

土木研究所資料

富士山土石流衝擊力実験報告書(IV)

昭和58年 3 月

建設省土木研究所
砂防部砂防研究室

Copyright © 1983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ってはならない。

は じ め に

砂防ダムは、最近純粹のコンクリートで建設されるのが一般的であるが、場所によっては現地の玉石等を使用する試みもなされようとしている。ダム地点に土石流の流出が予想される場合には、土石流衝撃力とくに巨礫の衝突による力に対してどの程度耐えられるか等を試験しておく必要がある。

土石流衝撃力に関する試験は、昭和54、55年度の2カ年で、純コンについて、昭和56、57年度はフトンかごにモルタルを注入したプレパクトコンクリートについて中部地方建設局富士砂防工事事務所（小川裕示所長）の測量及試験費を受けて行われた。本報告書は57年度分の実験内容、結果をとりまとめたものである。

実験は、土木研究所基礎特殊実験棟で実施された。実験室や試験器について協力いただいた、土木研究所基礎研究室、地質研究室、コンクリート研究室、橋梁研究室に謝意を表します。

昭和58月3月

土木研究所砂防部砂防研究室

室 長 瀬尾 克美

主任研究員 水山 高久

福本 晃久

目 次

はじめに

1. 実験の目的	1
2. 実験項目	1
3. 試験体	2
3.1 プレパクトコンクリート片持梁	2
3.2 他の試験体	5
4. 実験装置	7
4.1 衝撃実験の载荷装置	7
4.2 衝撃実験の測定装置	7
4.3 材料試験の試験装置	9
5. 材料試験結果	11
5.1 モルタルの圧縮試験	11
5.2 岩石の圧縮試験	14
5.3 岩石の直接せん断試験	15
5.4 プレパクトコンクリートの圧縮試験	16
5.5 プレパクトコンクリートの曲げ試験	19
5.6 材料試験結果の考察	22
6. 衝撃力実験	23
6.1 実験ケース	23
6.2 鋼球速度	26
6.3 時間-ひずみ曲線	28
6.4 最大ひずみ	51
6.5 破壊形状	57
6.6 梁の変形および破壊特性	60
7. 衝撃応答解析	62
7.1 構造モデル	62
7.2 定数の決定	63
7.3 計算結果	65
7.4 実験結果とモデル計算の比較	70

1. 実験の目的

本実験は溪床に散存する石礫を利用し、静的、動的外力に耐え、かつ施工も容易な新しい砂防ダム開発のための基礎資料を得ることを目的とするものである。

2. 実験項目

本実験はフトンカゴの石礫空間をモルタルで充填したコンクリート（以下「プレパクトコンクリート」と呼ぶ）に対する衝撃力実験およびプレパクトコンクリートおよび構成材料の試験を行なったものである。実験は表－2.1の項目より構成される。

表－2.1 実験項目

分類	実験項目	実験ケース	測定項目	解析目標
本実験	(1) プレパクトコンクリート片持梁に対する鋼球の衝突実験	28ケース	鋼球速度 コンクリート表面ひずみ	プレパクトコンクリート片持梁に鋼球が衝突した時の動的応答特性と破壊形態
材料試験	(2) プレパクトコンクリートの圧縮試験	5試験体	荷重 ひずみ	圧縮強度、変形係数ポアソン比
	(3) プレパクトコンクリートの曲げ試験	3 "	荷重 ひずみ	曲げ引張強度
	(4) 充填モルタルの圧縮試験	6 "	荷重 ひずみ	(1)～(3)の実験の解析の参考とする。
	(5) 岩石の圧縮試験	3 "	荷重 ひずみ	
	(6) 岩石の直接せん断試験	3 "	軸せん断力	

3. 試験体

3.1 プレパクトコンクリート片持梁

(1) 形 状

プレパクトコンクリート片持梁の形状は図-3.1に示すとおりであり、鉄筋コンクリート基礎部とプレパクトコンクリート片持梁から構成される。

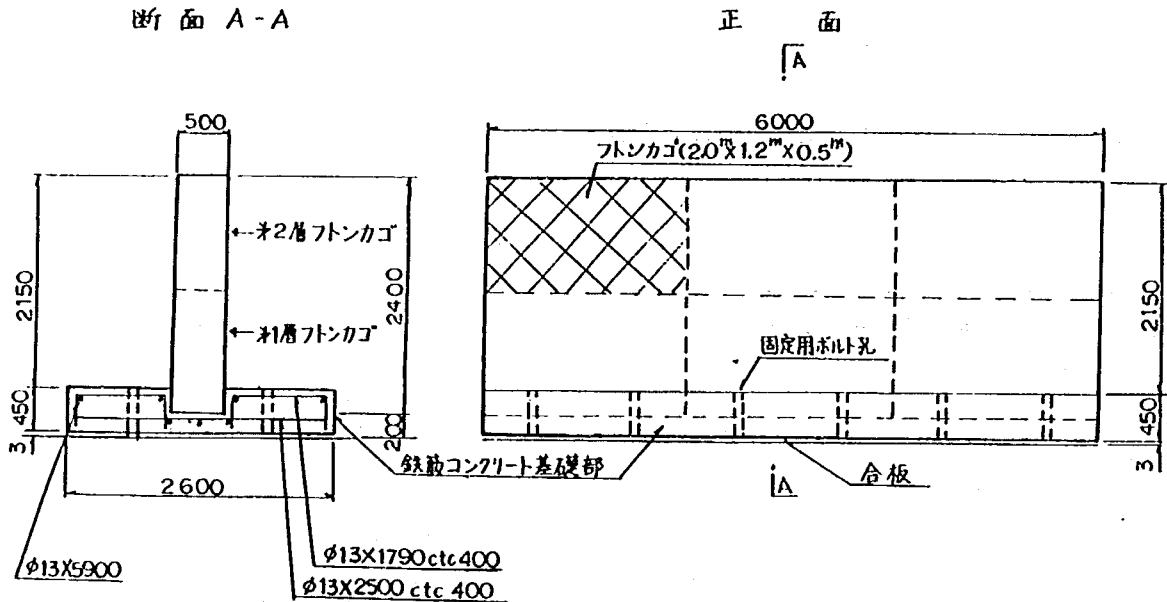


図-3.1 試験体の形状 (S=1=50)

(2) フトンカゴ寸法

プレパクトコンクリート部は、フトンカゴの石礫空間をモルタルによりグラウトして作成した。フトンカゴの形状寸法は下記のとおりである。

- | | | |
|---------|----|-----------|
| ① 寸 法 | 横 | 2 m |
| | 縦 | 1.2 m |
| | 厚さ | 0.5 m |
| ② 鉄線・網目 | 鉄線 | 8 番線 |
| | 網目 | 菱形, 15 cm |

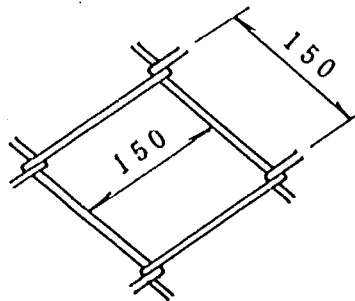


図-3.2 網目の形状

(3) 中詰石礫

花崗岩の碎石とし直径15 cm～20 cmの範囲とした。花崗岩は茨城県筑波郡筑波町小田で生産されたものである。空隙率は昭和56年度実験結果より55%とした。

(4) 充填モルタル

① 配合

充填モルタルの配合は当初フロー値の目標を20秒として表-3.1の示方配合により練り混ぜたが、フロー値が14秒前後と小さかったため、第3バッチから表-3.2のように配合を修正した。

表-3.1 充填モルタルの示方配合(当初計画) (モルタル1㎡あたり)

フロー値 (sec)	単 位 量						水セメント比 W/C (%)	水結合材比 W/(C+F) (%)
	W (kg)	C (kg)	F (kg)	S (kg)	減水剤 (kg)	アルミニウム 粉末 (g)		
20	420	689	76	840	0	0	61	55

W:水, C:セメント, F:フライアッシュ, S:細骨材

表-3.2 充填モルタルの示方配合(最終配合) (モルタル1㎡あたり)

フロー値 (sec)	単 位 量						水セメント比 W/C (%)	水結合材比 W/(C+F) (%)
	W (kg)	C (kg)	F (kg)	S (kg)	減水剤 (kg)	アルミニウム 粉末 (g)		
20	376	689	76	840	0	0	55	49

W:水, C:セメント, F:フライアッシュ, S:細骨材

細骨材の表面水量は熱板法により測定した結果3.2%であり、これをもとに充填モルタルの現場配合は表-3.3のとおりとした。

表-3.3 充填モルタルの現場配合(モルタル1㎡あたり)

表面水量 (%)	単 位 量			
	W (kg)	C (kg)	F (kg)	S (kg)
3.2	348	689	76	868

第50バッチ目において細骨材の表面水量を測定したところ3.5%となり、当初の表面水量と大差なかったため配合の修正は行なわなかった。

② セメントおよび細骨材

セメントは普通ポルトランドセメントとし、細骨材の最大粒径は2.0 mmとして図-3.3の粒度のものを用いた。

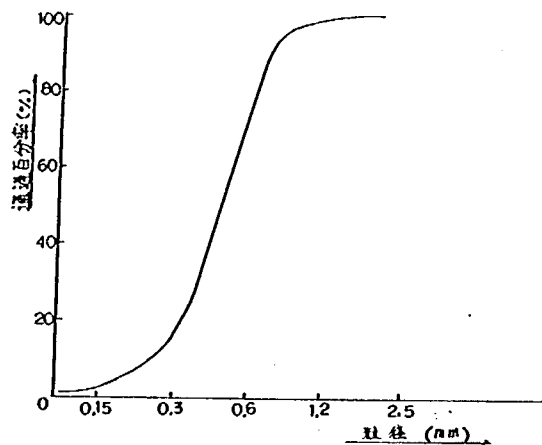


図-3.3 細骨材の粒度分布

図-3.3の粒度分布は、試料 1 kg × 3 試料についてふるい分け試験を行い平均したものである。

③ モルタルの練り混ぜと注入

モルタルは 0.08 m³ モルタルミキサーにより

空練り 1分

水練り 2分

と2工程に分けて練混ぜを行なった。

フロー値は図-3.4に示すとおりであり、配合修正後は16~20秒となっている。フロー値の測定は打設回数10回毎に測定し1回当たり2回のデータを計測した。

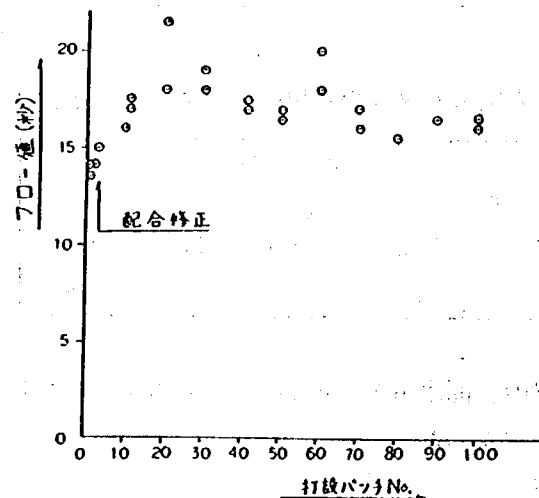


図-3.4 フロー値の実績

(5) モルタル充填

水密な型枠を作成後、モルタルをフトンカゴ上部から流し込んだ。モルタルのフロー値は図-3.4に示したように、平均的には約15秒であり、圧力を加えない状態で十分に中詰石の空隙を充填できた。

モルタル充填は開始から昼休みの1時間を含んで約8時間を要した。片持梁天端の打ち上り面は相当のブリージング水がみられたので、このブリージング水が型枠からあふれて排除されるまでモルタ

ルを注入した。

モルタルの注入実績はセメント106袋(1袋が40 kg)であり、使用セメント量から中詰石の空隙率を求めると 55.9 %となる。

セメント量 $\Delta V = 4240$ kg モルタル 1 m^3 あたりの使用量 $v = 689$ kg

全コンクリート量 $V_c = 7.2$ (片持梁) + 1.2×3 (曲げ試験体) + 0.0425×5 (圧縮試験体) = 11.01 m^3

中詰石の空隙率 $= \frac{\Delta V / v}{V_c} = 55.9 \%$

(6) 基礎コンクリート

フトンカゴは直接床との接触をさけ、図-3.1に示すように、鉄筋コンクリート基礎部と合板を介して設置した。なお、コンクリートは、表-3.4に示す配合とした。

表-3.4 コンクリート配合表

設計強度	粗骨材の最大寸法	スランブ	W / C	細骨材率	単位量 kg / m^3			
					C	W	S	G
$180 \text{ kg} / \text{m}^3$	40 mm	5 cm	0.64	42.4 %	235	150	808	1124

レディミクストコンクリートA種 (JIS A5308)

(7) コンクリート基礎部の固定

コンクリート基礎部は、図-3.5のように実験棟の床版に固定した。

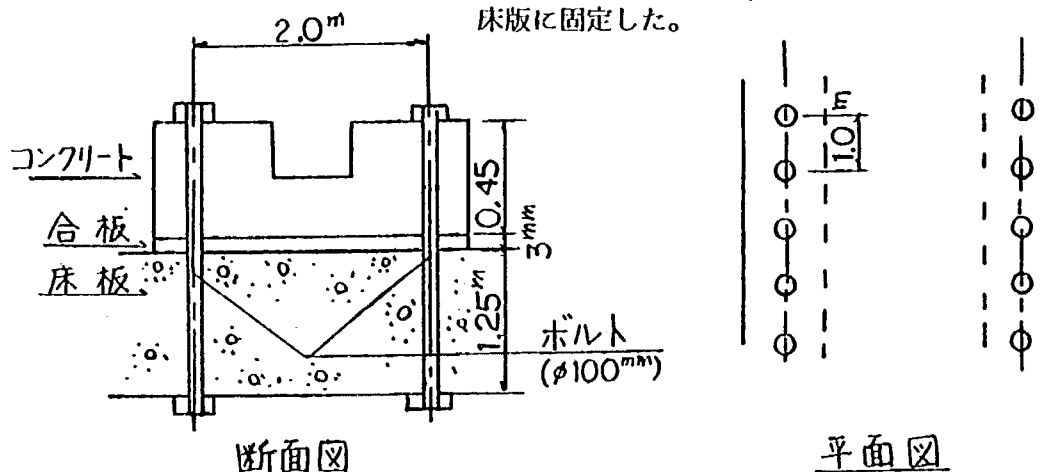


図-3.5 基礎部の固定

(8) 養生

養生は28日間の現場養生とし、打設翌日より4日間は型枠および天端に散水を行なった。型枠の撤去はモルタル充填後21日目に行なった。モルタル打設面の沈下量は1~2 mm程度であった。

プレパクトコンクリート面の仕上りは、モルタルが十分に石の空隙に回りこみ良好であった。しかし、コンクリート表面にはフトンカゴの鉄線に沿った表面クラックがみられた。これは鉄線のかぶりが0であるため避けられないクラックであり、強度上は問題はないと考えられる。

3.2 他の試験体

(1) プレパクトコンクリート曲げ試験体 (試験体個数 3)

プレパクトコンクリート曲げ試験体は形状は横2 m × 縦1.2 m × 厚さ0.5 mの長方体とし、1個

のフトンカゴにモルタルを充填したものである。材料および施工方法はプレパクトコンクリート片持梁と全く同じである。

(2) プレパクトコンクリート圧縮試験体(試験個数 5)

圧縮試験体の形状は $\phi 30 \text{ cm} \times$ 長さ 60 cm の円柱とした。中詰石の最大直径を試験体直径の $1/3$ 以下とし、粒径は $\phi 5 \text{ cm} \sim \phi 10 \text{ cm}$ のものを用いた。

材料、施工方法、養生は片持梁と全く同じものとし、片持梁のモルタル充填と並行して施工した。試験体上面はモルタル充填後約24時間後に $w/c = 27\%$ のセメントペーストでキャッピングを行なった。

(3) 充填モルタルの圧縮試験体(試験体個数 6)

充填モルタルの圧縮試験体の形状は $\phi 5 \text{ cm} \times$ 長さ 10 cm の円柱とした。片持梁施工中のモルタルから採取して作成した。打設後約24時間で $w/c = 27\%$ のセメントペーストでキャッピングし、28日間片持梁と同じ条件で現場養生を行なった。

(4) 岩石の圧縮試験および直接せん断試験用の試験体(試験体個数 各 3)

圧縮試験および直接せん断試験用の試験体は同一とし、形状は $\phi 5 \text{ cm} \times$ 長さ 10 cm の円柱とした。

試験体はプレパクトコンクリートに使用する花崗岩よりコアリング・マシンによりコア抜きを行い、両端はダイヤモンドカッターにより平滑に仕上げた。

4. 実験装置

4.1 衝撃実験の载荷装置

プレキャストコンクリート片持梁に対する衝撃荷重は、図-4.1に示すように天井走行クレーンから鋼球を吊し、振り子の原理を利用して速度を与え試験体に衝突させる方法で発生させた。

鋼球の諸元、落高は下記のとおりとした。

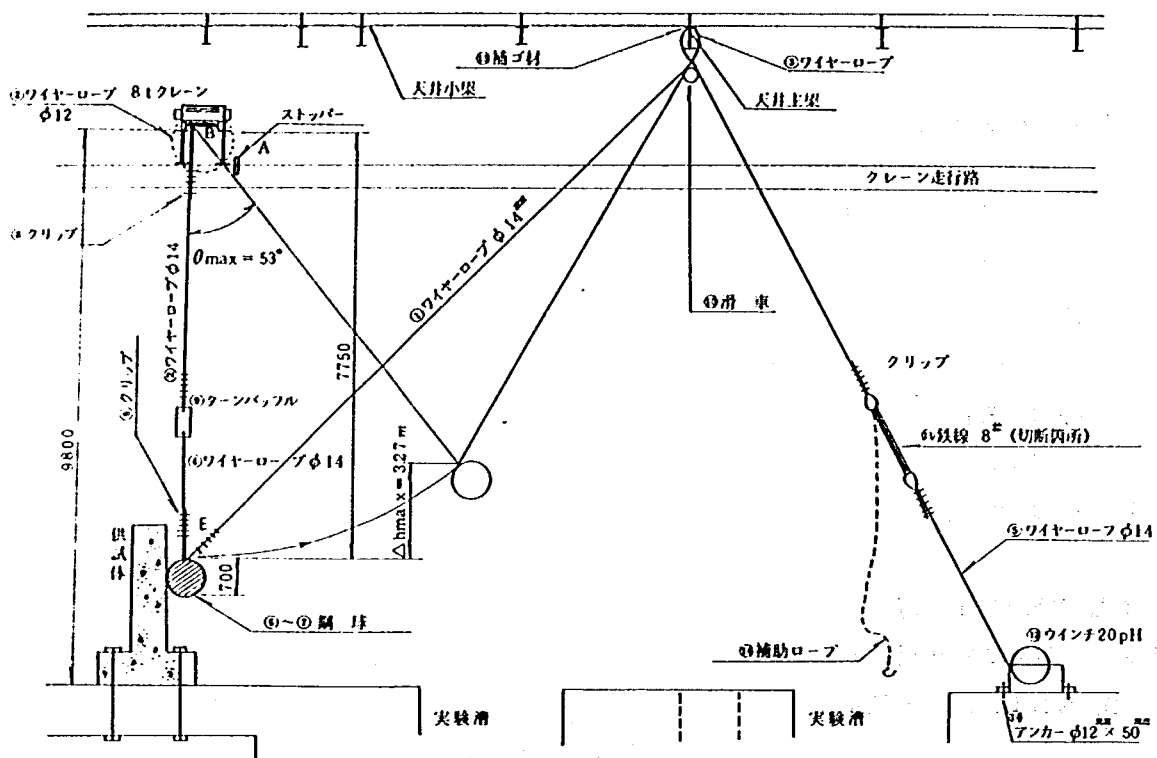
鋼球直径	$D = 0.50\text{ m}$
鋼球の重量	$W = 514\text{ kg 重}$
鋼の弾性係数	$E_2 = 2 \times 10^6\text{ kg/cm}^2$
鋼のポアソン比	$\nu_2 = 0.333$
鋼球の落高	$\Delta h = 0.35\text{ m} \sim 3.25\text{ m}$

4.2 衝撃実験の測定装置

本実験における測定項目は動的载荷実験における動ひずみ、鋼球速度および破壊状況であり、表-4.1の測定器および測定方法によった。

表-4.1 衝撃力実験の測定装置

測定項目	名称	機種	数量
動ひずみ	動ひずみ計	C D V 230	12 ch
	記録計	D M 7100	"
	プロッター	X Yレコーダー W X 4411	1 台
	メモリースコープ	S O N Y	8 ch
	ブリッジヘッド		12 ch
	シンクロスコープ		4 ch
鋼球速度	8 mm カメラ		
	落高測定		
破壊状況	スケッチおよび写真		



4.3 材料試験の試験装置

(1) 圧縮試験

充填モルタル、プレバクトコンクリート、岩石の圧縮試験は図-4.2に示すようにアムスラーで荷重を加え表-4.2の測定器材により荷重および縦横ひずみを測定した。

表-4.2 圧縮試験装置

測定項目	名称	機種	備考
荷重の測定	ギヤフラムロードセル		校正値 0.02215 t/μ
ひずみ測定	静ひずみ計	TDS 256 DC II	
	ワイヤーストレンゲージ	PL 120	プレバクト コンクリート用
		PL 30	岩石, モルタル用

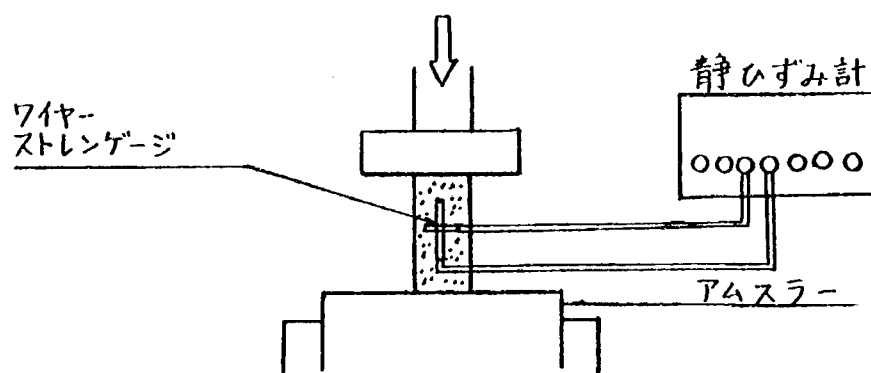


図-4.2 圧縮試験

(2) 曲げ試験装置

プレバクトコンクリートの曲げ試験は図-4.3に示すように、単純梁の中央載荷を行い、荷重とコンクリート表面ひずみを測定した。測定器材は圧縮試験と同じものを用いた。

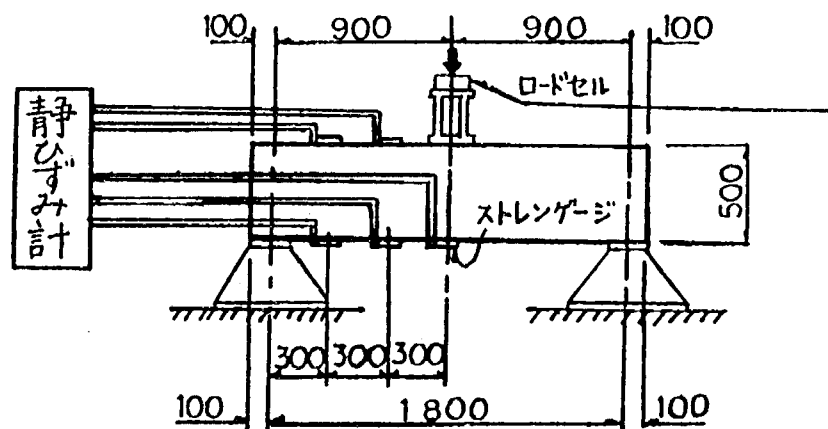


図-4.3 プレバクトコンクリート曲げ試験装置

(3) 岩石の直接せん断試験

岩石の直接せん断試験は、図-4.4のように垂直荷重 P とせん断力 S を加えた。 P を一定とし、 S を岩石がせん断破壊するまで増大させた。測定は垂直荷重 P 、せん断力 S およびせん断変位 γ を行なった。荷重の測定はプルービルリングで行い、変位は電気抵抗変位計を用いた。

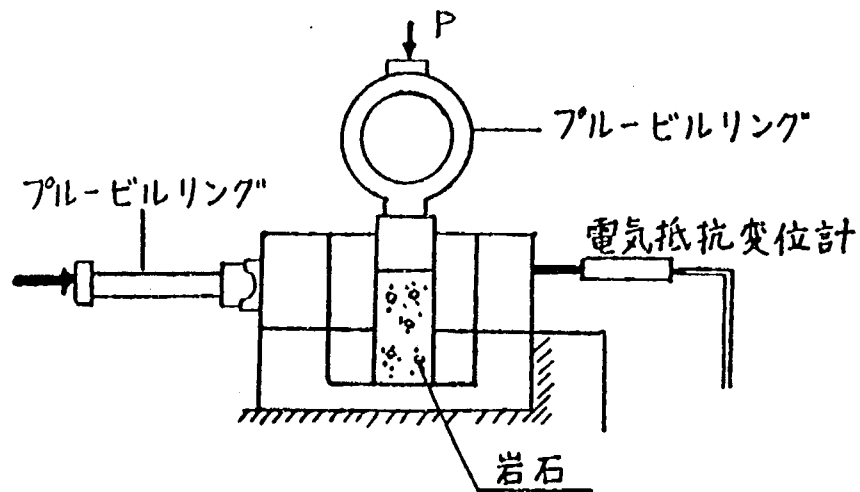


図-4.4 岩石の直接せん断試験

5. 材料試験結果

5.1 モルタルの圧縮試験

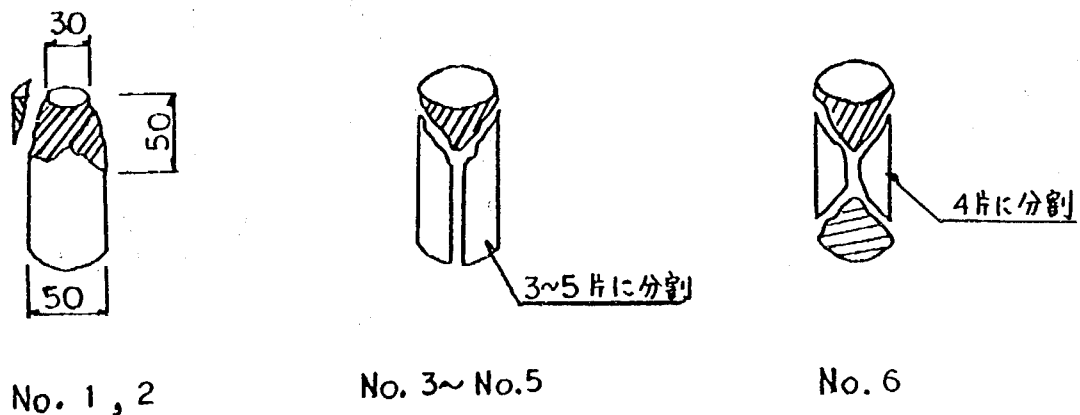
(1) 応力－ひずみ曲線

モルタルの圧縮試験の応力－ひずみ曲線は図－5.1～図－5.3に示すとおりである。

(2) 破壊形態

破壊形態は図－5.4に示すとおりである。図－5.4でNo.1とNo.2は載荷板に直径3 cmの孔があいてたために載荷部分だけのせん断破壊となっている。このため破壊強度も小さい値となっている。

No.3～No.6では載荷板を代えて実施した。破壊形態は一般的にみられる破壊形態を示している。すなわち載荷方向に45°の破壊面および載荷両端面の円錐状の破片がみられる。



