

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

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*****

Monitoring System to Trace Rainfall Induced Moisture Change in a Masado Slope

Thi Ha, Yasushi SASAKI, Takeo MORIWAKI, Seiji KANO, Mayumi YAMAMOTO,
Takashi SATO and UEKUMA Hideyasu

Masado, sandy soil of heavily weathered granite, is widely dispersed in Chugoku region. Heavy rainfall had repeatedly caused slope failures and debris-flows that had led to severe damages to both life and property in this region. To mitigate this kind of disaster is essential for this district because the urbanized area is expanding towards the foothill of the slope due to lack of housing space.

To develop a better model to predict a rainfall induced slope failures, study on a past case occurred on the Hiroshima University premises, geophysical investigation on this slope nearby the failed section, and a series of model tests on slope failure caused by artificial rainfall were conducted. Sensors to monitor the moisture change in the surface layer of the slope were installed on this failed slope at field.

This paper presents the results of the study on the surface layer of the Masado slope on the University premises together with the field monitoring system.

Key words : Masado, slope stability, model slope test, field monitoring, geophysical investigation

1. はじめに

中国地方には風化花崗岩（まさ土）に覆われた斜面地が広く分布し、過去の豪雨の際の不安定化により、しばしばがけ崩れや土石流の災害をもたらしてきた。広島県における戦後の土砂災害だけを取り上げてみても、59年間に15回の大規模な災害を被っている¹⁾。

広島県の瀬戸内海沿岸部は山地が海岸線近くまで迫り、平坦な土地が少ないため、デルタや海岸近くの海面を埋め立てた人工造成地の上に都市が形成されてきたが、近年ではこれらの低平地背後の山裾まで都市域が拡大している。

このような地形的特徴のため、広島県の急傾斜地崩壊危険箇所は約22,000箇所、土石流危険渓流は約10,000箇所であり、土砂災害危険箇所は約32,000箇所である²⁾。

豪雨時の斜面不安定化現象は、不飽和の表層土がサクシヨンの低下によりその強度を失う、あるいは地下水位の形成に伴う浸透力の増加により引き起こされると理解されてきたが、まさ土斜面の崩壊にいずれの影響が支配的である

のか明らかでない。

この報告では、広島大学構内で発生した崩壊と周辺表層土の地盤工学的特性、崩壊メカニズムの解明のための模型実験、ならびにこの斜面での原位置土中水分観測システムについて記述する。このシステムで得られた現在までの成果については別報に報告する。

2. ががら山北側斜面の崩壊

1999年6月29日、活発化した梅雨前線の活動に伴う集中豪雨は広島市・呉市周辺で多くの土砂災害をもたらした。八幡川橋の雨量記録によると6月23日からの1週間累積雨量は389mm、6月29日の日雨量は231.5mmであり、最大時間雨量は14～15時に観測された81mmであった。この豪雨によって広島県では崖崩れが186箇所、土石流が139渓流で発生し、32名の犠牲者が出るとともに、4,785棟の家屋が被害を受けた³⁾。

このときの豪雨により、広島大学構内の自然斜面におい

* 広島大学 大学院工学研究科 社会環境システム専攻

** 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

*** 広島大学災害軽減プロジェクト研究センター 呉工業高等専門学校 環境都市工学科

**** 国土交通省中国整備局 出雲事務所

***** 応用地質株式会社 広島支社

でも斜面崩壊が発生した。崩壊箇所は、陣が平山の南斜面、ならびにががら山の北側斜面におけるものが規模が大きかった(図-1)。このほかに教職員の宿泊施設付近の道路沿いの切土斜面などの計3ヶ所においても崩壊が発生した。

大学構内での気象観測システム(HIRODAS)⁴⁾によると1999年6月23日から29日までの1週間累積雨量は353mmであり、6月29日の日雨量は155.5mmであった。

上記大学構内の崩壊現場のうち、ががら山の崩壊現場は標高約330mの山頂からやや下がった北側の山腹斜面である。ががら山は広島大学東広島キャンパス東方に位置し、付近の山地の山頂標高は300~350mの定高性を有している。山腹斜面の勾配は山頂部付近ではほぼ25°と緩いが、遷急線から下方では35~40°となり、さらに下方の遷緩線が(標高265m辺り)からは10~18°程度となっている。

この山腹斜面の地表には小規模な崩壊地形や段差地形(高さ数10cm~200cm程度)が散見され、斜面表面を覆う植生は、シダ類やツバキ等の低木や、ブナ類等の落葉高木である。この周辺一帯に分布する地質は中生代白亜紀の広島花崗岩類に属する黒雲母花崗岩と新生代四紀完新世の崖錐堆積物である。

崩壊は標高300m付近を頭部として、北西方向に向かう小さな溪流の源流部付近で発生し、標高280m付近より北方に屈曲するこの溪流の流路に沿って、溪流河床の土砂を巻き込みながら土石流として流下したものである。源頭部

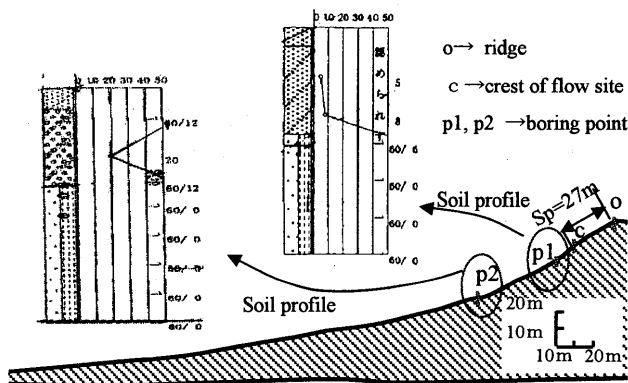


Fig-2 Longitudinal profile of Gagara Yama debris flow site



Photo-1 Damage after the occurrence at bottom of flow site

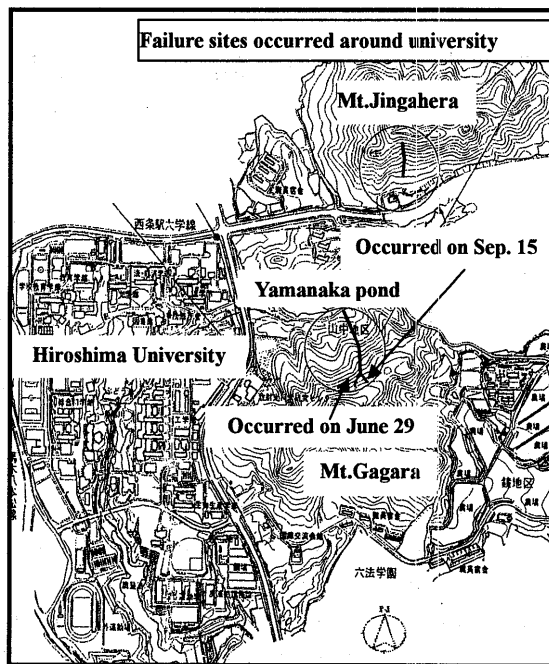


Fig-1 Debris flows on Hiroshima University premise

付近の崩壊幅は約21mであった。えぐられた側壁の所々に岩盤がむき出ししているのも見られ、崩壊直後にはこの岩盤上部から水が浸出していた。崩壊形状は幅6~21m、崩壊深さは最大で3.0mであり遷緩線付近から下流は河床の洗堀が少ない。

崩壊面の滑落崖の勾配は40°程度と急峻であった。源頭部付近の縦断図とボーリング図を図-2に示す。堆積域は山中池沿いの道路付近で、源頭部からの水平距離は約300mであった。崩壊直後には道路上に駐車していた車が半分土砂に埋まっており(写真-1)、土砂によって押し流された樹木も確認された。流出土砂量はおよそ1200~1600m³程度であった。

