
不連続性岩盤斜面における数値解析の適用と課題

NUMERICAL ANALYSIS OF JOINTED ROCK SLOPE IN PRACTICE

倉岡千郎*・木下慎逸*・桜井達朗*・ダラマ フセイン*・大角恒雄*

Senro KURAOKA, Sinichi KINOSHITA, Tatsuro SAKURAI, Darama HUSEYIN and Tsuneo OHSUMI

Analysis of rock slope is complex due to joints and faults that significantly affect the stability. Various numerical methods have been developed to either directly model these joints or indirectly account for the effects of joints by an equivalent continuum model. This paper pertains to the classification and applicability of the numerical methods that directly model joints. Firstly, some of the commonly used numerical methods are outlined. In particular, performance of RBSM(Rigid body spring model)and DEM(Distinct element method)was examined through the analyses of toppling and sliding failures. Second issue dealt in this paper is related to the problem that even with the advanced numerical method,prediction of behavior of jointed rock slope is extremely difficult since characteristics of the joints can not be fully determined by the current survey techniques. In this research,attempt was made to identify the controlling factors of the stability rather than evaluating the stability with safety factors and stresses. Factorial design technique was applied together with DEM to analyze the effects of joint length and rock strength on the safety factor of slope.

Key Words : *Distinct Element Method, Rigid Body Spring Method, Rock Slope, Joints, Discontinuity*

1. 緒言

岩盤斜面に対する防災システムを構築するために、モニタリング技術、対策保全技術、解析技術などを含む総合的な技術開発の必要性が提言されている¹⁾。なかでも崩壊メカニズムの解明及び安定性評価は重要な課題として挙げられており、数値解析も一つの有効な要素技術と考えられる。

岩盤は複雑な地質構造より形成され、特に断層、節理、層理等、大小様々な不連続面が存在するため、従来の極限平衡解析では安定性を評価することが難しい。そのため、不連続面を直接モデル化する方法として、ジョイント要素を用いたFEM(JFEM)、剛体バネモデル(RBSM)、個別要素法(DEM)、不連続変形法(DDA)などの解析手法が開発されている。また、不連続面の数が膨大にある岩盤については、不連続面を含む岩盤を等価な連続体に置き換える手法として、クラックテンソル法²⁾やマイクロメカニクスに基づく連続体理論(MBC)³⁾が開発された。したがって実際の斜面に適用するにあたっては、各手法の特徴を把握し解析

しようとする挙動に対して適切な解析手法を選定する必要がある。

本研究では、不連続面を直接モデル化する解析手法について、その有効性及び利用方法を検討した。まず、主な解析手法の特徴を整理すると共にモデル岩盤斜面に対して、FEM、RBSM、及びDEMを適用し、その精度や有効性について検討した。

本論文で取り挙げた第二のテーマは、適切な数値解析手法を用いても、岩盤構造の不確実性が高いため、斜面の安定性を確定的に評価することが難しいという問題に関する⁴⁾。この問題に対して、本研究では岩盤斜面の安定性に対する要因の相対的な影響度を分析することを目的としたDEMによる解析を行なった。すなわち、確定的な安全率等を求めることができなくても、重要な要因を判定することができれば計測計画や対策計画に役立てうると考えるものである。要因の分析方法としては実験計画法を適用した。

* 中央研究所 開発研究部

2. 不連続性岩盤解析手法の比較

(1) 不連続性岩盤解析手法の概要

不連続性岩盤の解析手法は、対象とする解析領域における不連続面の相対的な間隔と、大きさによって大きく別けられる。断層のような卓越した不連続面が存在する場合、または不連続面によって比較的大きい岩盤ブロックが形成されている場合は、岩盤を不連続体としてモデル化する必要がある。一方、不連続面がほとんど無い場合や多くの不連続面が小さい間隔でランダムに存在する場合は、岩盤を擬似的な連続体として取り扱う方法がある。

本研究で取り扱うのは岩盤を不連続体として取り扱う解析手法であり、この章では、ジョイント要素を用いた有限要素法(JFEM)、剛体バネモデル(RBSM)、個別要素法(DEM)、不連続変形法(DDA)の概要を述べる。

ジョイント要素を用いた有限要素法(JFEM)は、従来の連続体力学に基づく応力解析を基本としているが、不連続面をモデル化するための要素(ジョイント要素)を用いている。

JFEMは応力と変位の精度に優れ、すべりの極限解析や微小変形問題などに適しているものの、転倒のような変形の大きい挙動を解析することは難しい。RBSMは解析対象を剛体要素で離散化し、要素の境界面を不連続面として取り扱う。RBSMは数値解析上の収束性がよく、複雑な岩盤不連続面の交錯する場合に使いやすい。また、進展する破壊の解析に有効である。しかし、JFEMと同様、大変形挙動の解析には適さない。

一方、DEM及びDDAでは、各要素が分離して剛体運動することが可能である。連続体解析を行なう場合は、応力と変位精度の点でJFEMがより優れていると考えられるが、DEM及びDDAはトップリングや落石のように岩塊が分離するような大変形の挙動を時間とともに追跡することができる。

DEMでは構造物を剛体または変形可能な要素によって離散化し、要素間の接触をバネと粘性ダンパーでモデル化する。要素の運動を解析するには、まず要素の接触関係を要素間の距離に従って判定し、次に接触している要素群の変位を運動方程式に基づいて陽解法により解く。

DDAは、有限要素法とよく似ており、要素のひずみ、剛体変位、剛体回転について汎関数を設定し、変分原理に基づいて変位とひずみを求める連立方程式を誘導して、陰解法を用いて解く。ブロック境界の垂直方向に剛性バネが設定され、境界方向には剛性バネとモルクーロンのスライダが設定される。時間ステップ計算を行い、段階的に変位とひずみを求める。各ステップにおける収束計算は、ブロック間の相互貫入量がある限界値以下になるまで繰り返

