

コンクリート製砂防ダムに対する巨礫の 衝撃模型実験に関する一考察

A Study on Impact Model Test of Debris Flow onto Concrete Sabo Dam

水山高久* 下田義文** 石川信隆***

By Takahisa MIZUYAMA, Yoshifumi SHIMODA and Nobutaka ISHIKAWA

This paper presents an experimental and theoretical approach for the impact of debris flow onto concrete sabo dam. In the impact model experiments, a mortar cantilever was struck by a steel ball and strains were measured on several points of a cantilever. It is found that flexural behaviour of a cantilever is predominant in the impact test as well as the static test. It is also noted that the maximum strain in the transient vibration is very important factor and it can be changed to the maximum impact load. The failure criterion is regarded as occurrence of tension crack at the fixed end of a cantilever. In the theoretical approach, the collision behavior can be simulated by a two-degree lumped mass system with a cohesive dashpot. The calculation results showed good agreement with those of the experiment by taking into account for the damping effect.

1. 緒 言

土石流防御のために急流河川域に砂防ダムが建設されているが、最近土石流によってコンクリート製砂防ダムの袖部が破壊される例が多く見られる。土石流は土砂と水の混合体が速度 3~20m/s で流動するもので、その流れの先端に多くの巨礫を含んでいることが知られている。しかし、これらの巨礫が砂防ダムに衝突するとき、どの程度の大きさの衝撃力が発生するかについて、未だ未解明の状態である。ただ、著者の一人水山¹⁾が弾性球の衝突理論を用いて砂防ダムに対する衝撃力の算定式を提案しているにすぎず、未だ衝撃実験などによって検証されていない。

本研究は、上記のような観点から、土石流中の巨礫がコンクリート製砂防ダムの袖部に衝突するときの衝撃現象を解明するため、モルタル片持ばりを用いた衝撃模型実験を行うとともに、理論的考察を試みたものである。すなわち、まず供試体寸法、鋼球重量、衝突速度を変化させた衝撃載荷実験を行って、これらが衝撃力（衝撃ひずみ）に与える影響を基礎的に考察した。次に弾性球の衝突理論を拡張した2質点系モデルの衝撃応答計算によって土石流衝撃力の推定を試み、さらに実物砂防ダムの袖部に対する最大衝撃荷重（衝撃限界耐力）を図表化して設計に対する基礎的資料を提供したものである。

* 建設省土木研究所砂防部砂防研究室長 農博（〒305 茨城県つくば市大字旭一番地）

** 八千代エンジニアリング㈱ 水工部主幹（〒153 東京都目黒区中目黒1-10-21）

*** 防衛大学土木工学教室 工博（〒239 横須賀市走水1-10-20）

2. 衝撃実験

(1) 実験の概要

コンクリート製砂防ダムの袖部は、下流面法勾配 0.2、上流面法勾配 0.5～0.8 の台形の上に構築された矩形断面のコンクリート壁であり、かつ片持ばりとして設計されているので、実験では図－1 に示すようなモルタル片持ばりを供試体とし、コンクリート製砂防ダムの袖部を約1/20に縮尺した。また土石流中の巨礫は鋼球を衝突させることによって模擬した。すなわち、衝撃载荷は、この供試体に鋼球を衝突させて、モルタル表面の歪と鋼球の衝突速度を測定した。

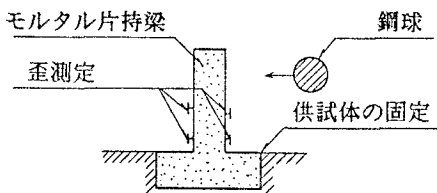
a. 供試体

供試体の形状は図－2 および表－1 に示すように標準タイプAと、Aに対し幅1/2のBタイプ、Aに対し厚さ2倍のCタイプの3種類とし、いずれも高さを一定とし、また片持ばりを固定するための基礎部をつけた。供試体の材料はモルタルとし、配合は表－2 に示すとおりである。また、モルタル打設後28日間水中養生し、その後は室内気乾養生を行い、材令40～95日で実験を実施した。また、円柱供試体（ $\phi 10\text{cm} \times 20\text{cm}$ ）をサンプリングし、供試体と同じ養生を行って標準圧縮試験を行い、表－3 に示す結果を得た。なお、表－3 中の弾性係数は静的な値であり、引張側も圧縮側も等しいものとみなして以後の計算に用いている。

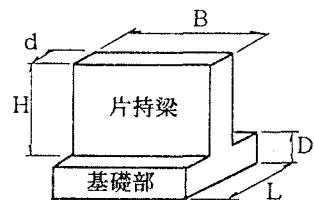
供試体は図－3 に示すように片持ばり基礎部を鉄筋コンクリート製の固定台に挟み込んで、床に鉛直に固定した。

b. 载荷方法

荷重は、図－3 に示すように鋼球の中心が片持ばりの根元から14cmの位置に垂直に衝突するように、機械的なばね力つまりトーションバーを取り付けたハンマーで鋼球を打撃して、円弧状のレールを自由落下させることにより速度を与えた。鋼球は直径6.95cm（重さ $a = 1.35\text{kgf}$ ）と10cm（重さ $b = 4.11\text{kgf}$ ）の2種類を用いた。



