

ISSN 0386—5878

土木研究所資料
第2448号 昭和62年2月

土木研究所資料

鋼管梁の衝撃応答実験報告書

昭和62年3月

建設省土木研究所
砂防部砂防研究室

Copyright © (1987) 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。

鋼管梁の衝撃応答実験報告書

砂防研究室室長 矢 澤 昭 夫
主任研究員 水 山 高 久
鈴木 浩 之

要 旨

土石流対策砂防ダムに土石流が衝突する場合、土石流中に含まれる巨礫が持つエネルギーにより砂防ダムがどのような挙動を示すかについては、主にコンクリート製の砂防ダムについて研究が行われてきた。しかし最近、コンクリート製の砂防ダムの他に、鋼管を用いたスリットダムや鋼管を格子状に組み合わせた透過型のダムが建設されるようになってきた。このようなダムの設計に当たって、最も重要である土石流の先頭部に含まれる巨礫がダムに衝突する際の衝撃力とダムの衝撃抵抗力の評価の手法は十分に解明されていない。

本研究では、単純な構造系における局部変形と構造変形の両方を考慮し、鋼管梁の土石流衝撃エネルギー吸収能を検討するために、直径の異なる鋼管の単純梁及び片持ち梁に鋼管の破壊限界以上のエネルギーを持つ重錘を自由落下させて鋼管梁の動的応答特性と限界性能を調べる衝撃曲げ破壊試験と静的載荷試験を実施した。その結果、衝撃エネルギー吸収能は梁の終局変位量を元に計算した静的エネルギー吸収能とほぼ等しくなることが分かった。また、衝撃エネルギー吸収能は断面係数と断面二次モーメントの比と比例関係にあることが分かった。この結果に基づき、単純梁、片持ち梁のそれぞれにおけるエネルギー吸収能を求める手法を提案した。

キーワード：土石流衝撃力，衝撃応答解析，鋼製砂防施設

An Experimental Study of the Impact Response of Steel Beams

by

Akio YAZAWA

Takahisa MIZUYAMA

Hiroyuki SUZUKI

SYNOPSIS

Studies have been carried out concerning how sabo dams, mainly concrete made sabo dams, respond to the energy of boulders inside the debris flow when it strikes against them. Recently, permeable dams such as slit dams and grating dams using steel pipes are being constructed as well as ordinary concrete sabo dams. In the design of these kinds of dams, it is important to estimate the impact force of large rocks to sabo dams. However, the method of estimation has not been made clear enough.

In order to examine the debris flow impact force absorptivity of steel beams with consideration to both their partial and structural deformations, this study carried out static loading tests and impact bending rupture tests to find out the dynamic response characteristics and the marginal efficiency of steel beams. A weight having breaking energy which exceeds the resistance limit of steel pipes was dropped freely on to some simple steel beams and cantilevers of various diameters. The result revealed that the impact force absorptivity and the static energy absorptivity calculated on the basis of the final displacement volume are almost the same. It also revealed that the impact force absorptivity has a proportional relationship with the ratio of the modulus section to the geometrical moment of inertia. Basing on this result, a method is proposed to find out the energy absorptivity of simple steel beams and that of cantilevers respectively.

KEYWORDS : Debris flow, Impact force, Impact response analysis, Sabo structures of steel type.

はじめに

土石流対策砂防ダムに土石流が衝突する場合、砂防ダムがどのような挙動を示すかをこれまでは、コンクリート製の砂防ダムについて調べてきた。

最近、比較的短期間で簡単に施工できる、鋼管を用いたスリットダムや格子状に組んだ透過性のダムが施工されつつある。しかしながら、ダムの設計にあたって最も重要な、土石流の先頭部に含まれる巨礫がダムに衝突する際の衝撃力とダムの衝撃抵抗力の評価の方法が十分解明されていない。これまでの研究は、鋼製砂防施設全体の変形または局部変形のどちらかに着目して行われてきた。

本報告書は、局部変形と構造変形の両方を考慮し、土石流中の巨礫が鋼製砂防施設にどのように作用し、どれだけのエネルギーに耐えられるかについて検討した研究の成果で、関東地方建設局富士川砂防工事事務所より「鋼製砂防施設の部材試験」として依頼された課題である。

直径の異なる鋼管について、鋼管梁の衝撃曲げ試験を実施し、鋼管梁の衝撃エネルギー吸収能の推定手法を検討した。

目 次

は じ め に

1. 実験の目的	1
2. 実験の概要	2
2.1 実験の種類	2
2.2 実験の方法	3
3. 静的载荷実験	4
3.1 実験ケース	4
3.2 実験施設	4
3.2.1 载荷装置	4
3.2.2 供試体	6
3.3.3 測定設備	7
3.3 実験結果	7
3.3.1 荷重と変位の関係（荷重－変位曲線）	7
3.2.2 静的曲げエネルギー吸収能 E_d	10
4. 衝撃実験	12
4.1 実験ケース	12
4.2 実験設備	15
4.2.1 载荷装置	15
(1) 単純梁	15
(2) 片持ち梁	15
4.2.2 供試体	15
(1) 単純梁	15
(2) 片持ち梁	20
4.2.3 測定設備	20
(1) 単純梁	20
(2) 片持ち梁	22
4.3 実験結果	22
4.3.1 単純梁の実験結果	22

(1) 時間-変位, 時間-荷重, 時間-ひずみ, 時間-加速度の関係	22
(2) 荷重と変位の関係	32
(3) 最大荷重と変位, ひずみの関係	32
(4) 終局変位	41
(5) 衝撃エネルギー吸収能 E_D	41
(6) 管径, 衝突速度がピーク荷重, 終局変位及び E_D に与える影響	41
4. 3. 2 片持ち梁の実験結果	46
時間-荷重曲線, 時間-変位曲線, 時間-ひずみ曲線, 時間-加速度曲線	46
荷重-変位曲線	56
最大荷重, 中間荷重, 収束荷重	56
終局変位 δ_{1U}	62
衝撃エネルギー吸収能 E_D	64
5. 総合検討	69
5. 1 静的曲げエネルギー吸収能 E_s	69
5. 2 衝撃応答計算モデルの改良	70
5. 3 衝撃曲げエネルギー吸収能	76
5. 4 鋼管梁の衝撃曲げクライテリア	76
5. 5 鋼管梁の耐撃曲げ設計手法	79
5. 6 結論と今後の検討事項	80
1. 写真集	85

1. 実験の目的

山岳地の多いわが国では、土砂災害の発生する危険性のある場所が数多い。壊滅的な破壊現象をもたらす土砂災害の中でも土石流による災害は特に悲惨で、全国に土石流の発生する危険性のある溪流は6万箇所以上ある。土石流が発生すると、土石流の流下区域にある構造物は破壊される。構造物に被害をもたらす要因は、土石流の流体圧と土石流の先頭部に含まれる巨礫の衝突による衝撃力であると考えられる。このうちの土石流の衝撃力については未だ十分に解明されておらず、土石流衝撃力が砂防ダムに与える影響については、これまでコンクリート製の砂防ダムについて研究されてきた。コンクリート砂防ダムは土石流対策工として最も一般的で効果の高い施設であるが、土砂流出の激しい溪流においては、洪水時以外に流出してくる土砂によってダムが埋没してしまい、貯砂容量が減少して、土石流の発生時にその機能が十分発揮されない危険性がある。そこで、このような欠点を除くためにコンクリート製のスリットダム、立体格子ダムなどの透過型の砂防ダムが建設されるようになってきた。透過型の構造物は通常の洪水や洪水時以外に流出してくる土砂は下流に押し流し、土石流の先頭部に含まれる礫径がかなり大きいという点に着目し、先頭部に含まれる巨礫によってスリットを閉塞させて土石流を堆積させようとするものである。しかし、ダムの設計にあたっては、土石流の先頭部に含まれている巨礫が構造物に衝突する際の衝撃力と構造物自体の衝撃抵抗力という設計に最も重要な要因の評価手法の検討が十分でない。

本研究は、単純な構造系において局部変形と構造変形の両方を考慮し、土石流中の巨礫の衝突が鋼製砂防施設にどのように作用し、施設がどれだけのエネルギーに耐えられるかを検討するために実施したものである。

2. 実験の概要

本研究は、衝撃力に対する鋼管梁の限界性能（耐力、変形、エネルギー吸収能）について調べることを目的としている。このため、実験では衝撃曲げ破壊実験を主体として実施し、支持条件の相違・鋼管径の相違及び衝撃载荷速度（落下高さ）の相違などが限界性能に及ぼす影響について検討したものである。また、ダムの耐衝撃設計という観点からは、衝撃に対する動的応答の情報を合理的に盛り込んだ上で、従来の静的設計法と同様の形で取り扱えることが望ましいと考えられる。そこで、静的载荷実験を併せて行い、衝撃载荷に対する結果との比較や静的取り扱いの可能性などについて検討を行っている。

本研究では、鋼製スリットダムに1つの巨礫が衝突して構造物を破壊する場合を想定している。したがって、実験に用いた試験体は、鋼製スリットダム構造物の一部と全体を単純にモデル化した鋼管梁部材である。実際の構造物ではより複雑な構造条件と载荷条件の制約を受けるが、本研究の目的としている、構造物と外力の関係を基本的に調べ、構造物が有する強度・変形及びエネルギー吸収能を推定するためには、構造物を単純梁と一端固定の条件を付した片持ち梁にモデル化しても問題無いと考えられる。そこで、これらの供試体に衝撃曲げ破壊実験を主とした実験を実施した。

2.1 実験の種類

本研究で扱った実験の種類を表2.1に示す。静的载荷実験は、前述したように衝撃载荷に対して比較・検討のために行うものであり、主として静的载荷に対するエネルギー吸収能について調べることを目的とする。衝撃载荷実験は、単純梁及び片持ち梁の衝撃抵抗力を調べることを目的としている。衝撃荷重に対する鋼管梁の挙動については一部明かにされているが、破壊に至るまでの応答や限界性能の評価については未だ不明な点が多い。また、衝突する物体が鋼管梁に及ぼす影響の中に、衝撃点における局所的な変形の問題がある。これは衝突する物体の衝突速度・形状・質量及び剛性、構造物の形状・質量及び剛性などとの間の相関関係に依存すると考えられる。このため、簡単な問題ではないが、衝撃载荷実験による結果を検討する際の資料を得るために静的载荷における局部変形実験も行っている。

表 - 2.1 実験の種類

実験の種類		目的	方法	測定項目
静的 載荷	破壊	① 支持条件の違いによるエネルギー吸収能を求める。 ② 破壊性状を調べる	① 支持条件の変化(単純梁及び片持ち梁) ② 鋼管径の変化(3種類)	① 荷重と変位との関係 ② ひずみ
	局部	梁全体の耐力と変形に及ぼす影響	① 鋼管径(3種) ② 直接載荷	① 荷重～変形 ② 残留変形量
衝撃 載荷		① 衝撃荷重を受ける梁の動的エネルギー吸収能を調べる。 ② 支持条件の違いによる破壊性状の相違を調べる ③ 静的載荷との比較を行う	① 支持条件の変化(単純梁及び片持ち梁) ② 鋼管径の変化(3種類) ③ 重錘の落下高さの変化(3種類)	① 荷重と時間との関係 ② 変位と時間との関係 ③ ひずみと時間との関係

2.2 実験方法

本研究で対象としている鋼製スリットダムは、図 2.1 に示すように鋼管を A 型に組んで作られた構造物であり、この構造物の上部は横方向から巨礫が衝突する場合を想定している。したがって、部分的には梁としての応答(図 2.2 (a))であり、全体的には一端固定柱の応答(図 2.2 (b))とみなすことができる。

実験では載荷装置の構造を考慮して、単純梁および片持梁が垂直荷重及び横衝撃を受ける方式を用いている。

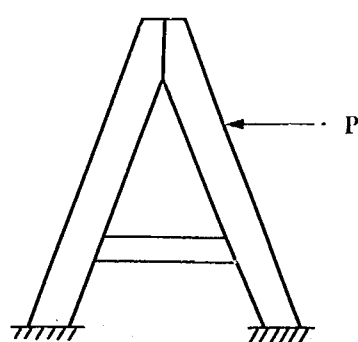
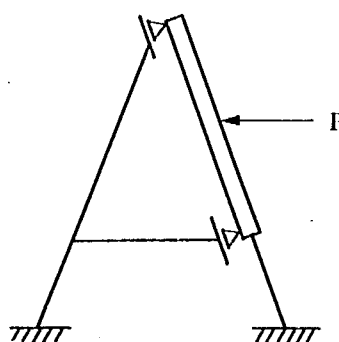
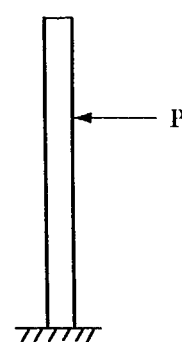


図 2.1



(a) 単純梁



(b) 片持梁

図 2.2

また、衝撃荷重を受ける鋼管梁の動的特性は、外力の大きさや鋼管梁の寸法・諸元の相違によって異なることが予想されるので、衝撃体として用いる重錘の落下高さ(衝撃力の大きさ)と鋼管の径をパラメータとして、これらが耐力・変形およびエネルギー吸収能に及ぼす影響を検討する。

3. 静的載荷実験

(1) 目 的

- ① 支持条件の違いによる部材固有のエネルギー吸収能 (E_s) を求める。
- ② 破壊性状の違いを調べる

(2) 実験の方法

- ① 単純支持した鋼管梁 (3種類) に静的荷重を与える。
- ② 一端を支持した鋼管梁 (3種類) に静的荷重を与える。

3.1 実験ケース

実験ケースは表 3-1 に示す通りである。

表 3. 1

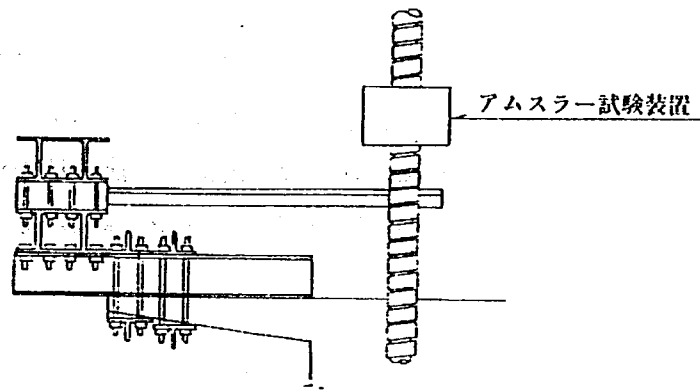
支 持 形 式	管 径 (mm)	試 験 体 数
単 純	48.6	2
	60.5	2
	89.1	2
一 端 固 定	48.6	2
	60.5	2
	89.1	2

3.2 実験設備

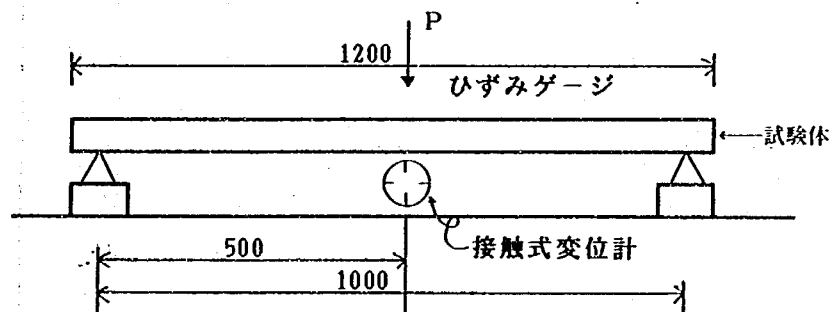
3.2.1 載荷装置

載荷にはアムスラー型試験装置を用いた。載荷装置の概要を図 3.1 に示す。単純梁は、スパン中央点への集中載荷である。片持梁に対しては、図 3.1 に示す位置に試験体を固定し、鋼管梁の固定部から 90 cm の位置に載荷した。

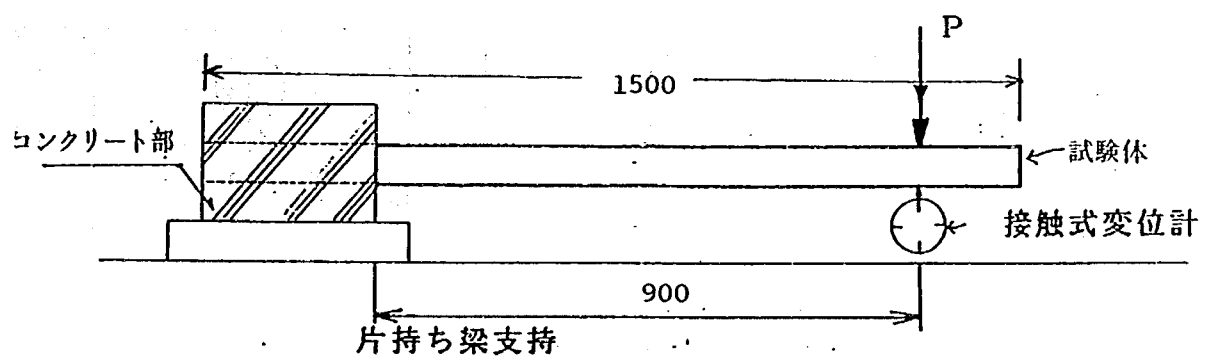
平均載荷速度は、いずれも 100 kgf/分とした。



(a) 静的荷重試験荷重方法



(b) 単純梁試験体に対する荷重方法



(c) 片持梁試験体に対する荷重方法

図 3.1 試験装置の概要

3.2.2 試験体

実験に用いた試験体の諸元を表 3.2 に示す。寸法は、単純梁の場合長さ 120 cm、スパン長 100 cm である。片持梁試験体は、図 3.2 に示すように長さ 150 cm の鋼管の一端を 15 × 30 × 40 cm のコンクリートで固め、コンクリート部を 20 × 20 cm の H 型鋼で両側から挟み込む形式とした。コンクリート部は、 $\phi 20$ mm のボルト 8 本で固定し、さらにこれをアムスラー試験機の支持台とを 8 本のボルトで固定した。(図 3.1 参照)

表 3.2 試験体の諸元

	$\phi 48.6$	$\phi 60.5$	$\phi 89.1$
鋼管の厚さ (mm)	3.2	3.2	3.2
降伏点 (kgf/cm ²)	4,000	3,800	3,900
引張強さ (kgf/cm ²)	4,800	4,700	4,600
伸び (%)	46	51	28
断面積 A (cm ²)	4.56	5.76	8.64
断面二次モーメント I (cm ⁴)	11.8	23.7	79.8
塑性断面係数 Z (cm ³)	6.6	10.6	23.7
単位重量 (kg/cm)	3.58	4.52	6.77

品名：一般構造用炭素鋼管

規格：JIS G3444 STK41

管径： $\phi 48.6$ mm, $\phi 60.5$ mm, $\phi 89.1$ mm

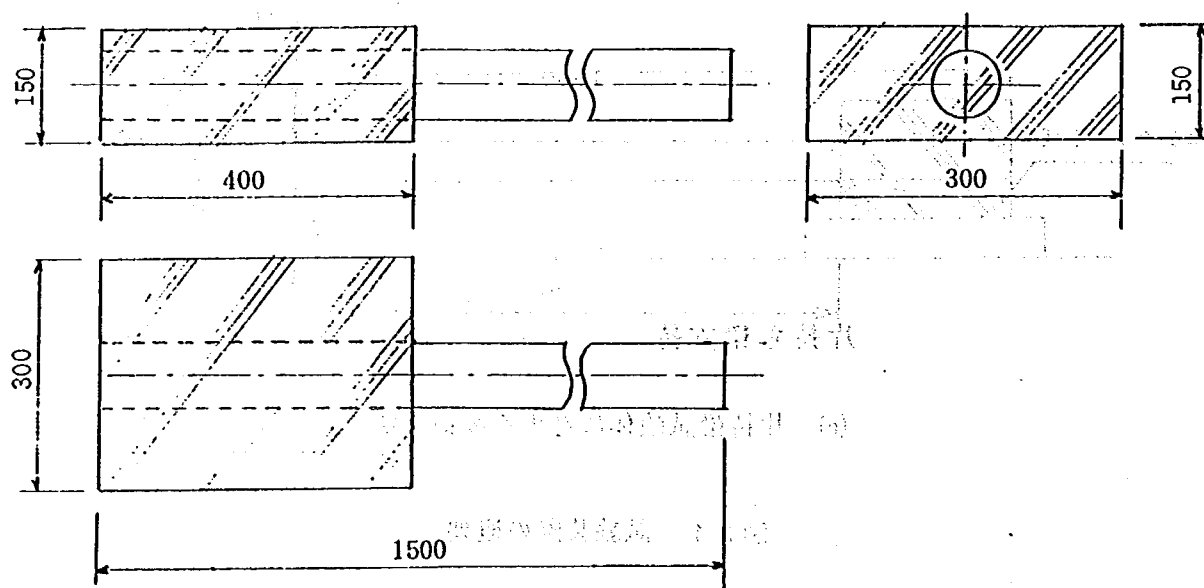


図 3.2 片持梁試験体

3.2.3 計測項目

計測項目は、静的荷重および載荷点の変位である。

荷重はアムスラー試験装置の荷重計により、載荷点の変位は載荷点下部に設置したダイヤルゲージにより測定した。試験装置は、最大測定荷重を 25tonf とし、1 目盛 100 kgf の条件で荷重値を読み取った。また、変位量は、連続的に測定した。

3.3 実験結果と考察

3.3.1 荷重～変位関係

図 3.3 および図 3.4 は、それぞれ単純梁、片持梁に対する荷重～変位関係を鋼管径をパラメータとして示したものである。表 3.3 および表 3.4 には、荷重～変位関係に基づいて得られた特性値をまとめて示した。

以上の図、表から次の静的特性が考察される。

(1) 図 3.3 , 3.4 から、管径が大きくなるにつれて弾性時剛性、比例限度荷重および最大荷重が増大する傾向が認められる。

一方、表 3.3 , 3.4 から、最大荷重を示す時の変位は管径の増大とともに減少する傾向を示すことがわかる。

(2) 鋼管梁の終局状態を、降伏後最大荷重に達した後に荷重が低下して最大荷重の 80 % になった時点と仮定し、この時点に対応する変位を終局変位とすれば、表 3.3 , 3.4 から鋼管径の増大に伴って終局変位が減少することがわかる。

表 3.5 は、管径と最大荷重、断面 2 次モーメント、断面係数、径厚比 (D/t) および径厚比の逆数 (t/D) の関係を示したものである。なお、表中の数値は、 $\phi 48.6$ の鋼管を基準として表示している。

同一スパンの梁部材の最大荷重が断面諸元によって定まる定数 (断面 2 次モーメント、断面係数および径厚比) と同様に、管径の増大とともに増加する傾向を示すのは、同一スパンであれば耐力が断面諸定数によって定まることを意味している。

一方、終局変位が管径の増大にしたがって減少する傾向は、理論的にも弾性範囲内では単純梁の中央変位は (3.1) 式のような、 $1/D$ に比例する式と一致する。

$$\delta = \frac{L^3}{6ED} \sigma \quad \dots\dots (3.1)$$

δ : 梁中央のたわみ E : 弾性係数 D : 管の外径

L : スパン σ : 応力

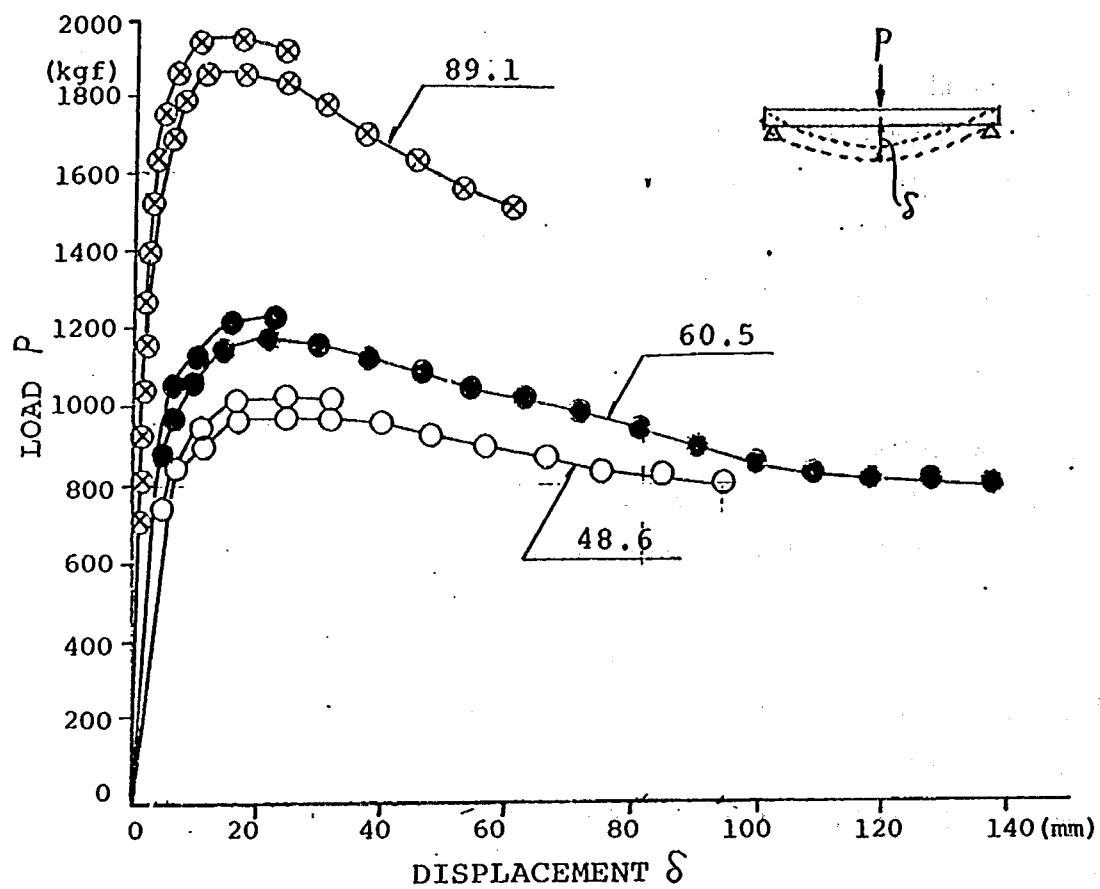


図 3.3 単純梁の荷重～変位関係

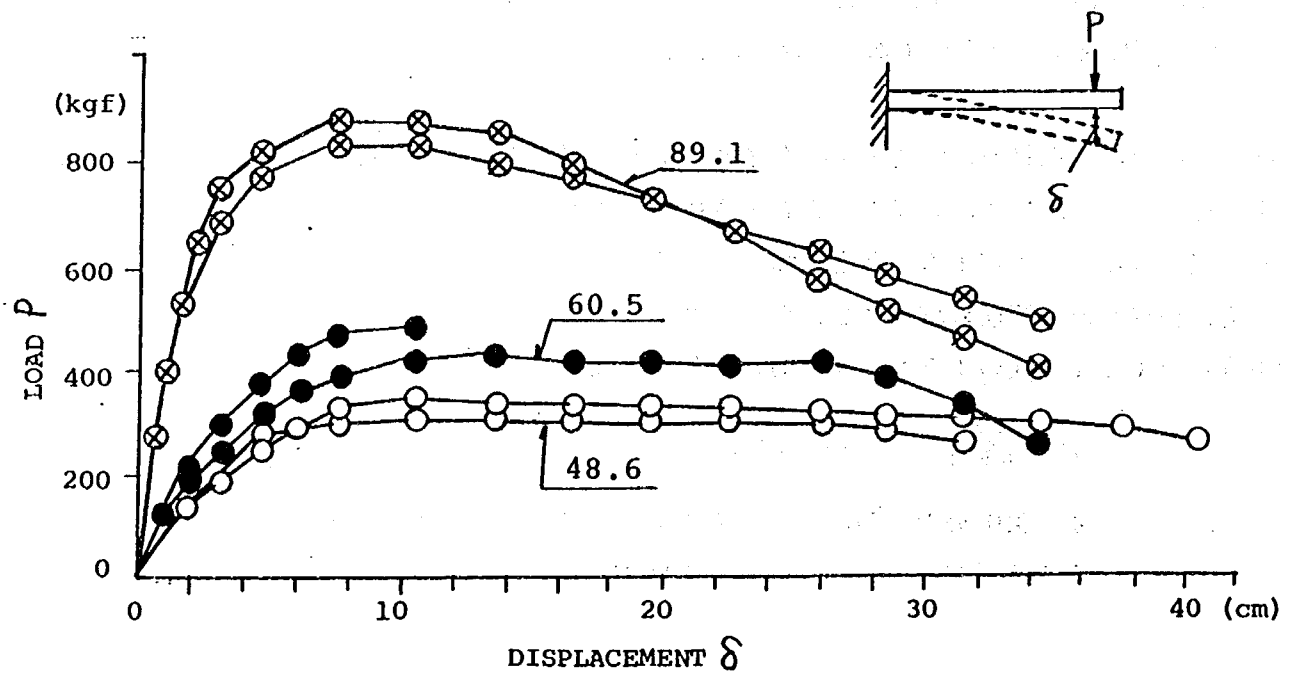


図 3.4 片持梁の荷重～変位関係

表 3.3 静的実験結果（単純梁）

CASE No	鋼管径 ϕ (mm)	ピーク荷重 F_{max} (tonf)	比例限度荷重 F_e (tonf)	ピーク荷重時の変位 δF_{max}	終局変位 δu (cm)	曲げ応力強度 σ_u (kgf/cm ²)	比例限度曲げ応力 σ_e (kgf/cm ²)	曲げ弾性係数 E (kgf/cm ²)	バネ定数 k (kgf/cm)	静的吸収エネルギー E_s (tonf cm)
1	48.6	1.03	0.65	2.01		3902	2462	1530132	867	
2	48.6	0.98	0.75	2.03	10.00	3712	2841	1765537	1000	8.24
3	60.5	1.17	0.75	1.63		2759	1769	1318565	1500	
4	60.5	1.16	0.85	1.63	9.00	2736	2005	1494374	1700	9.71
5	89.1	1.96	1.30	1.16		2068	1371	969686	3714	
6	89.1	1.87	1.50	0.96	6.50	1973	1582	1118869	4286	10.19

表 3.4 静的実験結果（片持ち梁）

CASE No	鋼管径 ϕ (mm)	ピーク荷重 F_{max} (tonf)	比例限度荷重 F_e (tonf)	ピーク荷重時の変位 δF_{max} (cm)	終局変位 δu (cm)	曲げ応力強度 σ_u (kgf/cm ²)	比例限度曲げ応力 σ_e (kgf/cm ²)	曲げ弾性係数 E (kgf/cm ²)	バネ定数 k (kgf/cm)	静的吸収エネルギー E_s (tonf cm)
1	48.6	0.30	0.15	10.00	39.00	4545	2273	1694915	60	9.30
2	48.6	0.31	0.17	9.00	31.00	4697	2576	1920904	68	9.28
3	60.5	0.40	0.25	9.00		3774	2358	1758087	125	
4	60.5	0.50	0.30	9.00	30.00	4717	2830	2109705	150	11.55
5	89.1	0.80	0.45	8.00	26.00	3376	1899	2088555	500	18.50
6	89.1	0.85	0.46	8.00	26.00	3586	1941	2134967	511	18.55

- 注) 1) 終局変位は最大荷重に達した後、最大荷重の80%まで低下したときの変位とした。
 2) 静的吸収エネルギーは、終局変位までの仕事量として求めた。
 3) 曲げ応力強度は次式で求めた。a) 単純梁（荷重×スパン長）／（4×断面係数） b) 片持梁（荷重×スパン長）／断面係数
 4) 曲げ弾性係数は次式で求めた。（比例限度荷重）×（スパン長）³／（ α ×断面2次モーメント×比例限度荷重の変位）
 ここで α はa) 単純 $\alpha=48$ b) 片持梁 $\alpha=3$
 5) バネ定数 k は次式で求めた。（ α ×弾性係数×断面2次モーメント）／（スパン長）³
 ここで α はa) 単純梁 $\alpha=48$ b) 片持梁 $\alpha=3$

表 3. 5 最大荷重・終局変位・エネルギー吸収能の比

区 分		$\phi 48.6$	$\phi 60.5$	$\phi 89.1$
鋼管の断面諸元	断面 2 次 モーメント	1.0	2.01	6.76
	断面 係 数	1.0	1.61	3.59
	径 厚 比 (D/t)	1.0	1.25	1.83
	t/D	1.0	0.80	0.55
単純梁	最 大 荷 重	1.0	1.16	1.91
	終 局 変 位	1.0	0.90	0.65
	エ ネ ル ギ ー 吸 収 能	1.0	1.18	1.24
片持梁	最 大 荷 重	1.0	1.50	2.75
	終 局 変 位	1.0	0.86	0.74
	エ ネ ル ギ ー 吸 収 能	1.0	1.24	1.99

さらに、試験体の破壊状況からみて、単純梁ではスパン中央の圧縮側、片持梁では固定端近傍の圧縮側に局所的な圧壊が生じて折損していることがわかる。折損は径の大きさに比べて肉厚が小さくなるほど、局所的な圧壊が早期に生じることが推定でき、終局変位が小さく生ずることになる。

3. 3. 2 静的エネルギー吸収能

構造物あるいは構造部材の力学的特性を評価する際に用いられる指標としては、耐力や変形が挙げられる。

ところが、構造物あるいは部材の破壊までを議論する場合には、これらを指標として用いることが必ずしも適切でないこともある。したがって、耐力と変形性能の相乗効果として捉えることができるエネルギー量を指標として、構造物の破壊に対する安全性を検討することが考えられる。

静的実験においては、試験体の減衰や運動の影響を考慮しなくてもよいので、外力のなす仕事はすべて試験体が吸収するエネルギー（エネルギー吸収能）に等しいとみなすことができる。すなわち、静的エネルギー吸収能は、実験によって得られた荷重～変位関係において終局状態に至るまでの面積を算定した値である。

本研究では、終局状態を降状後最大荷重に達し以後荷重が低下して最大荷重の 80% になった時点と定義しており、この時点までのエネルギー吸収能を算定すると表 3. 3 , 3. 4 に示すようになる。

表から、単純梁および片持梁のいずれも、管径が増すにしたがって増加する傾向が認められる。

図 3. 5 は、管径と静的エネルギー吸収能の関係を示している。図から、単純梁の場合はエネルギー吸収能が管径の大きさの影響をほとんど受けないのに対し、片持梁の場合は管径の影響が顕著に現れており、ほぼ線形的に比例して増大していることがわかる。

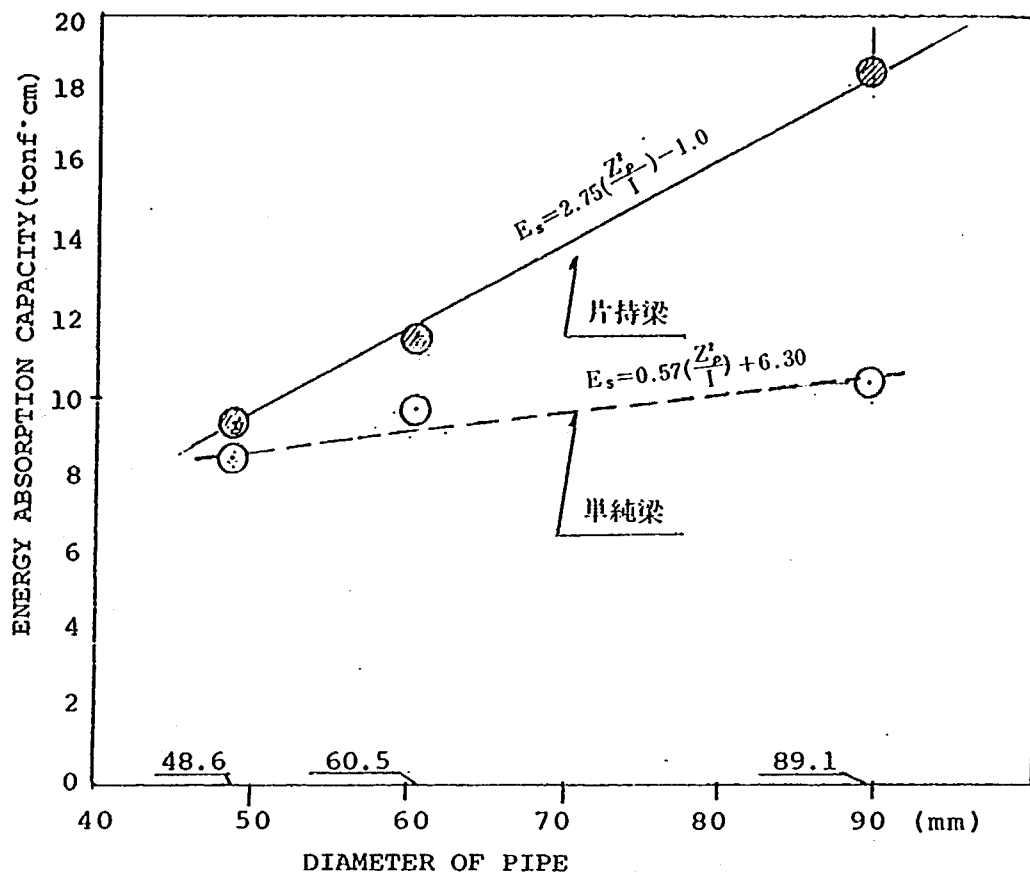


図 3.5 管径と静的エネルギー吸収能の関係

E_s : エネルギー吸収能 (tf·cm), Z_p : 塑性断面係数 (cm^3)

I : 断面 2 次モーメント (cm^4)

これは、表 3.5 からわかるように、管径の増大にともなう最大荷重の上昇割合が単純梁に比べて片持梁の方が大きく、しかも終局変位の低下の割合についても片持梁の方が小さいことによるものと考えられる。なお、表 3.5 に示した数値で、最大荷重と終局変位の数値と管径毎に掛け合せた値がエネルギー吸収能の数値にほぼ等しくなることから、梁の最大荷重と終局変位が求められれば、エネルギー吸収能が推定できることになる。

4. 衝 撃 実 験

4.1 実験ケース

実験で用いたパラメータは、鋼管径、重錘の落下高（衝突速度）及び鋼管の支持条件である。実験条件と回数を表－4.1に示す。

表－4.1 実験条件と回数

支 持 条 件	鋼 管 径 ϕ (mm)	落 下 高 H (m)	デ ー タ 個 数	測 定 項 目	備 考
単 純 支 持	48.6	0.8	1	1 時間	重錘重量 150 kgf
		1.0	3	～荷重	
		1.5	3		
		2.0	2		
	60.5	1.5	3	2 時間	
		2.0	3	～変位	
		2.5	3		
	89.1	2.0	3	3 時間	
		2.5	3	～ひずみ	
		3.0	3		
一 端 固 定	48.6	0.8	3	4 時間	～加速度
		1.0	3		
		1.5	3		
	60.5	1.0	3		
		1.5	3		
		2.0	3		
	89.1	1.0	1		
		1.5	3		
		2.0	3		
		2.5	2		

表－4.1で示した実験条件に従い実施した実験ケースを表－4.2，表－4.3に示す。

表-4.2 実験ケース (単純梁)

鋼管径 ϕ (mm)	case No.	落下高 H (m)	測定データの有無							
			衝撃 荷重	載荷点 変位 1	載荷点 変位 2	加速度	ひずみ 1	ひずみ 2	ひずみ 3	
48.6	1	1.5	○	○	○	○	○	×	○	
	2	1.0	○	○	○	○	○	×	○	
	3	0.8	○	○	○	○	○	×	○	
	4	1.0	○	○	○	○	×	×	○	
	5	1.5	○	○	○	○	○	×	○	
	6	2.0	○	○	○	○	○	○	○	
	7	2.0	○	○	○	○	○	○	○	
	8	1.5	○	○	○	○	○	○	○	
	9	1.0	○	○	○	○	○	○	○	
60.5	1	1.5	○	○	○	○	○	○	○	
	2	2.0	○	○	○	○	○	○	○	
	3	2.5	○	○	○	○	○	○	○	
	4	1.5	○	○	○	○	○	○	○	
	5	2.0	○	○	○	○	○	○	○	
	6	2.5	○	○	○	○	○	○	○	
	7	1.5	○	○	○	○	○	○	○	
	8	2.0	○	○	○	○	○	○	○	
	9	2.5	○	○	○	○	○	○	○	
89.1	1	2.0	○	○	○	○	○	○	○	
	2	2.5	○	○	○	○	○	○	○	
	3	3.0	○	○	○	○	○	○	○	
	4	2.0	○	○	○	○	○	○	○	
	5	2.5	○	○	○	○	○	○	○	
	6	3.0	○	○	○	○	○	○	○	
	7	2.0	○	○	○	○	○	○	○	
	8	2.5	○	○	○	○	○	○	○	
	9	3.0	○	○	○	○	○	○	○	

注) 1 載荷点変位 2 は予備として測定した。

2 ○ データ 有り, × データ なし

表-4.3 実験ケース (片持梁)

