

土木研究所資料

立木の衝撃緩衝効果に関する試験 報告書(II)

平成元年2月

建設省土木研究所
砂防部砂防研究室

「 Copyright © (1989) 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、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。」

立木の衝撃緩衝効果に関する試験 報告書(II)

砂防研究室 室長 水山高久
研究員 栗原淳一
鈴木浩之

要 旨

近年、緑の砂防ゾーン等、積極的に樹木を利用した砂防施設が施工されつつある。しかし、樹木が土石流あるいは流下してくる土砂に対してどの程度抵抗できるかという定量的な評価がなされておらず、樹木を利用した施設の設計方法も確立されていない現状であり、その設計方法の確立が急がれている。筆者らは、過去2ケ年に渡って杉に対して衝撃载荷試験、静的引き倒し試験、杉単純梁の曲げ試験等を実施して、樹木1本が持つエネルギー吸収能を推定する手法を検討し、杉の衝撃エネルギー吸収能を推定する式を提案した。しかし、樹木の強度は自生している場所の日照、気温、地質等の生育条件の影響を強く受けるほか、樹種によっても全く異なる強度特性、変形性状を示す天然の素材であるため一種類の樹種に対して試験を行ったのみでは一般的な推定方法を確立したとはいえない。そこで本年度は、コナラに対して衝撃試験、静的引き倒し試験を実施したほか、杉との材質の違いを確認するためのコナラ単純梁の曲げ強度試験、めり込み試験を実施した。コナラの衝撃エネルギー吸収能は杉に比べて多少小さく、エネルギー吸収能は杉同様、根元径の関数と見なすことができることが分かった。この結果を基にエネルギー吸収能を推定する式を提案したほか、離散化モデルによる樹木のシミュレーションを実施し、樹木の変形及び力学的特性を推定した。

キーワード：土石流、衝撃力、土石流緩衝樹林帯、緩衝材、衝撃応答解析

Study on the impact energy absorptivity of woods (II)

by

Takahisa MIZUYAMA

Junichi KURIHARA

Hiroyuki SUZUKI

Synopsis

Sabo facilities utilizing trees such as Sabo zone with trees have been recently constructed positively. But their effect for debris flows could not be evaluated quantitatively and their design method has not been also established. Impact loading tests, static pulling down tests on actual trees and bending rupture tests on simple beams of *Cryptomeria japonica* were conducted to find out the impact energy absorptivity of it for the past two years. But to conduct the tests on one kind tree is not sufficient to establish the presumption method for energy absorptivity because the intensity of trees are affected by the growth condition such as sunshine, temperature and geology of the area and every trees have different intensity and deformation characteristics. Impact loading tests, static loading tests on actual *Quercus serrata* in the field and two kinds laboratory tests were conducted to check the difference of woods quality. The results suggest that the impact energy absorptivity of *Quercus serrata* is smaller than that of *Cryptomeria japonica* and can be expressed as a function of a diameter at the root portion. A formula was proposed to presume the energy absorptivity of *Quercus serrata* and the simulation by discrete model are conducted.

KEYWORDS : Debrisflow, impact force, forest belt to absorb the impact of debrisflow, cushioning materials, impact response analysis

は　じ　め　に

近年、環境を考慮した砂防施設や公園機能を有する遊砂地など、周辺環境を配慮した砂防施設や憩いの場としての砂防施設が社会のニーズとなっている。これらの施設の中心となるものの一つが樹木で、例えば緑の砂防ゾーン創出事業では、積極的な樹木の導入が図られている。このような樹木を利用した砂防施設が検討されている一方で、樹木自体が有する土石流の衝撃緩衝効果については十分検討されておらず、その推定方法も確立されていない。本報告書は、土石流に対して、樹木一本がどの程度抵抗出来るかについての資料を得るために実施した基礎的な研究の成果で、建設省中部地方建設局富士砂防工事事務所より「砂防樹林帯の機能に関する実験」として依頼された課題である。

本年度は、昨年度までのスギに対する試験と同じ方法で、富士山大沢扇状地内のコナラに対し衝撃実験、静的引き倒し試験を行った。この際、土石流発生時の状態を考慮し、地盤の含水比を変化させたり、上載荷重が作用した場合の試験も実施した。以上の結果から立木のエネルギー吸収能を推定する手法を提案するとともに、離散化モデルによる立木の衝撃エネルギー吸収能を推定する方法を検討した。

平成元年 2 月

目 次

はじめに

1. 試験の概要	1
1.1 試験の種類	1
1.2 試験条件	1
2. 室内試験	3
2.1 静的局部めり込み試験	3
2.1.1 試験方法	3
2.1.2 試験体	5
2.1.3 試験結果	5
(1) 荷重とめり込み量の関係	5
(2) めり込みによる局部荷重の推定式	7
2.1.4 ま と め	7
2.2 木材単純梁の曲げ強度試験	8
2.2.1 試験方法	8
2.2.2 試験ケース	9
2.2.3 試験体	9
2.2.4 試験結果	9
(1) 荷重と変位の関係	9
(2) コナラ単純梁の静的エネルギー吸収能	17
2.2.5 ま と め	18
3. 現地試験	19
3.1 現地試験の概要	19
3.1.1 試験場所	19
3.1.2 地盤含水比	19
3.1.3 静的引き倒し試験	19
(1) 試験目的	19
(2) 試験方法	19
(3) 測定方法および測定項目	22
(4) 試験体	22
3.1.4 衝撃载荷試験	24
(1) 試験目的	24
(2) 試験方法	24
(3) 測定方法および測定項目	25
(4) 試験体	25
3.2 静的引き倒し試験の結果と考察	32
3.2.1 試験ケース	32
3.2.2 試験結果	32
(1) 荷重と変位の関係	32
(2) 曲げモーメントと回転角の関係	37

(3) 根元径と最大荷重及び最大曲げモーメントの関係	37
(4) 立木の破壊性状	39
(5) 立木の静的エネルギー吸収能	39
3.2.3 ま と め	42
3.3 衝撃载荷試験の結果と考察	44
3.3.1 試験ケース	44
3.3.2 試験結果	44
(1) 荷重と時間の関係	44
(2) 変位と時間の関係	46
(3) 荷重と変位の関係	46
(4) 衝撃エネルギー吸収能	50
3.3.3 ま と め	51
4. 立木の衝撃応答解析	54
4.1 立木の衝撃応答解析	54
4.1.1 応答解析の基本式	54
(1) 力の釣合条件	54
(2) 変形適合条件	55
(3) 根元部における解析の基本式	56
4.1.2 曲げモーメントと回転角のモデル化	57
(1) 樹幹部のモーメントと回転角モデル	57
(2) 根元部のモーメントと回転角モデル	58
4.1.3 立木のモデル化	59
(1) 局部バネ定数	60
(2) 減衰係数	60
4.1.4 解析手順	60
(1) 解析に用いた諸定数	62
4.1.5 解析結果	62
4.2 ま と め	66
5. 結論及び今後の課題	68
5.1 結 論	68
5.2 木材の静的エネルギー吸収能と立木の衝撃エネルギー吸収能の関係	69
5.3 今後の課題	69
おわりに	70
参 考 文 献	71
資 料 集	
1. 衝撃载荷試験の測定データ	73
2. 変位～時間関係の推定方法	85
3. 推定により補正された変位～時間, 荷重～変位, エネルギー吸収能～変位の関係...	91
4. 地盤の含水比試験結果	103

1. 試験の概要

1.1 試験の種類

昨年度は、実際に生育している樹木のうちスギを対象として、衝撃载荷試験および静的引き倒し試験を実施し、スギが保有するエネルギー吸収能について検討を行い、その大きさを推定する式を提案した。

本年度は、対象とする樹種をコナラをとし、昨年度と同様の試験・検討を行い、スギに対して得られたエネルギー吸収能の推定式が、樹種の異なるコナラへも適用できるかどうかについて調べた。また、離散化モデルによる立木の衝撃応答シミュレーションを実施して、試験結果との比較および樹木の衝撃エネルギー吸収能を求める手法についても検討を行った。表-1.1に試験の種類と目的を示す。

表-1.1 試験の種類と目的

試験の種類	目 的
静的局部 めり込み試験	コナラの静的局部めり込み量と荷重の関係を調べる。
曲 げ 強度試験	単純支持したコナラに静的集中荷重が作用する場合の荷重と载荷点変位の関係を求める。また、解析に必要な弾性係数、曲げ強度等の特性値と荷重・変形特性を求める。
立木の引き 倒し試験	立木の引き倒し耐力と変形性状を求め、静的エネルギー吸収能を評価する。また、地盤の含水状態、上载荷重の有無、樹径などが立木の抵抗力および変形性状に及ぼす影響について調べる。
立木の衝撃 载荷試験	衝撃荷重が作用する場合の立木の衝撃耐力と変形性状を求め、エネルギー吸収能を算定する。また、地盤の含水状態、上载荷重の有無および樹径などが立木の抵抗力および変形性状に及ぼす影響について調べる。

1.2 試験条件

静的局部めり込み試験およびコナラ単純梁の曲げ強度試験は木材径、立木の静的引き倒し試験および衝撃载荷試験は木材径、地盤の含水状態および上载荷重の有無をそれぞれ変化させて実施した。表-1.2に試験条件を示す。

表-1.2 試験条件一覧表

試験の種類	Case No	木 材 径 (cm)	載荷速度 (m/s)	載荷位置 (m)	測定項目	散 水	上載荷重
局部 めり込み試験	1	10.0	—	—	1. 荷 重	—	—
	2	15.0	—	—	2. 変 形	—	—
コナラの 曲げ強度試験	1	10.0	—	スパン 中央	1. 荷 重	—	—
	2	10.0	—		2. 載 荷	—	—
	3	15.0	—		点変位	—	—
	4	15.0	—		—	—	
立木の静的 引き倒し試験	1	10.0	—	1.50	1. 荷 重	—	—
	2	15.0	—		2. 載 荷	—	7570 kg
	3	16.0	—		点変位	A	—
	4	12.0	—		A	7570 kg	
	5	15.0	—		B	—	
	6	17.0	—		B	7570 kg	
	7	20.0	—		—	—	
	8	21.0	—		—	7570 kg	
立木の衝撃 載荷試験	1	11.5	4.0	1.50	1. 荷 重	—	—
	2	12.5			2. 載 荷		3570 kg
	3	16.0	6.0		点変位		—
	4	11.5			3570 kg		
	5	17.0	8.0		—		—
	6	19.0			3570 kg		
	7	15.5			A	—	
	8	15.5			B	—	
	9	15.0				3570 kg	
	10	19.0			—	—	

※ 注) ケース10はアカマツに対して試験を実施した。

散水Aは、試験開始の直前に0.4m³の水を0.05m³/minの流量で立木の根元付近に散水したもので、BはAの状態に加えて試験中も散水を継続したものである。

2. 室内試験

2.1 静的局部めり込み試験

本試験およびこれまでに実施した試験においては、衝突時に発生する荷重を木材と重錘の間に取り付けたロード・セルによって測定している。この際、いずれの試験においてもロード・セルの受感部が衝突時に木材にめり込む現象が発生している。つまり測定された荷重は、木材全体の応答によって生ずる反力 F_1 と局部的変形によって生ずるバネ力 F_2 の和と考えられる。そこで、衝撃载荷試験で使用したロード・セルを用いて、局部めり込み量と荷重の関係を求めるための試験を行った。

2.1.1 試験方法

試験装置の概要を図-2.1、図-2.2および写真-2.1に示す。図に示すように、ロード・セルを200tfアムスラー試験機を用いて直接木材にめり込ませることにより、ロード・セル受感部が木材にめり込む時に生ずる荷重 P とめり込み量 α を測定した。測定した荷重 P は、ロード・セルから検出される荷重である。めり込み量 α は、アムスラー試験機の載荷板と載荷台の間の距離を測定した。なお、載荷板自体の変形量は微小であり、昭和62年度の試験結果から無視できることが確認されている。

昭和62年度に実施した試験では、受感部が完全にめり込んだ後も継続して試験を行っているが、①はしかけ状態（図-2.3参照）になるため、ロード・セルから得られる荷重が無効となること、②はしかけ状態発生後も载荷を継続し、荷重 P ～めり込み量 α 関係を求めると、はしかけ状態発生以前の弾性係数を保持して線形的な関係が $\alpha = 70\text{mm}$ 付近まで続く等の結果が明らかにされている。よって、めり込み試験の範囲は、ロード・セルの受感部分が木材にめり込むまでとした。

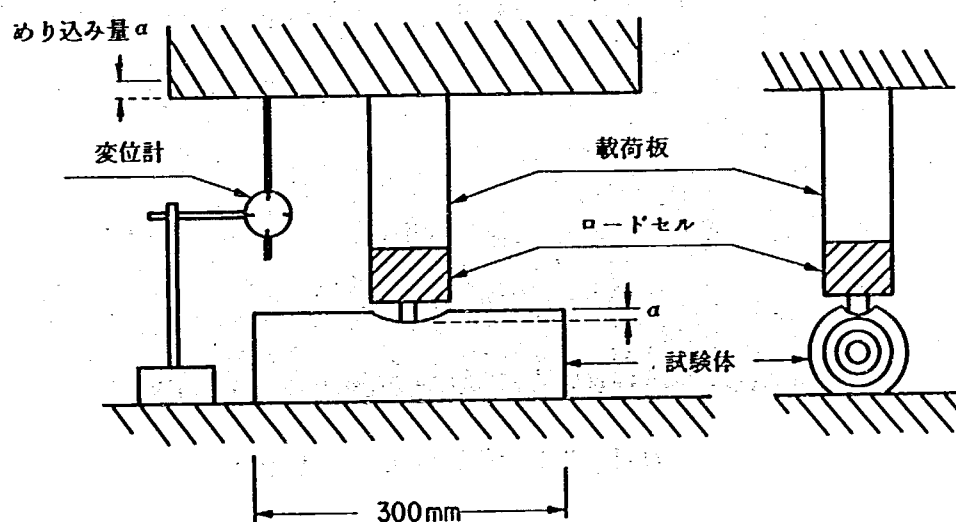
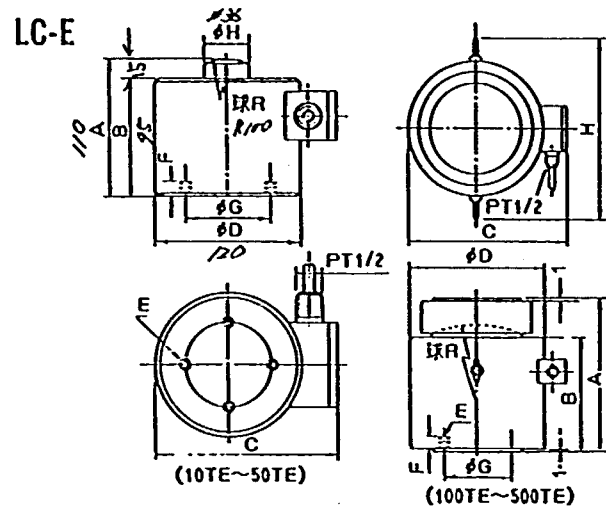


図-2.1 静的局部めり込み試験の概要



ケーブル (4芯シールドフロロポンケーブル5m、先端7Pプラグ)

LC-E種類・寸法

型式名	容量	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	質量 (kg)
LC-10TE	10t	183	90	130	φ100	4-14	8	12	φ 83	φ 24	79	3.65						
LC-20TE	20t	118	95	152	φ120	4-14	8	12	φ 93	φ 36	100	5.64						

図-2.2 ロードセルの諸元

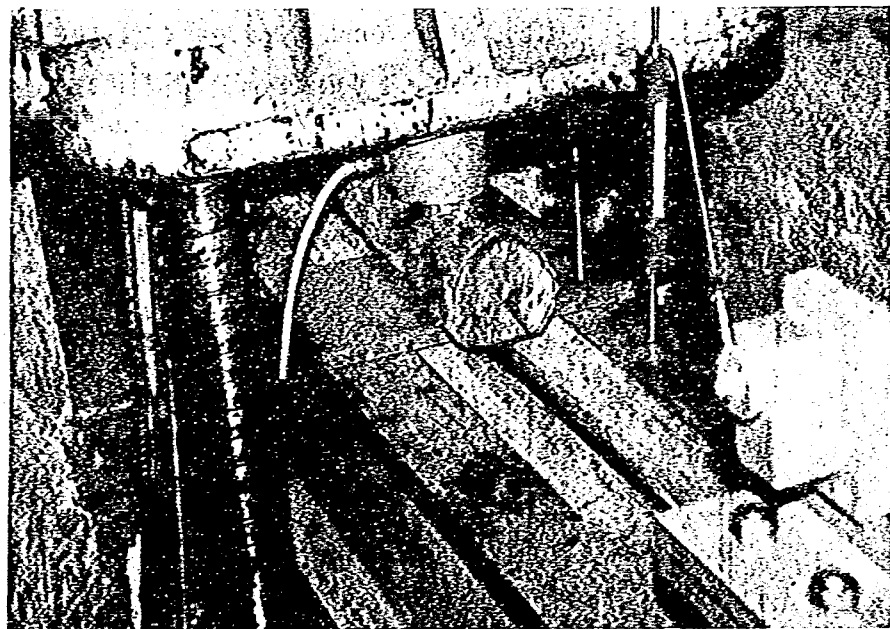
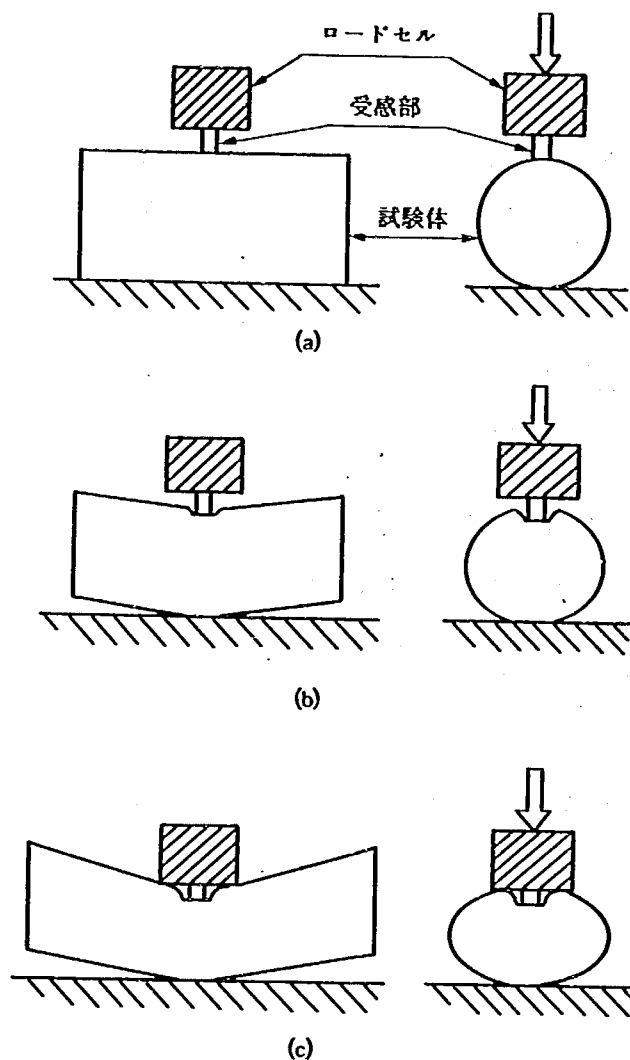


写真-2.1 装置および試験体



荷重載荷直後
試験体は徐々に局部めり込みをおこし始める。

試験体は、局部めり込みを生じるとともに全体が押しつぶされる変形状態となり、長さ方向に縮み、両端がやや上がり始める。

はしかけ状態
荷重し続けると局部めり込みおよび全体の押しつぶれ変形がさらに進行し、ロードセルの肩部（本体）が試験体に接触し、肩部で荷重を載荷する形となる。
このため、受感部に作用する圧縮力が減少する。

図-2.3 木材の局部応答と「はしかけ現象」

2.1.2 試験体

試験体は、現地試験で用いた立木（静岡県富士宮市上井出地先大沢扇状地内のコナラ）の一部から30cmを切り出したものである。試験体の直径は10cmと15cmの2種類である。試験体は自然状態の含水率が変化しないように、切口にはパラフィンを塗布しさらにビニールで覆うなどの乾燥防止処置を施し、切り出してから1週間以内に試験を行った。

2.1.3 試験結果

(1) 荷重とめり込み量の関係

試験終了後の局部変形の状況を写真-2.2に示す。試験結果を図-2.4に示す。図から、本試験のめり込み範囲では、荷重 P ～めり込み量 α 関係はほぼ完全な線形関係にあることがわかる。試験後の状態を見ると、局部的な残留変形が認められるので、木部の応答はすでに弾性範囲を越えていると考えられる。しかし、変形が一方向的に進む場合には線形式による $P \sim \alpha$ の推

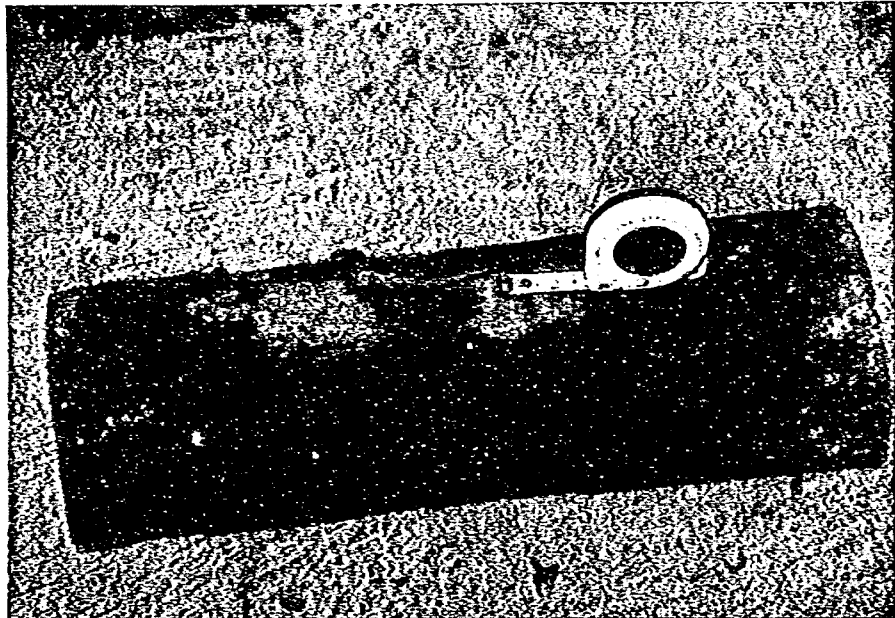


写真-2.2 試験終了後

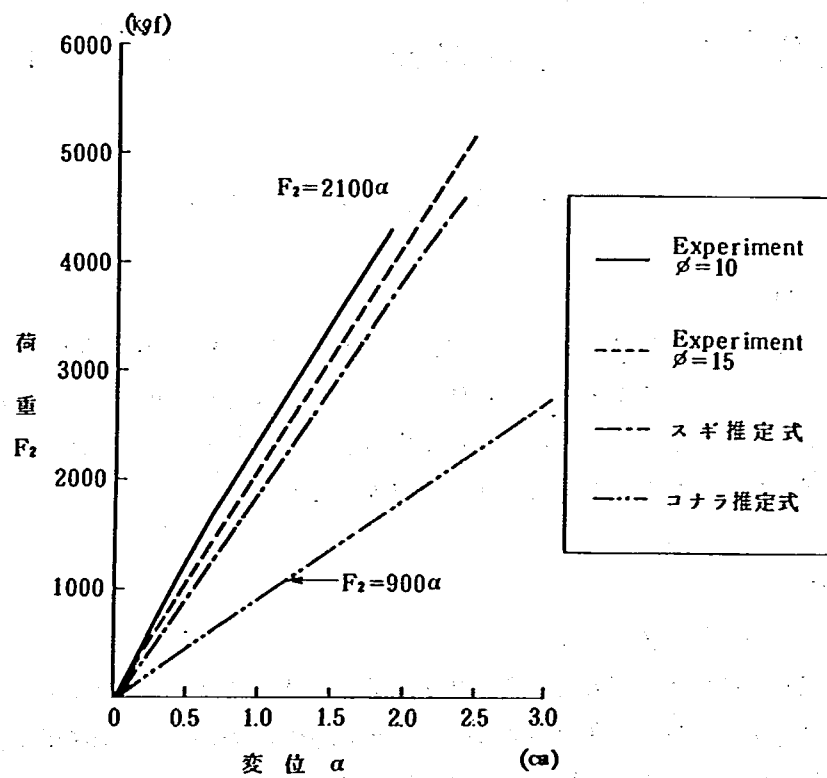


図-2.4 荷重とめり込み量の関係

定は有効であると考えられる。直径の異なる2つの試験体に対する結果には、直線の傾きに若干の相違がみられる程度で、62年度の試験結果も含め、木材径の違いによる直接的な影響はないものと考えられる。

(2) むり込みによる局部荷重の推定式

試験結果より、荷重とむり込み量の間には線形関係が成り立つので、試験結果から局部応答の剛性の平均値を求めると、 $k = 2100 \text{ kgf/cm}$ となる。よって、本試験に用いたコナラのむり込みによる局部荷重 F_2 は次式で求められる。

$$F_2 = 2100 \cdot \alpha \quad \dots\dots\dots (2.1)$$

ここに、 F_2 : 静的局部むり込み荷重 (kgf) , α : むり込み量 (cm) である。

式 (2.1) によって得られる $F_2 \sim \alpha$ 関係を図-2.4 に示す。なお、スギに対して行った試験では $k = 900 \text{ kgf/cm}$ が得られているが、本試験で用いたコナラはその約2倍の局部むり込みに対する剛性を有していることになる。

2.1.4 ま と め

現地試験で用いたコナラに対してむり込み試験を行った。その結果、以下のことが明らかとなった。

- (1) 荷重 $P \sim$ 局部むり込み量 α 関係は、式 (2.1) で与えた線形式で推定できる。
- (2) 本試験で得られた剛性 k は、 $k = 2100 \text{ kgf/cm}$ であった。この値は、62年度に実施したスギの局部むり込みに対する剛性 $k = 900 \text{ kgf/cm}$ の約2倍である。

2.2 木材単純梁の曲げ強度試験

2.2.1 試験方法

(1) 試験装置

試験に用いた装置は200tfアムスラー型試験機である。装置の概要を図-2.5および写真-2.3に示す。木材単純梁のスパン長は2.0mで、荷重形式は梁中央への集中荷重とした。

(2) 計測装置

計測項目は、荷重荷重および荷重点変位である。荷重は荷重点に取り付けた20tfロードセルにより測定した。変位は接触式の変位計を用いてアムスラー試験機の荷荷板の変位量を測定した。なお、各計測データはひずみ測定器を介してパーソナルコンピュータに自動記録させた。

(3) その他

本試験で用いたアムスラー試験機の最大ストロークは約15cmであるため、油圧制御による計測は15cm以内に制約される。15cmより大きい変位の測定にあたっては、荷荷板自体をモーターによって移動させて計測を行った。また、試験に用いた支持台の有効高さが30cmであるため、最大変位量は30cm以内である。

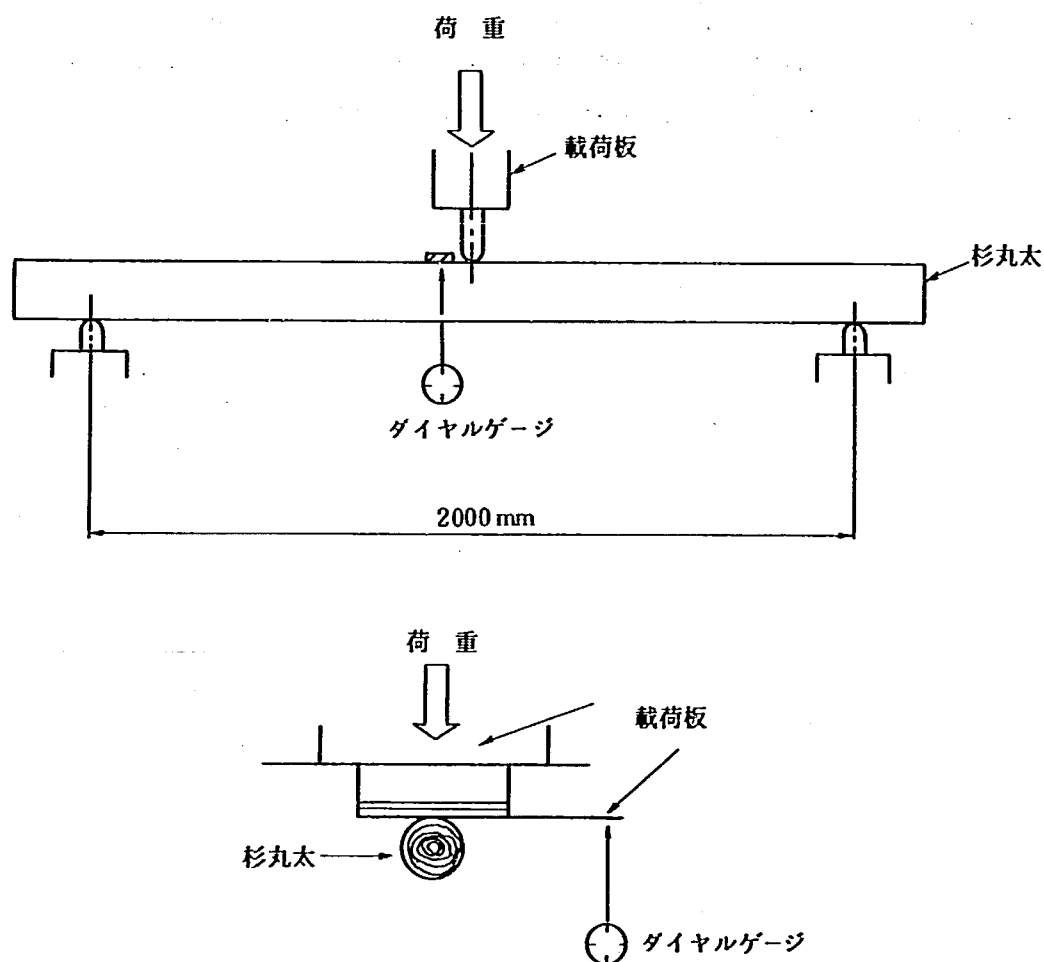


図-2.5 試験装置

2.2.2 試験ケース

試験ケースは、木材径が約10cmおよび15cmの2種類に対し、各2本ずつ4ケースの試験を行った。表-2.1に試験ケースを示す。

表-2.1 試験ケース

Case No	木材径	载荷点径	スパン長	測定項目
1	10cm	11.0cm	200cm	1. 载荷荷重
2		10.8cm		
3	15cm	14.0cm		2. 载荷点変位
4		17.5cm		

2.2.3 試験体

試験体は、現地試験で使用したコナラの一部である。衝撃試験が終了した時点で、比較的生育状況の良い樹幹部が真直で、太さの変化が少ないものを選んだ。切り出した試験体には乾燥防止処置を施し、切り出し後1週間以内に皮付きの生木の状態で試験を行った。試験体の諸元を表-2.2に示す。

表-2.2 試験体の諸元

Case No	樹 径 (cm)			断面積 A (cm ²)	断面係数 Z (cm ³)	含水比 W (%)
	元 口	载荷点	末 口			
1	11.5	11.0	10.0	95.0	130.6	80
2	12.0	10.8	10.2	91.6	123.7	85
3	15.0	14.0	12.0	154.0	269.5	90
4	18.2	17.5	15.5	240.5	526.1	80

2.2.4 試験結果

(1) 荷重と変位の関係

荷重～変位関係を図-2.6に、载荷終了後の状況を写真-2.4に示す。またスギとの比較を図-2.7(a)～(c)に示す。図-2.8～2.12に最大荷重、比例限度荷重、比例限度変位、最大荷重変位および終局変位と木材径の関係を示す。

荷重～変位関係をみると、荷重は最大荷重に達した後、低下して比例限度荷重を経て破壊に至る。ここで、終局変位は最大荷重後比例限度荷重に達した時点における変位と定めた。表-2.3に試験結果を示す。これらの図および表から、以下のことが考察される。

- a コナラは径が小さくなると初期剛性は低下するが終局変位は増大する。これは靱性に富む部材特性を有しているためで、スギにはみられない特性である。しかし図-2.7(c)をみると、木材径が17.5cmの場合にはこのような特性は認められず、スギよりやや柔軟性に富む程度で

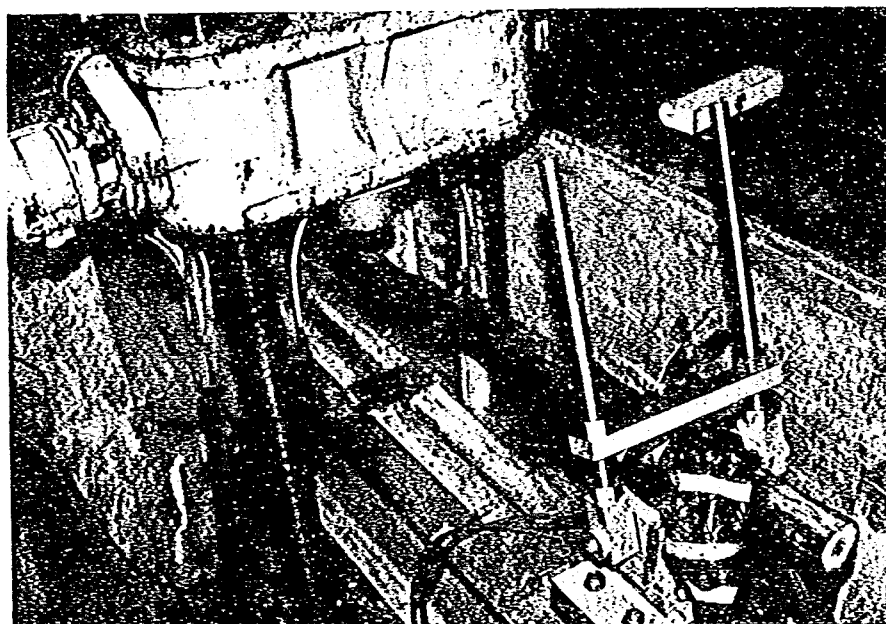


写真- 2.3 装置および試験体



写真- 2.4 載 荷 終 了

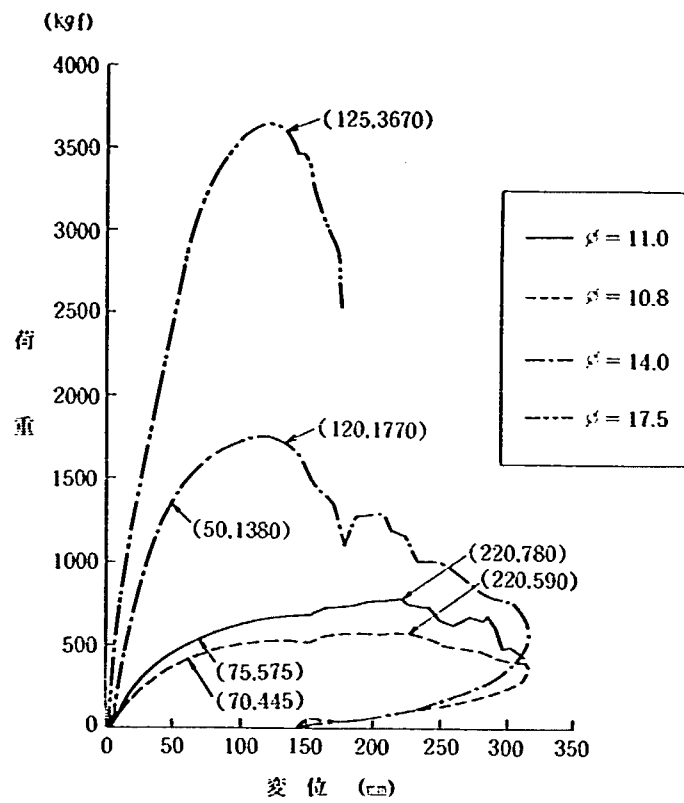


図- 2.6 荷重～載荷点変位 (コナラ)

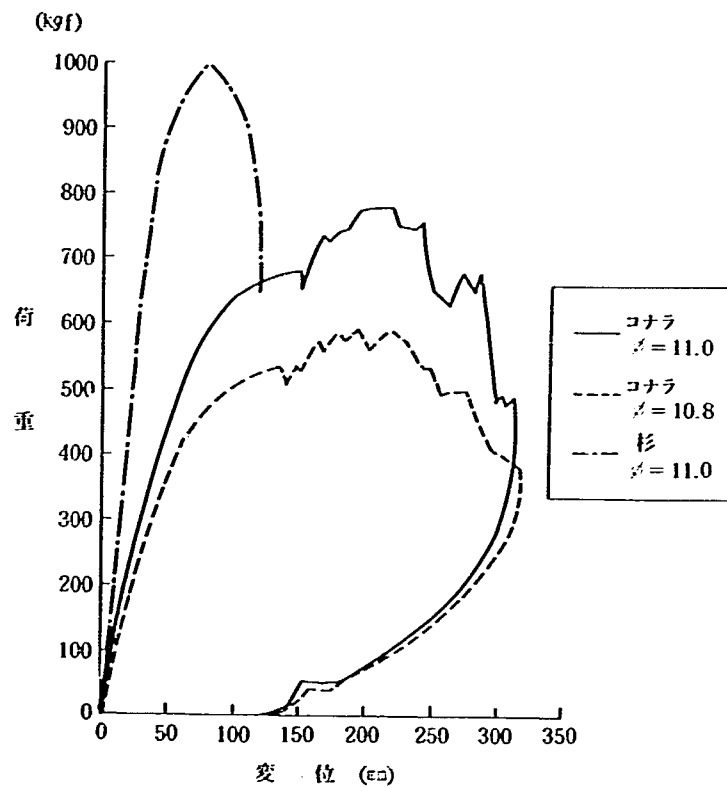


図- 2.7(a) 荷重～載荷点変位
杉材との比較 ($\phi \approx 11cm$)

