

高速高圧リングせん断試験機の開発と地すべりにおける 急速載荷時のせん断強度変化

佐々 恭二・福岡 浩・島 通保

DEVELOPMENT OF A HIGH-SPEED HIGH-STRESS RING SHEAR APPARATUS AND SHEAR STRENGTH REDUCTION AT RAPID LOADING IN LANDSLIDES

By *Kyoji SASSA, Hiroshi FUKUOKA and Michiyasu SHIMA*

Synopsis

Sassa has developed a high-speed high-stress ring shear apparatus in 1988 for study on fast moving landslides, which followed the first high-speed (low stress) ring shear apparatus developed for debris flow study in 1984.

In use of this newly developed ring shear apparatus, rapid normal stress loading tests were performed during shear, under the condition in which both of porous end plates of the sample box are kept to be drained. It is a kind of model test simulating the rapid loading on slopes by a moving landslide mass.

Pore pressure generated by rapid loading caused a great decrease of the apparent friction angle during motion in both of clayey soils taken from the Jizukiyama landslide and sandy soils from the Denjou torrent of the Ontake debris avalanche. Dissipation of pore pressure took a few ten hours in the Jizukiyama soil and some ten seconds in the Denjou torrent deposit in the manner similar to one dimensional consolidation theory.

Finally a computer simulation of the Ontake debris avalanche in use of the rapid loading theory by Sassa was briefly introduced.

1. まえがき

地すべり・土石流の運動機構の研究にとって最も基本的な問題は、土塊運動時のせん断抵抗力が何によって決まり、いくらの値を取るかと言う問題である。土石流に関してもっとも早く研究したのは Bagnold, 1954¹⁵⁾ であり、小規模な回転二重円筒試験（垂直荷重は 2 gf/cm^2 以下の定体積状態でのせん断になっている）を行ない、水と粒状体の混合材料の運動時のマサツ角を測定し、高速運動時（ひずみ速度が大きい時）にはマサツ角が小さくなる結果を得た。しかし、この実験は垂直荷重が制御できておらず、高速せん断時には垂直荷重も増大しており、マサツ角の減少はひずみ速度ではなく、垂直応力レベルの差によって生じていたと思われる⁴⁾。また、地すべりでは Casagrande, 1976¹⁶⁾ が三軸圧縮試験機を用いて、土砂の流動化の実験を行ない、その中で土砂の流動時にはマサツ角が小さくなるように粒子相互が回転する特別な流動構造“Flow Structure”ができると推定した。しかし、この実験は三軸圧縮試験なので数 cm の運動しか生じておらず、運動時のマサツ角の計測にはなっていなかった。

佐々, 1984は土石流を対象として低い垂直応力レベル ($0\sim 0.4 \text{ kgf/cm}^2$) の高速リングせん断試験機を開発し実験を行なった¹⁾。また同時期に Hungr/Morgenstern, 1984は地すべりを対象として垂直応力 ($0\sim 2.0 \text{ kgf/cm}^2$) の高速リングせん断試験を開発し実験を行なった¹⁹⁾。試験機のサイズ, 応力レベルは異なるが, どちらの試験結果も運動時の内部マサツ角の速度依存性は認められず, 高速運動時にもマサツ角は低下しないことが明確になった。このことから, 緩勾配の斜面を流下する地すべり・土石流の運動中には高い間ゲキ水圧が発生していなければならないことが推定された。高い間ゲキ水圧の発生機構にはいくつかのケースがあると思われるが, 1984年の御岳大崩壊の流動, 1985年の地附山地すべりの運動は, 移動土塊による非排水载荷のために飽和度の高い土層内において高い間ゲキ水圧が発生していると推定し, 非排水载荷時の間ゲキ水圧係数を実験的に求めたところ両者の運動を無理なく説明できるものであった⁸⁾⁻¹¹⁾²⁷⁾。

しかし, 高速リングせん断試験機が土石流を対象とした垂直応力の小さいものであり, また地附山地すべりの試料のような粘性土は試験ができなかったことから, 運動時のマサツ角の測定が不十分であった。そこで約10倍大きさの垂直応力 ($0\sim 4.0 \text{ kgf/cm}^2$) が载荷でき, かつ粘性土も試験できる高速高圧リングせん断試験機を製作を試みた。

また, 先の研究に対して御岳大崩壊の流動のように溪床堆積物の上をすべる (および内部をえぐりながらすべる) 場合, 溪床堆積物の透水係数が高いので非排水状態になるかどうかについてディスカッションもいただいたので, この試験機の最初の試験題目の一つとして, 試験機内での急速载荷によってどの程度マサツ角が低下するか直接測定を試みた。

2. 高速高圧リングせん断試験機について

Fig. 1 は土石流用の低圧の高速リングせん断試験機の概要図である。一方, Photo. 1 は高速高圧リングセ

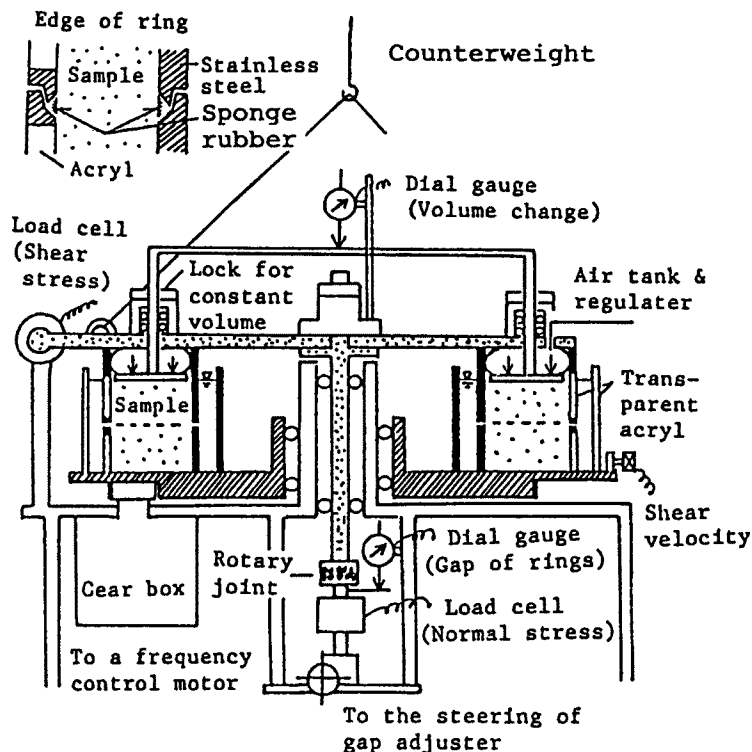


Fig. 1. Schematic figure of the high speed (low stress) ring shear apparatus for debris flow study.

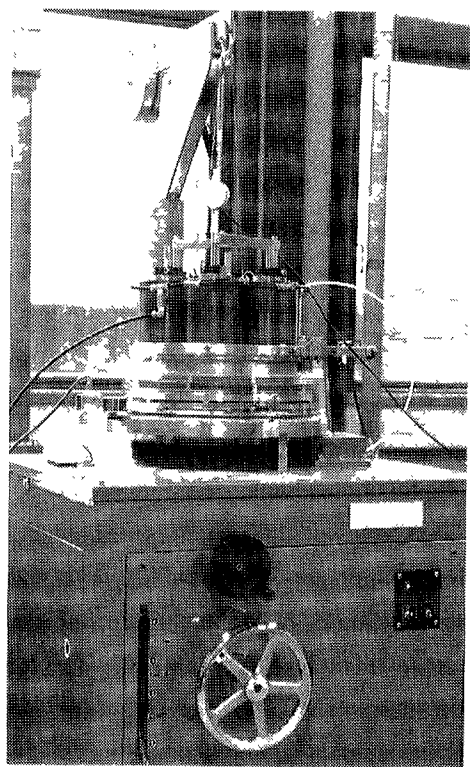


Photo. 1. General view of the high speed high stress ring shear apparatus.