鋼管径 ϕ (mm)	case No.	落下高 H (m)	測定データの有無							
			衝撃 荷重	載荷点 変位	変位 2 ($l=50$)	加速度	ひずみ 1	ひずみ 2	ひずみ 3	ひずみ 4
48.6	1	1.0	○	×	×	○	○	×	○	○
	2	0.8	○	○	○	○	○	×	○	○
	3	1.5	○	○	○	○	○	×	○	○
	4	0.8	○	○	○	○	○	○	○	—
	5	1.0	○	○	○	○	○	○	○	—
	6	1.5	○	○	○	○	×	○	○	—
	7	0.8	○	○	○	○	○	○	○	—
	8	1.0	○	×	×	○	○	○	○	—
	9	1.5	○	○	○	○	○	○	○	—
60.5	1	1.5	○	○	○	○	○	○	○	—
	2	1.0	○	○	○	○	○	○	○	—
	3	2.0	○	○	○	○	○	○	○	—
	4	1.0	○	○	○	○	○	○	○	—
	5	1.5	○	○	○	○	○	○	○	—
	6	2.0	○	○	○	○	○	○	○	—
	7	1.0	○	○	○	○	○	○	○	—
	8	1.5	○	○	○	○	○	○	○	—
	9	2.0	○	○	○	○	○	×	○	—
89.1	1	2.0	○	○	○	○	○	○	○	—
	2	1.5	○	○	○	○	○	○	○	—
	3	1.0	○	○	○	○	○	○	○	—
	4	2.0	○	○	○	○	○	○	○	—
	5	2.5	○	○	○	○	○	○	○	—
	6	1.5	○	○	○	○	○	○	○	—
	7	2.0	○	○	○	○	○	○	○	—
	8	1.5	○	○	○	○	○	×	○	—
	9	2.5	○	○	○	○	○	×	○	—

注 1) 変位 2 は、固定部より 50cm の位置の変位

2) ひずみ 4 は、計測装置の故障により ϕ 48.6 Case No. 1~3 以外は測定できなかった。

3) ○ データ有, × データ無

4.2 実験設備

4.2.1 衝撃载荷装置

図-4.1に示すようなH型鋼(H200mm×200mm)で組んだ架台及び支点部と図-4.2に示すような高さ4mの落錘装置から構成される。架台は、アンカーボルト24本で床に固定し、架台上にスパン1mの単純支持が可能な支点部を設置した。支点部は、重錘衝突時の跳ね上がりを防止するため、上下方向から鋼管をはさみ込み、さらに単純支持の条件を満足するように鋼管の変形に伴い支点部が回転できる機構とした。

落錘装置は、単管足場パイプ製で、一辺1mの正方形とし高さ4mとした。その枠組みの内部に落錘用のガイドを取付け、重量150kgfの重錘を電磁石付のウィンチで吊り上げる機構とした。重錘の落下は、電磁石の電源をリモートスイッチで切ることにより実施した。

4.2.2 供試体

(1) 単純梁用供試体

供試体として使用した鋼管は、STK41の全長120cm、スパン長100cmの $\phi 48.6$ 、60.5、89.1mmの3種類である。

鋼管の諸元を表-4.4に示す。

表-4.4 鋼管の諸元

	$\phi = 48.6 \text{ mm}$	$\phi = 60.5 \text{ mm}$	$\phi = 89.1 \text{ mm}$
厚 さ t_p (mm)	3.2	3.2	3.2
降 伏 点 σ_y' (kgf/cm ²)	4,000	3,800	3,900
引 張 強 さ (kgf/cm ²)	4,800	4,700	4,600
伸 び (%)	46	51	28
断 面 積 A (cm ²)	4.562	5.760	8.636
断面二次モーメント I (cm ⁴)	11.8	23.7	79.8
断 面 係 数 Z (cm ³)	4.86	7.84	17.9
単 位 長 重 量 W (kgf/m)	3.58	4.52	6.78

品名：一般構造用炭素鋼管

規格：JIS G 3444 STK41

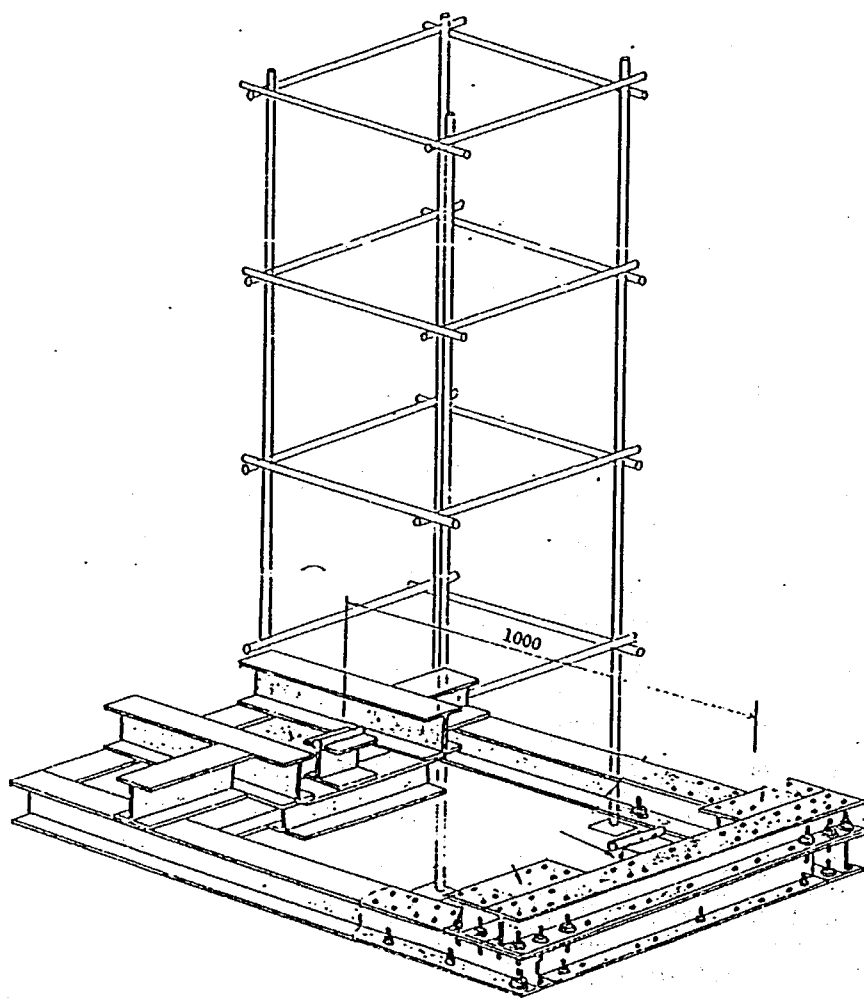


図-4.1 衝撃実験装置の概要 (スパン1mの場合)

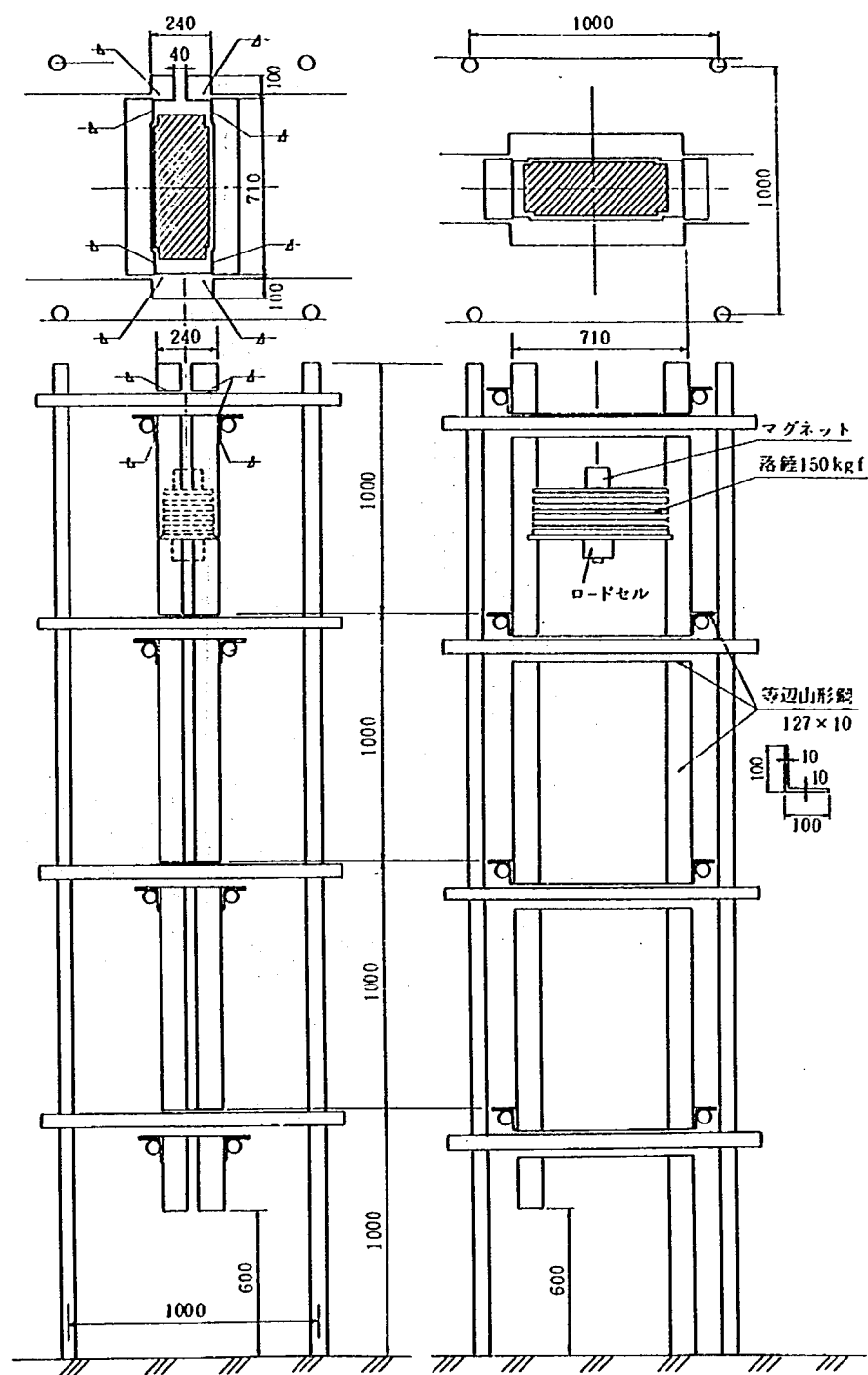
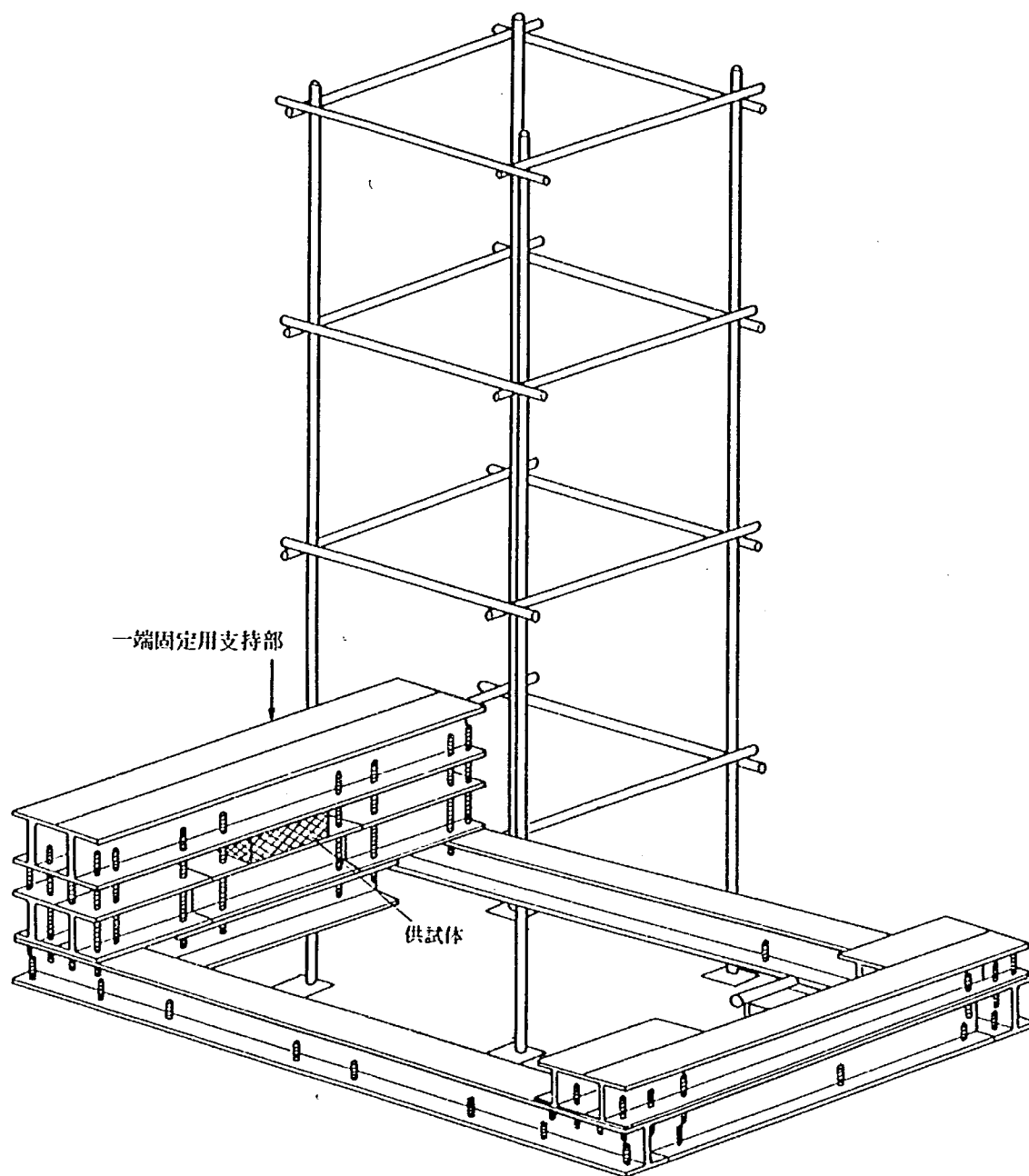


図-4.2 衝撃実験落錐載荷装置



図一 4.3 片持梁用載荷装置 (架台)

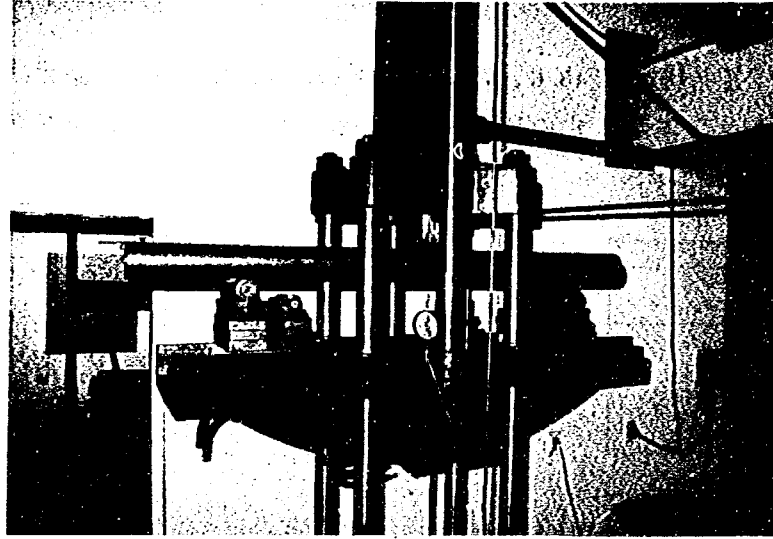


写真-4.1 静的載荷試験装置

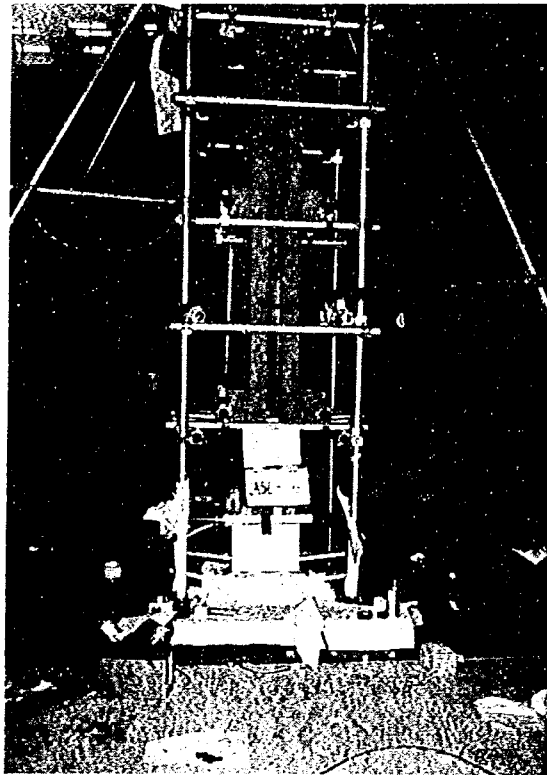


写真-4.2 衝撃試験載荷装置

(2) 片持ち梁用供試体

図-4.4に示すように、鋼管の一端をコンクリートで成形した固定部及び鋼管部からなる供試体を用いた。

鋼管の種類は、STK-41の $\phi 48.6, 60.5, 89.1$ mmの3種類であり、諸元は単純梁と同様である。

固定部形成に用いたコンクリートの圧縮応力は 300 kg/cm^2 である。コンクリートの圧縮実験結果を表-4.5に示す。

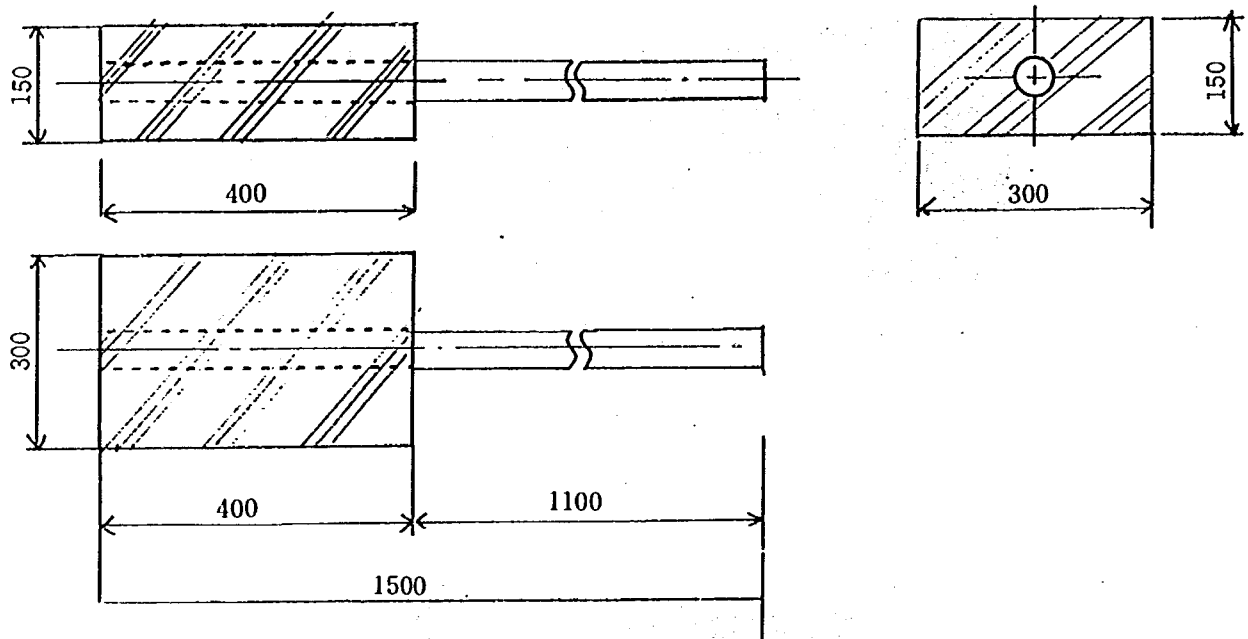


図-4.4 片持梁試験体

表-4.5 コンクリート圧縮試験結果

試験体	断面積(cm^2)	圧縮荷重(tonf)	圧縮応力 (kg/cm^2)
1	78.5	27.79	354.0
2	78.5	25.51	325.0
3	78.5	27.08	345.0

全試験 300 kg/cm^2 以上であるので、コンクリート固定部の圧縮破壊には安全である。

4.2.3 測定設備

(1) 単純梁実験用測定設備

図-4.5に計測装置の概要を示す。計測項目は、衝突時の荷重～時間関係、載荷点の変位～時間関係、ひずみ～時間関係、加速度～時間関係である。

計測は、重錘下部に取り付けたロードセルにより衝撃荷重を、載荷点の下部に取り付けた光学式変位計用のターゲットを光学式変位計で追跡することにより、載荷点の変位を計測した。

また、図-4.5の位置にひずみゲージ及び加速度計を取付け、各位置におけるひずみ、及び加速

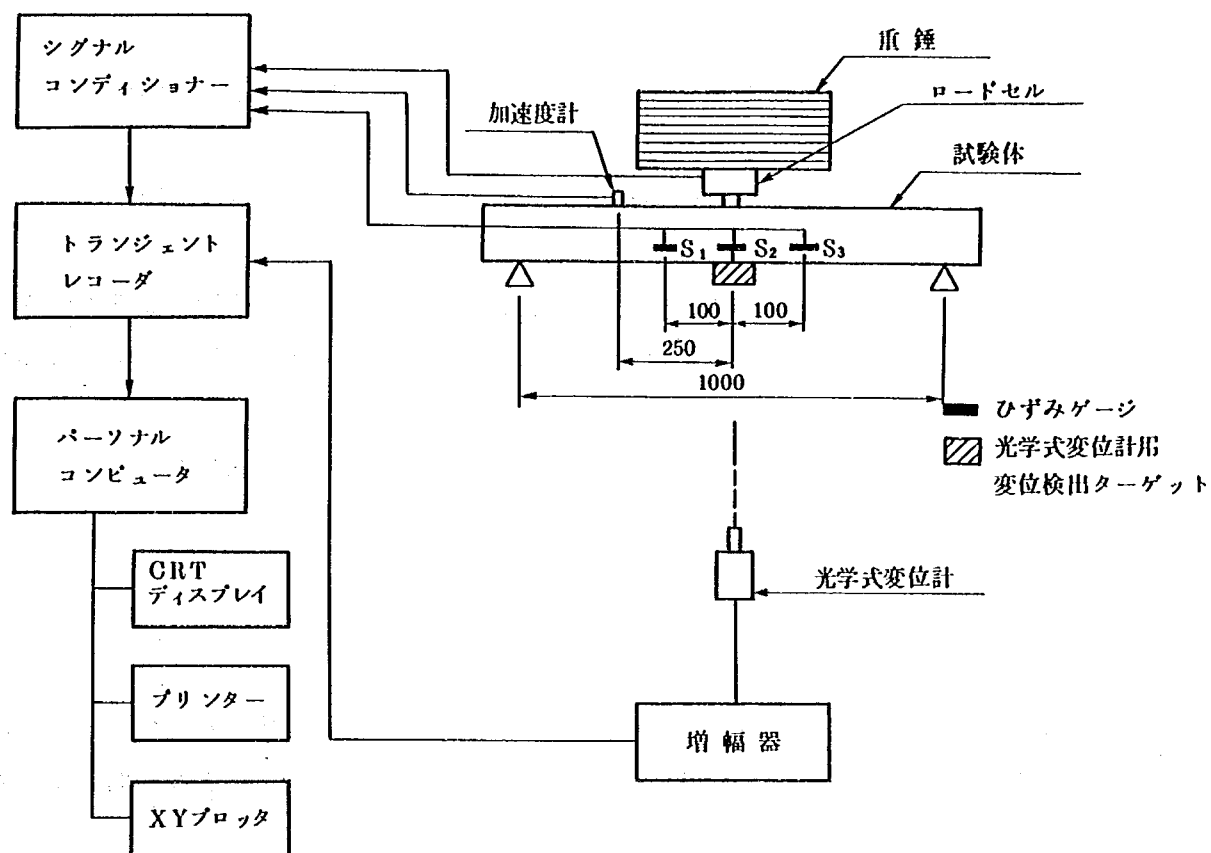


図-4.5 計測装置の概要 (単純梁)

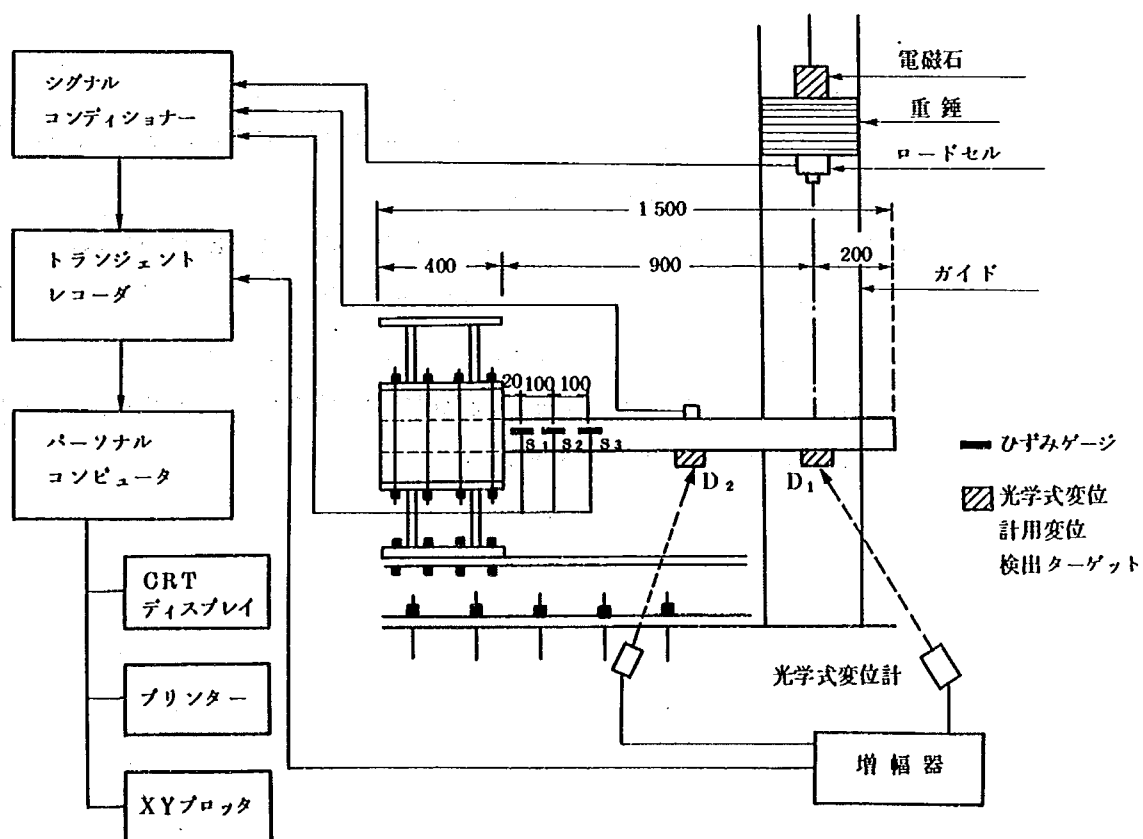


図-4.6 計測装置の概要 (片持梁)

度を計測した。

なお、計測値の取込みには、加速度をデータサンプリング用のトリガーとして用いた。

(2) 片持ち梁実験用測定設備

図－4.6に計測装置の概要を示す。計測項目は衝突時の荷重～時間、変位～時間、ひずみ～時間、加速度～時間関係である。

計測では、重錘下部に取付けたロードセルにより衝撃荷重を図－4.6の位置に光学式変位計用のターゲット、ひずみゲージ、加速度計を取付け、それぞれの位置における変位、ひずみ、加速度を計測した。

計測値の取込みには、加速度をデータサンプリング用のトリガーとして用いた。

4.3 実験結果の解析

4.3.1 単純梁の実験結果

(1) 時間～荷重、変位、ひずみ、加速度曲線

計測された時間～荷重曲線（以下 $T \sim F$ Curve）, 時間～変位曲線（以下 $T \sim \delta$ Curve）, 時間～ひずみ曲線（以下 $T \sim \varepsilon$ Curve）, 時間～加速度曲線（以下 $T \sim \alpha$ Curve）の一例を図－4.7から図－4.9に示す。

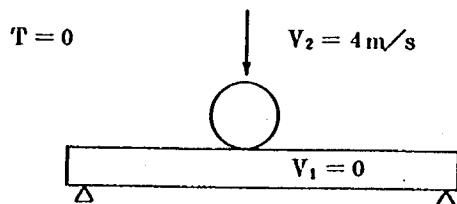
荷重持続時間 T_c （荷重が発生してから0に戻るまでの時間とする。）ピーク荷重 F_{max} （発生荷重の最大値）, ピーク荷重までの時間 T_o , ピーク荷重時の載荷点の変位 $\delta_{F_{max}}$, 載荷点の終局変位 δ_u （荷重が0に戻った時の載荷点の変位とする）及び載荷点の変位速度 $\dot{\delta}$ （終局変位／荷重持続時間）を表－4.6に示す。

図－4.7～図－4.9及び表－4.6から以下の特性が認められる。

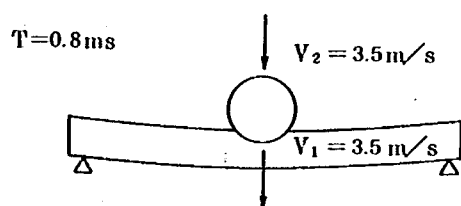
- ① 図－4.7, 4.9より重錘の衝突とともに荷重及び加速度は発生するが、載荷点の変位は、打撃面の局部変形、梁の慣性力のため若干遅れて発生する。

$T \sim F$ Curveの形状は、 $\phi 48.6$ 及び $\phi 60.5$ （図－4.7(a)(b)参照）においては、シャープな立上がりを示し、衝撃荷重の第1ピークを生じた後に一担ほぼ0付近まで下がり、第2ピークを生じた後振幅の小さい振動を示し概ね一定の値を示しながら急激に減少する。

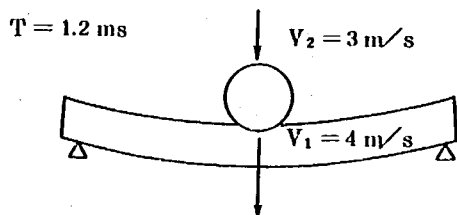
この第1ピークを含むシャープな振動は「第5.2節衝撃応答モデル計算の改良」で詳しく説明するが、下記に示す局部応答の結果と考えられる。



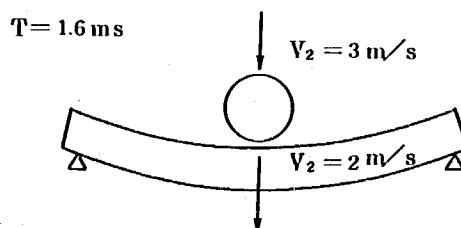
衝突開始



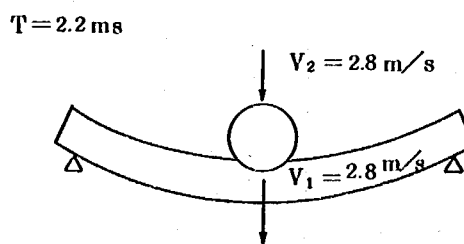
球が梁にめりこみ接触点に力 F_2 が発生する。この F_2 により球は負の加速度、梁は正の加速度を与えられる。従って球速は減速し、梁は動きだし、その速度を漸次増す。ついに両者の速度が同一となりめりこみは最大になる。従って F_2 も最大となる。



さらに F_2 が作用しているので球は遅く、梁は遠くなる。このために球も梁正方向に変位しながら、めりこみは小さくなる。ついには、めりこみが0となり、即ち球は梁から離れる。 $F_2 = 0$ となる。



梁には梁のバネ力 F_1 、慣性力が負の方向に作用するために負の加速度を生じ速度は減少する。これに対し球は等速（重力の加速度により若干速度を増す）運動を行うので、球と梁の距離は縮まる。この間 $F_2 = 0$



次に再び球は梁にめり込む。従って F_2 が再び第2波として立上る。

以上の局部応答を球の運動エネルギーが0になるまで、又は梁のバネ力 $F_1 = 0$ （破断）するまでつづける。第1回衝突、第2回衝突と進むに従い球のエネルギーは小さくなるので、球と梁は完全に離れるまでに致らなくなる。

$T \sim F$ Curve, $T \sim \delta$ Curve より, 変位は荷重発生後やや遅れて変位を開始し, ほとんどの場合荷重終了後も変位し続ける。これは, 梁の慣性力その他, 重錘の衝突により梁に与えられたエネルギーが梁の持つエネルギー吸収能よりも大きかったため, そのエネルギーを消費するまで運動し続けることによるものである。

表-4.6 変位及び変位速度(単純梁)

鋼管径 D (mm)	CASE N	落下高 H (m)	ピーク荷重 F_{max} (tonf)	ピーク荷重 までの時間 T_o (msec)	ピーク荷重 時の変位 δP_{max} (cm)	荷重持続 時間 T_c (msec)	荷重終了時 の変位 δc (cm)	変位速度 $\dot{\delta}$ (m/sec)
48.6	1	1.5	2.03	0.3		37.9	13.4	3.53
	2	1.0	1.75	0.6	0.4	42.3	11.9	2.81
	3	0.8	1.45	2.9	1.3	23.2	8.2	3.53
	4	1.0	1.36	0.5		30.1	18.0	5.98
	5	1.5	2.02	0.6		23.0	12.2	5.30
	6	2.0	2.23	0.3		16.7	9.3	5.57
	7	2.0	2.13	0.6		15.6	7.6	4.87
	8	1.5	1.95	0.6		23.2	10.4	4.48
	9	1.0	1.69	0.6		22.2	7.6	3.42
60.5	1	1.5	2.19	0.5		22.1	10.2	4.62
	2	1.0	2.18	0.6		25.5	14.9	6.62
	3	2.5	2.12	0.6		18.4	10.9	5.92
	4	1.5	2.05	0.5		17.8	8.8	4.93
	5	2.0	2.23	0.5		21.5	11.1	5.16
	6	2.5	1.97	0.9		18.6	11.0	5.91
	7	1.5	2.07	0.6		14.4	6.5	4.51
	8	2.0	1.95	0.9		23.6	13.9	5.89
	9	2.5	2.22	0.8		15.3	10.1	6.60
89.1	1	2.0	2.85	3.7	0.9	15.0	3.0	2.00
	2	2.5	2.43	3.1	1	16.3	7.2	4.41
	3	3.0	2.27	3.1	4	11.3	6.0	5.31
	4	2.0	2.15	3.3	1.1	12.9	4.7	3.64
	5	2.5	1.86	1.2	0.8	16.3	7.4	4.54
	6	3.0	2.42	3.2	1.4	15.0	7.0	4.67
	7	2.0	2.72	3.8	2.2	16.9	6.2	3.67
	8	2.5	2.65	3.7	0.8	11.3	5.0	2.26
	9	3.0	2.35	3.1		9.5		

- ② 鋼管単純梁の固有周期 T を $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ 及び鋼管の諸元を用いて求めたものと、実験により求めた固有周期 T を表-4.7に示す。

表-4.7 鋼管単純梁の固有周期

	固有周期 T (ms)		荷重作用 時間 T_0 (ms)	$T_0 / 2T$
	実験値	計算値		
ϕ 48.6	9.50	7.71	28.44	2.99
ϕ 60.5	7.66	6.11	20.33	2.65
ϕ 89.1	5.80	4.01	13.44	2.32

固有周期に関する実験値は計算値と概ね一致していると考えられる。計算値よりも実験値の固有周期がわずかに長いのは実験上では減衰があることが原因として考えられる。

これに対して、荷重の作用時間 T_0 は、表-4.6に詳しく示してあるが表-4.7には、その平均値を示した。これより $T_0 > 2T \geq 1$ の条件であることから、強制振動 (Forced vibration) となり、梁の変位応答は、外力の位相と同じになる。しかしながら、梁は全て破壊しているため、外力の終了後も与えられたエネルギーにより塑性変形を続けているため、変位は、増加し続ける。

- ③ 上記のように強制振動であるので、梁の変位は荷重の変位と位相が同じになるのはずであるしかし、既に述べたように梁は全て破壊しているため、変位は単調増加となりその位相の比較はできないが、立上がり部分は同じ位相となるはずである。しかしながら両者には、大きく異なる点がある。それは、図-4.7に示すように、 $T \sim F$ Curveでは、荷重発生直後にほとんどの場合シャープな立上がりをもつ波形が加わっていることである。これは測定されている荷重が、接触点の力 F_2 であり梁のバネ力 F_1 ではないためである (静的実験では $F_1 = F_2$ となる)。 F_2 の位相が梁の変位の位相 (あるいは梁のバネ力の位相) と異なる原因は、既に①で述べたように局部応答に起因するものと考えられる。

- ④ ピーク荷重時の変位は ϕ 48.6, ϕ 60.5 では、ほとんど0であるが ϕ 89.1においては発生している。これは、ピーク荷重が第1ピークで起るか、第2ピークで起るかによって規定される。即ち、第1ピークでピーク荷重が生じた場合は、局部応答だけによる荷重であると考えられるため、変位は生じていないが、第2ピーク以降は、はりの耐力そのものが大部分を占めているため、梁全体の応答となり変位が生じるものと考えられる。

したがって表-4.6に示しているピーク荷重時の変位 δF_{max} は、静的载荷によるピーク荷重時の変位とは全く異なったものであり両者は比較して論じられるべきではない。

- ⑤ ピーク荷重に達するまでの時間 T_0 と管径の関係を図-4.10に示す。図より管径の大きいものほど T_0 はやや長くなる傾向を示すことがわかる。

これは、管径の大きいものほど梁として剛性は大きくなるが局部的な剛性が小さくなるためである。即ち、荷重応答の第1ピークは衝突面の局部応答によるものと考えられるので、管径

