

# 崩壊した斜面の安定解析に関する研究

中村 真\*・島 重章\*\*・吉國 洋\*\*

(平成13年10月26日受理)

## Study on Stability Analysis of Slope Failure

Makoto NAKAMURA, Shigenori SHIMA and Hiroshi YOSHIKUNI

(Received Oct. 26, 2001)

### Abstract

In Japan, the mountain region are formed of steep topography, the fragility of this region can be attribute to the unstable crust structure and the volcanic activities.

The location of the country in typhoon and earthquake zones increases the possibility of natural disasters, especially because 2/3 of the country's area is full with mountains.

In June 29, 1999, a heavy rain occurred in Hiroshima. The rain made serious slides in the mountain areas.

This study presents a field survey and soil testing in Yashiro, Kannon and kamikobukawa areas, where the heavy rain disaster occurred. Slope stability is applied to the slope which collapsed. Based on the results. The method of slices is introduced and the safety is examined in consideration of soil data.

**Key Words:** slope failure, stability analysis, soil examination, weathering granite soil, saturated ground

### 1. はじめに

わが国は山地部において急峻な地形を成し、不安定な地殻構造および火山活動により形成された脆弱な地質や土質条件が多い。加えて、台風常襲地帯および地震多発地帯に位置するため、自然災害を受けやすく、かつ、平地が乏しくて国土の三分の二が山地である。その山腹斜面では、表層地盤の土砂化と崩落が自然の営みとして繰り返されている。また、崩落した土砂は溪流に堆積し、集中豪雨に見舞われると土石流となって流出する。

なかでも、花崗岩地帯は海岸線から急傾斜の山腹がつながって平地が極めて少ない。そのような花崗岩地帯には、人口の密集した都市があっても膨張を続けている。特に、最近では土地利用の増大に伴い、従来利用されなかった自然条件のもとで、不利な地形の箇所も新たな利用対象として

考えられるようになってきた。しかし、このような環境条件の中で、人々は山腹斜面や土石流の氾濫源に住宅を求めて移り住んでいる。

こうした山腹や溪流の急速な市街化が、このたびの土砂災害をとりわけ甚大にしたと感じられる。さらに今後、こうした山腹や溪流の市街化傾向は激しさを増すと予想されるので、地域特性を踏まえた抜本的な土砂災害対策が必要である。しかしながら、地すべり・崩壊の原因は、地質構造、地形および風化状態などの要因と、降雨、地震および融雪などの気象条件、切土や盛土による応力変化などの誘因がある。これらの誘因および要因の組み合わせによる地すべり・崩壊の機構については、まだ不明な点が多い。

そこで本研究は、平成11年6月29日に広島豪雨災害が発生した屋代地区、観音地区、上小深川地区において、現場調査および土質試験を実施した。ここでは、その結果を基

\*広島工業大学大学院工学研究科土木工学専攻

\*\*広島工業大学工学部建設工学科

に崩壊した斜面に斜面安定解析を適用し、土質データを考慮した簡便分割法を用いて、安全性を検討するものである。

## 2. 斜面崩壊について

斜面崩壊（崖崩れ）に似た言葉には、山崩れ・地すべりなどがあるが、正確な区別はされていない。しかし、一般には山地の特に急な斜面部分の崩れを斜面崩壊と称している。斜面崩壊と地すべりとの違いは、斜面崩壊が急斜面（特に20°以上）で短時間に突発的に起こるものに対して、地すべりが長期的緩傾斜面（5°～20°）で継続的に起こるものである。ここでは斜面崩壊について説明する。

### 2.1 斜面崩壊の型

斜面崩壊の型は土層構造や土質条件により様々なものがある。大きく分類すると、表層崩壊、堆積物・強風化物の崩壊、基盤岩の崩壊の3つに分けられる。しかし、斜面災害の実例を見ると、その大部分は斜面の比較的浅い位置から滑る表層崩壊であることが分かる。

表層崩壊の型は、Fig. 2.1<sup>1)</sup>に示す。1つは表層土内の水圧が上昇し、斜面の地表より高くなり、地下水が吹き出す。それによって砂が流される、いわゆるパイピング現象によるものである。もう1つの型は、地下水が上昇し始めるやいなや、表層土の一部が流動的に滑るものである。

パイピングが起こるのは表層土の密度が高い場合で、パイピングが始まるまで土塊内変異は生じない。また、パイピングが起これないと破壊は生じない。流動滑りを生じるのは密度の低い場合で、水圧発生または含水比増大とともに移動が大きくなり滑る。降雨強度が大きいと間隙水圧が上昇し、水圧発生直後に急激に崩壊する。

表層崩壊の原因は、斜面の比較的浅い位置に土層構造として不連続性があり、その面を境界として雨水の透水係数が異なるため、上下の浸透性の違いによる滞水状態（間隙水圧が発生する）になる。それに伴って表層土中の含水量が増加し、崩壊すると考えられる。

表層崩壊が発生する場合、どちらの型にしても崩壊時に表層土内に間隙水圧が発生している。したがって、ある降雨条件に対し斜面の安定性を考えるには、その降雨条件で表層土内に間隙水圧が発生するかどうか大きな問題となる<sup>2)</sup>。



Fig. 2.1 表層崩壊の型

### 2.2 斜面崩壊の発生要因

地盤災害の発生は、地表面に作用する破壊エネルギーが要因となる場合であり、その概要を Fig. 2.2 に示す。

#### (1) 地質要因

日本の地質区分の中でも、特に深成岩類は崩壊発生率が高いという傾向がある。しかし実際には、単なる地質区分よりもその風化、変質、割れ目、破碎などの状況、地表面などの方向性、透水層の状況、表層などの緩み層の分布といった性質のほうが、崩壊に影響する要素としては重要である。