図－1 実験の方法



図－2 供試体の形状

表－1 供試体の寸法（単位cm）

供試体 タイプ	d	B	H	D	L
A	7.5	40	30	14	30
B	7.5	20	30	14	30
C	15.0	40	30	14	30

表－2 モルタルの配合

W/C	単位配合重量 (kg)		
	水	セメント	砂
55 %	254	461	1310

表-3 標準圧縮試験結果(平均値)

供試体	材令 (日)	試験 個数	圧縮 強度 (kgf/cm ²)	終局強度 弾性係数 (kgf/cm ²)	1/2 強度 弾性係数 (kgf/cm ²)	ポアソン比
A, B, C	95	2	271	8.41×10^4	1.58×10^5	1/5.1
A	40	3	299	7.17×10^4	1.50×10^5	1/5.1

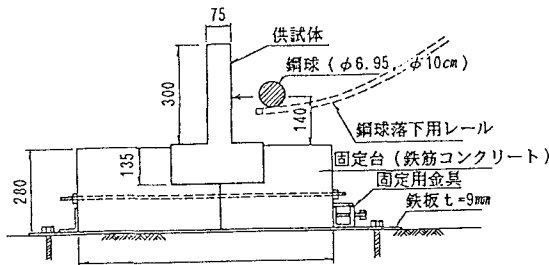
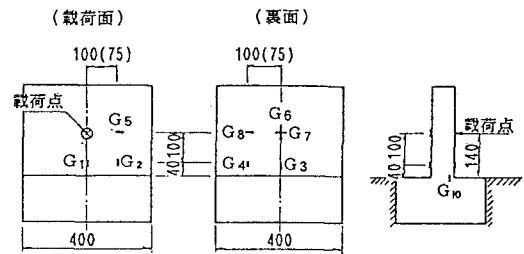


図-3 荷重装置



注（ ）内は供試体タイプB

図-4 歪ゲージの位置

c. 測定方法

歪の測定は、図-4に示すようにモルタル表面の位置にポリエステル製の歪ゲージ（ゲージ長30mm、抵抗値120Ω）を貼布し、動歪計を経てデジタルメモリー（トランジェントレコーダー）に記録した。これらの測定器はいずれも応答周波数帯域が50KHz以上である。記録されたデータはX-Yレコーダに再生した。また、鋼球の速度は衝突直前の約10cmの平均速度をデジタルカウンター（フォトセルをセンサーとして用いた）あるいはビデオテレビによって測定した。

d. 実験ケース

実施した実験を供試体のタイプ、鋼球重量、衝突速度に従い分類すると、表-4のようになる。なお、表-4中でA-7は鋼球をジャッキで静的に押して荷重をかけたものである。また、実際には表-4以外に5ケースの実験も行ったが、データとして信頼性がなかったため、これらは除外した。表-4中の最大歪の全体平均は以後の計算値と比較するために算出されている。

表-4 実験ケースと実験結果

実験ケース				最大歪 (μ)							破壊の状況
No.	重量 (kgf)	速度 (%)	エネルギー (Kgf・m)	G1	G2	引張歪 平均	G3	G4	圧縮歪 平均	全体 平均	
A-1	4.11	2.8	1.64	322	—	322	-312	-301	-307	312	
A-2	〃	2.6	1.42	134	171	153	-179	-292	-236	194	
A-3	〃	4.3	3.88	135	—	135	-343	—	-343	239	放射状クラック
A-4	〃	4.7	4.63	521	—	521	-473	—	-473	497	〃
A-5	〃	5.5	6.34	246	325	286	-321	-312	-317	301	
A-6	〃	6.2	8.06	190	168	176	-370	-233	-302	240	放射状クラック
A-7	1.35	0	P=850kg	—	166	166	—	-156	-156	161	
A-8	〃	1.8	0.22	—	—	—	—	—	—	—	
A-9	〃	2.5	0.43	138	122	130	-136	-164	-150	140	
A-10	〃	4.0	1.10	158	207	183	-265	-185	-225	204	
A-11	〃	7.0	3.38	280	216	248	—	-386	-386	294	
A-12	〃	11.9	9.75	163	188	176	-278	-273	-276	226	G10の発散
A-13	〃	12.7	11.11	163	162	163	-205	-246	-226	194	G2の発散
B-1	4.11	4.2	3.70	232	212	222	—	—	—	222	
B-2	〃	4.3	3.88	223	324	274	-383	-379	-381	327	
C-1	〃	4.6	4.44	107	271	189	-152	—	-152	177	引張側根元クラック
C-2	〃	4.7	4.63	107	150	129	-129	-176	-153	141	〃

