

不連続性岩盤斜面の崩壊例に基づく 個別要素法の実際への適用

川村國夫¹・村山秀幸²・橋本文作³・近藤久善⁴・西川幸成⁵

¹正会員 工博 金沢工業大学教授 工学部土木工学科 (〒921 石川県石川郡野々市町扇が丘7番1号)

²正会員 工博 株式会社 フジタ 技術研究所土木研究部 (〒224 神奈川県横浜市都筑区大圃町74番地)

³工博 早稲田大学名誉教授 (〒187 東京都小平市大沼町1丁目117番地6号)

⁴正会員 工修 ナチュラルコンサルタント (株) 構造技術部 (〒921 石川県金沢市馬替2丁目112番地)

⁵正会員 工修 ナチュラルコンサルタント (株) 地質調査部 (〒921 石川県金沢市馬替2丁目112番地)

長大な不連続性岩盤斜面の崩壊は、経済性ばかりでなく社会的にも影響が大きく、その安定は重要な工学的課題となる。本報告は、不連続性岩盤斜面の実際の大崩壊例を取上げ、その原因や挙動を底面摩擦模型実験と個別要素法から検証し、実際の崩壊予知に関する両方法の有効性及適用性について検討した。その結果、幾つかの興味深い知見が得られ、とくに、崩壊予知には、上記両方法の併用が不可欠となることを提案した。

Key Words : discontinuous rock slope, distinct element method, base friction model, failure prediction

1. はじめに

長大な不連続性岩盤斜面の崩壊は、甚大な被害をもたらすため、その安定性評価はきわめて重要な工学的課題となる。岩盤の安定性は、岩盤を連続体とした解析法によって評価¹⁾されるが、一方で、層理や節理などの不連続面を有する岩盤では、その安定性は不連続面の性状に支配されるため、むしろ不連続体として解析・評価することになる²⁾。

本報告では、実際の長大な不連続性岩盤斜面の大崩壊例を取上げ、その原因や挙動を底面摩擦模型実験と個別要素法から検証した。まず、現地調査に基づき幾つかの斜面の断面を作成し、それぞれについてブロック理論と複合すべり解析を行ない、斜面全体の安定性を最も支配する危険断面を抽出し、そのモデル化をはかる。そして、この危険断面モデルについて、底面摩擦模型実験と個別要素法を実施して、現地計測結果から推定できる実際の崩壊挙動と比較、検討した。この結果、両方法は、ともに崩壊予知や対策工の決定に有効性を発揮し、十分実務に適用できることが判明した。とくに、両方法の併用が今後の不連続性岩盤斜面の安定性評価に不可欠となることが実証でき、それらの具体的な併用方法を実務の立場から提案した。

2. 崩壊現場の概要

(1) 地形・地質

崩壊した岩盤斜面は、海拔1600m程度の壮年期の地形を呈し、尾根筋と谷筋がはっきりした、平坦部の少ない急峻地形に位置している。一帯の地質は、主にジュラ系から白亜系の砂岩と頁岩の互層で、その所々に石灰岩を内在する掘削斜面である。

斜面の岩盤調査は、掘削前に図-1の水平調査坑にて原位置せん断試験5箇所と変形試験2箇所および弾性波探査2測線をそれぞれ実施した。その結果を表-1から表-3にまとめた。対象となった岩種は、すべて石灰岩であるが、弾性波探査では、石灰岩の下部に一部砂岩が含まれる。これらの調査結果から、斜面付近の石灰岩は表層付近で風化性状を呈するが、全般的には堅固な岩盤であることを示した。このことは、一方で、対象斜面において、石灰岩と砂岩の岩石ブロックをそれぞれ採取し、各種室内試験(超音波速度試験、一軸圧縮試験、圧裂引張試験、一面せん断試験)の結果(表-4)からも伺い知ることができる。

また、表-4の結果より電力中央研究所式の岩盤分類³⁾では、C_H-C_M級の良質な石灰岩であり、砂岩も同様にC_H-C_M級の硬岩となっている。

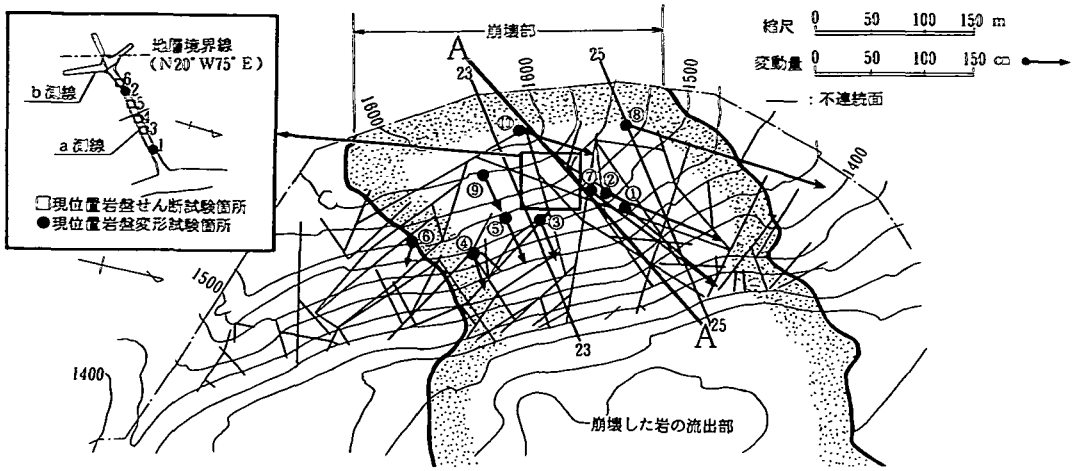


図-1 現場平面図と水平調査坑の位置

表-1 原位置岩盤せん断試験結果(石灰岩)

	破壊強度	残留強度
粘着力 c (kN/m^2)	3430	2550
内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)	53	52

試験箇所は図-1中に示す水平調査坑の
□印3～6で、数値は平均値

表-2 原位置岩盤変形試験結果(石灰岩)

変形係数 ^{*1} (kN/m^2)	$9.6 \times 10^5 \sim 2.1 \times 10^6$
静弾性係数 ^{*2} (kN/m^2)	$2.8 \times 10^6 \sim 3.3 \times 10^6$

試験箇所は図-1中の水平調査坑内の●印1～2

*1: 不連続面の影響を受けた状態での変形特性

*2: 不連続面が締固められ弾性的となった状態での変形特性

表-3 弾性波探査結果

深度	調査坑 a 測線		
	0～40m (石灰岩)	40～46m (砂岩)	
P波速度	2.5km/s	2.2km/s	

深度	調査坑 b 測線			
	0～17m (石灰岩)	17～20m (石灰岩)	20～22m (砂岩)	
P波速度	5.0km/s	1.8km/s	1.8km/s	