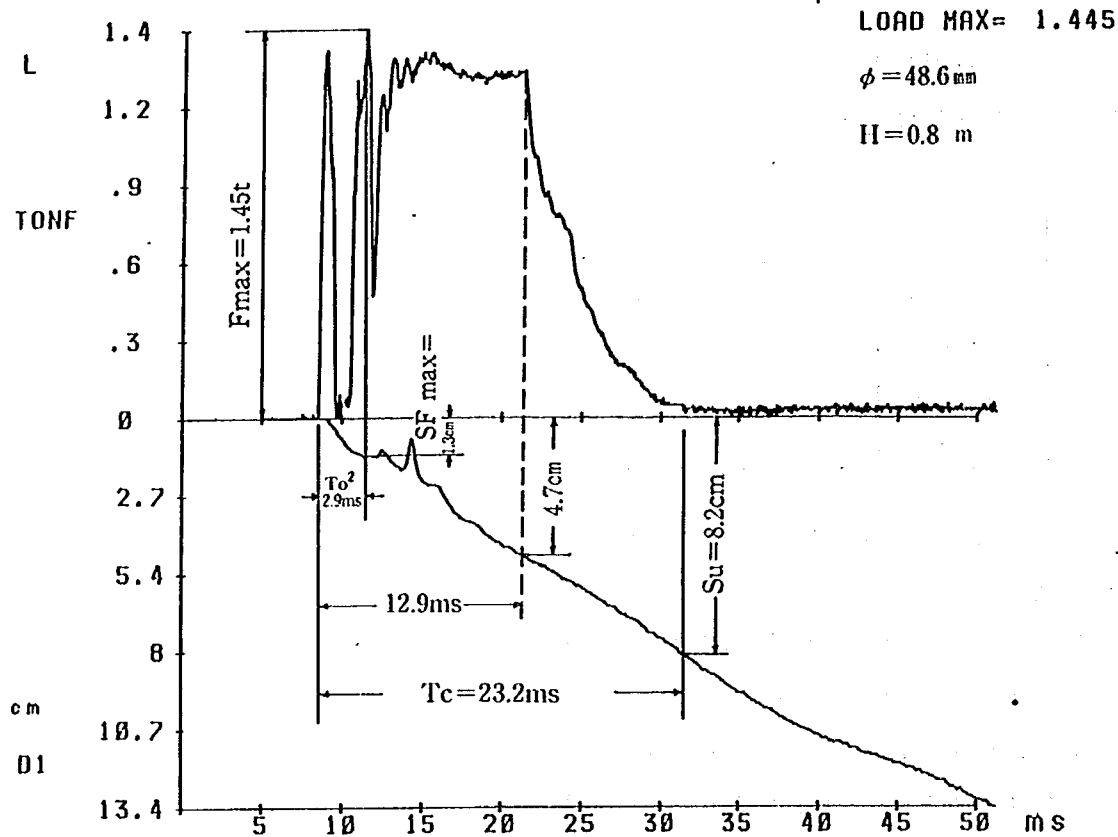


図-4.7(a) $T \sim F$, $T \sim \delta$ Curve の例

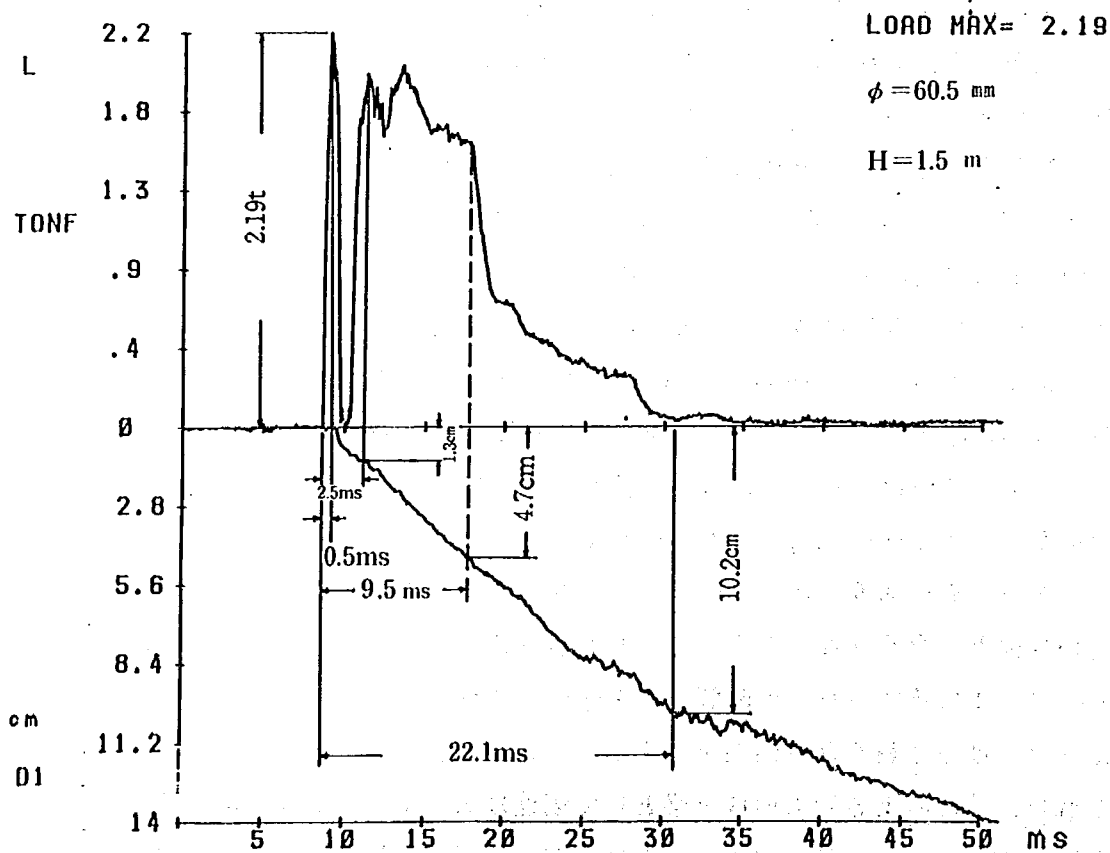


図-4.7(b) $T \sim F$, $T \sim \delta$ Curve の例

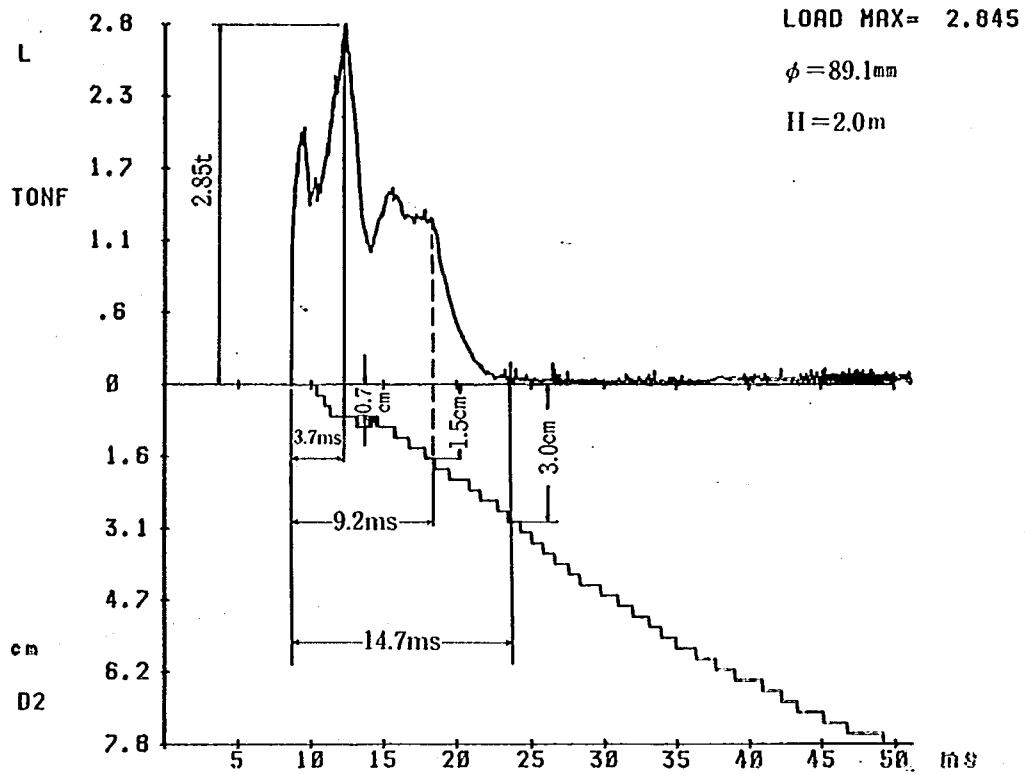


図-4.7(c) $T \sim F$, $T \sim \delta$ Curve の例

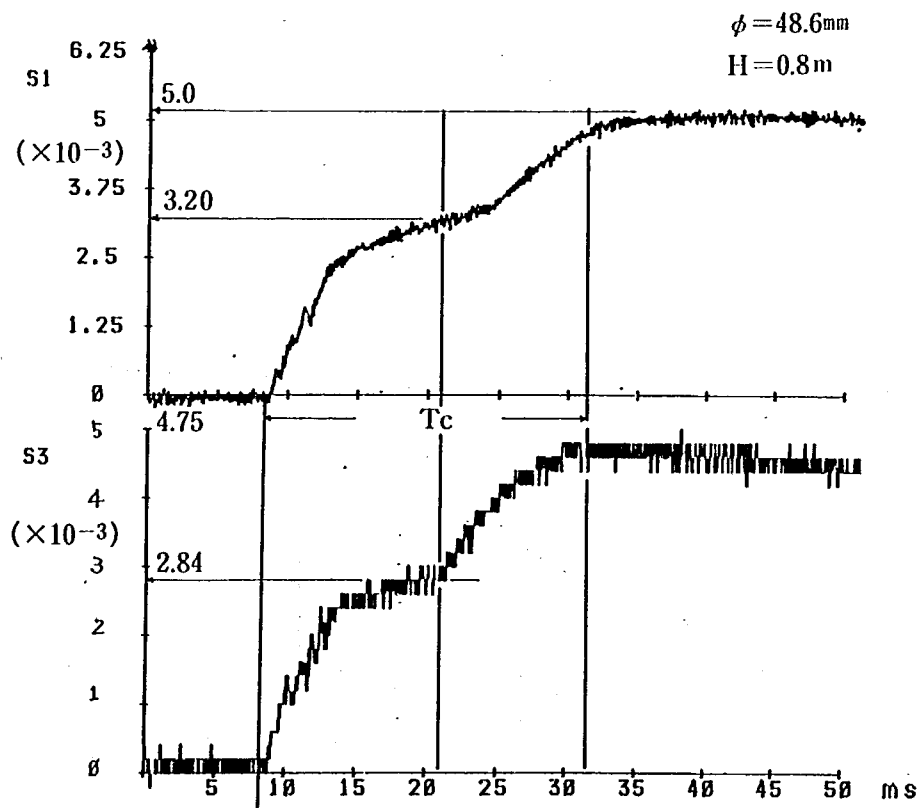


図-4.8(a) $T \sim \epsilon$ Curve の例

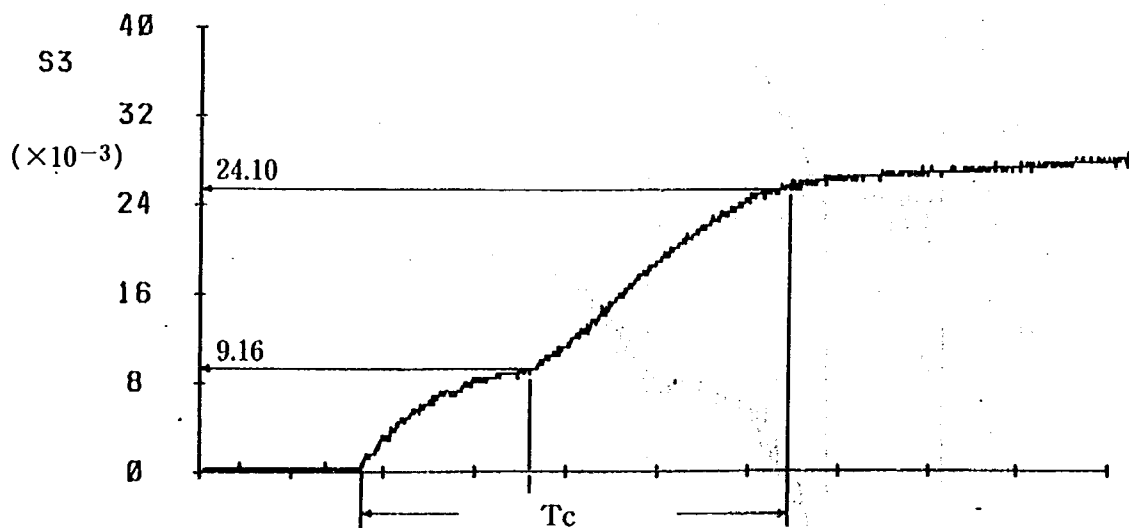
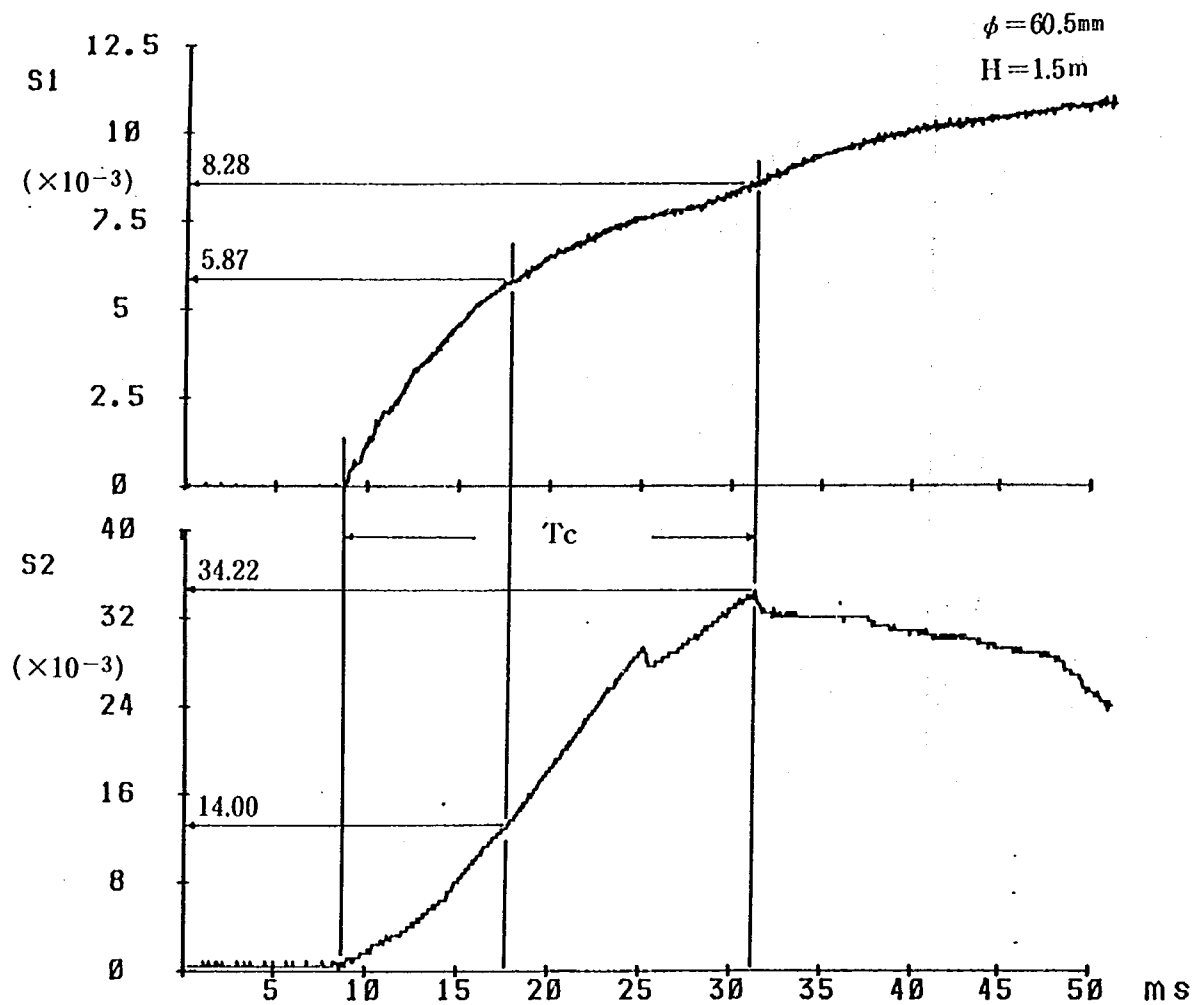


図-4.8(b) $T \sim e$ Curve の例

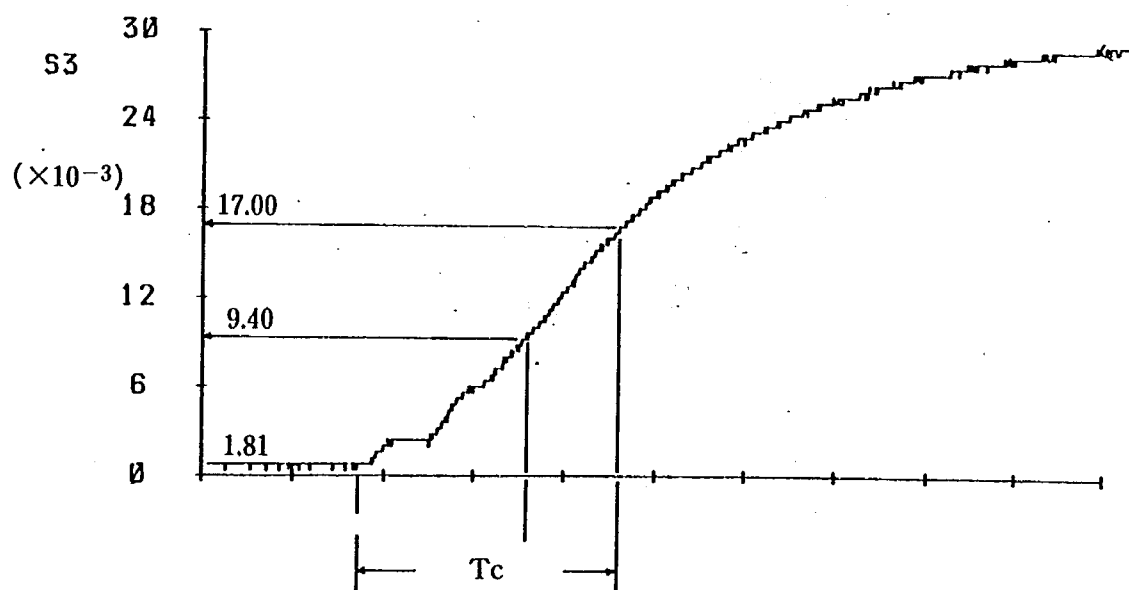
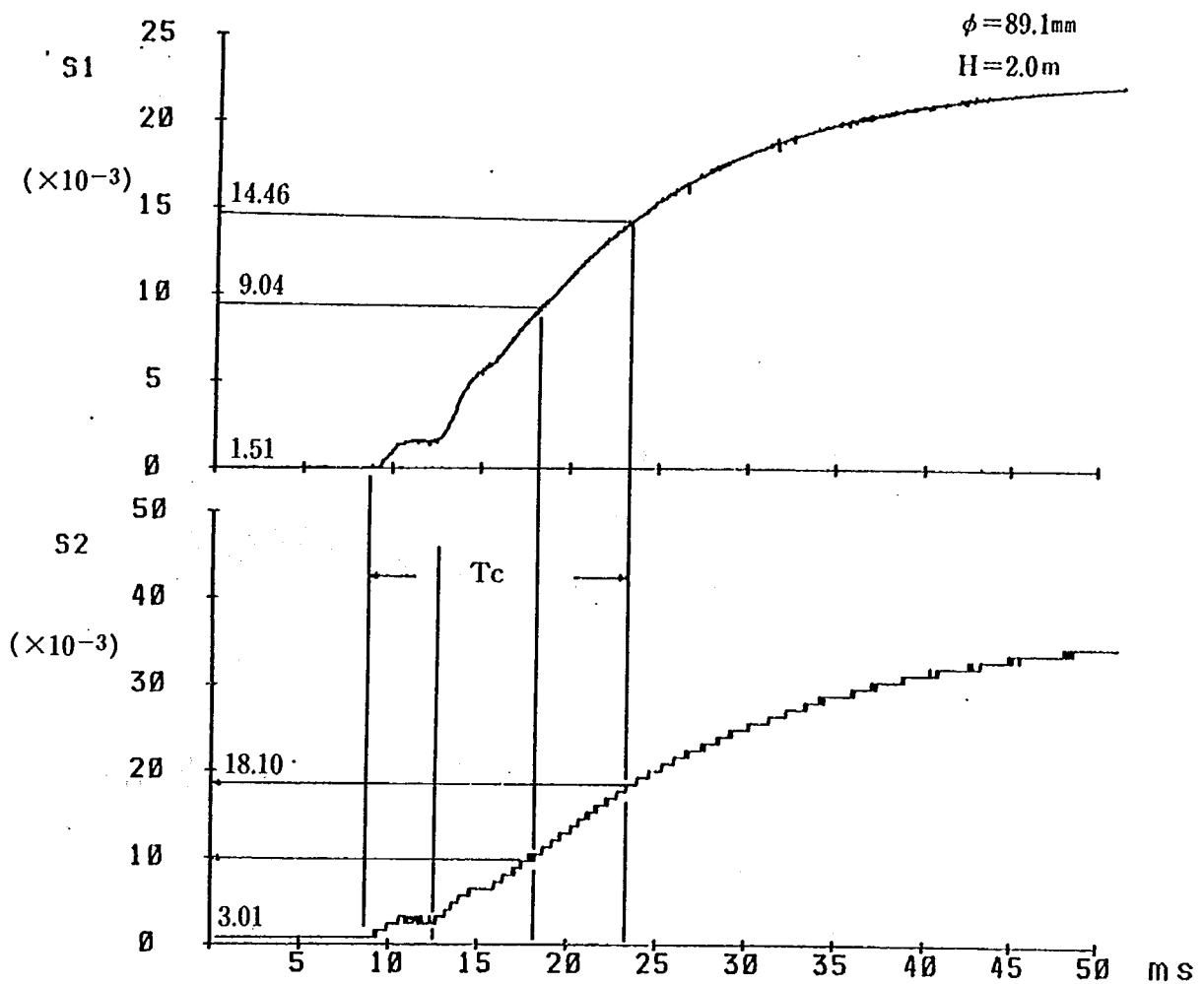


図-4.8(c) $T \sim \epsilon$ Curve の例

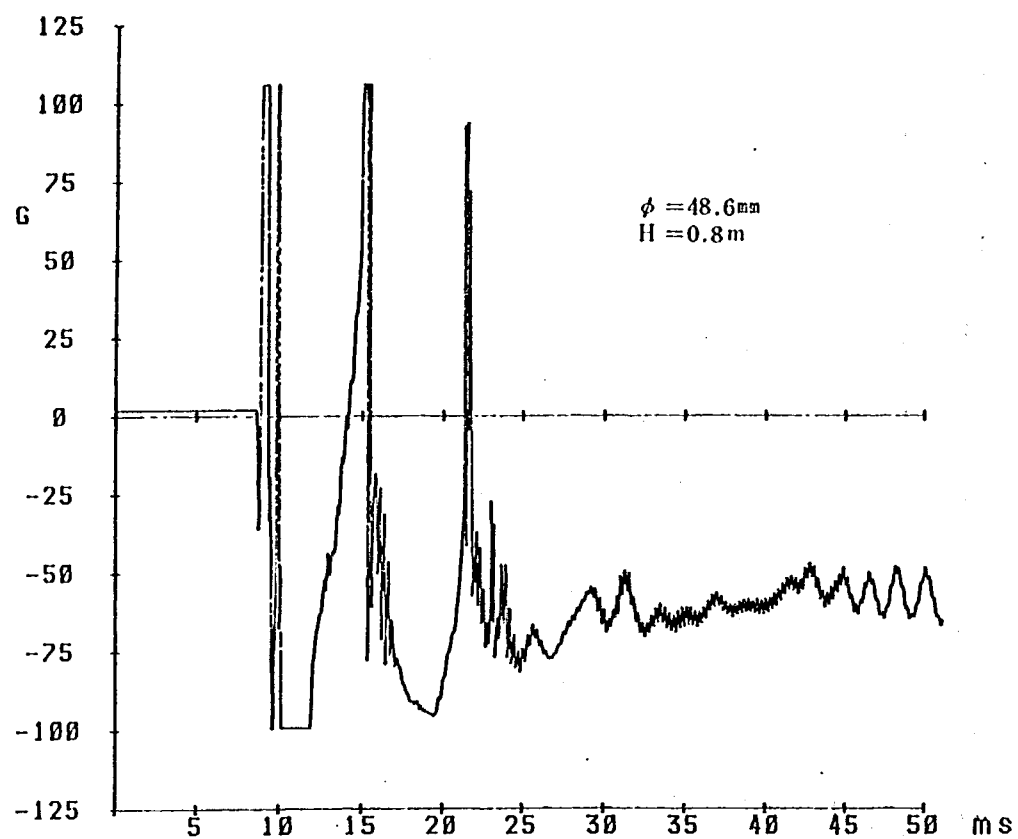


図-4.9(a) $T \sim a$ Curve の例

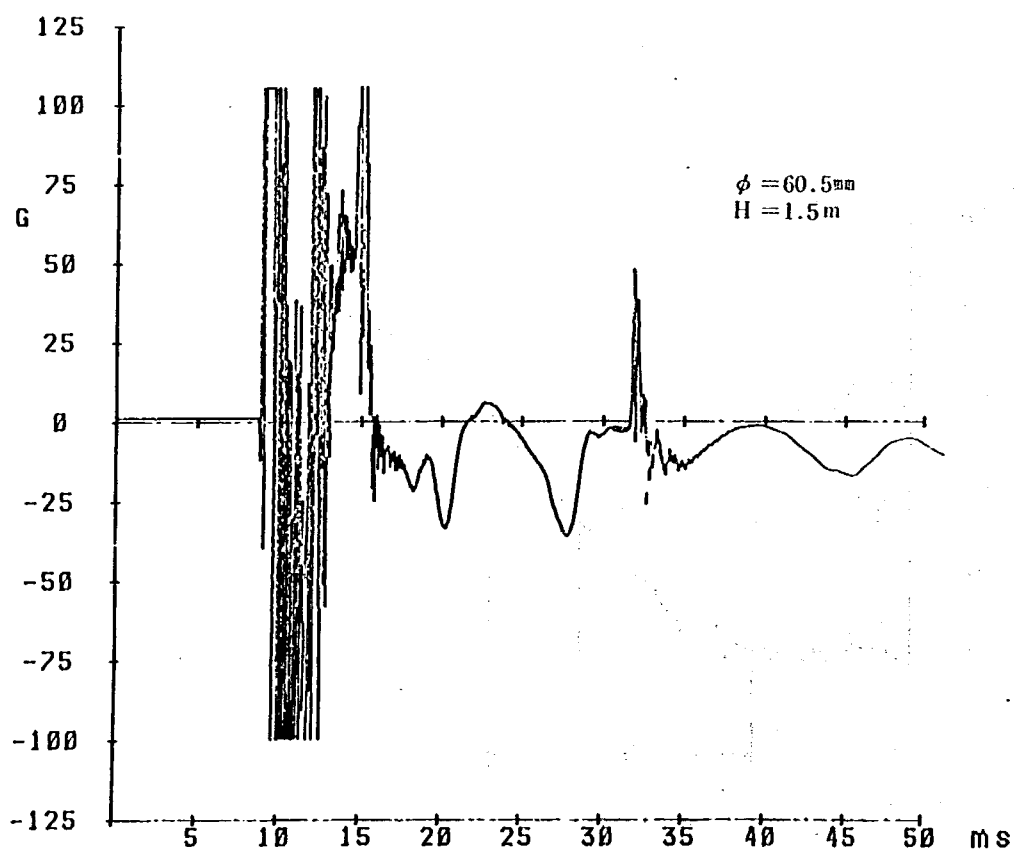


図-4.9(b) $T \sim a$ Curve の例

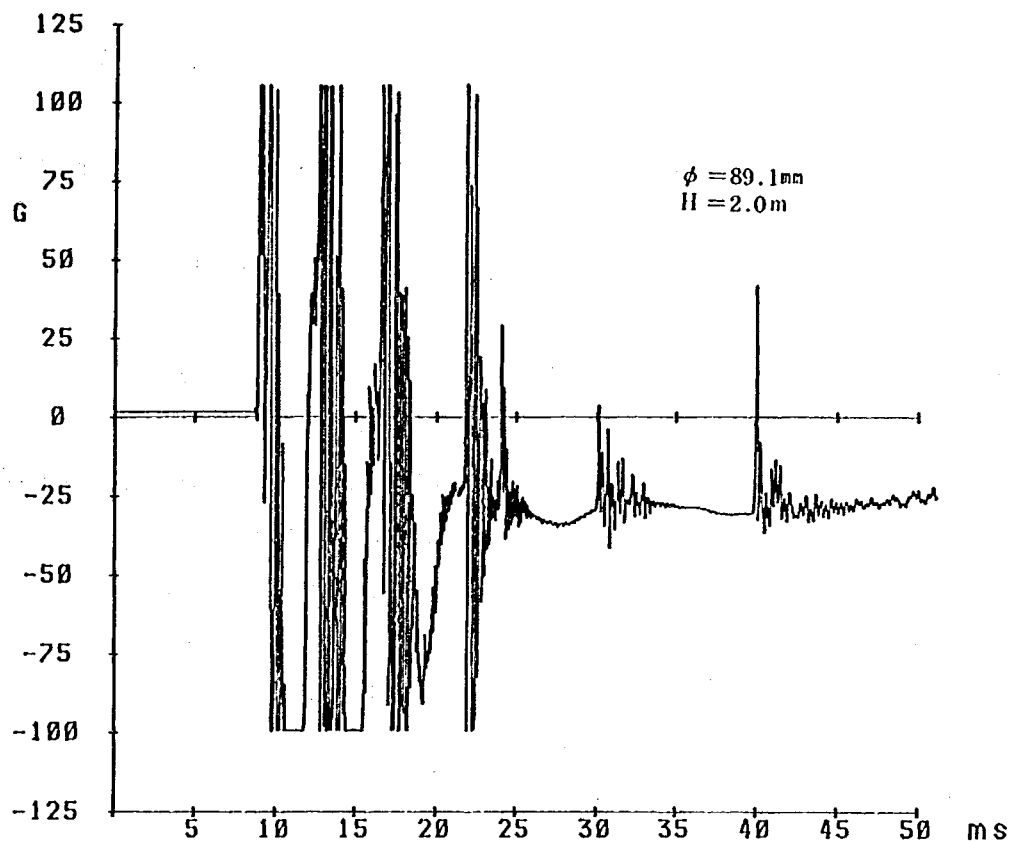


図-4.9(c) $T-\alpha$ Curve の例

が大きくなるほど局部的な剛性の低下のため T_0 が長くなると考えられる。

また、 T_0 と落下高 H との関係を図-4.11に示しているが、落下高の影響はほとんどなく、ほぼ一定の値を示している。

- ⑥ 荷重持続時間 T_c と管径 ϕ 及び落下高 H の関係を図-4.12及び図-4.13に示す。荷重持続時間 T_c は鋼管径が大きいくほど短くなる。これは、管径の大きなものほど鋼管の肉厚 t と直径の比 (t/ϕ) が小さくなり、座屈破壊しやすくなるためだと考えられる。 ϕ の増加により曲げ剛性が大きくなり耐力は大きくなるが、肉厚が変化しないため、曲げ圧縮による座屈を生じ一挙に破壊してしまうものと考えられる。従って、破壊モードの違いがあるものと思われる。

また、図-4.13より T_c は H が大きくなるにつれ、若干短くなる傾向を示すことがわかる。これは重錘の衝突速度が大きければ、鋼管の受ける加速度と速度が大きくなり、早く終局変位に至るためであると考えられる。

- ⑦ 梁の載荷点における変位速度を表-4.6に示す。この変位速度は、荷重終了時の変位（終局変位） δu を荷重持続時間 T_c で除して、平均変位速度として求めているため、梁の曲げ剛性あるいは、載荷速度の影響を強く受けているためと考えられる。

図-4.14に管径と変位速度の関係を示したが、変位速度は管径の増大に伴い遅くなる傾向を示す。これは、曲げ剛性が管径の増加とともに大きくなるため、静的実験に見られたように変位が小さくなるためである。

図-4.15には、落下高と変位速度の関係を示した。変位速度は落下高が高くなるにしたがい速くなる傾向を示している。

これは、衝突速度が速くなれば、衝突後に梁に生ずる力が大きくなり、加速度及び速度が、運動量保存則に従って速くなるためである。

図-4.15で衝突速度（落下高）の増加率と変位速度の増加率をみれば、両者はほぼ等しいことがわかる。

図-4.15に運動量保存則により求めた変位速度をプロットすると図中の実線で示す値となり、その勾配は変位速度の増加の傾向と一致している。しかし梁には剛性による抵抗があるため、運動量保存則で求めた値よりも小さな値となる。これは、ヘルツの衝突における運動量保存則は理想剛体を仮定したものであり、今回の実験はこれに対し弾塑性体であるために、衝突面およびバネ抵抗によってエネルギー（又は運動量）が消費されるためであると考えられる。

(2) 荷重～変位曲線

測定された時間～荷重曲線及び時間～変位曲線より、時間を消去して、荷重～変位曲線（ $F \sim \delta$ Curve）を作成した。その一例を図-4.16に示した。

$F \sim \delta$ Curveより下記の特性が認められる。

- ① 衝撃実験による $F \sim \delta$ Curve は、静的実験結果の $F \sim \delta$ Curve と大きく異なる。（第3章静的実験結果参照）これは、衝撃実験においては、(1)①及び③で示したように、 $T-F$ Curve のスタート直後、即ち衝突直後に局部応答によるシャープな第1波のピーク荷重が現われているためである。言い換えれば図-4.16に示す荷重～変位 Curve は $F_1 \sim \delta_1$ Curve ではなく、 $F_2 \sim \delta_1$ Curve であるために、静的実験の $F_1 \sim \delta_1$ Curve とは異なったものである。
- ② 荷重が最大値を示した後も変位は増大し続け、むしろ最大荷重以後の変位が全変位のほとんどを占める。これは、鋼管は靱性が非常に大きく、最大荷重以後即ち塑性域でのエネルギー吸収能が大きいことを示す。
- ③ ①に示すように静的実験と衝撃実験の $F \sim \delta$ Curve は異なるが、第5.3節に示すように理論的には本実験ケースにおいては、測定された接触点の荷重 F_2 と梁の変位 δ の曲線を用いて吸収エネルギーを求めても大差は生じない。

以上のことを考えあわせると、鋼管梁の衝撃吸収エネルギーを求めるにあたっては、その概略値を求めようとするならば測定された $F_2 \sim \delta_1$ Curve を用いて求めても良いものと考えられる。

(3) 最大荷重時の荷重～変位、ひずみの関係

ピーク荷重及びそのときの変位、ひずみを表-4.8に示す。ピーク荷重と鋼管径の関係を図-4.17に、ピーク荷重と落下高の関係を図-4.18に示す。

- ① ピーク荷重は、鋼管径の増大に伴いほぼ比例的に増加する傾向を示す。静的理論によると（4.1）式に示すように単純梁の最大荷重 F_{max} は断面係数 Z に比例する。

$$F_{max} = 4 \cdot \sigma_y \cdot Z / L \quad \cdots \cdots \cdots (4.1)$$

ここで、 σ_y : 降伏応力 (kg/cm^2)

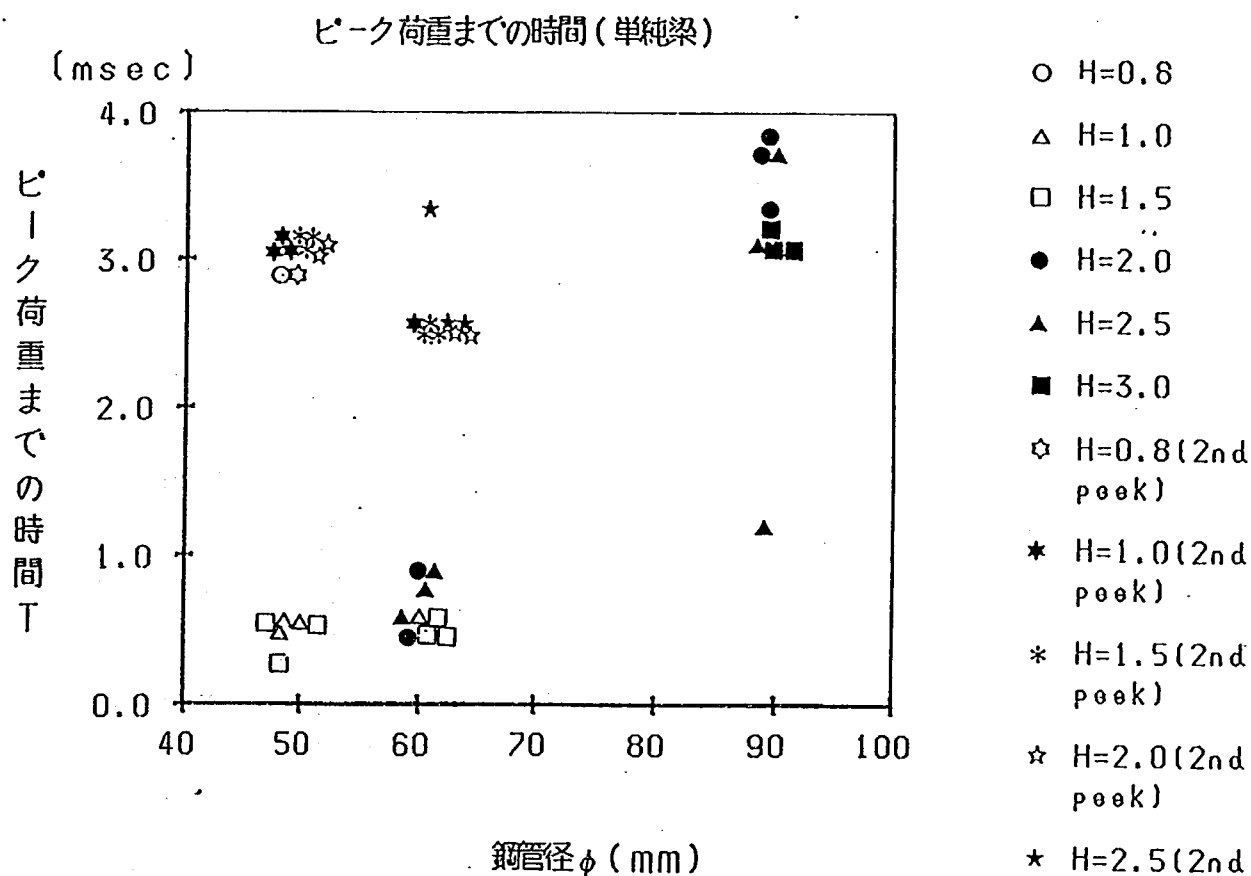


図 - 4.10 $\phi \sim T_0$

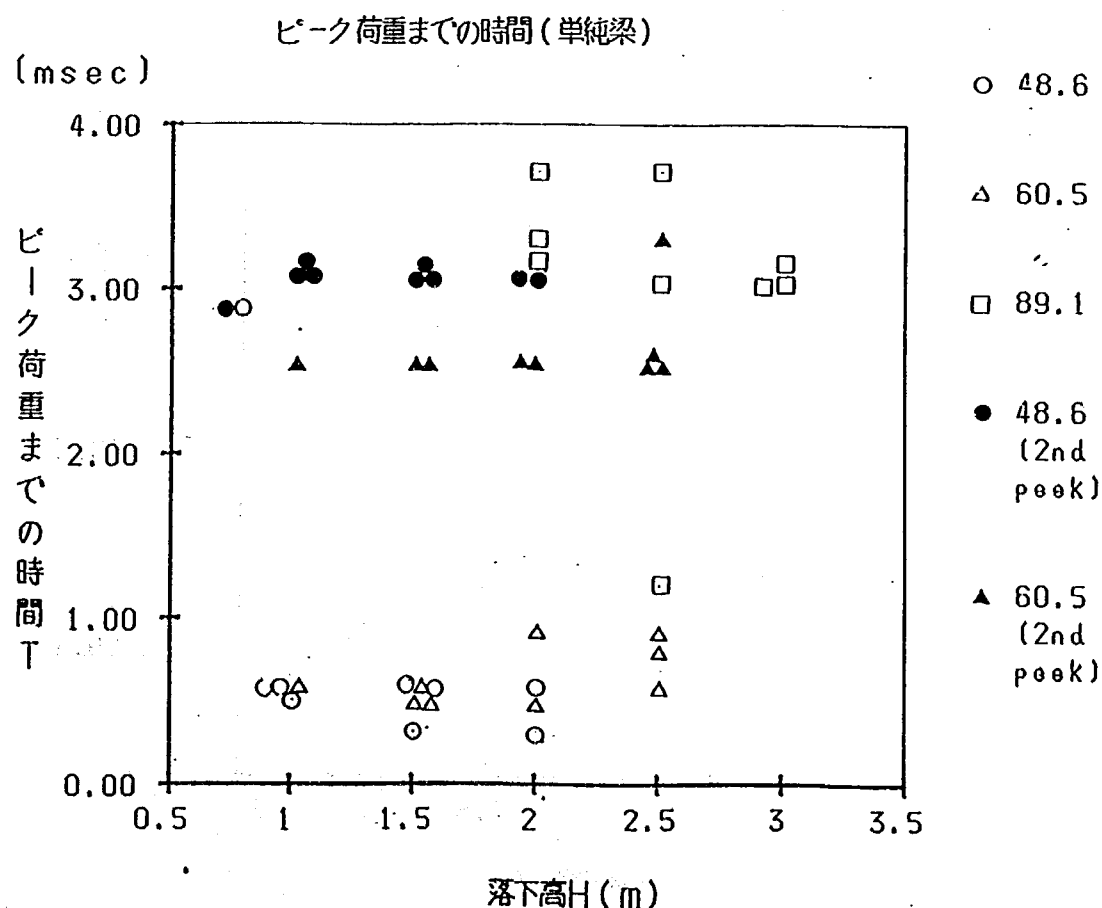


図 - 4.11 $H \sim T_0$

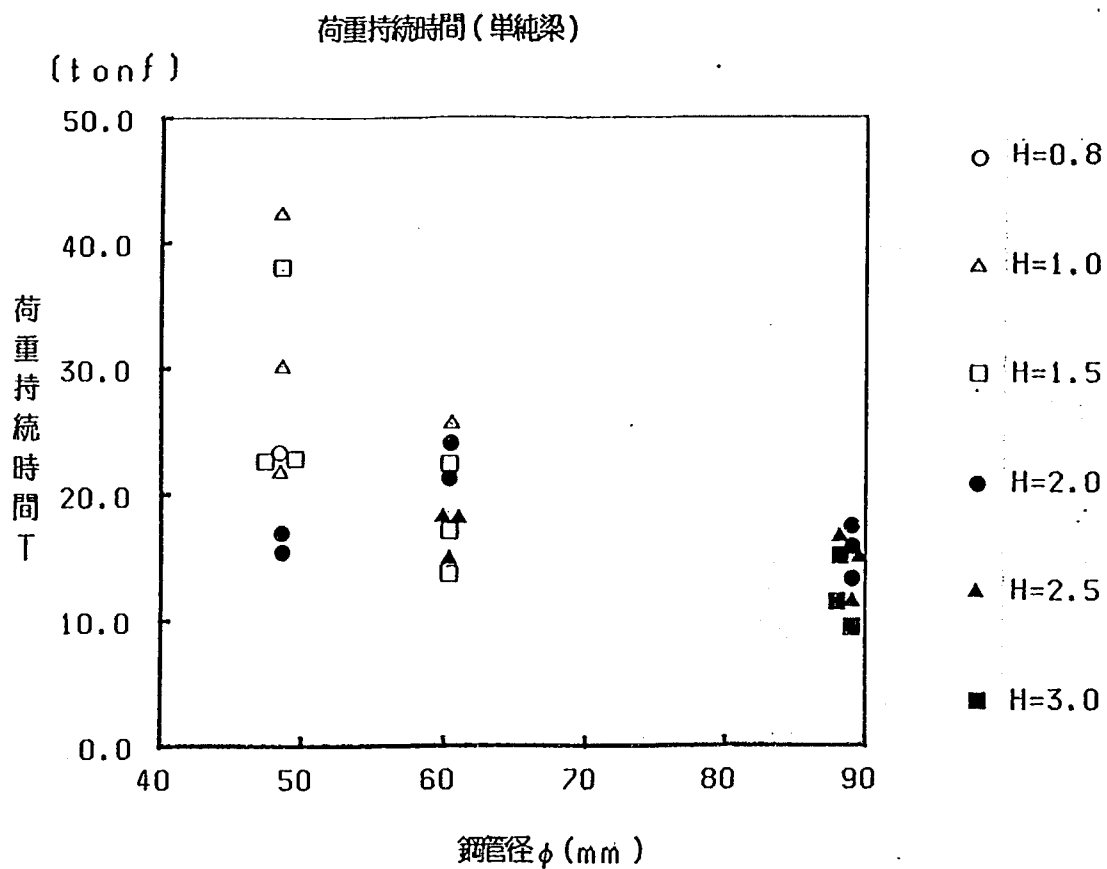


図 - 4.12 $\phi \sim T_c$

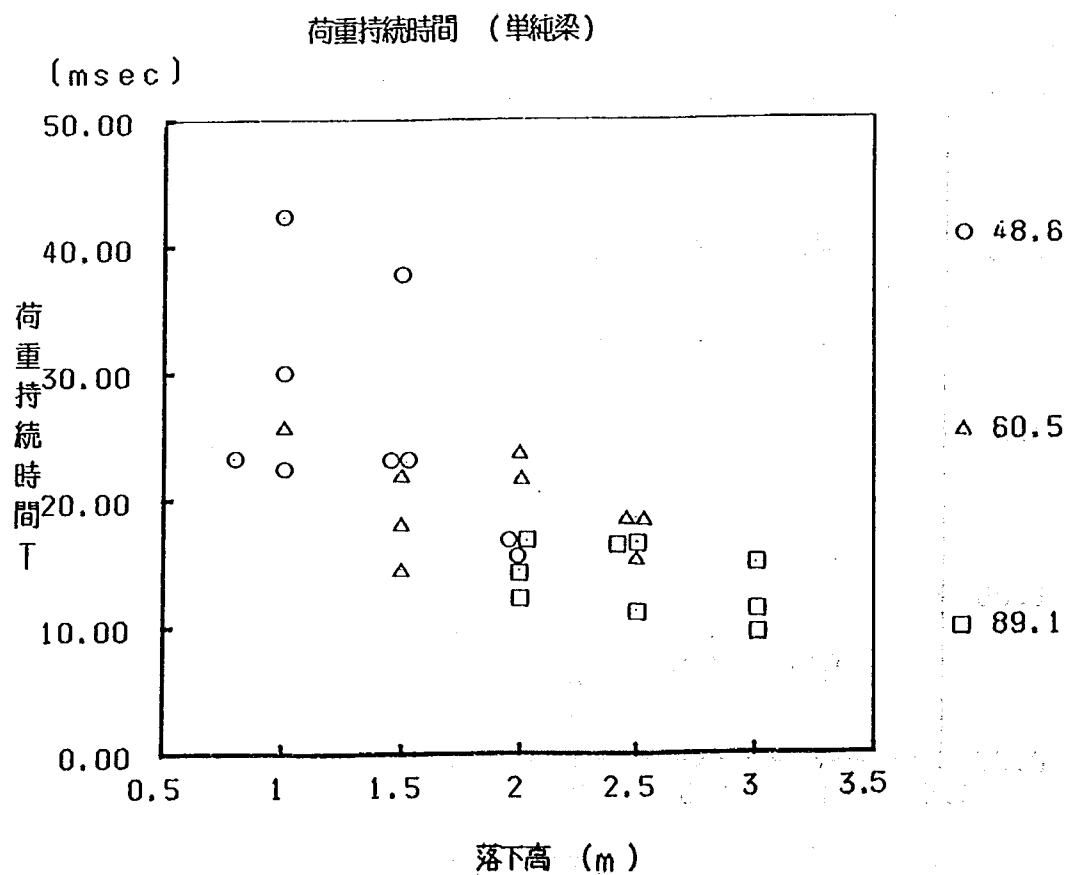


図 - 4.13 $H \sim T_c$

変位速度 (単純梁)