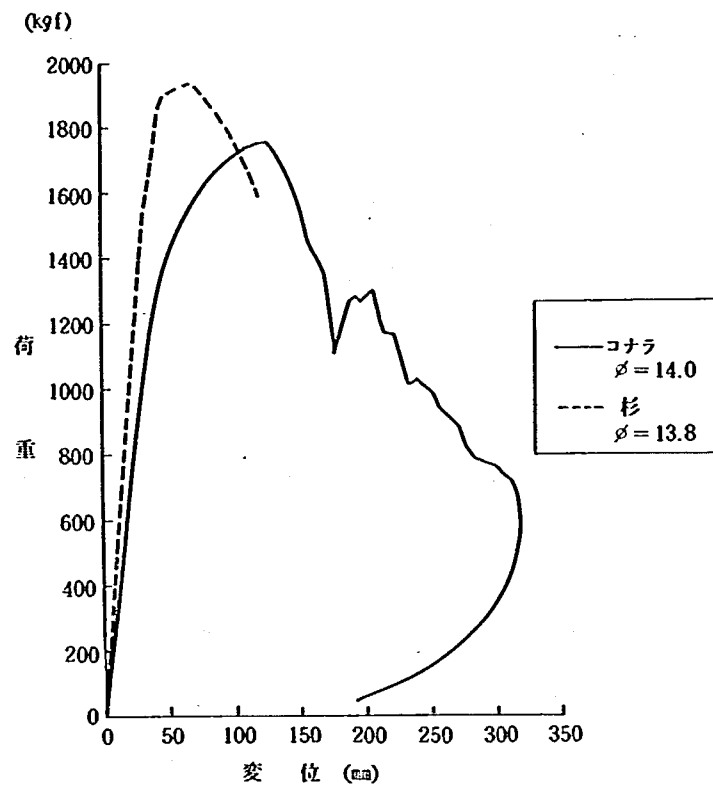


図- 2.7(b) 荷重～載荷点変位
杉材との比較 ($\phi \approx 14cm$)

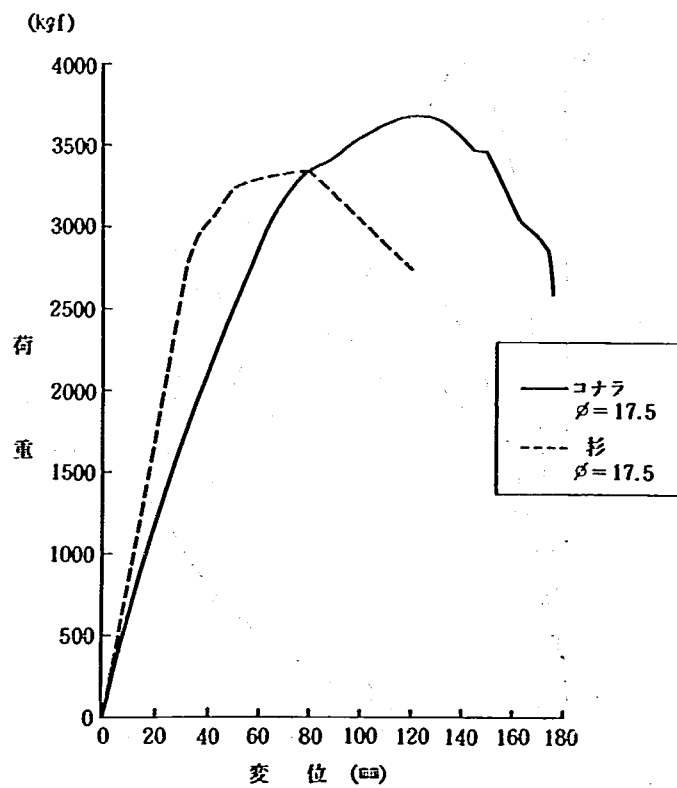


図- 2.7(c) 荷重～載荷点変位
杉材との比較 ($\phi \approx 17cm$)

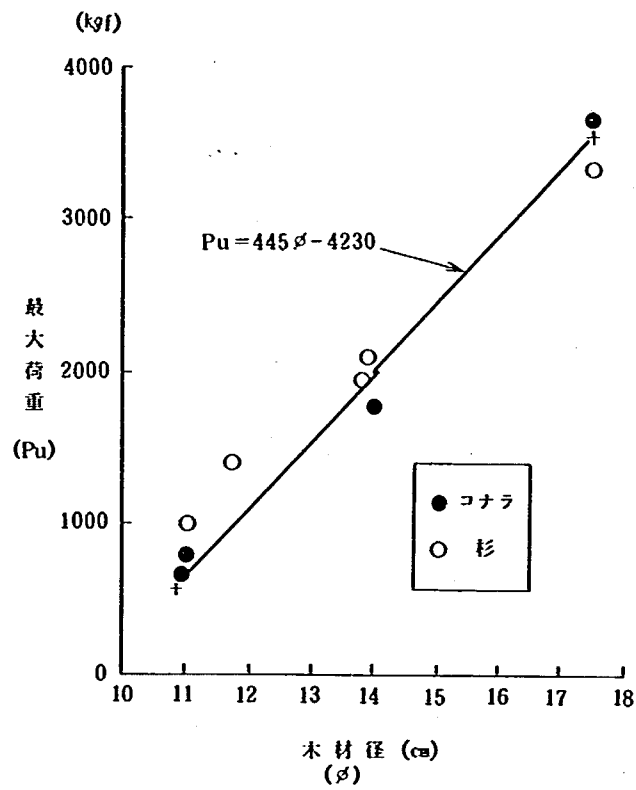


図-2.8 最大荷重～木材径

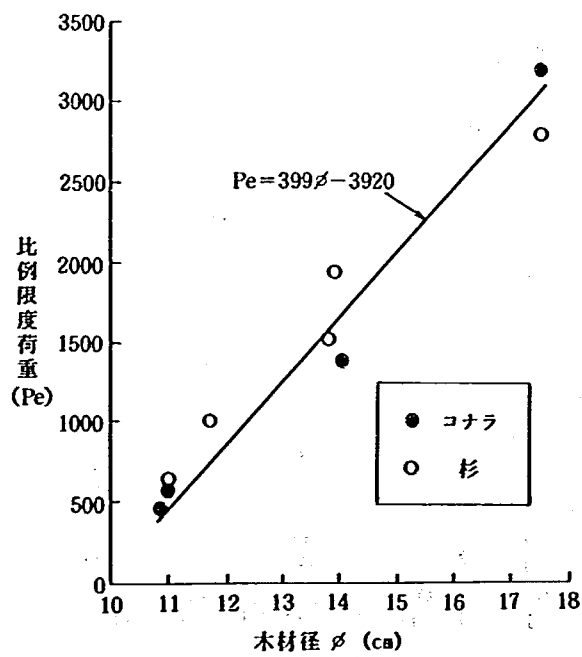


図-2.9 比例限度荷重～木材径

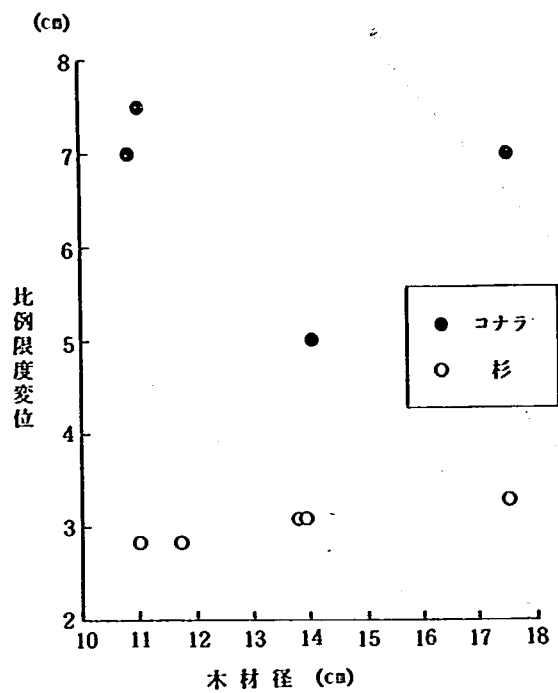


図- 2.10 比例限度変位～木材径

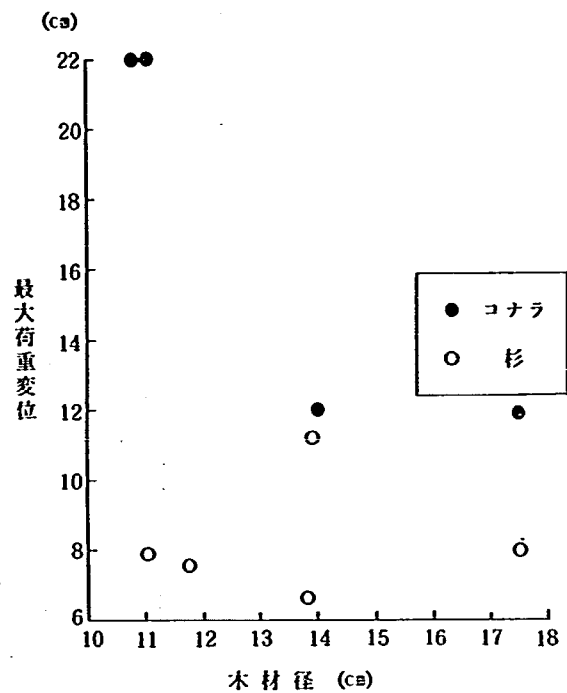


図- 2.11 最大荷重変位～木材径

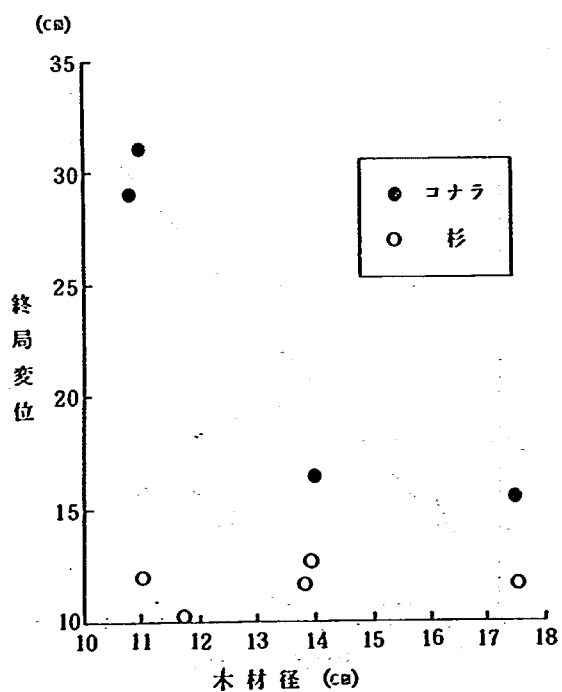


図- 2.12 終局変位～木材径

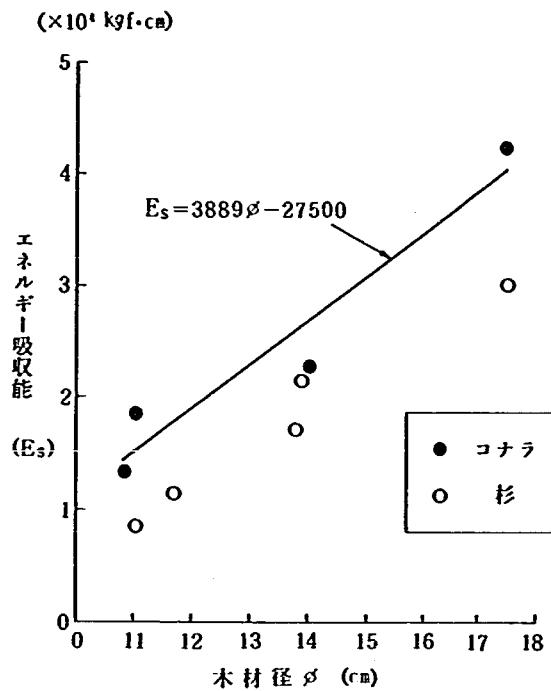


図- 2.13 エネルギー吸収能～木材径

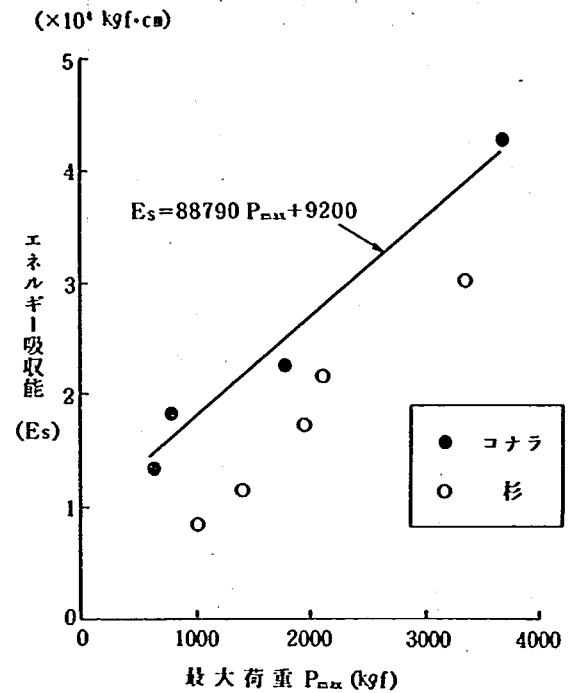


図- 2.14 エネルギー吸収能～最大荷重

ある。

- b. 図- 2.8 から、木材径と最大荷重との間には良好な線形関係がある。この傾向はスギにおいても同様であり、値もほぼ一致している。
- c. 図- 2.9 および表- 2.3 に示した比例限度曲げ応力の値から、比例限度荷重と木材径との間にも良好な線形関係がみられる。この結果もスギと同様である。
- d. スギの場合には比例限度変位や最大荷重時の変位が木材径によらずほぼ一定であった。これに対し、図- 2.10 および 2.11 で見るように、コナラでは木材径が大きくなるにつれて比例限度変位や最大荷重時の変位が急激に減少する傾向があることがわかる。この特性は、木材径が増大すると靱性が低下する傾向によるものと考えられる。
- e. 表- 2.3 に示すように、本試験で得られたコナラの弾性係数は 18600 kgf/cm^2 である。この値は、表- 2.4 に示すナラの気乾状態の弾性係数 90000 kgf/cm^2 に比べるとかなり小さい値である。これは、本試験に用いた試験体が切り出し直後の含水状態で、かつ皮付きの生木であったことによるものと考えられる。よって、立木（生木）の抵抗力を評価するには、弾性係数は一般に用いられる気乾状態における係数の約 $1/4$ 程度を用いる必要があると考えられる。
- f. 表- 2.3 に示すように、コナラの曲げ強度は 300 kgf/cm^2 で、スギの曲げ強度 380 kgf/cm^2 よりも小さい。また、表- 2.5 に示す気乾状態のナラの曲げ強度 786 kgf/cm^2 の約 $1/2$ の値である。これは弾性係数と同様の理由によるものと考えられる。

表-2.3 コナラの曲げ強度試験結果一覧表

CASE	木材径 ϕ (cm)	断面積 A (cm ²)	断面係数 Z (cm ³)	断面 2 次 モーメント I (cm ⁴)	最大荷重 Pmax (kgf)	比例限度 荷 重 Pe (kgf)	最大荷重 変 位 δ_{max} (cm)	比例限度 変 位 δ_e (cm)	終局変位 δ_u (cm)	曲げ応力 強 度 (kgf/cm ²)	比例限度 曲げ応力 (kgf/cm ²)	曲げ弾性 係数 (kgf/cm ²)	エネルギー 吸収能 (kgf・cm)
1	11.0	95.0	130.6	718.3	780	575	22.0	7.5	31.0	298.6	220.0	17800	18500
2	10.8	91.6	123.7	668.0	590	445	22.0	7.0	29.0	238.5	180.0	15900	13600
3	14.0	154.0	269.5	1886.5	1770	1380	12.0	5.0	16.5	328.4	256.2	24400	22700
4	17.5	240.5	526.1	4603.4	3670	3200	12.5	7.0	15.5	348.8	303.6	16600	42500
平 均 値										303.6	239.8	18600	
杉 の 平 均 値 (S61)										383.8	293.8	44900	

- 注) 1. 比例限度荷重は、荷重～変位関係から読みとった。
 2. 終局変位は、比例限度荷重の大ききまで荷重が単低下したときのものとしている。
 3. エネルギー吸収能は、終局変位までの仕事量として求めた。
 4. 曲げ応力度 = $P \times L / (4 \times Z)$ L: スパン長
 5. 曲げ弾性係数

$$\text{曲げ弾性係数} = \frac{\text{比例限度荷重} \times L^3}{48 \times \text{比例限度荷重時変位} \times \text{断面 2 次モーメント}}$$

表-2.4 木材のヤング係数¹⁾

樹 種		E (kg/cm ²)	樹 種		E (kg/cm ²)
針 葉 樹	す ぎ え ぞ ま つ と ど ま つ と う ひ べ い す ぎ	70,000	広 葉 樹	べ い ま つ	110,000
				く り	75,000
	ひ ば ひ の き あ か ま つ く ろ ま つ べ い ひ	85,000		な ら ぶ な	90,000
	つ が べ い つ が	90,000	気乾状態、応力の方向が繊維方向に平行の場合		

表-2.5 木材の強さ試験成績例 (ただし繊維方向負荷)¹⁾

樹 種		比 重	引張強さ (kg/cm ²)	圧縮強さ (kg/cm ²)	曲げ強さ (kg/cm ²)	せん断強さ (kg/cm ²)
針 葉 樹	す ぎ	0.39	447	400	576	52
	ひ の き	0.46	573	517	804	72
	べ い ひ	0.53	502	480	621	86
	あ か ま つ	0.53	574	515	734	82
	べ い ま つ	0.48	490	456	760	68
	え ぞ ま つ	0.41	461	458	593	59
	ひ ば	0.43	553	380	603	72
広 葉 樹	な ら	0.80	901	459	786	79
	しろがし	0.99	1,250	641	1,180	126
	け や き	0.68	878	526	874	97
	か え で	0.72	821	564	910	114
	し お じ	0.65	934	512	823	87
	ラ ウ ン	0.59	815	413	869	79

よって、立木（生木）の解析に用いる曲げ強度の値は、一般に用いられる気乾状態の値の約1/2程度を用いる必要があると考えられる。

(2) コナラ単純梁の静的エネルギー吸収能

表-2.3に、試験結果から得られた静的エネルギー吸収能を示す。エネルギー吸収能は、試験で得られた荷重～変位関係の面積を終局変位に至るまで算定したものである。図-2.13にエネルギー吸収能と木材径の関係を、図-2.14にエネルギー吸収能と最大荷重の関係を示す。図

中には、スギに対する結果も併せて示した。図-2.13から、木材径とエネルギー吸収能の間には線形関係があることが認められる。また、コナラのエネルギー吸収能はスギより大きい。これは、コナラの最大荷重はスギより小さいが、終局変位の大きさがスギより極めて大きいことによる。木材径とエネルギー吸収能の関係を1次式と仮定して近似関係式を求めた。図-2.13中にその結果を示す。図-2.14から、エネルギー吸収能と最大荷重の間にも良好な線形関係があることがわかる。これは、木材径と最大荷重の間に線形関係があるためである。

2.2.5 ま と め

本章の成果を要約すれば以下のようなになる。

- (1) 比例限度荷重および最大荷重と木材径の間には、良好な線形関係がある。
- (2) 立木の抵抗力を評価する際に用いる材料定数は、一般的に与えられている気乾状態での係数に対し、弾性係数では約 $1/4$ ，曲げ強度では約 $1/2$ 程度の値を用いる必要がある。
- (3) コナラのエネルギー吸収能はスギのそれよりも大きい。これは、コナラの場合、最大荷重は小さいものの、終局変位が大きいためである。
- (4) エネルギー吸収能と木材径の間には線形関係が認められる。すなわち、木材径の増大にともなってエネルギー吸収能は比例的に増大する。

3. 現 地 試 験

3.1 現地試験の概要

現地試験は、実際に生育しているコナラに対して、静的引き倒し試験および衝撃载荷試験を実施した。試験方法、現地の状況、立木の諸元等を以下に示す。

3.1.1 試験場所

試験は、建設省中部地方建設局富士砂防工事事務所管内の静岡県富士宮市上井出地先大沢扇状地内の潤井川と芝川の分流堤（通称スーパー堤）前の堤外地樹林帯で行った。試験を行った地域の地盤は、火山礫による砂質土である。地表面は草本および5 cm程度の腐葉土で覆われ、表面から0.5 m程度は比較的礫の少ない砂質土である。0.5 m以深の地盤は、直径20～30 cm程度の礫が一面に存在する状況である。地表層を構成する砂層は比較的締まっている。図－3.1に試験地の位置を示す。

3.1.2 地盤含水比

本試験では土石流中の水が立木の強度に与える影響を調べる目的から、地盤の含水状態を3種（自然状態、A、B）に変化させて試験を行った。ここで、含水状態Aとは、試験開始の直前に0.4 m³の水を0.05 m³/minの流量で立木の根元付近に散水したものである（写真－3.1参照）。0.4 m³の水量は、現地の砂質地盤において地表面に遊水が現れ始める時の量である。観察によれば、散水をやめた直後から表面水は消失し、水はけが極めて良好であることが認められた。また、試験後の抜根穴の底部に溜水が確認された。含水状態Bとは、含水状態Aの水量に加えて試験中も散水を継続したものである。この状態では、地表面上に遊水が流れている。資料－4に実験終了直後の根元周辺の含水比を示す。

3.1.3 静的引き倒し試験

(1) 試験目的

昭和62年度の試験では、根元径が14～20 cmのスギ立木に対して土石流流体力が高さ $h/2$ （ h ：土石流水深）の点に集中荷重として作用するものと仮定し、地上からの高さが1.0、1.5および2.0 mの位置において水平荷重を与えて引き倒し抵抗力を測定した。

本年度は、载荷点高さは地上から1.5 mのみとした。立木の引き抜き抵抗力は、根元径、根の質的な強さ・広がり、断面積、斜面の傾斜、土の凝集力・内部摩擦角、土の含水量、土石流による上載荷重などの影響を受けると考えられるが、これらのうち根元径、土の含水量、上載荷重を変化させて試験を実施した。試験は、载荷部の樹径が約10 cmの立木に対し、それぞれの含水状態毎に2本ずつ6ケースの試験（No 1～6）と、樹径が約15 cmの立木については自然状態のままで2ケース（No 7、8）を行った。

(2) 試験方法

試験装置の概要を図－3.2および写真－3.2に示す。図に示すように、試験体である立木に

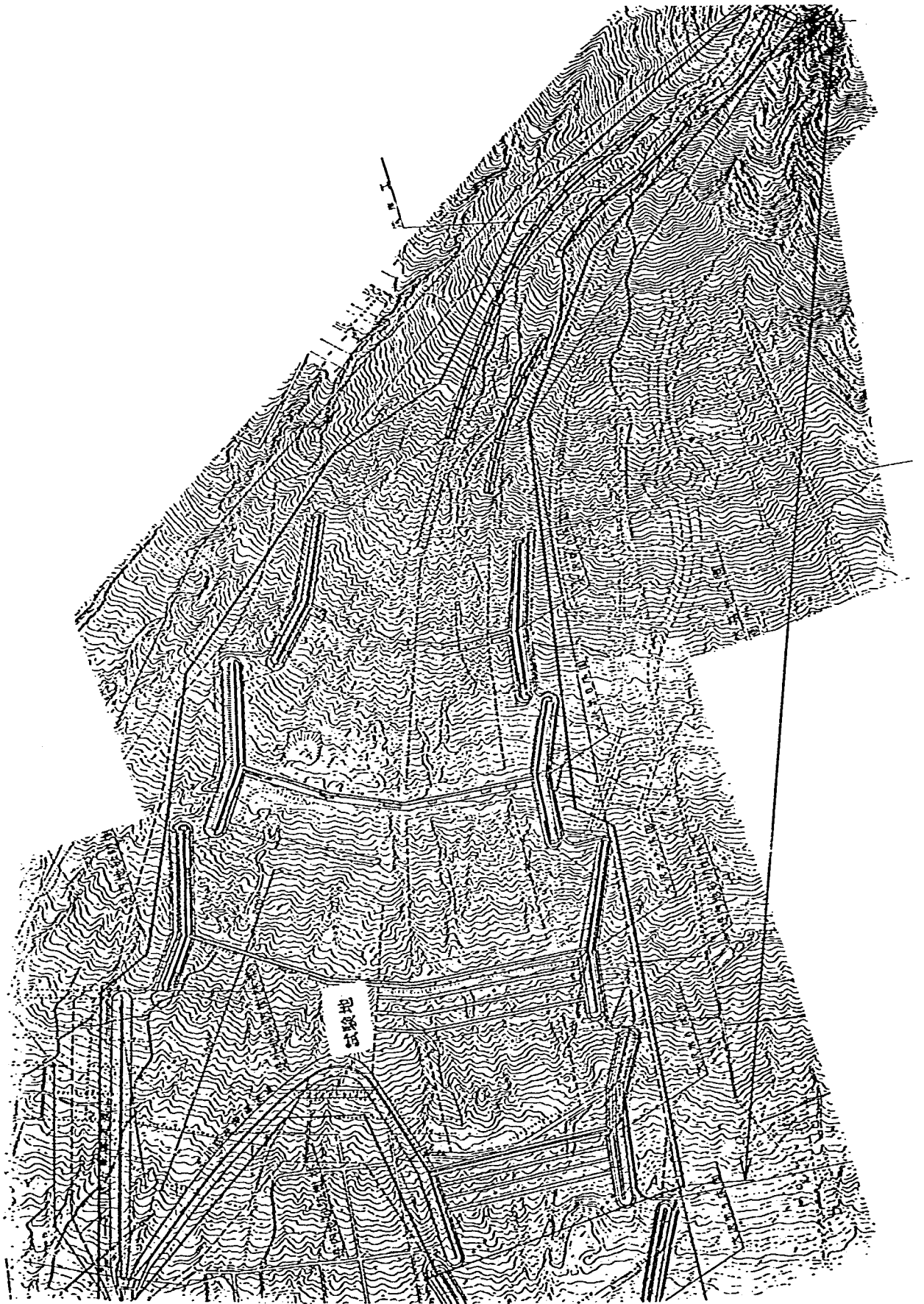


図-3.1 現地試験場所

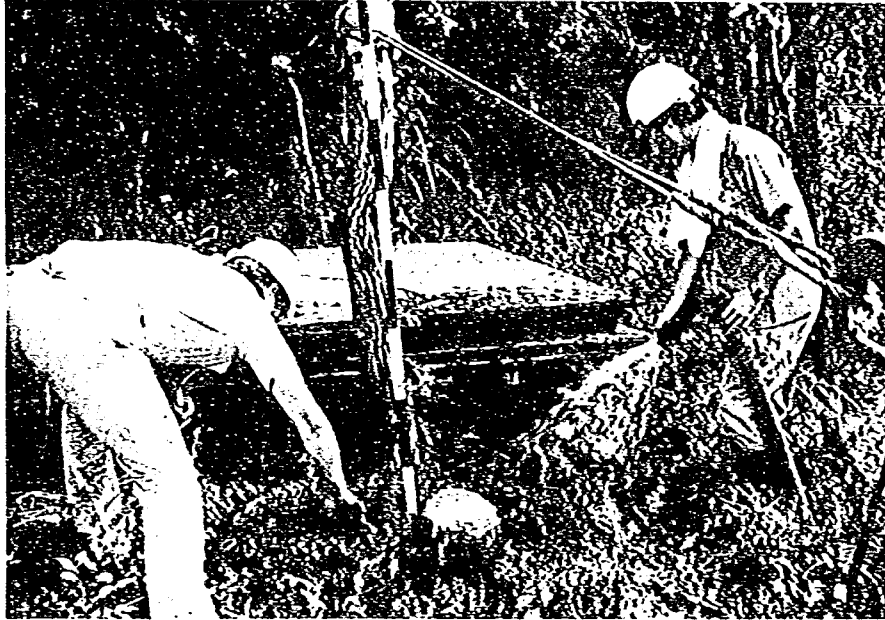


写真- 3.1 地盤の含水状態の影響を調べるため立木根元への散水



写真- 3.2 引き倒し試験（準備中）

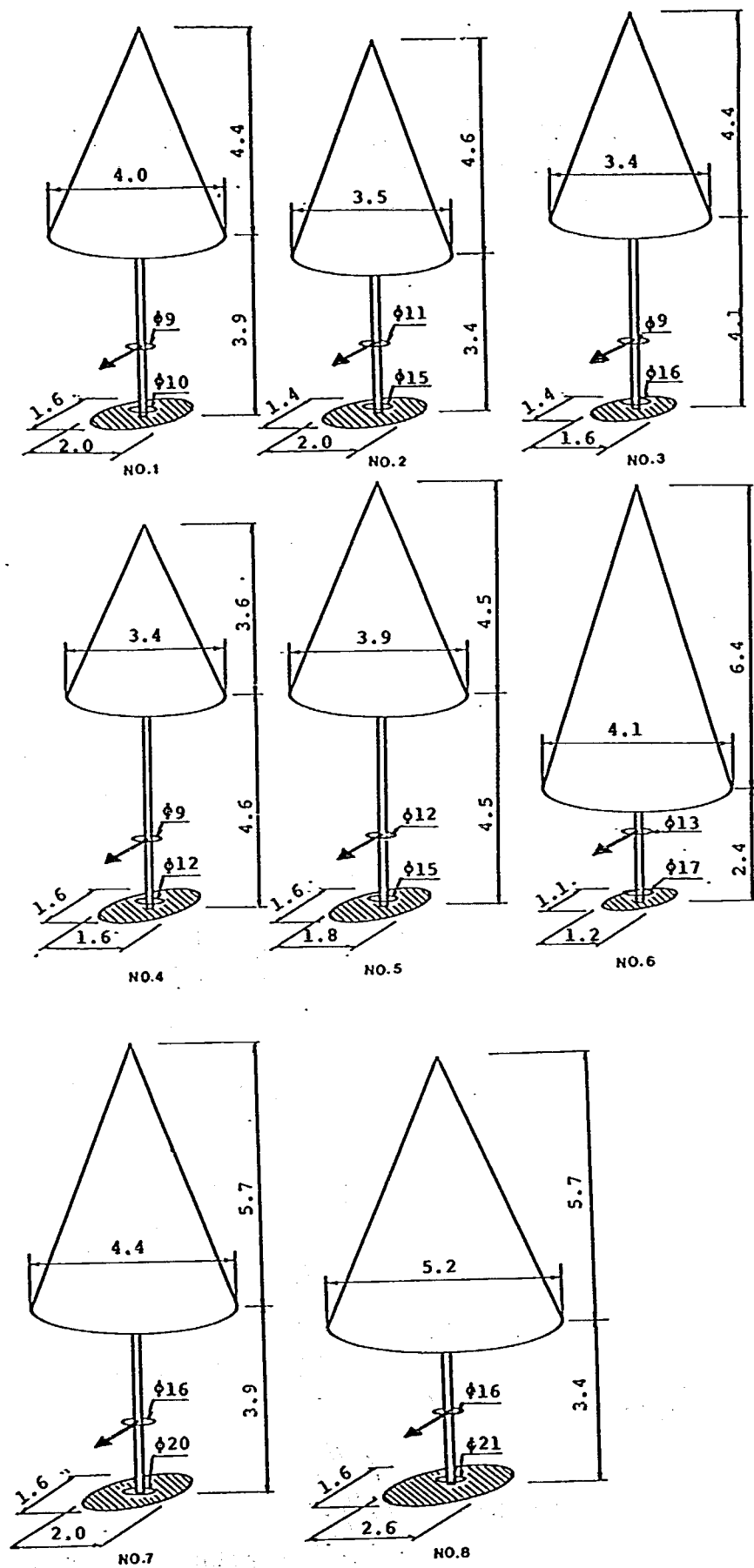


図- 3.3 立木の諸元の概要

3.1.4 衝撃载荷試験

(1) 試験目的

試験は、衝突速度、地盤の含水状態および根元への上载荷重をそれぞれ変化させて実施した。昨年度の試験では、荷重作用点の高さもパラメータとして選んだが、コナラの場合はスギに比べて樹幹部が短く比較的低い部分から枝分かれすること、昨年度の実験から、载荷高さの影響が無いと等などを考慮して、载荷点の高さはすべて1.5 mとした。試験体として選定する樹径はほぼ10cmに近いコナラの立木を選んだ。また、参考のために1本のアカマツに対して試験を行った。

試験におけるパラメータのうち地盤の含水状態は、立木の静的引き倒し試験で行ったものと全く同様である。なお、上载荷重は引き倒し試験の時の約1/2に減じた。以上のパラメータを組み合わせることにより、計10ケースの試験を行った。

(2) 試験方法

試験設備の概要を図-3.4および写真-3.4, 3.5に示す。設備の構成は62年度実施した試験と同様である。試験は、2台のクレーンで吊り上げた500kgfの鋼球をもう一台のクレーンで設定速度となる高さまで吊り上げ、単振り子として鋼球を立木に衝突させることで土石流の巨礫の衝突に相当する衝撃力を与えるものである。鋼球を確実に立木に衝突させるために、以下の手順で鋼球をセットした。①立木に対する鋼球の衝突方向を決定する。②鋼球の横方向へのずれを防止するために、鋼球の移動軸線に対して鉛直方向に鋼球吊り上げ用の2台のクレーンを

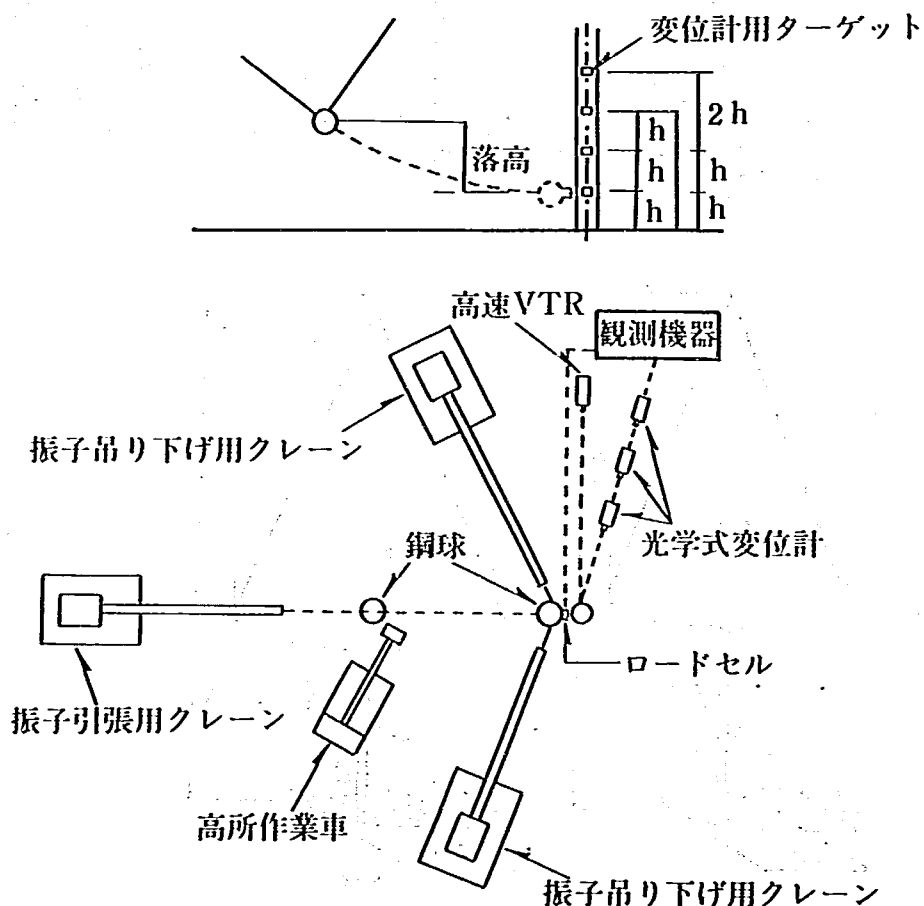


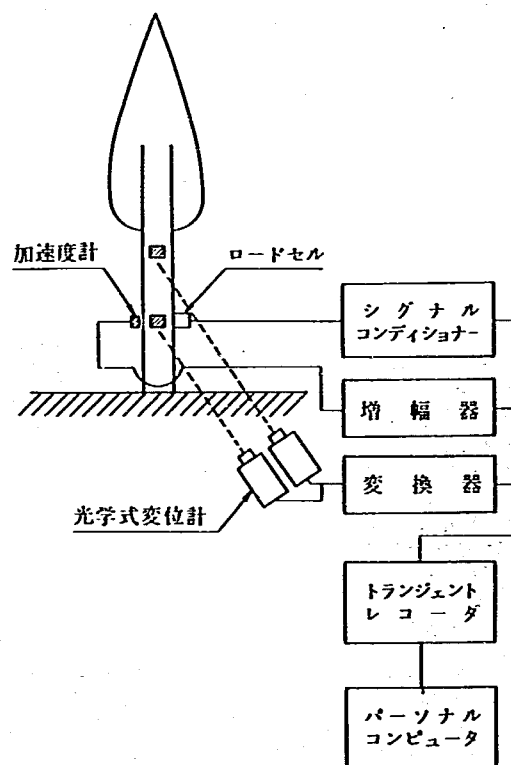
図-3.4 試験設備の概要

左右等距離に配置した。③鋼球引き上げ用のクレーンを鋼球の移動軸線上に配置し、鋼球を所定の高さに引き上げた（写真－3.5 参照）。④鋼球の落下（切り離し）は、鋼球引き上げ用クレーンのワイヤロープと鋼球の間を結んだ鉄線を切断することにより行った。引き上げ高さは、所定の衝突速度が得られる高さを計算（ $V = \sqrt{2gh}$ ）で求めた。鋼球の立木への衝突状況を写真－3.6 に示す。

(3) 測定方法および測定項目

主な測定項目は、衝突点に作用する衝撃荷重、衝突点および衝突点高さの2倍の位置における立木の水平変位である。衝撃荷重は、立木の衝突点に取り付けたロードセルに鋼球が衝突した際に得られる荷重を測定した。また、立木の計測点にターゲットを取り付け（写真－3.7 参照）、ターゲットの水平方向の移動を光学式変位計により追跡して立木の水平変位を測定した。さらに、光学式変位計の測定可能範囲外で生ずる立木の変形挙動は、高速ビデオカメラによって撮影し、試験後にこれを解析した。計測システムの計測トリガーとして、加速度計（500 G）を立木の衝突点に取り付けた。なお、試験終了後、樹木の含水率、地盤の含水比、樹木の径、根張り、枝張りおよび枝部重量を測定した。

計測システムの概要を図－3.5 に計測装置および変位測定装置の設置状況を写真－3.8, 3.9 に、測定データの有無等を表－3.1 に示す。



図－3.5 計測システム

(4) 試験体

試験体の樹種はコナラ（ケース10のみアカマツ）で、載荷部の径がほぼ10cm程度で樹幹部ができるだけ真直なものを選んだ。表－3.2 および図－3.6 に試験体の諸元を示す。