される。

以上をまとめると表 - 1 に示すとおりである。しかし、解析手法は年々研究開発によって改良されるので、前述の内容及び表 - 1 は当初開発された時点での基本的特徴である。今後は研究開発が進むことによって、各手法の適用性が拡張されると予想される。例えば、FEMでも大変形して分離する挙動を解析する研究がなされている⁵⁾。DEMでは各ブロック要素をさらに差分法で離散化することにより、応力や変位の精度を向上させた解析コードが開発された⁶⁾。また、DDAにおいても高次の変位関数を用いた方法や各ブロック要素をFEM要素により離散化させる方法について研究開発が進んでいる⁷⁾⁸⁾。

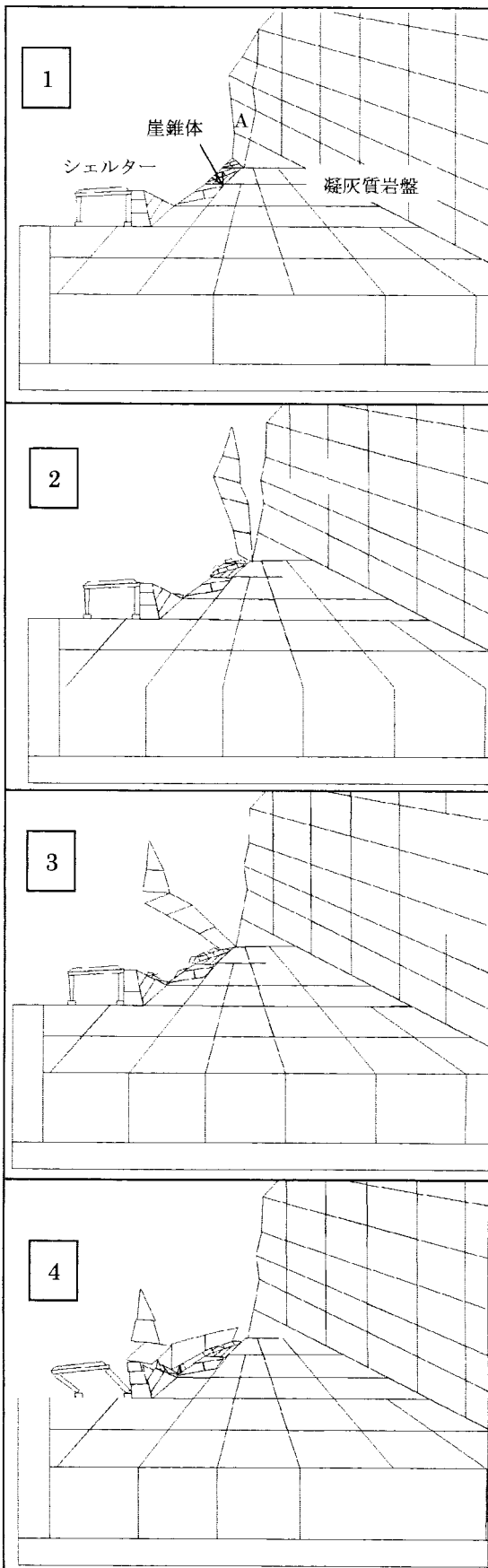
(2) DEMとRBSMによるトップリングの比較解析

過去に生じたトップリング崩壊の解析をDEMとRBSMにより行なった。まず剛体要素を用いたDEMによりシミュレーションを行なった。既往の解析によれば、転倒した岩塊Aの支点近傍の崖錐堆積物の強度が低く、且つ、支点真下では岩塊Aを鉛直方向に支持する強度を持っていることが転倒の条件として推定されている⁹⁾。そこで、支点真下の岩盤を堅固に設定し、支点左側の崖錐堆積物を細分化して岩盤強度を落とすと、図 - 1 に示すようにトップリングが発生した。しかしながら、支点真下の岩盤強度が弱いと、すべりが発生した。

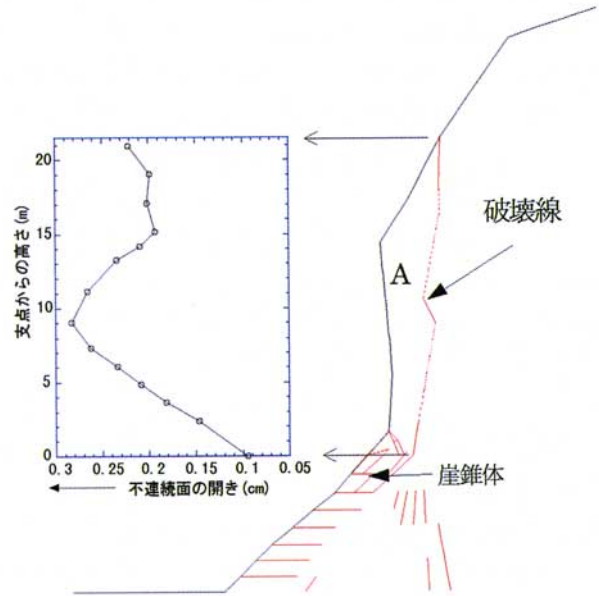
次に、同斜面をRBSMによって解析し、DEMの解析結果と比較した。せん断破壊あるいは引張破壊した不連続面を図 - 2 に示すが、岩塊Aに添う不連続面は引張破壊しており、崖錐堆積物はせん断破壊している。RBSMでは大きい変形を追従して図化することはできないので、岩塊Aに添う不連続面の開きを図 - 2 のように高さ方向にプロットした。同図より、全体的に不連続面が開いており、トップリングの可能性が認められる。しかしながら、10mより上部で開きが若干減少し、必ずしもトップリングが発生する

表 - 1 解析手法の比較

手法	適用挙動		出力精度	
	微小変形	大変形	応力	変位
	切盛や水圧変動による変形・はらみだし等	転倒、落石		
JFEM	◎	△	◎	◎
RBSM	○	△	○	○
*DEM	○	◎	○	○
DDA	○	◎	○	○
◎扱える △工夫すれば扱える ○扱えるが精度に劣る *剛体要素の場合			◎優れている、 ○やや劣っている	