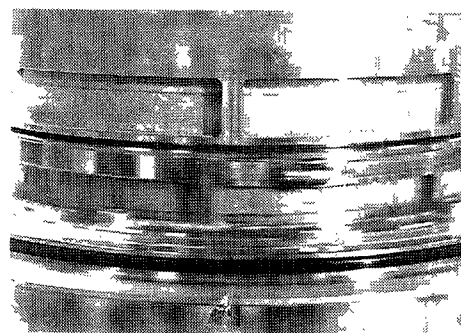


Photo. 2. Unsaturated Jizukiyama soil during shear.

せん断試験機の全景（記録部を除く）、**Photo. 2** は地附山の不飽和試料の試験中の写真（水を溜めるための透明アクリル・バスは取り外してある）である。**Fig. 2** は高圧用高速リングせん断試験機のせん断箱の断面模式図である。基本的な構造は低圧用も高圧用も同じであるが、サイズは高圧用の方が小さくしている。低圧用の試験試料のサイズは内径 30 cm，外径 48 cm，断面 9×9 cm，せん断面積 $1,103 \text{ cm}^2$ ，一方，高圧用は内径約 21 cm，外径 33 cm，断面 6×6 cm，せん断面積 590 cm^2 である。高い垂直応力をかけるので、エアチューブのかわりに連結した 6 個のペローフラムシリンダーを用い、また、低圧用の試験機より上盤を支える中心軸およびその周辺を強化した。

試料の漏れを防ぐために、上部リングと下部リングの間に入れるゴムのエッジにもっとも神経を使った。このエッジは低圧用高速リングせん断試験機の初期には上下リングをセットした状態でシリコンゴムを注入整形し、エッジの上面に接着していた (**Fig. 1**)。しかし、かなり熟練を要するので、その後、水平なエッジの上面にスポンジゴムを帯状に切ったものを張り付けていた。しかし、高圧の場合スポンジゴムでは軟らか過ぎ、スポンジが水を吸うため高速せん断の時には弾性的反応が減少し、細粒部がエッジ内に入る可能性がある。そこで 5 種類のシリコンゴムを型枠に注入して整形したものを接着することを試みたが、耐久性のあるものができなかった。そして、最終的には合成ゴムを旋盤で削り出したものを用い満足に行く結果が得られた。試験はエッジ全体で $10 \sim 15 \text{ kgf}$ の圧力をかけて接触させつつ回転させた（この圧力分はオフセットしている）。また、ローディング・プレートとアクリルの間に粒子がかみ込むのを防ぐために、この部分にスポンジゴムを取り付けると共に試料上面にはる紙を試験毎に入れた。

試料の回転による遠心力による水平応力の増分は 100 cm/sec の時に試料中央 ($r_m = 13.5 \text{ cm}$) の単位体積（重量 1.5 gf ）の要素に対して 1.1 gf/cm^2 、この鉛直成分は水平土圧係数を 0.6 として 0.7 gf/cm^2 である。この

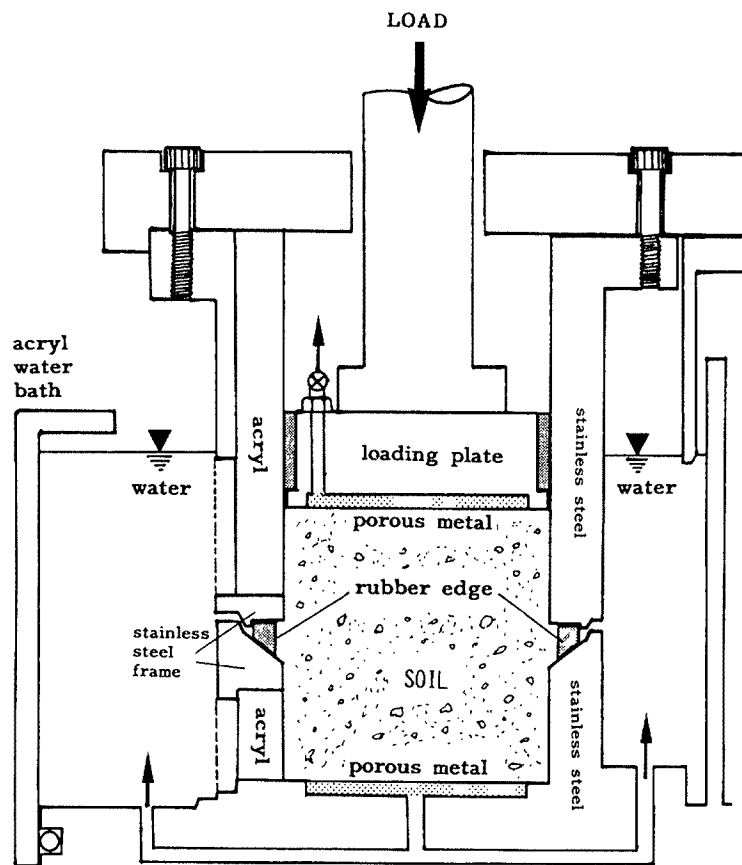


Fig. 2. Schematic section of the sample box of the high speed high-stress ring shear apparatus.

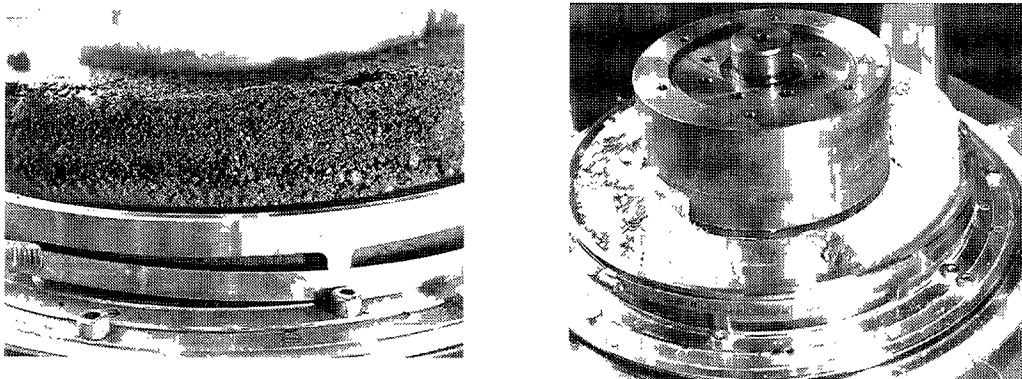


Photo. 3. Samples after tests.

Left: Saturated Denjou soil after removing the loading unit and the upper ring.

Right: Unsaturated Jizukiyama soil removed partly from the main slip plane and partly from the bottom.

