

土 木 研 究 所 資 料

崩土の衝撃力実験報告書 (I)

昭和 59 年 8 月

建設省土木研究所
急傾斜地崩壊研究室

Copyright © 1984 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 General 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、複製は、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。

崩土の衝撃力実験報告書 (I)

急傾斜地崩壊研究室 仲 野 公 章
右 近 則 男

要 旨

待受け式擁壁の設計を合理的なものにするには、崩壊の規模や位置等を精度良く推定するとともに、崩土の運動状態や崩土が擁壁に及ぼす衝撃力を推定することが必要となる。本報告書では、崩土の流下装置及びモルタル製擁壁を用いた比較的大規模な実験により、砂質崩土の流下速度や崩土が擁壁に与える土圧を測定し、崩土の衝撃力の算定方法を検討した。実験結果より以下の知見を得た。

- ① 流下時の崩土密度は、常時の $1/2 \sim 1/3$ 程度となった。また、斜面勾配の急なほど小さな値となった。
- ② 流下速度の推定には、単純な質点力学モデルで評価するよりも土塊内部のエネルギー消滅を考慮したモデルの方が妥当性が高い。ただし、パラメータの物理的意味あいやその値については、今後検討する必要がある。
- ③ 衝撃力については、既存の流体圧の算定式により近似できる結果となった。

キーワード：崩壊，衝撃力，流下速度，崩土，擁壁

は　じ　め　に

近年、急傾斜地崩壊防止工事として待受け式擁壁工を計画することが多くなった。この工法は、長大斜面等の斜面の崩壊を直接抑止することが困難であるような場合に、重力式コンクリート擁壁を斜面から離してポケット空間を確保するように設置し、崩壊土砂を待ち受けて家屋等の被災を防止する工法である。待受け式擁壁工で対応する崩壊としては、大きく分けると①風化などによる局所的な表層剥離等の非常に小規模な崩落が日常的に発生を繰り返すもの ②豪雨時などにある程度の規模で一度に崩壊が完了してしまうもの の2通りのタイプが考えられる。

前者の崩壊については、ある程度の時間間隔をおいて擁壁のポケット部に徐々に堆積していくため、崩土による衝撃荷重は考慮せず、ポケット部が満砂した状態での土砂の静的土圧（クローンの主衝土圧を用いることが多い）を考慮して擁壁の軀体断面を決定する手法を用いることが多い¹⁾。後者のタイプの崩壊では、崩土の衝撃力を無視できず、それらを考慮した設計法を用いる必要がある。しかし、現在のところこのような設計法は確立されていない。

一方、落石のような剛体が壁面等に衝突する現象に関しては、材料の特性や運動形態が比較的明確であるため取扱いが容易であり、衝撃力に関する実験的な検討事例も多い。しかし、崩土の衝突現象に関しては未解明な部分が多く、検討事例も少ない。崩土による衝撃力の算定を困難にしているものとしては、

- ・ 崩壊土砂の運動形態やその運動機構が明らかにされていない。
- ・ 土は岩のように剛体ではなく、壁面等に力を作用させる過程において自身が大変形してしまう塑性体である。

等の問題が多いことがあげられる。

急傾斜地崩壊研究室では、待受け式擁壁工の設計法を確立する目的で、昭和57年度より一連の実験的検討を計画・実施している。昭和58年度は、崩土の流下装置およびモルタル製擁壁を用いた比較的大規模な実験により、砂質崩土の流下速度や崩土が擁壁に与える土圧を測定し、崩土の衝撃力の算定方法を検討した。

本報告は、昭和58年度の実験結果及び検討成果をまとめたものである。

目 次

はじめに

1. 実験装置	1
1.1 崩土発生装置	1
1.2 影像記録装置	4
1.3 データ計測装置	5
2. 衝撃力実験	10
2.1 実験に用いた試料	10
2.2 実験ケース及び実験方法	11
3. 実験結果	12
3.1 データの整理方法	12
3.2 実験結果	14
4. 解析	21
4.1 流下速度の検討	21
4.2 衝撃力の検討	26
4.3 収束土圧の検討	28
5. まとめ	33
6. おわりに	34
参考文献	35
資料集	37

1. 実験装置

実験装置は、以下の3つの装置からなっている。

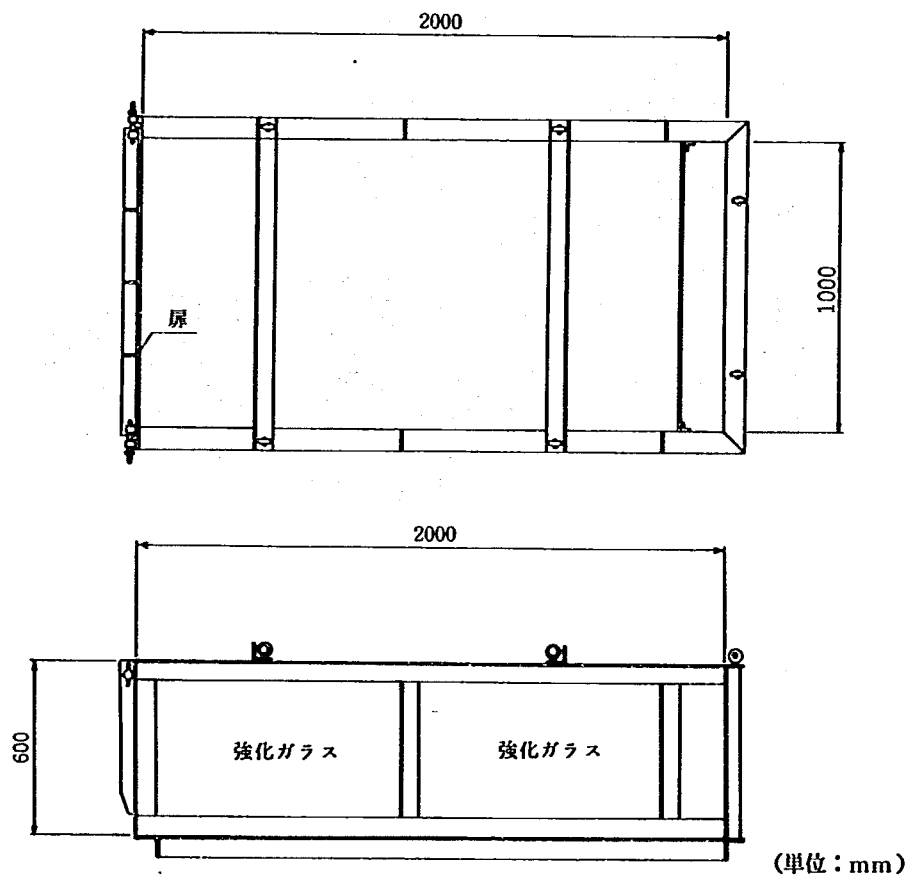
- (1) 崩土発生装置
- (2) 映像記録装置
- (3) データ計測装置

1.1 崩土発生装置

崩土発生装置は、崩土材料を詰めるための崩壊箱、それを設置するための崩壊箱設置タワー、崩壊した土砂をすみやかに流下させる流下斜面、及び土砂の広がりを防ぐための導流壁から構成される。

(1) 崩壊箱

崩壊箱の構造・寸法を図一1に示す。土量は最大 1 m^3 まで詰め込み可能で、背後のバルブより水を注入できる構造となっている。側方の一面は強化ガラスとなっており、内部の土塊の挙動を視覚的に観測できる。また、他の一面には間隙水圧測定用のマノメータを設置できる。前面扉は、前方に倒れ込むように開放するよう下端がヒンジ構造となっている。



図一1 崩壊箱構造図

(2) 崩壊箱設置タワー及び流下斜面

崩壊箱設置タワー及び流下斜面の構造・寸法を図一2、写真一1に示す。

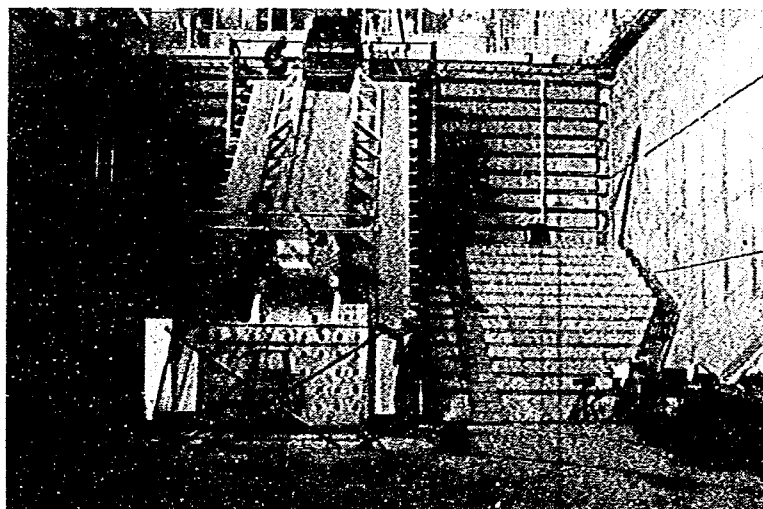
崩壊箱設置タワーは勾配 30° の既設コンクリート斜面上端の平坦部（高さ3.5 m）に設置されている。このタワーの下から1.865 mと4.035 mの高さに崩壊箱を固定できる平坦部があり、後述する流下斜面を取り付けるとそれぞれ 40° 、 50° の斜面となる。また、既設の 30° 斜面を利用した実験も可能である。

流下斜面は、幅4.0 m、長さ6.9 m（ $\theta = 30^\circ$ ）、7.9 m（ $\theta = 40^\circ$ ）、9.5 m（ $\theta = 50^\circ$ ）で、鋼製骨組上に角材（ 50×50 mm）を固定し、15 mm厚の合板を敷き更にカラートンで表面処理したものである。なお、流下斜面の下端はヒンジ構造となっており、回転及び取はずしが可能な構造となっている。

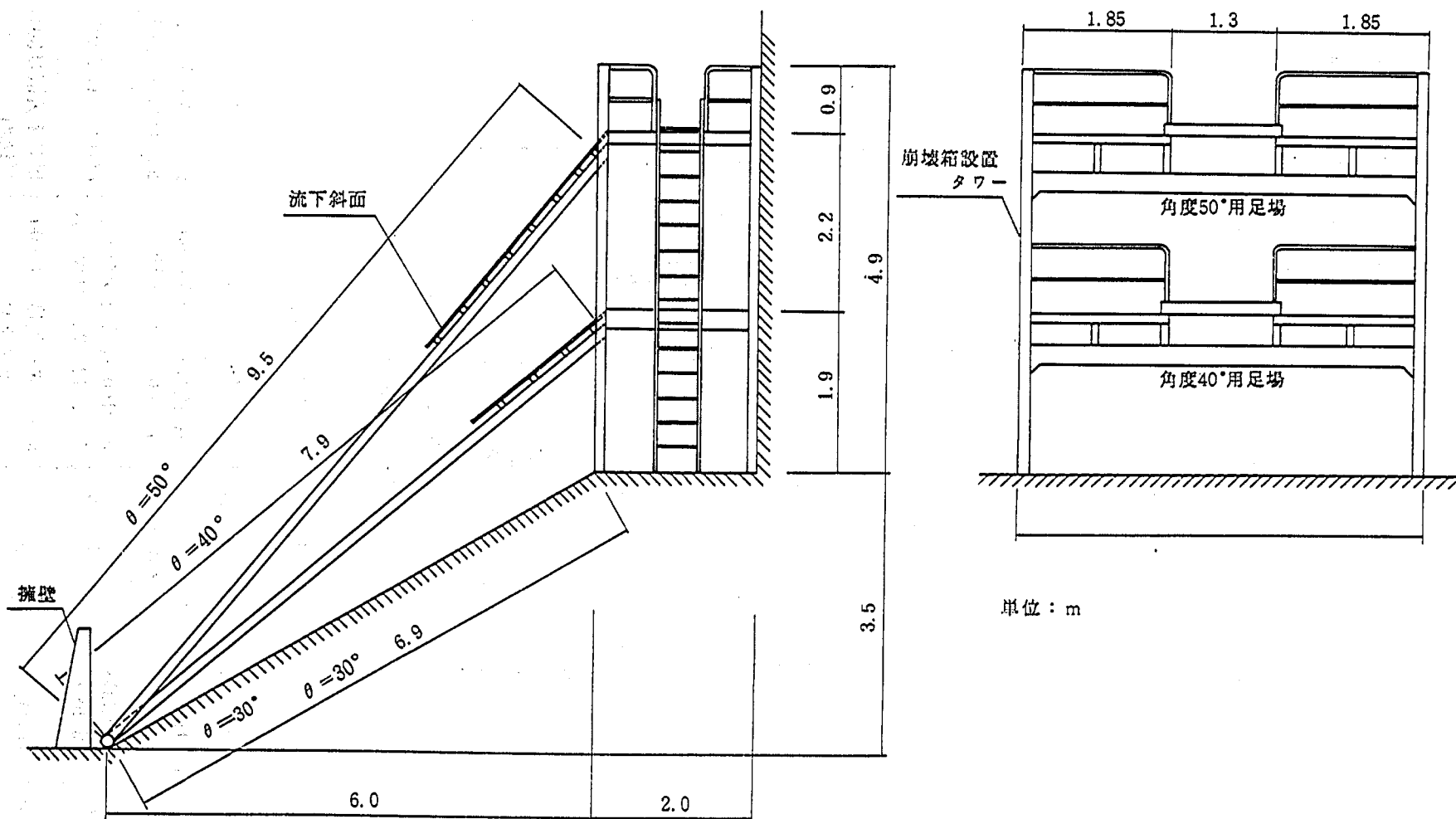
(3) 導流壁

導流壁は、崩土の広がりを防ぎ、すみやかに流下斜面下端の擁壁（後述）に導くものである。高さ50 cmの木製枠でできており、側面は透明アクリル製で流下状況を観察できる。また、導流壁1個の長さは1 mとなっており、斜面長の増減に対応できる。

今回の実験では、この導流壁を擁壁の手前1 m付近まで幅1.2 mで設置した。



写真一1 崩壊箱設置タワー



図一2 崩壊箱設置タワー構造図

1.2 影像記録装置

崩土の衝突状況は、16 mm 高速カメラ、8 mm カメラ、ビデオ装置により記録した。撮影コマ速度は以下の通りである。

- ① 16 mm 高速カメラ 200 コマ/秒, シャッター速度 1/800 秒
- ② 8 mm カメラ 72 コマ/秒, シャッター速度 1/300 秒
- ③ ビデオ装置 (カメラ) 30 コマ/秒, シャッター速度 1/600 秒

撮影は図-3 に示すように、擁壁側面と流下斜面上端からの2点とし、側面 (16 mm, 8 mm, ビデオ) からは崩土の上下方向の動きと崩土の流下形態、速度等を中心に、また上部からは主に崩土の広がりを中心に撮影した。なお、各装置の諸元を表-1 に示した。

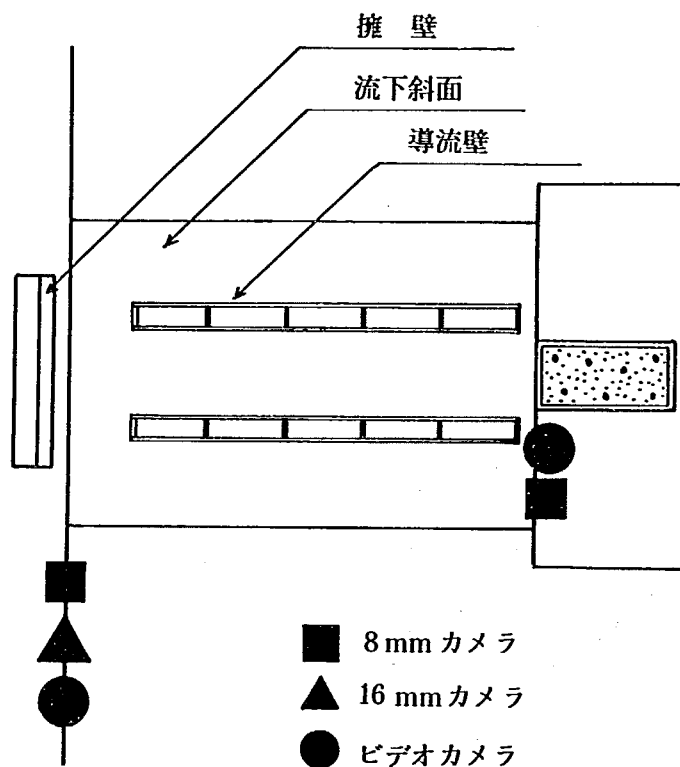


図-3 撮影位置図

表-1 影像記録器諸元

撮影装置	型 式	メーカー名	仕 様	備 考
16mmカメラ	PHOTO SONIC 1PL	フォト ソニック社	回転円板シャッター90° 16~500 コマ/秒	シャッター速度, 1/800, 200コマ/秒で撮影
8 mmカメラ	SINGLE-8 ZL-1000	フ ジ カ	0~160°連続可変シャッ ター, 12~72 コマ/秒	72コマ/秒で撮影
ビデオカメラ	DSC-17-10	ソ ニ ー	シャッター速度 1/600 モノクロ	ビデオ装置は30コマ/秒 で録画

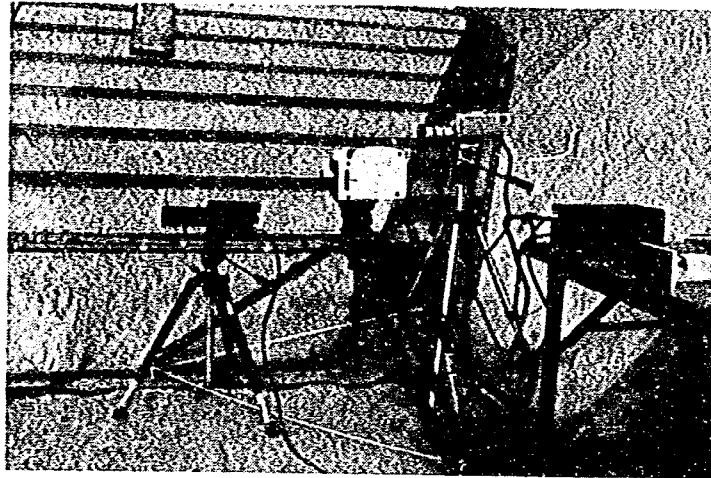


写真-2 映像記録装置

左：8mmカメラ

中：16mm高速カメラ

右：ビデオカメラ

1.3 データ計測装置

データ計測装置は大きく分けて、①崩土を受けとめる擁壁と②それに埋設してある土圧計及び③土圧計からの信号を記録するデータ収録装置からなる。

(1) 擁壁

擁壁の構造・寸法を図-4に示す。

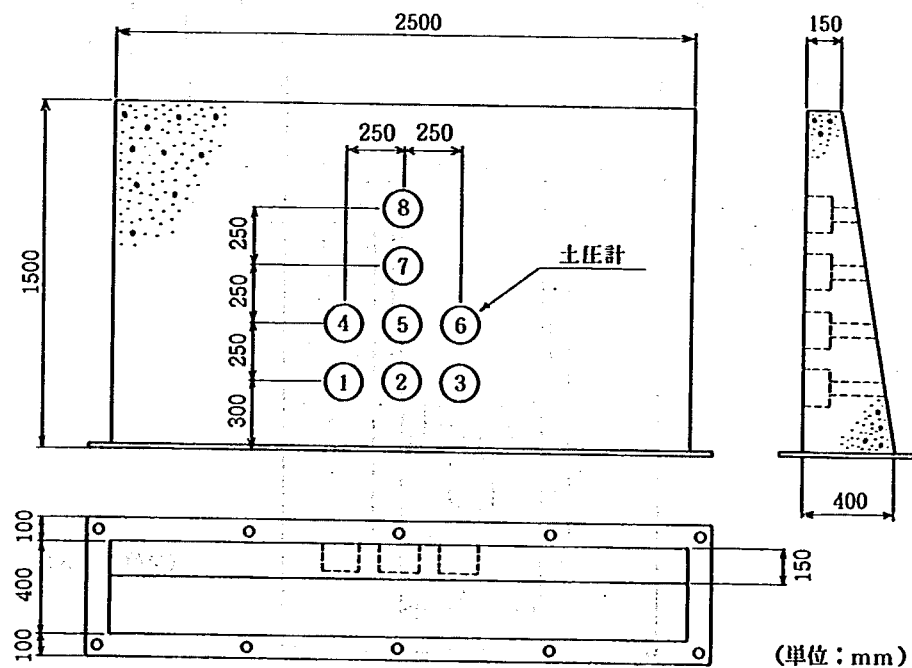


図-4 擁壁構造図および土圧計設置位置

擁壁躯体は高さ 1.5 m、幅 2.5 m、天端幅 0.15 m、底面幅 0.4 m のモルタル製で、前面、上下面および両側面は鉄板（3 mm 厚）で覆われており、アンカーボルトで斜面下端のコンクリート床に固定されている。

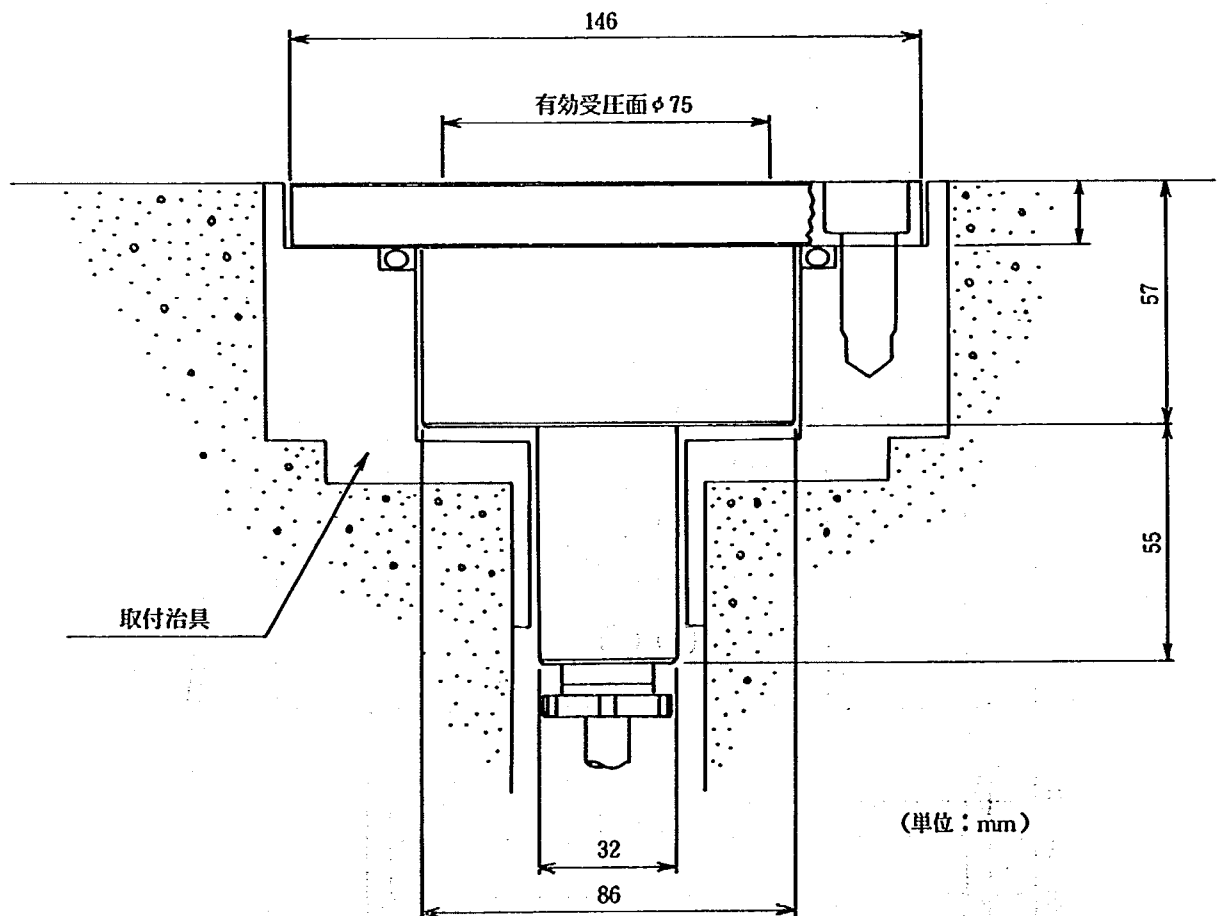
擁壁の受圧面には、0.25 m ピッチで土圧計（後述）を設置できるように取付治具を埋設してある。

(2) 土圧計

土圧計は衝撃に対する応答性の高いひずみゲージ式の壁面土圧計を用いた。形状、諸元を図一5、表一2に示した。また、今回の実験では図一4に示す8点に土圧計を設置した。

(3) データ収録装置

土圧計により計測された衝撃力は、コネクタボックスから計測室の動ひずみ測定器により電圧に変換され、データレコーダにアナログ信号として記録される。また、得られた衝撃力波形は、必要な時に電磁オシロにて出力する。

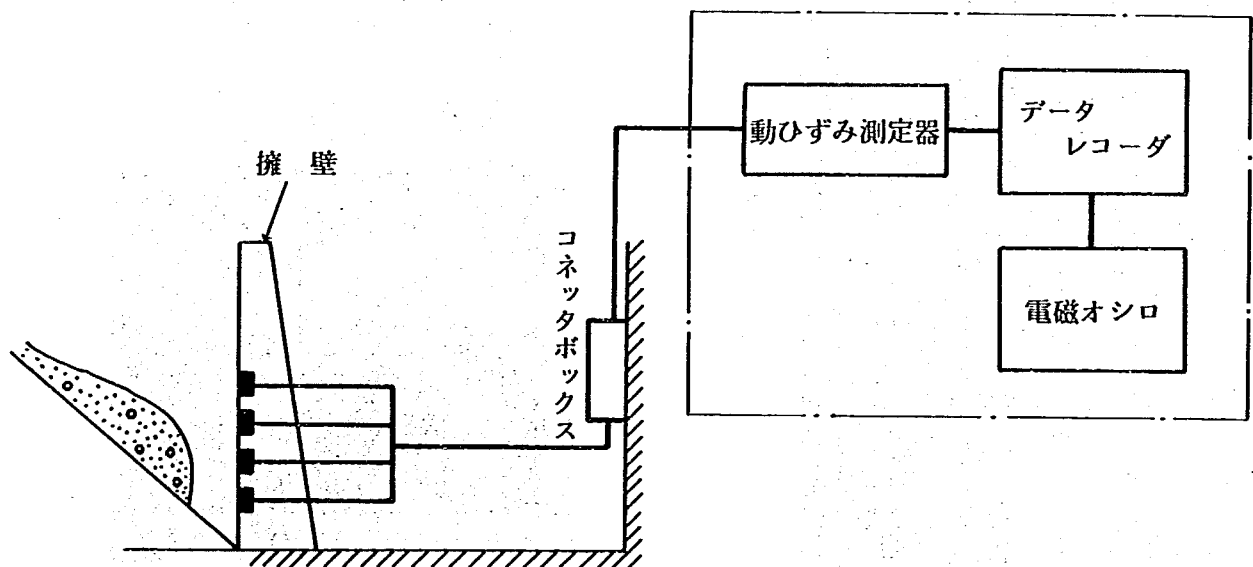


図一5 土圧計構造図

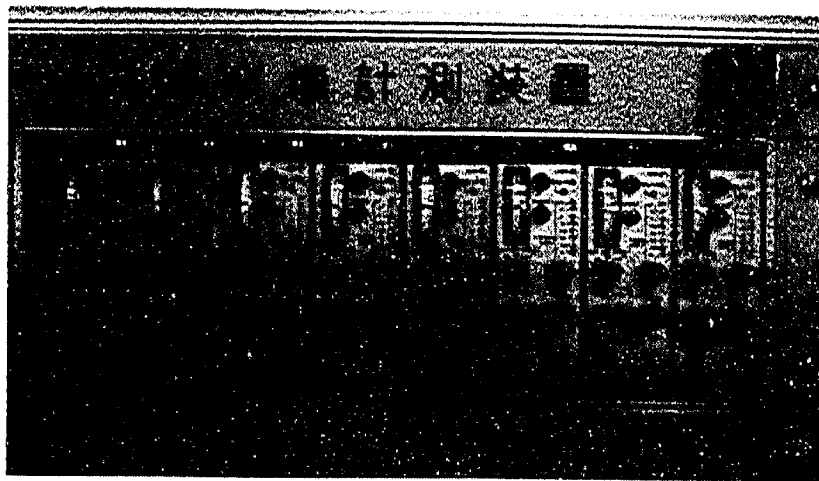
表一2 土圧計仕様

	仕 様
型 式 名	BE-5KRS ₂₁ (壁面土圧計)
有効受圧面径	$\phi 75\text{mm}$
容 量	$5\text{kgf}/\text{cm}^2$
許 容 負 荷	120 %
出力電圧感度	$1\text{mV}/\text{V}$ 以上
非 直 線 性	1 %F.S. 以内
ヒステリシス	1 %F.S. 以内
許容ブリッジ電圧	10VAC 又は DC
入 出 力 抵 抗	$350\Omega \pm 2\%$
絶 縁 抵 抗	$(500\text{M}\Omega / 25\text{VDC})$ 以上
保証温度範囲	$-0^\circ\text{C} \sim +70^\circ\text{C}$
許容温度範囲	$-0^\circ\text{C} \sim +80^\circ\text{C}$
零点の温度影響	$0.1\%\text{F.S.}/^\circ\text{C}$ 以内
出力の温度影響	$0.05\%\text{F.S.}/^\circ\text{C}$ 以内
応 答 周 波 数	500 Hz 以内

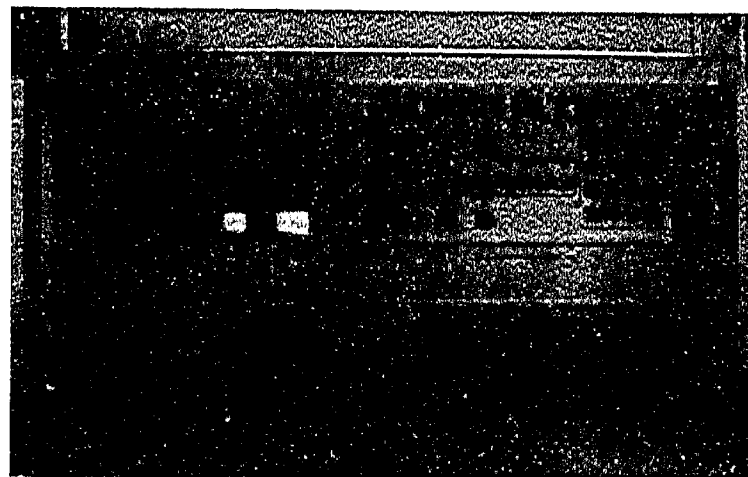
各装置の諸元を表一3に、またデータ収録の概念を図一6に示した。



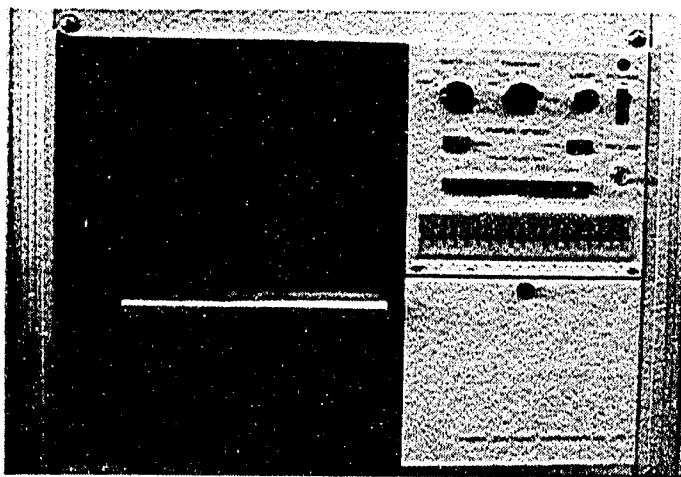
図一6 データ収録概念図



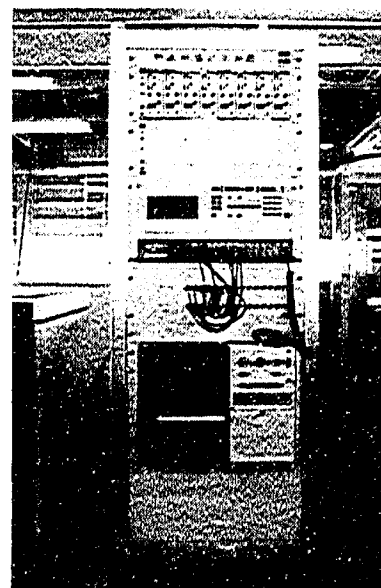
(a) 動ひずみ測定器



(b) データレコーダ



(c) 電磁オシロ



(d) 全体図

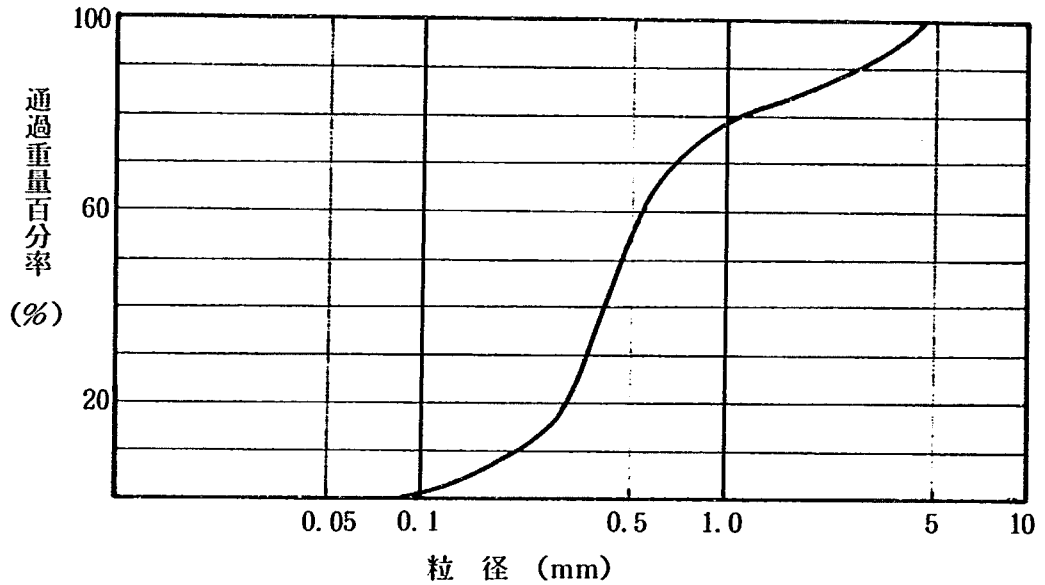
表一3 データ収録装置諸元

測 定 器	型 式	メーカー名	備 考
土 圧 計	BE-5KRS ₂₁	(株) 共和電業	ひずみゲージ式
動ひずみ測定器	DPM 310-A	〃	
データレコーダ	RTP-600A	〃	ビデオカセット方式 14CH
電 磁 オ シ ロ	RMV-550A	〃	18 CH

2. 衝撃力実験

2.1 実験に用いた試料

本実験では、平均粒径 0.92 mm，均等係数 2.16，曲率係数 1.01 の一般に川砂と呼ばれている砂を用いた。粒径加積曲線を図一 7 に示す。



図一 7 粒径加積曲線

表一 4 実験条件

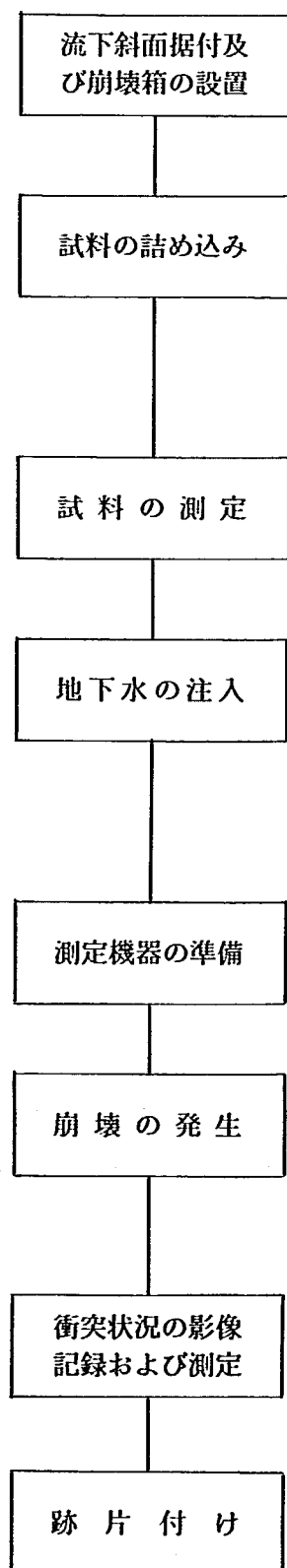
実験 ケース	斜面角	斜面長	試料 初期含水比
1	50°	9.5 m	8.1 %
2	"	"	7.6
3	"	"	7.5
4	"	"	7.3
5	40°	7.9 m	13.4 %
6	"	"	14.8
7	"	"	14.6
8	30°	6.9 m	13.1 %
9	"	"	15.3
10	"	"	16.0

2.2 実験ケース及び実験方法

実験は斜面傾斜を3段階 ($\theta = 30^\circ, 40^\circ, 50^\circ$) に変化させて計10ケース実施した。各傾斜毎に実験条件は同一とし精度の高いデータを得ることにした。各ケースの実験条件を表一4に示す。

実験の概略の手順を表一5に示す。

表一5 実験手順



表一4に示した所定の角度に流下斜面を据付ける。
また、崩壊箱設置タワーに崩壊箱を水平に設置する。

崩壊箱の扉を番線で固定し、用意した試料（砂）を数層に分けて均質になるように詰め込む。また、側面のガラス面には、試料の変位を目視する為にフライアッシュを棒状に挿入した。