図一1 DEMによるトッピング解析例



図一2 RBSMによる解析結果

か、またはこの状態で自立するかはDEMほど明確でない。

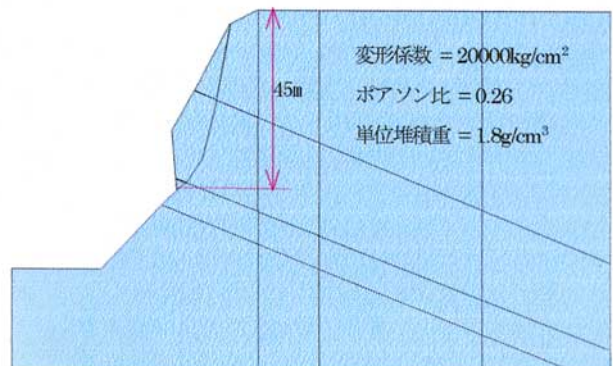
(3) 連続体モデルの弾性解析(FEM、RBSM、DEM)

1) 解析モデル

DEMでは、一つのブロック要素を剛体として取り扱った事例が比較的多い¹⁰⁾¹¹⁾。しかし、一つのブロック要素を差分法により離散化して応力分布や変位を解析した例は限られている。ここでは、DEMを連続体解析手法として取り扱った場合の応力と変位精度について検証することを目的とし、すべり面のある斜面を対象としてFEM、RBSM、DEMによる弾性解析を行なった。

解析モデルの概略を図-3に示す。同図において、斜面内部に示されている線分は、要素の大きさを変えるための境界や層理面を表わすが、岩盤物性値は全領域で一様とした。

DEMモデルでは、層理面や不連続面が設定されるが、



図一3 等価連続体解析モデル

FEMによる弾性解析と比較するため、不連続面の強度は十分高くし、バネ定数は連続体の弾性係数相当になるように設定した。RBSMについても、破壊の生じないように強度を設定して、弾性解析を行なった。ここで、FEMでは4節点のアイソパラメトリック要素を用いた。また、FEMとRBSMの要素メッシュは同一である。なお、DEM解析については解析コードUDECを使用した。

2) 想定すべり面の応力分布の比較

斜面の安定性は想定すべり面上(図 - 4)の応力により、決定されるので、FEM、RBSM、DEMの解析結果の比較は、すべり面上の垂直応力及びせん断応力について行なった。すべり面は、二つの平面より構成され、上部をすべり面 - 2とし、下部の面をすべり面 - 1とする(図 - 4)。

すべり面 - 1の垂直応力(図 - 5(a))を見ると、いずれの解析結果も角(点A)近傍で応力が他の部分よりも高い値となっている。また、DEMとFEMは良く一致しているが、RBSMは最初の位置で非常に高い値を示している。この違いはRBSMが剛体要素を用いていることに関係していると考えられる。一方、DEMの応力が2 mの位置でFEMより若干低くなっている部分がある。これは、DEMの不連続面の物性値が完全に連続体と等価になっていないためと考えられる。

すべり面 - 1のせん断応力(図 - 5(b))について見ると、応力集中は垂直応力ほど高くないが、垂直応力の場合と同様にRBSMの応力値が、DEMとFEMに比べて0 - 1 mの位置で高い値となっている。

すべり面 - 2の応力(図 - 6)を見ると、DEMとFEMの結果が良く一致しており、RBSMではバラツキが認められ

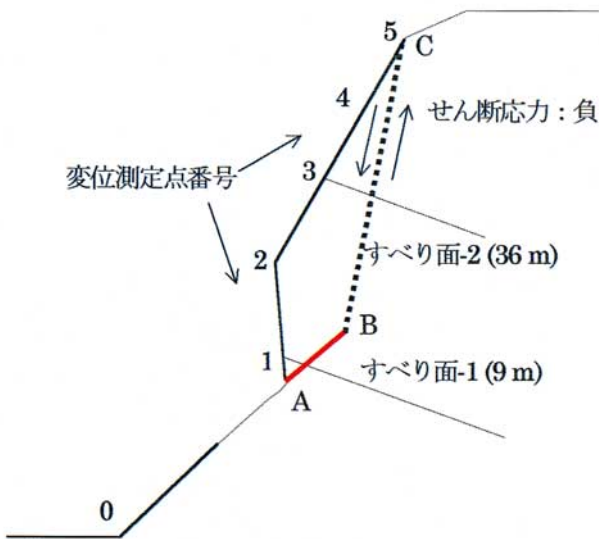


図-4 出力内容の定義

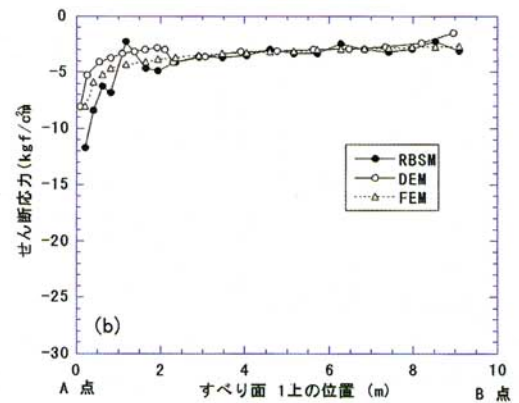
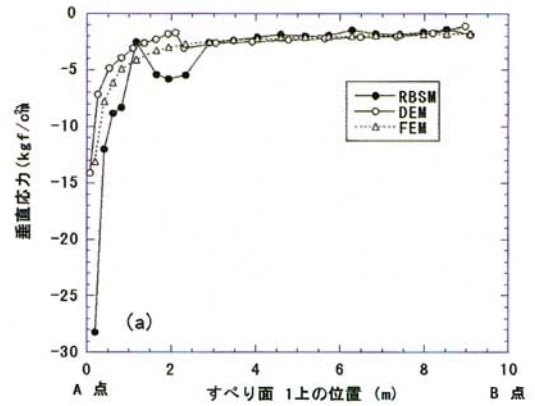


