

## 8. 2018年北海道胆振東部地震による崩壊斜面における 降下軽石堆積土の力学的特性

Mechanical behavior of volcanic soil on collapse slope by the 2018 Hokkaido  
Eastern Iburi earthquake, Northern Japan

川尻 峻三<sup>1</sup>・渡邊 康玄<sup>2</sup>・早川 博<sup>2</sup>

Shunzo KAWAJIRI, Yasuharu WATANABE and Hiroshi HAYAKAWA

<sup>1</sup> 北見工業大学 准教授

<sup>2</sup> 北見工業大学 教授

### 要 旨

2018年9月6日に発生した北海道胆振東部地震によって北海道厚真町において広範囲な斜面崩壊が発生した。本研究では斜面崩壊が発生した原因の一つと考えられる風化した降下軽石堆積土を対象に、トレンチ調査や簡易動的コーン貫入試験などの原位置調査を実施した。さらに未崩壊地から採取した不かく乱試料を用いてせん断条件を変化させた一面せん断試験を実施し力学特性を明らかにした。力学試験から得られたパラメータを用いて平常時および地震時の斜面安定性を無限長斜面のモデルによって評価した。その結果、地震による崩壊が発生した斜面は表層から深度1.5m程度までは脆弱な層であり、崩壊深度は概ね一致していた。この脆弱な層と基盤層の境界部には含水比が極めて高い風化した降下軽石堆積物が存在しており、そのせん断強さは速度依存性を有していた。地震時の安定性評価では、地震動による水平加速度とせん断強さの速度依存性を考慮した力学パラメータを用いた無限長斜面の安定解析で検討可能なことを示した。

《キーワード：地震；降下軽石堆積土；一面せん断試験；斜面安定解析》

## 8.1. はじめに

2018年9月8日午前3時7分に発生した北海道胆振東部地震は、胆振東部地方の深さ約37kmを震源とした気象庁マグニチュード $M_j = 6.7$ の内陸地震である。北海道厚真町では最大震度7を観測した。これによって厚真町内では広域での斜面崩壊が発生した。写真8.1は厚真町吉野地区（位置は図8.1を参照）での崩壊状況であるが、崩壊土砂は比較的長距離を移動して住宅へ押し寄せて、36名の犠牲者が出た<sup>1)</sup>。これは1995年に発生した兵庫県南部地震によって兵庫県西宮市で発生した地すべりでの犠牲者数と同規模であるとともに、斜面崩壊数や範囲は国土交通省の発表によると明治以降で最大規模とされている。また、崩壊箇所では火山噴火による降下軽石堆積物が堆積岩上に分布している地域であり<sup>2)</sup>、火山由来の土質で構成された自然斜面の崩壊現象としては熊本地震<sup>3),4)</sup>による被害と類似する点があると考えられる。火山が多い日本には降下軽石や火山灰質土が分布している地域が多数あり、今回の北海道厚真町での広範囲・大規模に発生した斜面崩壊メカニズムに関する考察は、今後の地震に対する斜面防災・減災対策を立案する上で極めて重要となる。

以上のような背景から本研究では、厚真町の斜面崩壊箇所での崩壊斜面の詳細な断面観察、簡易動的コーン貫入試験、簡易ボーリング調査、不攪乱試料の採取を行った。不攪乱試料については、自然斜面における低拘束圧を再現可能な一面せん断試験装置を用いた力学試験と、力学試験前後でX線CTスキャンを行うことでせん断後の内部構造の変化を観察した。また、力学試験から得られた力学パラメータを用いて、対象斜面を無限長斜面として地震時の安定性評価を行い、崩壊メカニズムについて検討した。



Photo 8.1 Slope failures in Yoshino district, Atsuma town<sup>2)</sup>

## 8.2. 調査箇所と調査内容の概要

図8.1は大規模な斜面崩壊が発生した北海道厚真町付近における地形図と崩壊箇所の分布を示している（Kawamura et al. 2019）。図中の赤い領域は斜面崩壊の発生領域である。斜面崩壊が発生した山地の標高は150~200m程度であり、震源よりも北側で斜面崩壊が発生している。本研究における調査箇所は、厚真町役場から東に約5kmの厚真町宇隆地区である。近傍の地震記録<sup>5)</sup>として、厚真町役場に北海道が設置した地震計で観測された最大水平加速度PGAは、NS成分で $PGA = 0.29Gal$ 、EW成分で $PGA = 0.37Gal$ であった。調査箇所から南に10km程度の厚真町鹿沼に気象庁が設置した地震計では、NS成分で

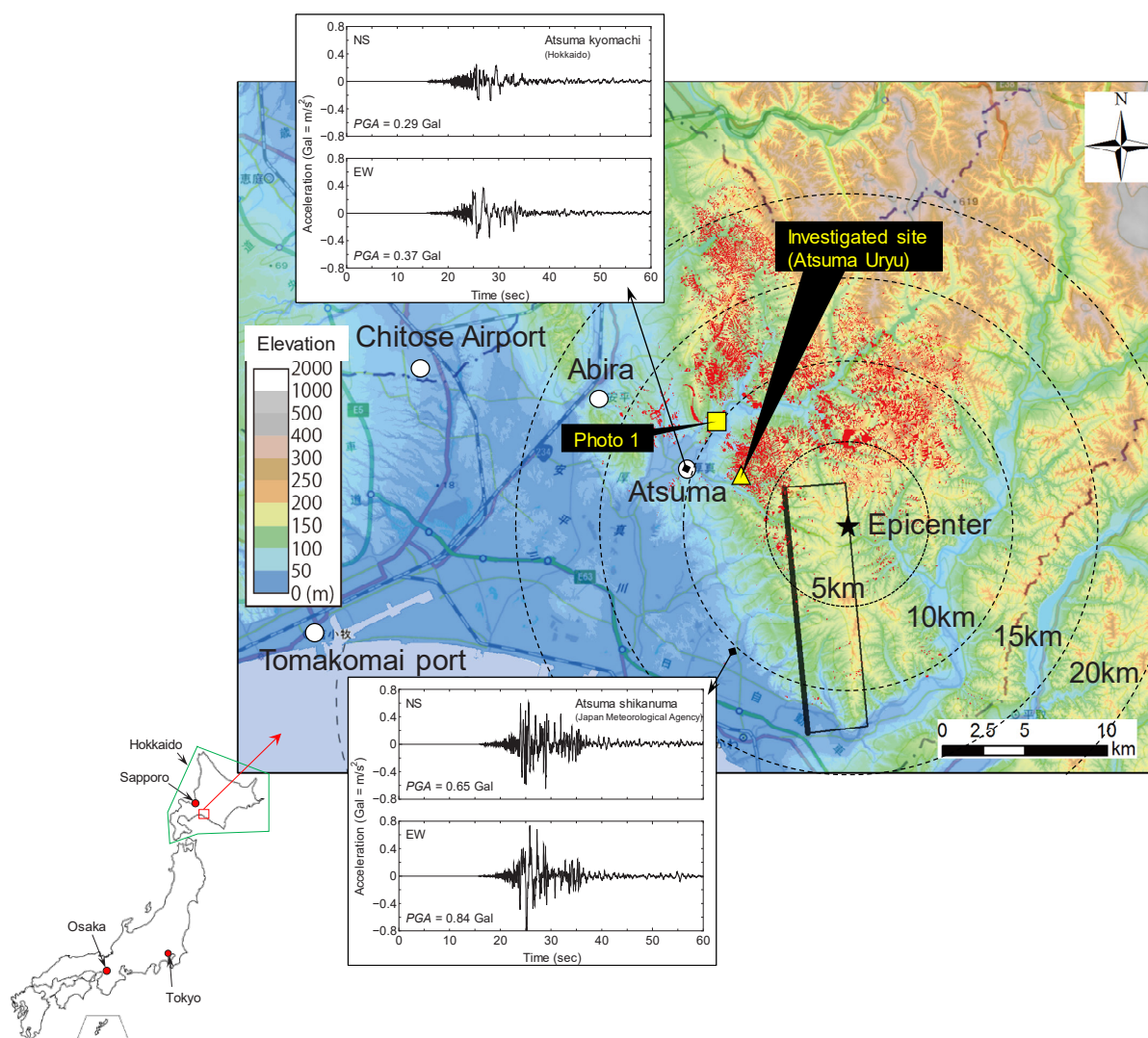


Fig. 8.1. Topographical map and seismic waveform around the epicenter of the 2018 Hokkaido Eastern Iburi Earthquake, and investigate site (modified Kawamura et al. 2018)

