

個別要素法による離散粒状体の動的追跡法： 土圧係数算定への応用

大西, 泰史 / ONISHI, Yasushi / 吉田, 長行 / 丸, 裕也 /
YOSHIDA, Nagayuki / MARU, Yuya

(出版者 / Publisher)

法政大学情報メディア教育研究センター

(雑誌名 / Journal or Publication Title)

法政大学情報メディア教育研究センター研究報告

(巻 / Volume)

31

(開始ページ / Start Page)

1

(終了ページ / End Page)

6

(発行年 / Year)

2017-06-30

(URL)

<https://doi.org/10.15002/00014861>

個別要素法による離散粒状体の動的追跡法

- 土圧係数算定への応用 -

Dynamic Analysis for Discrete Particle Model by Distinct Element Method

-Application to Calculation of Soil Pressure Coefficient-

大西 泰史¹⁾ 丸 裕也²⁾ 吉田 長行²⁾
Yasushi Onishi, Yuya Maru, and Nagayuki Yoshida

¹⁾ 法政大学大学院デザイン工学研究科建築学専攻

²⁾ 法政大学デザイン工学部建築学科

The purpose of this study is to calculate the soil pressure coefficient by using the Distinct Element Method (DEM). The theory of soil pressure was established long ago and is now effectively used in the real design of the structure. We simulate the soil pressure of a retaining wall by DEM. Numerical results are compared with the formulas based on Coulomb and Rankine's theory to confirm the validity of DEM in the soil problem.

Keywords : DEM, Soil pressure theory, Coulomb, Rankine

1. はじめに

不連続体解析を取り扱う粒子的手法の一つとして、P.A.Cundall^{[1],[2]}が提唱した個別要素法（Distinct Element Method：以降 DEM と略称）が挙げられる。この手法の特徴として粒状体の個々の粒子に働くミクロな力の相互作用を考慮することで材料のマクロな力学挙動を再現できるところにあり、砂や礫といった粒状体の動的挙動を取り扱うのに適している。

土圧理論は 1776 年に Coulomb が、1856 年に Rankine が発表している^[3]。これらは古典土圧理論と呼ばれ、その後、壁体の変形の考慮や、すべり形状の改良など幾多の拡張が加えられているが、地下壁や擁壁の土圧では現在でも古典土圧理論が基本となっている。

本研究では、DEM を用いて土圧係数算出シミュレーションを行い、板谷ら^[4]が提案した DEM の接触アルゴリズムの精度検定を第一目的とし、シミュレー

ションを行う過程で DEM の検討課題を抽出することを第二目的とした。

2. 解析手法

2.1 DEM

DEM の計算手法は伯野の文献^[5]および文献^[6]に詳しい。

2.2 土圧係数計算手法

2.2.1 静止土圧係数

自然の地盤に全く変形を与えない状態で壁が静止しているとき、壁に作用する土圧を静止土圧と呼ぶ。地盤内に鉛直方向の圧縮応力 σ_v が生じれば、土は片側への変形が拘束されているので水平方向の応力 σ_h が生じる。この鉛直応力と水平応力は比例すると考えられ

$$K_0 = \sigma_h / \sigma_v \quad (1)$$

この K_0 を静止土圧係数と呼ぶ。
土の内部摩擦角 ϕ と静止土圧係数の関係を表した次の Jaky の式がある。

$$K_0 = 1 - \sin \phi \quad (2)$$

通常、土圧を受けても壁は変形することはない。土圧が作用しても壁は静止しているため、壁には静止土圧が働くことになる。Fig.1 に示す擁壁の受ける土圧は次のようになる。

