

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

下田義文*・水山高久**・石川信隆***・
古川浩平****

本研究は、土石流中に含まれる巨礫を受けるコンクリート製砂防ダム袖部に対する耐衝撃設計に資するため、まず小型および大型の衝撃模型実験を行い、その応答および破壊について考察した。次に、その衝撃応答を簡易にシミュレートする方法として2質点系モデルを提示し、実験結果をほぼ良くシミュレートできることを確認した。最後に、この2質点系モデルを用いて実被災例に対する破壊シミュレーション解析を行った。

Keywords : impact model test, simulation analysis, concrete Sabo dam, huge stone

1. 緒 言

近年都市化が進み、山林による保水力や災害防止力が減少すると共に土石流による災害が増加しつつある。このような土石流による災害防止のために急流河川域にはコンクリート製砂防ダムが建設されているが、最近、土石流によってその砂防ダム袖部が破壊される例が多くみられた。コンクリート製砂防ダムの袖部は、図-1に示すようにガイドの役目を果たすと同時に、落水を安全な河道中央部に導き、ダムの基礎部を保護する重要な役目をもつものである。したがって、袖部の破壊は、写真-1に示すように、ダム全体の機能破壊につながる恐れがある。

一方、土石流は土砂と水の混合体が速度3~20 m/secで流動するもので、その流れに多くの巨礫を含んでいることが知られている。

従来、これらの土石流による砂防ダム袖部の破壊については、流体力としての観点から考察した研究^{1), 2)}があり、既存の設計例³⁾においても、この流体力を静的荷重に置換して作用させようとして、その安全性の評価が行われてきた。しかし、被災事例の観察から、袖部の破壊の主要因として、巨礫の衝突現象が着目されはじめ、著者らの一人水山⁴⁾は、弾性球の衝突理論を用いて衝撃力を推定することを試みた。また、著者ら^{5), 6)}も小型および大型模型実験を行い、2質点系動的解析モデルを用いて、その現象を簡易にシミュレートする方法について検討した。さらに、土石流対策技術指針(案)⁷⁾には巨礫成分の衝撃力を設計外力として、検討を行うことが導入さ

れた。

しかし、従来の動水圧荷重に対して、巨礫による衝突が袖部破壊の主因であることを客観的に裏付ける研究や、またその実被災例をシミュレートするための研究はまだなされていない。

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袖部に対する耐衝撃設計に用いるため、袖部破壊のシミュレーション解析法を開発し、実被災例をどの程度うまくシミュレートできるかを明らかにしたものである。

すなわち、巨礫の衝突荷重下における袖部の応答を調べるために、まず小型模型実験⁵⁾および実物大に近い模型実験⁶⁾を行い、その応答および破壊について考察した。また、その衝撃応答を簡易にシミュレートする方法として、提案した2質点系モデルにおいて、減衰定数を動的同定手法を用いて決定し、実験結果を良くシミュレートできることを確認した。最後に、昭和63年7月に発生した広島県加計町の土石流被災例⁸⁾を中心に、過去の砂防ダムの災害例⁹⁾を対象として、提案する2質点系モデルを適用することにより破壊シミュレーション解析を行った。この際、従来の動水圧荷重による破壊推定も比較して行うことにより、袖部の破壊主要因および2質点系モデルの破壊シミュレーション解析の適用性について検討したものである。

2. 衝撃模型実験^{5), 6)}

(1) 実験の概要

コンクリート製砂防ダムの袖部は、図-1に示すように下流面法勾配0.2、上流面法勾配0.5~0.8の台形の上に構築される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-2に示すようなモルタルまたはコンクリート製片持ばりを供試体とし、縮尺は小型模型実験では約1/20、大型模型

* 正会員 八千代エンジニアリング(株)
水工部水工設計室長(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 農博 京都大学農学部助教授

*** 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

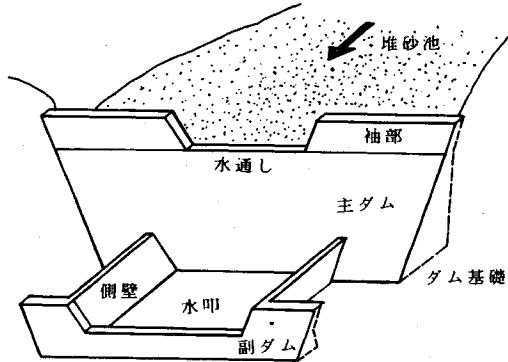


図-1 コンクリート砂防ダムの構造

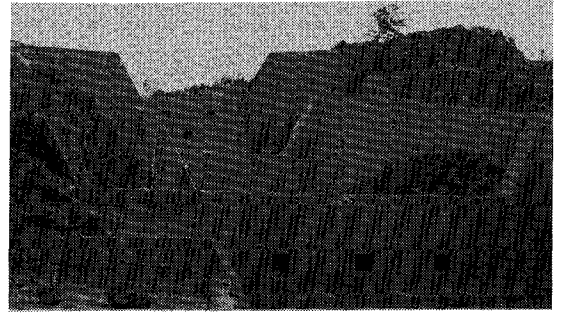


写真-1 土石流による砂防ダム袖部の破壊状況

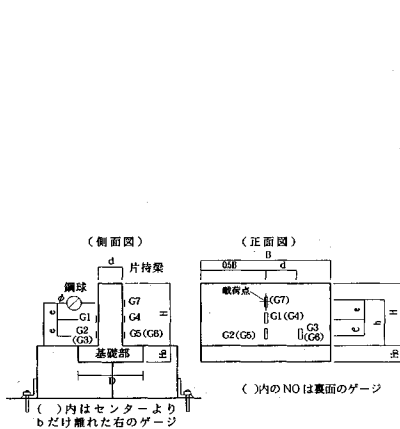


図-2 供試体

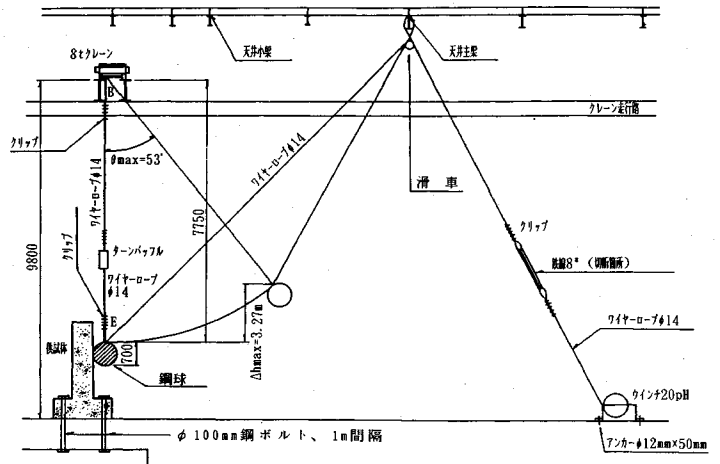


図-3 衝撃载荷装置 (大型模型実験)