#### (2) 地形要因

地形条件の中で最も重要な要因の一つは傾斜である。最も出現率の高い斜面の傾斜角は30°～50°程度であるが、急な斜面ほど崩壊が発生しやすい傾向がある。

斜面上に沢地形があるような場所は、地表水や、浸透水などが集中するので崩壊を起こしやすい。また、斜面を縦断的に見ると凸形より凹形の斜面に崩壊が多く、これらのうちでも斜面内に傾斜変換線がある場合、特に緩斜面から急斜面に変わる部分がある斜面で崩壊が多い。土層およびその厚さ等の変化、表流水、浸透水の停滞等の種類の条件変化があり、崩壊発生に結びつく要因となる。

#### (3) 植生要因

森林の崩壊防止効果について、有林地は無林地に比べ崩壊発生率が低いというデータがある。また、樹種については杉林で、樹齢については若いほど崩壊が起これやすい。伐採跡地では特に崩壊発生率が高い。斜面上の植生は斜面の立地環境の反映であり、植生の種類や、疎密度などの差は崩壊に対する重要な因子と考えられている。

#### (4) 水理要因

斜面周辺の地表水、浸透水等は崩壊発生に重要な要因となるが、表層付近の局所的な水の流れ、あるいは降雨時のみに発生する土層内の水道沿いの流れなどで、その実態把握は非常に難しい。土質構成の割れ目の状態、浸透性、沢地形や平坦地等の地形条件、植生の状況、常時の湧水、地表水の位置、量、その変化、集水区域等を総合的にみて斜面の水理条件をつかんでおくことが必要である。常時から湧水、地表水のある場所では崩壊が多い<sup>3)</sup>。

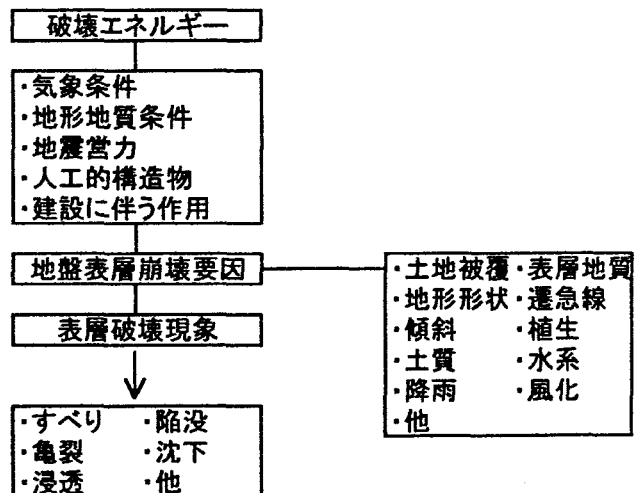


Fig. 2.2 地盤災害の概要と崩壊要因

## 2.3 斜面崩壊の発生誘因

### (1) 気象条件

崩壊の発生件数が多いのは、梅雨期のように地盤が湿潤状態に近づいている時や、台風のような強い雨が降ったときであることは明らかである。また、1時間雨量で50mm、3時間雨量で120mmに達すると、土砂災害が多発する。

### (2) 地震営力

地震で崩壊が発生する限界は、はっきりとはしていないが、最大加速度200galでも発生し、300gal以上で多発するようである。地震による崩壊の1つに軟弱地盤上の盛土崩壊がある。これは道路、鉄道、宅地造成地での被害が多発する。

### (3) 人為的誘因

社会的開発に伴って土木工事が行われると、それによって地すべりを発生することがある。例えば、鉄道、道路の建設に伴う斜面の切り取り、盛土、捨土、鉱さいの積み上げなど斜面内の応力の変化、また切り取りによるせん断抵抗の低下、あるいは盛土の荷重の増加によるすべりだす力の増大などによって地すべりが発生する。

## 3. 調査地域

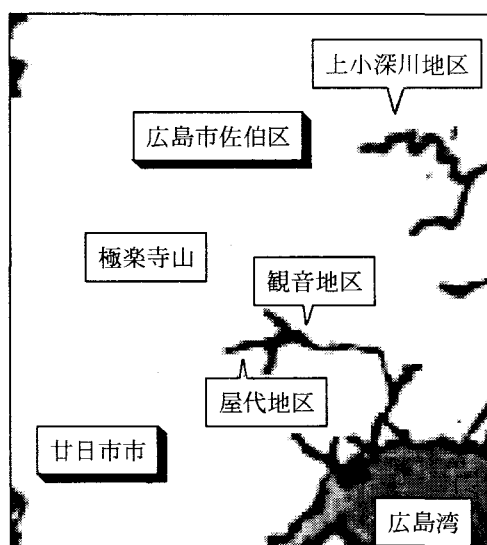
### 3.1 調査位置

本研究で使用した土試料は、広島市佐伯区の崩壊現場より採取した。そこで試料採取した現場の位置図をFig. 3.1に示す。

### 3.2 現地の地形地質状況

#### (1) 地形

対象とした屋代地区、観音地区、上小深川地区は瀬戸内



〈調査位置名〉

屋代地区 …………… 屋代川上流, 屋代川下流  
 観音地区 …………… 観音台左岸, 観音台右岸  
 上小深川地区 …… 上小深川上流, 上小深川下流

Fig. 3.1 調査地域全体図

海に面しており、この地形は中生代白亜紀の造山活動により形成された。その後、隆起準平原化した山体は侵食堆積を繰り返して現在の地形となり、風化したマサ土、段丘堆積物、崩積堆積物などの地層を形成した。

### (2) 地質

この地域は白亜紀後期の広島花崗岩類を母体とする山体、および第四期の堆積物からなる。広島花崗岩類は、黒雲母花崗岩および角閃岩花崗岩を主とし、第四期は、主に平地部に分布している沖積層のほか、山間部には極楽寺礫層、段丘堆積物、崩壊堆積物から成る。この地域の山地部は、地盤特性としての深層風化を伴い、表層は風化残積土および風化崩積土であるマサ土によって覆われている。

### (3) 土地利用

広島市は大部分が都市化されているものの、太田川、安川、吉山川、八幡川、伏谷川、可愛川、御手洗川およびその支流の流域の低平地域に水田を主とする農業が行われている。また、林地は、大きく分けて南東部の大半を占める天然針葉樹地域と、北西部の一隅を占める人工針葉樹地域、およびその中間にある移行帯の3地域に区分することができる。今回調査地としてあげた屋代川地区、観音台地区、上小深川地区は主として天然針葉樹地域となっている。

