

京都府立大学農学部 本寺信男 大寺桂二
 京都大学農学部 海堀正博
 京都大学防災研究所 佐々恭二

1 はじめに

突発流動型地すべり、流動型の崩壊、土石流等の砂質土の流動現象はよく知られているが、これは通常のセン断機構と異なり、土層の沈下等によって引き起こされるという報告がある。すなわち、斜面内では、基岩や地表の凹凸、ガリー⁽¹⁾の存在のため、斜面内の一部に集中的に水が流れるようになり水みちが形成される。このため降雨時の浸透や地下水の上下動に伴い、土層骨格粒子中の細粒部が脱落し、水みち内を運搬される。その結果、水みち⁽²⁾周辺の間げき比はしだいに増大し、粗粒構造をもつ層が形成される。なおこの粗粒土層構造は半沢らの顕微鏡写真によく表わされている。間げき比が一定値以上増大した場合、地下水の上昇により、地中内応力の低下（応力低下現象）が生じ、それが側方からの上部土層に対する支持力を上回るようになると、土層の沈下が生じる。土層の透水性に比して、沈下速度が速い場合、水みち周辺の粗粒土層は、非排水状態で圧縮されることになる。この過程を室内で再現するためのひとつの方法として、荷重制御非排水三軸試験がある。Castro⁽³⁾は、粗粒砂を非排水状態で、荷重を徐々に増加させて圧縮したとき、砂の構造が破壊して、急激な流動が発生したと報告している。そこで筆者らは、Castroと同様な方法で、まず標準砂について、そしてその後には土石流が多発している有珠山の小有珠川の渓床から採取した土で液状化の試験を行なったので、その結果を報告する。

2 試験機 試験方法

標準砂では0.2mm、有珠山の土では0.5mmのゴムスリーブを使用し、その内部に適当な間げき比になるように試料を詰めた。ここで重要なことは、セン断過程における有効応力を正確に把握することであり、完全飽和であるかどうかはその決め手と思われる。そこで一般的に完全飽和と同義に扱われているSkemptonの間げき圧係数 B が0.95以上に達して後に試験を行なった。これを達成するため、あらかじめ試料内部の空気を炭酸ガスで置換した後、注水し、さらにバックプレッシャーをかけた。一方、供試体の体積は、供試体にサクションを与えて自立させ

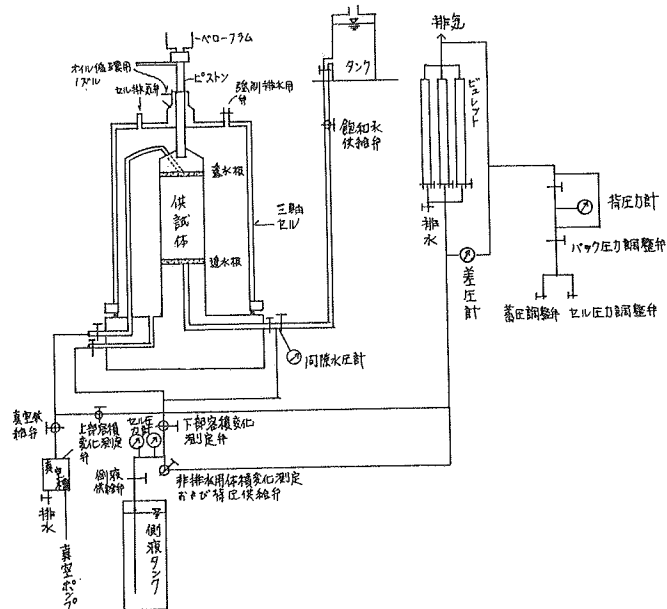


図1. 三軸試験機

て、ノギスにより測定した。また炭酸ガス置換、飽和水上昇時、バックプレッシャー時、および圧密時の供試体の体積変化を計算するため、セルと接続されたビュレットによって、セル内の水の出入を測定した。この操作により、せん断直前の正確な供試体体積が求められた。ところで、応力制御の方法はCastroの実験では、直接重りを載荷させる方法で行なっているが、本実験では、圧縮空気により、ベローフラムを用いて荷重を与えた。また供試体直径は、Castroの場合より大きくしたが、これは直径12mmまでのレギを含む現場の土が実験の対照となるためである。