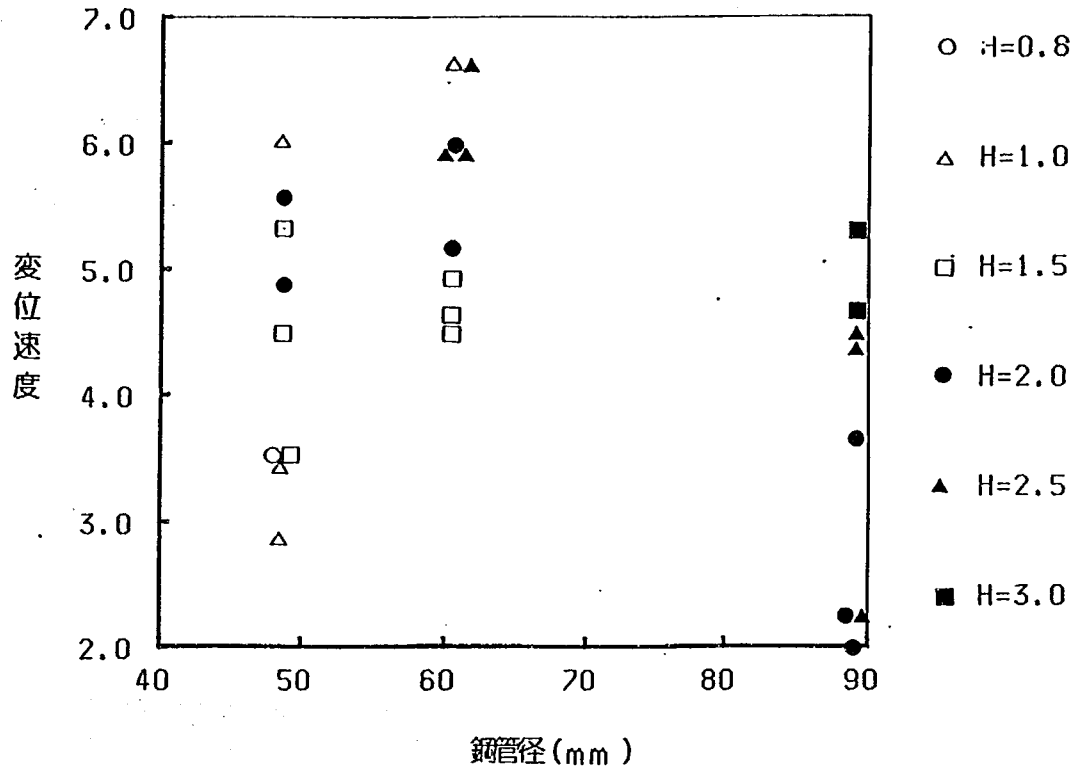


図 - 4.14 $\phi \sim \delta$

変位速度 (単純梁)

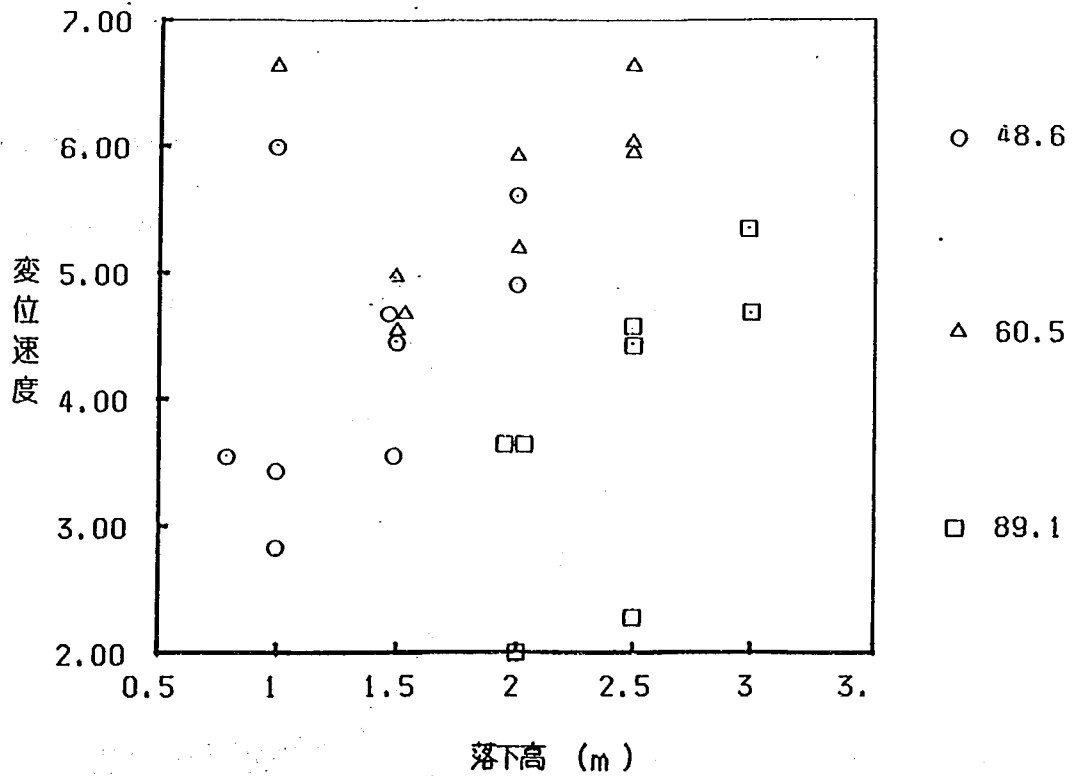


図 - 4.15 $H \sim \delta$

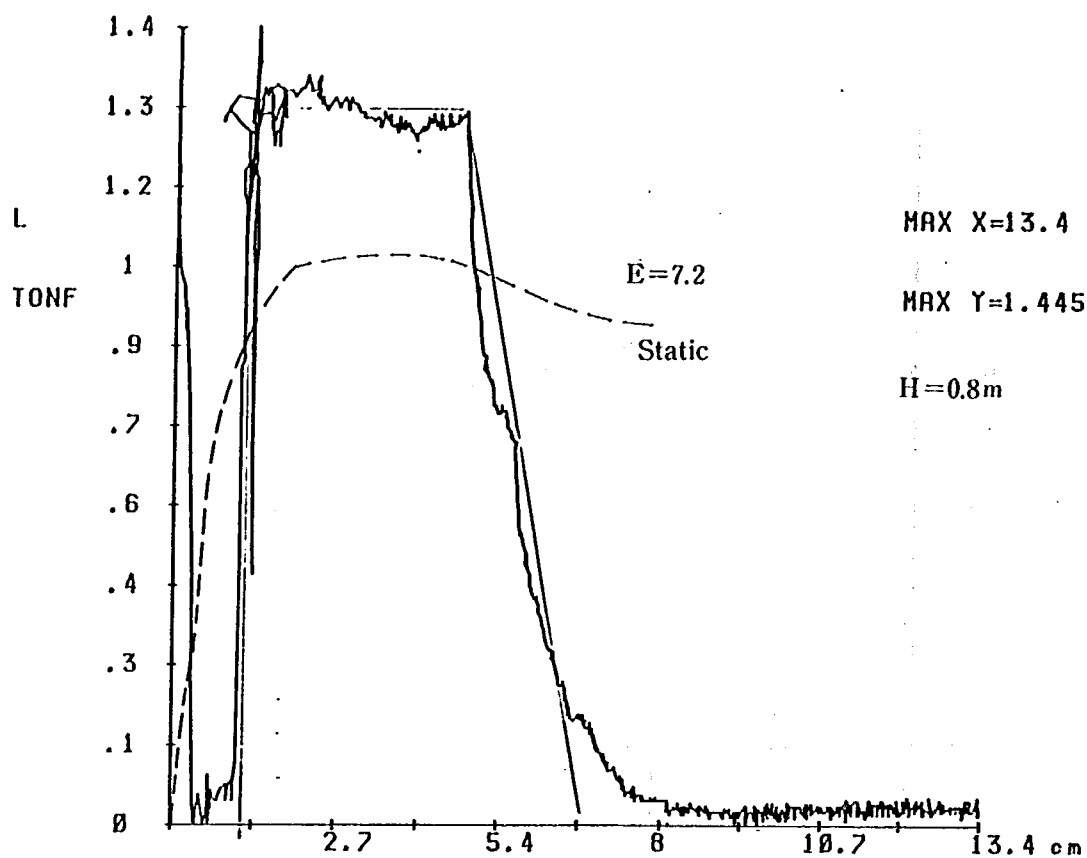


図-4.16(a) $F \sim \delta$ 曲線の例 ($\phi 48.6$)

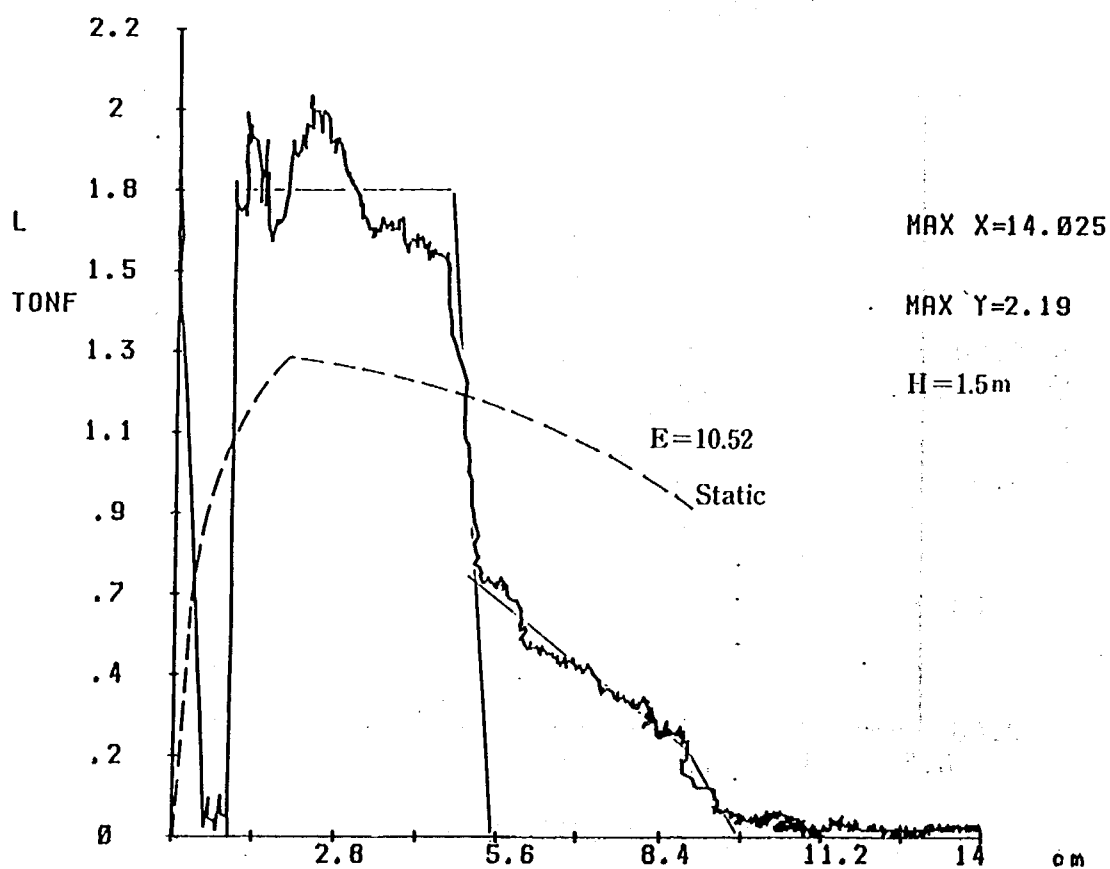


図-4.16(b)

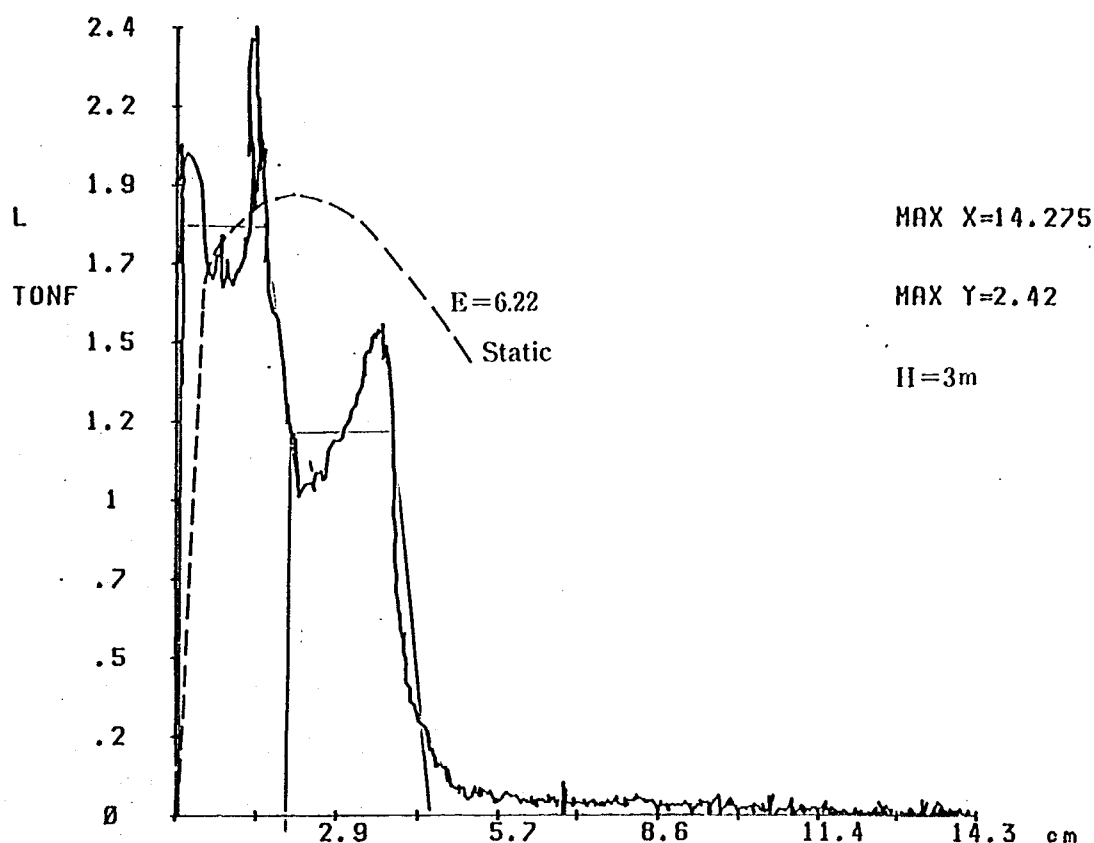


図-4.16(e) $F \sim \delta$ 曲線の例 ($\phi 89.1$)

Z : 断面係数 (cm^3)

L : スパン長

したがって、 $F_{max} - Z$ グラフを作ると、 F_{max} は理論的には Z に直線比例するはずであるが、図-4.9に示すように衝撃実験における F_{max} は Z に関係なくほぼ一定となる。これは測定された F_{max} が $T-F$ の第1ピーク値を取っているため、梁のパネ力 F ではなく局部応答の F_2 を表わしているからである。

なお、(4.1)式の値と静的実験の相異は第3.3.1項に示したように局部のめりこみが管の強度を低下させるためであると考えられる。

- ② $H - F_{max}$ の関係を図-4.18に示した。図より管径の細いもの ($\phi 48.6 \text{ mm}$) では H の増加と共に F_{max} は増加する傾向を示すことがわかる。これは、ひずみ速度効果により、耐力が上昇しているためと考えられる。

しかしながら、管径の大きいもの ($\phi 89.1 \text{ mm}$) においては、 H の増加と逆比例して、ピーク荷重は減少する傾向を示す。また、ほぼ中間の径である $\phi 60.5$ は、 H と無関係にほぼ一定の値を示す。このように鋼管径の違いにより H と F_{max} は、それぞれ3様の関係を示していることがわかる。

これは F_{max} が局部応答荷重 F_2 の最大値を取っているためで、この F_2 は管径が細い場合 H が増大すると慣性力の増大およびひずみ速度効果等により増大するためである。しかし、 $\phi 60.5$

mm, $\phi 89.1$ mmの傾向についての原因はこの実験の範囲からは推定できない。

表-4.8 ピーク荷重時の変位及びひずみ(単純梁)

鋼管径 D (mm)	CASE N	落下高 H (m)	ピーク荷重 F_{max} (tonf)	ピーク荷重 時の変位 δF_{max1} (cm)	ピーク荷重 時の変位 $\delta F_{max2}^{1)}$ (cm)	ひずみ 1 ϵ_1 (μ)	ひずみ 2 ϵ_2 (μ)	ひずみ 3 ϵ_3 (μ)
48.6	1	1.5	2.03		0.9	810.0		
	2	1.0	1.75	0.4	1.0	560.0		1,000.0
	3	0.8	1.45	1.3	1.3	470.0		440.0
	4	1.0	1.36		3.1	340.0		
	5	1.5	2.02		2.0	780.0		900.0
	6	2.0	2.23		2.0	780.0	1,560.0	630.0
	7	2.0	2.13		2.2	810.0	2,030.0	780.0
	8	1.5	1.95		0.9	860.0	1,560.0	
	9	1.0	1.69		1.2	940.0		500.0
60.5	1	1.5	2.19		1.3	780.0	1,000.0	1,250.0
	2	1.0	2.18		1.2	420.0	1,250.0	1,250.0
	3	2.5	2.12		2.3	630.0	1,250.0	630.0
	4	1.5	2.05		1.2	630.0	1,250.0	750.0
	5	2.0	2.23		2.4	750.0	1,880.0	940.0
	6	2.5	1.97		1.3	310.0	1,000.0	
	7	1.5	2.07		0.7	630.0	1,950.0	780.0
	8	2.0	1.95		3.6	630.0	1,880.0	1,130.0
	9	2.5	2.22	0.0	3.5	750.0	1,880.0	1,250.0
89.1	1	2.0	2.85	0.7	0.9	1,510.0	3,010.0	1,810.0
	2	2.5	2.43	1.0	1.0	1,450.0	1,450.0	1,450.0
	3	3.0	2.27	1.2	4.0	1,810.0	2,410.0	1,660.0
	4	2.0	2.15	0.6	1.1	1,810.0	1,930.0	1,810.0
	5	2.5	1.86	0.0	0.8	2,170.0	2,410.0	1,810.0
	6	3.0	2.42	1.4	1.4	2,110.0	2,410.0	1,510.0
	7	2.0	2.72	1.0	2.2	1,810.0	1,810.0	1,690.0
	8	2.5	2.65	0.8	0.8	1,810.0	1,930.0	2,100.0
	9	3.0	2.35		0.0	1,880.0	3,370.0	2,110.0

注1) ピーク荷重時の変位 δF_{max2} は第2波のピークをピーク荷重と考えたときの梁の載荷点の変位である。

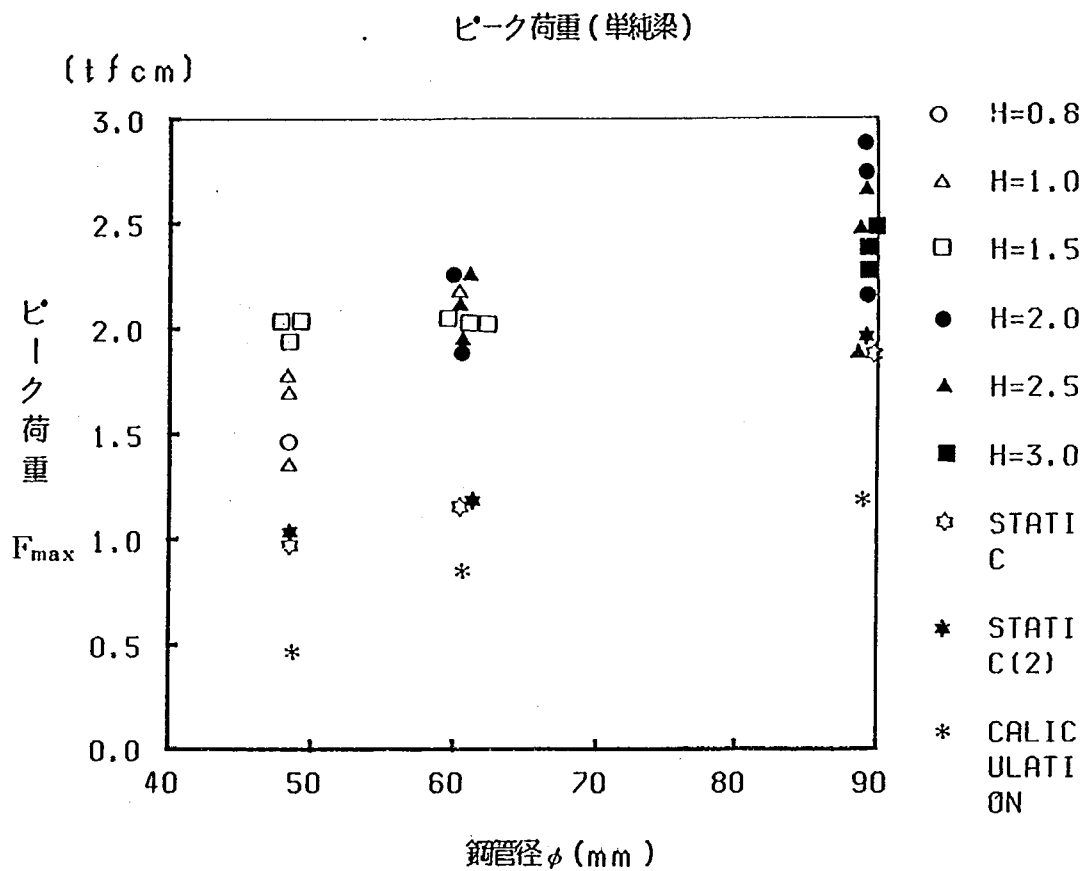


図-4.17 $\phi \sim F_{max}$

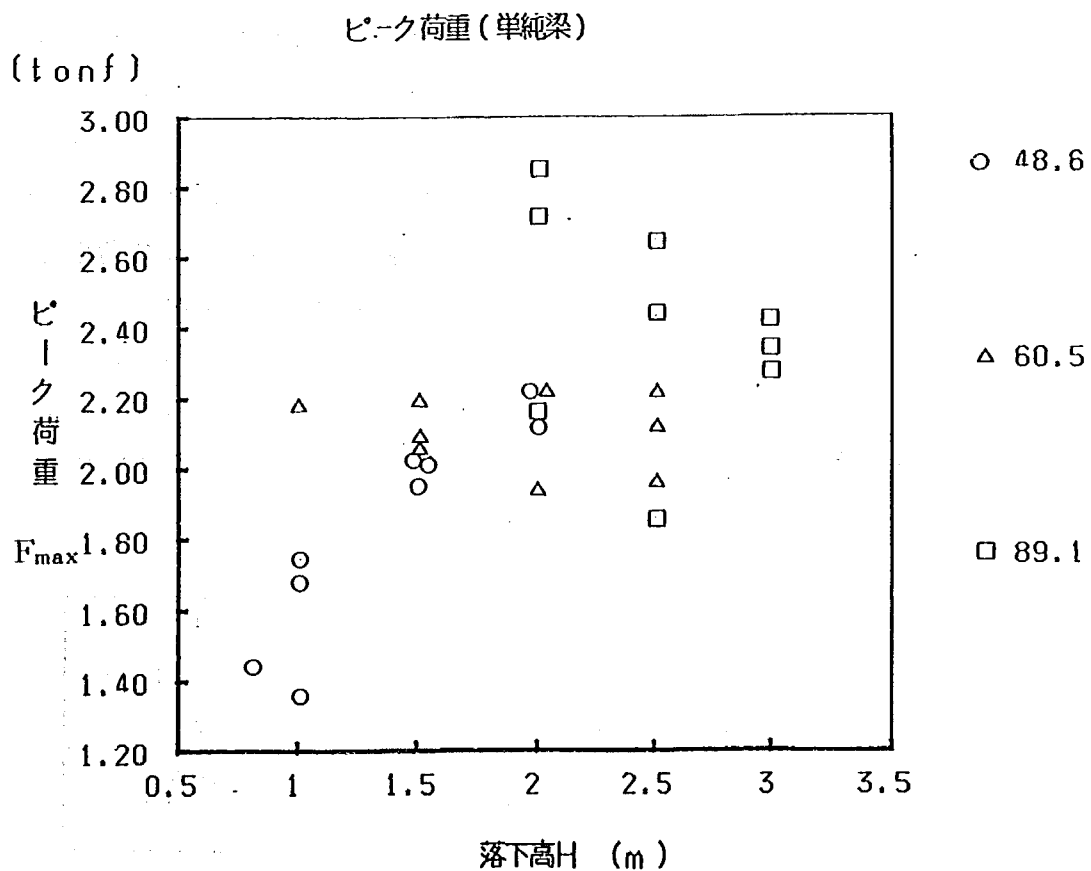


図-4.18 $H \sim F_{max}$

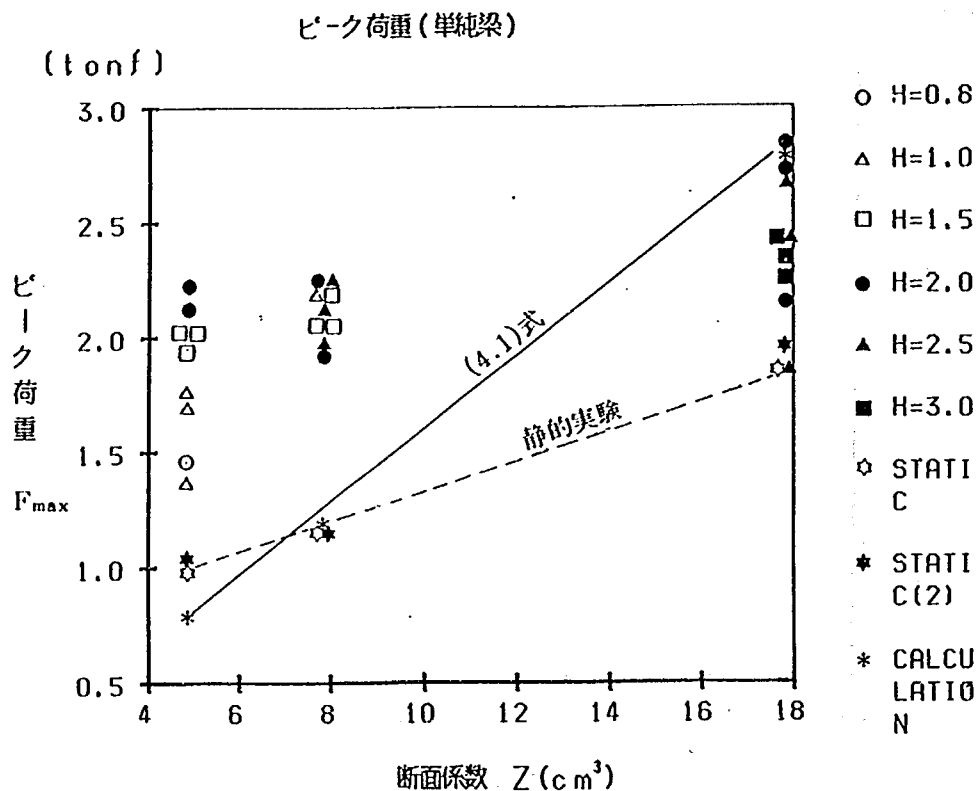


図-4.19(a) $Z \sim F_{max}$

③ 表-4.8にピーク荷重及びそのときの変位、ひずみを示した。表より、 $\phi 48.6$ 、 $\phi 60.5$ では、第1波のピークが最大であるため、その時の変位は、ほとんど0に近い値となっていることがわかる。しかし、ひずみは、荷重発生と同時に発生しているため(図-4.8参照)第1波のピークにおいても存在している。

静的実験より求めた最大荷重時のひずみ及び解析的に求めた場合のひずみを表-4.9に示す。これと表-4.8のピーク荷重時のひずみと比較すると、概ね $\phi 89.1$ では降伏荷重付近におけるひずみに等しくなっている。これは $\phi 89.1$ ではほとんどのものが、荷重第2波のピークが最大荷重を示しており、梁の変形における荷重ピークの位置となっているためと考えられる。しかし、 $\phi 48.6$ 、 $\phi 60.5$ でピーク荷重ひずみが静的降伏点ひずみより小さいのは、荷重のピークの位置が局部応答荷重 F_2 のピークであり、梁のバネ力 F_1 はまだピークに達していないためであると考えられる。

表-4.9 静的ひずみ

	静的ひずみ (μ)			計算値 ϵ_2 (μ)
	ϵ_1	ϵ_2	ϵ_3	
$\phi 48.6$	1,300	1,700	1,300	1,905
$\phi 60.5$	1,500	1,500	1,500	1,810
$\phi 89.1$	700	700	700	1,857

(4) 終局変位

図-4.16に示す荷重～変位曲線において、荷重が0になった時点での変位を終局変位 δ_u と定義する。表-4.11に終局変位及び終局ひずみを示す。また、図-4.20に終局変位と鋼管径の関係を図-4.21に終局変位と落下高の関係を示す。

① 図-4.20より終局変位は、管径の増大に伴い減少する傾向を示すことがわかる。この理由として次の2点が考えられる。

I 管径の増大に伴い(3.1)式に示すように降伏点変位は小さくなり、材料の靱性を一定とすると、終局変位も小さくなるため。

II 管径の増大に伴い、局部変形の剛性は逆に小さくなる。従って、局部変形を起しやすくなり、局部変形(管のへこみ)により梁の耐力は低下し、小さい変位で破断に致ると考えられるため。

② 終局変位は、図-4.21に示されるようにバラツキは大きい、落下高に関係なくほぼ一定である。平均的な終局変位は下記の通りである。

$$\phi \ 48.6 \text{ mm} \quad \delta = 11.0 \text{ cm}$$

$$\phi \ 60.5 \text{ mm} \quad \delta = 10.0 \text{ cm}$$

$$\phi \ 89.1 \text{ mm} \quad \delta = 6.0 \text{ cm}$$

③ 衝撃実験における終局変位と静的実験における終局変位を比較するため、終局変位の定義を静的実験で測定された $F \sim \delta$ Curve に合わせ最大耐力の80%とすれば(静的実験では装置の関係上最大変位が10cmまでしか測定できなかったため)両者の δ_u はほぼ一致していることがわかる。

(5) 衝撃吸収エネルギー E_D

衝撃吸収エネルギー E_D を終局変位までの外力仕事量と定義し、実験結果より求めた E_D を表-4.12に示す。

また、衝撃吸収エネルギー E_D と、鋼管径 ϕ の関係を図-4.22に、 E_D と落下高 H の関係を図-4.23に示す。

これらの図・表より、以下の特性が認められる。

① 衝撃吸収エネルギー E_D は、鋼管径の増加に伴い逆に小さくなる傾向を示している。図-4.22には静的実験の結果も示しているが、静的実験は既に述べたように鋼管の径の増加とともに E_S も増大している。今回の実験結果を $E_D \propto E_S$ あるいは E_D を E_S の関数として表現することは、両者の傾向が異なるため問題があり、今後実験の追加等により検討を重ねる必要がある。

② $\phi \ 48.6 \text{ mm}$, $\phi \ 60.5 \text{ mm}$ に限定すれば $E_D \propto E_S$ と見なすことができる。

③ データのバラツキが大きく明確ではないが、 E_D は H の増大に従い増加する傾向を示す。これは F_{max} が $\phi \ 89.1 \text{ mm}$ において H の増大とともに減少するという先に示した実験結果とは矛盾するが、一般的にはこの E_D の傾向の方が納得のいく傾向であると考えられる。逆に言えば、衝

表-4.11 終局変位及び終局ひずみ(単純梁)

鋼管径 D (mm)	CASE N	落下高 H (m)	ピーク荷重 F_{max} (tonf)	終局変位 δu (cm)	終局ひずみ 1 $\epsilon u 1$ (μ)	終局ひずみ 2 $\epsilon u 2$ (μ)	終局ひずみ 3 $\epsilon u 3$ (μ)
48.6	1	1.5	2.03	13.4	3,500		
	2	1.0	1.75	11.9	3,875		8,000
	3	0.8	1.45	8.2	5,000		4,750
	4	1.0	1.36	18.0			12,030
	5	1.5	2.02	12.2	5,260		4,220
	6	2.0	2.23	9.3	0.3		16.7
	7	2.0	2.13	7.6	5,000	46,000	4,220
	8	1.5	1.95	10.4	3,800	50,000	5,570
	9	1.0	1.69	7.6	5,490		11,250
60.5	1	1.5	2.19	10.2	10,700		3,830
	2	1.0	2.18	14.9	8,280	34,220	24,100
	3	2.5	2.12	10.9	5,270	45,180	18,070
	4	1.5	2.05	8.8	15,000	44,000	15,000
	5	2.0	2.23	11.1	6,170	40,000	13,010
	6	2.5	1.97	11.0	11,570	44,000	
	7	1.5	2.07	6.5	8,580	60,000	10,100
	8	2.0	1.95	13.9	7,500	26,400	8,430
	9	2.5	2.22	10.1	10,100	56,900	20,600
89.1	1	2.0	2.85	3.0	10,360	41,570	10,000
	2	2.5	2.43	7.2	14,460	18,100	17,000
	3	3.0	2.27	6.0	13,010	21,200	16,630
	4	2.0	2.15	4.7	13,250	17,830	13,250
	5	2.5	1.86	7.4	14,100	14,460	13,250
	6	3.0	2.42	7.0	16,000	19,800	16,000
	7	2.0	2.72	6.2	15,670	18,800	14,000
	8	2.5	2.65	5.0	11,150	14,460	12,350
	9	3.0	2.35		12,290	14,460	12,050

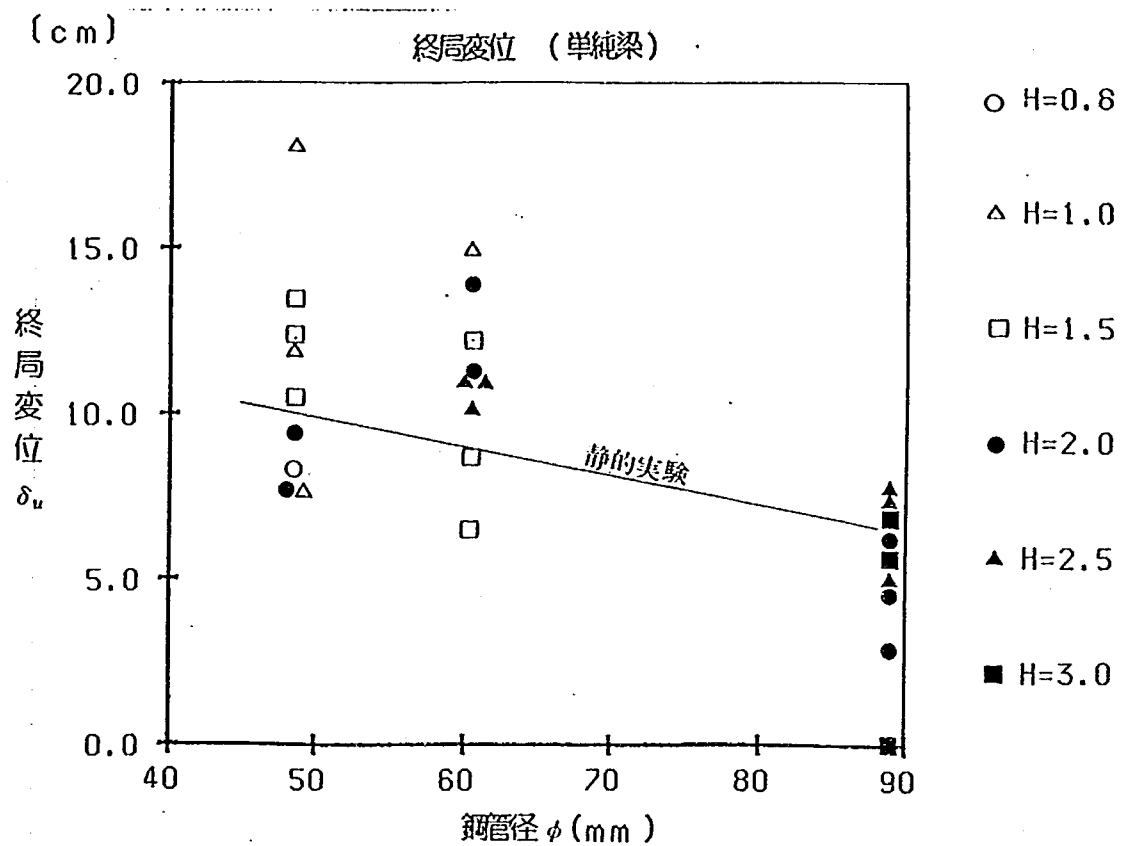


図 - 4.20 $\phi \sim \delta_u$

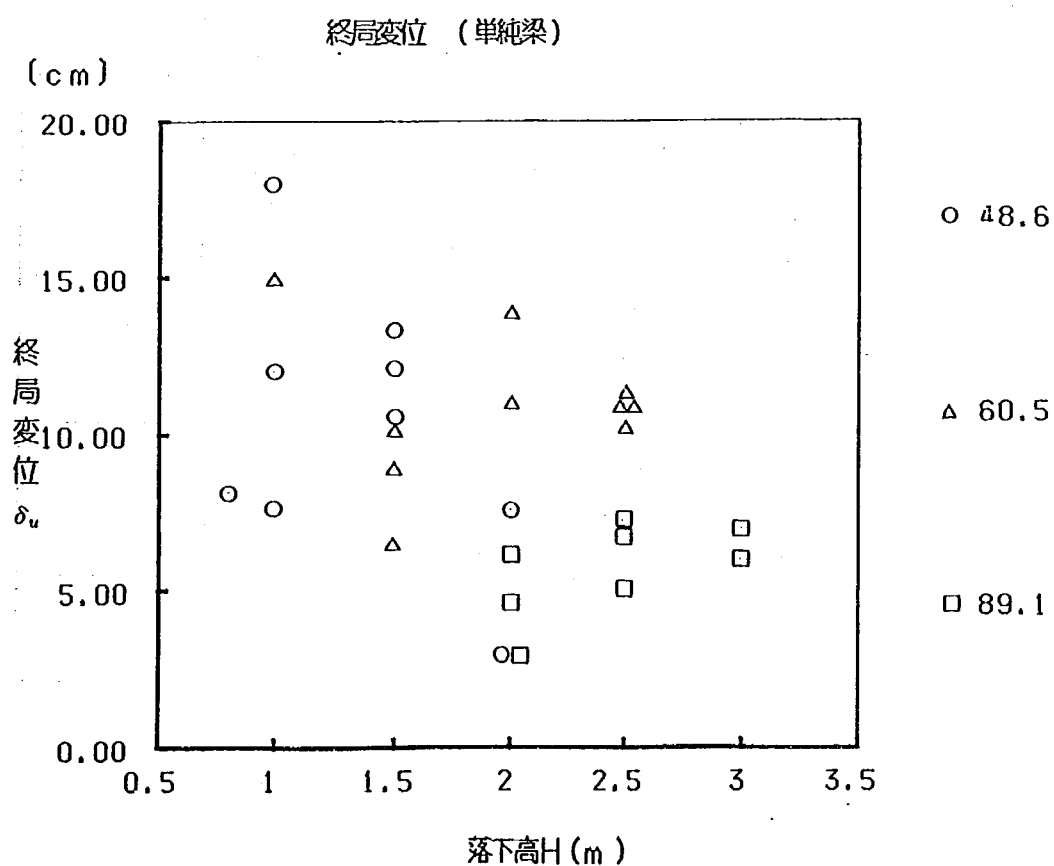


図 - 4.21 $H \sim \delta_u$

撃現象を定量的に表現する場合、荷重よりもそのエネルギーで表現した方がよいことを示唆するものと判断される。

表-4.12 衝撃吸収エネルギー (単純梁)