### (4) 水系

広島市の水系に着目すると、大きく2つの流域に分けて考えることができる。一つは瀬戸内海側へ面した斜面に発達した五日市低地を形成する八幡川水系、廿日市低地を形成する可愛川・御手洗川水系である。もう一つは太田川の中・上流部の水系で、比較的大きな谷をつくりながら北流する河床勾配のゆるい水系である。今回調査地としてあげた屋代川地区は21本、観音台地区は17本、上小深川地区は26本の水系から成る。

### (5) 傾斜

広島市は、陸地が全体の約8割を占めている。そのうち、山地と低地が広い面積を占め、丘陵や台地に相当するものはみられない。

山地および低地の分布を概括的に見ると、広島市東部に太田川が作る傾斜 $3^{\circ}$ 未満の低地が広がり、中～西部にかけては、中南部の八幡川下流の低地を除き山地が広がっている。

陸地全体の約7割を占める山地は、西に行くに従い高度と起伏を増し、それに応じて急傾斜の地域が広がっている。山地のうち傾斜 $30^{\circ}$ 未満の傾斜分布をみると、山塊伸長方向の北東-南西の地形配列に沿って伸びる傾向がみられる。また、低地の分布にも類似の傾向がみられる。ただ、広島市中南西部の極楽寺山やのが高原の山塊では、その方向性はあまり明瞭ではない。

今回調査地として掲げた屋代川地区は $15^{\circ}$ 以上 $20^{\circ}$ 未満、観音台地区は $20^{\circ}$ 以上 $30^{\circ}$ 未満、上小深川地区は $8^{\circ}$ 以上 $15^{\circ}$ 未満の傾斜を成している<sup>4)</sup>。

3.3 土質試験方法

(1) 物理的性質試験

- ・マサ土の物性試験
- ・粒度試験

(2) 化学的性質試験

- ・pH 試験
- ・強熱減量試験

(3) 力学的性質試験

- ・透水試験
- ・突き固めによる土の締固め試験
- ・一面せん断試験
- ・三軸圧縮試験

4. 安定解析方法

4.1 安定解析の概要

複雑な断面形状で、種々の土質定数を持った土層で斜面が構成されているときには、すべり面を円弧と仮定して安全率を計算する。斜面の最小安全率を求めるための計算は、分割法による。解析ソフトには「斜面安定計算システム COSTANA」を用いる。

その方法は、Fig. 4.1(a)のすべり面上のブロックを数個の細長いスライスに分割し、Fig. 4.1(b)に示すように*i*番目のスライスでつりあいを考える<sup>5)</sup>。

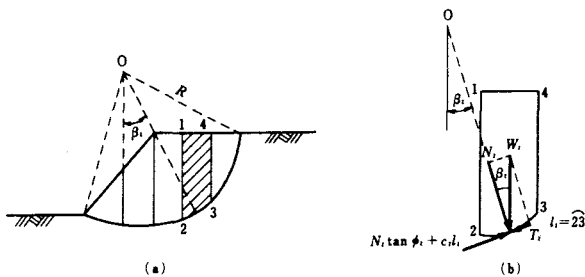


Fig. 4.1 分割方法と力のつりあい

ここに  $W_i$  : *i* 番目のスライスの奥行き 1m あたりの土の重量 (tf/m)

$T_i$  :  $W_i$  のすべり面に平行な分力  $W_i \sin \beta_i$  (tf/m)

$N_i$  :  $W_i$  のすべり面に垂直な分力  $W_i \cos \beta_i$  (tf/m)

$R$  : すべり面の半径 (m)

$l_i$  : スライスの弧の長さ (m)

$\phi_i$  : 弧の部分の土の内部摩擦角 (°)

$c_i$  : 弧の部分の土の粘着力 (tf/m<sup>2</sup>)

すべりを起こす力は  $T_i$  であり、この  $T_i$  のすべり円の中心  $O$  に対するモーメントは  $R \cdot T_i$  になる。すなわち、 $R \times (W_i \sin \beta_i)$  である。

全スライスについてすべりを生じさせるモーメントは

$$\Sigma R \cdot T_i = R \Sigma T_i = R \Sigma (W_i \sin \beta_i) \text{ になる。}$$

これに対して、すべりに抵抗する力は、摩擦力  $N_i \tan \phi_i$  と、 $l_i$  間の粘着力  $c_i \cdot l_i$  との和である。

したがって、すべりに抵抗する力のすべり円の中心に対するモーメントは  $R(N_i \tan \phi_i + c_i \cdot l_i)$  であり、全スライスについては、

$$R \Sigma (N_i \tan \phi_i + c_i \cdot l_i) \text{ になる。}$$

すべり面の安全率は、次式に示すようになる。

$$F_s = \frac{\text{すべり面に抵抗するモーメント}}{\text{すべりを起こすモーメント}} = \frac{R \Sigma (W_i \cdot \cos \beta_i \cdot \tan \phi_i + c_i \cdot l_i)}{R \Sigma (W_i \sin \beta_i)} \quad \dots\dots (4.1)$$

分子、分母の  $R$  を消去すると

$$F'_s = \frac{\Sigma (W_i \cdot \cos \beta_i \cdot \tan \phi_i + c_i \cdot l_i)}{\Sigma (W_i \sin \beta_i)} \quad \dots\dots (4.2)$$

以上の簡便分割法による安全率算定式は他の解法、例えば Bishop 法に比べいくぶん安全側の安全率を与える傾向にある。

安全率の大きさは斜面の時期、規模、重要度、破壊による影響、地震の考慮、解析方法などにより異なり、また関係機関によっても異なるが、一般的には Table 4.1<sup>6)</sup>の基準値が用いられている。