表-4 岩の室内試験結果

試験項目	岩種	石灰岩 [平均値]
超音波速度試験	P波速度 V_p	5.5km/s
	S波速度 V_s	2.8km/s
一軸圧縮試験	一軸圧縮強度 Sc	$1.21 \times 10^5 \text{ kN/m}^2$
	接線弾性係数 E	$5.4 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$
	ポアソン比 ν	0.31
圧裂引張試験	引張強度 St	$6.7 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$
一面せん断試験	せん断強度 τ_0	$1.23 \times 10^4 \text{ kN/m}^2$
	内部摩擦角 ϕ	59°
密度試験	単位体積重量 γ	26 kN/m^3

試験項目	岩種	砂岩 [平均値]
超音波速度試験	P波速度 V_p	5.7km/s
	S波速度 V_s	3.1km/s
一軸圧縮試験	一軸圧縮強度 Sc	$2.33 \times 10^5 \text{ kN/m}^2$
	接線弾性係数 E	$6.5 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$
	ポアソン比 ν	0.30
圧裂引張試験	引張強度 St	$1.14 \times 10^4 \text{ kN/m}^2$
一面せん断試験	せん断強度 τ_0	$2.62 \times 10^4 \text{ kN/m}^2$
	内部摩擦角 ϕ	61°

(2) 不連続面の調査および試験^{4), 5)}

対象斜面では、事前に卓越した不連続面(長さ5m以上)を調査した。それらの走向と傾斜角の計測結果より、82本の目立った不連続面とそれらの交点99点を確認した。図-1は、崩壊前の岩盤斜面の平面図であり、図中には、調査結果に基づいた不連続面の位置と長さを示す。上盤表面の風化した石灰岩の不連続面強度は、最小値で内部摩擦角 26.0° 、粘着力 7 kN/m^2 を得た。この風化石灰岩は、電力中央研究所式の岩盤分類でC・D級に相当しており、過去の実績⁵⁾からこの岩盤クラスの不連続面強度は、上記の値より若干上回るものの大きな相違はない。

(3) 斜面の掘削⁵⁾

斜面全体は、図-1に示すように、正面向かって中央やや右側に小さな尾根(A-A線)をもち、その両

側に方向性の異なる各々の斜面で構成されている。向かって右側斜面は $N50^\circ W50^\circ NE$ (走向北から 50° 西、傾斜角 50° 、傾斜方向北東)、左側斜面は $N30^\circ W55^\circ NE$ の方向性を示す。斜面の掘削は、傾斜角 75° 、高さ15m毎に幅4.6mの小段を設け、平均傾斜角が 60° になるように中腹から下に施工された。掘削中、くさび状に節理が集中する箇所や細かい節理の発達で脆弱な岩盤が出現した箇所には、その都度、コンクリート擁壁を施工し、崩壊時までには計7基の擁壁を建て込んで対応した。

また、斜面の表面水や浸透水に対しては、雨水対策をはじめ、前述の調査坑を使った水抜き施設を設けるなどして対策にあたった。以上のようにして、掘削斜面は、標高差300m、幅600mに達する長大な不連続性岩盤斜面を形成した。

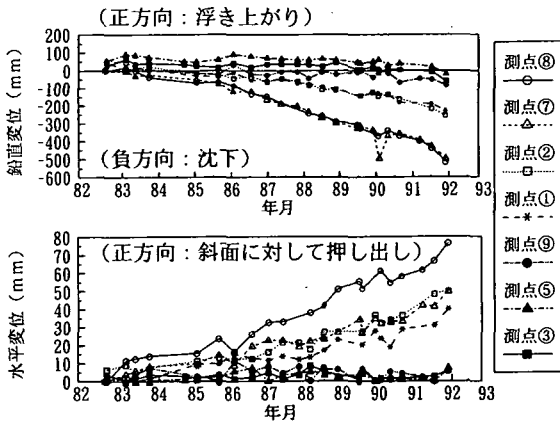


図-2 各測点における時間と変位の関係

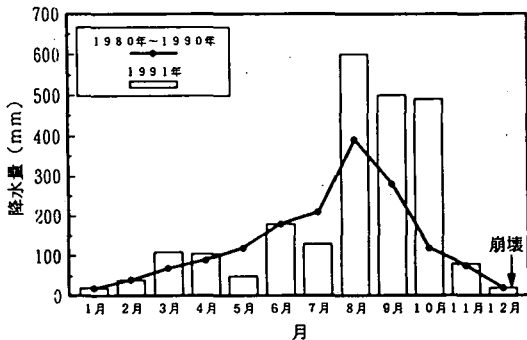


図-3 現場付近における過去11年間の降水量

(4) 崩壊の経緯

崩壊は、1991年12月、図-1に示すように斜面（図中のA-A線を挟む左右の両斜面を含む）西側を中心として幅300m、高さ300mの範囲で発生した。推定崩壊量は270万 m^3 を上まわるきわめて大規模なものであった。

変位計測は、図-1中の測点①～⑩で光波測量によって崩壊直前まで行なわれた。図-2には、それらの代表点における時間と変位の関係を示す。

これらの結果から斜面の崩壊挙動が推定できる。詳細については後述するものの、概要は以下のとおりである。すなわち、掘削に伴い各点の変位はそれぞれ増加する中で、図-1中A-A線の右側斜面の変位がまず急増した。その頃から、A-A線左側斜面は肌落ちが多く、また、右側斜面でも大きな落石が認められた。崩壊直前の点検作業記録も合わせて推定すれば、図-1中のほぼ同じ等高線に位置する測点②、⑦、⑧付近の岩盤が、まず、斜面下方、すなわち北方向に大きく動いた。これに伴い、それらの下部にあたる測点①付近の岩盤は押し出され、逆に、上部にあたる測点⑩付近の岩盤は引きずられるようにして、斜面全体が一挙に崩壊していった。そして、こ

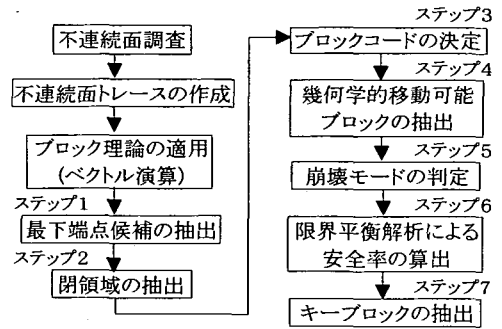


図-4 ブロック理論によるキーブロックの抽出手順

の崩壊によって安定性を失ったA-A線左側の斜面も大きな変位を伴って崩壊に至った。この崩壊範囲内には、事前調査で確認された82本の不連続面のうち、60本が含まれていた。