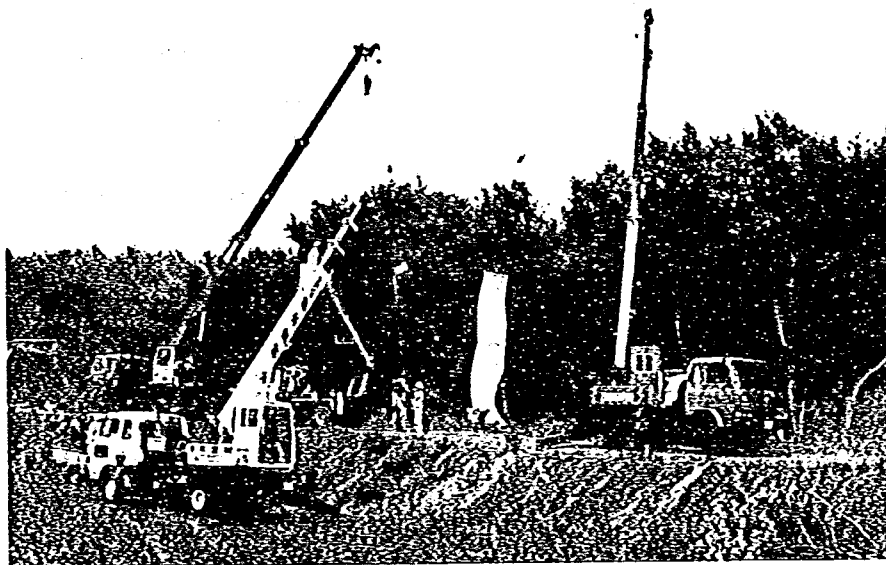


写真- 3.4 衝撃载荷試験（試験前）

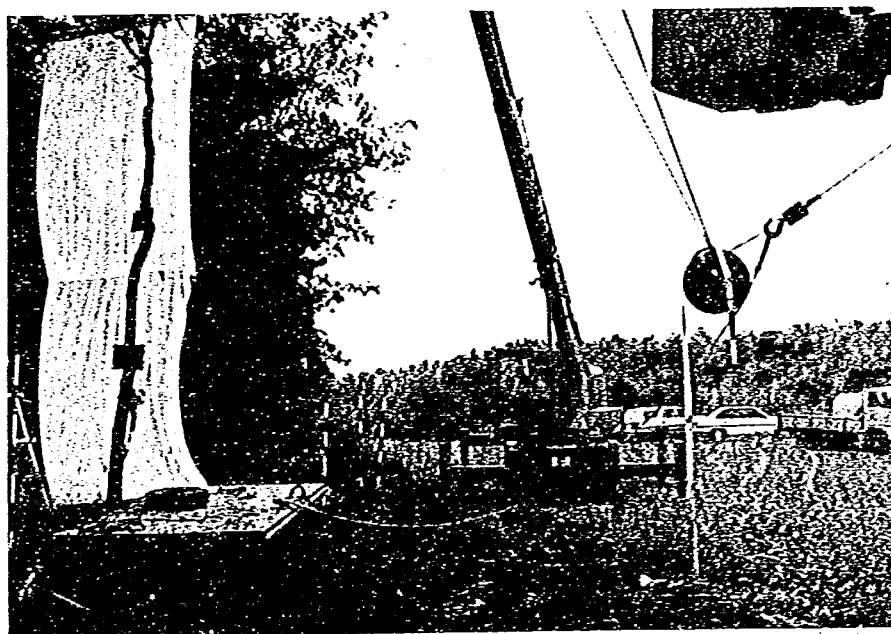


写真- 3.5 衝撃载荷用鋼球のセット

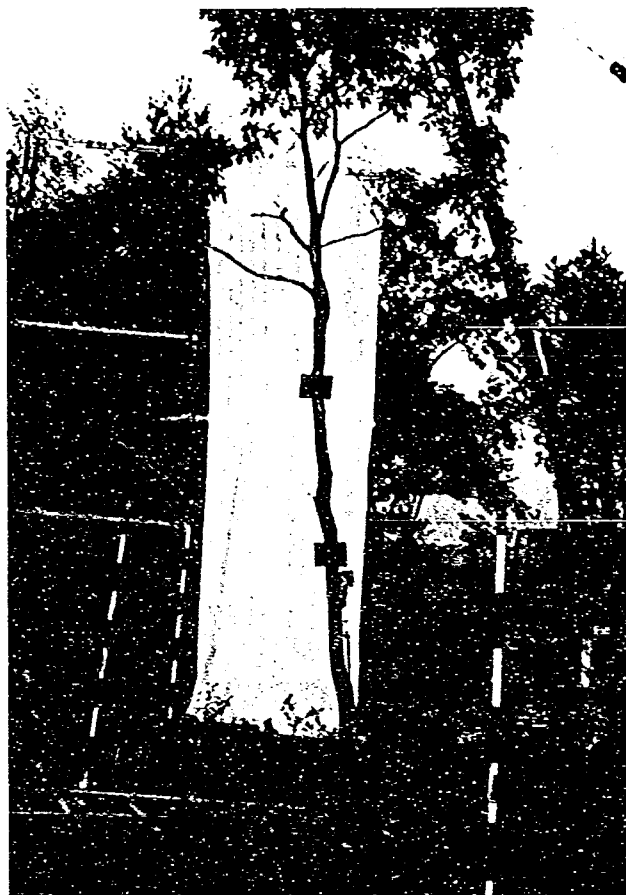


写真- 3.6 変位測定用ターゲットおよび
ロードセルの取り付け状態

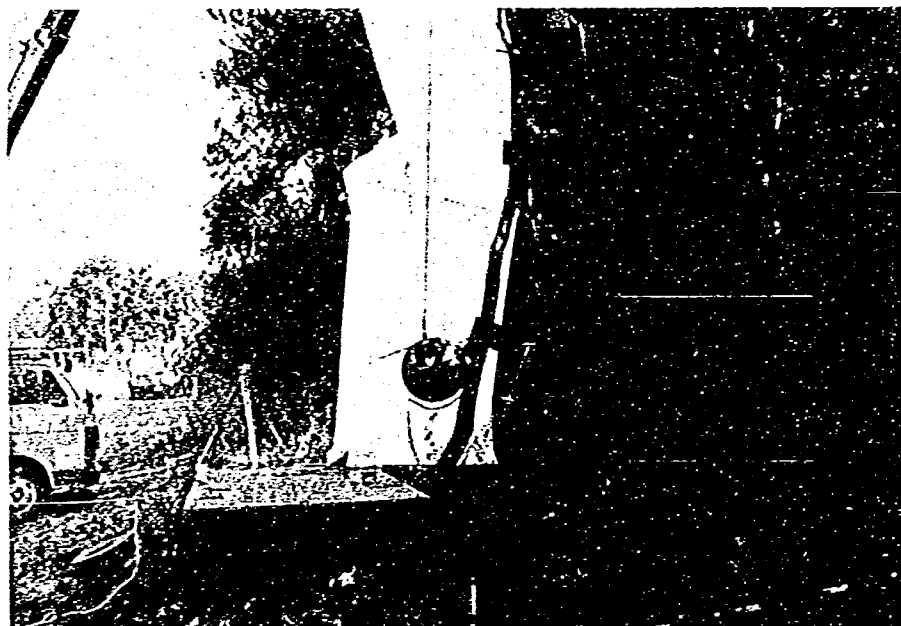


写真- 3.7 鋼球の立木への衝突

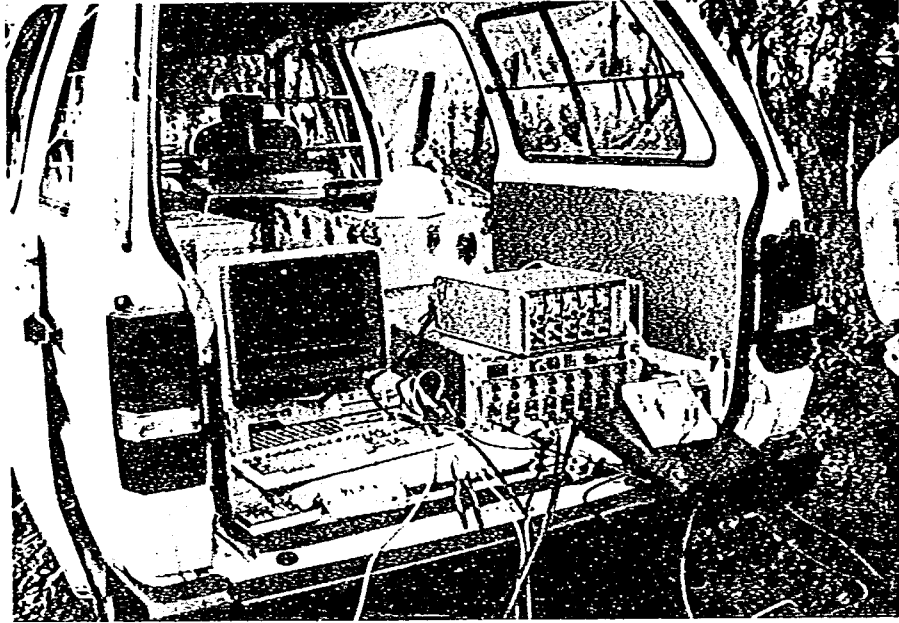


写真- 3.8 計測装置

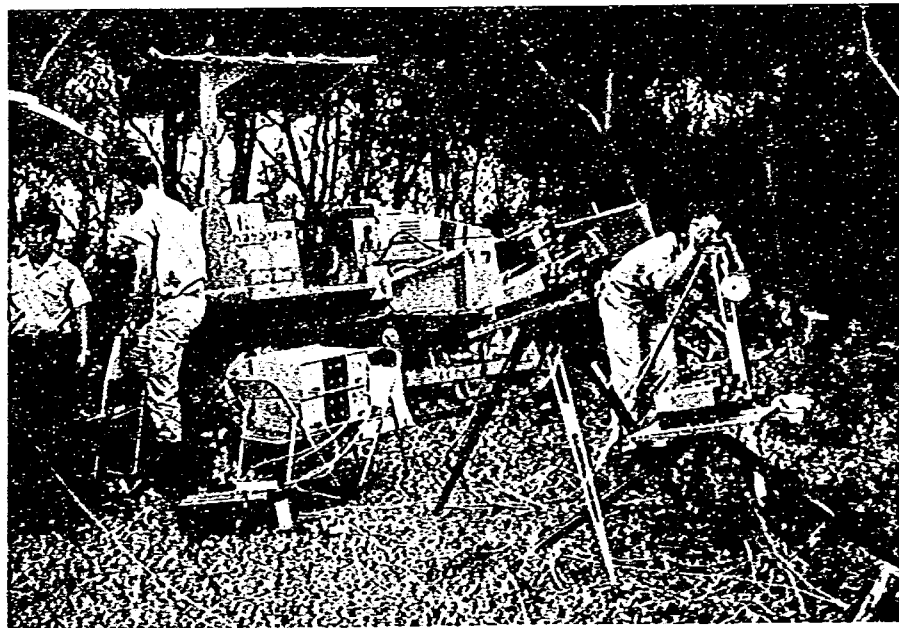


写真- 3.9 変位測定装置（光学式変位計）のセット

表-3.1 データの有無等

CASE No	樹 種	荷重作用点 の高さ h (m)	衝突速度 V (m/sec)	デ ー タ の 有 無					鋼球の衝突状況
				衝 突 点 荷 重	衝突点 h 変 位	2 h 点の 変 位	衝 突 点 加 速 度	ビ デ オ	
1	コ ナ ラ	1.5	4.0	○	○	○	△	×	
2				○	○	○	△	×	
3			6.0	○	○	○	△	△	若干正面からそれて衝突
4				○	○	○	△	○	真心を直撃
5			8.0	○	○	○	△	○	若干正面からそれて衝突
6				○	○	○	△	×	真心を直撃
7				○	○	○	△	×	
8				○	○	×	△	○	
9				○	○	○	△	○	若干正面からそれて衝突
10				○	×	×	△	○	

凡例 ○：使用可能なデータ △：解析には使用できないデータ ×：サンプリング不成功

表- 3.2 試験体の諸元

CASE No	樹 種	荷重作用点 の高さ h (m)	衝突速度 V (m/sec)	樹 径 (cm)		樹 幹 含水率 (%)	根 張 り (cm)			地 盤 含水比 (%)	上載荷重 (kgf)
				根 元	載荷点		載荷方向	載荷直角	深 さ		
1	コナラ	1.5	4.0	11.5	9.0	60	110	140	50	17	0
2				12.5	10.5	80	100	280	80	28	3570
3				16.0	12.0	82	180	260	60	20	0
4			6.0	11.5	10.0	75	240	220	60	27	3570
5				17.0	14.0	75	120	200	60	4	0
6			8.0	19.0	13.0	60	180	220	70	22	3570
7				15.5	10.5	75	160	200	60	39	0
8				15.5	12.5	65	150	160	70	37	0
9				15.0	11.7	75	160	200	100	11	3570
10	アカマツ			19.0	15.5	117	120	190	50	11	0

CASE No	樹 高 (m)	枝 張 り (m)		枝部重量 (kgf)
		枝部長さ	枝 部 幅	
1	6.9	4.2	1.7	-
2	6.8	3.6	2.2	-
3	7.5	2.9	3.7	-
4	7.8	4.6	2.4	20
5	10.1	4.8	3.8	-
6	8.4	5.9	2.7	50
7	8.5	4.2	2.4	-
8	9.4	4.4	2.3	40
9	9.1	5.1	3.0	-
10	9.3	4.7	2.4	-

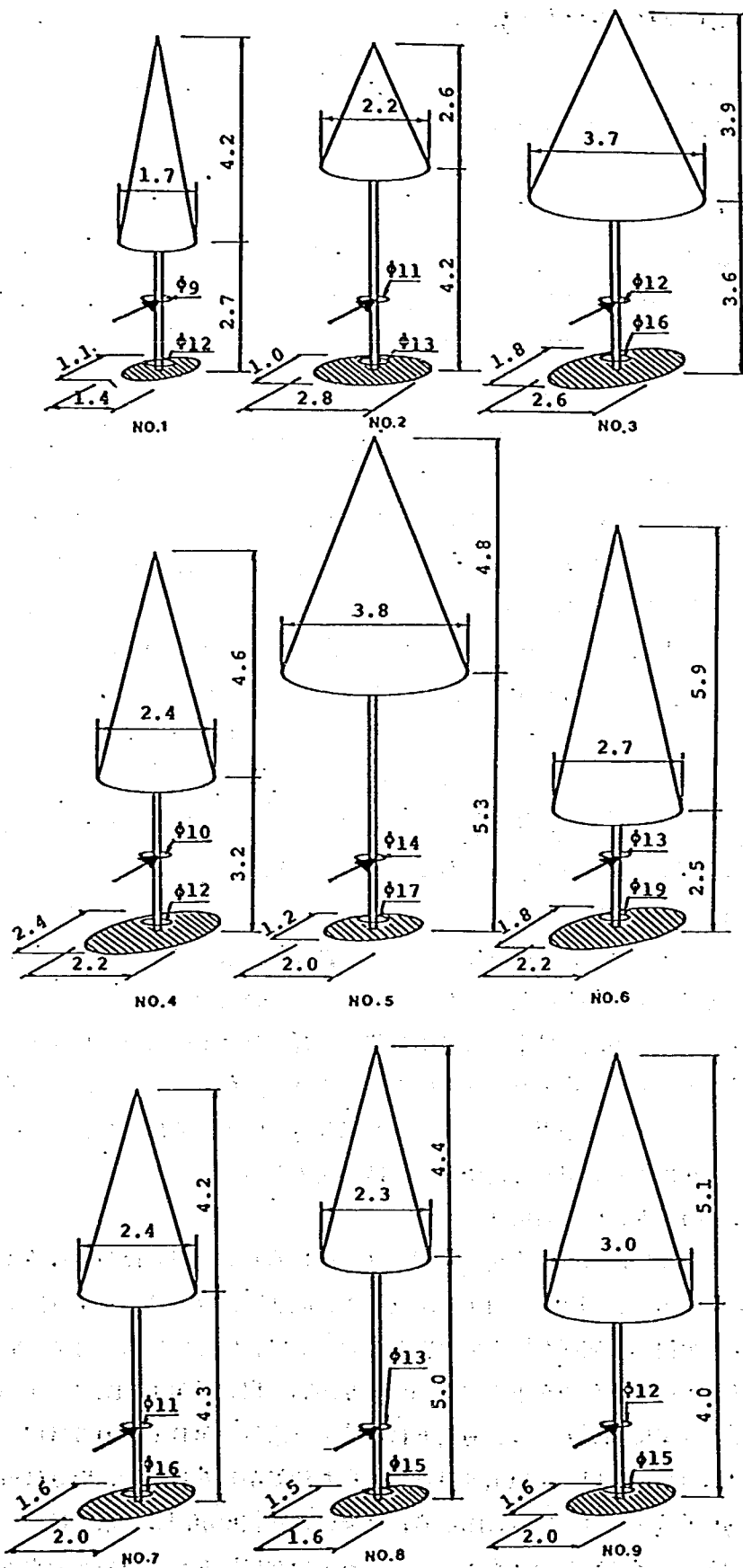


図-3.6 立木試験体の諸元の概要

3.2 静的引き倒し試験の結果と考察

3.2.1 試験ケース

表- 3.3 に静的引き倒し試験の試験ケースを示す。

3.2.2 試験結果

(1) 荷重と変位の関係

図- 3.7 ~ 3.9 および表- 3.3 に試験結果を示す。これらの図および表から以下のことが考察される。

a. 地盤の含水状態による影響

図- 3.7 は、地盤の含水状態の違いによる立木の荷重～水平変位関係を示している。図- 3.7(a)は、根元径がそれぞれ10, 12, 15cmの立木 (No 1, 4, 5) に対する結果である。図をみると、含水状態がBである $\phi 15\text{cm}$ (No 5) の立木の剛性および荷重が他に比べて著しく大きいことがわかる。 $\phi 12\text{cm}$ (No 4) の立木は、含水状態がAで根元に7570kgfの上載荷重が載荷されているが、 $\phi 15\text{cm}$ (No 5) の立木に比べると剛性および荷重とも小さい値を示している。図- 3.7(b)は、根元径がそれぞれ15, 16, 17cmの立木 (No 2, 3, 6) に対する結果である。含水状態がBである17cm (No 6) の立木の剛性、荷重が他の2つに比べて著しく大きいことがわかる。このように、試験結果をみると地盤の含水状態が立木の荷重の大きさに及ぼす影響は認められず、荷重の大きさは根元径の大きさに依存するものと考えられる。また、本試験を行った地域の土壌は砂質土で、水はけが極めて良好であったため、含水比が立木の引き倒し強度に与える影響が小さいものと考えられる。

b. 上載荷重の有無による影響

図- 3.8(a), (b)に、上載荷重の大きさが異なる立木に対する荷重～変位関係を示す。根元部に上載荷重7570kgfを載荷した立木と載荷しないものとはほとんど差がみられない。このように、今回の試験結果からは上載荷重の有無が立木の荷重に及ぼす影響は認められず、主に根元径の大きさに依存するものと考えられる。なお、根元径と上載荷重の各組合せは同時に地盤の含水状態や根元径の大きさも異なっているために、これらの結果からだけで上載荷重の存在による効果を評価することは困難である。

c. 根元径の大きさによる影響

図- 3.9(a)に地盤の含水状態が同一（自然状態）で、根元径が異なる4本の立木の荷重～変位関係を示す。 $\phi 9\text{cm}$, 11.0cm (No 1, No 2) の立木は $\phi 16\text{cm}$ (No 7, No 8) に比べて、根元径と載荷部の樹径がNo 1ではNo 7, 8の約1/2, No 2では約3/4で、No 1, 2は載荷後の初期剛性および最大荷重が小さい。図- 3.9(b)は、根元径が15, 17, 20, 21cm (No 5 ~ 8) の立木の荷重～変位関係である。No 5, 6は地盤の含水状態がBで、No 6は根元に上載荷重7570kgfが載荷されている。No 7, 8は地盤の含水状態が自然状態で、No 8は根元に上載荷重7570kgfが載荷されている。図から、地盤の含水状態が同じ立木では、上載荷重が載荷されているNo 6およびNo 8の立木が、載荷されていないNo 5およびNo 7の立木より大きな荷重値を示しているが、これは全てのケースに共通する傾向ではない。しかし、No 6, 8の立木の耐

表- 3.3 試験ケースおよび試験結果

実験 ケース No.	載荷点 樹 径 (cm)	根元径 (cm)	載荷点 高 さ (m)	最大荷重 (tonf)	最大曲げ モーメント (tonf.m)	最大荷重時 の変位 (cm)	最大荷重時 の回転角 (度)	破壊形態	根 張 り (m×m)	上載荷重 (kgf)	地 盤 の 含水条件	備 考
1	9.0	10.0	1.50	0.14	0.21	52.2	15.71	根元折損	1.6×2.0	0	自 然	63年度 実施 (コナラ)
2	11.0	15.0		0.21	0.39	46.0	20.47	根元折損	1.4×2.0	7570	自 然	
3	9.0	16.0		—	—	—	—	根抜け	1.4×1.6	0	A	
4	9.0	12.0		0.29	0.44	90.2	31.02	根元折損	1.6×1.6	7570	A	
5	12.0	15.0		0.60	0.90	105.0	34.99	根抜け	1.6×1.8	0	B	
6	13.0	17.0		0.68	1.02	42.2	15.71	根の破断	1.1×1.2	7570	B	
7	16.0	20.0		1.28	1.92	55.4	20.27	根抜け	1.6×2.0	0	自 然	
8	16.0	21.0		1.54	2.31	43.0	16.00	根の破断	1.6×2.6	7570	自 然	
1	13.5	15.8	1.00	0.69	0.69	15.0	8.53	根抜け	2.0×0.6	根元に転石	自 然	62年度 実施 (スギ)
2	10.3	14.3	1.50	0.29	0.44	14.0	5.33	根抜け	1.8×0.5		自 然	
3	11.0	15.5	2.00	0.30	0.60	100.0	26.57	根元折損	—		自 然	
4	13.5	16.5	2.00	0.45	0.90	40.6	11.48	根抜け	1.9×0.6		自 然	
5	16.0	19.2	1.00	1.21	1.21	22.0	12.40	根抜け	1.9×0.6		自 然	
6	17.0	20.0	1.50	0.61	0.92	45.5	16.87	根抜け	1.8×0.6		自 然	
7	15.5	19.5	2.00	0.34	0.68	17.6	5.03	根抜け	1.3×0.4		自 然	

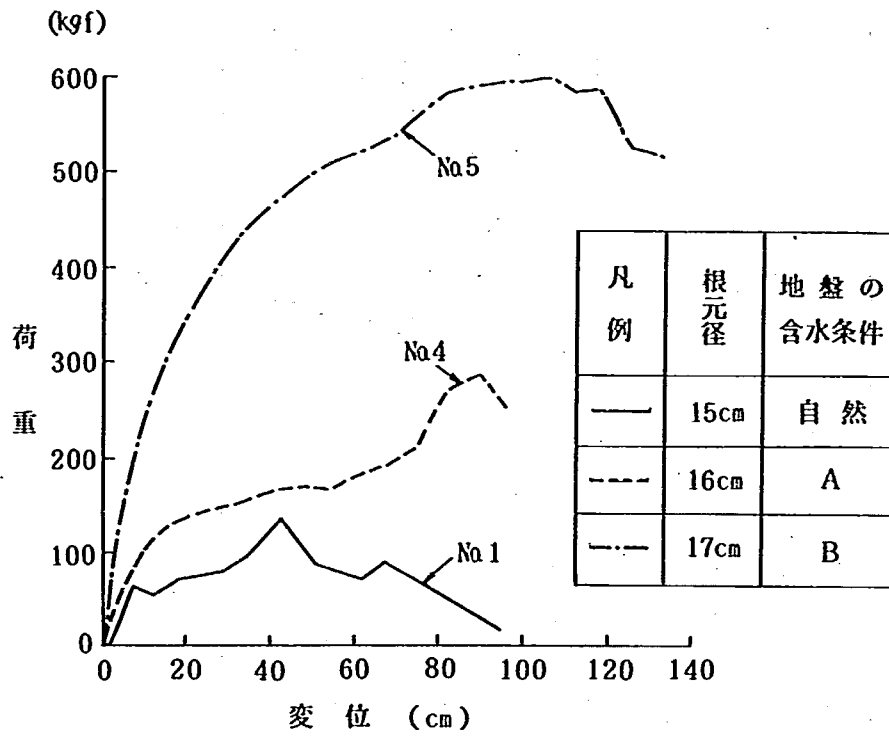


図- 3. 7(a) 荷重～載荷点変位関係（地盤の含水条件をパラメータ）

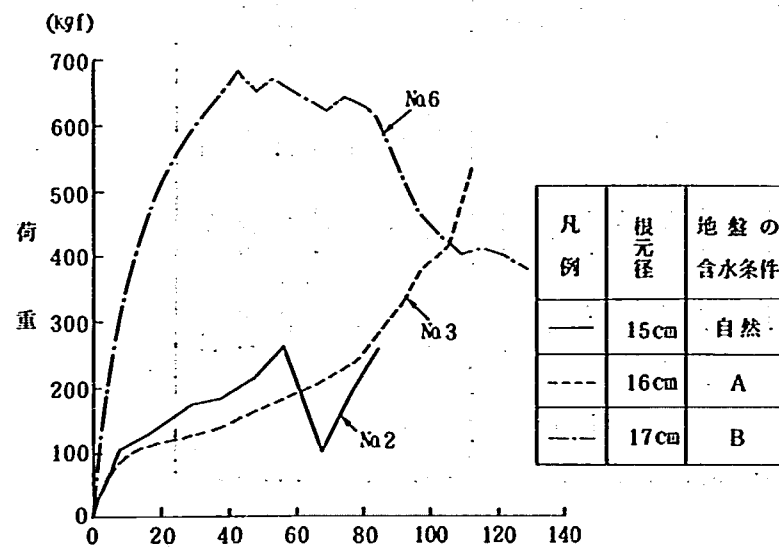


図- 3. 7(b) 荷重～載荷点変位関係（地盤の含水条件をパラメータ）

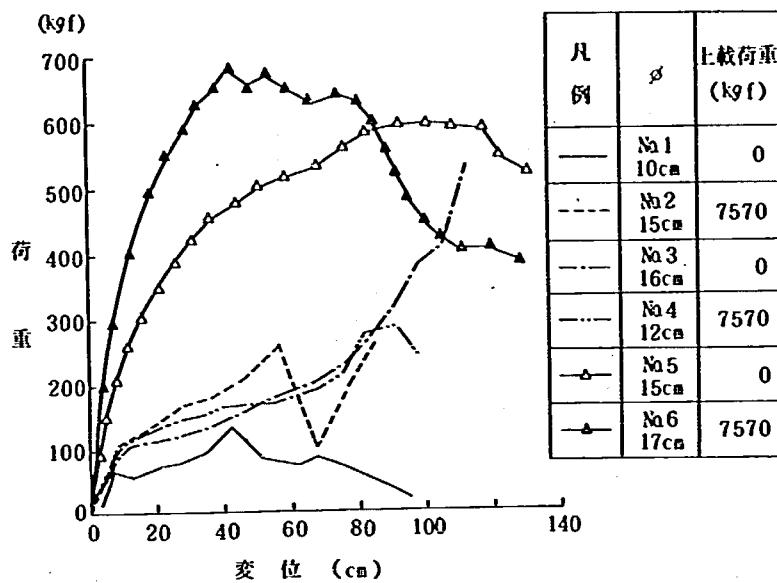


図-3.8(a) 荷重～載荷点変位関係 (上載荷重をパラメータ)

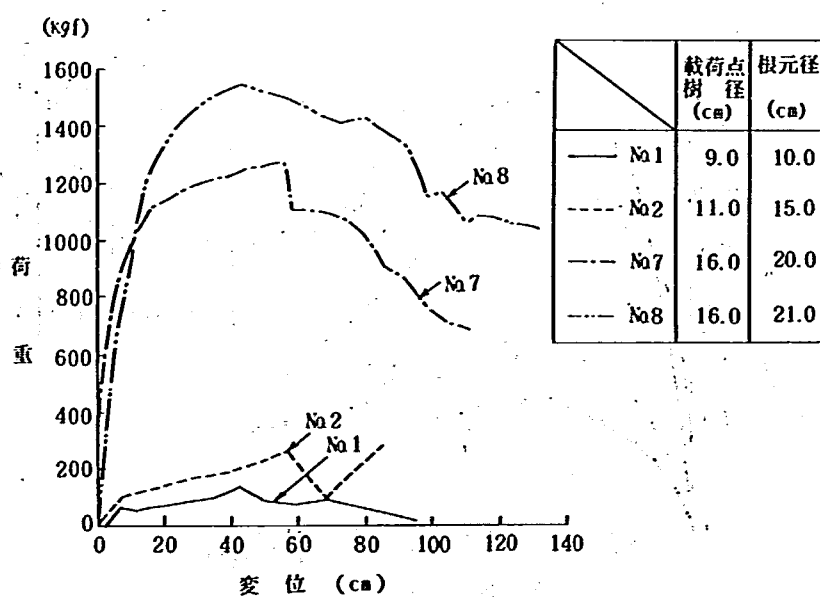


図-3.8(b) 荷重～載荷点変位関係 (上載荷重をパラメータ)

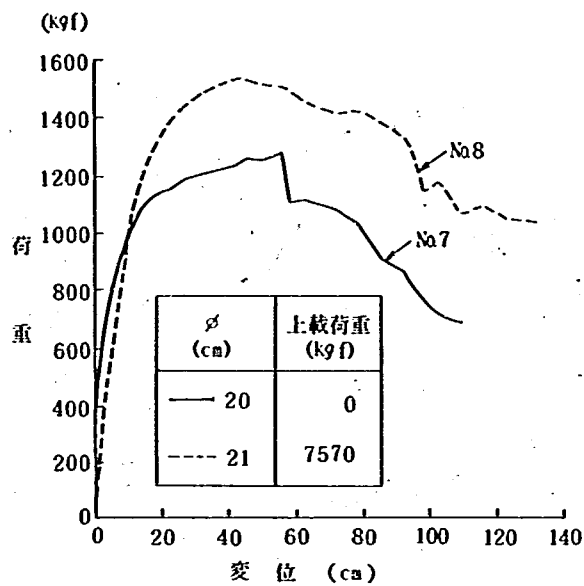


図- 3. 9(a) 荷重～載荷点変位関係（地盤の状態が同一で根元径が異なる）

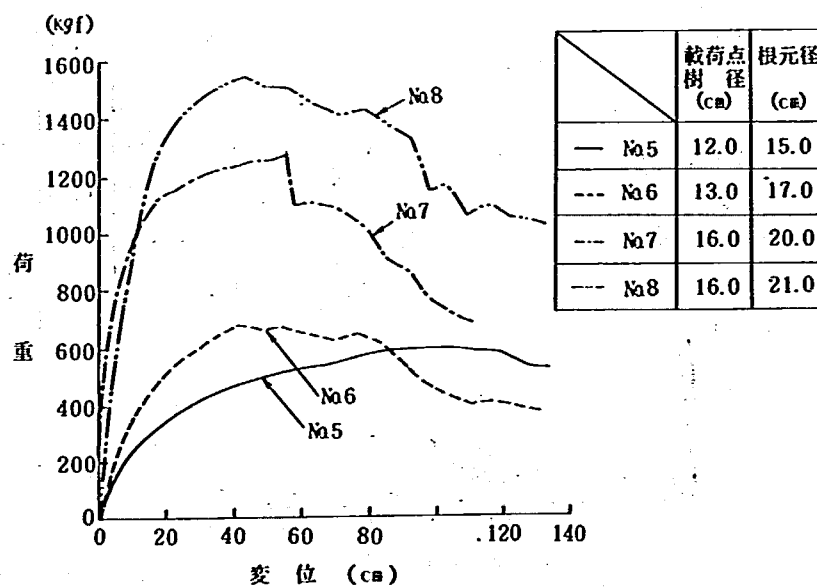


図- 3. 9(b) 荷重～載荷点変位関係（地盤の状態が同一で根元径が異なる）

力低下は、上載荷重のある部分と無い部分の境界で根が破断することによって生じ、根の破壊は上載荷重の影響を受け異なった形態を示すものと考えられる。ただし、上述したように荷重～変位関係に影響を及ぼす要因は、主に根元径に依存するものと考えられる。

(2) 曲げモーメントと回転角の関係

図-3.10に、試験結果から得られた曲げモーメント～回転角関係を示す。曲げモーメントは、荷重の値に根元から載荷点までの高さ（1.5 m）を乗じて求めている。また、回転角は載荷点までの高さで載荷点の水平変位によって求めた角度である。この関係から得られる特性は、各立木試験体に対する荷重～載荷点変位関係と全く同様である。

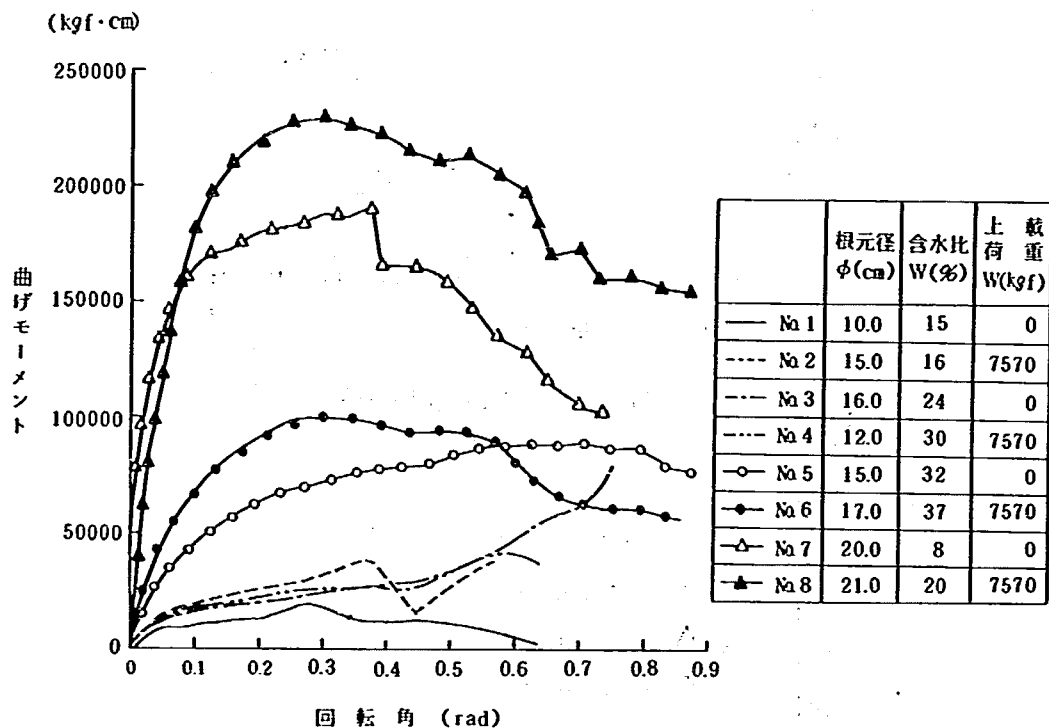


図-3.10 曲げモーメント～回転角関係

(3) 根元径と最大荷重および最大曲げモーメントの関係

図-3.11に根元径と最大荷重の関係を示す。また、図-3.12には根元径と最大曲げモーメント（地上から載荷点までの高さ×最大荷重）の関係を示す。なお、図中には、スギの試験の結果も併せて示す。図中●印は今年度実施したコナラに対する結果であり、○印は昨年度実施したスギに対する結果を表している。また、△印は載荷点位置が地上高さ 1.5 m のスギの結果である。最大荷重は根元径が大きくなるにしたがってほぼ比例的に上昇する傾向が認められる。載荷点高さが同一（1.5 m）の場合、コナラとスギではコナラの耐力が大きい値を示している。

図-3.12には、地盤の含水状態が異なる立木に対する結果も示しているが、本試験で得られた結果からは地盤の含水状態による影響は明らかでない。よって根元径と最大荷重の相関関係を調べるためのデータとして同様に扱うことができるものとする。図より、スギとコナラ

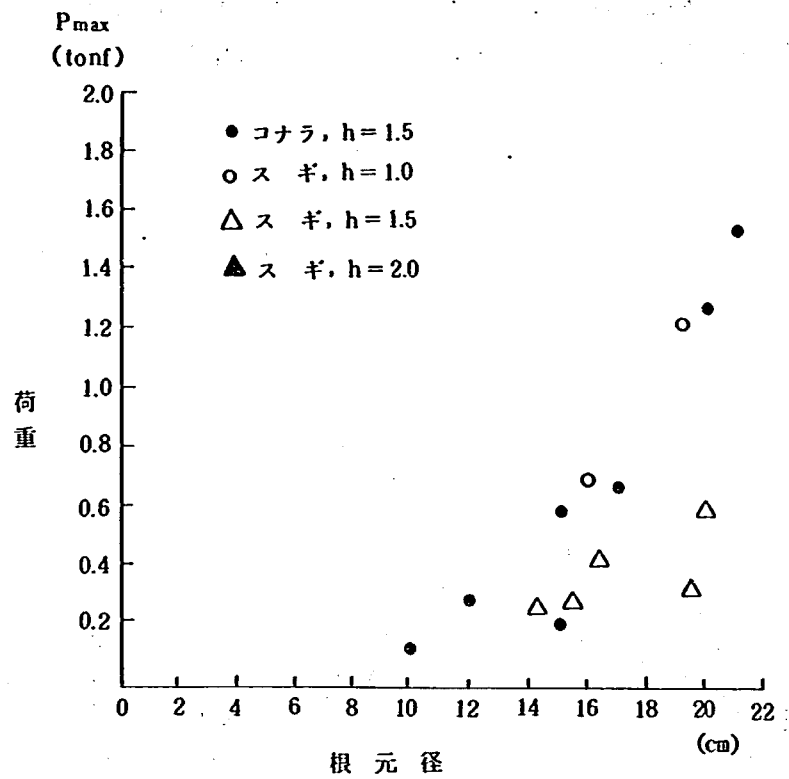


図-3.11 根元径と最大荷重の関係

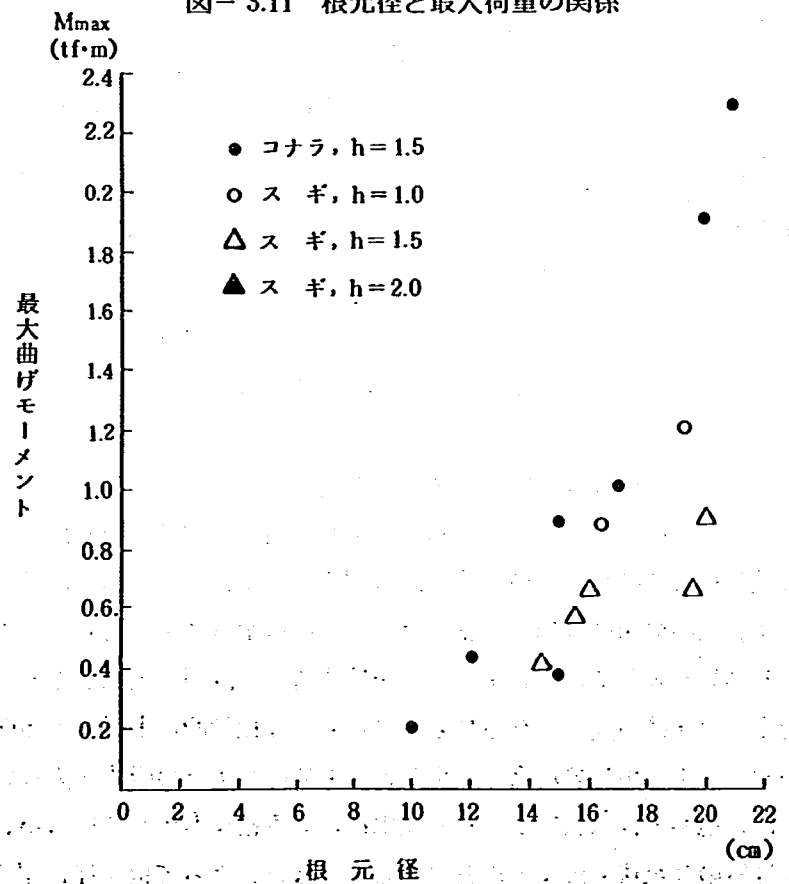


図-3.12 根元径と最大曲げモーメントの関係

では大きな差は見られないが、コナラの方が多少大きな曲げ耐力を示している。また、図-3.11, 3.12から、根元径が10cm以下になると樹幹部の耐力が低下し、立木の引き倒し抵抗力が殆ど期待できないものと推察される。

