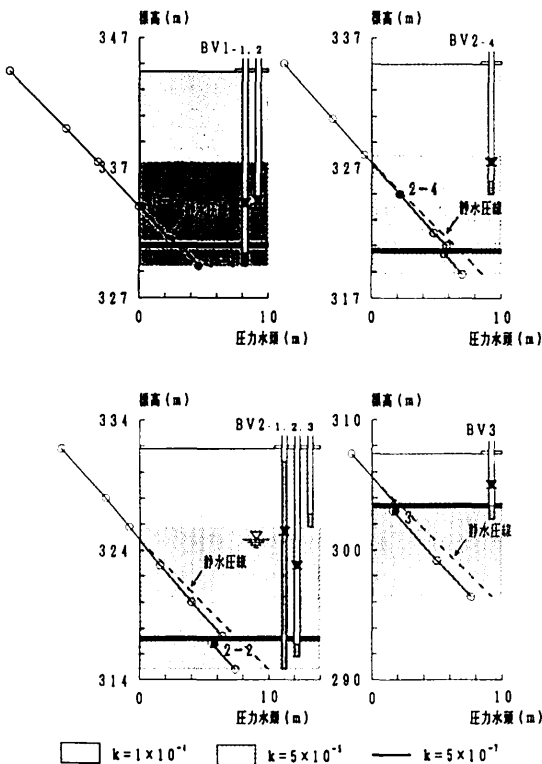


図-5 低水位の鉛直方向の地下水圧分布(東虫亀地区)
 ○: 地下水圧の計算値 ●: 地下水圧の観測値
 ▽: 自由地下水面の計算値 ▼: 孔内水位の観測値

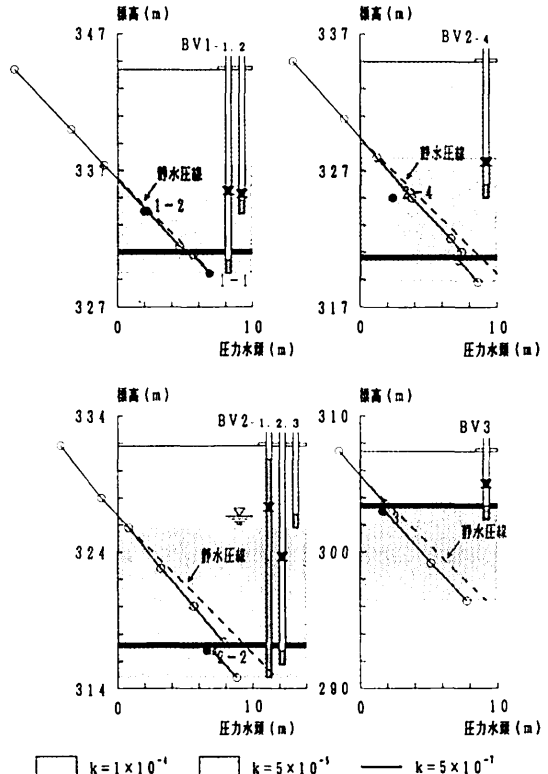


図-6 高水位の鉛直方向の地下水圧分布(東虫亀地区)
 ○: 地下水圧の計算値 ●: 地下水圧の観測値
 ▽: 自由地下水面の計算値 ▼: 孔内水位の観測値

表-1 低水位の観測値と計算値及びその差 (東虫亀地区)

観測孔	ポテンシャルの観測値 (m) (1)	ポテンシャルの計算値 (m) (2)	差 (m) (2)-(1)
BV1-1	333.9	334.0	0.1
BV1-2	334.3	334.0	-0.3
BV2-4	327.1	327.2	0.1
BV2-1	325.2	324.8	-0.4
BV2-2	322.7	322.4	-0.3
BV3	304.8	304.6	-0.2

表-2 高水位の観測値と計算値及びその差 (東虫亀地区)

観測孔	ポテンシャルの観測値 (m) (1)	ポテンシャルの計算値 (m) (2)	差 (m) (2)-(1)
BV1-1	336.1	336.2	0.1
BV1-2	335.9	336.2	0.3
BV2-4	327.4	328.0	1.5
BV2-1	326.9	326.7	-0.2
BV2-2	323.4	323.8	0.4
BV3	304.8	304.8	0

ることができた。従って、この水理モデルから求められる、各観測地点以外の、すべり面全体に沿った2次元の間隙水圧分布も、各観測地点と同程度の精度で求められるものと考えられる。このように、2次元の鉛直方向の圧力分布を観測値で求め、これによって計算値を検証してシミュレートした試みは少ないと思われる。