PGA = 0.65Gal, EW成分でPGA = 0.84Galとなり、調査箇所周辺よりも大きな水平加速度が観測された。

図8.2は調査箇所周辺の地震後の航空写真と地震前の地形図を示している。航空写真は、国土地理院によって2018年9月6日および8日に撮影されたものである。調査対象とした崩壊斜面は、小規模河川の左岸に位置している。被災前の地形図から被災箇所は谷地形を呈しており、地震後には概ねこの谷沿いに最大幅60m、長さ180m程度の斜面崩壊が発生した。原位置調査は図8.2中のB-1～3の3地点で実施した。表8.1は各調査地点での調査内容のまとめを示している。B-1～3の各地点で簡易動的コーン貫入試験（DCPT, JGS 1433-2012 Method for portable dynamic cone penetration test）に加えて、滑落崖における崩壊断面の詳細な断面観察を行った。また、B-2では断面観察を行った近傍の未崩壊箇所において簡易なボーリングによる試料採取を行った。図8.3は簡易ボーリングの実施状況を示している。このボーリングで得られたサンプラー内の乱れた試料を用いて物理試験を行った。B-1～2では力学試験として行った一面せん断試験に用いる不攪乱試料の採取を行った。図8.4は不攪乱試料の採取状況を示している。不攪乱試料は、内径60mmの亚克力円筒の先端に刃先角度が鋭利なシュールを取付け、乱れが生じないように注意しながら、地山にゆっくりと挿入して採取した。不攪乱試料の採取箇所は、簡易動的コーン貫入試験から深度方向の $N_d$ が局所的に低下した箇所付近とした。

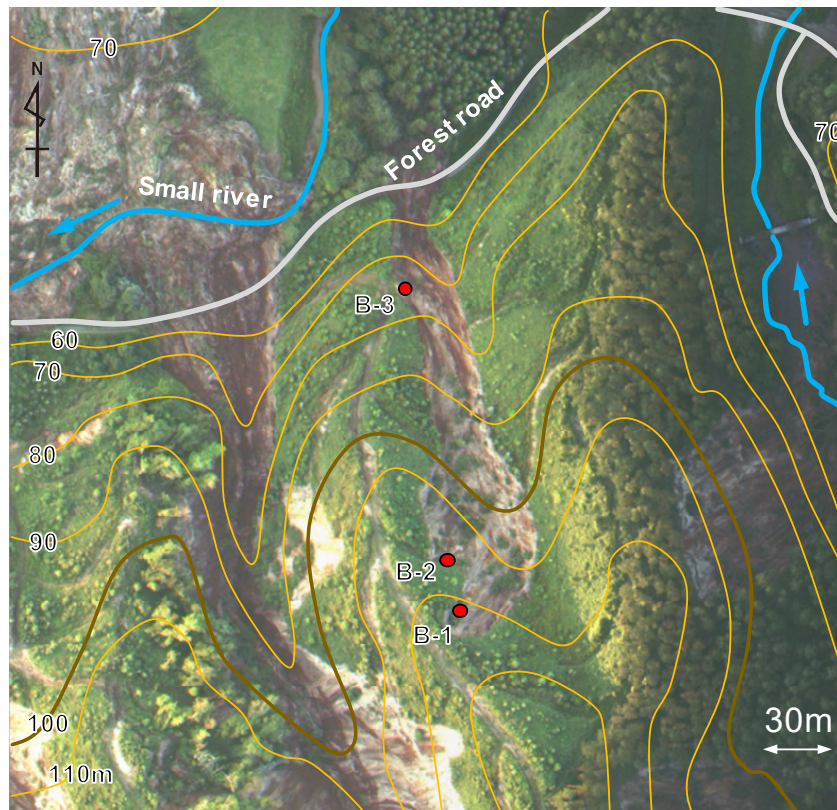


Fig. 8.2. Slope failures in investigation site, Uryu district, Atsuma Twon (based on Geospatial Information Authority of Japan)

Table 8.1. List of field investigation

Test No.	Trench survey	DCPT <sup>a</sup>	Simple boring for physical properties test	Intact sampling for DST <sup>b</sup>
B-1	✓	✓		
B-2	✓	✓	✓	✓
B-3	✓	✓		✓

<sup>a</sup> DCPT: Simple dynamic cone penetration test, <sup>b</sup> DST: Direct shear test



Fig 8.3. Simple boring

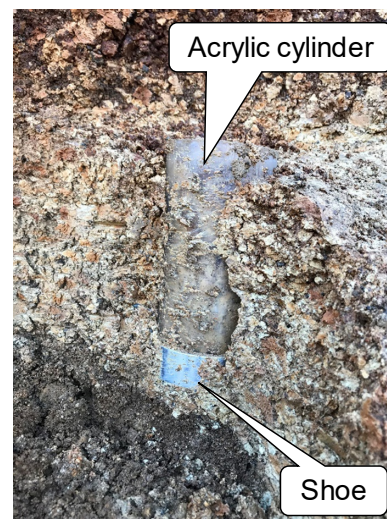


Fig 8.4 Intact sample

図8.5は本研究で用いた一面せん断試験装置の概要を示している。本研究では、排水条件に相当する定圧一面せん断試験（以下、CP testと呼ぶ）と非排水条件に相当する定体積一面せん断試験（以下、CV testと呼ぶ）を行った。それぞれの試験において用いた試験装置は地盤工学会基準（JGS 0560 Method for consolidated constant-volume direct box shear test on soils, JGS 0561 Method for consolidated constant-pressure direct box shear test on soils）に準拠している。供試体のサイズは、直径60mm、高さ20mmの円盤状である。なお、2つの試験装置ともに豊浦砂を用いたキャリブレーション試験の結果は、これまでに報告されている内部摩擦角と同程度の結果を得ることを確認している<sup>6)</sup>。また、CPおよびCV testともにせん断箱の間隔は0.4mmとした。せん断は水平変位 $D = 7\text{mm}$ まで行った。

表8.2はCPおよびCV testの試験条件と結果の一覧を示している。鉛直応力 $\sigma_v$ はCP testでは $\sigma_v = 20, 50\text{kPa}$ とし、CV testでは $\sigma_v = 20, 40\text{kPa}$ とした。せん断速度 $dD / dt$ は、CP testでは $dD / dt = 0.02\text{mm/min}$ とし、CV testでは非排水せん断強さ $\tau_{\max}$ のせん断速度依存性を把握するために表2中の異なる $dD / dt$ でせん断を行った。また、CV testでは再構成試料に対しても $dD / dt$ を変化させた試験を行った。 $dD / dt$ の設定に