一帯の1991年8月から10月までの3か月の降水量は、図-3に示すように過去11年間の降水量平均の約2倍と非常に多い。このため、石灰岩および砂岩に残存した間隙水圧が、安定を低下させたとも考えられるが、斜面内2箇所に設置した間隙水圧計には間隙水圧の変化が実測されていないことおよび雨水には相応の対策を実施していることなどから定かではなく後に課題を残す。また、1991年11月から崩壊に至るまで崩壊の原因となるような地震は発生していない。

3. 個別要素法の適用⁷⁾

(1) 危険断面の抽出とそのモデル化

a) ブロック理論^{5), 8)}

ブロック理論は、GoodmanとShiによって提案され、一般に、不連続面調査、キーブロックを抽出するShiの定理、3次元的なブロックを2次元表記するステレオ投影法、ブロックの安定性を評価する限界平衡法、から構成される。ここでは、ステレオ投影法をベクトル演算で表現して、キーブロックの抽出を計った。すなわち、図-1の平面図（不連続面のトレース）を使って図-4に示す7つのステップから斜面全体の崩壊モードを推定し、それを支配するキーブロックを抽出した。

図-5は、図-4のステップ1 最下端点候補（岩塊が崩壊を起こす際の最下部に位置する交点）の分布結果を示す。これによれば斜面内に示されたA-A線右側上部のa区域とA-A線左側下部のb区域に最下端点候補が集中する。とくにa区域では、斜面上部より下部に向かって連続的に分布しており、事前に危険であると判断されたため、実際にコンクリート擁壁にて補強された。

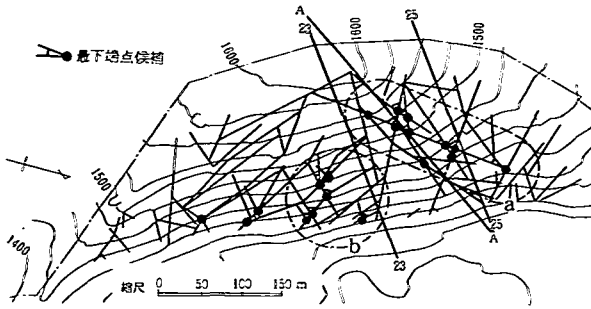


図-5 最下端点候補の抽出結果

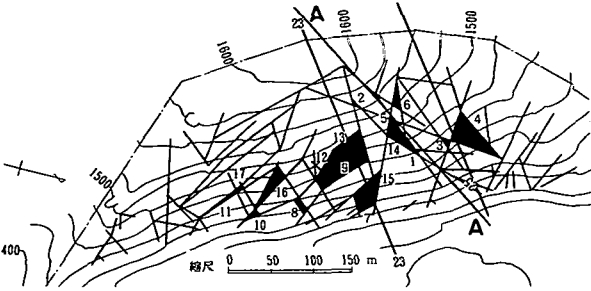


図-6 幾何学的移動可能ブロック

表-5 ブロック理論の解析結果

ブロック番号	コード	すべりモード	ブロック体積 (m³)	すべり方向	安全率
1	1010	くさび	225.0	41.3	1.23
4	1010	くさび	1210.9	15.8	0.80
5	1010	くさび	4.5	41.3	1.23
7	0010	くさび	1196.1	69.5	0.85
9	0110	くさび	87558.0	88.6	1.10
14	1010	くさび	7844.4	41.3	1.23
15	0010	くさび	9563.8	69.5	1.27
3	1010	くさび	2140.0	76.9	9.70
6	1010	くさび	1567.9	63.1	2.70
13	0110	くさび	28931.0	85.5	6.96

すべり方向：北から時計回りの角度(°)

図-6は、ステップ4で得られた計17個の幾何学的移動可能ブロック（抜け出すことが可能なブロック）である。a区域付近の幾何学的移動可能ブロックでは最下端点が右下に多く位置するのに対し、b区域では左下に位置する傾向にある。これら幾何学的移動可能ブロックの崩壊モードは、事前調査の結果などからくさび崩壊と推定でき、各ブロックのすべり方向および安定性を限界平衡解析し、その結果を表-5にまとめた。解析における不連続面の物性値は、前述の不連続面の調査・試験結果から一様に粘着力を0kN/m²、内部摩擦角を26.0°、石灰岩の単位体積重量を26.0kN/m³とした。なお、結果の考察と適用については、本章(1)、後掲c)「危険断面とモデルの決定」で詳しく述べることにする。

b) 複合すべり解析と断面のモデル化

岩盤斜面の安定計算は、不連続面の特性、崩壊面の形状や崩壊モードなどによって種々の方法が提案されている。ここでは、この現場の崩壊断面形状に

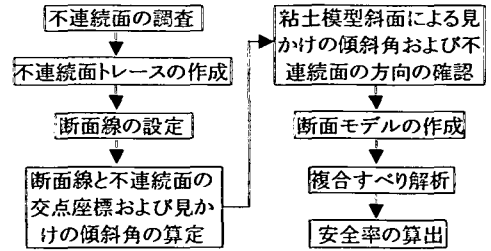


図-7 複合すべり解析手順

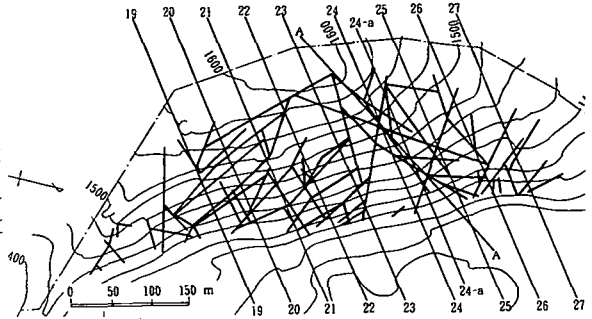


図-8 各断面線と存在する不連続面との位置

表-6 不連続面データ (断面NO.25)

不連続面番号	走.向	傾斜角(°)	見かけの傾斜(°)	標高(m)
NO.81	N50E	40NW	0	1515
14	N75E	70SE	49	1440
18	N80E	45NW	27	1430
22	N30E	45NW	19	1415
80	N80E	60NW	41	1390
15	N30E	45NW	19	1390
3	N73E	42NW	19	1350
1	N70E	52NW	24	1330

適合する複合すべり解析を図-7の手順に沿って行なった。まず、対象斜面を図-8のように、幾つかの断面に切り、これらの断面線と存在する不連続面の交点を決める。すなわち、交点の標高は図中の等高線より読み取り、また見かけの傾斜角 δ' は、次式(1)より計算する。

$$\delta' = \tan^{-1} \{ \tan(\delta) \cdot \sin(\theta) \} \quad (1)$$

ここで、 δ ：真の傾斜角

θ ：断面線と不連続面線のなす角($\theta \leq 90^\circ$)

