

斜面の転倒・滑落破壊に対する個別剛体要素法の適用性について

APPLICATION OF DISTINCT ELEMENT METHOD TO TOPPLING FAILURE OF SLOPES

石田 毅*・日比野 敏**・北原義浩***・浅井義之****

By Tsuyoshi ISHIDA, Satoshi HIBINO, Yoshihiro KITAHARA and Yoshiyuki ASAI

Recently, the stability of slopes during earthquakes has become to be an important engineering problem, especially in case of the earthquake-proof design of nuclear power plants. But, for fissured rock slopes, some problems are remained unresolved, because they can not be treated as continua. The authors have been investigating toppling failure of slopes, from a point of view which regards a fissured rock mass as an assemblage of rigid blocks. DEM (Distinct Element Method) proposed by Cundall (1974) seems to be very helpful to such a investigation. So, in this paper, the applicability of DEM to toppling failure of slopes is examined through the comparison between DEM results and theoretical or experimental results using 3 simple models.

1. 緒 言

急傾斜地をはじめとして、山地、切取斜面、ダム貯水池斜面、鉱山の露天掘り斜面等の安定は、防災上きわめて重要な問題である。特に、電力土木の分野においては、原子力発電所の背後斜面の設計に際して厳しい耐震性が要求される。これら斜面の安定性評価には、斜面を連続体と仮定し、有限要素法を用いる場合が多い。しかし、節理等の不連続面の発達した岩盤斜面では、岩盤の挙動が岩盤それ自身の变形よりも、むしろ節理等の不連続面によって支配されるため、未解決の問題が残されている。

節理等の不連続面の発達した岩盤斜面の安定問題に関しては、2枚の不連続面の交線方向のすべりに着目した、いわゆるくさび破壊についての研究に進歩がみられる。この破壊については、ステレオネットを用いて破壊の危険性の高いくさび岩塊を見出す方法や、またその岩塊のすべり安全率を算出する方法が、すでに示されている¹⁾。

しかし、風化がさらに進行し、岩盤が多数の開口節理で分離されているような場合には、この手法は適さず、この種の岩盤斜面についての研究は必ずしも十分になされているとはいえない。著者らは、節理の発達した岩盤斜面の安定問題に関し、岩盤を剛体ブロックの集合とみる立場から、斜面の転倒・滑落破壊 (toppling failure)²⁾ に注目した。転倒・滑落破壊は、岩柱あるいは岩塊の回転を含む動力学的な破壊様式であり、風化が進行し節理の発達した硬岩からなる急勾配の傾斜地では支配的な様式と考えられる。特に、地震時には水平方向の慣性力が作用するため、斜面崩壊として生じやすい様式と考えられる。

一方、このような、いわゆる節理性岩盤における諸現象を解析するために提案された力学モデルとしては、従来の有限要素法に分布ばねジョイント要素を導入した方法³⁾や剛体要素を境界面の法線および接線方向に抵抗する2種類のばね系で連結した、剛体ばねモデル (Rigid Body-Spring Model)⁴⁾などを挙げる事ができる。しかし、これらはいずれも各要素が互いになんらかの形で結合されており、転倒・滑落破壊のように、周辺の岩盤から独立した任意の要素の回転運動を含む動力学的安定問題の解析には適していない。このような問題については、岩盤を岩石ブロックの集合と仮定し、それらの個々

* 正会員 工修 (財)電力中央研究所土木研究所立地部地盤構造研究室担当研究員(〒270-11 我孫子市我孫子1646)

** 正会員 工博 (財)電力中央研究所土木研究所立地部地盤構造研究室室長(同上)

*** 正会員 (財)電力中央研究所土木研究所調査役

**** 住商コンピューターサービス(株)東京システム営業第二部技術システム課

のブロックの運動方程式に基づいて系全体の動的な破壊状態を連立方程式として解く Distinct Element Method⁵⁾ (以下 DEM と略す) が適していると思われる。

DEM による解析は、岩質粒状体の重力流動解析⁶⁾や炭鉱における石炭・ガス突出現象への適用の試み⁷⁾がみられ、また、岩盤斜面の安定問題に適用した場合にも、新たな知見が得られる可能性が指摘されている^{8),9)}が、岩盤斜面への適用例はいまだ報告されていない。そこで、本論文では、解析的研究の遅れている、風化が進行し岩盤が多数の開口節理で分離された岩盤斜面の安定問題、特に、転倒・滑落破壊現象の解析手法としての DEM の適用性・問題点を、実験や限界平衡解析と比較して検討した。その結果、DEM がこの種の岩盤斜面の安定解析に適しているとの結論を得たので、ここに報告する。

なお、DEM は、当初 Discrete Block Method⁵⁾ や Discrete Element Method⁹⁾ とよばれたこともあり、また最近では、要素の変形を考慮した方法も提案されている¹⁰⁾ ことなどから、邦訳も個別要素法¹⁰⁾、離散剛要素法⁶⁾、個別擬似剛体要素法¹¹⁾ など種々の名称がみられる。本論文では、要素を剛体とした解析法について述べており、このことを明確に示すため、個別剛体要素法¹²⁾ の名称を用いた。

2. 斜面の転倒・滑落破壊とその特徴

従来、岩盤斜面の破壊様式は、絶壁などで発生する分離・崩落 (rock falls) と、斜面の形状と岩盤の性質に支配されるすべり (sliding) の 2 つに分類されると考えられてきた。しかし、斜面の傾斜がすべり破壊を生ずるほど急峻でないのに崩壊している例もあり、このような破壊現象は上述の 2 つの破壊様式だけでは説明できない。そこで、第 3 の破壊様式として転倒・滑落破壊 (toppling failure) が提唱された²⁾。