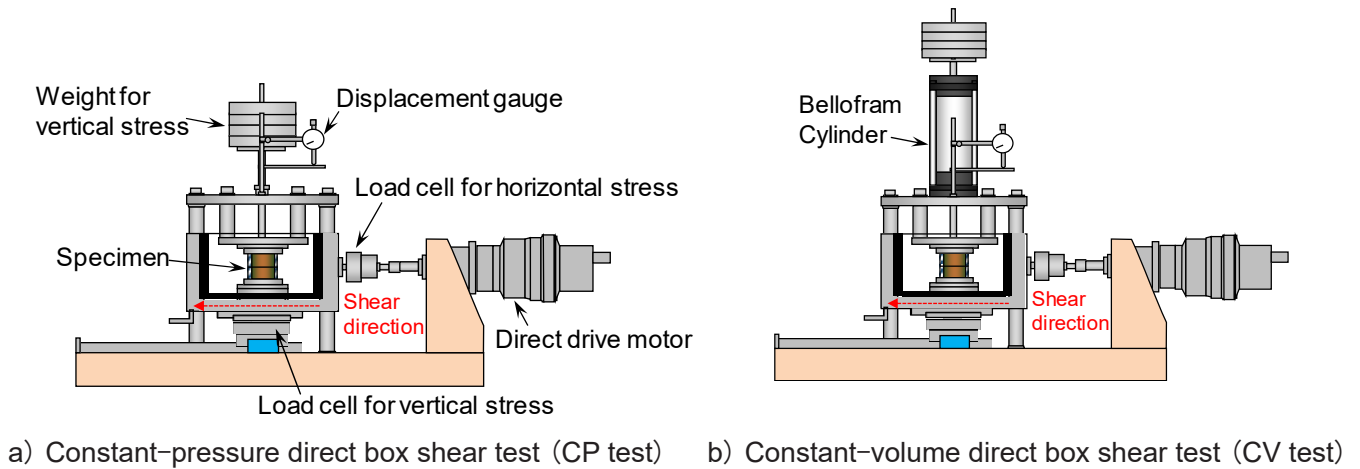


Fig. 8.5. Direct box shear apparatus

Table 8.2. Test and specimen condition

Test condition <sup>a</sup>	Specimen condition	Sampling position	$\sigma_v$ <sup>b</sup> (kPa)	$dD / dt$ <sup>c</sup> (mm/s)	$\rho_t$ <sup>d</sup> (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho_d$ <sup>e</sup> (g/cm <sup>3</sup> )	$w$ <sup>f</sup> (%)	$e$ <sup>g</sup> (%)	$\tau_{\max}$ <sup>h</sup> (kPa)
CV	Intact	B-1	20	0.02	1.15	0.42	173.8	5.5	7.2
CV	Intact	B-1	20	0.2	1.18	0.44	165.1	5.2	8.8
CV	Intact	B-1	20	1	1.19	0.43	176.7	5.3	9.4
CV	Intact	B-1	40	0.02	1.03	0.40	157.8	5.8	13.0
CV	Intact	B-1	40	1	1.12	0.45	150.4	5.1	18.6
CV	Remold	B-2	20	0.02	1.26	0.46	171.5	4.9	8.9
CV	Remold	B-2	20	0.2	1.21	0.46	163.8	5.0	9.2
CV	Remold	B-2	20	1	1.23	0.47	162.6	4.8	9.5
CP	Intact	B-1	20	0.02	1.15	0.39	201.9	6.2	13.5
CP	Intact	B-1	50	0.02	1.10	0.37	202.2	6.5	35.2

<sup>a</sup> CP: Constant pressure test, CV: Constant volume test, <sup>b</sup>  $\sigma_v$ : Normal stress, <sup>c</sup>  $dD / dt$ : Shearing rate, <sup>d</sup>  $\rho_t$ : Total density, <sup>e</sup>  $\rho_d$ : Dry density, <sup>f</sup>  $w$ : Water content, <sup>g</sup>  $e$ : Void ratio, <sup>h</sup>  $\tau_{\max}$ : Shear strength

については、試験装置のモータの許容を考慮して決定しており、実際の斜面崩壊の速度はこれよりも速かったと推察される。Remold供試体は、図8.4の方法で採取したIntact供試体の密度計測後に試料を解きほぐし、同じ密度となるように一面せん断試験のせん断箱で再構成して作製した。しかし、Remold供試体ではIntact供試体における土構造を再現することが難しく、Intact供試体群よりも密度が大きい。また、すべての供試体は不飽和状態で実験を行った。さらに、表8.2中に示した2つの供試体については、試験前後においてX線CTスキャンを行い、せん断に伴う内部構造の変化を観察した。