図－5.4 モルタルの圧縮試験の破壊形態

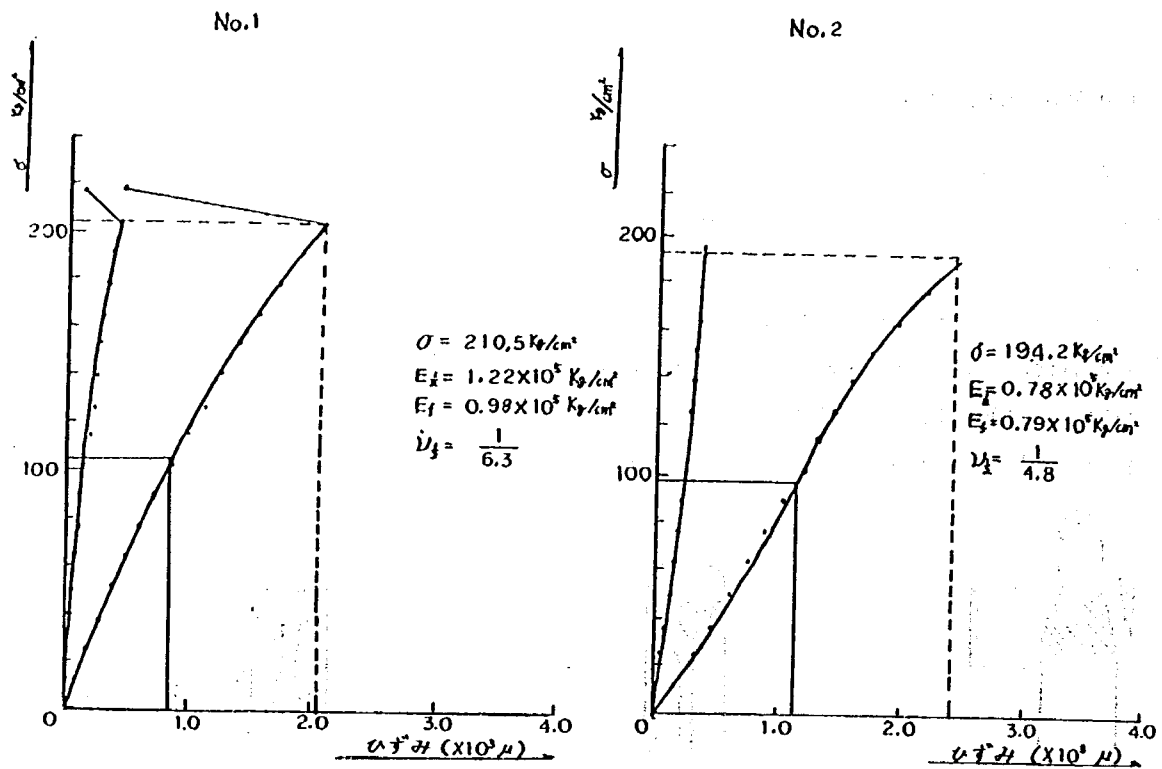


図-5.1 モルタル圧縮試験

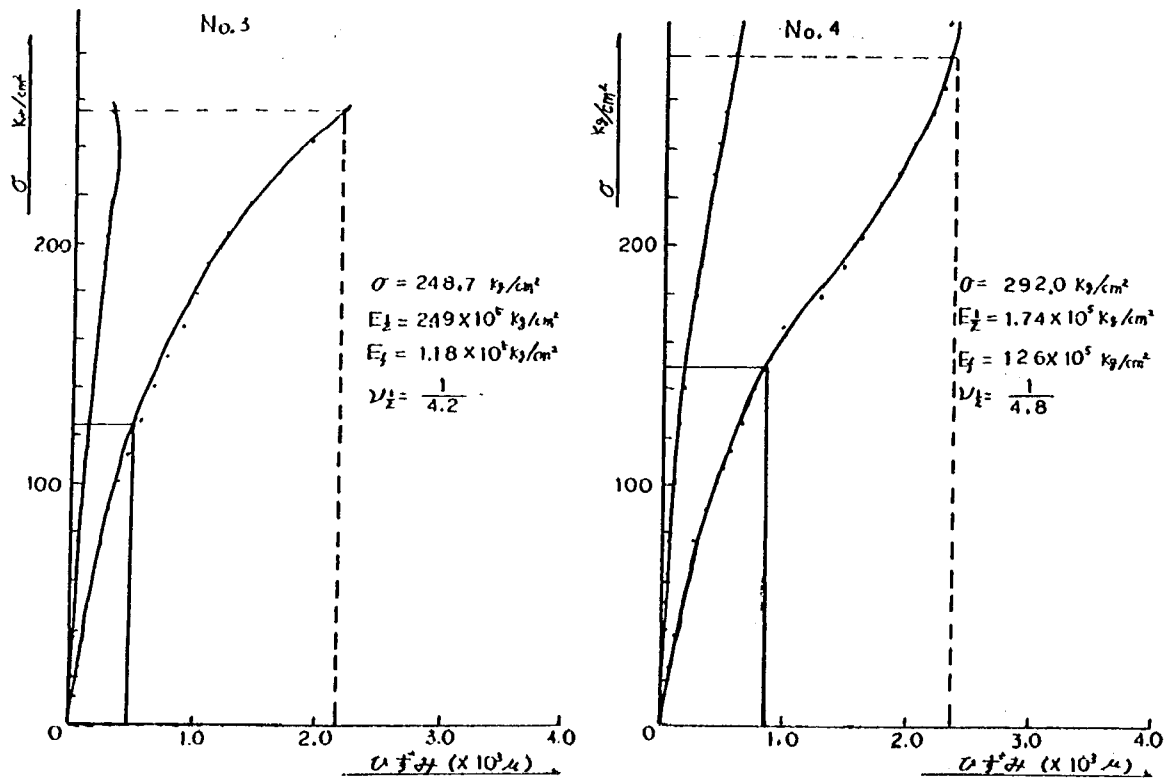


図-5.2 モルタル圧縮試験

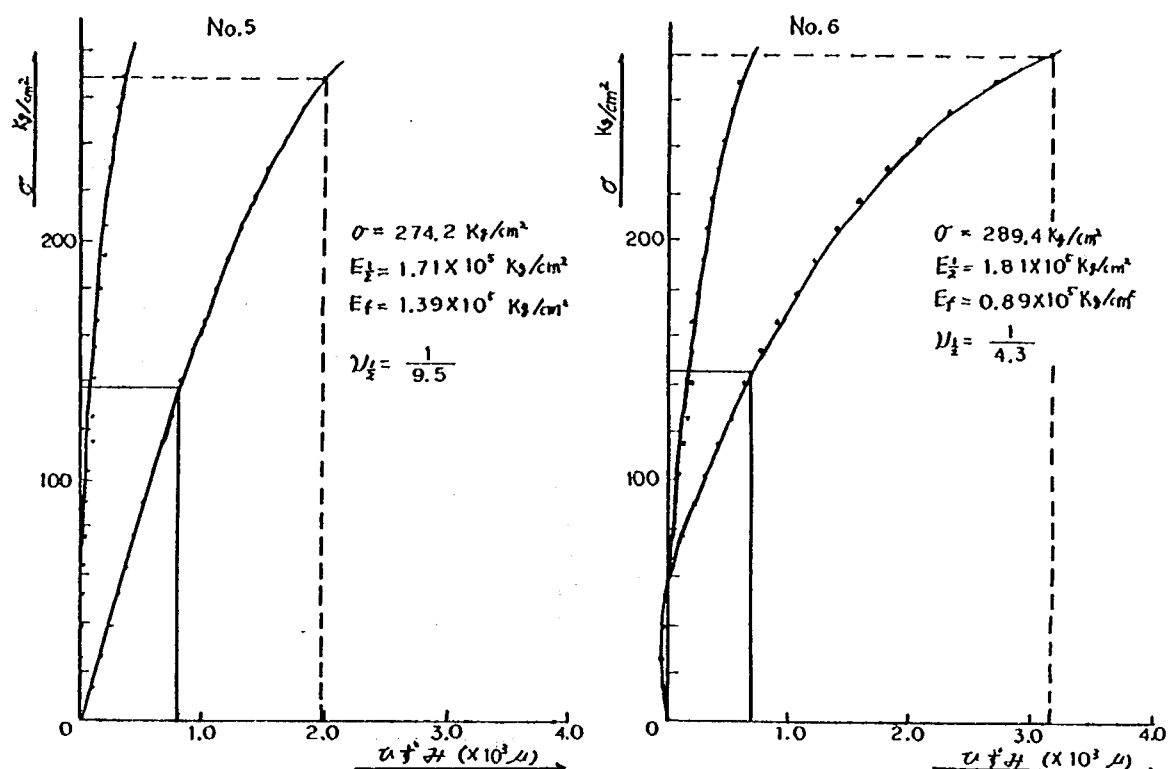


図-5.3 モルタル圧縮試験

(3) モルタルの物理定数

応力—ひずみ曲線から弾性係数等の物理定数を求めると表-5.1のとおりとなる。No 1, No 2 は(2)に示したように試験条件が不良であったため平均値からは除外した。

表-5.1 モルタルの物理定数

試験体 No	破壊強度 σ_{28}	1/2 割線弾性 係数 $E_{1/2}$ (kg/cm ²)	終局強度弾性 係数 E_f (kg/cm ²)	1/2強度ポアソン比
No 1	210.5	1.22×10^5	0.98×10^5	1/6.3
2	194.2	0.78×10^5	0.79×10^5	1/4.8
3	248.7	2.49×10^5	1.18×10^5	1/4.2
4	292.0	1.74×10^5	1.26×10^5	1/4.8
5	274.2	1.71×10^5	1.39×10^5	1/9.5
6	289.4	1.81×10^5	0.89×10^5	1/4.3
平均	276.1	1.94×10^5	1.18×10^5	1/5.1

注) No 1, No 2 は平均値より除外した。

表-5.1 からモルタルの圧縮強度はほぼ目標強度 $\sigma_{28} = 280 \text{ kg/cm}^2$ を示しており、割線弾性係数も普通コンクリートの値 ($E_{1/2} = 2.1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$) と大差ない。

5.2 岩石の圧縮試験

(1) 応力－ひずみ曲線

岩石の圧縮試験の応力－ひずみ（以下 $\sigma - \epsilon$ カーブと略）は図－5.2，図－5.3に示した。岩石の $\sigma - \epsilon$ カーブは5.4節に示したプレバクトコンクリートのような複合材（セメント，細骨材，および粗骨材の混合したもの）とは異なり安定した動きを示し，破壊まで直線的，あるいは，むしろ弾性係数が大きくなる傾向を示している。

(2) 破壊形態

破壊形態は，図－5.4に示すようにモルタルの圧縮試験と同様に，載荷方向に対して45°の破壊面がみられた。モルタルの破壊形態との相異は，両端の円錐形状の破片が岩石の方が少し長いことである。



図－5.4 岩石の圧縮試験の破壊形態

(3) 岩石の物理定数

$\sigma - \epsilon$ カーブから岩石の物理定数を求めると表－5.2のとおりとなる。 E_f と $E_{1/2}$ が大きな差がなく，岩石は破壊まで弾性的挙動を示している。

表－5.2 岩石の物理定数

試験体 No	破壊強度 σ_f (kg/cm ²)	1/2割線弾性係数 $E_{1/2}$ (kg/cm ²)	終局強度弾性係数 E_f (kg/cm ²)	1/2強度ポアソン比
1	1,117	3.16×10^5	3.16×10^5	1/3.6
2	1,071	2.91×10^5	3.35×10^5	1/3.8
3	958	2.98×10^5	3.59×10^5	1/5.0
平均	1,049	3.19×10^5		1/4.0

岩石の圧縮強度は種類・風化度によって大きく異なる。本実験で使用了なものと同種類の花崗岩の一例をみると³⁾ $\sigma = 700 \sim 2800 \text{ kg/cm}^2$ の値が報告されている。これから判断して本実験で用いた花崗岩は強度的には低い方であると考えられる。

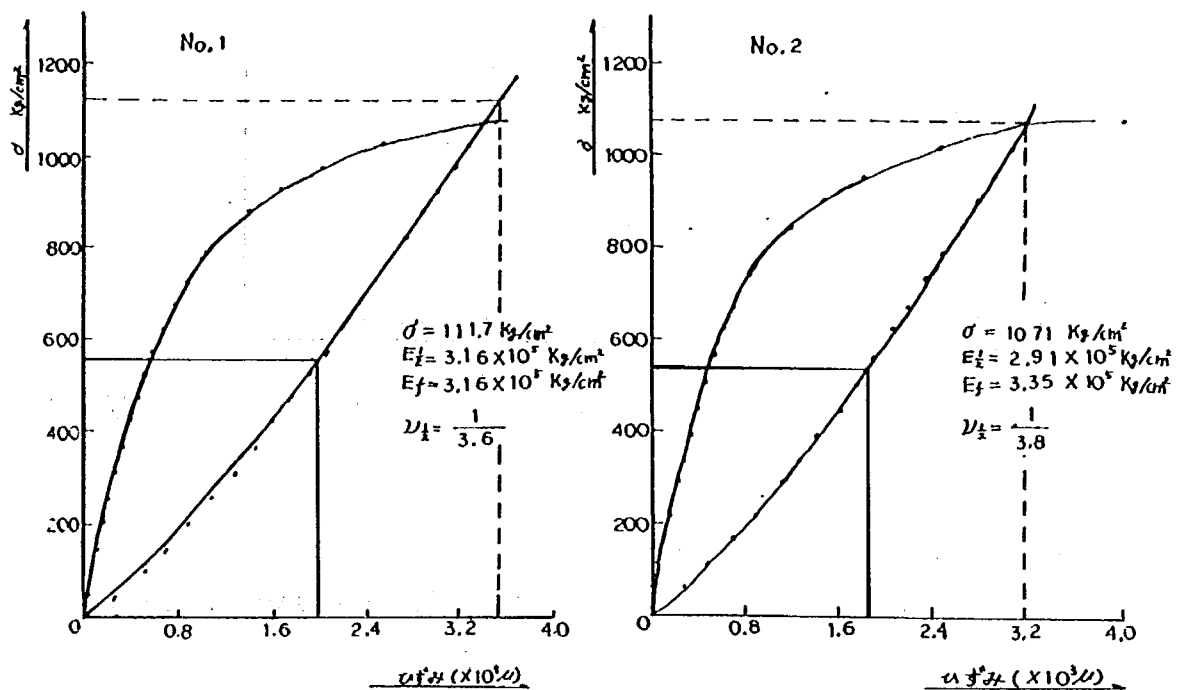


図-5.6 岩石圧縮試験

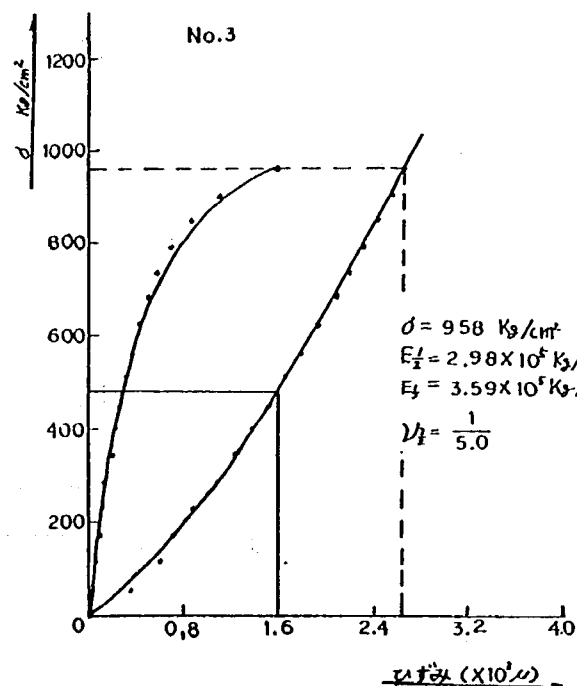


図-5.7 岩石圧縮試験

5.3 岩石の直接せん断試験

岩石の直接せん断試験は、軸応力 $\sigma = 30 \text{ kg/cm}^2$, 60 kg/cm^2 , 90 kg/cm^2 , 60 kg/cm^2 の4ケースについて行なった。せん断強度は表-5.3のとおりである。これをもとに $\tau - \sigma$ 座標にプロット

し純せん断強度を求めると図-5.8から $\tau_0 = 41 \sim 90 \text{ kg/cm}^2$ (中間値 $\tau = 66 \text{ kg/cm}^2$) となる。

表-5.3 岩の直接せん断強度

試験 No	軸応力(σ) kg/cm ²	せん断応力(τ) (kg/cm ²)	備 考
1	30	94	
2	60	151	
3	90	170	
4	60	176	No 2 の試験体使用

花崗岩のせん断強度パラメーター(τ_0, ϕ)については、その風化度によって大きく異なるものと考えられるが、一例をあげると³⁾

純せん断強度(粘着力) $\tau_0 = 98 \sim 406 \text{ kg/cm}^2$

内部摩擦角 $\phi = 51^\circ \sim 58^\circ$

と報告されており、これから判断すると本実験で用いた花崗岩は強度的には低いものと思われる。

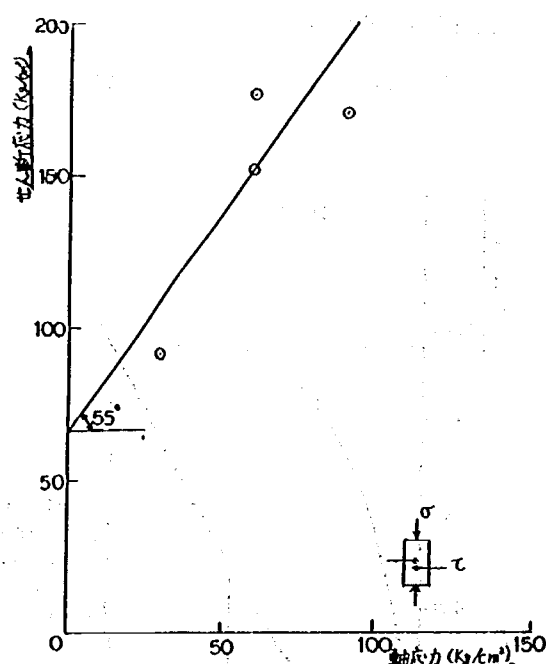


図-5.8 岩石の直接せん断試験結果

5.4 プレパクトコンクリートの圧縮試験

(1) 応力-ひずみ曲線

プレパクトコンクリートの $\sigma - \epsilon$ カーブは図-5.9～5.12に示すとおりである。 $\sigma - \epsilon$ カーブは一般に複合材料にみられる特性、すなわち応力レベルが上るに従いひずみの増加が大きくなる傾向を示している。

(2) 破壊形態

プレパクトコンクリートの破壊形態の特徴は下記の点である。

- ① コンクリート破片は表面から浅いところで剥れ落ちている。剥れているのは中詰め石とモルタルの界面である。
- ② 表面のクラックは枝状に数多く見られる。クラックは載荷方向に直角方向にもみられるが、載荷方向が卓越している。
- ③ 載荷面はクラックの発生はみられるが側面に比較して少ない。

(3) プレパクトコンクリートの物理定数

$\sigma - \epsilon$ カーブからプレパクトコンクリートの物理定数を求めると表-5.4のとおりとなる。

表-5.4 プレパクトコンクリートの物理定数

試験体 No	破壊強度 σ_{28} (kg/cm^2)	$\frac{1}{2}$ 割線弾性 係数 $E_{\frac{1}{2}}$ (kg/cm^2)	終局強度割線 弾性係数 (kg/cm^2)	$\frac{1}{2}$ 強度ポア ソン比
1	106.1	1.06×10^5	0.57×10^5	1/6.7
2	113.9	1.20×10^5	0.92×10^5	1/7.7
3	106.1	1.07×10^5	0.68×10^5	1/8.3
4	128.1	1.17×10^5	0.78×10^5	1/7.1
5	100.5	1.29×10^5	1.16×10^5	1/5.9
平均	110.9	1.16×10^5	0.82×10^5	1/7.0

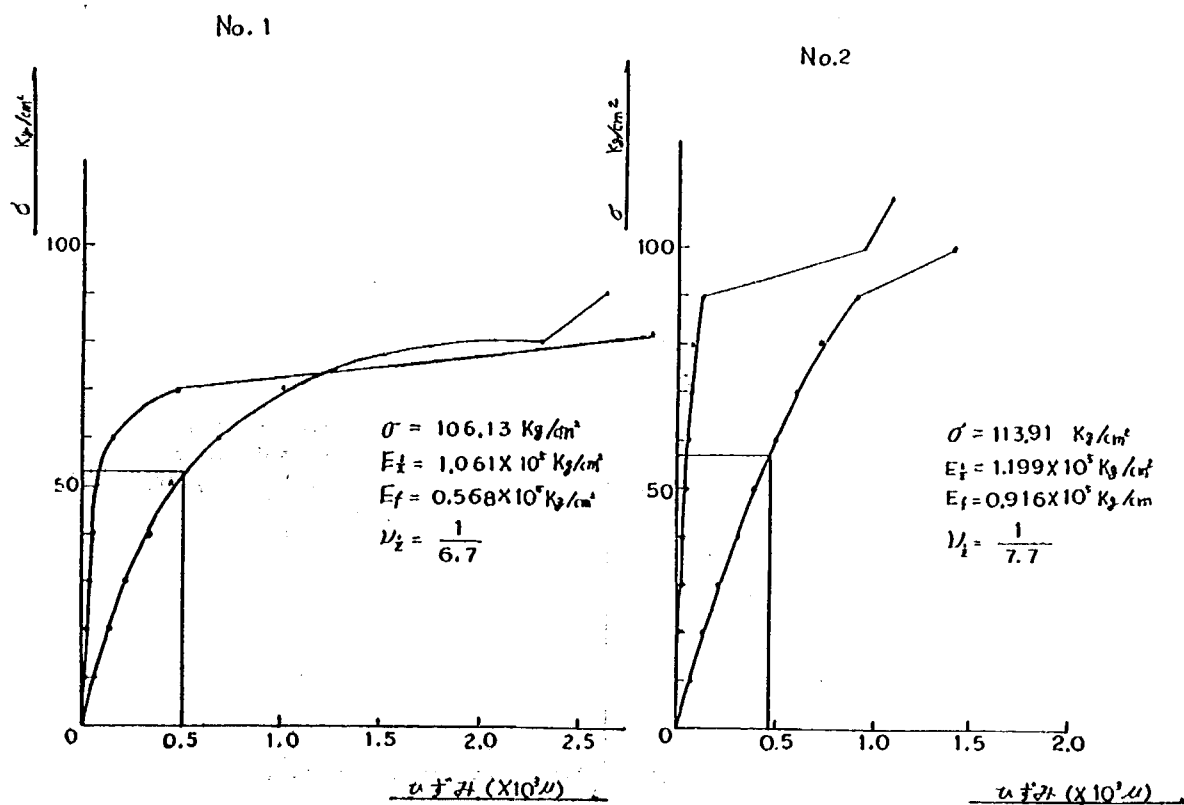


図-5.9 プレパクトコンクリート圧縮試験

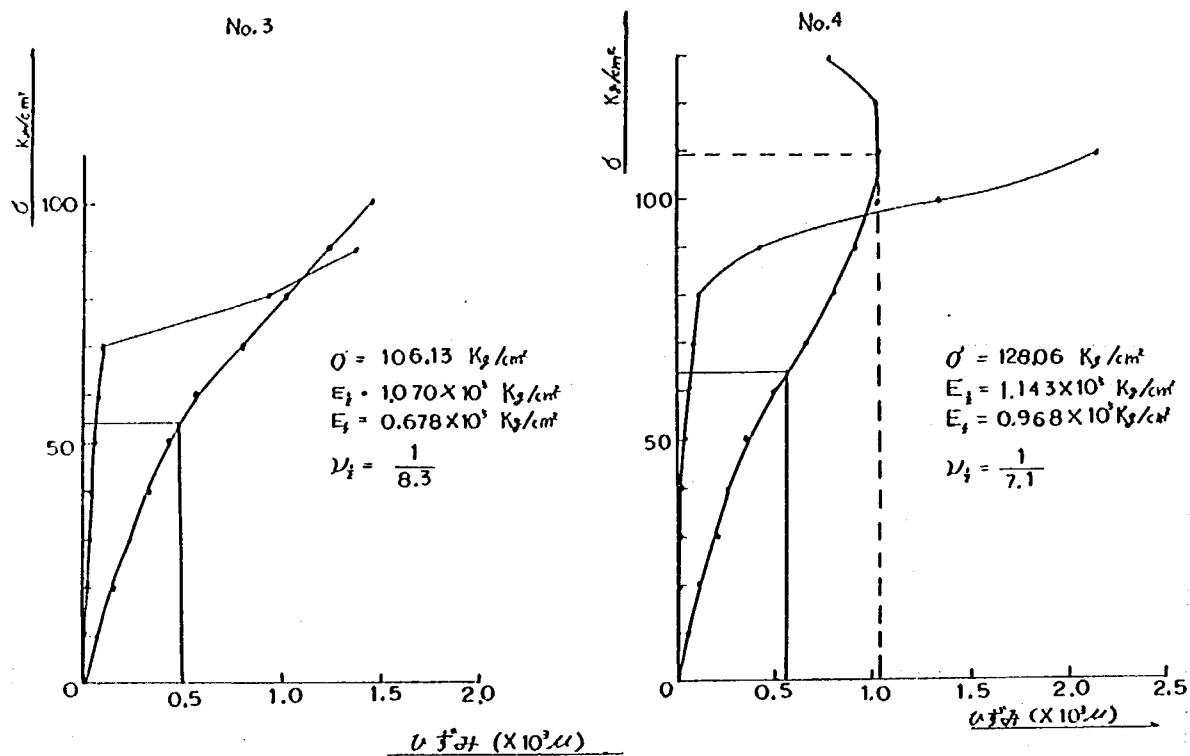


図-5.10 プレパクトコンクリート圧縮試験

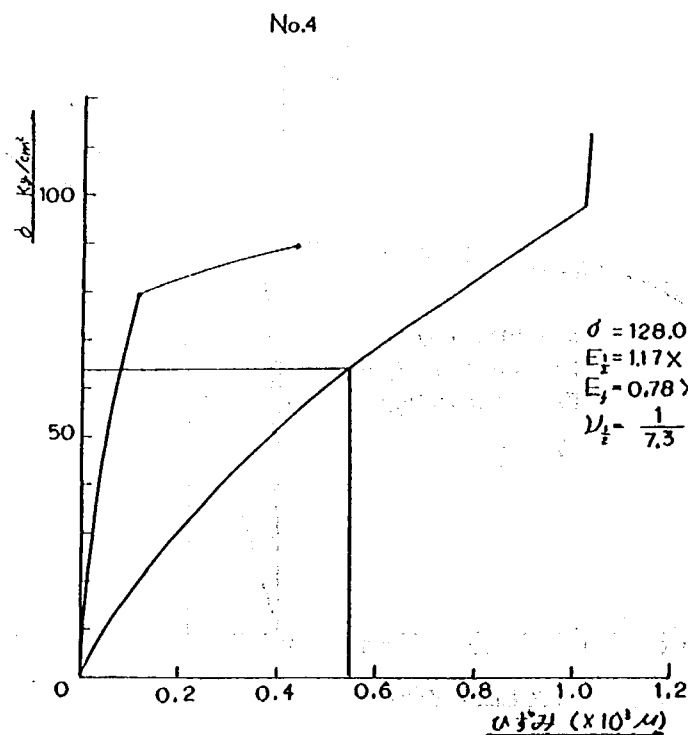


図-5.11 プレパクトコンクリート圧縮試験

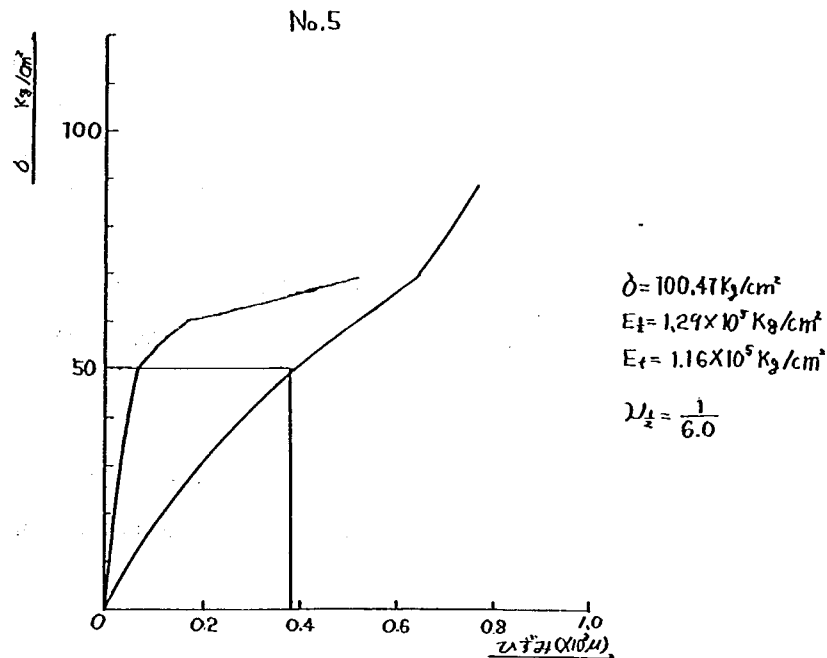


図-5.12 プレパクトコンクリート圧縮試験

(4) プレパクトコンクリート強度

プレパクトコンクリートの圧縮試験の結果は前述した通りであるが試験結果は28日強度であり、圧縮強度は材令が増す毎に強度を増すことが知られている²⁾。本実験のように混和材としてフライアッシュを用いた場合は初期強度が小さく、材令による強度増進率はフライアッシュの代替率に支配される。よって実験に用いたプレパクトコンクリートの圧縮強度も、もっと大きくなることが考えられる。

5.5 プレパクトコンクリートの曲げ試験

(1) 応力-ひずみ曲線

プレパクトコンクリートの曲げ試験は、図-4.3に示すように単純梁の中央載荷を行ない。支持点からの距離30 cm, 60 cm, 90 cmの位置の表裏のひずみを測定した。 $\sigma - \epsilon$ カーブは図-5.14 ~ 5.15に示す通りである。 $\sigma - \epsilon$ カーブは単純梁の曲げ特性をよく表わしており、載荷点付近のひずみが最も大きく支持点に近くなるとひずみが小さい。応力の増加にともなうひずみの増加が大きくなる傾向は圧縮試験と同じである。

(2) 弾性係数 $E/2$

プレパクトコンクリートの曲げ試験結果から1/2割線弾性係数を求めて表-5.6に示す。

表-5.6 プレパクトコンクリートの 1/2割線弾性係数

	1/2 割 線 弾 性 係 数 (kg/cm ²)			
	G ₁ , G ₄	G ₂ , G ₅	G ₃ , G ₆	平 均
No 1	2.22 × 10 ⁵	2.79 × 10 ⁵	6.98 × 10 ⁵	(2.51 × 10 ⁵)
No 2	1.46 × 10 ⁵	1.74 × 10 ⁵	2.15 × 10 ⁵	(1.60 × 10 ⁵)
No 3	2.49 × 10 ⁵	3.07 × 10 ⁵	1.53 × 10 ⁵	(2.78 × 10 ⁵)
平 均	2.06 × 10 ⁵	2.53 × 10 ⁵	—	(2.30 × 10 ⁵)

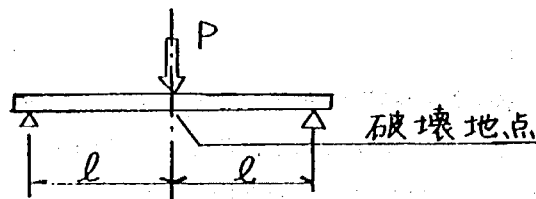
$$E_{1/2} = \frac{\sigma_{1/2}}{\epsilon_{1/2}}$$

弾性係数は理論的には測定ヶ所が違っていても同じ値を示さなければならないが、試験結果は表-5.6に示すようにかなりのバラツキがみられG₃, G₆の測定値はNo 1とNo 3の試験体では逆の傾向を示しており測定値の精度に問題があるので除外した。

(3) 曲げ引張強度

実験結果から曲げ引張強度および破壊時の引張ひずみを整理すると表-6.7のとおりとなる。この場合曲げ引張強度は破壊の生じた梁中央G₁, G₄の位置の応力で測定荷重から下記の式から求めたものである。

$$\sigma = \frac{pl}{2Z} = 9 \times 10^{-4} p \quad \text{kg/cm}^2$$



Z: 梁の断面係数

図- 5.13

表-5.7 曲 げ 引 張 強 度

試験体No	曲げ引張強度 kg/cm ²	破壊時の引張ひずみ (× 10 ⁻⁶)
1	29.3	257
2	21.9	458
3	17.9	55
平 均	23.0	256

表-5.7において破壊時の引張ひずみはバラツキが大きい、No 1, No 2試験でσ-εカーブにおいて $\frac{\Delta\sigma}{\Delta\epsilon}$ が急増する点の引張ひずみはいずれも $\epsilon = 100 \times 10^{-6}$ となっている。