図-5 すべり面-1上の応力

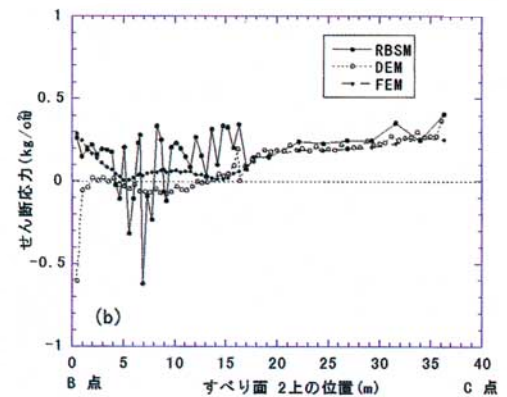
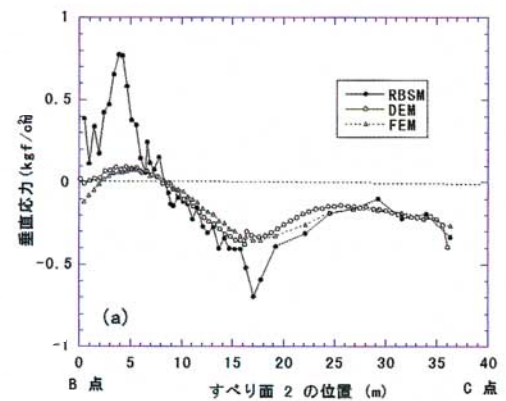


図-6 すべり面-2上の応力

る。

次に、すべり面 - 1 とすべり面 - 2 の応力を比較すると、すべり面 - 2 の応力が、すべり面 - 1 の応力に比べて極めて小さい。この傾向は、想定すべり面の安定性がすべり面 - 1 の強度特性により支配されることを示しており、その点ではいずれの手法も同じ結果を示している。

3) 変位の比較

自然斜面のモデルに自重を加えて得られる変位は、実際の斜面では生じないが、解析手法による違いを調べるために各手法から得られた変位を比較した。変位は図 - 4 に示す測定点の点 0 に対する相対変位を求めた。図 - 7 に示すように水平変位についてはDEMとFEMは良好な対応をみせ、上部が谷側にせり出す傾向を示しているが、RBSMの解析結果では、そのような傾向が見られず値も小さい。このことはRBSMでは要素が剛体なので、ポアソン効果が考慮されていないことに起因していると考えられる。しかしながら、変位のオーダーとしては、いずれの解析も一致している。

(4) 不連続面を設定した解析(RBSM, DEM)

1) 解析モデル

前述の連続体の弾性解析に対し、ここでは、不連続面を設定した弾塑性解析を行なった。解析手法の比較は、JFEMの場合、多数の不連続面を設定することが難しいので、RBSMとDEMを用いた。解析モデルとして前述の弾性解析と同一の斜面について、図 - 8 のように不連続面を設定した。ただし、図 - 4 で示したすべり面 - 1 の全てが不連続面とすると、崩落が生じるので、すべり面 - 1 の一部(先端 3 m)とすべり面 2 の一部(層理面より上部)はC_L岩盤と等価になるように強度と剛性を設定した。不連続面の摩擦角は、Bartonのモデルにしたがって設定した。不連続面の

粗さによる摩擦角増分は垂直応力の関数なので、モデルは非線形だがここでは弾性解析により不連続面毎の平均垂直応力を基に設定した。求められた内部摩擦角を図 - 8 に示す。

2) 破壊した不連続面と応力分布の傾向

塑性破壊した不連続面(図 - 9)は、RBSMのほうがDEMよりも多いが、傾向は類似している。一方、すべり面 - 1 (A - B)上の応力を比較すると、垂直応力については比較的よく一致しているが、DEMのせん断応力は、先端の 2

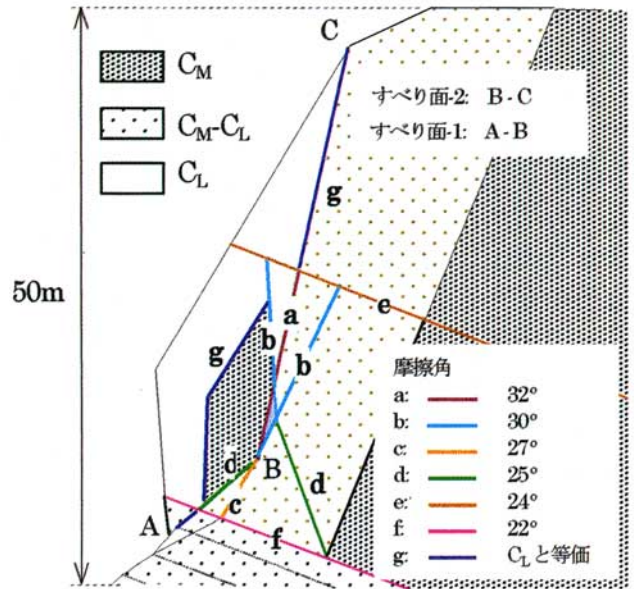


図-8 不連続面を設定したモデル

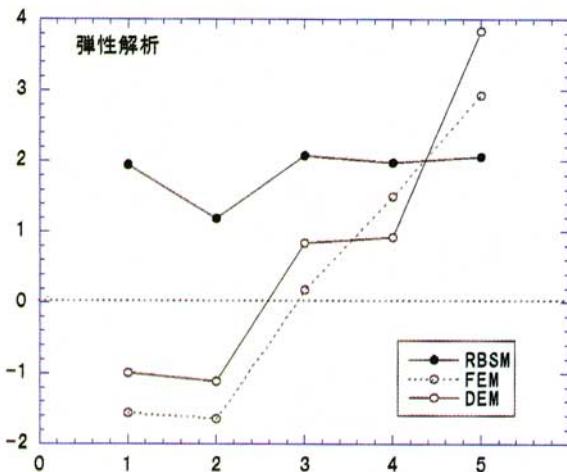


図-7 斜面表面の水平変位 (側定点は図4参照)