転倒・滑落破壊は、傾いた面上におかれた 1 個の岩塊の幾何学的条件から次のように説明される。Fig. 1 に示す、傾斜角 α 上の斜面上にある、高さ h 、底面の幅 b 、奥行き単位長さの長方形ブロックを考え、ブロックのすべり落ちる運動に抵抗する力は摩擦だけによる、すなわち、粘着力 $c=0$ と仮定する。もし、この斜面の傾斜角 α が摩擦角 ϕ より大きいと、このブロックのすべりが起こる。しかし、ブロックが高くて細いときには、重力ベクトル W は底面 b の外側に落ち、ブロックは転倒する、すなわち下側の接触辺のまわりに回転する。さらに、Bray らは、この概念に、摩擦角 ϕ が角度 $\delta (= \text{Arctan } (b/h))$ より小さい場合には転倒は生じずすべりだけが発生するとの条件を付け加えた¹³⁾。これらの条件を整理すると、斜面上の単一ブロックの挙動は、Fig. 1 に示す 4 つの領域に分類できる。

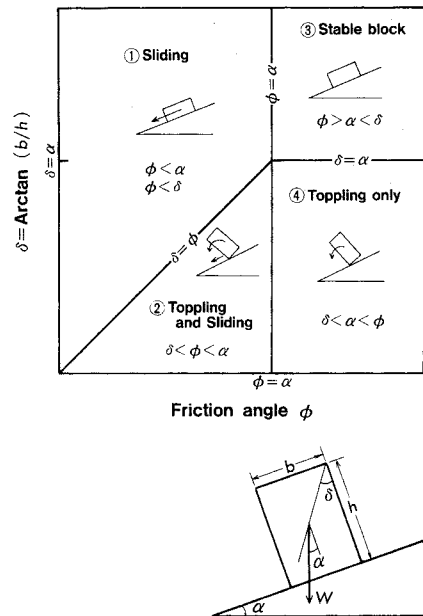


Fig. 1 Condition for toppling and sliding of a block on an inclined plane.

領域①：(すべりのみ) $\phi < \alpha$ かつ $\phi < \delta$ で、ブロックはすべるが、転倒は起こらない。

領域②：(転倒とすべり) $\delta < \phi < \alpha$ で、ブロックは転倒とすべりが同時に起こり得る。

領域③：(安定) $\phi > \alpha < \delta$ で、ブロックは安定であり、転倒もすべりも起こらない。

領域④：(転倒のみ) $\delta < \alpha < \phi$ で、ブロックは転倒するが、すべらない。

領域①と領域③はすべりに支配されるものであり、領域④は絶壁に突き出した岩盤などでみられる岩盤の分離・崩落に対応する。転倒・滑落破壊は領域②で特徴づけられ、さらに広義には、岩柱あるいは岩塊の回転を含む動的な破壊全般を含む概念と考えられる。

上述のように、転倒・滑落破壊は、風化が進行し節理の発達した硬岩からなる急勾配の傾斜地、たとえば玄武岩など柱状節理の発達した斜面などでは支配的な様式と考えられる。実際、英国での野外調査によれば、転倒・滑落破壊はごくありふれた破壊形態であり、破壊の進展にはなんら特異な地質条件も必要でなく、またその規模は小さいものから大きなものまできわめて多様であると報告されている¹⁴⁾。また、特に地震時には水平方向の慣性力が作用するため、斜面崩壊として生じやすい様式と考えられる。このように転倒・滑落破壊機構の解明は、節理等の不連続面の発達した岩盤斜面の安全設計、とりわけ耐震設計にとってきわめて重要な課題と思われる。

3. DEM の特徴

DEM を用いると、節理の発達した岩盤を岩石ブロックの集合と仮定し、それらの個々のブロックの運動方程式に基づいて系全体の動力学的な運動状態を、連立方程式として数値解析的に解くことができる。DEM では、2つの岩塊の接触はブロックの頂点と辺の間でのみ生じると仮定し、岩塊のもつ弾性的および非弾性的性質は接触点間に弾性スプリング（ばね定数 k ）と粘性ダッシュポット（粘性定数 η ）を想定して表現する。接触による反発力は、これらを並置した、Fig. 2, Fig. 3 に示すモデル（フォークトモデル）を用いて、時間 Δt の間に生じた頂点と辺の相対的な変位量から計算する。接線方向にはスライダ要素を考慮し、接線方向力が最大摩擦抵抗力を越えた場合に生じるすべり挙動を表現している。このようにして、すべての接触点における反発力が求まれば、各ブロックに作用している外力 F とモーメント M の総和、 $\sum F_x$, $\sum F_y$, $\sum M$ を求めることができる。ここに、 F_x , F_y は外力 F の二次元直交座標 X , Y における各成分である。なお、各ブロックの相互作用は、上述の接触による反発力のみである。解析上必要に応じて、重力、地震等の物体力を考慮する場合がありますが、本論文で示す解析では重力を考慮している。なお、ばね定数、粘性定数は、法線方向（添字 n ）、接線方向（添字 s ）で異なる値を与えることができるが、以下の解析では、簡単のため同一（ $k_n = k_s = k$, $\eta_n = \eta_s = \eta$ ）とし、また要素は4角形の剛体ブロックに限定し、要素の変形は考慮していない。

