

個別要素法によるコンクリート製砂防ダムの 衝撃破壊シミュレーション解析

下田義文*・鈴木真次**・石川信隆***・
古川浩平****

本研究は、コンクリート製砂防ダムの耐土石流衝撃設計に資するため、まず個別要素法による衝撃応答計算モデルを作成し、次にこのモデルを用いて土石流に含まれる巨礫の衝撃に対する砂防ダム袖部の衝撃応答解析を行った。この結果、個別要素法による衝撃応答計算モデルが、砂防ダム袖部の小型模型実験における衝撃応答、サンドバッグの緩衝効果および実砂防ダムの土石流による被害形態をよくシミュレートできることを確かめた。

Key Words : impact response analysis, debris flow, concrete check dam, distinct element method

1. 緒 言

個別要素法は、近年粒状体など非連続体の解析に有力な方法として使用されてきた¹⁾が、連続体であるコンクリート構造物の破壊現象の解明にも有効であることが指摘されている^{2),3)}。著者ら⁴⁾も、先に鋼球を受けるモルタル片持りの衝撃挙動の解明に個別要素法を用いたが、衝撃速度の相違により片持りの破壊挙動や変形モードの違いを明確に把握することができた。

しかし、土石流防護のために設置されたコンクリート製砂防ダムは、土石流中の巨礫によってその袖部がしばしば破壊される例があり、どの程度の大きさの巨礫がどの位の流速の時に破壊が生ずるか、またコンクリート袖部の破壊を防ぐために、衝撃緩衝材としてサンドバッグを装着させると、どの程度の効果があるのかについては未解明のままである。さらに、実際に被害を受けたコンクリート製砂防ダムには、土石流中の巨礫、動水圧、堆砂圧などのうち、どのような荷重形態の時が最も被害状況をよくシミュレートしているかなど、コンクリート製砂防ダムの耐衝撃設計の観点から、これらの定性的かつ定量的な検討が必要となってきた。

本研究は、上記のような観点から、コンクリート製砂防ダムの耐衝撃設計へ資するため、個別要素法を用いて解析プログラムを作成し、衝撃破壊シミュレーションを行ったものである。本研究ではまず本解析で用いた個別要素法の特徴を述べ、次にコンクリート製砂防ダム袖部をモデル化した片持梁にサンドバッグを装着した場合と装着しない場合との比較検討を行って衝撃緩衝効果を検

討すると共に、本解析プログラムの妥当性を示す。さらに実際に土石流によって、被害を受けた白田切川のコンクリート製砂防ダムをモデル化して、荷重形式をいろいろ変化させてどのような荷重形態のときに、実際の被害状況とよくマッチするかを検討したものである。

2. 本解析で用いた個別要素法の特徴⁴⁾

本解析で用いた個別要素法は、従来の方法とほぼ同じであるが、以下の点に特色がある。

(1) 要素の結合条件

ここでは、コンクリート製砂防ダムを図-1に示すような円筒要素モデルに分割するが、連続体としてのコンクリート構造物を離散的な円筒要素にモデル化すると、互いに接触していても空間が生じてしまうので、連続体としての結合ばね(間隔ばね^{2),5)}に類似の考え方を導入した。つまり、連続体としての結合挙動を示すようにばねで力学的つながりを持たせるため、結合パラメータ β を導入することにより、次のような結合判定条件を満足するとき、2つの要素 i と j は結合しているものと判定する。

$$\beta(r_i+r_j) \geq R_{ij}^0 \dots\dots\dots (1)$$

ただし、 r_i, r_j :要素 i, j の半径、 R_{ij}^0 :要素 i, j 間の初期距離、 β :結合パラメータ、 $R_{ij}^0 = \sqrt{(x_i-x_j)^2 + (y_i-y_j)^2}$ 、 x_i, y_i :要素 i の x, y 座標値、 x_j, y_j :要素 j の x, y 座標値、ここで結合パラメータ β の値の決定が問題となるが、図-1で示すように要素半径が一定($r_i=r_j=r$)で格子状の配列の場合、連続体であるAとC間では $\beta=\sqrt{2}$ 、また、AとB、BとC間では $\beta=1$ となるので $\beta=\sqrt{2}$ とした。

(2) 要素のばね定数 k などの決定法

各要素間の作用力を表すため、図-2に示すような法線方向にばね k_n とダッシュポット c_n 、接線方向にばね k_s とダッシュポット c_s を設けた。また接線方向にはク

* 正会員 八千代エンジニアリング(株)
水工部副部長(現山口大学工学部大学院学生)
(〒153 東京都目黒区中目黒1-10-21)

** 正会員 防衛大学校研究科学生

*** 正会員 工博 防衛大学校教授

**** 正会員 工博 山口大学工学部教授

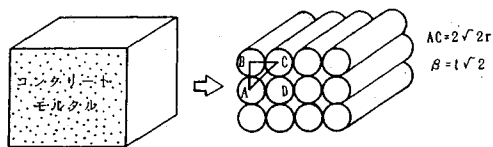
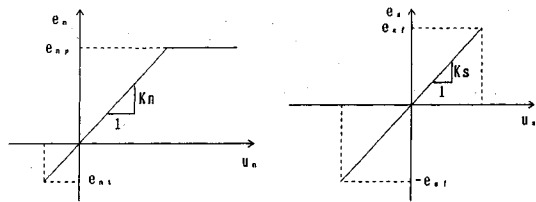


図-1 要素モデル



(a) 法線方向 (b) 接線方向

図-4 ばね定数

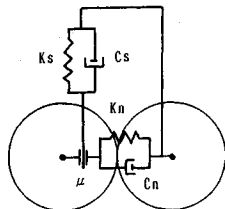


図-2 要素の結合条件

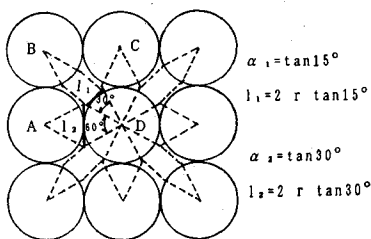


図-3 有効接触面積

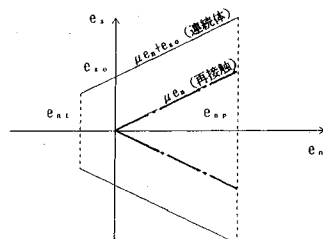


図-5 破壊条件

ロンの摩擦すべり条件を満足するスライダー μ を設けた。

ここで、要素モデルの材料定数 k, c は、以下のようにコンクリート (モルタル) の材料定数であるヤング率 E やポアソン比 ν 等を用いて決定される。まず、全ての要素モデルを等円と仮定すると2つの要素 i, j 間には、図-1 に示す AB, BC, CD, AD の場合 (接触している場合) と、AC, BD の場合 (離れている場合) とではばね定数 k の値が異なると考えられる。よって、ここでばねが有効に作用する接触面を図-3 に示すように隣接要素と結合するための専有空間と考え、これを有効接触面積 A_{ij} とする。この A_{ij} の値は、次式のように一般表示される。