さらに、見かけの傾斜角や不連続面の方向は、斜面模型(縮尺1/2000)を粘土で作成し、それを図-8に示す断面線で各々切り分けることによって確認した。こうして不連続面のデータを得るが、表-6は、一例として、断面NO.25の不連続面のデータを示す。この結果から、図-9に示す断面NO.25のモデルが作成できる。同様にしてNO.19~NO.27の10断面を作成し、それぞれの断面に対して複合(直線-円弧)すべり解析を行なった。具体的な解析条件は次のとおりである。

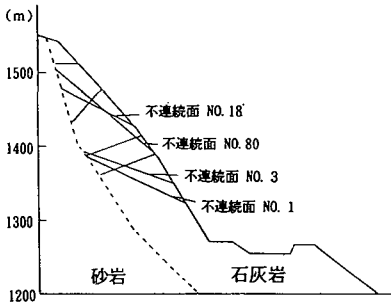


図-9 不連続面データに基づいて作成した危険断面モデル (NO. 25)

表-7 ブロック理論と複合すべり解析結果の比較

解析法 断面No.	ブロック理論 ブロックNO. (最小安全率 F_{smin})	複合すべり解析 ブロックNO. (最小安全率 F_{smin})
19	移動可能ブロックなし	流れ盤なし
20	移動可能ブロックなし	流れ盤なし
21	移動可能ブロックなし	35(1.0)
22	9(1.1), 13(6.9)	36(1.1)
23	7(0.9), 9(1.1), 13(6.9), 15(1.2)	28(0.9)
24	1(1.2), 5(1.2), 14(1.2)	32(1.2)
24-a	6(2.7)	4(1.1)
25	4(0.8)	1(1.0)
26	4(0.8)	18(1.5)
27	移動可能ブロックなし	流れ盤なし

条件1：不連続面を直線すべり面，砂岩と石灰岩の境界面（点線部分）を円弧すべり面と想定して安定計算を行なう。

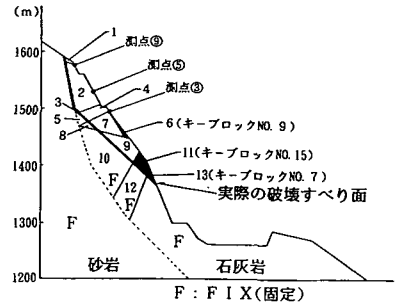
条件2：流れ盤の不連続面（図-9中の不連続面NO.1, NO.3, NO.18, NO.80）に対して条件1の計算を行ない，最小の安全率 F_{smin} をこの断面の安全率とした。

条件3：計算における不連続面の物性値はブロック理論と同じ値を使用した。

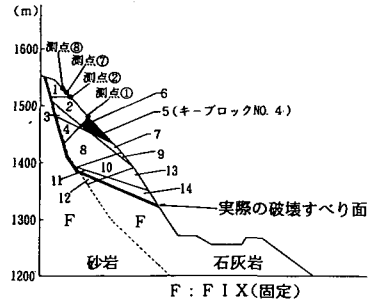
以上の条件に基づく複合すべり解析結果をブロック理論の解析結果と合わせて表-7に示す。

c) 危険断面とモデルの決定

斜面全体の安定性を最も支配する危険断面は，ブロック理論と複合すべり解析の両結果を考慮して以下のように決定した。まず，表-7の両解析の結果から，ブロック理論では，ブロックNO.4（安全率 $F_{smin}=0.8$ ），NO.7（安全率 $F_{smin}=0.85$ ）の順で危険な移動可能ブロックを得た。一方，複合すべり解析は，安全率の低い順に断面NO.23（安全率 $F_{smin}=0.9$ ），断面NO.25（安全率 $F_{smin}=1.0$ ）を得た。さらに，断面NO.23と断面NO.25は，残壁中央付近にブロック理論より得られたキーブロックNO.7, NO.4がそれぞれ存在していることもわかる。したがって，この断面NO.23と断面NO.25の2断面が，斜面全体の安定性を最も支配する危険断面と決定づけ，これら断面の不



(a) 断面NO. 23



(b) 断面NO. 25

図-10 危険断面モデル

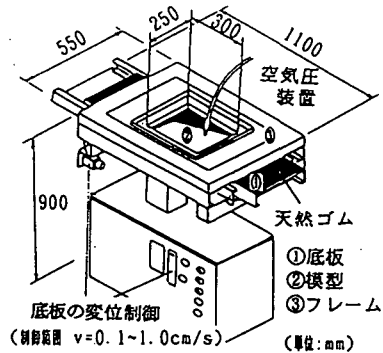


図-11 底面摩擦模型実験装置

連続面データから図-10(a), (b)に示すような断面モデルをそれぞれ作成した。

(2) 底面摩擦模型実験による崩壊挙動の検証

a) 底面摩擦模型実験の原理

底面摩擦模型実験は，フレーム部分で固定された模型試料と一定速度 v で移動する底板との間の摩擦力によって重力と相似できる効果を生じさせるものである。このときの底板速度 v は，図-11中に示す範囲で変位制御が可能であり，実際の実験では非常に遅い速度に設定している。このため慣性力は十分に無視できるほど小さいものである。

Bray⁹⁾は，斜面上に置かれたブロックについて，

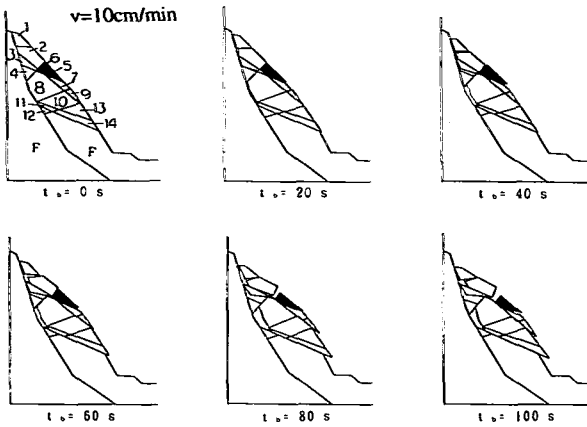


図-12 底面摩擦模型実験結果 (断面NO. 25)

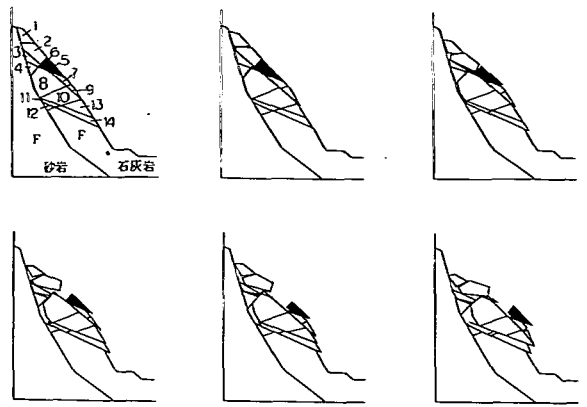


図-14 現地計測結果から推定した実際挙動 (断面NO. 25)