値は試験時に載荷する垂直応力 (0~4,000 gf/cm²) に比べて無視し得る値である。

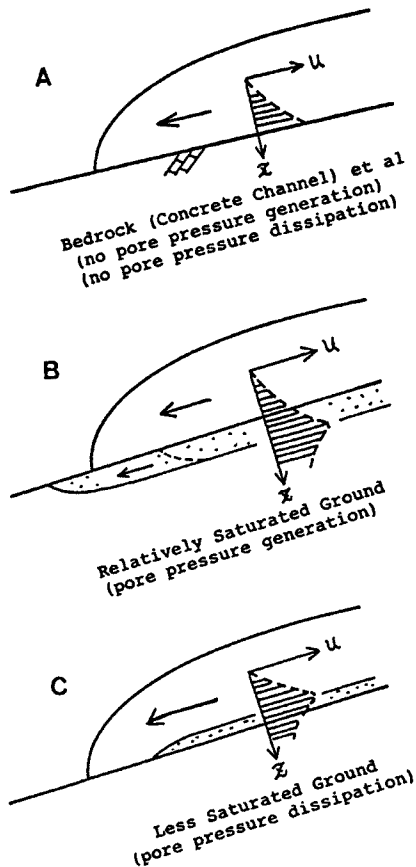
御岳大崩壊の流動した伝上川の試料について、低圧高速リングせん断試験と高圧リングせん断試験の結果を比較してみたが、1度以内の誤差に納まった(福岡他, 1989)²⁴⁾。Photo. 3(左)は伝上川の試料の試験後、排水して、アクリルバス、上盤、上リングを外したもので、Photo. 3(右)は地附山の不飽和の試料をせん断後であり、すべり面ができていた。同じ試料の飽和試験ではある幅のせん断ゾーンが形成されていた²⁴⁾。

3. 急速載荷時のせん断強度変化

3.1 非排水載荷時の間ゲキ水圧と見かけのマサツ角

地すべりの運動中のせん断面の間ゲキ水圧の形成タイプは Fig. 3 に示す3つに分けられる。Aは間ゲキ水圧が発生も発散もしない地盤上(基岩やコンクリート水路など)を移動する場合で、せん断面の間ゲキ水圧は運動土塊内の間ゲキ水圧によって決まる。Bは飽和度の高い地盤上を地すべりが移動する場合で、飽和地盤の非排水載荷によって高い間ゲキ水圧が地盤内に発生し、地盤をえぐりながら進む場合である。Cは透水性の高い不飽和の地盤上を移動する場合で、土塊内の間ゲキ水圧が地盤へ排水され、間ゲキ水圧の最大値が移動土塊内部に現われ、移動土塊の一部を堆積させながら進む場合である。長距離移動する地すべりの場合の多くはBに該当し、地下水面の位置が高い場合には、すべり面は地盤との境界面付近に形成される。

Bの場合について、非排水状態の時にせん断面において発生する間ゲキ水圧(Δu)は、Skempton 1954⁴⁾の非排水三軸圧縮試験において発生する間ゲキ水圧の式と同様な形で(1)式で表わされる⁵⁾⁶⁾⁹⁾。



$$\Delta u = B_D (\Delta \sigma + A_D \cdot \Delta \tau) \quad (1)$$

A_D, B_D : 間ゲキ圧係数

$\Delta \sigma, \Delta \tau$: 土塊が地盤の上に乗ることによる垂直応力の増分とせん断応力の増分

運動時のせん断強度(応力)は、

- 1) 地すべり運動時には粘着力はほぼゼロであること
- 2) 間ゲキ水の粘性抵抗は、水の1500倍の粘性係数を持つグリセリンを間ゲキ流体に用いて、1mmガラスビーズの高速リングせん断試験を行なったところ、0.2~0.4 kgf/cm²の垂直応力の範囲でマサツ抵抗に比べて無視し得るものであったこと⁴⁾⁶⁾
- 3) 速度またはひずみ速度に比例すると考えられる粒子の衝突によるエネルギー損失は0~0.4 kgf/cm²の垂直応力の範囲でマサツ抵抗に比べて無視し得るものであったこと⁴⁾⁶⁾⁹⁾⁻¹¹⁾

の3点を考慮すると、運動時の真のマサツ角(ϕ_m)と見かけのマサツ角(ϕ_a)、全垂直応力(σ)、有効垂直応力($\sigma - u$)を用いて近似的に(2)式で表わされる。また、(2)式を変形すると(3)式が得られる。

$$\tau_m = \sigma \cdot \tan \phi_a = (\sigma - u) \cdot \tan \phi_m \quad (2)$$

Fig. 3. Typical types of pore pressure generation at the slip plane.

$$\tan\phi_a = \frac{\sigma - u}{\sigma} \tan\phi_m \quad (3)$$

また、(3)式を間ゲキ水圧係数を用いて表わすと、せん断面の深さが元地盤の地表に近い時は(4)式、深い時は(5)式になる⁹⁾⁻¹¹⁾。

$$\tan\phi_a = \frac{(1 - B_D) \tan\phi_m}{1 + B_D A_D \tan\phi_m} \quad (4)$$

$$\tan\phi_a = \frac{1 - \frac{1}{n+1} B_D + \frac{n}{n+1} B_D A_D \tan\theta}{1 + B_D A_D \tan\phi_m} \quad (5)$$

ただし、 θ ：地盤の傾斜角

n ：地盤内のせん断面の深さ(d)と運動土塊の厚さ(h)の比(d/h)

(3)式より、地すべり土塊が飽和度の高い地盤の上に乗った時は、間ゲキ水圧が発生して、運動時の見かけのマサツ角が減少することが推定されるが、これについては、御岳大崩壊の場合と地附山の場合について現地から採取したサンプルの間ゲキ水圧係数の測定と運動時のマサツ角の測定により、実際の運動に合致する結果が得られることをすでに報告している⁹⁾⁻¹¹⁾。

3.2 地すべりにおける急速載荷時の応力変化

せん断、圧密などの土質試験を行なっていると、どの程度の載荷速度であれば非排水状態になるかについて感覚的に大体的見当はつく。地附山地すべりのような粘性土であれば、実際の運動速度の約10 cm/secは非排水載荷として十分と思われ、御岳大崩壊の土塊が流下した伝上川の渓床堆積物でも実際の流動速度約20~26 m/sec程度であれば、載荷直後はほとんど非排水状態と思える。しかし、感覚的では客観性にかかけ、また、数値的に求めることはかなり複雑である。むしろ直接的に調べる方が説得力があると思われる。そこで、急速載荷状態とそれに伴う間ゲキ水圧の発生による見かけのマサツ角の減少をリングせん断試験機を用いて、モデル実験的に試験してみた。試験機のサンプルボックスは高さ6 cmで上下に排水用のポーラスメタルを入れているのでせん断面中央からの排水距離は約3 cmと短い(Fig. 2)。したがって、実際の現象との対応で考えると最も排水し易い状態での試験だと言える。また、ゴムのエッジの部分からの排水も考えられるが、試験してみたところ低速でせん断している場合にはゴムとメタルとの接触がよく、排水は生じないようであった。しかし、高速でせん断した時は間ゲキ水圧がエッジからもれて非排水状態にならなかった。

Fig. 4は地すべりがある地盤上を運動して来た時の模式図である。地すべり土塊が進んで来て地下水面の位置ですべる場合(間ゲキ水圧は飽和度に大きく依存することと、深くなるほどせん断しにくいのでこの場合が最も多い)を考える。地面水面の位置にあるP点の応力はせん断応力-垂直応力図(Fig. 5)において傾斜が斜面勾配と同じ θ の線上の点PA($W \cdot \cos\theta$, $W \cdot \sin\theta$)にある。そして、地すべりがPの位置まで来た時は同じ線上を点PBまで移動する。

この時、P点のせん断強度はどのように変化するだろうか？地盤のマサツ角を ϕ_m とすると、Fig. 4(A)の状態の時のせん断強度は間ゲキ水圧がゼロなので、Fig. 5のPAの真上の破壊線上の値S₁になる(この図では単純化したがる、本当はS₁は運動時の破壊線より大きなピーク時の破壊線の上にある)。Fig. 4(B)の状態では垂直応力が $\Delta\sigma$ だけ増大するが、間ゲキ水圧も発生するために有効垂直応力は余り増えず、したがってせん断強度の増分も少なく、Fig. 5のS₂点に移行する。その後、間ゲキ水圧が徐々に発散すると時間tの時にS_tを経て、間ゲキ水圧ゼロになれば再び破壊線上の点S_fに至る。

図中のS_t点の場合について示したように、S_t点の時に残留している間ゲキ水圧はS_t点と破壊線の間

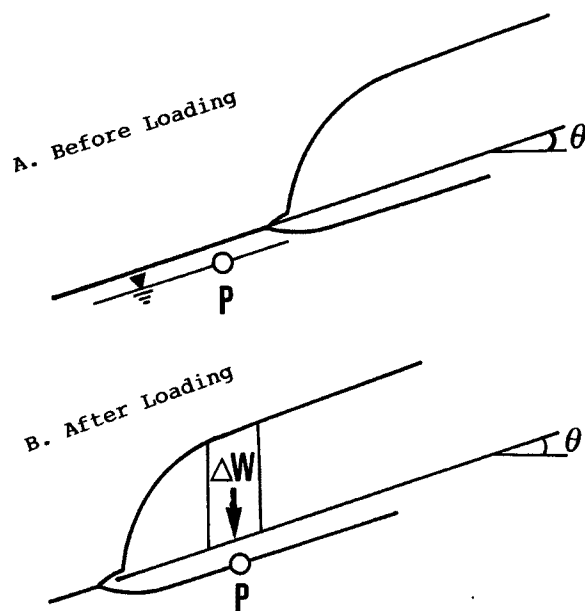


Fig. 4. Loading on a slope by a moving landslide mass.

