

# 舞鶴市の斜面安全管理に関する研究

加登文学<sup>1</sup>・森尾 敏<sup>2</sup>

要旨：本研究では舞鶴市における豪雨時の斜面安全管理に関して、2通りの方法を検討した。1つ目は広域的な観点からの検討であり、舞鶴市に分布する土質の強度を調べ、斜面崩壊の危険性を判断する手法について考察した。2つ目は崩壊の予兆のある斜面に対して行われる現場計測変位に基づく斜面安全管理手法である。研究の結果、舞鶴市に分布する斜面土質の含水の増加による強度低下の程度を明らかにし、それに伴う斜面の危険性が評価された。また、現場計測変位に基づく手法では、連続的に得られる観測変位に対応した安全率が求められること、さらにはリアルタイムでの斜面安全管理に適用できることを示した。

キーワード：舞鶴市，斜面崩壊，斜面安定，強度定数，現場計測，安全率，赤色系褐色森林土

## 1. はじめに

近年、日本各地で巨大台風が発生や集中豪雨などが頻繁に起こっている。それに伴い、地すべりや土石流などの土砂災害が数多く発生し、各地に甚大な被害を与えている。舞鶴市においても平成16年台風23号は、市内各地で斜面崩壊や土石流などの土砂災害を引き起こし、人的被害とともに建物や道路などに多大な被害を与えた<sup>1)</sup>。今後も同様の台風や集中豪雨に遭遇する可能性は高く、自然災害に対する対策は急務の課題である。

斜面崩壊による被害を抑えるためには、崩壊の危険性のある斜面を安全に管理することが重要である。そのためにはまず崩壊の危険性のある斜面がどこなのかを知る必要がある。さらにどの程度の降雨で崩壊の危険性が高まるのかを知っておくことが重要であるといえる。また、平成16年台風23号時には舞鶴市内において危険斜面と思われていない箇所が崩壊した例も多く見られた。舞鶴市の斜面安全管理のためには、地域の土質をよく理解して、斜面表層の土質の強度を考慮に入れた形で斜面崩壊の危険度が判断できる手法が必要である。

一方、明らかに崩壊の危険性がある斜面については、斜面を継続的にモニタリング<sup>2)</sup>することが安全管理において有効な手段といえる。豪雨などによる斜面崩壊のうち表層崩壊では、降雨により斜面の安全率が小さくなり不安定化する直前までは斜面の変位が生じることは少なく、変位が生じ始めると短時間で崩壊に至ることが特徴である<sup>3)</sup>。表層崩壊に対しては、このような特徴から測定頻度を密にする必要があり、対象斜面で変位が確認された時点で警報

を発するなどの対策がとられる。また、崩壊規模の大きな地すべりなどは、土塊の動きが緩慢<sup>4)</sup>であり、変位が観測されてから崩壊に至るまでの時間は比較的長く、継続して変位が生じる。このような斜面の崩壊に対しては変位を継続的に監視し、何らかの基準値を決めて管理することが有効と考えられる。

本研究では以上のことを鑑み、2通りの方法で舞鶴市の斜面安全管理に関する検討を行った。1つ目は広域的な観点からの検討であり、舞鶴市に分布する斜面の安定問題に関して、斜面土質を対象に行った三軸圧縮試験から得られた強度定数を基に、斜面崩壊の危険性を判断する手法について考察した。2つ目は危険斜面に対するものとして、現場計測変位に基づく斜面安全管理手法の開発に関して、斜面現場で得られた計測変位とFEMによる逆解析を用いた斜面管理手法<sup>5)</sup>について検討を行った。

## 2. 舞鶴市に分布する斜面の安定問題

### 2.1 舞鶴市の急傾斜地と土質の分布

舞鶴市における斜面崩壊の危険性を検討するために、まず危険斜面の分布を知る必要がある。Fig. 1は京都府の作成した「京都府土砂災害警戒箇所点検マップ」<sup>6)</sup>の内、舞鶴市内の急傾斜地の分布である。ここで、急傾斜地とは「傾斜度30°以上、高さ5m以上の急傾斜地（人工斜面を含む）で保全家が存在するか住宅等の新規立地が可能と考えられる箇所」とされている。また、このマップは平成14年度に行われた調査をもとに作成されており、平成16年台風23号時にはここで指定された箇所以外の場所でも多くの斜面崩壊が生じた。

そこで、より正確に危険斜面を抽出するためには、舞鶴市の表層にどのような土が分布しているのかを知る必要がある。土壌分布図<sup>7)</sup>によると、東西の市

1 舞鶴工業高等専門学校 建設システム工学科 助手

2 舞鶴工業高等専門学校 建設システム工学科 教授

Table 1 Physical properties

試料名	土粒子密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	液性限界 $w_L$ (%)	塑性限界 $w_p$ (%)	塑性指数 $I_p$	最大間隙比 $e_{max}$	最小間隙比 $e_{min}$	強熱減量 $L_i$ (%)
赤色系褐色森林土	2.59	64.00	34.61	29.39	2.38	1.60	9.55
褐色森林土	2.58	37.98	22.53	15.44	1.70	1.01	6.68