3. 試験結果

3-1 標準砂について

図2は、試験結果の応力経路図で、横軸に拘束圧に対応する $p' = (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$ 、縦軸にせん断応力に対応する偏差応力 $q' = (\sigma'_1 - \sigma'_3)/2$ を取って表示している。図中の3本の応力経路は、各々、実験結果のうち、密度の高いもの (Δ)、低いもの ($\bullet$)、中間のもの ($\circ$) である。

まず、密なサンプルでは、軸圧を増大させて圧縮すると、正のダイレイタンス（体積の膨張傾向）を示すが、非排水条件であるため体積変化は生じず、それに代わって負の間げき水圧が発生し、拘束圧 p' も q' も共に上昇し、破壊強度は大きく、また破壊しても液状化しない。一方、粗なサンプルは、圧縮が始まると、体積収縮傾向を示し、非排水条件なので、間げき水圧が上昇する。図3に、粗なサンプルの試験結果を縦軸に主応力差 $\sigma_d = \sigma'_1 - \sigma'_3$ 、と間げき水圧 u 、及び側圧 σ_3 を、横軸に軸ヒズミを取って表示した。圧縮を始めるとすぐに間げき水圧が上昇し始め、1%前後の小さな

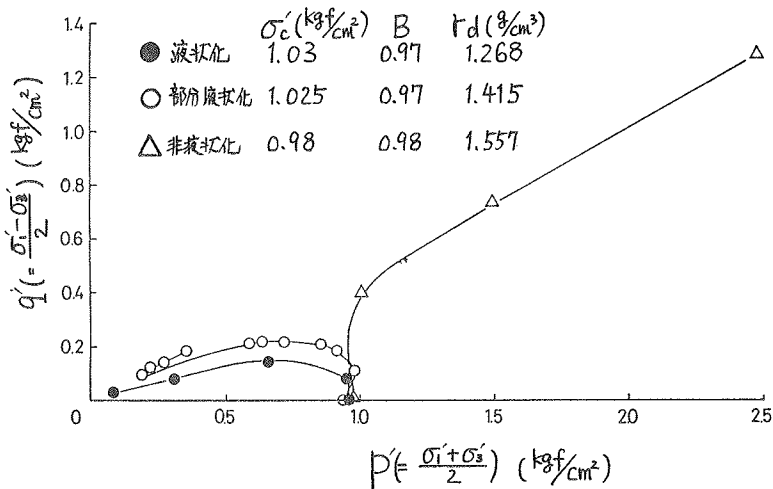


図2 標準砂の応力経路

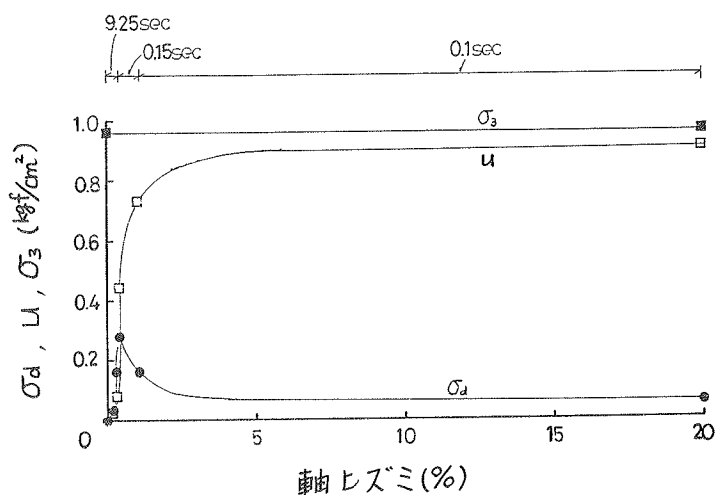
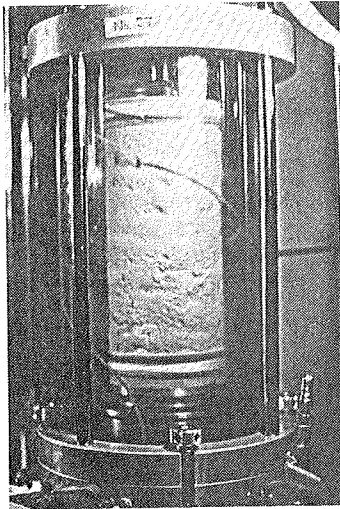