BV2-1は全長ストレーナ式観測孔で、その孔内水位は自由地下水面とほぼ一致している(図-5, 6)。これに対し、BV2-2はすべり面の下の1mの区間のみストレーナを設けた観測孔で、その孔内水位はそのストレーナ区間での平均的なポテンシャルを示している。BV2地点では、難透水層であるすべり面の下での圧力低下が大きく、孔内水位は全長ストレーナ式観測孔のBV2-1の方がBV2-2よりも高く、その差は観測値で低水位の場合で約2.5m、高水位の場合では約3.5mにもなる(表-1, 2)。従って、この地点において、すべり面の間隙水圧を、従来のように単純に、全長ストレーナ式観測孔の孔内水位を自由地下水面とみなして、そこから静水

圧分布として求めた場合、実際の水圧 (=BV2-2の観測値) とは水頭差にして約2.5~3.5mもの高い値が得られることになる。このようなことが安全率にも無視できない影響を与えることになると考えられるが、そのことについては次節で検討する。

2.4 2次元浸透流解析に基づいた斜面安定解析

斜面の安定度をより実体に即して評価するために、2次元浸透流解析から得られたすべり面の間隙水圧分布を用いて安定解析を行い、従来の自由地下水面から静水圧分布として求めたものと比較した。解析には簡易Janbu法を用い、土の強度定数は、椎谷層についての報告例⁷⁾と土質試験の結果を参考にして、 $c'_s=0\text{ tf/m}^2$ 、 $\phi'_s=26.0^\circ$ とした。安定解析の結果を表-3、低水位と高水位の等ポテンシャル線とすべり面に沿った間隙水圧水頭分布を図-7, 8に示す。

2次元浸透流解析による安全率は、従来の自由地下水面から静水圧として求めたものと比較して、低水位で約0.09、高水位では約0.11高い値となった(表-3)。これは、BV2からBV3地点にかけて、地下水流の傾きが大きくなることと、難透水層であるすべり面の下での圧力低下が大きいため(図-7上, 8上)により、この地点では、すべり面の間隙水圧が自由地下水面から静水圧として求めたものよりも低くなるからである(図-7下, 8下)。斜面の安定度を評価する際には、安全率で0.09~0.11という違いを無視することはできない。従って、この例のように、すべり面が難透水層で斜面の傾斜が 20° 程度になる場合には、従来のように静水圧として安全率を求めるのではなく、このような2次元の浸透流解析からすべり面の間隙水圧を求めることが必要であるといえる。

また、この例において $c'_s=0$ として、 ϕ'_s 単独で、安全率で0.09~0.11の低下を与えようとするならば、 ϕ'_s を 26.0° から 24.2° ~ 23.6° まで低下させなければならない。これまでの斜面安定解析は、残留強度等に代表されるように、土の強度定数 c' 、 ϕ' を精度を上げて求めることについては、かなりの注意が払われているものの、水圧を精度を上げて求めることについては、それほどの注意が払われておらず、バランスを欠いたものになっている。この例からわかるように、本来ならば水圧も c' 、 ϕ' とバランスのとれた精度でもって求める必要があると考えられる。

表-3 安定解析結果 (東虫亀地区)

	静水圧による安全率 (1)	2次元浸透流解析による安全率 (2)	水圧の求め方の違いによる安全率の差 (2)-(1)
低水位の安全率	1.048	1.141	0.093
高水位の安全率	0.935	1.042	0.107

標高 (m)

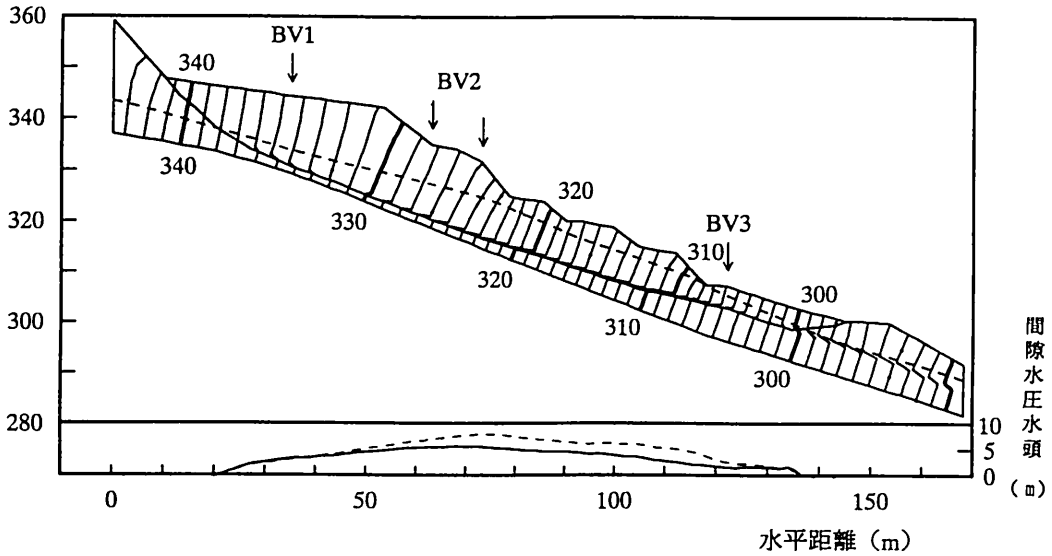


図-7 低水位の等ポテンシャル線 (上図) とすべりに沿った間隙水圧水頭分布 (下図) (東虫亀地区)

