

ボロノイ分割法を適用した岩盤の個別要素解析について

DISTINCT ELEMENT ANALYSIS OF JOINTED ROCK MASS MODELLED BY VORONOI TESSELLATION

大西有三*・河野正雄**

By Yuzo OHNISHI and Masao KONO

The deformation and strength characteristics of jointed rocks are highly affected by the condition of joint patterns in the rocks, which is not easy to estimate from normal exploration methods. Therefore, random or regular distribution of joints is usually adopted in the numerical discretization. This paper proposes a method to analyse the behavior of a jointed rock mass using the Voronoi tessellation for the element discretization. The distinct element method (DEM) is applied to track the elements which are in motion due to applied loads. Uniaxial compression tests, direct shear tests on jointed rock specimens were simulated in different conditions to demonstrate the capability of the proposed method. Also the problems of bearing capacity and slope stability in jointed rock masses are investigated by the method and it is clearly shown that the special features of the failure modes in the jointed rocks can be modelled by the proposed method.

Keywords : jointed rock, distinct element method, Voronoi tessellation

1. はじめに

岩盤には必ずといっていいほど断層、節理、層理等の不連続面が存在し、岩盤全体としての変形、破壊の挙動は、これらの不連続面の力学的性質やその方向性に支配される場合が多い。このような不連続性の仮定から出発した解析モデルとして Cundall が開発した個別要素法 (Distinct Element Method, 以下 DEM と略す) がある¹⁾。これは、物理量を離散化させて要素の代表点において表わし、不連続性岩盤の動的崩壊過程を解析する方法として開発されたものである。この手法は、剛体で表わされる各要素の境界部分の接触力およびそれによって引き起こされる要素の変位を運動方程式の時間差分によって各時間ごとに追跡していくもので、経路依存や時間依存の問題に有効で物理量の離散化により大変形問題に対しても適用が可能になっている。

次に、この解析モデルを適用する場合の岩盤のモデル化を考える。節理性岩盤の変形・強度特性は岩盤中の節理の状態に大きく影響を受ける。しかし、強度を支配する岩盤の崩壊時の節理の状態は推測が非常に困難である。

したがって、従来までは節理を単純化し、人為的に要素分割が行われていた。ここでは、節理性岩盤の節理分布特性を取り入れるために幾何学的平面分割手法の1つであるボロノイモデルを用いる。この分割手法の最大の特徴は要素の代表点を任意の空間位置に(ランダムに)設定でき、すべての分割線がその両側の要素の代表点から等距離にあり、分割線は両側の点から等しい強さの影響を受けているということである。この考えは、岩盤および岩石の割れ目の形成過程に類似すると思われ、この分割手法の有用性がある。また、任意形状の要素分割に適用できる DEM 解析を用いることにより、初めてこの手法の有効性が示される。

本報告はこのボロノイ分割を用いて岩盤をモデル化し、DEM 解析による応力・変形・安定解析の妥当性を検討しようとするものである。そこで、ボロノイモデルを用いた岩石の圧縮試験および直接せん断試験を例にとり、ボロノイ分割の特性と強度について考察を加える。そして岩盤へのボロノイモデルの適用例として支持力問題、斜面安定問題を取り上げる。

2. 解析領域の分割

(1) ボロノイモデル

空間内の点集合をとらえるのに、それらを空間分割や

* 正会員 Ph.D. 京都大学助教授 工学部交通土木工学科
(〒606 京都市左京区吉田本町)

** 工修 飛島建設 (〒102 千代田区九段南2-3-28)

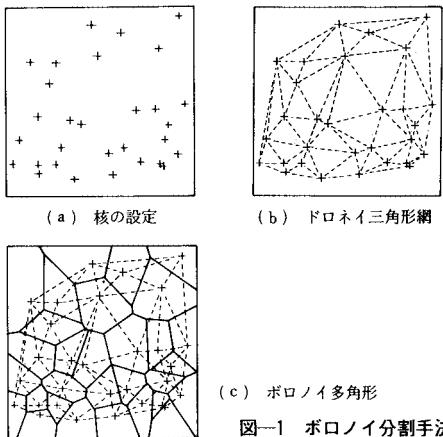


図-1 ボロノイ分割手法

回路網にみたて幾何学模様的に特徴づける見方がある。幾何学の問題では、星につながりを与えて星座として浮かび上がらせるように、任意性を排して適當な補助線を入れることにより本質を浮かび上がらせようとしている。このような幾何学的平面分割の1つの手法がボロノイ分割であり、以下のように定義される。

平面に散乱した n 個の点の第 i 番目の点に関するボロノイ多角形 π_i は点の集合、

$$\pi_i = \{x; |\vec{x} - \vec{x}_i| \leq |\vec{x} - \vec{x}_j|, i \neq j, j=1, \dots, N\}$$

で定義される平面の領域で一般に凸多角形である。平面領域は $\{\pi_i, i=1, 2, \dots, N\}$ で一義的に分割される。いま平面上に多数の点(核)が配置されたとする(図-1(a))。これらの近接する点どうしを結べば、ドロネイ三角形網という三角形網ができる(図-1(b))。次に各三角形の辺の垂直二等分線(線分の中点を通り、線分に垂直に引いた直線)を描いていくと平面の領域で一般に凸多角形(三角形の外心をつらねたもの)ができ、この多角形すなわちボロノイ多角形により平面は一義的に分割され得る(図-1(c))。