この崩壊の源頭部付近では、同年9月に台風16号の豪雨によって左岸側の斜面で崩壊が再び発生した(図-1)。

これらの崩壊は、いずれも表層崩壊に分類されるものであるが、崩壊が全延長にわたって一気に発生したのか、斜面下方で生じた崩壊が上方に拡大したのかという崩壊プロセスに関しては分かっていない。豪雨時の斜面崩壊メカニズムを解明するために関心の持たれるところである。

3. 降雨時の斜面不安定化の模型実験

3.1 実験装置

勾配が変化している斜面における地下水位の挙動を検討するために模型実験を行った。実験に用いた装置を図-3に示す。

長さ80cm、高さ50cm、幅40cmの土槽に、油粘土を用いて傾斜した不透水の基盤を作り、この上に豊浦砂を用いて厚さ3, 5, 7cmの表層土の載った模型斜面を作成した。表層土の密度2.657g/cm³、透水係数 $k=1.02 \times 10^{-2}$ cm/s、内部

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

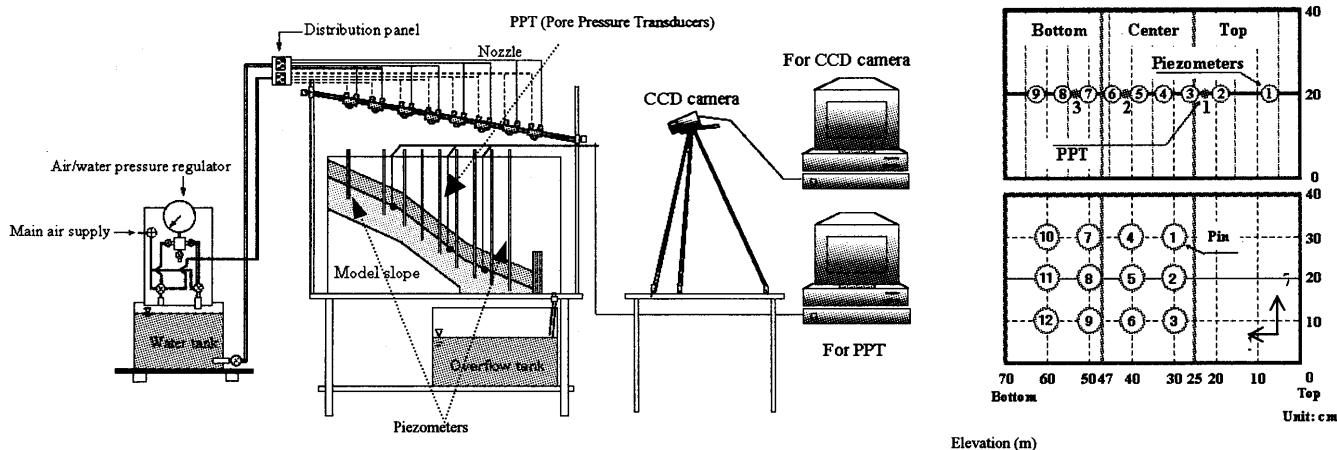


Fig-3 Schematic diagram of the small-scale model test apparatus

摩擦角 35° , 粘着力 1.86kN/m^2 である。

模型斜面は上部斜面, 中部斜面, 下部斜面の3つの斜面によって構成され, それぞれの水平長さは 25cm , 22cm , 23cm で, 勾配は 25 度, 40 度, 25 度である。この斜面勾配は2章で述べたがら山北側の山腹斜面勾配を模したものである。

土槽上部には8個のノズルを設置して斜面に人工降雨を降らせた。雨量強度は, ノズルに供給する水の圧力を調整することにより制御することが出来る。

図に示すように地下水位を計測するために斜面下部に9個のピエゾメータと3個の間隙水圧計を設置し, また, CCDカメラにより地表面に設置した12本のピンを撮影し, 画像解析によって斜面表面の変位の時間的変動を計測することとした。

3.2 実験結果

図-4 は層厚 5cm , 間隙比 0.8 , 初期含水率 11% の斜面に降雨強度 40mm/hr を降らせた時の斜面内の地下水位の形成状況である。降雨開始から6分後に下部斜面で水位が形成され, 時間と共に水位が上昇し降雨開始から16分後頃に層厚の約 80% まで到達した時に下部斜面で亀裂が生じた。

一方, 下部斜面で水位が形成された降雨開始6分後の時点で中部と上部斜面では水位が形成されておらず, 下部斜面で亀裂が発生した16分後での中部斜面の水位は層厚の約 52% である。中部斜面での崩壊は水位が層厚の約 60% を超えた時点から発生しはじめた。なお, この実験では上部斜面での水位形成が認められず, 崩壊も起らなかった。

図-5 に CCD カメラの画像処理によって得られた地表面の変位を示す。下部斜面で地下水位が形成されはじめた6分後頃には地表面に変位が見られず, 下部斜面での水位が約 70% まで上昇した12分頃に8番と11番のピンが動き出した。この段階において地表面に明確な亀裂が確認されず, さらに水位が層厚の約 80% まで上昇し, 変位量が約 1.1cm になった16分後頃に, 目視でも確認できる亀裂が発生した。

8番と11番のピンが動き出した後, 5番と2番の順でピンが動きはじめ, 亀裂が順次上流側へ進行していくと考え

られる。つまり, この実験条件の下では, 遷緩点近傍で最初の不安定化が生じ, そこでの変形によりこれに隣接する斜面が不安定化し, 上方に向かって進行性の崩壊が生じた。図-6 は降雨前と降雨開始後19分, 21分と24分後の亀裂発生状況を示す。また, 降雨停止後(24分後)の地盤内の色砂の状況と崩壊形状のスケッチ図も示す。

また, この実験では下部斜面と中部斜面の計3カ所で青と黒の2色の砂を層厚 2.5cm ずつに分けて入れ, 実験終了時にこれを掘り出して変形量を計測することにより, 崩壊時の斜面内部の変形を追跡できるよう工夫した。図-6 から下部斜面におけるすべり面の位置は中部斜面より浅く, すべり面は円弧すべり状のものであったことが分かる。

