

I S S N 0386—5878

土 研 資 料 第1662号

土 木 研 究 所 資 料

富士山土石流衝擊力実験報告書(Ⅱ)

昭和56年 3 月

建設省土木研究所
砂防部砂防研究室

Copyright © 1981年度 by P. W. R. I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director of P. W. R. I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行なってはならない。

は　じ　め　に

富士山大沢では、ほぼ毎年土砂が土石流の形態で流出し、ここに建設される砂防ダム等のコンクリート構造物については、その設計において土石流の衝撃力を厳密に考慮する必要がある。しかし、現在マスコンクリートへの衝撃力の算定方法として確立されたものではなく、理論的考察と並行して実験的にも検討する必要性が生じた。

そこで、建設省中部地方建設局富士砂防工事事務所（泉岩男所長）から、昭和54年度と55年度の2ケ年にわたり「富士山土石流衝撃力実験」という課題で土木研究所砂防研究室に実験が依頼された。

昭和54年度は小規模な実験を行なって理論値との比較を行った。¹⁾ その結果衝撃速度が大きくなるほど大きなエネルギー損失が生じることが判明し、エネルギー損失を算定する実験式を得た。²⁾ これらの結果は小規模な実験に基づいているのでスケールエフェクトが懸念された。そこで昭和55年度はほぼ実物に等しい大規模な実験を行って先に得られた結果をチェックするとともに、実際の砂防ダムの破壊で特に問題になるとと思われる隅部への衝撃力についても実験を追加して検討を加えた。

本報告は、昭和55年度の実験結果とその解析の結果をとりまとめたものである。この成果は、富士山大沢のみならず全国数万溪流といわれる土石流危険溪流の土石流対策砂防ダムの設計に反映されることが期待される。

昭和56年3月

土木研究所 砂防部砂防研究室

室　長　渡　辺　正　幸

研究員　水　山　高　久

伊　巻　幹　雄

目 次

はじめに

1. 実験の目的と実験条件	1
2. 実験の方法	3
2.1 計測と解析方法	3
2.2 供試体	3
2.3 測定機器	8
3. 中央載荷実験結果	9
3.1 載荷速度	9
3.2 時間 — ひずみ	10
3.3 時間 — 変位	18
3.4 球速 — 最大ひずみ	19
3.5 破壊状況	24
4. 中央載荷の解析	25
4.1 構造モデル	25
4.2 定数の決定	28
4.3 計算結果	33
4.4 実験結果とモデル計算の比較	35
4.5 土石流荷重の推定方法	39
5. 隅部載荷実験結果	41
5.1 載荷速度	41
5.2 時間 — ひずみ	41
5.3 時間 — 変位	48
5.4 球速 — 最大ひずみ	48
5.5 破壊状況	48
6. 隅部載荷の解析	50
6.1 検討方法	50
6.2 モデル計算	52
6.3 計算結果と実験結果との比較	56
6.4 隅部載荷に関する考察	59
あ と が き	60
参 考 文 献	61
附 図	63
写 真 集	71

1. 実験の目的と実験条件

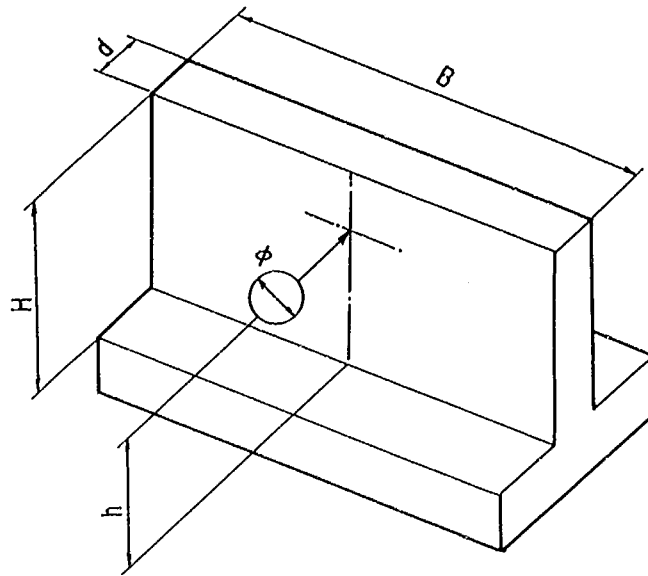
本実験は、土石流が砂防ダムに衝突する際の巨石による衝撃力に関し実施された室内実験を補足するものであり、室内模型実験結果の現場砂防ダムに対する適応性をみるために実物大に近い供試体により実験を行なったものである。

また、同一の供試体を使って、隅部に対する衝撃力についても実験を行なった。

実験ケースは表－1.1のとおりである。供試体の区分は図－1.1に示した。

表－1.1 実験条件

ケースNo	供試体 区 分	載 荷 点	球 速 m/s	測 定 事 項			
				落 高	速 度	ひずみ	変 位
I－1	Iタイプ	中 央	0.81				
2	"	"	3.3				
3	"	"	3.4				
4	"	"	6.92				
5	"	"	—				
6	"	上49cm 右50cm	5.73				
7	"	"	5.98				
8	"	上22cm 右20cm	4.70				
9	"	上37cm 左34cm	5.48				
II－1	IIタイプ	中 央	1.57				
2	"	"	1.43				
3	"	"	3.55				
4	"	"	4.05				
5	"	上87cm 右77cm	3.4				
6	"	上20cm 右20cm	3.5				
7	"	上36cm 左57cm	3.3				



供試体タイプ	B (m)	d (m)	H (m)	h (m)	ϕ (m)
I	6	0.5	2.0	1.35	0.4
II	"	1.0	3.0	2.00	0.6

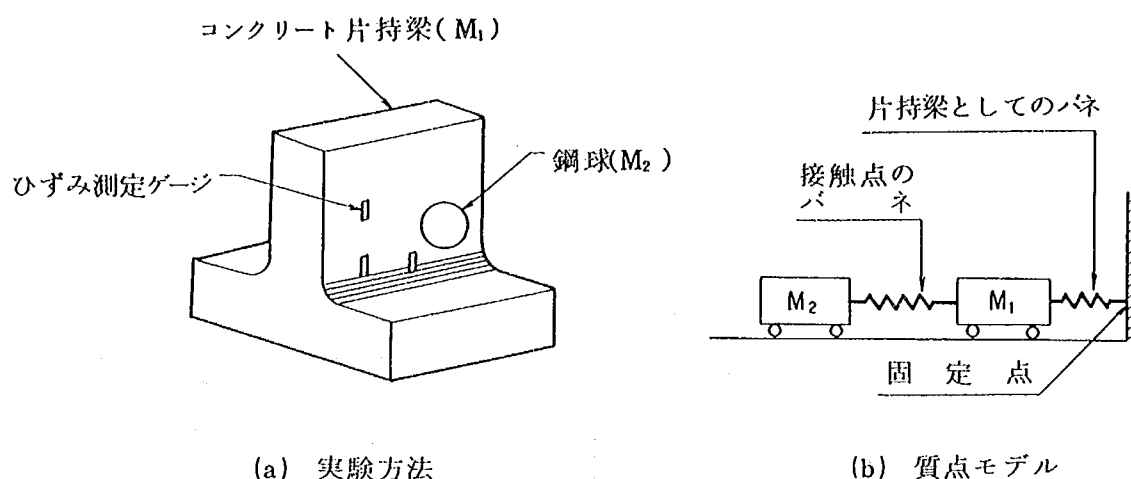
図－1.1 供試体のタイプ

2. 実験の方法

2.1 計測と解析方法

図－2.1(a)に示すようなコンクリート片持梁に鋼球を衝突させ、コンクリート表面，裏面のひずみ片持梁上端の変位および球速を計測し，衝突時の片持梁の応答を調べた。

このような衝突現象を解析するにあたって，図－2.1(a)に示す質点モデルを選定し応答計算を行い，実測値との比較および室内模型実験結果との比較を行なった。



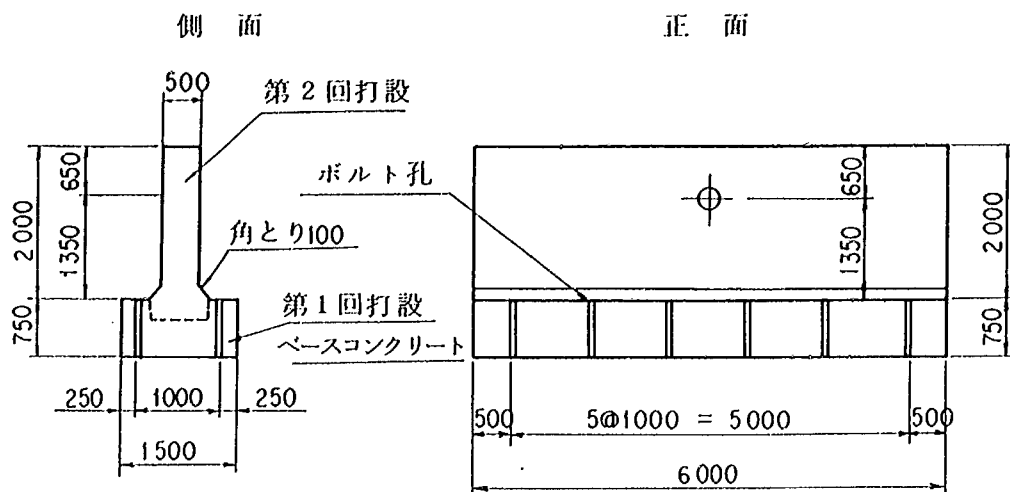
図－2.1 実験方法と解析方法

隅部載荷についても同様にひずみ，変位および球速を計測し，モデル計算との比較を試みたが，隅部の変形は複雑であり応力レベルと破壊，非破壊の検討にとどまった。

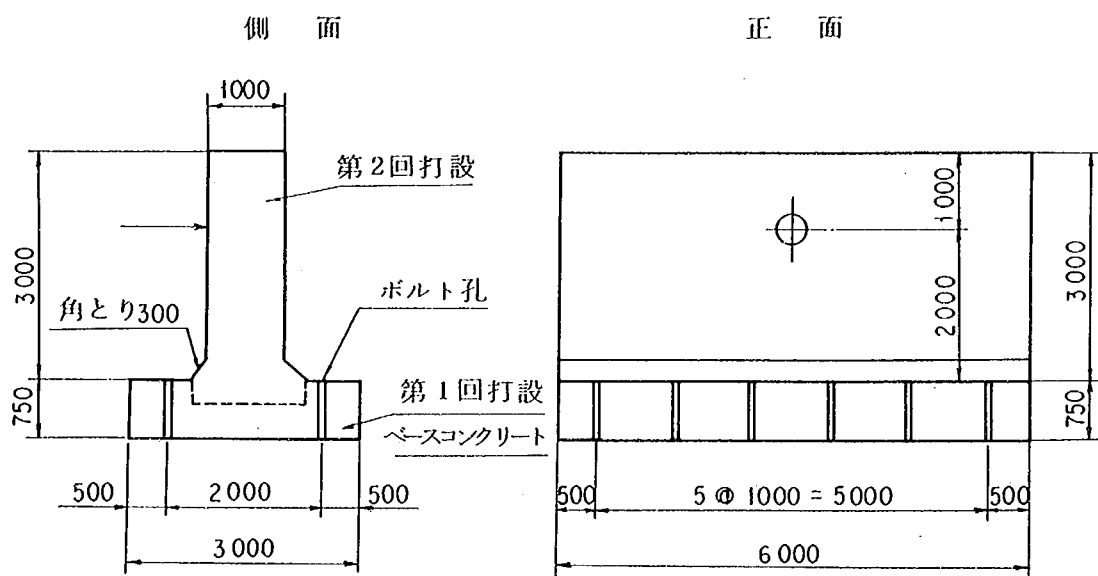
2.2 供試体

(1) 形状および固定方法

供試体の形状は図－2.2に示すとおりである。ベースコンクリートは鉄筋コンクリート（D16etc 200）とし，コンクリートは図－2.2に示すように2回に分けて打設した。打設面はレイタンスおよび浮き砂利を除去し，敷きモルタルを行った。



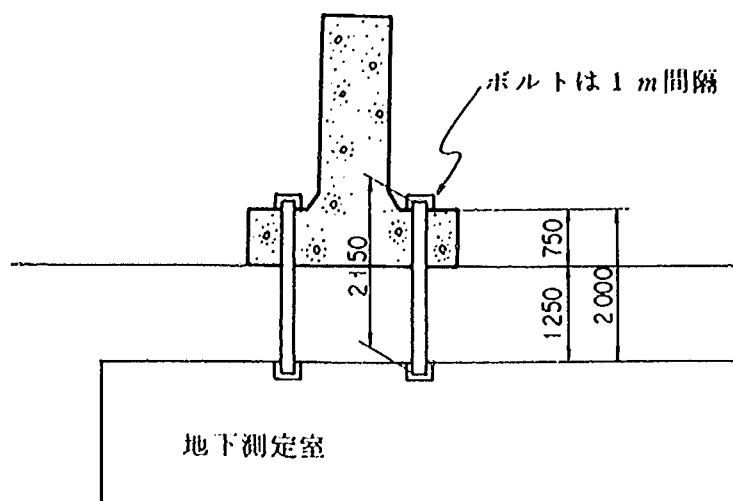
タイプ I



タイプ II

図 - 2.2 供 試 体

供試体はベースコンクリートの両側を1 m 間隔にボルト ($\phi 100 \times 2150$) で床版に固定した。
固定状況は図 - 2.3 のとおりである。



図－2.3 供試体の固定

(2) 配 合

供試体の材料はレディミックスコンクリート A 種 (JIS A 5308) とし、配合は表－2.1 のとおりである。

表－2.1 コンクリート配合表

設計強度	粗骨材の 最大寸法	スランプ	W/C	細骨材率	単 位 量 (kg/m^3)			
					セメント	水	砂	砂 利
$180\text{kg}/\text{cm}^2$	40 mm	5 cm	64 %	42.4 %	235	150	808	1124

(3) ゲージの配置

ひずみゲージおよび変位計の配置は図－2.4，図－2.5 に示すとおりとした。ひずみゲージにポリエステルゲージ，PL-60 (東京測器研究所) を使用し，ゲージのり P-2 でコンクリート面に貼りつけた。使用したひずみゲージの特性は表－2.2 のとおりである。

表－2.2 ひずみゲージの特性

寸 法 mm			抵 抗 値
ゲージ長	ゲージ巾	ゲージベース	
60	1	74×8	$120 \pm 0.3 \Omega$

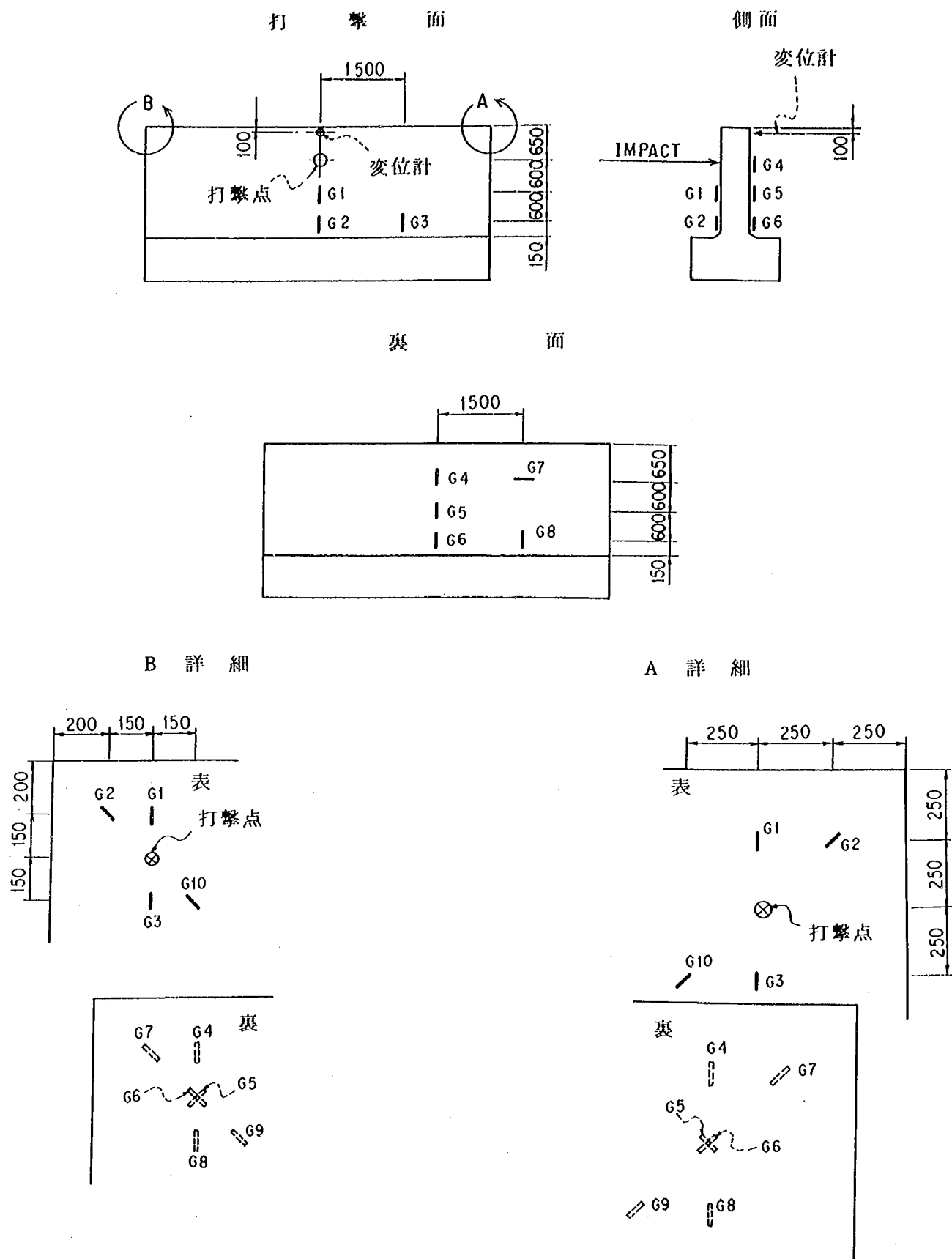


図 - 2.4 ゲージの配置 (タイプ I)

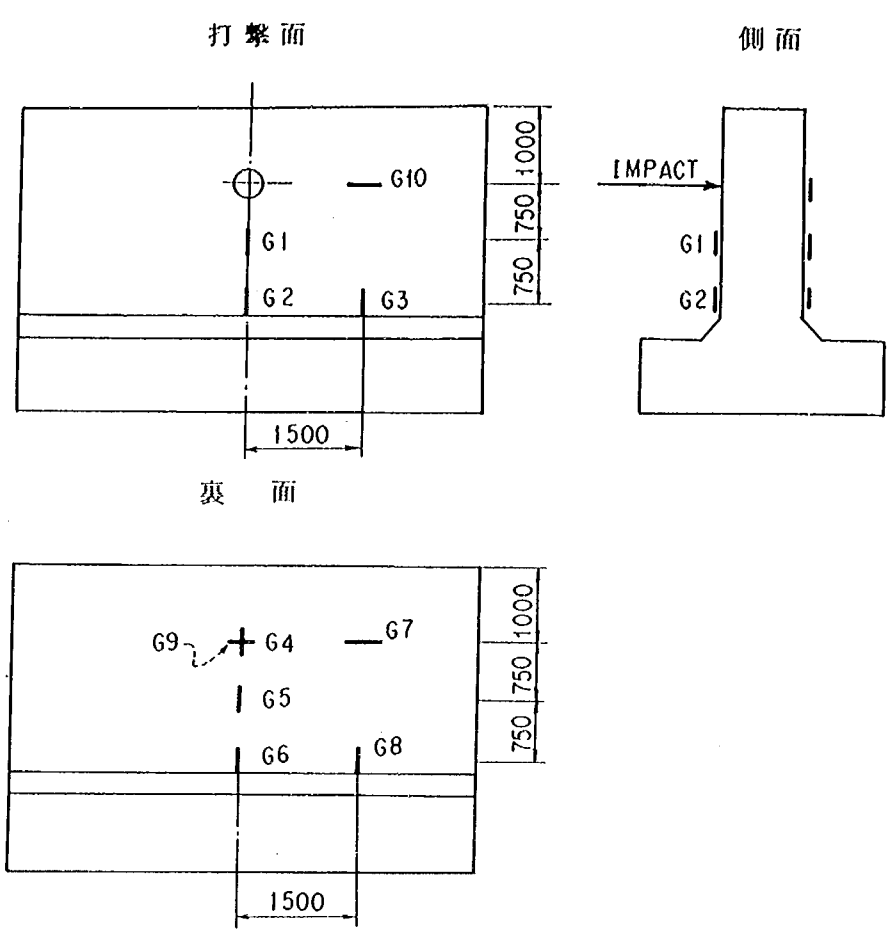


図 - 2.5 ゲージの配置 (タイプ II)

2.3 測定機器

測定機のセッティングは図-2.6のとおり行う。

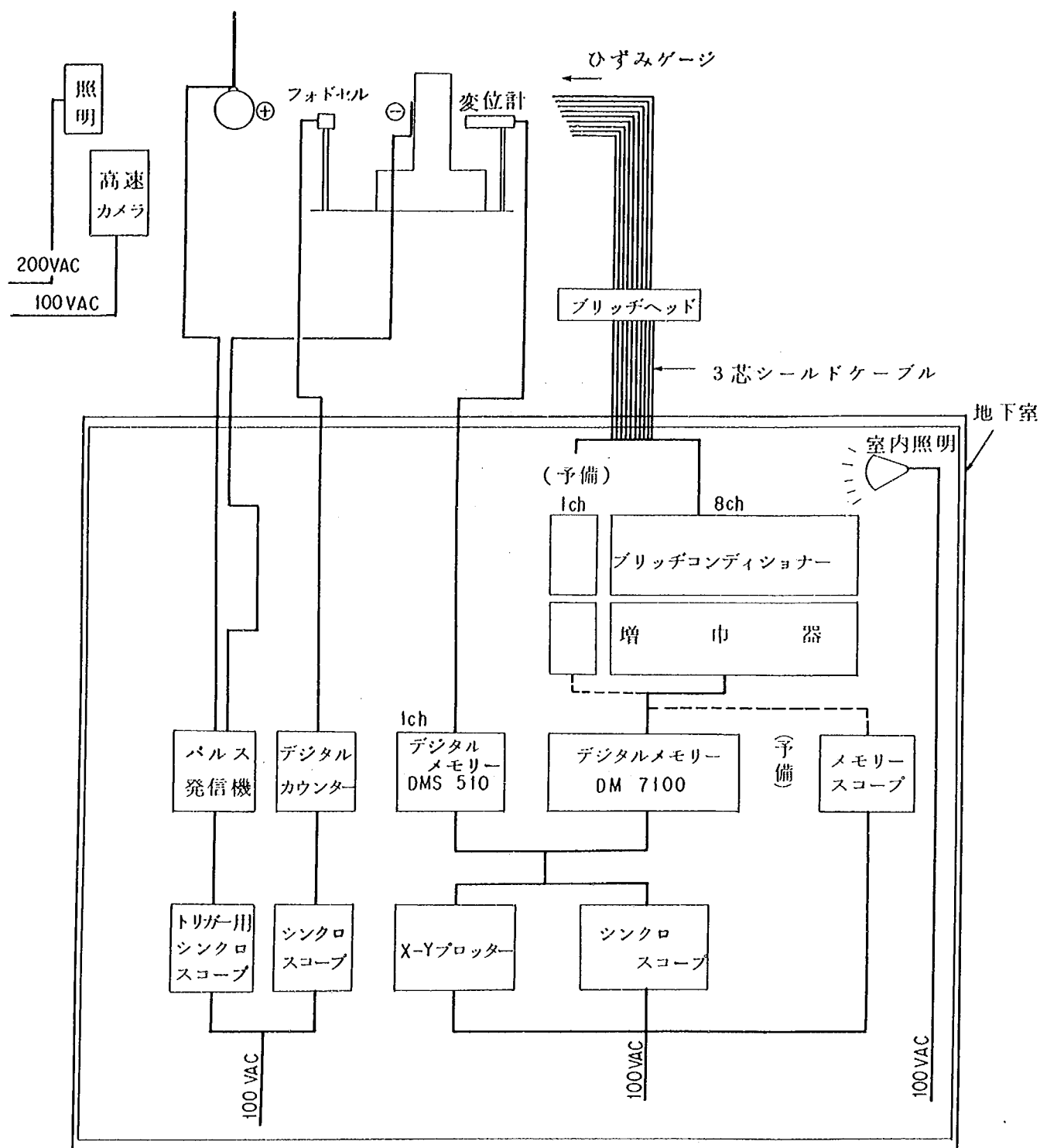


図-2.6 測定設備

3. 中央載荷実験結果

3.1 載荷速度

本実験においては、鋼球の速度を下記の2方法で求めた。

(1) フォトセルによる計測

受感部巾 $\phi = 26.3 \text{ mm}$

通過時間 $\Delta t \text{ ms}$

$$\text{球速} \quad v = \frac{\phi \times 10^{-3}}{\Delta t \times 10^{-3}} = \frac{26.3}{\Delta t} \quad \text{m/s} \quad \dots\dots\dots (3.1)$$

(2) 落高から算出

落高 $h \text{ m}$

$$\text{球速} \quad v = \alpha \sqrt{2gh} \quad \text{m/s} \quad \dots\dots\dots (3.2)$$

α : 修正係数

上記2方法のうち(1)を優先させ、フォトセルによる計測ができなかった場合に、(2)の方法で球速 v を求めた。(2)の方法で球速を求めるにあたっては、修正係数 α が問題となるが、ここではフォトセルによる計測ができたものから、 $h-v$ の関係を求め(図-3.1)、この図表から v を求めた。

上記の方法で求めた球速は、表-3.1のとおりとなる。

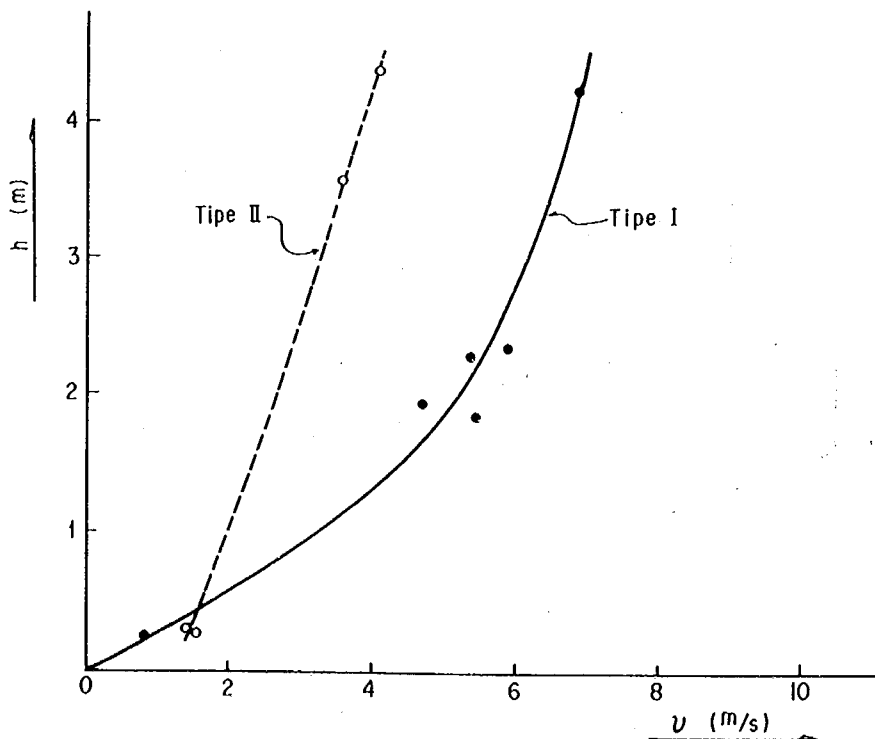


図-3.1 $h-v$ 関係

表-3.1 実験における球速

実験No.	落高 h (m)	フォトセルによる通過時間 ΔT (ms)	球速 v (m/s)	実験No.	落高 h (m)	フォトセルによる通過時間 ΔT (ms)	球速 v (m/s)
I-1	0.25	32.5	0.81	I-9	1.84	4.8	5.48
2	1.03	—	3.3	II-1	0.30	16.7	1.57
3	1.09	—	3.4	2	0.30	18.4	1.43
4	4.20	3.8	6.92	3	3.54	7.4	3.55
5	—	—	—	4	4.68	6.5	4.05
6	2.30	4.9	5.73	5	3.11	—	3.4
7	2.34	4.4	5.98	6	3.62	—	3.5
8	1.95	5.6	4.70	7	3.00	—	3.3

3.2 時間-ひずみ

(1) 時間-ひずみ曲線

各ゲージ毎の時間-ひずみ曲線 ($t-\epsilon$ カブと略) は巻末の参考資料に示した。

(2) $t-\epsilon$ カブの整理

図-3.2 に示すように、表裏にあるゲージ、同一垂直線上にあるゲージおよび同一水平線上にあるゲージ毎に $t-\epsilon$ カブを重ねて図-3.3~図-3.13 に示した。