鋼管径 D (mm)	CASE No	落下高 H (m)	ピーク荷重 F_{max} (tonf)	荷重終了時 の変位 δu (cm)	衝撃吸収 エネルギー E_D (tonf·cm)	備考
48.6	1	1.50	2.03	13.40	7.12	
	2	1.00	1.75	11.90	8.52	
	3	0.80	1.45	8.20	7.02	
	4	1.00	1.36	18.00	8.40	
	5	1.50	2.02	12.20	10.10	
	6	2.00	2.23	9.30	8.97	
	7	2.00	2.13	7.60	8.59	
	8	1.50	1.95	10.40	10.80	
	9	1.00	1.69	7.60	4.98	
60.5	1	1.50	2.19	10.20	10.52	
	2	1.00	2.18	14.90	7.15	
	3	2.50	2.12	10.90	8.21	
	4	1.50	2.05	8.80	9.37	
	5	2.00	2.23	11.10	9.45	
	6	2.50	1.97	11.00	9.66	
	7	1.50	2.07	6.50	7.92	
	8	2.00	1.95	13.90	8.50	
	9	2.50	2.22	10.10	9.92	
89.1	1	2.00	2.85	3.00	4.08	
	2	2.50	2.43	7.20	6.36	
	3	3.00	2.27	6.00	4.61	
	4	2.00	2.15	4.70	3.30	
	5	2.50	1.86	7.40	5.74	
	6	3.00	2.42	7.00	6.22	
	7	2.00	2.72	6.20	5.41	
	8	2.50	2.65	5.00	3.68	
	9	3.00	2.35		6.30	

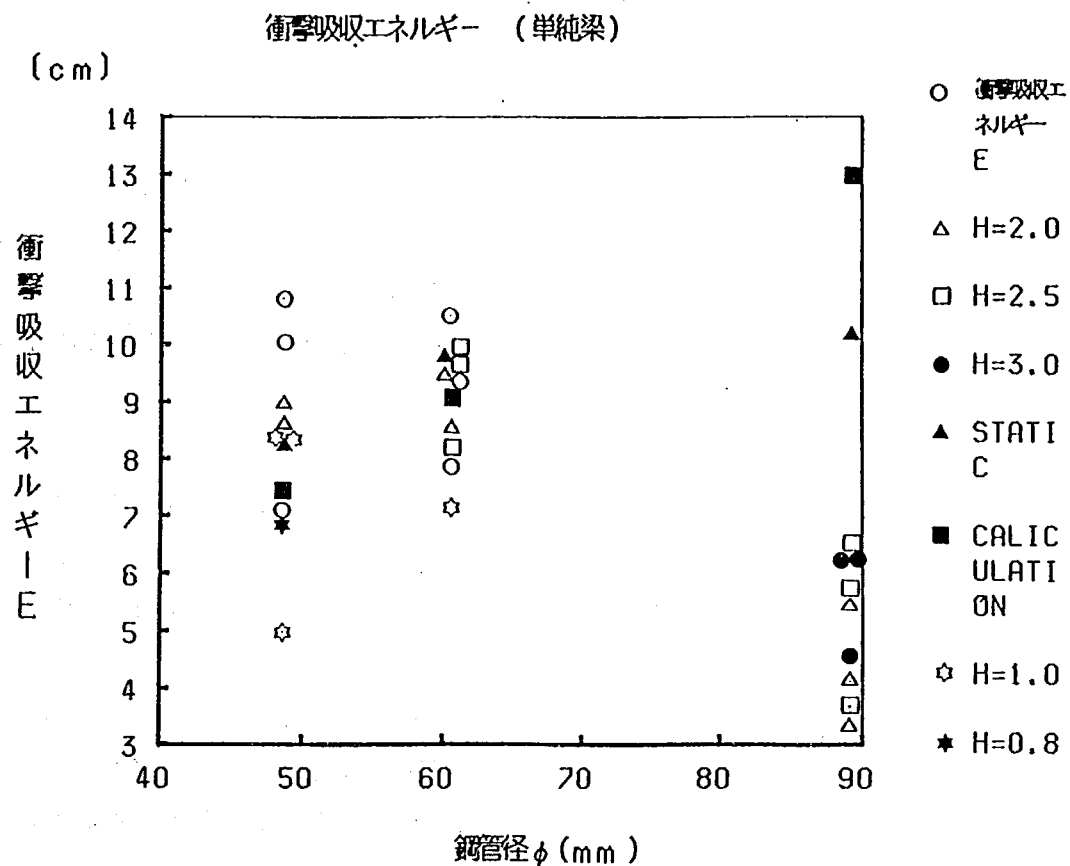


図 - 4.22 $\phi \sim E_D$

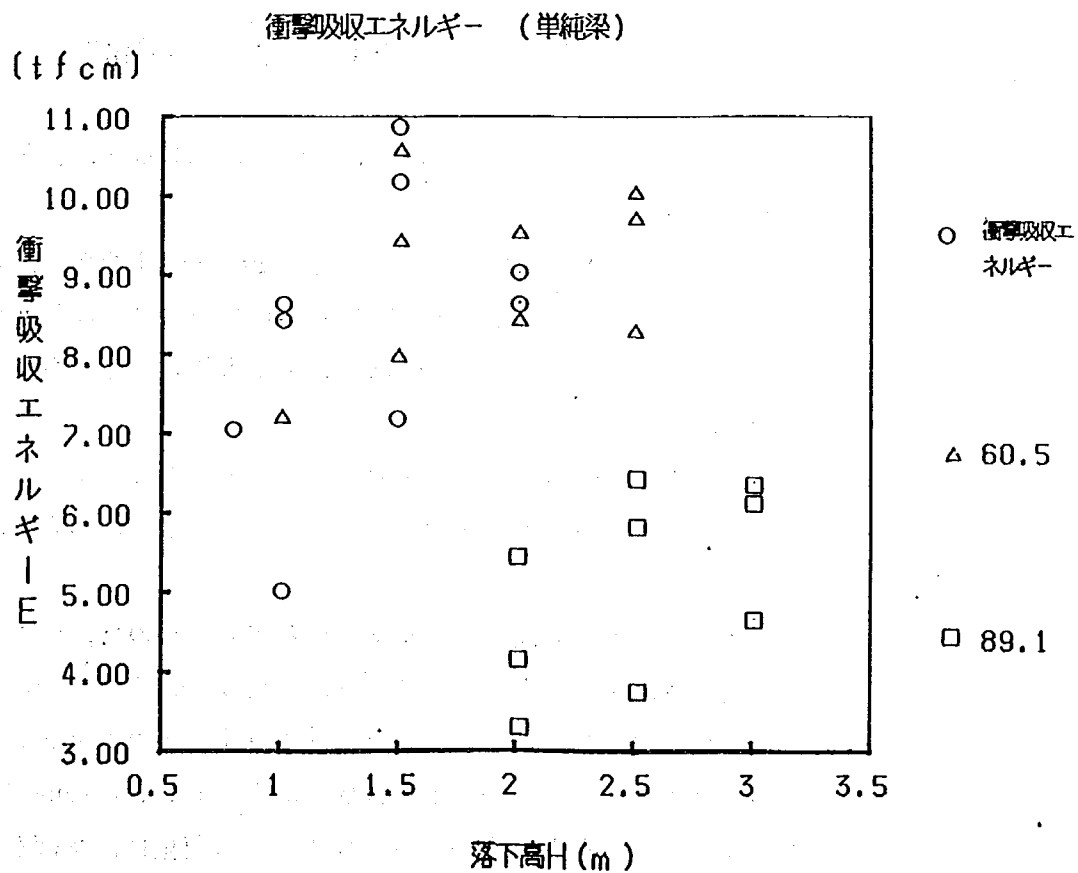


図 - 4.23 $H \sim E_O$

4.3.2 片持ち梁の実験結果

(1) 時間～荷重, 変位, ひずみ, 加速度曲線

計測された時間～荷重曲線(以下『 $T \sim F$ Curve』という), 時間～変位曲線(以下『 $T \sim \delta$ Curve』という), 時間～ひずみ曲線(以下『 $T \sim \varepsilon$ Curve』という), 時間～加速度曲線(以下『 $T \sim \alpha$ Curve』という)の一例を図-4.26～図-4.28に示す。

荷重持続時間 T_c , ピーク荷重 F_{max} , ピーク荷重までの時間 T_o , ピーク荷重時の変位 $\delta_{F_{max}}$, 載荷点の終局変位 δ_u 及び載荷点の変位速度 $\dot{\delta}$ を表-4.13に示す。

図-4.26～図-4.28及び表-4.14より以下の特性が認められる。

- ① 図-4.26～図-4.28より, 荷重及び加速度は重錘の衝突とともに発生するが載荷点の変位は, 梁の局部変形応答, 慣性力によって若干遅れて発生する。

$T \sim F$ Curveの形状は, 各径ともにシャープな立上がりを示し, 振動を繰返し一定値に収束し急激に低下する傾向を示す。

第1ピークと第2ピークの時間間隔は管径の小さいものほど長い傾向を示す。図-4.28の $T \sim \alpha$ Curve をみると加速度も振動しており, 衝突直後の振動が大きく, 第1波と第2波の時間間隔は, 荷重の振動と同様に管径の小さいものほど長い。そこで, 荷重の振動と加速度の振動を比較するとその振動形状が非常に似ていることがわかる。

以上のことから, 荷重の振動は加速度と密接に関連していると考えられる。

荷重波形の振動の中心軸は, ほぼ収束する荷重レベルであり, この荷重は概ね静的実験の最大荷重値に等しい。

- ② 実験により求めた片持ち梁の固有周期 T と鋼管の諸元を用いて求めた計算値を表-4.14に示す。

計算値より実験値が若干小さい値を示すのは, 実験においては減衰があるためと考えられる。しかし, 概ね同程度の値となっている。

荷重作用時間即ち荷重持続時間 T_c は本実験において計測時間を 50 ms としたため, 荷重終了時間を測定できなかったケースが多く, 本来の荷重作用時間を表わしていないものと考えられる。そこで測定されたケースの最大値を示してあるが, 実際はこれよりも長いと考えられる。従って $T_c/2T > 1$ となり全ケース強制振動となる。

- ③ ②で述べたように強制振動であるので梁の変位は荷重の波形と同位相となる。

しかし, 荷重波形は, 振動しており梁の位置は単調増加となっている。この両者は, 大きく異なる点がある。

$T \sim F$ Curveにあらわれる振動は, 梁の変位には全くあらわれていないので, 梁の変位に影響を及ぼす外力ではない。振動の原因として考えられるのは, ①で述べたように局部変形応答による影響である。梁の衝撃実験で得られたピーク荷重は静的実験耐力よりも大きい。一般に衝撃実験の $T \sim F$ Curveの後半で生じるほぼ一定の荷重は静的耐力に等しい。静的耐力はひずみ速度効果による耐力の上昇を考慮しても衝撃実験で得られるピーク荷重には及ばない。従っ

表-4.13 変位及び変位速度 (片持ち梁)

鋼管径 D (mm)	CASE No	落下高 H (m)	ピーク荷重 F_{max} (tonf)	ピーク荷重 までの時間 T_c (msec)	ピーク荷重 時の変位 δ_c (cm)	荷重持続 時間 T_c (msec)	荷重終了 時の変位 (cm)	変位速度 (cm/sec)
48.6	1	1.00	1.40	0.80		8.00	0.00	0.00
	2	0.80	1.58	0.30	0.40	32.50	12.60	3.88
	3	1.50	2.00	0.50	0.20	33.00	19.80	6.00
	4	0.80	1.46	0.60		42.60	12.50	2.93
	5	1.00	1.59	0.60		42.60	15.20	3.57
	6	1.50	1.88	0.60		23.90	7.70	3.22
	7	0.80	1.68	0.50		42.60	12.20	2.86
	8	1.00	1.64	0.30		42.60	0.00	0.00
	9	1.50	2.04	0.60		42.60	19.00	4.46
60.5	1	1.50	1.90	0.60		32.50	9.30	2.86
	2	1.00	1.76	0.60		32.70	12.80	3.91
	3	2.00	2.14	0.60		27.30	11.20	4.06
	4	1.50	2.07	0.60		42.60	30.20	7.08
	5	1.00	1.94	0.90		42.60	17.40	4.08
	6	2.00	2.28	0.60		36.50	17.10	4.68
	7	1.00	1.83	0.60		42.60	11.20	2.63
	8	1.50	2.08	0.60		34.70	16.70	4.81
	9	2.00	2.02	0.60		42.60	19.00	4.46
89.1	1	2.00	1.81	0.90		35.60	12.00	3.37
	2	1.50	1.98	1.20		35.70	9.00	2.52
	3	1.00	1.84	0.90		42.60	9.80	2.30
	4	2.00	2.04	0.90		42.60	7.90	1.85
	5	2.50	2.29	0.90		42.60	19.60	4.60
	6	1.50	1.78	0.90		42.60	14.00	3.29
	7	2.00	1.71	1.20		42.60	13.00	3.05
	8	1.50	2.09	0.90		42.60	23.10	5.42
	9	2.50	2.21	0.90		24.80	13.80	3.24

表-4.14 片持梁の固有周期

	固有周期 T (ms)		荷重作用 時間 T_c (ms)	$T_c / 2T$
	実験値	計算値		
$\phi 48.6$	30.4	37.8	42.6	0.71
$\phi 60.5$	25.4	29.8	42.6	0.84
$\phi 89.1$	16.6	19.9	42.6	1.29

て、このピーク荷重は、梁の耐力ではなく、第 5.2 節に示す局部変形応答による荷重 F_2 であることは明確である。

- ④ 荷重が最大値を示した後も変位は増大し続け、むしろ最大荷重以後の変位が全変位のほとんどを占める。このことより、鋼管は靱性が非常に大きく、最大荷重発生以後の塑性域でのエネルギー吸収能が大きいことを示している。
- ⑤ ピーク荷重時の変位は、ピークがほとんどの場合第 1 波で生じているため 0 である。これは、ピーク荷重を生じる第 1 波が局部応答による荷重であり、梁自体の変位はまだ生じていないためである。
- ⑥ ピーク荷重に達するまでの時間 T_o と管径の関係を図-4.29に示しているが、管径の大きいものほど T_o は長くなる傾向を示す。これは、ピーク荷重が梁全体のピークではなく、局部変形によるピーク荷重であり、局部剛性が管径の増大に従い小さくなるためと考えられる。

図-4.30に落下高 H と T_o の関係を示す。 T_o は H にほぼ無関係で一定の値を示している。また、径ごとの T_o の平均値は下記の通りである。

ϕ 48.6	mm	$T_o = 0.65$	ms
ϕ 60.5	mm	$T_o = 0.75$	ms
ϕ 89.1	mm	$T_o = 1.05$	ms

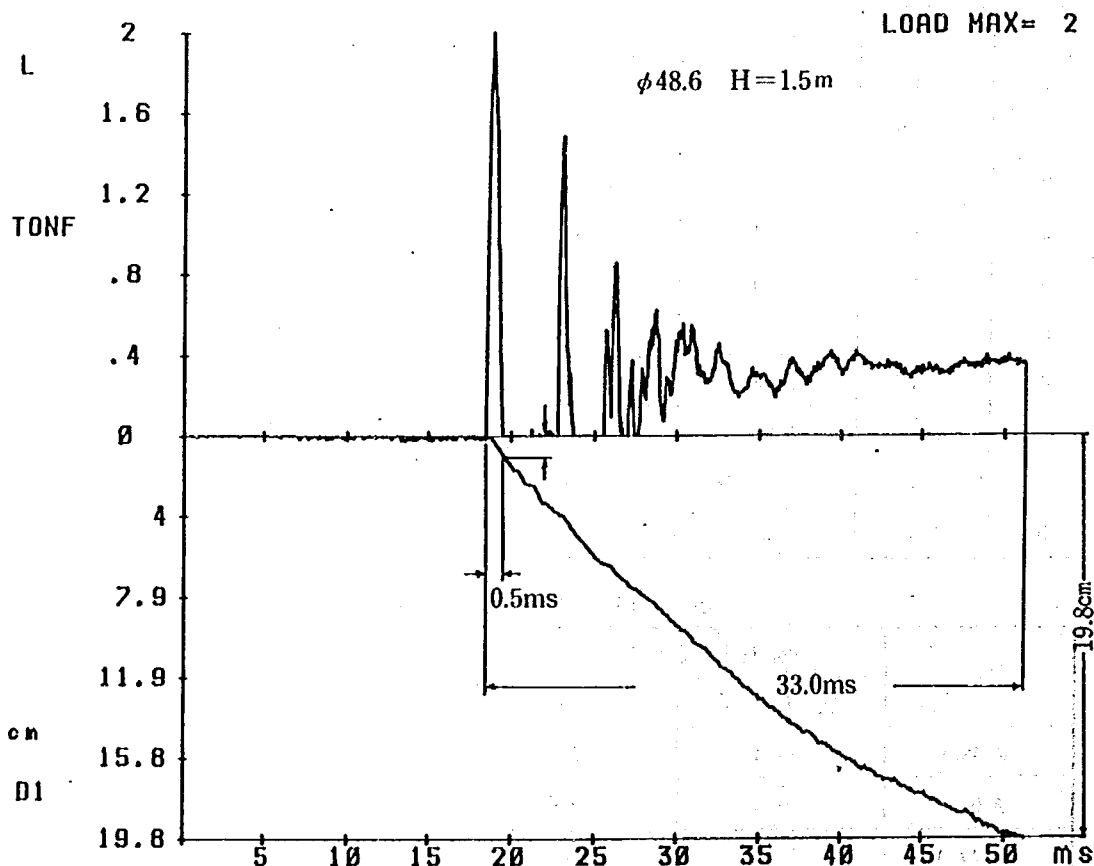


図-4.26(a) $T \sim F$ Curve, $T \sim \delta$ Curve の一例

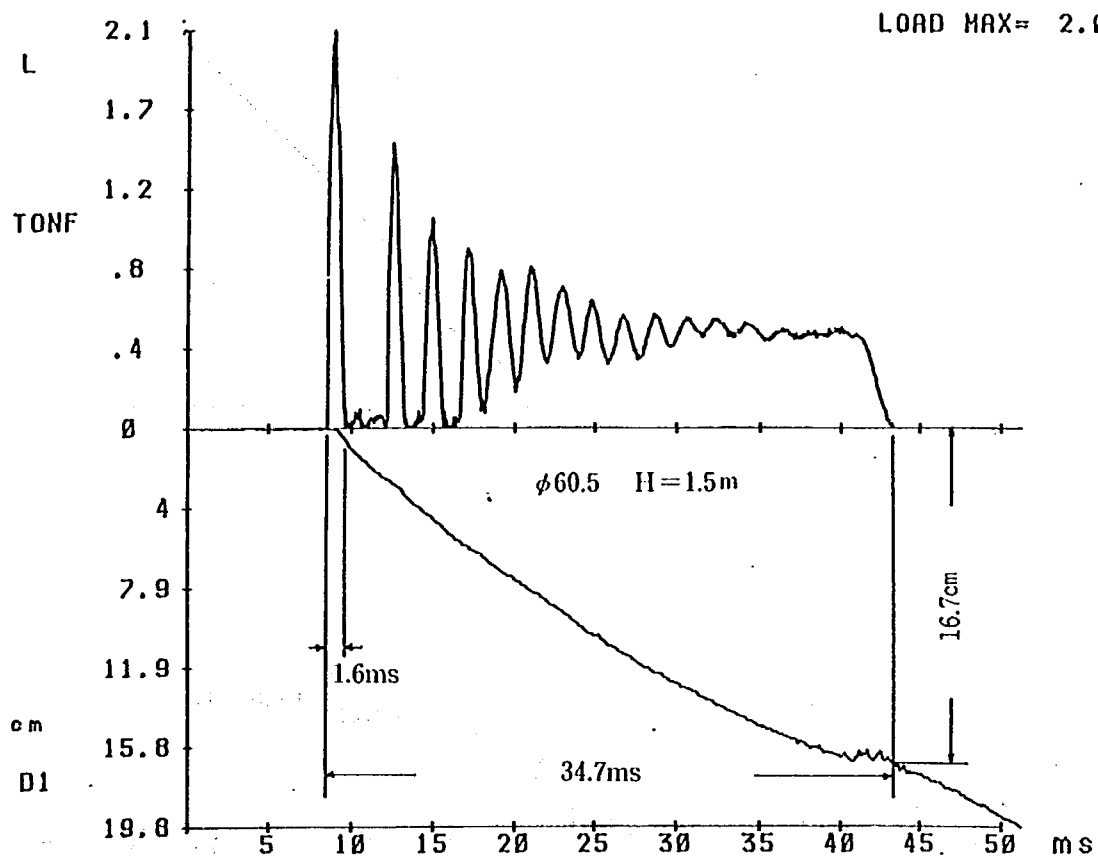


図-4.26(b) $T \sim F$ Curve, $T \sim \delta$ Curve の一例

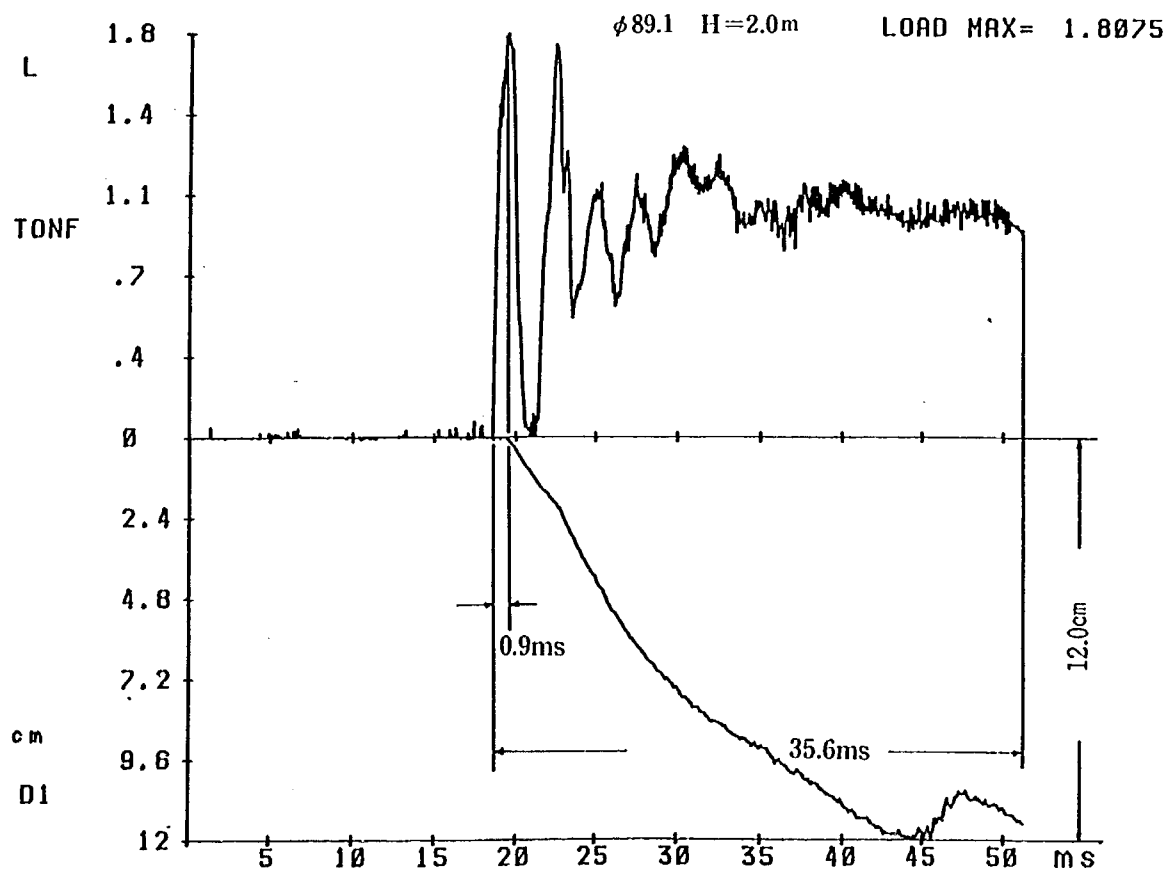


図-4.26(c) $T \sim F$ Curve, $T \sim \delta$ Curve の一例

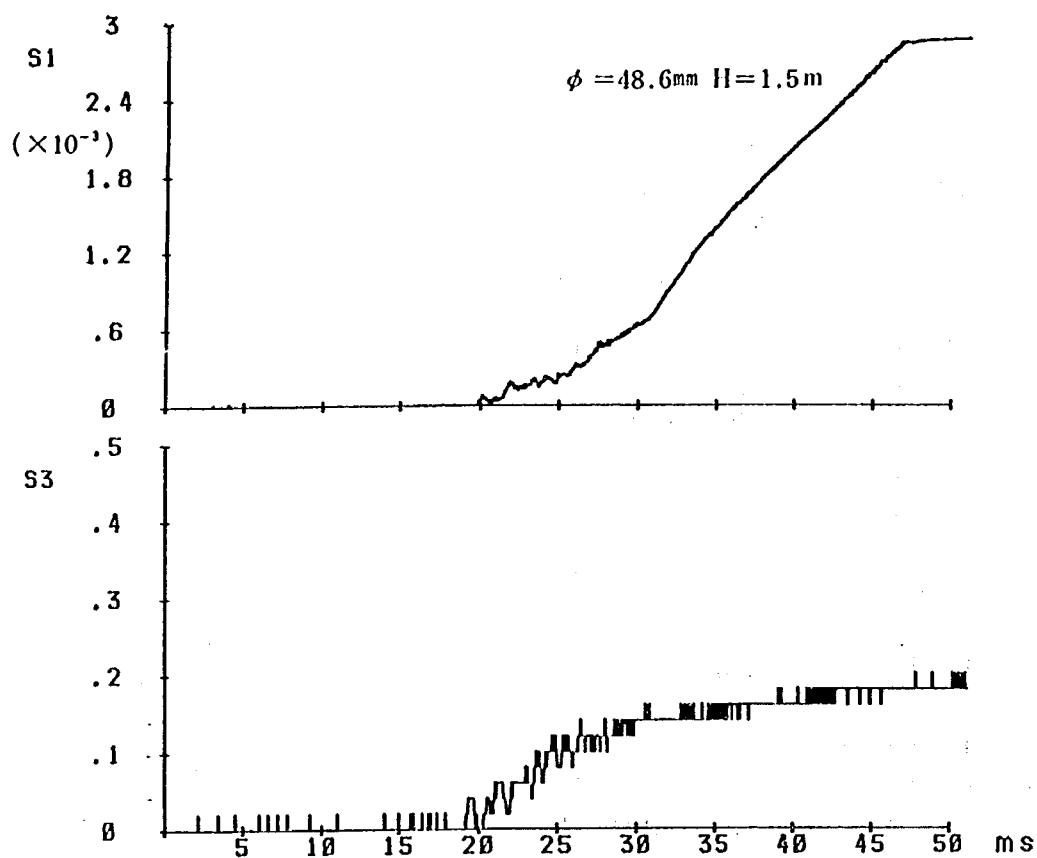


図-4.27(a) $T \sim \epsilon$ Curve の一例

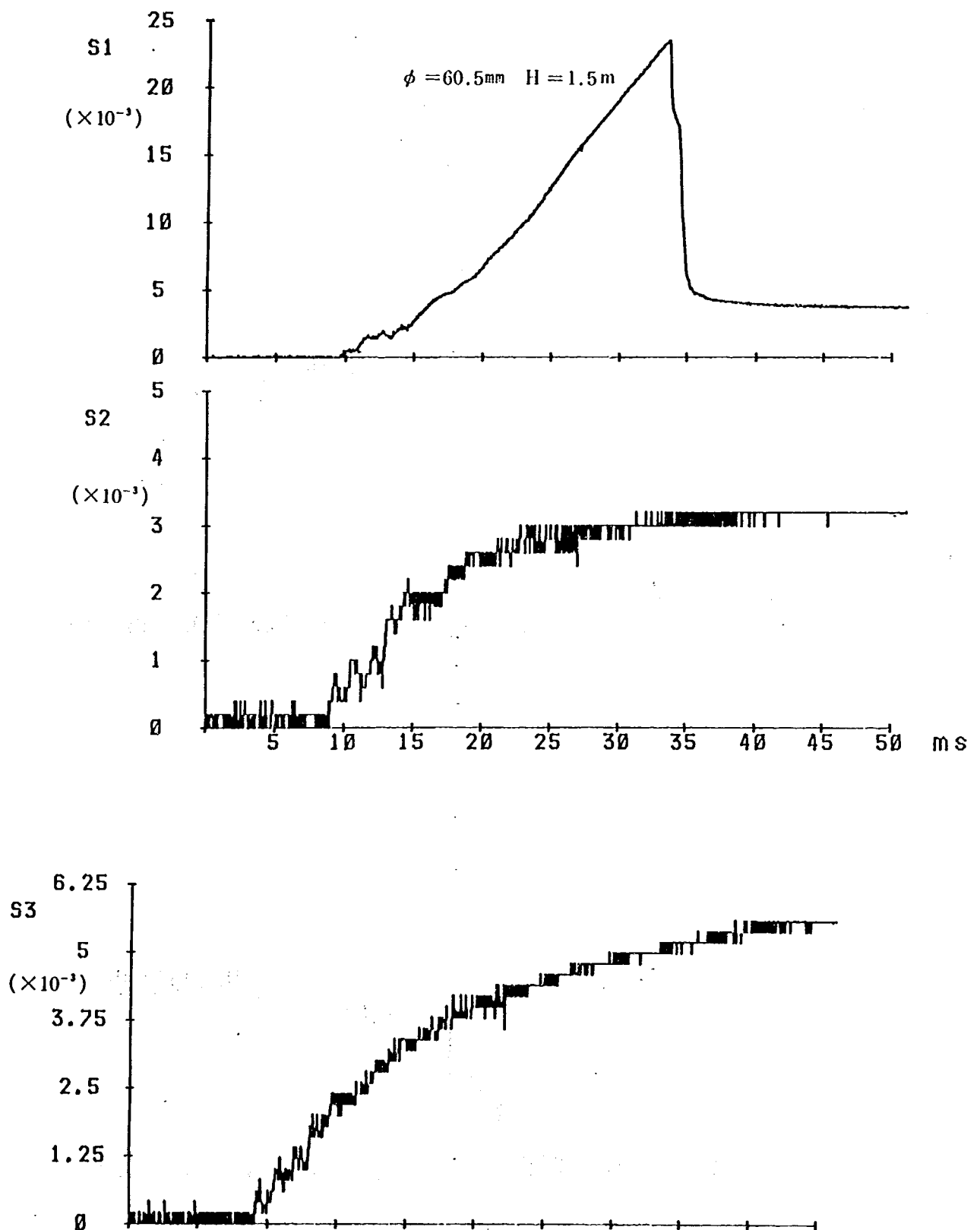


図-4.27(b) $T \sim \epsilon$ Curve の一例

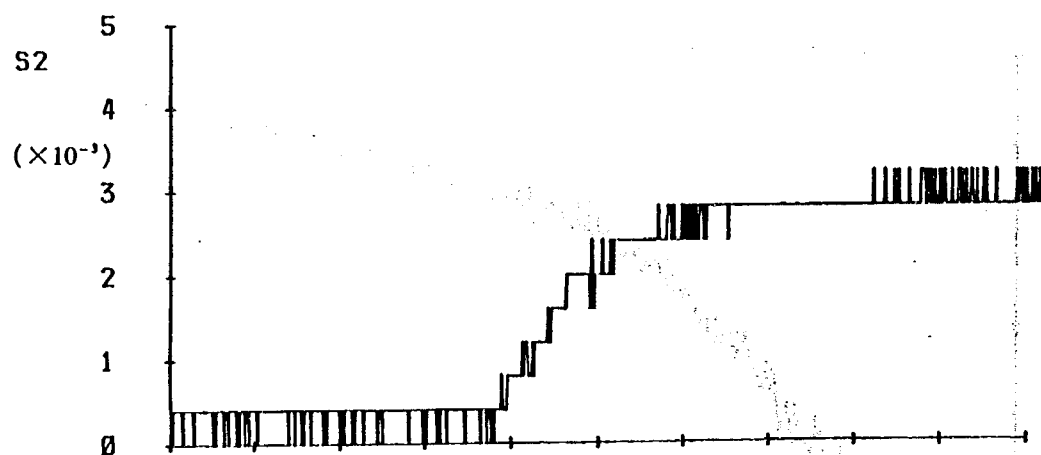
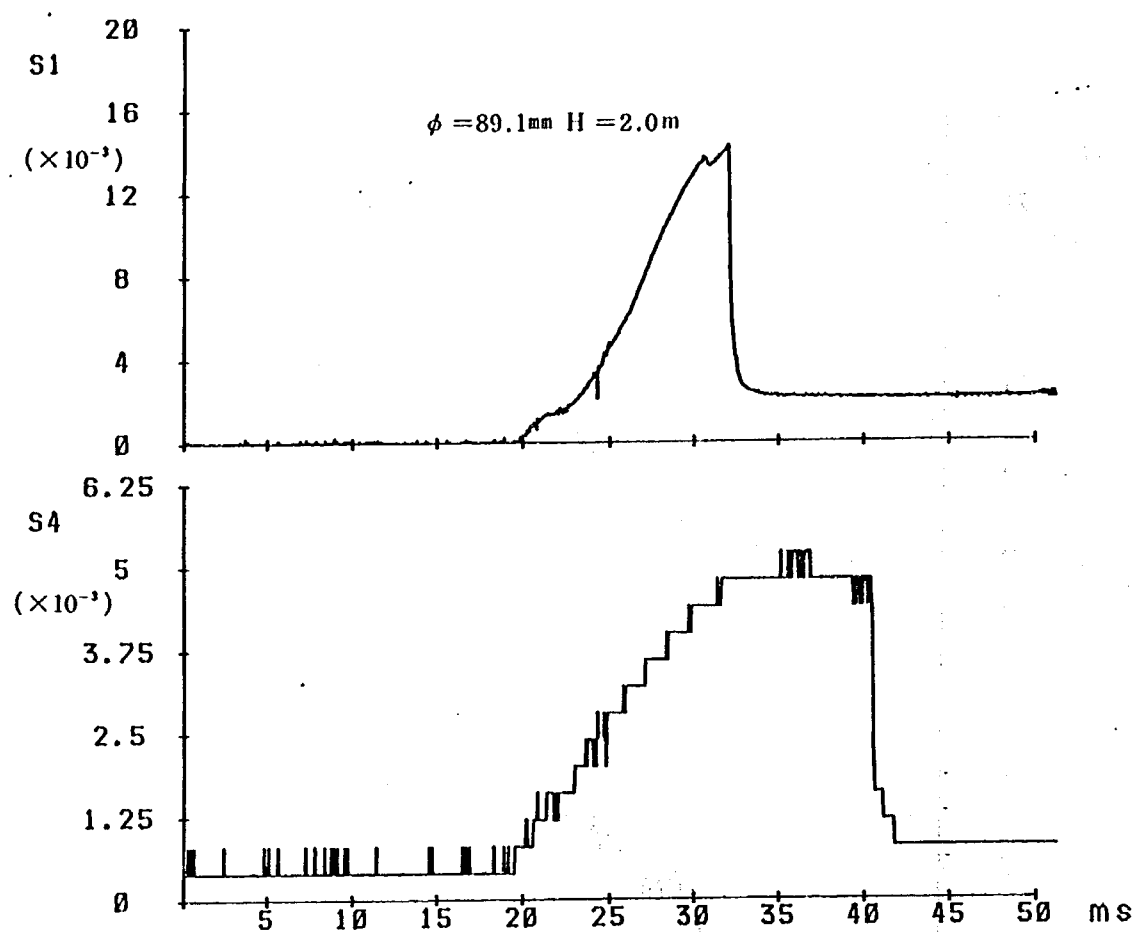