さて、以上により算出した $\sum F_x$, $F \sum_x$, $\sum F_y$, $\sum M$ を用いて、各ブロックごとにニュートンの運動の第2法則に基づく運動方程式をたて、時刻 t における、 X , Y , θ 方向の速度 \dot{U}_x , \dot{U}_y , $\dot{\theta}$ を求める。ここに、 U_x , U_y は X , Y 方向の変位であり、 θ はブロックの重心に関する回転角である。これらは、次式のようになる。

$$\left. \begin{aligned} \dot{U}_{x(t)} &= \dot{U}_{x(t-\Delta t)} + \sum F_x \cdot \Delta t / m \\ \dot{U}_{y(t)} &= \dot{U}_{y(t-\Delta t)} + \sum F_y \cdot \Delta t / m \\ \dot{\theta}_{(t)} &= \dot{\theta}_{(t-\Delta t)} + \sum M \cdot \Delta t / I \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 m , I はそれぞれブロックの質量およびブロックの重心に関する慣性モーメントを示す。

次に、速度から変位増分を求め、これを前回の時間ステップ（時刻 $t - \Delta t$ ）の変位に加え合わせることで、現在（時刻 t ）の変位を得る。

$$\left. \begin{aligned} \Delta U_x &= \dot{U}_{x(t)} \cdot \Delta t \\ \Delta U_y &= \dot{U}_{y(t)} \cdot \Delta t \\ \Delta \theta &= \dot{\theta}_{(t)} \cdot \Delta t \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2)$$

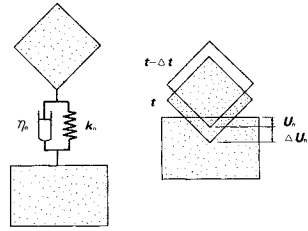


Fig. 2 Normal interaction model.

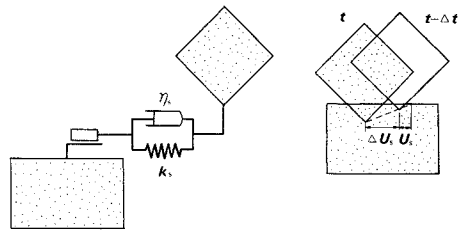


Fig. 3 Shear interaction model.

$$\left. \begin{aligned} U_{x(t)} &= U_{x(t-\Delta t)} + \Delta U_x \\ U_{y(t)} &= U_{y(t-\Delta t)} + \Delta U_y \\ \theta_{(t)} &= \theta_{(t-\Delta t)} + \Delta \theta \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3)$$

以上の計算をすべてのブロックについて逐次的に行えば、系全体の動力学的な運動状態を経時的に追跡できる。

なお、以下に述べる解析では、いずれも基盤を所定の傾斜角に傾け、その上にモデルを設置した状態から計算を開始しており、初期状態に関して、それ以外の特別な配慮はしていない。プログラムの詳細については、参考文献 5) あるいは 15) を参照されたい。

4. 斜面の転倒・滑落破壊に対する DEM の適用性

斜面の転倒・滑落破壊に対する DEM の適用性を検討するため、以下に示す3つのケースに対する解析を

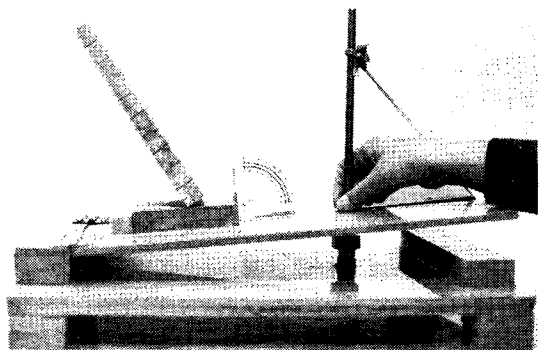


Photo 1 Equipment for experiments and toppling of a pillar composed of 10 mortar blocks.

行った。

(1) 節理面を有する岩柱モデルの転倒・滑落破壊への適用

まず簡単な複数ブロックの実験として、基盤上に 2 cm×2 cm (奥行き 10 cm) のモルタルで作製した直方体ブロックを積み上げて岩柱を模擬し、基盤を傾けていって倒壊させる実験を行った。Photo 1 は、実験装置とブロック 10 個の岩柱モデルの場合の倒壊の様子を示す。この実験ケースでは、接触面の摩擦角が大きいので、ブロックが 2 個以上の場合、岩柱モデルが一体となって転倒する点に特徴がある。

ブロック n 個の場合について、力のつり合いを検討したのが Fig. 4 である。基盤の傾斜角を α 、ブロック 1 個の重さを W とすると、最頂部のブロック P_1 が面 R_1S_1 ですべり出す条件は、 $W \cdot \sin \alpha > \tan \phi_{12} \cdot W \cdot \cos \alpha$ より、 $\tan \alpha > \tan \phi_{12}$ ゆえに $\alpha > \phi_{12}$ となる。ここに、 ϕ_{12} は、ブロック P_1 と P_2 の間の摩擦角である。面 R_1S_1 ですべりが生じない場合、ブロック P_1 の自重が面 R_1S_1 で伝達され、ブロック P_1 と P_2 が一体となってすべり出す条件は、 $\alpha < \phi_{12}$ かつ $\alpha > \phi_{23}$ となる。したがって、ブロック 1, 2, ..., i が一体となって面 R_iS_i ですべり出す条件は、 $\alpha < \phi_{j-1,j}$ ($j=1,2,\dots,i$) かつ $\alpha > \phi_{i,i+1}$ となり、 $\alpha < \phi_{j-1,j}$ ($j=1,2,\dots,n$) の条件では、 n 個の岩柱は節理面にすべりを生じず、一体として挙動することがわかる。もしすべての節理面が同じ摩擦角 ϕ を有し