試料の単位体積重量及び含水比を測定した後、崩壊箱を所定の角度（今回は $40^\circ \sim 43^\circ$ ）にクレーンにより固定した。

崩壊を容易に且つ全層を一度に崩壊させる為に崩壊箱の背後より水を注入し、少量の地下水面を発生させた。土層はこの地下水面をすべり面として全層が一度に崩壊する。

影像装置及び衝撃力測定用機器の準備をする。

崩壊箱の扉を固定してある番線を切断することにより崩壊を発生させる。崩壊した土砂は導流壁を通り擁壁に到達する。

擁壁に作用する衝撃力は土圧計、動ひずみ測定器を介し、データレコーダに記録される。崩土の擁壁への衝突状況はビデオカメラ、高速度カメラ及び8mmカメラにより影像記録される。また、衝突後の堆積土砂の測量及び単位体積重量の測定を行う。

3. 実験結果

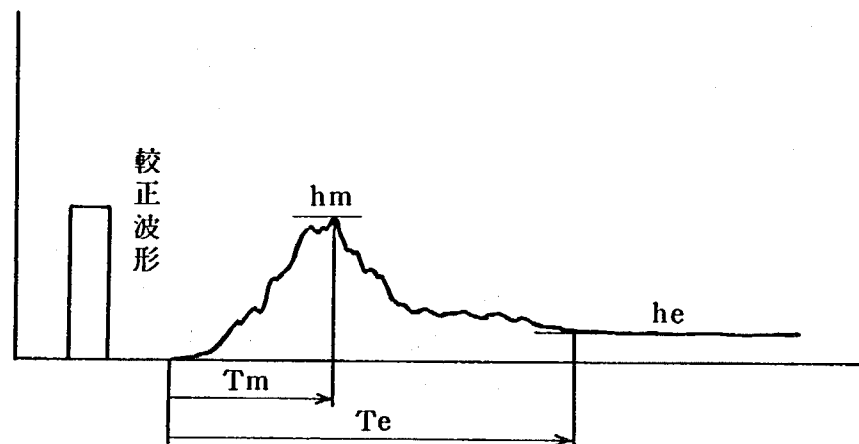
3.1 データの整理方法

(1) 波形からの読み取り

得られた衝撃力波形から次の各項を読み取った。

- a) 波形の最大値 (h_m)
- b) 最大値発生までの時間 (T_m)
- c) 波形の収束値 (h_e)
- d) 収束値までの時間 (T_e)

なお、時間軸については、崩土が擁壁に到達するのとはほとんど同時に下段土圧計に変化が現われたことから、下段土圧計の波形の立ち上がりを仮のゼロとして時間軸を設定した。



図一8 衝撃力波形からの読み取り

(2) 崩土の速度

崩土の流下速度は、擁壁直前の区間で影像記録上の $1/100$ 秒タイマーによる時間と移動距離により計算した。なお、この場合の速度は崩土の先端速度である。各ケース毎の流下速度を表一6に示した。

表一6 崩土の流下速度

実験 ケース	斜面角 θ (度)	流下速度 v (m/sec)	平均値 $\bar{v}$ (m/sec)
1	50	9.14	9.31
2		9.28	
3		9.33	
4		9.50	
5	40	7.20	7.27
6		7.40	
7		7.20	
8	30	5.20	5.17
9		5.30	
10		5.00	

(3) 運動中における崩土の密度

崩土の衝撃力や速度の検討に際し、崩土の密度は重要な因子であり、これを正確に把握する必要がある。運動状態にある崩土の密度に関しては、古くから種々の議論があり、一般的には静的なものに比べ小さくなると言われている。しかし、実測は非常に困難である。

今回の実験では、導流壁の末端から流出する崩土の全体積を影像記録から読み取り、崩壊前の土塊の体積 (1 m^3) 及び単位体積重量から、運動状態にある崩土の密度を求めた。なお、計算は次式によった。

$$V_d = \sum \Delta V \quad \dots\dots\dots (3 \cdot 1)$$

$$= \frac{1}{2} \cdot B \cdot v \cdot \sum (h_i + h_{i+1}) \cdot \Delta t$$

V_d : 崩土の流出時の全体積 (m^3)

B : 導流壁の幅 ($= 1.2 \text{ m}$)

v : 崩土の速度 (m/s)

h_i : 崩土の流出高 (m)

h_{i+1} : Δt 時間後の流出高 (m)

Δt : 単位時間 (秒)

$$r = \frac{r_t \cdot V}{V_d} \quad \dots\dots\dots (3 \cdot 2)$$

r : 運動時の崩土密度 (tf/m^3)

r_t : 崩壊前の土塊の密度 (単位体積重量) (tf/m^3)

V : 崩壊前の土塊の体積 (m^3)

V_d : 流出時の崩土の全体積 (m^3)

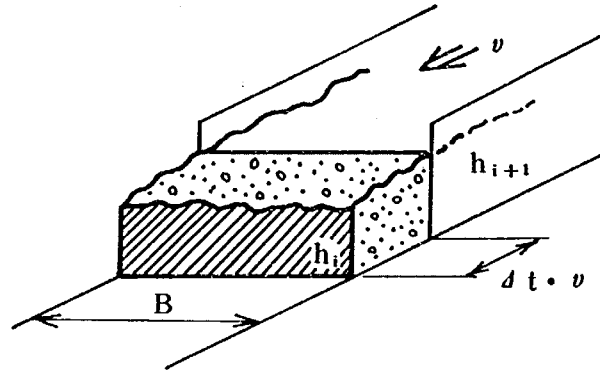


図-9 dt 間の崩土の流下体積

各ケース毎に求めた値を表-7に示した。この結果を見ると、静的な密度の0.3～0.6倍程度となっており、読み取り時の誤差はあるにしても、運動時における崩土の密度はかなり小さなものであると言える。なお、平均流下深は導流部下端での崩土通過初期1秒間の平均値である。

表-7 崩土の流下時密度

実験 ケース	崩壊前 体積 V (m ³)	流下時 体積 V_d (m ³)	V/V_d	崩壊前 の密度 γt (tf/m ³)	流下時 密度 γ (tf/m ³)	γ の 平均値	平均流 下深 h (m)	備考
1	1.0	1.91	0.52	1.5	0.78	0.42	0.113	$\theta = 50^\circ$
2		2.93	0.34		0.51		0.122	
3		4.78	0.20		0.31		0.177	
4		3.41	0.29		0.43		0.125	
5	1.0	2.11	0.47	1.5	0.70	0.75	0.120	$\theta = 40^\circ$
6		1.95	0.51		0.76		0.116	
7		1.87	0.53		0.80		0.114	
9	1.0	1.64	0.60	1.5	0.90	0.90	0.140	$\theta = 30^\circ$

3.2 実験結果

(1) 衝撃力波形

各ケースにおいて得られた衝撃力波形を図-10に示す。各波形の特徴を見てみると、最も大きい衝撃圧はいずれも最下段に設置された ch 1～3 の土圧計において発生している。斜面角の最も大きいケース①～④の場合、その波形は細かく変化しながら比較的短い時間でピークに達し、鋭角的な形状をなしている。一方、ケース⑤～⑩では波形もなだらかな形状を示し、ピークまでの時間も長くなっている。これは、主に速度に起因していると思われる。また、同一条件で実験を行っているケース間でも波形の形状に若干の差異が認められるが、これは次節で述べる崩土の衝突状況の映像記録と良く一致しており、

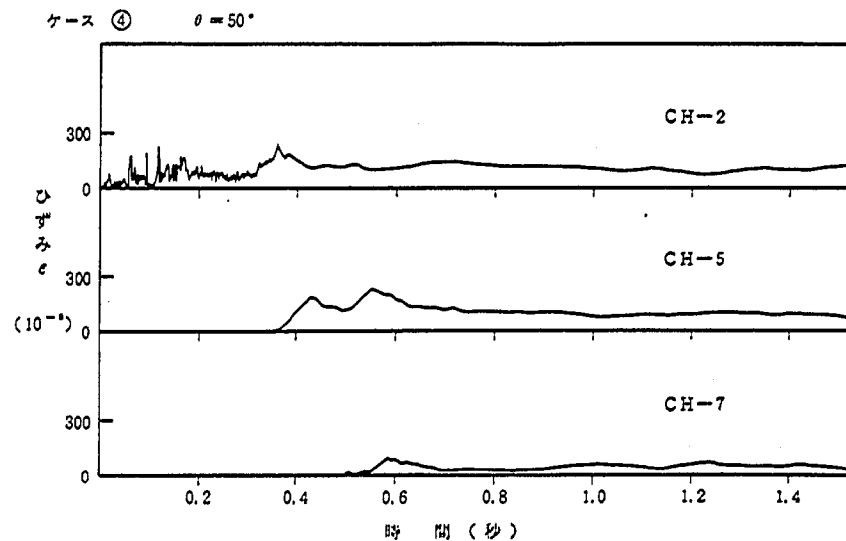
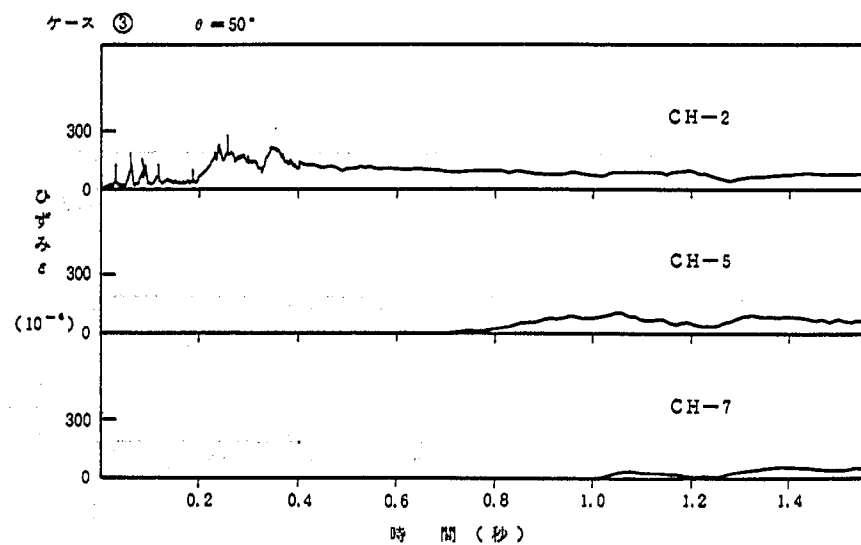
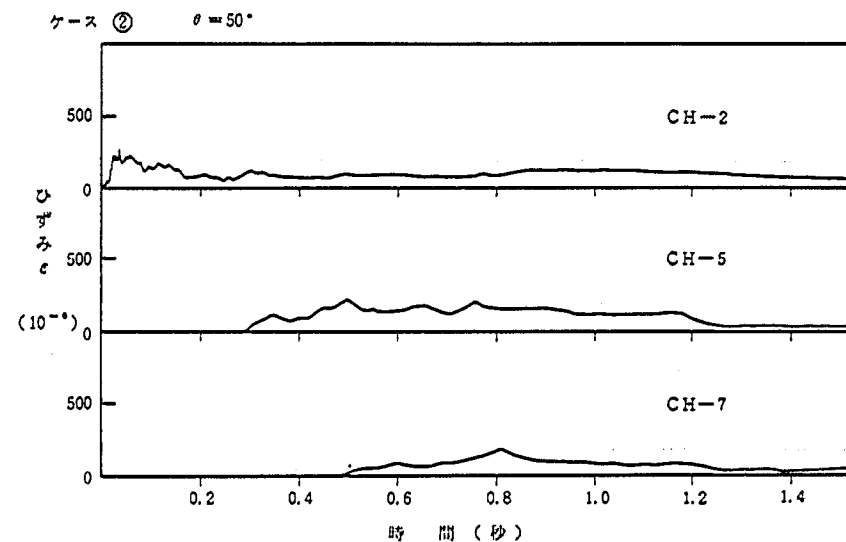
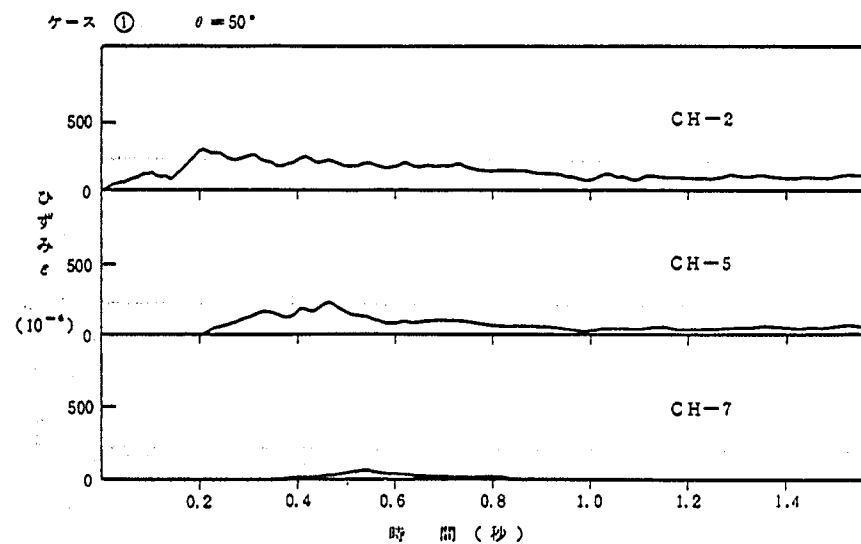


図-10 各ケースの衝撃力波形 (抜粋)

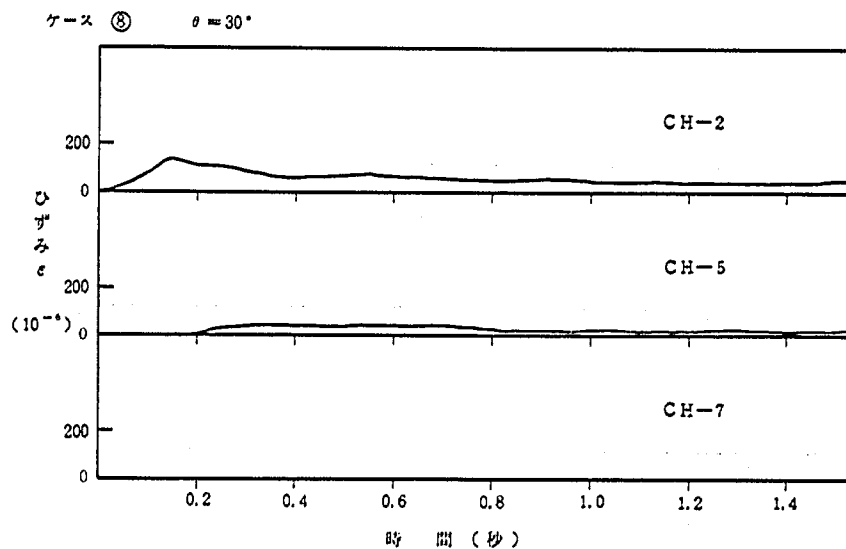
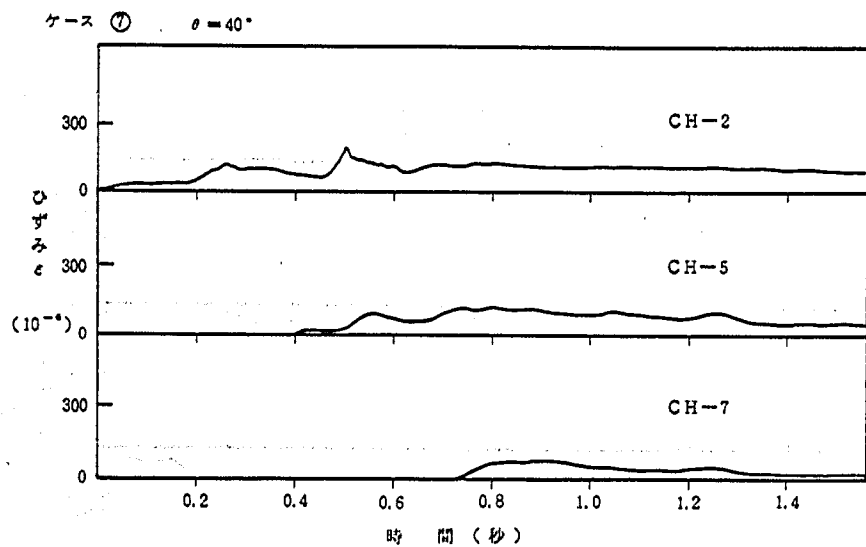
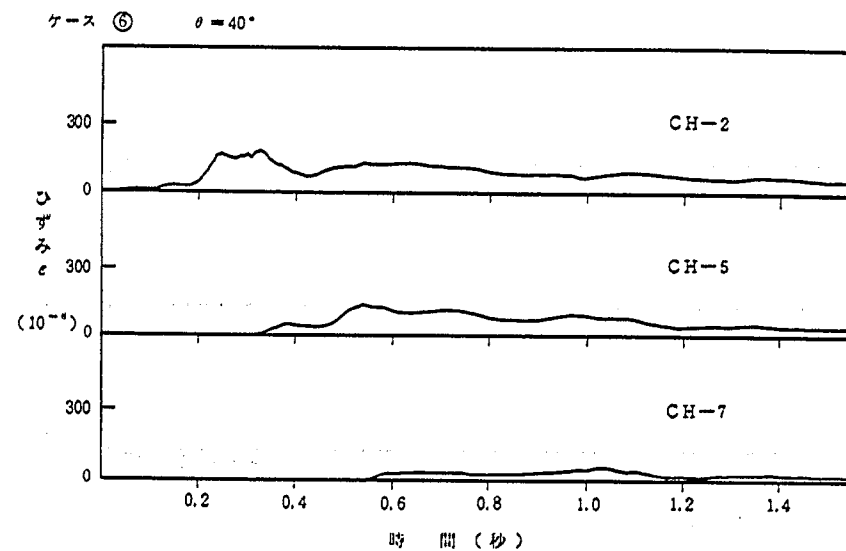
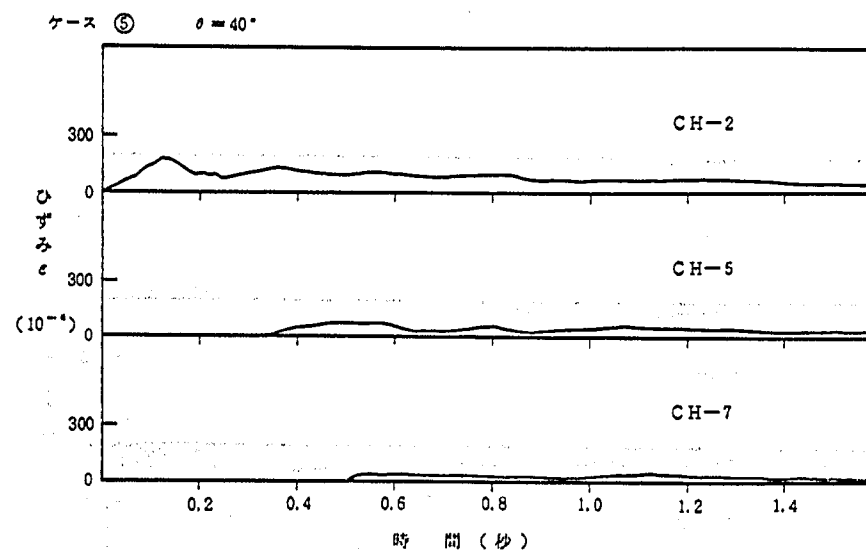


図-10 各ケースの衝撃力波形 (抜粋)

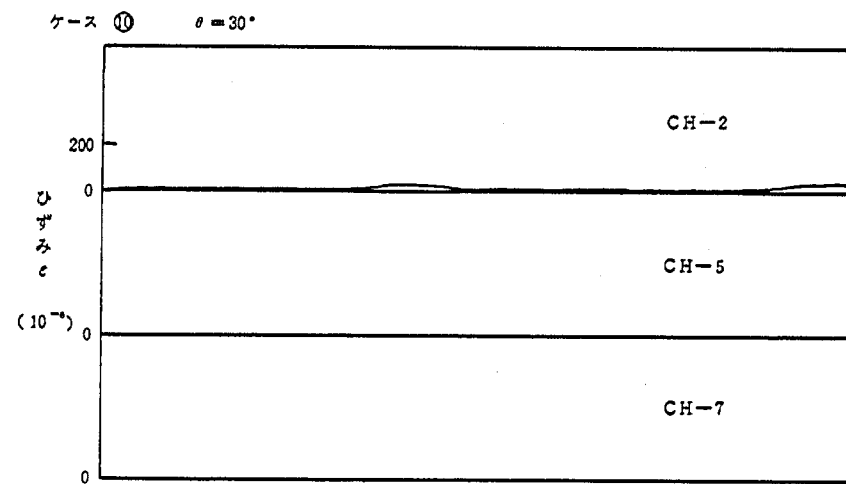
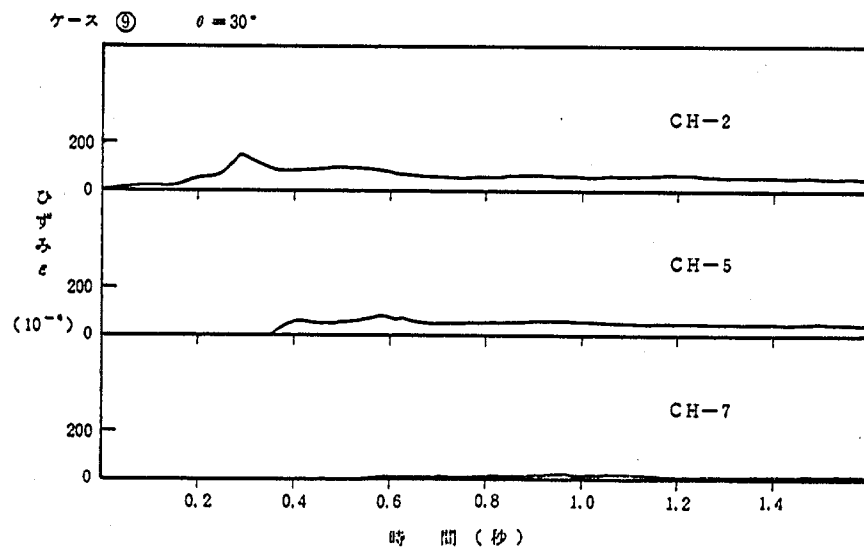


図-10 各ケースの衝撃力波形 (抜粋)

これらによりその違いが説明できる。

下段の土圧計の上方 25 cm に設置してある中段土圧計（ch 4～6）を見てみると、いずれの実験ケースにおいても鋭いピークは見られずなだらかな形状を示している。また、中段土圧計の最大値を得る時点では、下段土圧計はピーク時に比べかなり小さな値となっているが、それでも中段土圧計の最大値と同程度もしくはそれより大きな値となっており、擁壁の安定に関しては最大値とともに時間の経過に伴う土圧分布も考慮する必要がある。また、点としての値と波形の面積（即ち力積）との関連についても擁壁全体の安定としては考慮すべきであり、今後の検討課題としたい。

上段に位置する ch-7, 8 の土圧計では、崩土の運動方向が土圧計の受圧面と平行に近いため、値は小さなものとなっている。

(2) 測定結果

表一 8 に各ケース毎に下段土圧計と中段土圧計のそれぞれの最大値、収束値（いずれも各段の 3 チャンネルの平均値）及びそれらの発生時間、実験条件を載せた。なお、各チャンネル毎の計測値は資料集に載せた。

(3) 衝突状況

各勾配毎に、代表的な、衝突状況の変化を下段土圧計最大値（実線）、中段土圧計最大値（破線）、衝突終了後（一点鎖線）の各時点毎に示した（図一 11）。

崩土は薄層をなして導流壁を流下し、擁壁に衝突した後、壁面に沿って運動方向を変える。また、その様子は斜面角が急なほど、即ち流下速度が大きいほど崩土は流体状を示す。また、流下深が 10～15 cm 程度であるにもかかわらず、崩土の最高到達点は 1 m 前後になることから、実際規模の崩壊ではかなり高い位置まで崩土が到達する可能性が考えられる。

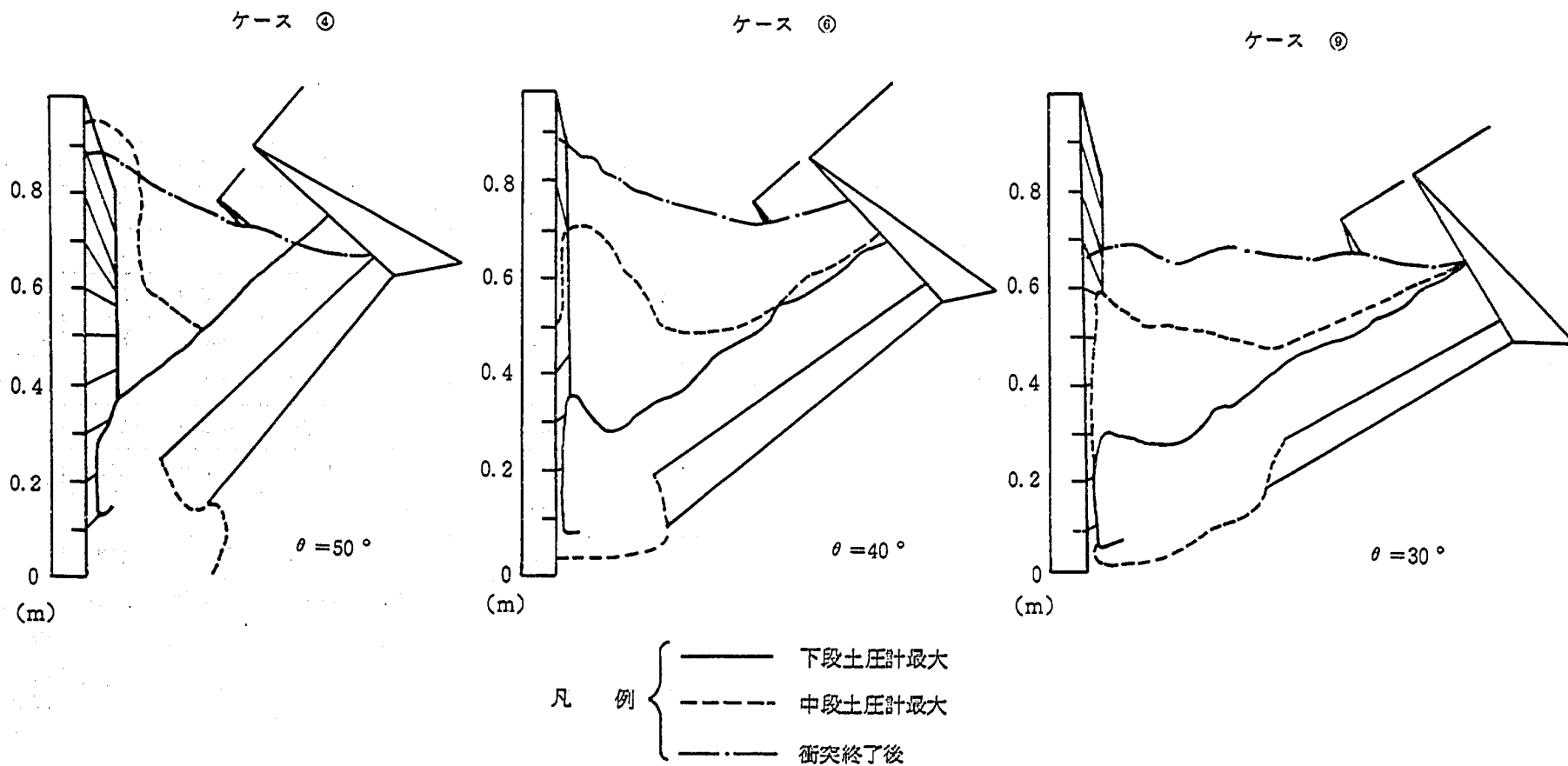
各ケース毎の詳細な衝突状況（ビデオからハードコピーしたもの）を資料集に載せた。

表一 8 測定値一覧

実験 ケース	斜面勾配 (度)	含水比 (%)	最 大 土 圧				収 束 土 圧				流 下 速 度 (m/s)	崩 土 の 到達時間 (sec)	堆 積 時 単 位 体 積 重 量 (tf/m³)	鉛 直 流 下 深 (cm)	流 下 時 単 位 体 積 重 量 (tf/m³)
			下 段		中 段		下 段		中 段						
			土 圧 (kgf/cm²)	時 間 (sec)	土 圧 (kgf/cm²)	時 間 (sec)	土 圧 (kgf/cm²)	時 間 (sec)	土 圧 (kgf/cm²)	時 間 (sec)					
1	50	8.1	0.372	0.213	0.230	0.475	0.076	1.84	0.042	1.82	9.14	1.3	1.36 ^{*1)}	11.3	0.78
2		7.1	0.325	0.044	0.270	0.526	0.107	1.31	0.055	1.30	9.28		1.63	12.2	0.51
3		7.5	0.281	0.058	0.139	0.806	0.101	3.71	0.081	3.71	9.33		1.56	11.7	0.31
4		7.3	0.250	0.161	0.196	0.430	0.154	1.99	0.071	2.01	9.50		1.73	12.5	0.43
5	40	13.4	0.188	0.111	0.096	0.516	0.059	1.92	0.042	1.88	7.20	1.4	1.59	12.0	0.70
6		14.8	0.236	0.292	0.167	0.555	0.069	2.25	0.046	2.24	7.40		1.64	11.6	0.76
7		14.6	0.216	0.503	0.136	0.753	0.077	2.48	0.044	2.25	7.20		1.69	11.4	0.80
8	30	13.1	0.138	0.180	0.046	0.496	0.040	1.18	0.016	1.04	5.20	1.5	1.53	14.0 ^{*2)}	0.90
9		15.3	0.160	0.312	0.087	0.571	0.048	1.68	0.027	1.63	5.30		1.52	14.0	0.90
10		16.0	0.066	1.681	—	—	0.047	2.63	—	—	5.00		1.46	14.0 ^{*2)}	0.90

* 1) 崩壊前の値

* 2) 測定不能のためケース 9 の値を用いた。



図一11 各斜面角の代表的な衝突状況

4. 解 析

4.1 流下速度の検討

衝撃力に関与する因子としては、衝突時の材料の物性、速度が考えられる。特に速度に関しては、水理学を始めとする流体理論でも、物体に対し相乗の効果を与えるとされている。従って、崩土の衝撃力を考える場合にも、崩土の流下速度の的確な予測、即ちそれらを支配している因子とその程度の適切な評価が必要である。

ここでは、既存の理論式と今回の実験結果とを比較検討し、崩土の流下速度を支配するパラメータについて考察を加える。

(1) 自由落下速度式による検討

空気抵抗を無視した物体の自由落下速度式は、以下の式で示される。

$$V = \sqrt{2gH} \quad \dots\dots\dots (4 \cdot 1)$$

V : 自由落下速度 (m/s)

g : 重力加速度 ($= 9.8 \text{ m/s}^2$)

H : 崩土の位置する高さ (m)

実験結果と式 (4・1) 式とを係数 (α) によって比較してみると次式となる。

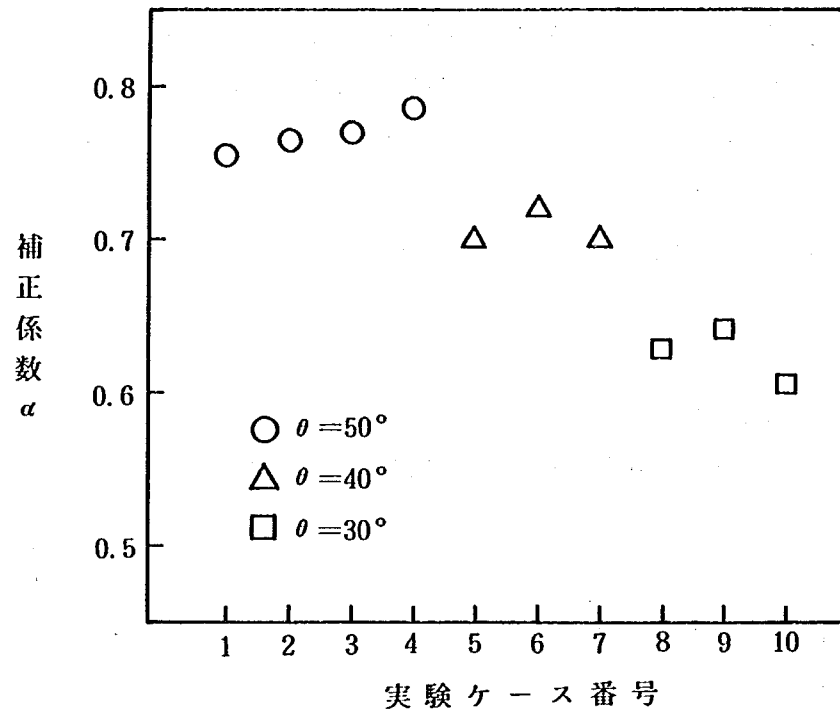
$$v = \alpha V = \alpha \sqrt{2gH} \quad \dots\dots\dots (4 \cdot 2)$$

各実験ケース毎の α の値を表一 9 の α の欄、図一 12 に示した。また、実測値と計算値との相関を図一 13

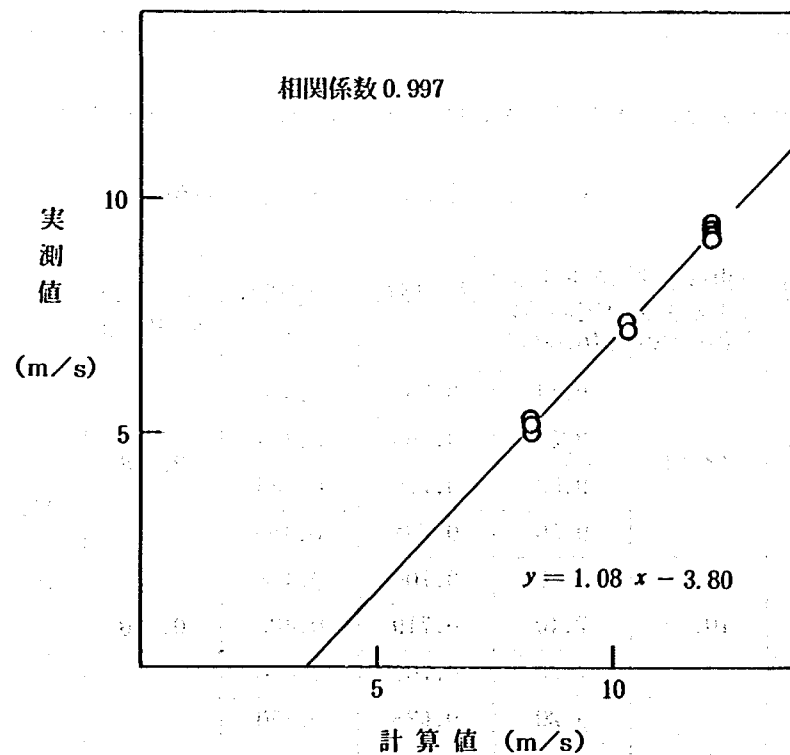
表一 9 質点力学式のパラメータ逆算値

実験 ケース	斜面角 及び落差 θ, H	自由落下式 による速度 $V(\text{m/sec})$	流下速度 (実測値) $v(\text{m/sec})$	補正係数 α	摩擦係数 μ	μ の 平均値	備 考
1	50° (7.5m)	12.12	9.14	0.754	0.514	0.488	$V = \sqrt{2gH}$ $\alpha = v/V$ $\mu = (1 - \alpha^2) \tan \theta$
2			9.28	0.765	0.494		
3			9.53	0.770	0.485		
4			9.50	0.784	0.459		
5	40° (5.4m)	10.29	7.20	0.700	0.428	0.420	
6			7.40	0.719	0.405		
7			7.20	0.700	0.428		
8	30° (3.5m)	8.28	5.20	0.628	0.350	0.353	
9			5.30	0.640	0.341		
10			5.00	0.604	0.367		

に示したが、比例関係に近い結果が得られた。ただし、この方法では斜面の条件に関するパラメータが含まれていないため、すべて同一材料、同一土量、同一粗度条件で実施している本実験の結果をそのまま実斜面に適用するには大きな問題があろう。



図一12 自由落下式の補正係数



図一13 自由落下式による計算値と実測値との関係

(2) 単純な質点力学モデルによる検討

運動中に土塊の伸び縮みも土量の増減もなく、抵抗力としては土塊と斜面の間の摩擦抵抗しか作用しないと仮定すると、崩土の運動は斜面上の質点の運動としてモデル化できる。山口²⁾、吉川・福岡³⁾及びScheidegger⁴⁾は、直線斜面上の土砂の運動をこのような質点力学モデルで取扱い、速度及び到達距離を求めている。また、森脇⁵⁾は、円弧状斜面上を滑動する崩壊土塊の運動にも同種の質点力学モデルを適用している。

μ を摩擦係数とすると、直線斜面上の崩土の流下速度は以下の式(4・3)で表わされる。

$$\begin{aligned} v &= \sqrt{2g(\sin\theta - \mu\cos\theta)\ell} \\ &= \sqrt{1 - \mu\cot\theta} \times \sqrt{2gH} \quad \dots\dots\dots (4 \cdot 3) \end{aligned}$$

ここで、 ℓ ：崩土の移動距離 (m)

v ：移動距離 ℓ での崩土の速度 (m/sec)

g ：重力の加速度 (= 9.8 m/sec²)

θ ：斜面の勾配 (度)

H ：崩土の移動落差 (m)

μ ：等価摩擦係数

式(4・2)で $\alpha = \sqrt{1 - \mu\cot\theta}$ とすると式(4・3)と等しくなる。そこで式(4・3)で求めた α の値から μ ($= (1 - \alpha^2) \tan\theta$) の値を逆算したものを表-9の μ の欄に示した。

μ の値は、各実験角度毎にバラツキの少ない傾向を示しているが、各実験角度での平均値では、0.488 (50°), 0.420 (40°), 0.353 (30°) と異なっている。本実験は同一材料、同一土量、同一粗度条件で実施したので、もし先に述べた仮定が成り立ち、崩土の運動を簡単な質点力学モデルで評価し得るならば摩擦係数として定義される μ の値は、斜面角度によらず一定値になるはずである。また、仮に摩擦係数が流下時の崩土の密度に従って変化するとしても、逆算した μ の値は密度が大きな程小さくなる結果となっており、経験的な概念に反することになる。したがって本実験で検討しているような崩土の流下現象を摩擦抵抗しか考慮しない単純な質点力学モデルで評価するのは、妥当でないと考えられる。

