

2004年7月新潟豪雨における斜面崩壊の事例研究

Case study on slope failure caused by heavy rainfall in Niigata area in July 2004

指導教員 豊田 浩史
地盤工学研究室 加藤 千晴

1. 豪雨と斜面災害の概要

平成16年7月13日の新潟・福島豪雨において、新潟県中越地方を中心に未曾有の集中豪雨が発生した。これにより堤防決壊や土砂災害が多発し、一般住宅のみならず、河川や道路をはじめとする公共土木施設に甚大な被害をもたらした。この豪雨による一般被害は、死者15名（内土砂災害2名）、家屋全壊22棟、半壊・一部損壊238棟、床上・床下浸水26,557棟となっている。新潟県では、大小合わせると347件の豪雨による土砂災害が発生した^{1)・2)}。本研究では、主な崩壊現場の踏査を行い、現場から採取した試料で強度試験を実施した。この調査、試験結果を用いて解析を行うことで、斜面崩壊のメカニズムを解明することを目的とした。

2. 中山の斜面崩壊調査

出雲崎町中山において、斜面崩壊が発生し、家屋1戸が全壊、1名が死亡した(図1, 図2)。崩壊上部の斜面方向と倒壊した家屋の方向は違っており、土砂崩壊がカーブしているのがわかる。図3に斜面崩壊(斜面上部)の写真を示す。崩壊は、長さ約60m、幅約35m、傾き約20度、滑落崖(図4)は深いところで約5mある。白っぽく見えるのが露出した泥岩層であり、不連続面となっているのがわかる。また、この泥岩層はかなり軟らかく、崩壊の約1週間後にはまだぬるぬるしているようなところもあった。そして泥岩には条線が残っており、条線方向が斜面の傾斜方向と一致していないことから、斜面上部の崩壊は斜面下部の崩

壊に依存した可能性がある。この条線と斜面(泥岩)の傾きをクリノメータにより計測したところ、条線が19~20°、泥岩が24~25°の傾き(走向傾斜)であった。数ヶ所で測定したが、この露出している泥岩上では、ほぼ同じ値だったので、平均した値で、斜面と条線方向の関係を描いたものを図5に示す。



図1 中山の斜面崩壊(北陸地方整備局提供)



図2 中山の斜面崩壊による家屋崩壊



図3 中山の斜面崩壊(崩壊上部)



図4 中山の斜面崩壊の様子

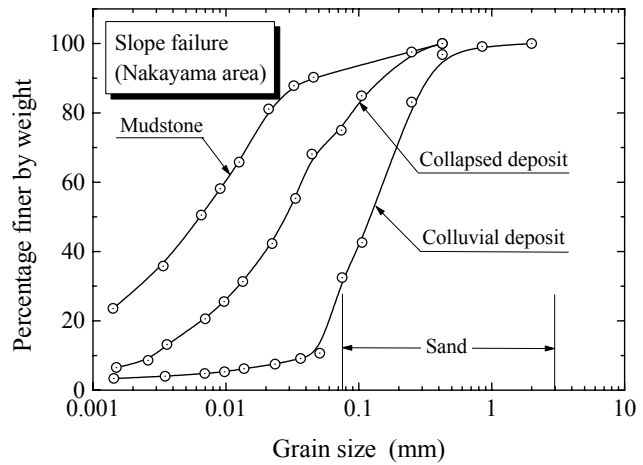


図6 試料の粒径加積曲線

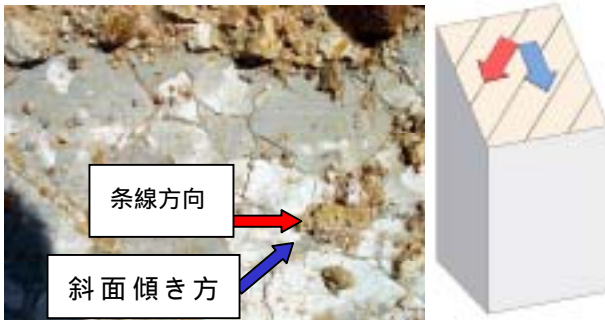


図5 泥岩に残る条線（擦痕跡）

3. 試料採取

現場から、泥岩層上の未崩壊表層土(Colluvial deposit)、泥岩層(Mudstone)、泥岩層とほとんど同じように見える崩壊斜面上に残った塊となった崩壊土(Collapsed deposit)を採取し、土質試験を行った。