$$\alpha > \phi_{j-1,j} (j=1,2,\dots,n) = \phi \dots\dots\dots (4)$$

であれば、岩柱はすべての節理面で同時にすべりを生じることになる。一方、 j 個のブロックが一体となって転倒する条件は、

$$\alpha > \text{Arctan}(1/j) (j=1,2,\dots,n) \dots\dots\dots (5)$$

である。

いま、実験に用いたブロックの摩擦角 ϕ は、平均 35.9° なので、④式を仮定し、④式と⑤式を図示すると Fig. 5 のようになる。同図より、 $n \geq 2$ で $\alpha > \text{Arctan}(1/n)$ であるから、このような限界平衡解析では、 $n \geq 2$ の場合、岩柱は一体となって転倒することになる。

Fig. 5 には、実験結果と DEM 解析結果も示した。実験は各ケースごと 10 回ずつ行い、倒壊発生時の傾斜角を測定した。倒壊様式は、 $n=1$ のときにはすべりが、 $n \geq 2$ のときには一体となった岩柱の転倒がほぼ例外なく発生し、限界平衡解析結果と一致した。しかし、転倒発生時の傾斜角については、実験結果の方がやや小さい値を示した。これは、傾斜台上昇時の微小な振動や、実験に使用した直方体ブロックの隅角部が摩擦等により必ずしも厳密な直角でないことなどに原因があると思われる。

一方、DEM 解析結果をみると、 $n \geq 3$ では、限界平

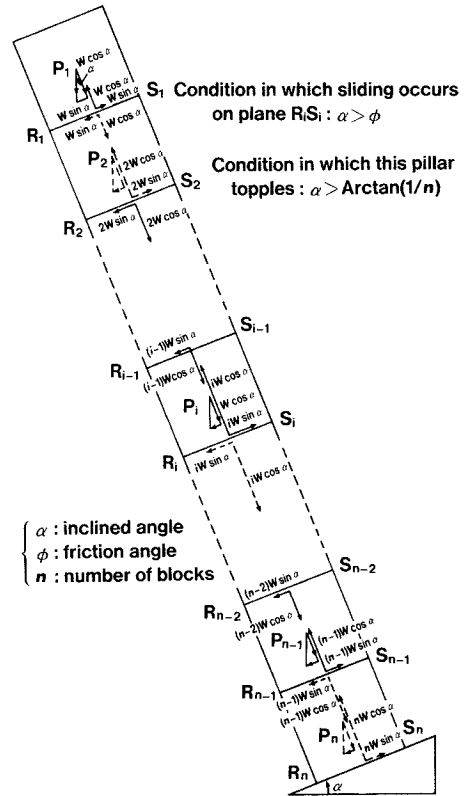


Fig. 4 Equilibrium of forces in a pillar composed of n rigid blocks.

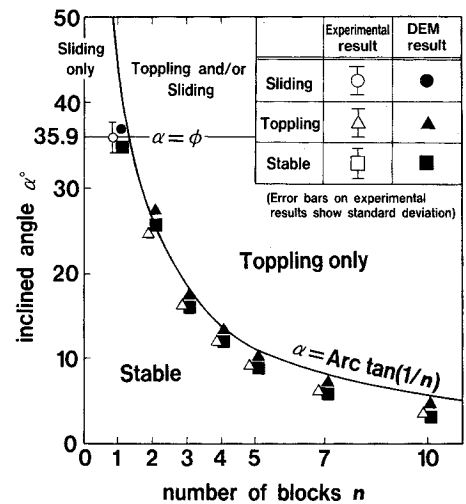


Fig. 5 The comparison among experimental angles (open symbols), DEM results (closed symbol), and the results using a simple limit equilibrium method (solid line) diagramed at Fig. 4.

平衡解析結果よりも低い傾斜角で安定から転倒へ挙動の変化を示している。DEM は、水平な基盤上にブロックを静かに置いたような静止安定状態ですら、ブロックと基盤の間に微小な相対運動のある振動状態として表現することになる。したがって、ブロック数が増大すると、限界平衡解析結果で得られる傾斜角よりも小さい傾斜角で不安定状態が生じるものと思われる。このように、DEM 解析結果は、原因は異なるものの実験結果と同様、限界平衡解析結果に比べやや小さい倒壊傾斜角を与え、実験結果をよくシミュレートしていると思われる。また、Fig. 6 は、ブロック 10 個の場合の DEM 解析結果を、転倒開始後 0.015 秒から 0.195 秒まで 0.03 秒ごとに出し、重ね合わせて描いたものである。転倒開始直後の変位速度は小さいが、時間の経過とともに加速され速度が大きくなっていく様子がうかがえる。