(3) 流れ型なだれの速度式による検討

Voellmy⁶⁾は、雪の流動問題に定常流の流体力学の方程式を応用した。この方程式化においては、流れる雪のある体積には重力による牽引作用、係数(μ)分の底面摩擦、流れの速さ(v)の2乗に比例する乱流消滅項がその雪に作用しているとし、この流れる雪の単位質量当りの運動方程式を、式(4・4)で表わしている。

$$\frac{dv(t)}{dt} = g(\sin\theta - \mu\cos\theta) - \frac{1}{(\xi/g)h} v^2(t) \quad \dots\dots\dots (4 \cdot 4)$$

ここで、 t ：なだれ運動開始後の時間 (sec)

$v(t)$ ：時間 t でのなだれの流下速度 (m/sec)

g : 重力の加速度 ($= 9.8 \text{ m/sec}^2$)

θ : 斜面の勾配 (度)

μ : なだれ底面と斜面との摩擦係数

ξ : 粘性, 空気抵抗あるいは他の類似のタイプのエネルギー消滅すべてを含む乱流減衰係数 (m/sec^2)

芦田・江頭・大槻⁷⁾は, 斜面上を滑動する土塊に関する運動量保存則を定式化するにあたり, Voellmyと同様に摩擦力として速度に依存しない力 (摩擦係数 μ に起因する力) と速度に依存する力を考えた。そして, 速度に依存する力にはその 2 乗に比例するものを想定し, 抵抗係数 f 。という係数を導入している。

式 (4・4) の微分方程式を $t = 0$ の時, $v = 0$ の初期条件のもとで解くと, その解は式 (4・5) で表わされ, また, 収束速度 v_f は式 (4.6) で表わされる。

$$v(t) = v_f \frac{e^{(gv_f/\xi h)t} - e^{-(gv_f/\xi h)t}}{e^{(gv_f/\xi h)t} + e^{-(gv_f/\xi h)t}} \\ = v_f \tanh \left[(gv_f/\xi h) t \right] \quad \dots\dots\dots (4 \cdot 5)$$

$$v_f = \sqrt{\xi h (\sin \theta - \mu \cos \theta)} \quad \dots\dots\dots (4 \cdot 6)$$

式 (4・6) が定常状態になったなだれを推定するのに一般に用いられる式⁸⁾である。式 (4・5) 及び式 (4・6) を用いる場合に問題となるのは, 2つのパラメータ ξ , μ にどのような値を用いるかである。Leaf と Martinelli (1977) は多数の型のなだれに式 (4・5) を適用して, ξ , μ を調べ, この2つのパラメータの範囲を次のように報告している。

$$\begin{cases} 150 < \xi < 3000 \text{ m/s}^2 \\ 0.1 < \mu < 0.5 \end{cases}$$

また, Voellmy は彼の報告 (1955) の中で, 幾つかの事例から2つのパラメータの値として以下を用いることを提案している。

$$\begin{cases} \mu = 0.5 r \\ \xi = 500 \text{ m/s}^2 \end{cases} \quad r : \text{雪の単位体積重量}$$

式 (4・5) と Voellmy の提案したパラメータの値とを用い, 今回の実験条件での流下速度を計算したのが表—10である。これを見ると計算値は実測値の3割～6割程度しかならず, なだれに対して一般的に用いられているパラメータの値をそのまま本実験のような崩土まで適用するのは不適當な結果となった。

そこで, 計算速度が実測値に近くなるような2つのパラメータ μ , ξ の値の組合せを検討した。まず, μ の値を仮に定めて各実験ケースでの実測速度 v と計算速度 v_c の差の絶対値の和を計算ケース数で除いた値 ($\Sigma |v - v_c| / n$) が最小となる ξ の値を求めた。次に, μ の値と変え, 同様の計算を繰返した。このようにして求めた μ と ξ の組合せと $\Sigma |v - v_c| / n$ の値をプロットしたものが図—14

表-11 流れ型なだれの速度式による崩土の流下速度

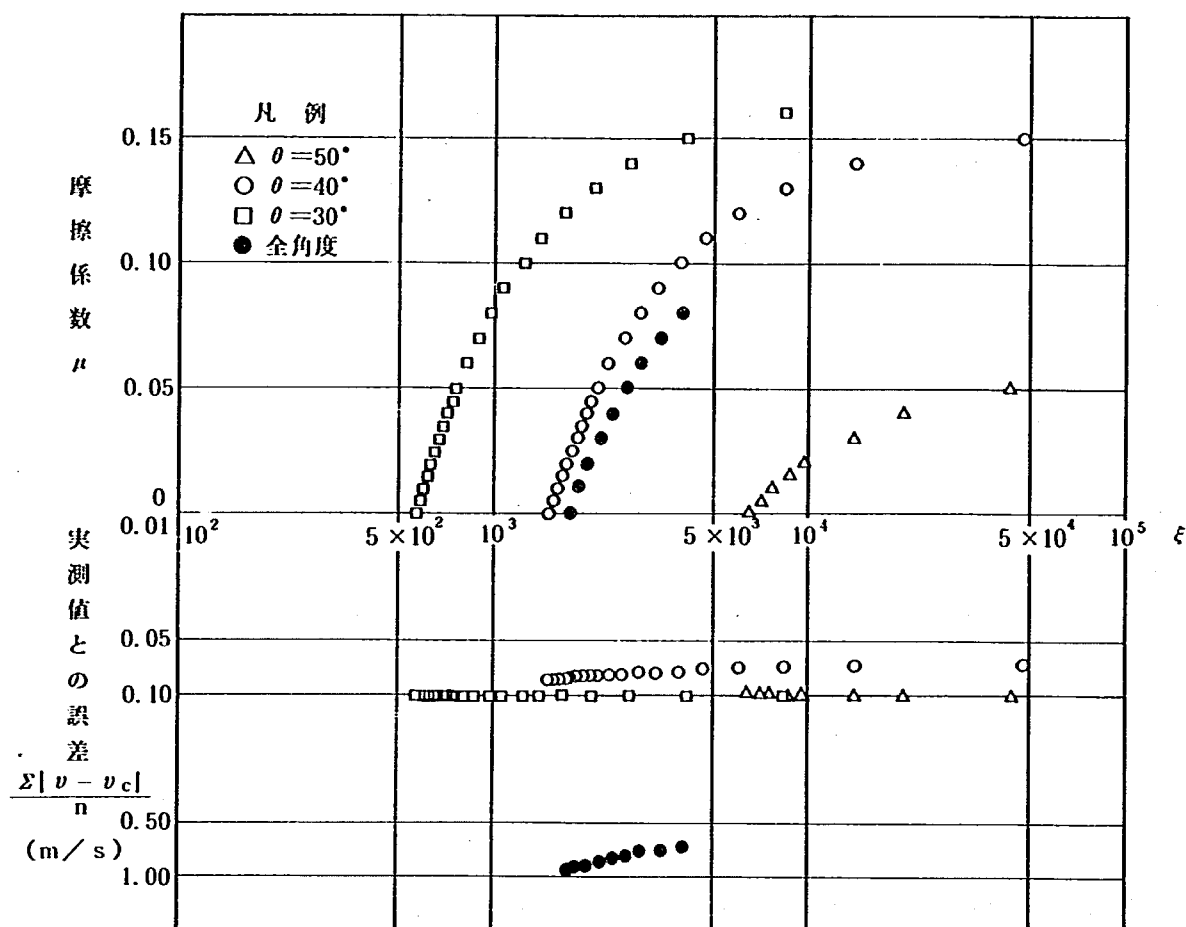
実験 ケース	斜面角 θ (度)	崩土の 流下深 h (m)	崩土の 密 度 γ (tf/m ³)	摩 擦 係 数 $\mu(=\gamma/2)$	ξ (m/sec ²)	到 達 時 間 t (sec)	t における 流 下 速 度 $v(t)$ (m/sec)	収 束 速 度 v_f (m/sec)	実測値 v (m/sec)
1	50	0.113	0.78	0.39	500	1.3	4.53	5.40	9.14
2		0.122	0.51	0.26			5.17	6.06	9.28
3		0.117	0.31	0.16			5.47	6.24	9.33
4		0.125	0.43	0.22			5.36	6.26	9.50
5	40	0.120	0.70	0.35		1.4	3.77	4.74	7.20
6		0.116	0.76	0.38			3.56	4.52	7.40
7		0.114	0.80	0.40			3.43	4.38	7.20
8	30	0.140*	0.90*	0.45		1.5	1.46	2.78	5.20
9		0.140	0.90	0.45			1.46	2.78	5.30
10		0.140*	0.90*	0.45			1.46	2.78	5.00

* 測定不能の為ケース9の値

である。図中、黒丸のプロットは、実験ケース1から10のすべてのケースにおいて μ 、 ξ の値は一定であるとした場合の値であり、中抜き3種類のプロットは、30°、40°、50°の各斜面勾配毎に崩土の流下時の密度が異なるので、 μ 、 ξ も各斜面勾配毎に異なる値を持つとした場合の計算値である。

各ケースとも同じ崩土材料を用いた本実験のような条件下において、 μ と ξ の2つのパラメータが崩土の流下時の密度等により変化すべきものか一定であるべきかの判断材料は十分ではない。しかし、図-14において実測値と計算値の差の大きさから判断する範囲では、前者の考え方に相応する傾向が認められる。つまり、各斜面勾配毎に異なる μ 、 ξ を持つとした方が、勾配に無関係に一定の μ 、 ξ を持つとする場合と比較して、実測速度と計算値の誤差は約1オーダー小さい。さらに、流下斜面の勾配が緩い程、本実験の場合、流下時の崩土の密度が大きい程、摩擦係数 μ に比例する摩擦力が大きくなり、 (g/ξ) を係数として速度の2乗に比例するエネルギー消滅も大きくなる傾向が読み取れる。

流れ型なだれの速度式は単純な質点力学に比べ、土塊が運動することによる内部エネルギーの損失をも考慮したより実際の現象に近いモデル化となっている。したがって、この式の重要なパラメータである μ すなわち主に斜面の表面の状態から判断される定数と、不安定土塊を構成している物質に支配される ξ を、崩土材料や斜面の粗度条件を変化させてそれらの取り得る範囲を実験的に検討するとともに、 μ 、 ξ の物理的な意味の理論的な検討も進める必要がある。また、それらにより崩土の流下速度をある程度の確に推定し得れば実務的にも使い易い手法となると思われる。



図一14 最小誤差となる μ , ϵ の組合せ

4.2 衝撃力の検討

落石関係の衝撃力については、未解明な部分は多いにしても「落石対策便覧」等に、その算定式が述べられており、同種の文献、実験報告も多い。しかし、崩壊土砂の衝撃力については、崩土の性質を固体、粉体および流体のいずれの衝突現象として評価すべきかの明確な提言はなく、算定式も示されていない。

崩土が構造物に与える衝撃力を検討した事例は、ロックシェッドに作用する崩落土の衝撃力を実験的に検討した中堤らの一連の研究の他は少ない。中堤・谷⁹⁾は、崩土等を自由落下させて感圧発色シートで衝撃圧を測定した検討成果をもとに、クッション材のない構造物に対する衝撃力の算定式として以下の式(4・7)を提案している。

$$Ps = \alpha W^{0.6} H^{0.5} \quad \text{..... (4・7)}$$

ここで、 Ps : 衝撃力 (tf)

W : 崩土の重量 (tf)

H : 崩土の自由落下高さ (m)

α : 係数、クッション材がない場合、 $\alpha=14$

式(4・7)は、自由落下する崩土に適用すべき式であり、待受け式擁壁に崩土の流下状況及び衝突状況の異なる斜面を流下する崩土が及ぼす衝撃力の算定には適用すべきではないが、参考のために α を逆算す

ると、式(4・7)で用いてる14と比べて1～2オーダー小さな値となった。

崩土の運動に関しては、その形態がなだれの現象と比較的似ていることから、今回の検討にはなだれの衝撃力算定に良く用いられる計算式を基本に、崩土の衝撃力の検討を進める。

なだれ分野では、なだれが壁面類に及ぼす衝撃力を次の式(4・8)で推定することが多い¹⁰⁾。この式(4・8)は、流速 v を持つ噴流が面に当って90°方向を変える時に面に与える流体圧の算定式を応用したものであり、同様の式を用いた流体としての土石流衝撃力の検討事例も見られる¹¹⁾。

$$P = \frac{r}{g} \cdot A \cdot v^2 \cdot \sin \alpha \quad \dots\dots\dots (4 \cdot 8)$$

ここで、 P ：なだれの衝撃力 (tf)

A ：なだれ的作用面積 (m^2)

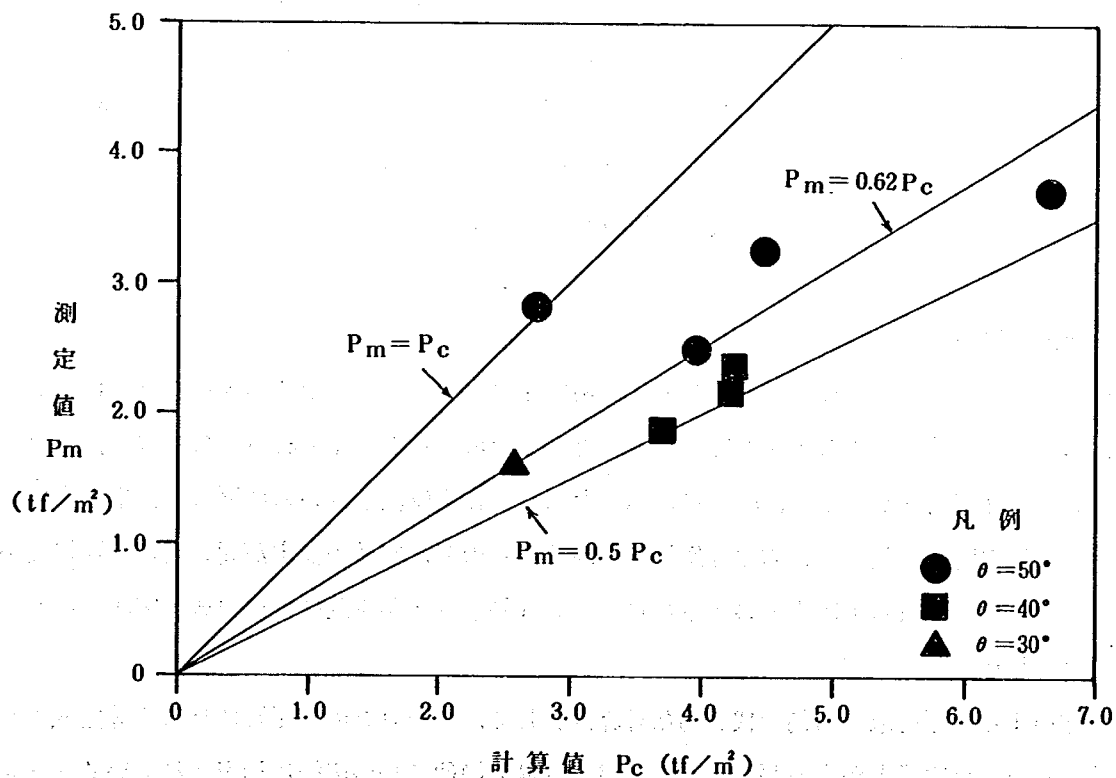
v ：なだれ速度 (m/s)

r ：なだれの単位体積重量 (tf/m^3)

g ：重力の加速度 ($= 9.8 \text{ m/s}^2$)

α ：なだれの進行方向と壁面とのなす角 (度)

実測値と式(4・8)を用いて計算した単位面積当りの衝撃圧とを比較したのが表一11、図一15である。計算にあたって、単位体積重量には表一7に示されている流下時単位体積重量の値 ($0.31 \sim 0.90 \text{ tf/m}^3$) を用いた。また、影像記録からピーク圧出現時 (図一11参照) に衝撃圧は壁面にはほぼ垂直な角度で作用していることが推定されたので、 $\alpha = 90^\circ$ として計算を実施した。



図一15 衝撃圧実測値と計算値との比較

図-15をみると、実測値が計算値を大きく越えることはなく、計算値の0.5～1.0倍の範囲に入っており、平均的には計算値の0.62倍の値となっている。本実験は、崩土材料や崩土量等ごく限られた条件下で実施したもので、この実験で得られた結果をそのまま種々の現地に適用することは妥当ではない。ただし、本実験と類似した条件の現象において崩土の衝撃力を推定する場合には、安全側を考慮して式(4・8)で与えられる値を目安とすることは許されるであろう。

今後は、測定される衝撃圧に対する実験規模の影響や崩土材料の影響を明らかにするとともに衝撃力の作用過程と擁壁の変位をも含めた形でモデル化することにより、式(4・8)の崩土の衝撃力算定への適用性を詳細に検討する必要がある。

表-11 衝撃圧実測値と計算値

実験 ケース	崩土の密度 $\gamma(\text{tf/m}^3)$	流下速度 $v(\text{m/s})$	衝撃圧 計算値 $P_c(\text{kgf/cm}^2)$	実測値 $P_m(\text{kgf/cm}^2)$	$\frac{P_m}{P_c}$	備考
1	0.78	9.14	0.665	0.372	0.56	$\theta = 50^\circ$
2	0.51	9.28	0.448	0.325	0.73	
3	0.31	9.33	0.275	0.281	1.02	
4	0.43	9.50	0.396	0.250	0.63	
5	0.70	7.20	0.370	0.188	0.51	$\theta = 40^\circ$
6	0.76	7.40	0.425	0.236	0.56	
7	0.80	7.20	0.423	0.216	0.51	
8	0.90*	5.20	0.248	0.138	0.56	$\theta = 30^\circ$
9	0.90	5.30	0.258	0.160	0.62	
10	0.90*	5.00	0.230	0.066	0.29	

* 測定不能の為ケース9の値

4.3 収束土圧の検討

待受け式擁壁工の設計における外力としては、衝撃圧（ピーク値や作用時間等）とともに、崩土の衝突終了後、つまり堆積時の静的な土圧も評価することが必要になると考えられる。なぜなら、衝撃圧の場合値は大きい、作用時間が短かく、図-11に示したように作用位置も低いのに反して、堆積土圧の場合値は小さいが、作用時間が長く、合力の作用位置も高くなるので、擁壁の安定が問題となる可能性があるからである。そこで、堆積時土圧をどのような算定式で評価すべきかを既往の理論式と実測された収束土圧とにより検討した。

壁面に作用する土圧を求める為の代表的な計算式として、クーロンの土圧論に基づく算定式とランキンの土圧論に基づく算定式とがあるが、今回の検討では最も簡便でかつ広範に利用されているクーロンの土圧算定式を用いて検討を進める。

クーロンの土圧算定式¹²⁾は以下のように示されている。

$$P_A = \frac{1}{2} K_A \cdot r \cdot H^2 \quad \dots\dots\dots (4 \cdot 9)$$

$$K_A = \frac{\cos^2 (\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos (\alpha + \delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) - \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) - \cos(\alpha - \beta)}} \right\}^2}$$

ただし、 $\phi - \beta < 0$ の場合、 $\sin (\phi - \beta) = 0$

ここで、 K_A ：主働土圧係数

r ：裏込土の単位体積重量 (tf/m²)

H ：土圧計算に用いる壁高 (土圧作用面の高さ) (m)

α ：壁背面と鉛直面のなす角度 (°)

β ：裏込表面と水平面のなす角 (°)

ϕ ：裏込土の内部摩擦角 (°)

δ ：壁面摩擦角 (°)

(受働土圧の場合)

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \cdot r \cdot H^2 \quad \dots\dots\dots (4 \cdot 10)$$

$$K_p = \frac{\cos^2 (\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha - \cos (\alpha + \beta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) - \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) - \cos(\alpha - \beta)}} \right\}}$$

記号は主働土圧と同じ

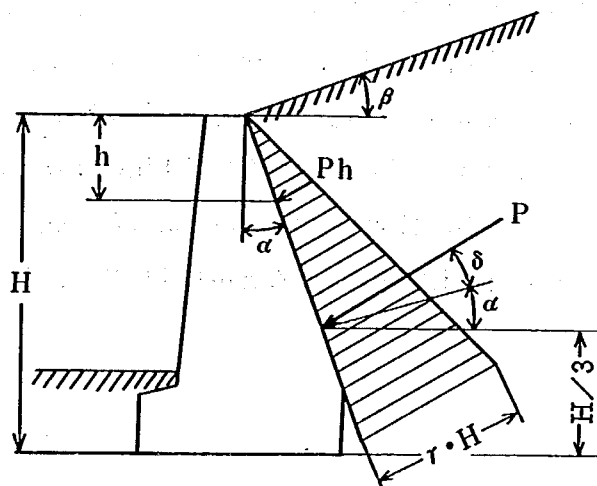


図-16 クーロン公式による土圧算定のモデル

計算条件としては、堆積土の内部摩擦角 ϕ をゆる詰の砂を想定して 30° とし、壁面摩擦角 δ を主働土圧合力の計算では $(2/3) \cdot \delta$ とし、受働土圧合力の計算では $\delta = 0$ として計算した。また、土圧の分布形は、鉛直方向3箇の土圧計の実測値を参考に三角形分布とした。

表—12 土圧の計算条件

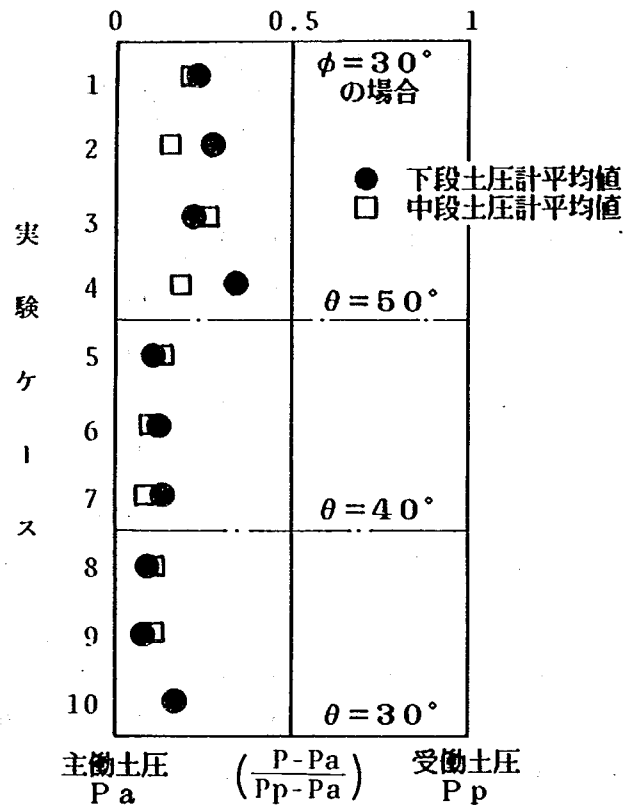
(クーロン式による)

実験 ケース	堆 積 高 H (m)	単位体積 重 量 γ (tf/m ³)	堆 積 部 の 勾 配 β (度)	内 部 摩 擦 角 ϕ (度)	土 圧 (tf/m)	
					主働土圧 P_a	受働土圧 P_p
1	0.72	1.64	— 5.5	30°	0.118	1.078
2	1.02	1.63	— 13		0.219	1.694
3	1.08	1.56	— 11		0.240	1.941
4	1.02	1.73	— 9		0.242	2.048
5	0.84	1.59	— 6		0.154	1.385
6	0.95	1.64	— 7		0.203	1.793
7	0.95	1.69	— 8		0.207	1.791
8	0.54	1.53	6		0.071	0.803
9	0.65	1.52	6		0.102	1.156
10	0.35	1.46	23		0.040	0.575

実測土圧 p が計算主働土圧 P_a もしくは受働土圧 P_p のどちらに近い値となっているかを検討するために整理した結果を図—17, 表—13に示す。図の横軸の数値は、 $(P - P_a) / (P_p - P_a)$ の値であり、値ゼロは実測土圧が主働土圧と等しく、1.0の場合は受働土圧に等しいことを示している。全般的な傾向としては、主働土圧に近い値が得られ、特に、流下斜面の勾配 30° 及び 40° の場合には、主働土圧にほぼ等しい値となった。崩土の衝撃力により擁壁が一度崩土の進行方向に微小変位し、次に衝撃力の影響が小さくなると元にもどることが想定される場合、主働土圧よりも受働土圧寄りの値が得られることも考えられたが、そのような傾向を示したのは、斜面勾配 50° の場合のみであった。斜面勾配が 50° のような場合については、今後は擁壁の挙動も詳細に計測して検討することが必要になると考えられる。

表一13 収束土圧と主働土圧，受働土圧との関係

実験 ケース	土圧計 位 置	実 測 値 P (t/m ²)	受働土圧 P _p (t/m ²)	主働土圧 P _a (t/m ²)	P _p -P _a	P-P _a	$\frac{P-P_a}{P_p-P_a}$
1	中 段	0.42	1.415	0.155	1.260	0.265	0.210
	下 段	0.76	2.455	0.270	2.185	0.490	0.224
2	中 段	0.55	2.084	0.270	1.814	0.280	0.154
	下 段	1.07	2.898	0.375	2.523	0.695	0.275
3	中 段	0.81	2.330	0.288	2.042	0.522	0.256
	下 段	1.01	3.163	0.391	2.772	0.619	0.223
4	中 段	0.71	2.519	0.298	2.221	0.412	0.186
	下 段	1.54	3.504	0.415	3.089	1.125	0.364
5	中 段	0.42	1.808	0.201	1.607	0.219	0.136
	下 段	0.59	2.801	0.311	2.490	0.279	0.112
6	中 段	0.46	2.265	0.257	2.008	0.203	0.101
	下 段	0.69	3.358	0.370	2.888	0.320	0.111
7	中 段	0.44	2.262	0.262	2.000	0.178	0.089
	下 段	0.77	3.254	0.377	2.877	0.393	0.137
8	中 段	0.16	0.881	0.078	0.803	0.082	0.102
	下 段	0.40	2.258	0.201	2.057	0.199	0.097
9	中 段	0.27	1.477	0.131	1.346	0.139	0.103
	下 段	0.48	2.846	0.253	2.593	0.227	0.088
10	中 段	—	—	—	—	—	—
	下 段	0.47	2.067	0.145	1.922	0.325	0.169



図一17 収束土圧と主働土圧，受働土圧との関係

5. まとめ

1.0 m³の砂を崩土材料とした崩土の流下及び待受け式擁壁工への衝突実験により以下の知見を得た。

- (1) 崩土の流下時の単位体積重量は、崩壊前の単位体積重量と比較して約 $1/2 \sim 1/3$ であった。また、流下斜面の勾配が急な程、小さな値となった。
- (2) 流下速度の推定に用いる崩土の運動モデルとしては、崩土底面と斜面の間の摩擦抵抗しか考慮しない単純な質点力学のモデルは適さない。摩擦抵抗と速度の2乗に比例するエネルギー消滅を考慮した流れ型なだれのモデルの適用性は、さらに検討を進める余地がある。
- (3) 流れ型なだれのモデルにおいて、2つのパラメータ μ , ϵ が流下時の崩土の密度の差異により変化すべきか否かは現在のところ判断できないが、本実験の検討では、流下時の密度が大きい程、摩擦抵抗及びエネルギー消滅が大きくなる傾向が認められた。
- (4) 砂質崩土が待受け式擁壁工に与える衝撃力は、安全側でみると、流体圧の算定式(4.8)で近似できる結果となった。ただし、現場への適用性については、スケールイフェクト等解明すべき問題点は多い。
- (5) 崩土の衝突終了後の堆積土圧は、クーロンの主働土圧にはほぼ等しい値が測定された。ただし、測定値の一部は、主働土圧よりもやや大きな値を示した。

6. おわりに

待受け式擁壁工の設計法を合理的なものにするために計画・実施している一連の実験のうち、本報告では砂質崩土が擁壁に与える実験の結果を述べた。今後は、以下のような点にポイントを置いて検討を進める予定である。

- (1) 崩土材料として、砂質土以外に粘性土を加え、崩土材料の違いによる流下状況や衝撃力の作用状況の差異を検討すること。
- (2) 計測については、擁壁の挙動の計測を加えるとともに、特に、崩土の流下速度や流下時の密度の変化を詳細に把握できる手法を検討すること。
- (3) 擁壁の設置位置や構造を変えて崩土の衝突状況や衝撃圧を検討し、待受け式擁壁工の設計に直接役立つ基礎資料を得ること。

以上の各項目に留意し、今後の実験を進めて行きたい。

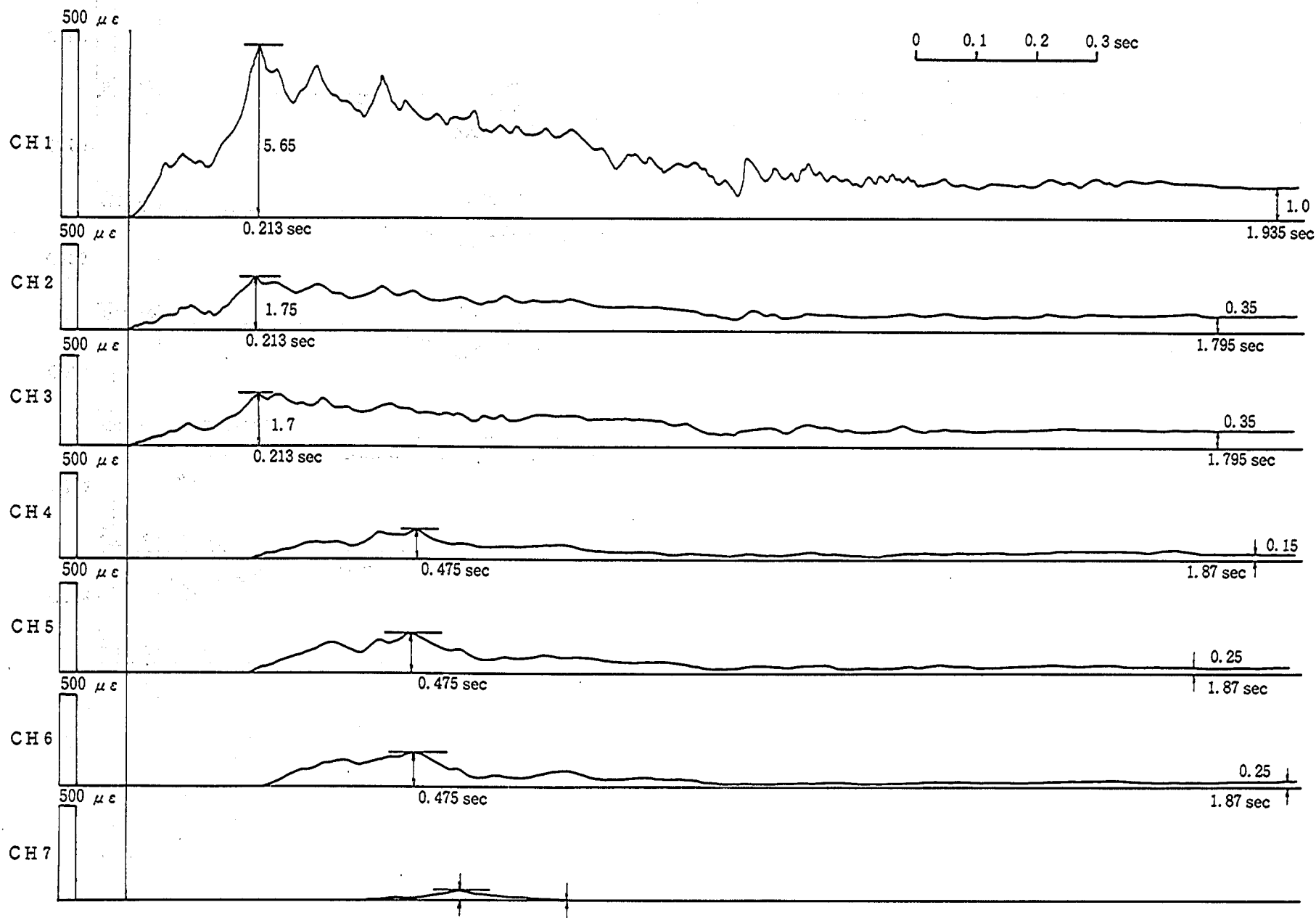
< 参 考 文 献 >

- 1) 急傾斜地崩壊防止工事技術指針作成委員会：斜面崩壊防止工事の設計と実例一本編一，1982年8月，全国治水砂防協会，pp. 151 ~ 153
- 2) 山口柏樹：土砂災害に対する土質工学的実態調査。「昭和46年台風25号による千葉県下災害の実態調査」報告書，文部省特定研究（昭和46年度）災害科学，1972年，pp. 75 ~ 82
- 3) 吉川秀夫・福岡捷二：山腹崩壊の到達長さについて，「昭和46年台風25号による千葉県下災害の実態調査」報告書，文部省特定研究（昭和46年度）災害科学，1972年，pp. 17 ~ 23
- 4) A. E. Scheidegger：On the Prediction of the Reach and Velocity of Catastrophic Landslides, Rock Mechanics, 5, 1973年，pp. 231 ~ 236
- 5) 森脇寛：円弧斜面上を滑べる崩壊土塊の運動について，新砂防，Vol. 36, No 3, 1983年12月，pp. 10 ~ 16
- 6) A. Voellmy：On the Destructive Force of Avalanches, Alta Avalanche Study Center, Wasatch National Forest Translation, No 2, 1964年
- 7) 芦田・江頭・大槻：山腹崩壊土の流動機構に関する研究：京都大学防災研究所年報，第26号B-2, 1983年4月，pp. 1 ~ 13
- 8) 日本建設機械化協会編：新防雪工学ハンドブック，1977年12月，森北出版，pp. 86 ~ 88
- 9) 中堤治郎・谷敬：崩落土の衝撃力に関する実験的研究，土木学会論文報告集，第325号，1982年9月，pp. 119 ~ 127
- 10) 8) に同じ，ただし，pp. 88 ~ 92
- 11) 水山高久：砂防ダムに対する土石流衝撃力算定とその問題点，新砂防，Vol. 32, No 1, 1979年8月，砂防学会，pp. 40 ~ 43
- 12) 例えば，土質工学編：土留め構造物の設計法，1975年3月，土質工学会

