

1 はじめに

平成16年(2004)3月26日13時45分(現地時間)頃、インドネシア・南スラウェシ州(スラウェシ島)にあるバワカラエン山(標高2830m)の北稜カルデラ壁において図-1に示すような大規模な崩壊が発生し、ジェネベラン川の源流から下流約7kmにわたり莫大量の不安定土砂が堆積した。この大規模崩壊の源頭部は、バワカレン山(2830m)の北西山稜直下付近(標高約2600m)を南縁とし、幅約1600m、比高700~800mの規模を有しており、その崩壊土量は約20,000万m³とされている(土屋ら, 2002)。

カルデラ壁を有する火山が多いわが国においては、このような山体崩壊とも呼べる大規模崩壊の発生とは無縁ではなく、その発生の可能性を否定することはできない。ここでは、バワカレン山北西カルデラで発生した大規模崩壊の発生原因とその機構について、以下に紹介する。

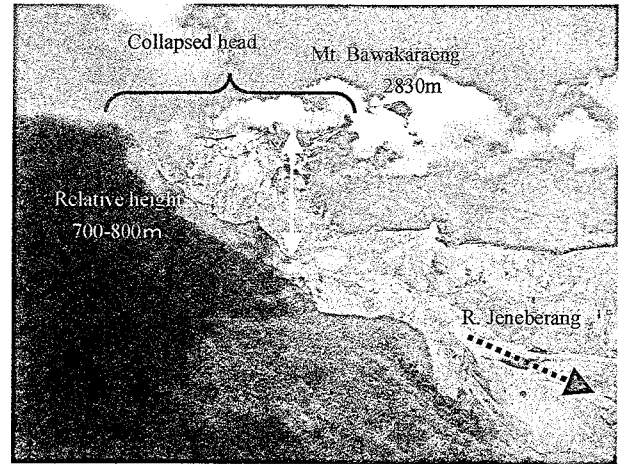


図-1 カルデラ山稜西側から見た崩壊源頭部とカルデラ内の堆積(2004年6月25日撮影)

2 調査地の概要

バワカレン山は、第四紀更新世に活動した火山で、その北西側に直径約5kmにおよぶカルデラ地形がみられる。このカルデラを二分するようにジェネベラン川(River Jeneberang)が東西方向直線状に流下し、その源流は、大規模崩壊地のほぼ真中を下刻している。カルデラ側壁は、比高500mから800mを有し、著しく切り立っており、その地質構成は、玄武岩層を最上位として、玄武岩質安山岩層、火砕流堆積物層や凝灰岩層が交じり合った下位層が認められる。下位層の下部は植生や崖錐が覆い定かではないが、崩壊堆積物から判断して下位層が連続している可能性がある。カルデラ下流では、ジェネベラン川の周辺に泥流堆積物による大規模な段丘地形が幾つか認められる。

3 大規模崩壊の発生機構

図-2は、大規模崩壊の発生前後の代表的な縦断地形を示したものである。これに見るように大規模崩壊は、カルデラ壁の約300m後方から標高1800m付近を末端として、鉛直方向に約600m以上の崩壊深で発生したことがわかる。崩壊面には残存土塊は見られず、シャープに切断された状況があること、崩壊面の傾斜と旧地表の傾斜がほぼ等しく急勾配であることなどからして、崩壊現象は、著しく急激であり全体が一体となって崩落した様子が伺える。また、崩壊後のカルデラ内の土砂堆積分布などから判断すると、崩落土塊は斜面脚部付近で落下に伴い破壊され、岩屑流状態で流下したものと考えられる。以下では、このような大規模崩壊がどのような機構で発生したかを工学的な見地から考察する。

3.1 極限平衡法

これまで、崩壊深さが600mを超えるような大規模な斜面安定問題を取り扱った事例は、見当たらない。

一般的に、対象とする地盤のせん断抵抗角(ϕ)が45°以下であれば、浅いすべり面を想定するよりも深いすべり面のほうが安定率(F_s)は大きくなる傾向がある。現実的にも ϕ は45°以下の斜面が多く、表層崩壊が豪雨や地震を誘因として多発するのはその結果と判断される。ここでは、当該斜面のせん断強度を發揮する ϕ 、粘着力(c)について経験