表-1 衝撃载荷条件

	鋼球径 φ (cm) (重量 W)	衝突速度 V (m/sec)	打撃位置 h (cm)
小型模型実験	φ6.95 (1.35kgf)	1.8	A, B, C (14cm)
	φ10 (4.11kgf)	12.7	
大型模型実験	φ40 (241kgf)	0.2	D(135cm)
	φ50 (514kgf)		E(200cm)
	φ60 (888kgf)		F(125cm)
	φ70 (1400kgf)		

表-2 供試体の寸法 (cm)

区分	供試体 タイプ	材料	H	H ₀	h	D	d	B	b	φ
小型模型 実験	A	モルタル	30	13.5	14	30	7.5	40	10	6.95
	B	コンクリート	30	13.5	14	30	7.5	20	7.5	10
	C	粗石コンクリート	30	13.5	14	30	15	40	10	10
大型模型 実験	D	コンクリート	200	75	135	150	50	600	150	40
	E	粗石コンクリート	300	75	200	300	100	600	150	60
	F	粗石コンクリート	225	45	125	260	120	600	150	50, 70

実験では約1/2とした。また土石流中の巨礫は、鋼球を衝突させることにより模擬した。

(2) 衝撃载荷方法

小型模型実験の場合は、円弧上のレールに鋼球をころがせることによって、さらに機械的なばね力（トーションバーを取りつけたハンマー）で鋼球を打撃することにより鋼球の速度を調節した。供試体は図-2に示すように、基礎部を鉄筋コンクリート製の固定台に挟み込んで、コンクリート床版に固定した。また大型模型実験の場合は、図-3に示すように、鋼球をクレーンで吊し振子の

原理を利用して供試体に衝撃を与えた。大型模型供試体の固定は、φ100mmの鋼棒を基礎部の両側に1m間隔で配置して、コンクリート床版に固定した。ボルトナットには均等にトルクを加えて緊縮した。用いた鋼球の大きさ、重さ、衝突速度および打撃位置は表-1に示すとおりである。

(3) 供試体

小型模型実験の場合の供試体の寸法は、図-2および表-2に示す基礎固定部をもつモルタル製の片持ばりA, B, Cの3種類である。

一方の大型模型実験の場合も、同じ基礎固定部をもつコンクリート製および粗石コンクリート製の片持ばりで、表-2に示すD, E, Fの3種類である。ここで、粗石コンクリートとは、砂防ダムの建設に従来より用いられている堤体材料の一つで、10数cm～数10cmの石

表-3 配合および標準圧縮強度

供試体	W/C	単位配合重量 (kg)					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)	η _v 比
		水	セメント	砂	砂利	7547 752a				
A, B, C	55%	254	461	1310	0	0	288	7.67×10 ⁴	1.53×10 ⁵	1/5.1
D, E	64%	150	235	808	1124	0	280	1.36×10 ⁵	2.13×10 ⁵	1/5.16
*F	55%	376	689	840	0	76	111	8.2×10 ⁴	1.16×10 ⁵	1/7.0

※ 粗石コンクリートのモルタルの配合
粗石は直径150~200mmの砕石を使用

表-4 実験ケースと実験結果

NO.	実験ケース				最大歪 (μ)								破壊の状況
	鋼球径 (cm)	速度 (m/s)	エネルギー (kgf・m)	打撃位置 h(cm)	G2	G3	引張歪 平均	G5	G6	圧縮歪 平均	全 平均	体 均	
A-1	10	2.8	1.64	14	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	6.95	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	G3の発散	
A-14	"	4.1	1.16	"	135	135	135	-152	-152	-152	144		
A-15	"	6.1	2.56	"	145	161	153	-165	-155	-160	157		
A-16	"	3.3	0.75	"	96	96	96	-115	-91	-103	100		
A-17	"	5.7	2.24	"	149	155	152	-171	-155	-163	158		
A-18	"	8.1	4.52	"	163	219	191	-235	-188	-212	201		
B-1	10	4.2	3.70	"	232	212	222	-	-	-	222	引張側根元クラック	
B-2	"	4.3	3.88	"	232	324	274	-383	-379	-381	327	"	
C-1	"	4.6	4.44	"	107	271	189	-152	-	-152	177		
C-2	"	4.7	4.63	"	107	150	129	-129	-176	-153	141		
D-1	40	0.8	8	135	25	-	25	-16	-	-16	21		
D-2	"	3.4	142	"	84	43	64	-65	-29	-47	56		
D-3	"	6.9	586	"	110	60	85	-133	-47	-90	88		
E-1	60	1.9	164	200	38	31	35	-33	-28	-31	33		
E-2	"	3.6	588	"	-	42	42	-24	-36	-30	34		
E-3	"	4.1	701	"	82	60	71	-34	-56	-45	58		
F-1	50	0.5	7	125	-	3	3	0	-10	-5	4		
F-2	"	2.5	164	"	-	16	16	-23	-21	-22	20		
F-3	"	5.5	793	"	29	43	36	-39	-25	-32	34		
F-4	70	1.6	183	"	12	20	16	-29	-23	-26	21		
F-5	"	2.8	561	"	20	45	33	-52	-41	-47	40		
F-6	"	6.3	2836	"	31	89	60	-67	-75	-71	66		
F-7	"	0.8	46	"	13	17	15	-12	-12	-12	14		
F-8	"	2.0	286	"	18	33	26	-23	-29	-26	26		
F-9	"	3.4	826	"	25	64	45	-49	-46	-48	46		

をモルタルで固めたものである。本研究では直径15 cm ~ 20 cm の砕石を用いた。供試体は、いずれも28日養生後基礎固定部を鉄筋コンクリート製の実験床床に固定した。なお、円柱供試体(φ10 cm×20 cm またはφ15 cm×30 cm)をサンプリングし、供試体と同じ養生の後、標準圧縮試験を行い表-3に示す結果を得た。

(4) 測定方法

測定項目は、鋼球の衝突速度とコンクリート表面の歪である。鋼球の衝突速度は、衝突直前の約10 cm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。

また歪の測定は、供試体表面に図-2に示す位置にワイヤ歪ゲージ(ゲージ長は小型実験で30 mm, 大型実験で120 mm, 抵抗値は120 Ω)を貼布し、動歪計を経てデジタルメモリに記録した。

(5) 実験ケース

実施した実験ケースを供試体のタイプ、鋼球重量、衝突速度によって分類すると表-4のようになる。なお、表-4中のA-7は鋼球をジャッキにより静的に作用させたもので、静的実験である。また小型模型実験のタイプA, B, Cでは各供試体に1回の衝撃力を与えたが、大型模型実験のタイプD, E, Fでは衝突速度をV=0.5~