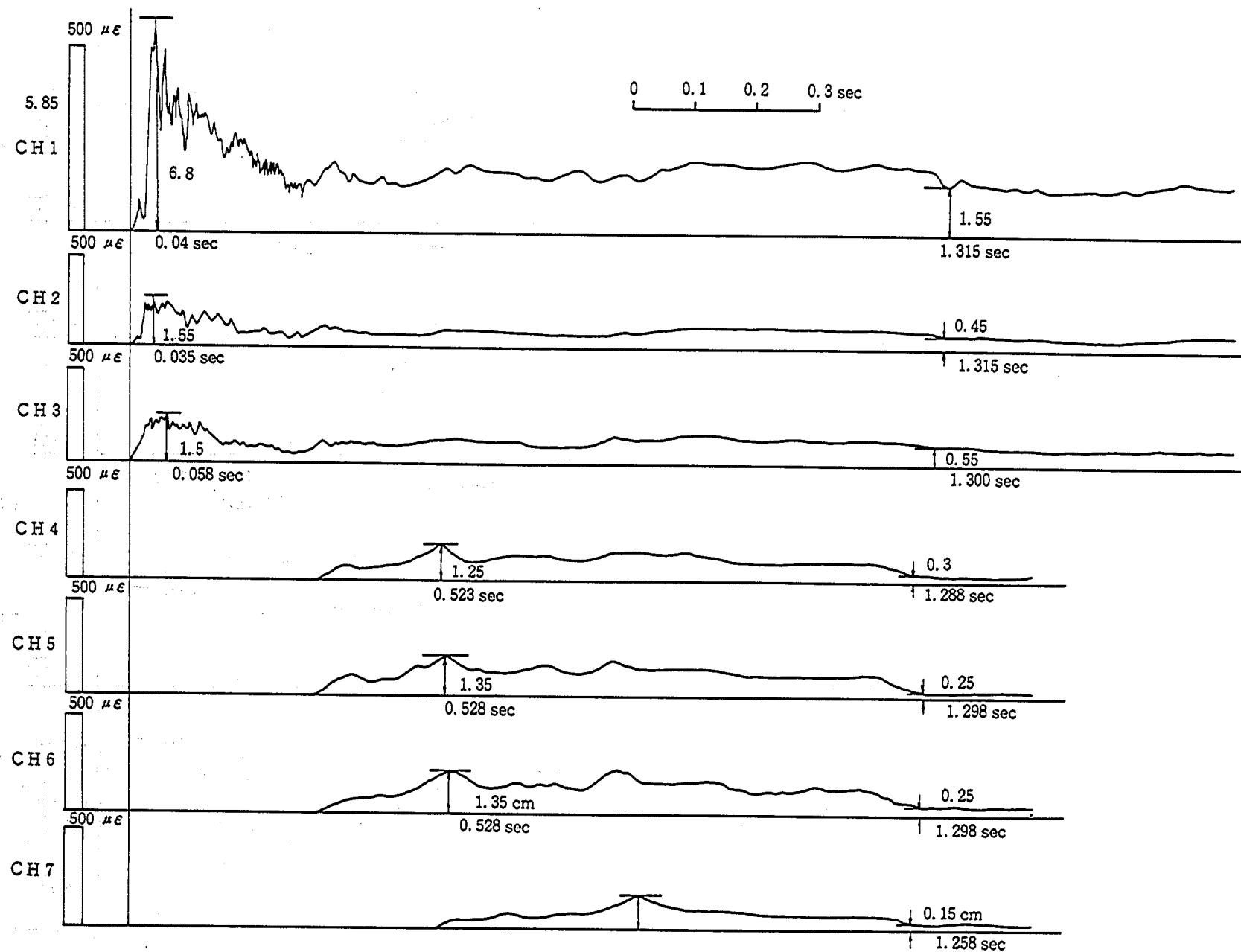
資 料 集

図・表・写真

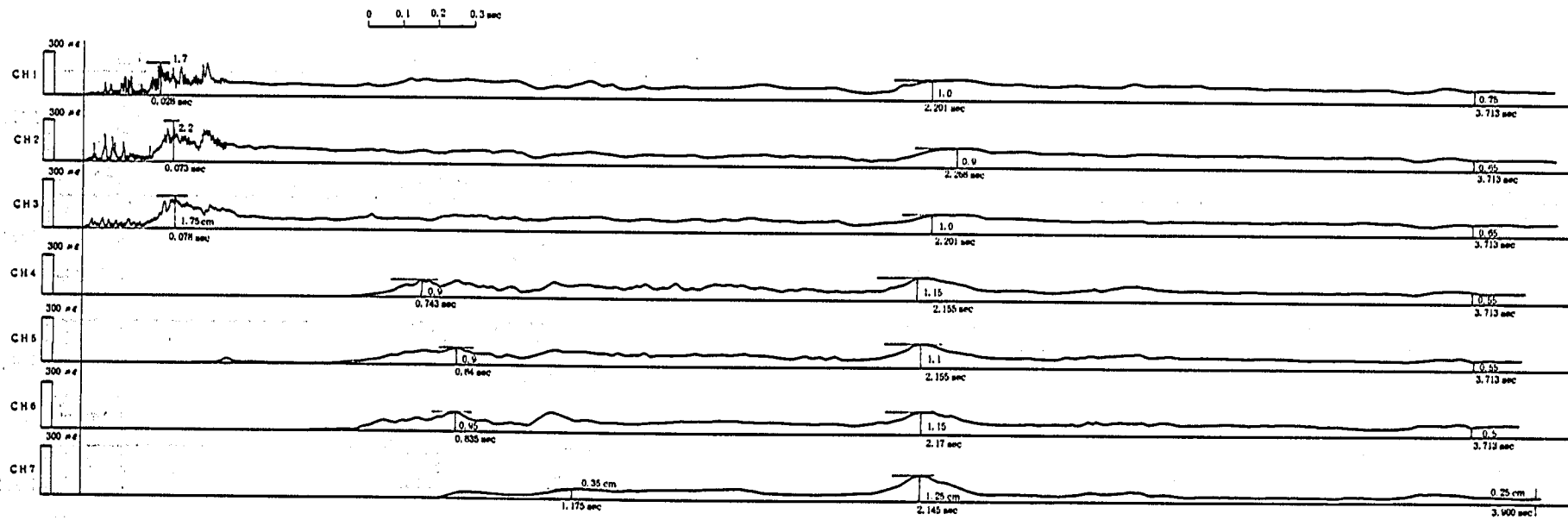
ケース ①



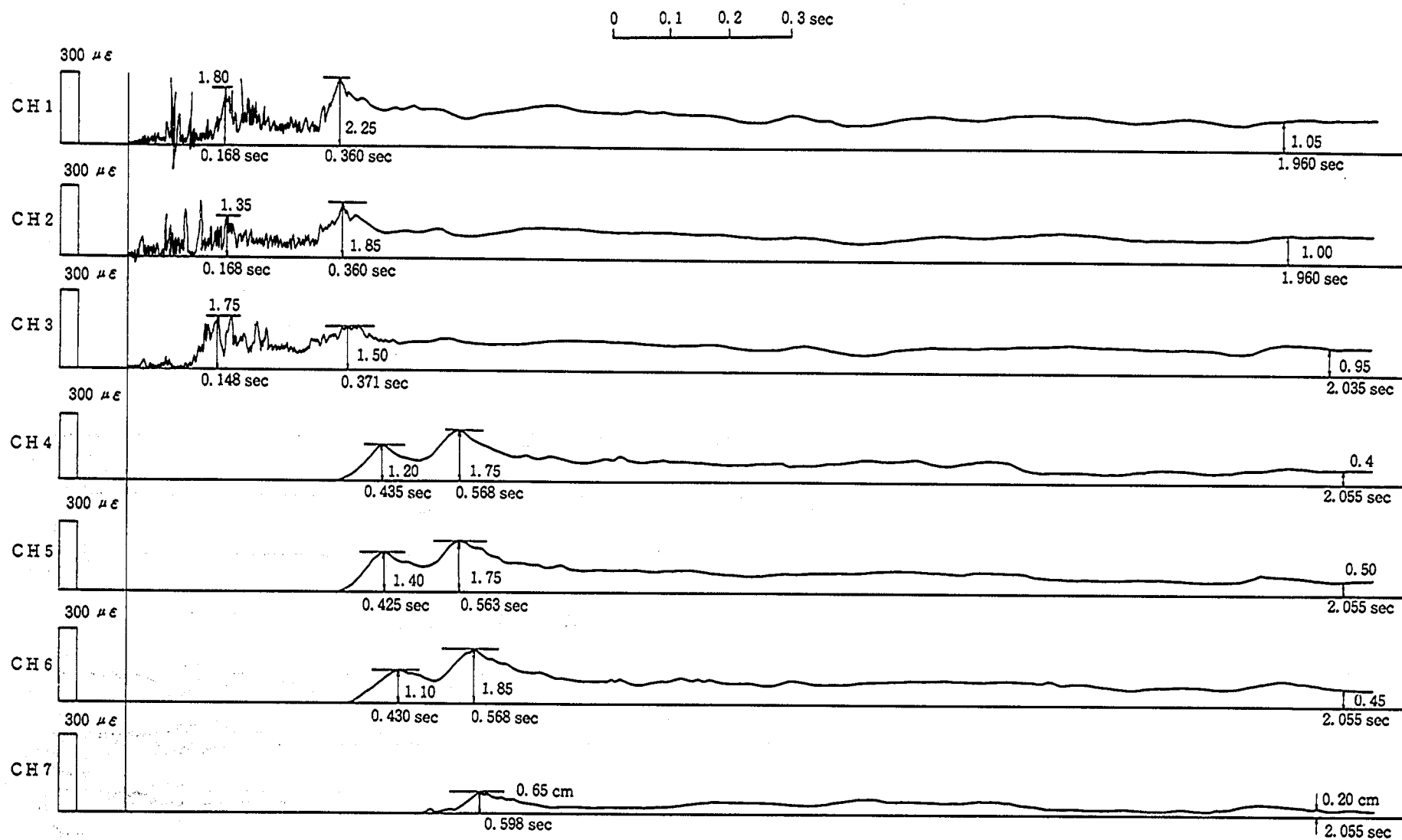
ケース ②



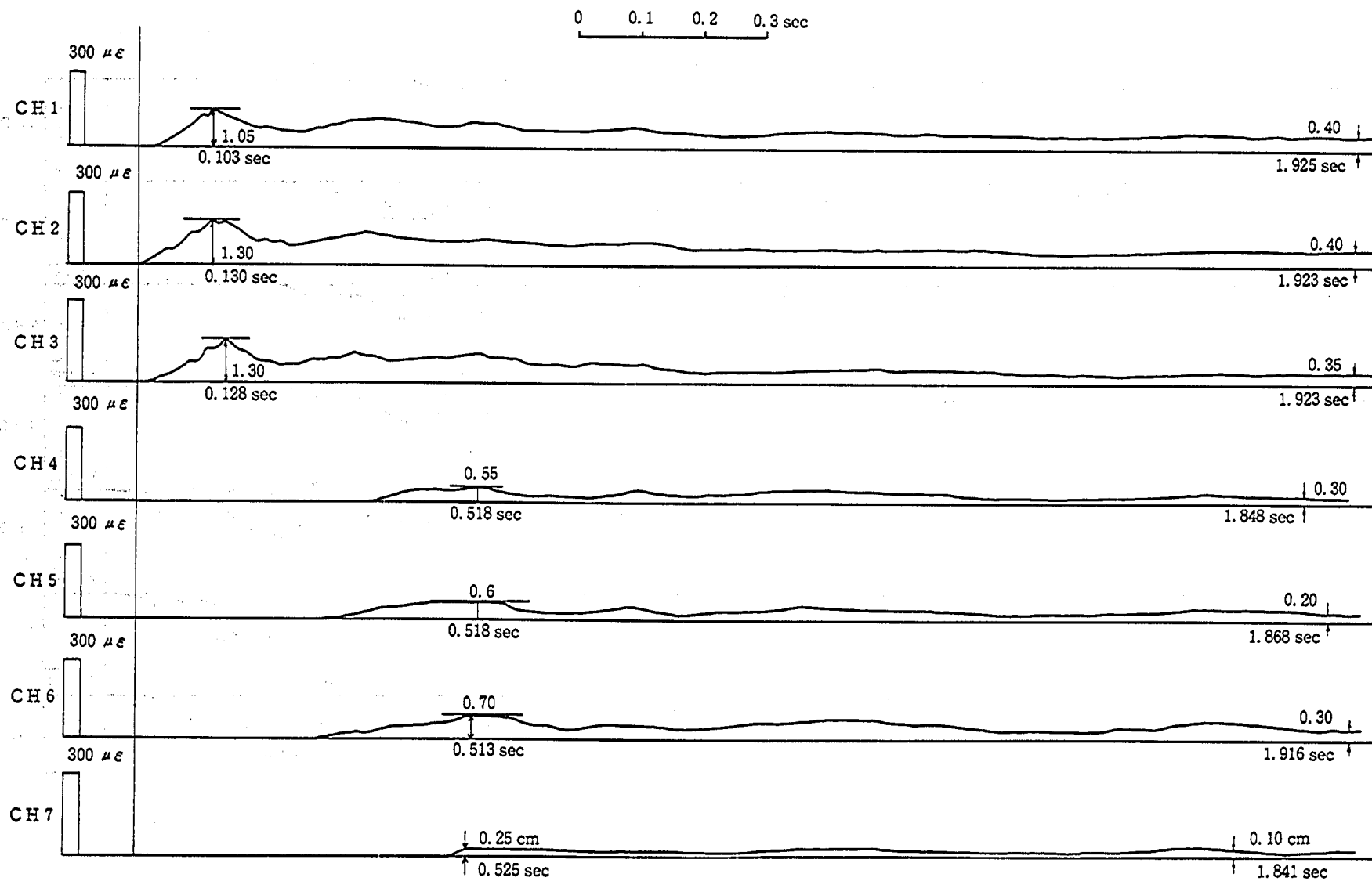
ケース ③



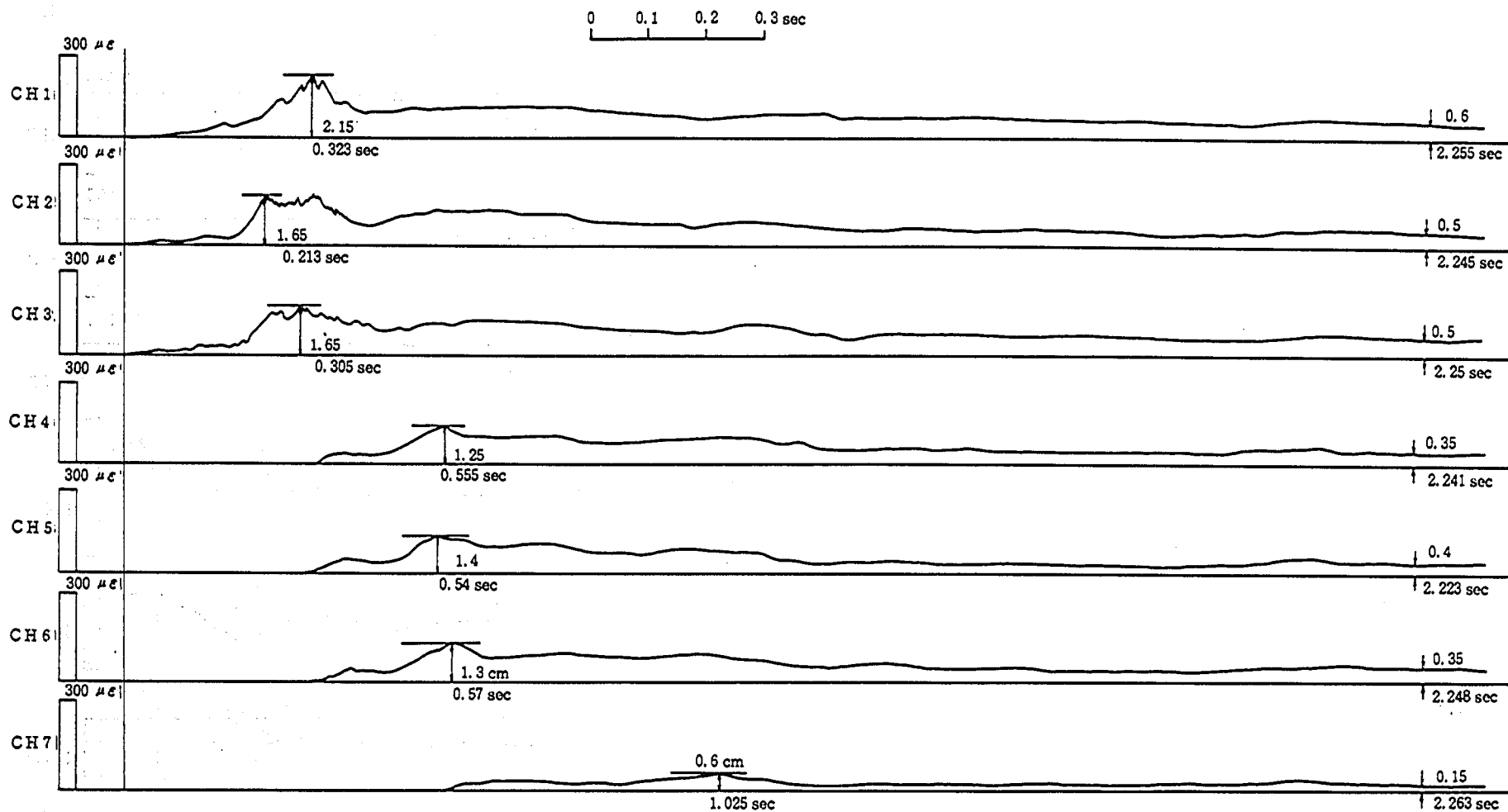
ケース ④



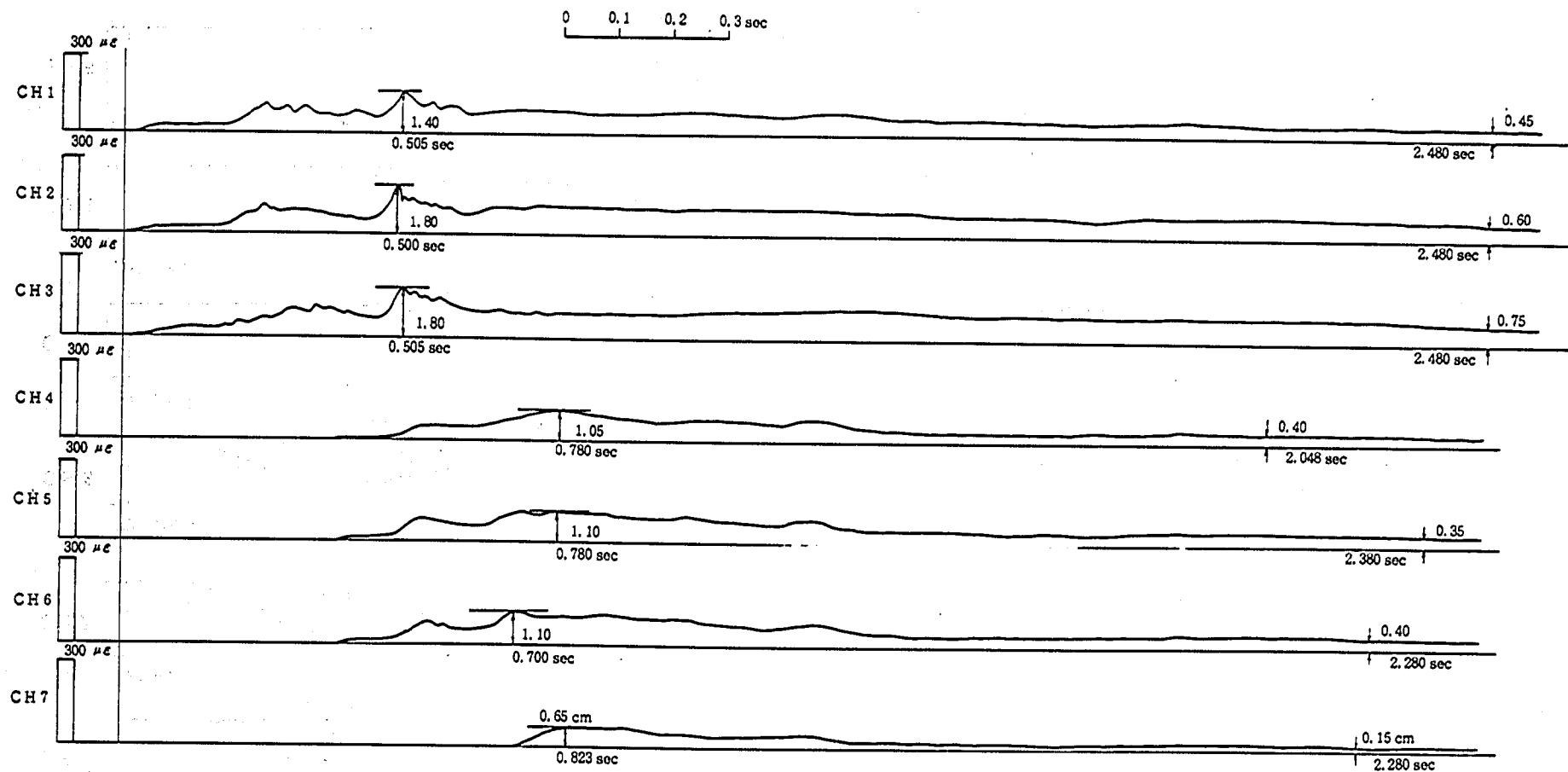
ケース ⑤



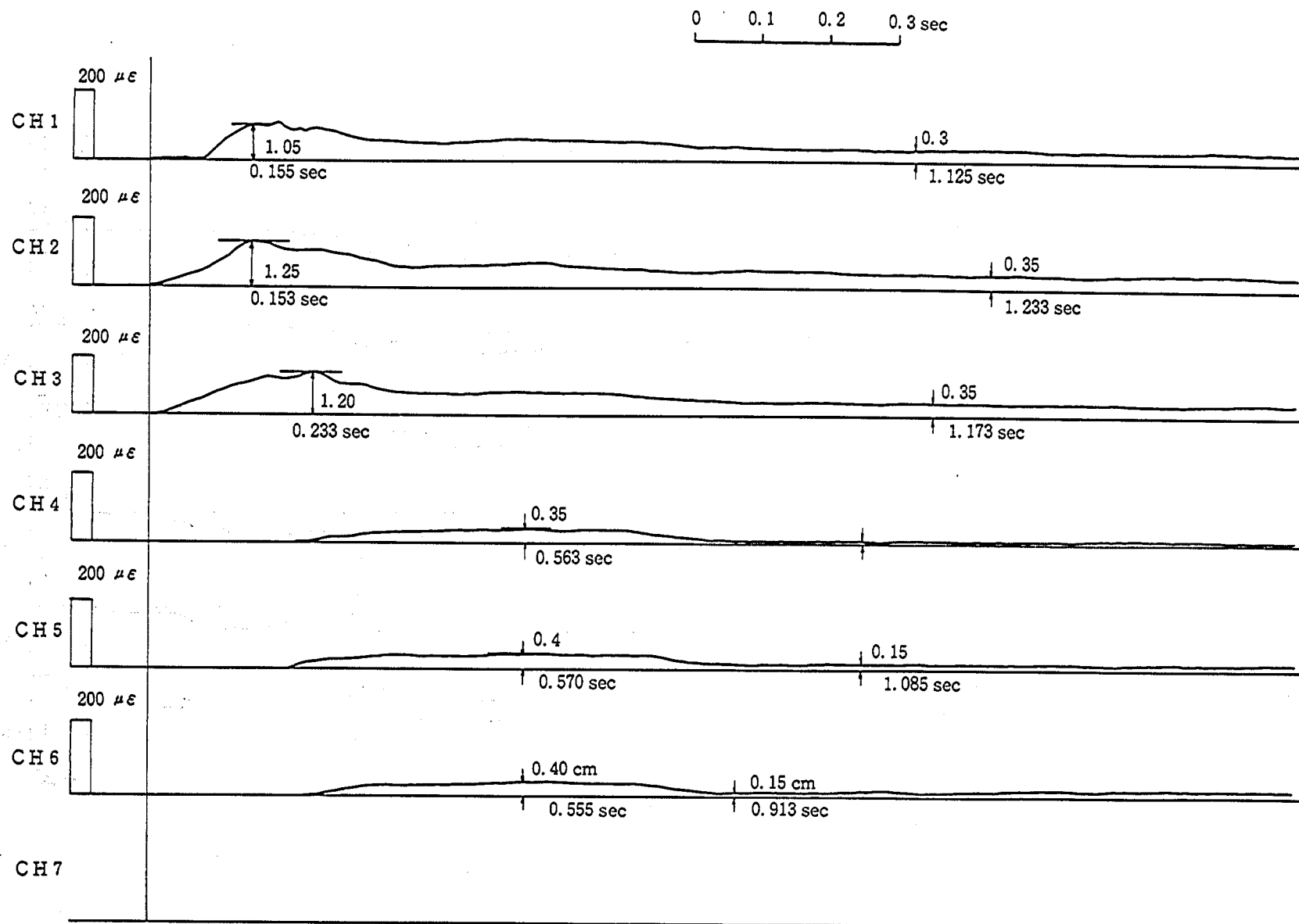
ケース ⑥



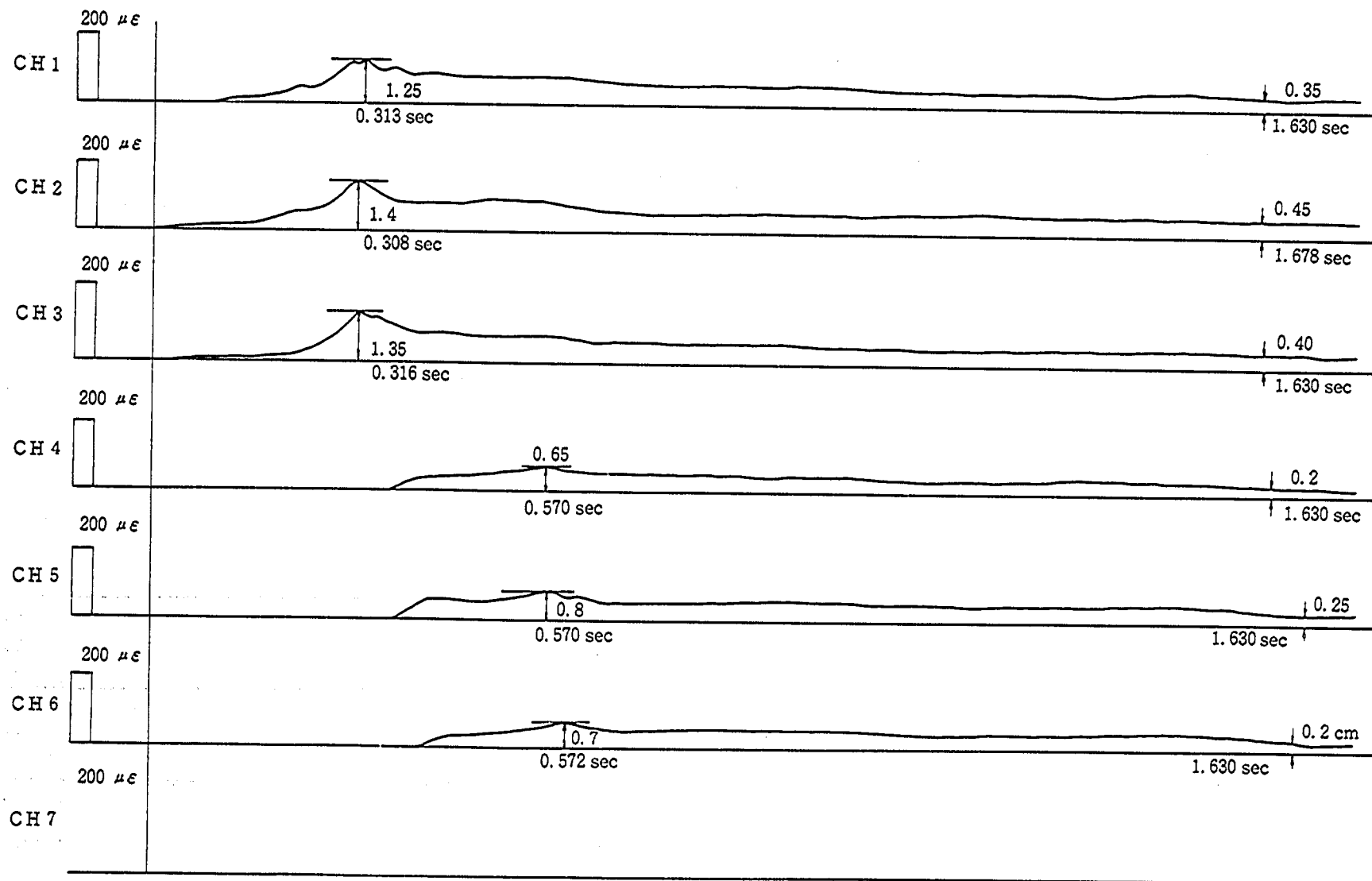
ケース ⑦



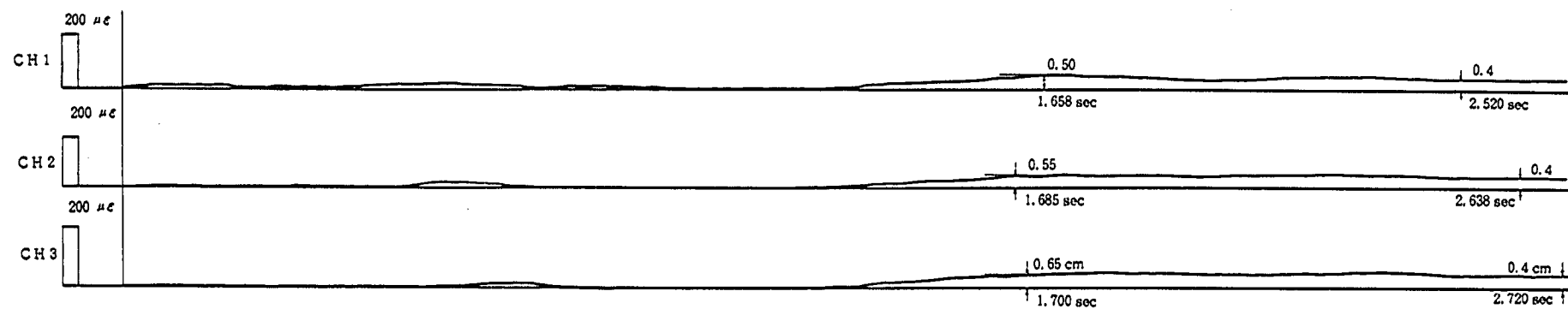
ケース ⑧



ケース ⑨



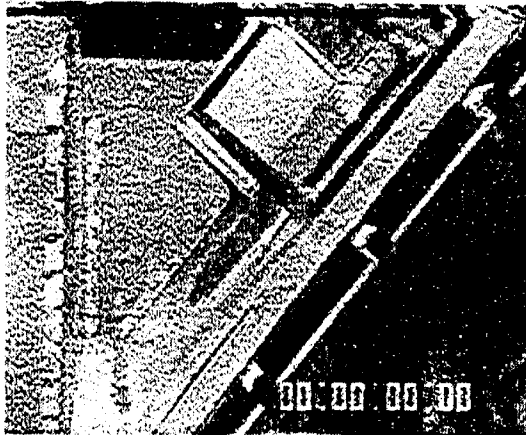
ケース ⑩



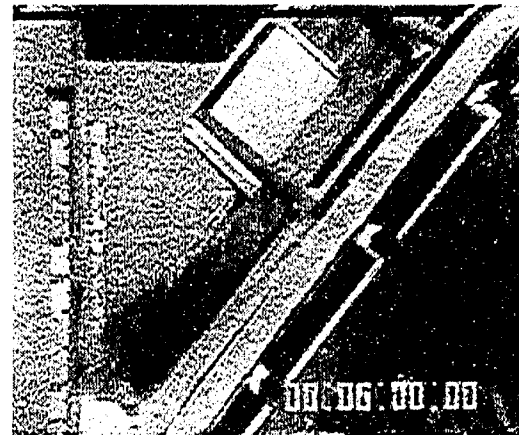
<ケース ①>

$\theta = 50^\circ$

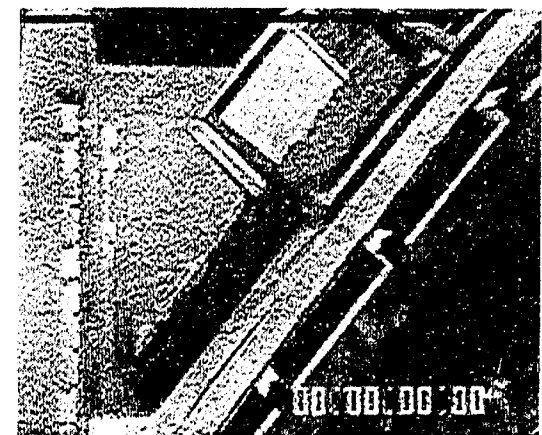
ケース ○—○
実験ケース番号 0 を基準に 0.2 秒毎の衝突状況



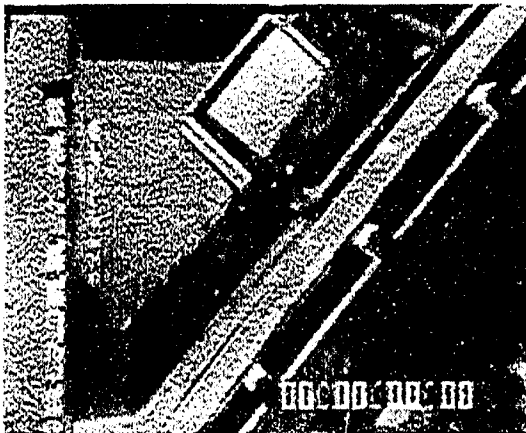
ケース 1-0



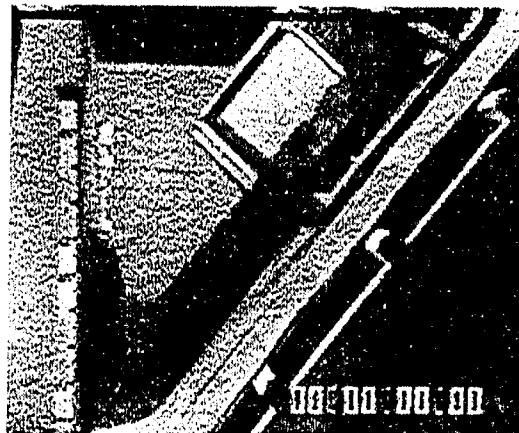
ケース 1-1



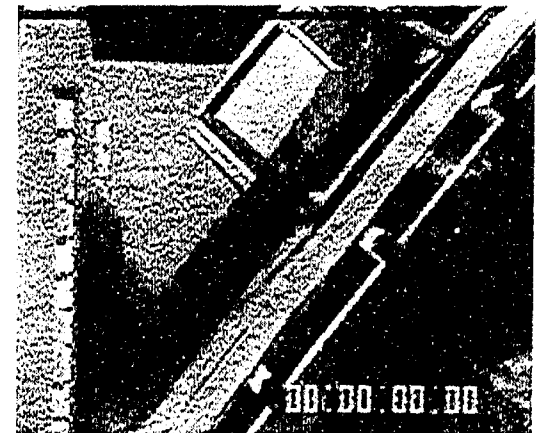
ケース 1-2



ケース 1-3



ケース 1-4

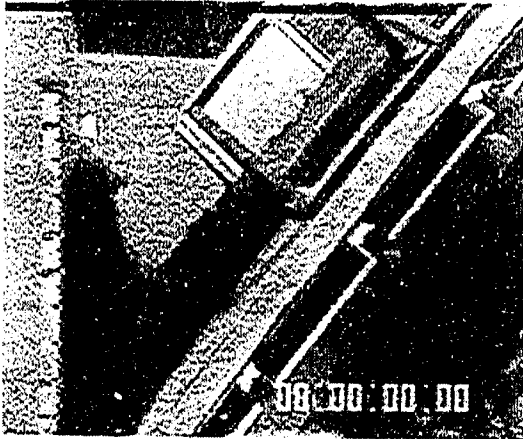


ケース 1-5

<ケース ①>

$\theta = 50^\circ$

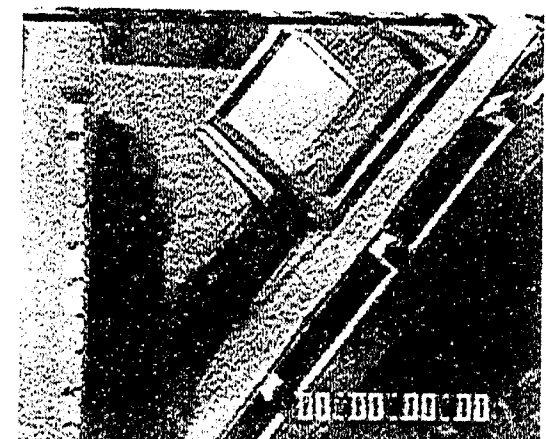
ケース ○—○
実験ケース番号 0 を基準に 0.2 秒毎の衝突状況



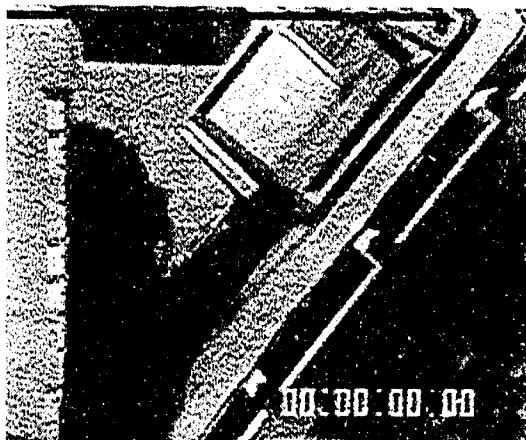
ケース 1-6



ケース 1-7



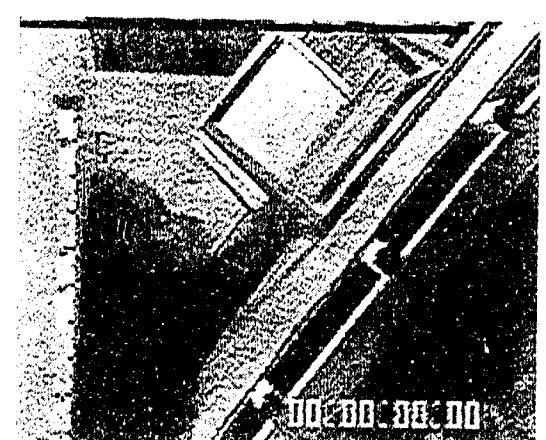
ケース 1-8



ケース 1-9



ケース 1-10

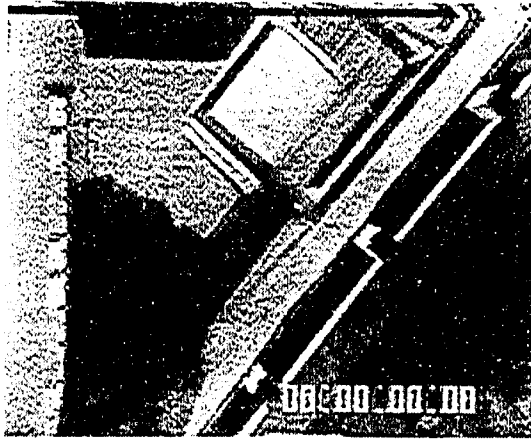


ケース 1-11

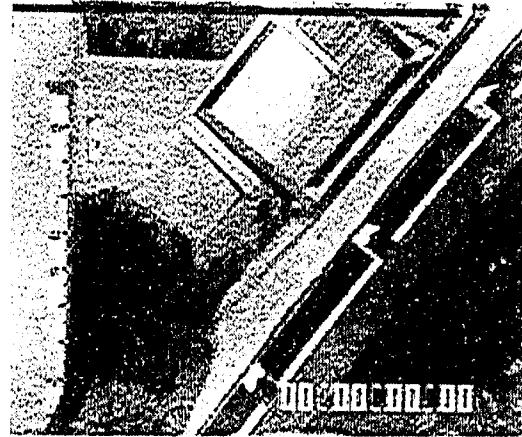
<ケース ①>

$\theta = 50^\circ$

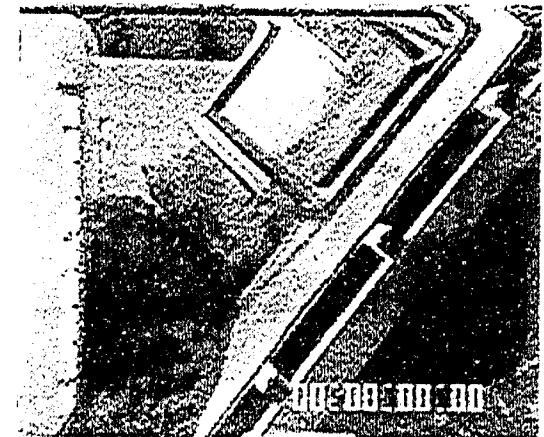
ケース ○—○
実験ケース番号 0 を基準に 0.2 秒毎の衝突状況



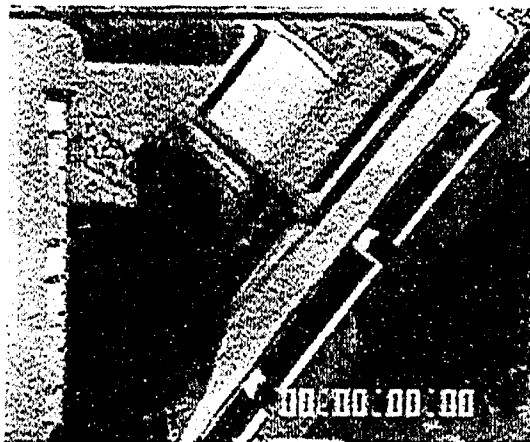
ケース 1-12



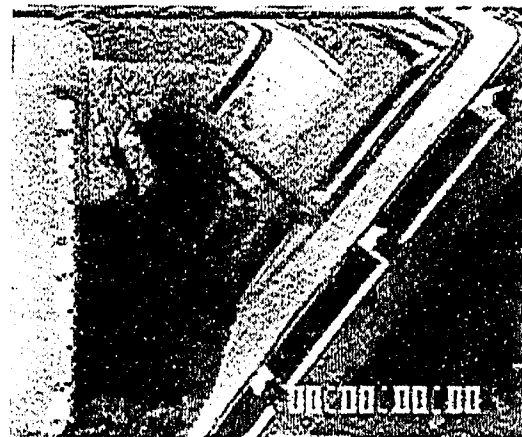
ケース 1-13



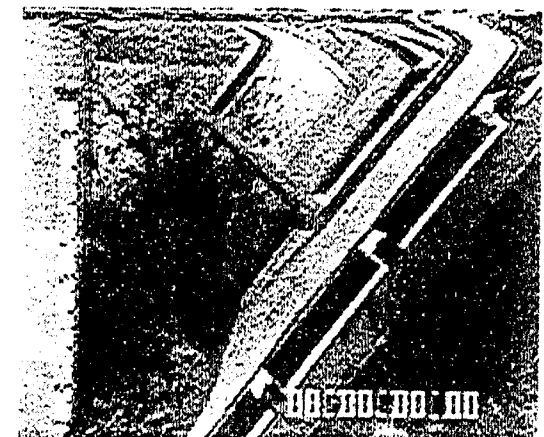
ケース 1-14



ケース 1-15



ケース 1-16



ケース 1-17

<ケース ②>

$\theta = 50^\circ$

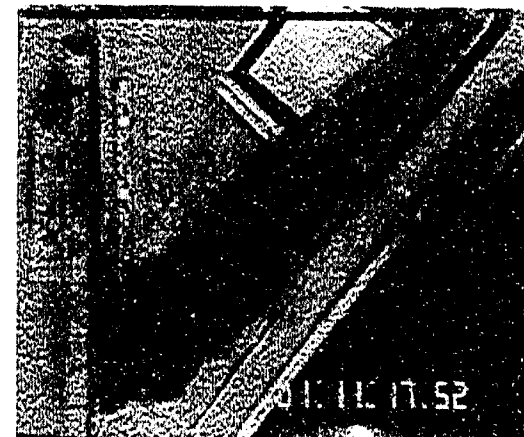
ケース  0 を基準に 0.2 秒毎の衝突状況



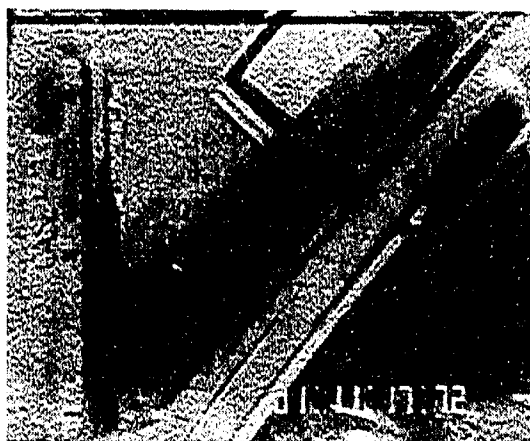
ケース 2-0



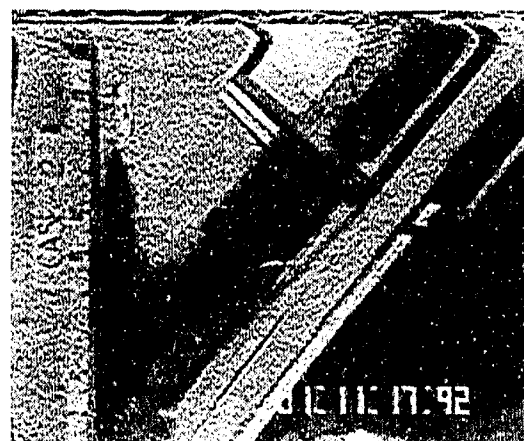
ケース 2-1



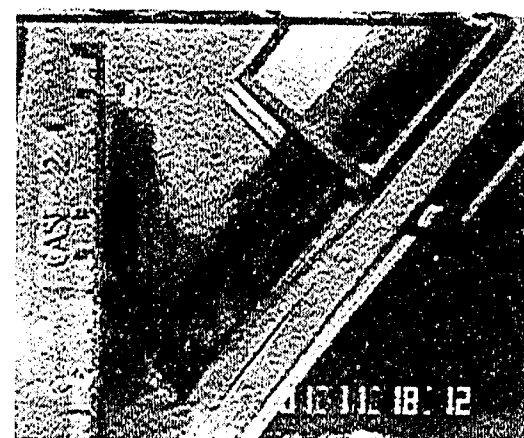
ケース 2-2



ケース 2-3



ケース 2-4

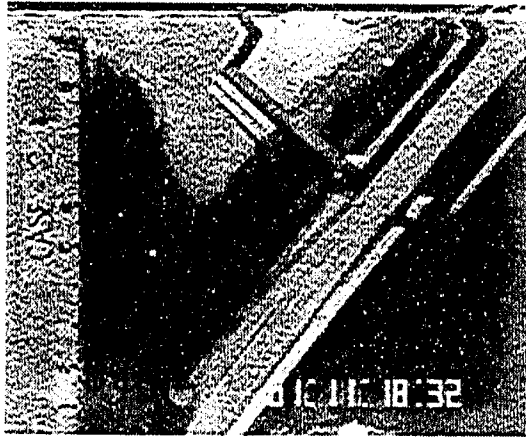


ケース 2-5

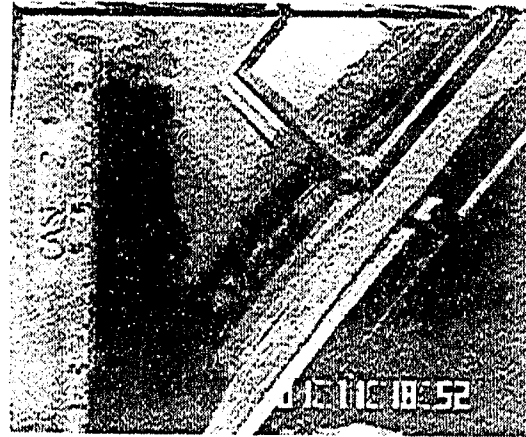
<ケース ②>

$\theta = 50^\circ$

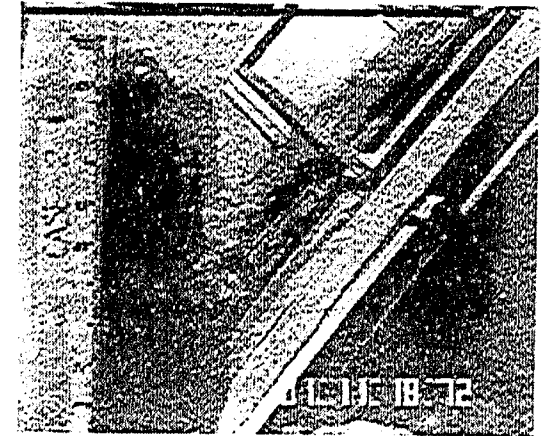
ケース ○—○
実験ケース番号 0 を基準に 0.2 秒毎の衝突状況



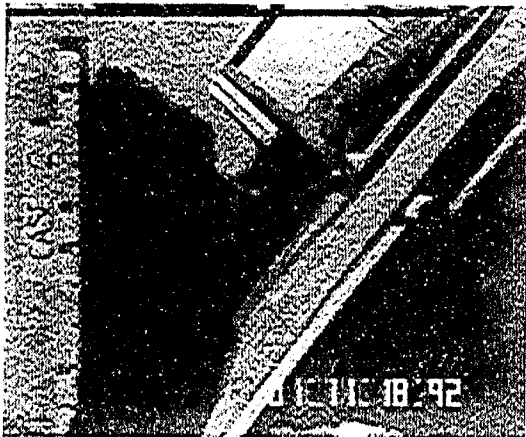
ケース 2-6



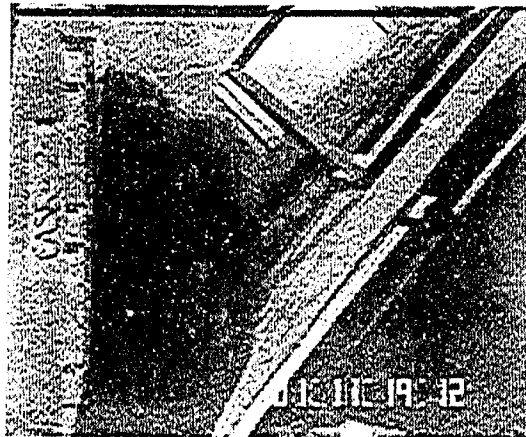
ケース 2-7



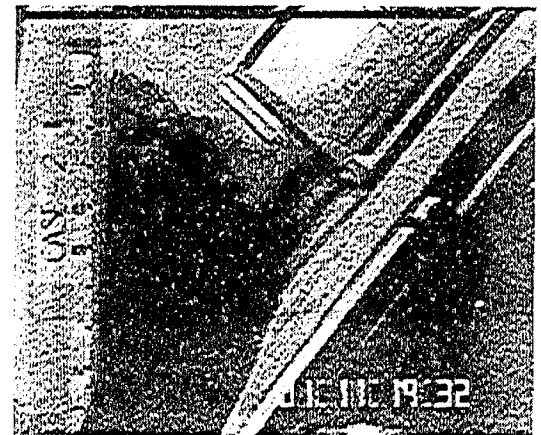
ケース 2-8



ケース 2-9



ケース 2-10

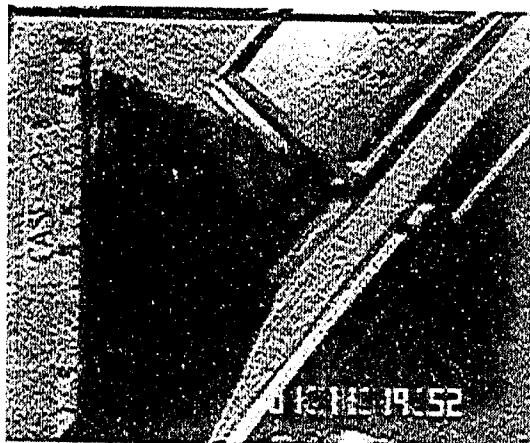


ケース 2-11

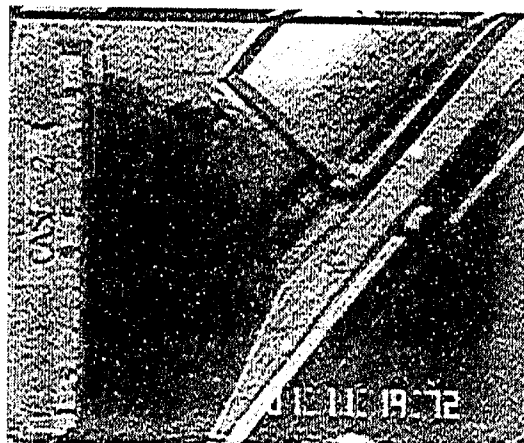
<ケース ②>

$\theta = 50^\circ$

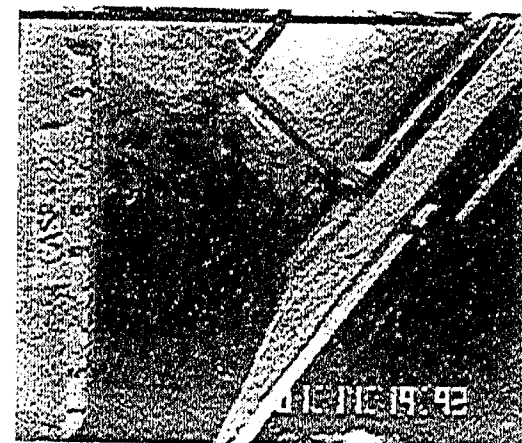
ケース ○—○
実験ケース番号 0 を基準に 0.2 秒毎の衝突状況



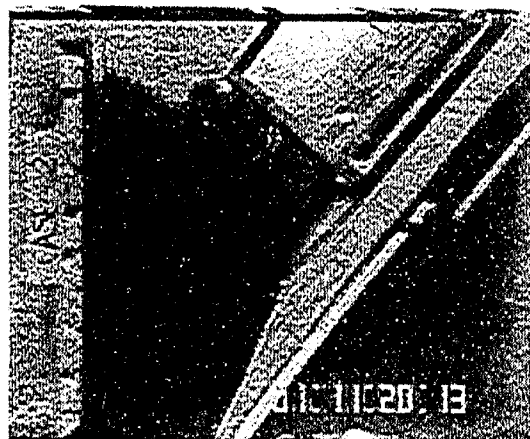
ケース 2-12



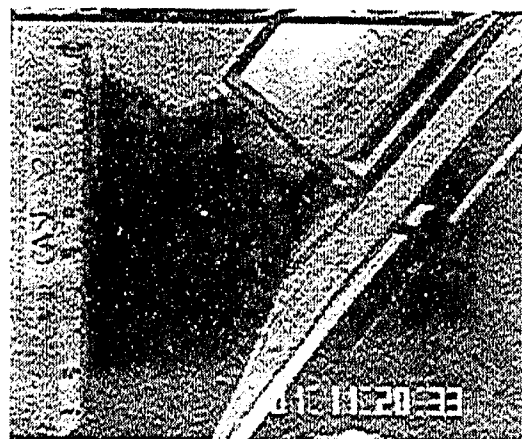
ケース 2-13



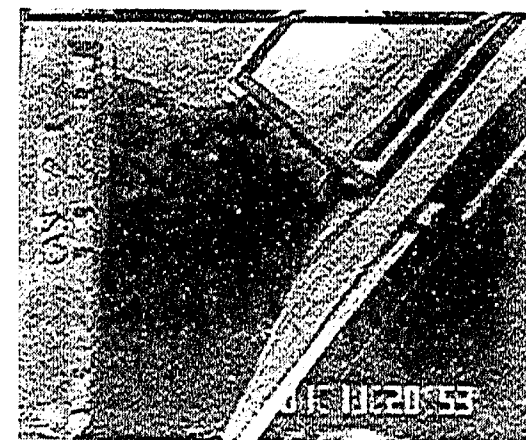
ケース 2-14



ケース 2-15



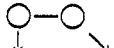
ケース 2-16

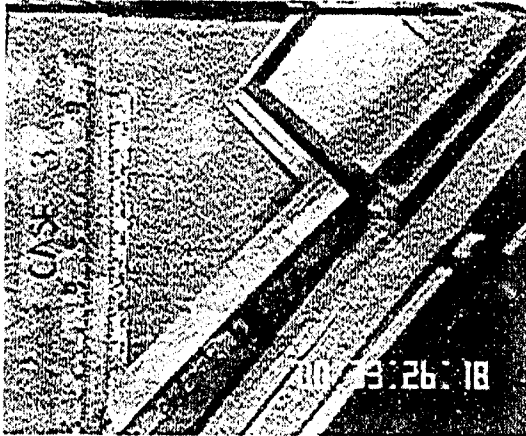


ケース 2-17

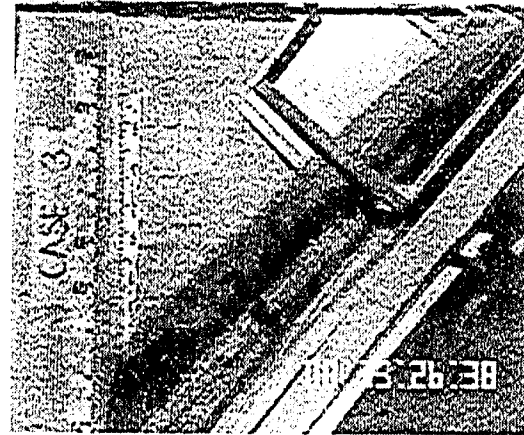
<ケース ③>

$\theta = 50^\circ$

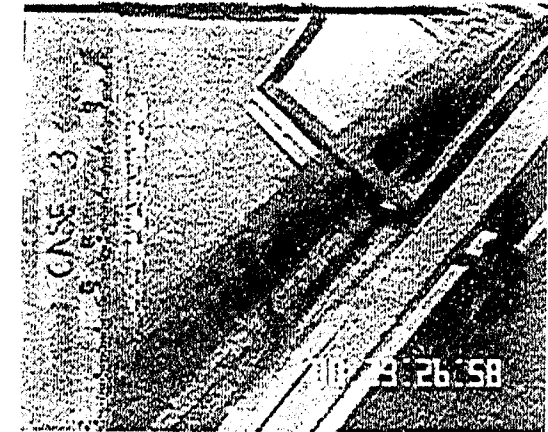
ケース 
実験ケース番号 0 を基準に 0.2 秒毎の衝突状況



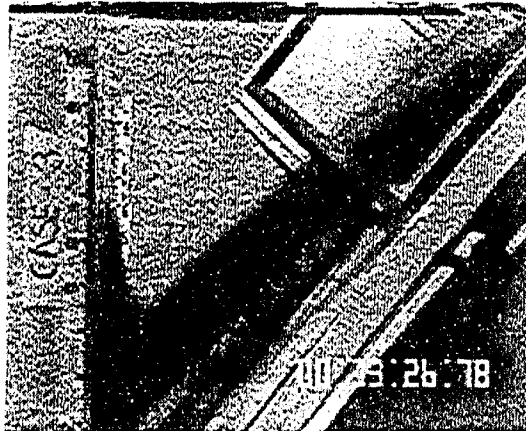