Table 4.1 安全率の評価基準

安全率	評 価
1.0以下	不安定
1.0~1.2	安定に疑問
1.3~1.4	切土、盛土では良いが、アース・ダムには疑問
1.5以上	アース・ダムに安全

4.2 安定解析の方法

本研究では、簡便分割法をもとに Fig. 4.2 に示すすべり断面に「設計要領 第一集 土工・舗装・排水・造園」を適用する<sup>7)</sup>。

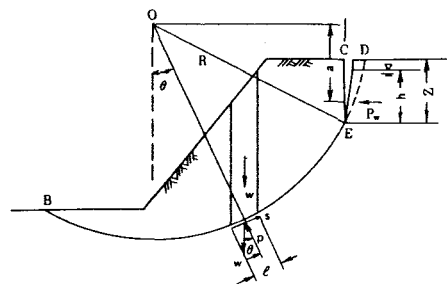


Fig. 4.2 すべり断面図

(1) 全応力法の場合 (過剰間隙水圧を考慮しない場合)

$$F_s = \frac{\Sigma (c_l + W' \cos \alpha \cdot \tan \phi)}{\Sigma (W \sin \alpha)} \quad \dots\dots (4.3)$$

ここに  $F_s$  : 安全率  
 $C$  : 粘着力 [kN/m<sup>2</sup>(tf/m<sup>2</sup>)]  
 $L$  : 分割片で切られたすべり面の弧長 (m)  
 $W'$  : 分割片の有効重量 [kN/m(tf/m)]  
 $\alpha$  : 各分割片で切られたすべり面の中心とすべり  
 円の中心を結ぶ直線と円直線のなす角 (°)  
 $\phi$  : せん断抵抗角 (°)  
 $W$  : 分割片の全重量 [kN/m(tf/m)]

(2) 有効応力法の場合 (過剰間隙水圧を考慮する場合)

$$F_s = \frac{\Sigma\{c' + (W' \cos \alpha - U_f) \cdot \tan \phi'\}}{\Sigma(W \sin \alpha)} \quad \dots\dots (4.4)$$

ここに  $F_s$  : 安全率  
 $C'$  : 粘着力 [kN/m<sup>2</sup>(tf/m<sup>2</sup>)]  
 $L$  : 分割片で切られたすべり面の弧長 (m)  
 $W'$  : 分割片の有効重量 [kN/m(tf/m)]  
 $U_f$  : せん断によってスライス底面に生ずる破壊  
 時の間隙水圧 [kN/m<sup>2</sup>(tf)]  
 $\alpha$  : 各分割片で切られたすべり面の中心とすべり  
 円の中心を結ぶ直線と円直線のなす角 (°)  
 $\phi'$  : せん断抵抗角 (°)  
 $W$  : 分割片の全重量 [kN/m(tf/m)]

(3) 盛土内の水位がテンションクラックの底より上にある  
 場合、転倒モーメントにテンションクラックに作用する水  
 圧を加えて安定計算を行う。

$$F = \frac{\Sigma \cdot s \cdot l}{\Sigma W \sin \theta + \frac{a}{R} P_w} \quad \dots\dots (4.5)$$

ここに  $P_w$  : テンションクラックに作用する水圧  
 $P_w = \gamma_w \cdot h^2 / 2$   
 $\gamma_w$  : 水の単位体積重量 [kN/m<sup>3</sup>(tf/m<sup>3</sup>)]  
 $h$  : テンションクラックの底からの水位 (m)  
 $R$  : 半径 (m)  
 $a$  : が作用する点(水深の水圧の重心点  $h/3$ )とすべり  
 円弧の中心  $O$  を通る水平線との鉛直距離(m)

(4) テンションクラックの深さ  $Z$  は、次式によって計算  
 するものとするが 2.5m を限界とする。

$$Z = \frac{2c}{\gamma t} \tan(45^\circ + \frac{\phi}{2}) \quad \dots\dots (4.6)$$

ここに  $Z$  : テンションクラックの深さ (m)  
 $C$  : 盛土材の粘着力 [kN/m<sup>2</sup>(tf/m<sup>2</sup>)]  
 $\phi$  : 盛土材の内部摩擦角 (°)  
 $\gamma t$  : 盛土材の単位体積重量 [kN/m<sup>3</sup>(tf/m<sup>3</sup>)]

5. 土質試験結果

5.1 物理的性質試験結果

(1) マサ土の物性試験結果

Table 5.1 に試験結果を示す。調査地 6 箇所土が  $\rho_s =$

2.63~2.67 (g/cm<sup>3</sup>) を示しており、したがって、この 6  
 箇所土は広島型風化花崗岩土 (マサ土) であるといえる。

Table 5.1 マサ土の物性試験結果

	含水比 $\omega(\%)$	密度 $\rho_s(\text{g/cm}^3)$	湿潤密度 $\rho(\text{g/cm}^3)$	乾燥密度 $\rho_d(\text{g/cm}^3)$	間隙比 $e$	飽和度 $S_r(\%)$
屋代川上流	10.10	2.677	1.785	1.621	0.653	41.60
屋代川下流	11.80	2.654	1.777	1.589	0.669	46.98
観音台左岸	11.60	2.632	1.982	1.776	0.482	63.55
観音台右岸	8.04	2.632	1.320	1.222	1.134	18.54
上小深川上流	12.64	2.657	1.697	1.506	0.764	44.07
上小深川下流	15.46	2.636	1.755	1.520	0.734	55.66

(2) 粒度試験結果

粒度試験は、ふるい分け法および、比重浮ひょう法の結  
 果をもとに粒度分布試験を行い、土質分類へ適用した。

Fig. 5.1 から求められる均等係数や曲率係数は、粒度分  
 布の状態を知るために、粒径加積曲線の広がりや形状を数  
 値的に表した指数である。均等係数  $U_c$  は、粒径加積曲線  
 の傾斜を表すもので、大きくなるほど粒度分布の範囲が広  
 いことを示し、曲率係数  $U'_c$  は、粒径加積曲線のなだら  
 かさを示している。なお、日本統一土質分類法では、粒度  
 分布の良否の判別を、次のように判別している<sup>8)</sup>。