### 8.3. 実験結果および考察

#### 8.3.1. 現地試験および物理試験結果

図8.6は調査斜面における被災前の標高と簡易動的コーン貫入試験の結果を示している。なお、被災

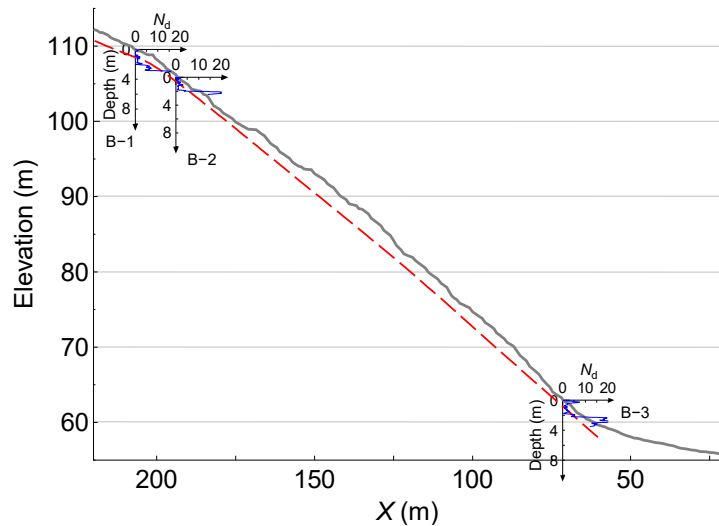


Fig. 8.6. Vertical cross section and results of DCPT

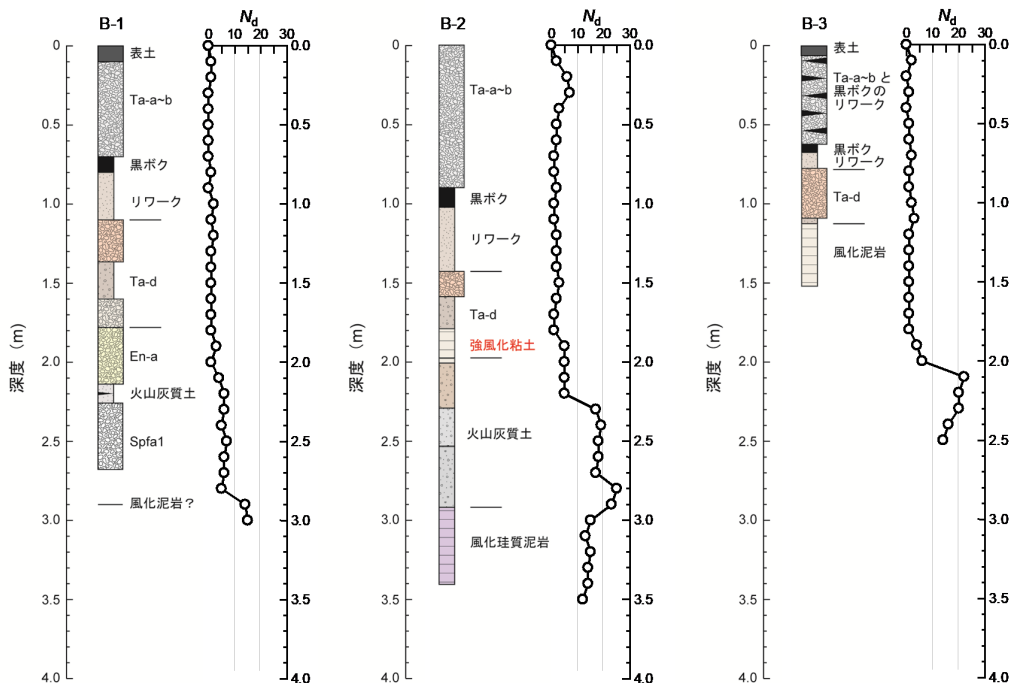


Fig. 8.7. Geologic cross section and profile of  $N_d$

前の標高は国土地理院が公表している標高データを用いた。簡易動的コーン貫入試験から得られた $N_d$ は、実施地点に依らず深度1.5m程度までは $N_d = 0 \sim 3$ 程度であり、それ以深では深度とともに $N_d$ が増加する傾向がある。深度1.5m以深では、概ね $N_d = 20$ 程度を示すことから基盤層になっており、この基盤の上に $N_d = 0 \sim 3$ 程度の相対的に強度が低い土層が、標高と同じような傾斜で堆積していると考えられる。

図8.7は崩壊断面の詳細な観察から推定した地質断面を示している。上述した $N_d$ が小さい領域には、樽前山の噴火由来である降下軽石堆積物 (Ta-a,b,d) が確認できる。Ta-a, bとTa-dの間には黒ボクと、斜面崩壊や地すべり活動によって乱されて再堆積したと予想される層 (リワーク) が確認できた。Ta-a,b,dの下部については、断面観察地点で地質構成が異なっており、源頭部に最も近いB-1では、恵庭岳 (En-a) や支笏湖 (Spfa1) の火山活動による降下軽石堆積物が確認できた。B-2では、明瞭な降下軽石堆積物は確認できないが火山灰質土と、その下部には風化珩質泥岩を確認できた。崩壊斜面の下部では、Ta-dの下に風化泥岩を確認できた。B-3では、表層から0.6m程度はTa-a,b,dが相互に堆積していた。また、図中には図8.5に示した簡易動的コーン貫入試験の結果を併記しているが、B-3を除くとTa-dが確認できる深度から $N_d$ が増加する傾向にある。

図8.8はB-2で採取した土試料の各深度での粒度分布を示している。ここで簡易サンプリングでは、地表面から1.0mまでの試料は根茎の影響に加えて、サンプラー内で土試料が圧縮することによって物理試験を行うために十分な試料の量を採取することができなかった。そのため、図8.7では深度1.0m以深の

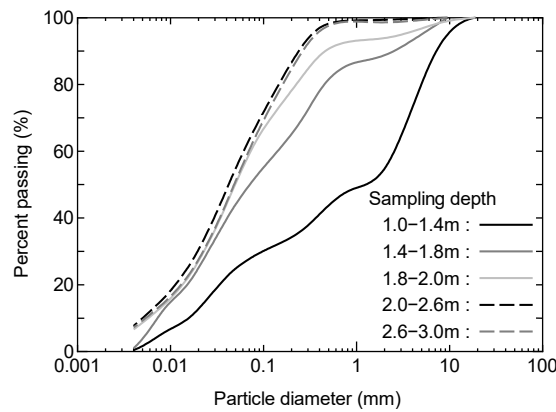


Fig. 8.8. Grain size distribution on B-2

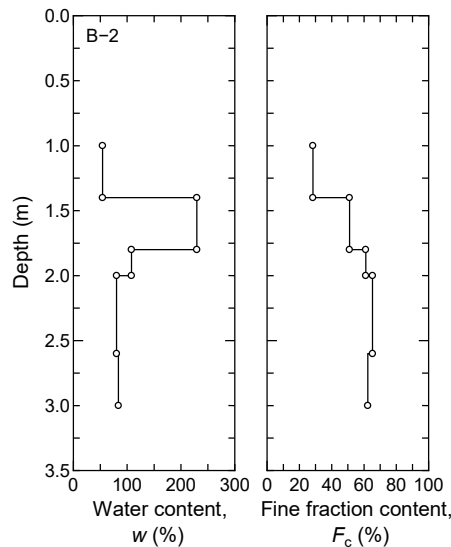


Fig. 8.9. Profile of water content and fine grain content on B-2

結果を示している。  $N_d$  が小さい値を示した深度である1.0 ~ 1.4mは採取した試料の中では、最も粗粒分が多く、深度が深くなるにつれて細粒分が増加する傾向にある。 図8.9はB-2における深度方向の自然含水比  $w_n$  と細粒分含有率  $F_c$  の変化を示している。 概ね深度1.2 ~ 1.7mの間に  $w_n > 200\%$  の高含水比状態の領域がある。 なお、  $F_c$  については、この高含水比箇所から  $F_c > 50\%$  となり、その下部では概ね深度とともに増加する傾向にある。 この  $w_n$  が高く、  $F_c$  が増加する箇所は、断面観察ではTa-dの下部層と風化が進んだ強風化粘土の境界部付近に対応している。

### 8.3.2. 一面せん断試験による力学特性

図8.10はIntactおよびRemold供試体に対するCV testから得られたせん断応力  $\tau$  ~ 水平変位  $D$  を示している。 Remold供試体の  $\tau \sim D$  は、明瞭な  $\tau$  のピーク (i.e.  $\tau_{max}$ ) を示さないひずみ硬化型である。 その一方で、Intact供試体では  $\tau$  がピークを示した後に、  $\tau$  が低下するひずみ軟化型である。 また、Intact供試体では  $dD/dt$  の増加に伴い、  $\tau_{max}$  が増加している。 しかし、Remold供試体では、  $dD/dt$  の増加に対する  $\tau_{max}$  の変化は小さい。 図8.11a), b) は、  $dD/dt$  に対して  $\tau_{max}$  および  $\tau_{max}$  に対する残留強度  $\tau_f$  の比である  $\tau_{max}/\tau_f$  を比較している。 Intact供試体では、  $dD/dt$  に対して  $\tau_{max}$  が増加しており、強度のせん断速度依存性を確認できる。 しかし、今回の実験の範囲では、  $dD/dt$  の増加に対して  $\tau_{max}$  が単調に増加するわけではなく、  $dD/dt$  の増加に対して  $\tau_{max}$  の増加は緩慢となる。 Remold供試体では、  $dD/dt$  に依らず  $\tau_{max}$  はほとんど同じ値である。 特に  $dD/dt$  が小さい場合には、Intact供試体よりも  $\tau_{max}$  が大きくなり、崩壊斜面の安定性を過大評価する可能性がある。 次に  $\tau_{max}/\tau_f$  はIntact供試体ではRemold供試体よりもすべての  $dD/dt$  で小さい値となる。 Intact供試体の  $dD/dt$  が最も大きい場合における  $\tau_f$  は、  $\tau_{max}$  の70%程度まで低下している。