$$\sigma_{01} = K_0(\gamma Z_1 + q) \quad (3)$$

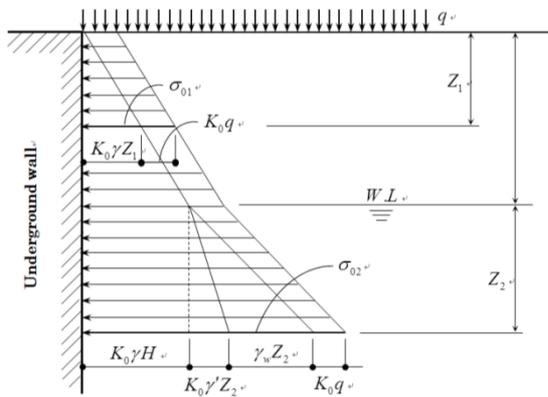


図.1 擁壁の土圧

Fig.1 Soil pressure on retaining wall

2.2.2 受働土圧係数

半無限地盤で粘着力 C 、内部摩擦角 ϕ および地盤の単位体積重量 γ は均質であり一定と仮定する。この地盤の深さ Z の点での鉛直方向応力 σ_v は γZ となる。この応力に伴って地盤は水平方向応力 σ_h が発生する。この二つの応力は主応力であり、鉛直応力が σ_1 となり水平応力が σ_3 である。

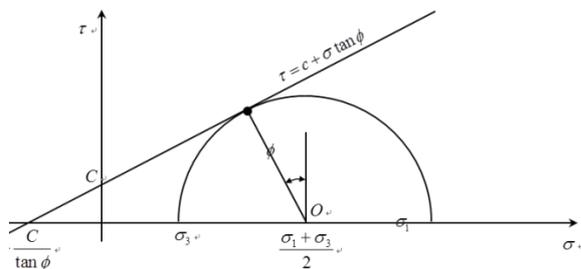


図.2 モールの応力円とクーロン線

Fig.2 Mohr stress circle and Coulomb line

主応力 σ_1 と σ_3 がクーロン線に接する条件をモール

の応力円を用いて求める。主応力 σ_1, σ_3 が Fig.2 のようにクーロン線 $\tau = C + \sigma \tan \phi$ に点 S で接しているとする。円の半径は $(\sigma_1 - \sigma_3) / 2$ であり、線 OS は ϕ 傾くので、点 S の座標は次のようになる。

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} \cos \phi \\ \sigma &= \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2} - \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} \sin \phi \end{aligned} \quad (4)$$

この値はクーロン線に接するのでクーロンのせん断強度式を満足しなければならない。そこで

$$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} \cos \phi = C + \left\{ \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2} - \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} \sin \phi \right\} \tan \phi \quad (5)$$

となり、これを整理して

$$\sigma_1 = \sigma_3 \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} + \frac{2C \cos \phi}{1 - \sin \phi}$$

または

$$\sigma_3 = \sigma_1 \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} - \frac{2C \cos \phi}{1 + \sin \phi}$$

が得られる。さらに三角関数の半角公式を用いて

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= \sigma_3 \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) + 2C \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \\ \sigma_3 &= \sigma_1 \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) - 2C \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \end{aligned} \quad (6)$$

となる。

したがって、深さ Z における水平方向の主応力、すなわち受働土圧 σ_p は式(6)の σ_3 を γZ にすることにより

$$\sigma_p = \gamma Z \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) + 2C \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (7)$$

となる。受働土圧係数 K_p は次式となる。

$$K_p = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) + \frac{2C}{\gamma Z} \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (8)$$

また、擁壁の高さ H までの受働土圧の合力 P_p は

$$P_p = \frac{\gamma H^2}{2} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) + 2CH \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (9)$$