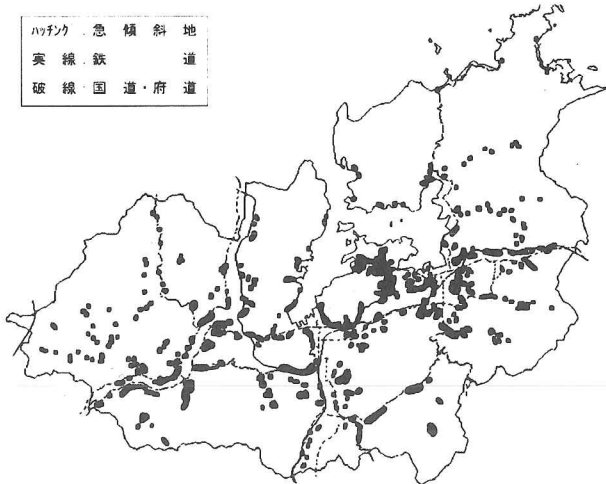


Fig. 1 Hazardous place for steep slope failure<sup>6)</sup>

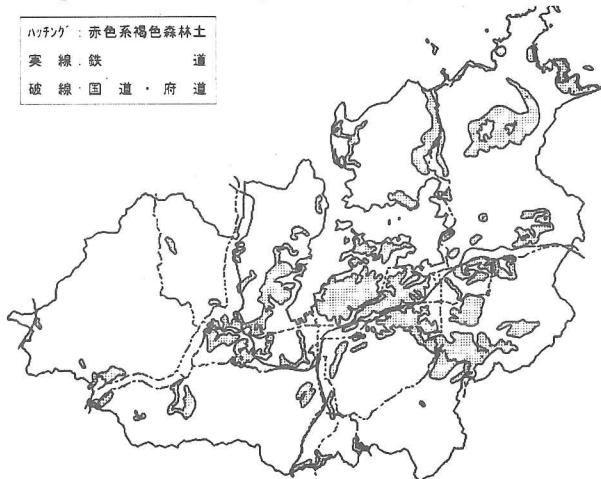


Fig. 2 Distribution of red brown forest soil<sup>7)</sup>

街地は河川堆積物からなる沖積層で構成されているが、その他の地域はほぼ森林土壌で覆われている。舞鶴市の土壌は主に褐色森林土約80%と赤色系褐色森林土約20%に分けられ、ごくわずかに赤色土、黒色土が分布している。本研究では Fig. 2 に示すように、東西の市街地を取り囲むように分布している赤色系褐色森林土の崩壊の危険性について検討する。Fig. 1 の急傾斜地の分布と比べると、この土質から成る急傾斜地が東西市街地の周りや鉄道および主要道路沿いに分布していることが見て取れる。また、この土質から成る由良川沿いの斜面では、平成16年台風23号時に大規模な崩壊を起こしており、その被害の様子は被災者の話によると、大量に水を含み泥流化した土砂が流れるように斜面が崩れたものであった。

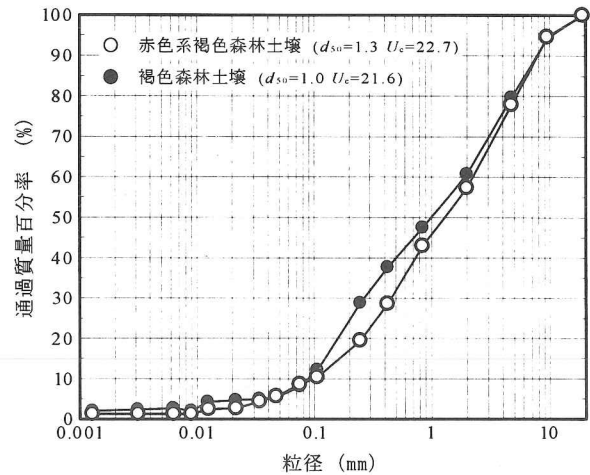
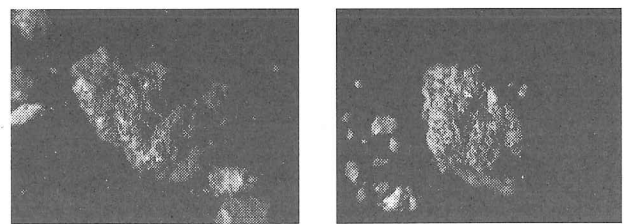


Fig. 3 Grain size distribution curve



(a) Red brown forest soil (b) Brown forest soil  
Photo. 1 Microscopic image

## 2. 2 舞鶴市に分布する土質の物理的性質

舞鶴市に分布する赤色系褐色森林土の物理的性質を調べた。土質試料は由良川沿いで斜面崩壊を生じていたものを採取して用いた。また、比較試料として、褐色森林土の分布域である加佐地区から採取した試料に対しても同様の試験を行った。試験項目は次のとおりである。

- ・土粒子の密度試験
- ・粒度試験
- ・液性限界・塑性限界試験
- ・強熱減量試験
- ・最大・最小間隙比試験

試験結果の一覧を Table 1 に、粒度分布を Fig. 3 に示す。また、土粒子の顕微鏡写真を Photo. 1(a),(b) に示す。これらの結果から以下のことが考察される。

土粒子密度は両試料とも 2.6 程度であり、その値から基本的には岩石の風化物を主成分とする残積土といえる。

粒度試験結果から、両試料とも粒度分布はなだら

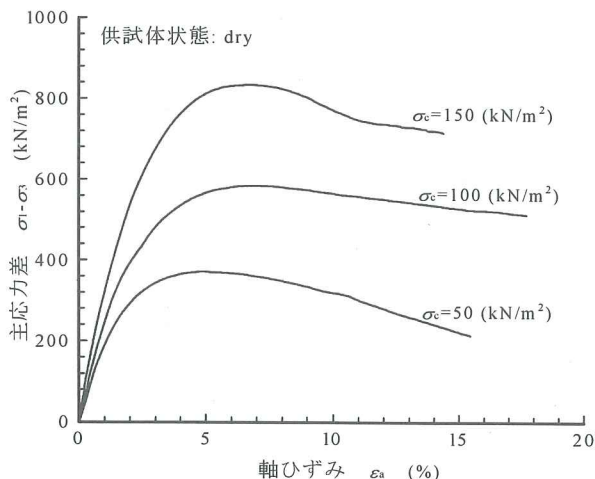


Fig. 4 Stress-strain curve of "dry" specimens

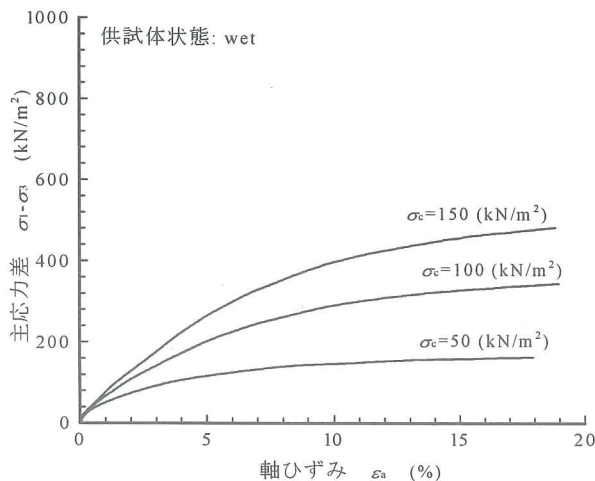


Fig. 5 Stress-strain curve "wet" specimens

かであり、0.075mm以下の細粒分はいずれも8%程度であった。しかしながら、両試料とも、土粒子は指で強くつまむ程度で崩れることや、顕微鏡写真から見て取れるように小さい粒子が団粒化していることなどから、粒子破砕や浸水によるスレーキングなどによって細粒化が進行しやすい土であるといえる。前述したような斜面が泥流化した被害はこのような土の特性が強く関係しているといえる。