ケース 3-0



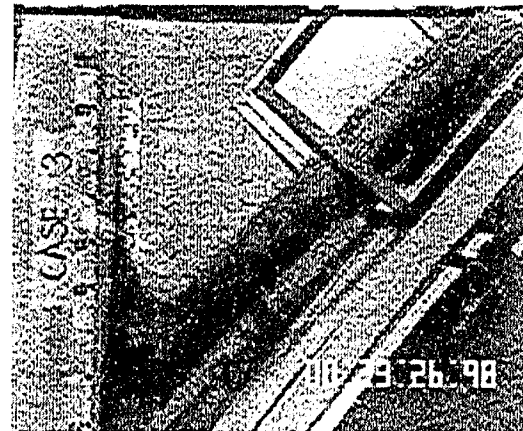
ケース 3-1



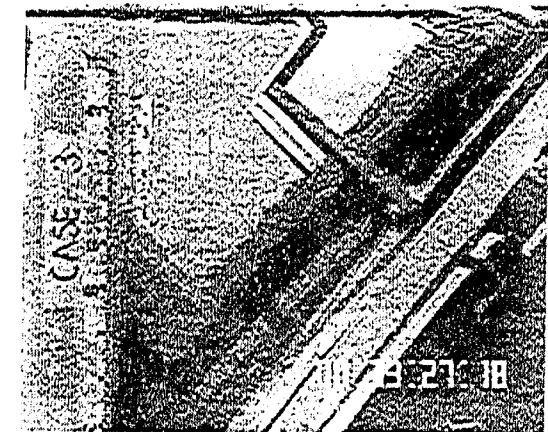
ケース 3-2



ケース 3-3



ケース 3-4

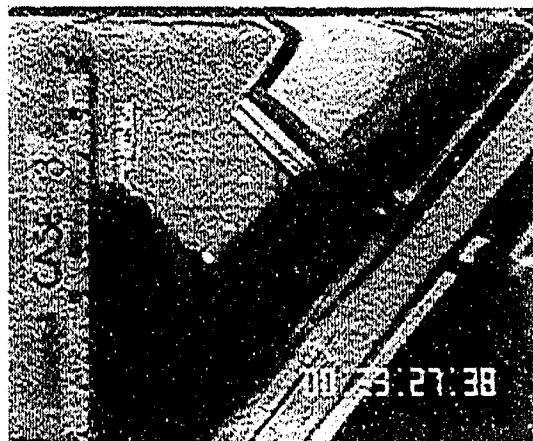


ケース 3-5

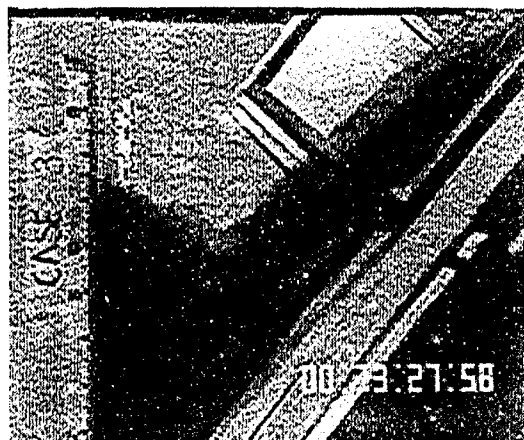
<ケース ③>

$\theta = 50^\circ$

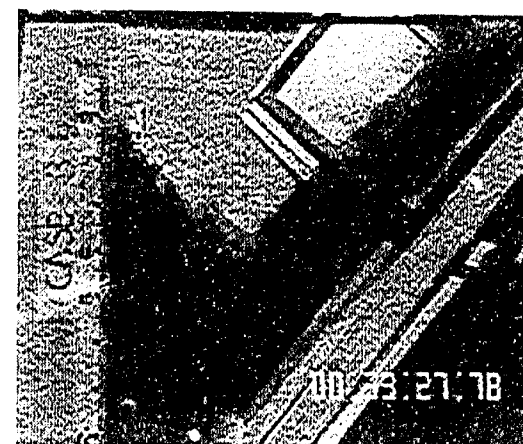
ケース ○—○
実験ケース番号 0 を基準に 0.2 秒毎の衝突状況



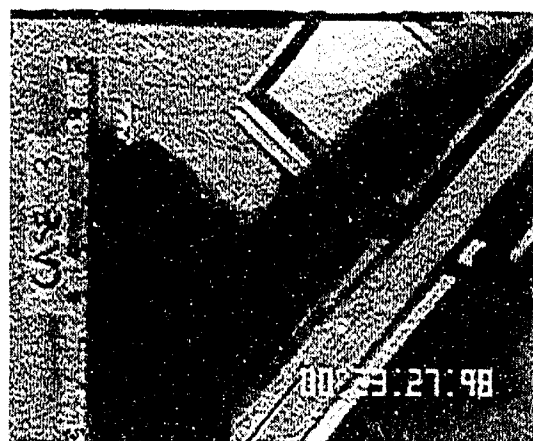
ケース 3-6



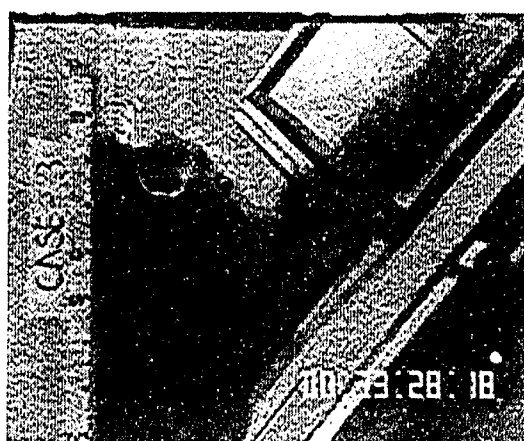
ケース 3-7



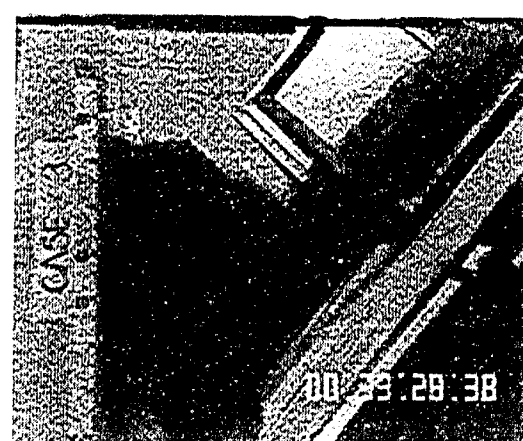
ケース 3-8



ケース 3-9



ケース 3-10

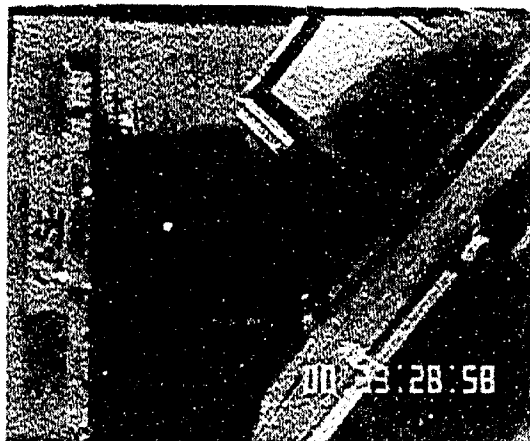


ケース 3-11

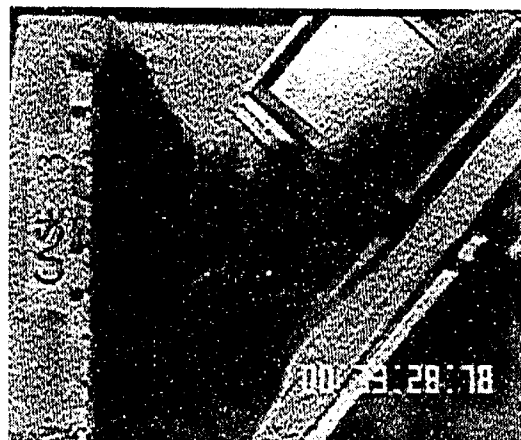
<ケース ③>

$\theta = 50^\circ$

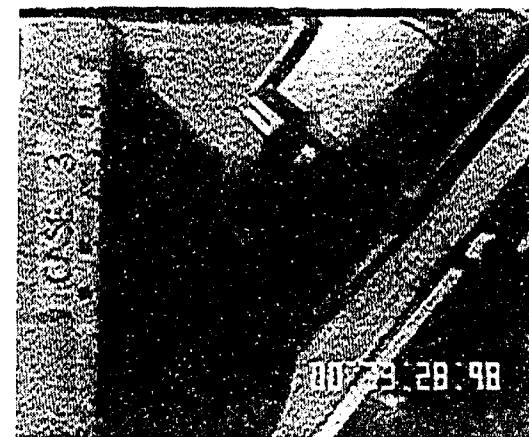
ケース ○—○
実験ケース番号 0 を基準に 0.2 秒毎の衝突状況



ケース 3-12



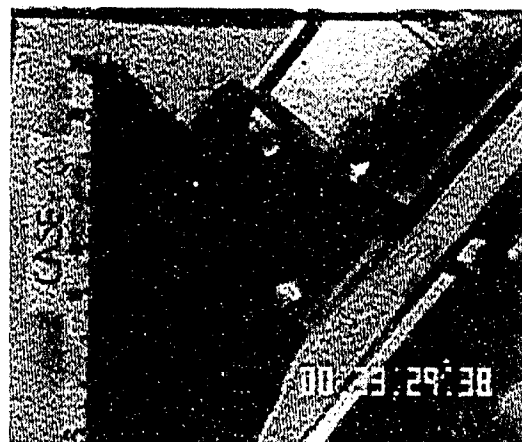
ケース 3-13



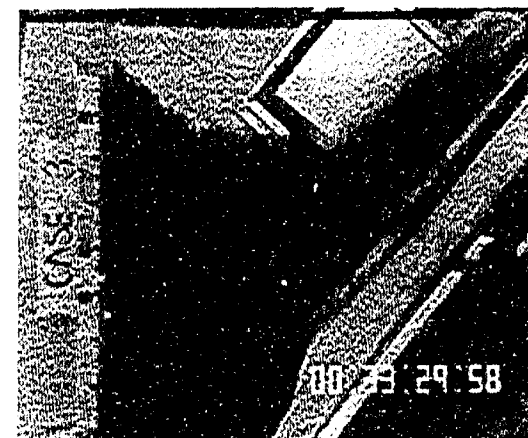
ケース 3-14



ケース 3-15



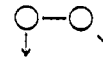
ケース 3-16

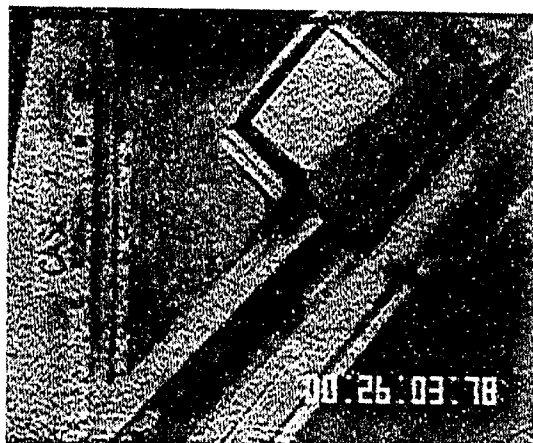


ケース 3-17

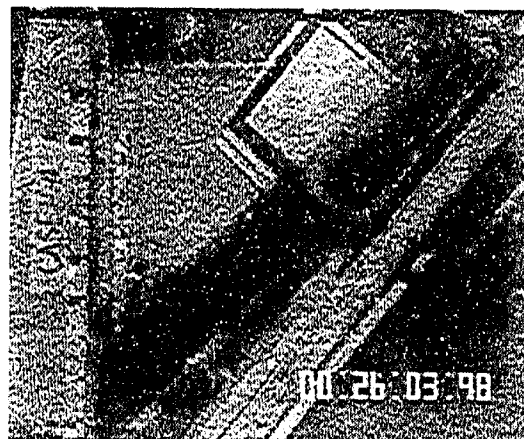
<ケース ④>

$\theta = 50^\circ$

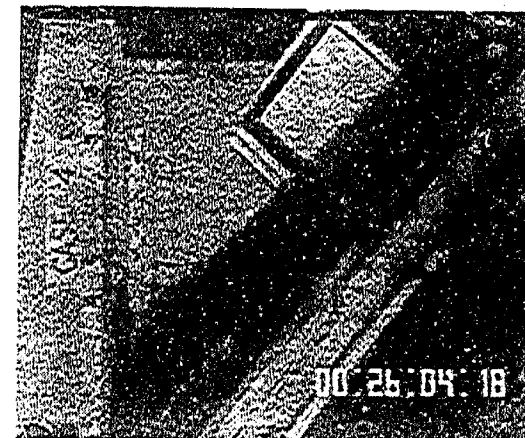
ケース 
実験ケース番号 0 を基準に 0.2 秒毎の衝突状況



ケース 4-0



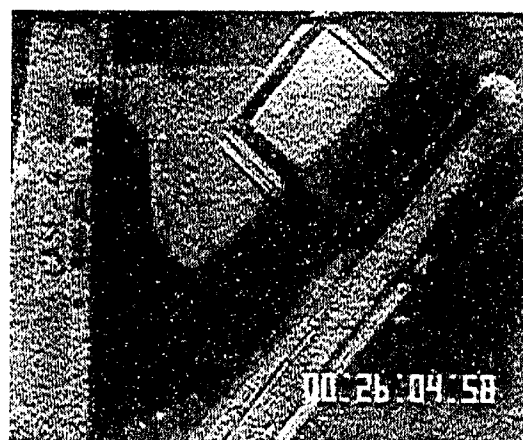
ケース 4-1



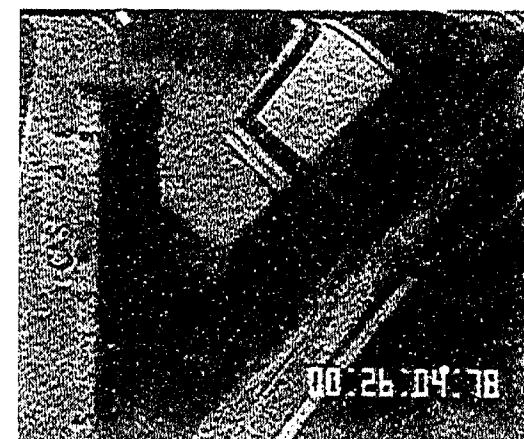
ケース 4-2



ケース 4-3



ケース 4-4

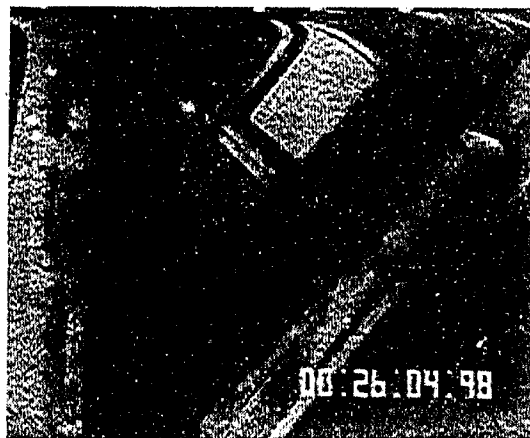


ケース 4-5

<ケース ④>

$\theta = 50^\circ$

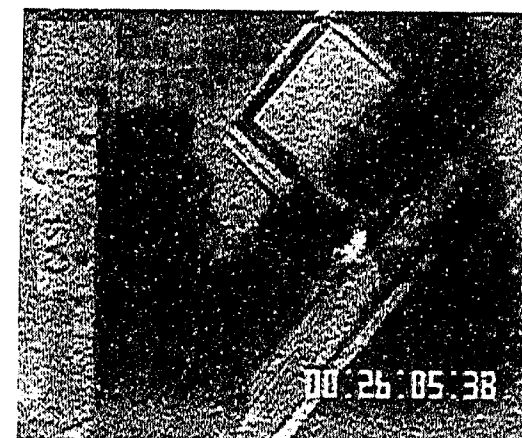
ケース ○—○
実験ケース番号 0 を基準に 0.2 秒毎の衝突状況



ケース 4-6



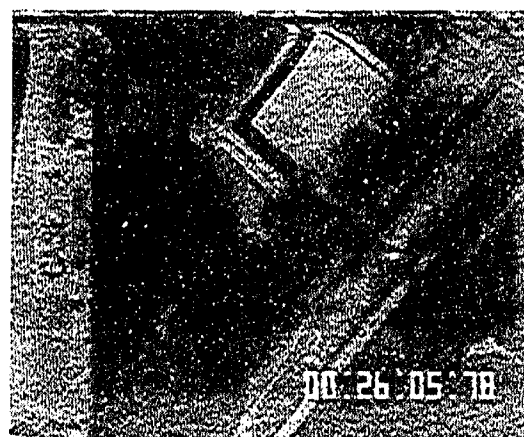
ケース 4-7



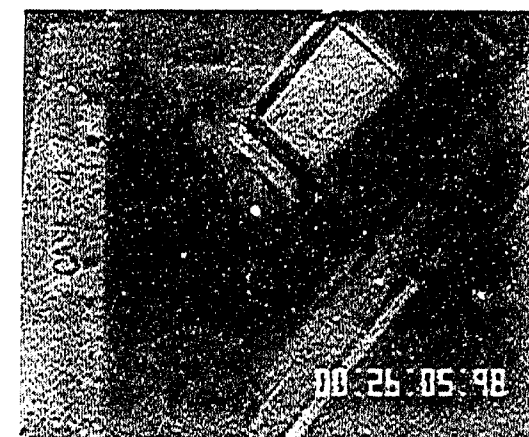
ケース 4-8



ケース 4-9



ケース 4-10



ケース 4-11

<ケース ④>

$\theta = 50^\circ$

ケース ○—○
実験ケース番号 0 を基準に 0.2 秒毎の衝突状況



ケース 4-12



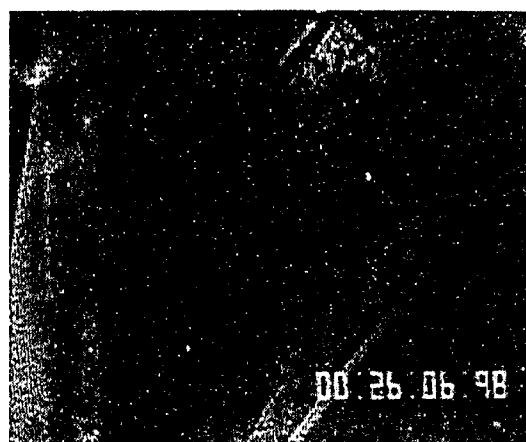
ケース 4-13



ケース 4-14



ケース 4-15



ケース 4-16

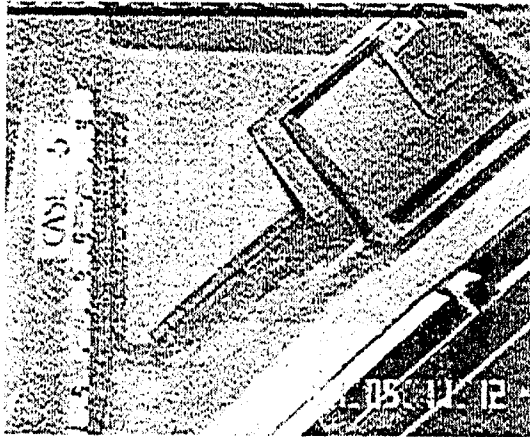


ケース 4-17

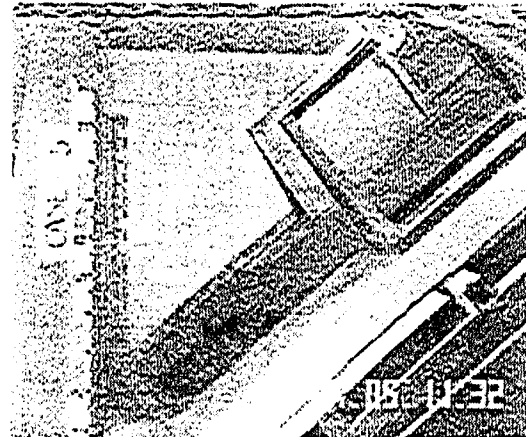
<ケース ⑤>

$\theta = 40^\circ$

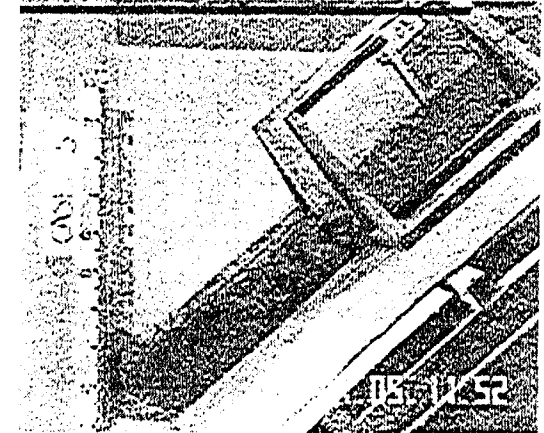
ケース ○—○
実験ケース番号 0 を基準に 0.2 秒毎の衝突状況



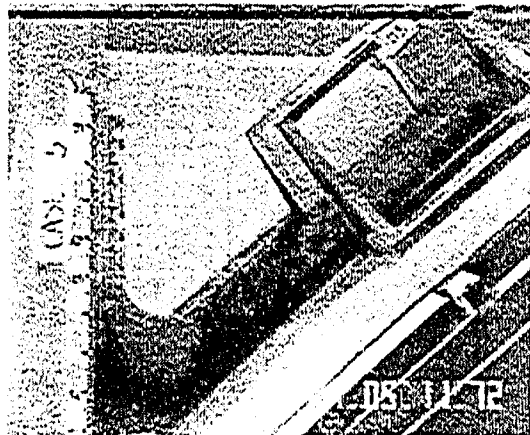
ケース 5-0



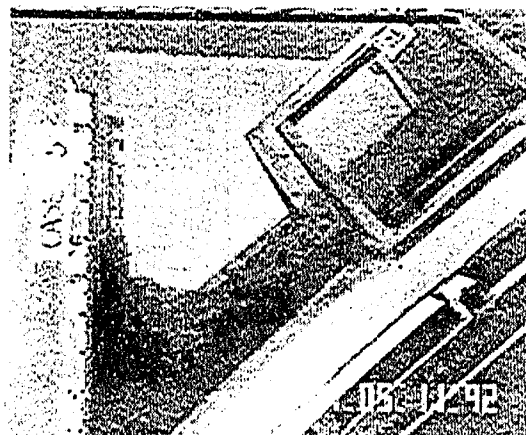
ケース 5-1



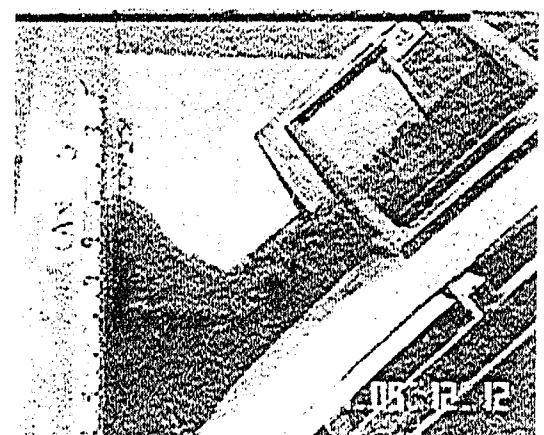
ケース 5-2



ケース 5-3



ケース 5-4



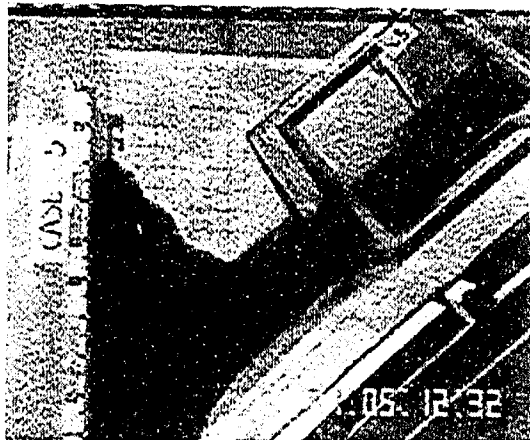
ケース 5-5

<ケース ⑤>

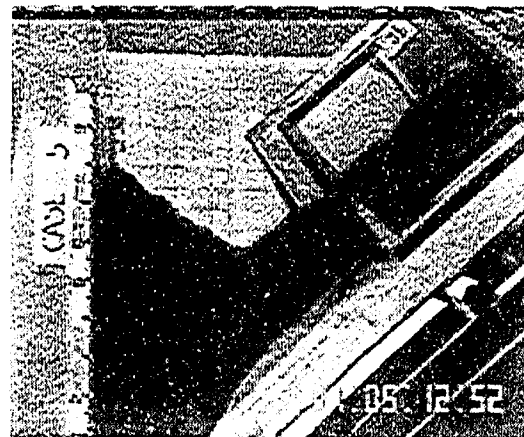
$\theta = 40^\circ$

ケース ○—○

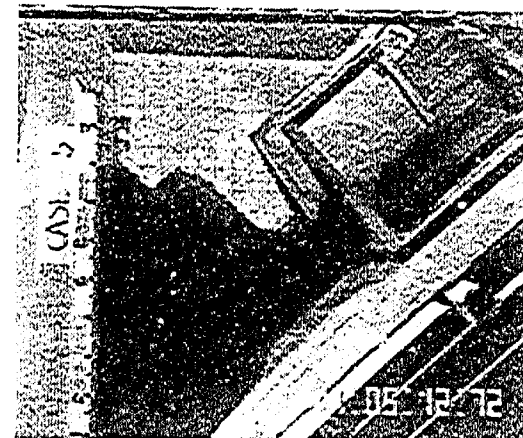
実験ケース番号 0 を基準に 0.2 秒毎の衝突状況



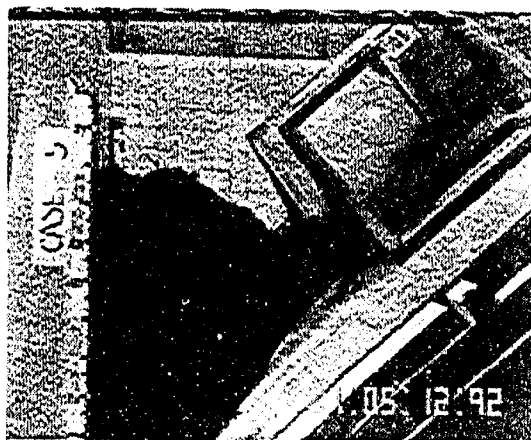
ケース 5-6



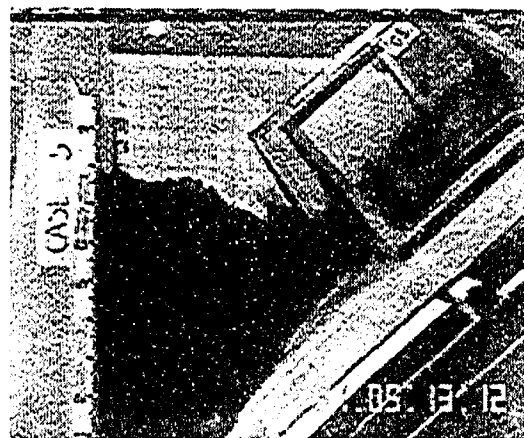
ケース 5-7



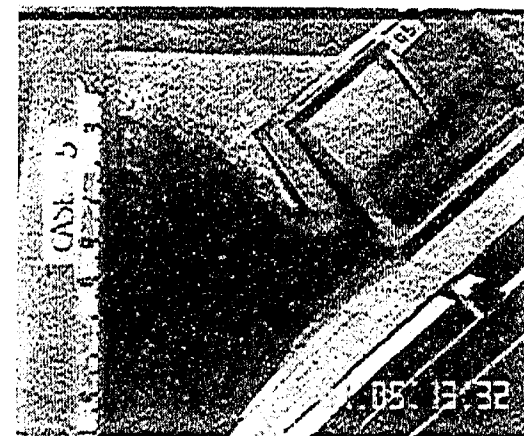
ケース 5-8



ケース 5-9



ケース 5-10

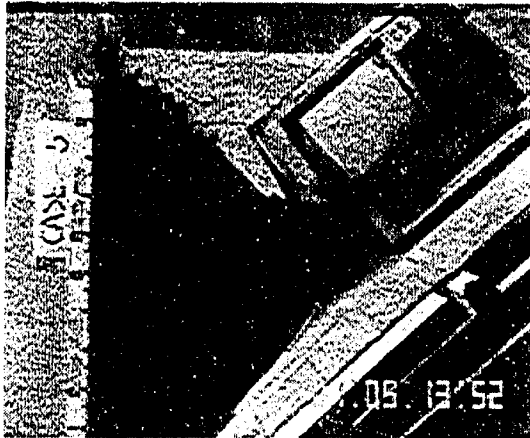


ケース 5-11

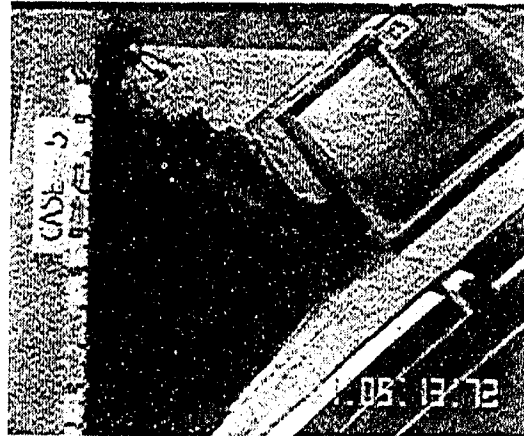
<ケース ⑤>

$\theta = 40^\circ$

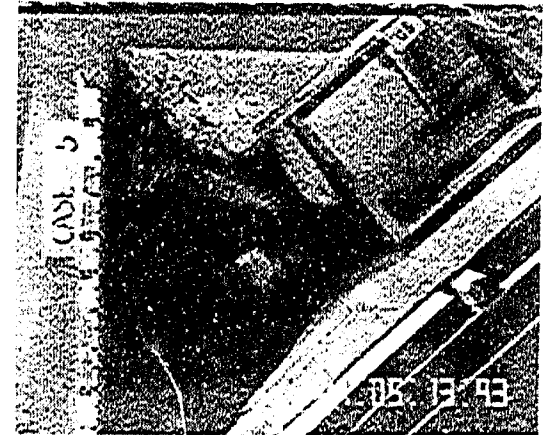
ケース ○—○
実験ケース番号 0 を基準に 0.2 秒毎の衝突状況



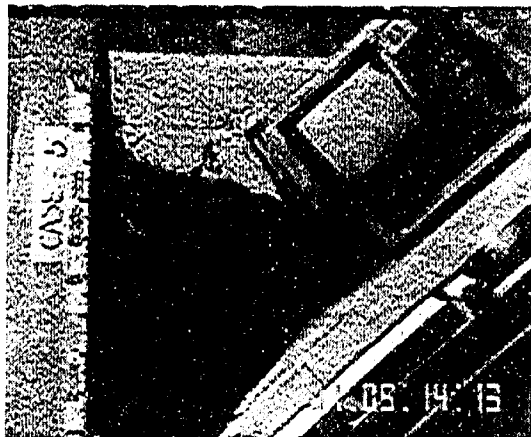
ケース 5-12



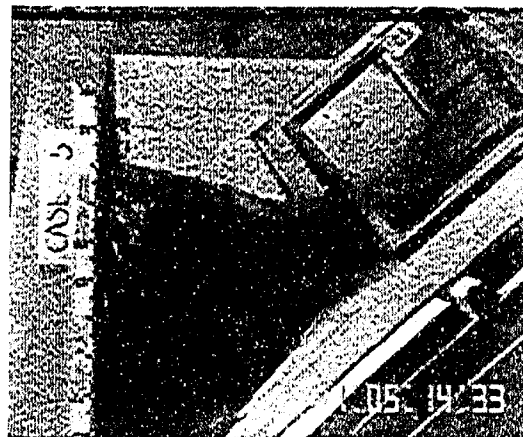
ケース 5-13



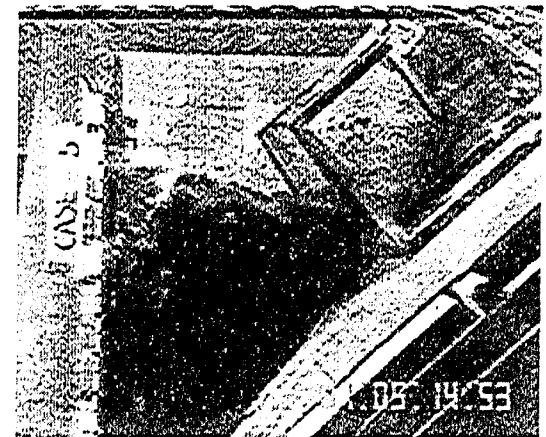
ケース 5-14