解析に用いたフォークトモデルのばね定数 k 、粘性定数 η 、差分近似の時間増分 Δt 、計算所要時間 (CPU) は、図に示したとおりであり、単位は奥行き単位長さ当たりの表示としている。 k 、 η の値は、運動方程式の臨界減衰条件 $\eta=2\sqrt{m \cdot k}$ を満たすことが、解析の収束上必要である^{51,6)}。また、運動方程式を差分近似する際の解の収束性と安定性を得るためには、 $\Delta t < 2\sqrt{m/k}$ であることが望ましいとされる^{51,6)}。 k 、 η の値は結果に直接影響を与えるので、岩盤の力学定数と関係させて決定すべきであるが、現状では合理的な方法を見出し得ていない。そこで、本論文で示した解析では、上式の関係を満たすようにこれらの値を定めている。

(2) 塊状ブロックの転倒・滑落破壊への適用

次に塊状に集積したブロックの倒壊挙動を調べるため、モルタルブロック 4 個を Fig. 7 のようにさいの目状

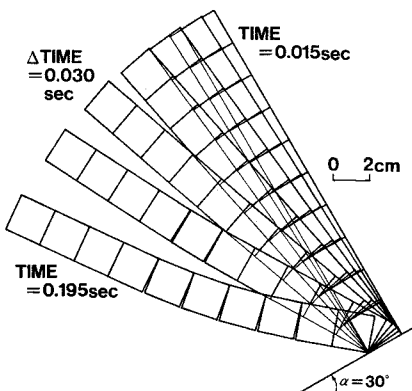


Fig. 6 Result of DEM analysis for toppling failure of a pillar composed of 10 blocks. (inclined angle $\alpha=30^\circ$, density of block $\rho=2.5 \text{ g/cm}^3$, $k=9.8 \times 10^7 \text{ N/m}^2$, $\eta=1.98 \times 10^4 \text{ N} \cdot \text{s/m}^2$, $\Delta t=2.5 \times 10^{-5} \text{ s}$, CPU time = 180 s [FACOM M200])

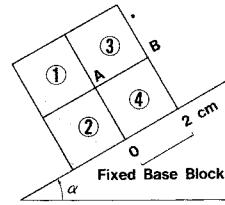


Fig. 7 Model of experiment and analysis for 4 blocks on a inclined plane.

に積み、傾斜させて倒壊する実験を行った。その際、ブロック③と④の接触面 AB に、セロハンまたはテフロンテープを貼付することにより、AB面の摩擦角を変化させた。AB面の静止摩擦角は別途傾斜実験により求めた。同一実験条件下においても、実験ごとにブロックの倒壊挙動は微妙に変化するが、ブロック④が回転するかに着目して実験結果を整理すると、Table 1 のようになる。各実験条件ごとに 20 回ずつ実験を行っている。実験条件 A、B の場合ブロック①②が一体となって転倒した後、ブロック③④が一体となって転倒し、その結果ブロック④が回転するという挙動が多い。Photo 2 は、この例である。一方、実験条件 C の場合は、Photo 3 のように、ブロック③のみがすべり落ち、④に変位が生じない場合が多い。

上述の実験では、ブロック相互間に不静定力が作用するため、限界平衡解析は困難である。そこで、DEM を用いて実験結果を検討した。AB面以外の接触面の摩擦角をすべて 35° に固定し、AB面の摩擦角 ϕ_{AB} を $35^\circ \sim 10^\circ$ まで 5° ずつ 6 段階変化させた場合の解析結果を Fig. 8 に示す。なお、すべりの発生後は厳密には動的摩擦角を用いるべきであるが、簡単のため、すべり発生後も静止時と同一の摩擦角を用いている。Fig. 8 (1) (2) (3) をみれば、 ϕ_{AB} が 35° から 25° と低下するにつれブロック③は徐々に面 AB 上で大きなすべり変位を生じるようになるが、 $\phi_{AB}=35^\circ \sim 25^\circ$ の範囲では、Photo 2 と同様の倒壊挙動を示し、ブロック④は最終的に回転を生じていることがわかる。一方、 $\phi_{AB}=20^\circ \sim 10^\circ$ では、

Table 1 Change of movement of block ④ at failure, with change of contact condition on AB plane.

Condition of experiment	Condition of contact on AB plane	Angle of static friction on AB plane	Movement of block ④ at failure (times)	
			Rotation	Non-Rotation
A	Block-block contact	$35^\circ \pm 3^\circ$	12	8
B	Cellophane-cellophane contact	$28^\circ \pm 3^\circ$	15	5
C	Teflon-teflon contact	$18^\circ \pm 3^\circ$	2	18

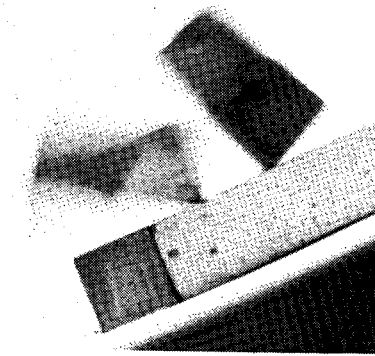


Photo 2 Block ③ and ④ topple as one pillar, after block ① and ② topple as one pillar. (Block ④ rotates.)

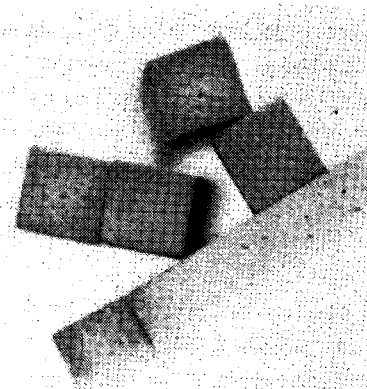


Photo 3 Only block ③ slides off, and block ④ keeps stable. (Block ④ does not rotate.)