ボロノイ分割の最大の特徴は、すべての分割線がその両側の点から等距離にあり、分割線は両側の点から等しい強さの影響を受けることである。また、各点はボロノイ多角形の中心に位置しているから、ボロノイ多角形はその中心点のなればりと考えられる。このような特徴からボロノイ分割は、物理学の分野では計算機実験での物質の結晶化の観測に有効で、液体やアモルファスの構造解析にも有望である。また、生物学の分野では動物のなればりや配置の研究に、都市工学では公共施設の配置の研究に使われている²⁾。自然界には自然の作用により、トンボの複眼あるいは雪の結晶のように六角形をしたもののがたくさんみられる。岩盤の分野では、溶岩が冷えて固まるときにクーリングジョイントによる六角柱の岩塊が生成される例もみられる³⁾。この六角形は、ボロノイ

多角形を多数作ったときの平均的な多角形に相当する。

このように、ボロノイモデルは自然界にそれと似た例も見受けられること、さらにこの分割を行う際にランダム性を考慮でき、岩盤の割れ目の不規則性をも考慮できる。また将来にわたっては、核となる点の配置を統計的に処理できるので、実際の亀裂特性を表現できるモデル作成への適用の可能性を秘めている。

(2) アルゴリズム

ボロノイモデルは19世紀のフランスの数学者 Voronoi が提案した。彼がこの分割手法を提案して以来、多数の人たちによりそのアルゴリズムが考えられた。本研究において解析に用いた要素分割は、パーソナル・コンピュータにより、一様乱数を用いて核となる点を縦横2対1の長方形領域に発生させ、種村らが考案したアルゴリズムにより分割を行った⁴⁾。そのアルゴリズムの概要を以下に示す。

- ① 平面上に配置された n 個の点のうち、ある一点 A を選び、 A 点に最も近い点 B_1 を捜す(図-2(a))。
- ② A 点と B_1 点の2点を除いた点集合のなかから1点を選び、 A 点 B_1 点と結んで三角形をつくる。これらの三角形のなかで外接円の半径が最小となる点 B_2 を選ぶ(図-2(b))。これが最初のドロネイ三角形である。
- ③ 次に k 番目のドロネイ三角形を作る。いま図-2(c)で $k-1$ で表わされる三角形が $k-1$ 番目のドロネイ三角形である。 A 点と B_k 点を結び B_{k-1} 点すなわち $k-1$ 番目のドロネイ三角形を含まない側から B_{k+1} 点を選び A 点、 B_k 点と B_{k+1} 点から k 番目のドロネイ三角形を作る。その際 B_{k+1} を選ぶ方法は②とは多少方法が異なる。 AB_k を弦とする円を描いたときに、その円内に点が含まれる場合はそ

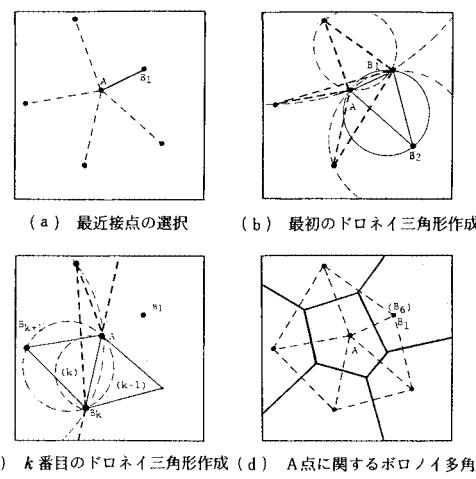


図-2 ボロノイ多角形の作成

これらの点と A, B_k で形成する三角形が外接する円を作ったときの半径が最大となる点を B_{k+1} として選び、円内に点がない場合は円外の点と A, B_k でつくる三角形が外接する円の半径が最小になる点を選ぶ。

④ ③を B_k 点が B_1 点に重なるまで繰り返す。したがって A に関するボロノイ多角形は $k-1$ 角形となる(図-2(d))。

⑤ ①から④までの作業を順次 n 個の点にわたって行い、このときの n 個のボロノイ多角形の面積の和と長方形領域の面積が定められた誤差内に収まったときに分割は完了する。この手法では計算時間節約のため、各点のボロノイ多角形作成時には領域全体の点を検索するのではなく、その点まわりの区分領域内の点だけを調べるようにしている。もし面積誤差が大きい場合には、この検索領域を広げて再計算する。ここで、端面は1つの領域区分線と考え、領域外については無視する。

3. 岩石圧縮試験

下端の四角形ブロックを固定とし、上端の四角形ブロックを下方に変位させる、いわゆるひずみ制御にて圧縮変形させる形式で二次元一軸、および二軸圧縮試験のシミュレーションを行う(モデルのサイズはすべて $0.5 \text{ m} \times 1.0 \text{ m}$)。用いたDEMの入力定数を表-1に示す。解析結果として得られた応力・ひずみ関係を図-3に示す。この図は要素数が多いものが低い強度をもつことを示している。すなわち、節理の多い岩石試料は強度が低下する現象のことを表わしている。また、ここでは応力・変形解析に用いたDEMにはひずみ軟化を示す構成式は一切含まれていない。しかし、解析を行ったすべての例について応力・ひずみ関係は、ひずみ硬化後ひずみ軟化特性を示している。このことは、岩石モデルの挙動を支配している亀裂の幾何学的形状の影響すなわち剛体ブロック間におけるすべりにより全体としてひずみ軟化特性が現われたものと考えられる。