- $U_c \geq 10, 1 < U'_c \leq \sqrt{U_c}$  : 粒度が良い
- $U_c < 10$  : 均等粒度, 粒度が悪い
- $U_c \geq 10, U'_c \leq 1$  又は  $U'_c > \sqrt{U_c}$  : 階段粒度, 粒度が悪い

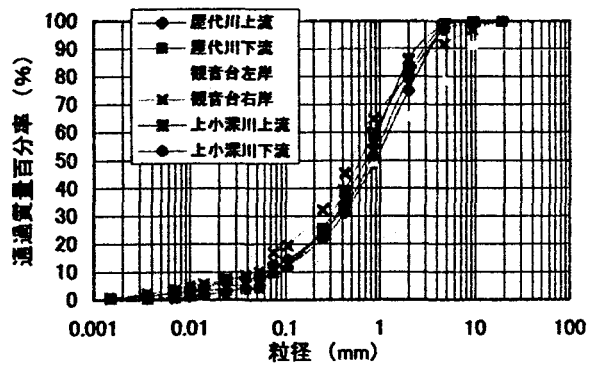


Fig. 5.1 粒径加積曲線

すなわち、「粒度分布が良い」ためには  $U_c$  と  $U'_c$  の両方  
 が上記の条件を同時に満たす必要があり、その両方または  
 片方が満たされてないときには「粒度分布が悪い」とする。

このことから、本試験の 6 箇所土はどれも粒度が良い  
 試料である。また、日本統一土質分類法の中の土の工学的  
 分類体系から判断すると、屋代川上流、観音台左岸、上小  
 深川上流、上小深川下流はシルトまじり砂 (S-M)、屋代  
 川下流、観音台右岸はシルト質砂 (SM) である。

5.2 化学的性質試験結果

(1) pH 試験結果

土の pH とは、土の平衡状態にある土中水の水素イオンのモル濃度の逆数を常用対数で表したものである。試験結果から、Fig. 5.2 に示すように5.5~6.5の pH 値を得た。一般的な土の pH 値は5.0~6.0と弱酸性であり、得られた pH 値は弱酸性を示している。

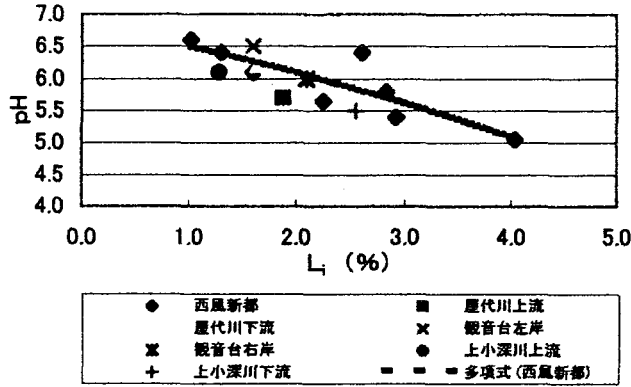


Fig. 5.2 pH と  $L_i$  の関係

(2) 強熱減量試験結果

土の強熱減量とは、110°Cで一定質量になるまで炉乾燥した土を700~800°Cに強熱したときの減少量を炉乾燥土の質量に対する百分率で表したものをいう。一般的なマサ土の強熱減量値は3.6%である。試験結果から、Fig. 5.3 に示すように1.5~2.6の値を得た。これは、調査地6箇所の土は、有機物含有量が少ない土であると考えられる。

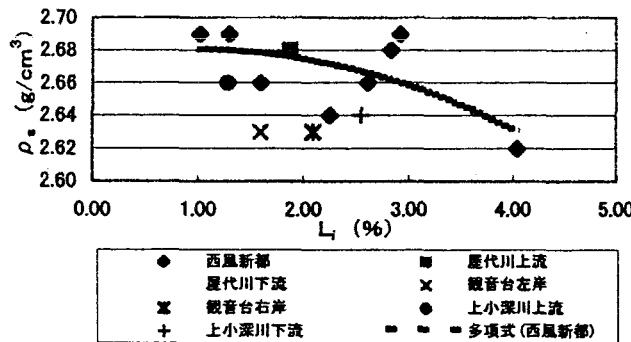


Fig. 5.3  $\rho_s$  と  $L_i$  の関係

5.3 力学的性質試験結果

(1) 透水試験結果

透水係数は、土中の自由水の移動のしやすさ、すなわち透水性の大きさを表すものである。この透水試験には、定水位型と変水位型の二つの方法がある。ここでは、変水位透水試験を行った。

本試験では、土の密度変化を考慮した透水係数を求めた。試験結果を Fig. 5.4 に示す。調査地6箇所のどの場所でも密度が小さくなるにつれて透水性が良くなっていることが分かる。

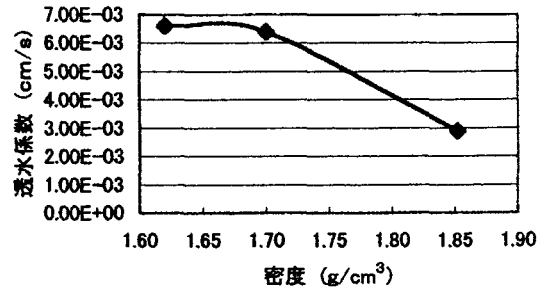


Fig. 5.4 透水係数と含水比の関係

(2) 突き固めによる土の締固め試験

土の締固め試験結果は、乾燥密度-含水比曲線を Fig. 5.5 に示す。調査地6箇所のほとんどが同じような曲線を描いているが、観音台右岸だけ少し違っている。これは、観音台右岸は他の箇所に比べて礫等の割合が多いことが要因になっていると考えられる。