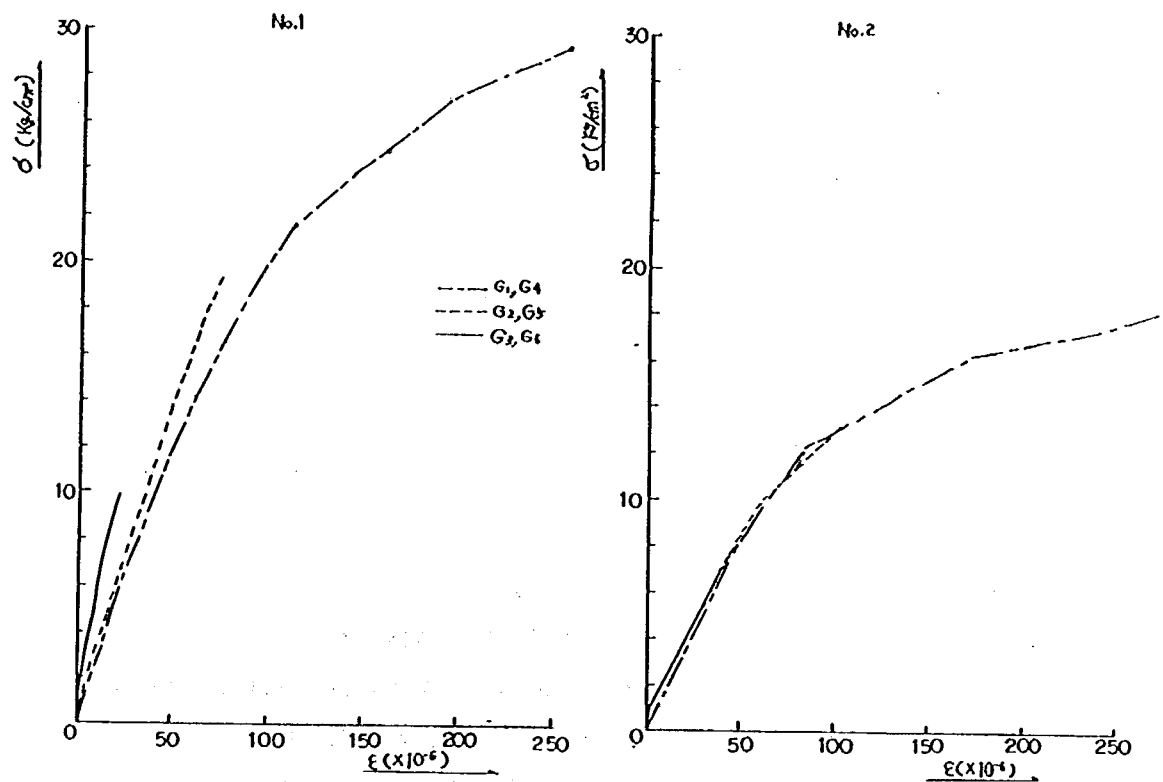


図-5.14 プレパクトコンクリート曲げ試験

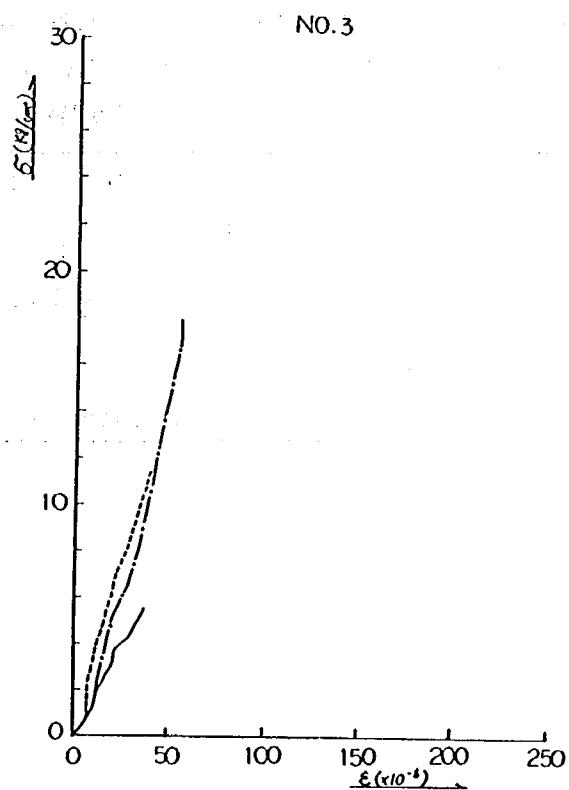


図-5.15 プレパクトコンクリート曲げ試験

5.6 材料試験結果の考察

5.1～5.5節の材料試験結果を整理すると表－5.8のとおりとなる。

表－5.8 材料試験結果

特 性 材 料	モ ル タ ル (28日養生)	岩 石	プ レ パ ク ト コ ン ク リ ー ト (28日養生)
圧縮強度 kg/cm^2	276	1,049	111
せん断強度	—	$\tau_o = 66. \text{kg/cm}^2$ $\phi = 55^\circ$	—
曲げ強度 kg/cm^2	—	—	23
$E_{1/2}$ "	1.94×10^5	3.19×10^5	1.16×10^5
E_f "	1.18×10^5	"	0.82×10^5

$E_{1/2}$, E_f : 1/2破壊強度, 破壊強度における割線弾性係数

表－5.8から本実験で用いたプレパクトコンクリートは下記の特徴をもつ。

- ① プレパクトコンクリートの圧縮強度は構成材料であるモルタル岩石よりはるかに小さい。
- ② プレパクトコンクリートの弾性係数は構成材料であるモルタル岩石より小さい。
- ③ プレパクトコンクリートのポアソン比は構成材料であるモルタル岩石より小さい。
- ④ プレパクトコンクリートの破壊はモルタルと中詰石の界面で生じており, これが圧縮強度の小さい原因となっているものと判断される。

また, 界面の存在が②③に示すように構成材料よりもルーズな物性を示している。

動的解析で用いる物理定数は材料実験結果から表－5.9の値を用いる。

図－5.9 プレパクトコンクリートの物理特性

項 目	特 性 値	特 性 値 の 根 拠
1/2強度割線弾性係数	$1.16 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$	プレパクトコンクリート圧縮試験より
終局強度 "	0.82×10^5 "	
ポアソン比	0.142	
単 位 重 量	2.280 kg/cm^3	配合より
曲 げ 強 度	23 kg/cm^2	曲げ試験より

6. 衝 撃 力 実 験

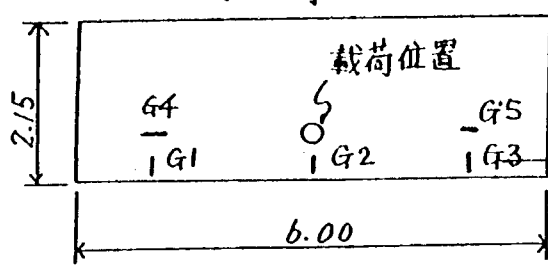
6.1 実験ケース

プレパクトコンクリートに対する衝撃力は直径50 cmの鋼球を衝突させることにより与える。鋼球の衝突速度、衝突位置および実験ケースは表-6.1に、ひずみゲージの位置は図-6.1に示した。

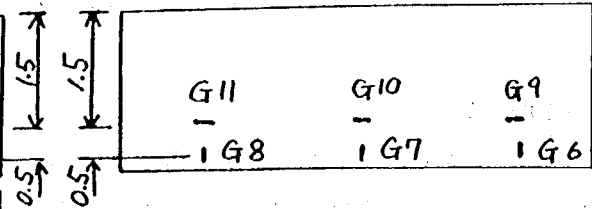
表-6.1 実 験 ケ ー ス

ケース No	載荷位置 (m)		衝突速度 v (m/s)	落 高 Δh (m)	ケース No	載荷位置 (m)		衝突速度 v (m/s)	落 高 Δh (m)
	x (m)	y (m)				x (m)	y (m)		
1	3	1.5	1.2	0.35	15	2	1.0	4.1	1.50
2	"	"	5.6	3.25	16	2	0.5	3.6	1.10
3	"	"	4.8	2.50	17	"	"	4.4	1.50
4	3	1.0	3.2	1.10	18	"	"	4.1	3.00
5	"	"	5.7	2.50	19	4	1.5	1.2	0.35
6	"	"	4.2	1.80	20	"	"	4.0	1.10
7	3	0.5	1.6	0.35	21	"	"	4.4	1.10
8	"	"	3.3	1.10	22	4	1.0	1.3	0.35
9	"	"	4.6	1.50	23	"	"	3.5	1.10
10	2	1.5	1.6	0.35	24	"	"	5.1	1.50
11	"	"	5.1	2.00	25	4	0.5	4.6	1.10
12	"	"	3.4	1.10	26	"	"	4.8	1.50
13	2	1.0	1.3	0.35	27	"	"	6.6	3.00
14	"	"	2.9	1.10	28	0.5	0.5	7.4	3.00

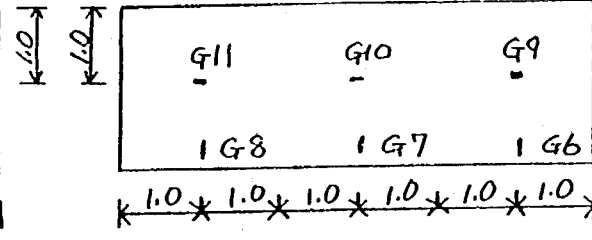
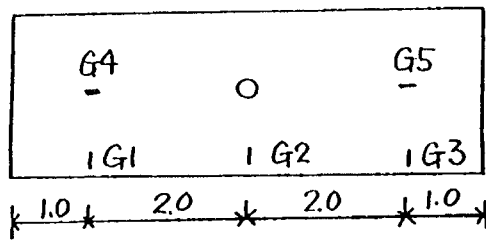
Run 1~3 打撃面



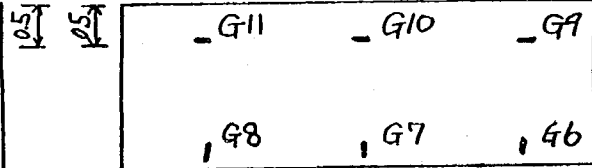
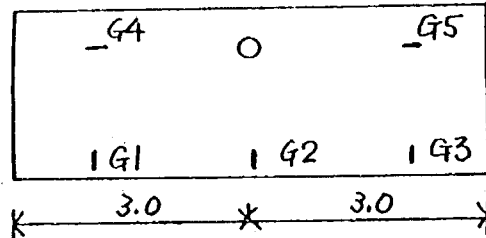
裏面



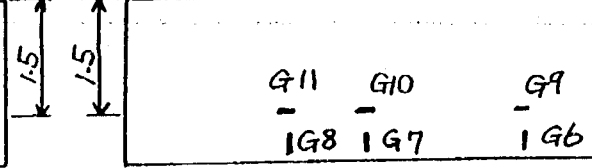
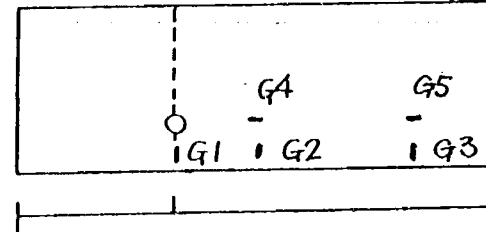
Run 4~6



Run 7~9



Run 10~12



Run 13~15

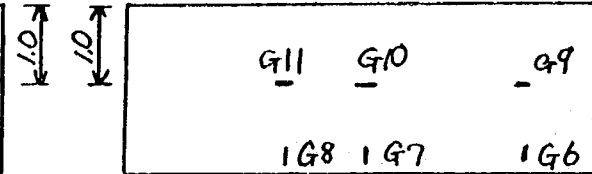
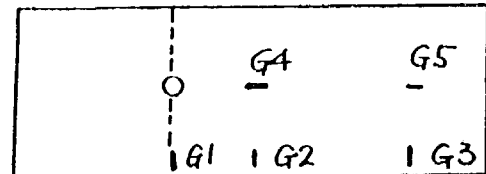
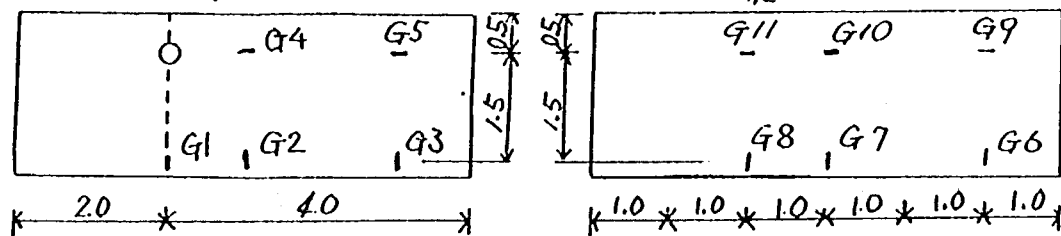
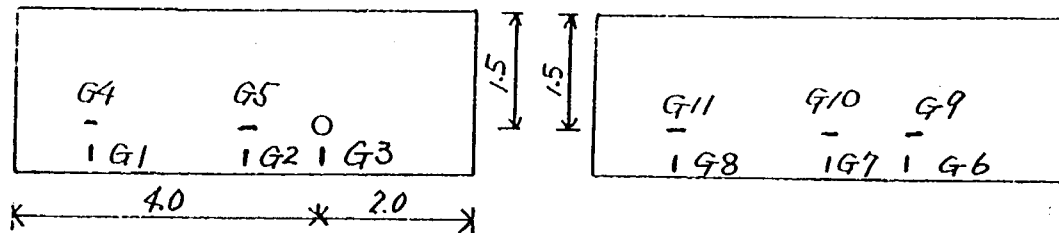


図-6.1(1) ゲージ配置 (単位: m)

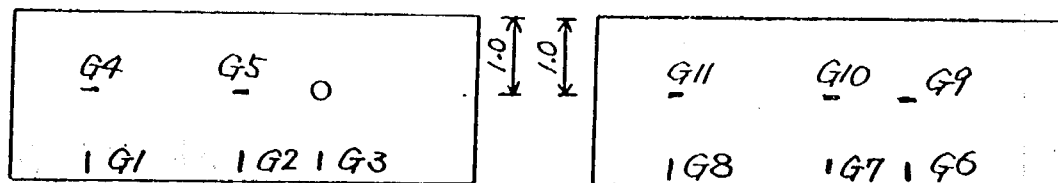
Run 16~18 打撃面



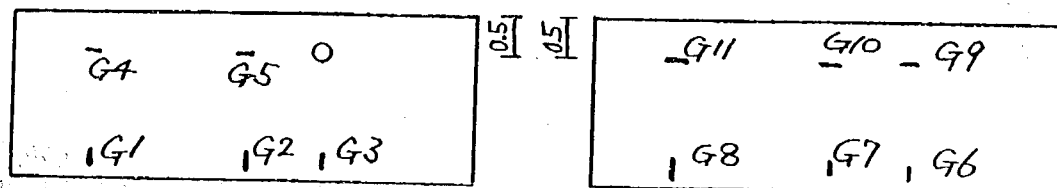
Run 19~21



Run 22~24



Run 25~27



Run 28

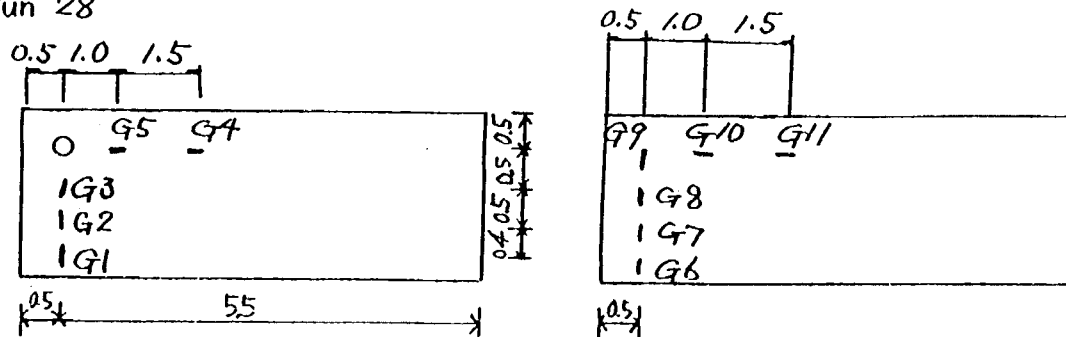


図-6.1(2) ゲージ配置 (単位: m)

6.2 鋼球速度

鋼球速度は表-4.1に示すように8mmカメラを用いて測定するとともに、振り子の落高によりチェックした。測定結果は表-6.2のとおりとなる。

昭和56年度実験ではセンサーを用いたデジタルカウンターによる速度測定を行っており、このデジタルカウンターによる測定値を真の速度とすると、落高から求めた球速より8mmによって求めた球速の方が、この真の値に近かった。したがって、本実験では8mmカメラで求めた値を採用した。

参考として8mmカメラから求めた球速と落高より算出した速度を比較すると図-6.2のようになり、ロープ等の摩擦によるロスが約 $\Delta h = 7\text{ cm}$ ある。

8mmのコマ送り速度は実験の前、中、後の3回測定したが、5%以上の変化がなかったので、その平均値 15.9 コマ/秒を用いた

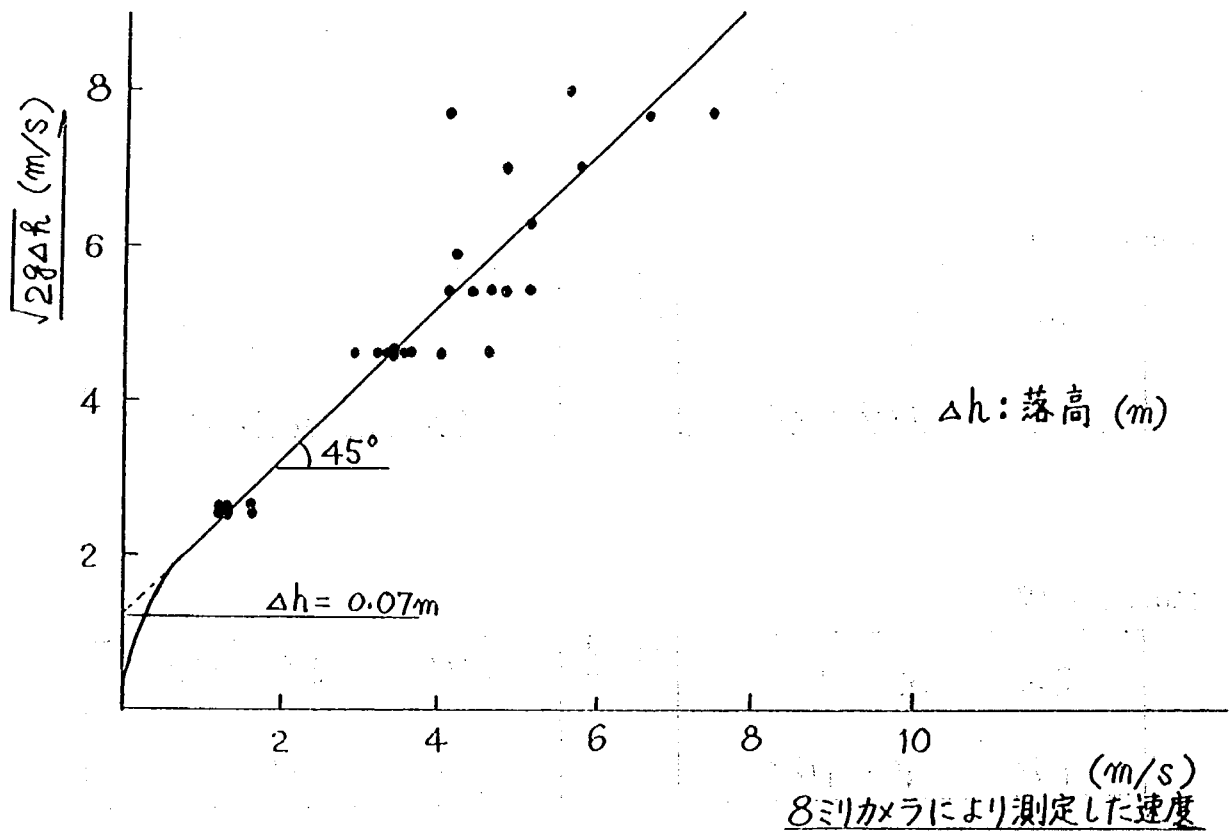


図-6.2 球速の測定結果

表-6.2 鋼球速度

Case No	落 高 Δh (m)	落 高 より 球 の 速 度 $\sqrt{2g\Delta h}$ (m / sec)	8 ミリカメラによる速度		
			コマ数	通過距離(m)	速度(m/ sec)
1	0.35	2.6	17	1.25	1.2
2	3.25	8.0	4	1.40	5.6
3	2.50	7.0	6	1.80	4.8
4	1.10	4.6	8	1.60	3.2
5	2.50	7.0	5	1.80	5.7
6	1.80	5.9	6	1.60	4.2
7	0.35	2.6	15	1.50	1.6
8	1.10	4.6	7	1.45	3.3
9	1.50	5.4	5	1.45	4.6
10	0.35	2.6	14	1.40	1.6
11	2.00	6.3	5	1.60	5.1
12	1.10	4.6	8	1.70	3.4
13	0.35	2.6	19	1.50	1.3
14	1.10	4.6	10	1.80	2.9
15	1.50	5.4	7	1.80	4.1
16	1.10	4.6	8	1.80	3.6
17	1.50	5.4	17	1.65	4.4
18	3.00	7.7	5	1.30	4.1
19	0.35	2.6	20	1.475	1.2
20	1.10	4.6	2	0.50	4.0
21	1.10	4.6	2	0.55	4.4
22	0.35	2.6	18	1.45	1.3
23	1.10	4.6	8	1.75	3.5
24	1.50	5.4	5	1.60	5.1
25	1.10	4.6	5	1.40	4.6
26	1.50	5.4	1	0.30	4.8
27	3.00	7.7	1	0.40	6.6
28	3.00	7.7	1	0.45	7.4

注) 8 mm カメラのコマ送り速度 = 15.9 コマ/秒

6.3 時間-ひずみ曲線

(1) 片持梁方向の時間-ひずみ曲線（以下 $t-\epsilon$ カーブと略）

本実験においては2方向のひずみを測定している。即ち片持梁の方向である縦とその直角方向である。

片持梁方向の $t-\epsilon$ カーブを各Run毎整理したものを図-6.3～6.14に示している。これらの図から動的応答特性として下記の事項があげられる。

- ① ほとんどのケースにおいてはこれまでの実験と同様に⁴⁾ 载荷側が引張りで裏面が圧縮となり、 $t-\epsilon$ カーブはほぼ対称（これは片持梁の曲げ特性である）となっている。しかし、表-6.3に示すケースはこれと異なった特性を示している。

表-6.3 片持梁の曲げ特性と異なるケース

実験ケース	ゲージNo	$t-\epsilon$ の 特 性
Run 1-3	G1, G8	片持梁の曲げ特性とはひずみが逆符号となっている。 $t-\epsilon$ カーブは対称となる傾向を示している。
Run 6, 8, 9 19～24	G 8	片持梁の曲げ特性とは、ひずみが逆符号である。G 1 は片持梁の曲げ特性を示している。

- ② 打撃点の真下の縦方向ひずみは他の位置の縦ひずみより大きい。
- ③ $t-\epsilon$ カーブの立上りからひずみが最初にピークに達するまでの時間は下記のとおりである。
- Run 1～9 : 1～2 ms
- Run 10～27 : 1.5～4 ms
- Run 28 : 0.0 ms
- ④ Run 1～5は圧縮側のひずみが大きい、Run 6以後は引張り側のひずみの方が大きい値を示している。
- ⑤ 昭和56年度⁴⁾ 実験に比較すると大きいひずみが発生している。Run 6以後は限界値（5.4節の曲げ試験結果から $\epsilon \geq 250 \times 10^{-6}$ でクラックが発生し破壊している。）以上の引張りひずみが発生している。
- ⑥ Run 19～Run 24のG1は大きい引張応力⁴⁾を示している。かつこのG1ひずみは打撃直後から約8～8.5 msにピークに達している。Run 25～Run 27のG3は上記のG1と同じような傾向を示している。

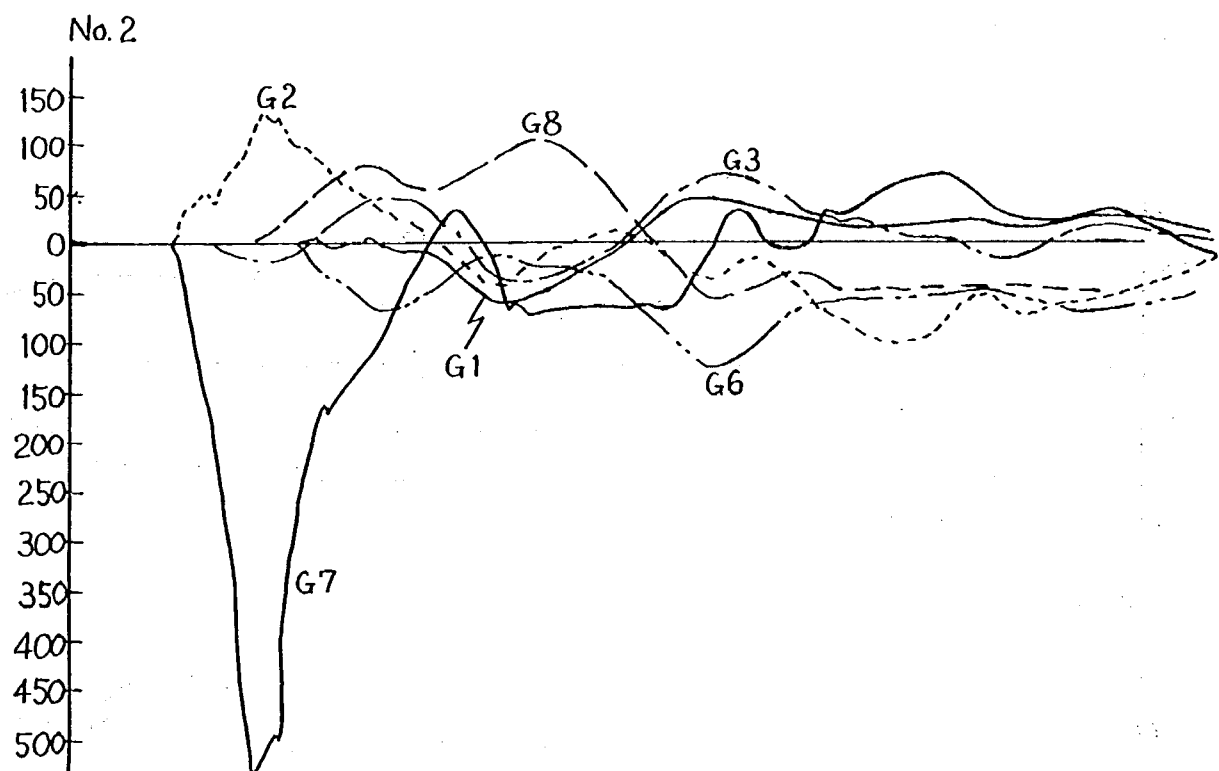
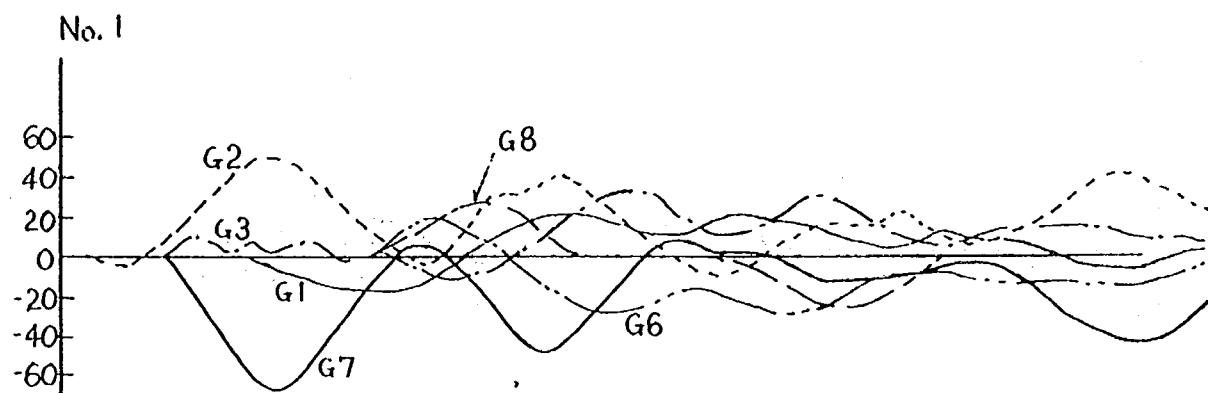