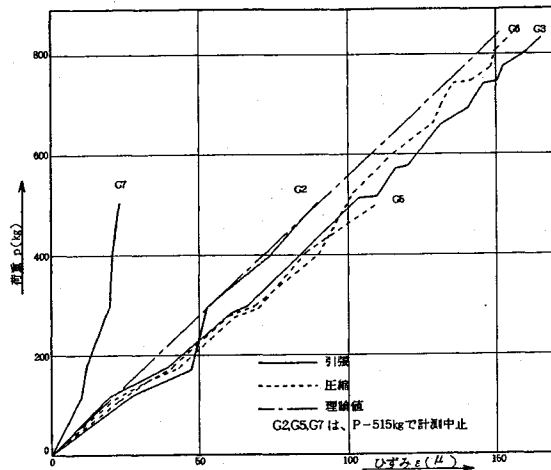


図-4 実験 NO. A-7 の荷重-歪関係

7 m/s に変化させ、1 供試体に対して 3~9 回ずつ衝撃载荷を与えた。

3. 実験結果と考察

(1) 衝撃応答特性

まず、集中荷重を受ける片持ばりの静的変形特性を把握するために、NO. A-7 の静的載荷実験における荷重-歪関係を図-4 に示す。同図によると、片持ばり根元の歪は位置により約 20% のばらつきはあるものの、ほぼ理論値に一致している。また、はりの幅方向の異なる位置の歪に明確な差異が認められないので、はりは一様に変形していると考えられる。次に、小型および大型模型実験の場合とも衝撃载荷における歪~時間曲線は図-5 の例に示すように、载荷側の片持ばり根元の歪(図-2 の G2, G3) は引張歪でほぼ同じ波形を示し、また裏面の歪(図-2 の G5, G6) は载荷側の歪と同じ大きさの圧縮歪を示している。さらに、互いに表裏に位置する G2 と G5 および G3 と G6 の歪は、時間軸を中心に対称な引張りと圧縮の歪波形を示している。これらのことから、本研究で実施した衝撃载荷における応答は静的载荷の場合と同様に片持ばりとしての曲げ変形を示しており、かつ、はりの全幅に一樣な曲げ変形をしていると判断される。一方、打撃面真裏の歪~時間曲線は、周期が短く他の歪の波形より大きな値を示しており、これは打撃面が局部変形をしているものと思われる。

(2) 破壊形態と破壊条件

a. 小型模型実験の場合、表-4 の破壊の状況欄に記載のある 7 ケースについては、モルタル表面のクラックの発生あるいは引張歪の発散などから片持ばりが極限耐力に達したことによる破壊と判定した。

b. 大型模型実験の場合、コンクリート供試体全体が破壊するまで载荷していないので、極限状態における破

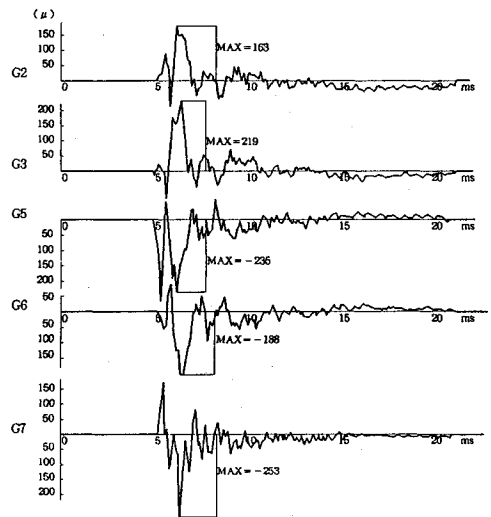


図-5 実験 NO. A-18 の時間-歪関係

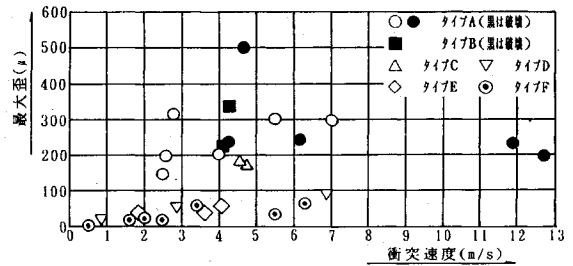


図-6 衝突速度と最大歪

壊形態は不明であるが、3.(1) で述べたように歪の計測結果から判断して、小型模型実験における破壊形態と同様に曲げ破壊挙動を示すものと考えられる。本実験では、打撃点の局部的へこみと周辺部の表面クラックが観察された。

(3) 衝突速度が最大歪に与える影響

図-6 は、衝突速度と最大歪との関係を示したもので、速度の増大とともに最大歪は一般に増加する傾向を表しており、また模型のタイプは異なっても片持ばり根元の歪が、200 μ を越えると破壊に至ることを示している。すなわち、本実験で用いた供試体の破壊限界歪は 200 μ 程度であることを示している。このことは、片持ばりが载荷側根元の曲げ引張り破壊により、はりとしての強度を失うと考えると、畑野の実験¹⁰⁾ における、「コンクリートおよびモルタルの衝撃破壊引張り歪み ϵ_e は荷重速度に関係なく一定であり、 $\epsilon_e=165\sim 262\mu$ (配合によって異なる一定値となる。w/c=50%, c:s=1:3 のモルタルで $\epsilon_e=262\mu$ 。w/c=50%, c:s:g=1:2.4:4.2 のコンクリートで $\epsilon_e=196\mu$.) である」との結論と同様な結果を示している。なお、大型模型実験の場合(タイプ D, E, F), 破壊に至るまでの载荷を行っていないの

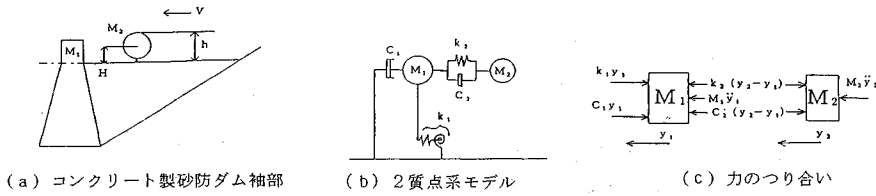


図-7 2質点系シミュレーションモデル

で、いずれも最大歪は 200μ 以下となっていることが確認できる。

4. 巨礫に対するコンクリート製砂防ダム袖部の衝撃応答シミュレーション解析

(1) 衝突現象のモデル化と基本式

図-7 (a) に示すようなコンクリート製砂防ダム袖部に巨礫が衝突する場合を、図-7 (b) のような2質点系にモデル化する。すなわち、2質点系モデルは、図-7 (b) のように鋼球と片持ばりをそれぞれ等価質点として取り扱い、鋼球と片持ばりとの接触点および片持ばり全体にそれぞればねとダッシュポットを導入している。よって、質点系の力のつり合いは図-7 (c) 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。

$$\ddot{Y}_2 = -\frac{K_2}{M_2}(y_2 - y_1) - \frac{C_2}{M_2}(\dot{y}_2 - \dot{y}_1) \dots\dots\dots (1a)$$

$$\ddot{Y}_1 \begin{cases} = -\frac{K_1}{M_1}y_1 - \frac{C_1}{M_1}\dot{y}_1 + \frac{K_2}{M_1}(y_2 - y_1) \\ + \frac{C_2}{M_1}(\dot{y}_2 - \dot{y}_1) \text{ (if } y_2 - y_1 > 0) \dots\dots\dots (1b) \\ = -\frac{K_1}{M_1}y_1 - \frac{C_1}{M_1}\dot{y}_1 \text{ (if } y_2 - y_1 \leq 0) \dots\dots\dots (1c) \end{cases}$$