液性限界・塑性限界試験から、赤色系褐色森林土は塑性指数が高く、褐色森林土に比べて粘性が高いことを示している。さらに、強熱減量から赤色系褐色森林土は加佐地区の褐色森林土に比べて有機質成分を多く含んでいることが推察される。この有機質成分が粘性の値に関係していると考えられる。

次に、最大・最小間隙比試験の結果を見てみると、いずれの試料も最小間隙比が1を超えており、さらに赤色系褐色森林土の最大間隙比は2.38と大きな値となっており、圧縮性の高さが示唆される。ただし、最大・最小間隙比は、乾燥した崩壊土を対象に粒子

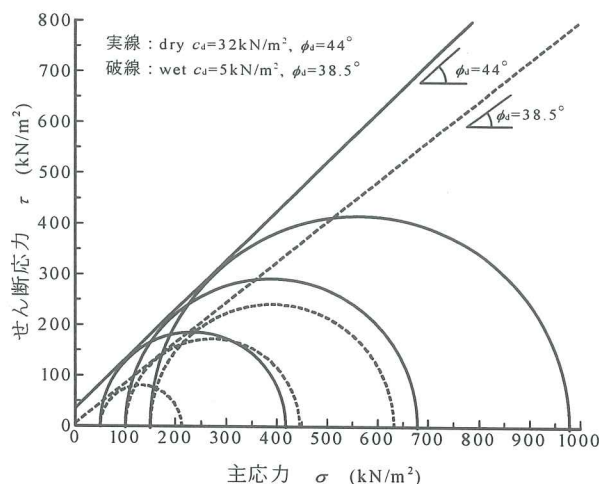


Fig. 6 Mohr-Coulomb's failure criterion

破砕を生じない程度の振動で締め固めて行われる試験から得られる指標であり、実際の斜面の状態とは異なっていると考えべきである。

### 2.3 三軸圧縮特性

降雨による含水の増加に伴う土質の強度低下について検討するために、赤色系褐色森林土に対する三軸圧縮試験（CD試験）を実施した。斜面安定問題に際してはリングせん断試験等から求められる残留時の強度が用いられることが多いが、本研究では、含水の変化を簡単に制御できること、変位の発生≒崩壊といった表層崩壊を対象としていることから、三軸試験を行い、強度についてはピーク時のものとした。

実験に用いた供試体は、自然乾燥状態（含水比  $w \approx 7.5\%$ ）の試料をタンピング法により8層に分けて締め固めて、直径5cm、高さ10cmを目標に作製した。この方法により作製された供試体の乾燥密度はおおよそ  $1.28\text{g/cm}^3$ 、湿潤密度は  $1.38\text{g/cm}^3$  となる。

実験は平常時の斜面を想定して通水を行わないものの（以下"dry"と表記）と、降雨時を想定した通水により含水比を増加させたもの（以下"wet"と表記）に対して行われた。また、拘束圧は50, 100, 150kN/m<sup>2</sup>の3通りで、せん断過程は変位制御（変位速度0.1mm/min）である。通水を行った供試体の試験後の含水比はいずれも35%程度であり、飽和度は90%を超えるものであった。

三軸圧縮試験結果の軸差応力と軸ひずみの関係をFig. 4, 5に示す。これらの結果から、含水の状態に関係なく拘束圧の増加に伴い軸差応力の最大値は大きくなっていること、dryではいずれの拘束圧の結果も軸ひずみが5%程度において明確にピーク強度が見られること、それに対してwetではピークが出現せずに残留状態に至る正規圧密粘土の様な挙動と

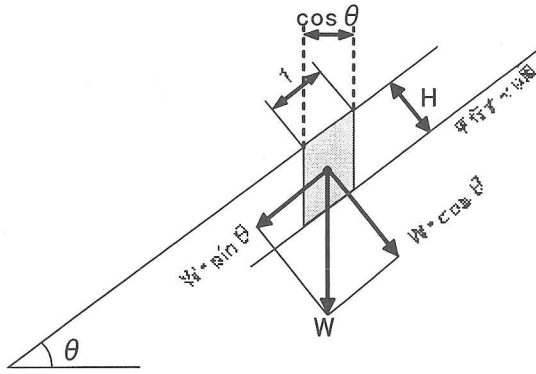


Fig.7 Parallel slide method

Table 2 Parameters using for analysis

ケース	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c$ ( $c_d$ ) (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ ( $\phi_d$ ) ( $^\circ$ )	式
dry	13.5	-	32	44	(2)
wet	17.0	-	5	38.5	(2)
浸透	17.5	7.7	5	38.5	(3)

なっていること、軸差応力の最大値や初期剛性は明らかに dry の方が大きいこと、などが見てとれる。

三軸圧縮試験結果から得られた軸差応力が最大時のモール円を Fig. 6 に示す。図中には破壊包絡線も同時に示している。これより、含水比の増加により強度定数  $c_d$ ,  $\phi_d$  はいずれも低下していることがわかる。粘着力  $c_d$  の低下は、飽和度の増加に伴うサクシオン低下による見かけの粘着力の消失と考えられる。また、内部摩擦角  $\phi_d$  が低下した要因としては、Photo.1 に見られる団粒化している土粒子などの弱い固結力で形成されていた土粒子が浸水により崩壊したため、土粒子の細粒化が進み、圧縮性が増加したことが考えられる。

2.4 舞鶴市に分布する斜面の安定問題

三軸圧縮試験から得られた強度定数を用いて、舞鶴市に分布する赤色系褐色森林土の斜面安定問題を考える。斜面の安全率  $F_s$  は平行すべりによる安定解析手法<sup>9)</sup>により求めた。この手法による粘着力  $c$  を有する斜面の安全率は Fig. 7 中の記号を用いて次式で表される。

$$F_s = \frac{W \cdot \cos \theta \cdot \tan \phi + c}{W \cdot \sin \theta} = \frac{\gamma \cdot \frac{H}{\cos \theta} \cdot \cos^2 \theta \cdot \tan \phi + c}{\gamma \cdot \frac{H}{\cos \theta} \cdot \cos \theta \cdot \sin \theta} \quad (1)$$

$$= \frac{\tan \phi}{\tan \theta} + \frac{c}{\gamma \cdot H \cdot \sin \theta}$$

ここで、 $\theta$ ( $^\circ$ )は斜面勾配、 $H$ (m)は土層の厚み、 $\gamma$ (kN/m<sup>3</sup>)は土の単位体積重量、 $\phi$ ( $^\circ$ )は内部摩擦角、 $c$ (kN/m<sup>2</sup>)は粘着力である。