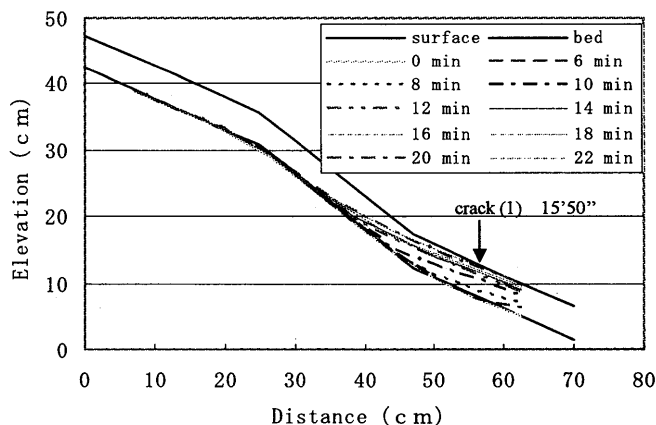


Fig-4 Change of groundwater level during rainfall

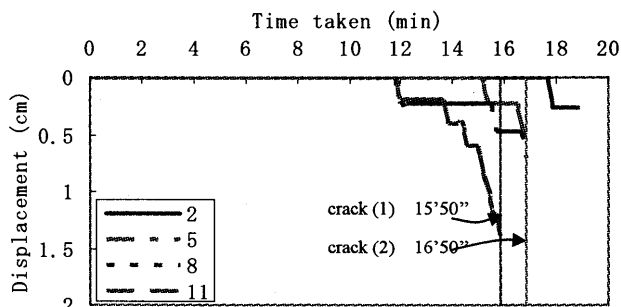


Fig-5 Displacement of ground surface during rainfall

同様の実験を間隙比，層厚，降雨強度などの条件を変えて計 20 回実施した。一連の実験結果⁹⁾から明らかになったことは，

- (1) 下流側の斜面で地下水位が高く上昇する。これは斜面内の浸透量が下流側ほど多いこと，遷緩線から下方の下部斜面では動水勾配が小さいため水位が上昇し易いことによると考えられる。
- (2) 上昇水位が層厚の 60～80%まで到達した時に崩壊する。
- (3) 初期含水率が高い時は水位を形成するまでの時間が短く，少ない降雨量で崩壊に至る。すなわち先行降雨があって含水率が高い状況下に雨が降ると崩壊しやすい。
- (4) 地下水位が高く上昇する遷緩線付近から崩壊し始め，その後上流側に崩壊が広がる進行性破壊を生じた。
- (5) 間隙比や表層土層厚などの斜面条件によって地下水位の挙動が異なり，崩壊に至るまでの降雨量も異なる。

4. 観測斜面の表層土に関する調査

4.1 表層土構成

ががら山北側の山腹斜面では，山頂付近において黒雲母花崗岩の露頭がみられ，露頭は風化し褐色を帯びるが，岩塊は比較的硬質で，割れ目も少ない（割れ目間隔は概略数 10cm～数 m 程度）。また，割れ目は斜面の傾斜方向とその直交方向の高角度節理とほぼ水平な節理が卓越し，方状に割れやすく，割れ目は開口している。黒雲母花崗岩の構成鉱物は石英，長石および黒雲母で，粒径は比較的に小さい。

遷緩線から下方の表層土は，黒雲母花崗岩起源の崩積土であり，比較的硬質な礫（φ10～200cm 程度）を多く含んでおり，基質は粘性土，砂質土ないし礫混り土砂主体である。

図-7 に B 測線（図-13 参考，後述）におけるピット側壁の調査図を示す。ピット観察による地盤構成は，地表面から約 0.5m まではシルト混じり状態の表層土から成り，0.5m から 2m までは礫混じりの土砂で，2m 以深は花崗岩である。また，遷緩線下方の崩積土層の厚さは B1 と B2 の中間点では約 1.2m，B2 と B3 の中間点では約 2m である。

4.2 表層土の物理・力学特性

観測地点の 6 箇所（図-13 の B1～B3，A1～A3）から攪乱と不攪乱の試料を採取し室内において力学試験ならびに透水試験を実施した。観測斜面における表層土の土質特性は，表-1 に示すように自然間隙比 0.7～1.2，飽和透水係数 $1.33\sim 4.72 \times 10^{-3} \text{cm/s}$ ，一面せん断試験による内部摩擦角 $33\sim 39^\circ$ ，粘着力 $5\sim 8 \text{kPa}$ であった。

4.3 物理探査による表層土分布の調査

崩壊した斜面近傍の表層土分布を把握するため，板たたき法による弾性波探査ならびに電気探査を実施した。

これらの物理探査は図-8 に示す測線 I，測線 II，測線 III

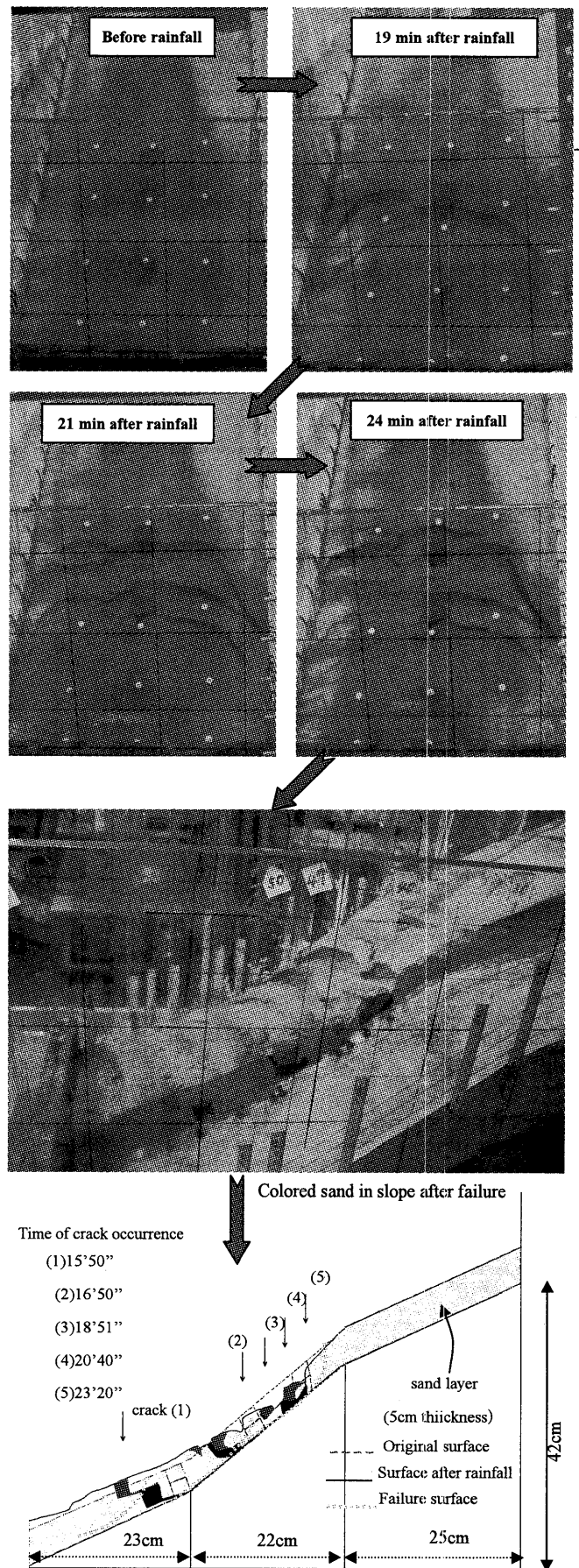


Fig-6 Sketch of failure pattern after rainfall

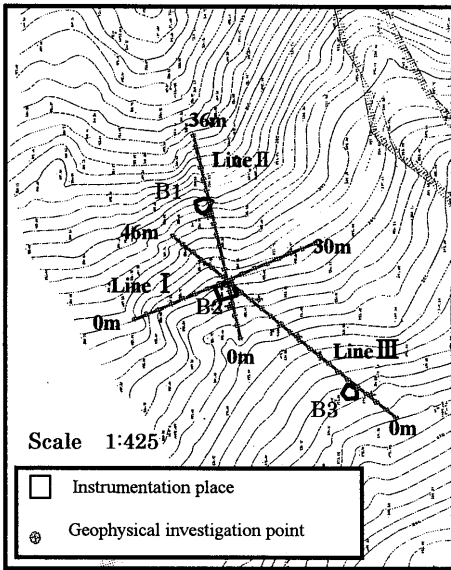


Fig-8 Place of geophysical investigation at monitoring site

の三測線で実施した。各測線ごとに図に示す距離程原点を設置し、測線Ⅰ、測線Ⅱ、測線Ⅲのそれぞれの測線の長さは30m、36m、と46mとした。また、各測線における計測間隔は水平距離で2mである。

弾性波探査は各測線で1回実施した。電気探査は、比抵抗値が計測時の飽和度を反映し、土中水分の状況を推定できることが特徴である。そこで電気探査は、地盤のどの深さまで水分の変動が見られるかを明らかにするために、湿潤時（2004年9月13日実施）と乾燥時（2004年11月8日実施）に1回ずつ、計2回実施した。