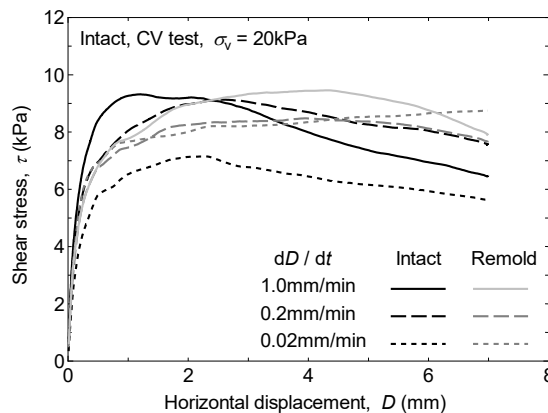


Fig. 8.10.  $\tau \sim D$  relationships of CV test group specimens

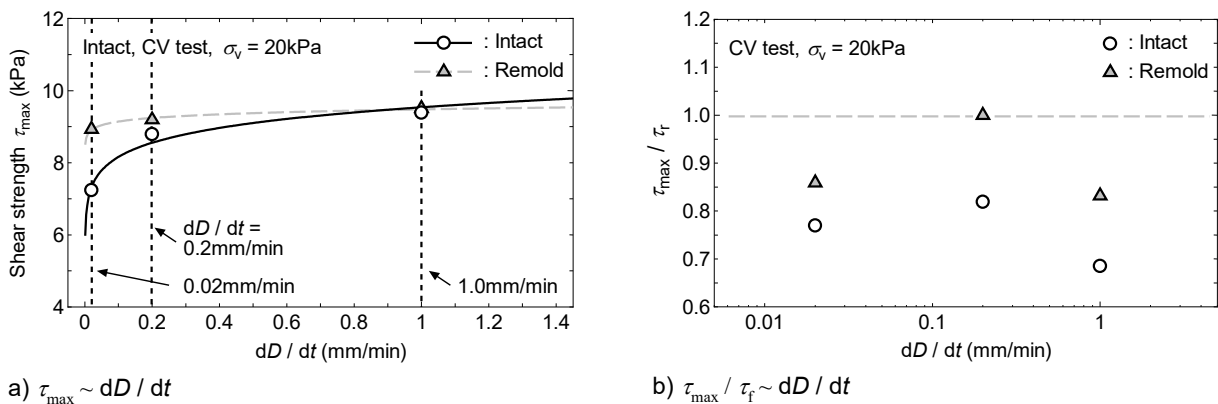


Fig. 8.11.  $\tau_{max}, \tau_{max}/\tau_f \sim dD/dt$  relationships of CV test group specimens



図8.12はIntact供試体のCV testとCP testにおけるせん断応力 $\tau$  ~ 水平変位 $D$ の比較を示している。同一の $\sigma_v$ であっても排水条件によって $\tau_{max}$ が異なり、非排水せん断条件であるCV testではせん断強さが小さい傾向となる。また、CP testの $\tau \sim D$ はひずみ硬化型でせん断中に体積圧縮していることを確認している。また、 $\tau_r$ は確認できない。

図8.13は一面せん断試験前後でのX-ray CT scanの結果を示している。図8.13a)はIntact供試体のCP test ( $\sigma_v = 50\text{kPa}$ )、図8.13b)はRemold供試体のCV test ( $\sigma_v = 20\text{kPa}$ )の画像である。ここで、CT scan画