図-6.3 $l-\epsilon$ カーブ

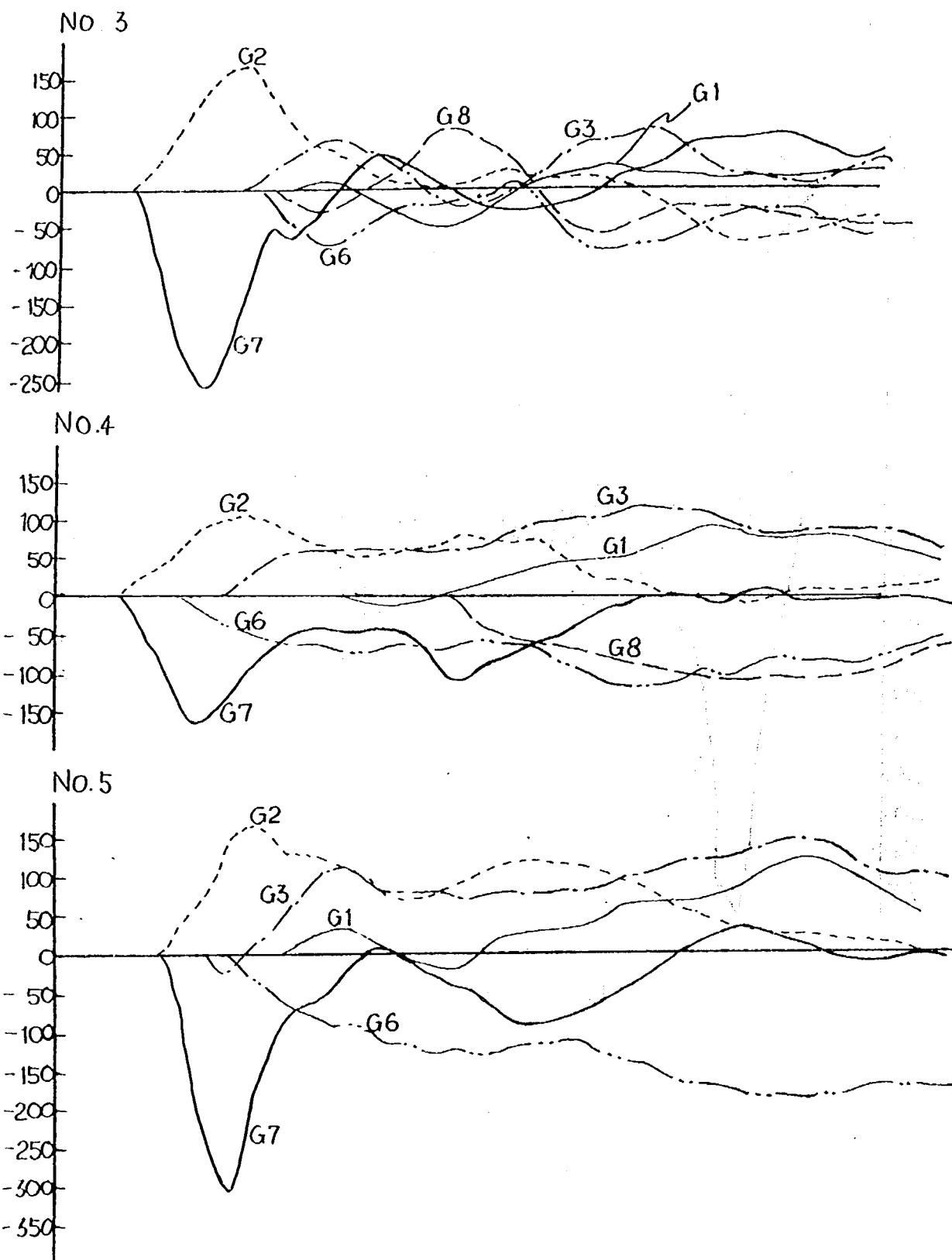


図-6.4 $l-\epsilon$ カープ

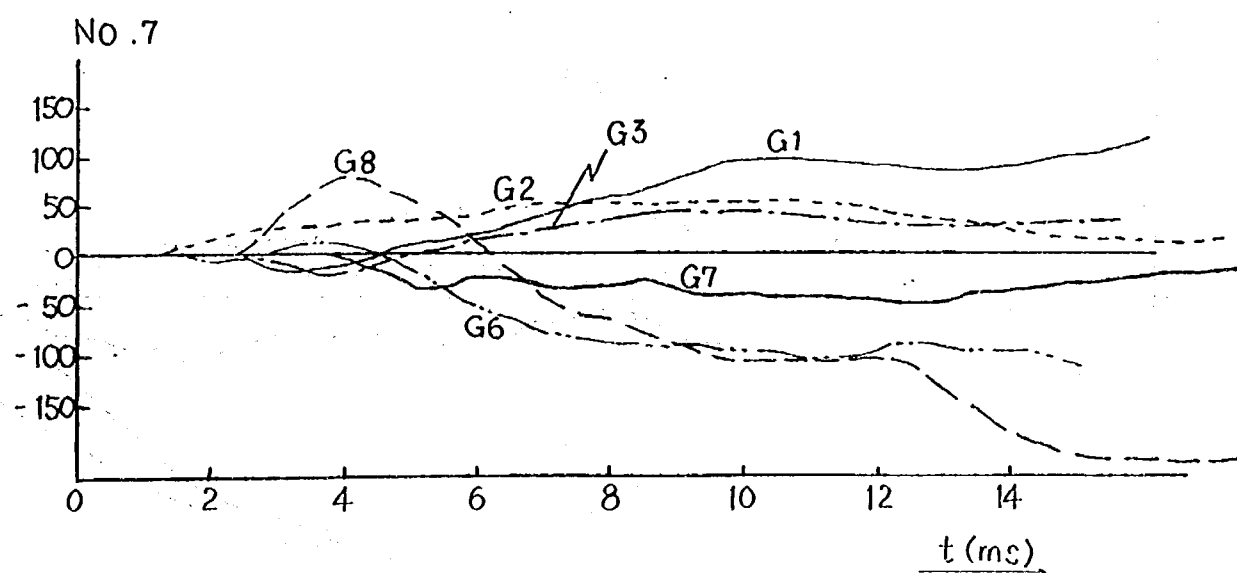
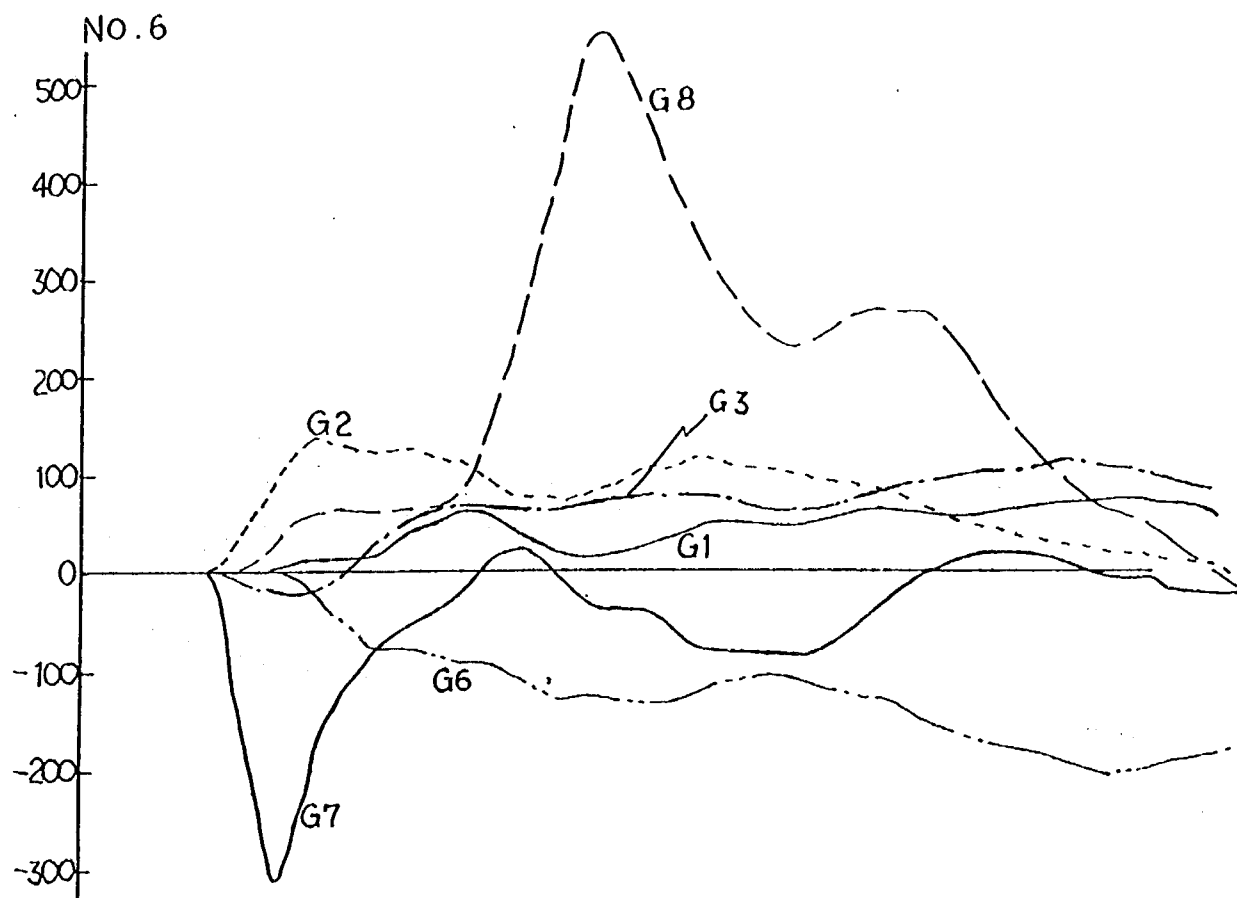


図-6.5 $t-\epsilon$ カープ

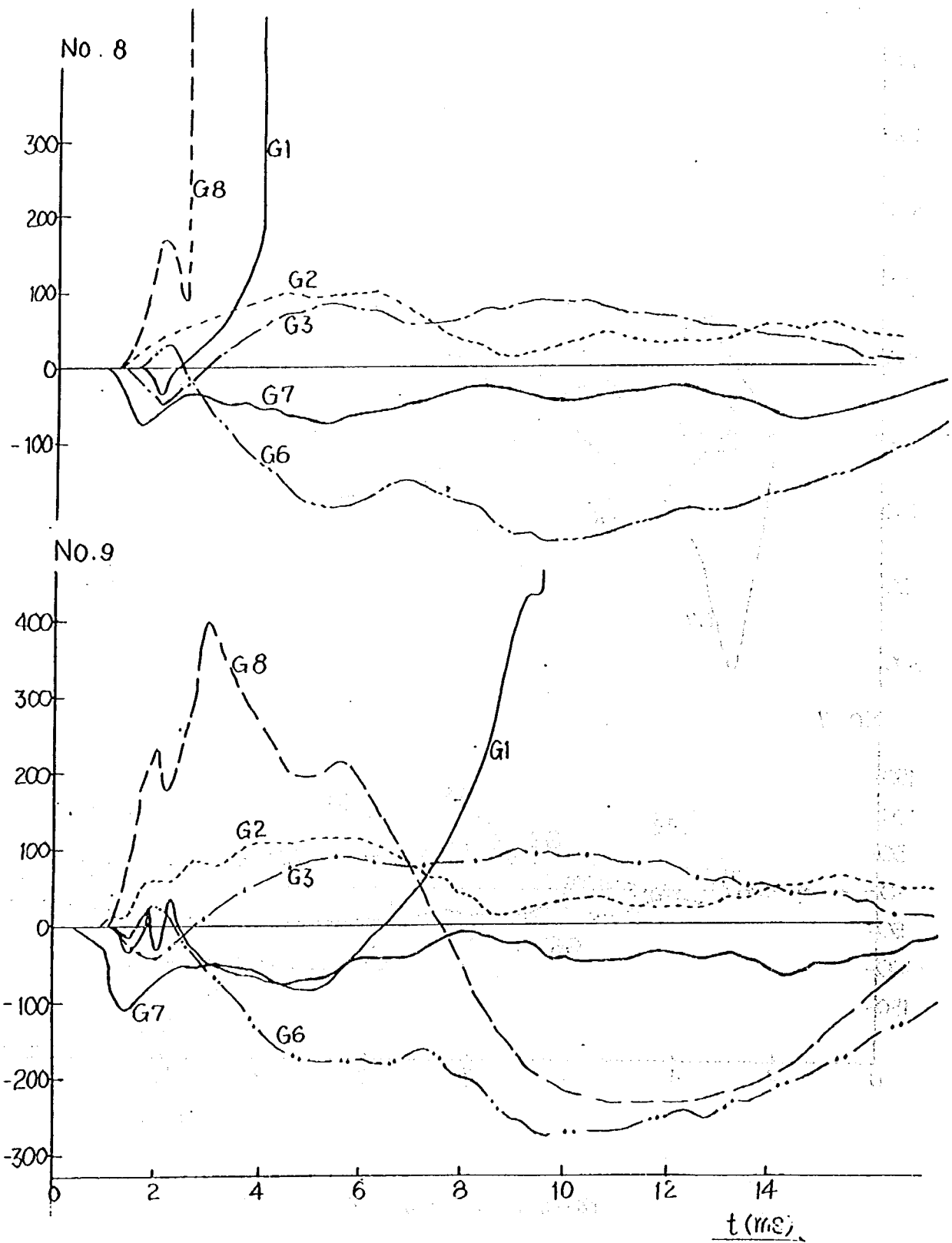


図-6.6 $t-\epsilon$ カ-ブ

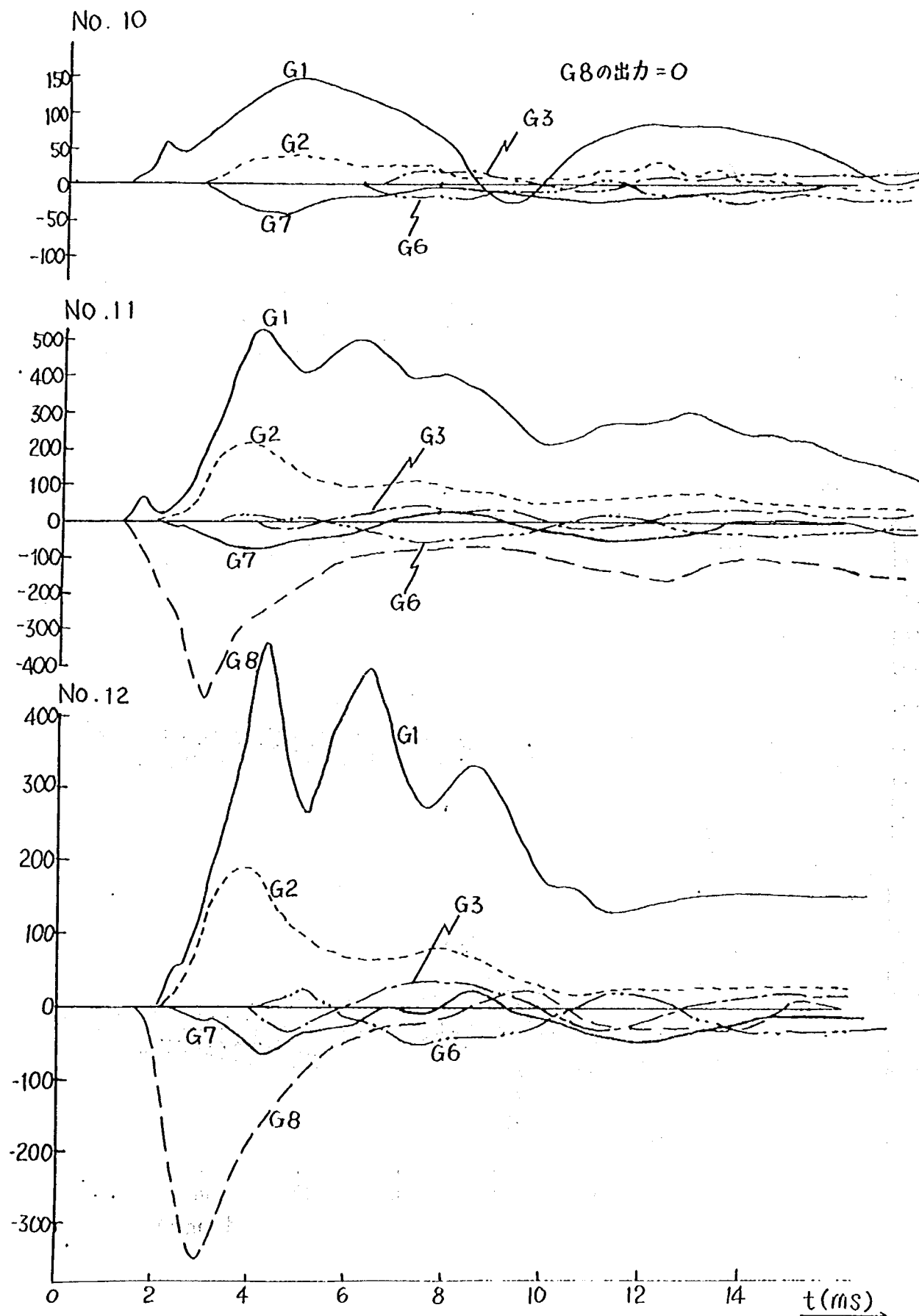


図-6.7 $t-\varepsilon$ カープ

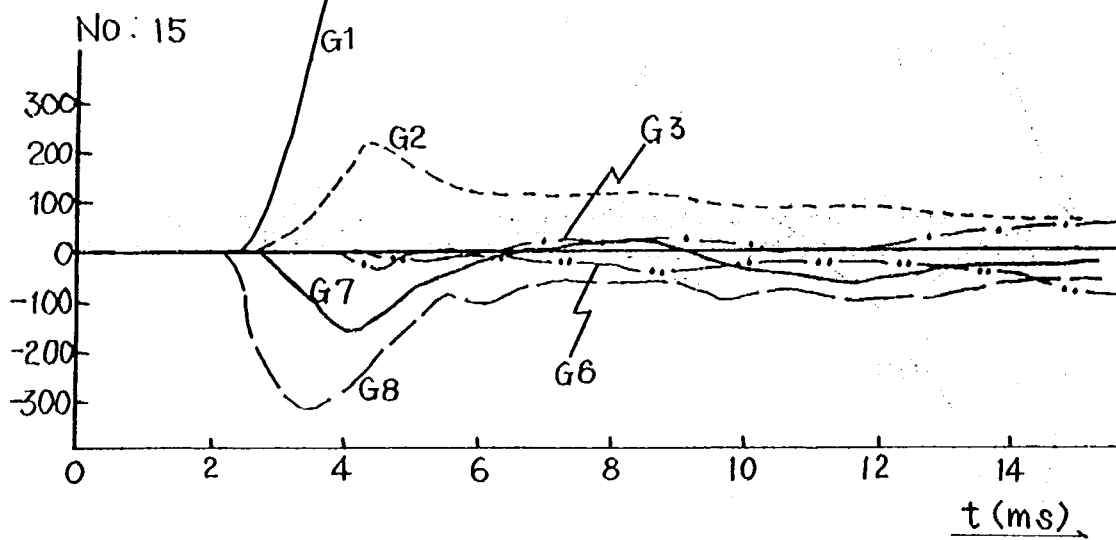
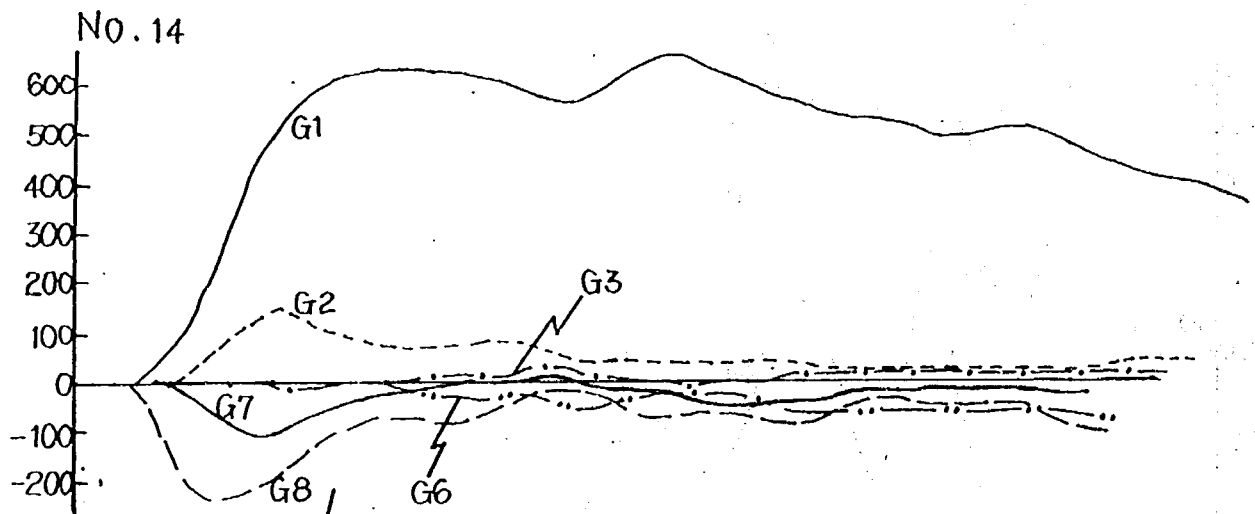
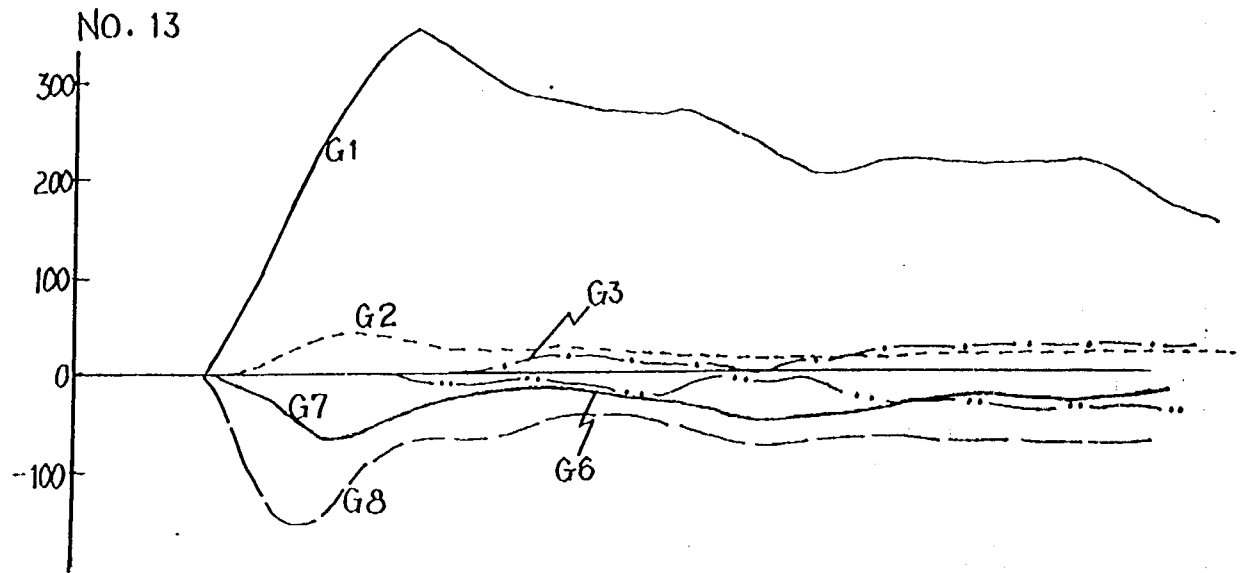