ケース 5-15



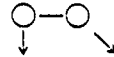
ケース 5-16

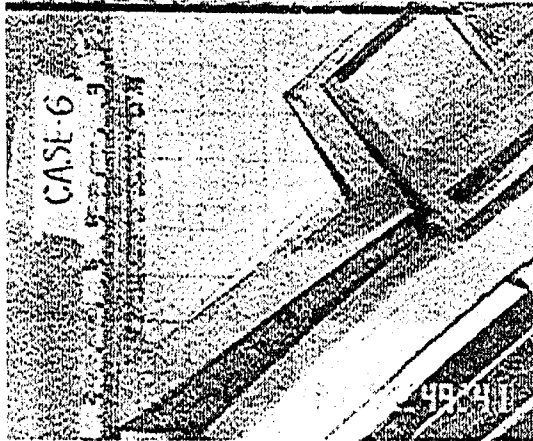


ケース 5-17

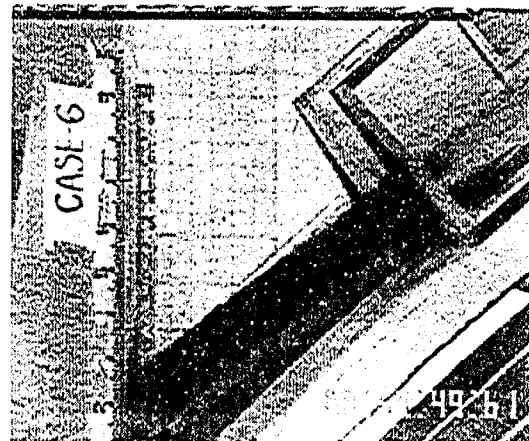
<ケース ⑥>

$\theta = 40^\circ$

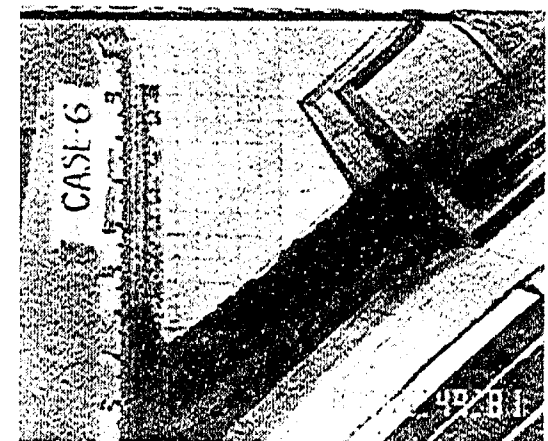
ケース 
 実験ケース番号 0 を基準に 0.2 秒毎の衝突状況



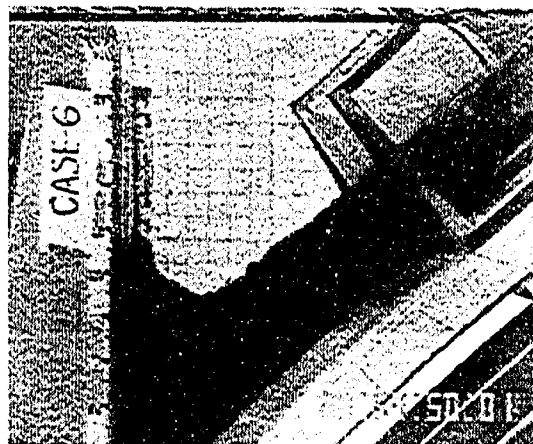
ケース 6-0



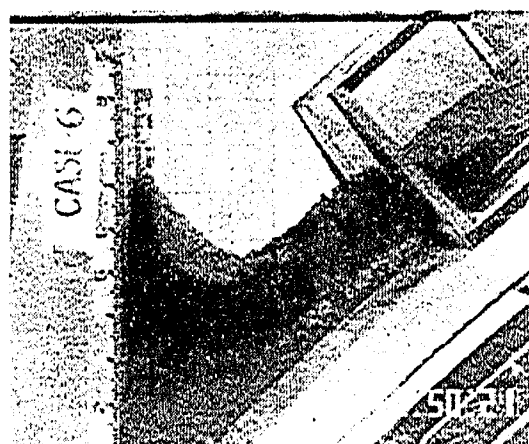
ケース 6-1



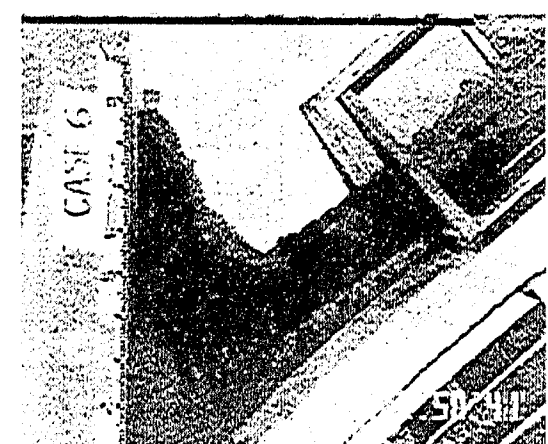
ケース 6-2



ケース 6-3



ケース 6-4

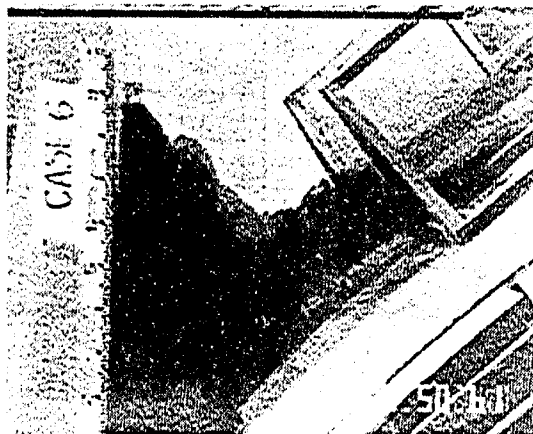


ケース 6-5

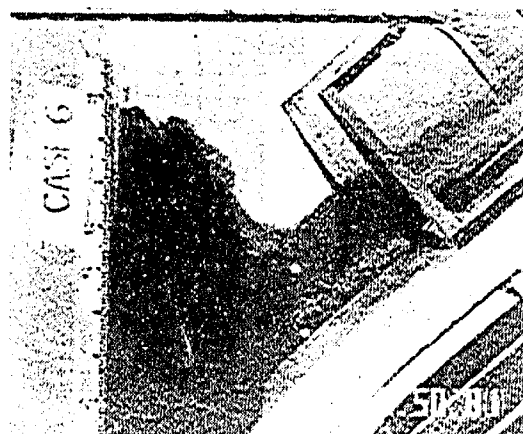
<ケース ⑥>

$\theta = 40^\circ$

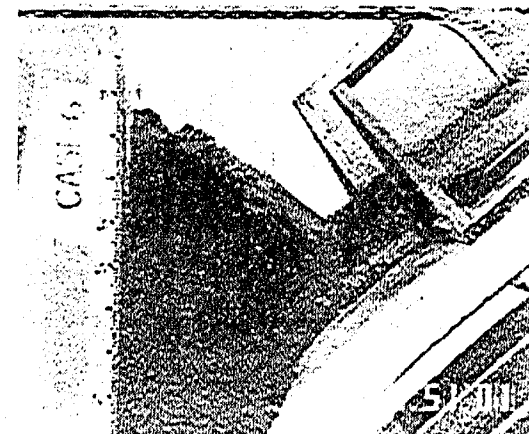
ケース ○—○
実験ケース番号 0 を基準に 0.2 秒毎の衝突状況



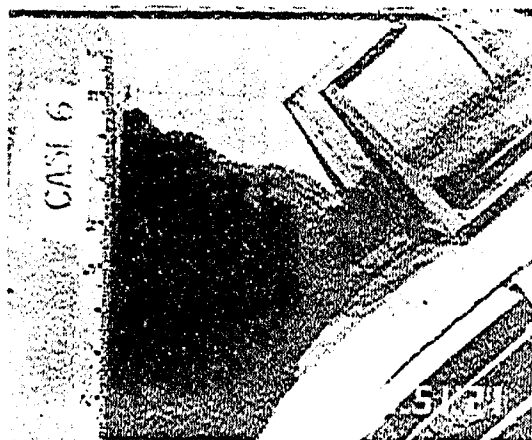
ケース 6-6



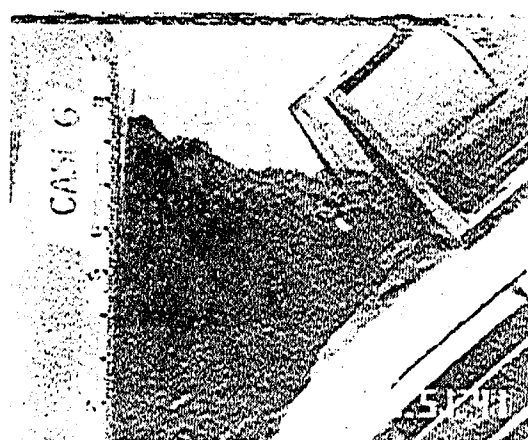
ケース 6-7



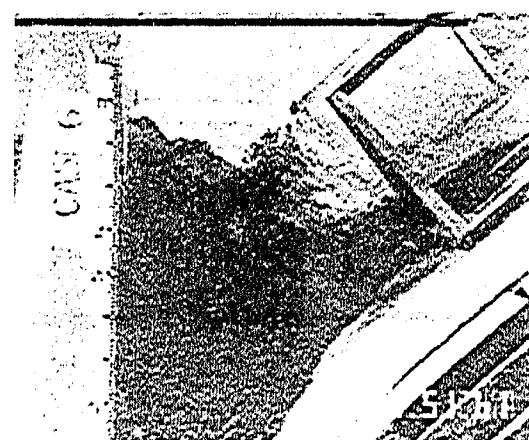
ケース 6-8



ケース 6-9



ケース 6-10

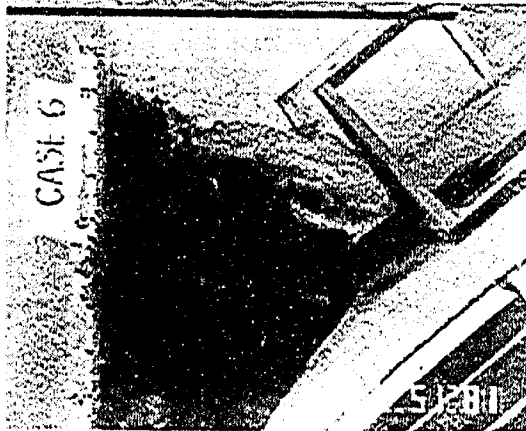


ケース 6-11

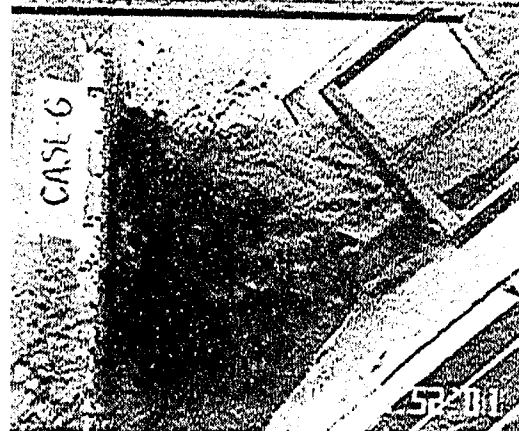
<ケース ⑥>

$\theta = 40^\circ$

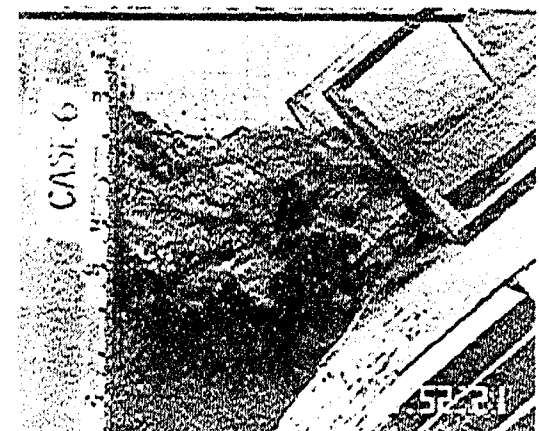
ケース ○—○
実験ケース番号 0 を基準に 0.2 秒毎の衝突状況



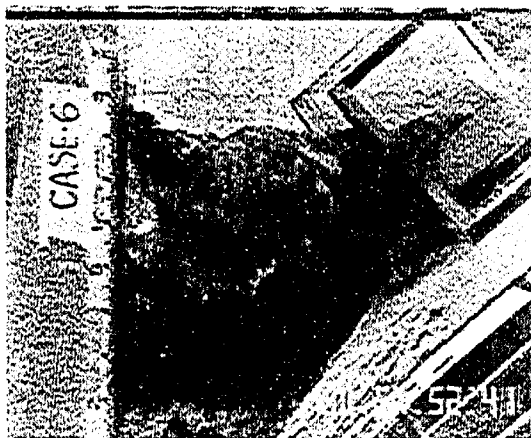
ケース 6-12



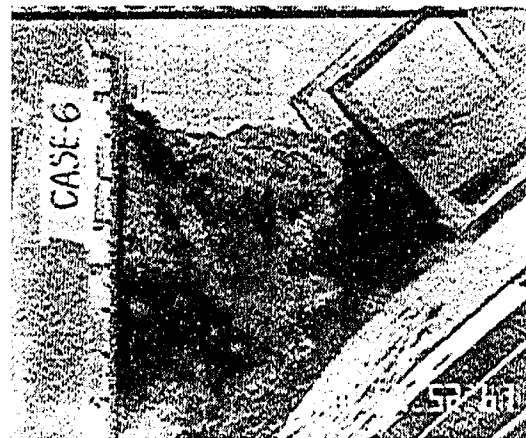
ケース 6-13



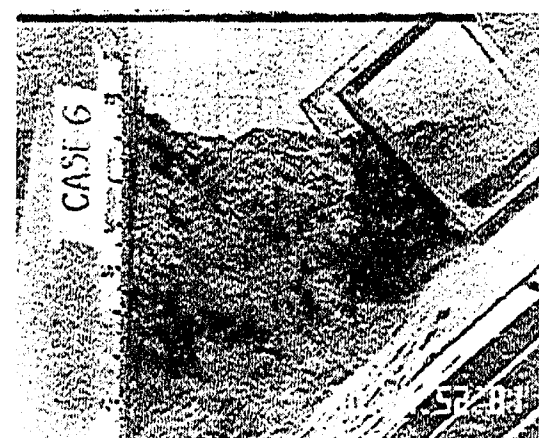
ケース 6-14



ケース 6-15



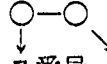
ケース 6-16

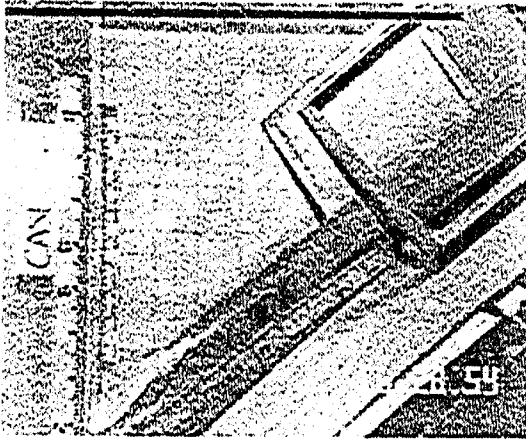


ケース 6-17

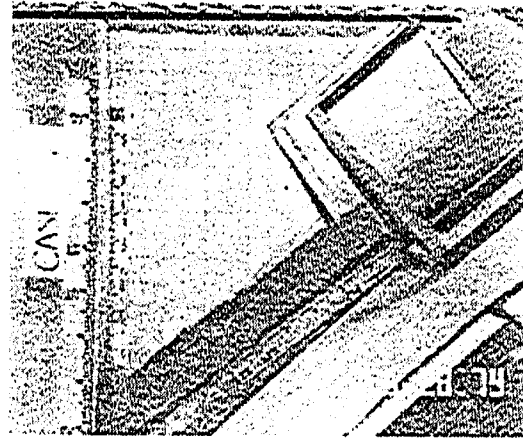
<ケース ⑦>

$\theta = 40^\circ$

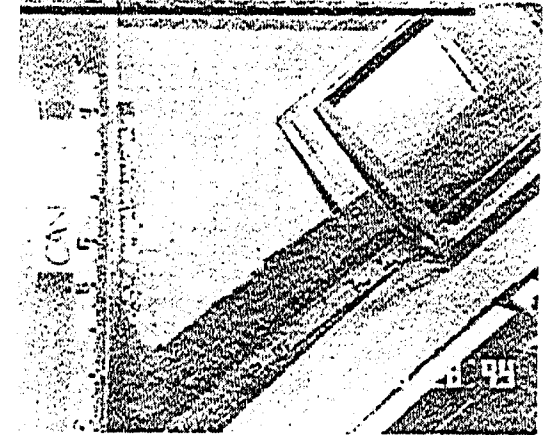
ケース 
実験ケース番号 0 を基準に 0.2 秒毎の衝突状況



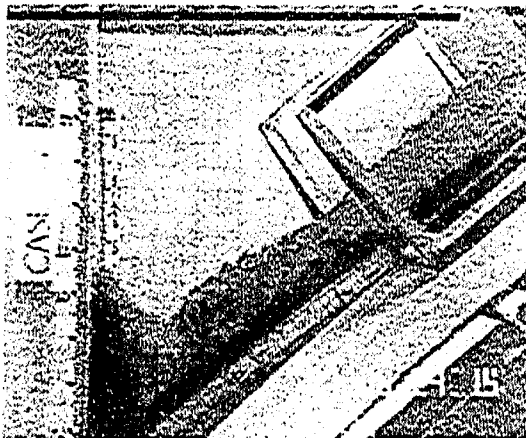
ケース 7-0



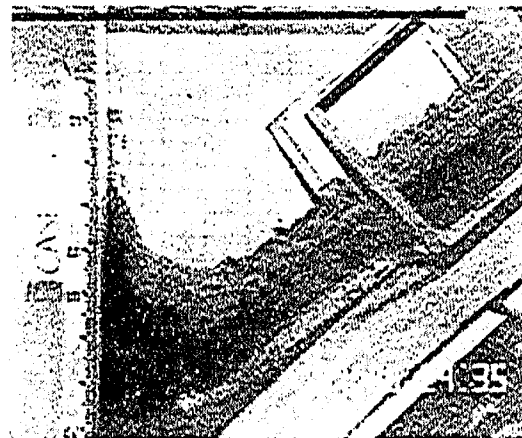
ケース 7-1



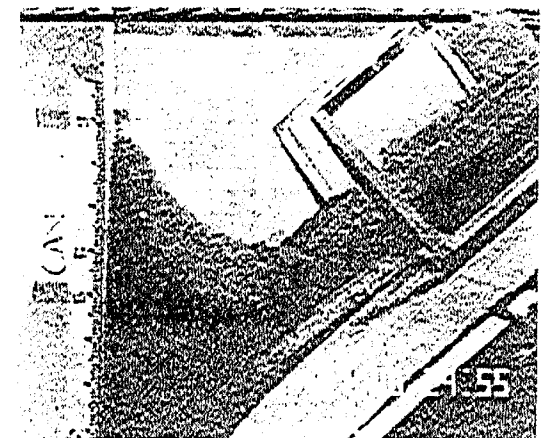
ケース 7-2



ケース 7-3



ケース 7-4

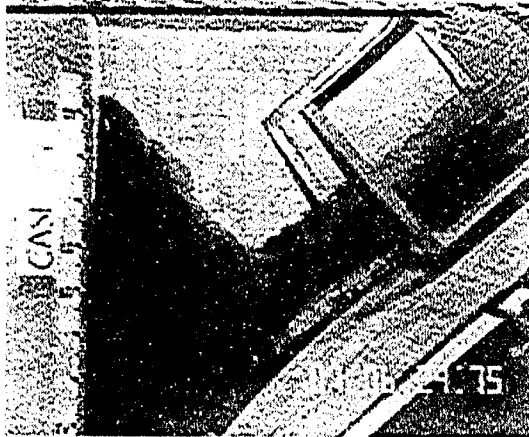


ケース 7-5

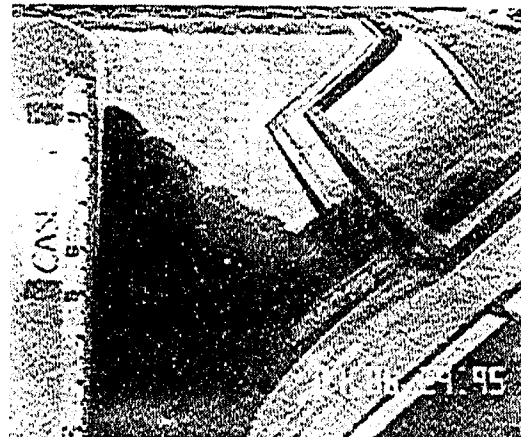
<ケース ⑦>

$\theta = 40^\circ$

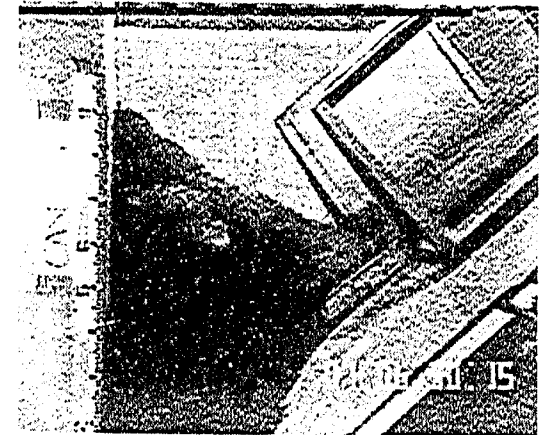
ケース ○—○
実験ケース番号 0 を基準に 0.2 秒毎の衝突状況



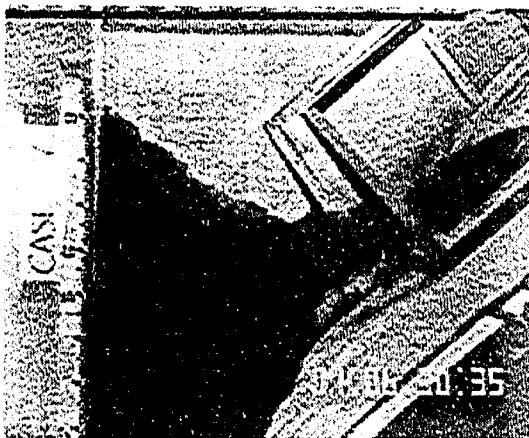
ケース 7-6



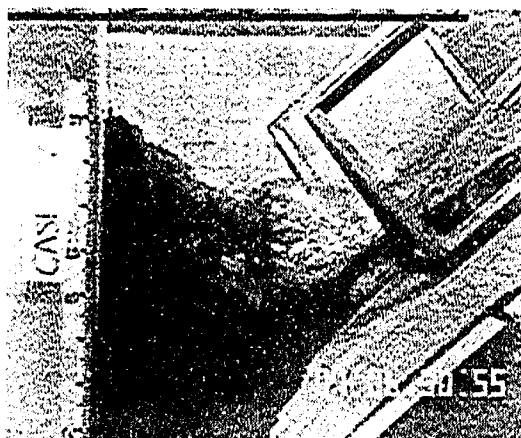
ケース 7-7



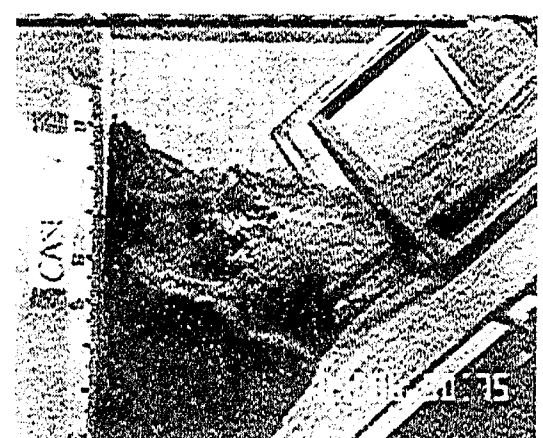
ケース 7-8



ケース 7-9



ケース 7-10

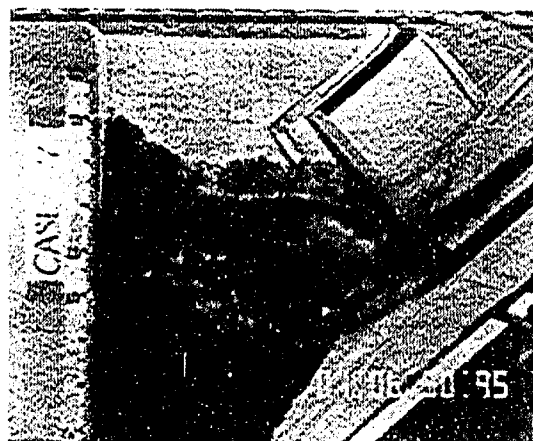


ケース 7-11

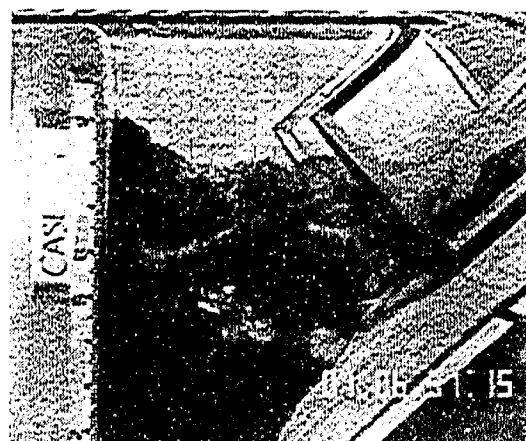
<ケース ⑦>

$\theta = 40^\circ$

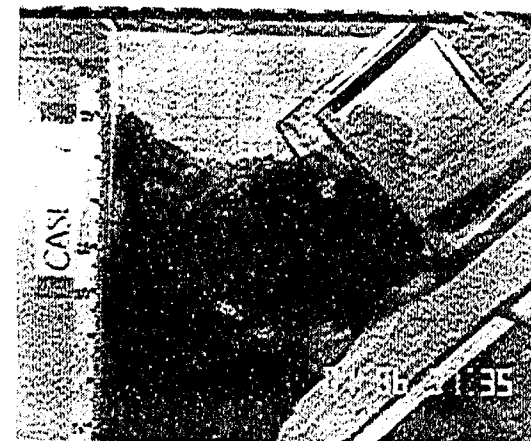
ケース ○—○
実験ケース番号 0 を基準に 0.2 秒毎の衝突状況



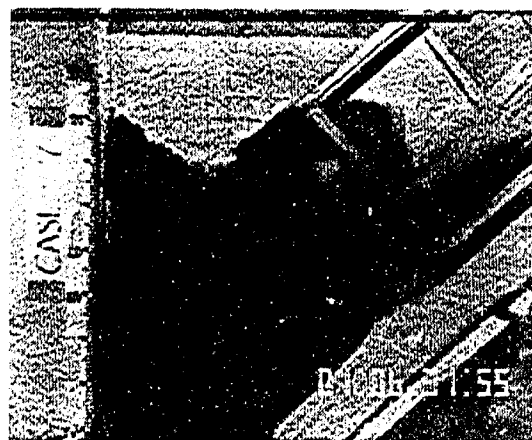
ケース 7-12



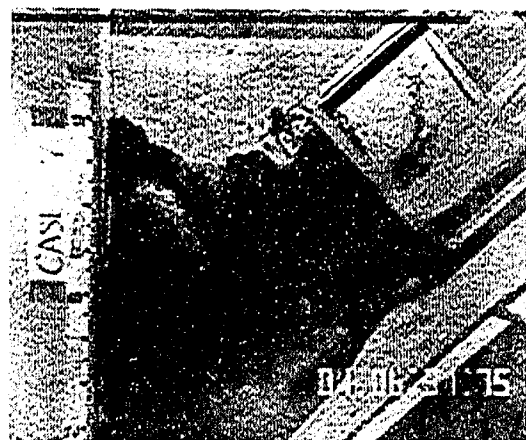
ケース 7-13



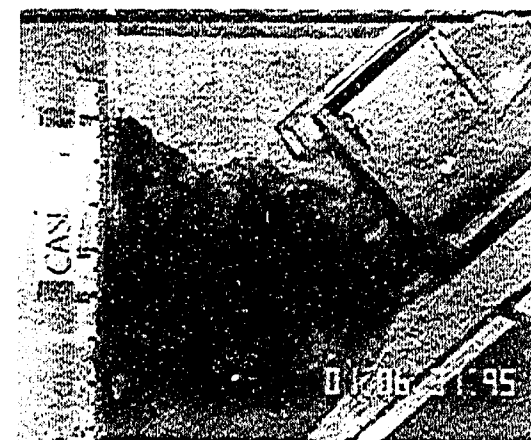
ケース 7-14



ケース 7-15



ケース 7-16

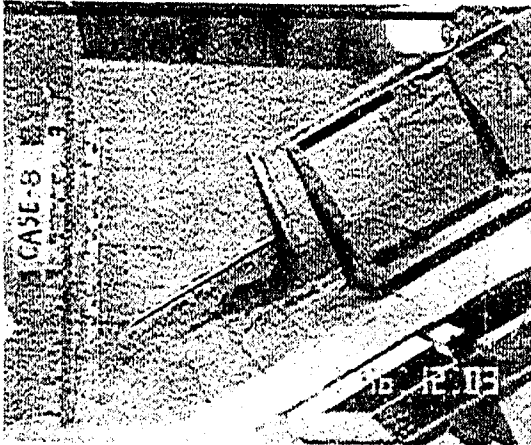


ケース 7-17

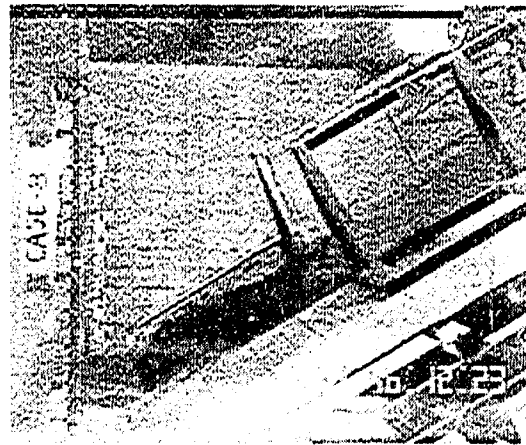
<ケース ⑧>

$\theta = 30^\circ$

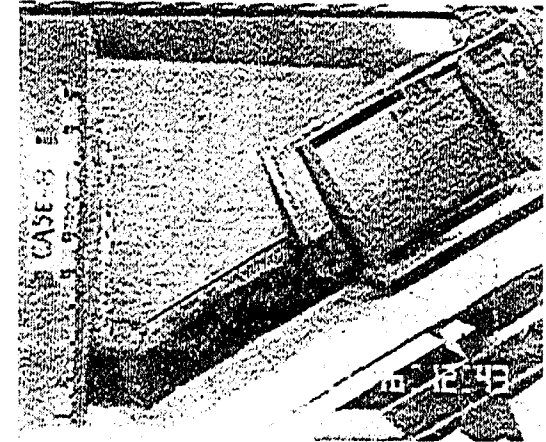
ケース ○—○
実験ケース番号 0 を基準に 0.2 秒毎の衝突状況



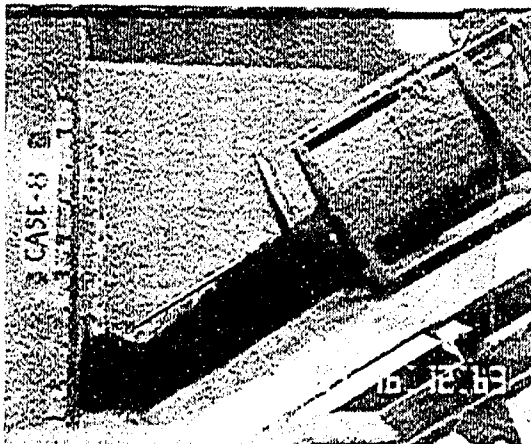
ケース 8-0



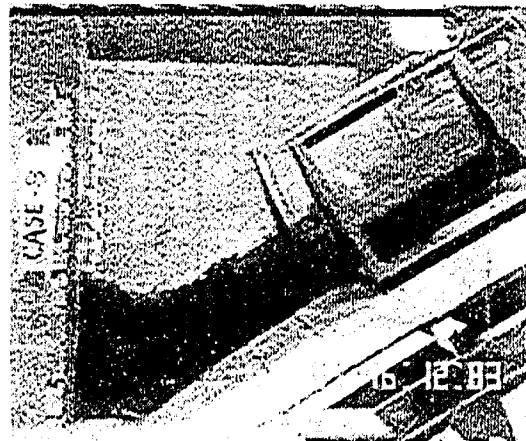
ケース 8-1



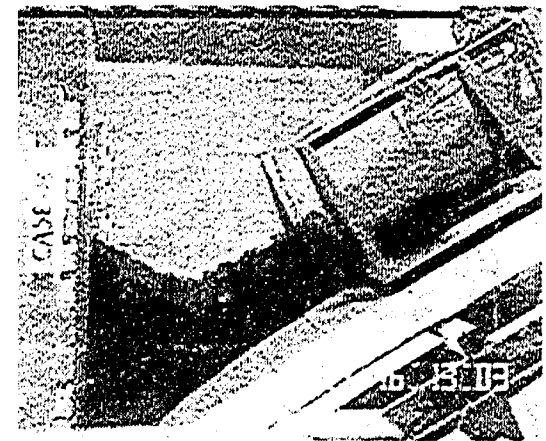
ケース 8-2



ケース 8-3



ケース 8-4

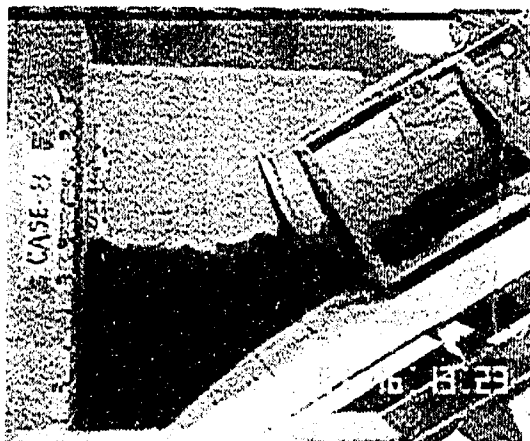


ケース 8-5

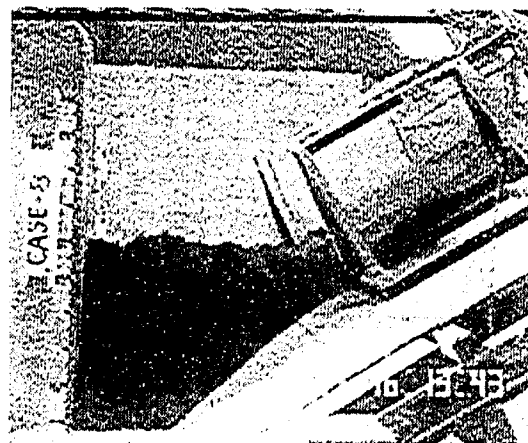