図-4.27(c) $T \sim \epsilon$ Curve の一例

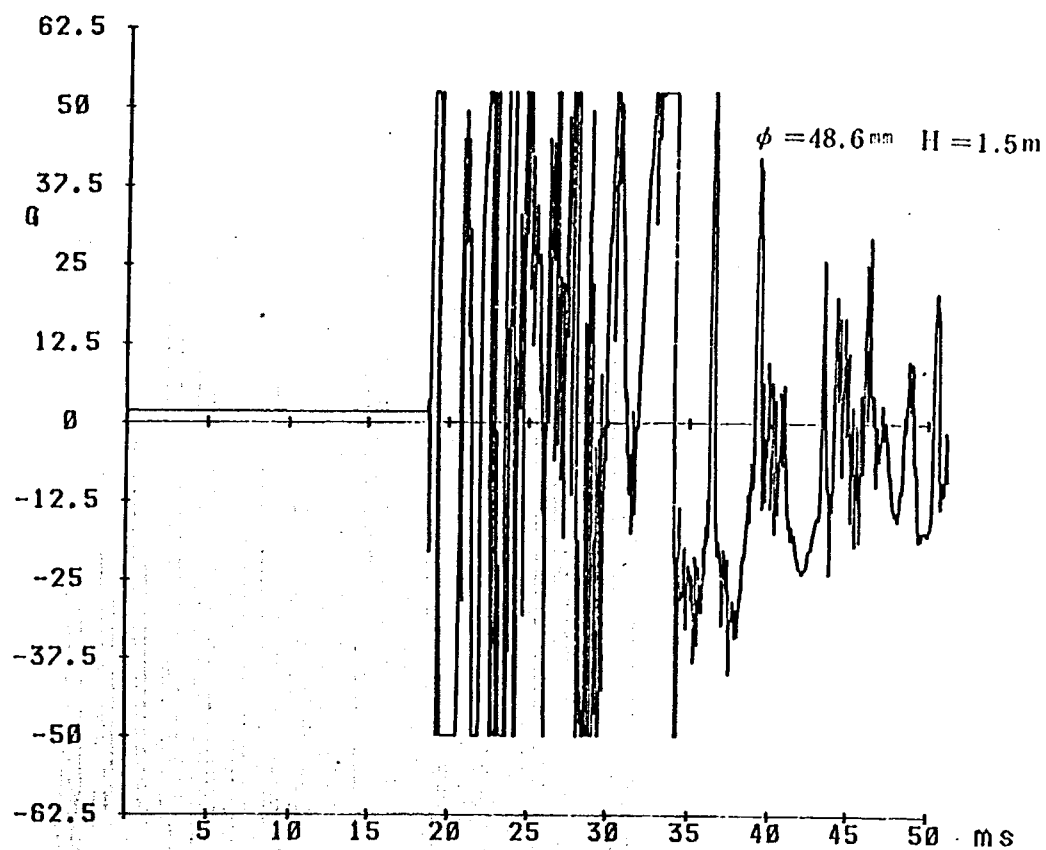


図-4.28(a) $T \sim a$ Curve の一例

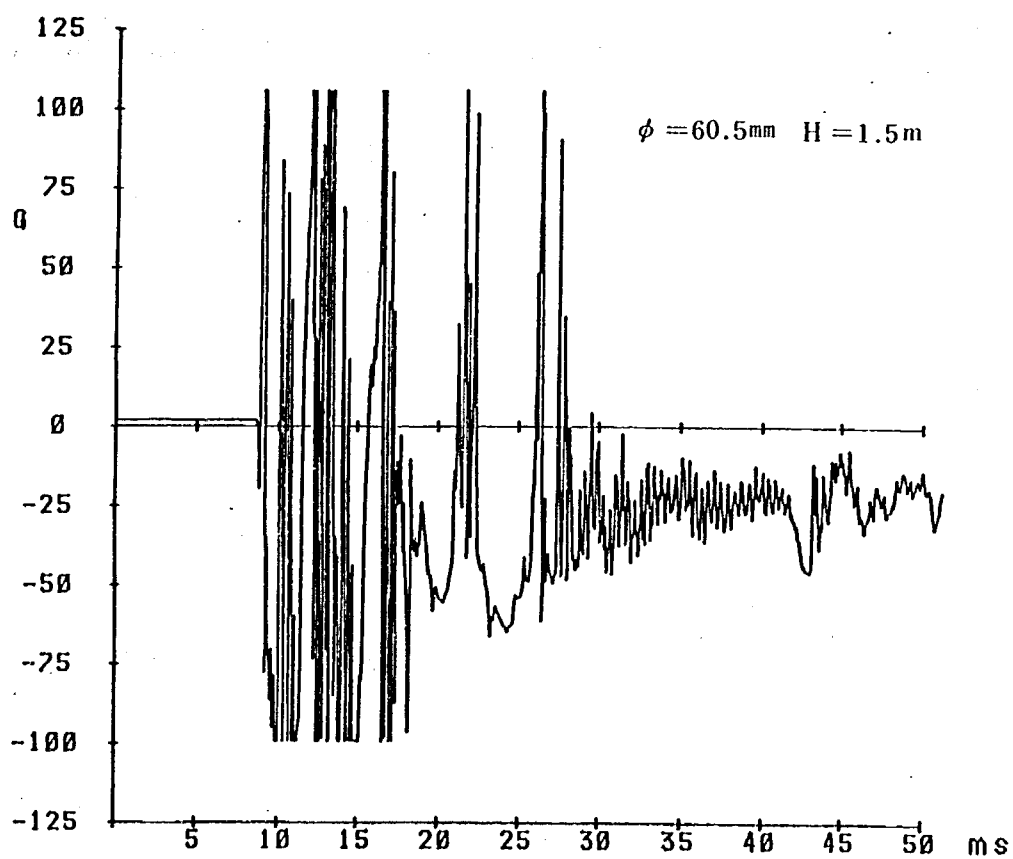


図-4.28(b) $T \sim a$ Curve の一例

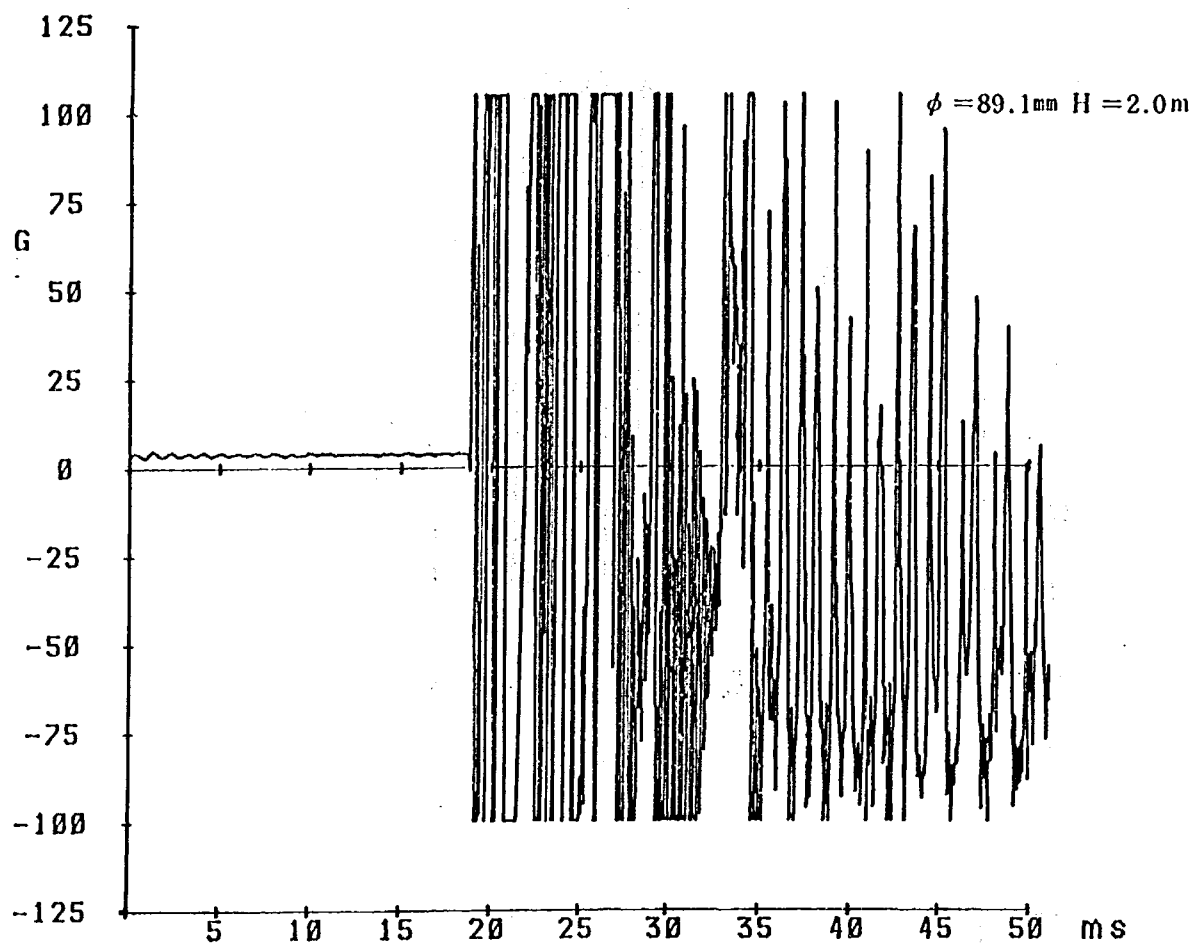


図-4.28(c). $T \sim \alpha$ Curve の一例

ピーク時間までの時間 (片持ち梁)

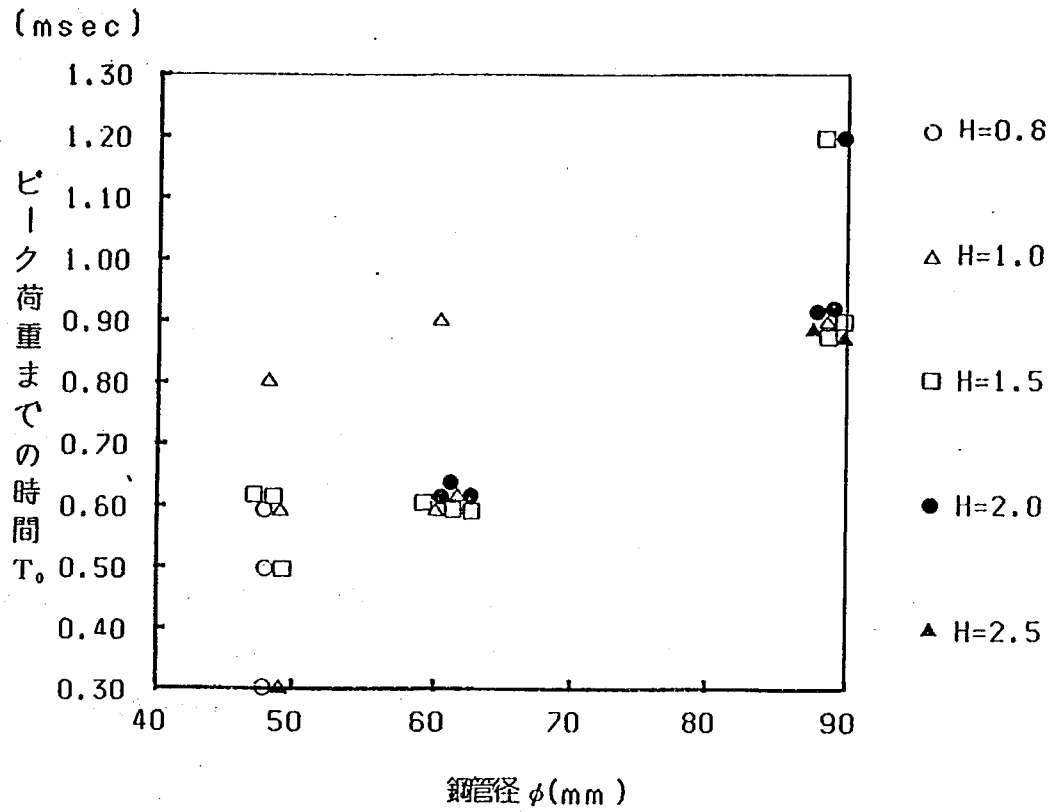


図-4.29 $\phi \sim T_0$

ピーク時間までの時間 (片持ち梁)

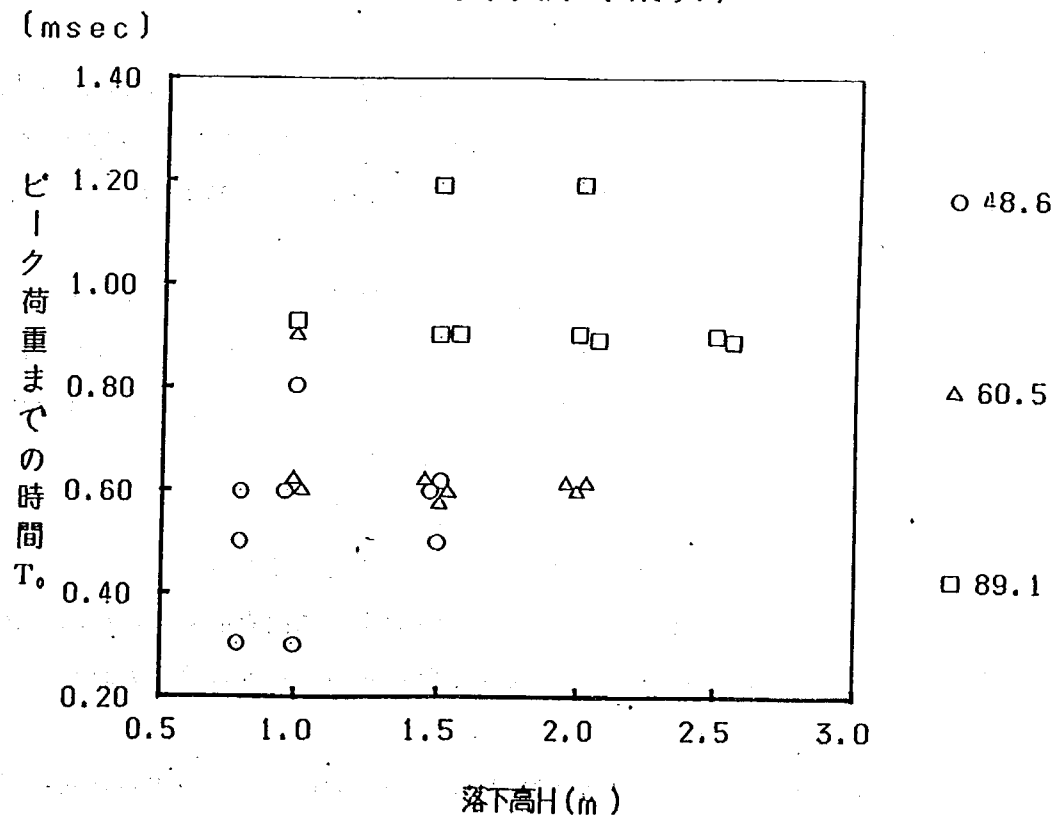


図-4.30 $H \sim T_0$

- ⑦ 梁の載荷点の変位速度を表-4.13に示す。変位速度は、荷重終了時の変位（終局変位） δ_u を荷重持続時間 T_c で除して平均変位速度として求めた。また荷重が終了していない場合は、測定された最終変位を最終変位までの時間で除して求めた。

図-4.31に管径と変位速度の関係を、また、図-4.32に落下高と変位速度の関係を示した。

これらの図より変位速度は管径の増大に伴い、遅くなる傾向を示すことがわかる。これは、剛性が ϕ の増加に従って大きくなり変位が小さくなる傾向を有するためである。

変位速度は H の増加に伴い緩やかながら増加する傾向を示す。これは単純梁と同様である。

(2) 荷重～変位曲線

測定された $T \sim F$ Curve 及び $T \sim \delta$ Curve より T を消去して荷重～変位曲線（ $F \sim \delta$ Curve）を作成した。その一例を図-4.33に示す。

$F \sim \delta$ Curve より下記の特性が認められる。

- ① 衝撃実験による $F \sim \delta$ Curve は、第3章に示した静的実験結果の $F \sim \delta$ Curve と大きく異なっている。図-4.33に同径の静的実験の $F \sim \delta$ Curve をあわせて示しているが、衝撃実験では $T \sim F$ Curve に荷重の振動があるため、 $F \sim \delta$ Curve においても荷重は振動していることがわかる。
- ② 上記のように静的実験の $F \sim \delta$ Curve と衝撃実験の $F \sim \delta$ Curve は異なるものの図-4.32に示したように衝撃実験の $F \sim \delta$ Curve は静的実験の $F \sim \delta$ Curve を中心軸として振動している。
- 後の5.2節で示すように、この振動は局部変形によるものであり、真の梁のパネ力 F_1 はほぼその振動の中心を結ぶ線となり、吸収エネルギーを $E_D = \sum F \cdot \delta$ として求めてもよいと考えられ、実験で得られる $F \sim \delta$ Curve よりそれぞれ衝撃吸収エネルギーを求めて検討する。

(3) ピーク荷重、中間荷重、収束荷重

ピーク荷重 F_{max} は、 $T \sim F$ Curve における最大値、中間荷重 F_h はピーク荷重の $\frac{1}{2}$ 、収束荷重 F_c は $T \sim F$ Curve において荷重の振動が消え、概ね一定となったときの値と定義する。 F_{max} 、 F_h 、 F_c を表-4.15に示す。 F_{max} と ϕ 及び H の関係を図-4.34、図-4.35に示す。また、 F_c と ϕ 及び H の関係を図-4.36、図-4.37に示す。

- ① F_{max} は、 ϕ の増加に伴いやや上昇するものの ϕ と無関係にほぼ一定の値をとる。これは、 F_{max} が全ケースとも局部変形応答に起因する波形の第1ピークで生じていることに関係があると考えられる。ピーク荷重は管厚が一定で管径が大きくなる時増大する要因と減少する要因があるので、これらの2要因のどちらが大きいかで決定される。

径が大きくなると局部剛性が小さくなる→ピークは小さくなる

径が大きくなると梁の全体剛性は大きくなる→ピークは大きくなる

- ② F_{max} は落下高が高くなるにつれて緩やかながら増加する傾向を示す。これは、 H が高くなることによりはりに与えられるエネルギーが大きくなるため、はりの慣性力が若干ながら増加することによるものと考えられる。

F_{max} と F_h は本質的には同じことであるので、 F_h の傾向は F_{max} の傾向と同じである。

変位速度 (片持ち梁)

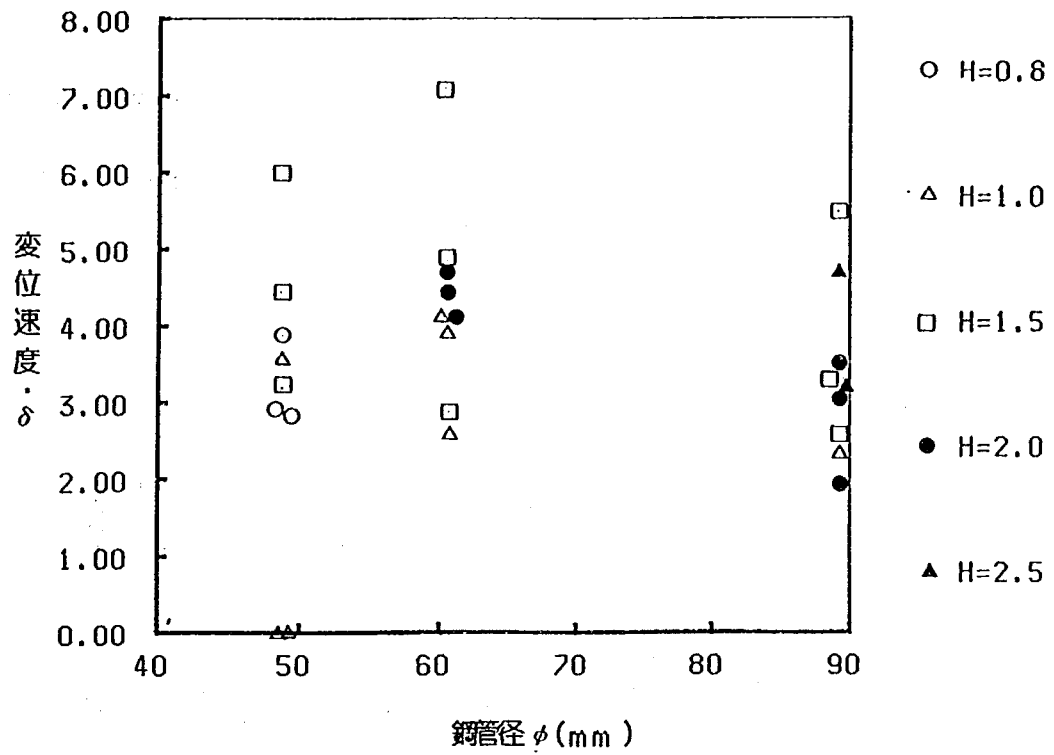


図 - 4.31 $\phi \sim \delta$

変位速度 (片持ち梁)

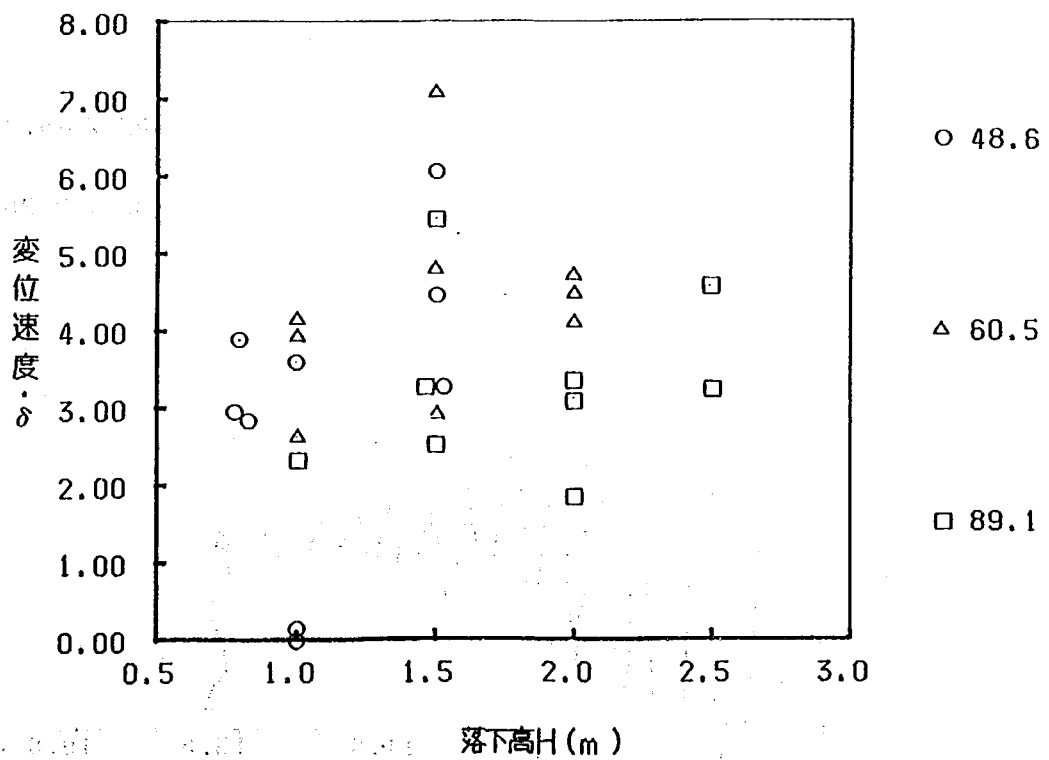


図 - 4.32 $H \sim \delta$

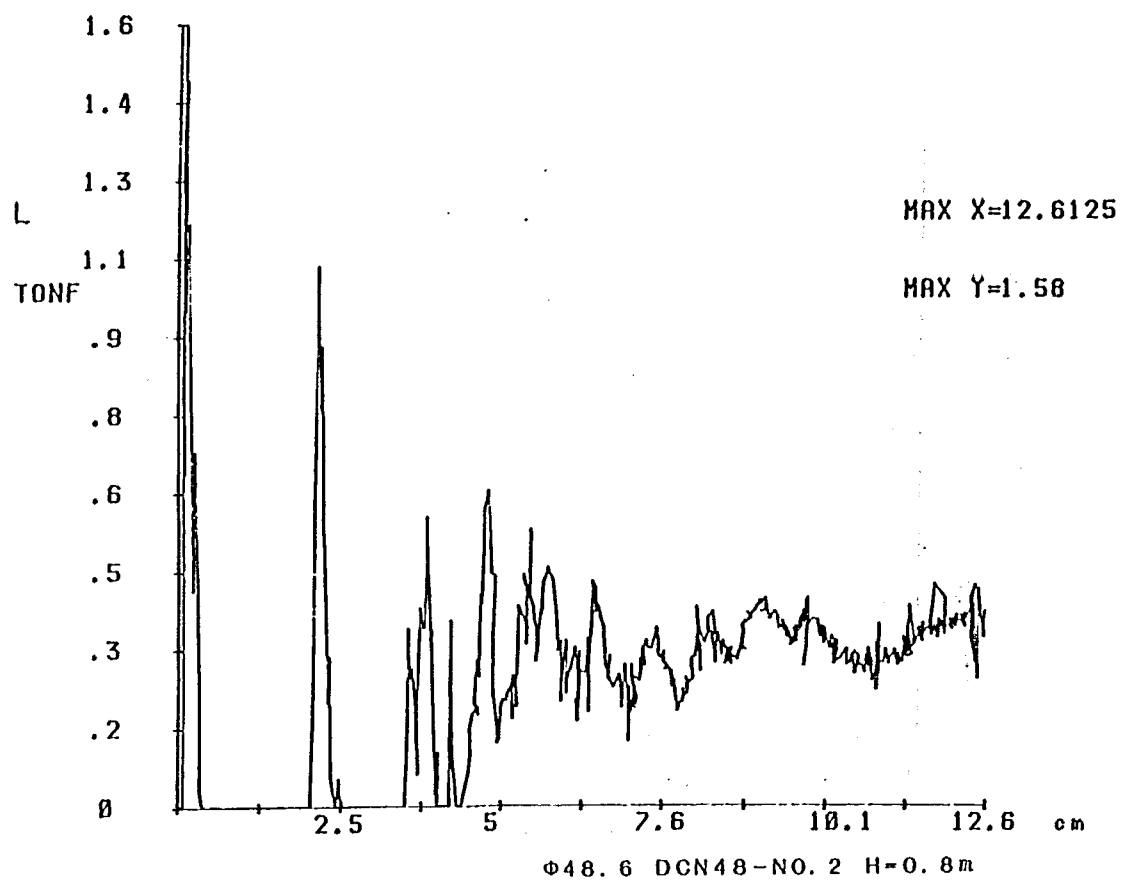


図-4.33(a) $F \sim \delta$ 曲線の一例

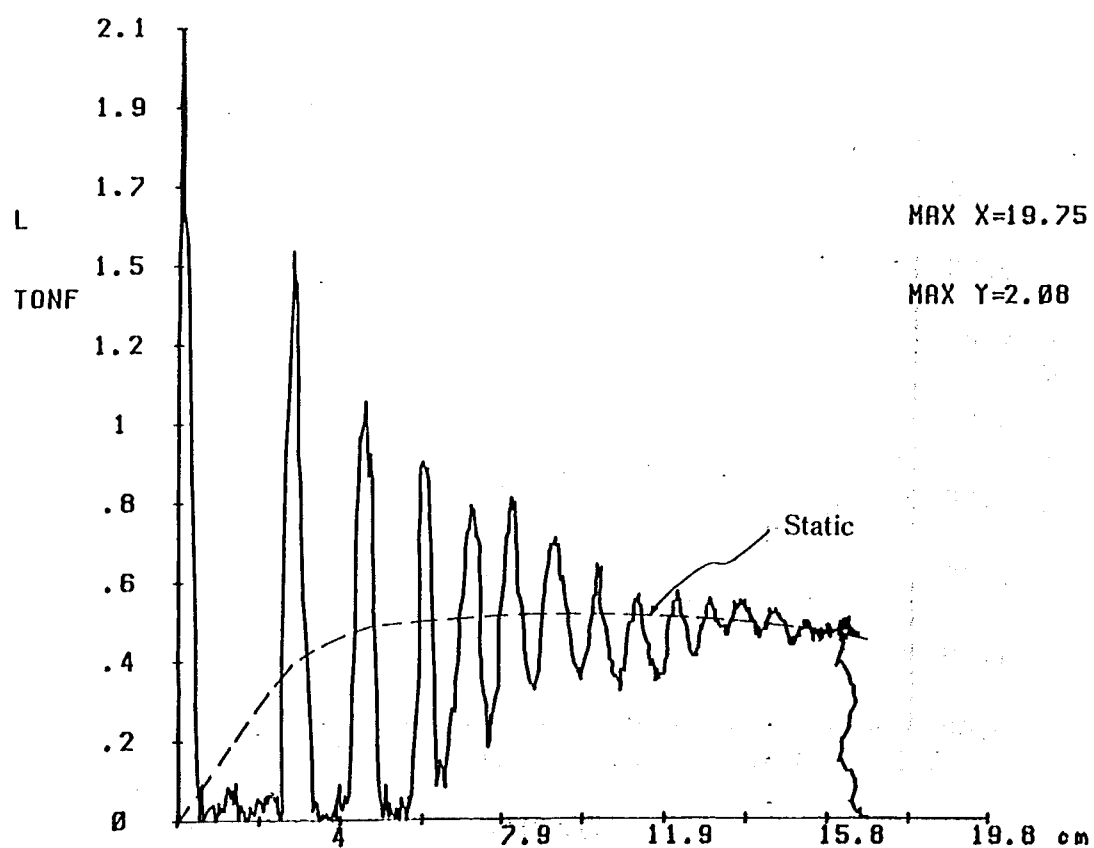


図-4.33(b) $P \sim \delta$ 曲線の一例

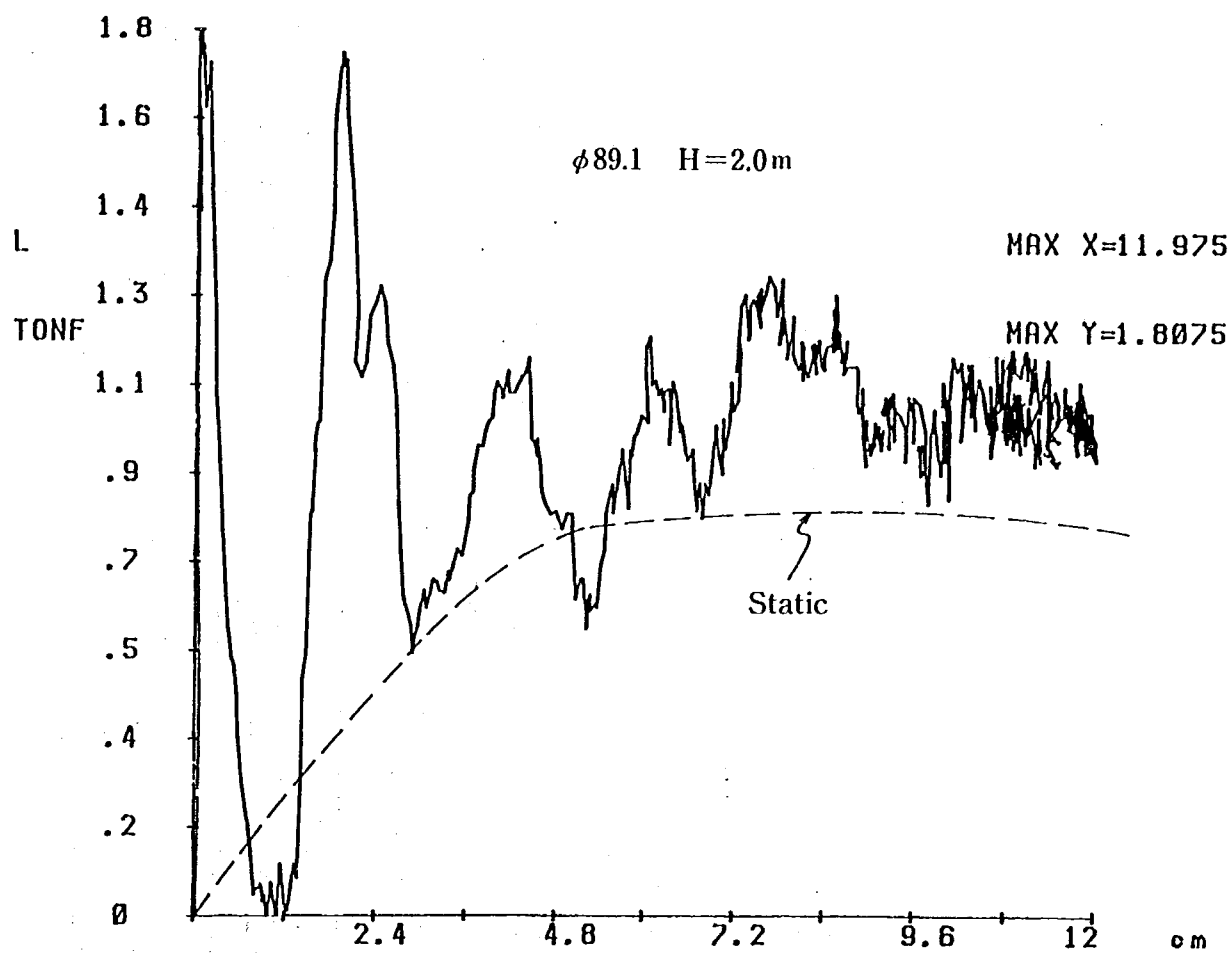


図-4.33(c) $F \sim \delta$ 曲線の一例

表- 4.15 ピーク荷重及び衝撃曲げ応力

CASE No	落下高 H (m)	ピーク荷重 F_{max} (tonf)	ピーク荷重 曲げ応力 δ_{max} (kgf/cm)	中間荷重 F_h (tonf)	中間荷重 曲げ応力 δ_h (kgf/cm)	収束荷重 F_c (tonf)	収束荷重 曲げ応力 δ_c (kgf/cm)	降伏応力 δ_y (kgf/cm)	備 考
1	1.00	1.40	21,212	0.70	10,606	0.40	6,061	4,000.00	
2	0.80	1.58	23,939	0.79	11,970	0.35	5,303		
3	1.50	2.00	30,303	1.00	15,152	0.40	6,061		
4	0.80	1.46	22,121	0.73	11,061	0.45	6,818		
5	1.00	1.59	24,091	0.79	11,970	0.45	6,818		
6	1.50	1.88	28,485	0.94	14,242	0.45	6,818		
7	0.80	1.68	25,455	0.83	12,576	0.40	6,061		
8	1.00	1.64	24,848	0.82	12,424	0.44	6,667		
9	1.50	2.04	30,909	1.00	15,152	0.45	6,818		
1	1.50	1.90	17,925	0.95	8,962	0.65	6,132	3,800.00	
2	1.00	1.76	16,604	0.88	8,302	0.60	5,660		
3	2.00	2.14	20,189	1.07	10,094	0.80	7,547		
4	1.50	2.07	19,528	1.04	9,811	0.70	6,604		
5	1.00	1.94	18,302	0.97	9,151	0.65	6,132		
6	2.00	2.28	21,509	1.14	10,755	0.75	7,075		
7	1.00	1.83	17,264	0.91	8,585	0.60	5,660		
8	1.50	2.08	19,623	1.04	9,811	0.60	5,660		
9	2.00	2.02	19,057	1.01	9,528	0.70	6,604		
1	2.00	1.81	7,637	0.90	3,797	1.20	5,063	3,900.00	
2	1.50	1.98	8,354	0.99	4,177	1.15	4,852		
3	1.00	1.84	7,764	1.02	4,304	1.10	4,641		
4	2.00	2.04	8,608	0.92	3,882	1.25	5,274		
5	2.50	2.29	9,662	1.15	4,852	1.30	5,485		
6	1.50	1.78	7,511	0.89	3,755	1.10	4,641		
7	2.00	1.71	7,215	0.86	3,629	1.20	5,063		
8	1.50	2.09	8,819	1.05	4,430	1.20	5,063		
9	2.50	2.21	9,325	1.11	4,684	1.30	5,485		

ピーク荷重 (片持ち梁)

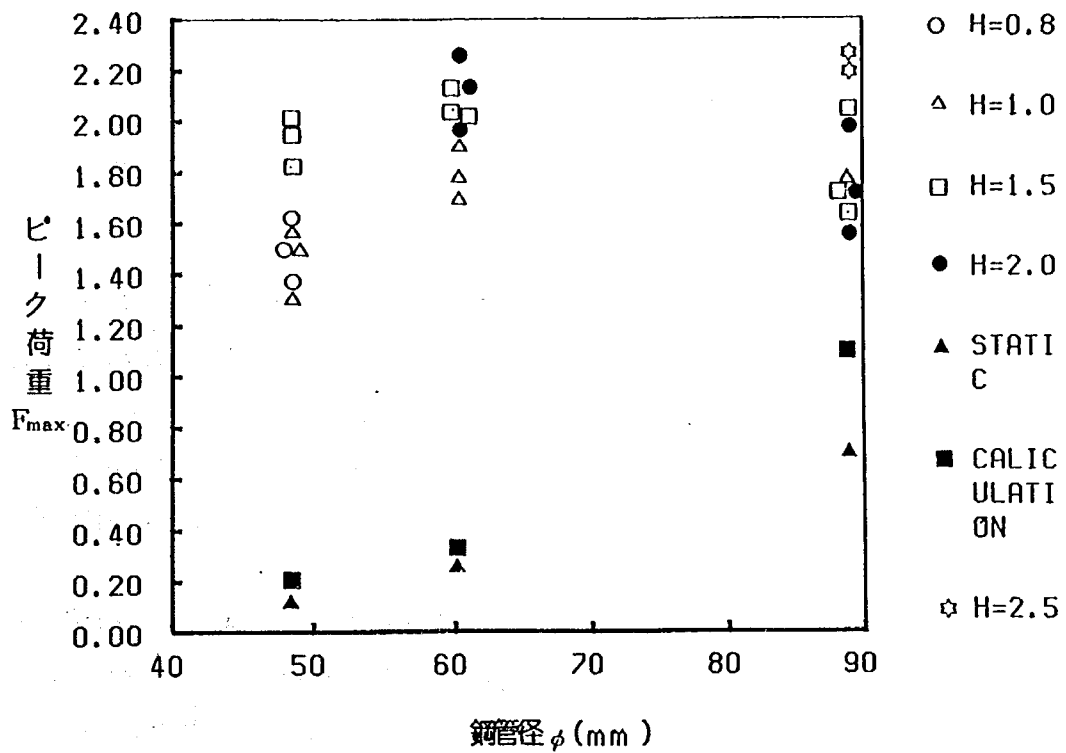


図 - 4.34 $\phi \sim F_{max}$

ピーク荷重 (片持ち梁)

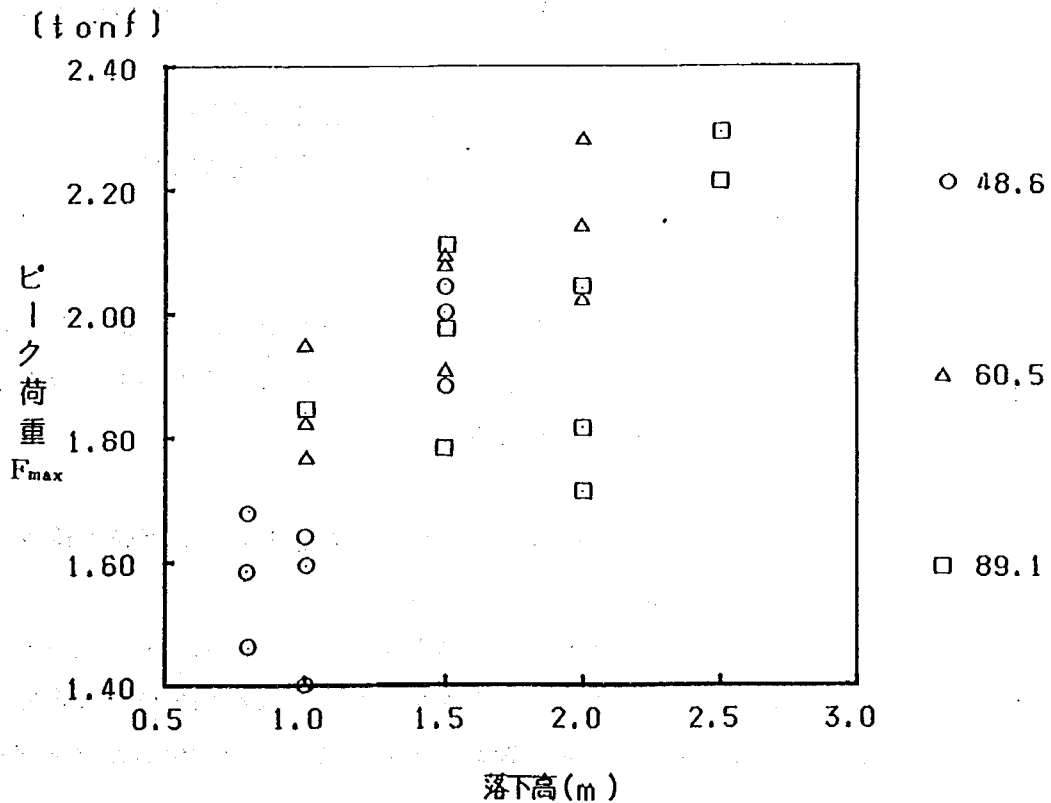


図 - 4.35 $H \sim F_{max}$

- ③ F_c は ϕ の増加に従ってほぼ比例的に増加する傾向を示す（図－4.36参照）。

しかし、理論的には梁の曲げモーメント～曲率の関係を完全弾塑性型と仮定し静的解析により荷重 F を求めれば

$$F_c = \delta_y \cdot Z_p / L \cdots \cdots (4.2)$$

ここで δ_y : 降伏応力

Z_p : 塑性断面係数

L : スパン長

(4.2) 式に示すように降伏荷重 F_c は降伏応力 $\delta_y \times$ 塑性断面係数 Z_p となり $\delta_y \cdot L$ が定数となるため F_c は Z_p の1次関数として表わされる。実験結果から Z_p と F_c を整理し図－4.38に示す。これより F_c は断面係数に比例して増大する傾向が確かめられる。

(4.2) 式から F_c を求めて図中にプロットすると一点鎖線のようになる。また、静的実験結果を実線で示した。これより、 F_c は静的実験結果より一般的に大きく、衝撃実験の場合、耐力が大きくなっていることがわかる。

しかし、図－4.38において、静的実験結果の降伏点荷重 F_y が(4.2)式の値よりも小さくその差は ϕ が大きくなるほど大きい。これは鋼管梁が破壊する時の破壊点の形状は、圧縮側部分に凹みが生じ座屈破壊のような形状を示すためである。この形状は、管径が大きいものほど大きくなり、管の変形により Z_p が低下するため F_y が低下するものと考えられる。

- ④ F_c は H とともに緩やかに増加する傾向を示す。これは、ひずみ速度効果の影響と考えられる。

- ⑤ 片持ち梁の実験においては、静的、衝撃実験とも局部変形は生じておらず、梁全体の応答としてエネルギーを吸収していると考えられる。これは、梁の変形による耐力が局部変形による耐力よりも小さいためと考えられる。

また、 F_c は5.2節で示すように静的実験の耐力を示すと考えてよい。

以上のことから、 $F_c \sim \delta$ 関係より吸収エネルギーを求める方が梁の吸収エネルギーを正しく評価することができると考えられる。

- ⑥ 表－4.15には F_c に対する曲げ応力を示した。

曲げ応力は、管径とともに減少する傾向を示す。これは計算上では、断面係数に変化がなく一定と考えているためである。実際には、破壊点での形状の変化により断面係数が小さくなるはずで、曲げ応力そのものは、ほぼ一定と考えられる。