図-6.8 $t-\epsilon$ カープ

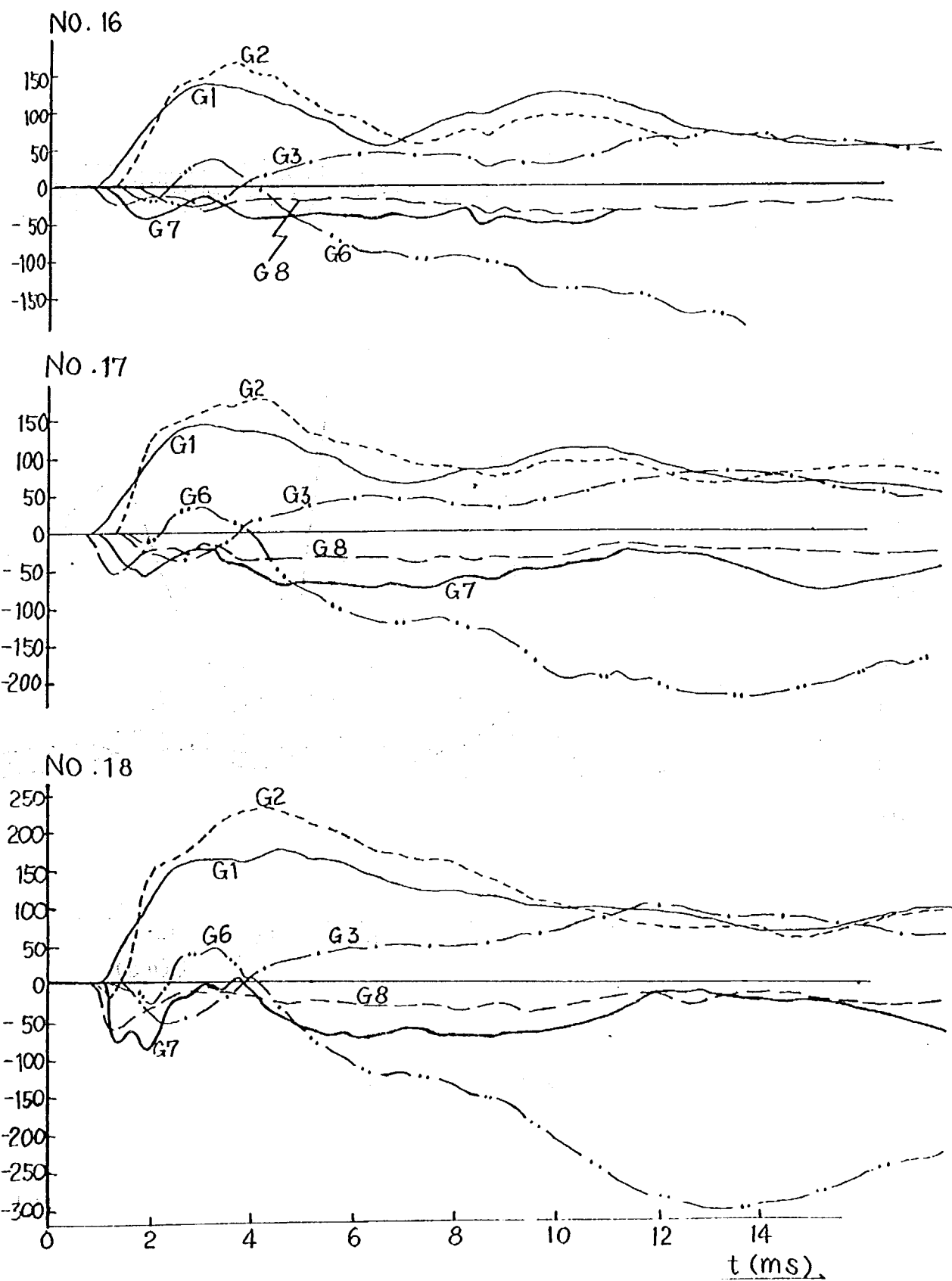


図-6.9 $l-\epsilon$ カープ

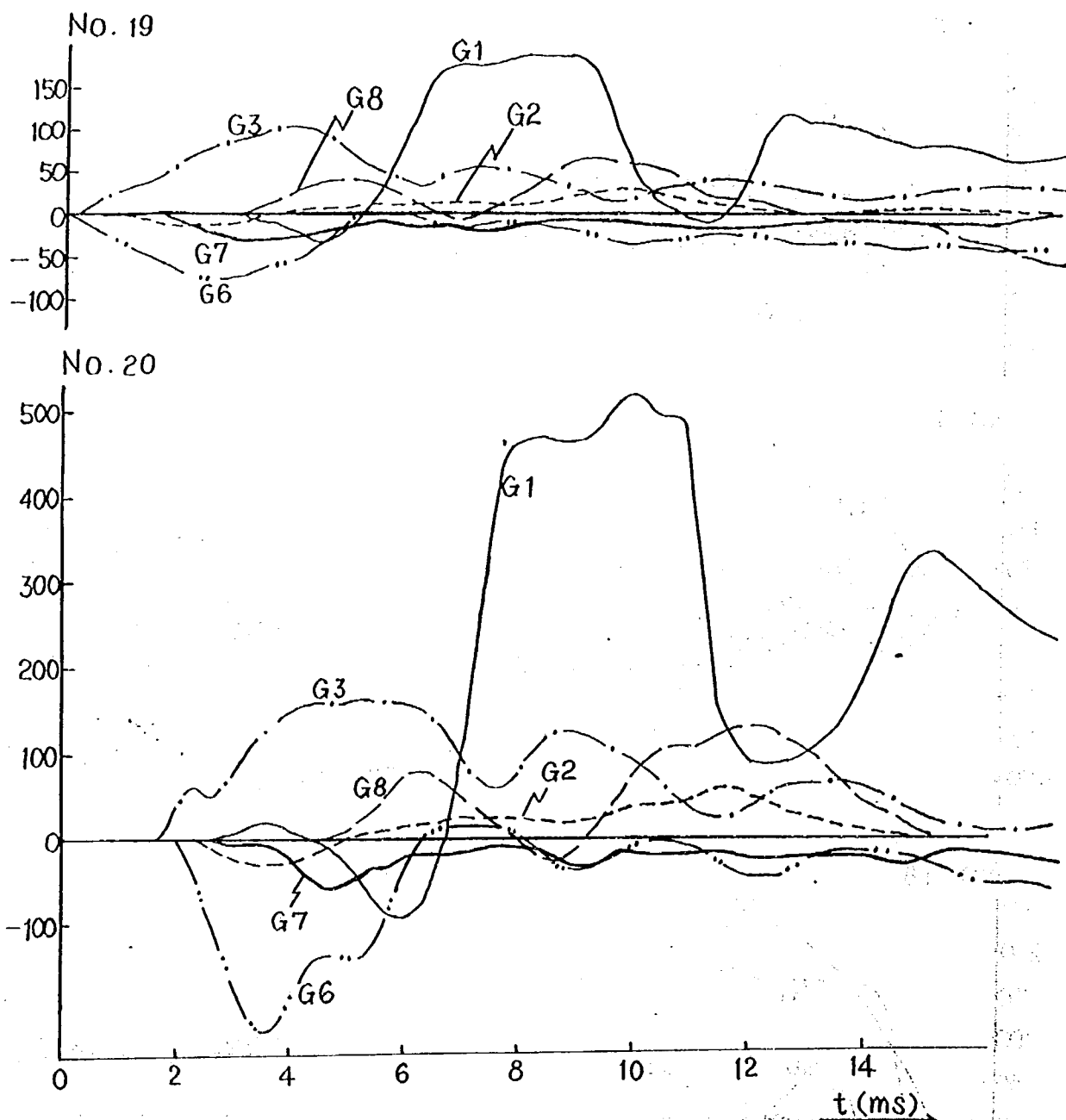


図-6.10 t - ϵ カーブ

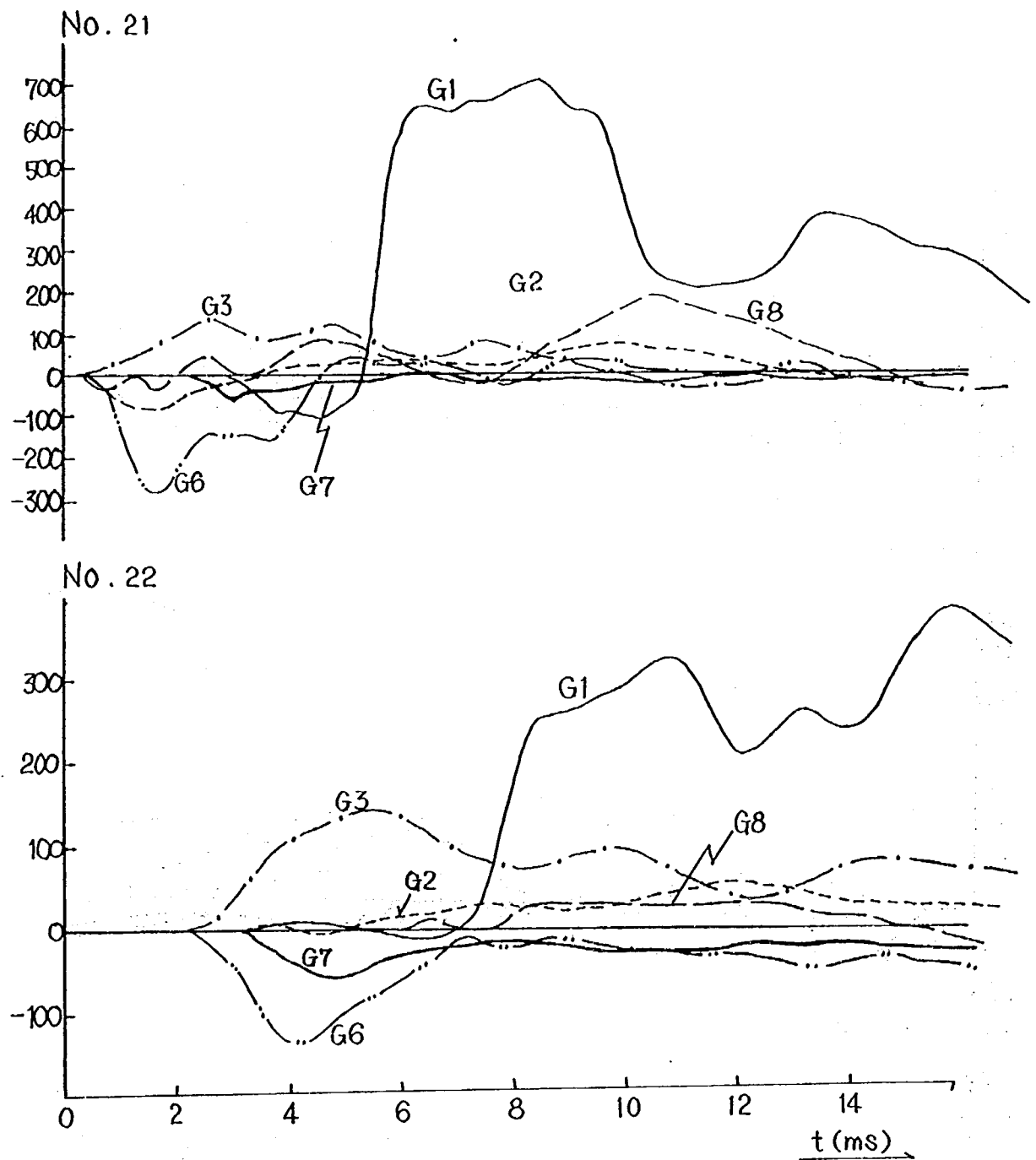


図-6.11 $t-\epsilon$ カープ

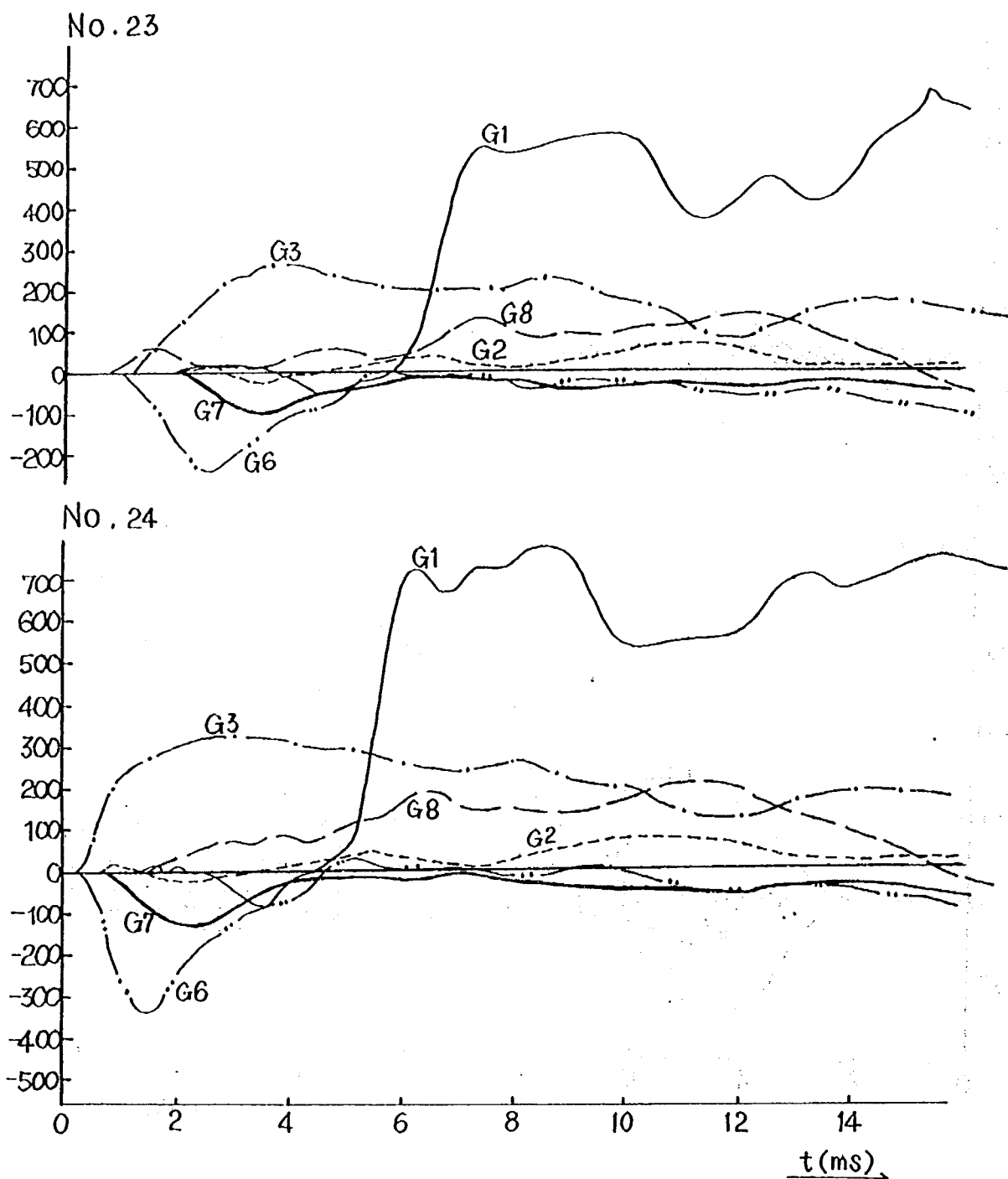


図-6.12 $t-\epsilon$ カ-ブ

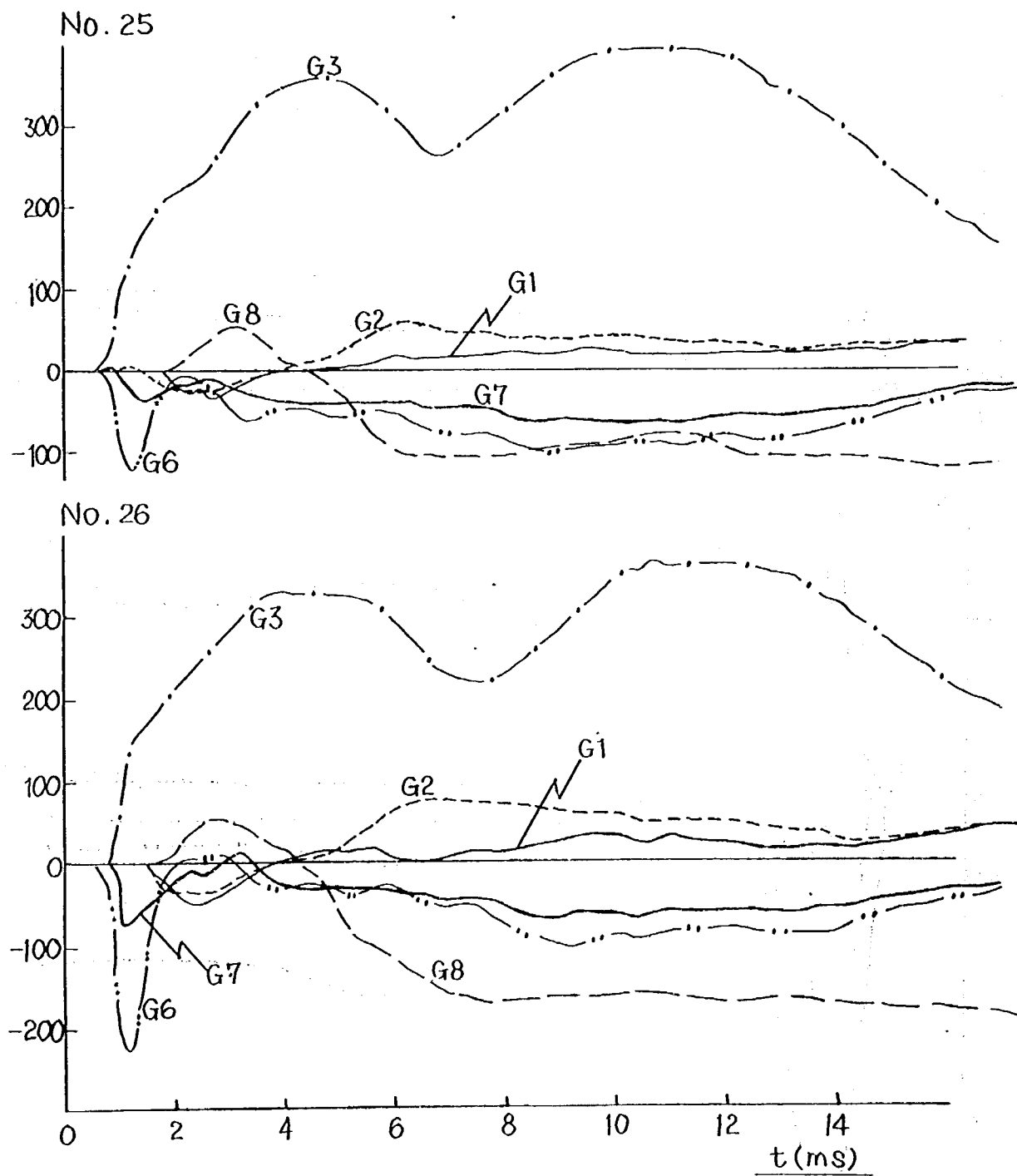


図-6.13 $t-\epsilon$ カープ

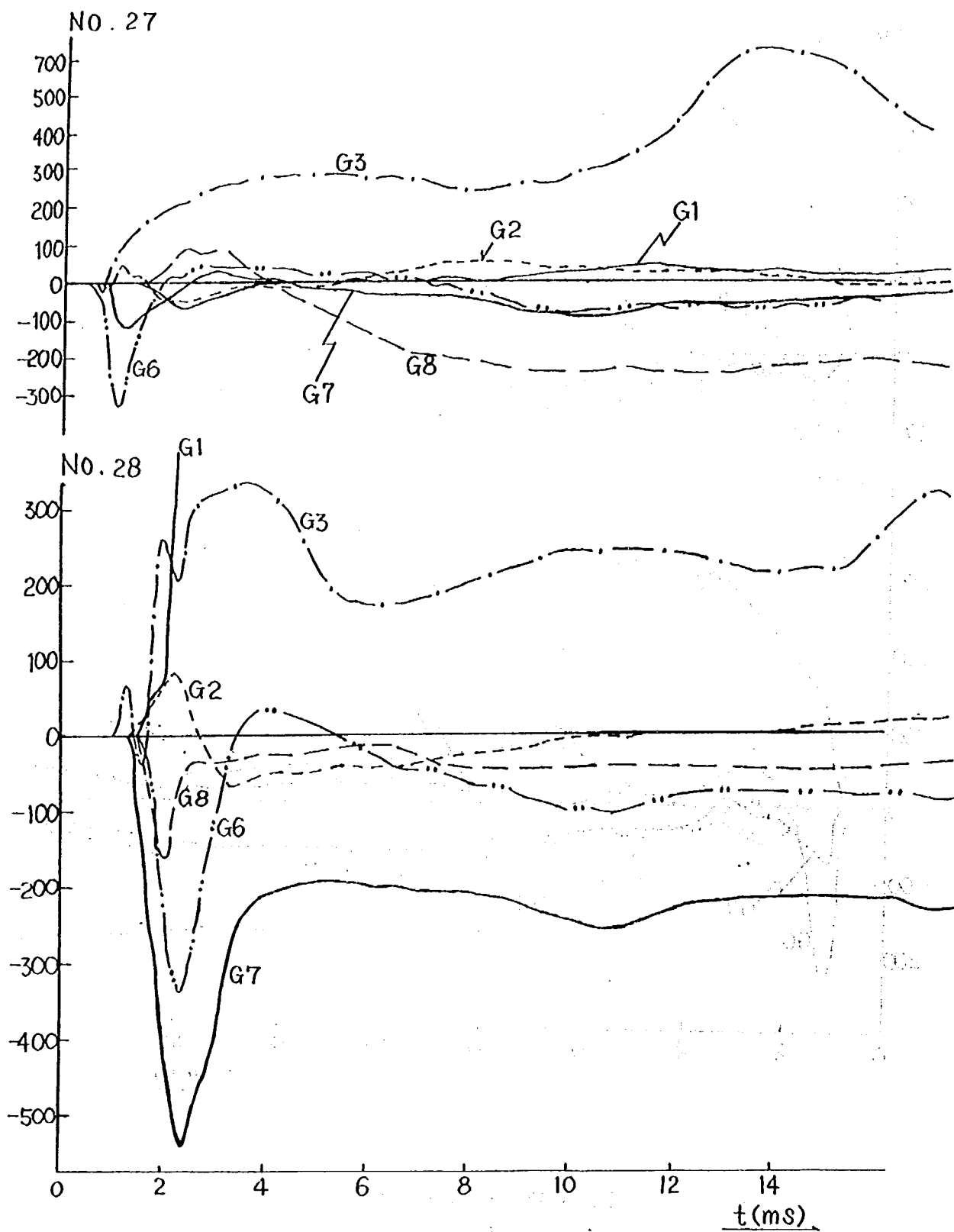


図-6.14 $t-\epsilon$ カープ

(2) 横方向の $l - \epsilon$ カーブ

片持梁と直角方向（以下横方向と略）の $l - \epsilon$ カーブを各 Run 毎整理して図-6.15～図-6.23 に示してある。これらの図から下記の動的応答特性がみられる。

① Run 1 ～ Run 5 までは表裏のひずみは符号が逆ではほぼ対称の波形を示している。

打撃点の真裏 引張

打 撃 面 側 引張

裏 面 圧縮

Run 6 以降は表裏のひずみが同符号を示す場合が多い。これら表裏ひずみが同符号となるのは表-6.4 のとおりである。

表-6.4 表 裏 が 同 符 号 と な る ゲ ー ジ

実験ケース	表裏が同符号となるゲージNo	ゲ ー ジ 位 置
Run 8, 9, 13, 16	G5とG9がいずれも $\ominus$	
Run 14, 16, 18	G4とG10 G5とG9 }それぞれ同符号	
Run 17	G4とG10がいずれも $\ominus$	
Run 20～22	G5とG10がいずれも $\ominus$	
Run 22, 24	G4とG11が同符号で $\ominus$	