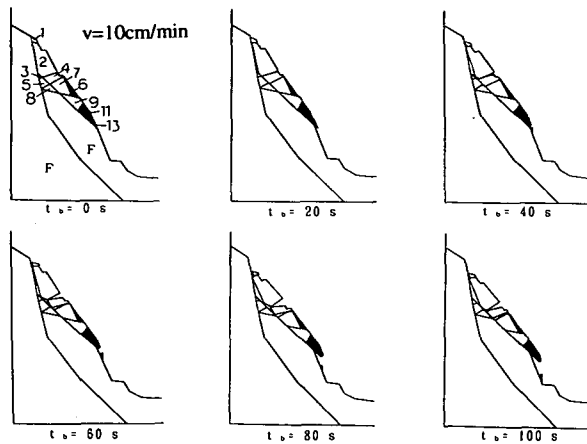


図-13 底面摩擦模型実験結果 (断面NO. 23)

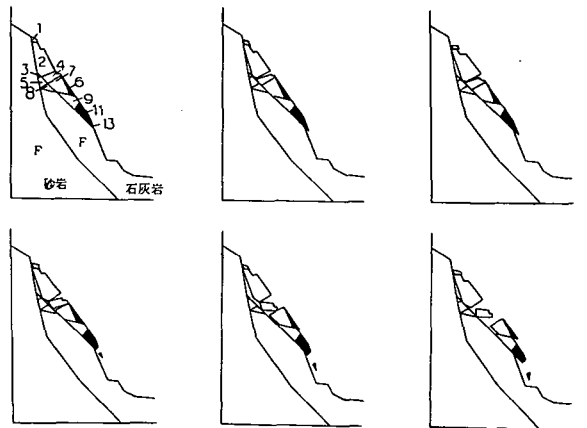


図-15 現地計測結果から推定した実際挙動 (断面NO. 23)

重力場の平衡状態と底面摩擦場の平衡状態がともに次式(2)で表わせるとした。

$$\alpha = \phi < \tan^{-1}(b/h) \quad (2)$$

ここで、 α : 斜面の傾斜角

ϕ : 幅 b 、高さ h をもつブロックの斜面からの反力方向 (斜面法線からの角度)

そして、斜面が $\alpha > \phi$ の状態になったときブロックはすべり出す。この際、重力場の変位と底面摩擦場の変位の関係は、常に次式(3)が成立することを証明した。

$$t_b = g \cdot t^2 / 2v \quad (3)$$

ここで、 t 、 t_b : 同じ変位が発生する重力場および底面摩擦場での時間

g : 重力加速度

すなわち、重力場と底面摩擦場との相似性から重力場における変形や崩壊モードが底面摩擦場で再現できることを提案した。

b) 実験方法

本報告では、小型で取扱いが容易な上、常時観察も簡単な図-11の底面摩擦模型実験装置を作成し、斜面の各ブロックの動きや崩壊モードを検証した。

実験は、摩擦を大きくするために底板に天然ゴムを敷き、また模型材料は、不連続面が明確に定義できること、材料の製作が容易であることから、石こう:水を重量比で1:1の割合で混合したものをブロックに整形、加工して使用した。崩壊挙動は、模型試料の真上に設置したビデオカメラによって記録した。

c) 実験結果と考察

図-12、図-13に断面NO. 25、断面NO. 23の底面摩擦模型実験の結果を示す。また、図中、黒色で示したブロックは、ブロック理論で抽出できたキーブロックであり、図中 t_b は、底板移動開始からの実験経過時間 (s:秒)、 v は底板の移動速度を示す。なお、図-12、図-13の斜面のブロック番号とキーブロック番号との対応は図-10に示す。

図-12の断面NO.25の実験結果に注目すれば、各ブロックの経時的な崩壊状況は次のとおりである。まず、天端付近のブロックNO.1, NO.2の自重により、キープブロックNO.5がすべりを起こす。これにより、ブロックNO.7, その下にあるブロックNO.9を押し出す。一方で、キープブロックNO.5のすべりに伴い、ブロックNO.3, NO.4およびブロックNO.8が下盤である砂岩との境界ですべりを発生し、同時にブロックNO.8がブロックNO.11の上の不連続面に沿ってすべりを起こし、ブロックNO.10, NO.13, NO.14の順に崩壊が進行する。

これに対して、図-14に示す断面NO.25の実際の崩壊挙動は、図-1中で、断面NO.25付近の測点⑧, ⑦, ②, ①に関する変位結果から推定できる。まず、実際の点検作業や目視観察などから、A-A線より右側の斜面は、キープブロックの抜け出し後、ほぼ一様に斜面全体が崩壊したとの報告や記録がある。そこで、断面NO.25上で測点⑧, ⑦, ②, ①の各測点とそれぞれ同じ等高線にある位置の変位は、それら各測点の変位実測をそのまま用いた。

その結果、推定できる崩壊挙動は、まず、キープブロックNO.5を押し出すようにして、その上部に存在するブロックNO.1, ブロックNO.2の移動が始まる。それとともに、測点①の変位方向にキープブロックNO.5のすべりの力が伝わり、下部に存在するブロックNO.7, NO.9が押し出される。それと同時に、ブロックNO.1, NO.2の自重が下盤である砂岩との境界部分に存在するブロックNO.3, NO.4, NO.8の順に伝わり、実際の崩壊すべり面に沿って斜面全体が一挙に崩壊したと言える。

このように、実験結果と実際の崩壊を比較すると、断面NO.25の各ブロックの挙動や崩壊すべり面は、両者ともよく一致した結果を得た。同様に、断面NO.23についても、図-13に実験結果を、図-15に実際の崩壊挙動を示し、それぞれを比較してみると、やはり、各ブロックの挙動や崩壊すべり面は、よく一致した結果を得た。

以上から、底面摩擦模型実験は定性的ではあるが、実際の不連続性岩盤斜面の崩壊挙動を再現することが可能で崩壊予知に有効となることが実証できた。

(3) 個別要素法

前節までに、崩壊以前における対象斜面の崩壊危険性をブロック理論と複合すべり解析から検証し、実際の崩壊挙動を現地計測結果と底面摩擦模型実験結果を対比して検討を加えた。次に、数値解析的検討として個別要素法により崩壊挙動を検証し、個別要素法による斜面崩壊予知手法への展開をはかる。