$$A_{ij} = 1 \cdot d = 2rd \cdot \alpha \dots (2)$$

ただし、 l : 有効接触面、 d : 円柱要素の柱の長さ、 α : 有効接触面積パラメータ ($0 \leq \alpha < 1$) で、要素の配列により幾何学的に決定され、ここで用いた要素配列では、図-3 に示すように1個の要素 (例えば D) が接触する周囲のすべての要素との有効接触面積を幾何学的に求めると、AB, BC, CD, AD の場合 $\alpha = \tan 30^\circ$ 、AC, BD の場合 $\alpha = \tan 15^\circ$ となる。この A_{ij} を用いて法線方向ばね力 e_n と接線方向ばね力 e_s がそれぞれ次式のように算出される。

$$\left. \begin{aligned} e_n &= \sigma_n A_{ij} = E \varepsilon A_{ij} = E \frac{u_n}{R^{\circ} ij} A_{ij} (= k_n u_n) \\ e_s &= \tau A_{ij} = \gamma G A_{ij} = \frac{u_s}{R^{\circ} ij} \frac{E}{2(1+\nu)} A_{ij} (= k_s u_s) \end{aligned} \right\} \dots (3)$$

ただし、 E : コンクリートの弾性係数、 G : コンクリートの体積弾性係数、 σ_n : 軸応力、 τ : せん断応力、 ε : 法線方向歪、 γ : せん断歪、 ν : コンクリートのポアソン比、

u_n, u_s : 法線方向、接線方向変位である。よって、ばね定数 k_n, k_s は、式 (3) から次式によって決定されることになる。

$$\left. \begin{aligned} k_n &= E \frac{A_{ij}}{R^{\circ} ij} \\ k_s &= E \frac{A_{ij}}{R^{\circ} ij} \frac{1}{2(1+\nu)} \end{aligned} \right\} \dots (4)$$

式 (4) で $E, R^{\circ} ij, \nu$ は一定であるので、ばね定数 k_n, k_s が有効接触面積 A_{ij} の値によって大きく影響されることが分かる。また減衰係数 c_n, c_s は減衰定数 h を与えることにより、次式のように求められる。

$$c_n = 2h\sqrt{m \cdot k_n}, \quad c_s = 2h\sqrt{m \cdot k_s} \dots (5)$$

ただし、 m は要素の質量を示す。

(3) 結合ばねの挙動

法線方向の結合ばねの挙動は、図-4 (a) のように圧縮側では完全弾塑性、引張側では完全弾性と仮定した。また接線方向の結合ばねの挙動は、図-4 (b) のようにせん断力の正・負方向ともに完全弾性とし、その破壊条件は、図-5 に示すようなモール・クーロンの仮定を用いた。すなわち、

$$\left. \begin{aligned} \text{連続体として接触状態の場合:} \\ e_{sf} &= \mu e_n + e_{s0} \quad (e_{ni} \leq e_n \leq e_{np}) \\ \text{再接触の場合:} \\ e_{sf} &= \mu e_n \quad (0 \leq e_n \leq e_{np}) \end{aligned} \right\} \dots (6)$$

ただし、 e_{sf} : 接線方向の限界ばね力、 μ : コンクリートの内部摩擦係数、 e_{ni}, e_{np} : コンクリートの引張限界ばね力および圧縮限界ばね力、 e_{s0} : コンクリートの純せん断強度、 e_n : コンクリートの法線方向ばね力とする。

なお、引張限界応力 e_{ni} は、引張限界ひずみ e_i を用いて次式によって算出される。

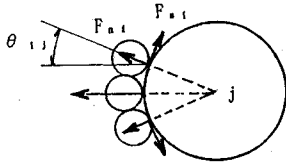


図-6 衝撃力の算出

$$e_{ni} = -E \cdot \varepsilon_i \cdot A_{ij} \dots\dots\dots (7)$$

ここで、 e_i は先の実験結果⁶⁾より $\varepsilon_i=200\mu$ を用いた。さらに純せん断強度 e_{so} については直接せん断強度 τ_s を用いて次式によって算出する。

$$e_{so} = \tau_s A_{ij} \dots\dots\dots (8)$$

(4) 衝撃力の算定

鋼球が砂防ダムと衝突する際に発生する衝撃力 P は図-6に示すように鋼球と接触する全ての要素との接触力(法線方向および接線方向の力)の水平方向成分の総和として次式によって算定される。ここで、要素間の結合を図-2に示すようにばねとダッシュポットを並列としているので、接触力はばね力と減衰力の合力として求められる。

$$\begin{aligned}
 P &= \sum_{i=1}^1 (-F_{ni} \cos \theta_{ij} + F_{si} \sin \theta_{ij}) \\
 F_{ni} &= k_n (r_i + r_j - R_{ij}) + C_n \frac{\Delta U_n}{\Delta t} \\
 F_{si} &= k_s (\sum_i \Delta U_s) + C_s \frac{\Delta U_s}{\Delta t} \\
 \Delta U_n &= (\Delta x_i - \Delta x_j) \cos \theta_{ij} + (\Delta y_i - \Delta y_j) \sin \theta_{ij} \\
 \Delta U_s &= -(\Delta x_i - \Delta x_j) \sin \theta_{ij} + (\Delta y_i - \Delta y_j) \cos \theta_{ij} \\
 &\quad + r_i \Delta \phi_i + r_j \Delta \phi_j \\
 R_{ij} &= \sqrt{(X_i - X_j)^2 + (Y_i - Y_j)^2}
 \end{aligned} \dots\dots\dots (9)$$