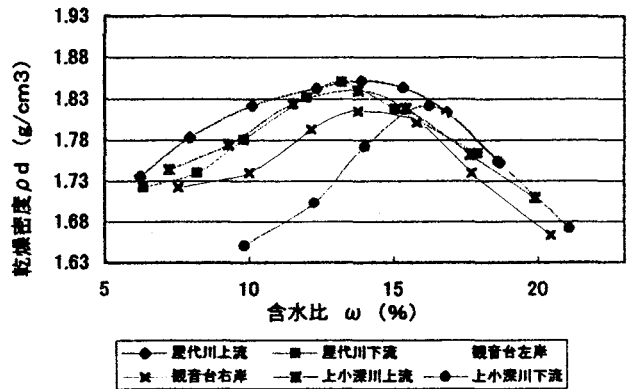


Fig. 5.5 乾燥密度と含水比の関係

(3) 一面せん断試験結果

この試験は、円形断面を持つ供試体の上・下方向から垂直力を加え、上箱または下箱の部分に水平力を加えながらある定まった一つの面でせん断し、せん断応力とせん断変位の関係および強度定数  $c$ ,  $\phi$  を求めることを目的とする。

本試験では、調査地域6箇所の試料にそれぞれ0, 5, 10, 15, 20%と含水比を変えて試験を行った。Fig. 5.6 にせん断応力と垂直応力の関係を示す。粘着力  $C$  は20~40 (kN/m<sup>2</sup>) という値を得た。また、内部摩擦角  $\phi$  は35~45° という値を得た。一般的にマサ土の内部摩擦角は30°程度といわれているが、本試験では一般的なマサ土に

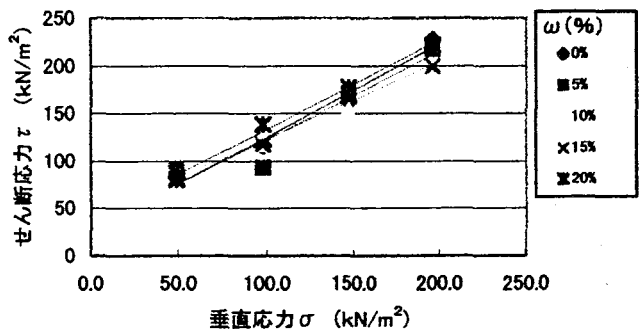


Fig. 5.6 せん断応力 - 垂直応力

比べてやや大きい値を得た。内部摩擦角が大きくなったのは、供試体の排水条件が一定ではなかったためであると考えられる。また、風化した土は水分量に影響され、せん断応力の増加が一定でないため、内部摩擦角が増加したと考えられる。

(4) 三軸圧縮試験結果

この試験は、円筒形の供試体を用いて、周囲からの圧力によって拘束されている土の圧縮強さからせん断強さを求めるための試験である。この試験を一面せん断試験と比較すると、供試体からの排水や非排水の条件を制御しやすいなどの長所がある。

本試験では、試料を最適含水比に設定して試験を行った。一面せん断試験結果と同じように、粘着力Cは5~30 (kN/m<sup>2</sup>) 程度という値を示した。また、内部摩擦角φも30~40°という値を示している。一般的にマサ土の内部摩擦角は30°程度といわれているが、本試験では一般的なマサ土より多少大きな値を得た。内部摩擦角が大きくなった理由として挙げられるのは、供試体の排水条件が一定ではなかったためと考えられる。また、風化土は水分量により影響され、せん断応力の増加が一定でないため、内部摩擦角が増加したと考えられる。

圧密応力別に変化する屋代川上流の主応力差-ひずみ曲線を Fig. 5.7 に示す。屋代川上流のモールの応力円を Fig. 5.8 に示す。調査地6箇所でのC, φは Table 5.2 に示す。

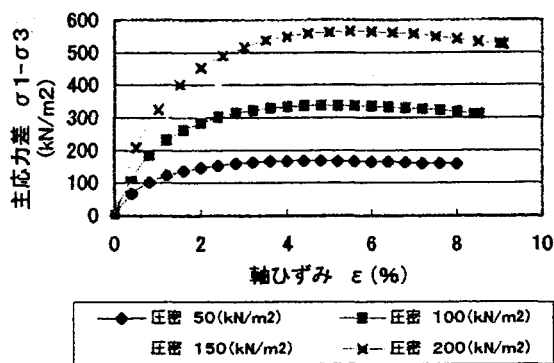


Fig. 5.7 主応力差 - 軸ひずみ

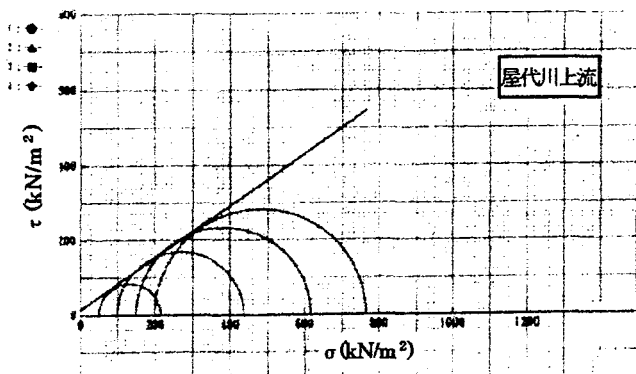


Fig. 5.8 モールの応力円

Table 5.2 三軸圧縮試験結果

	三軸圧縮試験結果	
	粘着力 C (kN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 φ (°)
屋代川上流	13.46	34.82
屋代川下流	16.74	34.54
観音台左岸	33.15	30.42
観音台右岸	5.18	38.02
上小深川上流	20.66	32.17
上小深川下流	14.51	30.30

6. 安定解析結果

斜面の安定解析は、各々の調査地斜面の現地調査を基に各断面にすべり面を検討し、分割法を適用した。Fig. 6.1 に斜面形状を示す。

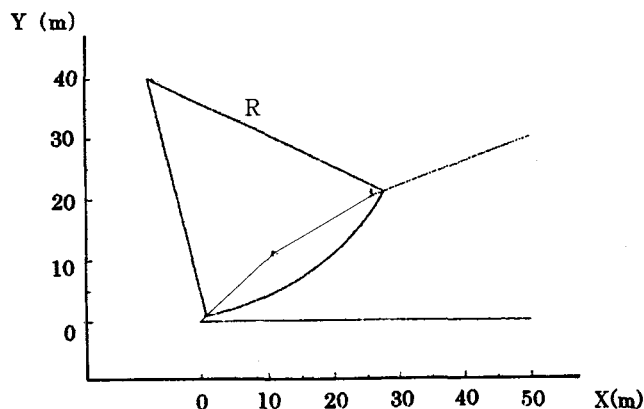


Fig. 6.1 斜面形状断面図 (水位なしの場合)