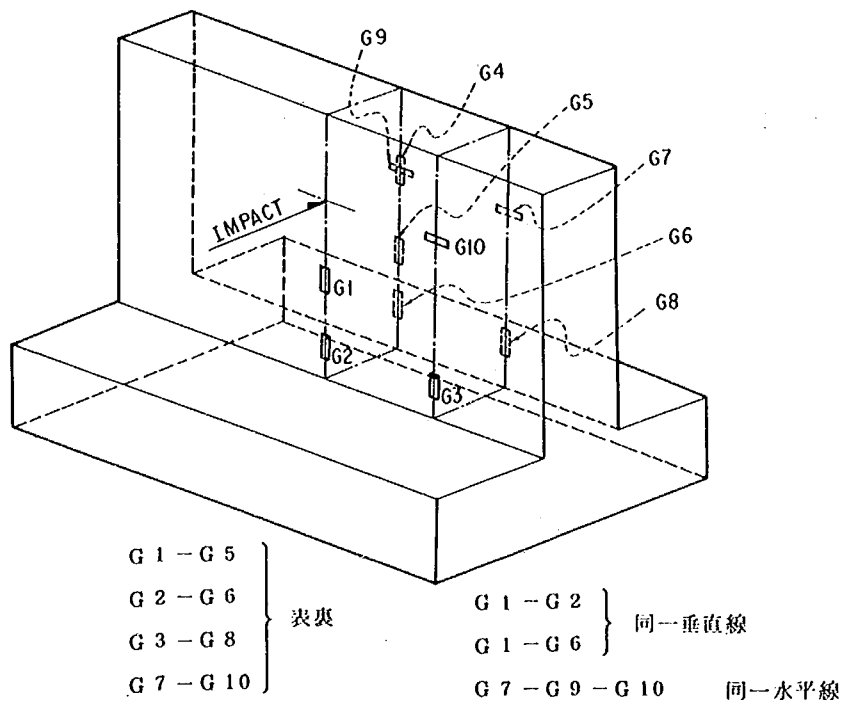


図-3.2 ジーシの関係

図－3.3～図－3.9の $t-\epsilon$ カーブは、巻末に示す生のデーターから下記の修正を行なっている。

- ① 図－3.3～図－3.6のなかの下記のケースのG1, G6(いずれもAmp 1)には、トリガー信号と思われる周期 $T=10\text{ms}$ の波形が重ねられているために、これを差引いた修正した波形である。

$$\left. \begin{array}{l} \text{I-1 ケース} \\ \text{I-3 } \quad \# \\ \text{I-4 } \quad \# \end{array} \right\} \text{の G 1} \qquad \left. \begin{array}{l} \text{II-2 ケース} \\ \text{II-3 } \quad \# \\ \text{II-4 } \quad \# \end{array} \right\} \text{の G 6}$$

これらの修正前の波形およびトリガー信号と思われる波形に巻末に示した。

- ② 図－3.7～図－3.9に示すG3, G8はMemory scopeで記録したものでありDM7000より時間スケールが $+5.4\text{ms}$ ずれているため(DM7000はDe lay time 5.4ms としている。)これをずらして重ね合せたものである。

- ③ 下記の $t-\epsilon$ カーブはAmpとして「イサコ」を使用したものであり、他の $t-\epsilon$ カーブ等の特性から判断して $\oplus\ominus$ が逆となっていると考えられるため巻末に示す生データーを $\oplus\ominus$ 送にしたて、図－3.7～図－3.9に示した。

$$\left. \begin{array}{l} \text{I-1 ケース} \\ \text{I-3 } \quad \# \\ \text{I-4 } \quad \# \end{array} \right\} \text{の G 3} \qquad \left. \begin{array}{l} \text{II-2 ケース} \\ \text{II-3 } \quad \# \\ \text{II-4 } \quad \# \end{array} \right\} \text{の G 8}$$

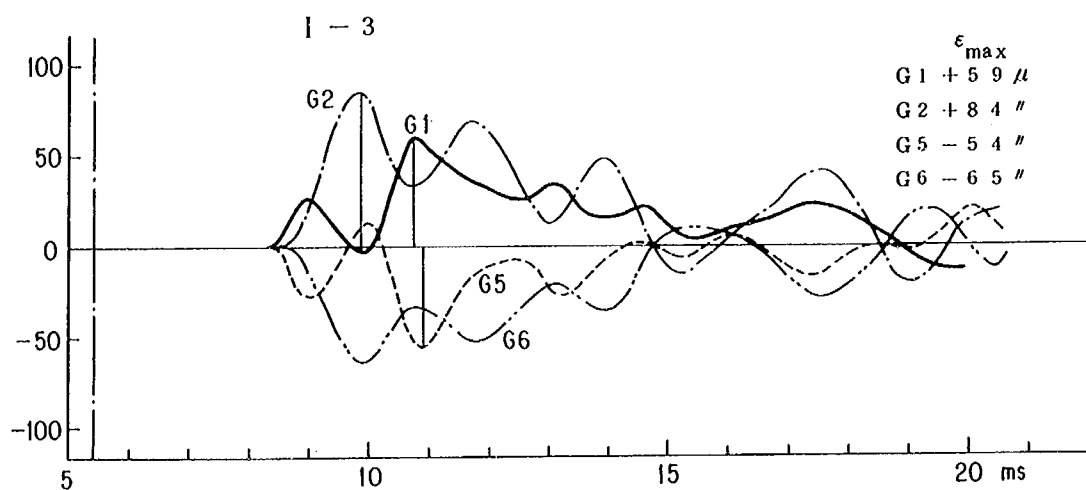
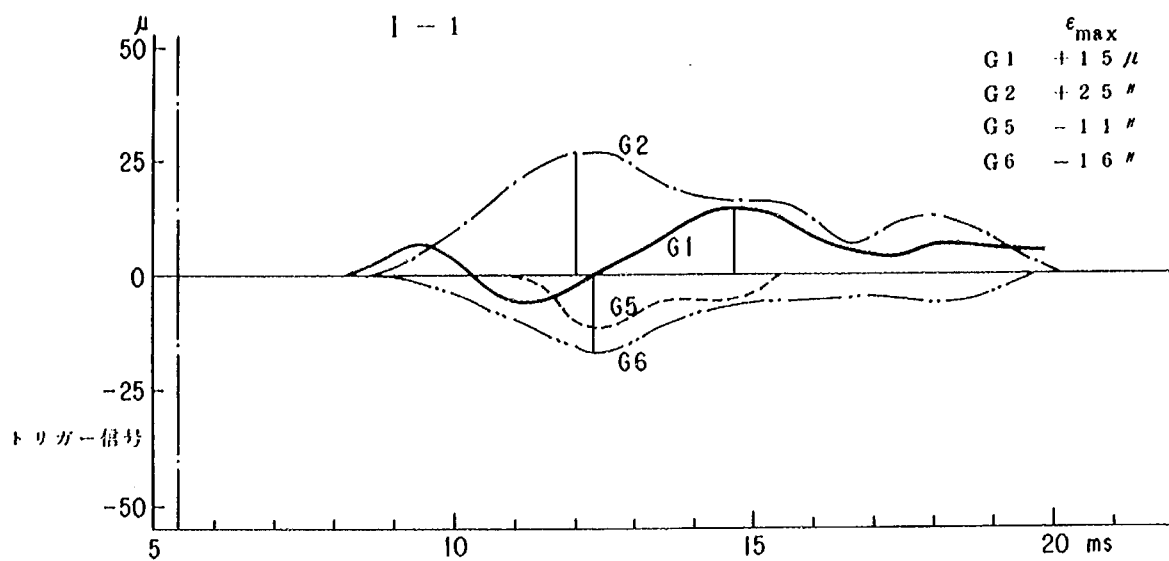


図 - 3.3 G1, G2, G5, G6

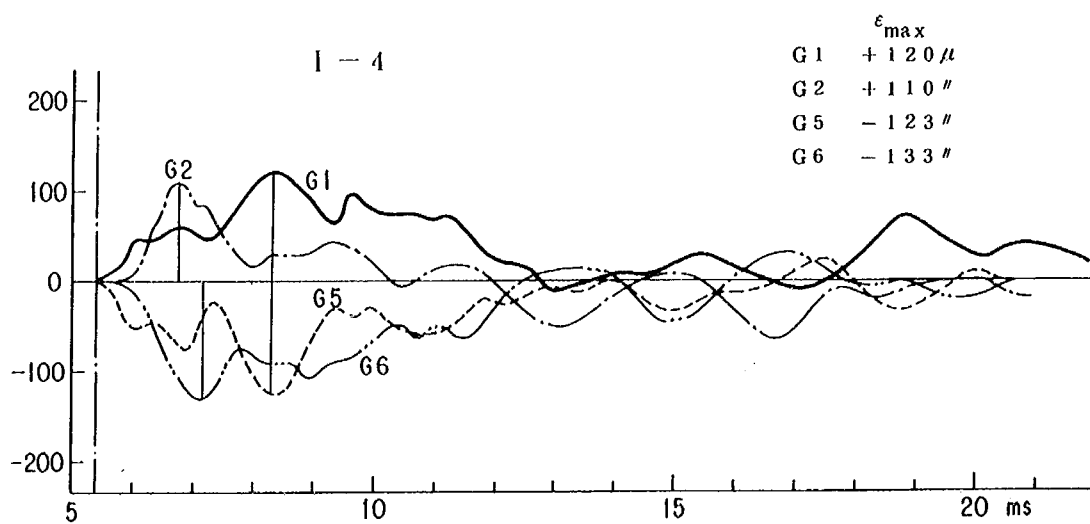


図 - 3.4 G1, G2, G5, G6

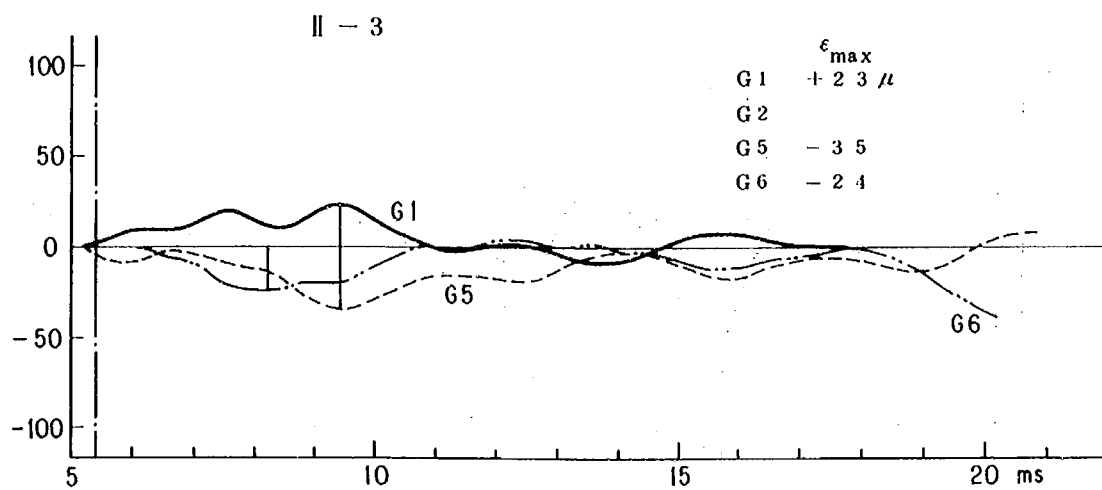
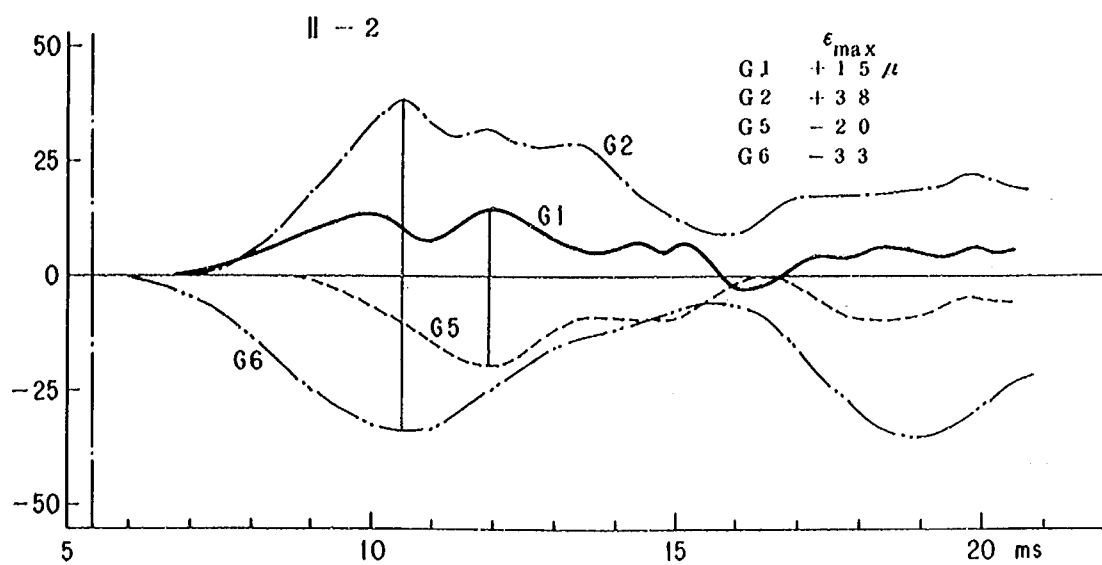


图 - 3.5 G 1, G 2, G 5, G 6

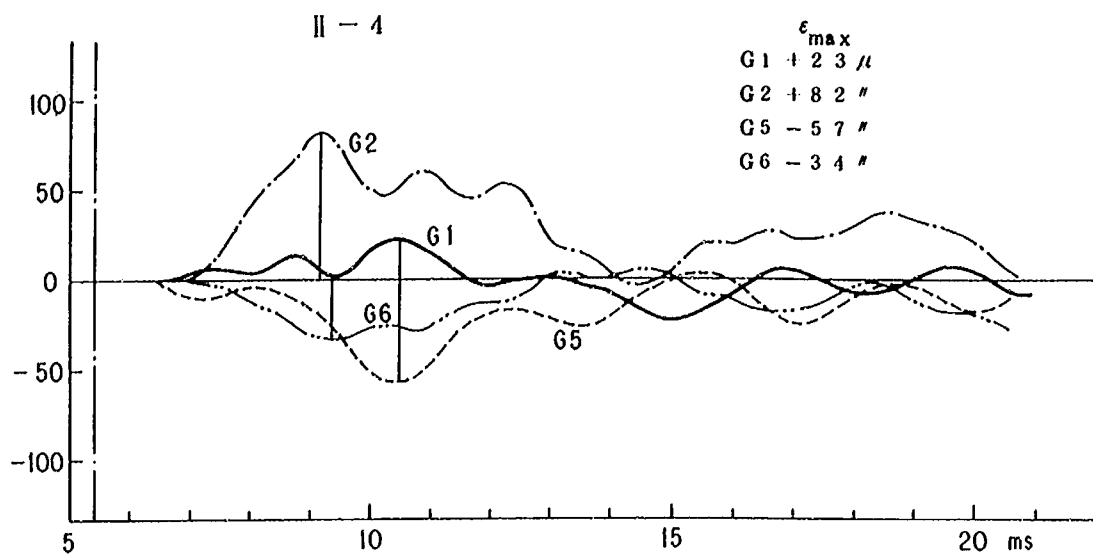


図 - 3.6 G 1, G 2, G 5, G 6

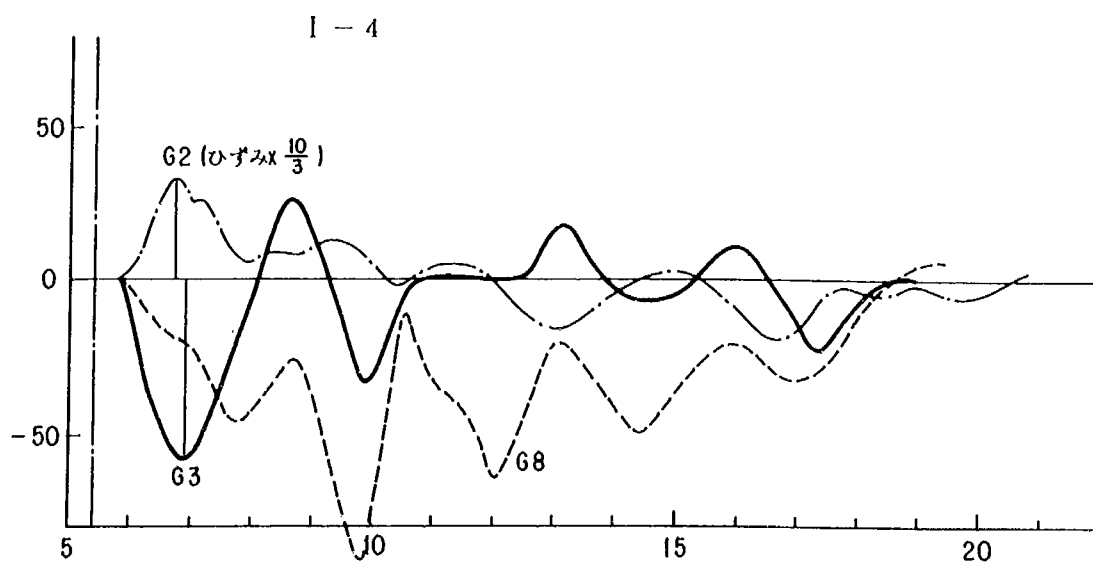
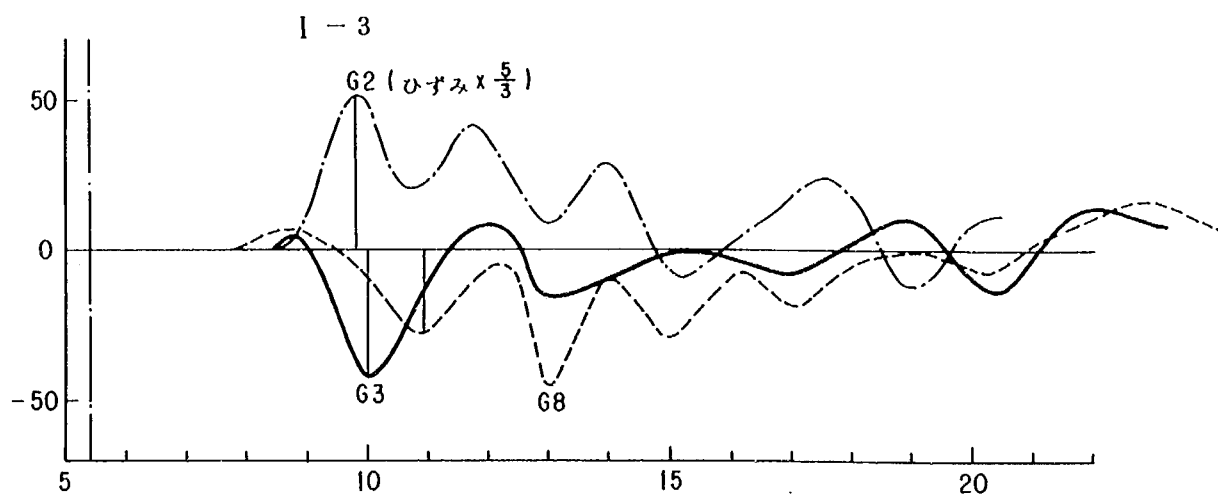


図 - 3.7 G 2, G 3, G 8

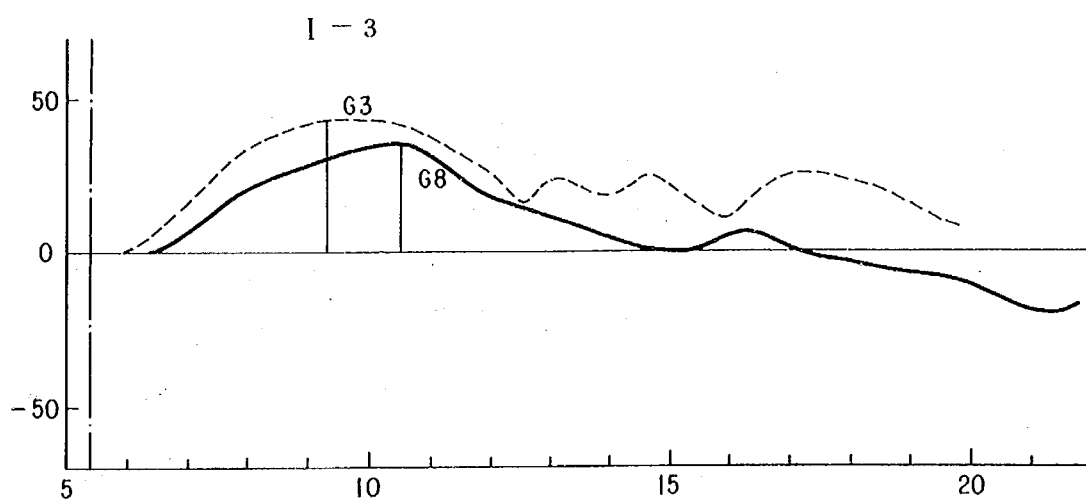
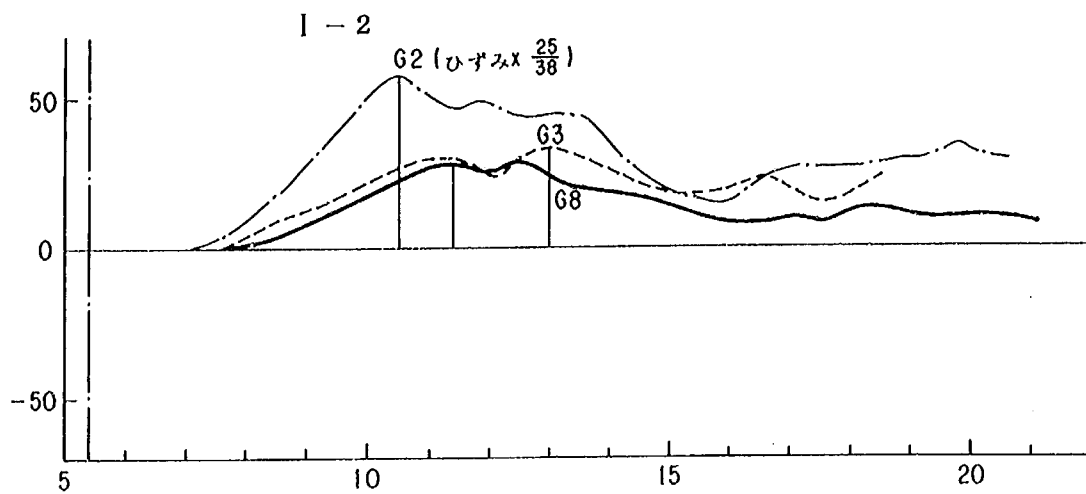


図 - 3.8 G 2, G 3, G 8

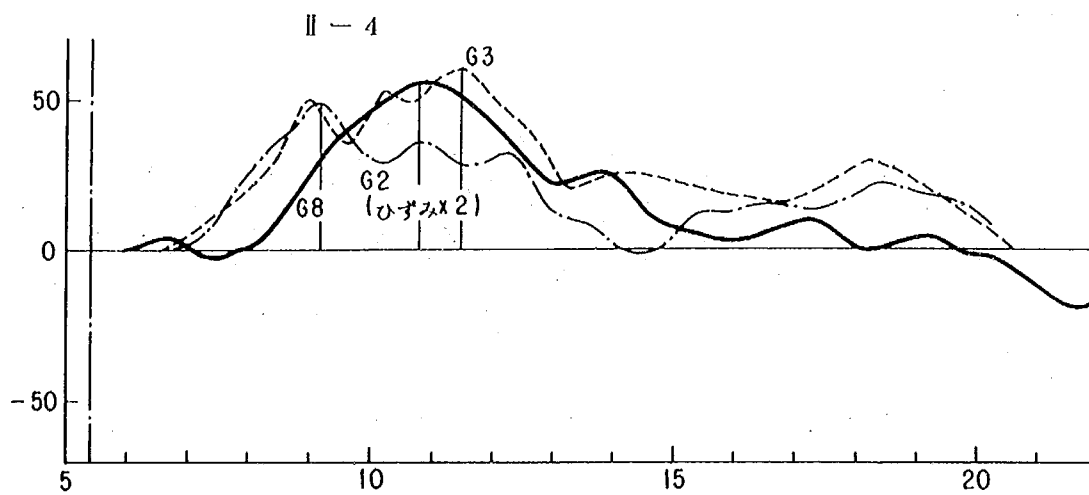


図 - 3.9 G 2, G 3, G 8

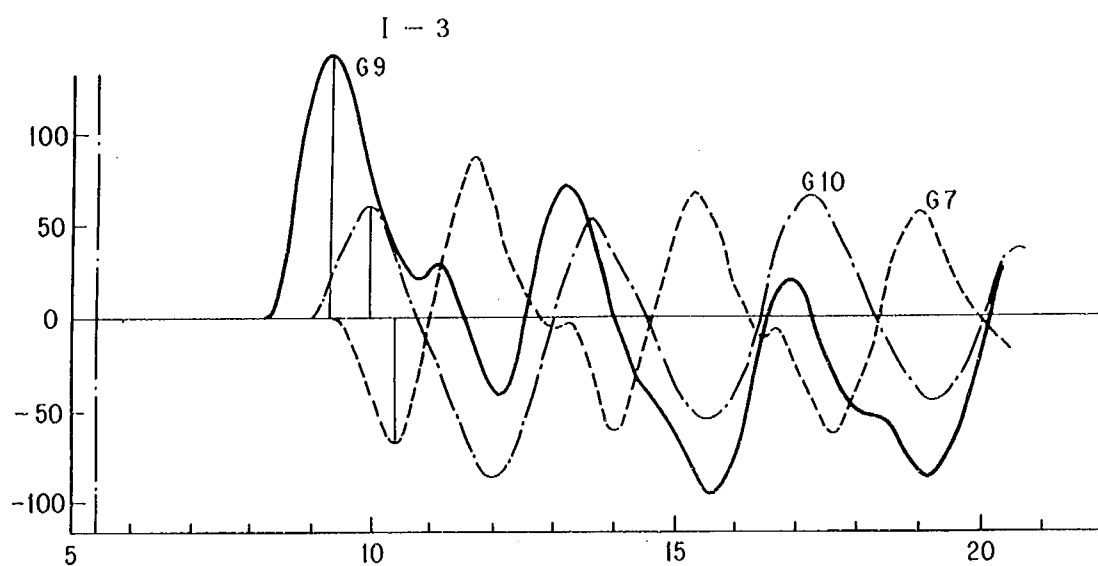
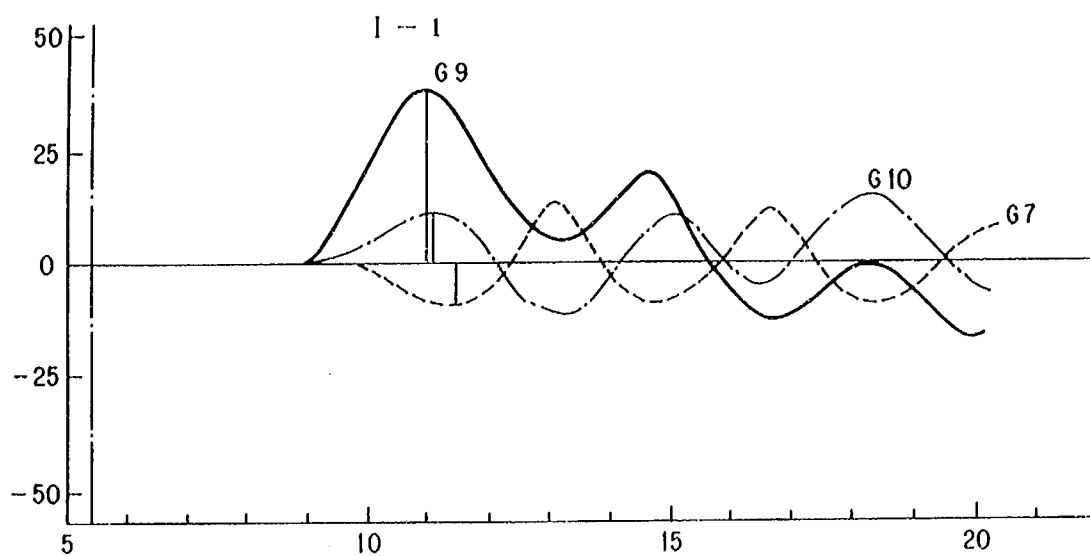