ここに、 $Y_1, \dot{Y}_1, \ddot{Y}_1, M_1, C_1$: 片持ばりの変位、速度、加速度、質量、減衰係数、 $Y_2, \dot{Y}_2, \ddot{Y}_2, M_2, C_2$: 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、 β : せん断に関する断面係数 (ここでは $\beta = 1.5$)、 E, G : モルタルまたはコンクリート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、 K_2 : 衝撃点における局部変形ばね定数で、 $K_2 = \frac{4}{3} \times R^{0.5} \pi^{-1} (J_1 + J_2)^{-1} (Y_2 - Y_1)^{0.5}$ となる、 $J_1 = \frac{1 - \nu_1^2}{\pi E_1}$ 、 $J_2 = \frac{1 - \nu_2^2}{\pi E_2}$ 、 ν_1, ν_2 : モルタル (またはコンクリート)、鋼のポアソン比、 E_1, E_2 : モルタル (またはコンクリート)、鋼の弾性係数で、 E_1 は破壊までの平均弾性係数、 R : 鋼球の半径。

式(1)を Δt 時間刻みで Newmark β 法によって解き、最大衝撃荷重 P_{max} および片持ばり根元の最大歪 ϵ_{max} をそれぞれ次式により算定する。

$$P_{max} = k_1 \cdot Y_{1max} \dots\dots\dots (2a)$$

$$\epsilon_{max} = \frac{\sigma_{max}}{E} = \frac{M_{max}}{E \cdot Z} = \frac{P_{max}(2e)}{E \cdot Z} \dots\dots\dots (2b)$$

ただし、 P_{max} : 最大衝撃力、 Y_{1max} : 片持ばりの最大応答変位、 ϵ_{max} : 片持ばり根元の最大平均歪、 $2e$: 載荷点から歪測定位置 (G_2) までの距離、 h : 片持ばり根元から載荷点までの距離、 $Z = \left(\frac{Bd^2}{6}\right)$: はりの断面係数、 B, d : はりの幅および厚さ。

(3) 動的同定法による減衰定数の決定

式(1)中の減衰係数 C_1, C_2 は、一般に $C_i = 2h_i \sqrt{M_i K_i}$ ($i=1, 2$) のように減衰定数 h_1, h_2 に置換される。よって、 h_1, h_2 の値が与えられれば、式(1)は計算できることになる。しかし、 h_1 はともかく h_2 の決定は極めて難しく、通常実験結果と合うようにパラメトリックに決めている。よって、ここでは、最適化手法による動的同定法を用いて h_1, h_2 を決定することを試みた。すなわち、先の小型模型実験において得られた根元部の最大引張歪の実験値と2質点系モデルによる動的解析により得られる根元部の最大引張歪の計算値の差の2乗が最小となるように、つまり最小2乗法を用いて h_1, h_2 を決定した。その基本式は以下ようになる。

既知数: $\epsilon_{imax}, E, Z, e, K_1, K_2, M_1, M_2$
未知数: h_1, h_2

$$\text{目的関数: } Z = \sum_{i=1}^n (\epsilon_{imax}^E - \epsilon_{imax}^C)^2 \rightarrow \min \dots\dots\dots (4a)$$

$$\text{制約条件: } 0 \leq h_i \leq 1 (i=1, 2) \dots\dots\dots (4b)$$

$$\epsilon_{imax}^C = \frac{P_{max}(2e)}{E \cdot Z} \dots\dots\dots (4c)$$

ただし、

$$K_2' = \frac{K_2}{(Y_2 - Y_1)^{0.5}} = \frac{4}{3} R^{0.5} \pi^{-1} (J_1 + J_2)^{-1}$$

$$h_i = C_i / 2\sqrt{K_i M_i} (i=1, 2)$$

$$P_{max} = k_1 \cdot y_{max}$$

ϵ_{imax}^E : 模型実験から得られる根元部の引張歪の最大値、

ϵ_{imax}^C : 2質点系モデルから得られる根元部引張歪の最大値、

i : 実験ケース数を示す。

式(4)の解法に当たっては、式(1)の運動方程式および最適化プログラム ADSTMを用いた。その際実験値 ϵ_{imax}^E は、小型模型実験における鋼球径 $\phi 6.95 \text{ cm}$ に

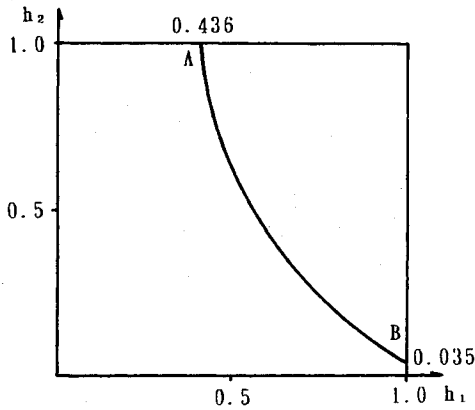


図-8 動的同定法による h_1, h_2 の最適解

よる載荷 (A-9~18) の 11 ケースの結果を用いた。

以上より、式 (4) を用いて決定された h_1, h_2 の結果は、図-8 のように AB 線上の無数の組合せが解となる。しかし、先の実験において衝突周辺のモルタルが破壊し、大きな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であると推定して局部減衰定数を $h_2=1.0$ とした。一方の片持ばりの減衰定数 h_1 は、AB 線上のうち最小の点 A の値つまり $h_1=0.436$ を採用した。この値は、通常の耐震や振動問題で用いる値に比べかなり大きい。これは、基礎固定部への逸散をも構造減衰に取り込んだため、大きな値になったと考えられる。しかし、本研究の主目的が簡単なシミュレーション解析法の開発であるため、この数値のまま用いることとした。