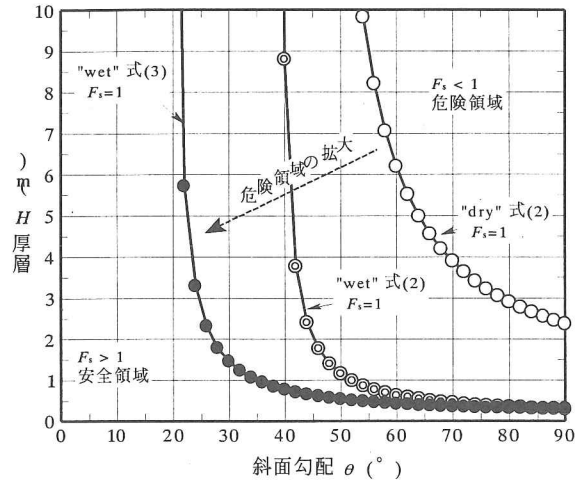


Fig.8 Judgment chart of slope failure

さらに、 $F_s=1$  のときの土層の厚みを  $H_c$  と置いて式(1)を解くことにより、次式を得る。

$$H_c = \frac{c}{\gamma \cdot \cos \theta \cdot (\tan \theta - \tan \phi)} \quad (2)$$

$H_c$  は自然乾燥状態の斜面の安定が保たれる限界層厚となる。

また、斜面が飽和して水位が斜面表面と一致し、浸透流がある場合の限界層厚を  $H_{cw}$  とすると、 $H_{cw}$  は次式で表される。

$$H_{cw} = \frac{c}{\gamma \cdot \cos \theta \cdot \left( \tan \theta - \frac{\gamma'}{\gamma} \tan \phi \right)} \quad (3)$$

ここで、 $\gamma'$ (kN/m<sup>3</sup>)は飽和した土の水中単位体積重量である。

式(2), (3)を任意の斜面勾配に対して計算してまとめたものが Fig. 8 である。図中、○プロットは三軸試験における dry 供試体に対して得られた強度定数を式(2)に与えた結果、◎プロットは wet 供試体に対して得られた強度定数を式(2)に与えた結果であり、●プロットは斜面が飽和したと仮定して、wet 供試体の結果を式(3)に与えて得られた結果である。計算に用いた各値を Table 2 にまとめる。なお、表中の wet のケースでは土層中に浸透流は生じていないものとする。

図より、含水の増加により斜面の危険領域が拡大していることが見て取れる。さらに、斜面が飽和した場合には、急傾斜地として指定される斜面勾配 30° の条件では、1.5m 以上の層厚で安全率が 1 を下回っていることがわかる。ただし、この結果は再構成供試体に対して得られた実験結果を基に計算したものであり、実際の斜面では年代効果による構造の発達などによる強度増加が見込まれる。よって本研究で得られた結果は安全側に検討しているといえる。

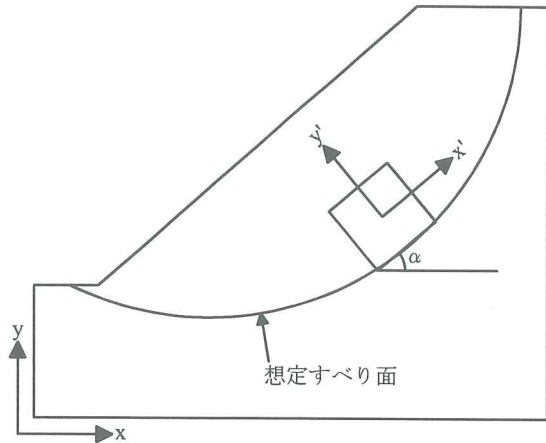


Fig. 9 Coordinates of slope

また、Fig. 8 は舞鶴市の斜面安全管理に際して、危険斜面の抽出において有効である、つまり、本図を用いることで、斜面勾配と層厚の組み合わせでその斜面が危険かどうかの判断ができ、数式を必要とせずに斜面危険度を簡単に評価することができる。舞鶴市に分布する斜面の斜面勾配と表層の厚さを調査し、この図に当てはめることで危険斜面の抽出が行われることになる。さらに、降雨強度や降雨継続時間を考慮した浸透流解析を介し斜面内の含水の変化を計算することで、実際の降雨の状況に応じた斜面安全管理にも適用できる可能性がある。

3. 現場計測変位に基づく斜面安全管理手法<sup>5)</sup>

3. 1 斜面安全管理手法

前章では広域的な観点から舞鶴市に分布する斜面の危険度について検討したが、ここでは、明らかに崩壊の危険のある危険斜面の安全管理について考察する。

安定している斜面が崩壊する主要因として、作用外力の変化と、斜面材料のせん断強度低下が挙げられる。前者としては掘削に伴う土荷重の除荷や、地下水位の上昇による自重増加などが挙げられ、後者では降雨等による間隙水圧の増加あるいは浸水による地山材料の劣化がせん断強度の低下につながると考えられる。ここで、自然斜面や既に完成された道路法面などで、地下水位が低い場合は作用外力の増加や間隙水圧の増加は微少であり、斜面崩壊の主要因は浸水により地山材料が劣化し、地山の自重に耐えられなくなるためと考えられる。本研究ではこのような材料劣化に起因した斜面崩壊を、すべり面周辺要素のせん断剛性を低減させた FEM 解析により表現する。

小野ら<sup>9), 10)</sup> は地山の自重によるすべりを表現する方法として、Sakurai<sup>11)</sup>の手法を基に、外力として地山自身の自重を与え地山の弾性係数  $E$  やせん断剛