图-3.10 G 7, G 9, G 10

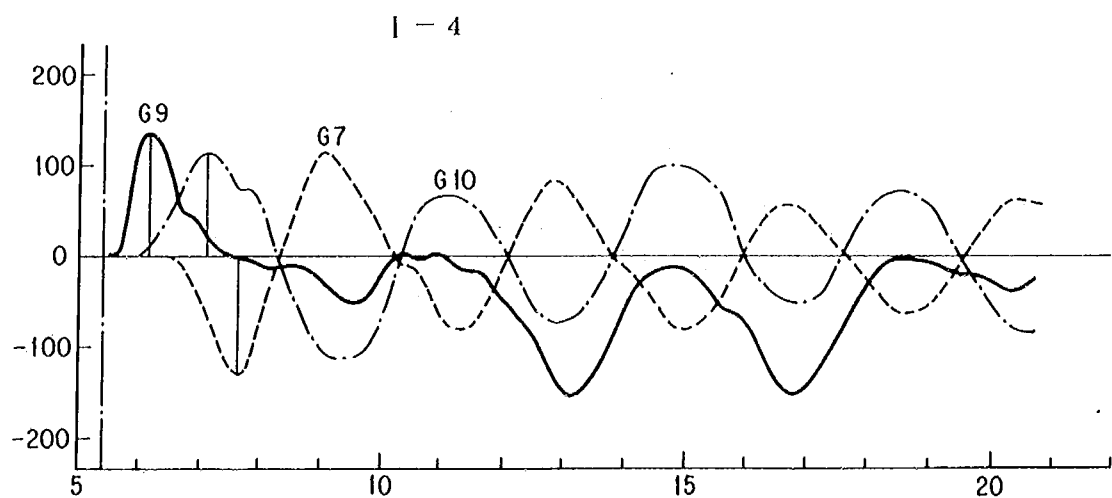
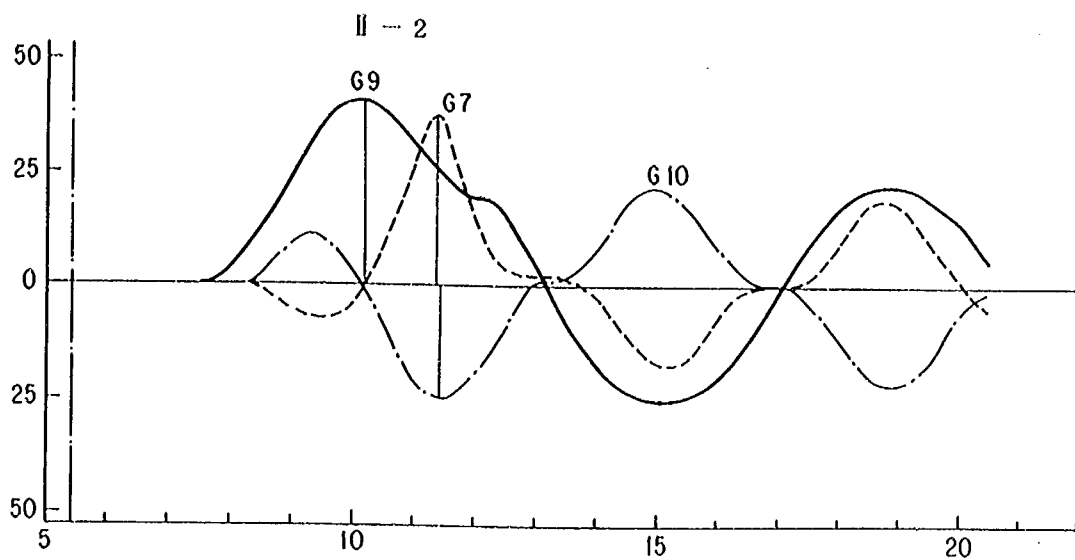


图-3.11 G 7, G 9, G 10



II - 3

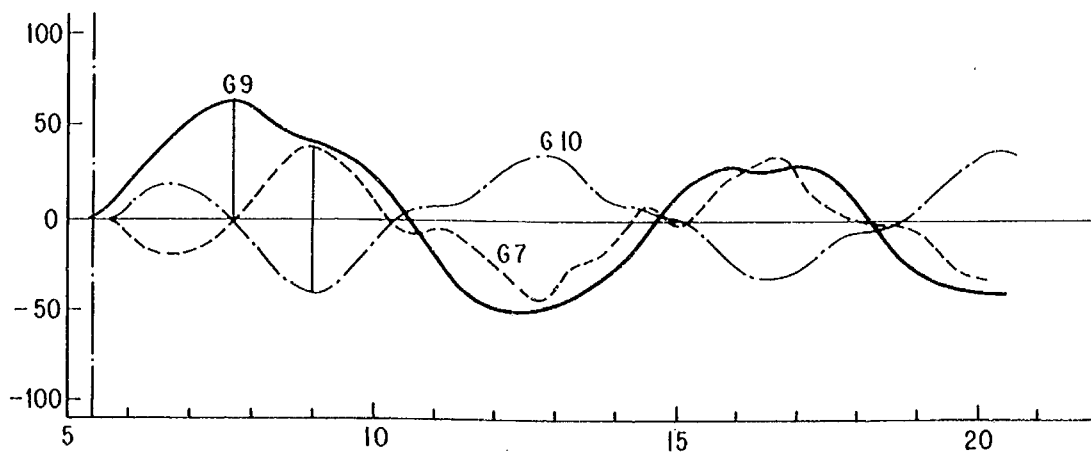


图 - 3.12 G 7, G 9, G 10

II - 4

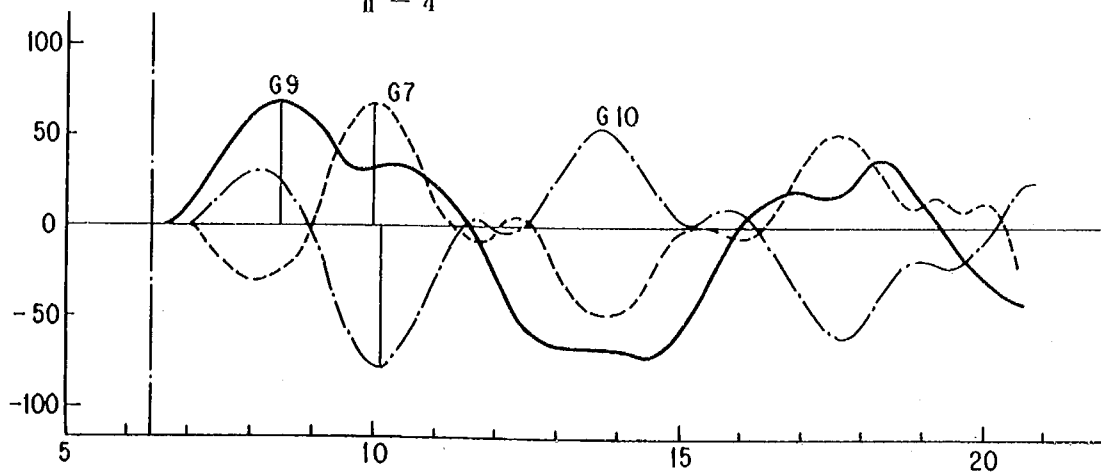


图 - 3.13 G 7, G 9, G 10

(3) $l - \epsilon$ カーブの特性

図 3.3 ～ 図 3.13 の $l - \epsilon$ カーブから、鋼球による衝撃を受けるコンクリート壁の変形として下記の特性が認められる。

- ① 表裏に示すゲージ出力は $\oplus \ominus$ 逆であり、载荷側(表)が $\oplus$ で裏が $\ominus$ となり曲げ変形の特性を示しているものと考えられる。
- ② 表裏に示すひずみは $\oplus \ominus$ 逆であるが、その大きさはほぼ同じである。
- ③ 球速の増大する $l - \epsilon$ カーブに周期の小さい波形がみられる。
- ④ トリガー信号が入ってからひずみの発生までの時間 t は各実験ケースによりことなる。
これは、トリガースイッチとして使用している負端子であるアルミフォイルとコンクリート面の隙間の差によるものと考えられる。
- ⑤ $l - \epsilon$ カーブがスタートしてからピークに達するまでの時間 ΔT_p

Type I $\Delta T_p = 2 \sim 4 \text{ msec}$

Type II $\Delta T_r = 3 \sim 5 \text{ msec}$

となり、Type II の方が少し長い。

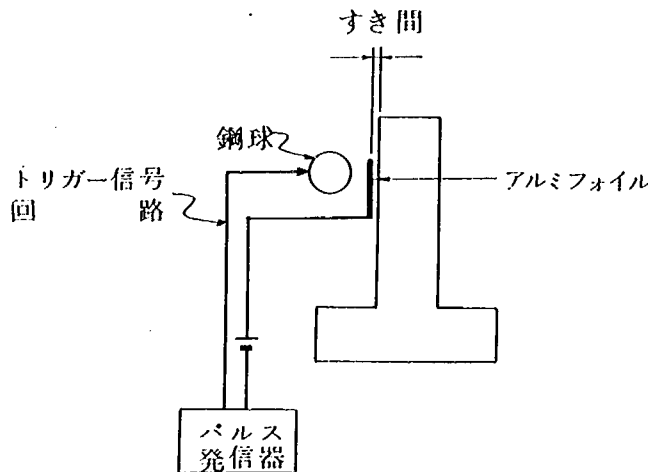


図 - 3.14 トリガースイッチ

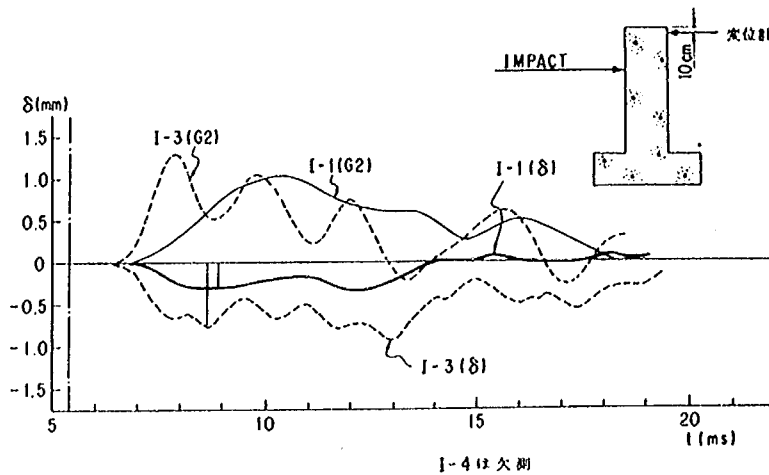
3.3 時間-変位

I - 1, I - 3 において载荷点上部の変位を測定した。時間-変位曲線 ($l - \delta$ カーブと略) を図 - 3.15 に示した。同図に参考として G2 の $l - \epsilon$ カーブを示した。 $l - \epsilon$ カーブは delay time $\Delta T_d = 5.4 \text{ ms}$ であり $l - \delta$ カーブは $\Delta T_d = 5.7 \text{ ms}$ であるから、 0.3 ms だけ時間をずらして重ね合せたものである。

$l - \delta$ カーブは $l - \epsilon$ カーブとスタートは同じで、全体的な大きな波形は似ているが、大きな波形にのっている小さい波形はちがいが認められる。

鋼球の衝突時の力によりコンクリート壁は押されて力の方向に変化するが、その変位の仕方

は一様に変化が増加するのではなく、息をつきながら（振巾の小さい振動をしながら）増加していく。



図－3.15 $t-\delta$ カurve

3.4 球速 — 最大ひずみ

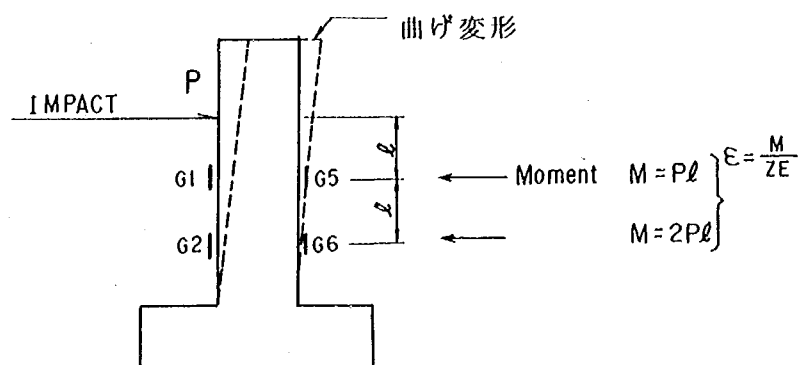
各実験ケース毎の最大ひずみを表－3.2に示した。

これらの最大ひずみを縦軸、球速を横軸として、プロットすると図－3.16～図3.18のとおりである。

この図から、本実験の範囲においては、 v の増加とともに ϵ_{max} 増加する傾向がみられた。

表裏および同一水平面上におけるひずみの比を表－3.3に示した。表裏ひずみの比は $-0.78 \sim -1.36$ （平均 -1.02 ）となり、コンクリート壁の曲げ変形特性を示していると考えられる。同一水平面上のひずみの比は $0.65, 0.94$ （平均 0.80 ）であり載荷点から外れるに従ひひずみが小さくなっている。

同一鉛直線上のひずみ比 $\frac{G_2}{G_1}, \frac{G_6}{G_5}$ は図－3.19に示すような片持梁の曲げであれば2になるところであるが、Ⅱ－3, Ⅱ－4ケースが著しく小さい値となっている。このことは、Type Ⅱの $t-\epsilon$ は外部信号が入っていたため修正したものであることも考慮しなければならない。

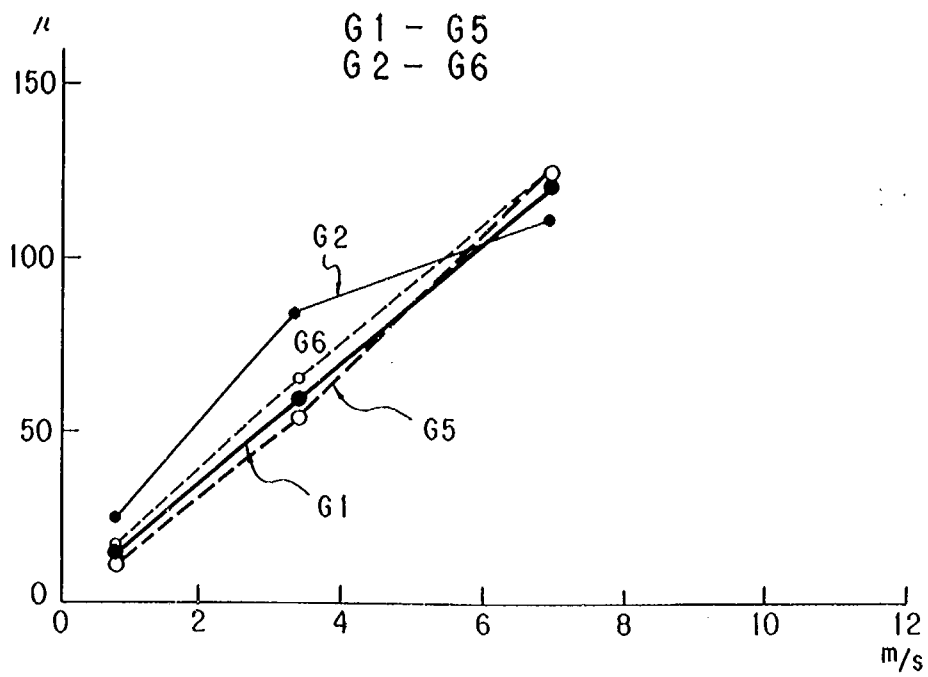


図－3.19 片持梁の曲げ変形特性

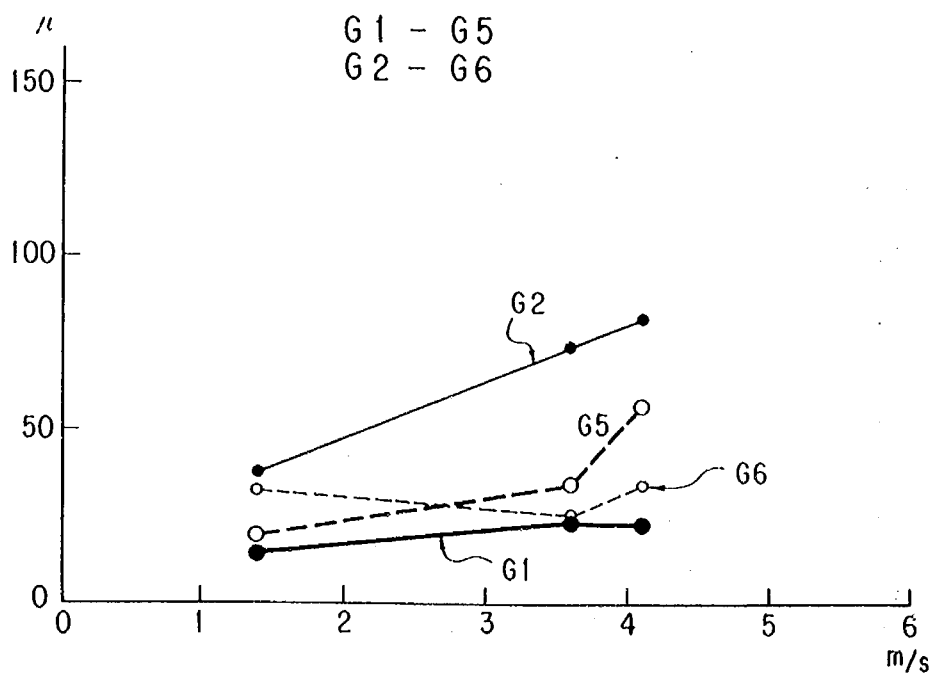
表-3.2 最大ひずみ

実験No.	打撃位置	破壊状況	球 速 m/sec	最大ひずみ $\epsilon_{max} \mu$										変 位 mm
				G 1	G 2	G 3	G 4	G 5	G 6	G 7	G 8	G 9	G 10	
I-1	中 央		0.8		+ 25	-	+ 22	- 11	- 16	- 11	-	+ 38	+ 11	0.30
I-3	"		3.4		+ 84	+ 43	+158	- 54	- 65	- 68	- 29	+144	+ 61	0.80
I-4	"	周辺クラック	6.9		+110	+ 60	+233	-123	-133	-133	- 47	+136	+115	-
I-7	右隅 50 - 50	"	6.0	- 60	- 19	+ 22	- 14	-107	+ 59	+ 20	- 19	+ 65	- 47	2.6
I-8	" 20 - 20	打点のクラック 根元 "	4.7	+ 20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
I-9	左隅 35 - 35	"	5.5	- 78	- 63	+ 36	- 25	-153	+ 65	0	- 8	+135	-160	4.0
II-2	中 央		1.9	+ 15	+ 38	+ 31	+ 26	- 20		+ 37	- 28	+ 39	- 25	-
II-3	"		3.6	+ 23	-	+ 42	+ 40	- 35		+ 40	- 36	+ 65	- 43	-
II-4	"	周辺クラック	4.1	+ 23	+ 82	+ 60	+ 63	- 57		+ 18	- 56	+ 68	- 78	-
II-5	右隅 70 - 70	"	3.4											
II-6	" 20 - 20	破 壊	3.7											
II-7	左隅 55 - 35	"	3.4											

+引張 -圧縮

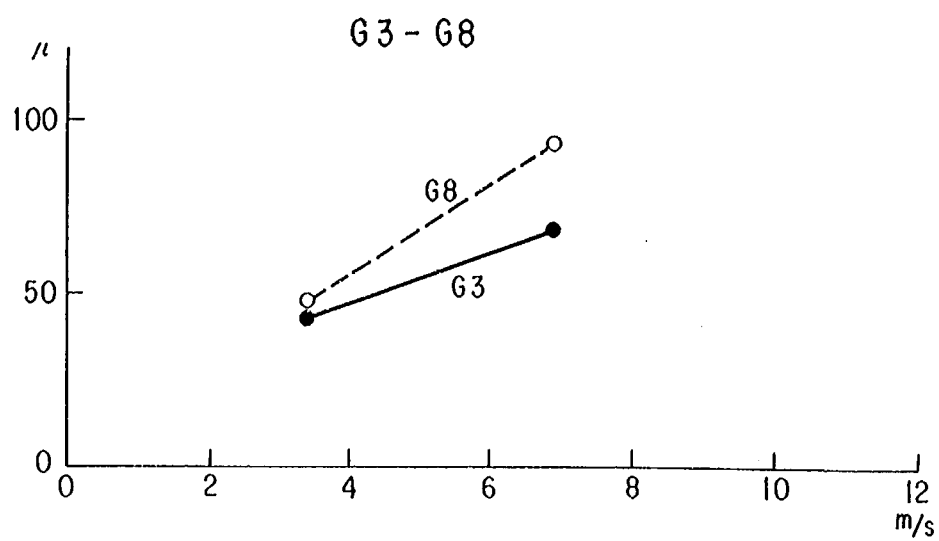


TYPE - 1

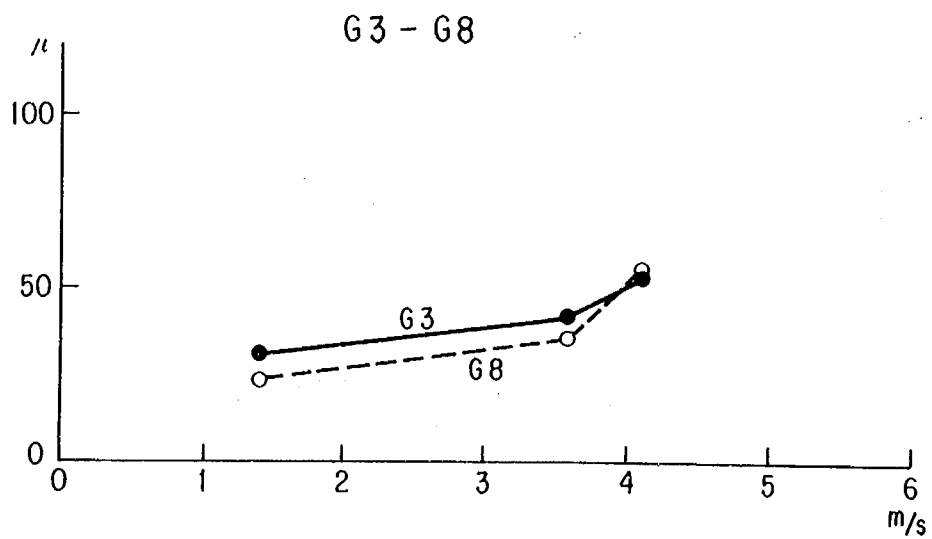


TYPE - 2

图 - 3.16 $\eta - \epsilon_{\max}$

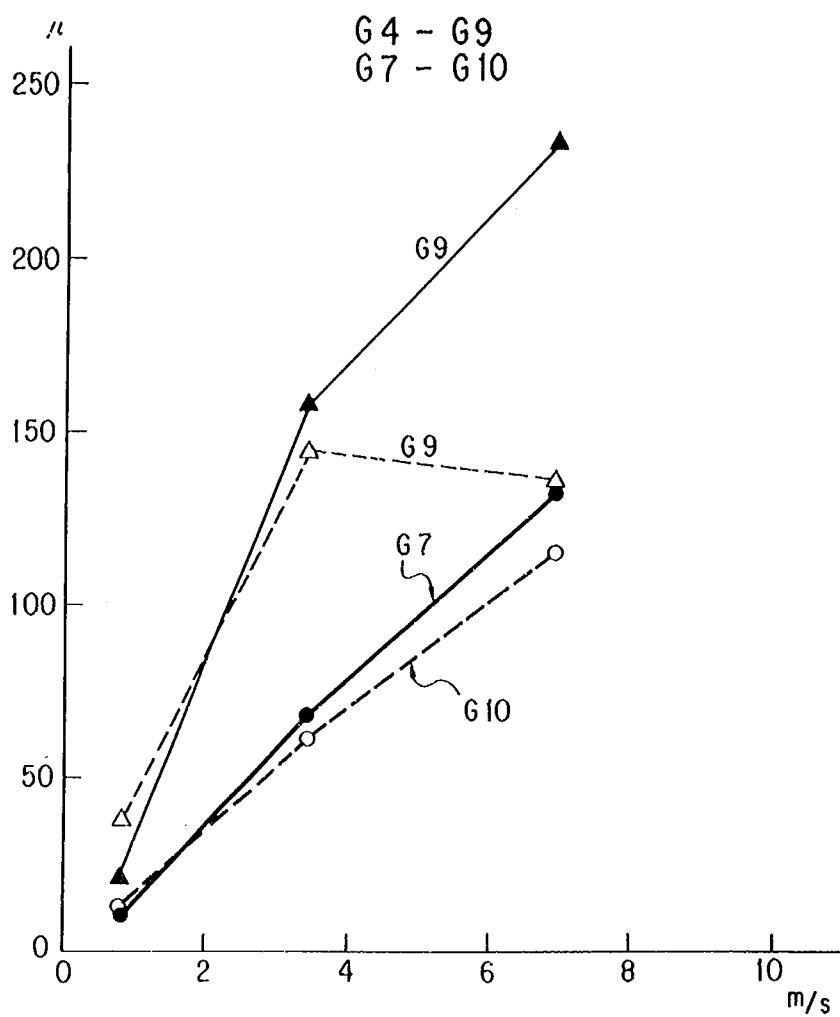


TYPE - 1

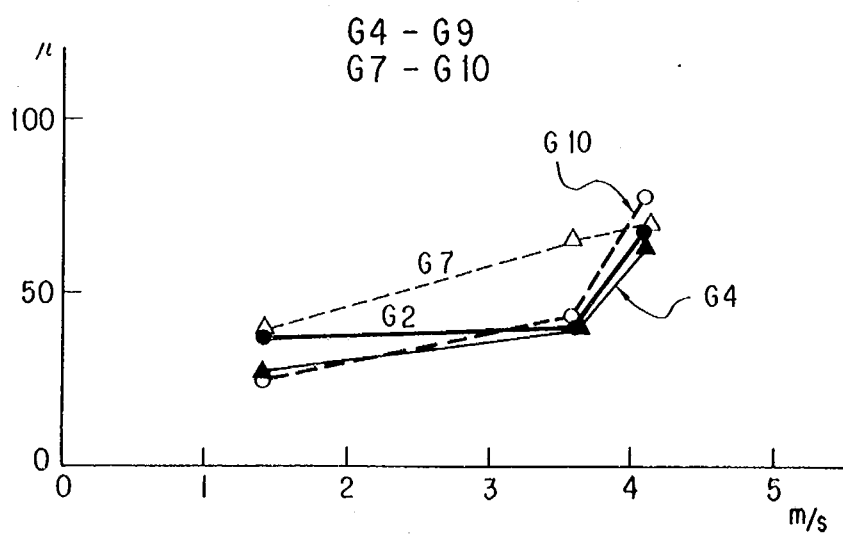


TYPE - 2

☒ - 3. 1 7 $\eta - \epsilon_{\max}$



TYPE - 1



TYPE - 2

图 - 3.18 $\mu - \epsilon_{\max}$

表-3.3 各点ひずみの比較

実験 No	速 度 m/s	ひ ず み 分 布								
		$\frac{G2}{G1}$	$\frac{G6}{G5}$	$\frac{G3}{G2}$	$\frac{G8}{G6}$	$\frac{G5}{G1}$	$\frac{G6}{G2}$	$\frac{G9}{G4}$	$\frac{G7}{G10}$	$\frac{G8}{G9}$
I-1	0.8	1.67	1.45	—	—	-0.73	-0.64	1.73	-1.00	—
3	3.4	1.42	1.20	0.51	0.45	-0.92	-0.77	0.91	-1.11	-0.67
4	6.9	0.92	1.08	0.55	0.35	-1.03	-1.21	0.58	-1.16	-0.78
II-2	1.4	2.53	1.65	0.82	0.73	-1.33	-0.87	1.50	-1.48	-0.90
3	3.6	—	0.69	—	1.50	-1.68	—	1.63	-0.93	-0.86
4	4.1	3.56	0.60	0.73	1.65	-2.48	-0.41	1.08	-0.87	-0.93
平 均		2.02	1.33	0.65	0.94	-1.36	-0.78	1.20	1.09	-0.83
2つのひずみの位置 関 係		同一鉛直線上	同 左	同一水平面上	同 左	表 裏	表 裏	同一地点の縦横	表 裏	表 裏

3.5 破壊状況

中央載荷の場合は、実験終了後に載荷点、その裏、載荷点上部および片持梁の根元等のクラックの調査をシンナーを塗布しながら実施したが載荷点のめりこみとそのめりこみによると思われる周辺の局所的なクラックしか見られなかった。クラックの状況は巻末の図面に示した。

4. 中央載荷の解析

4.1 構造モデル

本実験は片持梁とするために基礎に75 cm厚の鉄筋コンクリートを打設している。実験で計測された $\delta - \epsilon$ カーブから下記の特性がみられ、片持梁として扱うことができる。

(1) 表裏のひずみは載荷側(表)が引張り(+)で裏が圧縮(-)でありかつ大きさもほぼ等しく、曲げ変形特性を示している。

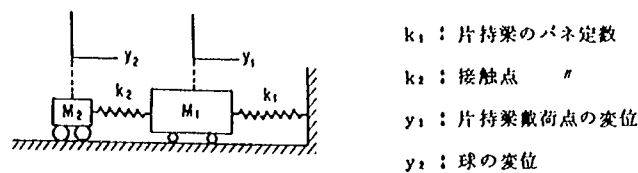
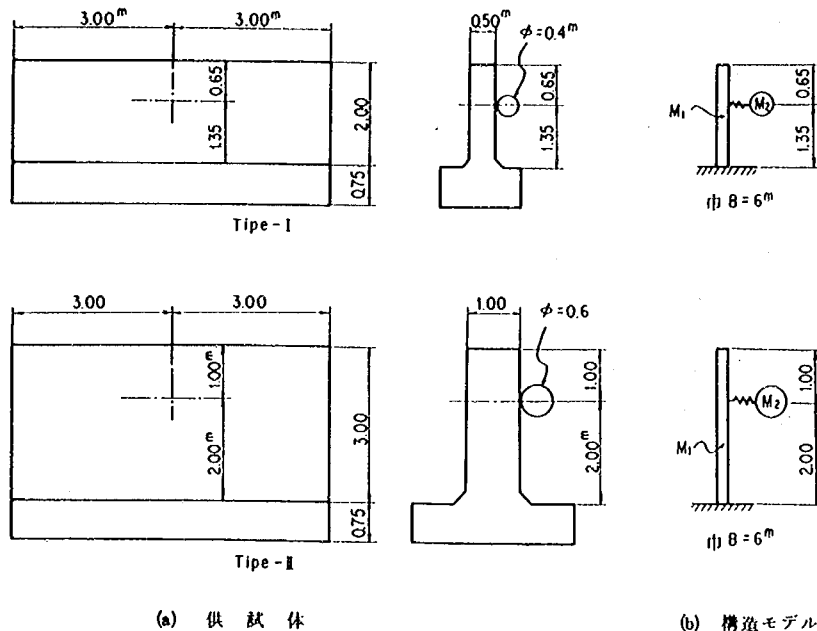
(2) $\frac{G2}{G1}, \frac{G6}{G5} > 1$ の傾向がみられ片持梁の曲げる様相が想定できる。