となる。

3. 擁壁の土圧シミュレーション

3.1 モデル作成

初期配置を作成するため、自然落下により充填す

る。その様子を Fig.3 に示す。

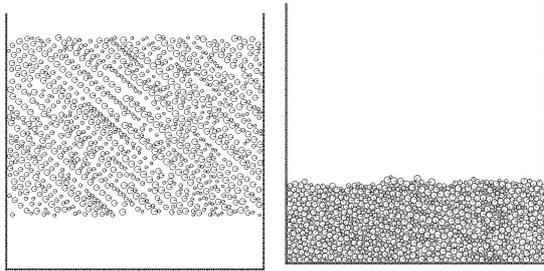


図.3 充填
Fig.3 Packing

充填完了後に粒子が安定状態に移行するまで時間を置く。その様子を Fig.4 に示す。

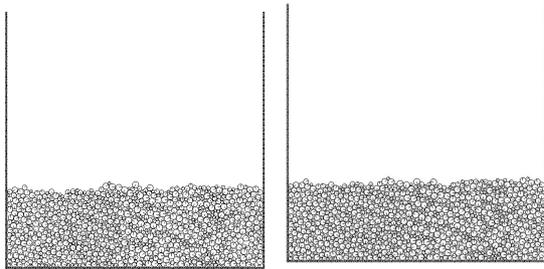


図.4 締め
Fig.4 Compaction

安定状態に移行後、擁壁に変位を与える。その様子を Fig.5 に示す。

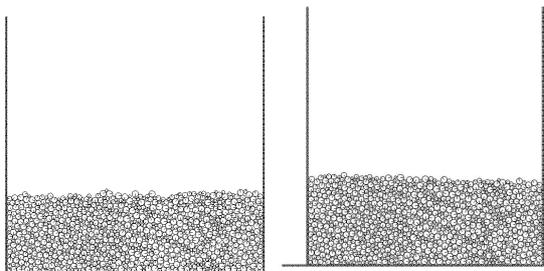


図.5 擁壁の移動
Fig.5 Movement of retaining wall

3.2 解析内容

本解析に用いたパラメータを Table.1、解析条件を Table.2 に示す。

表 1 物性値

Table.1 Analytical data

法線バネ定数	$k_n = 1.0 \times 10^6 [N/cm]$
接線バネ定数	$k_s = 2.5 \times 10^5 [N/cm]$
内部摩擦角	$\phi_\mu = 27 [deg]$
静止摩擦係数	$\mu = 0.5 [-]$
粒子密度	$\rho = 2.65 \times 10^{-3} [kg/cm^3]$
減衰定数(落下時)	$h_n, h_s = 1.0 [-]$
減衰定数	$h_n, h_s = 0.215 [-]$
時間増分	$\Delta t = 1.0 \times 10^{-6} [sec]$
せん断速度	$V_x = 1.0 [mm/sec]$

表 2 解析条件

Table.2 Analytical condition

	解析条件			
	粒径 [cm]	粒子数 [個]	深さ [cm]	底面幅 [cm]
Pattern1	0.2	1000	7	20
Pattern2	0.2~0.4	1000	7	20

ここで、土圧係数の評価方法について述べる。
静止土圧係数 K_0 は式 (3) より

$$K_0 = \frac{\sigma_{01}}{(\gamma Z_1 + q)} \quad (9)$$

となる

ここで、 σ_1 は水平応力、 Z は深度である。

また、受働土圧係数 K_p は式(7), (8)に、砂地盤のため $C=0$ を代入し、整理すると

$$\sigma_p = \gamma Z K_p \quad (10)$$

このとき、擁壁を構成する要素に作用する接触力のうち水平方向成分の総和を土圧 P_p として評価した。接触状態にある要素 i に作用する水平方向の接触力は次式で表される。

$$[F_{ix}] = \sum_{j=1}^j c_{ij} - T_{ij} \bar{s}_{ij} \quad (11)$$

擁壁を構成する粒子の個数を j 個とすると、擁壁に作用する土圧 P_p は次式のように求められる。

$$P_p = \sum_{i=1}^j [F_{ix}]_i \quad (12)$$

これに式(10)を代入し、 K_p について整理すると、

$$K_p = \frac{2 \sum_{i=1}^j [F_{ix}]_i}{\gamma Z^2} \quad (13)$$

となる。

4. 解析結果

4.1 静止土圧係数

粒子が安定状態のときの水平応力から静止土圧係数を算出する。Table.2の条件で解析を行い、静止土圧係数を算出する。に上載圧として 0[kPa],100[kPa],200[kPa],300[kPa],400[kPa]の5段階で検証した。以下に解析結果を示す。青い線は σ_p の値をプロットしたもので、赤い線はそれらを最小二乗法により近似したものである。