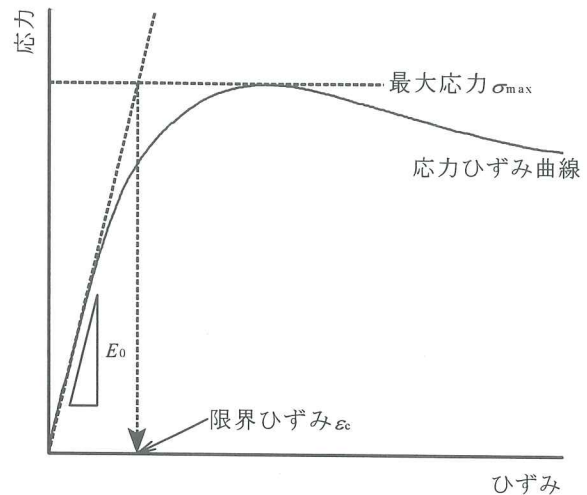


Fig. 10 Notion of critical strain

性の低減率  $m$  を未知量として計測結果よりこれらを逆解析する方法を提案している。ここで、要素のせん断剛性の低減は次のように行われる。

Fig. 9 に示すように斜面全体の座標系  $x-y$  と  $x$  軸に対して角度  $\alpha$  を回転したすべり面周辺の要素の座標系  $x'-y'$  を考える。

$x'-y'$ 座標系における応力ひずみ関係は、

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{x'} \\ \sigma_{y'} \\ \tau_{xy'} \end{Bmatrix} = [D'] \cdot \begin{Bmatrix} \varepsilon_{x'} \\ \varepsilon_{y'} \\ \gamma_{xy'} \end{Bmatrix} \quad (4)$$

$$[D'] = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \cdot \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & m(1+\nu)(1-2\nu) \end{bmatrix} \quad (5)$$

ここに、 $E$  は弾性係数、 $\nu$  はポアソン比、 $m$  はすべり面方向のせん断剛性の低減率である。

$m=1/\{2(1+\nu)\}$  では等方弾性体、 $m<1/\{2(1+\nu)\}$  ではせん断剛性が低減された異方弾性体を表現している。

$x'-y'$ 座標系における応力ひずみ関係を  $x-y$  座標系に変換すると、

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = [D] \cdot \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (6)$$

ここに、

$$[D] = [T] \cdot [D'] \cdot [T]^T \quad (7)$$

$$[T] = \begin{bmatrix} \cos^2 \alpha & \sin^2 \alpha & -2 \sin \alpha \cdot \cos \alpha \\ \sin^2 \alpha & \cos^2 \alpha & 2 \sin \alpha \cdot \cos \alpha \\ \sin \alpha \cdot \cos \alpha & -\sin \alpha \cdot \cos \alpha & \cos^2 \alpha - \sin^2 \alpha \end{bmatrix} \quad (8)$$

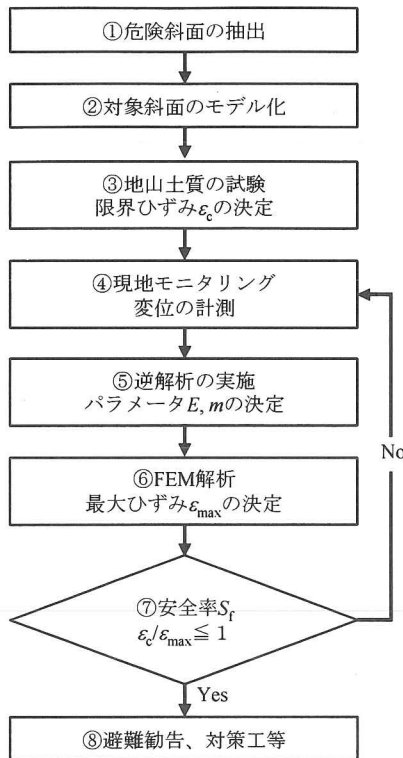


Fig. 11 Flow chart of slope control

この応力ひずみ関係を利用した FEM 自重解析による逆解析手法を用いて、降雨による変位  $u$  は地山形状を変えずに  $E$  や  $m$  を低減させることにより次式で表現できる。

$$u = u_a - u_b \quad (9)$$

$u_a$ :  $E$  や  $m$  を低減させた自重解析の変位

$u_b$ : 初期の  $E$  と  $m$  を用いた自重解析による変位

さらに、実測変位を再現するように  $E$ ,  $m$  を決定することで、降雨による斜面のすべり変形が再現でき、地山内の最大せん断ひずみ  $\epsilon_{max}$  の分布が得られる。最大せん断ひずみも変位と同様の考え方で、 $E$  や  $m$  の低減前の解析結果からの増分とする。

一方、安全率を算出する際に必要となる基準値は、Fig. 10 に示すように地山土質に対するせん断試験を行い、応力ひずみ曲線の初期弾性係数  $E_0$  と最大応力  $\sigma_{max}$  から次式により限界ひずみ  $\epsilon_c$  として求められる。

$$\epsilon_c = \frac{\sigma_{max}}{E_0} \quad (10)$$

FEM 解析から得られる最大せん断ひずみ  $\epsilon_{max}$  と土質実験から設定される限界ひずみ  $\epsilon_c$  を用いて要素の安全率  $S_f$  を次式で定義する。

$$S_f = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{max}} \quad (11)$$

$S_f < 1$  でその要素は弾性的な変形から塑性変形に移

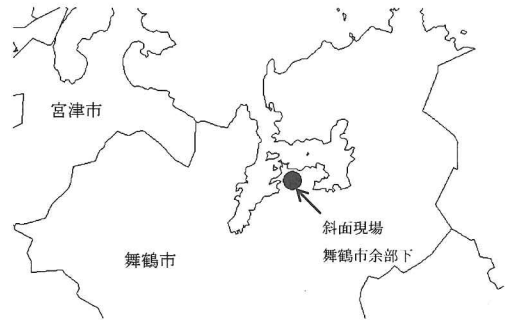


Fig. 12 The place of the object slope

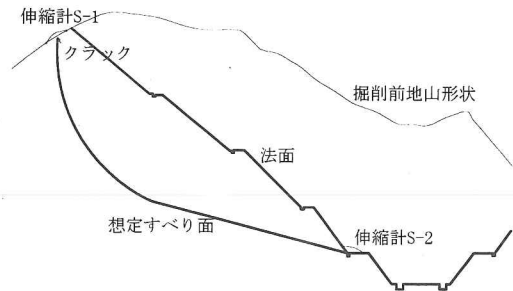


Fig. 13 Sectional view of the object slope

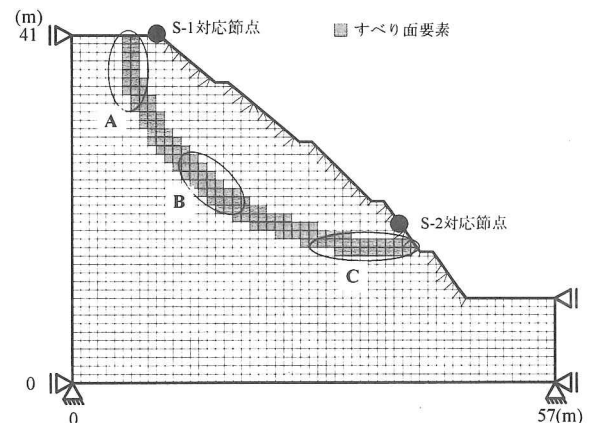


Fig. 14 FEM mesh of the object slope

行していると考えられる。さらに、この状態の要素が地山内に増加することは斜面崩壊の危険性が極めて高いことを表している。安全率は常時監視され、豪雨時の避難指示等の基準値として利用できる。