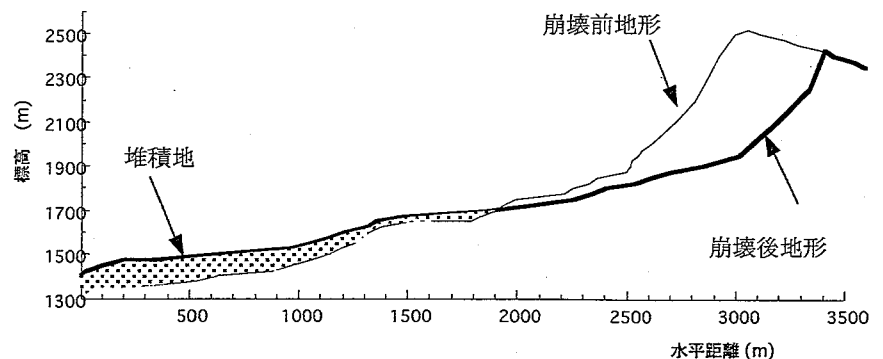


図-2 崩壊発生前後の地形対比

値をもとに、一般的な極限平衡法を用い斜面の安定率を評価することにした。

図-3には、安定解析に供した断面を示す。解析にあたり、カルデラ側壁の地質構成と風化状態等を考慮し岩盤分類はCL級と判断し、 ϕ を 35° 、 c を 490kPa (5kgf/cm^2)、単位重量 (γt) 17.6kN/m^3 (1.8gf/cm^3) を使用した。なお、岩盤等級 C_L の火成岩・火山岩では、 c は $294\sim 1079\text{ kPa}$ (平均 490kPa)、 ϕ は $35\sim 44^\circ$ (平均 40°) であり(斉藤ら, 1983)、岩種を指定しなければ、同じ岩盤等級 C_L で c は 980 kPa 以下、 ϕ は $15\sim 38^\circ$ とされる((社)土木学会, 1999)。

推定した c 、 ϕ 、 γt を用い、地盤内の地下水位を考慮せず、簡便法により安全率を求めると F_s は 1.59 となった。推定したせん断抵抗角と粘着力は岩盤等級 C_L における最小ランクを用いており、さらに低下させることは非現実的と判断されるので、 F_s を低下させるには、地下水の存在を考慮せざるを得ない。ここでは、崩壊末端である標高 1850m 付近がジェネベラン川の水源地であり、ここで地下水湧出が想定されることを考慮して、地盤内の地下水分布を試行錯誤すると、図-3に示すような地下水位で、 F_s は 1.0 を示した。

3.2 SSRFEM 法

ところで、今回のような大規模斜面の崩壊前における地盤内部のせん断ひずみや変位量がすべり面付近で特異であったかについては興味深い。ここでは、崩壊前のすべり面付近のせん断ひずみと変位量状態を探り、崩壊発生のきっかけに関する情報を得る目的で、SSRFEM法((社)地盤工学会, 2003)による解析を実施した。解析に用いたSSRFEM法は、弾性FEMにより仮定した安全率のもとで初期応力状態を計算し、みかけ安全率を順次大きくしながら残差力が収束しない要素、すなわち破壊を生ずる要素を拾い出す手法で、臨界すべり面の位置を推定することが可能である。図-4には、当該斜面を対象にせん断弾性係数 E を $1,471\text{ MPa}$ ($15,000\text{kgf/cm}^2$)、ポアソン比 ν を 0.3 で与えた解析結果を示す(c 、 ϕ 、 γt は極限平衡法の場合と同一値)。