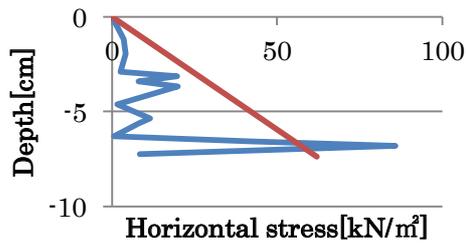


図.6 粒径 0.2cm ・ 上載圧 0kPa
Fig.6 Particle size 0.2[cm] and
Overburden pressure 0[kPa]

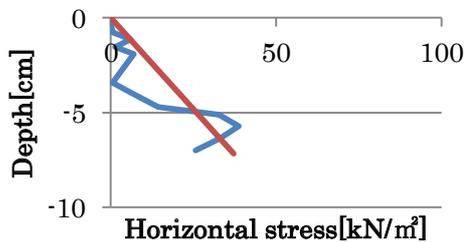


図.7 粒径 0.2cm ・ 上載圧 100kPa
Fig.7 Particle size 0.2[cm] and
Overburden pressure 100[kPa]

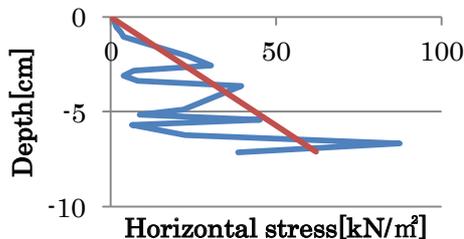


図.8 粒径 0.2cm ・ 上載圧 200kPa
Fig.8 Particle size 0.2[cm] and
Overburden pressure 200[kPa]

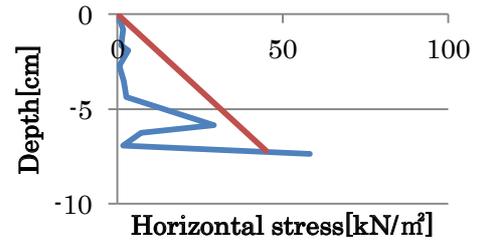


図.9 粒径 0.2cm ・ 上載圧 300kPa
Fig.9 Particle size 0.2[cm] and
Overburden pressure 300[kPa]

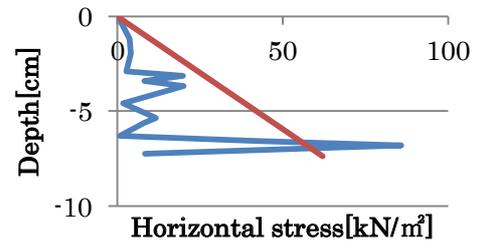


図.10 粒径 0.2cm ・ 上載圧 400kPa
Fig.10 Particle size 0.2[cm] and
Overburden pressure 400[kPa]

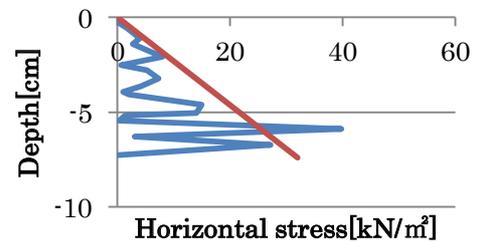


図.11 粒径 0.2~0.4cm ・ 上載圧 0kPa
Fig.11 Particle size 0.2~0.4[cm] and
Overburden pressure 0[kPa]

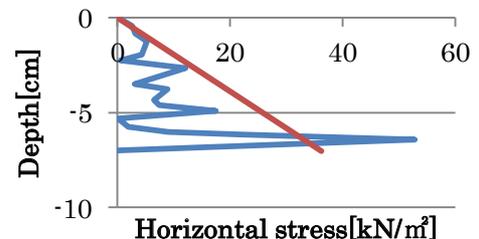


図.12 粒径 0.2~0.4cm ・ 上載圧 100kPa
Fig.12 Particle size 0.2~0.4[cm] and
Overburden pressure 100[kPa]

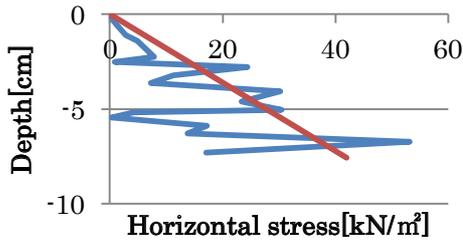


図.13 粒径 0.2~0.4cm ・ 上載圧 200kPa
Fig.13 Particle size 0.2~0.4[cm] and Overburden pressure 200[kPa]