ただし、 P : 衝撃力、 F_{ni} 、 F_{si} : i 要素と j 要素の接触面に対し法線方向および接線方向の接触力、 1 : 接触している全要素数、 i : 鋼球と接触する要素、 X_i 、 Y_i 、 X_j 、 Y_j : i 、 j 要素の X 、 Y の座標、 Δx_i 、 Δx_j : i 、 j 要素の水平変位増分、 Δy_i 、 Δy_j : i 、 j 要素の垂直変位増分、 $\Delta \phi_i$ 、 $\Delta \phi_j$: i 、 j 要素の回転角増分、 r_i 、 r_j : i 、 j 要素の半径、 θ_{ij} : i 、 j 要素の軸線が水平となす角

(5) 衝撃応答解析法の特徴と手順

以上の諸値を与えて、オイラー法により運動方程式を解くことになるが、本衝撃応答解析法の特徴は図-7のフローチャートにも示すように、砂防ダムの重力によるつり合いを与えてから、応答解析が開始される点にある。すなわち、その手順は以下の通りである。

- ① まず各要素の座標 x 、 y 、要素幅 d 、材料のヤング率 E 、ポアソン比 ν 、引張限界ひずみ ε_t 、直接せん断強度 τ_s 、減衰定数 h 、内部摩擦角 ϕ ($\tan^{-1}\mu$)、衝突物

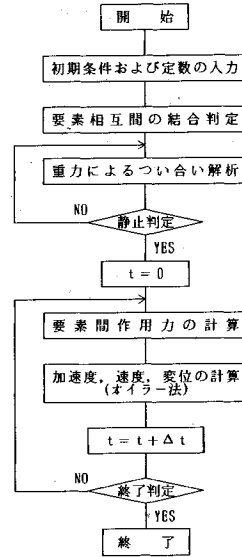


図-7 計算フローチャート

の重量 m 、ばね定数 k 、時間増分 Δt および結合パラメータ β を入力する。

- ② 次に、円柱要素の位置から結合パラメータ β により連続体か否かの結合状態を決定する。
- ③ 重力を作用させ静止に至るまで計算させる。すなわち、重力によるつり合いを与える。
- ④ ③の終了状態を衝撃解析の開始とし、衝突物体に速度を与えて衝突させる。
- ⑤ 各要素間の作用力を算出し、オイラー法により加速度、速度、変位を求める。
- ⑥ 時刻 $t=t+\Delta t$ として、破壊に至るまであるいは要素間の作用力が重力による釣合状態に戻るまで計算を続ける。

3. 片持梁の衝撃模型実験との比較

ここでは前章で作成した個別要素法による巨礫の衝撃応答解析法を、既存の実験結果と比較することにより、その入力定数の決定法などについて検討した。すなわち、検証に用いたデータは先の片持梁による衝撃模型実験⁶⁾および緩衝材の効果に関する衝撃模型実験結果⁷⁾である。

(1) 片持梁の衝撃模型実験による検証

a) 計算条件

実験は、図-8に示すような高さ30 cm、幅40 cm、厚さ7.5 cmのモルタル片持梁に鋼球を下から14 cmの位置に衝突させて、破壊形態の観察およびコンクリート表面の歪を測定した。鋼球の大きさは、破壊形態を見るためのシリーズでは直径10 cm、歪応答特性を見るためのシリーズでは直径6.95 cmとした。各シリーズとも鋼球の衝突速度を変化させて実験した。

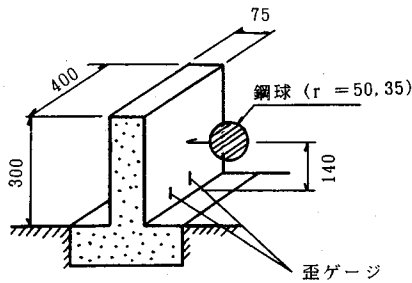


図-8 実験方法および試験体寸法 (単位: mm)

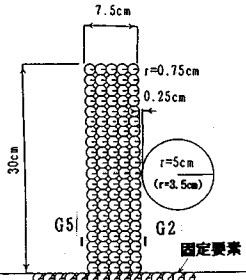
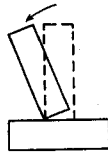


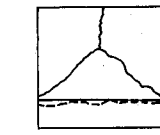
図-9 解析モデル

(a) $V = 2.6 \text{ m/s}$

(b) $V = 5.5 \text{ m/s}$

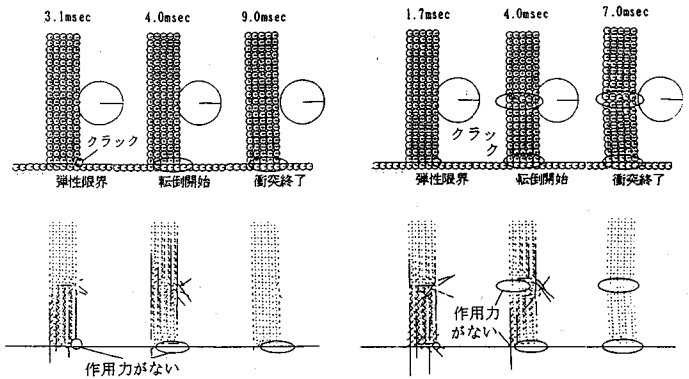


根元から転倒



打撃点を中心にした放射状
および根元で破壊

図-10 実験における破壊形態



(a) 衝突速度 2.6m/sec

(b) 衝突速度 5.5m/sec

図-11 模型実験のシミュレーション結果

表-1 解析に用いた材料定数
および入力パラメータ

モルタル	
ヤング率 E	$1.5 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$
ポアソン比 ν	0.2
引張限界歪 ϵ_t	200 μ
直接せん断強度 τ_0	47.0 kgf/cm^2
減衰定数 h (仮定)	0.05
内部摩擦角 ϕ	37 $^\circ$
最大圧縮強度 σ_c ($=\sigma_{np}/A_{ij}$)	248.0 kgf/cm^2
衝突物体	
重量	4.11 kgf
ばね定数 k_a	470 kgf/cm
その他	
時間増分 Δt	$1.0 \times 10^{-6} \text{ sec}$
結合パラメータ β	1.42