(2) 実験結果と考察

a. 静的载荷実験の変形特性

A-7の静的载荷における荷重～歪関係を図-5に示す。この図より、片持ばり根元の垂直方向の歪(G-1,2,3,4)は他の歪(G-5,6,7)より極めて大きく、また载荷側の歪(G-1,2)が引張で、裏面の歪(G-3,4)が同じ大きさの圧縮となっている。また図-5に表-3の値を用いた曲げ変形による歪の理論値を示しているが、実験値はこの理論値にほぼ等しい。よって、静的実験における歪は、片持ばりが曲げ変形していることを示している。

b. 衝撃载荷実験の応答特性

まず、衝撃载荷における歪～時間曲線の一例(N0. A-10)を図-6に示す。同図より、载荷側の歪(G-1,2)は引張でほぼ同じ波形を示し、また裏面の歪(G-3,4)はG-1,2と同じ大きさの圧縮歪であること、さらにこれらの引張歪と圧縮歪の波形は時間軸を中心にほぼ対称の形を示していることが分る。このことは、衝撃载荷における変形が静的载荷と同様の曲げ変形をしていることを示している。しかし、打撃面真裏の歪G-6,7の歪～時間曲線は周期が短く、G-1,2,3,4の波形より大きな値を示しており、これは打撃面が局部的変形をしているものと考えられる。

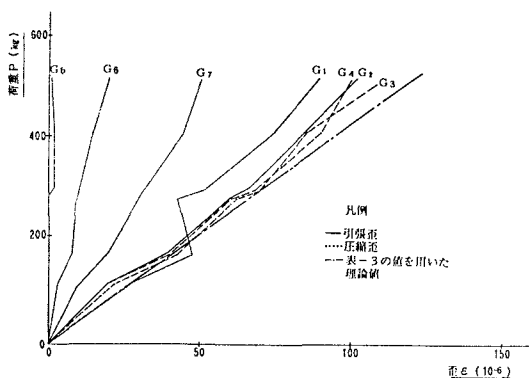


図-5 静的载荷実験(A-7)の荷重～歪関係

よって、衝撃载荷時の応答は打撃面の局部的変形に加えて曲げ変形をしていることが認められた。なお、この種の衝撃実験においては、変形特性に当然せん断変形も生ずるものと思われたが、速度の早いケースにやや見られた程度で全体的にはほとんど曲げ変形として取り扱って差し支えない結果を得た。

次に、図-6から明らかなように、衝撃実験では第1波の過渡振動におけるピーク値が最大歪を示しており、第2波以降では周期1.5ms程度で、振幅は第1波に比し数分の1と小さく、減衰しながら継続することが認められた。また、本実験におけるピーク歪到達時間は、ほとんどの供試体で衝突速度に関係なくほぼ一定で、A、Bタイプが約1.0ms、Cタイプが約0.8msであった。

c. 破壊形態と破壊条件

静的载荷(A-7)においては、最終的に荷重が850kgfで片持ばりの根元から転倒する形で破壊した。しかし、衝撃実験では完全に破壊に至ったものはなかった。ただ表-4に示す7ケースについてモルタル表面のクラックの発生あるいは引張歪の発散等から片持ばりが極限耐力に達していると判断された。ここでは、動歪計の測定範囲を1500 μ ～2000 μ (静的実験の破壊時の歪より十分大きい値)とした状態で測定した結果、スケールオーバーした場合を“発散”と定義した。これらの破壊形態を考察すると、局部破壊

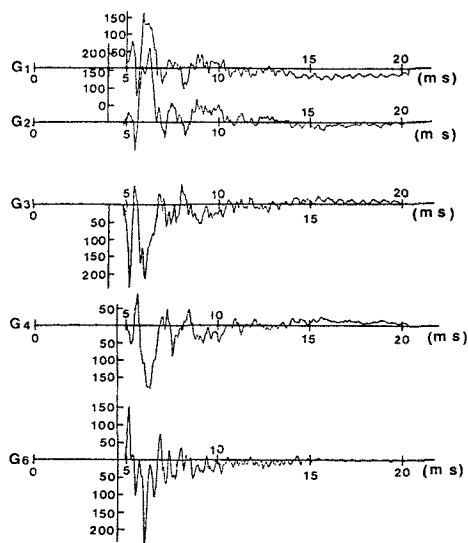


図-6 衝撃実験(A-10)の歪～時間関係

と思われる放射状クラックの発生しているA-3, 4, 6を除いていずれも载荷側根元のクラックまたは引張歪の発散を示しており、静的载荷の場合とほぼ同様に曲げ変形による降伏が生じたものと推察された。

d. 供試体形状が最大歪に与える影響

図-7は、速度一定 ($V \approx 4.3 \sim 4.7 \text{ m/sec}$), 鋼球重量一定 ($a=4.11 \text{ kgf}$) としたとき、供試体タイプA, B, Cの最大歪 (表-4の全体平均) がどのように変化するかを簡単に示したものである。

タイプCは衝撃面に対する天端厚 (d) がタイプAの2倍 ($15 \text{ cm}/7.5 \text{ cm}$) になっているが、タイプCの最大歪はタイプAに比し約67%に減少 ($160 \mu/240 \mu$) している。