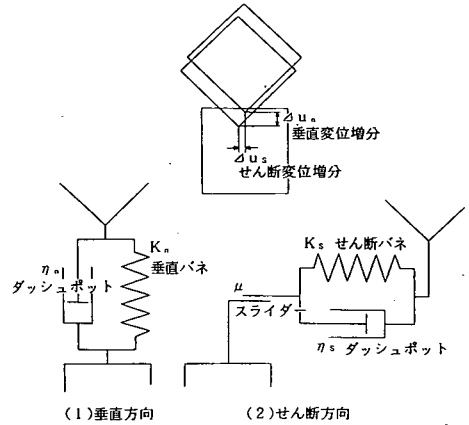


図-16 力と変位の関係

表-8 個別要素法解析に用いた入力物性値

入力物性値	断面 NO.23	断面 NO.25
鉛直・せん断ばね定数 $K_n = K_s$ (kN/m)	5.6×10^6	5.6×10^6
鉛直・せん断粘性係数 $\eta_n = \eta_s$ (kN/m)	23.7	23.7
粘着力 C (kN/m)	0	0
内部摩擦角 ϕ (°)	26.0	26.0
単位体積重量 γ (kN/m ³)	26.0	26.0
タイムステップ Δt (秒)	8.0×10^{-5}	9.0×10^{-5}

a) 個別要素法の理論^{10), 11)}

Cundall¹⁰⁾により提案された個別要素法は、岩盤を剛体ブロックの集合体と仮定し、各ブロックの運動方程式を解く方法である。各ブロック間は、ブロックの頂点と隣接ブロックの辺のみで接触し、その接触点での力と変位の関係は図-16のごとくモデル化している。そこでは、垂直方向にバネとダッシュポットを並列に挿入した Voigt モデルを、せん断方向にそれにスライダを加えている。Voigt モデルの運動方程式および垂直・せん断方向の力の増分と変位増分の関係は次式(4), (5)となり、各接触点での垂直・せん断方向の力の関係は次式(6)のようになる。

$$m\ddot{u} + \eta\dot{u} + Ku = F \quad (4)$$

$$\left. \begin{aligned} \Delta F_n &= -K_n \cdot \Delta u_n - \eta_n \cdot \Delta \dot{u}_n \\ \Delta F_s &= -K_s \cdot \Delta u_s - \eta_s \cdot \Delta \dot{u}_s \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

$$\left. \begin{aligned} F_n(t) &= F_n(t - \Delta t) + \Delta F_n \\ F_s(t) &= F_s(t - \Delta t) + \Delta F_s \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

ここで、 m : 質量, η : 粘性係数, u : 変位
 K : バネの弾性定数, F : 外力
 t : 時刻, Δt : 時間増分
 n, s : 垂直方向, せん断方向を表わす
 サフィクス

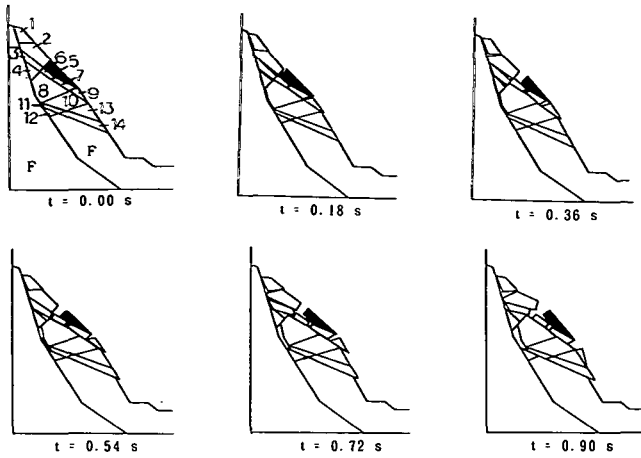


図-17 個別要素法解析結果 (断面NO.25)

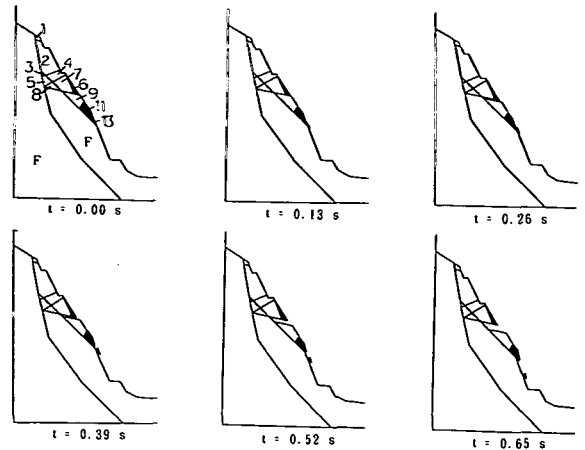


図-18 個別要素法解析結果 (断面NO.23)

一方、ブロックの分離を表現するために垂直力が負となる場合には、垂直・せん断方向の力を共に0とする。せん断方向の破壊基準としては、次式(7)のモール・クーロンの破壊基準を用い、せん断力がせん断強度を越えた場合には、せん断力とせん断強度を等しくする。

$$|F_s| \leq C + F_n \cdot \tan \phi \quad (7)$$

ここで、C：粘着力 ϕ ：内部摩擦角

このように個別要素法では、各ブロックの挙動を経時的に表現することが可能になる。

b) 解析方法

本解析では、図-10に示すように、実際の崩壊すべり面より上方の石灰岩を挙動対象とし、その下方は固定(F)とする。また、重要となる個別要素法の入力物性値の決定は、数々の研究¹⁾²⁾が行なわれてきたがいまだ確立されていない。そこで本報告では、粘性係数に関しては、過去の研究結果を参考に、また、バネ定数や強度定数については、それぞれ前述の表-4の石灰岩の室内一軸試験結果の弾性係数および2.(2)の不連続面のせん断試験結果に基づいて表-8のように決定した。

c) 解析結果と考察

図-17、図-18に断面NO.25、断面NO.23の解析結果を示す。また、図中、黒色で示したブロックは、ブロック理論で抽出したキーブロックであり、図中tは、解析における経過時間(s:秒)である。なお、図-17、図-18の斜面のブロック番号とキーブロック番号との対応は、図-10に示す。

図-17の断面NO.25の結果について、各ブロックの経時的な崩壊状況を考察する。この際、個々のプロ

ックの挙動とそれらの挙動が斜面全体の崩壊現象に与える影響を考慮することが重要な評価指標となる。

まず、解析結果に注目すれば、天端付近のブロックNO.1、NO.2のすべりによって、キーブロックNO.5が押し出され、これによりその下部に存在するブロックNO.7、NO.9が押し出される。それと同時に、ブロックNO.1、ブロックNO.2の自重によって、ブロックNO.3、ブロックNO.4が下盤である砂岩との境界ですべりを発生し、これに伴ってブロックNO.8がその下のブロックNO.10、ブロックNO.11を押し出すことによって、さらにその下にあるブロックNO.13、NO.14が崩壊した。この結果と図-14の断面NO.25の実際挙動を比較すると、各ブロックの挙動や崩壊すべり面は、よく一致した結果を得た。