以上より、Fig. 11 に示すフローに従って斜面の安全管理が以下のように行われる。

- ①崩壊の危険性のある斜面を抽出する
- ②変位計測結果よりすべり面を想定して、対象斜面のモデル化を行う。
- ③地山土質の実験より管理基準値としての限界ひずみ  $\epsilon_c$  を求める。
- ④変位計測を開始する。
- ⑤逆解析を実施し、現場計測結果を表現する弾性係数  $E$  およびせん断剛性の低減率  $m$  を求める。
- ⑥決定されたパラメータを用いて、地山の最大せん断ひずみ  $\epsilon_{max}$  分布を求める。

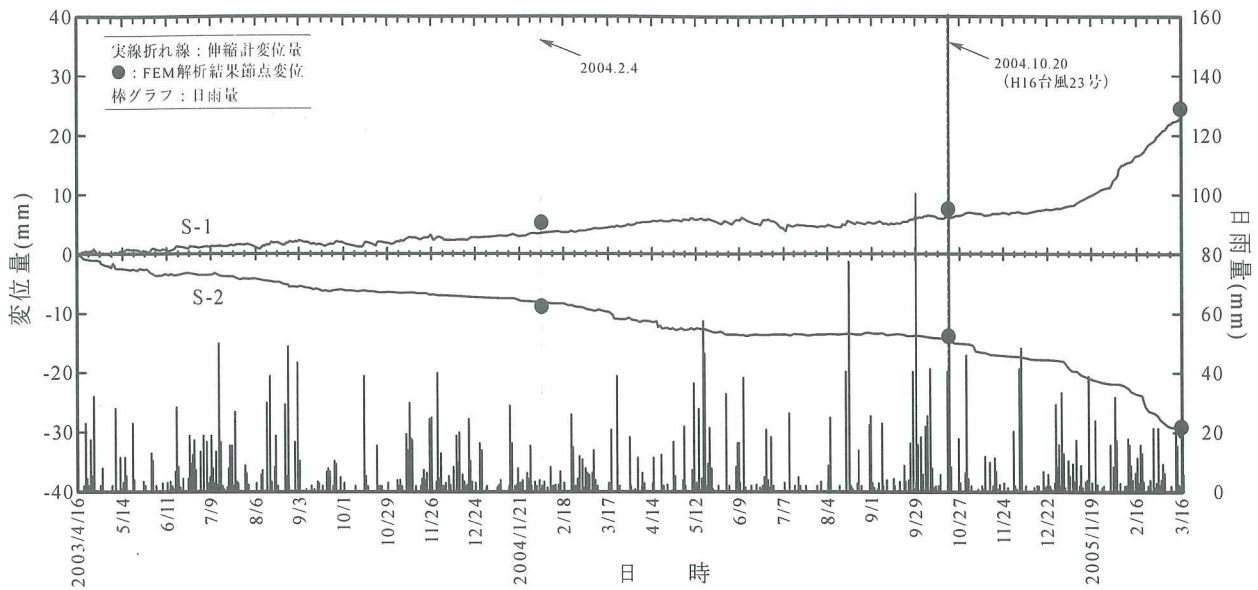


Fig. 15 Result of measurement by extensometers at field

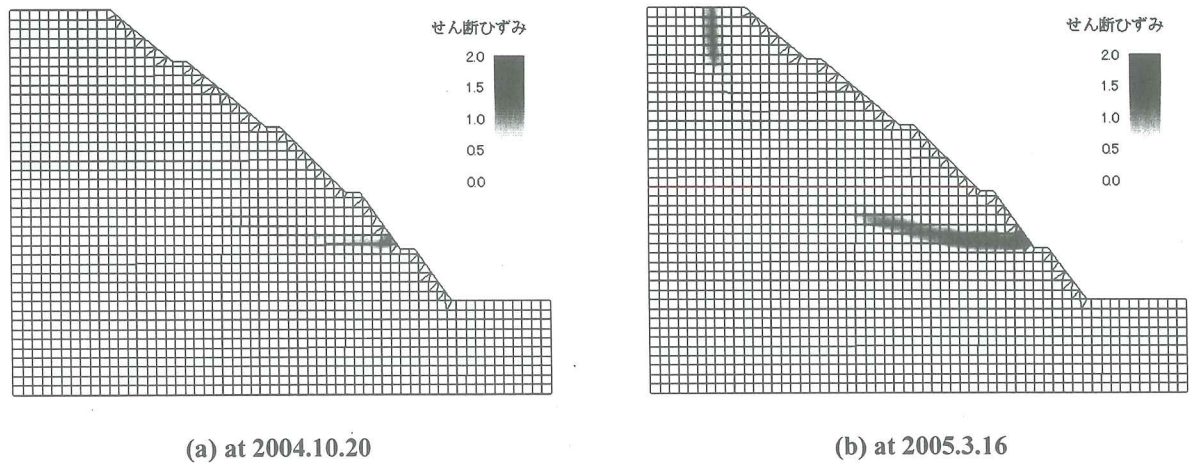


Fig. 16 Distribution of shear strain

- ⑦最大せん断ひずみ $\epsilon_{max}$ と限界ひずみ $\epsilon_c$ の比として安全率 $S_f$ を求める。
- ⑧安全率 $S_f$ を避難や対策工の管理値とした斜面の安全管理を行う。