表-6.5 で特徴的なのは Run 14 の G 4 の G 10 を除いて同符号となるのは負（圧縮）ひずみとなっている。

② Run 6 ～ Run 27 では表裏のひずみは対称ではない。特に Run 6 ～ Run 9 では引張ひずみがほとんど発生していない。

③ 片持梁方向のひずみに対して減衰が早い。

④ $l - \epsilon$ カーブが立上ってから最初にひずみがピークに達するまでの時間は縦方向に比較して短く 0.5 ms ～ 1.5 ms 程度である。

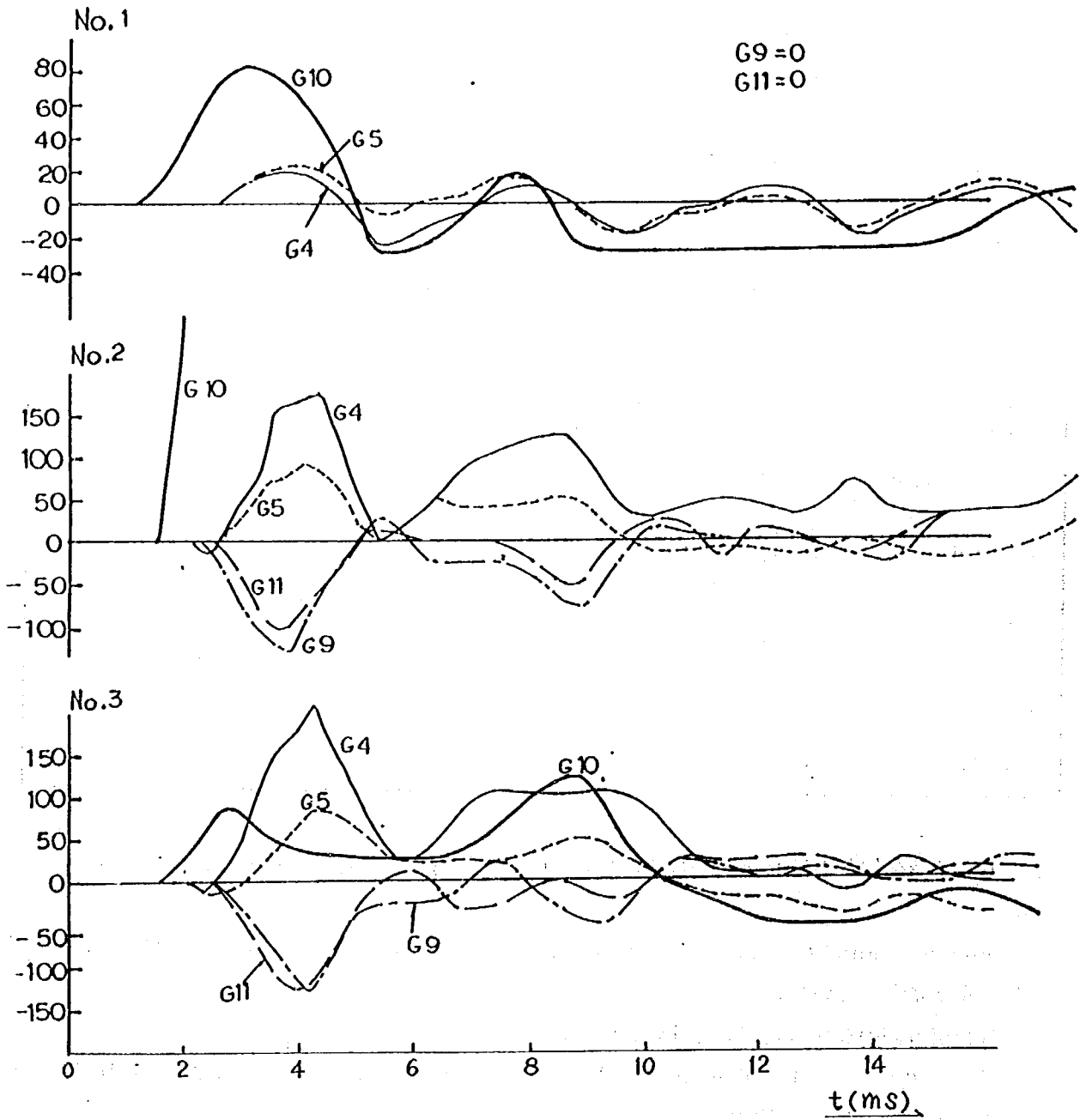


図-6.15 $t-\varepsilon$ カープ

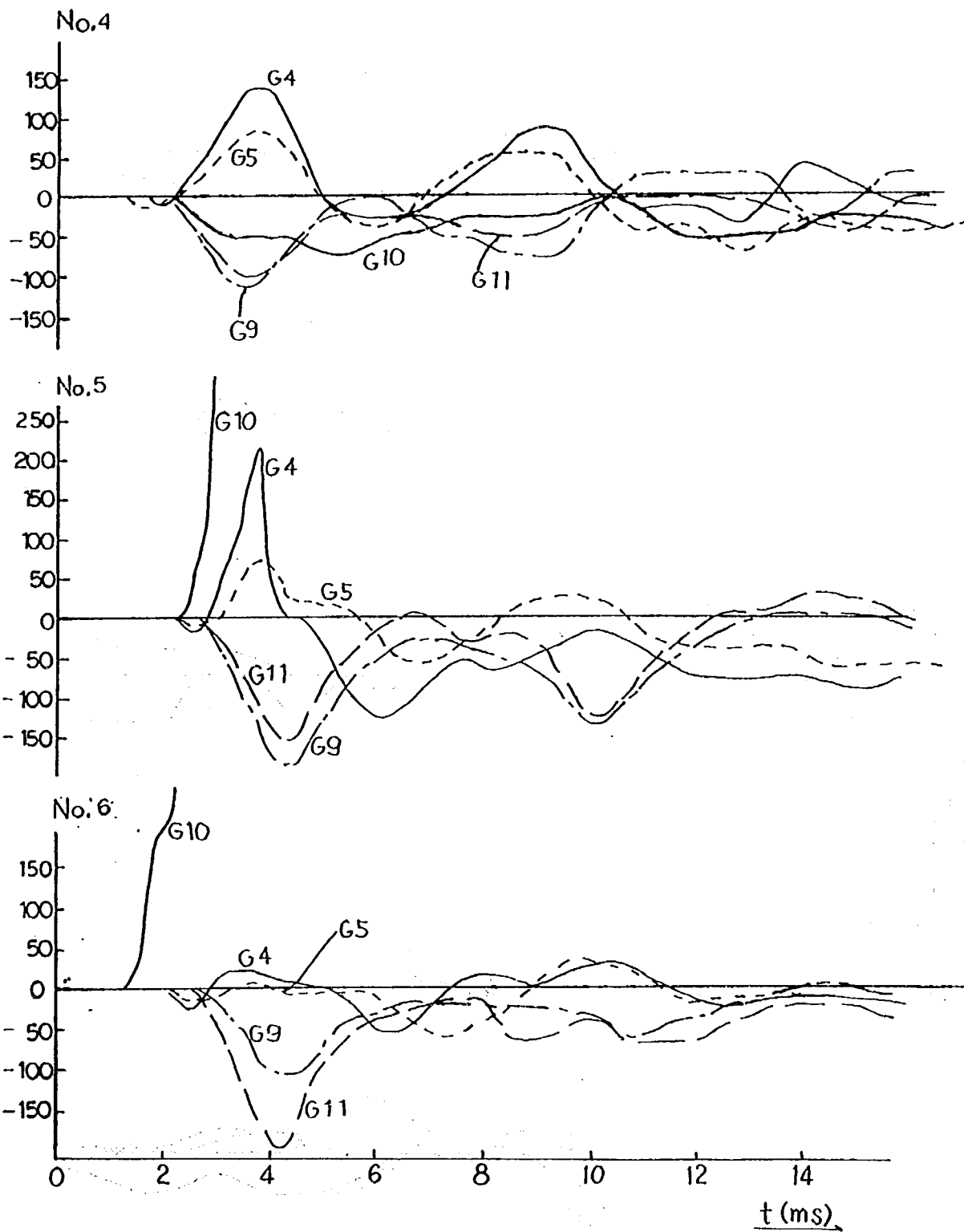


図-6.16 $t-\epsilon$ カ-ブ

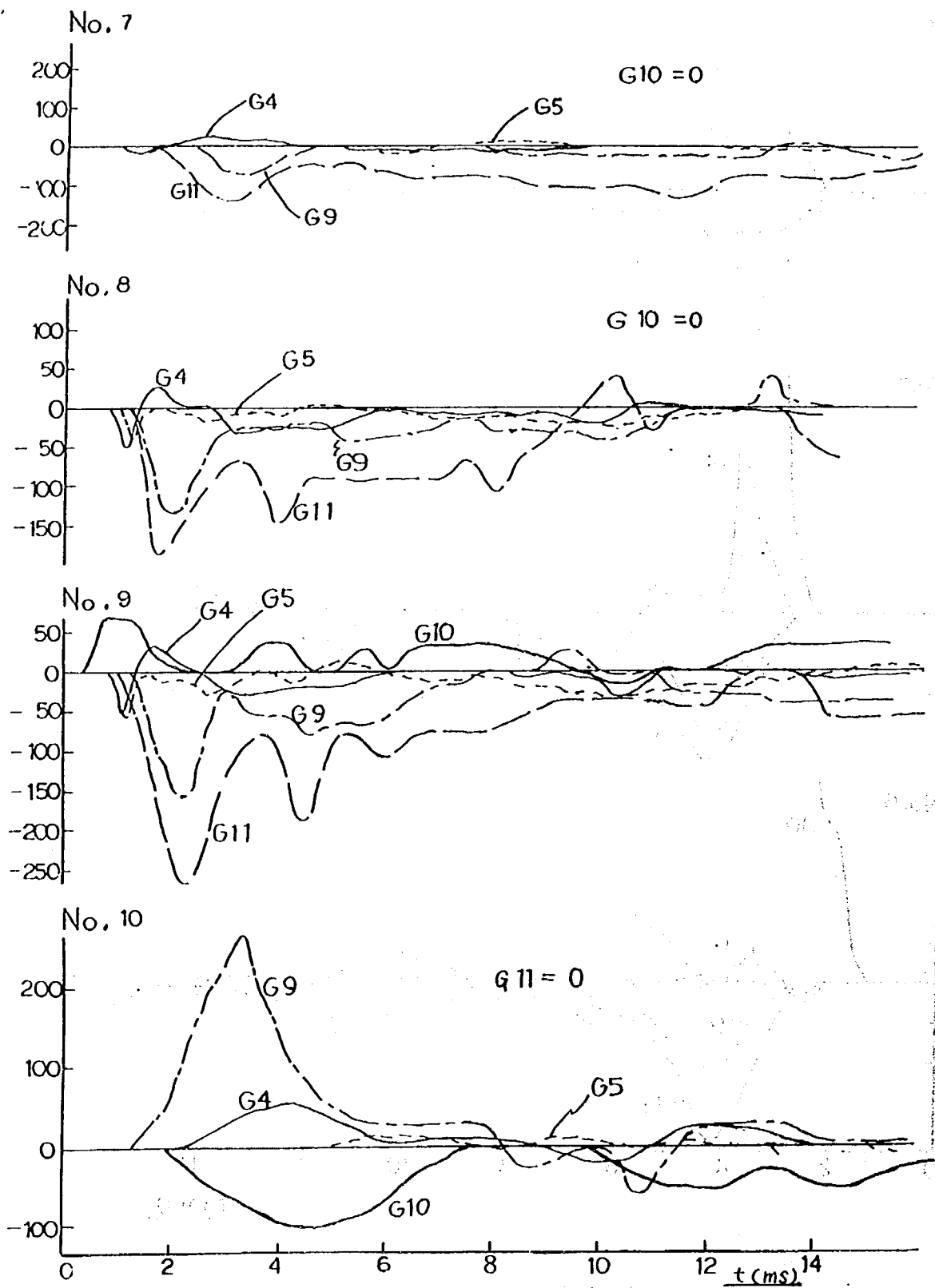


図-6.17 $t-\epsilon$ カ-ブ

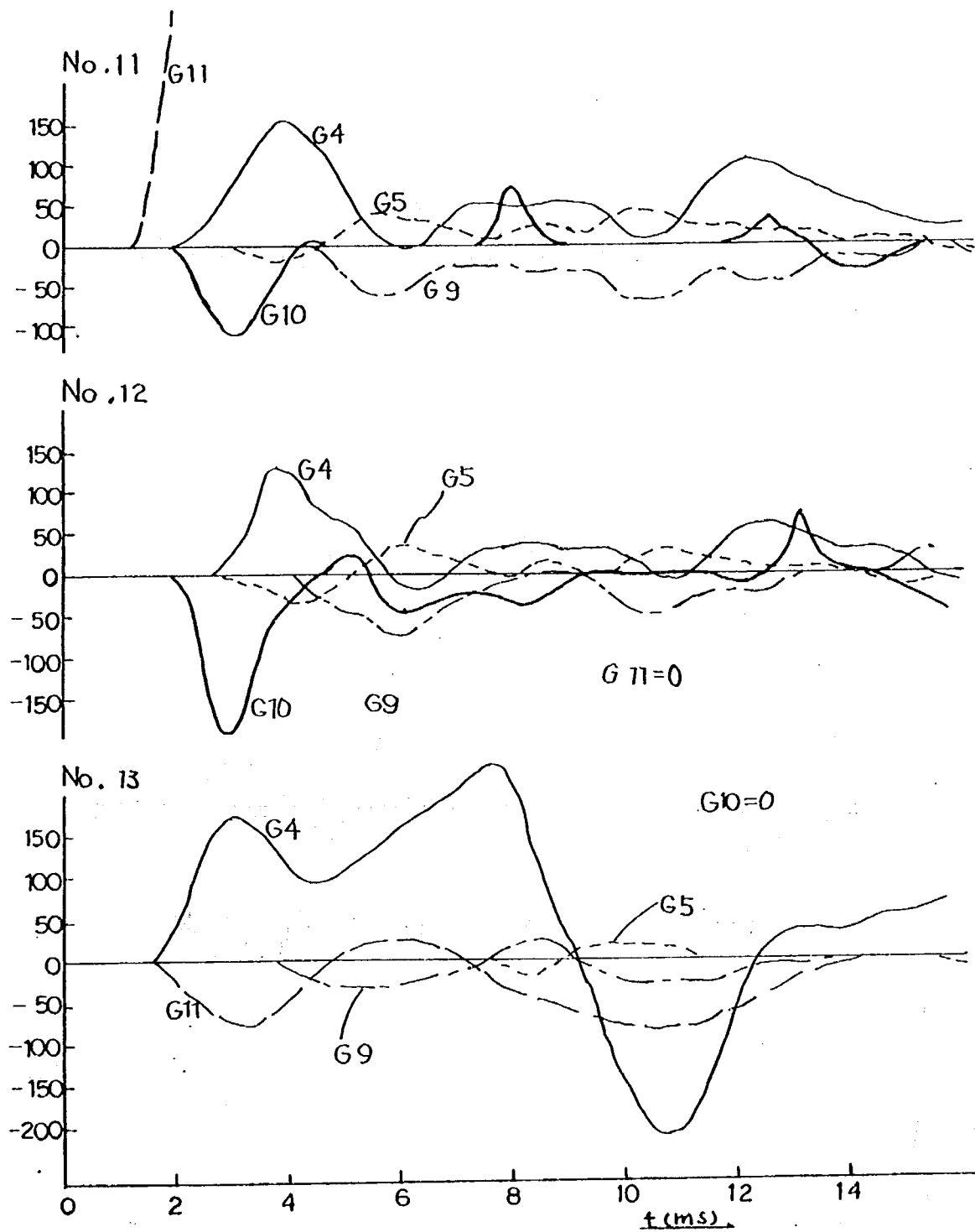


図-6.18 $l-\epsilon$ カーブ

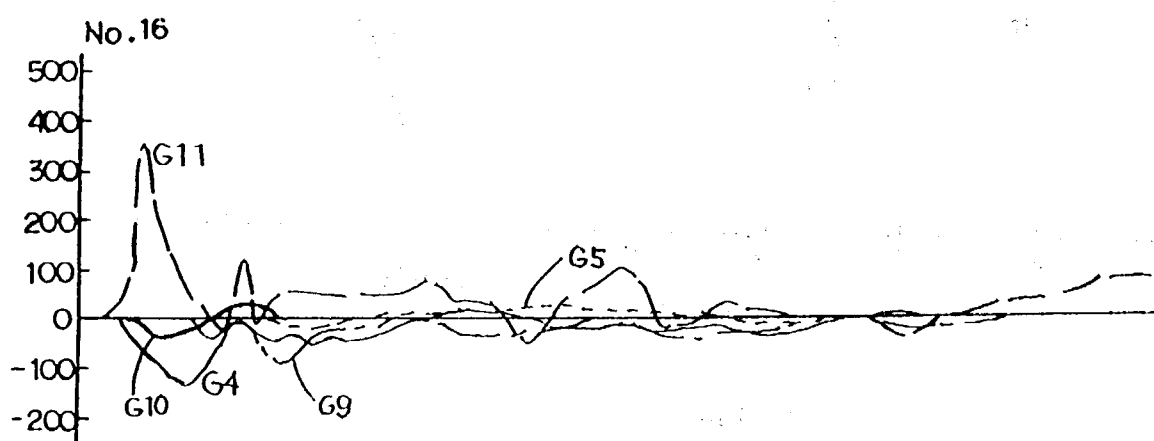
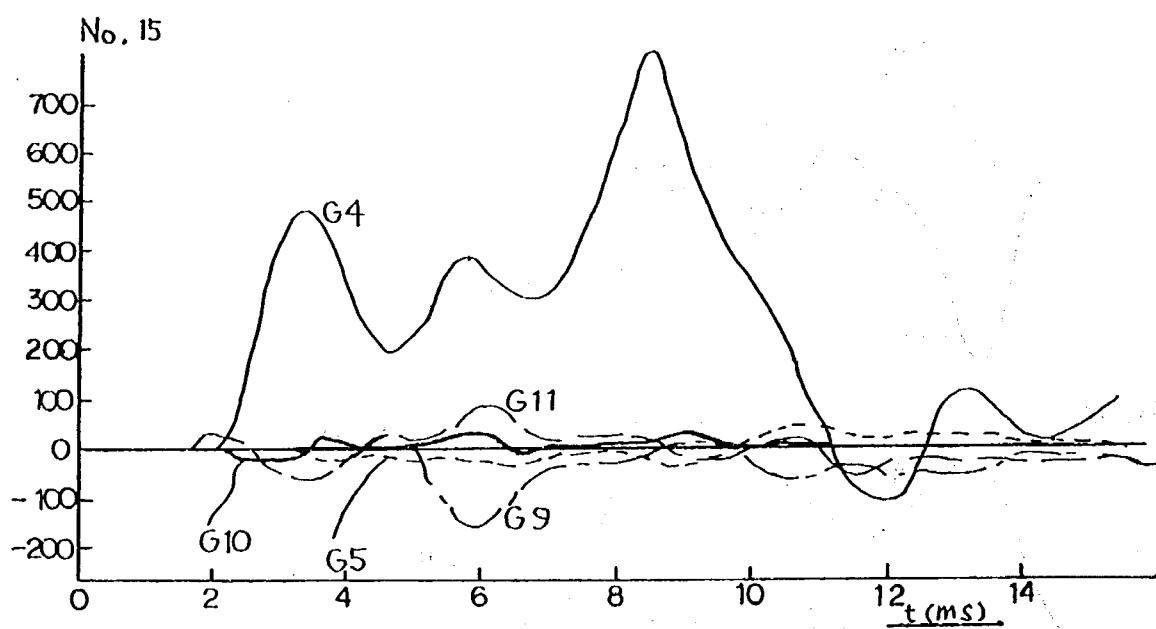
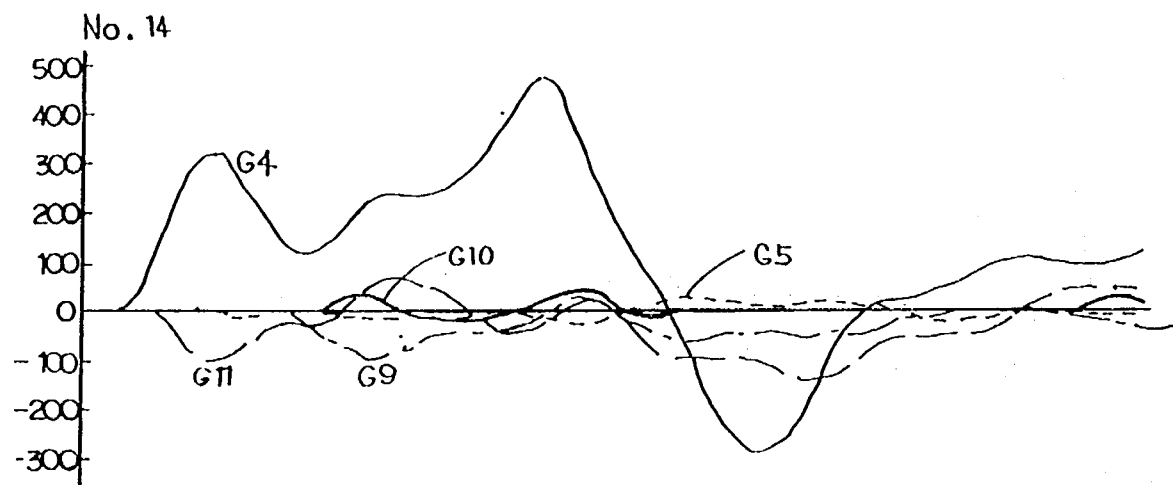


図-6.19 i - t カープ

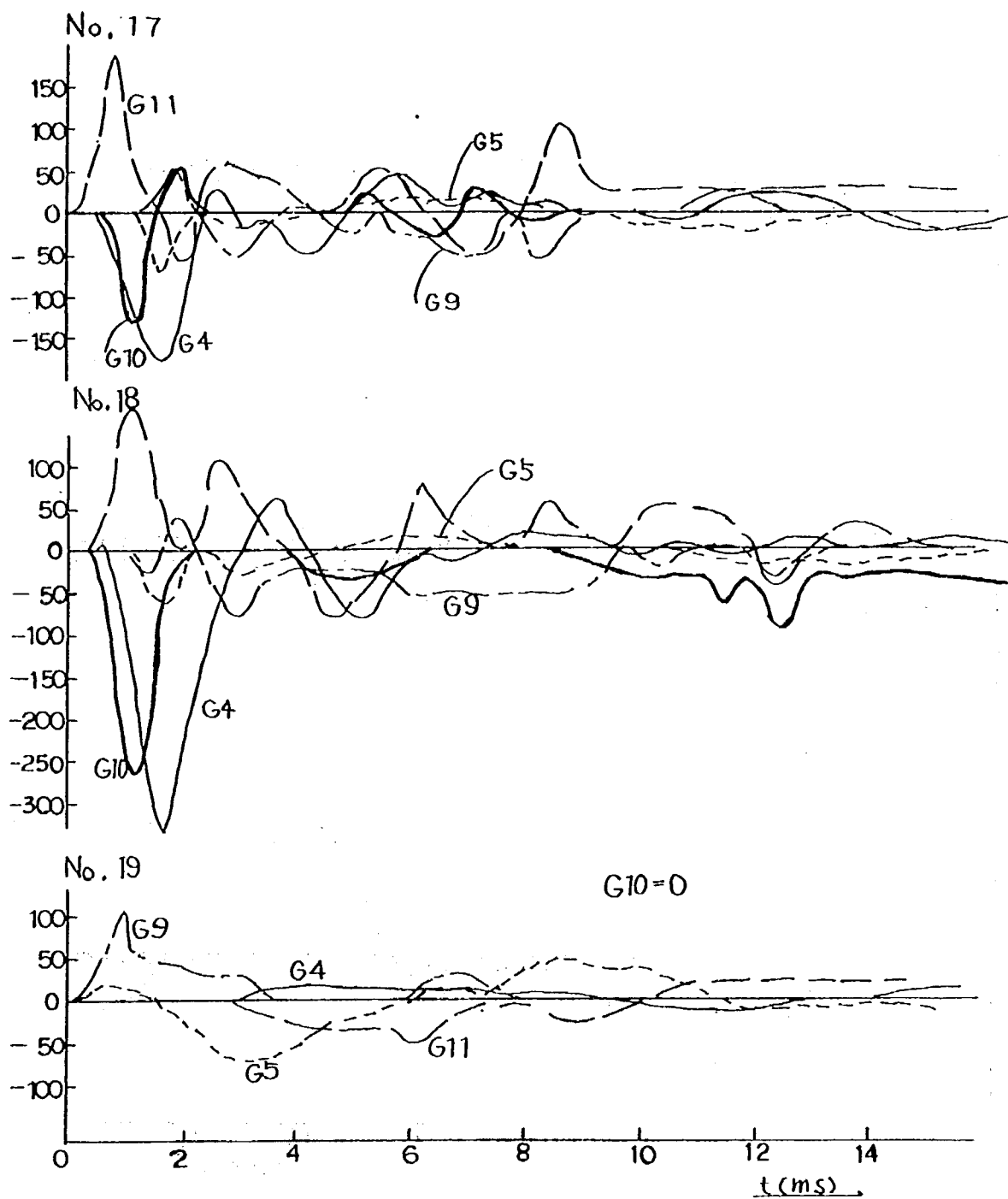


図-6.20 $t-\epsilon$ カープ

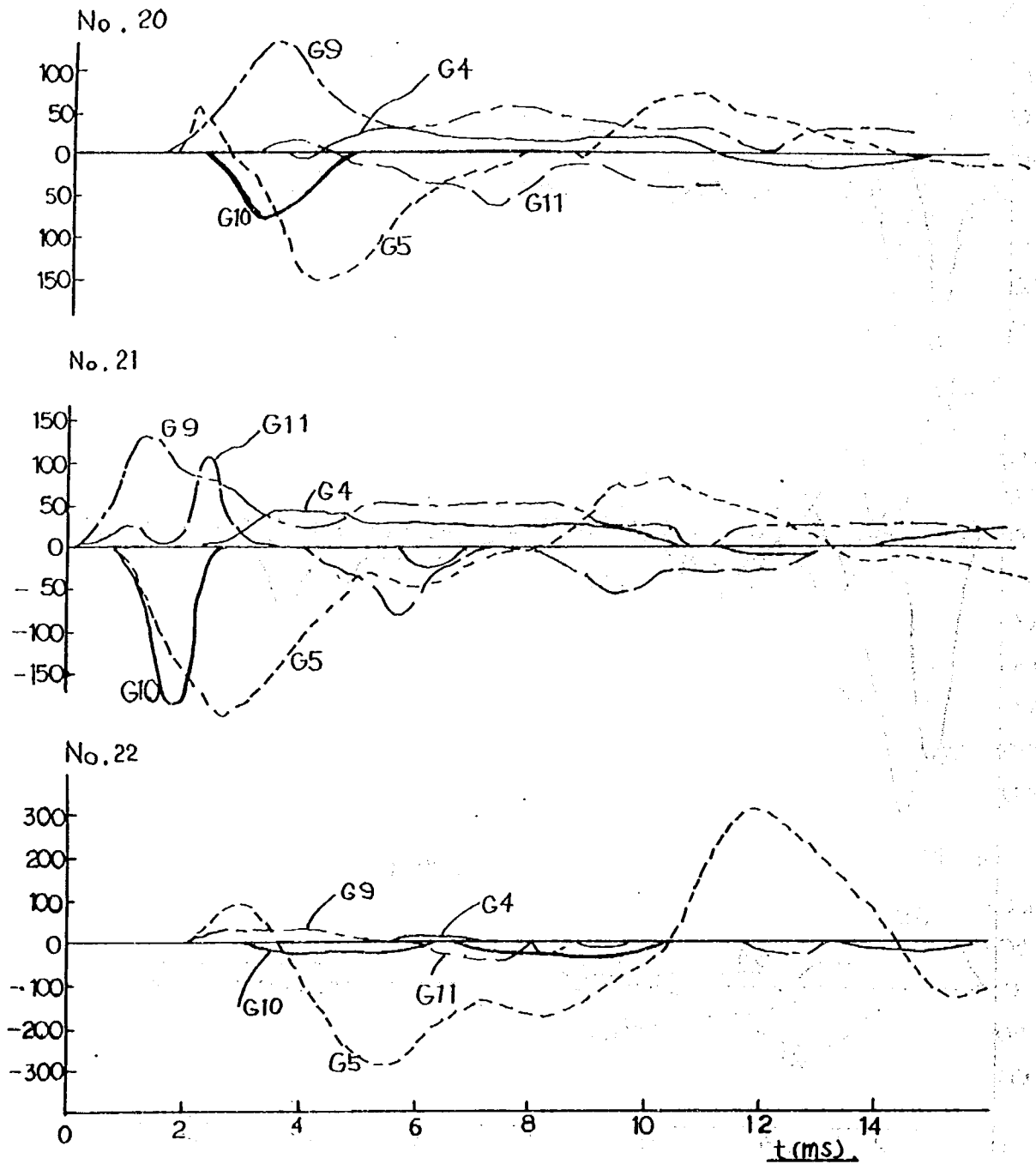


図-6.21 $t-\epsilon$ カープ

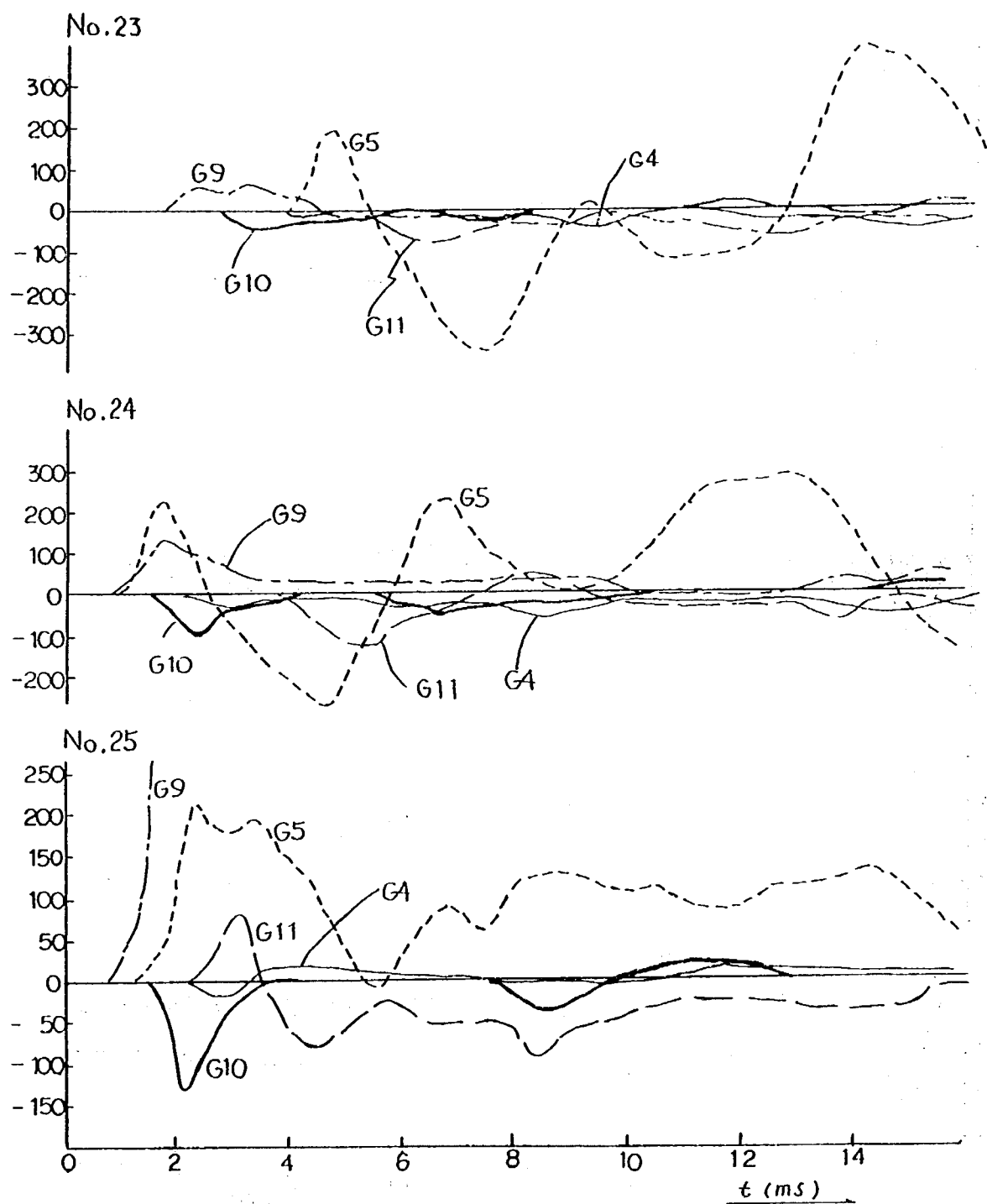


図-6.22 $t-\epsilon$ カープ

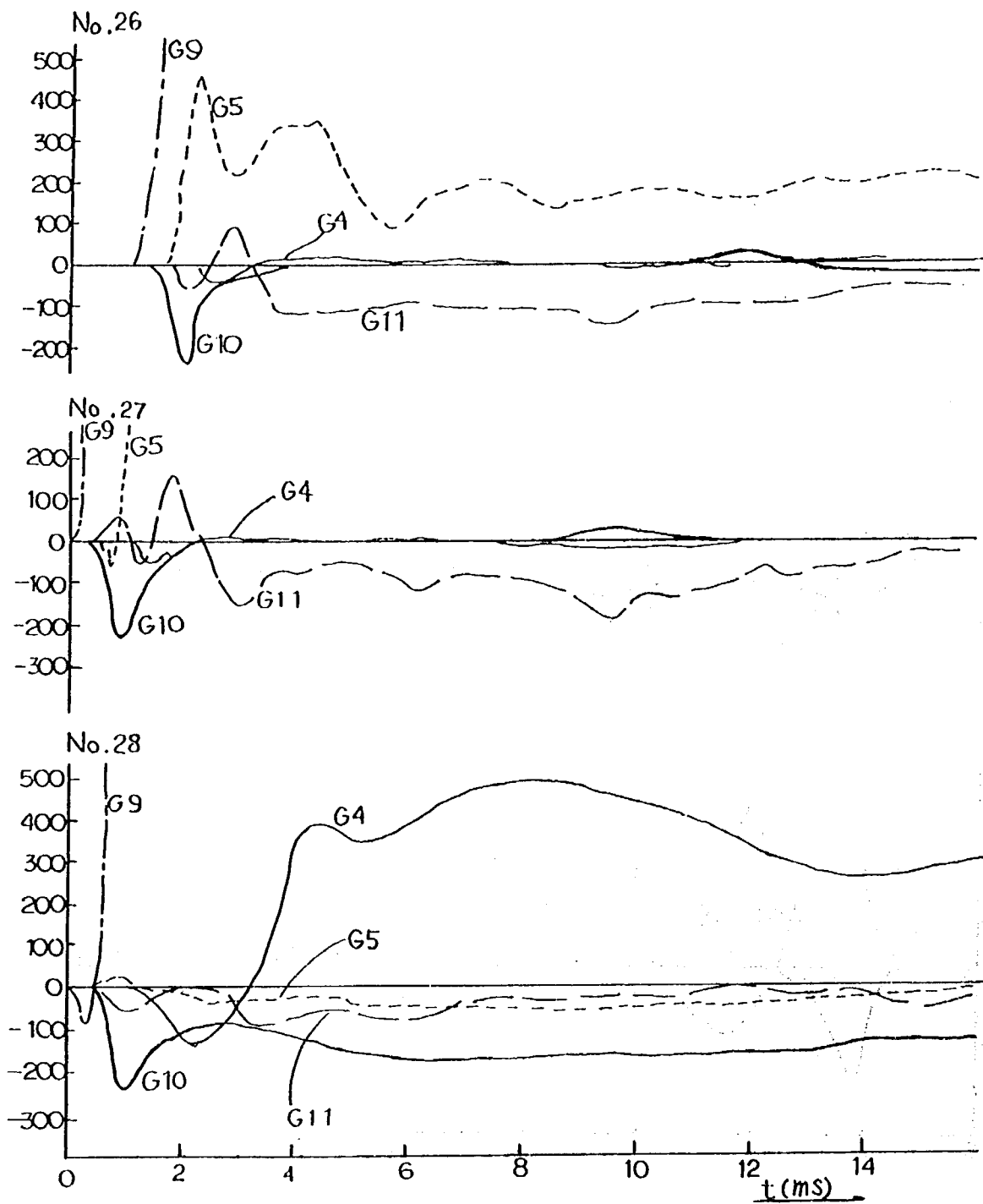


図-6.23 $t-\epsilon$ カープ

6.4 最大ひずみ

(1) 片持梁方向の最大ひずみ

片持梁方向の最大ひずみを表-6.5, 表-6.6に示した。

片持梁の全幅にわたり均等にひずみ ($\sigma = E\varepsilon$ の関係で E は constant であるから, ひずみ = 応力と考えてよい) が分布しているか否かをみるために, G1 G2 G3 G6 G7 G8 の平均値 ($\bar{\varepsilon}$) と打撃点直下のひずみ (ε_0) を比較し, 図-6.24に示した。

図-6.24において, $\bar{\varepsilon}$ と ε_0 の関係は

$$\varepsilon_0 = (0.77 \sim 2.2) \bar{\varepsilon}, \quad \varepsilon_0 \div 1.4 \bar{\varepsilon}$$

となっている。 $\varepsilon_0 < \bar{\varepsilon}$ となるのは Run 7 ~ 9, Run 18, Run 21 の5 ケースである。上記の関係から, 衝撃荷重に対して片持梁は一様に応力を発生しているのではなく, 打撃点の周辺が大きいといえる。

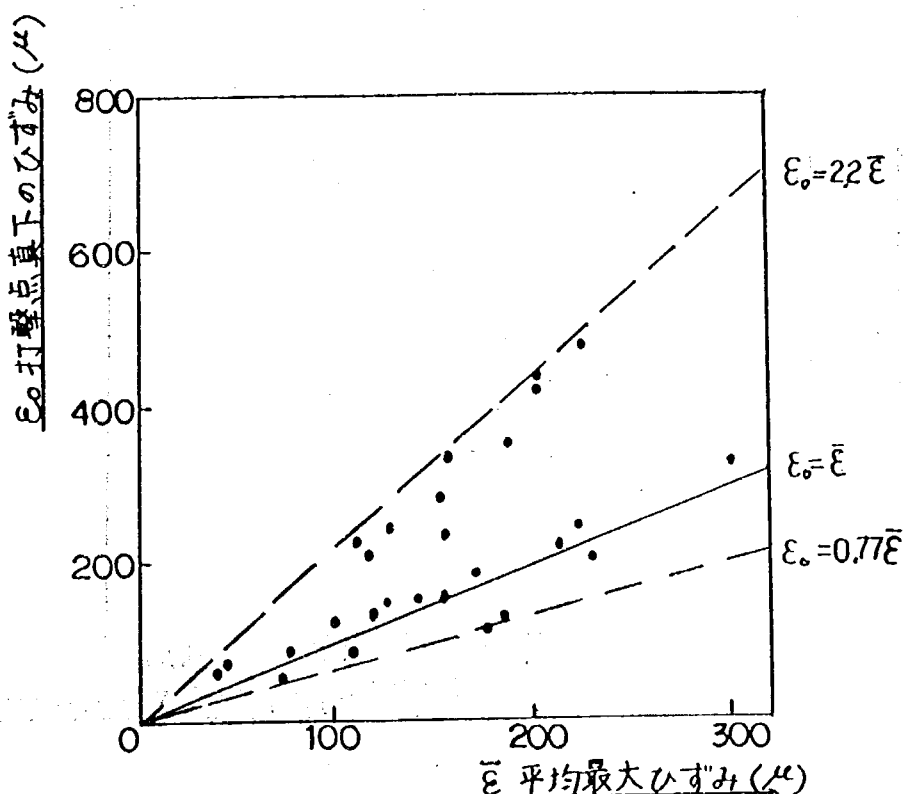


図-6.24 平均最大ひずみと打撃点直下の最大ひずみ

Run 1 ~ 9 は左右対称にゲージを配置し, フトンカゴの結線の有無による影響を検討することを目的の1つとしたが, 対称な左右の縦ひずみを比較すると下記の特徴がみられる。

- ① 表のG1 とG3 はほぼ等しい値を示している。
- ② 裏のG6 とG8 はRun 1 ~ Run 3 では符号が逆である。Run 4, 7 ではG6 とG8 はほぼ等しい値を示すが, その他のケースではG6 とG8 の値は大きく異なる。

以上のように対称位置の左右の縦ひずみは, ケースによっては異なる場合もあるが, フトンカゴの結線の影響については不明である。

表裏をなす位置のひずみは, 全体的には逆符号でかつ表が⊕裏が⊖となっているが, 6.3 節に示し

たように、

Run 1～3では表のG1が⊖裏のG8が⊕と逆になっている。

Run 6, 8, 9, Run 19～24ではG8の符号が⊕となっている。

(2) 横方向最大ひずみ

横方向の最大ひずみは表-6.7, 表-6.8に示した。

縦方向の応力と横方向の応力の大きさを比較する意味で縦方向の最大ひずみの比較を図-6.24に示した。横方向のひずみは打撃点に近い位置のG4 (Run 10～18), G5 (Run 19～27)を用いた。図-6.25の $\bar{\epsilon}$ と $\bar{\epsilon}'$ は力学的な意味が異なるので単純に比較はできないが、縦方向のひずみと同程度のひずみが発生していることが考えられる。

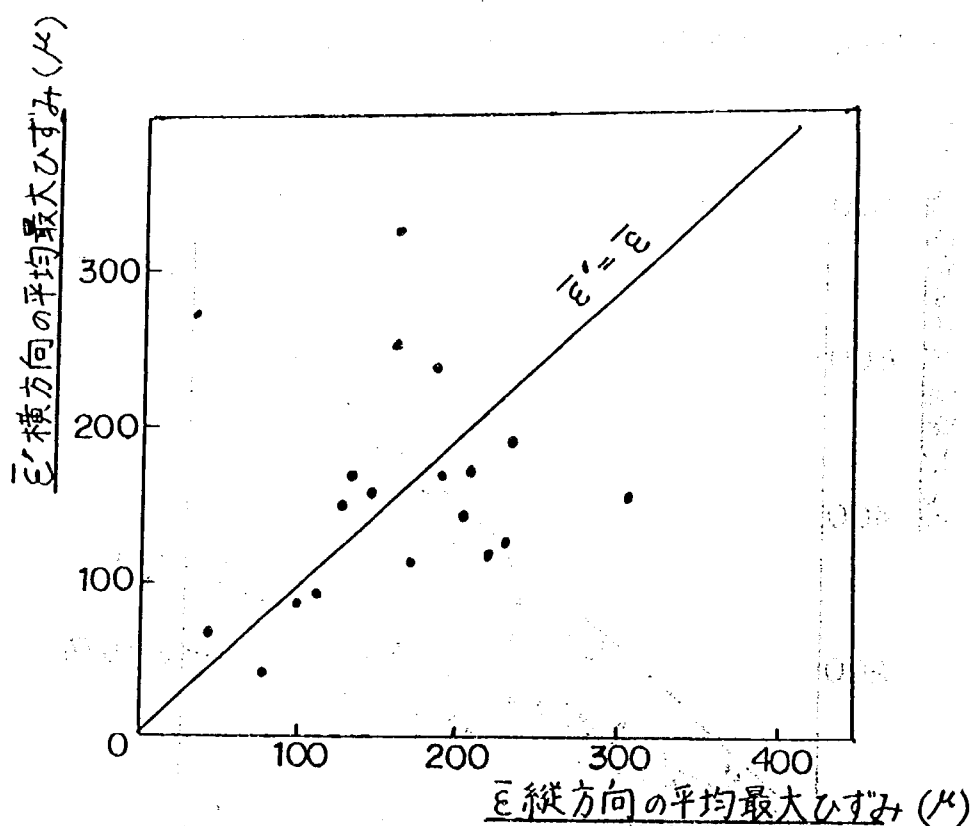


図-6.25 縦方向ひずみと横方向ひずみ

6.3節の $\sigma - \epsilon$ カーブと同様に横方向ひずみはRun 8～Run 24において、表裏の最大ひずみがともに圧縮ひずみとなっているのがみられる。

Run 1～Run 9は左右対称にゲージを設置し、フトンカゴの結線の有無による影響をみることを目的の1つとしたのであるが、左右のひずみを比較すると下記の特徴がみられる。

- ① 表のG4とG5は同一ケースで最大ひずみの大きさが異なり、Run 1を除いてG4が大きい。
- ② 裏のG9とG11は同一ケースの最大ひずみの大きさはほぼ同じである。

上記の傾向から、フトンカゴの結線の有無の影響を判断することはできない。

表-6.5 最大ひずみ（片持梁方向）

Run	打撃位置		球速 (m/sec)	最大ひずみ（更測）（ μ ）									打撃点直下 のゲージNo	G3, G6 (又はG1, G8)を除 外した平均
	X (m)	Y (m)		G1	G2	G3	G6	G7	G8	平均	打撃点直 下のひず みの平均	最大値		
1	3	1.5	1.2	-18	50	37	-33	-67	27	39	59	67	G2, G7	
2	"	"	5.6	-60	133	53	-60	-533	100	157	333	533	"	
3	"	"	4.8	-53	160	67	-67	-260	80	115	210	260	"	
4	3	1.0	3.2	93	107	120	-127	-160	-107	119	134	160	"	
5	"	"	5.7	127	167	147	-193	-300	0	156	234	300	"	
6	"	"	4.2	60	133	73	-133	-307	560	211	220	560	"	
7	3	0.5	1.6	(-20) 93	47	40	-107	-50	(80) -107	70	49	107	"	
8	"	"	3.3	over +	100	80	-180	-73	over +	108	87	180	"	
9	"	"	4.6	-67 (over +)	107	100	-273	-113	400 (-230)	177	110	400	"	
10	2	1.5	1.6	140	40	20	-20	-40	0	43	70	140	G1, G8	55
11	"	"	5.1	533	213	53	-60	-73	-427	227	480	533	"	312
12	"	"	3.4	500	187	40	-60	-67	-347	200	424	500	"	275
13	2	1.0	1.3	347	80	13	-20	-60	-147	111	229	347	"	159
14	"	"	2.9	627	153	20	-53	-120	-240	203	434	627	"	285
15	"	"	4.1	over +	220	30	-53	-167	-293	153	153	293	"	227
16	2	0.5	3.6	140	177	27	-93	-47	-107	99	124	177	"	118
17	"	"	4.4	147	173	80	-220	-67	-160	141	154	160	"	136

