

(30) 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

八千代エンジニアリング(株) ○ 下田 義文
 京都大学農学部林学科 水山 高久
 防衛大学校土木工学科 石川 信隆
 山口大学工学部社会建設工学科 古川 浩平

1. 緒 言

砂防ダムは、土石流による被害を軽減し、災害を防止する目的で設置されるが、その設計に当たっては土石流の先端に含まれる巨礫の衝撃力も考慮しなければならない。しかし、コンクリート製砂防ダム等のマスコンクリート構造物への衝撃力算定法については、未だ確立されたものはなく、ただ著者の1人の水山¹⁾や著者ら²⁾の研究があるにすぎない。

本研究は、先に報告した著者ら²⁾によるコンクリート製砂防ダム袖部に対する小型衝撃模型実験の結果が、果たして大型衝撃模型実験に対しても適用可能か否かの検討を試みたものである。すなわち、先の小型模型実験²⁾においては、2質点系モデルによる衝撃応答計算手法を確立し、巨礫による衝撃力の推定を試みたが、実物大に近いコンクリート製袖部に対して、果たして2質点系モデルによる衝撃力推定法が妥当か否かを検討しようとしたものである。

2. 衝撃実験の概要

(1) 衝撃载荷方法

供試体に対する衝撃力は、鋼球をクレーンで吊し振子の原理を利用して速度を与え、供試体の中央部に衝突させた。衝突速度は、 $V = 0.2 \sim 7 \text{ m/sec}$ (振子の最大巻上高さ $h_{\text{max}} = 3.27 \text{ m}$) とし、鋼球は次の4種類を用いた。① $\phi 0.4 \text{ m}$ ($W = 241 \text{ kgf}$)、② $\phi 0.6 \text{ m}$ ($W = 888 \text{ kgf}$)、③ $\phi 0.5 \text{ m}$ ($W = 514 \text{ kgf}$)、④ $\phi 0.7 \text{ m}$ ($W = 1400 \text{ kgf}$)。

(2) 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り、歪の測定位置を図-1に示す。

(3) 供試体

供試体は、図-1に示すように基礎固定部をもつ無筋コンクリートおよび粗石コンクリート製の片持梁で、表-1に示す3種類である。粗石コンクリートを用いた理由は、砂防ダムの建設材料としてよく用いられるため、10cm~30cmの粗石を粗骨材の代わりに用いている。本供試体では、粗石10cm~20cmの砕石花崗岩を用いた。供試体は、28日間養生後、基礎固定部の両側に $\phi 100 \text{ mm}$ の鋼棒を用いて1m間隔に実験場床に固定した。

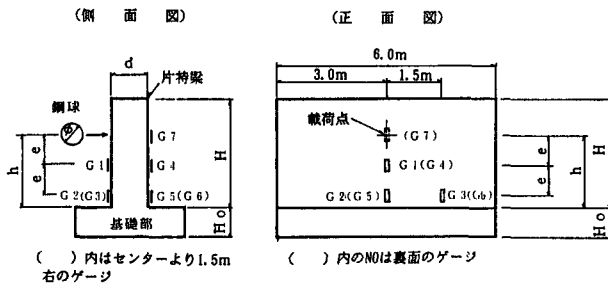


図-1 供試体

表-1 供試体の寸法と材料

供試体	d (m)	H (m)	H ₀ (m)	h (m)	ϕ (m)	e (m)	材 料
Type-D	0.5	2.0	0.75	1.35	0.4	0.6	無筋コンクリート
Type-E	1.0	3.0	0.75	2.0	0.6	0.75	"
Type-F	1.2	2.25	0.45	1.25	0.5, 0.7	0.5	粗石コンクリート

(4) 実験ケース

実験のケース数は、表-2に示すように15ケースであり、鋼球の衝突速度を $V = 0.2 \sim 7 \text{ m/s}$ に変化させて、各供試体にそれぞれ3~9回ずつ衝突させた。

3. 実験結果と考察

3.1 衝撃応答特性

(1) まず鋼球が衝突した直後の各点の歪応答の一例を図-2に示す。図-2(a), (b)より片持梁根元の載荷側歪(G2, G3)と裏面歪(G5, G6)は、それぞれ引張歪および圧縮歪を示し、ほぼ対称的な波形を示している。これは、小型模型実験²⁾の場合と同様に、衝撃載荷によりコンクリート供試体の挙動が片持梁の曲げ変形を示しているものと思われる。