安定解析の方法は、簡便分割法により最小安全率を求めた。解析条件は、一定条件下でのすべり面に沿った安定解析を行ったものと、崩壊斜面に沿った安定解析を行った。Table 6.1~Table 6.6 に安定計算に用いた土の特性値を示す。せん断試験によって得られた粘着力C (kN/m<sup>2</sup>) と内部摩擦角(°)を、また突き固めによる土の締固め試験によって得られた湿潤密度ρ<sub>t</sub> (g/cm<sup>3</sup>)を用いた。

Table 6.1 屋代川上流の特性値

	湿潤単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力	内部摩擦角
		C (kN/m <sup>2</sup> )	φ (°)
屋代川上流 1	19.66	36.26	40.18
屋代川上流 2	20.84	42.14	40.18
屋代川上流 3	20.39	39.2	40.18
屋代川上流 4	18.96	33.52	40.18

Table 6.2 屋代川下流の特性値

	湿潤単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力	内部摩擦角
		C (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)
屋代川下流 1	19.16	28.42	42.01
屋代川下流 2	20.43	32.34	42.01
屋代川下流 3	20.38	29.89	42.01
屋代川下流 4	19.95	23.54	42.01

Table 6.3 観音台左岸の特性値

	湿潤単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力	内部摩擦角
		C (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)
観音台左岸 1	20.41	30.38	41.51
観音台左岸 2	21.01	34.3	41.51
観音台左岸 3	20.68	21.56	41.51
観音台左岸 4	18.62	11.58	41.51

Table 6.4 観音台右岸の特性値

	湿潤単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力	内部摩擦角
		C (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)
観音台右岸 1	18.77	21.05	43.67
観音台右岸 2	20.45	23.03	43.67
観音台右岸 3	19.64	16.66	43.67
観音台右岸 4	18.81	9.23	43.67

Table 6.5 上小深川上流の特性値

	湿潤単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力	内部摩擦角
		C (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)
上小深川上流 1	19	28.91	40.53
上小深川上流 2	20.57	32.83	40.53
上小深川上流 3	19.87	22.05	40.53
上小深川上流 4	19.48	12.49	40.53

Table 6.6 上小深川下流の特性値

	湿潤単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力	内部摩擦角
		C (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)
上小深川下流 1	17.77	30.38	44.8
上小深川下流 2	19.98	34.83	44.8
上小深川下流 3	19.97	27.93	44.8
上小深川下流 4	18.89	23	44.8

降雨を誘因とする崩壊に至る斜面は、土中の含水量の増加、飽和度の増加に伴い間隙水圧の上昇を招き、突発的な移動現象を発生させる。ここでは土中含水量の増加をシミュレーションした場合の安全率を検討した。

崩壊に至る斜面の含水量を、10、15、20、25 (%) と変化させた場合の安定解析を行った。調査箇所含水量と安全率の関係について、一定条件下の安定解析結果を Fig. 6.2、崩壊斜面に沿った安定解析結果を Fig. 6.3 に示す。

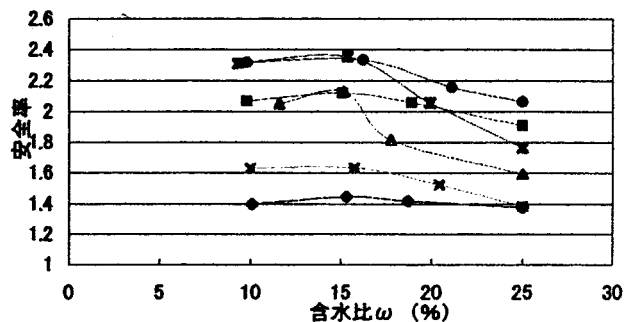


Fig. 6.2 一定条件下 (水位なし)

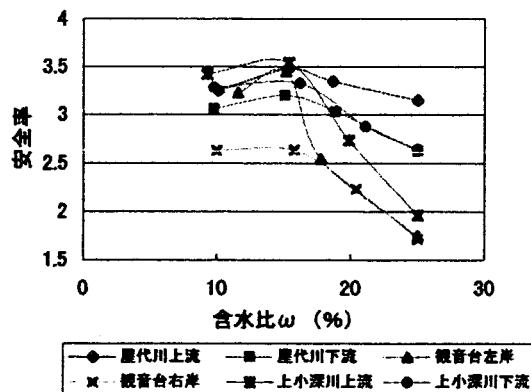


Fig. 6.3 崩壊斜面 (水位なし)

ここでは斜面の形状に生じた崩壊を一定条件下と称し、想定可能なすべり面の設定による安定解析を行った。また実際に発生した斜面崩壊のすべり面形状を崩壊斜面に沿った解析と称して安全率を求めた。

一定条件下での安定解析では、安全率が1.5~2.5、崩壊斜面に沿った安定解析では、安全率が2.5~3.5を示した。

Fig. 6.2、Fig. 6.3 に示すように、安全率は最適含水量付近までは上昇するが、最適含水量を越したあたりから減少している。これは、土が最適含水量でよく締め固まり、最適含水量を超えると土中間隙水圧の上昇を発生させ、密度の低下をきたして、粘着力が低下するためであると考えられる。

降雨時の土中浸透水は地表面の土質・地質・地形などの要因に支配されるが、比例的に土中水は上昇し、地下水位の上昇にも類似した水圧の影響を斜面表層へ伝達し、崩壊をたやすくするものと考えられる。ここでは、前述の条件に浸透水を考慮して安定解析を行った。その水位を Fig. 6.4 に示すように、すべり円弧の上部、中央部、下部の3箇所を設定した。