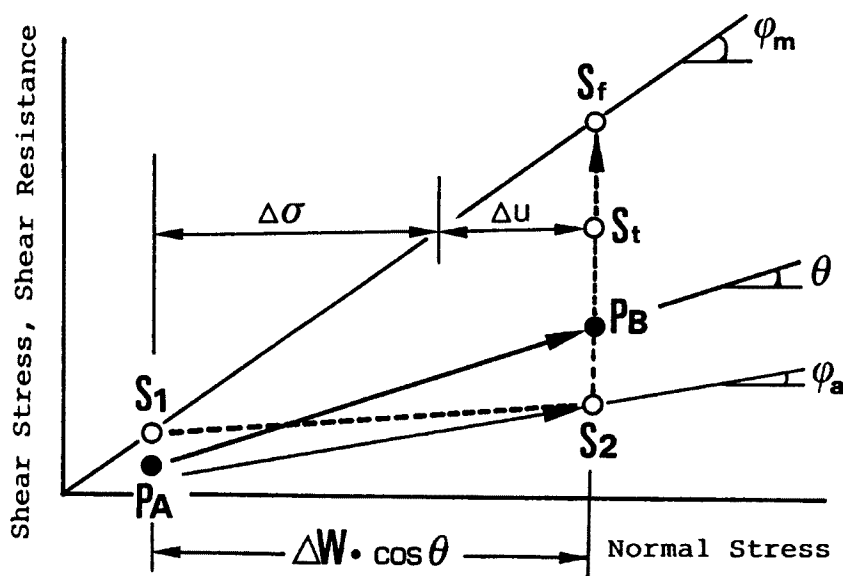


Fig. 5. Stress and shear resistance during rapid loading.

水平距離に相当する。載荷速度が十分遅く間ゲキ水圧が発生しない時は、せん断強度は S_1 から破壊線に沿って S_f に移動する。また、一般には地すべり土塊の厚さが一定ではないので時間と共に $\Delta\sigma$ も変化する。したがって、 S_2 から S_f への経路は必ずしも直線ではない。図から分かるように Fig. 4 (A) ではせん断強度がせん断応力より大きく ($S_1 > P_A$) すべりは生じないが、Fig. 4 (B) ではせん断応力がせん断強度より上回っており ($P_B > S_2$) すべりが生じる。また、 P_B と S_2 の差は土塊の加速度に消費される。

この図に於いて、原点と S_2 点を結ぶ線が急速載荷時の見かけのマサツ角 (ϕ_a) になる。急速載荷時には間

ゲキ水圧が発生して見かけのマサツ角が減少すること、その場合、斜面勾配が真のマサツ角よりかなり小さくてもせん断が生じることが模式的に示される。

3.3 急速載荷時のせん断強度変化

3.3.1 飽和した地附山試料の急速載荷試験

Fig. 5 で示したような見かけのマサツ角の低下が急速載荷時に生じるかどうか、地附山地すべりの深礎工から採取した土⁸⁾²⁸⁾と御岳大崩壊の流動した伝上川より採取した土⁶⁾を用いて高速リングせん断試験機でモデル実験的に試験してみた。

方法は高速で回転させるとゴムとメタルの間が密着せず、間ゲキ水圧が漏れたため、0.01 cm/sec でゆっくりと試験機を回転させ、せん断強度を測定しながら急激に垂直応力を増大させて、その時のせん断強度変化を実測するものであった。

Fig. 6 内の左下の4つのプロットは地附山地すべりの土を圧密完了後、0.01 cm/sec でせん断し、残留状態に

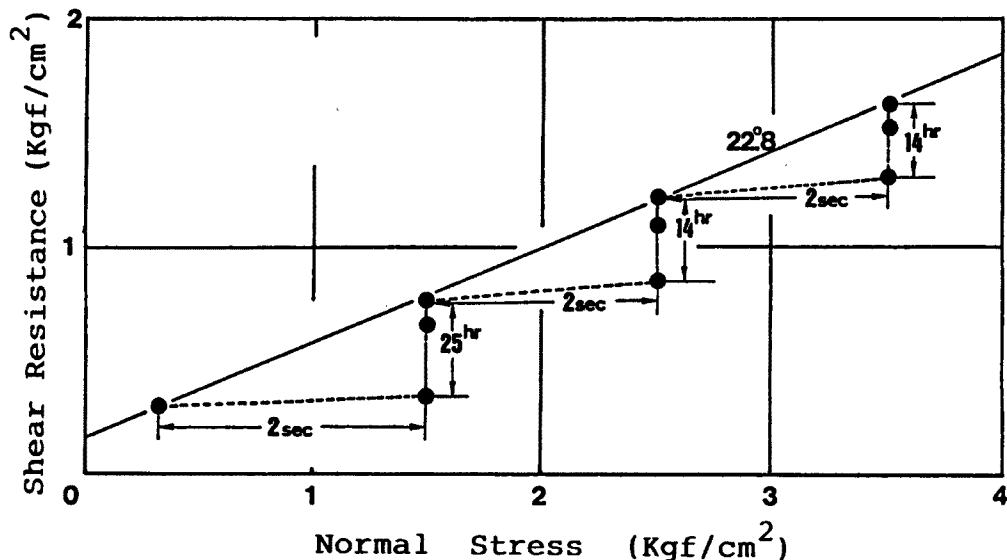


Fig. 6. Rapid loading test of the saturated Jizukiyama soil.

Shear velocity : 0.01 cm/sec, Grain size : 0-9.5 mm, Void ratio : 0.72-0.93, Dry density : 1.29-1.45 g/cm³, Degree of saturation : 85.6-100 %

達してから、約2秒間で1.2 kgf/cm² 垂直応力を増大させ、そこでせん断強度が一定値に収束するまで垂直応力を一定に保った時のものである。図に見るように垂直応力を増大させてもせん断強度は発生する間ゲキ水圧のために載荷直後はほとんど増加せず、その後、間ゲキ水圧の発散と共に増加して、破壊線に到達している。約25時間放置してそれ以上、せん断応力が変化しないのを確かめてから、2回目、3回目と2秒間で約1.0 kgf/cm² 急速載荷し、同様の結果を得た。

3.3.2 急速載荷後の間ゲキ水圧の発散と圧密

急速載荷後のせん断強度の増大過程は、間ゲキ水圧の発散による圧密過程のはずである。エッジからの漏れが無いとすると、Fig. 2 に示す容器内での一次元圧密でほぼ近似できると思われる。Fig. 7 は Fig. 6 の第1ステップの間ゲキ水圧発散に伴う圧密量 (Fig. 2 の Loading plate の鉛直変位) とせん断強度の増分を対数時間座標で示したものである。せん断強度の増分は、全垂直応力と運動時の内部マサツ角は一定なので、