(2) 次に、図-2(d)より打撃面真裏の歪G7の歪~時間曲線は他のものに比べて周期が短く、G5およびG6とは異なっている。これは打撃面の局部変形を示す歪と考えられ、図-2(c)に示す打撃点に近いG1もこの局部変形の影響を大きく受けていると思われる。

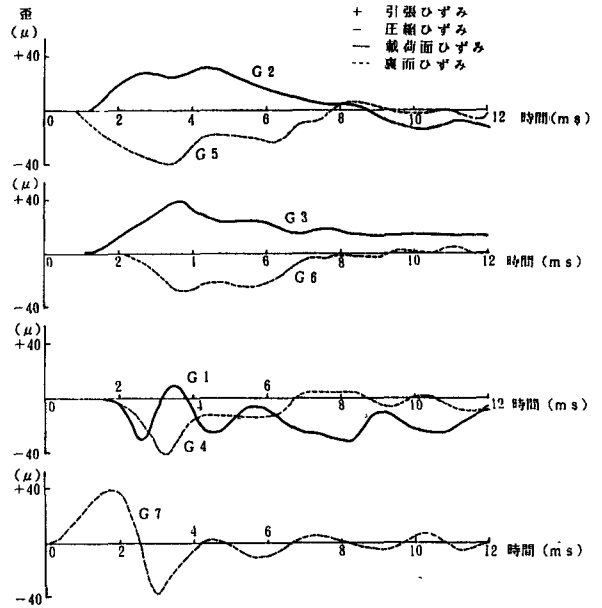


図-2 時間-歪 曲線の例 (RUN F3)

3.2 破壊形態

本実験では、コンクリート供試体全体が破壊するまで載荷しておらず、極限における破壊形態は不明であるが、上述のように歪の計測結果からすると、小型模型実験の破壊形態と同様と考えられる。本実験では、打撃点の局部的へこみとその周辺部の表面クラックが観察されたのみである。

3.3 衝突速度が最大歪に与える影響

片持梁根元の載荷面側の歪(G2, G3)と裏面側の歪(G5, G6)のそれぞれの最大値およびその平均値を表-2に示した。図-3は、この平均歪と衝突速度との関係を示したもので、速度の増大とともに平均歪は指数関数的に増加する傾向を表している。またこの傾向は、無筋コンクリートでも粗石コンクリートでもほぼ同様であることが認められる。

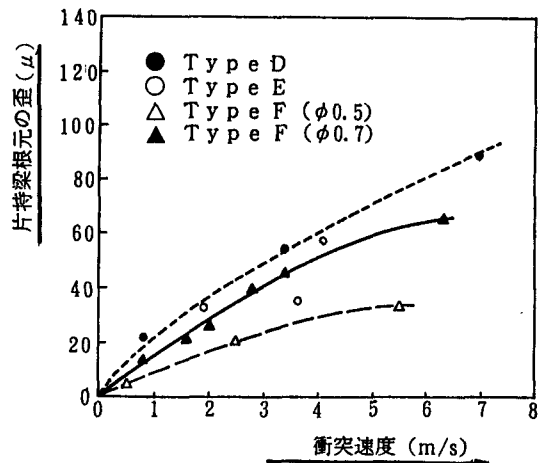


図-3 片持梁根元の最大歪

表-2 実験ケースと結果

実験ケース	供試体	載荷位置 h (m)	鋼球直径 φ (m)	衝突速度 V _z (m/sec)	衝突エネルギー (kgf·m)	最大歪 (m)						
						G 2	G 3	引張歪平均	G 5	G 6	圧縮歪平均	全体平均
RUND 1	Type-D	1.35	0.4	0.8	8	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	Type-E	2.00	1.9	164	38	31	35	-33	-28	-31	33
	E 2	"	"	3.6	588	—	42	42	-24	-36	-30	34
	E 3	"	"	4.1	761	82	60	71	-34	-56	-45	58
	F 1	Type-F	1.25	0.5	7	—	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	"	0.7	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

4. 理論的考察

4.1 計算モデル

ここでは、先の小型模型実験の際に提案した2質点系モデル²⁾をそのまま用いる。すなわち、2質点系モデルは、図-4のように鋼球と片持梁をそれぞれ等価質点として取り扱い、鋼球と片持梁との接触点および片持梁全体にそれぞればねとダッシュポットを導入している。