(4) 立木の破壊性状

立木の破壊形態を表-3.3に示す。スギの試験では、ほとんどの立木が根の浮き上がり（根抜け）で破壊に至った。コナラの試験では、①立木の根元部分が折損または圧壊した（写真-3.10, 3.11参照）、②引張り側と逆側の根が破断した、③根が浮き上がる（根が抜ける）（写真-3.12参照）の3つの形態によって破壊している。この理由は、①樹径の小さい立木は、幹自体の曲げ耐力が小さく根元部で折れてしまった。②立木の根元に上乗荷重が載荷されたため、根の浮き上がりが阻止されて根が破断したことなどが考えられる。立木の破壊状況を模式的に描くと図-3.13のように表される。

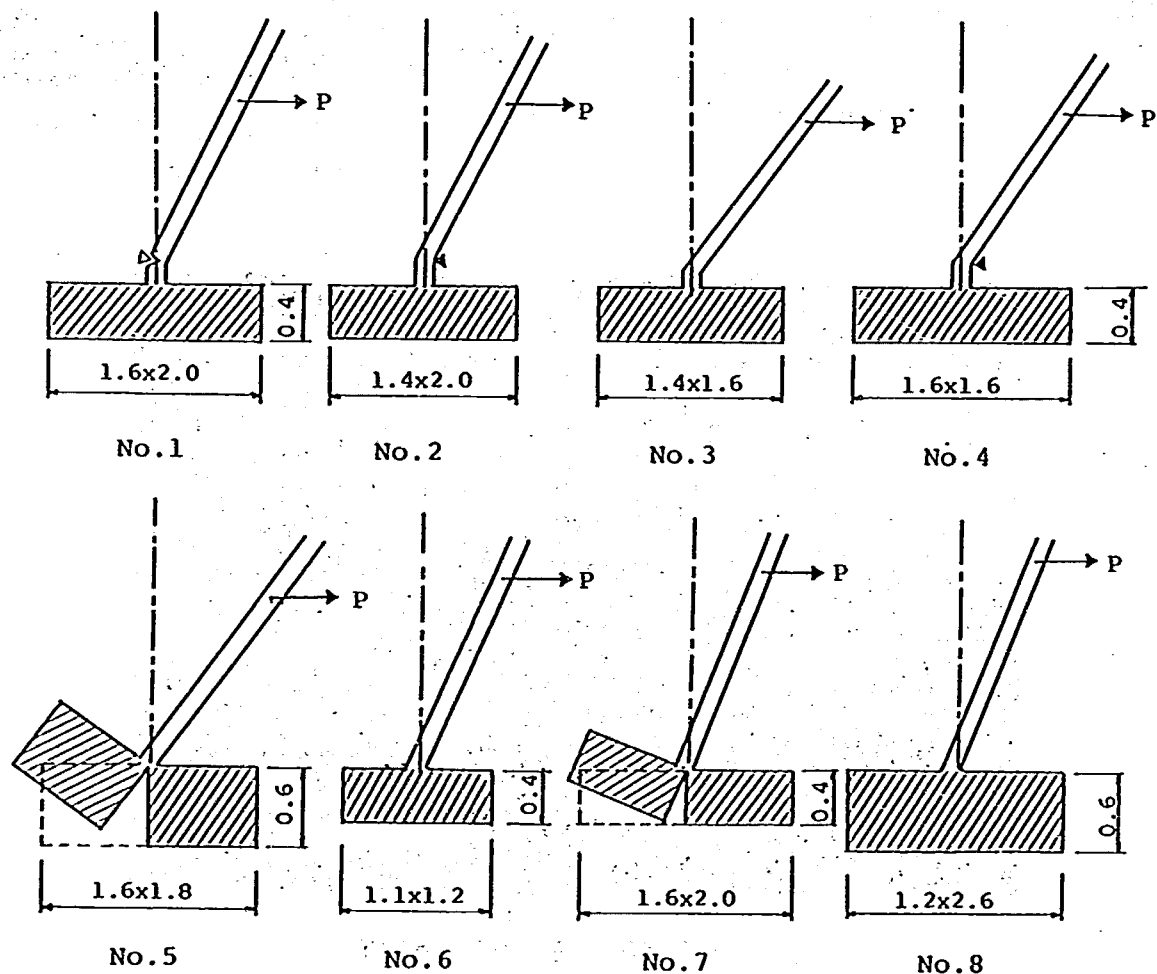


図-3.13 根塊と立木の破壊状況の模式図

(5) 立木の静的エネルギー吸収能

立木の静的エネルギー吸収能は、図-3.14に示すような曲げモーメント～回転角 ($M \sim \theta$) 関係において、終局回転角 θ_0 に至るまでの面積（図中の斜線部）として求められる。なお、終局状態の定義によって終局回転角の大きさが異なるのでエネルギー吸収能の大きさも変化する。



写真- 3.10 根元部引張側の折損
による破壊(1)

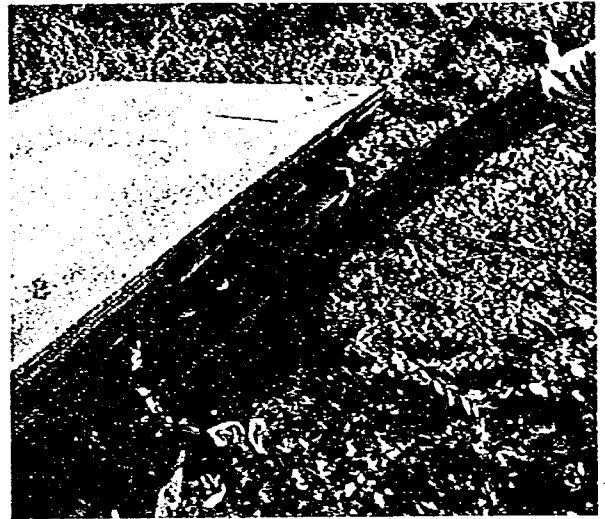


写真- 3.11 上載荷重を載荷した立木の引
張り側根元部の圧壊(2)



写真- 3.12 根の浮き上がりによる破壊

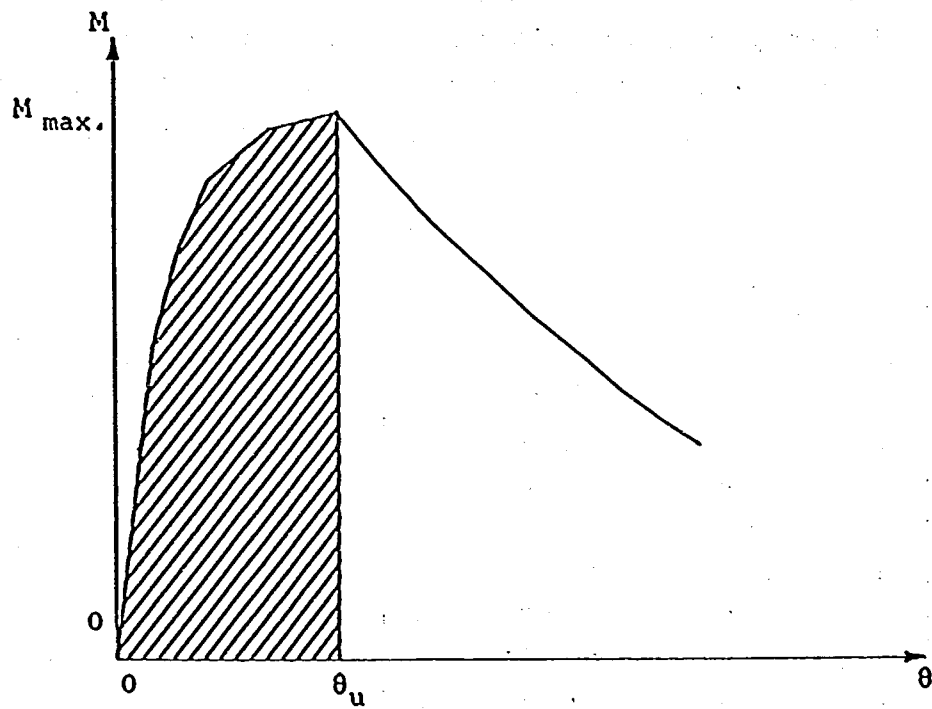


図-3.14 曲げモーメント～回転角関係

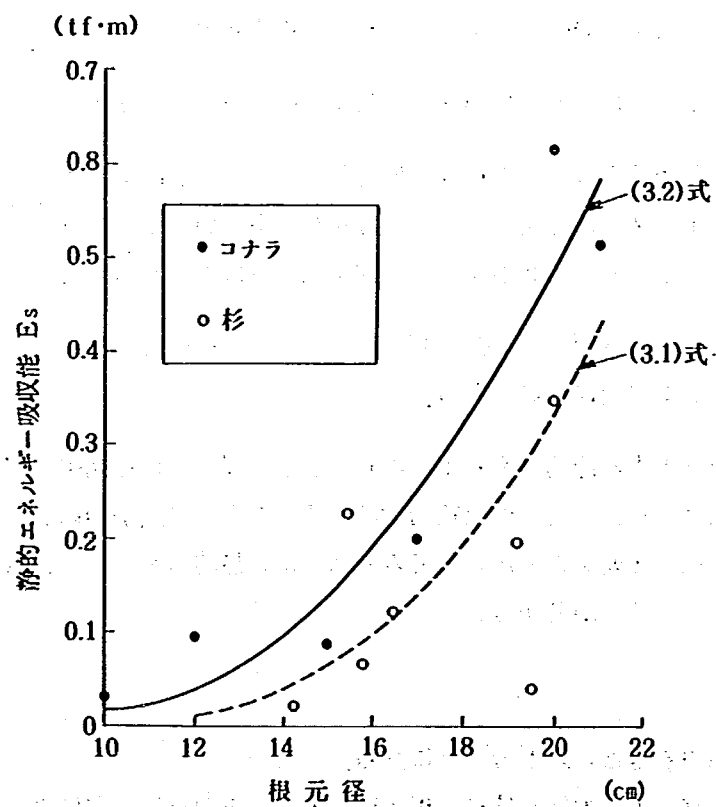


図-3.15 静的エネルギー吸収能と根元径の関係

立木の破壊が根の浮き上がりによって決定される場合、最大抵抗力は根の浮き上がりが生ずる直前に現れる。したがって本報告では、最大抵抗力（最大荷重あるいは最大曲げモーメント）が生じた時点の変形（変位あるいは回転角）をもって終局状態とする。

最大抵抗力が明確に現れた試験の結果だけを用いてエネルギー吸収能を算定し、立木の根元径との関係を図示すれば図-3.15のようになる。エネルギー吸収能の値を表-3.4に示す。図-3.15および表-3.4中には、62年度に実施したスギに対する結果もあわせて示す。

表-3.4 静的エネルギー吸収能

63年度（コナラ）			62年度（スギ）		
№	根 元 径 (cm)	エネルギー吸 収能(t・m)	№	根 元 径 (cm)	エネルギー吸 収能(t・m)
1	10.0	0.031	1	14.3	0.020
2	15.0	0.088	2	15.5	0.225
3	16.0	—	3	15.8	0.065
4	12.0	0.096	4	20.0	0.347
5	15.0	0.483	5	16.5	0.120
6	17.0	0.200	6	19.2	0.195
7	20.0	0.615	7	19.5	0.039
8	21.0	0.513			

昨年度提案したスギの静的エネルギー吸収能の推定式は、

$$E_{SO} (tf \cdot cm) = 0.6 \phi^2 - 15.4 \phi + 101.8 \quad \dots\dots\dots (3.1)$$

図-3.15からわかるように、本年度対象としたコナラの静的エネルギー吸収能はスギよりも大きく、破線で示すスギの推定式(3.1)はかなり小さい。そこでコナラに対する結果に基づいて、2次式を仮定して最小2乗法で近似式を求めれば次式が得られる。

$$E_{SO} (tf \cdot cm) = 0.5 \phi^2 - 9.1 \phi + 46.8 \quad \dots\dots\dots (3.2)$$

ここに、 ϕ ：根元径(cm)である。

式(3.2)から求まる静的エネルギー吸収能と根元径の関係を図中に実線で示す。立木の抵抗力や変形状は、樹種、地盤の土質力学的性質など多くの因子の影響を受けるので、これらを推定式に盛り込む必要があるが、図でみるように、静的エネルギー吸収能は根元径の関数として概ね評価できることが分かる。

3.2.3 ま と め

本章の成果を要約すると、以下のようになる。

- (1) コナラは、地盤の土質力学的性質、根元径、上載荷重の有無などによって3つの異なった破壊形態を示した。また、根元径が約10cm以下の立木では、曲げ耐力が小さく折損によって破壊

するものと考えられる。

- (2) 最大荷重あるいは最大曲げモーメントと根元径の間には比例関係が認められ、径の増大に伴って荷重、曲げモーメントの大きさも増大する。しかし、木材径が10cm以下の立木では曲げ耐力が小さく破壊が樹幹部に生じると考えられるので、根による抵抗力はほとんど期待できない。
- (3) 地盤の含水状態が最大荷重に与える影響はみられなかった。一方、上載荷重の影響は一部のケースで荷重が大きくなったものが見られた。しかし、すべてのケースに共通した傾向ではなく、影響の程度も余り大きくない。最大荷重はむしろ、根元径の大きさに依存するものと考えられる。
- (4) 立木の静的エネルギー吸収能の大きさは樹種、地盤の状況などによって異なるが、同一地域に生育する同一樹種の立木のエネルギー吸収能は、立木の根元径の関数として推定できる。
- (5) コナラの静的エネルギー吸収能は、スギのそれに比べ大きい傾向を示す。

3.3 衝撃載荷試験の結果と考察

3.3.1 試験ケース

表－3.5に試験ケースを示す。

表－3.5 試験ケース

Case No	樹 種	木 材 径 (cm)	載荷高さ h(m)	衝突速度 (m/sec)	地盤含水比 (%)	上載荷重 (kgf)
1	コナラ	10cm	1.5 m	4.0	自 然	—
2						3750
3						—
4				3750		
5				—		
6				3750		
7				8.0	A	—
8					B	—
9						3750
10					アカマツ	自 然

3.3.2 試験結果

(1) 荷重と時間の関係

図－3.16に荷重～時間関係の一例としてCase 7の場合を示す。他のケースの荷重～時間関係は資料集－1に示す。また、図－3.17には昨年度実施したスギの試験のうち、載荷速度と載荷高さが同じケースについて比較のため示した。これらの図をみると、衝突直後に最大荷重が生じた後急激に荷重が減少し、その後は顕著な荷重増分もなく比較的安定した応答を示す。この性状は、スギおよびコナラのいずれにも共通している。しかし、スギの場合には最大荷重発生後、荷重が逐次減少するが、コナラの場合には応答の後半で再度荷重が上昇する傾向がみられる。この傾向は、その他の試験結果においてもほぼ同様の現象が認められた。スギの場合、鋼球が衝突した後、根の浮き上がりが先行して立木全体が倒れるように変形したのに対し、コナラの場合、衝突後も抵抗力があるため、一度立木と鋼球が離れた後の離反応答に立木の抵抗力が反映されているためと考えられる。

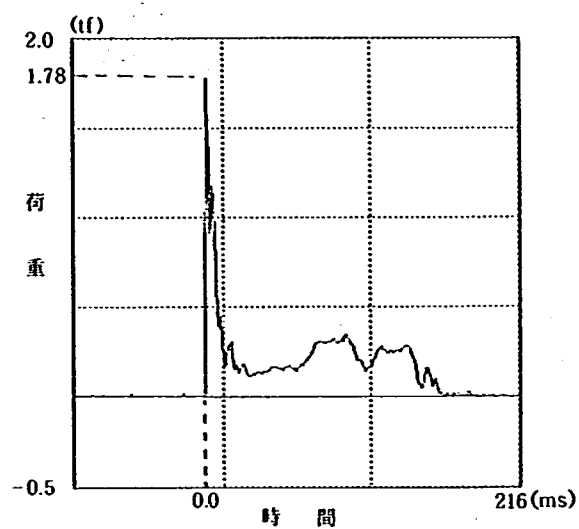
一般に衝撃応答における荷重～時間波形には、大別して図－3.18に示す2つのタイプがみられる。本試験に用いたコナラの場合、根の支持力が比較的大きく樹幹部の剛性が小さいので、振動モードから予測してタイプ2の波形が生ずると考えられる。表－3.6に試験結果から観察された各ケースの波形タイプを示す。明らかに2つのピークが生ずるタイプ2が多い。昨年度

CASE7.

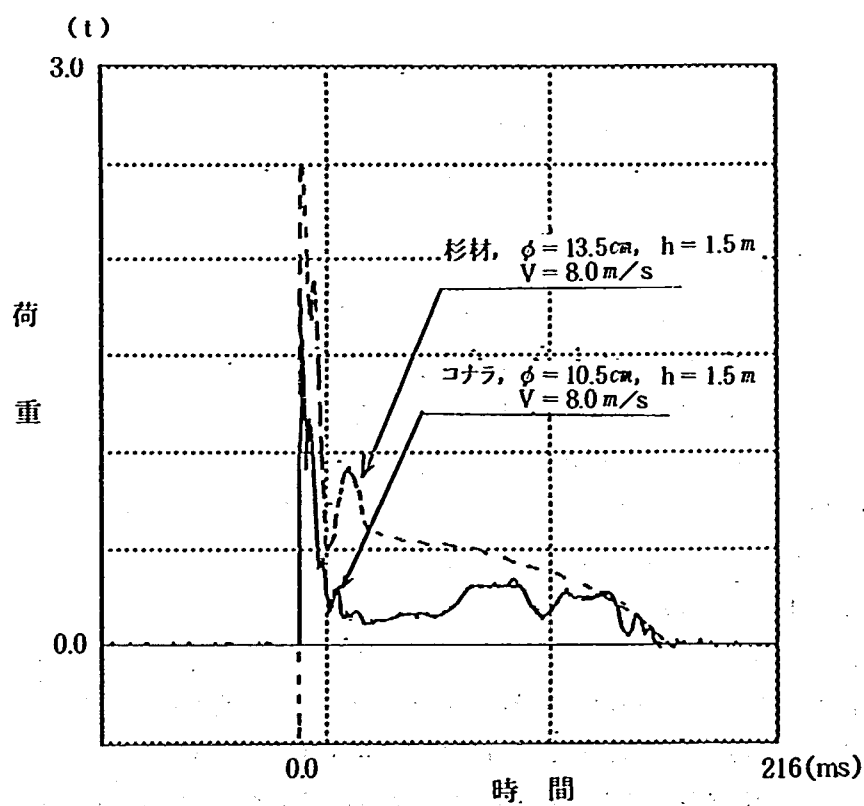
載荷速度：8 m/s

含水比：39%（含水状態A）

上載荷重：0 kgf



図－3.16 荷重～時間の一例



図－3.17 荷重～時間関係の杉材との比較

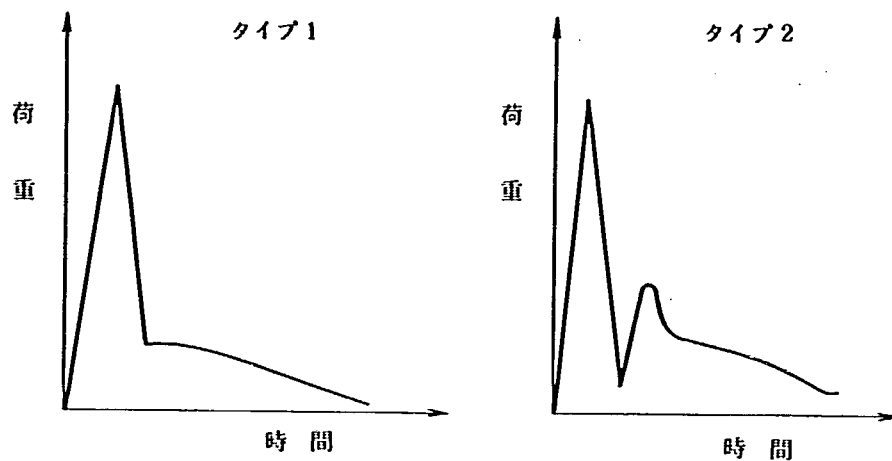


図 - 3.18 波形区分

のスギの最大荷重値が1.5～3.5 tfの範囲であったのに比べると、コナラの最大荷重は全般に小さい。最大荷重の大きさはばらつきが多く、樹径やその他のパラメータとの相関性は認められない。

(2) 変位と時間の関係

図 - 3.14 に変位～時間関係の一例として、Case 7 の場合を示す。資料 - 1 に他のケースについて示す。衝突点における変位は、衝突後はほぼ直線的に変位が増加する。衝突点の2倍の高さの点では、衝突直後変位が反対方向に生じ、その後荷重方向に変位が増加している。変位の測定は光学式変位計を用いて行ったが、その機能上の制約から最大変位に至るまでの計測は不可能である。そこで、高速ビデオカメラにより撮影したビデオテープを解析して最大変位量とその時の時間を求め、最大変位に至るまでの変位～時間関係を推定した。表 - 3.7 にビデオ解析によって得られた最大変位と最大変位到達時間を示している。変位～時間関係の推定方法は以下の手順で行った。

- ① 光学式変位計で測定した変位～時間関係を、2次式で近似する。
- ② 変位計で得られた最終値の時点での速度を2次近似式を用いて算定する。
- ③ 変位計の測定範囲を越えた後は、最大変位到達時間で速度が0になるような応答加速度を求め、それに対応する変位～時間関係を計算した。

なお、変位～時間関係の推定方法については資料 - 2 に詳細を示す。

図 - 3.20 に以上に述べた推定方法で求めた変位～時間関係の例 (Case 7) を示す。その他のケースの推定した変位～時間関係は資料 - 3 に示す。推定した最大変位の値はビデオによって解析した結果と比較的良好に一致している。

(3) 荷重と変位の関係

(1)と(2)の結果に基づいて、荷重～変位関係を求めた。その一例として、Case 7 の結果を図 - 3.21 に示す。その他のケースについては資料 - 3 に示す。図 - 3.21 には、静的引き倒し試験で得られた荷重～変位関係のうちCase 7 の立木とほぼ径が等しいCase 4 の場合を破線で示した。

表-3.6 最大荷重, 荷重持続時間, 波形タイプ

CASE No	樹種	衝突速度 V(m/sec)	載荷点 樹径 (cm)	樹幹 含水率 (%)	根張り (cm)			地盤 含水比 (%)	上載荷重 (kgf)	最大荷重 (tonf)	荷重持続 時間 (msec)	波形の タイプ 区分
					載荷方向	載荷直角	深さ					
1	コナラ	4.0	9.0	60	110	140	50	17	0	0.25	430	2
2			10.5	80	100	280	80	28	3570	1.33	*420	2
3		6.0	12.0	82	180	260	60	20	0	0.67	40	2
4			10.0	75	240	220	60	27	3570	1.47	*420	2
5		8.0	14.0	75	120	200	60	4	0	3.25	25	1
6			13.0	60	180	220	70	22	3570	0.85	320	2
7			10.5	75	160	200	60	39	0	1.78	170	2
8			12.5	65	150	160	70	37	0	1.72	230	2
9			11.7	75	160	200	100	11	3570	1.94	140	2
10			15.5	117	120	190	50	11	0	2.60	30	2

注: 荷重持続時間欄中の(*)は、サンプリングタイムの制約によって打ち切られた値を示す。

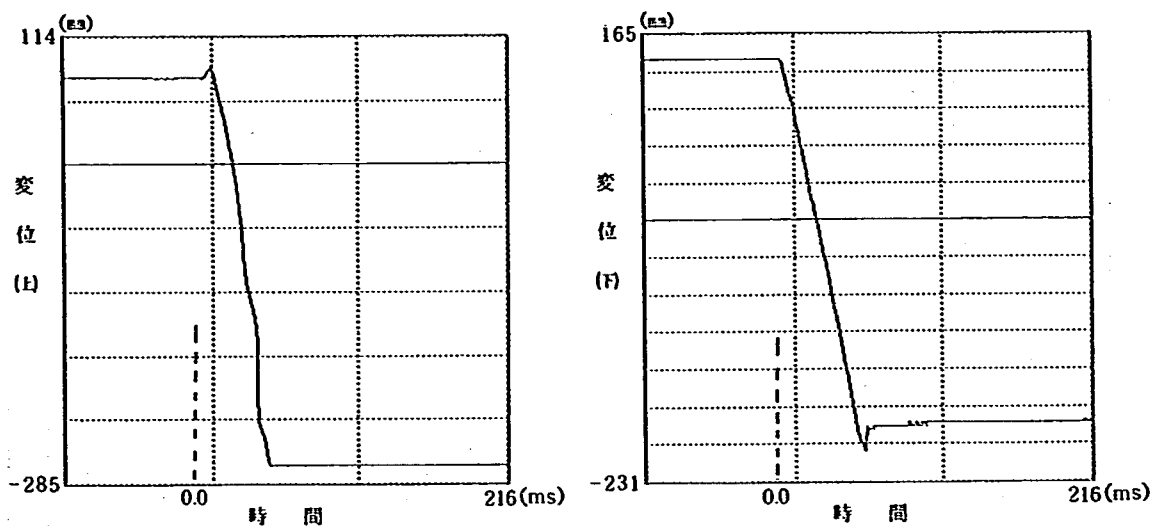
表-3.7 ビデオ解析による最大変位および最大変位時間

CASE No	樹種	衝突速度 V(m/sec)	載荷点 樹径 (cm)	上載荷重 (kgf)	ビデオ解析の結果	
					最大変位 (cm)	最大変位時間 (msec)
1	コナラ	4.0	9.0	0	(100)	(300)
2			10.5	3570	(100)	(300)
3		6.0	12.0	0	*	*
4			10.0	3570	103	300
5		8.0	14.0	0	37.5	100
6			13.0	3570	(70)	(150)
7			10.5	0	(70)	(150)
8			12.5	0	62.1	133
9			11.7	3570	76	183
10			15.5	0	54	66

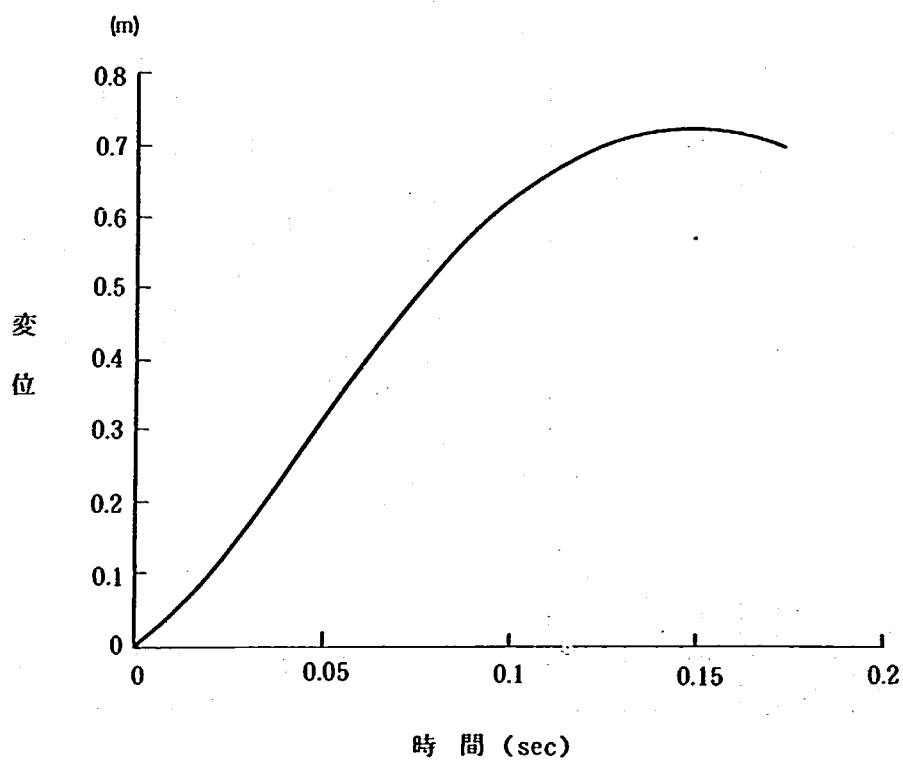
注: 1. ()は、ビデオによる解析ができなかったため、実験条件や荷重波形の類似性から推測したデータ。

2. *は、ビデオ解析の不要なケース(光学式変位計のデータで充足した)

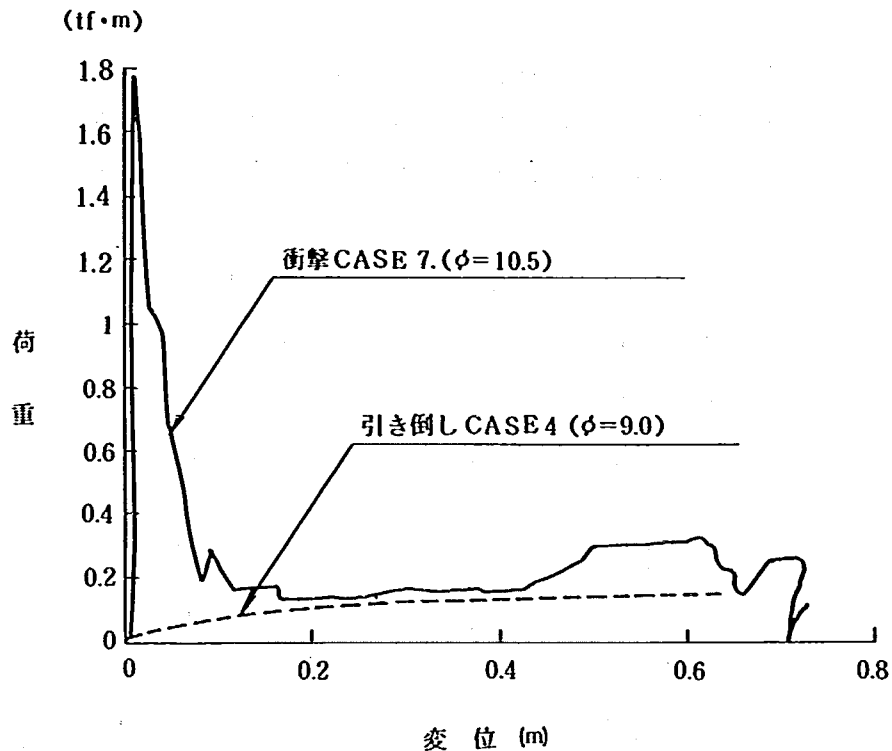
CASE 7.



図一3.19 変位～時間関係（測定データ）の一例



図一3.20 近似推定された変位～時間関係の一例（CASE 7）



図—3.21 荷重～変位関係の一例 (CASE 7) 及び静的引き倒し実験 (CASE 4) との比較

衝撃試験の荷重～変位関係をみると、変位が約70cm付近で荷重が急激に低下している。これは、仮定した変位～時間関係において70cm (Case 7 の場合) を最大変位と定めたことによる。したがって、この時点以後は変位が減少する方向に応答することになる。静的引き倒し試験では、変位が20cm付近まで荷重が線形的に増加する領域がある。この領域に対応する衝撃応答は、極めて大きな荷重の立ち上がりがみられる。さらに20cmより大きな変位が生じる時点では、両者はほぼ同程度の荷重値となる。衝撃エネルギー吸収量が静的エネルギー吸収量より大きいのは、このように衝撃試験の載荷直後に発生する荷重値が極めて大きいためである。これは、衝撃載荷の場合に発生する応力波の影響によって衝突直後の荷重が極めて大きくなることおよびヒズミ速度効果による耐力の向上が原因と考えられる。

(4) 衝撃エネルギー吸収能

衝撃エネルギー吸収能は、(3)で述べた方法によって推定された荷重～変位関係の微小変位増分間の面積を総和することによって算定した。図—3.22(a)に、Case 7 の衝撃エネルギー吸収能と変位の関係を示す。その他のケースのエネルギー吸収能～変位関係は資料—3に示す。図—3.22(b)には、Case 7 の荷重～変位関係を示す。図でみるように変位の増加に伴ってエネルギー吸収能も増加するが、変位が10cm付近 (衝突直後に荷重のピークが生じて、その後安定した荷重レベルに下がった時点) までの増加割合が著しいことがわかる。さらに変位が増大しても荷重の上昇は小さいので、吸収エネルギーの増加は緩かとなっている。この傾向は他のケースについても共通している。これは、衝撃載荷を受ける立木の衝撃エネルギー吸収能の評価

には、2番目の荷重ピークが現れる時点の変位までの吸収エネルギーが重要であることを意味している。

衝撃エネルギー吸収能の大きさを定める際、昨年度は荷重の第2ピークの値を基準にとり、基準値に対する4段階の荷重レベルに対応する変位までの吸収エネルギーをそれぞれ求めている。本年度の試験結果をみると、荷重～変位関係には不規則な応答がみられ、4つの荷重段

表－3.8 最大変位およびエネルギー吸収能

CASE No	樹 種	衝突速度 V(m/sec)	載 荷 点 樹径 (cm)	根 元 樹径 (cm)	地 盤 含水比 (%)	上載荷重 (kgf)	最大変位 (cm)		エネルギー 吸 収 能 (ton・m)
							ビ デ オ	近似計算	
1	コナラ	4.0	9.0	11.5	17	0	(100)	105	0.047
2			10.5	12.5	28	3570	(100)	73	0.400
3		6.0	12.0	16.0	20	0	*	19	0.0165
4			10.0	11.5	27	3570	103	97	0.580
5		8.0	14.0	17.0	4	0	37.5	19	0.023
6			13.0	19.0	22	3570	(70)	97	0.087
7			10.5	15.5	39	0	(70)	74	0.180
8			12.5	15.5	37	0	62.1	79	0.195
9			11.7	15.0	11	3570	76	87	0.450
10			15.5	19.0	11	0	54	32	0.051

階を定義することは困難である。そこで本年度は、最大変位が生ずるまでの吸収エネルギーを衝撃エネルギー吸収能として定義する。表－3.8に各ケースの衝撃エネルギー吸収能を示す。図－3.23(a)～(d)に、載荷点樹径、根元径、衝突速度および地盤の含水比のエネルギー吸収能との関係について示す。いずれの図をみても、各パラメータとエネルギー吸収能との間に明瞭な相関関係は認められない。ただし、上載荷重の有無によってエネルギー吸収能の大きさが顕著に異なり、上載荷重がある場合には、上載荷重がない場合の約5倍のエネルギー吸収能を示した。また、図－3.23(a)～(c)中には、62年度実施したスギの衝撃エネルギー吸収能（最大変位までの吸収エネルギー）を△印で示している。昨年度と本年度の試験条件では、樹種、地盤の土質力学的性質、上載荷重の有無および地盤の含水状態などの点で異なることが多いが、概括的な比較を行うために載荷点樹径、根元樹径および載荷速度だけをパラメータとして示している。スギの結果は、図中のコナラの上載荷重なしの場合（○印）と対応する。これらを比較すると、スギの衝撃エネルギー吸収能の大きさが0.2～0.65 tf・mの範囲であるのに対し、コナラでは0.2 tf・m以下である。しかし、図－3.23(b)のうち点線で囲んだ根元樹径が16, 17, 19cmの上載荷重がなしの結果は、鋼球がそれで衝突していることから、これらを除くとばらつきはあるものの、衝撃エネルギー吸収能は根元樹径に比例することが分かる。なお、アカマツ（Case10）は鋼球がロード・セルにうまく衝突しなかったためにE_Dが小さく、スギ、コナラとの比較はできなかった。

(5) 破壊性状

衝撃試験においては、静的試験結果に見られた3種類の破壊性状は発生しなかった。

3.3.3 まとめ

本章で得られた成果を要約すれば、以下のようになる。

- (1) 衝撃力に対する立木の最大荷重はばらつきが多く、樹径の大きさ、载荷速度、地盤の含水比などとの相関性は認められない。スギの最大荷重値が1.5～3.5 tfであったのに対し、コナラの場合は0.25～3.25 tfの範囲である。
- (2) 衝撃エネルギー吸収能の大きさを定める際、昨年度は荷重の第2ピークの値を基準にとり、4段階の荷重レベルに対応する変位までの吸収エネルギーをそれぞれ求めた。本年度は、最大変位が生ずるまでの吸収エネルギーを衝撃エネルギー吸収能として定義した。衝撃エネルギー吸収能と衝突速度および地盤の含水比との間に明瞭な相関関係は認められない。ただし、上載荷重の有無によってエネルギー吸収能の大きさが顕著に異なり、上載荷重がある場合には、上載荷重がない場合の約5倍のエネルギー吸収能となった。
- (3) 衝撃エネルギー吸収能と根元径の関係は、多少ばらつきはあるものの比例関係が認められた。また、スギの衝撃エネルギー吸収能と比較すると小さい値を示すが、これは、変位は大きくても発生する荷重が小さいためである。この傾向は静的エネルギー吸収能とは異なっている。