4.4 弾性波探査結果

図-9 に弾性波探査のトモグラフィー解析の結果を示す。

測線Ⅰ：地表付近に、0.3km/s 程度の速度層が層厚 2m 程度分布し、2.0km/s 以上の速度層の上面深度は、10m 程度である。

測線Ⅱ：地表付近に、0.3km/s 程度の速度層が層厚 1~2m 程度で分布する。速度 0.5~1.0km/s の速度層の層厚は、距離程 27~36m 付近では2m程度と薄く分布する。この速度層は距離程 27m 付近から始点側にかけて急激に厚くなる傾向を示し、距離程 0~25m 付近では層厚が 5~7m 程度と厚い。逆に速度 1.0~1.5km/s の速度層は、距離程 27~36m 付近では、層厚が 4~6m 程度と厚く分布するのに対し、距離程 0~25m 付近では層厚が 1~2m 程度と薄い。2.0km/s 以上の速度層の上面深度は、距離程 27~36m 付近では、10m 程度と浅

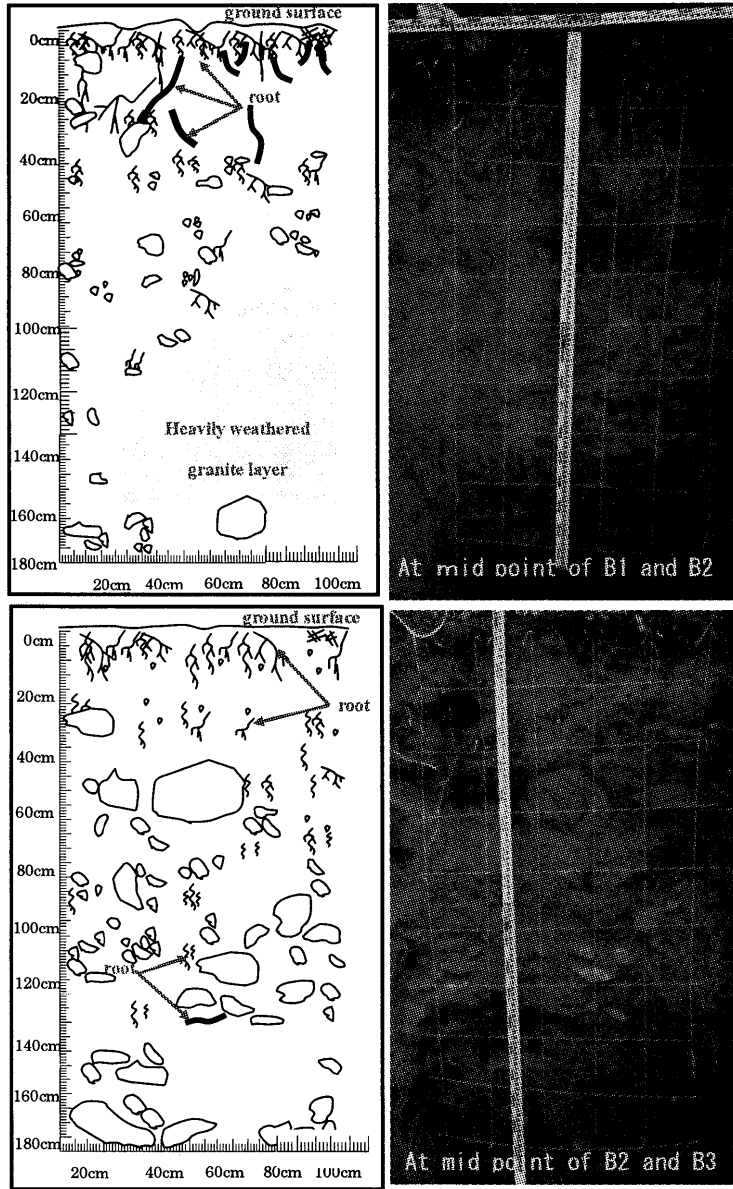


Fig-7 Trench investigation at site B

Table-1 Physico-mechanical characteristics of Masado form site

Property	A1		A2		A3		B1		B2		B3		
	50cm	80cm	50cm	80cm	50cm	80cm	50cm	80cm	50cm	80cm	50cm	80cm	
Bulk density $\rho_t(g/cm^3)$	1.53	1.64	1.60	1.57	1.59	1.47	1.38	1.42	1.53	1.79	1.48	1.67	
Dry density $\rho_d(g/cm^3)$	1.31	1.40	1.38	1.23	1.29	1.19	1.21	1.22	1.32	1.52	1.24	1.38	
Saturated density $\rho_{sat}(g/cm^3)$	1.81	1.86	1.85	1.76	1.79	1.73	1.75	1.73	1.8	1.94	1.75	1.84	
Specific gravity $G_s(g/cm^3)$	2.62	2.59	2.59	2.59	2.60	2.60	2.60	2.58	2.57	2.60	2.56	2.57	
Water content ω (%)	17.2	17.4	16.1	26.9	23.2	23.1	14.1	16.0	15.8	17.8	19.7	20.7	
Void ratio e	1.0	0.85	0.88	1.10	1.02	1.18	1.14	1.11	0.95	0.71	1.07	0.86	
Degree of saturation S_r (%)	44.9	52.8	47.4	63.3	59.4	50.9	32.1	37.2	42.7	65.2	47.0	61.9	
Sieve analysis	Gravel (%)	—	47.4	—	22.9	—	20.8	—	37.3	—	15.7	—	21.3
	Sand (%)	—	45.1	—	63.3	—	67.5	—	53.7	—	65.8	—	72.3
	Silt + clay (%)	—	7.47	—	13.8	—	11.7	—	9.01	—	18.6	—	6.39
	Uniformity U_c	—	7.0	—	3.13	—	5.75	—	6.49	—	8.61	—	3.77
	Curvature U_c'	—	1.29	—	0.56	—	1.04	—	0.86	—	1.55	—	0.97
Permeability k (cm/s) $\times 10^{-3}$	—	3.85	—	3.14	—	4.58	—	4.72	—	1.33	—	2.38	
Shearing test	Cohesion c (kPa)	—	5.63	—	7.60	—	7.56	—	8.5	—	6.13	—	6.39
	Friction angle ϕ^*	—	35.2	—	39.7	—	38.1	—	37.3	—	38.7	—	33.1