(4) 衝撃応答解析結果と実験結果との比較

a) 小型模型実験の場合

上記で決定した定数を用いて、片持ばりの形状および鋼球の大きさの異なる小型模型実験の場合について衝撃応答解析を行った。モルタルの諸定数は標準圧縮試験結果から、 $E=1.8 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$, $E_1=0.9 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$, $\nu_1=0.2$ を用いた。なお、 E および E_1 の値については、竹田・立川の研究¹²⁾ および畑野¹⁰⁾ の研究を参考に表-3 の値に対して 20% の歪速度効果 (本実験における歪速度は $10^3 \mu \sim 10^4 \mu/s$) による割り増しを考慮した。鋼の諸定数は一般的な値、 $E_2=2 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$, $\nu_2=0.28$ を用いた。その結果は、図-9 に示すようになる。これよりタイプ A ($\phi 6.95 \text{ cm}$) とタイプ C ($\phi 10 \text{ cm}$) のうち ϵ_{\max} が 200μ 以下の範囲では、計算値は実験値をほぼ良くシミュレートしているが、 200μ を越えるとあまり一致していない。これは、大きな衝撃力の場合モルタルが引張破壊状態に達し、2 質点系モデルによる弾性衝撃応答解析ではうまく追従し得ないものと思われる。またタイプ A ($\phi 10 \text{ cm}$) のケースではほとんど破壊し、全ケースで 200μ を越えているため、実験値がかなりばらつき、計算値とあまり良く合致していないことが認められる。

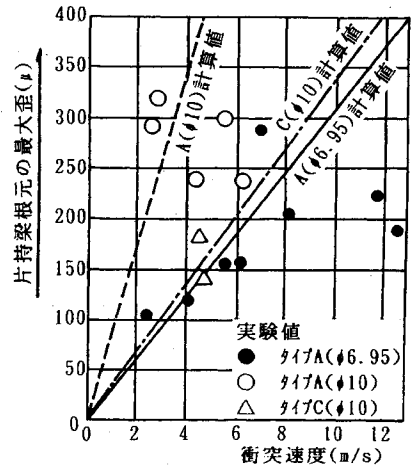


図-9 2 質点系モデルによる小型模型実験の計算結果

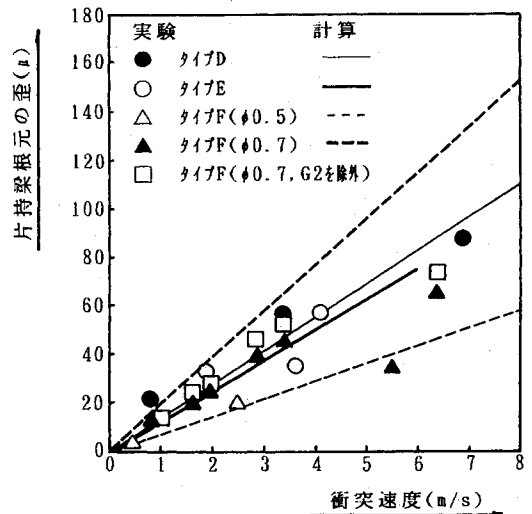


図-10 2 質点系モデルによる大型模型実験の計算結果

したがって、本解析法は、 $\epsilon_{\max} \leq 200 \mu$ の範囲で適用可能と考えられ、破壊限界歪を $\epsilon_u = 200 \mu$ とすれば破壊シミュレーション解析に適用することが可能となる。

b) 大型模型実験の場合

タイプ D, E, F の場合の衝撃応答解析を行い、式 (2 b) より最大歪 ϵ_{\max} を求め実験値と比較した。計算条件としてのコンクリートの弾性係数等の値は、円柱供試体の標準圧縮試験結果から次のような値を用いた。

$$E = \begin{cases} 2.6 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2 & (\text{コンクリート}) \\ 1.4 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2 & (\text{粗石コンクリート}) \end{cases}$$

$$E_1 = \begin{cases} 1.7 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2 & (\text{コンクリート}) \\ 0.98 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2 & (\text{粗石コンクリート}) \end{cases}$$

$$\nu_1 = \begin{cases} 0.19 & (\text{コンクリート}) \\ 0.14 & (\text{粗石コンクリート}) \end{cases}$$

表-6 動水圧による砂防ダム袖部の被害側シミュレーション

NO.	流域面積 (km ²)	河幅 (m)	河床勾配	最大粒径 (m)	袖厚 (m)	袖長 (m)	袖高 (m)	時間雨量 (mm/h)	土石流波高 (m)	土石流流速 (m/s)	動水圧 (10 ³ kgf)	上流端の曲げ引張歪 (μ)	せん断応力 (10 ³ kgf/m ²)
D1	4	15	0.0323	2.0	1.5	33	3.5	82.8	2.46	3.9	5.7	4	4
D2	0.7	4	0.1429	1.5	2	28	2.5	90	1.71	6.1	9.7	3	5
D3	0.6	2	0.200	3.0	2	17	2.5	100	3.12	10.2	49.7	46	25
D4	4.8	50	0.100	2.0	2	50	5.2	隔雪	5.60	20	342.7	595	171
D5	0.6	7.6	0.1429	1.0	1.5	20	2.0	(387)*	1.08	4.4	3.2	0	2
D6	1.5	15	0.200	3.0	1.44	34	4.5	(161)*	2.20	5.8	11.3	11	8
D7	0.6	3	0.1613	1.0	2.0	22	3.5	65	1.38	6.1	7.9	0	4
D8	0.22	20	0.0875	2.0	1.5	8	1.0	60	0.47	4.2	1.3	0	0.9
D9	0.28	21	0.0524	3.0	1.5	9	1.0	60	0.21	1.4	0.06	0	0

※ () の場合は24時間雨量

表-5 加計町土石流被災ダムの袖部破壊の有無と流出粒径

堤体番号	平均粒径	最大径Dmax	実被害 (文献 ⁹⁾ より)
1	0.005m	0.005m	○
2	0.1m	0.1m	○
3	0.01m	0.15m	○
4	0.05m	0.6m	○
5	0.06m	0.6m	○
6	0.2m	0.7m	○
7	0.1m	0.8m	○
8	0.1m	0.9m	○
9	0.06m	1m	○
10	0.1m	1.2m	○
11	0.04m	1.4m	○
12	0.12m	1.5m	○
13	0.3m	1.6m	○
14	0.3m	1.6m	○
15	0.2m	1.8m	○
16	0.05m	2m	○
17	0.05m	2m	○
18	0.06m	2m	x
19	0.4m	3m	○
20	0.03m	3m	x
21	0.1m	3m	○