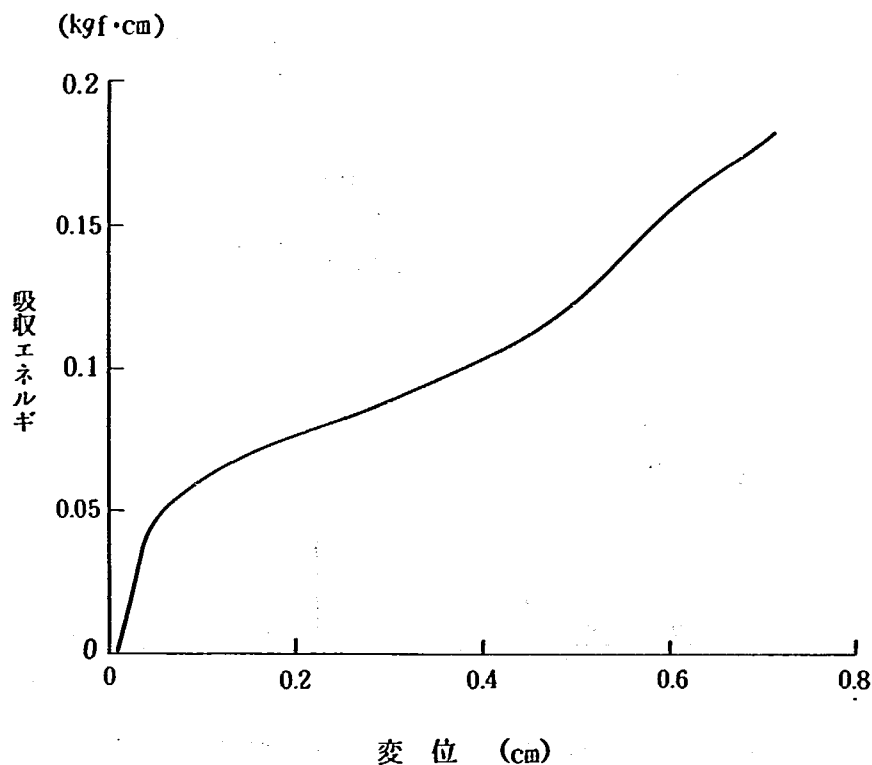


図-3.22(a) 吸収エネルギーと変位の関係 (CASE 7)

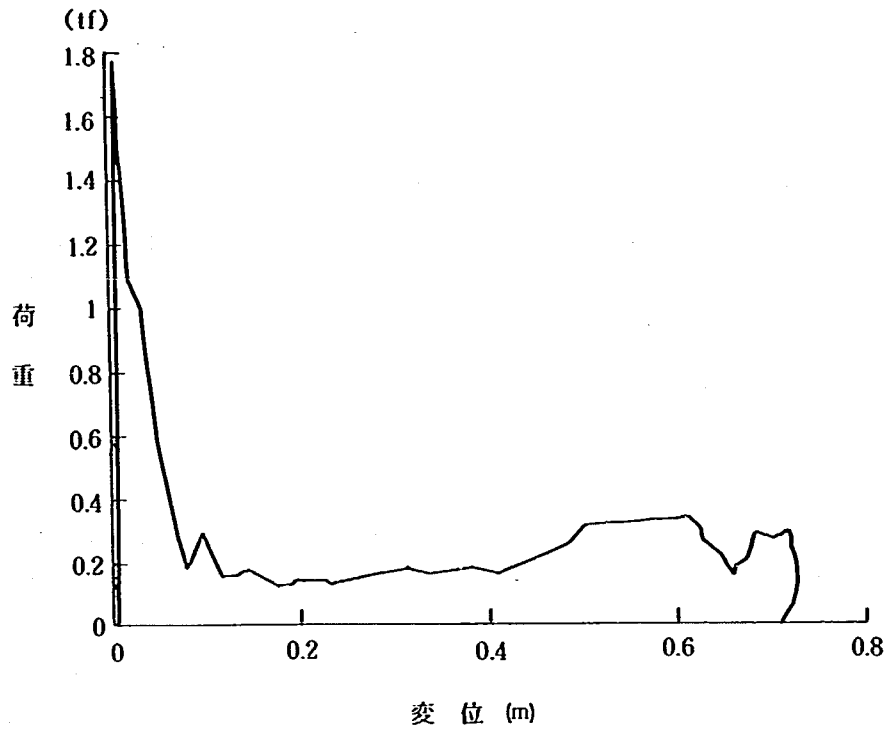


図-3.22(b) 荷重と変位の関係 (CASE 7)

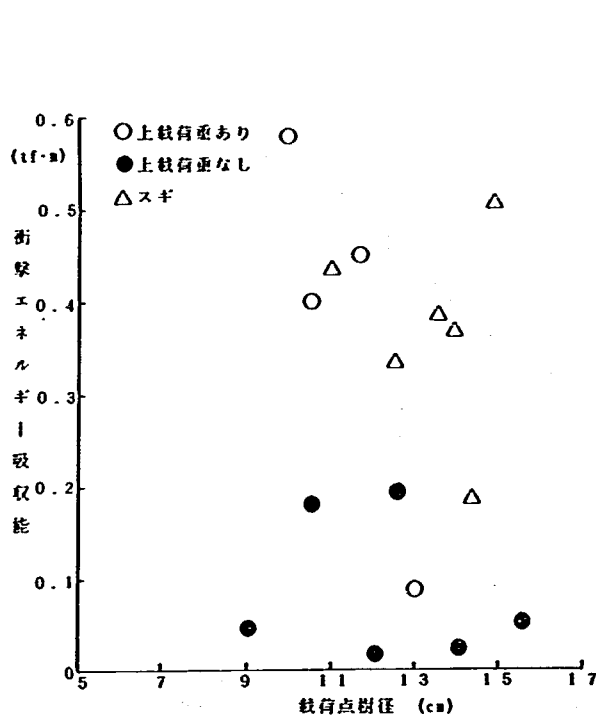


図-3.23(a) 衝撃エネルギー吸収能と
荷荷点樹径の関係

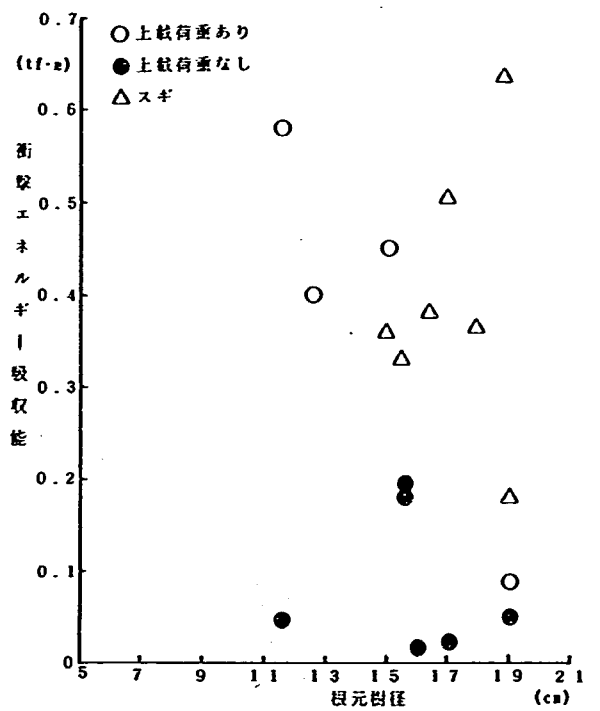
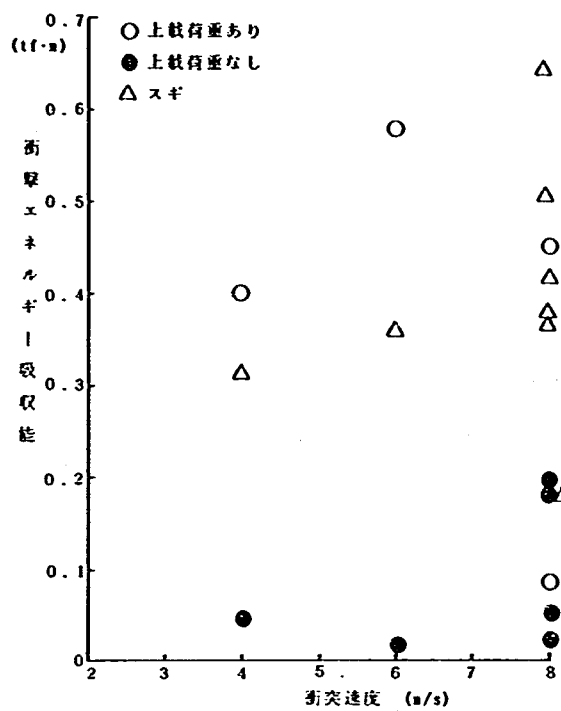
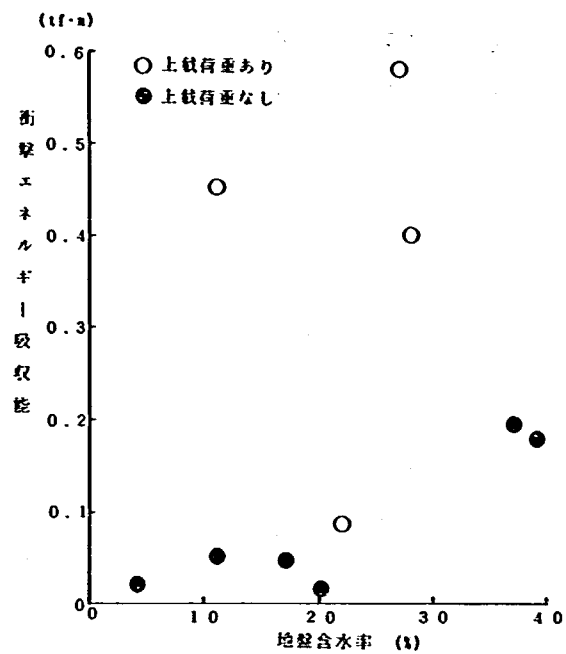


図-3.23(b) 衝撃エネルギー吸収能と
根元樹径の関係



図—3.23(c) 衝撃エネルギー吸収能と衝突速度の関係



図—3.23(d) 衝撃エネルギー吸収能と地盤含水比の関係

4. 立木の衝撃応答解析

4.1 立木の衝撃応答解析

立木の衝撃応答解析を行って、応答特性を検討するとともに衝撃エネルギー吸収能 E_D を求める手法を検討する。

4.1.1 応答解析の基本式

実際の立木は連続した質量を有するが、解析に用いた離散化モデルは図-4.1に示すように、連続体としての立木を任意の長さの剛体で、質量をもたないパネルに分割し、立木がもつ質量と剛性を隣接するパネル長の $1/2$ ずつ分割点に集中させた質点の連続として表現できる片持梁モデルとした。

(1) 力の釣合い条件

図-4.2において、任意の質点 i での力の釣合い条件から、水平方向に働く力の総和をとる

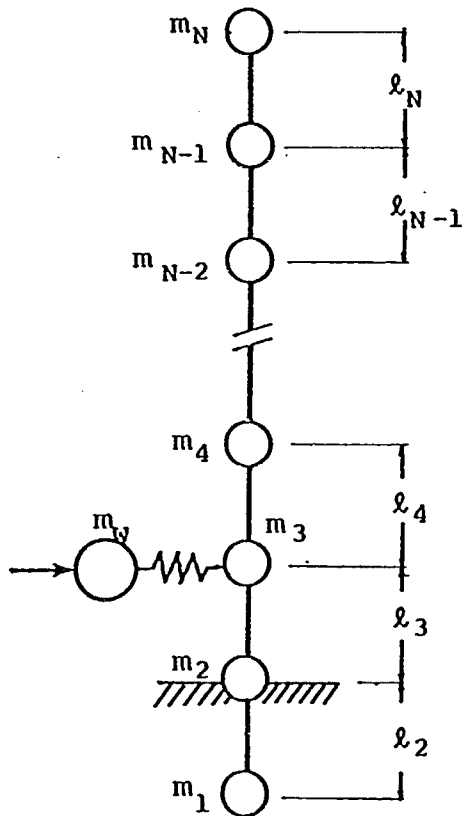


図-4.1 立木の離散化モデル

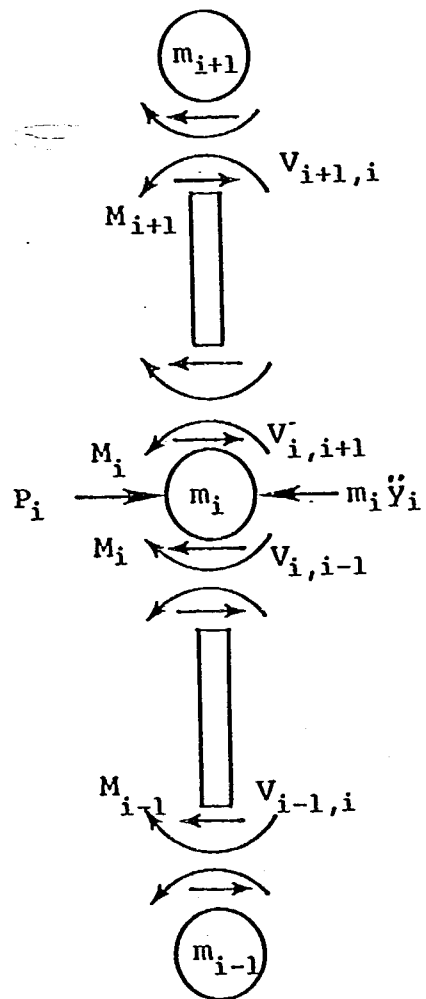


図-4.2 任意の質点 m_i における力のつり合い

と、次式が得られる。

$$m_i \ddot{y}_i = P_i + V_{i,i+1} - V_{i,i-1} \dots\dots\dots (4.1)$$

ここに、 m_i : 任意の質点 i の質量、 $\ddot{y}_i$: 質点 i の加速度、 P_i : 質点 i に作用する外力、 V_i : 質点 i に作用するせん断力である。
また、せん断力は曲げモーメントを用いて次式で表される。

$$V_{i,i+1} = \frac{M_{i+1} - M_i}{\ell_{i+1}}$$

$$V_{i,i-1} = \frac{M_i - M_{i-1}}{\ell_i} \dots (4.2)$$

ここに、 M_i : 任意の質点 i に作用する曲げモーメント、 ℓ : スパン長である。

式(4.2)を式(4.1)に代入すると、次式を得る。

$$m_i \ddot{y}_i = P_i + (M_{i+1} - M_i) / \ell_{i+1} - (M_i - M_{i-1}) / \ell_i \dots (4.3)$$

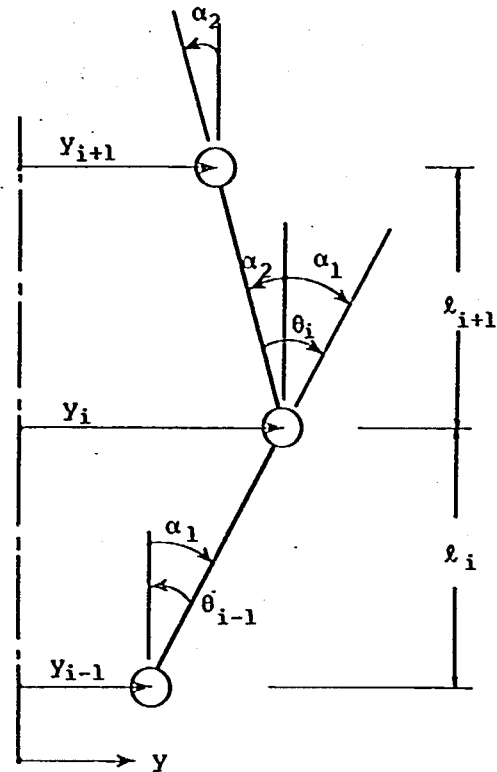


図-4.3 変形適合条件

(2) 変形適合条件

図-4.3 から、変形適合条件は次式で与えられる。

$$\theta_i = -\frac{y_{i-1}}{\ell_i} + \left(\frac{1}{\ell_i} + \frac{1}{\ell_{i+1}}\right) y_i - \frac{y_{i+1}}{\ell_{i+1}} \dots\dots\dots (4.4)$$

ここに、 θ_i : 質点 i の回転角、 y_i : 質点 i の変位である。

質点 i に隣接する部材長の $\ell_i/2 \sim \ell_{i+1}/2$ 間においては曲率 ϕ_i が一定であると仮定すると、回転角 θ_i は次のように表される。

$$\theta_i = \phi_i (\ell_i + \ell_{i+1}) / 2 \dots\dots\dots (4.5)$$

式(4.4)と(4.5)から、曲率と変位の関係が次のように与えられる。

$$\theta_i = 2 \left\{ -\frac{y_{i-1}}{\ell_i} + \left(\frac{1}{\ell_i} + \frac{1}{\ell_{i+1}}\right) y_i - \frac{y_{i+1}}{\ell_{i+1}} \right\} \times \frac{1}{\ell_i + \ell_{i+1}} \dots\dots (4.6)$$

また、質点 i における曲率速度 $\dot{\phi}$ と変位速度 $\dot{y}$ との関係は次式で与えられる。

$$\dot{\phi}_i = 2 \left\{ -\frac{\dot{y}_{i-1}}{\ell_i} + \left(\frac{1}{\ell_i} + \frac{1}{\ell_{i+1}}\right) \dot{y}_i - \frac{\dot{y}_{i+1}}{\ell_{i+1}} \right\} \times \frac{1}{\ell_i + \ell_{i+1}} \dots\dots\dots (4.7)$$

(3) 根元部における解析の基本式

(a) 地中にある質点1および根元部の質点2

質点1は地中の根塊をモデル化し、質点2は地表面付近の根元をモデル化したものである。
この2つの質点は、次のように取り扱う。

① 質点1および根元部の質点2は、動かないものとする。

② 質点2における $M \sim \theta$ 関係は、静的引き倒し試験結果に基づいて与える。

質点1は動かないので、 $M_1=0$ および $y_1=0$ である。質点2では $y_2=0$ なので、 $\dot{y}_2=0$ および $\ddot{y}_2=0$ となる。式(4.4)から、質点2の回転角 θ_2 は次のように表される。

$$\theta_2 = -\frac{y_1}{\ell_2} + \left(-\frac{1}{\ell_2} + \frac{1}{\ell_3}\right) y_2 - \frac{y_3}{\ell_3} \quad \dots\dots\dots (4.8)$$

$y_1=0$ 、 $y_2=0$ であるので、式(4.8)は次のようになる。

$$\theta_2 = -\frac{y_3}{\ell_3}$$

質点2における曲げモーメント M_2 は、静的引き倒し試験から得られた結果に基づいてモデル化した $M_2 \sim \theta_2$ 関係を用いる。

(b) 衝撃荷重が载荷される質点3における基本式

質点3における回転角 θ_3 は、式(4.8)と同様に次式で与えられる。

$$\theta_3 = -\frac{y_2}{\ell_3} + \left(-\frac{1}{\ell_3} + \frac{1}{\ell_4}\right) y_3 - \frac{y_4}{\ell_4} \quad \dots\dots\dots (4.9)$$

ここで、 $y_2=0$ だから式(4.9)は次のようになる。

$$\theta_3 = \left(-\frac{1}{\ell_3} + \frac{1}{\ell_4}\right) y_3 - \frac{y_4}{\ell_4} \quad \dots\dots\dots (4.10)$$

質点3における力のつり合いは、式(4.3)から次のように表される。

$$m_3 \ddot{y}_3 = P_3 + (M_4 - M_3)/\ell_4 - (M_3 - M_2)/\ell_3 \quad \dots\dots\dots (4.11)$$

ここに、 P_3 :重錘が質点に衝突するときの荷重である。

図-4.4に重錘と質点の衝突時のモデルを示す。図に示す力のつり合いから次式が得られる。

$$m_w \ddot{y}_w = C \dot{\delta} + k \delta = C (\dot{y}_w - \dot{y}_3) + k (y_w - y_3) \quad \dots\dots (4.12)$$

ここに、 C :局部変形時の減衰係数、 k :局部変形時のばね定数である。

また質点3に作用する荷重 P_3 は次式で与えられる。

$$P_3 = m_w \ddot{y}_w \quad \dots\dots\dots (4.13)$$

式(4.13)を式(4.11)に代入すると、次式が得られる。

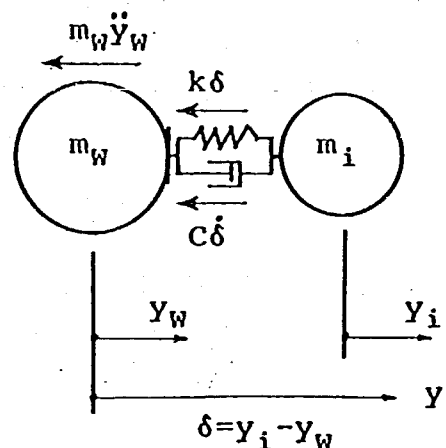


図-4.4 質点 m_i に対する重錘の衝突モデル

$$m_3 \ddot{y}_3 = m_w \ddot{y}_w + (M_4 - M_3) / \ell_4 - (M_3 - M_2) / \ell_3 \quad \dots\dots\dots (4.14)$$

(c) 立木頂部の質点Nおよび質点N-1における基本式

質点Nは片持梁の先端にあるので $M_N = 0$ となる。したがって、式(4.3)から質点Nにおける基本式は次のように表される。

$$m_N \ddot{y}_N = M_{N-1} / \ell_N \quad \dots\dots\dots (4.15)$$

同様に、質点N-1における基本式は次のように得られる。

$$m_{N-1} \ddot{y}_{N-1} = (M_N - M_{N-1}) / \ell_N - (M_{N-1} - M_{N-2}) / \ell_{N-1} \quad \dots\dots\dots (4.14)$$

4.1.2 曲げモーメントMと回転角のモデル化

本解析では、樹幹部および根元部の $M \sim \theta$ 関係を、それぞれ木材の曲げ試験および立木の静的引き倒し試験から得られた結果に基づいてモデル化したモデルを用いている。

(1) 樹幹部のモーメントと回転角モデル

木材の曲げ試験から得られた荷重 $P \sim$ 変形 δ 関係に基づいて、以下に示す方法で $M \sim \theta$ 関係をモデル化した。

① 試験で得られた $P \sim \delta$ 曲線を、図-4.5に示すように3本の直線で近似する。

各線分の変曲点として、比例限度点 (P_e, δ_e) および最大荷重点 (P_m, δ_m) を定める。

表-3.3に示した試験結果から比例限度荷重 P_e および最大荷重 P_m を木材径 ϕ との関係でみると、ほぼ線形関係が認められた(図-2.8, 図-2.9参照)。そこで、1次式を仮定してこれらの関係を求めれば、以下の式が得られる。

$$P_e (\text{kgf}) = 399\phi - 3920$$

$$P_m (\text{kgf}) = 445\phi - 4230 \quad \dots\dots\dots (4.17)$$

ここに、 ϕ : 木材径 (cm) である。なお、 ϕ は11~18cmの範囲である。

一方、 P_e および P_m に対応する変形 δ_e および δ_m について同様に1次式を仮定して近似関係式を求めれば次式を得る。

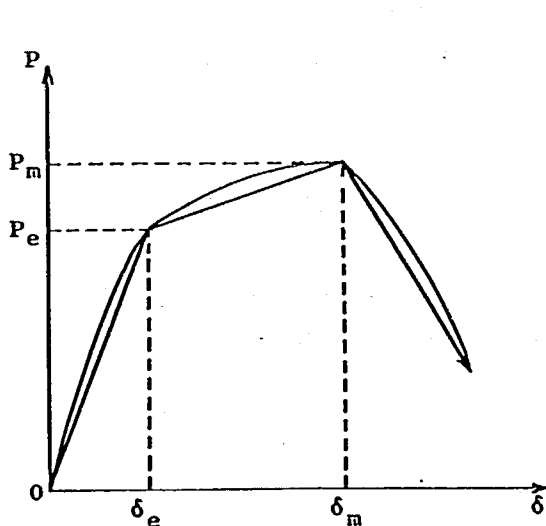


図-4.5 $P \sim \delta$ 関係のモデル化

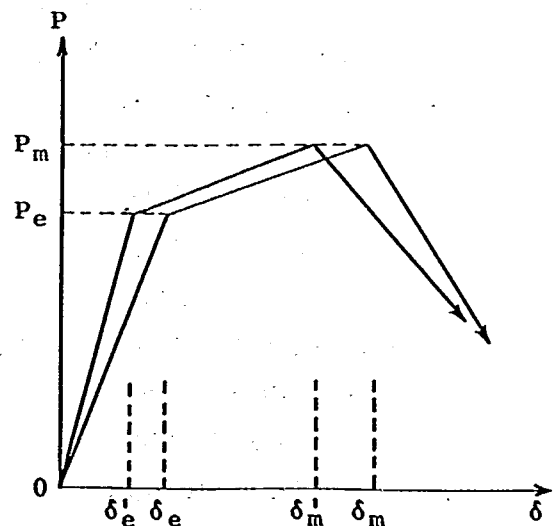


図-4.6 $P \sim \delta$ 関係の修正

$$\begin{aligned}\delta_e(\text{cm}) &= 7.75 - 0.09\phi \\ \delta_m(\text{cm}) &= 37.97 - 1.56\phi \quad \dots\dots\dots (4.18)\end{aligned}$$

② 中央に集中荷重を受ける単純梁の載荷点における曲げモーメント M および部材の回転角 θ は次式で与えられる。

$$\begin{aligned}M &= P\ell/4 \quad (\text{kgf}\cdot\text{cm}) \\ \theta &= 4\delta/\ell \quad (\text{rad}) \quad \dots\dots\dots (4.19)\end{aligned}$$

式(4.17)および(4.18)を式(4.19)に代入すると、以下の式が得られる。

$$\begin{aligned}M_e &= \ell(399\phi - 3920)/4 \quad (\text{kgf}\cdot\text{cm}) \\ M_m &= \ell(445\phi - 4230)/4 \quad (\text{kgf}\cdot\text{cm}) \\ \theta_e &= 4(7.75 - 0.09\phi)/\ell \quad (\text{rad}) \\ \theta_m &= 4(37.97 - 1.56\phi)/\ell \quad (\text{rad}) \quad \dots\dots\dots (4.20)\end{aligned}$$

ここに、 ℓ ：木材のスパン長（cm：本試験では200cm）である。

③ 最大荷重点以降の耐力低下についても、試験の結果に基づいて ϕ との関係で近似式を求めた。比例限度までの木材梁のばね定数を k_0 とすれば、劣化剛性 k_2 との比（ k_2/k_0 ）は次式で与えられる。

$$k_2/k_0 = 0.15 - 0.03\phi \quad \dots\dots\dots (4.21)$$

(2) 根元部のモーメントと回転角のモデル化

根元部の $M \sim \theta$ 関係は、立木の静的引き倒し試験結果に基づいて、以下のようにモデル化している。

試験から得られた $P \sim \delta$ 曲線を3本の直線で近似する。実際の $P \sim \delta$ 関係には、樹幹部のたわみ変形 δ' が含まれている。このため根元部の回転角 θ_r は、実測値からたわみ変形による回転角 θ' を減じたものとして求める必要がある。幹のたわみ変形 δ' は次式で与えられる。

$$\delta' = P\ell^3/3EI \quad \dots\dots\dots (4.22)$$

ここに、 ℓ ：根元から載荷点までの距離（cm）、 E ：樹木の縦弾性係数（kgf/cm²）、

I ：断面2次モーメント（cm⁴）である。なお、樹木の縦弾性係数は木材の静的曲げ試験から $E = 186 \times 10^4$ （kgf/cm²）が得られている。

引き倒し試験の結果から、比例限度点（ P_e, δ_e ）および最大荷重点（ P_m, δ_m ）における荷重、変形は以下のように得られる。

$$\begin{aligned}P_e(\text{kgf}) &= -1853 + 144\phi \\ P_m(\text{kgf}) &= -1900 + 160\phi \quad \dots\dots\dots (4.23)\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\delta_e(\text{cm}) &= 59.16 - 230\phi \\ \delta_m(\text{cm}) &= 194.26 - 7.27\phi \quad \dots\dots\dots (4.24)\end{aligned}$$

式(4.23)および(4.24)を用いると、式(4.22)は次のように変形される。

$$\begin{aligned}\delta^* &= M^*h^2/3EI \\ \theta^* &= \tan^{-1}(\delta^*/h^*)\end{aligned}$$

したがって、計算に用いる θ は

$$\theta = \theta' + \theta^* \quad (\theta' \rightarrow \theta_e \text{ および } \theta_m)$$

となる。本解析では、図-4.7に示す立木の $M \sim \theta$ 履歴モデルを用いている。

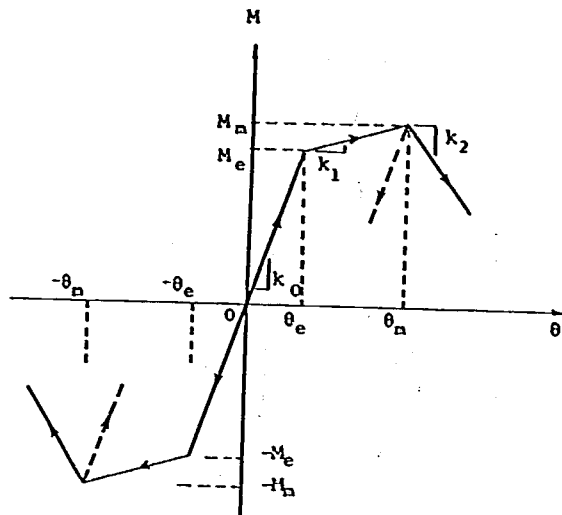


図-4.7 $M \sim \theta$ 履歴モデル

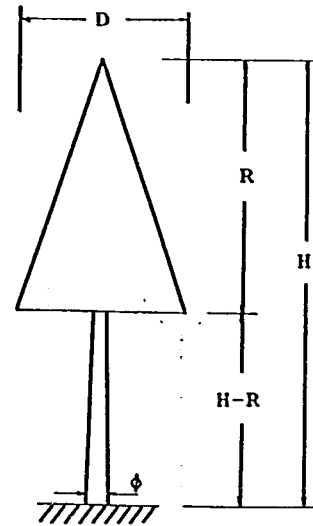


図-4.8 立木のモデル

4.1.3 立木のモデル化

立木のモデル化に必要な立木の諸元の概要を図-4.8に示す。立木の枝葉部を三角錐とみなし、その体積 V_R を求める。次に、試験後の測定結果に基づいて、体積 V_R (m^3)と枝葉部の重量 W_R (kgf)の関係を次のように近似した。

$$W_R = 4.96 V_R - 13.3 \quad \dots\dots\dots (4.30)$$

なお図において、立木の高さ H 、枝葉部の長さ R および枝葉底部の幅 D は、実測の結果から根元樹径 ϕ (cm)との関係で近似的に以下の式で与えられる。

$$\begin{aligned} H(\text{m}) &= 5.87 + 0.17\phi \\ R(\text{m}) &= 1.52 + 0.20\phi \quad \dots\dots\dots (4.31) \\ D(\text{m}) &= 0.85 + 0.16\phi \end{aligned}$$

一般に、樹径は根元径を基準として上に行くほど細くなる。ここでは、樹径が根元から高さ方向に線形的に減少すると仮定し、試験に用いた立木の実測値に基づいて次の関係式を求めた。

$$\begin{aligned} \phi_1 &= 0.65\phi_0 + 1.76 \\ \phi_2 &= 0.65\phi_1 + 1.76 \\ &\vdots \quad \dots\dots\dots (4.32) \\ \phi_N &= 0.65\phi_{N-1} + 1.76 \end{aligned}$$

本解析では、立木を分割する要素長を載荷点高さ $h = 1.5 \text{ m}$ としている。そこで、まず枝葉部以下の高さ $(H - R)$ を $(H - R) / h$ 要素に分割することを考える。式(4.31)を用いて計算すると、根元径 ϕ が $10 \sim 25 \text{ cm}$ の範囲では $(H - R) / h = 2 + \alpha$ (α :余長)となる。結局、樹幹部は2要素となり、幹の余長と枝葉部を合わせて3要素、4質点系モデルに置換した(図-4.9参照)。質点の重量 W_2 および W_3 は、隣接する要素の $1/2$ の重量を合わせたものである。また W_1 は、枝葉部の重量 W_R と幹の余長部の重量を合わせたものである。厳密には各要素の両端ではそ径の大きさが異なるが、重量の計算にあたっては、1個の要素は同じ径(両端の径の平均値)として算定している(図-4.10参照)。なお、コナラの単位体積重量として 0.8 g/cm^3 の値を用い

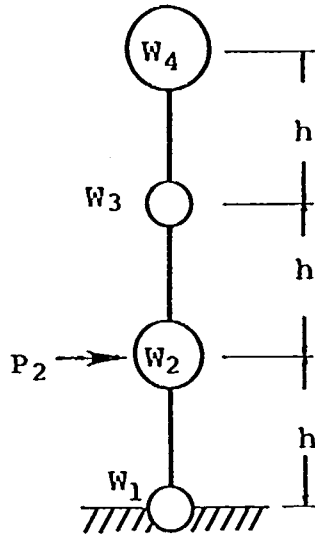


図-4.9 立木の4質点系モデルへの置換

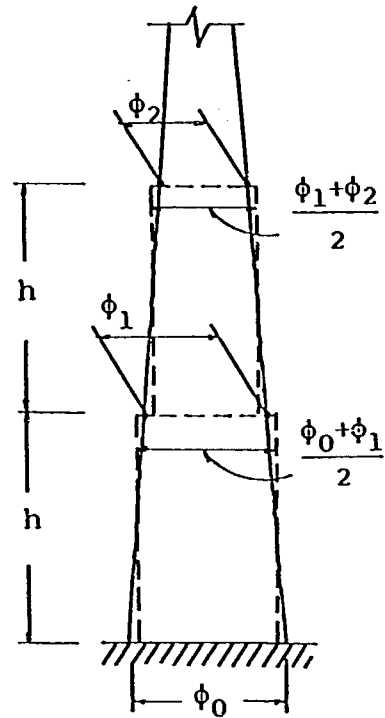


図-4.10 樹幹部のモデル化

だ。

(1) 局部ばね定数 k

めり込み試験から得られた試験体の荷重～局部変形関係に基づいて、 $k = P / \delta_L$ より求めた。

試験から得られた局部ばね定数の平均値は $k = 2100 \text{ kgf/cm}$ である。

(2) 減衰係数 C

本解析では、 $C = 2h\sqrt{mk} (\text{kgf} \cdot \text{cm}^{-1} \cdot \text{sec})$ から求める値を用いた。

ここに、 m : 载荷点における立木要素の質量 ($\text{kgf} \cdot \text{cm}^{-1} \cdot \text{sec}^2$)

k : 立木の局部ばね定数 ($= 2100 \text{ kgf/cm}$) である。

減衰定数 h は、解析によって得られる荷重～時間曲線における応答周期が試験結果の荷重～時間曲線の応答周期にほぼ一致するようにその値を定めた。ここでは、 $h = 0.20$ の値を用いている。

4.1.4 解析手順

本解析では、以上に示した基本式に対して、Newmark の β 法を用いた数値解析を行っている。解析の初期条件は以下の通りである。

$$y_i = 0, \dot{y}_i = 0 \quad (i = 1, 2, \dots, N), \quad y_w = 0, \dot{y}_w = V_0$$

ここに、 y_i : 質点 i の変位、 $\dot{y}_i$: 質点 i の変位速度、 y_w : 重錘の変位、 $\dot{y}_w$: 重錘の変位速度、

V_0 : 重錘の衝突速度である。

解析の手順を図-4.11に示す。

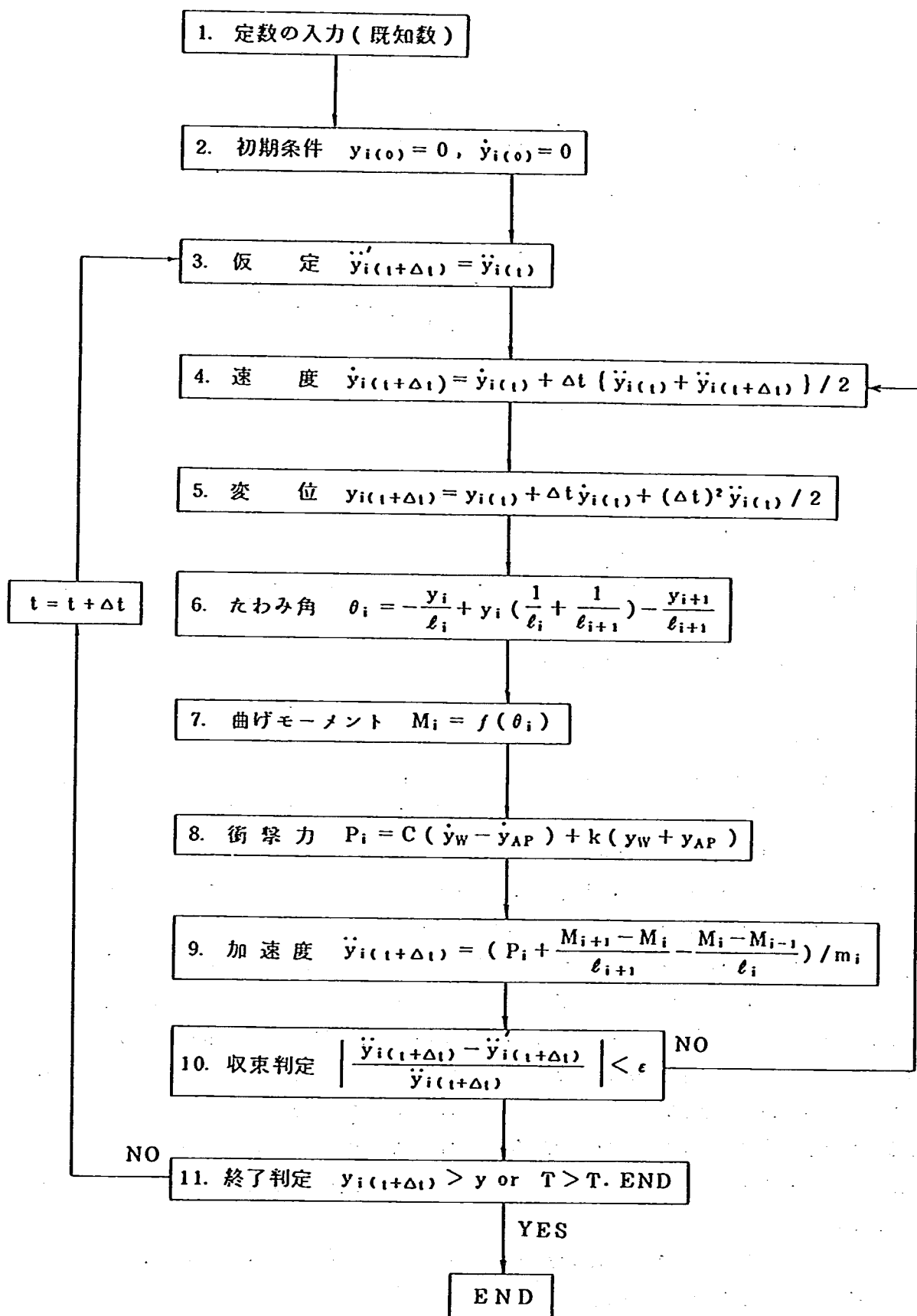


図 - 4.11 計算手順

(1) 解析に用いた諸定数

- a. 計算時間 : $t=0.22 \text{ sec (220 msec)}$
- b. 時間刻み : $\Delta t=0.001 \text{ sec (1 msec)}$
- c. 局所変形のばね定数 : $k=2100 \text{ kgf/cm}$
- d. 樹幹部の縦弾性係数 : $E=18600 \text{ kgf/cm}^2$
- e. 樹幹部の $M \sim \theta$ 関係 : 式 (4.20)
- f. 樹幹部の劣化剛性比 : $k_2/k_0=0.15-0.03\phi$ [式 (4.21)]
- g. 根元部の $M \sim \theta$ 関係 : 式 (4.28)
- h. 根元部の劣化剛性比 : $k_2/k_0=0.022\phi-0.527$ [式 (4.29)]
- i. 立木の重量 : 式 (4.30), 式 (4.31)
- j. 立木の要素長 : 式 (4.32)
- k. コナラの単位体積重量 : 0.8 g/cm^3