{ 上図 破線: 自由地下水面
 下図 破線: 自由地下水面から静水圧として求めたすべりに沿った間隙水圧水頭分布
 実線: 2次元浸透流解析で求めたすべりに沿った間隙水圧水頭分布 }

標高 (m)

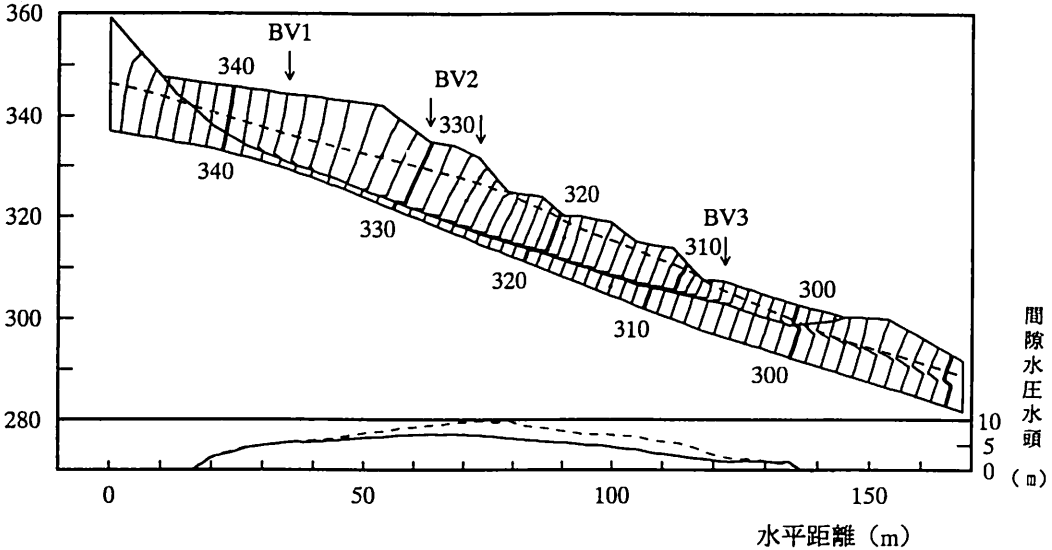


図-8 高水位の等ポテンシャル線 (上図) とすべりに沿った間隙水圧水頭分布 (下図) (東虫亀地区)

{ 上図 破線: 自由地下水面
 下図 破線: 自由地下水面から静水圧として求めたすべりに沿った間隙水圧水頭分布
 実線: 2次元浸透流解析で求めたすべりに沿った間隙水圧水頭分布 }

3. 松之山越地すべり地での解析例

3.1 地すべり斜面と斜面中の地下水

松之山越地区の地すべり斜面の断面図を図-9、観測孔の仕様を図-10に示す。地すべり斜面は、平均傾斜約

10°, 幅約40~50m, 斜面長約140mである。地質は新第三紀中新世の椎谷層に相当する地層で、大別して、泥岩及び凝灰岩起源の崩積土、泥岩、凝灰岩に区分される。この斜面での地すべり活動は1980年に始まり、その後一旦活動は停止したものの、1982年から地すべりの兆候を

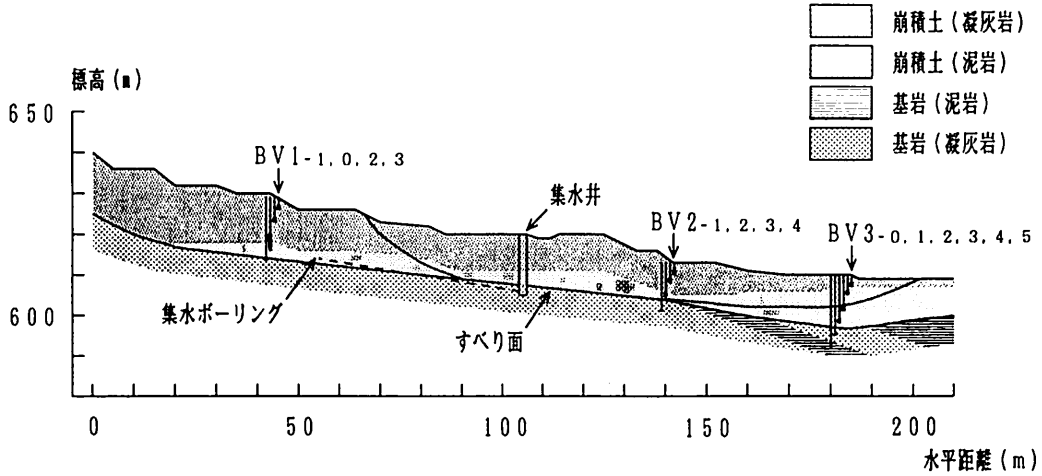


図-9 地すべり断面図(松之山越地区)