一方、図-18の断面NO.23の解析結果に注目すれば、キーブロックNO.13の抜け出しにより、その上のキーブロックNO.11、ブロックNO.9が不連続面に沿ってすべり崩壊した。しかしながら、天端付近のブロックNO.1、NO.2、NO.3、NO.4、NO.5、NO.6、NO.7、NO.8については、崩壊せずに静止状態を保った。これに対し、図-15の断面NO.23の実際挙動では、各ブロックが順次すべっていき、斜面全体が崩壊している。すなわち、解析結果と実際挙動とは一致しなかった。

以上から、個別要素法の計算による解析結果は、岩石試験結果より得られた入力物性値によっては実際の不連続性岩盤斜面の崩壊挙動を再現できることを示す一方で、個別要素法単独での崩壊挙動の推定には、その精度に問題があることも露呈した。そこで、以下に、実際の崩壊挙動を定性的に表現できる底面摩擦模型実験と個別要素法の併用を検討した。

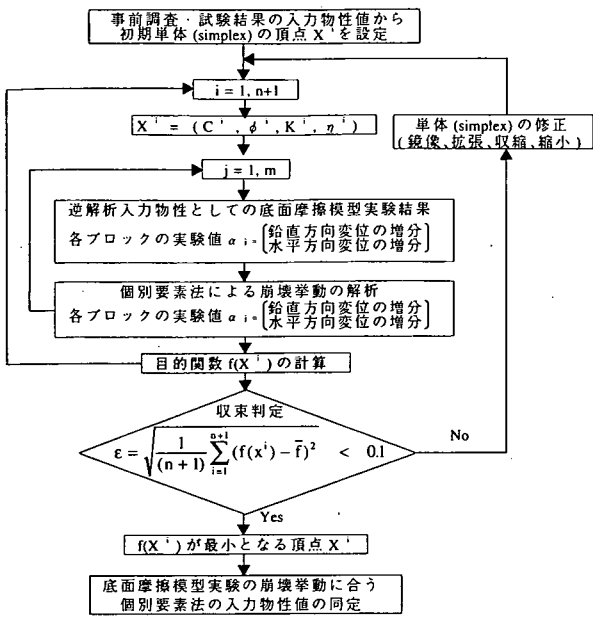


図-19 シンプレックス法逆解析による入力物性値の同定

表-9 逆解析によって同定した入力物性値

入力物性値 (逆解析値)	断面	NO.23
鉛直・せん断ばね定数 $K_n = K_s$ (kN/m)		5.94×10^6
鉛直・せん断粘性係数 $\eta_n = \eta_s$ (kN/m)		24.4
粘着力 C (kN/m)		1.0
内部摩擦角 ϕ (°)		26.0
単位体積重量 γ (kN/m ³)		26.0
タイムステップ Δt (秒)		8.0×10^{-5}

4. 不連続性岩盤斜面の崩壊予知への提案

(1) 逆解析による物性値同定¹³⁾

底面摩擦模型実験と個別要素法の併用法では、物性値同定の逆解析法である直接定式化法の最適化手法 (シンプレックス法)¹⁴⁾ を用いて、個別要素法による不連続性岩盤の崩壊予知を検討した。

この具体的な手法は、図-19のフローチャートに従って、表-8のような個別要素法の入力物性値を底面摩擦模型実験で得られた崩壊モードの結果から逆解析して同定し、当初の調査や試験で得た物性値から修正して解析するものである。すなわち、底面摩擦模型実験の結果を実験値、個別要素法による解析結果を解析値とすると、まず、実験値と解析値との差を用いて次式 (8) の誤差規準式を定義する。

$$f(X^i) = \sum_{j=1}^m (\alpha_j - \bar{\alpha}_j)^2 \quad (8)$$

ここで、 α_j : 解析値, α_j : 実験値,
 i : 単体の頂点の数, $i=1 \sim (n+1)$,
 n はパラメータ数,
 j : データ数, $j=1 \sim m$

そして、この誤差規準式が最小値を満たすまで、最小化法によって探索を繰り返す。その結果、次式 (9) の収束判定式を満足すれば、入力物性値を同定することができる。

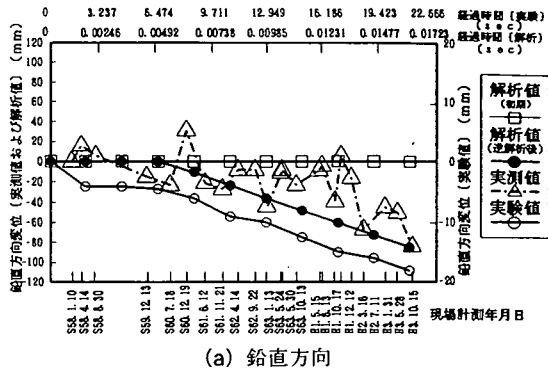
$$\epsilon = \sqrt{\frac{1}{(n+1)} \sum_{i=1}^{n+1} (f(X^i) - \bar{f})^2} < 0.1 \quad (9)$$

$$\text{ここで、} \bar{f} = \frac{1}{(n+1)} \sum_{i=1}^{n+1} f(X^i)$$

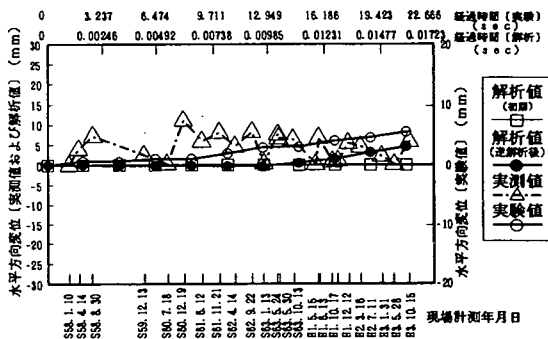
そして、この同定された入力物性値を再度個別要素法に用いて実際の不連続性岩盤の崩壊挙動を定量的に予知することになる。

(2) 崩壊予知

ブロック理論および複合すべり解析から決定した危険断面モデルのうち、岩石試験結果から決定した入力物性値の個別要素法解析が、現地計測結果から



(a) 鉛直方向



(b) 水平方向

図-20 逆解析前と逆解析後の変位計算結果の比較 (断面NO.23, 測点⑨)