4. 各試験結果

各試験の結果を以下に示す。

(a) 物理試験

表1 試料の物理特性

	s (g/cm ³)	w_L (%)	w_p (%)	I_p
Mudstone (泥岩層)	2.685	98.5	36.4	62.1
Colluvial deposit (未崩壊表層土)	2.726	NP	NP	NP
Collapsed deposit (崩壊土)	2.663	56.5	32.8	23.7

表1から崩壊土砂は泥岩層に比べ、小さな塑性指数となっている。図6では、泥岩とその直上で採取した未崩壊表層土では、全く粒径が違うことから、透水係数の違いにより、泥岩上部に降雨の浸透水を蓄えてしまう可能性がある。土塊が重くなることにより上部層の滑動力を増加させ、さらに飽和度が上昇することにより、土の強度低下を招く原因となる。また、斜面上部から滞水層が被圧水として働き、間隙水圧の上昇、あるいは土の有効応力減少による強度低下を引き起こすなど、斜面の安定性を低下させる要因を数多く発生させるので、十分な注意が必要である。

(b) 一次元圧密試験

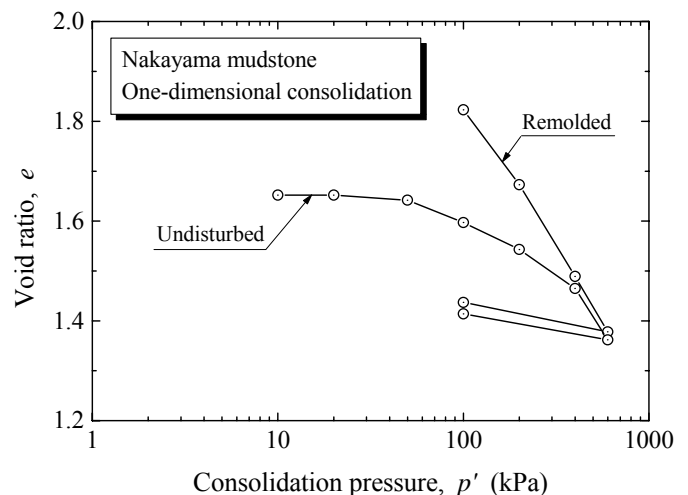


図7 試料の圧密曲線

図7に不攪乱試料の一次元圧密試験結果、および練返した同試料の試験結果を示してある。不攪乱試料は約400kPaで練返し試料の圧密曲線に一致してくる。つまり、先行圧密荷重としては、20m

以上の層厚となる（試料採取場所での土被り厚1m程度である）。長い年月における地層形成過程で大きな圧力を受けたことも十分あり得るが、その他の理由として、崩壊後、乾燥収縮履歴を受けたため、降伏応力が大きくなったとも考えられる（実際、表面には多数のクラックが発生していた）。

(c) リングせん断試験

Nakayama Ring Shear test

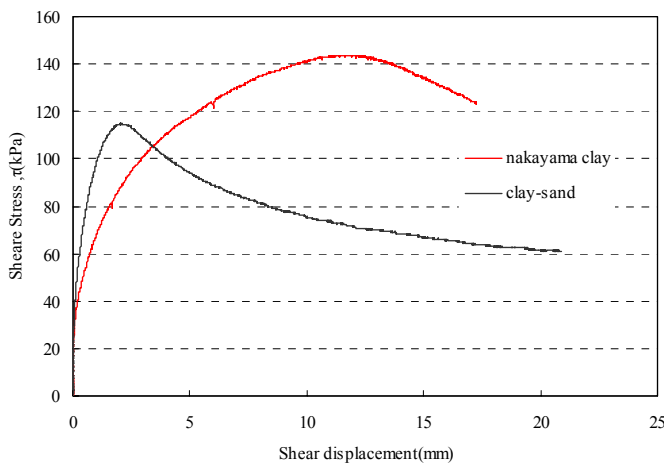


図8 せん断変位とせん断応力

図8に、練返した泥岩(粘土)の上載圧200kPaでの初期せん断の結果を示す。練返した泥岩は、せん断応力約140kPaでピークをむかえ、徐々に強度が落ちてきているのがわかる。それに対し、練返した泥岩(粘土)と泥岩上で採取した表層土(砂)との摩擦試験では、せん断応力は練返し泥岩より少し小さい120kPaほどであり、その後急激に強度が落ちてきているのがわかる。