4.1.5 解析結果

衝撃エネルギー吸収能は、解析によって得られる荷重～変位関係において、載荷点の変位が最大変位に到達した時点までの面積と定義した。

図-4.12～4.17に重錘の重量250, 500, 750, 1000, 1250, 15000 kgf, 衝突速度を4～12 m/secに変化させたときの立木の衝撃エネルギー吸収能と根元径の関係を示す。重量が250 kgfの場合、衝突速度が小さいと径の大きさによらずエネルギー吸収能がほぼ一定となる。重量の増加に伴い、いずれの衝突速度に対してもエネルギー吸収能は根元径に比例して増加する傾向が認められる。

図-4.18～4.22は、各載荷速度(4, 6, 8, 10および12 m/sec)に対して重錘の重量を変化させた場合の立木の衝撃エネルギー吸収能と根元径の関係を示している。衝突速度が小さい(4～6 m/sec)範囲では、重錘の重量の大きさによってエネルギー吸収能の大きさが異なるが、速度が8 m/sec以上で重量が500 kgfより大きいエネルギー吸収能の大きさはほぼ同一になる。しかも、ある一定の値に収束していく傾向が認められる。

図-4.23には、静的引き倒し試験結果(○印)とその結果に基づいて1次式で近似したエネルギー吸収能と根元径の関係および衝撃載荷試験の結果(●印)を示している。また図中には、重錘重量が500 kgfで衝突速度が8～12 m/secに対する解析結果を実線で示している。なお、図-4.23の-----線で囲んだ3点は、衝突直後から鋼球がずれたためにエネルギー吸収量が小さくなっているものである。よって、以下の検討からはこの3点を除くものとする。第3章では、根元径と静的エネルギー吸収能の関係を2次式[$E_s=0.5\phi^2-9.1\phi+46.8 (tf \cdot m)$]で与えた(図-3.15参照)が、図で見るように、次のような1次式で与えてもさしつかえないと考えられる。

$$E_s = 0.05\phi - 0.52 (tf \cdot m) \dots\dots\dots (4.33)$$

ここに、 ϕ :根元径(cm)である。

図-4.23をみると、解析結果は式(4.33)から求まる値の約3倍であることがわかる。式(4.33)を用いると、この関係は次式で表すことができる。

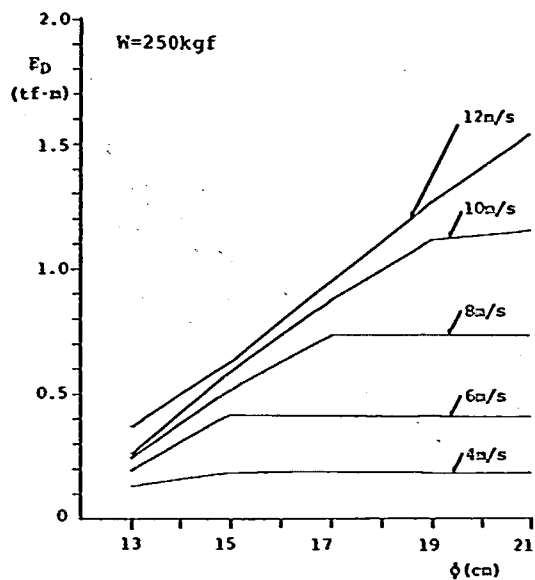


図-4.12 衝撃エネルギー吸収能 E_D ~ 根元径
関係 ϕ ($W=250 \text{ kgf}$, $V=4 \sim 12 \text{ m/sec}$)

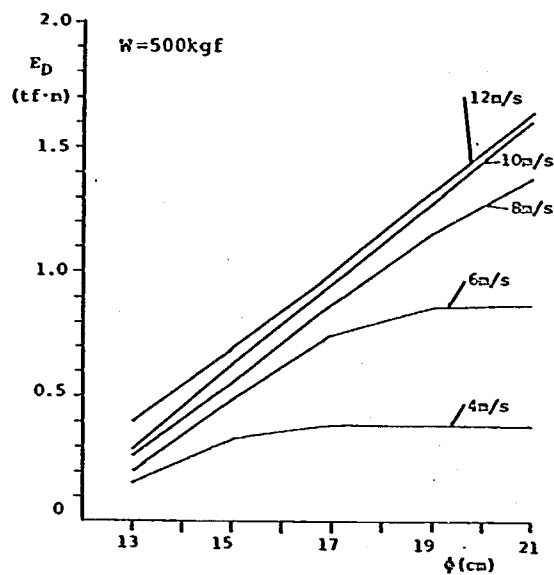


図-4.13 衝撃エネルギー吸収能 E_D ~ 根元径
関係 ϕ ($W=500 \text{ kgf}$, $V=4 \sim 12 \text{ m/sec}$)

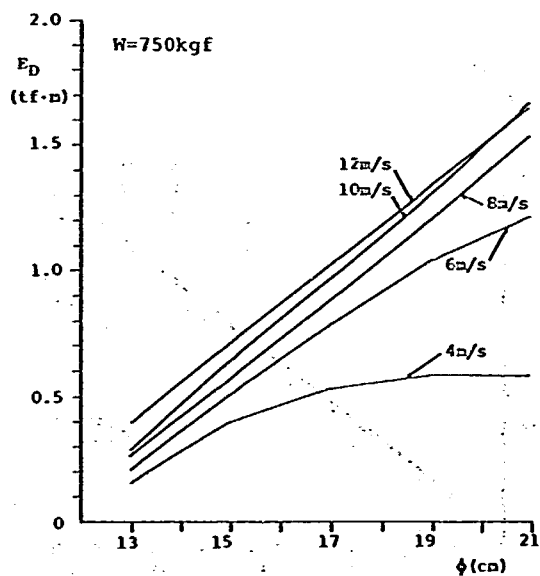


図-4.14 衝撃エネルギー吸収能 E_D ~ 根元径
関係 ϕ ($W=750 \text{ kgf}$, $V=4 \sim 12 \text{ m/sec}$)

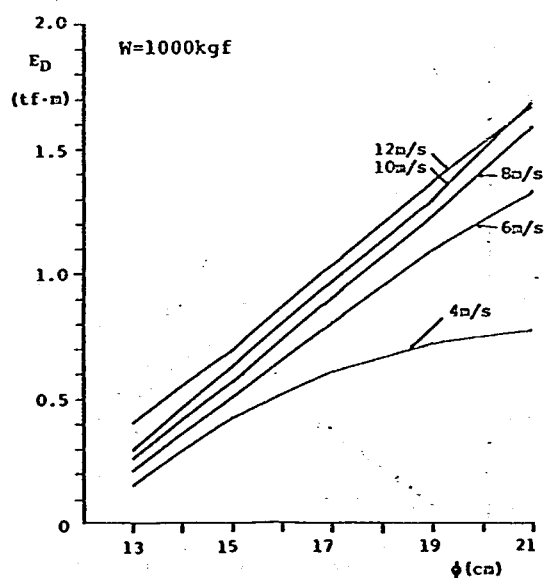
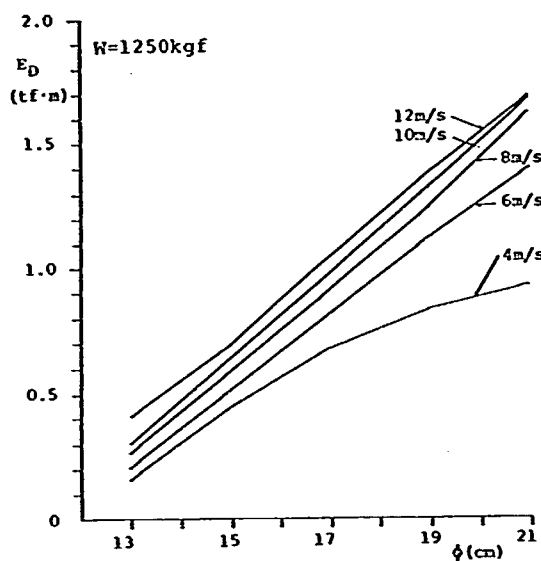
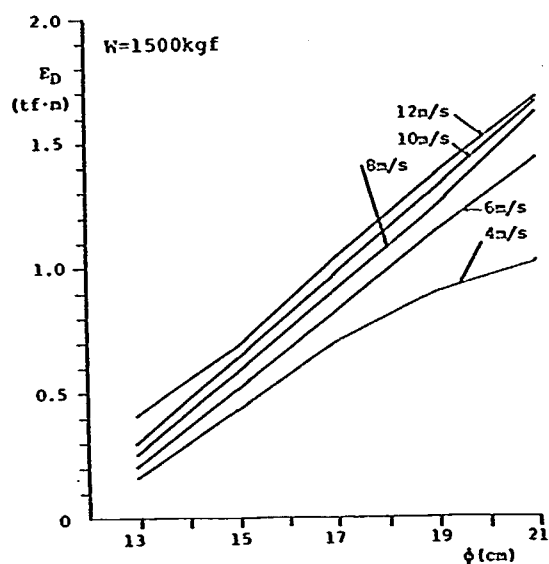


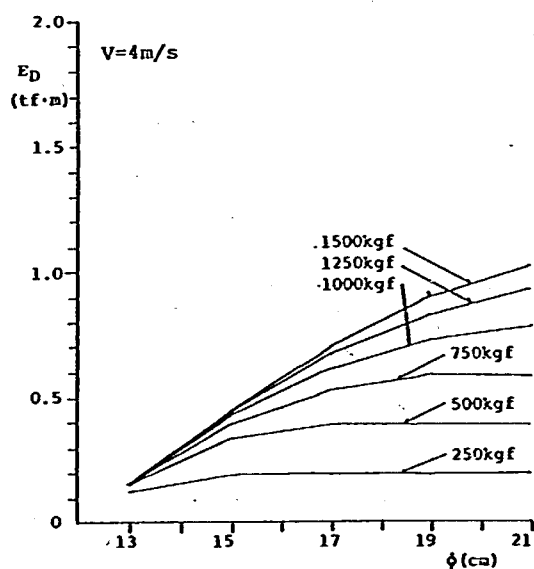
図-4.15 衝撃エネルギー吸収能 E_D ~ 根元径
関係 ϕ ($W=1000 \text{ kgf}$, $V=4 \sim 12 \text{ m/sec}$)



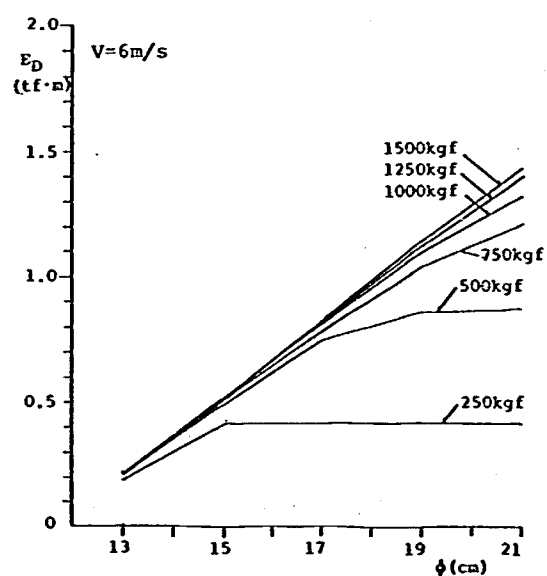
図—4.16 衝撃エネルギー—吸収能 E_D ~ 根元径
関係 ϕ ($W=1250\text{ kgf}$, $V=4\sim 12\text{ m/sec}$)



図—4.17 衝撃エネルギー—吸収能 E_D ~ 根元径
関係 ϕ ($W=1500\text{ kgf}$, $V=4\sim 12\text{ m/sec}$)



図—4.18 衝撃エネルギー—吸収能 E_D ~ 根元径
関係 ϕ ($V=4\text{ m/sec}$, $W=250\sim 1500\text{ kgf}$)



図—4.19 衝撃エネルギー—吸収能 E_D ~ 根元径
関係 ϕ ($V=6\text{ m/sec}$, $W=250\sim 1500\text{ kgf}$)

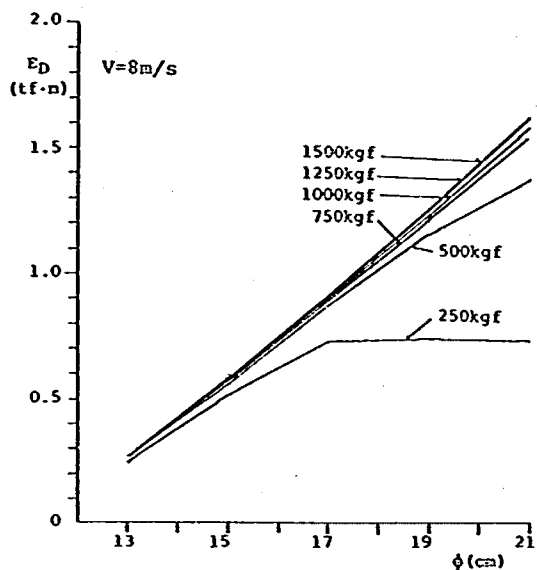


図-4.20 衝撃エネルギー吸収能 E_D ~ 根元径
関係 ϕ ($V=8\text{ m/sec}$, $W=250\sim1500\text{ kgf}$)

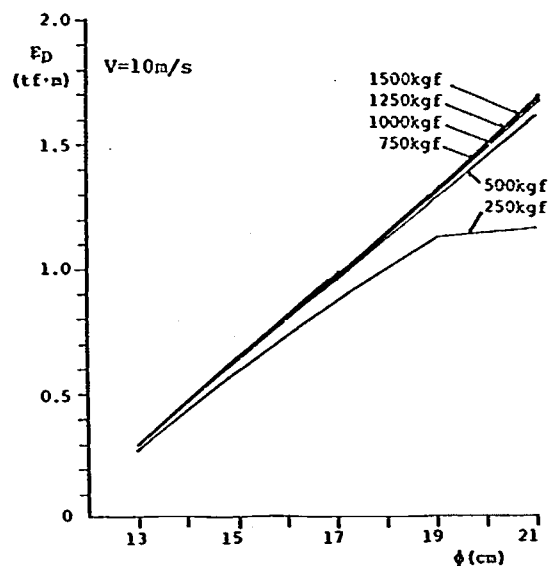


図-4.21 衝撃エネルギー吸収能 E_D ~ 根元径
関係 ϕ ($V=10\text{ m/sec}$, $W=250\sim1500\text{ kgf}$)

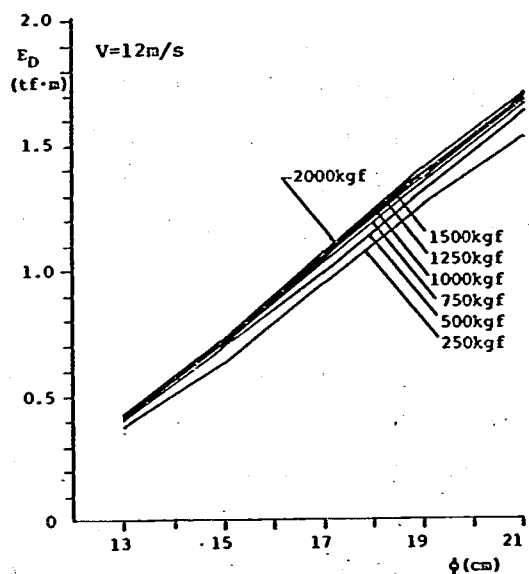


図-4.22 衝撃エネルギー吸収能 E_D ~ 根元径
関係 ϕ ($V=12\text{ m/sec}$, $W=250\sim2000\text{ kgf}$)

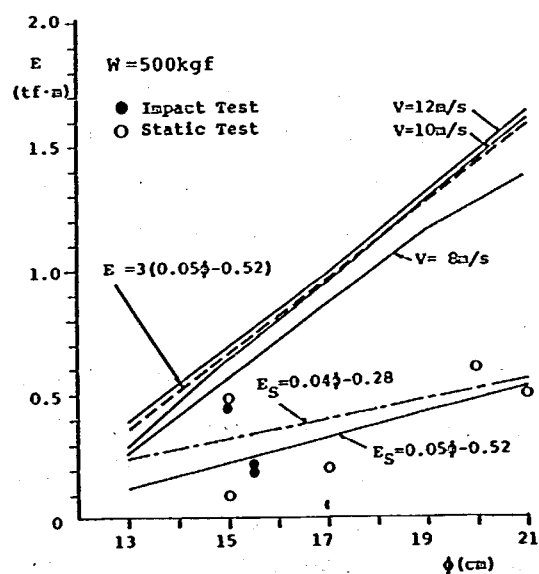


図-4.23 エネルギー吸収能 ~ 根元径の関係

$$E_D = \alpha E_S = \alpha (0.05 \phi - 0.52) (t \cdot m) [\alpha = 3] \dots\dots\dots (4.34)$$

式(4.34)による値を図中に破線で示している。

本衝撃载荷試験から得られた衝撃エネルギー吸収能の大きさが全般に計算結果より小さいのは、以下のような理由によるものと考えられる。

①自然状態にある立木の力学的特性は、立木が生育している環境、土の性質など多くの自然要因によって異なる。このため、立木自体の諸元や衝突から最大変位に至るまでの変形状態は、計算に用いるためにモデル化したものとは異なる形態を示すため。

③解析では、重錘が立木に衝突してから最大変位に至るまで完全に一体となって運動する条件を与えているので、エネルギー吸収能の大きさが根元径の増加にしたがって比例的に増加する結果となっている。しかし、実際には直径10cm程度の樹木に直径約40cmの鋼球を衝突させており、図-4に示すように衝突直後から徐々に鋼球の重心と樹木とのずれが発生する。このため、解析では徐々に荷重が低下するのに対し、重錘には急激に荷重が低下し、ピーク値はほぼ一致しているものの、トータルの荷重(荷重～時間曲線の積)が小さくなるため。

②解析では、樹木は重錘のエネルギーが0になるまで変位が増大する条件を与えている。これに対し、試験では②で述べたように鋼球がずれることにより荷重の作用時間が短いので、変位が計算の最大変位まで達していないため。

解析の結果から、衝撃作用を受ける立木の衝撃エネルギー吸収能は衝突体の重量や衝突速度によって異なることがわかる。また、その値は静的引き倒し試験により推定した静的エネルギー吸収能の値より約2～3倍大きい。解析結果が静的引き倒し試験結果より大きいのは、下記のような理由によるものと考えられる。

①静的引き倒し試験は樹木の樹幹および根の強度に依存するのに対し、衝撃試験の場合はヒズミ速度効果による耐力の向上が考えられる。

②载荷点の変位が静荷試験において立木の根元付近に折損・圧壊あるいは根抜けが生じる変位と同程度になっても、このような破損が生じなかった。この理由は、一般に载荷速度が大きくなると局所的な応答が卓越するため、静的载荷に対する場合とは全く異なった変形モードが生じることによると考えられる。すなわち、静的载荷試験では根元を基準とした逆三角形の変形モードであるが、衝撃载荷では衝撃試験の結果および解析の結果から静的载荷と衝撃载荷の载荷点の水平変位が同じ値でも、衝突载荷時の根元部のたわみ変形は小さくなる。このため、解析結果の方がより大きな荷重、変位が生じても破壊されないためと考えられる。

4.2 まとめ

樹木のエネルギー吸収能を推定するために、離散化モデルによる数値解析手法の妥当性を検討した。その結果、解析を行うことによって衝撃作用を受ける立木1本の変形状態や衝撃吸収エネルギーを求めることができたことが分かった。しかし、解析には必要な諸定数をあらかじめ与える必要がある。また、計算においては重錘が樹幹からそれる現象の影響を考慮できないため、試験値よりも大きな荷重が長時間発生する結果になる。つまり、試験値よりも樹木のエネルギー吸収能を大きく評価することになる。しかし、これは2次元の面内解析の範囲では考慮できないものであり、樹木と重錘の衝突状況等は確率論的な手法や他の観点からの考察および補正が必要と

思われる。

解析結果から得られた、荷重～時間、荷重～変位、変位～時間関係は、その大きさは異なっているものの形状はよく一致している。また、昨年度実施したスギに対する計算結果もほぼ同様の

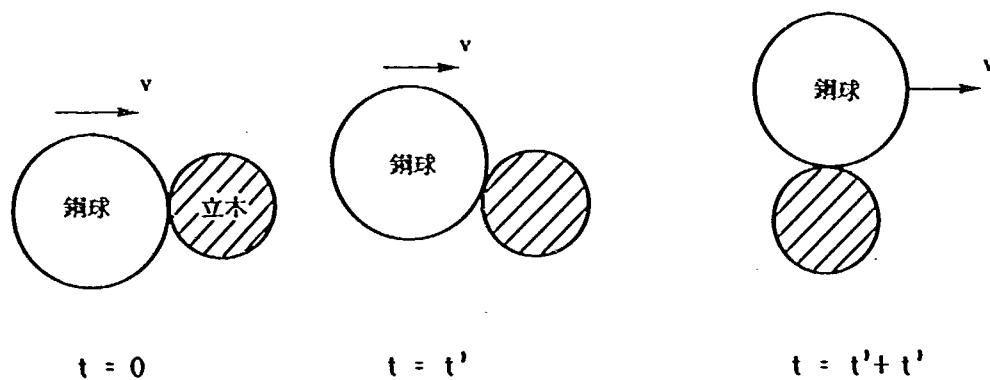


図-4.24 立木と鋼球の衝突時のズレ

傾向が認められた。このような結果から、解析結果から得られたエネルギー吸収能の値を $1/2 \sim 1/3$ とすることによって、立木のエネルギー吸収能を推定できることが分かった。

5. 結論および今後の課題

5.1 結 論

本試験は、立木の土石流に対する衝撃エネルギー吸収能を評価するための基礎的資料を得るために、実際に生育しているコナラに500 kgfの重錘（鋼球）を横方向から衝突させる試験を行った。また、同一地に生育する立木の静的引き倒し試験および試験に用いた立木から切り出した木材を用いて単純曲げ試験を行い静的エネルギー吸収能について検討した。

以上の試験の結果から得られた成果を要約すれば、以下のようになる。

(1) めり込みによる局部荷重の推定式

本試験に用いたコナラのめり込みによる局部荷重 F_2 は次式で求められる。

$$F_2 = 2100 \cdot a \quad \dots\dots\dots (5.1)$$

ここに、 F_2 ：静的局部めり込み荷重(kgf)， a ：めり込み量(cm)である。

なお、スギに対して行った試験では $k = 900 \text{ kgf/cm}$ が得られているが、本試験で用いたコナラはその約2倍の局部めり込みに対する剛性を有していることになる。

(2) コナラの単純曲げに対する静的エネルギー吸収能

コナラの単純曲げに対する静的エネルギー吸収能は、次式で求められる。

$$E_S = 0.04\phi - 0.28 \quad \dots\dots\dots (5.2a)$$

$$[E_S = 0.03\phi - 0.28 : \text{スギ材}] \quad \dots\dots\dots (5.2b)$$

ここに、 E_S ：静的エネルギー吸収能($\text{tf} \cdot \text{m}$)， ϕ ：木材径(cm)である。

(3) 立木の静的エネルギー吸収能

立木の静的エネルギー吸収能は、根元径の関数として次式で近似できる。

$$E_S = 0.05\phi - 0.52(\text{tf} \cdot \text{m}) : \phi (\text{木材径, cm}) \quad \dots\dots\dots (5.3a)$$

$$[E_S = 0.03\phi - 0.29(\text{tf} \cdot \text{m}) : \text{スギ材}] \quad \dots\dots\dots (5.3b)$$

上式で見ると、コナラの静的エネルギー吸収能はスギのそれよりも多少大きい。また、コナラの静的引き倒し試験において3つの異なった破壊形態（①根元部分の折損・圧壊，②根の破断，③根抜け）が発生した。これは、土質力学的性質，根元径，上載荷重の有無の影響によるものと考えられる。

(4) 衝撃エネルギー吸収能

本衝撃载荷試験で得られた衝撃エネルギー吸収能は、静的引き倒し試験による静的エネルギー吸収能と同程度かそれより小さな値となった。これは、重錘が立木に衝突する際および衝突後の荷重の検出の可否および衝突現象後の重錘と樹木のずれ等に起因するものと考えられる。しかし、比較的うまく荷重が作用したもののみを比較すると、ほぼ $E_D = E_S$ であり、静的引き倒し試験の結果からエネルギー吸収能を求められることになる。

(5) 立木の数値解析

立木の根元径に応じて諸元を変化させた4質点系離散化モデルを用いて数値解析を行った結果重錘が衝突後も立木と完全に一体化して運動するという条件では、衝撃試験により求めたエネルギー吸収能よりもはるかに大きな衝撃エネルギー吸収能になることが分かった。解析により求め

た衝撃エネルギー吸収能は、重錘重量が500 kgf で衝突速度が8 m/sec 以上の場合、静的エネルギー吸収能の約3 倍であった。よって、実際の衝撃エネルギー吸収能は、解析結果から得られた値を1 / 2 ~ 1 / 3 倍するか、エネルギー吸収能の推定式(式(5.2 a)あるいは(5.3 a))から推定できる。

5.2 木材の静的エネルギー吸収能と立木の衝撃エネルギー吸収能の関係

- (1) 立木の破壊が木材の単純曲げに対するものと同様な形式で生じれば、式(4.35)を用いることが可能となる。本試験の結果をみると、立木の破壊は明らかに木材の単純支持梁の破壊と異なっている。しかし、単純梁の試験結果から立木の静的エネルギー吸収能の大きさを推定できれば、容易に樹木のエネルギー吸収能を推定できる。式(4.33)と(4.35)を比較すると、式の形では係数が異なるだけである。式(4.35)による値を図- 4.24 に示しているが、この式を用いても衝撃作用を受ける立木の衝撃エネルギー吸収能を評価することができることがわかる。

ここで、スギ(61, 62年度実施)に対する結果との比較を行ってみる。スギ単純梁の曲げ試験結果に基づいて1 次近似式を求めると次式のようなになる。

$$E_S = 0.03 \phi - 0.28 (lf \cdot m) \dots\dots\dots (5.4)$$

同様に、静的引き倒し試験結果からは次式が得られる。

$$E_S = 0.03 \phi - 0.29 (lf \cdot m) \dots\dots\dots (5.5)$$

この2つの式を比べると、右辺第1項の係数は同一で、第2項の係数がわずかに異なるだけである。

- (2) 式(4.33)と(5.4)あるいは式(4.34)と(5.5)の関係を見ると、コナラについては2つの推定式に若干の相違があるが、スギ材の場合には、単純ばりの曲げ強度試験の静的エネルギー吸収能の推定式と静的引き倒し試験による推定式がほとんど等しい。これは破壊の形態の相違ではなく、ある径の木材を破断するのに必要なエネルギーの大きさが等価であることを意味している。つまり、立木の破壊が樹幹の破断で定義されれば、木材の単純ばり曲げ試験結果に基づく静的エネルギー吸収能の推定式を用いることにより立木の静的エネルギー吸収能が評価できるものと考えられる。

5.3 今後の課題

- (1) 樹種、試験地を変えて同様の試験を行い、今回提案したエネルギー吸収能の推定式の精度を高める。
- (2) 今回試験を行ったコナラのように、一回の衝撃载荷では幹・根共に破壊しない立木に対し、破壊するまで载荷をくりかえし行い、限界状態のエネルギー吸収能を求め、今回の提案式と比較する。
- (3) 実際の土石流では礫が立木からそれたり、立木の端に当たりながら立木群の中を流下する割合がかなり高いと予想される。すなわち衝撃試験で行ったような礫が立木の正面に衝突する現象が発生する確率は低く、今回の成果をいかに面的な現象に反映させるかを検討する必要がある。

お わ り に

本研究を進めるに当たって、多くの方々の協力があった。防衛大学校土木工学科石川信隆教授には、試験方法、解析方法等試験全般に亘り貴重なご指導、ご助言を頂いた。建設省中部地方建設局富士砂防工事事務所の方々には現地試験のために便宜を図って頂いた。防衛大学校土木工学科香月 智 助手には、現地試験及び解析にご協力頂いた。防衛大学構造力学研究室高橋芳彦研究員、同土木工学科星川辰雄研究生、八千代エンジニアリング関松永 繁氏、渡辺岳志氏には試験及びとりまとめを手伝って頂いた。ここに記して謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 水山, 石川, 鈴木: 立木の衝撃緩衝効果に関する試験報告書, 土木研究所資料第2560号, 1988. 2

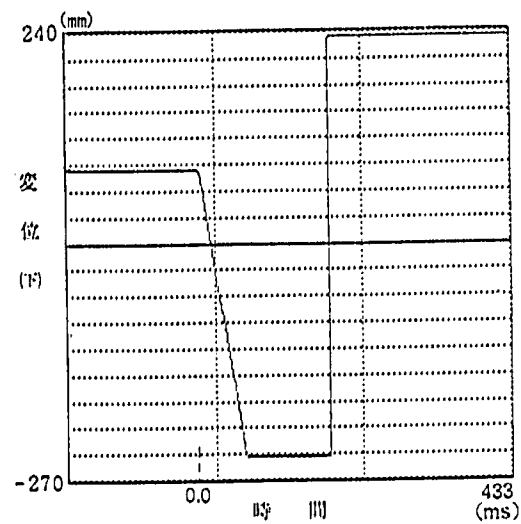
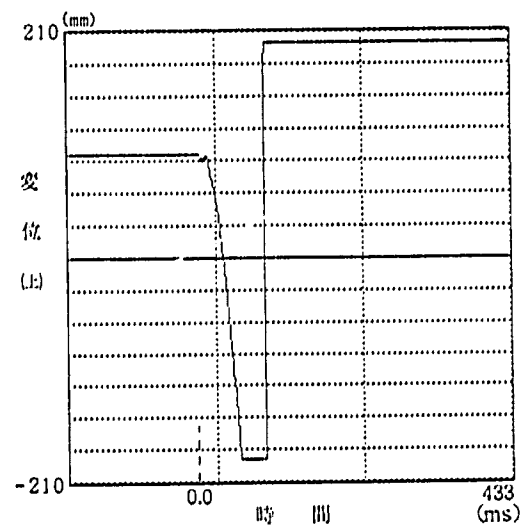
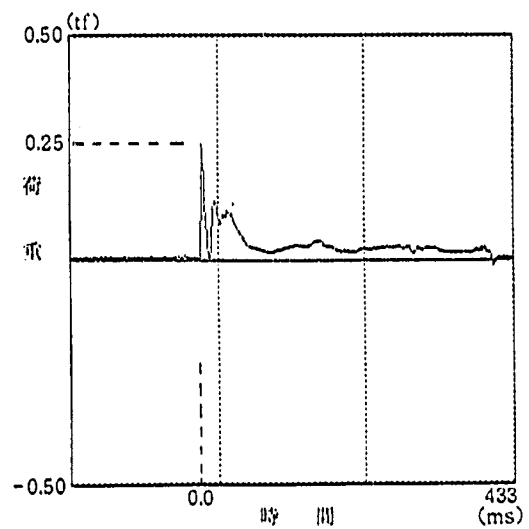
資 料 1.

衝撃載荷試験の測定データ

- ① 荷重～時間
- ② 2h点（変位(上)）～時間
- ③ 衝突点変位～時間

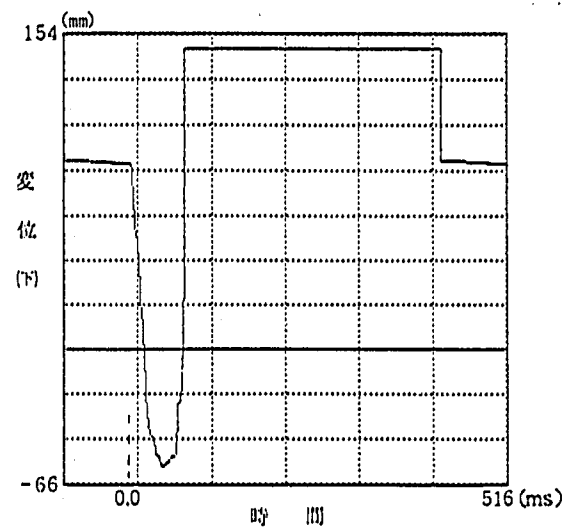
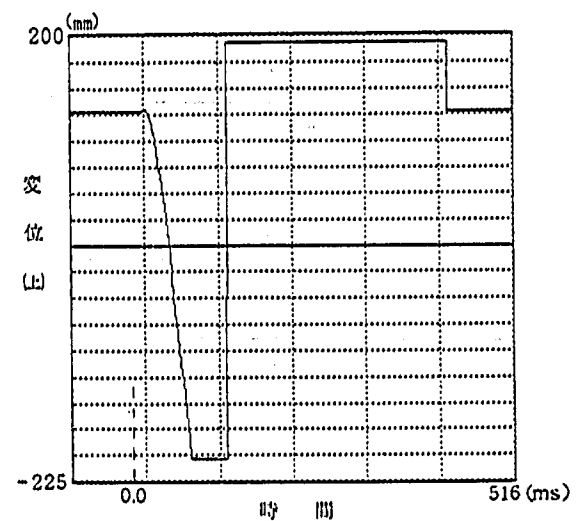
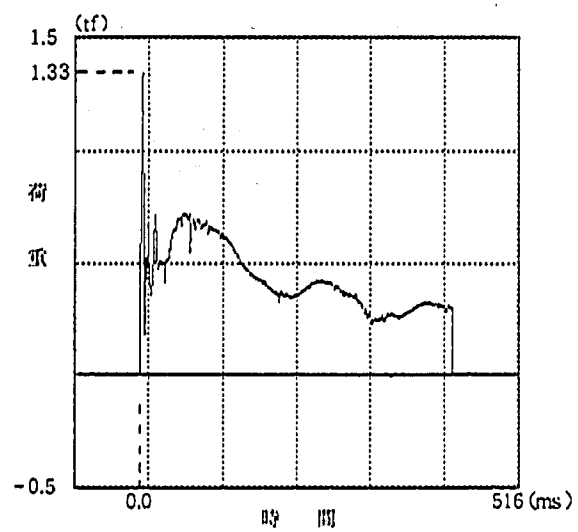
CASE 1

V : 4 m/s
 含水比: 17% (自然)
 上載荷重: 0 kgf



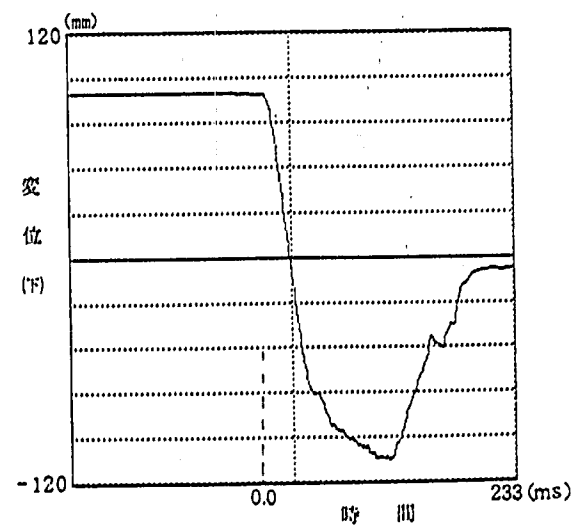
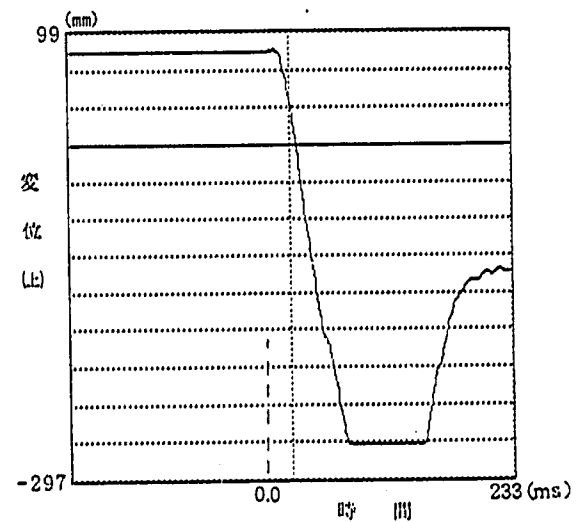
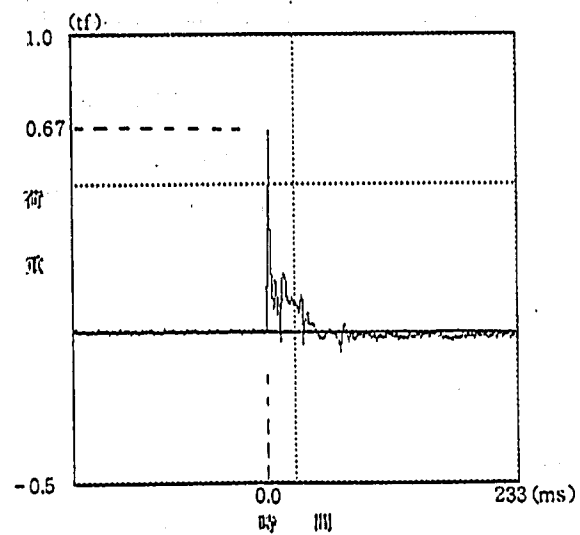
CASE 2