間ゲキ水圧の発散に比例している。

$$\tau = (\sigma - u) \cdot \tan \phi_m, \quad \sigma, \tan \phi_m : \text{一定}$$

$$\therefore \Delta \tau = -\Delta u \cdot \tan \phi_m \tag{6}$$

Terzhagi の一次元圧密理論によれば、土層内の間ゲキ圧の変化は (7) 式で表わされ、また、間ゲキ水圧発散に伴う土層の圧密は三笠によれば (8) 式で表わされる²⁰⁾。

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \tag{7}$$

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 \varepsilon}{\partial z^2} \tag{8}$$

ここで、 u ：間ゲキ水圧、 t ：時間、 z ：土層の深さ、 C_v ：圧密係数、 ε ：土層の圧縮ひずみ

Fig. 2 の場合、間ゲキ水圧の発散と圧密は試料箱の上下端より生じる。圧密の時間的な進行を表現するために圧密度 (U_z) を使う。

$$U_z = (u_0 - u) / u_0 \tag{9}$$

u_0 ：載荷時 ($T = 0$) の間ゲキ水圧

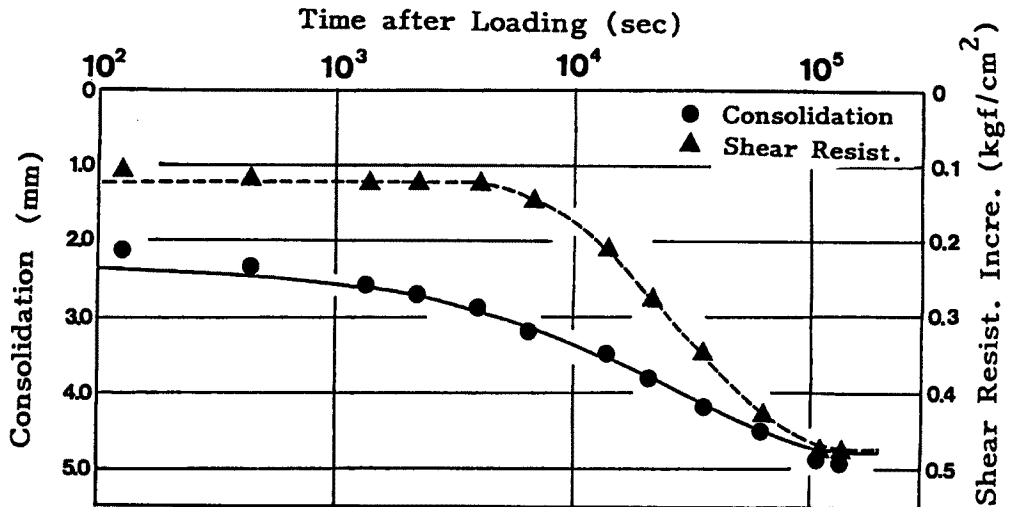


Fig. 7. Consolidation and shear resistance increment after the first rapid loading of Fig. 6.
 — : Average consolidation ratio by one dimensional consolidation theory
 : Consolidation ratio at the slip plane by one dimensional consolidation theory

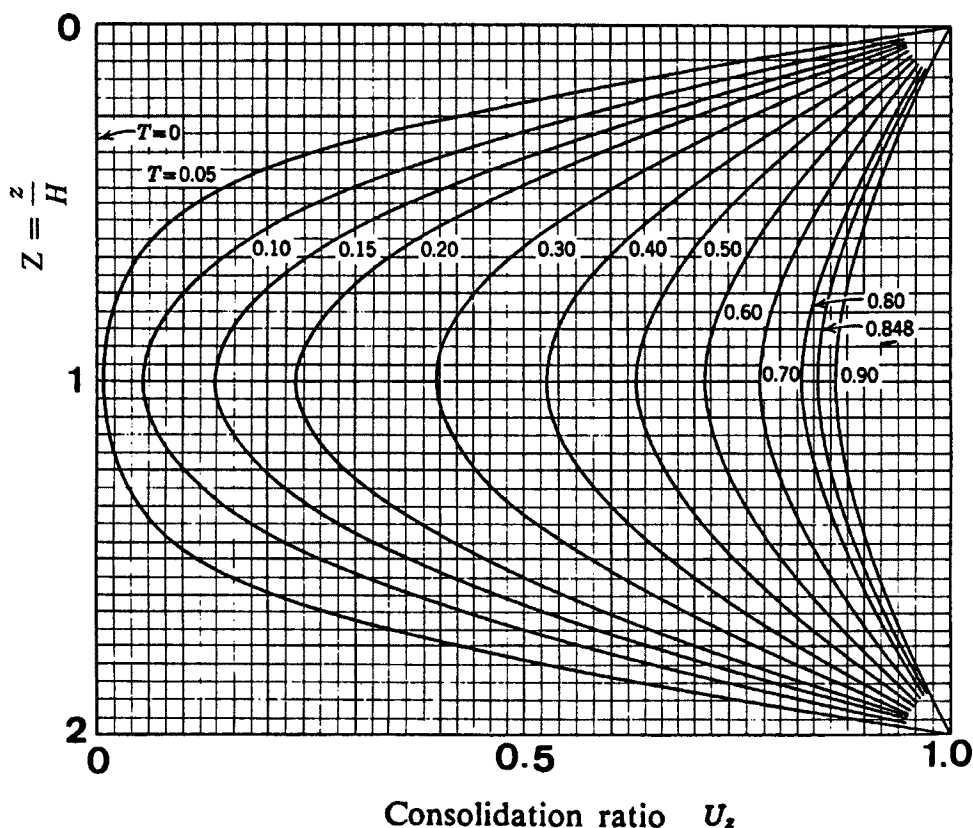


Fig. 8. Consolidation ratio as function of depth and time factor. (from Lambe & Whitman, 1978)

$T=0$ では圧密度=0, $u=0$ では圧密度=1.0

圧密度の進行は圧密係数, 土層の総厚さによって影響されるために, 次のような無次元数を用いて表わす。

$$T=C_v \cdot t/H^2 \quad Z=z/H \quad (10)$$

H: 最大排水長さ (片面排水の場合は土層の総厚さ, 両面排水の場合はその $1/2$)

これらのパラメータを用いると上下に排水面を持つ一次元圧密の場合の圧密度は Fig. 8 で示される¹⁸⁾。図から分かるように中央部は圧密が遅れる。急速載荷試験におけるせん断強度の増加は, せん断面 (試料箱中央部) での間ゲキ水圧の発散に相当し, 垂直応力載荷板 (Loading Plate) の沈下量 (圧密量) は平均圧密度 (ある時間の圧密量/最終圧密量) に相当する。Fig. 7 の点線は, $Z=1.0$ の場所の圧密度の (7) 式に基づく理論的な時間変化を示し, 実線は平均圧密度の理論的な時間変化を示したものである。載荷板の沈下量の最後のプロットは理論式より得られた実線との比較によれば約99%の圧密度に相当する。載荷板の沈下 (体積縮小) は圧密終了後もせん断に伴う粒子破碎影響のために理論式ほどには収束していないが, せん断強度の増加はほぼ一次元圧密理論通りの挙動を示している。

3.3.3 不飽和の地附山試料の急速載荷試験

不飽和の土を急速載荷した場合について検討してみる。急速載荷に伴う間ゲキ水圧発生は (1) 式の間ゲキ圧係数 A_D , B_D で決まるが, 飽和度に関するパラメータは B_D である。 B_D は一次元圧密の時の間ゲキ圧係数

であり、等方圧密の時の間ゲキ圧係数Bと同じ形になる¹⁸⁾。

$$B = \frac{1}{1 + \frac{nC_l}{C_{c3}}}, \quad B_D = \frac{1}{1 + \frac{nC_l}{C_{c1}}} \quad (11)$$

n：空ゲキ率， C_l ：間ゲキ流体の体積圧縮係数
 C_{c1} ：土の一次元体積圧縮係数
 C_{c3} ：土の三次元体積圧縮係数

間ゲキ流体の体積圧縮係数は Henry の法則（液体中に溶ける気体の濃度はその圧力に比例する）を用いると (12) 式で表わされる。

$$C_l = \frac{S_r}{100} C_w + \frac{100 - S_r(1 + \alpha \Delta u)}{100} C_{air} \quad (12)$$

