

1. はじめに

ダムの湛水に伴って発生する湛水池沿岸の地すべりは、ダム建設の中で大きな問題となっており、その発生のメカニズムの解明が急務となっている。湛水地すべりは、水浸によって地すべり土塊の安全率が低下するために発生するが、安定計算から導かれる、水位変動に伴う安全率の変化は、想定するすべり面の土塊強度 (C 、 ϕ) の設定によって大きく変わってくる (図-1)。また、水浸に伴うすべり面強度の低下も指摘されており、この場合、安全率は更に低下する。このように、すべり面の C 、 ϕ の設定は、計画される対策工の規模に直接関わってくる重要な問題である。

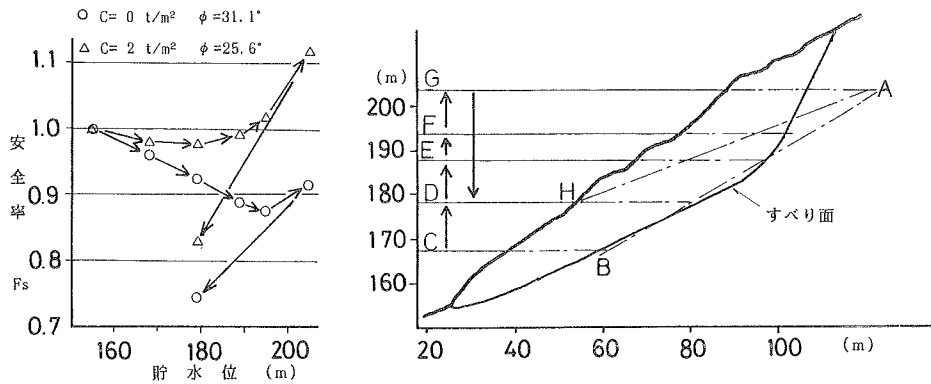


図-1 C 、 ϕ を変えたときの安全率の違いの一例 (断面図は、Nakamura, H. (1985) による) 矢印は、貯水位変化の方向を示す。

すべり面の有効垂直応力は、水位が上昇するに従って、図-2のように変化することが知られている。すなわち、水位がすべり面から地表面に上昇する間では単調に減少し、すべり面は過圧密の状態になる (過圧密比 = 1 ~ 2)。水位が地表面よりさらに上昇すれば、その後の有効垂直応力に変化は無いものの、すべり面には、土被り厚よりもはるかに高い水圧が作用する事になり、有効応力の減少と相まって、すべり面の強度定数が低下するのではないと思われる。

以上の事を念頭に置きながら、今回、不攪乱試料と攪乱試料の相違や、湛水状態、つまり、高水圧・過圧密条件下の粘土の C 、 ϕ の変化を調べるため、すべり面より直接採取した不攪乱及び攪乱の地すべり粘土を試料として単純せん断試験を行ったので、その結果を報告する。

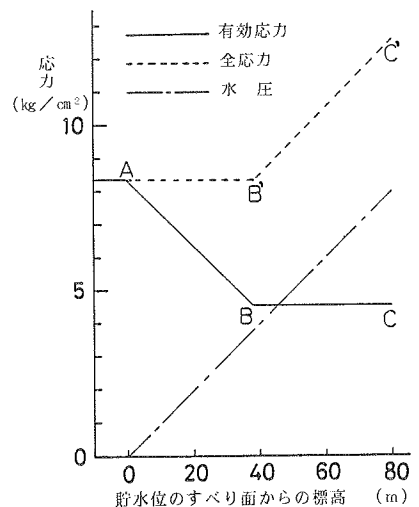


図-2 貯水位とすべり面の応力との関係 (地すべり層厚38m, $\gamma_t = \gamma_{sat} = 2.2$, $\gamma_{sub} = 1.2$)

2. 試験機の構造

試験には、通常の単純せん断試験機を用いたが、高い水圧を与えることが出来るように改造を加えた。改造は、せん断箱に耐水圧の蓋を取り付けるもので、蓋をしても、上部加圧板が、垂直応力を伝えつつ、せん断方向及び上下方向に自由に動けるように、リングやプレートなどを組み合わせて水圧をシールした(図-3)。設計耐水圧は、 10 kg/cm^2 である。なお、若干、抵抗が除去できずに残ったため、無試料時のせん断力を予め計測し、せん断試験結果を補正した。

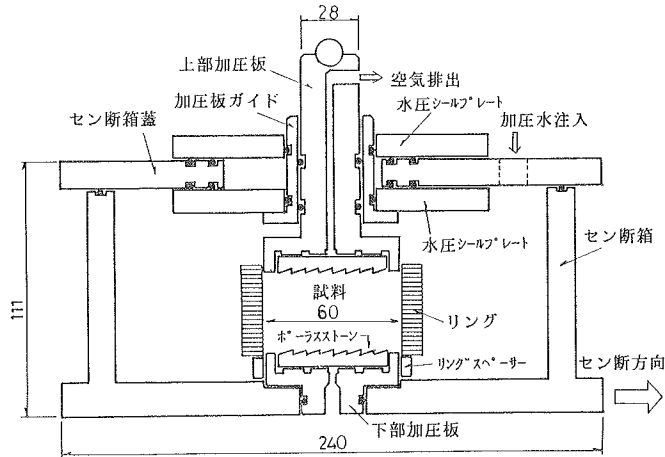


図-3 高水圧単純せん断箱の構造 (⊙はリングを示す)