側方無拘束($\sigma_3=0$)の場合の破壊モード図を図-4

表-1 解析入力データ

Unit Weight	$\rho = 1.96$ (Mg/m^3)
Stiffness (Normal)	$k_n = 1.00 \times 10^8$ (kN/m^2)
Stiffness (Shear)	$k_s = 1.00 \times 10^6$ (kN/m^2)
Damping factor (Normal)	$\eta_n = 3.00 \times 10^{-4}$ ($\text{kN/m}^2 \cdot \text{s}$)
Damping factor (Shear)	$\eta_s = 3.00 \times 10^{-4}$ ($\text{kN/m}^2 \cdot \text{s}$)
Gravity	$g = 9.81$ (m/s^2)
Time increment	$\Delta t = 1.00 \times 10^{-4}$ (sec)

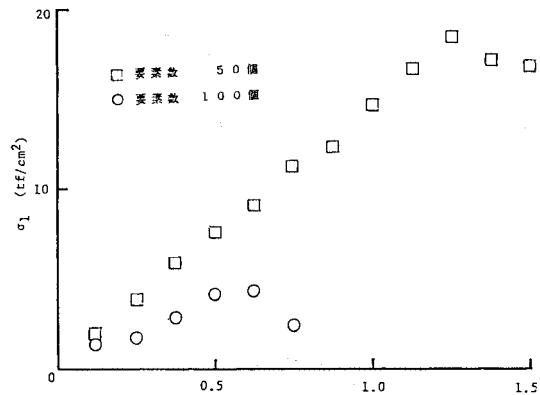


図-3 応力-ひずみ関係

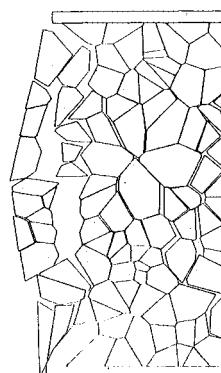


図-4 一軸圧縮破壊モード



図-5 一軸圧縮接触力分布

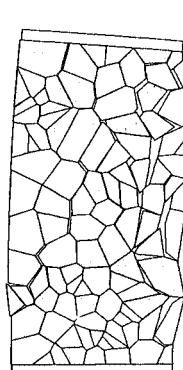
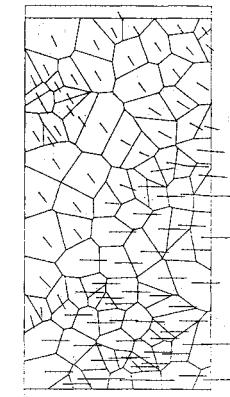


図-6 二軸圧縮破壊モード、変位ベクトル



に示す。また、一軸圧縮における力の伝達をみるために、接触力を描いたものを図-5に示す。破壊モードは顕著な縦割れ破壊を示している。このときの接触力は上端から下端まで一本の線に沿った方向に働いており、側壁付近の応力が解放されている状態がよくわかる。

次に、二軸圧縮試験(一軸強度の1/8の拘束圧載荷)

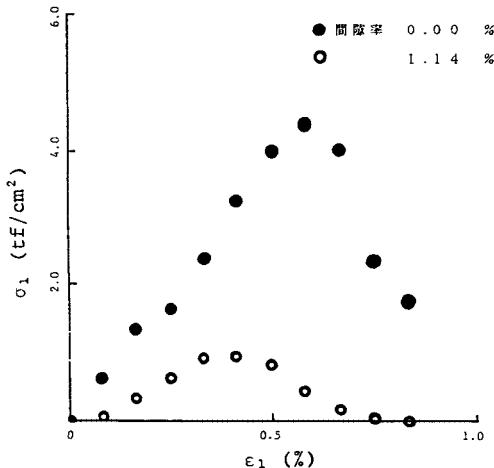


図-7 応力-ひずみ関係

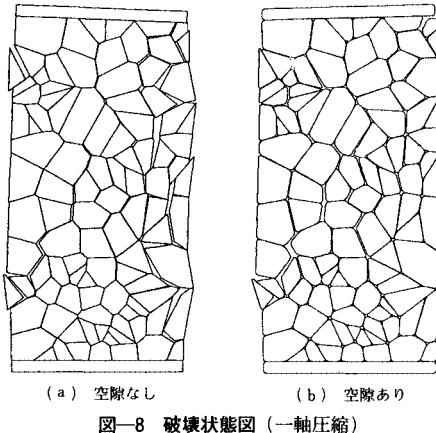


図-8 破壊状態図(一軸圧縮)

における代表的な破壊モード図、変位ベクトル図を図-6に示す。変位ベクトル図とは、ブロック重心の初期位置とブロック変位後の重心位置とを直線で結んだものである。ただし、ここでは変位量を3.0倍にして描いてある。この場合、約60°方向にせん断面が生じているようみえる。

次に空隙について検討する。新鮮な花崗岩のような、硬岩では一般に間隙率が0.2%程度から数%程度であり、かなり小さな値をとるが、砂岩などでは10~20%程度、泥質岩や風化岩ではさらに大きな値を示す⁵⁾。今まで解析を行ったモデルは、平面を一義的に分割しているので、間隙率は0%である。そこでボロノイモデルで空隙を表現するためにブロック頂点を丸くする。つまり、各頂点はある曲率をもった円とする。この場合、ブロックの接触は円と円または円と辺のいずれかとし、判定条件を定めて計算を進めている⁶⁾。このとき間隙率は1.14%である。このモデルを用い、ひずみ制御一軸圧縮試験のシミュレーションを行って得られた応力・ひず