<ケース ⑧>

$\theta = 30^\circ$

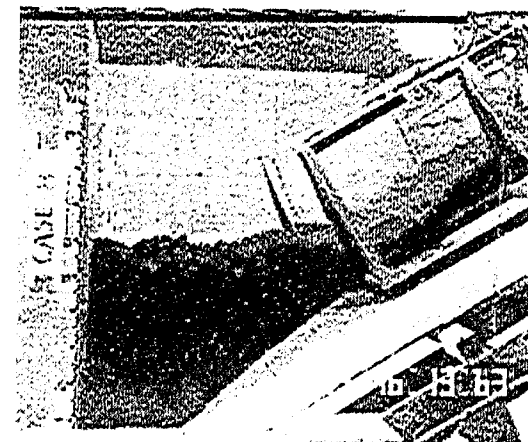
ケース ○—○
実験ケース番号 0 を基準に 0.2 秒毎の衝突状況



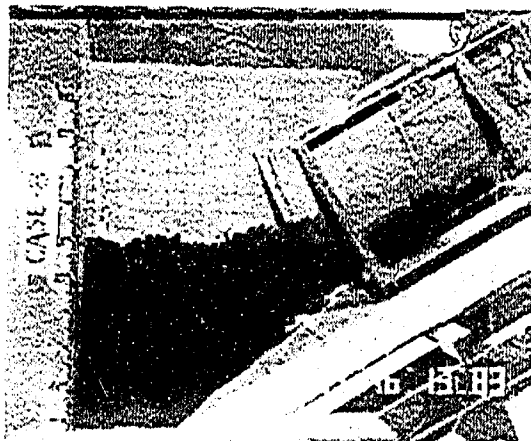
ケース 8-6



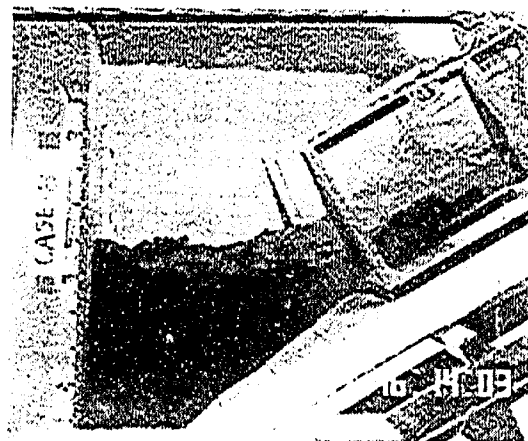
ケース 8-7



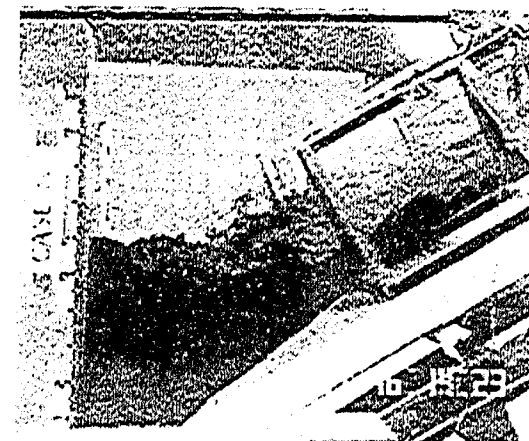
ケース 8-8



ケース 8-9



ケース 8-10

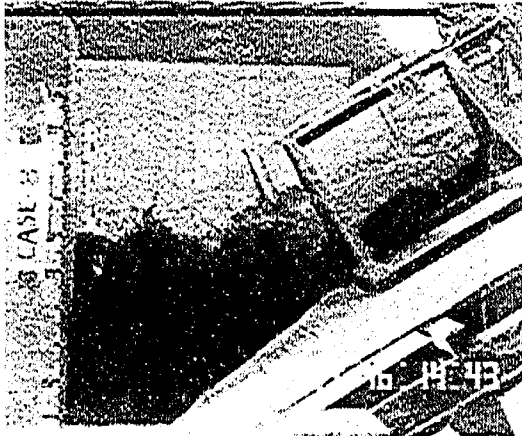


ケース 8-11

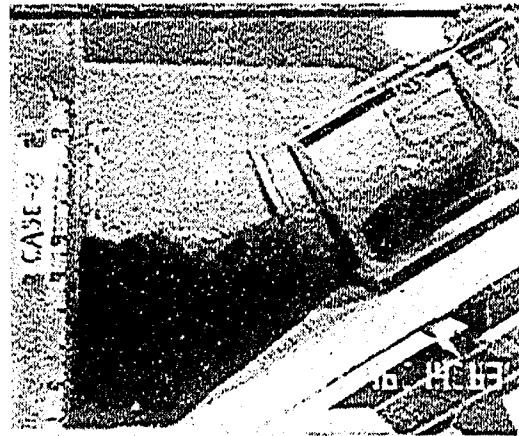
<ケース ⑧>

$\theta = 30^\circ$

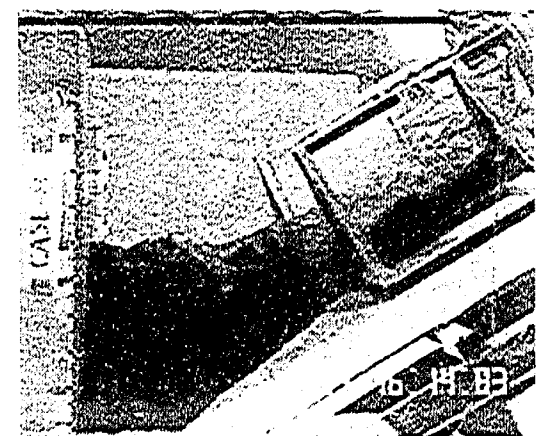
ケース ○—○
実験ケース番号 0 を基準に 0.2 秒毎の衝突状況



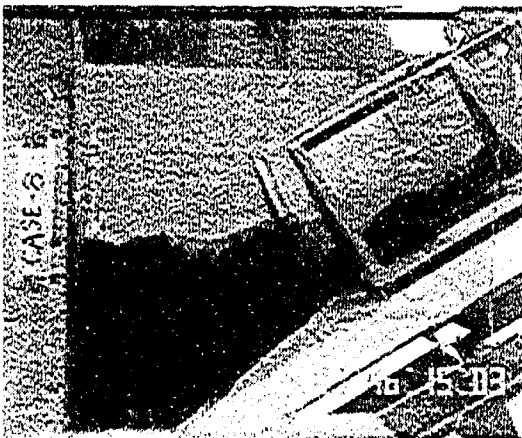
ケース 8-12



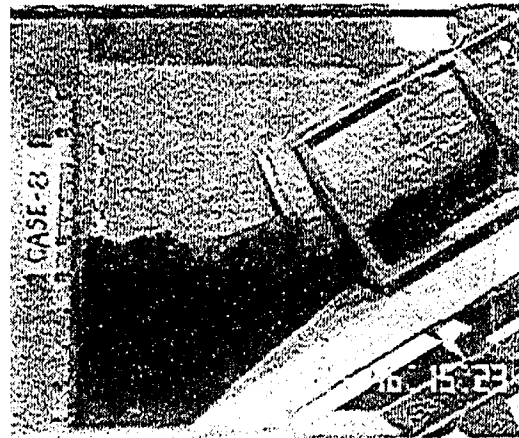
ケース 8-13



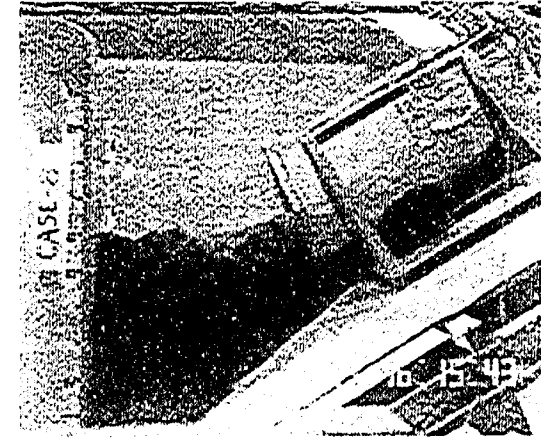
ケース 8-14



ケース 8-15



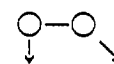
ケース 8-16

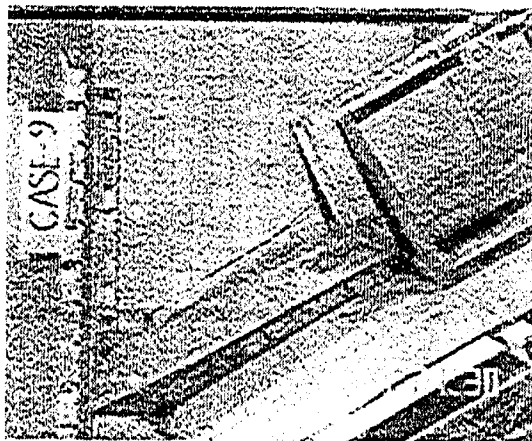


ケース 8-17

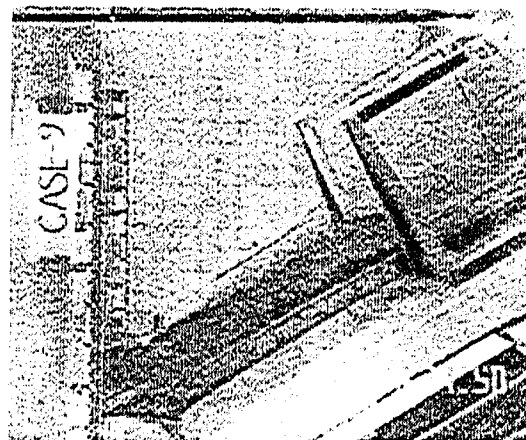
<ケース ①>

$\theta = 30^\circ$

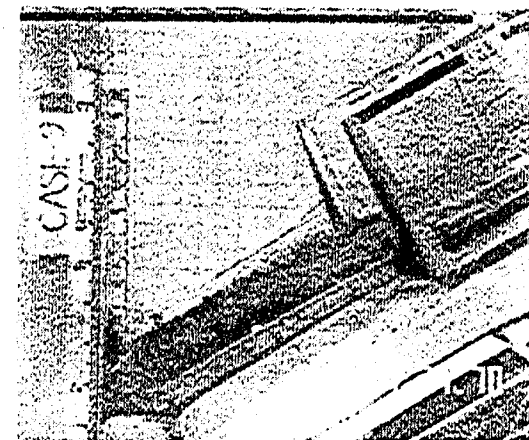
ケース 
 実験ケース番号 0 を基準に 0.2 秒毎の衝突状況



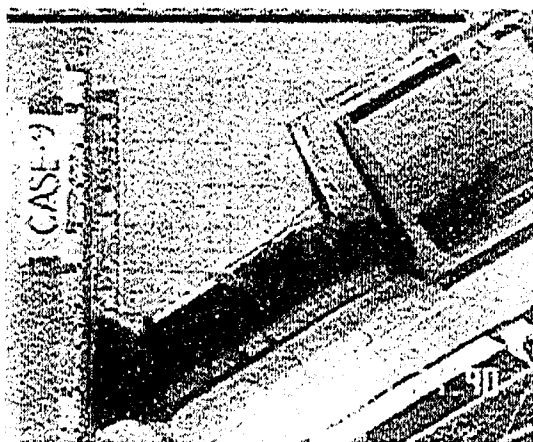
ケース 9-0



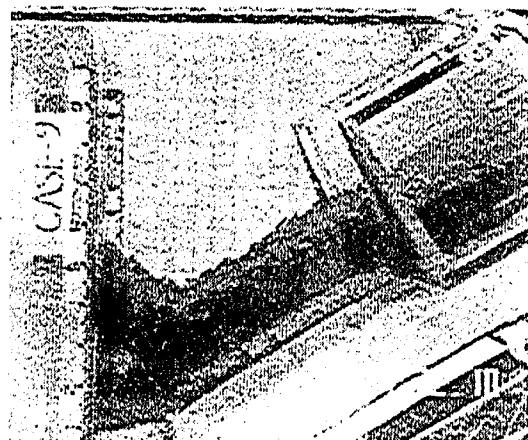
ケース 9-1



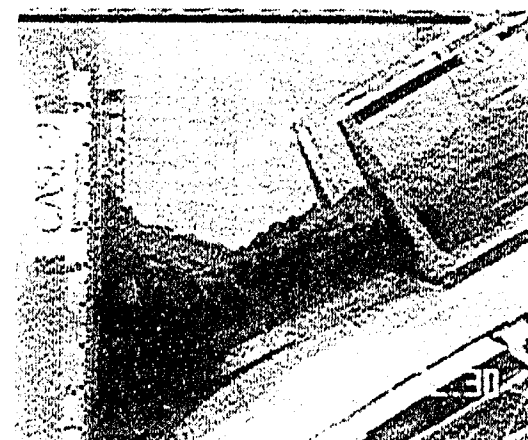
ケース 9-2



ケース 9-3



ケース 9-4

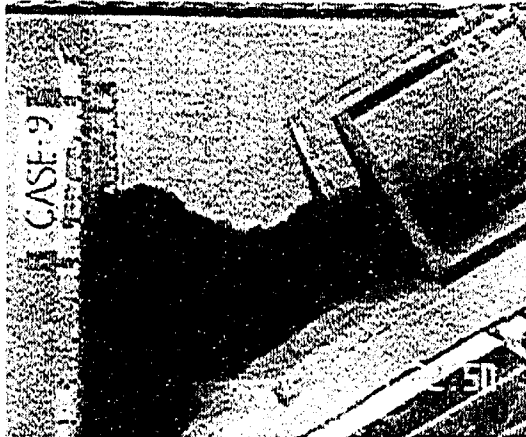


ケース 9-5

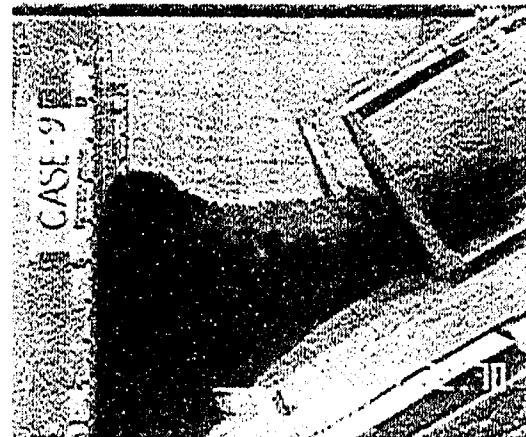
<ケース ⑨>

$\theta = 30^\circ$

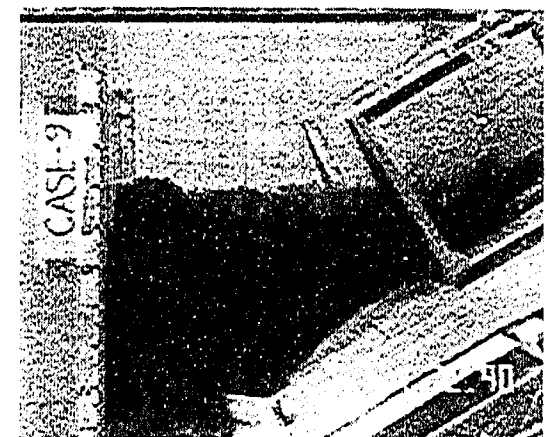
ケース ○—○
実験ケース番号 0 を基準に 0.2 秒毎の衝突状況



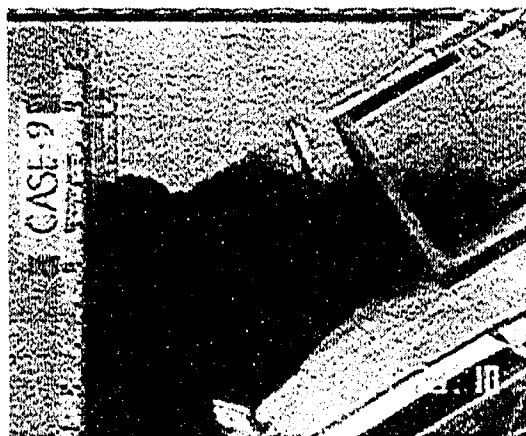
ケース 9-6



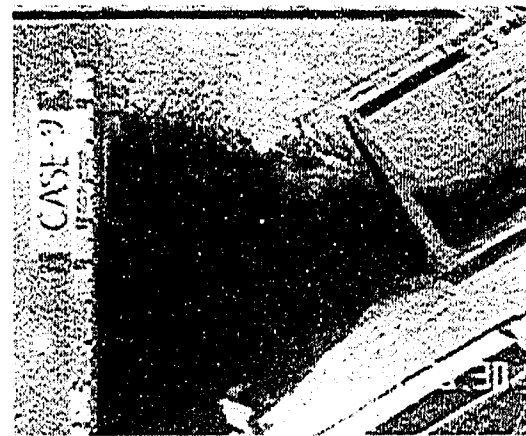
ケース 9-7



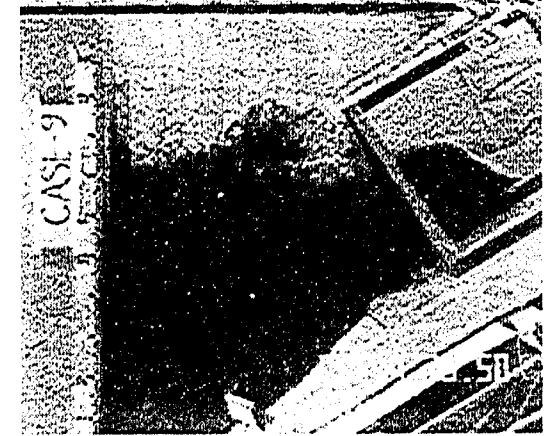
ケース 9-8



ケース 9-9



ケース 9-10



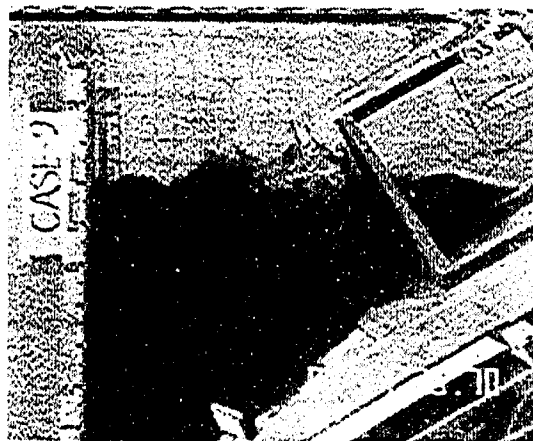
ケース 9-11

<ケース ⑨>

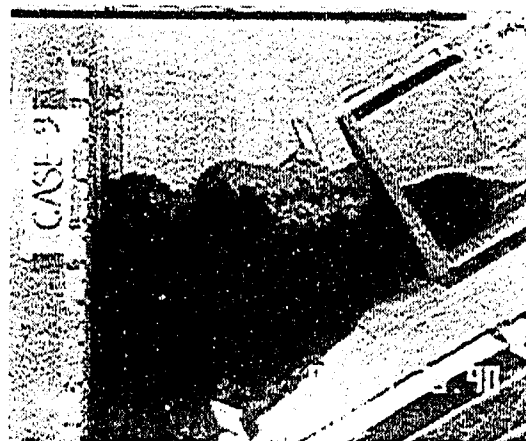
$\theta = 30^\circ$

ケース ○—○

実験ケース番号 0 を基準に 0.2 秒毎の衝突状況



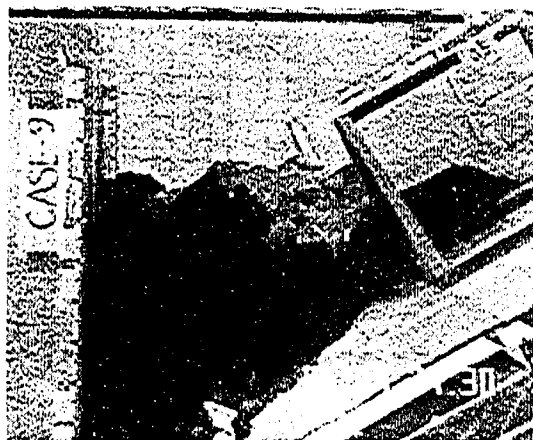
ケース 9—12



ケース 9—13



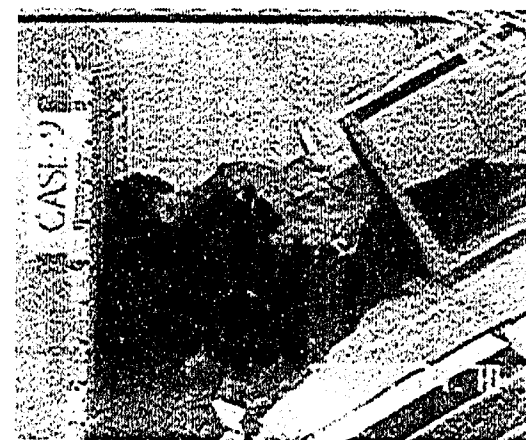
ケース 9—14



ケース 9—15



ケース 9—16

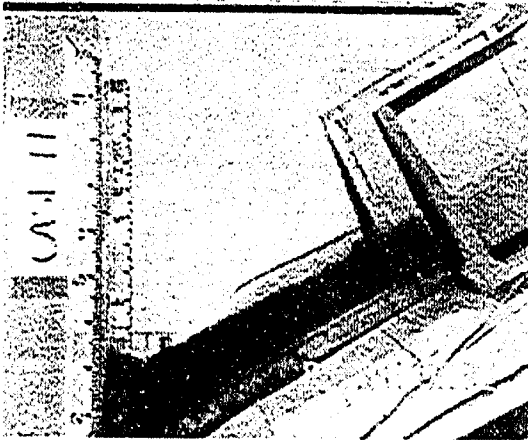


ケース 9—17

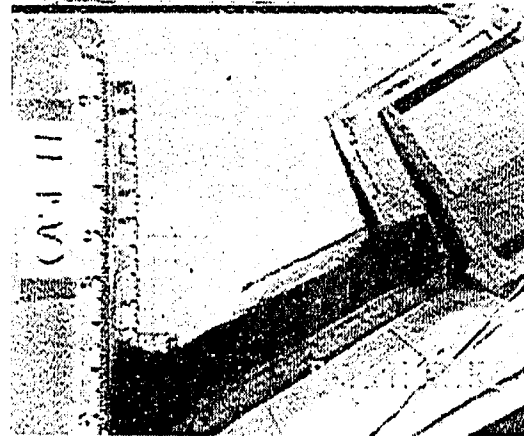
<ケース ⑩>

$\theta = 30^\circ$

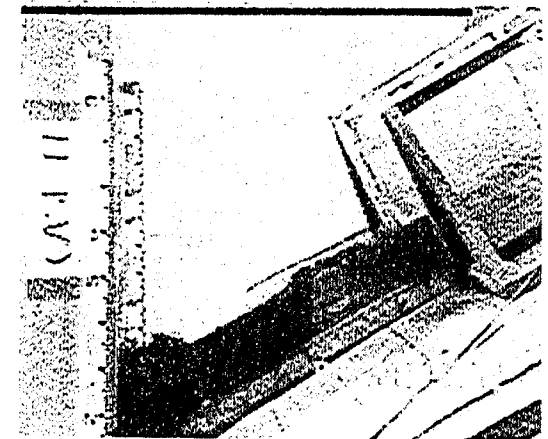
ケース ○—○
実験ケース番号 0 を基準に 0.2 秒毎の衝突状況



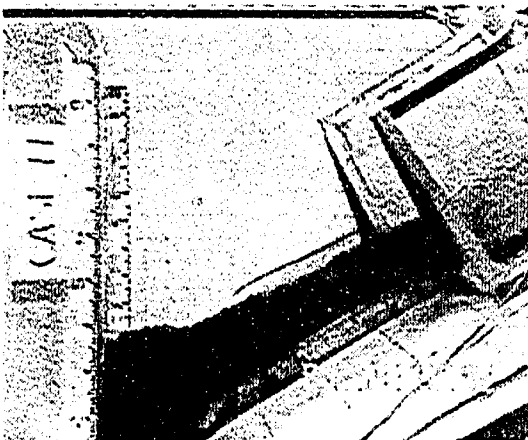
ケース 10—0



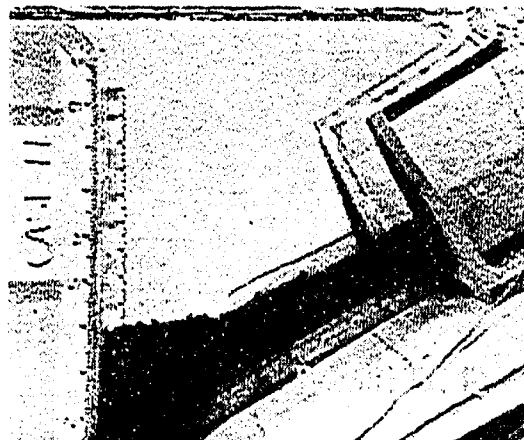
ケース 10—1



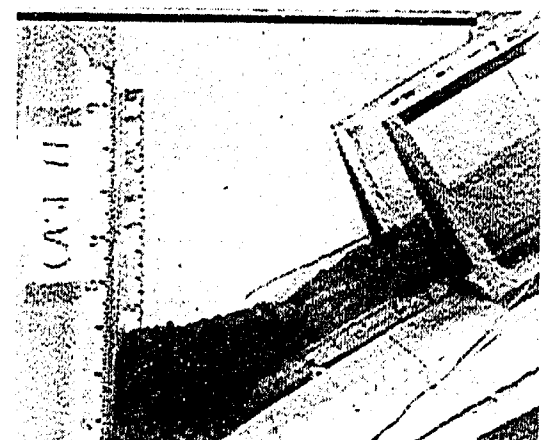
ケース 10—2



ケース 10—3



ケース 10—4

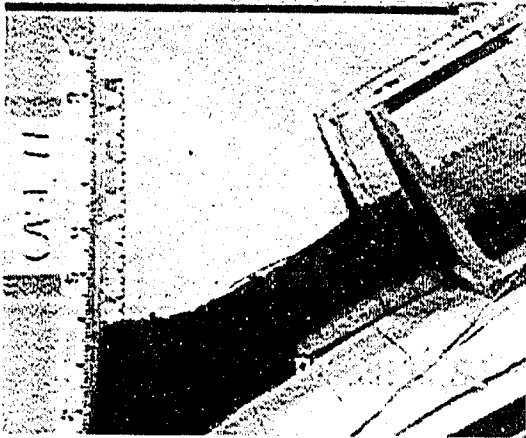


ケース 10—5

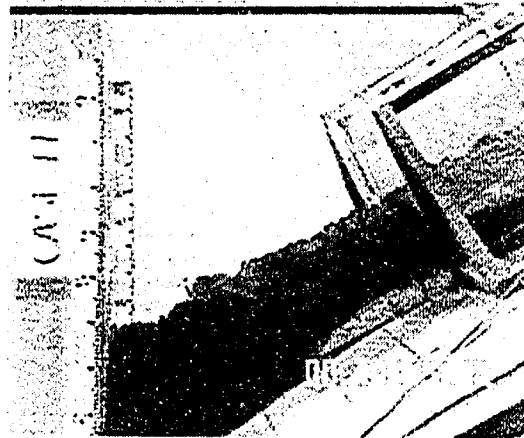
<ケース ⑩>

$\theta = 30^\circ$

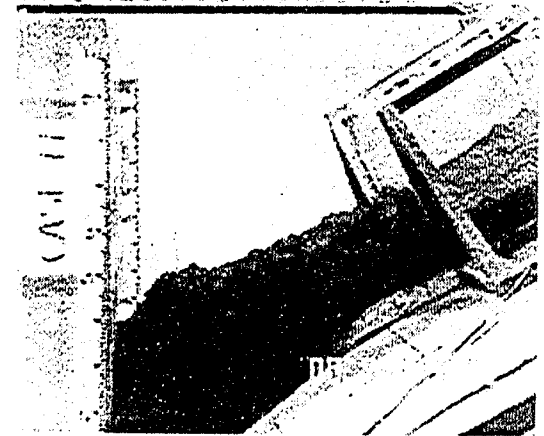
ケース ○—○
実験ケース番号 0 を基準に 0.2 秒毎の衝突状況



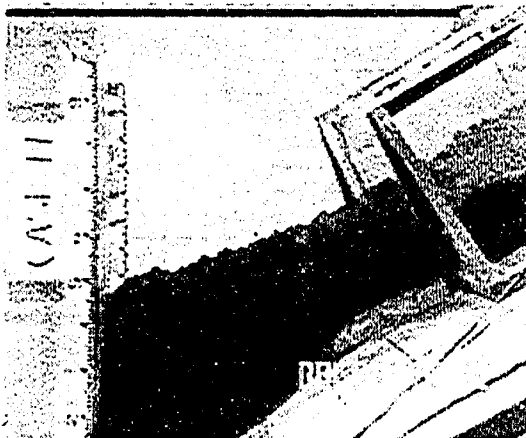
ケース 10-6



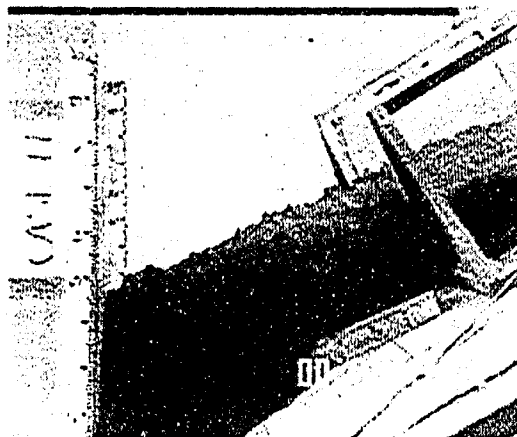
ケース 10-7



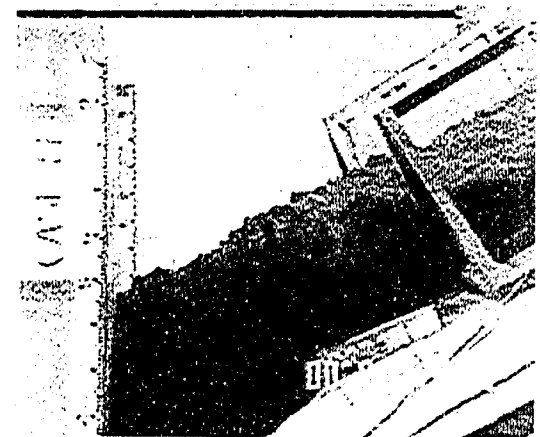
ケース 10-8



ケース 10-9



ケース 10-10

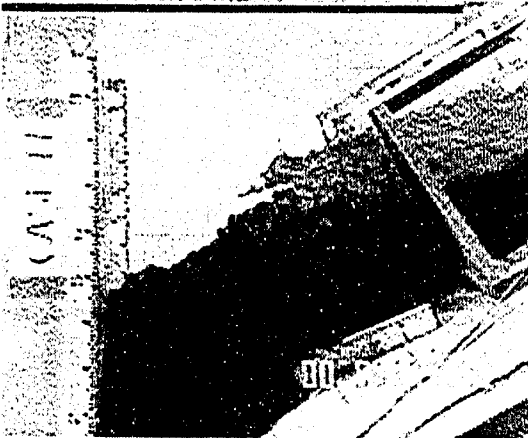


ケース 10-11

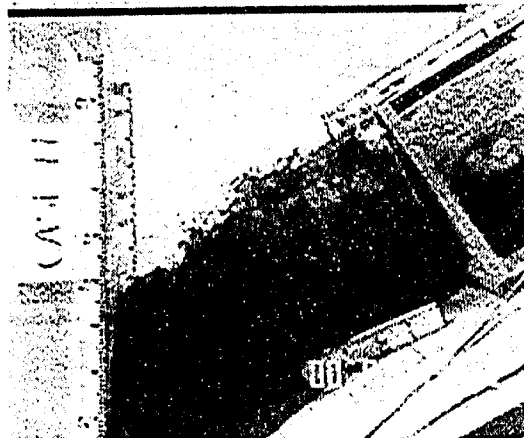
<ケース ⑩>

$\theta = 30^\circ$

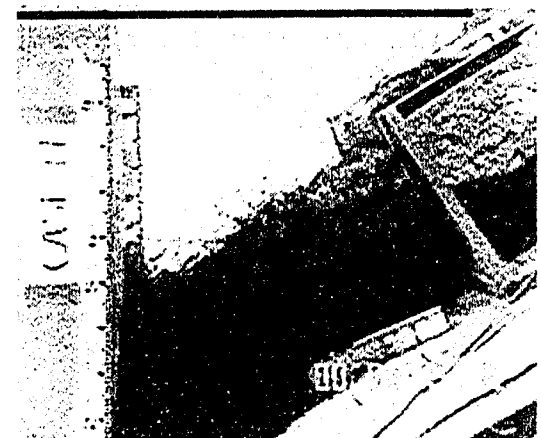
ケース ○—○
実験ケース番号 0 を基準に 0.2 秒毎の衝突状況



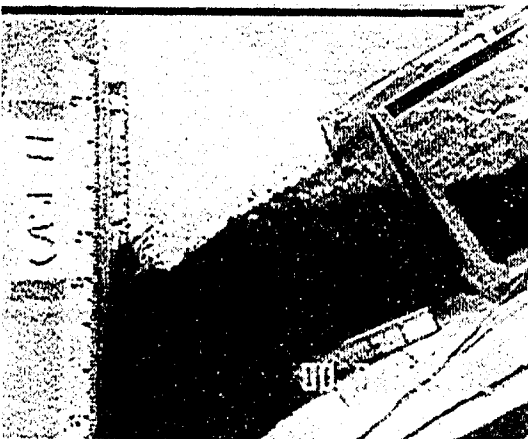
ケース 10-12



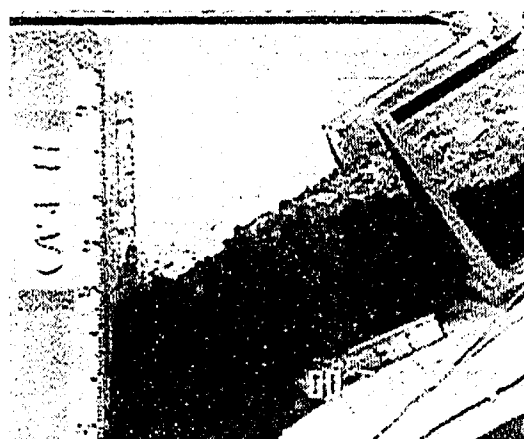