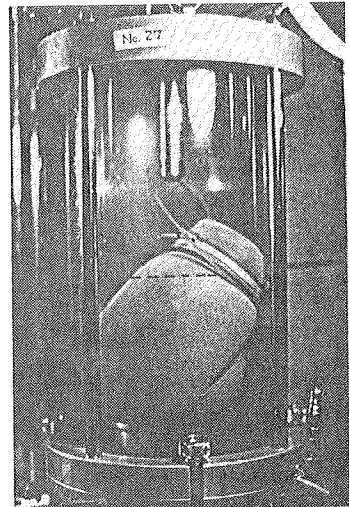
図3 液状化時の σ_3, u, σ_d



(a) 載荷前



(b) 液状化の瞬間



(c) 試験終了時

図4 標準砂の液状化

圧縮ヒズミの所で、急激にサンプルは破壊し、わずか0.1secで20%ヒズミまで変形が進む。サンプルの破壊と同時に間げき水圧はさらに上昇して、側圧とほぼ等しくなるので、土の強度（この場合、 σ_d で表わされている）は著しく低下し、液体のような状態、すなわち液状化が生じる。その様子を写真で示したものが図4である。載荷前のかなりの強度を持つと思われる状態から、強度の極めて小さな液体に近い状態に移行した様子が認められる。図2の○印は、この両者の中間的状態であり、いったん、わずかなのであるが応力低下に伴い早い変位が生じるので、これを部分液状化と呼んでいる。図2に示した如く、液状化と非液状化の違いは、主として間げき比の違いによって決定されるが、サンプルの拘束圧の大きさにも依存すると思われるので、種々の拘束圧の下での実験結果を整理したものが図5である。間げき比0.85前後が液状化と非液状化の境界と思われる。しかし、拘束圧の影響は、この応力範囲（ 3 kgf/cm^2 まで）では、あまり大きくなく、実用上ほぼ一定としてもいい程度のように思われる。

3-2 有珠山の土について

有珠山の土について、標準砂同様の試験を行った。使用した有珠山の土は、比重2.459 $D_{10}=0.13 \text{ mm}$, $D_{50}=2.7 \text{ mm}$, $D_{90}=8.0 \text{ mm}$, 最大粒径12mmであった。図6は、有珠山の土について行なった試験結果の応力経路を示した。この図より、有珠山の土について、標準砂同様に液状化現象が認められる。ここで注意したい事は、試験料を採取した、有珠山の小有珠川の斜面部密度は、 $1.17 \sim 1.20 \text{ g/cm}^3$, 崖縁状堆積物の密度は、 $1.01 \sim 1.19 \text{ g/cm}^3$, 溪床堆