(3) 図-3.15 に示すように δ と ϵ (片持梁方向ひずみ)がほぼ同様の挙動を示している。

したがって、計算上の構造モデルとしては、土研資料 δ 1583と同様に片持梁として実験値との比較を行う。

ただし、本実験においては、G7, G10のひずみが大きく前報では(横方向ひずみは極めて小さい)横方向の拘束がみられるため、これについては後で検討を加える。

実験は、図-4.1(a)に示すType-I, Type-II について行なった。構造は図-4.1(e)に示す、片持梁と仮定して等価質点モデル計算を行なった。等価質点モデルは図-4.1(c)のとおりとした。



(c) 計算モデル

図-4.1 解析モデル

質点モデルの計算式は (4.1) ~ (4.9) のとおりとなる。

$$\ddot{Y}_2 = -\frac{k_2}{M_2}(y_2 - y_1) \dots\dots\dots (4.1)$$

$$\ddot{Y}_1 = \frac{k_2}{M_1}(y_2 - y_1) - \frac{k_1}{M_1}y_1 \dots\dots (y_2 - y_1 > 0 \text{ の時}) \dots\dots\dots (4.2)$$

$$\ddot{Y}_1 = -\frac{k_1}{M_1}y_1 \dots\dots\dots (y_2 - y_1 \leq 0 \text{ の時}) \dots\dots\dots (4.3)$$

$$\dot{Y}_{s+1} = \dot{Y}_s + \ddot{Y}_s \triangle t \dots\dots\dots (4.4)$$

$$Y_{s+1} = Y_s + \frac{\dot{Y}_s + \dot{Y}_{s+1}}{2} \triangle t \dots\dots\dots (4.5)$$

$$k_2 = \sqrt{\frac{16 R_2}{9 \pi^2 (J_1 + J_2)^2}} (Y_2 - Y_1)^{0.5} \dots\dots\dots (4.6)$$

$$J_1 = \frac{1 - \nu_1^2}{\pi E_1'} \quad , \quad J_2 = \frac{1 - \nu_2^2}{\pi E_2}$$

$$k_1 = \left(\frac{h^3}{3 E_1 I} + \frac{\alpha h}{GA} \right)^{-1} \quad , \quad G = \frac{E_1}{2(1 + \nu_1)} \dots\dots\dots (4.7)$$

$$M_2 = \frac{4}{3} \pi R_2^3 \frac{\sigma}{g} \dots\dots\dots (5.8)$$

$$M_1 = \beta M_1' \dots\dots\dots (4.9)$$

M_2 : 鋼球の質量 ($kg/m/sec^2$)

M_1 : 梁の等価質量

M_1' : 梁の質の質量

α : 係数

$Y_n, \dot{Y}_n, \ddot{Y}_n$: 変位 (m), 速度 (m/s), 加速度 (m/s^2) R_2 : 鋼球の半径

サフィックス $n = 1$ は 梁, $n = 2$ は 鋼球

R_2 : 鋼球の半径 (m)

E_1 : モルタルのヤング率 (kg/m^2)

E_1' : モルタルの変形係数 (kg/m^2)

E_2 : 鋼のヤング率 (kg/m^2)

ν_1 : モルタルのポアソン比

ν_2 : 鋼のポアソン比

G : せん断弾性係数 (kg/m^2)

I : 梁の断面 2 次モーメント (m^4)

$\alpha = 1.2$ (形状係数)

σ : 鋼の単重 (kg/m^3)

計算の手順は図-4.2のとおりである。

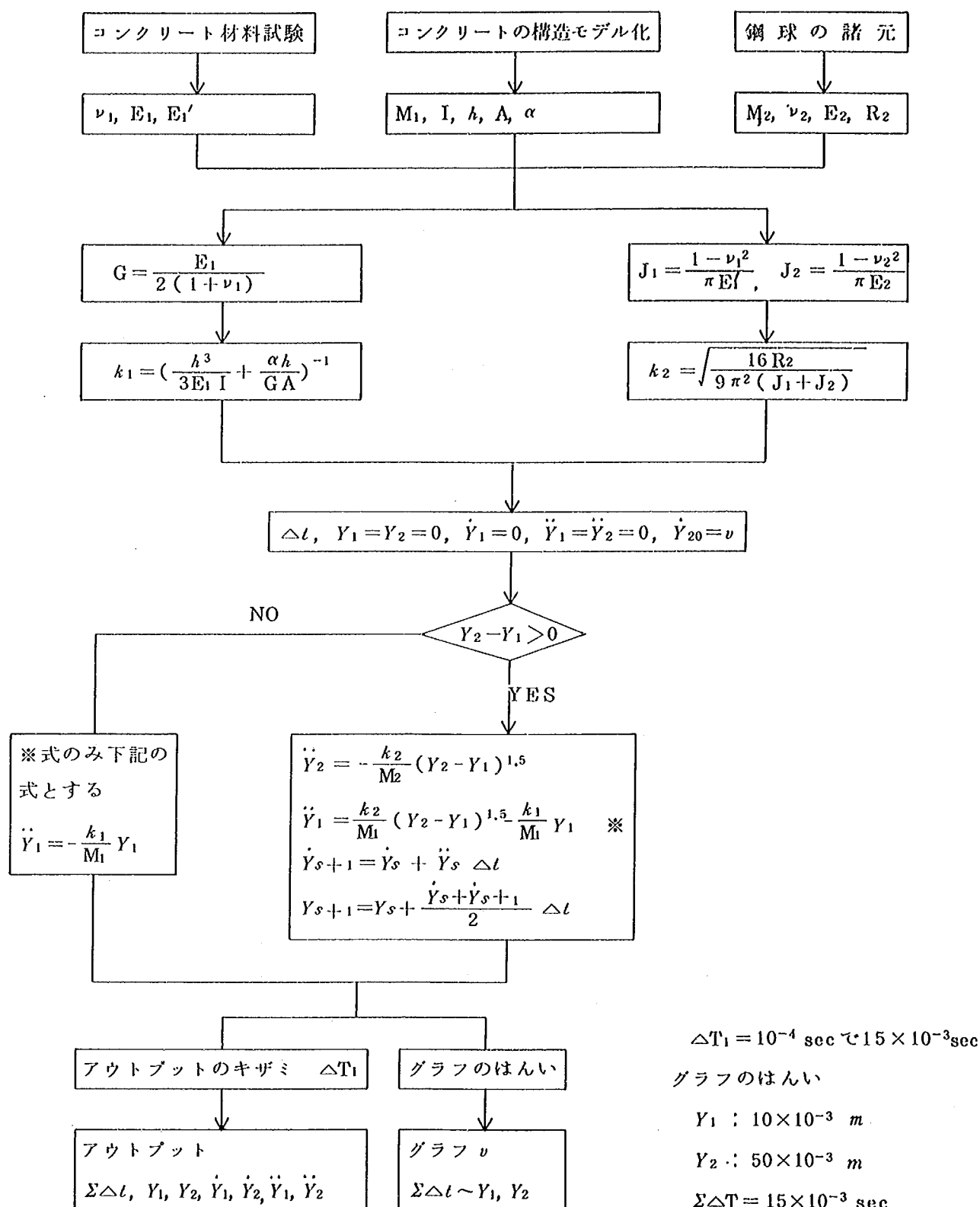


図-4.2 モデル計算フローチャート

図－4.2 においては (4.1), (4.2), (4.6) 式に若干修正してきた形としている。

4.2 定数の決定

(1) コンクリート材料の特性

2.2 節に示した標準供試体 ($\phi 150\text{mm} \times 300\text{mm}$) は、材令 28 日で圧縮試験を実施した。試験結果は表－4.1 のとおりである。なお現場養生供試体の応力－ひずめ曲線を図－4.3～図－4.6 に示した。

表－4.1 圧縮試験結果

養生区分	供試体 No.	圧縮強度 (kg/cm^2)	$\frac{1}{2}$ 強度割線弾性係数 $E_{\frac{1}{2}}$ (kg/cm^2)	$\frac{1}{2}$ 強度ポアソン比 $\nu_{\frac{1}{2}}$
現場養生	1	290	2.32×10^5	$\frac{1}{4.56}$
	2	298	2.06×10^5	$\frac{1}{5.25}$
	3	286	—	—
	4	255	2.13×10^5	$\frac{1}{6.00}$
	5	280	2.00×10^5	$\frac{1}{4.83}$
	6	270	—	—
	平均	280	2.13×10^5	$\frac{1}{5.16}$
標準養生	1	256		
	2	280		
	3	267		
	4	284		
	5	253		
	6	251		
	平均	265		

表－4.1 において載荷速度の影響等を考慮しない場合の弾性係数およびポアソン比は下記のとおりとなる。

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} \text{強度割線弾性係数} & E_{\frac{1}{2}} = 2.13 \times 10^5 \text{ kg}/\text{cm}^2 \\ \text{// ポアソン比} & \nu_{\frac{1}{2}} = \frac{1}{5.16} \end{aligned}$$

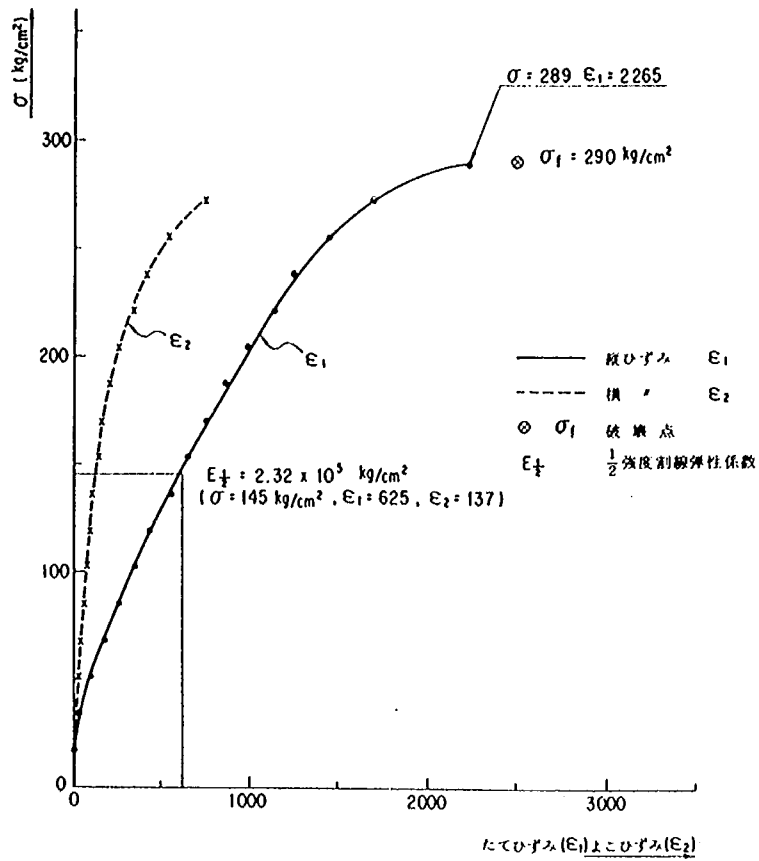


図 - 4.3 №. 1

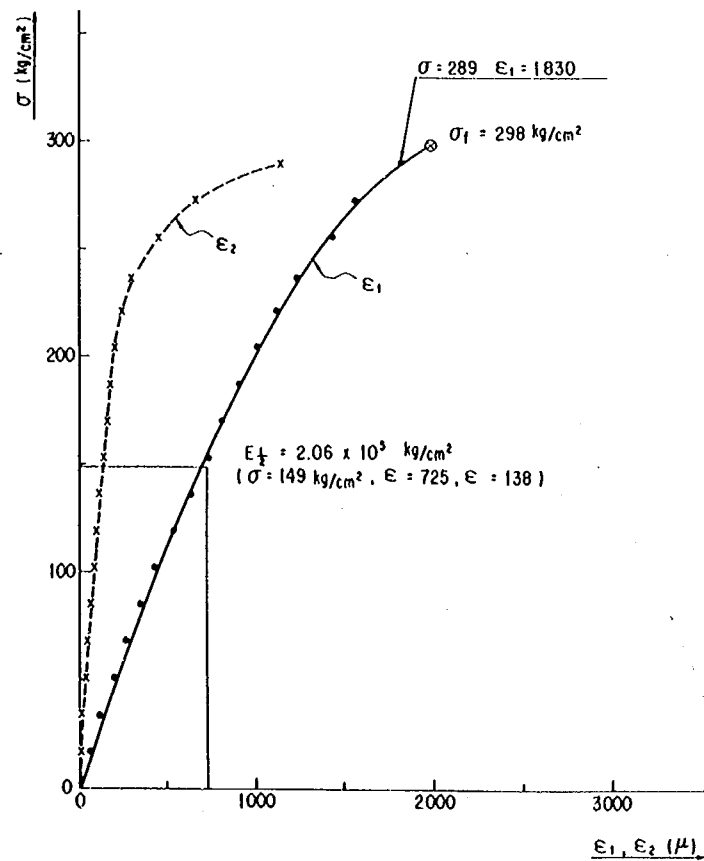


図 - 4.4 №. 2

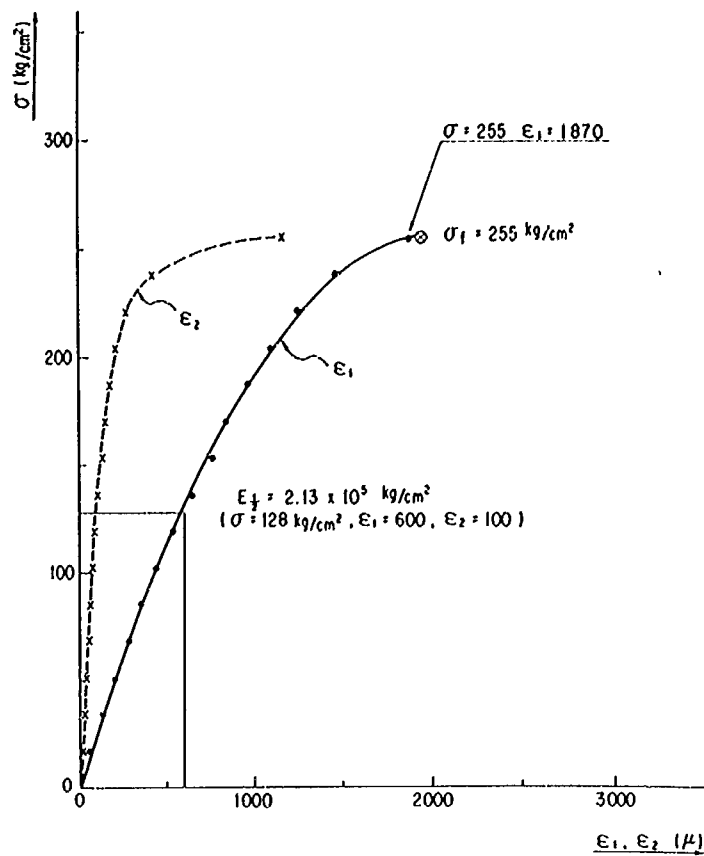


图 — 4. 5 № 4

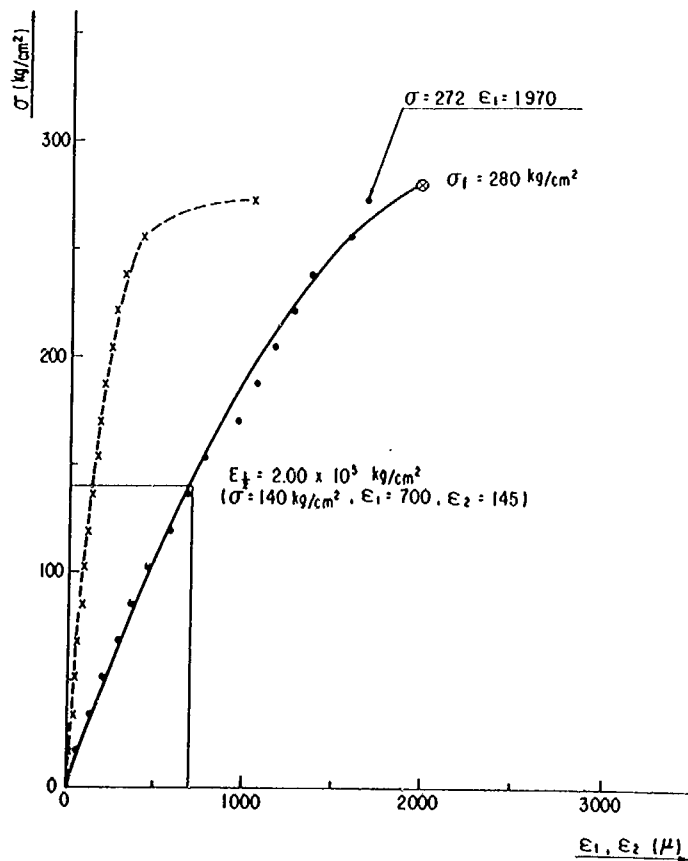


图 — 4. 6 № 5

破壊強度における割線弾性係数 $E = 1.4 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$

本実験の範囲がひずみ速度で $10^5 \sim 10^6 \text{ } \mu/\text{sec}$ ，荷重速度で $10^4 \sim 10^5 \text{ kg/cm}^2/\text{sec}$ 程度であることから，前報（土研資料 1583）に示すように弾性係数が静的な場合に比較して，20～30% 増加することからモデル計算に係る E_1 ， ν_1 ， E_1' は下記のとおりとした。

$$E_1 = 2.6 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2 = 2.6 \times 10^9 \text{ kg/m}^2$$

$$E_1' = 1.7 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2 = 1.7 \times 10^9 \text{ } //$$

$$\nu_1 = \frac{1}{5.16} = 0.199$$

(2) コンクリート供試体の構造特性

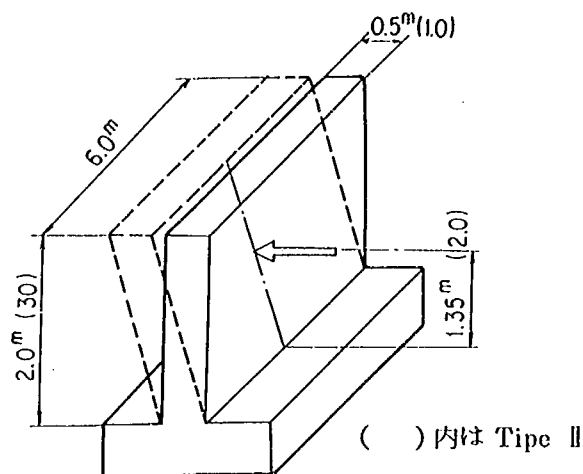
供試体が載荷により，図－4.7 に示すように一様な片持梁として変形するものとして，定数を求めた。

断面 2 次モーメント I ，荷重の作用点 h ，
断面積 A ，形状係数 α は表－4.2 のとおりとなる。

表－4.2 供試体の構造特性

定数	単位	数 値	
		Type I	Type II
I	m^4	0.0625	0.5
d	m	0.5	1.0
A	m^2	3.0	6.0
α	—	1.2	1.2

$$I = \frac{Bd^3}{12}$$



図－4.7 供試体の変形

供試体については，土研資料 1583 に示すように (4.10)～(4.) 式で求めることができる。

$$w_1 = \frac{Pl^3}{6EI} \left(1 - \frac{x}{l} \right)^2 \left\{ 3 \left(\frac{h}{l} \right) - 1 + \frac{x}{l} \right\} \dots\dots\dots (4.10)$$

$$w_2 = \frac{Pl^3}{6EI} \left(- \left(\frac{h}{l} \right)^3 + \left(\frac{h}{l} \right)^2 - 3 \left(\frac{h}{l} \right)^2 \left(\frac{x}{l} \right) \right) \dots\dots\dots (4.11)$$

$$y_1 = \frac{Ph^3}{3EI} \dots\dots\dots (4.12)$$

$$\frac{1}{2} \rho A \int_0^a \left(\frac{\partial W_2}{\partial t} \right)^2 dx + \frac{1}{2} \rho A \int_a^l \left(\frac{\partial W_1}{\partial t} \right)^2 dx = \frac{1}{2} M \left(\frac{\partial y_1}{\partial t} \right)^2 \dots\dots\dots (4.13)$$

$$M' = 2.0 \times \rho A \dots\dots\dots (4.14)$$

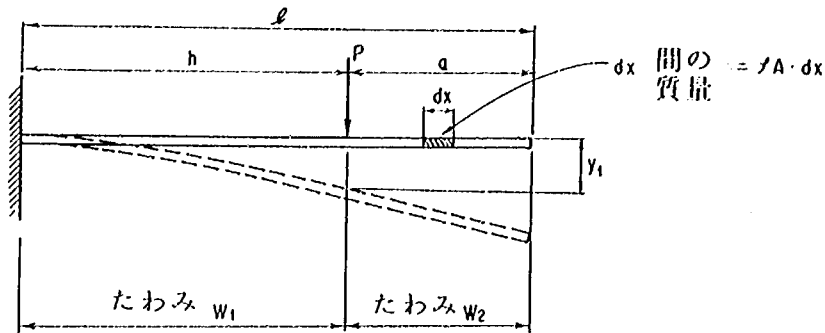


図 - 4. 8 等価質量の算出

Type I, Type II の計算結果は表 - 4. 3 のとおりとなる。

表 - 4. 3 等価質量の計算結果

供 試 体	l m	a m	h m	等価質量の式	真の質量 M' $kg/m^3/sec^2$	等価質量 M_1 $kg/m^3/sec^2$
Type I	2.00	0.65	1.35	$M_1 = 0.772 M_1'$	1438	1111
" II	3.00	1.00	2.00	$M_1 = 0.801 M_1'$	4316	3457

(コンクリートの単重 $\rho = 2350 kg/m^3$)

(3) 鋼球の諸元

鋼球の質量は (8. 15) 式から求められる。

$$M_2 = \frac{4}{3} \rho \pi R_2^3 \times \frac{7850}{9.8} = 3354 R_2^3$$

Type I $R_2 = 0.2 m \quad M_2 = 26.83 \quad kg/m^3/sec^2$

ただし Type I は切欠き部がありその重さは $w_2 = 241 kg$ であり

$$M_2 = \frac{241}{9.8} = 24.6 \quad kg/m^3/sec^2$$

Type II $R_2 = 0.3 m \quad M_2 = 90.6 \quad kg/m^3/sec^2$

その他 E_2 , ν_2 については一般的な鋼の特性から

$$E_2 = 2 \times 10^6 \quad kg/cm^2 = 2 \times 10^{10} \quad kg/m^2$$

$$\nu_2 = \frac{1}{3}$$

とする。

(4) 定数のまとめ

(1)~(3)で検討した計算条件および初期条件をまとめると表 - 4. 4 のとおりである。

表 4.4 計算条件のまとめ

項 目		数 値	
		Type I	Type II
コンクリートの弾性係数	E_1	$2.6 \times 10^9 \text{ kg/m}^2$	
破壊までのコンクリートの係数	E_1'	$1.7 \times 10^9 \quad //$	
コンクリートのポアソン比	ν_1	0.194	
梁の断面 2 次モーメント	I	0.0625 m^4	0.5 m^4
荷重の作用点	h	1.35 m	2.0 m
梁のせん断断面積	A	3.0 m^2	6.0 m^2
形状係数	α	1.2	1.2
梁の等価質量	M_1	$1111 \text{ kg/m}^2/\text{sec}^2$	$3457 \text{ kg/m}^2/\text{sec}^2$
鋼球の質量	M_2	$24.6 \quad //$	$90.6 \quad //$
鋼の弾性係数	E_2	$2 \times 10^{10} \text{ kg/m}^2$	
" ポアソン比	ν_2	$\frac{1}{3}$	
鋼球の半径	R_2	0.2 m	0.3 m
計算間隔	Δt	10^{-6} sec	
計算時間	$\Sigma \Delta t$	$15 \times 10^{-3} \text{ sec}$	
アウトプットの時間間隔	ΔT	10^{-4} sec	
初期条件	変 位 y_1, y_2	$y_1 = y_2 = 0$	
	加速度 $\ddot{y}_1, \ddot{y}_2$	$y_1 = y_2 = 0$	
	速 度 $\dot{y}_1, \dot{y}_2$	$\dot{y}_1 = 0 \quad \dot{y}_2 = 1, 2, 4, 6, 8, 10 \text{ m/s}$	

4.3 計算結果

モデル計画した結果の載荷点の梁の最大変位 $y_{1 \max}$ を表 4.6 に示した。また (4.15) ~ (4.17) 式を用いて G1, G2, G5, G6 の計算のひずみを表 4.6 および図 4.9 に示した。

$$\text{片持梁のバネ力} \quad p = k_1 y_1 \quad \dots\dots\dots (4.15)$$

$$\text{" 曲げ応力} \quad \sigma = \frac{p h'}{Z} \quad \dots\dots\dots (4.16)$$

$$\text{" 曲げひずみ} \quad \epsilon = \frac{\sigma}{E_1} \quad \dots\dots\dots (4.17)$$

k_1 : 片持梁のバネ定数 (4.7) 式 (kg/m)

h' : 載荷点とゲージ間の距離 (m)

E_1 : コンクリートの弾性係数 $E_1 = 2.6 \times 10^9$ (kg/m^2)

Z : 片持梁の断面係数 $Z = \frac{B d^2}{6}$ (m^3)

k_1 , h , Z をType I Type IIについて求めると表-4.5のとおりとなる。

表-4.5 定数表

供試体	ゲージNo	k_1 (kg/m)	Z (m^3)	h' (m)
Type I	G 1, G 5	1.80×10^8	0.25	0.60
	G 2, G 6			1.20
Type II	G 1, G 5	4.13×10^8	1.00	0.75
	G 2, G 6			1.40

表-4.6 計算上の最大ひずみ

供試体	球速 v m/s	最下変位 $y_{1\max}$ (10^{-3}m)	バネ力 p ($\times 10^3\text{kg}$)	応力 σ ($\times 10^3\text{kg}/\text{m}^2$)	ひずみ ϵ ($\times 10^{-6}$)	
					G 1, G 5	G 2, G 6
Type I	1	0.105	18.9	45	17	34
	2	0.211	38.0	91	35	70
	4	0.425	76.5	184	71	142
	6	0.638	114.8	276	106	216
	8	0.852	153.4	368	142	284
	10	1.066	191.9	461	177	354
Type II	1	0.142	58.6	44	17	34
	2	0.286	118.1	89	34	68
	4	0.577	238.3	179	69	138
	6	0.869	358.9	269	103	206
	8	1.162	479.9	360	138	276
	10	1.455	600.9	451	173	346

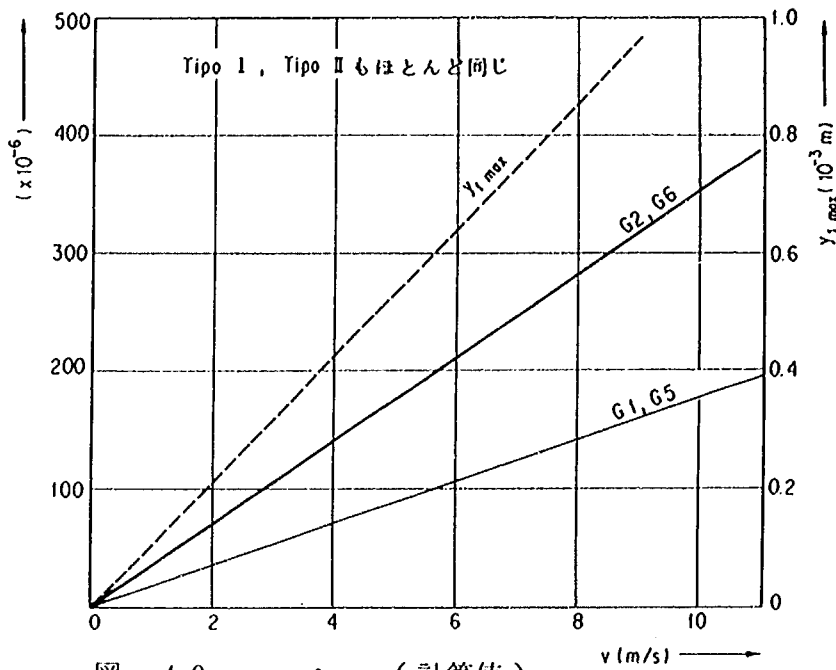


図 - 4.9 $v - \epsilon_{max}$ (計算値)

4.4 実験結果とモデル計算の比較

実験結果とモデル計算結果の比較を行うにあたり、土木技術資料²⁾と同様、 $\frac{M_2}{M_1} v^2 - \frac{\text{実測値}}{\text{計算値}}$ ($\equiv f$) の関係で整理した。整理結果を表 - 4.7, 図 - 4.10 に示した。

表 - 4.7 実測値とモデル計算の比較

実験 No.	M_1 kg/m/sec ²	M_2 "	球 速 v m/s	$\frac{M_2}{M_1} v^2$ m ² /sec ²	実 測 値 / 計 算 値		
					$\frac{G1-G5}{2}$	$\frac{G2-G6}{2}$	$\frac{G3-G8}{2}$
I - 1	1 1 1 1	2 4. 6	0. 8	0. 014	1. 0 0	0. 7 6	—
I - 3	"	"	3. 4	0. 26	0. 9 9	0. 6 2	0. 6 3
I - 4	"	"	6. 9	1. 05	1. 0 0	0. 5 0	0. 4 4
II - 2	3 4 5 7	9 0. 6	1. 4	0. 051	1. 3 5	1. 3 1	2. 2 3
II - 3	"	"	3. 6	0. 34	0. 5 1	0. 2 0	0. 6 8
II - 4	"	"	4. 1	0. 44	0. 5 7	0. 4 1	0. 4 1