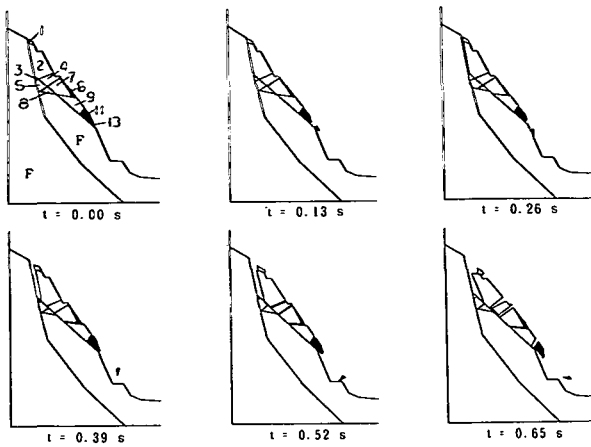


図-21 個別要素法解析結果(断面NO. 23)
(逆解析によって同定した入力物性値による)

推定した実際挙動と一致しなかった危険断面NO. 23について、シンプレックス法逆解析を底面摩擦模型実験結果に基づき実施した。

図-13に示す底面摩擦模型実験の各ブロック挙動から逆解析で修正される入力物性値は、表-8中のパラメータ c , ϕ , K , η を対象にした。なお、これらの同定に際しては、危険断面NO. 23模型の測点③, ⑤, ⑨の鉛直方向と水平方向の変位増分の実験結果を入力情報に用いた。

その結果、表-9に、逆解析によって同定できた入力物性値を示す。図-20には、測点⑨の鉛直方向、水平方向の変位に関する現地計測結果と底面摩擦模型実験結果、そして調査、試験で得た初期の入力物性値とその後の逆解析で同定した入力物性値による個別要素法の解析結果をそれぞれ示す。

図-20に示すように、逆解析で同定した入力物性値による個別要素法の変位計算結果は、初期の入力物性値の解析結果に比して、鉛直方向、水平方向ともに変位実測結果とよく一致し、逆解析の効果が発揮できた。さらに、図-21に示すその逆解析の個別要素法による崩壊挙動の予知では、キーブロックNO. 11, NO. 13が押し出され、これに伴って各ブロックが順次すべり面に沿って崩壊しており、図-15の実際挙動と見事に一致した。

すなわち、初期入力物性値による個別要素法の解析結果では、崩壊せずに静止状態を保つブロックが存在したが、逆解析で同定した入力物性値によれる解析結果は、実際挙動と合致した斜面の全体崩壊をよく再現している。逆解析で同定された入力物性値のうち、この崩壊挙動の相違に最も支配的なパラメータは粘着力であり、本解析は個別要素法における粘

着力の採用根拠を明らかにしているといえる。

以上から、底面摩擦模型実験結果に基づいて、入力物性値を修正した個別要素法は、実際の崩壊挙動とよく一致し、実際の不連続性岩盤斜面の崩壊挙動を定量的に再現することが可能となった。このことは、今後の崩壊予知に期待できる成果であり、実務的にもきわめて興味深いものである。

5. 結論

不連続性岩盤斜面の崩壊予知に関する底面摩擦模型実験と個別要素法との有効性及適用性を実際の崩壊例に基づいて検討した。その結果、

- ①底面摩擦模型実験は、実際の不連続性岩盤斜面の崩壊挙動を定量的に再現でき、崩壊予知に有効であることが明らかとなった。
- ②個別要素法は実際の崩壊挙動を定量的に再現することができる一方、個別要素法単独での崩壊挙動の推定には、その精度上に問題を含むことが判明した。
- ③そこで、本報告では、実務への個別要素法の適用は、実際の崩壊挙動が定量的に表現できる底面摩擦模型実験との併用を検討した。その結果、底面摩擦模型実験から同定される入力物性値を用いた個別要素法は、実際の不連続性岩盤斜面の安定性評価にきわめて有効となることが実証でき、今後の実務への適用が強く期待できることを提案した。

参考文献

- 1) 土質工学会編：土質基礎工学ライブラリー-33 岩盤挙動の予測と実態, pp. 7-43, 1988.
- 2) 三浦 静ほか：越前海岸山崩れとその災害に関する調査研究, 文部省科学研究費補助金研究成果報告書, 1990.
- 3) 田中治雄：土木技術者のための地質学入門, pp. 28-36, 山海堂, 1964.
- 4) 橋本文作, 程晓明, 神山雅子, 熊敏, 荻原捷男, 鈴木清春：不連続性岩盤の力学特性の同定, 岩の力学連合会第8回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, pp. 31-36, 1990.
- 5) 橋本文作, 村山幸幸, 田中隆之：石灰石鉱山における長大残壁の安定性評価へのブロック理論の適用, 資源と素材, Vol. 109, pp. 347-354, 1993.
- 6) 土質工学会編：岩の工学的性質と設計・施工への応用, pp. 394, 1974.
- 7) 村山幸幸：不連続性岩盤斜面の安定性評価における調査・解析・掘削に関する研究, 早稲田大学学位論文, 1996.

- 8) Goodman, R.E. and Shi, G.H. : *Block Theory and Its Application to Rock Engineering*, Prentice-Hall, 1985.
- 9) Bray, J.W and Goodman, R.E. : The Theory of Base Friction Models, *Int. J. Rock Mech. Sci. & Geomech. Abstr.*, Vol. 18, pp. 453 ~ 468, 1981.
- 10) Cundall, P.A. : A computer model for simulating progressive, largescale movement in blocky rock system, *Symp. of ISRM*, Nancy, France, Oct. 1971.
- 11) Cundall, P.A. and Strack, O.D.L. : A discrete numerical model for granular assemblies, *Geotechnique*, Vol. 29, No. 1, pp. 47 ~ 65, 1979.
- 12) 村山秀幸, 橋本文作 : 個別要素法による不連続性岩盤斜面の安定性評価, 早稲田大学理工学研究所報告120輯, pp. 80~88, 1988.
- 13) 例えば, 桜井春輔, 芥川真一 : 地盤工学における逆解析 11. トンネル, 土と基礎, Vol. 44, No. 3, pp. 69~70, 1996.
- 14) J. コワリック, M. R. オスボーン原著 (山本善之, 小山建夫共訳) : 非線形最適化問題, 培風館, pp. 27~31, 1970.
- (1996. 5. 9受付)

APPLICABILITY OF DISTINCT ELEMENT METHOD TO FAILURE PREDICTION OF DISCONTINUOUS ROCK SLOPE BASED ON AN ACTUAL SLOPE FAILURE

Kunio KAWAMURA, Hideyuki MURAYAMA, Bunsaku HASHIMOTO
Hisayoshi KONDO and Yukinari NISHIKAWA

The failure of a large discontinuous rock slope causes severe damage not only to economic but to social, thus the stability evaluation of such slopes is a very serious engineering problem. This paper discusses the methods to evaluate the stability using the Base Friction Model Test (BFMT) and the Distinct Element Method (DEM) based on the field measurement data of the large-scale failure caused in a limestone quarry. The results of this study have revealed that both methods are useful ways to perform failure prediction, and also confirmed that the use of both methods at the same time is indispensable when evaluating the stability of discontinuous rock slopes.