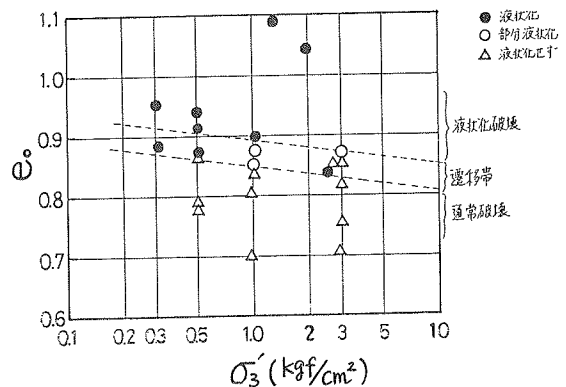


図5 σ'_3 と液状化の関係

礫物の密度は、 $1.39 \sim 1.53 \text{ g/cm}^3$ という調査結果と対比して、土石流の多発している有珠山の溪床付近に存在する程度の密度でも容易に液状化が発生する可能性が認められたことである。さらには、現場の土は、必ずしも飽和状態とは言い難く、むしろ不飽和であり、そのような現場においてさえ、液状化が発生し得ることに注目したい。そこで、筆者らは、飽和度を順次下げて、液状化に必要な、飽和度のライン設定を試みた。図7に結果を示した。これまでの時点で、境界と想像される付近のデータが少ないため、明言はできないが、おそらく密度と飽和度の相互関係により、境界は曲線表示できると思われる。なお、図中の破線は筆者らの想像の域を脱していない。今後より多くのデータを集めて、正確なラインの設定を試みたい。

参考文献

- 1, 矢野 SASSA, K. (1984): The Mechanism to Initiate Debris Flows as Undrained Shear of Loose Sediments, Interpraevent 1984
- 2, Hanzawa, H. (1980): Undrained Strength and Stability Analysis for a Quick Sand, Soils and Foundations, Vol 20, No 2
- 3, Castro, G. (1969): Liquefaction of Sands, Harvard Soil Mechanics Series, No 81

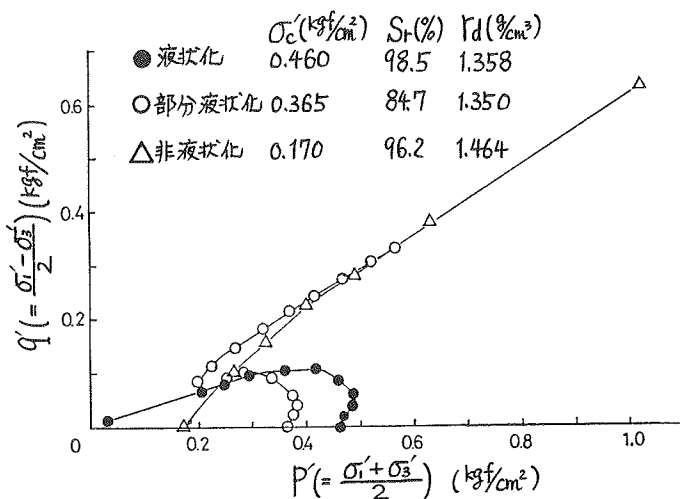


図6. 有珠山の土の応力経路

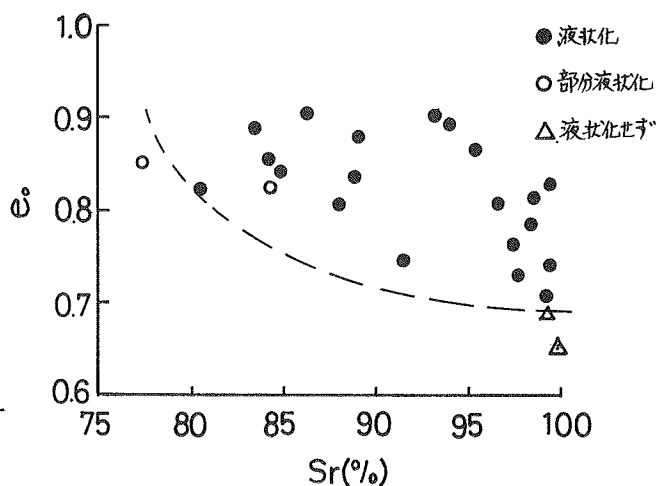


図7 e_0 , S_r と液状化の関係