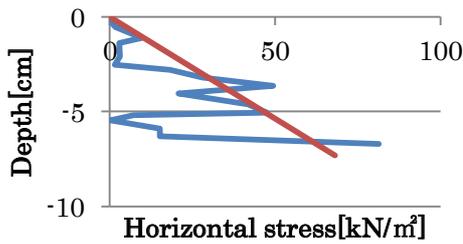


図.14 粒径 0.2~0.4cm ・ 上載圧 300kPa
Fig.14 Particle size 0.2~0.4[cm] and Overburden pressure 300[kPa]

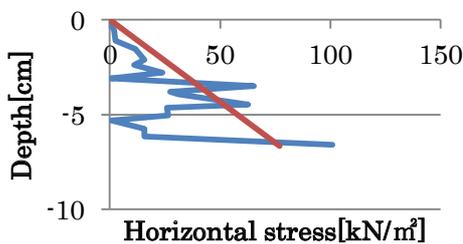


図.15 粒径 0.2~0.4cm ・ 上載圧 400kPa
Fig.15 Particle size 0.2~0.4[cm] and Overburden pressure 400[kPa]

シミュレーションから算出した K_0 を Table.3 にまとめると。

表 3 解析結果
Table.3 Analytical result

上載圧 [kN]	静止土圧係数 K_0 [-]	
	Pattern1	Pattern2
0	0.385610	0.503494
100	0.515103	0.511411
200	0.672632	0.490378
300	0.544246	0.552539
400	0.592530	0.559321

4.2 受働土圧係数

擁壁の移動に伴う受働土圧の合力の推移より受働土圧係数を算出する。静止土圧係数と同様に、Table1,2 の条件で解析を行い受働土圧係数を算出する。本節では Pattern2 のみ実施した。こちらにも上載圧 0[kPa],100[kPa],200[kPa],300[kPa],400[kPa]の 5 段階をかけて検証した。

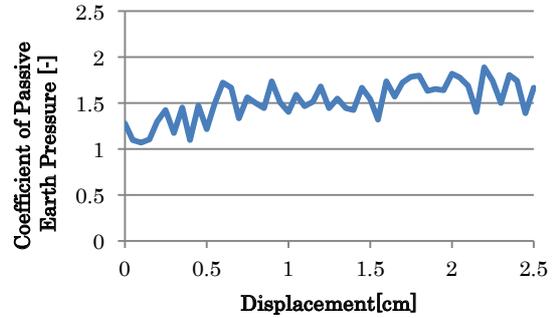


図.16 粒径 0.2~0.4cm ・ 上載圧 0kPa
Fig.16 Particle size 0.2~0.4[cm] and Overburden pressure 0[kPa]

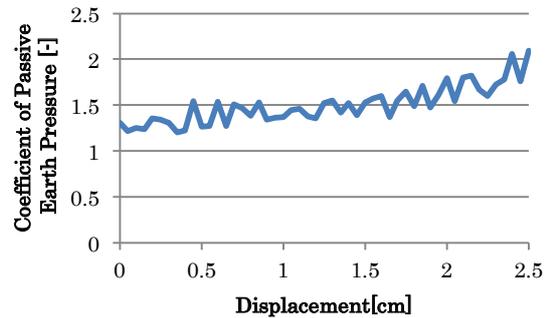


図.17 粒径 0.2~0.4cm ・ 上載圧 100kPa
Fig.17 Particle size 0.2~0.4[cm] and Overburden pressure 100[kPa]