これによれば、図-3のすべり面位置におけるせん断ひずみ分布は、大きくても $0.02\sim 0.03$ 程度で破壊に至った要素は認められない。局所的には、すべり末端位置の1つの要素のみ 0.07 を超えるが、破壊状態を示すには至っていない。一方、変位量分布をみると、全体的に鉛直方向の圧縮変位量が大きく尾根部では約 3m の沈下量を示す。水平方向の変位量は、崩壊末端部から内部に $150\sim 200\text{m}$ の位置で、カルデラ壁側方向に約 20cm 撓み量が認められる。また、崩壊末端部から $200\sim 300\text{m}$ 内部のすべり面周辺においては、地盤はすべり方向に曲げられており、しかも変形を生ずる位置がすべり面付近に集中する様子が見取れる。しかしながら、変形量はすべり面を形成するほどのものではない。このようにSSRFEM法による結果は、臨界すべり面を特定するには至らなかった。今後は、地盤内部の堆積構造などを考慮し、解析を進めたいと考えている。

引用文献 (社)土木学会(1999): 岩盤斜面の調査と対策, (社)土木学会, pp.376. 斉藤孝三・片平博(1983): ダム基礎岩盤の原位置試験に関する諸検討と考察, 土木研究所資料 1899号, pp.65. 土屋智・古賀省三・笹原克夫・松井宗廣・中広三男・渡部文人・嶋大尚・吉田和久(2004): インドネシア南スラウェシ州で発生した巨大崩壊と崩壊土砂の流出堆積(速報), 砂防学会誌, 57(3), p.40-46. (社)地盤工学会(2003): 弾塑性有限要素法をつかう, (社)地盤工学会, pp.314.

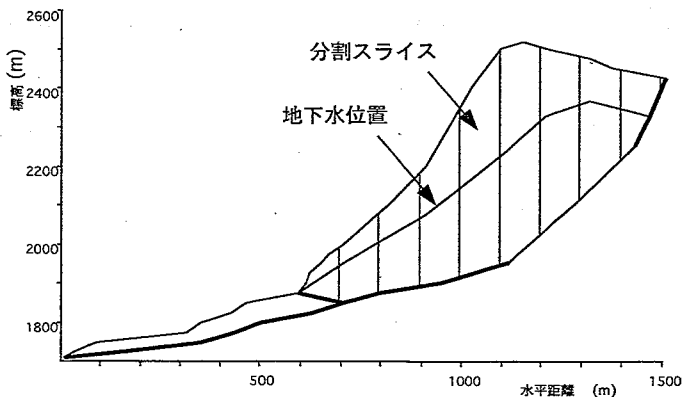


図-3 安定解析断面図

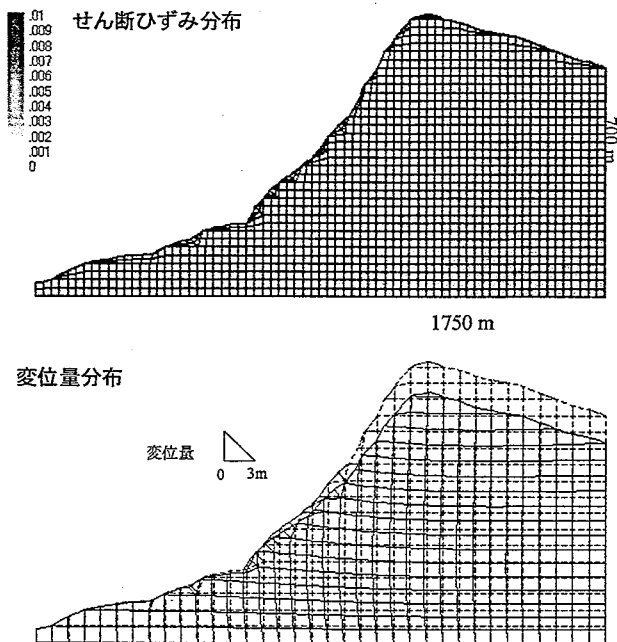


図-4 SSRFEM法による解析結果