一方、タイプAの天端幅 (B) は、タイプBの2倍 ($40 \text{ cm}/20 \text{ cm}$) になっているが、タイプAの最大歪はタイプBの約70%減少 ($240 \mu/327 \mu$) している。この供試体形状と最大歪を用いて式(2)によって最大衝撃力を推定し、後のg. で比較検討する。

e. 鋼球重量と衝撃速度が最大歪に与える影響

図-8は供試体寸法一定 (タイプA) のとき、衝撃速度の増加とともに鋼球重量 $a=4.11 \text{ kgf}$ と $b=1.35 \text{ kgf}$ が衝撃最大歪にどのような影響を与えるかについて調べたものである。これより、鋼球aの場合は速度 $V=5 \text{ m/sec}$ 以上、また鋼球bの場合は速度 $V=7 \text{ m/sec}$ 以上となると、最大歪が減少し始める。この減少する原因を探るため、鋼球aの $V=6.2\%$ 、鋼球bの $V=11.9\%$ の場合の打撃面真裏の歪G6, G7の値をみると、それぞれスケールオーバー (発散) している。これは、打撃面の punching shearあるいはscabbingが卓越するため、片持ばりの根元の最大歪が小さくなるものと考えられる。

f. 衝突エネルギーが最大歪に与える影響

図-9は、鋼球の衝突エネルギー ($E_c = \frac{1}{2} mV^2$) が最大平均歪 ($\epsilon_{\max}$)

に与える影響を調べたものである。この図からも E_c が増加するに従い、片持ばりの根元の最大歪 ($\epsilon_{\max}$) は増加するが、 E_c がある限度に達すると、 $\epsilon_{\max}$ は逆に減少する傾向を示している。そのときの限界衝突エネルギーは、本実験では、 $E_c \approx 4 \sim 6 \text{ kgf} \cdot \text{m}$ で、そのときの最大歪は $\epsilon_{\max} \approx 200 \sim 300 \mu$ となっている。この原因は上記e. で示した理由と同じと考えられる。

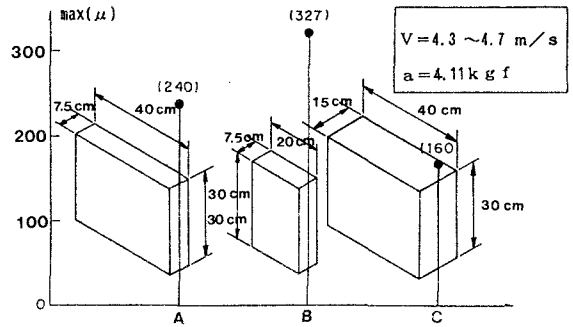


図-7 供試体形状と最大歪の関係

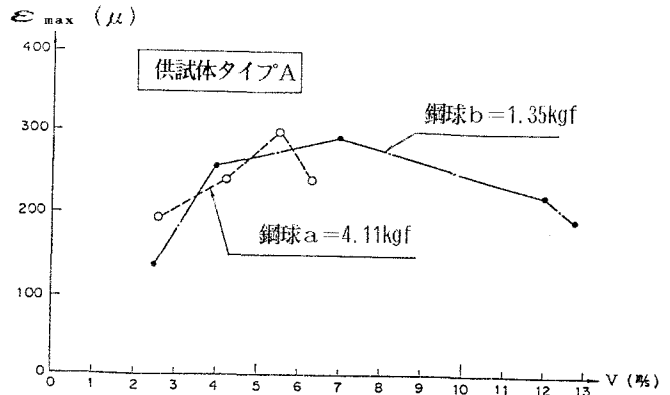


図-8 鋼球重量及び速度と最大歪の関係

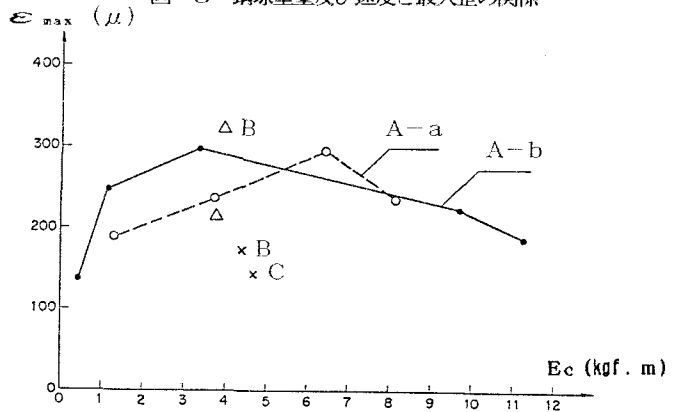


図-9 衝突エネルギーと最大歪の関係

g. 最大衝撃力の推定

以上、衝撃応答特性が曲げ変形であること、また最大平均歪がある限界値に達するとそれ以降は衝突エネルギーひいては極限耐力が低下することなどを考慮すると、本モルタル供試体の破壊条件はせん断応力の影響を無視して、曲げ応力の降伏のみによる次式で表示して差し支えないものと思われる。

$$M_{\max} = M_y \quad (1)$$

ただし、 $M_{\max} = (Ph)$: 最大曲げモーメント

$$M_y = \left(\frac{B d^2}{6} \sigma_{\max} = \frac{B d^2 E}{6} \epsilon_{\max} \right) : \text{降伏モーメント}$$