3. 試料

試料は、深度38mのすべり面より直接採取したもので、基盤岩は、四万十帯の輝緑凝灰岩と粘板岩の互層である。不攪乱試料は、まず、CBRのモールドをジャッキですべり面に水平に押し込み(写真-1)、その後、モールドを周囲から掘り出すことにより採取した。地下水位は、常時、すべり面上約1.4mにあり、降雨時にごく短期間、7、8mの上昇を示す。従って、土塊の湿潤及び飽和密度を2.2とすれば、自然状態における垂直圧密応力は、 6.96 kg/cm^2 と計算される。

試料の物理的性質は、 $LL = 42\%$ 、 $PL = 20\%$ 、 $IP = 22$ 、 $G_s = 2.82$ の粘質土(CL)で、自然状態では飽和している。粒度分布を図-4に示す。試料の透水係数は、垂直応力 6.96 kg/cm^2 、動水勾配50において、 $2 \times 10^{-8} \text{ cm/s}$ であった。



写真-1 すべり面にモールドをジャッキで押し込む様子

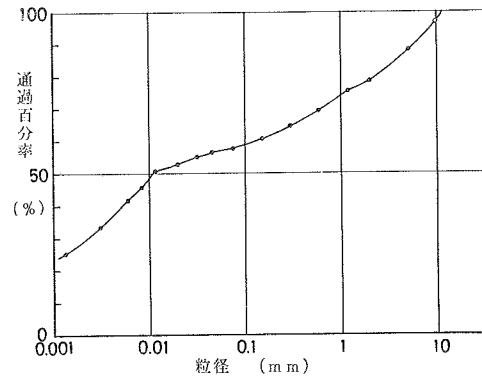


図-4 試料の粒度分布

4. 単純せん断試験

4.1 試料の整形 不攪乱試料については、その方向性を考慮したうえ、ナイフ、及び塩ビパイプで切り出して整形し、ゴムスリーブをかぶせてから、リングに通した。この際、大きい礫をなるべく避けるように切り出すと共に、試料をリングに通せなくなるような、試料側面に露出する礫は整形時に取り除き、粘土をつめた。試料の大きさは、径60mm、高さ37mmである。攪乱試料については、塩ビパイプに試料を詰めることにより整形を行った。

4.2 圧密（先行圧密） 圧密時間は全て24時間とし、排水は、試料の上下端のポーラスストーンにより行った。

4.3 セン断 セン断は、排水条件下で行い、歪み速度を0.15%/min (0.06mm/min)とした。試料の強度の判定には、セン断力のピークを用いたが、セン断力にピークが現れないときは、セン断歪み25%のときのセン断力を採用した。すべての試験において、試料には明確なセン断面は形成されず、全体がほぼ様なセン断歪みを示した（写真-2）。

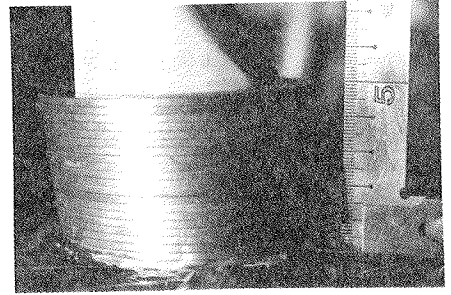


写真-2 セン断試験後の試料

5. 不攪乱試料と攪乱試料の比較

正規圧密状態の場合、攪乱試料の強度は、 $C = 0 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\phi = 21.9^\circ$ の一つの直線で表されたが（図-5）、不攪乱試料の強度は、図-5の中で、下に凸の形を示し、一つの直線で表すのは、無理であった。そこで、高い垂直応力のもとでの ϕ の値は、攪乱試料のものあまり変わらないと考え、垂直応力 $\sigma = 7.24 \text{ kg/cm}^2$ 以上で $C = 0 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\phi = 21.1^\circ$ 、それ以下で、 $C = 0.65 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\phi = 16.5^\circ$ の二つの直線で表した。

過圧密状態での試験は、先行圧密応力 6.96 kg/cm^2 、セン断時圧密応力 4.56 kg/cm^2 で行った。この場合、過圧密比は1.52となる。両試料とも、正規圧密状態での強度より僅かに小さい強度を示した（図-5）。

不攪乱試料の強度は、圧密応力が低いところでは、正規圧密状態の試験であっても、過圧密粘土のような挙動を示しており、直線の折れ点 $\sigma = 7.24 \text{ kg/cm}^2$ が、想定された自然状態での垂直応力にはほぼ一致していることから、不攪乱の状態が、試験まで十分に保たれていたものと考えられる。