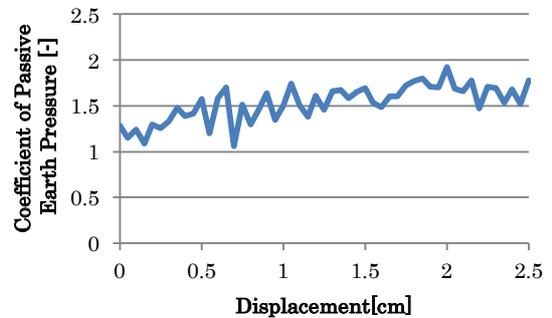


図.17 粒径 0.2~0.4cm ・ 上載圧 200kPa
Fig.17 Particle size 0.2~0.4[cm] and Overburden pressure 200[kPa]

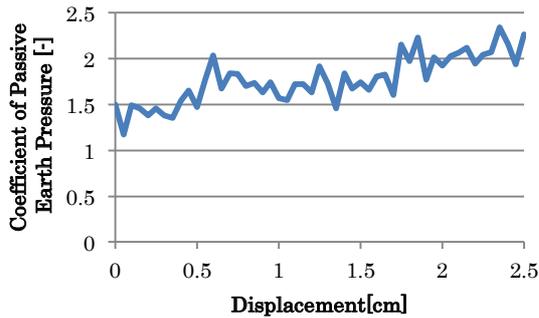


図.18 粒径 0.2~0.4cm ・ 上載圧 300kPa
Fig.18 Particle size 0.2~0.4[cm] and
Overburden pressure 300[kPa]

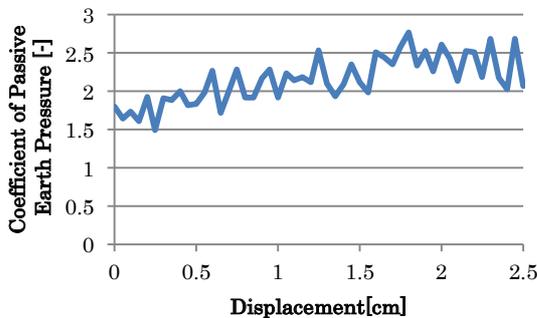


図.19 粒径 0.2~0.4cm ・ 上載圧 400kPa
Fig.19 Particle size 0.2~0.4[cm] and
Overburden pressure 400[kPa]

各グラフの受働土圧係数 K_p のピーク値を Table4 に示す。

表 3 解析結果
Table.3 Analytical result

上載圧[kPa]	受働土圧係数 K_p [-]
0	1.888685
100	2.091253
200	1.9204
300	2.34323
400	2.771452

5. 考察・結論

式(2)より $K_0 = 0.5460095$ を静止土圧係数の推定値とすると、全体的に近い数値が得られた。しかしグラフの近似線と水平方向力の差が大きいものが多く、

特に粒径が一様なものに多くみられた。そのため分布粒径を用いることが有効であると判断できる。

式(8)より $K_p = 2.662939929$ を受働土圧係数の推定値とすると、上載圧の低いものでは数値が小さくなる結果となった。結果が目標値より小さく出たものは、擁壁の移動によって水平応力は増加したがせん断破壊まで至らなかったためであると考えられる。そのため、土圧係数算出には上載圧をかけることが必要と考えられる。

6. 結論

DEM 解析による土圧係数の評価方法を提案した。土圧係数算出には分布粒径の採用と上載圧の設定が必要であることが結論として挙げられる。

今後の課題として、上載圧に関するより詳細な設定法と、地盤水平方向の遠方境界条件の導入が挙げられる。

参考文献

- [1] P.A.Cundall "A computer model for simulating progressive, large-scale movements in blocky rock system" ISRM, Nancy, France. Proc. 1971.
- [2] P.A.Cundall, O.D.L.Strack "A discrete numerical model for granular assemblies" Géotechnique, 1979.
- [3] 林貞夫, "建築 基礎構造", 共立出版, 2002.
- [4] 板谷知洋, 大西泰史, 吉田長行, "個別要素法による粒状体群のせん断シミュレーションにおける摩擦処理", 法政大学情報メディア教育センター研究報告, Vol.29, 2015.
- [5] 伯野元彦:「破壊のシミュレーション」—拡張個別要素法で破壊を負う—, 森北出版, 1997
- [6] 粉体工学会編: 粉体シミュレーション入門—コンピュータで粉体技術を創造する, 産業図書, 1998