○

△

×

$\frac{G3-G8}{2}$ の計算値は $\frac{G1-G5}{2}$ と同じである。

図 - 4.10 に小規模実験の結果 (S.54 実験)²⁾ を一諸に示しているが、S. 54 実験と比較して下記の特性がみられる。

- (1) S.54 実験と同様に E の増大に従い f は減少する。

- (2) E-f の関係は、I-4 (G 1, G 5), II-3 (G 6, G 2 は欠測) を除外すれば、S.54 実験と同様にみられる。
- (3) しかし、f の値は S.54 実験より若干小さい傾向にある。
- (4) I-4 (G 1, G 5), II-3 (G 6) のひずみについては測定上の問題にみあたらず、大きく他と傾向がことなることについては不明である。

	計 算 値		実 測 値		
	$\frac{G 1, G 5, G 3, G 8}{2}$	G 2, G 6	$\frac{G 1 - G 5}{2}$	$\frac{G 2 - G 6}{2}$	$\frac{G 3 - G 8}{2}$
I - 1	1 3	2 7	$\begin{matrix} 1 3 \\ (1 1) \end{matrix}$	2 0. 5	
I - 3	5 7	1 2 0	$\begin{matrix} 5 6. 5 \\ (5 4) \end{matrix}$	7 4. 5	3 6
I - 4	1 2 2	2 4 4	$\begin{matrix} 1 2 1. 5 \\ (1 2 3) \end{matrix}$	1 2 1. 5	5 3. 5
II - 2	1 3	2 7	1 7. 5	$\begin{matrix} 3 5. 5 \\ (3 3) \end{matrix}$	2 9. 5
II - 3	5 7	1 2 0	2 9. 0	2 4. 0	3 9. 0
II - 4	7 0	1 4 0	4 0. 0	$\begin{matrix} 5 8. 0 \\ (3 4) \end{matrix}$	5 8. 0

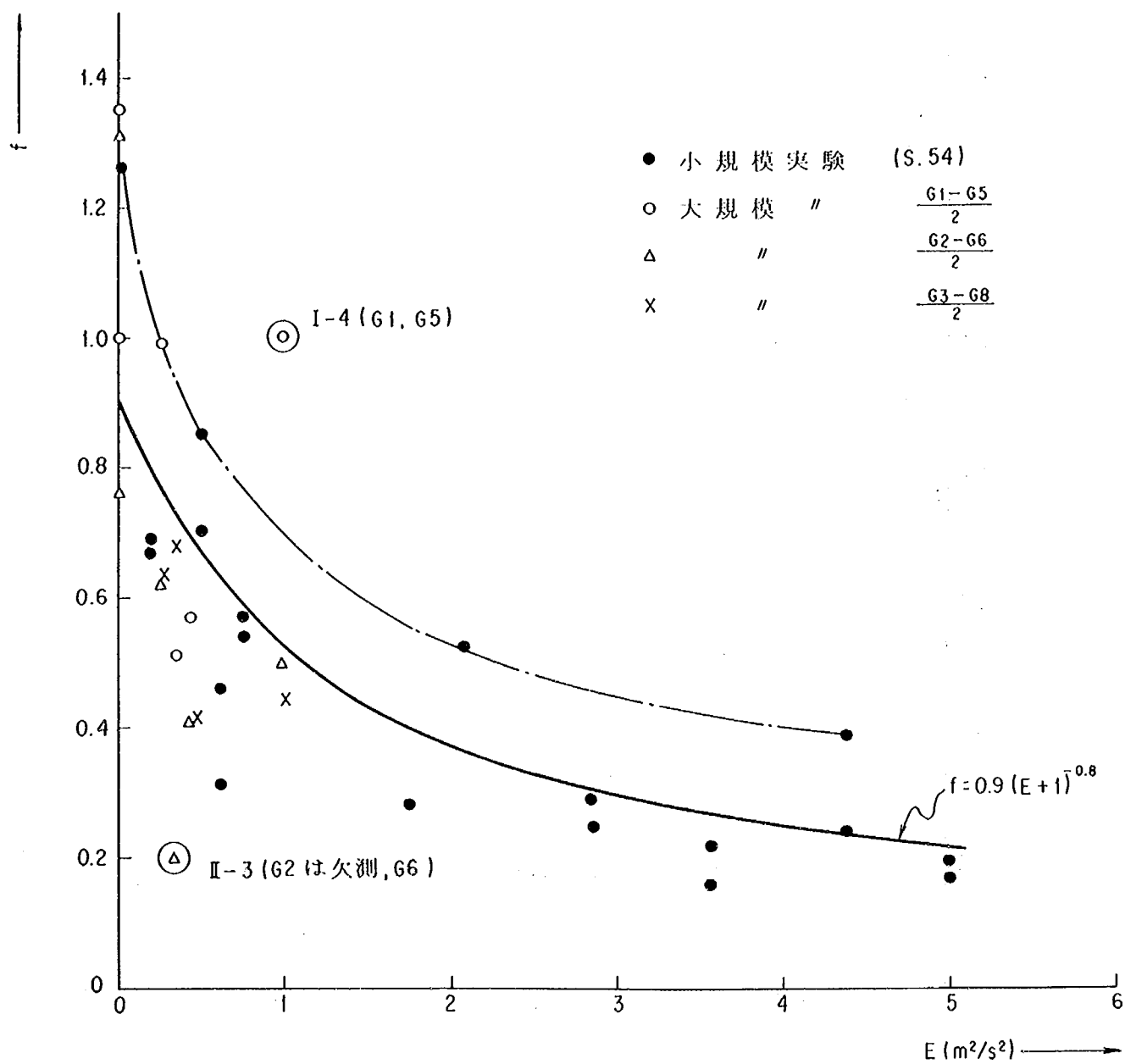


図 - 4.10 (a)

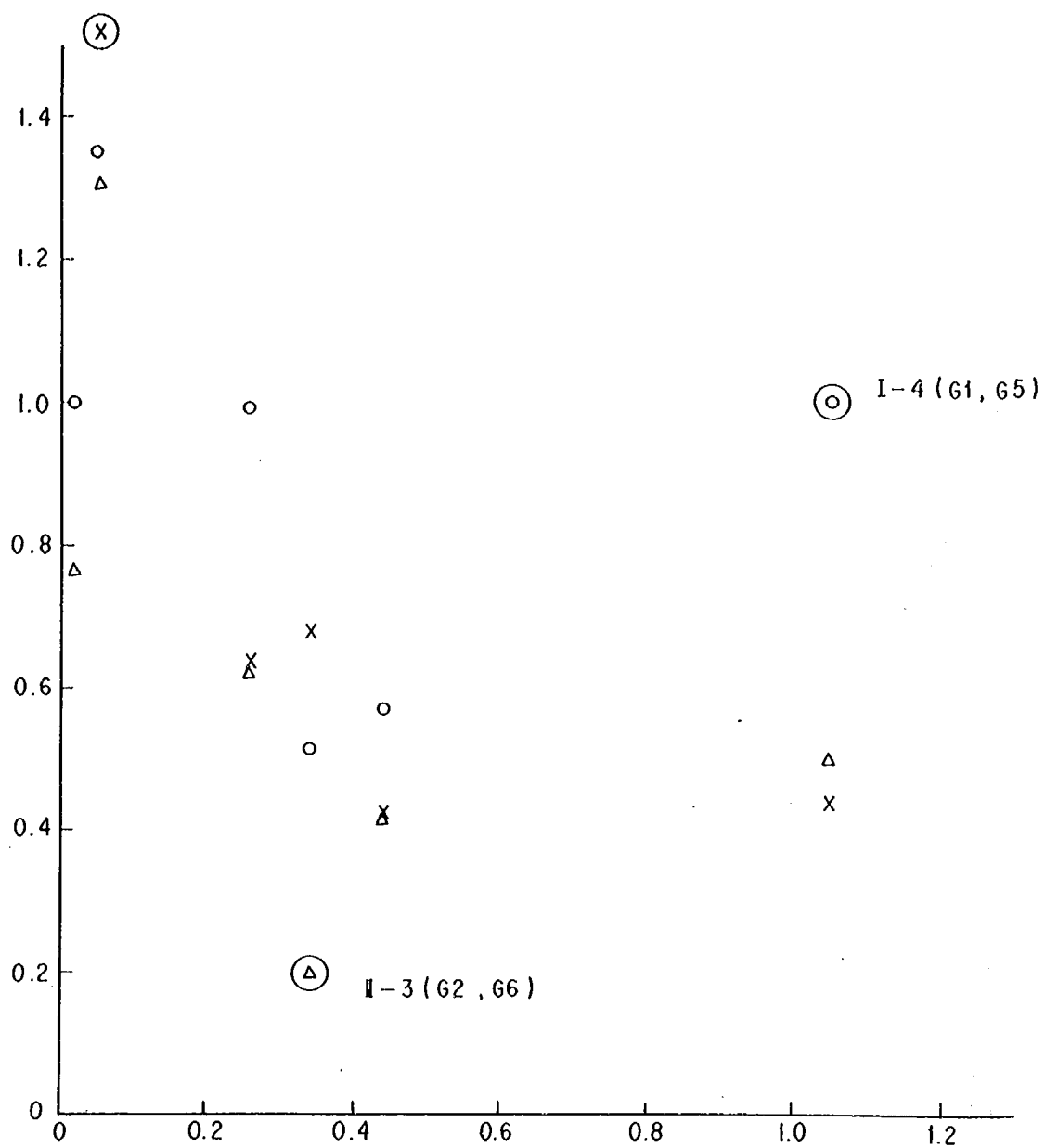


图- 4.1 0 (b)

計算上の変位と実測変位を比較してみる。比較するにあたって、計算は打撃点であるのに対して、測定はコンクリート壁上端より 10 cm 下った点であるため換算する必要がある。ここでは計算上、打撃点の変位を壁上端 10 cm 下りに換算する。

Type 1 の打撃点の計算変位は表-4.6, 図-4.9 に示すとおりであり、これから

$$v = 0.8 \text{ m/s の場合} \quad y_{1 \max} = 0.09 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$v = 3.4 \text{ m/s} \quad \text{〃} \quad y_{1 \max} = 0.37 \times 10^{-3} \text{ m}$$

片持梁の変位は (4.11) 式から求められる、ここで打撃点においては $h = 1.35 \text{ m}$, $x = 0.65 \text{ m}$ とすると

$$\begin{aligned} w_2 &= \frac{\rho l^3}{6EI} \left\{ \left(\frac{1.35}{2} \right)^3 + 3 \left(\frac{1.35}{2} \right)^2 - 3 \left(\frac{1.35}{2} \right)^2 \left(\frac{0.65}{2} \right) \right\} \\ &= \frac{\rho l^3}{6EI} (-0.3075 + 1.3669 - 0.4442) = \frac{\rho l^3}{6EI} \times 0.615 \end{aligned}$$

測定点の変位は $h = 1.35 \text{ m}$ $x = 0.10 \text{ m}$ とすると

$$W_2 = \frac{\rho l^3}{6EI} \left\{ -0.3075 + 1.3669 - 3 \left(\frac{1.35}{2} \right)^2 \left(\frac{1.10}{2} \right) \right\} = \frac{\rho l^3}{6EI} \times 0.615$$

測定点変位は $h = 1.35 \text{ m}$ $x = 0.10 \text{ m}$ とすると

$$W_2 = \frac{\rho l^3}{6EI} \left\{ -0.3075 + 1.3669 - 3 \left(\frac{1.35}{2} \right)^2 \left(\frac{0.10}{2} \right) \right\} = \frac{\rho l^3}{6EI} \times 0.991$$

したがって、計算上測定点が最大変位は打撃点の変位で表わされる。

$$W_2 = 1.61 w_2 \quad \dots\dots\dots (4.18)$$

(4.18) 式で上記の打撃点の計算変位で測定点に換算すると表-4.8 となる。

表-4.8 変 位

実験ケース	球 速	計算上の変位($\times 10^{-3} \text{ m}$)		測定変位 ($\times 10^{-3} \text{ m}$)	測定値 計算値
		打撃点	測定点		
I - 1	0.8 m/s	0.09	0.15	0.3	2.0
I - 3	3.4 m/s	0.37	0.60	0.8	1.3

4.5 土石流荷重の推定方法

中央載荷におけるコンクリートに発生する最大ひずみの推定にあたっては、図-4.10 に示すような $f-E$ の関係から行うことが可能である。S54 実験 (小模型 $\frac{1}{10} \sim \frac{1}{30}$) と本実験 (大模型 $\frac{1}{1} \sim \frac{1}{3}$) を比較した場合のスケールエフェクトについては、明確なものを認められないようである。本実験の f が若干小さめであるのは、コンクリート梁の変形機構が片持梁要素だけでなく、梁の巾方向の拘束による影響がでているものと考えられる。このことは、S.54 実験においては梁の横方向のひずみである G_1 , G_7 が小さいのに対して、本実験の横方向ひずみ G_7 , G_{10} は他の G_2 , G_6 と同等ほど大きいことからみても推測される。

$f-E$ 関係から、土石流荷重によるコンクリート梁のひずみを推定するにあたり、実験より求めた $f-E$ 関係のとり方については下記の2通りが考えられる。

(1) 実験よりプロットした (E, f) 点の平均的曲線を設定する。

(2) " の最大 f を結ぶ曲線を設定する。

本実験において球速が小さい場合 ($v = 1 \sim 2 \text{ m/s}$) は、ひずみの波形は計算上の波形と同様の周期 ($1/4$ 周期で $4 \sim 5 \text{ ms}$) であるのに対し、高速になるとこの大きい波形に、周波数の高い波形の原因は明確ではないが、変位(δ)も同様の周波数の波形が現れていることから梁の高次振動の可能性がある。したがって梁の1次振動を考えた計算値にある程度の範囲を設ける方法で $f-E$ カーブを使用する必要がある。

たとえば t_1 でピークに達すると、図-4.10の上限(---)となる可能性があるため、(4.1)~(4.9)式のモデルから $f-E$ を作成し、使用する場合は、上限の $f-E$ 曲線を使用することが妥当であろう。

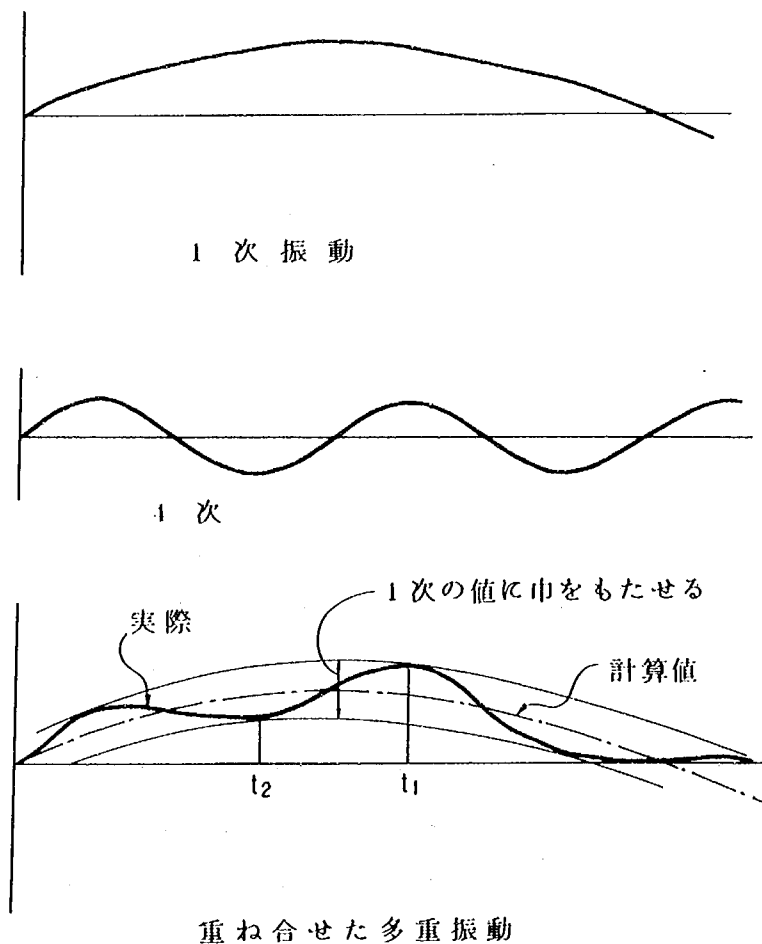


図 4 - 1 1

5. 隅部載荷実験結果

5.1 載荷速度

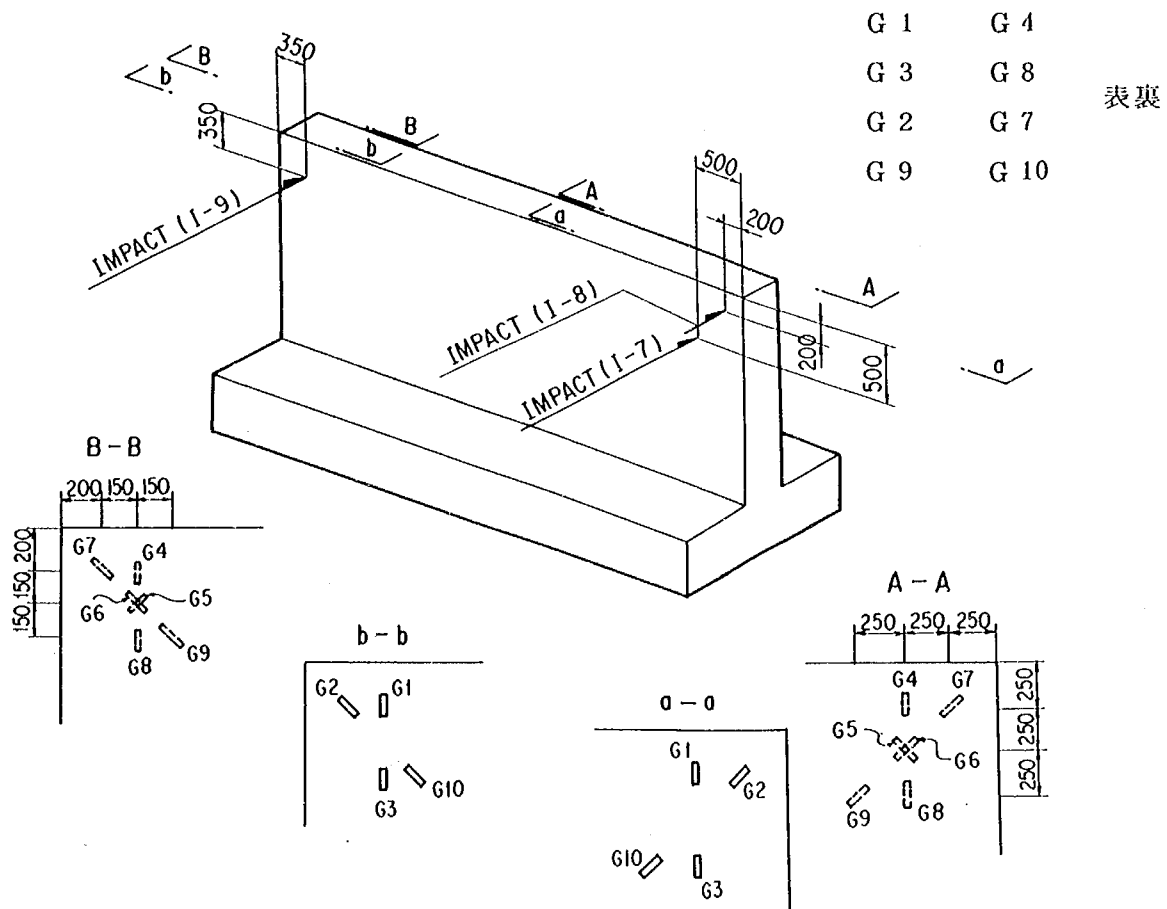
載荷速度は表－3.1に示した。

5.2 時間－ひずみ

(1) ϵ － σ カーブは巻末に示した。(I-7～I-9)

(2) ϵ － σ カーブの整理

図－5.1に示すゲージのうち表裏のゲージ，打撃点に対して対象な位置のゲージを重ねて整理し図－5.2～図－5.5に示した。



図－5.1 ゲージ位置

図－5.2～図－5.5に示す ϵ － σ カーブは巻末に示す生のデーターから下記の修正を行っている。

- ① G 1 にはトリガー信号と思われる $T = 10ms$ の波形が重ねられているためにこれを差引いて修正した。
- ② 巻末に示す ϵ － σ カーブはDM7000, DM510ともにdelay time 5.4msタイムスケー

ルをずらしたものであり、重ね合せる場合はそのまま重ね合せた。

- ③ G3はAmpとして「イサコ」を使用したもので $\oplus\ominus$ が逆となっていると考えられるため生のデータを $\oplus\ominus$ 逆とした。

(3) $\epsilon - \epsilon$ カーブの特性

図-5.2～図-5.5に示した ϵ は、構造解析に数値そのものを使う目時で計測したのではなく、コンクリート壁の変形特性をみるためのものである。これらの $\epsilon - \epsilon$ カーブから下記の特性がみられる。

- ① 図-5.6に各点のひずみの符号(+-に振動している場合は主たる方向)を示したが、中央載荷とことなるのは表裏のひずみが $\oplus\ominus$ 逆符号でないことおよび、I-7とI-8で同位置でも符号が変わっていることである。これは隅部の載荷が曲げ変形として扱えない複雑なあるいは他の変形を示しているものと考えられる。

ただし、G10-G9の一对だけが符号が逆で同様の動きをしている。

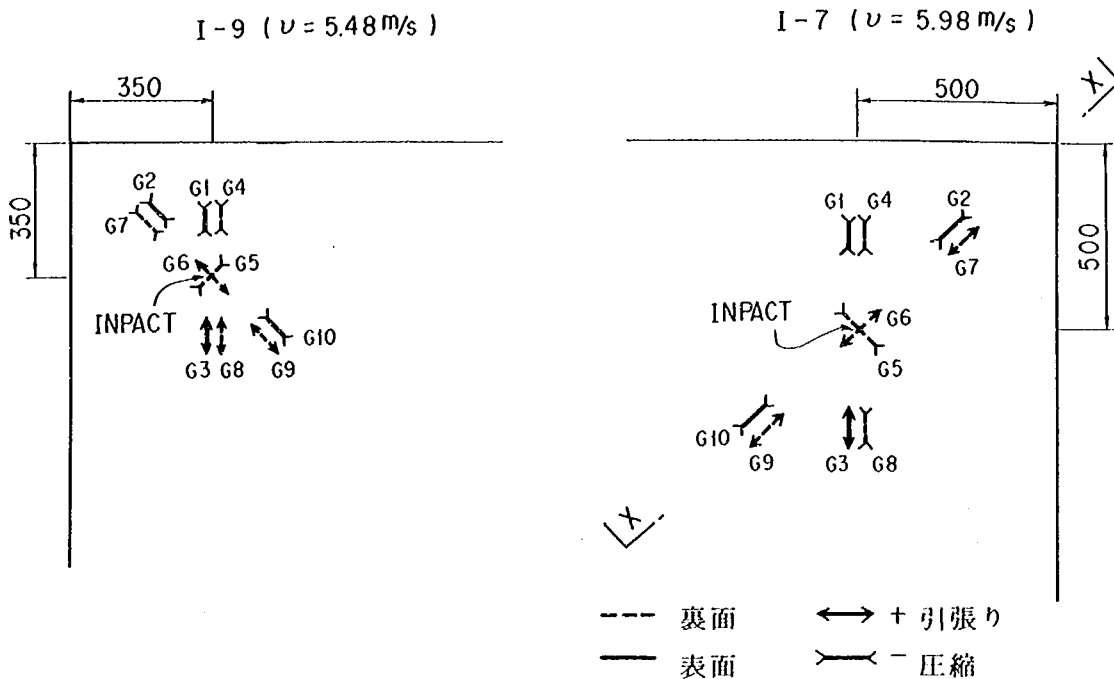


図-5.6 ひずみの符号

- ② G2-G7, G10-G9, G5-G6の波形はよく似ており、I-9のG2-G7を除き符号が逆である。
- ③ ひずみの大きいのは、打撃点の裏G5, G6およびG9, G10でありあとは小さい。このことからみて、 $\times - \times$ 断面に対する曲げ変形の傾向も考えられる。

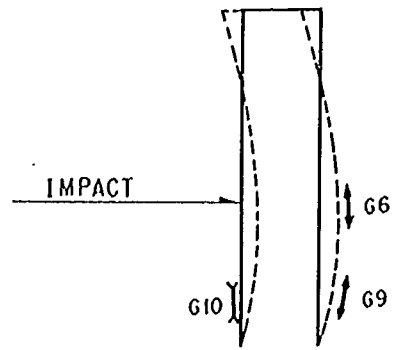


図 - 5.7 × - × 断面の変形

- ④ 全体的にはより隅部载荷となった 1 - 9 (球速は少し小さい) の方がひずみが大きい。

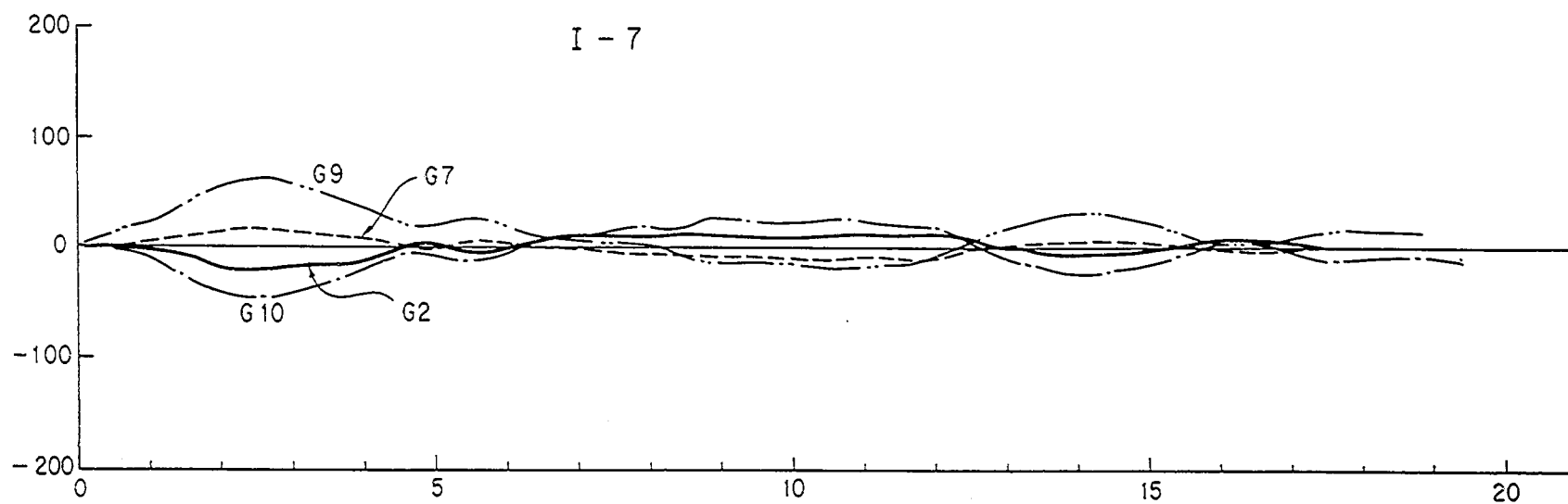
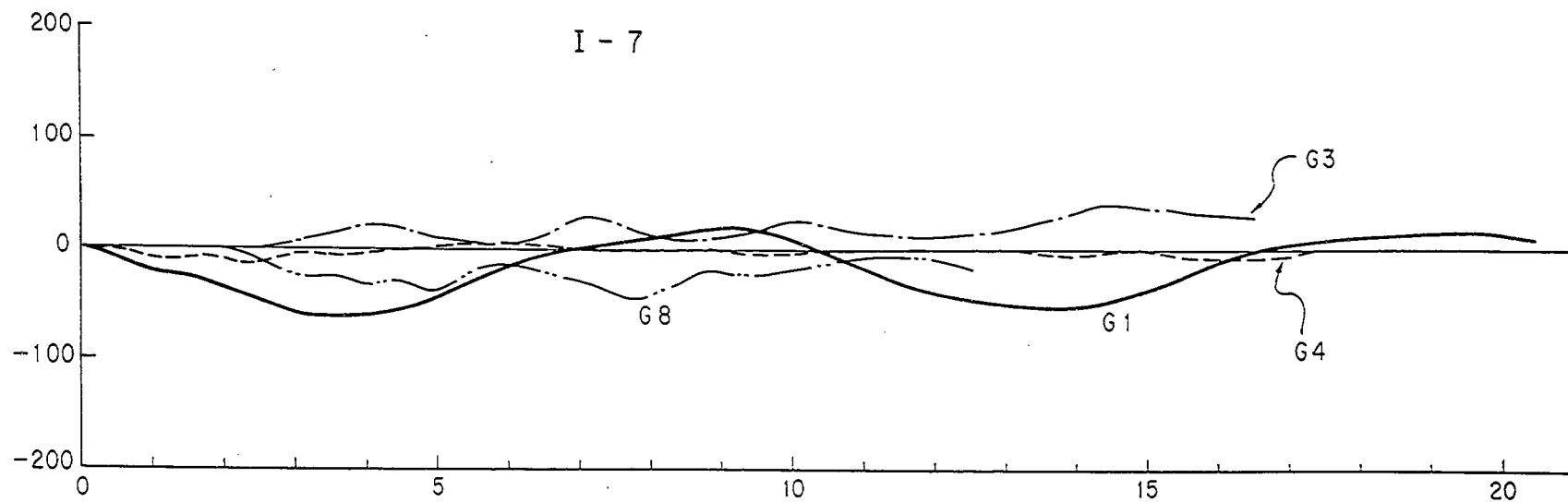