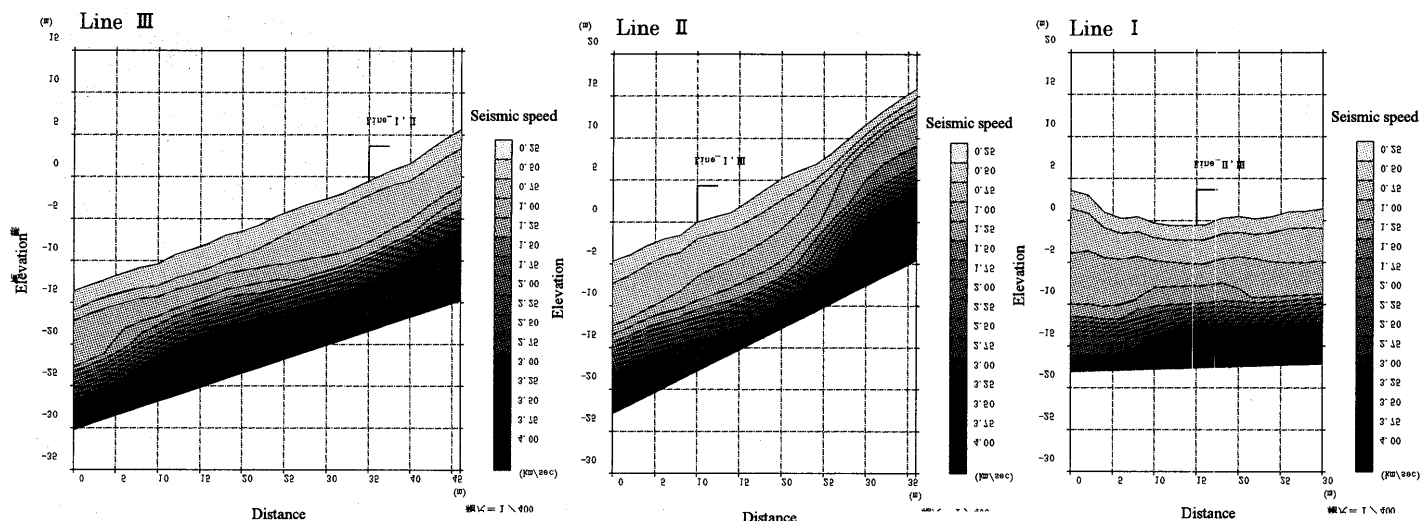


Fig-9 Results of seismic prospecting

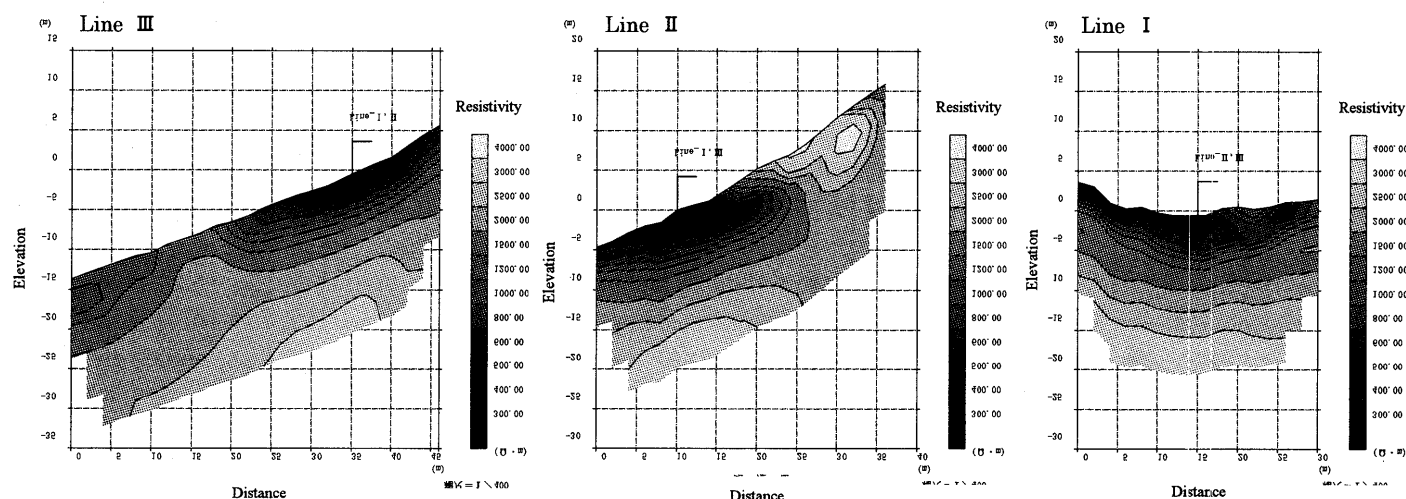


Fig-10 Results of electrical prospecting

いが、距離程 0~25m 付近では 12~13m 程度と深い。

測線Ⅲ：地表付近に、層厚 2~3m 程度で、0.3km/s 程度の速度層が分布する。速度 0.5~1.0km/s の速度層は、距離程 7~22m 付近では、層厚が 3~4m 程度と薄く分布するが、距離程 0~5m 付近、25~46m 付近では層厚が 5~7m 程度と厚く分布する。また、2.0km/s 以上の速度層の上面深度は、10~12m 程度である (図-6)。

4.5 電気探査結果

図-10 は 9 月 13 日の 1 回目を実施した電気探査の結果図である。

測線Ⅰ：800Ωm 以下の低比抵抗部は、地表付近から層厚 1~4m 程度で分布し、測線中央付近で厚く分布する傾向を示す。2000Ωm 以上の高比抵抗部の上面深度は 5~9m 程度であり、測線中央部でもっとも深くなる傾向を示す。

測線Ⅱ：距離程 0~20m 付近に地表から層厚 2~5m 程度で 800Ωm 以下の低比抵抗帯が分布する。距離程 0~25m 付近では、深度 11~15m 以深に 2000Ωm 以上の高比抵抗部が分布する。一方、この高比抵抗部は、距離程 22~33m 付近

では地表付近に分布する。また、2000Ωm 以上の高比抵抗部の分布は、距離程 25m 付近で不連続となる。

測線Ⅲ：距離程 20~46m 付近に地表から層厚 2~4m 程度で 800Ωm 以下の低比抵抗帯が分布する。また、深部にいくにしたがって、比抵抗が高くなる傾向を示し、2000Ωm 以上の高比抵抗部の上面深度は概ね 8~10m 程度であるが、距離程 13~18m 付近では局所的に浅くなる傾向を示す。

4.6 調査結果を元に描いた表層土の模式図

地質区分と探査結果の関係を表-2 に示す^{6), 7)}。この基準値を用いて物理探査の結果を元に書いた地盤構成模式図は図-11 に示す。表に示した基準値を用いて地盤構成を推定すると、斜面全体的としては崩積土層(崖錐層)、風化花崗岩層(D級)、硬岩層(CL級以上)の3層により構成されている。

B1 地点より上流側は風化花崗岩(D級)と硬質花崗岩(CL級以上)の二つの層により構成され、風化花崗岩は地表から深度 10m 程度であり、それ以深は硬質花崗岩から成る。

この区間では露頭が見られるなど地表には礫分が多く、

Table-2 Geological classification from geophysical investigation results

Geological classification	Seismic speed 「km/s」	Resistivity 「Ωm」
Talus layer	0.3~0.75	Under 800
Granite layer (D class)	0.5~2.0	800~2000
Granite layer (over CL class)	Over 2.0	Over 2000~2500

浅いところでは温度変化や乾燥収縮の繰り返し等の機械的風化により花崗岩に多数の亀裂が入っているものと考えられる。なお、図-11 に示した B1 地点付近の断層は地形や地

質分布⁸⁾ および物理探査結果による推定である。

B1 地点付近から下流側では崖錐層が存在し、その下には風化花崗岩層 (D 級) と硬質花崗岩層 (CL 級以上) が分布する。B1~B2 地点間の崖錐層の層厚は 2~2.5m 程度であり、椀形になっている。B2 地点の下端付近で層厚が最大となり、約 3m である。崖錐層の下は花崗岩層 (D 級) であり、測線全体における D 級花崗岩層の層厚は約 10m と考えられる。

B2 地点より下流側に向かって崖錐層の層厚が薄くなり、測線Ⅲの距離程 25m 付近から B3 地点間の崖錐層の層厚は約 2m である。さらに下流側に向かって崖錐層が小さくなり、B3 地点の下流側で約 1.5m である。なお、B2 より下流側の花崗岩層 (D 級) の層厚は 9m 程度である。