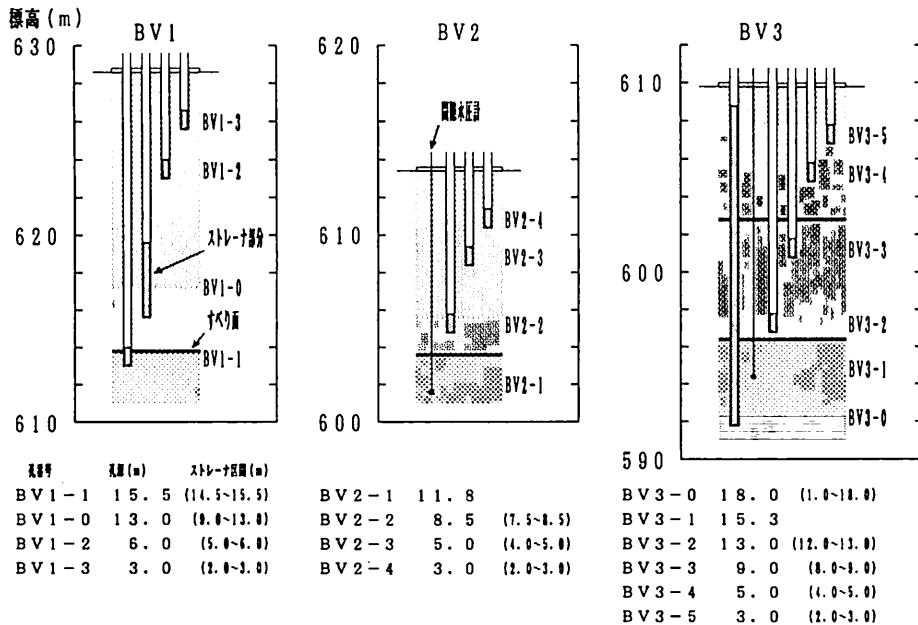


図-10 観測孔の仕様(松之山越地区)

見せ始め、1985年に再び活動した。この地すべり活動に対して、1986年に集水井を含む水抜きが施工された。地下水観測のための観測孔は、すべり面の下にストレーナを設けた3本の観測孔と、崩積土層中にストレーナを設けた8本の観測孔と、崩積土層からすべり面の下までの全長にわたってストレーナを設けたBV3-0の計12本がある(図-10)。また、BV2、BV3地点の2箇所には、すべり面の下に間隙水圧計(BV2-1、BV3-1)が埋設されている。

この地すべり斜面の地下水について、水位変動、水質の観測結果^{5),6)}から概略すると以下ようになる。地表から6m程度までの崩積土層中に分布する水は、降雨や

水抜きの施工による影響を受けることがなく、年間を通して地表面に近いほぼ一定の水位を保っている。これに対して、すべり面の下に分布する水は、水抜きの施工によって顕著な水圧低下を示した。このことは、東虫亀地区の場合と同様に、この地区においても、すべり面が難透水性の層を形成して、これらの水を相対的に透しにくくしていると仮定することでうまく説明ができる。

3.2 水抜きのある水理モデル

解析領域は、図-11に示すように、斜面頭部のBV1地点の約8m上流の地点から斜面末端部のBV3地点の約25m下流の地点までで、要素数は1,167、節点数は654である。

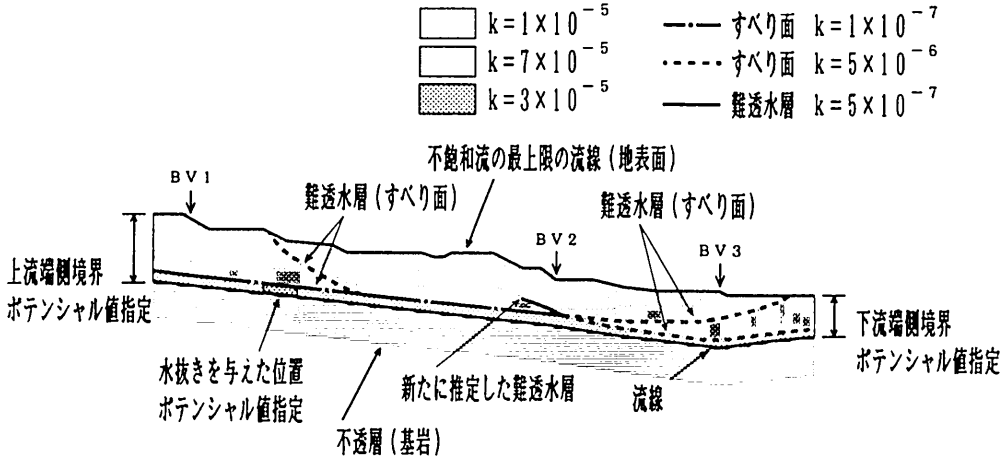


図-11 水理モデル (松之山越地区)