图 5.2 G 1 - G 4, G 3 - G 8, G 2 - G 7, G 1 0 - G 9

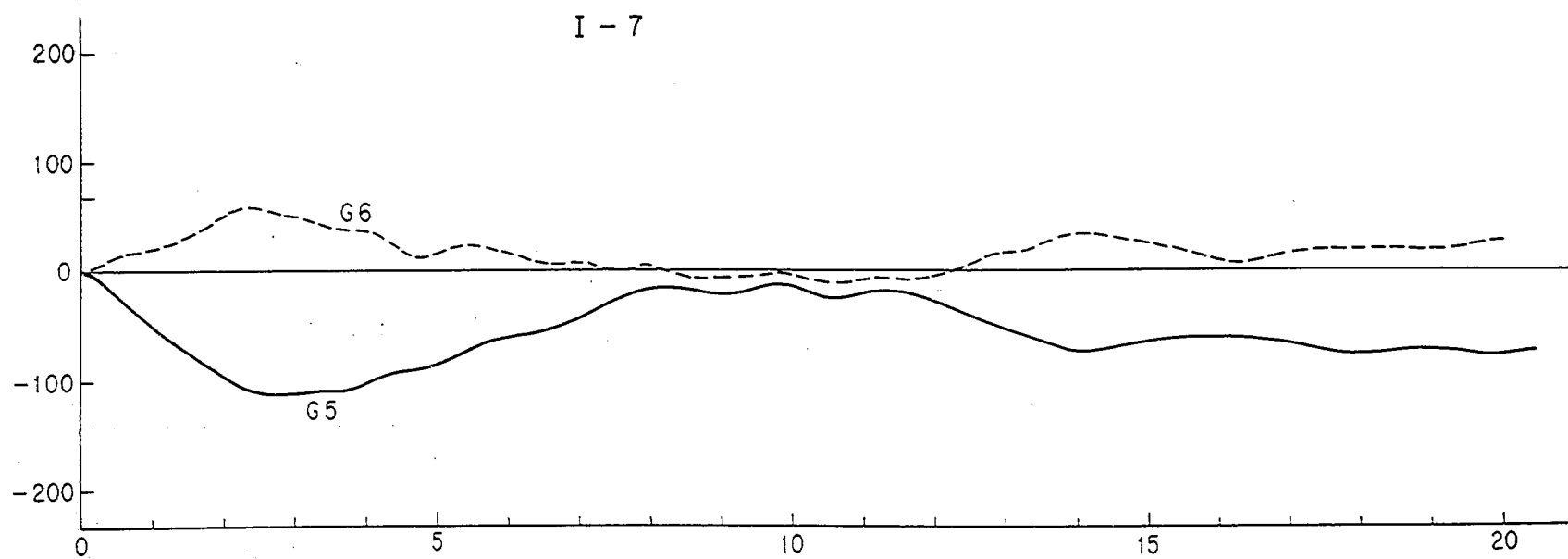
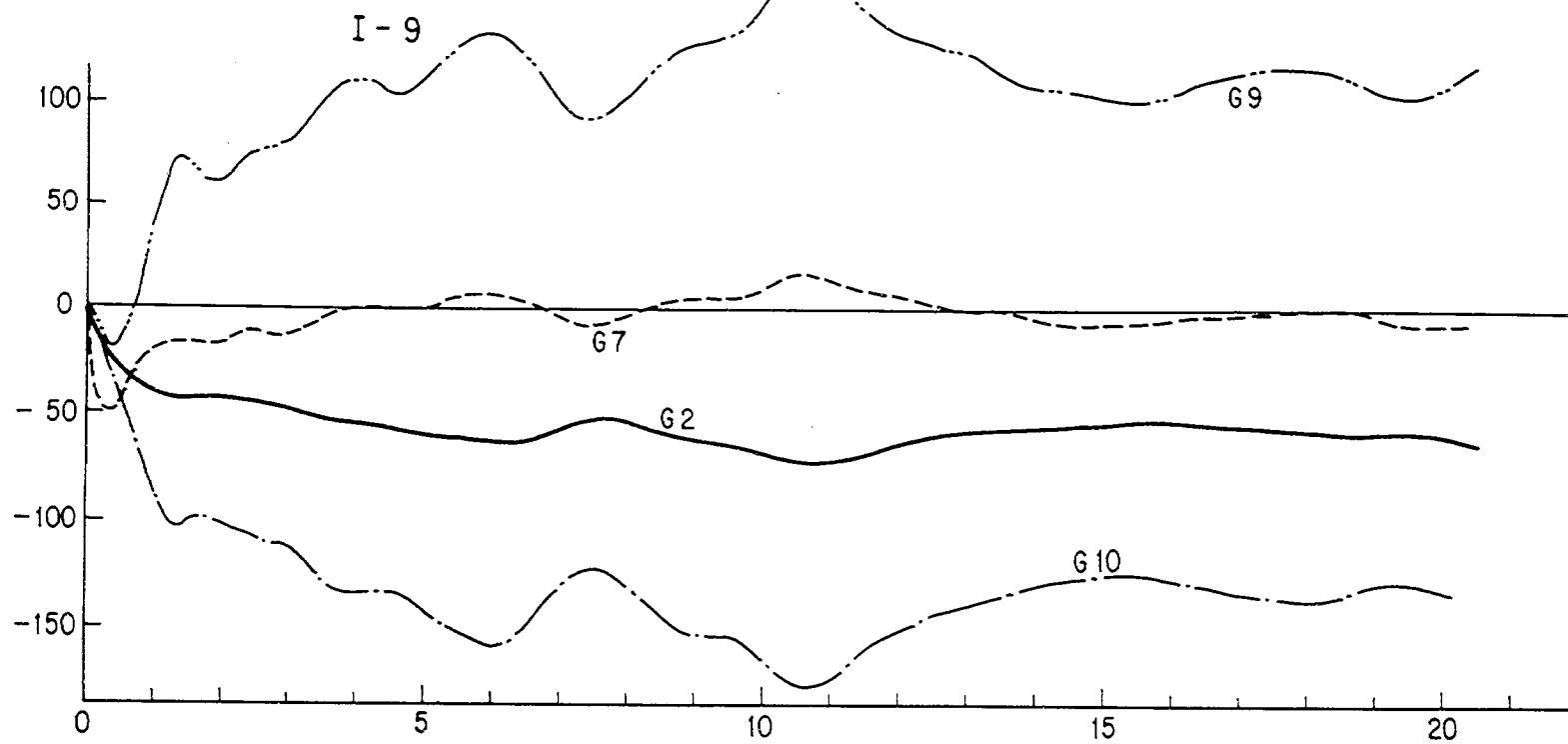
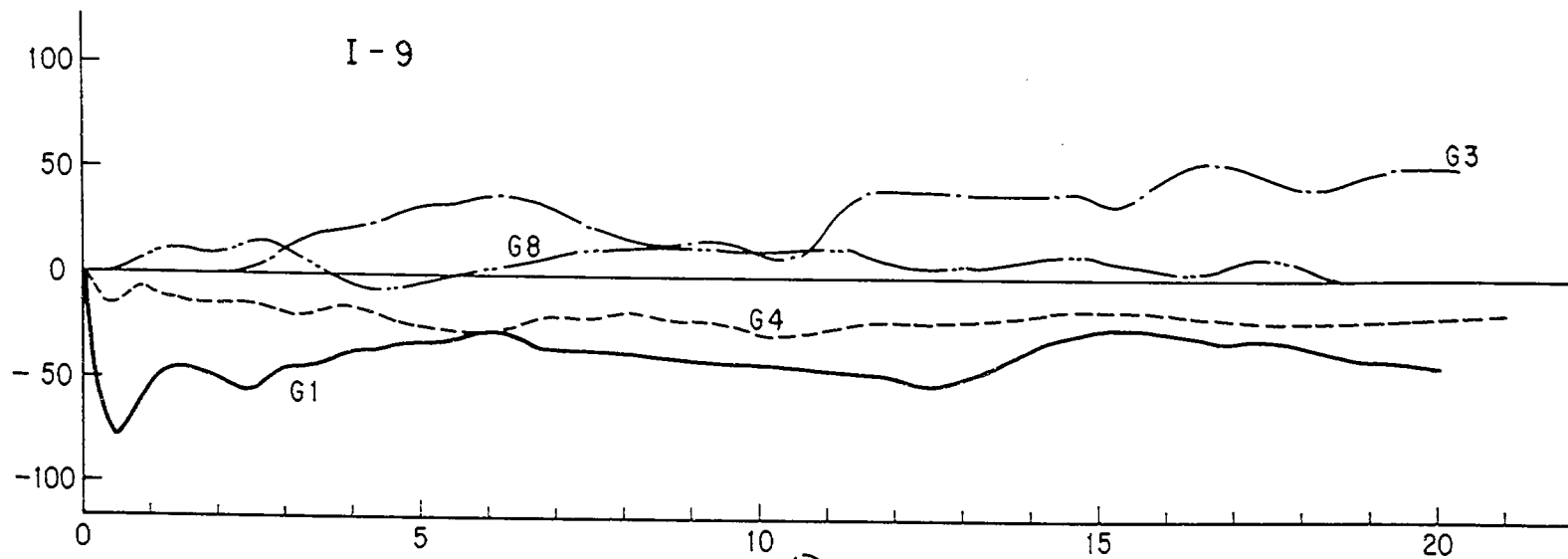


图 - 5.3 G 5 , G 6



☒ - 5.4 J 1, J 2, J 3, J 4, J 5, J 6, J 7, J 8, J 9, J 10

I - 9

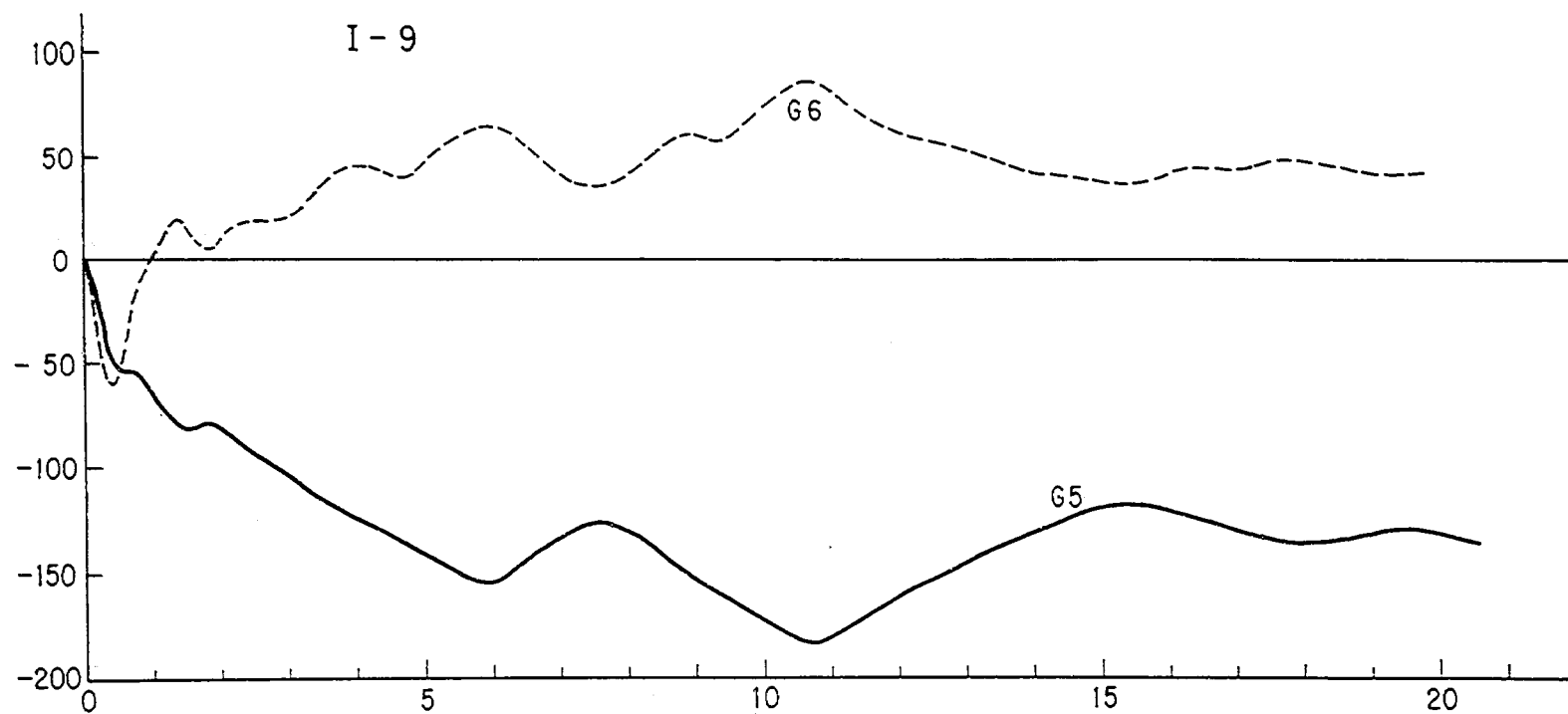


图 - 5.5 J 5, J 6

5.3 時間-変位 ($t-\delta$)

$t-\delta$ カーブを図-5.8に示した。図-5.8から下記の特徴がみられる。

- (1) 変位は t の増加に従い一様に増加するのではなく、息をつきながら（途中で減少する）増加する。
- (2) 中央载荷の場合 $t-\varepsilon$ と波形そのものが対応しているが、隅部载荷の場合、その対応がみられない。 $t-\varepsilon$ カーブが0にもどっても $t-\delta$ カーブは0にもどらず、ここで測定している変形とひずみは直接的な関係がない。
- (3) I-7, I-9と比較した場合、より隅部に载荷したI-9（速度はI-9の方が少し小さい）の方の変位が大きい。

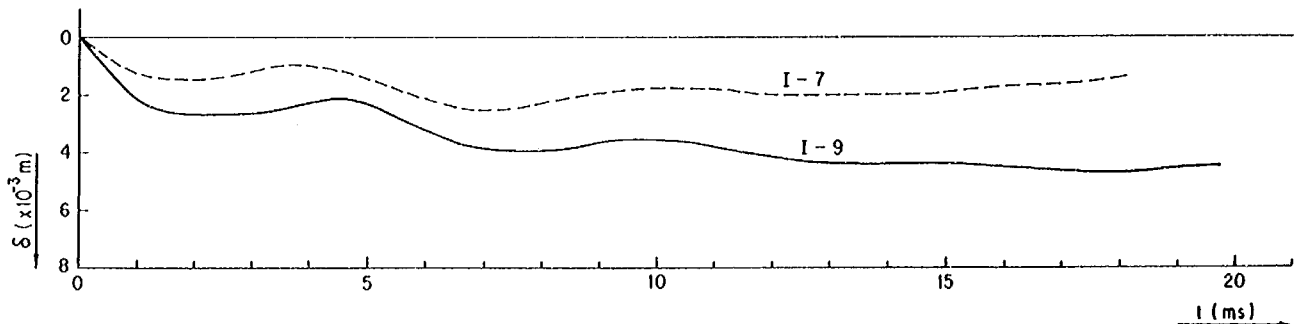


図-5.8 $t-\delta$ カーブ

5.4 球速と最大ひずみ

I-7, I-9のケースの最大ひずみは表-3.2に示した。

5.5 破壊状況

破壊（クラック）の状況は巻末図に示した。

- (1) I-7 ($v = 5.98 \text{ m/s}$), 打点：上49 cm 右50 cm

打撃点のめり込みと、放射状の局所的なクラックのみ。

しかし、次の20 cm × 20 cm 载荷により、この打撃点を通る広範囲のクラックが入ったことから判断して、この最初の载荷において目で確認されないマイクロクラックが発生していたのではないかと推測される。

- (2) I-8 ($v = 4.70 \text{ m/s}$) 打点：上22 cm 右20 cm

打撃点を界にクラックが入っている。打撃点から10 cm離れたところで3 mm巾に達するクラックの上部ブロックは上に1 mm, 右に2 mm, 後方に3 mmのズレを生じている。

固定端部表にも右端から60 cmの長さにわたりクラックがみられる。

なお、Ⅰ－７の打撃点を含む斜め方向にクラックが発生した。このクラックはⅠ－７では詳細に調べた（シンナーを塗布して調査した）がみられなかったクラックであり、Ⅰ－７時点におけるマイクロクラックが今回の载荷で発達したものと考えることができる。

- (3) Ⅰ－９ ($v = 5.48 \text{ m/s}$) 打点：上 37 cm 左 34 cm

打撃点を含む局所的なクラックがみられる。しかしこのクラックは約 30 cm の長さにとりかつ、方向がⅠ－８と同様に斜面方向であり、Ⅰ－７と同様にすでにマイクロクラック等は発生していることが考えられる。

固定端の側面からみると、表側にクラックがみられる。しかし、このクラックは表側からはみられず連続していない。

- (4) Ⅱ－５ ($v = 3.4 \text{ m/s}$) 打点：上 87 cm 右 77 cm

打撃点のめり込みと放射状の局所的なクラックのみ。

- (5) Ⅱ－６ ($v = 3.5 \text{ m/s}$) 打点：上 20 cm 右 20 cm

打撃点を含む部分が破壊し、後方へ飛散した。残っている部分は型枠止めに使用したスプーサーの鉄筋によって継がっているだけでコンクリートは切れて後方へ 30 ～ 40 mmズレている。固定部根元のクラックはみられない。

Ⅱ－５の打撃点の放射状クラックが一部進展している。

- (6) Ⅱ－７ ($v = 3.3 \text{ m/s}$) 打点：上 36 cm 左 57 cm

打撃点より上部で破壊している。破壊しているブロックは、上に 10 mm、左に 22 mm、前方へ 15 mmズレている。この大きな破壊ブロックは裏ではなく、スプーン状になり上面に連なっている。

根元のクラックはみられない。

6. 隅部載荷の解析

6.1 検討方法

(1) 変形特性

隅部載荷の $l-\epsilon$, $l-\delta$ および破壊状況から球の衝突による変形特性を整理すると下記のとおりである。

① $l-\epsilon$ カープと $l-\delta$ カープの波形がことなる。

変形を曲げて仮定した場合、変位 δ とひずみ ϵ は対応するものであり波形はほぼ同様の動きをすると考えられるが（中央載荷の場合、この特性がみられている。）、この δ と ϵ の波形がことなることは、梁の挙動が曲げ変形要素が少ない（他の変形特性に比較して卓越していない）といえる。

② 表裏のひずみが符号が逆でなく、かつ波形もことなる。

曲げ変形の特性として梁の表裏のひずみは逆符号で絶対値が等しくなるが、この傾向がみられないのは、曲げ変形要素が少ないといえる。

③ 片持梁の根元表にクラックがみられる。

曲げ変形と仮定した場合、もっとも最初にクラックを生じるのが、片持梁の根元表（引張ひずみ側）であり、このクラックがみられたことは、曲げ変形の要素も含まれていることを示している。

しかし、この変形特性をひずみでみようとした場合、G 3, G 8 のうち I-9 において G 8 が曲げ変形からすると符号が逆となっている。しかしこのひずみは出力が小さく測定上の問題もある。

(2) 破壊特性

一方破壊特性（変形と破壊特性はもちろん関係があるが、打撃点の変位として曲げ要素が大きいから、曲げ破壊を生ずるとは限らない。）をみると下記の特性が解かる。

① 曲げ応力の小さいと思われる載荷点で破壊している。

片持梁の場合の曲げ応力は、理論上は載荷点で 0 で根元で最も大きくなり、せん断応力は載荷点までは外力に等しく大きい。したがって破壊の位置から判断してせん断破壊と考えられる。

② せん断破壊特有のクラックの波がみられる。

③ 曲げ破壊であれば小規模実験の例からして引張ひず

みが $300 \sim 400 \times 10^{-6}$ 程度であると考えられるの

に対し、本実験では $100 \sim 150 \times 10^{-6}$ でクラック

が入ったことになり曲げ引張によるクラックと考えるには無理がある。

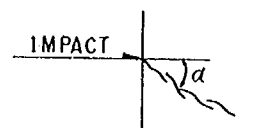
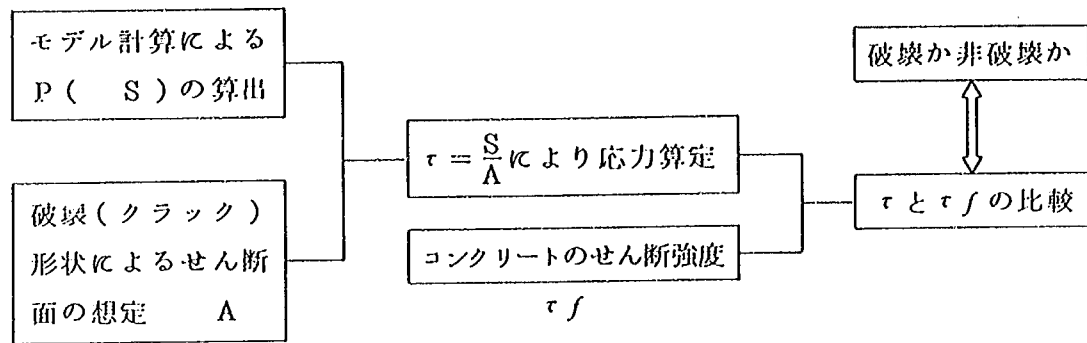


図 - 6.1 せん断クラック

(3) 検討方法

上記のように隅部載荷結果をみると、変形特性は曲げ、せん断隅部の応力集中、応力波、ねじれ等複合しており解析が困難であるが破壊は主としてせん断によるものと考えることができそうである。したがって本解析においては、いくつかの構造モデルを仮定して荷重 p を算定し、この荷重 p により生ずるせん断、破壊、非破壊について検討した。検討方法は図－6.2 に示すとおりである。

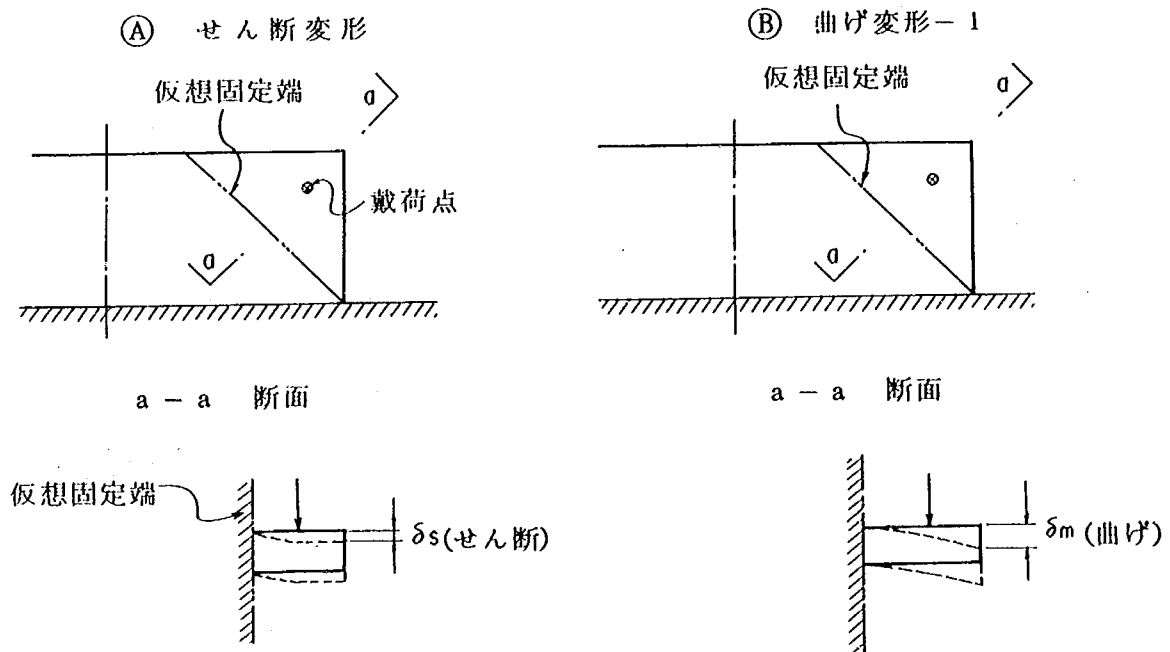


図－6.2 隅部載荷の検討方法

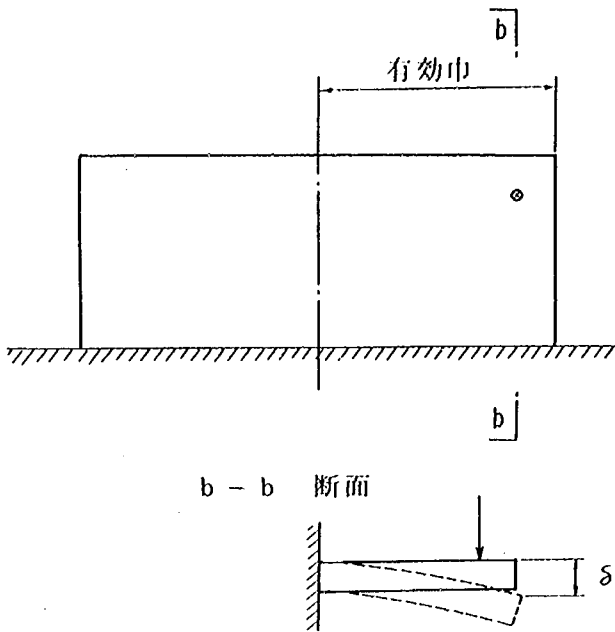
(4) 構造モデル

モデル計算における構造モデルは、図－4.1 に同じ等価2質点とし、コンクリート片持梁の k_1 、 y_1 を算出するうえでの梁の変形モデルだけを種々考えてみた。

梁の変形モデルは、実験結果から想定するのは困難であるが、梁の形状固定条件等から図－6.3 に示すようなモデルを考えることができる。



① せん断変形+曲げ変形-2



③ せん断変形+曲げ変形-1

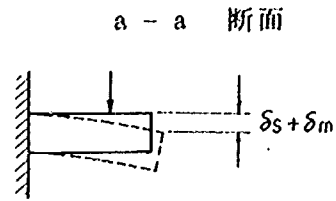


図-6.3 変形モデル

図-6.3のモデルのうち、隅部の破壊状況（斜め方向のせん断クラック）等から判断して③のモデルが最も可能性があると想着て以下にモデル③について検討した。

6.2 モデル計算

(1) 変形モデル

図-6.3の③のままで、巾の変化する梁として扱う場合、任意点の変形量および等価質量の式が複雑になるため、ここでは図-6.4に示すように面積が等しくなる一様断面梁として扱うものとした。

図-6.4のモデルとした場合、モデル計算において(4.1)～(4.9)式をそのまま用いることができる。

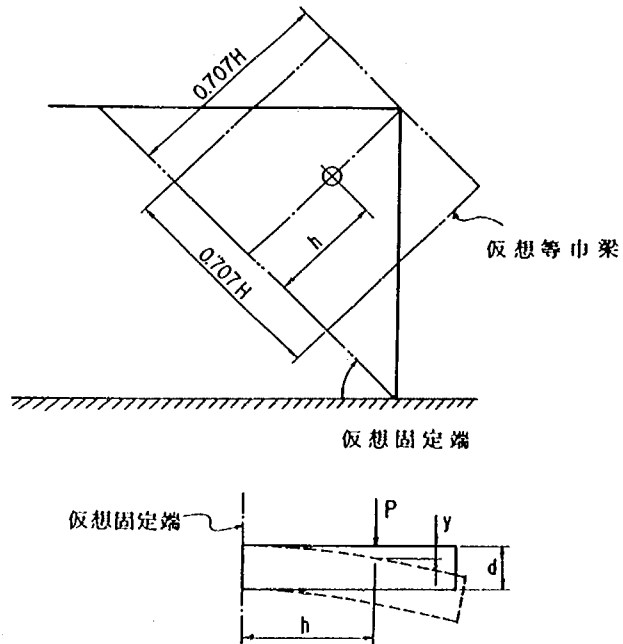


図-6.4 変形モデル

(2) 等価質量

梁の等価質量を求める場合の変形モデルは、全変形のうちもっとも要素の大きい変形を使うものとする。ここではせん断変形と曲げ変形を考えているが、この両者の載荷点変位は、(6.1) (6.2) 式で表わされる。

$$\text{せん断変形} \quad \delta_s = \frac{\alpha h}{GA} \cdot P \quad (6.1)$$

$$\text{曲げ変形} \quad \delta_m = \frac{h^3}{3EI} \cdot P \quad (6.2)$$

(6.1), (6.2) 式から CASE I - 7 ~ I - 9, CASE II - 5 ~ II - 7 の変形量を計算すると表 - 6.1 のとおりとなる。

表 - 6.1 せん断変形と曲げ変形の比較

CASE	打 撃 点 (m)			H (m)	d (m)	h (m) $h = \frac{H}{\sqrt{2}} - \sqrt{2} \cdot a$	変形量 10^{-9} Pm	
	上から	左右から	平均(a)				せん断	曲 げ
I - 7	0.49	0.50	0.495	2.0	0.5	0.424	0.66	0.66
I - 8	0.22	0.20	0.21	2.0	"	1.117	1.74	12.13
I - 9	0.37	0.34	0.355	2.0	"	0.933	1.45	7.07
II - 5	0.87	0.77	0.82	3.0	1.0	1.032	0.54	0.80
II - 6	0.20	0.20	0.20	3.0	"	1.838	0.96	4.50
II - 7	0.36	0.57	0.465	3.0	"	1.315	0.68	1.65