表-6.6 最大ひずみ（片持梁方向）

Run	打撃位置		球速 (m/sec)	最大ひずみ（更測）（ μ ）									打撃点直下のゲージNo	G3, G6 (又はG1, G8)を除 外した平均
	X (m)	Y (m)		G 1	G 2	G 3	G 6	G 7	G 8	平 均	打撃点直 下のひず みの平均	最大値		
18	2	0.5	4.1	167	227	100	-300	- 87	-240	187	127	300	G 1, G 8	143
19	4	1.5	1.2	193	30	103	- 73	- 37	27	77	88	193	G 3, G 6	61
20	"	"	4.0	520	60	157	-220	- 60	133	170	189	520	"	124
21	"	"	4.4	693	33	140	-273	- 60	187	231	207	693	"	127
22	4	1.0	1.3	320	53	140	-133	- 53	40	123	137	320	"	95
23	"	"	3.5	547 (573)	33	260	-237	-107	140 (147)	221 (226)	249	547 (573)	"	160
24	"	"	5.1	773	33	320	-333	-133	213	301	327	773	"	204
25	4	0.5	4.6	27	40	387	-107	- 67	-133	127	247	387	"	150
26	"	"	4.8	33	77	327 (360)	-227 (-100)	- 73	-187	154 (138)	277 (230)	327 (360)	"	176
27	"	"	6.6	40	50	613	- 93	- 80	-253	188	353	613	"	209
28	0.5	0.5	7.4	over	80	333	-333	-547	-160	291		547		

表-6.7 最大ひずみ(横方向)

Run	打撃位置		球速 (m/sec)	最大ひずみ (更測) (μ)									
	X (m)	Y (m)		G 4	G 5	G 9	G10	G11	G4, 5, 9, 11の平均	G4, G10 の平均	G5, G9 の平均	G4, G11 の平均	G5, G10 の平均
1	3	1.5	1.2	17	23	0	90	0	10				
2	"	"	5.6	187	87	-107	over +	-107	122				
3	"	"	4.8	200	73	-107	107	-133	128				
4	3	1.0	3.2	127	80	-107	- 80	-107	105				
5	"	"	5.7	213	67	-187	over +	-160	157				
6	"	"	4.2	20	13	-213	over +	-200	112				
7	3	0.5	1.6	25	0	- 53	0	-133	53				
8	"	"	3.3	27	- 20	-120	0	-173	85				
9	"	"	4.6	33	- 27	-133	53	-293	122				
10	2	1.5	1.6	53	13	213	- 80	0		67	113		
11	"	"	5.1	147	40	- 53	-107	over		127	47		
12	"	"	3.4	133	33	- 53	-160	0		147	43		
13	2	1.0	1.3	187	- 13	- 27	0	- 80		94	20		
14	"	"	2.9	320	- 7	-107	27	- 53		174	57		
15	"	"	4.1	480	- 27	-133	- 27	27		254	80		
16	2	0.5	3.6	-127	- 27	- 53	- 40	347		84	40		
17	"	"	4.4	-180	- 67	27	-133	187		157	47		

表-6.8 最大ひずみ(横方向)

Run	打撃位置		球速 (m/sec)	最大ひずみ(更測)(μ)									
	X (m)	Y (m)		G 4	G 5	G 9	G 10	G 11	G4, 5, 9 11の平均	G4, G10 の平均	G5, G9 の平均	G4, G11 の平均	G5, G10 の平均
18	2	0.5	4.1	-100	- 33	- 53	-240	160		170	43		
19	4	1.5	1.2	13	- 80	107	0	- 40				27	40
20	"	"	4.0	27	-147	133	- 80	- 53				40	114
21	"	"	4.4	47	-193	133	-186	-107				77	190
22	4	1.0	1.3	7	-293	27	- 13	- 27				17	153
23	"	"	3.5	- 47	187	40	- 40	- 80				64	114
24	"	"	5.1	- 60	227	113	- 80	-107				84	154
25	4	0.5	4.6	- 20	207	over +	-133	80				50	170
26	"	"	4.8	- 40	440	over +	-213	93				67	327
27	"	"	6.6	- 67	over +	over +	-240	160				114	240
28	5.5	0.5	7.4	+243	- 19	over +	-120	+ 40					

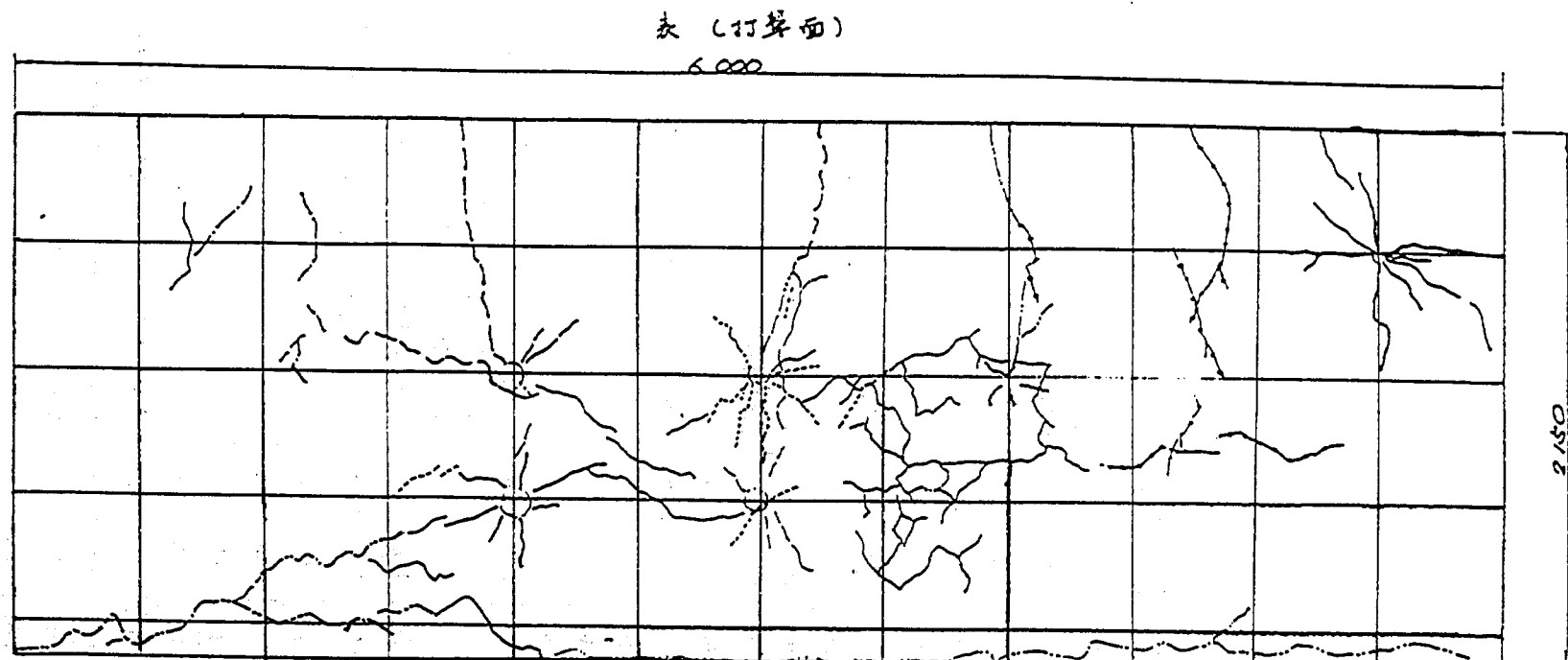
6.5 破壊形状

各Runにおけるクラックの発生状況は表-6.9に示すとおりである。クラックの形状は図-6.26、図-6.27に示してある。

6.3節の $\sigma - \epsilon$ カーブも含めて考えると、Run 2, Run 6, Run 9, Run 16が応力的に影響を与えるクラックが発生したものと考えられる。

表-6.9 破壊状況

実験 No	球速 (m/s)	打撃位置		打撃点のめりこみ			クラックの発生状況
		X (m)	Y (m)	長径 (mm)	短径 (mm)	深度 (mm)	
1	1.2	3	1.5	51	51	13	
2	5.6	"	"	124	116	7.0	中央に縦のクラックが発生 打撃面周辺のモルタルが剥げ落ちる。
3	4.8	"	"	113	97	5.7	Run 2のクラックが裏面でわずかに進展
4	3.2	"	1.0	88	99	2.9	
5	5.7	"	"	134	105	5.9	Run 2のクラックが進展かつクラック巾が拡大
6	4.2	"	"	114	106	5.6	広範囲にわたりクラックが発生(クラック巾はきわめて小)
7	1.6	"	0.5	56	50	2.2	クラックの進展はないが旧クラック巾の拡大
8	3.3	"	"	104	102	5.5	わずかにクラック発生(裏面)
9	4.6	"	"	110	106	6.8	打撃面の根元、東側面根元にクラック発生
10	1.6	2	1.5	65	58	3.0	
11	5.1	"	"	101	101	4.1	打撃点周辺の表裏にクラック発生
12	3.4	"	"	110	104	5.5	
13	1.3	"	1.0	69	57	3.0	
14	2.9	"	"	106	87	3.2	
15	4.1	"	"	114	103	5.3	打撃面に天端に達する縦クラック発生
16	3.6	"	0.5				西側面根元にクラック発生 東側面根元クラックの進展
17	4.4	"	"	126	112	6.5	Run 11のクラックがわずかに進展
18	4.1	"	"	144	137	10.6	古いクラックのクラック巾が拡大、西側面進展 古いクラックを連結するクラックが少し発生
19	1.2	4	1.5	72	58	2.6	
20	6.4	"	"	87	86	3.0	
21	5.1	"	"	116	108	5.1	
22	1.3	"	1.0	59	55	1.3	
23	3.5	"	"	93	86	3.2	表裏とも縦クラック、横クラックが大巾に発生
24	5.1	"	"	102	101	3.8	縦クラックが進展し一部天端に達する
25	4.6	"	0.5	97	93	5.2	縦クラックが発生
26	5.8	"	"	110	108	6.4	
27	7.2	"	"	134	136	8.8	Run 24のクラックを界に左右に1~2mmのズレ
28	7.2	5.5	0.5	127	114	7.8	50cm×50cmのブロックに切取れるようなクラック



凡例

— — — Run 2	— · — Run 13	— — — Run 23
····· Run 5	— · — Run 14	~~~~~ Run 24
— — — Run 6	— · — Run 15	— — — Run 28
— · — Run 9	— · — Run 16	

図-6.26 クラックの状況

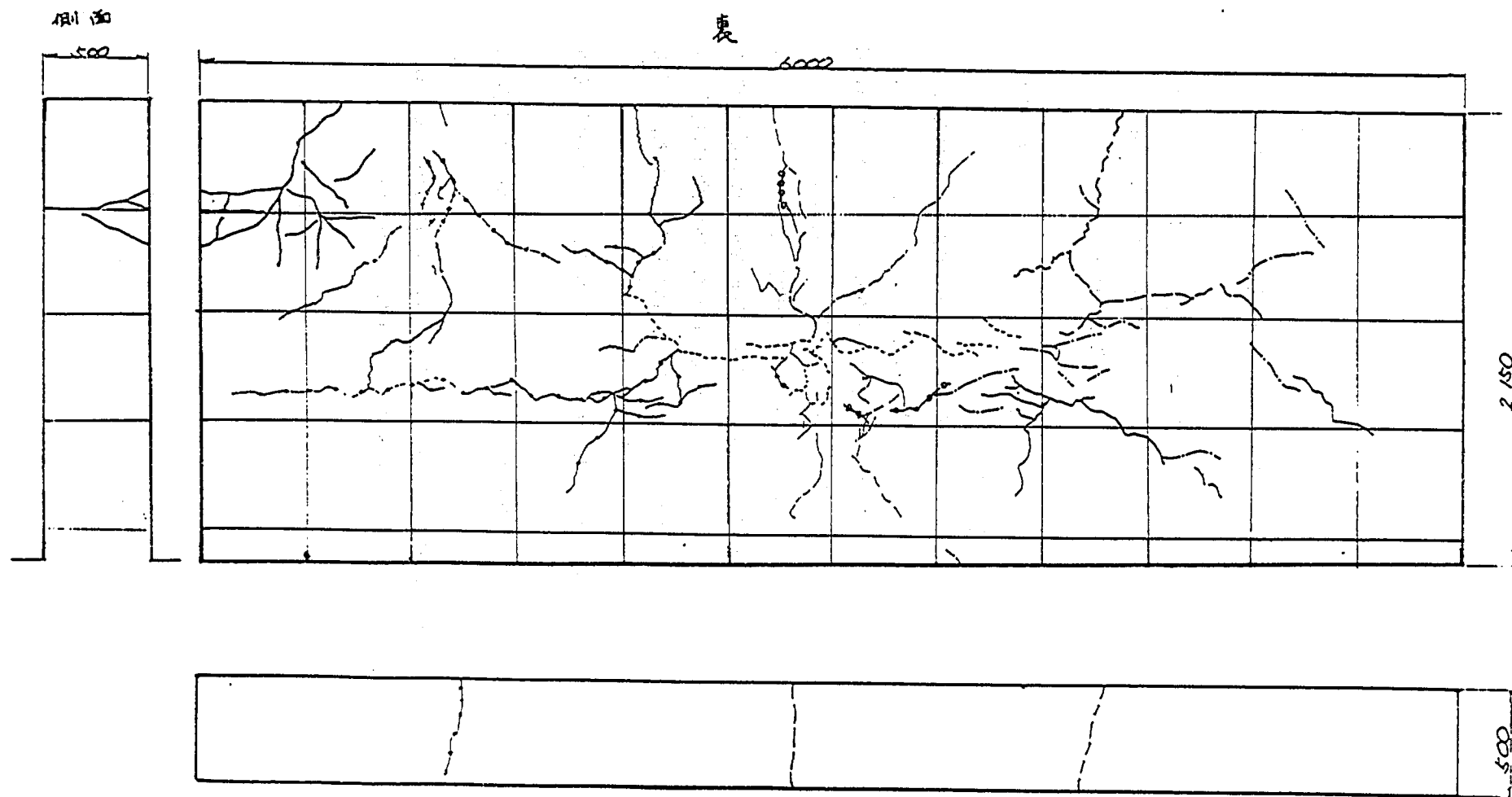


図-6.27 クラックの状況

6.6 梁の変形および破壊特性

6.3 節から 6.5 節に示した実験結果をもとにして、梁の変形・破壊特性について検討する。

(1) 縦方向の変形

縦方向のひずみをみると、打撃面側が引張りで裏面が圧縮となりかつその表裏のひずみの大きさが全体的にはほぼ同じである。これから判断して、片持梁は縦方向に曲げ変形を生じていると考えられる。

図-6.24から上記の片持梁の曲げ変形は打撃点周辺で大きく、打撃点から離れるに従い小さくなる傾向を示している。

片持梁の曲げ変形とは異なるひずみ応答を示す位置は、G8とG1である。しかし、これと対称な位置のG6、G3は片持梁の曲げとして正常なひずみ応答を示していることから考えて、G8とG1（特にG8）は局所的な条件が原因で異常なひずみ応答を示した事も考えられる。

(2) 横方向の変形

図-6.25の横方向ひずみと縦方向ひずみの比較および図-6.26、図-6.27のクラックの発生状況で縦方向のクラックも存在することから判断して、横方向の変形も大きいものと考えられる。

横方向の変形を考えるうえで各最大ひずみの符号に着目して整理すると図-6.28のようになる。図6.28には横方向も曲げ変形をしていると考えてその変形モデルを一諸に示しているが、Run13~18およびRun19~22は曲げ変形だけではひずみ応答を説明できない。また、図6.28に示したひずみの符号は全体としての傾向であり、ここに示したのと反対の符号のひずみを示すケースもある。

図-6.28においてRun1~9はひずみの符号のみから判断すると一定の傾向を示しているが、6.3節に示したようにRun6~9は $I-\epsilon$ カーブが対象でないので、横方向の変形を曲げ変形以外の要因が存在すると考えられる。Run10~Run27はひずみの符号について判断しても一定の傾向は見られず、曲げ変形よりも他のひずみを発生させる要因（クラック等による局部応力、軸方向力、ねじれ、応力波など）の方が大きい事が想像される。

破壊形態からみた場合垂直方向のクラックの発生と水平方向のクラックの発生には下記の相異がみられる。

水平方向クラック：片持梁の根元の引張り側には全体的にクラックが発生しているが、圧縮側には発生していない。

縦方向クラック：クラックは打撃点の位置に発生しており、表と裏と同じように発生している。このようにクラックの発生状況からみると、曲げ変形を特徴づける結果はみられない。

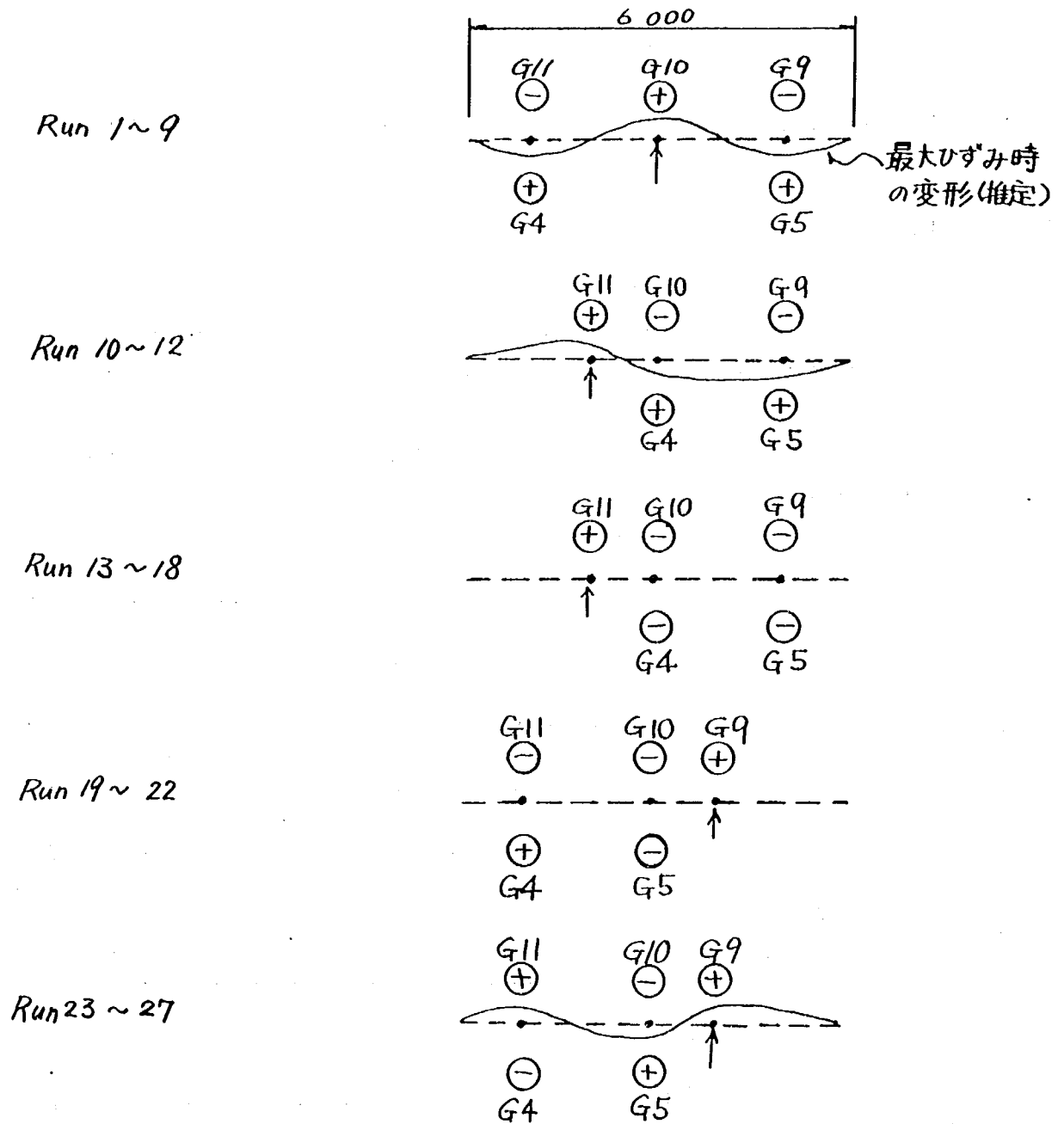


図-6.28 横方向の梁の変形

7. 衝撃応答解析

第6章においては衝撃荷重の実験結果を整理したが、本章では、衝撃応答モデルを作成し、数値解析を行い第6章の実験結果との比較を行なう。

7.1 構造モデル

衝撃応答解析モデルは下記の理由から昭和56年度実験の解析と同様な2質点等価質量モデルとした。

- ① 第6.6節に示したように片持梁の縦方向は明確な片持梁の曲げ変形特性を示している。
- ② 横方向の応力も同等大きい、その変形特性を設定できないために計算モデルには取れなかった。
- ③ 片持梁の幅方向の応力集中がみられるが、これらは平均値を求め、全幅に対して一様に分布するものとして取扱う。

質点モデルの計算式は(7.1)～(7.9)のとおりとなる。

$$\ddot{Y}_2 = -\frac{k_2}{M_2} (Y_2 - Y_1) \quad (7.1)$$

$$\ddot{Y}_1 = \frac{k_2}{M_1} (Y_2 - Y_1) - \frac{k_1}{M_1} Y_1 \quad (Y_2 - Y_1 > 0 \text{ の時}) \quad (7.2)$$

$$\ddot{Y}_1 = -\frac{k_1}{M_1} Y_1 \quad (Y_2 - Y_1 \leq 0 \text{ の時}) \quad (7.3)$$

$$\dot{Y}_s + 1 = \dot{Y}_s + \ddot{Y}_s \Delta t \quad (7.4)$$

$$Y_s + 1 = Y_s + \frac{\dot{Y}_s + \dot{Y}_s + 1}{2} \Delta t \quad (7.5)$$

$$k_2 = \sqrt{\frac{16 R_2}{9 \pi^2 (J_1 + J_2)^2}} (Y_2 - Y_1)^{0.5} \quad (7.6)$$

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

$$K_1 = \left(\frac{h^3}{3 E_1 I} + \frac{\alpha h}{G A} \right)^{-1}, \quad G = \frac{E_1}{2(1 + \nu_1)} \quad (7.7)$$

$$M_2 = \frac{4}{3} \pi R_2^3 \frac{\sigma}{g} \quad (7.8)$$

$$M_1 = \beta M_1' \quad (7.9)$$

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

$Y_1, \dot{Y}_1, \ddot{Y}_1$: 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 : コンクリートのヤング率 (kg/m^2)

E_1' : コンクリートの変形係数 (kg/m)

E_2 : 鋼のヤング率 (kg/m^2)

ν_1 : コンクリートのポアソン比

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)

7.2 定数の決定

(1) コンクリートの物理決定

第5章に示したプレキャストコンクリートの圧縮試験結果から下記の値を用いた。弾性係数は必ずみ速度効果を考慮して試験結果の20%増とした。

コンクリート構造物の弾性係数: $\frac{1}{2}$ 割線弾性係数 $E_1 = 1.16 \times 10^5 \times 1.2 = 1.39 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$

衝突面のコンクリートの弾性係数: 終局強度弾性係数 (衝突面においてはコンクリートは破壊に至るまでの局所的な応力を生ずるので終局強度割線弾性係数を用いる。)

$$E' = 0.82 \times 10^5 \times 1.2 = 0.98 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

ポアソン比: $\nu_1 = 0.142$

(2) 片持梁の構造特性

断面積 $A = 6.0 \times 0.5 = 3.0 \text{ m}^2$

断面2次モーメント $I = \frac{bh^3}{12} = \frac{6 \times 0.5^3}{12} = 0.0625 \text{ m}^4$

形状係数 $\alpha = 1.2$ (長方形)

(3) 梁の等価質量

コンクリート壁全幅にわたり一様な片持梁の変形を生じるものとして土研資料第1662号³⁾に示す式から等価質量を求めると各載荷位置によって下記の値となる。なお、コンクリートの単重は配合より $\gamma_c = 2280 \text{ kg/m}^3$ とする。

表-7.1 梁の等価質量

載荷ケース	載荷位置			真の質量 M' ($kg/m^3/sec^2$)	等価質量の式	等価質量 M' ($kg/m^3/sec^2$)
	ℓ (m)	h (m)	$\frac{h}{\ell}$			
R-1	2.15	0.65	0.302	1501	$M_1 = 4.70 M_1'$	7055
R-2	"	1.15	0.535	"	$M_1 = 1.46 M_1'$	2191
R-3	"	1.65	0.767	"	$M_1 = 0.51 M_1'$	766

(4) 鋼球の諸元

鋼球は $\phi 50 \text{ cm}$ を使用し、その諸元は表-7.2に示す通りであり、弾性係数、ポアソン比は鋼材の一般的な値を用いた。

表-7.2 鋼球の諸元

呼名	球の半径 R_2 m	球の質量 M_2 $kg/m^3/sec^2$	弾性係数 kg/m^2	ポアソン比 ν_2
$\phi 50$	0.25	52.4	2×10^{10}	$\frac{1}{3}$

(5) 定数のまとめ

(1)~(4)で検討した計算条件をまとめると表-7.3の通りとなる。

表-7.3 計算条件のまとめ

項 目	記 号	単 位	載 荷 条 件		
			R - 1	R - 2	R - 3
コンクリートの弾性係数	E_1	kg/m ²	1.39×10^9	1.39×10^9	1.39×10^9
破壊までのコンクリートの "	E_1'	"	0.82×10^9	0.82×10^9	0.82×10^9
コンクリートのポアソン比	ν_1		0.142	0.142	0.142
梁の断面二次モーメント	I	m ⁴	0.0625	0.0625	0.0625
荷 重 の 作 用 点	h	m	0.65	1.15	1.65
梁 の せん断断面積	A	m ²	3.00	3.00	3.00
形 状 係 数	α		1.2	1.2	1.2
梁 の 等 価 質 量	M_1	kg/m ³ /sec ²	7055	2191	766
鋼 球 の 質 量	M_2	"	52.4	52.4	52.4
鋼 の 弾 性 係 数	E_2	kg/m ²	2×10^{10}	2×10^{10}	2×10^{10}
鋼 の ポ ア ソ ン 比	ν_2		0.333	0.333	0.333
鋼 球 の 半 径	R_2	m	0.25	0.25	0.25
計 算 時 間 間 隔	Δt	sec	6×10^{-6}	6×10^{-6}	6×10^{-6}
全 計 算 時 間	$\Sigma \Delta t$	"			
アウトプットの計算時間	ΔT	"	1×10^{-4}	1×10^{-4}	1×10^{-4}
初 期 条 件	変 位	y_1, y_2	m	$y_1 = y_2 = 0$	
	加 速 度	$\ddot{y}_1, \ddot{y}_2$	m/sec ²	$\ddot{y}_1 = \ddot{y}_2 = 0$	
	速 度	$\dot{y}_1, \dot{y}_2$	m/sec	$y_1 = 0, y_2 = 1.$	2.4.6.8

なお、Run 6において梁の中央に縦のクラックが発生し、Run 9~Run 27では、このクラックを越えた反対側のひずみが極めて小さくなるケースがみられたので、片持梁をこの中央クラックで分割した場合についても $B = 3.0$ mとして検討した。この場合梁に関する特性値が下表のようになる。

表-7.4 $B = 3$ m の場合の梁の特性

載荷ケース	載 荷 位 置			真 の 質 量 M' (kg/m ³ /sec)	等 価 質 量 の 式	等 価 質 量 M_1' (kg/m ³ /sec ²)
	ℓ (m)	h (m)	$\frac{h}{\ell}$			
R - 4	2.15	0.65	0.302	750	$M_1 = 4.70 M_1'$	3525
5	"	1.15	0.535	"	$M_1 = 1.46 M_1'$	1095
6	"	1.65	0.767	"	$M_1 = 0.51 M_1'$	383
梁のせん断断面積			$A = 0.5 \times 3.0 = 1.5 \text{ m}^2$			
梁の断面2次モーメント			$I = 1/12 (3.0 \times 0.5^3) = 0.03125 \text{ m}^4$			

7.3 計算結果

中央載荷のモデル計算結果から載荷点の梁の最大変位 $Y_1 \max$ を整理して表-7.5, 表-7.6 に示した。次に (7.10) を用い G 1, G 2, G 3, G 6, G 7, G 8 地点のひずみを求め表-7.5, 表-7.6, 図-7.1, 図7.2 に示した。

$$\left. \begin{array}{ll} \text{片持梁のバネ力} & p = k_1 y_1 \\ \text{片持梁曲げ応力} & \sigma = \frac{p h'}{Z} \\ \text{片持梁曲げひずみ} & \epsilon = \frac{\sigma}{E_1} = \frac{k_1 h'}{Z E_1} y_1 \end{array} \right\} \quad (7.10)$$

$$Z : \text{梁の断面係数 } Z = \frac{B d^2}{6} = \frac{6.0 \times 0.5^2}{6} = 0.25$$

h' : 載荷点とゲージ間の距離

$$\frac{k_1 h'}{Z E_1} \text{ の値は表-7.7, 表-7.8 のとおりとなる。}$$

表-7.7 定数表 (B = 6.0 m)

Run No	k_1 (kg/m)	Z (m^3)	h' (m)	$\frac{k_1 h'}{Z E_1}$ (kg/m)
1~3, 10~12, 19~21	6.77×10^8	0.25	0.5	0.974
4~6, 13~15, 22~24	1.52×10^8	"	1.0	0.437
7~9, 16~18, 24~27	0.55×10^8	"	1.5	0.237

表-7.8 定数表 (B = 3.0 m)

Run No	k_1 (kg/m)	Z (m^3)	h' (m)	$\frac{k_1 h'}{Z E_1}$ (kg/m)
1~3, 10~12, 19~21	3.37×10^8	0.125	0.5	0.970
4~6, 13~15, 22~24	0.76×10^8	"	1.0	0.437
7~9, 16~18, 24~27	0.27×10^8	"	1.5	0.233

表-7.5 計算により求めた最大ひずみ (B = 6.0 m)

Run	球 速 (m / s)	最大変位 $Y_1 \max$ ($\times 10^{-3} \text{ m}$)	ひずみ ($\times 10^{-6}$) G_1, G_s	最大変位までの時間 ΔT (ms)	h'
1 ~ 3 10 ~ 12 19 ~ 21	1	0.045811	45	8.4	0.5
	2	0.092745	90	8.4	
	4	0.18593	181	8.4	
	6	0.27838	271	8.4	
	8	0.37029	361	8.4	
4 ~ 6 13 ~ 15 22 ~ 24	1	0.17310	76	9.6	1.0
	2	0.34683	152	9.6	
	4	0.69394	303	8.4	
	6	1.0483	458	8.4	
	8	1.4032	613	8.4	
7 ~ 9 16 ~ 18 25 ~ 27	1	0.46822	111	9.6	1.5
	2	0.93521	222	9.6	
	4	1.8847	447	8.4	
	6	2.8437	674	8.4	
	8	3.8033	901	8.4	