み関係を図-7に示す。先の間隙率0%のモデルの応力・ひずみ関係も合わせてプロットしてある。結果は空隙の存在により強度が明らかに低下している。空隙がない場合とある場合の破壊時の状態図を図-8(a), (b)に示す。両者を比較すると頂点を丸くしたものは、強度が低下し、空隙率の大きさが強度に及ぼす定性的傾向をよく表わしている。また、別に要素のいくつかを除去することによって空隙を作成し、同じ傾向の答えを得ている。

4. 一面せん断試験

(1) 一面せん断試験における応力-ひずみ関係

不連続面を含んだ岩石の一面せん断試験のシミュレーションとして、先の岩石圧縮試験と同じ0.5m×1.0mのモデルを用いた。モデルは、要素数100個のボロノイモデルに対してせん断面を2通り設定したものである(図-9(a), (b))。せん断の方法は垂直応力一定のせん断ひずみ制御とするため、Aのブロックは回転を起こさないように制御して重心に垂直荷重を加える。B, Cのブロックは上下方向の変位が垂直荷重載荷後は一定となるように制御し、図に示した矢印の方向に一定速度で動かす。そして、A, B, Cにかかる力の合力をせん断力とする。ただし、D, E, Fのブロックは固定とする。解析により得られた応力・ひずみ関係を図-10(a), (b)に示す。この場合、水平変位量を初期せん断面長で除してひずみとしている。用いた定数は表-1と同じである。

垂直応力 σ の変化に伴うピーク強度時の変位およびせん断剛性の変化はJohnによると⁷⁾一定の剛性をもつモデル(一定剛性モデル、図-11(a))か、一定のピーク変位をもつモデル(一定ピーク変位モデル、図-11(b))を用いて単純化されるとしている。これにより得られた結果を整理するとCASE 1(図-10(a))は、垂直応力の増加に伴ってピーク強度時のひずみが増大する傾向を示し一定剛性モデルによく一致する。CASE 2(図-10(b))は垂直応力を増加させてもほぼ同じひずみでピークが現われており一定ピーク変位モデルに一致する。これはせん断された面の特性によるものと思われる。

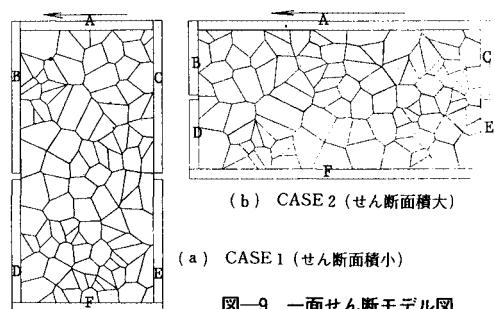


図-9 一面せん断モデル図

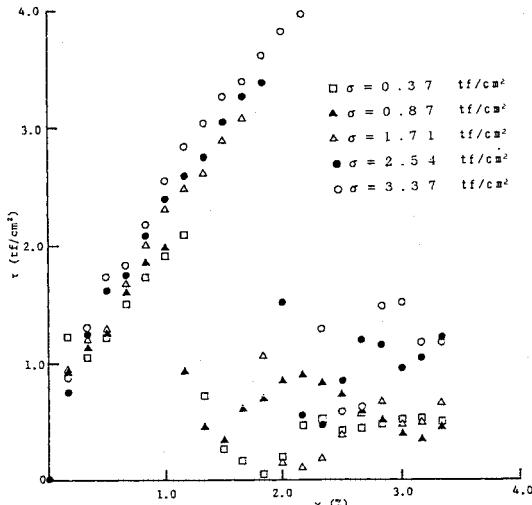


図-10(a)せん断応力-ひずみ関係(CASE 1)

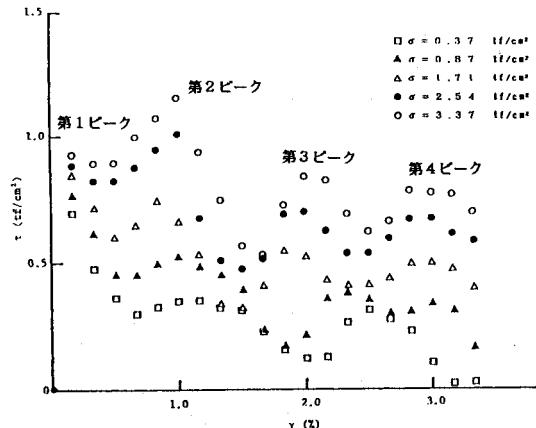


図-10(b)せん断応力-ひずみ関係(CASE 2)

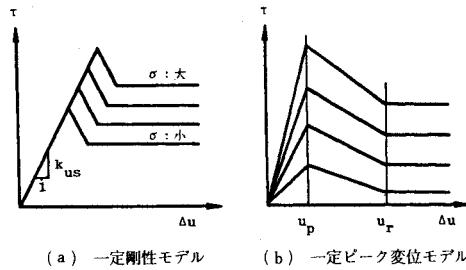


図-11荷重-変位モデル

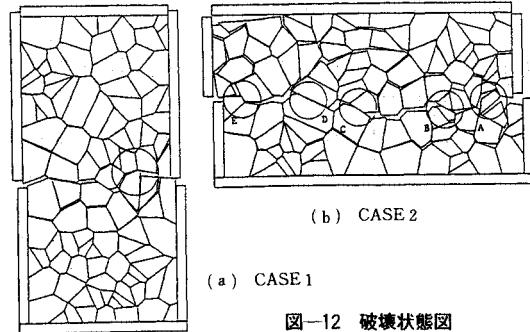


図-12破壊状態図

る。どのようなせん断面形状により特性が現われるかは、これだけのせん断面設定のみでは明瞭な特性は明らかにできない。しかし、破壊後のブロックの状態をみれば、わずかながら原因が推測される。