この実験と比較するために、モルタル片持ばりを図-9に示すように直径1.5cmの100個の移動要素と15個の固定要素、さらに1個の鋼球要素とにモデル化して解析を行った。計算で用いる k , c 等は第2章(2)に示す入力定数の決定法に従い、表-1に示す材料定数を用いて求めた。なお、表の E , ν , σ_p は圧縮強度試験⁸⁾, τ_0 は σ_p より算出⁸⁾し、 ϕ は他の研究⁹⁾を参考に求めた。また、鋼球の重量は実験で用いた鋼球の重さの4.11kgf(直径10cm)および1.35kgf(直径6.95cm)とした。

b) 破壊モード

実験では、図-10に示すようにモルタル片持梁に直径10cmの鋼球を速度2.6m/secと5.5m/secで衝突させたケースでは異なる破壊が見られた。すなわち、まず図-10(a)の衝突速度2.6m/secでは、根元部の衝突面側の歪が徐々に大きくなってゆき、クラックが発生する。そして、他の部分には破壊が起こらずに最終的には片持梁は根元から転倒して破壊している。一方、図-10(b)の衝突速度5.5m/secでは、根元部の衝突面の

歪と衝突点の裏の歪が大きい引張値を示し、この両箇所でクラックが発生し、最終的には根元と打撃点の放射線状の線によって破断している。

図-9に示した解析モデルを用いて、モルタル片持ばりの衝撃応答解析を行い、時間経過ごとの破壊挙動を求め、図-11に示す破壊形態が得られた。図-11(a)は衝突速度2.6m/sec、図-11(b)は衝突速度5.5m/secの破壊形態を示したものである。なお、図-11の上段の図は要素の破壊挙動、下段の図は要素の作用力を表している。

衝突速度2.6m/secでは、鋼球の衝突により、先ず衝突点に大きな作用力が発生し、次に要素間に働いている作用力が衝突点から根元の方へ大きくなっていく。その後、表側の根元部ではひびわれが発生し、時間経過とともに拡大し、ついには裏面まで達して、図-11(a)に示すように完全に破壊してしまう。

一方の衝突速度5.5m/secでは、作用力が当初2.6m/secと同じ傾向となるが、根元部の引張による破壊

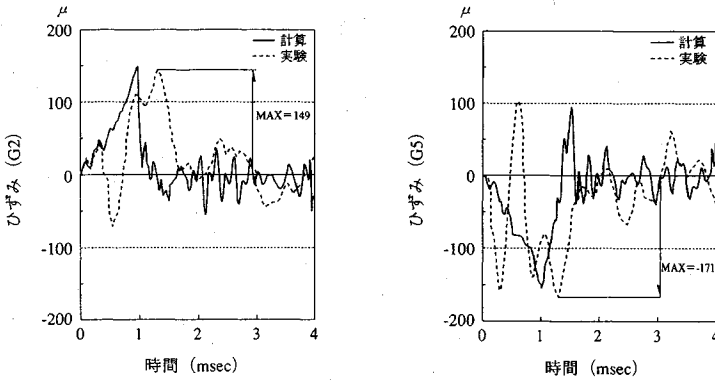


図-12 実験および計算歪の比較
(鋼球直径6.95cm, 速度7m/sec)

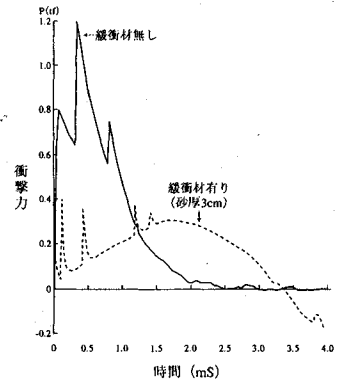


図-13 衝撃力の計算結果

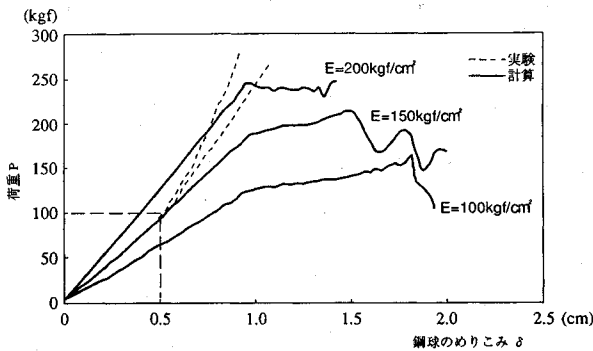


図-14 緩衝材への静的めりこみ

表-2 実験値と計算値の比較

項目	実験値	計算値
ϵ_{max} (G2)	149 μ	151 μ
ϵ_{max} (G5)	-171 μ	-151 μ
T_p (G2)	1.3 ms	1.00ms
T_p (G5)	1.3 ms	1.05ms

表-3 砂の材料定数

ヤング率E	150 kgf/cm ²
ポアソン比 ν	0.2
減衰定数h	0.15

が進むと同時に衝突点の裏側でも引張限界を越え、クラックが発生し作用力がなくなり2つに折れるような破壊形態へ移行し、図-11 (b) に示すように根元と打撃点の2箇所 で破断する。

上記のように計算結果は速度による破壊形態の相違およびそれぞれの破壊形態をよくシミュレートしていると考えられる。

c) 発生歪

表-1 に示す定数を用いて、直径 6.95 cm の鋼球が速度 $V=7$ m/sec で衝突するという条件で計算を行い、片持梁の根元 G2 および G5 の歪の時間的変化を既存の実験結果と比較して図-12 に示す。実験における片持梁根元部の歪 G2, G5 の最大値 (ϵ_{max}) は表-2 のように計算値とよく一致しているが、第一波のピークに達するまでの時間 (T_p) は差異がみられる。

計算結果における時間-歪波形は、G2 が引張りで G5 が圧縮を示し、かつ波形に周期の短い波が見られることなどの全体的な傾向は良くシミュレートできている。しかし、実験では第1波のピークに達する前にピークとは反対符号の歪が一度発生しているのに対して、計算ではこれが再現されていない。このような細部の波形の相違については今後研究を進めて行く予定である。

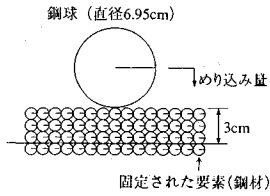
d) 衝撃力

計算による鋼球の衝撃力の時間的変化を図-13 の実験に示す。衝突後 0.37 msec において、1.2 tf の最大衝撃力が発生している。衝撃力波形は非常にシャープに立ち上がり、3箇所 で明瞭なピークを示す。このピークはモルタル側の接触要素が増える毎に発生するもので、要素の分割を小さくすると消えると考えられるもので、離散化モデルの計算上の特性である。