P : 荷重、 h : 載荷点と歪測定位置の距離 ($h=0.1m$)、 B : 片持ばりの幅 ($B=0.4m$)

d : 片持ばりの厚さ ($d=0.075m$)、 $\epsilon_{\max}$: 最大平均歪、

E : モルタルの弾性係数 ($E=1.5 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$)。

よって、最大衝撃力 $P_{\max}$ は次式より算定されることになる。

$$P_{\max} = \frac{E B d^2}{6 h} \epsilon_{\max} \quad (2)$$

式(2)において、片持ばりの極限耐力と思われる最大歪 $\epsilon_{\max} = 200 \sim 300 \mu$ を代入すると、供試体タイプAの最大衝撃力 $P_{\max}$ は $1125 \text{ kg} \sim 1688 \text{ kg}$ となり、これは、静的最大荷重 $P=850 \text{ kg}$ の約 $1.3 \sim 2.0$ 倍の大きさになるものと推定される。また、図-7の最大歪を用いて供試体タイプによる最大衝撃力を推定すると、タイプAは $P_{\max}=1350 \text{ kgf}$ 、タイプBは $P_{\max}=920 \text{ kgf}$ 、タイプCは $P_{\max}=3600 \text{ kgf}$ となり、タイプCはAに対し約2.7倍、タイプAはBに対し約1.5倍それぞれ衝撃抵抗力が強いことになる。

3. 理論的考察

(1) 弾性球の衝突モデルによる衝撃力の算定

水山⁹⁾は、コンクリート製砂防ダムに球体の石が衝突する場合の衝撃力を、弾性球の衝突理論式を用いて算出しているが、ここでも同じ式を用いて本実験で実施したモルタル片持ばりに対する鋼球の衝撃力を算定し、実験結果と比較検討した。この場合、片持ばり自身の変位はしないものと仮定した。

a. 弾性球の衝突力の基本式

弾性球が平面の弾性体に衝突したときの最大荷重 P は、次式で表わされる⁹⁾。

$$P = n \alpha^{\frac{2}{3}} \quad (3)$$

ただし、 $n = \sqrt{\frac{16 R_2}{9 \pi^2 (k_1 + k_2)^2}}$

$$k_1 = \frac{1 - \nu_1^2}{\pi E_1} \quad , \quad k_2 = \frac{1 - \nu_2^2}{\pi E_2}$$

$$\alpha = \left(\frac{5 V^2 m_2}{4 n} \right)^{\frac{3}{2}}$$

また、 R_2 : 鋼球の半径、 ν_1 、 ν_2 : モルタルおよび鋼のポアソン比、

E_1 、 E_2 : モルタルおよび鋼の弾性係数、 m_2 : 鋼球の質量、 V : 鋼球の衝突速度

b. 計算値と実験値との比較

実験値と比較するため、式(3)で求めた衝撃最大荷重 (P) を式(1)の条件を用いて片持ばりの最大歪 ($\epsilon_{\max}$) に換算すると、次式が得られる。

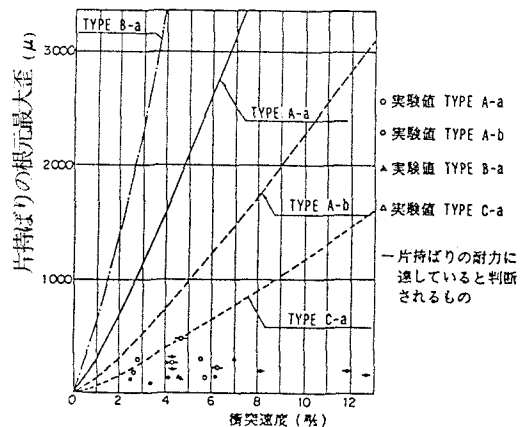


図-10 弾性球の衝突理論による計算値と実験値

$$\epsilon_{\max} = \frac{M_{\max}}{E Z} = \frac{6 P h}{E B d^2} \quad (4)$$

上記の最大歪 $\epsilon_{\max}$ を算定するに当って、式中の諸定数は衝撃载荷におけるコンクリート弾性係数に対する歪速度効果20%を考慮して以下の値を用いた。

$$E_1 = 0.9 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2, \quad E = 1.8 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2 \\ E_2 = 2 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2, \quad \nu_1 = 0.2, \quad \nu_2 = 0.28$$

これらの諸定数を式(3)、(4)に代入すると、次のような最大歪の一般式が得られる。

$$\epsilon_{\max} = 1.25 \times 10^{-6} B^{-1} d^{-2} R_2^{0.2} V^{1.2} \quad (5)$$