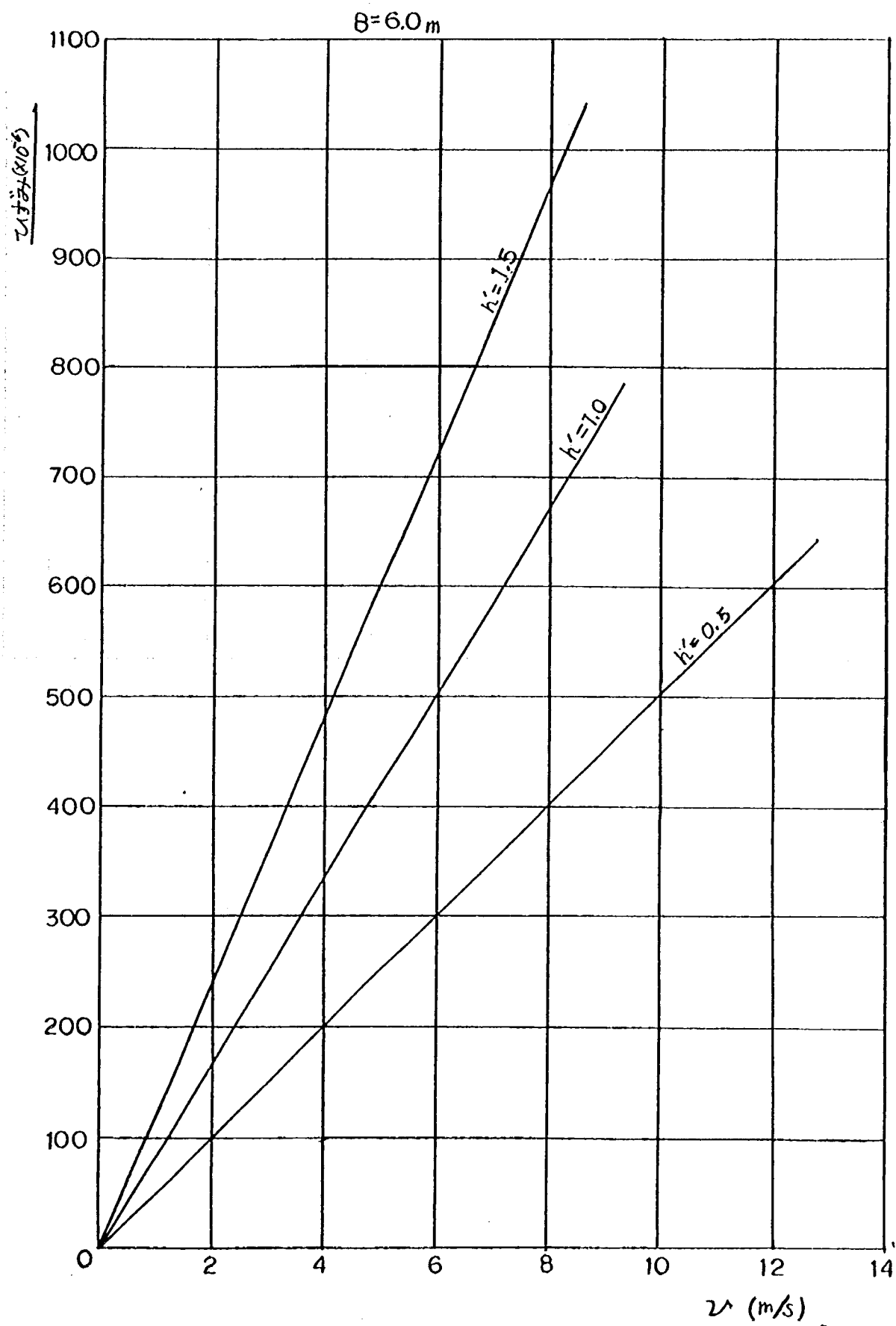
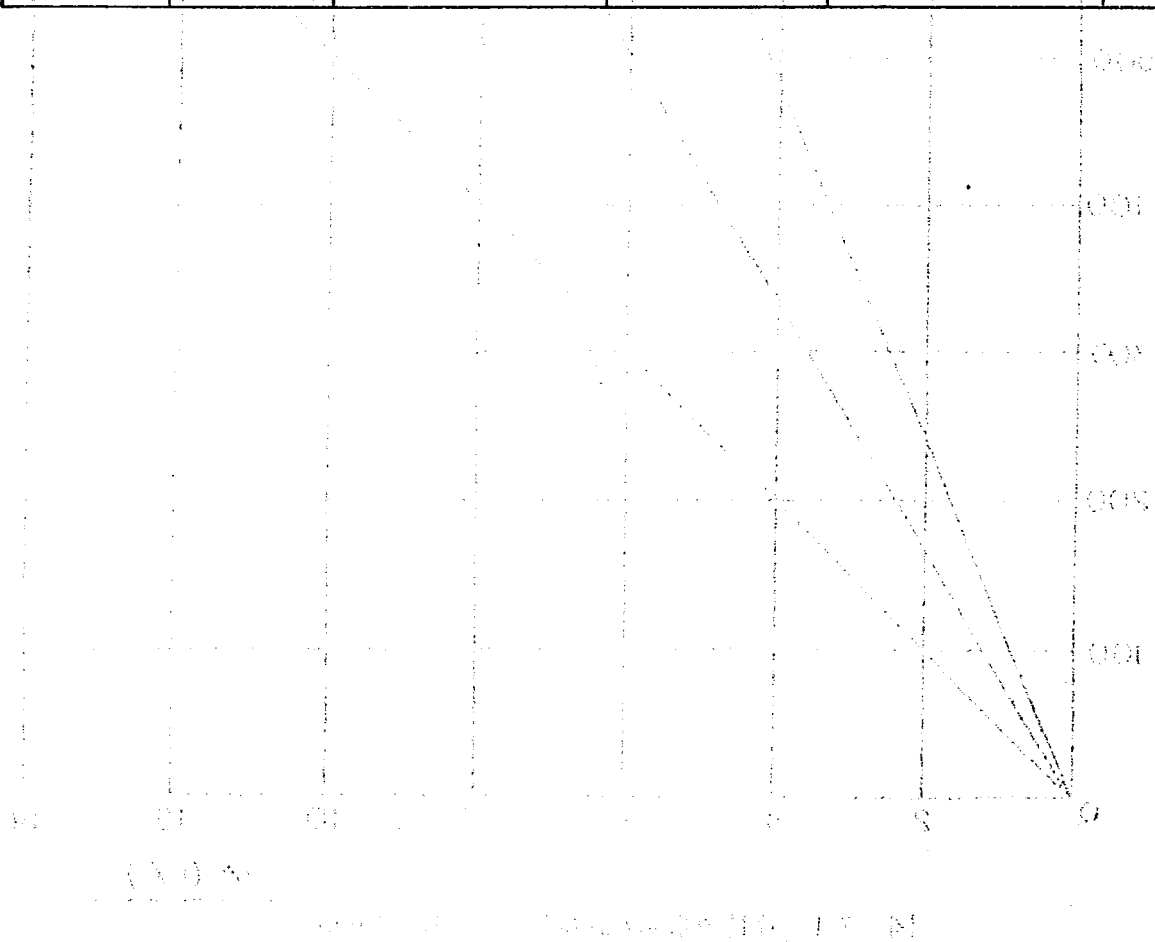


図-7.1 片持梁根元の計算ひずみ ($B = 6.0 \text{ m}$)

表-7.6 計算により求めた最大ひずみ(B = 3.0 m)

Run	球 速 (m/s)	最大変位 $Y_1 \max$ ($\times 10^{-3}$ m)	ひずみ ($\times 10^{-6}$) G_1, G_5	最大変位までの時間 ΔT (ms)	h'
1 ~ 3 10 ~ 12 19 ~ 21	1	0.091063	88	8.4	0.5
	2	0.18429	179	8.4	
	4	0.36934	358	8.4	
	6	0.55291	536	8.4	
	8	0.73541	713	8.4	
4 ~ 6 13 ~ 15 22 ~ 24	1	0.33887	148	9.6	1.0
	2	0.67848	296	9.6	
	4	1.3587	594	8.4	
	6	2.0519	897	8.4	
	8	2.7459	1200	8.4	
7 ~ 9 16 ~ 18 25 ~ 27	1	0.88293	206	9.6	1.5
	2	1.7603	410	9.6	
	4	3.5554	828	8.4	
	6	5.3602	1249	8.4	
	8	7.1657	1670	8.4	



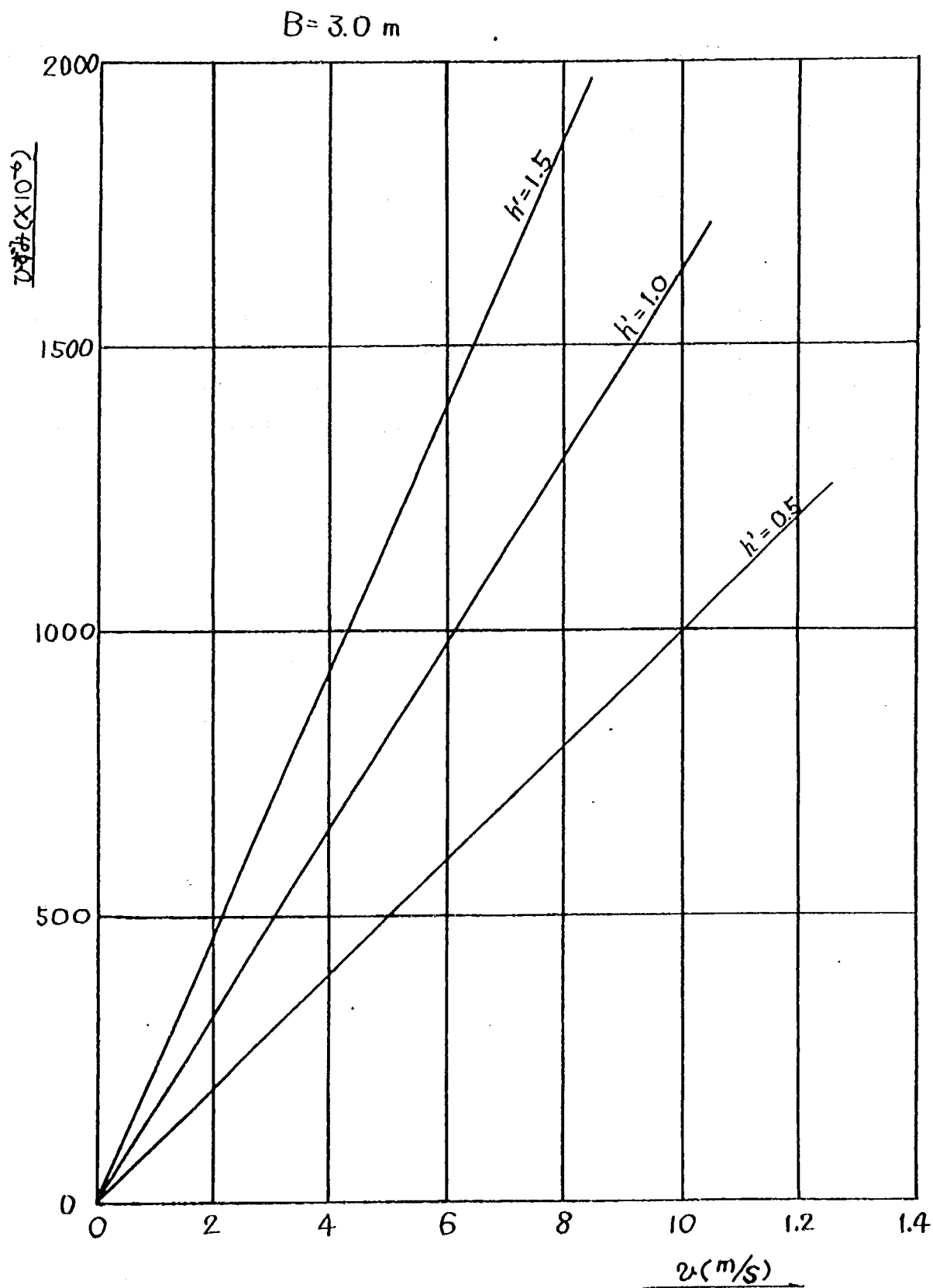


図-7.2 片持梁根元の計算ひずみ ($B = 3.0 \text{ m}$)

7.4 実験結果とモデル計算の比較

実験結果得られた最大ひずみとモデル計算値との比較を表-7.9, 図-7.3に示した。図-7.3の横軸は梁の受ける相対的なエネルギー(E)を表わすものである。表-7.9, 図-7.3においてRun10～Run27は, Run 6で生じたクラックにより中央点より反対側へはひずみが伝達されていない事を考慮して, 実測値の平均から除外するとともに, 比較する解析値も $B = 3.0$ mの片持梁の計算値とした。

図-7.3から, 今回の実験もこれまでの実験結果と同様に, 梁の受ける相対的なエネルギー(E)が増加するに従い, $f = (\text{実測ひずみ}) / (\text{計算ひずみ})$ が減少することを示している。

さらに, E と f の関係は土研資料第1662号に示す。

$$f = 0.9 (E + 1)^{-0.8} \quad (7.11)$$

(7.11)式には適用限界があり, $E \geq 2 (m/s)^2$ になると $E-f$ の関係はこの式に従わない傾向を示す。この現象の説明としては下記のことが推定される。

- ① E が一定値を越えると衝撃現象を準静的なモデルとして取扱えない現象となること。
- ② E がある一定値を越えると, 片持梁には応力の発生に影響するようなクラックが発生し, 弾性体として扱うことができなくなること。

表-7.9 実測値とモデル計算の比較

Run	M_1 kg/m ³ /sec ²	M_2 kg/m ³ /sec ²	球速 V m/sec	$\frac{M_2}{M_1} V^2$	計算ひずみ C (μ)	実測ひずみの平均 A (μ)	Λ/C	備考
1	7055	52.4	1.2	0.011	54	40	0.74	B=6m
2	"	"	5.6	0.233	254	157	0.62	
3	"	"	4.8	0.171	217	115	0.53	
4	2191	"	3.2	0.245	245	119	0.49	
5	"	"	5.7	0.777	438	156	0.36	
6	"	"	4.2	0.422	323	211	0.65	
7	766	"	1.6	0.175	180	70	0.39	
8	"	"	3.3	0.745	372	108	0.29	
9	"	"	4.6	1.448	518	177	0.34	
10	3525	"	1.6	0.038	140	55	0.39	B=3m
11	"	"	5.1	0.386	460	312	0.68	
12	"	"	3.4	0.172	310	275	0.89	
13	1095	"	1.3	0.081	200	159	0.80	
14	"	"	2.9	0.402	440	285	0.65	
15	"	"	4.1	0.804	620	227	0.37	
16	383	"	3.6	1.773	750	118	0.16	
17	"	"	4.4	2.649	920	136	0.15	
18	"	"	4.1	2.300	860	143	0.17	
19	3525	"	1.2	0.021	110	61	0.55	
20	"	"	4.0	0.238	360	124	0.34	
21	"	"	4.4	0.288	400	127	0.32	
22	1095	"	1.3	0.081	200	95	0.48	
23	"	"	3.5	0.586	530	150	0.30	
24	"	"	5.1	1.242	770	204	0.25	
25	383	"	4.6	2.895	960	150	0.16	
26	"	"	4.8	3.150	1000	176	0.18	
27	"	"	6.6	5.960	1370	209	0.15	

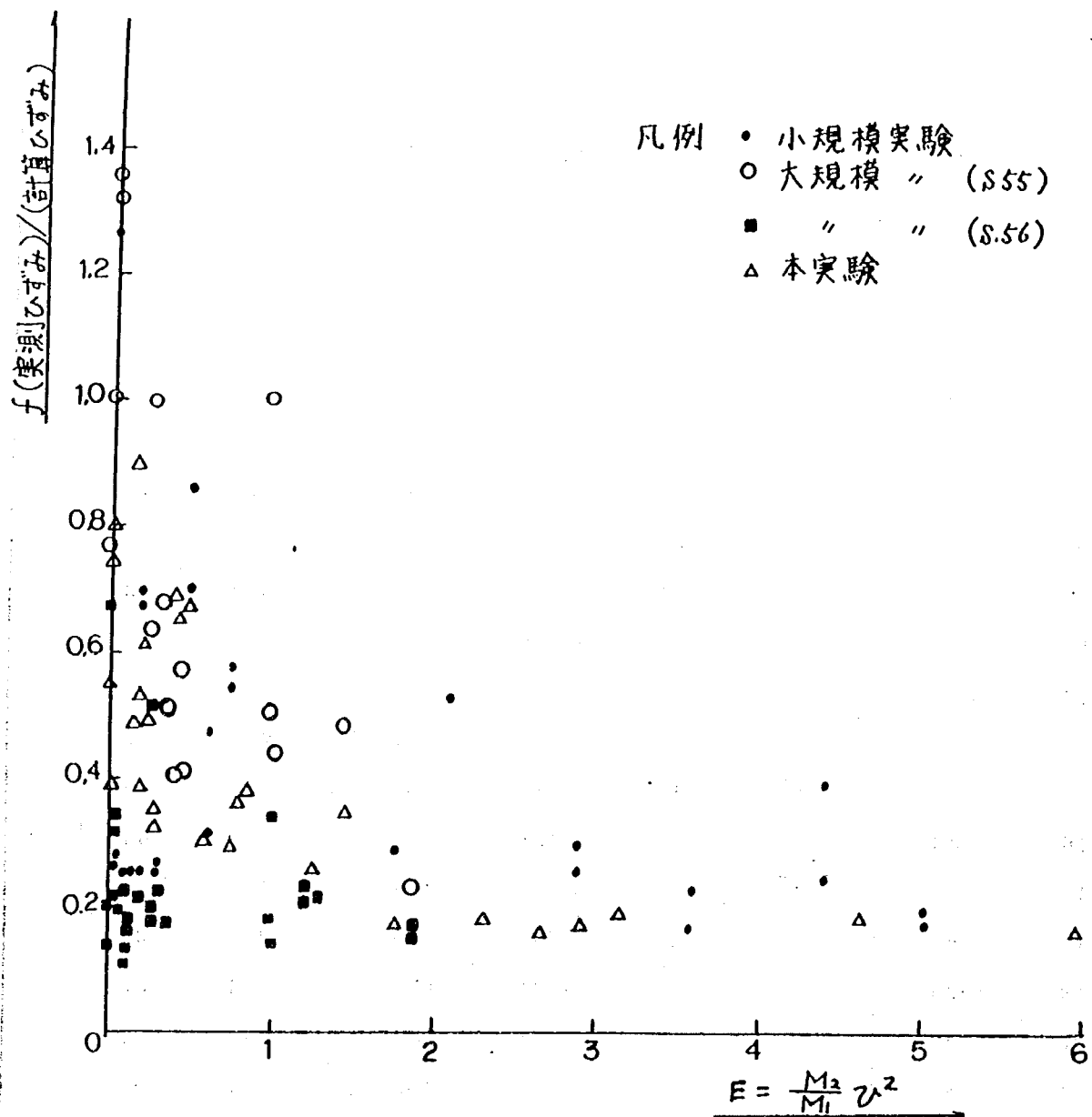


図-7.3 実験値と計測値の比較

参 考 文 献

- 1) 昭和56年度 富士山土石流衝撃力実験
- 2) 近藤泰夫, 坂静雄: コンクリート工学ハンドブック, 朝倉書店
- 3) 川本眺万: 岩盤力学, 朝倉書店
- 4) 富士山土石流衝撃力実験報告書 I, 土研資料第 1583 号
" II, 土研資料第 1662 号



写真-1 モルタル注入前のフトンかごの壁



写真-2 モルタルは機械によらずに注入された

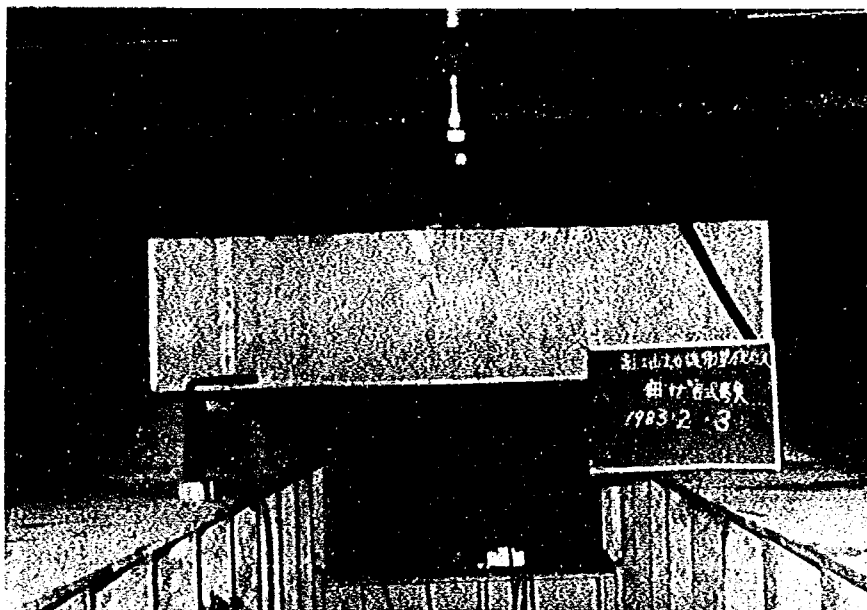


写真-3 フトンかごを用いたプレパクトコンクリートの曲げ試験

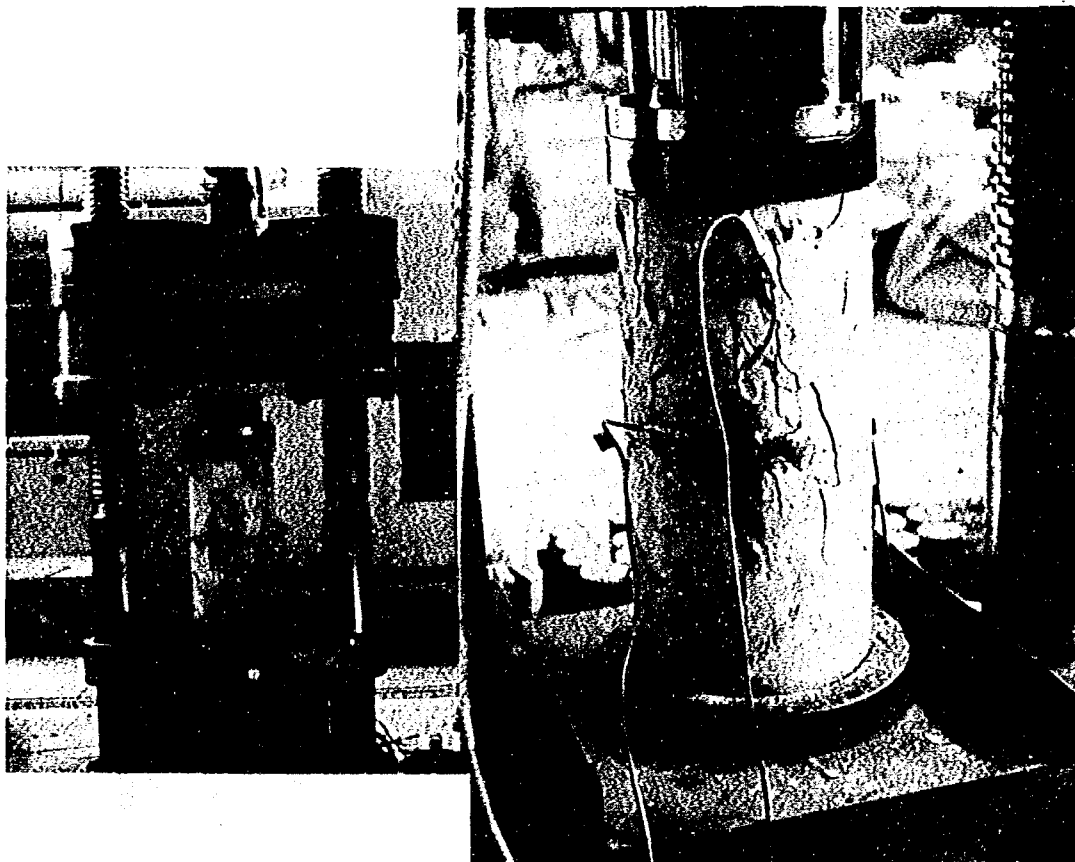
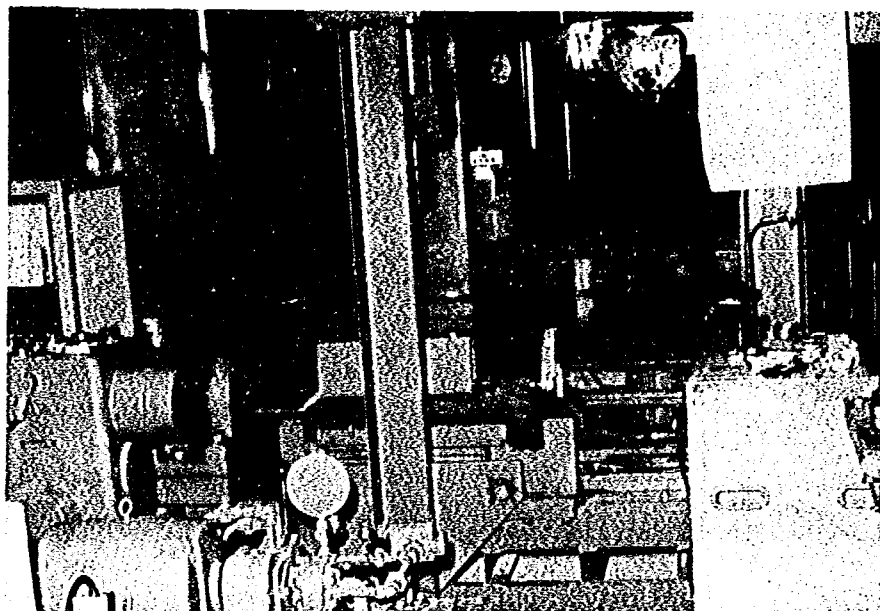


写真-4 プレパクトコンクリートの圧縮試験



写真－5 岩石せん断試験機（地質研究室）



写真－6 フトンかごに詰めた花崗岩の供試体（ $\phi 5 \times 10$ cm）

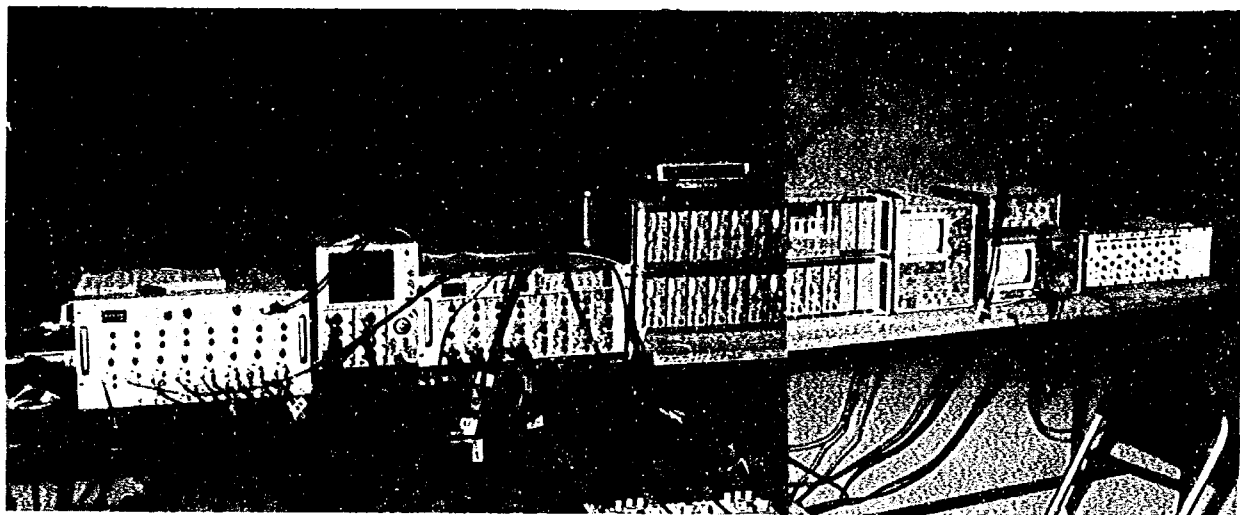


写真-7 動ひずみ計測，記録のための機器

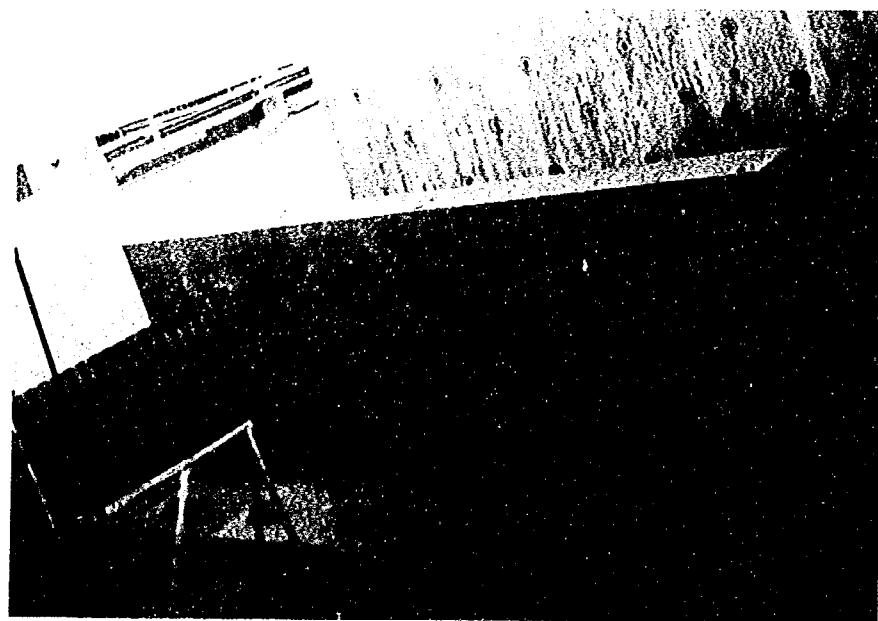


写真-8 プレパクトコンクリート試験体
(高さ 2.15m, 厚さ 0.5 m, 幅 6 m)

キーワード：土石流衝撃力，砂防ダム

要旨

フトンかごにモルタルを注入したものを砂防ダムの材料として使用することを考え，土石流衝撃力に対する応答を実験的に検討した。



郵便はがき

40円切手を
はって下さ

3 0 5 - □ □

建設省土木研究所
砂防研究室
御中

茨城県筑波郡
豊里町大字旭一番地

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第1979号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印

○