計算結果を実験値と比較して図-10に示した。図を見て明らかのように、タイプFで $\phi 0.7$ mの鋼球を衝突させたケース以外の計算値は実験値とほぼ一致しており、小型模型実験の場合と同様に、実物に近い大型模型実験においても適合しているものと認められる。このように、小型模型実験の結果を用いて同定した h_1, h_2 を用いて、実物大の大型模型実験をよくシミュレートできたことから、式(1)は実砂防ダムに適用可能なことおよびスケールエフェクトを考慮する必要がないことが実証された。また、タイプFの $\phi 0.7$ mのケースで計算値が実験値と大きく異なっているのは、実験におけるG2の歪が極度に小さいのが原因となっている。このタイプFは粗石コンクリートを用いており、実験後、歪を測定したG2の位置のコンクリートを削ってみたところ、外からは分からなかったが20cm程度の粗石が表面に極めて近い位置にあったことが明らかになった。この粗石の影響で実験時の歪が小さく計測されたのではないかと考えられる。このG2の歪を除外して片持ば

り根元の平均歪を求めると図-10の□印となり、計算値に近くなる。

5. コンクリート製砂防ダム袖部の被災例シミュレーション

(1) 袖部被災主因の推定

実被災例において、土石流がどのような状態でダムに衝突したかについては、観測または計測が行われた事例がないので推定は困難である。海堀⁸⁾らは昭和63年7月に発生した加計町の土石流災害の被災後のダムの状況について流出土砂の調節機能の観点から調査を行った。表-5は海堀⁸⁾らが調査した残留土砂の中の平均粒径および最大粒径と袖部被災との関係を示している。表中○が土石流により被災しなかったもので、×は被災したものを示す。これより、被災の発生は、平均粒径の大きさよりも、最大径の大きさに支配されていることが推定される。

一方、動水圧が破壊に寄与する度合いを調べるために、砂防ダム袖部の被災例のうち、土石流が特定でき、かつ完全に破壊したものを文献^{8),9)}から整理し直して表-6に示した。

ここで、表-1の砂防ダム袖部を片持ばりにモデル化して、土石流の流体としての動水圧を作用させ、袖部根元の曲げ引張歪 ϵ_{max} および剪断応力 τ_{max} を算定すると、表-6に示した値が得られる。ここで、コンクリートの曲げ引張限界歪を $\epsilon_u = 200 \mu$ およびせん断降伏強度を $\tau_u = 40 \sim 50 \text{ kgf/cm}^2$ とすると¹³⁾、表-6で算定した ϵ_{max} および τ_{max} はNO.4の例を除いてすべて $\epsilon_{max} < \epsilon_u, \tau_{max} < \tau_u$ となり、破壊していないことになる。しかし、実際には表-6に示す9例はいずれも完全に破壊している。このように、土石流の流体としての動水圧によってはコンクリート製砂防ダム袖部は破壊せず、破壊の原因とは考えられない。これらを考え合わせると、破壊の原

表一七 最大粒径, 速度, 打点位置をパラメータとしたシミュレーション

(a) 打点位置 H = 2 / 3 × 袖高

堤体番号	平均粒径	最大径max	実被害	V=2.0m/s	V=4.0m/s	V=6.0m/s	V=8.0m/s	V=10.0m/s
1	0.005	0.005	○	○	○	○	○	○
2	0.1	0.1	○	○	○	○	○	○
3	0.01	0.15	○	○	○	○	○	○
4	0.05	0.6	○	○	○	○	○	○
5	0.06	0.6	○	○	○	○	○	○
6	0.2	0.7	○	○	○	○	○	○
7	0.1	0.8	○	○	○	○	○	○
8	0.1	0.9	○	○	○	○	○	○
9	0.06	1	○	○	○	○	○	○
10	0.1	1.2	○	○	○	○	○	○
11	0.04	1.4	○	○	○	○	○	x
12	0.12	1.5	○	○	○	x	x	x
13	0.3	1.6	○	○	○	x	x	x
14	0.3	1.6	○	○	x	x	x	x
15	0.2	1.8	○	○	○	x	x	x
16	0.05	2	○	○	○	○	x	x
17	0.05	2	○	○	x	x	x	x
18	0.06	2	x	○	x	x	x	x
19	0.4	3	○	○	x	x	x	x
20	0.03	3	x	○	x	x	x	x
21	0.1	3	○	○	x	x	x	x

(b) 打点位置 H = 天端

堤体番号	平均粒径	最大径max	実被害	V=2.0m/s	V=4.0m/s	V=6.0m/s	V=8.0m/s	V=10.0m/s
1	0.005	0.005	○	○	○	○	○	○
2	0.1	0.1	○	○	○	○	○	○
3	0.01	0.15	○	○	○	○	○	○
4	0.05	0.6	○	○	○	○	○	○
5	0.06	0.6	○	○	○	○	○	○
6	0.2	0.7	○	○	○	○	○	○
7	0.1	0.8	○	○	○	○	○	○
8	0.1	0.9	○	○	○	○	○	○
9	0.06	1	○	○	○	○	○	○
10	0.1	1.2	○	○	○	○	○	○
11	0.04	1.4	○	○	○	x	○	x
12	0.12	1.5	○	○	○	x	x	x
13	0.3	1.6	○	○	○	x	x	x
14	0.3	1.6	○	○	x	x	x	x
15	0.2	1.8	○	○	○	x	x	x
16	0.05	2	○	○	○	x	x	x
17	0.05	2	○	○	x	x	x	x
18	0.06	2	x	○	x	x	x	x
19	0.4	3	○	x	x	x	x	x
20	0.03	3	x	x	x	x	x	x
21	0.1	3	○	x	x	x	x	x

○破壊しない ×破壊した (引張限界 $\epsilon_u = 200 \mu$ を破壊とした。)

因としては、土石流中に含まれる巨礫の衝突力以外には考えられない。なお、土石流による動水圧 F の推定式としては以下の式を用いた³⁾。

$$F = 153 h V^2 \text{ (kgf/m}^2\text{)} \dots\dots\dots (1)$$

ただし、

$$V = \frac{Qdp}{B \cdot h} \text{ : 土石流速度 (m/sec)}$$

$$Qdp = \frac{C_*}{C_* - Cd} Qp \text{ : 土石流ピーク流量 (m}^3\text{/sec)}$$

$$Qp = \frac{1}{3.6} f r A \text{ : 洪水のピーク流量 (m}^3\text{/sec)}$$

$$Cd = \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)} \text{ : 土石流の容積濃度}$$

$$h = \left\{ \frac{n Qdp}{B (\sin \theta)^{0.5}} \right\}^{0.6} \text{ : 土石流水深}$$

f : ピーク流出率, r : 降雨強度 (mm/h), A : 流域面積 (km²), C_* : 土石流材料の堆積状態の容積濃度, σ : 土石流材料の密度 (kgf/m³), ϕ : 土石流材料の内部摩擦角, θ : 河床勾配, h : 土石流の水深 (m), n : 土石流の等価粗度係数, B : 河道幅 (m)。