式(5)を用いた計算値と実験値を比較すると、図-10のようになり、一般に計算値の方がはるかに大きな値を示している。すなわち、片持ばりが極限耐力に達していない範囲 ($V \leq 7 \text{ m/sec}$) で考えると、計算値は実験値の約3~10倍となっている。これは、衝撃現象において衝撃点の局部変形のみを考慮した式(3)の衝撃荷重の算定式が過大評価となっていることを示し、局部変形のみでなく、片持ばりの変位、慣性力および減衰によって失われるエネルギーをも考慮すべきことを示唆している。

(2) 2質点系モデルによる衝撃荷重解析

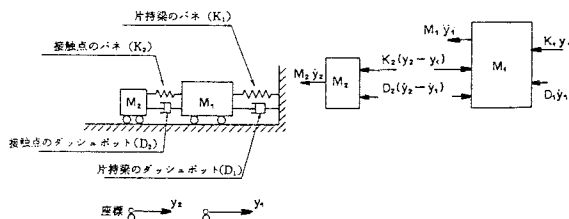
ここでは、衝撃点の局部変形と同時に片持ばりの変形、慣性力および減衰力を考慮した衝撃応答解析を行い、衝撃荷重ひいては衝撃最大歪を算定して実験値との比較検討を試みた。

a. 基本式

衝撃応答モデルは、鋼球と片持ばりの2質点が図-11に示すように衝突点のばねおよび片持ばりのばねによって連結されており、さらにこれらのばねと平行してダッシュポット(減衰モデル)を導入した等価2質点系モデルを想定する。質点系の力のつり合いは図-11(b)に示すようになり、衝撃応答解析の基本式は次式のようになる。

$$\begin{aligned} \ddot{y}_2 &= -\frac{K_2}{M_2} (y_2 - y_1) - \frac{D_2}{M_2} (\dot{y}_2 - \dot{y}_1) \\ \ddot{y}_1 &= -\frac{K_1}{M_1} y_1 - \frac{D_1}{M_1} \dot{y}_1 + \frac{K_2}{M_1} (y_2 - y_1) \\ &\quad + \frac{D_2}{M_1} (\dot{y}_2 - \dot{y}_1) \quad (\text{if } y_2 - y_1 > 0) \\ \ddot{y}_1 &= -\frac{K_1}{M_1} y_1 - \frac{D_1}{M_1} \dot{y}_1 \quad (\text{if } y_2 - y_1 \leq 0) \end{aligned}$$

..... (6)



(a) 等価質点モデル (b) 力の釣り合い

図-11 等価質点系モデル

ここに、

$y_1, \dot{y}_1, \ddot{y}_1, M_1, D_1$: 片持ばりの変位、速度、加速度、質量、減衰係数

$y_2, \dot{y}_2, \ddot{y}_2, M_2, D_2$: 鋼球の変位、速度、加速度、質量、減衰係数

K_1 : 片持ばりのばね定数で、 $K_1 = \left(\frac{h_3}{3EI} + \frac{\beta h}{GA} \right)^{-1}$ となる。ただし、 β : せん断に関する断面係数

E, G : モルタルの弾性係数およびせん断弾性係数

I, A : 片持ばりの断面2次モーメントおよび断面積

式(6)を Δt 時間刻みで Newmark β 法によって解き、最大衝撃荷重 $P_{\max}$ を次式より算定した。

$$P_{\max} = K_1 y_1 \quad (7)$$

b. 減衰の影響を無視した場合

式(6)において材料試験の結果から求められないのが減衰係数 D_1 と D_2 である。よって、まず $D_1 = D_2 = 0$ として、すなわち減衰の影響を無視して衝撃応答計算を行った。諸定数は前記3.(1)と同じ値を用いたが、ただ衝突面のばね定数については、別途にモルタル版に対する鋼球のめり込み実験を行い、変位～荷重関係からその勾配を求め、下記の値を得た。

$$\begin{aligned} \text{鋼球 } a &= 4.11 \text{ kgf の場合: } K_2 = 1.26 \times 10^7 \alpha^{0.05} \\ \text{鋼球 } b &= 1.35 \text{ kgf の場合: } K_2 = 3.98 \times 10^7 \alpha^{0.05} \end{aligned} \quad (8)$$

ただし、 α ：衝撃時のめり込み量 (m)

よって、式(6)，(7)，(8)さらに(4)を用いて数値計算した結果を示すと図-12のようになり、最大歪は弾性球の衝突理論式の値に比し約45%小さくなり、実験値により近づいたが、まだ実験値の約1.5倍～4倍の大きさとなっている。

また、衝突エネルギーが実験値と計算値との比にどのような影響を与えているかを調べると図-13のようになり、衝突エネルギーが大きくなるに従い、実験値と計算値との比は指数関数的に小さくなる傾向を示している。