BV2地点では、水抜きの施工前に、すべり面下のBV2-1よりも浅いBV2-2において、孔内水位が地表面より約1.8mも高い被圧状態となっていたので、BV2-2のストレーナがある位置よりも上に、新たに難透水層を推定した(図-11)。

境界条件として、地表面は不飽和流の最上限の流線とし、基岩は不透層として、その境界は流線とする(図-11)。なお、BV1、BV2、BV3の各地点において、ボーリングコアから地質的には基岩とみなされる範囲であっても、その表層2~3m程度の部分では水位変動が観測された。従って、この部分の基岩は亀裂に富んでいると考え、解析に際しては、不透層の位置を図-9で示す基岩の位置よりも2~3m程度下げた(図-11)。

上、下流端の鉛直境界面は、地表面までの不飽和領域を含めて、ポテンシャル値の指定境界とする(図-11)。上流端境界においては、すべり面より上では、圧力水頭勾配が約0.9となるようなポテンシャル値を与え、すべり面より下ではこれとは異なる低い一定値を与えた。なお、下流端境界は一本の等ポテンシャル線と仮定した。

解析結果を検証する観測値には、1985年の地すべり発生後に行われた水抜きの影響を検証するために、水抜き施工前の1986年6月23日と、施工後の1986年10月3日の観測値を選んだ。

透水性の異なる土層区分については、まず最初に図-9の土層のように区分し、これらに与える透水係数は、現場透水試験の結果を参考にしてその初期値を与えた。すべり面粘土の透水性については、過去の地すべり活動を反映して、場所によって異なるものと考え、図-9に示すようにすべり面を3ブロックに分けて、 10^{-6} ~ 10^{-7} cm/secの範囲でそれぞれに異なる透水係数を与えた。

水理モデルにおいて水抜きを表現する方法としては、いくつかの節点において吸い込み強度を与える方法があ

るが、この方法では、上下流端の境界条件が変わる場合、吸い込み強度も変える必要が生じ、その値を求める基準がないことから、このモデルは不確定・不完全なものとなる。これに対し、本報告では、排水ボーリングの位置に相当する所にある2、3点の節点で、圧力0として、すなわち、そのポテンシャル値に節点の標高値を与える方法を用いた(図-11)。これは、排水ボーリング孔内が満流状態でなければ、ボーリング孔壁ではほぼ大気圧(圧力0)に等しいとみなせるからである。この方法によれば、上下流端の境界条件が変わる場合でも、一度水抜き節点を同定すれば、他に何の仮定をする必要もなく、簡単にポテンシャル解を求めることができる。

計算方法は東虫亀地区の場合と同様なので省略する。得られた最適な水理モデルの土層区分とそれぞれの透水係数を図-11に示す。

3.3 水抜きのある水理モデルによる解析結果

最適な水理モデルによる水抜き施工前と施工後の解析結果を、各観測地点における鉛直方向の地下水圧分布として図-12、13に示す。また、各観測孔の孔内水位の計算値(ストレーナの位置に相当する節点のポテンシャル値)と観測値及びその差を表-4、5に示す。なお、BV3-0は全長ストレーナ式観測孔であるため、孔内水位の計算値には自由地下水面の値を用いた。

各観測地点における計算値と観測値との差は、0.9m以内という予想外のよい精度で抑えることができた(表-4、5)。BV1地点では、水抜きによってすべり面の下で大きく減圧することや、BV2地点では、すべり面の下のBV2-1よりも、それより浅いBV2-2で高い被圧状態となっていること、さらには、BV3地点では、水抜きの影響をほとんど受けることなく、静水圧分布に近い状態であること等、観測値は各地点で複雑な水圧分布を示すにもかかわらず、実体に即して高い精度でもって、