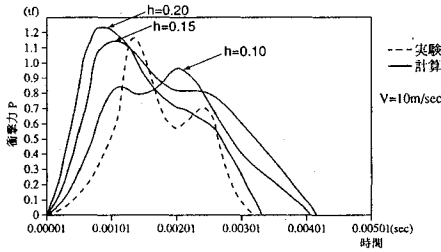
実験では鋼球の衝撃力を直接的に計測することは極めて困難であるが、個別要素法計算モデルでは図-13 に示すように定量的に表すことができる。

(2) 緩衝材 (サンドバッグ) の衝撃模型実験との比較

砂防ダム袖部に対する巨礫の衝突力を低減し、砂防ダムの耐土石流抵抗力を向上させるために、袖部の上流面にサンドバッグを装着した実験的な研究^{7),9)}および2質点系動的応答モデルによる解析⁷⁾が行われた。これらの研究ではサンドバッグを衝突面に置き、砂に対するめり込みにより、衝突物のエネルギーを吸収し、発生荷重および片持梁に生ずる歪を低く抑えられることが解明されている。ここでは第3章(1)で検証された個別要素法計算モデルが衝突面の材質が異なる砂およびコンクリー



図—15 緩衝材の計算モデル



図—16 緩衝材単独の衝撃応答

トに対しても同様に適用できるか否か、また先の緩衝材に関する実験⁷⁾をうまくシミュレートできるかどうかを検討した。

a) 計算条件

モルタルおよび鋼球の材料定数は第3章で定めた表—1に示す値を用い、砂の材料定数は表—3に示す値を用いた。表—3に示す材料定数のうち、ヤング率およびポアソン比は砂に対する鋼球のめり込み実験⁷⁾で得られた図—14に示す静的荷重による荷重—めり込み量の関係を満足するように定めた。すなわち、図—15に示すように15 cm×15 cm×厚さ3 cmの砂を直径1 cmの円要素に分割し、第2章で示した要素モデルを用いて、鋼球に加える静的荷重と球のめり込み量の関係を求めた。要素モデルにおいては $C_n = C_s = 0$ とし、 $\nu = 0.18$ として E を変化させて荷重—めり込み関係を求めて実験結果に最も近い結果を与える E を求めた。

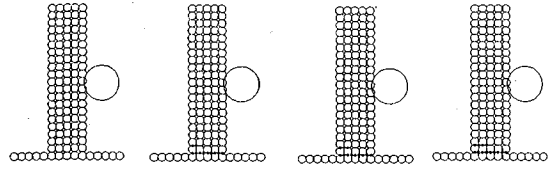
次に減衰定数は式(5)に示す減衰係数 h を緩衝材だけに鋼球を衝突させる実験より得られた図—16の荷重応答⁷⁾に合うようにトライアルで求めた。

b) 変形モード

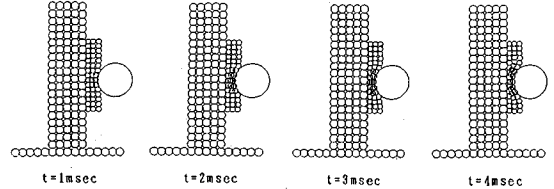
緩衝材(サンドバッグ)を取り付けた片持梁に対して、直径6.95 cmの鋼球を $V=7\text{m/sec}$ で衝突させた場合の計算結果をサンドバッグ無しの場合と比較して図—17に示す。図—17よりサンドバッグ無しの場合は打撃点の変形が小さく、片持梁根元にクラックが発生しているのに対し、サンドバッグを設置した場合はサンドバッグが変形することにより鋼球を受けとめ、片持梁自体には何らクラックが発生していないことが認められる。このように本手法は緩衝材を取り付けたような場合においてもその現象を解明するのに有効であることがわかる。

c) 発生歪

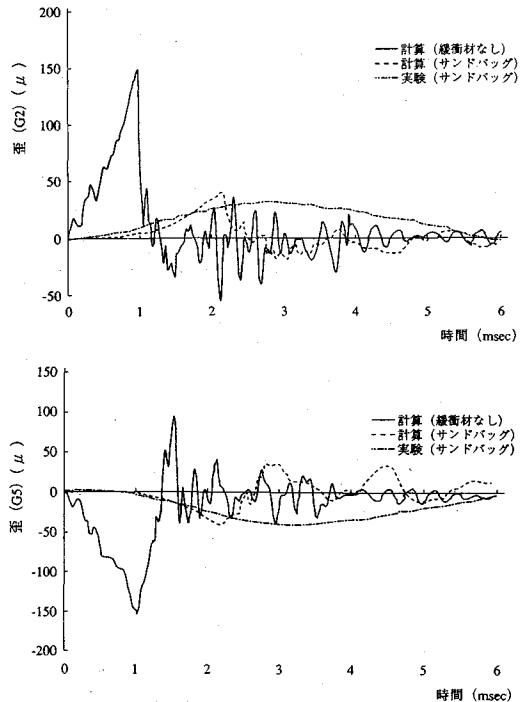
(a) 緩衝材なし



(b) サンドバッグ



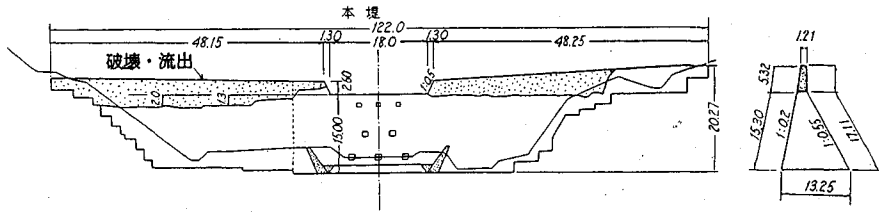
図—17 緩衝材(サンドバッグ)の衝撃応答計算結果



図—18 緩衝材(サンドバッグ)の効果

次に、図—18に片持梁根元における引張歪 ($G2$) と圧縮歪 ($G5$) の計算結果をそれぞれ緩衝材有りの場合と緩衝材無しの場合を比較して示す。また、緩衝材有りの場合の実験結果も $G2$, $G5$ 歪について併記して比較した。これより下記の点が考察される。

- ① サンドバッグを装着することにより、最大歪は $G2$ および $G5$ とともに約75%低減することが認められた。
- ② 緩衝材有りの場合の $G2$ および $G5$ の計算値の最大歪 37μ は実験値 33μ , 36μ とほぼ一致することが認められたが、最大歪に達した後の波形は実験ではなだらかに低下しているのに対し、計算では急激に低下