このことは、衝突エネルギーが大きくなると、片持ばりの局部変形、曲げ変形および慣性力以外の影響、つまり減衰力の影響が大きくなることを示唆している。

c. 減衰の影響を考慮した場合

式(6)中の2つの減衰係数 D_1 と D_2 を決めるに当って各ケースごとに算定するのは困難であるので、片持ばりが極限耐力に達するケースを参考にまず D_2 を決定した。すなわち、速度 $V=7\%$ の衝突実験において、衝突点周辺のモルタルが破壊し、大きな残留めり込み量が残ることから判断して、衝突面の現象を臨界減衰状態にあると想定し、まず減衰定数を

$$h_2 (=D_2 / 2 \sqrt{K_2 M_2}) = 1.0 \text{ と仮定した。}$$

次に、片持ばりの減衰係数 D_1 を実験における最大歪と計算値がほぼ一致するように試算を繰り返して決定した。これより求められた減衰係数は次の値となった。

$$\begin{aligned} D_1 &= 8700 \text{ kgf} \cdot \text{s/m} \\ D_2 &= 5210 \alpha^{0.25} \text{ kgf} \cdot \text{s/m} \end{aligned} \quad (9a)$$

または減衰定数として表わすと次の値となる。

$$\begin{aligned} h_1 &= 0.43 \\ h_2 &= 1.0 \end{aligned} \quad (9b)$$

これらの値は、通常橋梁や軌道等の振動に見られる減衰定数に比し極めて大きな値となっている^{4), 5), 6)}。上記の減衰係数の値を用いて、式(6)の衝撃応答解析を行い、式(7)の最大衝撃荷重 $P_{\max}$ については式(4)の最大歪を求めると図-14に示すような結果が得られる。この図に実験値も併記したが、一般的に速度 $V=7\%$ 以下では計算値と実験値がほぼ一致していることが認められる。

一方、 $V > 7\%$ (または $e_{\max} > 200 \mu$) となると、計算値と実験値とはあまり良く一致しない。これは、この範囲になると片持ばりが既に破壊状態に達しているためと思われる。

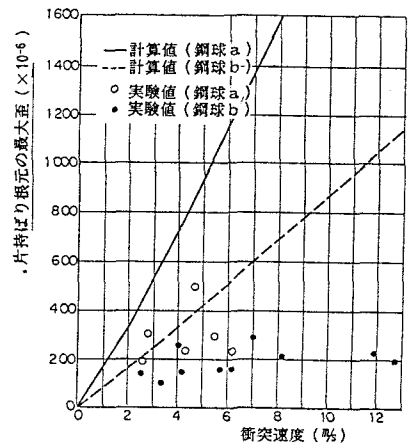


図-12 減衰を無視した等価質点系モデルによる衝撃応答計算結果と実験値(タイプA)

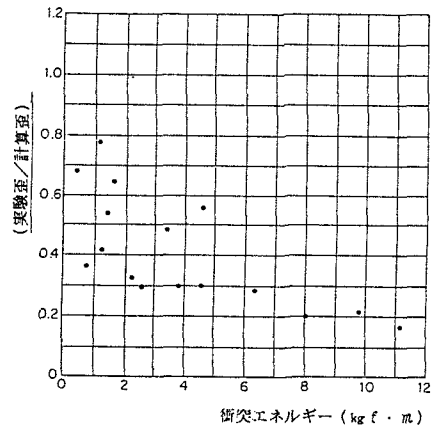


図-13 衝突エネルギーと(実験値/計算値)との関係

よって、モルタル表面の引張歪がある限界値 ($\epsilon_{\max} = 200 \mu$) に達したときをもって破壊とみなすと、本法は鋼球bの場合、 $V \leq 7\%$ 程度の衝撃力に対して十分シュミレートできるものと認められる。なお、鋼球aの場合は、速度が早くなると歪が $200 \mu \sim 300 \mu$ を越えてしまったので、本理論の適用範囲外と考えた。

4. 実物砂防ダム袖部への応用

実験の寸法効果を検討するために、実物大および $1/2$ 縮尺モデルの供試体を用いた実験も実施したが、現在データを整理中であるので、ここでは、3. で求めた減衰を考慮した2質点系モデルの衝撃応答解析法を利用して、実際の砂防ダム袖部（天端幅 $3m$ 、袖高 $4m$ 、ブロック幅 $6m$ ）に巨礫が衝突した場合の発生荷重を推定する。計算に用いた諸定数は以下のとおりであり、減衰係数は式（9a）の値を用いた。

コンクリートの弾性係数 $E = 2.6 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$

コンクリートの局部変形に対する弾性係数

$$E_1 = 2.6 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$$

コンクリートのポアソン比 $\nu_1 = 0.2$

石の弾性係数 $E_2 = 5 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$

石のポアソン比 $\nu_2 = 0.23$

石の衝突位置 $h = 2m$

図-15は、上記の諸値を用いて計算した発生荷重 P を示したもので、水山¹⁾が先に弾性球の衝突理論と焼岳で圧力コーンにより測定した衝撃力をもとに提案した修正弾性球衝突式 ($P = A n \alpha^{3/2}$, A : 修正係数(0.2))の値も同時に併記している。同図から、本法による計算値は修正弾性球衝突式に比し巨石直径 $\phi = 0.5m$ の場合にほぼ一致するが、 $\phi = 1m$ の場合には約1.7倍大きくなっている。また、コンクリートの引張強度 $\sigma_t = 30 \text{ kg/cm}^2$ ($\epsilon_{\max} = 200 \mu$ に相当)とした場合の砂防ダム袖部の極限耐力は $P = 180 \text{ ton}$ となるが、このことを図-15に示すと、直径 $\phi = 1m$ の巨礫が速度 $V = 6\%$ 以上で衝突するとき砂防ダム袖部に破壊が生ずることを意味している。