(4) 終曲変位

図－4.33に示す荷重～変位曲線において、荷重が0になったときの変位を終局変位 δ_u と定義する。

図－4.39に δ_u と ϕ の関係を、図－4.40に δ_u と H の関係を示す。

本実験では、荷重の低下そのものが計測されたケースが少なく終局変位まで測定されていない。

従って、終局変位そのものを議論の対象とすることができないので終局変位まで測定されていないケースでは、荷重発生後からある一定の時間を定め、それまでに梁が変位した量を終局変位と仮

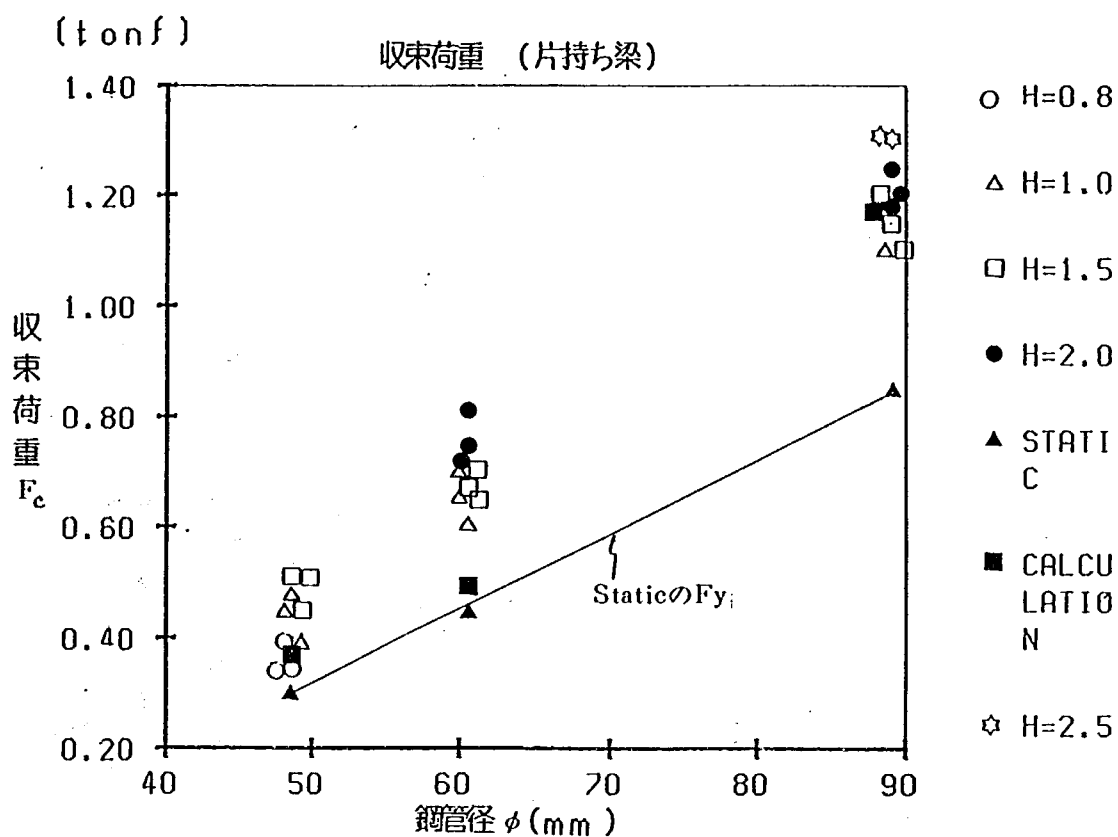


図 - 4.36 $\phi \sim F_c$

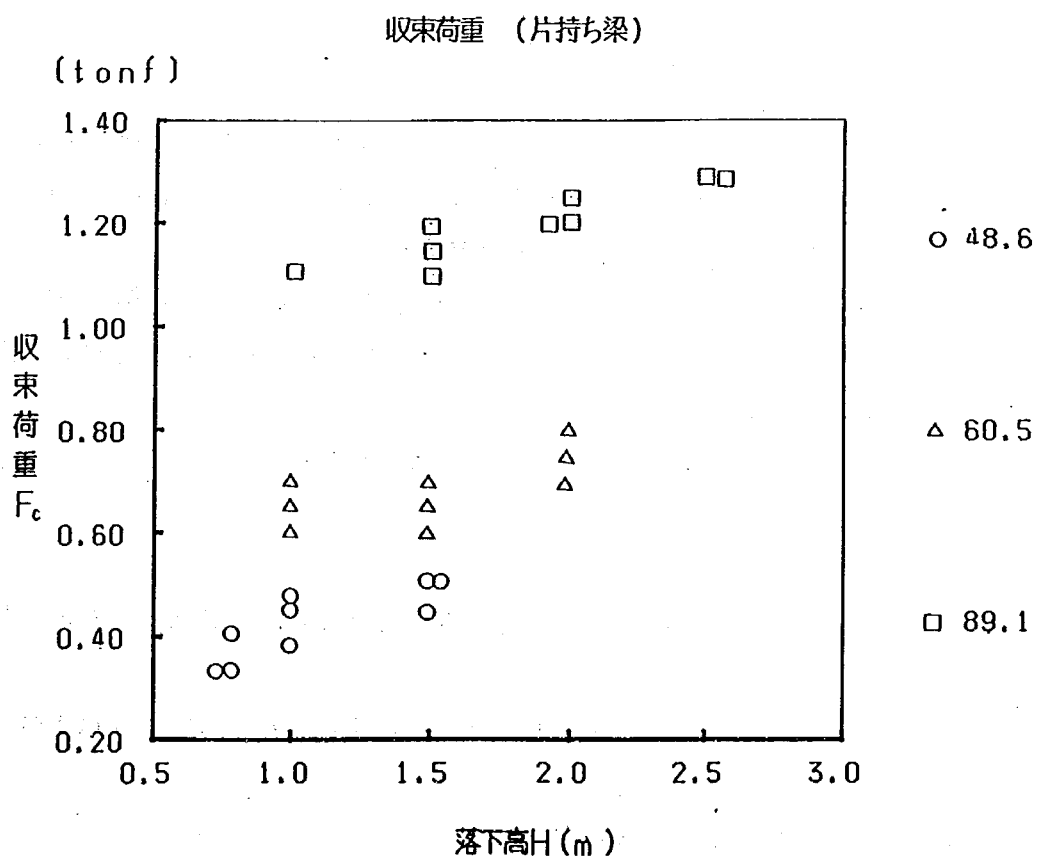


図 - 4.37 $H \sim F_c$

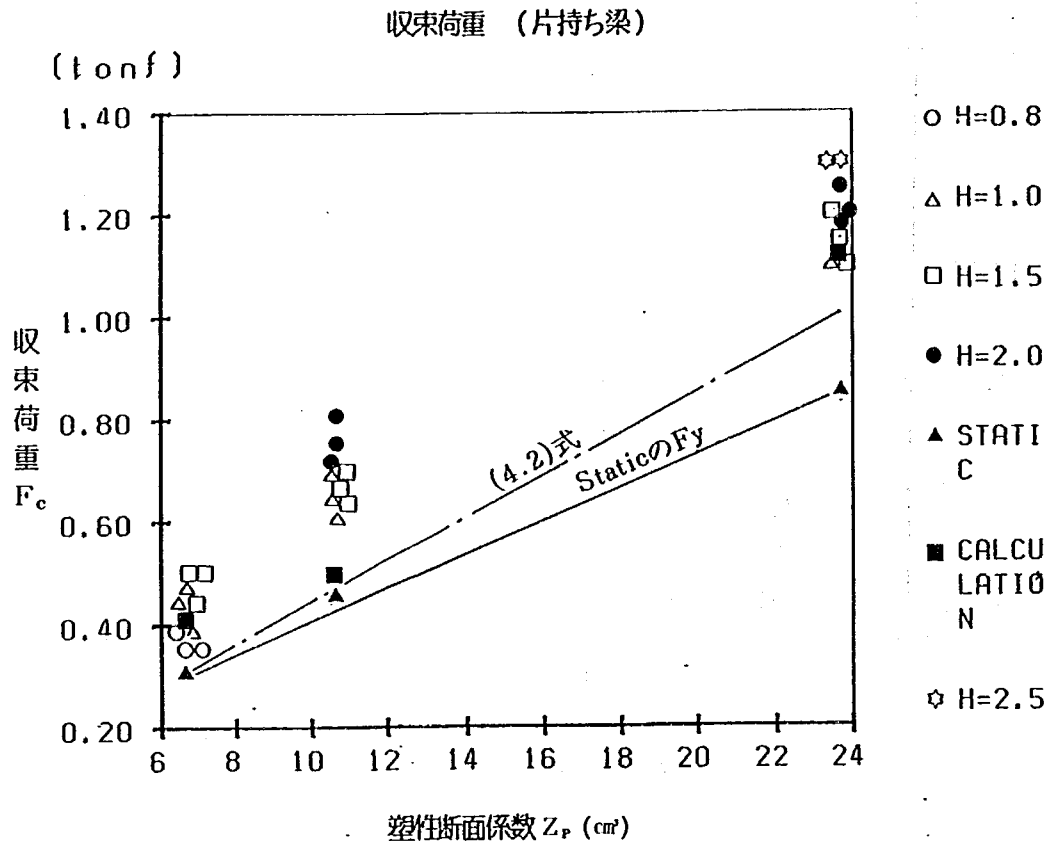


図 - 4.38 $Z_p \sim P_c$

定して議論することにする。ここで、時間間隔を計測データを基に 42.6 ms と仮定する。

- ① δ_u は、 ϕ の増加とともに緩やかながら小さくなる傾向を示す。これは、単純梁の場合と同様で、理論的にも見られる特性である（図 - 4.20 参照）。

静的実験の δ_u と比較すると衝撃実験の δ_u は小さくなっており、単純梁の場合両者がほぼ一致したのとは異なる傾向を示す。これは片持ち梁の場合は荷重 = 0 の時間まで計測されていないため、実験上の問題と考えられる。

- ② δ_u は H の影響をほとんど受けないことが図 - 4.40 からわかる。この傾向は単純梁と同様である。

(5) 衝撃吸収エネルギー E_D

衝撃吸収エネルギー E_D を終局変位までの外力仕事量と定義し、実験結果より求めた E_D を表 - 4.16 に示す。

図 - 4.41 に $\phi \sim E_D$ 関係を図 - 4.42 に $H \sim E_D$ 関係を示す。これらの図より以下の特性が認められる。

- ① E_D は ϕ にほぼ比例して増加する傾向を示す。

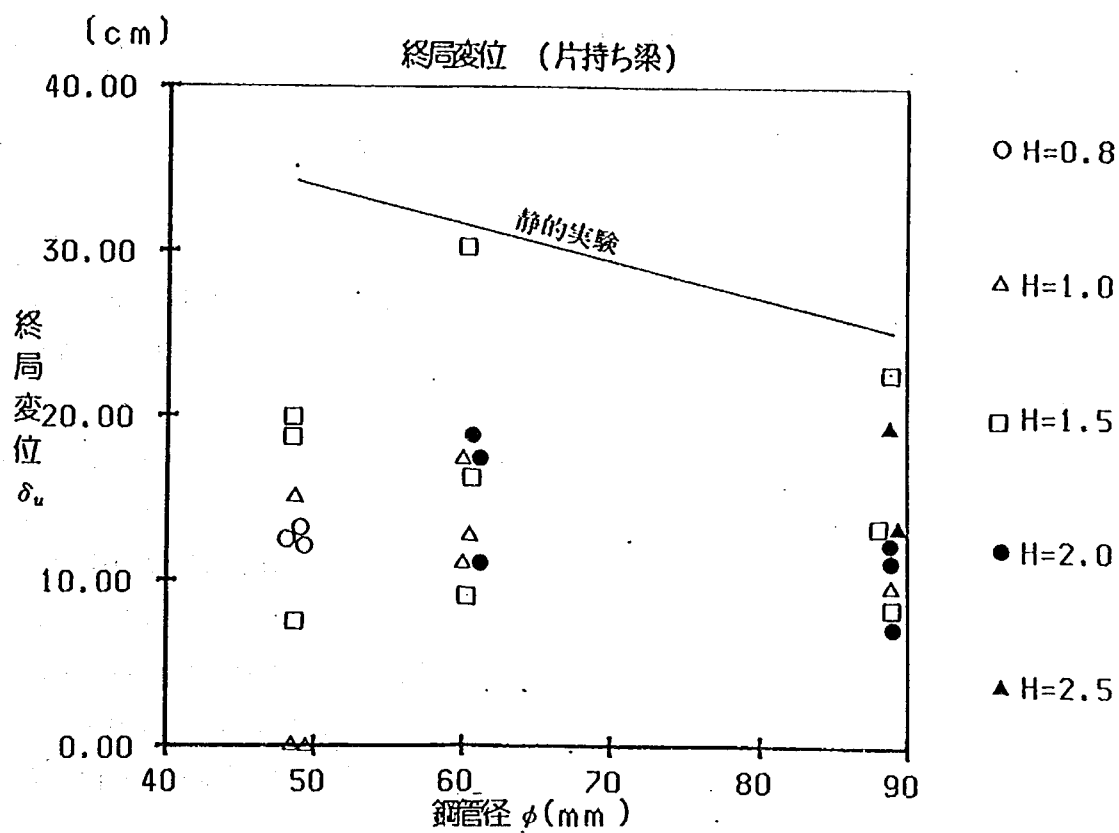


図 - 4.39 $\phi \sim \delta_u$

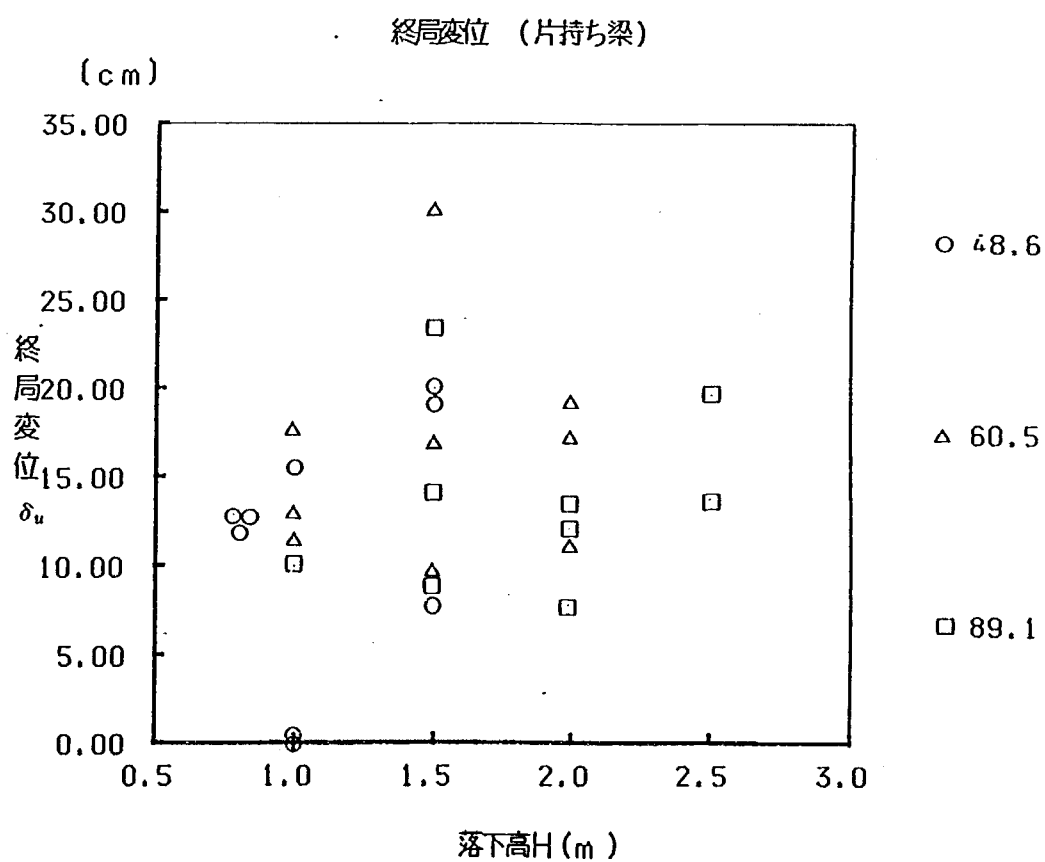


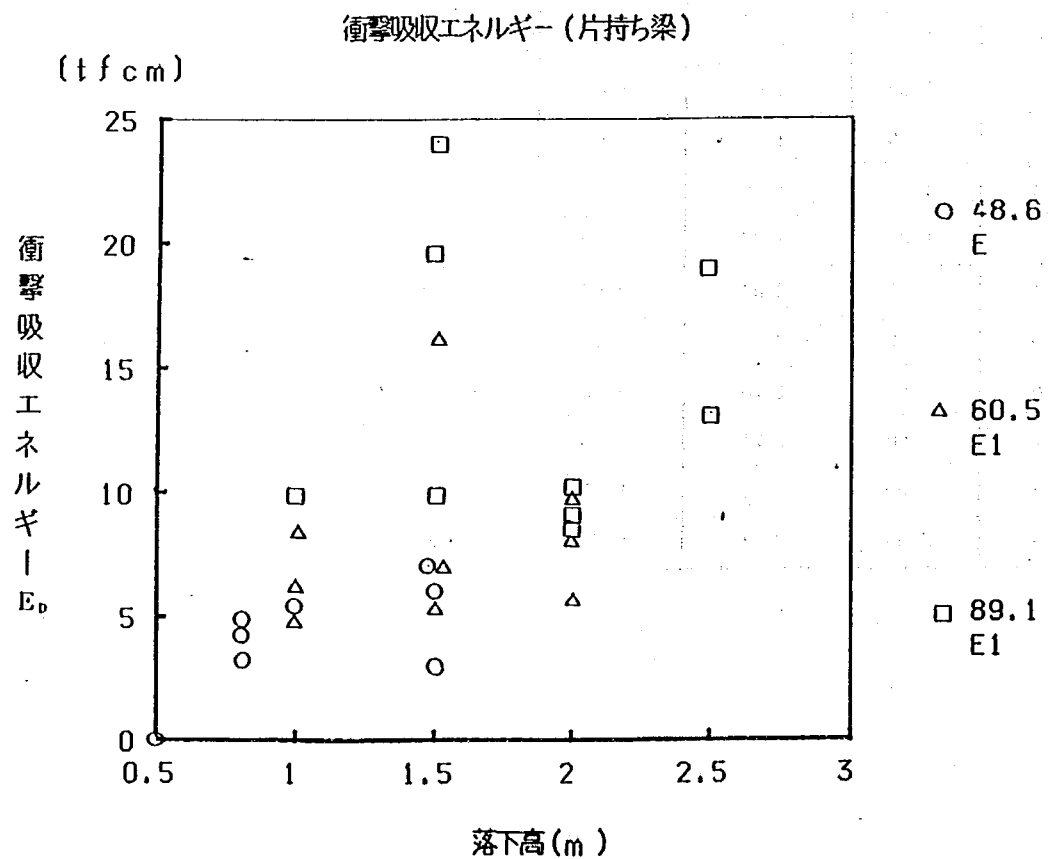
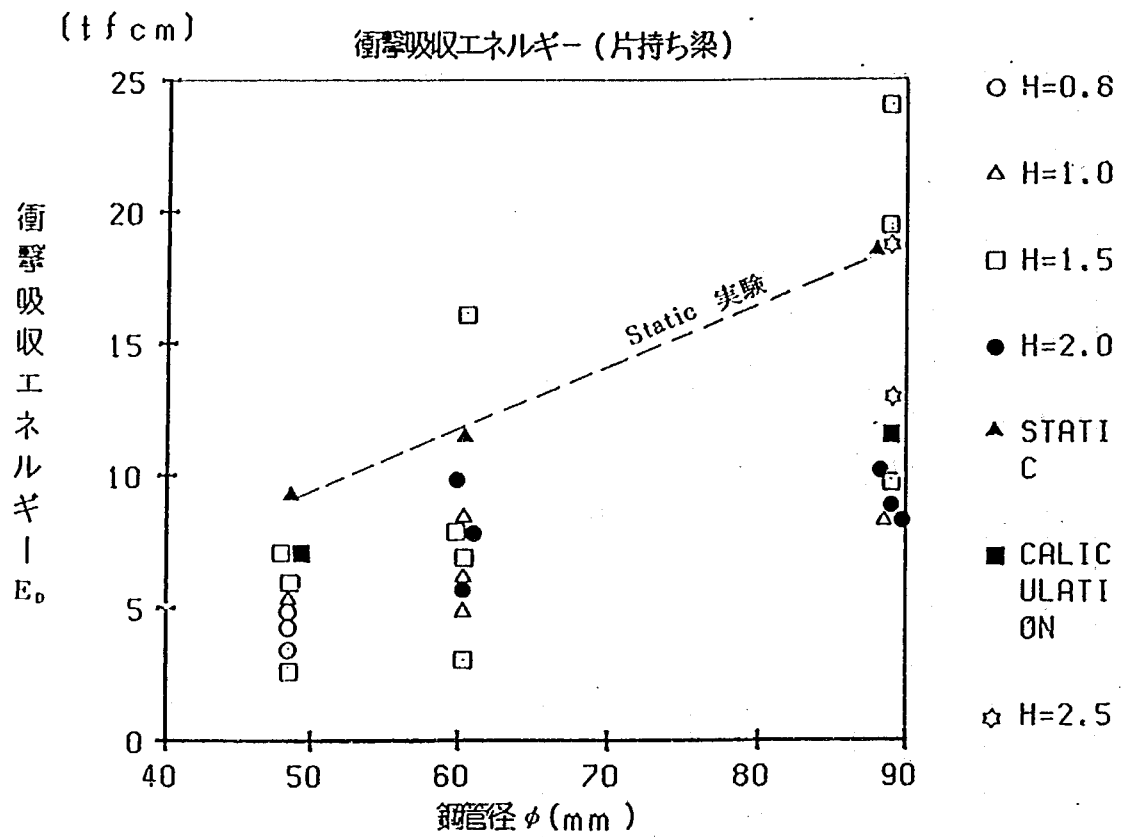
図 - 4.40 $H \sim \delta_u$

これは、 ϕ の増加とともに曲げ剛性が大きくなり耐力が増加するためである。剛性の増加で δ_u は小さくなるが、 δ_u の減少率より耐力の増加率が大きいため $E_D = \int F \cdot \delta_u$ は大きくなる傾向を示す。単純梁においては ϕ 89.1 mmの E_D が異常に小さい値を示していたが、片持ち梁はこの異常性は認められない。

- ② 静的吸収エネルギー E_S よりも E_D が小さい値を示している。単純梁においては ϕ 48.6 mm, ϕ 60.5 mmでは $E_D \approx E_S$ とみなせたことと異なる傾向である。これは片持ち梁の場合は実験上の問題であると考えられる。すなわち、 $F=0$ となる点まで実験が行なわれていないため E_D も過少に評価されているものと考えられる。
- ③ E_D と H の関係をみると、 E_D は H とともにやや大きくなる傾向を示すもののほぼ一定である。これは、荷重 F 及び δ_u がそれほど H の影響を受けず一定であることから推察される。
- ④ 表一 4.16に静的実験の荷重～変位曲線に近い形状を示すように荷重の振動の中立軸を結んだ線で $F \sim \delta$ を仮定し、この $F \sim \delta$ より求めた衝撃吸収エネルギー E_{D2} を示した。表より E_{D2} と E_{D1} はほぼ同じ値となっていることがわかる。これは振動の中心を結んでいるため、振動を平滑化した形となり、ほぼ E_{D1} と E_{D2} が等しくなっているものと考えられる。従って、 E_D を求めるには本来、 E_{D1} を求めなければならないが計算等が複雑なため、振動を排除した E_{D2} を求める方がより簡単に求められる。

表-4.16 衝撃吸収エネルギー (片持梁)

鋼管径 D (mm)	CASE No	落下高 H (m)	ピーク荷重 F_{max} (tonf)	中間荷重 F_A (tonf)	荷重終了時 の変位 δu (cm)	衝撃吸収 エネルギー E_{D1} (tonf·cm)	衝撃吸収 エネルギー E_{D2} (tonf·cm)	備 考
48.6	1	1.00	1.40	0.70	0.00			
	2	0.80	1.53	0.79	12.60	3.42	4.83	
	3	1.50	2.00	1.00	19.80	5.75	8.80	
	4	0.80	1.46	0.73	12.50	4.33	8.76	
	5	1.00	1.59	0.79	15.20	5.28	5.28	
	6	1.50	1.88	0.94	7.70	2.87	2.87	
	7	0.80	1.68	0.83	12.20	4.84	4.84	
	8	1.00	1.64	0.82	0.00			
	9	1.50	2.04	1.00	19.00	6.86	9.60	
60.5	1	1.50	1.90	0.95	9.30	2.99	5.43	
	2	1.00	1.76	0.88	12.80	6.07	7.85	
	3	2.00	2.14	1.07	11.20	5.67	7.65	
	4	1.50	2.07	1.04	30.20	16.17	17.41	
	5	1.00	1.94	0.97	17.40	8.36	9.56	
	6	2.00	2.28	1.14	17.10	8.07	10.84	
	7	1.00	1.83	0.91	11.20	4.82	6.79	
	8	1.50	2.08	1.04	16.70	6.93	8.88	
	9	2.00	2.02	1.01	19.00	9.58	11.86	
89.1	1	2.00	1.81	0.90	12.00	10.20	11.11	
	2	1.50	1.98	0.99	9.00	10.06	10.26	
	3	1.00	1.84	1.02	9.80	9.85	9.97	
	4	2.00	2.04	0.92	7.90	8.37	8.40	
	5	2.50	2.29	1.15	19.60	19.01	19.10	
	6	1.50	1.78	0.89	14.00	24.10	24.84	
	7	2.00	1.71	0.86	13.00	8.80	8.80	
	8	1.50	2.09	1.05	23.10	19.46	19.50	
	9	2.50	2.21	1.11	13.80	13.06	13.06	



5. 総合検討

本研究は、鋼管の土石流に対する抵抗力を定量的に把握し、鋼製砂防ダムの耐衝撃設計に必要な情報を得るために行ったものである。

実際の構造物では、より複雑な構造条件と荷重条件の制約を受けるが、構造物と外力の関係、構造物が有する強度・変形及びエネルギー吸収能などの基本的な特性を検討することを目的とすることから、鋼管の単純梁と一端固定の条件の片持ち梁の単純な試験体を用いて実験を行っている。

実験は、鋼管梁の有する限界性能について調べるため、衝撃曲げ破壊試験を主体として、支持条件の相違・鋼管径の相違及び荷重速度の相違が限界性能に及ぼす影響についての検討を行った。また、衝撃载荷に対する結果との比較及び動的特性を考慮した上で静的な取り扱いの可能性を検討するために静的実験を併せて行った。

本実験によって得られた結果を総合的に検討すれば以下のようなになる。

5.1 静的エネルギー吸収能

静的エネルギー吸収能 E_s は、管径の増大にともなって線形的に増大する傾向がある。支持形式の違いによって E_s の大きさ及び管径の増大にともなう増加の割合が顕著になっている。

本研究では、 E_s を载荷点の変形量と外力の関係に基づいて算定しているため、载荷点やその近傍に生ずる局所的な変形を無視している。梁の破壊性状を見ると、载荷点付近の局所的な変形が大きく、梁の耐力もこの影響が大きい。また、本実験では鋼管の肉厚を一定として、管径だけが異なる試験体を用いている。鋼管梁の耐力・変形及びエネルギー吸収能は、断面諸定数（降伏点、引張強さ、管径、肉厚等）によって定まることが予想される。今回行った実験の範囲で、単純梁及び片持ち梁のエネルギー吸収能を求める算定式を定式化すれば以下のようなになる。

(1) 単純梁の静的エネルギー吸収能 E_s

$$E_s = 0.57 (Z_p^2 / I) - 6.30$$

(2) 片持ち梁の静的エネルギー吸収能 E_s

$$E_s = 2.75 (Z_p^2 / I) - 7.00 \quad (\text{tf} \cdot \text{cm})$$

$$Z_p = 4/3 \{ (D/2)^3 - (d/2)^3 \} \quad (\text{tf} \cdot \text{cm})$$

$$I = 1/64 \pi (D^4 - d^4)$$

Z_p : 塑性断面係数 (cm^3)

I : 断面 2 次モーメント (cm^4)

D : 鋼管の外径 (cm)

d : 鋼管の半径 (cm)

5.2 衝撃応答計算モデルの改良

(1) 計算式の改良

先の研究⁷⁾によって用いられた単純梁の衝撃応答計算モデルによって接触点荷重 (F_1) を求めると、実験で得られるような第一波にシャープな立ち上がりを持つ波形が得られない。これは先の研究による式は外部から与えられるエネルギー (E_K) が梁の吸収エネルギー (E_D) に比較して小さい場合を想定しており、4.3.1(1)項に示した現象のうちの、一度球と梁が離れた後の相互作用を考慮していないためである。従って、 $Y_2 - Y_1 < 0$ になった時の Y を $Y = 9.8 \text{ m/s}^2$ と変更する。これは、重力の加速度をとったものである。

(2) 計算条件

シミュレーションの条件は静的実験結果及び先の研究⁷⁾に基づいて表-5.1のように定める。表-5.1に示した定数の根拠は下記の通りである。

① 静的载荷実験結果によるもの	鋼のヤング率	E
	鋼の降伏点応力	σ_u
② 静的的部めり込み実験結果によるもの	局部剛性の修正係数	α
	($\phi 48.6 \text{ mm}$, $\phi 60.5 \text{ mm}$ の α は先の研究 ⁷⁾ と同一とした)	
	局部における鋼の降伏点応力 σ	(一般値 $\sigma_u = 4000 \text{ kg/cm}^2$ にひずみ速度効果 30% を加えた)
③ 実験条件によるもの	梁の等価質量	M_1
	梁のスパン	L
	管 厚	t
	重錘の質量	M_2
④ 先の研究結果 ⁷⁾ によるもの	減衰定数	h
	(D は M , K に関係するために、静的実験結果が加わり、先の実験結果 ⁷⁾ と異なった値となる)	

表— 5. 1 計 算 条 件

定 数	単 位	CAL - 1	CAL - 2	CAL - 3
D	m	0. 0486	0. 0605	0. 0891
M_1	kgf · s ² /m	0. 177	0. 224	0. 336
E	kg/m ²	$1. 87 \times 10^{10}$	$1. 57 \times 10^{10}$	$1. 99 \times 10^{10}$
L	m	1. 0	1. 0	1. 0
t	m	0. 0032	0. 0032	0. 0032
δu	kg/m ²	$6. 55 \times 10^{-7}$	$4. 79 \times 10^{-7}$	$3. 23 \times 10^{-7}$
D_1	kgf · s/m	7. 40	10. 00	26. 31
M_2	kgf · s ² /m	15. 306	15. 306	15. 306
α		61. 0	68. 0	52. 0
δy	kg/m ²	52×10^{-7}	$5. 2 \times 10^{-7}$	$5. 2 \times 10^{-7}$
D_2	kgf · s/m	240. 27	240. 17	190. 65
V	m/s	4. 0	4. 4	6. 3
		4. 4	5. 4	7. 0
		5. 4	7. 0	7. 7

$$D = 2 h \sqrt{M \cdot K}$$

h : 減衰定数

D : 減衰係数

M : 質 量

K : パネ定数

(3) 計算結果

上記の式を用いて計算した結果を図-5.1に示す。これによると、接触点の外力 (F_2 ; 本実験で測定している荷重) は第一波に鋭いピーク値を示す。その後、梁の剛性に比較して、与えるエネルギーが大きい場合には一度 $F_2 = 0$ になる。図-5.1の $T-F_2$ を実測の $T-F_2$ と比較すると、 $\phi 48.6 \text{ mm}$ では波動は第一波の後 $F_2 = 0$ となること、 $\phi 60.5 \text{ mm}$ では $F = 0$ までは達しないこと、 $\phi 89.1 \text{ mm}$ では F が急激には低下しないこと等、良く一致する。但し、計算には破壊条件を入力していないため、 $T-F$ が最終的に $F = 0$ とならないところが実験値と異なっている。表-5.2 にピーク荷重、ピーク荷重までの時間 (T_o)、ピーク荷重時の変位 (δF) に関して、実験値と計算値の比較を示した。表で見るように、ピーク値に達するまでの時間 (T_o)、ピーク荷重値、ピーク荷重時のたわみ等が良く表現されている。但し、 $\phi 48.6 \text{ mm}$ 、 $\phi 60.5 \text{ mm}$ のピーク荷重時の変位は小さく、実験値からは読み取れない。

図-5.2は $\phi 48.6 \text{ mm}$ の場合の载荷速度 (V) の影響をシミュレーション結果で表したものである。図から、 V (実験では落下高) が大きくなると F_2 のピークが大きくなり、特に第一波と第二波のピークは速度の小さい場合は第一波の方が小さい荷重を示すが、速度が大きくなるに従い、第一波の方が大きくなっていくことが分かる。この点も実験結果を良く再現している。

表 5.2 実験値と計算値の比較

鋼管径 D (mm)	実 験 結 果					シ ャ ム レ ー シ ョ ン 結 果			
	CASE NO	落下高 H (m)	ピーク荷重 F_{max} (tonf)	ピーク荷重ま での時間 T_o (msec)	ピーク荷重時 の変位 δF (cm)	落 下 高 H (m)	ピーク荷重 F_{max} (tonf)	ピーク荷重ま での時間 T_o (msec)	ピーク荷重時 の変位 δF (cm)
48.6	2	1.0	1.75	0.6	—	1.0 (4.4)	1.58	0.6	0.08
	4	1.0	1.36	0.5	—				
	9	1.0	1.69	0.6	—				
平 均			1.60	0.6	—				
60.5	1	1.5	2.19	0.5	—	1.5 (5.4)	1.91	0.7	0.13
	4	1.5	2.05	0.5	—				
	7	1.5	2.07	0.6	—				
	平 均		2.10	0.6	—				
89.1	1	2.0	2.85	3.7	0.9	2.0 (6.3)	2.75	6.2	1.7
	4	2.0	2.15	3.3	1.1				
	7	2.0	2.72	3.8	2.2				
	平 均		2.57	3.6	1.4				

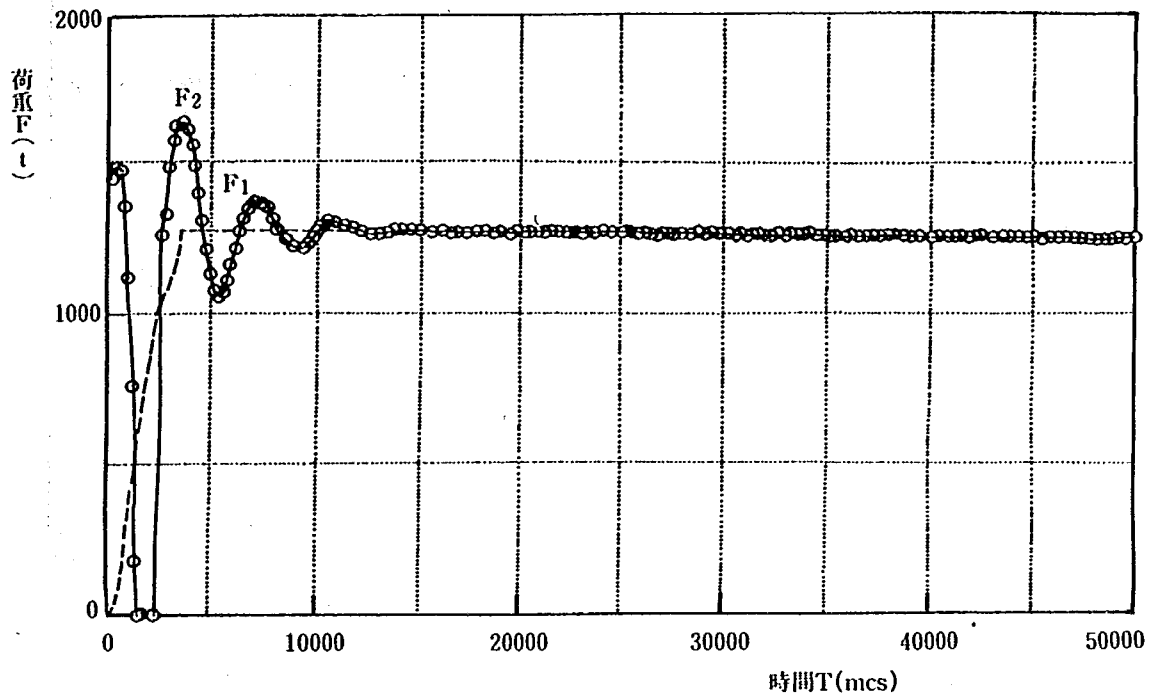


図- 5. 1 (a) $T - F$ カーブ ($H = 48.6 \text{ mm}$, $H = 0.8 \text{ m}$)

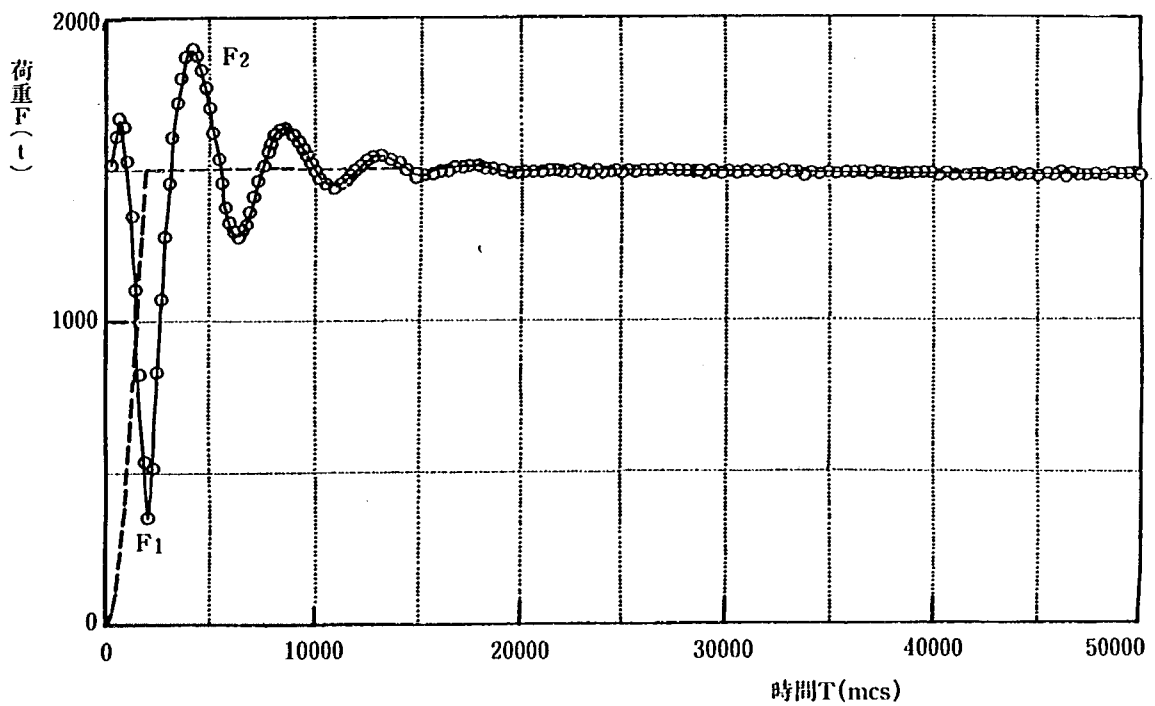


図- 5. 1 (b) $T - F$ カーブ ($\phi = 60.5 \text{ mm}$, $H = 1.0 \text{ m}$)