図9に練返した泥岩のリングせん断試験より求めた破壊線を示す。ここには、正規圧密練返し泥岩のピークと残留強度、また、練返し泥岩(粘土)と表層土(砂)の摩擦試験における残留強度も示してある。粘土と砂の摩擦試験では、まず、粘土を上載圧400kPaで圧密して(原位置の密度に相当)、リングせん断によりすべり面を形成した。すべり面上側の試料を取り除いた後、上拘束リング内に砂を水中堆積法で堆積させた。上載圧200kPaで初期せん断から残留状態までせん断した。その後、除荷して、100kPa, 50kPaそれぞれの状態で残留強度(摩擦)を測定した。

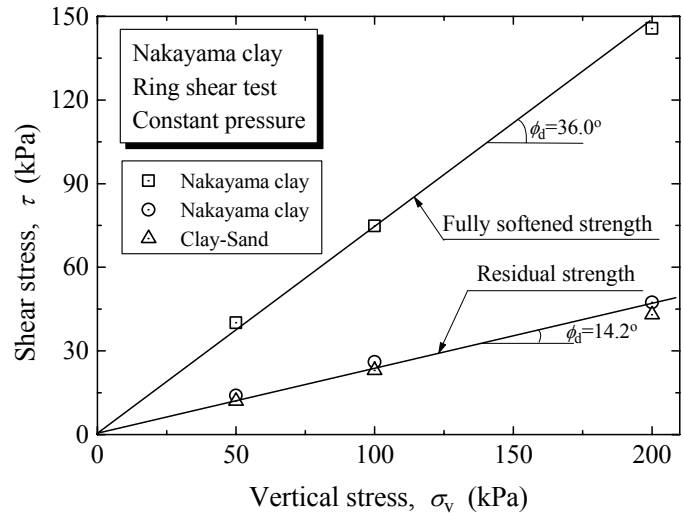


図9 試料の破壊線

この摩擦試験における残留強度も泥岩の残留強度とほぼ同じでかなり小さくなっており、変形が進行すると著しい強度低下を生じることがわかる。

試験後に、粘土と砂をはがしてみると、粘土には条線の入ったすべり面が形成されていた。砂の方であるが、砂の底面(すべり面)には非常に薄く粘土が張り付いていた。つまり変形が進むにしたがって、砂に粘土が張り付き、粘土と粘土の摩擦にほぼ等しくなったと考えられる。

5. 斜面の安定解析

図10に二次元解析を行った中山の斜面の断面図を示す。崩壊前の地表面は、国土地理院発行の2万5千分の1地形図の等高線より読みとった。赤線は崩壊後に測定されたレーザープロファイラ(図11)より得られた値である。青線は泥岩層を表しているが、この傾きは、崩壊斜面上部に露出していた泥岩層の傾きを測定したものである。この傾きが斜面下部まで続いていると仮定した。

解析では、すべり線を表層土と泥岩の接触面に設定した非円弧のスライス法(スペンサー法)で安定解析を行う。強度定数としては、上載圧200kPaの摩擦試験結果のピーク値をとる破壊線を仮定する。地下水位も雨の影響を考えて、表層土内に高めに設定した。