ケース 10-13



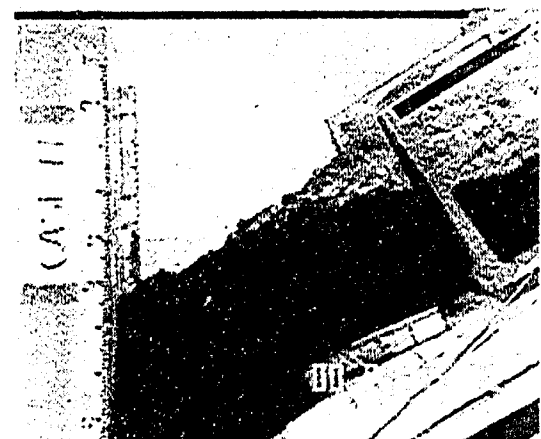
ケース 10-14



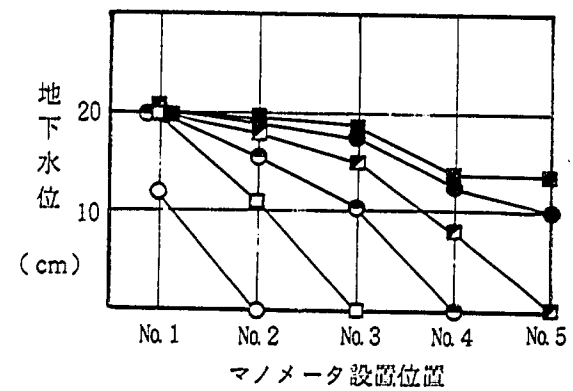
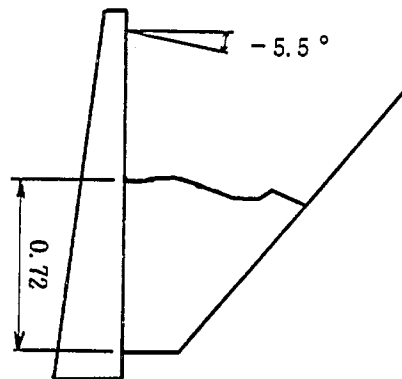
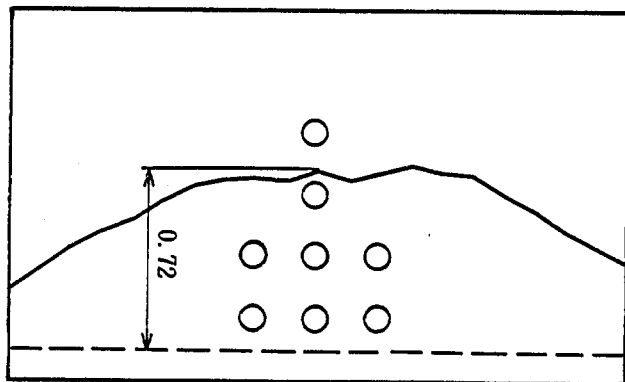
ケース 10-15



ケース 10-16

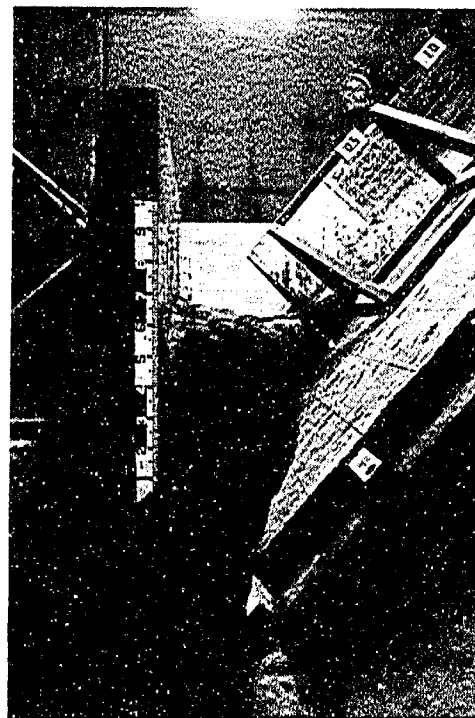


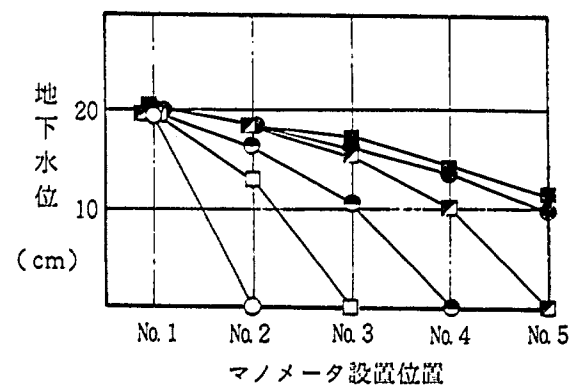
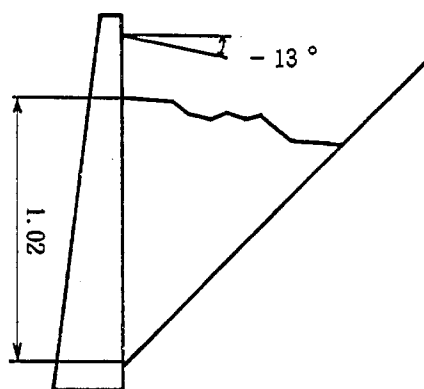
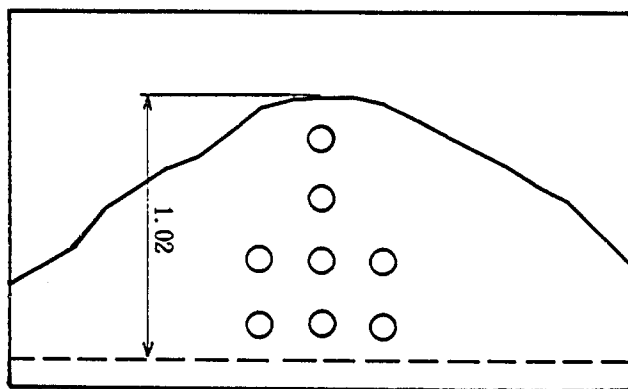
ケース 10-17



- 5 分
- 14 "
- 23 "
- ◐—◐ 32 "
- 40 "
- 42 "

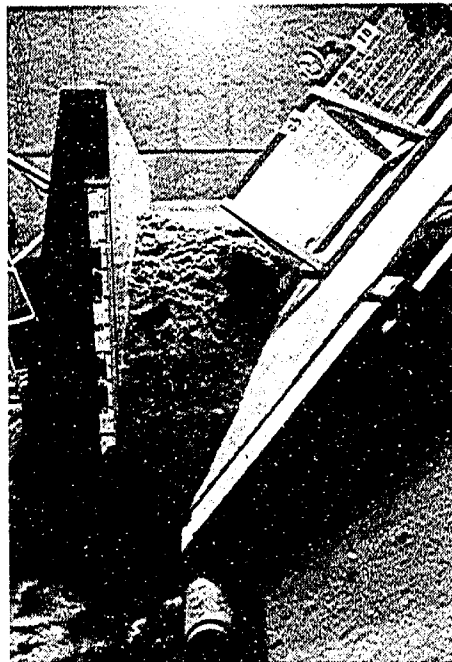
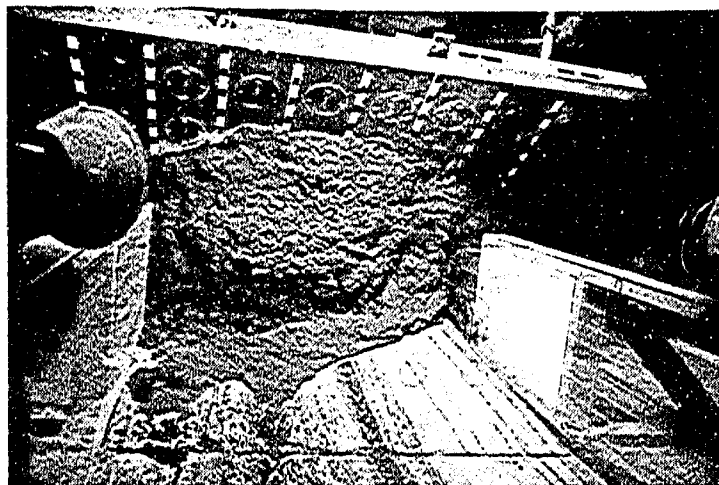
ケース ①
 $\theta = 50^\circ$

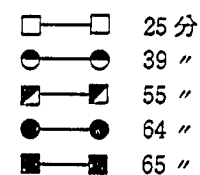
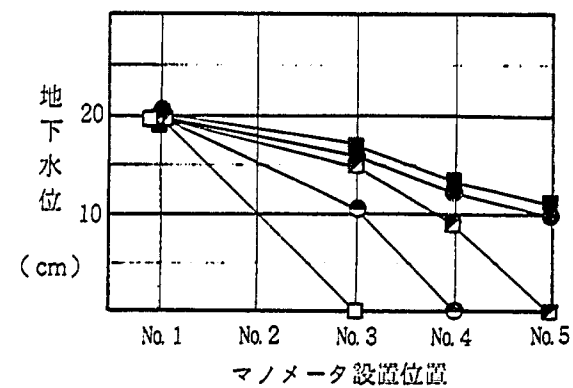
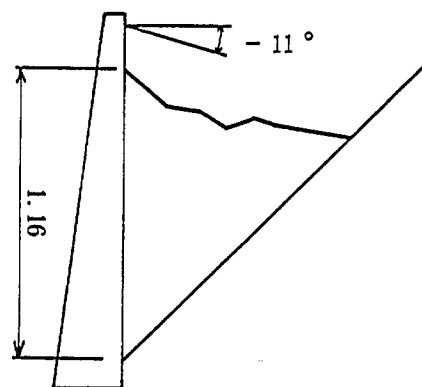
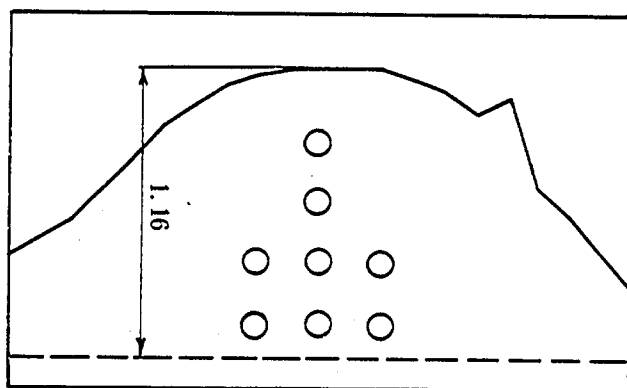




- 11分
- 19 "
- 32 "
- 41 "
- 51 "
- 52 "

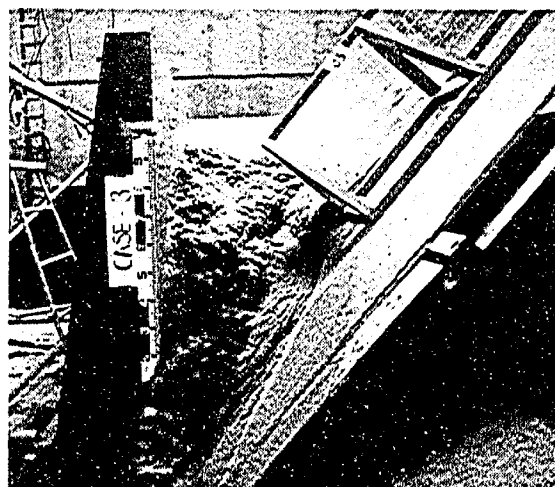
ケース ②
 $\theta = 50^\circ$

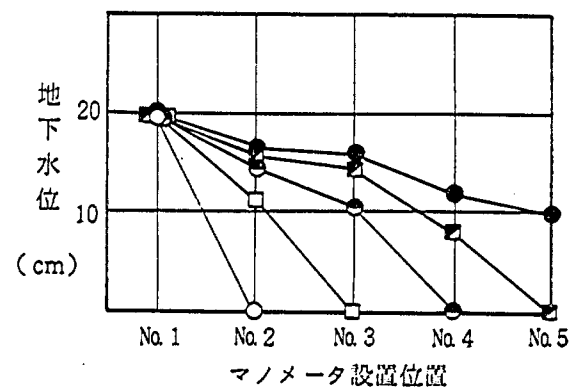
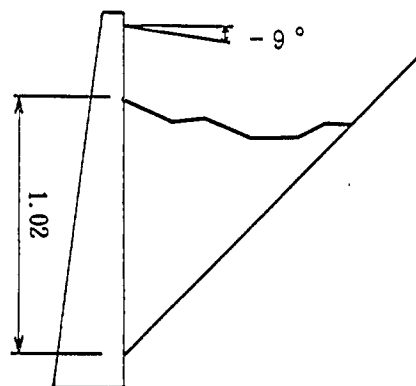
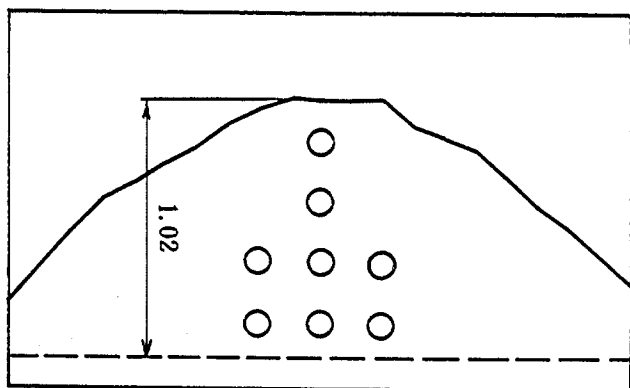




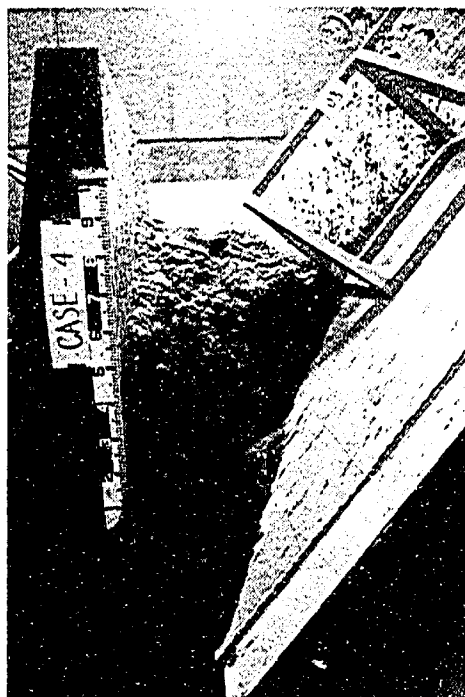
ケース ③

$\theta = 50^\circ$

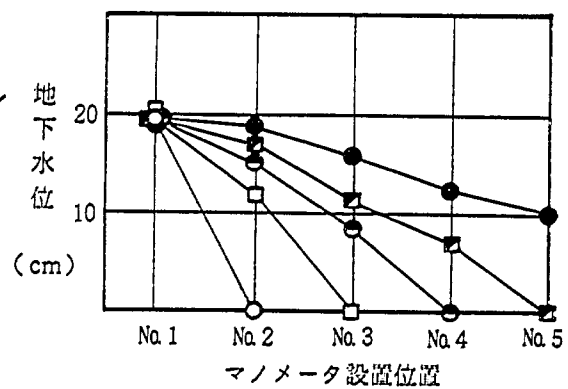
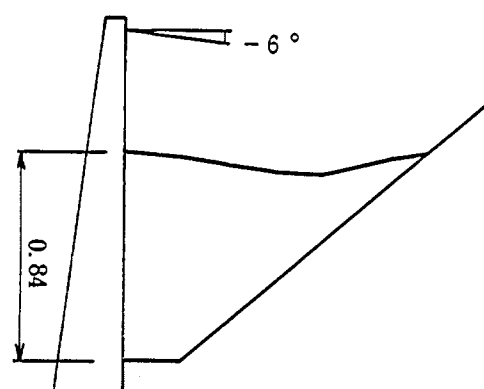
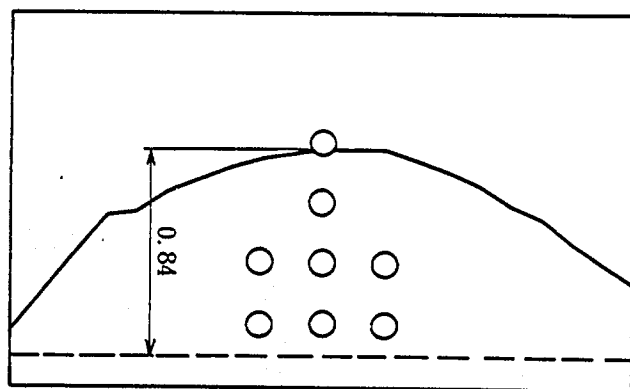




- 9分
- 18"
- 30"
- 43"
- 50"



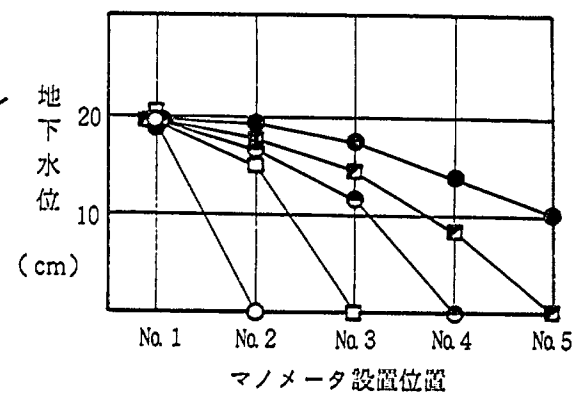
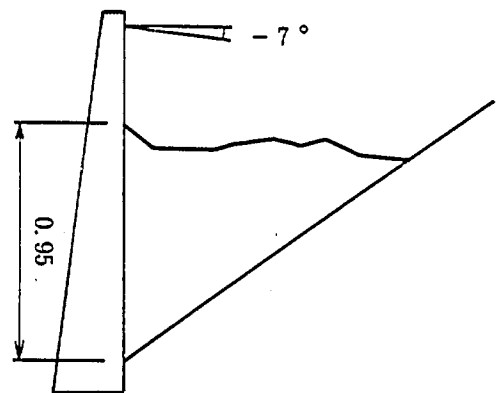
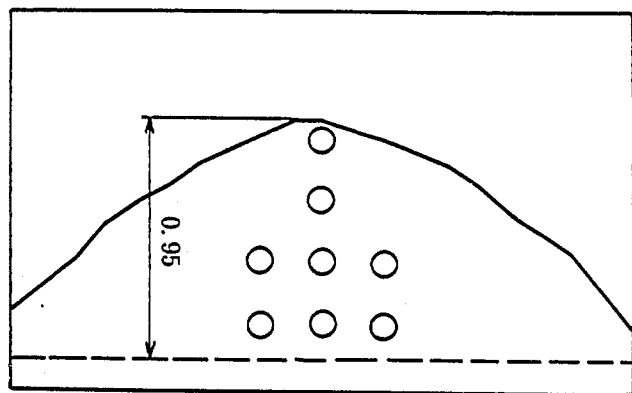
ケース ④
 $\theta = 50^\circ$



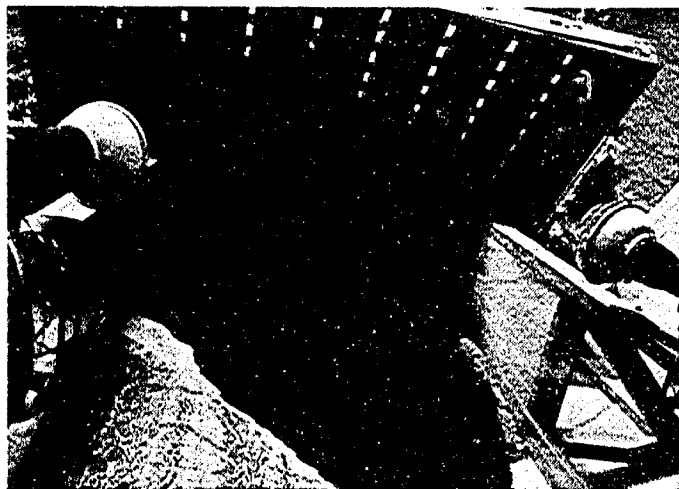
- 11分
- 18分
- ◐—◐ 29分
- ◑—◑ 41分
- 67分



ケース ⑤
 $\theta = 40^\circ$

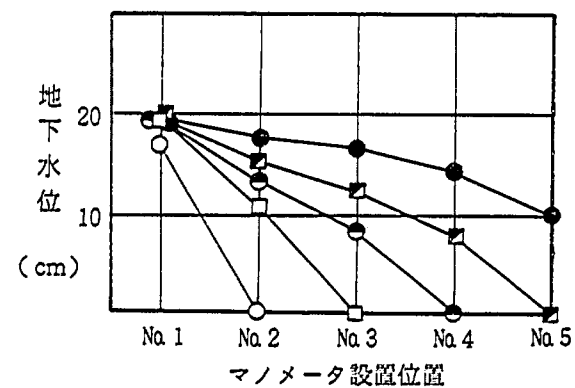
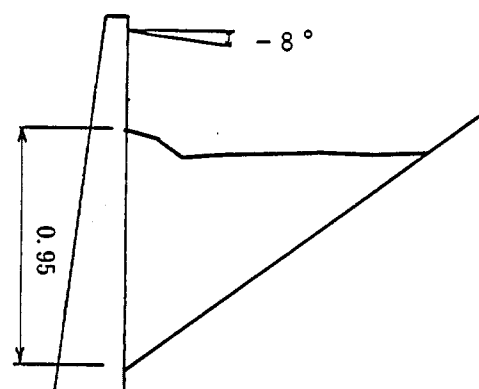
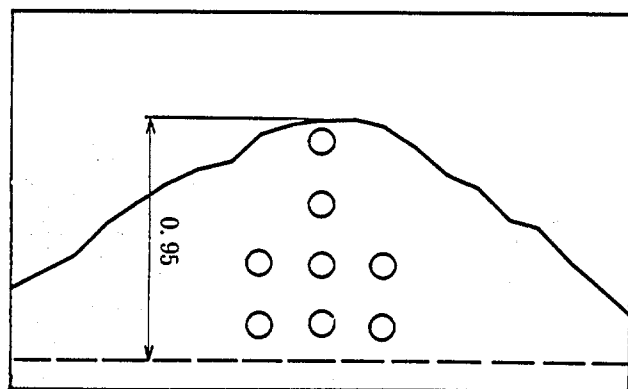


- 9分
- 21 "
- 34 "
- 48 "
- 80 "



ケース ⑥

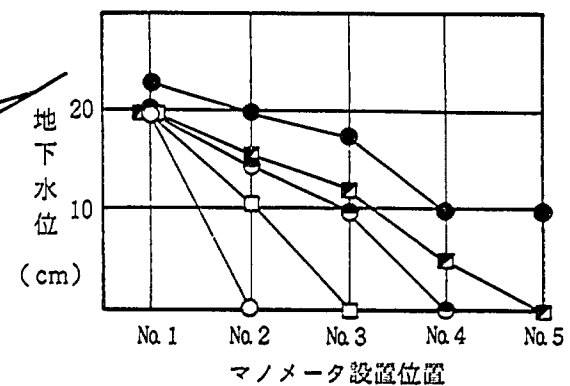
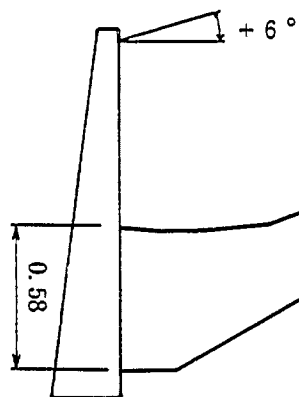
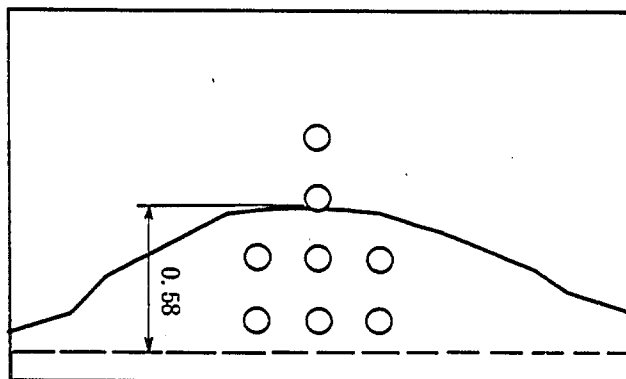
$\theta = 40^\circ$



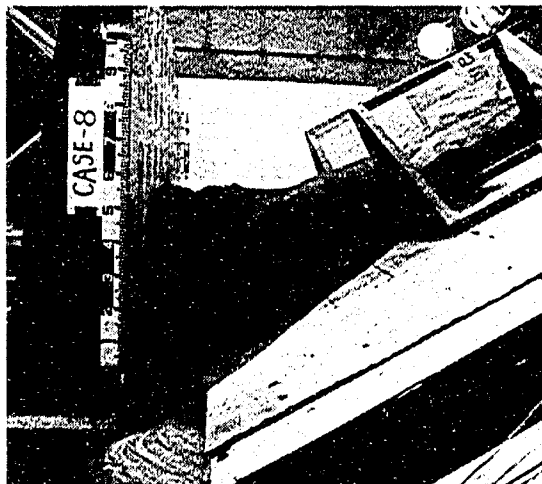
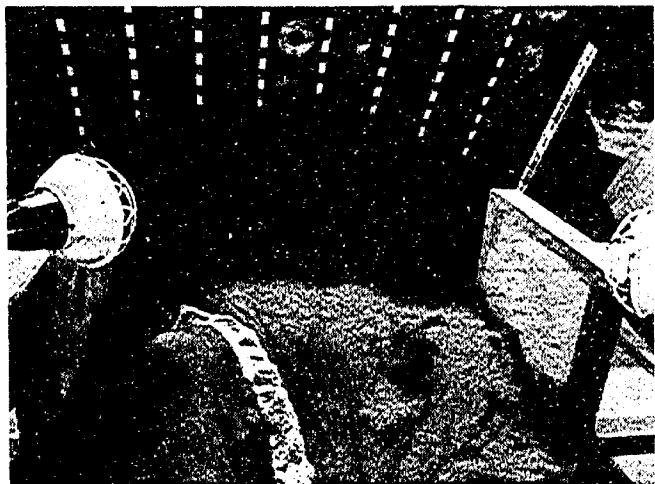
- — ○ 10 分
- — □ 20 "
- ◐ — ◐ 28 "
- ◑ — ◑ 40 "
- — ● 65 "

ケース ⑦
 $\theta = 40^\circ$

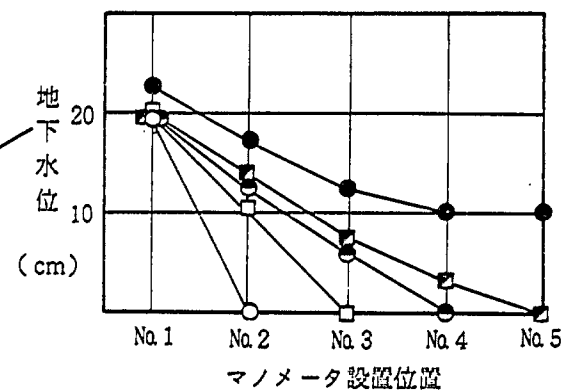
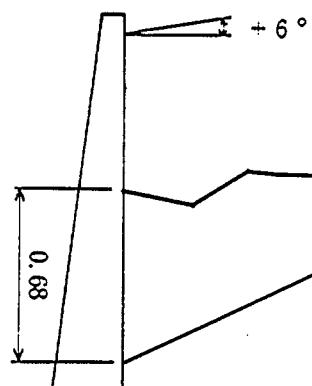
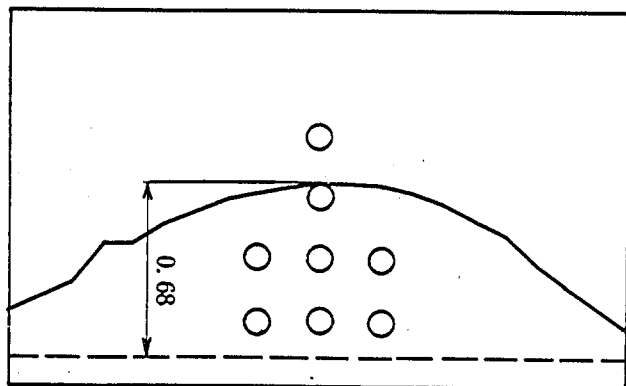




- 10分
- 23 "
- 38 "
- ◻—◻ 51 "
- 107 "



ケース ⑧
 $\theta = 30^\circ$

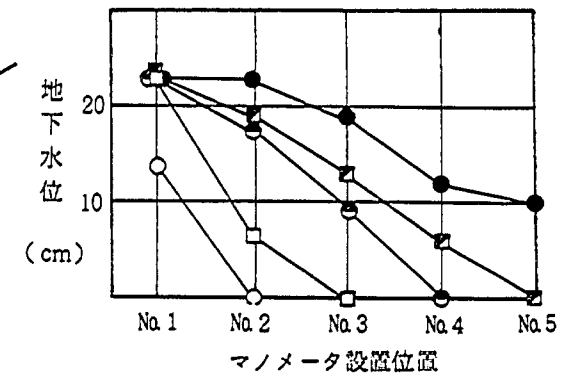
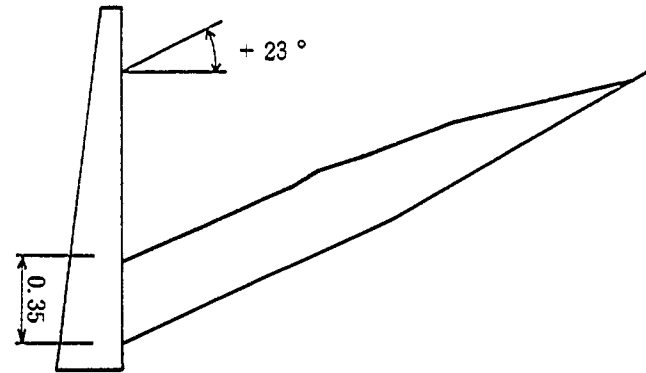
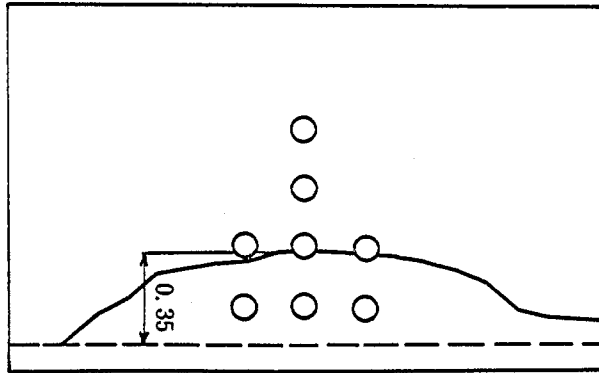


- 10 分
- 23 "
- ◐—◐ 35 "
- ◑—◑ 53 "
- 92 "

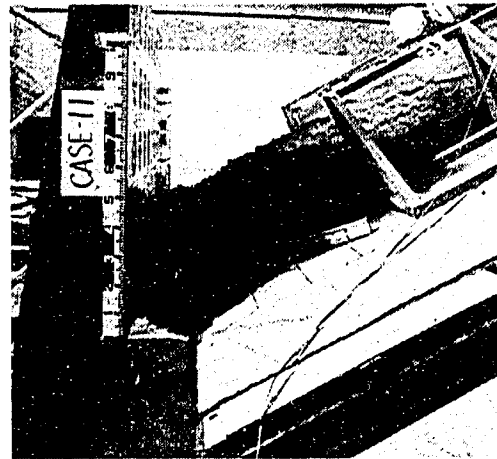
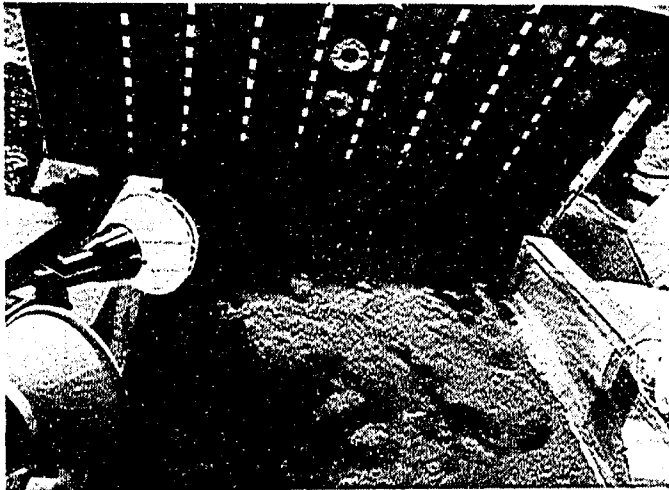


ケース ⑨

$\theta = 30^\circ$



- 7分
- 13分
- ◐—◐ 30分
- ◑—◑ 43分
- 80分



ケース ⑩

$\theta = 30^\circ$

崩土の衝撃力実験報告書(Ⅰ)

ISSN 0386-5878

土研資料 第2131号

昭59.8月(1984)

仲野公章, 右近則男

キーワード: 崩壊, 衝撃力, 流下速度, 崩土

要 旨

崩土の流下装置及びモルタル製擁壁を用いた比較的大規模な実験により, 砂質崩土の流下速度や崩土が擁壁に与える土圧を測定し, 崩土の衝撃力の算定方法を検討した。



郵便はがき

40円切手
をはいて
下さい

3 0 5 - □ □

建設省土木研究所

急傾斜地崩壊研究室
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2131号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印