一方、過圧密状態として試験を行っても、両試料ともに正規圧密状態の強度から有意の変化は、認められなかった。過圧密比1.5程度では、正規圧密か過圧密かによって C 、 ϕ は変化せず、むしろ、自然状態での圧密応力以下においては、不攪乱状態か攪乱状態かで、 C 、 ϕ が変化する。このことは、攪乱試料は、過圧密状態で試験したとしても、不攪乱の試料とは異なった C 、 ϕ を与えるということであり、したがって、安定計算に適用する C 、 ϕ を正確に求めるための試験では、不攪乱状態の試料を使うことが、望ましいと言える。

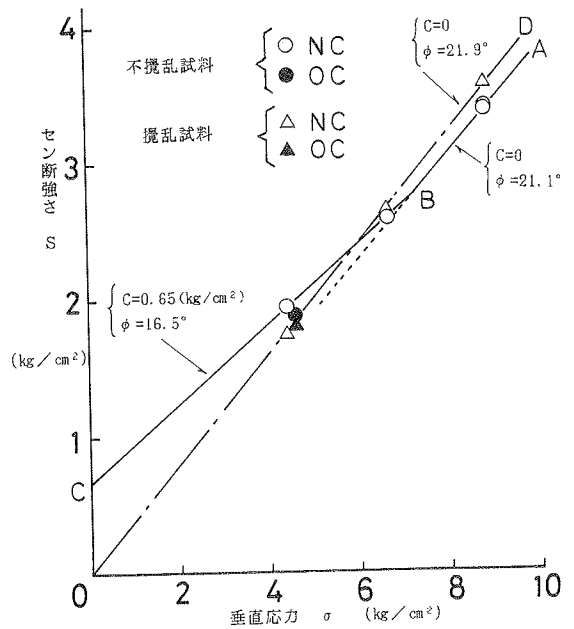


図-5 不攪乱試料と攪乱試料の強度の比較

6. 高水圧・過圧密条件下の試験

湛水の状況を想定し、先行有効圧密応力 $C = 9.6 \text{ kg/cm}^2$ (水圧 = 1.4 kg/cm^2)、セン断時有効圧密応力を 4.56 kg/cm^2 の過圧密状態とし、セン断時の水圧を、 $3.8 \text{ kg/cm}^2 \sim 8.0 \text{ kg/cm}^2$ ($3.8 \text{ m} \sim 8.0 \text{ m}$) まで変化させて試験を行った。その結果、試料の強度に有意の変化は、発生しなかった (図-6)。この地すべりについては、湛水による土塊強度の低下は、考えなくても良いと思われる。

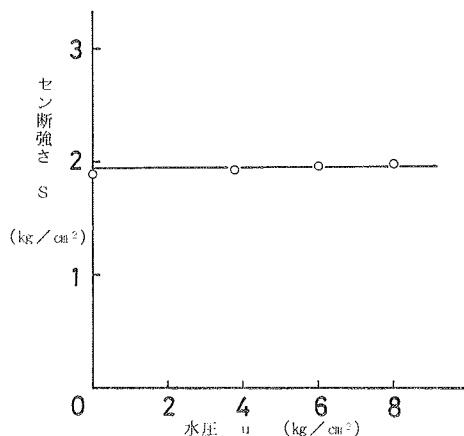


図-6 水圧とセン断強さの関係

5. まとめ

擾乱を受けていない試料と、擾乱を受けた試料では、強度定数に差異がでるようである。逆算法を用いて C 、 ϕ を決定し、安全率の出発点を $F_s = 1$ 等としても、これを、湛水地すべりの安定計算に適用すると、計算される安全率の低下の様子は、 C と ϕ のとり方によって大きく変わってくる。適正な、強度定数の設定のためには、不擾乱試料を用いてのセン断試験、或は、原位置でのセン断試験を行うべきであろう。

また、今回の試験では、有効応力の減少と高水圧という条件下でも C 、 ϕ の低下は、認められなかった。この問題には、試料中に含まれる粘土鉱物の性質が、大きく関わっているものと思われ、この点からの解析が必要であろう。

不擾乱試料を得る事は、一般に困難であり、また、得られたとしても、十分に土質試験を行えるほどの量を確保できないことが多い。今後、多くの、地すべりにおいて試験を重ねて行く必要があると思う。

参考文献

- 1) Nakamura, H.: Mechanism of Reservoir-Induced Landslides, Proc. IVth International Conference and Field Workshop on Landslides, pp.219~226, 1985
- ・小川正二、池田俊雄、趙茂吉、海津信廣、野地敦夫：地すべり安定解析を対象とした試験とその結果、第16回土質工学研究発表会発表講演集、pp.365~368, 1981
- ・小川正二、池田俊雄、趙茂吉、和田正：過圧密状態を考慮した地すべり斜面の安定解析、第17回土質工学研究発表会発表講演集、pp.1089~1092, 1982
- ・八木則男、榎明潔、矢田部龍一、永江正憲：犬寄地すべりの挙動に対する土質力学的検討、地すべり Vol.23, No.1 1986, pp.8~15