図—19 白田切川砂防ダム袖部の破壊

している点異なる。計算において急激に歪が低下するのは、サンドバッグの要素が破壊し、砂要素の滑りが生じて衝撃力が大きく低下したためと考えられるが、この点は今後改良する考えである。

d) 衝撃力

サンドバッグを装着した場合の衝撃力の時間的変化を緩衝材無しの場合と比較して、先の図—13に示す。図—13において、サンドバッグを装着することにより応答時間をピーク発生までの時間で約5倍に引き延ばし、衝撃力のピーク値を約4分の1に低減しており、個別要素法計算モデルによりサンドバッグの衝撃効果を定量的にも表現できることが明らかとなった。

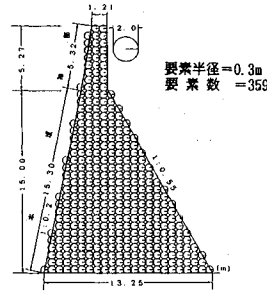
以上より、モルタルおよび砂のヤング率、ポアソン比および減衰係数等の材料定数を適宜使用すれば、緩衝材を取り付けた片持梁の衝撃応答を個別要素法により比較的良好にシミュレートできることが確認された。本法によれば数 msec で終了する現象を漸次再現できるので、変形特性や破壊特性について時刻歴に従って調べることができ、実際に緩衝材を設置する場合の厚さ、材料およびその効果をあらかじめ検討することができる。

4. 実砂防ダムの破壊例のシミュレーション

土石流により実際に破壊された砂防ダムの実例を、本法によりシミュレーションを行い、砂防ダムの破壊形態、変形特性および作用力分布などについて調べた。その際、土石流中の巨礫、動水圧および堆砂圧等、どのような組合せ荷重条件が最も被害例をよくシミュレートするかについても検討した。

(1) 実砂防ダムの被害例の状況

土石流により砂防ダム袖部が破壊されたケースで、土石流の流速、波高、最大礫径等が比較的精度よく把握されている新潟県妙高高原土石流災害¹⁰⁾についてシミュレーションを実施した。同災害は昭和53年5月18日に妙高高原白田切川で発生したもので、ダム高15m、袖高5.27m、袖天端厚1.2mの砂防ダム袖部が図—19に示すように完全に破壊され流失している。この土石流の流速、波高はビデオ等により20m/sec、4.6mと推定されており、流出した巨礫の最大粒径は災害後の調査から約2mとされている。



図—20 実砂防ダムの計算モデル

表—4 計算に用いた材料定数 (実砂防ダム)

コンクリート	
ヤング率E	$2.6 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$
ポアソン比 ν	0.2
引張限界歪 ϵ_t	200 μ
減衰定数h	0.05
単位体積重量 ρ	2.35 gf/cm^3
土石流	
巨礫重量	$1.09 \times 10^4 \text{ kgf}$
局部ばね定数	$6.58 \times 10^3 \text{ kgf/cm}$
土石流の単位体積重量	1.09 gf/cm^3

(2) 砂防ダムのモデル化

被害を受けた砂防ダムを図—20のように直径60cmの円要素に分割し、表—4に示す材料定数を用いて計算を行った。なお、土石流中の巨礫と砂防ダムを構成するコンクリート要素間のばね(局部ばね)定数はヘルツの弾性球の衝突理論式を実測値に基づき修正した水山の提案式¹¹⁾により求めた。

(3) 荷重条件

巨礫の衝突荷重や動水圧等の個々の影響を評価するために、荷重条件として下記の3ケースについて考慮した。この3ケースのうちケースⅢが、実際に土石流発生時に作用していたと考えられる荷重である。

- ケースⅠ 石の衝突荷重+コンクリート自重
- ケースⅡ 石の衝突荷重+コンクリート自重+動水圧
- ケースⅢ 石の衝突荷重+コンクリート自重+動水圧+静水圧+堆砂圧