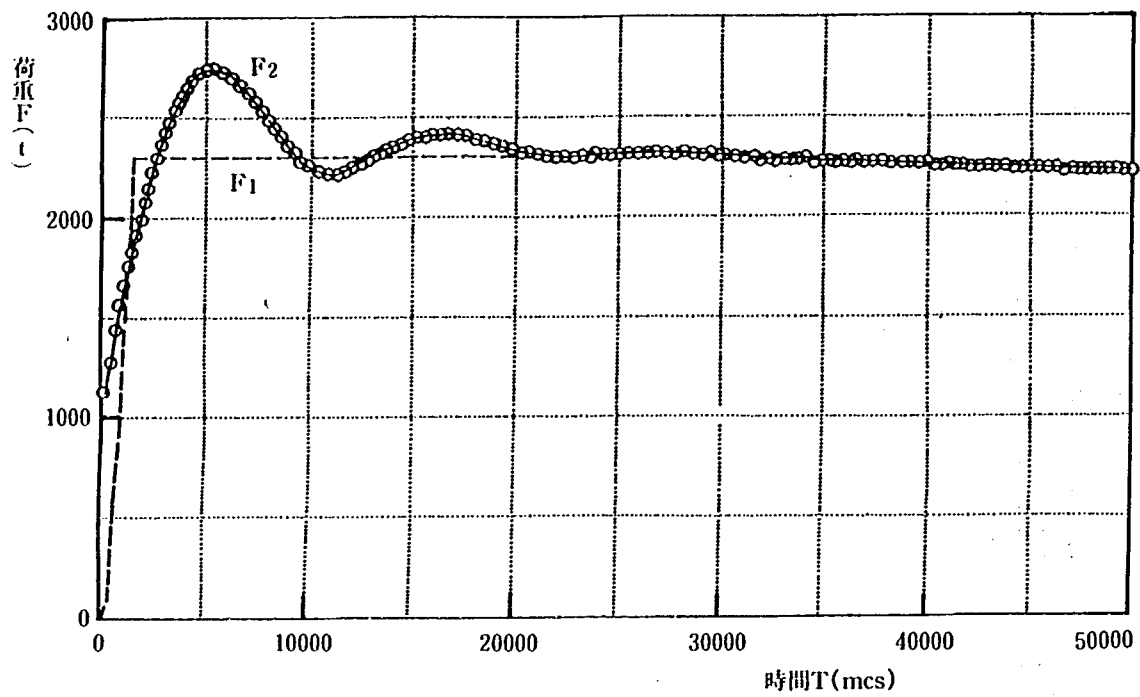
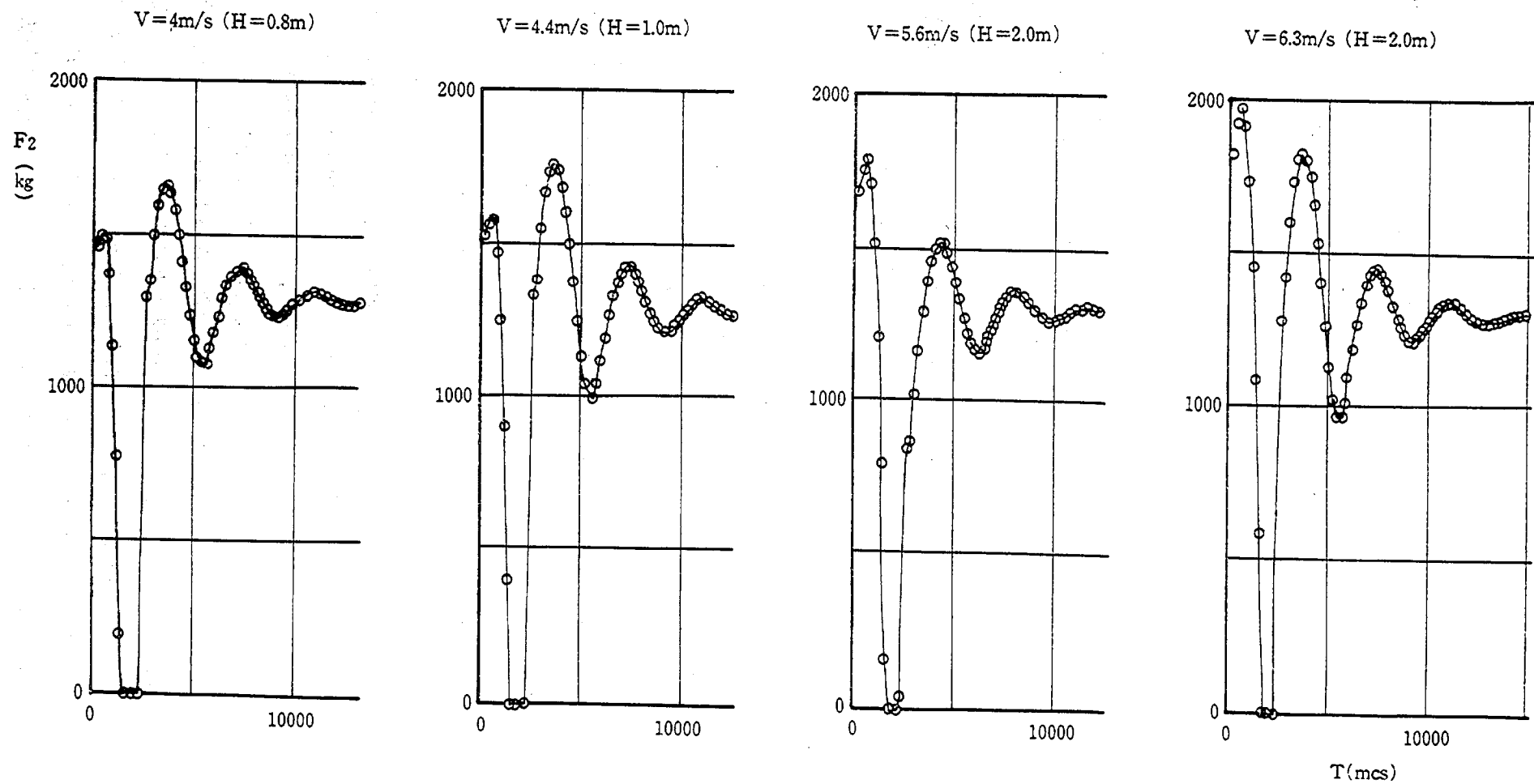


図- 5.1 (c) $T - F$ カープ ($\phi = 89.1 \text{ mm}$, $H = 2.0 \text{ m}$)



図— 5.2 載荷速度による $F F_2$ カurve の変化 ($\phi 48.6\text{mm}$)

5.3 衝撃曲げエネルギー吸収能

衝撃曲げエネルギー吸収能 (E_D) は、梁が曲げ変形を起こし、破壊されるまでの仕事量で表される。

$$E_D = \sum F_1 \cdot \delta_1 \dots\dots\dots (5.8)$$

E_D : 梁の衝撃曲げエネルギー吸収能

F_1 : 梁のバネ力

δ_1 : 梁のたわみ

しかし、本実験で測定されているのは δ_1 と接触点の力 F_2 である。従って、基本的には実験データから梁の吸収エネルギーは求められないことになる。そこで、第 5.2 節に示したシミュレーション結果から F_1 、 F_2 、 δ_1 を求めて $E_D = \sum F_1 \cdot \delta_1$ と $E_{D'} = \sum F_2 \cdot \delta_1$ を比較してみる。 $E_D \approx E_{D'}$ であれば本実験で測定した F_2 を用いて E_D を求めることができる。 F_1 、 F_2 と δ_1 (図中では Y_1) の関係を図-5.3 に示す。この図から、 E_D および $E_{D'}$ を求めると図中に示すように、その差は僅かで、全体の 2~3% である。この程度の差ならば $E_D \approx E_{D'}$ と考えて、実験より測定された F_2 を用いて $E_D \approx \sum F_2 \cdot \delta_1$ として求めても良いと考えられる。

5.4 鋼管梁の衝撃曲げクライテリア

鋼管梁の衝撃曲げクライテリアとして、衝撃曲げエネルギー吸収能 (E_{DC}) を求めようとしたが、単純梁の場合と片持ち梁の場合では下記の異なる傾向を示している。

単純梁では、① $\phi 48.6 \text{ mm}$ 、 $\phi 60.5 \text{ mm}$ ではバラツキが大きいものの $E_{DC} \approx E_S$ と考えることができる。

② $\phi 89.1 \text{ mm}$ では E_{DC} は管径の小さいものよりも小さくなり、 E_S より大幅に小さい値となる。

片持ち梁では、

③ いずれの管径においても $E_{DC} < E_S$ となる。

④ E_{DC} は管径または断面係数に直線的に比例して大きくなる。

なお、単純梁、片持ち梁とも E_{DC} が載荷速度の影響を殆ど受けないのは同様である。このような傾向を示した理由を考えると、③は、片持ち梁の荷重継続時間が予想よりも長かったために、現象が最後まで計測されていなかったことに起因する。従って、今後、実験を補足するのが望ましいが、単純梁の $\phi 48.6 \text{ mm}$ 、 $\phi 60.5 \text{ mm}$ と同様に $E_{DC} = E_S$ となることが予想される。②の理由は、管径が肉厚に比べて大きくなると、局所のめり込みが大きくなることにより、梁の終局強度、終局変位が小さくなるためと推測される。従って、今後局所めり込みを伴う鋼管の終局強度、終局変位の低下について既存の研究・調査結果を合わせて調査し、 E_D を再評価する必要がある。なお、片持ち梁の $\phi 89.1 \text{ mm}$ の場合、局所めり込みによる E_{DC} の低下がみられないのは、構造による相違である。すなわち、片持ち梁の打撃点の曲げモーメントは 0 であり、固定端で最大となる。従って

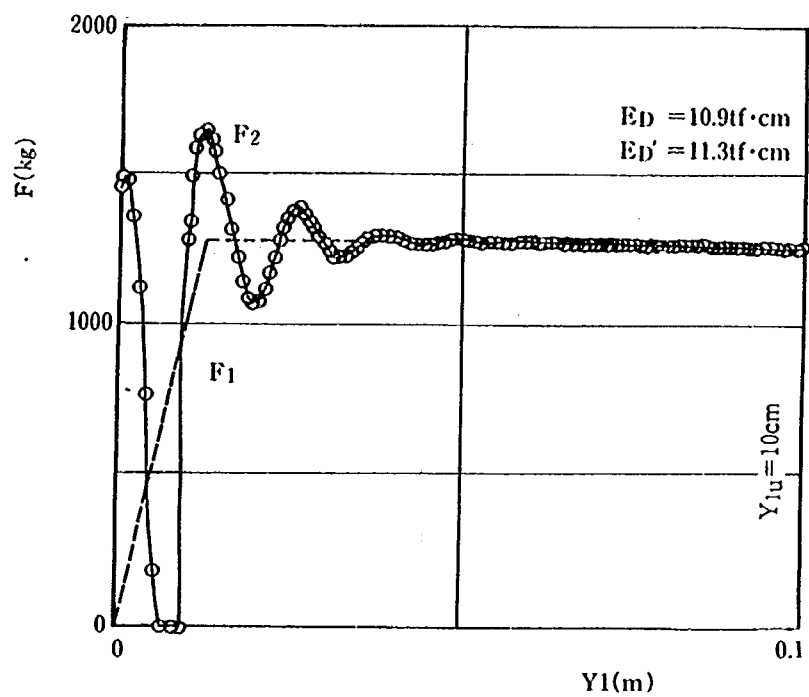


図-5.3 (a) $F - Y_1$ カージ ($\phi = 48.6 \text{ mm}$ $H = 0.8 \text{ m}$)

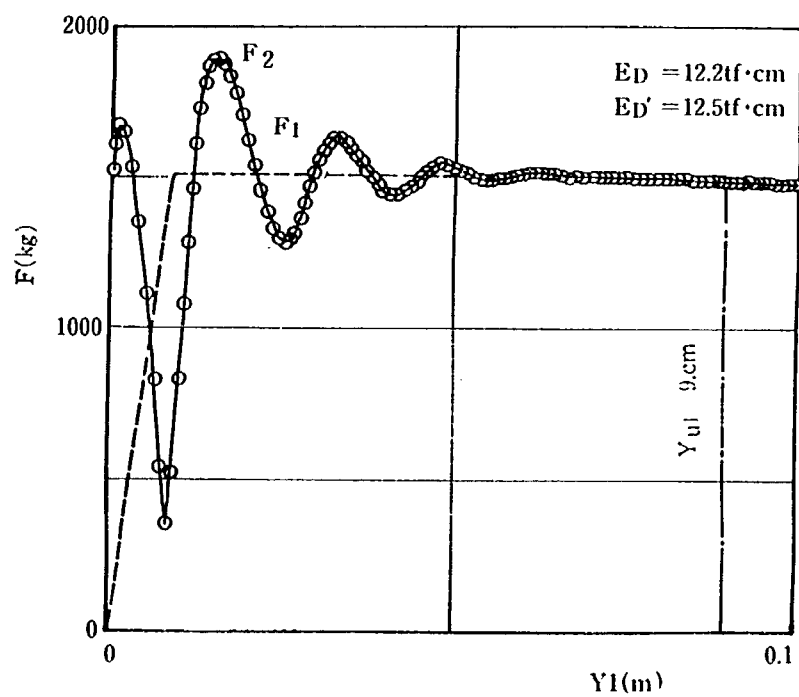


図-5.3 (b) $F - Y_1$ カージ ($\phi = 60.5 \text{ mm}$ $H = 1.0 \text{ m}$)

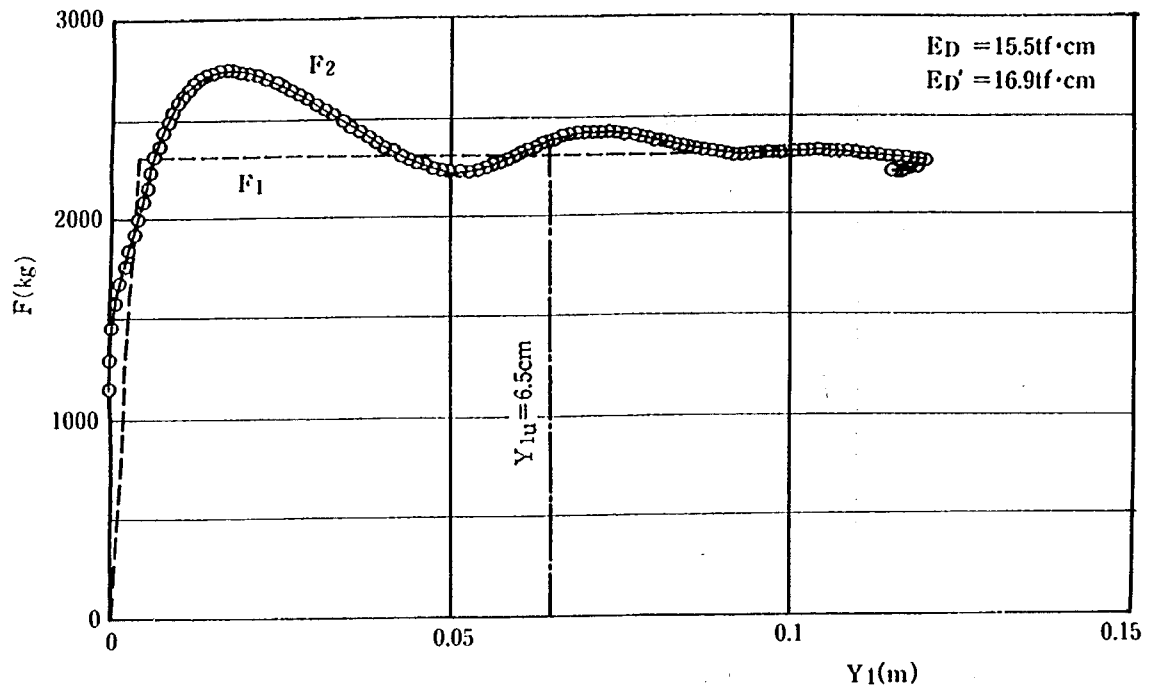


図-5.3 (c) $F-Y_1$ カージ ($\phi 89.1 \text{ mm}$, $H = 2.0 \text{ m}$)

局部めり込みは生じて、曲げ破壊する固定端には影響しないからである。

以上をまとめると、鋼管梁の衝撃曲げ破壊クライテリアは、前述の2点が今後検討が必要な事項として残されるが、下記のような理由から E_{DC} を用いるのが適当と考えられる。

① E_{DC} は载荷速度に影響を受けず、ほぼ一定である。さらに、 $E_{DC} \doteq E_S$ として求めることができる。

② E_S は単純梁、片持ち梁とも管径 D 又は Z_P / I (Z_P : 塑性断面係数, I : 断面2次モーメント) の関数として表される。 $E_{DC} \doteq E_S$ とすれば、次の式が梁の衝撃曲げ破壊クライテリアとして提案される。

$$E_{DC} = 0.57 (Z_P^2 / I) + 6.30 \quad (\text{単純梁})$$

$$E_{DC} = 2.75 (Z_P^2 / I) - 1.00 \quad (\text{片持ち梁})$$

E_{DC} : 衝撃曲げ吸収エネルギー

Z_P : 塑性断面係数

I : 断面二次モーメント

5.5 鋼管梁の耐衝撃曲げ設計法

鋼管梁に外部から土石流の巨礫が衝突する場合、巨礫の持つエネルギーは梁の衝撃曲げ吸収エネルギー (E_D , 本実験で検討したもの)、梁の局部吸収エネルギー (E_{DL}) および他のエネルギー吸収 (E_o) に変換されると考えられる。

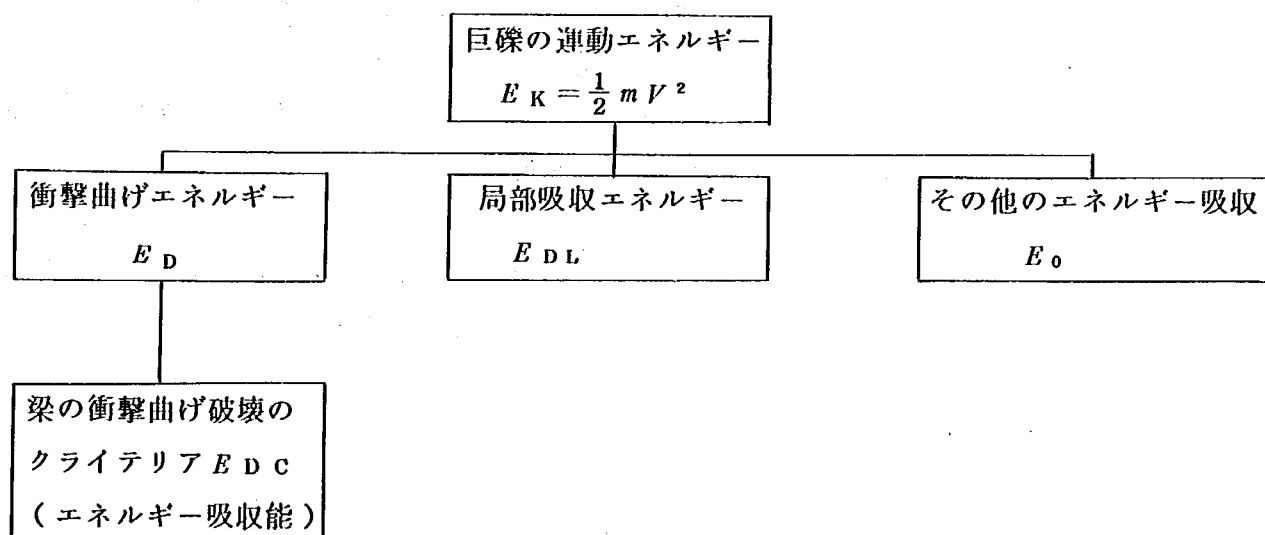


図-5.4 衝突時のエネルギーの変換

今回の実験では図-5.4のうちの梁の衝撃曲げエネルギー吸収能 (E_{DC}) を梁の破壊クライテリアとして実験的に求めた。 E_{DC} については、第5.4節に示した問題点はあるものの、 $E_{DC} = E_S$ (静的エネルギー吸収能) とすることができると考えられる。従って、ある重量と速度を持つ

巨礫が衝突するとき、梁が破壊するかどうかを判定するには、 E_D 、 E_{DL} 、 E_0 の比率を知る必要がある。

上記の吸収エネルギーのうち E_{DL} に関してはシミュレーションの結果から求めることができる。
図-5.3に示したのと同じケースについて、

$$E_{DL} = \Sigma F_2 - (Y_2 - Y_1)$$

として求めると表-5.3の通りとなり、 $\phi 48.6 \text{ mm}$ 、 $\phi 60.5 \text{ mm}$ の場合は E_D に対して E_{DL} は小さいが、 $\phi 89.1 \text{ mm}$ では17.4%程度となる。 $F_2 - (Y_2 - Y_1)$ カーブを図-5.5に示す。

表-5.3 局部吸収エネルギー(E_{DL})の計算値

管 径 mm	落 高 m	速 度 m/s	運動エネ ルギ-	曲げ吸収 エネ ルギ-	局部吸収 エネ ルギ-	$\frac{E_{DL}}{E_D}(\%)$
48.6	0.8	4.0	12.2	10.9	0.16	1.5
60.5	1.0	4.4	14.8	12.2	0.26	2.1
89.1	2.0	6.3	30.3	15.5	2.70	17.4

従って E_{DL} は管径に比較して管厚が薄い場合、 E_D と比べて相当の割合を占めることになり、設計においても考慮する必要がある。 E_{DL} は実験的に求めることができるほか、⁷⁾ 今回のようにシミュレーションによって算定することも可能である。いずれにしろ、その構造(支持条件、スパン、管厚、管径)を決めて、各ケース毎の E_{DL} を算定する必要がある。

次に E_0 であるが、今回の実験で求めることは出来ないが、もし、荷重条件として梁が破壊する極限の条件を設定できれば下記の式により求めることが可能である。

$$E_0 = E_K - (E_{DL} + E_D)$$

表-5.3から分かるように、 $\phi 48.6 \text{ mm}$ 、 $\phi 60.5 \text{ mm}$ の場合は E_0 が小さいが、 $\phi 89.1 \text{ mm}$ の場合は大きい値となる。鋼管の管径が大きくなると E_0 の値が大きくなる原因は、 E_{DL} と合わせて今後の研究が必要である。

5.6 結論と今後の検討事項

鋼管単純梁、鋼管片持ち梁を破壊するに十分なエネルギーをもつ重錘を衝突させて、単純梁、片持ち梁それぞれの衝撃曲げ破壊のクライテリアについて検討し、次の結論を得た。

- (1) 梁に巨礫が衝突する場合の現象が解明され、その現象のシミュレーションが2質点系振動モデルによって可能であることが証明された。さらに、このシミュレーションの結果、梁の変形による吸収エネルギー E_D は概略値を求めるのであれば、接触点の力 F_2 と梁のたわみ δ_1 を測定して、 $E_D = \Sigma F_2 \cdot \delta_1$ で求められることが証明された。

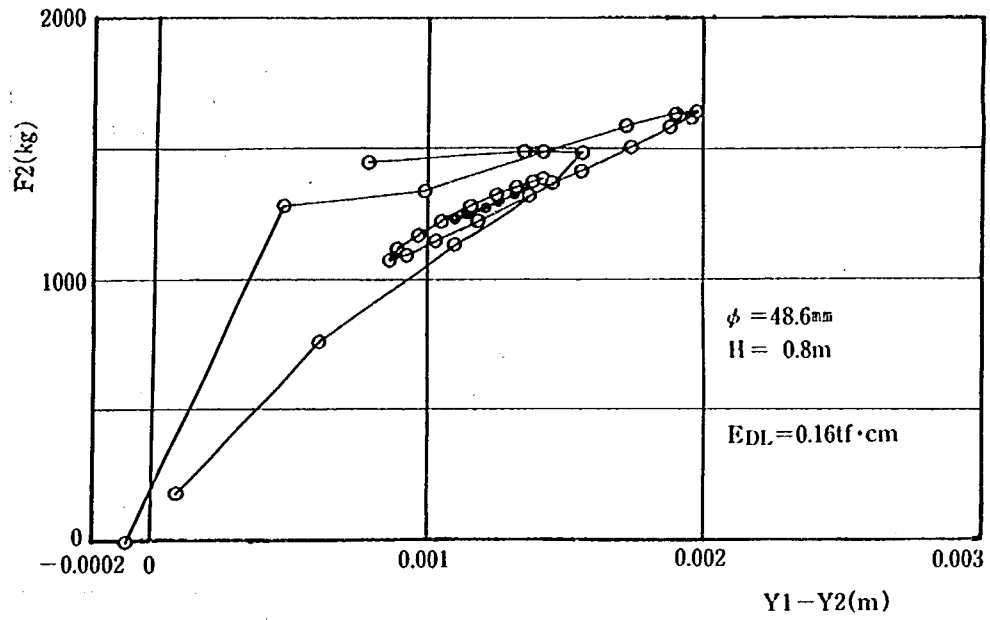


図-5.5 (a) $F_2 - (Y_2 - Y_1)$ カープ

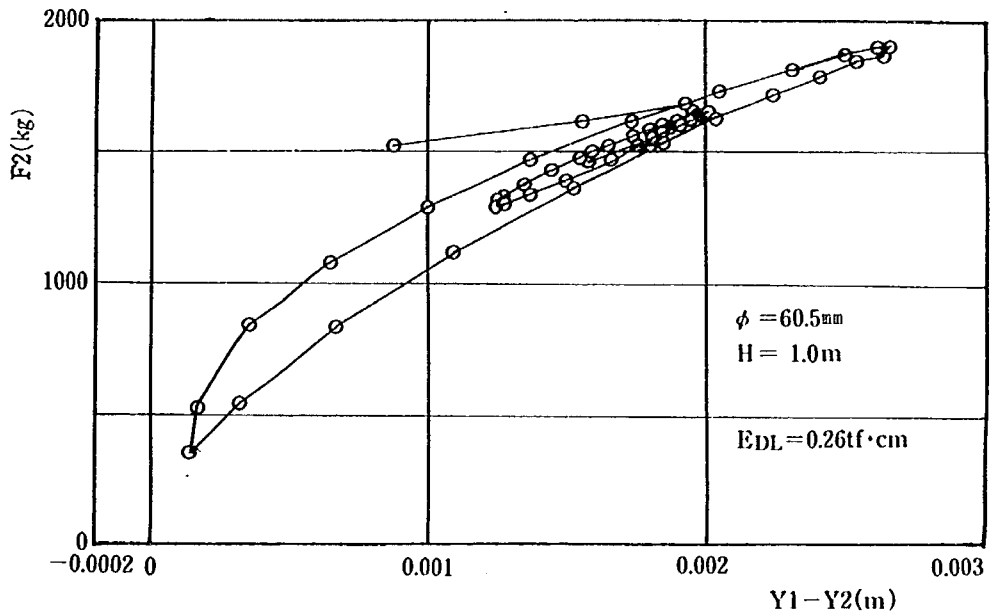


図-5.5 (b) $F_2 - (Y_2 - Y_1)$ カープ

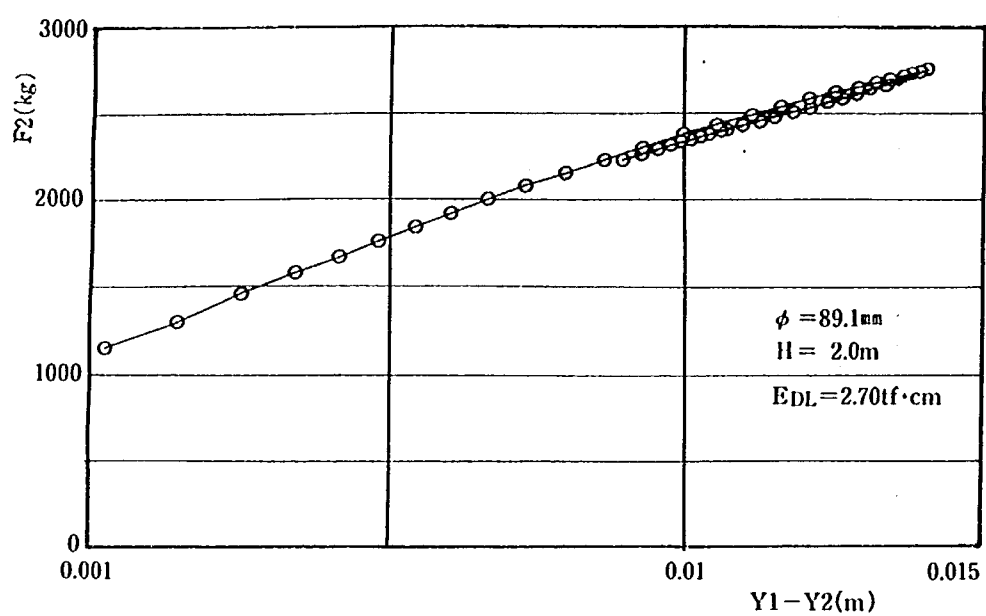


図 - 5.5 (c) $F_2 - (Y_2 - Y_1)$ カーブ

- (2) 梁の衝撃曲げ破壊クライテリアとして、梁の衝撃曲げ吸収 (E_{DC}) が適切と考えられる。
- (3) E_{DC} を求める式としては、後に示す検討が必要であるが、 $E_{DC} = E_s$ として下記の式が提案される。

$$E_{DC} = 0.57 (Z_P^2 / I) + 6.30 \quad (\text{単純梁})$$

$$E_{DC} = 2.75 (Z_P^2 / I) - 1.00 \quad (\text{片持ち梁})$$

$$Z_P = 4/3 \{ (D/2)^3 - (d/2)^3 \}$$

$$I = 1/64 \pi (D^4 - d^4)$$

Z_D : 塑性断面係数 (cm^3)

I : 断面 2 次モーメント (cm^4)

D, d : 鋼管の外径, 内径 (cm)

E_{DC} : 衝撃曲げ吸収エネルギー ($\text{tonf} \cdot \text{cm}$)

- (4) 巨礫の運動エネルギー (E_K) は管径に対して肉厚が厚い場合はほとんど梁の衝撃曲げ吸収エネルギー (E_D) に変換されるが、肉厚が薄くなると、局部吸収エネルギー (E_D) その他の吸収エネルギー (E_o) も相当大きくなり無視できないことがわかった。

上記の結論を得る過程で、いくつかの問題点があり、今後検討を加える必要がある。検討を必要とするのは下記の事項である。

- (1) 片持ち梁の衝撃曲げ吸収エネルギー能 E_D に関する補足実験。
- (2) 局部めり込みによる梁の終局荷重、終局変位の低下に関する調査。これは、既存の研究結果を調査することで十分と考えられる。
- (3) 管径に対して管の肉厚が薄い場合 ($\phi 89.1 \text{ mm} - t = 3.2 \text{ mm}$ よりも更に肉厚の薄いケース) における局部吸収エネルギー (E_{DL}) 及びその他の吸収エネルギー (E_o) の実験又はシミュレーションによる検討。

以上は鋼管梁の耐衝撃曲げ設計を確立する上で必要な検討事項である。A 型スリット鋼製ダムの耐衝撃設計を確立するには更に下記の 3 項目が必要である。

- ① 衝撃せん断応答と破壊クライテリアの検討
- ② 衝撃軸応力応答と破壊クライテリアの検討
- ③ A 型スリット構造物の構造物全体としての衝撃応答の検討

参 考 文 献

- 1) 水山高久：砂防ダムに対する土石流衝撃力算定とその問題点，新砂防 112，昭 54
- 2) 水山高久，下東久巳：土石流衝撃力の緩衝材に関する基礎的研究，新砂防 vol 38，№ 2（139），昭 60. 7
- 3) 水山高久，下東久巳，下田義文：緩衝材を付けたコンクリート構造物に対する土石流衝撃力に関する研究，新砂防 vol 38，№ 3（140），昭 60. 9
- 4) 瀬尾克美，水山高久，下東久巳：コンクリート砂防ダム袖部における土石流衝撃力対策，新砂防 vol 38，№ 6（143），昭 61. 3
- 5) 清野雅雄，水山高久，森田昭宏，中西 宏：鋼管の変形に基づく土石流衝撃力の算定，新砂防 vol 39，№ 2（145），昭 61. 7
- 6) 水山高久，中西 宏，松村和樹：大口径鋼管に対する衝撃载荷試験，新砂防 vol 38，№ 4（141），昭 60. 11
- 7) 矢澤昭夫，水山高久，下東久巳：鋼管に対する土石流衝撃力実験報告書，土木研究所資料，第 2276 号，昭 61. 3

写真集

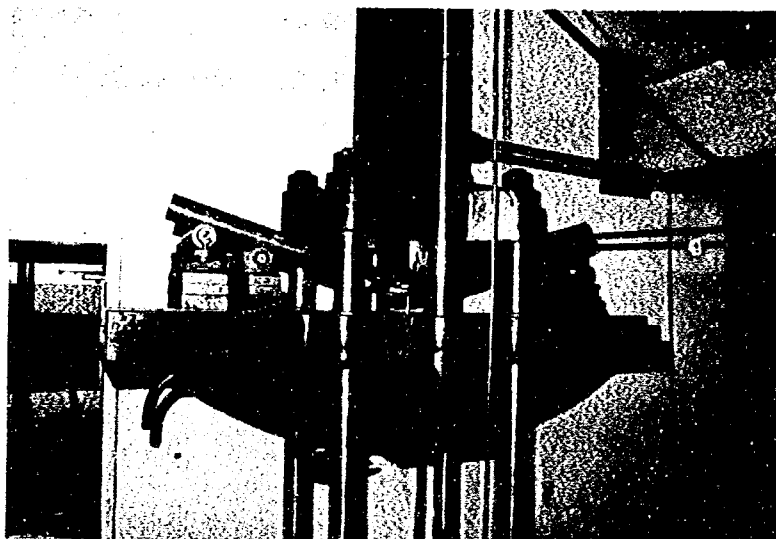


写真- 1

単純梁の静的載荷試験
終了後の供試体の状況

($\phi 60.5\text{mm}$)
(スパン 1 m)



写真- 2

片持ち梁の静的載荷試験
載荷装置と試験状況

($\phi 48.6\text{mm}$)
($L=1.2\text{m}$)

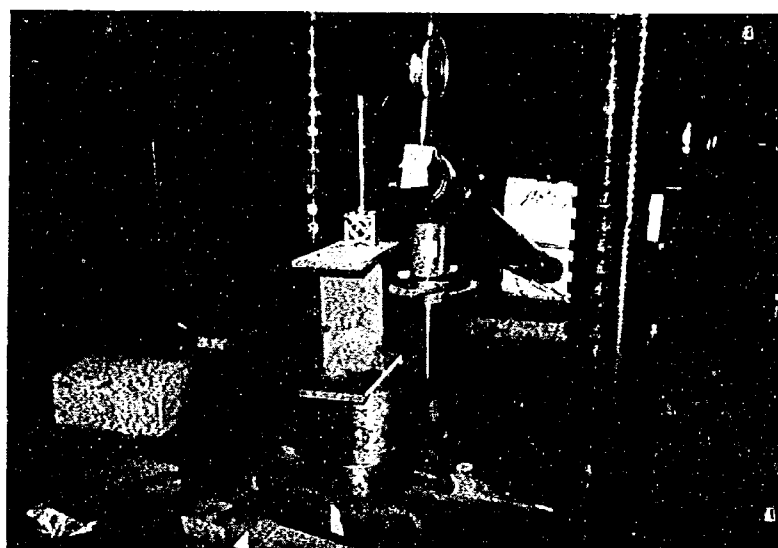


写真- 3

片持ち梁の静的載荷試験
載荷終了後の供試体の状況

($\phi 89.1\text{mm}$)
($L=1.2\text{m}$)

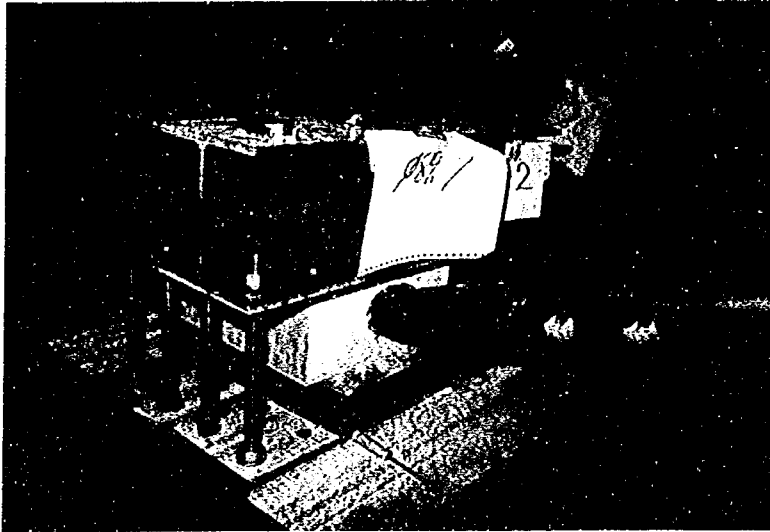


写真- 4

片持ち梁の静的載荷試験

載荷終了後の状況

($\phi 89.1\text{mm}$)
($L=1.2\text{m}$)

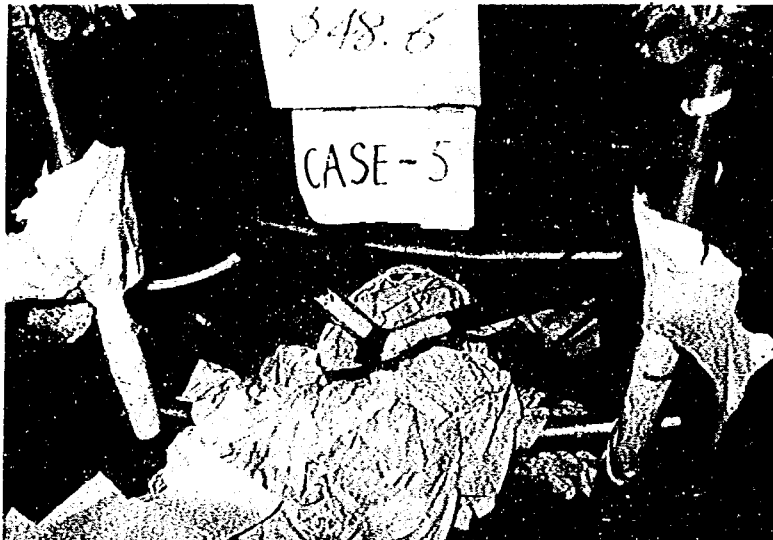


写真- 5

単純梁の衝撃載荷試験

載荷後の状況

($\phi 48.6\text{mm}$)
($L=1.0\text{m}$)
(重錘の落下高 $H=2.0\text{m}$)



写真- 6

単純梁の衝撃載荷試験

載荷後の状況

($\phi 60.5\text{mm}$)
($L=1.0\text{m}$)
($H=2.0\text{m}$)



写真- 7

単純梁の衝撃载荷試験

载荷後の状況

$$\begin{pmatrix} \phi 89.1\text{mm} \\ L=1.0\text{m} \\ H=2.0\text{m} \end{pmatrix}$$

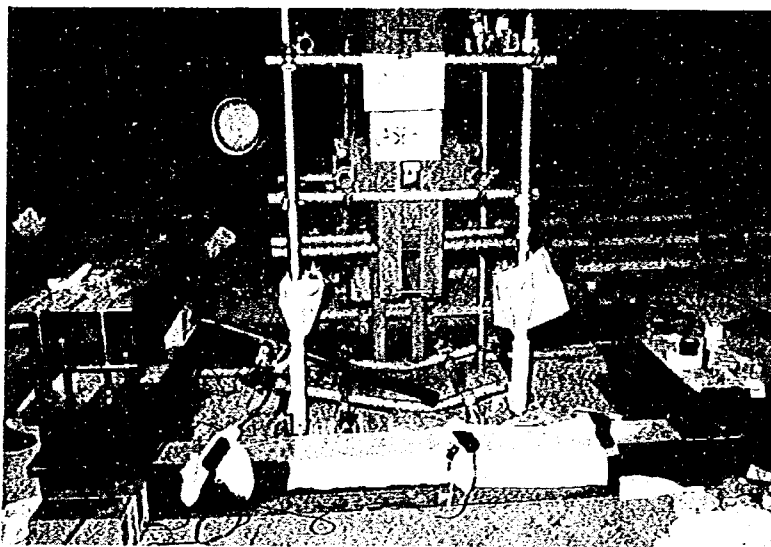


写真- 8

片持ち梁の衝撃载荷試験

载荷後の状況

$$\begin{pmatrix} \phi 48.6\text{mm} \\ L=1.2\text{m} \\ H=1.5\text{m} \end{pmatrix}$$

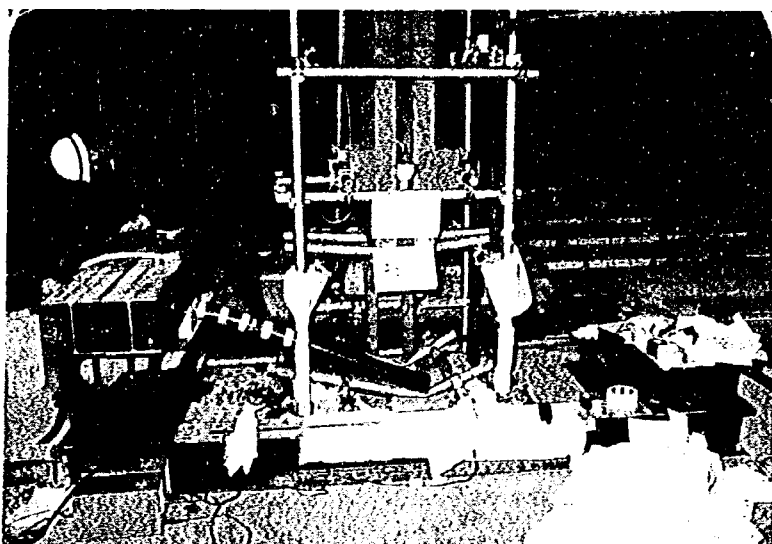


写真- 9

片持ち梁の衝撃载荷試験

载荷後の状況

$$\begin{pmatrix} \phi 89.1\text{mm} \\ L=1.2\text{m} \\ H=1.5\text{m} \end{pmatrix}$$

鋼管梁の衝撃応答
実験報告書

I S S N 0 3 8 6 - 5 8 7 8

土木研究所資料第2448号

昭和 6 2 年 3 月 (1987)

建設省 土木研究所砂防研究室 矢 澤 昭 夫
水 山 高 久

要 旨

鋼管の単純梁と片持ち梁に対して衝撃曲げ破壊を主
とした実験を行い、静的及び動的応答特性を調べ、鋼管
製土石流対策施設の設計方法の提案を行ったものである。



キーワード：鋼製砂防施設，土石流，衝撃力，動的応答解析

郵便はがき

3 0 5 - □ □

四十円切手
をはって下
さい

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所

砂防研究室 御中

土研資料第2448号

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第2448号

鋼管梁の衝撃応答実験報告書 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印