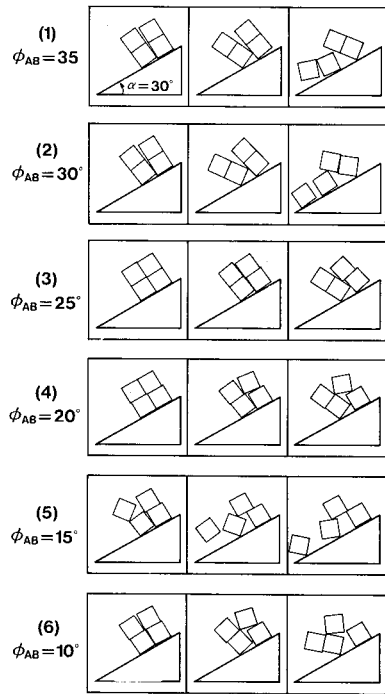


Fig. 8 Results of DEM analysis in which friction angle $\phi_{AB} = 35^\circ, 30^\circ, 25^\circ, 20^\circ, 15^\circ, 10^\circ$ for AB plane, and $\phi = 35^\circ$ for the other planes in all case. From this figure, it is clear that the block ④ rotates at the angle more than 25° , but does not less than 20° . This DEM result coincides with the tendency of the experiments. (density of block $\rho = 2.5 \text{ g/cm}^3$, $k = 9.8 \times 10^7 \text{ N/m}^2$, $\eta = 1.98 \times 10^4 \text{ N} \cdot \text{s/m}^2$, $\Delta t = 2.0 \times 10^{-6} \text{ s}$, CPU = 8 min [FACOM M200])

いずれの場合もブロック③がブロック④の上をすべり落ち、ブロック④に回転が生じていない点に特徴がある。これらの解析結果は、ブロックの回転・非回転の挙動に関し、実験結果とよい一致を示す。

次に解析結果のブロック③の頂点Aの挙動に着目する。この頂点は、 $\phi_{AB} = 25^\circ, 15^\circ$ ではブロック②の右側面に接触しているが、 $\phi_{AB} = 20^\circ, 10^\circ$ ではブロック②にのり上げる挙動を示している。このことから頂点Aの挙動は、 ϕ_{AB} の値に直接関係しないきわめて不規則なものと考えられ、実際の実験時には偶然的な要因に支配されていると思われる。頂点Aの挙動は破壊挙動全体に大きな影響を与える。したがって、ブロック③の頂点Aの、このような偶然的な要因に支配される挙動は、実験実施のたびにブロックの破壊挙動が不規則に複雑に変化する、1つの原因として指摘できよう。なお解析に用いた諸定数、CPUの所要時間をFig. 8に示す。

(3) 複数ブロックの斜面の転倒・滑落破壊への適用
節理性岩盤斜面の簡単な場合として、Fig. 9に示す傾

斜角 α の階段状基盤上の7個のブロックモデルに対する解析を行った。ここでは、転倒・滑落破壊のみではなく、さらに補強工により破壊を防止する場合の解析方法についても検討した。Fig. 10は、傾斜角 $\alpha = 20^\circ$ 、基盤の摩擦角 $\phi = 35^\circ$ の斜面に、補強工を施さない場合に生じる転倒・滑落破壊のDEM解析結果である。フォークトモデルのばね定数 k 、粘性定数 η は、 $k = 9.8 \times 10^7 \text{ N/m}^2$ 、 $\eta = 1.852 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{s/m}^2$ である。また、差分近似の時間増分は、 $\Delta t = 2.0 \times 10^{-4}$ 秒であり、実時間1.0秒の計算に、FACOM M200でCPU約2分30秒を要している。

次に、補強工の検討方法として、この斜面を安定化するのに必要なケーブルの張力を求めることを考える。のり先のブロックの下端から0.3mのところを水平方向に1本のケーブルを挿入し、基盤の中の十分な深さのところをアンカーするものとする。この場合、ケーブルの張力を求めるのに次の3つの方法が考えられる。

(a) Fig. 9に示すように、のり先のブロックの下端から、0.3mのところを頂点が当たるように固定ブロッ

クを置く．そして，この頂点の接触では鉛直方向に力が作用しないとの条件を与えて，DEMにより水平方向の反発力を求める．このような方法で求めた水平方向の反発力の収束状態を Fig. 11 に示す．時刻 1.0 秒での収束値を求めるケーブル張力の値とする．

(b) 固定ブロックの代わりに，のり先のブロックの下端から 0.3 m のところに，一定の大きさの水平力を加え，斜面の安定状態を DEM によって調べる．水平力の大きさをいろいろと変えて DEM 解析を繰り返し，安定に必要な最小の水平力の大きさを求める．

(c) Goodman らが提案した，階段状基盤上の転

倒・滑落破壊に対する限界平衡解析法¹⁶⁾により，安定に必要なケーブル張力を求める．

(a), (b), (c) のおのおの方法で求めたケーブル張力を，横軸に斜面の傾斜角をとって Fig. 12 に示す．(a) > (c) > (b) の傾向が明らかである．

(a) と (c) の比較は，すでに Voegle によってなされ，同様の結果が報告されている¹⁷⁾．Goodman らの限界平衡法の解は，回転変位が生じる前の静的な解であるが，(a) の固定ブロックを用いた DEM の解は斜面上のブロックの回転を許し得る．回転が生じた形状においては，斜面の安定に要するケーブルの力が，より大きなものと

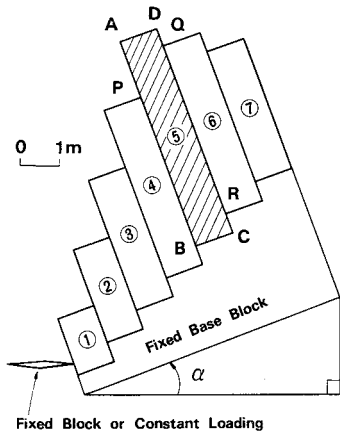


Fig. 9 Model for DEM analysis of toppling failure on a stepped base.