a) 巨礫の衝突荷重

石の衝突荷重は、 $\phi 2.0 \text{ m}$ の石を水平方向に20m/sec

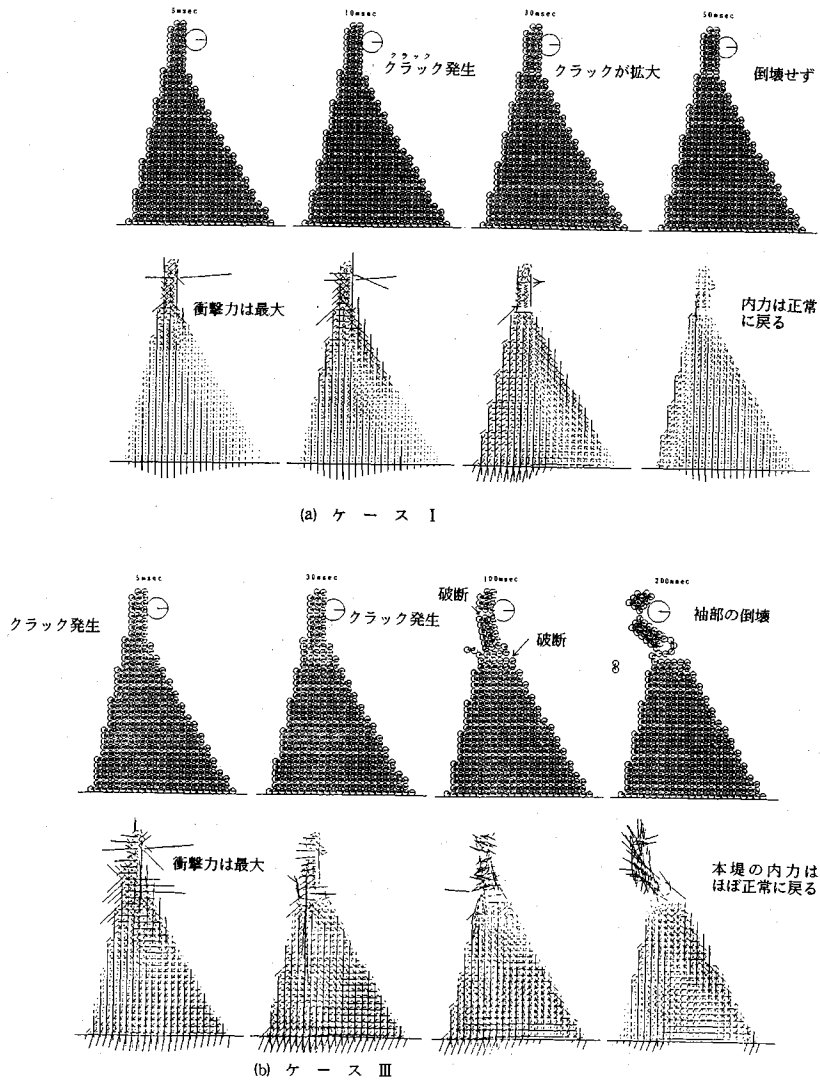


図-22 実砂防ダムの衝撃破壊シミュレーション結果

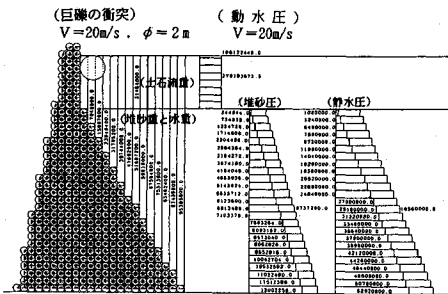


図-21 荷重形式 (ケース III)

の速度を与え砂防ダム袖部に衝突させることにより、衝撃計算の中で求められる。石の衝突位置については、袖上端、水通し天端および水通し天端から 3.6 m の高さの 3 ケースを考えた。

b) コンクリート自重

各要素に単位奥行き当たり重さ 0.846kgf の力を垂直下向きに連続して加える。自重は石の衝突に先だてて加え、継続的に作用させる。

c) 動水圧

土石流の動水圧は、水深 $h=4.0$ m、流速 $v=20$ /sec の流体が壁に衝突する場合の流体圧として下記の式で与えられる。この力は石の衝突に先だてて、水平方向に袖部上流面の要素に分割して、継続的に作用させる。

$$F = \alpha \frac{\rho_d}{g} h \cdot v^2 \dots \dots \dots (10)$$

ここで F : 単位幅当りの動水圧, v : 流速, h : 水深, ρ_d : 土石流の単位体積重量, g : 重力の加速度, α : 係数 (= 1.0) である。

d) 静水圧

砂防ダムの上流面が傾斜しているので、静水圧はこの面に垂直に作用する。計算では下記のようにこの面に垂直な力を水平分力と、垂直分力（水重）に分割して、上流面の各要素に加える。静水圧も石の衝突に先だって加え、継続的に加える。

$$P_w = W_w = 2\rho_w \cdot r \cdot l \cdot h \dots\dots\dots (11)$$

ただし、 P_w 、 W_w ：要素に作用する静水圧の水平、垂直分力、 ρ_w ：水の単位体積重量、 r ：要素の半径、 l ：要素の奥行き（ $l=10\text{m}$ ）、 h ：要素中心の水深である。

e) 堆砂圧

堆砂圧は静水圧と全く同様に、水平、垂直分力（堆砂重）に分けて加えた。ここに、堆砂圧は下記の式で求められる。

$$P_s = 2c_e \cdot \rho_s \cdot r \cdot l \cdot h \dots\dots\dots (12)$$

$$W_s = 2\rho_s \cdot r \cdot l \cdot h \dots\dots\dots (13)$$

ただし、 P_s 、 W_s ：堆砂圧の水平、垂直成分、 ρ_s ：堆砂の水中での単位体積重量、 c_e ：土圧係数である。

以上の諸式をもとに、荷重ケースⅢの場合についての実際のインプットデータを示すと図-21 のようになる。

(4) 計算結果

a) 破壊過程と応力分布

ケースⅠとⅢの計算結果を図-22 に示した。巨礫の作用位置はいずれも水通し天端から3.6mの高さのケースである。ケースⅡは袖部の破壊状態についてはケースⅢとほとんど同じとなっている。これは、袖部の破壊に対しては静水圧および堆砂圧の影響が小さいことを示している。ケースⅠでは10 msec後に袖部根元にクラックが発生し、その後クラックは発達するが、袖部が倒壊するまでには至っていない。図-22には破壊挙動と作用力の分布を示すが、要素間の線は要素同志が連続体として結合していることを示している。

破壊挙動を見るとケースⅡおよびⅢは5 msec後に袖部根元と衝突点の裏側の2ヶ所にクラックが発生し、これらのクラックが発達して袖部は2つのブロックに破断されてしまう。これは巨礫の衝突でクラックが発生し、連続体としての強度がなくなってしまった後、ケースⅡおよびⅢでは土石流流体圧が連続して作用し、袖部を押し倒す形となっている。白田切川の砂防ダムは袖部が破断し流失してしまっており、ケースⅡおよびⅢの計算はこれをよくシミュレートしている。

一方、作用力は、衝突直後に衝突点付近に大きい力が発生し逐次本堤の下方へ伝達され30 msec後には本堤基礎反力に影響を与えている。ケースⅠから巨礫の衝撃力による堤体および基礎への作用力の影響は50 msecではば終了している。

b) 変形過程

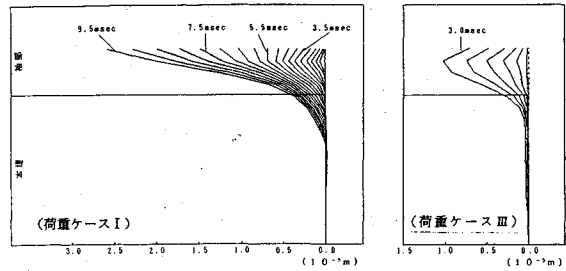


図-23 ダム中心線の変位

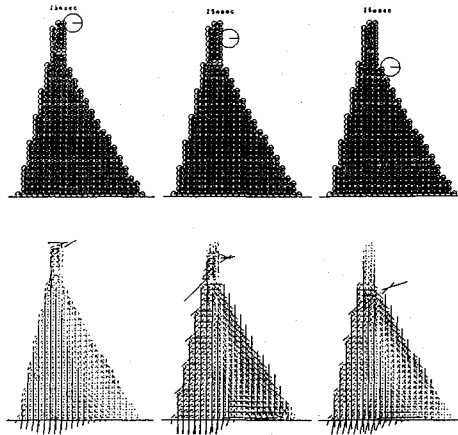


図-24 巨礫衝突位置による本堤への影響

巨礫の衝突直後からクラックが発生するまでの袖中心線の変位過程を図-23 に示す。ケースⅠ、Ⅲとも本堤の変形はほとんどなく、袖部根元が固定されたような状態になっている。変形は最終的には1次変形モードが卓越しているが、初期の段階では2次モードも含まれた変形を示している。ケースⅢでは1次モードが卓越する変形になる前にクラックが発生している。これは、ケースⅢでは静水圧等による荷重によりすでに応力が生じた状態で、巨礫の衝突荷重が加わるので巨礫衝突による荷重が十分大きくなる前に袖部が破壊しているからと考えられる。