破壊時の状態を示す図を図-12(a), (b) に示す。CASE 1において垂直応力の増大に伴ってピーク強度時のひずみが増大する原因是、図-12(a) に示す円で囲んだ部分の応力集中によるものと思われる。この剛体ブロックの回転量の差によってピーク強度時のひずみに差が出るものと考えられる。これに対して、CASE 2は図-12(b) の円 A 内で示した部分でひっかかりにより回転を起こしているブロックもみられるが、このブロックは容易にはく離されており、最大せん断強度を出現させているのは円 B, C, D, E 内に示してあるブロックのずり上がりによるものと思われる。このように最大せん断強度を出現させる機構の違いによってそれぞれの特性が現われるものと推測される。

(2) せん断面の破壊規準

得られたピークせん断強度より、せん断面の破壊規準を描く。CASE 1に対しては垂直応力に対する最大せん

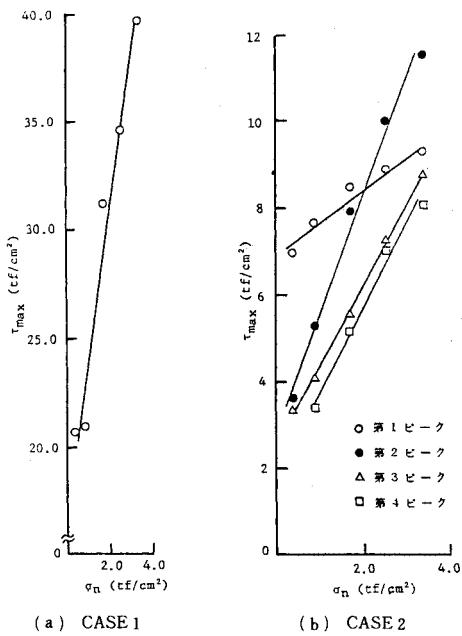


図-13せん断面の破壊基準

表-2 せん断面の破壊定数

CASE		C_J (tf/cm ²)	ϕ_p
1		1.78	81.6°
CASE 2	第1ピーク	0.84	36.7°
	第2ピーク	0.30	69.5°
	第3ピーク	0.26	61.4°
	第4ピーク	0.19	62.2°

表-3 せん断面モデルの摩擦角

	ϕ
$\phi_\mu = 10^\circ$	$i=5^\circ$
	$i=10^\circ$
	$i=15^\circ$
$\phi_\mu = 30^\circ$	$i=5^\circ$
	$i=10^\circ$
	$i=15^\circ$

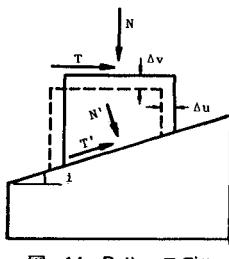


図-14 Patton モデル

断応力をプロットする(図-13(a))。CASE 2に対しては、異なる垂直応力に対してもいくつかのピークせん断強度がほぼ同じせん断ひずみのところで出現している。そのため、同じとみなされるひずみ時のピークせん断強度(図-10(b)の中の第1から第4ピーク)を結び破壊規準とする(図-13(b))。ここに示すように、破壊規準をすべて直線で近似しモール・クーロンの破壊規準

$$\tau_p = C_J + \sigma \tan \phi_p$$

を適用する。それぞれの破壊規準に対する C_J , ϕ_p の値を表-2に示す。 C_J は凸凹によって生ずるせん断強度の見掛け上の粘着力であり、 ϕ_p は凸凹を作っている岩石の内部摩擦角である。接触に対する摩擦角 ϕ_μ は 10° としているにもかかわらず、結果として得られた岩石の内部摩擦角は 60° から 80° とかなり大きな値となっている。これは、傾斜角をもつせん断面上をブロックがずり上がるるために生ずるものと思われる。せん断の傾斜角、すなわち、せん断されている部分のブロックの辺の傾きを求めるとき、CASE 1 で最大約 35° , CASE 2 で最大約 40° となっている。Patton の法則⁸⁾によると傾斜したせん断面でのせん断応力 τ は、傾斜角 i に大きく依存し、

$$\tau = \sigma \tan(\phi_\mu + i)$$

となる⁵⁾。これと比較しても得られた結果の内部摩擦角はかなり大きい。この原因是、ブロックが剛体であることにせん断時にブロックの動きが強く拘束されたことによる強度増加に起因するものと思われる。以下強度の傾斜角依存性について検討を加える。

(3) 個別要素法による Patton の法則の検証

DEM 解析により Patton の法則が成り立つかどうかを確認する。用いたモデル形状を図-14 に示す。下部ブロックは固定とし、上部ブロックは回転を起こさない

ように制御する。そして重心に垂直荷重 N をかけて一定速度で動かしせん断する。傾斜角 i は 5° , 10° , 15° とし、接触に対する摩擦角 ϕ_μ を 10° , 30° として種々の垂直力 N に対するせん断力 T を求める。