α ：ヘンリーの定数 C_w ：水の体積圧縮係数
 C_{air} ：空気の体積圧縮係数 S_r ：飽和度

空気の体積圧縮係数は Boyle の法則より、間ゲキ空気の体積を V_a とすると、

$$(u + \Delta u) \cdot (V_a - \Delta V_a) = u \cdot V_a$$

$$\frac{\Delta V_a}{V_a} = C_{air} \cdot \Delta u$$

なので
$$C_{air} = \frac{1}{u + \Delta u}$$

ほとんどの土では三次元等方圧縮状態での体積圧縮係数と一次元体積圧縮係数はほぼ等しい（すなわち $B = B_D$ ）ので、実験のし易い三次元圧縮の場合の間ゲキ圧係数Bの場合について考えると、 $\Delta u = B \cdot \Delta \sigma_3$ になる。また、間ゲキ空気の体積が圧力によって水に溶けること、体積圧縮係数も圧力によって変化するが、ある小さな圧力増分に対してこれを定数と見なすと、(14) 式が得られる。

$$B = \frac{1}{1 + \frac{n}{C_{c3}} \left\{ \frac{S_r}{100} \cdot C_w + \frac{100 - S_r(1 + \alpha B \Delta \sigma_3)}{100} \cdot \frac{1}{u_0 + B \Delta \sigma_3} \right\}} \quad (14)$$

圧力が $\Delta \sigma_3$ だけ変化した時、その圧力を小さな圧力増分に分割して、その各ステップに対してB値をもとめ、それを平均すれば圧力変化 $\Delta \sigma_3$ に対応するB値が求められる。Fig. 9 は地附山の試料の飽和度を変化させて、三軸圧縮試験機内で等方圧を 0.5 kgf/cm² から 3.5 kgf/cm² まで変化させた時に発生する間ゲキ水圧を測定して求めたB値 ($\Delta u / \Delta \sigma_3$) である。また、実線は (14) 式を用いて圧力増分 0.3 kgf/cm² づつB値を計算して全区間で平均したものである。使用した定数は $C_w = 4.5 \times 10^{-5}$ (kgf/cm²)⁻¹、 $C_{c3} = 0.011$ (kgf/cm²)⁻¹、 $\alpha = 0.0199$ 、 $n = 0.478$ である。測定値はほぼ理論に近い分布をしている。また、B値が飽和度と共に低下しているので、飽和度が低下すれば間ゲキ水圧が発生しにくいことが分かる。(圧力増加による間ゲキ空気の間ゲキ水への溶解込みを考慮しない場合については、Lade & Hernandez, 1977が同じ形の式を導いて

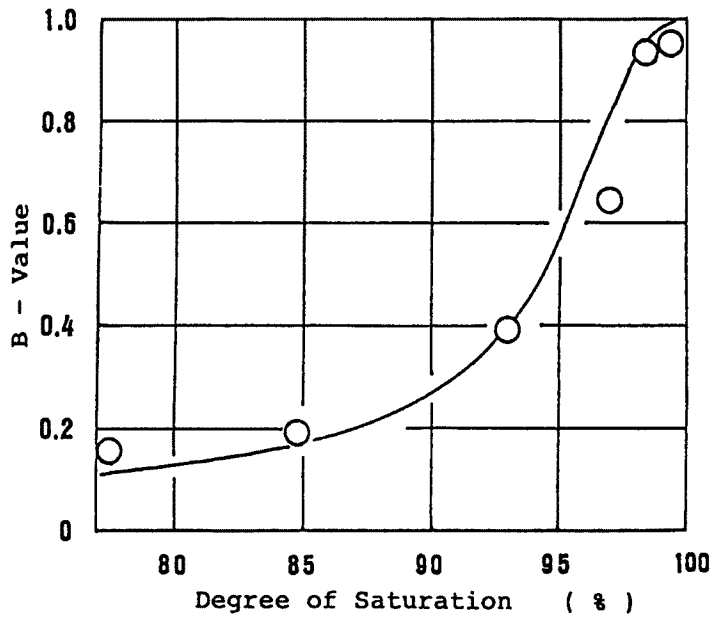


Fig. 9. Correlation between B-value and degree of saturation.
 Sample : Jizukiyama soil, Grain size : 0-9.5 mm
 Void ratio : 0.84-1.04, Dry density : 1.22-1.35 g/cm³

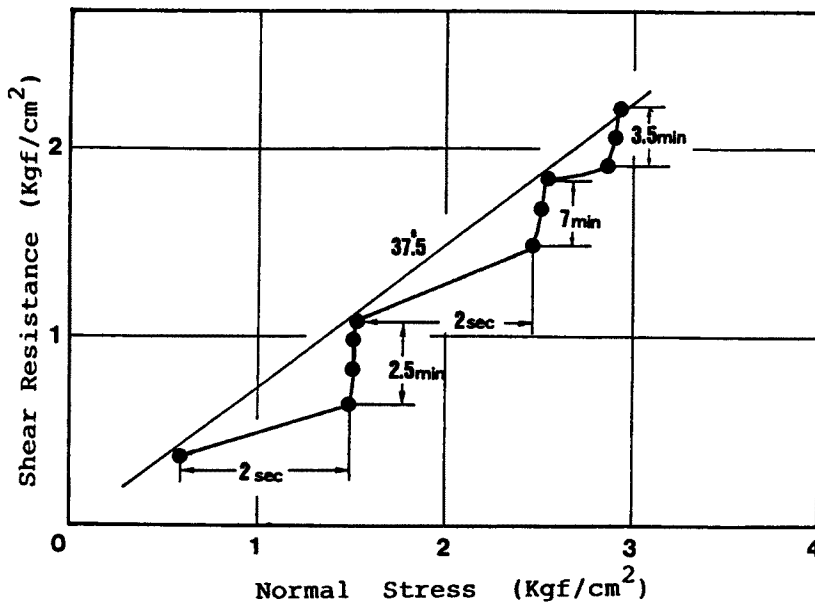


Fig. 10. Rapid loading test of unsaturated Jizukiyama soil.
 Shear velocity : 0.01 cm/sec, Grain size : 0-9.5 mm
 Void ratio : 0.96-1.13, Dry density : 1.17-1.27 g/cm³
 Degree of saturation : 29.2-36.1 %

いる¹⁷⁾)

Fig. 10 は不飽和の地附山試料について急速載荷の実験を試みたものである。Fig. 6 と比べると間ゲキ水圧の発生は少なく、また発散もはるかに速い。試験中リアルタイムで応力径路（この図の形と同じもの）をディスプレイに表示して、せん断強度が一定になったと判断した時に次のステップに進んだので図中に記した間ゲキ水圧発散時間は多少ばらついている。試験時の平均の飽和度（29.2～36.1%）と Fig. 9 から想定されるより、かなり大きな間ゲキ水圧が発生しているが、これはせん断中にせん断ゾーンで粒子破碎が生じて試料の体積収縮が生じているため、試料中央部のせん断ゾーンでは飽和度が高くなっていったためと思われる。

3.3.4 伝上川の溪床堆積物の急速載荷試験

圧密係数 C_v は透水係数 k に比例するので、伝上川の堆積物のような透水性のいいものでは、(7)式より間ゲキ水圧の発散は早くなるはずである。Fig. 11 は伝上川の溪床堆積物（表面より3m下で採取したもの⁶⁾²⁴⁾の急速載荷の実験結果である。地附山の試料に比べるとはるかに早く、秒単位で間ゲキ水圧が発散している。しかし、伝上川のような溪床堆積物でも秒単位の載荷速度であれば、十分、見かけのマサツ角の減少が生じることを実験的に立証したものである（なお、試験時の密度が高いのは、この試料のせん断中の粒子破碎が特に著しいためである）。