得られた結果は、Fig. 6.5、Fig. 6.6 に示すように、水位を考慮しない場合と比べて大きく安全率が低下している。また、水位が上昇するに従って安全率が低下している。このことから、集中豪雨などによって土中水位が上昇すると、崩壊しやすくなることが明らかである。



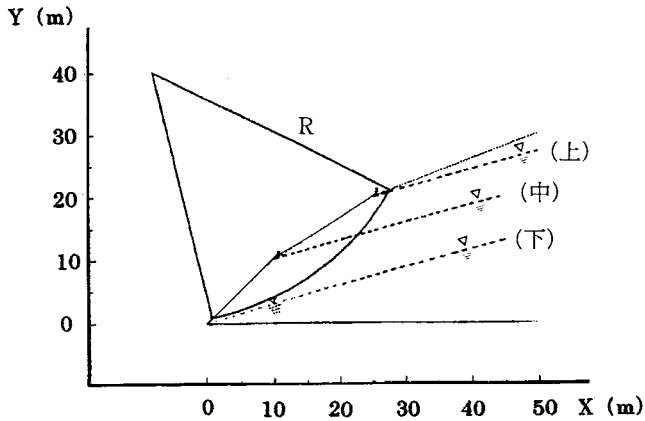


Fig. 6.4 斜面形状断面図 (水位ありの場合)

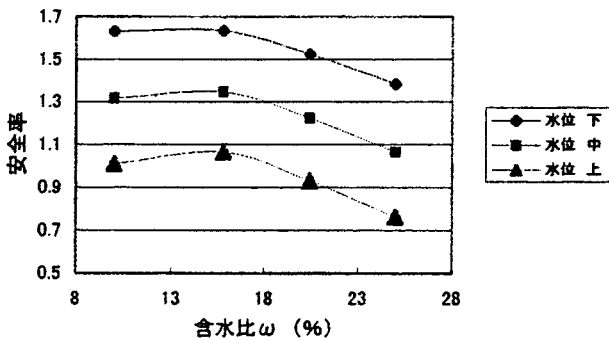


Fig. 6.5 一定条件下 (水位あり)

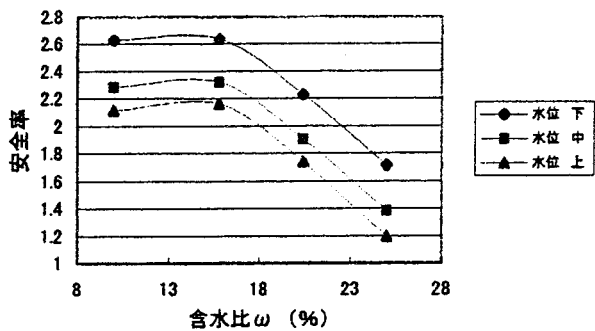


Fig. 6.6 崩壊斜面 (水位あり)

## 7. ま と め

本研究では、平成11年6月末の広島豪雨災害について研究を進めてきた。ここでは、崩壊がなぜ起こったかという原因を、土質試験、安定解析を行うことで、それぞれの調査地6箇所を比較・検討した。そこで、各種実験および安定解析によって得られた結論をあげる。

- 1) 調査地6箇所全ての土の粒度分布は良い結果を示したが、マサ土は、風化しやすい土質であり、細粒化して浸水時に個々の粒子の移動が起こり易くなるのですべりが生じ易い。
- 2) pH試験結果は、6箇所すべての土に対して弱酸性を示している。これは、強熱減量試験結果が示すように調査地6箇所の土の風化が進行していることを示して

いる。

- 3) 現場密度の値は、突き固めによる土の締め固め試験によって得られた最大乾燥密度の値よりも小さく透水性も良いため、土中水が上昇し始めると同時に表層土の一部が流動的にすべり易くなる。
- 4) 一面せん断試験結果は、含水比を増加させていくと最適含水比を越したあたりから粘着力が下がることを示している。この含水比が増加すると粘着力が下がるという結果から、集中豪雨により含水比が上がり土粒子の結びつきが低下したといえる。
- 5) 三軸圧縮試験結果は、調査地6箇所すべての土において内部摩擦角が30~40°という一般的なマサ土よりも高い値を示している。これは、風化によってせん断応力の増加が一定ではなくなったために内部摩擦角が高くなったと考えられる。
- 6) 斜面安定解析の結果は、含水比が最適含水比を超えると安全率が低下する。また、水位が上昇するに従って安全率が低下する。そのため崩壊を起こしやすくなると考えられる。

以上の結果から、降雨などの外部の力(誘因)と、マサ土の特性や透水性の良さなどの内部の力(要因)が重なり合ったことにより、土砂災害が発生したことがいえる。

さらに、斜面の安全率は含水比により変化することから、急激な降雨により土中の含水比が急上昇したため、土のすべりに抵抗しようとする力が低下したことにより土砂災害が発生したといえる。

今後は、現場密度および現場含水比によって三軸圧縮試験を行うことにより、さらに現場の特性をつかむことができると考えられる。更に土砂災害の実態解明につながると考えられる。

## 参 考 文 献

- 1) 土質工学会：「斜面安定解析入門」, (株)土質工学会, pp.14~15, 1989
- 2) 山田剛二, 渡正亮, 小橋澄治：「地すべり/斜面崩壊の実態と対策」, (株)山海堂, pp.1~6, 1972
- 3) 前掲書2), pp.9~24
- 4) 土地分類基本調査：「土地分類基本調査(広島)」, 広島市企画部土地対策課, pp.15~49, 1978
- 5) 河野伊一郎, 八木則男, 吉国洋：「土の力学」, 技報堂出版, pp.179~180, 1990
- 6) (株)土質工学会：「土と基礎の設計計算演習」, (株)土質工学会, p.103, 1978
- 7) (株)富士通：「COSTANA リファレンスマニュアル」, (株)富士通, p.21, 2000

- 8) 土質試験法改訂編集委員会：「土質試験法（第2回改訂版）」，土質工学会，第5章 2・5・18～2・5・19，1980
- 9) 今野誠，鈴木健夫，村田清二，吉田信夫：「解説土質工学演習」，国民科学社，p.24，1994