表 - 6.1 に示すように載荷点の変位は曲げが大きいために等価質量を求めるうえでの変形モデルを曲げ変形とする。等価質量は TYPE-1 で3 ケース, TYPE-2 で3 ケース計算する必要があるが, 計算を簡単にするために $h = l = 0.707H$, $h = \frac{1}{3}l = 0.236H$ の2 ケースについて求め, この間は等価質量が一様に変化するものとして図上より求めた。

等価質量の計算結果は図 - 6.5 のようになり, これから各ケースの値をよみとると,

I - 7 : $h/l = 0.3$, $M = 4.7 M'$	II - 5 : $h/l = 0.49$, $M = 1.83 M'$
I - 8 : $h/l = 0.79$, $M = 0.45 M'$	II - 6 : $h/l = 0.87$, $M = 0.32 M'$
I - 9 : $h/l = 0.66$, $M = 0.84 M'$	II - 7 : $h/l = 0.62$, $M = 1.00 M'$

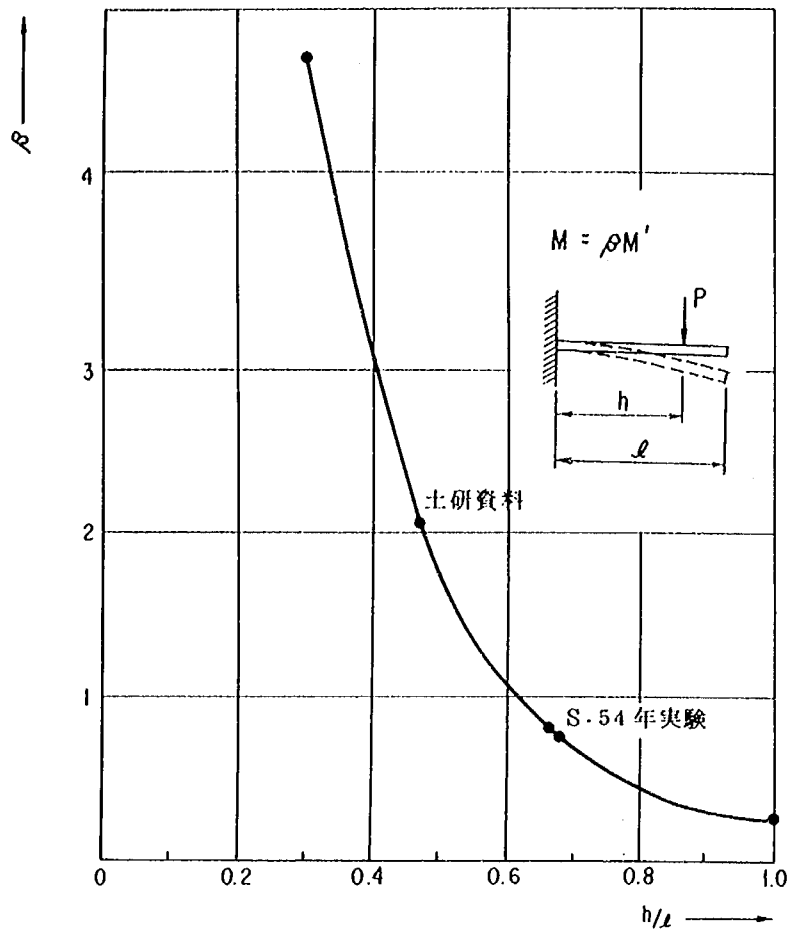


図 - 6.5 等価質量 (等厚, 等幅の片持梁)

(3) 定数の決定

① コンクリートの材料特性

4.2 節と同じく

$$E_1 = 2.6 \times 10^9 \text{ kg/m}^2, \quad \nu = \frac{1}{5.16} = 0.194, \quad E' = 1.7 \times 10^9 \text{ kg/m}^2$$

$$\nu_1 = \frac{1}{5.16} = 0.194$$

$$E_1' = 1.7 \times 10^9 \text{ kg/m}^2$$

② コンクリート供試体の構造特性

$$\text{コンクリートのせん断面積} \quad A = 0.707 H d^3 \text{ m}^2$$

$$\text{コンクリート梁の断面 2 次モーメント} \quad \tau = \frac{0.707 H d}{12} \text{ m}^4$$

梁の等価質量

モデル C では梁の曲げ変形とせん断変形を考えているが, 等価質量を求めるのは, より卓越した変形特性を選ぶ必要がある。(2)で検討したように変形を曲げ変形に代表させて等価質量を求めると下記のようなになる。

$$\begin{aligned} \text{CASE 1-7} \quad M_1 &= 4.7 M' = 4.7 \times (0.707 H)^2 d \times \frac{2350}{9.8} \\ &= 4.7 \times 240 = 1128 \text{ kg/m}^2/\text{sec}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& \text{I} - 8 \quad M_1 = 0.45M' = 0.45 \times 240 = 108 \quad // \\
& \text{I} - 9 \quad M_1 = 0.84M' = 0.84 \times 240 = 202 \quad // \\
& \text{CASE II} - 5 \quad M_1 = 1.83M' = 1.83 (0.707H)^2 d \times \frac{2350}{9.8} \\
& \quad \quad \quad = 1.83 \times 1079 = 1975 \text{ kg/m}^2/\text{sec}^2 \\
& \text{II} - 6 \quad M_1 = 0.32M' = 0.32 \times 1079 = 345 \quad // \\
& \text{II} - 7 \quad M_1 = 1.00M' = 1.00 \times 1079 = 1079 \quad //
\end{aligned}$$

③ 鋼球の諸元

$$\begin{aligned}
& \text{Type I} \quad M_2 = 24.6 \quad \text{kg/m}^2/\text{sec}^2 \\
& \quad \quad E_2 = 2 \times 10^{10} \quad \text{kg/m}^2 \\
& \quad \quad \nu_2 = \frac{1}{3} \\
& \text{Type II} \quad M_2 = 90.6 \quad \text{kg/m}^2/\text{sec}^2 \\
& \quad \quad E_2 = 2 \times 10^{10} \quad \text{kg/m}^2 \\
& \quad \quad \nu_2 = \frac{1}{3}
\end{aligned}$$

④ 計算条件のまとめ

表 - 6.2 隅部载荷の定数

項 目	単 位	I - 7	I - 8	I - 9	II - 5	II - 6	II - 7
E ₁	kg/m ²	2.6 × 10 ⁹					
E ₁	〃	1.7 × 10 ⁹					
ν ₁		0.194					
I	m ⁴	0.01473			0.1768		
h	m	0.424	1.117	0.933	1.032	1.838	1.315
A	m ²	0.707			2.121		
α		1.2					
M ₁	kg/m ³ /sec ²	1128	108	202	1975	345	1079
M ₂	〃	24.6			90.6		
E ₂	kg/m ²	2 × 10 ¹⁰					
ν ₂		0.333					
△t	sec	1 × 10 ⁻⁶					
Σ△t	〃	15 × 10 ⁻³					
△T	〃	1 × 10 ⁻⁴					
ẏ ₂	m/sec	6.0	4.7	5.5	3.4	3.7	3.4
y ₁ =y ₂ =ẏ ₁ =ẏ ₂ =ÿ ₁ =ÿ ₂		0	0	0	0	0	0

6.3 計算結果および実験結果の比較

(1) 変 位

計算上求められた打撃点の最大変位 y_{1max} を測定点（上端より 10 cm）の変位に表 - 4.8 と同様の方法で換算すると表 - 6.3 のようになる。

表 - 6.3 変 位 量

実験ケース	y_{1max} ($\times 10^{-3}$ m)	換算係数	計 算 上 の 打 撃 点 変 位	測 定 値	$\frac{\text{測 定 値}}{\text{計 算 値}}$
I - 7	0.296	4.14	1.2×10^{-3} m	2.6×10^{-3} m	2.2
I - 8	2.06	1.26	2.6 "	—	
I - 9	1.51	1.73	2.6 "	4.0 "	1.5
II - 5	0.445	2.28	1.0 "	—	
II - 6	1.95	1.14	2.2 "	—	
II - 7	0.768	1.71	1.3 "	—	

中央載荷の場合と同様に実測値の方が計算値の 1.5 ~ 2 倍の値を示す結果となった。

(2) 応力および破壊の検討

モデル計算から得られた y_{1max} をもとに (6.3), (6.4) 式に代入してせん断応力 τ を求める。

$$P = k_1 y_{1max} \quad (6.3)$$

$$\tau = \frac{P}{A} \quad (6.4)$$

P : 土石流衝撃荷重 (kg重)

k_1 : 片持梁のバネ定数 (kg重 / m)

y_{1max} : 片持梁の最大変位 (m)

τ : せん断応力 (kg / m²)

A : せん断面積 (m²)

$$A = 2 (0.707H - h) d$$

計算結果は表 - 6.4 に示した。また表 - 6.4 には実験による破壊状況も一諸に示した。

中央部衝撃荷重と同様に, $E = \frac{M_2}{M_1} v^2$ による減少効果があるものと考えて, 表 - 6.4 の値を修正すると表 - 6.5 のようになる。

表－6.4 隅部のモデル計算結果

CASE	$y_{1\max}$ ($\times 10^{-3}m$)	k_1 ($\times 10^8 kg/m$)	h (m)	Λ (m^3)	τ ($\times 10^4 kg/m^2$)	破 壊 状 況
I－7	0.296	8.81	0.424	0.99	26.3	周辺のクラック，しかしI－8の実験でI－7 載荷点にもクラックが発生したことからすでに破壊状態にあったと判断される
I－8	2.06	0.614	1.117	0.297	42.6	打撃点を含む斜めのクラック（破壊状態） 根元の広範囲にクラック
I－9	1.51	1.086	0.933	0.481	34.1	打撃点を含む斜めのクラック（裏面には到達していない） 根元の一部にクラック
II－5	0.445	7.582	1.032	2.178	15.5	周辺のめり込みクラックだけ
II－6	1.95	1.237	1.838	0.566	42.6	破 壊
II－7	0.768	3.925	1.315	1.612	18.7	打撃点が上にかたより，上部がはげ るような破壊

表－6.5 隅部の発生せん断応力（推定値）

CASE	計算せん断応力 τ		M_1	M_2	ν (m/s)	E (m^2/s^2)	実側値 計算値	推定せん断応力 τ' (kg/m^2)	破壊クラックの発生
	kg/m^2	kg/cm^2							
I－7	26.3×10^4	26.3	1128	24.6	6.0	0.76	0.57	15.0	(7)
I－8	42.6×10^4	42.6	108	"	4.7	5.03	0.21	8.9	破
I－9	34.1×10^4	34.1	202	"	5.5	3.68	0.29	9.9	7
II－5	15.5×10^4	15.5	1975	90.6	3.4	0.53	0.64	9.9	
II－6	42.6×10^4	42.6	345	"	3.7	3.60	0.27	11.5	破
II－7	18.7×10^4	18.7	1079	"	3.4	0.97	0.52	9.7	破

表－6.5 の発生せん断応力（推定値）に対して，コンクリートのせん断強度は表－4.1 の材料試験結果をもとに圧縮強度の $\frac{1}{4} \sim \frac{1}{6}$ ※として算定すると，

$$\tau_f = \left(\frac{1}{4} \sim \frac{1}{6}\right) \sigma_f = \left(\frac{1}{4} \sim \frac{1}{6}\right) \times 280 = 47 \sim 70 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{平均 } 56 \text{ kg/cm}^2)$$

となる。

表-6.5の発生応力の推定値と破壊状況を比較すると、

$\tau' = 8.9 \text{ kg/cm}^2$ で破壊し

$\tau' = 9.9 \text{ kg/cm}^2$ でクラックも発生しない

$\tau' = 15.0 \text{ kg/cm}^2$ でクラックが発生するかしないかの境界

} という矛盾を生じ、
破壊時の応力も

コンクリートのせん断強度 $\tau_f = 47 \sim 70 \text{ kg/cm}^2$ よりはるかに低い (約 15%) 程度と小さい。

ここで、計算値で修正しないそのままの値で破壊状況と比較すると、図-6.6に示すとおりであり、破壊時の応力および各ケースの相関関係上矛盾が小さい。図-6.6でII-7のケースは打撃点が上端に近くなり過ぎ破壊の状況が斜め方向ではないために、(6.4)式における断面積Aを破壊状況から算出した場合の応力{(II-7)で示した}を示した。

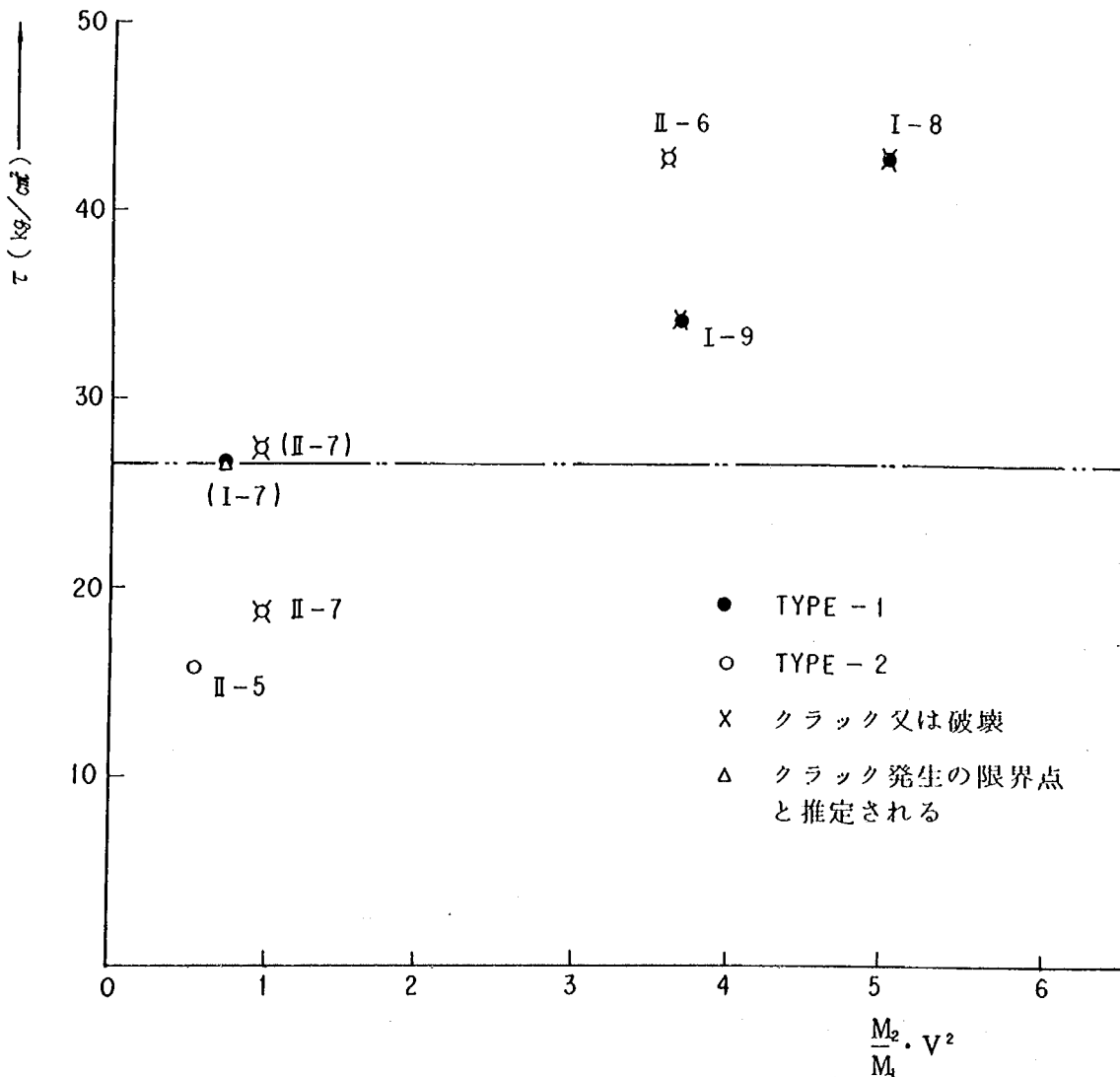


図-6.6 隅部載荷の実験結果と計算結果の比較

6.4 隅部載荷に関する考察

隅部載荷を図－6.4に示すような構造モデルを仮定して実験値と比較した場合，下記の事項が挙げられる。

- (1) 中央載荷と同様に $\frac{M_2}{M_1} v^2$ を関数とした発生応力の減少と考えた場合，隅部載荷の場合矛盾を生じ，むしろ計算値そのまゝの方が矛盾が少ない。
- (2) 計算上の発生応力 $\tau \approx 27 \text{ t/m}^2$ と小さい値（破壊強度の1/2）でクラックが発生している。

(1)については隅部載荷で特に端に近くなるに従って減少効果も少なくなることが考えられる。このことは，中央載荷の場合の減少効果が横方向の梁要素に関係があると考えられる。即ち，衝突エネルギーが大きければ，梁を動かす加速度も大きくなり，横方向梁要素の慣性力が大きくなり支点と似た値をして横方向も梁の様相を呈してくるものと考えられる。

(2)については，構造モデルの問題があり，固定端に近い側が断面積が大きいために，実際はさらに発生力は大きくなるものと考えられる。いま梁の巾を $1.414H$ として計算すると発生応力は約35～40%増加する。

上記のような問題点は残るが，隅部載荷の場合も2質点モデルとして応答計算を行い破壊をせん断破壊としてとらえるならば，図－6.2のフローチャートに示す要領で破壊の検討を行うことができそうである。

あ　と　が　き

実物と同程度の大きさのマスコンクリートに対して衝撃力を加え、その応答を調べた実験の結果を報告した。また、実際の砂防ダムで問題となる隅部に対する衝撃力についても検討を加えた。本報告書の解析は、純粋に実験結果に対するものであり、実用的な結論はこの実験結果を基礎として導かれる。

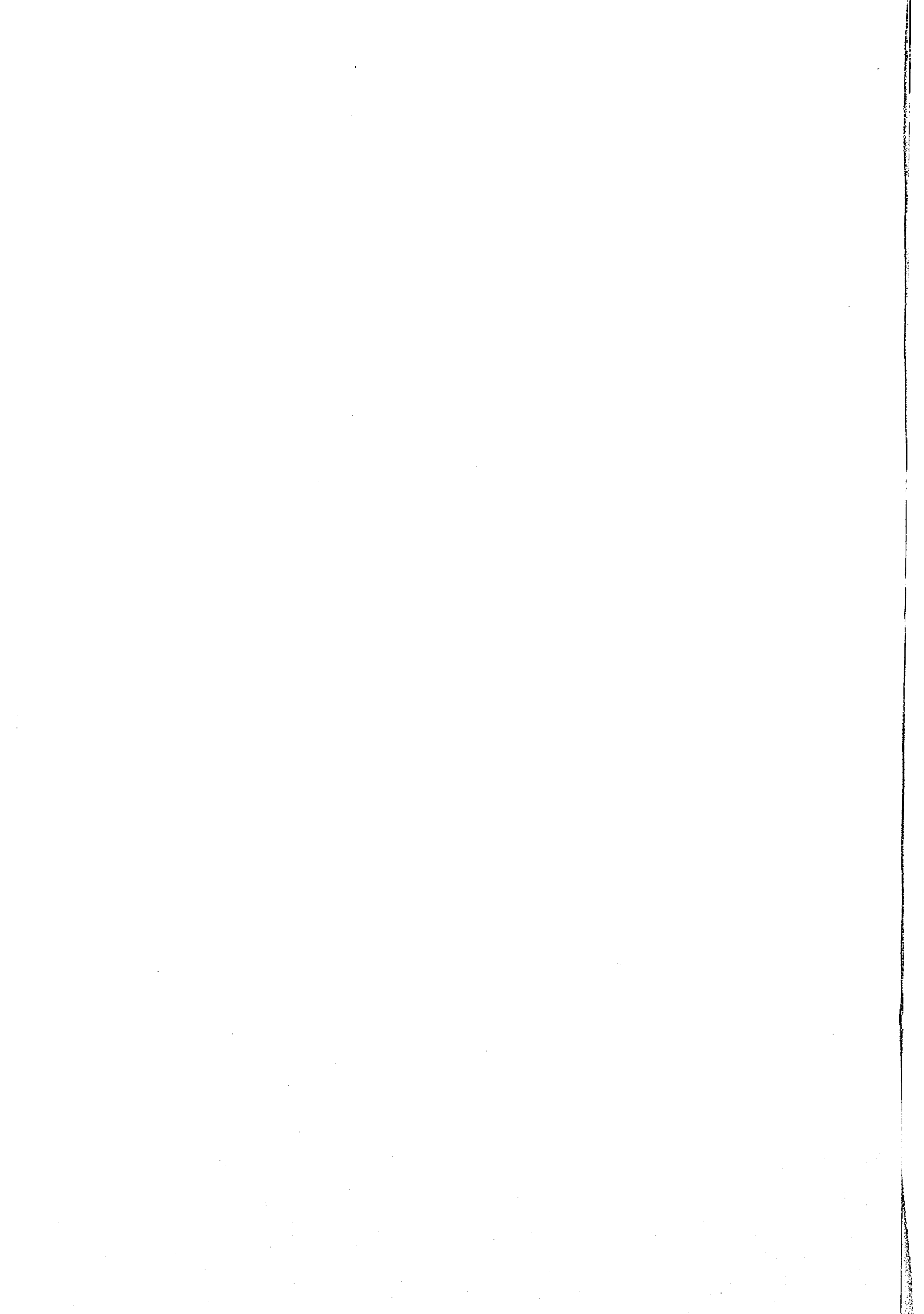
最後に本実験は、土木研究所基礎特殊実験棟において、富士砂防工事事務所の測量および試験費により行なわれ、実験、計測、解析について防衛大学校竹田仁一教授の指導があったことを付記する。

参 考 文 献

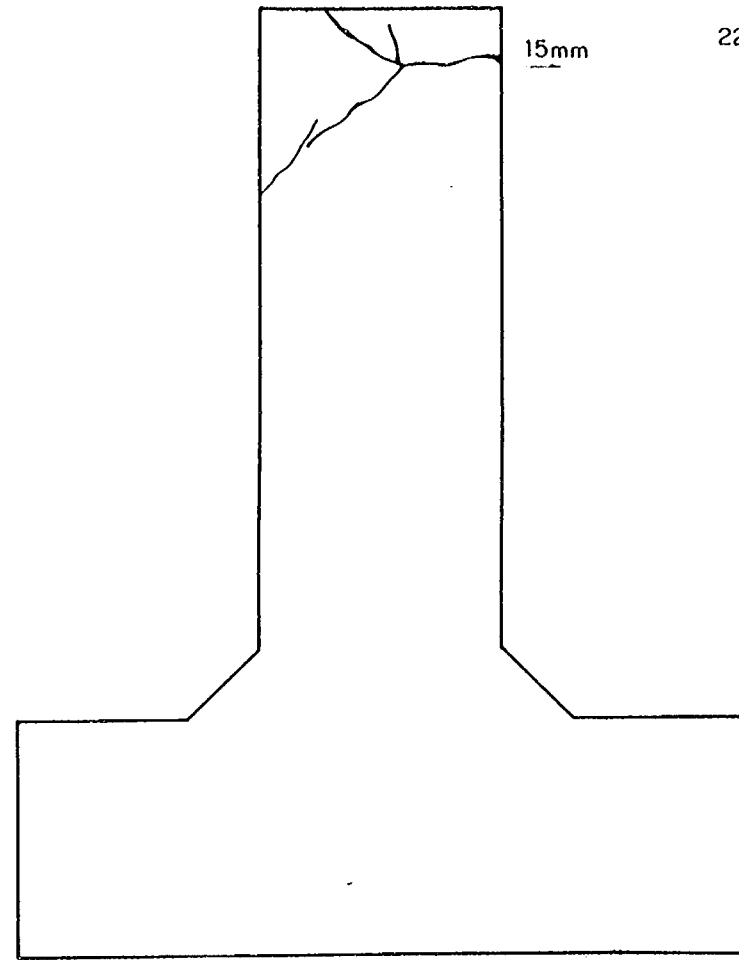
- 1) 渡辺正幸, 水山高久, 伊巻幹雄: 富士山土石流衝撃力実験報告書(1)
土研資料第1583号, 昭和55年3月
- 2) 水山高久, 伊巻幹雄: 砂防ダムに対する土石流衝撃力実験
土木技術資料 22-11, 1980, pp. 27~32

附

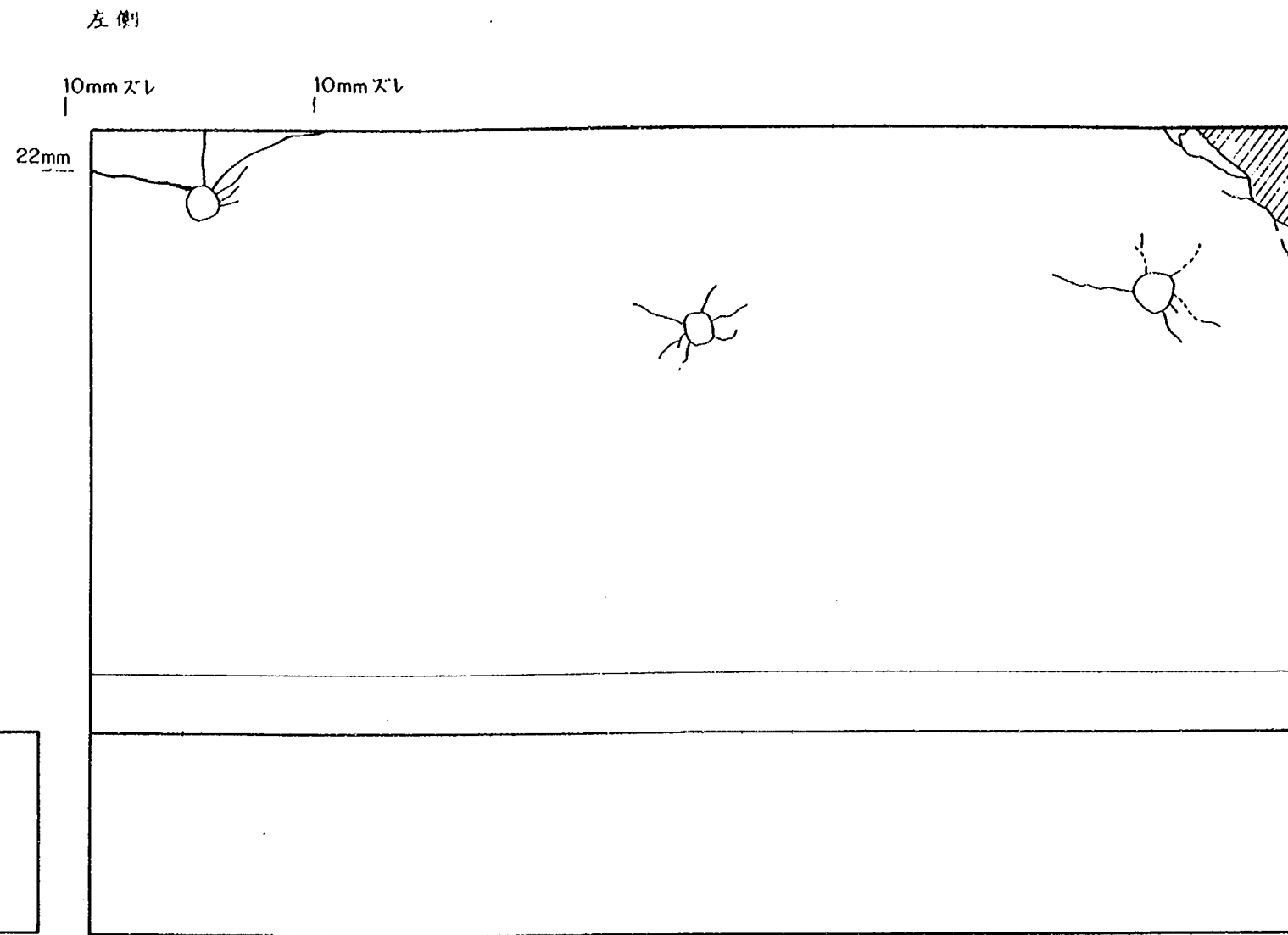




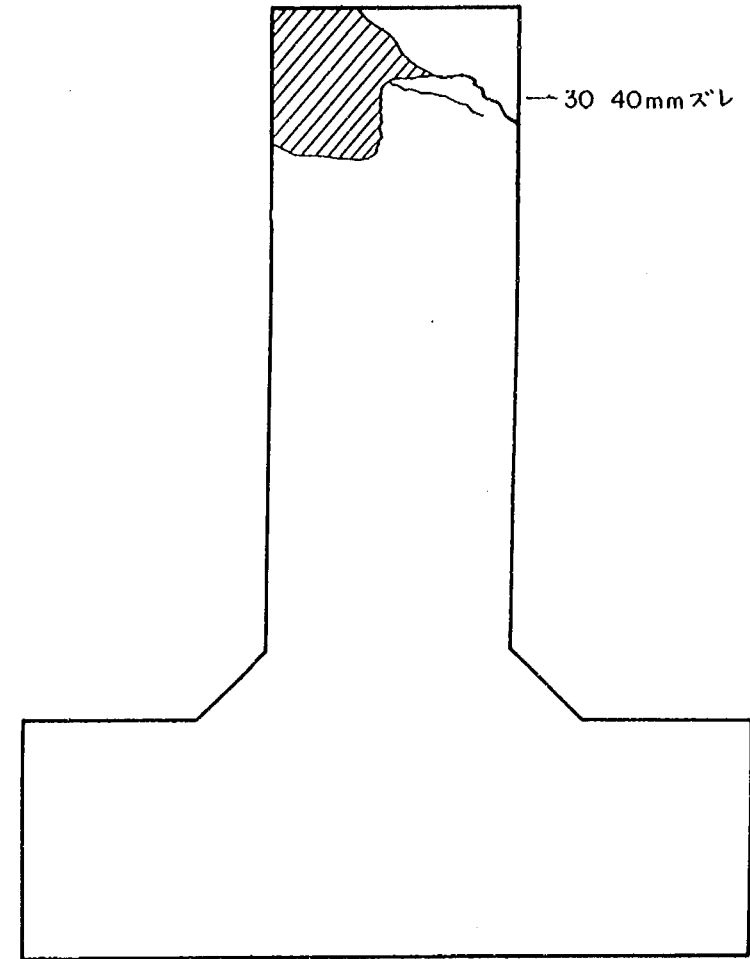
左側面図



正面図



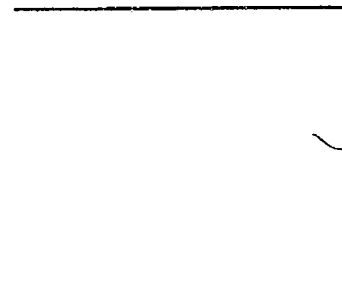
右側面図



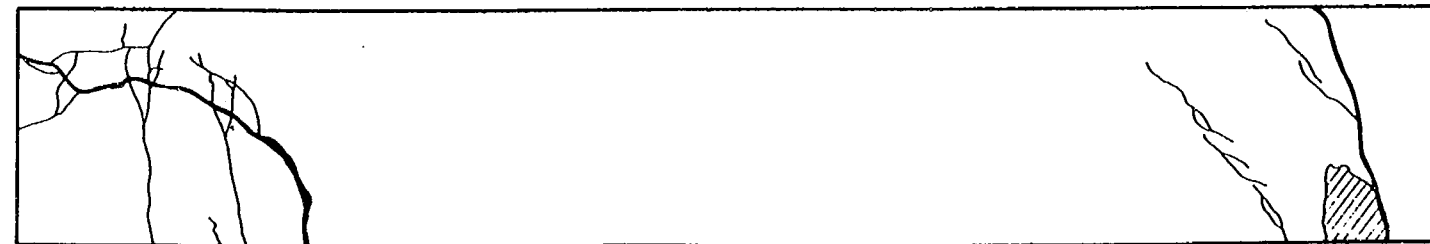
— 凡 例 —

- ・左側打撃ポイント
上 36. 左 57
- ・右側打撃ポイント
上 20. 右 20
上 80. 右 77

(裏)