$i=5^\circ$, $\phi_\mu=30^\circ$ に対するせん断ひずみ γ とせん断応力 τ の関係をプロットしたものを図-15 に示す。せん断初期には DEM 解析特有の端部と辺部接触のため、ブロックの衝突により解が安定せず、動的振動状態が残る。この両者のくい込みとダンピングの効果でピークせん断応力ののような現象が現われると思われるが詳細は検討中である。しかし、その後せん断が進むにつれて一定速度でずり上がるため、せん断力は摩擦力のみとなり一定(残留せん断応力 τ_r)となっている。 i , ϕ_μ を変えたモデルに対するせん断ひずみ・せん断応力曲線もすべて同様な結果となっている。ここで、残留せん断力 τ_r を垂直応力 σ に対してプロットしたものが図-16 である。このグラフをすべて、原点を通る直線で近似し傾きを求めたものを表-3 に示す。結果は、残留せん断応力から

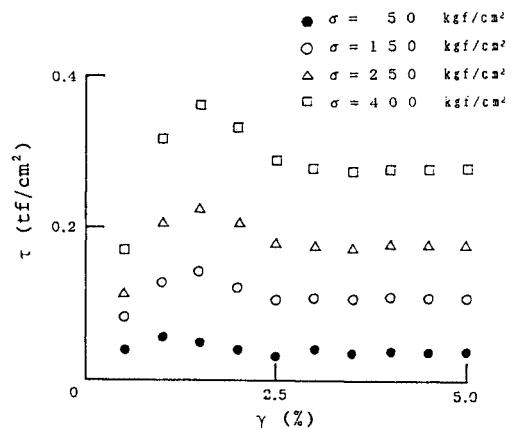


図-15 応力-ひずみ関係

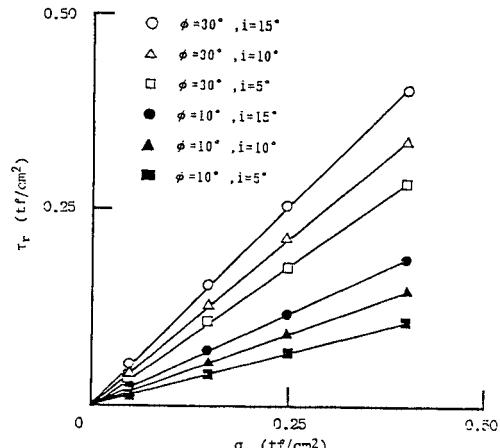


図-16 残留せん断力と垂直応力の関係

求まる摩擦角が Patton の法則から予測されるものに非常によく一致する。これはすばりの極限において、Patton の法則が成り立つからである。

5. 岩盤問題への適用

以上、岩石試験へのボロノイモデルを用いた DEM の適用について述べた。ここでは、その結果を踏まえて岩盤の安定問題を取り扱う。

(1) 支持力問題

大規模構造物を建設する場合、基礎とする岩盤の支持力が問題となる。岩盤には必ず節理、層理等の不連続面が存在し、その弱面の存在により著しい異方性や支持力低下をもたらす。この節では、このように不連続面が存在する岩盤の支持力の推定、および支持力と不連続面の状態との関係を把握することを目的とする。その第一歩としてランダム性を考慮したボロノイモデルを用いた DEM により岩盤の支持力ならびに破壊時のモードに対する検討を行った。DEM の入力定数は表-4 に示す値を用いた。

① ボロノイ分割の分割数に対する影響

解析モデルを図-17(a), (b), (c) に示す。領域幅を L 、領域深さを H 、載荷幅を B とすると、この場合、 $L/B=15$ 、 $H/B=7.5$ ($B=0.4\text{ m}$) となる。地盤の分割数を 300 個、500 個、1 000 個の 3 つのパターンを設定する。この場合の要素密度 (= 分割数 / 領域面積) は

表-4 入力定数

Unit weight	$\rho = 1.666 \text{ (Mg/m}^3)$
Stiffness (Normal)	$k_n = 2.50 \times 10^8 \text{ (kN/m}^2)$
Stiffness (Shear)	$k_s = 2.50 \times 10^8 \text{ (kN/m}^2)$
Damping factor (Normal)	$\eta_n = 6.25 \times 10^3 \text{ (kN/m}^2 \cdot \text{s})$
Damping factor (Shear)	$\eta_s = 6.25 \times 10^3 \text{ (kN/m}^2 \cdot \text{s})$
Gravity	$g = 9.81 \text{ (m/s}^2)$
Time increment	$\Delta t = 8.00 \times 10^{-5} \text{ (sec)}$

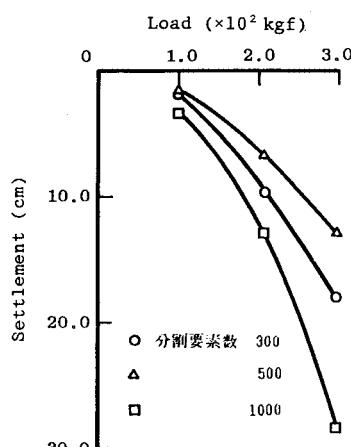
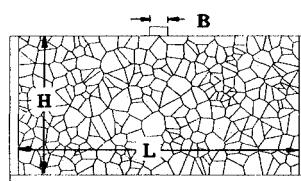
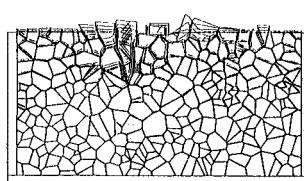