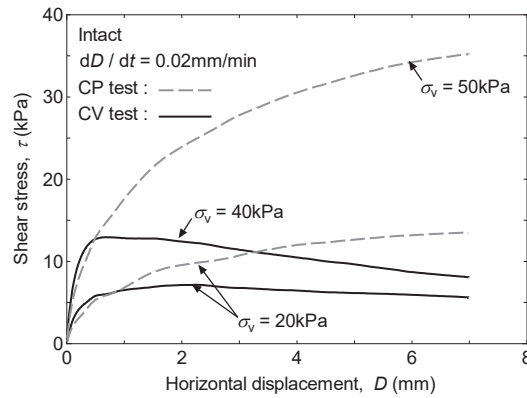


Fig. 8.12.  $\tau \sim D$  relationships of CP test and CV test group specimens

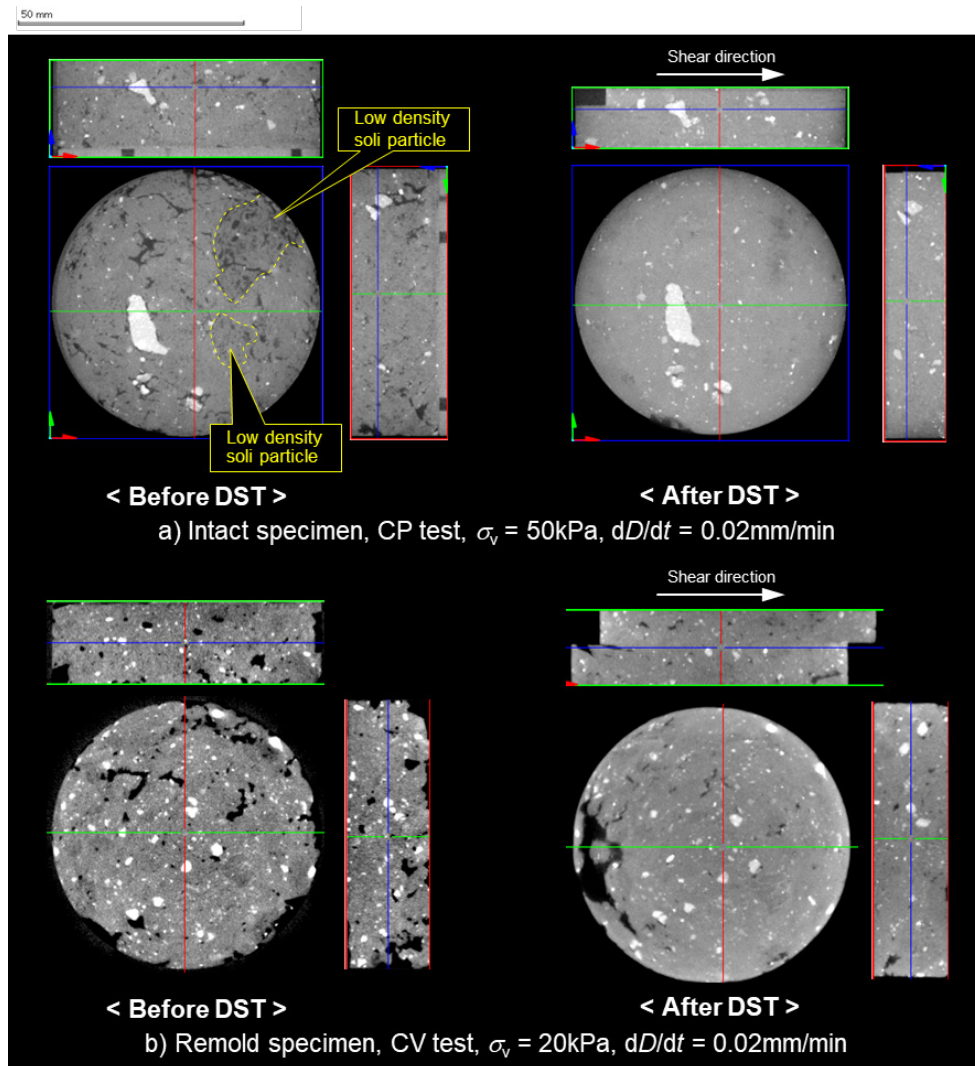


Fig. 8.13. Results of X-ray CT scan

像では対象物質の密度が高いほど白色になり、密度が低いほど黒色となる。また、画像の解像度であるボクセルサイズは $0.118 \times 0.118 \times 0.118 \text{mm}^3$ である。Intact供試体のせん断前の画像を見ると、白色の密度が高い土粒子が確認できる。さらに、全体的な密度が低いポーラスな火山由来の土粒子が確認できる。このような土粒子の周囲は、今回のCT scanの解像度では土粒子形状を確認できない風化が進んだ細粒土で構成されている。図8.13b) に示したRemold供試体では、図8.13a) のIntact供試体のようなポーラスな土粒子の存在は確認できない。これはIntact試料を一度解きほぐし、再構成した際に粒子破砕したためと考えられる。この粒子破砕によってポーラスな土粒子内に保水されていた水分が放出され、供試体の $w$ が増加し、 $e$ が低下したと考えられる(表8.2を参照)。せん断後の画像を見ると、排水条件であるCP testではせん断に伴い供試体が収縮している。この体積収縮は $\tau \sim D$ がひずみ硬化型であったことを裏付けている。非排水条件であるCV testの供試体においてもせん断後には体積圧縮しているが、これはせん断前の $\sigma_v = 20 \text{kPa}$ の载荷による沈下量であることを確認しており、せん断に伴う供試体全体の収縮量は無視できる。しかし、せん断前に確認できる空隙(図中の黒色部)の多くが消失しており、せん断に伴う部分的な排水による体積変化が発生している可能性がある。このことからRemold供試体では、定体積条件にもかかわらず発生している局所的な部分排水(体積圧縮)、粒子破砕しやすいと考えられるポーラスな土粒子およびIntact供試体が有していると予想される高間隙比状態を形成するためのセメンテーション効果が存在しないため、ひずみ硬化型の $\tau \sim D$ となったと考えられる。

細粒分が多い土質における地震時の斜面崩壊における $\tau_r$ は、地震による加振力によって移動土塊のせん断力が $\tau_{\max}$ に到達して破壊した後の長距離移動の発生を決定する重要なパラメータである。地震時の斜面崩壊に関する既存の研究では、繰返し一面せん断試験やリングせん断試験によって相当な累積せん断変位 $\Sigma D$ (e.g.  $\Sigma D = 200 \text{mm}$ 以上)を与えることで $\tau_{\max}$ や $\tau_r$ を評価している<sup>4)7)8)9)10)11)</sup>。その一方で、大ひずみ領域を再現できる特殊な平面ひずみ試験や三軸圧縮試験による検討も報告されている(Deng et al. 2011)。加えて、 $dD / dt$ を変化させた実験から、Remold供試体の低速度域ではIntact供試体よりもせん断強さが大きくなり、対象斜面の安定性を過大評価する可能性が示された。本研究のように比較的小さいせん断変位でも $\tau_{\max}$ や $\tau_r$ を評価できた理由は、実験に用いた供試体が $e = 5 \sim 6$ 程度であり、間隙比が大きいことが影響している可能性がある。Sato and Kuwano<sup>12)</sup>は、火山灰質土が持つ土粒子間のセメンテーション効果と高間隙比を再現するため、セメントを付加した非塑性細粒土に対する一連の力学試験の結果を報告している。この結果では、非排水せん断条件においてセメントを付加した高間隙比供試体のピーク強度はせん断初期で発生することを報告している。このことから、今回採取した試料においても高間隙比状態であるため、一面せん断試験のわずかなせん断変位によって初期構造(i.e. セメンテーション効果)が損傷して、強度低下が進行したと考えられる。加えて、 $dD / dt$ を変化させた実験から、Remold供試体の低速度域ではIntact供試体よりもせん断強さが大きくなり、対象斜面の安定性を過大評価する可能性が示された。以上のことから、今回の地震時の安定性評価には、Intact試料に対する一面せん断試験から得られたせん断強さの適用性は高い。

図8.14はIntact試料に対するCV testから得られたStress pathとクーロンの破壊基準線を示している。なお、せん断試験中には間隙水圧の計測を行っていないため、全応力表示のStress pathを示している。ここで、図8.15は図8.14に示したCV test中の $\tau$ 、トップキャップの鉛直変位 $\Delta H \sim D$ を示している。CV testでは供試体の定体積条件を満足するために、トップキャップの鉛直変位 $\Delta H$ を $\Delta H = +0.01 \text{mm}$ となるようにエアースリンダを制御している(図8.5参照)。しかし、 $dD / dt = 1.0 \text{mm/sec}$ 、 $\sigma_v = 40 \text{kPa}$ では、せん断初期の供試体の体積収縮に対して、 $\Delta H$ が制御できていない。このため、 $\tau \sim D$ では初期にピーク(図中の矢印)を示した後、 $\tau$ が増加する傾向にある。このような試験装置におけるコンプライアンスの影響を考慮して、図8.15に示したクーロンの破壊基準線は、最初のピークに対する $\tau$ に対して適用した。図中には、破壊基準線から得られた全応力状態での内部摩擦角 $\phi_{cu}$ と粘着力 $c_{cu}$ を示している。 $\phi_{cu}$ および $c_{cu}$

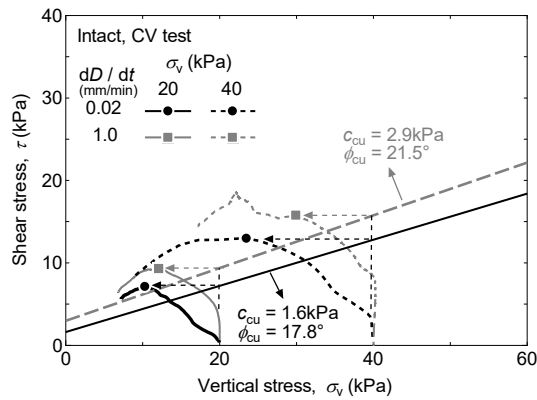


Fig. 8.14. Stress path of CV test Intact specimens

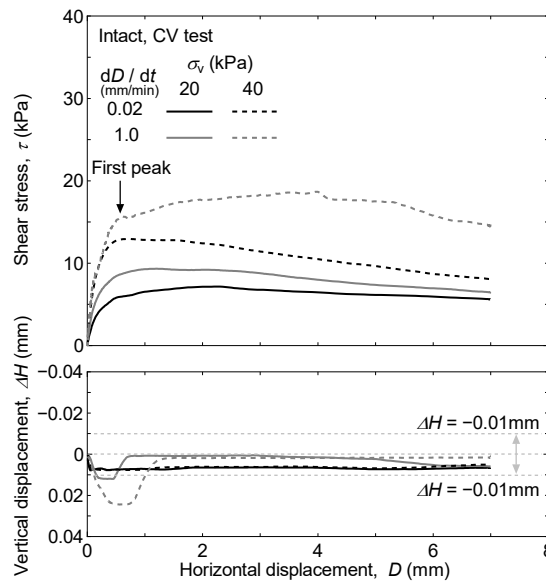


Fig. 8.15.  $\tau, \Delta H \sim D$  relationships of CV test Intact specimens

は $dD/dt$ の増加に従い、大きくなる。

### 8. 3. 3. 無限長斜面を仮定した地震時安定計算

今回対象とした崩壊斜面に対して、無限長斜面の表層すべりをモデル化 (Kasama et al. 2018) し、地震時の安定性について一面せん断試験から得られた力学パラメータを用いて検討する。図8.16は地震時における無限長斜面への作用力を示しており、式1は図8.16から得られる安全率 $F_s$ を示している。

$$F_s = \{ \tan \phi (1 - k_v - k_h \tan \beta) + k_v \tan \beta + c / \gamma H \cos^2 \beta \} / (k_h + \tan \beta) \quad \text{式1}$$