V : 4 m/s
 含水比: 28%
 上載荷重: 0 kgf



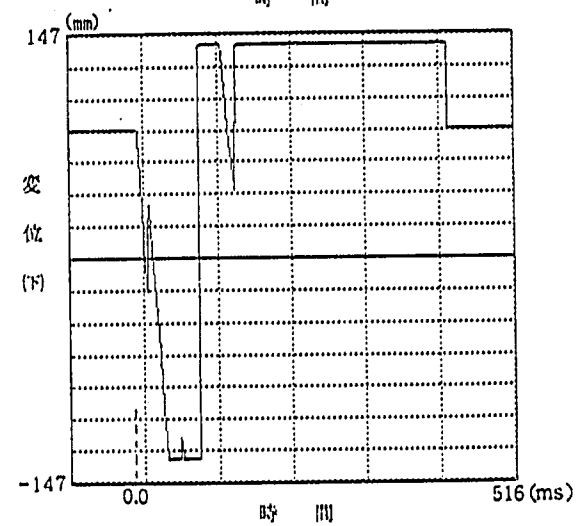
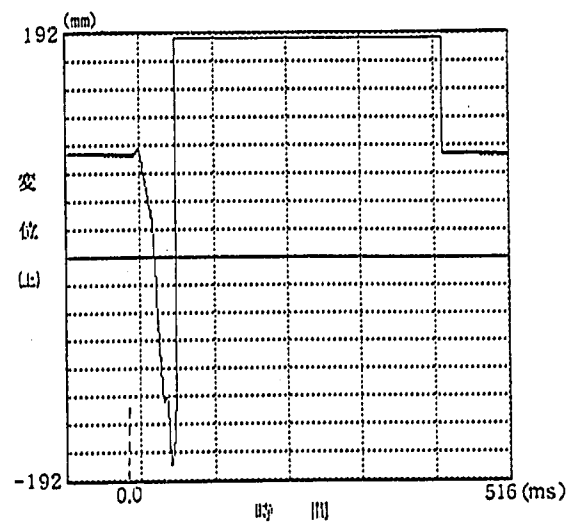
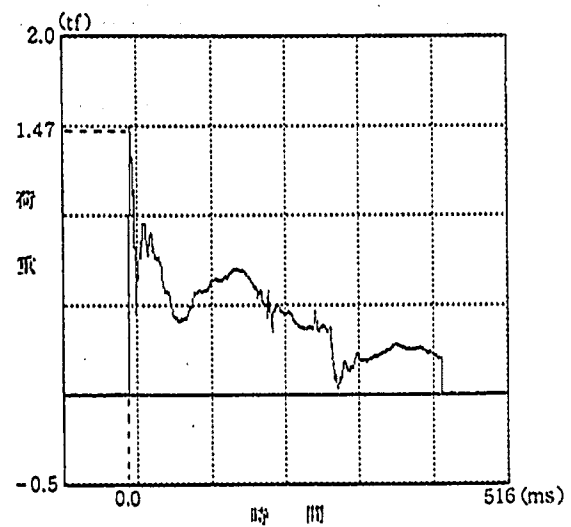
CASE 3

V : 6 m/s
 含水比: 20%
 上載荷重: 0 kgf



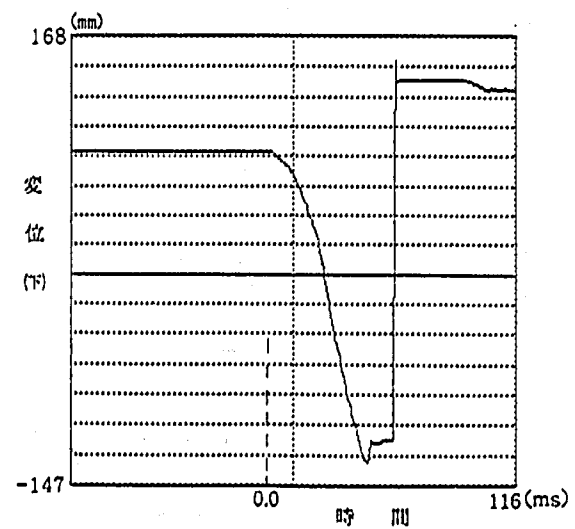
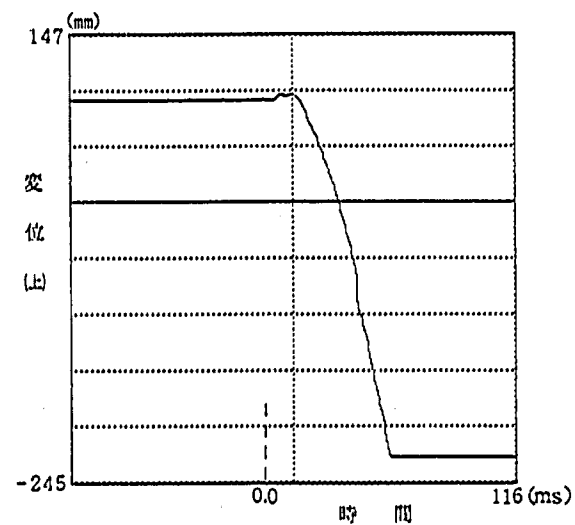
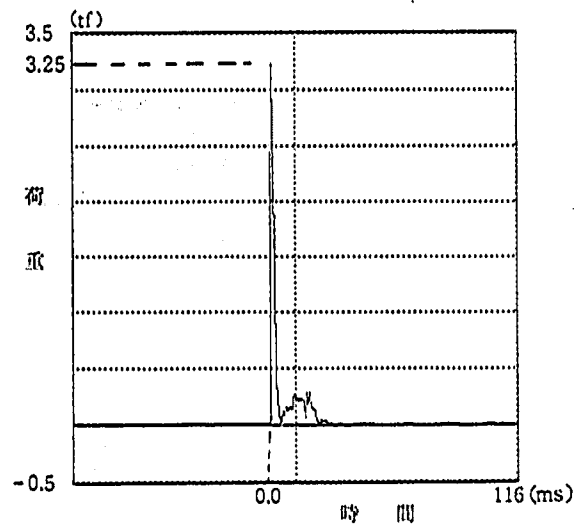
CASE 4

V : 6 m/s
 含水比: 27% (自然)
 上載荷重: 3570 kgf



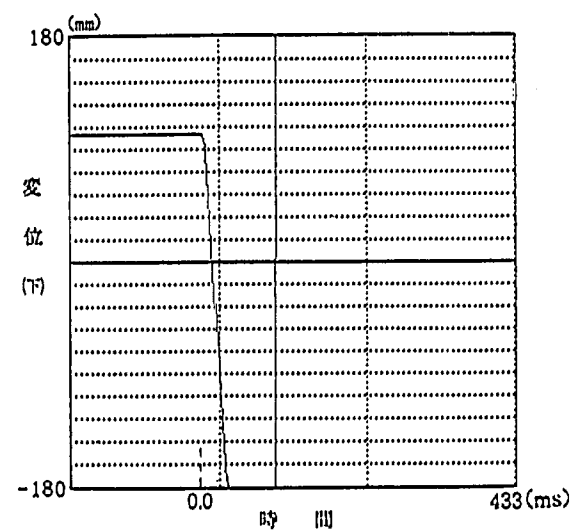
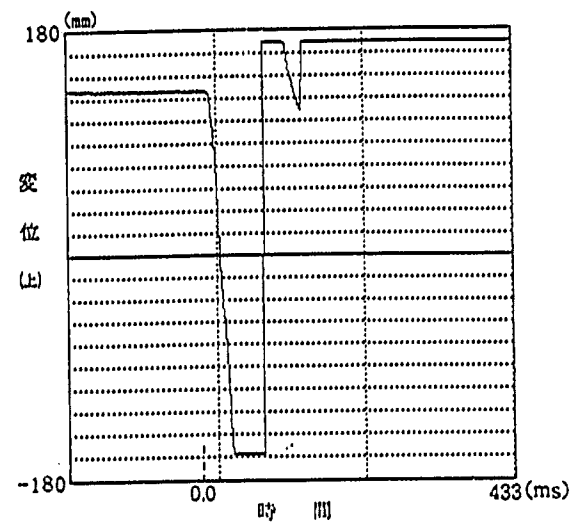
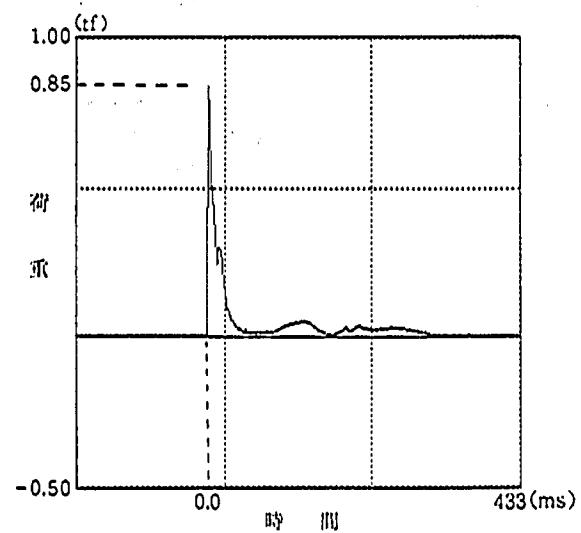
CASE 5

V : 8 m/s
 含水比: 4% (自然)
 上載荷重: 0 kgf



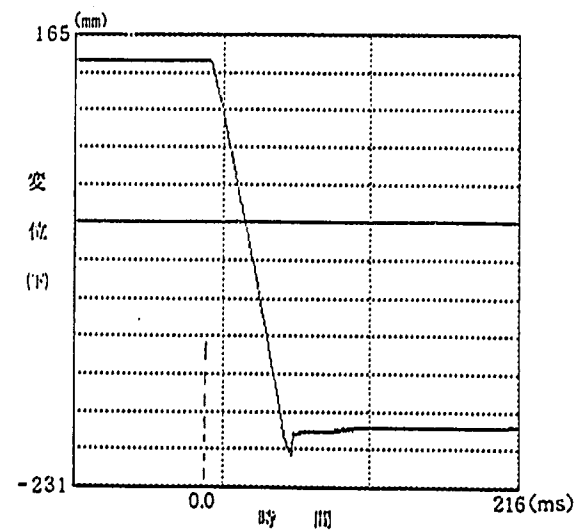
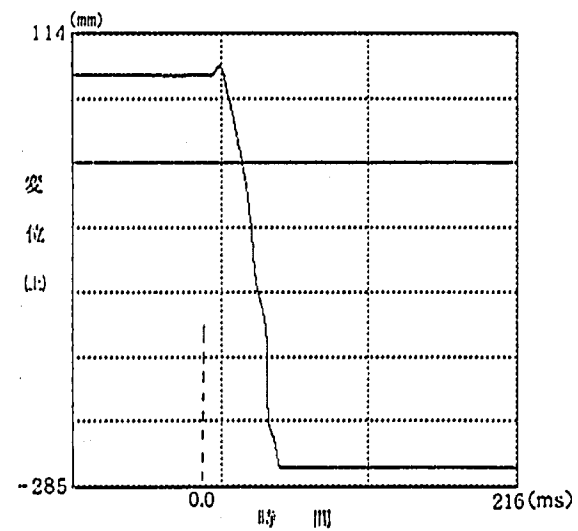
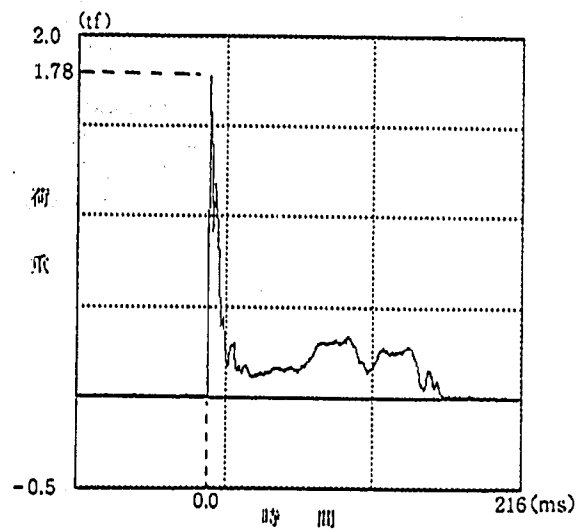
CASE 6

V : 8m/s
 含水比: 22% (自然)
 上載荷重: 3570 kgf



CASE 7

V : 8 m/s
 含水比: 39% (A)
 上載荷重: 0 kgf

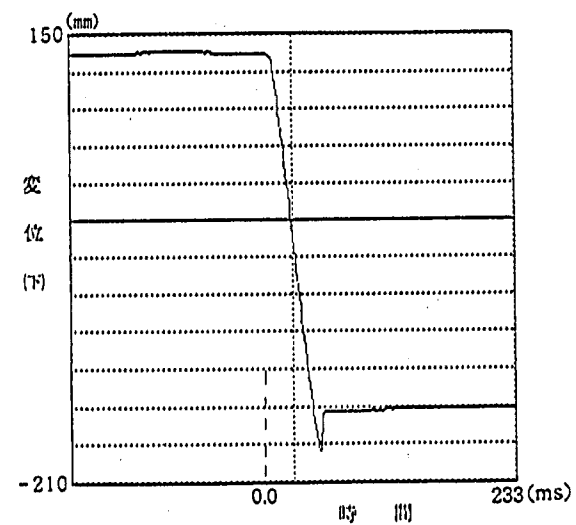
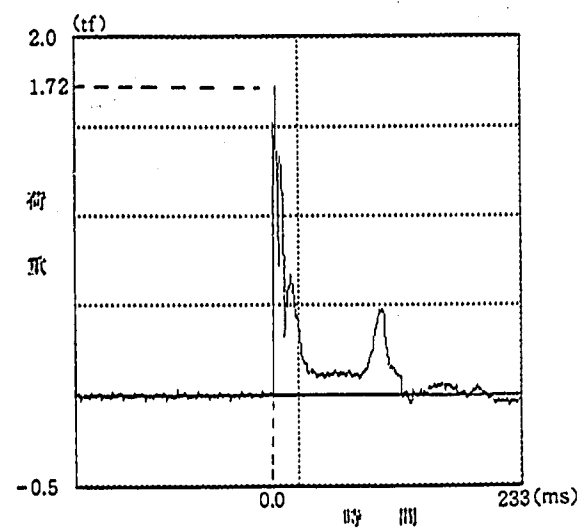


CASE 8

V : 8 m/s

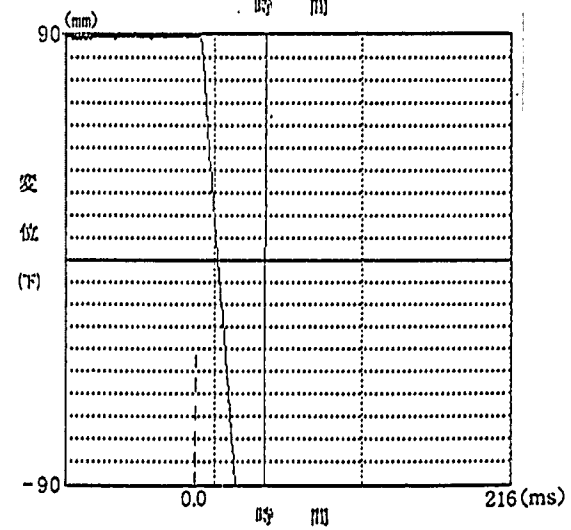
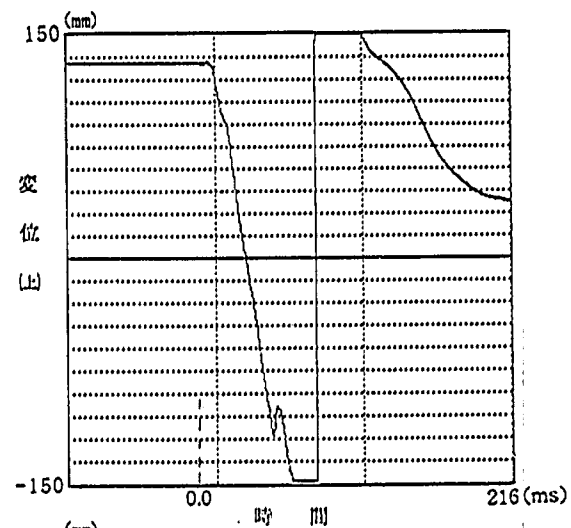
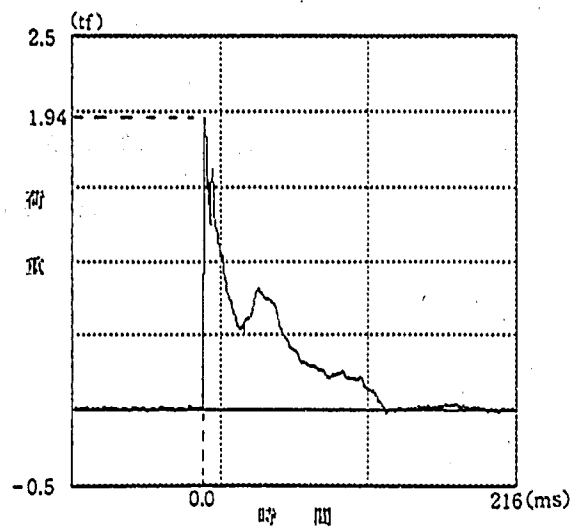
含水比: 37% (B)

上載荷重: 0 kgf



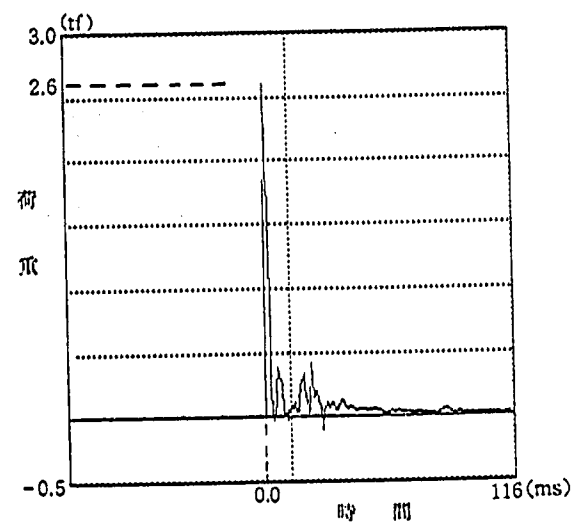
CASE 9

V : 8m/s
 含水比: 11% (B)
 上載荷重: 3570 kgf



CASE 10

V : 8m/s
含水比: 11% (自然)
上載荷重: 0 kgf
備考: アカマツ



資 料 2.

変位～時間関係の推定方法

変位～時間関係の推定方法

試験の計測において、 $\delta \sim t$ 関係は、光学式変位計の測定可能な範囲を超えることにより、全変形量に対するデータが得られていない。試験で得られた衝撃エネルギー吸収能を計算するには、データが必要なため、以下の要領によってこれを推測した。

1. 測定データの得られた範囲 ($t \leq t_1$)

測定データの得られた範囲においては、等加速度運動と仮定したうえで、最小2乗法を用いて、変位～時間関係を近似することにした。

等加速度運動下における、変位 δ は、次式によって与えられる。

$$\delta = a t^2 + b t \quad \dots\dots\dots (1)$$

よって、式(1)の理論値 δ_0 と計測値 δ_i との誤差 R を、最小にする係数 a, b は以下の関係を使って求められる。

$$\begin{aligned} R &= \sum_i (\delta_i - \delta_0)^2 \\ &= \sum_i (\delta_i - a t_i^2 - b t_i)^2 \end{aligned}$$

$\min R$ においては、 $\frac{\partial R}{\partial a} = 0, \frac{\partial R}{\partial b} = 0$ が成立する。

$$\begin{aligned} \frac{\partial R}{\partial a} &= \sum_i 2 (\delta_i - a t_i^2 - b t_i) (-t_i^2) \\ &= -2 \sum_i t_i^2 \delta_i + 2 a \sum_i t_i^4 + 2 b \sum_i t_i^3 \quad \dots\dots\dots (2) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial R}{\partial b} &= \sum_i 2 (\delta_i - a t_i^2 - b t_i) (-t_i) \\ &= -2 \sum_i \delta_i t_i + 2 a \sum_i t_i^3 + 2 b \sum_i t_i^2 \quad \dots\dots\dots (3) \end{aligned}$$

(2), (3) 式を連立すると、 a, b について次式の解が得られる。

$$\begin{aligned} a &= \frac{QS - OT}{PQ - O^2} \\ b &= \frac{-OS + PT}{PQ - O^2} \quad \dots\dots\dots (4) \end{aligned}$$

$$\text{ここに, } P = \sum_i t_i^4, \quad Q = \sum_i t_i^2, \quad O = \sum_i t_i^3$$

$$S = \sum_i t_i^2 \delta_i, \quad T = \sum_i t_i \delta_i$$

である。

2. 計測データが得られていない範囲 ($t > t_1$)

計測データが得られている最大時間 t_1 以降は、以下の仮定に基づいて変位～時間関係を推定した。

- ① 等加速度運動で変位が増加する。
- ② 変位の最大値 $\delta_{\max}$ は、ビデオの画像を解析した結果を用いる。
- ③ $\delta_{\max}$ のが生起する時間 $t_{\max}$ は、同様に画像解析において、 $\delta_{\max}$ が生起するまでのフィルム

コマ送り数から推定する。

以上の仮定に基づく、変位～時間関係の求め方は、以下の要領による。

まず、この領域における速度 v の式は、以下ようになる。

$$v = v_0 + \alpha (t - t_1) \quad \dots\dots\dots (5)$$

ここに、 v_0 : $t=t_1$ における速度

α : この領域における加速度

ところで、 v_0 は、先に述べた、計測可能領域のデータの最小 2 乗法の係数 a , b を用いて次のように求められる。

$$v_0 = 2 a t_1 + b \quad \dots\dots\dots (6)$$

また、 $\delta_{\max}$, $t_{\max}$ の状態においては $v = 0$ となることから

$$v = v_0 + \alpha (t_{\max} - t_1) = 0$$

$$\therefore \alpha = - \{ 2 a t_1 + b \} / (t_{\max} - t_1) \quad \dots\dots\dots (7)$$

よって、(6), (7) 式を(5)に代入した上で積分し、 $\delta \sim t$ 関係を求めると、次式が得られる。

$$\delta = \frac{\alpha}{2} t^2 + (v_0 - \alpha t_1) t + \delta_1 - \left\{ -\frac{\alpha}{2} t_1^2 + v_0 t_1 \right\} \quad \dots\dots\dots (8)$$

ここに、 δ_1 は t_1 における変位である。

以上の模式図を、図-A1 に示す。

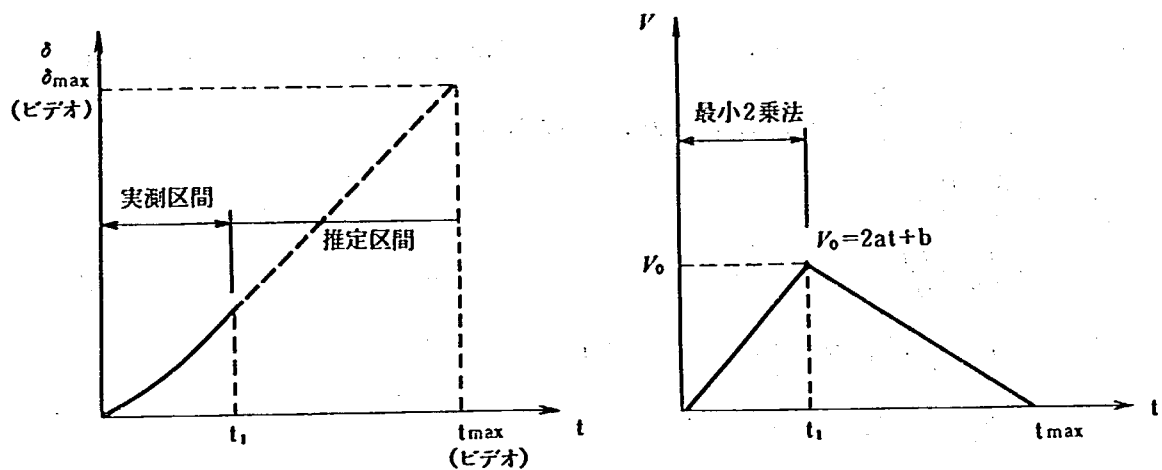


図-A1 変位～時間関係の推定

表-A1 ビデオ解析による $\delta_{\max}$, $t_{\max}$

CASE	衝突点樹径 (cm)	衝突速度 (m/s)	$\delta_{\max}$ (cm)	$t_{\max}$ (msec)
1	9.0	4.0	(100)	(300)
2	10.5	4.0	(100)	(300)
3	12.0	6.0	*	*
4	10.0	6.0	103	300
5	14.0	8.0	37.5	100
6	13.0	8.0	(70.0)	(150)
7	10.5	8.0	(70.0)	(150)
8	12.5	8.0	62.1	133
9	11.7	8.0	76	183
10	15.5	8.0	54	66

* : 測定時間内で、衝突完了

(): ビデオによるデータ解析不能、荷重波形等が似ているデータから推定した値

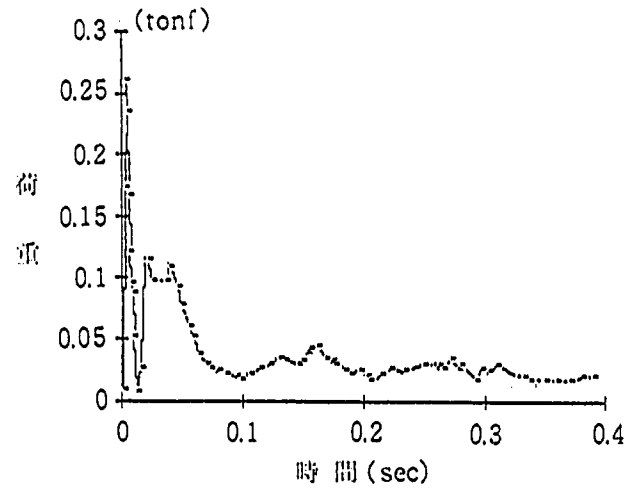
資 料 3.

各ケース区分毎の補正された

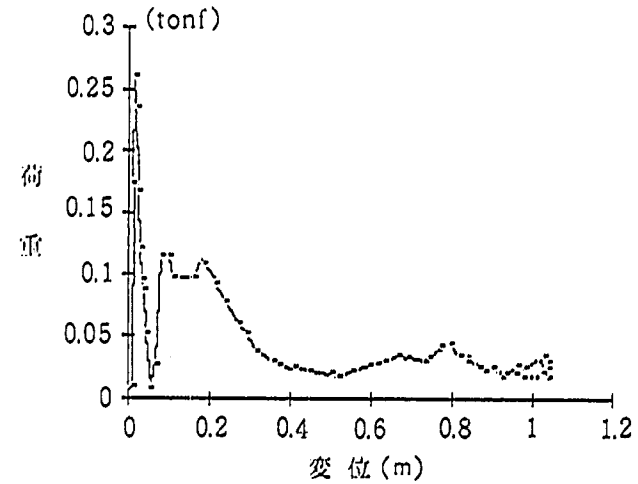
- ① 荷重～時間関係（無補正）
- ② 変位～時間関係
- ③ 荷重～変位関係
- ④ 吸収エネルギー～変位関係