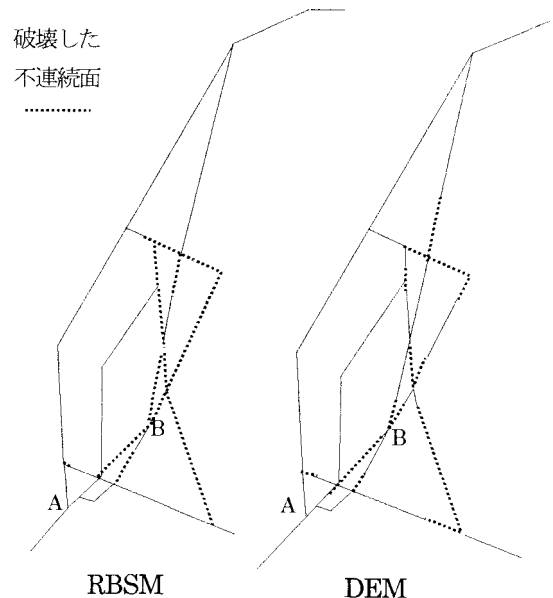


図-9 不連続面の破壊状態

m部分でRBSMの結果より若干大きい(図 - 10(b))。しかし、DEM及びRBSMのいずれの場合も先端の2 m部分でせん断応力が弾性解析の場合(図 - 5 (b))よりも全体的に若干高くなっているが、これは塑性域で解放された応力が破壊していない岩盤部分に集中することを示している。

RBSMとDEMでは、離散化方法が異なるので、解析結果の違いについてその原因を特定することは難しく、今後より詳細な検討が必要と考えられる。

3) 安全率

抵抗力とすべり力をすべり面 - 1と2について各々算定した(表 - 2、3)。弾性解析の結果からも予想されるように、すべり面 - 2の抵抗力及びすべり力は低角度のすべり面 - 1に対して極めて小さく、斜面の安定性はすべり面 - 1によって支配されると言える。この点で両手法の結果は良く一致している。

次に安全率について比較すると、すべり面 - 1ではDEMの方が7%ほどRBSMの結果よりも小さい。一方、すべり面 - 2については、安全率が大きく異なっているが、その理由は、図 - 6に示したようにRBSMの応力精度上の問題

表-2

	すべり面1 (tf/m)		
	抵抗力	すべり力	SF
DEM	-393	-306	1.3
RBSM	-409	-295	1.4

表-3

	すべり面2 (tf/m)		
	抵抗力	すべり力	SF
DEM	-51	-43	1.2
RBSM	-48	-21	2.3

と考えられる。しかしながら、すべり面 - 2が安定性に及ぼす影響は小さいので、安定性評価を行なうにあたって、重要な問題ではないと考えられる。

以上のような相違点がDEMとRBSMの間に認められるが、両手法のすべり面 - 1における応力分布及び安全率は比較的良く一致している。実際の斜面に適用する場合、岩盤構造の不確実性を考えると安定性を評価する上ではRBSM、DEMいずれの手法を用いても差し支えないと考えられる。しかし、RBSMは剛体要素を用いるので、メッシュの細分化と精度向上の関係などについて、更なる検討が望まれる。また、RBSMの場合、変位が過小評価される可能性があるので注意を要する。

3. 安定性に対する要因の相対的な影響度

モデル斜面の安定解析をDEM、FEM、及びRBSMで行なった結果、本研究で用いたDEMコードは連続体としての精度もFEMと同程度であることが示された。しかしながら、いかに優れた解析手法が用意されても、不連続面の発達した岩盤斜面の解析は、岩盤内部の不連続面の物性や分布を把握することが困難なので、安全率等を求めて斜面の安定性を明確に判定することは難しい。

このような岩盤斜面に対しては、厳密な安定性評価を試みるよりも、斜面の安定性に対する不連続面や岩塊の相対的な影響度を判定することに数値解析の意義があるのではないかと考えられる。すなわち、重要な要因とそうでない要因を判定できれば、計測計画、2次調査、対策工の計画等に反映させることができる。

本研究では、すべり破壊の想定される斜面を対象に、すべり面の安全率に対する不連続面の長さ及び岩塊強度の相対的な影響度を分析するために、実験計画法に基づく感度解析を行なった(図 - 11)。ここでは、斜面の数値解析では利用されることの少ない実験計画法に関する一般的な説明と適用例を中心とし、斜面モデルの具体的な設定等につい

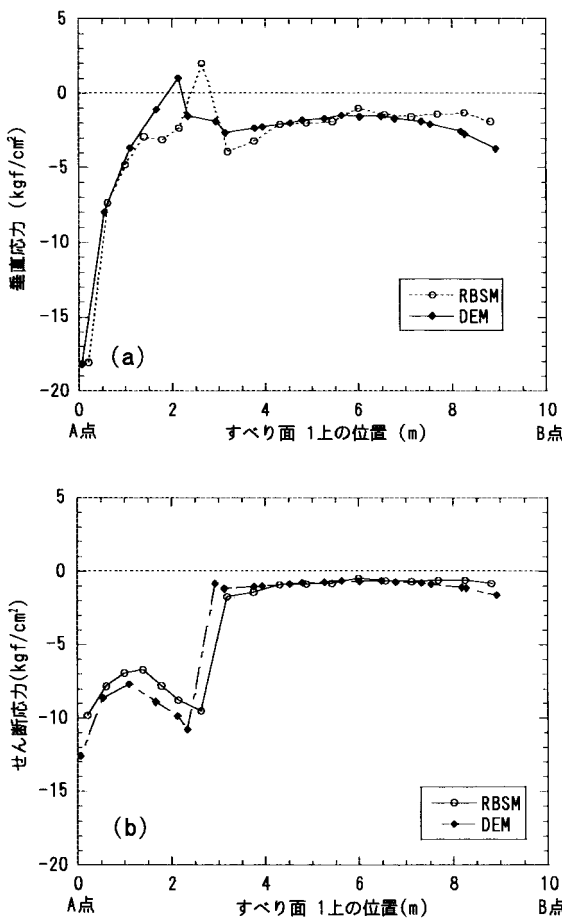


図-10 すべり面-1上の応力

表-5 2ⁿ型要因配置法による実験ケース (例)