ここで、 $\beta$ は斜面勾配、 $H$ は表土層厚、 $\gamma$ は平均的な湿潤状態の単位堆積重量、 $\phi$ は内部摩擦角、 $c$ は粘着力、 $k_h$ は水平震度、 $k_v$ は鉛直震度である。なお、既往の研究で鉛直地震動の影響は小さいと報告されていることから、本研究においても簡単のため $k_v = 0$ とした<sup>13)14)</sup>。

図8.17は現地調査を行った斜面の調査時におけるUAVによる空撮画像を示している。撮影日は2018年10月29日である。B-1およびB-2付近を源頭部とする斜面崩壊は、谷筋に対してやや斜めに発生している。そこで式1を用いた安定解析の代表的な断面は図8.18に示す位置とした。斜面形状は国土地理院が公開している崩壊前の地形図を参考とした。また、図8.6に示したように $N_d = 0 \sim 3$ 程度の相対的に強度が低

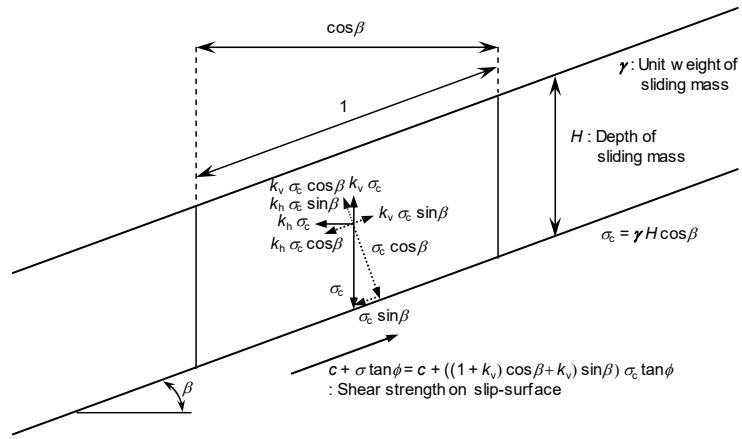


Fig. 8.16. A force on infinite slope during earthquake<sup>4)</sup>

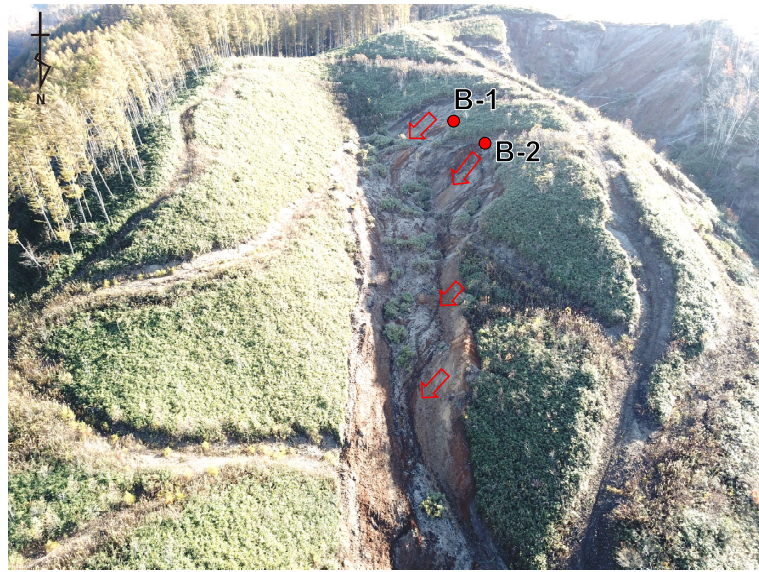


Fig. 8.17. Aerial photo of investigation area by UAV (10.29.2018)

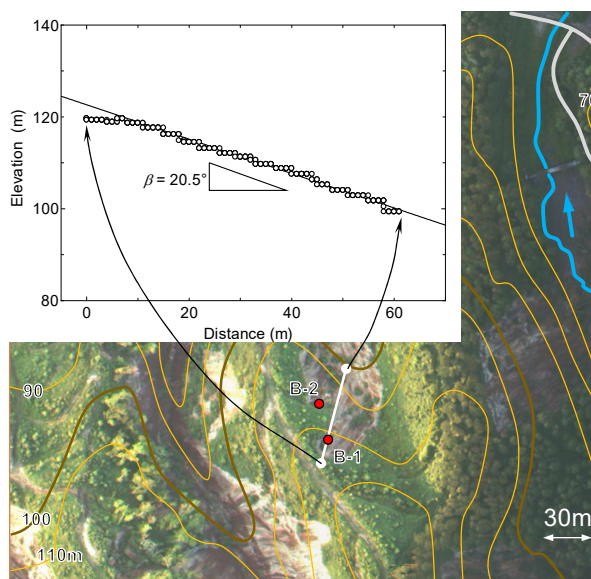


Fig. 8.18. Vertical cross section for stability calculation (based on Geospatial Information Authority of Japan)

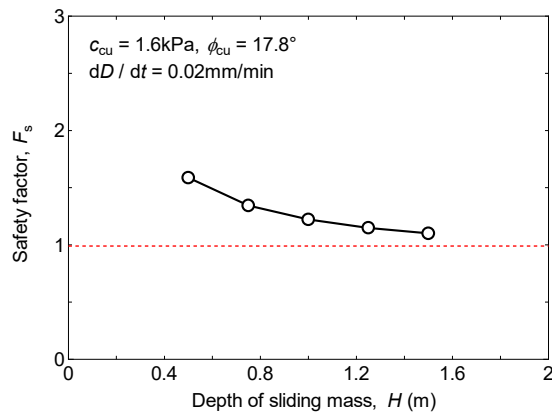


Fig. 8.19.  $F_s \sim H$  relationships without earthquake load

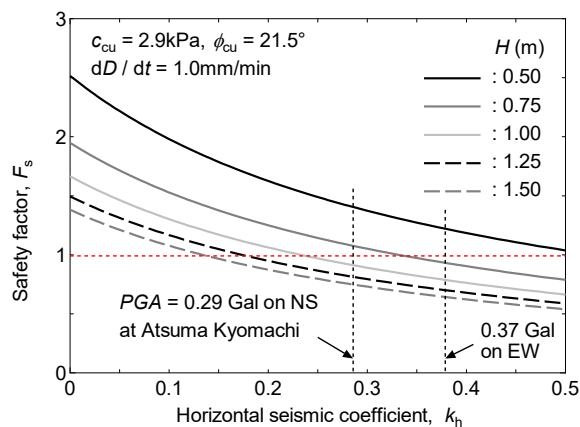


Fig. 8.20.  $F_s \sim k_h$  relationships with earthquake load

い土層は、標高と同じような傾斜で堆積していたことを考慮して、 $\beta$ は斜面形状の勾配とした。

図8.19は $H$ を変化させた際の常時における $F_s$ の結果を示している。常時では、地震動による急速なせん断速度効果は小さいとして、 $dD/dt = 0.02\text{mm/min}$ の $\phi_{cu}$ および $c_{cu}$ を用いた。 $F_s$ は $H$ に依らず $F_s = 1.0$ 以上であり、地震による加振力を受ける前の対象斜面は安定した状態にあったことが伺える。