上記のように、砂防ダム袖部に巨礫が衝突する場合、本堤はほとんど変位せず、袖部だけが大きく変位しているので、袖部だけを取り出し、基礎を固定として計算する先に提案した袖部だけを片持ばりとする構造モデル⁶⁾の妥当性を示している。しかし、袖部の変形は図-23 に示すように1次モードだけでなく高次のモードも現れているので、先の報告で提案した1次モード変形だけを考えた2質点動的解析モデル⁶⁾では代表できないと考えられる。

c) 巨礫の衝突位置による本堤への影響

荷重ケースⅠで巨礫の衝突位置の異なるケースにおける堤体への影響の最も大きい時刻における変形および応力状態を図-24 に示す。同図から、衝突位置が低い程、

本堤の応力に対する影響が大きいことが明かである。これは、衝突位置が高い場合は袖部の破壊が早く進み、大きな変形を示すので、袖部で吸収される運動エネルギーが大きいのが理由と考えられる。

5. 結 論

本研究は、個別要素法を用いて砂防ダム袖部模型および実砂防ダムの衝撃応答解析を行い、その衝撃応答特性を調べたもので、本研究の成果を要約すると以下のようになる。

(1) 土石流による巨礫の衝突による砂防ダム袖部の衝突応答を表す計算モデルを作成し、片持梁模型実験結果と比較し、定性的かつ定量的にほぼ良好な精度でシミュレートできることが認められた。

(2) 次に緩衝材に対する模型実験結果に基づきこのモデルの検証を行い、本計算モデルが衝突点に材質の異なる緩衝材(サンドバッグ)を取り付けた場合でも定性的かつ定量的にほぼよい結果を得ることを確認した。

(3) 実砂防ダムの被害例については、実状に即した荷重ケースⅡおよびⅢが現象を良くシミュレートしていることが確認できた。

(4) 2質点モデルでは表せない袖部の変形過程、破壊過程を個別要素法では明確に表すことができ、現象をより理論的に説明することができた。

(5) 巨礫の衝突位置を種々変化させることにより、砂防ダム本体に対する巨礫の衝撃・荷重の影響を調べることができた。

なお、本解析によって明らかにされた片持梁模型実験および実砂防ダムの衝突応答特性に基づいて高次の変形モードが表現できる設計用の簡易な多質点系モデルを開発する予定である。

本研究を行うにあたり、京都大学農学部助教授水山高久博士から多くの貴重な助言を得た。また計算にあたり、防衛大学校土木教室助手園田佳巨氏および山口大学

工学部社会建設工学科学生藤原新氏の助力を得た。記して謝意を表す。

参 考 文 献

- 1) P.A.Cundall: A Computer Model for Simulating Progressive, Large Scale Movements in Blocky Rock System, Symp. ISRM, Naney, France, Proc. Vol.2, pp.129~136, 1971.
- 2) K.Meguro and M.Hakuno: Fracture Analyses of Concrete Structures by the Modified Distinct Element Method, 土木学会論文集, 土木学会, Vol.6, No.2, 283s-294s, 1989年10月.
- 3) 白井孝治・伊藤千浩・大沼博志: 飛来物の衝突に対するコンクリートスラブの局部破壊解析の個別要素法の適用性, 構造工学における数値シンポジウム論文集, 第15巻, pp.409~414, 1991年7月.
- 4) 下田義文・鈴木真次・石川信隆・古川浩平: 個別要素法によるモルタル片持りの衝撃応答解析, 構造工学論文集, Vol.38A, pp.1467~1476, 1992年3月.
- 5) Iwashita, K. and Hakuno, M.: Modified Distinct Element Method Simulation of Dynamic Cliff Collapse, 土木学会論文集, 土木学会, Vol.7, No.1, 133-142, 1990年4月.
- 6) 下田義文・水山高久・石川信隆・古川浩平: 巨礫を受けるコンクリート製砂防ダム袖部の衝撃模型実験と被災例シミュレーション, 土木学会論文集, No.450/I-20, pp.131~140, 1992年7月.
- 7) 水山高久・下東久巳・下田義文: 緩衝材を付けたコンクリート構造物に対する土石流衝撃力に関する研究, 新砂防, Vol.38, No.3, pp.3~11, 1985年9月.
- 8) 村田二郎・長滝重義・菊川浩治: 土木材料Ⅱ(コンクリート), 共立出版, pp.95, 1983年.
- 9) 水山高久・松村和樹・山本卓郎: 土石流対策施設に適用する緩衝材の効果評価, 新砂防, Vol.41, No.3, pp.17~22, 1988年10月.
- 10) 恒松道信: 新潟県妙高高原町における土砂災害, 砂防と治水, 復刊第22号, (社)全国治水砂防協会, 1978年8月.
- 11) 水山高久: 砂防ダムに対する土石流衝撃力算定とその問題点, 新砂防, Vol.32, No.1, (112号), pp.40~43, 1979年8月.

(1993.1.20 受付)

IMPACT FAILURE ANALYSIS OF CONCRETE CHECK DAM BY DISTINCT ELEMENT METHOD

Yoshifumi SHIMODA, Shinji SUZUKI, Nobutaka ISHIKAWA and Kohei FURUKAWA

This paper presents an impact response analysis for the collision behavior of concrete check dams by using a distinct element method (DEM). The object of this study is to provide the fundamental data for the impact resistant design of concrete check dam under huge stones in the debris flow. At first a concrete check dam sleeve is modeled into circle rigid elements with a spring and a dashpot. The impact response and failure of a model test was simulated by the DEM. Then, the effect of impact absorbing energy is examined for a sand bag on a model of the concrete check dam sleeve. Finally, the damage of actual concrete check dam under debris flow has been simulated by changing the loading condition. It is found that the DEM can simulate well the impact model test in a small scale and the actual damage profile in the case of the loading condition in which a huge stone, dynamic water pressure and the earth pressure are applied.