ケース番号	要因 1	要因 2	...	要因 n
1	1	1	...	1
2	-1	1	...	1
3	1	-1	...	1
4	-1	-1	...	1
5	1	1	...	1
6	-1	1	...	1
⋮	⋮	⋮	...	⋮
m	-1	1	...	-1

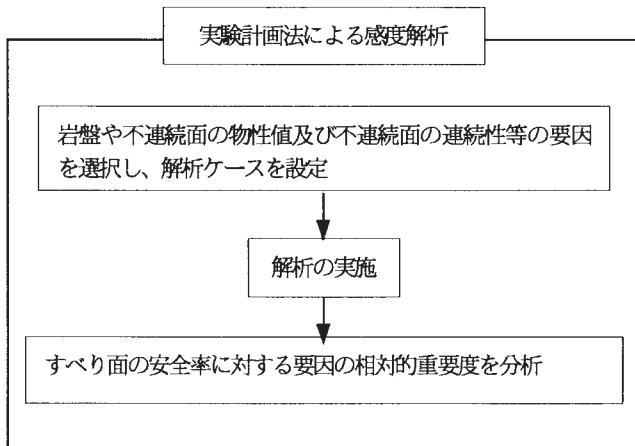


図-11 実験計画法による感度解析

ては、割愛する。

(1) 実験計画法による感度解析

実験計画法は、品質管理などにおいて、品質に影響を及ぼす要因が多い場合、効率的な実験ケースを設定して、要因の影響度を回帰分析により分析する手法である^{12),13)}。ここでは、まず実験計画法について、解析ケースの設定方法と分析方法に分けて説明し、後半で解析に適用した結果について述べる。

1) 2ⁿ型要因配置法

実験計画法には、様々な実験ケースの設定方法があるが、ここでは、比較的簡単な形式である2ⁿ型要因配置法について説明する。例として、不連続面の長さ及び岩盤強度を要因として取り挙げ、結果としては、すべり面の安全率を考える。

2ⁿ型要因配置法では、表-4のように各要因の設定条件を2水準の値(-1, +1)で表わす。例えば、不連続面の長さについては、各種の調査に基づいて最大と最小長さを想定する。岩盤強度についても試験データや既往の文献データを参考に、ばらつきを考慮して最大と最小の強度を設

表-4 2ⁿ型要因配置法の要因設定 (例)

要因番号	要因	安定側	不安定側
		-1	+1
1	不連続面 1	最短	最長
2	不連続面 2	最短	最長
⋮	⋮	⋮	⋮
i	不連続面 i	最短	最長
i+1	岩盤 1の粘着力	A ₁	B ₁
⋮	⋮	⋮	⋮
n	岩盤 jの粘着力	A _m	B _m

定する。

次に、実験ケース(実験配置)を表-5のように設定する。この時、実験配置は行列を表わし、各列ベクトルが直交(内積=0)するように形成される。このような直交行列を作るために、n列目は1を2ⁿ⁻¹個まず縦に配置し、次に1を2ⁿ⁻¹個、縦に配置した列を一組として交互に配置する。例えば、第1列目は、1と1を交互に配置し、第2列目は、1と1をそれぞれ2つ並べた列を一組(1 1 1 1)として交互に配置する。行数(実験ケース数)は、基本的な配置方法に従うと、要因数がnの場合2ⁿ行となる(m=2ⁿ)。ただし、実験ケースが多すぎる場合は、後述する一部実施法により行数(実験ケース数)を減らすことができる。

2) 効果の分析方法

計画した2ⁿ型要因配置に従って、数値解析を行い、要因と解析結果(安全率)の重回帰分析を行なう。そこで、要因の設定値x_n(-1か+1)と、一つのすべり面の安全率yとの回帰モデルを式(1)のように設定する。

$$\hat{y} = \bar{y} + a_1x_1 + a_2x_2 + \dots + a_nx_n + a_{12}x_1x_2 + \dots + a_{(n-1)n}x_{n-1}x_n + 3 \text{ 次 の 項} \quad (1)$$

ここでは \hat{y} の推定値、 \bar{y} は平均値であり、要因の安全率に対する効果は、モデル係数{A}={a₁, ..., a_n, a₁₂, ..., a_{(n-1)n}, ...}より得られる。求められる効果には、主効果と交互作用がある。主効果は、要因一つ一つの独立した効果であり、式(1)のなかでx₁, x₂, ..., x_nのモデル係数に対応する。一方、交互作用は、ある要因の効果は他の要因の設定条件によって影響される度合を指すもので、2次の交互作用はx₁x₂, ..., x_{n-1}x_nのモデル係数に対応する。例えば、不連続面1(J1)を最短から最長に変えることにより安全率が下がるとする。この安全率の低下度が、不連続面2(J2)の長さによって異なる場合は、J1とJ2の間に2次の交互作用があるという。さらに、この2次交互作用が他の要因の設定条件によって影響される場合が、3次交互作用であり、同様にn次の交互作用が定義される。主効果及び交互作用は、要因x_nが1から1

に変化したことによる \hat{y} の平均値からの増減と定義され、モデル係数を2倍して得られる。例えば、不連続面 1の主効果は $2a_1$ であり、長さを最短から最長に変えると、安全率が $2a_1$ 変化することを意味する。このモデル係数{A}は、式(2)を解いて得られる。

$$X\{A\} = \{Y\} \quad (2)$$

ここで、{Y}はmケースの解析より得られる安全率のベクトルである。Xは式(1)の $x_1, x_2, \dots, x_n, x_1x_2, \dots, x_{n-1}x_n, \dots$ 3次の項...に対応した列ベクトルから成る直交行列であり次式のように表わされる。

$$X = [\{X_1\}, \{X_2\}, \dots, \{X_n\}, \{X_1\} * \{X_2\}, \dots, \{X_{n-1}\} * \{X_n\}, \{X_1\} * \{X_2\} * \{X_3\}, \dots] \quad (3)$$