また、溪床堆積物の急速載荷時の間ゲキ水圧の発生について、原位置での簡単な実験／経験もある³⁾。佐々は土石流の発生機構を調べるために、1981年の8月2～21日に北海道の有珠山の小有珠川源頭部の溪床を調査した。偶然にその期間に記録的な集中豪雨が断続的に続き、調査地点で3度土石流が発生した。Photo. 4 は調査地点の溪床断面である。土石流発生数時間前に溪床に降りて歩いたところ水枕を踏んだようにブヨンブヨンし、しばらくすると圧密の進行と共に内部の水が地表へ出て来た。この時、地下水面は溪床表面より10cmのところまで来ていた。Photo. 5 はその様子を示している。これは急速載荷により、溪床堆積物が半液状化したことを示している⁵⁾。

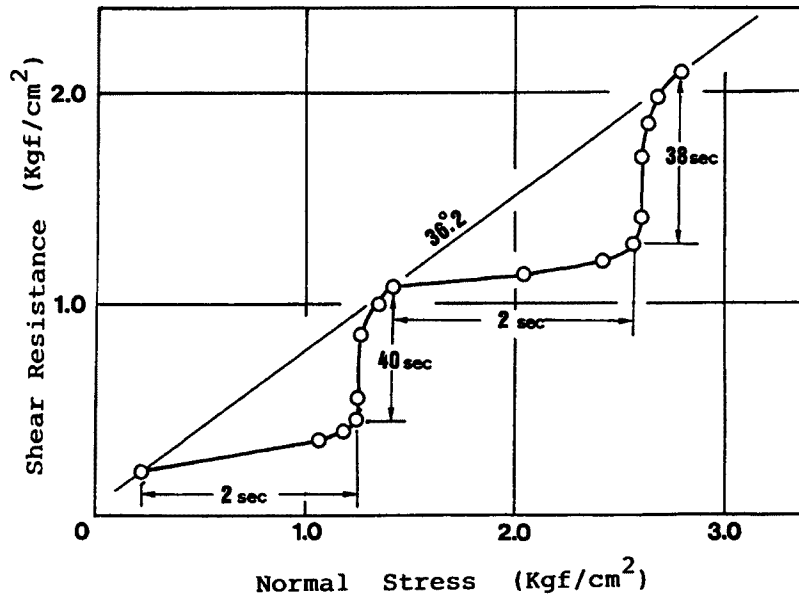


Fig. 11. Rapid loading test of the saturated Denjou soil.
 Shear velocity : 0.01 cm/sec, Grain size : 0-9.5 m
 Void ratio : 0.46-0.50, Dry density : 1.73-1.78 g/cm³
 Degree of saturation : 99.5-100 %

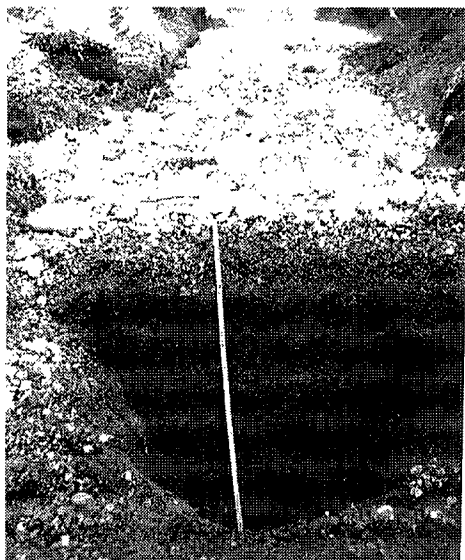


Photo. 4. Section of the Kousu torrent deposit.



Photo. 5. Rapid loading by stamping in a few hours before the initiation of debris flow.

液状化は土の構造が破壊したことを意味し、(14)式のB値のように同じ構造のまま体積圧縮係数に対応した体積収縮が生じて間ゲキ水圧が発生する場合と異なるが、非排水状態であることは共通している。すなわち、小有珠川の溪床堆積物が足踏み程度の急速荷荷で非排水状態になったことを示している。この原位置での実験とリングせん断試験での実験は、溪床堆積物が非排水特性を示し得る荷荷速度について単純な目安を与えるものである。

(液状化の発生はこの論文のテーマではないが、土石流や液状化による斜面崩壊の発生に関しては特に重大な問題であり、佐々他は他の論文で溪床堆積物、斜面土層の液状化の発生条件を飽和度、間ゲキ比、細粒部の有無の関係より非排水三軸圧縮試験より求めている⁵⁾⁷⁾。

2. 御岳大崩壊の運動のシミュレーション

御岳大崩壊、地附山地すべりは、ともに高いマサツ角を持つ材料にもかかわらず、極めてゆるい勾配のところまで移動したことから、その運動機構について種々の意見が出されたが、飽和した土砂の非排水荷荷の考え方でこの現象が定性的に説明し得ると考え、現地より試料を採取して間ゲキ圧係数を測定して改良そりモデル⁹⁾、シミュレーションモデルで計算を行なったところ¹⁰⁾¹¹⁾²⁷⁾、運動距離、運動範囲、堆積土量分布とも現象と定量的に合致する結果が得られた。

しかし、運動時のマサツ角については土石流調査用の低圧(0~0.4 kgf/cm²)の高速リングせん断試験機で試験した34.7度を用いていた。この応力レベルは小さ過ぎたので、高圧用高速リングせん断試験機で0~4.0 kgf/cm²の範囲で試験したところ、35~36.5度とほぼ同じ値を得た²⁴⁾。また、溪床堆積物が急速荷荷により非排水状態になるかどうかについて疑問も出されたので、単純なモデル実験的手法で間ゲキ水圧の発生量を本研究で調べたところ、飽和状態では非排水状態に相当する見かけのマサツ角の現象が認められた。したがって、引用文献10)~13)、27)で行なった御岳大崩壊の運動シミュレーションは、より信頼し得る裏付けを得たと言える。ここでは、このシミュレーションより得られた運動停止後の堆積土砂深度分布を Fig. 12 に紹介し、その解析範囲の全景写真を Photo. 6 に挙げる。解析範囲は写真右下端の王滝川本川の「餓鬼の喉」と呼ばれる狭窄部までであり、それより下流は計算容量が多くなるので、Fig. 12 の右端に沿って川を上方へ曲げ



Photo. 6. Total view of the Ontake debris avalanche.

て計算を行なった。その結果によれば、王滝川本川への堆積土量は1,700万 m^3 、餓鬼の喉から下流への流出土砂は500万 m^3 、最大堆積土砂深度は40~60 mになった。この値は実際の現象の王滝川本川への堆積土量1,900万 m^3 、堆積深度約40 mとほぼ一致し、また、**Fig. 12**に点線で示す流動範囲と計算による流動堆積範囲は伝上川から濁り川への乗り越え部も含めてほぼ一致している。