有限要素法による地すべり斜面の浸透流解析とそれに基づいた斜面安定解析

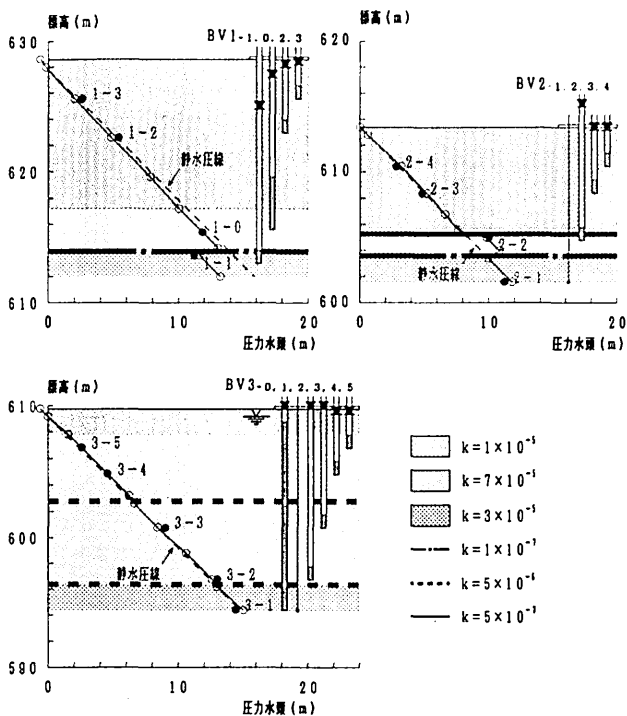


図-12 水抜き施工前の鉛直方向の地下水圧分布 (松之山越地区)
 (○: 地下水圧の計算値 ●: 地下水圧の観測値
 ▽: 自由地下水面の計算値 ▼: 孔内水位の観測値)

表-4 水抜き施工前の観測値と計算値及びその差 (松之山越地区)

観測孔	ポテンシャルの観測値 (m) (1)	ポテンシャルの計算値 (m) (2)	差 (m) (2)-(1)
BV1-1	624.9	625.3	0.4
BV1-0	627.3	627.1	-0.2
BV1-2	628.1	627.5	-0.6
BV1-3	628.2	627.6	-0.6
BV2-1	612.7	613.4	0.7
BV2-2	615.0	614.8	-0.2
BV2-3	613.2	613.5	0.3
BV2-4	613.1	613.6	0.5
BV3-0	609.7	609.3	-0.4
BV3-1	608.8	609.3	0.5
BV3-2	609.7	609.3	-0.4
BV3-3	609.8	609.3	-0.5
BV3-4	609.4	609.3	-0.1
BV3-5	609.4	609.3	-0.1

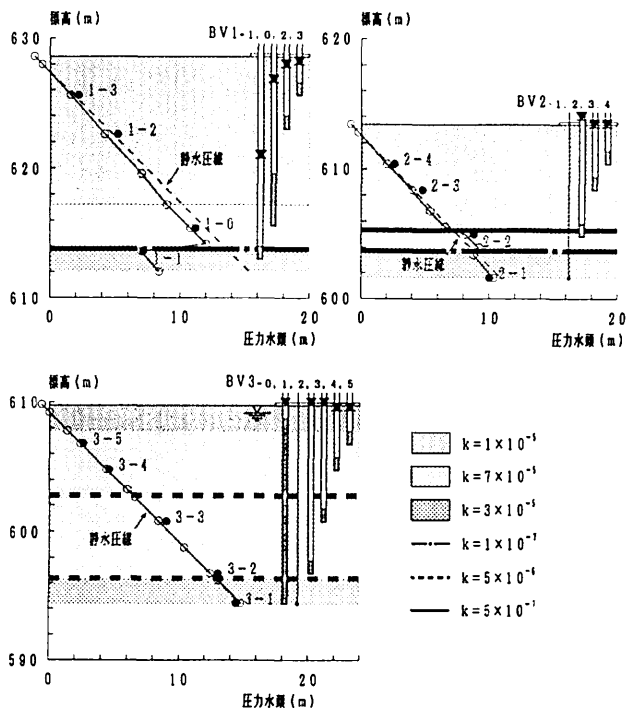


図-13 水抜き施工後の鉛直方向の地下水圧分布 (松之山越地区)
 (○: 地下水圧の計算値 ●: 地下水圧の観測値
 ▽: 自由地下水面の計算値 ▼: 孔内水位の観測値)

表-5 水抜き施工後の観測値と計算値及びその差 (松之山越地区)

観測孔	ポテンシャルの観測値 (m) (1)	ポテンシャルの計算値 (m) (2)	差 (m) (2)-(1)
BV1-1	620.8	620.5	-0.3
BV1-0	626.7	626.2	-0.5
BV1-2	627.7	626.8	-0.9
BV1-3	627.9	627.1	-0.8
BV2-1	611.6	612.1	0.5
BV2-2	613.8	613.2	-0.6
BV2-3	613.2	612.4	-0.8
BV2-4	613.1	612.5	-0.6
BV3-0	609.8	609.1	-0.7
BV3-1	608.8	609.1	0.3
BV3-2	610.0	609.1	-0.9
BV3-3	609.8	609.1	-0.7
BV3-4	609.4	609.1	-0.3
BV3-5	609.4	609.1	-0.3

実に良く表現することができた (図-12, 13)。

また、水抜きによるすべり面の下での水圧低下は、水頭で、BV1地点では約4.8m(観測値では4.1m)、BV2地点では約1.3m(観測値では1.1m)、BV3地点では0.2m(観測値では0m)となった。これは、水抜きがある浸透流の等価モデルとして、排水ポーリングの位置に相当する所にある2, 3点の節点で、圧力0としてポテンシャル値を与えた解析法の妥当性を示すものである。