式(3)の $\{X_1\}, \{X_2\}, \dots, \{X_n\}$ は、表 - 5 に示される行列に相当する。

$$[\{X_1\}, \{X_2\}, \dots, \{X_n\}] = \begin{bmatrix} 1 & 1 & \dots & 1 \\ -1 & 1 & \dots & 1 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ -1 & -1 & \dots & 1 \end{bmatrix}$$

また、式(3)の交互作用の項に対応する $\{X_1\} * \{X_2\}, \dots, \{X_{n-1}\} * \{X_n\}, \{X_1\} * \{X_2\} * \{X_3\}, \dots$ は、内積ではなく、列ベクトルの同じ行にある成分を掛けて作られるベクトルであり、例えば

$$\{X_1\} * \{X_2\} = \begin{bmatrix} 1 \\ -1 \\ 1 \\ \vdots \\ -1 \\ 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ -1 \\ \vdots \\ -1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 \\ -1 \\ -1 \\ \vdots \\ 1 \\ -1 \end{bmatrix}$$

のように定義される。

式(2)の左右に X' を乗じると、Xの直交性を利用して{A}を容易に求めることができる。

$$X'X\{A\} = X'\{Y\} \quad (4)$$

ところが、 $[X'X]^{-1} = \frac{1}{N}I$ なので

$$\{A\} = \frac{1}{N}X'\{Y\} \quad (5)$$

ここに、Nは{A}の係数の数である。

基本的な 2^n 型要因配置法の実験数(解析ケース)mは、 $m = 2^n$ であり、要因が多いと膨大な実験数になる。そこで、実験数を減らすために一部実施法を用いることができる。一部実施法とは、ある要因の列ベクトルを他の幾つかの列ベ

クトルの積で置換することにより、実験数を削減する方法である。今、k個の要因の列ベクトルを他の列ベクトルの積で表わすと、実験回数は、 2^{n-k} となる。この時、ある要因を他の列ベクトルの積で表わした関係を交絡関係という。例えば、列ベクトル $\{X_5\}$ を $\{X_1\} * \{X_2\} * \{X_3\} * \{X_4\}$ で置換した場合は、交絡関係を $5 = 1 * 2 * 3 * 4$ と表記する。しかし、ここで注意を要するのは、交絡関係にある主効果と交互作用を分離することができないということである。上記の例について説明すると、式(5)を使って求められる要因5の効果($2a_5$)は、要因5の主効果と要因1, 2, 3, 4からなる交互作用との和である。

$$(2a_5) = (\text{要因5の主効果}) + (\text{要因1, 2, 3, 4からなる交互作用効果})$$

しかしながら、一般に3つ以上の要因からなる交互作用は、効果が低く4次の交互作用は無視できるので、($2a_5$)は要因5の主効果を表わしていると考えて差し支えない。よって、交絡関係は、できるだけ高次の交互作用で形成するのがよい。

(2) 実験計画法の適用

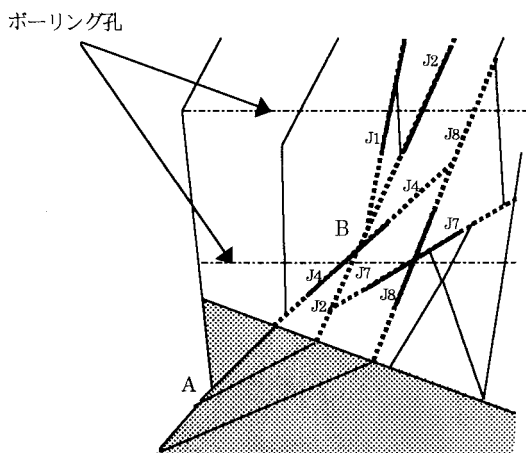
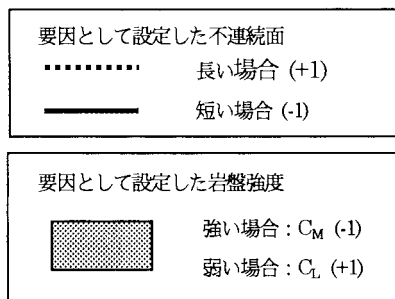
以上の理論と手順に基づいて、実験計画法をすべり破壊の想定される斜面に適用した。選定する要因は、不確実性が高く且つ安定性に影響が大きいと考えられる要因を考え、また、解析ケースを制限するために要因の総数を8つとした。その結果、ヘアークラックなどは対象外とし、7つの不連続面の長さ及び下層部分の岩盤強度を解析する要因として選定した。

不連続面の長さは、図 - 12 に示すようにボーリング孔を境に最長と最短の場合を想定して2水準設定する。不連続面の強度は、Bartonモデルにしたがって設定した。一方、要因として選定した岩盤の粘着力と内部摩擦角は文献よりCMとCL級相当の値を設定した。要因の影響は、すべり面A-Bの安全率に対して分析した。

要因は全部で8つあるので、主効果と交互作用を全て分析するためには $256(2^8)$ ケースの解析が必要となる。そこで、解析ケースを減らすために、比較的に影響が低いと考えられる2つの不連続面を4次の交互作用で表わし、解析ケースを $64(2^{6+2})$ に減らした。

解析は、DEMのコードUDEACにより行い、安全率はすべり面A-B上の応力より算定した。

安全率と要因の回帰分析より求めた、主効果と交互作用効果を図 - 13 のように大きい順に整理して、要因の相対的な重要度を調べた。縦軸は主効果について見ると、要因の設定が安定側から危険側に変化した時の安全率の変化を示している。図 - 13 によれば、不連続面 J 4 と岩盤強度