(2) 最大粒径, 土石流速度, 打点位置をパラメータとしたシミュレーション解析

表一五に示すように土石流に含まれる巨礫のうち、実被害に影響を与えているのは平均粒径ではなく、最大粒径であることがわかる。よって、ここでは最大粒径 D_{max} (m), 土石流流速 V (m/sec), 打点位置 H (m) をパラメータとして 2 質点系モデルによる計算結果と実被害との比較を行った。その結果を表一七に示す。

これより以下のことが考察される。

- ①最大粒径が大きいとかなり遅い速度 ($V=2$ m/sec) でも破壊が生じている。
- ②当然ながら土石流速度が早いと破壊が生じやすい。
- ③打点位置が天端に近いほど破壊が生じやすい、ことなどが判明した。

(3) 雨量強度等による土石流を用いた場合のシミュレーション解析

土石流は、その流れに巨礫を含んでいるが、その土石流量は雨量強度等に大きく影響を受ける。ここでは、高橋¹⁴⁾の提案した流量算定式を用い、また Manning の公式を用いて流速、水深を算出しシミュレーションを行う。その際、その水深が最大粒径よりも小さい場合は、最大粒径と同じにした後、その水深から流速を求めた。よって、この流速および水深をもつ土石流のうちの最大粒径が袖部に衝突すると想定してシミュレーション解析を行った。また袖部の長さ L は、砂防ダムが 6 m (または 12 m) ブロックで施工されているので、ブロック間の力学的つながりは無いものとして、そのブロック長以上の袖部の場合、 $L=6$ m (または 12 m) のブロック長として計算した。シミュレーション解析の結果、最大歪は表一八のように得られた。表中の×印は土石流により被災するものと考えられるものあるいはしたものの、○は被災しないと考えるものあるいはしなかったものを示す。すなわち、コンクリートの引張限界歪を $\epsilon_u=200 \mu$ で破壊するとすると、シミュレーション解析結果は実被害と約 7.6 割 (26/34) の精度で一致することが認められた。

これは、前述の動水圧によるシミュレーション結果に比べるとはるかに実際の被災をうまく表現しており、袖部の破壊が巨礫の衝突によること、さらには筆者らが提案した簡単な 2 質点モデルで十分な精度をもってシミュレーションが可能であることを示している。

(4) パラメータの不確実性と被災推定との関係

以上の結果、2 質点系モデルによる破壊推定は表一五で述べた、動水圧を基準とした破壊基準に比して、被災発生の有無を良く推定しており、このことからコンクリート砂防ダム袖部の被災要因は、土石流中の巨礫によ

表一八 雨量を用いて推定した土石流諸元による巨礫の衝突シミュレーション

No.	最大粒径(m)	70-7幅(m)	袖幅(m)	天端(m)	袖高(m)	土石流先端部 (n=0.10)				破壊・非破壊	
						h (m)	H (m)	V (m)	ϵ max (μ)		
D1	2	6	33.3	1.5	3.5	2.07	1.07	2.91	67.2	×	○
D2	1.5	6	26	2	4.5	1.50	0.75	4.90	9.8	×	○
D3	3	6	17	2	2.5	3.21	1.71	9.64	665.3	×	×
D4	2	6	49.9	2	5.2	4.60	3.60	20.00	883.7	×	×
D5	1	6	20	1.5	2	1.00	0.50	3.76	10.3	×	○
D6	3	6	34.3	1.44	4.5	3.00	1.50	9.21	836.1	×	×
D7	1	6	22	2	3.5	1.44	0.94	5.08	11.3	×	○
D8	2	6	8	1.5	1	2	1	10.93	337.7	×	×
D9	3	6	9	1.5	1	3	1	8.04	486.2	×	×
S1	1	12	10.5	3	7	5.31	4.81	4.10	7.5	○	○
S2	1	6	33.5	3	3	1.69	1.19	3.94	6.1	○	○
S3	1	6	21	3	3	1.00	0.50	4.16	0.7	○	○
S4	1	6	2	1.4	2.5	1.00	0.50	2.58	12.1	○	○
S5	1.2	6	13.8	2	3	1.20	0.60	4.58	10.6	○	○
S6	1.2	6	15.3	1.7	2.5	1.46	0.86	4.06	22.3	○	○
S7	1.5	6	31.5	2.5	3	1.50	0.75	4.61	15.7	○	○
S8	1.8	6	26.3	2	4.5	1.80	0.90	4.67	35.2	○	○
S9	2	6	7.25	2.2	2.5	2.00	1.00	3.74	45.7	○	○
S10	2	12	5.35	3	5.5	2.59	1.59	3.63	30.5	○	○
S11	2	6	11.2	7.8	7	2.12	1.12	3.89	2.3	○	○
S12	2	12	30.9	4	2.5	2.00	1.00	6.44	13.3	○	○
S13	2	6	28.5	2.5	3	2.00	1.00	6.29	61.2	○	○
S14	3	6	7.65	1.5	3	3.00	1.50	8.43	846	○	×
S15	3	6	3.05	2	2.5	3.00	1.50	10.94	715.5	○	×
S16	3	6	30	3	3.5	3.00	1.50	6.91	171.6	○	○
S17	3	6	1.5	1.8	3.5	3.00	1.50	4.16	971.6	○	×
S18	0.6	6	6.3	1.5	1	0.6	0.3	3.84	2.5	○	○
S19	0.8	6	6.3	1.6	1	0.8	0.4	5.74	9.2	○	○
S20	1.2	6	9.6	1.9	1.3	1.2	0.6	4.19	15.7	○	○
S21	1.4	6	6	1.5	1	1.4	0.7	6.39	65.7	○	○
S22	1.5	6	8.5	1.5	1	1.5	0.75	5.8	71.1	○	○
S23	1.6	6	13.5	1.5	1	2.1	1	8.59	225.5	○	×
S24	1.6	6	16	1.5	1.5	1.81	1.01	8.29	186.6	○	○
S25	1.8	6	4.8	1.8	1	1.82	0.92	7.91	151	○	○

表一九 巨礫の衝突パラメータ決定に及ぼす不確実性

区分	本シミュレーションによる決定法	設計時の条件設定方法
巨礫重量 m	○ 残留礫の最大値 (その礫が実際に衝突したのが否かは不明)	○ 土石流発生源の砂礫の状況に応じて、安全側の値を決定する。
衝突高さ h	○ 一律に h/2 とした。(貯砂の状況等によって、その打点高さであったか不明)	○ 設計対象礫、袖高等から安全側の位置を決定する。
衝突速度 V	○ $Cd = \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - S) \tan \phi - \tan \theta}$ ○ $Qd = \frac{C * Cd - (1-S)(1-C*)}{C * Scd - C * d(1-S)}$ ○ マニングの式などの式を用いて、V を推定 ○ $\phi = 12^\circ \sim 40^\circ$ ○ $S = 0.3 \sim 1.0$ ○ $f = 0.7 \sim 0.9$ と非常に入力係数に幅がある	同左 ただし、設計流量 Q はその事業の計画規模により決定される。