### 3. 2 舞鶴市の斜面への適用

舞鶴市内の道路斜面に対して斜面安全管理手法を適用し、本手法の有効性について検討する。対象とした斜面は道路建設のため、強風化したまき土の地山を掘削後、法面工事を施したものであるが、工事竣工後も変形が継続し、対策工が行われるまでの約2年間、パイプひずみ計、伸縮計および移動杭による変動観測が行われた。Fig. 12に対称斜面の場所、Fig. 13に斜面の断面形状を示す。斜面の変動観測のための伸縮計は2箇所に設置されている。すなわち、法肩付近に生じたクラックを挟むように設置されたS-1と、法枠工に生じたクラックを挟むように設置されたS-2である。本研究では、変動観測により推

定されたすべり面を含む対象斜面の二次元 FEM モデルを Fig. 14 のように作成した。図中の網かけ部分が想定すべり面にあたり、これらをすべり面要素とする。境界条件は、左右境界は x 方向変位固定、下端境界は直行方向変位固定である。地山要素の弾性係数  $E$  は  $2.0 \times 10^5 \text{ kN/m}^2$ 、ポアソン比  $\nu$  は 0.3 とした。まず、すべり面を想定しない状態の自重解析を行い、その結果を初期値  $u_b$  とした。次に、Fig. 14 中のすべり面要素の弾性係数  $E$  とせん断剛性の低減率  $m$  を変化させた自重解析を行い、得られた結果を  $u_a$  とし、式(9)により変位を求め、工事竣工後から 2005 年度に対策工が行われるまでの期間 (2003 年 4 月 16 日 ~ 2005 年 3 月 16 日) に得られた 2 箇所の伸縮計データの再現を試みた。

Fig. 15 に伸縮計による変位観測結果を示す。図中には舞鶴気象台で観測された日雨量も示している。雨量と伸縮計の観測結果に明確な関連性は見られないが、2004 年 10 月の台風 23 号による集中豪雨の後

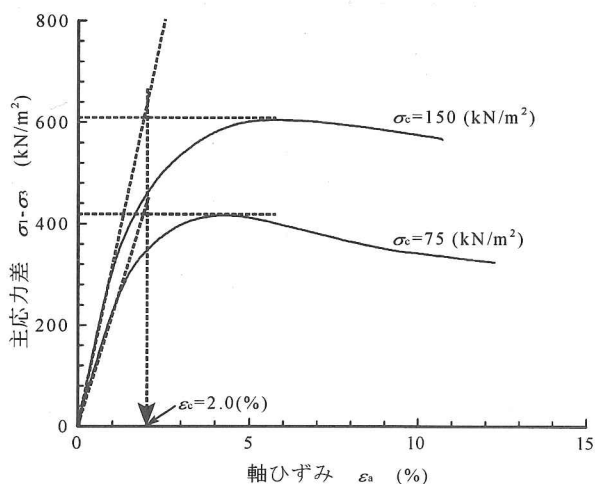


Fig. 17 Result of triaxial compression test

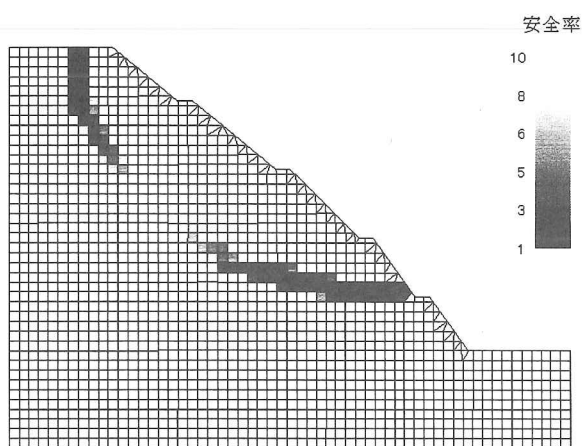


Fig. 18 Distribution of safety factor  $S_f$

からは比較的良好な相関がみられる。

ここで、2004年2月4日、10月20日および2005年3月16日時点における計測結果に対応した解析を行った。すべり面要素の弾性係数  $E$  およびせん断剛性の低減率  $m$  は、2004年2月4日時点で  $E=2.0 \times 10^5 \text{ kN/m}^2$ ,  $m=0.03$ , 10月20日で  $E=2.0 \times 10^5 \text{ kN/m}^2$ ,  $m=0.01$ , 2005年3月16日で  $E=5.0 \times 10^4 \text{ kN/m}^2$ ,  $m=0.03$  と設定した。Fig. 15 中に解析結果から得られた節点変位を●で示す。

Fig. 16 は逆解析の結果得られた2004年10月20日と2005年3月16日での地山の最大せん断ひずみ  $\epsilon_{\max}$  の分布である。すべり面要素の最大せん断ひずみ  $\epsilon_{\max}$  が変位の進行とともに増加し、その範囲も拡大している様子が再現されている。

一方、基準値としての限界ひずみ  $\epsilon_c$  は地山土質に対する三軸圧縮試験から求めた。地山は強風化したまさ土であり、不攪乱試料の採取が困難であったため、地山のボーリング試料を乾燥密度  $\rho_d=1.4 \text{ g/cm}^3$  を目標に突固めて供試体を作製した。実験は乾燥試料に対して、拘束圧を  $\sigma_c=75, 150 \text{ kN/m}^2$  とし、側圧一

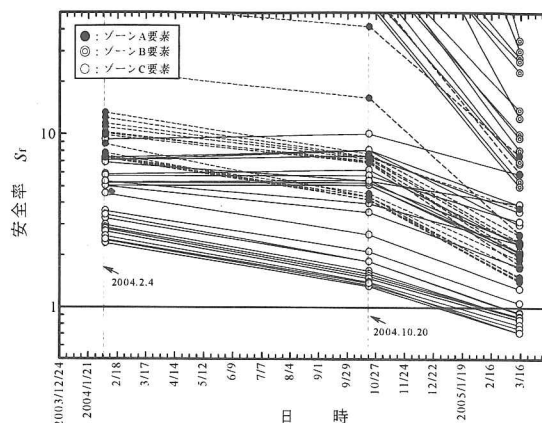


Fig. 19 Behavior of safety factor versus time

定排気せん断試験を行った。Fig. 17 に試験結果の応力ひずみ関係を示す。この結果より、管理基準値としての限界ひずみ  $\epsilon_c$  を2%と設定した。ただし、今後の課題として地表面付近の低拘束圧域での検討や、限界ひずみ値に対する含水の影響などがある。2章で述べたように、土中の含水が増加すると応力ひずみ曲線の形状に変化が生じる。最大応力が低下するが、それ以上に初期勾配は乾燥状態に比べて小さくなる。そのため、限界ひずみは大きな値となってしまう傾向にある。本研究で用いた乾燥試料に対して得られた限界ひずみは安全側の値といえる。