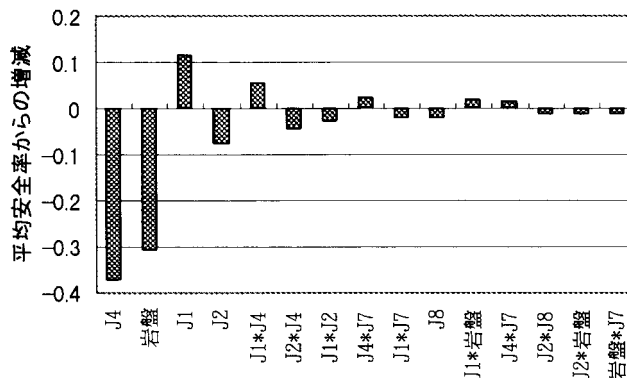
図一12 要因の設定

の影響が大きい。もっとも J 4 と当該岩盤はすべり面 A-B 上にあるので、その効果が大きいことは当然と言える。しかし、この分析における一つの目的は、他の要因の効果が J 4 の効果に対して大きいあるいは無視できるかを調べることにある。すなわち、ある不連続面の主効果が J 4 に比べて十分小さいことは、その不連続面のデータが得られなくても、あまり問題にならないことを示唆しており、問題を簡略化できる可能性を示している。例えば、J 7 や J 8 については、その連続性がわからなくてもほとんど問題がないことが示されている。また、不連続面の相対的な重要度がわかれば、再調査、計測、対策工を計画する上で重要度の高い不連続面を中心に検討することができると考えられる。

しかしながら、要因の重要度は想定したすべり面によって異なることに注意しなければならない。すなわち、要因の重要度は、絶対的な重要度ではない。よって、想定すべり面が複数ある場合は、各すべり面について回帰分析する必要がある。ただし、解析ケースを増やす必要はなく、式(5)において{Y}を各すべり面について、入れ替えればよい。

4. まとめ

不連続面を直接モデル化する主な解析手法として、



J1-J8: 不連続面 1-8 の主効果
 岩盤: 岩盤強度の効果
 Jn*Jm: 交互作用

図一13 安全率に対する要因の効果(例)

RBSM、JFEM、DEM、DDA等があり、RBSMとJFEMは基本的に微小変形問題に限られるが、DEMとDDAは大変形挙動の解析に適用できる。そこで、過去にトップリングの発生した岩盤斜面をDEMとRBSMで解析したところ、RBSMに比べてDEMの方がより明確に転倒挙動を解析しうることが確認された。

DEMは、基本的に剛体ブロック要素を用いた手法と考えられることが一般的であるが、ブロック要素をさらに差分法で離散化することにより連続体の解析も可能なコードが開発されている。本手法を用いて、岩盤斜面の弾性解析をRBSM、FEM、DEMによって行い、想定すべり面上の応力分布及び斜面の変位を比較した。その結果、本研究で用いたDEMの精度はFEMと同程度であるが、RBSMは若干精度が劣ることが示された。一方、すべり破壊の想定される斜面に不連続面を設定し、安全率をRBSMとDEMで比較したところ、良好な対応を示したので、実用上はどちらの手法を用いても概ね同じ安定性評価が得られると考えられる。しかし、RBSMは剛体要素を用いるので、メッシュの細分化と精度向上の関係などについて、更なる検討が望まれる。

不連続性岩盤斜面の解析は不確実性が高く、解析により確定的な安全率を決定することは難しい。そこで、実験計画法に基づいた感度解析を行ない、すべり面の安全率に対する不連続面の長さ、及び岩塊強度の相対的な影響度を分析した。その結果、影響の大きい要因が確認されると共に、相対的に重要でない要因が判定されたので、対策計画、モニタリング、調査試験等に反映させることが可能と考えられる。

しかし要因の影響度は、想定すべり面に対するものであ

り、すべり面によって、その影響度は異なる。よって、想定すべり面が複数ある場合は、各すべり面について回帰分析する必要がある。また、本論文で述べた感度解析の手順では、すべり面や崩壊する岩塊の境界を求めることができない。よって、臨界すべり面を推定する手法と併せて解析する研究が必要と考えられる。

参考文献

- 1) 土木学会：大規模岩盤崩壊に関する技術検討委員会、報告書、1997.3
- 2) Oda, M., Suzuki, K., and Maeshibu, T.: Elastic compliance for rock-like materials with random cracks, *Soils and Foundations*,24(3), pp.27-40,1984.
- 3) 吉田秀典、堀井秀之：マイクロメカニクスに基づく岩盤の連続体モデルと大規模空洞掘削の解析、土木学会論文集 No.535/Ⅲ-34、pp.23-41、1996.3
- 4) システム総合研究所：岩盤構造物の計測と安全管理に関する技術の現状と課題、1997.7
- 5) Shih, C., Wang,Y., and Ting, E. D.: Behavior and analysis of deformable continuous containing rigid discontinuous bodies, *Proc. Second Intl. Conf. on Analysis of Discontinuous Deformation*, pp.391-418,1997.
- 6) Lorig,L. J.: Analysis of novel retaining structures using explicit finite difference codes, *Computer and advances in geomechanics*, Proc. 7th Intl. Conf. Australia, pp.157-164,1991.
- 7) Shyu,K., Chang, C-T, and Salami, M.R.: Tunnel engineering applications using discontinuous deformation analysis with finite element mesh, *Proc. Second Intl. Conf. on Analysis of Discontinuous Deformation*, pp.218-237, 1997.
- 8) Amadei, B., Lin, C., and Dwyer, J.: Recent extensions to the DDA method, *Proc. 1st Intl. forum on DDA and simulations of discontinuous media*, pp.1-30, 1996
- 9) 土木学会：岩盤斜面の安定解析と計測、土木学会、1994
- 10) 川村國夫、村山秀幸、橋本文作、佐藤久善、西川幸成：不連続岩盤斜面の崩壊例に基づく個別要素法の実際への適用、土木学会論文集No.568/Ⅲ-39、pp.175-185、1997.6
- 11) 貞弘丈佳、双木英人、佐藤英一、阪元恵一郎：長大法面掘削時の変形モード解析の実例と考案、*ダム技術*、pp.33-45、1998.4
- 12) 田坂誠男：品質管理の基礎、基礎数学シリーズ30、朝倉書店
- 13) Box, G. E. P., Hunter, and W. G. Hunter, J.S.: *Statistics for experimenters*, John Wiley & Sons.