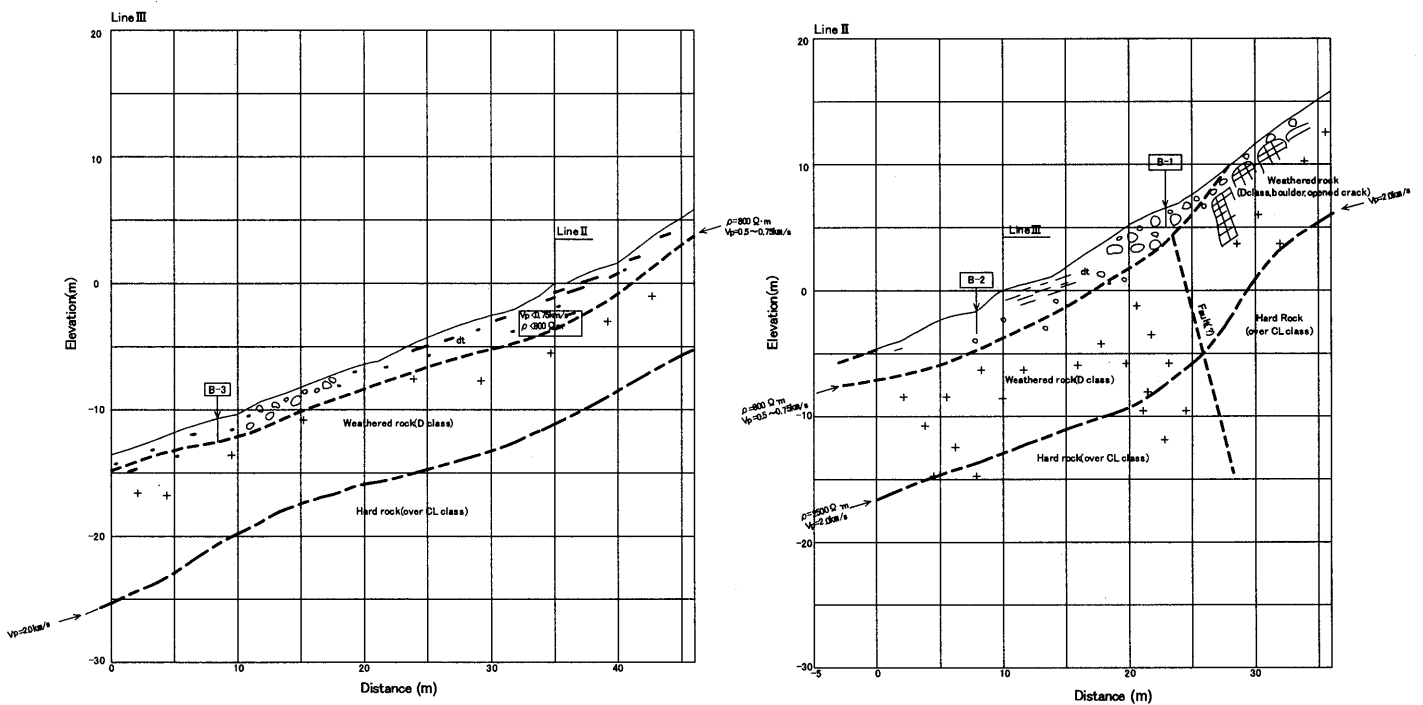


Fig-11 Estimated ground structure form the results of geophysical investigation

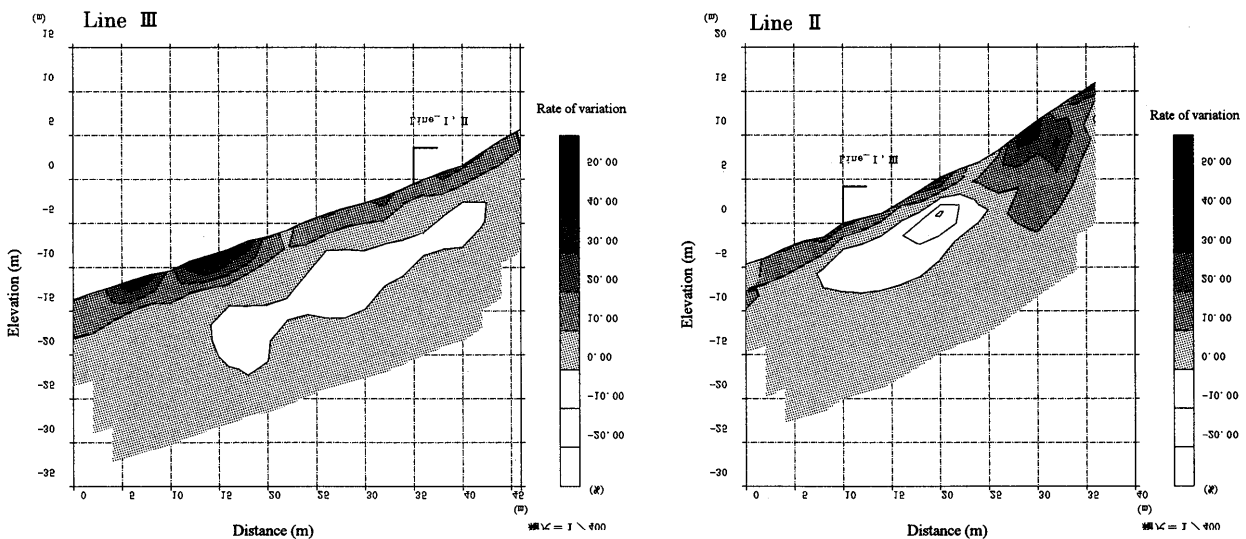


Fig-12 Rate of change of resistivity from two times of electrical prospecting results

次に、2回の電気探査の比抵抗値の変動から図-12に示すように乾燥時と湿潤時の水分量の変化率を求め、地盤内の水分変動を検討した。電気探査は、同じ位置、同じ側線配置で実施しているため、時期による地盤の比抵抗の変化は地盤中の水分量の変化と考えられる。ここで、変化率は以下の方法より求めたものである。

$$\text{比抵抗変化率} = (\text{2回目} - \text{1回目}) / \text{1回目の測定} \times 100 \quad (1)$$

この式により求めた変化率は、測定や解析誤差を考慮すると10%以上が有意な変化であると考えられることから、変化率が10%以上のところに着目する。

まず、B1地点より上流側の風化花崗岩層のところでは約10mの深度まで水分量の変化がみられ、クラックの多い層の存在により水が浸透しやすく、蒸発もしやすいものと考えられる。次に、B1とB2地点間の椀形のところでは水が抜けにくいので、常に水分量が高い状態にあり、深度の深いところでは飽和している可能性も考えられる。しかし、B2より下流側においては水分量の変化は崖錐層と花崗岩層の付近である深度2m程度までである。

斜面には局所的には表層土の厚さや浸透特性が異なるものがあるものの、大局的には表層2m程度の部分が降雨による浸透や不安定化の鍵を握る層と見ることが出来る。

5. 降雨浸透特性の原位置観測システム

5.1 観測位置

降雨時のまさ土斜面の不安定化の鍵となる、表層土内での土中水分観測を実施することとし、2章に述べたががら山北側の山腹斜面の崩壊地近傍に2001年4月に観測機器を設置した。この観測は図-13に示すように崩壊渓流の左右の2測線上で3ヶ所ずつ、計6ヶ所で行っている。雨量計は2つの測線のほぼ中間点の障害物がないところで計測している。測線AはBより傾斜が大きく、平坦な斜面であるのに対し、測線Bは小規模なガリ状の浸食地形を呈し、わ