法になるものと思われる。

6. 結 論

本研究は、コンクリート製砂防ダム袖部が土石流によって破壊される現象を解明するため、鋼球によるモルタルおよびコンクリート製片持ばりの小型および大型衝撃模型実験をそれぞれ行い、その結果に基づき理論的衝撃解析モデルを検討し、さらにそのモデルを用いて実際の砂防ダムの被災例のシミュレーションを行ったものである。その結果を要約すると以下ようになる。

(1) 衝撃実験において、片持ばりの衝撃応答は打撃点の局所的めり込みと片持ばりの曲げ変形を示すことが認められた。

(2) 衝撃実験において、衝撃による片持ばりの破壊形態は片持ばりの衝突面側の引張破壊によるものとみなされ、その破壊歪 ϵ_u はほぼ 200μ と推定された。

(3) 衝撃応答は、減衰を考慮した 2 質点系モデルによりシミュレートできることを確認した。このモデルの減衰定数は、動的同定法を用いて決定され、局部および全体変形についてそれぞれ $h_2 = 1.0$ および $h_1 = 0.436$ となるのが小型および実物大の大型模型実験により確認された。

(4) 実際の土石流による砂防ダムの袖部の破壊は、土石流の動水圧によるものではなく、巨礫が袖上流面に衝突することにより発生する衝撃によることを数値的に確認した。

(5) 2 質点系衝撃解析モデルを実際の砂防ダム袖部の被災例に適用すると相当の精度 (約 7.6 割) で破壊するか否かを判断できることが確かめられた。

本研究は、現場で簡単に設計へ適用できるように 2 質点系衝撃応答モデルを提案したが、一般的に被災例を

衝突が主因であることが、シミュレーションの結果からも裏づけることができた。しかし、本解析法も、約 2.4 割のものについては、正確に被災事実を推定することはできなかった。これは、本解析法における 3 つのパラメータ、すなわち、巨礫重量 m、衝突速度 V、衝突点高さ h の不確実性に起因しているものと思われる。表一九には、この 3 つのパラメータを決定する際に生ずる不確実性を示している。これより、2 質点系モデル解析において、荷重パラメータの決定法に、かなり不確実性が包含されていることが認められ、これらの不確実性が、先の被災推定の不一致に影響を及ぼしたと思われる。

これらの不確実性を無くするためには、土石流のピーク流量や、速度、その中での巨礫の動きなどを正確に推定する必要があるが、現段階では、非常に困難なことのようと思われる。

すなわち、外荷重の要因推定の不確実さを考慮すれば 2 質点系モデルによる破壊シミュレーションの被災予測は、比較的良い確率で被災を推定しているものと考えられる。また、表一九に示すように実際の設計時には、土石流の発生予測に基づいて m、h、V は、設計条件として指定されるものであり、これらは安全側になるように条件設定がなされることを考えると、本モデルは、その簡便性において、十分に設計用の解析法として有用な方

もほぼ良くシミュレーションしていることが認められた。しかし、片持等の減衰係数がコンクリート構造物の振動で一般的に用いられている値 $h=0.05$ に比較して極端に大きな値 ($h=0.46$) となっている。この点については、基礎固定部へのエネルギー逸散などを考えた詳細なモデルを検討し解明を進めて行く必要がある。

謝辞：本研究を行うに当り、建設省土木研究所砂防研究室には多大のご支援を頂いた。また広島大学総合科学部海堀正博博士には、広島県加計町の土石流被災に関する各種データを提供して頂いた。ここに厚く感謝の意を表す。また本論文をまとめるに当り、数値計算の一部は防衛大学校香月智氏および鈴木真次氏のご協力を得たことを付記し、謝意を表するものである。

参 考 文 献

- 1) 平尾公一他：段波の衝撃圧に関する基礎的研究(その1), 新砂防 76, 1970年.
- 2) 日置象一郎他：土石流に関する研究(Ⅲ) 衝撃エネルギー分布について, 新砂防 88, 1973年.
- 3) 建設省中部地方建設局 越美山系砂防工事事務所：能郷谷第3砂防ダム計画設計, 1978年10月.
- 4) 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, p. 40, 1983年8月.
- 5) 水山高久・下田義文・石川信隆：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, 構造工学論文集, 土木学会, Vol. 35 A, pp. 1095~1104, 1989年3月.
- 6) 下田義文・水山高久・石川信隆・古川浩平：コンクリート製砂防ダム袖部に対する大型衝撃模型実験について, 落石等による衝撃問題に関するシンポジウム講演論文集, 土木学会, pp. 139~142, 1991年3月.
- 7) 建設省河川局砂防部砂防課：土石流対策技術指針(案), 1989年10月.
- 8) 海堀正博・栃木省二：土砂災害防止に対する砂防施設の効果に関する研究, 新砂防, Vol. 43, No. 6, pp. 26~33, 1991年3月.
- 9) 建設省土木研究所砂防部砂防研究室：砂防ダムの災害実態調査, 土研資料 第1514号, 1979年6月.
- 10) 畑野 正：衝撃引張荷重によるコンクリートの挙動, 土木学会論文集, 第73号, pp. 28~34, 1961年3月.
- 11) Vanderplaats, G.N. and Sugimoto, H. : General Purpose Optimization Program for Engineering Design, Jour of Computers and Structures, pp. 13~21, Vol. 24, No. 1, 1986.
- 12) 竹田仁一・立川博之：直接引張法によるコンクリート高速引張り試験, 建築学会大会学術講演梗概集(関東), 1970年9月.
- 13) 近藤泰夫・坂 静雄監修：コンクリート工学ハンドブック, 朝倉書店, p. 314, 1965年10月.
- 14) 高橋 保：土石流の発生と流動の機構, 土と基礎, 26-6(244), p. 45, 1978年6月.

(1991.8.10 受付)

IMPACT MODEL TESTS AND SIMULATION ANALYSIS OF CONCRETE SABO DAM SLEEVE UNDER HUGE STONE

Yoshifumi SHIMODA, Takahisa MIZUYAMA, Nobutaka ISHIKAWA and Kohei FURUKAWA

This paper presents both impact experimental and analytical approaches for the concrete Sabo dam sleeve under a huge stone in the debris flow. At first, the small size and large scale experiments have been performed by striking a steel ball to the cantilever concrete specimen in the pendulum apparatus. The impact behaviors were examined by measuring the strains at the several points of specimen. Secondly, a two-degree lumped mass system was proposed in order to simulate the experimental results. Herein, the damping constants were determined by using the dynamic identification technique. Finally, the actual damages of concrete Sabo dam sleeve were simulated by using the two-degree lumped mass system. It is found that the calculation results showed about 76% good agreements with the actual damage.