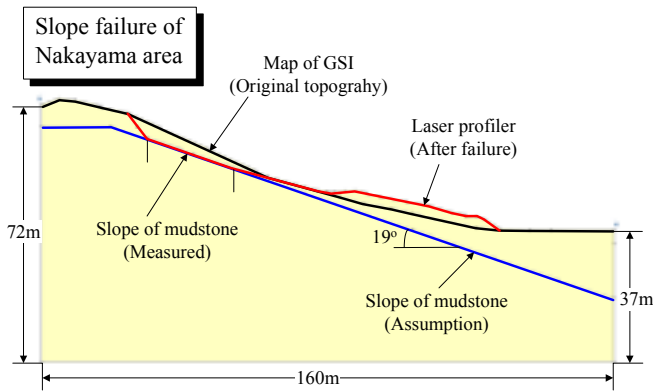


図 10 中山の斜面の断面図



図 11 中山の斜面崩壊の等高線
(朝日航洋(株)提供)

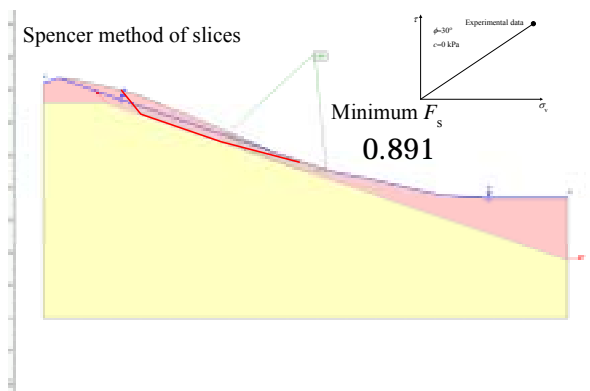


図 12 中山の斜面の断面図
($c=0\text{kPa}$, $\phi=30^\circ$)

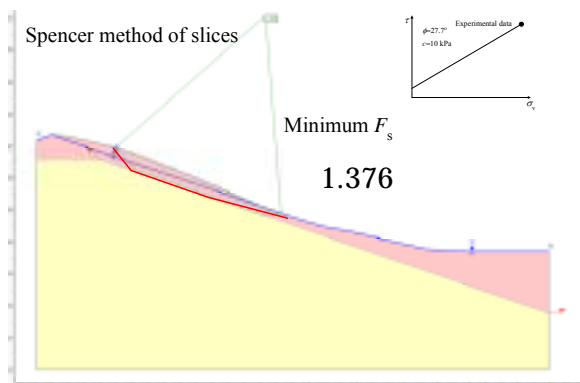


図 13 中山の斜面の断面図
($c=10\text{kPa}$, $\phi=27.7^\circ$)

図 12 に $c=0\text{kPa}$, $\phi=30^\circ$ と仮定した解析結果を示す．図には最低の安全率を出したすべり形状のみ示してある．安全率は 1 を下回っており，崩壊することになる．崩壊箇所は斜面中程となっている．つまり，解析からは斜面中程で崩壊し，斜面上部の方に崩壊が進行していったことが考えられる．

図 13 に $c=10\text{kPa}$, $\phi=27.7^\circ$ と仮定した解析結果を示す．この場合には，崩壊箇所は斜面上部の滑落崖と一致した場所から大きくずべているのがわかる．ただし安全率は 1 を上回っており，崩壊する可能性は小さい．

これまでの豪雨などにより，変形が進行してピーク強度が落ちてきていたことも考えられる．今後は，強度定数をピークから残留強度の範囲で変化させて解析を行ってみる必要がある．

6. 結論

本研究で得られた知見を以下に要約する．

- 1) 擦痕跡より，泥岩層と表層土の境界ですべりが発生したと考えられる．
- 2) 表層土は，砂とシルト質土の互層構造である．
- 3) 泥岩層は，上載圧約 400kPa の応力履歴を持っている．
- 4) 砂と粘土の層間強度は，粘土の強度より少し小さくなっており，変形が進行すると著しい強度低下を生じる．
- 3) 砂と粘土の層間残留強度は，粘土とほぼ同じであるが，粘土よりひずみ軟化がはやい．
- 4) 中山粘土とカオリンベントナイト混合試料の残留状態時のせん断抵抗角は，ほぼ一致する．
- 5) 斜面安定解析は土質強度定数の設定により大きく依存されるため，さらに詳細な検討を必要とする．

7. 参考文献

- 1) 新潟県の HP (<http://www.pref.niigata.jp/>)
- 2) 国交省北陸地方整備局の HP (<http://www.hrr.mlit.go.jp/>)