天端平面図

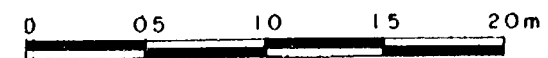


(裏)



附図 2. 隅部の破壊スケッチ

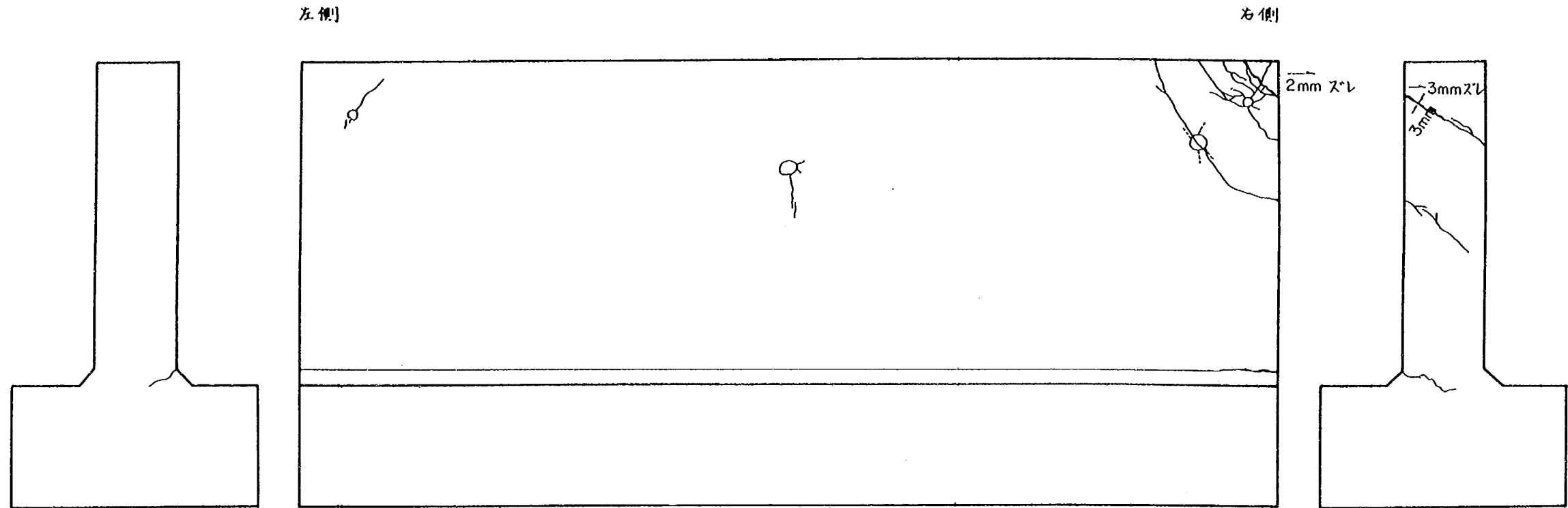
TYPE 2. case No. II-5 ~ II-7



左側面図

正面図

右側面図



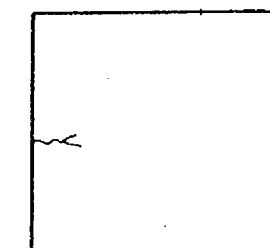
— 凡 例 —

・左側打撃ポイント
上37, 左34
・右側打撃ポイント
上22, 右20
上49, 右50
---上50cm 右50cm 打撃

天端平面図



(裏)



上11mmズレ

附図1. 隅部の破壊スケッチ

TYPE 1. case No. 1-6 ~ 1-9



写 真 集

写真1. 実験風景

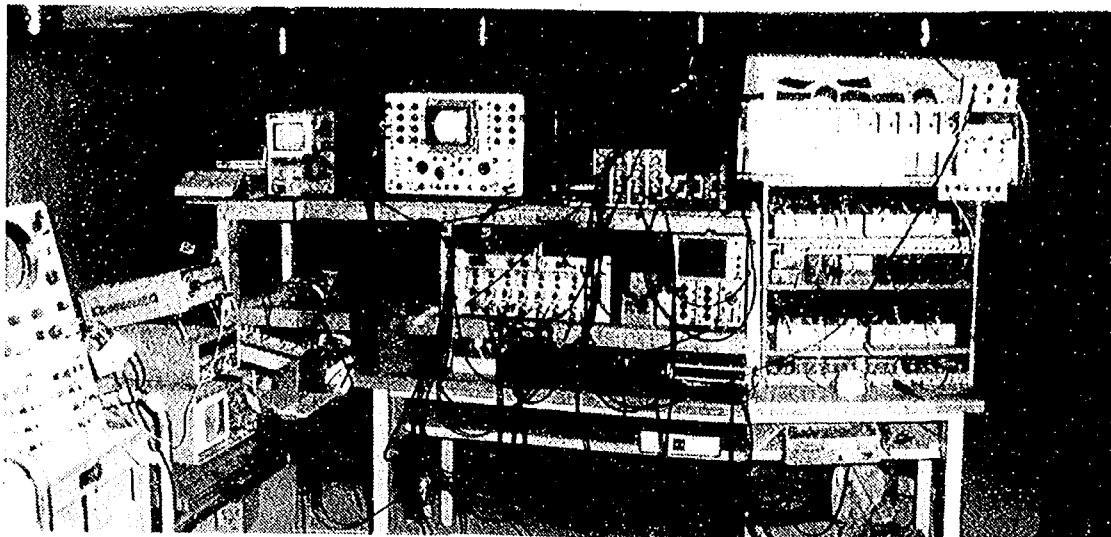


写真1-1 計測機械

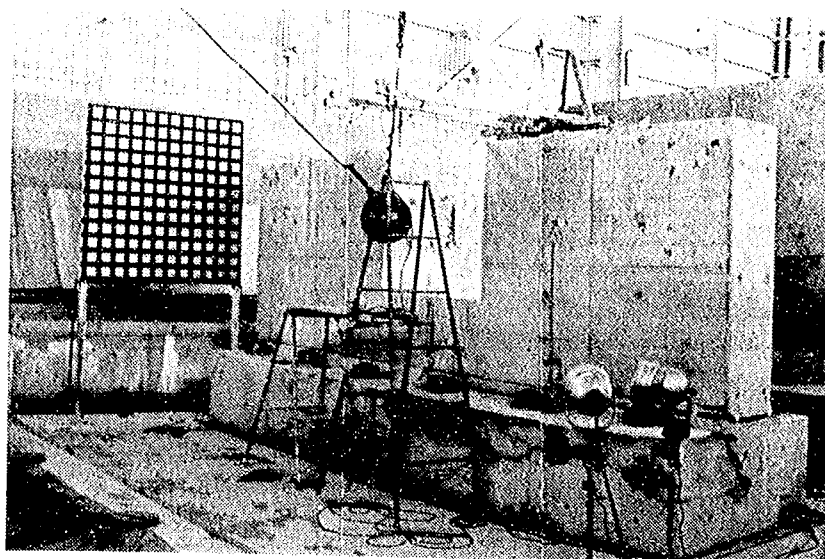


写真1-2 トリガー（記録機械スターター）

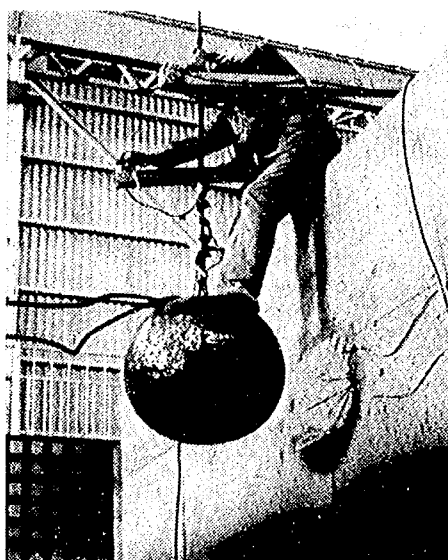


写真1-3 速度計（フォトセル）

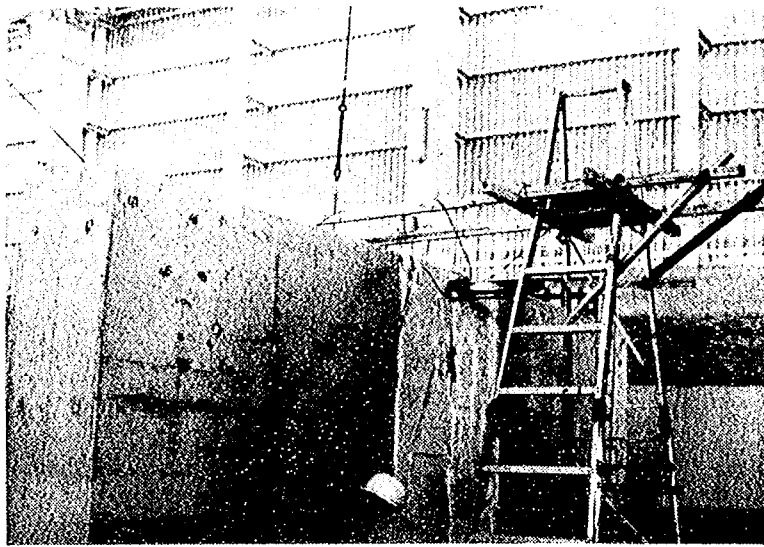


写真 1 - 4 変位計 (カルマン型)

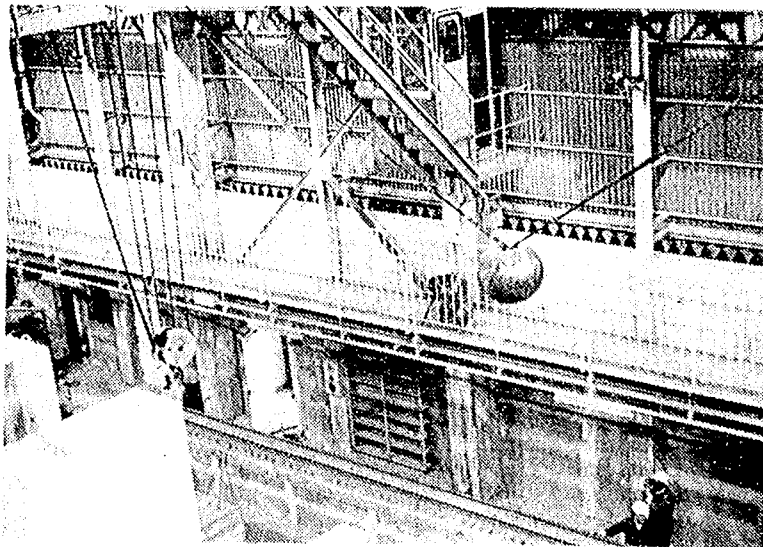


写真 1 - 5 鋼球巻上げ

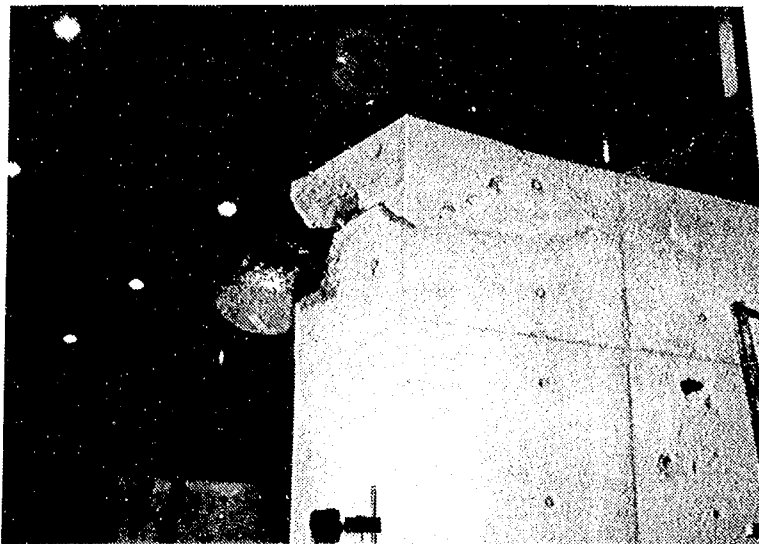
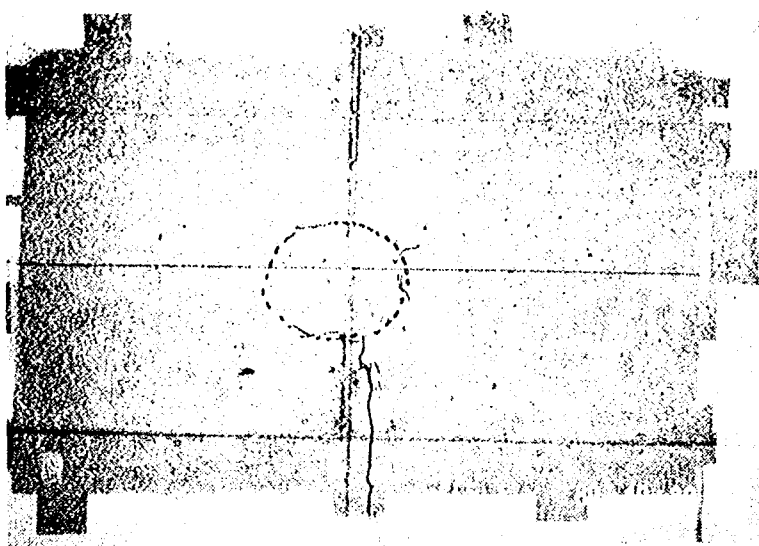


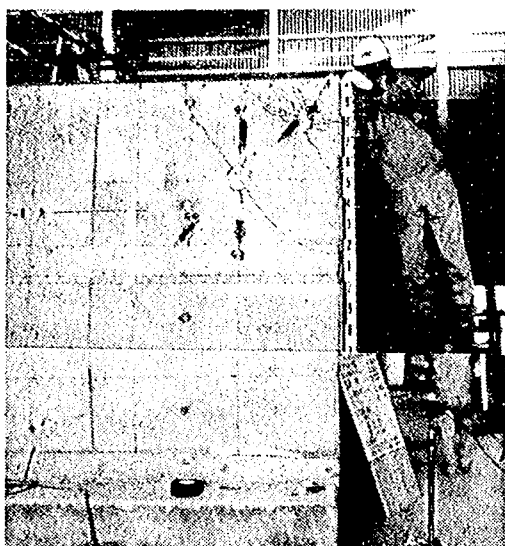
写真 1 - 6 鋼球落下



載荷点周辺に、うすいクラック
入る。

Type-2 の中央載荷も同様

写真 1 - 7 Type-1 中央載荷



打撃面側より撮影破壊状況を計
測している様子

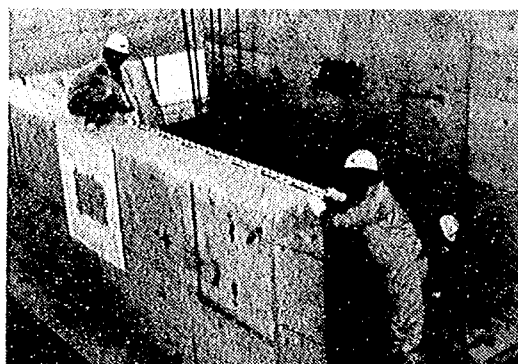
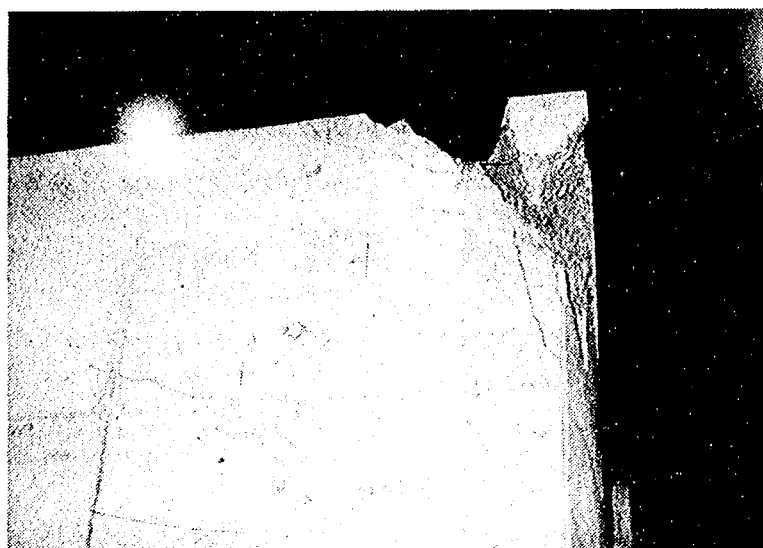
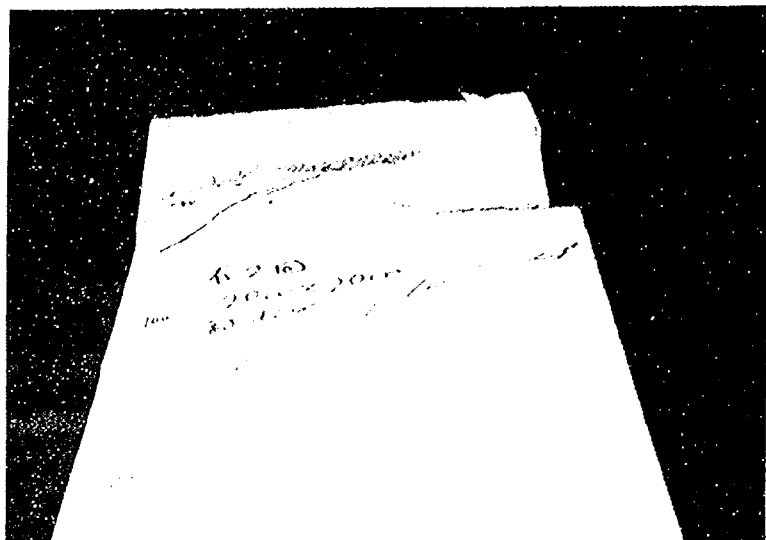


写真 1 - 8 Type-1 case I-8



打撃面側の破壊状況

写真 1 - 9 Type-2 case II-6



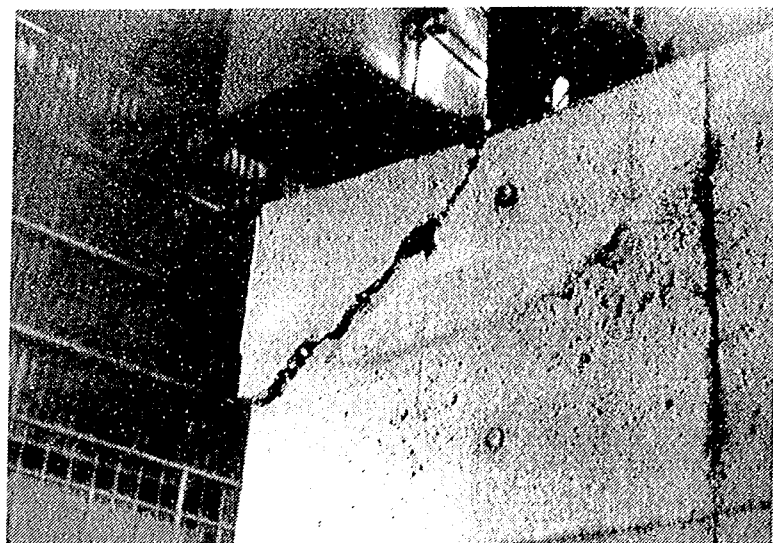
天端における破壊状況

写真1-10 Type-2 case II-6



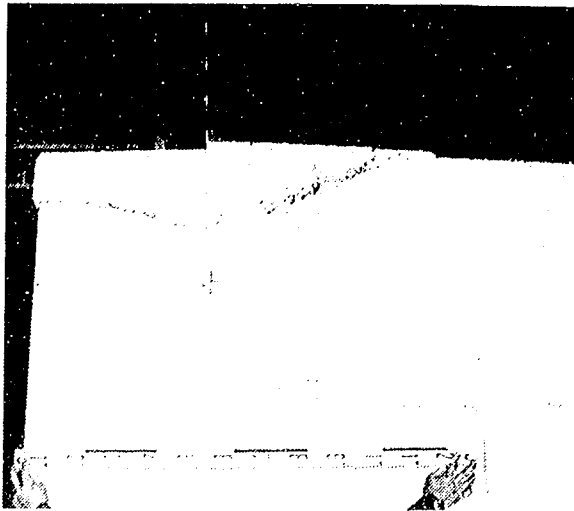
側面における破壊状況

写真1-11 Type-2 case II-6



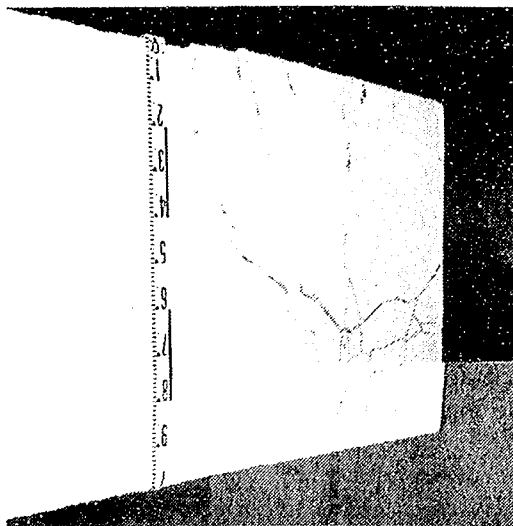
裏面における破壊状況
斜面方向のクラックが顕著

写真1-12 Type-2 case II-6



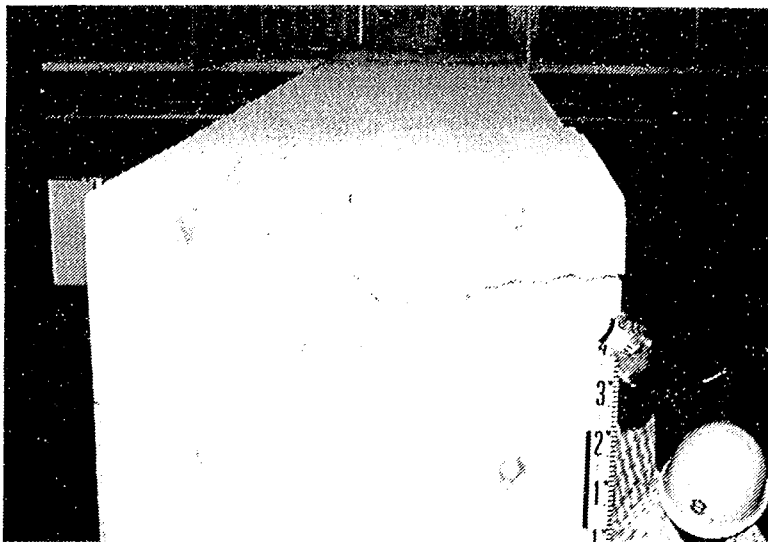
打撃面側の破壊状況を計測している様子

写真1-13 Type-2 case II-7



天端の破壊状況を計測している様子

写真1-14 Type-2 case II-7



側面の破壊状況を計測している様子

写真1-15 Type-2 case II-7

写真2 隅部の破壊状況(連続撮影 1秒4コマ)

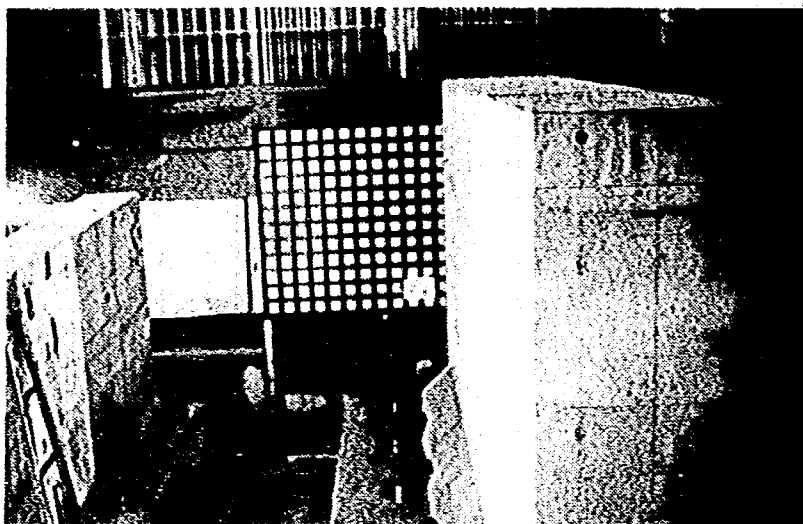


写真2-1 Type-2 case II-6

写真左上に直径60cmの銅球が
現れた時点をとらえたもの



写真2-2 Type-2 case II-6

次の瞬間、銅球が供試体隅部に
衝突。コンクリートの一部が右
後方へ飛び散る

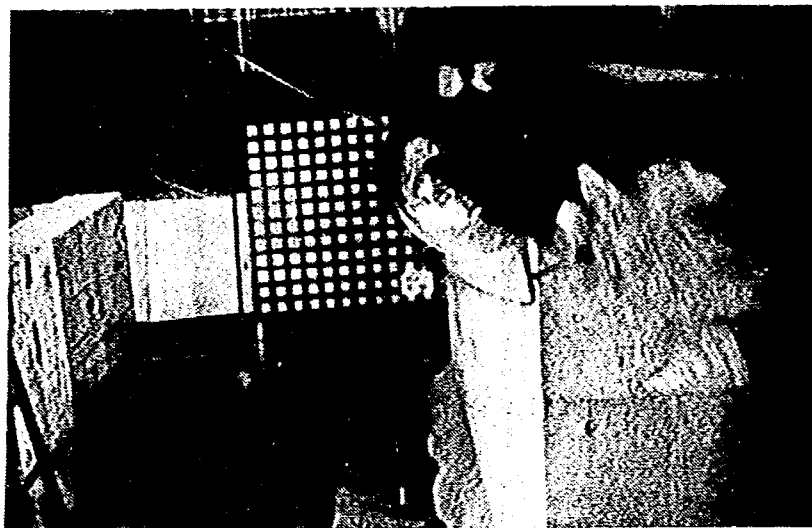


写真2-3 Type-2 case II-6

飛散したコンクリート部の中を
銅球がめり込む。間隙状態とな
ったコンクリートの周囲と銅球
間の摩擦が粉煙に拍車をかける

渡辺正幸, 水山高久, 伊巻幹雄

キーワード 土石流, 砂防ダム, 衝撃力

要 旨

昭和55年度建設省中部地方建設局富士砂防工事事務
所から依頼されたマスコンクリートに対する土石流衝撃
力の実験結果をとりまとめ, 考察を加えたものである。



郵便はがき

下は切
きつ手
いてを

3 0 5 - □ □

建設省土木研究所

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

御 中

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所





土木研究所資料第1662号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印