以上のことから、この水理モデルから求められる、各観測地点以外の、すべり面全体に沿った2次元的な間隙水圧分布も、各観測地点と同程度の精度で求められるものと考えられる。

3.4 2次元浸透流解析に基づいた斜面安定解析

水抜きの効果をより実体に即して評価するために、2次元浸透流解析によって得られたすべり面の間隙水圧分布を用いて安定解析を行い、従来の自由地下水面から静水圧分布として求めたものと比較した。解析には簡易Janbu法を用い、土の強度定数は仲野⁹⁾の実測により $c_f = 0 \text{ tf/m}^2$, $\phi_f = 14.0^\circ$ とした。安定解析の結果を表-6に、水抜き施工前後の等ポテンシャル線とすべり面に沿った間隙水圧水頭分布を図-14, 15に示す。なお、表-6に示した水抜き施工前の安全率も、1985年の地すべり発生以降のものであるため、その安全率は1以上になっている。本報告は、水圧の求め方の違いが安全率に与える影響を検討したものであり、安全率が1より大きいか

否かを検討の対象にしているものではない。

2次元浸透流解析による安全率と従来の自由地下水面から静水圧として求めた安全率との差は、水抜き施工前では約0.02、水抜き施工後では約0.07となった(表-6)。このように静水圧として求めたものとの差が小さいのは、水抜き施工前では、計算によるすべり面全体に沿った間隙水圧分布は、BV2地点付近を除けば、自由地下水面から静水圧として求めたものにほぼ一致していたからである(図-14下)。これに対し、水抜き施工後では、両計算方法による安全率の差が約0.07と大きくなったのは、BV1~BV2地点のすべり面の下で水圧が低下し、この地点では、すべり面の間隙水圧が自由地下水面から静水圧として求めたものよりも、水頭で最大約2.5m低くなったからである(図-15下)。水抜き施工前後での安全率の上昇値は、浸透流解析によるものでは約0.28とな

表-6 安定解析結果(松之山越地区)

	静水圧による安全率 (1)	2次元浸透流解析による安全率 (2)	水圧の求め方の違いによる安全率の差 (2)-(1)
水抜き施工前の安全率 (1Y)	1.265	1.285	0.020
水抜き施工後の安全率 (2Y)	1.491	1.561	0.070
水抜き施工による安全率の上昇 (2Y)-(1Y)	0.226	0.276	0.050

標高 (m)

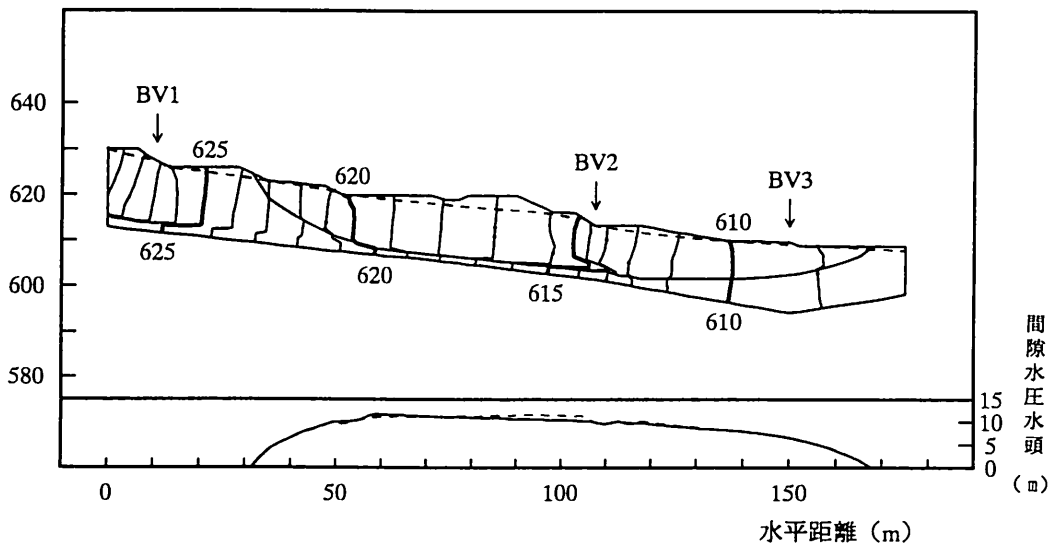


図-14 水抜き施工前の等ポテンシャル線(上図)とすべり面に沿った間隙水圧水頭分布(下図)(松之山越地区)

- 上図 破線: 自由地下水面
- 下図 破線: 自由地下水面から静水圧として求めたすべり面に沿った間隙水圧水頭分布
- 実線: 2次元浸透流解析で求めたすべり面に沿った間隙水圧水頭分布

標高 (m)