CASE 1

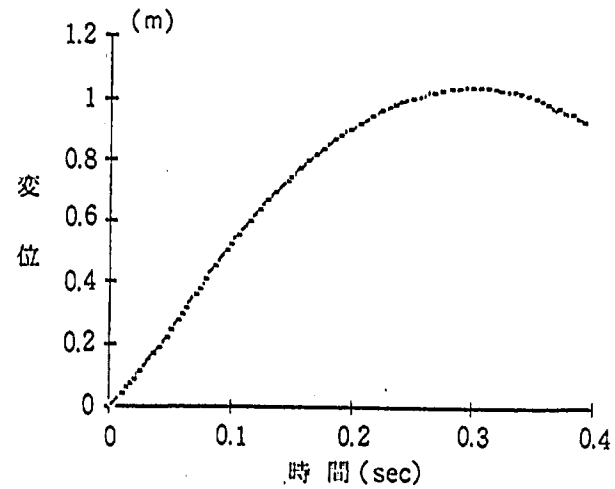
荷重～時間関係



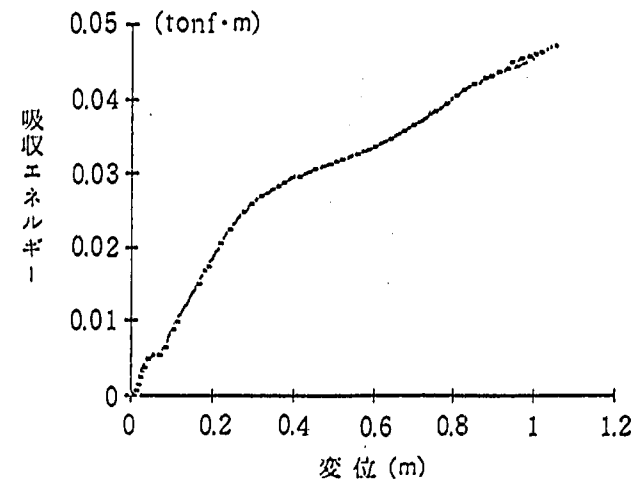
荷重～変位関係



変位～時間関係

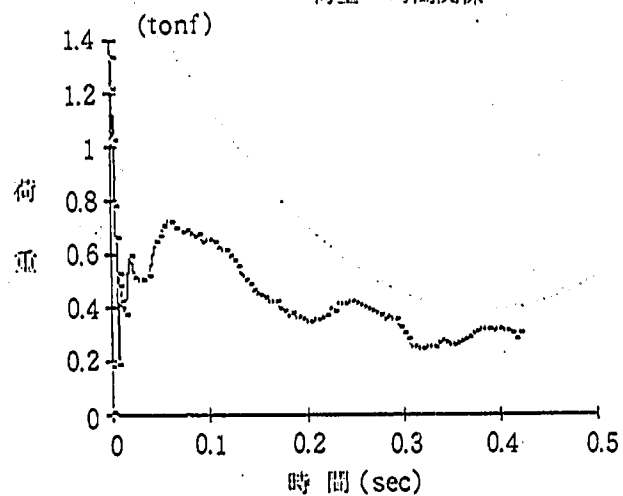


エネルギー～変位関係

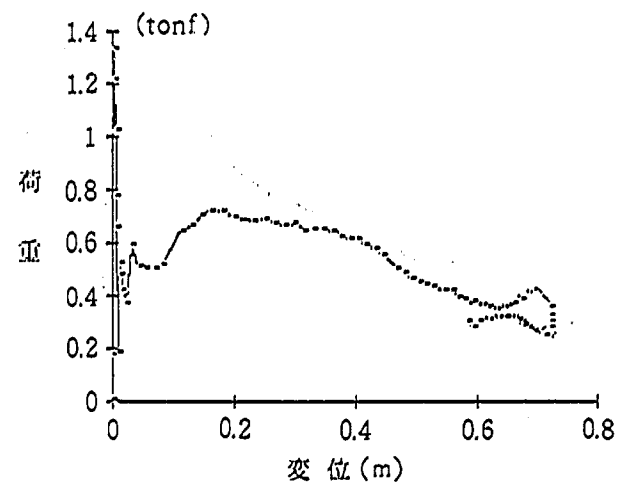


CASE 2

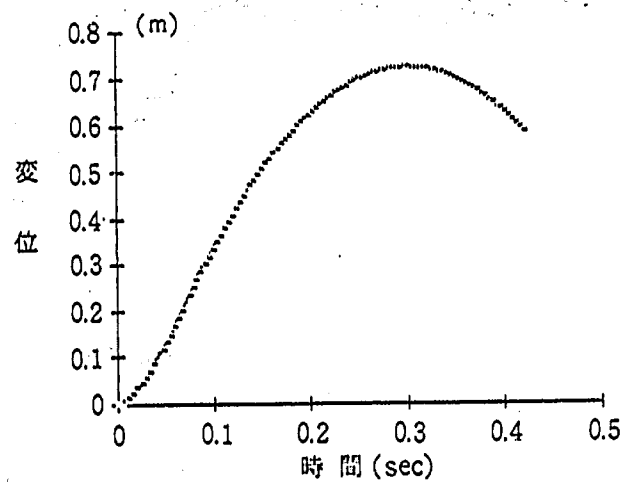
荷重～時間関係



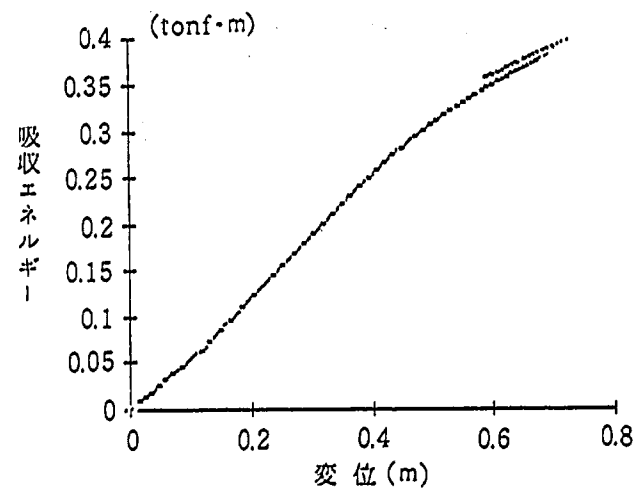
荷重～変位関係



変位～時間関係

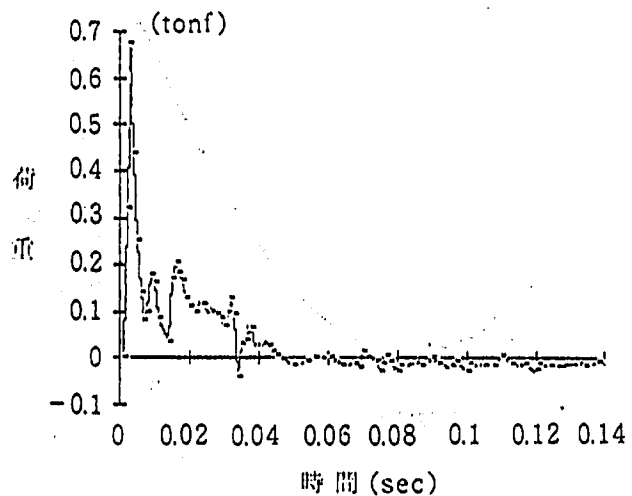


エネルギー～変位関係

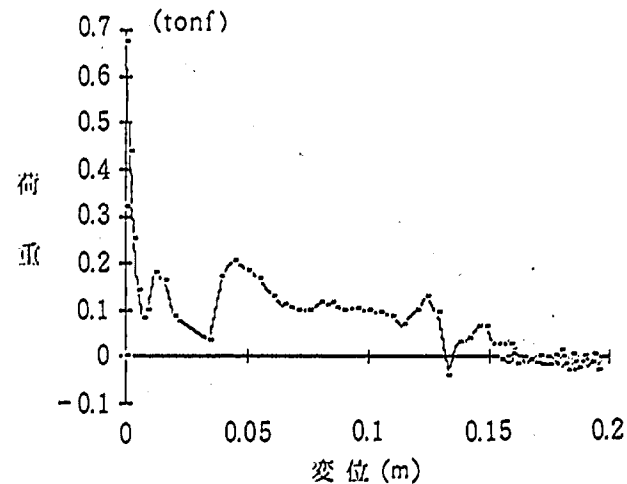


CASE 3

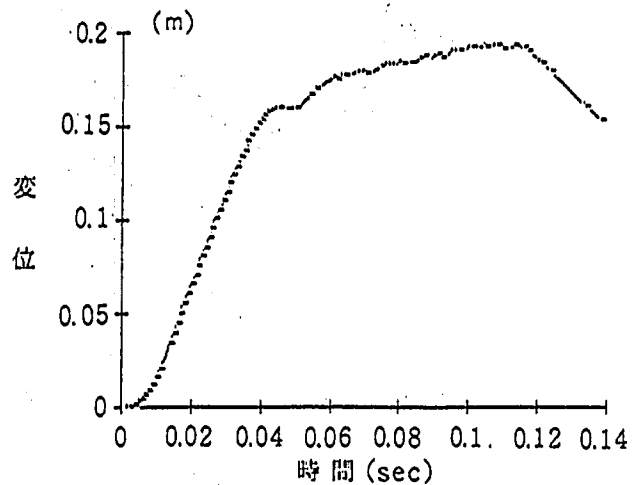
荷重～時間関係



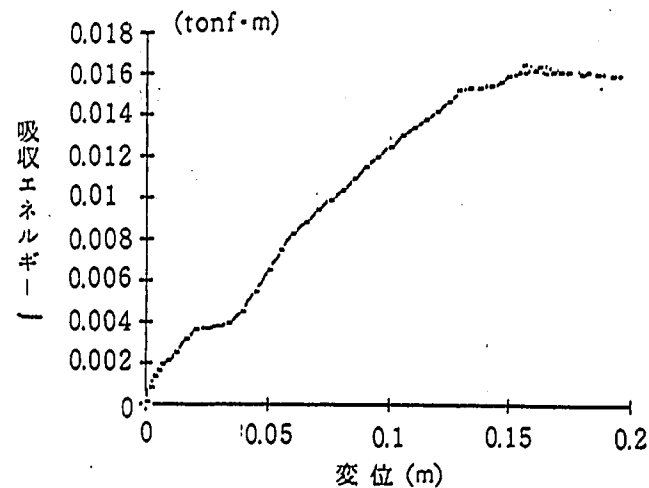
荷重～変位関係



変位～時間関係

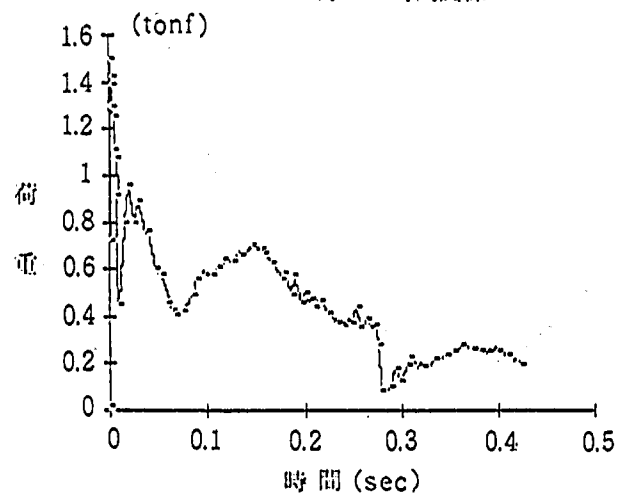


エネルギー～変位関係

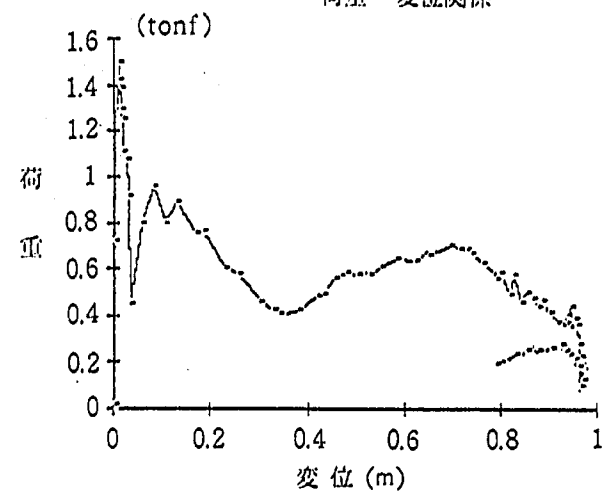


CASE 4

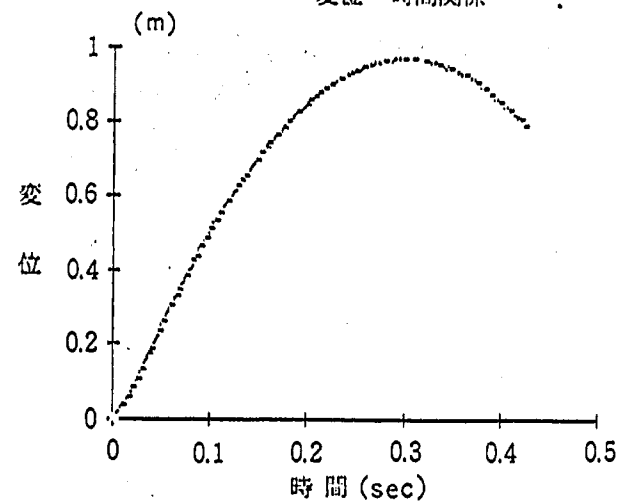
荷重～時間関係



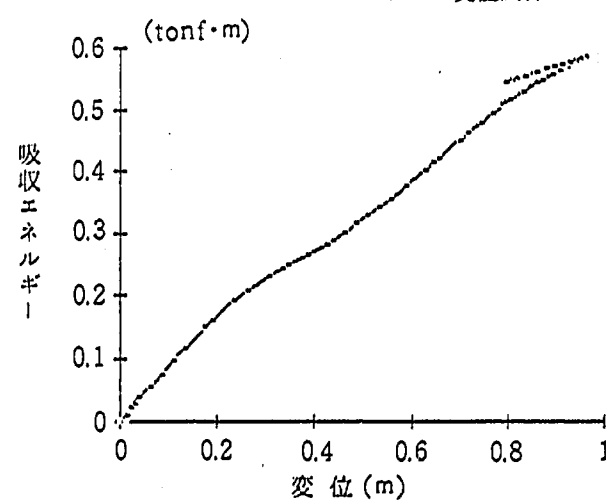
荷重～変位関係



変位～時間関係

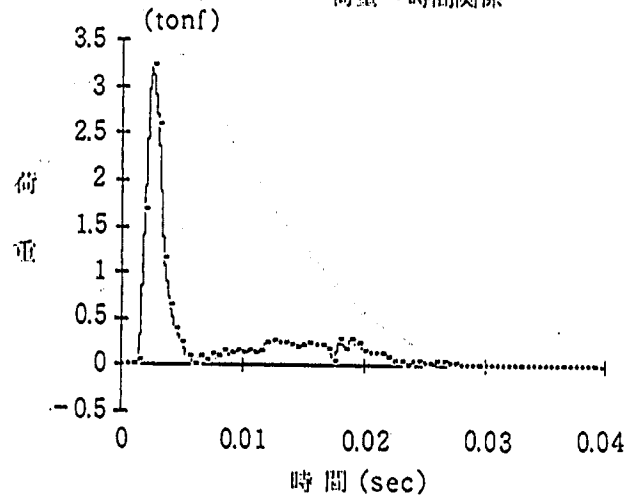


エネルギー～変位関係

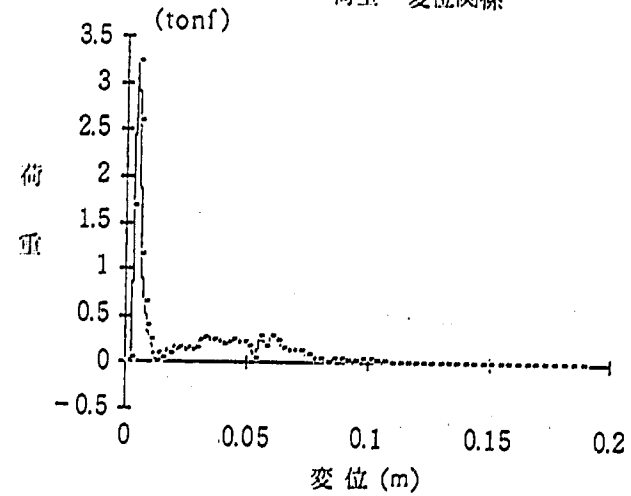


CASE 5

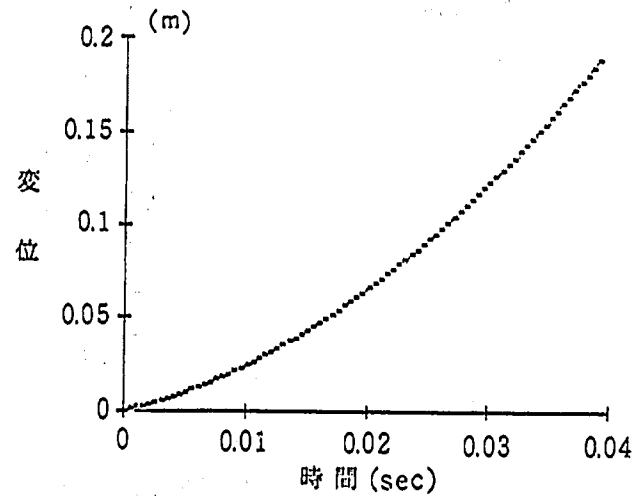
荷重～時間関係



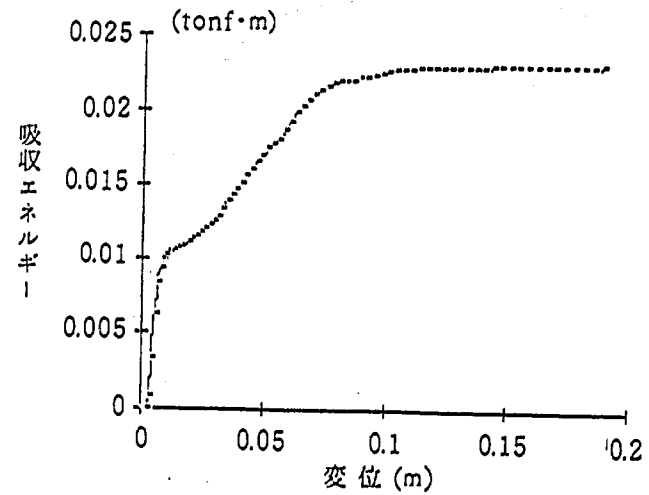
荷重～変位関係



変位～時間関係

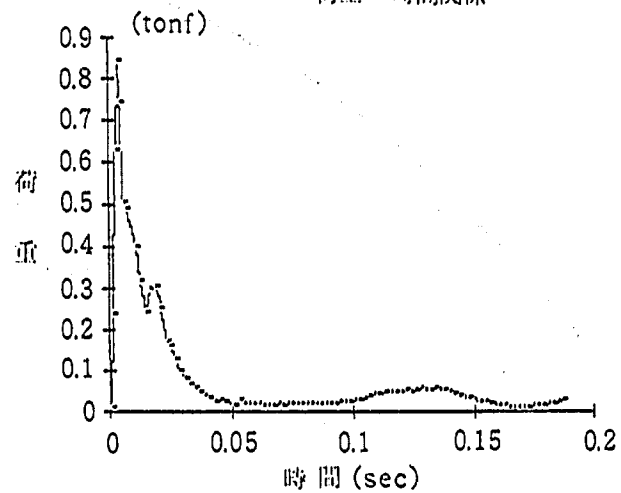


エネルギー～変位関係

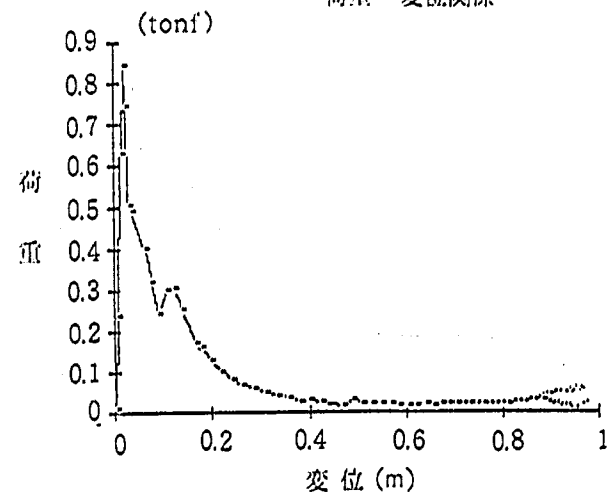


CASE 6

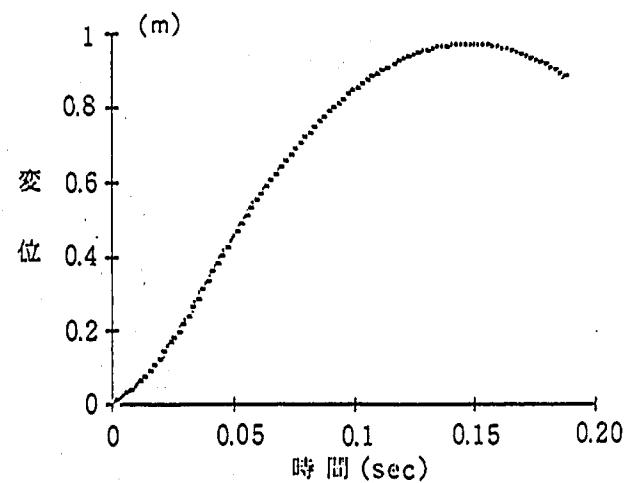
荷重～時間関係



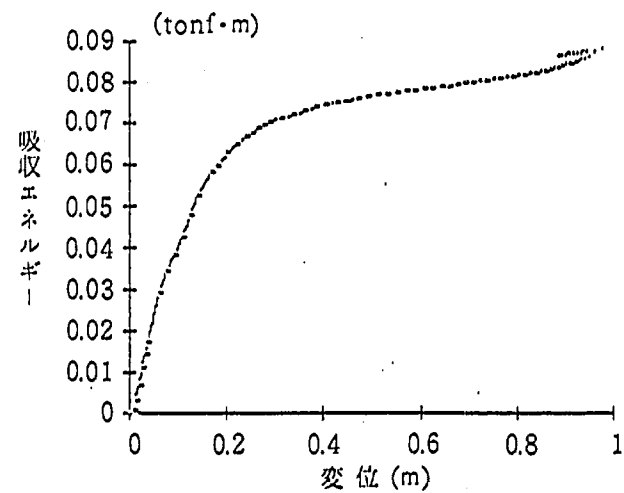
荷重～変位関係



変位～時間関係

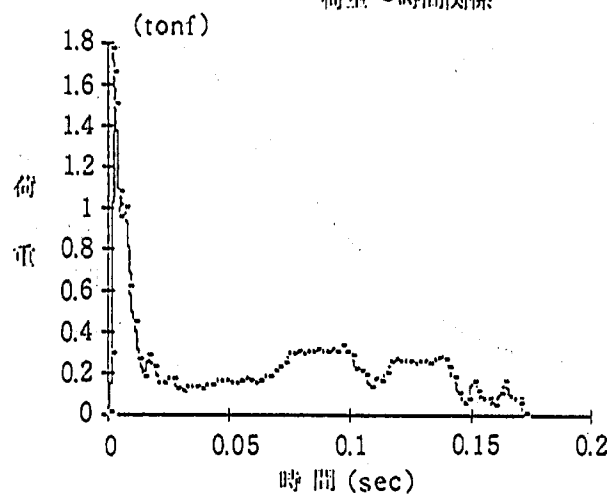


エネルギー～変位関係

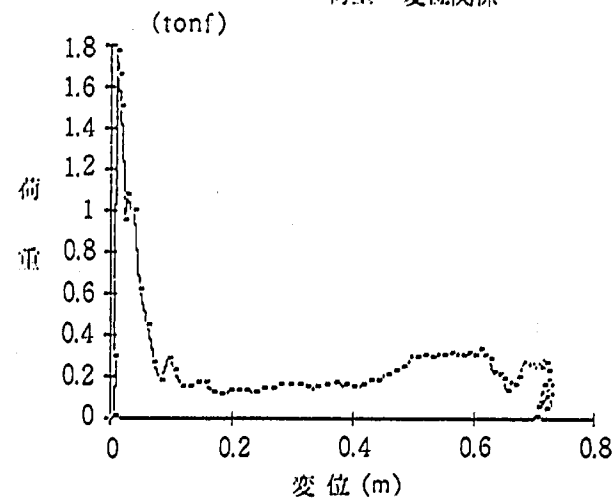


CASE 7

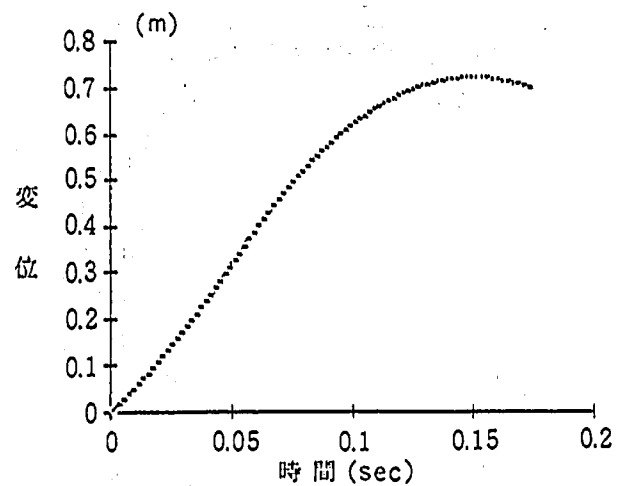
荷重～時間関係



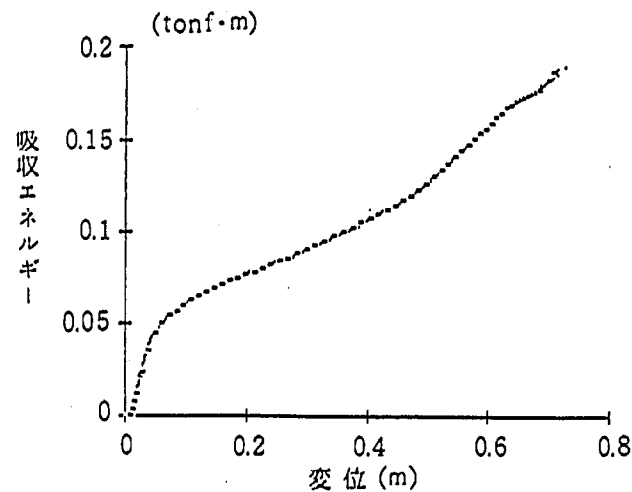
荷重～変位関係



変位～時間関係

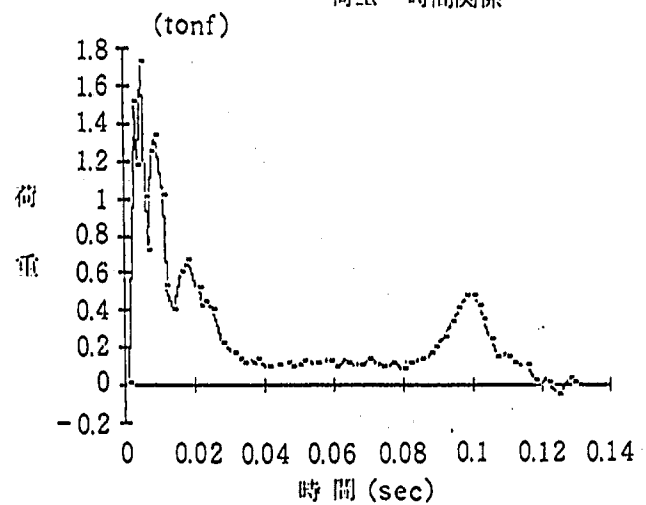


エネルギー～変位関係

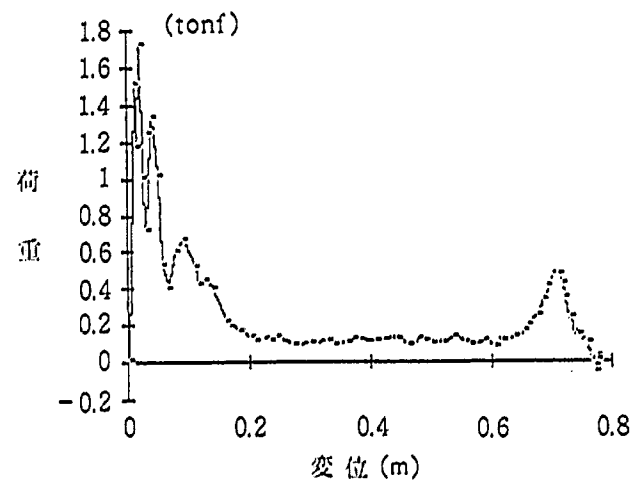


CASE 8

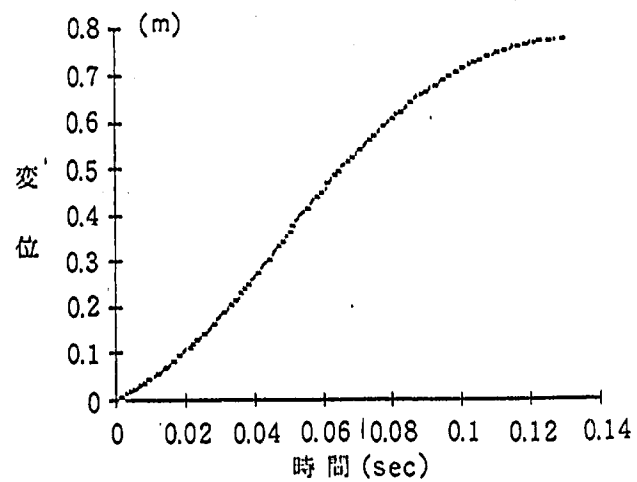
荷重～時間関係



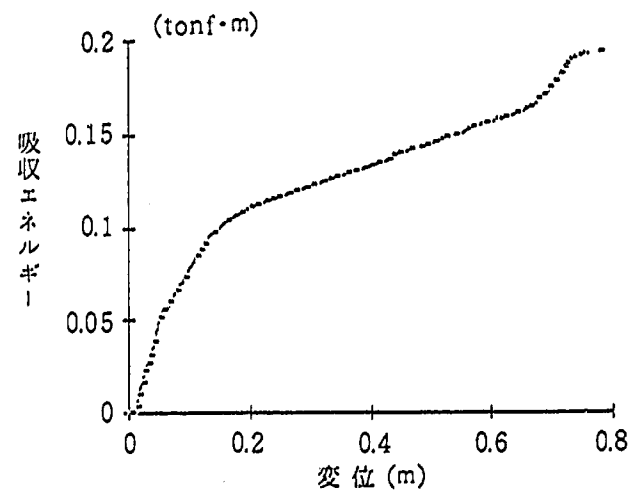
荷重～変位関係



変位～時間関係

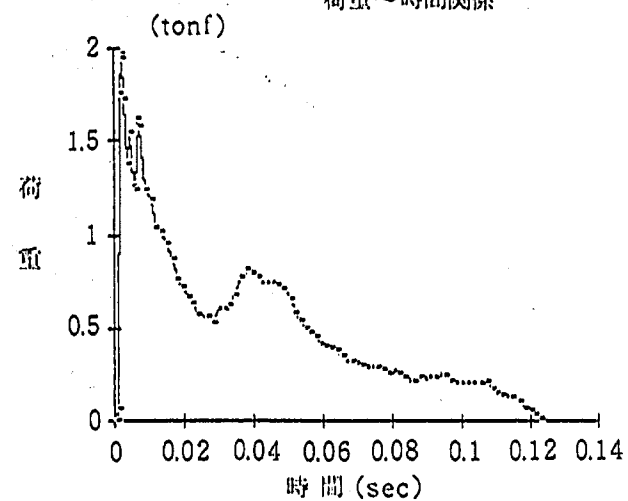


エネルギー～変位関係

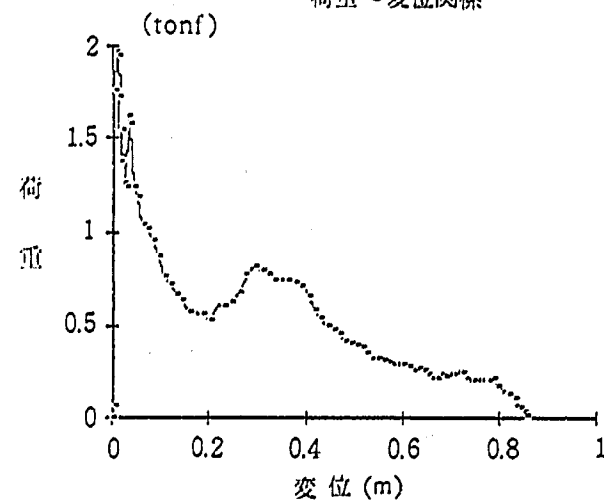


CASE 9

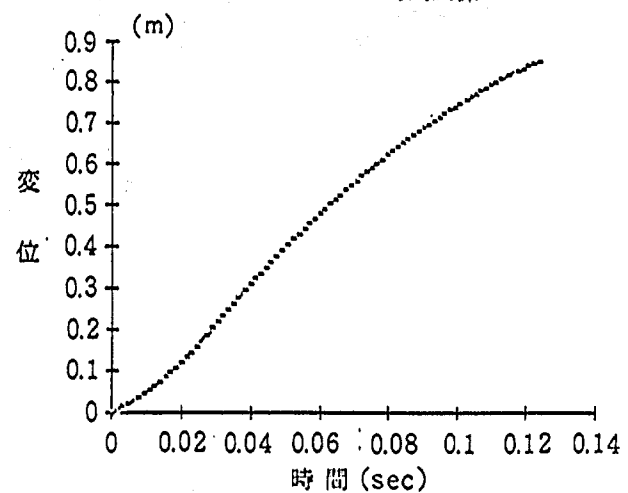
荷重～時間関係



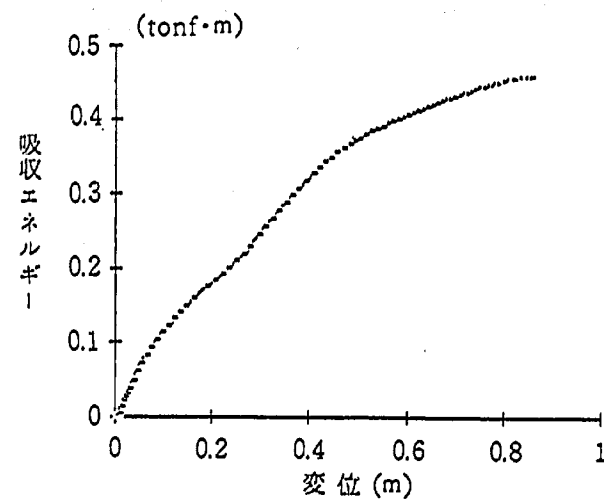
荷重～変位関係



変位～時間関係

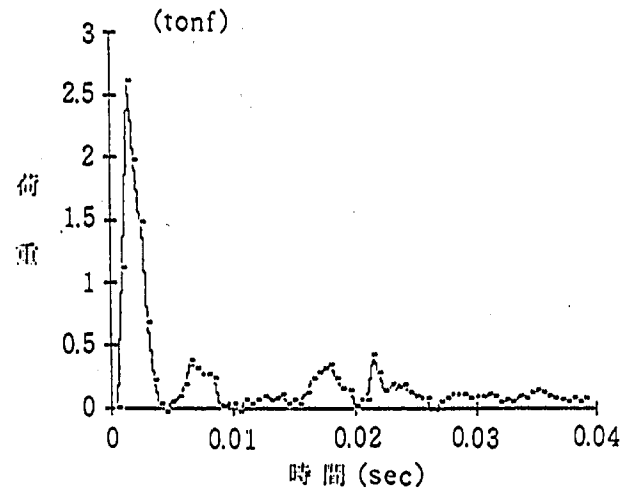


エネルギー～変位関係

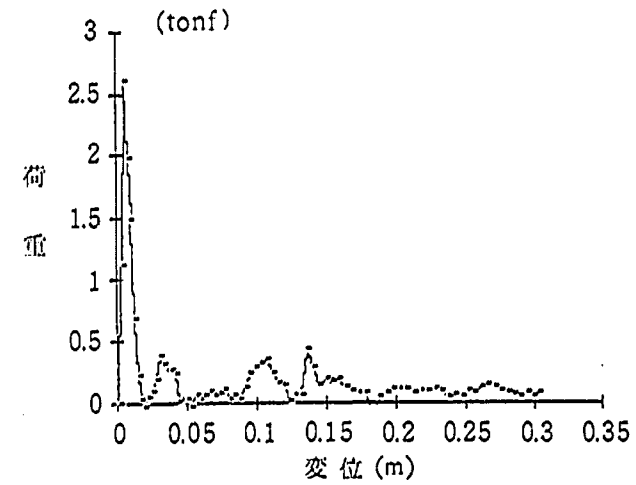


CASE 10

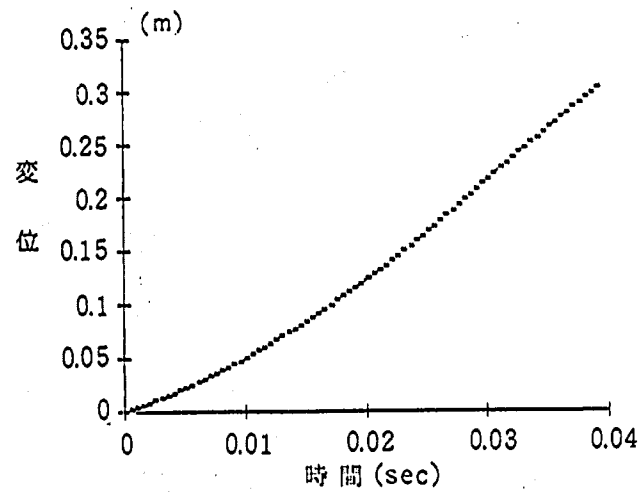
荷重～時間関係



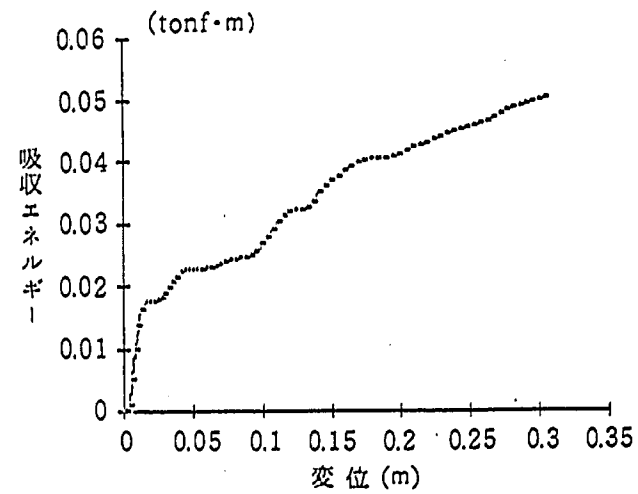
荷重～変位関係



変位～時間関係



エネルギー～変位関係



資料 4.

地盤の含水比

JIS A 1203	土の含水量試験	記録用紙
------------	---------	------

調査名・調査地点 立木の衝撃エネルギー吸収能に関する試験

試験年月日 63 年 8 月 31 日

試験者 朽木和明

試料番号 深さ	含水量測定			平均含水比
Na 114	Na 241	Na	Na	
m _s 168.2	m _s 165.9	m _s	m _s	
m ₁ 165.9	m ₁ 110.9	m ₁	m ₁	
m _e 2.30	m _e 55.02	m _e	m _e	u = 4.2 %
u = 4.18 %		u = %	u = %	
Na 117	Na 764	Na	Na	
m _s 143.4	m _s 136.4	m _s	m _s	
m ₁ 136.4	m ₁ 111.3	m ₁	m ₁	
m _e 6.96	m _e 25.09	m _e	m _e	u = 27.7 %
u = 27.74 %		u = %	u = %	
Na ---	Na 274	Na	Na	
m _s 171.6	m _s 163.8	m _s	m _s	
m ₁ 163.8	m ₁ 111.7	m ₁	m ₁	
m _e 7.81	m _e 52.12	m _e	m _e	u = 15.0 %
u = 14.98 %		u = %	u = %	
Na	Na	Na	Na	
m _s	m _s	m _s	m _s	
m ₁	m ₁	m ₁	m ₁	
m _e	m _e	m _e	m _e	u = %
u = %		u = %	u = %	
Na	Na	Na	Na	
m _s	m _s	m _s	m _s	
m ₁	m ₁	m ₁	m ₁	
m _e	m _e	m _e	m _e	u = %
u = %		u = %	u = %	
Na	Na	Na	Na	
m _s	m _s	m _s	m _s	
m ₁	m ₁	m ₁	m ₁	
m _e	m _e	m _e	m _e	u = %
u = %		u = %	u = %	
Na	Na	Na	Na	
m _s	m _s	m _s	m _s	
m ₁	m ₁	m ₁	m ₁	
m _e	m _e	m _e	m _e	u = %
u = %		u = %	u = %	
Na	Na	Na	Na	
m _s	m _s	m _s	m _s	
m ₁	m ₁	m ₁	m ₁	
m _e	m _e	m _e	m _e	u = %
u = %		u = %	u = %	
Na	Na	Na	Na	
m _s	m _s	m _s	m _s	
m ₁	m ₁	m ₁	m ₁	
m _e	m _e	m _e	m _e	u = %
u = %		u = %	u = %	

備考

$$\text{含水比 } u = \frac{m_s - m_1}{m_1 - m_e} \times 100$$

$$= \frac{m_e}{m_1} \times 100 \%$$

m_s : (湿潤土+容器)質量 g

m₁ : (炉乾燥土+容器)質量 g

m_e : 容器の質量 g

m_e : 湿潤土中の水の質量 g

m₁ : 炉乾燥土質量 g

JIS A 1203	土の含水量試験	記録用紙
------------	---------	------

調査名・調査地点 立木の街撃エネルギー吸収能に関する試験

試験年月日 63 年 8 月 31 日

試験者 朽木和明

試料番号 深さ	含 水 比 測 定			平均含水比
No 3	No 256	No	No	
m _s 182.4	m _s 165.7	m _s	m _s	
m _b 165.7	m _c 113.5	m _b	m _c	
m _w 16.63	m _s 52.24	m _w	m _s	
~ m	w = 31.83 %	w = %	w = %	w = 31.8 %
No 4	No 236	No	No	
m _s 159.0	m _s 152.2	m _s	m _s	
m _b 152.2	m _c 112.1	m _b	m _c	
m _w 6.84	m _s 40.10	m _w	m _s	
~ m	w = 17.05 %	w = %	w = %	w = 17.1 %
No 5	No 225	No	No	
m _s 197.2	m _s 178.6	m _s	m _s	
m _b 178.6	m _c 115.6	m _b	m _c	
m _w 18.59	m _s 62.97	m _w	m _s	
~ m	w = 29.52 %	w = %	w = %	w = 29.5 %
No 13	No 750	No	No	
m _s 185.6	m _s 180.1	m _s	m _s	
m _b 180.1	m _c 110.6	m _b	m _c	
m _w 5.43	m _s 69.53	m _w	m _s	
~ m	w = 7.80 %	w = %	w = %	w = 7.8 %
No 19	No 800	No	No	
m _s 188.5	m _s 167.8	m _s	m _s	
m _b 167.8	m _c 112.2	m _b	m _c	
m _w 20.70	m _s 55.56	m _w	m _s	
~ m	w = 37.25 %	w = %	w = %	w = 37.3 %
No 23	No 734	No	No	
m _s 153.2	m _s 148.7	m _s	m _s	
m _b 148.7	m _c 110.2	m _b	m _c	
m _w 4.52	m _s 38.51	m _w	m _s	
~ m	w = 11.73 %	w = %	w = %	w = 11.7 %
No 26	No 766	No	No	
m _s 153.8	m _s 141.5	m _s	m _s	
m _b 141.5	m _c 109.5	m _b	m _c	
m _w 12.35	m _s 31.97	m _w	m _s	
~ m	w = 38.62 %	w = %	w = %	w = 38.6 %
No 29	No 718	No	No	
m _s 149.7	m _s 142.3	m _s	m _s	
m _b 142.3	m _c 109.1	m _b	m _c	
m _w 7.37	m _s 33.20	m _w	m _s	
~ m	w = 22.19 %	w = %	w = %	w = 22.2 %

備考

$$\begin{aligned} \text{含水比 } w &= \frac{m_s - m_b}{m_s - m_c} \times 100 \\ &= \frac{m_w}{m_s} \times 100 \% \end{aligned}$$

m_s : (湿潤土+容器)質量 g
m_b : (炉乾燥土+容器)質量 g
m_c : 容器の質量 g
m_w : 湿潤土中の水の質量 g
m_s : 炉乾燥土質量 g

調査名・調査地点 立木の街壁エネルギー吸収能に関する試験

試験年月日 63 年 8 月 31 日

試験者 朽木和明

試料番号 深さ	含 水 比 測 定			平均含水比
No 30	No 705	No	No	
m _s 174.7 m ₁ 157.2	m _s m ₁	m _s m ₁	m _s m ₁	
m ₁ 157.2 m _e 109.7	m ₁ m _e	m ₁ m _e	m ₁ m _e	
m _w 17.44 m ₁ 47.54	m _w m ₁	m _w m ₁	m _w m ₁	26.7 %
u = 36.68 %	u = %	u = %	u = %	
No 34	No 722	No	No	
m _s 189.7 m ₁ 174.8	m _s m ₁	m _s m ₁	m _s m ₁	
m ₁ 174.8 m _e 111.6	m ₁ m _e	m ₁ m _e	m ₁ m _e	
m _w 14.96 m ₁ 63.15	m _w m ₁	m _w m ₁	m _w m ₁	u = 23.7 %
u = 23.68 %	u = %	u = %	u = %	
No 45	No 275	No	No	
m _s 166.4 m ₁ 159.3	m _s m ₁	m _s m ₁	m _s m ₁	
m ₁ 159.3 m _e 113.7	m ₁ m _e	m ₁ m _e	m ₁ m _e	
m _w 7.08 m ₁ 45.60	m _w m ₁	m _w m ₁	m _w m ₁	u = 15.5 %
u = 15.52 %	u = %	u = %	u = %	
No 46	No 244	No	No	
m _s 135.8 m ₁ 127.8	m _s m ₁	m _s m ₁	m _s m ₁	
m ₁ 127.8 m _e 108.6	m ₁ m _e	m ₁ m _e	m ₁ m _e	
m _w 8.03 m ₁ 19.19	m _w m ₁	m _w m ₁	m _w m ₁	u = 41.8 %
u = 41.84 %	u = %	u = %	u = %	
No 51	No 729	No	No	
m _s 175.3 m ₁ 168.7	m _s m ₁	m _s m ₁	m _s m ₁	
m ₁ 168.7 m _e 109.9	m ₁ m _e	m ₁ m _e	m ₁ m _e	
m _w 6.57 m ₁ 58.79	m _w m ₁	m _w m ₁	m _w m ₁	u = 11.2 %
u = 11.17 %	u = %	u = %	u = %	
No 56	No 259	No	No	
m _s 151.1 m ₁ 144.2	m _s m ₁	m _s m ₁	m _s m ₁	
m ₁ 144.2 m _e 110.1	m ₁ m _e	m ₁ m _e	m ₁ m _e	
m _w 6.97 m ₁ 34.06	m _w m ₁	m _w m ₁	m _w m ₁	u = 20.5 %
u = 20.46 %	u = %	u = %	u = %	
No 58	No 798	No	No	
m _s 163.8 m ₁ 154.4	m _s m ₁	m _s m ₁	m _s m ₁	
m ₁ 154.4 m _e 108.6	m ₁ m _e	m ₁ m _e	m ₁ m _e	
m _w 9.37 m ₁ 45.84	m _w m ₁	m _w m ₁	m _w m ₁	u = 20.4 %
u = 20.44 %	u = %	u = %	u = %	
No 90	No 748	No	No	
m _s 154.1 m ₁ 146.5	m _s m ₁	m _s m ₁	m _s m ₁	
m ₁ 146.5 m _e 118.2	m ₁ m _e	m ₁ m _e	m ₁ m _e	
m _w 7.63 m ₁ 28.26	m _w m ₁	m _w m ₁	m _w m ₁	u = 27.0 %
u = 26.99 %	u = %	u = %	u = %	

備考

$$\text{含水比 } u = \frac{m_s - m_1}{m_1 - m_e} \times 100$$

$$= \frac{m_w}{m_1} \times 100 \quad \%$$

m_s : (湿潤土+容器)質量 g
 m_1 : (炉乾燥土+容器)質量 g
 m_e : 容器の質量 g
 m_w : 湿潤土中の水の質量 g
 m_1 : 炉乾燥土質量 g

立木の衝撃緩衝効果に関する
試験報告書(II)

ISSN 0386-5878

土木研究所資料第2737号

平成元年2月(1989)

砂防研究室 室長 水山高久

研究員 栗原淳一

鈴木浩之

要旨 近年、緑の砂防ゾーン等、積極的に樹木を利用した砂防施設が施工されつつある。しかし、樹木が土石流あるいは流下してくる土砂に対してどの程度抵抗できるかという定量的な評価がなされておらず、樹木を利用した施設の設計方法も確立されていない現状であり、その設計方法の確立が急がれている。筆者らは、過去2ヶ年に渡って杉に対して衝撃裁荷試験、静的引き倒し試験、杉単純梁の曲げ試験等を実施して、樹木1本が持つエネルギー吸収能を推定する手法を検討し、杉の衝撃エネルギー吸収能を推定する式を提案した。しかし、樹木の強度は自生している場所の日照、気温、地質等の生育条件の影響を強く受けるほか、樹種によっても全く異なる強度特性、変形性状を示す天然の素材であるため一種類の樹種に対して試験を行ったのみでは一般的な推定方法を確認したとはいえない。そこで本年度は、コナラに対して衝撃試験、静的引き倒し試験を実施したほか、杉との材質の違いを確認するためのコナラ単純梁の曲げ強度試験、めり込み試験を実施した。コナラの衝撃エネルギー吸収能は杉に比べて多少小さく、エネルギー吸収能は杉同様、根元径の関数と見なすことができることが分かった。この結果を基にエネルギー吸収能を推定する式を提案したほか、離散化モデルによる樹木のシミュレーションを実施し、樹木の変形及び力学的特性を推定した。

キーワード：土石流、衝撃力、土石流緩衝樹林帯、緩衝材、衝撃応答解析

郵便はがき

は
っ
て
切
手
を
下
さ

3 0 5 - □ □

建設省土木研究所

砂防部砂防研究室

行

茨城県つくば市大字旭一番地

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第2737号

立木の衝撃緩衝効果に関する

試験報告書(II) 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印