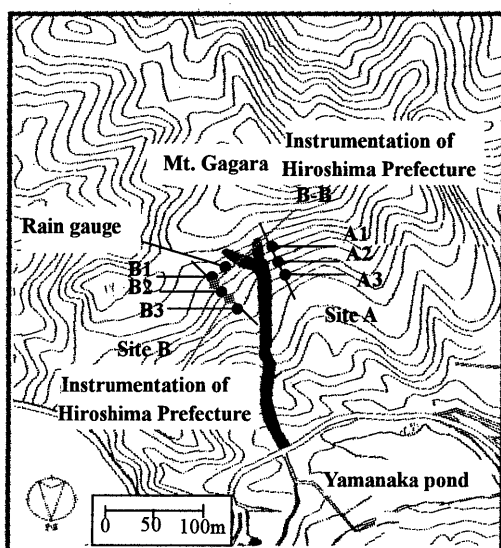


Fig-13 Topography of monitoring site

ずかながら集水性のある斜面である。

この斜面には、これらの観測地点のほかに測線Bにおいて広島大学と広島県が共同研究のために2002年2月に設置した観測点(B-AおよびB-Bでサクシジョンの観測)が設けられている。

5.2 計測器機の設定

斜面崩壊機構の解明を目的とした降雨浸透特性の原位置観測事例は少ないが、これまでに大学の研究機関^{9), 10), 11)}、国土交通省土木研究所¹²⁾や鉄道関係の研究機関¹³⁾等で実施されている。これらの多くは土壌水分計(テンシオメータ)によるサクシジョンの計測、間隙水圧計による地下水位の計測である。

サクシジョンか水分量のどちらかを測定する場合の問題は、対象とする土の水分特性曲線を求めておくことが必要となることである。水分特性曲線は、試験方法の困難さもあり、試験結果に代えて数値モデルを使っている例もある。すなわち、用いている曲線や室内で求めた曲線が現場をどの程度再現できるかという課題を残した観測となっているものも多い。

したがって、本原位置観測では以下3つの理由によりサクシジョンと水分量の両方を測定することにした。

- (1) 降雨時に水分量の上昇に伴いサクシジョンが減少し、無降雨期間中の水分量の減少とサクシジョンが増加する過程の両方を測定することによって、原位置のまさ土の水分特性曲線が得られる。
- (2) 降雨の浸透をサクシジョンと水分量の両方を測定することによってお互いのデータの信憑性を確認できる。
- (3) 維持管理面も考え今後斜面崩壊予測を行う時に必要なパラメータとして計測すべき項目や計測システムを検討する。

そこで、土中サクシジョンを計測するテンシオメータ、土中水分量を計測するTDR(Time Domain Reflectometry)、雨量計、水位計により原位置観測を行うこととした。ここで、水位計を入れた理由は、地下水位が形成され正圧が発生した場合、テンシオメータによる計測も可能であるが、テンシオメータによる計測値との相関性を検討するためである。

5.3 原位置観測システム¹⁴⁾

計測システムは土中サクシジョンを計測するテンシオメータ、土中水分量を計測するTDR、雨量計、水位計、データを収録するデータロガーから構成されている。これらの計測器は室内でキャリブレーションを行った後に原位置に設置した。観測地点B3での計測器の設置例を図-14に、また各地点での設置項目及び設置深度を表-3に示す。各ロガーは6万個のデータを保存することができ、測定間隔は1秒から1時間まで任意に設定することが出来る。本研究においては全ての計測器に対し10分間隔で計測を行なっている。データ回収はノートパソコンを現地に持参し、パソ

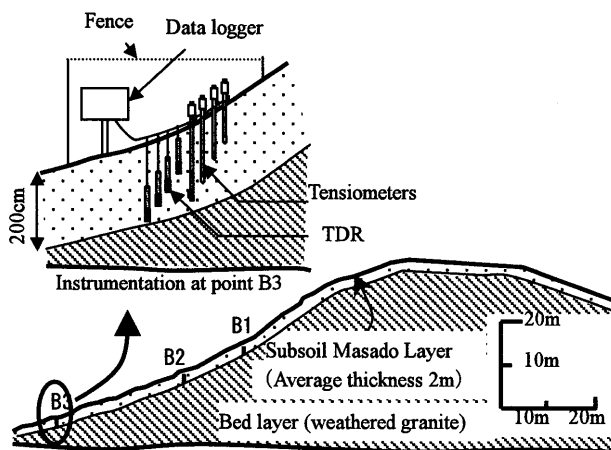


Fig-14 Instrumentation at site B

Table-3 Details of instrumentation

Point	Depth below ground level (cm)	
	Tensiometer	TDR
A1	58, 96, 114, 185	100, 150
A2	56, 93, 122, 193	50, 90, 145, 200
A3	44, 98, 115, 174	45, 155
B1	37, 97, 135	50, 150
B2	59, 88, 136, 176	50, 140
B3	60, 97, 159, 172	50, 100, 155, 195
Piezometer	Installed at depth 200cm of point A2	
Rain gauge	Installed at mid point of site A and B	

コンにより回収する。1回に回収されたデータ(1バッチ)はデータロガーに過去のデータとして最大で6バッチまでバックアップ保存されている。テンシオメータおよびTDRの電源は太陽電池より供給される。

5.4 計測器の説明

(1) テンシオメータ

テンシオメータは図-15(a)に示すように、セラミック製のポーラスカップ、アクリル製の円筒、上部の圧力センサーから成る。圧力センサーは土壌が水分を吸収する圧力を測定するもので、大気圧と圧力センサー受感部との圧力差を電圧で出力する。本研究で用いた圧力センサーの定格圧力は196.2~98.1kPa、電源電圧12~32VDC(8mA MAX)、出力電圧1~2V(負荷抵抗330Ω以上)である。

現地に設置する前にキャリブレーションを行ったが、その方法は圧力センサー部分のついている水タンクを固定し、もう一つの水タンクを下げることによって負の水頭差を生じさせその時のセンサーによる電圧の出力値と実際の負の水頭差の関係を求めた(図-16)。

(2) TDR

本研究で用いたTDRプローブの概略図は図-15(b)に示す。このTDRの測定範囲は体積含水率0~95%、測定精度0~40%は±1%、40~70%は±3%、電源電圧7~15VDCであ

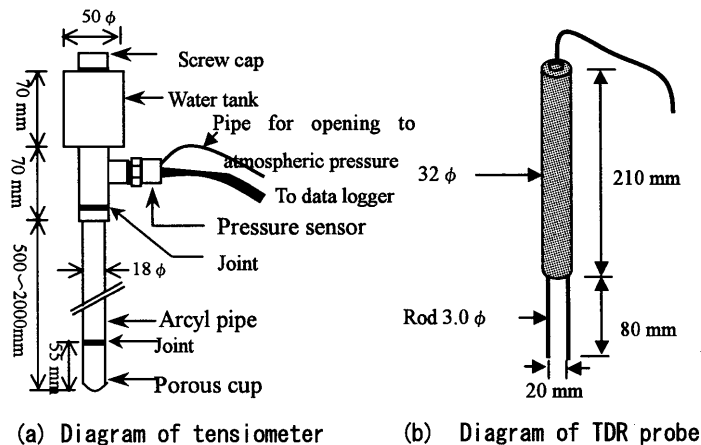


Fig-15 Schematic diagram of instruments

る。測定メカニズムはTDRパルスの通過時間を計測することによってその計測地点の誘電率を得る。また、式(2)に示す誘電率と体積含水率の関係をj用いて本体の中で体積含水率を算出し、その値を0~1Vで出力させる。0.0Vの時、体積含水率は0.0%で、1Vの時に100.0%となる。

$$\theta = 1 \times 10^{-5} \varepsilon^3 - 8 \times 10^{-4} \varepsilon^2 + 0.0331 \varepsilon - 0.0294 \quad (2)$$

ここで、 θ は体積含水率、 ε は誘電率である。

式(1)はStacheder et al.¹⁵⁾が砂、ローム、カオリンなど数種類の試料を用いて行なった実験結果から求めたものでTopp et al.¹⁶⁾や竹下ら¹⁷⁾も同様の結果を得ている。