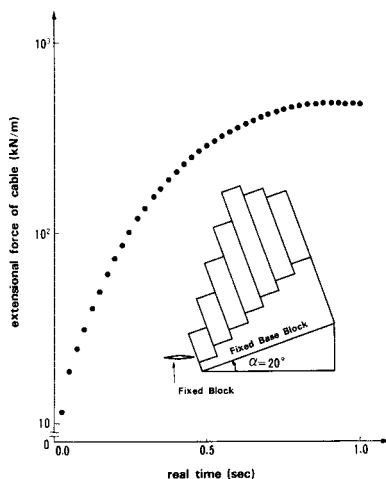


Fig. 11 State of convergence for the cable force required to make the slope stable, using DEM(a) (fixed block method). (inclined angle $\alpha=20^\circ$, friction angle $\phi=35^\circ$, density of block $\rho=2.5 \text{ g/cm}^3$, $k=9.8 \times 10^7 \text{ N/m}^2$, $\eta=1.852 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{s/m}^2$, $\Delta t=2.0 \times 10^{-4} \text{ s}$, CPU=150 s [FACOM M200])

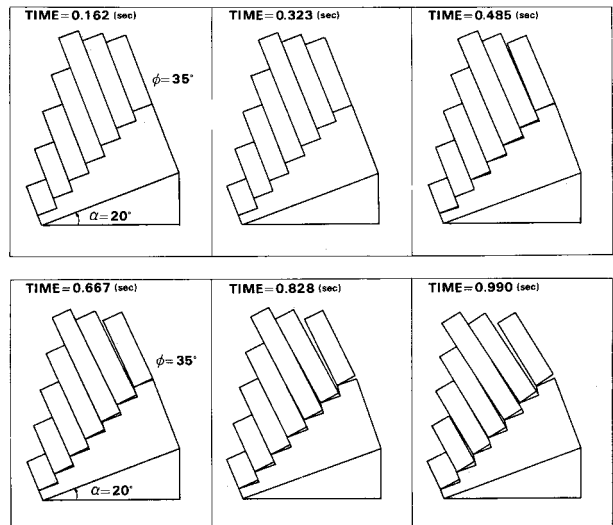


Fig. 10 Result of DEM analysis for toppling failure on a stepped base without reinforcement. (inclined angle $\alpha=20^\circ$, friction angle $\phi=35^\circ$, density of block $\rho=2.5 \text{ g/cm}^3$, $k=9.8 \times 10^7 \text{ N/m}^2$, $\eta=1.852 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{s/m}^2$, $\Delta t=2.0 \times 10^{-4} \text{ s}$, CPU=150 s [FACOM M200]).

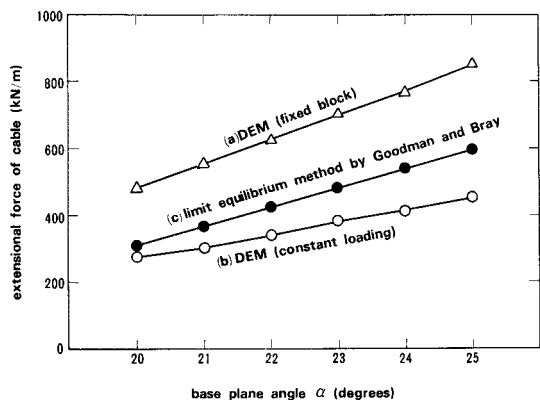


Fig. 12 Comparison among the results of 3 methods for the cable force required to make the slope stable. (friction angle $\phi=35^\circ$)

なるから、(a)>(c)の結果は合理的である。

一方、(c)>(b)については次のように考えられる。Fig. 9のモデルに摩擦角 $\phi=35^\circ$ を与えた場合の限界平衡解析(c)の結果によれば、傾斜角 $\alpha=20^\circ\sim 25^\circ$ の場合はブロックはすべて転倒を生じている。限界平衡解析(c)においては、たとえばブロックの⑤(ABCD)に転倒を生じる場合、このブロックにはP点、Q点、辺BCのみに力が作用すると仮定している。しかし、DEM(b)では、斜面に変位が生じる前にブロック①に水平力を加え斜面全体を緊縮するため、C点、R点にもブロック⑤の転倒を防止する摩擦力が生じるなど斜面全体が安定に向かい、(c)>(b)の結果が得られたと思われる。

また、(a)>(b)の比較から次のことがいえる。DEM(a)は、のり先のブロック①に変化が生じてはじめてケーブルに張力が生じる解法であるから、斜面が動き出してから施工する補強工に対応する。DEM(b)は、最初から水平力を加えておくから、斜面が安定な間に施した補強工に対応する。したがって、(a)>(b)の解析結果は、斜面が安定な間に補強工を施した方がより小さいケーブル張力で安定が確保できる、すなわち経済的であることを示している。