図8.20は地震時の検討として $k_h$ を変化させた際の $F_s$ を各 $H$ について整理した結果である。 $k_h$ および $H$ の増加に伴い $F_s$ は低下する。図8.20には対象斜面近傍で観測されたPGA (図8.1参照) から算出したNSおよびEWの $k_h$ を示している。対象斜面の方位がNS方向に近いことからNS方向のPGA = 0.29Galに相当する $k_h$ での $F_s$ に着目すると、 $F_s$ は $H = 1.0\text{m}$ 以深から $F_s < 1.0$ となっている。この深度は、厚真町で確認された多くの表層崩壊における崩壊深さ (Kawamura et al. 2019) や、図8.5および図8.6に示した簡易動的コーン貫入試験において $N_d$ が小さいなる深度と概ね一致している。以上のことから調査対象とした斜面では、地震動によるせん断速度効果によって比較的大きな $\tau_{max}$ を發揮したものの、移動土塊に作用したせん断応力が大きいため土塊は破壊し、 $\tau_r$ 以下までせん断強さが低下したことによって崩壊土砂が移動したと考えられる。

#### 8.4. まとめ

2018年北海道胆振東部地震によって厚真町で発生した斜面崩壊箇所を対象に現地調査を実施し、未崩壊箇所から採取した試料を用いて一連の一面せん断試験を行った。さらに一面せん断試験から得られた力学パラメータを用いて、対象斜面を無限長斜面として地震時の安定性について検討した。得られた知

見を以下にまとめる。

- ・簡易動的コーン貫入試験から得られた $N_d$ は表層からの深度1.5m程度までは $N_d = 0 \sim 3$ 程度であり、深度1.5m程度以深では $N_d < 20$ であった。 $N_d$ が変化する境界部付近は樽前山の噴火由来である降下軽石が堆積していたが、風化が進んでおり自然含水比は200%を超える高含水比状態であった。
- ・IntactおよびRemold供試体に対する定体積一面せん断試験から、Intact供試体では非排水せん断強さのせん断速度依存性と残留強度の発現が確認できた。これはIntact供試体に対するX-ray CT scanで確認できたポーラスな火山由来の土粒子や、Remold供試体では再現が困難であった高間隙比状態を形成可能な土粒子間のセメンテーション効果による影響と言える。また、本研究で実施した実験の範囲では、せん断速度の増加に対して非排水せん断強さは単調に増加するわけではなく、非排水せん断強さが増加する限界のせん断速度の存在が示唆された。
- ・Intact供試体に対する定体積一面せん断試験から得られた全応力状態での力学パラメータ（内部摩擦角 $\phi_{cu}$ と粘着力 $c_{cu}$ ）には、せん断速度依存性が確認できた。
- ・調査対象とした斜面の安全率として、地震動を考慮しない常時の場合にはせん断速度が遅い一面せん断試験から得られた $\phi_{cu}$ と $c_{cu}$ を用いた計算から、崩壊深さに依らず安全率は1.0を上回っており、地震前には安定した状態であった。一方で、地震動による水平加速度を考慮した安定計算において、速いせん断速度から得られた $\phi_{cu}$ と $c_{cu}$ を用いた計算では、直近の地震計から得られた水平加速度において崩壊深さ約1.0m以上で安全率が1.0を下回り、簡易動的コーン貫入試験の結果や現地の崩壊状況を説明可能な計算結果となった。
- ・以上の結果から、セメンテーション効果が発達した高間隙比・高含水比状態にある降下軽石堆積物の力学パラメータは、Intact試料を採取してせん断速度を変化させた定体積一面せん断試験を行って取得し、無限長斜面モデルにこのパラメータを適用することで地震動による崩壊を評価できることが示された。

なお、本研究の検討では崩壊土砂の長距離移動を検討することは困難である。本実験での一面せん断試験の水平変位は最大で7mmであり、既往研究の繰返し一面せん断試験やリングせん断試験と比較すると累積せん断変位は小さいため、 $\tau_r$ はさらに低下する可能性がある。また、崩壊土砂の移動量の評価はNewmark法などによる計算が有用と考える。しかし、本研究の方法によって、一般に普及している一面せん断試験装置を用いてせん断速度を変化させた実験を行うことで、高間隙比状態にある降下軽石堆積物の地震時安定性を検討することが可能になった。このことは、より簡便に地震時における斜面安定を評価し、さらに対策箇所を迅速に選定するうえで有用な情報を提供することができる。

## 参考文献

- 1) Fire and Disaster Management Agency (2018) : Disaster information. [https://www.fdma.go.jp/disaster/info/items/saigaizyohou\\_07.pdf](https://www.fdma.go.jp/disaster/info/items/saigaizyohou_07.pdf). (refer 3.20.2020)
- 2) Kawamura, S., Kawajiri, S., Hirose, W. and Watanabe, T. : Slope failures / landslides over a wide area in the 2018 Hokkaido Eastern Iwate Earthquake, *Soils and Foundations*, Vol.59, pp. 2372-2391, 2019.
- 3) Mukunoki, T., Kasama, K., Murakami, S., Ikemi, H., Ishikura, R., Fujikawa, T., Yasufuku, N. and Kitazono, Y. (2016) : Reconnaissance report on geotechnical damage caused by an earthquake with JMA seismic intensity 7 twice in 28h, Kumamoto, Japan, *Soils and Foundations*, 56 (6), 947 - 964.
- 4) Kasama, K., Yamagata, S., Tanaka, H., Furukawa, Z. and Yasufuku, N. (2018) : Seismic stability evaluation of volcanic soil at Takanodai, Minamiaso village, Kumamoto, *Japanese Geotechnical Journal*, 13 (3), 171-181 (in Japanese).

- 5) Japan Meteorological Agency (2018) : Seismic waveform (the 2018 Hokkaido Eastern Iburi Earthquake), [https://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/kyoshin/jishin/1809060307\\_hokkaido-iburi-tobu/index.html](https://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/kyoshin/jishin/1809060307_hokkaido-iburi-tobu/index.html) (refer 3.20.2020)
- 6) Shibuya, S., Mitachi, T. and Tamate, S. (1997) : Interpretation of direct shear box testing of sands as quasi-simple shear, *Géotechnique*, 47 (4), 769–790.
- 7) Ramiah, B.K. and Purushothamaraj, P. (1971) : Effect of initial structure on the residual strength of Kaolinitic clay, *Soils and Foundations* 11 (4) 15–23.
- 8) Skempton A. W. (1985) : Residual strength of clays in landslides, folded strata and the laboratory. *Géotechnique*, 35 (1), 3–18.
- 9) Tika T. E., Vaughan P. R. and Lemos L. J. L. J (1996) : Fast shearing of pre-existing shear zones in soil. *Géotechnique*, 46 (2), 197–233.
- 10) Tika T. E. and Hutchinson J. N. (1999) : Ring shear tests on soil from the Vaiont landslide slip surface. *Géotechnique*, 49 (1), 59–74.
- 11) Suzuki, M., Tsuzuki, S. and Yamamoto, T. (2007) : Residual strength characteristics of naturally and artificially cemented clays in reversal direct box shear test, *Soils and Foundations*, 47 (6), 1029 – 1044.
- 12) Sato, I. and Kuwano, R. (2019) : Vulnerability of volcanic loose soils having cementation and crushable particles, 7th International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials (IS-Glasgow 2019), E3S Web of Conferences, 92.
- 13) Tanaka, K. (1982) : Seismic Slope Stability Map ~Present situation and several mooted points~, Landslides (Journal of the Japan Landslide Society), 19 (2), 12–19 (in Japanese).
- 14) Shinoda, M., Miyamata, Y. and Nakamura, S. (2018) : Earthquake-induced landslide susceptibility map over a wide area, Journal of Japan Society of Civil Engineers, Ser. C (Geosphere Engineering), 74 (2), 177–191 (in Japanese).