Fig. 18 に2005年3月16日時点での地山の安全率  $S_f$  の分布を示す。地山内の最大せん断ひずみ  $\epsilon_{\max}$  に対応した安全率  $S_f$  の分布が確認でき、斜面の安全性がどの程度であるかを知ることができる。さらに、Fig. 19 にすべり面付近要素の安全率  $S_f$  の経時変化を示す。Fig. 14 に示すようなすべり面の3つのゾーンについて結果を表している。ゾーンA, Bの要素は安全率が低下しているものの、1には到達していない。しかしながら、すべり面下端のゾーンCにおいて、2005年3月16日の段階で安全率  $S_f$  が1を下回っている要素がいくつか確認され、対策工が行われる前の斜面が危険な状態にあったことがわかる。このように本手法を用いることで計測変位に対応した斜面の安全性が検討でき、豪雨時などのリアルタイムでの斜面安全管理に対しても有効であるといえる。

#### 4. まとめ

本研究では舞鶴市の斜面安全管理に関して2通りの方法で検討を行った。まず、広域的な観点から舞鶴市に分布する斜面の安定問題に関して考察した。舞鶴市に分布する赤色系褐色森林土の物理的特性を調べるとともに、三軸圧縮試験を実施して強度定数を求めた。さらに、この土質から成る斜面の表層崩壊の危険性を判断する指標について、平行すべりを仮定した斜面危険度を斜面勾配と表層土の層厚で表



した。これにより、数式を必要とせずに舞鶴市に分布する赤色系褐色森林土の斜面危険度を簡単に判定することが可能である。また、この手法は降雨による土層の含水変化に対応したものであり、降雨強度や降雨継続時間を考慮した浸透流解析を介し斜面内の含水の変化を計算することで、実際の降雨の状況に応じた斜面安全管理にも適用できる可能性がある。

次に、危険斜面に対する現場計測変位に基づく斜面安全管理手法の開発に関して、斜面現場で得られた計測変位と FEM による逆解析を用いた斜面管理手法について検討を行った。舞鶴市の道路斜面を対象に、斜面の変動観測結果から得られたすべり面を設定した FEM 逆解析を実施した。その結果、実際に伸縮計で得られた変位記録を再現し、地山内の最大せん断ひずみの分布や発達状況を把握することができた。さらに、地山土質を対象とした三軸圧縮試験結果から設定された限界ひずみと対応させて、崩壊に対する安全率を算出した。これにより観測変位に対応した安全率が計算され、安全率の経時変化が得られることとなり、豪雨時等のリアルタイムでの斜面安全管理に適用できることが示された。

謝辞：本研究の推進に対して、舞鶴市建設部土木課の西嶋久勝氏には現場計測変位データの提供等で多大なご協力を頂いた。京都大学大学院工学研究科都市環境工学専攻の大島義信助手には FEM 解析手法の開発などで多くの助言を頂いた。また、本校専攻科学生には実験遂行にあたり多くの協力を頂いた。ここに記して感謝の意を表す。

#### 参考文献：

- 1) 小田和広, 加登文学, 森尾敏: 第5章 舞鶴地区の被害事例, 平成16年度台風23号による関西圏地盤災害緊急調査報告書, 地盤工学会, 平成16年度台風23号関西圏地盤災害緊急調査団, pp.149-162, 2005.5.
- 2) 例えば 堀松崇, 南雲政博, 倉敏行, 関口将司: 自動観測でとらえた大洞地すべり地(新潟県能生町)の斜面変動とその後の対応, 第37回日本地すべり学会研究発表講演集, pp.67-70, 1998.
- 3) 北村良介, 南部光広: 豪雨時における斜面崩壊のメカニズムと危険度予測 5. 豪雨時における斜面崩壊危険度予測(その2), 土と基礎, Vol.52, No.1, pp.41-46, 2004.
- 4) 青木滋・中村三郎: 「土砂災害の予知と対策」 3.地すべり 3.1 地すべり地の判定, 土と基礎, Vol.31, No.4, pp.71-78, 1983.
- 5) 加登文学, 西嶋久勝, 大島義信: 現場計測変位に基づく斜面安全管理手法とその適用について, 地盤の環境・計測技術に関するシンポジウム 2006 論文集, pp.83-86, 2006.
- 6) 京都府: 京都府土砂災害警戒箇所点検マップ, 2004.6.
- 7) 京都府: 1/50,000 土地分類基本調査(地形分類図)「舞鶴・丹後由良」(1987,1988)
- 8) 松岡元: 土質力学「8章 斜面の安定」, 森北出版, 1999.
- 9) 小野紘一, 嶋村貞夫, 吉田幸司, 堤肇, 宇田隆彦: 斜面掘削工事の新しい安全管理手法とその適用, 鴻池組技術研究報告, Vol.1, pp.125-132, 1988.
- 10) 小野紘一, 嶋村貞夫, 宇田隆彦: 現場計測結果に基づく斜面安定管理手法の提案, 土木学会年次学術講演会講演概要集第3部, Vol.44, pp.524-525, 1989.
- 11) Sakurai, S.: Interpretation of the results of displacement measurements in cut slopes, 2nd International Symposium on Field Measurements in Geomechanics, Kobe, pp.1155-1166, 1987.

(2006.11.10 受付)

---

## STUDY OF SLOPE STABILITY IN MAIZURU CITY

Yoshinori KATO and Satoshi MORIO

**ABSTRACT:** In this study, two kinds of procedures on the slope stability in Maizuru city were examined. The first procedure is to evaluate the slope stability based on the strength of the soil covering the slopes in Maizuru city. The second procedure anticipates the slope failure according to displacements measured on the site. As a result of research, it was clarified that the shear strength of the soil decreased with increasing water content. Then slope stability analysis was carried out and the risk of the slope failure was evaluated. On the other hand, by using the 2nd procedure, safety factors of the slope corresponding to the displacement measured on the site were calculated by FEM analysis. This procedure is also effective in real-time control of the slope safety.

**Key Words:** *Maizuru city, slope failure, slope stability, strength parameter, field measurement, safety factor, red brown forest soil*

---