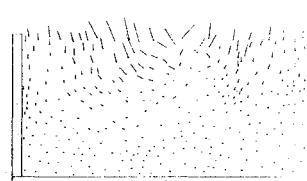
図-18 荷重-変位曲線



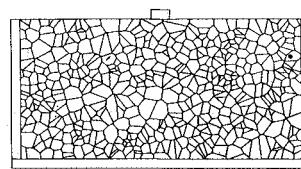
(a) 分割要素数 300



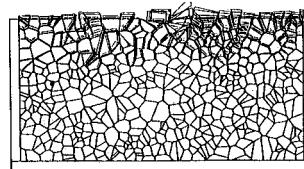
(b) 分割要素数 500



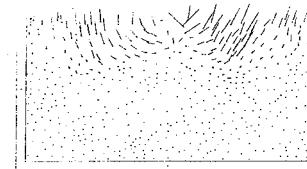
(c) 分割要素数 1000



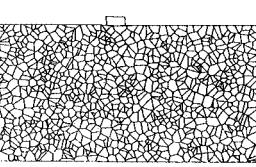
(a) 分割要素数 300



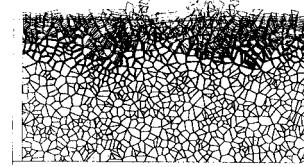
(b) 分割要素数 500



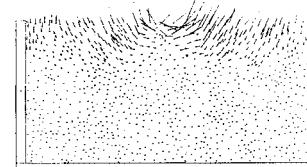
(c) 分割要素数 1000



(a) 分割要素数 300



(b) 分割要素数 500



(c) 分割要素数 1000

図-17 DEM 解析モデル

図-19 すべり破壊状態図

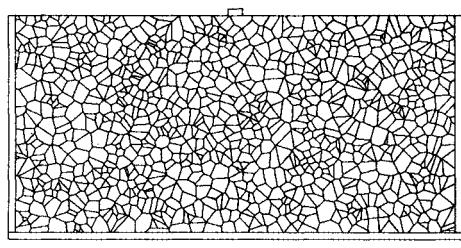
図-20 破壊時変位ベクトル図

それぞれ、 $16.7 \text{ 個}/\text{m}^2$, $27.8 \text{ 個}/\text{m}^2$, $55.6 \text{ 個}/\text{m}^2$ である。これにより、ボロノイ分割の分割数による破壊モード、および支持力に対する影響を検討する。ボロノイ分割の分割数は、地盤の特性を表現する重要なパラメーターの一つであると思われる。このパラメーターは地盤の風化度であるとか、不連続面の強度に対応するものと考えてよいであろう。先に示した岩石の強度と併せて考慮し、この関係を明らかにしないかぎり、実地盤への適用は難しいであろう。

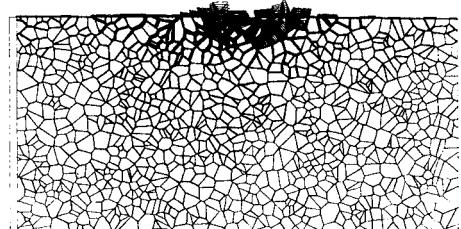
300 個、500 個、1 000 個のボロノイモデルに対して、載荷重と変位の関係をプロットしたものが図-18 である。分割要素数が多くなれば支持力の低下が予想されるが、300 個と 500 個の分割数のものが逆転している。これは、要素分割パターンによる形状が大きく影響し、同じ分割数に対しても支持力がかなりばらつくことが考えられる。つまり、ある地盤を解析する場合、要素密度はある範囲をもって設定してもよいことになる。これを確かめるには、数多くの要素分割パターンに対して解析を実行し統計的に調べる必要がある。

荷重載荷により完全にすべり破壊に至っている状態の図を図-19(a), (b), (c) に示す。また、そのときの変位ベクトル図を図-20(a), (b), (c) に示す。これらの図から、300 個、500 個、1 000 個となるに従いすべり領域が浅くなっていることがわかる。つまり、塑性領域は水平面と $45^\circ + \phi/2$ の角度で広がり、この ϕ が小さくなるために塑性領域が小さくなると思われる。

② 解析領域に対する影響



(a) 解析領域 (CASE 2)



(b) 破壊モード

図-21 大領域解析モデル ($L/B=30, H/B=15$)

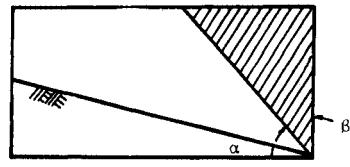


図-22 崩壊するくさび領域

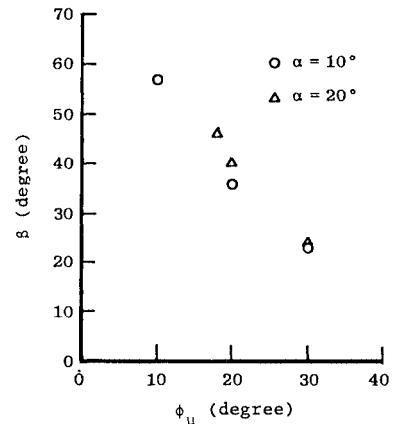


図-23 崩壊くさび先端角と摩擦角の関係

解析領域による差をみるために、図-17(a) に示すように、解析領域を $L/B=15, H/B=7.5$ で分割数 300 個のモデル (CASE 1) と、図-21(a) の $L/B=30, H/B=15$ で分割数 1 000 個のモデル (CASE 2) を比較する。この場合、要素密度は、CASE 1 で $16.7 \text{ 個}/\text{m}^2$ 、CASE 2 で $13.9 \text{ 個}/\text{m}^2$ となり、ほぼ等しいと考えられる。破壊時のモード図を図-17(b) ならびに図-21(b) に示す。CASE 2 の方が沈下量は大きい傾向があるが破壊モードはほぼ等しいことがわかる。