しかし、誘電率と体積含水率の関係は土の種類により変

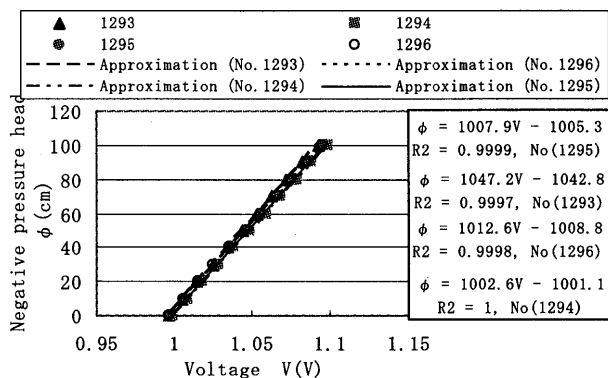


Fig-16 Calibration results of pressure sensor of tensiometer

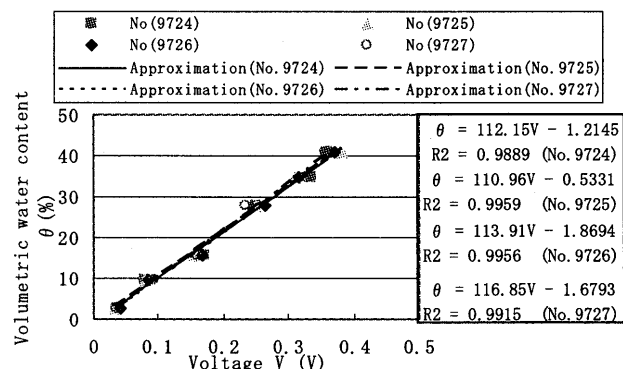


Fig-17 Calibration results of TDR

わることも予想され、設置する前に現地から採取したまさ土試料の 2mm ふるい通過分を用いてキャリブレーションを行なった。方法は TDR による出力値と含水比の実測値（炉乾燥法で測定）を用いてキャリブレーションカーブを作成するという方法であり、結果を図-17 に示す。

(3) 水位計

この水位計は水圧式圧力センサーを利用した水位データ記録装置であり、内蔵リチウム電池で長時間の計測が可能である。センサーには大気圧変動による誤差をキャンセルする目的で大気開放パイプがつけてある。圧力センサーの各種仕様は、定格圧力 19.6kPa、過大圧力 98.1kPa、電源 1mA（定電流）、精度±0.3%である。

(4) 雨量計

本研究では雨量の計測に転倒ます式雨量計を使用している。受水口径は 20cm で、雨量 0.5mm 毎にますが転倒し、パルス信号を送るようになっている。電源は専用リチウム電池パック（または外部電源 7.5V）である。

6. あとがき

まさ土斜面における豪雨時の崩壊機構を検討するために実施した本研究の成果を要約すると以下の通りである。

- (1) 室内における模型実験により地下水位が斜面の下流側で高く、また、遷緩線付近で特に水位が上昇しやすい。
- (2) 模型実験では地下水位の上昇に伴い斜面の変位が発生し、水位が層厚の 60～80%まで到達した時に崩壊に至る。崩壊は水位が高く上昇する下部斜面付近で発生し、徐々に上流側へ進展する進行性破壊であった。
- (3) 現地踏査と物理探査からががら山の山頂付近には硬質花崗岩（C_L 級以上）が、また中腹には強風化した花崗岩層（D 級）ならびに崖錐層が表層を覆っている。
- (4) 弾性波探査と電気探査の結果を吟味したところ、力学的な不連続面と考えられる表層土層の下面と、浸透性の不連続面と考えられる表層土層の下面はとところにより異なる深さに想定される。
- (5) しかし、B1～B3 間の斜面での浸透性から考える表層はほぼ地表に平行に 2m 程度の層と扱ってよいと考えられる。
- (6) ががら山北側の山腹斜面から採取した試料を用いて室内土質試験を実施し、自然状態での表層土の物理特性ならびに力学特性を明らかにした。
- (7) ががら山の山腹斜面における降雨時の水分変動特性を観測するため、モニタリングシステムを設置した。モニタリング結果は紙数の都合で別報にて報告する。

参考文献

- 1) 佐々木康, Thi Ha (2003) : まさ土斜面内の土中水分・地下水位形成の現位置観測, 平成 15 年度砂防地すべり

技術研究成果報告会講演論文集, pp. 73～93.

- 2) 平成 14 年 6 月広島県の公表資料
- 3) 盤工学会緊急調査団 (1999) : 平成 11 年の広島県豪雨災害調査報告書, pp.9～51.
- 4) 広島大学気象観測システム (HIRODAS) : <http://home.hiroshima-u.ac.jp/hirodas/>
- 5) 佐々木康, THI HA, 山本真由美 (2003) : 降雨による斜面内地下水位の形成と崩壊形状, 土木学会中国支部第 55 回研究発表会概要集, pp. 323～324.
- 6) 社団法人地盤工学会 (2001) : 地盤工学への物理探査技術の適用と事例, 地盤工学会・シリーズ 6, pp.351～376.
- 7) 地理探査学会 (1998) : 地理探査ハンドブック 手法編, pp.115～151, pp.239～295.
- 8) 高木哲一, 水野清秀 (1999) : 海田市地域の地質, 地質研究所 地域地質研究報告書, pp.1～45.
- 9) 阿部寛史, 川上浩, 山浦直人 : 地附山地すべり地における原位置サクシオン測定, 土木学会第 43 回年次学術講演会概要集, pp.16-17, 1988.
- 10) 矢田部龍一, 八木則男, 榎 明潔, 渡邊晃史 : 斜面崩壊予測のための斜面内間隙圧の測定, 第 23 回土質工学研究発表会発表概要集, pp.1749-1750, 1988.
- 11) 北村良介, 川井田実, 阿部寛史, 城本一義, 寺地卓也 : 砂質土地盤でのサクシオンの現地計測システムの開発, 土木学会論文集 No.652/III-51, pp.287-292, 2000.
- 12) 三木博史, 藤井厚企, 古田光弘 : 特定のり面・斜面の危険雨量の設定手法の検討, 土木技術資料 41-2, pp.50-55, 1999.
- 13) 神田 仁, 辻井大二, 宮本秀郎, 福田和幸, 西川勝広 : 盛土における間隙水圧の測定調査 (調査編), 第 31 回地盤工学会研究発表会発表概要集, pp.467-468, 1996.
- 14) Thi Ha・森脇武夫・佐々木康・加納誠二・Dissanyake A.K. (2001) : 広島大学構内のまさ土斜面における土壌水分およびサクシオンの現地観測, 地盤と建設, Vol.19, No.1, pp.37～48.
- 15) Stacheder, M., Kohler, K., Fundinger, R. and Bieme, P. : Measurement of Material Moisture with Time-Domain Reflectometry, Technisches Messen, Vol.64, 11, pp.453-457, 1997.
- 16) Topp, G.C., Yanuka, M., Zebchuk, W.D. and Zegelin, S. : Determination of Electrical Conductivity Using Time Domain Reflectometry : Soil and Water Experiments in Coaxial Lines, Water Resources Research, Vol.24No.7, pp.945-952, July 1988.
- 17) 竹下祐二, 小林弘明, 八木一雄, 開発一郎 : TDR 法による土壌水分計と地下レーダーを用いた不飽和地盤の水分動態測定, 土木学会中国支部第 52 回研究発表会概要集, pp.359-360, 2000.

平成 16 年 9 月 30 日 受理