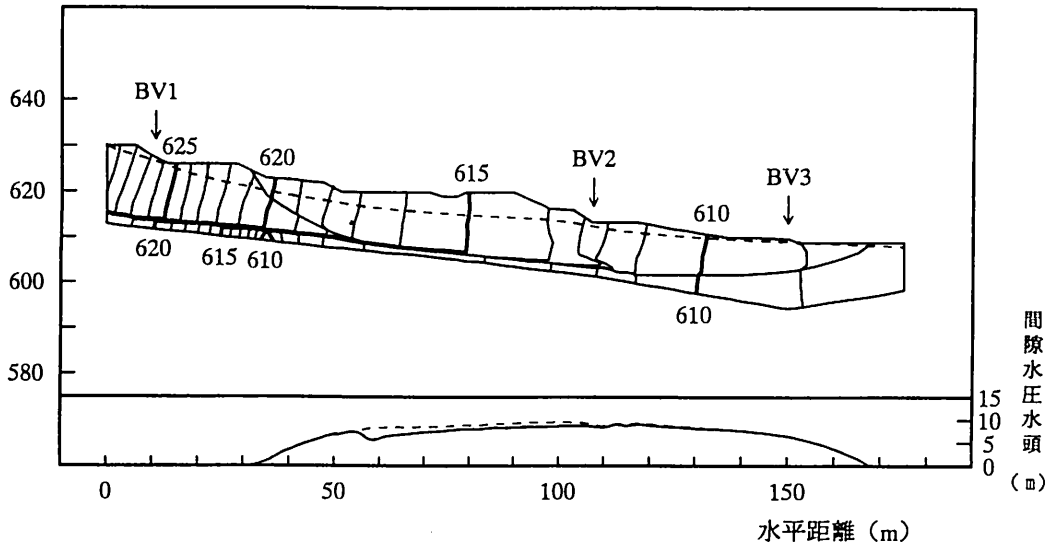


図-15 水抜き施工後の等ポテンシャル線 (上図) とすべり面に沿った間隙水圧水頭分布 (下図) (松之山越地区)

{ 上図 破線: 自由地下水面
 下図 破線: 自由地下水面から静水圧として求めたすべり面に沿った間隙水圧水頭分布
 実線: 2次元浸透流解析で求めたすべり面に沿った間隙水圧水頭分布 }

る。これに対し、従来の自由地下水面から静水圧として求めたものでは約0.23となり、これらの差は約0.05となる(表-6)。これは、浸透流解析による安全率の方が、水抜きの施工によって斜面の安定度が増したことを、より実体に即して評価できることを示している。

4. まとめ

東虫亀地区において、有限要素法による簡易解析法によって、すべり面を難透水層と仮定した2次元水理モデルを水圧の観測値から同定した。このモデルによって、すべり面に沿った間隙水圧分布を求めて安定解析を行った結果、すべり面の間隙水圧を自由地下水面から静水圧として求める従来の方法では不十分であることを示した。

また、松之山越地区において、水抜きのある水理モデルの妥当性を観測値との比較から示すことができた。このモデルによって、水抜きが斜面の安定度に及ぼす効果を実体に即してよく評価できることを示した。

参考文献

- 1) 吉田昭治・稲葉一成・中野俊郎・佐藤 修: 地すべり斜面の自由地下水位, 地下水圧の観測と解析について, 土と基礎, 第39巻12号, pp.29-34, 1991
- 2) 川上 浩: 地すべり調査における2, 3の問題, 地質学論集, 第28号, pp.87-95, 1986
- 3) 吉田昭治・竹内伸一・稲葉一成・中野俊郎: 自由水面をもつ定常浸透流の有限要素法による新簡易解析法, 土と基礎, 第41巻11号, pp.35-40, 1993
- 4) 稲葉一成・吉田昭治・佐藤 修・中野俊郎: 孔内水位の連続観測と水質調査を併用した地すべり斜面の地下水解析-東虫亀地区を例として-, 地すべり, 第28巻3号, pp.17-24, 1991
- 5) 吉田昭治・佐藤 修・中野俊郎・長崎 明・稲葉一成・中沢武司: 自動観測システムによる地すべり地の地下水観測と地下水挙動の特性について-松之山越地すべり地を例として-, 新潟大災害研年報, 第9号, pp.99-114, 1987
- 6) Osamu Sato, Shoji Yoshida, Kazunari Inaba: Chemical Aspect of Ground Water in Landslide Area, Proc. The Japan-China Symposium on Landslide and Debris Flows, pp.99-104, 1989
- 7) 岩永 伸・野崎 保: 新潟県下地すべり多発地域の土質について(2)-とくに各地層別の運動形式と土質との関係について-, 地すべり, 第20巻2号, pp.5-14, 1983
- 8) 仲野良紀: 新第三紀層の力学的性質と地すべり・トンネル・ダム, 新潟大災害研創立10周年記念講演会論文集, pp.49-68, 1988

(原稿受理日 平成5年3月31日)