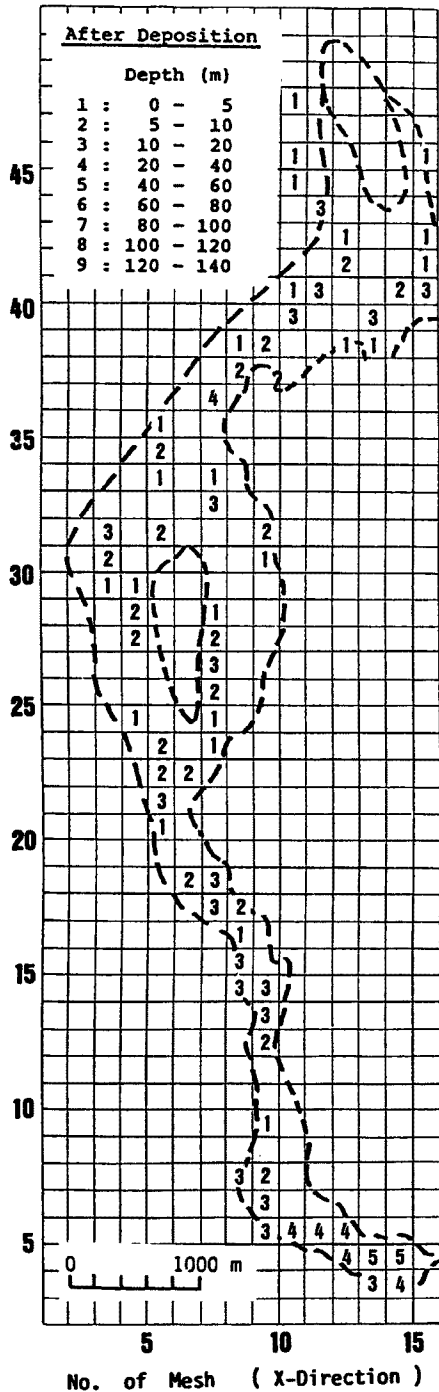


Fig. 12. Soil depth distribution after deposition. (Computer simulation of the Ontake debris avalanche)

おわりに

1983年に土石流の運動機構の研究を対象として高速リングせん断試験機を開発したが、1984年に御岳大崩壊、1985年に地附山地すべりが発生し、むしろ高い垂直応力範囲での実験の必要性が出て来た。また、砂レキというよりも地附山の土のように粘土分の多い細粒土の試験が必要になった。地附山の土を土石流用に開発した高速リングせん断試験機で試験してみたが、せん断面が波打って試験できなかった。そこで今回製作した試験機ではサンプル箱のサイズを70%に縮小し、また上下面の平行性の精度とその維持がより完全にできるようにしたところ良好な試験結果が得られた。

御岳大崩壊、地附山地すべりについて高いマサツ角を持つ材料がゆるい勾配のところまで移動したので、専門家を含む多くの人々を驚かせたが、非排水载荷による間ゲキ水圧の発生とそれによる運動時の見かけのマサツ角減少で説明できることが定量的に明らかになった⁹⁾⁻¹¹⁾。そして、本論文での実験によって、モデル実験的に急速载荷に伴う見かけのマサツ角の減少が確かめられた。

本研究の一部には昭和62年度特定研究「大規模な崩壊・氾濫災害に関する研究」(代表・奥田節夫)の研究費を受けたこと、また研究メンバーの一人芦田和男教授に溪床堆積物の非排水载荷について有意義なディスカッションをいただいたことを記し感謝の意を表します。また、実験を手伝っていただいたC. Vibert氏の協力に感謝致します。

参 考 文 献

- 1) 佐々恭二他：リングせん断型土石流発生・流動・停止現象再現試験機の試作研究，昭和58年度科学研究費報告書 (No. 57860028)，1984，30ページ。
- 2) Sassa, K.: The mechanism Starting Liquefied Landslides and Debris Flows, Proc. 4th International Symposium on Landslides, Toronto, Vol. 2, 1984, pp. 394-354.
- 3) Sassa, K.: The Mechanism to Initiate Debris Flows as Undrained Shear of Loose Sediments, Proc. International Congress "INTERPRAEVENT 1984", Villach, Vol. 2, 1984, PP. 73-87.
- 4) Sassa, K.: Rapid Landslides and Debris Flows, Theme Lecture for Discussion Session 3A "Motion of landslides and debris flows", XI ICSMFE, San Francisco, 1985, 33 pages.

- 5) Sassa, K., M. Kaibori and N. Kitera : Liquefaction and Undrained Shear of Torrent Deposits as the Cause of Debris Flows, Proc. Inter. Symposium on Erosion, Debris Flow and Disaster Prevention, Tsukuba, 1985, pp. 231-236.
- 6) 佐々恭二：御岳土石流など不飽和土石流の流動機構について，京都大学防災研年報，第29号B-1，1986，pp. 315-329.
- 7) Sassa, K. : The Mechanism of Debris Flows and the Forest Effect on their Prevention, Proc. 18th IUFRO (International Union of Forest Research Organizations) World Congress, Ljubljana Div. 1, Vol. 1, 1986, pp. 227-238.
- 8) Sassa, K. : The Jizukiyama Landslide and the Interpretation of its Long Scraping Motion, Proc. 5th Inter. Conf. & Field Workshop on Landslides, Christchurch 1987, pp. 215-223.
- 9) 佐々恭二：地すべり・斜面崩壊の運動予測—改良そりモデルとシミュレーションモデル—，京大防災年報第30号B-1，1987，pp. 341-357.
- 10) 佐々恭二：地すべり・土石流の運動—被害区域の予測—の研究，昭和62年度科学研究費報告書 No. 61480062，1988，52ページ。
- 11) Sassa, K. : Geotechnical Model for the Motion of Landslides, Proc. 5th International Symposium on Landslides, Lausanne, Vol. 1, 1988, pp. 37-55.
A. A. Balkema, Rotterdam より「Landslides」, Editor ; Christophe Bonnard として出版, ISBN 9061918405, 1988.
- 12) 佐々恭二：御岳大崩壊の運動シミュレーション，第27回地すべり学会研究発表講演集，1988，pp. 136-139.
- 13) 佐々恭二：地すべり・斜面崩壊の災害危険地図の作成方法について，昭和62年度砂防学会研究発表会概要集，1988，pp. 69-72.
- 14) Skempton, A. W. : The Pore Pressure Coefficients A and B, Geotechnique 4, 1954, pp. 143-147.
- 15) Bagnold, R. A. : Experiments on a Gravity-free Dispersion of Large Solid Spheres in a Newtonian Fluid under Shear, Proc. Royal Society of London, Vol. 225 A, 1954, pp. 49-63.
- 16) Casagrande, A. : Liquefaction and Cyclic Deformation of Sands, Harvard Soil Mechanics Series, No. 88, 1976, pp. 1-27.
- 17) Lade, P. V. and S. B. Hernandez : Membrane Penetration Effects in Undrained Tests, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 103, No. GT2, 1977, pp. 109-125.
- 18) Lambe, T. W. and R. Whitman : Soil Mechanics, SI Version, 1978, pp. 395-408.
- 19) Hungr, O. & N. Morgenstern : High Speed Ring Shear Tests on Sand, Geotechnique 34, No. 3, 1984, pp. 415-421.
- 20) 土質工学会編：土質試験法—第2回改訂版—，1979，pp. 375-379.
- 21) 岩佐義郎：井上和也・水島雅文：氾濫水の水利の数値解析法，京大防災研年報第23号B-2，1980，pp. 305-317.
- 22) 高橋保・中川一・西崎丈能：堤防決壊による洪水危険度の評価に関する研究，京大防災研年報，第29号B-2，1986，pp. 431-646.
- 23) 福岡浩・佐々恭二・島通保：長野市地附山の地すべりの土質特性と運動，京大防災研年報，第30号B-1，1987，pp. 359-371.
- 24) 福岡浩・佐々恭二・C. Vibert・島通保：高速高圧リングせん断試験機による地附山地すべり，御岳大崩壊の土質特性，京大防災研年報，第32号，投稿中，1989.
- 25) 日浦啓全・佐々恭二・大手桂二・海堀正博：液状化による崩壊の発生について—中場大崩壊をケース・スタディとして，地すべり，投稿中，1989.

- 26) 奥田節夫：奥西一夫・諏訪浩・横山康二・吉岡龍馬：1984年御岳山岩屑なだれの流動状況の復元と流動形態，京大防災研年報，第28号B-1，1985，pp. 491-504.
- 27) 奥田節夫（代表）：大規模な崩壊・氾濫災害に関する研究，昭和62年度特定研究成果報告，1989，pp. 97-115.