以上のことから、DEMは節理性岩盤斜面の倒壊状態の経時的な追跡のみならず、補強工の妥当性の検討にも適用可能と考えられる。

5. 結 論

節理性岩盤斜面の安定性に関し、斜面の転倒・滑落破壊が、特に地震時の破壊様式として重要であることを指摘した。また、その解析手法として、DEMの適用性を3つの単純なモデルを用いて検討した。その結果、次の諸点が明らかとなった。

(1) 斜面の転倒・滑落破壊に対するDEMの適用性を検討するため、まず、基盤上に直方体ブロックを柱状に積み上げ、基盤を傾けて行って破壊する実験を行い、実験結果をDEMと限界平衡法で解析した。その結果、DEMによる解析結果は、限界平衡法による解析結果と同様、実験結果にほぼ近い倒壊傾斜角を与え、DEMがこの種の破壊現象をシミュレートし得ることが明らかとなった。

(2) モルタルブロック4個をさいの目状に積み、傾斜させて倒壊させる実験結果をDEMでシミュレートし考察した。その結果、ブロックの接触面の摩擦角の変化に伴う倒壊挙動様式の変化を、シミュレートすることができた。また、シミュレート結果の考察を通して、ブロックの破壊挙動を複雑にしている1つの原因として、ブロックの頂点のきわめて不規則な確率的挙動を指摘す

ることができた。従来の数値解析手法では、この種の動力学的破壊状態を解析することは困難であり、この結果はDEMの適用性を示す1つの例と思われる。

(3) 階段状基盤上に生ずる複数ブロックの転倒・滑落破壊をDEMで解析し、破壊状態を経時的に追跡した。また、この斜面を安定化するのに必要なケーブル張力をDEMにより求め、その値をGoodmanらの限界平衡解析法により求めた値と比較した。これらの結果、DEMは節理性岩盤斜面の破壊状態の経時的な追跡のみならず補強工の妥当性の検討にも適用可能であることがわかった。

以上のことから、DEMは、斜面の転倒・滑落破壊のような周辺の岩盤から独立した任意の要素の回転運動を含む動力学的安定問題の解析手法として適していると思われる。なお、現実の岩盤斜面の転倒・滑落破壊にDEMを適用するためには、地質条件の適切なモデル化が重要であり、これは今後の研究課題である。

参 考 文 献

- 1) E. フック・J.W. ブレイ(小野寺透・吉中龍之進共訳)：岩盤斜面工学，朝倉書店，pp.152~167，1977。
- 2) Ashby, J. : Sliding and toppling modes of failure in models and jointed rock slopes, M. Sc. Thesis, London Univ., Imperial College, 1971.
- 3) Goodman, R. E. et al. : A model for the mechanics of jointed rock, Proc. of ASCE, SM3, pp.637~659, 1968.
- 4) 川井忠彦編：生研セミナーテキスト(コース39, 物理モデルによる連続体力学諸問題の解析), 東京大学生産技術研究所, 1978年10月。
- 5) Cundall, P. A. : Rational design of tunnel supports—A computer model for rock mass behavior using interactive graphics for the input and output of geometrical data, Technical Report MRD-2-74, Missouri River Division, U. S. Army Corps of Engineers, 1974.
- 6) 木山英郎・藤村 尚：カンドルの離散剛要素法を用いた岩質粒状体の重力流動の解析, 土木学会論文報告集, 第333号, pp.137~146, 1983年5月。
- 7) 水田義明：石炭とガスの突出現象のコンピューターシミュレーション, 日本鉱業会昭和59年度春季大会講演要旨集, pp.265~266, 1984年4月。
- 8) Cundall, P. A. et al. : Computerized design of rock slopes using interactive graphics for the input and output of geometrical data, Proc. of 16th U. S. Symp. on Rock Mechanics, Univ. of Minnesota, Minneapolis, Sept. 1975.
- 9) Hocking, G. : Analysis of toppling-sliding mechanisms for rock slopes, Proc. of 19th U. S. Symp. on Rock Mechanics, Univ. of Texas, Austin, June, 1979.
- 10) 大西有三・安部吉生・長野恵一：変形を考慮したDEM(個別要素法), 第15回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp.136~140, 1983年2月。

- 11) 水田義明：ひび割れ岩盤モデルの転倒・滑落現象について，日本鉱業会昭和57年度春季大会講演要旨集，pp.9～10，1982年4月。
 - 12) 大西有三・谷本親伯・吉岡 淳・荻谷敬三：個別剛体要素法 (Distinct Element Method) とその岩盤工学への適用について，第14回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，pp.51～55，1982年2月。
 - 13) Bray, J.W. et al. : The theory of base friction models, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol.18, pp.453～468, 1981.
 - 14) De Freitas, M.H. et al. : Some field examples of toppling failure, Geotechnique, Vol.23, No.4, pp.495～513, 1973.
 - 15) 石田 毅・北原義浩：斜面の転倒・滑落破壊に関する文献調査，電力中央研究所報告，調査報告No.380035，1981年1月。
 - 16) Goodman, R.E. et al. : Toppling of rock slopes, Proc. of Speciality Conference on Rock Engineering for Foundations and slopes, Boulder, Colorado, ASCE, Vol.2, pp.201～234, 1976.
 - 17) Voegele, M.D. : An interactive graphics based analysis of the support requirements of excavations in jointed rock masses, Ph. D. Thesis, Univ. of Minesota, 1978.
(1984.9.18・受付)
-