計算で得られた片持梁の最大変位 y_{max} より片持梁根元の最大歪 ϵ_{max} が次式のように求められる。

$$\epsilon_{max} = \frac{\sigma_{max}}{E} = \frac{M_{max}}{E Z} = \frac{P_{max} (2e)}{E Z} \dots\dots\dots (1)$$

ただし、 $P_{max} = k_1 y_{max}$, k_1 : 片持梁のばね定数で k_1

$$= \left[\frac{h^3}{3EI} + \frac{\beta h}{GA} \right]^{-1}, y_{max} : \text{片持梁の最大変位}, 2e :$$

載荷点から歪測定位置 (G 2) までの距離, h : 片持梁根元から載荷点までの距離, β : せん

断に関する断面係数 (ここでは $\beta = 1.5$), Z : 梁の断面係数で $Z = \frac{B d^2}{6}$, B : 梁の幅,

d : 梁の厚さ, E : コンクリートのヤング係数

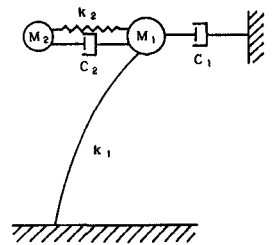


図-4 2質点系モデル

4.2 計算結果の考察

先の小型模型実験において定めた定数 (例えば、減衰定数 $h_1 = 0.43$, $h_2 = 1.0$) を用いて、今回の実物大模型実験に対しても応答計算を行った。

図-5は、片持梁根元の最大歪と衝突速度の関係について、計算値と実験値との比較を示したものである。図を見て明らかのように、タイプFでφ 0.7mの鋼球を衝突させた例以外の計算値は実験値と大体において一致しており、これより、図-4に示した2質点系モデルが大型模型実験の結果につ

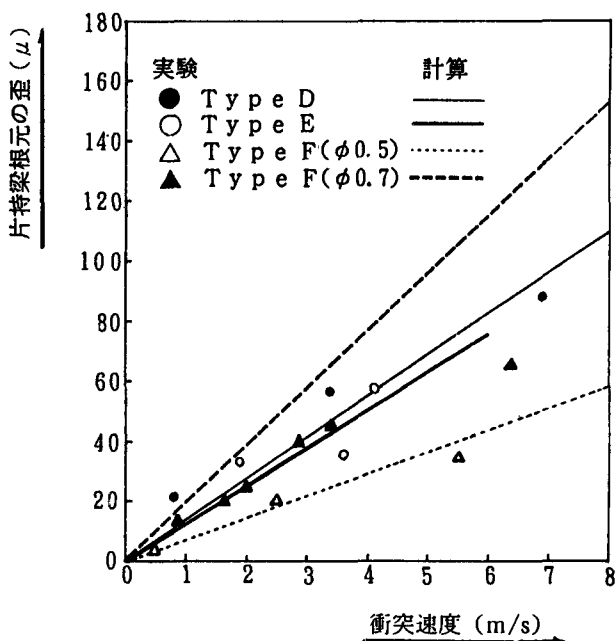


図 - 5 2 質点系減衰応答モデルによる
大型模型実験の計算結果

いても良く適合しているものと認められる。また、タイプFのφ 0.7mの計算値と実測値の差がでたのはG 2の実測歪が小さいのが大きい原因とみられる。タイプFは、粗石コンクリートを用いており、実験後、歪を計測したG 2の位置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。

5. 結 言

本研究は、コンクリート製砂防ダム袖部に対する巨礫による衝撃力の評価法を確立しようとしたもので、小型模型実験²⁾に引き続く大型模型実験を行い、2 質点系モデルによる応答計算法の妥当性について検討したものである。その結論は以下になる。

- (1) 実物大模型実験においても、小型模型実験と同様に、片持梁の曲げ変形挙動が示された。
- (2) 小型模型実験で提案した2 質点系モデルを大型模型実験に適用してみたが、計算値は実験値をほぼ良くシミュレートでき、2 質点系モデルの適用性が確認された。

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， pp. 40～43， 昭和54年 8月
- 2) 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，Vol. 35A， pp. 1095～1104， 1989年 3月