5. 結 論

本研究は、土石流中の巨礫が砂防ダム袖部に衝突する現象を解明するため、鋼球によるモルタル片持りの衝撃模型実験を行い、実験的かつ理論的考察を試みたものである。その成果を再度要約すると以下のようになる。

- (1) 衝撃実験において、その応答のほとんどは打撃面の局部変形に加えて曲げ変形をしていることが認められた。

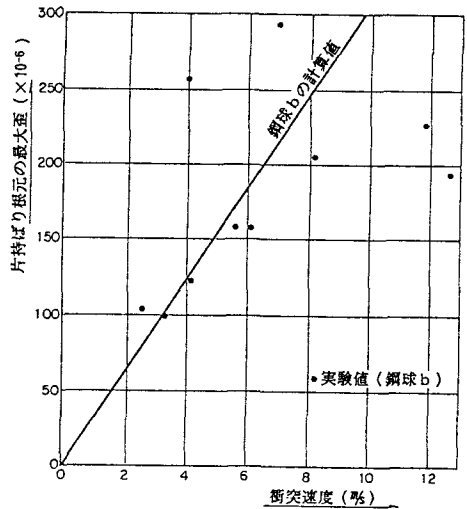


図-14 減衰を考慮した等価質点系モデルによる衝撃応答計算結果(タイプA)

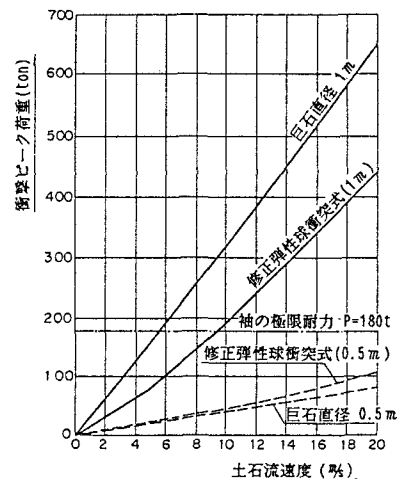


図-15 砂防ダム袖部に対する土石流巨礫の衝撃力の計算例

- (2) 衝撃実験の応答は、第1波の過渡振動で最大歪を示し、第2波以降の自由振動での歪は極めて小さく、したがって、第1波の最大歪を用いて最大衝撃荷重に換算して差し支えない。
- (3) 衝撃実験における破壊形態は片持ばりの根元に引張クラックが生じたときとみなされ、このときが片持ばりの極限耐力であり、そのときの最大引張歪は $\epsilon_{\max} \approx 200 \mu$ 、引張強度としては $\sigma_t \approx 30 \text{ kg/cm}^2$ となる。
- (4) 供試体形状を変化させた実験から、天端厚を2倍にすると、衝撃力は約2.7倍、天端幅を2倍にすると衝撃力は約1.5倍増加することが推定された。
- (5) 衝撃速度が早くなると、当然衝撃抵抗力も増大するが、その傾向もある限界値 ($V \approx 7 \text{ m/sec}$) をすぎると片持ばり根元にクラックが発生し、逆に衝撃抵抗力は小さくなることが分った。
- (6) 減衰を考慮した2質点系モデルによる衝撃応答解析法は、衝突速度 $V \leq 7 \text{ m/sec}$ の範囲で実験をよくシミュレートすることを確認した。
- (7) 実物砂防ダム袖部への応用を試みた結果、直径 $\phi = 1 \text{ m}$ の巨礫が速度 $V = 6 \text{ m/sec}$ 以上で衝突すると、砂防ダム袖部に破壊を生ずることが推定された。

なお、実物大および1/2縮尺モデルの実験についての結果は、迅やかに整理したうえで報告する予定である。

参 考 文 献

- 1) 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, 112号、昭和54年 8月 PP. 40～43
- 2) 坂田勝；振動工学ハンドブック、第7章過渡応答、養賢堂、昭和56年 6月、PP. 331
- 3) 竹田仁一、立川博之；高速圧縮荷重を受けるコンクリートの力学的性質とその基本関係式 日本建築学会論文報告集、第78号、昭和37年10月
- 4) 松浦章夫；高速鉄道における橋桁の動的挙動に関する研究、土木学会論文報告集、第 256号 1976年12月、 PP. 35～47
- 5) 彦坂熙、吉村虎蔵、内谷保；連行自動車荷重による単純橋の非定常ランダム応答と衝撃係数、土木学会論文報告集、第 290号、1979年10月、 PP. 36～41
- 6) 佐藤裕；軌道構造の構築振動におよぼす影響、土木学会論文報告集、第 240号、1975年 8月、 PP. 63～70

(1988年10月12日受付)