これは、解析対象とする地盤に不連続面が含まれている場合、どれだけの領域を取り出せばその地盤の特性を表現できるか、という寸法効果の問題である。ここに示したように CASE 1 と CASE 2 で破壊モードに差がなく、領域の大きさは CASE 1 で十分であると思われる。しかし、DEM は運動方程式を基礎とする動的解析であるので、境界での力の反射が問題となる。境界での力の反射に対しては、動的な有限要素法では、粘性境界を用いたり、境界要素法とのカップリングなども試みられている⁹⁾。DEM に対しても同様の研究がなされているがまだ未知の部分が多い¹⁰⁾。

(2) 斜面安定問題

不連続面の存在する岩盤斜面では、不連続面の幾何学的条件によりその挙動が大きく左右され、斜面崩壊のモードは連続体の理論によるものとは大きく異なっている。それは、破壊形態が不連続面に沿うすべりや、不連続面の分離に伴うトップリング（転倒）破壊の作用が支

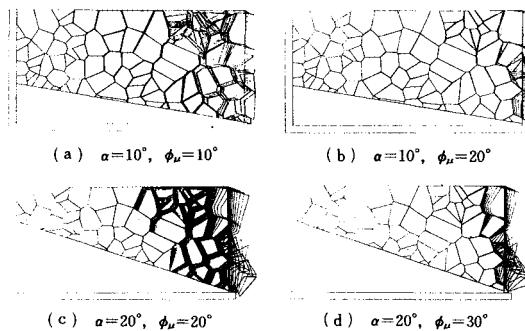


図-24 斜面の崩壊モード

配的になっているからである。DEM 解析は要素を離散化して個々の運動方程式を解いているため、このような破壊形態の表現に適した解析手法といえる。

ここでは DEM 解析を用いて、傾斜基盤上の切土掘削による斜面安定解析を行う。モデルは分割要素数 100 個のポロノイモデルにおいて、基盤となる部分を 1 個の固定ブロックで置き換えたもの（解析領域は幅 6 m、高さ 3 m）を用いる。DEM の入力定数はすべて、支持力問題で用いたと同じ表-4 に示した値である。傾斜角 $\alpha = 10^\circ, 20^\circ$ と 2 通りのモデルを設定し、摩擦角 ϕ_μ を変えることにより、崩壊するくさび領域の先端角 β （図-22）を求め、プロットしたものが図-23 である。斜面の崩壊モードを 4 例、図-24(a), (b), (c), (d) に示す。基盤の傾斜角 α が等しく、摩擦角 ϕ_μ の異なるもの（図-24(a), (b)）を比較すると、摩擦角を小さくした方が崩壊領域が大きいことがわかる。また、摩擦角 ϕ_μ が等しく、傾斜角 α の異なるもの（図-24(b), (c)）を比較すると、傾斜角が大きいほど、崩壊領域は大きくなっている。その崩壊モードは、ブロックの形状や摩擦角などの影響により、すべり破壊やトップリングが複雑に組み合わさせて生じていることがわかる。このように、DEM 解析により、斜面崩壊の一般的な傾向は表現可能であるといえる。

6. 結 論

岩盤亀裂の不規則性を検討するため、ポロノイ分割という手法を岩盤のモデル化に用い、不連続性材料解析用

に開発された DEM 解析により岩石試験の模擬計算および岩盤の挙動解析を行った。これらの解析結果よりモデルとしての不連続性岩盤の定性的傾向は表現可能であるといえよう。しかし、実務に対応させて変位量や応力分布を定量的に把握するには、ポロノイ分割、DEM 入力定数と併せてさらなる研究が必要であろう。さらに本報告では、亀裂の不規則性のみ取り扱ったが、今後はポロノイ分割における核の発生パターンを制御し実岩盤亀裂の特性をも考慮した解析を実行すべきであろう。

最後に、この研究を進めるにあたって多くの助言をいただいた京都大学工学部 足立紀尚教授ならびに堀田政國助手、またポロノイ分割の方法についてご指導をいただいた文部省統計数理研究所 種村正美博士、さまざまなお手伝いをお願いした長野県 青木謙通君に深甚の感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) Cundall, P. A. : The Measurement and Analysis of Accelerations in Rock Slopes, Ph. D. Thesis, Imperial College, Univ. of London, 1971.
- 2) たとえば、高木隆司：かたちの不思議、講談社現代新書、1985。
- 3) Plummer, C. C. and McGarry, D. : Physical Geology, Wm. C. Brown Company Publishers, pp. 40~81, 1979.
- 4) 種村正美・長谷川政美：Geometrical Models of Territory, Academic Press., 1980.
- 5) Goodman, R. E. 著、大西有三・谷本親伯共訳：わかりやすい岩盤力学、鹿島出版会
- 6) 河野正雄：個別要素法による節理性岩盤の挙動解析に関する研究、京都大学修士論文、1986。
- 7) John, K. W. : Civil Engineering Approach to Evaluate Strength of a Regularly Jointed Rock, Proc. 11th Symp. on Rock Mech. (AIME), pp. 69, 1970.
- 8) Patton, F. D. : Multiple Modes of Shear Failure in Rock, Proc. 1st Cong., ISRM, Lisbon, Vol. 1, 1966.
- 9) たとえば、竹宮宏和：地盤と構造物の動的相互作用解析法の現状、基礎工, Vol. 10, No. 12, 1982.
- 10) Lorig, L. J. and Brady, B. H. G. : A Hybrid Discrete Element-Boundary Element Method of Stress Analysis, Proceeding, 23rd Rock Mechanics Symp., Berkeley, Univ. of California, pp. 628~636, 1982.

(1986.6.4・受付)